

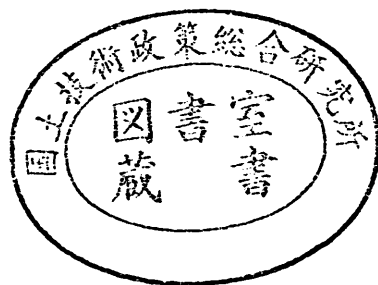
# 港 湾 技 研 資 料

TECHNICAL NOTE OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 837      June. 1996

電気式静的コーン貫入および  
ダイラトメーター試験を用いた地盤調査方法

田 中 洋 行  
田 中 政 典



運輸省港湾技術研究所

## 目 次

1. はじめに	4
2. 試験方法と調査地点	5
2.1 ダイラトメーター試験	5
2.2 電気式静的コーン貫入試験	6
2.3 その他の試験	6
2.4 調査地点の土質特性	7
3. CPTの一斉試験	11
3.1 一斉試験を行った背景	11
3.2 試験機および試験方法による違い	12
4. DMTの特徴	15
4.1 DMTの再現性	15
4.2 DMTに関する既往の研究	15
5. 結果の解釈	16
5.1 地盤の分類	16
5.2 密度	20
5.3 非排水せん断強度	22
5.4 N値と内部摩擦角	25
5.5 変形係数	28
5.6 圧密定数	30
6. まとめ	32
謝 辞	34
参考文献	34
付 図	37

# A Site Investigation Method Using Cone Penetration and Dilatometer Tests

Hiroyuki TANAKA\*  
Masanori TANAKA\*\*

## Synopsis

Site investigations were carried out at several sites in Japan, using Cone Penetration and Dilatometer tests. Soil layers at these sites consist of: marine soft clay, reclaimed fill by loose sand, naturally deposit sand and clay with coral. In addition to these in situ tests, laboratory tests were also conducted to obtain design parameters. Using these data, proposed correlations by several researchers were carefully examined to be applicable to Japanese soils. It is found that accuracy of ground parameters estimated by some correlations are considerably poor.

**Key Words:** in situ tests, sandy soil, cohesive soil, shear strength, consolidation, classification

---

\* Chief of geotechnical survey laboratory, Geotechnical Division

\*\* Senior research engineer, Geotechnical Division

# 電気式静的コーン貫入および ダイラトメーター試験を用いた地盤調査方法

田中 洋行\*  
田中 政典\*\*

## 要 旨

最近新しい原位置試験として注目されている電気式静的コーン貫入試験（CPT）とダイラトメーター試験（DMT）を用いて、我が国の地盤に対して地盤調査を行った。調査地点の土質構成は、海成粘性土が堆積している地点が5、緩い砂で埋め立てられた地点が1、自然に砂が堆積している地点が2、また特殊な例としてさんご混じり地盤が1地点である。これらの調査から、CPTおよびDMTによる土の分類方法、および設計に必要な地盤定数の求め方について議論する。得られた主要な結論は以下の通りである。

### 1) CPT

- ① 機種によって、かなり測定値が異なる。特に周面摩擦力は機種の違いによる差が著しい。
- ② CPTはほぼ連続的に測定が行えるので、地盤の詳細な層区分に適している。
- ③ 非排水せん断強度を求めために必要なコーン係数  $N_{kc}$  は、8から16程度である。
- ④ 砂地盤の相対密度をCPTによって、ある程度の精度で予測することが可能である。
- ⑤ CPTから微小ひずみ下での疑似弾性係数を求める方法を導いた。

### 2) DMT

- ① DMTは他の原位置試験と比べて再現性が良く、また劣悪な作業環境に適している。
- ② 地盤の分類はほぼ連続に近い形で可能である。
- ③ DMTから地盤の設計定数を求める方法が提案されているが、場合によってはかなり精度が落ちるので適用には十分な注意が必要である。

キーワード：原位置試験，砂質土，粘性土，せん断強さ，圧密，分類

---

\* 土質部 地盤調査研究室長  
\*\* 土質部 主任研究官

## 1. はじめに

計算機の普及によって、一昔前までは考えられなかった複雑な計算が、地盤工学の分野でも手軽にできるようになっている。地盤の解析方法は、計算時間や記憶容量に対する制約がますます小さくなってきたため、土の性質をできるだけ忠実に表現できるものとなっている。しかし、これらの解析に必要な地盤定数の求め方は、相変わらず標準貫入試験から求められる  $N$  値、あるいはサンプリングによって得られた不攪乱と称する試料に対して行った一軸圧縮試験、あるいは圧密試験の結果によって行っている。このように、解析方法の精巧さと地盤定数の精度とのギャップはますます広がるばかりである。

戦後、アメリカから標準貫入試験が導入され、これを用いた調査方法を文字通り標準として、種々の室内・原位置試験から得られた諸定数との関連付けが行われてきた。また、杭の載荷などの現地実験や施工された構造物の長期観測から得られた挙動を  $N$  値によって解釈してきた。 $N$  値による液状化の判定方法もこの良い例である。地震によって被害にあった（あるいは被害にあわなかった）構造物が  $N$  値で設計されていたからこそ、室内あるいは現場実験によって検証することが難しい液状化現象を、 $N$  値によって予測する方法が確立することができた。この結果現在では、 $N$  値さえわかれば、如何なる構造物の設計も可能となっている。

我が国では、一軸圧縮試験が軟弱な粘性土の強度や変形係数を求める標準的な方法となっている。一軸圧縮試験の結果は試料の品質によって大きく左右されることが知られている。このため、我が国ではサンプリングに関して世界的にみても厳しい基準を設けており（港湾工事共通仕様書<sup>1)</sup>、地盤調査法<sup>2)</sup>）、軟弱な粘性土に対して例外なくこの基準に従ってサンプリングすることが義務づけられている。これら  $N$  値、あるいは一軸圧縮試験による設計方法は、これまでに多くの実績を有しており、また“今までに、たいした不都合が生じなかった”ことから、一般の技術者によって是とされている。

しかし、現実をみても、これら標準的な地盤調査方法は種々の問題を含んでいることがわかる。標準貫入試験を例に挙げると、この試験では、質量63.5kgのハンマーを75cmの高さから“自由落下”させて、ロッドが30cm貫入するのに要する打撃回数  $N$  値を測定している。この試験方法はJIS A1219-1995によって試験装置および試験方法が規格化されているので、試験者（オペレーター）の違いによる影響はないはずである。しかし、落下方法によって  $N$  値が大きく異なることが知られてい

るにもかかわらず、規格ではハンマーの落下の方法が複数認められている。また、このハンマーの落下方法以上に重要なのが、ボーリング孔の掘削方法である。残念ながら、掘削方法を一律に決めることは不可能であり、これがサンプリングの場合と同様に試験結果のばらつき大きな原因となっている。

応力・変形・排水条件の違いによって地盤の挙動は大きく変化するので、できるだけ実際の構造物の条件に即した試験方法で、地盤定数を求めることが望ましい。しかし、標準貫入試験を例に挙げて試験方法の問題点を述べると、これまでの多くの研究によって、地盤に先端が貫入する現象は、砂地盤においても非排水に近い条件であるといわれている。この意味では、杭の支持力等の静的な問題に対して、 $N$  値を基にした計算方法にはその精度に限界がある。しかし、残念なことに、実際の現場では  $N$  値による設計があまりにも広く普及しているため、せっかく対象とする構造物の条件に近い原位置試験を実施しているにも拘わらず（例えば、今回取り上げる電気式静的コーン貫入試験）、得られた値をいったん  $N$  値に変換しないと設計できない。従って、どうせ  $N$  値に変換するのなら最初から標準貫入試験をやればいいと批判されるのはごく自然であり、新しい土質調査法の導入に対して現場の技術者は臆病になる。その結果、標準貫入試験以外の原位置試験から求めた値の有効性を実証する機会が失われ、ますます旧態依然の  $N$  値と一軸圧縮試験を重視する状態が続くという悪循環に落ちている。

全ての病状に対して有効な薬がないのと同様に、種類の試験から設計に必要な地盤定数を全て求めること自体虫の良い話である。ましてや、得られた値に対して高い精度を期待するのは論外である。今までの地盤調査をみみると、どのような構造物を想定し、どの点が設計・施工上問題となるかをよく考えないで、機械的に地盤調査を発注してきたように思える。これまでの実務の世界では、波力や風荷重などと同様に地盤定数を対象構造物に対する一種の与条件として捕らえてきたように思える。しかし、例えば沖合に建設する防波堤と、構造物が近接する場合の掘削工事とでは、変形に対する精度が異なり、従って用いる調査方法（調査に要する費用も含めて）も異なって当然である。また、砂分の含有量によって機械的に地盤を砂・粘土と分類し、砂の場合は標準貫入試験、粘土の場合は一軸圧縮試験によって強度定数を求めると、極めて無駄な設計を行ったり、危険な設計を行うことになる。

ヨーロッパを中心として、標準貫入試験以外の原位置

試験が積極的に取り入れられている。また、一軸圧縮試験だけで粘土の非排水せん断強度を求めている国は極めて少ない。このような状況の下で、我が国が地盤調査方法として標準貫入試験と一軸圧縮試験だけに固執し続けると、国際的に孤立するばかりではなく、この分野に対して我が国の影響力を発揮することができなくなる。

原位置試験は室内試験と比べて、応力・ひずみ・排水などの境界条件が不明確であるため、理論によって原位置試験から直接地盤定数を導くことは一般に難しい。これに代わる方法として、経験的な方法で地盤定数や設計定数を原位置試験から求めることが通常行われている。しかし、ここで問題となるのが地盤の地域性である。地盤、特に粘性土の特性は土粒子を構成する粘土鉱物や堆積環境に大きく影響されることが知られており、ある特定の地域で得られた経験式は、必ずしも他の地域へ無条件に適用できない。特に注意しなければならないのは、近代土質力学が北欧や北米といった過去に氷河で覆われた地域で発達し、確立したことである。これらの地域で得られた塑性指数 $I_p$ と内部摩擦角や強度増加率などの強度定数との関係は、我が国の海成粘性土に対して適用できないことが知られている(田中, 他<sup>2)</sup>)。従って、彼らが提案している原位置試験に関する経験式が、本当に我が国の地盤に適用できるか否かを確かめる必要がある。

筆者らは、これまでに我が国の海成粘性土および砂地盤に対して種々の原位置試験を実施し、室内試験あるいは原位置試験相互の相関を調べてきた。今回の報告では、我が国で今後さらに用いる必要があると筆者らが考えている電気式静的コーン(CPT)とダイラトメーター(DMT)を取り上げ、これらの原位置試験を用いた調査結果の解釈について述べる。

## 2. 試験方法と調査地点

### 2.1 ダイラトメーター試験

#### (1) 試験の手順

DMTは、未だ我が国では一般の試験とは言い難いので、試験器と試験方法について述べる。

DMTの試験器本体は、図-1に示すような幅93mm、厚さ16mmの薄い板状のブレードである。ブレードの中央部には直径60mmのステンレスのメンブレンがあり、このメンブレンに地上から空気圧を送って膨らませる。メンブレンが膨れる時の圧力を $p_0$ 、メンブレンの中央が1.1mm膨らんだ時の圧力を $p_1$ と呼んでいる。また、最近ではこの2つの読みの他に空気圧を減少させ、メン

ブレンが再び元の状態に戻った状態の圧力を $p_2$ と呼んでいる。ブレードには、特別なスイッチが内蔵されており、普通の状態ではスイッチがオンの状態になっている。メンブレンが膨らみ始めるとスイッチがオフとなり、また1.1mm膨らむとスイッチが再びオンとなる。オペレーターはブザーの音によって $p_0$ から $p_2$ の時の空気圧を知ることができる。ブレードの貫入時にメンブレンの損傷を避けるために、メンブレンはある程度の剛性が必要となる。このため、あらかじめ大気圧のもとで無負荷の状態のメンブレンの剛性を調べておき、測定値はこの補正値を差し引いて $p_0$ から $p_2$ の値にする必要がある。

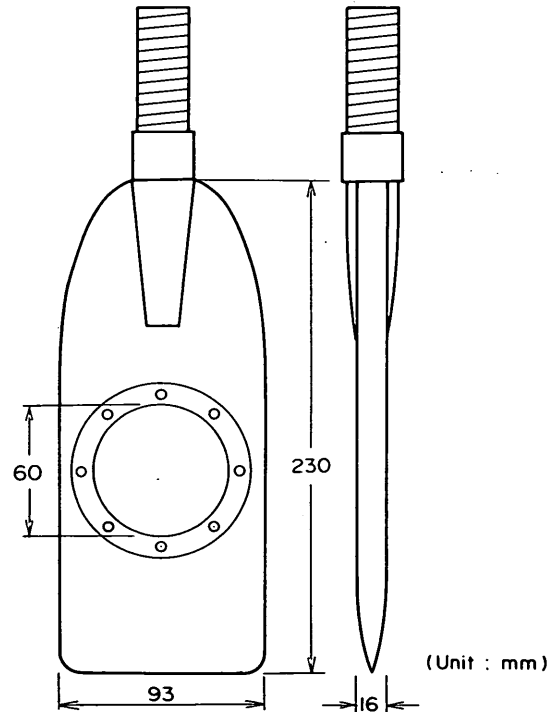


図-1 ダイラトメーター試験

ブレードの挿入により地盤は押し広げられ、これに伴い間隙水圧が発生する。この状態で放置すると時間とともに過剰間隙水圧が消散する。このため、ブレードを押し込んでから時間が経つに従い、 $p_0$ 、 $p_1$ 、 $p_2$ の値は変化する。DMTを考案したMarchetti<sup>4)</sup>は、 $p_0$ 、 $p_1$ をブレード挿入後15秒以内で測定することを推奨している。今回の試験においても、この時間内に $p_0$ から $p_2$ の値を測定している。

#### (2) DMTから求められる指標

Marchetti<sup>4)</sup>によって、 $p_0$ 、 $p_1$ を用いて次の指標が

提案されている。

材料インデックス (Material Index)  $I_D$

$$I_D = (p_1 - p_0) / (p_1 - u_0) \quad (1)$$

水平応力インデックス (Horizontal Stress Index)  $K_D$

$$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{\infty} \quad (2)$$

ダイヤトメーター係数 (Dilatometer Modulus)  $E_D$

$$E_D = 34.7 (p_1 - p_0) \quad (3)$$

ここに、 $u_0$  は静水圧、 $\sigma'_{\infty}$  は鉛直有効土被り圧である。 $I_D$  は土の分類に用いられる指標で、値が小さいほど粘性土、大きいほど砂地盤とされている。 $K_D$  は(2)式に示すように静止土圧係数  $K_0$  に相当する値である。しかし、後で述べるように、ブレードを押し込みによる周囲の地盤が乱れるために、 $K_D$  は直接  $K_0$  とはならない。 $E_D$  は、メンブレンが1.1mm押し広げるのに必要な圧力増分で、地盤反力係数に相当する値である。

メンブレンが元に戻る時の値  $p_2$  を用いた指標として、Lutenegger and Kabir<sup>5)</sup> が提案した(4)式で定義されるDMT間隙水圧インデックス  $U_D$  がある。

$$U_D = (p_2 - u_0) / (p_0 - u_0) \quad (4)$$

Campanellar and Robertson<sup>6)</sup> によると、 $p_2$  はブレードを押し込んだ時の間隙水圧の値とはほぼ同じとされており、透水性の良い土ほど静水圧に近い値となる。このため、 $I_D$  とは逆に  $U_D$  が小さければ砂、大きければ粘土地盤となる。

## 2.2 電気式静的コーン貫入試験 (CPT)

CPTはコーンを地盤に静的に貫入させて先端抵抗、間隙水圧、周面摩擦を求める試験で、この試験から三つの値が得られることから実務の世界では三成分コーンと呼ばれることが多い。しかし、地盤工学会で定められたCPTに関する基準<sup>7)</sup> は上記の計測の中で先端抵抗と間隙水圧に対してのみ規定を設けたこと、また最近上記の三つの値の他に土圧や傾斜など多くの値が計測できるコーンが実用化しているため、三成分コーンという名称はふさわしくなくなっている。一方、静的コーン貫入試験として分類される土質試験の中で、オランダ式二重管式静的コーンがすでに日本工業規格 (JIS) として規格化されており、またポータブルコーンが地盤工学会の基準として新たに基準化されたため、これらの試験と区別する必要が生じた。このため地盤工学会では、この試験を

「電気式静的コーン貫入試験」の名称とした。本報告で用いたCPTの詳細については、3.1で述べる。

## 2.3 その他の試験

今回のテーマであるCPT、DMT以外の室内および原位置試験の方法は以下の通りである。

### (1) 室内試験

#### ① 一軸圧縮試験 (UCT)

地盤工学会の基準に従い、直径35mm、高さ80mmの供試体を用いて、1%/minの軸ひずみ速度で一軸圧縮試験を行う。この供試体の寸法は、他の②と③の試験でも同じである。なお、一軸圧縮試験を含めて今回ここに示す室内試験の結果は、地盤工学会が定める固定ピストン式シンウォールサンプラーによって採取された試料に対して行った。

#### ② 等方圧密非排水圧縮試験 (CIU)

この試験は土田<sup>8)</sup> が提案した再圧縮法の一つで、平均圧密圧力 (通常は  $K_0$  は0.5と仮定するので、 $2/3 p'_{\infty}$  に等しい。ここに  $p'_{\infty}$  : 鉛直有効土被り圧) で2時間等方圧密した後、0.1%/minの軸ひずみ速度で非排水圧縮試験を行う。

#### ③ $K_0$ 圧密非排水圧縮・伸張試験 (CKoUC・CKoUE)

原位置の  $\sigma'_{\infty}$  で  $K_0$  圧密した後、非排水条件で0.1%/minの軸ひずみ速度で圧縮、あるいは伸張試験を行う。

#### ④ 直接せん断試験 (DS)

半沢<sup>9)</sup> が提案した方法に従い、三笠式の直接せん断試験機を用いて行った。供試体の寸法は直径60mm、高さ20mmである。 $p'_{\infty}$  で10分間圧密した後、0.25%/minのせん断速度で等体積せん断試験を行う。

#### ⑤ 圧密試験

圧密に関する値は、地盤工学会の基準に従った段階荷荷の標準圧密試験を行った。

### (2) 原位置ベーンせん断試験 (FVS)

半沢ら<sup>10)</sup> が開発した押し込みタイプのベーンせん断試験機を用いた。地盤とロッドとの摩擦の影響を小さくするために、ガイドローラーを設けた二重管を用いた。ベーンは鞘に格納された状態で地盤に挿入され、所定の位置に到達するとベーンだけが押し込まれる。ベーンの大きさは直径40mm、高さ80mmであり、厚さ2mmのステンレス製である。ベーンは挿入後直ちに、地盤工学会の基準に従い6°/minで回転させる。

### (3) 標準貫入試験

JISに定める方法で標準貫入試験を行った。ハンマーの落下方法はトンビ法によった。

### (4) サイズミックコーン

本研究で地盤のせん断剛性率を求める方法は、サイズミックコーンを用いるもので、ダウン法の一つである。今回の調査で用いたサイズミックコーンの開発の経緯、装置および解析方法の詳細については文献<sup>11)</sup>を参照されたいが、ここでは簡単にその概要を述べる。この試験法は、板たたき法によって生じたせん断波をコーンの先端に取り付けられたレーザーによって捕らえるものである。さらに、せん断波の到達時間の精度を上げるために、レーザーを1m離れた二カ所に設置し、この2点の到達時間差からせん断波速度  $V_s$  を求めた。せん断剛性率  $G$  は(5)式から求められる。サイズミックコーンから求められた  $G$  を他の試験から求められた  $G$  と区別するたに  $G_{sc}$  の記号を用いる。

$$G_{sc} = \rho_i V_s^2 \quad (5)$$

ここに  $\rho_i$  は土の湿潤密度であり、室内試験から求めた。

## 2.4 調査地点の土質特性

### (1) 久里浜 (付図A-1)

この場所は、港湾技術研究所が長年テストフィールドとして使用している所であり、ここに示すDMTの値は岩崎<sup>12)</sup>によって行われた試験結果である。またCPTに関する試験結果は後で述べる一斉試験の結果(図-10)を参照されたい。

表層の4mを除けば、均一な正規圧密粘性土が20mほど堆積している。液性限界  $w_L$ 、塑性限界  $w_p$ 、および自然含水比  $w_n$  は20mまではほぼ一定であるが、それより深くなると深度とともに  $w_L$ 、 $w_n$  は減少している。圧密試験から求めた圧密降伏応力  $p_v$  は20mまで有効土被り圧  $p'_{\infty}$  よりわずかに大きい、20mを越えると過圧密比OCRが大きくなる。結果は示していないが、圧密係数  $c_c$  も同様な傾向を示しており、20mを境にして地層が分かれるようである。非排水せん断強度  $s_u$  は試験によって異なるが、深さ方向に増大するのは全てに共通して見られる傾向である。CKoUCおよびCKoUEから求めた非排水せん断強度(以下  $s_{uc}$ 、 $s_{uw}$  とする)は、同一深度で求められた値のそれぞれ最大、最小を示し、一軸圧縮試験から求めたせん断強度  $q_u/2$ 、およびペーせん断強度  $s_{uw}$  は  $s_{uc}$  と  $s_{uw}$  のほぼ平均値となっている。

この傾向は、我が国の海成粘土の正規、あるいはわずかに過圧密した地盤に共通してみられる。サイズミックコーンから測定された  $G_{sc}$  は、 $p_v$  や  $s_u$  と同様に深度とともに増加している。この場所のさらなる詳しい土質調査結果については、文献<sup>13)</sup>を参照されたい。

### (2) 東扇島B (付図A-2)

この地点は川崎市に位置している埋め立て地である。すでに、田中<sup>14)</sup>が報告している東扇島の調査地点は約1km離れた海上にある。このため、これと区別するために今回調査した地点を東扇島Bと呼ぶことにする。旧海底面は地表から11mの深さにあり、これより上は房総半島の山砂によって1972年から1973年にかけて埋め立てられた。それより下は砂と粘土の互層が18mまで続き、さらにその下には比較的均一な粘性土が堆積している。

埋め立て層に対して1994年に凍結サンプリングが実施された<sup>15)</sup>。サンプリングの手順は、まず最初に凍結管を地盤に設置し、液体窒素によって地盤を凍結させた。凍結の様子は、凍結管から36cm離れた所に設置された地中温度計によって確認した。その後、凍結管から22cm離れた2ヶ所で直径15cmのコアを採取した。試料は凍結された状態で直ちに冷凍庫に保管された。凍結試料は調査に参加した多くの研究機関に配られ、その研究成果は文献<sup>15)</sup>から<sup>21)</sup>によって発表されている。

凍結試料に対して行った粒度試験の結果を図-2に示す。図に示すように、この場所は粒径が均一な砂によって埋め立てられているのがわかる。粒度試験は異なる複数の深度に対して行ったが、深度による粒度分布の違いは認められない。 $N$ 値を付図A-2に示すが、5前後と非常に小さく、図-2に示す粒度分布の結果とあわせて、非常に液状化しやすい地盤であることがわかる。

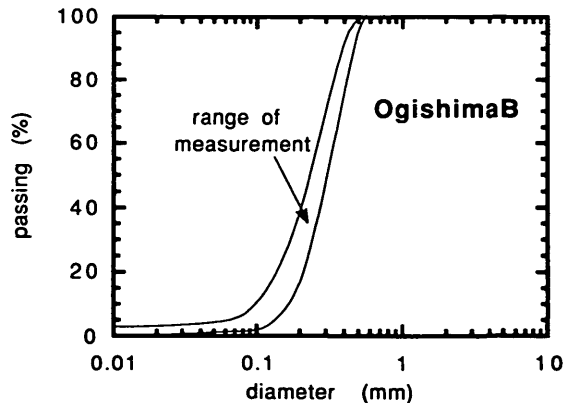


図-2 東扇島Bの埋め立て地盤の粒度分布



凍結試料から求められた地盤の湿潤密度 $\rho_t$ を図-3と4に示す。図-3は採取された直径15cmのコアを高さ10cmから15cmで切断した後、寸法と重量を測定して求めた値である。また試料は凍った状態にあるので、間隙水(間隙水の表現が適切であるが)の密度 $\rho_{wi}$ は0.917として原位置の $\rho_t$ を計算した。付図A-2に示すCPT, DMTの原位置試験から得られた値は比較的ばらつきが少ないが、測定された $\rho_t$ は1.6から1.9とかなりばらつく。これは、採取されたコアを観察してみると所々粒径の大きなレキを含んでいるため、このレキによって $\rho_t$ が大きく変化するためと思われる。また、土運船によって砂が投入された事実を考えると、投入のたびに粗い粒子が早く沈降し、細かい粒子は堆積が遅れる。このため、地盤の密度は、細かく見ると図に示すように、ばらつくものと思われる。しかし、密度を深さ50cmごとの平均値として計算すると図-4が得られ、かなり深度に対する変動が減少し、しかも孔の違いによる差も認められなくなる。従って、このような埋め立て地盤に対して密度を議論する場合には、かなり大きなマスを対象とする必要がある。三村、他<sup>10)</sup>は、この地点でラジオアイソトープを用いたRIコーンによる地盤の密度を測定した。結果

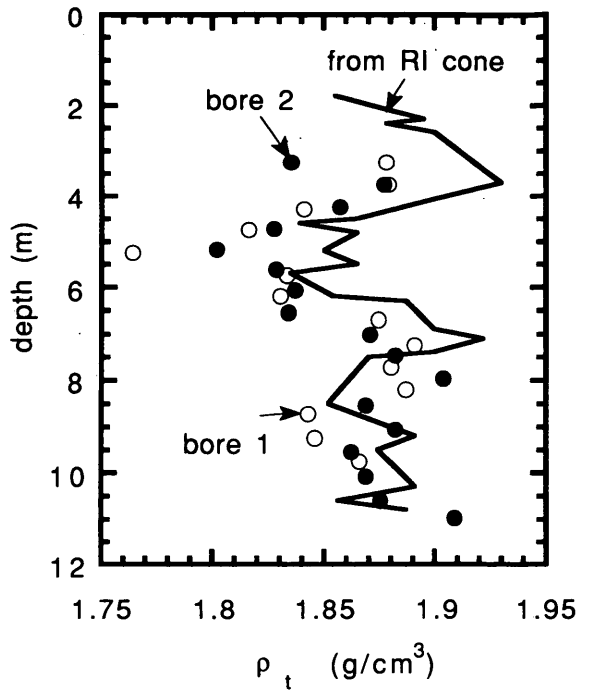


図-4 凍結試料から求められた湿潤密度(深さ50cmごとの平均値)とRIコーンから求められた湿潤密度の比較

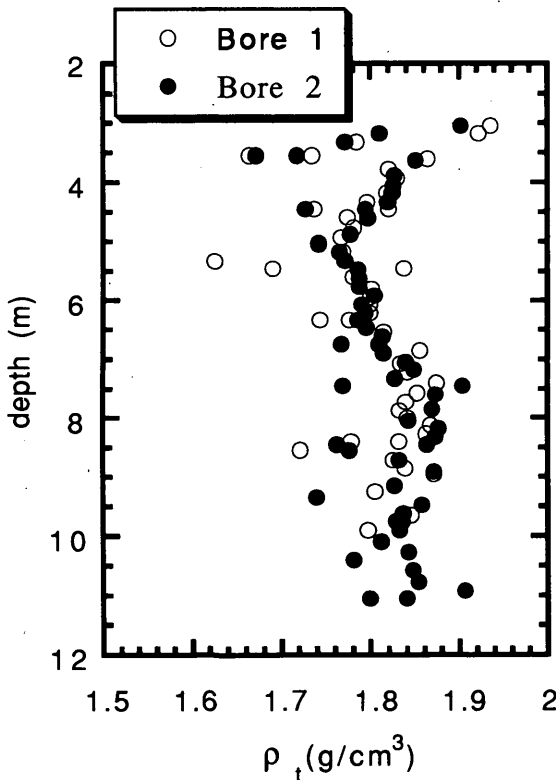


図-3 凍結試料から求められた湿潤密度(供試体から直接計算)

を図-4に示すが、RIコーンと凍結試料から求めた密度は良く一致している。サンプリングが困難な砂地盤に対して、RIコーンの使用は有効であることがわかる。

三村、他<sup>10)</sup>は、採取された試料を用いて最大・最小密度試験を行い、地盤の相対密度 $D_r$ を求めた。結果を図-5に示す。この地盤の $D_r$ は0.2前後と、非常に緩い状態にある。

18mより下の粘性土地盤に対してサンプリングを行い、種々の室内試験を実施した。この地点はすでに述べたように埋め立てられてから20年ほどしか経過していないので、埋め立てによる圧密が未だ終了していない可能性がある。しかし、付図A-2に示すCPTの試験結果にも示すように、一見均一と思われる粘性土層にも所々砂層が存在していること、またCPTによる間隙水圧の消散試験から、消散後の間隙水圧は静水圧と一致していることから、圧密は完全に終了しているものと思われる。事実、付図A-2に示す圧密試験から求められた $p_v$ は $p'_v$ より大きい値を示している。

一軸圧縮試験とCIU試験から求められたせん断強度は深さとともに増加しているが、サイクリックコーンから求められた $G_{sc}$ は逆に深さに対して減少している。普通の地盤では圧密圧力が深さとともに増加するので、間隙

比 $e$ が深度に対して減少するが、この地盤では、深度とともに粘土分が増大するために、逆に $e$ は増加している。ShibuyaとTanaka<sup>22)</sup>は $G$ を求める推定式として、 $G$ を $p'_{\infty}$ とともに間げき比 $e$ の関数としている。この推定式を用いると付図A-2に示す $G_{sc}$ の分布をよく説明できる。

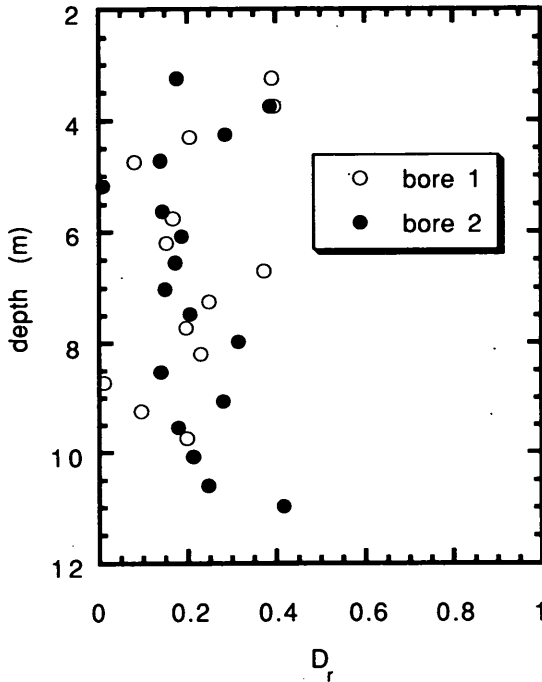


図-5 相 対 密 度

### (3) 山下公園 (付図A-3)

この地点は横浜の観光地で有名な山下公園内にある。山下公園は、1923年に起きた関東大震災の際に被災に遭った建造物の瓦礫の処分場の跡を、公園として活用したものである。このため、地表から旧海底面である-5mまでコンクリートの殻などが点在する。その下は砂やレキを多く含む層が-14mまで堆積している。この下から均一な粘性土が40mほど続き、さらに砂分を多く含む土層が-53mまで堆積している。今回の報告で対象となるのはこの粘土層である。試料の採取は地盤が堅かったため、42mから下はデニソンサンプラーで採取した。これより浅い深度では、また他の調査地点を含めて地盤工学会が定める固定ピストン式サンプラーで試料を採取した。

他の調査地点と比べて、この地点の大きな特徴は $p_v$ が $p'_{\infty}$ よりかなり大きいことである。すでに述べたように、地質学的には正規圧密地盤といえども、年代効果やセメンテーションによって $p_v$ は $p'_{\infty}$ より大きいのが

普通である。しかし、この違いは過圧密比OCR ( $= p_v / p'_{\infty}$ )にして、せいぜい1.5程度である。しかし、この地点のOCRは2以上とかなり大きい。仮に、この過圧密が全て過去の応力履歴によって生じたものと考えれば、過圧密量 ( $p_v - p'_{\infty}$ )は240kPa程度なので、これは地盤の $p_v$ を1.8g/cm<sup>3</sup>とした場合の13mもの層厚に相当する。しかし、すでに述べたように、この地点はかつて海面下であった所を埋め立てによって造成した土地である。この埋め立てが始まるより以前に(すなわち大正時代より以前に)、+13mの地盤高さから-4mまで掘削したとは考えにくい。運輸省第二港湾建設局の京浜港工事事務所が行った地盤調査によれば、場所によって値は異なるが、年代効果だけでは説明できない過圧密量が山下公園全体に分布していると報告されている。

対象とした土層が深いこと、またOCRが大きいこと、付図A-3に示すように $s_u$ はかなり大きい。このような硬質粘性土は、土田<sup>8)</sup>が述べているように、クラック型の乱れが卓越するため、 $q_u/2$ 値はかなりばらつく。また三軸試験によるCIU試験を行って強度を求めたが、 $q_u/2$ の上限値となる。 $q_u/2$ が40mからばらつきがさらに大きくなり、また強度自体も小さくなっている。これは付図の粒度分布に示すように、この土層は砂分を多く含む、いわゆる中間土であるために、一軸圧縮試験ではせん断強度を適切に求められていないと思われる。

### (4) 有明 (付図A-4)

この地点は筆者らが種々のサンプラーを用いて、サンプリングの違いが試料の品質に与える影響を調べた所である<sup>23)</sup>。地表面から18mまで粘性土が堆積している。この地点の大きな特徴は、かなりの深さまで $w_n$ が $w_L$ より大きい、すなわち液性指数 $I_L$ が1.0より大きいことである。このため、有明粘土は非常に乱れやすく鋭敏比が大きな土として知られている。

$s_u$ を示す図で $q_u/2$ の値が(Laval)と(JPN)とあるのは、それぞれカナダのラバル大学で開発したラバル型サンプラーと我が国の固定ピストン式サンプラーで採取された試料から得られた $q_u/2$ 値を示している。試験結果の詳細は文献23)に譲るが、我が国のサンプラーで採取された試料の品質は、世界的に評価の高いラバル型サンプラーのそれと同じである。

### (5) 佐賀 (付図A-5)

この地点は佐賀空港建設に先立ち、試験盛土を行った所である。ここは(4)有明に近いが、地層がより複雑で砂層を多く含む。アッターベルグ限界は有明より多少小さ

いが、それでも多くの深度で $w_L$ は100%を越えている。強度を見てみると、ベーン強度の方が $q_u/2$ より大きい場合と、ほぼ同じ場合がある。両者の試験から求められた強度の差が著しい場合は、いずれも地層が砂分を多く含んでいる場合であり、すでに述べたように $q_u/2$ は砂分を多く含むと小さくなり、逆にベーン強度は大きくなるためである。CPTやDMTの試験結果の解釈については、後で詳しく述べるが、 $q_u/2$ がベーンせん断強度よりも小さくなる深度は、CPT、DMTとも大きな強度が得られている。従って、砂分を多く含む土は、本来強度が大きいにもかかわらず、 $q_u/2$ で評価すると小さな値にしかならないので、非常に不経済な設計をすることになる。

#### (6) 検見川 (付図A-6)

ここは、千葉市の東京寄りに位置しており、旧海岸線より2kmほど陸側に入った所にある。この調査は鹿島建設(株)技術研究所が中心となって行ったものであり、DMTは著者らが行ったが、他の全てのデータは同研究所から提供して戴いた。また、 $D_r$ の計算に必要な最大・最小密度は京都大学防災研究所の三村助教授から提供された。

地表面より1m下から8mほどは有機物を多く含む地層で、これより下が今回調査の対象となった細砂を主体とする土層である。東扇島Bの埋め立て層と比較してこの調査地点の最も異なる点は、自然に堆積した沖積砂層であることと、密な地盤であることである。従って、 $N$ 値も東扇島Bよりもかなり大きい。また、東扇島と同様にこの砂層を対象として凍結サンプリングを行った。凍結試料から求められた $D_r$ は0.7から1.0と東扇島と比べて密である。

#### (7) 新潟 (付図A-7)

ここは、信濃川の右側河口に位置している。この地盤は砂層が主体となっているが、所々シルトあるいは粘土層が介在している。シンウォールチューブを用いたサンプリングを行い、粒度試験を行った。付図に示すように7mから13mには細粒分を多く含む層がある。この層を除いた砂地盤の粒度分布を図-6に示す。深度によらず粒度分布は同じで、いずれも平均粒径は0.2から0.5mmで、しかも均一な粒径から成っていることがわかる。

今回調査を行った標準貫入試験、CPT、DMTはいずれも10mの敷地の範囲内で行った。一方、これとは別に運輸省第一港湾建設局の新潟港工事事務所が過去にこの地点を含む100m四方で行った標準貫入試験から得られ

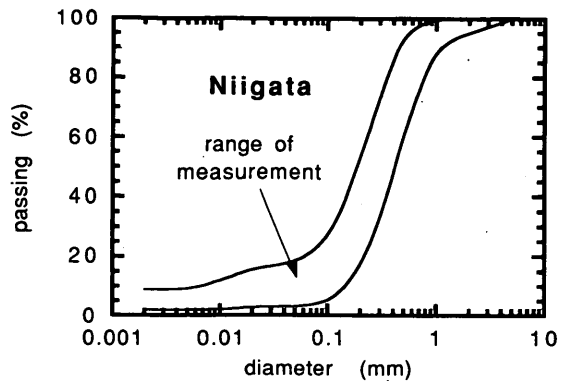


図-6 新潟の砂地盤の粒度分布

た $N$ 値の分布を付図A-7に示す。ごく狭い範囲内で得られた調査にもかかわらず、かなり $N$ 値がばらついている。これは、もちろん100mの範囲内といえども地層が複雑に入り組んでいるためと考えられるが、標準貫入試験の方法自体にも原因もあるように思える。筆者らが行った標準貫入試験では”とんび”法と呼ばれる自由落下に近い状態でハンマーを落下させた(付図-7の $N$ 値を示す図の中で黒丸で示している)。しかし、通常行われる調査では、プリー法と呼ばれる方法でハンマーを落下させている。標準貫入試験の落下エネルギーを計った実験によれば、ハンマーの位置エネルギーが全て先端に到達した状態を1.0とした場合に、“とんび”法では0.8から0.9、プリー法では0.6から0.7の値が得られている(岩崎<sup>20</sup>)。このため、“とんび”法で得られた $N$ 値はプリー法と比べて小さくなるとされている。また、プリー法では、プリーにロープを巻くため、その巻き具合や、ロープを放すタイミングの違いによって、測定される $N$ 値が影響を受ける。従って、“とんび”によるハンマーの落下方法が望ましいが、地盤工学会が定める基準では、“とんび”あるいは“プリー”法のどちらも採用して良いとされている。これは、基準を設定する前にプリー法がすでに広く使われていたためであり、例え“とんび”法だけを唯一の落下方法と基準に規定しても、実際の現場ではこの基準を守らないケースが多発することが予想されたからである。事実、とんび法はプリー法と比べて作業がやっかいであり、また肉体的に厳しい方法である。この点に注意してもう一度付図A-7の $N$ 値の結果を見てみると、今回の調査で得られた $N$ 値は、他の調査で得られた値の最低値となっていることがわかる。

#### (8) 中城湾 (付図-8)

沖縄地方では地盤にサンゴを多く含むので通常の地盤と違った地盤調査法を確立する必要がある。このため、昔から沖縄総合事務局によって室内試験を含めた種々の試験法が試みられてきた。この調査も事務局が、1993年から1994年にかけて行った調査の一部である<sup>3)</sup>。

調査地点は中城湾の海上で、水深は3mである。比較的粘土分が多いと思われる5mから10mの地層に対して固定ピストン式サンプラーを用いて試料採取を行った。それでも、付図-8に示すように粒径が2mm以上のレキと分類されるサンゴレキが20から30%以上存在する。この調査地点を含めて沖縄の土が本土と比べて大きく違う点は、土粒子の密度 $\rho_s$ が2.80と本土の土と比べて0.1程度大きいことである。付図に示す非排水せん断強度 $s_u$ は変則UU試験と現地で呼ばれている方法で求めた。これは、サンゴレキを多く含む試料は、サンプリングによって試料が大気中に解放されると、負の残留間隙水圧が抜けてしまうため、中間土と同様に一軸圧縮試験では強度を適切に求めることができない。このため、2.3で述べたCIU試験と同様に、原位置の有効土被り圧の平均値(通常静止土圧係数を0.5として $2/3 p'_{\infty}$ とすることが多い)で等方圧密した後、排水コックを閉じ、さらに側圧を増加し、せん断試験を行うものである。通常、3種類の異なった側圧のもとで試験を行う。これらの試験結果を用いて、全応力で整理した一連のモールの応力円を描き、これらを含む破壊包絡線を引く。この破壊包絡線の $y$ 切片の値を“変則UU”から求められるせん断強度とするものである。この値を非排水せん断強度として設計に用いる場合には、さらに $2/3$ としている。

### 3. CPTの一斉試験

#### 3.1一斉試験を行った背景

地盤工学会がCPTの基準作成の作業に入った時期(1992年8月)に、我が国では表-1に示すように8つの異なったコーンが使われていた。この中で6種類が国内の調査会社あるいは試験機メーカー、2種類が海外の調査会社によって開発されたものである。CPTはベーン試験やプレシオメーターなどとは違って、せん断強度や変形係数の地盤定数が直接求められる試験ではなく、標準貫入試験などと同様に室内試験の結果や現場試験から得られた結果とを用いて地盤定数を求める典型的なインデックス試験である。従って、コーンの形状や間隙水圧を計測するフィルターの材質や位置は、標準貫入試験のレイモンドサンプラーの形状・寸法が日本工業規格(JIS)によって定められているように、全ての機種に対して同じであることが望ましい。しかし、この種の試験は基準ができてから試験機が作られることは希で、逆にある程度試験が普及してから試験方法に関する基準が作られるのが普通である。調査を発注する立場から言えば、受注した調査会社の違いを気にすることなしにデータを解釈する必要があるため、試験機に関する基準はできるだけ詳細に定めることが望まれる。しかし、あまり細かな基準を設けると、すでに使われている相当数の試験機を否定することになり、極端な場合にはある特定の試験機に対して学会や国がお墨付きを与えることにならねない。更に悪いことに、基準が制定された理由は、この基準を採用することによって調査結果の精度や信頼

表-1 一斉試験に参加したCPTの主な仕様

機種	先端抵抗			摩 擦			間 隙 水 圧					
	C.A. <sup>1</sup> (cdf)	Max (MPa)	$\alpha^2$	S.A. <sup>3</sup> (cdf)	Max (MPa)	MF <sup>4</sup>	FM <sup>5</sup>	PF <sup>6</sup> (mm)	TF <sup>7</sup> (mm)	Max (MPa)	DA <sup>8</sup>	R <sup>9</sup>
a	10	30	0.62	150	0.5	A	C	8.5	6.5	2	V.W.	N
b	10	20	0.75	200	0.5	B	PM	31.1	12	1	V.G.	Y
c	10	50	0.75	150	3.3	B	?	10	5	5	?	Y
d	10	20	0.72	100	0.5	A	C	10	10	1	B.W.	Y
e	10	40	0.7	150	1	A	C	7	5	2	US.G.	N
f	15.2	20	0.7	200	0.6	A	PM	7	5	2	V.G.	Y
g	10	51	0.8	150	1	A	PP	9.8	5	3.6	V.G.	Y
h	10	30	0.7	100	1	A	C	10	6.5	1	V.G.	Y

- (注) 1. 断面積 2. 有効断面積比 3. 摩擦を計測するスリーブの面積 4. 摩擦を計測する方法 A:  $q_c$ と $f_c$ を独立に計測 B:  $q_c$ と $f_c$ を一緒に計測 5. フィルターの材質 C: セラミック PM: ポラスメタル PP: ポリプロピレン ? : 情報なし 6. フィルターの位置 (図-8参照) 7. フィルターの厚さ 8. フィルターの飽和方法 V: 真空 B: 煮沸 US: 超音波 W: 間隙の液体が水 G: グリセリン水溶液 9. スリーブの有無 Y: 有り N: 無し

度が高くなることが期待できるといった誰もが納得できる理由ではなく、大多数の試験機がこの形状・寸法を採用しているといった、最大公約数的な理由によるものである。

このため、1992年時点で我が国で用いられているCPTに対して、同一場所で貫入装置は同じものを使用するが（貫入速度は同じ）、フィルターの飽和方法は各社の方法に従うとの条件で一斉試験を行い、どの程度試験機を含めた試験方法の違いによって測定値が異なるかを調べてみることにした。試験場所は港研の久里浜試験フィールドが選ばれ、データのとりまとめは港研が行うことになった<sup>26)</sup>。

### 3.2 試験機および試験方法の違い

表-1に一斉試験で用いられた各CPTの先端抵抗、摩擦力、間隙水圧に関する諸元、容量などをまとめている。国際土質工学会が定めた標準的なCPTの試験方法によると<sup>27)</sup>、試験機のコーン先端の角度は60°、断面積は10 cm<sup>2</sup>、また間隙水圧を測定するフィルターの位置はコーンの背後を標準としている。今回一斉試験に参加したCPTは、一つの機関のコーン断面積が15.2 cm<sup>2</sup>であることを除けば、上記の基準を満足している。しかし、表に示すように、その他の詳細な点については機種によって微妙に異なっている。

コーンの先端抵抗を考える上で重要な点に有効断面積の考え方がある。これは、図-7に示すように先端抵抗を測定するひずみゲージの位置はフィルターに作用する水圧の影響を受けるためである。従って、地盤工学会の基準を始めとして多くの論文では、このフィルターに作用する水圧の影響を式(6)によって補正して先端抵抗を計算することにしている。また、先端抵抗を表す記号を  $q_t$  として、見かけの先端抵抗  $q_c$  と区別している。

$$q_t = q_c + (1 - \alpha)u \quad (6)$$

ここに、 $q_c$ ：図-7に示すひずみゲージによって計測される見かけの先端抵抗、

$\alpha$ ：有効断面積に対する補正係数 ( $\alpha = D_m^2 / D_o^2$ ：ここに  $D_m$ 、 $D_o$  は図-7に示す直径)

$u$ ：フィルターに作用する間隙水圧

一斉試験に参加したコーンの  $\alpha$  は表に示すように0.62から0.8の間にある。

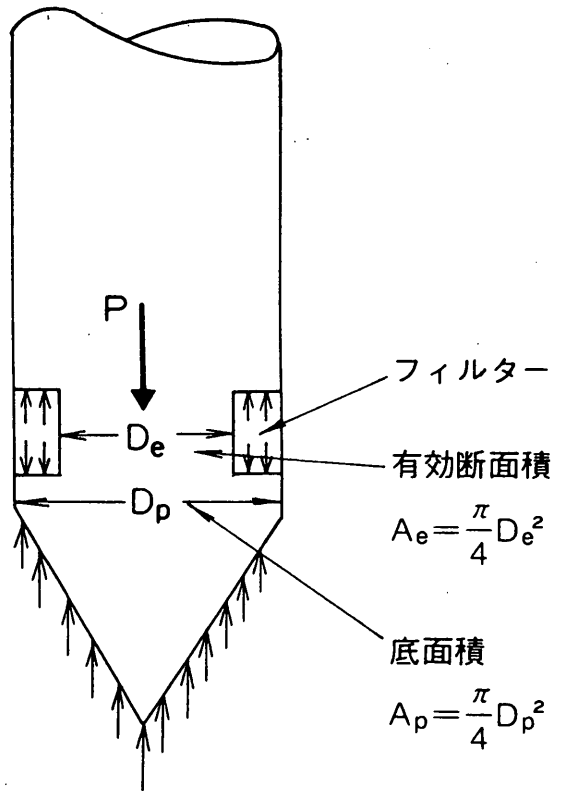


図-7 先端抵抗における有効断面積の考え方

コーンの周面摩擦を計る方法として、現在2つの方法がある。表の中でAと記してあるのは、先端抵抗と周面摩擦とを一緒に測定して、後で先端抵抗をこの測定値から差し引いて周面摩擦とするものである。一方、Bは先端抵抗、周面摩擦を単独に測定するものである。

間隙水圧を計るためのフィルターの位置・寸法・材質は表に示すようにメーカーによって、まちまちである。なお表中の  $h_o$  はコーンの肩からフィルターの中心までの距離（図-8参照）、 $t$  はフィルターの厚さである。コーン貫入中の間隙水圧を精度良く測定するためには、フィルターは液体で完全に飽和している必要がある。このフィルターを飽和する方法も個々の調査会社によって異なる。飽和する液体は水やグリセリン水溶液が用いられており、飽和する方法も煮沸、真空による脱気、あるいは超振動によるものと多種多様である。フィルターを液体中でコーンに取り付けられた後、地盤に貫入するまでの間、フィルターの飽和を保つためにフィルターを薄いメンブレンで被覆する調査会社もあれば、そうでない会社もある。

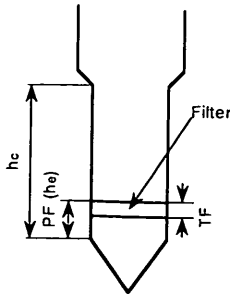


図-8 フィルターの位置を定義するための記号

一斉試験によって得られた結果を図-9に示す。先端抵抗の値をみてみると(図-9(a)),  $\alpha$ が異なっている(6)式による有効面積で補正した  $q_t$  で整理すると、機種の違いによる差は生じないはずである。しかし、図に示すように、一斉試験に参加した機種で得られた最小値は最大値の約2/3である。この差が大きいか否かを議論する前に、 $q_t$  と地盤の非排水せん断強度  $s_u$  の関係が(7)式で表せられることに留意する必要がある。

$$q_t = N_{kr} s_u + \sigma_{vo} \quad (7)$$

ここに、 $N_{kr}$  : コーン係数

$\sigma_{vo}$  : 土被り圧 (全応力)

$N_{kr}$  の値については、5. で詳しく考察するが、ここで強調したいのは、地盤の強度を知る上で重要なのは  $q_t$  そのものの値ではなく、 $(q_t - \sigma_{vo})$  であることである。図に示す結果もこのことに注意すると、この地盤の  $\gamma$  を  $15 \text{ kN/m}^3$  とすると、機種によって  $(q_t - \sigma_{vo})$  が倍・半分も異なることがわかる。従って、CPTから得られる  $q_t$  が図のように差がでてくると、 $s_u$  の値の精度がかなり問題となる。

Lunne, 他<sup>20)</sup> は今回の一斉試験と同様な試験をノルウェーで行っているが、 $q_t$  に及ぼす温度の影響が大きいことを指摘している。事実、表に示す機種bを用いて温度による零点の移転を調べてみると、 $10^\circ\text{C}$  に対して  $60 \text{ kPa}$  も変化することがわかった。この値は非常に大きい値であると感じられるが、表に示す先端抵抗の容量と比べてみると、たかだか0.3%程度であり、現在の電気計測の精度の水準から考えて驚く値ではない。

一斉試験を行った時期は1992年の8月であり、この夏は記録的な猛暑であった。過去に行った調査によれば、3 m以深の海底地盤の温度は一年中およそ  $15^\circ\text{C}$  の一定

の値である。今回の調査地点は陸上なので、この値より地盤の温度は大気気温の影響を受けると思われるが、かなり大気より地盤の温度は低い。従って、図に示す機種の違いによって  $q_t$  が異なる大きな原因として温度の影響が考えられる。事実、3 m以下の  $q_t$  に注目してみると深さに対する勾配は、一部の機種を除いて、あまり変わらない(表-2参照)。この勾配の値を用いて深さゼロに相当する  $q_t$  を見てみると、表に示すように機種によって大きく異なることがわかる。すなわち、一斉試験に参加した機関が異なった気温で原点を取った結果、図-9(a)に示すような  $q_t$  の差異が生じたことが考えられる。田中ら<sup>10)</sup> は、この一斉試験の前に表に示す3つの機種に対して、久里浜試験フィールドを含む3ヶ所で比較試験を実施した。しかし、この試験では、図-9(a)に見られるような機種の違いによる  $q_t$  の大きな差異は認められなかった。この比較試験を実施した時期はいずれも大気と地中との温度差が小さな秋であったため、温度差によって生じる  $q_t$  の変化が小さかったと思われる。温度に対する  $q_t$  の変化を各機種について早急に調べるとともに、温度の変化による影響をできるだけ小さくする対策を確立する必要がある。

表-2 先端抵抗の深さに対する増加率

機種	$q_t$		$u$	
	$q_t(z=0)$ (kPa)	$q_t/Z$ (kPa/m)	$z=10\text{m}$ (kPa)	$z=10\text{m}$ (kPa)
a	50	35	0.295	0.535
b	50	35	0.25	0.45
c	0	33	0.225	0.465
d	100	32	0.261	0.48
e	100	35	0.265	0.505
f	50	28	0.2	0.415
g	75	33	0.205	0.42
h	70	36	0.23	0.42

$u$  も  $q_t$  と同等に機種の違いによって図-9(b)に示すように最大値と最小値を比べると30%程度異なる。温度変化に対する  $u$  の変化は、 $q_t$  と同様に表-1の機種bだけについてしか調べていないが、ほぼ誤差の範囲内で非常に小さかった。これと同様な調査結果をLunne, 他<sup>20)</sup> も示している。図-9(b)に示す機種の違いによる間隙水圧の差異は、フィルターの位置、厚さおよびフィルターの材質の違いによるものと思われる。図-10にフィルターの位置を示す  $h_s$  と10mおよび20mにおける間隙水圧の値を示す。しかし、 $h_s$  によって  $u$  が影響されることを示す明確な関係は得られない。後に述べるように、貫入

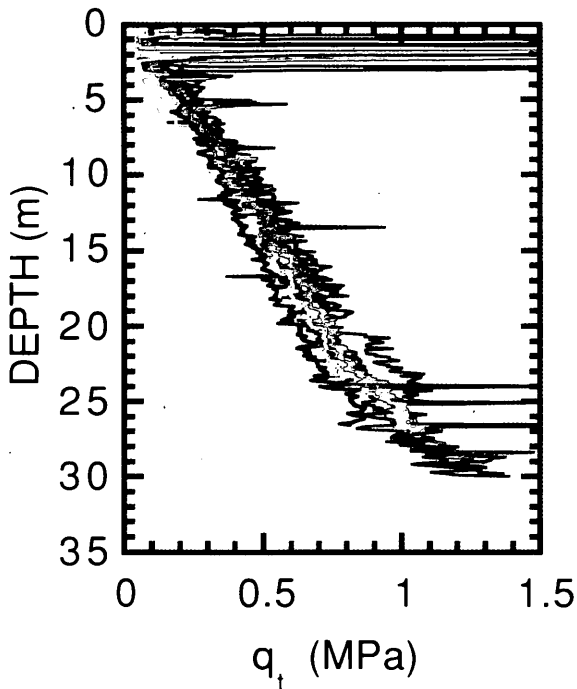


図-9(a) 一斉試験で得られた先端抵抗

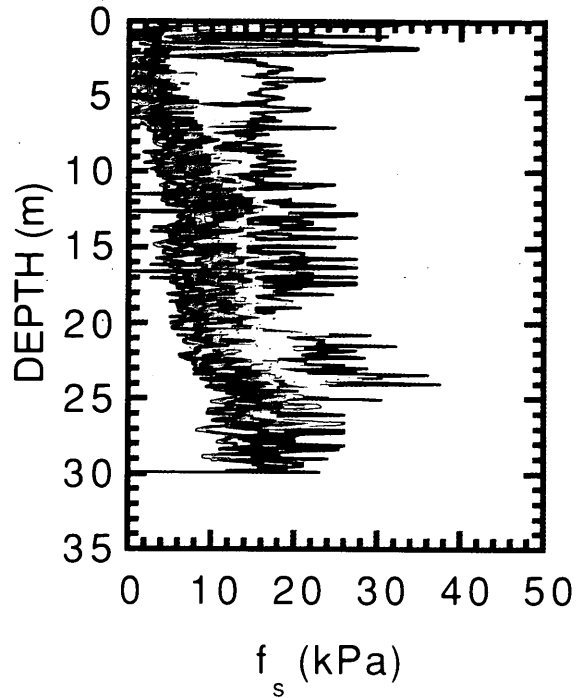


図-9(c) 一斉試験で得られた周面摩擦

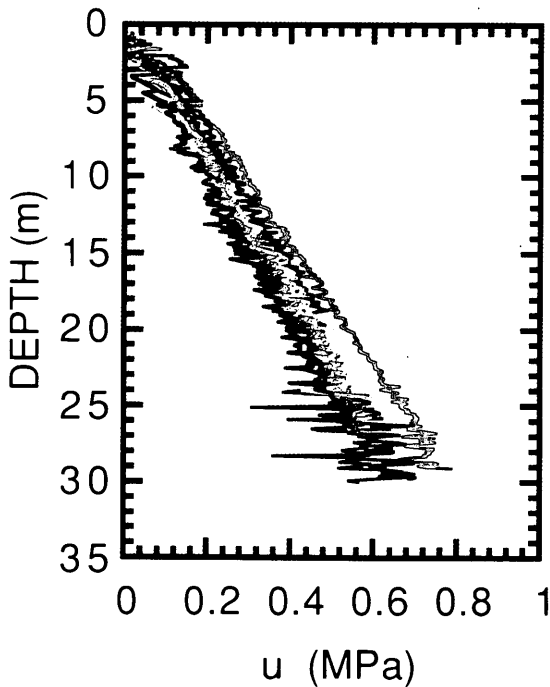


図-9(b) 一斉試験で得られた間隙水圧

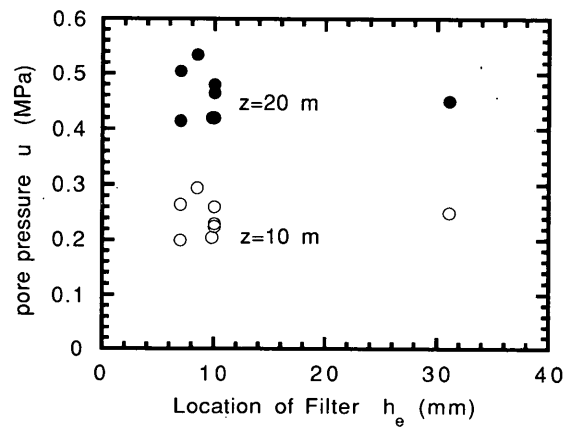


図-10 フィルターの位置と間隙水圧

中の間隙水圧の値を用いて地盤を分類する方法が提案されているが、このようなチャートを利用する場合には機種による間隙水圧の違いを考慮する必要がある。

図-9(c)に周面摩擦力 $f_s$ の結果を示す。今回の一斉試験の結果の中で一番ショッキングな結果がこれであった。表-1に示す $f_s$ を測定する方法の違い、 $f_s$ を測定するスリーブの面積、あるいは容量の違いなどに對して、 $f_s$ がどう変化するかを把握しようと試みたが、このような大きな差異が生じた原因を限定することができなかった。従って、地盤学会の基準においても、先端抵抗と間隙水圧に対してのみ基準を設け、 $f_s$ に対する基準は見送ることとした。

#### 4. DMTの特徴

今回の報告で取り上げるDMTは、CPTと比べて我が国では実際の調査に用いられていないばかりか、目的の研究に絞っても一部の研究者を除いてあまり使われていない。一方、ヨーロッパや北米では、すでに多くの研究成果が発表されており、また実務の世界でも通常の原位置試験としての地位を占めるに至っている。ここでは、DMTによる結果を解釈する上で重要なポイントである、調査結果の再現性について述べるとともに、DMTで得られた値を解釈する上で重要と思われる既往の研究を紹介する。

##### 4.1 DMTの再現性

DMTが他の試験と比べて優れている点の一つに再現性が良いことが挙げられる。これは、標準貫入試験や、あらかじめボーリング孔を設けて行う孔内水平載荷（プレシャメーター）試験の場合には、ボーリング孔の善し悪しによって測定結果が大きく左右される。しかし、DMTは、このような試験者の個人誤差が非常に小さい試験である。また、CPTの場合には、すでに述べたように調査会社によってコーンが異なるが、DMTは図-1に示すMarchettiが提案した試験機しか存在しない。

山下公園で行ったDMTの試験結果を図-11に示す。2つの調査地点は約50m離れているが、計測された $p_0$ 、 $p_1$ 、 $p_2$ の値はほぼ同じであることがわかり、再現性の優れた試験であることがわかる。

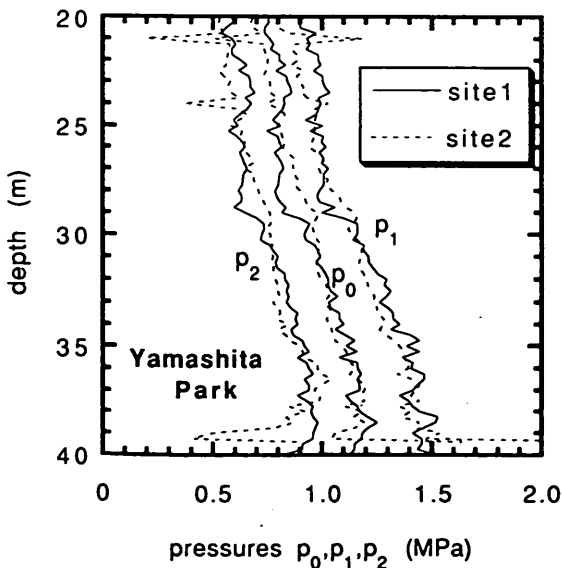


図-11 2地点で行ったDMTの結果

##### 4.2 DMTに関する既往の研究

DMTは他の原位置試験と比べて試験機の構造および試験方法が簡単であることが大きな利点である反面、その解析する立場に立つと境界条件や排水条件が非常に複雑となっている。従って、いくらDMTの再現性が良くても、計測された $p_0$ 、 $p_1$ 、 $p_2$ さらに式(1)から(3)で定義されるインデックスが何を意味するかを考えないで、強引に地盤定数と結びつけようとする動きに対して、現在でも根強い批判があるのも事実である。このため、DMTを数値解析によって明らかにしようとする試みや(例えばFinno<sup>29)</sup>、研究用の特別なDMTを作って、地盤の応力状態がどのようになっているかを研究しているグループもある。これらの研究の中でCampanellaとRobertson<sup>30)</sup>らが行った研究はDMTの挙動を理解する上で興味深いので紹介する。

彼らは、試験中の地盤の応力状態を知るために、実際に使われているDMTと寸法は同じであるが、メンブレンに変位計を取り付けてメンブレンの移動量が計測できるダイヤトメーターを作った。また、メンブレンの中央に間隙水圧計を取り付け、プレートの貫入時、およびメンブレンが膨らむ時の地盤の間隙水圧が計測できるようにした。かれらの実験結果によると、図-12(a)に示すように、軟弱な粘性土地盤(OCRが1.5以下)の場合には、①ブレード挿入時に地盤中にかなりの間隙水圧が発生すること、②メンブレンが膨らむ時には圧力増分とほぼ等しい間隙水圧が地盤に発生する、すなわち、この時点での有効応力の変化は生じていないこと、③ブレード貫入時に発生した間隙水圧は、圧力 $p_2$ (メンブレンを1.1mm膨らました後、また元の状態に戻った時の圧力)に等しい、ことがわかった。一方、砂地盤の場合を結果を図-12(b)に示すが、①ブレード貫入時、およびメンブレンの膨張時には地盤に過剰間隙水圧は発生しない、すなわち排水条件となること、②メンブレン膨張時の圧力とメンブレン移動量の関係は除荷-再載荷で得られる関係より、かなり平坦であることから、 $p_0$ から $p_1$ に至る載荷課程は処女載荷に相当する、ことがわかった。



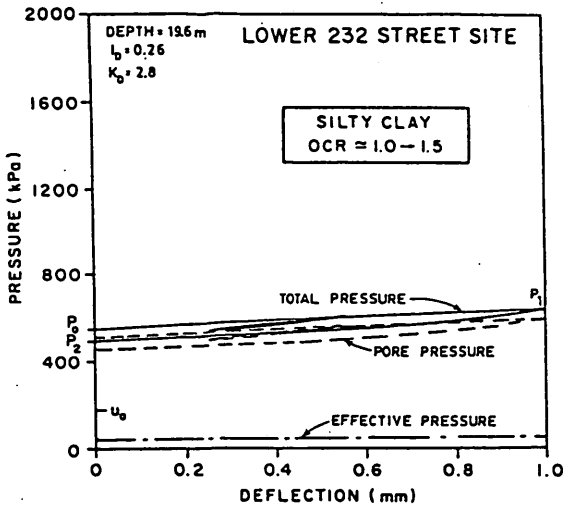


図-12(a) CampanellaとRobertsonの結果  
(粘性土地盤の場合)

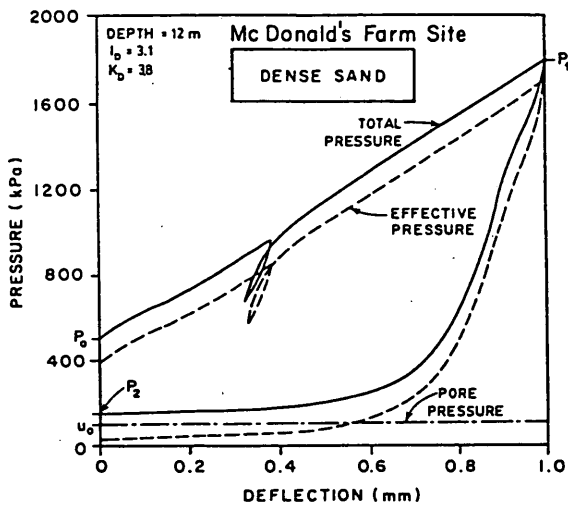


図-12(b) CampanellaとRobertsonの結果  
(砂地盤の場合)

## 5. 結果の解釈

### 5.1 地盤の分類

現在の設計方法では、地盤を砂あるいは粘性土に分けて行っている。この分類が、しばしば設計者を混乱に陥れ、設計者の多くを土質嫌いになっている原因となっている。砂地盤は $\phi$ 地盤と呼ばれているように、有効応力に基づいた直応力に摩擦係数(=  $\tan \phi$ , ここに $\phi$ : 内部摩擦角)を乗じてせん断抵抗 $\tau$ を計算している。この方

法は有効応力法と呼ばれている。一方、粘性土では地盤に発生する間隙水圧を求めることは難しいため、作用している応力には無関係である非排水せん断強度 $s_u$ を用いた全応力法が用いられる。なぜ、砂地盤に対して有効応力法を用いることができるかという点、砂地盤では透水係数が大きいため、通常の場合には過剰間隙水圧が発生しないからである。しかし、粘土地盤の場合には、それとは逆に透水係数が小さいため、荷重によって発生した過剰間隙水圧がなかなか消散しない。このため、有効応力は荷重前と変化しないと仮定して、土のせん断抵抗 $\tau$ ( $s_u$ )を用いる全応力法が通常用いられている。従って、全応力法と有効応力法のどちらの計算方法を採用するかは、地盤に発生した過剰間隙水圧が、ある期間内に消散するか否かによって使い分けるのであって、土粒子の粒径に基づいた土の分類や透水係数のみによって決まるわけではない。例えば、砂は透水係数が大きいですが、地震時に発生する慣性力が作用する場合には、過剰間隙水圧の消散速度に比べて荷重速度が非常に大きい。この良い例が液状化であり、緩い砂地盤では繰り返し荷重を受けて過剰間隙水圧が発生し有効応力が減少する。従って、液状化時のせん断抵抗比は非排水条件下で求められる。一方、透水係数の小さな粘性土であっても砂層が狭い間隔で介在する場合や、長期に渡って段階的に施工する盛り土のように荷重速度が非常に遅い場合には、荷重によって生じた過剰間隙水圧は消散するので、非排水強度を用いる全応力法では割高な設計となる。

現在用いられている土の分類方法では、土を地盤としてではなく、要素として捉えている。このため、従来のCPTやDMTによる土の分類に関する研究も、提案された方法の正当性を、土の粒度に基づいた土の分類によって評価している。すなわち、粘土分、シルト分、砂分が何パーセントと含まれるかによって、例えば土はシルト質砂に分類され、それがCPTやDMTの計測値にどう結びつくかを検討するものである。粒度の代わりにアッターベルグ限界の値に基づいた分類も行われることもあるが、土を要素と見ている点は同じである。この良い例が港湾の技術上の基準に記載されている土の分類方法であり、この基準によれば粒径 $0.074\text{mm}$ 以上の砂分を80パーセント以上含む場合を砂地盤(すなわち有効応力法で計算する地盤)と定義している。

現場からの問い合わせが多い項目に、いわゆる中間土の取り扱いがある。砂分が80%以下であっても、砂分を多量に多く含む土に対して一軸圧縮試験を行えば強度を過小評価する。逆に、砂地盤と考えると有効応力解析を行うにしても、地盤の透水性が心配となる。また、箕作

ら<sup>30)</sup>が報告しているように、中間土といえども地層を微視的に見ると堆積時の分級作用によって砂・粘土の互層となっていることが多い。ここでは、土を要素として捉えないで、CPTやDMTを用いて地盤をどう捉えたら良いかを議論したい。

(1) CPTによる地盤の分類

CPTを用いた土の分類による方法は、次のような原則に従っている。① $q_t$ ：砂地盤の場合は大きく、粘性土では小さい。② $u$ ：砂地盤では静水圧に等しいか、場合によっては（密な砂地盤）、正のダイレタンスーによって静水圧より小さくなる。粘性土の場合には、コーン貫入によって生じた過剰間隙水圧が消散しないため、 $u$ は静水圧より大きくなる。粘性土に対して三軸試験などのせん断試験を実施すると、せん断によって生じる間隙水圧はOCRによって変化する。この性質を用いて、 $u$ の値からOCRを求めようとする試みもある。③ $f_s$ ： $q_t$ に対する比 $f_s/q_t$ は、粘性土の場合には大きく、砂地盤の場合には小さい。これらの性質の中で、①と③を結びつけたRobertson<sup>30)</sup>が提案した土の分類法があり（図-13参照）、現在世界的にみてこの方法が最も多く使われているようである。しかし、3.で述べたようにコー

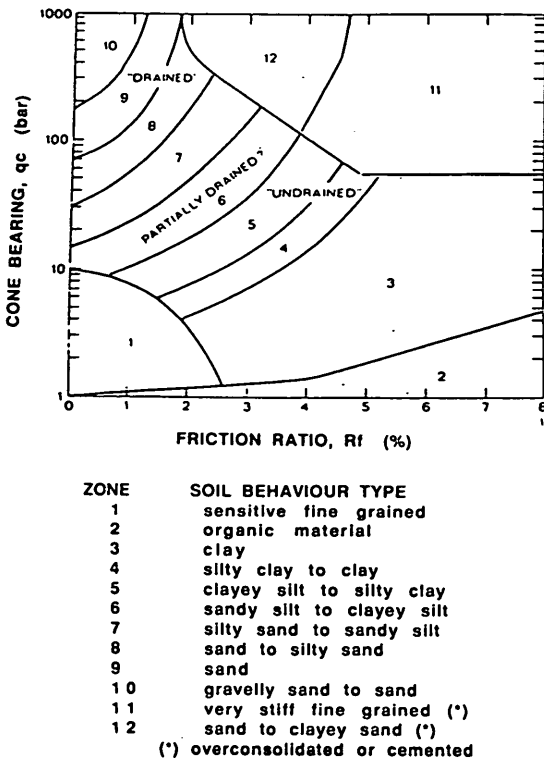


図-13 Robertsonが提案したCPTによる土の分類法

ンによって、 $f_s$ の測定値が著しく異なることに注意する必要がある。従って、筆者らは $f_s$ の測定方法を改善しない限り、この種の図表を用いることに対しては慎重であるべきと考えている。

図-14は佐賀で行われた地盤調査から得られた土質柱状図である。これに記載されている地盤の層厚、土質名、記事は、ボーリングを行ったフォアマンの泥水の観察や機械の操作時に得られた感触をもとに作成されるものである。全国地質調査業協会連合会などの団体によって精力的に現場技術者の定期的な教育を行っているが、どうしても個人によって記述が異なるのは避けられない。

同じ地点で行われたCPTの結果を、付図A-5に示す。これから、土質柱状図には記述されていない深度に砂層が複数認められる。例えば、CPTの結果をみると20.5m

標高 m	深さ m	層厚 m	土質記号	土質名	色調	記事
0				シルト質粘土	暗褐色	0.60mまで客土で暗褐色を呈し、草根混入
1	-1.71	-1.50	1.50	シルト質砂	暗灰	シルト分多い細砂主体
2	-2.51	-2.90	0.80	シルト	暗灰	腐植物混入している。細砂若干含んでいる。
3						
4	4.96	4.75	2.45	細砂	暗青灰	細砂主体としている。貝殻片、腐植物混入
5						
6	-6.31	-6.10	1.35	シルト質粘土	暗灰	均質、滑らかな粘土
7						
8						
9						
10						
11						TWS-6、細砂混じる。
12						DL-12m以深は全体的に細砂含んでいる。貝殻片混入している。
13						
14						
15						
16						
17	-16.91	-16.70	0.60	シルト質砂	暗灰	細砂主体としている。貝殻片混入
18	17.61	17.40	0.70			
19						全体的に細砂を含むが、マレンズ状の薄層を挟んでいる。
20				砂混じり粘土	暗灰	
21						貝殻片混入している。
22						
23	-23.81	-23.30	5.90	砂	暗青灰	粒径揃っている。
24	-23.76	-23.50	0.25			

図-14 佐賀で行われた土質柱状図

付近には $q_t$ が大きく $u$ が急に低下しているの、砂層が存在していることは明らかであるが、土質柱状図にはそれに相当する砂は記載されていない。この地点は、盛土が施工される予定であり、圧密沈下が問題となった所である。土質調査報告書に記載された柱状図だけによって圧密を検討する場合と、付図のCPTの情報がある場合とでは、設計方針が大きく異なることは言うまでもない。

15mより下の層で一軸圧縮試験から求められた $q_u/2$ の値がペーンセン断試験の強度より小さくなっているが、これは先に述べた砂分を多く含むためと考えられる。15m以下の深度になると、CPTの結果から薄い砂層を多く含んでいることは明らかである。このように、CPTの結果によって、室内試験の結果が妥当か否かを検討することも可能となる。

以前に東扇島で行われた地盤調査結果では、深さ14mまで埋立による砂地盤、14から16mまではシルトと報告されていた<sup>30)</sup>。しかし、今回行ったCPTによれば、付図A-2に示すように、深さ10mで地層が明確に区分される。事実、この地点は以前は深さ10mに旧海底面があり、1972年から73年にかけて砂で埋め立てた所である。また、17m以降の比較的均一な粘性土と思われる層でも、所々間隙水圧が低下している層がある。CPTを用いた調査では、ロッドの継ぎ足しのために貫入を一時中断するが、

これによって間隙水圧が低下するので一見透水性の良い土層があると誤解することがある。従って、貫入を中断した場合には、貫入を再開した最初の貫入量の5cm程度の測定値はカットする必要がある<sup>10)</sup>。しかし、図-15に東扇島Bの $u$ が低下した深度を拡大して載せるが、明らかに透水性の良い層があることがわかる。

## (2) DMT

DMTによる土の分類は、2.2で述べたDMTから得られる3つの係数のうち、材料インデックス $I_D$ を用いて行われている。Marchettiによれば、 $I_D$ が1.8以上は砂、 $I_D$ が0.6から1.8までをシルト、0.6以下を粘土と分類している。一方、(4)式に示される間隙水圧インデックス $U_D$ を用いた分類も最近提案されている<sup>31)</sup>。どちらのインデックスを用いたほうが、より適切に地盤を分類できるかについては、岩崎<sup>12)</sup>が詳しく検討を加えているが、彼が報告しているように、両者の方法から得られる結果の違いはあまりないようである。DMTは標準貫入試験などの一般の原位置試験に比べて測定間隔が狭いが、CPTと比べると連続性に欠ける。従って、上述したように地盤の細かな層状を調べることに関しては、CPTの方に軍配が上がる。

MarchettiとCrapps<sup>30)</sup>はDMTから求められる $I_D$ と $E_D$ を用いて土の特性を図-16のように分類している。今回調査で得られた $I_D$ と $E_D$ の関係を図-17に示す。粘性土地盤である有明(ARI)、扇島Bの粘土層(OBC)、山下(YMS)、久里浜(KRM)で得られた $I_D$ と $E_D$ の関係は、極めて狭い範囲内にある。すなわち、 $E_D$ が増加するのに従い(深度が増加するのに従い) $I_D$ も増加する傾向にある。山下公園の関係において途中で勾配が小さくなるのは、深さが40m以降で得られたデータであり、砂分が増加する深度と一致する。さんご混じり地盤である中城湾(NKG)は、 $I_D$ に対して $E_D$ の増加割合が小さく、粘性土とも砂地盤ともつかない位置にあることがわかる。さらに種々の地盤のデータの集積を待つ必要があるが、 $E_D$ と $I_D$ によって地盤の種別ができそうである(扇島Bの砂質層(OBS)、新潟(NGT)、検見川(KMG))。

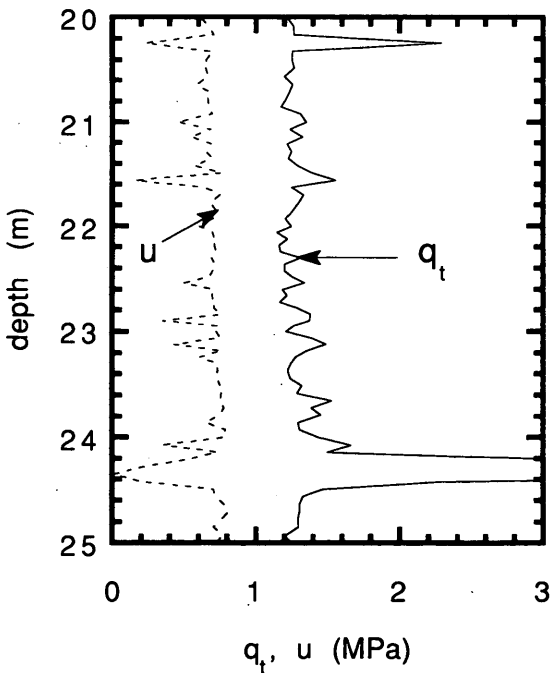


図-15 東扇島におけるCPTの結果の詳細図

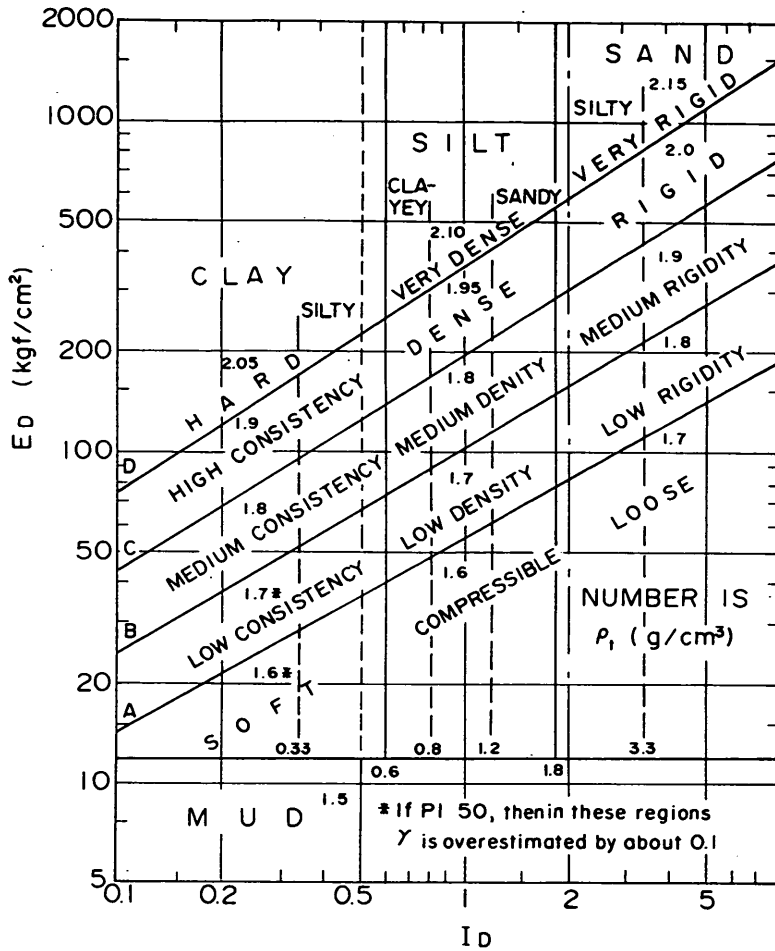


図-16 MarchettiとCrappsによる土の分類

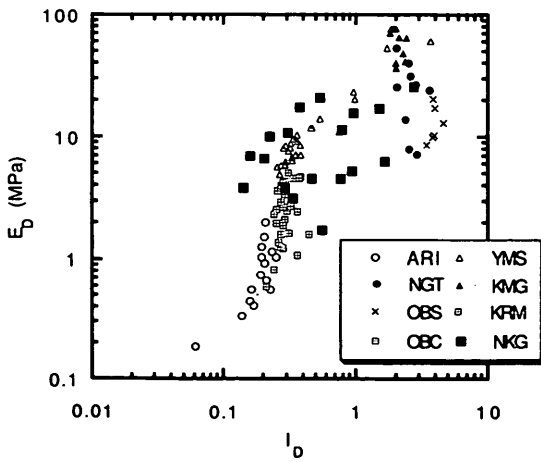


図-17 今回の調査地点の  $I_D$  と  $E_D$  の関係

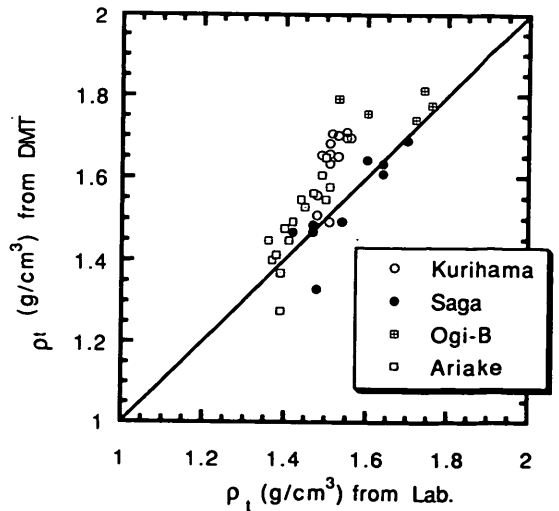


図-18 MarchettiとCrappsの方法による土の湿潤密度の妥当性

## 5.2 密 度

### (1) 粘性土

粘性土地盤では、試料をサンプリングによって容易に採取できるので、土の密度を原位置試験から推定することはさほど重要ではない。しかし、我が国の現状では考えられないが、ヨーロッパや北米で行われている地盤調査のように、CPTやDMTなどの原位置試験だけを実施して、サンプリングを行わない地盤調査がごく普通に行われるようになると、原位置試験から土の密度を知ることが重要となる。

DMT試験から $\rho_t$ を求める方法がMarchettiとCrappsによって提案されている(図-16参照)。彼らが提案している図は比較的 $\rho_t$ が大きな土だけなので、彼らの線を外挿して $\rho_t$ が小さな場合にも適用できるとして、彼らの方法の妥当性を検討する。図-18は山下公園、中城湾を除く粘性土に対して、図-16から予測された $\rho_t$ と、室内試験から求められた $\rho_t$ の比較である。図からわかるように、多少DMTから予測された $\rho_t$ は実測値より大きくなる傾向にあるが、比較的良く一致しているのがわかる。

今回得られた結果とは逆に、LacasseとLunne<sup>35)</sup>は北欧粘土に対して図-16の適用性を検討しているが、予測値は実測値をかなり過小評価するとしている。これは、北欧の粘土はロックフラワーと呼ばれる氷河によって岩が削られた細かい粒子を含むため、粒径から見ると粘土と分類されるが塑性指数 $I_p$ が小さく、従って含水比も小さいためと考えられる。このため、北欧の粘土は我が国に見られる粘性土と比べて $\rho_t$ が著しく大きいので、MarchettiとCrappsが提案した方法と乖離すると思われる。

山下公園の土の場合には、40mより深くなると砂分を多く含むので、その結果図-17に示すように $I_p$ が大きくなっている。MarchettiとCrappsのチャートによれば、これに相当する土の $\rho_t$ は1.9から1.95 g/cm<sup>3</sup>となるが、サンプリングされた試料から計測された $\rho_t$ は1.8 g/cm<sup>3</sup>前後とかなり小さい。

またサング混じり土が分布する中城湾では、図-16を用いて $\rho_t$ を推定すると $\rho_t = 1.5 \text{ g/cm}^3$ となり、サンプリングされた試料から求められた $\rho_t = 1.8 \text{ g/cm}^3$ と大きくかけ離れている。これは、付図A-8に示すように $I_p$ がかなり大きく、また土粒子の密度 $\rho_s$ が2.8前後と本土の土と比べてかなり大きいと思われる。このように、図-16はあくまでも $\rho_t$ の目安を与えるものと考えべきであり、精度の高い $\rho_t$ が必要な場合には、試料を採取し図-16の適用性を吟味する必要がある。

### (2) 砂地盤

砂の工学的特性は相対密度 $D_r$ によって大きく影響される。しかし、砂質地盤の場合には粘着力が小さく、また透水係数が大きいので、通常のサンプリング方法では原位置の密度を求めることは難しい。このため、 $D_r$ の精度がどうしても小さくなり、原位置試験を用いた信頼性の高い $D_r$ の決定法が望まれている。今までに主に欧米で、砂地盤に対してCPTやDMTによる研究が行われてきた。しかし、残念なことに、これらの研究では信頼に足る $D_r$ を求める調査を行っていない場合が多く、このためCPTやDMTから求められた計測値と $D_r$ の関係が未だ明らかにされていない。それに代わる方法として、圧力チャンバーによる室内試験による研究が盛んに行われている。

ここでは、イタリアのLacellotta(引用文献は36)と谷澤<sup>37)</sup>が提案したCPTから求められる先端抵抗 $q_t$ と $D_r$ について検討してみる。彼らは大型圧力チャンバー試験から、以下のような実験式を導いた。

Lacellottaの提案式

$$D_r = -98 + 66 \log_{10} (\rho_t / (p'_{\infty})^{0.5}) \quad (8)$$

ただし、 $D_r$ は%、 $q_t$ と $p'_{\infty}$ はtf/m<sup>2</sup>の次元を有する。谷澤、他の提案式

$$D_r = -85.1 + 76 \log_{10} (q_t / (p'_{\infty})^{0.5}) \quad (9)$$

ただし、 $D_r$ は%、 $q_t$ と $p'_{\infty}$ はkgf/cm<sup>2</sup>の次元を有する。

支持力公式からもわかるように、 $q_t$ は土被り圧によって影響されるので、 $q_t$ を $p'_{\infty}$ によって正規化する必要がある。 $D_r$ に限らず砂の特性を考える上で $p'_{\infty}$ の影響を $(p'_{\infty})^{0.5}$ で正規化すると、砂の様々な特性を良く表せられることが実験的に明らかにされている。Lacellottaや谷澤、他が提案した式も $q_t$ を $(p'_{\infty})^{0.5}$ で $D_r$ と関連付けている。しかし、式(8)と(9)に示すように両者の係数が多少異なる。

図-19に今回の調査で得られた $D_r$ と $q_t / (p'_{\infty})^{0.5}$ の関係とLacellottaおよび谷澤、他が提案した関係を示す。図からわかるように、これら2つの式は実質上同じ関係を表している。実測値と比較してみると、扇島Bの埋め立て地盤に対しては、これらの提案された式は $D_r$ を大きめに、また検見川に対しては小さめに評価することがわかる。すでに述べたように、扇島Bは埋め立てられてまだ間もないのに対して、検見川は数千年前に自然

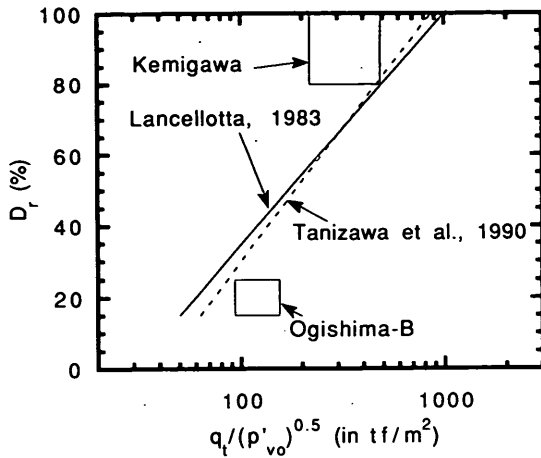


図-19 CPTから求められた $D_r$

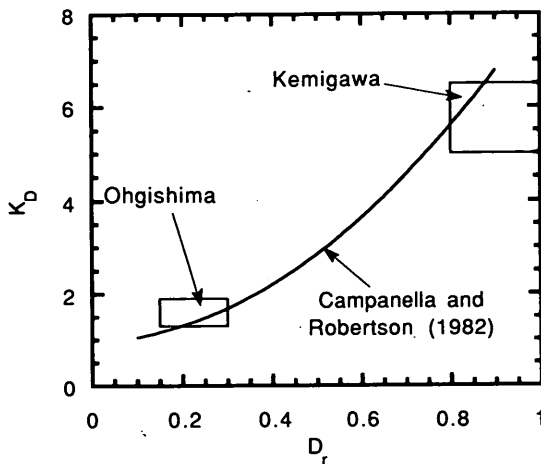


図-20 DMTから求められる $K_D$ と $D_r$ の関係

堆積した地盤である。このような堆積の違いが、図のような違いになって表れたのか、あるいは構成する砂粒子の鉱物、あるいは粒子の形状による違いによるかについては、今後多くのデータを蓄積する必要がある。

RobertsonとCampanella<sup>20)</sup>はDMTから求められる $K_D$ と $D_r$ とを図-20のように関連付けている。今回の調査で得られた結果を同図に示すが、 $K_D$ を用いてかなりの精度で $D_r$ を予測できそうである。

凍結試料から求められた $D_r$ と上記に示したCPTおよびDMTから予測された $D_r$ を比較すると、図-21と22が得られる。東扇島B、検見川に対して、CPTから予測された $D_r$ はDMTから予測された $D_r$ より大きくなる傾向にある。しかし、CPTおよびDMTを用いると、かなりの精度で $D_r$ を予測できることがわかる。

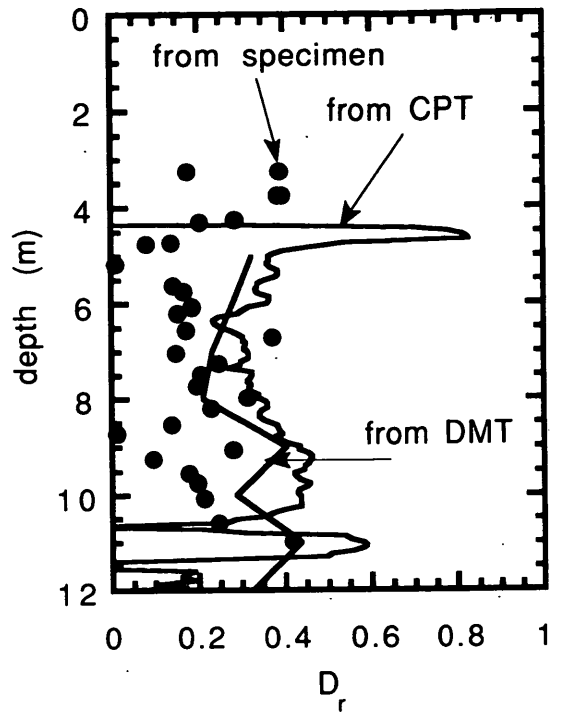


図-21 凍結試料から求められた $D_r$ とCPTおよびDMTから予測された $D_r$ の比較(東扇島B)

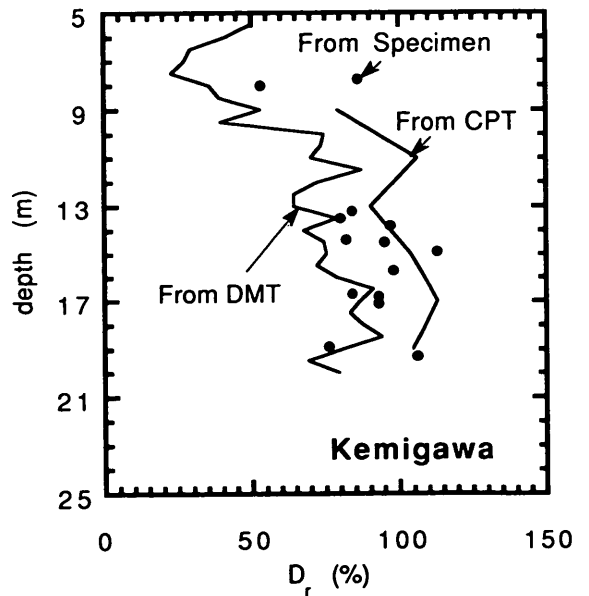


図-22 凍結試料から求められた $D_r$ とCPTおよびDMTから予測された $D_r$ の比較(検見川)

### 5.3 非排水強度

#### (1) CPT

3.2の式(7)に示したように、CPTから非排水せん断強度  $s_u$  が求められる。この計算に必要なコーン係数  $N_{kt}$  は、現在までに、理論的な方法、チャンバーによる室内試験によって研究されている。その結果、 $N_{kt}$  はOCRや剛性率などの多くの要素によって変化する係数であることがわかっている。従って、実際にはCPTと室内試験から求められた多くのデータから  $N_{kt}$  が経験的に求められている。田中、他<sup>(4)</sup> によって、我が国の粘性土に対して  $q_u/2$  を  $s_u$  として、 $I_p$  に対して図-23に示すようなコーン係数  $N_{kt}$  が求められている。その結果、 $N_{kt}$  は  $I_p$

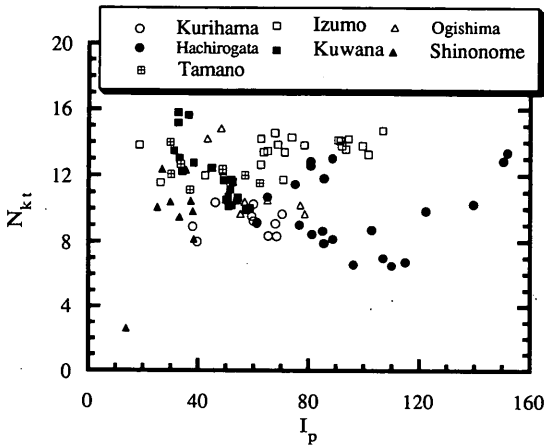


図-23 非排水せん断強度を  $q_u/2$  とした場合の我が国の粘性土に対するコーン係数  $N_{kt}$

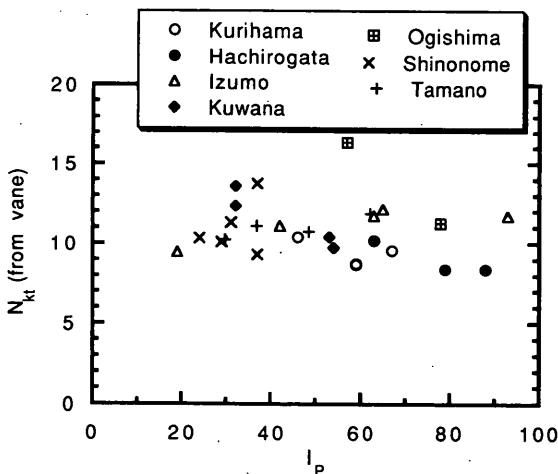


図-24 ベーンせん断試験から求められた非排水せん断強度に対する我が国の粘性土に対するコーン係数  $N_{kt}$

に対して特別な関係は認められず、8から16の間でばらつくことがわかった。同様に、 $s_u$  をベーンせん断試験から求めた結果を図-24に示すが、 $q_u$  と比べてばらつきが小さく  $N_{kt}$  は9から14となる。 $q_u$  と比べてばらつきが少なくなる理由として、一軸圧縮試験は試料の品質に大きく影響されること、また砂分を多く含むと応力解放の影響を受けて強度が小さくなることが考えられる。以上に示した関係は、いずれも以前に現在の土被り圧より大きな過圧密荷重を受けていない、地質学的には正規圧密地盤から得られた。従って、圧密試験から得られた圧密降伏応力  $p_v$  も、地表面を除いて1.3程度であった。

一方、山下公園はすでに述べたように、原因はよくわかっていないが  $p'_{vo}$  に比べて  $p_v$  はかなり大きく、また調査地点が深いこともあって、図-25に示すように  $s_u$  はかなり大きい。このため、 $q_u$  値はサンプリング時の生じたクラックの影響を受けて、かなり強度がばらつく。しかし、原位置の平均有効土被り圧で圧密したCIU試験から得られた値は、ばらつきが少なくなり、 $q_u/2$  の上限値となっている。またCIU試験から得られた  $s_u$  を  $p_v$  で正規化した強度比は1/3程度となり、この値は我が国の正規圧密地盤の値と一致する。すでに述べたように我が国の粘性土に対する  $N_{kt}$  の平均値は12程度なので、この値を用いてCPTから予測された  $s_u$  を図-25に示す。

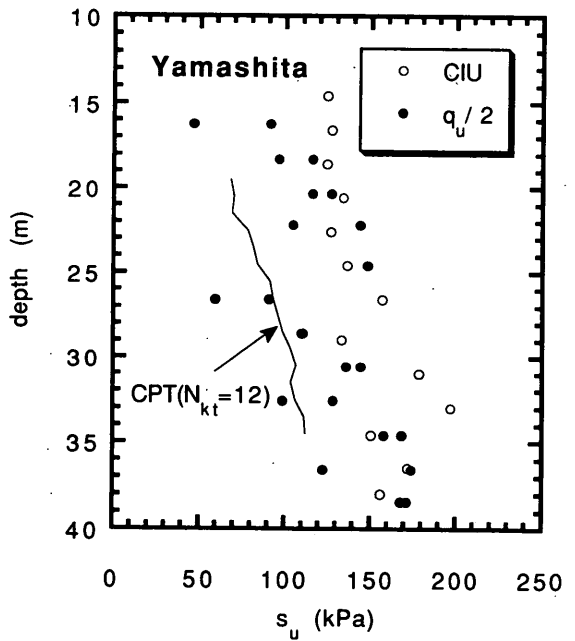


図-25 山下公園における非排水せん断強度とCPTから求められた強度の比較

図から、CPTから求められる $s_u$ はかなり小さいことがわかる。逆にCIU試験から求められた $s_u$ と一致するように $N_{kt}$ を逆算すると7となる。筆者が行ったOCRの大きな地盤はこの山下公園だけであるので、この $N_{kt}$ が他の地盤より小さくなった原因が過圧密のせいかな否かについては、今後の課題としたい。

すでに述べたように沖縄地方に見られるさんご混じり土の $s_u$ は変則UU試験と呼ばれる一種のCIU試験から求められた非排水強度の2/3としている。この強度に対して、 $N_{kt}$ を15としてCPTから求められる $s_u$ と比較を行った(図-26)。さんご混じり土の調査地点は中城湾ただ一点であるが、CPTによって $s_u$ をかなりの精度で求めることができそうである。

(2) DMT

DMTから $s_u$ を求める方法はMarchetti<sup>4)</sup>によって提案されている。この提案の前提となった考え方は次の通りである。

①  $s_u$ は次の式で表せられる。

$$(s_u/p'_{w0}) = (s_u/p'_{w0})_{nc} (OCR)^n \quad (10)$$

ここに、 $(s_u/p'_{w0})_{nc}$  : 正規圧密状態における強度増加率、

OCR : 過圧密比

$n$  : 実験で求められる定数である。

② OCRは、4.4でも述べるように、次式から $K_D$ と関連づけられる。

$$OCR = (0.5 K_D)^{1.56} \quad (11)$$

③ Mesri<sup>30)</sup>の提案によって $(s_u/p'_{w0})_{nc}$ は0.22とする。

④ これらの式を組み合わせると、最終的に(10)式が導かれる。

$$(s_u/p'_{w0}) = 0.22(0.5 K_D)^{1.56} \quad (12)$$

Marchettiの提案が我が国の粘性土へ適用できるか議論する前に、上で述べた前提について考察を加える。Mesri<sup>30)</sup>は正規圧密状態の強度比、 $(s_u/p'_{w0})_{nc} = 0.22$ の関係を導くに当たりBjerrumが示した3つの実験結果を用いた。一つは、Bjerrumが提案したベーン強度に対する補正係数 $\mu$ であり、これは $I_p$ に対して図-27(a)で与えられる。次に、正規圧密地盤に対して、有効土被

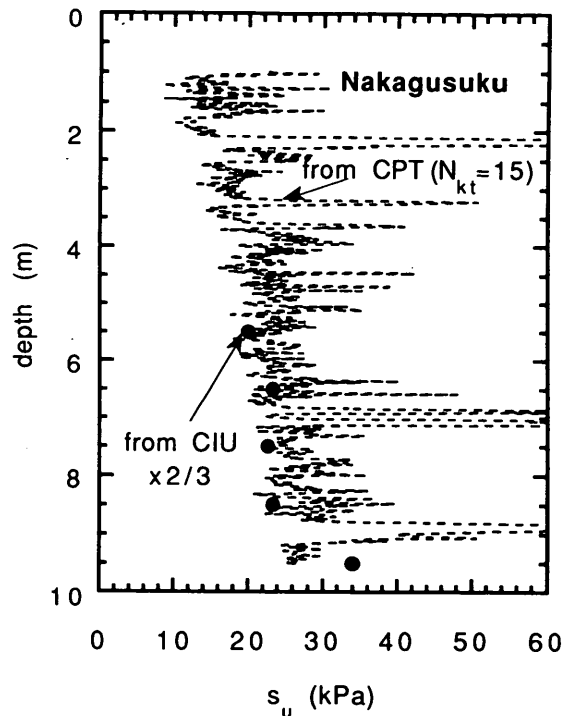


図-26 中城湾におけるCIU試験から求められた非排水強度とCPTから求められた強度の関係

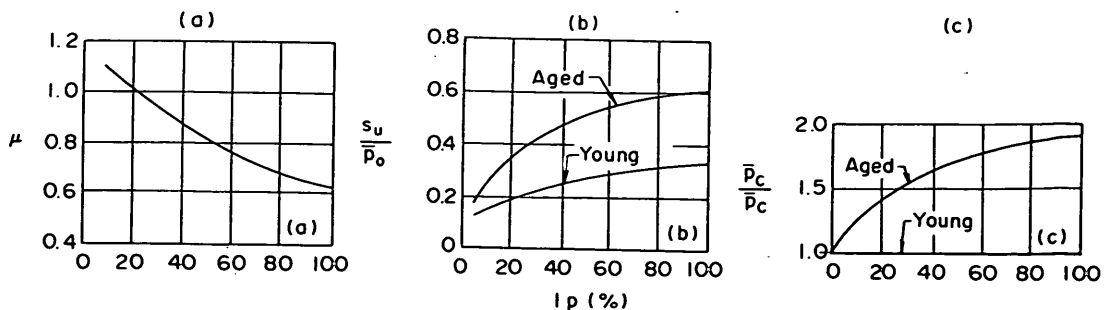


図-27 Bjerrumが求めたベーン強度に関する関係



り圧  $p'_{vo}$  に対するベーン強度比 ( $s_u/p'_{vo}$ ) は  $I_p$  によって変化し、さらに年代効果 (Ageing) によって比較的最近堆積した粘土 (young clay) と古い時代に堆積した粘土 (aged clay) とは異なるとした (図-27(b))。さらに、有効土被り圧が一定でも圧密降伏応力  $p_v$  は増大し、その増加割合は図-27(c)に示すように  $I_p$  によって決まるとした。MesriはBjerrumの表した図-27の(b)と(b)を用いて、 $p'_{vo}$  の代わりに  $p_v$  でベーン強度を正規化するとaged粘土もyoung粘土も  $I_p$  に対して一本の線で表すことができることを示した。さらに、この関係に  $\mu$  (図-27(a)) を考慮すると、強度比  $s_u$  は  $I_p$  とは関係なく一定となり、その値は0.22となることを示した。すなわち、設計で用いる ( $\mu$  で補正した) young粘土の強度増加率、 $(s_u/p'_{vo})_{nc}$  は  $I_p$  などの土の種類によらず、0.22で表すことができるとした。従って、Marchettiの提案した方法では、 $s_u$  はベーンせん断試験から求めた値であり、しかも  $\mu$  で補正を行った値に相当することに注意しなくてはならない。

DMTから求めた  $K_D$  と ( $s_u/p'_{vo}$ ) との関係を図-28に示す。ここに示す  $s_u$  は、上で述べた理由で、ベーンせん断試験から求めた値とした。ただし、 $s_u$  はBjerrumの補正係数  $\mu$  で補正していない生の値としている。今回の調査地点は山下公園を除いて地質学的には正規圧密地盤なので、 $K_D$  は1.5から2.5と狭い範囲内にあるが、Marchettiの提案した線より実測値はかなり上にある。Marchetti自身が実験によって得られた関係も斜線ですが、彼自身求めた値も(10)式から求められる値よりかなり上にあることがわかる。ここで興味深いのはLacasse and Lunne<sup>30)</sup>が北欧の土に対して求めた値がMarchettiの提案した関係より下にあることである。今回の調査で求めた値は我が国の海成粘土に対して行ったものなので、いずれも  $I_p$  が大きい。またMarchettiが実施した粘性土も比較的  $I_p$  が大きい。一方、Lacasse and Lunneは  $I_p$  の小さな粘性土に対して行った値である。従って、ベーンせん断試験で求めた強度をBjerrumの補正係数  $\mu$  で補正すると、今回の調査とMarchettiの強度は減少し、逆にLacasse and Lunneの値は増加することになり、Marchettiの提案する関係に近づく。しがし、田中、他<sup>3)</sup> が示しているように、DMTから  $s_u$  を求める前提となった③の  $(s_u/p'_{vo})_{nc} = 0.22$  の関係が、少なくとも我が国の粘性土に適用できないことがわかっている。さらに、この  $s_u$  を推定する方法で問題なのは、今回の調査地点の  $K_D$  はほぼ一定であるのに、実測した  $(s_u/p'_{vo})$  が0.3から0.5も変化していることである。さらに、図-28には山下公園の結果はプロットしていない

が、付図A-3から  $K_D$  が2.5に対して ( $s_u/p'_{vo}$ ) が0.66の関係が得られる。一方、Marchettiの提案した式(10)から  $K_D = 2.5$  に対して ( $s_u/p'_{vo}$ ) は0.29となり、何と実測値の1/2.3にしかならない。一方、さんご混じり土である中城湾の結果を見てみると (付図A-8)、 $K_D$  は1.3から2.4に対して、( $s_u/p'_{vo}$ ) は0.6である。この関係は図-28に示すLacasse and Lunne、あるいはMarchettiが提案する関係より、室内試験から求めた強度はかなり大きい。

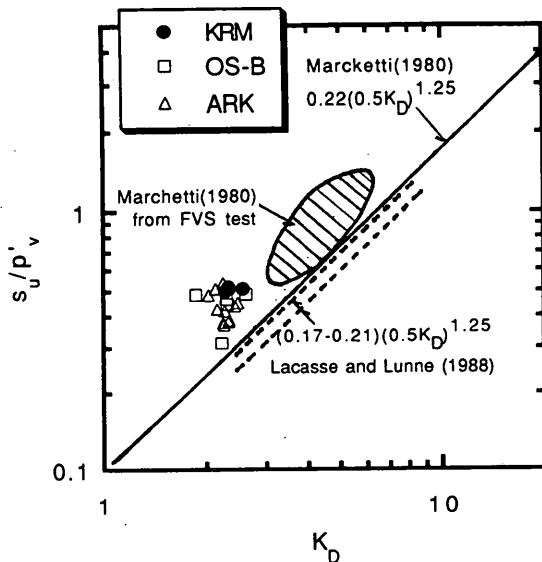


図-28 今回の調査地点で得られた  $s_u$  (ベーンせん断試験) と DMT から予測される強度との比較

### (3) CPT, DMTを用いた $s_u$ の求め方

CPT, DMTを用いた非排水せん断強度  $s_u$  の求め方について議論してきた。今回の調査でわかったことは、均一な地盤でしかも  $I_p$  がある程度の大きな地盤 (すなわち明確に粘性土といえる地盤) に対しては、CPTあるいはDMTから予測された強度の精度は従来の  $q_u/2$  よりかなり低いことがわかった。特に、通常の円弧すべりにおける安全率が1.3前後であることを考えると、上で示したCPTあるいはDMTから強度を予測する方法は、たとえ(10)式の係数を多少変えたとしても、実務設計に供するに足る  $s_u$  を求めることはできない。従って、これらの試験から求められる強度は、あくまでも精査に入る前の参考値に留めるべきである。しかし、砂分の多い地盤 (例えば佐賀、あるいは山下公園の下部粘土層) や、さんご混じり土などに対しては、従来の一軸圧縮試験では適切な強度を求めることができない。このような地盤

については、一軸圧縮試験の適用性そのものが問題となるので、CPTやDMTから推定された値を参考にしながら、他の信頼の高い室内試験を実施することが望ましい。

#### 5.4 N値と内部摩擦角

1. で述べたように、標準貫入試験には多くの問題を抱えているが、今までの設計はN値で成り立っているため、N値を無視した地盤調査は现阶段ではありえない。今までに多くの研究者によってN値とCPTを含む静的コーン貫入試験から求められる貫入抵抗と関連付けられてきた。図-29にRobertson, 他<sup>20)</sup>がまとめたN値と貫入抵抗 $q_t$ の関係を示すが、砂の粒径によって $q_t/N$ が異なるとの結果が得られている。今回調査を行った東扇島Bおよび新潟の砂の平均粒径は0.2mmなので、図から $q_t/N$ は4となる(ただし、 $q_t$ の次元はkgf/cm<sup>2</sup>)。この関係を用いて、東扇島B(図-30)と新潟(図-31)の $q_t$ とN値の関係をみると、どちらの調査地点も、Robertson, 他が求めた関係はN値を過大に評価する傾向にある。この理由として、N値の定義の違いがある。標準貫入試験のハンマーを落下させる方法は世界各国によって様々である。このため、この落下方法の違いによる影響を少なくするために、62.5kgの質量のハンマーが75cmの高さから落下するエネルギーの60%だけ先端に伝わるとした場合のN値を国際標準値、 $N_{60}$ としている。図-29もN値はこの国際標準値である。一方、今回の調査では全てとんび法によるハンマーの落下方法を用いた。過去の研究によれば、この方法を用いると先端に80%程度のエネルギーが先端に伝わるとしている<sup>20)</sup>。このため、今回得られたN値は、もし国際標準値に直すと2割程度大きくなる。このエネルギーの違いを考慮すると、今回の調査結果はRobertsonが示した関係に近づく。

現在の設計法では、砂地盤に対して内部摩擦角 $\phi$ を用いて構造物を設計している。しかし、 $\phi$ は同一地盤、同一密度においても一定の値ではなく、拘束圧やせん断面の方向によって変化する値であり、従って室内試験の種類によって測定される $\phi$ は異なる。また、たとえ $\phi$ が一義的に決められるとしても、計算方法によって計算される支持力や土圧の値が異なる。地盤の安定の検討に円弧すべり法が用いられることが多いが、砂地盤の場合にはフェルニウス法かビショッフ法を用いるかによって、安全率が大きく異なる。従って、 $\phi$ だけを単独に取り出して、その推定方法の是非を議論してもあまり意味がないように思われる。しかし、 $\phi$ なしでは構造物が設計できないのが現状である。そこで、方法の違いによって、得

られる値がどの程度異なるかを、今回の調査地で検討してみた。検討方法は、①港湾の基準に掲載されているSPTから求められたN値からDunhamの式を用いるもの、具体的には式(11)によって $\phi$ を計算する、②N値は用いるが旧国鉄の構造物設計標準に記載されている式(14)<sup>11)</sup>で $\phi$ を計算する、③室内の圧力チャンバー試験から得られた関係を用いてCPTから $\phi$ を求める、の3つの方法に対して検討を加えた。

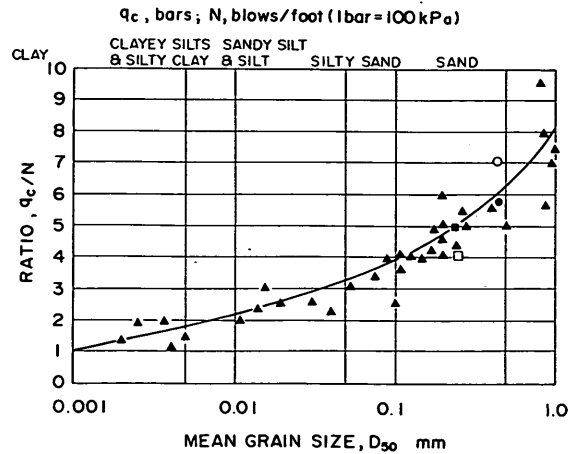


図-29 Robertson, 他がまとめた $q_t$ とN値の関係

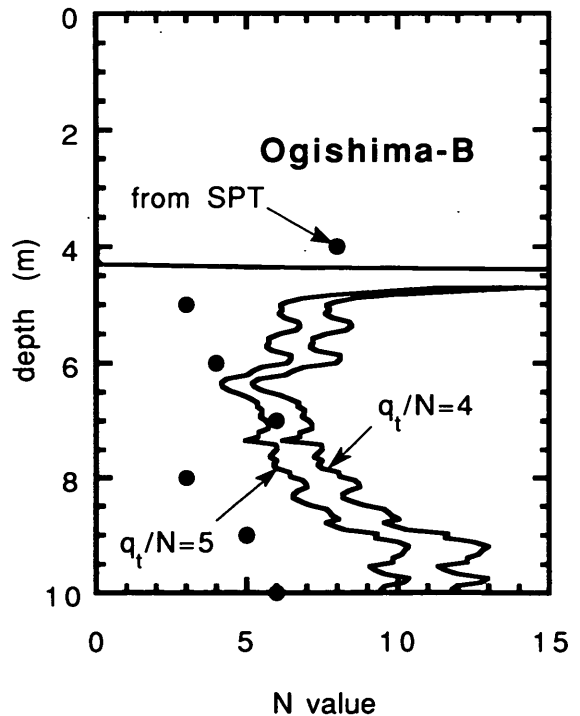


図-30 N値と $q_t$ の関係(東扇島B)

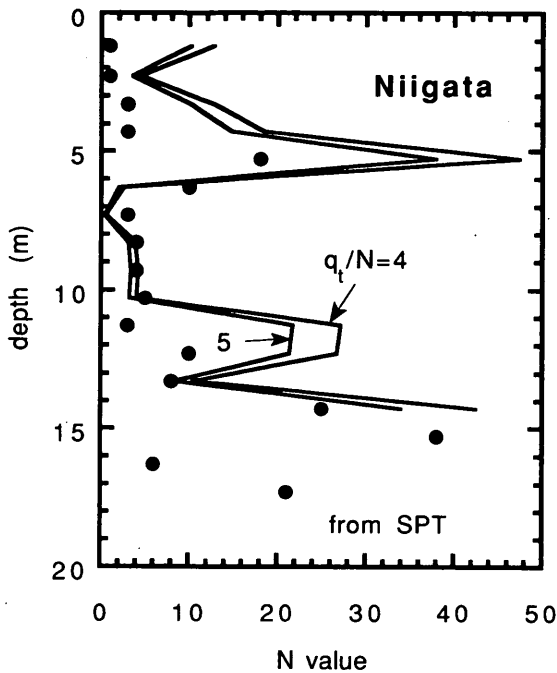


図-31 N値と  $q_t$  の関係 (新潟)

Dunhamの式

$$\phi = (12N)^{0.5} + 20 \quad (13)$$

旧国鉄の式

$$\phi = 1.85 (N / (p'_{\infty} + 0.7))^{0.6} + 28 \quad (14)$$

ただし、 $p'_{\infty}$  の次元は  $\text{kgf}/\text{cm}^2$

同じSPTを使って  $\phi$  を予測する方法である①と②とを比較して大きく異なる点は、上載圧を考慮するか否かである。SPTから得られた  $N$  値もCPTと同様に上載圧の影響を強く受ける。従って、今までに培われた土質力学の知識に照らしあわせると、上載圧を考慮できる②の方法の方が理にかなっているように思われる。事実、港湾の設計基準における液状化の判定では、有効上載圧が  $0.66 \text{kgf}/\text{cm}^2$  の深度に  $N$  値を換算した等価  $N$  値、 $(N)_{0.66}$  を用いている。また、偏心傾斜荷重が作用するマウンド上の支持力の検討の際の  $\phi$  は、(13)式を用いず、上載圧が小さいことを考慮して、 $N$  値10以下の砂地盤では  $\phi = 40^\circ$ 、 $N$  値が10以上では  $\phi = 45^\circ$  を標準としている。これは、ケーソンの支持力が問題となる地表面付近では上載圧が小さいため、計測される  $N$  値がどうしても小さくなる。従って、式(13)をそのまま使うと  $\phi$  を過小評価することになるため、Dunhamの式で計算される

$\phi$  よりかなり大きい値を用いてもよいとしている。事実、 $N$  値=10に対して(13)式によって計算された値が  $31^\circ$  になることを考えると、マウンドの支持力の検討のための  $\phi$  はかなり大きな値である。

標準貫入試験と異なりCPTは圧力チャンバ試験が比較的容易に行われるので、CPTの  $q_t$  と  $\phi$  の関係が多くの研究者によって求められている。図-32にLunne and Christophersen<sup>(42)</sup> が求めた  $\phi$  と  $q_t$  の関係を示す。これまでの研究によって、 $q_t$  は  $\phi$  だけでは決まらずに、剛性率や水平応力などの多くの因子に影響されるために、図に示すように  $q_t$  と  $\phi$  の関係はばらつき、ある幅を有している。本論文では、図中の実線で示された関係を用いて検討を行う。

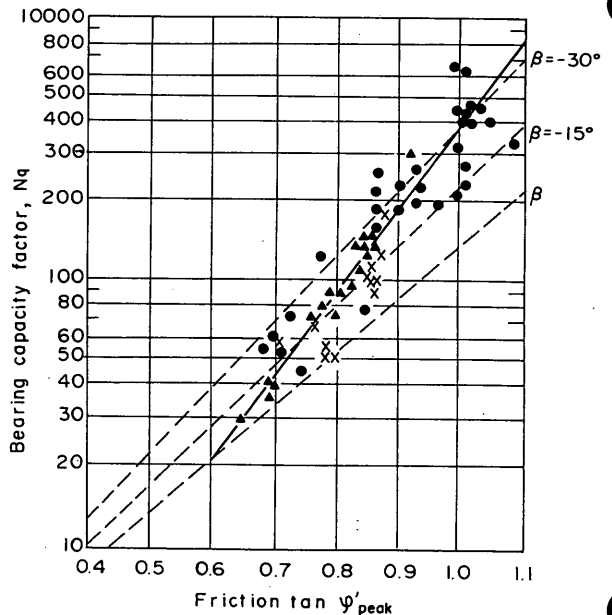


図-32 Lunne他がチャンバテストから導いた  $q_t$  と  $\phi$  の関係

図-33から35に、砂地盤の東扇島、検見川、新潟の結果を示す。図からまず第一に言えることは、図-32を用いてCPTから求めた  $\phi$  は  $N$  値から求められた  $\phi$  より、かなり大きい。 $N$  値を用いて  $\phi$  を求める2つの方法を比較すると、両者の間には大きな差が認められないが、旧国鉄の方法で求められた  $\phi$  は深度に対して一定であるのに対して、港湾のDunhamの式から得られた  $N$  値は深度に対して増加する傾向にある。これは、すでに述べたように、上載圧を考慮するか否かの違いによるものである。

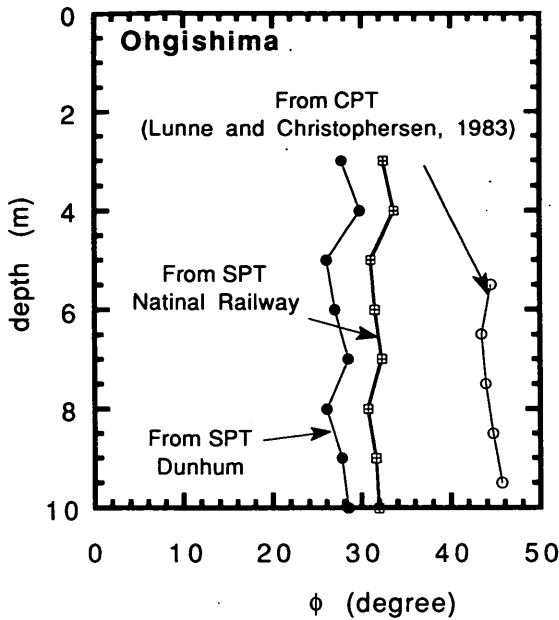


図-33 各種試験および方法から求めた $\phi$  (東扇島)

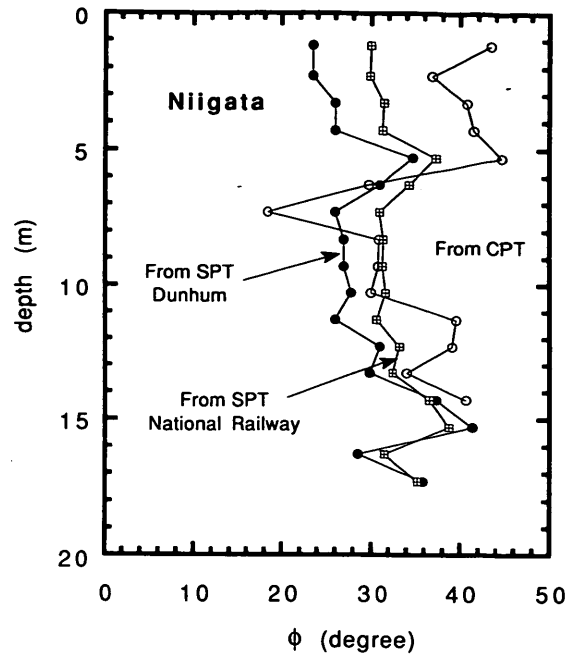


図-35 各種試験および方法から求めた $\phi$  (新潟)

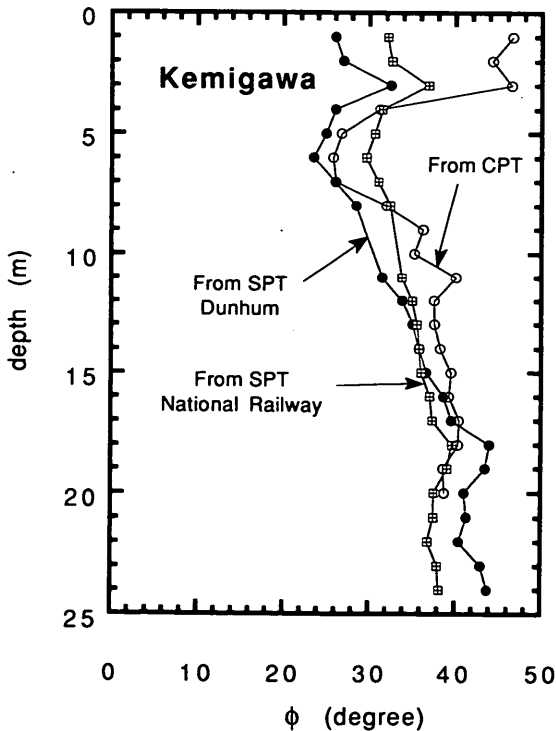


図-34 各種試験および方法から求めた $\phi$  (検見川)

今回の報告の最大目的は、標準貫入試験に代わる原位試験のメリットを示すことであるが、実務的には標準貫入試験の優位性が当分続くものと思われる。従って、 $N$ 値から $\phi$ をどう求めるかが実務設計では大きな問題となる。今回の調査から、港湾で用いられるDunhamの式より旧国鉄の方法が良いと判断される。その理由は、①旧国鉄の式は上載圧を考慮しているので、地表面付近の $\phi$ を過小評価する不経済性を避けることができる。②旧国鉄の方法の方が、偏心傾斜荷重の設計法とも整合性がとれやすい。さらに③今回の調査で、ほとんどの深度で、Dunhamの式と旧国鉄で求められた $\phi$ 値にはそれほど大きな差がなかったことである。すなわち、今までDunhamで設計された構造物とも整合性がとれることである。

今回の論文ではCPTから $\phi$ を求める方法として、図-32を用いる方法だけを取り出して検討した。CPTあるいはDMTから $\phi$ を求める方法が多くの研究者によって提案されている。結果は省略するが、いずれも今回検討を行った $N$ 値を用いる方法より、大きな $\phi$ を与えるようである。従って、 $N$ 値から $\phi$ を求める①と②はいずれも、実際の(室内試験から求められる) $\phi$ を過小評価するものと思われるが、すでに述べたように、設計は計算方法と地盤定数がバランスしていることが重要であることを忘れてはいけない。従って、もし、CPTやDMTの

結果を用いて $\phi$ を求める場合には、これらの試験から求められる $\phi$ は、 $N$ 値から求められる $\phi$ よりかなり大きくなることに留意する必要がある。

### 5.5 変形係数

人口過密な我が国では、掘削や盛り土などを行う場合には、近接する構造物に対して悪影響を与えないことがポイントとなる。このために、精度の高い変形係数が要求されている。動的解析の分野では、地盤の変形係数をひずみレベルに応じて変化させて解析を行うことが普通に行われている。これと同様に、最近になって静的荷重が作用する場合にも、変形係数はひずみレベルによって大きく変化することがわかってきた。しかも、多くの構造物では、地盤に生じるひずみは0.01%から0.1%と比較的小さなレベルであり (Jardine<sup>43</sup>)、これは一軸あるいは三軸試験から求められる正割係数 $E_{50}$ のひずみレベルより、はるかに小さなレベルである。このため、室内試験から求められた変形係数は、実際の構造物に対して過小に評価しがちとなるため、周囲に与える影響を過大に見積もる傾向にある。従って、精度の高い変形係数を求めるためには、対象とする地盤にどの程度のひずみレベルが生じるかを検討する必要がある。これと同様に、原位置あるいは室内試験によって計測される変形係数がどのひずみレベルに相当する値になるかを明らかにする必要がある。

これまでの研究によれば、ひずみレベルが十分に小さいと (このひずみレベルは $10^{-5}$ 以下と言われている)、変形係数は疑似弾性係数、すなわちひずみレベルやせん断速度によらず一定であるとされている<sup>44</sup>。一方、せん断波を利用して求められるせん断剛性率のひずみレベルは、上記の $10^{-5}$ より小さいと言われている。これが静的繰り返し、あるいは静的単調試験などの室内試験から求められる剛性率がせん断波の伝搬から求められる剛性率を評価できるとの理論的根拠となっている。従って、今回の調査においても、せん断波の伝搬から求められた剛性率を基本として、CPTとDMTから求められる変形係数について検討を加える。

#### (1) 粘性土

特別な場合を除いて、実際の設計では地盤の変形係数として、一軸圧縮試験から求めた $E_{50}$ が用いられている。供試体の品質が良く、また砂分を多く含まない場合には、図-36に示すように、一軸圧縮試験から求めた変形係数 (ひずみレベルは $10^{-2}$ ) はサイスミックコーン (ひずみレベルは $10^{-5}$ ) から求められた値の1/10となる。ただし、

図には両者の変形係数を同じ剛性率で比較するために、 $E_{50}$ を(15)式によって剛性率 $G_{50}$ に変換している。

$$G_{50} = E_{50}/2 (1+\nu) \quad (15)$$

ここに、 $\nu$ はポアソン比で、粘性土の場合 (非排水条件) には $\nu=0.5$ となるので、 $E$ と $G$ の関係は $E = 3G$ となる。

図には、今回の調査地点の他に過去に行った八郎湯 (図にはHachiと記載)、出雲で得られたデータもプロットしている。 $G_{sc} = 10G_{50}$ の関係が認められるのは $G_{50}$ が2MPa以下の場合であり、これより $G_{50}$ が大きくなる東扇島B (図にはOgishiBと記載) では、上記の関係より $G_{sc}$ が大きめに、逆に山下公園の場合には小さめとなる。これについては、後で更に詳しく言及する。

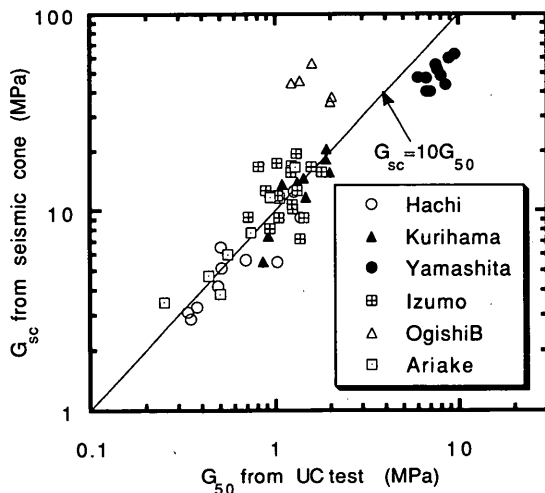


図-36 一軸圧縮試験とサイスミックコーンから求められた変形係数の比較

CPTから求められた $q_t$ と $G_{sc}$ の関係を調べてみる。すでに述べたように $q_t$ は土被り圧によっても影響する値なので、 $G$ との関係を調べる場合には $q_t$ から全土被り圧を引いた値、 $(q_t - p_{vo})$ で考える必要がある。結果を図-37に示す。 $G_{sc}$ と $(q_t - p_{vo})$ の間にはかなり良い相関が認められ、両者の間には式(16)の関係が成り立つ。

$$G_{sc} = 50 (q_t - p'_{vo}) \quad (16)$$

先に示したコーン係数 $N_{ku}$ が、 $q_u/2$ をベースとすると (図-23参照)、8から16の間にはばらつくことを考えると、 $G_{sc}$ と $(q_t - p_{vo})$ とは、かなり高い相関関係にある。5.3

(1)で述べたように、山下公園の場合には、他の調査地点とかなり異なった $N_{sc}$ を用いないと $s_u$ を説明できなかった。しかし、図-37に示すように、 $G_{sc}$ と $(q_t - p'_{vo})$ の間には山下公園を含めて(16)式の関係が認められる。理論的な考察によって(例えばHoulsby and Teh<sup>(45)</sup>)、 $q_t$ の値はせん断強度だけではなく剛性率 $G$ によっても影響されることが明らかにされている。従って、図-23あるいは24に示す $N_{sc}$ も、 $G$ の影響を考慮すると、調査地点の違いによるばらつきがかなり減少する可能性がある。

一方、DMTから求められた $E_D$ と $G_{sc}$ の関係は図-38に示す通りで、両者は式(17)によって結びつけられる。

$$G_{sc} = 7.5 E_D \quad (17)$$

ここで興味あるのは、図をより詳細にみても、東扇島Bの $G_{sc}$ は式(17)の関係より大きな値となり、山下公園は逆に小さな関係にあるように思われる。これは、図-36で得られた関係に対応している。すなわち、 $E_D$ はひずみレベルがかなり大きな所で得られた値なので、 $E_{50}$ に強い影響を受けることが、これからもわかる。

$E_D$ はブレードの挿入による乱れなどの影響を受けるが、(18)式によって地盤の $E$ と理論的に関連づけられている。

$$E_D = E / (1 - \nu^2) \quad (18)$$

この(18)式と(15)式によって $E$ を $G$ に書き換え、さらに $\nu = 0.5$ とすると、(17)式は(19)式となる。

$$G_{sc} = 7.5 E_D = 30 G_{DMT} \quad (19)$$

ここに、 $G_{DMT}$ はDMTから求められる地盤の $G$ に相当する値である。(19)式から、DMTで求められる変形係数はサイスミックコーンから求められる変形係数の1/30倍となることがわかる。この倍率は、一軸圧縮試験から求めた $E_{50}$ に相当する $G_{50}$ は、 $G_{sc}$ の約1/10倍(図-36)であったことを考えると、DMTから求められる変形係数はかなり小さな値であることがわかる。

## (2) 砂地盤

砂地盤では乱さない土の採取が難しいため、これまでに行われた砂の変形に関する研究は主に圧力チャンバーを用いたものであった。ここでは、これらの圧力チャンバー試験から得られた結果が、今回行われた砂地盤の調査結果をどの程度説明できるかを調べてみる。

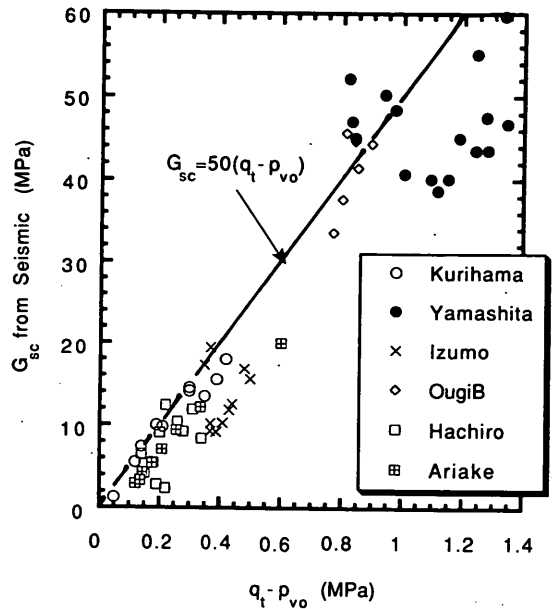


図-37 CPTから求められた $q_t$ と $G_{sc}$ との関係 (粘土地盤)

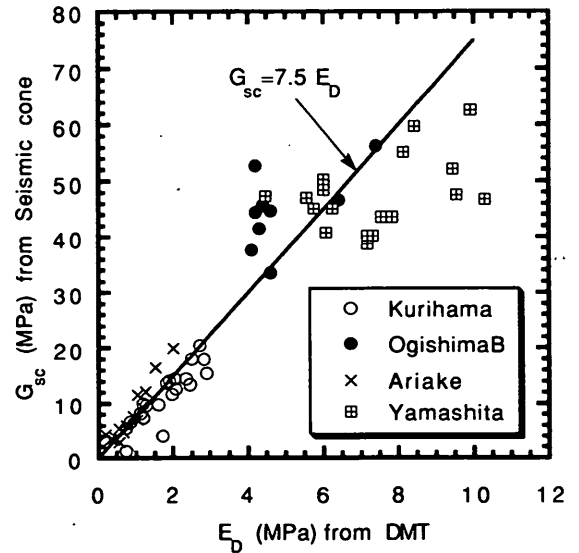


図-38 DMTから求められた $E_D$ と $G_{sc}$ との関係 (粘土地盤)

5.2で述べたように、砂地盤に対するCPTから求められる $q_t$ は $(p'_{vo})^{0.5}$ と深い関係にある。Baldi, 他<sup>(46)</sup>は、圧力チャンバー試験から、図-39に示すよう関係を導いている。すなわち、有効土被り圧に対して $q_t$ が大きければ大きいほど、 $G_{sc}/q_t$ が大きくなり、またこの関係

はOCRが増大するにつれ  $G_{sc}/q_t$  も大きくなる。今回の調査結果も、Baldi, 他が求めた関係に従うことがわかり、彼らの実験式の適用性がかなり高いことがわかる。

すでに述べたように、粘性土地盤については、DMTから求められた  $E_D$  とサイスミックコーンから計測された  $G_{sc}$  との間には  $G_{sc} = 7.5 E_D$  の関係にあり、 $E_D$  はかなり大きなひずみレベルに相当する値であることがわかった。しかし、砂地盤の場合に Sully and Campanella<sup>41)</sup> は既往のデータを用いて整理し、その結果図-40に示すように、 $G_{sc}$  と  $E_D$  との比、 $G_{sc}/E_D$  は相対密度  $D_r$  によって変化することを示している。図-41に今回の調査結果について同様なプロットをしてみると、彼らの主張する通り、 $D_r$  によって  $G_{sc}/E_D$  は変化する。ただし、新潟では直接  $D_r$  を求めていないので、図-20のDMT求められた  $K_D$  を用いて  $D_r$  を予測した。ここで興味あるのは、 $D_r$  が0に漸近すると粘土地盤で得られた  $G_{sc}/E_D = 7.5$  の関係に近づくことである。

$D_r$  によって、なぜ  $G_{sc}/E_D$  が変化するかについては2つの理由が考えられる。一つは、変形係数とひずみレベルの関係が  $D_r$  によって異なることである。もう一つは、DMTのプレート地盤に挿入する際の地盤の乱れの度合いが  $D_r$  によって異なることである。現段階では、これら2つのいずれか、あるいは別な理由が存在するかについては、他の角度からの実験データが必要であり、今後の研究の課題とした。

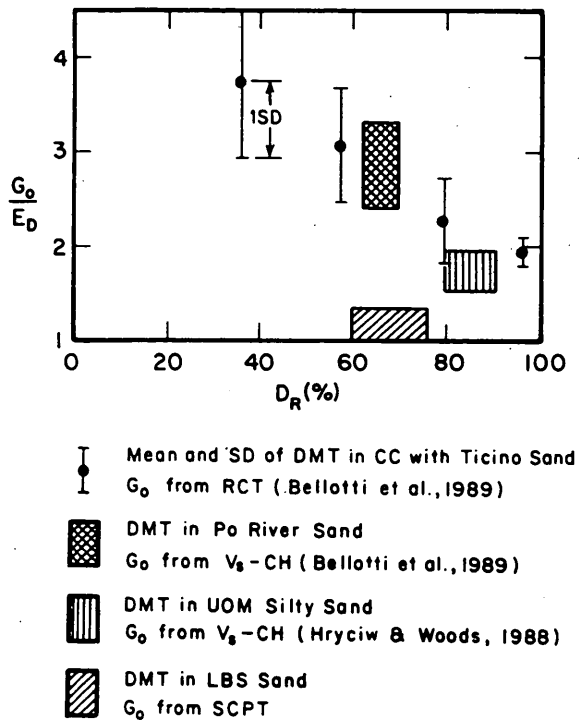


図-40 Sully and Campanellaがまとめた  $G$  と  $E_D$  の関係

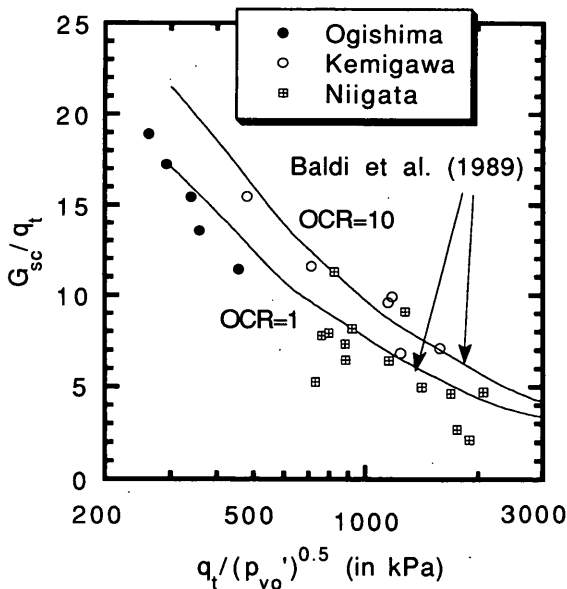


図-39 CPTから求められた  $q_t$  と  $G_{sc}$  との関係

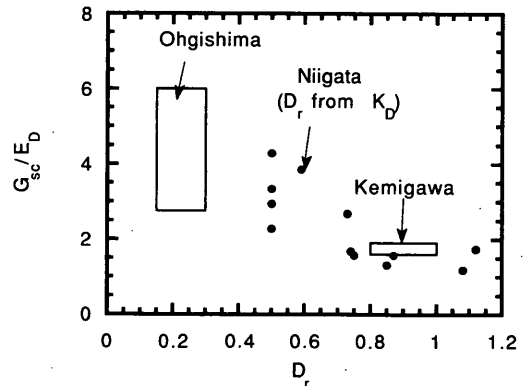


図-41 今回の調査から求められた  $G_{sc}$  と  $E_D$  との関係 (砂地盤)

### 5.6 圧密定数

粘性土地盤に対する圧密を考える上で必要な地盤定数として、圧密降伏応力  $p_v$ 、圧縮係数  $m_v$ 、圧密係数  $c_v$  がある。ここでは、CPTおよびDMTを用いて  $p_v$ 、 $c_v$  を求める方法について議論する。

#### (1) OCR

乱さない粘土試料に対して圧密試験を行い、圧密圧力  $p$  を対数にとり、間げき比  $e$  をプロットすると (しばし

ば  $e-\log p$  関係と呼ばれている), 明確な折れ点が存在する。ここでは, あえて古典的な教科書というが, 教科書には, この折れ点の  $p$  の値を先行圧密応力  $p_c$  と記載していることが多い。すなわち, 地盤が過去に受けていた最大の圧密荷重と  $p_c$  が一致すると考えられていたからである。しかし, 最近の研究では正規圧密地盤, すなわち以前に現在の土被り圧以上の圧密荷重を受けていない地盤といえども, 年代効果によって圧密試験から得られた  $p_c$  は原位置の有効土被り圧  $p'_{\infty}$  より大きくなっていることがわかった。これは, 今回の調査地点でも, 山下公園以外は明らかに正規圧密地盤であるにもかかわらず,  $p_c$  が  $p'_{\infty}$  より大きい。このため,  $p_c$  を先行圧密荷重と呼ぶことは適切ではなく, その代わりに単に降伏する点として圧密降伏応力  $p_v$  と呼ぶ研究者も多い。筆者らも, この考え方に賛同して  $p_v$  なる用語を用いており, また  $p_v$  が  $p'_{\infty}$  より大きな地盤を, 過去に大きな荷重を受けた場合と, 年代効果によって見かけ上過圧密となった地盤であるかを区別するために, 前者をメカニカルな過圧密地盤と呼ぶことにする。同様に,  $p_v$  が  $p'_{\infty}$  より大きくても, 現在より大きな圧密荷重を過去に受けていない地盤を, メカニカルな正規圧密地盤と呼んで区別することにする。この考えを延長すると, 現在でも多くの教科書や論文で  $p_v/p'_{\infty}$  比を過圧密比OCRと呼んでいるが, 圧密降伏比などの用語を用いるのが適切であると考えられる。しかし, 圧密降伏応力が一般の用語として認知されているのに対して, OCRに代わる用語が用いられてはいない。従って, 本論文でも,  $p_v/p'_{\infty}$  をOCRとすることにする。

すでに述べたように, Marchettiは  $K_D$  から実験的にOCRを結びつけた (11式)。今回の調査で求められた関係を図-42に示す。今までにこの関係は多くの研究者によって吟味され, ここではLacasse and Lunne<sup>23)</sup> と岩崎<sup>12)</sup> が提案する関係も同じ図に示す。ただし, Lacasse and Lunneが提案した関係では  $m$  が図に示す1.35から1.67の間の範囲内にあるとしている。今回の調査で得られたOCRと  $K_D$  の関係は, ここで引用された従来の提案式よりも上に位置する。つまり, 同じ  $K_D$  に対してOCRが大きい。

Marchettiが示した  $K_D$  からOCRが求められる理論的根拠は, ①DMTのブレード挿入の影響を受けて,  $K_D$  値は地盤の静止土圧係数  $K_0$  値に一致はしないが, 両者の間には特別な関係にある, ②OCRは  $K_0$  値によって関連づけられる, である。この①と②を結びつけると,  $K_D$  からOCRが予測できることになる。事実, 彼は  $K_D$  値から  $K_0$  を求める式として(2)式を提案している。

$$K_0 = (K_D / 1.5)^{0.7} - 0.6 \quad (2)$$

今回の調査では, 地盤の  $K_0$  値を測定してはいないので, (2)式の適用性については, 今回の報告では触れない。しかし, (2)式の妥当性についても多くの研究者によって議論されている。岩崎<sup>12)</sup> が行ったレビューによれば,  $K_0$  と  $K_D$  の関係は, 堆積年代に大きな影響を受けるとされている。従って, OCRと  $K_D$  の関係もメカニカルな過圧密粘土と, 年代効果によって見かけ上過圧密となった粘土とは, 異なるものと思われる。今回のデータの多くは地質学的には正規圧密地盤であるので,  $K_D$  が小さくてもOCRが大きいとの結果が得られたと考えられる。今後必要な調査として, メカニカルな作用によって生じた過圧密地盤, あるいは乾燥によって生じた過圧密地盤に対して, 図-42に示したような関係を求めることが重要と考える。いずれにしても, 強度の推定に必要な微妙なOCRを  $K_D$  から求めることは無理のようである。

## (2) 圧密係数

CPTにおいて, コーンを地盤に貫入すると間隙水圧が発生する。コーンの貫入を中止して, このまま放置すると発生した間隙水圧は時間とともに消散する。地盤が砂のように透水係数が大きな地盤では, 発生した間隙水圧(ダイレタンシーが大きいので, しばしば負になる)がすぐに消散するために, 貫入中に測定される間隙水圧は静水圧に等しくなる。この過剰間隙水圧の消散の仕方によって圧密係数  $c_v$  を求めようとする試みがなされてきた。しかし, 圧密係数は水平と鉛直方向では異なる, いわゆる異方性が存在し, しかも  $c_v$  は圧密圧力によって変化する値である。

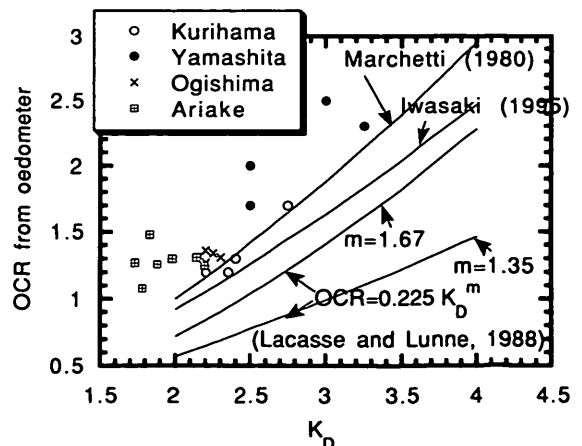


図-42 DMTから求められた  $K_D$  とOCRの関係



図-43に放置時間とCPTによって測定された間隙水圧の低下の様子を示す。地盤の $c_v$ によって変わるが、一般の粘土地盤では、間隙水圧が静水圧に一致するまでにはかなりの時間を必要とする。ここで、間隙水圧の消散過程を表す指標として、過剰間隙水圧が50%消散した時の時間 $t_{50}$ を定義する。この $t_{50}$ と室内試験から求めた $c_v$ の関係をプロットすると図-44のようになる。図中のKRMは久里浜、ARKは有明で、他に以前に調査を行った八郎潟(HCG)、出雲(IZM)、玉野(TMN)におけるデータも載せている。これらの場所における詳細な情報については文献14)を参照されたい。また、図中の\*は標準圧密試験、\*\*はひずみ速度が0.02%/minで行った定率ひずみ圧密試験から得られた $c_v$ である。さらに、 $c_v$ は圧密荷重が正規圧密時の値とした。同様な関係をRobertson, 他<sup>40)</sup>が求めているが、今回の調査で得られたデータは彼らの値より多少下に位置するようである。しかし、 $t_{50}$ が増加するに従い $c_v$ も減少する傾向が得られている。これから、おおよそ地盤の $c_v$ を予測することが可能となる。

同様な関係をサンゴ混じり土と本土で得られた結果について整理したのが図-45である。サンゴ混じり土は通常の粘性土で求められた関係より多少下に位置するようである。すなわち、CPTの消散試験で予測できる $c_v$ より圧密試験から求められた $c_v$ は小さいことを意味している。これは、 $c_v$ が非常に大きいので、通常の供試体寸法を用いて行った室内試験から求められた $c_v$ がどの程度の精度に多少問題があり、どうしても室内の $c_v$ は小さめになる傾向にあるためと考えられる。

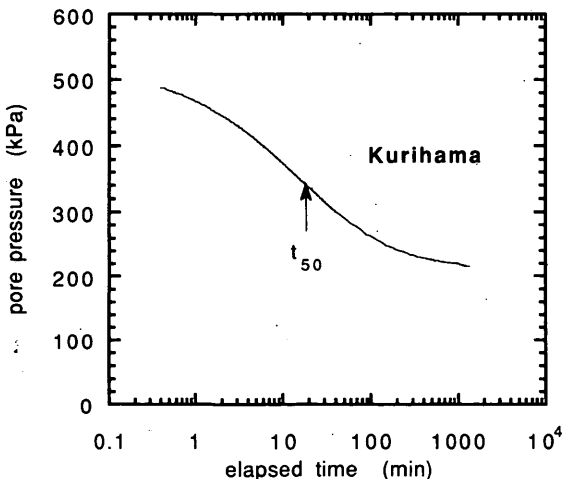


図-43 CPTにおける過剰間隙水圧の消散

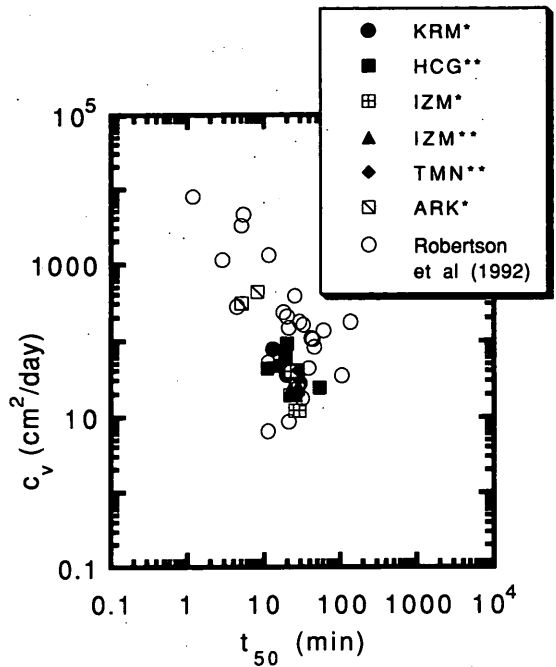


図-44 CPTの間隙水圧消散試験から得られた $t_{50}$ と室内試験から求められた圧密係数 $c_v$

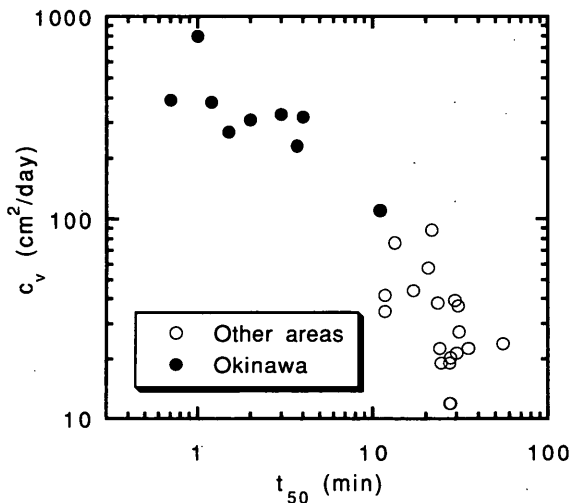


図-45 通常の粘性土と沖縄のサンゴ混じり土と比較

## 6. まとめ

我が国の地盤を対象として、最近注目されている原位試験である電気式静的コーン貫入試験(CPT)とダイラトメーター(DMT)を用いた地盤調査を行った。調査地点の土質は、海成粘性土が堆積している5地点、

緩い砂で埋め立てられた1地点、自然に砂が堆積した2地点、およびさんご混じり土の1地点である。これらの調査から、土の分類や設計に必要な地盤定数を求め方について考察を行った。主要な結論は以下の通りである。

## CPTについて

### ① 機種の違いの影響

我が国で用いられている8種類のCPTに対して一斉試験を行った。各CPTによって計測された先端抵抗 $q_t$ は、有効断面積比で補正を行っても、機種によってかなり異なることがわかった。この原因として温度による原点移動が考えられるが、機種の違いによる差異を小さくするために、早急に対策を行う必要がある。周面摩擦力 $f_s$ も機種によって著しく差異があることがわかった。従って、 $f_s$ を用いた土の分類を行う場合には、使用する機種がどのような特性を示すのかを事前に把握する必要がある。

### ② 地盤の分類

CPTはほぼ連続的に地盤の情報が得られる試験方法である。従って、粘土地盤中の薄い砂層などの地層の細かな変化を捉えるのに非常に適している。 $q_t$ 、間隙水圧 $u$ 、 $f_s$ を用いて土の分類を行う方法がいくつか提案されているが、いずれの方法においても同様な結果となる。

### ③ 粘土地盤の非排水せん断強度 $s_u$

CPTから $s_u$ を計算するためには、コーン係数 $N_{cs}$ が必要となる。 $N_{cs}$ が塑性指数 $I_p$ によって変化すると報告もあるが、我が国の粘性土に対しては一軸圧縮試験から求めた強度 $q_u/2$ に対する $N_{cs}$ は8から16、ベーン試験に対しては9から14であり、 $I_p$ に対してはほぼ一定である。

### ④ 砂地盤の相対密度 $D_r$

砂地盤は高品質のサンプリングが難しいので、原位試験から $D_r$ を推定する方法が望まれている。本報告では圧力チャンバー試験から導いたLacellotta、および谷澤、他の実験式の妥当性を検討した。この結果、両者の式は、かなりの精度で砂地盤の $D_r$ を予測できることがわかった。

### ⑤ 砂地盤の内部摩擦角 $\phi$

圧力チャンバー試験から提案された方法を用いてCPTから推定された $\phi$ と、標準貫入試験(SPT)のN値から計算される $\phi$ とを比較した。この結果、CPTからの $\phi$ は港湾の基準であるDunhamの式、あるいは旧国鉄の上載圧を考慮した式から計算される値よりかなり大きいことがわかった。

### ⑥ 粘土地盤の剛性率

サイスミックコーンから求められた微小ひずみ下の剛性率 $G_{sc}$ と、CPTから求められた $q_t$ との間には次式が

成り立つことがわかった。

$$G_{sc} = 50 (q_t - p_{vo})$$

ここに、 $p_{vo}$ は原位置の土被り圧(全応力)である。

### ⑦ 砂地盤の剛性率

一方、砂地盤については圧力チャンバー試験から、 $G_{sc}/q_t$ と $q_t/(p'_{vo})^{0.5}$ との間に特別な関係が認められている。今回の調査についても、Baldi他が提案している関係と同様な結果が得られた。

### ⑧ 圧密係数 $c_v$

CPTを地盤に貫入すると、地盤には過剰間隙水圧が発生する。貫入を中止すると過剰間隙水圧は消散し、間隙水圧はもとの静水圧に一致する。この過剰間隙水圧の消散時間から、精度はかなり落ちるが、地盤の $c_v$ を求めることができる。

## DMTについて

### ① 使用環境と再現性

CPTと比べてDMTの最も大きな特徴は、電気計測機やそれに付随する計算機が不要であることである。これは、使用条件が劣悪な野外に対して大きなメリットである。また、現在用いられている機種はMarchettiが提案したものだけなので、機種の違いによる測定値の差を考慮する必要がない。

### ② 地盤の分類

DMTは測定間隔が通常25cmから100cmであるため、CPTと比べて連続性に欠ける。しかし、他の原位置試験と比べると短時間で測定間隔を細かくできるので、地盤の分類に適した試験方法である。DMTから求められる材料インデックス $I_D$ によって、かなりの精度で土の分類ができる。また $I_D$ とダイラトメーター係数 $E_D$ を用いるとさらに詳細に土の分類ができそうである。

### ③ 粘土地盤の非排水せん断強度 $s_u$

DMTから粘土地盤の $s_u$ を求める方法がいくつか提案されているが、砂分を多く含む中間土あるいはさんご混じり土などの特殊土を除くと、現行の一軸圧縮試験から求められる強度と比べて、かなり精度が落ちる。従って、DMTから予測された $s_u$ は、あくまでも詳細な調査あるいは試験に入る前の参考値と考えるべきである。

### ④ 砂地盤の相対密度 $D_r$

DMTから計算される水平応力インデックス $K_D$ を用いて $D_r$ を求める方法がRobertsonとCampanellaによって提案されている。今回の調査で彼らの方法が原位置の $D_r$ をかなりよく推定できることがわかった。

### ⑤ 粘土地盤の剛性率

サイズミックコーンから求められた微小ひずみ下での剛性率  $G_{sc}$  と、DMTから計算される  $E_D$  との間には、 $G_{sc} = 7.5 E_D$  の関係が認められる。

### ⑥ 砂地盤の剛性率

一方、砂地盤では  $G_{sc}$  と  $E_D$  との間には一定の関係が認められず、 $D_r$  によってその比が異なることがわかった。

### ⑦ 過圧密比OCR

DMTから計算される  $K_D$  を用いてOCRを求める方法が提案されている。今回の調査でも  $K_D$  とOCRとの間には弱い相関が認められたが、他の研究者がすでに発表している関係とは、かなり異なった。

以上、CPTとDMTを用いた地盤調査から得られる地盤定数の精度について議論した。これら2つの調査方法は現在最も多く使われている標準貫入試験と比べて多くの利点を有しているが、全ての地盤情報を高い精度で得られるものではない。また、これらの調査方法はボーリング孔を用いずに地盤に試験器を貫入するものであるため、おのずから適用できる地盤には限度がある。従って、必要とする定数、およびその精度、また地盤の条件を勘案しながら、今回の2つの調査方法を含めて、適格に試験方法を選択することが重要である。

(1996年3月29日受付)

## 謝 辞

今回の調査では、各機関の方々にお世話になった。サイズミックコーン試験はダイヤコンサルタント(株)と共同で試験機を開発し、調査を行った。ペーン試験は東亜建設工業技術研究所土質研究室が実施した。東扇島の埋立地盤、検見川の相対密度の測定は京都大学防災研究室が行った。また、検見川の標準貫入試験、電気式静的コーン貫入、サイズミックコーンおよび凍結サンプリングは鹿島建設技術研究所が実施した。これらの機関から、種々の情報を快く提供して戴いた。ここに、厚く感謝の意を表します。

## 参考文献

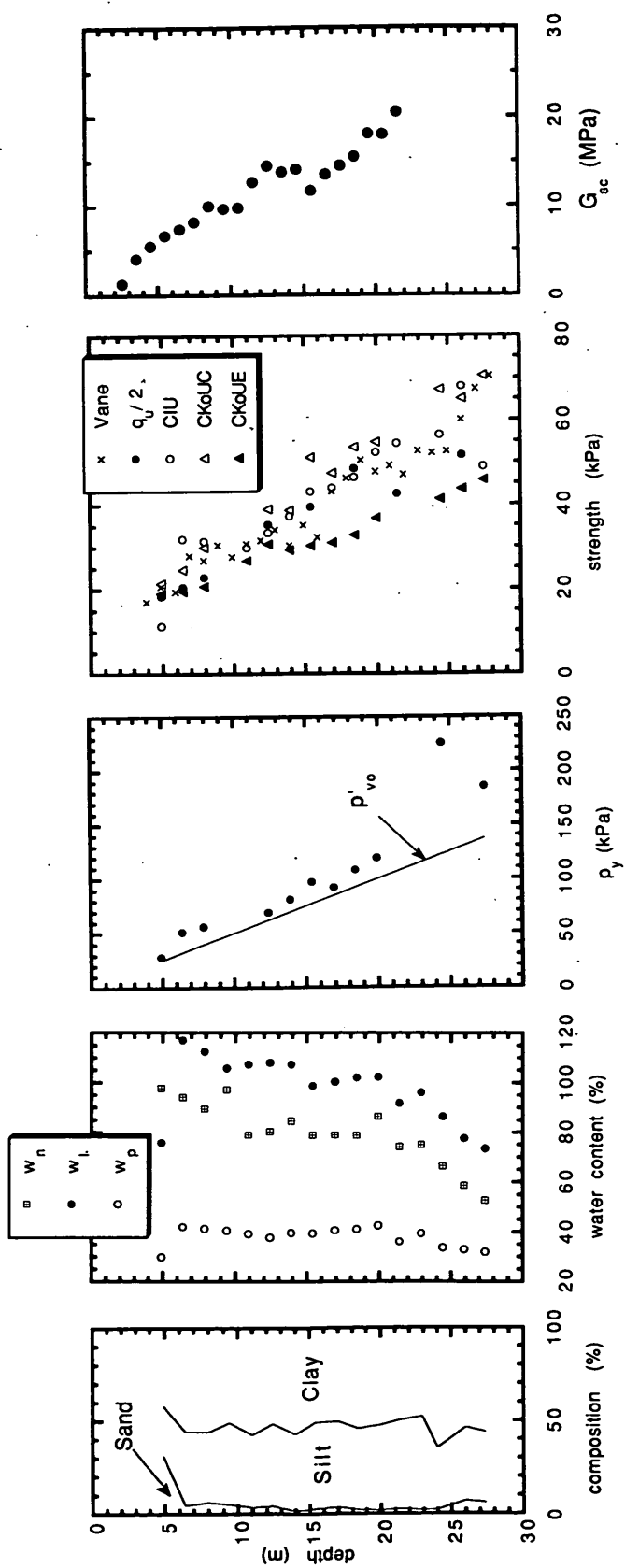
- 1) 運輸省港湾局編集：港湾工事共通仕様書・港湾関係測量・土質等調査共通仕様書，日本港湾協会，pp. 390-397, 1994.
- 2) 地盤工学会：地盤調査法，第5編サンプリング，pp. 137-188, 1995.
- 3) 田中洋行・田中政典：ペーンせん断試験による粘性土地盤の強度決定法，港研報告，Vol. 33, No.4, pp. 1-17, 1994.
- 4) Marchetti, S. : In situ tests by flat dilatometer, ASCE, Vol. 106, No. GT3, pp. 299-321, 1980.
- 5) Lutenegeger, A. J. and Kabir, M. G. : Dilatometer C-reading to help determine stratigraphy, Proceedings of the first International Symposium on Penetration Testing, pp. 549-554, 1988.
- 6) Campanella, R. G. and Robertson, P. K. : Use and interpretation of a research dilatometer, Can. Geotech. J. Vol. 28, pp. 113-126, 1991.
- 7) 地盤工学会：地盤調査法，第6編サウンディング，pp. 189-267, 1995.
- 8) 土田孝：三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究，港研資料，No. 688, 1990.
- 9) 半沢秀郎：土の一面せん断試験結果の実務への適用，直接せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp. 87-94, 1995.
- 10) 半沢秀郎・深谷健雄・堀江宏保・柳瀬重靖：多目的原位置試験機の開発とその利用法，土と基礎，Vol. 37, No. 7, pp. 35-40, 1989.
- 11) 田中洋行・田中政典・井口弘・西田薫・韓光：サイズミックコーンで計測された軟弱粘性土のせん断剛性率，「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性-試験法・調査方法および結果の適用-」に関する発表論文集，土質工学会，pp. 235-240, 1994.
- 12) 岩崎公俊：フラット・ダイラトメーター試験を用いた実務設計用土質定数の評価に関する研究，信州大学学位請求論文，1995.
- 13) 田中洋行・田中政典・土田孝・水上純一：久里浜試験フィールドの土質特性，土と基礎，Vol. 42, No. 8, pp. 11-16, 1994.
- 14) 田中洋行・榊原基生・後藤健二・鈴木耕司・深沢建：我が国の正規圧密された海成粘性土の静的コーン貫入試験から得られる特性，港研報告，Vol. 31, No. 4, pp. 61-92, 1992.
- 15) 田中洋行・澁谷啓・山下聡・三村衛：緩い砂で埋め立てられた地盤の工学的特性，土と基礎，Vol. 44, No. 5, pp. 13-16, 1996.
- 16) 三村衛・柴田徹・延山政之：RIコーンによる砂質土地盤の密度・含水量検層と液状化評価，第30回土質

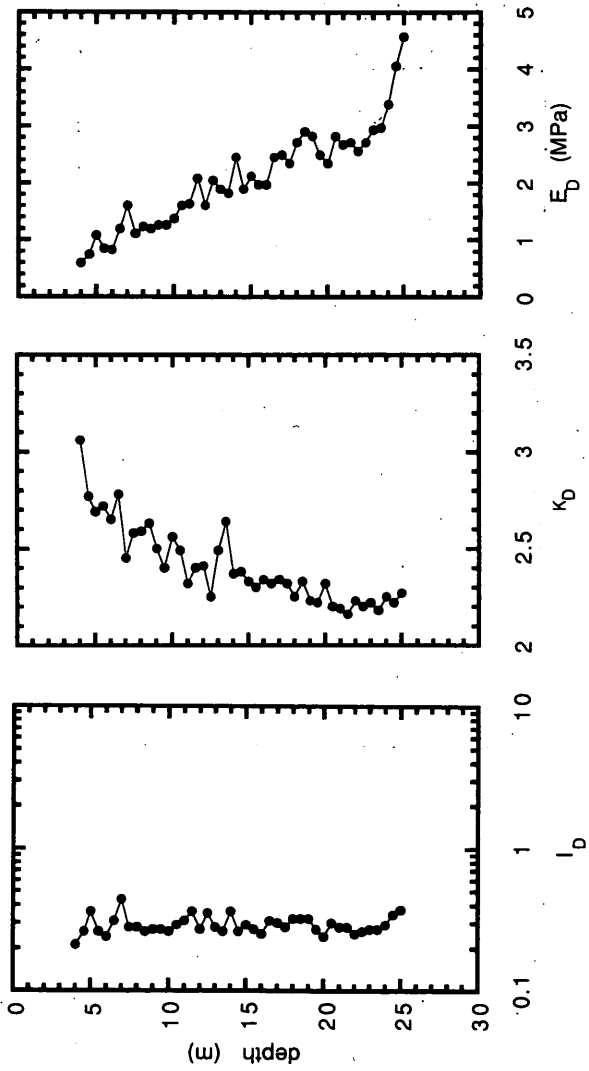
- 工学研究発表講演集, pp. 287-290, 1995.
- 17) 西尾伸也: クロスホール法で求めたせん断波速度の異方性, 第30回土質工学研究発表講演集, pp. 331-332, 1995.
  - 18) 高塚哲・柴田徹・三村衛: コーン貫入抵抗と凍結砂試料の液状化強度, 第30回土質工学研究発表講演集, pp. 883-884, 1995.
  - 19) 山下聡・稲葉英彦・澁谷啓・土岐祥介・山本武史: 埋立地盤から採取した凍結サンプリング試料の繰返し変形特性, 第30回土質工学研究発表講演集, pp. 885-888, 1995.
  - 20) 山下聡・稲葉英彦・土岐祥介: 等方および異方圧密時の砂の繰返し三軸変形特性, 第30回土質工学研究発表講演集, pp. 889-892, 1995.
  - 21) 窪田洋司・時松孝次・神田禮輔: 緩い埋立て砂地盤から採取した原位置凍結試料の液状化強度, 第30回土質工学研究発表講演集, pp. 893-894, 1995.
  - 22) Shibuya, S. and Tanaka, H. : Estimate of  $G_{max}$  in Holocene soil deposits, *Soils and Foundations*, (in print).
  - 23) Tanaka, H., Sharma, P., Tsuchida, T. and Tanaka, M. : Comparative study on sample quality using several types of samplers, *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 2, pp. 46-56, 1996.
  - 24) 岩崎恒明: 標準貫入試験の問題点と新しい試み, 地質と調査, '87年第2号, pp. 3-11, 1987.
  - 25) 宮崎祥一・奥山義孝・田中洋行・田中政典: 原位置試験を用いたサングレキ混じり土の特性, 土木学会第50回年次講演会講演集, 第III部門, pp. 60-61, 1995.
  - 26) サウンディング基準化委員会電気式静的コーン貫入試験WG: 電気式静的コーン貫入試験の基準案と一斉試験の結果, 第28回土質工学研究発表講演集, pp. 289-292, 1993.
  - 27) ISSMFE Technical committee on penetration testing: Cone penetration test (CPT): International reference test procedure, *Proc. of Penetration Testing 1988*, Vol. 1, pp. 27-51, 1988.
  - 28) Lunne, T., Eidsmoen, T., Gillespie, D and Howland, D. : Laboratory and field evaluation of cone penetrometers, *Proc. of in situ '86, Use of in situ tests in Geotechnical engineering*, ASCE, pp. 714-729, 1986.
  - 29) Finno, R. J. : Analytical interpretation of dilatometer penetration through saturated cohesive soils,
  - 30) Campanella, R. G. and Robertson, P. K. : Use and interpretation of a research dilatometer, *Can. Geotech. J.* 28, pp. 113-126, 1991.
  - 31) 箕作幸治・田中洋行・田中政典・平林弘: 石巻中間土の強度特性, 第30回土質工学研究発表講演集, pp. 755-756, 1995.
  - 32) Robertson, P. K. : Soil classification using the cone penetration test, *Can. Geotech. J.*, Vol. 27, pp. 151-158, 1990.
  - 33) 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, 港研資料, No. 718, 1991.
  - 34) Marchetti, S. and Crapps, D. K. : *Flat Dilatometer Manual*. GPE, Inc., Gainesville, Florida, USA, 1981.
  - 35) Lacasse, S. and Lunne, T. : Calibration of dilatometer correlations, *Proc. of Penetration testing 1988*, pp. 539-548, 1988.
  - 36) Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T. and Lancellotta, R. : New developments in field and laboratory testing of soils, *Proc. of XI ICSMFE*, Vol. 1, pp. 57-153, 1985.
  - 37) 谷澤房郎, 他: 豊浦砂のコーン貫入抵抗とせん断剛性率・内部摩擦角の関係について, 第25回土質工学研究発表講演集, pp. 141-144, 1990.
  - 38) Mesri, G. : New design procedure for stability of soft clays, *Discussion, ASCE, GT4*, Vol. 101, pp. 409-412, 1975.
  - 39) Robertson, P. K. and Campanella, R. G. : Estimating liquefaction potential of sands using the flat plate dilatometer, *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 9, No. 1, pp. 38-40, 1986.
  - 40) Robertson, P. K., Campanella, R. G and Wightman, A. : SPT-CPT correlations, *ASCE*, Vol. 109, GT11, pp. 1449-1459, 1983.
  - 41) 村田修: 鉄道におけるN値の考え方と利用: 基礎工, Vol. 18, No. 3, pp. 69-76, 1990.
  - 42) Lunne, T. : Practical use of CPT correlations in sand based on Calibration chamber tests, *Proc. of the first International Symposium on Calibration Chamber testing*, pp. 225-236, 1991.
  - 43) Jardine, R. J. : One perspective of the

pre-failure deformation characteristics of some geomaterials, Proc. of the first International Conference on Pre-failure deformation characteristics of geomaterials, Vol. 2, pp. 855-886, 1994.

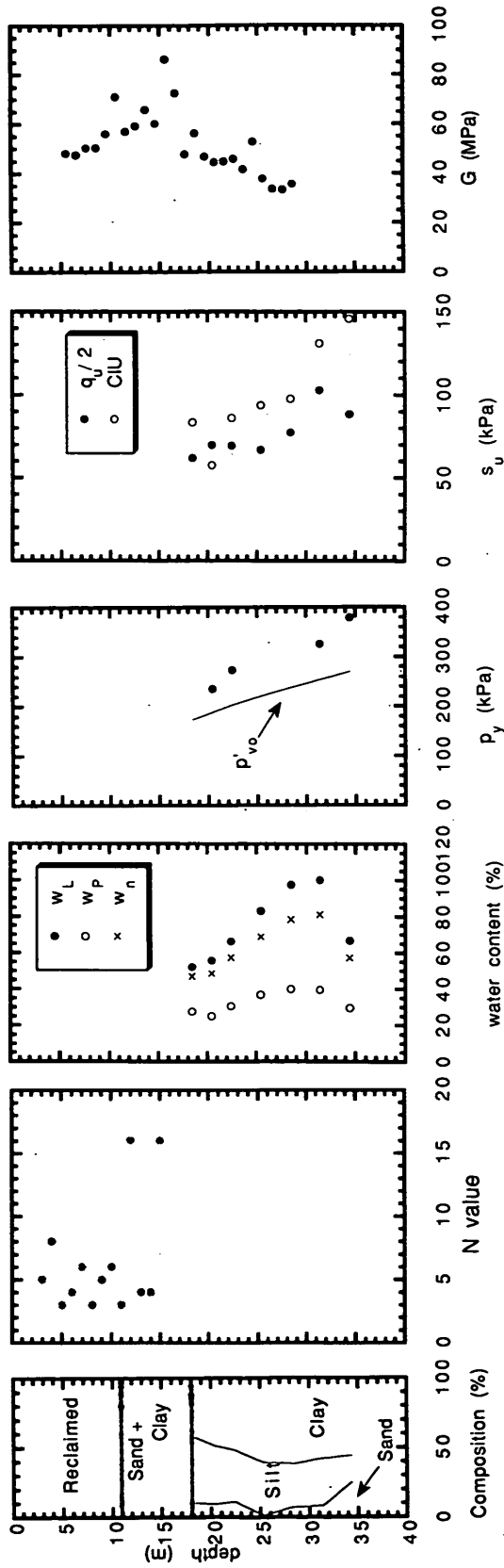
- 44) Tatsuoka, F. and Shibuya, S. : Deformation characteristics of soils and rocks from field and laboratory tests, Proc. of 9th Asian Regional Conf. on SMFE, Vol. 2, pp. 101-170, 1992.
- 45) Houlsby, G. T. and Teh, C. I. : Analysis of the piezocone in clay, Proc. of Penetration Testing 1988, pp. 777-783, 1988.
- 46) Baldi, G., Bellotti, R., Ghionna, V. N., Jamiolkowski, M. and Lo Presti, D. C. F. : Modulus of sand from CPT's and DMT's, Proc of 12th ICSMFE, Vol. 1, pp. 165-170, 1989.
- 47) Sully, J. P. and Campanella, R. G. : Correlation of maximum shear modulus with DMT test results in sand, Proc. of ICSMFE, Vol. 1, pp. 339-343, 1989.
- 48) Robertson, P. K., Sully, J. P., Woeller, D. J., Lunne, T., Powell, J. J. M. and Gillespie, D. G. : Estimating coefficient of consolidation from piezocone tests, Can. Geotech. J. Vol. 29, pp. 539-550, 1992.

A-1 久里浜

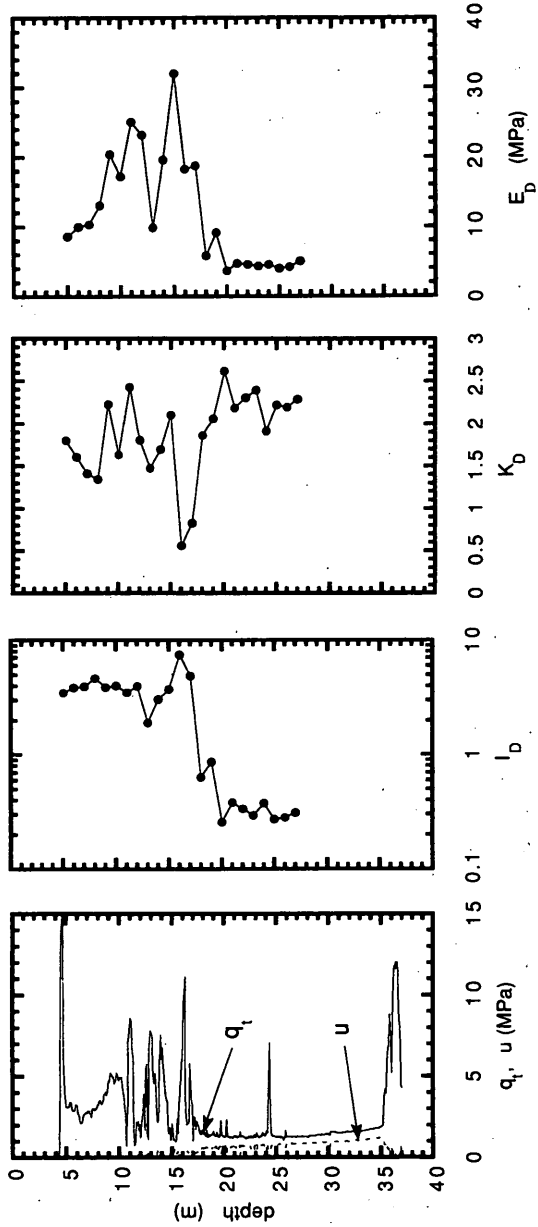




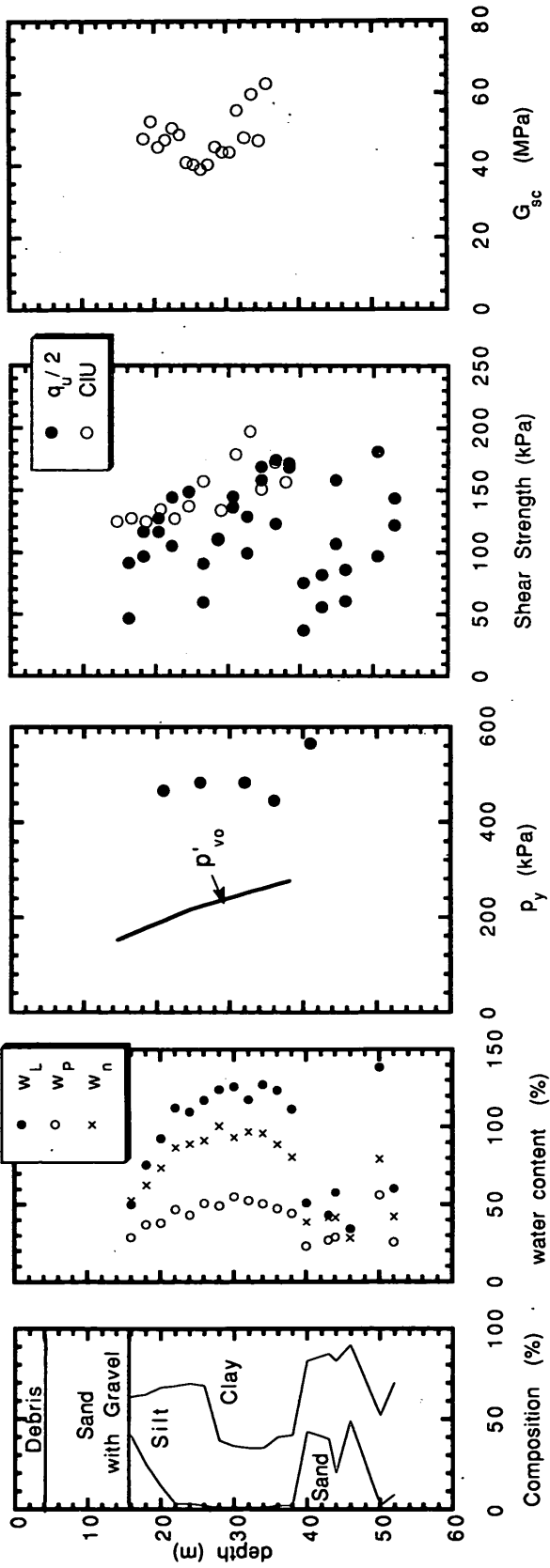
A-2 東爾島B

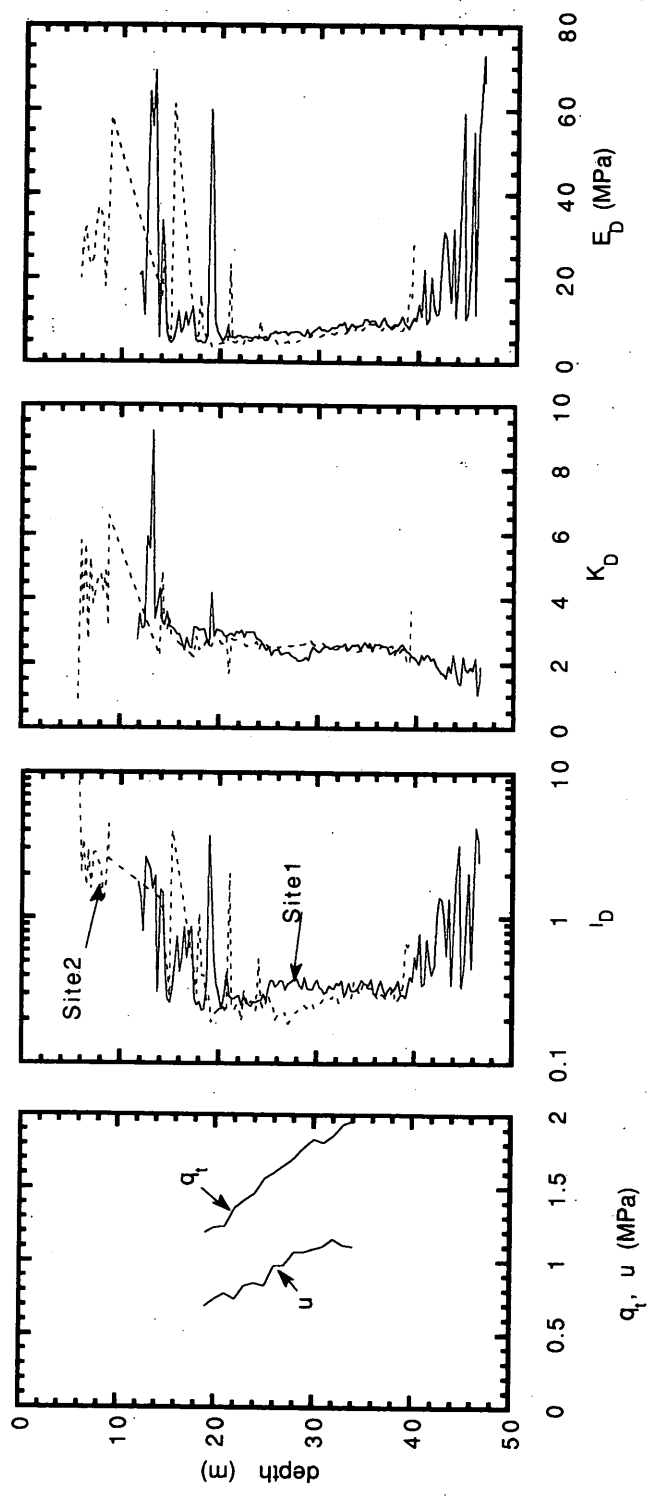




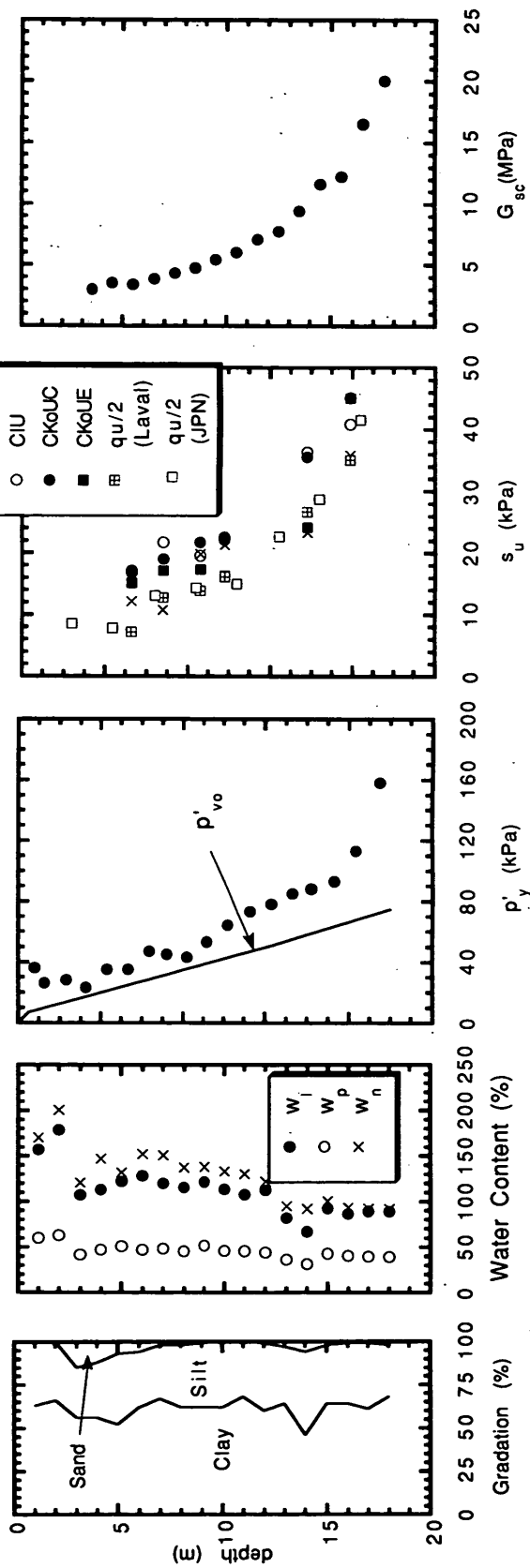


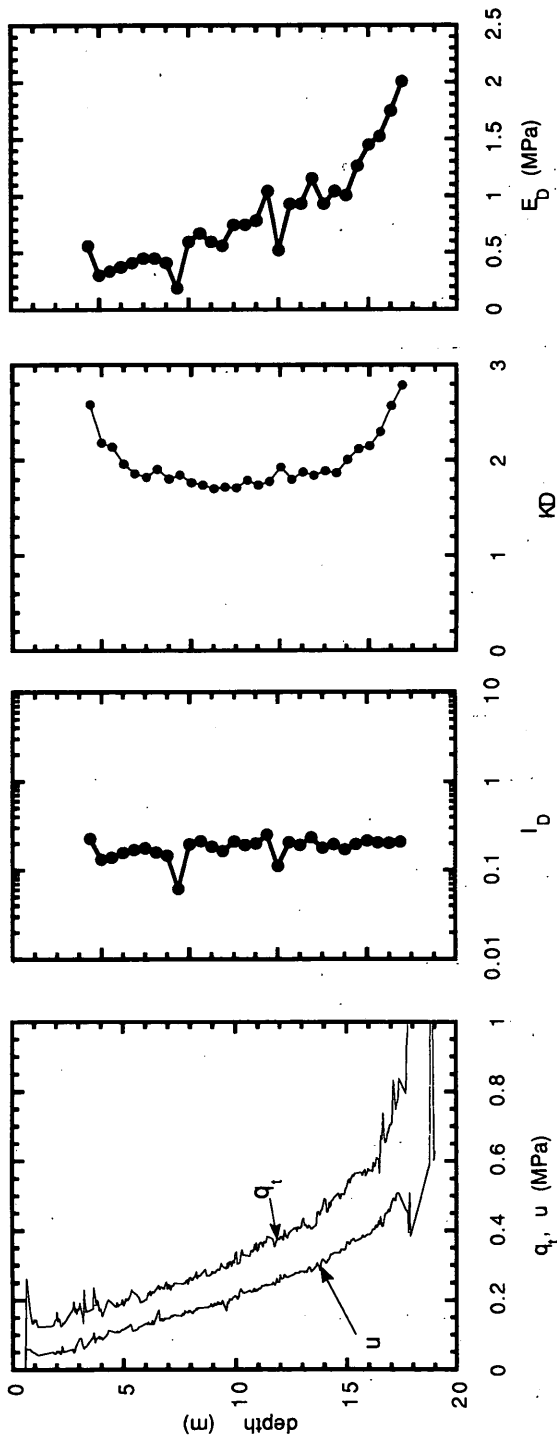
A-3 山下公園

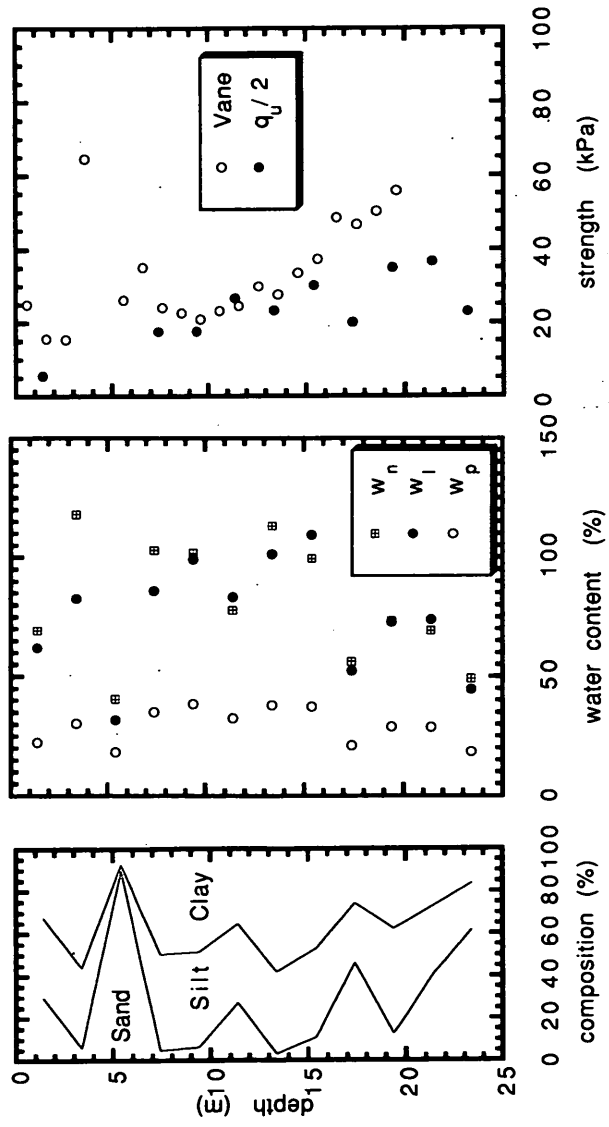


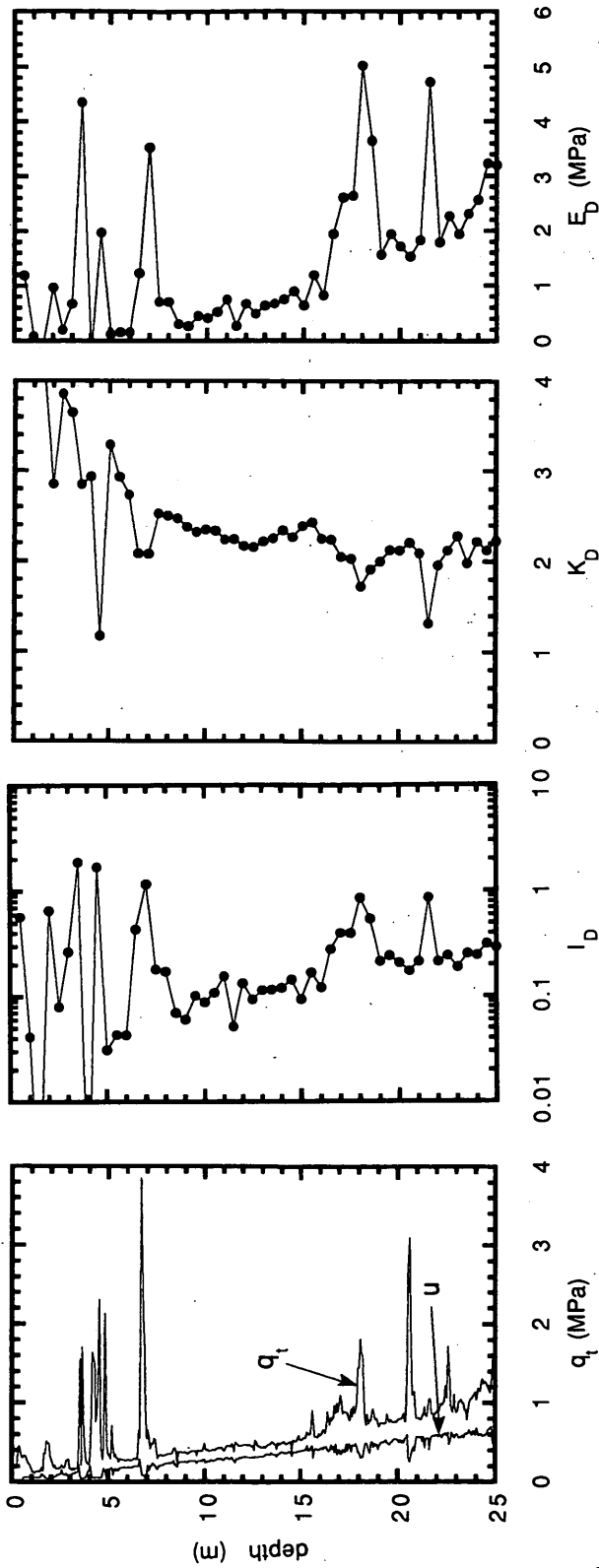


A-4 有明

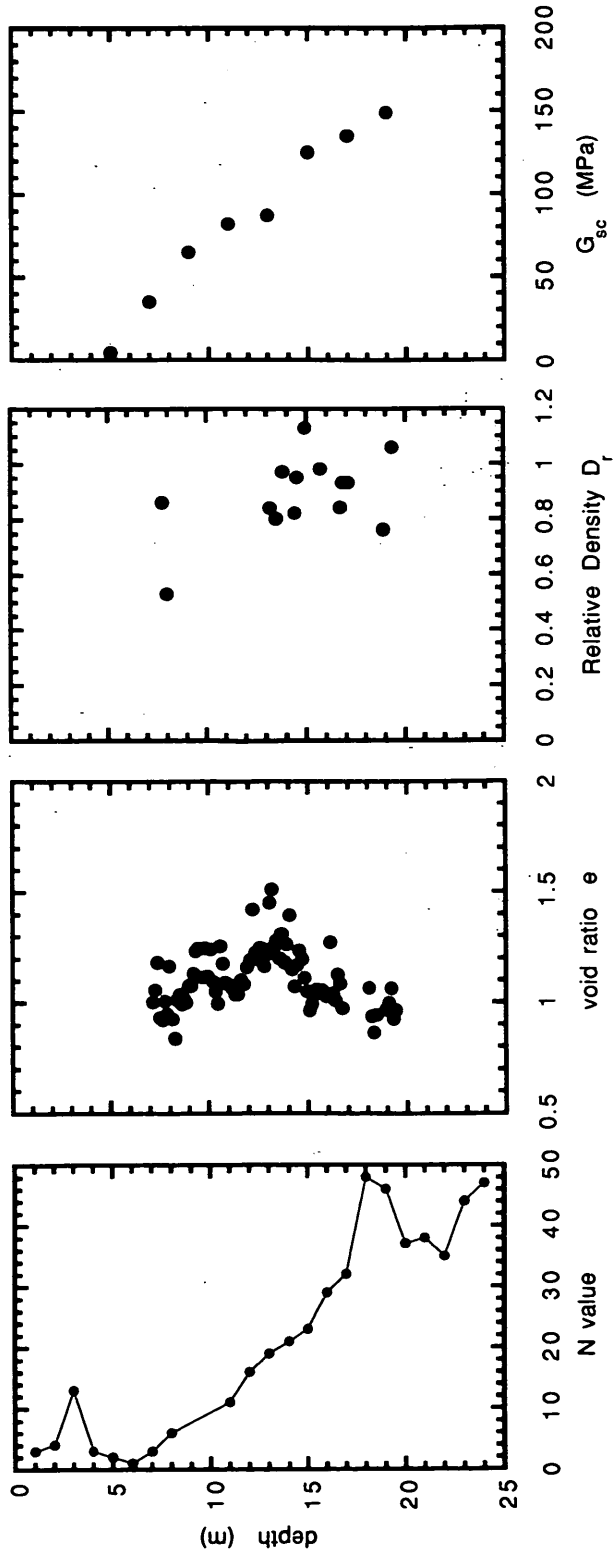






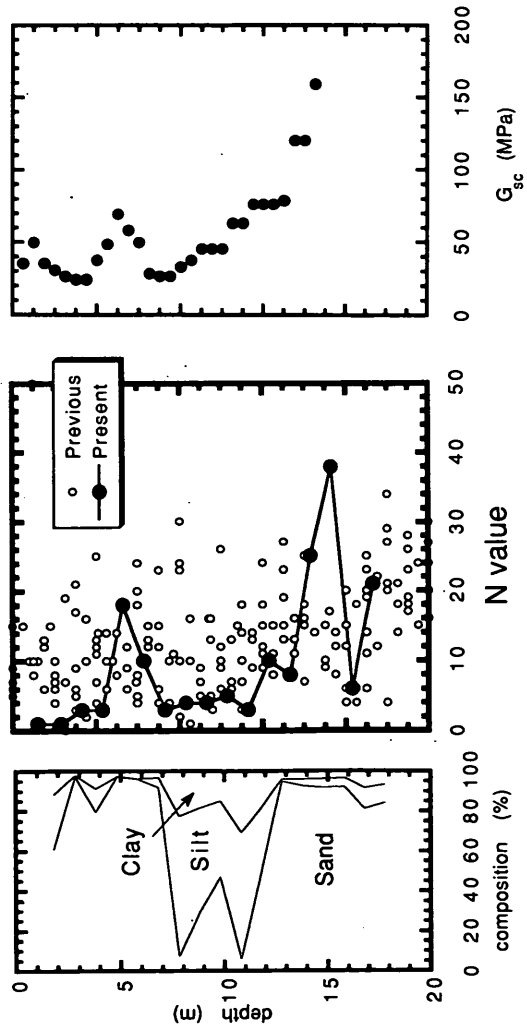


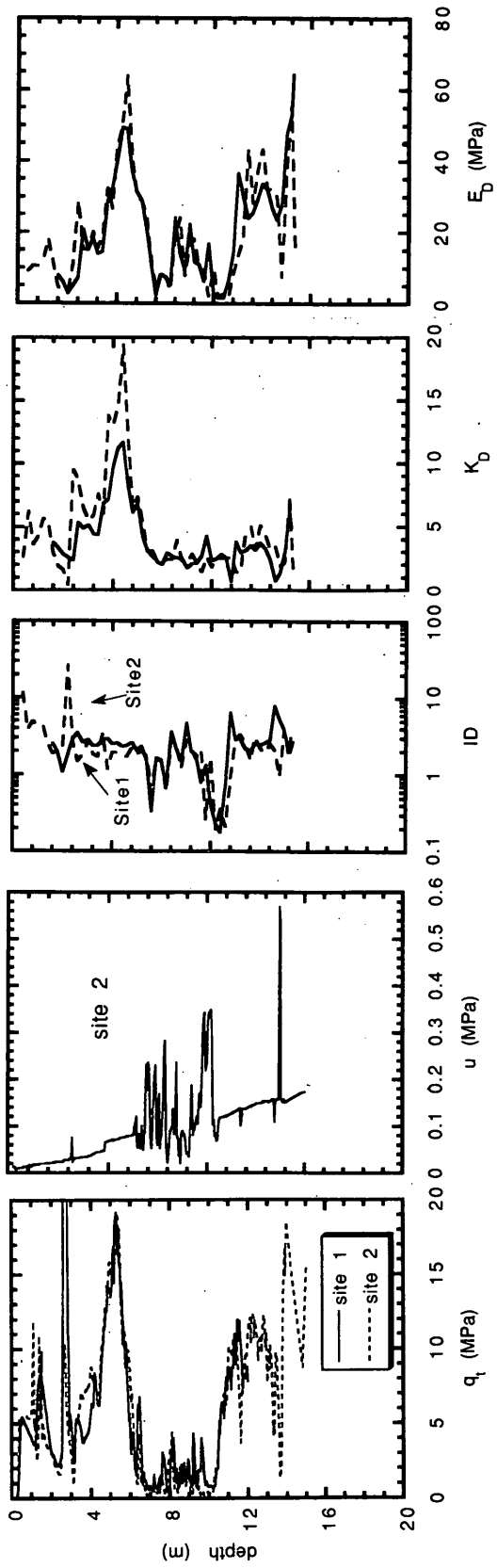
A-6 横見川



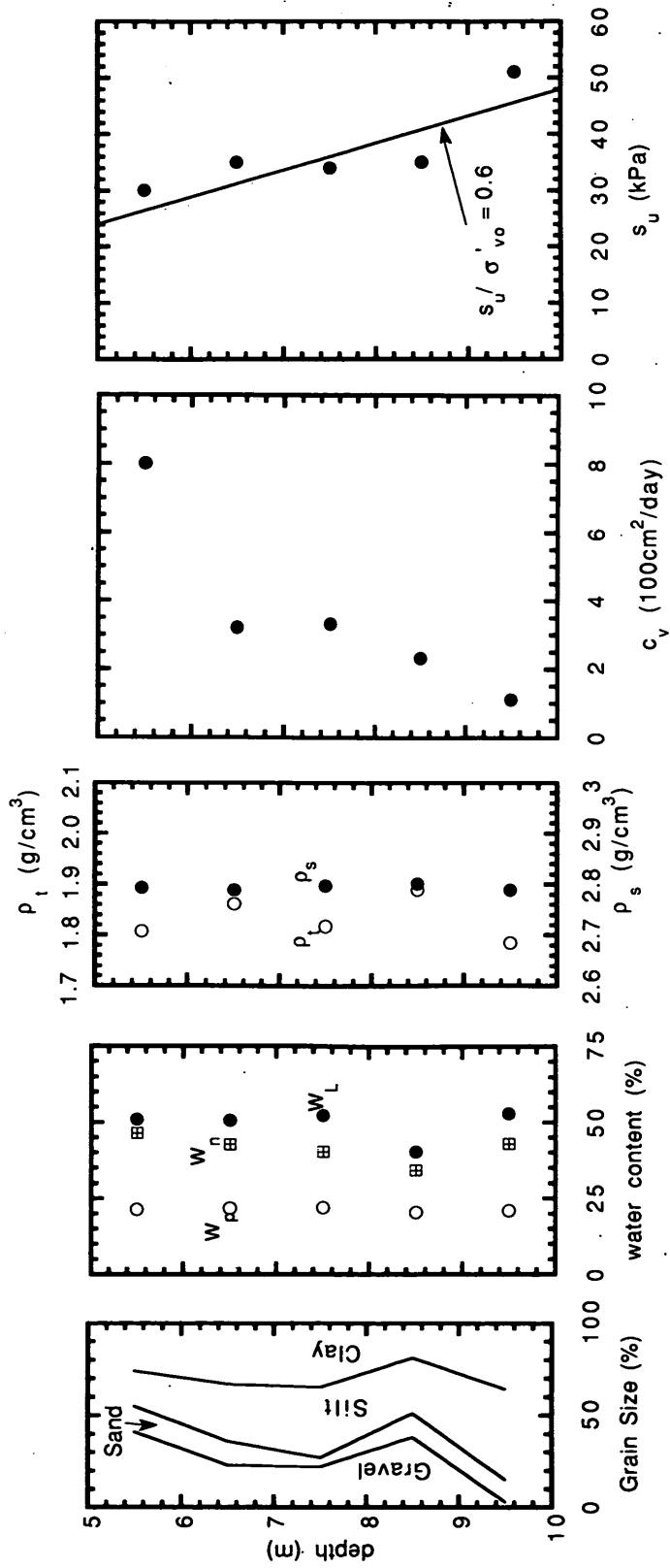


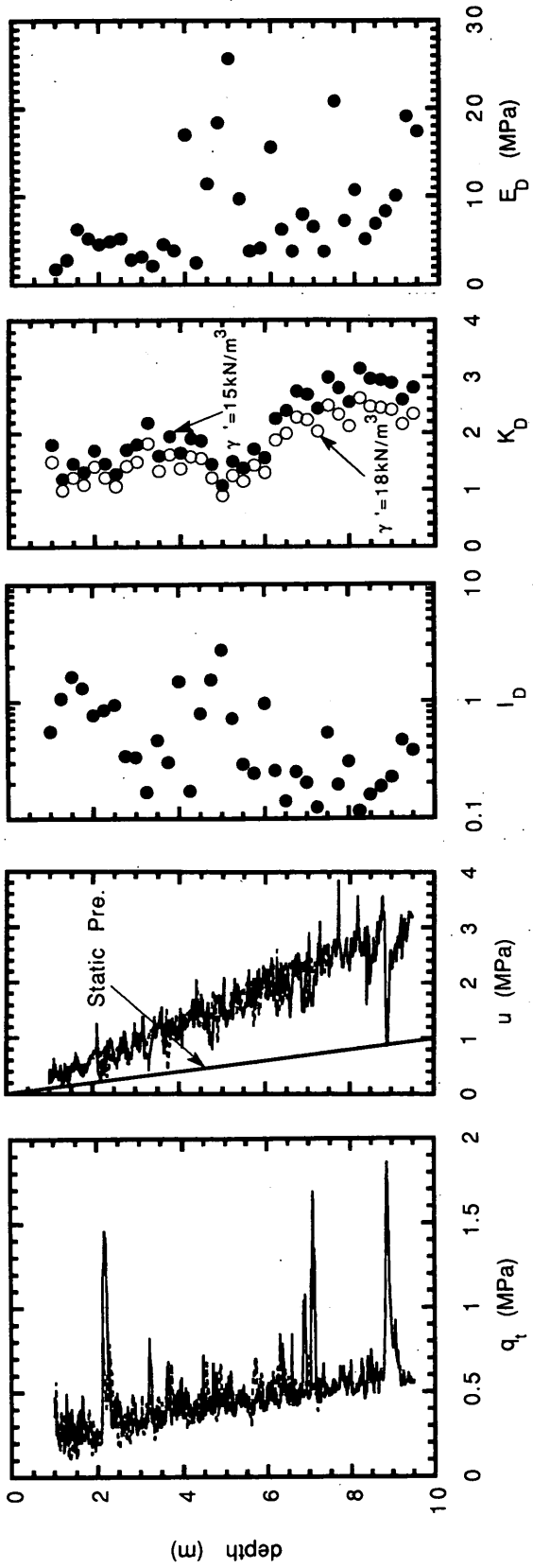






A-8 中城湾





港湾技研資料 No. 837

1996. 6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 あんざい

Published by the Port and Harbour Research Institute  
Nagase, Yokosuka, Japan

Copyright © (1996) by P.H.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.H.R.I

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。