

土と岩

1 9 9 5

No. 4 3

特集号：新しい調査方法

中部地質調査業協会

ポータブルバイブレータ振源を用いた 目次 高分解能浅層反射法

ポータブルバイブレータ振源を用いた高分解能浅層反射法

..... 石田 章司・松原 由和・高橋 亨 1

地中レーダー法による遺跡調査 登内 正治・河村 弘之 10

海底着座式地盤調査装置の開発

..... 酒井 幸雄・柳浦 良行・秦 樹一郎・友清 悟 16

小型供試体を用いた一軸圧縮試験とその利用

下の見物等..... 渡辺 國弘・須藤 剛史・石川 彰 25

可視化の進む物理探査技術 西田 薫 31

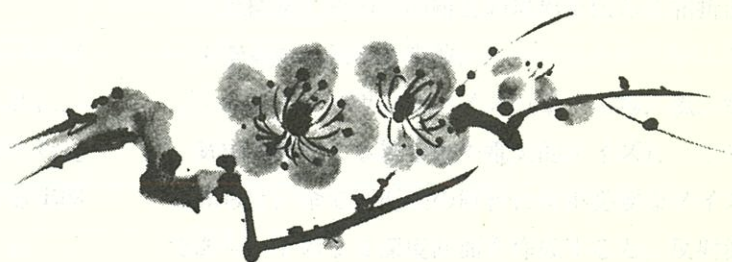
良質不攪乱試料の採取——原位置凍結サンプリング—— 大原 淳良 38

湧水の止水 山田 敬二 48

地下水の流向流速を連続計測できる測定装置 玉腰 幸士 51

中容量三軸試験(静的・動的)の紹介 伊藤 達也 58

編集後記 64



ポータブルバイブレータ振源を用いた 高分解能浅層反射法

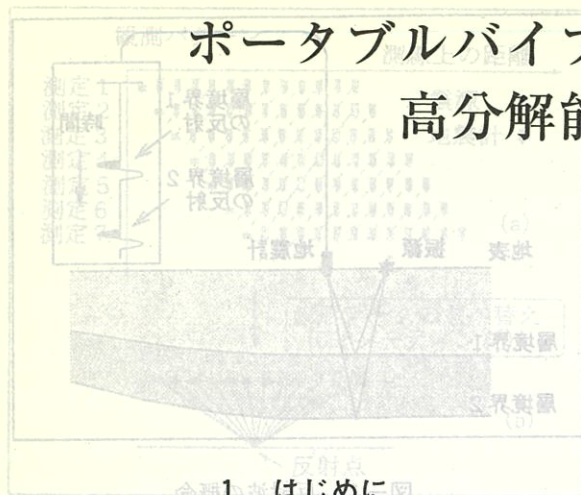


図1. はじめに

地盤の構造を非破壊で調べる物理探査手法の中に、地中に向けて発信した信号が地層の境界や地下の異物等で反射して戻ってくる現象を利用する反射法がある。この反射波を利用して地下のごく浅い地盤を詳細に調べる探査として、電磁波を信号源とする地下レーダ法（土質地盤では探査深度2 m程度より浅）、重錐落下や板叩き等によって発生した弾性波を信号源とする浅層反射法（深度10 m程度より深部の探査）等が行われてきた。しかしながら、これらの信号源では、波の減衰や波長（分解能）の関係で深度2～10 m程度の間の地盤構造を精度良く捉えることが困難で、これまでこの深度範囲は、探査手法の空白域となっていた。

この空白域を埋めるべく、内外の各機関において様々な研究や開発が行われてきた。当社においても浅層反射法における起振周波数を高くすることで高分解能化を図る研究を重ねてきた。その結果、ポータブルな高周波バイブレータ振源を開発し、深度2 mというごく浅い深度までの探査が可能な見通しが得られた。これにより、探査深度に応じて発信源を換えることで、地表から地下深部まで一連の構造探査が可能となった。

本文では、浅層反射法およびポータブルバイブレータ振源について、その概要を述べると共に、従来から用いられてきた振源による探査例と対比しつつ、ポータブルバイブレータ振源による実際の探査事例を紹介する。

応用地質株式会社

中部支社 石田 章 司

探査工学研究所 松原 由 和

〃 高 橋 亨

2. 浅層反射法の概要

反射法地震探査は、人工地震による文字通り反射波を利用して地下構造を推定する手法の一つで、従来から石油探鉱等の資源探査分野で発達してきた技術である。浅層反射法は、この技術をベースとして高精度化を図ることで、土木分野の浅層の構造を対象として改良されてきた探査法である。

地層の境界面の深さ、起伏等の地下構造を把握するため、地表で振動を発生させ、それを地表においた地震計で観測すると模式的には、図-1のように浅い境界面の反射から順に地表に戻り、反射面に対応した波形記録が得られる。また、設定した測線に沿って、振源、地震計共に一定間隔で移動し、図-1と同様な測定を繰り返し行えば、地下構造に対応した一連の反射波列が記録される。そして何らかの方法で各層の地震波伝播速度が得られれば、 $(速度) \times (往復反射時間/2)$ から反射面の深度断面を得ることができる。この深度断面が反射法探査の最終的な結果となる。ところが、実際に地表で起振・受振を行った場合には、境界面からの反射波以外に次に挙げるような様々な波が観測される（図-2）。

・地表に沿って伝わる表面波。

・上位層とその下の層との境界を伝わる屈折波。

・空気中を伝わる音波。

・バックグラウンドノイズ（車、工場、風、電気設備等による雑振動や電氣的ノイズ）。

これらは、全て反射法の解析には不必要なノイズであり、そのまま深度断面を作成すると、反射波

以外のノイズによって見掛け上の反射面が現れ、解釈を誤ってしまうことになる。そのため、これらのノイズを抑制し、かつ反射波を強調することが不可欠となる。

図-2のように1つの観測波形だけから、ある信号が反射波かそれ以外の波かを判断するのは困難であるが、例えば図-3のように地震計を等間隔で設置し、それぞれの地震計で観測された波形を並べると、波の種類によって伝播の仕方、周波数、記録上で認められる見かけ上の速度等が異なるため、これらの特徴を利用したノイズの軽減あるいは信号の強調によって、反射波とノイズの区別が可能となる。なお、図-3において反射波は、層境界の深度に応じた時間に現れ、近似的に式(1)で示される双曲線を描く。

$$T = \sqrt{\chi^2/v^2 + T_0^2} \quad \dots\dots\dots (1)$$

T : 反射波の往復に要する時間
 v : 反射面より上の層の平均速度
 T_0 : χ が0の場合の往復反射時間
 χ : 振源と地震計の距離
 反射波は通常、記録中の各波動の中でも非常に微弱であり、原記録から直接抽出することが困難なため、実際には周波数帯域フィルター (バンドパスフィルター)、AGC (自動増幅調整)、速度フィルター、NMO 補正、CDP 重合、デコンボリューション等々のデータ処理によって抽出される。これらの個々の処理の説明は省略するが、浅層反射法のノイズ軽減において最も基本となる CDP 重合について、以下に概要を説明する。
 CDP 重合は、図-4 のように1つの震源に対して複数の地震計で観測した波形データを重ね合わせ、反射波を強調する方法である。DCP 重合を行うためには、一般に等間隔 (2 m 間隔程度) に12個、あるいは、24個の地震計を配置し多点同時測定を行う (測定1)。この測定に引き続き、順次、振源、地震計ともに1ステップずつずらして同様の測定を行い、多数の波形データを収録する (測定2~7)。

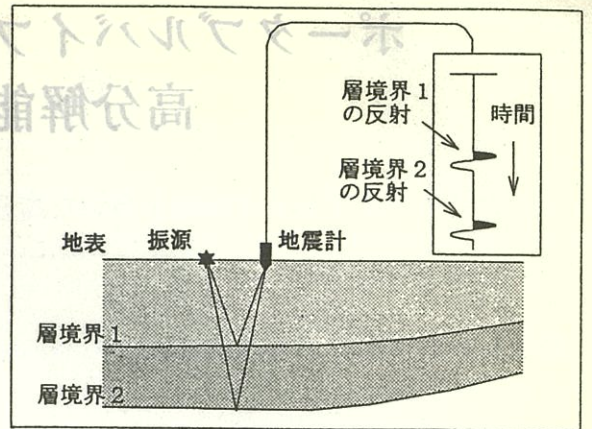


図-1 反射波の概念

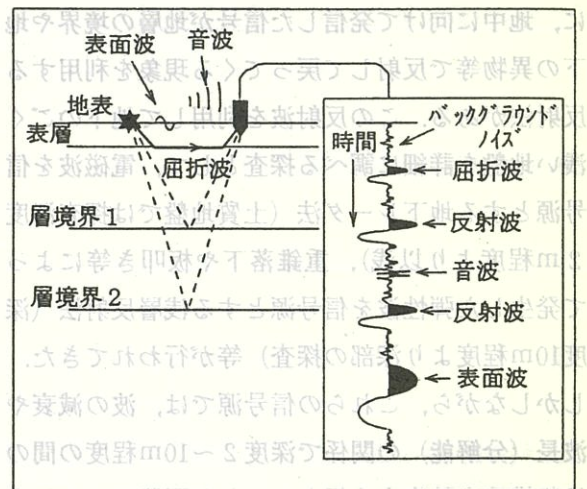


図-2 表面波、屈折波等が含まれた観測波形

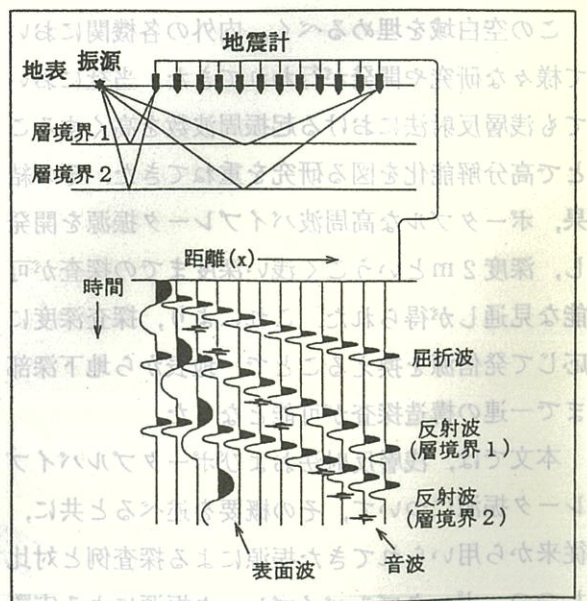


図-3 地震計列に観測される波形列の並び

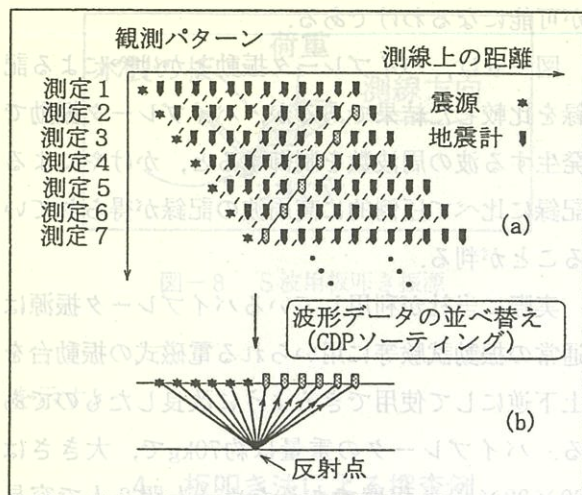


図-4 CDP 重合の概念

ここで、測定2の11番目の地震計

測定3の9番目の地震計

...

測定6の3番目の地震計

測定7の1番目の地震計

でそれぞれ観測された記録、つまり図-4(a)の灰色の地震計で観測された記録、もし、地下の反射面が水平であれば、図-4(a)に示したように同一地点 (CDP-Common Depth Point) で反射した波形データの集まり (CDP ギャザー) とみなすことができ、各々の波形データに対して起振点～受振点間の距離 χ は既知であるから、式(1)を用いて反射点直上の地震計での記録波形を計算することができる。このような時間の補正 (NMO-Normal MoveOut 補正) を行った CDP ギャザー内の波形を足し合わせて1本の波形にすると、相対的に反射が強調され、その他のノイズが軽減される。これらの処理を CDP 重合と呼び、浅層反射法で行われる最も基本的なデータ処理法になっている。

CDP 重合で作成した時間断面は、PS 検層や CDP 重合の際に速度解析 (速度値を変化させて最も反射波列が明瞭に並ぶような速度値を求める解析) で求めた速度値を用いて最終的な深度断面に変換が行われる。

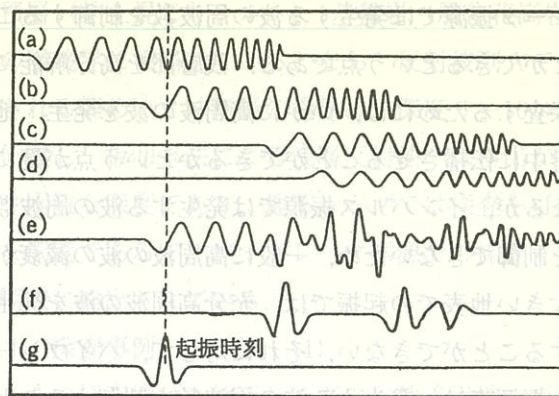


図-5 バイブレータの振源波形と相関関数処理

バイブレータの振源波形は、周波数が時間とともに変化した形をしている(a)。このような波が地下の各層で反射して ((b), (c), (d)), 観測記録は、それらが重ね合わされた(e)のようなものとなる。これと元の波形(a)との相関関数を計算すると通常の振源で得られるような反射記録(f)となる。なお発振時刻(g)は、振源波形(a)の自己相関関数を計算することで得られる。(物理探査学会-図解物理探査(1989)より抜粋)

3. バイブレータ振動

従来から、浅層反射法のP波用振源としては、かけやによる打撃や重錘落下が、S波用振源としては板叩き法が一般的に用いられている。このような振源は、打撃した瞬間に全エネルギーを発生させるため、インパルス型振源と呼ばれる。それに対してバイブレータ振源は、ある一定の時間正弦波動的な振動を発生し、全体としてインパルス型振源に匹敵するエネルギーを地盤に伝えるというタイプの振源である。インパルス型振源では、瞬間的に大きな力を打撃面や落下面に加えるため、地表面に損傷を与えたり、大きな騒音を発生する可能性がある。一方、バイブレータ振源では、各瞬間瞬間の振動が非常に小さいため、そういう問題は発生せず、市街地や道路上での探査に適している。また、バイブレータ振源の場合、インパルス振源と同様な記録を得るために、相関関数処理というデータ処理 (図-5) が必要となるが、この処理の結果、交通振動や電氣的なノイズといった雑音の影響が低減できるのも、インパルス型振源に比べて優れた点である。

しかしながら、浅層反射法にとってバイブレータ振源が最も適していると思われる点は、バイブ

レータ振源では発生する波の周波数を制御することができるとい点である。浅層部を高分解能に探査するためには、いかに高周波の波を発生、地盤中に伝播させることができるかという点が鍵になるが、インパルス振源では発生する波の周波数を制御できないため、一般に高周波の波の減衰が大きい地表での起振では、充分高周波の波を発生することができない。それに対して、バイブレータ振源では、発生する波の周波数を制御することができるため、減衰の激しい高周波成分の波を強制的に多く発生させ、地下に伝播をさせることができるので、地下構造を高分解能に探査すること

が可能になるわけである。

図-6は、バイブレータ振動とかけやによる記録を比較した結果であるが、バイブレータ振動で発生する波の周波数を制御すると、かけやによる記録に比べて圧倒的に高周波の記録が得られていることが判る。

実際に当社が利用しているバイブレータ振源は、通常の振動試験等に用いられる電磁式の振動台を上下逆にして使用できるように改良したものである。バイブレータの重量は約70kgで、大きさは30×30×40cm程度であるため、人間2人で容易に移動することが可能である。図-7にその概観

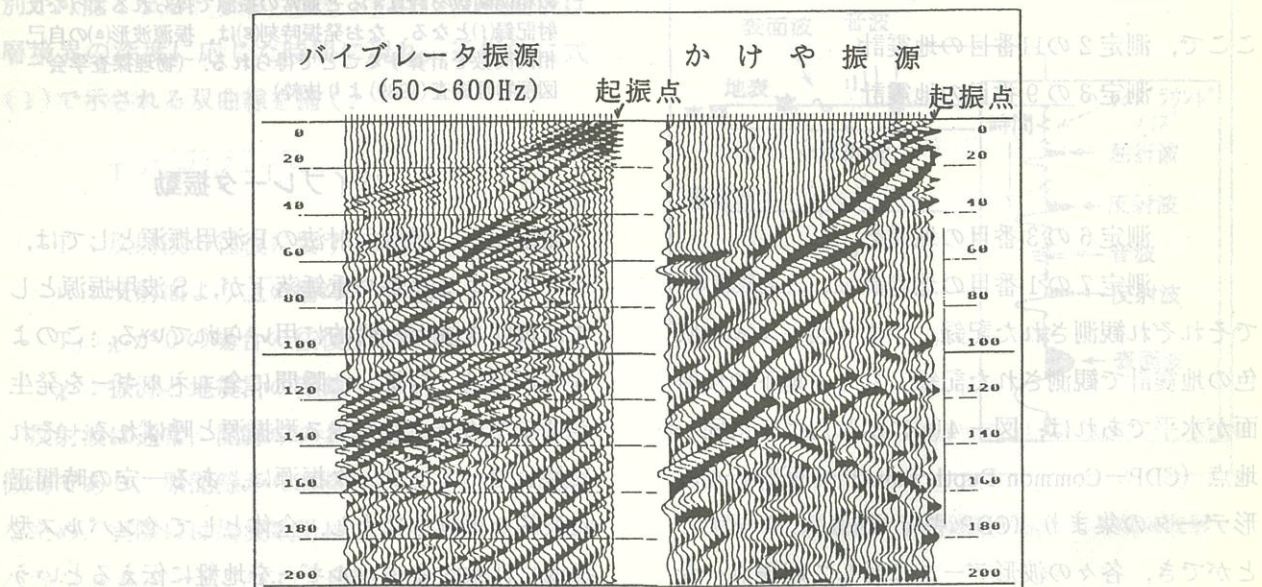
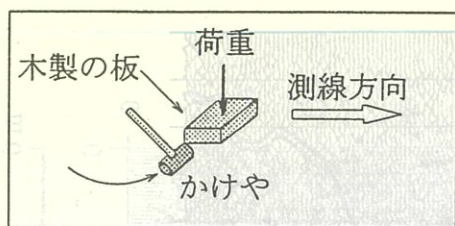


図-6 バイブレータ振源とかけや振源による発生振動の比較



図-7 バイブレータ振源



図－8 S波用板叩き振源

を示す。

4. 板叩き法による探査例

既述のように、従来から浅層反射法探査では、一般にかけや振源や板叩き振源が利用されてきた。特に、土質地盤では、板叩き法によるS波探査(図－8)が実施されることが多い。その理由としては、簡単に起振できる(機動性に優れている)ことや土質地盤でのS波速度がP波速度の1/5～1/10であるため、P波振源と比べて波長の短い波動が得やすいこと(分解能が高い)、P波と異なり地下水の影響を受けにくいこと等が挙げられる。

図－9に板叩き振動による探査例を示す。この例は、下水道の敷設に伴って問題になる基盤岩の出現状況を調査したもので、深度5～45m付近に分布する基盤岩の起伏の形状を捉えている。しかしながら、波長が数m程度以上あるため、層厚の薄い層や特に地表面付近のごく浅部の構造を精度良く捉えるまでには至っていない。

5. バイブレータ振源による探査例

現在、当社ではバイブレータ振源の浅層部探査への適用性について検討を行っているところである。以下には、最近実施した2例について紹介する。

(1) 探査事例－1 (図－10)

この探査例は、内海を干拓した跡の埋立地盤上で、地質構造、特に基盤岩の分布状況の把握を目的に実施したものである。

断面にA, B, Cで表した反射波列が、埋め土(れき混じり粘土)、沖積層(シルト質粘土)、洪

積層(粘土混じりシルト)、基盤岩(風化花崗岩)の層境界に相当している。なお、反射波列Aで示される埋め土と沖積層の境界は、深度6～10mに位置し、板叩き法による浅層反射法では検出がやや困難な深度であり、地下レーダでは探査不可能な深度であるが、バイブレータ振源での探査では明瞭に検出されている。

(2) 探査事例－2 (図－11)

この探査例は、地下レーダの現地適用性の評価のために用意された実験地で実施した探査例である。実験地には、市街地を想定してアスファルト舗装下のいくつかの深度に管理管や空洞を模擬したモデルが埋められており、それらを探査対象にバイブレータ振動を使った浅層反射法を実施した。

図の中段がバイブレータ振源による探査結果である。図の左側部分に現れている凸状の反射パターンからわかるように、深度2.0～0.5m間の4つの模擬空洞(発砲スチロール)のうち、深度2.0mと1.5mのものが捉えられている。このことは、従来困難とされていたごく浅部の探査が、バイブレータ振源の使用によって深度2m程度まで可能になったことを示している。

図の下段には地下レーダ探査の結果を比較のために示した。地下レーダでは、深度0.5, 1.0, 1.5mの模擬空洞は捉えられているものの、深度2mの空洞はあまり明瞭には検出されていない。このことから、地下レーダの探査限界が地下2m程度までであることが判るが、これ以深のごく浅部の探査にバイブレータを用いた浅層反射法を使用できないことが、この探査例で確かめられた。

6. まとめ

浅層反射法の振源として高周波のバイブレータを用いることにより、従来の浅層反射法では困難であった深度2mという浅い深度までの地盤の探査が可能になってきた。この結果、地下レーダ～バイブレータ振動～かけや、重錘落下、板叩き振動へと探査深度に応じて発信源を換えることで、地表面下数10cm程度から100m以深まで、一連の

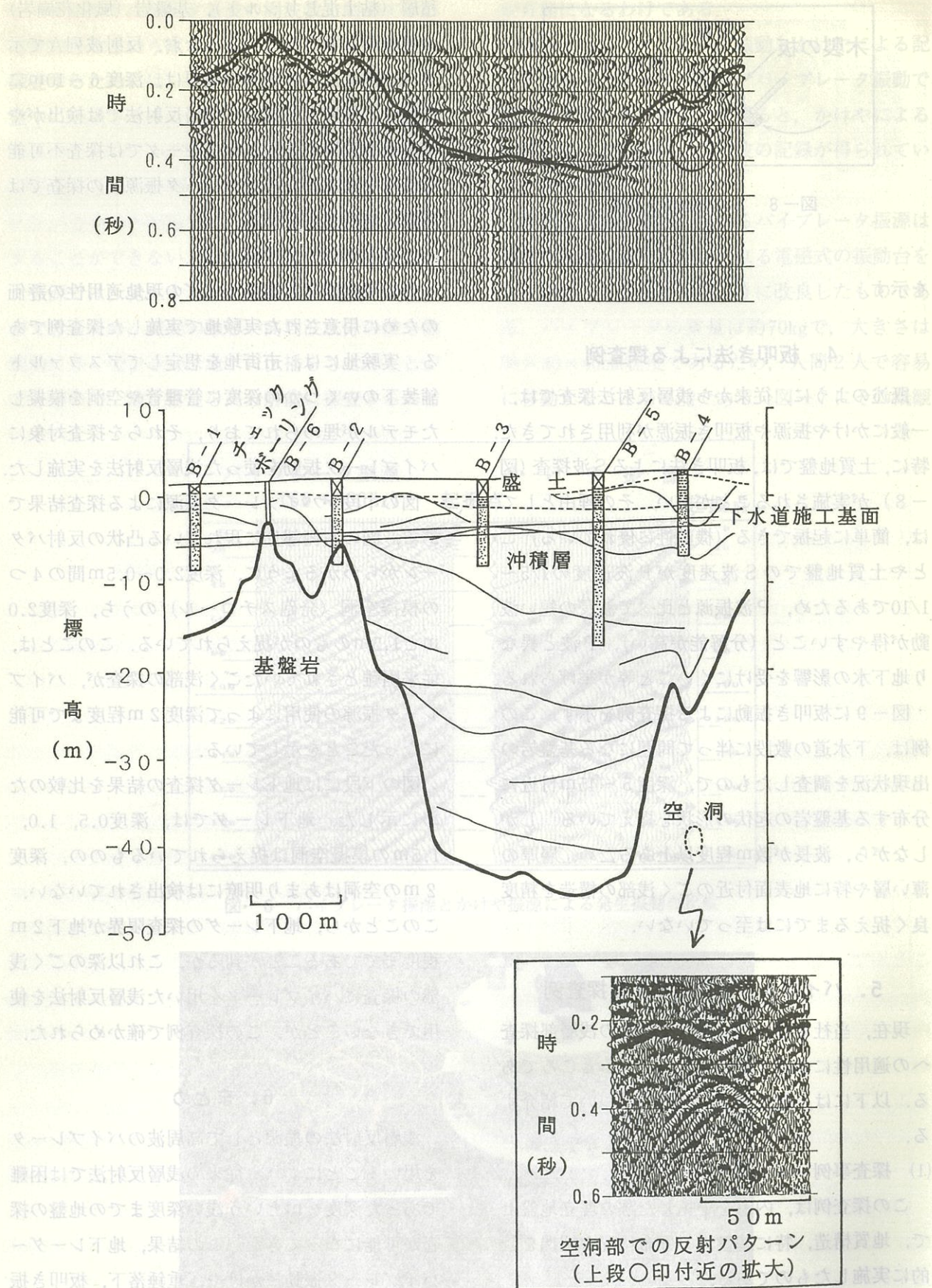


図-9 板叩き振源による探査例と地質解釈結果

構造探査が可能な見通しが得られた。

パイプレータ振動による高分解能浅層反射法は、

スタディー、物理探査学会第30回学術論文発表会、

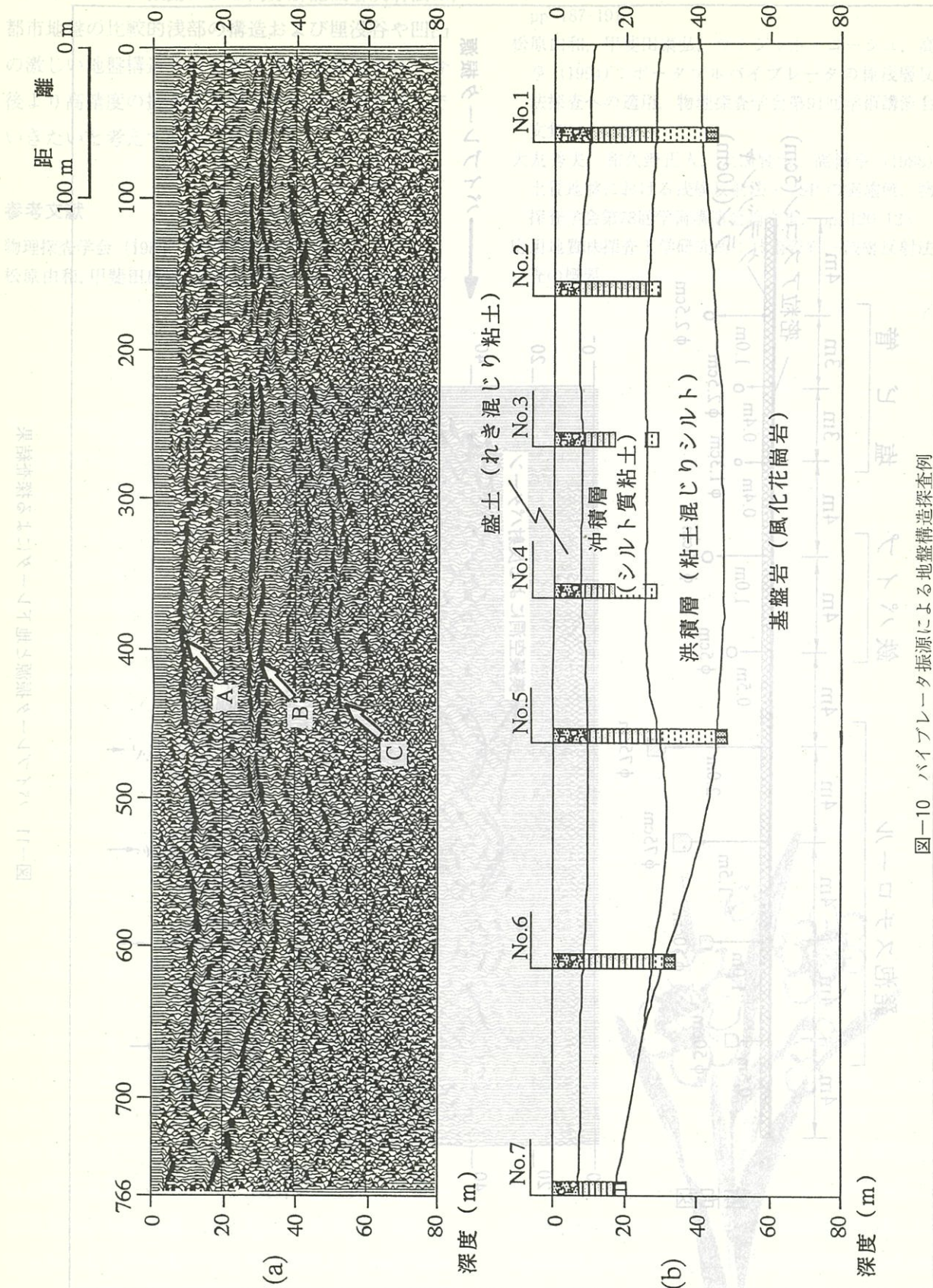


図-10 パイプレータ振動による地盤構造探査例

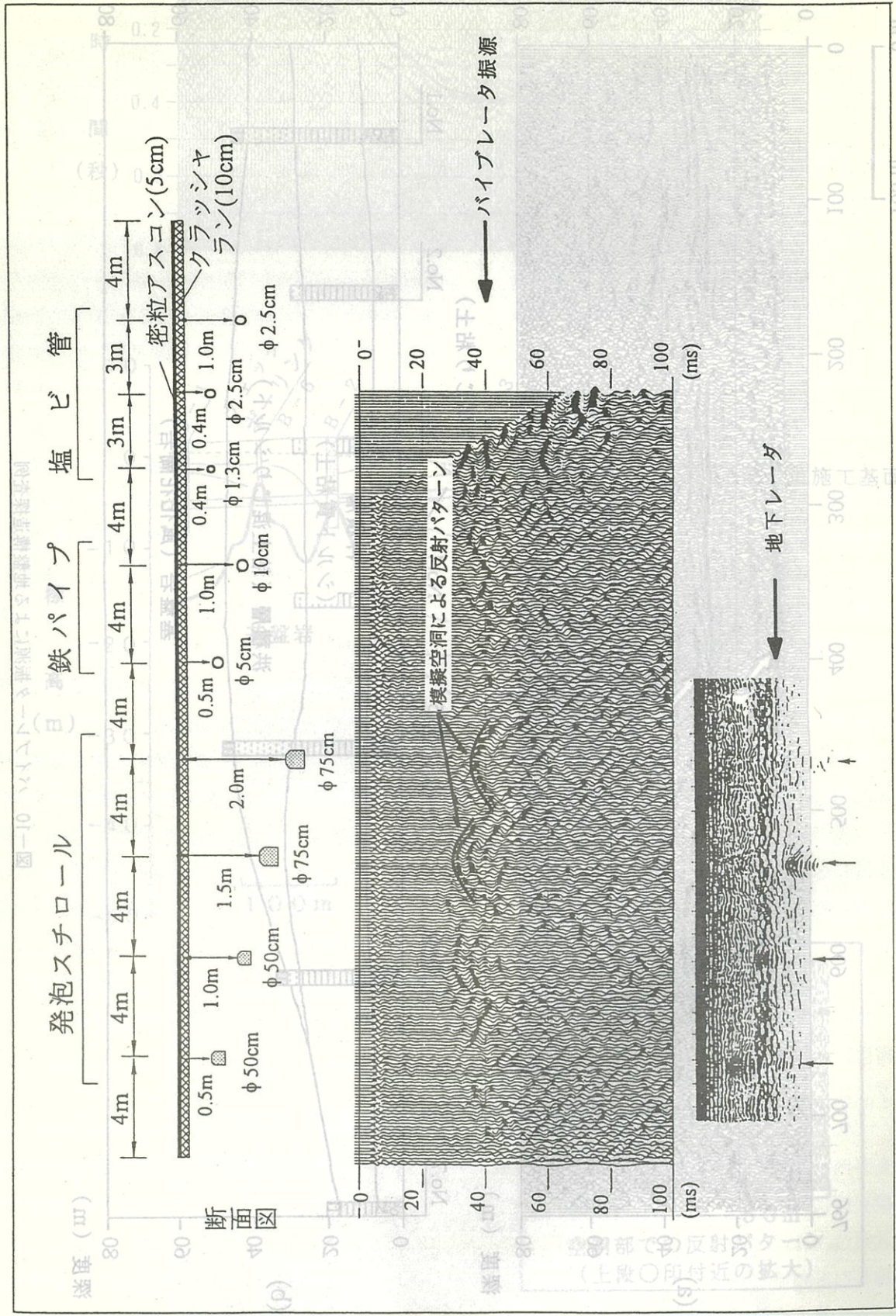


図-11 バイブレーション管と地下レーダによる探査結果

構造探査が可能な見通しが得られた。

バイブレータ振動による高分解能浅層反射法は、都市地盤の比較的浅部の構造および埋没谷や凹凸の激しい地盤構造等の把握に利用が期待され、今後より高精度の探査を目指して改良に取り組んでいきたいと考えている。

参考文献

物理探査学会 (1989) : 図解物理探査, p. 5
松原由和, 甲斐田康弘, 長田正樹 (1994) : ポータブル

バイブレータを用いた高分解能浅層反射法—ケーススタディー, 物理探査学会第90回学術講演会論文集, pp. 187-191

松原由和, 甲斐田康弘, ラナジット・ゴーシュ, 高橋亨 (1994) : ポータブルバイブレータの極浅層反射法探査への適用. 物理探査学会第91回学術講演会論文集

大友秀夫, 和久野正人, 太田賢治, 高橋亨 (1988) : 土質地盤における浅層反射法・VSPの実施例, 物理探査学会第78回学術講演会論文集, pp. 120-123

応用地質(株)探査工学研究所: 技術資料—浅層反射法探査の概要

表—マ—1 中継

表—マ—1 中継

表—マ—1 中継は、図1に示すように、地盤の浅部から深部まで、連続的にデータを取得するための装置である。この装置は、バイブレータ振動を用いた浅層反射法と、VSP（Vertical Seismic Profiling）法とを組み合わせたものである。図1は、地盤の断面を示し、浅層反射法の探査深度とVSPの探査深度を比較している。浅層反射法は、地盤の浅部（0～10m）の構造を把握するのに有効であるが、VSPは、地盤の深部（10～100m）の構造を把握するのに有効である。表—マ—1 中継は、浅層反射法とVSPのデータを統合し、地盤の浅部から深部までの構造を連続的に把握するための装置である。

図1 地盤断面図

図1は、地盤の断面を示し、浅層反射法の探査深度とVSPの探査深度を比較している。浅層反射法は、地盤の浅部（0～10m）の構造を把握するのに有効であるが、VSPは、地盤の深部（10～100m）の構造を把握するのに有効である。表—マ—1 中継は、浅層反射法とVSPのデータを統合し、地盤の浅部から深部までの構造を連続的に把握するための装置である。



地中レーダー法による遺跡調査

川崎地質株式会社

開発部長 登内 正治

課長 河村 弘之

はじめに

考古学調査における遺跡の発掘調査に際しては、文献などの資料をもとに現地調査を行い、遺物などの地表面の分布から位置を求め、最初にトレンチを掘削し、発掘調査を進めることが多かったようにみうけられました。

また、開発に付随する土木施工などにともない、工事中に遺跡が発見されることも多くあるようです。「開発」と「文化財の保護」との関係は両立が難しく、社会問題となってきたのが現状です。そこで施工以前の計画段階において、遺跡の分布範囲などを知ることが重要視されてきています。

遺跡の発掘作業に際しては、対象が貴重な文化遺産であることから、細心の注意を要し、多大な費用と時間とを必要としています。そのため遺跡などの分布範囲やその形状が発掘作業の事前に推測できれば、計画的な発掘作業を行うことにより費用と時間とを節約することができ、経済的にも効率のよい調査を実施することができると考えられます。

最近では物理的手法や機器などの技術の発達にともない、地中に存在する物体や地層の分布などの情報を、地表面からの調査により、詳細に知ることができるようになってきました。このような物理探査法にはいろいろな方法がありますが、考古学に应用するには対象が貴重な文化財であることから、非破壊により地中の状況を調査できることが絶対的な条件だと考えられます。その方法のひとつとして、電磁波（電波）を用いて比較的簡単に地中の情報を得る方法があります。これは「地

中レーダー探査」と呼ばれています。ここでは地中レーダー探査を用いた遺跡の調査について紹介いたします。

地中レーダー法

地表面から地中に向かって電磁波を連続して射出し、地中に存在する物性値（主として電気的性質）が異なるものからの反射波を受信し、その信号を判読することにより、地中に存在しているものの形状や深度および分布などを知る方法です。これは地中と水中との違いはありますが、魚群探知機のようなものを想像していただければわかりやすいと思います（魚群探知機では音波を使用）。

地中レーダー探査での計測は、設定した地域内に計測測線を配し、測線上をアンテナを走査させることで行います。通常はアンテナを人力で走行して計測しますが、調査地域が広大な場合では自動車や小型のキャタピラ車に計測機器を搭載しアンテナを後方に牽引して計測する場合もあります。

計測された地中の情報は、計測器のモニター画面（CRT）上に、アンテナの移動距離と同期して測線下の地中のカラー映像断面としてリアルタイムで表示することができます。モニターでのカラー表示は反射強度が強い（振幅が大きい）ものから赤色→黄色→青色の順に8色に区分しています。

計測により得られた記録は、データレコーダ等に磁気記録として収録し、後に室内処理して解析することにより、計測地域全域の地中の状況を鮮明に求めることができます（3次元表示も可能）。

地中レーダー探査の主要機器の構成（図1）および実際の計測風景（写真）をつぎに示します。

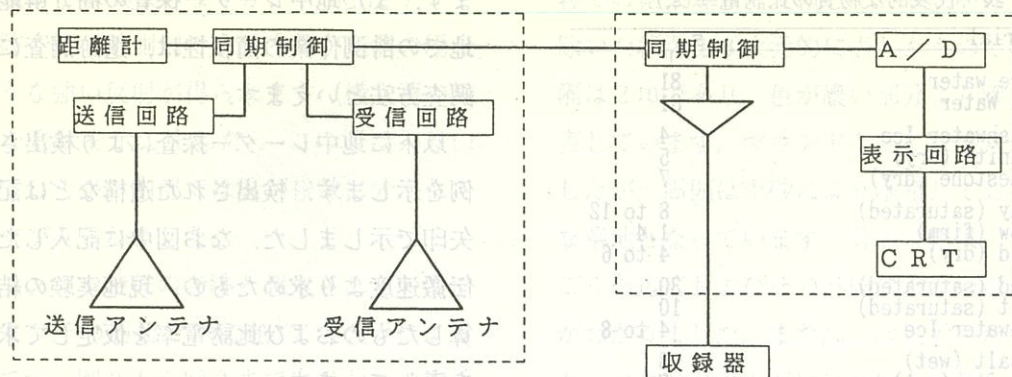


図1 地中レーダー探査システムの基本構成

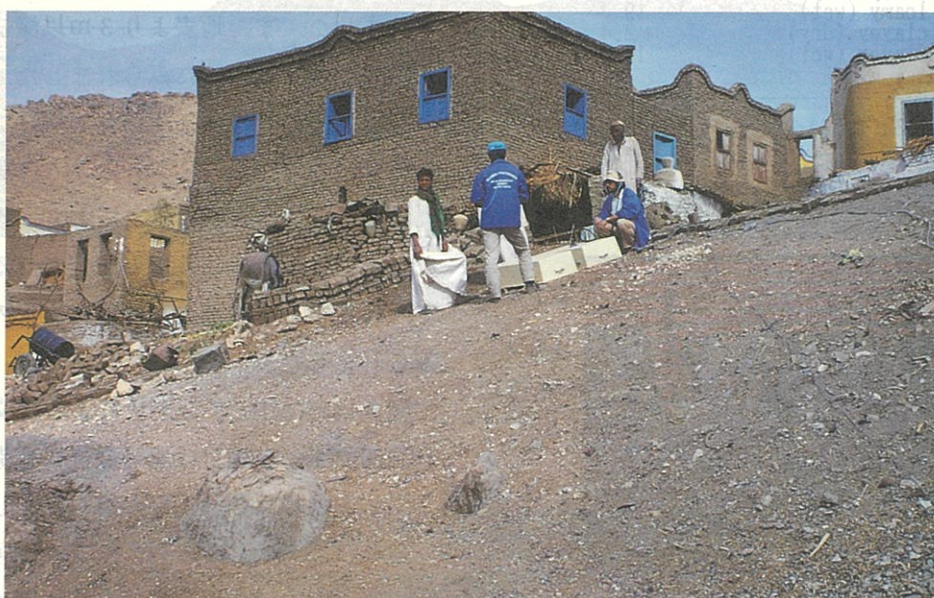


写真 地中レーダー探査の計測風景

写真はエジプトにおける「貴族の墓」上での80MHz アンテナによる計測

地中レーダー探査での探査深度は、地盤固有の物性値（主として比誘電率や含水比など）により影響を受けますが、関東ロームでの実験の結果では、3 m程度の探査深度を持っていることが確認されています（150MHz パルスアンテナの場合）。乾燥した土や凍土などの比誘電率が小さい地盤では、探査深度はより深くなります。

探査深度と分解能とは相反する関係があります。つまり、より深い箇所のを検出しようとする場合には、低い周波数帯が有利ですが、これは分解能が低いいため小さいものなどは検出できなくな

る可能性があります。逆に高分解能を期待する場合には、高い周波数を用いた方が有利ですが、減衰がおおきいため探査深度が浅くなります。

地中レーダー探査を実施する場合には、これらのことを念頭において使用する周波数帯を決定する必要があります。当社は、80MHz、150MHz、350MHz、1GHz の各種アンテナ（パルス方式）を開発しており、目的に応じて使用しております。これらのアンテナは制御器が共通しているため、アンテナを変換することにより各種周波数帯による計測を行うことができます。

表 代表的な物質の比誘電率(ϵ_r)

Material	ϵ_r
Air	1
Pure water	81
Sea Water	81
Freshwater Ice	4
Granite (dry)	5
Limestone (dry)	7
Clay (saturated)	8 to 12
Snow (firm)	1.4
Sand (dry)	4 to 6
Sand (saturated)	30
Silt (saturated)	10
Seawater Ice	4 to 8
Basalt (wet)	8
Granite (wet)	7
Shale (wet)	7
Sandstone (wet)	6
Limestone (wet)	8
Copper	1
Iron	1
Soil - sandy (dry)	2.6
sandy (wet)	25
loamy (dry)	2.5
loamy (wet)	19
clayey (dry)	2.4
clayey (wet)	15
Permafrost	4 to 8

MOREY(1974), KELLER(1966), VON HIPPEL(1954)による

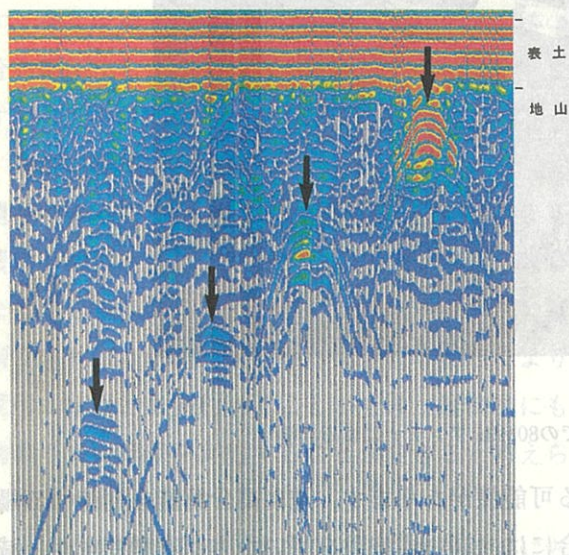


図2 1 GHz アンテナによる地中のパイプの検出例
(上方より0.5m, 1m, 1.5m, 2m, 2.5m)

地中レーダー法による遺跡の調査例

地中レーダー探査(パルス方式)では、通常の地質調査などに使用されている物理探査法と比較すると、その探査深度はまだ浅いのが現状です。しかし、一般的な遺跡の調査に適用するためには、必要十分な探査深度を有しているものと考えられ

ます。また地中レーダー探査の高分解能特性と現地での計測作業の簡便性は、遺跡調査には適した調査方法といえます。

以下に地中レーダー探査により検出された記録例を示します。検出された遺構などは記録図中に矢印で示しました。なお図中に記入した深度は、伝搬速度より求めたもの、現地実験の結果から換算したものおよび比誘電率を仮定して求めた深度を表しています。

図3は1 GHz アンテナによる城門期の環状の周堤墓の計測例です。測量により地形と対応して環状の周堤の内部(ドーナツの内側)のみを表示しました。周堤の内部では部分的に強い反射が得られました。また地表より3m以深に分布している砂層の上部も明瞭にみられました。図の中央の窪みは過去の試掘跡と思われます。

図4は150MHz アンテナによる計測例です。これは中世の館跡と想定されており、現在は畑地となっています。建物基礎と想定される外周に沿って、地表より1m前後の深度に方形の溝状地形がみられました。

図5は150MHz アンテナによる縄文期の環壕の計測例です。左図では壕の底部に有機質土が堆積しているため、強い反射が得られました。

図6は150MHz アンテナによる住居址の計測例です。竪穴式の住居址底部が締め固められているため周囲の地盤と異なっていることから、このような強い反射が得られます。

図7は1 GHz アンテナによる縄文期の貝塚の計測例です。台地状地形の上部で計測しました。もともとは林でしたが、現在は樹木がとりさられ平坦となっています。周囲はすでに住居址が発掘されており、集落の跡と考えられています。地層も分布も明瞭にみられました。

図8は1 GHz アンテナによる縄文期の遺構の計測例です。これは図7と同じ場所での斜面で計測しました。この斜面には、溝状の窪みが上下方向に連続してみられました。また地層の状況も明瞭にみられました。

図9は遺跡とは異なりますが、150MHz アンテナによる防空壕の計測例です。内部が空洞の場合にはこのような強い反射が得られます（横穴墓の場合も同様な形状を示しました）。この壕は入り口はひとつでしたが、内部では壕が複数に分かれているようすがみられました。

図10はモンゴル時代の寺跡と想定されているマウンドおよびその周辺での1GHz アンテナによる計測結果です。図3から図9まではひとつの測線下の地中断面を表していますが、これは多数の測

線での結果から、堆積している表層の土砂を取り除いた状況を3次的に表したものです。格子間隔は2mであり、色が濃い部分より深いところを表しています。マウンド上部には柱穴がみられましたが、周囲は土砂により堆積しておりほぼ平坦な草地となっています。計測の結果、マウンドのごく周辺部およびその外周に方形の壕があることがわかりました。また図には表示されていませんが、マウンドの下部には地盤を掘削してこのマウンドを造成したようすもみられました。

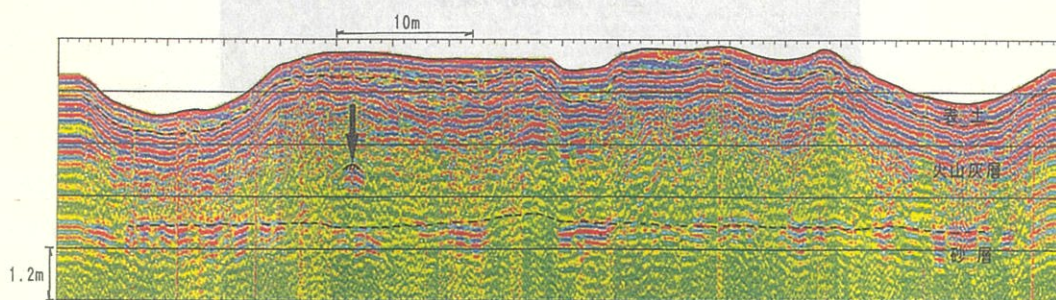


図3 縄文期の周堤墓

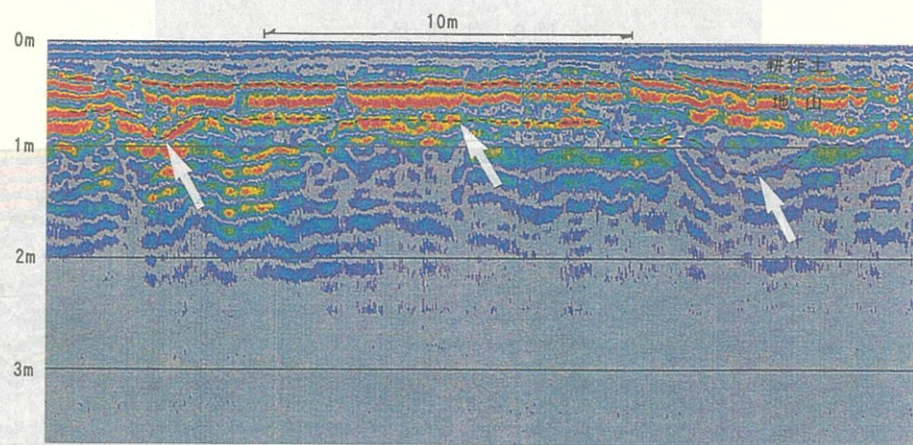


図4 中世の館跡

の地質図と地質図の作成結果の地質図

地質図の作成結果の地質図

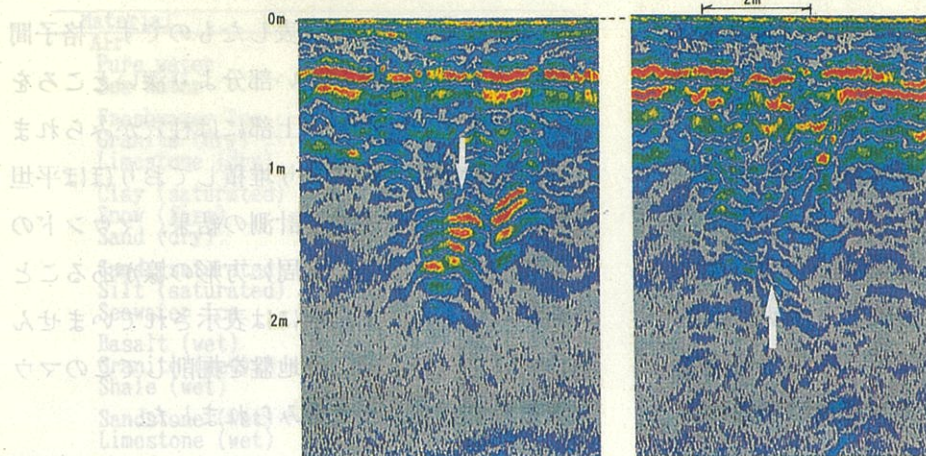


図5 縄文期の環濠

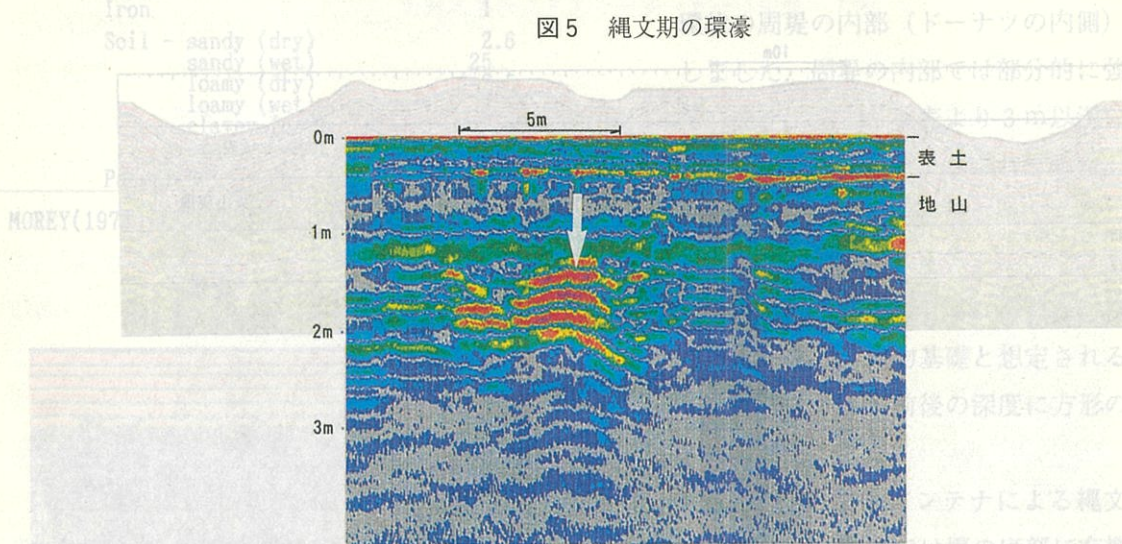


図6 住居址

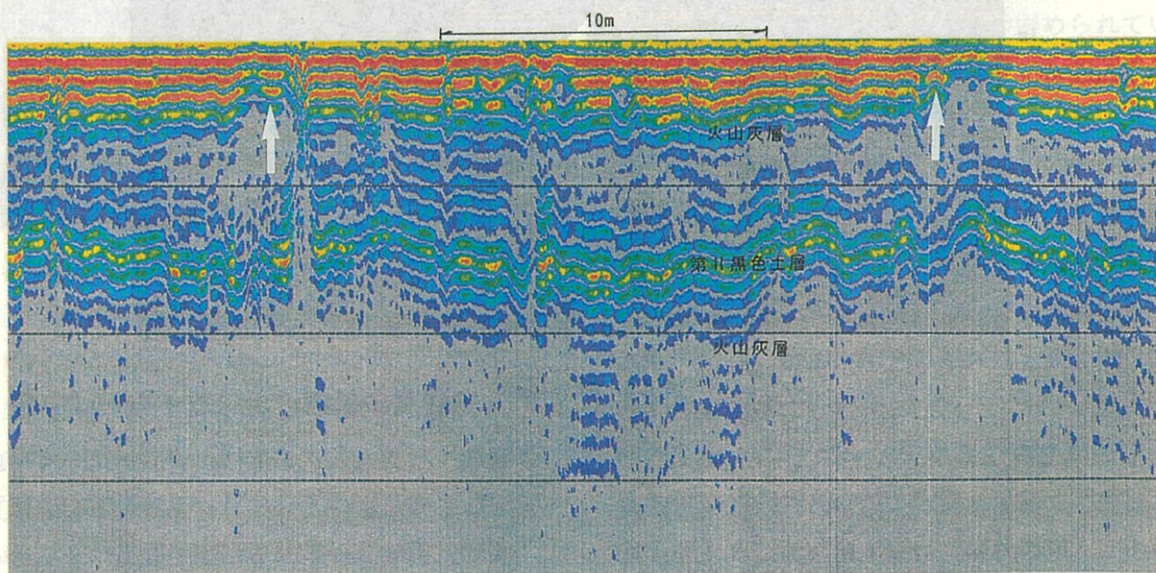


図7 縄文期の貝塚

縄文期の遺構

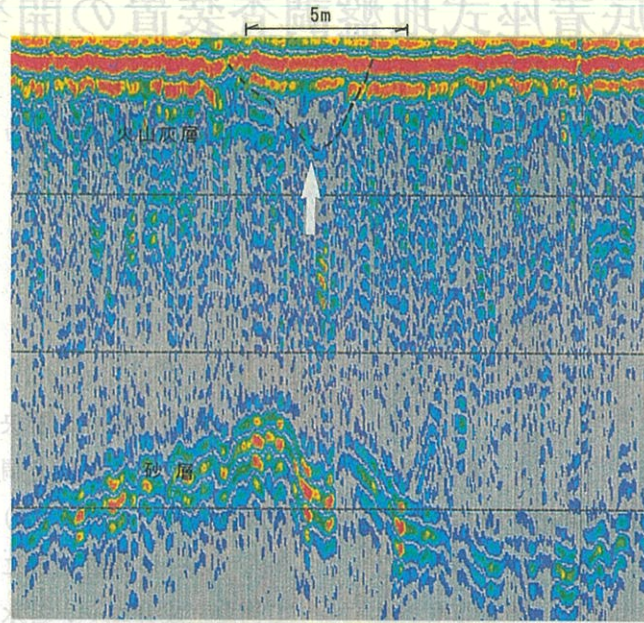


図8 縄文期の遺構

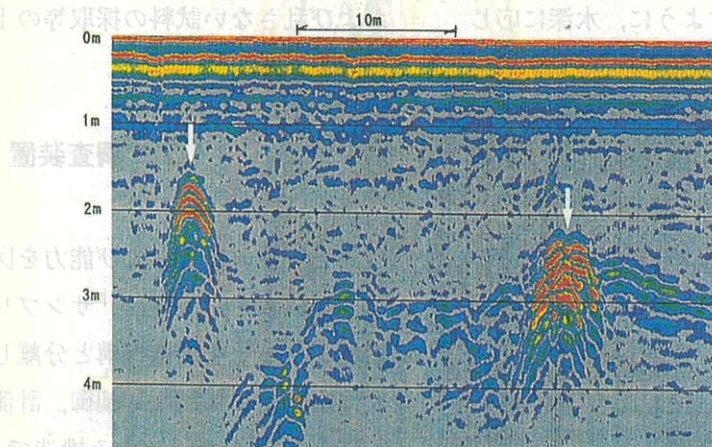


図9 防空壕

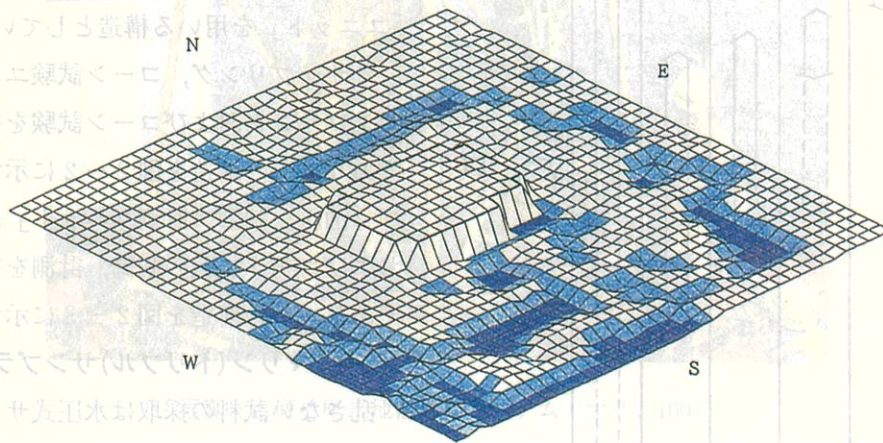


図10 モンゴル時代の寺跡およびその周辺部

海底着座式地盤調査装置の開発

基礎地盤コンサルタンツ株式会社

酒 井 幸 雄
柳 浦 良 行
秦 樹一郎
友 清 悟

1. はじめに

海底地盤調査では、水深に富むこと、船舶等の往来が激しいこと、調査期間に制約があること等の調査環境に左右されることが多い。このような環境下で地盤調査は迅速かつ安全・確実な水上足場の設置、調査、試験、撤去が望まれるとともに、精度の高い土質情報が要求されてきた。従来の地盤調査では、図1-1に示すように、水深に応じた水上足場を設置し、足場の上からケーシングを海底面まで建込み、調査・試験を行なうのが主体であった。この方法では、陸上と同様な方法で調査・試験等ができる利点を有するが、反面、1) 水上足場の設置・撤去が迅速にできないこと、2) 台風等の強風時に待避する必要があること等の問題点も有する。

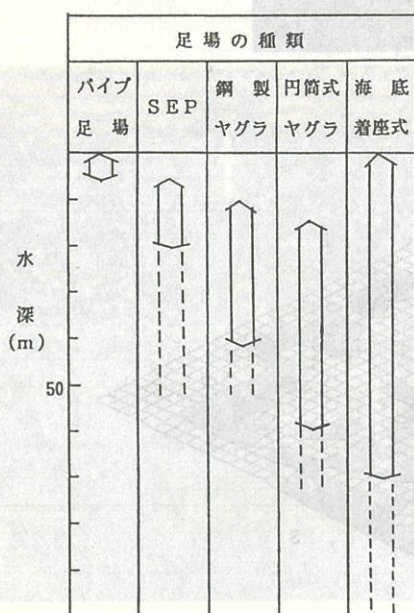


図1-1 水上足場の種類

これらの問題点を解決するため、水上足場を用いず浅部の海底地盤を調査できる「海底着座式地盤調査装置（マリン100）」を開発したのでここに報告する。本調査装置には従来、陸上で用いられてきた三成分コーンと水圧式サンプラー、トリプルサンプラーを改良したものが装着されており、コーン値 (qt)、周面摩擦力 (fs)、間隙水圧 (ud) および乱さない試料の採取等の土質情報の入手が可能である。

2. 調査装置

2-1 装置本体

調査装置の概要および能力を図2-1および表2-1に示す。装置は「サンプリング、コーン試験ユニット」を制御機構と分離し、海底に着座させ、台船上に「油圧、制御、計測ユニット」を置いて遠隔操作で制御する構造である。なお、「サンプリング、コーン試験ユニット」は、サンプラーとコーンポイントを交換することにより、同じ「ユニット」を用いる構造としている。

「サンプリング、コーン試験ユニット」は直接、サンプリングおよびコーン試験を行なうユニットであり、その構造を図2-2に示す。

「油圧、制御、計測ユニット」はサンプリングおよびコーン試験の制御、計測を行なうユニットであり、その構造を図2-3に示す。

2-2 マリン(トリプル)サンプラー

乱さない試料の採取は水圧式サンプラー（マリンサンプラー）およびトリプルサンプラーを改良したマリントリプルサンプラーを使用した。マリン

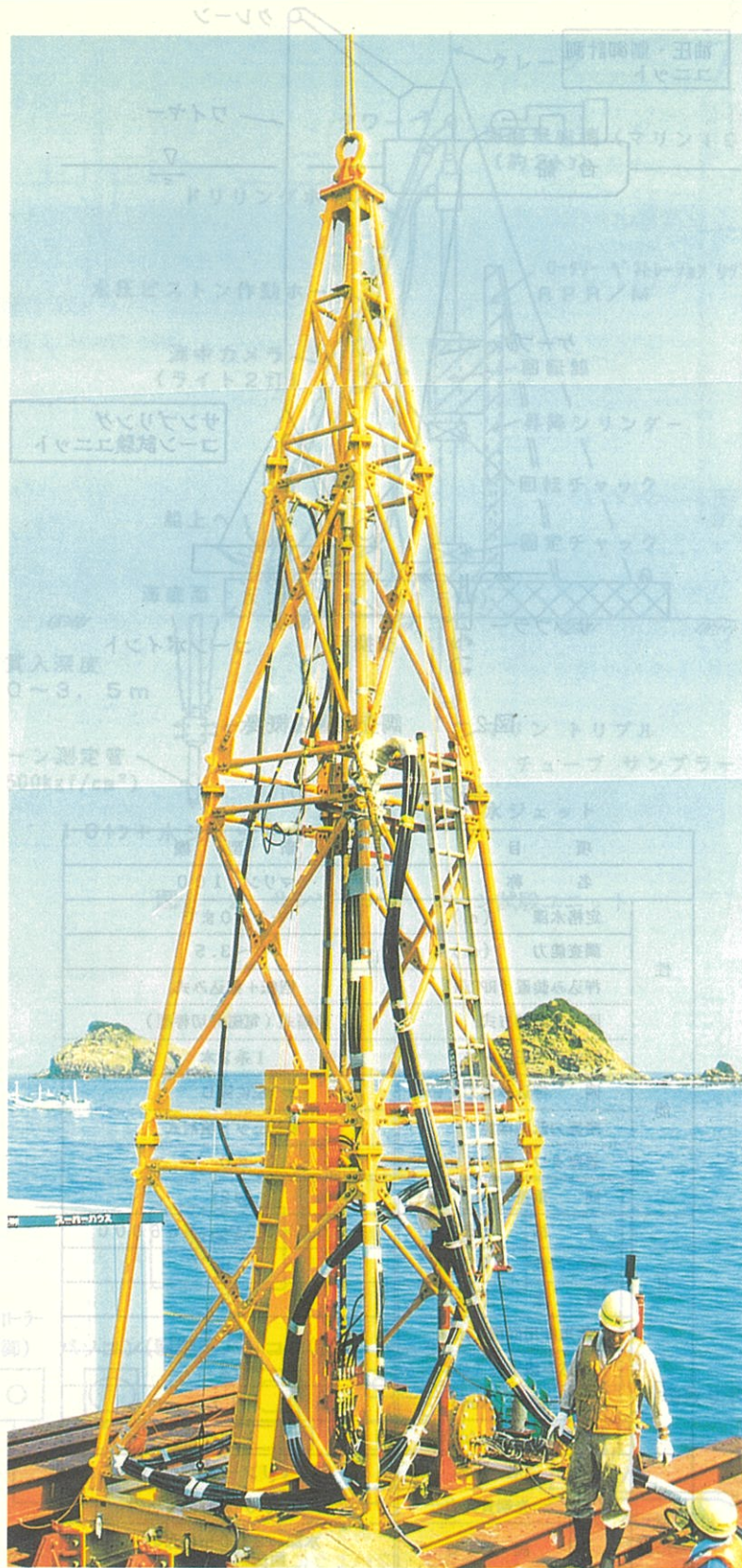


写真 海底着座式地盤調査システム (マリン100)

海底着座式地盤調査装置の開発

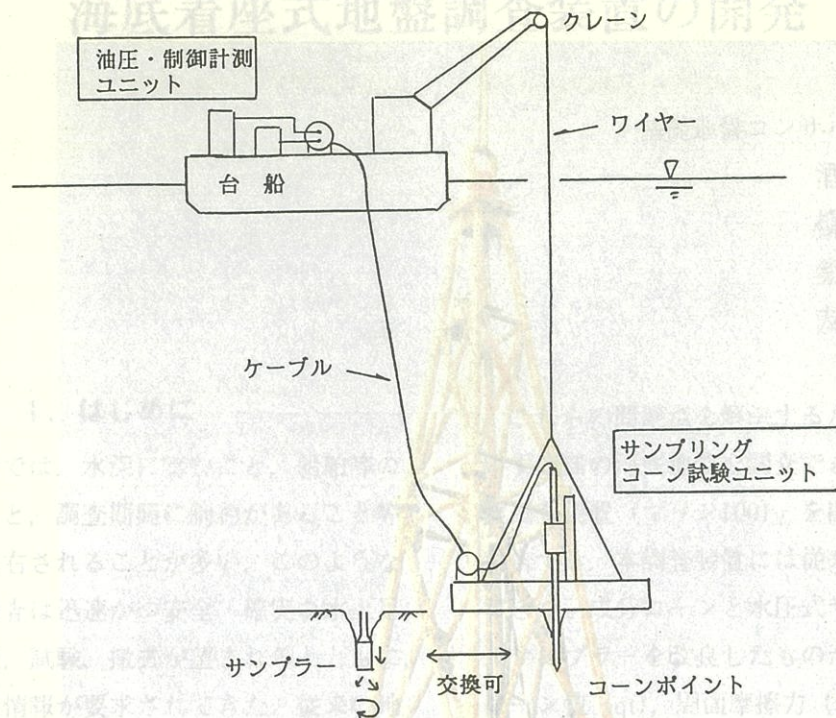


図2-1 調査装置の概要

表2-1 能力

項 目		新 型 機		
名 称		マリン 100		
性	定格水深 (m)	-100まで		
	調査能力 (m)	0~3.5		
	押込み装置 (RPR/M)	回転+押込み式		
	同 制御方式	遠隔式 (電磁弁切替型)		
能	同 油圧ホース	1系2本		
	同 押込み能力 (ton)	左に同じ		
	摩擦力低減機能	水ジェット噴射式		
	着座タワー耐力 (ton)	20		
	同 重量 (ton)	約2		
反 力	寸 法 (cm)	H300×300、長さ6000		
	本 数	25		
	重 量 (ton)	15		
	接地作用面積 (㎡)	14.2		
	押込み機重量 (ton)	約2		
	反力桁重量 (ton)	約17		
	接地圧力 (ton/㎡)	1.20		
試	コーン	名 称	マリナーコーン	
		先端貫入力	500kg/cm ²	
		測 定 管	水深 200m相当の耐圧試験済み	
験	サンプラー	名 称	マリナーサンプラー	マリナー(トリプル)サンプラー
		採取方法	水圧式	水圧式+回転力
		水圧ジェット	ボーリング用	左に同じ
		採取駆動	水回路切替	回転掘削後水回路切替

ンサンプラーは所定深度までウォータージェットで

3. 調査結果およびその評価

掘削し、ウォータージェットを止めた後、窒素ガスにより送りだされた水によってシンウオールチ

ープを押し出し試料を採取する構造である。マ

ントリプルサンブラーは、所定深度まで「ウォー

タージェット+ピットの同時掘削し、水回路を

切り替えてインナーチューブ内に水が回らないよ

うにし、内管と外管の間に水が溜まり、試料を

うにして、海と陸を隔てる。マリン(トリプル)サンブ

ラーである。マリン(トリプル)サンブラーの構造

図2-1-1-2-1-3に示す。

2-3 マリンコーン

コーン試験は二成分コーン

試験機を用いて、海底面に

押し込み、ロッドとコーン

の移動距離を測定する。

ウォータージェット(若しくは

ジェット)を用いて、海底

面に押し込み、コーン

の移動距離を測定する。

の概要を図2-2に示す。

貫入深度
0~3.5m

コーン測定管
(500kgf/cm²)

100%+水ジェット方式

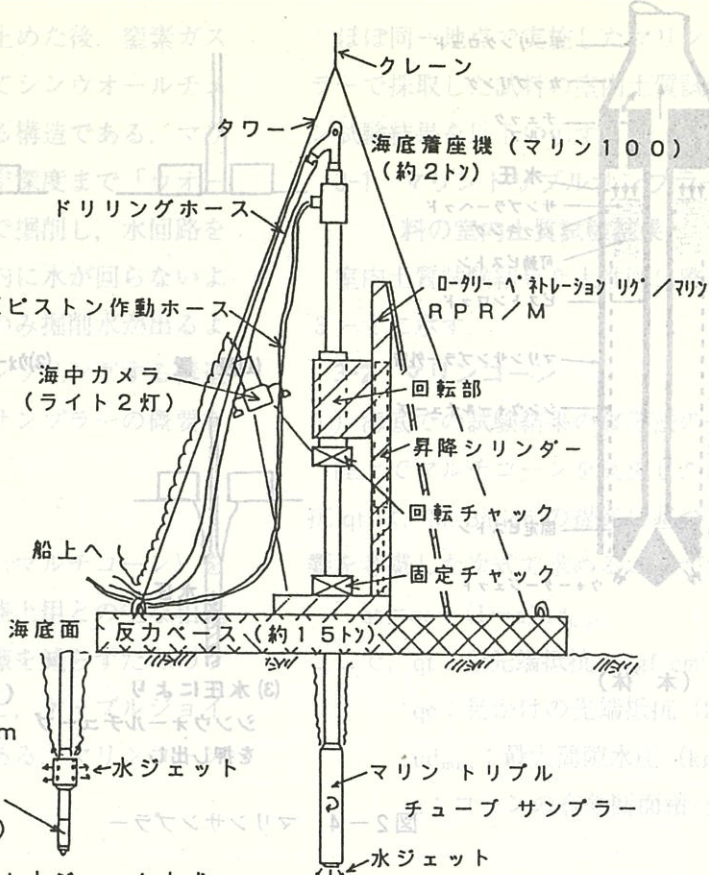


図2-2 サンプリング・コーン試験ユニット

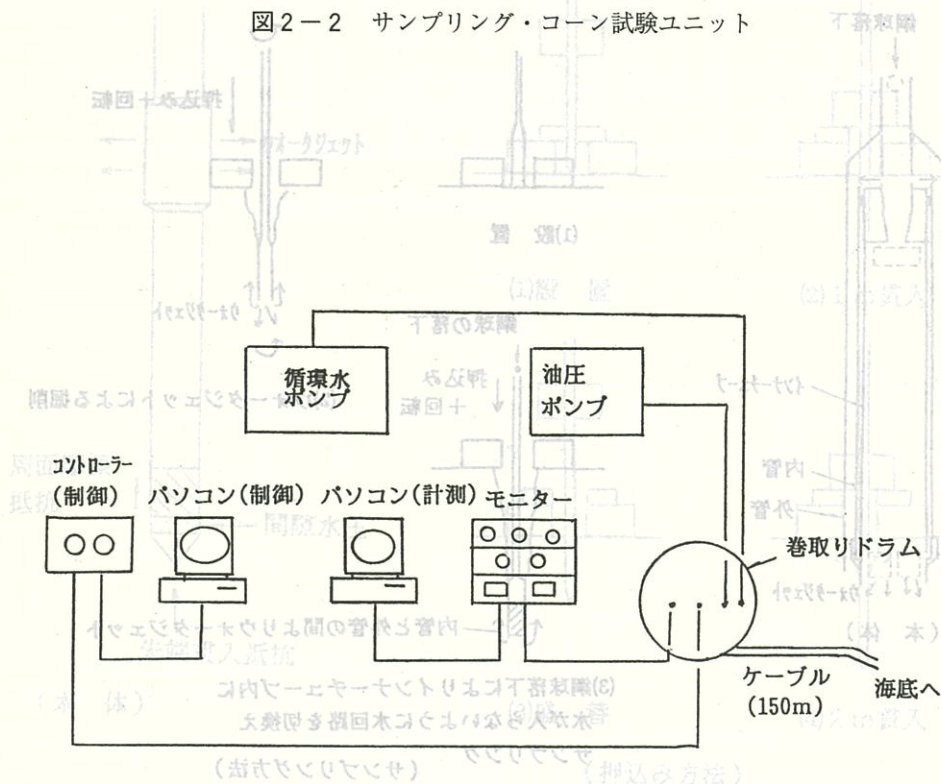


図2-3 油圧・制御・計測ユニット

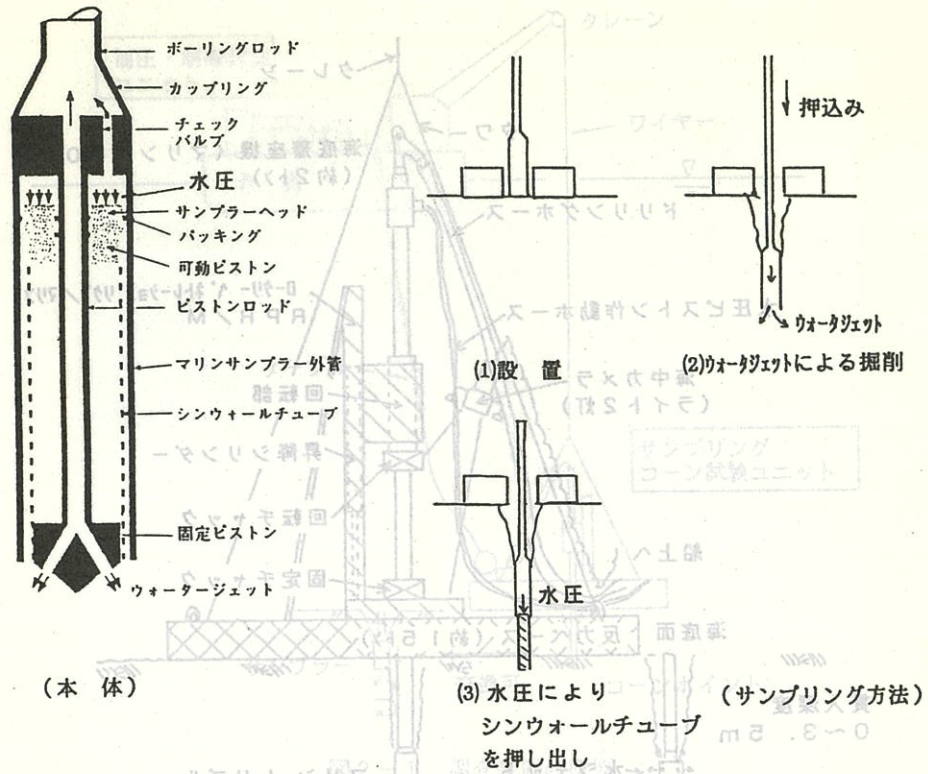


図 2-4 マリンスンプラー

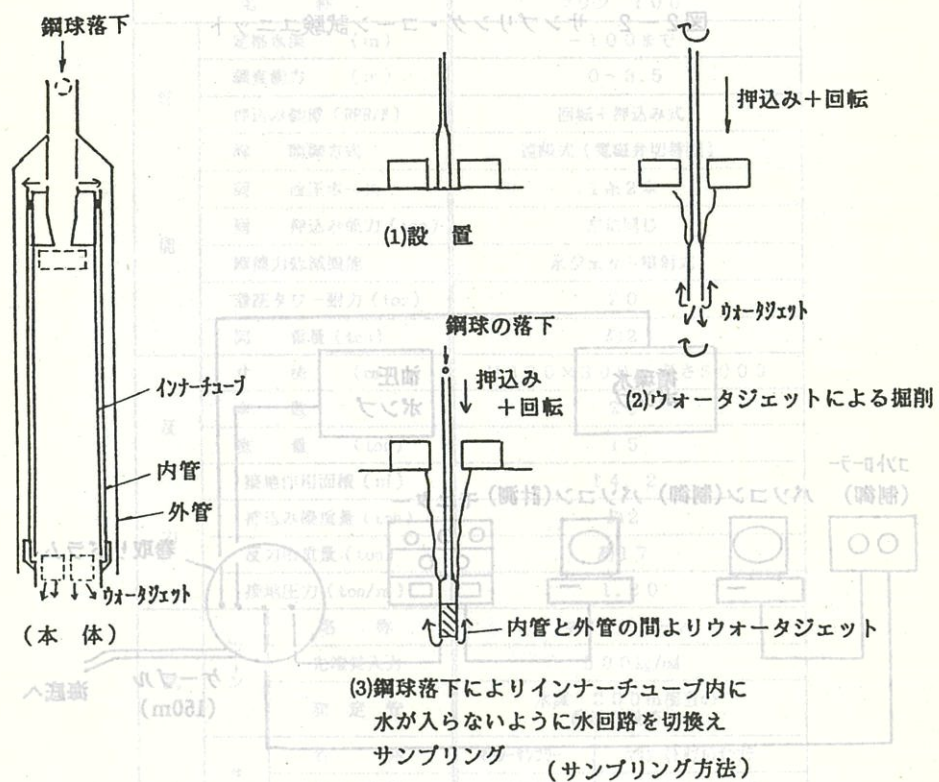


図 2-5 マリントリプルサンプラー

ンサンプラーは所定深度までウォータジェットで掘削し、ウォータジェットを止めた後、窒素ガスにより送りだされた水によってシンウオールチューブを押し出し試料を採取する構造である。マリントリプルサンプラーは、所定深度まで「ウォータジェット+ビットの回転」で掘削し、水回路を切り替えてインナーチューブ内に水が回らないようにし、内管と外管の間からのみ掘削水が出るようにして、陸と同じようにサンプリングする構造である。マリン（トリプル）サンプラーの概要を図2-4～2-5に示す。

2-3 マリンコーン

コーン試験は三成分コーン（マルチコーン）を改良したコーンを使用した。陸上用との主な相違点は、ロッドと土との周面摩擦を減らすためのウォータジェットを装着したこと、ケーブルジョイント部の防水を高めたことである。マリンコーンの概要を図2-6に示す。

3. 調査結果およびその評価

ほぼ同一地点で実施したマリントリプルサンプラーで採取した試料の室内土質試験とマリンコーン試験結果を以下に示す。

3-1 マリントリプルサンプラーで採取した試料の室内土質試験結果

室内土質試験結果を土性図に整理したものを図3-1に示す。

3-2 マリンコーン

1) 海底での試験結果の整理法の提案

陸上でマルチコーンを実施した場合の全先端抵抗 q_t は、M. Baligh の提案に基づく間隙水圧の影響を考慮した次式で求めることが多い。

$$q_t = q_c + (1-a) u_{d_{\max}} \quad (3-1)$$

ここで、 q_t ：全先端抵抗 (kgf/cm²)

q_c ：見かけの先端抵抗 (kgf/cm²)

$u_{d_{\max}}$ ：最大間隙水圧 (kgf/cm²)

a ：コーンの有効断面積/全断面積=0.62

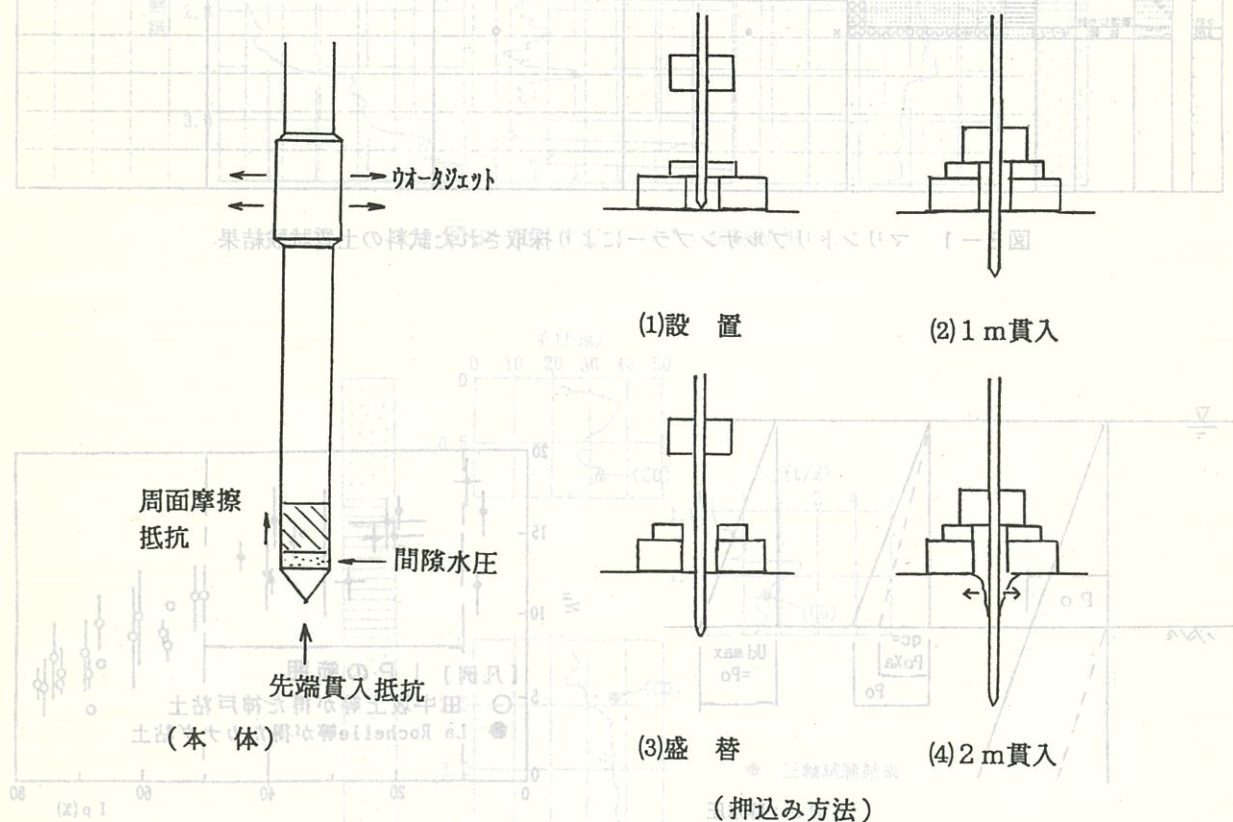


図2-6 マリンコーン

しかし、この式を海底でのマルチコーンの結果にそのまま適応させると、海底面での静水圧の影響で q_c , u_d の値が大きくなり q_t を過大に評価してしまう。そこで、海底面での静水圧の影響を除去するため、図 3-2 に示すように、 q_c , $u_{d_{max}}$ より静水圧を差引く次式を提案したい。

$$q_t' = (q_c - p_o \cdot a) + (u_{d_{max}} - p_o) \cdot (1 - a) \quad (3-2)$$

$$= q_t - p_o$$

ここで、 p_o : 海底面での静水圧
この q_t' を用いて粘性土および砂質土の土質定数は以下の式でもとめた。

粘性土 ; $C = q_t' / N_{kt}$ (経験式), $\phi = 0$, ただし、

N_{kt} は図 3-3 に基づき 15 とした。

砂質土 ; $C = 0$, $\phi = b \cdot \arctan\{(\log N_q + 0.263) / 2.63\}$, $N_q = q_c / \sigma_v'$ (ロバートソンの式), ただし、 b はマルチコーンと三軸 CD 試験結果の比較より、図 3-4 に示すように 0.9 とした。

2) 室内土質試験結果との比較

図 3-5 にマリコン試験より得られる q_c , f_s , u_d を示し、上述の方法で求めた C , ϕ の深度分布を三軸 CD, UU 試験結果と合わせて図 3-6 に示す。非常によく一致しており、このことは提案式が正しいことを示唆している。

深さ m	孔内水位	土質記号	土質名	土質記号	土質名	粒度組成 %	液性限界 WL %		塑性限界 Wp %	自着含水比 Wn %	液性密度 ρ_t g/cm ³		土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	圧密降伏力 P_c kgf/cm ²		ϕ' 度	粘着力 c kgf/cm ²
							○	×			○	×		△	△		
						粘土 シルト 砂 礫	20 40 60 80	20 40 60 80 100			1.5 2.0 2.5 3.0		0.1 0.2 0.3 0.4 0.5	10 20 30 40			
1.30		TR-1-1	シルト質粘土						○ × ●		● ○		△		●		
2.00		TR-1-2	粘土						○ × ●		● ○ ×		△		○		
2.25		TR-2-1							○ × ●		× ● ○		△ △		●		
2.85		TR-2-2	礫質シルト						×	●		○					
3.00			砂														

図 3-1 マリントリプルサンプラーにより採取された試料の土質試験結果

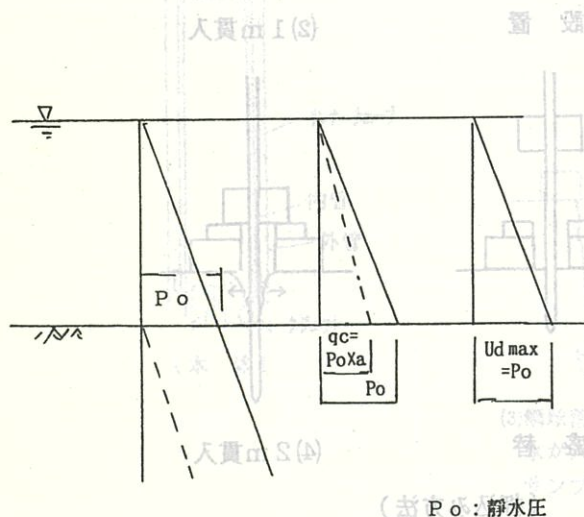


図 3-2 海底面での q_c , $u_{d_{max}}$ への P_o の影響

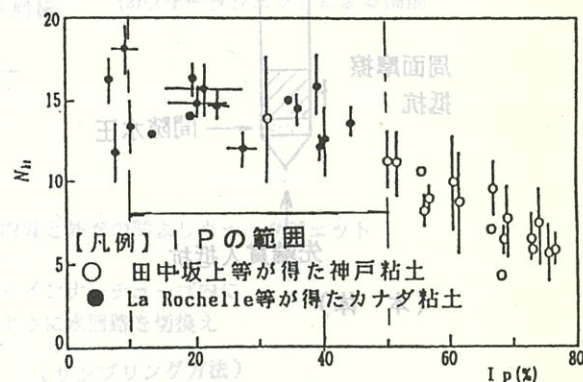


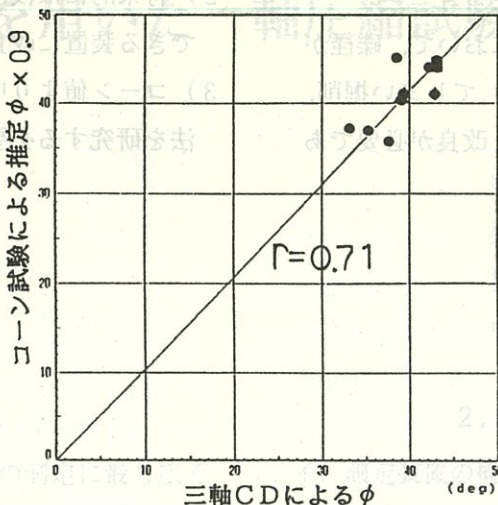
図 3-3 $N_{kt} \sim I_p$ 相関図

(出典：田中・坂上・古谷，1989)

小型供試体

いふはる替は増耐質土の土間中
るあな受はす突預が去

塞開は識決とるなコト以mの
ひるなと難困は原料の増加



1. はしめに

2. 試験方法の概要

我が国の海洋上の非汚染地帯の指定に最

なわれる一軸圧縮試験は通常直径30mm、高さ60mmの供試体(○供試体)を用いられ、図1に示すように、一軸圧

縮試験機を用いて、図2に示すような条件下での試験が行われる。図2に示すような条件下での試験が行われる。

しかし、限られた試料から得るべき条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

と数多く得るには供試体のサイズが有利な方向に小さくすることが必要である。図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図2に示すような条件下での試験は、図2に示すような条件下での試験が行われる。

図3-4 コーン試験による推定φと三軸CDによるφ

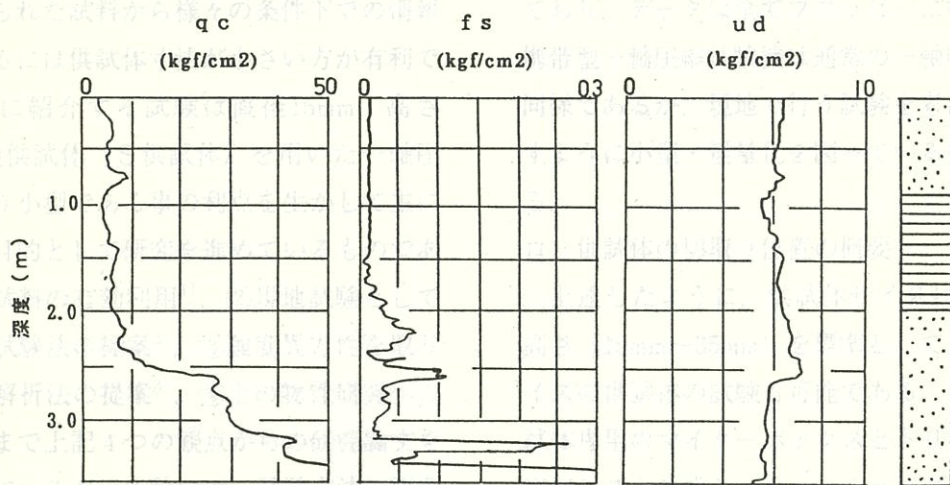


図3-5 マリンコーン試験結果

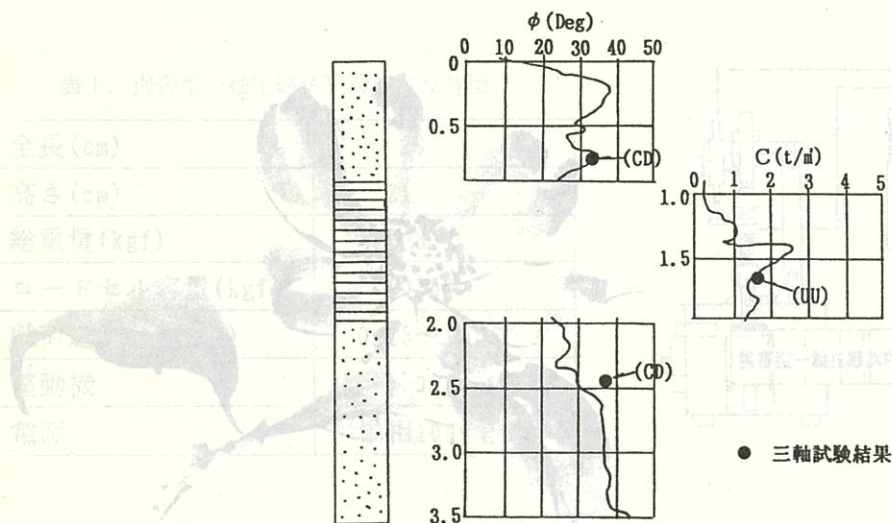


図3-6 マリンコーン試験結果と三軸試験結果の対比

4. 今後の展望

1) マリントリプルサンプラーにおいて、礫径が3 cm以上になると先端が閉塞してしまい掘削、試料の採取が困難となるため、改良が必要である。

2) 将来的には浅部のみでなく50m程度まで調査できる装置に改良する必要がある。

3) コーン値より中間土の土質情報が得られる方法を研究する必要がある。

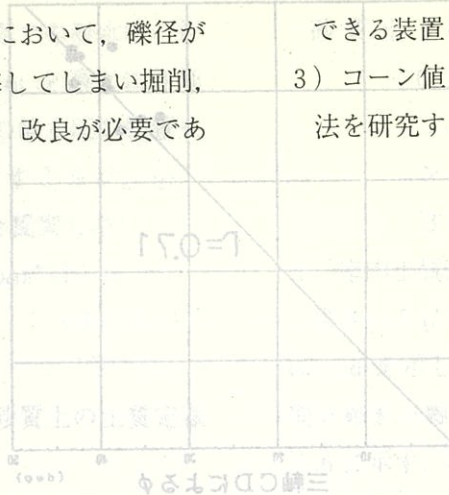


図3-4 コーン値による推定φと三軸CDによるφ

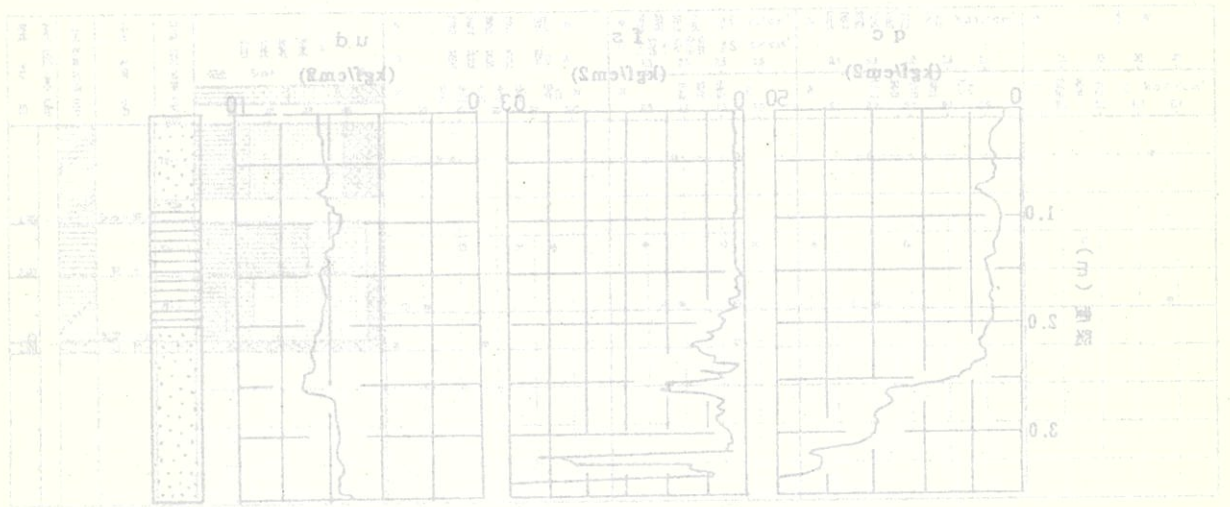


図3-5 マリントリプルサンプラーによる土質試験結果

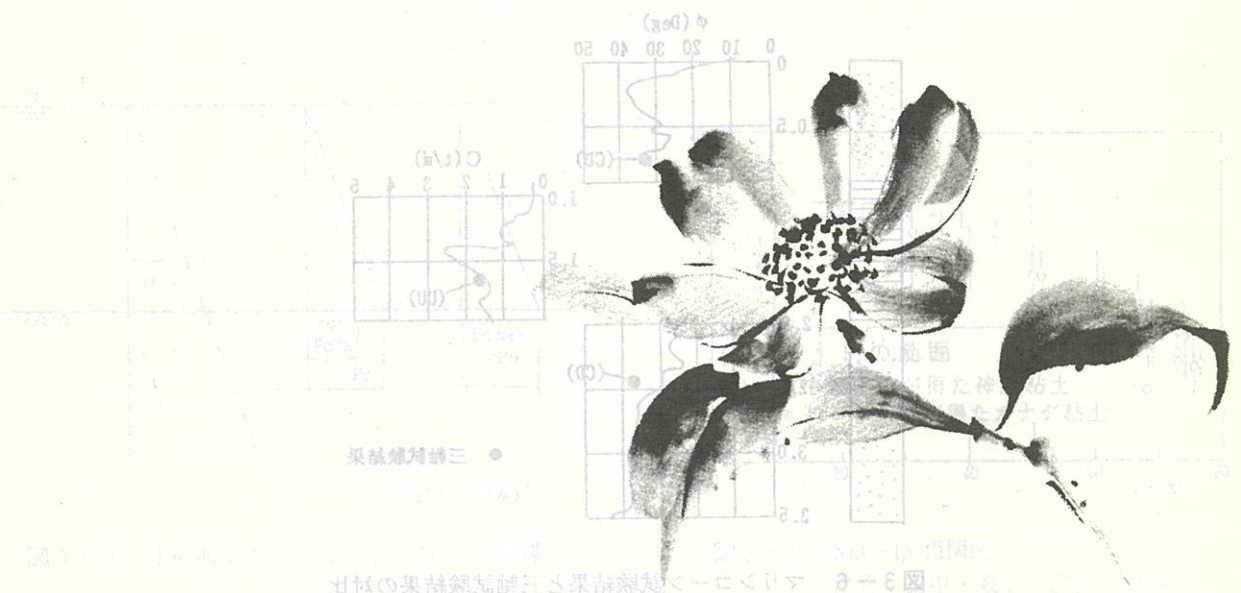


図3-6 マリントリプルサンプラーによる土質試験結果

小型供試体を用いた一軸圧縮試験とその利用

興亜開発株式会社

技術本部 渡 辺 國 弘

技術本部 須 藤 剛 史

中部支店 石 川 彰

1. はじめに

我が国の粘性土の非排水強度の測定に最も広く使われる一軸圧縮試験は通常直径35mm、高さ80mmの供試体（O供試体）が用いられている。しかし、限られた試料から様々な条件下での情報を数多く得るには供試体寸法が小さい方が有利である。ここに紹介する試験は直径15mm、高さ35mmの小型供試体（S供試体）を用いた一軸圧縮試験であり小型である事の利点を生かして主に次の事項を目的として研究を進めているものである。①採取試料の有効利用¹⁾、②現地試験としての一軸圧縮試験法の提案²⁾、③強度異方性を取り入れた安定解析法の提案³⁾、④土の物性研究への寄与。これまで上記4つの観点からの研究論文を数編発表しているが、本稿では、試験方法の概要と特徴、そしてS供試体を用いた試験のいくつかの適用事例について述べる。

2. 試験方法の概要

イ) 測定装置の概要

測定装置は、図1に示したように携帯型一軸圧縮試験機⁴⁾、データロガー、パソコンで構成されており、データは全てフロッピーに収録される。携帯型一軸圧縮試験機は通常の一軸圧縮試験機と同様であるが、現地で行う試験を考え、表1に示すように小型・軽量化を図っているのが特徴である。

ロ) 供試体の切取り位置の概要

上述したように、供試体サイズは直径15mm、高さ（15mm～35mm）を標準としており、通常サイズの供試体の試験も可能である。成形は、S供試体専用のマイターボックスとトリマーを用いる。固定ピストン式シンウォールサンプラーによる試料では、目的に応じて図2のa～dのように切取ることができる。

表1. 携帯型一軸圧縮試験機の特徴

全長(cm)	28
高さ(cm)	21
総重量(kgf)	約8
ロードセル容量(kgf)	10、50
載荷速度(mm/min)	0.15～1.5
電動機	スピードコントロールモーター
電源	単相100v、5w

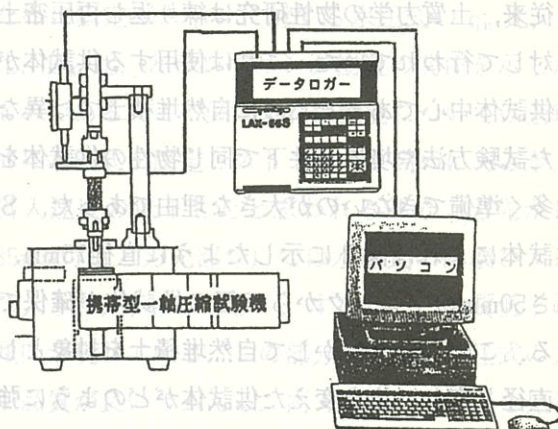


図1. 測定装置の概要図

図2.cに示したようにd75mmの通常のサンプリャーから円形及び正方形断面のS供試体を横断方向に10供試体切取る事ができる。

図2.bは、d75mm、d100mmのブロックからのO、S供試体の切り取り例を示したものであり、図2.aは、d75mm、h50mmのブロックからのhの異なるS供試体の切り取り例を示したものである。これらの供試体は、強度、変形特性に及ぼす寸法効果を求めるために使用される。図2.dは強度異方性の測定のための供試体の切り取り例を示したもので、d75mm、h100mmのブロックから任意の角度でS供試体を切取る事ができる。

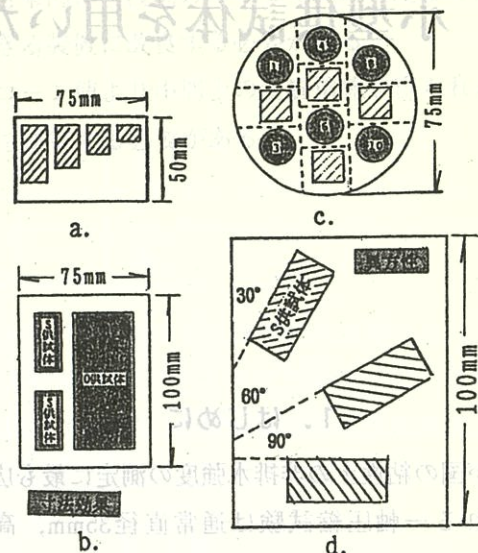


図2. 供試体の切り取り位置図

3. 適用事例

先に試料の有効利用の立場から供試体寸法が小さい方が有利と述べた。しかしS供試体の適用にはOとSの強度・変形特性に有為な差がない事が前提条件になる。図3にOとS供試体の σ - ϵ 関係の1例を示した。OとS供試体の応力-ひずみ関係は同じである。また、図4及び図5にはO供試体に対するS供試体の q_u 比及び E_{50} 比と I_p の関係⁵⁾を示してある。 q_u 比及び E_{50} 比は I_p によらずほぼ1の一定値である。このことはOとS供試体は強度に対してもまた変形に対しても I_p の広い範囲で差がなく、すなわちS供試体が多く土質に適用可能であることを示唆している。

3-1. 寸法効果の研究に関する適用事例

従来、土質力学の物性研究は繰り返し再圧密土に対して行われていた。これは使用する供試体がO供試体中心であったために自然堆積土では異なった試験方法や境界条件下で同じ物性の供試体を数多く準備できないのが大きな理由であった。S供試体によれば図2に示したように直径75mm、高さ50mmのブロックから10個の供試体が確保できる。この利点を生かして自然堆積土を対象として直径と高さの比を変えた供試体がどのように強度や変形に影響を及ぼすかについての検討を行った結果が図6～図7⁶⁾である。図中断面形状の影響を見るため円形断面と正方形断面による結果も

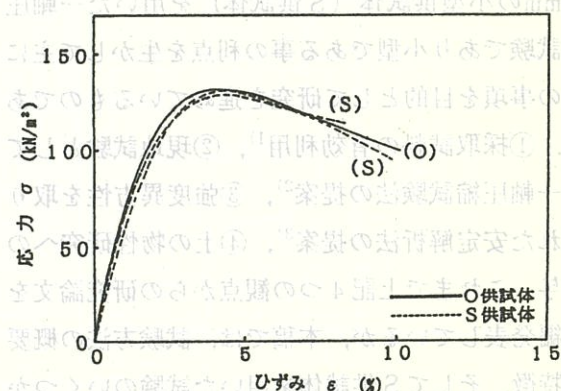


図3. 応力とひずみの関係⁵⁾

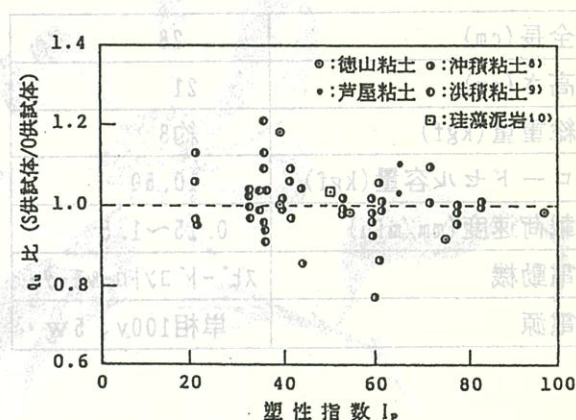


図4. q_u 比と I_p の関係⁵⁾

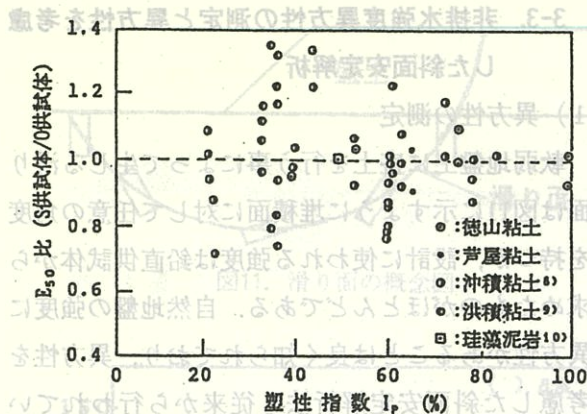


図5. E_{50} 比と I_p の関係⁵⁾

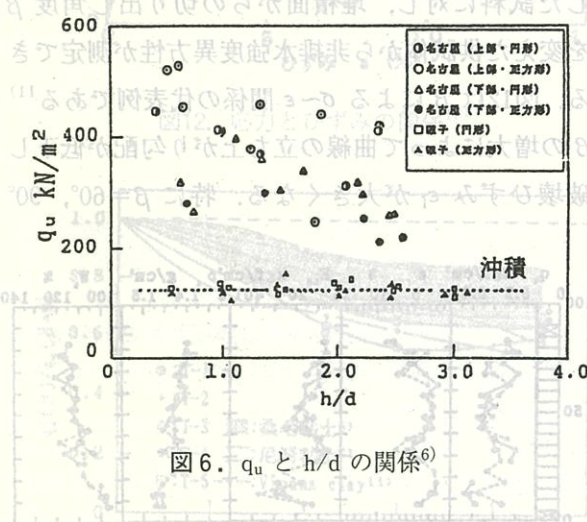


図6. q_u と h/d の関係⁶⁾

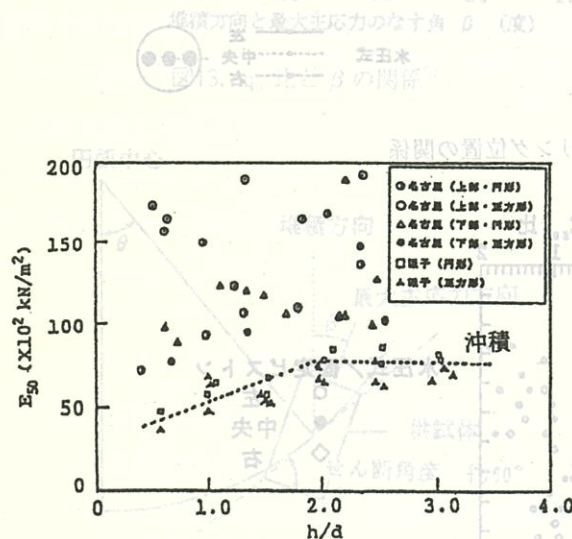


図7. E_{50} と h/d の関係⁶⁾

合わせてプロットしている。寸法効果に対するこれまでの成果を要約すると以下のようにまとめられる。

①沖積粘性土の q_u に断面形状や h/d の影響はみられない。即ち、岩石等に見られる寸法効果は沖積粘性土には見られない。

② E_{50} は $h/d > 2$ で一定であるが $h/d < 2$ では h/d の低下とともに小さくなる。また円形断面の方が正方形断面より大きな E_{50} を与える。

3-2. シンウォールサンプラー内の強度分布の測定例

本項では、水圧式と固定ピストン式の両サンプラーで採取した試料の強度分布をS供試体を用いて測定した例について述べる。

図8は試料の切り出し位置の断面図である。試料はサンプラー刃先より5cm単位で切り出し、各ブロックから水平方向に3個のS供試体を取り出し、全てのS供試体に対して一軸圧縮試験を実施した。

両サンプラーから得られた土質常数とサンプリング位置の関係を図9に示した。S供試体を用いればサンプラー内の土質性状をほぼ連続的に把握することができる。水圧式の ϵ_f に着目すると周期的に3回程大小を繰り返している様子がうかがえる。これはポンプ圧の脈動に伴うサンプラー貫入速度の脈動を示すものと考えられる。

図10は固定ピストンと水圧式の品質を比較するために固定ピストンに対する水圧式の q_u 比, ϵ_f 比, E_{50} 比, とサンプリング位置の関係を示したものである。この図によれば強度については全般的に水圧式が固定ピストン式より高めにあるが、貫入速度の低下したと思われる部分(刃先から35mm付近と刃先部分)では水圧式の破壊ひずみは大きく、 E_{50} は小さい。すなわち、品質低下の傾向が現れている。この部分を除けば水圧式の方が品質が良いと云える。両方式間の有為差を見るために平均値の差の検定を行ったが、 q_u については危険率1%で有為差ありと判定され、強度については水圧式の優位性が示された。実験に使用

したサンプルは水圧式、固定ピストン式それぞれ一本ずつでしかないがS供試体によって両者の特徴の一端を類推できたと思われる。

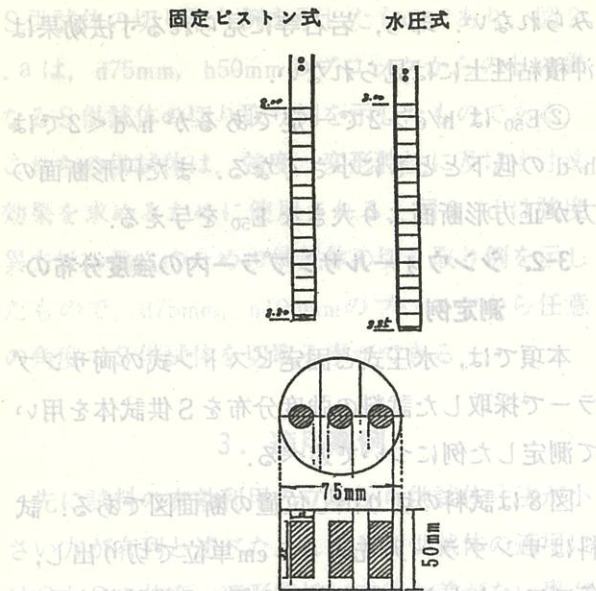
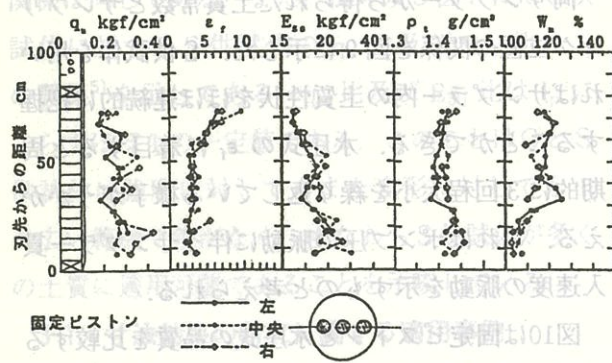


図8. 試料の切り出し位置の断面図



3-3. 非排水強度異方性の測定と異方性を考慮した斜面安定解析

1) 異方性の測定

軟弱地盤上に盛土を行う事によって生じる滑り面は図11に示すように堆積面に対して任意の角度を持つが、設計に使われる強度は鉛直供試体から求めたものがほとんどである。自然地盤の強度に異方性があることは良く知られており、異方性を考慮した斜面安定解析法も従来から行われている^{7),8)}。一方、強度異方性の測定については堆積面からの角度を変えた試料の採取が困難であることから、バーンの縦横比を変えたバーンせん断試験⁹⁾や三軸圧縮と伸張の比¹⁰⁾が採用されていた。S供試体によれば内径75mmのサンプラーで採取した試料に対し、堆積面からの切り出し角度 β を変えた供試体から非排水強度異方性が測定できる。図12は β による $\sigma \sim \varepsilon$ 関係の代表例である¹¹⁾。 β の増大によって曲線の立ち上がり勾配が低下し破壊ひずみ ε_f が大きくなる。特に $\beta=60^\circ, 90^\circ$

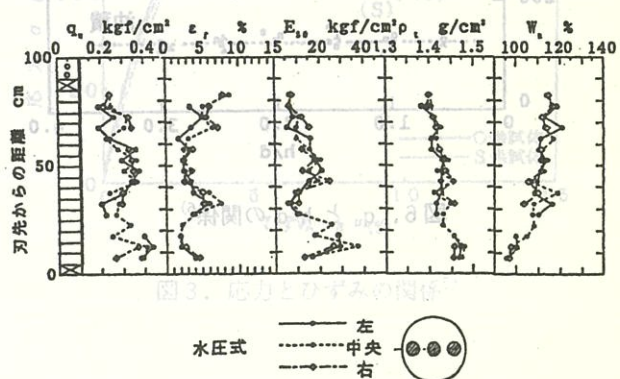


図9. 土質常数とサンプリング位置の関係

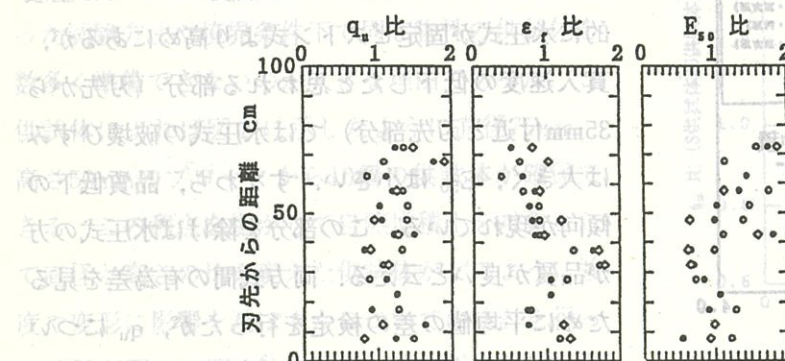


図10. q_u 比, ε_f 比, E_{50} 比とサンプリング位置の関係

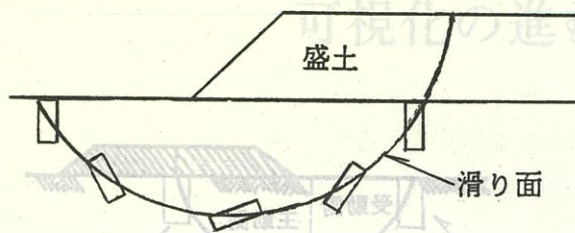


図11. 滑り面の概念図

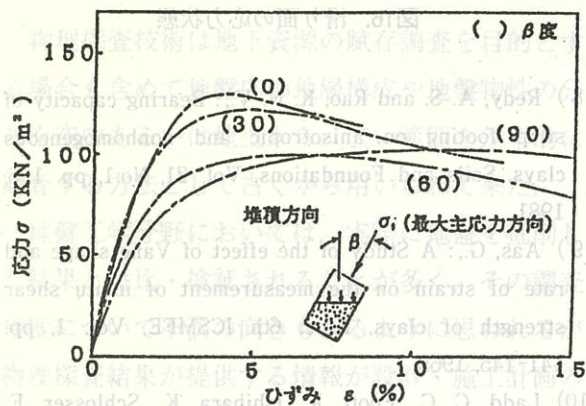


図12. 応力とひずみの関係¹⁰⁾

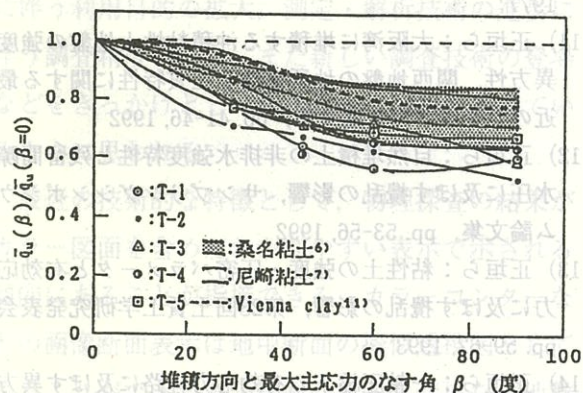


図13. q_u 比と β の関係⁵⁾

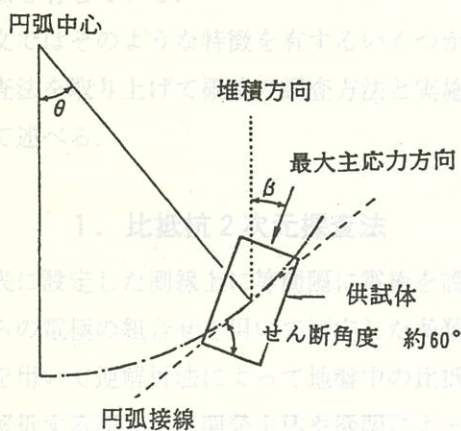


図14. 供試体の切り出し角度 β と θ の関係³⁾

ではピークが明瞭に現れない。これらの傾向は試料の違いによらず共通している。図13は鉛直供試体 ($\beta=0^\circ$) の q_u に対する各 β の q_u の比を β に対してプロットしたものであり、地域の異なる臨海部で測定した結果⁵⁾をまとめたものである。 q_u 比は、 β が大きくなると低下し $\beta=60^\circ$ か 90° で最小となる。 q_u 比の大小は堆積地域によっても異なることがこれまでの研究の結果明らかとなった。これは粘土鉱物の種類や塩分濃度等、化学的性質とも関連があるものと推察され、詳細については今後の課題である。

2) 異方性を考慮した解析例

一軸圧縮試験を行った供試体の破壊滑り面の角度 α は β によらず約 60° であった。このことは滑り面上で発揮されるせん断抵抗力 τ を β を関数とする近似式から一義的に求めることを可能とするもので極めて重要である。即ち、 α を 60° と固定する事により図14³⁾に示すように円弧滑りの頂角 θ と β は幾何学的に(1)式で表すことができる。

$$\theta = 60^\circ - \beta \quad \dots\dots (1)$$

また、 q_u 比と β の関係から Lagrange の補間法によって近似曲線を求め、円弧滑り面の各位置に異方性強度を割り付ける。具体的には(2)式により異方性を考慮した抵抗モーメントを求める。

$$M_r = \int f(\theta) (c_0 + k_0 z) R_d \theta \quad \dots\dots (2)$$

図15には従来の解析法と異方性を考慮した場合との比較を行った結果を示している³⁾。 $\beta=0^\circ$ の強度から安全率 $F_s \div 1.25$ を満足するモデル地盤を考え、同じ条件下で異方性を考慮した場合を検討したものであるが、 $F_s = 0.913$ と異方粘土の F_s は等方粘土に対し約25%低下する結果が得られた。

この様に異方性を取り入れることによってより現地に近い状態での解析が可能と思われる。しかし、現地盤で生じる滑り面の形状は図16に示すように主動側で圧縮、受動側では伸張状態であり、本試験のように一軸圧縮試験だけでは受動側での現象をとらえていない。これについては今後の課題であるが、S 供試体による三軸伸張試験の実施を準備中である。

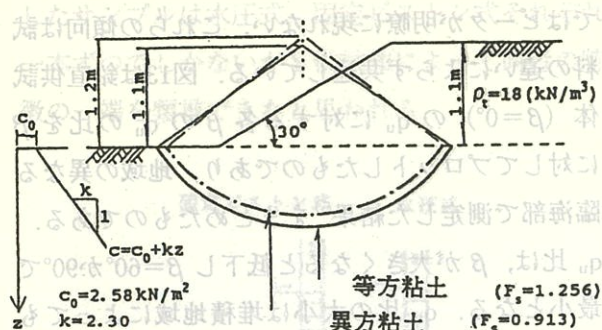


図15. 安定解析の結果図³⁾

おわりに

ここに紹介した小型供試体を用いる一軸圧縮試験法およびその適用事例は、正垣助教授（防衛大学校）の研究の一部と当社での若干の研究成果をまとめたものである。その他ここに紹介しなかった事例¹²⁾、¹³⁾、¹⁴⁾もあるが、本試験法が研究・実務にきわめて有効であることが明らかである。

参考文献

- 1) 正垣ら：第25回土質工学研究発表会，pp. 571-572
- 2) Shogaki, T.: A new approach to unconfined compression test, Soils and Foundations, (Under contribution), 1994
- 3) Shogaki, T. et al: Undrained strength anisotropy of Osaka alluvial clay and effect on slope stability, proc. of 4th ISOPE. Conf., Vol. 1, pp. 518-523, 1994
- 4) 正垣孝晴・木暮敬二：携帯型一軸圧縮試験機による粘性土の非排水強度特性の推定，新しい調査・計測技術に関するシンポジウム論文集，1990
- 5) 正垣ら：臨海部に堆積する沖積粘性土地盤の強度異方性，海洋開発論文集，Vol. 9, pp. 111-116, 1993
- 6) 正垣ら：非排水強度特性の形状・寸法効果に及ぼす地盤強度の影響，土木学会関東支部大会，1993
- 7) Kinner, E. B and Ladd, C. C.,: Undrained bearing capacity of footing on clay, Proc. 8th ICSMFE, Session 1, pp. 209-215, 1973

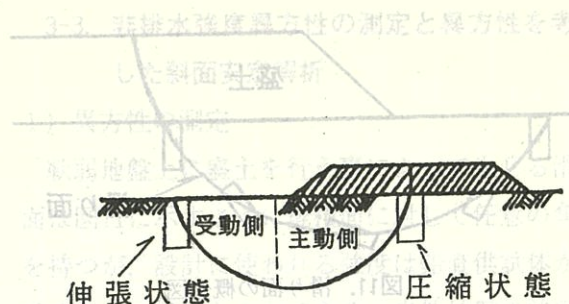
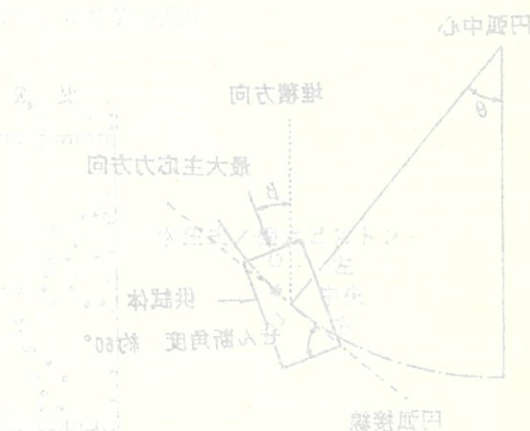


図16. 滑り面の応力状態

- 8) Redy, A. S. and Rao, K. N. V.,: Bearing capacity of strip footing on anisotropic and nonhomogeneous clays, Soils and Foundations, Vol. 21, No.1, pp. 1-6, 1981
- 9) Aas, G.,: A Study of the effect of Vane shape and rate of strain on the measurement of insitu shear strength of clays, Proc. 6th ICSMFE, Vol. 1, pp. 141-145, 1965
- 10) Ladd, C. C., Foott, R., Ishihara, K., Schlosser, F. andoulos, H.,: Stress-deformation and strength characteristics. Proc. 9th ICSMFE, Vol. 2, pp. 421-494, 1977
- 11) 正垣ら：大阪湾に堆積する沖積粘性土地盤の強度異方性，関西地盤の地質構造と土質特性に関する最近のシンポジウム論文集，pp. 41-46, 1992
- 12) 正垣ら：自然堆積土の非排水強度特性と残留間隙水圧に及ぼす攪乱の影響，サンプリングシンポジウム論文集，pp. 53-56, 1992
- 13) 正垣ら：粘性土の強度・圧密パラメータと有効応力に及ぼす攪乱の影響，第28回土質工学研究発表会，pp. 59-62, 1993
- 14) 正垣ら：一軸圧縮下の有効応力経路に及ぼす異方性の影響，第28回土質工学研究発表会，pp. 773-776, 1993



可視化の進む物理探査技術

(株)ダイヤコンサルタント

東京事業部物理探査部 西 田 薫

はじめに

物理探査技術は地下資源の賦存調査を目的とする場合も含めて地盤内の地層構成や地盤物性の分布を空中あるいは地上から、広い範囲を効率的に調査する方法として古くから用いられて来た。

地盤工学分野においては、実際に地盤を掘削した結果と対比・検証されることが多く、その調査精度について不満の向きもあるように思われるが、物理探査結果が提供する情報が設計・施工計画の立案および工事費の積算に不可欠なことから幅広く利用されている。最近になって社会環境の変化に伴う利用目的の拡大、測定・解析技術の進歩に伴う調査精度の向上、また新しい調査技術の登場などをきっかけとしてあらためて注目を集めているように思われる。

最近の技術的な特徴として、物理探査の結果がカラー図面を含めたわかりやすい表示で示される傾向にあることが指摘できる。カラーコンターなどの画像断面表示は地中断面の擬似透視図として扱うことができ、施工計画の立案・変更など地盤工学的な利用をはかる上で地中のイメージを得易い特徴を有している。

本文ではそのような特徴を有するいくつかの物理探査法を取り上げて概略の調査方法と実施例について述べる。

1. 比抵抗2次元探査法

地表に設定した測線上に等間隔に電極を設置し、これらの電極の組合せを用いて測定した多数のデータを用いて逆解析法によって地盤中の比抵抗分布を解析する調査法は開発主体や機関によって比抵抗映像法、高密度電気探査法あるいは ρ_a - ρ_u

法などと呼ばれている。それぞれの調査方法は固有の特徴を有しているが、ここではその違いには触れず原理的にはほぼ同じと考えて良いので、これらを総称として比抵抗2次元探査法と呼ぶことにする^{1),2)}。

(1) 調査方法

地表に設けた電極の中から1対の電流電極を選んで、地盤中に電流を流すと地盤中の比抵抗分布に対応した電場（電位分布）が形成される。この電位分布が地表に現れた部分を電流電極とは別な1対の電極を選んでずらしながら繰り返し測定する。一とおりの測定が終われば電流電極をずらして同じように電位分布を測定する。電極配置の方法は、電流電極及び電位電極のそれぞれ一方を測線からはるかに遠方に設置して遠電極とする2極法、電流電極の一方を遠電極とする3極法および電流および電位電極のすべてを測線上におく4極法などが用いられている。

2極法は探査範囲が比較的大きく取れること、測定電位が大きいので測定がしやすいことなどから最も良く利用されていると思われる。しかし、調査地の地形条件や都市内などの社会環境条件から遠電極が設置出来ない場合などには4極法が用いられることも多い。

図-1に比抵抗2次元探査法の作業手順を示す。

図-2には2極法による測定模式図を示す。

データ解析には逆解析法が用いられる。図-3には筆者たちが用いている解析手順を示す。

この方法ではまず現地地形を考慮した比抵抗分布の初期モデルを作成し、これに対して現地測定と同じ電極配置で測定した場合の仮想測定値を有限要素法を用いて計算する。次にこの計算値と実

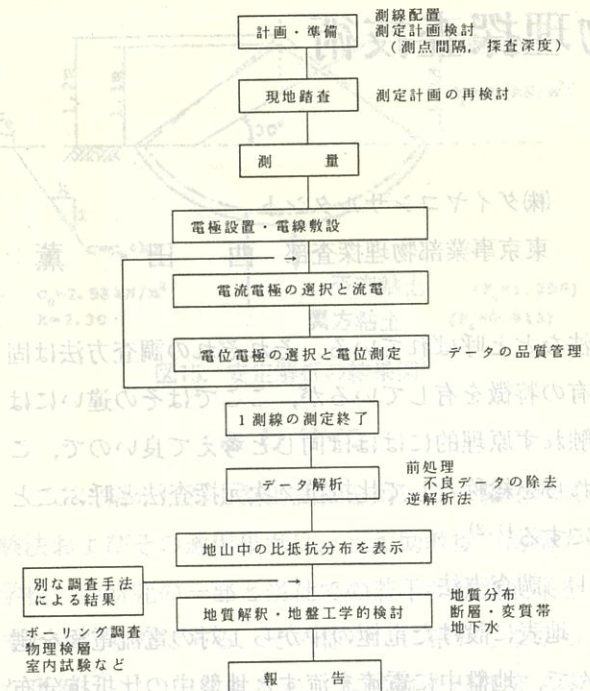


図-1 比抵抗2次元探査法の作業手順

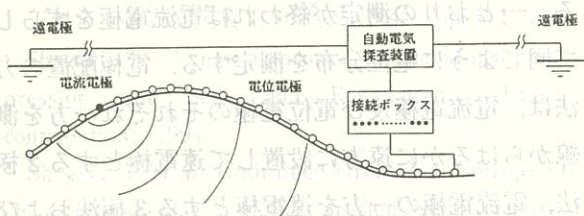


図-2 2極法による測定模式図

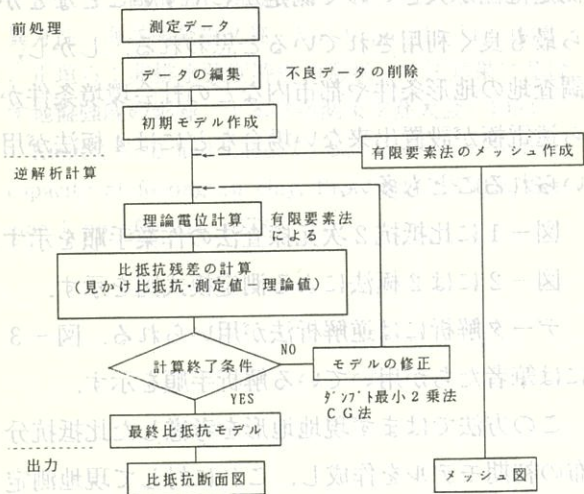


図-3 データ解析の手順

際の測定値との差を用いて初期モデルを修正する。修正されたモデルを用いて同様の計算をモデルが収束するまで繰り返し行い、最終的な比抵抗分布モデルを得る。

(2) 実施例

ここ数年、トンネル地山の施工前調査やダムサイトの調査など多くの目的に良く利用されるようになった¹⁾。弾性波探査と併用されることが多く、弾性波速度分布図が地山の力学的な情報を反映しているのに対し、比抵抗分布図は地下水や地質および変質帯の分布に関する情報を反映することが多いと考えられ、お互いに相補う情報の提供が期待されている。現状では探査深度が200m程度までの探査に適していると考えられる。

図-4 に比抵抗2次元探査の実施例を示す。

調査地は丘陵地縁辺部に位置し、測線左端部の丘陵地縁辺を構成する凝灰角礫岩、礫岩および砂岩を主体とする洪積層とシルト、粘土が優勢な沖積層が分布している。断層を含む地質分布状況を把握する目的で比抵抗2次元探査を実施した。電極間隔は2mとし、調査地が市街地に近かったために遠電極が設置出来ず電極配置はダイポール・ダイポール配置を用いて測定した。データの総数は479である。測線の300~100mの深度10~15m付近に分布する20Ω・m以下の低比抵抗部分が沖積層の分布に対応し、測線の右側に厚くなる傾向を示している。

2. ジオトモグラフィ

ジオトモグラフィと総称される手法の内、電磁波トモグラフィを除く比抵抗トモグラフィと弾性波トモグラフィについて述べる。

2-1 比抵抗トモグラフィ

(1) 調査方法

比抵抗2次元探査法と原理も調査方法もほぼ同じ手法と見なすことが出来る。ただし、ボーリング孔の調査横坑を利用して調査対象領域を取り囲むように電極を配置して測定をする場合には比抵抗トモグラフィ³⁾と呼んでいる。

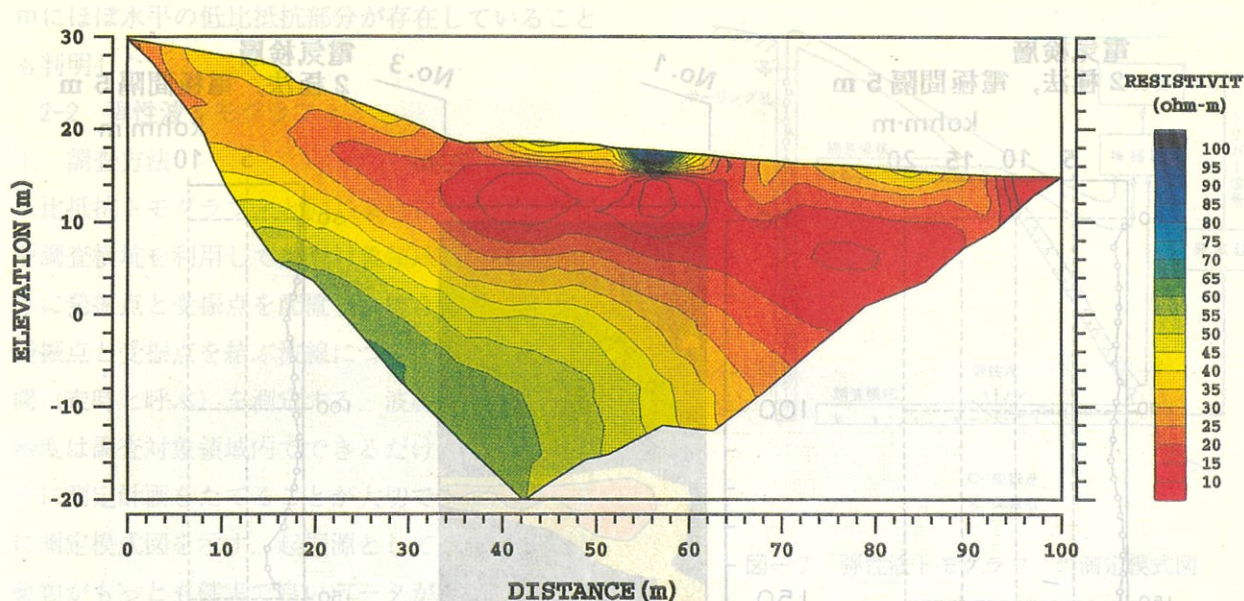


図-4 比抵抗2次元探査の実施例

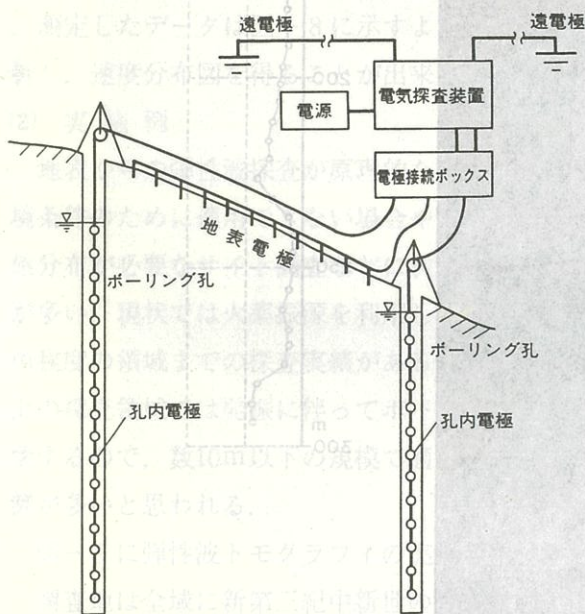


図-5 比抵抗トモグラフィの測定模式図(2極法)

ボーリング孔や調査横坑を利用することに伴い、電極の設置に特別な工夫が必要になることがある。ボーリング孔内に水がない場合やボーリング孔が上向きの場合などには孔内を砂やセメントミルクなどで充填する必要も生じる。

電極の配置方法についても基本的には比抵抗2次元探査法と同じように2極法と4極法が用いられることが多い。

図-5に2極法の場合の測定模式図を示す。

(2) 実施例

調査対象領域を取り囲む測定をすることから、土木構造物建設地点のサイト調査などに利用されることが多い。他のジオトモグラフィ手法に比較して、広い探査領域を探査することが可能であること、ボーリング孔を破壊しないなどの特徴を有する。現状では500m×500m程度までの探査範囲の実績がある。

図-6に比抵抗トモグラフィの実施例を示す。調査地は粗粒花崗閃緑岩が分布している。この花崗閃緑岩の水理特性評価への適用性を検討することを目的として比抵抗トモグラフィを実施した。孔口距離が70mの深度と400mと300mの2本のボーリング孔内に5m間隔で電極を設置し、ボーリング孔間の測定を行った。測定はダイポール長20mのダイポール・ダイポール配置を用いて実施した。測定データ数は2,296である。5m間隔の電極を利用してノルマル配置で電気検層も併せて実施した。

比抵抗トモグラフィの結果は電気検層の結果とほぼ整合的な結果を示している他、No.1孔で確認された深度170～230および280～350mの区間の高比抵抗部はNo.3孔に向かってほぼ水平に分布していることを示している。また、深度250～270

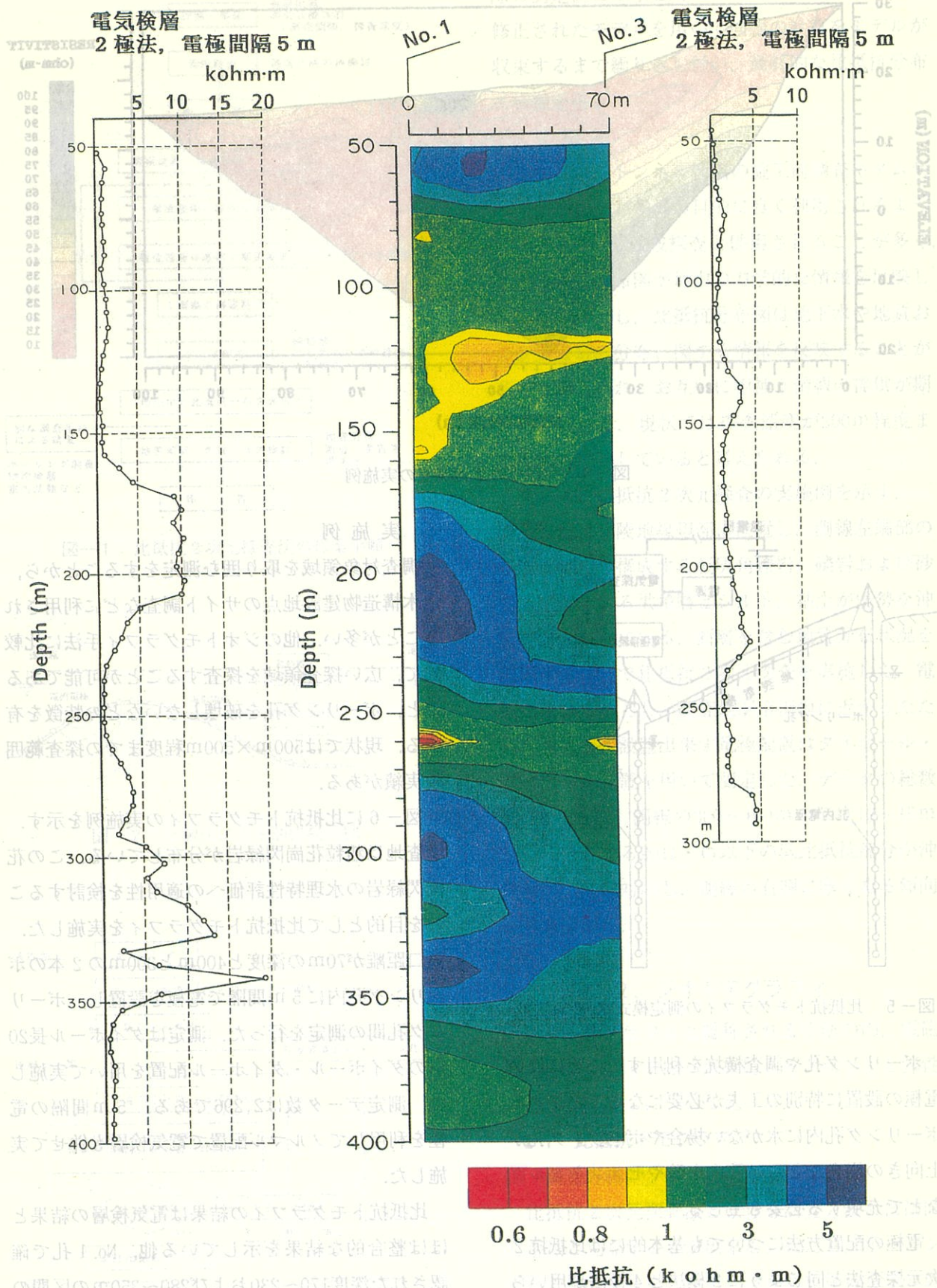


図-6 比抵抗トモグラフィの実施例

mにほぼ水平の低比抵抗部分が存在していることも判明した。

2-2 弾性波トモグラフィ

(1) 調査方法

比抵抗トモグラフィと同じようにボーリング孔や調査横坑を利用して調査対象領域を取り囲むように発振点と受振点を配置し、できるだけ多くの発振点と受振点を結ぶ波線について弾性波伝播時間（走時と呼ぶ）を測定する。波線の方角と分布密度は調査対象領域内でできるだけ均等になるように測定計画をたてることが大切である。図-7に測定模式図を示す。起振源としては現状では火薬類がもっとも確実に良いデータが得られるが、ボーリング孔内用のスパーカー振源なども開発されている。

測定したデータは図-8に示すような方法で解析し、速度分布図を得ることが出来る。

(2) 実施例

地表からの弾性波探査が原理的な理由や社会環境条件のために適用できない場合や力学的な物性値分布が必要なサイト調査などに利用されることが多い。現状では火薬振源を利用して200m×200m程度の領域までの探査実績があるが、数10m以上の探査領域では発振に伴ってボーリング孔が破壊するので、数10m以下の規模で適用されている例が多いと思われる。

図-9に弾性波トモグラフィの実施例を示す。

調査地は全域に新第三紀中新世の安山岩および碎屑岩類が分布しており、地表踏査およびボーリング踏査の結果によれば、比較的亀裂の少ない堅硬な部分が自破碎状の亀裂の多い部分を覆って分布している。このような場合には地表から行う弾性波探査では下位に分布する自破碎状の亀裂の多い地質分布状況の把握が困難であるため弾性波トモグラフィが実施された。A-B孔間とB-C孔間とは独立した測定と解析を行った。受振点は各ボーリング孔および地表に5m間隔で配置した。発振はB孔および地表で、ダイナマイトを用いて行った。測定データ数はA-B孔間が778、B-C孔

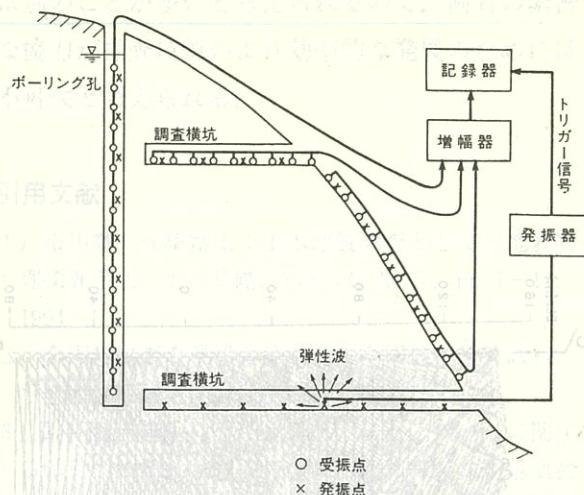


図-7 弾性波トモグラフィの測定模式図

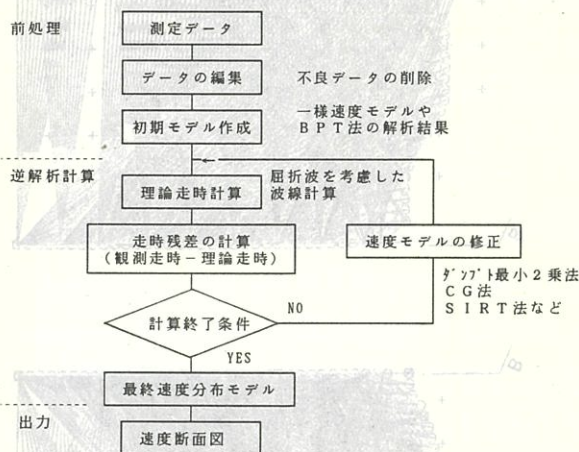


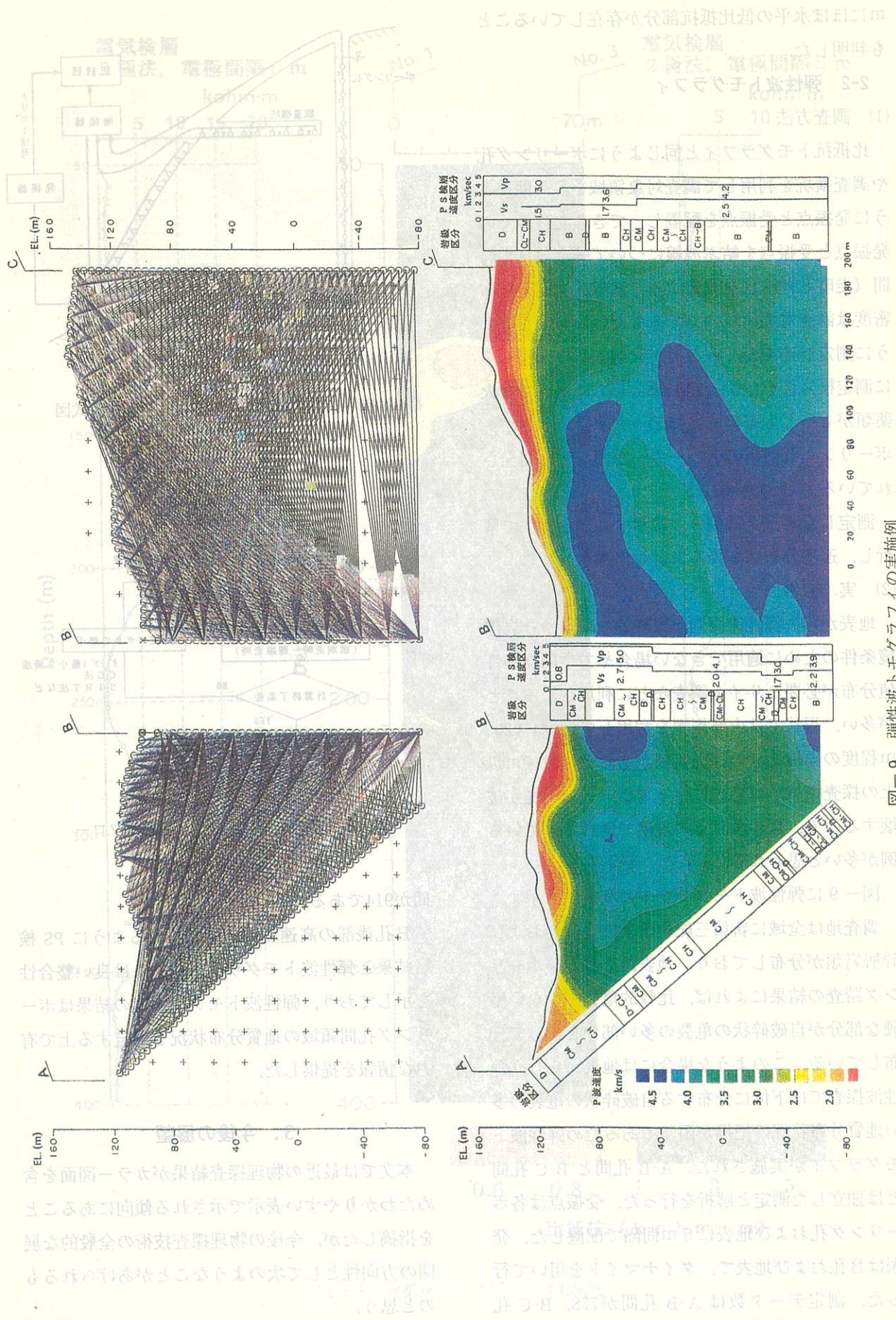
図-8 弾性波トモグラフィの解析フロー

間が914である。

B孔浅部の高速度部分に見られるようにPS検層結果と弾性波トモグラフィ結果とは良い整合性を示しており、弾性波トモグラフィの結果はボーリング孔間領域の地質分布状況を推定する上で有力な情報を提供した。

3. 今後の展望

本文では最近の物理探査結果がカラー図面を含めたわかりやすい表示で示される傾向にあることを指摘したが、今後の物理探査技術の全般的な展開の方向性として次のようなことがあげられるものと思う。



図一9 弾性波トモグラフィの実施例

- ・測定技術と解析技術の進歩に伴う高精度化の方向
- ・線・面の調査からボリュームの調査への展開
- ・モニタリングを目的とした動的な探査の適用拡大
- ・他分野（主として計測分野）技術との相互浸透の活発化
- ・都市土木への適用の拡大

物理探査技術の新しい展開は今後ますます活発になっていくと思われるが、これに伴い探査結果の地盤工学的な利用技術の発展を図っていく必要があると考えられる。現状では探査技術の開発を担当する技術者と探査結果を利用する技術者と

は別のことが多いと考えられるので、両者の緊密な協力が探査技術のより効率的な発展のためには不可欠と考えられる。

引用文献

- 1) 市川慧, 稲崎富士: 土地地質調査としての地表物理探査手法, 土と基礎, Vol. 42, No. 5, pp. 7~12, 1994.
- 2) 全国地質調査業協会連合会: 全国標準積算試料, 平成6年度改定歩掛版, 1994.
- 3) 島裕雅, 坂山利彦: 比抵抗トモグラフィーに関する基礎的検討, 物理探査学会, 昭和61年秋季講演会予稿集, pp. 96~97, 1986.



良質不攪乱試料の採取

——原位置凍結サンプリング——

論文用紙

(株)東京ソイルリサーチ

大 原 淳 良

1. はじめに

世界でも有数の地震国であるわが国では、原子力発電所、ダム、長大橋梁など、重要施設の基礎は、岩盤立地が前提とされてきた。しかし、国土が狭く環境破壊などの問題が提起される今日では、経済コストに見合う場所での岩盤立地が難しくなっている。この様な現状から、ダム、原子力発電所などの重要構造物を第四紀地盤へ立地する計画が進められ、その有力候補として砂礫地盤が検討されている^{2)~6)}。また、軟弱地盤地域に共同溝、高速道路、高層住宅、超高層ビルなどの大型構造物の建設が進められている。

我が国の軟弱地盤に類似したサンフランシスコでは、1989年に発生したロマプリエタ地震により、ライフライン、道路橋など、湾岸の埋め立て地に於いて砂地盤の液状化に伴う大きな災害が報告されている^{7)~9)}。さらに、その後の釧路沖地震、北海道南西沖地震、ノースリッジ地震等により人的災害を含めた大規模災害が多発している^{10~11)}。この様な液状化に伴う災害を防ぐためには、耐震設計に必要な地盤定数を正確に把握する必要がある。したがって、特に重要な施設の耐震設計に用いる室内試験試料は、可能な限り現地盤を再現できる不攪乱状態で採取される事が望まれる。

ここでは、20年来の研究成果^{1)~3), 5), 6), 12)~16)}から砂質土、礫質土のサンプリング方法として、その有効性が認められてきた原位置凍結サンプリング（以下凍結サンプリング）を紹介する。

2. 凍結サンプリングの概要と特徴

凍結サンプリングとは、不攪乱試料を採取する

地盤中に、先端を閉鎖した直径50~100mmの凍結外管と呼ぶ鋼管を設置して、その内部に凍結内管を通じて冷媒を供給し、凍結外管の外周地盤を凍結させ、凍結地盤から凍結状態のまま試料を採取する方法である。試料の採取方法には、土質および土質試験の内容に応じた必要径のサンプラー（試料径 $\phi 50 \sim 300 \text{mm}$ ）を用いて凍結地盤からコアリングする方法と、サンプリング深度が浅い場合は、バックホウまたはクレーンなどを用いて凍結地盤全体を引上げる方法がある。

本工法の特徴は、地盤を原位置の応力ひずみ状態で凍結後、試料を採取するため、掘削に伴う乱れや応力解放による乱れがほとんどなく、試料の輸送、供試体の整形、試験機へのセットなども凍結状態で行うことができる。また、試験機にセットされた試料は、適正な拘束圧のもとで解凍し、そのまま試験に供せるため、乱れの要因を排除した極めて高品質の不攪乱試料を室内土質試験に提供できることにある。

3. 凍結サンプリングの適用条件

凍結サンプリングを行って良質の不攪乱試料が採取できる条件は、土が凍結でき、さらに凍結融解の過程でその構造が乱されないことである。そのためには、以下の条件を満足する必要がある。

- (1)飽和度が高いこと。
- (2)細粒分含有量が少ないこと。
- (3)適度の拘束圧が得られること。
- (4)凍結に伴って膨張する氷によって間隙水がとじ込められないで凍結が進むこと。
- (5)凍結外管設置のため削孔されて乱された領域の外側の乱されていない凍結部分から試料を採取すること。

(1)の条件は、地盤が乾燥していると凍結しないことのほか、凍結した土柱を確実にコアリングまたは引抜く際に凍土に加わる外力に抵抗するために必要である。凍結土の強度が飽和度の増加とともに大きくなることを考えれば、少なくとも砂質土で70%以上、礫質土で80%以上の飽和度が望ましい。

(2)、(3)の条件は、凍結サンプリングが凍結膨張の起こりやすい粘土やシルトなど細粒分含有率の多い土に不向きであることを意味する。凍結中に体積膨張が起こると土の構造が凍結以前と異なってしまうため、融解後のその力学特性も変化する。

図-1は凍結により試料の体積膨張ひずみを細粒分含有率と拘束圧力を指標として示したものである¹⁵⁾。後藤ら¹⁶⁾の研究によれば、凍結による膨張ひずみが0.1~0.5%を越えると融解後に液状化強度の低下が見られることが示されている。したがって、細粒分含有率が5~10%以下で、ある程度の拘束圧があれば、凍結融解の液状化強度に与える影響は小さいと考えられる。また、拘束圧が高くなれば細粒分含有率20~30%位までの砂質土でも、チューブ試料の結果に比べて大きな液状化強度が得られた例も報告されており、凍結サンプリングの可能性はある¹⁷⁾

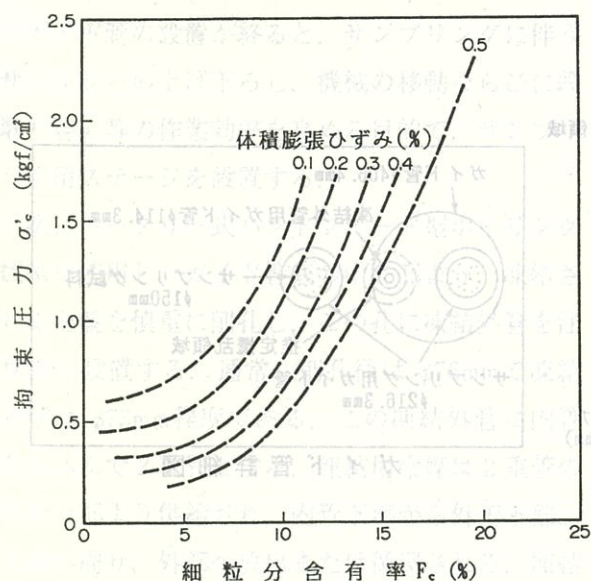


図-1 細粒分含有率と拘束圧力が凍結による体積膨張ひずみに与える影響 (佐藤・辰井・時松, 1988¹⁵⁾による)

(4)の条件は、凍結領域が、水が凍ることによって増加する約1割分の水をその外側に追い出しながらか成長する必要があることを意味する。これは水が凍結土内部に閉じ込められて凍ると膨張し、原位置の土の構造が破壊される危険性があるためである。このような状態は、例えば、複数の凍結管を地盤内に設置して凍結を行うと、各凍結領域が重なり合っておこる可能性がある。したがって、通常地盤に1本の凍結管を埋め込み、凍結土を円柱状にゆっくりと成長させる方法が採用されている。

(5)の条件は、凍結管設置に伴う乱れの範囲が、砂質土の場合、凍結管の周囲に凍結管の直径の1~2倍程度あり、その外側の凍結部分から室内試験用供試体を得る必要があることを意味する。粒子径の大きい砂礫の場合はさらに外側から試料をコアリングする必要があると考えられる。

4. 凍結サンプリングの手順と方法

地盤の凍結は表層からある深度まで連続して行う場合と、表層に非凍結部分を残して地中のある層を対象として行う場合とがある。前者を全深度凍結、後者を部分凍結と呼ぶ。凍結土を地盤よりサンプリングする方法は、凍結土の種類と深度に依存する。凍結土が表層に近い時は、直接引き抜いたり、または掘り起こす方法が経済的である。一方、地中にある時は引抜き抵抗が大きくなるため、コアリングが主流である。コアリングには、凍結土のほぼ全体をコアリングするオーバーコアリング¹⁸⁾と、一部をサンプリングする部分コアリングの2種類がある。オーバーコアリングは砂質土に、部分コアリングは砂礫 (図-2) に使われた実績が多いが、最近では砂質土 (図-3 または図-2) に対しても部分コアリングが使用される機会が多くなっている。以下に、凍結サンプリングの中で最も使用頻度の高い部分凍結部分コアリングについてその手順を紹介する。

1) 凍結サンプリングの準備

表層に非凍結部分がある場合は凍結に先立ち、

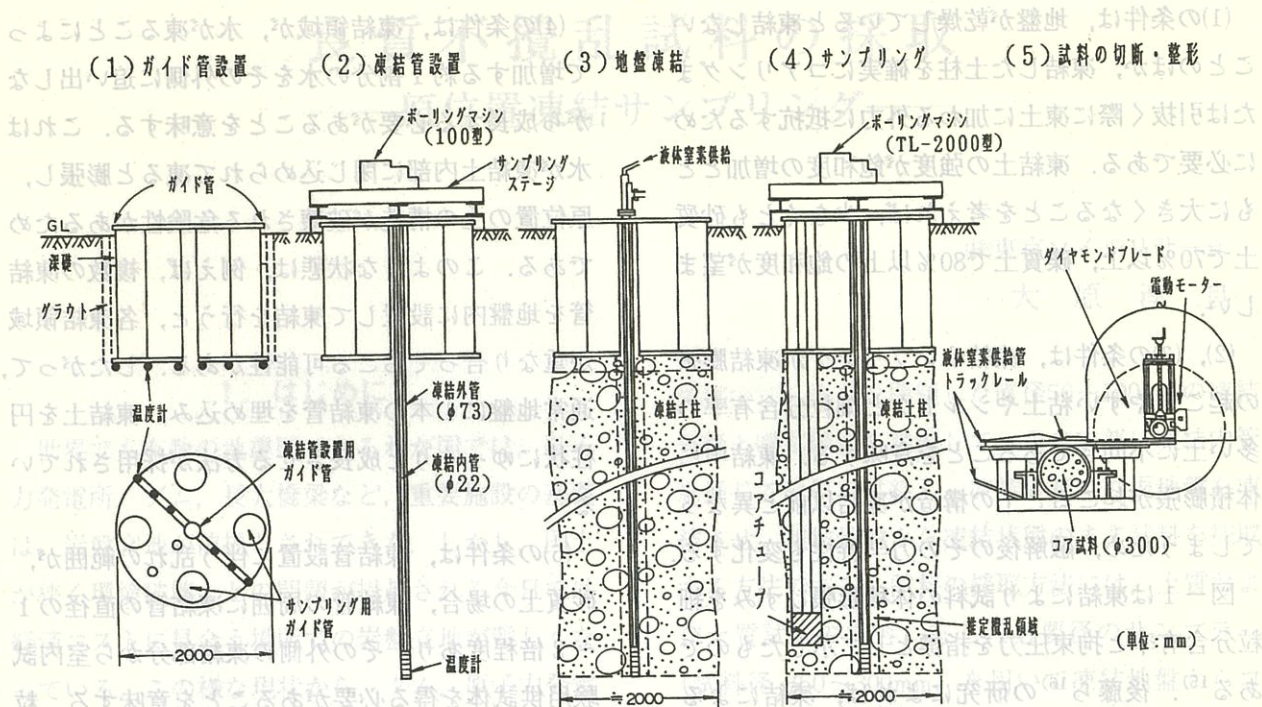


図-2 礫質土に対する部分凍結部分コアサンプルング手順 (砂質土にも適応可)

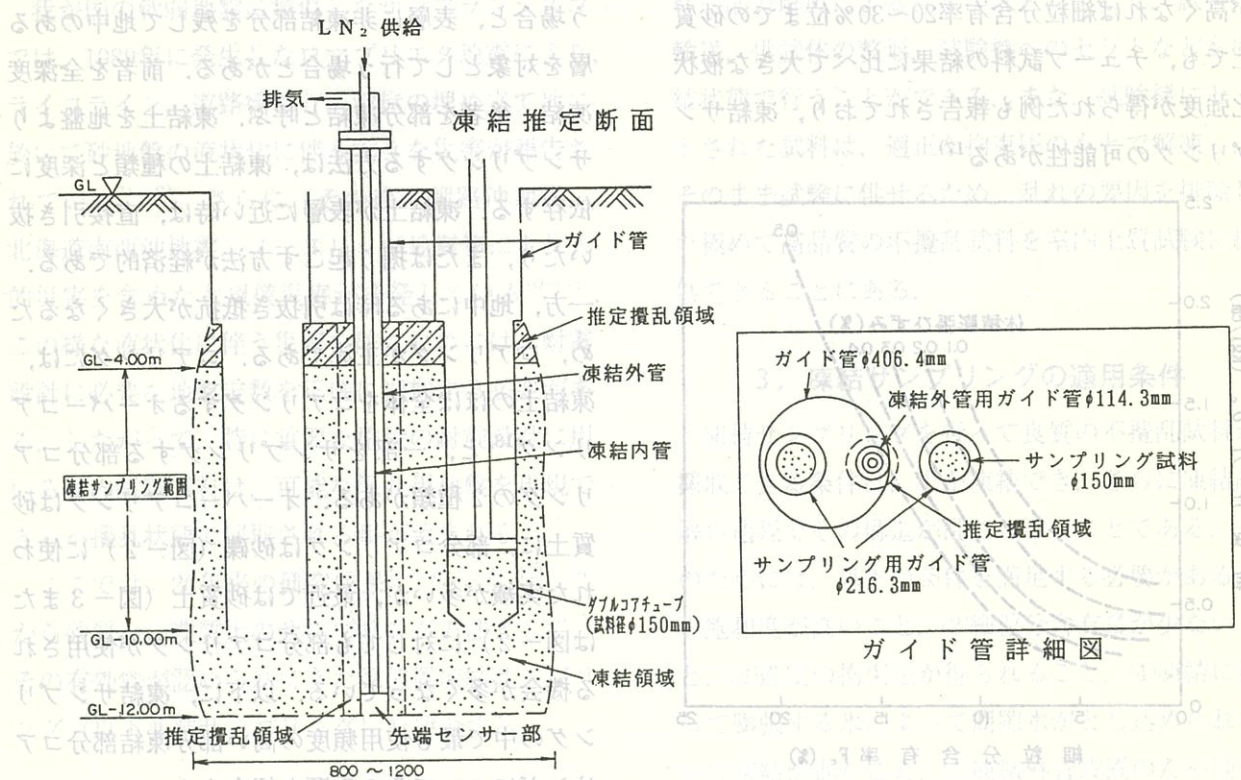


図-3 砂質土に対する部分凍結部分コアサンプルング概念図

凍結対象部分の上部に削孔径の1～2倍程度の土層を残して削孔し、ガイド管とよぶ鋼管を設置する。

対象土層まで削孔しないのは、過度の応力解放を避けるためである。

ガイド管設置は孔壁保護、地盤凍結終了後の迅速かつ垂直なコアリングを目的とするほか、掘削に伴う凍結対象地盤の応力解放の低減策として役立つ。

ガイド管の形状はコアリングの方法と、コア径によって異なるが、砂質土でオーバーコアリングを行う場合は径60～80cm前後の鋼管を用いた方法が開発初期には良く行われていた¹²⁾。また、礫質土で部分コアリングを行う場合は、図-2に示すように、センターに凍結管設置用のガイド管を取り付け、この管の外側に同一深度から数本の供試体が採取できるよう、また、砂質土に対しても同一深度で数シリーズの試験を行う場合などに、図-2または、図-3に示すサンプリング用ガイド管が使われた実績が多くなっている。ガイド管の直径は、土質に応じた必要試料径の大きさとサンプリング深度と垂直コアリング精度の関係から、礫質土で1.2～2m、砂質土では80～120cmを用いた実績が多い。

ガイド管の設置が終ると、サンプリングに伴うサンプラーの上げ下ろし、機械の移動ならびに段取り替え等の作業効率を高める目的で、サンプリング用ステージを設置する。

次にロータリー式ハンドフィード型ボーリング機械を使用し、ガイド管底の中心部より、凍結させる地盤を慎重に削孔し、この孔に凍結外管を注意深く設置する。通常、削孔径は $\phi 76\text{mm}$ で凍結外管は $\phi 73\text{mm}$ 程度である。この凍結外管に内管を差込んで2重管とする。凍結用冷媒は2重管の内管上部より供給され、内管下部から外管下部、上部へ周り、外部へ放出または循環される。凍結管の最下端には凍結領域を確認するための温度計(熱電対)が深さ方向に接続されている。さらに、非凍結部分がある場合は、凍結管の対応部分の内

側に断熱管を挿入する方法と外側に断熱材を巻く方法のいずれかを採用する。

2) 地盤凍結

凍結に用いる冷媒は(1)液体窒素、(2)塩化カルシウム溶液、(3)エタノールにドライアイス投入したものがある。限界温度が約 -196°C の液体窒素は、タンクローリーまたは可搬式極低温容器(約120～340キログラム入り)から、ステンレス、銅管などのパイプを通じて凍結管内に圧送され、凍結外管の外周地盤を冷却したあと、気化ガスとなって大気中に放出される。液体窒素は、3種類の冷媒中最も低温であるため、凍結管1本を用いて直径80cm、層厚10mの砂質凍結の形成を40～60時間程度で行える。この際、液体窒素の消費量は12～20トン程度である。また、直径2m、層厚11mの砂礫の凍結に8日程度を要す。ただし、本工法は液体窒素使用の法規制により技術者の常駐管理が義務づけられている点で制約を受け、また液体窒素の使用が全体のコストを高める。

-30°C 程度の塩化カルシウム溶液を冷凍機を用いて閉回路方式で巡回させる方法は、ブライン工法と呼ばれている。3種類の冷媒中最も温度が高いため、液体窒素に比べ8～10倍程度の時間がかかるが、工期に余裕があり工事電力が仮設された現場では廉価な方法となる。

エタノールに昇華温度 -78.5°C のドライアイス投入して、 $-40\sim-60^{\circ}\text{C}$ の冷媒を作製し、水頭差を利用させる方法は開発当初に用いられていた。この方法では、凍結管を循環して戻ってきた冷媒を、再度冷媒供給槽に運搬する作業が必要で、コストは安いが普及しなかった。エアー駆動ポンプを用いてこの冷媒循環を閉回路とした方式は、開発したばかりであり、改善の余地があるものの、その機動性と廉価性より、今後有望な方法と思われる。なお、実績によれば、凍結管1本を用いて直径70cm、層厚6m(GL-8～14m)の砂質凍結の形成に約2日間と比較的良好な結果が得られている。この際、ドライアイス約1トン、エタノール約200リットルを消費している。

凍結土柱の成長は、凍結管下部および場合によってはガイド管底部に設置した熱電対でモニターされ、冷媒供給量の管理と凍結土柱の成長予測に用いられる。

3) サンプリング

礫質土は室内土質試験用供試体径が大きいため、コアリングを室内土質試験と供試体と同じ径で行えば、その後の整形や運搬の効率が良い。そこで、成長した凍結土柱の中心（凍結外管）から離れた部分の凍結を供試体径でコアリングする。例えば、直径30cmの供試体を得る場合、 $\phi 340\text{mm}$ のダブルコアチューブを用いて、冷却液による送水掘りを行い、長さ60cm（供試体直径の2倍）以上（1～1.5m）の試料をコアリングする。次に、試料先端部をコアチューブに内蔵されたコアリフターで拘束し、試料とコアチューブを一体としてボーリング機械の引き抜き力を用いて試料を切断後、クレーンにより地上に引き上げる（写真-1, 2）。なお、凍結外管周辺の乱れ領域の外側から直径30cmの試料を採取するためには、直径2m程度の凍土を作成する必要がある。この場合、サンプリング用ガイド管を適切に配置すれば、同一深度で4～5本程度の試料採取が可能である。

削孔用ビットはダイヤモンドビットが主流である。メタルビットによる削孔は、礫が小さく砂分の多い土質には適用できるが、礫質が硬く礫径の大きい場合は、掘進に時間がかかるとともに、カット面の仕上がりも悪く試料として使用できない。なお、ダイヤモンドビットは、礫質に合わせた硬度のマトリックスの使用が重要で、マトリックスの適否が切削速度、礫のカット面の優劣ならびにビットの消耗度を左右する。このようにして得られた礫のカット面は滑らかで、礫間の砂の流出はほとんど見られない（写真-3, 4）。

採取後、ダイヤモンドブレードを用いて試料の両端面を整形し、室内土質試験用供試体寸法に仕上げる（写真-5, 6）。この際、摩擦熱や外気温などで試料が解凍しないよう、試料および切削刃の温度管理が重要である。整形した試料は、そ

のまま試験に供せるよう、また昇華を避けるため、ゴムメンブレンを装着し、さらに厚さ50mmの発泡スチロールで防護し、保存容器に納めて冷凍車で実験室の冷凍庫まで輸送する。現在までの採取深度は、GL-4～21mまでとなっており、さらに深い位置からのサンプリングも可能である。

当初礫質土に対して開発された部分コアリング方式は、砂質土でも応用される。この場合、室内土質試験用供試体より大きい径（例えば15cm）でコアリングし（写真-7, 8）、同一深度で4本の供試体（例えば5cm径）を作成する方法が行われ、効率化と低廉化が計られている。なお、凍結サンプリングの実績（当社関連）は、砂礫試料に対して直径30cmで試料長さ約1mのもの140本強と試料径5～15cmで試料長さ約1mのもの40本弱を採取し、砂質土に於いては試料径15cmで試料長さ1mのもの230本強と試料径5～80cmで試料長さ約1～8mのもの90本弱を採取している。

4. 凍結サンプリングの工学的意義

1) 試料の乱れと力学的特性

凍結サンプリングの有効性を考えるためには、通常のサンプリングに伴って生ずる試料の乱れが非粘性土の力学的特性に与える影響を理解しておくことが重要である。サンプリング試料に乱れを与える要因は、コアリング中の振動やせん断、コアリング後の応力解放、室内への運搬中の振動、試料整形時の外乱等により試料に加わる応力履歴（主としてせん断履歴）である。試料にせん断力に加わると、まず土の微視構造が乱される。さらに乱れが進むと、微視構造だけでなく、密度まで変化してしまう。このような、試料の微視構造と密度の変化こそ、室内土質試験から求められた強度が原位置のそれを反映しない主要因である。

非粘性土の強度のうち、排水せん断強度は主に密度に支配されて決まる。したがって、乱れによって微視構造がある程度変わっても、原位置の密度を保持した試料であれば、原位置の排水せん断



写真-1 サンプラーの引き上げ



写真-2 サンプラーと採取試料



写真-3 採取試料の一例(φ300mm)



写真-4 採取試料の一例

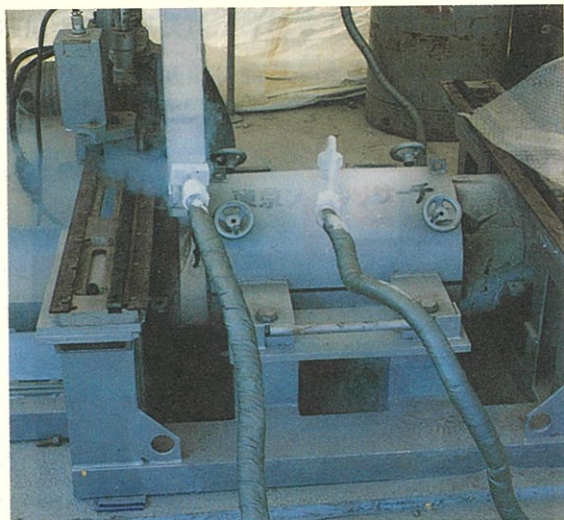


写真-5 室内試験用に整形中

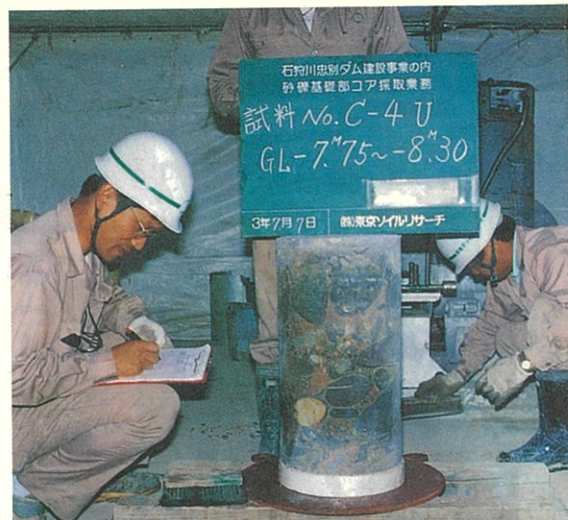


写真-6 室内試験用に整形完了
($\phi 300\text{mm}$ 長さ600mm)



写真-7 採取した砂試料の一例



写真-8 採取した砂試料の一例($\phi 150\text{mm}$)

強度を推定するに十分である場合が多い。一方、液状化強度は密度に加え微視構造に支配される。これは微視構造が非排水せん断時の間隙水圧変化を支配する負のダイレイタンス特性と対応しているためである。したがって、液状化強度（非排水繰返しせん断強度）を求めるためには、原位置の密度だけを保持した乱さない試料では不十分で、“微視構造も保持した良質の不攪乱試料”が望ましい。

図-4、図-5は、密な地盤で採取したチューブ試料と凍結試料の静的排水せん断強度と液状化強度をそれぞれ比較したものである¹⁹⁾。両者の

静的強度はほとんど変わらない（図-4）が、乱れを受けたと考えられるチューブ試料の液状化強度は、良質の試料と考えられる凍結試料の3分の1になっている（図-5）。

一方、図-6は井合ら²⁰⁾が、ゆるい埋め立て砂地盤を対象に、ほぼ同一深度で採取したチューブ試料（トリプルチューブサンプラー）と凍結試料の液状化試験結果を比較したものである。サンプリング方法が異なる両試料の相対密度は、凍結試料が約30%に対し、チューブ試料は2倍強の約80%と高い値を示している。両試料は液状化強度においても相対密度と同様の傾向がみられ、繰返

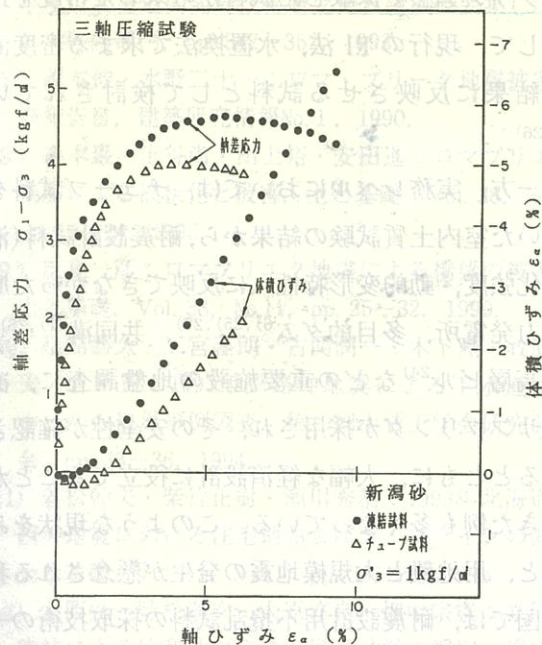


図-4 チューブ試料と凍結試料の静的せん断強度の比較 (時松・保坂, 1986¹⁹⁾による)

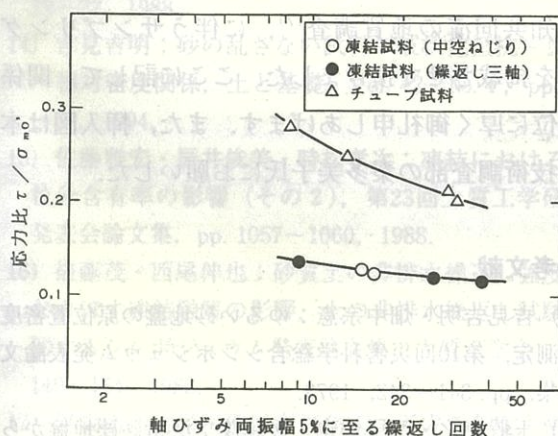


図-6 砂質土の液状化強度 (チューブ試料と凍結試料の比較) (井合・倉田, 1991²⁰⁾による)

し回数20回におけるひずみ両振幅が5%時のせん断応力比を比較すると、チューブ試料は凍結試料に対して約2倍高い値が報告されている。

密な砂に対する既往の成果²¹⁾によると、凍結試料の液状化強度に対してチューブ試料の液状化強度が著しく低下した事例は多いが、ゆるい砂地盤における両者を比較した研究成果は非常に少な

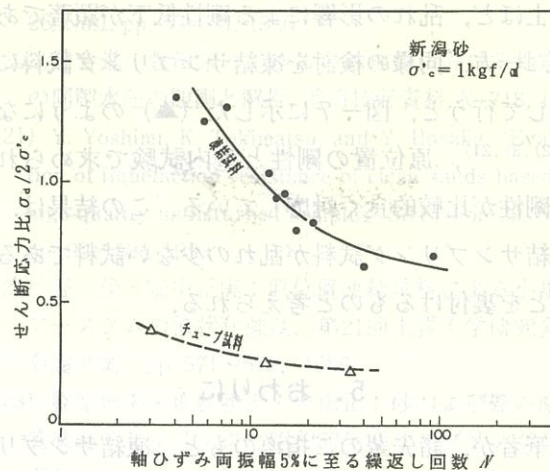


図-5 チューブ試料と凍結試料の液状化強度の比較 (時松・保坂, 1986¹⁹⁾による)

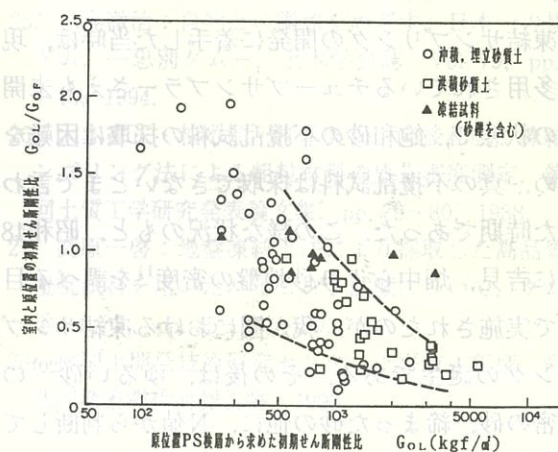


図-7 チューブ試料と凍結試料の原位置および室内試験で求められる初期せん断剛性の比較 (吉見・時松・保坂, 1989²¹⁾; 時松・内田・有泉, 1988¹³⁾; 玉置・西尾・後藤, 1986²²⁾; 畑中・鈴木, 1986³⁾による)

く、筆者の知る限り本例の他に谷ら²²⁾の一例が報告されている。

いずれも、凍結試料に対してチューブ試料の液状化強度が高く、チューブ試料の結果をもとに設計が進められると、危険側の数値が設定される可能性を示唆している。

乱れの影響は土のせん断剛性の変化にも認めら

れる。図-7の(○, □)は、原位置のPS検層結果から求められる初期せん断剛性と通常のサンプリング試料に対して室内土質試験から求められる値の関係を示している¹³⁾。原位置の剛性が高いほど、乱れの影響による剛性低下が顕著である。一方、同様の検討を凍結サンプリング試料に対して行くと、図-7に示した(▲)のようになり^{2), 3), 21)}、原位置の剛性と室内試験で求められる剛性が比較的良く対応している。この結果は、凍結サンプリング試料が乱れの少ない試料であることを裏付けるものと考えられる。

5. おわりに

筆者が、諸先輩のご指導のもと、凍結サンプリングに参画して20年の歳月が経過した。その間に、砂、砂礫、シラス、改良地盤、ロック材および火砕岩など40数例の凍結サンプリングに携わってきた。

凍結サンプリングの開発に着手した当時は、現在多用されているチューブサンプラーさえも未開発の状態、飽和砂の不攪乱試料の採取は困難を極め、真の不攪乱試料は採取できないとまで言われた時期であった。この様な状況のもと、昭和48年に吉見、畑中らより砂地盤の密度¹⁾を調べる目的で実施されたのが、我が国における凍結サンプリングの誕生である。その後は、ゆるい砂²⁰⁾の中密の砂、締まった砂の他に、N値から判断して液状化危険度の高い沖積シラスまで幅広くサンプリングを行って、チューブ試料との比較試験結果などから、凍結サンプリングの有効性が立証されてきている^{21), 23)~24)}。また、非岩着化の一環として、砂礫地盤が有望視^{4)~6), 25)}されているが、砂礫層は本来粒子間の結合力が弱く、良質の不攪乱試料の採取は困難とされていた。この砂礫地盤を対象に、凍結サンプリングを行って、砂試料と同様の室内土質試験が実施され、砂礫地盤の土質性状が明らかにされてきている^{2), 3), 5), 6)}。さらに、ロックフィルダムの施工管理に用いられているRI法、水置換法などの密度測定結果と、凍結サ

ンプリング法で採取した試料から求めた密度を比較して、現行のRI法、水置換法で求まる密度測定結果に反映させる試料として検討されている²⁶⁾。

一方、実務レベルにおいては、チューブ試料を用いた室内土質試験の結果から、耐震設計試料(液状化強度、動的変形特性)に反映できなかった原子力発電所、多目的ダム^{6), 25), 27)}、共同溝^{17), 28)}、超高層ビル²⁴⁾などの重要施設の地盤調査に、凍結サンプリングが採用され、その安全性が確認されるとともに、大幅な経済設計に役立てることができた例も多くなっている。このような現状をみると、用地難と大規模地震の発生が懸念される我が国では、耐震設計用不攪乱試料の採取技術の一つとして、凍結サンプリングの必要性が高まるものと期待されている。

本稿は、文献18)、の一部に加筆したものである。

最後に、挿入写真は石狩川忠別ダム⁶⁾、および愛知共同溝の地質調査¹⁷⁾、に伴うサンプリング例を掲載させて頂きました。ここに記して、関係各位に厚く御礼申しあげます。また、挿入図は本店技術調査部の秦多美子氏にお願いした。

参考文献

- 1) 吉見吉明・畑中宗憲：ゆるい砂地盤の原位置密度測定，第10回災害科学総合シンポジウム発表論文集，pp. 341~342，1973.
- 2) 玉置克之・西尾伸也・後藤茂：洪積砂礫地盤から採取した不攪乱試料の動的変形特性，第7回日本地震工学シンポジウム発表論文集，pp. 637~641，1986.
- 3) 畑中宗憲・鈴木善雄：東京礫層試料の動的変形・強度特性，第7回日本地震工学シンポジウム発表論文集，pp. 649~653，1986.
- 4) 松本徳久・安田成夫・大久保雅彦・木下靖：粗粒材料のせん断強度と動的変形特性，土木学会論文集 No.424/Ⅲ-14，pp. 94~104，1990.
- 5) 大岡弘・時松孝次・鈴木善雄・後藤茂・畑中宗憲・西尾伸也・牧原依夫・大原淳良：砂礫地盤の原位置液状化強度の評価法に関する研究，建築研究報告No.133，1993.
- 6) 正国之弘・小森敏弘・佐藤正義：忠別ダム河床堆積層の凍結サンプリングについて，第36回(平成4

- 年度) 北海道開発局技術研究発表講演概要集(3) ダム・砂防部門, pp. 347~352, 1993.
- 7) 岡本伸・水野二十一: ロマ・プリータ地震被害調査報告書, 建築研究情報No. 1, 1990.
- 8) 森本巖・土谷尚・田上裕・安田進: ロマプリータ地震による液状化と被害, 土と基礎, Vol. 38, No.11, pp. 19~24, 1990.
- 9) 川島一彦: ロマプリータ地震による橋梁の被害, 土と基礎, Vol. 38, No.11, pp. 25~32, 1990.
- 10) 塩路勝久・二宮嘉朗・古関潤一・木下勲・牧原依夫・吉田正: 1993年釧路沖地震による下水道マンホールの被災事例調査, 第29回土質工学会研究発表会, pp. 33~36, 1994.
- 11) 若松幹夫・柴竹正樹・瀬川秀恭: 1993年北海道南西沖地震における住宅地およびライフラインの被害, 土と基礎, Vol. 41, No.11, pp. 23~28, 1993.
- 12) 大岡弘・時松孝次・大原淳良・畑中宗憲: 原位置凍結による飽和砂の良質不攪乱試料の採取, 第18回土質工学会研究発表会論文集, pp. 95~96, 1983.
- 13) 時松孝次・内田明彦・有泉浩蔵: サンドコンパクションパイルを用いて改良した砂地盤の液状化強度, 第33回土質工学会シンポジウム発表論文集, pp. 19~22, 1988.
- 14) 吉見吉明: 砂の乱さない試料の液状化抵抗~N値~相対密度関係, 土と基礎, Vol. 42, No. 4, pp. 63~67, 1994.
- 15) 佐藤雅宏・辰井俊美・時松孝次: 凍結における細粒分含有率の影響(その2), 第23回土質工学会研究発表会論文集, pp. 1057~1060, 1988.
- 16) 後藤茂・西尾伸也: 砂質土の非排水繰返し強度におよぼす凍結融解の影響, 土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp. 149~154, 1988.
- 17) 建設省名古屋国道工事事務所: 平成5年度・愛知共同溝地質調査報告書, 1994.
- 18) 時松孝次・大原淳良: 凍結サンプリング, 土と基礎, Vol. 38, No.11, pp. 61~68, 1990.
- 19) K. Tokimatsu, and Y. Hosaka: Effects of sample disturbance on dynamic properties of sand, S&F, Vol. 26, No.1, pp. 53~64, 1986.
- 20) 井合進・倉田栄一: ゆるい砂地盤における地震時の間隙水圧の観測と解析, 港湾技研資料, No.718, 1991.
- 21) Y. Yoshimi, K. Tokimatsu, and Y. Hosaka: "Evaluation of liquefaction resistance of clean sands based on high-quality undisturbed samples" S&F, Vol. 29, No.1, pp. 93~104, 1989.
- 22) 谷 茂・安中正実: 原位置凍結試料による小規模アースダムの液状化強度, 第21回土質工学会研究発表会論文集, pp. 571~572, 1986.
- 23) 牧原依夫・佐藤雅宏・吉田正: 砂および礫の原位置凍結サンプリング, 昭和60年度サンプリングシンポジウム, pp. 41~48, 1985.
- 24) 畑中宗憲・杉本三千雄・鈴木善雄: 沖積世シラスと埋立シラスの原位置液状化強度, 砂質土および砂地盤の変形・破壊強度の評価に関するシンポジウム発表論文集, pp. 99~104, 1984.
- 25) 水島徹治: 自然との調和をめざす, 日本一の複合ダム, 一忠別ダム, 土木学会誌, Vol. 79, pp. 10~13, 1994.
- 26) 大本家正・柏木順・青木美樹・向後和広: 凍結サンプリング法による粗粒材料の盛立密度測定, 第23回土質工学会研究発表論文集, pp. 79~80, 1988.
- 27) 高原一啓: 地盤凍結工法により採取した高品質不攪乱試料を用いたパイピング試験について, ダム工学, No. 7, pp. 25~33, 1992.
- 28) 財国土開発技術研究センター: 平成4年度 愛知共同溝耐震検討報告書, 1993.



湧水の止水

(株)東建ジオテック
技術部 山田 敬二

1. はじめに

ここで紹介する湧水の止水方法は、調査後ににおけるボーリング孔からの湧水を対象としている。従って、被圧地下水の賦存地域あるいは地下水位以下の掘削面等のボーリング調査孔に限られ、事例も少ない。湧水に対する止水方法は、大豆や昆布(吸水膨張の利用)、丸太の打ち込みなど仮設的な要素の強いものからセメンテーションまで多種にわたり“好み”より使い分けられている。この止水方法は、セメンテーション技術の応用であり、一般のボーリング調査機材を使用し、確実に経済的な効果も期待出来る施工の一方法と考えている。

2. 止水方法

現在、原則としている機材、充填材、施工方法について要約する。もちろん、対象とするボーリング孔の状況は千差万別であり、施工方法など変更していく必要がある。

2.1 機材

使用機械は、一般のボーリング調査機材を使用する。充填量が多い場合は、貯留施設(ドラムカン等)を用意する。

2.2 充填材

充填材は、セメントミルクを使用する。ロッドを介して圧入するセメントミルクは、水150ℓにセメント100~120kgf(2.5~3袋)を溶解し、できあがりセメントミルク量182~188ℓ(セメント40kgfにつき12.7ℓづつ増加する)を標準(比重1.38~1.44)とする。このセメントミルクは、NS75エンジン、V6ポンプ及びミキサー(ドラムカンに羽根及び小型エンジンを取り付けた装置で

ベントナイト泥水の作成に使用される)の限界付近の値である。また、ポンプ用不可までの時間は、少なくとも4~5時間はあるものと考えられる。

地表から充填するセメントミルクは、水量を減らし比重1.6以上(手練りで作成)を使用する。

なお、セメンテーション技術では、崩壊に対して比重1.8程度、逸水及び湧水に対しては比重1.6程度が良いとされている。

充填量は、調査時における孔内体積の2倍程度の圧入量で止水可能であるが、湧水量により孔内の土砂流失も考慮した体積を見込む必要がある。

2.3 施工方法

- ①情報の収集及び施工計画：ボーリング孔の状況、湧水量など出来る限り情報を集め、対象とする滞水層を想定し、施工計画及び資機材を準備する。
- ②足場仮設、掘進：原則としてパイプ足場等の仮設(ケーシングの立ち上げ)は行わないが、湧水量の多い場合は湧水量を減少させる目的で実施する場合もある。掘進は、ロッドクラウンあるいはφ45mmのコアチューブを使用し、湧水させた状態で予定の深度まで清水掘りを行う。
- ③セメントミルクの圧入：所定の深度において、ロッドを介してセメントミルクを圧入する。圧入は、湧水が完全に止まるまで実施する。
- ④地表からのセメントミルク充填：ロッドを抜き、孔内にセメントミルクを充填する。セメントミルクが低下すれば追加する。また、ケーシングが設置してある場合は撤去し、再度地表よりセメントミルクを充填する。

3. 止水事例

3.1 対象とするボーリング孔の状況

当該地は長野県の山岳地帯にあり、西、北、東の三方を山で囲まれた谷状の低地で、崖錐斜面上に位置している。付近の地質は、石英～花崗尖緑岩及び玄武岩からなる新第三紀貫入岩類を基盤とし、安山岩を主体とする第四紀火山岩類がこれを覆っている。敷地周辺は、これらに由来する崖錐性堆積物（火山碎屑物も含む）が厚く堆積している。

斜面の末端地域においては、地形及び地質的な要因から地下水位が浅くかつ豊富であり、所々湿地帯を形成している。また、敷地を含めこの付近は被圧地下水の賦存地域となっており、井戸等により容易に水が得られる地域である。敷地内において対象となる被圧滞水層は、-10～-16m間及び-29m以深に分布している（層厚18m）。

ボーリング孔は、調査後一度埋められているが、その後の湧水により土砂の大半は洗い流されており VU150 管を布設して排水処理を行っている。このボーリング孔は、庭園内の憩い施設として使用する計画であった。施工時（7月末、豊水期）において、ボーリング孔の状況、被圧水頭は不明であり、湧水量は約250ℓ/min である。

3.2 施工計画

- ①充填材：圧入するセメントミルクは比重1.4程度とする。充填量は、土砂の流出で孔内体積が3倍になっていると仮定し、その2倍を圧入量とすると、 $210\ell \times 3 \times 2 = 1260\ell$ （セメント700kgf, 17.5袋）になる。また、地表からの充填量（セメント300kgf, 7.5袋）及び予備（セメント200kgf, 5袋）を合わせて、総充填量はセメント1200kgf（30袋）である。
- ②足場仮設：湧水量等より、地表面以上の水頭は4～5mと考えられ、湧水量を押さえるためにはその程度のケーシング立ち上げが必要となるが、実用的な足場高さから3mとする。
- ③ケーシングの挿入及び立ち上げ：ボーリング孔にケーシングを4.5m打ち込み、3m立ち上げる。

調査時の孔径 $\phi 116\text{mm}$ より拡大している可能性があり、ケーシングは $\phi 116\text{mm}$ 及び $\phi 127\text{mm}$ の2種類を用意した。

- ④掘進及びセメントミルクの圧入：掘進は $\phi 45\text{mm}$ のコアチューブを使用し、所定（GL-30m）の深度まで清水掘りを行い、ロッドを介してセメントミルクを圧入する。圧入は、湧水が完全に止まるまで実施する。小口径である $\phi 45\text{mm}$ コアチューブの使用目的は、ロッドの損傷、ジャーミング防止そして孔内の土砂を残しパッカーの代用とするためである。
- ⑤地表からのセメントミルク充填：ロッドを抜き、ケーシング内にセメントミルクを充填する。セメントミルクが低下すれば追加する。また、ケーシングを撤去し、再度地表よりセメントミルクを充填する。

3.3 施工

- ①ケーシングの立ち上げと湧水量：ケーシングは、ボーリング孔の状況（孔口は300mm程度に拡大）から $\phi 116\text{mm}$ とし、所定の深度まで打ち込みはできたものの傾斜により2.4mの立ち上げでしかできなかった。その時点での湧水量は、50ℓ/min 程度である。この湧水量は、予想より多い量であった。
- ②充填量：セメントミルクの充填量は、圧入量730ℓ（セメント400kgf, 10袋）で湧水が止まり、1230ℓ（セメント720kgf, 18袋）を圧入し、更に地表からセメント200kgf（5袋）を充填した。

4. おわりに

事例に示した様に湧水量が多い場合は、どうしても安全サイドとなり足場仮設（ケーシングの立ち上げ）により湧水量を減少させることも必要となるが、経験の積み重ねにより解決出来るものと思われる。なお、施工にあたっては、マニュアル的な要素が少なく、新たな情報（現地確認等）により適格に判断することが成否のポイントと思われる。

この止水方法は、経験的な段階であり理論的な

地下水の流向流速を連続計測できる測定装置

東邦地水株式会社

技術研究室 玉 腰 幸 士

1. まえがき

昭和39年に発生した「新潟地震」で砂の液状化の問題がクローズアップされ、土質定数や地下水の重要性が認められる様になった。その後の高度成長期で土地の有効利用の面から大深度の地下開発や大規模建造物が数多く施工される様になり、地下、特に地下水に対する技術が進歩してきた。

更に近年、環境問題から自然にやさしい施工が求められる様になったことや、土壌及び地下水汚染等の原因究明や対策として地下水探査の技術が益々必要となってきた。

この様に水替工法、地盤改良法等、施工前に行う地下水調査や土壌、地下水汚染等、環境等の地下水調査の内、地下流の流向流速を知る事が重要となり、これを連続的に測定する要望が多くなってきた。

今回、新しく流向流速の実験を行い、地下水の流向流速の長期間の連続測定が可能な装置の研究成果が得られたので発表する。

2. 地下水の流向流速の測定方法と特徴

地下水の流向流速をボーリング孔を用いて測定する方法は試験井及び観測井を設けて測定する方法と単一孔で測定する方法に大別できる。

2-1 試験井及び観測井を設置して測定する方法

これは、試験井の周りに観測井を設置し、試験井にトレーサーを投入して、そのトレーサーが観測井で検出された位置及び到達時間により、地下水の流向及び流速を測定する方法である。この場合、欠点としては、観測井に到達した時間が地下水の実流速とは限らないことである。これは、ト

レーサーの拡散が生じることやトレーサーを注入することで、自然水位より高い水頭が生じ、試験井から観測井方向に押し出す力が生じることが考えられる。更に、同一帯水層でも深度に相り地下水の流れ易いところと、そうでない部分があり、これを求めることは困難である。

又、地下水の流向では、試験井から直接観測井に流れれば問題はないが、観測井間に流れがある場合等、測定結果が不明確になったり、実際の方向に誤差が生じる場合もある。

2-2 単一孔を利用して測定する方法

単一孔による地下水の流向流速を求める事は前記に比べ、非常に経済的な測定方法である。単一孔での測定は観測井中で測定する場合と、孔底で測定する場合に大別され、トレーサーとしてホウ素、蒸留水等のトレーサーの移動を中性子や電位差等でとらえたり、液体や浮遊物等の個体を利用し、種々の検出方法によって測定している。

この単一孔を利用する地下水流向流速測定でも多くの欠点を持っている。

例えば、トレーサーとして液体を利用する多くの測定計器ではトレーサーを注入する時、トレーサー分だけ体積増を生じる場合もある。個体のトレーサーを利用する測定では、トレーサーとしての物質が地下水の比重と同じで、地下水流と同じ速さであるのか、判定しにくい場合もある。

又、検出方法としても測定計器の多くは、同一位置で長期間の連続測定が困難な場合が多い。

3. 開発目標

新しく地下水の流向流速計器を開発するにあたり

り、開発目標を次の様にした。

○開発目標

- ①φ80mm以下の単一孔で測定できること。
- ②科学的に地下水の水質に影響を与えないこと。
- ③熱やトレーサー等で物理的に流向や流速に影響を与えないこと。
- ④自動で測定できること。
- ⑤取り扱いが容易で、持ち運びができること。
- ⑥同じ状態で長期間の繰り返し測定ができること。

この内、最も重要なことは同じ状態で自動で連続計測が可能にすることである。例えば、連続測定が可能になれば、潮汐による地下水の流向流速の変動や河川水位の変動による地下水の流向流速の変化等を知る事ができる。

これは、1回だけの流向流速測定では地下水の変動の外的要因との関係を求める事ができず、1回の結果がいつも同じ状態であると仮定することになり、その結果を基にして設計や施工を行うこととなる。

例えば、工事施工中において、地下水の流向流速が測定結果と違う結果が生じた場合、施工前の地下水の流向流速結果が正しくなかったのか、あるいは他の外的要因で流向流速に変化があったのか判断することは困難である。

施工で問題が生じなければ良いが、何か問題が生じた場合、1回だけの測定など信用できないと言う事になり、この意味からも同一位置での連続計測が必要と思われる。従って、この連続測定を第一目標とした。

4. 流向流速計器の開発

4-1 Free Float 式流向流速計器

直接河川内に入れない場合の河川流速を求めるには、河川水域と一緒に流れる浮子（フロート）を流し、一定区間のフロートの速さを測定して流速としている。これを地下水流に応用し、浮子（フロート）を地下水流と一緒に一定区間流し、その速さから流速を求め、フロートの流れる方向を流向として求めようとするものである。

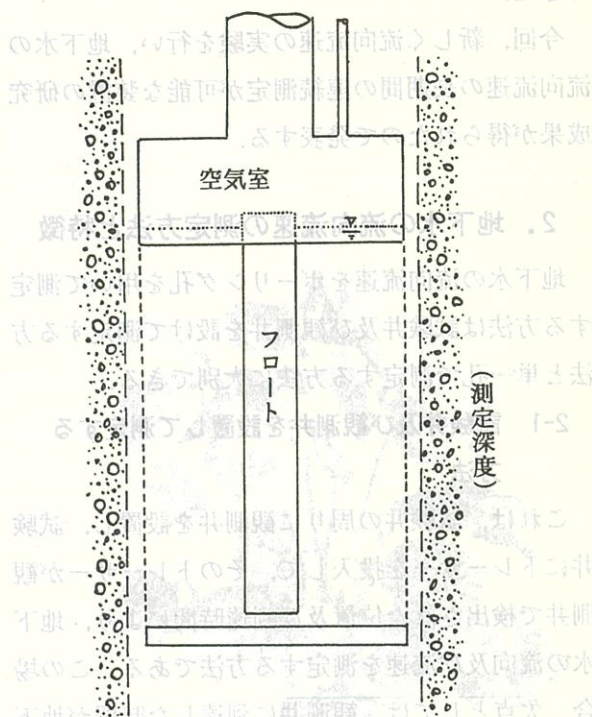
ここで問題となるのが、

- ①地下水流と一体となって流れなくてはならないので、フロートに（Float）抵抗がなく、フロートが自由（Free）であること。
- ②連続測定にするために、測定開始時にはフロートを測定計器の中央の位置に移動させる必要があること。
- ③流向流速を求めるためには、フロートの移動方向及び測定区間を移動した速さを地上部において測定できること。

4-1-1 測定深度でフロートを位置させる方法

フロートを地下水流にのせて流す場合、測定深度にフロートを位置させなくてはならない。測定位置が地下水面であれば、フロートをその表面に浮かばせ、問題ないが、地下水面から深い場合、その測定深度でフロートを自由に浮かせる必要がある。

測定深度にフロートをセットする方法として図一1の様に、測定計器に空気室を設けて測定深度に測定計器をセットすることにした。空気は地上部より操作し、空気室の水面を一定の位置にすることが可能な構造とした。当然、空気室への空気



図一1 測定計器断面図

の出入れを行うと、地下水に体積変化で流動が生じるまでの、空気室を制御した時は地下水が安定するまで充分の時間をとる必要がある。

4-1-2 フロートを測定計器の中央に位置させる方法

地下水流によるフロートの流動方向を知るには、測定前に測定計器内に自由に浮遊しているフロートを測定計器の中央に保持する必要がある。

フロートのセンタリングの方法としては、フロートの下部に導体を取り付け、導体の周囲の測定計器内に電磁誘導コイルを設置し、電磁誘導コイルに交流を流すと、フロートは測定計器の中央に保持することができる。

これは、フロートを浮遊させた状態で、電磁誘導コイルに交流を流すと、電磁誘導コイルの周辺に磁界が発生し、その時、電磁誘導コイルの内側に位置するフロート導体にはその磁界に生じる磁束の変化を打ち消す方向に誘導電流（うず電流）が発生する。この誘導電流と磁界の関係から、この導体にはフレミングの左手の法則により電磁誘導コイル中央に向かう力が発生する。このため、フロートつまり導体は、全ての方向から中央に向かう均等な力を受け、測定計器の中央位置に保持することができる。このフロートに取り付ける導体を磁石としても同様に作動する。しかし、フロートの移動が地磁気の影響を受けることが考えられるので、誤差を生じさせないため、磁石よりも導体とすることが良策である。

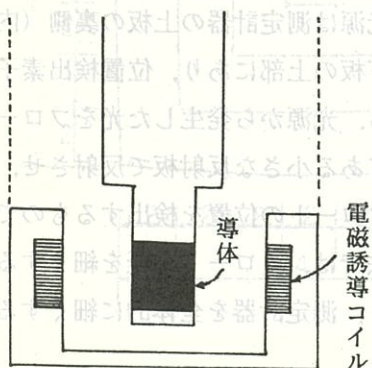


図-2 センタリング断面図

又、電磁誘導コイルに流す交流電流は、1mA程度の非常に微量な電流でよいので、物理的に他に影響を与えることは少ない。

4-1-3 フロートの移動測定方法

地下水によって移動するフロートの流動方向及び一定区間を流れる時間を知る方法としては、次の3案が考えられる。

①ホール素子による検出方法

これは、フロートの上部に永久磁石を取り付け、測定計器の上板の裏側（内側）に磁石位置を検出するホール素子を基盤の目状に配設する。ホール素子はホール効果を有する素子で、素子中に流れる電流に対し、垂直方向の磁界が作用した時、起電力が発生する。

従って、永久磁石をもつフロートが接近したホール素子からは起電力（検出信号）が発生し、フロートの移動方向及び時間等が得られるものである。

但し、この場合、磁石が地磁気の影響を受けること、更に、ホール素子が基盤状であるため、フロートが直角方向に動けば問題ないが他の方向では流向流速共、誤差が生じやすい。

②電気抵抗で検出する方法

これは測定計器の内径の1/3以上の径をもつ絶縁体のフロートを用いて、測定計器の4ヶ所に設

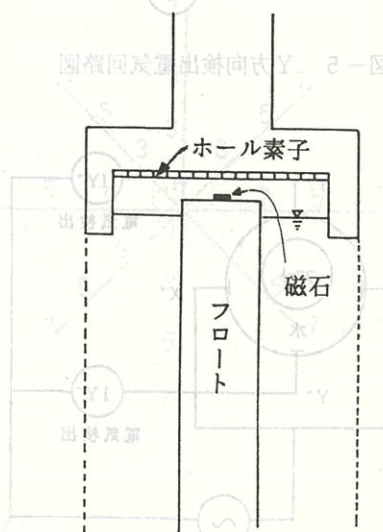


図-3 ホール素子による位置検出図

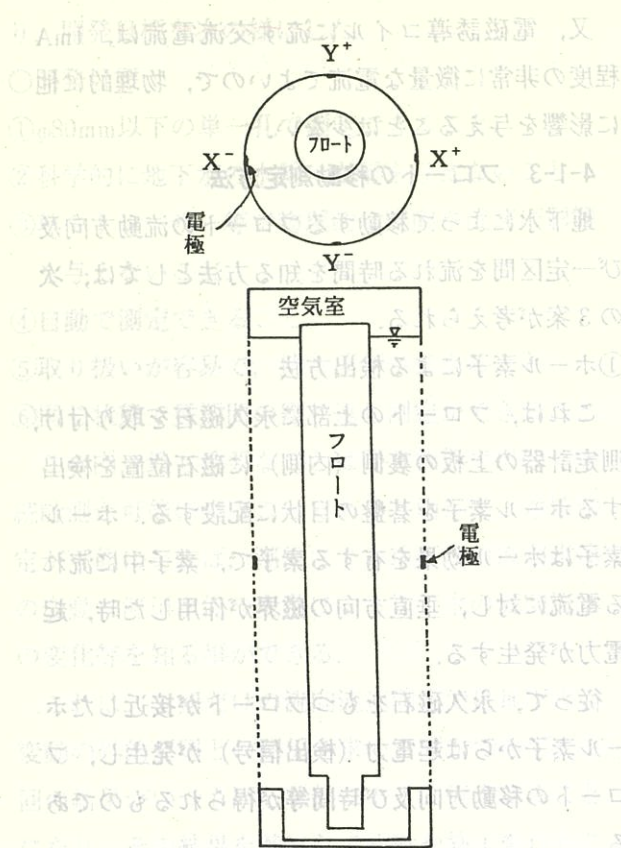


図-4 電気抵抗による位置検出図

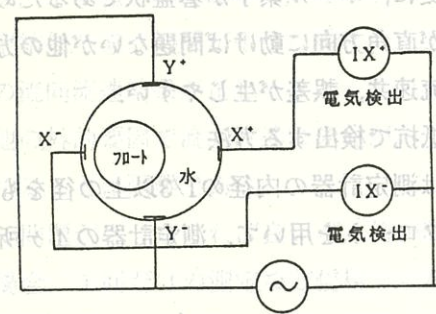


図-5 Y方向検出電気回路図

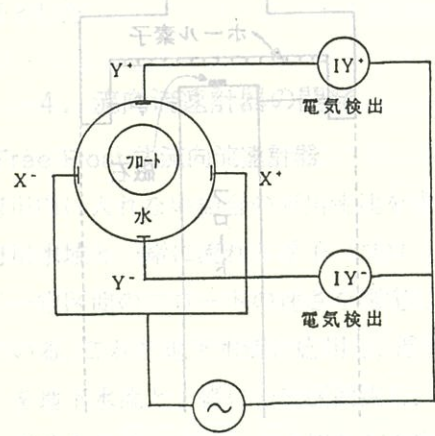


図-6 X方向検出電気回路図

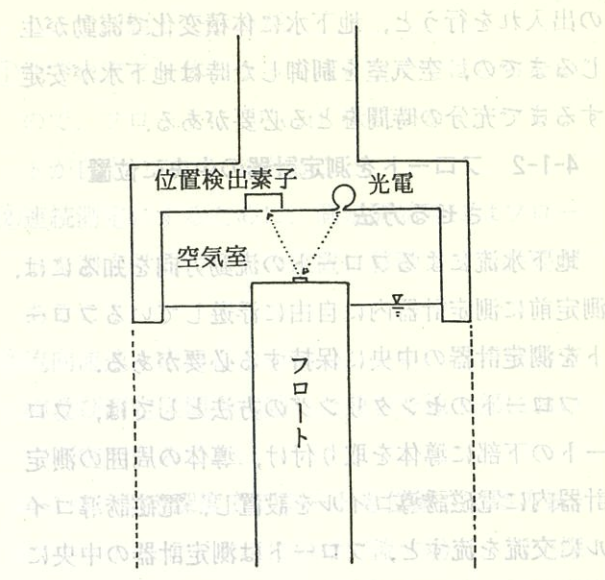


図-7 半導体による位置検出

置した電気抵抗で測定するものである。

例えば、図-4より X^+ 、 X^- 電極よりみた Y^+ の電気抵抗はフロートに遮られるため大きくなる。

尚、水の導電率の変化を補正するため、電源は定電流回路とする。又、電極の電気分解による誤差をなくするために交流を印加する。

電気抵抗の回路は図-5及び図-6で、これを連続的に1秒間に50~60回程度検出させることにより、その IY^+ と IY^- 及び IX^+ と IX^- の差からフロートの位置を求めるものである。

③光源を用いる検出方法

これは、フロート上部又は下部に光をあて、その反射により4分割フォトダイオードや半導体位置検出素子(PSD)でフロートの位置を知るものである。光源は測定計器の上板の裏側(内側)にあるいは下板の上部にあり、位置検出素子も光源の横にある。光源から発生した光をフロートの中央につけてある小さな反射板で反射させ、位置検出素子でフロートの位置を検出するものである。

この方法では、フロートの径を細くすることが可能であり、測定計器を全体的に細くすることができる。

4-1-4 測定実験

実験では、フロートを細かく制御することは困

従って、この振子式の場合、計器を鉛直にセットするか、計器の傾斜を計る必要がある。計器を鉛直にすることは、細いボーリング孔内では困難であることから、計器の傾斜を測定することにした。

これには、図-9のように計測計器の上部又は下部に計器と一体となった密封した振子をつける。この密封された振子は地下水流等に影響されず、その重りは測定計器の重りより充分に重い重りのため、鉛直方向を示す。この重りの位置を測定計器と同じような方法で検出させ、測定計器の振子の重りと移動の差を求めれば、地下水流によって動かされた量及び位置が測定できる。この振子式測定計器では瞬時の測定が可能であるため、例えば、測定場所の近くに井戸があり、揚水してから測定地点の地下水の流向及び流速の変化する時間等の測定も可能である。

又、この振子式測定計器では振子の重りなどを調整すれば、可成り細い径のボーリング孔でも測定可能となる。

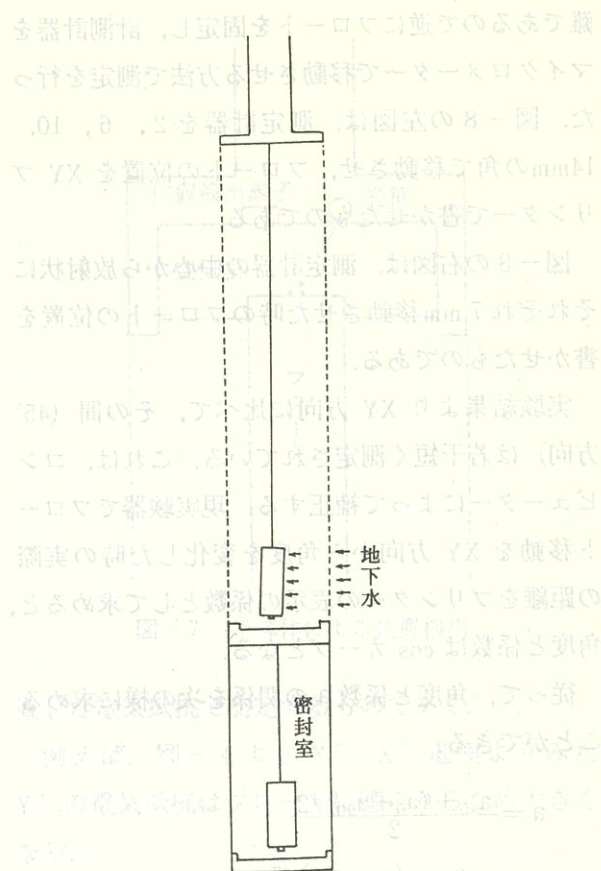


図-9 振子式測定器

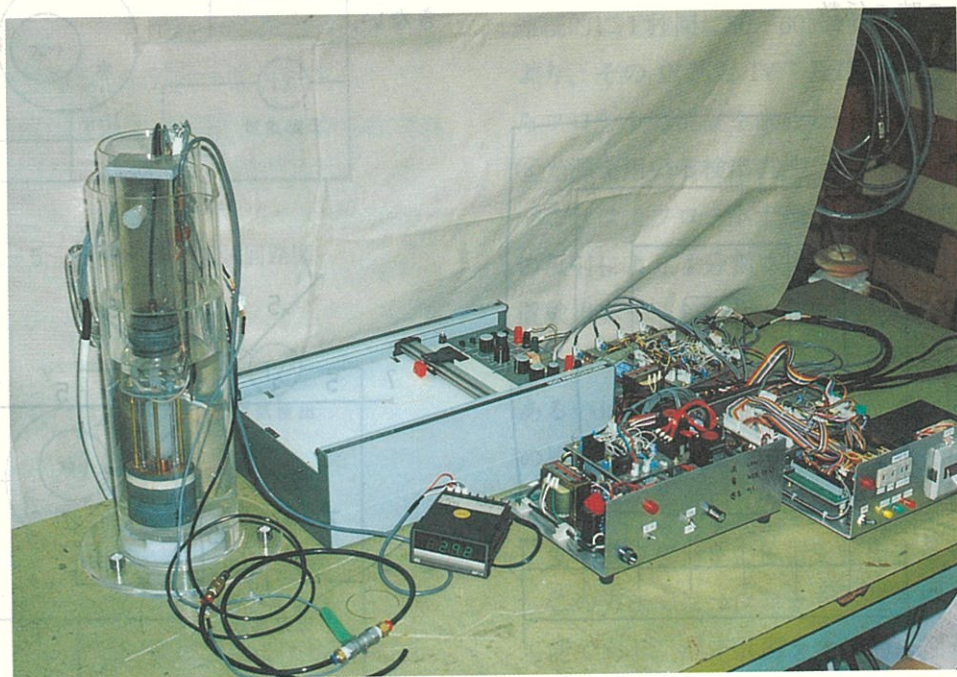


写真-1 実験計測器

5. 終わりに

今回発表した Free Float 式と Pendulum (振子) 式の流向流速計器では、開発目標である自動で長期間の連続計測ができ、地下水の水質に影響を与えたり、物理的に流向流速に影響を与えることもなく、 $\phi 80\text{mm}$ 以下の単一孔で測定できるものである。

両者共、計器の中心で測定する構造になっている。これは、ボーリング孔（観測井等）の中心が孔壁近傍に比べて地下水流の乱れが少なく、実流向の方向を示し、孔中心流速は地盤中の浸透流速に比例して得られるためである。両者共、測定計器内はフロート又は重りだけであり、これが測定計器を測定深度まで降ろす間、計器外に飛び出さない程度の $\phi 2 \sim 3\text{mm}$ の支柱（内に電線が入る）が数本ある檻の様な簡単な構造のもので良く、地下水流の抵抗になることも少ないと考えられる。

今後、この測定計器を用いて室内実験及び室外実験を繰り返し、より精度の高い流向流速計器を開発したいと考えます。

参考文献

佐野 理 (1983)：多孔性媒質中に穿った円柱状の空洞をす過ぎる粘性流

「ながれ」2-3, p. 252~259

榎井和朗, 他5名 (1989)：ボーリング孔内の地下水流に関する実験的研究

「地下水学会誌」第31巻 第1号 p. 13~18

小松田精吉 (1990)：流速・流向の測り方

「地質と調査」'90 第3号 p. 21~27

亀井健史, 他1名 (1992)：テレビカメラを用いた地下水流動調査と実地盤への適用性

「土と基礎」Vol. 40 No. 4 p. 17~22

小松田精吉 (1993)：流速・流向

「地質と調査」'93 第1号 p. 30~36



中容量三軸試験(静的・動的)の紹介

中部土質試験協同組合

技術第2部主任 伊藤 達也

1. はじめに

近年軟岩地盤を対象とした地質調査の依頼が増えつつある。これまで当組合には軟弱地盤対象の三軸試験機しかなかったため①一軸圧縮強度試験で代用するか、②同業の協同組合に試験を依頼していた。しかし①では $c \cdot \phi$ の推定ができず、かつ圧密後の挙動がわからない。②は工期がかなりかかるため依頼者にかなり迷惑をかけざるをえなかった。そこで当組合では平成3年に新規設備として約3,000万円をかけて中容量三軸試験機を導入した。以下に試験機の概要と試験方法等について述べる。

2. 中容量三軸試験機

この試験機は(株)誠研舎製のもので静的・繰返し(動的)試験兼用になっている。構成図を図-1に示す。写真1は供試体($\phi 50 \times H 100 \text{mm}$)にメンブレンをかけ試験機にセットしたもので、写真2は試験機全景である。

静的試験とは0.1%以上のひずみ領域で単調載荷時の変形・強度特性を求めることを示し、繰返し(動的)試験とは1%以下のひずみ領域での繰返し変形特性を求めることを示す。これまでこれら2種の試験が別々の試験機で行なわれていたが、この1台で両方の試験が可能となった。

最大荷重は10tf、横圧は油圧制御で水圧変換させて100kgf/cm²までかけることができる。三軸室は厚さ15mmのステンレスでできており上記の圧力にも十分耐えうる。背圧は10kgf/cm²までかかる。載荷方法はメカニカルボールネジ・ジャッキによる電動ヒズミ制御方法で、圧縮スピードは0.002mm/minの低速から、2mm/minの高速まで

調節できる。ロードセル・変位計・間隙水圧計や体積変化計等の各種センサーはすべてひずみゲージ式変換器を使い、動ひずみアンプを通し、データはA/Dボードから32ビットコンピュータで高速に取込むことができる。繰返し試験時に用いる微小ひずみ計は $\pm 1 \text{mm}$ 容量のギャップセンサー2組かLDT(Local Deformation Transducer)¹⁾2組のどちらかを用いて測定する。(LDTは現在調節中)

3. 静的三軸試験

3-1 試験方法

静的三軸試験方法は

①土質工学会編：土質試験法、第5編 第4章 三軸圧縮試験法

②土木学会編：軟岩の調査・試験の指針(案)、第3章3.3 軟岩の三軸圧縮試験

の2つに準拠して行なう。供試体のセット・飽和・圧密・三軸圧縮試験等の詳細は①に沿って、載荷スピード(後述)は②に沿う。結果は①・②両方に準じて整理・報告する。

使用する試料の大きさは $\phi 50 \times 100 \text{mm}$ と $\phi 70 \text{mm} \times H 140 \text{mm}$ の二種類ができ、コアカッターやトリマー等で成形する。

試料の飽和方法は二重負圧法と背圧(2kgf/cm²程度)により行ない、B値>0.95以上を飽和の目安としている。B値>0.95はかなりきびしい値だが二重負圧法で行なえばほとんどの場合上記の値におさまる。

横圧は通常は土被りにより算出する。しかし軟岩は地表近くで採取することがあり、この様な場合土被りだけから横圧を算出して試験を行なうと圧縮強さに比べ横圧が小さい為データにバラツキ

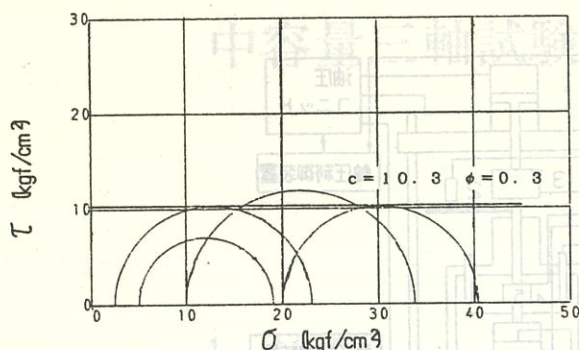


図-2 土丹 UU 試験結果

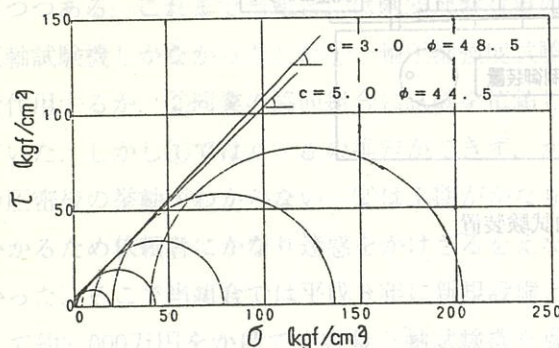


図-3 砂岩 CD 試験結果

がしやすい(図-2)。これは軟岩は過圧密であることが多く、特に地表付近で採取した試料は過圧密比が大きいのに加え、サンプリング・供試体成形による外的攪乱(乾燥・風化・荷重変化・人的)を受けやすいからではないだろうか(一般に UU 法はバラツキが多いといわれる)。また横圧を大きくすると ϕ が小さくなることも指摘されている²⁾(図-3)。よって一軸試験等から圧縮強度を求めそれを参考に横圧を考えると、土被りから掛離れた値になることも多いため、最小横圧は土被りから、最大横圧は圧縮強度から決めることを基本としているが、最終的には担当者との打ち合わせで決定している。

よって中容量三軸試験では

- ① ϕ を求める……強度に応じた大き目の横圧をかける
- ② 施工に対応する横圧付近での強度を知る……土被りに応じた小さ目の横圧をかける

以上のことを熟考して、試料に合った横圧を決定すべきである。

圧密の方法は等方圧密で行なう。供試験体の上

下面及び側面にペーパードレーンを用いて上下面より排水させる。圧密の終了は供試体の体積変化をプロットした圧密曲線から判定する 3t 法にて決める。圧密時間は最長24時間まで測定できる。

荷重スピードは UU・CU で 0.1%/min, $\overline{\text{CU}}$ ・CD は 0.02%/min ~ 0.05%/min で行なう。残留強度は 0.05%/min で 15% まで 0.02%/min で 5% まで求めることができる。

以上 3 供試体で 1 試験としデータを提出する(4 供試体まで可能)。

3-2 得られるデータとその利用

三軸試験は 4 方法ある。以下にその内容と試験結果の適用を述べる³⁾。

- ① 非圧密非排水試験(UU)は供試体から一切排水を許さない方法(非排水)で試験を行なう。一軸圧縮試験と同様に軟岩の非排水強度を表し、施工中の短期安定問題に適用される。
- ② 圧密非排水試験(CU・ $\overline{\text{CU}}$)は圧密終了後非排水で軸圧縮課程を行なう。その時試料の間隙水压を測定すれば $\overline{\text{CU}}$ になる。試験結果は軟岩が常時受けている荷重以外に、地震力等の新たな荷重が作用する場合の短期安定問題に用いる。有効応力で整理して圧密排水問題に代りに用いることもある。
- ③ 圧密排水試験(CD)は、圧密課程及び軸圧縮課程のすべてを排水状態で行なうもので、試験結果は軟岩の長期安定問題等に用いる。また CD は軸圧縮中に間隙水压が発生しない程度の小さいひずみ速度で行なう必要がある。しかし 0.02%/min 以下の速度では試験時間が非常に長くなり(0.01%/min の荷重速度で 5% ひずみまで求めると所用時間 500 分)実用的でない。従って CD は砂岩のような透水性がよいものだけを対象に行ない、透水性が悪いものは $\overline{\text{CU}}$ を行なって有効応力に基づく強度定数を求めるのが一般的である。CD と $\overline{\text{CU}}$ では全応力表示で整理すると両者の結果に違いが出るが(図-4(a))、有効応力表示で整理すると強度と拘束圧の関係はほぼ同じとなる(図-4(b))。

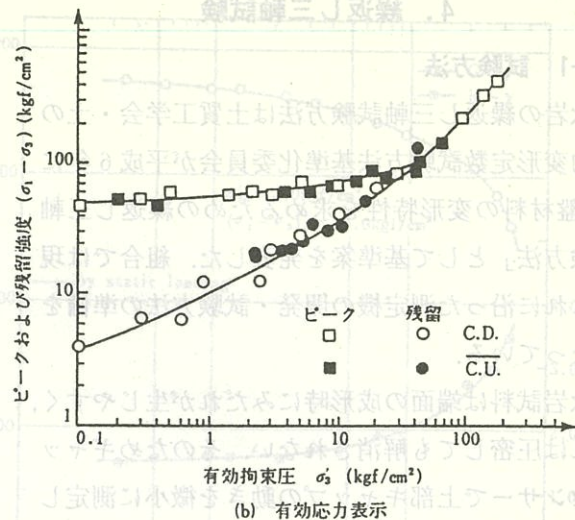
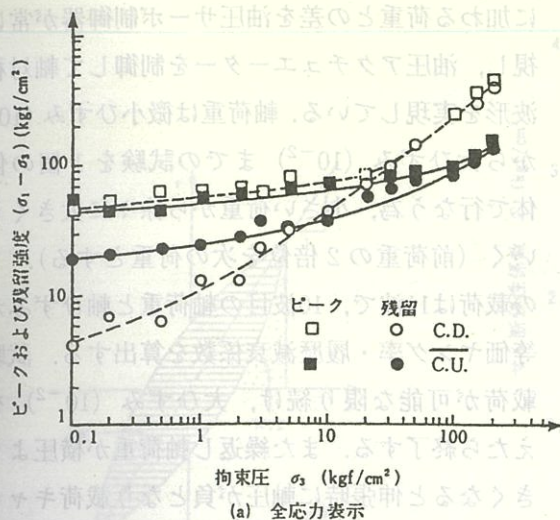


図-4 凝灰質軟岩 CD・CU 試験結果⁴⁾

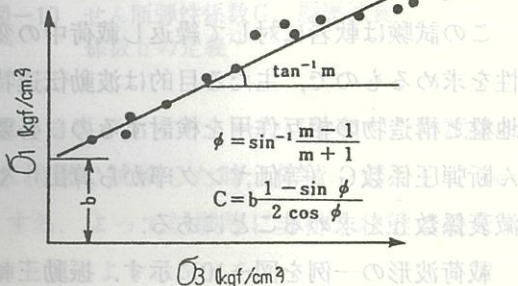


図-5 圧縮強度と横圧の関係³⁾

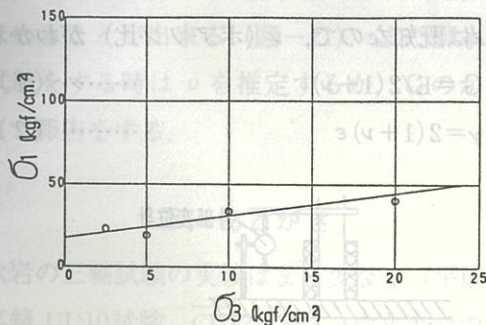


図-6 土丹 UU 圧縮強度と横圧の関係

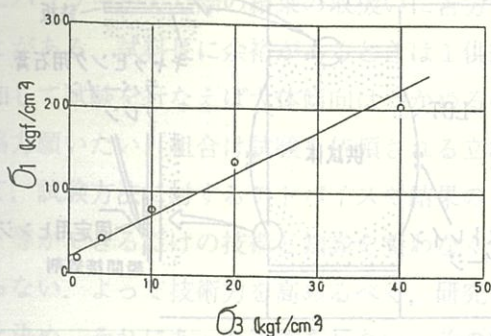


図-7 砂岩 CD 圧縮強度と横圧の関係

データは土質工学会の用紙を用いて報告している。内容は測定結果（応力～ひずみ曲線図・モールの応力円・有効応力経路図）と試料の初期状態・圧密結果等である。

試験より得られるパラメータは、応力～ひずみ曲線から圧縮強さや残留強度が求まり、それを基にモールの応力円を描いて強度定数 $c \cdot \phi$ を全応力表示や有効応力表示（CU のみ）に基づいて決める。また応力～ひずみ関係から弾性係数を求める事もある。

軟岩の強度定数はモールの応力円から求めにくいことがある（強度のバラツキによる）。この場合圧縮強度（ σ_1 ）と横圧（ σ_3 ）の関係を図-5の様に整理する。これから直線を求めると、強度定数 $c \cdot \phi$ を以下に示した式で求める事ができる³⁾。

$$\phi = \sin^{-1} \frac{m-1}{m+1}$$

$$c = b \frac{1 - \sin \phi}{2 \cos \phi}$$

図-2, 3の c, ϕ を上記から求めると

図-6より $m=1.04, b=17.3$ として

$$c=8.48, \phi=1.12$$

図-2から $c=10.3, \phi=0.3$

図-7より $m=5.00, b=20.0$ として

$$c=4.48, \phi=41.8$$

図-3から $c=5.0, \phi=44.5$

とほぼ近い値になる。

4. 繰返し三軸試験

4-1 試験方法

軟岩の繰返し三軸試験方法は土質工学会・土の動的変形定数試験方法基準化委員会が平成6年に「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」として基準案を発表した。組合では現在これに沿った測定機の開発・試験方法の準備を行っている。

軟岩試料は端面の成形時にみだれが生じやすく、それは圧密しても解消されない。そのためキャップセンサーで上部キャップの動きを微小に測定しても端面のみだれ(ベンディングエラー)を含むひずみを測定することになる(図-8)。その結果剛性率 G_L が原位置せん断弾性波速度からとめた剛性率 G_F よりかなり小さくなると言われている⁶⁾。そのため供試体側面でひずみを測定する LDT(図-9)を導入した。これは東京大学生産研究所・龍岡教授が推薦する方法で、その成果等は土質工学会研究発表論文にも多数発表されている⁵⁾。

試験方法は供試体を飽和させ(B値>0.95)、土被りから算出した横圧(この試験は横圧依存性が強いので横圧の決定は慎重を要する)で圧密した後、排水あるいは非排水条件のもとで、一定振幅かつ対称な繰返し軸荷重を一定の周期で加える。繰返し軸荷重制御は指定した荷重と実際に供試体

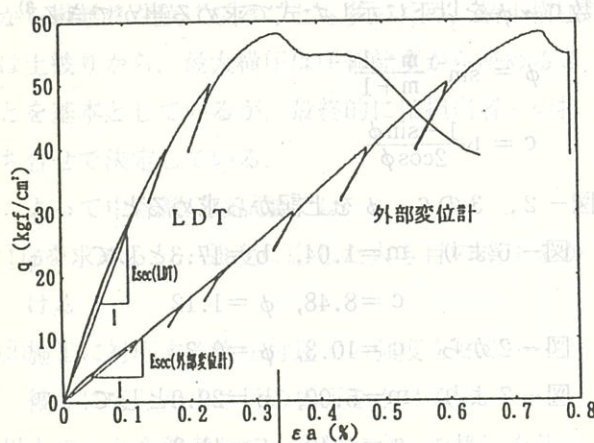


図-8 LDT とベンディングエラーを含む外部変位による測定例⁵⁾

に加わる荷重との差を油圧サーボ制御器が常に監視し、油圧アクチュエーターを制御して軸対称な波形を実現している。軸荷重は微小ひずみ (10^{-5}) から大ひずみ (10^{-2}) までの試験を1個の供試体で行なう為、小さい荷重から徐々に大きくしていく(前荷重の2倍位を次の荷重とする)。1回の載荷は11波で、10波目の軸荷重と軸ひずみから等価ヤング率・履歴減衰係数を算出する。試験は載荷が可能な限り続け、大ひずみ (10^{-2}) を超えたら終了する。また繰返し軸荷重が横圧より大きくなると伸張時に軸圧が負となり載荷キャップが供試体から離れることがある。その場合はその時点で試験を終了する。

4-2 得られるデータとその利用

この試験は軟岩に対して繰返し載荷中の変形特性を求めるもので、主たる目的は波動伝達特性や地盤と構造物の相互作用を検討するのに必要なせん断弾性係数 G (等価ヤング率から算出) や履歴減衰係数 h を求めることにある。

載荷波形の一例を図-10に示す。振動三軸タイプの試験機からは直接 $G \cdot \gamma$ (せん断ひずみ) は分からない。しかし等価ヤング率 E 、および軸ひずみ ϵ は既知なので、 ν (ポアソン比) がわかれば

$$G = E / 2(1 + \nu) \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\gamma = 2(1 + \nu) \epsilon \quad \dots\dots\dots (2)$$

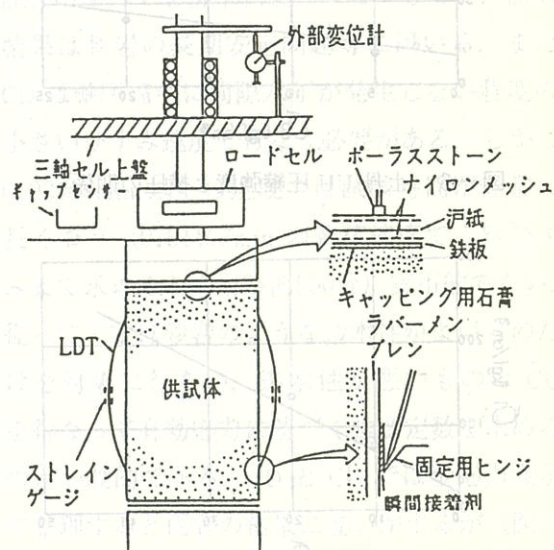


図-9 LDT 設置図⁵⁾

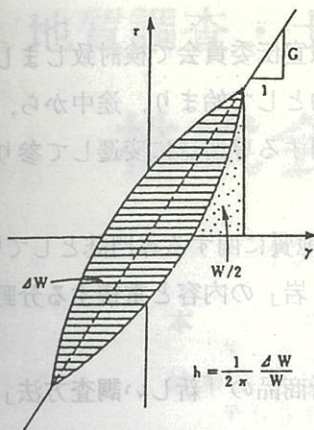


図-10 セン断弾性係数G, 履歴減衰係数hの定義⁷⁾

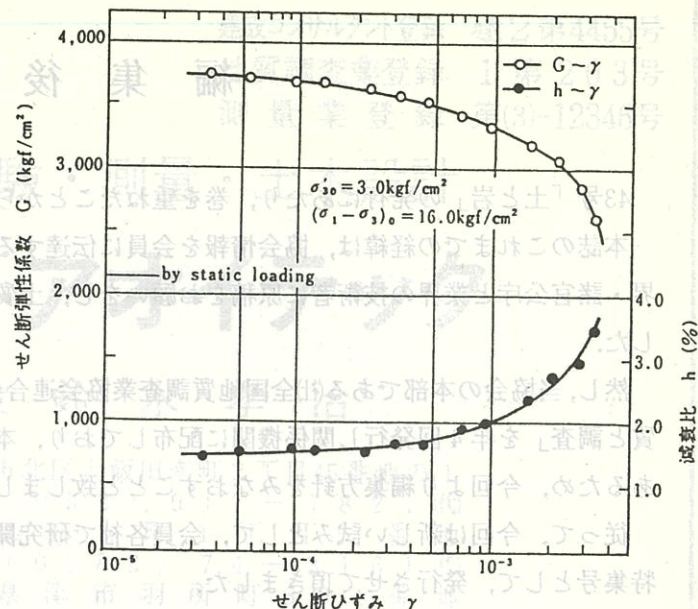


図-11 セン断弾性係数及び履歴減衰係数とせん断ひずみの関係 (泥岩)⁷⁾

から求める事が出来る。一般に飽和した供試体を非排水状態で試験した時、体積一定として $\nu = 0.5$ とする。よって試験等に非排水状態で載荷すれば、上記により $G \cdot h$ を

$$G = E/3 \quad \dots\dots (1)'$$

$$\gamma = 3 \cdot \epsilon \quad \dots\dots (2)'$$

と求めることが出来る (図-11)。また排水状態で試験をする時は ν を推定するか、G のかわりに E で報告をする。

5. あとがき

軟岩の三軸試験の実績はまだ少なく (平成5年度実績 UU10試験, CU12試験), 論文等での発表数も軟弱に較べると大変少ない。よって試験データにバラツキがでた際の結果の取扱いに苦労することがある。試料長に余裕があるときは1供試体追加して試験を行えば大体傾向はつかめるので御協力願いたい。組合は試験を依頼される立場として、試験方法に対するアドバイスや結果のコメント等ができるだけの技術と知識を養わなくてはならない。よって技術力を高めるべく、研究テーマを決め、それにあった試験を行ない、その結果を内部だけでなく外部 (大学等) に見ていただき、

より一層スタッフの技術と知識の向上をはかるよう努力する所存である。

今は試験機があれば試験がくる時代ではなく、技術と知識がなければ試験はこない。試験組合の技術アピールを兼ねた研究発表を目指し、我が身の勉強不足をひしひしと身に感じ、試験機と文献を睨む日々を過ごしている。

参考文献

- 1) 後藤聡 (1990): 各種室内土質試験における微小ひずみ測定システムーその1, 地質と調査, 通巻第43号, pp. 60~64
- 2) 八木則男 (1976): N値およびcとφの考え方, pp. 71~77
- 3) 土木学会 (1991): 軟岩の調査・試験の指針 (案), pp. 40~45
- 4) 足立紀尚, 小川豊和 (1980): 堆積軟岩の力学特性と破壊基準, 土木学会論文報告集, 第295号, pp. 51~63
- 5) 鈴木正人 (1994): 堆積軟岩の三軸圧縮試験と繰返し三軸試験による変形特性の関連について, 第29回土質工学研究発表会講演集, pp. 1175~1178
- 6) 龍岡文夫 (1994): 硬質地盤材料のサンプリングによる試料の乱れについて, 第29回土質工学研究発表会講演集, pp. 1187~1190
- 7) 土木学会 (1991): 軟岩の調査・試験の指針 (案), pp. 54~56

編集後記

43号「土と岩」の発行にあたり、巻を重ねたことから、今回広報宣伝委員会で検討致しました。本誌のこれまでの経緯は、協会情報を会員に伝達することを目的として始まり、途中から、学界・諸官公庁と業界の技術者に原稿をお願いをし、土質・地質に関する専門誌に変遷して参りました。

然し、当協会の本部である(社)全国地質調査業協会連合会が土質・地質に関する専門誌として「地質と調査」を年4回発行し関係機関に配布しており、本誌の「土と岩」の内容と重複する分野があるため、今回より編集方針をみなおすことと致しました。

従って、今回は新しい試みとして、会員各社で研究開発された新商品の「新しい調査方法」を特集号として、発行させて頂きました。

今後、ますます多様化の時代を迎えるに当たり、関係機関の皆様へ新しい調査方法ならびに業界の新情報も加えて発行していきたいものと思いますので、今後とも御愛読下さる様お願い申し上げます。

広報宣伝委員会

論文募集

(土と岩44号)

原稿募集

- 1 論 旨 技術論文、現場経験談、土・岩・水に関する随筆、その他当協会に関するご意見等何でも結構です。
- 2 締 切 日 平成7年9月末日厳守。
- 3 発 表 次号本誌上、応募作品多数の場合は順次発表致します。
- 4 そ の 他 (イ) 作品には社名、役職名、氏名を明記下さい。特に紙上匿名をご希望の方はご指定下さい。
(ロ) 応募作品には薄謝を呈します。
(ハ) 送り先：当協会広報宣伝委員会宛。

会 員 名 簿

会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵 便 番 号
(株) ア オ イ テ ッ ク	鈴 木 孝 治	名古屋市北区上飯田南町2-45-1	(052)917-1821	462
青葉工業(株)名古屋支店	井 戸 忍	名古屋市北区黒川本通4-32-1	(052)915-5331	462
朝 日 土 質 (株)	大 橋 英 二	岐阜市須賀4-17-16	(0582)75-1061	500
(株)飯沼コンサルタント	飯 沼 忠 道	名古屋市中村区長戸井町4-38	(052)451-3371	453
(株)応用地学研究所 名古屋事務所	岡 崇	名古屋市中村区名駅南3-6-6 名駅豊ビル	(052)561-7801	450
応 用 地 質 (株) 中 部 支 社	北 川 甫	名古屋市守山区大字瀬古字中島102	(052)793-8321	463
カツマコンサルタント(株)	勝 真 宏	熊野市井戸町4935	(05978)9-1433	519 -43
梶谷エンジニア(株)中部支店	今 井 修	名古屋市東区種木町1-2 山吹ビル	(052)962-6678	461
川崎地質(株)中部支店	湯 上 英 雄	名古屋市名東区高社1-266 ラウンドスポット一社	(052)775-6411	465
(株)キンキ地質センター 名古屋支店	崎 川 隆	名古屋市昭和区雪見町1-14	(052)741-3393	466
木村建設(株)名古屋営業所	川 合 一 夫	名古屋市中区栄4-2-8 小浅ビル	(052)264-4754	460
基礎地盤コンサルタント(株) 中部支社	菅 野 安 男	名古屋市西区上名古屋1-11-5	(052)522-3171	451
協 和 地 研 (株)	駒 田 貞 夫	松阪市郷津町166-8	(0598)51-5061	515
熊金ボーリング(株)	小 林 雅 夫	飯田市大王路1-5	(0265)24-3194	395
計 測 地 質 (株)	北 川 満	津市美川町3-6	(0592)27-9005	514
京浜調査工事(株)名古屋営業所	重 松 正 勝	名古屋市中区正木2-8-4	(052)321-5139 331-4051	460
興亜開発(株)中部支店	堀 部 信 行	名古屋市天白区原2-2010	(052)802-3121	468
国際航業(株)名古屋支店	門 屋 鉄 男	名古屋市中区栄2-11-7 伏見大島ビル	(052)201-1391	460
国土防災技術(株)名古屋支店	山 本 和 夫	名古屋市千種区内山3-12-14 豊島不動産ビル	(052)732-3375	464
サンコーコンサルタント(株) 名古屋支店	新 関 敦 生	名古屋市中村区椿町21-2 第2太閤ビル	(052)452-1651	453
(株)栄基礎調査	鈴 木 忒	名古屋市東区新出来2-1-13 ロータリーマンション201	(052)935-0702	461
三 祐 (株)	石 黒 亢 郎	名古屋市中村区名駅南1-1-12	(052)581-7441	450
(株)シマダ技術コンサルタント 名古屋営業所	妹 尾 俊 美	名古屋市名東区八前2-713	(052)773-9281	465
(株)白石名古屋支店	池 田 芳 郎	名古屋市中区錦1-19-24 名古屋第一ビル	(052)211-5371	460

会 社 名	代 表 者	住 居 所	電 話 番 号	郵 便 番 号
(株)新東海コンサルタント	二 月 清 文	津市江戸橋1-92	(0592)32-2503	514
杉山コンサルタント(株)	杉 山 信 行	久居市新町680-4	(0592)55-1500	514-11
住鉦コンサルタント(株) 名古屋支店	綿 谷 好 修	名古屋市東区葵1-13-18 サッサセンタービル	(052)933-1444	461
西濃建設(株)名古屋支店	戸 田 好 晴	名古屋市中村区名駅南3-2-11	(052)561-3541	450
(株)ダイヤコンサルタント 名古屋支店	橋 井 智 毅	名古屋市熱田区金山町1-6-12	(052)681-6711	456
大成基礎設計(株)名古屋事務所	立 花 敏 信	名古屋市中村区豊国通1-17	(052)413-8711	453
(株)大星測量設計	朝 倉 邦 明	名古屋市緑区大高町字東正地69-1	(052)623-1287	459
大和調査工事(株)	大久保 卓	名古屋市中川区昭和橋通1-27	(052)661-9191	454
玉野総合コンサルタント(株)	小 川 義 夫	名古屋市中村区竹橋町4-5	(052)452-1301	453
中央開発(株)中部支店	沓 沢 貞 雄	名古屋市中村区牛田通2-16	(052)481-6261	453
(株)中部ウエルボーリング社	佐 藤 久 松	名古屋市千種区東山通5-3	(052)781-4131	464
(株)帝国建設コンサルタント	篠 田 徹	岐阜市青柳町2-10	(0582)51-2176	500
(株)東海地質コンサルタント	鈴 木 誠	名古屋市中川区尾頭橋3-3-14	(052)331-8121	454
東海地質工学(株)名古屋支社	松 山 央 方	名古屋市中村区劔町243	(052)413-6231	453
(株)トーエネック	塚 田 欽一郎	名古屋市中区栄1-20-31	(052)221-1111	460
(株)東京ソイルリサーチ 名古屋支店	開 出 尚 文	名古屋市中村区名駅2-40-2 名和ビル	(052)571-6431	450
(株)東建ジオテック名古屋支店	篠 田 正 雄	名古屋市南区笠寺町字迫間9-2	(052)824-1531	457
東 邦 地 水 (株)	伊 藤 武 夫	四日市市東新町2-23	(0593)31-7315	510
東洋地質調査(株)名古屋支店	富 田 努	名古屋市天白区荒池1-201	(052)807-1888	468
豊橋調査ボーリング(株)	杉 浦 市 男	豊橋市明海町33-9	(0532)25-7766	441
(株)日さく名古屋支店	横 尾 鋭 一	名古屋市中川区富田町大字千音寺 東尼ヶ塚117-2	(052)432-0211	454
日特建設(株)名古屋支店	山 根 英 男	名古屋市中村区名駅3-21-4 名銀駅前ビル	(052)571-2316	450
日本基礎技術(株)名古屋支店	高 橋 弘	名古屋市中村区亀島2-14-10 フジ・オフィスビル	(052)451-1680	453
(株)日本パブリック中部支社	竹 内 増 躬	名古屋市中川区高畑5-216	(052)354-3271	454
日本物理探査(株)名古屋事務所	下 川 裕 之	名古屋市東区葵1-25-1 ニッシンビル	(052)937-5606	461
富 士 開 発 (株)	加 藤 辰 昭	名古屋市千種区唐山町3-30	(052)781-5871	464

会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵 便 番 号
復建調査設計(株)名古屋事務所	田 中 正 男	名古屋市東区葵3-24-2	(052) 931-5222	461
松 阪 鑿 泉 (株)	岩 本 俣 和	松阪市五反田町1-1221-5	(0598) 21-4837	515
(株)松原工事事務所	松 原 英 男	名古屋市中区丸の内1-3-1 ライオンズビル丸の内	(052) 211-3571	460
松 村 工 業 (株)	松 村 多 美 夫	岐阜市藪田東1-6-5	(0582) 71-3912	500
丸 栄 調 査 設 計 (株)	川 口 勝 男	松阪市船江町1528-2	(0598) 51-3786	515
宮 本 管 工 (株)	宮 本 陽 司	四日市市川原町21-12	(0593) 31-1291	510
村 木 鑿 泉 探 鉱 (株)	村 木 正 義	名古屋市熱田区西野町1-2	(052) 671-4126	456
名 峰 コ ン サ ル タ ン ト (株)	谷 村 光 哉	名古屋市西区花原町59	(052) 503-1538	452
明治コンサルタント(株) 名古屋支店	古 田 博 夫	名古屋市名東区藤森2-273	(052) 772-9931	465
ライト工業(株)名古屋支店	小 林 政 二	名古屋市中村区畑江通4-22	(052) 481-6510	453

賛 助 会 員 名 簿

会 社 名	代 表 者	住 所	電 話 番 号	郵 便 番 号
旭ダイヤモンド工業(株) 名古屋支店	池 田 昇	名古屋市中村区烏森町4-74	(052) 483-5121	453
(株)カノボーリング名古屋支店	上 形 武 志	名古屋市緑区大高町字丸の内73-1	(052) 621-7059	459
(株)神谷製作所	神 谷 清 平	埼玉県新座市馬場2-6-5	(0484) 81-3337	352
澤 村 地 下 工 機 (株)	澤 村 忠 宏	名古屋市東区新出来1-9-22	(052) 935-5516	461
田 辺 産 業 (株)	田 辺 誠	名古屋市守山区小六町9-21	(052) 793-5161	463
東邦地下工機(株)名古屋営業所	住 友 信 二	名古屋市守山区脇田町1513	(052) 798-6667	463
名 古 屋 ケ ー ス (株)	伊 藤 正 夫	名古屋市熱田区桜田町5-5	(052) 881-4020	456
(株)マスタダ商店	増 田 幸 衛	広島市西区東観音町4-21	(0822) 31-4842	733
松 下 鋁 産 (株)	松 下 通	名古屋市昭和区車田町1-38	(052) 741-1321	466
(有)ワイビーエム名古屋販売	丸 山 敏 雄	名古屋市天白区菅田1-1208	(052) 804-4841	468