

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1068 December 2003

地盤の調査方法が沿岸域に分布する
土の物性評価に与える影響の研究

田 中 政 典

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan



目 次

要 旨	4
1. 序論	4
1.1 研究の目的と背景	4
1.2 本論文の構成	5
2. 軟弱地盤の調査手法に関する既往の研究	7
2.1 概説	7
2.2 サンプリング方法に関する既往の研究	9
2.3 原位置試験と適用性に関する既往の研究	15
2.4 本章のまとめ	20
3. 沿岸域に分布する地盤の特徴	23
3.1 概説	23
3.2 試験方法と試料作製方法	23
3.3 堆積環境が地盤の工学的性質に及ぼす影響	24
3.4 本章のまとめ	31
4. 調査方法が地盤のせん断強さに及ぼす影響	32
4.1 概説	32
4.2 試験方法	32
4.3 サンプリング方法の違いがせん断強さに及ぼす影響	33
4.4 ボーリング方法の違いがせん断強さに及ぼす影響	44
4.5 本章のまとめ	46
5. 室内試験によるせん断強さの評価	47
5.1 概説	47
5.2 一軸圧縮試験の適用性に関する研究	47
5.3 一軸圧縮試験に代わる室内試験方法	65
5.4 本章のまとめ	68
6. 沿岸域の地盤特性に適した地盤調査方法	71
6.1 概説	71
6.2 改良地盤	71
6.3 特殊な軟弱地盤	91
6.4 本章のまとめ	99
7. 結論	102
謝 辞	104

The Effect of Site Investigation Methods on the Evaluation for the Material Properties of Soils distributed in Coastal Areas

Masanori TANAKA*

Synopsis

This paper has reviewed the soil sampling techniques for the ground of coastal areas, to comprehend the position of Japanese sampling technology on a global basis. It was also carried out to establish the appropriate testing procedures for the laboratory and the in-situ test to minimize the disturbance effect from soil sampling.

In the meantime, the typical soil behaviors of Japanese clays which are difficult to explain with the conventional effective stress concepts such as soil cementation and aging effect, was attempted to be quantitatively investigated by the interactive approach of soil microstructures and Diatom Microfossils which is abundantly found in Japanese clayey soils. In addition, through the case studies on the four ground conditions such as intermediate soil, clay with finger coral, soils improved by sand compaction, and coal ash treated soil, their engineering characteristics and the applicability of unconfined compression test and in-situ test were investigated in this study.

Key Words : sampling , In - situ test, shear strength, soft ground

* Senior Research Engineer, Geotechnical and Structural Engineering Department
Port and Airport Research Institute, 3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan
Phone : +81-46-844-5053 Fax : +81-46-844-4577 e-mail : tanakam@pari.go.jp

地盤の調査方法が沿岸域に分布する土の物性評価 に与える影響の研究

田中 政典*

要 旨

本論文は沿岸域におけるサンプリング技術を概観し、我が国のサンプリング技術が世界的に見てどのような位置にあるのか考察し、試料採取に伴う乱れの影響を受けにくい試験方法や原位置試験について検討を行っている。また、地盤のセメンテーションや年代効果など通常の有効応力の概念では説明できない現象を、我が国の粘性土地盤に含まれる珪藻に着目して、土の微視構造と珪藻含有量定量的な観点から検討を行った。さらに、本論文では中間土地盤、さんご礫混じり粘土地盤、サンドコンパクション改良地盤および石炭灰による改良地盤の4種類の地盤についてケーススタディーを行って工学的な地盤特性と一軸圧縮試験や原位置試験の適用性について考察した。

キーワード：サンプリング，原位置試験，せん断強さ，軟弱地盤

* 地盤・構造部 主任研究官

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所

電話：046-844-5053 Fax：046-844-4577 e-mail: tanakam@pari.go.jp

第1章 序論

1.1 研究の目的と背景

多くの土木技術者は構造物を設計する上で、「地盤調査は非常に重要で、地盤調査が設計の基本である」ことを強調する。しかしながら、日常業務における地盤調査の多くはおざなりで、調査の目的や施工中に問題となる事象についてはほとんど考慮されずに発注されている。そして、設計者はできあがった地盤調査報告書を十分吟味せずに、報告書に書かれている数値をそのまま使って設計を行うことが多い。すなわち、設計における非排水せん断強さは軟弱な粘性土地盤では一軸圧縮試験、その他の地盤では標準貫入試験から求められる。また、コンピュータの発達に伴って数値解析が盛んに行われるようになってきているが、その計算に使用される諸定数は50年前とほとんど変わっていないボーリング・サンプリングから得られた値である。最新の解析技術もその結果は曖昧な入力定数に支配されており、精度の高い入力定数が望まれる。この解析技術とボーリング・サンプリング技術との乖離は、将来ますます大きなものになって行くものと考えられる。このような現状を踏まえ、どのような要素が地盤の非排水せん断強さを決めているのか、また、どのような調査方法を選択すれば地盤の物性を精度良く推定できるのか明らかにしておく必要がある。

軟弱地盤のせん断強さは非排水せん断強度によって決まり、我が国ではそのせん断強度を一軸圧縮強さから求める方法が一般的である。一方、北欧地域においてはベンセン断試験や電気式静的コーン貫入試験の結果から地盤の非排水せん断強さを求める方法が主流である。地盤の非排水せん断強さを求める方法は、それぞれの国や機関によって異なっており、今のところ国際的に定まったせん断強さの評価方法はない。しかしながら、欧州基準化機構 (CEN) では、限界状態設計法の導入に伴い、地盤調査と室内試験方法に関しても基準化の動きが見られる。CENによってこの基準が採択されると、この基準が国際基準化機構 (ISO) に採用される可能性が高く、我が国への影響は計り知れないほど大きなものになると考えられる。また、地盤の堆積環境を考えれば、我が国の沿岸域に分布する地盤は火山の噴火による降灰、北欧地域の地盤は氷河の影響を強く受けており、これらの地域の土の工学的性質は大きく異なることが予測される。このため、本論文では世界各地で行われている地盤調査方法を概観し、地盤物性の評価方法について我が国のものと比較検討を行う。また、我が国の沿岸域の地盤には珪藻遺骸 (珪藻) が多く含まれており、地盤の堆積環境

を把握する上で重要な構成要因となっている。このため、珪藻の含有量が地盤の工学的性質に与える影響について考察を行う。

地盤物性を評価する一つの方法として、地中から試料を採取して物理試験や力学試験を行い、その結果から地盤の評価を行う方法がある。我が国では軟弱地盤を対象としたサンプリングは、固定ピストン式シンウォールサンプラーによる試料採取方法が一般的に用いられる。しかしながら、世界的な観点から捉えると我が国で用いられて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採取方法は一般的な方法とは言えない。世界的にはシェルビーチューブと呼ばれる、ピストンを持たない茶筒のような単純な円筒状のサンプラーが多く用いられている。また、軟弱地盤の非排水せん断強さを一軸圧縮試験から求める国は少なく、多くの国では三軸試験から非排水せん断強さを求めている。このように、土のサンプリングや試験方法は世界各地で異なっているため、国際会議や海外工事において非排水せん断強さが表記されていても、その試料がどのようにして採取されたものなのか、また、どのように非排水せん断強さを求めたのか、その内容をよく検討する必要がある。そこで本論文では、アメリカ、イギリス、ノルウェーおよびカナダから5種類のサンプラーを選び出し、我が国の固定ピストン式シンウォールサンプラーから得られた試料との品質の違いについて比較検討を行った。また、ボーリング方法の違いが採取された試料の品質に与える影響についても検討を行った。しかしながら、諸外国で一軸圧縮試験があまり用いられないという事実は、一軸圧縮試験は試験方法が容易ではあるが、適用条件やせん断条件が不明確であるということと大きく関係しているものと考えられる。このため、本論文では一軸圧縮試験の根拠と適用性について検討を行い、適用性に問題のある場合には代替試験方法の検討を行った。

地盤物性を評価するもう一つの方法として、北欧地域を中心に実施されている原位置試験がある。試料を地中から採取する方法では、どのように慎重なサンプリングを行ったとしても、応力解放の影響を避けて通ることはできない。北欧や北米地域では、氷河の後退によって岩が削り取られ堆積した地盤や数百 m にも及ぶ氷河が地球の温暖化によって消滅したことによって、地盤が今も隆起を続けている地方が随所に見受けられる。このような地盤でサンプリングを行うと、そのせん断強さは、試料の応力解放や乱れの影響によって原位置試験であるベンセン断強さ等よりもかなり小さくなるのが、以前から知られていた (Cadling & Odenstad, 1950)。このよう

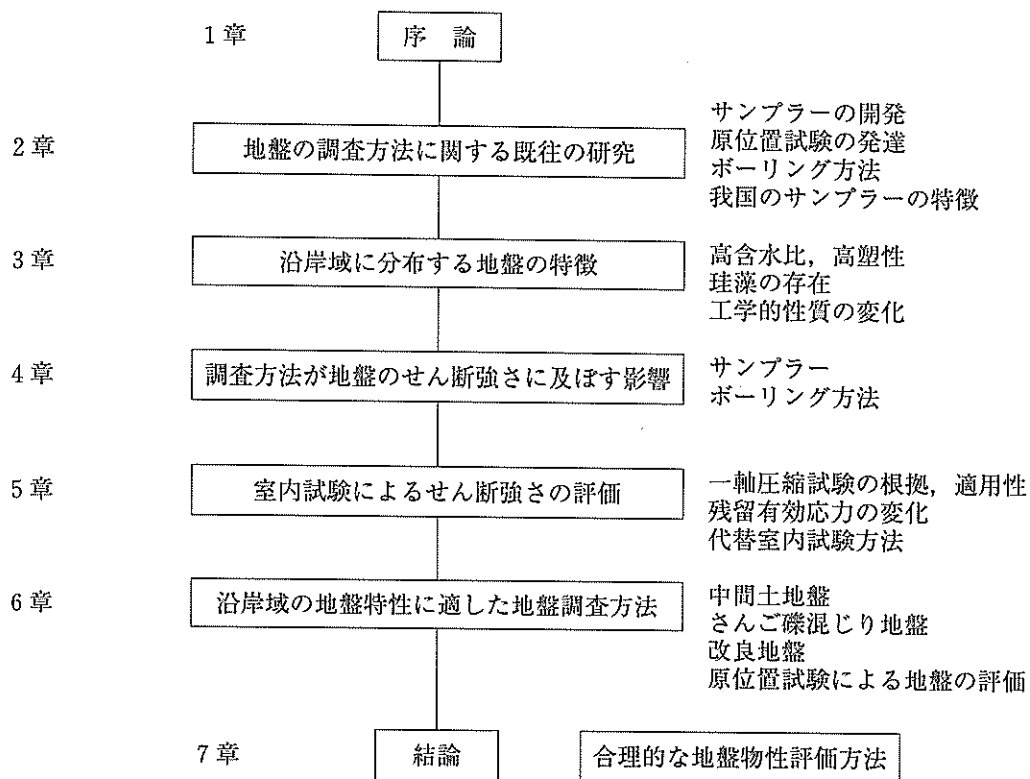


図1.1 本論文の構成

なことから北欧を中心として原位置試験が盛んに行われるようになった。さらに、CENが提案している基準によれば、地盤調査方法に現場ベーンせん断試験(FVT)、電気式静的コーン貫入試験(CPT)、ダイラトメーター試験(DMT)等の原位置試験を規定している。本論文では代表的な原位置試験であるFVT, CPTおよびDMTを行い、サンプリング試料との比較を行った。さらに、中間土地盤、さんご礫混じり地盤、サンドコンパクション改良地盤および石炭灰による改良地盤に対して、原位置試験を実施し、それらの地盤への適用性について考察した。

一方、地盤の評価を通常の力学試験のみで評価しようとするセメンテーションや年代効果など通常の有効応力の概念を基礎とした土質工学では説明できない現象に直面する。近年、走査型電子顕微鏡(SEM)の普及によって、土の微視構造を手軽に観察することが可能となった。最近の研究によって、我が国の海成粘性土地盤には珪藻遺骸が多く含まれており、この珪藻含有量が土の工学的性質に影響を与えることがわかってきた(田中・Locat, 1998; Shiwakoti *et al.*, 1998)。その後、Shiwakoti *et al.* (2002)は、カオリン粘土およびシンガポール粘土に珪藻含有量を変化させた試料を作製して、一面せん断強さや透水係数について試験を行い、珪藻含有率によって土の工学的性質が大きく変化することを示した。しか

しながら、珪藻含有量が土の工学的性質に与える影響についての研究は未だ少なく、未解明の点が多い。このため、珪藻を含有した粘性土が多い我が国では、珪藻含有量が土の力学特性に及ぼす影響について、定量的な観点から解明を試みることはきわめて重要であると考えられる。このため、粘性土に珪藻を混合した混合土を作製して、珪藻含有量が土の非排水せん断強さに与える影響を検討する。

1.2 本論文の構成

本論文は沿岸域におけるサンプリング技術を概観し、我が国のサンプリング技術が世界的に見てどのような位置にあるのかを考察し、乱れの影響を受けにくい試験方法や原位置試験について検討を行っている。また、中間土地盤、さんご礫混じり粘土地盤、サンドコンパクション改良地盤および石炭灰による改良地盤の4種類の地盤についてケーススタディーを行って工学的な地盤特性と一軸圧縮試験や原位置試験の適用性について考察した。さらに、珪藻の有無によって軟弱地盤の工学的性質がどの程度影響を受けるのか定量的に検討を行った。本論文の全体構成を図1.1に示す。

第1章では、研究の動機として地盤の物性を正確に把握することの必要性を述べ、その目的と背景、本論文の構成を述べる。

第2章ではサンプリング技術の発展の歴史と現在使われている世界の代表的なサンプリング方法および我が国のサンプリング方法を概観する。また、軟弱地盤を対象として多く用いられるFVT, CPTおよびDMTなどの原位置試験について既往の研究成果などを述べる。

第3章では軟弱地盤に珪藻が含まれることによる工学的性質の変化を考察する。我が国の海成粘性土は北欧地域の粘性土と比較して自然含水比や液性限界が大きいことが知られている。これは我が国の粘性土には珪藻が多く含まれていることが原因の一つと考えられる。そこで、珪藻含有量が地盤の工学的性質に与える影響について各種力学試験の実施および検討を行い、珪藻含有量の違いによる物理特性とせん断特性の変化傾向を取りまとめている。この結果、珪藻含有率量が増加することによって、残留有効応力(サクション)や一軸圧縮強さは大きく低下することが明らかになった。また、珪藻を多量に含む試料であっても、拘束圧を受けていれば非排水せん断強さはそれほど大きな影響を受けないことを示し、設計に際しては適切な試験方法を選定することの重要性を指摘した。

第4章では地盤の調査方法が非排水せん断強さに及ぼす影響について考察する。諸外国で行われているボーリングおよびサンプリング方法の違いと我が国のものとの比較を行い、そこから得られる試料のせん断強さの違いを論ずる。さらに、サンプラーの刃先角度や採取試料長がせん断強さに与える影響および追切りの影響がせん断強さに与える影響について考察する。我が国のサンプリング方法によって得られた非排水せん断強さは、世界的に優れていると認められているサンプリング方法とほぼ同等であることを示し、世界における我が国のサンプリング技術の位置づけを明らかにした。

第5章では、沿岸域の設計で用いられる非排水せん断強さを求めるための一軸圧縮試験の適用性に関する分析を行い、一軸圧縮試験の問題点の抽出を行う。自然試料と再圧密試料とを使って、現象の解明と問題点解決のための試験方法を考察する。主に残留有効応力と一軸圧縮

強さから一軸圧縮試験の適用性について述べる。次に、これらの試験から適切に地盤を評価できない事例を取り上げ、一軸圧縮試験に代わる試験方法を考察する。一軸圧縮強さは残留有効応力と密接な関係にあり、残留有効応力を保持できない土に対しては、有効拘束圧を加え残留有効応力を補う必要のあることを指摘した。また、残留有効応力を土の微視構造の観点から考察を行い、一軸圧縮強さの補正方法を検討した。

第6章では、サンドコンパクションと石炭灰による改良地盤や中間土およびさんご礫地盤のような特殊な地盤に対して第2～5章で述べたサンプリングと原位置試験とを実際の地盤に適用し、試験方法の適用性と問題点を論ずる。原位置試験としてCPTとDMTを取り上げ、沿岸域での適用性について考察する。この結果、特殊な地盤の評価は原位置試験が最も有力ではあるが、一軸圧縮試験等の室内試験も参考にして総合的に判断する必要があることが明らかになった。

第7章では第2～6章で得られた知見を整理し述べる。我が国の軟弱地盤の特徴とその工学的性質、一軸圧縮試験の問題点とこれに代わる室内試験および原位置試験に関する研究成果をもとに得られた結論を述べる。

参考文献

- Cadling, L. and Odenstad, S. (1950) : The vane borer -An apparatus for determining the shear strength of clay soils directly in the ground-, Royal Swedish Geotechnical Institute, Proceedings No. 2, pp.7-17.
- Shiwakoti, D. R., Tanaka, H. and Mishima, O. (1998) : Some peculiar characteristics of Diatomite- Kaolin mixture, 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp.421-422.
- Shiwakoti, D. R., Tanaka, H., Tanaka, M. and Locat, J.(2002) : Influences of diatom microfossils on engineering properties of soils, Soils and Foundations, Vol.42, No.3, pp.1-17.
- 田中洋行, Locat, J. (1998) : 塑性指数に関する再考察, 土と基礎, 第46巻, 4号, pp.9-12.

第2章 軟弱地盤の調査方法に関する既往の研究

2.1 概説

軟弱地盤の調査手法については、地中から試料を採取して物理試験や一軸圧縮試験などの室内試験を行い、その結果から地盤を評価する方法とFVTやCPTなどの原位置試験によって地盤を評価する方法とがある。

地中から試料を採取して地盤を評価する方法は、一般に、サンプリングと呼ばれており、世界各地で異なったサンプラーやサンプリング方法によって試料が採取されている。アジアの多く地域ではウォッシュボーリングとシェルビーチューブを用いて行われる試料採取方法が採用されている。また、世界的にみて試料採取に対する基準等はほとんど定められていない。一方、我が国ではロータリー式ボーリングと固定ピストン式シンウォールサンプラーとを組み合わせたサンプリングが主流である。我が国の土の採取方法は1952年にアメリカから持ち込まれた固定ピストン式シンウォールサンプラーが原型であり、以後多くの実験と改良が加えられ、地盤工学会基準JGS 1221「固定ピストン式シンウォールサンプラーによる乱さない試料の採取方法」として厳密に定められている(地盤工学会, 1995)。このように、多くのサンプリング方法が世界的に存在するという事は、これによって得られた試料の土質試験結果は、サンプラーの構造やサンプリング技術によって大きく左右されることが想像される。このため、異なった種々のサンプラーから得られた試料の品質について土質定数等を比較検討しておくことは、非常に重要であると考えられる。

異なったサンプラーから得られた試料の品質評価に関する研究は古く、1940年代から1950年代におけるJakobson (1954)やKallstenius (1958)をはじめとするスウェーデン王立地盤工学研究所によるものやアメリカのW. E. S. (Waterways Experiment Station)のHvorslev (1949)の研究が特に有名である。我が国においては、1960年代の藤下・松本ら(1966)による一連の研究が挙げられる。最近では、Hight et al. (1992)を中心としたグループが異なったサンプラーから得られた粘土試料の乱れに関する研究を行っている。これらの報告から、いずれもサンプラーやその構造の違いによって地盤のせん断強さに大きな差のあることが指摘されている。

地中から試料を採取する方法では、原位置における拘束圧解放の影響が避けられず、また、サンプリング方法による試料の乱れの程度はそれぞれ異なっている。このため、応力解放やサンプリングの乱れの影響を無視できるFVT、CPTやDMT等の原位置試験が開発されてい

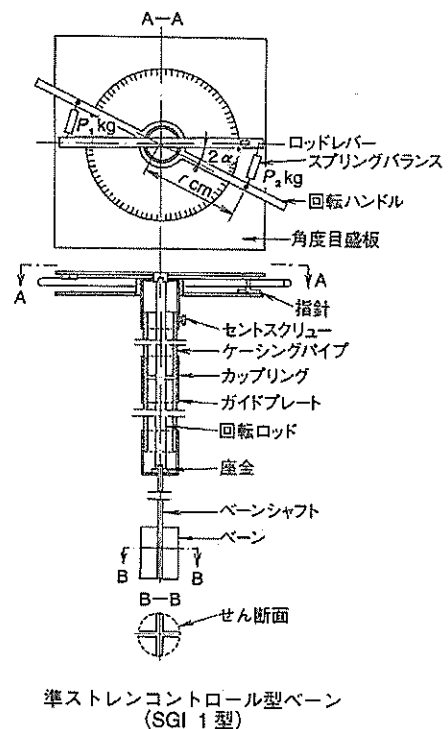


図2.1 ベーンせん断試験機の原型 (出典 Cadling & Odenstad, 1950)

る。これらの試験の他、原位置試験には標準貫入試験、孔内水平載荷試験等多数の方法が提案されているが、本論文では沿岸域の軟弱地盤における調査事例があり、筆者が実際に現場で使用したFVT、CPTおよびDMTについて述べる。

FVTの原型はスウェーデンで開発され1940年代後半から一般に使用されるようになった(Cadling & Odenstad, 1950)。現場ベーンせん断試験より求められる地盤のせん断強さ(τ_f)は図2.1に示すように、ベーンの軸から一定の距離に設置されたバネ秤で力を測り、この距離と力からトルクを求め、羽根の大きさや形状から求められる。我が国へは1950年代初期に導入されたようである。我が国最初のベーン試験は齊藤によって1953年赤穂線日生駅で実施された(室町, 1983)。これは分銅載荷式(ストレスコントロール式)のものであった。1954年には稲田が恋瀬川の軟弱地盤で現在とほぼ同様な機構を持つ回転式(ストレインコントロール式)のベーン試験を実施した(室町, 1983)。海成粘性土を対象としたものでは奥村ら(1967)による一軸圧縮強さ($q_u/2$)と τ_f とを比較検討した報告がある。この報告では τ_f が $q_u/2$ より小さく現れたため、ベーンせん断試験(原位置試験)はサンプリング試料と比べると応力解放や乱れの影響を

受けないので τ_f の方が $q_u/2$ より大きくなるという考え方が否定されてしまった。同時期、柴田 (1967) はベーンせん断力の発生機構を明らかにするため、三軸室内にベーン試験機を取り付け、Cadling & Odenstad(1950) が示したベーンせん断力の計算式の適用性について検討を加えた。しかしながら、その後、軟弱地盤のせん断強さを求める方法がサンプリングに偏ってしまったため、しばらくベーンに関する特筆すべき研究は見られなかった。また、 τ_f の発現機構の継続的な研究がなされなかったため、 τ_f が $q_u/2$ より小さく現れることへの矛盾を解決できず、我が国では現場ベーン試験があまり利用されなかった。しかしながら、半沢 (1990) は τ_f が小さくなる理由の一つとして、ベーンを所定の位置にセットするまでの手順の違いによって τ_f が異なることを指摘した。FVT は一般に、所定の孔径で所定の深度となるまでボーリングを行い、続いてベーンを押し込むボアホール式が主流であった。これに対して半沢はさや管に入ったベーンを所定の深さまで押し込む押し込み式を主張し、ボアホール式と押し込み式の τ_f の比較を行った。この結果、押し込み式の方がボアホール式よりも大きな τ_f を与えることを示した。さらに、田中・田中 (1994) は我が国の粘性土は塑性指数の大小によって τ_f は変わらないことを示し、北欧に堆積している地盤の τ_f データとは根本的に異なることを示し、FVT の適用条件が明らかになってきた。

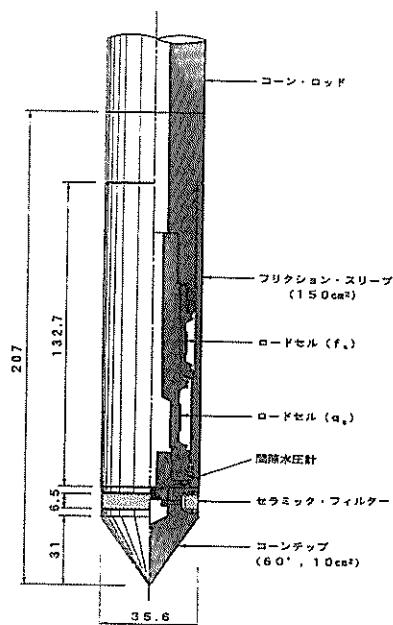


図2.2 電気式静的コーン貫入試験機 (出典 室町ら, 1981)

CPTの原型、オランダ式二重管コーン貫入試験機(ダッチコーン)は1932年、Barensten (1936)によってオランダで開発され、これが世界に広く普及した。続いて Begemann (1953)は、先端抵抗と周面摩擦を分離して測定できるコーン貫入試験機を考案し、周面摩擦と先端抵抗との比から、土質が分類できることを示した。1965年に先端抵抗と周面摩擦が計測できる電気式静的コーンがオランダで開発された(De Ruiter, 1971)。その後、コーンの断面積や間隙水圧計の位置やフリクションスリーブに関する研究が行われ、現在のような電気式静的コーンとなった。CPTの構造の例を図2.2に示す。

コーン貫入試験にはコーンペネトロメーターとオランダ式二重管コーン貫入試験機を使用した試験も含まれるが、沿岸域での適用事例がないことから本論文ではコーン貫入試験としてCPTのみを取り扱うこととした。

オランダ式二重管コーン貫入試験機が我が国に導入されたのは1956年である。Begemannによって我が国に紹介され、四日市の石油精製施設で使用された(森田, 1956)。また、オランダ式二重管コーン貫入試験機導入の初期の研究として、Begemannのコーンを使用した八郎潟の干拓工事(手島ら, 1956)への適用がある。当時、ヨーロッパではオランダ式二重管コーン貫入試験機は、杭長を決めるために使用されていたが、我が国では地盤のせん断強さや地層分類のため用いられることになった。これは室町(1955)がコーンペネトロメーターを用いて、コーン先端抵抗とせん断強さの関係や土質分類を行っていたことに影響されたものと考えられる。その後、計測技術の発達に伴い、1970年代初めには先端抵抗と周面摩擦あるいは先端抵抗と間隙水圧の計測できる(これは、一般にピエゾコーンといわれる)電気式静的コーンが登場した。1980年頃にはFugroコーンを改良して現在のような先端抵抗、周面摩擦および間隙水圧の計測できるコーン、CPTが誕生した。

CPTは室町ら(1981)によって我が国に紹介され千葉県幕張でその適用性が検討された。沿岸域の地盤を対象としたCPTによる調査は松本・堀江(1980)、小林ら(1987)や田中ら(1992)の報告等がある。松本・堀江は軟弱地盤にコーンを適用する際、ロードセルの容量を切り替えることによって測定精度を上げようと試みた。この時のCPTのコーンは断面積20cm²、先端角度は60°であり、先端抵抗のみ測定が可能であった。小林ら(1987)は現在とほぼ同じ構造のCPTを使用し、間隙水圧測定的重要性を指摘した。田中ら(1992)は我が国の7箇所の海成粘性土地盤を対象としてCPTを行い、我が国のコーン係数 N_{kt} が8~16であることを示した。

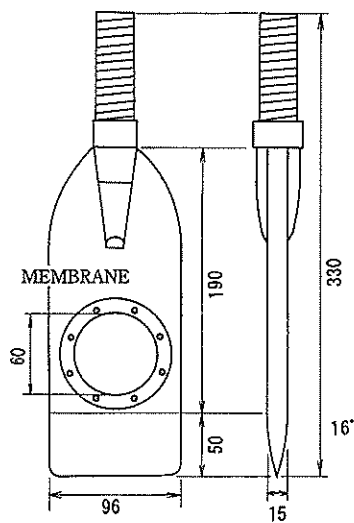


図2.3 ダイラトメーター試験機

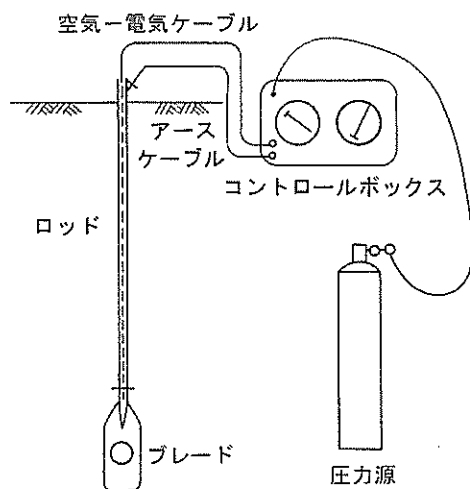


図2.4 ダイラトメーター試験構成図

CPTは多くの現場で調査実績を挙げてきているが、我が国においては設計強度の決定手法がヨーロッパとは異なっているため、CPTから得られた値を基に直接設計を行うことのできない環境にある。また、CPTは製作した会社によって、間隙水圧計の位置や摩擦力の測定機構等がわずかながら異なるので、間隙水圧や摩擦力の値にばらつきが見られる（地盤工学会電気式コーン貫入試験ワーキンググループ、1993）。CPTの実用化には設計基準の見直しやCPTの構造を厳しく定め測定値のばらつきを小さくする工夫が不可欠である。さらに、近年ではRobetson & Fear (1995)などはCPT結果を利用

して地盤の液状化判定予測法の提案を行っている。

DMTはイタリアのMarchetti (1980)によって考案されたもので、この装置から得られる値によって地盤の物性を知ることができる。DMTブレードを図2.3に、測定システムを図2.4に示す。本試験は、図2.3に示すDMTブレードを地盤中に押し込み、ブレードにある鋼製のメンブレンを膨張させ、地盤を水平方向に押す圧力を測る試験である。載荷圧力は、図2.4に示すコントロールボックスによって測定される。圧力源には窒素ガス14MPa程度のもが使用される。DMTは指標試験であり、この測定結果とサンプリング結果とを比較することによって精度の高い地盤情報が得られる。また、DMTは開発以来ほとんど改良が加えられていないので、CPTのような開発会社によるバラツキをほとんど考慮する必要はない。

我が国へは岩崎ら (1988)によって紹介され、わが国の自然堆積地盤への適用性に関する研究がなされた。沿岸域においても1993年からDMTに関する本格的な研究がなされ、粘性土地盤（田中ら、1994）、さんご礫混じり地盤（田中ら、1995）、砂地盤（田中ら、1997）、中間土地盤（田中ら、1998）や粒状材（田中ら、1999）あるいは改良地盤（田中ら、2000；田中・田中、2002）においてDMTが実施され地盤特性に関する研究が行われた。

DMTは取り扱いが比較的簡単であり、個人の読み取り誤差が少なく再現性の高い試験で、幅広い土質への適用が可能である。DMTはCENの地盤調査方法にも基準化される予定であり、今後我が国においても適用事例が増加して行くものと考えられる。

2.2 サンプリング方法に関する既往の研究

2.2.1 サンプラーに関する研究

ピストンサンプラーは、粘性土地盤を対象としたものとして1925年スウェーデンのOlssonによって考案された。Olssonサンプラーの構造を図2.5に示す(Hvorslev, 1949)。サンプラーの内径は42.5mm、長さ788mm、採取試料長は640mmであった。当時のピストンサンプラーを使用した試料採取におけるボーリングは、ディスプレイメントボーリングによって行われており、所定の深さまではハンマー等によって打ち込まれていた。ピストンは、ケーシングチューブに固定される方法が多く取られていた。1933年には、同じくスウェーデンのPetterssonによってコアチューブバレルが二重管になっているコンポジットサンプラーが作られた。1947年には、Kjellman & Kallsteniusによって軟弱な粘土地盤の連続サンプリングの可能なフォイルサンプラーが開発された

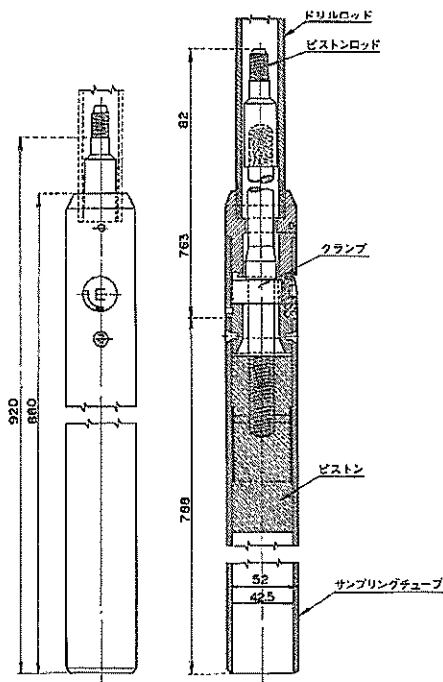


図2.5 Olsson サンプラー (出典 Hvorslev, 1949)

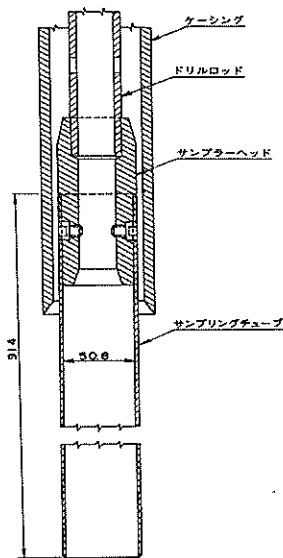


図2.6 Mohr のサンプラー (出典 Hvorslev, 1949)

(Kjellman & Kallstenius, 1950). スウェーデンにおけるいずれのサンプラーも断面積比 $(\{(外径)^2 - (内径)^2\} / (内径)^2 \times 100\%)$ の大きなものであった。これに対して Hvorslev は、試料の乱れを少なくするためには、断面積比を小さくする必要があることを提唱した。これには薄肉チューブを製造できる製鋼技術の向上も寄与したも

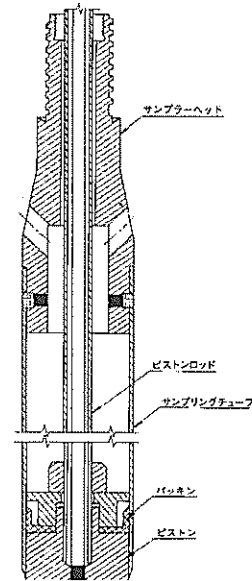


図2.7 Hvorslev のサンプラー (出典 Hvorslev, 1949)

のと考えられる。アメリカでは、1936年 Mohr によって図2.6に示すようなシンウォールサンプラーが紹介された (Hvorslev, 1949)。サンプラーの内径は 50.8mm (2in)、サンプラー長は 838.2mm (33in) である。これは、現在のシェルビュースンプラーや我國の固定ピストン式シンウォールサンプラーの原型となるものである。この後、アメリカのサンプリング委員会は、乱さない試料の採取を目的として、固定ピストンの機能を持った Olsson サンプラーと Mohr の薄肉サンプラーの利点を合わせ持ったサンプラーを開発した。この結果、現在でも使われている固定ピストン式シンウォールサンプラーが生まれた。代表的なサンプラーとして Hvorslev のサンプラーを図2.7に示す。このサンプラーでは、試料採取後、ピストンを取り外す際に生ずるサクションによる試料の乱れの影響を小さくするために負圧解放機構 (Vacuum breaker) が取り付けられている。この機構は、わずかながら形は変わってはいるものの現在でもすべてのピストンサンプラーに受け継がれている。

乱さない試料を採取するためには断面積比を小さくしなければならないという考え方は、ノルウェー地盤工学研究所 (Norwegian Geotechnical Institute) にも受け入れられ、1952年に Hvorslev のピストンサンプラーを基本として NGI サンプラーが生まれた。また、この1952年には、Osterberg により水圧式ピストンサンプラーが考案された。日常よく使用される標準貫入試験用サンプラーの原型となるサンプラーは、1930年にアメリカの Porter

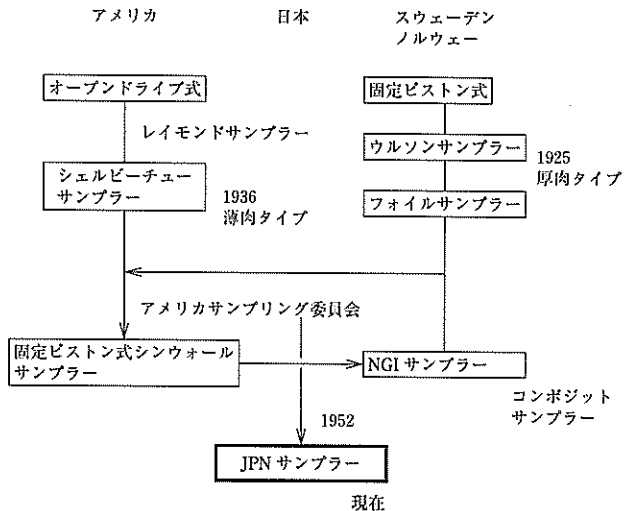


図2.8 サンプラーの開発経緯

によって考案され、Raymondにより改良が加えられ現在に至っている。

以上述べたサンプラーの開発の流れを図2.8に示す。

一方、我が国では、運輸省港湾局技術研究課時代の1949年に、当時ようやく整備されたボーリングマシンやサンプラーの実用性を試すための現地実験が横須賀市長浦海岸壁において行われた。ボーリングはパーカッション式ボーリングによって行い、サンプラーは厚肉のダブルコアチューブを使用した。使用したサンプラーの詳細な図面は残っていないが、当時のダブルコアチューブサンプラーの一例を図2.9に示す(当山, 1965)。このダブルコアチューブサンプラーは、三重錐心管とも呼ばれるもので、内径は10cmであり、深さ50mまで試料採取が可能であった。錐冠は現在でいうメタルクラウン、球軸承はスイベル、錐心管継手はサンプラーヘッド、錐心管はサンプリングチューブに相当する。このサンプラーは現在のデニソンサンプラーと構造が非常によく似ている。しかし、このサンプラーでは試料採取の際、試料に乱れが生ずること、連続した試料が得にくいことなどの欠点があった。このため、厚肉の内管の代わりにトタン板で薄肉の内管を製作するなどの工夫がなされた。

1952年には、横浜港高島3号栈橋の土質調査工事において、本格的なピストン付きサンプラーが試作され実用に供された。この建設工事では、海底地盤が非常に軟弱であったこと、急速施工を行わなければならないことなどにより構造物の安定性、施工性などに多くの問題を抱えていた。石井はこの調査において、地盤のせん断強さを一軸圧縮強さ(q_u)の半分とする q_u 法を初めて採用した。しかしながら、この概念を導入するためには新しいシンウォールサンプラー(固定ピストン式シンウォール

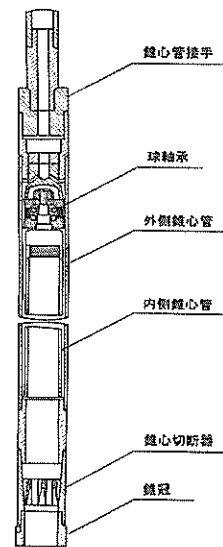


図2.9 二重錐心管(出典 当山, 1965)

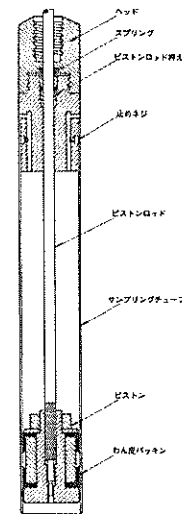


図2.10 初期のシンウォールサンプラー(出典 地質調査所技術部試錐課編, 1968)

ルサンプラー)を開発する必要があった(石井, 1959)。この固定ピストン式シンウォールサンプラーによって、石井らは粘性土地盤の乱さない試料の採取に成功した。この時使用した固定ピストン式シンウォールサンプラーの図面も残っていないが文献などから図2.10であったと推察される(通産省地質調査所技術部試錐課編, 1968)。これはピストン部のパッキングを除けば、現在の固定ピストン式シンウォールサンプラーとほぼ同様な構造である。

この q_u 法を設計に採用したことは以後、我が国の軟弱な地盤のせん断強さの評価方法に大きな影響を与えることになる。

1958年にサンプリング技術の研究と普及を目的として、土質工学会（現地盤工学会）にサンプリング委員会が設置された。1964年には、それまでの研究結果を総括した土のサンプリング指針が作成された。さらに、その後の研究成果を踏まえ基準化が図られてきた結果、我が国の軟弱地盤における土の試料採取方法が厳しく定められることになった。

2.2.2 世界の代表的なサンプリング方法

サンプリングとは、サンプラーなどを利用して目的にあった土試料を採取することをいう。土のサンプリングではある深さの試料採取を対象とすることが多いので、ボーリングなどによって所定の深さまで地盤を削孔する必要がある。そこで、まずボーリングについて述べる。一般に、ボーリングは地盤の成層状態や土の種類を知るために行われる。また、ボーリングはボーリング孔を利用して実施されるサンプリング、標準貫入試験や現場ベンセン断試験などに、所定の孔を提供することも目的としている。

土のサンプリング方法にはサンプラーを所定の位置に降下させる方法としてプレボーリング方式（PB）、ディスプレイスメント方式の二方式がある。PBはサンプリングを行う深さまであらかじめコアチューブやケーシングパイプによって削孔し、サンプリングなどに必要な孔底を提供する方法で図2.11にその概要を示す。PBはボーリング孔を削孔する方法によって、さらにロータリー式

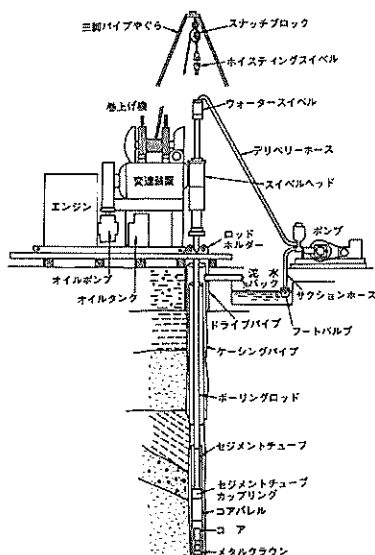


図2.11 ロータリー式ボーリング

ボーリングで行う方法(RB)とウォッシュボーリングで行う方法(WB)とに分けられる。RBはロッドの先端につけたビットを回転させることによって、地盤を破碎して掘進する。破碎された切り屑は、清水などの循環水によって孔外に排出される。なお、RBによるサンプリングは2.2.3我が国のサンプリング方法で詳しく述べる。WBは地盤の掘削をロッドの先端に取り付けたチョッピングビットを上下させることによって地盤を掘削し、循環水流によって削り屑を孔外に排出する方法である。所定の深さまで削孔を行った後、サンプラーを孔底まで降下させサンプリングを行う。ウォッシュボーリングの作業風景を図2.12に示す。ボーリングマシンは非常に小型で三本槽に取り付けられており、ロープによってビットを上下させている。ウォッシュボーリングは後述するシエルビッチューブとともにアジア地域で最も一般に行われているサンプリング方法である。



図2.12 ウォッシュボーリング

図2.13にディスプレイスメント式ボーリング（DB）の概要を示す。DBは、砲弾型のピストンがサンプラー先端にくるようピストンロッドを固定し、これを所定の深度まで強制的に押し込む方法である。所定の深度までサンプラーを押し込んだ後、ピストンロッドを解放し、サンプラーを地盤中に押し込みサンプリングを行う。ボーリングという名前は付いているものの、ボーリング作業を伴うものではなく、サンプリングの一環として行われている。北欧地域において日常的なサンプリングはこの方法によって行われる。

サンプリング方法はここに示したように、①ロータリー式ボーリングによるサンプリング、②ウォッシュボーリングによるサンプリングおよび③ディスプレイスメント

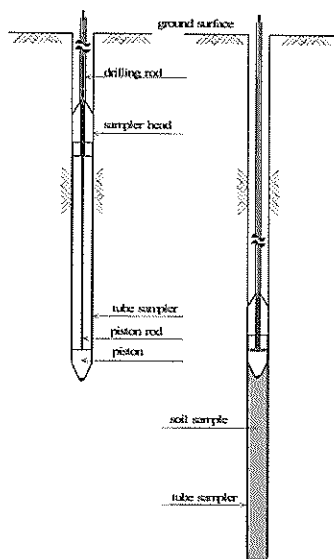


図2.13 ディスプレースメントボーリング

ボーリングによるサンプリングに分類される。アジア地域では設備や取り扱いの簡便さから、ウォッシュボーリングによるサンプリングが多く実施されている。

2.2.3 我が国のサンプリング方法

サンプリングではボーリング方法やサンプラーの選定は、採取した試料の品質の良否を左右する重要な要因となる。我が国におけるボーリングは、一般にロータリー式ボーリングで、乱さない試料の採取を目的としない場

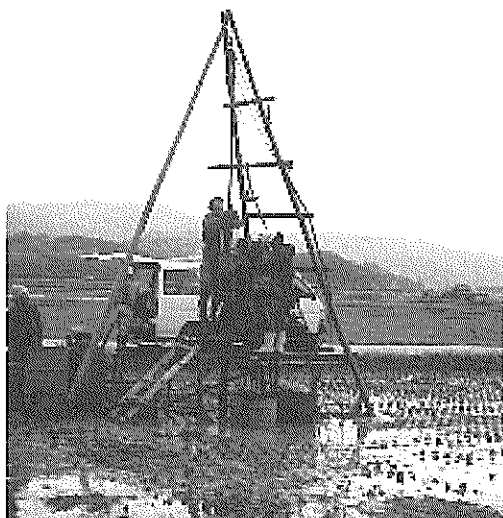


図2.14 我が国のボーリング風景

表2.1 シンウォールサンプラーの寸法

標準内径		75mm
肉厚	ステンレススチール製	1.5~2.0mm
	黄銅製	1.9~2.1mm
刃先角度		6±1°
刃先肉厚		0.2±0.05mm
標準長さ		1m
偏平度		$D_{e(max)} - D_{e(min)} < 1.5mm$

$D_{e(max)}$, $D_{e(min)}$ はそれぞれ任意の断面における最大外径と最小外径である。

合にはパーカッション式ボーリングやオーガーボーリングが実施されることもある。我が国古来の井戸掘り技術である上総掘りは、パーカッション式ボーリングの一種である。削孔時、ボーリングの掘進速度が大きい場合やボーリングポンプの圧力が過大である場合には地盤が乱され、採取された試料の品質は大きく低下する。図2.14に一般に我が国で行われているボーリング風景を示す。三本櫓、ボーリングマシンとボーリングポンプとから成

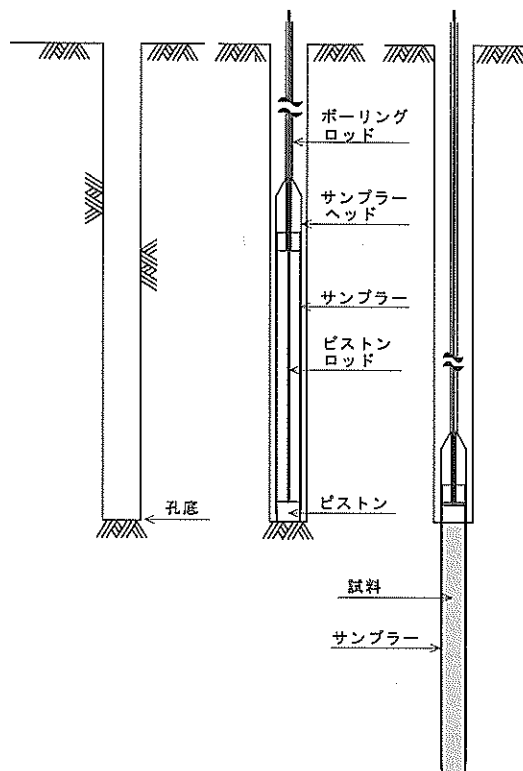


図2.15 シンウォールサンプラーによるサンプリング手順

表2.2 試料の位置と実施試験項目

	実施試験項目	備考	
(頭部→)	↑ 10cm ↓	物理試験用予備	不使用
	↑ 10cm ↓	物理試験用予備	試料採取長に関係なく、乱さない試料として取り扱わない
採取試料長 (80cm)	↑ 10cm ↓	一軸圧縮試験 圧密試験 単位体積重量試験 自然含水比試験 分類試験	試料採取長が80cm以下の場合には適宜配分を変更する 供試体成型後の残り試料は物理試験用とする 場所的に土性が異なる場合は、すべての試験は同一土性の試料について行わなければならない。
	↑ 10cm ↓	同上	
	↑ 10cm ↓	圧密試験 一軸圧密試験 単位体積重量試験 自然含水比試験 物理試験	
	↑ 10cm ↓	一軸圧密試験 単位体積重量試験 自然含水比試験 分類試験	
	↑ 10cm ↓	同上	
	↑ 5cm ↓	物理試験予備	
(←刃先)	↑ 2cm ↓		
	↑ 3cm ↓		

り、サンプリングの作業効率を高めるために、高さ1-1.5m程度のステージを設ける。ボーリングロッドの先端に取り付けたビットを回転させることによってボーリングを行い、掘り屑は清水や泥水によって孔外に排出

される。

使用するサンプラーは前述したように固定ピストン式シンウォールサンプラーである。サンプラーの形状寸法は、地盤工学会基準 JGS 1221 により、表2.1に定めら

れている。サンプリング手順を図2.15に示す。サンプリングは、ロータリー式ボーリングによって所定の深さまで掘進した後、孔底のスライムが除去されていることを確認してから、サンプラーを孔底に降下させる。エクステンションロッドを櫓に固定し、ボーリングロッドを介してボーリングマシンによってサンプラーを地盤中に押し込む。サンプラーは押し込んだ後、回転等を加えず直ちに地盤から切り離し地上に引き上げ回収する。

回収された試料は実験室に運ばれ、シンウォールチューブから取り出される。港湾調査指針（運輸省港湾局監修，1987）によれば、チューブから取り出された試料の位置と室内試験との関係を表2.2のように定めている。

なお、一般に試料を押し抜く方向は、サンプリングの時とは逆であり、刃先に近い試料の方が刃先から大きく離れた試料よりも品質はよい。本論文に使用した試料の位置は表に示されている刃先に近い試料であり、乱れの影響の少ない試料である。

我が国では、地盤調査法や港湾調査指針などのように土のサンプリングに関する決まりが厳しく定められている。これは、異なったサンプラーや採取方法によって得られた試料の土質試験結果は、サンプラーの構造やサンプリング技術によって試料の品質が大きく異なるからである。

サンプリングには乱れの少ない試料採取を目的とするものと含水比などの物理的性質を調べるための乱れていてもよい試料採取の二通りがある。地盤のせん断強さや圧密特性を知りたい場合には、固定ピストン式シンウォールサンプラーなどによって乱れの少ない試料の採取を行う必要がある。本論文では特に断らない限り、乱れの少ない試料のサンプリングをいう。

2.3 原位置試験と適用性に関する既往の研究と現状

2.3.1 現場ベーンせん断試験 (FVT)

最初のFVTはスウェーデンのOlssonによって開発され、1919年ストックホルム市内の橋梁工事で使用された。この時のベーン試験機の羽根は2枚であり、トルクレンチでトルクを測る簡単なものであった。Olssonはこの調査からベーンの回転速度が重要であることが指摘した。Olssonのベーン試験機の以前にもロッドの先端に円形の筒を設置し、回転させるときのトルクを測定して地盤のせん断強さを求める方法はあったが、本論文では羽根 (vane) を持つ形状のものをベーンせん断試験機という。このベーンせん断試験機が一般に普及し始めたのは1940年代の後半である。Cadling & Odenstad (1950) は軟弱地盤を対象として、図2.1に示すように現在とは

ほぼ同様な構造を持つベーンせん断試験機を開発した。また、FVTは押し込み時の地盤の乱れを極力小さくするため、羽根は4枚でその厚さをなるべく薄くすること、ベーン挿入時にベーンをさや管の中に格納できる押し込み式が推奨された。ベーンの形状は、高さ(H)と幅(D)との比、 $H/D=2:1$ とすること、ベーンの回転速度は $6^\circ/\text{min}$ とすることを示した。1950年にはトルクと回転角が記録される工夫がなされた。この結果、このCadling & Odenstad (1950) が開発したベーンは世界的に受け入れられた。 H/D が2:1の時のベーンせん断強さ(τ_f)は、式(2.1)によって示される。

$$\tau_f = \frac{6M}{7\pi D^3} \quad (2.1)$$

ここに、 τ_f : ベーンせん断強さ (kN/m^2)

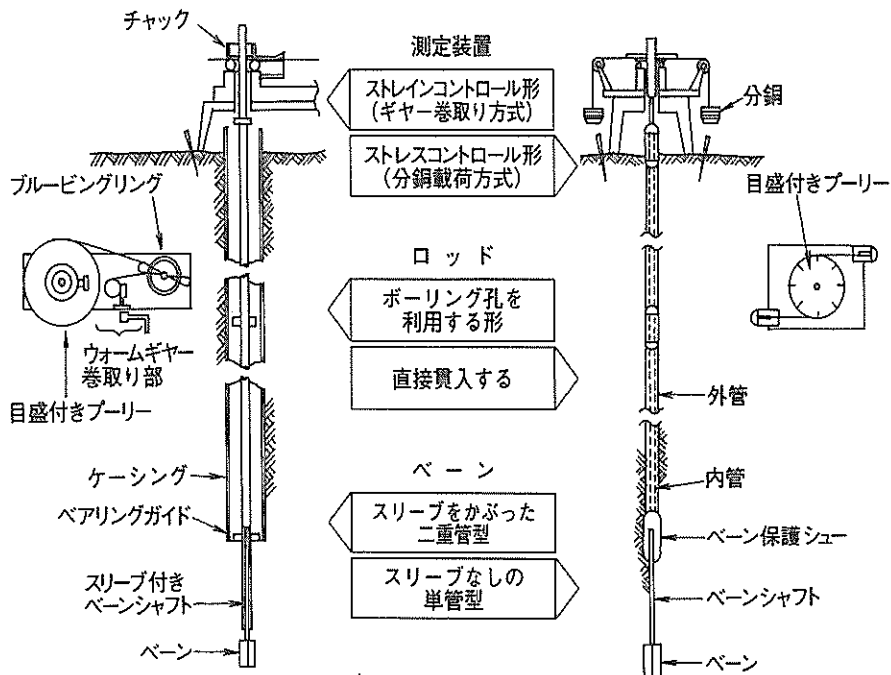
M : 測定最大トルク ($\text{kN}\cdot\text{m}$)

D : ベーンブレードの幅 (m)

その後、Brinch (1950) はノルウェーの鋭敏比100程度の quick clay にベーンせん断試験を適用し、フォールコーンや一軸圧縮試験から求まるせん断強さがベーンせん断強さより小さいことを示した。これによって、従来から問題であった北欧地域の地盤のせん断強さが深さに対して小さく現れる原因がサンプリングによる試料の乱れにあることを指摘した。

北米地域ではEden (1966) がカナダの粘土でベーンせん断試験を実施し、ベーンせん断試験の適用範囲は地盤のせん断強さが 100kPa 以下がよいことを示した。ここでも、一軸圧縮強さ($q_u/2$)が τ_f の $1/2\sim 1/3$ であることが報告された。この時期には6枚羽根のベーンも考案された。

我が国では、ベーンせん断試験機は1953年齊藤によって紹介された(室町, 1983)。その時のベーンせん断試験機は図2.16(b)に示す分銅式(ストレスコントロール)であった。ベーンへの回転力は、図2.16(b)に示すように分銅によって与えられる。これに対して稲田は図2.16(a)に示すような回転式(ストレインコントロール)の装置を用いた。ベーンへの回転は手でワイヤーを巻き取ることによって回転力を与え、回転力はテンションリングで測定される。海成粘性土を対象として奥村(1967)は、岡山県錦海湾でFVTを行った。この結果を図2.17に示すように τ_f は $q_u/2$ よりも小さく現れ、BrinchやEdenの報告とは反対の結果を得た。この報告では τ_f が $q_u/2$ より小さく現れたため、ベーンせん断試験(原位置試験)はサンプリング試料と比べると応力解放や乱れの影響を



(a) ストレインコントロール式 (b) ストレスコントロール式

図2.16 ベーンせん断試験機の種類

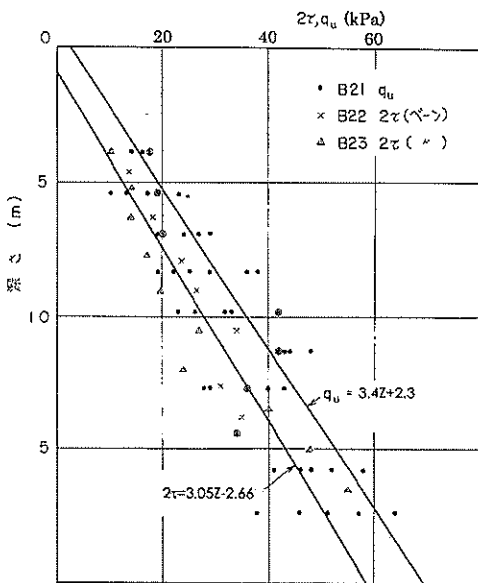


図2.17 $q_u/2$ と τ_f の比較 (奥村ら, 1967に加筆)

受けないので τ_f の方が $q_u/2$ より大きくなるという考え方が否定されてしまった。この原因としてベーン挿入時の地盤の乱れが指摘された。同時期、柴田(1967)はベーンせん断力の発生機構を明らかにするため、三軸室内にベーン試験機を取り付け、Cadling & Odenstad (1950)

が示したベーンせん断力の計算式の適用性について検討を加えた。しかしながら、その後、軟弱地盤のせん断強さを求める方法がサンプリングに偏ってしまったため、しばらくベーンに関する特筆すべき研究は見られなかった。1990年代に入って、半沢(1990)はポアホール式のFVTから得られた τ_f は、押し込み式のFVTから得られた τ_f よりも小さく、押し込み式のFVTが優れていることを指摘した(図2.18)。押し込み式の τ_f が小さく現れる理由については、半沢は技術力の違いとしているが、これはボーリングによる機械的な乱れが大きな要因と考えられる。我が国で実施されていた多くのFVTは、ポアホール式であったので、従来のベーンせん断試験結果は τ_f を小さく見積もっていた可能性がある。田中・田中(1994)は我が国の海成粘性土に対してFVTを行い、 τ_f を圧密降伏応力 (p_c) で正規化した値 (τ_f/p_c) は、図2.19に示すように I_p によらずその値は0.25~0.35にあることを示した。しかしながら、Bjerrum (1973) によれば、 τ_f/p_c 値は I_p が増加するのに従って減少する。特に、田中・田中(1994)とBjerrum(1973)との主張が大きく異なるのは、 I_p が小さい領域での τ_f/p_c 値の大きさである。これは北欧地域の地盤は氷河の後退によって、岩盤が削られて岩粉(ロックフラワー)となって堆積している低塑性地盤である。一方、我が国の低塑性粘性土は高塑性粘性土に砂が混じって生成された地盤であり、北欧

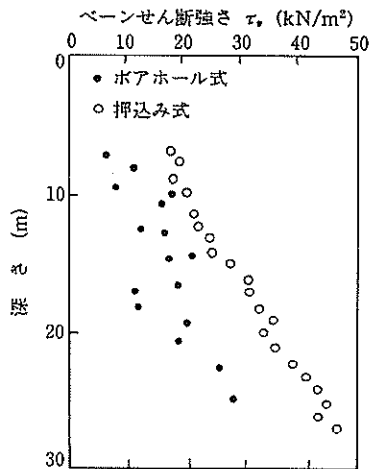


図2.18 押し込み式とボアホール式の τ_f の違い (半沢, 1990に加筆)

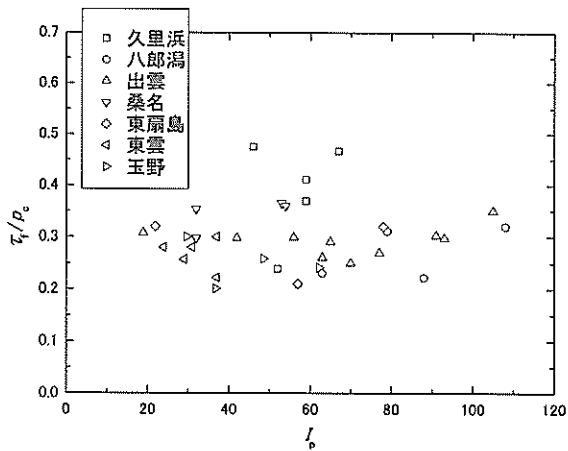


図2.19 τ_f/p_c と I_p の関係

地域の地盤とは生成過程が異なっているために、このような結果となって現れたものと考えられる。FVTは適用性や試験手法にまだ解決しなければならない問題が残ってはいるが、試験方法は簡単であり、沿岸域の軟弱粘性土地盤を対象とした試験としては適している。

2.3.2 電気式静的コーン貫入試験 (CPT)

CPTの原型はオランダ式二重管コーン貫入試験機(ダッチコーン)である。このコーンは1932年, Barensten(1936)によってオランダで開発され, 杭の支持力算定や杭長の決定に使用された。オランダ式二重管コーン貫入試験は試験方法が簡単であることから世界に広く普及した。続いて Begemann (1953) は, 先端抵抗と周面摩擦を分離して測定できるコーン試験機を考案し, 周面摩擦と先端

抵抗との比から, 土質が分類できることを示した。1965年先端抵抗と周面摩擦が計測できる電気式コーン(CPT)がオランダで開発された(De Ruiter, 1971)。1970年代初めには先端抵抗と間隙水圧の計測ができる(これは, 一般にピエゾコーンといわれる)電気式静的コーンが登場した。その後, コーンの断面積や間隙水圧計の位置やフリクションスリーブに関する研究が行われ, 1980年頃にはFugroコーンを改良して現在のよう先端抵抗, 周面摩擦および間隙水圧の計測できるCPTが誕生した(図2.2)。

オランダ式コーン貫入試験は我が国には1956年にBegemannによって紹介され, 四日市市の精油所施設の調査で使用された(森田, 1956)。オランダ式コーン貫入試験導入の初期の研究として, Begemannが持ち込んだコーンを用いて八郎潟の干拓工事(手島ら, 1956)で適用性の調査がなされた。オランダ式コーン貫入試験はヨーロッパでは元来, 杭の支持層を確認するため使用されていたが, 我が国に導入されて地盤のせん断強さを調査する目的に使用されるようになった。これは室町(1955)がコーンペネトロメーターを用いて, コーン先端抵抗とせん断強さの関係や土質分類を行っていたことに影響されたものと考えられる。

コーン貫入試験にはコーンペネトロメーターとオランダ式二重管コーン貫入試験機を使用した試験も含まれるが, 沿岸域での適用事例がないことから本論文では電気式コーン貫入試験(CPT)について述べる。また, CPTには多成分コーンと呼ばれるものもあるが, ここでは先端抵抗, 周面摩擦および間隙水圧を計測できるコーンを取り扱う。

この型のCPTは室町ら(1981)によって紹介され千葉県幕張でその適用性が検討された。沿岸域を対象としたCPTによる調査は松本・堀江(1980), 小林ら(1987), 田中ら(1992), 田中・田中(1996)等がある。松本・堀江は軟弱地盤にコーンを適用する際, ロードセルの容量を切り替えることによって測定精度を上げようと試みた。この時のCPTのコーンは断面積20cm², 先端角度は60°であり, 先端抵抗のみ測定が可能であった。小林ら(1987)は現在とほぼ同じ構造のCPTを使用し, 間隙水測定的重要性を指摘した。田中ら(1992)は我が国の7箇所の海成粘性土地盤を対象としてCPTを行い, 一軸圧縮強さとCPTから得られるせん断強さとの比較検討を行い, 図2.20に示すように我が国のコーン係数 N_{kl} が8~16であることを示した。CPTから求まる地盤のせん断強さは式(2.2)のように示される。

$$s_u(\text{CPT}) = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad (2.2)$$

ここに、 $s_u(\text{CPT})$ ：コーン貫入試験から求まるせん断強さ (kPa)

- q_t ：コーンの先端抵抗 (kPa)
- σ_{vo} ：全応力表示の土被り圧 (kPa)
- N_{kt} ：コーン係数

また、田中・田中 (1996) は CPT から砂地盤の内部摩擦角 (ϕ) や剛性率 G_{50} を求めることを試みた。粘性土地盤では図2.21のような関係のあることを示した。なお、 G_{sc} はサイズミックコーン試験から得られた剛性率である。

CPT は多くの現場で調査実績を挙げてきているが、我が国においては設計強度の決定手法が欧州とは異なっているため、CPT から得られた値を基に直接設計を行うことのできない環境にある。また、CPT は製作した会社によって、間隙水圧計の位置や摩擦力の測定機構等がわずかながら異なるので、図2.22に示すように間隙水圧や摩擦力の値にばらつきが見られる (地盤工学会電気式コーン貫入試験ワーキンググループ, 1993)。このため、地盤工学会基準 JGS 1435 では摩擦力の測定に関する基準化は取り込まれていない。また、我が国で CPT の実用化を図る場合には、設計基準の見直しや CPT の構造を厳しく定め測定値のばらつきを小さくする工夫が不可欠である。さらに、近年では Robertson & Fear (1995) などは CPT 結果を利用して地盤の液状化判定予測法の提案を行っている。この液状化判定予測法については第6章で詳しく述べる。

2.3.3 ダイラトメーター試験 (DMT)

DMT はイタリアの Marchetti (1980) によって考案されたもので、この装置から得られる値によって地盤の物性を知ることができる。DMT ブレードは図2.3に、測定システムは図2.4に示したとおりである。本試験は、図2.3に示した DMT ブレードを地盤中に押し込み、ブレードにある鋼製のメンブレンを膨張させ、地盤を水平方向に押す圧力を測る試験である。載荷圧力は図2.4に示したコントロールボックスによって測定される。

DMT の試験手順は、挿入した DMT に窒素ガスによって圧力を加えて行き、鋼製メンブレンが本体とわずかに離れる圧力を p_0 、さらに圧力を加えて行き鋼製メンブレンが本体と 1.1mm 離れた時の圧力を p_1 、その後減圧していき本体と離れていた鋼製メンブレンが本体

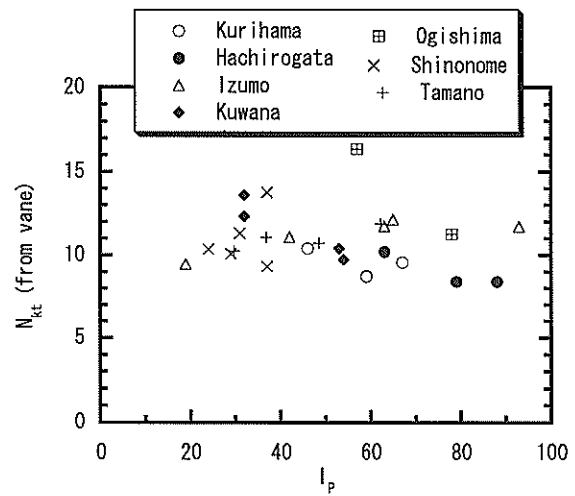


図2.20 I_p と N_{kt} との関係

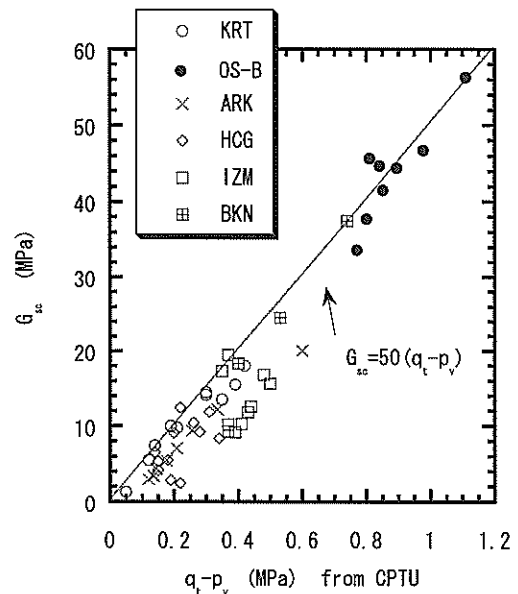


図2.21 CPT から得られる剛性率

に戻った時の圧力を P_2 とし、Marchetti は次のパラメーターを提案した。

材料インデックス

$$I_D = (p_1 - p_0) / (p_1 - u_0) \quad (2.3)$$

水平応力インデックス

$$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{vo} \quad (2.4)$$

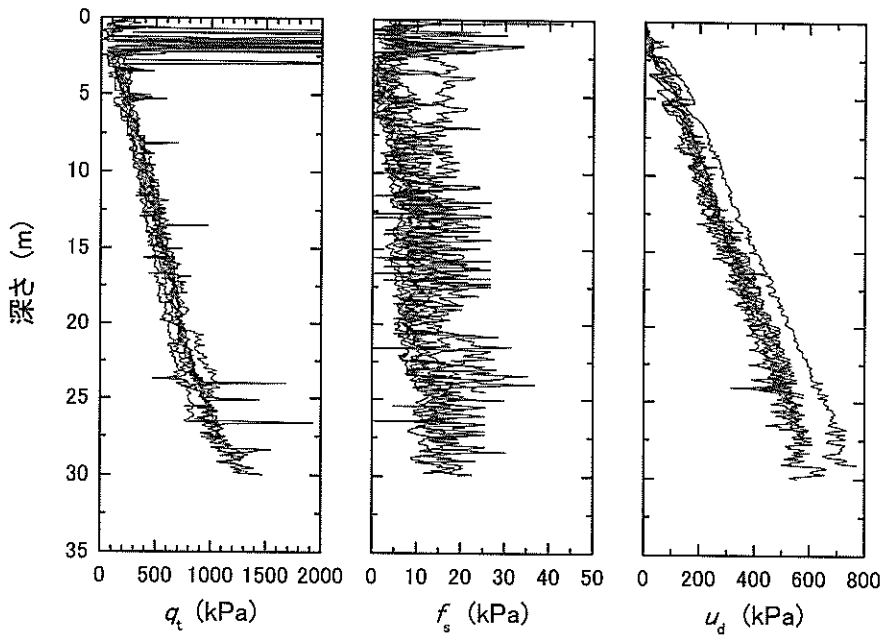


図2.22 CPT から得られた諸数値のばらつき

ダイラトメーター係数

$$E_D = 34.7(p_1 - p_0) \quad (2.5)$$

ここに、 u_0 ：静水圧

σ'_{v0} ：有効土被り圧

これらのパラメーターを使って単位体積質量 (ρ_v)、静止土圧係数 (K_0)、非排水せん断強さ (s_u)、変形係数等を求めることができる。DMTは指標試験であり、測定結果とサンプリング結果とを比較検討することによって、さらに精度の高い地盤情報が得られる。

Marchetti (1980) が DMT を提案して以来、Lacasse & Lunne (1983), Jamiolkowski *et al.* (1988) や Campanella & Robertson (1991) など多くの研究者によって研究がなされている。ASTM (1986) では DMT の取り扱い手順が示されている。

我が国へは岩崎ら (1988) によって紹介され、わが国の自然堆積地盤への適用性に関する研究がなされた。その後、岩崎 (1995) は Marchetti が提案した換算式がわが国の地盤にどの程度適用できるのかを検討を行った。沿岸域においても1993年から DMT に関する本格的な研究がなされ、田中ら (1994) は久里浜、東扇島、佐賀空港および佐賀有明の粘性土地盤の ρ_v 、 K_0 、 s_u および変形係数 (E_{50}) について検討を行った。図2.23に示す E_D と実測された ρ_t との関係から、Marchetti & Crapps (1981) の提案した式がよく一致していることがわかった。続

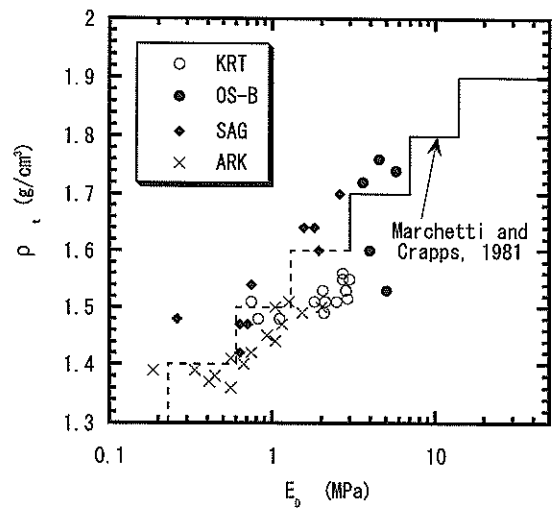


図2.23 E_D と ρ_t との関係

いて田中ら (1995) はさんご礫混じり地盤に DMT を適用し、 I_D 、 K_D および E_D を求めた。この地盤から得られた ρ_t は実測値よりも小さな値であり、Marchetti の式をさんご礫混じり地盤へ適用することには問題のあることがわかった。田中ら (1997) は東扇島、新潟および検見川の砂地盤に対して DMT を行い、 N 値や CPT の結果との比較を行った。その後、中間土地盤 (田中ら, 1998) や粒状材 (田中ら, 1999) あるいは改良地盤 (田中ら, 2000; 田中・田中2002) において DMT が実施され地盤特性に関する研究が行われた。

以上の試験から DMT には換算式の適用性の問題があるものの、簡便性や再現性に優れており、また、DMT は開発以来ほとんど改良が加えられていないので、CPT のような開発会社による構造的なバラツキをほとんど考慮する必要はない。DMT は CEN の地盤調査方法に基準化される予定であり、今後我が国においても適用事例が増加していくものと考えられる。

2.4 本章のまとめ

本章ではサンプリング方法と原位置試験の開発の歴史を概観し、世界的な視点から我が国のサンプリング方法の位置づけを行った。我が国で行われて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採取や一軸圧縮試験は世界的にみると一般的な方法ではない。北欧地域では、現場ベンセン断試験(FVT)、電気式静的コーン貫入試験(CPT)およびダイラトメーター試験(DMT)のなどの原位置試験を中心とした地盤評価方法が採用されている。本章の結論を以下に述べる。

- 1) 北欧で考案されたピストンサンプラーとアメリカで製作されたシンウォールチューブとの利点を生かし、固定ピストン式シンウォールサンプラーがアメリカのサンプリング委員会によって開発された。このサンプラーは1952年に我が国に導入され、以後多くの改良が加えられて現在の機能を持つサンプラーとなった。また、我が国では地盤工学会基準によってこのサンプラーを使用した試料採取の方法が厳密に定められている。
- 2) 世界にはその国の地盤に合ったサンプラーがあり、また、その国のサンプリング技術と室内試験技術に合わせたサンプリング方法が定められている。すなわち、堆積環境と技術力によってサンプリング方法は決められる。このようなことから、地盤の非排水せん断強さは地域によって異なることが推察される。海外におけるせん断強さは、サンプリング方法や室内試験方法を明らかにする必要がある。
- 3) どのように慎重なサンプリングを行っても採取された試料は、応力解放の影響を避けることはできない。このため、FVT、CPTやDMTなどの原位置試験が開発された。原位置試験は試験方法が比較的簡単で再現性もあり、応力解放の影響も受けることはないが、試験時の排水条件等が不明な点もあるため、適用に当たっては十分な検討が必要である。

参考文献

- Andresen, A. AA. and Kolstad, P. (1979): The NGI54-mm samplers for undisturbed sampling of clays and representative sampling of coarser materials, The Sub-committee on Soil Sampling, State of the Art on Current Practice of Soil Sampling, Proceedings of the ISSS, Singapore, pp.13-21.
- ASTM (1986): Suggested method for performing the flat dilatometer test, Geotechnical Testing Journal, 9, pp.93-101.
- Barebsten, P. (1936): Short description of a field testing method with cone-shaped sounding apparatus, Proceedings of the 1st International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol.1, B/3, pp.6-10.
- Begemann, H. K. S. (1953): Improved method of determining resistance to adhesion by sounding through a loose sleeve placed behind the cone, Proceedings of the 3rd International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.213-217.
- Brinch, H. J. (1950): Vane tests in a Norwegian quick-clay, Géotechnique, Vol.2, pp.58-63.
- Cadling, L. and Odenstad, S. (1950): The vane borer - An apparatus for determining the shear strength of clay soils directly in the ground -, Royal Swedish Géotechnical Institute, Proceedings No.2, pp.7-17.
- Campanella, R. G. and Robertson P. K. (1991): Use and interpretation of a research dilatometer, pp.113-126.
- De Ruiter, J. (1971): Electric penetrometer for site investigations, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE,97, SM2, pp.457-472.
- Eden, W. J. (1966): An evaluation of the field vane test in sensitive clay, ASTM, STP No.399, pp.8-17.
- Hight, D. W., Böese, R., Butcher, A. P., Clayton, C. R. I. and Smith, P. R. (1992): Disturbance of the Bothkennar clay prior to laboratory testing, Géotechnique, Vol.42, No.2, pp.199-217.
- Hvorslev, M. J. (1949): Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes, Waterways Experiment Station, pp.256~265.
- Jakobson, B. (1954): Influence of sampler type and testing method on shear strength of clay

- samples, Royal Swedish Geotechnical Institute, Proceedings No.8, 59p.
- Jamiolkowski, M., Ghionna, V. N., Lancelotta, R. and Pasqualini, E. (1988): New correlations of penetration tests for design practice, Proceedings of the 1st International Symposium on Penetration Testing, ISOPT-1, pp.263-296.
- Kallstenius, T. (1958): Mechanical disturbance in clay samples taken with piston samplers, Royal Swedish Geotechnical Institute, Proceedings No.16, 75p.
- Kjellman, W., Kallstenius, T. and Wager, O. (1950): Soil sampler with metal foils - Device for taking undisturbed samples of very great length -, Royal Swedish Geotechnical Institute, Proceedings No.1, 75p.
- Lacasse, S. and Lunne, T. (1983): Dilatometer tests in two soft marine clays, NGI Publication No.146, pp.1-8.
- Marchetti, S. (1980): In situ tests by flat dilatometer, ASCE, Vol.106, GT3, pp.151-158.
- Marchetti, S. and Crapps, D. K. (1981): Flat dilatometer manual, Schmertmann & Crapps, Inc., Gainesville, Florida, USA, 92p.
- Robertson, P. K. and Fear, C. E. (1995): Liquefaction of sands and its evaluation, Proceedings of IS-TOKYO '95, The 1st International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol.3, pp.1253-1289.
- 石井靖丸 (1959): 軟弱地盤工法, 技報堂, p.75.
- 岩崎公俊, フィリップ・リード, 酒井幸雄, 山本芳裕 (1988): ダイラトメーターによる土質判別, 第24回土質工学研究発表会講演集, pp.217-220.
- 岩崎公俊 (1995): 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, 165p.
- 運輸省港湾局監修 (1987): 港湾調査指針, (社)日本港湾協会, p.2-8.
- 奥村樹郎, 松本一明, 堀江宏保 (1967): 沖積粘土のボーリングおよびサンプリングに関する研究 (第2報) -特にサンプリングチューブの肉厚について-, 運輸省港湾技術研究所, Vol.6, No.8, pp.20-23.
- 小林正樹, 小林茂雄, 吉田稔 (1987): 先端抵抗測定式静的コーンの特性について, 港湾技研資料, No.576, 21p.
- 柴田徹 (1967): 粘土のペーセン断強度に関する研究, 土木学会論文集, 第138号, pp.39-48.
- 地盤工学会, 電気式静的コーン貫入試験ワーキンググループ (1993): 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会講演集, pp.289-292.
- 地盤工学会 (1995): 地盤調査法, pp.152-158.
- 田中洋行, 田中政典, 横山裕司 (1994): 我が国の粘性土地盤におけるダイラトメーターの適用性, 土木学会, 第49回年次学術講演会講演集, 3-A, pp.48-49.
- 田中政典, 田中洋行, 奥山義孝, 宮崎祥一 (1995): さんご礫混じり土の工学的性質, 第40回地盤工学シンポジウム発表論文集, pp.177-184.
- 田中洋行, 田中政典, 西田薫 (1997): CPT および DMT の砂地盤への適用, 土と基礎, Vol.45, No.4, pp.13-16.
- 田中洋行, 田中政典, 土田孝 (1998): 自然堆積した中間土の強度特性, 土木学会論文集, No.589/III-42, pp.195-204.
- 田中洋行, 三島理, 田中政典 (1999): 粒径の大きな粒状体からなる地盤に対する CPT と DMT の適用性, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.273-283.
- 田中政典, 田中洋行, 浅野潤一, 東健一 (2000): 低強度改良地盤の調査とその評価方法, 土木学会論文集, No.666/III-53, pp.89-97.
- 田中政典, 田中洋行 (2002): SPT, CPT, DMT を用いた細粒分を多く含む改良地盤の液状化判定, 土木学会論文集, No.701/III-58, pp.433-444.
- 田中洋行, 榊原基生, 後藤健二, 鈴木耕司, 深沢健 (1992): 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, 港湾技術研究所報告, Vol.31, No.4, pp.61-92.
- 田中洋行, 田中政典 (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, 港湾技研資料, No.837, 52p.
- 手島渚, 黒沢孝蔵, 長井与二雄, 後藤専之助 (1956): コーンペネトロメーターの使用例 (八郎潟干拓土質調査におけるサウンディング), 土と基礎, Vol.4, No.6, pp.4-10.
- 通産省地質調査所技術部試錐課編 (1968): 図解ボーリング便覧, 株式会社ラティス, p.108.
- 当山道三 (1965): 応用地質学, 共立出版株式会社, p.143.
- 藤下利男, 松本一明, 堀江宏保 (1966): 沖積粘性土のボーリングおよびサンプリングに関する総合的研究, 港湾技術研究所報告, Vol.5, No.4, pp.1-34.

松本一明, 堀江宏保 (1980) : 港研型先端抵抗測定式静的コーン貫入試験について, 土質工学会, サウンディングシンポジウム発表論文集, pp.185-190.

室町忠彦 (1958) : 貫入試験による地盤断面調査の実施例, 土と基礎, Vol.6, No.6, pp.5-9.

室町忠彦 (1983) : サウンディング, 地質と調査, 土木春秋社, '83 No.3, pp.34-40.

室町忠彦, 酒井幸雄, 山口弘 (1981) : 局面周面摩擦値と間隙水圧も測定するコーン貫入試験機の試作, 第16回土質工学研究発表会論文集, pp.65-68.

森田紀元 (1956) : 我国における試料採取法と現地試験の最近の進歩: 土と基礎, Vol.4, No.5, p.2.

第3章 沿岸域に分布する地盤の特徴

3.1 概説

我が国の海成粘性土は、海外の粘性土と比べると自然含水比や塑性指数が大きいことが特徴の一つである。これは我が国の粘性土が多量の珪藻を含んでいるためであり（田中・Locat, 1998; Shiwakoti *et al.*, 1998）、このような珪藻含有量の違いによって工学的性質が大きく異なることは容易に推察されるが、このことが設計等に考慮されていないのが現状である。珪藻は単細胞の植物性プランクトンであり、水に含まれている珪素を取り込んで珪酸（ SiO_2 ）殻を作る。本論文では珪藻の珪酸殻が化石化残存したものを珪藻と呼ぶ。我が国のような火山国では火山噴出物に含まれる珪素の十分な供給があり、珪藻が繁殖しやすい環境となり、結果的に我が国の海成粘性土に珪藻が多く含まれているものと考えられる。

一方、北欧や北米地域では、氷河の後退によって岩が削り取られ堆積した地盤や数百 m にも及ぶ氷河が地球の温暖化によって消滅したことによって、今も隆起を続けている地盤が存在する。日本の海成粘性土のように火山の噴火によって陸域に堆積した火山噴出物が、長い年月を経て、土砂となって沿岸域に運ばれ二次堆積した地盤とは生成過程が大きく異なる。また、シンガポールやタイなど火山の影響を受けていない東アジア地域の国の地盤にも珪藻は含まれていない。このようなことから堆積環境の異なる我が国の海成粘性土は珪藻、すなわち珪藻含有量の影響を強く受けているものと考えられ、珪藻含有量がせん断強さに与える影響を明らかにする。

本章では珪藻含有量が土の工学的性質に及ぼす影響を明らかにするために、珪藻含有量を変化させた再構成試料を作製し、物理試験、一軸圧縮試験、一面せん断試験、三軸圧縮試験および残留有効応力測定試験からなる一連の土質試験を行い、珪藻含有量の違いによる物理特性とせん断特性の変化傾向を取りまとめる。

3.2 試験方法と試料作製方法

本章で取り扱った試験方法と試料作製方法を以下に述べる。

3.2.1 残留応力測定試験

地盤から採取された試料はサンプリングすることによって土が受けていた拘束圧から解放され、鉛直応力（ σ_v ）および水平応力（ σ_h ）は、 $\sigma_v=0$ 、 $\sigma_h=0$ となる。この時の応力状態を図3.1に示す。しかしながら、有効応力の観点から採取された試料の応力状態を考えると、原位

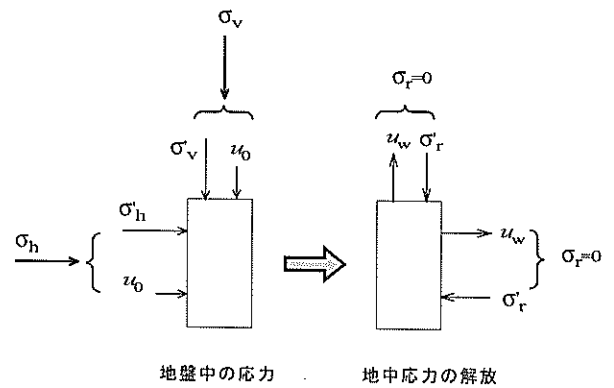


図3.1 採取された試料の応力状態

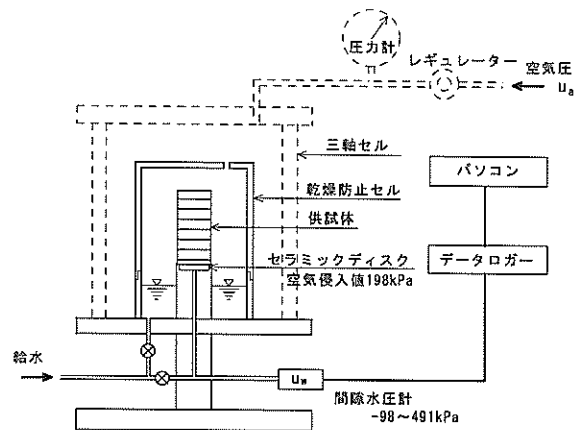


図3.2 残留有効応力測定装置

置の有効拘束圧の一部は負の間隙水圧（ $-u_w$ ）となって供試体内に保持される。したがって、一軸圧縮試験の状態においても、目には見えない残留有効応力（ σ'_r ）が有効拘束圧として供試体に作用していることになり、これが一軸圧縮強さ（ q_u ）を設計強度に使う根拠の一つとなっている。

σ'_r の計測には図3.2に示す装置を用いた。 σ'_r の計測に関する詳細はFredlund & Rahardjo (1993)の研究を参照されたい。本論文では、 σ'_r の測定の対象となった試料が比較的浅い深さの沖積粘性土であったので、空気侵入値196kPaのセラミックディスクと-98~491kPaまで測定できる間隙水圧計を使用した。なお、本計測装置で測定できる σ'_r の最大値は70kPa程度であり、最小読取り値は0.1kPaである。また、残留有効応力測定中の供試体含水比の変化を防ぐため、供試体をアクリル製の円筒で覆った。飽和粘性土の σ'_r 値の測定方法はJISあるいはJGSによる基準には定められていないが、JGS 0527「不飽和土の三軸圧縮試験方法」に示されているマ

トリックスクションの測定と同様である。 σ'_r 値の測定はあらかじめセラミックディスクの間隙水圧を大気圧状態にして、供試体をセラミックディスクの上に静置し、間隙水圧 (u_w) が一定となった値をもって σ'_r とした。本試験で用いた供試体の寸法は直径 3.5cm, 高さ 8cm で、一軸圧縮試験に用いられる供試体と同じである。

3.2.2 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は沿岸域の設計定数の決定に最も一般的に使われている試験方法であり、JIS A 1216 に従って実施した。供試体寸法は $\phi 3.5\text{cm}$ 高さ 8cm である。 σ'_r 値測定後、直ちに実施した。ひずみ速度は 1%/min である。

3.2.3 三軸圧縮試験

三軸圧縮試験は JGS 0525 「土の K_0 圧密非排水三軸圧縮試験方法」を準用した。圧密は K_0 値を 0.5 と仮定して有効軸方向応力 (σ'_v) が有効土被り圧 (σ'_{v0}) になるまで異方圧密を行った。

3.2.4 一面せん断試験

一面せん断試験は JGS 0560 「土の圧密定体積一面せん断試験方法」によった。圧密は σ'_{v0} で一次圧密終了まで行った。一次圧密終了は沈下量～時間曲線が最急勾配線から離れたことを確認して終了とした。

3.2.5 再構成試料作製方法

本論文では不攪乱試料の他、再構成試料も研究の対象としたので、再構成試料の作製方法について述べる。再構成試料は図 3.3 に示すような内径 80mm, 高さ 500mm のアクリル円筒の圧密容器を用いて、所定の圧力を一定時間載荷して作製した。試料は液性限界 (w_L) の約 2 倍の含水比となるよう調整を行い、攪拌機によって十分攪拌した。この試料を圧密容器に入れ、圧密終了後の試料高さが 12cm となるよう試料の投入量を調整した。なお、圧密時間は \sqrt{t} 法における圧密度 90% に対する時間 (t_{90}) を基準とし時間を定めた。本論文では特に断らない限り再構成試料の圧密時間は $4 \cdot t_{90}$ としている。このように作製された試料を正規圧密試料と呼ぶ。

過圧密試料の場合には、所定の最大圧密圧力時で $3 \cdot t_{90}$ の間圧密を行った後、最終除荷圧密圧力である 49kPa の状態で 1 日除荷を行い、再構成試料を作製した。この時のリバウンド量は 0.5~1mm 程度であった。

圧密終了後、このように作製された試料をアクリル円筒から取り出し、パラフィンでシールした後、室温が 20°C

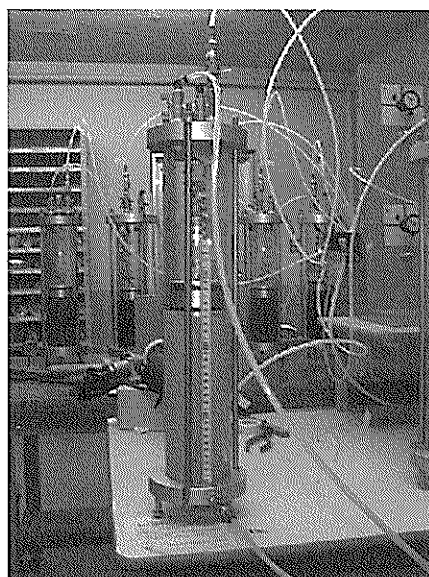


図 3.3 予圧密容器

に保たれた恒温室の試料箱で保管した。圧密容器からの試料を押し出す際や、供試体の成形時にも試料の乱れによって σ'_r が減少すると考えられるが、すでに述べたように圧密後の再圧密試料の厚さは同じとしたので、 σ'_r に与える影響の度合いは全試料同じと考えられる。

3.3 堆積環境が地盤の工学的性質に及ぼす影響

3.3.1 珪藻土

筆者は国内外の様々な地盤の調査を行ってきており、それらの地盤の工学的性質を比較検討してきた。この結果、我が国の粘性土には珪藻が含まれており、この珪藻によって我が国の海成粘性土の工学的性質が諸外国の粘性土のそれと比べると大きく異なっている主要因の一つであることが明らかになってきた (田中・Locat, 1998)。珪藻は一般に数十~数百 μm の単細胞藻類であり、珪酸 (SiO_2) を主成分とする多孔質の殻を持ち、この珪藻が化石化残存したものは、一般に珪藻土と呼ばれている。

珪藻土の力学的な特性に関する研究には、大分県地方における珪藻土の工学的研究 (立石ら, 1994) や岐阜県北部に分布する珪藻土の降伏特性に関する研究 (重松ら, 1999) がある。これらの研究によって珪藻土の強度、変形特性が明らかになってきている。また、珪藻を多く含有している大阪湾洪積粘性土の力学特性においても、珪藻が粘性土地盤の圧縮特性を大きく支配することが指摘されている (Tanaka & Locat, 1999)。珪藻含有量が力学的特性に及ぼす研究として、Shiwakoti *et al.* (2002) は、カオリン粘土とシンガポール粘土に珪藻土を混合し

た試料の標準圧密試験と一面せん断試験を行い、珪藻含有量の増加に伴って、圧縮指数、透水係数、内部摩擦角や強度増加率等の工学的性質が異なってくることを報告している。

しかしながら、珪藻含有量が土の工学的特性に与える影響についての研究は未だ少なく、未解明の点が多い。このため、珪藻を含有した粘性土が多い我が国では、珪藻含有量が土の力学的特性に及ぼす影響について、定量的な観点からその解明を試みることは、極めて重要であると考えられる。そこで、カオリン粘土、シンガポール粘土およびバンコク粘土に珪藻を混合した試料を作製し、残留有効応力試験、一軸圧縮試験、一面せん断試験、三軸圧縮試験を行い、珪藻含有量の違いが土のせん断強さに与える影響について検討した。

3.3.2 珪藻含有量が土の工学的性質に及ぼす影響

(1) 粘性土地盤の珪藻の含有量

我が国の粘性土には珪藻が含まれており、これによって工学的性質が変化することが指摘されている (Tanaka & Locat, 1999; Shiwakoti *et al.*, 2002) が、我が国の粘性土に珪藻がどの程度含まれているのかを検討してみる。珪藻の数は、対象とする試料を塩酸等で前処理を行った後、光学顕微鏡で一定面積当たりの珪藻を数え、1g 当たりの珪藻数を算定した。図3.4に世界各地の粘性土から得られた1g 当たりの珪藻数を示す (田中ら, 2001)。図3.4に示した粘性土はいずれも完新世に堆積した地盤である。八郎潟や佐賀有明では珪藻が数多く見出せるが、ボスケナー粘土では珪藻の存在はごくわずかであり、釜山、バンコクおよびシンガポール粘土では見出すことができなかった。

この他、珪藻を全く含んでいないカオリン粘土に珪藻を乾燥質量比で25%、50%、75%加えた混合土を作製し、

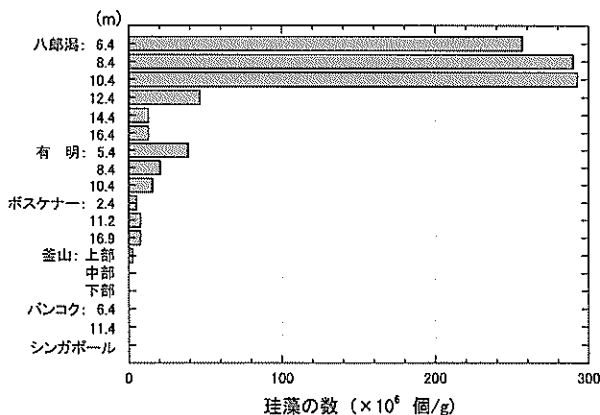


図3.4 各種粘性土と珪藻の数

これらの試料に対して同様な手法で珪藻の数を計測した (Shiwakoti *et al.*, 2002)。この結果を表3.1に示す。Kはカオリン、Dは珪藻土を表し、K:D=75:25は乾燥質量比でカオリン75%と珪藻土25%の混合土であることを示す。表3.1から珪藻含有率と珪藻の数がわかったので、図3.4に示した珪藻の数からそれぞれの粘土の珪藻含有率を推定すると、八郎潟上部粘土の珪藻含有率は43-50%、佐賀有明粘土のそれは2-6%と見積もられる。このように珪藻含有量は我が国の粘土地盤においても大きく異なっているので、本論文では珪藻含有量を変化させた再構成試料を作製し、珪藻含有量がせん断強さに与える影響を定量的に評価してみる。

(2) 珪藻土の物理的性質

使用した珪藻は岡山県蒜山産の珪藻土で、数十~100μm程度の *Stephanodiscus* (ステファノディスクス) と *Cyclotella* (キクロテラ) を多量に含んでいる。これらの珪藻は淡水性で今から約10万年前に堆積したもので、大分県や岐阜県北部に産出される珪藻土よりも堆積年代が新しく、破碎されやすい。図3.5に圧密圧力と粒径加積曲線との関係を示す。圧密圧力は196, 294 および 392 kPaである。圧力が増加することによって粒径加積曲線が左に移動して行き、粒子破碎の影響を受け細粒分が増加していることがわかる。本珪藻土は圧密圧力が196kPa

表3.1 珪藻の数

混合率	珪藻の数 (個/g)
K:D=100:0	0
K:D=75:25	1.92×10^8
K:D=50:50	2.59×10^8
K:D=25:75	3.49×10^8
K:D=100:0	6.25×10^8

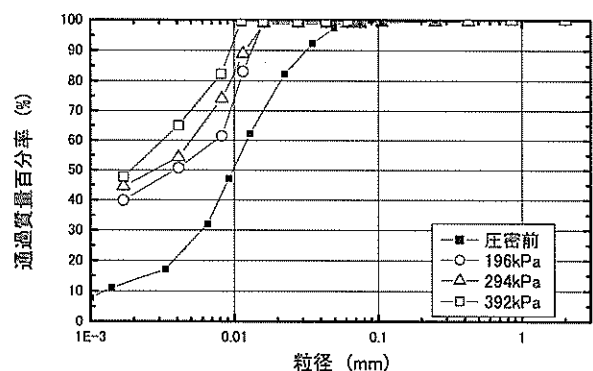
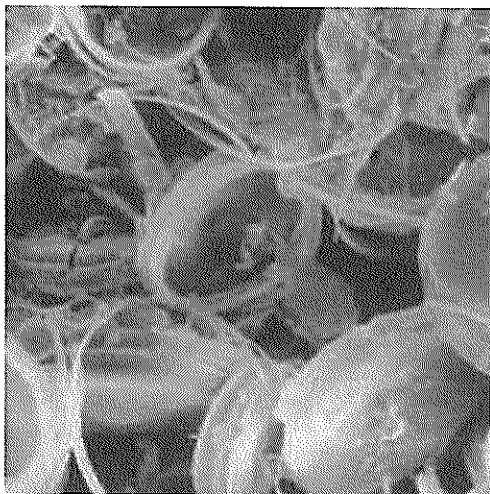


図3.5 珪藻の破碎性



←————→
100μm

図3.6 電子顕微鏡写真 (SEM)

表3.2 珪藻土の物理試験結果

試料名	土粒子密度 (g/cm ³)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)
珪藻土	2.294	0	64.5	35.5	NP	NP

であっても粒子破碎の影響を大きく受けていることがわかる。図3.6に本実験で用いた珪藻土の電子顕微鏡写真を示す。蒜山産の珪藻は円盤状で大きさが100μmもあり、多孔質で非常に軽い。表3.2に珪藻土の物理試験結果を示す。珪藻土の土粒子密度(ρ_s)は2.294g/cm³であり、我が国の海成粘性土の平均的な ρ_s 、およそ2.65g/cm³と比べるとかなり小さい。粒度組成は、シルト分と粘土分とからなる。液性限界(w_L)と塑性限界(w_p)はともにNPである。ここでもう少し自然堆積した珪藻の性質を考察する。

図3.7に一軸圧縮試験結果を示す。図中のV-SampleおよびH-Sampleは、ブロックサンプリングされた試料からそれぞれ鉛直と水平方向に切り出したものである。V-Sampleの一軸圧縮強さ(q_u)は132kPa、破壊時のひずみ(ϵ_f)は3.4%である。H-Sampleの q_u は138kPa、 ϵ_f は6.0%で、V-Sampleと比較すると q_u はほぼ同じ値を示しているが、 ϵ_f はかなり異なっている。このように珪藻土はセメンテーションによって構造が発達しており、変形係数異方性は認められるが、強度異方性はあまり認められない。

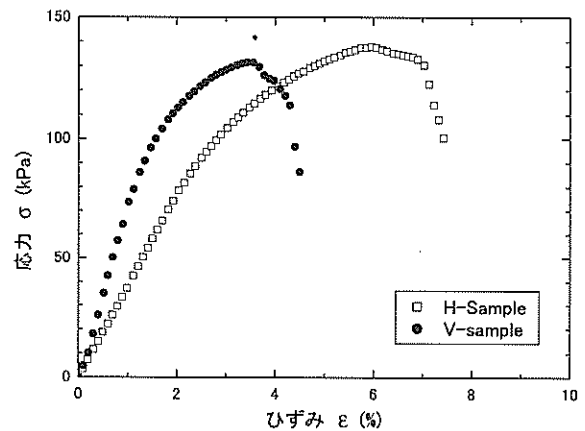


図3.7 珪藻土の一軸圧縮強さ

(3) 使用した粘土の物理的性質

本実験ではカオリン粘土、シンガポール粘土およびバンコク粘土を選定し、珪藻土との混合試料を作製した。なお、図3.4に示したようにこれらの試料には珪藻は含まれていない。

表3.3に本実験で使用した粘性土の物理試験結果を示す。 ρ_s はカオリン粘土が一番大きくバンコク粘土、シンガポール粘土の順に小さくなる。粒度組成では、細粒分含有率は3種類の粘土ともほぼ同じであるが、シンガポール粘土のシルト分含有率は他の粘土よりも高い。シンガポール粘土とバンコク粘土の工学的分類はともに(CH)であり、塑性指数と活性度もよく似た値を示している。しかし、カオリン粘土は(MH)であり、その塑性指数や活性度は我が国の港湾域の沖積海成粘土と比べると小さな傾向にある。

(4) 混合土の物理的性質

表3.4~表3.6にそれぞれの混合土の物理的性質を示す。表中の記号でKはカオリン粘土、Dは珪藻土、Bはバンコク粘土、Sはシンガポール粘土を示す。先ほど述べたように混合土はそれぞれの記号から、シンガポール粘土と珪藻土との混合土をSD混合土、バンコク粘土と珪藻土との混合土をBD混合土という。

それぞれの混合土の ρ_s は、珪藻含有率の増加に伴って減少して、珪藻土の ρ_s 、2.294g/cm³に近づいて行く。 w_L と w_p は珪藻含有率の増加に伴い、両者ともに増加して行きNPとなる。一方、砂をこれらの粘土に混合すると w_L や w_p は減少して行きNPとなり、珪藻土混合土の場合とは異なった挙動を示す。これは、珪藻土がシルト分とはいえ、空隙を多く持っているため、この空隙に水が入り込み w_L や w_p が大きくなるものと考えられる。

表3.3 使用した粘性土の物理試験結果

試料名	土粒子密度 (g/cm ³)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数 (%)	活性度
カオリン粘土	2.775	0	20	80	69	35	34	0.50
シンガポール粘土	2.692	1	29	70	85	31	54	1.00
バンコク粘土	2.730	2	21	77	89	26	62	1.03

表3.4 カオリン粘土と珪藻土混合土 (KD 混合土) の物理試験結果

カオリン:珪藻土 K D	土粒子密度 (g/cm ³)	砂 (%)	シルト (%)	粘土 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)
K:D=100:0	2.775	0	20	80	69	35
K:D=75:25	2.664	0	38	62	83	48
K:D=50:50	2.557	0	54	46	101	68
K:D=25:75	2.472	0	63	37	112	88
K:D=0:100	2.374	1	77	22	NP	NP

表3.5 シンガポール粘土と珪藻土混合土 (SD 混合土) の物理試験結果

シンガポール:珪藻土 S D	土粒子密度 (g/cm ³)	砂 (%)	シルト (%)	粘土 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)
S:D=100:0	2.692	1	29	70	85	31
S:D=75:25	2.567	2	34	64	96	47
S:D=50:50	2.471	2	41	57	NP	NP
S:D=25:75	2.384	1	56	43	NP	NP
S:D=0:100	2.374	1	77	22	NP	NP

表3.6 バンコク粘土と珪藻土混合土 (BD 混合土) の物理試験結果

バンコク:珪藻土 B D	土粒子密度 (g/cm ³)	砂 (%)	シルト (%)	粘土 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)
B:D=100:0	2.730	2	21	77	89	26
B:D=75:25	2.600	3	33	64	109	42
B:D=50:50	2.496	2	44	54	NP	NP
B:D=25:75	2.386	1	53	46	NP	NP
B:D=0:100	2.374	1	77	22	NP	NP

このことは、我が国の粘性土の w_L が外国の粘性土のそれより大きいことの一つの理由であると考えられる。

図3.8～図3.10はKD混合土、SD混合土およびBD混合土の粒径加積曲線を示す。それぞれの混合土で珪藻含有率の増加に伴い、粒径加積曲線は右方向に移動するが、0.075mmより大きな粒径が増えていないことからシルト分を主体とする細粒分が増えていることがわかる。

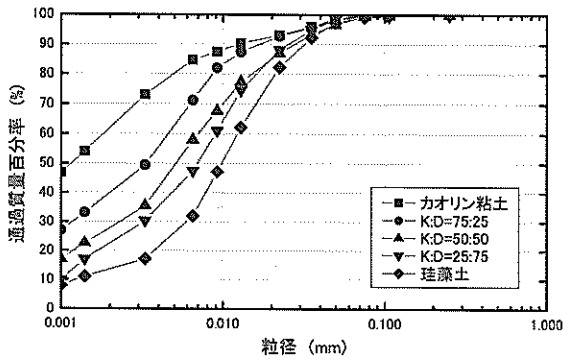


図3.8 KD混合土の粒径加積曲線

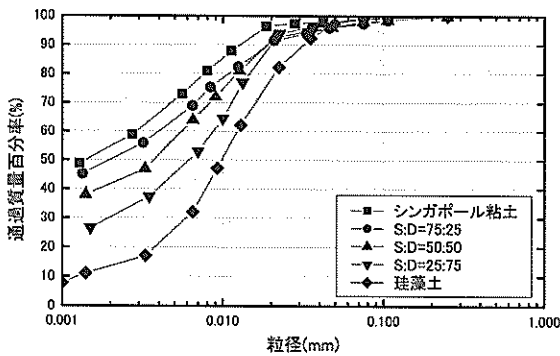


図3.9 SD混合土の粒径加積曲線

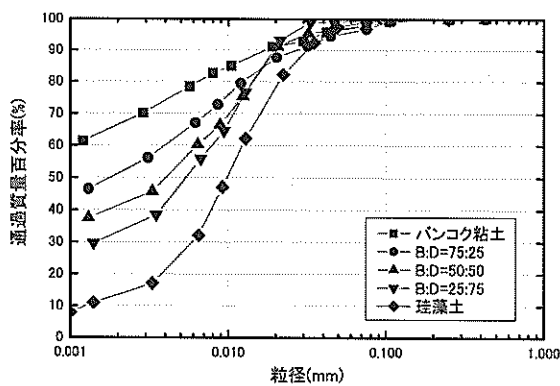


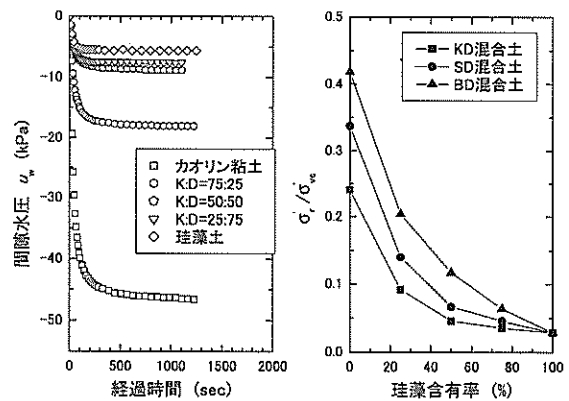
図3.10 BD混合土の粒径加積曲線

(5) 試験結果

a) 残留有効応力

図3.11にそれぞれの混合土の珪藻含有率と σ'_r との関係を示す。図3.11(a)にKD混合土における u_w と経過時間との計測例を示す。すべての試料で u_w が一定となる時間は短い。それぞれの試料の u_w が σ'_r 値の90%になる経過時間に着目すると、カオリン粘土では146秒、珪藻土では75秒、KD混合土では96～166秒であり、珪藻含有率の増加に伴って u_w が一定となる時間は短くなる傾向にある。また、 σ'_r 値は珪藻含有率の増加に伴って大きく減少する。これは、珪藻が多孔質であるため、珪藻含有率の増加に伴って σ'_r を保持できなくなってくるためと考えられる。図3.11(b)は σ'_r 値と珪藻含有率との関係を示す。縦軸は σ'_{vc} で正規化した σ'_r は u_w が一定となったときの値である。すべての混合土で珪藻含有率の増加に伴って σ'_r 値は小さくなっていることがわかる。また、それらの混合土の減少傾向はよく似ており、 σ'_r 値は珪藻を混合する粘性土の影響を強く受けていることもわかる。珪藻含有率に対する σ'_r 値の減少特性は、珪藻含有率が少ない領域での σ'_r 値の低下が大きい。すなわち、粘土に珪藻がわずかでも混入されると σ'_r 値は大きな影響を受けることが示唆される。

このように σ'_r 値は珪藻含有率の影響を強く受ける。また、我が国でせん断試験として一般に用いられている一軸圧縮試験は、原位置の有効応力が供試体内に σ'_r として保持されていることが前提となっている。つまり、 σ'_r 値が変化すれば当然 $q_u/2$ 値も変化するものと考えられる。そこで、次に珪藻含有率と $q_u/2$ 値との関係を考察する。



(a) KD混合土測定例 (b) 珪藻含有率と σ'_r 値

図3.11 珪藻土混合土の残留有効応力

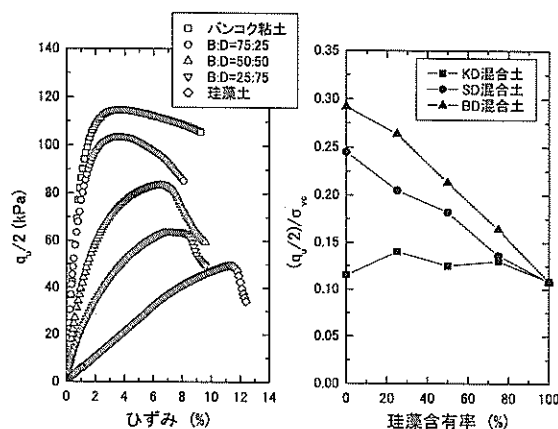
b) 一軸圧縮強さ

図3.12(a)にBD混合土の圧縮応力(σ)と軸ひずみとの関係を示す。 σ の最大値(q_u)は珪藻含有率の増加に伴って減少する傾向にある。バンコク粘土の破壊時の軸ひずみ(ε_f)は3.9%、珪藻土の ε_f は11.2%、BD混合土の ε_f は3.7から7.2%であり、珪藻含有率の増加に伴って ε_f は大きくなるのがわかる。この結果、変形係数は珪藻含有率の増加によって減少する。図3.12(b)に珪藻含有率と $q_u/2$ 値との関係を示す。縦軸は σ'_{vc} で正規化した。 KD 混合土は珪藻含有率が増加しても $q_u/2$ 値の変化はあまり認められない。これはカオリン粘土の $q_u/2$ 値がもともと小さく、かつ、珪藻土とはほぼ同じ $q_u/2$ 値であることから珪藻含有率が増加しても $q_u/2$ 値がそれほど変化しないものと考えられる。

一方、 SD 混合土と BD 混合土は珪藻含有率の増加によって $q_u/2$ 値は直線的に低下する。図3.12(b)の珪藻含有率と σ'_r 値に示したような、珪藻含有率が僅かでも増加すると σ'_r 値が急激に減少する関係とは少し異なっている。

図3.13に KD 混合土、 SD 混合土および BD 混合土の σ'_r 値と $q_u/2$ 値との関係を八郎潟不攪乱試料のデータ(田中ら, 1999)とともに示す。縦軸および横軸は再構成試料では σ'_{vc} 、不攪乱試料では σ'_{v0} で正規化した。図3.4に示したように八郎潟上部粘土の珪藻含有率は約50%、八郎潟下部粘土のそれは約5%である。

SD 混合土と BD 混合土では σ'_r 値が減少すれば $q_u/2$ 値も減少し、 σ'_r 値と $q_u/2$ 値の間には関連性のあるように見える。しかしながら、珪藻含有率の低い領域では、珪藻土が加わることによる σ'_r 値の減少は $q_u/2$ 値よりも著しい。特に KD 混合土では σ'_r 値は大きく減少しているのにも拘わらず、 $q_u/2$ 値にはほとんど変化が認められない。すなわち、土の種類や珪藻含有率によって σ'_r 値と $q_u/2$ 値の関係は異なってくることから、 σ'_r 値から地盤のせん断強さを推定する手法には問題のあることがわかる。また、自然堆積した八郎潟粘土の σ'_r 値と $q_u/2$ 値の関係では、上部粘土の σ'_r 値は下部粘土のそれよりも小さく、珪藻含有率が高ければ σ'_r 値が小さくなるという再構成試料の結果と一致している。しかしながら、珪藻含有率の違いによる $q_u/2$ 値の変化はあまり認められない。これは、試料採取による試料の乱れの影響があり、この乱れが $q_u/2$ 値よりも σ'_r 値に敏感に反応しているためと考えられる。このように一軸圧縮試験結果は珪藻含有率や試料採取の乱れの影響を受け易いため、三軸圧縮試験や一面せん断試験結果との比較検討を行う必要がある。



(a) BD 混合土測定例 (b) 珪藻含有率と $q_u/2$ 値
図3.12 各種混合土の一軸圧縮強さ

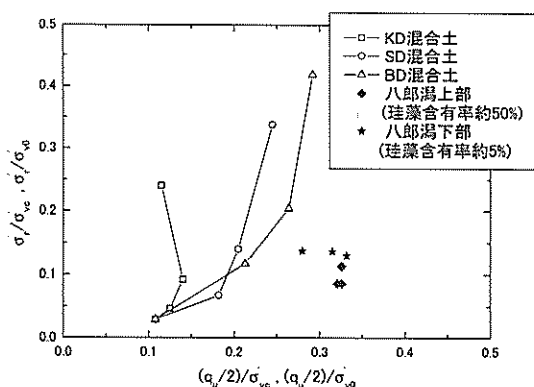
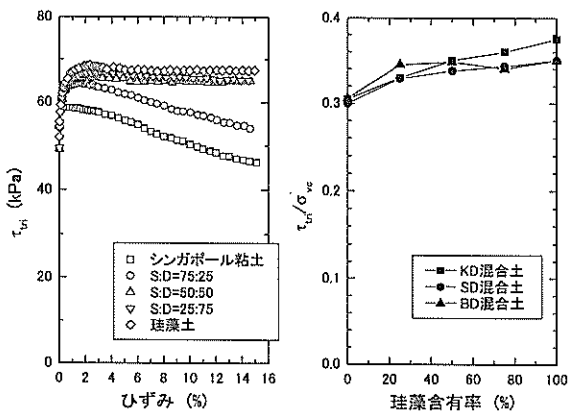


図3.13 残留有効応力と一軸圧縮強さ

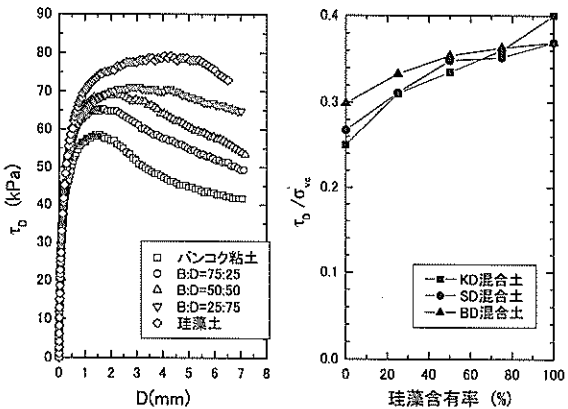
c) 三軸圧縮強さ

図3.14に珪藻含有率と三軸圧縮せん断強さ(τ_{tri})との関係を示す。図3.14(a)に SD 混合土の τ_{tri} 値と軸ひずみの関係を示す。三軸試験においては、珪藻含有率の増加に伴って、 τ_{tri} 値は増加する傾向にある。また、破壊時のひずみはわずかに大きくなる傾向を示しているが、図3.12に示した一軸圧縮試験結果のような明確な変化は認められない。 τ_{tri} 値が減少しない理由としては、珪藻が増加することによる σ'_r 値の減少を、三軸圧縮試験では供試体に拘束圧を作用させたことによって補っているものと考えられる。図3.14(b)に珪藻含有率と τ_{tri} 値との関係を示す。縦軸は σ'_{vc} で正規化した。すべての混合土の τ_{tri} 値は珪藻含有率の増加によって減少しておらず、珪藻含有率の影響を大きく受けることはない。



(a) SD 混合土測定例 (b) 珪藻含有率と τ_{tri}

図3.14 珪藻含有率と三軸せん断強さ



(a) BD 混合土測定例 (b) 珪藻含有率と τ_0

図3.15 珪藻含有率と一面せん断強さ

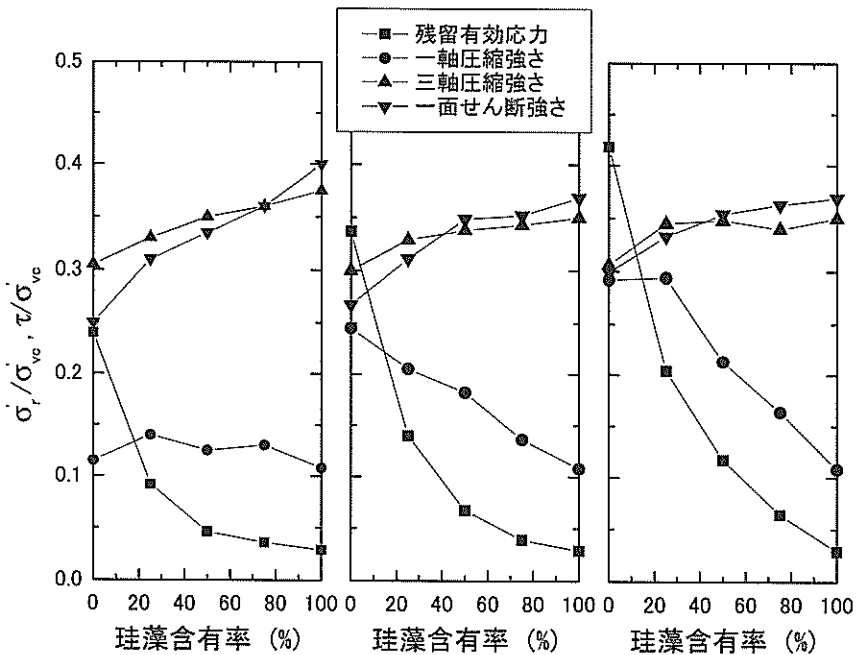
d) 一面せん断強さ

図3.15に珪藻含有率と一面せん断強さ (τ_0) との関係を示す. 図3.15にはBD 混合土の τ_0 と変位(D)mm との関係を示す. 一面せん断試験では珪藻含有率の増加に伴って τ_0 値は大きくなっている. τ_{tri} の値も珪藻含有率の増加に伴って増加する傾向にあったが, 一面せん断試験の場合には, この傾向がさらに大きく表れている. これは一面せん断試験において上下のせん断箱の間隔をすべての試験で0.2mmとしたことも影響しているものと考えられる. 図3.15(b)に珪藻含有率と τ_0 値との関係を示す. 珪藻含有率の増加に伴って τ_0 値は増加しているが, それぞれの混合土の傾向は同一である.

e) 各種せん断試験結果の比較

図3.16にKD 混合土, SD 混合土およびBD 混合土の珪藻含有率に対する残留応力測定試験, 一軸圧縮試験, 三軸圧縮試験および一面せん断試験結果をまとめて示す. すべての混合土で σ'_r 値は珪藻含有率の増加に伴って急激に減少している. $q_u/2$ 値はKD 混合土を除き, 直線的に減少する傾向にある. KD 混合土の $q_u/2$ 値が珪藻含有率の影響を受けないのは, カオリン粘土の $q_u/2$ 値が珪藻土試料のそれとほぼ同じ大きさであるためと考えられる. また, τ_{tri} 値と τ_0 値は珪藻含有率の増加に伴って大きくなる傾向にある.

ここに示した珪藻含有率とせん断強さの関係から, 珪



(a) KD 混合土 (b) SD 混合土 (c) BD 混合土

図3.16 珪藻含有率と各種せん断強さ

藻含有率の影響は母材となる粘性土と混合する珪藻土の工学的特性によって決まってくるものと考えられる。すなわち、母材となる粘性土と混合する珪藻土の $q_u/2$, τ_{ult} と τ_D を求め、これをほぼ直線で結べばよく、 σ'_r の場合には下に凸の双曲線あるいは放物線でこれらの関係を表現できるものと考えられる。

3.4 本章のまとめ

本章では我が国の地盤の工学的性質が諸外国のそれと異なる原因について、珪藻含有量の違いに着目してその含有量の違いが土の物理特性やせん断特性に及ぼす影響を検討した。本研究から得られた主要な結論を以下にまとめる。

- 1) 物理特性に関して、珪藻含有量の増加に伴って、土粒子密度は減少し、液性限界と塑性限界は増加する。この傾向は我が国の地盤物性と諸外国のそれとが異なっている傾向と一致している。このことから、珪藻が地盤物性の特性を示す一つの要因であることがわかった。
- 2) 残留有効応力 (σ'_r) は珪藻含有量の増加に伴って減少していく傾向にあり、僅かな珪藻含有量であっても σ'_r 値は大きく減少する。我が国の沿岸域の軟弱地盤には少なくとも数%の珪藻が含まれているものと考えられるので、採取された試料の σ'_r 値はサンプリングによる乱れの影響も加わり、原位置の有効応力 (σ') より小さな値になる。
- 3) 一軸圧縮強さ ($q_u/2$) は珪藻含有量が増えると減少する。また、一面せん断強さと三軸圧縮せん断強さは、珪藻含有量が増えると増加する傾向にある。このことから、一軸圧縮試験から求められる非排水せん断強さは珪藻を含んだ土のせん断強さを過小評価している可能性があり、拘束圧を作用させた一面せん断試験や三軸圧縮試験によって得られる非排水せ

ん断強さと比較検討する必要がある。

- 4) 珪藻を多量に含んでいる地盤に対して有意な設計を行う場合には、珪藻含有量を明らかにした上で、適切な試験方法を選定し、せん断試験結果を総合的に評価することが不可欠である。

参考文献

- Fredlund, D. G. and Rahardjo, H. (1993): Soil Mechanics for Unsaturated Soils, JOHN WILEY & SONS, INC., pp.260-262.
- Tanaka, H. and Locat, J. (1999): A microstructural investigation of Osaka Bay Clay: the impact of microfossils on its mechanical behaviour, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, pp. 493-508.
- Shiwakoti, D. R., Tanaka, H., Tanaka, M. and Locat, J. (2002): Influences of diatom microfossils on engineering properties of soils, Soils and Foundations, Vol.42, No.3, pp.1-17.
- 重松宏明, 八嶋厚, 園原宏和, 戸塚大介 (1999) : 岐阜県北部に分布する珪藻土の降伏特性, 土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第3部 (B), pp.726-727.
- 立石義孝, 鬼塚克忠, 落合英俊, 林重徳 (1994) : 大分県地方における珪藻土の工学的性質, 土と基礎, 第42巻, 5号, pp.47-52.
- 田中洋行, Locat, J. (1998) : 塑性指数に関する再考察, 土と基礎, 第46巻, 4号, pp.9-12.
- 田中洋行, Locat, J., Shiwakoti, R. D., 田中政典 (2001) : 日本と海外の海成粘性土の物理・化学特性に関する相違点, 土と基礎, 第49巻, 2号, pp.5-8.
- 田中政典, 田中洋行, 三島理 (2002) : 飽和粘性土の残留有効応力を支配する要因, 土木学会論文集 No.722/III-61, pp.219-229.

第4章 調査方法が地盤のせん断強さに及ぼす影響

4.1 概説

第2章ですでに述べたように、世界にはその国の地盤特性や調査技術に合った多くのサンプリング方法が存在する。サンプリング方法が変われば、地盤の非排水せん断強さも当然変化するものと考えられる。本章では、アメリカ、ノルウェー、イギリスおよびカナダで使用されているサンプラーから代表的な5種類のサンプラーを選び、我が国の固定ピストン式シンウォールサンプラーから得られるせん断強さとの比較を行った。また、ボーリング方法によっても非排水せん断強さが異なることが予測されるので、ウォッシュボーリングによるサンプリングおよびディスプレイメントボーリングによるサンプリングを行い、我が国のロータリー式ボーリングによるサンプリングから得られた試料のせん断強さとの比較検討を行った。本章では、ボーリング方法や我が国のサンプラーを含めた6種類のサンプラーから得られたせん断強さを比較して、それらのせん断強さがどのような関係にあるのか考察を行い、我が国のサンプリング技術が世界的にどのような位置づけなのか明らかにする。

本論文で選定した6種類のサンプラーは主に軟弱地盤を対象とするサンプラーで、それらの国で一般的に使用されているサンプラーである。サンプラーは図2.8サンプラーの開発経緯に示したように北欧や北米で発達しており、また、サンプラーに関する研究が進んでいることからこれらの地域から選定した。選定したサンプラーは、対象とする地盤やサンプリング目的が異なるのでサンプラーの口径、肉厚、採取試料長あるいはピストンの有無等、その機能や特徴が異なっている。サンプラーの機能や特徴が異なっている事実は、それから得られる非排水せん断強さも異なることが推察される。

また、ボーリング方法も我が国ではロータリー式ボーリングが当然のように行われているが、東南アジア地域では削孔の簡便さからウォッシュボーリング、北欧地域では古くからディスプレイメント式ボーリングが採用されており、地域によって試料の採取方法には差がある。ボーリング方法とサンプリング試料の品質についても密接な関係があると考えられ、ここに示したようにボーリング方法が大きく異なっているということは、ボーリング方法によっても試料の品質に違いがあるものと考えられる。このため、ボーリング方法が採取試料に与える影響についても比較検討を行う。

本章では異なったボーリング方法やサンプラーから得られた試料の非排水せん断強さの評価を σ'_r 値と $q_u/2$

値で評価する。また、一部のサンプラーから得られた試料ではX線透過試験による試料のクラック等の状況を評価する。また、異なったサンプラーから得られた試料の品質が違った理由について、サンプラーの刃先角度、採取試料長、サンプラー内強度分布、室内試験を行うまでの時間について検討を行った。

サンプリングには乱れの少ない試料採取を目的とするものと含水比などの物理的性質を調べるための乱れていてもよい試料採取の二通りがある。地盤のせん断強さや圧密特性を知りたい場合には、固定ピストン式シンウォールサンプラーなどによって乱れの少ない試料の採取を行う必要がある。本論文では特に断らない限り、乱れの少ない試料のサンプリングについて紹介する。

4.2 試験方法

サンプリング方法が異なった試料に対して σ'_r 値と $q_u/2$ 値の観点から比較を行う。また、一部のサンプラーから得られた試料に対してX線透過試験を実施した。一軸圧縮試験と残留有効応力測定試験については3.2試験方法および試料作製方法で述べたとおりである。ここでは、X線透過試験について述べる。

4.2.1 X線透過試験

X線透過試験は、X線の透過作用を利用してサンプリングチューブ内の土試料の品質評価を行うものである。図4.1に示すように試料をサンプリングチューブに収納したままの状態では工業用X線フィルムの上に静置し(X線管焦点からフィルム面までの距離は750mm)、大型基準片、透過度計とともに上部のX線発生装置よりX

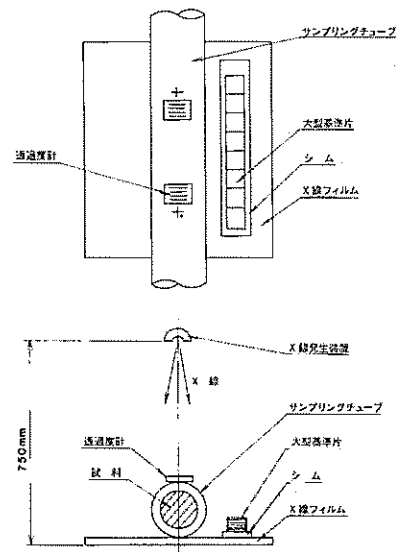


図4.1 X線写真撮影方法

線を照射してX線透過試験を行った。試験方法の詳細は善ら(1982)が示した方法によった。

試験条件は事前にいくつかの照射条件のもとで予備撮影を行い、所定の濃度のX線写真を得ることができるように決定した。試験試料と試験条件を表4.1に示す。

サンプリングチューブ内の試料に存在するクラックの状態を把握するためには、試料の同一部分に対して照射するX線の方向を変えて撮影を行う必要がある。今回は図4.2に示すようにサンプリングされた試料の同一部分に対して、45°ずつ回転させ3方向からX線を照射して撮影を行った。

4.3 サンプリング方法の違いがせん断強さに及ぼす影響

4.3.1 我が国と諸外国のサンプラーの比較

本論文では、現在世界的によく使用されているサンプラーで、筆者が野外実験で使用した6種類のサンプラー

表4.1 試験試料とX線透過試験条件

サンプラーの種類	試料番号	採取深度(m)	X線透過試験条件		
			管電圧(kVp)	管電流(mA)	照射時間(min)
ELE サンプラー	E-29	8.58~8.93	110	5.0	0.7
	E-31	10.58~10.93			
	E-33	12.60~12.95			
	E-35	14.60~14.95			
NGI サンプラー	N-3	7.60~8.25	245	5.0	1.7
	N-7	11.80~12.45			
	N-12	20.00~20.65			
	N-16	26.00~26.65			
SHT サンプラー	S-21	34.50~35.00	215	5.0	15
	S-23	37.50~38.00			
	S-25	40.50~41.00			
水圧式ピストンサンプラー (JPN-H)	T-4	8.60~9.45	215	5.0	15
	T-8	12.70~13.57			
	T-13	21.50~22.38			
	T-17	27.50~28.40			
	T-22	36.00~36.88			
	T-26	42.00~42.84			

を紹介する。サンプラーの諸元を表4.2に示す。

(1) JPN サンプラー

日本の固定ピストン式シンウォールサンプラーのことで、その構造を図4.3に示す。サンプラーは内径75mm、全長1000mmである。JPNサンプラーはピストンの固定方法やサンプラーの押し込み機構の違いによってエキステンションロッド式サンプラーと水圧式サンプラーとに分類される。本論文ではエキステンションロッド式サンプラーをJPNという。サンプラーはサンプラーヘッド、ピストンおよびサンプリングチューブから成り立っており、サンプラーヘッドにはサンプラーを押し込む時、ピストンが試料を圧縮しないように機能するボールコーンクランプがある。ピストンはインナーロッドを介して三本槽に固定される。サンプラーおよびサンプリング方法は地盤工学会基準JGS 1221「固定ピストン式シンウォールサンプラーによる土の乱さない試料の採取」に定められている(地盤調査法, 1995)。我が国で最も一般的に用いられているサンプラー(以下、JPNという)である。

(2) ラバルサンプラー

カナダのLaval(ラバル)大学で開発されたサンプラーで(以下LVLという)内径208.3mm、全長660mmの大口徑サンプラーである。我が国には岡ら(1992)によって導入された。サンプラーの構造を図4.4に示す。サンプリングは267.4mmのコアチューブで所定の深さまでボーリングを行った後、サンプラーを孔底まで降下させ、サンプラーを地中に押し込む。その後、追切りを行い、サンプラーと地盤とを切り離し、サンプラーを回収する。試料の脱落防止のため、サンプラーヘッドにボールバルブがある。このサンプラーはピストンが無く、オープンドライブサンプラーに分類される。ボーリングロッド径が約90mmもあり、また、追切り作業も必要とするので、取り扱いには高度のサンプリング技術が必要である。

(3) NGI サンプラー

このサンプラーはノルウェー地盤工学研究所のAndresen & Kolstad (1976)によって開発された(以下NGIという)。サンプラーの構造を図4.5に示す。NGIはカッティングエッジ、アウターチューブおよびサンプラーヘッドから成るコンポジットサンプラーである。試料はアウターチューブの内側に装着されたプラスチック製のサンプリングチューブに取り込まれる。サンプリングチューブは内径54mm、全長768mmである。試料

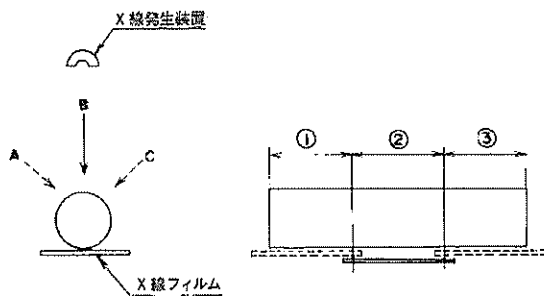


図4.2 試料の分割撮影方法

表4.2 使用したサンプラーの諸元

Sampler type	Inside diameter (mm)	Sampler length (mm)	Sample length (mm)	Thickness (mm)	Area ratio ²⁾ (%)	Inside clearance ratio ³⁾ (%)	Piston	Developer
JPN	75	1000	800	1.5	7.5	0	yes	Japanese Geo-technical Society
SHT	72	610	500	1.65	8.6	1	no	ASTMD1587
NGI	54	768	650	13	42	0.5	yes	Norwegian Geo-technical Institute
ELE	101	500	330	1.7	6.4	0	yes	Engineering Lab. Equipment, UK
LVL	208	660	600	4	7.3	0	no	Lavel University, Canada
SS	250 ¹⁾	-	350	-	-	-	no	Sherbrooke University, Canada

1) : sample diameter

2) : $(D_o^2 - D_c^2) / D_c^2 \times 100$ where, D_o : outer diameter of sampler, D_c : tip diameter of sampler

3) : $(D_i - D_c) / D_c \times 100$ where, D_i : inner diameter of sampler

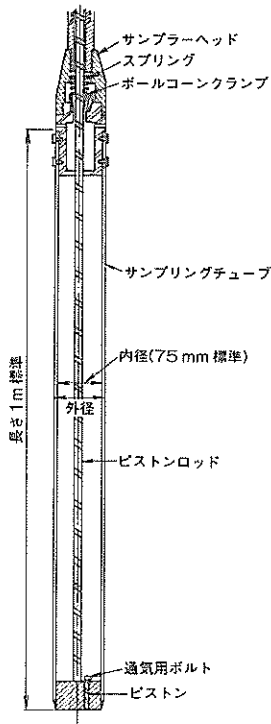


図4.3 固定ピストン式シンウォールサンプラー (JPN)

採取方法は JPN と同様である。このサンプラーはボーリング孔を必要としないディスプレイメント式のサンプラーで、断面積比が大きいのが特徴である。ノルウェーで日常的に使用されているサンプラーである。ディスプレイメント式のサンプリングは北欧地域で古くから使用されている方式である。

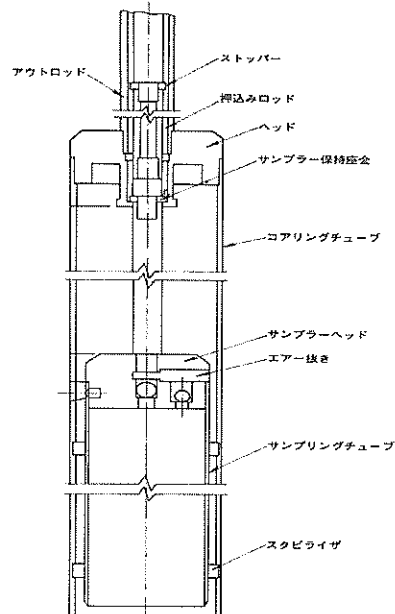


図4.4 LVL サンプラー

(4) ELE サンプラー

このサンプラーはイギリスの England Laboratory Equipment 社によって開発された (以下 ELE という)。内径は 101mm, 全長が 500mm である。サンプラーの構造を図 4.6 に示す。試料採取方法は JPN と同様の固定ピストン式である。このサンプラーもピストンベースの先端は尖っており、NGI と同様ボーリング孔を必要としないディスプレイメント式のサンプラーの特徴を持っている。

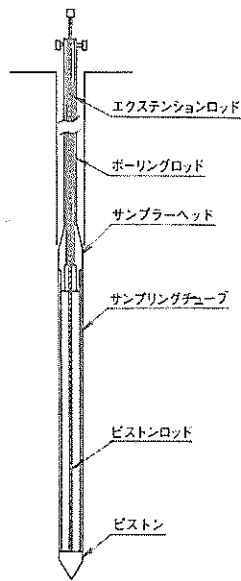


図4.5 NGI サンプラー

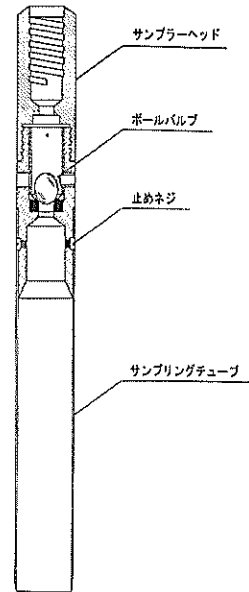


図4.7 SHT サンプラー

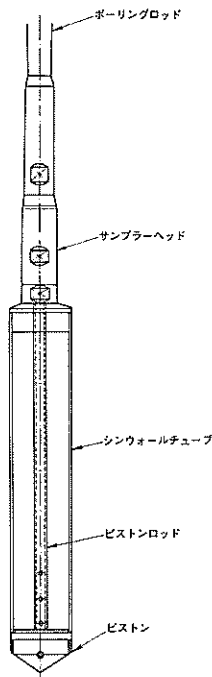


図4.6 ELE サンプラー

(5) シェルビーチューブサンプラー

シェルビーチューブサンプラー (以下, SHT という) は内径 72mm, 全長 610mm の鋼製のサンプラーである。サンプラーの構造を図4.7に示す。SHTはピストンの無い, オープンドライブサンプラーであり, サンプラーを地中に押し込み試料を採取するのみの単純なサンプ

ラーである。試料の脱落防止装置としてボールバルブを持ってはいるが, 軟弱な地盤では試料が脱落する場合もある。アメリカやアジアを中心に世界で最も多く使用されているサンプラーである。試料の採取方法は ASTM D1587 “Thin-walled tube sampling of soils” に定められている。

(6) シェブルックサンプラー

シェブルックサンプラー (以下, SS という) はカナダの Sherbrooke (シェブルック) 大学の Lefebvre & Poulin (1979) によって開発されたサンプラーである。図4.8に SS の構造を, 図4.9に試料採取後の写真を示す。SS はチューブ状のサンプラーではなく鳥かごに似たサンプラーで直径約 25cm, 高さ 35cm のブロック状の試料採取が可能である。試料採取方法はコアチューブ ($\phi 450\text{mm}$) によって所定の深度まで掘削を行う。その後 SS を孔底まで下ろし, 3本の支柱からベントナイト泥水を循環させながら掘削を行う。地盤と試料との切り離しは3本の支柱の下部にあるカッターによって行う。試料の採取方法はコアチューブ ($\phi 450\text{mm}$) によって試料採取深さの 20cm 手前までボーリング行う。その後, 孔底均し用フラットオーガー ($\phi 400\text{mm}$) によって所定の深さまで掘削 (すき取り) を行い, 孔底を平滑に仕上げる。SS を孔底に降ろし, 三本の支柱からベントナイト泥水を循環させながら, 回転数 27回/min, 泥水量 $0.07\text{m}^3/\text{min}$, 泥水圧 500kPa で掘削を行う。所定の深さまで掘削が終了した後, 地上よりウェイトを落下させスプリング機構

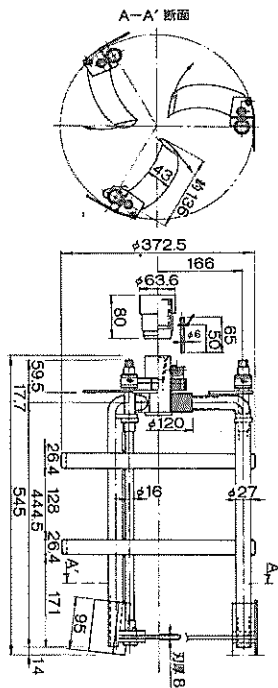


図4.8 SS サンプラー

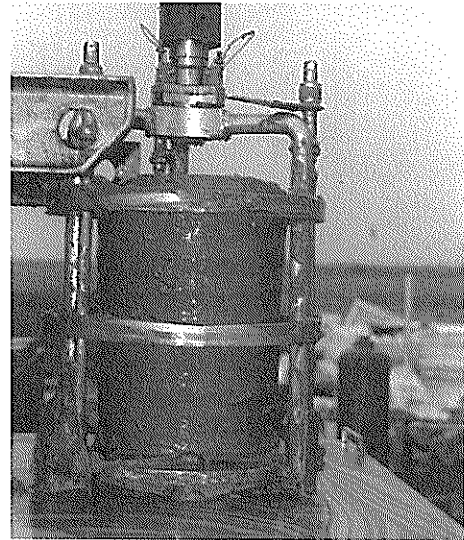


図4.9 SS サンプラーによる試料採取状況

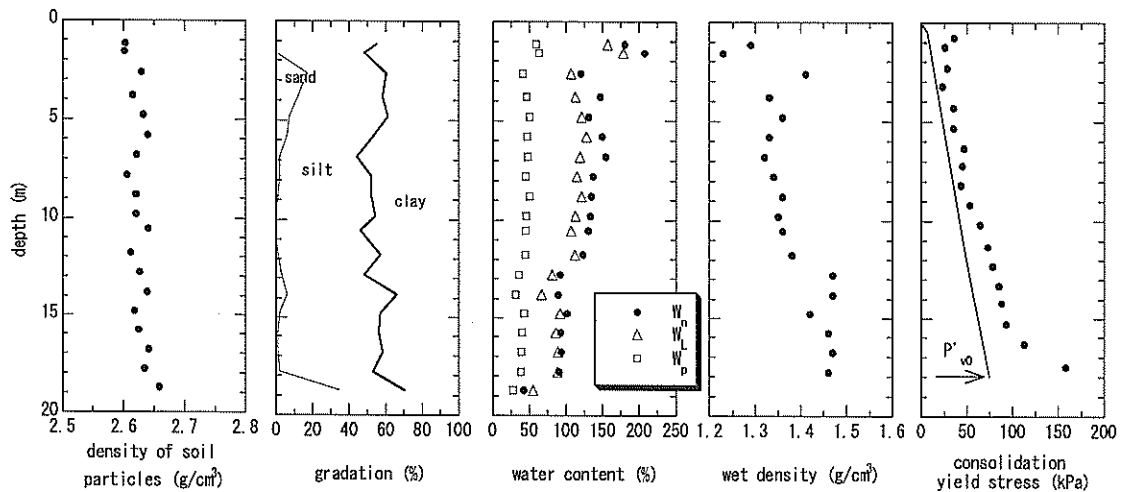


図4.10 佐賀有明の土質概要

を解放させる。これによって、三本の支柱の下部にあるカッターが徐々に閉じ、地盤と試料との切り離しを行う。

4.3.2 各種サンプラーから得られた試料の品質比較

表4.3に示したサンプラーを使用して佐賀有明でサンプリングを行い、せん断強さの比較を行った。調査位置は佐賀県肥前鹿島市の南東3km付近の干拓地帯である。土質の概要を図4.10に示す。地表面から約-18mまでが塑性の高い鋭敏な粘性土であり、これ以深は砂質土である。G.L.-13mを越すと地下水の汲み上げの影響から自然含水比は減少している。以下、各種サンプラー

から得られた試料の品質評価に関しては、一軸圧縮強さと残留有効応力を用いて議論する。

(1) 一軸圧縮強さ

地表面から10mから採取された試料を対象として一軸圧縮試験を行った。6種類のサンプラーから得られた試料の圧縮応力(σ)と軸ひずみと(ϵ)との関係を図4.11に示す。一番大きな σ 値、いわゆる一軸圧縮強さ(q_u)を示すのは、SSから得られた試料で、破壊時のひずみ(ϵ_p)も一番小さい。JPNとLVLから得られた試料の q_u 値はほぼ同じでSS試料の次に大きな q_u 値を示す。ELEと

SHT から得られた試料の q_u 値は小さく, SS, JPN や LVL から得られた試料の q_u 値の半分以下であり, e_r 値は大きく現れている. すなわち, 多くの地盤工学の教科書に記載されているような品質の悪い典型的な様相を呈している. NGI から得られた試料の q_u 値は, JPN から得られた試料の q_u 値より少し小さい.

次にピストンの有無による q_u 値の違いを考察する. ピストンを持つ JPN, NGI および ELE の q_u 値を比較すると, サンプラーの構造や試料採取方法がほぼ同じであるにもかかわらず, q_u 値は大きく異なっている. この原因について ELE のサンプラーの採取試料長が短いことが考えられる. すなわち, 試料採取の際, 地盤とサンプリング試料とを切り離す時に試料先端部にサクシオンが働き, σ_r が消失するとともに, この影響が試料全体に及んだものと考えられる. ピストンの無いサンプラーに SS, LVL と SHT がある. SS と LVL は JPN と同等以上の値を示しており品質のよい試料が採取されている. 一方, SHT は非常に小さな値を示しており, 試料が乱されているものと考えられる. 一般にはピストンサンプラーの方がピストンの無いサンプラーよりも品質のよい試料が取れるといわれているが, ピストンの無い SS や LVL でもピストンのある JPN サンプラーと同程度以上の品質の試料採取ができる. 本実験から, ピストンは無くても, 迫切りなど試料を採取する手順等を工夫することによって品質のよい試料を取ることが可能となる.

自然に堆積した地盤の特性は決して一様ではなく, たとえわずか数 cm 離れても含水比や強度が変化することが考えられる. 図4.11に示された SS から得られた試料の q_u が一番大きな値を示しているが, これが地盤の不均一によって, 偶然に得られた q_u かもしれない. したがって, 一深度のみの結果でもって試料の品質を判断す

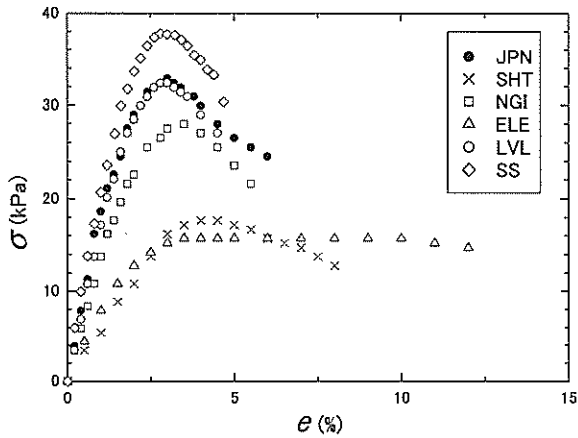


図4.11 各サンプラーから得られた応力～ひずみ曲線

るのは早計であると考えられる. さらに, 6種類のサンプラーでサンプリングした深度は必ずしも同じではなく, せん断強さは深さ方向に増加する. このため, 各サンプラーによるせん断強さの比較を容易にするために, 式(2.2)に示した CPT から得られるせん断強さ s_u (CPT) 値と比較検討を行う.

図4.12に各サンプラーから得られた試料の $q_u/2$ を s_u (CPT) とともに示す. s_u (CPT) 値は式(2.2)に示されるように, N_{kt} 値によって異なってくる. 本調査地点では図4.13に示すように, s_u (CPT) 値と FVT から得られたせん断強さ (τ_f) とを比較して N_{kt} 値を10とした. すなわち, s_u (CPT) は τ_f と同じであるといえる. SS から得られた試料の $q_u/2$ は, どの深度においても大きな値を示している. また, JPN と LVL から得られた試料の $q_u/2$ がこれに続き大きな値を示しており, それらの傾向は図4.11に示された傾向と同じである.

次に, 各サンプラーから得られた $q_u/2$ を採取された試料と同じ深度に対応する s_u (CPT) を求め, この s_u (CPT) によって正規化を行った. 結果を図4.14に示す. 図はすべてプレボーリングによって得られた結果である. SS, LVL および JPN から得られた $(q_u/2)/s_u$ (CPT) 値が, 他のサンプラーから得られた $(q_u/2)/s_u$ (CPT) 値と比べて大きな値を示していることがわかる. さらに詳細に見てみると, SS から得られた試料の $(q_u/2)/s_u$ (CPT) 値が, 図4.11に示したほど顕著ではないが, JPN と LVL から得られた試料の $(q_u/2)/s_u$ (CPT) 値より多少大きいようである. 一方, ELE および SHT から得られた試料の $(q_u/2)/s_u$ (CPT) 値は, SS, JPN および LVL から得られた $(q_u/2)/s_u$ (CPT) 値よりも明らかに小さいことがわかる. また, NGI から得られた試料の $(q_u/2)/s_u$ (CPT) 値はそれらのサンプ

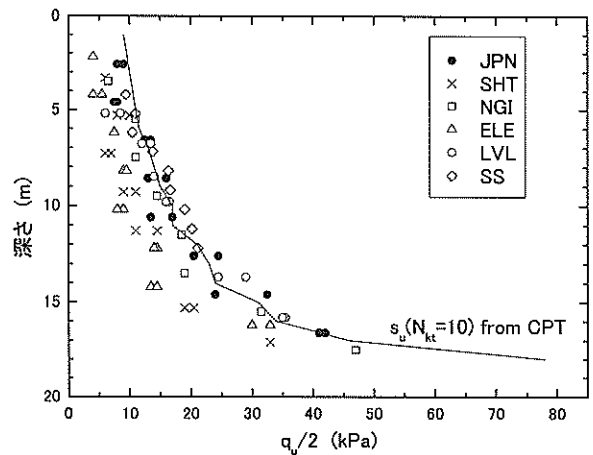


図4.12 各サンプラーから得られた $q_u/2$ と深さとの関係

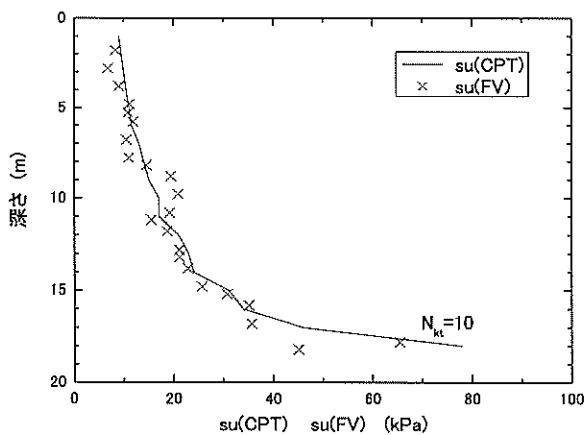


図4.13 現場ベーンせん断強さと CPT から得られたせん断強さの比較

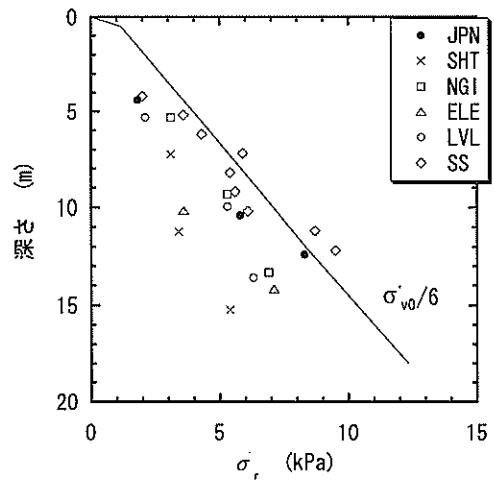


図4.15 各種サンプラーから得られた σ'_r

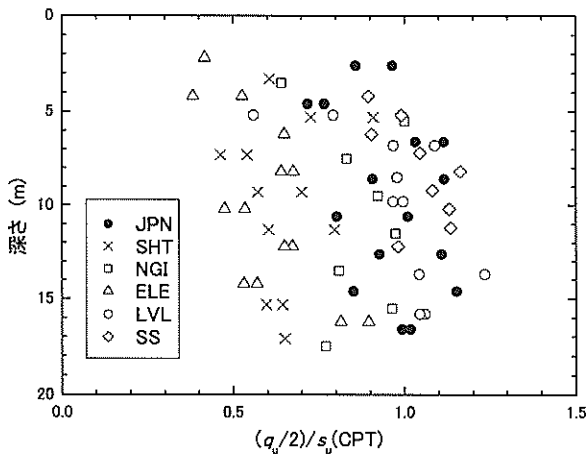


図4.14 $s_u(\text{CPT})$ による正規化

ラーから得られた $(q_u/2)/s_u(\text{CPT})$ 値の中間にあることがわかる。

(2) 残留有効応力

図4.15に各サンプラーから得られた σ'_r を $\sigma'_{v0}/6$ ラインとともに示す。 σ'_r 値は深さとともに増加する傾向にあり、深さと q_u の関係と同様な傾向を示している。多くの σ'_r は $\sigma'_{v0}/6$ ラインの左側に位置する。サンプラー別にこの関係を詳しく見ると、SS、JPN および LVL から得られた試料の σ'_r は $\sigma'_{v0}/6$ ライン付近に位置している。すなわち、乱れの少ない試料の σ'_r が $\sigma'_{v0}/6$ ライン付近に位置していることを意味している。ELE と SHT から得られた試料の σ'_r は $\sigma'_{v0}/6$ ラインと比較して、大きく左側に位置しており、試料が乱れていると考えることができる。NGI から得られた試料の σ'_r は JPN や ELE から得られた試料のそれらの中間に位置している。この



図4.16 X線写真 (八郎潟, JPN サンプラー)

傾向は深さと q_u の関係にも認められる。

(3) X線透過試験

それぞれのサンプラーから得られた試料の代表的な X線写真を図4.16に示し、ELE、NGI、SHT および JPN から得られたクラック等の状況を図4.17に示す。なお、本調査地点では水圧式の固定ピストン式シンウォールサンプラー (JPN-H) を使用した。

ELE から得られた試料には刃先から 25~35cm 離れた位置で小さなクラックが水平方向に認められたが、その他は均質な粘性土の X線写真と同程度であった。試料上部のクラックの発生原因は、サンプリングチューブ貫入時におけるチューブ内壁と試料の摩擦またはチューブ引き上げ時に作用するバキュームによる引っ張りのた

めと考えられる (図4.17(a)).

NGI から得られた試料には全体的に、非常に細くて短いクラックが多く見受けられる。これは土とインナーチューブとの摩擦のためと思われる。試料を抜き出す時に試料の周辺の一部がめくれ上がる状態が確認できた。また、試料採取深度が深くなるにつれて、クラックが多くなる傾向にあり、NGI の適用深度に限界があるのではないかと考えられる (図4.17(b)).

SHT では、刃先から 30~55cm で水平方向に多くのクラックが認められた。刃先付近にも水平方向のクラックがあり、チューブ引き上げ時に試料先端部に生ずる引っ張り力によって発生したものと思われる。試料の上部では密度差も確認された。これは、いくら丁寧にボーリング孔を掘削しても、ピストンが無いためサンプラー降下中に孔壁を削り取ることによって、サンプリング時にはすでにサンプラー内にスライムなどが取り込まれていたためと考えられる。採取長についてもサンプラー押込み長 (50cm) より長い (約 55cm) 試料が入っていた。X線写真から判断すれば、力学試験に使用できそうな試料は全体の半分程度である (図4.17(c)).

JPN-H は刃先から 0~15cm と 65~80cm に水平方向のクラックが認められた。刃先から 65~80cm におけるクラックは比較的大きなものであった。この原因がオペ

レーターの技術によるものなのか、サンプラーの構造によるものかは判断できないが、原因の一つとして JPN に水圧を供給する際に生ずるボーリングポンプの脈動やピストンのパッキング(O-リング)とシンウォールチューブとの摩擦が一定でないために生ずる振動などが考えられる (図4.17(d)).

X線写真からも JPN-H で採取した試料は他のサンプラーから得られた試料よりもよい試料が取れていることがわかる。特に、SHT で採取された試料は X線写真からも品質の悪いことが示唆される。

4.3.3 サンプラーの刃先角度がせん断強さに与える影響

以上の実験結果からサンプリングによって得られた試料の $q_u/2$ 値は、使用するサンプラーや試料採取方法によって大きく異なってくるのがわかった。このうちイギリスの ELE は、我が国の JPN と同様な機構および採取方法であるのにも拘わらず、ELE から得られた試料の $q_u/2$ 値は、JPN から得られたそれと比較して非常に小さいことがわかった (田中ら, 1996)。この原因の一つに ELE の刃先角度は 30度もあり、JPN のその 6度より大きいことから、刃先角度が試料の品質に影響を及ぼしているものとも考えられる。そこで、サンプリングチューブの刃先角度に注目し、刃先角度の違いによる σ'_v 値と $q_u/2$ 値との関係を比較検討した。

調査位置は、佐賀有明で土質の概要は図4.10に示したとおりである。表3.9に JPN と ELE の諸元を再掲する。JPN と ELE の採取試料長は、それぞれ 80cm および 33cm である。JPN と ELE は、サンプラーの直径、肉厚、長さは異なっているものの、いずれも固定ピストン式シンウォールサンプラーであり、サンプラーの取り扱いや試料採取方法はほとんど同じである。試料採取はボーリングによって試料採取に必要なボーリング孔を削孔した後に試料の採取を行う、プレボーリング方式によった。プレボーリング方式については、4.4で詳しく述べる。

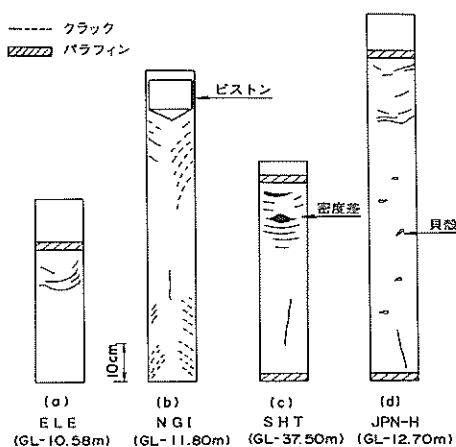


図4.17 サンプラー内試料の状況模式図

(1) 残留有効応力

σ'_v は3.2に示した手順に従って計測を行った。 σ'_v の

表4.3 JPN と ELE の諸元

Sampler type	Inside diameter (mm)	Sampler length (mm)	Sample length (mm)	Thickness (mm)	Area ratio (%)	Inside clearance ratio (%)	edge angle (°)	Piston
JPN	75	1000	800	1.5	7.5	0	6	yes
ELE	101	500	330	1.7	6.4	0	30	yes

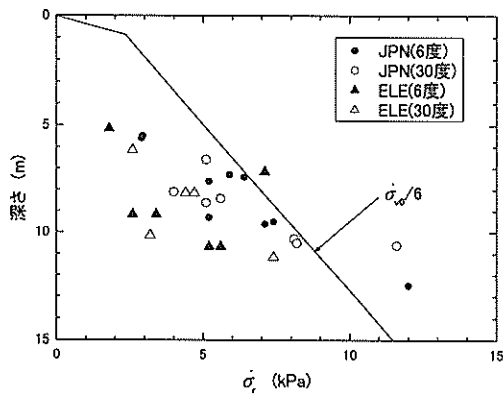


図4.18 刃先角度の違いと σ'_r

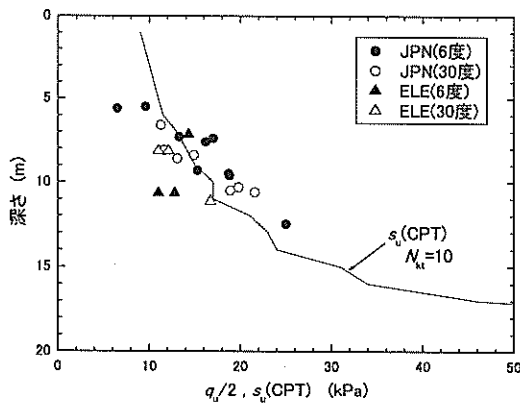


図4.19 刃先角度の違いと $q_u/2$

測定時間は試料の採取深さによって異なるが、深さ10mの試料で約20分であった。深さと σ'_r 値との関係を図4.18に示す。なお、JPNの σ'_r 値については4.3.6で述べるように刃先からの距離によって σ'_r 値の大きさが変化するので、力学試験に一般的に使われる刃先から10から40cmの試料について表示した。また、田中ら(1995)の研究によれば、海成粘性土の σ'_r 値は σ'_{v0} のおよそ1/6なので、このラインも表示した。JPNから得られた試料の刃先角度の違いによる影響は、明確に現れているとは言い難い。また、ELEから得られた試料の σ'_r 値は刃先角度によらず小さな値を示しており、バラツキが大きく刃先角度の違いによる影響は明らかではない。

(2) 一軸圧縮強さ

σ'_r 測定後、直ちに一軸圧縮試験を行った。図4.19に深さと $q_u/2$ 値との関係をCPTから得られた s_u (CPT) 値と併せて示す。コーン係数 N_k は10とした。ここでも刃先角度によらずELEから得られた試料の $q_u/2$ 値は s_u (CPT) ラインの左側にあり、JPNのそれと比べると小さな値を

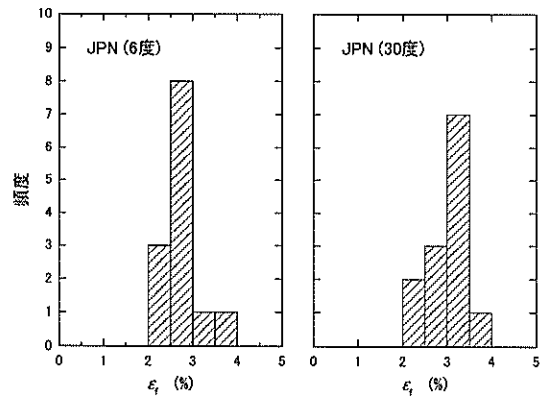


図4.20 破壊時のひずみと頻度

示している。なお、5m付近の試料は貝殻を含んでいたため、 σ'_r と $q_u/2$ の両者共に小さな値を示している。

図4.20に破壊時のひずみ (ϵ_f) と頻度との関係を示す。ここではELEから得られた試料の個数が少なかったため、JPNから得られた試料の ϵ_f を刃先角度6°と30°とに分類した。刃先角度6°の破壊時のひずみ $\epsilon_f(6)$ の平均値は2.76%、標準偏差は0.34%である。刃先角度30°の $\epsilon_f(30)$ の平均値は3.01%、標準偏差は0.41%である。 ϵ_f は刃先角度が鋭いほど ϵ_f が小さく現れる傾向にある。刃先角度6°の変形係数 $E_{50}(6)$ の平均が1,635kPa、刃先角度30°の変形係数 $E_{50}(30)$ の平均が1,044kPaであり、刃先角度の違いによる影響が顕著に現れた。これは松本ら(1970)の結果と同様であった。以上の結果が示すように、刃先角度の違いによる影響は σ'_r 値や $q_u/2$ 値よりも ϵ_f や E_{50} の方が乱れの影響に敏感であるものと考えられる。

4.3.4 採取試料長がせん断強さに与える影響

JPNとELEから得られた試料のせん断強さが大きく異なる原因の一つに採取試料長の影響も考えられるので検討を行う。JPNの標準採取試料長は80cm、ELEの標準採取試料長は35cmであり、採取試料長は大きく異なっている。そこで、本検討ではELEと同じ形状で、サンプラー長を100cmに改良し、80cmの試料を採取できる改良型サンプラーを作製した(ELE改という)。表4.4に比較検討したサンプラーの諸元を示す。ここに示したサンプラーは、サンプラーの直径、肉厚、長さは異なっているものの、いずれも固定ピストン式シンウォールサンプラーである。ELEとELE改の異なる点は採取試料長のみである。なお、ELE改では採取試料長を80cmと35cmの二通りの試料採取を行った。

表4.4 比較検討したサンプラーの諸元

sampler type	Inside diameter (mm)	sampler length (mm)	Sample length (mm)	Thickness (mm)	Area ratio (%)	Edge angle (°)
JPN	75	100	800	1.5	7.5	6
ELE	101	500	350	1.7	6.4	30
ELE改	101	100	350	1.7	6.4	30

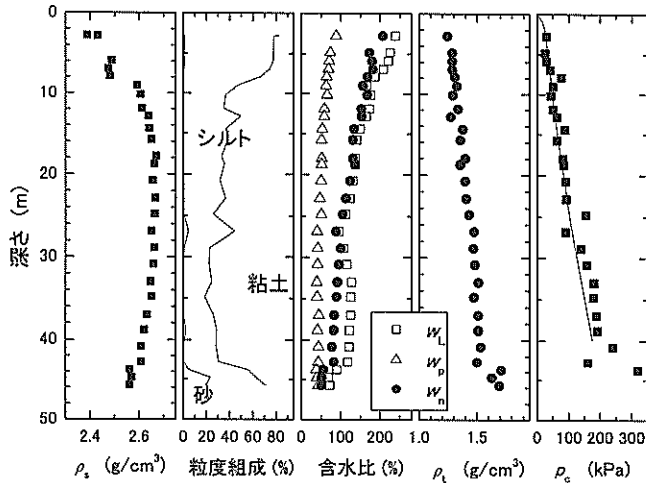


図4.21 八郎潟の土質概要

調査位置は、秋田県八郎潟中央付近の干拓地である。土質の概要を図4.21に示す。地表面から約-2mまでは埋め立てられた砂地盤、G.L.-2mから-6mまでは腐食分を多く含む含水比の高い地盤、G.L.-6mから-45mまでが塑性の高い鋭敏な粘性土である。

(1) 残留有効応力

σ'_r は3.2に示した手順に従って計測を行った。深さと σ'_r 値との関係を図4.22に示す。また、 σ'_{v0} の1/6と1/12のラインも表示した。図中のサンプラーの後に続く数字は採取試料長を表し、それぞれ80cm, 35cmで採取されたことを意味している。各サンプラーから得られた試料の σ'_r は、 $\sigma'_{v0}/6$ よりかなり小さな値を示している。JPN(80)とELE改(80)から得られた試料の σ'_r でも $\sigma'_{v0}/6 \sim \sigma'_{v0}/12$ の間にあり、他の沿岸域の海成粘性土地盤から得られた σ'_r と σ'_{v0} との関係より小さな値を示した。特に、ELE(35)やELE改(35)から得られた試料の σ'_r は $\sigma'_{v0}/12$ 付近よりも小さな値を示している。このように、採取試料長の短いサンプラーの σ'_r 値は採取試料長の長いサンプラーの σ'_r より小さく現れる。小さくなる原因として採取試料長が短い場合には、サンプラーを地盤から切り離す時、発生した負圧によって試料全体が乱されてしまうことが考えられる。

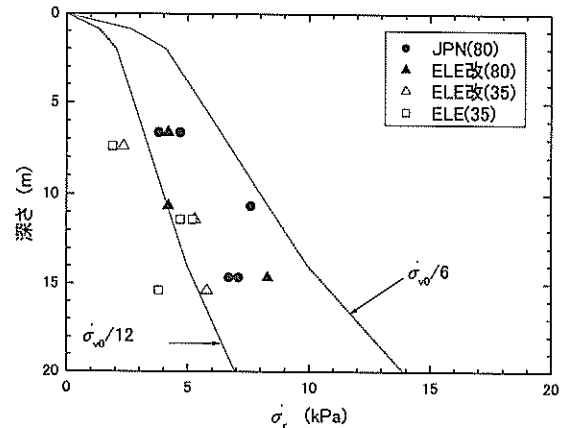
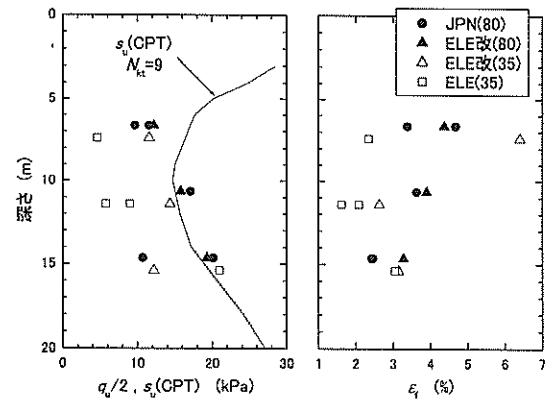


図4.22 八郎潟の深さと σ'_r との関係



(a) 深さと $q_u/2$ (b) 破壊時のひずみ

図4.23 採取試料長の影響

(2) 一軸圧縮強さ

図4.23に採取試料長と $q_u/2$ 値の関係を示す。図4.23(a)には深さと $q_u/2$ 値との関係を s_u (CPT)値と併せて示す。八郎潟におけるコーン係数 N_{kt} もFVTの結果と比較を行い、 N_{kt} は9とした。 $q_u/2$ 値も採取試料長の短いサンプラーから得られた試料の方が、採取試料長が80cmの場合よりも小さな値を示している。JPN(80)とELE改(80)から得られた試料の $q_u/2$ 値については s_u (CPT)ライン付近にあることから、試料採取はうまく行われたものと考えられ、 σ'_r 値が小さいのはこの地盤の特性ではないかと考えられる。なお、G.L.-7m付近で各サンプラーから得られた $q_u/2$ 値が s_u (CPT)値よりも小さく現れるが、これは N_{kt} を求めるにあたって、本地盤を単一層と考えG.L.-10mから-18mの $q_u/2$ 値に s_u (CPT)値を合わせたためである。

そこで本論文ではG.L.-10mから-18mを対象として($q_u/2$)/ s_u (CPT)値を考察する。試料採取長の違いを示すデータ個数は3~4と少ないが、JPN(80), ELE(35),

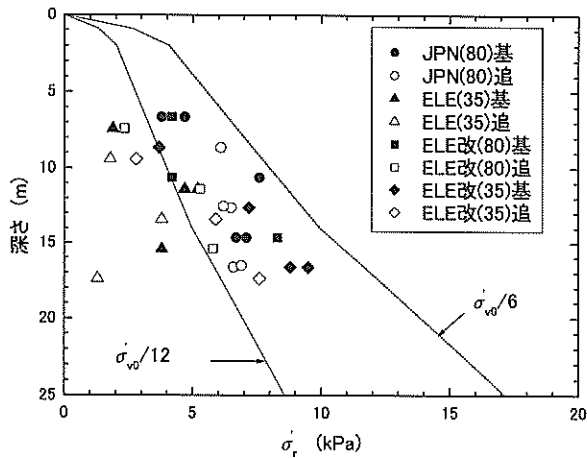
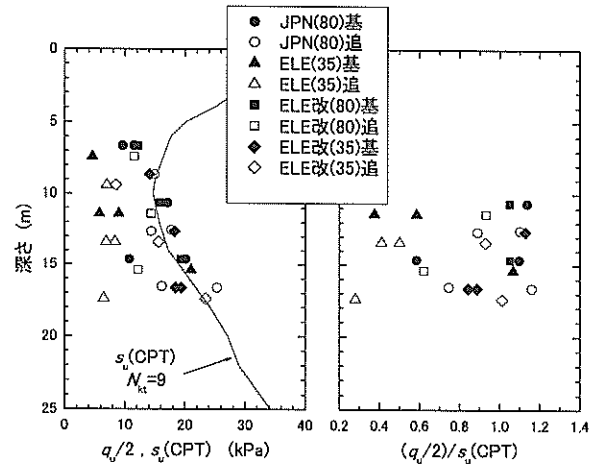


図4.25 追切りと σ'_r

改(80)追, ELE改(35)基およびELE改(35)追から得られた試料の $(q_u/2)/s_u(\text{CPT})$ 値の平均はそれぞれ0.94, 0.98, 0.68, 0.40, 1.05, 0.95, 0.78, 0.97である。ELEから得られた試料の $(q_u/2)/s_u(\text{CPT})$ 値は非常に小さく, 他のサンプラーから得られた試料の $(q_u/2)/s_u(\text{CPT})$ 値はELE改(80)基を除き1付近にある。ELE改(35)基とELE改(35)追を比較すると追切りによって試料の品質が良くなっているとも考えられるが, データ数が少ないので結論づけることができない。

4.3.6 採取された試料のサンプラー内の強度分布

JPNは採取試料長が80cmあり, 試料採取の際, 試料とサンプラー壁面との間には大きな摩擦力が生ずる。この摩擦の影響は刃先からの距離によって異なってくるものと考えられる。サンプラー内の q_u の分布は刃先付近で小さく, 刃先から20~40cmの間で最大値が見られ, それ以後は刃先から離れるに従い小さくなることが報告されている(藤下ら, 1966)。このため, JPNサンプラー内の σ'_r 値と $q_u/2$ 値の分布に注目し検討を行う。もし, この原因が σ'_r によるものならば σ'_r 値は図4.27に示すように場所によって異なるはずである。通常の場合にはサンプリングしてから, ある程度時間がたってから一軸圧縮試験が行われるので, 図4.27に示されるようにサンプラー内の σ'_r はある程度均一化されていることが考えられる。この違いを調べるために, σ'_r の変化(移動)がない状態と考えられるサンプリング直後に試料の押し抜きを行ったものと, サンプラー内の σ'_r が均一化されると考えられる3週間後に押し抜いた試料について, サンプラー内の σ'_r の分布を調べた。サンプリング直後の試料は10cm毎に切り出し, ラップおよびパラフィンでシールした後試験室に運搬し, サンプリング2~3週間



(a) 深さと $q_u/2$ (b) $s_u(\text{CPT})$ で正規化

図4.26 追切りと $q_u/2$

後に σ'_r を測定した。試料採取を行ったのは, 佐賀有明粘土で土質概要は図4.10に示したとおりである。

(1) 残留有効応力

JPNサンプラー内の σ'_r 値と刃先からの距離との関係を図4.28に示す。縦軸は σ'_{v0} で正規化した。現地で採取直後に押し抜いた試料の σ'_r/σ'_{v0} 値は, 刃先に近いところで大きく, 刃先から離れるに従い小さくなる傾向にある。一方, 3週間後に室内で押し抜いた試料の σ'_r/σ'_{v0} 値は, 刃先付近で小さく, 刃先から30cm離れたところで最大となっている。採取直後に抜いた試料の σ'_r と3週間後に試験室で測定した σ'_r の結果とは図4.27に示したように明らかに分布の様子が異なる。刃先に近い部分においては, 試料採取直後に測定した σ'_r が3週間後のそれより明らかに大きな値を示しており, 時間に伴って刃先部の σ'_r は変化している様子がうかがえる。

(2) 一軸圧縮試験

JPNサンプラー内の $q_u/2$ 値の変化を図4.29に示す。縦軸は σ'_{v0} で正規化した。試料採取直後に測定された $(q_u/2)/\sigma'_{v0}$ は刃先付近で一番大きく刃先から離れるに伴ってその値は小さくなっていく。図4.28に示した σ'_r とほぼ同様な傾向を示している。また, 3週間後に測定された $(q_u/2)/\sigma'_{v0}$ 値は刃先付近でやや小さく刃先から20~30cmで最大値を示し, それ以降は刃先から離れるのに従って $(q_u/2)/\sigma'_{v0}$ 値は減少していく。刃先からの距離と $q_u/2$ 値の関係についても σ'_r/σ'_{v0} 値と同様な傾向にある。藤下ら(1966)が示した結果も本検討における3週間後の測定結果と同様な結果を示している。

しかしながら, これらの実験結果から判断すると, 試

料採取後なるべく早い時期に試料をサンプラーから押し抜いた方が刃先付近の σ'_r や q_u は大きくできるものと考えられる。また、3週間後に押し抜いた試料の刃先付近の σ'_r と $q_u/2$ が小さくでているのは、押し抜き時間の経過によってサンプラー内の σ'_r がある程度均一化された後に押し抜かれたため、試料を押し抜く時の試料とサンプラー壁面との摩擦によって σ'_r と $q_u/2$ が小さくなったとも考えられる。

4.4 ボーリング方法の違いがせん断強さに及ぼす影響

2.2に示したサンプリングに関する既往の研究と現状について述べたように、サンプリング方法には①ロータリー式ボーリングによるサンプリング、②ウォッシュボーリングによるサンプリングおよび③ディスプレイスメントボーリングによるサンプリングに分類されることを示

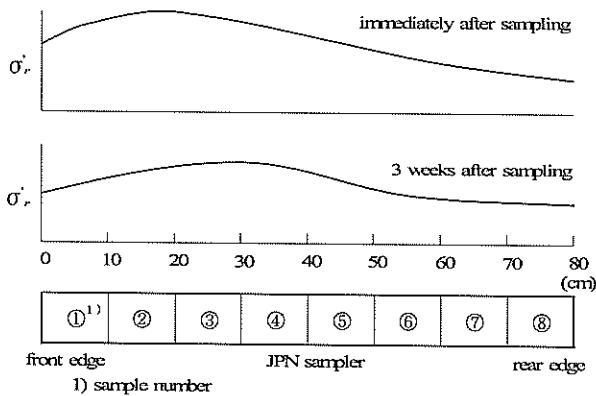


図4.27 σ'_r の分散の概念図

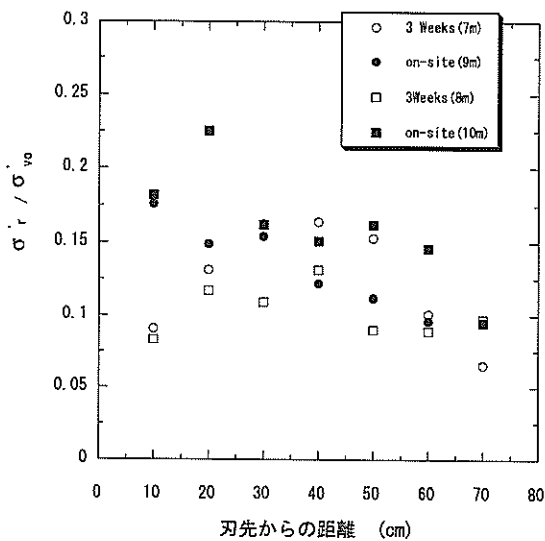


図4.28 刃先からの距離と σ'_r

したが、ここでは、これらの方法によって採取された試料の品質がどの程度異なるのか比較実験結果を示す。なお、①は我が国のサンプリング方法、いわゆるロータリー式ボーリングと固定ピストン式シンウォールサンプラー (RB+JPN)、②はウォッシュボーリングとシェルビークューブサンプラー (WB+SHT)、③はディスプレイスメントとNGIサンプラー (DSP+NGI) との組み合わせを示す。

4.4.1 ウォッシュボーリングとシェルビークューブサンプラー

図4.30にウォッシュボーリングとロータリー式ボーリングから得られる試料の $q_u/2$ と ε_f の比較を示す。図中のRB+JPNは、ロータリー式ボーリングと日本の固定ピストン式サンプラーによって採取された試料、WB+SHTはウォッシュボーリングとシェルビークューブによって採取された試料を示す。RB+JPNから得られた試料はWB+SHTから得られた試料と比べて、 $q_u/2$ 値は大きく、 ε_f 値は小さく表れており、ボーリング方法の違いによる影響を受けているものと考えられる。東南アジア地域ではWB+SHTによる試料採取法が多く採用されており、得られたせん断強さ等については十分検討する必要がある。

4.4.2 ディスプレイスメントボーリング

ディスプレイスメント式ボーリング (DB) の概要は図2.13に示したとおりである。DBは、砲弾型のピストンがサンプラー先端にくるようピストンロッドを固定し、これを所定の深度まで押し込む方法である。ボーリングという名前は付いているものの、ボーリング作業が

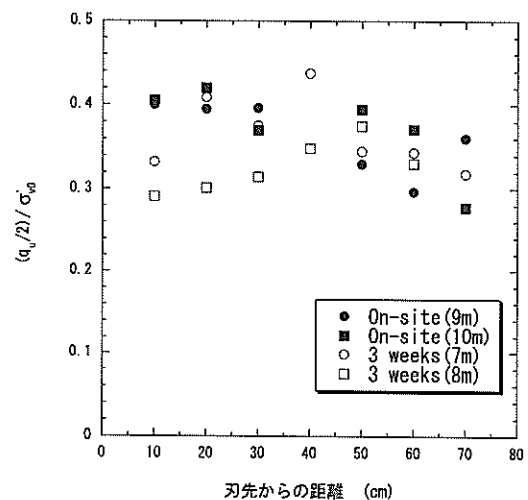


図4.29 刃先からの距離と $q_u/2$

伴うものではなく、サンプリングの一環として行われている。北欧地域においては日常的なサンプリングはこの方法によって行われる。本調査に使用したNGIやELEはDBによるサンプリングを前提としており、ピストンが尖ってる。一方、我が国のJPNはピストンが平らでサンプラーを直接地中に押し込むには適していない。

DBによって採取された試料がどの程度影響を受けるのか知るために、我が国のJPNのピストンを60°の円錐形に加工し、DBによるサンプリングを行った。このサンプラーをJPN-Dという。JPNとJPN-Dの違いはピストンが尖っているのかどうかだけである。使用したサンプラーの諸元を表4.5に示す。ELEはJPN-Dと比べて口径は大きい長さは短い。また、チューブの肉厚も2.0mmと我が国と同様に薄肉ではあるが、先端の角度は30°と鈍い。一方、NGIは外管と内管からなるコンビジットサンプラーなので、サンプラーとしての肉厚は13mmと非常に厚い。すでに述べたように、我が国ではロータリー式ボーリングにより所定の深さまでボーリングするPBが主流なので、このPBを基準として比較してみる。

図4.31にPBとDBの違いによるJPNから得られた試料の $q_u/2$ 値と ε_f 値を示す。図中のJPN(PB)は我が国の基準である、PBによって得られた試料の $q_u/2$ 値と ε_f 値を、JPN-D(DB)はDBによって得られた試料の $q_u/2$ 値と ε_f 値を示す。図からJPNの $q_u/2$ 値はJPN-Dと比較して、 $q_u/2$ 値は明らかに大きく現れている。 ε_f 値は、PBの平均値は2.96%、DBの平均値は3.14%であり、僅かではあるがPBの ε_f 値が小さなことがわかる。すなわち、JPNから得られた試料の品質はJPN-Dから得られた試料よりよいことを示している。このことから、JPNはボーリング方法の影響を大きく受けやすいことを

示唆している。

図4.32にPBとDBによって得られた試料の $q_u/2$ 値と ε_f 値を示す。なお、横軸は s_u (CPT)で正規化した。JPNから得られた $(q_u/2)/s_u$ (CPT)値は図4.31に示したようにPBによって得られた $(q_u/2)/s_u$ (CPT)値はDBから得られたそれより大きい。NGI(PB)とNGI(DB)は両者ともほぼ同じ値を示しており、JPN(DB)よりも良い値を示し、DBによる強度低下は見られない。ELEから得られた試料の $(q_u/2)/s_u$ (CPT)値もボーリング方法による違いはあまり見られないが、JPNやNGIから得られた試料の $(q_u/2)/s_u$ (CPT)値と比較して強度低下は著しい。これらの結果から、ディスプレイメントボーリングを前提としたNGIやELEから得られた試料の $q_u/2$ はボーリング方法の影響をあまり受けないが、ロータリー式ボーリングを前提としたJPNはボーリング方法の影響を強く受けることがわかった。

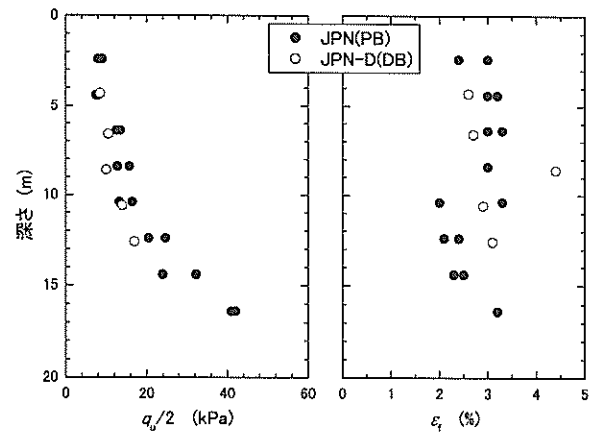


図4.31 ディスプレースメント式サンプリングがJPNに与える影響

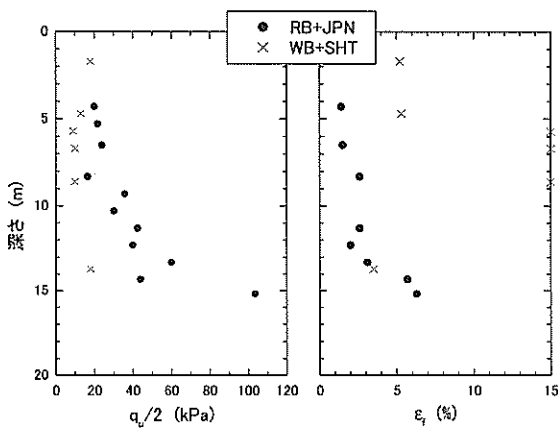


図4.30 ウォッシュボーリングとシェルビーチューブから得られた試料の品質

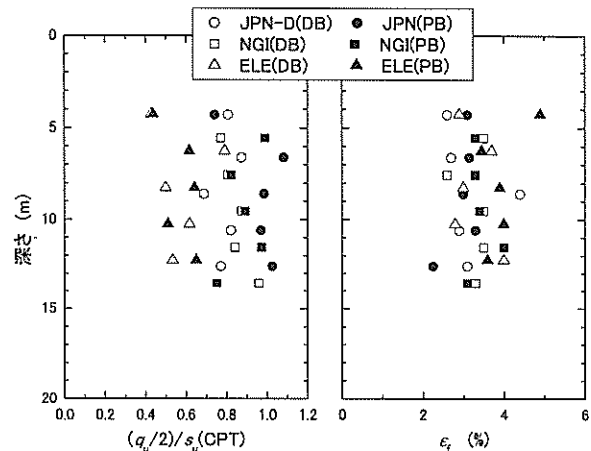


図4.32 ディスプレースメント式ボーリングがせん断特性に与える影響

表4.5 ディスプレイスメント式サンプラーの諸元

Sampler type	Inside diameter (mm)	Sampler length (mm)	Sample length (mm)	Thickness (mm)	Area ratio (%)	Inside clearance ratio (%)	Piston
JPN-D	75	1000	800	1.5	7.5	0	yes
NGI	54	768	650	13	42	0.5	yes
ELE	101	500	330	1.7	6.4	0	yes

4.5 本章のまとめ

本章では世界の代表的な5種類のサンプラーと我が国の固定ピストン式シンウォールサンプラーから得られた試料の残留有効応力 (σ'_r) と一軸圧縮強さ ($q_u/2$) を比較し、世界的に見た我が国のサンプリング技術の位置づけを考察した。また、 σ'_r 値や $q_u/2$ 値が異なる原因を考察するために、刃先角度、試料採取長、サンプラー内の強度分布あるいは試料採取方法について検討を行った。

ボーリング方法に関しても我が国では一般的に行われているロータリー式ボーリングによるサンプリングも世界的に見ると一般的な方法ではない。このため、ボーリング方法の違いが σ'_r 値や $q_u/2$ 値に与える影響について検討を行った。本章で得られた主要な結論を以下にまとめる。

- 1) 異なったサンプラーから得られる σ'_r 値や $q_u/2$ 値は、サンプラーによって大きく異なる。我が国のサンプラーから得られた σ'_r 値や $q_u/2$ 値は、世界的に認められているシェブルックサンプラーやラバルサンプラーから得られたそれらと同等の値を示した。このことから我が国のサンプラーから得られた試料の品質は、世界的に見ても良いことを裏付けた。世界標準化機構によりサンプリング方法が規格化されても、我が国のサンプリング方法の優位性を主張すべきである。
- 2) ロータリー式ボーリングはディスプレイスメントボーリングやウォッシュボーリングより地盤を乱すことが少ないので質のよい試料を採取することができる。アジア地域ではウォッシュボーリングとシェルビューブによるサンプリングが行われているが、得られた試料の $q_u/2$ 値は小さく、破壊ひずみは大きくなっている。一般的なサンプリングはできる限りロータリー式ボーリングと固定ピストン式サンプラーを使うのがよい。
- 3) サンプラー内の試料は、刃先からの位置によって力学特性は異なる。一軸圧縮試験を行う場合には刃先

に近い位置の試料を使用する。また、採取された試料は、なるべく早く室内試験を行う必要があることがわかった。

参考文献

- Andresen, A. AA. and Kolstad, P.(1979) : The NGI54 -mm Samplers for Undisturbed Sampling of Clays and Representative Sampling of Coarser Materials, The Sub-committee on Soil Sampling, State of the Art on Current Practice of Soil Sampling, Proceedings of the ISSS, Singapore, pp.13~21.
- Guy Lefebvre and Claud Poulin (1979): A new method of sampling in sensitive clay, Canadian Geotechnical Journal, Vol.16, pp.226-233.
- 岡二三生・八嶋厚, 橋本正, 長尾純一, 雨宮松雄, 大山博幸, 古川三郎, 安藤嘉明 (1992) : ラバル型大口径サンプラーの軟弱粘土地盤への適用, 平成4年度サンプリングシンポジウム, 土質工学会, pp.35~38.
- サンプリング研究委員会 (1986) : サンプリングマニュアル, 土質工学会, p.74.
- 地盤工学会 (1995) : 地盤調査法, pp.152-158.
- 善功企・松本一明・石井一郎 (1982) : X線透過試験によるサンプリングチューブ内の土の品質評価, 港研技術資料 No.438, pp.29~30.
- 田中政典, 田中洋行, 半沢秀郎 (1996) : 一軸圧縮強さの問題点とその評価方法の一考察, 第41回地盤工学研究発表会論文集, pp.33-36.
- 田中政典・田中洋行・三島理・富田龍三 (1999) : 採取試料長がせん断強さに与える影響, 第34回地盤工学研究発表会講演集, pp.529-530.
- 藤下利男, 松本一明, 堀江宏保 (1966) : 沖積粘土のボーリングおよびサンプリングに関する総合的研究, 港湾技術研究所報告, Vol.5, No.4, pp.1-34.
- 松本一明, 堀江宏保, 奥村樹郎 (1970) : 沖積粘土のボーリングおよびサンプリングに関する研究 (第5報), 港湾技術研究所報告, Vol.9, No.4, pp.43-63.

第5章 室内試験によるせん断強さの評価

5.1 概説

我が国の軟弱地盤の非排水せん断強さは一軸圧縮試験を行い、得られた一軸圧縮強さ(q_u)を1/2とすることで求められる。しかしながら、第3章および第4章で示したように堆積環境やサンプリングの方法によって一軸圧縮強さ($q_u/2$)が大きく変化することがわかった。本章では $q_u/2$ 値に強く影響を与える残留有効応力(σ'_r)に着目し、 σ'_r が $q_u/2$ 値に与える影響について考察を行う。

サンプリングした試料で一軸圧縮試験を行い、地盤のせん断強さを決定できるという事実は、地盤から採取された試料は応力解放の影響を受けてはいるが、試料には原位置の有効応力(σ')に相当した σ'_r が作用していることを示唆している。すなわち、試料に原位置の σ' に対応した σ'_r が作用しておれば、一軸圧縮試験による地盤のせん断強さの評価は可能であることを意味する。しかしながら、自然堆積地盤はいつも粘性土が均一に堆積しているわけではなく、四季を通して、洪水によって大量の土砂が港湾域に運び込まれたり、あるいは穏やかに土砂が運搬されることによって、粒径の異なった土粒子が交互に堆積している地盤もある。このようなことから沿岸域には砂分を多く含む地盤も存在し、このような地盤に一軸圧縮試験を適用すると $q_u/2$ は小さくなることが知られている(倉田・藤下, 1961)。また、中瀬ら(1972)は $q_u/2$ 値の減少を σ'_r 値の低下と捉え、 $q_u/2$ 値と三軸UU試験から求められたせん断強さ τ_{uu} との比較を行って、粘土分あるいは I_p によって $q_u/2$ 値を補正する方法を提案している。このような手法が成立するという事は、砂分含有量や試料の空隙の多少によって σ'_r や $q_u/2$ 等の工学的性質が異なってくることは容易に想像できる。

そこで、本章では $q_u/2$ 値に大きな影響を与える σ'_r 値が、どのような因子によって影響を受けているのか、粒度組成、 I_p 、圧密時間や過圧密比(OCR)等との関係を考察した。また、近年、水銀ポロシメーター(MP)や走査型電子顕微鏡(SEM)の普及に伴い、土の微視構造を比較的簡単に観察できるようになったので、本章では砂分含有率や試料の空隙の多少によって σ'_r や q_u がどのような影響を受けるのか、石巻中間土地盤と再構成した混合試料を用いて、その工学的性質を明らかにした。

本章では σ'_r に着目して、 σ'_r が影響を受ける因子についてその原因を検討するとともに、一軸圧縮試験の適用性および地盤のせん断強さを評価できるその他の試験方法、一面せん断試験と三軸圧縮試験について言及する。

5.2 一軸圧縮試験の適用性に関する研究

5.2.1 一軸圧縮試験の理論的背景と残留有効応力

地盤から採取された試料は土が受けていた拘束圧から解放され、その応力状態を全応力で表示すると、鉛直応力(σ_v)および水平応力(σ_h)は、 $\sigma_v=0$ 、 $\sigma_h=0$ となる。ここに、図3.1に示した残留有効応力の概念図を図5.1として再掲する。有効応力の観点から採取された試料の応力状態を考えると、原位置の有効拘束圧の一部は負の間隙水圧($-u_w$)となって供試体内に保持される。したがって、一軸圧縮試験の状態においても、目には見えない σ'_r が有効拘束圧として供試体に作用していることになり、これが $q_u/2$ を設計強度に使う一つの根拠となっている。しかしながら、試料の σ'_r 値はサンプリング時の乱れによって大きく左右され、この違いが q_u 値に大きな影響を与える(田中ら, 2000a)。この乱れを σ'_r 値の減少として考え、 σ'_r 値によって q_u 値を補正する方法が提案されている(例えば、三田地・工藤, 1996; 正垣・丸山, 1998)。

しかしながら、後で詳しく述べるように同じサンプリング方法で採取された試料であっても、地盤によって測定される σ'_r は著しく異なる(三島ら, 1999)。すなわち、 σ'_r 値はサンプリング時の試料に加えられた乱れの程度が同じであっても、地盤によって大きく変わることを意味する。本節では σ'_r 値を支配している主要な因子を明らかにするため、室内で再構成された試料を用いて、土の種類(粒度組成や I_p)や圧密条件の違い(圧密時間や過圧密比)が σ'_r 値に与える影響を調べた。

筆者は国内外を含めた様々な地盤で地盤調査を行っている。図5.2にこれらの調査で得られた σ'_r 値を示す。図中の横軸は σ'_r を原位置の σ'_{v0} で正規化した値を示している。これらの調査では、すべての地点で地盤工学会基準JGS 1221「固定ピストン式シンウォールサンプラーによる土の乱さない試料の採取」(地盤調査法, 1995)

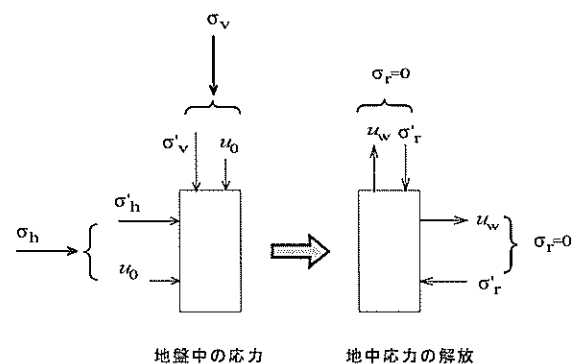


図5.1 採取された試料の応力状態

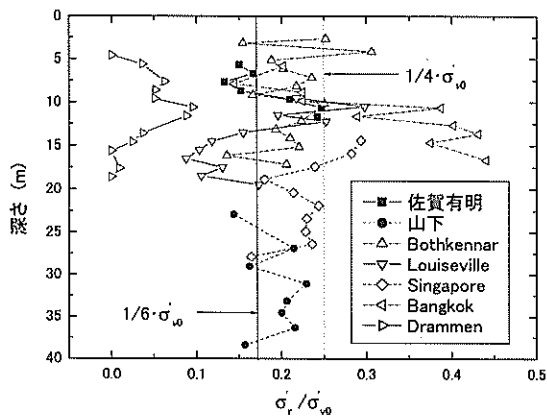


図5.2 計測された残留有効応力

に従ってサンプリングを行った。海外の調査ではサンプラーを日本から現地に持ち込み、筆者の監督の下で我が国の基準に沿って、現地のオペレーターによる試料採取が行われた。なお、地盤条件の詳細は以下の文献を参照されたい (Tanaka & Tanaka, 1995; 田中ら, 1996; 瀧谷ら, 1997; Tanaka *et al.*, 2001)。

図から我が国の海成粘性土地盤の σ'_r 値は深さによらずおよそ $1/4 \sim 1/6 \cdot \sigma'_{v0}$ の関係にある。一方、海外の土から得られた σ'_r 値は、バンコク粘土のように σ'_r/σ'_{v0} 値が0.4を越す土やノルウェーの Drammen 粘土のように σ'_r/σ'_{v0} 値が0.1に満たない土もある。バンコク粘土の σ'_r/σ'_{v0} 値が大きな理由として、地下水のくみ上げの影響が考えられ、この結果として深さ方向に σ'_r/σ'_{v0} の値が大きくなっているものと考えられる。また、カナダの Louisville 粘土の σ'_r/σ'_{v0} 値も深さが15mを越した試料では $1/6 \cdot \sigma'_{v0}$ よりも小さな値を示している。そこで、同じサンプリング方法を用いたのにもかかわらず、なぜ σ'_r 値が地盤によって大きく異なるかを明らかにする。

(1) 測定条件の違いによる残留有効応力

a) 残留有効応力の測定方法

飽和粘性土の σ'_r の測定方法は3.2.1に示したように、未だ JIS あるいは JGS による基準に定められてはいないが、JGS 0527「不飽和土の三軸圧縮試験法」に示されているマトリックサクシオンと同様である。飽和粘性土の σ'_r の測定は文献などを参考にすると以下の二つの方法が用いられているようである (田中ら, 2000b)。一つは、あらかじめセラミックディスクの間隙水圧を大気圧状態にして、供試体をセラミックディスクの上に静置し、間隙水圧 (u_w) が一定となった値をもって σ'_r とする方法である。ここではこれを漸減法と呼ぶ。もう一

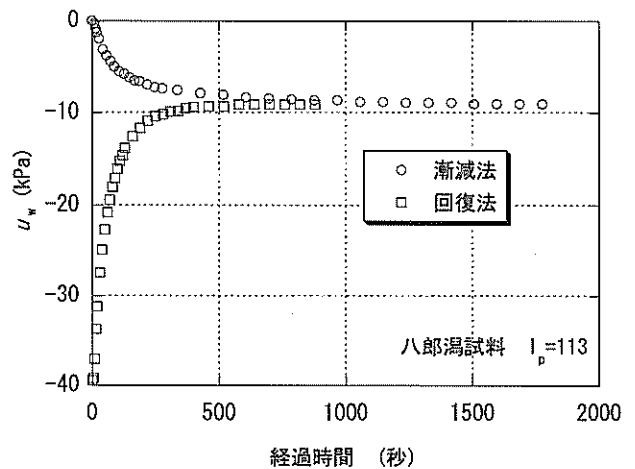


図5.3 計測方法と σ'_r

つは正垣・丸山 (1998) が行っているように、セラミックディスクの初期間隙水圧を供試体の σ'_r より大きな負圧とした後、セラミックディスク上に供試体を静置し、 u_w が一定となった値をもって σ'_r とする方法であり、ここでは回復法と呼ぶ。図5.3にこれらの測定方法で得られた経過時間と u_w の比較を示す。使用した試料は八郎潟粘土で、49kPaで圧密された再構成試料である。回復法ではバルブを閉じセラミックディスクの u_w を約-40kPaまで下げた後、すなわち、セラミックディスクから間隙水圧計までの経路に約-40kPaの負圧を与えた状態で供試体をセットし u_w の計測を開始した。回復法では計測開始後 u_w は急激に上昇し、計測開始後400秒程度で一定に落ち着いた。一方、漸増法では供試体をセットしてから1,000秒ほどで一定となった。両方法で得られた最終の u_w 、すなわち σ'_r の大きさは変わらないが、回復法の方が漸減法より u_w が一定となる時間は多少短いようである。

このように、異なった測定方法から得られた σ'_r でも値はほぼ同じとなることがわかった。しかし、回復法では試験開始時にセラミックディスクの u_w をどの程度下げてよいのか不明であることや試験方法の簡便さから、本論文においては図4.2に示した結果も含めて漸減法によって σ'_r を計測した。

b) 試料採取後の残留有効応力

図5.2に示した σ'_r の測定結果には海外の試料も含んでいる。したがって、図5.2に示す σ'_r/σ'_{v0} 値が異なる原因として、試料を採取して σ'_r を測定するまでの経過時間や運搬による試料の乱れが考えられる。このため、以下に示す検討を行った。

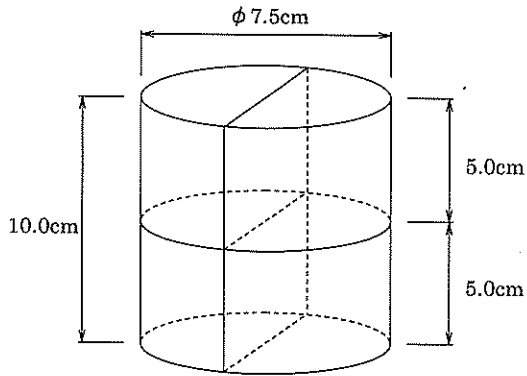


図5.4 試料の分割

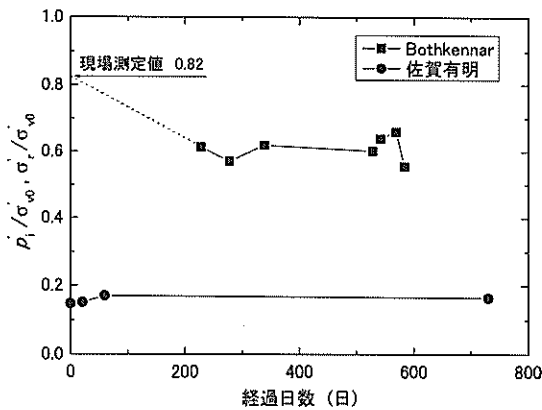


図5.5 σ'_r 値と経時変化

i. 採取してから測定までの経過時間

佐賀有明の試料を使用して、試料採取後の経過時間と σ'_r 値との関係を調べた。採取した試料は現地でサンプリングチューブから高さ 10cm の円柱状に切り出し、これを図5.4に示すように4分割した。このうち1試料は分割後直ちに σ'_r を測定した。残った3試料はラップし、パラフィンで密封した後、スポンジで梱包してワゴン車とフェリーによって横須賀まで運搬された。図5.5に佐賀有明粘土から得られた σ'_r と経時変化の関係を Bothkennar 粘土の初期有効応力 (p'_i) (Hight *et al.*, 1992) とともに示す。 p'_i は三軸セル内の供試体に加えた圧力 (p_i) と発生した間隙水圧 (u_i) の差から求められる。 p'_i は本論文で議論している σ'_r と測定方法に違いは認められるものの供試体の残留有効応力と見なすことができる。なお、試料の採取深さは、佐賀有明粘土で 6.4 m、Bothkennar 粘土で約 7m である。縦軸の p'_i と σ'_r は σ'_{v0} で正規化した。佐賀有明の σ'_r / σ'_{v0} 値は 60 日頃までわずかながら増加傾向を示しているが、経過日数の経過による σ'_r 値の減少はあまり認められず、0.14 から 0.17 の間にある。一方、Hight *et al.* (1992) によれば、 $p'_i(\sigma'_r)$ 値は経過時間とともに減少すると報告してい

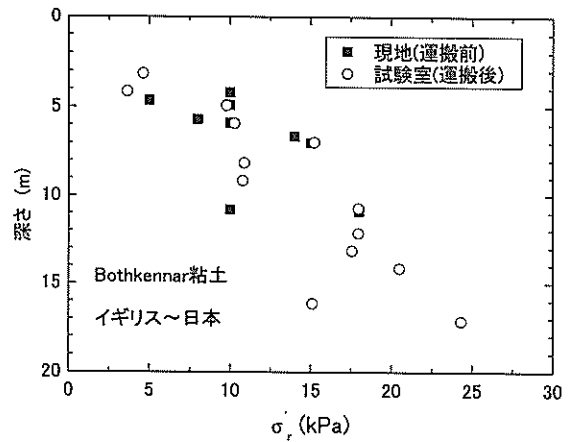


図5.6 運搬による σ'_r 値の変化

る。しかしながら、図からも明らかなように彼らのデータにおいても現場での計測結果を除けば、時間経過に伴う p'_i 値の変化はほとんど認められない。 σ'_r 値あるいは p'_i 値は Hight *et al.* (1992) のデータが示すようにややばらついており、かつ、その値は非常に小さい。また、 σ'_r 値は試料の乱れの影響を受け易いので、作業環境や計測精度に十分な注意を払う必要がある。

ii. 運搬による影響

σ'_r 値は運搬に伴う試料の乱れによっても変化することが考えられる。また、 σ'_r は国内と比べて海外からの運搬の方が乱れの程度は大きいものと考えられる。そこで、イギリスの Bothkennar 粘土を用いて、運搬による σ'_r の影響を検討する。図5.6に現地と港湾空港技術研究所の試験室で測定された σ'_r 値を示す。試料採取は日本の固定ピストン式シンウォールサンプラーによって行われた (Tanaka, 2000)。採取された試料は、サンプリングチューブに入った状態で、クッション材を内装した輸送箱に入れてロンドンから空輸された。なお、当所の試験室で σ'_r を測定した時期は、試料採取後 3ヶ月である。図から、現地で計測された σ'_r と 3ヶ月後の σ'_r の違いは認めることはできない。したがって、このことから経過時間や運搬による影響はあまりないものと考えられる。

以上示した実験より、図5.2に示すように地盤によって σ'_r / σ'_{v0} 値が異なるのは、試験方法や試料を採取して σ'_r を測定するまでの経過時間、あるいは試料運搬に伴う乱れによるものではなく、地盤の特性によって生じたものと考えられる。もちろん、日本から持ち込んだサンプラーで我が国の基準に基づいてサンプリングを行ったとしても、採取された試料には乱れの影響が当然含ま

表5.1 自然粘性土の物理的性質

試料名	土粒子密度 (g/cm ³)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	圧密係数 (cm ² /day)
南本牧	2.650	5.4	44.1	50.5	118	39	79	53
大阪南港	2.684	1.1	40.7	58.2	109	31	78	14
山下公園	2.697	4.9	40.4	54.7	119	49	70	48
八郎潟	2.606	0.4	36.2	63.4	176	63	113	60
佐賀有明	2.640	0	32.0	68.0	107	45	62	40
釜山	2.731	0.4	41.0	58.6	63	24	39	6.4
バンコク	2.730	2.1	20.9	77.0	89	26	62	6.0
シンガポール	2.692	1.2	28.8	70.0	85	31	54	15

表5.2 人工試料の物理的性質

試料名	土粒子密度 (g/cm ³)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	圧密係数 (cm ² /day)
カオリン	2.775	0.1	19.6	80.3	69	35	34	4.1×10 ³
珪藻土	2.294	0	64.5	35.5	NP	NP	-	2.8×10 ⁴
豊浦砂	2.641	99.3	0.7*		NP	NP	-	-

*シルト分と粘土分を合わせ0.7%

れている。そこで、図5.2に示された結果から σ'_v が決まる主要な因子が何であるのかを明らかにするために、室内で作製された再構成試料を用いて、どのような因子が σ'_v に大きな影響を与えているのかを検討した。以下に、再構成試料に用いた土の基本的性質を述べる。

(2) 使用した試料の物理的性質

a) 自然土

自然土として南本牧、大阪南港、山下、八郎潟、佐賀有明、釜山、バンコク、シンガポール粘土の8種類の試料を用いた。これらの試料の物理試験結果を圧密係数(c_v)とともに表5.1に示す。釜山粘土とバンコク粘土の ρ_s は日本の沿岸域で一般的に得られる2.60から2.70 g/cm³よりも大きな値を示している。粒度組成ではバンコク粘土が他の粘性土よりも粘土分が多く、 c_v は小さい。また、大阪南港と釜山粘土の粒度組成はほぼ同じであるのに I_p や c_v は大きく異なっている。なお、南本牧粘土を始めとする我が国の粘性土には珪藻が多量に含まれているが、釜山粘土、バンコク粘土およびシンガポール粘土には珪藻は含まれていない。

b) 人工試料

今回用いた自然土の I_p や粘土分含有量は試料によって大きく異なる。このため、本論文では豊浦砂や珪藻土

を用いて、人工的に砂分やシルト分を調整した人工試料を作製した。人工試料はカオリナイトを主成分とするカオリン粘土とスメクタイトを主成分とするバンコク粘土に豊浦砂と珪藻土をそれぞれ混合したものである。カオリン粘土、珪藻土および豊浦砂の物理試験結果を表5.2に、それぞれの混合試料のコンシステンシー特性を表5.3～表5.6に示す。

表5.2からカオリン粘土は ρ_s が2.775g/cm³と一般の海成粘性土よりも大きく、粘土分が多い。しかし、 I_p は小さく、活性度が自然土と比べて小さいことを示している。また、カオリン粘土と釜山粘土の I_p はほぼ同じであるが、両者の c_v は大きく異なっている。珪藻土は岡山県蒜山で産出したもので3.3.2に示したとおりである。珪藻土の ρ_s は2.294g/cm³と小さく、シルト分に相当する数十 μ mの円盤状の*Stephanodiscus*を多く含んでいる。 w_L と w_p はともにNPで、 c_v は非常に大きい。表5.3～表5.6に示した表中の記号で、Kはカオリン粘土、Bはバンコク粘土、Sは豊浦砂、Dは珪藻土を示す。表中の比は混合率を示し、それぞれの試料の乾燥重量比で表されている。例えば、K:S=75:25は、カオリン粘土と豊浦砂を乾燥重量比で、75:25で混合した試料を意味する。また、混合土の名称をそれぞれの記号を用いて、例えば、カオリン粘土と豊浦砂との混合土をKS混合土と呼ぶ。

表5.3 カオリン粘土と豊浦砂混合土のコンシステンシー特性

カオリン : 豊浦砂 K : S	液性限界 $w_L(\%)$	塑性限界 $w_p(\%)$	塑性指数 I_p
K:S=100:0	69	35	34
K:S=75:25	54	30	24
K:S=50:50	38	23	15
K:S=25:75	NP	NP	NP
K:S=0:100	NP	NP	NP

表5.4 バンコク粘土と豊浦砂混合土のコンシステンシー特性

バンコク : 豊浦砂 B : S	液性限界 $w_L(\%)$	塑性限界 $w_p(\%)$	塑性指数 I_p
B:S=100:0	89	26	63
B:S=75:25	63	20	43
B:S=50:50	45	16	29
B:S=25:75	29	NP	NP
B:S=0:100	NP	NP	NP

表5.5 カオリン粘土と珪藻土混合土のコンシステンシー特性

カオリン : 珪藻土 K : D	液性限界 $w_L(\%)$	塑性限界 $w_p(\%)$	塑性指数 I_p
K:D=100:0	69	35	34
K:D=75:25	83	48	35
K:D=50:50	101	68	33
K:D=25:75	112	88	24
K:D=0:100	NP	NP	NP

表5.6 バンコク粘土と珪藻土混合土のコンシステンシー特性

バンコク : 珪藻土 B : D	液性限界 $w_L(\%)$	塑性限界 $w_p(\%)$	塑性指数 I_p
B:D=100:0	89	26	63
B:D=75:25	109	42	67
B:D=50:50	NP	NP	NP
B:D=25:75	NP	NP	NP
B:D=0:100	NP	NP	NP

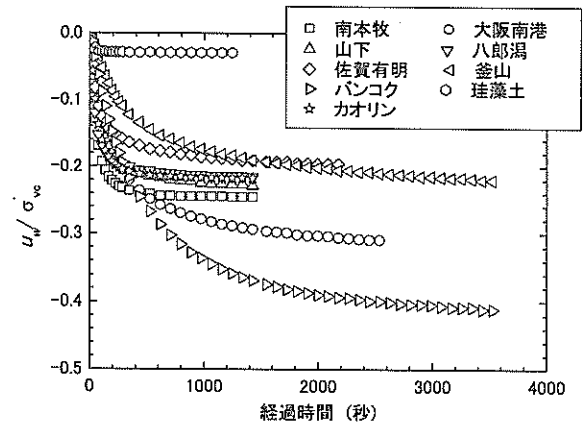


図5.7 再構成試料の間隙水圧の挙動

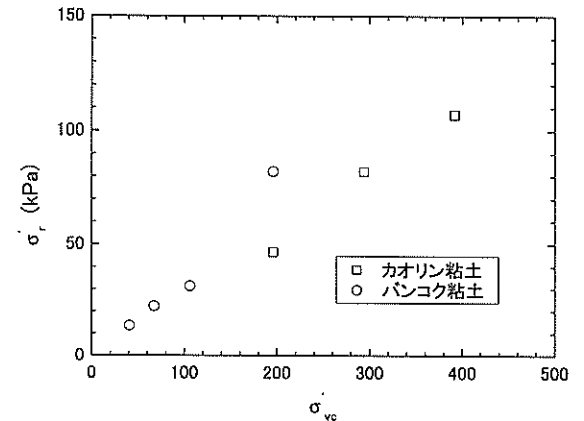


図5.8 σ'_r と予圧密圧力との関係

(3) 試験結果

a) 土の種類と負の間隙水圧の挙動

図5.7に再構成試料(正規圧密試料)の u_w と経過時間との関係を示す。縦軸は再構成試料の圧密圧力(σ'_{vc})で正規化した。

図5.7では縦軸を σ'_{vc} で正規化した。再構成試料の場合でも u_w 値が σ'_{vc} 値に対して直線的に増加するのかわかめるために、カオリン粘土とバンコク粘土を用いて検討を行った。カオリン粘土とバンコク粘土は前述したように、その鉱物組成や生成過程が大きく異なっており、かつ、珪藻は含まれていない。すなわち、異なったこれらの試料について一定の傾向が得られれば一般的な性質と考えることができるので両粘土を選定した。図5.8に σ'_r 値と σ'_{vc} 値の関係を示す。 σ'_r 値は u_w が一定となった時の値で、 $\sigma'_r = -u_w$ の関係にある。カオリン粘土およびバンコク粘土ともに σ'_{vc} 値の増加に対して σ'_r 値も直線的に増加しており、 σ'_r および u_w は σ'_{vc} で正規化できるものと考えられる。

図5.7より土の種類によって最終の u_w/σ'_{vc} (すなわ

ち、 σ'_r/σ'_{vc} の値が異なるばかりでなく、 u_w/σ'_{vc} 値と経過時間の形状が明らかに異なっていることがわかる。南本牧、山下、八郎潟、佐賀有明、カオリン粘土では u_w の測定を開始した後、500秒程度経過するとほぼ一定の値に近づく。しかし、大阪南港と釜山試料では u_w/σ'_{vc} 値の減少する割合は緩やかであり、2,000秒を越えても減少傾向にある。珪藻土ではわずか150秒程度で一定の u_w/σ'_{vc} に達する。バンコク粘土では u_w/σ'_{vc} が一定になるのは3,500秒経過した後である。

u_w/σ'_{vc} 値が一定となる時間と表5.1に示した c_v との関係を見てみると、大阪南港、釜山およびバンコク粘土の例に見られるように c_v の小さな試料では u_w/σ'_{vc} 値が一定となる時間が長くなる傾向にある。一方、珪藻土のように c_v が大きな試料では、 u_w/σ'_{vc} 値が一定となる時間は早い。

次に、最終の u_w/σ'_{vc} の値、 σ'_r/σ'_{vc} 値を見ると、それらの大きさは試料によって異なる。バンコク粘土は、 σ'_r/σ'_{vc} の値が0.4を越えており、珪藻土のそれは0.025より小さく、両者には大きな違いが見られる。また、多くの試料の σ'_r/σ'_{vc} 値は0.18から0.25の間にある。

b) 不攪乱試料と再構成試料の残留有効応力

不攪乱試料と再構成試料で測定された u_w と経過時間との関係を比較してみる。図5.9に佐賀有明、八郎潟および釜山粘土の結果を示す。再構成試料の σ'_{vc} は正規圧密状態と考えられる位置の σ'_{v0} とし、佐賀有明では40 kPa、八郎潟では70kPa、釜山では105kPaの圧力で圧密を行った。縦軸は u_w を不攪乱試料の場合には σ'_{v0} で、再構成試料の場合には σ'_{vc} で正規化した。不攪乱試料では各試料とも再構成試料と比べて u_w が一定となる時間は短い。試料の状態を考慮すると $\log c_v \sim \log p$ 関係において、再構成試料の c_v は正規圧密時、不攪乱試料の c_v は過圧密時の値と見なすことができるので、再構成試料の c_v は不攪乱試料のそれと比べて小さい。したがって、再構成試料と不攪乱試料とで u_w と時間の関係が異なるのは、すでに図5.7で考察したように、 c_v の違いによるものと考えられる。

次に、 u_w が一定となった時の σ'_r 値は、再構成試料の σ'_r 値が不攪乱試料のそれより大きくなっており、再構成あるいは不攪乱試料とも佐賀有明、釜山、八郎潟粘土の順に大きくなっていく。このことから、 σ'_r 値は地盤の物理・化学的特性に大きく左右されていると考えられる。

今回行った調査地点を含めて、年代効果や化学的変化によって不攪乱試料の OCR は1以上となる。したがっ

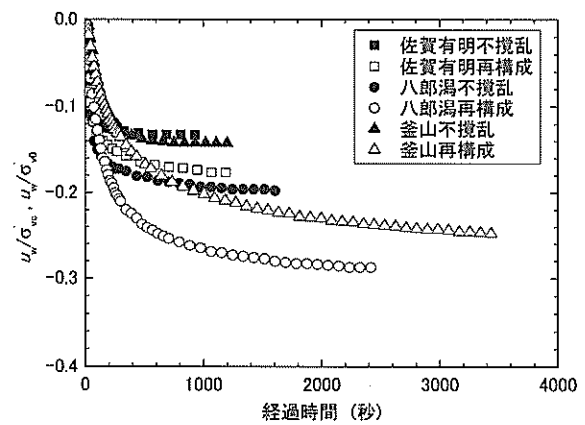


図5.9 再構成試料と不攪乱試料の間隙水圧

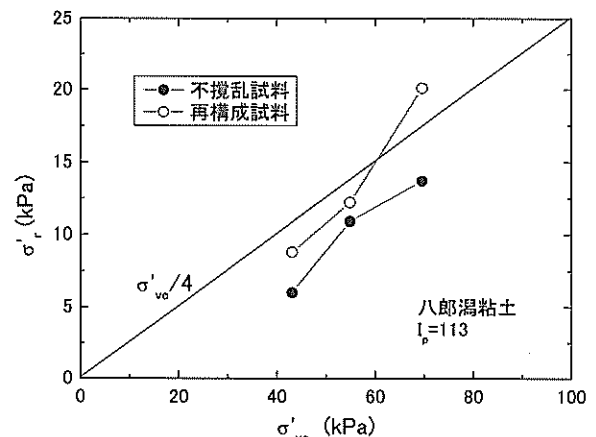


図5.10 不攪乱試料と再構成試料の σ'_r と有効土被り圧

て、再構成試料の σ'_r 値が不攪乱試料の σ'_r 値より小さい理由として、再構成試料は σ'_{vc} 、不攪乱試料は σ'_{v0} で正規化した影響が考えられる。

そこで、不攪乱試料と再構成試料の σ'_r の比較をもう少し詳しく調べてみる。八郎潟粘土の OCR はおおよそ1.0であるので、 $\sigma'_{vc} = \sigma'_{v0}$ の状態で試験を行ったことになる。図5.10に八郎潟粘土で得られた不攪乱試料と再構成試料の σ'_r と σ'_{v0} との関係を示す。どの深さの σ'_{v0} に対しても再構成試料の σ'_r 値が不攪乱試料の σ'_r 値よりも大きく現れており、やはり再構成試料の σ'_r 値が大きく測定される結果が得られた。このように正規圧密された地盤の σ'_r は、再構成試料の σ'_r 値が不攪乱試料の σ'_r 値より大きく現れる。

また、後で述べるように OCR の増加に従い、 σ'_r 値も増加することが確かめられている。不攪乱試料の OCR は1以上であるので、本来ならば不攪乱試料の σ'_r/σ'_{v0} 値の方が、再構成試料の σ'_r/σ'_{vc} 値より大きなはずである。しかしながら、OCR が1に近い正規圧密地盤では、今回の結果が示すように OCR が σ'_r に与える影響より

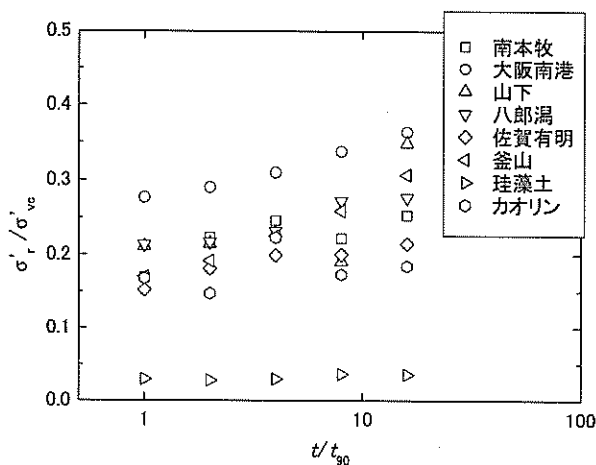


図5.11 σ'_r と圧密時間

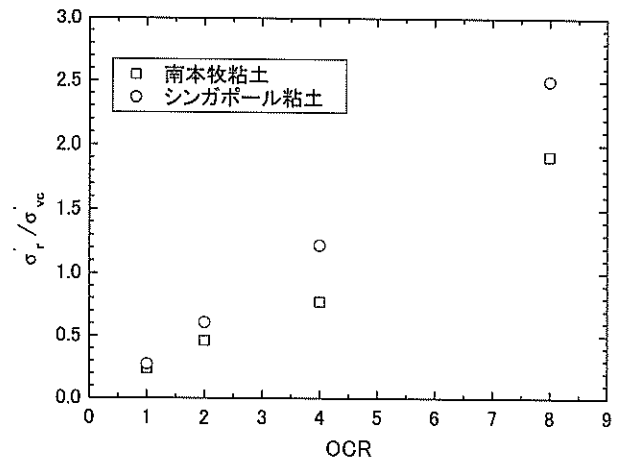


図5.12 σ'_r と過圧密比

も、サンプリングによる乱れの影響の方が大きいことを示唆している。すなわち、不攪乱試料の場合には、ボーリング孔の削孔、シンウォールチューブの挿入、引き抜き、さらに室内試験におけるチューブからの押し出しによって試料が乱される。一方、再構成試料の場合には、アクリル円筒からの試料の抜き出しが乱れの主な原因となる。この違いが図5.9や図5.10に示した σ'_r 値の差となって表れたものと思われる。

c) 圧密時間と残留有効応力

実際の地盤は、堆積してからの圧密時間が本論文で対象とした再構成試料とは比較にならないほど長い。従来の研究から (Bjerrum & Aitchison, 1973), 一次圧密終了後の二次圧密時間が長いほど圧密降伏応力 (p_c) やせん断強さが増加することが知られている。したがって、 σ'_r 値も二次圧密時間によって影響されることが予想される。

そこで圧密時間と σ'_r 値との関係を調べてみた。圧密時間の影響を調べるため、 \sqrt{t} 法による圧密度90%に対する時間 (t_{90}) を基本として、 t_{90} の2, 4, 8, 16倍の時間でそれぞれ圧密した再構成試料を作製した。図5.11に σ'_r と t_{90} に対する圧密時間との関係を示す。縦軸は σ'_{vc} で正規化した。横軸は t_{90} を基本とした圧密時間 (t/t_{90}) である。いずれの試料も t_{90} に対する圧密時間の増加、つまり二次圧密の経過とともに σ'_r 値は増加する傾向にある。しかし、珪藻土は二次圧密時間の増加に対する σ'_r 値の増加は小さい。

d) 過圧密比 (OCR) と残留有効応力

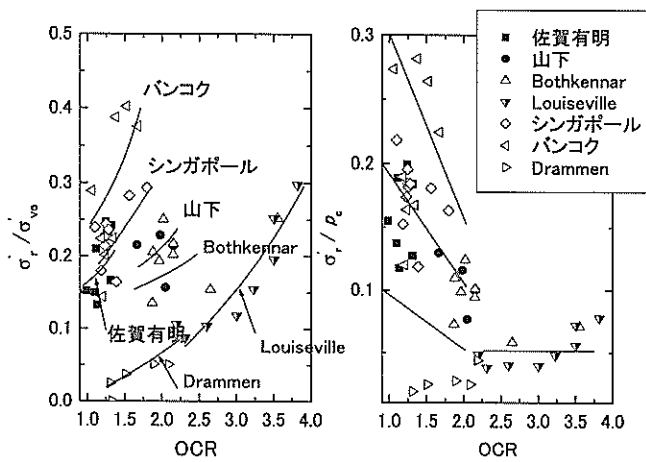
すでに述べたように、自然に堆積した地盤は応力履歴的には正規圧密であっても、OCRは1よりも大きい。

この原因として二次圧密やセメンテーションが考えられ、前節では二次圧密と σ'_r の関係について明らかにした。ここでは、力学的に過圧密した試料の σ'_r について述べる。

図5.12に南本牧粘土とシンガポール粘土の σ'_r とOCRの関係を示す。ここでのOCRとは最大圧密圧力と最終圧密圧力 ($\sigma'_{vc} = 49\text{kPa}$) との比と定義する。図より、南本牧およびシンガポール粘土の σ'_r/σ'_{vc} 値はOCRとともに直線的に増加する。すなわち、 σ'_r は最大圧密圧力によって決まることになる。これは、OCRが大きくなると、 σ'_r/σ'_{vc} 値も限りなく大きくなることを意味する。しかしながら、飽和粘性土地盤では σ'_r は、 σ'_{vc} よりも大きくなり得ないことから σ'_r/σ'_{vc} 値には限界値があると考えられる。また、図5.12からOCR=4における σ'_r/σ'_{vc} がおよそ1であることや図5.13に示されるように通常の粘性土地盤ではOCRが4以上の土を取り扱うことはほとんどないため、本論文ではOCRの最大値を4と考え、OCRが4程度までは、 σ'_r/σ'_{vc} 値とOCRとの間に直線関係が認められるとの表現に留めたい。

図5.13に自然地盤のOCRと σ'_r との関係を示す。自然地盤のOCRは p_c/σ'_{v0} で定義した。 p_c は0.02%/minのひずみ速度で行った定ひずみ速度載荷による圧密試験から求めた圧密降伏応力である。

図5.13(a)から同一地点で得られた σ'_r/σ'_{v0} 値に着目すると、再構成試料と同様にOCRによって σ'_r/σ'_{v0} 値は確かに増加していることが認められる。特に、Drammen粘土とLouiseville粘土ではこの傾向が明瞭に現れている。我が国の沖積海成粘土である佐賀有明粘土と山下粘土を比べてみると、OCRにはそれぞれ1と2との違いはあるが、 σ'_r/σ'_{v0} 値にそれほど大きな違いが認められない。しかし、海外の土を見てみると同じOCR



(a) σ'_r を σ'_{v0} で正規化 (b) σ'_r を p_c で正規化

図5.13 自然地盤の σ'_r とOCR

であっても σ'_r / σ'_{v0} の値は大きく異なっている。例えば、OCR=1.5のバンコク粘土とDrammen粘土を比べると、Drammen粘土の σ'_r / σ'_{v0} 値は0.04、バンコク粘土のそれは0.4とほぼ10倍の開きがある。

図5.13(b)の縦軸は σ'_r を p_c で正規化した。Bothkennar粘土、Louisville粘土およびDrammen粘土を除きOCRが増加すると、 σ'_r / p_c は減少する傾向にある。 σ'_r が一定と考えると、OCRが1の場合の σ'_r / p_c が0.3の粘土は、OCRが2になると σ'_r / p_c は、その半分の0.15となり、OCRがさらに増加すると σ'_r / p_c はさらに減少すると予測される。しかしながら、Bothkennar粘土やLouisville粘土に見られるようにOCRが2.2を越しても σ'_r / p_c の減少傾向は見られない。この部分は応力履歴あるいは乾燥履歴による試料の収縮の影響によるものと考えられる。

e) 粒度組成と残留有効応力

倉田・藤下(1961)は試料に含まれる砂分が増えることによって、同じ圧密圧力で圧密された再構成試料であっても q_u 値が減少することを指摘した。また、中瀬ら(1972)は粒度組成や I_p によって q_u 値を補正する方法を提案した。この実験事実や補正方法の提案の背景にあるのは、砂分の増加によって試料の保持できる σ'_r が減少するために、 q_u 値が低下することを意味している。港湾の施設の技術上の規準・同解説(運輸省港湾局, 1999)においても、一軸圧縮試験の実施には粘土分とシルト分の含有率が50%以上であることを条件としている。本論文では、粒度組成の違いによって σ'_r がどのように変化するのか、混合試料を用いて調べてみた。

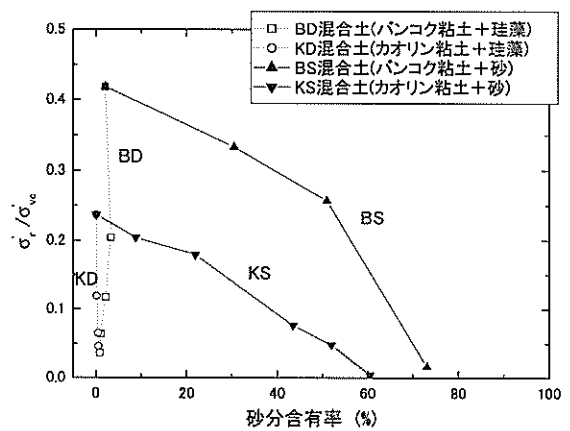


図5.14 σ'_r と砂含有率との関係

図5.14に各混合土の砂分含有率と σ'_r との関係を示す。縦軸は σ'_{vc} で正規化した。砂を加えたKS混合土とBS混合土では砂分含有率が増えるのに従って σ'_r / σ'_{vc} 値は小さくなる。BS混合土では砂分含有量がゼロの時、 σ'_r / σ'_{vc} 値は0.42と大きな値を示しているが、砂分含有量が増えるのに従って σ'_r / σ'_{vc} 値は徐々に小さくなって行く。砂分含有率が50%を越すと σ'_r / σ'_{vc} 値は急激に小さくなり、砂分含有率75%で σ'_r / σ'_{vc} 値はほぼゼロになる。KS混合土の σ'_r / σ'_{vc} 値もBS混合土と同様に砂分含有率が大きくなるのにしたがって次第に小さくなって行き、砂分含有率が60%になるとゼロに近づく。このように、砂分含有率によって σ'_r の大きさは著しく影響され、 q_u 値を砂分あるいは細粒分で補正する手法(中瀬ら, 1972)はかなり有効であるように思える。しかしながら、珪藻土を混合した実験結果を見ると、砂分は増加していないのに σ'_r 値は著しく減少しているのがわかる。これは、珪藻土の粒径のほとんどはシルト径なので、珪藻土の量が増大しても砂分は増加しないためである。つまり、砂分は増加しなくても σ'_r 値は小さくなっており、砂分含有率のみで土の σ'_r 値の減少を説明することはできない。

珪藻土の混合によって σ'_r 値が減少することから、 σ'_r を支配する因子は砂分ではなく、粘土分であることが想像される。図5.15に粘土分含有率(ここでは、日本地盤工学会の基準に従い粒径 $5\mu\text{m}$ 以下を粘土分とする)と σ'_r との関係を示す。図5.15(a)には σ'_r / σ'_{vc} 値を、図5.15(b)には σ'_r の低下率を示す。 σ'_r の低下率とは、珪藻土や砂を混合する前の試料の σ'_r を基準として、珪藻土や砂を混合することによってどの程度 σ'_r が減少したのかを比で表したものである。図5.15(a)から、粘土分含有率の低下によって、 σ'_r / σ'_{vc} の値も小さくなっており、砂分含有率に対する指標よりも、 σ'_r の減少をうま

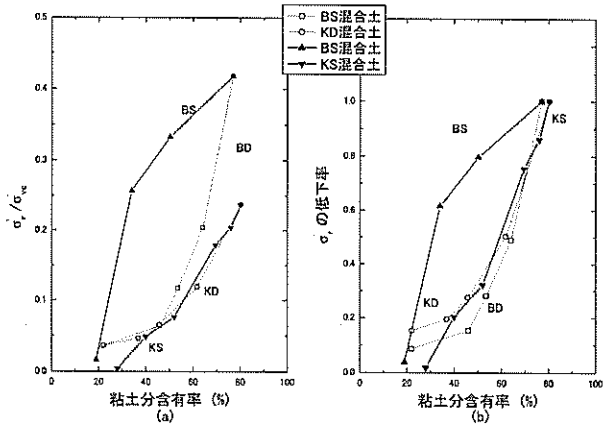


図5.15 σ'_r と粘土含有率との関係

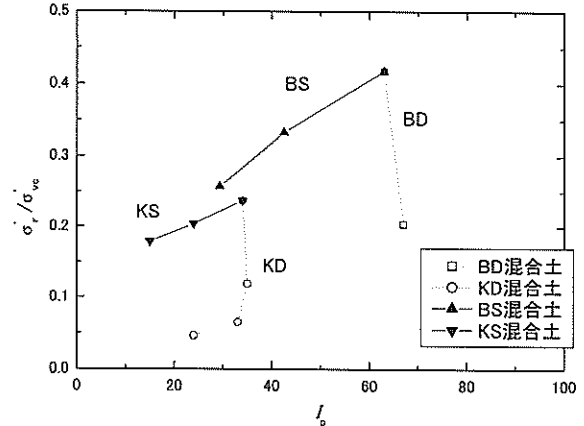


図5.17 再構成試料の σ'_r と I_p との関係

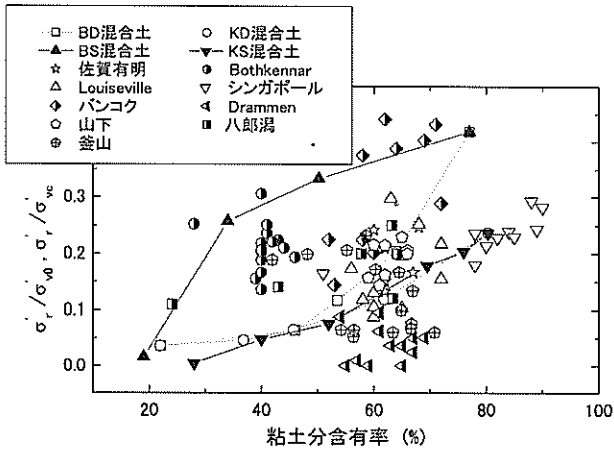


図5.16 自然地盤の σ'_r と粘土含有率との関係

く説明できる。しかし、同じ粘土含有率でも BS 混合土の σ'_r は他の試料よりも大きな値を示しており、粘土含有率だけで σ'_r を一義的に表すことができないことを意味している。低下率として σ'_r の減少を捉えると、図 5.15(b) に示すように、図 5.15(a) に示した σ'_r/σ'_{vc} 値より、試料の違いによる差は小さくなるが、それでも BS 混合土の低下率は他の試料とは異なっている。したがって、 σ'_r は粘土含有率の他に粘土の活性度や間隙径などの多くの因子によって複雑に支配されているものと思われる。

図 5.15(a) の混合土の再構成試料の関係に不攪乱試料で得られた関係を加え、再整理して図 5.16 に示す。図 5.13 に示したように、 σ'_r は OCR にも関係するので、 σ'_r と粘土含有率の間には大きなばらつきが予想される。しかし、同一地点に限定すると、Bothkennar 粘土と釜山粘土を除いて粘土含有率の増加に伴い、 σ'_r/σ'_{v0} 値の増加が認められる。また、興味深いことに、BS 混合

土と KS 混合土で得られた関係が、不攪乱試料で得られた関係の、それぞれ上限値と下限値になっている。この範囲を大きく逸脱しているのは、Drammen 粘土とバンコク粘土および釜山粘土の一部である。

f) 塑性指数と残留有効応力

中瀬ら (1972) は、一軸圧縮強さの補正を I_p によって行うことも提案している。この補正方法は、 I_p と砂含有量が密接な関係にあることを前提としている。すなわち、粘土分の活性度が同じで、しかも砂分とシルト分の比率が同じであれば、砂分の増加と I_p の減少は同じことを意味する。しかし、図 5.14 に示したように、豊浦砂の混合土の例を見てみると、同じ粘土含有量であるのに、KS 混合土と BS 混合土とを比較すると、両者の σ'_r/σ'_{vc} 値にはかなりの差が認められる。また、不攪乱試料の例を示した図 5.16 においても、粘土含有量が多い Drammen 粘土の σ'_r/σ'_{v0} 値が他の試料と比べて極端に小さい。同じ粘土含有量でも、これを構成する粘土鉱物によって、比表面積や交換性陽イオン容量などの化学的性質が、 σ'_r を支配していることが考えられる。これらの特性を表している指標として工学的には I_p が使われており、以下に σ'_r と I_p の関係を検討してみる。

図 5.17 に図 5.15 の場合と同様に混合土から得られた I_p と σ'_r の関係を示す。図から BS 混合土と KS 混合土の σ'_r/σ'_{vc} 値を I_p に対してプロットすると、 I_p の増加によって σ'_r 値が増加しているのがわかる。したがって、 σ'_r を粘土含有量と関連づけるよりも、 I_p の方がより一義的に表すことが可能となる。しかし、珪藻土を混合した BD 混合土や KD 混合土の場合には I_p と σ'_r/σ'_{vc} 値との間に有意な関係を認めることはできない。これは珪藻土を混合した試料では、粘土分の特性を I_p によって適切に表現できないためである。すなわち、珪藻土は粒径が

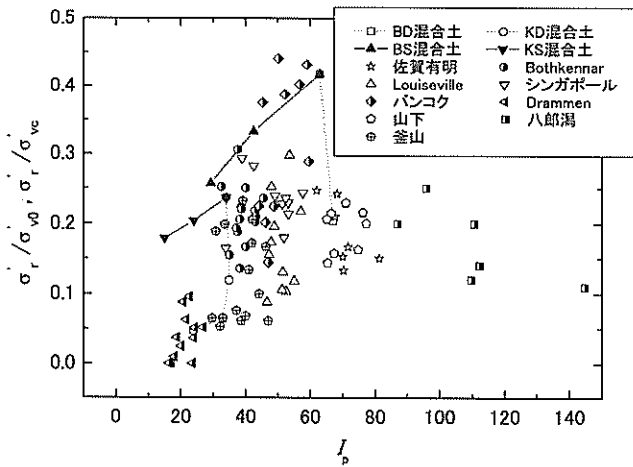


図5.18 自然地盤の σ'_r と I_p との関係

シルトとはいえども多孔質であるため、その内部に水を大量に保持しているからである。したがって、珪藻含有量が増加し、粘土分が減少しても表5.3～表5.6に示したように、結果的に I_p はそれほど変化しない (Shiwakoti, 1998)。

次に、これらの混合土試料の I_p と σ'_r の関係を不攪乱試料で得られた値を加えて図5.18に示す。図5.16と同様に、縦軸は不攪乱試料の場合には σ'_{a0} で、再構成試料の場合には σ'_{ae} で正規化した。図5.16から同程度の粘土分含有量を示す Drammen 粘土とバンコク粘土の σ'_r/σ'_{ae} 値は大きな開きが認められた。一方、 σ'_r を I_p で整理すると、多くの粘土で図5.18に示すように I_p の増加に伴って σ'_r/σ'_{ae} 値が増加していると説明することができる。しかしながら、八郎潟粘土、佐賀有明粘土や山下粘土は I_p がかなり大きいにもかかわらず、 σ'_r はバンコク粘土に比べるとかなり小さい。特に、八郎潟粘土の I_p は他の粘土の I_p と比べて非常に大きな値を示しているが、 σ'_r は他の粘土より大きくはない。このように、 σ'_r を I_p によって全て説明することはできない。同じ図に珪藻混合土と I_p との関係を示すが、すでに述べたように、珪藻の含有によって σ'_r が低下する。我が国の粘性土には珪藻が多量に含まれていることが知られており (田中ら, 2001)、これが八郎潟粘土、佐賀有明粘土や山下粘土の σ'_r が小さい理由の一つとして考えられる。また、すでに OCR によっても σ'_r が大きく影響されることを示したが、図5.18に示す試料の OCR はかなり異なる。これらの要因が重なって図に示すような σ'_r と I_p の関係が得られたものと考えられる。

(4) 本節のまとめ

日本を始め世界各地で、我が国のサンプリング方法に

よって試料を採取し、残留有効応力 (σ'_r) を測定した。その結果、粘土の種類によって σ'_r 値は大きく異なった。試料が採取されてから σ'_r 値の測定を行うまでの時間を調べたが、試料の保存を適切に行えば、採取されてから最低2年間、 σ'_r 値は変化しないことがわかった。したがって、土の種類によって σ'_r 値の大きさが異なる結論できる。本論文では、どのような要素が σ'_r 値の大きさに影響を与えるのか、自然土あるいは混合土の再構成試料を用いて、 σ'_r 値を支配する因子を明らかにした。主要な結論を以下にまとめる。

- 1) σ'_r が一定となる時間や値は、土の種類によって大きく異なる。圧密係数が大きな土ほど σ'_r が一定となる時間は短い。 σ'_r 値が土の種類によって異なるということは、力学的性質も異なることを示唆している。
- 2) 過圧密比 (OCR) の増加によって σ'_r 値は大きくなる。不攪乱試料の場合でもその傾向が確かめられた。我が国の港湾域の軟弱地盤の OCR は、およそ 1～1.2 程度であり、やや過圧密という値を示す。しかしながら、北欧や北米には氷河の影響を受けた OCR が 4 程度の地盤が存在する。したがって、OCR が σ'_r に与える影響を明らかにする必要がある。
- 3) 不攪乱試料の σ'_r 値が大きな試料は、再構成しても σ'_r 値は大きい。このことは、 σ'_r 値が土の鉱物組成や化学的な影響も大きく受けているものと考えられ、力学特性のみならず精度の良い地盤情報を得るためには土の化学分析を行う必要がある。
- 4) 豊浦砂や珪藻土を混合した再構成試料から、砂分含有率やシルト分含有率が増えると σ'_r 値は急激に小さくなることがわかった。一軸圧縮試験を行う前提条件として、試料採取後、原位置の有効応力 (σ) 値に対応した σ'_r 値が供試体にも働いている必要があるので、砂分含有率およびシルト分含有率を把握してから試験計画を立てる必要がある。

5.2.2 微視構造の観点からの残留有効応力と一軸圧縮強さ

砂分を多く含む土や中間土では $q_u/2$ が一面せん断強さ (τ_p) や三軸圧縮強さ (τ_{m3}) に対して過小に求められることが知られている (中瀬ら, 1972; 田中ら, 1998)。試料採取された土は、地盤中で受けていた応力が解放され、鉛直応力と水平応力がゼロとなる。この時、試料には目には見えない σ'_r が作用しており、これが一軸圧縮試験を適用できる根拠となっていることを5.2.1で述べ

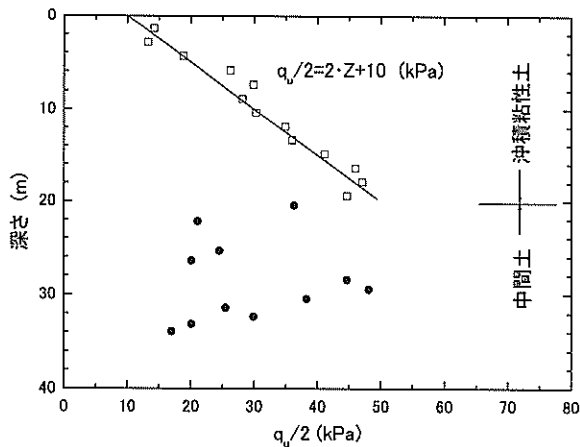


図5.19 中間土地盤の深さ $q_u/2$ との関係

た。中瀬ら (1972) は砂分を多く含む中間土地盤における q_u 値の減少を σ'_r 値の低下と捉え、 q_u 値と三軸 UU 試験から求められたせん断強さ τ_{UU} との比較を行って、粘土分あるいは I_p によって $q_u/2$ 値を補正する方法を提案した。粘土分や I_p で $q_u/2$ 値を補正できるならば、試料の粒度組成や空隙の状態から $q_u/2$ 値を補正できることも示唆される。

近年、水銀ポロシメーター (MP) や走査型電子顕微鏡 (SEM) の普及に伴い、土の微視構造を比較的簡単に観察できるようになった。そこで、本節では砂分含有率や空隙の多少を微視構造の観点から捉え、それらが σ'_r 値や q_u 値にどのような影響を与えるのか、石巻中間土と再構成した混合試料を用いて、その工学的性質を明らかにする。

(1) 砂分含有量が残留有効応力と一軸圧縮せん断強さに与える影響

図5.19は田中ら (1998) が石巻で行った調査で得られた深さと $q_u/2$ との関係を示す。深さ 20m までは沖積粘性土地盤、それ以下は中間土地盤である。沖積粘性土地盤の $q_u/2$ 値は深さ方向に対して直線的に増加していることがわかる。しかし、中間土地盤では沖積粘性土地盤よりも深い位置から採取された試料であるにもかかわらず $q_u/2$ 値は小さくなっており、また、大きくばらついている。一般に、沿岸域に多く存在する正規圧密粘土地盤では深度が大きくなれば $q_u/2$ 値も大きくなって行く傾向にある。しかし、図に示すような中間土地盤では $q_u/2$ 値が過小評価され、見かけ上小さな $q_u/2$ 値となる。

この 20m 以深の土質状況をもう少し詳しく検討する。図5.20に 20m 以深の粒度分布と含水比の分布を示し、深さと $q_u/2$ との関係を示す。粒度組成は粘土分が 20-30%と少なく、砂分やシルト分に属する粒径が多く

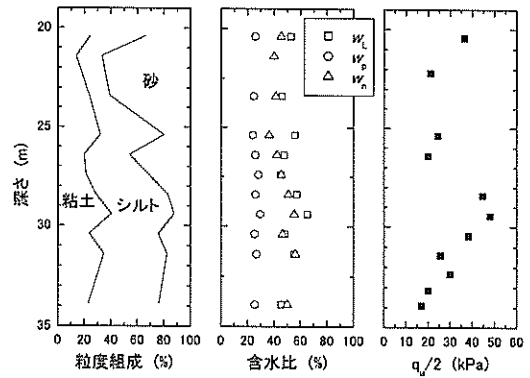


図5.20 中間土の物理特性

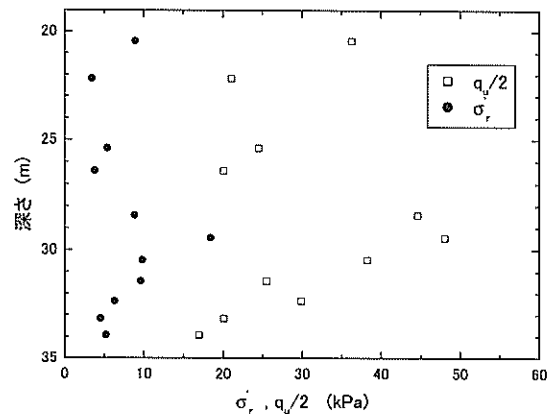


図5.21 中間土地盤の σ'_r 値と $q_u/2$ 値の関係

存在している。 w_L や w_p は通常の沖積粘性土地盤のものより小さく、一部には NP 試料もある。自然含水比 (w_n) と w_L はほぼ同じ値であり、乱されやすい土である。また、深さによって粒度組成やコンシステンシー特性は大きく異なっている。 $q_u/2$ 値と粒度組成との関係では、砂分の多いところの $q_u/2$ 値は小さく、粘土分とシルト分が多い (砂分が少ない) 箇所の $q_u/2$ 値は大きくなっている。このように、 $q_u/2$ と細粒分含有量との関係は非常に類似している。すなわち、粒度組成と $q_u/2$ には大きな関係のあることがわかる。

次に中瀬ら (1972) が指摘した $q_u/2$ 値の減少は σ'_r 値の低下という考え方を石巻で得られた調査データで検証してみる。図5.21に深さと σ'_r 値および $q_u/2$ 値との関係を示す。一軸圧縮試験は σ'_r 測定後直ちに実施された。図5.20に示したように中間土地盤では、それぞれの深さで粒度組成が大きく異なっているため、 σ'_r 値や $q_u/2$ 値も深度方向に大きくばらついている。しかし、それらの間には σ'_r 値が大きければ $q_u/2$ 値も大きいという傾向がはっきり認められ、両者の間には強い相関のあることがわかる。

表5.7 自然試料の物理的性質

試料名	土粒子密度 (g/cm ³)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数 (%)	活性度
シンガポール粘土	2.692	1	29	70	85	31	54	1.00
バンコク粘土	2.730	2	21	77	89	26	62	1.03

これらの検討結果から σ'_r 値や $q_u/2$ 値は、粒度組成と強い関係のあることから、異なった粒度組成を持つ人工試料を作製した。また、粒度組成から透水係数など土の工学的性質が推定できることから、本論文では異なった粒度組成を土の間隙径の変化と考え、MPとSEMを使用して土の微視構造を観察し、土の間隙径と σ'_r および $q_u/2$ との関係を考察した。

(2) 試験方法

σ'_r の計測と一軸圧縮試験方法は3.2.1と3.2.2によつた。その他の試験方法を以下に示す。

(a) 水銀ポロシメーターによる間隙径の測定

MPは土の間隙に水銀を圧入し、圧力と注入量との関係から、土の間隙径を測定する装置である。試験方法は、真空凍結乾燥を行った試料を一辺が7mm位の立方体となるよう成形する。この立方体試料をMPの圧力チャンパーに入れ、圧力を41段階かけて少しずつ上げて行き、その時の注入量を求める。間隙径は土試料の間隙を円筒と考え、Washburn (1921) の提案式(5.1)によつて求められる。

$$D_p = -4\sigma \cos\theta / p \quad (5.1)$$

ここに、 D_p は間隙径(m)、 σ は水銀の表面張力(N/m)、 p は外圧力(Pa)、 θ は水銀の試料に対する接触角(°)である。

(b) 走査型電子顕微鏡による写真の観察

SEMによる写真撮影は、前もつて試料を真空凍結乾燥させ、この試料の一部を割断してフレッシュな面を出す。このフレッシュな面を上向きにして、試料表面を金でコーティングし、写真撮影した。

(3) 試料と試料作製方法

(a) 自然試料

今回用いた試料はスメクタイトが主成分であるバンコク粘土とカオリナイトが主成分のシンガポール粘土である。それぞれの物理試験結果を表5.7に示す。

バンコク粘土の ρ_s はシンガポール粘土や我が国の沿岸域に存在する沖積粘性土の ρ_s よりやや大きめの値で

表5.8 人工試料の物理的性質

試料名	土粒子密度 (g/cm ³)	砂分 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数 (%)
珪藻土	2.294	0	64.5	35.5	NP	NP	-
豊浦砂	2.641	99.3	0.7*		NP	NP	-

* シルト分と粘土分を合わせ0.7%

ある。また、バンコク粘土はシンガポール粘土と比べて粘土分が多く、したがって I_p も大きめである。活性度はバンコク粘土が1.03、シンガポール粘土が1.0で活性はほとんど同じである。なお、これらの粘土には工学的性質を変えられている珪藻は含まれていない。

(b) 人工試料

本論文は、粒度組成によつて変化する間隙径が σ'_r 値や $q_u/2$ 値に与える影響を考察するものである。このため、シンガポール粘土やバンコク粘土に豊浦砂あるいは珪藻土を加え、人工的に砂分やシルト分を調整した人工試料を作製した。豊浦砂および珪藻土の物理試験結果を表5.8に示す。豊浦砂は砂分が、珪藻土はシルト分が卓越している。豊浦砂あるいは珪藻土をシンガポール粘土とバンコク粘土に混合した試料のコンシステンシー特性を表5.9～表5.12に、粒径加積曲線を図5.22～図5.25に示す。混合率はそれぞれ乾燥質量比で100:0、75:25、50:50、25:75、0:100である。表中の記号でSはシンガポール粘土、Bはバンコク粘土、Tは豊浦砂、Dは珪藻土を示す。混合土はそれぞれの記号から、例えばシンガポール粘土と珪藻土との混合土をSD混合土という。

図5.26(a)に混合率と ρ_s の関係を、図5.26(b)に混合率と w_L および w_p との関係を示す。図から明らかなように ρ_s は、それぞれの粘土の ρ_s から混合する土の ρ_s まで直線的に変化している。一方、含水比は混合する試料によつて異なってくる。豊浦砂を加えた混合土では、混合率が大きくなるのに従い、 w_L および w_p ともに小さくなる。しかし、混合率の増加に伴う w_L の低下が w_p の低下よりも大きいため、混合率の増加に伴って I_p は

表5.9 シンガポール粘土と豊浦砂(ST)混合土の
コンシステンシー特性

シンガポール：豊浦砂 S : T	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)	塑性指数 I_p
S:T=100:0	2.692	85	31	54
S:T=75:25	2.670	63	20	43
S:T=50:50	2.666	43	17	26
S:T=25:75	2.651	28	NP	NP
S:T=0:100	2.641	NP	NP	NP

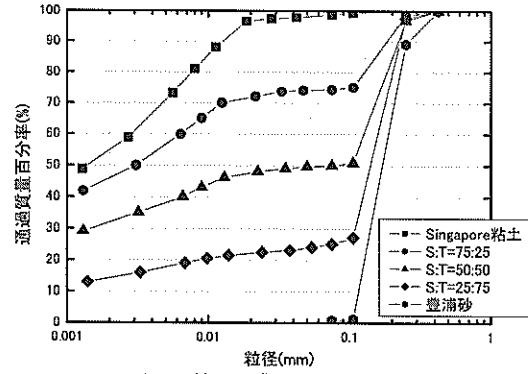


図5.22 シンガポール粘土と豊浦砂(ST)混合土の粒径加積曲線

表5.10 シンガポール粘土と珪藻土(SD)混合土の
コンシステンシー特性

シンガポール：珪藻土 S : D	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)	塑性指数 I_p
S:D=100:0	2.692	85	31	54
S:D=75:25	2.567	96	47	49
S:D=50:50	2.471	NP	NP	NP
S:D=25:75	2.384	NP	NP	NP
S:D=0:100	2.294	NP	NP	NP

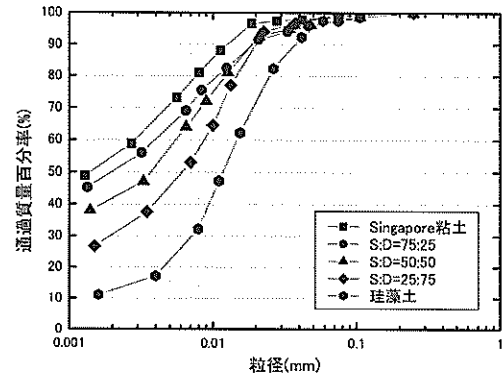


図5.23 シンガポール粘土と珪藻土(SD)混合土の粒径加積曲線

表5.11 バンコク粘土と豊浦砂(BT)混合土の
コンシステンシー特性

バンコク：豊浦砂 B : T	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)	塑性指数 I_p
B:T=100:0	2.730	89	26	63
B:T=75:25	2.697	63	20	43
B:T=50:50	2.684	45	16	29
B:T=25:75	2.662	29	NP	NP
B:T=0:100	2.641	NP	NP	NP

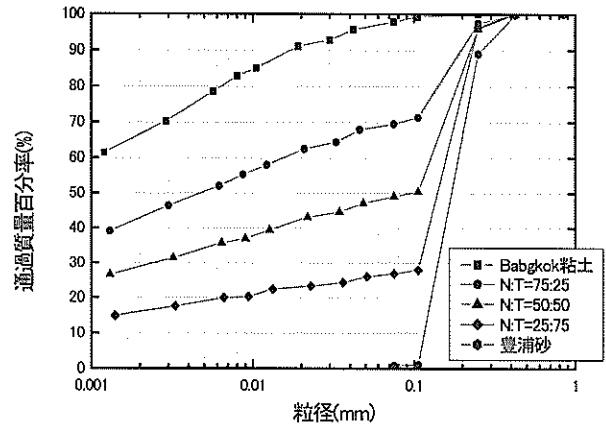


図5.24 バンコク粘土と豊浦砂(BT)混合土の粒径加積曲線

表5.12 バンコク粘土と珪藻土(BD)混合土の
コンシステンシー特性

バンコク：珪藻土 B : D	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_p (%)	塑性指数 I_p
B:D=100:0	2.730	89	26	63
B:D=75:25	2.600	109	42	67
B:D=50:50	2.496	NP	NP	NP
B:D=25:75	2.386	NP	NP	NP
B:D=0:100	2.294	NP	NP	NP

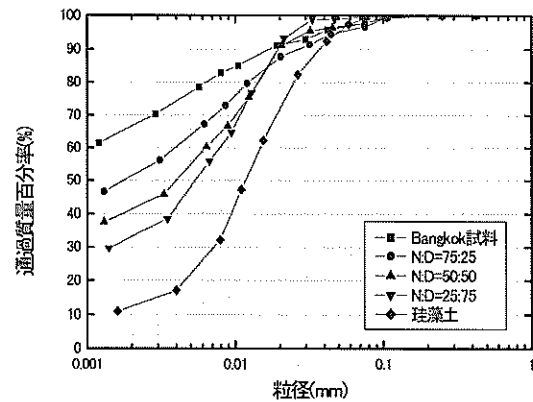


図5.25 バンコク粘土と珪藻土(BD)混合土の粒径加積曲線

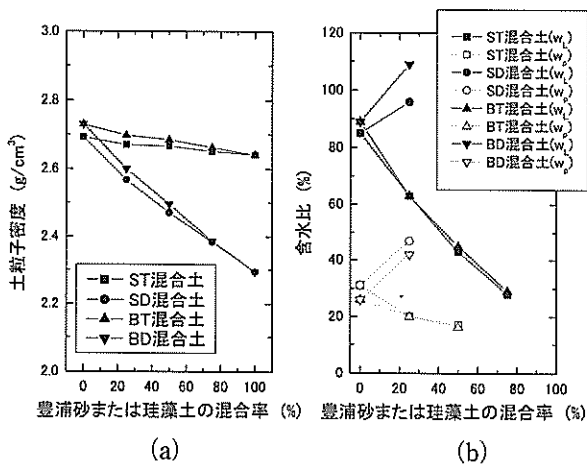


図5.26 豊浦砂または珪藻土混合率と物理特性の変化

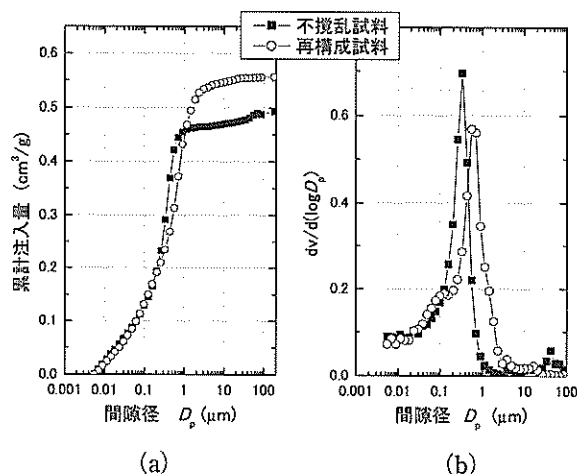


図5.28 再構成試料と不攪乱試料の間隙径測定例

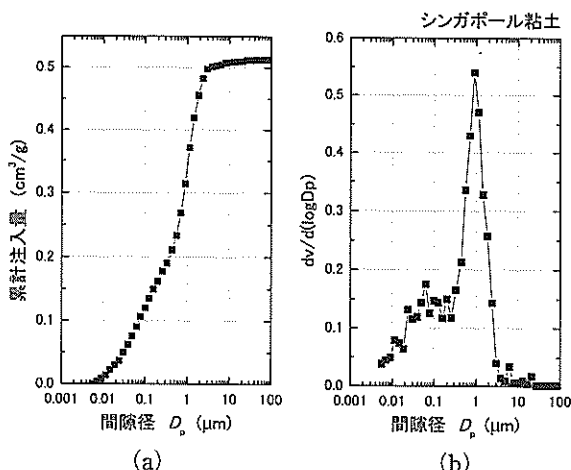


図5.27 水銀ポロシメーターを使って計測された間隙径

小さくなって行き NP となる。珪藻土を加えた混合土では、珪藻がシルト径といえども水分を含みやすい空隙が存在するので、混合率が増加すると w_L や w_p はともに大きくなる。混合率が50%を越す試料では NP であった。

(4) 試験結果

a) 水銀ポロシメーターから得られる間隙径

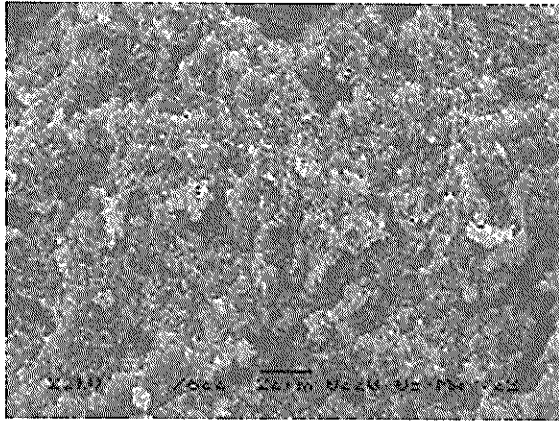
i. 間隙径の測定例

図5.27に再構成したシンガポール粘土の間隙径測定例を示す。すでに述べたように MP では、注入圧力と注入量とから間隙径 (D_p) を求める。図5.27(a)には MP 試験で測定されたシンガポール粘土 (再構成試料) の累計注入量と D_p との関係を示す。たとえば、 $0.1\mu\text{m}$ 以下の空隙に着目すると、 $0.1\mu\text{m}$ 以下の空隙に注入された水銀の量は土の乾燥質量 1g に対して約 0.12cm^3 であることを示している。図5.27は D_p と図5.27(a)に示した曲線の傾きとの関係を示したもので、どの大きさの間隙径

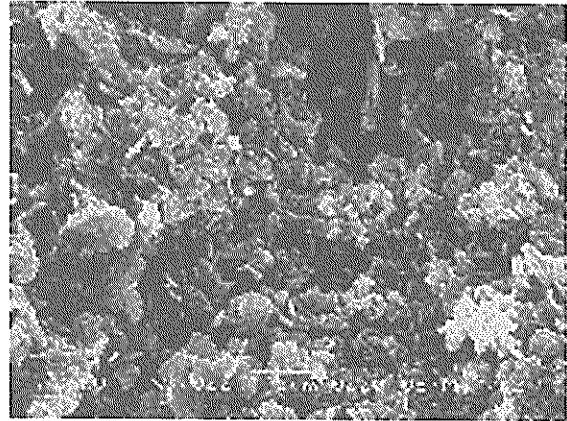
が多く存在するのかを表す。なお、本論文ではこの曲線を間隙径分布曲線という。 D_p は土の間隙を円筒と仮定して求められてはいるが、シンガポール粘土では $1\mu\text{m}$ 付近の間隙径が多く存在していることがわかる。また、MP 試験から試料の含水比 (w) や空隙比 (e) を求めることができる。従来の試験から得られた w と e はそれぞれ53%および1.462であった。MP 試験から得られた w と e はそれぞれ58%および1.37であった。山口と池永 (1993) が指摘するように、真空凍結乾燥手法による若干の体積収縮と土のすべての空隙に水銀を圧入させることができないため、MP 試験から求められる e は含水比から求められる e よりも小さく表れている。

ii. 不攪乱試料と再構成試料の間隙径

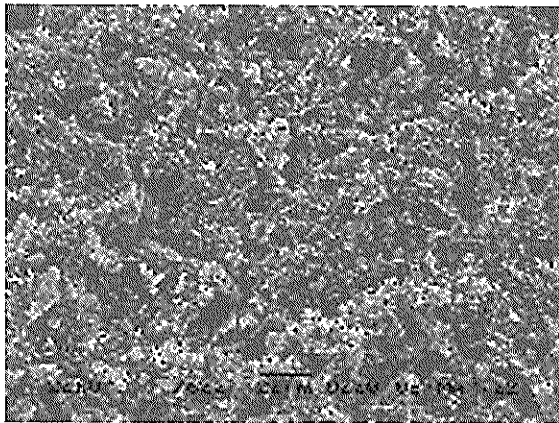
図5.28に不攪乱試料と再構成試料の D_p の違いを示す。不攪乱試料は深さ約 20m から得られた3万年前に堆積したシンガポール粘土で、 σ'_{v0} は 126kPa である。なお、再構成試料の σ'_{vc} は不攪乱試料の σ'_{v0} と同じ 126kPa である。図5.28(a)の累計圧入量と D_p との関係では、不攪乱試料の注入量が $0.3\mu\text{m}$ 付近から急激に多くなり、 $1\mu\text{m}$ を越すと注入量は少なくなる。一方、再構成試料では、不攪乱試料と同様に $0.3\mu\text{m}$ 付近から大きくなるものの、不攪乱試料ほど傾きは大きくない。また、再構成試料の注入量が一定の傾向を示すのは $3\mu\text{m}$ 付近からであり、総圧入量は不攪乱試料よりも多い。これは不攪乱試料の場合には土粒子が分級など堆積環境の影響を受け、ある大きさにそろって堆積しているためと考えられる。図5.28(b)に示す間隙径分布曲線からもこのことは明らかである。不攪乱試料では再構成試料と比べて、 D_p に対して圧入量が急激に増えるので、累計圧入量の傾きが大きくなり、また、 D_p のピークは再構成試



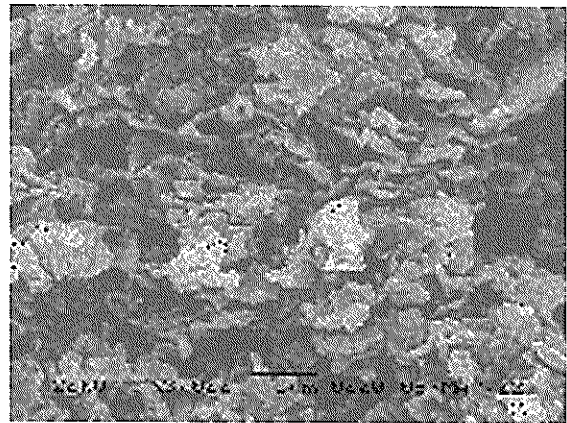
(a) 不攪乱試料 (600倍) \longleftrightarrow 20 μ m



(b) 不攪乱試料 (3,000倍) \longleftrightarrow 5 μ m



(c) 再構成試料 (650倍) \longleftrightarrow 20 μ m



(d) 再構成試料 (3,000倍) \longleftrightarrow 5 μ m

図5.29 SD 混合土の SEM 写真

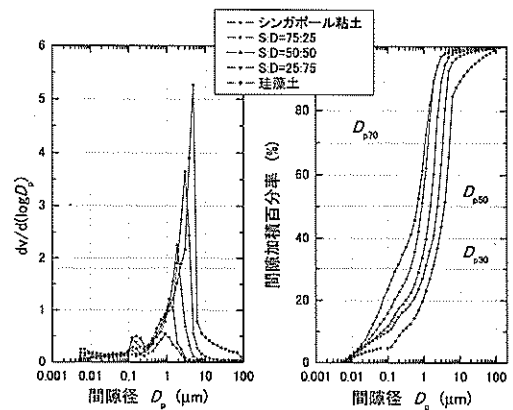
料よりも小さくなる傾向にある。すなわち、不攪乱試料の e は、不攪乱試料の σ'_v で予圧密された再構成試料の e より小さい。次に、これらの試料の違いを電子顕微鏡写真によって比較する。

図5.29に不攪乱試料と再構成試料の SEM 写真を示す。試料は MP 試験に用いたものと同様である。図5.29に600倍と3,000倍の SEM 写真を示す。いずれの写真も薄片が凝集して綿毛化構造を形成しており、再構成した試料であっても綿毛化した構造は残っていることがわかる。このように再構成しても微視構造はあまり消失しておらず、不攪乱試料と再構成試料との違いは明らかではない。また、いずれの写真にも我が国の粘性土に一般的に見られる珪藻は写っていない。

b) 間隙径と物理試験結果

i. 粒径加積曲線

本研究では、砂分やシルト分の含有量を変化させた混合試料を作製しているので、粒度試験からの粒径と D_p



(a) 間隙径分布曲線 (b) 間隙加積百分率

図5.30 SD 混合土の間隙径測定結果

との関係について検討しておく必要がある。

図5.30にSD混合土（シンガポール粘土と珪藻土の混合土）の間隙径分布曲線と間隙加積百分率を示す。間隙

加積百分率は、土の間隙すべてに圧入された水銀の体積を100%として、ある間隙に至るまでに圧入された水銀の体積との比を百分率で表したものである。図5.30(a)はSD混合土の間隙径分布曲線を示している。 D_p のピークはシンガポール粘土単体の約1 μm から、珪藻含有量

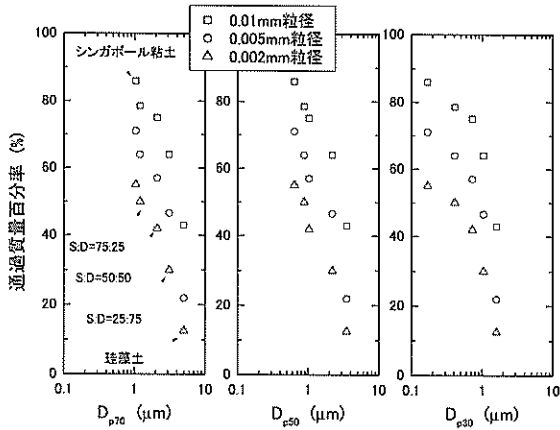
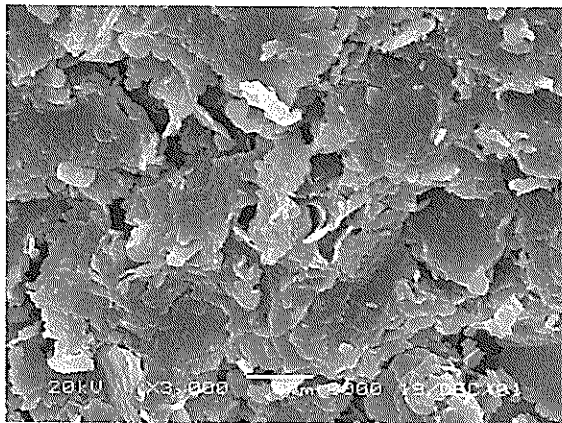


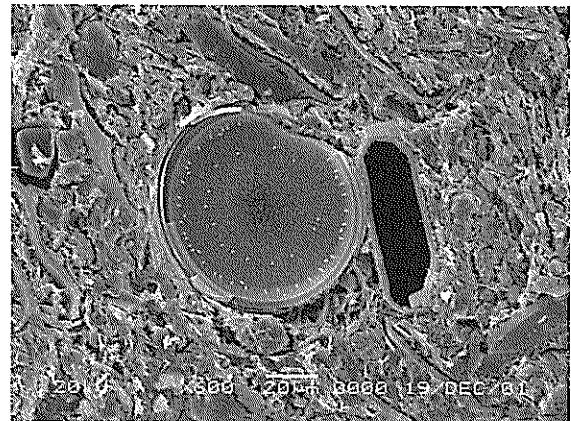
図5.31 間隙径と通過重量百分率との関係

が増加していくのに従って順次大きくなり、珪藻土の4.7 μm まで変化していく。この関係は図5.30(b)に示した間隙加積百分率と D_p との関係からも明らかである。また、この曲線は粒度試験の粒径加積曲線とよく似ており、 D_p と粒径との間には密接な関係があると考えられる。そこで、これらの関係を明らかにするため、間隙加積百分率が70%、50%および30%となる間隙径をそれぞれ D_{p70} 、 D_{p50} および D_{p30} として、粒径加積曲線との比較を行ってみる。

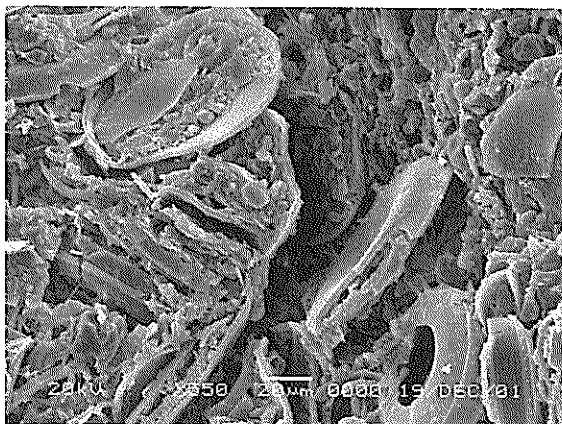
図5.31はSD混合土の粒径加積曲線(図5.22~図5.25参照)の0.01, 0.005, 0.002mm粒径と D_{p70} 、 D_{p50} 、 D_{p30} との関係を示したものである。どの間隙径が上に示した粒径と最も相関がよいのか調べるものである。データは左からシンガポール粘土, S:D=75:25, S:D=50:50, S:D=25:75, 珪藻土を示す。ここに示したどの条件の D_p も間隙径が大きくなると通過質量百分率が小さくなる傾向にある。つまり、シンガポール粘土のように細粒分を多く含む試料では、 D_p に対して0.01や0.002mm粒



(a) シンガポール粘土 \longleftrightarrow 5 μm



(b) S:D=75:25 \longleftrightarrow 20 μm



(c) S:D=50:50 \longleftrightarrow 20 μm



(d) S:D=25:75 \longleftrightarrow 5 μm

図5.32 SD混合土のSEM写真

径の通過質量百分率は大きくなって表れ、シルト分の多い珪藻土ではそれらの通過質量百分率は小さくなる。また、 D_{p70} 、 D_{p50} および D_{p30} と通過質量百分率の関係から、 D_p と粒径加積曲線とは強い関係があり、すべてのデータで同様な傾向を示している。これは、MP 試験から得られる D_p によっても、砂分の多い試料の σ'_r や $q_u/2$ の挙動を説明できることを意味している。なお、本論文では D_{p70} 、 D_{p30} および D_{p50} の傾向がそれほど変わっていないので間隙径として D_{p50} を使って議論する。

図5.32にSD混合土の電子顕微鏡写真を示す。試料は196kPaで圧密した再構成試料である。シンガポール粘土はカオリナイト粒子が重なり合っており、珪藻遺骸はない。SEM写真の倍率は異なっているが、珪藻含有率が増加するのに従って間隙は大きくなっていることがわかる。珪藻の大きさは約50 μm でシルト径に分類され、大きな空隙を有していることもわかる(図5.32(b))。

ii. 細粒分

図5.33にSD混合土、ST混合土、BD混合土およびBT混合土の細粒分と D_{p50} との比較を示す。図5.33(a)には細粒分含有率(75 μm 以下)と D_{p50} との関係を示す。豊浦砂を混合したBT混合土およびST混合土は、細粒分が少なくなるのに従って D_{p50} が大きくなり、砂含有率の影響が表れてくる。しかしながら、珪藻土を加えたBD混合土とSD混合土では D_{p50} が大きくなっても細粒分含有率は変化していない。これは珪藻土ではシルト分が卓越しているため、珪藻土を加えていっても75 μm 以下の細粒分は変化しないためである。そこで、5 μm 以下の粘土分と D_{p50} との関係を見てみる。図5.33(b)に粘土分含有率と D_{p50} との関係を示す。粘土分含有率は、 D_{p50}

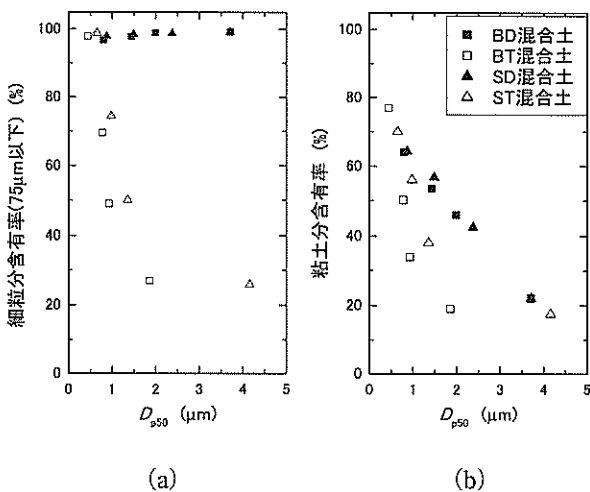


図5.33 粘土分含有率と間隙径 (D_{p50})

が大きくなるのに従って小さくなっており、粘土分含有率と D_{p50} との間には、はっきりと相関が認められる。つまり、 D_{p50} は75 μm よりも5 μm 粒径以下の影響を受けやすいものと思われる。

iii. 塑性指数

次に I_p と D_{p50} との関係を見てみよう。図5.34にSD混合土、ST混合土、BD混合土およびBT混合土と I_p との関係を示す。BD混合土の一部のデータを除き、 I_p が小さくなるのに従って、 D_{p50} が大きくなっているのがわかる。 I_p は粘性を表す指標でもあるので、 I_p が大きければ土粒子は小さくなり、したがって D_{p50} も小さくなる。なお、BD混合土でこの傾向を示さなかったのは、表5.9に示したように、珪藻土を加えると w_L も w_p も大きくなって、NPになりやすくなるためと考えられる。

c) 間隙径と残留有効応力

図5.35に σ'_r と豊浦砂または珪藻含有率との関係を示す。縦軸は予圧密圧力 σ'_{vc} で正規化した。すべての混合土で豊浦砂あるいは珪藻含有率が増加するのに従って、 σ'_r は減少していく。BT混合土とST混合土の σ'_r 値は、BD混合土とSD混合土のそれと比べると減少傾向が異なっている。BT混合土およびST混合土の σ'_r 値は砂含有率が50%程度まで増加してもその減少は比較的小さいが、50%を越すと急激に小さくなり、75%になるとほぼゼロになる。一方、BD混合土とSD混合土の σ'_r 値は、珪藻が僅かでも含まれると σ'_r は急激に小さくなるが、珪藻含有量が増加して珪藻含有率が50%を越しても σ'_r 値の低下する割合は小さい。これは珪藻が多孔質であるため、粘土に少しでも珪藻が混入されると σ'_r 値が小さくなることと、珪藻自体はシルト径であるため σ'_r 値はゼロにはならないことが考えられる。

図5.36に σ'_r と D_{p50} 、 σ'_r と粘土分含有率との関係を示す。縦軸は σ'_{vc} で正規化した。図5.36(a)から、すべての混合土で D_{p50} が大きくなると σ'_r 値は小さくなる傾向にある。つまり、間隙径が小さければ σ'_r は保持されやすく、かつ、大きな σ'_r が計測される。BT混合土では D_{p50} が約2 μm 、ST混合土では約4 μm になると σ'_r はほぼゼロになる。BD混合土とSD混合土では D_{p50} が1 μm であっても σ'_r 値の低下は著しい。バンコク粘土とシンガポール粘土の D_{p50} は、それぞれ0.44と0.65である。BD混合土やSD混合土では珪藻含有率が25%になると D_{p50} は0.8前後になり、 σ'_r 値は急激に低下する。BD混合土とSD混合土では、 D_{p50} は大きく変化していないのに σ'_r 値の低下は著しく、珪藻含有率の影響を受けや

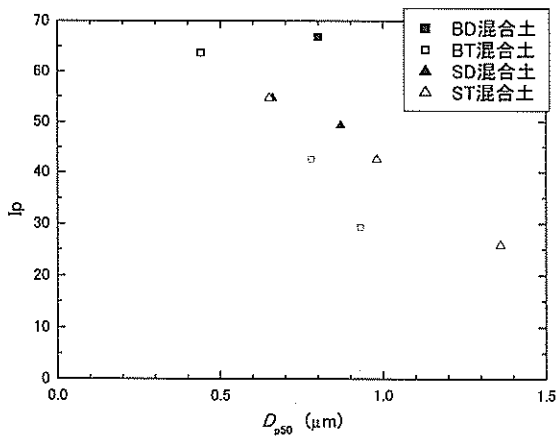
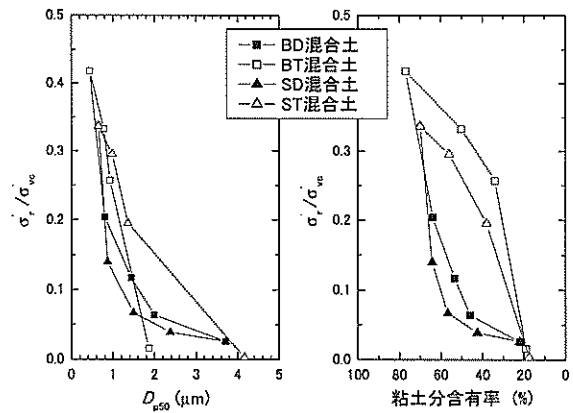


図5.34 I_p と D_{p50} との関係



(a) (b)

図5.36 σ'_r 値と D_{p50} , σ'_r 値と粘土分含有率との関係

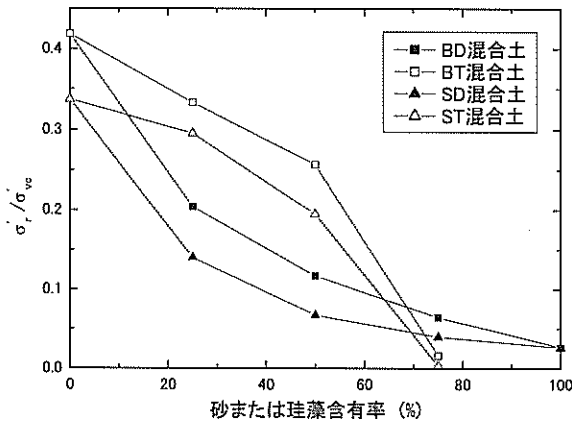


図5.35 σ'_r 値と砂または珪藻含有率

すい。そこで、粒度組成と σ'_r 値との関係をもう少し詳しく検討してみる。

図5.36(b)に粘土分含有率と σ'_r との関係を示す。図から、すべての混合土で粘土分含有率が減少するのに従って σ'_r は小さくなる。しかしながら、珪藻を加えたBD混合土およびSD混合土と豊浦砂を加えたBT混合土およびST混合土とでは、同じ粘土分含有率であっても σ'_r は大きく異なる。これは先にも述べたように珪藻が多孔質であることによる。すなわち、自然地盤に少しでも珪藻が含まれると σ'_r は急激に小さくなることを意味している。また、粘土含有率が20%程度になるとどの混合土の場合でも σ'_r 値はゼロに近づく。石巻中間土の場合、 D_{p50} の測定はなされていないが、粘土分含有率は図5.20に示したように15~40%であるので、 σ'_r はかなり小さく計測されている可能性がある。

d) 間隙径と一軸圧縮強さ

図5.37に $q_u/2$ と豊浦砂または珪藻含有率との関係を示す。縦軸は σ'_{vc} で正規化した。すべての混合土で σ'_r

値と D_{p50} の関係と同様に砂あるいは珪藻含有率の増加によって、 $q_u/2$ 値は小さくなる傾向にある。BD混合土とSD混合土の $q_u/2$ 値は、珪藻含有率の増加によって珪藻土自体の $q_u/2$ 値に近づいていく。一方、BT混合土とST混合土の $q_u/2$ 値は、砂含有率50%程度まで、珪藻土を加えた混合土とほぼ同様の減少傾向を示すが、50%を越すとその減少傾向は著しく大きくなる。この減少傾向はBT混合土やST混合土の σ'_r 値と砂含有率との関係とよく似ている。

図5.38(a)は $q_u/2$ 値と D_{p50} 、図5.38(b)に $q_u/2$ 値と粘土分含有率との関係を示す。縦軸は σ'_{vc} で正規化した。 $q_u/2$ 値はどの混合土の場合にも D_{p50} が大きくなるのに従って減少する傾向にある。BT混合土とST混合土の $q_u/2$ 値はBD混合土やSD混合土より強度低下の割合が大きい。しかし、いずれの混合土も図5.36(a)の σ'_r 値と D_{p50} との関係に見られたような、有効応力がゼロになることはない。すなわち、 $q_u/2$ 値は粒度組成の変化に対して σ'_r 値よりも敏感ではないことを示している。図

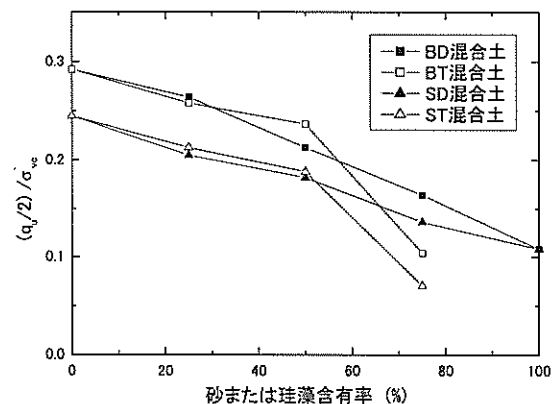
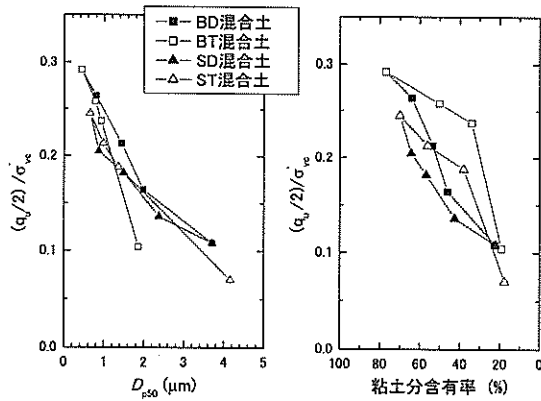
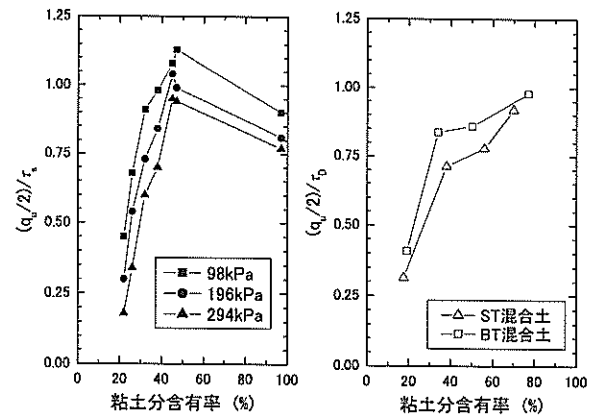


図5.37 $q_u/2$ 値と豊浦砂または珪藻含有率との関係



(a) (b)

図5.38 $q_u/2$ 値と D_{p50} , $q_u/2$ 値と粘土分含有率との関係



(a) (b)

図5.39 $q_u/2$ 値と粘土分含有率

5.38(b)は粘土分含有率に対する $q_u/2$ 値の減少の様子を示している。珪藻を加えた混合土と砂を加えた混合土とでは、 $q_u/2$ 値の粘土分含有率に対して低下する形状は異なるが、図5.36(b)の σ'_r 値と粘土分含有率あったようにやはり有効応力がゼロになることはない。

倉田と藤下(1961)は粘土分含有率と $q_u/2$ 値の低下に関して図5.39(a)を示した。縦軸は直接せん断強さ (τ_s) で正規化してある。倉田と藤下(1961)は高島粘土に小名浜砂を加えた調整試料を作製して、粘土分含有率と τ_s 値との関係を調べた。この結果、 $q_u/2$ 値と τ_s 値との比は粘土分含有率が46%より小さくなると次第に減少し始め、粘土分含有率が22%より小さくなるとその比は0.5以下になり、 $q_u/2$ 値は τ_s 値に比べて著しく小さくなることを示した。本論文では、倉田と藤下(1961)の結果と比較するため、 $q_u/2$ を一面せん断強さ (τ_D) で正規化し、図5.39(b)に示した。なお、結果はST混合土とBT混合土の値を示す。

図5.39(b)から、ST混合土およびBT混合土ともに粘土分含有率の減少とともに $q_u/2$ 値と τ_D 値との比は小さくなる。また、粘土含有率が40%より少なくなると $q_u/2$ 値と τ_D 値との比は急激に小さくなり、粘土分含有率が20%程度になるとその比は30~40%になる。倉田と藤下(1961)の結果と本実験結果とは概ね合っていると考えられるが、 $q_u/2$ 値の粘土分含有率に対する低下の挙動は少し異なっている。カオリンに豊浦砂を混合した一部の試料では、砂含有率が若干増えると $q_u/2$ 値や σ'_r 値が増える傾向が認められており、原因の一つとして砂粒子のかみ合わせの影響が考えられる。

(5) 本節のまとめ

本節では近年普及の著しい、水銀ポロシメーター

(MP) や走査型電子顕微鏡 (SEM) を使用して、土の微視構造を観察し、MP試験から求められる間隙径 (D_p) から、中間土地盤のせん断強さを推定してみた。本節では D_p と粒度試験結果について検討を加え、石巻中間土と粒度調整を行った再構成試料を用いて、残留有効応力 (σ'_r) と一軸圧縮強さ ($q_u/2$) について検討を行った。今回の試験から得られた主要な結論を以下にまとめる。

- 1) 粒径加積曲線と D_p には強い相関があり、 D_p によって中間土地盤のせん断強さの評価が可能であると考えられる。 D_p が粒径加積曲線と強い相関があるということは、透水係数をはじめとする工学的性質と関連づけることが可能である。
- 2) $q_u/2$ 値は D_p が大きくなるのに従って減少するが、 σ'_r 値がゼロになっても $q_u/2$ 値はゼロにはならない。 $q_u/2$ 値は σ'_r 値ほど粒度変化に対して敏感ではないが、その値は非常に小さく測定される。このため、 D_p が大きな試料では一軸圧縮試験によらない試験方法を検討すべきである。
- 3) D_p が大きいと σ'_r 値は小さく計測され、 D_p が小さいと σ'_r 値は大きくなる。このことから、間隙径が小さい土ほど σ'_r は保持されやすい。一軸圧縮試験を適用する条件として σ'_r の保持が挙げられ、適用条件は D_p からの推定が可能である。

5.3 一軸圧縮試験に代わる室内試験方法

$q_u/2$ 値は σ'_r 、粒度組成、 I_p や間隙径等によって大きく異なる。また、サンプリングの方法によっても図4.11に示したように $q_u/2$ 値は異なってくるのがわかった。そこで、一軸圧縮試験に変わる試験方法として、室内ペーンせん断試験、一面せん断試験および三軸圧縮試

験を検討する。ここでいう一軸圧縮試験に代わる試験方法とは、採取試料の品質、いわゆる試料の乱れの程度は異なっても、その試験結果が同等の評価を得られる試験方法をいう。また、本節では一軸圧縮試験では評価の困難であった石巻中間土の例を挙げ、 D_p から $q_u/2$ 値を補正する方法を考察する。

5.3.1 室内ベーンせん断試験

室内ベーンせん断試験は、試料をサンプリングチューブにいたままの状態ベーンを押し込んで回転させた時の抵抗からせん断強さを求めるもので、試験の概要を図5.40に示す。今回用いたベーンの直径は1.5cm、高さ3cm、回転速度は6°/minである。室内ベーンせん断試験を、日本の固定ピストン式シンウォールサンプラー(JPN)、シェルビューブサンプラー(SHT)およびイギリスのサンプラー(ELE)から得られた試料について実施した。

室内ベーンせん断試験から得られたせん断強さ(τ_l)を現場ベーンせん断強さ(τ_f)とともに図5.41に示す。図中のJPN、SHT等はそれぞれのサンプラーから得られた τ_l を示す。図4.11に示したように $q_u/2$ 値はサンプラーの種類によって大きく異なっていたが、 τ_l 値はサンプラーの種類によらずほぼ同じ結果であり、さらに、 τ_f 値と同等な結果を得た。この実験結果から、室内ベーンせん断試験は採取された試料の乱れの影響をほとんど受けていないものと考えられる。室内ベーンせん断試験はせん断機構が一軸圧縮試験とは異なっているが、この試験方法によれば、試料は乱れや応力解放の影響を受けにくいので結果のばらつきも少ない。さらに、室内ベーンせん断試験は一軸圧縮試験より試験方法が簡単であるので、室内試験として検討すべき試験方法の一つと考えられる。

5.3.2 一面せん断試験

図5.42に一面せん断強さと深さとの関係を示す。各サンプラーから得られた試料の一面せん断強さ τ_D 値は、図4.11に示された $q_u/2$ 値のように大きなばらつきや大きさの違いは認められない。採取された試料の品質の違いによってせん断強さに大きな違いが現れないのは、 σ'_{vo} で圧密することによって試料の乱れの影響が少なくなるためと考えられる。しかしながら、 τ_D 値は試験中のせん断速度が2.5mm/minと速いこともあって、得られたせん断強さを設計定数として使用することには十分な検討が必要である。Hanzawa(1982)はこのせん断速度の影響を考慮し、一面せん断試験から得られた τ_D 値

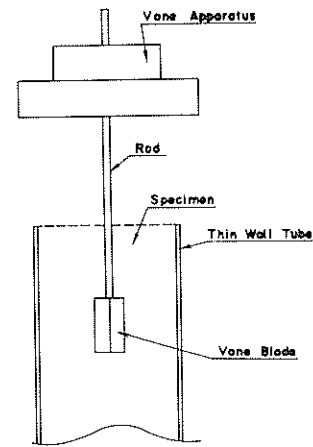


図5.40 室内ベーン試験機の概要

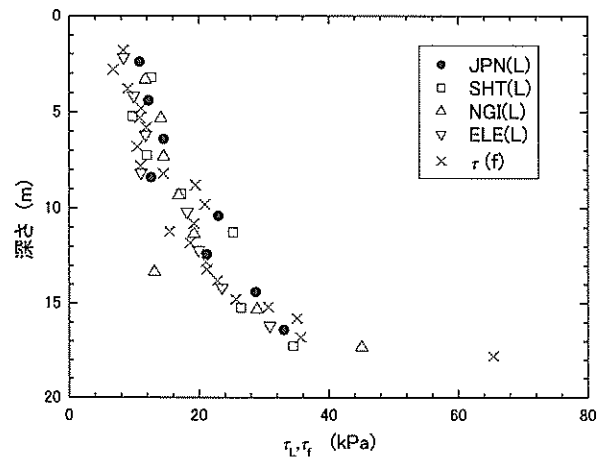


図5.41 室内ベーンせん断試験から得られたせん断強さ

を0.85倍して設計定数とすることを提案した。 τ_D 値を設計に用いた事例は少ないが、設計基準等に積極的に取り入れていく努力が必要である。また、一面せん断試験は圧密時間を一次圧密終了としているので、通常海成粘性土では15分程度であり、試験方法も比較的簡単であることから、一軸圧縮試験に代わる試験方法として推奨される。

5.3.3 三軸圧縮試験

図5.43に三軸圧縮試験の結果を示す。採取された試料は採取深さがそれぞれ異なるので σ'_{vc} で正規化した。図5.43(a)に応力~ひずみ曲線を示す。SHTから得られた試料の τ_{hi} 値が少し小さく現れているが、その他のサンプラーから得られた τ_{hi} は、ほぼ同程度の値を示している。特筆すべきは $q_u/2$ 値が非常に小さく現れていたELEから得られた試料の τ_{hi} 値が、一番品質の良かったSSから得られた試料のそれと比較して強度的には

遜色がなかったことである。すなわち、大きな乱れを受けていた試料でも再圧縮することで、乱れの少ない試料と同程度の非排水せん断強さを得ることができる。

図5.43(b)に応力経路を示す。各サンプラーから得られた応力経路の形状は、JPNを除いてほぼ同じ形状である。また、強度的には同程度であったELEとSSから得られた試料を比較すると、ELEから得られた試料は、SSから得られた試料よりもせん断時の過剰間隙水圧の発生が大きく現れている。再圧縮することによって得られる非排水せん断強さは同程度であっても、応力経路はわずかながら異なってくることから、採取された試料の乱れの程度を知ることが可能であると考えられる。本結果から、JPNから得られた試料は乱れていた可能性がある。

三軸圧縮試験は圧密時間が長く、試験機の操作方法も難しいが、試験条件が明瞭であるので一軸圧縮試験が困難な場合には積極的に採用すべきであると考えられる。

5.3.4 間隙径による一軸圧縮強さの補正

一軸圧縮試験に代わる室内試験として、室内ペーンせん断試験、一面せん断試験および三軸圧縮試験を取り上げ、直接地盤の非排水せん断強さを求める方法を考察した。一般に、沿岸域における地盤のせん断強さは一軸圧縮試験によって求められ、多くの港湾構造物が建設されている。この事実は $q_u/2$ が地盤の非排水せん断強さを示しており、地盤中の σ'_t と採取された試料の σ'_r が対応していることを示している。しかしながら、5.2.2の石巻中間土に示したように、地盤によっては地盤中の σ'_r が保持されず小さな $q_u/2$ 値となることが明らかになった。本節では過小評価された $q_u/2$ 値を補正して地盤のせん断強さを求める方法について検討を行う。中瀬ら(1972)は砂含有率の増加に伴って低下する $q_u/2$ 値を I_p あるいは粘土分で補正する方法を提案しているが、本論

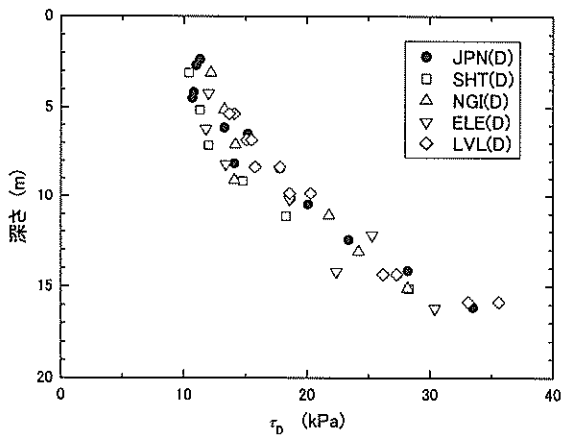


図5.42 一面せん断試験から得られたせん断強さ

文では D_{p50} から $q_u/2$ 値を補正する方法を検討してみる。

図5.44に $q_u/2$ 値および τ_{tri} 値と D_{p50} との関係を示す。縦軸は σ'_{vc} で正規化した。 τ_{tri} 値は $K_0=0.5$ と仮定して σ'_{vc} まで異方圧密を行った後、得られた三軸圧縮強さである。図中のBD- q_u はBD混合土の $q_u/2$ 値、BD-triはBD混合土の τ_{tri} 値を示す。以下、同様な使用記号である。バンコク粘土およびシンガポール粘土の混合土から得られた $q_u/2$ 値は D_{p50} の増加によって著しく減少しているが、 τ_{tri} 値は D_{p50} によって大きな変化はなく、BD混合土では0.342、BT混合土では0.315、SD混合土では0.335およびST混合土では0.3である。 $q_u/2$ 値の減少を本論文では試料の σ'_r が保持されなくなったと考え、 τ_{tri} 値を正しいせん断強さとして減少した $q_u/2$ 値を τ_{tri} 値まで補正する。BD混合土の場合、 $q_u/2$ 値の D_{p50} に対する低下を $0.22 - \log D_{p50} / 0.22$ と考え、 $\tau_{tri} = 0.342$ になるまで $q_u/2$ 値を補正する。すなわち、それぞれの混合土の $q_u/2$ 値の減少を補う補正係数を求める。

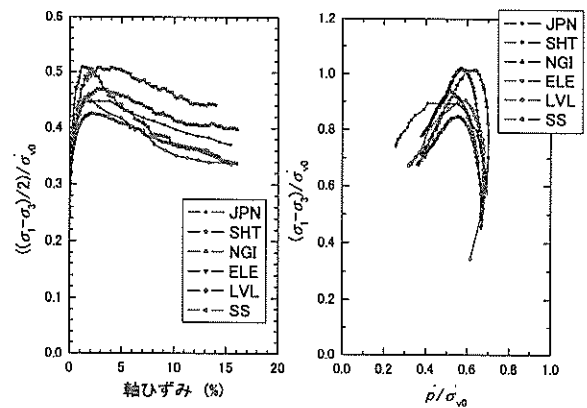
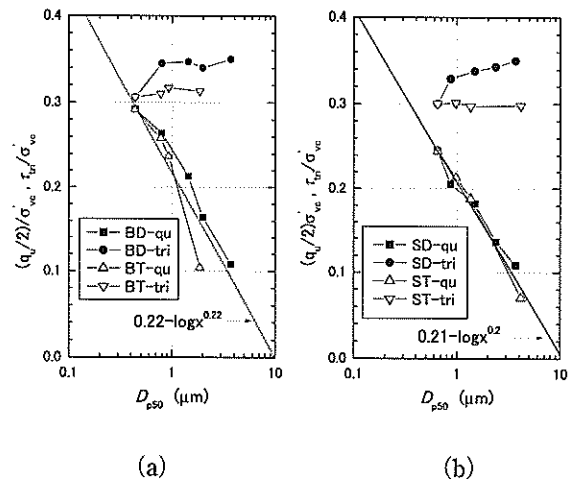


図5.43 三軸圧縮試験から求められたせん断強さ



(a)

(b)

図5.44 せん断強さと D_{p50}

図5.45に補正係数と D_{p50} との関係を示す。この図は試料の D_{p50} がわかれば、 $q_u/2$ 値をどれだけ補正すればよいかを示している。 D_{p50} が小さければ補正係数は小さく、 D_{p50} が大きくなれば補正係数は大きくなる。それぞれの混合土に大きな違いはなく、 D_{p50} が $1\mu\text{m}$ の時の補正係数は1.5、 D_{p50} が $5\mu\text{m}$ の時の補正係数は約5を示す。BD混合土の τ_{tri} 値は0.342と大きかったこともあり、補正係数は他の混合土よりもやや大きな傾向にある。先程述べたように石巻中間土では D_{p50} は測定されていない。そこで図5.33に示した粘土分含有率と D_{p50} との関係から補正係数を検討してみる。

図5.46に粘土分含有率と D_{p50} および補正係数との関係を併せて示す。粘土含有率と D_{p50} との関係は図5.33における D_{p50} と 0.005mm 粒径との関係の再掲である。図5.39からも明らかなように $q_u/2$ 値の減少が目立ってくるのは粘土分含有率が40%より小さくなってからである。そこで、本論文では粘土分含有率が40%以上の試料に対しては、 $q_u/2$ 値の補正を行わないことにする。また、 D_{p50} が小さければ粘土分含有率が大きく、 $q_u/2$ の減少は顕著でないので、 D_{p50} を $0.5-1.5\mu\text{m}$ 、 $1.5-2.5\mu\text{m}$ および $2.5\mu\text{m}$ 以上の3段階に分け、それに粘土分含有率を当てはめてみた。図中の数字は図5.45から得られる補正係数を示す。この補正係数を使って石巻中間土のせん断強さを見直してみる。

図5.47に石巻中間土のせん断強さの比較を表す。中瀬ら(1972)が示した I_p と粘土分含有率による $q_u/2$ 値の補正結果も合わせて示す。まず、 $q_u/2$ 値と τ_{tri} 値を比べてみると $q_u/2$ 値は τ_{tri} 値よりもほとんどの深度で小さく、場合によっては τ_{tri} 値の1/5である。 D_{p50} による補正では $q_u/2$ 値の1.5~2倍くらい大きなせん断強さを示しているが、 τ_{tri} 値と比較すると一部の結果を除いて、まだかなり小さな値である。一方、中瀬ら(1972)による補正方法は粘土分および I_p によっても得られるせん断強さは非常に小さい。中瀬ら(1972)は $q_u/2$ 値の補正をするに当たって三軸UU試験から得られたせん断強さを比較して補正を行ったのでこのような結果になったものと考えられる。

D_{p50} から $q_u/2$ 値を補正して中間土地盤のせん断強さがある程度推定することができた。しかしながら、 τ_{tri} 値とはまだ大きな差があり、 D_{p50} 以外にも考慮しなくてはならない要因があるものと考えられる。間隙径と物理試験結果についてはさらなる研究が必要である。

一軸圧縮試験に代わる室内試験方法と間隙径(D_{p50})から一軸圧縮強さ($q_u/2$)を補正する方法について検討

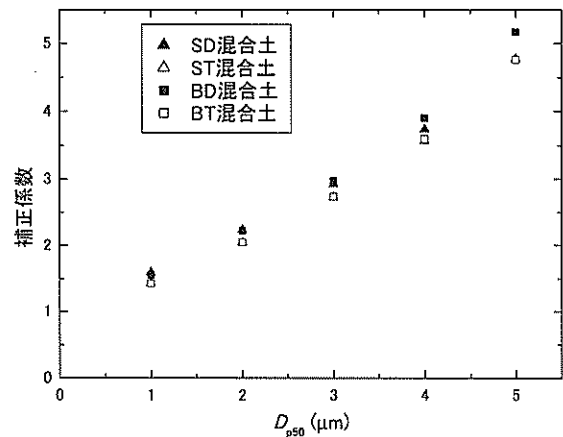


図5.45 補正係数と D_{p50}

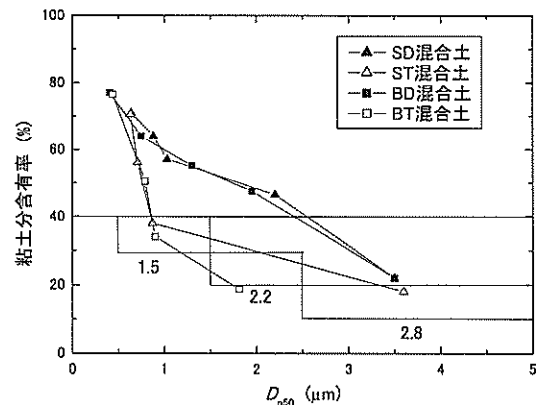


図5.46 粘土分含有率と補正係数区分

を行った。本節の主要な結論を以下に述べる。

- 1) 室内ベーンせん断試験、一面せん断試験および三軸圧縮試験は一軸圧縮試験の適用が困難な地盤においても地盤の非排水せん断強さを評価することができる。すなわち、残留有効応力を保持できない地盤では、拘束圧を加え有効応力を供試体に付加する試験方法を選択する必要がある。
- 2) 粒径加積曲線と D_{p50} には強い相関があり、 D_{p50} によって中間土地盤のせん断強さの評価が可能である。 D_{p50} は粒径加積曲線と強い相関があることから、透水係数をはじめとする工学的性質と関連づけることが可能である。
- 3) D_{p50} から $q_u/2$ 値を補正して地盤の非排水せん断強さを推定することができる。ただし、補正方法についてはさらなる研究が必要である。

5.4 本章のまとめ

沿岸域の設計で用いられる非排水せん断強さを求めるための一軸圧縮試験の適用性に関する分析を行い、残留

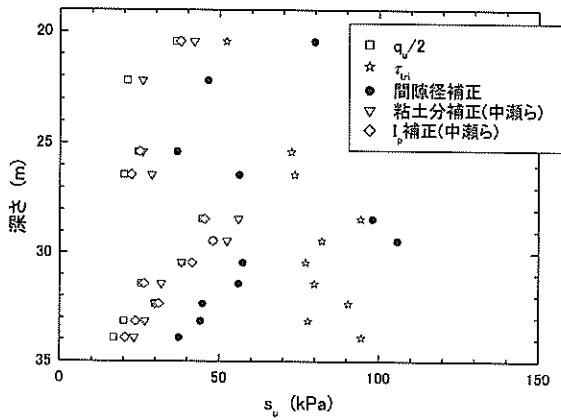


図5.47 D_{p50} による補正と石巻中間土のせん断強さ

有効応力 (σ'_v) について検討を行った。日本を始め世界各地で我が国のサンプリング方法によって採取した試料の σ'_v を測定した結果、粘土の種類によって σ'_v 値は大きく異なった。このため、どのような要素が σ'_v 値の大きさに影響を与えるのか、自然土あるいは混合土の再構成試料を用いて、 σ'_v 値を支配する因子を明らかにした。また、水銀ポロシメーター (MP) や走査型電子顕微鏡 (SEM) を使用して土の微視構造から間隙径 (D_{p50}) とせん断強さとの関係を明らかにした。本実験から得られた主要な結論を以下にまとめる。

- 1) σ'_v が一定となる時間や値は、土の種類によって大きく異なる。圧密係数の大きな土ほど σ'_v が一定となる時間は短い。 σ'_v と $q_u/2$ には強い関係があることから、 σ'_v 値が土の種類によって異なるということは、力学的性質も異なることを示唆している。
- 2) 過圧密比 (OCR) の増加によって σ'_v 値は大きくなる。不攪乱試料と再構成試料の両者でその傾向が確かめられた。我が国の沿岸域に存在する軟弱地盤の OCR は、およそ 1 ~ 1.2 程度であり、やや過圧密という値を示す。しかしながら、北欧や北米には氷河の影響を受けた OCR が 4 程度の地盤が存在する。したがって、OCR が σ'_v に与える影響を明らかにする必要がある。
- 3) 不攪乱試料の σ'_v 値が大きな試料は、再構成しても σ'_v 値は大きい。このことは、 σ'_v 値が土の鉱物組成や化学的な影響も大きく受けているものと考えられ、力学特性のみならず精度の良い地盤情報を得るためには土の化学分析を行う必要がある。
- 4) 豊浦砂や珪藻土を混合した再構成試料から、砂分含有率やシルト分含有率が增加すると σ'_v 値は急激に減少することがわかった。一軸圧縮試験を行う前提

条件として、試料採取後、原位置の有効応力 (σ'_v) 値に対応した σ'_v 値が供試体にも働いている必要があるため、砂分含有率およびシルト分含有率を把握してから室内試験計画を立てるのがよい。

- 5) 粒径加積曲線と D_{p50} には強い相関があり、 D_{p50} によって中間土地盤のせん断強さの評価が可能である。 D_{p50} が粒径加積曲線と強い相関があることから、 D_{p50} と透水係数をはじめとする工学的性質と関連づけることが可能である。
- 6) D_{p50} から $q_u/2$ 値を補正して地盤の非排水せん断強さを推定することができる。ただし、補正方法についてはさらなる研究が必要である。
- 7) 室内ベンセン断試験、一面せん断試験および三軸圧縮試験は一軸圧縮試験の適用の困難な地盤においても地盤の非排水せん断強さを評価することができる。すなわち、残留有効応力を保持できない地盤では、拘束圧を加え有効応力を供試体に付加する試験方法を選択する必要がある。

参考文献

- Bjerrum, L. and Aitchison G. D. (1973): Problem of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soil (collapsible, expansive and others), *Proc. of 8th ICSMFE*, pp.111-159.
- Hanzawa, H. (1982): Undrained strength characteristics of alluvial marine clays and their application to short term stability problems, 東京大学学位請求論文, pp. 85-91.
- Hight, D. W., Böese, R., Butcher, A.P., Clayton, C. R. I. and Smith P.R. (1992): Disturbance of the Bothkennar clay prior to laboratory testing, *Geotechnique*, Vol.42, No.2, pp.199-217.
- Shiwakoti, R. D., Tanaka, H. and Mishima, O. (1998): Some Peculiar Characteristics of Diatomite- Kaolin Mixture, 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp.421-422.
- Tanaka, H. (2000): Sample quality of Cohesive Soils: Lessons from Three Sites, ARIAKE, BOTHEKENNAR and DRAMMEN, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.4, pp.57-74.
- Tanaka, H. and Tanaka, M. (1995): Sample quality Obtained by Various Types of Samplers, *Proceedings of 10th Asian Regional Conference on SMFE*, pp.83-86.
- Tanaka, H., Shiwakoti, D. R., Mishima, O., Watabe, Y.

- and Tanaka, M. (2001): Comparison of Mechanical Behavior of Two Overconsolidated Clays : Yamashita and Louiseville Clays, *Soils and Foundations*, Vol.41, No.4, pp.73-87.
- Washburn, E. W. (1921): Note on a method of determining the distribution of pore sizes in porous material, *Proceedings, National Academy of Science*, Vol.7, pp.115-116.
- 運輸省港湾局監修(1999): 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 上巻, p.243.
- 倉田進, 藤下利男 (1961): 砂と粘土の混合土の工学的性質に関する研究, 運輸技術研究所報告, 第11巻, 9号, pp.389-424.
- 澁谷啓, 田中洋行, 田中政典, K. K. Hamouche (1997): バンコック粘土の地盤工学的特性に関する二国間共同研究, *地質と調査*, Vol.2, pp.44-51.
- 正垣孝晴, 丸山仁和 (1998): サンプラー内の乱れの異なる試料を用いた原位置の非排水せん断強度の推定法, *土と基礎*, Vol.46, No.4, pp.29-32.
- 地盤工学会 (1995): 地盤調査法, pp.152-158.
- 田中洋行, 田中政典, K. K. Hamouche (1996): 海外の粘土に対する一軸圧縮試験の適用性, 第41回地盤工学シンポジウム - 一軸圧縮強さの功罪/これに代わるもの -, pp.61-66.
- 田中洋行, 田中政典, 土田孝 (1998): 自然堆積した中間土の強度特性, *土木学会論文集*, No.589/Ⅲ-42, pp.195-204.
- 田中政典, 田中洋行, 三島理 (2000a): 海外の土の地盤調査と工学的性質, 第45回地盤工学シンポジウム - 地盤工学の国際化 - 論文集, pp.87-90.
- 田中政典, 田中洋行, 三島理, 渡部要一 (2000b): 採取された試料の残留有効応力の評価について, 第35回地盤工学研究発表会講演集, pp.553-554.
- 田中洋行, Locat, J., Shiwakoti, R. D., 田中政典 (2001): 日本と海外の海成粘性土の物理・化学特性に関する相違点, *土と基礎*, Vol.49, No.2, pp.5-8.
- 中瀬明男, 勝野克, 小林正樹 (1972): 砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ, *港湾技術研究所報告*, Vol.11, No.4, pp.83-102.
- 三島理, 田中洋行, 田中政典 (1999): 種々の粘性土の残留有効応力の比較, *土木学会*, 第54回年次学術講演会概要集 3-A, pp.94-95.
- 三田地利之, 工藤豊 (1996): サクシオンと一軸圧縮強度に基づく粘土の非排水強度推定法, *土木学会論文集*, No.541/Ⅲ-35, pp.147-157.
- 山口晴幸, 池永均 (1993): 土構造評価への水銀ポロシメーター装置の利用, *土と基礎*, Vol.41, No.4, pp.15-20.

第6章 沿岸域の地盤特性に適した地盤調査方法

6.1 概説

沿岸域には陸域からの土砂の流入や海進・海退によって自然堆積した軟弱地盤を中心とした地盤があり、また、その地盤は地域の地層等の影響を受けて、堆積した土の性質はそれぞれの地方で異なる。さらに、沿岸域には沈下防止、地盤のせん断破壊の防止および液状化対策のために地盤改良を行った地盤も存在する。沿岸域に多く存在する軟弱地盤についてはボーリングとサンプリングを行って、一軸圧縮試験からせん断強さを求め地盤のせん断強さとしていることは前述したとおりである。また、一軸圧縮強さでは地盤のせん断力を評価できない、地盤も存在することが明らかになった。一軸圧縮試験の適用に問題のある地盤として、液状化対策のためサンドコンパクションによって改良された砂地盤、石炭灰のリサイクルのため固化処理が行われた石炭灰による低強度改良地盤、自然堆積地盤の石巻中間土地盤および沖縄のさんご礫混じり地盤を対象としてCPTとDMTの原位置試験を行った。本章では一軸圧縮試験からのせん断強さでは地盤の評価が困難である地盤を対象にCPTとDMTによる原位置試験を行い、これらの試験の適用性と一軸圧縮強さとを比較検討した。

近年、標準貫入試験（SPT）に代わる地盤調査方法として、CPTが多く用いられてきている。この方法の大きな特徴は、地盤の情報が深さ方向に対してほぼ連続的に得られることである。したがって、複雑に地盤の特性が変化する場合、非常に有効な方法である。また、ヨーロッパを中心として、DMTが実際の調査に用いられるようになってきている。DMTはCPTと異なり、コンピューターなどの精密電子機器を必要としないので、環境が劣悪な現場で、非常に有効な調査手法である。なお、現場ベーンせん断試験（FVT）は本地盤には適用が困難であるので除外した。

CPTからは土質分類や地盤のせん断強さ、DMTからは土質分類、単位体積質量、地盤のせん断強さおよび内部摩擦角等の諸定数が得られる。これらの試験から得られた諸定数を $q_u/2$ 値やN値から求められる関係等を比較し、得られたデータの相関性について検討を行い、それぞれの試験から得られる諸定数の特性について考察した。

6.2 改良地盤

6.2.1 サンドコンパクション改良地盤

(1) はじめに

液状化の防止対策工法として、サンドコンパクション

パイル工法（SCP）が広く使われている。この工法は、地盤に強固な砂杭を造成するとともに、砂杭周辺の地盤を締め固める工法である。地盤が液状化するのかわらないかの判定は、標準貫入試験（SPT）から求められるN値と土粒子の粒度による方法が主流である。このため、SCP工法によって改良された地盤の改良効果を判定する調査もSPTによって行われるのが一般的である。しかし、SCP工法の対象となる砂地盤は粘土地盤と比べて地盤定数のばらつきが大きく、また砂杭によって人工的に改良された地盤ではこの傾向がさらに顕著となる。加えて、砂杭の形成によって締め固められた地盤と自然に堆積した地盤とは、その特性が大きく異なるものと思われる。したがって、SCPによって改良された地盤をSPTから計測されるN値だけでは、十分に地盤情報を把握することができないと考えられる。また、このような地盤を詳細に調査するためには、精度の高い室内試験が不可欠となる。しかしながら、砂質土に対する品質の高いサンプリングは難しく、室内試験から求められた結果の解釈にあたり、乱れの影響をどう評価するかが大きな問題となる。このため、どうしても砂地盤の調査は原位置試験が主流とならざるを得ない。

近年、SPTに代わる地盤調査方法として、CPTが多く用いられてきている。この方法の大きな特徴は、地盤の情報が深さ方向に対してほぼ連続的に得られることである。したがって、複雑に地盤の特性が変化する場合、非常に有効な方法である。また、ヨーロッパを中心として、DMTが実際の調査に用いられるようになってきている。CPTとは異なり、コンピューターなどの精密電子機器を必要としないので、環境が劣悪な現場で、非常に有効な調査手法である。

液状化強度は細粒分の含有量（FC）によって大きく影響することが知られている。このため、N値による液状化の判断においても、FCによる補正が行われている。液状化の判定に関して現在提案されている多くの方法では、土粒子の粒径が $75\mu\text{m}$ 以下を細粒分としている。しかし、この粒径は必ずしも理論的な根拠に基づいて決められた値ではなく、粒度試験で使われる最小のふるい径が $75\mu\text{m}$ であることによる。 $75\mu\text{m}$ が液状化を考慮したFCを決める粒径として不適切な例を挙げると、粒径が $75\mu\text{m}$ 以下のシルトでも、液状化が生じていることである（山崎，1998）。CPTやDMTの場合には土試料が採取できないので、FCを直接測定することはできない。しかし、CPTでは周面摩擦（ f_s ）からFCに代わるパラメーターが提案され、液状化抵抗に対する細粒分の補正が行われている。

今回、地盤の液状化防止対策のため、細粒分を多く含む地盤にSCPによる地盤改良が計画された。本施工に先立ち、砂杭の間隔を決めるための試験施工を実施した。また、それぞれの砂杭間隔の地盤特性を把握するため、SPT、CPTおよびDMTによる地盤調査を行った。本論文は、SCPによって改良された細粒分を多く含む地盤の改良効果と原位置試験による液状化判定について検討を行ったものである。

(2) 原位置試験による液状化判定方法

液状化の判定方法はSPTによるものが主流を占めてはいるが、最近になってCPTを用いた判定方法も提案されている。どちらの方法も、大筋は土被り圧の影響を考慮して液状化強度を予測している。また、過去の液状化の事例研究から、FCが多いと地盤の液状化は生じにくいことがわかっているので、FCによってN値やCPTから得られる先端抵抗を補正する方法も採り入れられている。ここでは、SPTやCPTおよびDMTを含む原位置試験による液状化判定方法を簡単に述べる。

a) SPTによる方法

本地盤改良は港湾域で施工されたため、SPTによる液状化の判定は港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会1999、以下、港湾の基準という）によって検討を行う。港湾の基準では、式(6.1)で与えられる σ'_{v0} が65kPaのN値に変換した等価N値、 $(N)_{65}$ を用いる。なお、単位はkPaである。

$$(N)_{65} = \frac{N - 0.0019(\sigma'_{v0} - 65)}{0.0041(\sigma'_{v0} - 65) + 1.0} \quad (6.1)$$

ここに、Nは土層のN値である。一方、想定される地震に対して地震応答計算を行い式(5.2)で求められる等価加速度(α_{eq})の算定を行う。

$$\alpha_{eq} = 0.7 \times \frac{\tau_{max}}{\sigma'_{v0}} g \quad (6.2)$$

ここに、 τ_{max} は応答計算で算出された最大せん断応力、gは重力加速度である。

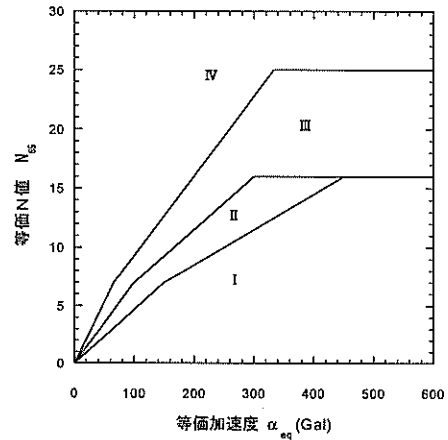


図6.1 港湾の基準における液状化の判定方法

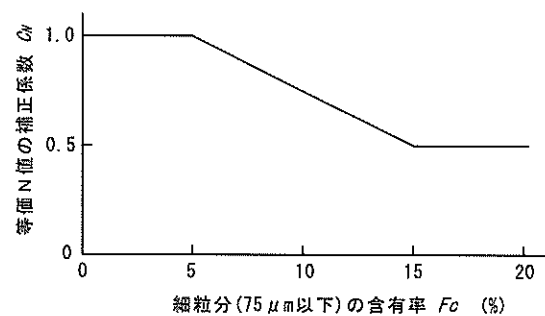


図6.2 細粒分によるN値の補正

次に図6.1に示す α_{eq} と $(N)_{65}$ の関係から、地盤をIからIVに分類し、I液状化する、II液状化する可能性が大きい、III液状化しない可能性が大きい、IV液状化しない、との分類を行う。

上記の基準はいずれも細粒分を含まない”きれいな”砂質土に対するもので、細粒分を含むものについてはFCや、 I_p によって $(N)_{65}$ を割り増しする方法がとられる。例えば図6.2に示すように、FCから等価N値の補正係数(C_N)を求め、式(5.1)で定義される $(N)_{65}$ を C_N で除し、補正後の $(N)_{65}$ を求める。

b) CPTによる方法

CPTによる液状化判定は、Seed & De Alba (1986)、Shibata & Teparaksa (1988)、Robertson & Campanella (1985)、Robertson & Fear (1995)等多くの研究者によって提案されている。いずれの判定方法も液状化強度の差は小さいことから(Robertson & Fear 1995、三村・須崎1999)、ここではRobertsonとFearの方法によって検討する。彼らの方法は、 σ'_{v0} による影響を考慮するため、式(6.3)で与えられる正規化した先端抵抗値(q_{cl})によって、液状化強度を判定する。

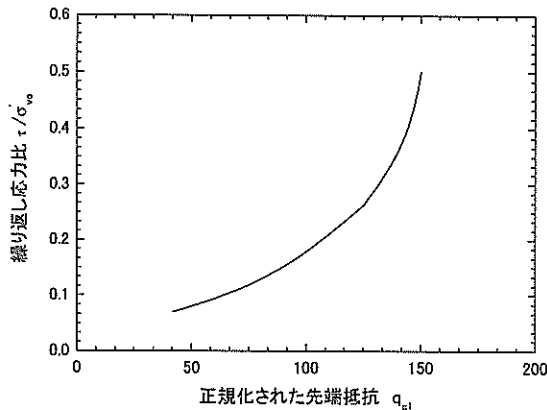


図6.3 RobertsonとFearの液状化判定方法

$$q_{c1} = (q_c/p_a)(p_a/\sigma'_{v0})^{0.5} \quad (6.3)$$

ここに、 q_c は先端抵抗 (kPa)、 p_a は大気圧で通常 100kPa とする。なお、本論文では調査深度が浅いことや間隙水圧 (u) が静水圧 (u_0) に近いことから q_c の代わりコーンの断面積補正を考慮した先端抵抗 (q_t) を用いた。

この q_{c1} 値からせん断応力比 (τ/σ'_{v0}) が図6.3によって求められる。SPTによる港湾の基準の方法では、(τ/σ'_{v0}) の代わりに α_{cq} が用いられている。 α_{max} と τ との関係は式(6.4)で表すことができる (Robertson & Fear 1995)。

$$(\tau/\sigma'_{v0}) = 0.65(MWF) \times \frac{\alpha_{max}}{g} \times \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \times r_d \quad (6.4)$$

ここに、MWF は地震の大きさに関する係数で、マグニチュード (M) が7.5の地震に対しては1.0の値を取る。 α_{max} は地表面最大加速度、 σ_{v0} は全応力土被り圧、 r_d は深さ方向に対する減少率である。

港湾の基準と比較すると、この方法では応答解析を実施しないで地表面の最大加速度 (α_{max}) から (τ/σ'_{v0}) を予測するなど、背景となった考え方が異なる。しかし、式(6.2)で求められる α_{cq} を g で割った値 (α_{cq}/g) と式(6.4)の (τ/σ'_{v0}) とはほぼ同じと考えることができる。

細粒分の多い土に対しては、 q_{c1} を細粒分によって補正する方法が用いられている。CPTではサンプリングを伴わないので、式(6.5)に示す多少複雑な土質分類指数 I_c 値を用いて、FCを予測する方法が用いられる。

$$I_c = [(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5} \quad (6.5)$$

ここに、 Q_t は正規化されたコーン先端抵抗 $Q_t = (q_t - \sigma_{v0})/\sigma'_{v0}$ 、 F_r は正規化されたコーン周面摩擦比 $F_r = [f_s/(q_t - \sigma_{v0})] \times 100(\%)$ 、 f_s はCPTで計測される周面摩擦である。

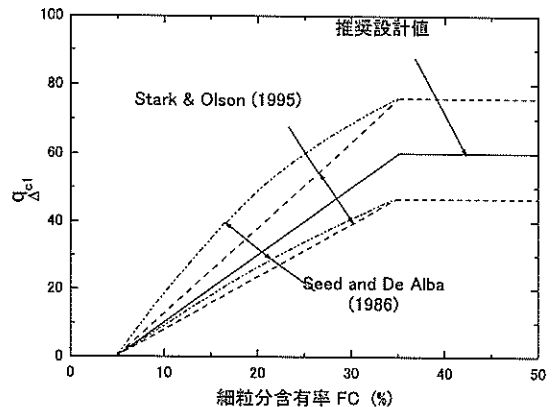


図6.4 RobertsonとFearの細粒分補正方法

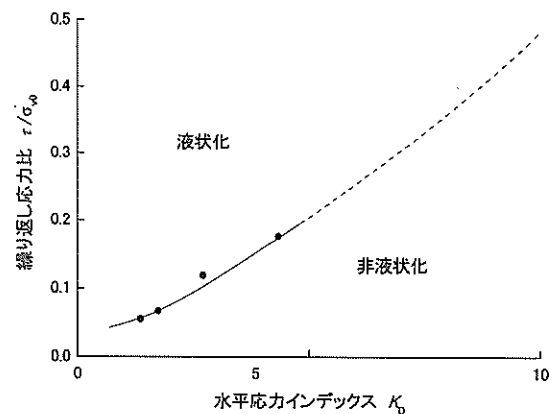


図6.5 RobertsonとCampanellaの液状化判定方法

この I_c を用いて、式(6.6)から細粒分 FC の含有量を求める。

$$FC(\%) = 1.75 I_c^3 - 3.7 \quad (6.6)$$

SPTによる港湾の基準と同様に、FCの値に応じて、図6.4に示すように、 q_{c1} 値を補正している。

c) DMTによる方法

DMTによる液状化判定の提案はSPTやCPTと比べて少なく、Robertson & Campanella (1986)の方法しか知られていない。これは、実際の地盤調査にDMTが使われてから歴史が浅いことと、主に使われているのが地震の少ないヨーロッパであるためと思われる。ここでは、Robertson & Campanella (1986)が提案した方法を述べる。彼らは水平応力インデックス K_D と相対密度 D_r の関係を用いて、図6.5に示すように K_D による τ/σ'_{v0} を提案している。この K_D と τ/σ'_{v0} は、FCによって、すなわち、DMTでは材料インデックス I_D によって変化するものと思われるが、彼らの論文では I_D による補正は記述されていない。

d) SCPによる地盤改良と調査方法

(1) 地盤改良の方法

本論文で対象とする地盤は、サンドコンパクションパイル工法（SCP）で改良された地盤である。SCPによる地盤の改良方法は施工会社によって多少異なるが、本施工実験で用いた方法は以下のようなものである。直径40cmのケーシングによって地中に砂杭を形成し、4mほどケーシングを引き抜いた後に、ケーシングの先端を閉じた状態で3m打ち込む。すなわち、4mの砂杭が1mの長さで押し込まれた形になる。これは、砂杭の密度が変化しないで地盤中に均一に押し広げられたと仮定すると、直径80cmの砂杭が形成されることになる。砂杭の間にある地盤は、ケーシングの貫入・引き抜きの際の振動と、砂杭の形成による水平方向の圧力によって締め固められる。

(2) 調査地点

砂杭の間隔を決めるために、本施工の前に杭間隔を3種類変えて試験施工を行った。各試験施工の区域の大きさは、砂杭間隔が2.1mと1.5mの場合には25.5m×28.7mのほぼ正方形、砂杭間隔が1.7mでは51m×28mの長方形である。過去に行われた多くの試験施工では、コストを低減するために縦・横の砂杭の本数を4、5本程度にする場合が多い。砂杭の本数が少ない場合には、SCPによって地盤を改良しても、砂が砂杭の間から周辺に逃げてしまうので、地盤は十分に締め固まらない。本改良

地盤においても改良地盤と未改良地盤の境界部におけるN値は改良地盤中央部のN値よりも1～2小さな値となった。しかし、今回の地盤改良は、かなり広い範囲を試験区域としたので、未改良地盤との境界を除いて、実際の施工と同様な改良効果が得られたものと考えられる。なお、砂杭は地表面から12.1mの深さまで打設した。

事前に行った調査から、試験施工の区域は、N値などの測定値は多少異なるものの、ほぼ同様な地盤構成であることが確認されている。各砂杭間隔および未改良地点での詳細な調査地点を図6.6に示す。図に示すように、砂杭についても調査を行ったが、本論文では砂杭間だけに注目して考察を行う。図中の記号、E、Dはそれぞれ電気式静的コーン貫入試験（CPT）およびダイラトメーター試験（DMT）を実施した位置を示す。SPTによる地盤調査は、改良前の地盤を調査するために砂杭間隔が1.7mの区域で、砂杭を打設する前後に行った。また、改良後の調査は砂杭と砂杭の中間地点で行った。CPTとDMTによる調査は砂杭打設後のみ行った。このため、砂杭打設前の値を得るために、試験施工地点から約50m離れた未改良地盤について調査を行った。

SCPの試験施工は約20日間かけて終了した。SPTによる地盤調査はSCPの施工終了から約1ヶ月後、またCPTおよびDMTは更に1.5ヶ月後に実施した。したがって、シルト分の多い地層においても、砂杭の打設によって生じた間隙水圧は完全に消散しているものと思われる。

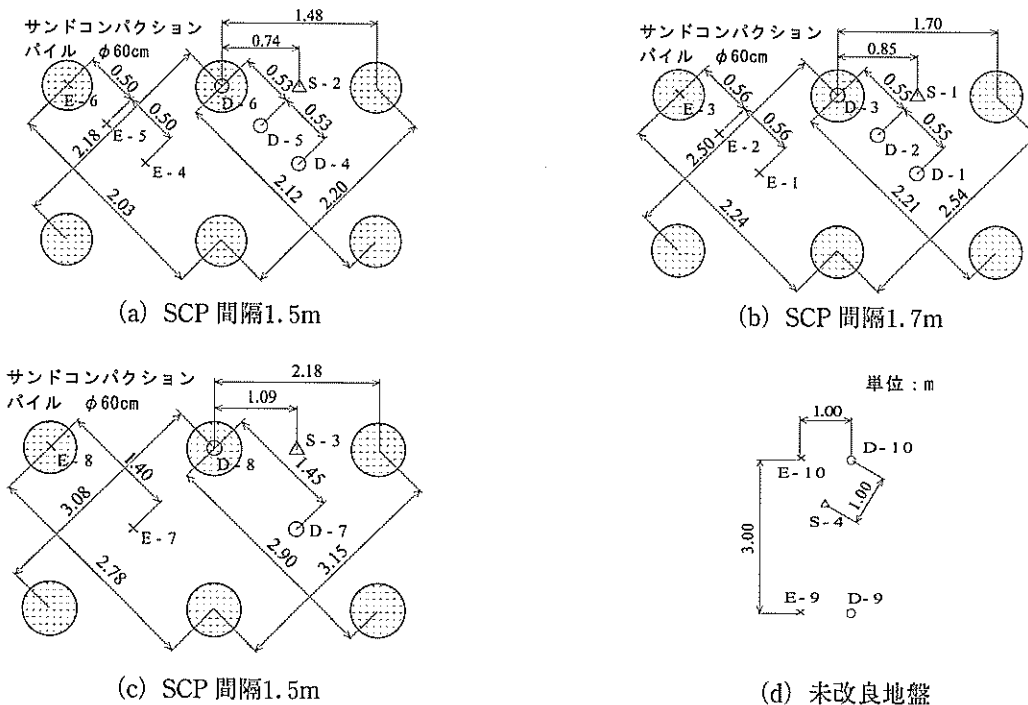


図6.6 調査位置

(3) 調査方法

a) 標準貫入試験 (SPT)

SPTは日本工業規格「土の標準貫入試験方法」(JIS A 1219)が定める方法に従った。ハンマーの落下は、トンビを用いた。ハンマーの落下エネルギーの違いによるN値のバラツキを避けるために、落下エネルギーの60%がロッドの先端に伝達するとした時のN値、 $(N)_{0.60}$ でN値を整理しようとする国際的な動きがある。しかし、今回の調査では先端に伝わったエネルギーを測定していないので、本論文では図および解析に補正しない値、すなわち測定された値そのものを用いる。

SPTでは先端に取り付けられたサンプラーで試料が採取される。この試料を用いて粒径が75 μ m以下の細粒分含有量(FC)を計った。

b) 電気式静的コーン貫入試験 (CPT)

CPTは地盤工学会が定めた「電気式静的コーン貫入試験方法」(JGS 1435)によった。すなわち、コーンの直径は35.7mm(断面積10cm²)、先端の角度は60°である。貫入速度は1m/minで、先端抵抗(q_t)、間隙水圧(u)と周面摩擦(f_s)を測定した。 q_t は有効断面積で補正した値である。

c) ダイラトメーター試験 (DMT)

DMTはMarchetti(1980)が考案したものを使った。DMTでは、鋼製メンブレンが0.1mm膨張した時の圧力 p_0 と1.1mmの時の圧力 p_1 が測定される。この p_0 と

p_1 によって以下のパラメーターがMarchetti(1980)によって提案されており、ここに再掲する。

材料インデックス

$$I_D = (p_1 - p_0) / (p_1 - u_0) \quad (6.7)$$

水平応力インデックス

$$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0} \quad (6.8)$$

ダイラトメーター係数

$$E_D = 34.7(p_1 - p_0) \quad (6.9)$$

ここに、 u_0 は静水圧である。なお、 p_0 、 p_1 およびダイラトメーター係数 E_D の単位はkPaである。

(4) 対象とした地盤の基本的特性

SCPの施工場所は1965年頃に海岸を埋め立てた所である。図6.7にボーリング調査から得られた深さ16mまでの代表的な土質概要を示す。地表面から3mまでは山砂を主体とした埋立部で、その下3mから10mは河川によって堆積したシルト質砂、10m以深はシルト質粘土から成っている。10m以深の土は細粒分を多く含んでおり、自然含水比が大きい。改良前の地盤に対して行われたCPT、SPTおよびDMTで得られた測定値をそれぞれ図6.8、6.9および6.11に示す。以下に、各調査法によって得られた原地盤の特性を述べる。

a) CPTによる地盤調査

通常CPTからは3つの測定値、すなわち先端抵抗 q_t 、間隙水圧 u および周面摩擦 f_s が測定される。一般に、

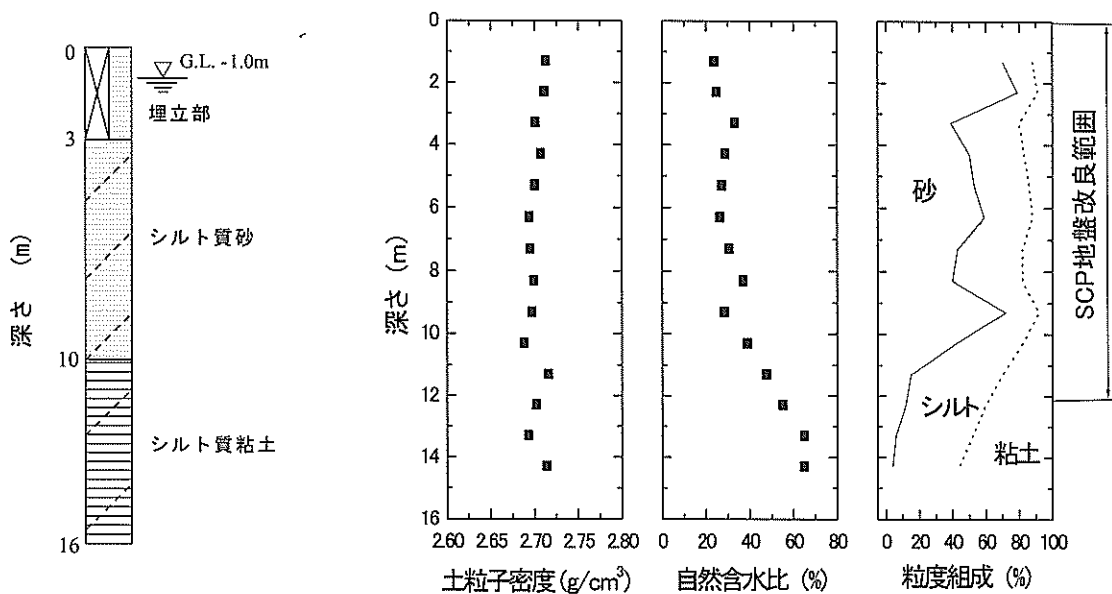


図6.7 調査地点の代表的な土質

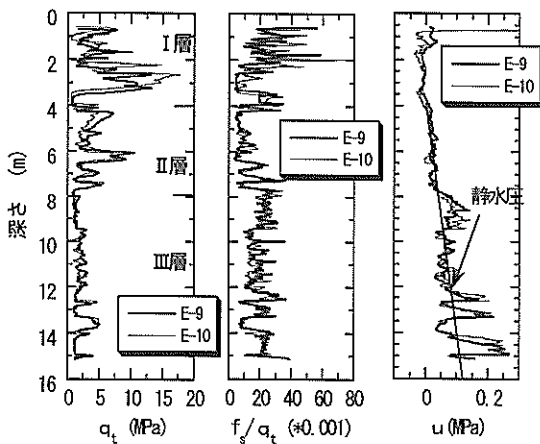


図6.8 CPTによる原地盤の特性

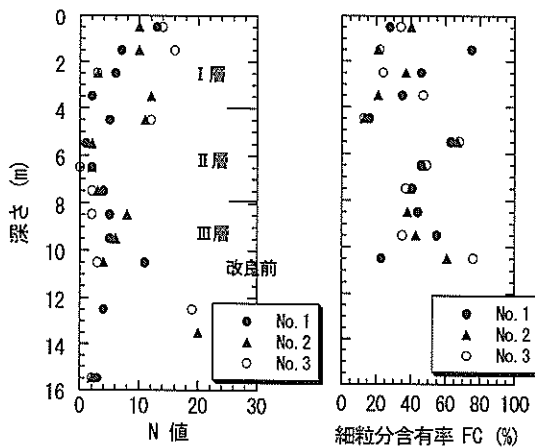


図6.9 原地盤のN値と細粒分含有率

砂地盤の場合には q_t が大きく、 u は静水圧となる。また、場合によっては正のダイレタンスによって静水圧よりも小さな値を示す。逆に粘性土であると、 q_t は小さく、またコーン貫入によって発生した間隙水圧が消散しにくいため、 u は静水圧よりかなり大きく現れる。また、 f_s による地盤の判別も行われており、一般に q_t で除した摩擦比 f_s/q_t は、粘性土では砂地盤に比べて大きい。このことに着目してCPTの調査結果を見てみる。

地盤は図6.8に示すように、かなり複雑である。本論文ではCPTの測定結果を基に全体を3層に分け、地表面から4mまでの層をI層、4mから8mまでの層をII層、8m以深の層をIII層として取り扱う。I層のうち地表面から3.5mまでは埋立土であるが、この層を詳細に見ると上部と下部とでは q_t は異なっている。また、上部の f_s/q_t や u が下部のものに比べて大きな傾向にあることから、上部の埋立土は下部と比べシルト分を多く含む土層と考えることができる。また、3.5mから4.0mに

かけては、非常に柔らかい粘性土層がある。

II層では u の分布がほぼ静水圧であること、 f_s/q_t が小さいことから透水性の良い砂質土と判断できる。II層でも q_t や f_s/q_t の値は不規則に変化しており、地層構成が複雑であることがわかる。

8m以深のIII層は q_t が小さく、 f_s/q_t が大きいことから、細粒分を多く含む土層と考えられる。また u も8mから10mにかけて、静水圧より大きい。10mから下は、粘性土と砂質土とから成る互層と考えられる。

b) SPTによる地盤調査

SPTによるN値と、粒度試験から得られた細粒分含有量(FC)の結果を図6.9に示す。SPTを1mごとに行ったが、図6.8からもわかるように地盤が複雑なのでSPTだけの情報で地盤を精度よく把握するのは難しい。すでに述べたように、SPTを実施したのは改良ピッチが1.7mの区域の3箇所である。これらの調査地点はそれぞれ13mほど離れており、測定されたN値の傾向は似ているが、値そのものはかなり異なる。これは、場所によって同じ土層でも強度が異なることと、N値は先端が30cm貫入するために必要な打撃回数であるので、深さがわずかに違っても測定されるN値は異なるためと考えられる。CPTによって区分された地層を参考に、それぞれの土層ごとにSPTで得られた結果を見てみると、以下ようになる。

埋立土主体のI層のN値はかなりばらつき、また、FCも深さあるいは場所によって異なる。自然堆積地盤のII層のN値は、上部を除き、5以下と小さくFCも多い。シルトと砂の互層であるIII層では、N値のばらつきは大きいがI層ほどでもない。深さ13m付近でN値が急に大きくなる箇所がある。後で述べる改良後のCPTの結果からも、深さ13mから q_t が大きくなることが観測されている(図6.15参照)。これは、SCPの施工によって q_t が増加したためではなく、場所によって締まった砂層が現れる深度が少し異なっているためと考えられる。

FCも場所、あるいは深度によって大きく異なる。一般に、同じFCでも、土の粒径が5 μ mから75 μ mとの間のシルトと2 μ m以下の粘土(コロイド)では、液状化の抵抗に及ぼす影響度合いは大きく異なると考えられる(山崎ら、1998)。このため1999年に改訂された港湾の基準では、FCだけではなく塑性指数(I_p)による(N)₀₅の補正も行っている。今回の調査においても、SPTによって採取された試料に対して(全てではないが)、 I_p を測定した。図6.10に I_p とFCの関係を示す。図からFCの大小にかかわらず、 I_p はあまり変わっていないのがわ

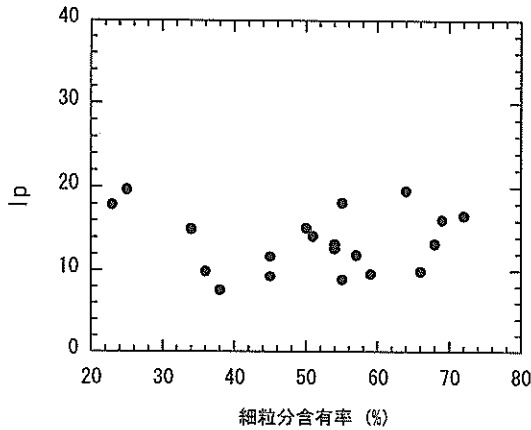


図6.10 細粒分含有率と塑性指数

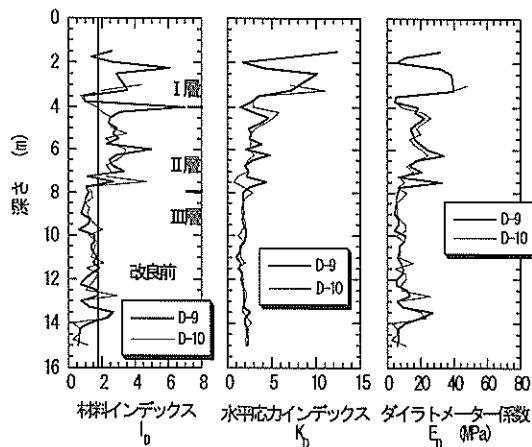


図6.11 DMTによる原地盤の特性

かる。これは、粘土分の活性度が同じと考えれば、FCの大小によらず粘土含有量が同じであることを示している。

c) DMTによる地盤調査

すでに述べたようにDMTから3つのインデックスが導かれる。これらの未改良地盤の測定値を図6.11に示す。DMTから求められた各インデックスはCPTと比べて深さ方向のバラツキが小さい。これは、DMTの場合では直径60mmの鋼製メンブレンが膨張する時の圧力を計測しているため、CPTと比べてより広範囲の地盤の平均値を測定しているためと思われる。

Marchetti (1980)によれば I_p が1.8以上の土は砂質土、0.6から1.8の土はシルト、0.6以下は粘土と分類される。図から、IとII層は深さ3.5m付近を除いて砂質土と判断される。また深さ8mより深いIII層は I_p が0.5から2.0の間であり、おおむねシルトと判断される。この結果は、CPTの f_s/q_t から判断された土の分類と良く一致している。しかし、図6.9に示したFCの値とは対応が悪いようである。

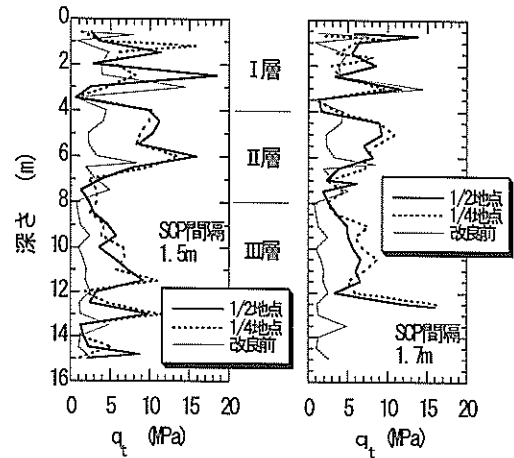


図6.12 杭間地盤の特性 (CPTによる測定結果)

DMTによる地盤、特に液状化に関する評価方法は後で詳しく触れるが、 K_D 値および E_D 値が大きいほど、地盤が安定していると考えて良い。埋立土主体であるI層では、4m付近を除いて、 K_D および E_D 値は大きい。シルト分が多いと思われるIII層での K_D および E_D 値は、I層やII層と比べて小さい。

(5) 改良後の調査結果

a) 砂杭からの距離の影響

砂杭間の地盤は、砂杭からの距離によって地盤の特性が大きく異なることが推察される。このため、調査に当たっては、改良後の地盤を50cmほど掘削して砂杭の頭部を地表面に出した後、図6.6に示す位置でCPTおよびDMTを行った。すなわち、砂杭と砂杭の対角線上の中心点(以下1/2地点という)と、この中心点と砂杭の中心点との間(以下1/4地点という)で調査を行った。

CPTによる結果を図6.12に示す。なお、図では地盤特性が変化しないよう約50cm間隔で q_t を再整理した。図から、当初予想された結果とは異なり、1/2地点と1/4地点の測定値に明確な違いが認められない。砂杭間隔が1.7mの場合には、1/2地点で測定した q_t は、1/4地点で測定した q_t より多少小さい結果が得られている。しかし、砂杭間隔が1.5mの場合には、その差はわずかであり、SCPで改良された地盤が均一に締め固められているものと思われる。

地盤に砂杭が形成される過程は、地盤内にバルーンを膨らませて地盤の剛性を測定するプレシオメーターに似ている。したがって、砂杭に近いほど、静止土圧係数(K_0)が大きいことが想像される。DMTから求められる K_D 値は、式(6.8)からわかるように、 K_0 値に相当するインデックスである。このため、DMTから測定される K_D

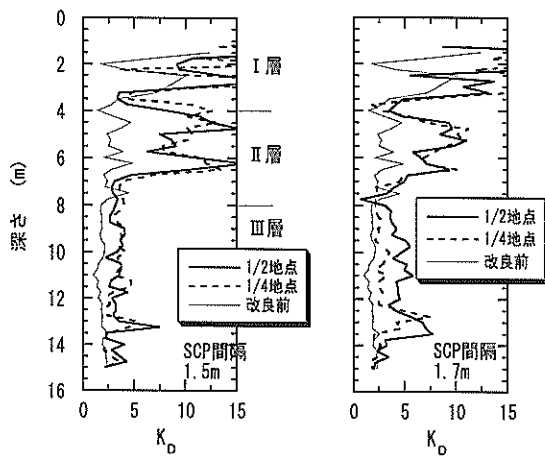


図6.13 杭間地盤の特性 (DMTによる測定結果)

値は砂杭からの距離によって敏感に反応する値と考えられる。これを確かめるために、図6.6に示す位置でDMTによる調査を行った。砂杭に近い1/4地点の調査では、DMTのメンブレンの方向が砂杭に面するように試験を行った。しかし、図6.13に示すように、CPTの場合と同様に貫入位置による K_0 値の変化は小さい。砂杭間隔が1.7mの場合には、1/2地点の方が1/4地点より K_0 値が明らかに大きい。

これらの2種類の調査によって、砂杭間の地盤は、平面的にかなり均一に改良されていることがわかる。しかし、この結論に対して、留意することがある。それは、調査地点の精度である。すなわち、CPTやDMTの測定器はロッドの先端に取り付けられ、貫入装置によって地盤に貫入される。今回の調査では、貫入中のロッドの傾斜は測定しなかったため、測定器が鉛直に貫入されたかが不明である。特に、DMTの場合には、CPTの場合と異なり、形状がへら状なので、地盤の軟らかい方向に計測器が貫入されることが懸念される。また、砂杭そのものも、鉛直で施工された保証はない。したがって、砂杭間の地盤のミクロ的な調査はさらに詳細に行う必要があると思われる。

b) SCPによる地盤の変化

図6.14は改良前後の N 値の変化を見たものである。砂杭間隔が1.7mの試験施工だけに注目して、SCPによる地盤の変化を見てみる。図中の黒塗り記号は改良後の N 値を表す。すでに述べたように、改良前の原地盤の構成が複雑なので、深度によっては見かけ上改良によって N 値が低下する場合もある。しかしながら、I、II層は改良によって N 値が10程度の増加、III層は5程度の増加が認められる。すなわち、FCを多く含むIII層の

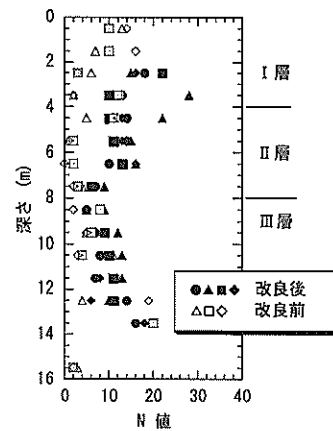


図6.14 改良による N 値の変化

SCPによる N 値の増加は少ない。

CPTによる調査は図6.15に示すように、深さ方向にほぼ連続して地盤特性を把握することができる。I層では q_t の顕著な増加は認められない。逆に改良によって q_t が減少する傾向すら認められる。粘土分を多く含むと思われる3.5mから4.0mの土層の q_t は改良による増加は生じてはいない。一般に言われているように、粘性土に対してSCPによる強度増加が小さいことと一致している。II層では、砂分が多いと思われる4から6mにかけて q_t の増加が認められる。しかし、FCが多いと思われる6から8mの q_t の増加は顕著ではない。この深度の q_t の分布を詳細に見てみると、ピークを示す深度が改良前と改良後では微妙に異なることがわかる。これは、改良によって q_t が変化するというよりは、調査地点が異なった(約50m離れていた)ためと考えられる。III層では、改良によってほぼ均一に q_t が増加している。

SCPの改良によって、砂杭間の地盤の粒度分布は変化しないはずである。したがって、 f_s/q_t が粒度分布に基づく土の分類の指標であるとする、改良によって f_s/q_t は変化しないことになる。図に示すように、 f_s/q_t は改良によって大きな変化は認められないが、III層では改良後の f_s/q_t は多少減少する傾向にある。これについては、後で更に考察を行う。

CPTで測定された q_t の挙動に興味ある現象が認められた。それは、 q_t が増加した砂分が多い土層の q_t は顕著な変化は認められないが、 q_t の変化が少ない深度で改良によって q_t が増大していることである。すなわち、地盤が粘性土であると、SCPによって q_t は変化しないが、 q_t が大きくなっている。CPTを実施したのは砂杭打設後2.5ヶ月も経過しているため、砂杭打設によって発生した過剰間隙水圧によるものとは考えられない。この q_t の変化が繰り返し応力に対してどのように影響するか

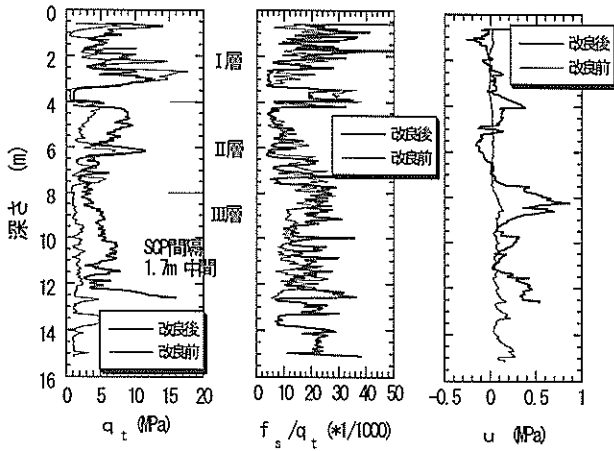


図6.15 改良による地盤の変化(CPT, SCP 間隔 1.7m)

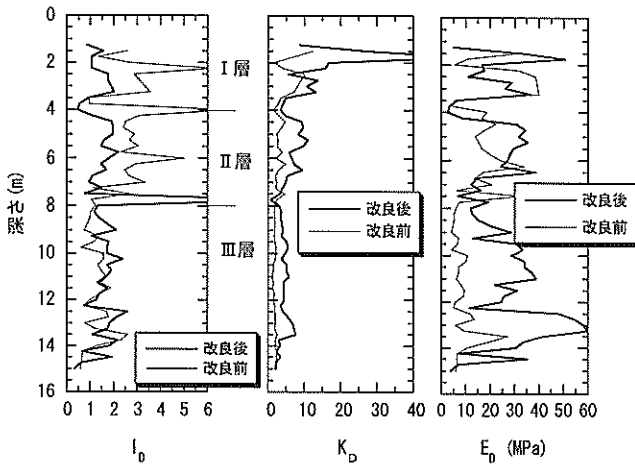


図6.16 改良による地盤の変化(DMT, SCP 間隔 1.7m)

は、今後の興味ある課題と思われる。

次に、図6.16に示す DMT の調査結果を見てみる。砂分が多いと考えられる I, II 層では、改良によって I_D が減少している。一方、III 層では改良による I_D の変化は小さい。 I_D は、土の分類を表す指標なので、CPT の場合の f_s/q_t と同様に改良によって変化しないはずである。この I_D 値についても、後でさらに考察を加える。改良によって K_D および E_D 値が増加している。しかし、 I_D が小さく FC が多いと思われる 4, 8, 12m 付近では、 K_D および E_D 値は改良前とほぼ同様な値を示している。

c) 砂杭間隔の影響と液状化の判定

i. SPT

砂杭の間隔によって、液状化抵抗がどのように変化したのかを見てみよう。図6.17は原地盤を含めた SPT による調査結果であり、港湾の基準による液状化抵抗で検

表6.1 SPTで求められた各砂杭間隔での改良効果

土層区分	砂杭間隔			
	1.5m	1.7m	2.1m	改良前
I	37.4 (60.9)	16.8 (6.1)	14.6 (8.2)	10.9 (6.1)
II	18.2 (6.8)	11.8 (4.6)	11.1 (4.2)	3.6 (4.1)
III	9.5 (3.0)	6.4 (1.9)	5.4 (1.0)	3.9 (2.2)

等価 N 値の平均値、() 内は標準偏差

討するために式(1)に定義された $(N)_{65}$ で示している。図から SCP を打設することによって、かなり $(N)_{65}$ が増加していることがわかる。しかも砂杭間隔が密になるほど、 $(N)_{65}$ が増加している。しかし、土層によって $(N)_{65}$ の増加割合が異なっている。すなわち、改良効果は FC によって大きく影響されることがわかる。表6.1に各土層区分に対して改良前および改良後の $(N)_{65}$ の平均値およびその標準偏差を示す。図に示されていることが、表でも明確に現れている。

図6.9に示したように、この地盤の FC は、ほとんどの深さで15%以上である。このため、 $(N)_{65}$ を図6.2に示した等価 N 値の補正係数 C_N によって補正すると、補正後の $(N)_{65}$ は2倍となる。港湾の基準では、 α_{eq} にかかわらず液状化の判定がIV (液状化しない) の範囲となるためには、FC による補正前の $(N)_{65}$ は12.5以上必要となる(図6.1参照)。またIII (液状化しない可能性が大きい) として判定されるためには、 $(N)_{65}$ は8以上、必要となる。今回の調査から、図に示すように $(N)_{65}$ が小さなIII層では、砂杭間隔が1.5mとなると、 α_{eq} にかかわらず、IIIと分類されることがわかる。すなわち、SCPによって、液状化抵抗がかなり向上できると判断できる。

ii. CPT

CPTの結果を図6.18に示す。図は改良効果を表すために、式(6.3)で定義される q_{cl} で整理した。改良前後の q_{cl} を比べると SCP によって、かなり q_{cl} が増加しているのがわかる。しかしながら、砂杭間隔の違いによる q_{cl} の違いは顕著に認められない。表6.2に SPT の場合と同様に q_{cl} の整理結果を示す。この表からも、SPT とは異なり、砂杭が密になっても q_{cl} が増加する明らかな傾向は認められない。

Robertson と Fear の方法によって求められた改良前

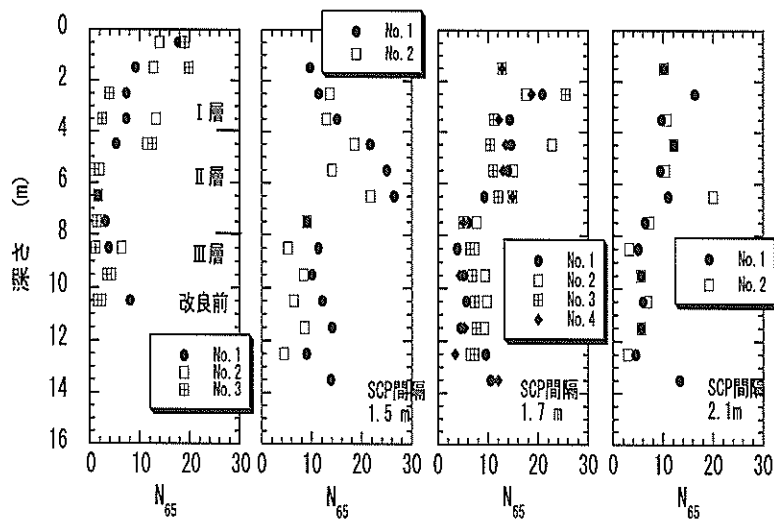


図6.17 SCPによる等価N値の変化

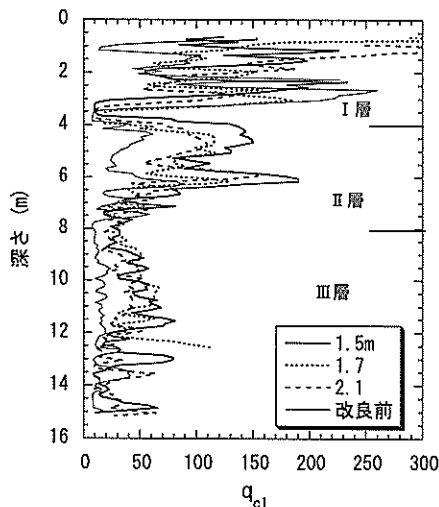


図6.18 SCPによる正規化された先端抵抗 q_{c1} 値の変化

と砂杭間隔が1.7mの時の繰り返し応力比 $CRR (\tau/\sigma'_{v0})$ を図6.19に示す。図にはFCによる補正前後の CRR を分けて示している。図から、改良による CRR の改善はFCの補正にかかわらず、認めることはできない。 CRR は q_{c1} 値を基に算出されており、Ⅲ層においては、SCPによってわずかながら q_{c1} が増大しているのがわかる。しかし、図6.3に示すように q_{c1} 値が小さな場合には、 q_{c1} 値の増加による τ/σ'_{v0} (CRR) の増加は小さい(改良前の地盤の q_{c1} は図6.3に示す実線の範囲外である)。このため、見かけ上、SCPによる改良効果が認められないことになる。

さらにCPTによる改良効果が認められない理由に、FCによる補正が小さいことが挙げられる。図6.19にFCによって増大した CRR を示す。港湾の基準によるSCP

表6.2 CPTで求められた各砂杭間隔での改良効果

土層区分	砂杭間隔			
	1.5m	1.7m	2.1m	改良前
I	106.3 (68.5)	110.6 (71.0)	120.3 (95.6)	98.4 (76.9)
II	101.0 (49.7)	69.0 (33.8)	72.7 (36.3)	36.3 (19.8)
III	46.9 (15.2)	46.6 (11.8)	33.7 (9.9)	14.8 (3.9)

q_{c1} の平均値、() 内は標準偏差

の判定によると、今回の地盤ではFCによって $(N)_{65}$ が2倍となるので α_{eq} も2倍となる。このように、港湾の基準ではFCの液状化の抵抗に対する効果は非常に大きい。しかし、CPTの場合には、図に示すようにFCによる CRR に対する効果は0.03程度と極めて小さい。これは、図6.4に示したように、彼らの方法では細粒分による q_{c1} の増加量が60と頭打ちとなっているためである。さらに、わずかであるが、改良によって I_c 値が減少するので、FCによる補正值が減少している。

図6.20に、SPTの際に求められた粒度試験によるFC、DMTから求めた I_D 値、CPTから求められるFCに関する指数を比較して示す。CPTの場合の指数は、多くの研究者によって使われている f_s/q_v 、RobertsonとFearによる I_c 値、また彼らの提案した I_c から求められたFCを比較している(式(6.6)参照)。粒度試験のFCと I_c から求められたFCとでは、かなり大きく異なることがわかる。また、 I_c および I_D 値はSCPの施工によっ

て変化する。SCPによって粒度分布は変化しないので、本来はこれらの値は改良によって変化しないはずである。しかし、図に示すように、改良によって変化していることがわかる。

さらにCPTを用いたFCの予測に対して留意しなくてはならない事項に、機種の違いによる f_s 値の違いがある。今回の調査で用いたCPTは同じである。しかし、同一地盤で行った8種類の異なった機種を用いた調査によれば、 f_s 値は機種によってかなり異なったことがわかった(田中1999)。したがって、 I_c を求める式(6.5)も機種によって係数が異なることになる。

本論文では今までⅢ層を砂質土として、液状化の検討を行ってきた。しかし、このⅢ層は細粒分を多く含む砂地盤または粘性土と砂質土との互層と考えられるので、Ⅲ層を粘性土と考えることもできる。この場合には式(6.10)から非排水せん断強さ(s_u)を求める。

$$s_u = (q_t - \sigma_{v0}) / N_{kt} \quad (6.10)$$

ここに、 N_{kt} はコーン係数で、我が国の粘性土では、おおむね10程度の値とされている(田中1999)。Ⅲ層を粘性土として考えて式(6.10)から s_u を求めると、図6.21のようになる。改良前でも強度比(s_u / σ'_{v0})は1.0, 1.7 mの砂杭間隔で改良された場合には4.0程度の大きな強度比が得られている。このように、地盤を砂地盤あるいは粘土地盤とどちらに分類するかによって、地盤の見方は大きく異なる。

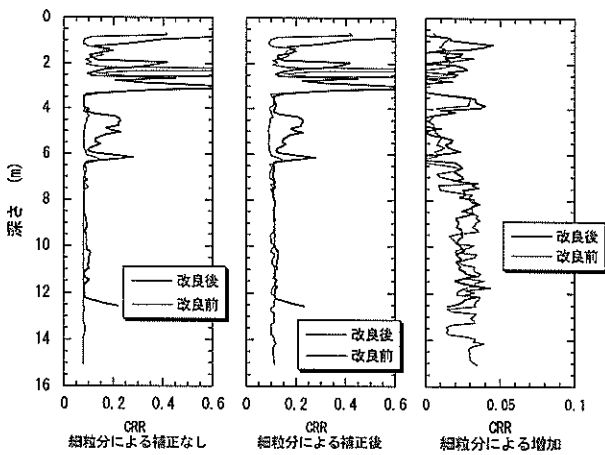


図6.19 RobertsonとFearによる液状化抵抗

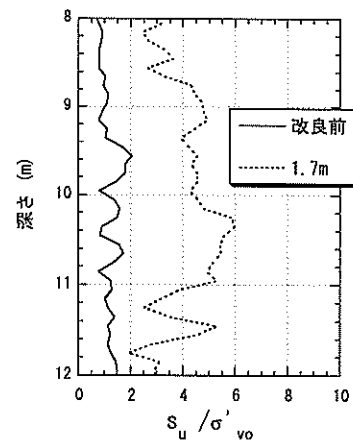


図6.21 Ⅲ層を粘性土と考えた場合のせん断強度比

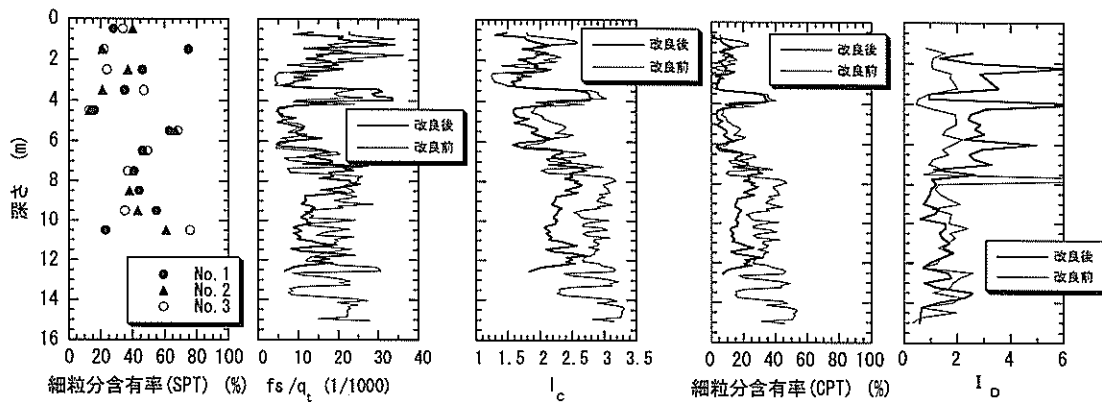


図6.20 各検討方法で予測される細粒分を表す指標の比較

表6.3 DMTで求められた各砂杭間隔での改良効果

土層区分	砂杭間隔			
	1.5m	1.7m	2.1m	改良前
I	11.19 (6.23)	15.88 (14.26)	10.77 (7.27)	6.1 (3.75)
II	8.30 (4.21)	6.45 (2.90)	4.22 (2.12)	2.97 (1.02)
III	3.33 (0.65)	4.36 (0.77)	2.65 (0.26)	1.71 (0.28)

K_D の平均値、()内は標準偏差

iii. DMT

DMTでは K_D 値によって、液状化の抵抗が評価される。このため、図6.22に各砂杭間隔における K_D 値を示す。CPTと同様に、改良前と比べてSCPの施工による K_D 値の増加は認めることができるが、砂杭間隔による明確な変化は認めることはできない。例えばII層では、砂杭の間隔が密になるに従い K_D 値が増加しているが、III層では、このような順序は認めることはできない。表6.3に K_D 値の平均値と標準偏差を示すが、この表からも同様のことが確認できる。

すでに述べたように、DMTによる液状化判定を提案したRobertsonとCampanellaの方法ではFCによる補正は行っていない。III層に注目して、DMTによる液状化判定を考えてみる。改良前の K_D 値は2前後であり、これは図6.5から τ/σ'_{vo} は0.08、改良後は砂杭間隔、あるいは深さによって多少異なるが K_D 値は4.0前後に増加したとすると、 τ/σ'_{vo} は0.16と改良前の2倍に増加している。これは、CPTによる予測と比べて、改良による増加割合、および値そのものもかなり大きく評価することがわかる。

(6) 本節のまとめ

細粒分の多い地盤に対して液状化防止対策のためサンドコンパクションパイル工法(SCP)による地盤改良を行った。改良によって地盤がどのように変化したかを検討するために、標準貫入試験(SPT)、電気式静的コーン貫入試験(CPT)、ダイラトメーター試験(DMT)を行った。SPTでは港湾の基準、CPTはRobertsonとFear、DMTではRobertsonとCampanellaの方法によって液状化の判定を試みた。今回の調査によって得られた知見を以下にまとめる。

1) 液状化判定方法によって液状化抵抗に対する予測が

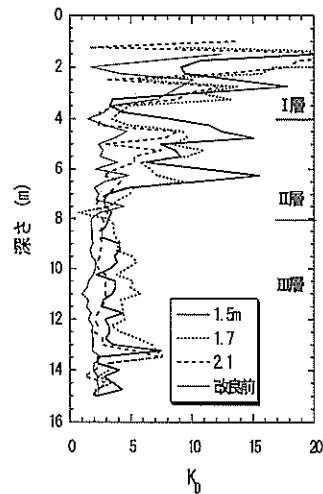


図6.22 各砂杭間における K_D 値

かなり異なることがわかった。特に細粒分の評価方法によってそれぞれの液状化判定は大きく異なってくる。原位置試験は地震の少ない北欧地域で発達したため、液状化抵抗のような動的問題を原位置試験で取り扱うのは最近になってからのことである。このため、細粒分の評価については不十分な点が見られ、この評価に関する補正法の確立が必要である。

- 2) 細粒分を多く含む地盤では地盤を砂質地盤として取り扱うのか粘性土地盤として取り扱うのかによって地盤の液状化判定は異なってくる。本地盤のように塑性指数と細粒分含有率に明らかな違いが見られない場合には、粘性土として扱うのか砂質土として扱うのか別の指標の導入が必要である。
- 3) 細粒分を多く含むSCP改良地盤では改良による N 値やコーンの先端抵抗(q_t)の増加は砂質地盤と比べて顕著に表れない。特に、 N 値では厚さ1m程度の粘性土地盤の存在を把握することは困難であり、精度良く改良効果を確認することができない。このような場合には、CPTを併用した地盤調査を計画すると良い。

6.2.2 石炭灰(FGC)処理地盤

(1) はじめに

セメントや石灰を用いた深層混合処理(DM)工法によって改良された地盤の評価は、ボーリングを行って採取した試料の一軸圧縮強さ(q_u)によってなされることが多い。しかし、この方法による q_u は大きくばらつくのが一般的で、この原因がサンプリングによる試料の乱れなのか、改良地盤の不均一性なのかが不明であった。もちろん、過去においてCPTを始めとする原位置試験によ

る地盤調査の試みがなされてきたが、セメントや石灰で改良された地盤の強度は大きく、しかも試験装置の貫入能力も小さかったため、適用できない場合が多かった。

本調査箇所では山留め掘削の補助工法として、石炭灰を用いた低強度のDM工法（FGC: Flyash Gypsum Cement, 以下FGC-DM工法という）で改良された地盤で、CPT、孔内水平載荷試験およびPS検層による地盤調査を行う機会を得た。

本節は各種原位置試験から得られたデータに基づき、改良前とFGC-DM工法によって改良された地盤（以下FGC地盤という）の土性の変化を評価し、各種原位置試験のFGC地盤への適用性について検討したものである。

(2) 土質の概要

当現場は東京湾に面した横浜市磯子区に位置し、1965年頃に埋め立てられた場所である。図6.23に改良前の代表的な地盤柱状図を示す。地表面から4m付近までは礫質砂、その下は浚渫土による埋め立てが行われており、旧海底面は地表面から15m付近にある。5mから15mまでの浚渫埋立土層は、土の工学的分類方法から粘土と分類されてはいるが、浚渫土の投入材料の違いなどによって層構成は複雑である。また、 N 値50以上の支持層は起伏が激しく、今回のような25×50m程度の施工区域であってもその深度の違いは10m以上にも及ぶ。

浚渫埋立土層の湿潤密度は1.5~1.7g/cm³、土粒子の密度は2.64~2.74g/cm³、自然含水比は50~85%、液性限界は50~110%、塑性限界は25~45%となっており、自然堆積地盤のそれらより分布範囲は広い。旧海底面以下の自然堆積した粘性土の湿潤密度は1.5~1.7g/cm³、土粒子の密度は2.66~2.68g/cm³、自然含水比は50~

80%、液性限界は70~105%、塑性限界は30~40%となっており、ごく普通の海成粘性土と同様な値を示している。浚渫埋立土層も旧海底面下の土も自然含水比は液性限界よりも少し小さめの値となっている。

(3) FGC-DM工法

軟弱地盤に大規模な山留め掘削を行う場合には、掘削底面の安定が重要になってくる。深い掘削が行われる場合、受働土圧の増加やヒービング防止のために山留め掘削底面をセメントや石灰を使ったDM工法などによって地盤改良することが多くなっている（Tanaka, 1993）。

セメントや石灰を使う通常のDM工法によって改良された地盤の強度は大きいので、改良後の地盤に直接矢板を打設することは難しい。このため、DM工法を山留め掘削の補助工法に用いる場合には、DM工法による改良体と矢板との間を1m前後開けておき、矢板と改良体との間は間詰めと呼ばれる高圧噴射工法によって改良が行われる。しかし、高圧噴射工法の改良コストはDM工法と比べ高く、また地盤が軟弱であると、噴射の圧力によって矢板が外側に変形することもある（田中・田中, 1992）。このため、改良後であっても矢板を地盤に打ち込める程度の強度に抑えるDM工法の開発が望まれていた。改良後の地盤強度を抑えるためには、セメントなどの安定材の量を少なくすればよいが、安定材の量を少なくすると改良後の強度のばらつきが大きくなる。これを避けるために考え出されたものが、石炭灰を用いるFGC-DM工法である。セメントに石炭灰を混ぜることによって安定材の量を増やし、改良土の強度をより均一にすることができる（Asano *et al.*, 1996）。本報告で対象とする改良地盤の目標値は一軸圧縮強さ q_u で400

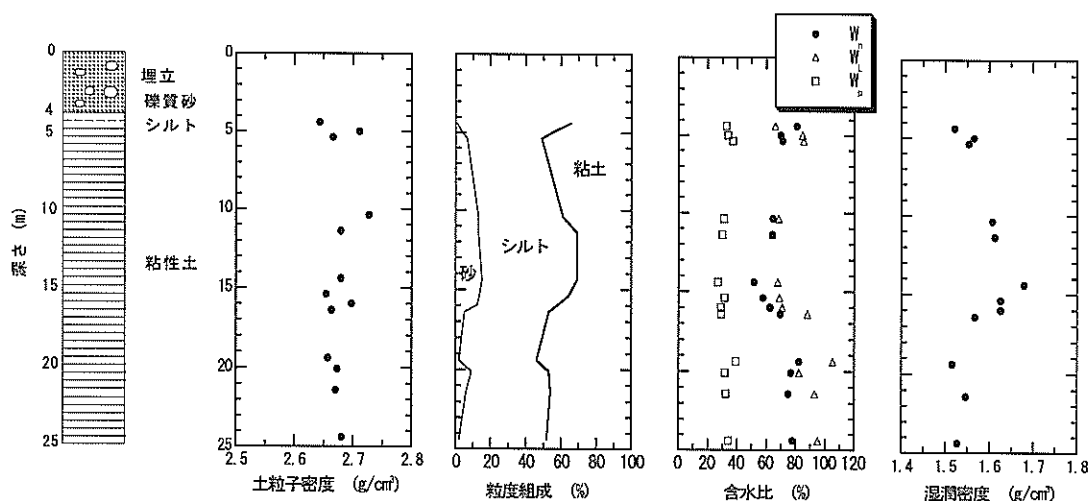


図6.23 地盤柱状図

kPaである。この時の配合は、原地盤1m³当たり、セメント62kg、石炭灰155kg、水217kgであった(田部井ら, 1999)。

代表的な改良断面を図6.24に示す。地盤改良は地表面部と底盤改良部とに分かれており、地表面部の改良目的は山留め壁の変位抑制、底盤部の改良は受働土圧の増大とヒービング防止である。改良杭の配置は矢板法線方向には接円とし、矢板法線直角方向には改良柱体をラップさせた。

なお、本論文では地表面改良部と底盤改良部とを併せて地盤改良部、その間の改良していない部分を中間未改良部という。この中間未改良部はFGC-DM工法の施工によって機械的に攪拌されている上、安定材の供給はなく、未改良部とはいっても原地盤の状態とは大きく異なっている。

(4) 室内試験と原位置試験

a) サンプリング

試料採取は、中間未改良部をシンウォールチューブサンプラー(TTS)で、地盤改良部はロータリー式三重管サンプラー(RTS)で採取を行った。採取方法は地盤工学会基準JGS 1221「固定ピストン式シンウォールサンプラーによる土の乱さない試料の採取」および同じくJGS 1223「ロータリー式三重管サンプラーによる土の

乱さない試料の採取」によった。

b) 室内試験

室内試験としてFGC地盤から採取された試料に対して一軸圧縮試験と三軸UU試験を行った。一軸圧縮試験はJIS A 1216によった。なお、供試体寸法は、TTSから得られた試料では直径5cm、高さ10cm、RTSから得られた試料の直径は8.2cm、高さは10cm~13cmであった。

三軸UU試験は地盤工学会基準JGS 0521によった。供試体寸法は直径5cm、高さ10cmである。側圧は採取深さ11mまでが49kPa、それ以深は98kPaとした。

c) 原位置試験

原位置試験としてCPT、孔内水平載荷試験およびPS検層を実施した。

i. CPT

CPTは地盤工学会が定めた電気式静的コーン貫入試験方法JGS 1435によった。コーンの先端角度は60°、底面積10cm²、周面摩擦測定用のスリーブの表面積は150cm²である。コーンの有効断面積比 α は0.75である。使用したコーンの先端抵抗の容量は100MPa、間隙水圧の容量は1.5MPa、コーンの貫入速度は2cm/secであった。

先端抵抗 q_t は有効断面積の影響を考慮して式(6.11)によって求めた。

$$q_t = q_c + (1 - \alpha) \cdot u \quad (6.11)$$

ここに、 q_t は先端抵抗、 q_c は見かけの先端抵抗、 α は有効断面積比、 u は間隙水圧である。

CPTによる調査は原地盤で1箇所と改良後の地盤10箇所について行った。CPTは大容量の貫入装置(貫入能力196kN)を用いて押し込みを行った。押し込み時にCPTロッドと地盤との摩擦を小さくするためにフリクションカッターを取り付けた。

ii. 孔内水平載荷試験

孔内水平載荷試験は改良後の地盤に対して1箇所実施し、深さ方向に地盤改良部で4点、中間未改良部で2点の測定を行った。試験方法は地盤工学会基準JGS 1421の孔内水平載荷試験方法によった。孔内水平載荷試験はボーリング孔を掘った後にプレッシャーメーターを所定の位置まで下ろし載荷試験を行った。中間未改良部には低圧用(載荷最大圧力2.45MPa)の1室型プレッシャーメーター、地盤改良部には高圧用(載荷最大圧力9.81MPa)の3室型プレッシャーメーターを使用した。載

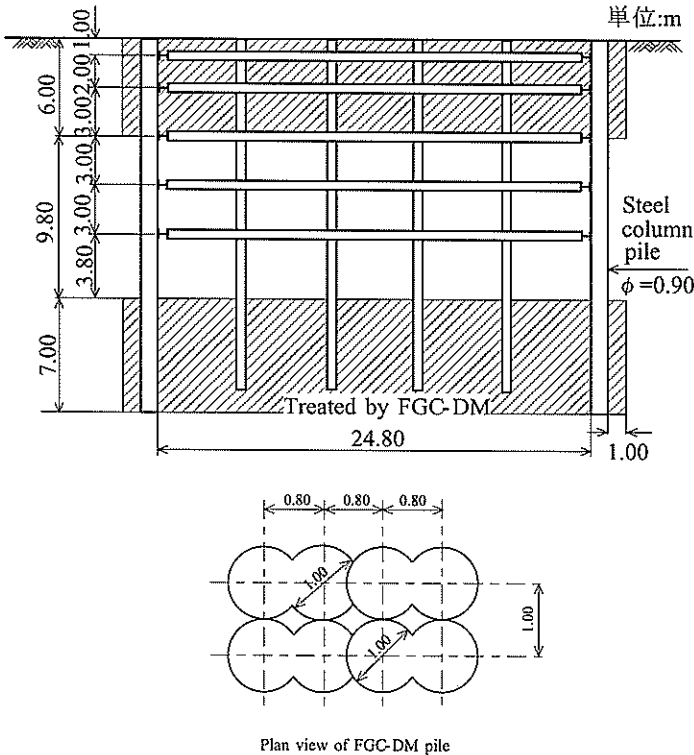


図6.24 代表的な改良断面

荷は単調載荷で、極限圧力までに10~15ステップの記録が取れるように、載荷圧力を増大させた。なお、一ステップの載荷時間は2分である。

孔内水平載荷試験から変形係数 E_{pm} が求められる。 E_{pm} は測定用セルが孔壁に密着し荷重と変位関係が直線となり、変形速度が一定となった時の値とした。

iii. PS 検層

PS 検層は地盤工学会基準の地盤の弾性波速度検層方法 JGS 1122 によった。振源と受信器が組み込まれているゾンデを孔底から 1m 間隔で引き上げ地盤のせん断波速度 V_s を測定した。起振はゾンデに内蔵された円筒型の電磁ハンマーによってなされる。これによって生じたせん断波を振源の上部にある 2 個の受信器で波形を捉え記録する。

PS 検層から求められた剛性率 G を G_{vs} と表すと、 V_s との関係は次式のようにになる。

$$G_{vs} = \rho \cdot V_s^2 \quad (6.12)$$

ここに、 G_{vs} は PS 検層から求められる剛性率、 ρ は密度、 V_s は地盤中のせん断波速度である。PS 検層は改良された地盤 3 箇所について行った。各孔とも深さ方向に対して地盤改良部と中間未改良部合わせて 24 点の計測を行った。

(5) 試験結果

a) 改良前後の含水比と湿潤密度の変化

図 6.25 に改良前後の湿潤密度と含水比の違いを示す。湿潤密度は地表面から 8~15m の中間未改良部に相当する区間でばらつきが見られるが、その他の深さではあまり変わっていない。この中間未改良部のばらつきは、浚渫埋立土層の土質の違いや FGC-DM 工法によって安定材の供給のない状態で、地盤が改良機械で攪拌されたためと考えられる。含水比についても湿潤密度と同様の傾向が見られ、地盤改良部の含水比は地盤改良前とほとんど変わっていない。地盤改良部は FGC-DM 工法によって攪拌されるものの、地盤改良の前後の含水比や湿潤密度に大きな変化は現れてはいない。また、底盤改良部における改良後の飽和度についても 98 から 99% と非常に高いので、本論文では底盤改良部を飽和土として取り扱う。

b) 一軸圧縮強さ

図 6.26 に B1 地点と B3 地点の地盤改良前後の $q_u/2$ の値を示す。B1 地点の改良範囲は地表面から 4.1m と 12.7m から 23.6m の区間である。改良前後の $q_u/2$ が明らかに

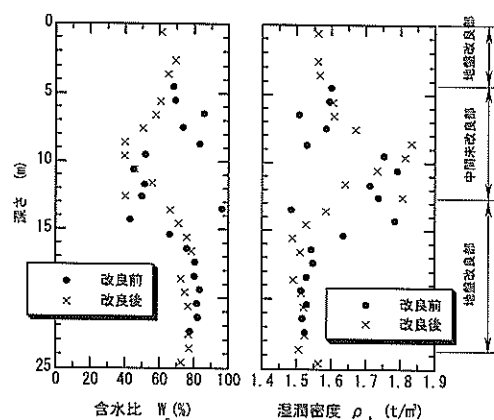


図 6.25 改良前後の含水比と湿潤密度

異なっているのは 15m から 25m であり、この範囲は想定していた改良範囲とは多少異なる。すなわち安定材を供給して改良した深さと、地盤調査によって改良効果が現れた深さが 1.5m ほど異なる。FGC-DM 工法の施工に当たって、安定材は攪拌翼先端から吐出する方法によったが、(6) a) せん断強さに示す CPT 結果からも推測されるよう、改良地盤上部では安定材が攪拌軸に沿って上方に流出したりして十分供給されなかったことが考えられる。改良効果が確認された 15m から 25m の範囲の $q_u/2$ の平均値 (m) は 0.15MPa、標準偏差 (σ) は 0.07MPa 程度の強度が発現されている。改良地盤は改良前より 1~6 倍の強度増加が見られる。

B3 地点の改良範囲は地表面から 4.4m と 11.5m から 21.2m の範囲である。底盤改良部の $q_u/2$ の平均値は 0.20 MPa、標準偏差 0.15MPa の強度が出現している。深さ 20m 付近にはあまりよく改良されていない箇所が存在する。この付近を除けば改良前より 1~12 倍の強度増加が見られた。

c) CPT

図 6.27 には改良後に得られた代表的な 2 箇所の CPT データを改良前のデータと併せて示す。改良前の q_t と u の結果から判断すると地表面から 5~8m と 13~23m の間には粘性土主体の地盤があり、地表面から 0~5m は砂質土、8~13m は砂質土と粘性土の互層となっていることがわかる。図 6.23 の地盤柱状図からは 5~25m の間は一様な粘土と分類されてはいるが、15m までの埋立地盤は複雑な土質構成となっていることがわかる。B1 地点の底盤改良部の改良前と改良後のデータを比較してみると q_t は 4~6 倍、周面摩擦力 (f_s) では 15~30 倍、 u も 2~3 倍に大きくなっている。B3 地点での q_t は 5~10 倍、 f_s は 10~30 倍、 u も 3~6 倍に増加している。特

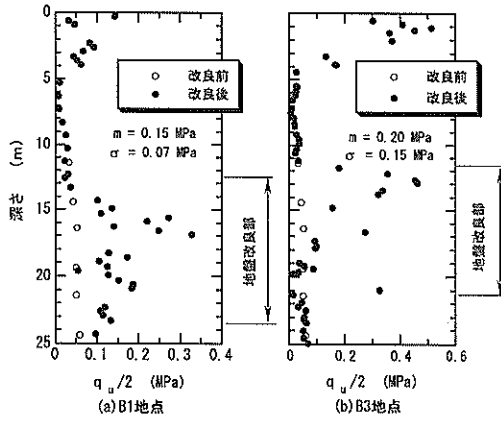


図6.26 改良前後の一軸圧縮強さの比較

に f_s は著しい増加がみられ、これが大容量の貫入能力を必要とする要因となっている。本調査でもCPTの押し込み時、CPTロッドと地盤との摩擦を軽減するためにフリクションカッターを用いた。一般に q_t が大きいと砂地盤と判断されるが、FGC地盤では q_t 、 f_s と u がともに大きな値を示しており、明らかに普通の砂地盤や粘性土地盤とは異なった挙動を示す。また、B3地点の地盤改良部の q_t 、 f_s および u の値は大きくばらついており、 $q_u/2$ との結果と対応している。

(6) 考察

a) せん断強さ

ここではCPTから求められる地盤のせん断強さ (s_u (CPT)) と $q_u/2$ とを比較する。図6.28に s_u (CPT) と $q_u/2$ との関係を示す。 s_u (CPT)は式(2.2)から求めた。

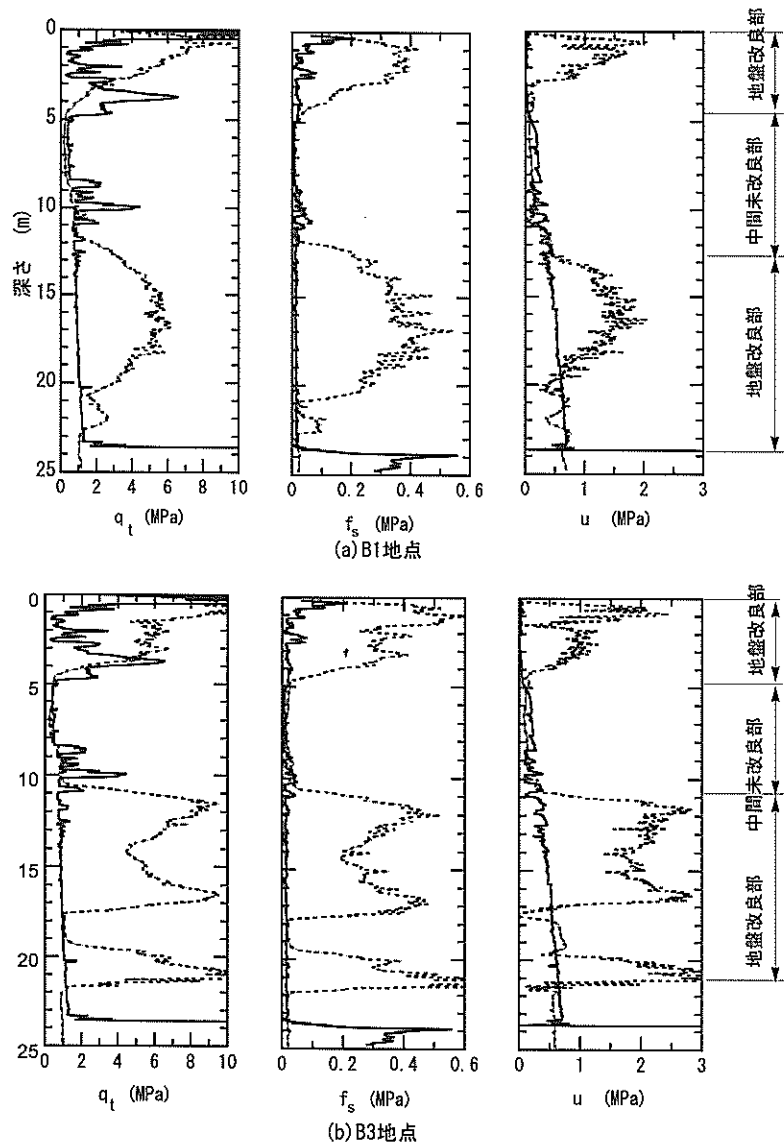


図6.27 FGC地盤のCPT結果

FGC-DM 工法で使われる改良機は攪拌軸が二つであり、一回の施工でオーバーラップされた一対の改良柱体が作られる(図6.24参照)。CPTの結果を $q_u/2$ と比較するにあたり、オーバーラップされた一対の改良柱体に対して実施した試験結果を用いた。

まず、旧海底面以下の改良前のせん断強さについて検討してみる。図6.28(a)に示すように改良前の地盤は $N_{kt}=14$ とすると s_u (CPT)と $q_u/2$ とが良く対応する。我が国の海成粘性土に対して N_{kt} は8~16と報告されており(田中ら, 1992), 埋め立て後約35年たった地盤に対してもこの N_{kt} が適応できることがわかる。

図6.28(b)および図6.28(c)に改良後の s_u (CPT)と $q_u/2$ との関係を示す。改良前の地盤のせん断強さを良く表すことのできる $N_{kt}=14$ の値を用いて s_u (CPT)を求めると、図に示すように改良土の $q_u/2$ をかなり過大評価することになる。試みに、図6.28(b)に示すように $N_{kt}=20$ として s_u (CPT)を求めてみると、室内試験によって得られた $q_u/2$ にかなり近づく。B3地点でも $N_{kt}=20$ とすると $q_u/2$ に近づく。このように、改良土の N_{kt} は、普通の粘性土の N_{kt} よりかなり大きいことがわかる。この N_{kt} を大きくしている原因として、改良土は一般の粘性土と比べて、破壊ひずみが小さく、また残留強度が小さい典型的なぜい性材料であることや、サンプリングによる試料の乱れの影響などが考えられる。サンプリングによる試料の乱れについては(4)試料の乱れの検討で詳しく述べる。

今回のような改良された地盤に対してCPTを適用する最大のメリットは、改良効果を連続的に、また試料の乱れによる影響を受けないで把握できる点にある。図6.28(c)に示す図において、CPTによる測定値がな

く、 $q_u/2$ だけの値がプロットされた場合を考えてみよう。改良の仕様では、深さ13mから20mまで地盤改良されることになっているが、この箇所の $q_u/2$ は最大値が0.4MPa以上、最低値が0.1MPa以下であり、これが試料の乱れを含めた試験のばらつきによるものか、それとも改良地盤そのもののばらつきによるものかが不明である。しかし、CPTを実施することによって得られる連続的な s_u (CPT)と室内試験で求められた $q_u/2$ とを比較することでどちらに原因があるのかが判定できる。本事例においては s_u (CPT)と $q_u/2$ の傾向がよく一致していることから、G.L.-18mからG.L.-20mの地盤改良は計画通りに施工されてはいないことがわかる。

b) 土質分類

CPTから得られる q_t と f_s を利用して土質分類することが試みられている。Robertson(1990)によれば正規化された先端抵抗 Q_t 、間隙水圧比 B_q と正規化されたフリクション比 $F_r(\%)$ の値によって図6.29に示すような土質分類が提案されている。 q_t 、 B_q と F_r は式(6.13)~式(6.15)で定義される。

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (6.13)$$

$$B_q = \frac{u - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (6.14)$$

$$F_r = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{f_s} \times 100 \quad (6.15)$$

ここに、 u_0 は静水圧である。

FGC地盤にもこの分類方法が適用できるのかをB3地点のデータを使って検討してみる。図6.29(a)に示すよ

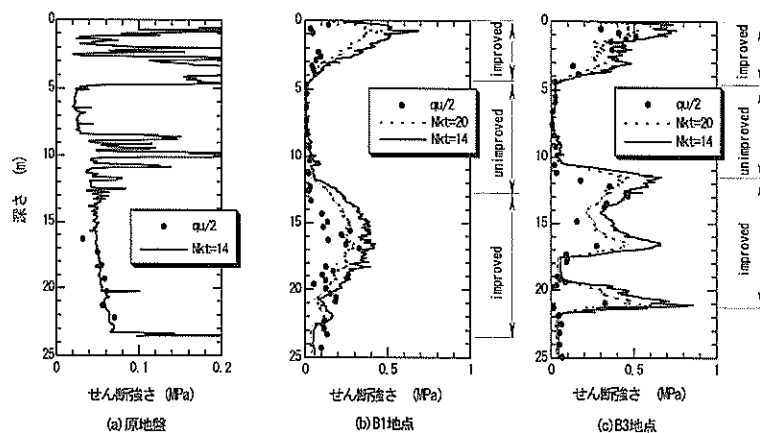
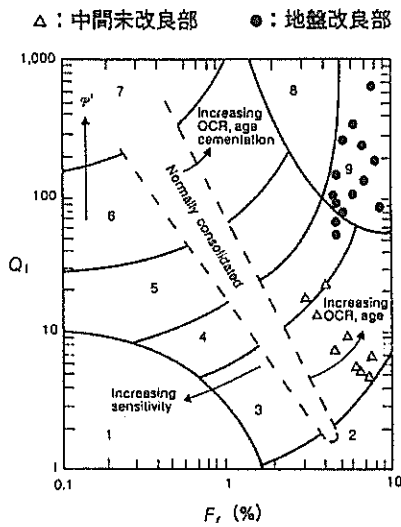
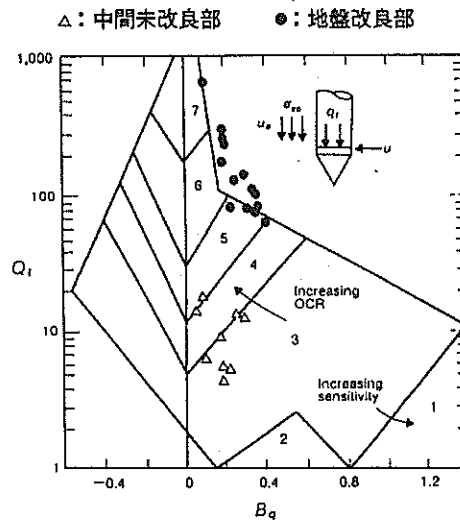


図6.28 CPTから求まるせん断強さと $q_u/2$



(a)フリクション比



(b)間隙水圧比

- | | | |
|---------------|------------------|-----------------|
| 1. 鋭敏で粒子の細かい土 | 4. 粘土質シルト～シルト質粘土 | 7. 礫質砂～砂 |
| 2. 有機質土 | 5. シルト質砂～砂質シルト | 8. 非常に固い砂 |
| 3. 粘土～シルト | 6. 砂 | 9. 非常に固い粒子の細かい土 |

図6.29 土質分類 (Robertson(1990)に加筆・修正)

うに改良されていない地盤のほとんどは、分類3の粘性土またはシルト質粘性土地盤と分類される。これは、図6.23に示した粒度分布の結果と比較しても妥当な分類がされていることがわかる。地盤改良部のデータは、ほとんどの深度が分類9の非常に固くて粒子の細かい地盤と分類される。原地盤がFGCで改良されることによって、比較的大きな Q_t と F_r を持つこととなり、分類3から分類9に移動する。しかし、 Q_t も F_r も地盤改良の方法や改良目標値によって変化するので、改良目標強度が今回の調査地点より大きく異なる場合については、新たに調査を行う必要がある。また、同一地盤で8種類の異なったコーンを用いた一斉試験の結果によれば、測定された f_s はコーンによってかなり異なることがわかった(地盤工学会電気式静的コーン貫入試験ワーキンググループ(1993))。このため、 f_s を用いた判定については十分注意することが必要である。

次に同じくRobertsonが提案している Q_t と B_q の関係を用いた土質分類について検討する。中間未改良部では分類3と分類4の粘土またはシルトまじり粘土に分類され図6.23に示された柱状図とよい一致を見ている。しかし、地盤改良部においては分類5から分類6の砂質土の外側に分類され Q_t と B_q による分類方法は使えないことがわかる。

c) 変形係数

ここでは一軸圧縮試験、孔内水平載荷試験とPS検層やサイズミックコーンなどの物理探査から得られた変形係数について比較してみる。変形係数はひずみレベルによって大きく異なることが知られている。図6.30に時松と吉見の論文(1982)を参考にして、それぞれの試験から得られる剛性率のひずみレベルを示す。PS検層から得られる剛性率 G_{vs} のひずみレベルは振源からの距離によっても異なってくるが 10^{-6} 程度であり、一軸圧縮試験から求められる G_{50} や孔内水平載荷試験から得られる G_{pm} のひずみレベルよりかなり小さい。また、サイズミックコーンから得られる剛性率 G_{sc} と G_{vs} とはほぼ同じひずみレベルと考えられる(西田ら, 1999)。後述する共振試験から求められる G_0 も 10^{-6} のひずみレベルに対応する剛性率である。図6.31にB1地点で得られた剛性率を示す。なお、一軸圧縮試験から求められる剛性率 G_{50} は、一軸圧縮試験を非排水試験と考え、ポアソン比(ν)を0.5とし、 $G_{50}=E_{50}/3$ の関係から G_{50} を求めた。ここに、 E_{50} は割線変形係数である。同じく孔内水平載荷試験からの剛性率 G_{pm} も $G_{pm}=E_{pm}/2(1+\nu)$ の関係から求めた。どの試験から得られた剛性率も中間未改良部で小さく地盤改良部では大きくなっているのがわかる。また、すべての深度にわたって G_{pm} は G_{50} とほぼ同じ大きさであり、 G_{vs} は G_{50} より10から20倍程度大きい。この

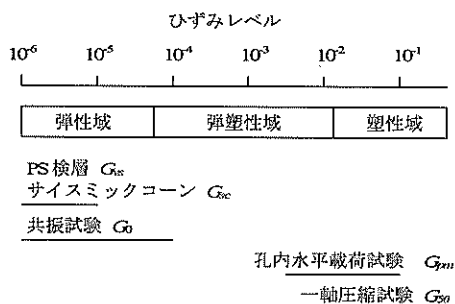


図6.30 試験とひずみレベルとの関係
(時松・吉見(1982)に加筆・修正)

違いは、先に述べたひずみレベルの違いによるものである。図6.32は海成の粘性土地盤で得られた G_{sc} と G_{50} との関係を示したものである (田中・田中, 1996)。今回対象となったFGC地盤ではサイスマックコーン試験を実施していないので、本論文では G_{sc} の代わりに G_{vs} の値を図中に示す。Robertson *et al.* (1986)によれば、 G_{sc} と G_{vs} はほぼ同じ値と考えてよいことが報告されている。田中と田中 (1996)によると自然堆積した海成粘性土地盤の G_{50} は、 G_{sc} のおよそ1/10であることが報告されている。しかし、今回の改良地盤の結果を見てみると、中間未改良部と地盤改良部の一部のデータは、上述した関係より上に位置することがわかる。中間未改良部においては表面のFGC-DM工法の施工に伴って一部安定材が混入したり、機械攪拌によって地盤の物性がかなり不均一になった上、 V_s が地盤の硬いところを伝わるため、PS検層による V_s が大きく測定されたものと考えられる。また、底盤改良部でも G_{sc} が大きくなるにつれ、 G_{50} が1/10 G_{sc} より小さくなる傾向にある。この原因については、サンプリングによる試料の乱れが考えられ、これについては次節でさらに詳しく考察する。

d) 採取試料の乱れに関する検討

FGC地盤の試料採取は、中間未改良部をシンウォールチューブサンプラー (TTS) で、改良地盤部ではロータリー式三重管サンプラー (RTS) で採取を行った。RTSのようにサンプラーを回転させながら試料を採取する方法では、試料が乱されやすい。事実、今回採取された試料にも数多くの水平クラックが認められた。

土田 (1990) はクラック型の乱れについては乱れの影響を小さくするために三軸 UU 試験が有効であることを示した。ここでは、試料の乱れの検討を行うために $q_u/2$ と三軸 UU 試験から得られたせん断強さ $s_u(UU)$ とを比較してみる。 $s_u(CPT)$ とともに図6.33に示す。5m から 11

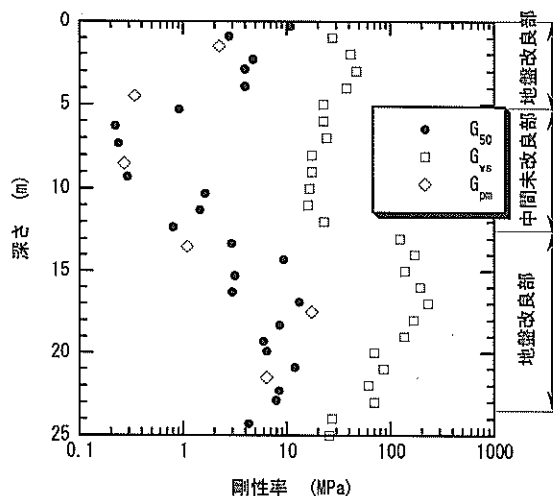


図6.31 各種試験から求められた剛性率

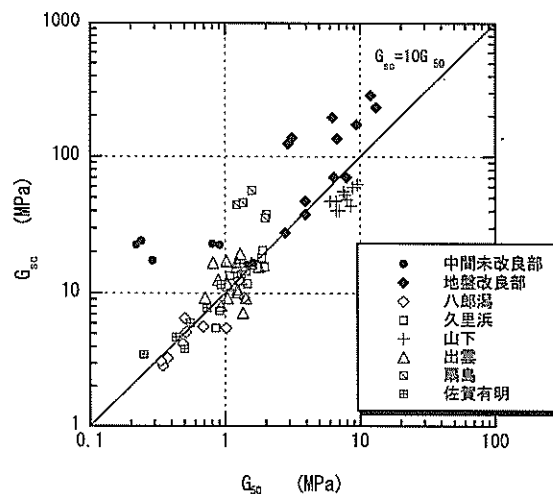


図6.32 G_{sc} と G_{50} の剛性率の比較

mの中間未改良部では $q_u/2$ は、 $s_u(UU)$ とほぼ同じ結果となった。改良地盤部では $q_u/2$ よりも $s_u(UU)$ が大きく現れており、RTSから得られた試料は乱されている可能性がある。一方、11mから18mの改良地盤部においては $q_u/2$ は、 $s_u(CPT)$ の $N_{kt}=20$ のラインに近いが、 $s_u(UU)$ は $s_u(CPT)$ の $N_{kt}=14$ のライン、いわゆる原地盤の N_{kt} に近い結果が得られた。これらのことより、FGC地盤のような地盤においても三軸 UU 試験が有効であることがわかる。

田中・寺師 (1986) は、図6.34に示すように室内配合試験で得られた改良土と現場処理土に対して共振試験を行い、共振試験から求められた剛性率 G_0 と q_u との間には直線関係が認められると報告している。ここに示す現場処理土はブロックサンプリングに近い方法で採取された試料であり、ほぼ乱れの影響はないと考えられる。本

調査の B1 地点から得られたデータの G_0 と q_u の関係を図にプロットしてみる。ここで G_0 は PS 検層から得られた G_{vs} を対応させた。今回得られた関係は明らかに田中と寺師 (1986) の関係より上にあるのがわかる。すなわち、原位置で得られた G_0 より q_u 値が小さなことを図 6.34 は示していることになる。この結果からも、試料の乱れによって q_u 値を過小に評価している可能性がある。

(7) 本節のまとめ

今回、石炭灰を利用して改良した地盤 (FGC 地盤) の評価に各種原位置試験を適用してみた。今回の調査から得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 一軸圧縮強さのみでなく CPT からのデータを併用することによって、改良地盤のせん断強さをより正確かつ詳細に評価することができる。改良地盤は選

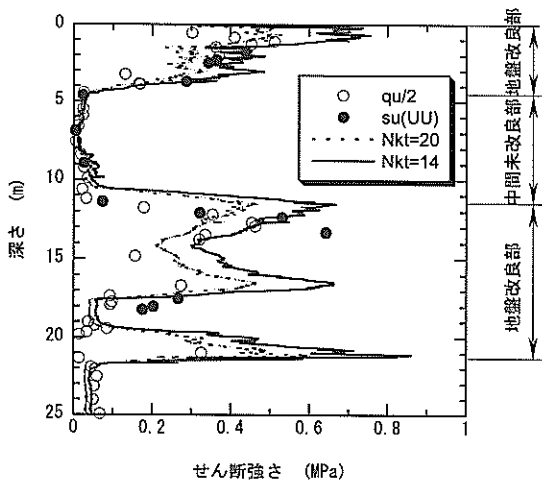


図6.33 せん断強さの比較

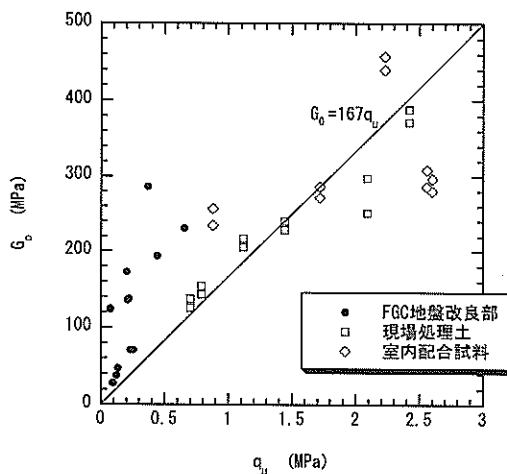


図6.34 剛性率と一軸圧縮強さとの関係

定する地盤改良工法にもよるが、必ずしも均一地盤とはならないので、サンプリングによる評価のみでなく、CPT による調査を併用した方が精度の高い地盤の評価が可能となる。

- 2) FGC 地盤では CPT から得られる先端抵抗、摩擦力および間隙水圧の値が大きく、粘性土地盤や砂地盤とは異なった挙動を示す。中でも、間隙水圧は特に大きな値を示すことから、外力が加わった場合の間隙水圧の挙動について検討する必要である。
- 3) FGC 地盤のコーン係数は沖積粘性土のそれと比較して大きな値を示す。原因としてサンプリングによる試料の乱れのため比較となる強度を過小評価していることが考えられる。また、改良地盤がぜい性な性質を有することや改良効果の不均一性も考えられるため、改良地盤のコーン係数については、更なる調査が必要であると思われる。
- 4) FGC 地盤のコーン係数が海成粘性土のそれと比較して大きな値を示すこと、 G_{50} が原位置試験から得られる剛性率と比べて小さいこと、また、三軸 UU 試験より得られたせん断強さが一軸圧縮強さよりも大きなことから、ロータリー式三重管サンプラーから得られた試料は、乱れの影響を受けている可能性が高い。
- 5) Robertson が提案した Q_t と F_t を使った土質分類法によれば FGC 地盤は非常に固くて粒子の細かい地盤に分類される。しかし、 Q_t と B_q を使用した土質分類法では FGC 地盤は砂質土の外側に分類され適用できない。コーンの周面摩擦を使った評価については、メーカーや使用頻度によってフリクションスリーブの摩擦係数が異なるため、データの解釈に十分な注意が必要である。

表6.4 中間土の判断基準 (出典 小林ら, 1992)

	砂	粘土	中間土
砂含有量 (%)	80以上	50以下	50~80
塑性指数 I_p	NP	25以上	NP~25
透水係数 k (cm/s)	10^{-4} 以上	10^{-7} 以下	10^{-7} ~ 10^{-4}
圧密係数 c_v (cm ² /min)	10^1 以上	10^{-1} 以下	10^{-1} ~ 10^1

6.3 特殊な軟弱地盤

6.3.1 中間土地盤

(1) はじめに

港湾における構造物の設計では、対象地盤を砂質土あるいは粘性土として取り扱うことが多い。しかし、実際の地盤は砂か粘土かを明確に区別することが困難な場合もある。いわゆる中間土と呼ばれている地盤は、砂か粘土かを明確に区別することのできない代表的な土である。

小林ら (1992) は、中間土の判断基準として表6.4を示した。この判断基準によれば中間土地盤は、砂含有量が50~80%であることが示されている。港湾の設計においては一般に、地盤の砂含有量80%以上を砂質土地盤として、また、それ未満を粘性土地盤として設計を行うことが多い。このため、中間土地盤は粘性土地盤として取り扱われることが多く、せん断強さは一軸圧縮試験から求められる。このような地盤に一軸圧縮試験を用いると5.2.2に示したように極端に小さな q_u となる。このような現象はかなり以前から知られており、一軸圧縮せん断強さの補正法が提案 (中瀬ら, 1972) されてはいるものの、この方法によって補正を行っても5.2.2に示したようにせん断強さを著しく過小評価しているのが現状である。このようなデータを基に港湾構造物の設計を行うと過大設計となる。

そこで、石巻中間土を対象としてCPTとDMTを行い室内試験結果との比較検討を行い、中間土に対する新しい強度決定法を考察する。

(2) 調査地点

調査地点は宮城県石巻沖の海底地盤である。試験に用いた試料は、石巻港の海底地盤より固定ピストン式シンウォールサンプラーによって採取した。当地点の土質は、海底面から-20mまでが沖積粘性土で、同じく-20mから-34mまでがシルト質砂および砂質シルト層が互層になっている中間土である。なお、水深は約8.5mである。図6.35には海底面下20mから34mにある中間土の粒度組成および含水比を示す。 w_n は30~50%の範囲にあり、 w_n が20%以下であれば砂質土、 w_n が40~50%

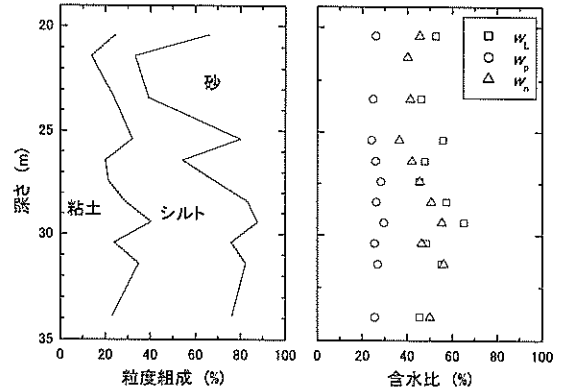


図6.35 中間土地盤の粒度組成と含水比

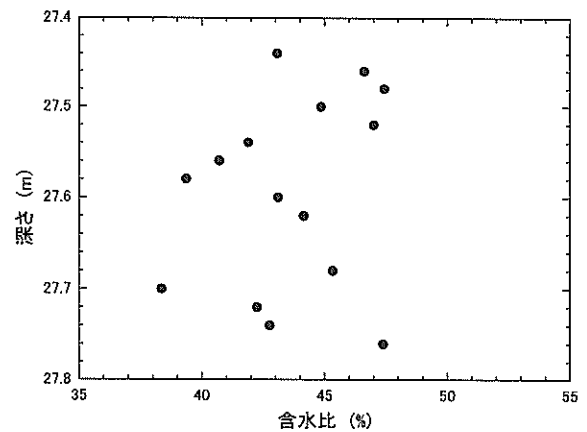


図6.36 深さ2cm毎の含水比の分布状況

であれば粘性土であることが多く、その間の w_n が20~40%は砂と粘性土の中間領域である。 I_p は16~36%の間にあり表6.4から判断すると中間土の判断基準にはほぼ半数が適合する。しかしながら、本調査地点の中間土層は砂質土層と粘性土層とが互層となっているため、 I_p や粒度組成のばらつきは大きい。

このため、サンプリングチューブから40cmの試料を連続に抜き出し、深さ方向2cm毎に含水比の測定を行った。図6.36に含水比の分布状況を示す。図から深さが数cm異なただけでも含水比が10%も変わってしまうことがわかる。これは本調査地点の近くに大きな河川が存在し、この河川から運搬された土砂は季節によって大きく異なることや分級作用等によって砂層と粘性土が互層となっている影響と考えられる。図6.36の結果から図6.35を再検討してみると、 w_n が大きくばらついていること、また、 w_L や w_p はサンプリングチューブのある位置から採取されたもので、このような地盤ではその土質を代表しているとは考えにくいことから、図6.35に見られるばらつきはさらに大きなものとなることが予想される。

中瀬ら (1972) や小林ら (1992) をはじめとする中間

土に関する従来の研究は、砂と粘土を種々の割合で混合する、いわゆる“混合土”が用いられてきた。しかしながら、図6.36に示すように自然に堆積した中間土は均一ではなく、したがって、せん断強さや圧密特性などを求めるときには、このような不均一性を考慮する必要がある。

(3) 試験方法

室内試験として残留有効応力測定試験、一軸圧縮試験および三軸CU試験(以下、土田の方法という)を行った。土田(1990)は、地盤のせん断強さを簡易に求める方法として簡易な三軸CU試験を提案した。この方法は試料を平均有効主応力で圧密した後、非排水条件でせん断試験を行うものである。\$K_0\$を0.5と仮定すると圧密圧力は\$\sigma'_{v0}\$の2/3となる。土田はこの方法で求められたせん断強さ(\$s_u\$ (CIU))と\$q_u\$との相関を調べた。

土田(1990)によれば、一般の海成粘性土の\$q_u/2\$と\$s_u\$ (CIU)の関係は式(6.16)から得られる。

$$q_u/2 = 0.75 \times s_u \text{ (CIU)} \quad (6.16)$$

原位置試験はCPTとDMTを行った。貫入装置は押し込み力が49kNのボーリングマシンを使用した。

(4) 原位置試験による土の分類

図6.37にCPTから得られた中間土層の結果を示す。中間土層の\$q_t\$は粘性土地盤に見られるような、深さが大きくなると\$q_t\$も大きくなるという関係は認められない。また、ところどころに大きな\$q_t\$値を示す箇所があり、この箇所の\$q_t\$が小さなことから、砂分を多く含む層が存在していることがわかる。図6.36に示されたように中間土地盤では地層構成が複雑であることがわかる。\$q_t\$は静水圧ラインより大きくなったり、小さくなったり

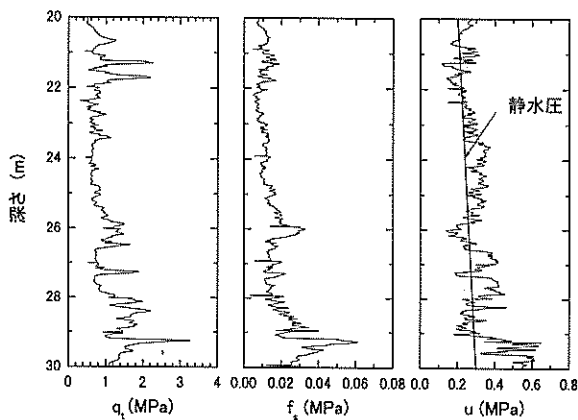


図6.37 CPTの結果

しており、この結果からも地層分布が複雑であることがわかる。

次に、DMTから得られた値から地盤の分類を行う。図6.38にDMTから得られた結果を示す。Marchetti(1980)は\$I_D\$が1.8以上を砂、0.6以下を粘土とし、その中間をシルトとしている。今回の調査では22m付近と27m付近で\$I_D\$は大きい。この深さのCPTの結果を見ると、\$q_t\$は大きくなっており、\$u\$は静水圧より小さく砂層に分類される。しかしながら、\$I_D\$値は0.6~0.8を示し、Marchetti(1980)が提案した粘性土として分類される\$I_D\$値よりわずかに大きい程度である。この理由として、CPTの場合にはコーン先端付近のごく限られた情報であるのに対して、DMTは60mmのメンブレンを膨張させるのに必要な圧力を測定しており、CPTと比べると広範囲の地盤の情報を測定している。このため、DMTから得られた値は、CPTから得られた値と比べるとばらつきが少ない。CPTによって砂層と判断される地盤でも、層厚はそれほど厚くなくDMTのような広範囲を測定する試験では、粘性土と砂層が平均化されて測定されたものと考えられる。

(5) 一軸圧縮強さ

中間土地盤の一軸圧縮強さから得られた非排水せん断強さ\$q_u/2\$を中瀬ら(1972)の補正結果と伴に図6.39に示す。中瀬らは粘土含有量あるいは\$I_p\$によって\$q_u/2\$の補正する方法として式(6.17)を示した。

$$\tau_f = \alpha (q_u/2) + 0.8\beta\sigma_v \quad (6.17)$$

ここに、\$\tau_f\$：補正後の非排水せん断強さ

\$\alpha, \beta\$：試料の粘土含有量と塑性指数から求められる補正係数

\$\sigma_v\$：試料の土被り圧力(全応力)

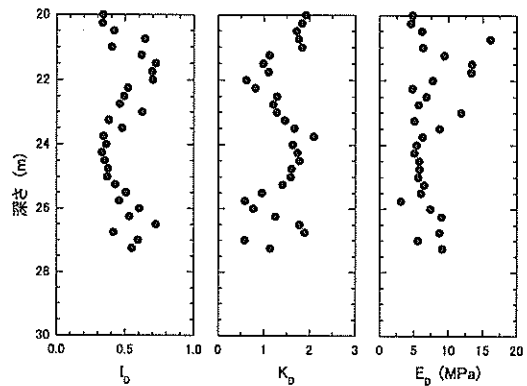


図6.38 DMTの結果

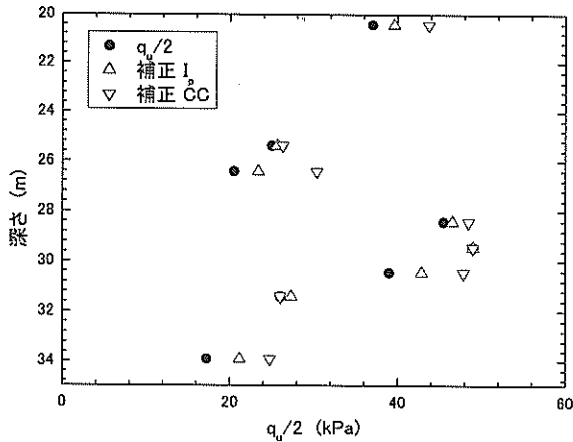


図6.39 一軸圧縮強さと補正

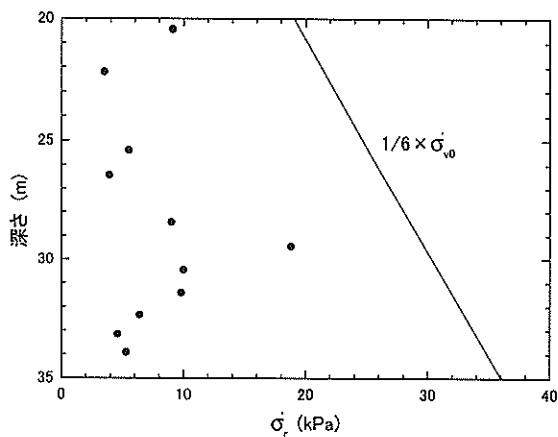


図6.40 中間土の σ'_v

しかしながら、(6.17)式を用いて補正を行った後でも、中間土地盤の非排水せん断強さと有効土被り圧の比 s_u/σ'_{v0} を考えると、粘性土のそれよりも小さくなる場合が多く、式(6.17)によって補正してもなお、せん断強さを過小評価しているものと考えられる。

原位置で土被り圧の影響を受けている土を採取して、一軸圧縮試験を行って地盤のせん断強さを推定できるといことは、土の受けていた拘束圧が解放されていても、土には負の間隙水圧が働いており、これが有効拘束圧として働いていることを意味している。5.2で述べたようにこの有効拘束圧は σ'_v といわれ、我が国の海成粘性土では σ'_{v0} の $1/5 \sim 1/6$ である。中間土地盤ではこの σ'_v がどのように発揮されているのか検討を行う。

図6.40に中間土地盤で採取された試料の σ'_v を示す。我が国の海成粘性土の σ'_v と比較して中間土のそれは明らかに小さいことがわかる。これは、中間土は保持できる負の間隙水圧が小さいため、試料が大気に解放されると σ'_v が小さくなる。これは吸水膨張した土の強度が小

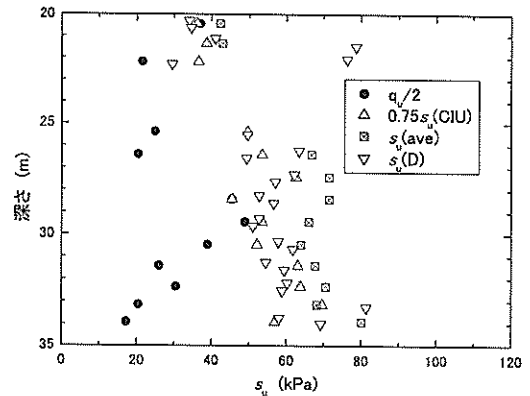


図6.41 種々の試験から得られた中間土のせん断強さ

さくなることと同じであり、このため、一軸圧縮試験では中間土の強度が小さく測定される。図6.39に示した $q_u/2$ 比較すると、 σ'_v が小さければ $q_u/2$ も小さいことは明白である。このように中間土地盤に一軸圧縮強さを適用することには限界があるものと考えられる。

(6) 中間土地盤の強度評価

以上述べてきたように、中間土の性質を示す試料については $q_u/2$ で地盤の評価を行うことには限界がある。そこで5.3に示した一軸圧縮試験に代わる室内試験方法のうち、三軸圧縮試験と一面せん断試験について比較を行う。三軸圧縮試験は、土田の方法 (CIU)、 K_0 圧密圧縮試験 (CK_0UC) および K_0 圧密伸張試験 (CK_0UE) を行った。

図6.41に石巻中間土から得られた $q_u/2$ 、 $0.75s_u(CIU)$ 、 $s_u(ave)$ および $s_u(D)$ との関係を示す。 $0.75s_u(CIU)$ は土田が提案したせん断強さ、 $s_u(ave)$ は CK_0UC および CK_0UE から得られたせん断強さの平均、 $s_u(D)$ は一面せん断試験から得られたせん断強さである。Hanzawa (1982) は設計に用いるせん断強さとして $s_u(ave)$ を提案している。 $q_u/2$ は先ほどから議論されているようにこの層では小さく現れている。 $0.75s_u(CIU)$ は深度が大きくなるのに従って大きくなる傾向が認められ、 $s_u(D)$ も土田の方法と同様な傾向を示し、その値もほぼ同程度である。 $s_u(ave)$ は比較したせん断強さの中で一番大きな値を示しており、深度方向にせん断強さが大きくなる傾向も認められる。傾向としては $0.75s_u(CIU)$ 、 $s_u(ave)$ および $s_u(D)$ は同程度であり中間土地盤への適用が可能である。

(7) CPT による中間土地盤の評価

CPT から非排水せん断強さを $s_u(CPT)$ を求める方法は、式(6.10)に示したとおりである。田中と田中(1996)は我が国の海成粘性土を対象として N_{Ht} を求め、概ね10

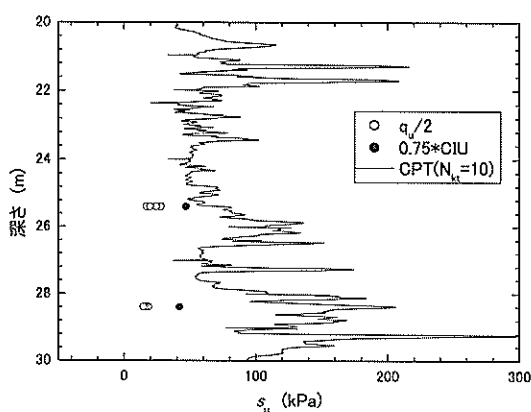


図6.42 CPT から得られたせん断強さ

が平均的な値であるとした。図6.42に $q_u/2$ と $0.75s_u$ (CIU)ならびに N_{kt} を10とした場合の s_u (CPT)を併せて示す。 $q_u/2$ は s_u (CPT)と比べると s_u (CPT)値を大きく下回っている。 $0.75s_u$ (CIU)は25.5m付近では s_u (CPT)とほぼ同じであるが、28.5mの位置ではかなり小さい。これは、CPTおよびDMTの結果が示すように、この地盤は中間土というよりは砂地盤に近く、三軸非排水試験およびCPTから s_u を求める式(6.10)は適用できないことを示している。すなわち、 $\phi = 0$ 法の適用が無理な地盤と考えられる。

(8) 本節のまとめ

石巻における中間土の試験結果から、主に非排水せん断強さについて考察を行った。主要な結論を以下に述べる。

- 1) 自然堆積した中間土は砂層と粘土層が互層をなしている。このため、中間土層の地盤特性を適切に把握するためには、地盤の特性を連続的に把握できる電気式静的コーン貫入試験の実施が望ましい。
- 2) 室内試験はどの位置で試験を行うのかによって結果は異なる。設計に当たっては、一部の情報のみでなく地盤全体の結果を基に判断を下す必要がある。
- 3) 一軸圧縮試験による強度評価方法はかなり強度を過小評価する。これは、砂分が多いと供試体の負の間隙水圧を保持できなくなるためである。減少した負の間隙水圧を補うためには原位置の有効応力に見合う拘束圧を加えると、非排水せん断強さを適切に評価することができる。

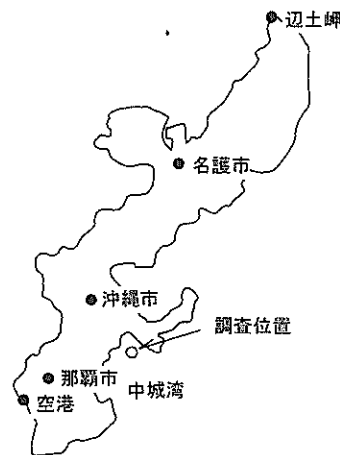


図6.43 調査位置

6.3.2 さんご礫混じり地盤

(1) はじめに

沖縄地方に存在するさんご礫混じり土は、さんご礫の混入度合いによって工学的性質が大きく異なる。さらに、サンプリングや室内試験においては、さんご礫のために乱さない試料の採取が難しく、試料の成形にも大きく制約を受ける。図6.43に示す沖縄本島南東部の中城(なかぐすく)湾においてCPTおよびDMTによる原位置試験を行った。

本節では、原位置試験と室内試験結果を比較することによりさんご礫の影響を考察し、CPTおよびDMTの適用について評価を行った。また、本州沿岸域の沖積粘性土との工学的特性についても比較を行った。

(2) さんご礫混じり土の特性

a) 概要

沖縄地域の海底地盤はさんご礁などから成る石灰岩層のような硬質な地盤と沖積軟弱地盤とに大別される。港湾構造物の建設に際して問題となるのが沖積軟弱地盤である。この地盤は、一般にさんご礫混じり土と呼ばれている。さんご礫混じり土はさんご片と河川などによって陸域から運搬された土砂とが堆積して形成されたものである。このため、さんご礫混じり土は、枝サンゴを多量に含有し、図6.44に示すような枝サンゴの間に細粒土が緩く詰まった状態で存在しているものと考えられる。このような状況からさんご礫混じり土地盤は、正規圧密粘性土として取り扱われている。

しかしながら、さんご礫混じり地盤はその地域の母岩の性質により工学的性質は異なる。表6.5に沖縄地方の代表的な港である那覇、中城湾、石垣、平良の4箇所におけるさんご礫混じり土の物理的性質を示す。 ρ_s は

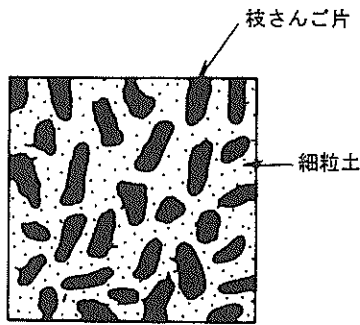


図6.44 さんご礫の状態

表6.5 さんご礫混じり土の物理的性質

	那 覇	中城湾	石 垣	平 良	全 体
自然含水比 (%)	25.5	35.9	24.5	25.8	26.2
土粒子の密度 (g/cm ³)	2.760	2.787	2.782	2.772	2.769
単位体積質量 (g/cm ³)	1.83	1.74	2.04	1.94	1.90
塑性指数	27.3	22.7	3.6	16.5	18.1
活性度*	1.04	1.15	0.32	0.69	0.86
礫分含有率 (%)	47.0	38.6	28.5	42.2	40.6
細粒分含有率 (%)	29.2	47.6	43.9	36.4	38.0

*活性度は、(塑性指数)/(5 μ m以下の粘土分含有量(%))として求めた。

2.769で本州沿岸域のそれよりも0.1程度大きく、 ρ_t も大きい。 I_p は18%と本州沿岸域のそれよりもかなり小さく低塑性の粘性土である。礫含有率はばらつきがあるものの那覇港が47%と大きく、石垣港では29%と小さくなっている。このように地域の違いによって物理的性質も大きく異なっていることがわかる。なお、表6.5は港湾土質データベースシステムによって検索したものである。

沖縄では、さんご礫混じり土は海岸線に沿ったリーフ内の随所にみられ、層厚も10数mにも及ぶところもある。図6.44に示したようにさんご礫同士はほとんど接触していないため、非常に弱い構造となっており、その力学的特性は礫間材料に支配される。さんご礫混じり土は礫分が20~50%にも及ぶものもあるが、地盤の強度は小さい。このため、礫間材料の鉱物や粒度組成を知ることによって、地盤の力学的特性などをある程度把握することができる。

b) さんご礫混じり土のサンプリングおよび室内試験

さんご礫混じり土のサンプリングは大変難しいといわれており、松本(1976)によってバスケット型コアキャッチャー付きサンプラーが有効であることが報告されている。このサンプラーはコアキャッチャーを持ってお

り、カッティングエッジに焼き入れ加工が施されている(土質工学会, 1982)。また、さんご片の混入状況によっては固定ピストン式シンウォールサンプラーによる試料採取が可能である。

室内試験ではサンプリングおよび成形の際、さんご礫のために試料が乱れることがあるので、一軸圧縮試験はあまり実施されない。礫分含有率によって変則UU試験、三軸UU試験、三軸CD試験など異なった試験方法が採られている。変則UU試験は沖縄独自の試験方法で、 σ'_{v0} の2/3の圧力(K_0 を0.5と仮定したときの平均有効主応力)で等方圧密をした後、ひずみ速度1%/minで非排水せん断を行う方法である。この試験方法から得られた地盤のせん断強さ($s_u(H)$)は大きめな値を示すと考えられており設計の際には $s_u(H)$ を2/3に低減している。圧密試験は原則的に標準圧密試験(JIS A 1217)によっているが圧密係数(c_v)が大きいため、大型の供試体を使用したり、片面排水としたり荷重載荷初期の測定時間を1秒間隔で測定を行ったりしている。

c) さんご礫混じり地盤における設計法

さんご礫混じり土は土質試験結果から典型的な中間土として取り扱われていることが多い(小林ら, 1992)。これはさんご礫混じり土が高い透水性を持っているため、盛土によって発生した過剰間隙水圧がわずかな日数で消散してしまう。このため、盛土施工後、当該地盤は急速に正規圧密状態に移っていくものと考えられる。従って、さんご礫混じり土上に構造物を建設する際には、地盤の圧密の進行状態を考慮した設計方法を採用することが経済的な施工につながる。しかしながら、透水係数が大きいにもかかわらず圧密沈下は比較的長く続いており、沈下に対しては特別な注意が必要である。

(3) 土質の概要と調査内容

調査位置は図6.43に示す中城湾で後背地の地質は鳥尻層群である。海底面下G.L.-10m程度がさんご礫混じり土でその下にN値50以上の石灰岩層が続いている。表6.6に本調査で実施した調査項目および数量を示す。なお、さんご礫混じり土のサンプリングは、固定ピストン式シンウォールサンプラーによって行った。ボーリングNo.1とNo.2の距離は、防波堤法線方向に10mである。水深は3.2mである。G.L.0~-4m付近までは試料採取が困難であった。これを越すとさんご礫の混入が少なくなり試料採取が可能となった。ここのさんご礫は枝さんごであり枝の長さは1~5cm、枝の径は2~5mmである。

CPTの容量は先端抵抗 $q_c=30\text{MPa}$ 、周面摩擦 $f_s=0.5\text{MPa}$ 、間隙水圧 $u=2\text{MPa}$ である。なお、貫入装置はロッドを接続する際にCPTを止める必要のない連続貫入式のものである。間隙水圧消散試験は所定の位置までCPTを貫入した後貫入を中断し、間隙水圧の消散状況から地盤の c_v に関する情報を得るものである。本試験では試料採取位置と同様になるように1m間隔で消散試験を行った。

DMTは地盤中のさんご礫の影響や礫間材料の特性を推定するために実施した。DMTの測定間隔は25cmである。

(4) 試験結果および考察

a) 室内試験

室内試験結果の一覧表を表6.7に示す。物理試験結果は表6.5に示した中城湾のものと比較すると ρ_d 、 ρ_s および I_p はほぼ同様な傾向にあったが、 w_n は10%程度大きめであった。同様に粒度組成は礫分が20%ほど少な目であったのに対して粘土分は20%ほど大きな値を示した。これは、試料採取が可能となったG.L.4m以深のデータであるため、礫分が少なく細粒分が多くなったものと考えられる。土の活性を示す活性度は $2\mu\text{m}$ 以下の粘土含有量の関係で示されるが、本報告では表5.5にも示したように、活性度を(塑性指数)/($5\mu\text{m}$ 以下の粘土含有量(%))として求めた。この結果、活性度は0.64~1.14の範囲にあり平均は0.92であり、標準偏差0.13となり、表6.5の中城湾のそれより2割ほど小さくなっている。なお、 $2\mu\text{m}$ を基準とした活性度は平均で1.24、標準偏差は0.15であった。本州沿岸域の活性度との比較を図6.45に示す(田中と榊原, 1991)。沖縄の活性度は1.0程度でばらつきも他の地域に比べて小さいことがわかる。中城湾試料の工学的分類は(GC)~(CH)の間にあり、既往の中城湾の塑性図と良い対応が見られた。

変則UU試験から得られた地盤のせん断強さと深さの関係を図6.46に示す。 $s_u(H)$ は深さとともに増大する傾向にあり、 $s_u(H)/\sigma'_{v0}$ は0.6程度である(宮崎ら, 1995)。すでに述べたように $s_u(H)$ 値を設計に用いる場合には、2/3に低減しておりこれを考慮すると $s_u(H)_{\text{mob}}/\sigma'_{v0}$ は0.4

表6.6 調査数量

	試錐長 (m)	試料採取 (本)	CPT	DMT	間隙水圧消散 試験(箇所)
No.1	9.0	5	8.5	8.5	5
No.2	7.0	4	6.5	6.5	4

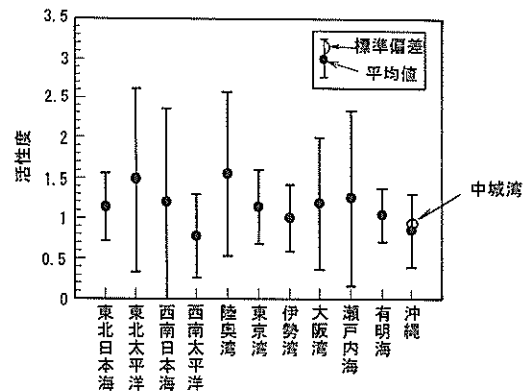


図6.45 活性度の比較

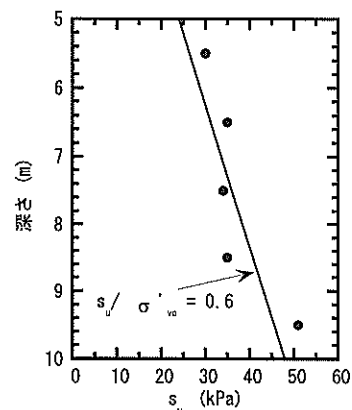


図6.46 深さと地盤のせん断強さ

となる。本州沿岸域の $(q_u/2)/\sigma'_{v0}$ も0.4程度であることが報告されている(小川・松本, 1978)。したがって、沖縄地方における変則UU試験から得られる $s_u(H)$ を用いた設計方法は妥当であるものと考えられる。

表6.7 室内試験結果一覧

湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	土粒子の 密度 ρ_s (g/cm^3)	自然含水比 w_n (%)	粒 度 組 織				塑性指数 I_p (%)	せん断強さ		圧縮指数 C_c	圧密降伏 P_c (kPa)
			礫 (%)	砂 (%)	シルト (%)	粘土 (%)	c_u (kPa)	ϕ_u (度)			
1.78	2.79	34	3	5	19	19	20	0.2	0	0.22	
~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	~	0.60
1.89	2.80	52	41	14	49	39	32	0.5	4	0.37	

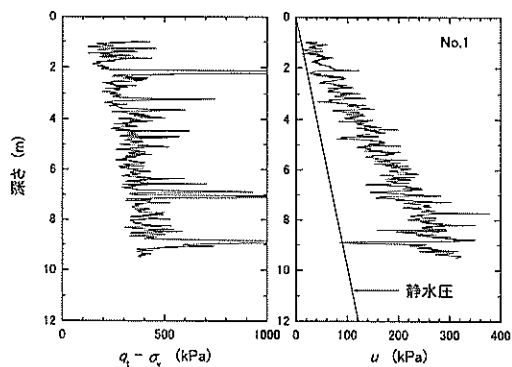


図6.47 CPTの結果

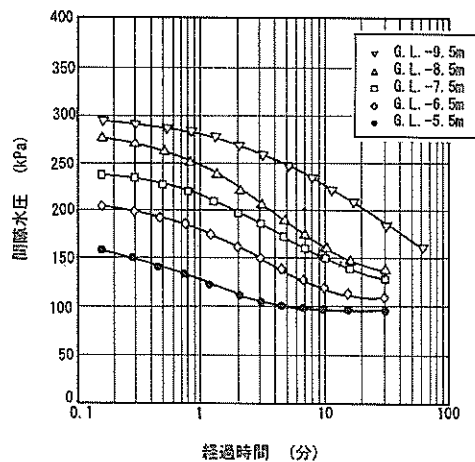


図6.49 消散試験結果

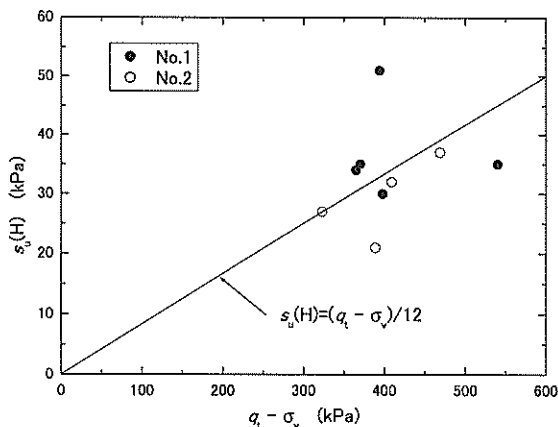


図6.48 CPTと変則 UU 試験から得られたせん断強さ

表6.8 圧密試験から得られた c_{v1} と
消散試験から求められた c_{vi} との関係

深さ (m)	圧密試験 c_{v1} (cm ² /d)	消散試験 c_{vi} (cm ² /d)	c_{v1}/c_{vi}	消散時間 t_{50} (min)
5.5	800	25,260	32	1
6.5	320	16,250	51	2
7.5	340	7,260	21	3
8.5	230	7,920	34	3.7
9.5	120	1,805	15	11

b) CPT

q_t と土被りとの差 ($q_t - \sigma_v$) と u との関係を図6.47に示す。CPTは連続的な貫入方式であるためロッドの接続による影響はないので、($q_t - \sigma_v$)値の大きなところはさんご礫にあたった箇所と考えられる。この箇所では u の値も静水圧もしくは小さな値となっている。ほとんどの深さでは u は静水圧ラインより大きな値を示しており、粘性土に分類される。粘性土の場合には式(2.2)に示されたようにCPTから地盤の強度を推定することが可能である。そこで、さんご礫混じり地盤の N_{kt} を求めてみる。

図6.48に $s_u(H)$ と ($q_t - \sigma_v$) との関係を示す。 N_{kt} は7~19の範囲にあり、平均は12程度である。本州沿岸域の正規圧密地盤で得られた N_{kt} は8~16であることが報告されており(田中・田中, 1996)、ほぼ同様な結果であった。しかしながら、式(2.2)における $s_u(CPT)$ を $s_u(H)_{mob}$ と考えるならば、 N_{kt} は11~28の範囲となり、平均は19程度とかなり大きな値となる。これは、CPTにおいては地盤中のさんご礫の影響を受け大きめな q_t を示すが、変則 UU 試験では、礫間材料の影響を強く受けると考えられ、 q_t ほどにせん断強さが大きくならないためと

も考えられる。沖縄のさんご礫混じり地盤の N_{kt} は、今後多くの試験結果を積み重ねて判断することが必要である。

図6.49にNo.1地点における消散試験の結果を示す。深さが大きくなるほど消散する時間が長くなるが、G.L.9.5mのデータを除いて10分程度で静水圧と同じになる。(田中ら, 1992)によれば、本州沿岸域の海成粘性土では過剰間隙水圧の消散は1日程度かかることが指摘されているが、当地区の消散時間はこれと比較して非常に早い。過剰間隙水圧の消散が早いということは、 c_v が大きいことが予想される。ここでは、過剰間隙水圧が50%消散する時間を t_{50} として室内試験から求めた圧密係数 c_{v1} を用いて、Levadoux & Baligh (1986) が示した理論圧密曲線から求められる圧密係数 c_{vi} とを比較してみる。計算はLevadoux & Baligh (1986) が示した理論圧密曲線から、圧密が50%進んだときの時間係数 (T) と実測値のTが一致するように c_v を逆算した。計算結果を室内試験から求められた c_{vi} とともに表6.8に示す。 c_{vi} は c_{v1} より15~50倍大きい結果となった。(田中ら, 1992)によっても c_{vi}/c_{v1} の値は、20~50となっており同様な傾向となった。Levadoux & Baligh (1986) の

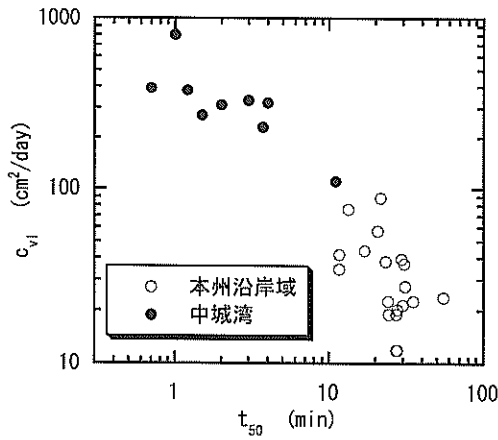


図6.50 c_{vl} と t_{50} との関係

示した理論解には多くの仮定もあるので c_{vi} と c_{vl} は必ずしも一致するものではない。

次に c_{vl} と消散試験から求められた t_{50} との関係を図6.50に示す。中城湾の c_{vl} は本州沿岸域のそれよりかなり大きな値を示しており、圧密沈下の進行が早いと予測される。

c) DMT

DMT 試験から材料インデックス I_D 、水平応力インデックス K_D 、ダイラトメーター係数 E_D が求められる。それぞれの結果を図6.51に示す。 I_D はおもに土層構成や土質の判定に用いられる。 $I_D > 1.8$ は砂質土、 $0.6 < I_D < 1.8$ はシルト、 $I_D < 0.6$ は粘性土と判定される。図6.51より当地区の土質は粘性土～シルトと分類される。 K_D はメンブレンが膨らむ時の圧力と σ'_{v0} の比であり、土圧係数 K_0 や非排水せん断強さと密接な関係があるといわれている。 E_D はメンブレンを約1mm膨らませるのに必要な圧力で弾性係数と良い関係があるともいわれている。Marchetti (1980) は I_D と E_D から ρ_i を求める式を提案しており、これにより ρ_i を求めると 15kN/m^3 となり室内試験からの 18kN/m^3 よりも小さな値となる。この提案式はおもにイタリアの粘土について DMT と室内試験結果の比較したものであるので、図6.51の K_D からわかるように当地区のさんご礫混じり土に対しては良い一致は見られなかった。図6.52に久里浜テストフィールドにおいて実施された各種の試験と DMT から得られた K_0 値の結果を示す(田中ら, 1994)。図中の PM(1) および PM(3) は、プレッシャーメーター試験における測定管がそれぞれ1室および3室であることを示している。DMT から得られた K_0 値は $0.6 \sim 0.8$ にあり、三軸試験やプレッシャーメーター試験から得られたそれらよ

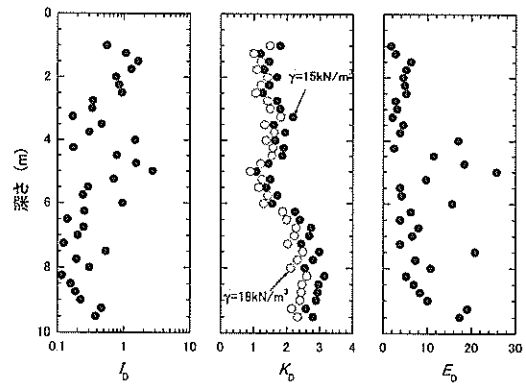


図6.51 DMT 試験結果

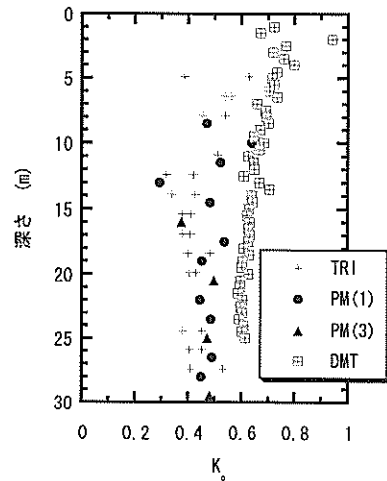


図6.52 各種試験から求められた K_0 値との比較

りも大きな値を示している。これは K_0 値等を求めるのにあたって Marchetti (1980) に示された提案式によったためである。このため、岩崎 (1995) は日本の粘性土に対しても適用できる換算式を提案している。

DMT は取り扱いが簡単で個人差がなく再現性もあるので原位置試験として我が国の地盤にも適用できるものと考えられるが、室内試験との比較するデータが不足しており、今後多くの箇所でのデータの積み重ねが必要である。

(5) 本節のまとめ

さんご礫混じり土の工学的性質はさんご礫の含有率および礫間の材料によって推定することが可能である。しかしながら、この土の性質はそれぞれの地域の後背地の母岩の鉱物組成による影響が大きく、地域によって工学的性質が異なる。サンプリングの困難なさんご礫混じり土地盤に対しては、地盤をある大きさで捉えることのできる原位置試験の適用が示唆されるが、物理的性質や力

学的な性質などが大きく異なるため、従来の経験式をそのまま適用することには問題がある。今回の調査から得られた結果を述べる。

- 1) 試料採取の難しいさんご礫混じり土に対しては、バスケット型コアキャッチャー付きサンプラーや固定ピストン式サンプラーによるサンプリングを選定する。室内力学試験は無理に成形を行わずそのままの状態に変則 UU 試験を行う。
- 2) 大きな乱れの予想されるさんご礫混じり地盤には CPT や DMT などの原位置試験を計画する。
- 3) さんご礫混じり土は、本州沿岸域の沖積粘性土とは物理的性質および力学的性質が大きく異なる。特に圧密係数の設定には十分な注意を払う必要がある。

6.4 本章のまとめ

本章では改良地盤としてサンドコンパクション工法 (SCP) による改良地盤と石炭灰 (FGC) による改良地盤、自然堆積地盤として中間土地盤とさんご礫混じり地盤を取り上げ、原位置試験の電気式静的コーン貫入試験 (CPT) およびダイラトメーター試験 (DMT) の適用性について検討を行った。ここに取り上げた地盤は設計時、液状化判定や設計定数をどのように決めればよいのか問題となる地盤である。従来は標準貫入試験から得られる N 値や一軸圧縮試験から得られる $q_u/2$ 値で設計されていた地盤に CPT や DMT を行い、地盤評価に関する比較検討を行った。本章で得られた結論を以下に述べる。

- 1) 液状化判定方法によって液状化抵抗に対する予測がかなり異なることがわかった。特に細粒分の評価方法によってそれぞれの液状化判定は大きく異なってくる。原位置試験は地震の少ない北欧地域で発達したため、液状化抵抗のような動的問題を原位置試験で取り扱うのは最近になってからのことである。このため、細粒分の評価については不十分な点が見られ、この評価に関する補正法の確立が必要である。
- 2) 細粒分を多く含む地盤では地盤を砂質地盤として取り扱うのか粘性土地盤として取り扱うのかによって地盤の液状化判定は異なってくる。本地盤のように塑性指数と細粒分含有率に明らかな違いが見られない場合には、粘性土として扱うのか砂質土として扱うのか別の指標の導入が必要である。
- 3) 細粒分を多く含む SCP 改良地盤では改良による N 値やコーンの先端抵抗 (q_t) の増加は砂質地盤と比べて顕著に表れない。特に、 N 値では厚さ 1m 程度

の粘性土地盤の存在を把握することは困難であり、精度良く改良効果を確認することができない。このような場合には、CPT を併用した地盤調査を計画すると良い。

- 4) 一軸圧縮強さのみでなく CPT からのデータを併用することによって、改良地盤のせん断強さをより正確かつ詳細に評価することができる。改良地盤は選定する地盤改良工法にもよるが、必ずしも均一な地盤とはならないので、サンプリングによる評価のみでなく、CPT による調査を併用した方が精度の高い地盤の評価が可能となる。
- 5) FGC 地盤では CPT から得られる先端抵抗、摩擦力および間隙水圧の値が大きく、粘性土地盤や砂地盤とは異なった挙動を示す。中でも、間隙水圧は特に大きな値を示すことから、外力が加わった場合の間隙水圧の挙動について検討する必要である。
- 6) FGC 地盤のコーン係数は沖積粘性土のそれと比較して大きな値を示す。原因としてサンプリングによる試料の乱れのため比較となる強度を過小評価していることが考えられる。また、改良地盤がぜい性な性質を有することや改良効果の不均一性も考えられるため、改良地盤のコーン係数については、更なる調査が必要であると思われる。
- 7) FGC 地盤のコーン係数が海成粘性土のそれと比較して大きな値を示すこと、 G_{50} が原位置試験から得られる剛性率と比べて小さいこと、また、三軸 UU 試験より得られたせん断強さが一軸圧縮強さよりも大きなことから、ロータリー式三重管サンプラーから得られた試料は、乱れの影響を受けている可能性が高い。
- 8) 自然堆積した中間土は砂層と粘土層が互層をなしている。このため、中間土層の地盤特性を適切に把握するためには、地盤の特性を連続的に把握できる電気式静的コーン貫入試験の実施が望ましい。
- 9) 室内試験はどの位置で試験を行うのかによって結果は異なる。設計に当たっては、一部の情報のみでなく地盤全体の結果を基に判断を下す必要がある。
- 10) 一軸圧縮試験による強度評価方法はかなり強度を過小評価する。これは、砂分が多いと供試体の負の間隙水圧を保持できなくなるためである。減少した負の間隙水圧を補うためには原位置の有効応力に見合う拘束圧を加えると、非排水せん断強さを適切に評価することができる。
- 11) 試料採取の難しいさんご礫混じり土に対しては、バスケット型コアキャッチャー付きサンプラーや固定

ピストン式サンプラーによるサンプリングを選定する。室内力学試験は無理に成形を行わずそのままの状態であらゆるUU試験を行う。さんご礫混じり土は、本州沿岸域の沖積粘性土とは物理的性質および力学的性質が大きく異なる。特に圧密係数の設定には十分な注意を払う必要がある。

参考文献

- Asano, J., Ban, K., Azuma, K. and Takahashi, K. (1996): Deep Mixing Method of soil stabilization using coal ash, *Proc. of IS-Tokyo '96, The 2nd Internatinal Conference on Ground Improvement Geosystems*, pp.393-398.
- Hanzawa, H. (1982): undrained strength characteristics of alluvial marine clays and their application to short term stability problems, 東京大学学位請求論文, pp.85-91.
- Levadoux, J.M. and Baligh M.M. (1986): Consolidation after undrained piezocone penetration. I: Prediction, *ASCE*, Vol.112, No.GT7, pp.707~726.
- Marchetti, S. (1980): In situ tests by flat dilatometer, *ASCE*, Vol.106, No.GT3, pp.299-321.
- Robertson, P. K. and Campanella, R. G. (1985): Liquefaction potential of sands using the cone penetration test, *Journal of Geotechnical Engineering*, *ASCE*, Vol.111, No.3, pp.384-403.
- Robertson, P. K. and Campanella, R. G. (1986): Estimating liquefaction potential of sands using the flat plate dilatometer, *Geotechnical Testing Journal*, *GTJODJ*, Vol.9, No.1, pp.38-40.
- Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D. and Rice, A. (1986): Seismic CPT to measure in situ shear wave velocity, *Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.112, No.8, pp.791-803.
- Robertson, P. K. (1990): Soil classification using the cone penetration test, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.27, No.1, pp.151-158.
- Robertson, P. K. and Fear, C. E. (1995): Liquefaction of sands and its evaluation, *Proc. of IS-Tokyo '95, The First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, Vol.3, pp.1253-1289.
- Seed, H.B. and De Alba, P. (1986): Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands, *Proceedings of the ASCE Specialty Conference In Situ '86: Use of In Situ tests in Geotechnical Engineering*, pp.281-302.
- Shibata, T. and Teparaksa, V. (1988): Evaluation of liquefaction potentials of soils using cone penetration tests, *Soils and Foundations*, Vol.28, No.2, pp.49-60.
- Tanaka, H. (1993): Behavior of a Braced Excavations Stabilized by Deep Mixing Method, *Soils and Foundations*, Vol.33, No.2, pp.105-115, 1993.
- 岩崎公俊 (1995): 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.
- 小川富美子, 松本一明 (1978): 港湾地域における土の工学的諸係数の相関性, 港研報告, Vol.17, No.3, pp.70~76.
- 小林正樹, 亀井健史, 土田孝 (1992): ジオテクノート 2 中間土, 土質工学会, p.85.
- 地盤工学会, 電気式静的コーン貫入試験ワーキンググループ (1993): 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会講演集, pp.289-292.
- 時松孝次, 吉見吉昭 (1982): 動的解析のための調査, 地質と調査, '82 第1号, 通巻第11号, 土木春秋社, pp.17-23.
- 田中洋行 (1999): 我が国におけるコーン貫入試験の現状と問題点, 土と基礎, Vol.47, No.2, pp.5-8.
- 田中洋行, 榊原基生, 後藤健二, 鈴木耕司, 深沢健 (1992): 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, 港湾技術研究所報告, Vol.31, No.4, p.88.
- 田中洋行・榊原基生 (1991): 港湾地域における土の一次性質の統計解析, 港湾技研資料, No.719, pp.10~15.
- 田中政典, 田中洋行 (1992): 高圧噴射による山留めの影響, 第27回土質工学研究発表会講演集, pp.1753-1754.
- 田中洋行, 田中政典, 土田孝, 水上純一 (1994): 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.
- 田中洋行, 田中政典 (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法, 港湾技研資料, No.837, pp.3-36.
- 田中洋行, 寺師昌明 (1986): 深層混合処理工法による現場処理土の工学的特性, 港湾技術研究所報告, Vol.25, No.2, pp.89-119.

田部井文夫, 毛利哲明, 榎本拓司 (1999) : 磯子火力発電所更新工事石炭灰を利用した深層混合処理工法 (FGC-DM) によるポンプ場の施工 (その1), 電力土木, No.279, pp.57-61.

土田 孝 (1990) : 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, 港湾技研資料, No.688, pp.58-60.

土質工学会 (1982) : 土質調査法 (第2回改訂版), p.316.

中瀬明男, 勝野克, 小林正樹 (1972) : 砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ, 港湾技術研究所報告, Vol.11, No.4, pp.83-102.

西田薫, 高村透, 中島雅之, 田中洋行, 田中政典 (1999) :

サイスミックコーン試験の適用例と測定データの振幅特性に関する考察, 土木学会論文集, No.631/III-48, pp.329-338.

松本一明 (1976) : さんご礫混り土のサンプリング, 第11回土質工学研究発表会講演集, 土質工学会, pp.39~42.

三村衛, 須崎貴裕 (1999) : コーン貫入試験による砂質地盤の液状化強度評価, 土と基礎, Vol.47, No.9, pp.21-24.

宮崎祥一, 奥山義孝, 田中洋行, 田中政典 (1995) : 原位試験を用いたサンゴレキ混じり土の調査, 土木学会, 第50回年次学術講演会概要集 3-A, pp.60-61.

第7章 結論

我が国の軟弱地盤のサンプリングに一般的に使用されて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採取方法や一軸圧縮強さから非排水せん断強さを求める方法は、世界的な観点から捉えたと一般的な方法とは言えないことがわかった。北欧地域のように氷河の影響を受けた地盤においては、サンプリングによって得られた試料の応力解放や乱れの影響が大きいので、現場ペーセン断試験(FVT)、電気式静的コーン貫入試験(CPT)やダイラトメーター試験(DMT)の結果から地盤の非排水せん断強さを求める方法を採用している。地盤の非排水せん断強さを求める方法は、その国の地盤の堆積環境やサンプリング技術などによってそれぞれ異なっており、今のところ国際的に定まったせん断強さの評価方法はない。このような現状から、欧州基準化機構(CEN)によって地盤調査方法と室内試験方法の国際基準化への動きが活発化してきた。このため、本論文では従来ばらばらに実施されてきた地盤調査方法や原位置試験方法について比較検討するとともに、我が国の軟弱粘性土地盤の特徴について考察し、地盤の合理的な調査方法を探求した。

一方、我が国の沿岸域における地盤調査は、日常的に固定ピストン式シンウォールサンプラーによって試料採取を行い、物理試験、一軸圧縮試験や圧密試験を行って設計定数を求めている。港湾関係の技術者であれば、特に指示が無くてもこの調査方法を選択する。しかしながら、ややもすれば、どのような地盤に対してもこの軟弱地盤を対象としたサンプリング方法を適用すれば良いと考える技術者もいる。例えば、中間土地盤やさんご礫混じり地盤などの特殊な地盤に対しても、軟弱地盤と同じ調査方法を選択し、得られた過小な一軸圧縮強さを基に地盤改良を計画して過大設計となったことすらある。また、地盤調査を行った後に、一軸圧縮強さが異常に小さいことに驚き、コメントを求めてくることもある。このような場合、多くは再度調査を行うことになり、余分な経費と工期を費やすことになる。このようなことから、本論文では地盤調査を行うに当たって、適切な調査方法や試験方法が選定できるよう、地盤条件や調査方法による一軸圧縮強さの違いや原位置試験の適用例を明らかにすると共に、地盤の調査方法がせん断強さに及ぼす影響について比較検討を行った。

以下に本論文で得られた結論を述べる。

第1章は序論であり、研究の動機として地盤の物性を正確に把握することの重要性を述べ、本論文の目的と背

景および構成を示した。

第2章ではサンプリング方法と原位置試験の開発の歴史を概観し、世界的な視点から我が国のサンプリング方法の位置づけを行った。また、我が国で行われて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採取や一軸圧縮試験は一般的な方法でないため、FVT、CPTおよびDMTなどの原位置試験によって地盤を評価する方法についてとりまとめを行った。本章の結論を以下に述べる。

- 1) 北欧で考案されたピストンサンプラーとアメリカで製作されたシンウォールチューブとの利点を生かし、固定ピストン式シンウォールサンプラーがアメリカのサンプリング委員会によって開発された。このサンプラーは1952年に我が国に導入され、以後多くの改良が加えられて現在の機能を持つサンプラーとなった。また、我が国では地盤工学会基準によってこのサンプラーを使用した試料採取の方法が厳密に定められている。
- 2) 世界にはその国の地盤に合ったサンプラーがあり、また、その国のサンプリング技術と室内試験技術に合わせたサンプリング方法が定められている。すなわち、堆積環境と技術力によってサンプリング方法は決められる。このようなことから、地盤の非排水せん断強さは地域によって異なることが推察される。海外におけるせん断強さは、サンプリング方法や室内試験方法を明らかにする必要がある。
- 3) どのように慎重なサンプリングを行っても採取された試料は、応力解放の影響を避けることはできない。このため、FVT、CPTやDMTなどの原位置試験が開発された。原位置試験は試験方法が比較的簡単で再現性もあり、応力解放の影響も受けることはないが、試験時の排水条件等が不明な点もあるため、適用に当たっては十分な検討が必要である。

第3章では我が国の沿岸域に存在する粘性土の特徴を珪藻含有量の観点から明らかにした。我が国の港湾域に存在する粘性土は諸外国のそれと比較すると高含水比、高塑性である。その原因の一つとして珪藻を取り上げた。植物性プランクトンである珪藻は、成長するのに従って珪酸殻を作る。この殻に水分が保持されることによって、我が国の粘性土は高含水比、高塑性となっている。本論文では珪藻含有量に着目してその含有量の違いが土の物理特性やせん断特性に及ぼす影響を検討し、我が国の沿岸域に存在する粘性土の特徴について明らかにした。本章で得られた主要な結論を以下にまとめる。

- 1) 珪藻含有量の増加に伴って、物理特性や力学特性が大きく変化することがわかった。珪藻の存在が土の工学的特性を変化させることから、世界的な土の地域特性は珪藻の存在が一つの要因になっていることが明らかになった。
- 2) 珪藻を多量に含む地盤では原位置の残留有効応力 (σ'_v) が保持されないため、一軸圧縮試験から求められる非排水せん断強さは、過小評価している可能性があり、拘束圧を作用させた一面せん断試験や三軸圧縮試験によって得られる非排水せん断強さと比較検討する必要がある。珪藻を多量に含んでいる地盤に対して有意な設計を行うためには、珪藻含有量を明らかにした上で、適切な試験方法を選定し、せん断試験結果を総合的に評価することが不可欠である。

第4章は調査方法が地盤の非排水せん断強さに与える影響について考察した。世界的にはサンプリングに関して定まった採取方法は存在せず、各種の異なるサンプラーが使用されていることから、サンプラーの違いによるせん断強さの違いを明らかにした。また、ボーリング方法の違いによるせん断強さの違いも明らかにした。さらに、サンプラーの刃先角度、採取試料長の違いが一軸圧縮強さに与える影響やサンプラー内の一軸圧縮強さの分布について考察した。本章で得られた主要な結論を以下にまとめる。

- 1) ボーリング方法やサンプリング方法によってせん断強さは大きく異なる。せん断強さを比較する場合には、ボーリング方法やサンプリング方法を明らかにする必要がある。ロータリー式ボーリングはディスプレイメントボーリングやウォッシュボーリングよりも地盤を乱すことが少ないので質のよい試料を採取することができる。我が国のボーリング方法およびサンプリング方法は、世界の他のサンプラーと比較しても良い試料が採取できるので、国際化を迎えてもその方法を大きく変えることはない。
- 2) サンプラー内の試料は刃先からの位置によって品質が異なるため、一軸圧縮試験等の力学試験はできる限り刃先に近い乱れの少ない試料を使用する。一般に、サンプリングチューブから試料を抜き出す方向は、試料採取時とは逆になる。このため、サンプラー内のせん断強さの分布は異なってくるので、力学試験は刃先に近い位置の試料を用いる。また、採取された試料は、なるべく早く室内試験を行う必要のあることがわかった。

第5章は室内試験によるせん断強さの評価について、一軸圧縮試験の根拠を考察し、試験の適用性について検討を行った。一軸圧縮試験の採用根拠は、地中で作用している有効応力 (σ) に対応した σ'_v 値が採取した試料にも働いていることにある。世界各地で我が国のサンプリング方法によって採取した試料の σ'_v 値を測定した結果、粘土の種類によって σ'_v 値は大きく異なった。このため、どのような要素が σ'_v の大きさに影響を与えるのか、 σ'_v 値を支配する因子を明らかにした。また、水銀ポロシメーター (MP) や走査型電子顕微鏡 (SEM) を使用して土の微視構造から間隙径 (D_p) とせん断強さとの関係を明らかにした。本実験から得られた主要な結論を以下にまとめる。

- 1) 一軸圧縮強さ ($q_u/2$) は σ'_v 値の影響を強く受ける。過圧密比、塑性指数および粒度組成によって σ'_v 値は変化する。すなわち、 σ'_v 値が地盤条件の影響を強く受けること、また、 σ'_v 値は $q_u/2$ に強い影響を与えることから、一軸圧縮試験の適用には十分な注意が必要である。地盤の σ 値と等価の σ'_v 値を保持できない土に対しては、室内ベーンせん断試験、一面せん断試験および三軸圧縮試験を行い、地盤の非排水せん断強さを評価するが望ましい。
- 2) 粒径加積曲線と D_p には強い相関があり、 D_p によって中間土地盤などのせん断強さの評価が可能である。 D_p が大きいと σ'_v は小さく計測され、 D_p が小さいと σ'_v は大きくなる。このことから、間隙径が小さい土ほど σ'_v は保持されやすい。 D_p による一軸圧縮強さの補正は、三軸圧縮強さと比較すると未だ十分ではなく、強度補正を別の要因からも考察する必要がある。

第6章では、改良地盤としてサンドコンパクション工法 (SCP) による改良地盤と石炭灰 (FGC) による改良地盤、自然堆積地盤として中間土地盤とさんご礫混じり地盤を取り上げ、原位置試験の CPT および DMT の適用性について検討を行った。従来は標準貫入試験から得られる N 値や $q_u/2$ 値で設計されていた地盤評価について CPT および DMT で得られた結果との比較検討を行った。本章で得られた結論を以下に述べる。

- 1) 地盤改良された地盤や特殊な地盤では、一軸圧縮試験のみでなく CPT や DMT 等の原位置試験結果を併用することによって地盤の評価を正確かつ詳細に行うことができる。地盤改良された地盤の $q_u/2$ 値は、サンプリングによる乱れなどによって小さく現れることが多い。CPT を採用することによって連

続したデータを得ることができ、地盤のせん断強さの分布を精度良く把握することができる。

- 2) 原位置試験から求められる液状化判定は、細粒分の評価方法によって液状化判定結果が大きく異なる。原位置試験は地震の少ない北欧地域で発達したため、液状化抵抗のような動的問題を原位置試験で取り扱うのは最近になってからのことである。このため、細粒分の評価については不十分な点が見られ、この評価に関する補正法の確立が必要である。
- 3) FGC 地盤では CPT から得られる先端抵抗、摩擦力および間隙水圧の値が大きく、通常の粘性土地盤や砂地盤とは異なった挙動を示す。FGC 地盤のコーン係数は沖積粘性土のそれと比較して大きな値を示す。原因としてサンプリングによる試料の乱れのため比較となる $q_u/2$ 値を過小評価していることが考えられる。また、改良地盤がぜい性な性質を有することや改良効果の不均一性も考えられるため、改良地盤のコーン係数については、更なる調査が必要であると思われる。
- 4) 自然堆積した中間土地盤は砂層と粘土層が互層をなしている。このような地盤特性を適切に把握するためには、地盤の特性を連続的に把握できる CPT の実施が望ましい。中間土地盤では一軸圧縮試験による強度評価方法はかなり強度を過小評価する。これは、砂分が多いと供試体の間隙水圧を保持できなくなるためである。負の間隙水圧を補うためには原位置の有効応力に見合う拘束圧を加える試験方法を用いることにより、非排水せん断強さを適切に評価することができる。
- 5) さんご礫混じり土は、本州沿岸域の沖積粘性土とは物理的性質および力学的性質が大きく異なる。特に圧密係数が大きいので、圧密試験の方法や設計定数の設定には十分な注意を払う必要がある。

第7章では第2～6章で得られた知見をとりまとめて述べている。我が国の海成粘性土の特徴とその工学的性質、一軸圧縮試験の問題点とこれに代わる室内試験および原位置試験に関する研究結果をもとに得られた結論を述べた。

謝 辞

この論文は、1992年から2002年にかけて運輸省港湾技術研究所地盤調査研究室および独立行政法人港湾空港技術研究所土質研究室において行った研究成果をまとめたものです。この間、終始、筆者の研究を支えてくださった地盤調査研究室および土質研究室の皆様へ深く感謝の意を表します。本論文を書くことを薦めてくださったのは田中洋行室長（当時）で、研究の方針や内容についてご助言をいただきました。厚くお礼申し上げます。

長岡技術科学大学海野隆哉教授には本論文の構成、結論のまとめ方など全般にわたってご親切なご指導を賜りました。長岡技術科学大学杉本光隆教授、大塚悟助教授、豊田浩史助教授には適切なご助言を頂きました。さらに、芝浦工業大学足立格一郎教授には有益な討議とご助言を頂きました。ご指導頂いた諸先生方に深く感謝致します。

本論文を執筆するに当たり、暖かく見守っていただいた土質研究室の皆様、土田孝室長（現広島大学）、渡部要一主任研究官（現土質研究室長）を始めとした皆様方にお礼申し上げます。また、旧鉄道技術研究所時代の鉄道総合技術研究所垂水尚志理事、須長誠主幹（現東洋大学）には陰ながら応援していただきました。また、鉄道技術研究所土質研究室の誼ということで室町忠彦先生には会社まで押しかけ黎明期の地盤調査方法の話を聞かせていただきました。鳥根大学亀井健史助教授には、文献の紹介や有益なご助言を頂きました。各位に深く感謝申し上げます。

本研究は多くのデータから成り立っています。これらの調査および実験は、箕作幸治氏（国土交通省）、三島理氏（国土交通省国土技術政策総合研究所）、後藤健二氏（国土交通省関東地方整備局）、林照悟氏（鳥取県）のご協力によってなされたものです。Dinesh Raj Shiwakoti 氏（旧地盤調査研究室、現シンガポール在住）には英文の添削などのご協力を頂きました。石炭灰による地盤改良調査は、電源開発株式会社の浅野潤一氏および東健一氏のご協力を得ました。また、現地での試料採取には興亜開発株式会社、東亜建設工業技術研究所の皆様方のご協力を頂きました。各位に深くお礼を申し上げます。

私が港湾技術研究所（港研）に配属となったのは国鉄が民営化された1987年のことである。その後3年間、旧運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所に勤務し、再び港研に戻ってきたのは1992年のことである。その時、

田中洋行地盤調査室長(現地盤構造部長)から「ノルウェーからサンプラーが届くからよろしく」と言われ、最初はどういうことなのかよく理解できなかったが、これが本論文の主題となる異なったサンプラーから得られた試料の品質評価と私の始まりであった。送られてきたサンプラーは本論文でいう、NGI サンプラーと ELE サンプラーであった。このサンプラーはねじの方向が時計回りでゆるみ、反時計回りで締まる機構であった。後にノルウェーに行く機会があったのでわかったことなのだが、ボーリングマシンのスピンドル回転方向もやはり我が国とは逆、当然ボーリングロッドのねじ山も反対であった。我が国の軟弱地盤のサンプリングは、特に指示しなくてもロータリー式ボーリングマシンによって削孔が行われ、固定ピストン式シンウォールサンプラーによって試料採取が行われる。サンプリングの分野でも、我が国の常識が世界には通用しないこと実感した。このようなことから、世界のサンプリングはどのように行われているのか興味を持つに至った。

本論文の主要な研究であるサンプリングについては、旧運輸省港湾技術研究所時代の先輩たちがボーリングやサンプリングを直轄で行い、採取された試料の品質について長く研究を行って来たことである。そして、この成果は現在我々が日常的に使用している固定ピストン式シンウォールサンプラーに生かされている。そこで、まず、文献によって現在のサンプラーはどのように誕生したのかを調べることにした。しかし、昔の方は奥ゆかしいのか、あまり書物として残してはおられない。特に、1950～60年代前半のサンプラーの構造、いわゆる我が国のサンプラー開発の黎明期にあたる文献は、ほとんど手に入れることはできなかった。結局、サンプラーの歴史は Hvorslev の「Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes」を多くの箇所で見引用することになった。1949年に書かれたこの文献は、現在でも十分使えるほどよく書かれており、強い感銘を受

けた。また、本論文を書くに当たって諸先輩が残した文献等を自由に見られたことは本当に幸運であった。諸先輩たちが必ず実験データを示してくださっていたことがこのような研究には非常に役に立ちました。

さて、私とサンプリングとの最初の出会いは鉄道技術研究所時代のフォイルサンプリングであったと思います。1983年に発生した日本海中部地震の被害調査で、奥羽本線鯉川～鹿渡間の盛土の被災原因調査に使用した時でした。奇異なことに固定ピストン式シンウォールサンプリングではありません。この時は、サンプリングにはあまり興味が無く、フォイルサンプリングの準備でアルミフォイルを巻いてマガジンに入れる作業、約2cmの礫に当たってサンプラーを押し込めなくなったという記憶しか残っていません。

その後、異なったサンプラーから得られた試料のせん断強さの研究を始めるようになってから、特に、サンプラーとして印象に残ったのは、1996年の Sherbrooke サンプラーによる試料採取でした。このサンプラーは鳥かごのようなサンプラーで直径が約30cmある。試料採取のためには直径約45cmのボーリング孔を掘削しなければならず、ケーシング計画やコアチューブの選定など、従来経験したことのない作業となるため、多くの検討を行いました。試料採取の時には、田中洋行室長(当時)は Sherbrooke サンプラーに御神酒を注ぎ、そして、全員が祈るような気持ちで試料の上がってくるのを待ちました。その甲斐あってか品質の良い試料を取ることができました。この時、現場には横浜国立大学今井五郎先生と今は亡き、プラダン先生と東亜建設工業半沢秀郎博士がサンプリングを見に来られました。この年の佐賀有明は非常に寒く、12月中旬でしたが雪の降る中での作業となりました。寒い中ありがとうございました。

最後に、研究を暖かく支えてくれた家族に対して心から感謝致します。本当にありがとうございました。

港湾空港技術研究所資料 No.1068

2003.12

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL.046(844)5040 URL.<http://www.pari.go.jp/>

印刷所 ニッセイエプロ株式会社

Copyright © (2003) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事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。