

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	海成粘土に対する定体積一面せん断試験の力学的意義と地盤の破壊・変形問題への工学的適用性
Title(English)	
著者(和文)	辻清
Author(English)	
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第3389号, 授与年月日:2000年1月31日, 学位の種別:論文博士, 審査員:太田 秀樹
Citation(English)	Degree:Doctor (Engineering), Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第3389号, Conferred date:2000/1/31, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

海成粘土に対する定体積一面せん断試験の
力学的意義と地盤の破壊・変形問題への
工学的適用性

辻 清

目 次

第1章 序 論	1
1.1 本研究の背景と目的	1
1.2 本論文の構成	2
参考文献	4
第2章 一面せん断試験の機構	5
2.1 せん断試験の機構	5
2.1.1 一面せん断試験	5
2.1.2 単純せん断試験	6
2.2 三笠式一面せん断試験機の特徴	7
2.3 単純せん断試験機との比較	8
2.3.1 概 論	8
2.3.2 NGI 型単純せん断試験機の特徴	8
2.3.3 DST と DSST におけるせん断機構の違い	9
参考文献	11
第3章 正規圧密状態における強度・変形特性	12
3.1 はじめに	12
3.2 実験に用いた粘土	12
3.3 実験方法	35
3.4 せん断強度(強度増加率)	36
3.5 強度の異方性	40
3.5.1 概 論	40
3.5.2 K_0 圧密三軸試験の試験法	40
3.5.3 強度の異方性	40
3.6 内部摩擦角	43
3.6.1 DST による内部摩擦角	43
3.6.2 K_0 圧密三軸圧縮試験による内部摩擦角との関係	44
3.7 変形特性	45
3.7.1 せん断剛性率	45

3 . 7 . 2	変形係数との関係	47
3 . 8	本章の結論	48
参考文献		49
第 4 章	不攪乱粘土のせん断強度特性	50
4 . 1	はじめに	50
4 . 2	実験方法	50
4 . 3	試料の品質	51
4 . 4	せん断強度	53
4 . 4 . 1	正規化せん断強度の深度方向分布	53
4 . 4 . 2	せん断強度～有効土被り圧関係のパターン	56
4 . 4 . 3	年代効果	61
4 . 4 . 4	有効応力経路	63
4 . 5	単純せん断試験(DSST)との比較	64
4 . 5 . 1	概 要	64
4 . 5 . 2	粘土の性質	64
4 . 5 . 3	サンプリング法	65
4 . 5 . 4	試験方法	66
4 . 5 . 5	せん断強度	67
4 . 5 . 6	応力経路	74
4 . 5 . 7	過圧密 Drammen 粘土の試験結果	75
4 . 5 . 8	まとめ	76
4 . 6	一軸圧縮試験(UCT)との比較	77
4 . 6 . 1	UCT の問題点	77
4 . 6 . 2	せん断強度	77
4 . 7	現場ベーン試験(FVT)との比較	81
4 . 8	コーン貫入試験(CPT)との比較	86
4 . 9	本章の結論	89
参考文献		90
第 5 章	不攪乱粘土の変形特性	92
5 . 1	はじめに	92
5 . 2	応力～ひずみ関係	92

5 . 2 . 1	試験法	92
5 . 2 . 2	せん断応力～ひずみ関係	93
5 . 2 . 3	せん断応力～変位関係の分類	93
5 . 3	せん断剛性率	95
5 . 4	脆性化指標	98
5 . 4 . 1	破壊前の挙動	98
5 . 4 . 2	破壊後の挙動	100
5 . 4 . 3	残留強度比	102
5 . 5	応力～ひずみ関係のモデル化	104
5 . 5 . 1	双曲線法によるマッチング	104
5 . 5 . 2	破壊前の挙動に関する双曲線法の結果と DST 結果の比較	106
5 . 5 . 3	破壊後の挙動に関する双曲線法の結果と DST 結果の比較	110
5 . 6	単純せん断試験との比較	115
5 . 6 . 1	試験法	115
5 . 6 . 2	せん断剛性率	116
5 . 6 . 3	過圧密粘土の挙動	118
5 . 6 . 4	本節のまとめ	119
5 . 7	本章の結論	120
参考文献		121
第 6 章	安定問題のケーススタディ	122
6 . 1	はじめに	122
6 . 2	すべり破壊事例のレビュー	122
6 . 3	安定解析用せん断強度の決定	124
6 . 3 . 1	各種試験によるせん断強度の相関関係	124
6 . 3 . 2	安定解析用せん断強度	126
6 . 4	一面せん断試験の有効性が確認された事例	128
6 . 5	進行性破壊の事例	130
6 . 5 . 1	概 要	130
6 . 5 . 2	地盤構成	130
6 . 5 . 3	海成粘土の特性	132
6 . 5 . 4	すべり破壊の原因検討	138
6 . 5 . 5	進行性破壊に対する検討	141
6 . 5 . 6	まとめ	144

6 . 6	地盤調査結果のバラツキが大きい事例	145
6 . 6 . 1	概 要	145
6 . 6 . 2	地盤の概要および物理特性	145
6 . 6 . 3	せん断強度特性	147
6 . 6 . 4	安定検討結果	148
6 . 7	本章の結論	150
参考文献		151
第 7 章	変形問題のケーススタディ	153
7 . 1	はじめに	153
7 . 2	数値解析に使用するパラメータ	154
7 . 2 . 1	プログラム DACSAR について	154
7 . 2 . 2	入力パラメータ	154
7 . 3	一面せん断試験から求めるパラメータ	156
7 . 3 . 1	一面せん断試験の利点	156
7 . 3 . 2	せん断抵抗角	156
7 . 3 . 3	限界状態定数	158
7 . 3 . 4	ダイレイタンシー係数	158
7 . 3 . 5	静止土圧係数と有効応力表示のポアソン比	159
7 . 4	定ひずみ速度圧密試験から求めるパラメータ	160
7 . 4 . 1	定ひずみ速度圧密試験の利点	160
7 . 4 . 2	圧縮指数、膨潤指数および不可逆比	160
7 . 4 . 3	圧密降伏応力および初期間隙比	162
7 . 4 . 4	二次圧縮指数	162
7 . 4 . 5	基準状態における初期体積ひずみ速度	163
7 . 4 . 6	透水係数および透水性変化指数	164
7 . 4 . 7	過圧密比	164
7 . 5	厚木試験盛土の解析事例	165
7 . 5 . 1	解析対象の概要	165
7 . 5 . 2	地盤調査	165
7 . 5 . 3	土質特性	165
7 . 5 . 4	解析モデル	167
7 . 5 . 5	解析結果	169
7 . 6	柳井試験盛土の解析事例	172

7 . 6 . 1	解析対象の概要	172
7 . 6 . 2	地盤調査	173
7 . 6 . 3	土質特性	173
7 . 6 . 4	解析モデル	175
7 . 6 . 5	解析結果	180
7 . 7	本章の結論	184
参考文献		184
第 8 章 新しい調査・設計・施工管理法の提案		186
8 . 1	はじめに	186
8 . 2	技術格差の影響を最小化する方法の検討	186
8 . 3	圧密度の評価法	189
8 . 4	圧密降伏応力の評価	192
8 . 5	提案する方法	194
8 . 6	道路盛土への適用事例	197
8 . 6 . 1	試験盛土と地盤概要	197
8 . 6 . 2	パラメータの決定	198
8 . 6 . 3	施工後の圧密度の推定	201
8 . 7	本章の結論	204
参考文献		204
第 9 章 結 論		206
参考文献		211
謝 辞		212

第 1 章

序 論

1 . 1 本研究の背景と目的

日本の建設企業は，1970年代以降海外進出を図り，オイルショック後の1970年代後半からは好景気に沸く中東諸国の社会資本の建設に，日本が輸出超過で経済大国となった1980年代からはODAなどの経済協力により発展途上国や低開発国の社会資本の建設に従事してきた¹⁾．しかし，バブルの崩壊によって高度成長時代は終わり，1990年代後半の現在，世界中が低成長時代に入って景気が冷え込んでいる．そのため，先進国においてはこれまでに築いてきた社会資本の再構築や維持・補修に，発展途上国や低開発国においては必要な社会資本の整備に投資しなければならないにもかかわらず，どの国においても資金不足にあえいでいる．この問題を解決するための方策の一つとして，調査・計画・設計・施工段階におけるこれまでの考え方を見直し，コスト縮減を図ることが必要とされている²⁾．それは，個々の技術の内容は変わらなくても，取り扱う技術者の意識やそれを活用する仕組みによって既存の技術が効力を発揮するからである．

建設サイトを臨海部に限定して話を進める．この地域では，港湾・空港施設や海岸保全施設の建設，廃棄物処理場の建設や火力発電所，コンビナート，臨海道路，ニュータウンなどの用地の埋立，水深確保や建設材料採取のための浚渫などの建設行為がなされてきた．上記の工事において，いずれの場合にも重要となる構造物は護岸あるいは盛土構造物である．本論文では，軟弱な海成粘土地盤上に構築する構造物の短期安定および変形問題について考える．この場合，必要となるのは，対象とする粘土地盤の強度・変形特性を的確に把握することである．的確という意味は，問題に対して必要十分な精度で，低コストで対応できることを意味する．

日本の港湾工事においては，粘土のせん断強度は一軸圧縮試験(UCT)から求められるのが一般的となっている³⁾．一方，欧米の工事では，現場ベーン試験(FVT)やコーン貫入試験(CPT)から粘土のせん断強度を推定している場合が多い⁴⁾．これらのデータは土質力学の教科書⁵⁾にも，各種の土質試験から得られたせん断強度と物理的性質の関係として記載されているが，これらの関係にはそれらが導出されたバックデータがあり(それらの多くはある地域のデータに偏っている)，どの土にもあてはまるものではない．それは，試験の機構や載荷速度の違いによるせん断強度の違いの他に，地盤にはその堆積環境，生成過

程などにローカル性があり，サンプリングや原位置・室内試験結果の品質には技術格差がある⁶⁾からである．このような問題を解決して，対象とする問題に適した粘土地盤の強度・変形特性を把握する方法を模索することは有意義なことである．

本論文は，このような観点から，世界各地(16地域)の粘土を対象として，操作法が簡単で，試料の品質に対してあまり敏感で無い特長を持つ一面せん断試験(DST)の適用について検討した結果を報告するものである．

1．2 本論文の構成

本論文では，軟弱な海成粘土地盤の短期安定および変形問題へのDSTの適用について得られた知見を報告する．

第2章では，DSTと単純せん断試験(DSST)の機構について説明すると共に，それに起因して得られるせん断強度の違いについて述べる．また，両せん断試験に使用した三笠式一面せん断試験機とNGI型単純せん断試験機の特徴についても述べる．

第3章では，まず最初に，本研究で使用した16地域(日本10，東南アジア3，欧米3)の粘土の概要および物理的特性について述べる．次に，DSTの試験法と供試体の作成法，正規圧密粘土に対してDSTより得られた強度・変形特性について述べる．最後に， K_0 圧密三軸圧縮・伸張試験結果と併せて得られた強度の異方性，内部摩擦角，変形係数について述べる．

第4章では，粘土の原位置状態におけるせん断強度特性について述べる．日本の海成粘土の強度特性はUCTではよく調べられているが，DSTではそれほど調べられていない．また，有明，Bothkennar(英国)，Champlain(カナダ)およびDrammen(ノルウェー)粘土は世界的によく知られた海成粘土で，これまで多くの研究成果が報告されているが，調査，試験手法がそれぞれの地域によって違うため，同一の手法による研究成果はまだ得られていない．このような観点から，これらの粘土の不攪乱試料を入手し，三笠式一面せん断試験機によるDSTを実施した．まず，再圧縮法にて得られた原位置応力状態での一面せん断強度($\tau_{f(d)}$)について報告する．次に $\tau_{f(d)}$ と有効土被り圧(σ'_{vo})の関係について検討を加え，これらの粘土の「 $\tau_{f(d)} \sim \sigma'_{vo}$ 」が2つのパターンに分類されることを示す．最後に，UCT，FVTおよびCPTより得られるせん断強度， $\tau_{f(UCT)}$ ， $\tau_{f(FVT)}$ ，およびコーン先端抵抗(q_T)と $\tau_{f(d)}$ の相関関係を示すと共に，これらの試験の適用性についても検討を加える．

第5章では，世界の4地域の海成粘土(有明粘土，Bothkennar粘土，Champlain粘土，Drammen粘土)を対象として，三笠式一面せん断試験機を用いて，再圧縮法によるDSTを行い，得られたせん断応力～ひずみ関係より，せん断応力～ひずみ曲線の特徴的分類，せん断剛性率(見掛けのせん断剛性率)，破壊前・後のひずみエネルギー，残留強度比について述べる．

次に，双曲線法によるせん断応力～ひずみ関係のモデル化を行い，その適用性について述べる．最後に，有明粘土とDrammen粘土を対象として，ヨーロッパで以前から使用されてきたDSST結果とDST結果の比較を行う．

第6章では，粘土地盤の安定問題へのDSTの適用について述べる．まず，すべり破壊事例のレビューを行い，次に，各種試験法によるせん断強度とDSTより得られたせん断強度の相関関係と統計的性質，安定解析用せん断強度の決定について述べ，最後に，事例研究としてDSTの有効性が確認された事例，進行性破壊の事例，地盤調査結果のバラツキが大きい事例を紹介する．

第7章では，DSTの変形問題への適用性について述べる．まずはじめにDSTと定ひずみ速度圧密試験(CRST)結果より粘土地盤を記述する弾・粘塑性モデルに必要な入力パラメータを決定する方法について述べる．次に，本方法により決定された入力パラメータを用いた道路盛土の挙動解析事例を2例紹介する．

第8章では，まず，技術格差の影響を最小化するサンプリング，原位置試験・室内試験法について検討する．次に，この結果に基づいて，新しい調査・設計・施工管理法を提案する．更に，本方法で予測できる施工中の圧密度の評価法についても述べる．最後に，本方法の適用事例として柳井試験盛土の例を紹介する．

第9章では，本研究で得られた成果を総括する．

本論文を作成するに当たって主として参考にした文献は，第2章が，(13)，第3章が(13)，(14)，(16)，(17)，第4章が，(13)，(14)，(16)，(17)，第5章が，(13)，(14)，(16)，(17)，第6章が，(7)，(11)，(12)，(15)，第7章が，(9)，(10)，第8章が，(8)である．

参考文献

- 1) 横山義雄：海外工事と日本の建設技術，土と基礎，Vol.46，No.1，pp.1-4，1998.1.
- 2) 岡崎治義：建設費縮減へ向けた材料・施工の課題，土木技術資料，Vol.37，No.6，pp.18-19，1995.6.
- 3) 土田孝，田中洋行：Evaluation of Strength of Soft Clay Deposits - A Review of Unconfined Compression Strength of Clay -，港湾技術研究所報告，Vol.34，No.1，pp.3-37，1995.3.
- 4) 田中泰雄，坂上敏彦，古谷正和：大規模埋立に伴う三成分コーン(CPTU)の利用，土と基礎，Vol.37，No.7，pp.41-46，1989.7.
- 5) たとえば，赤井浩一：土質力学特論，pp.55-102，森北出版，1974.
- 6) Hanzawa,H. : A New Approach to Determine the Shear Strength of Soft Clay Deposits, Proc., Geo-Coast '91, Vol.1, pp.23-28, 1991.
- 7) Hanzawa,H., Matsuno,T. and Tsuji,K. : Undrained Strength and Stability Analysis of Soft Iraqi Clays , SOILS AND FOUNDATIONS , Vol.19 , No.2 , pp.1-14 , 1979.6.
- 8) Fukazawa,T., Tsuji,K. and Hanzawa,H. : Advanced Control System for Earthwork on Soft Soils , Proceedings of Institute of Lowland Technology Seminar on Problems of Lowland Development , Saga , pp.209-216 , 1992.
- 9) 浅田英幸，半沢秀郎，辻 清，岸田隆夫：一面せん断試験と定率圧密試験による弾・粘塑性構成モデルの土質定数決定および適用例，第28回土質工学研究発表会（神戸）571，pp.1525-1528，1993.6.
- 10) Miki,H., Kohashi,H., Asada,H. and Tsuji,K. : Deformation-Pore Pressure Behaviour Measured and Analyzed for a Trial Embankment , Proceedings of The International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials , Sapporo , Vol.1 , pp.547-552 , 1994.9
- 11) 辻 清，平林 弘，Victor Choa：シンガポール南方沖サイトにおける海成粘土の特性，第31回地盤工学研究発表会（北見）123，pp.245-246，1996.7.
- 12) 辻 清，平林 弘：ある港湾建設工事における浚渫法面の安定検討，第32回地盤工学研究発表会（熊本）943，pp.1889-1890，1997.7.
- 13) 辻 清，湯 怡新，Tom LUNNE：一面せん断試験と単純せん断試験から得られた海成粘土のせん断強度の比較，土木学会論文集，No.589/ -42，pp.275-285，1998.3.
- 14) 辻 清，半沢秀郎：一面せん断試験から得られた海成粘土の変形および強度特性，土木学会論文集，No.595/ -43，pp.81-90，1998.6.
- 15) 辻 清，平林 弘：顕著なひずみ軟化特性を有する地盤におけるすべり破壊の検討，第33回地盤工学研究発表会（山口）874，pp.1753-1754，1998.7
- 16) 辻 清，Dam Thi Kim Loan，半沢秀郎：有明，Bothkennar，ChamplainおよびDrammen粘土の一面せん断試験結果，土木学会論文集，No.603/ -44，pp.167-177，1998.9 .
- 17) Tsuji,K. and Yamane,N. : Evaluation of the Shear Strength of Intermediate Soil , Proceedings of The International Symposium on Problematic Soils , Sendai , Vol.1 , pp.545-548 , 1998.10.

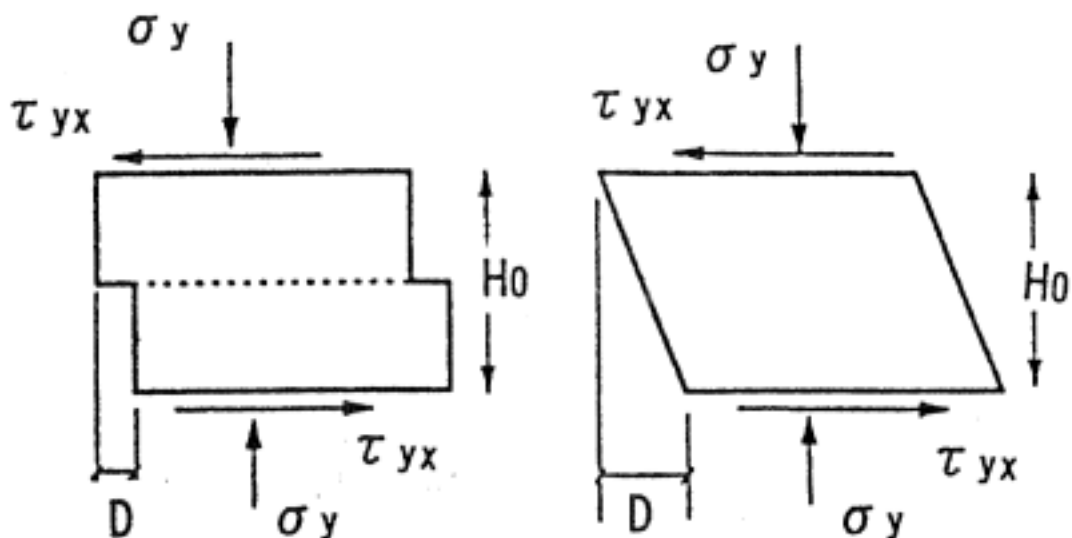
第 2 章

一面せん断試験の機構

2 . 1 せん断試験の機構

2 . 1 . 1 一面せん断試験

一面せん断試験(DST)および単純せん断試験(DSST)のせん断機構を図-2.1に示す．DSTでは剛に固定された供試体中央部が水平方向に互いに移動するようにせん断応力を受ける．在来型一面せん断試験機では，せん断ひずみとせん断応力がせん断面上で均一にならず前後端に近い部分で大きくなる，という欠点が指摘されてきた¹⁾．これらの欠点を改善するために開発された改良型一面試験機は，せん断箱の機構を全面的に改めて，供試体の体積をコントロールできるようにすると共に，せん断ひずみ制御，応力制御の両方，およびその併用方式で試験が行えるようになっている．高田²⁾は三笠式改良型一面せん断試験機を用いたDSTにおいて，供試体の変形状態を写真撮影し，破壊までの変形状態は非常に均一で，大変形においてのみ不均一さが認められることを示した．



(a)一面せん断

(b)単純せん断

図-2.1 一面せん断と単純せん断のせん断機構

2. 1. 2 単純せん断試験

DSSTのせん断機構を図-2.1(b)に示す。DSSTでは、供試体の上面と下面でも不均一なせん断応力を受ける。実用上この応力状態は、純粋なせん断応力状態下での試験と解釈できる。Lucksら³⁾はNGI型DSSTにおける供試体の線形弾性解析を行い、この仮定の正当性を確認した。Vuceticら⁴⁾は、直径・高さ比が異なる中程度の硬質粘土について一連の試験を行い、供試体内の応力分布の不均一さは、測定された供試体の挙動に重要な影響を及ぼさないことを明らかにした。Aireyら⁵⁾は、図-2.2に示すような理想的単純せん断状態で供試体中央部の応力～ひずみ挙動が測定できる特殊な試験機を用いて、正規圧密状態のカオリン粘土について実験を行った。その結果をNGI型DSSTの結果と比較し、後者の結果は、理想的単純せん断試験より得られるせん断強度およびせん断剛性率より約10%小さくなることを示した。Pottsら⁶⁾は、矩形せん断箱での供試体内の応力状態を調べるために弾塑性モデルを使用したFEM解析を用い、その結果を理想的単純せん断での応力～ひずみ挙動と比較すると共に、体積変化、初期応力およびひずみ軟化の影響を調べた。その結果、体積変化が無ければ、DSTより得られるせん断強度は、理想的DSSTより得られるせん断強度より約6%大きくなることを示した。このようにDSSTはせん断強度および剛性とも、理想的単純せん断状態に比べて過小評価し、逆にDSTでは過大評価することが推察される。

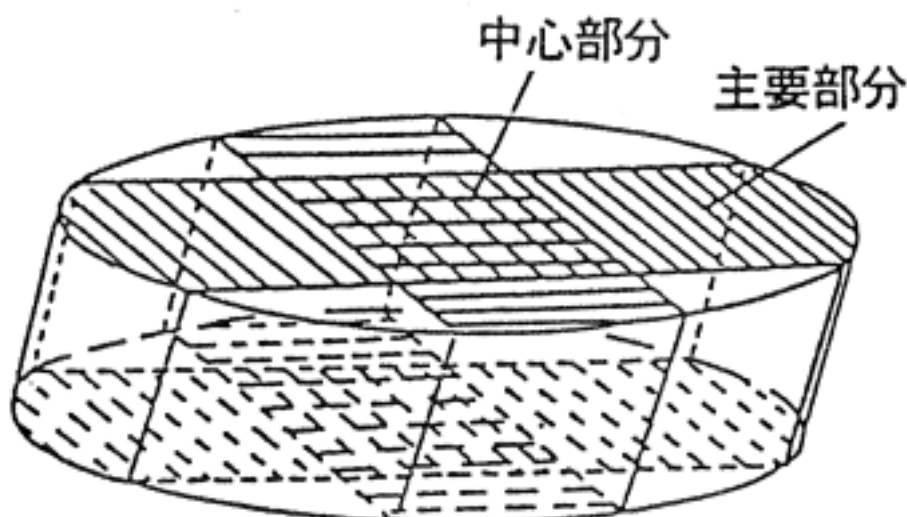


図-2.2 DSSTにおける供試体の挙動⁵⁾

2.2 三笠式一面せん断試験機の特徴

三笠式一面せん断試験機⁷⁾は30年以上も前に開発されたもので、高田²⁾が詳しく報告しているように、従来の一面せん断試験機の様々な欠点を除去すると共に、定体積せん断が簡単に行える点に特徴がある。そのせん断試験機の構造を図-2.3に示す。下部加圧板(下部せん断箱の直径より4mm小さい)は、ガイドローラーで鉛直に支持されたローディングラムに固定され、一方、上部加圧板は調整可能な3つのガイドローラーで水平方向に移動するような構造となっている。圧密中、調節ねじを締めて上部せん断箱(可動)と下部せん断箱(固定)を密着させる。せん断開始前、水平ガイドローラーのレベルねじで調節し、上下せん断箱間に0.2mm~0.5mmの隙間を与える。このような構造により、せん断中の載荷板と下部せん断箱の摩擦や載荷板の傾きがない水平方向へのせん断が保持される。なお定体積せん断は、供試体の高さが一定となるよう鉛直応力を制御することによって達成される。供試体の直径は60mm、高さ20mmで、高さ・直径比、 H/D は0.33である。

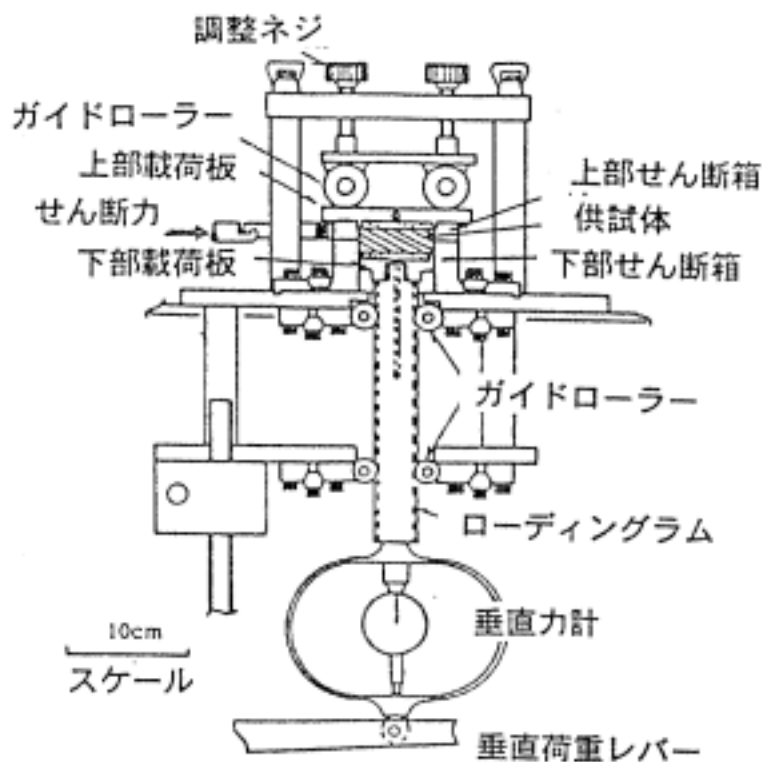


図-2.3 三笠式一面せん断試験機の構造²⁾

2.3 単純せん断試験との比較

2.3.1 概 論

代表的なせん断試験法として、三笠⁷⁾により開発された改良型一面せん断試験機と、BjerrumとLandva⁸⁾により開発された単純せん断試験機を用いる方法が挙げられる。両者とも試験が簡単で迅速である、 K_0 圧密が自動的に達成される、得られるせん断強度が強度の異方性を旨く相殺する^{9),10)}、などの様々な利点を有し、実際問題に広く利用されている。しかし、一面せん断試験(DST)と単純せん断試験(DSST)結果を具体的に比較した例は殆どないように思える。そこで、本研究では、九州の有明粘土とノルウェーのDrammen粘土について不攪乱試料を採取・輸送し、二つの粘土について一連のDSTとDSSTを実施した。詳細については第4章と第5章に記述する。

2.3.2 NGI型単純せん断試験機の特徴

NGI型単純せん断試験機の構造を図-2.4に示す。供試体はピアノ線で補強されたゴムメンブレン内にセットされる。この特殊なメンブレンを用いることにより、 K_0 状態が保たれる。供試体は直径(D)67mm、高さ(H)16mmで H/D は0.24となる。定体積せん断は、せん断中の供試体高さを一定となるよう鉛直応力を制御することにより達成される。

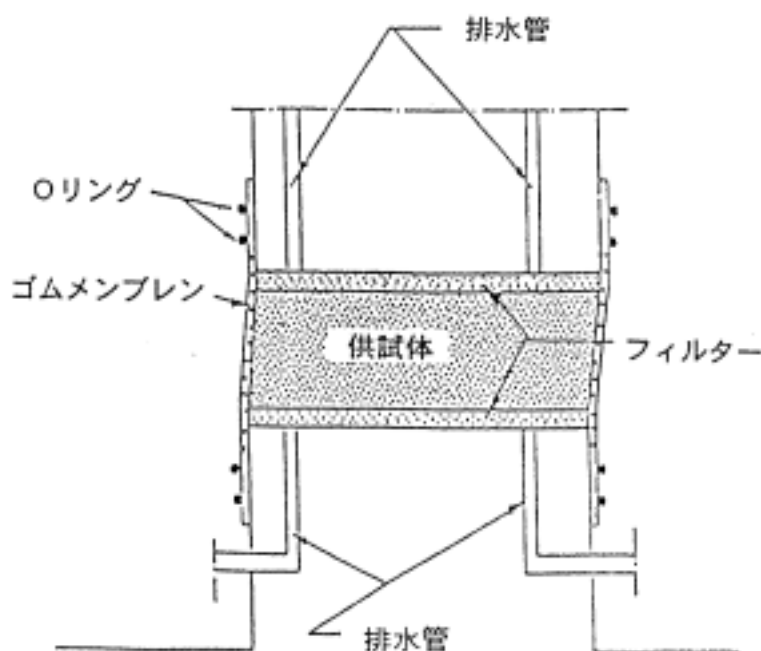


図-2.4 NGI型単純せん断試験機の構造⁸⁾

2.3.3 DSTとDSSTにおけるせん断機構の違い

図-2.1に示すように，DSTでは破壊面は水平面に沿って強制されるのに対し，DSSTでは図-2.5(a)に示すような供試体頭部の水平面に沿った移動と図-2.5(b)に示す回転に伴う鉛直面での移動である．

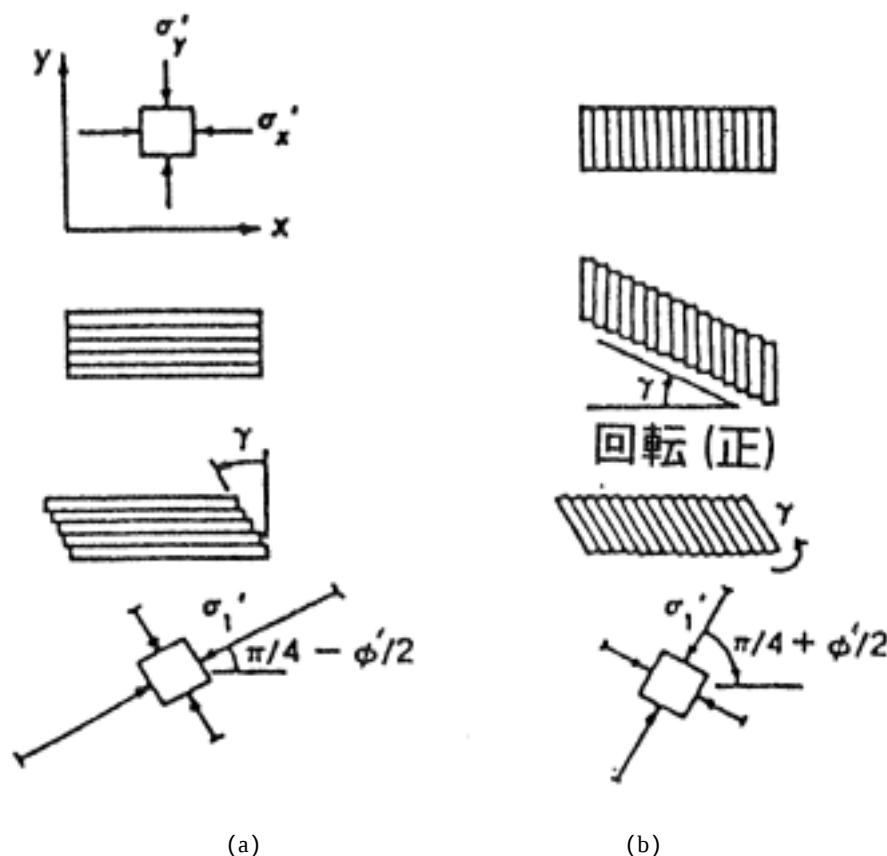


図-2.5 DSSTのせん断中の破壊機構¹¹⁾

太田ら¹²⁾は種々の試験より得られる非排水せん断強度について一連の理論式を示した．この式は関口と太田¹³⁾が提案した弾塑性構成式を用いて平面ひずみ条件下で K_0 圧密された粘土に対して定式化されたものである．太田らは，Ladd¹⁴⁾やBjerrum¹⁵⁾の実験データを用いてその有効性を報告しているが，この理論によるDSTおよびDSSTより得られるせん断強度は，式(2.1)(DST)と式(2.2)(DSST)で与えられる．

$$\frac{\tau_f}{\sigma'_{vo}} = \frac{(1+2K_0)M \exp(-\Lambda)}{3\sqrt{3}} \quad (2.1)$$

$$\frac{\tau_f}{\sigma'_{vo}} = \frac{(1+2K_0)M \exp(-\Lambda)}{3\sqrt{3} \cosh \beta} \quad (2.2)$$

$$\beta = \sqrt{3} \eta_o \Lambda / 2M \quad (2.3)$$

$$\eta_o = 3(1-K_o)/(1+2K_o) \quad (2.4)$$

$$\Lambda = 1 - C_s/C_c \quad (2.5)$$

$$M = 6 \sin \varphi' (3 - \sin \varphi') \quad (2.6)$$

ここに， K_o ：静止土圧係数

φ' ： K_o 圧密三軸圧縮試験より得られる内部摩擦角

C_c ：圧縮指数

C_s ：膨張指数

式(2.1)および式(2.2)に示すように， $\tau_{f(DST)}$ と $\tau_{f(DSST)}$ の違いは分母に $\cosh \beta$ を有するかどうかだけである．

参考文献

- 1) Morgenstern and Tchalenko : Microscopic Structures in Kaolin Subjected to Direct Shear, Geotechnique, Vol.17, pp.309-328, 1967.
- 2) Takada,N. : Mikasa's Direct Shear Apparatus, Test Procedures and Results , Geotechnical Testing Journal, Vol.16, No.3, pp.314-322, 1993.
- 3) Lucks,A.S., Christian,J.T., Brandow,G.E. and Hoeg,K.: Stress Condition in NGI Simple Shear Test , J.Soil Mech. Fdns. Div. ASCE, Vol.98, SM1, pp.155-160, 1972.
- 4) Vucetic,M. and Lacasse,S. : Specimen Size Effect in Simple Shear Test , J.Geotech. Eng. Div. ASCE , Vol.108, GT12, pp.1567-1585, 1982.
- 5) Airey,D.W. and Wood, D.M. : An Evaluation of Direct Simple Shear Test on Clay , Geotechnique, Vol.37, No.1, pp.25-35, 1987.
- 6) Potts,D.M., Douglas,G.T. and Vaughan,P.R. : Finite Element Analysis of the Direct Shear Box Test , Geotechnique , Vol.37 , No.1 , pp.11-23 , 1987.
- 7) 三笠正人 : 新型一面せん断試験機について ,土木学会第15回年次学術講演会講演概要 , pp.45-48 , 1960.
- 8) Bjerrum,L. and Landva,A. : Direct Simple Shear Tests on Norwegian Quick Clay , Geotechnique, Vol.16, No.1, pp.1-20, 1966.
- 9) 半沢秀郎 : 土の一面せん断試験結果の実務への適用 , 直接せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集 , pp.87-94 , 1995.
- 10) 土質工学会編 : 土質試験法第 6 編土の力学的性質の試験() , pp.423-571 , 1979.
- 11) Wroth,C.P. : The Interpretation of In-situ Soil Tests , 24th Rankine Lecture , Geotechnique, Vol.34, No.4, pp.449-489, 1984.
- 12) Ohta,H., Nishihara,A. and Morita,Y. : Undrained Stability of Ko-Consolidated Clays , Proc. 11th ICSMFE, San Fransisco, Vol.2, pp.613-616, 1985.
- 13) Sekiguchi,H. and Ohta,H. : Induced Anisotropy and Time Dipendency in Clay , 9th ICSMFE, Tokyo , Proc. Specialty session 9, pp.229-239, 1977.
- 14) Ladd,C.C. : Discussion, Main Session, 8th ICSMFE, Moscow, Vol.4, pp.108-115, 1973.
- 15) Bjerrum,L. : Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clay , Proc. 8th ICSMFE, Moscow, Vol.3, pp.109-159, 1973.

第 3 章

正規圧密状態における強度・変形特性

3.1 はじめに

本研究では，海成粘土(正規圧密(NC)試料と不攪乱試料)を対象として一面せん断試験(DST)を実施し，得られた結果を基にその強度・変形特性を調べると共に，DSTと他の試験法(単純せん断試験，Ko圧密三軸圧縮・伸張試験，現場ベーン試験，コーン貫入試験)による結果の比較を行い，それらの相関関係を調べる．本章では正規圧密(NC)粘土の強度・変形特性，第4章では不攪乱粘土の強度特性，第5章では不攪乱粘土の変形特性について述べるが，それに先だって，本章のはじめに，本研究で使用する16地域(日本10，東南アジア3，欧米3)の粘土の概要および物理的特性について述べる．次に，DSTの試験法と供試体の作成法，不攪乱試料あるいはリモールド試料から作成された正規圧密状態の粘土(NC粘土)に対してDSTより得られた強度・変形特性について述べる．最後に，Ko圧密三軸圧縮・伸張試験結果と併せて得られた強度の異方性，内部摩擦角，変形係数について述べる．

3.2 実験に用いた粘土

本研究に使用された粘土は，日本(有明，柳井，出雲，笠岡，岡山，桑名，厚木，磯子，霞ヶ浦，新潟，石巻，八郎潟粘土)，東南アジア(Semakau，Surabaya，Banjarmashin粘土)，英国(Bothkennar粘土)，ノルウェー(Drammen粘土)，カナダ(Champlain粘土)の海成粘土で，図-3.1に示す地域で採取された．これらの粘土は，一面せん断試験(DST)が広範な粘土の強度・変形特性の評価に適用できることを確認するために選定された．それらの物理的特性の概要を表-3.1に示す．

これらの粘土には，低塑性(塑性指数 $I_p=16$ ；Drammen粘土)から高塑性($I_p=150$ ；八郎潟粘土)まで広範囲の I_p の粘土が含まれている．また，砂分を多く含んだ中間土的な粘土(石巻粘土)，サンドシームや貝ガラを多く含む粘土(柳井，桑名，磯子粘土)，自然含水比が液性限界より大きく鋭敏な粘土(有明粘土)，セメンテーションが高度に発達した粘土(Champlain粘土)，粘土鉱物を含まない粘土(Drammen粘土)などの特徴のある粘土も含まれている．以下，これらの粘土の主なものについて，その概要と深度方向の物理的特性を述



図-3.1 本研究に使用した主な粘土の採取地点

べる。

(1)有明粘土

九州の有明海に面した干潟および海岸平野の大部分に分布する粘土は、通称、有明粘土と呼ばれている。この粘土の工学的性質については、現在に至るまでに多くの研究が行われ、数々の成果が挙げられている^{1),2),3),4),5)}。本研究に使用した粘土は、佐賀県有明干拓地内からサンプリングしたものである。有明粘土の物理特性を図-3.2に示す。有明粘土は堆積時期により深度11m付近で上部粘土(塑性指数 $I_p=50 \sim 90$ ，湿潤密度 $\rho_t = 13.2\text{kN/m}^3$)と下部粘土($I_p=28 \sim 50$ ， $\rho_t = 14.0\text{kN/m}^3$)に分けられ、前者は縄文海進後の堆積物であるが、後者はそれ以前に堆積したものである。自然含水比(w_n)は液性限界(w_L)より大きく、鋭敏であることが読み取れる。この粘土の工学的性質については、半沢ら¹⁾により詳しく報告されている。液性指数(I_L)は不攪乱試料がどのような状態にあるかを示す値で、不攪乱試料を乱した時にどの程度液体化し易いかを表し、自然含水比 w_n を用いて次式で定義される。

$$\text{液性指数：} I_L = (w_n - w_p) / I_p \quad (3.1)$$

$I_L > 1$ の場合、粘土を乱すと液体状になる。 $1 > I_L > 0$ の場合、粘土を乱しても塑性を示すにとどまる。有明粘土は $I_L=1.2 \sim 1.8$ を示し、この粘土が鋭敏であることを示唆する。粘土の活性度(A)は次式で表され、構成鉱物の電氣的性質の活発さ度合いを表現する。

表-3.1 本研究に使用した粘土の物理的特性

粘 土	自然含水比 W _n (%)	塑性指数 I _p	湿潤密度 ρ _t (kN/m ³)	液性指数 I _L	活性度 A
有明 (上部) (下部)	120-180 100-130	50-90 28-50	13.2 14.0	1.4-1.8 1.2-1.8	0.8-1.4 0.8
柳井	50-70	21-45	15.6	0.6-1.1	0.6-1.3
出雲 (上部) (下部)	100-120 60-100	90-110 60-70	14.5 14.6-16.0	0.5-0.8 0.5-0.8	1.1-1.4 0.7-1.0
岡山 (上部) (下部)	65-75 55-65	36-49 38-40	15.5 16.1	0.8-1.0 0.8-1.0	0.8 0.7
桑名 (上部) (下部)	40-50 65-75	30-40 50-60	17.3 15.7	0.5-0.8 0.6-0.7	
厚木 (上部) (下部)	80-90 50-70	48-67 28-68	14.5 16.0	0.4-0.8 0.6-0.9	1.1 0.9-1.2
磯子 (上部) (下部)	80-100 40-50	36-60 24-31	15.2 17.6	0.7-1.1 0.6-0.9	0.8-1.2 0.8-1.7
新潟	40-100	26-89	15.0-17.0	0.7-0.9	0.7-1.1
石巻 (上部) (下部)	70-90 40-60	40-60 20-40	14.7 16.5	0.7-1.1 0.4-1.2	0.8-1.9 0.8-1.2
八郎潟	80-200	54-152	12.0-15.0	0.3-1.0	0.8-2.1
Semakau	70	50	15.8	0.9	0.8
Banjar-(上部) mashin (下部)	60-100 70-80	50-110 65-97	14.5-15.1 15.2	0.5-0.7 0.5-0.7	
Surabaya	70-100	54-96	15.2	0.4-1.0	1.0-2.0
Bothkennar	50-70	33-46	16.3	0.5-1.1	0.8-1.2
Drammen (上) (下)	40 30-40	21-27 16-20	18.3 19.1	0.7-1.2 0.6-1.0	0.5-0.7 0.4-0.6
Champlain	60-70	47-57	16.2	0.7-0.9	0.8-1.2

$$\text{活性度} : A = (\text{塑性指数}) / (2\mu \text{ 以下の粘土分の重量\%}) \quad (3.2)$$

通常の粘土はA=0.75～1.25であり，有明粘土もほぼこの範疇にはいる．

(2) 柳井粘土

本研究に使用した粘土は，瀬戸内海に面した埋立地からサンプリングされた．調査地盤の土質状態と物理特性を図-3.3に示す．埋立土以下の地盤は，均一で低塑性の軟弱なシルト質粘土(塑性指数I_p=21～45，湿潤密度ρ_t 15.6kN/m³，液性指数I_L=0.6～1.1，活性度A=0.6～1.3)が主体で，その層厚は12mに達している．この粘土には有機物・貝ガラ片が含まれている．この粘土層の上下両端にはシルト層がそれぞれ存在する．

(3) 出雲粘土

本研究で使用した粘土は，宍道湖の西側に分布する粘土である．調査地盤の土質状態と

物理特性を図-3.4に示す．表層の7mは砂質土が堆積しており，その下の約25mが粘土層である．深度10m前後と15m付近で I_p が低くなっており，この部分では40～70%のシルト分を含んでいる．他の部分は粘土分が70～80%のほぼ均一な粘土である．深度23mを境に上部粘土(塑性指数 $I_p=90\sim110$ ，湿潤密度 $\rho_t=14.5\text{kN/m}^3$ ，液性指数 $I_L=0.5\sim0.8$ ，活性度 $A=1.1\sim1.4$)と下部粘土($I_p=60\sim70$ ， $\rho_t=14.6\sim16.0\text{kN/m}^3$ ， $I_L=0.5\sim0.8$ ， $A=0.7\sim1.0$)に分けられる．

(4)岡山粘土

本研究で使用した粘土は，瀬戸内海の児島湾に面した旭川の三角州に堆積する粘土で，腐植物や貝ガラ片が混入している．調査地盤の土質状態と物理特性を図-3.5に示す．粘土は色調の違いから9mを境に上部粘土(塑性指数 $I_p=36\sim49$ ，湿潤密度 $\rho_t=15.5\text{kN/m}^3$ ，液性指数 $I_L=0.8\sim1.0$ ，活性度 $A=0.8$)と下部粘土($I_p=38\sim40$ ， $\rho_t=16.1\text{kN/m}^3$ ， $I_L=0.8\sim1.0$ ， $A=0.7$)に分けられる．

(5)桑名粘土

本研究で使用した粘土は，伊勢湾奥，桑名市臨海部に堆積する粘土で，厚さ約10mの砂礫層の下に数10m層厚で堆積しているサンドシームを含む沖積粘土である．調査地盤の土質状態と物理特性を図-3.6に示す．ただし，粒度試験は行っていないので粒度組成と活性度は記載していない．粘土は深度18mを境に上部粘土(塑性指数 $I_p=30\sim40$ ，湿潤密度 $\rho_t=17.3\text{kN/m}^3$ ，液性指数 $I_L=0.5\sim0.8$)と下部粘土($I_p=50\sim60$ ， $\rho_t=15.7\text{kN/m}^3$ ， $I_L=0.6\sim0.7$)に分けられる．

(6)厚木粘土

厚木粘土は相模川の氾濫原に堆積した粘土である．本研究で使用した粘土は，東名高速道路厚木試験盛土区間付近の休耕田よりサンプリングしたものである．調査地盤の土質状態と物理特性を図-3.7に示す．深度7～9m付近に砂層が確認された．この砂層を境にコンシステンシーに大きな違いが見られることから，この粘土層は，これを境に上部粘土(塑性指数 $I_p=48\sim67$ ，湿潤密度 $\rho_t=14.5\text{kN/m}^3$ ，活性度 $A=1.1$)，と下部粘土($I_p=28\sim68$ ， $\rho_t=16.0\text{kN/m}^3$ ， $A=0.9\sim1.2$)に分けられる．液性指数 I_L は傾向が異なる2点を除くと上部粘土で0.4～0.8，下部粘土で0.6～0.9である．

(7)磯子粘土

本研究に使用した粘土は，東京湾南西部の磯子地区に分布する海成粘土である．調査地盤の土質状態と物理特性を図-3.8に示す．図から分かるように，粘土は深度22mを境に上部粘土(塑性指数 $I_p=36\sim60$ ，湿潤密度 $\rho_t=15.2\text{kN/m}^3$ ，液性指数 $I_L=0.7\sim1.1$ ，活性度 $A=0.8\sim1.2$)と下部粘土($I_p=24\sim31$ ， $\rho_t=17.6\text{kN/m}^3$ ， $I_L=0.6\sim0.9$ ， $A=0.8\sim1.7$)に分けられる．上部粘土には貝ガラが含まれている．下部粘土には砂分が20%程含まれている．

(8)新潟粘土

信濃川の河口に堆積した海成粘土で，ピート層が介在する．調査地盤の土質状態と物理

特性を図-3.9に示す．塑性指数 I_p は26～89にあり深度と共に増加する．自然含水比が $W_n > 120\%$ の点はピートのデータである．湿潤密度 ρ_t は15～17kN/m³で深度と共に減少する．液性指数は $I_L = 0.7 \sim 0.9$ ，活性度は $A = 0.7 \sim 1.1$ である．

(9)石巻粘土

石巻粘土は，北上川河口の石巻港に堆積している．表層は高塑性の海成粘土であるが，海面下30～50mには砂分を多く含む粘土が堆積している．本研究では，砂分を多く含む粘土と砂分をほとんど含まない高塑性の粘土のせん断強度および変形特性を比較するためにこの粘土を調べた．調査地盤の土質状態と物理特性を図-3.10に示す．深度20mを境に粒度組成分布，自然含水比(W_n)，塑性指数(I_p)，湿潤密度(ρ_t)が大きく変化する．上部粘土は， $I_p = 40 \sim 60$ ，砂分5%以下，シルト分50～70%，粘土分20～50%， $\rho_t = 14.7 \text{ kN/m}^3$ でシルト分が多い高塑性粘土である．下部粘土は， $I_p = 20 \sim 40$ ，砂分15～45%，シルト分35～55%，粘土分20～40%， $\rho_t = 16.5 \text{ kN/m}^3$ で砂分を多く含む低～中塑性粘土であり，10,000年前の海面低下以前に堆積したものである．この下部粘土に対応する地盤はいわゆる中間土と呼ばれるもので，東京湾の多摩川や鶴見川河口部にも見られる．液性指数は $I_L = 0.4 \sim 1.2$ の範囲にあり粘土層上・下面で大きくなる傾向がある．活性度は $A = 0.8 \sim 1.9$ の範囲にあり深度と共に減少する傾向がある．

(10)八郎潟粘土

八郎潟は地殻の変動と砂州の発達によって，現在男鹿半島となっている男鹿島と結びついた海跡湖である．湖底の土質は周辺部は一般に砂であるが，東南部地域から中央部にかけて沖積粘土層が広がっており，最深部の厚さは50mに及んでいる．本研究に使用した粘土は中央部からサンプリングされた．調査地盤の土質状態と物理特性を図-3.11に示す．自然含水比は $W_n = 80 \sim 200\%$ ，塑性指数は $I_p = 54 \sim 152$ で両者とも深度と共に減少し，湿潤密度は $\rho_t = 12 \sim 15 \text{ kN/m}^3$ で深度と共に増加する高塑性粘土である．液性指数 I_L は深度25mまでは0.7～1.0，それ以深は0.3～0.9で深度と共に減少する．活性度 A は深度25mまでは1.2～2.1で深度と共に減少し，それ以深は0.8～1.2である．

(11)Semakau粘土

熱帯や亜熱帯地方の島々には，その周囲に沿ってコーラルリーフが発達しているところがよく見られる．調査地点はシンガポール南方沖のSemakau島の海岸部である．調査地盤の土質状態と物理特性を図-3.12に示す．表層1～2mがコーラルリーフ，その下が軟弱な海成粘土層となっている．自然含水比 $W_n = 70\%$ ，塑性指数 $I_p = 50$ ，湿潤密度 $\rho_t = 15.8 \text{ kN/m}^3$ ，液性指数 $I_L = 0.9$ ，活性度 $A = 0.8$ である．

(12)Banjarmashin粘土

本研究に使用した粘土は，インドネシアのカリマンタン島を流れるBarito川河口に建設されたBanjarmashin港からサンプリングされた．調査地盤の土質状態と物理特性を図-3.13に示す．ただし，粒度試験は行っていないので粒度組成と活性度は記載していない．海成粘

土層は、深度18～21mを境に上部粘土(塑性指数 $I_p=50 \sim 110$ ，湿潤密度 $\rho_t=14.5 \sim 15.1\text{kN/m}^3$)と下部粘土($I_p=65 \sim 97$ ， $\rho_t=15.2\text{kN/m}^3$)に分けられる．液性指数 I_L は深度方向にほぼ均一で0.5～0.7である．

(13) Surabaya粘土

調査地盤はインドネシアのジャワ島東部のスラバヤ港である．ここには厚さ30m以上の軟弱粘土層が堆積している．調査地盤の土質状態と物理特性を図-3.14に示す．粘土は、塑性指数 $I_p=54 \sim 96$ ，湿潤密度 $\rho_t=15.2\text{kN/m}^3$ ，液性指数 $I_L=0.4 \sim 1.0$ ，活性度 $A=1.0 \sim 2.0$ で、深度方向にほぼ均一な高塑性粘土である．

(14) Bothkennar粘土

Bothkennar粘土はイギリスのスコットランドに分布する粘土で、これについて欧米各国の研究機関が参加して大規模な調査、実験が行われ、その成果は、1992年のGeotechniqueに特集号⁶⁾として発表されている．調査地盤の土質状態と物理特性を図-3.15に示す．粘土は塑性指数 $I_p=33 \sim 46$ ，湿潤密度 $\rho_t=16.3\text{kN/m}^3$ ，液性指数 $I_L=0.5 \sim 1.1$ ，活性度 $A=0.8 \sim 1.2$ で深度方向に均一である．Bothkennar粘土は鋭敏で構造が発達した粘土であることがHightら⁷⁾により報告されている．

(15) Drammen粘土

Drammen粘土はノルウェーのオスロフィヨルドの奥に堆積する粘土で、氷河が滑り降りる時に岩を削ってできたロックフラワー(rock flour)と呼ばれる、粒径では粘性土に分類されるが粘土鉱物を含まない土粒子を多く含む粘土である⁸⁾．調査地盤の土質状態と物理特性を図-3.16に示す．粘土層は深度5～12mに分布する比較的塑性が高い「Plastic Clay」(塑性指数 $I_p=21 \sim 27$ ，湿潤密度 $\rho_t=18.3\text{kN/m}^3$)と14m以深の「Lean Clay」($I_p=16 \sim 20$ ， $\rho_t=19.1\text{kN/m}^3$)より構成される．上部粘土(Plastic Clay)，下部粘土(Lean Clay)とも粘土分含有量に比べて I_p が小さく(活性度が小さい($A=0.4 \sim 0.7$))，湿潤密度が通常の粘土より大きいことがわかる．下部粘土がリーン粘土(Lean Clay)と呼ばれるのは、この土が農作物に適さない栄養分の少ない土であるためと思われる．

(16) Champlain粘土

Champlain粘土は、カナダのケベック州Louisville付近に堆積している構造が発達した海成粘土である⁹⁾．この地点は外洋から遠く離れているが、過去にセントローレンス川沿いに海水が侵入した時期に海成粘土が堆積した．その後、この地方を厚く覆っていた氷河が後退するに伴い地盤が隆起し現在に至っている．この地方の粘土は、これまでにカナダの多数の研究者によって調査されている．調査地盤の土質状態と物理特性を図-3.17に示す．粘土は塑性指数 $I_p=47 \sim 57$ ，湿潤密度 $\rho_t=16.2\text{kN/m}^3$ ，液性指数 $I_L=0.7 \sim 0.9$ ，活性度 $A=0.8 \sim 1.2$ で深度方向に均一である．

本研究に使用した各粘土の特性について上述した．図-3.2～3.17には各粘土の物理的特

性の主要なパラメータとして、粒度組成、自然含水比(W_n)およびコンシステンシー限界(液性限界(W_L), 塑性限界(W_p)), 塑性指数(I_p), 液性指数(I_L), 湿潤密度(ρ_t), 活性度(A)を選んで、その深度分布を示した。これらのパラメータについてのまとめを以下に示す。

(1) 粒度組成

本研究に用いた試料の粒度組成は、下部石巻粘土を除いて、粘土分とシルト分から構成されている。

(2) 自然含水比

自然含水比は有明粘土を除き W_L にほぼ等しいか、やや低めかである。

(3) コンシステンシー限界

本研究に用いた試料の W_p は殆どが30～40%であるが、Drammen粘土、Champlain粘土、Semakau粘土は $W_p=20\%$ と低く、逆に八郎潟粘土は $W_p=50\%$ と高い値を示す。 W_L は殆どが70～100%であるが、下部石巻粘土では $W_L<60\%$ 、Drammen粘土では $W_L<45\%$ と小さく、逆に、出雲粘土、八郎潟粘土、Surabaya粘土、Banjarmashin粘土は $W_L>100\%$ と大きな値を示す。

(4) 塑性指数

本研究で使用した粘土では、Drammen粘土が最も低塑性($I_p=10\sim 32$)で、柳井、岡山、桑名、厚木、磯子、新潟、石巻、Semakau、Bothkennar、Champlain粘土は中塑性($I_p=30\sim 60$)、有明、出雲、八郎潟、Banjarmashin、Surabaya粘土は高塑性($I_p=60\sim 150$)粘土に分類される。

(5) 液性指数

本研究で使用した試料では、有明粘土を除く殆どの粘土が $I_L<1$ を示す。有明粘土は $I_L=1.2\sim 2.0$ を示し、この粘土が鋭敏であることを示唆する。

(6) 湿潤密度

殆どの粘土が $\rho_t=13\sim 16\text{kN/m}^3$ であるが、上部桑名粘土、下部磯子粘土は $\rho_t=17\text{kN/m}^3$ 、Drammen粘土は $\rho_t=18\sim 19\text{kN/m}^3$ と大きな値を示す。一方、八郎潟粘土の上層部は $\rho_t=12\sim 13\text{kN/m}^3$ と小さな値を示す。

(7) 活性度

主要な粘土鉱物の活性度は、 Na^+ モンモリロナイト($A=7.2$)、イライト($A=0.9$)、カオリナイト($A=0.38$)である¹⁰⁾。活性度による粘性土の種類は、不活性粘土($A=0.75$ 以下)、通常の粘土($A=0.75\sim 1.25$)、活性粘土($A=1.25$ 以上)に分類される¹¹⁾。本研究に使用した粘土の活性度は、Drammen粘土を除く殆どの粘土が通常の粘土に分類される。

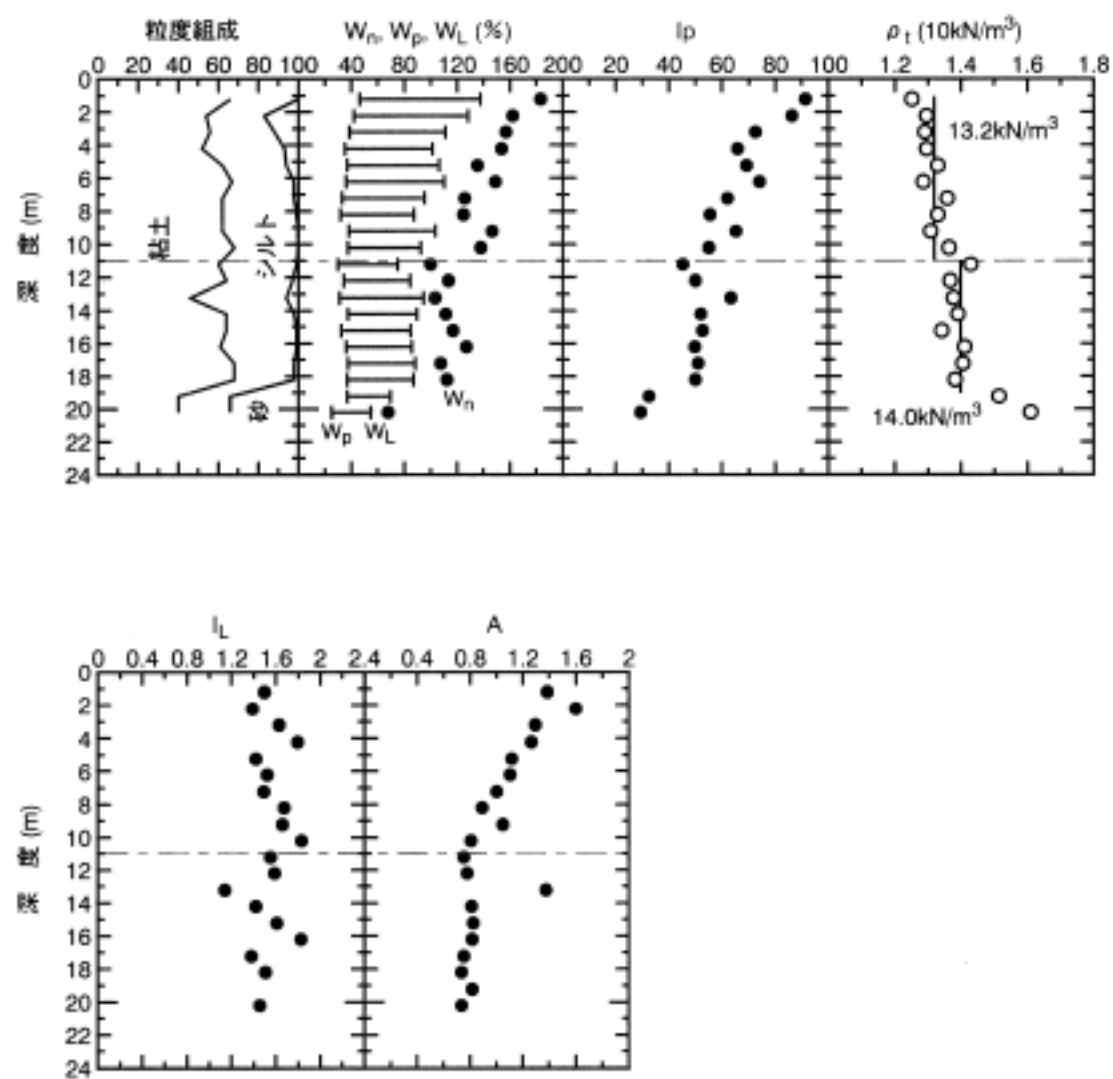


図-3.2 有明粘土の物理的性質

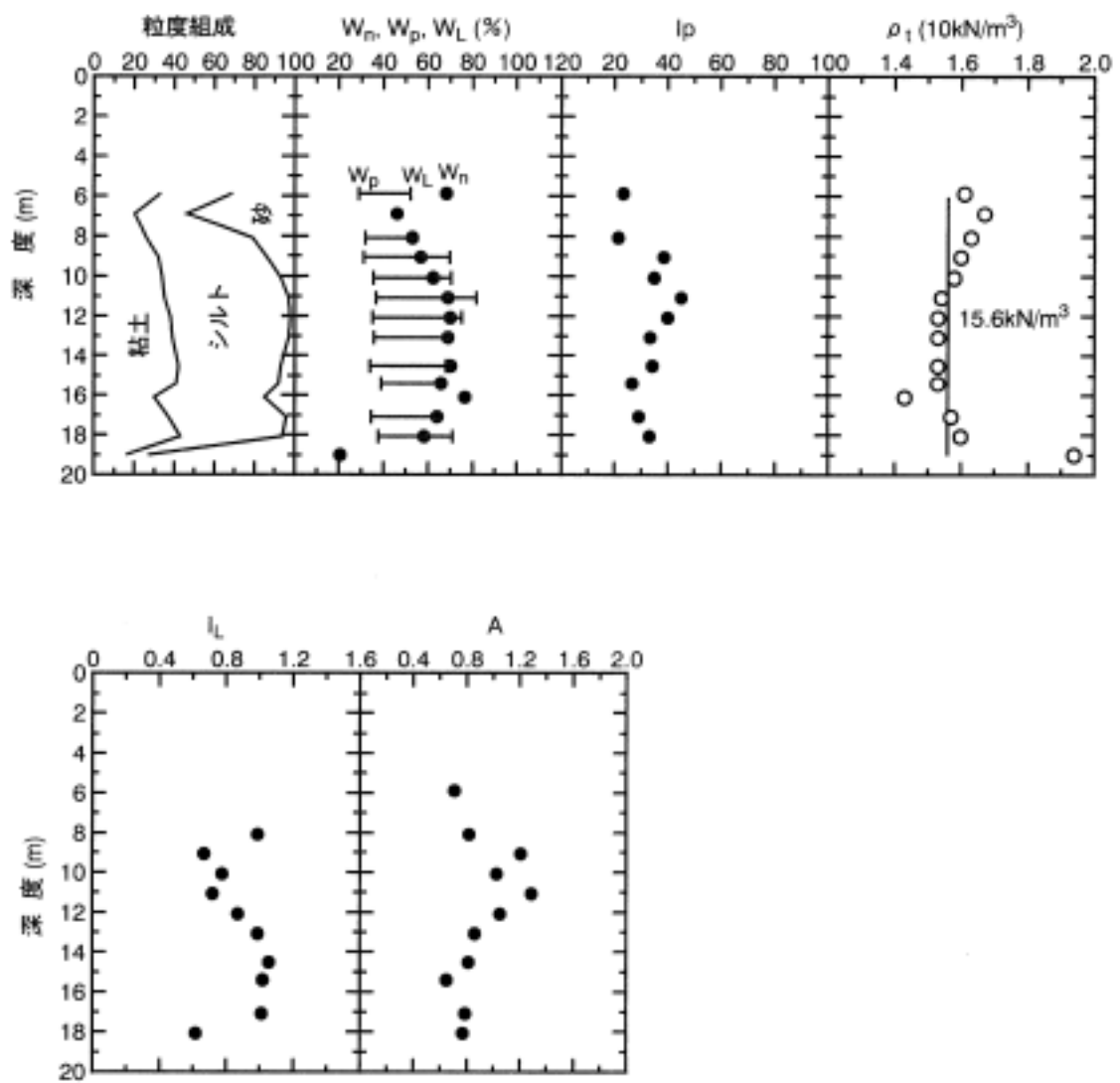


図-3.3 柳井粘土の物理的性質

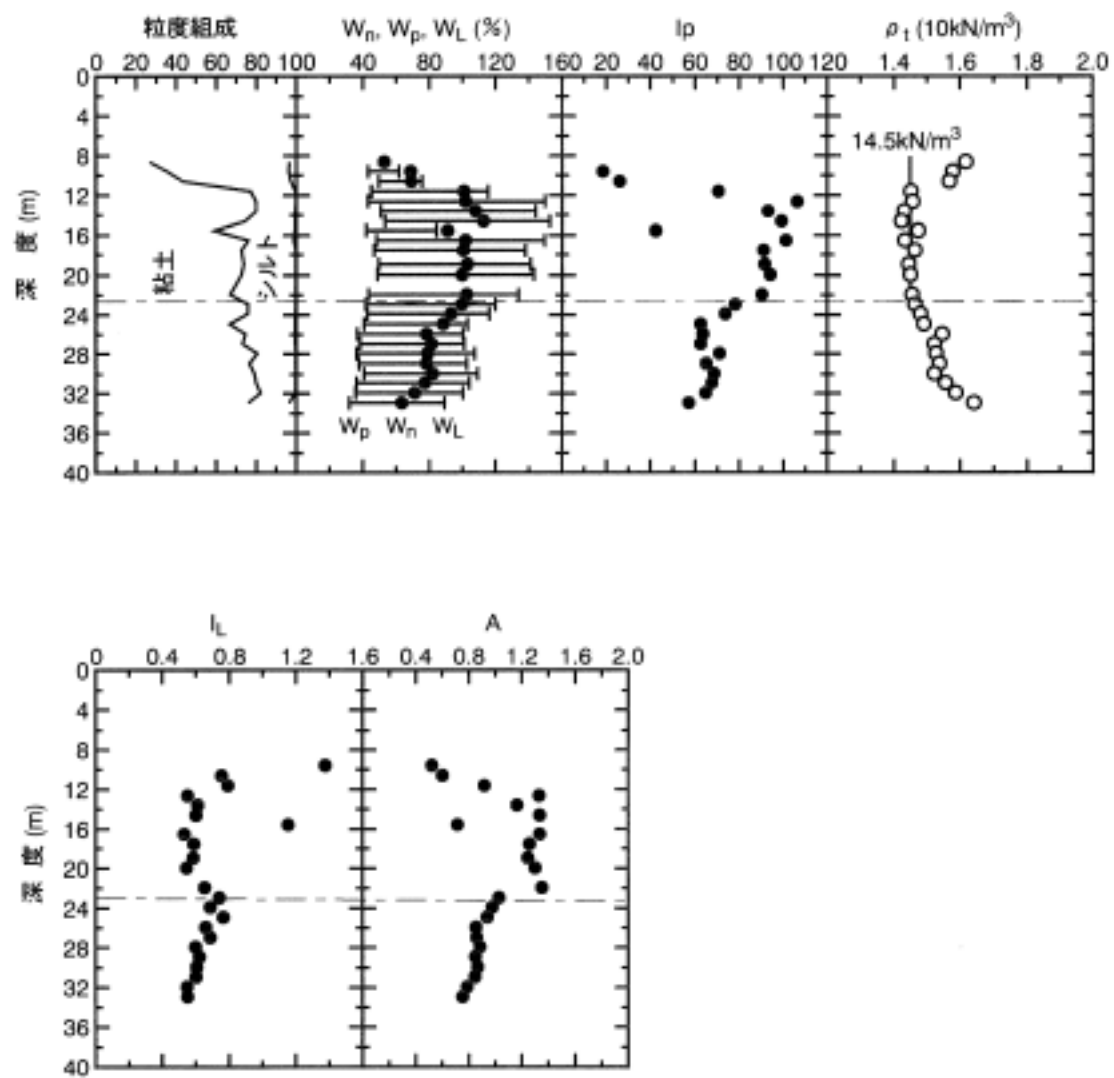


図-3.4 出雲粘土の物理的性質

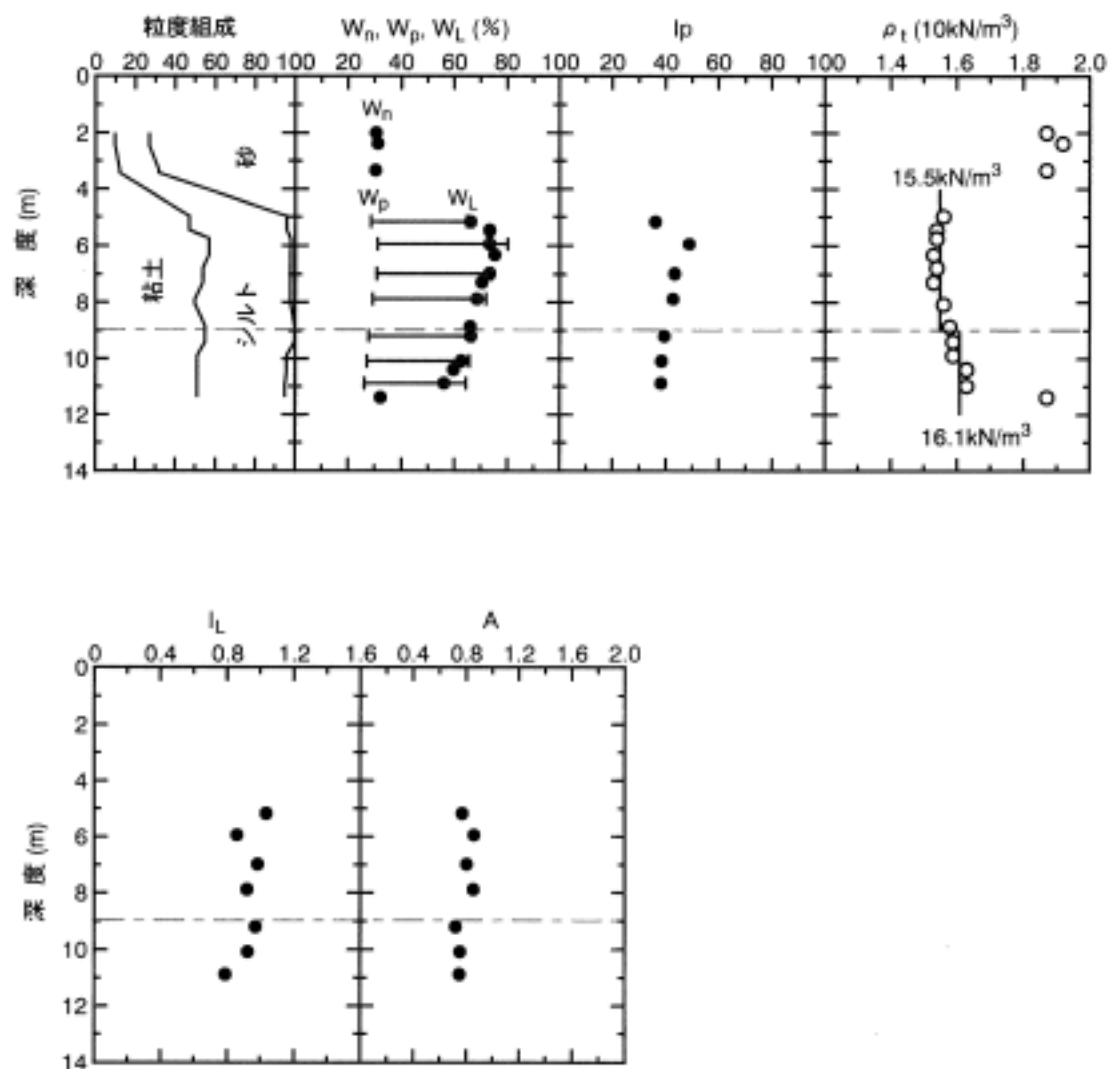


図-3.5 岡山粘土の物理的性質

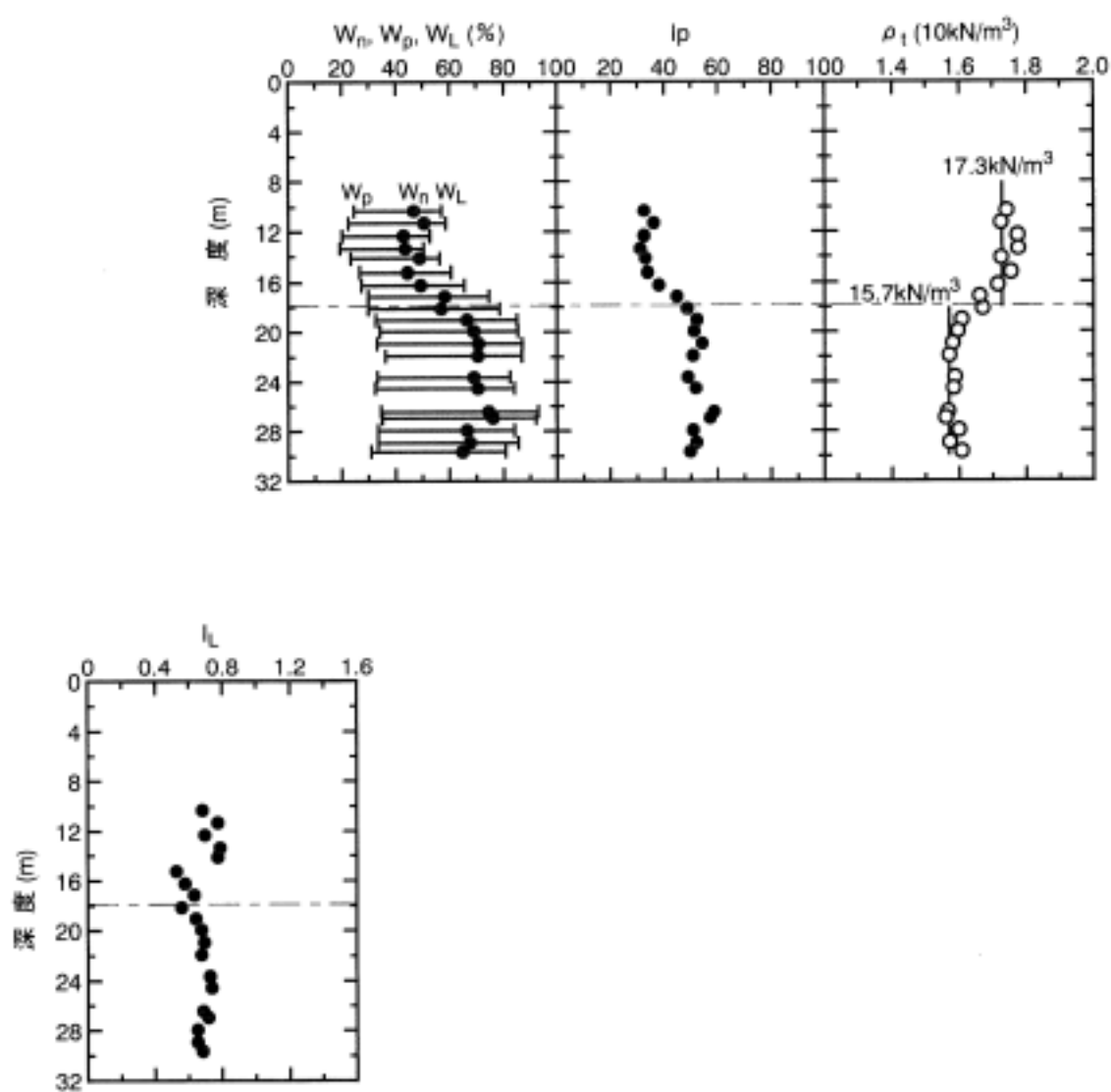


図-3.6 桑名粘土の物理的性質

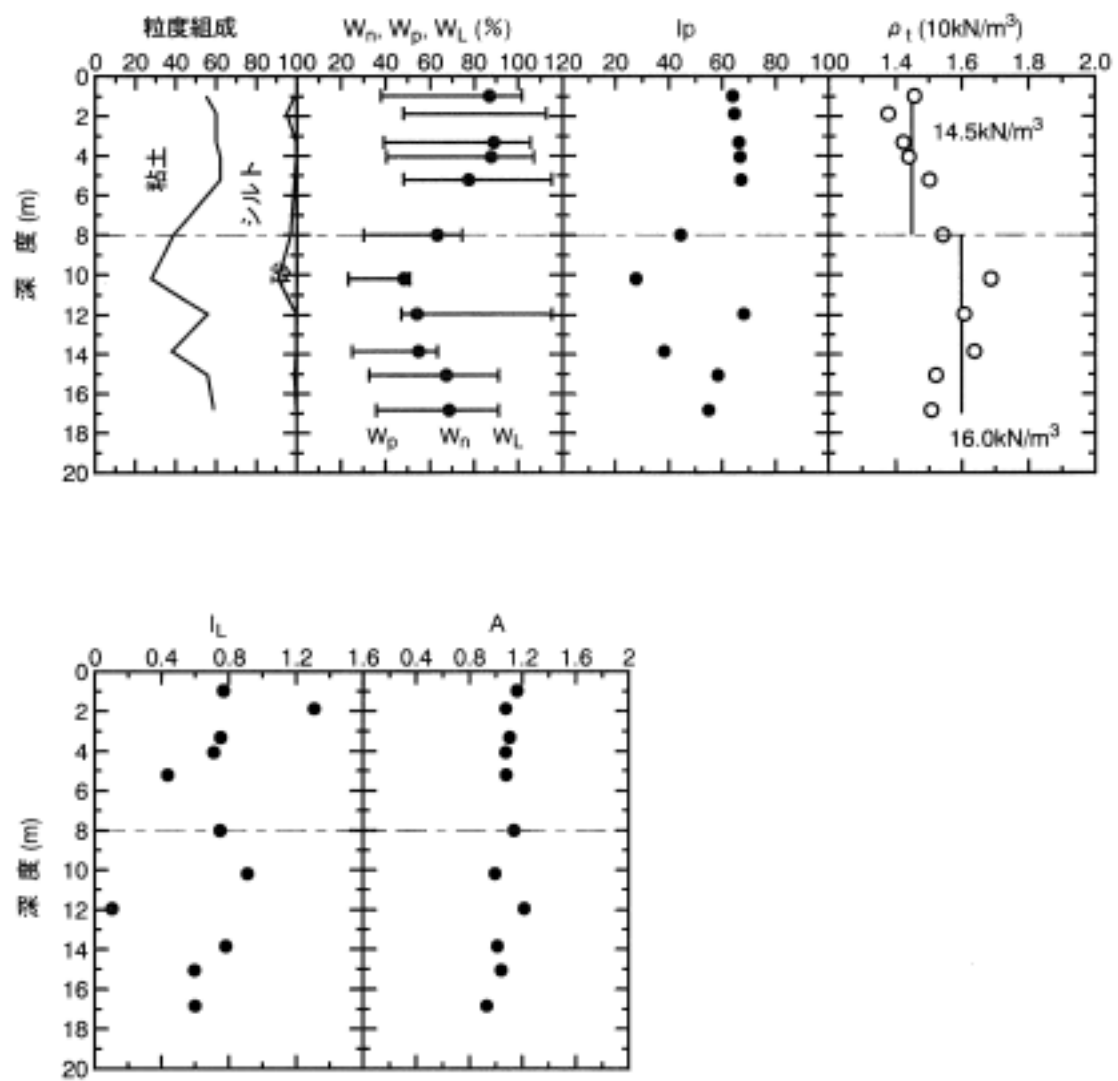


図-3.7 厚木粘土の物理的性質

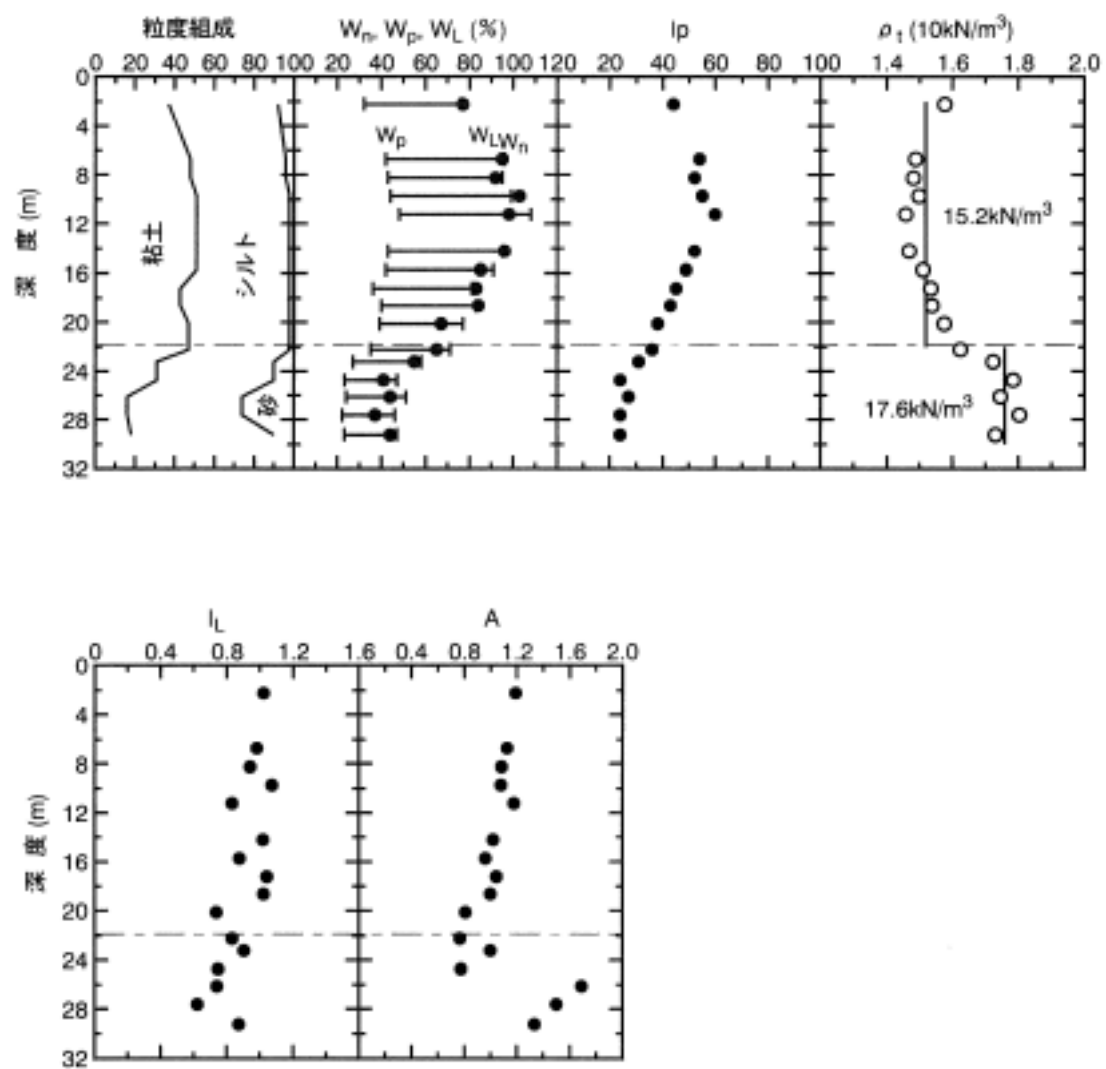


図-3.8 礫子粘土の物理的性質

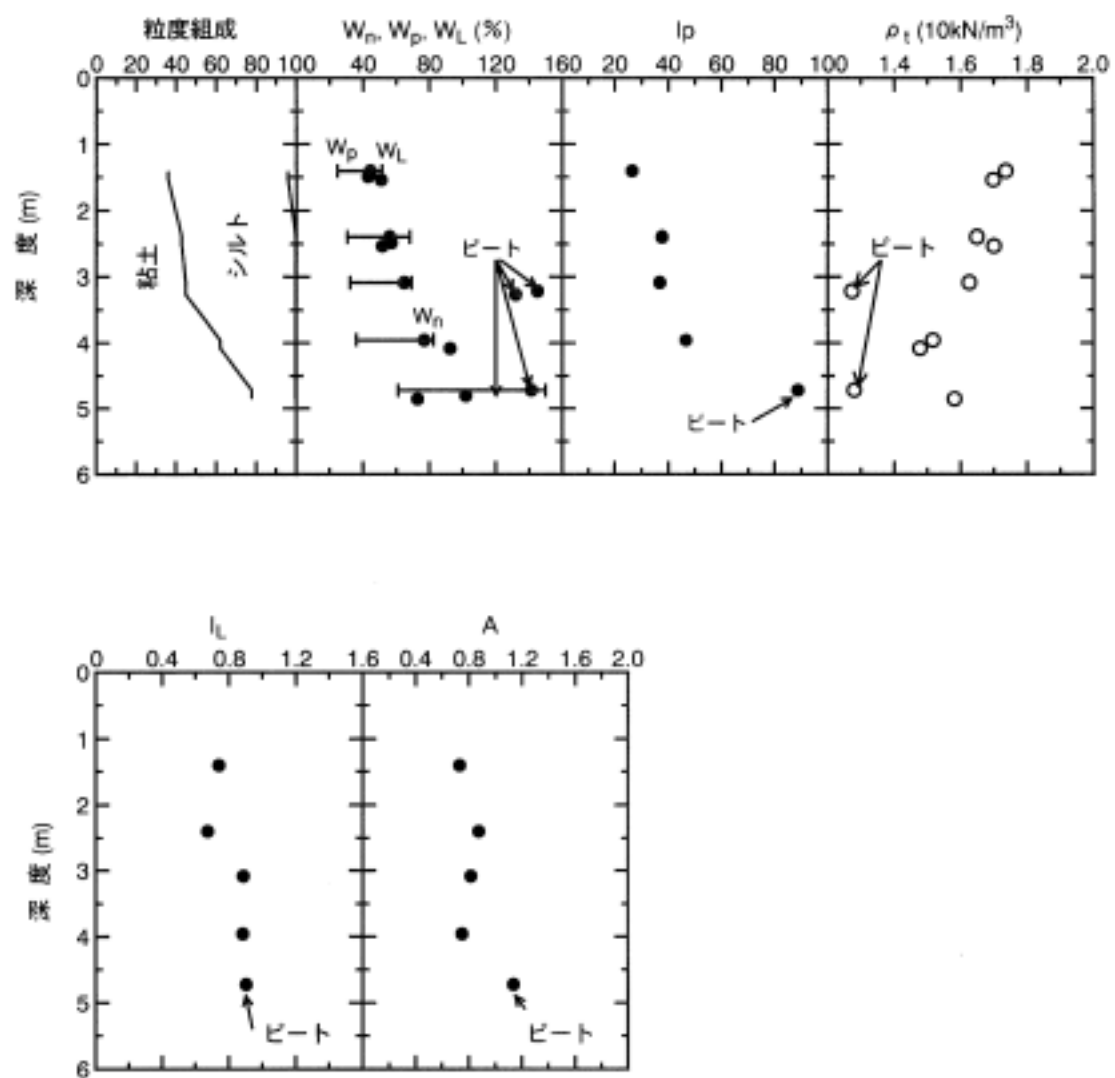


図-3.9 新潟粘土の物理的性質

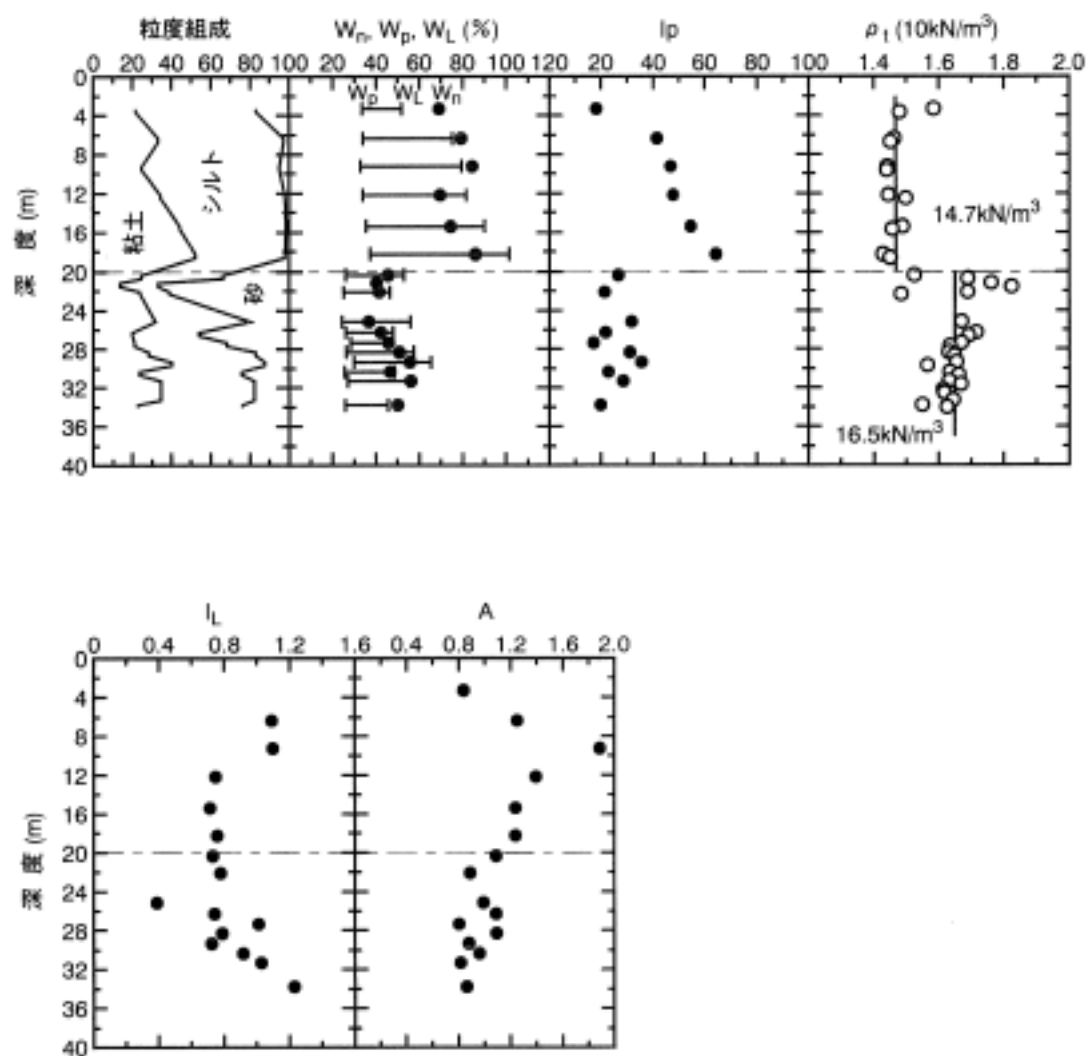


図-3.10 石巻粘土の物理的性質

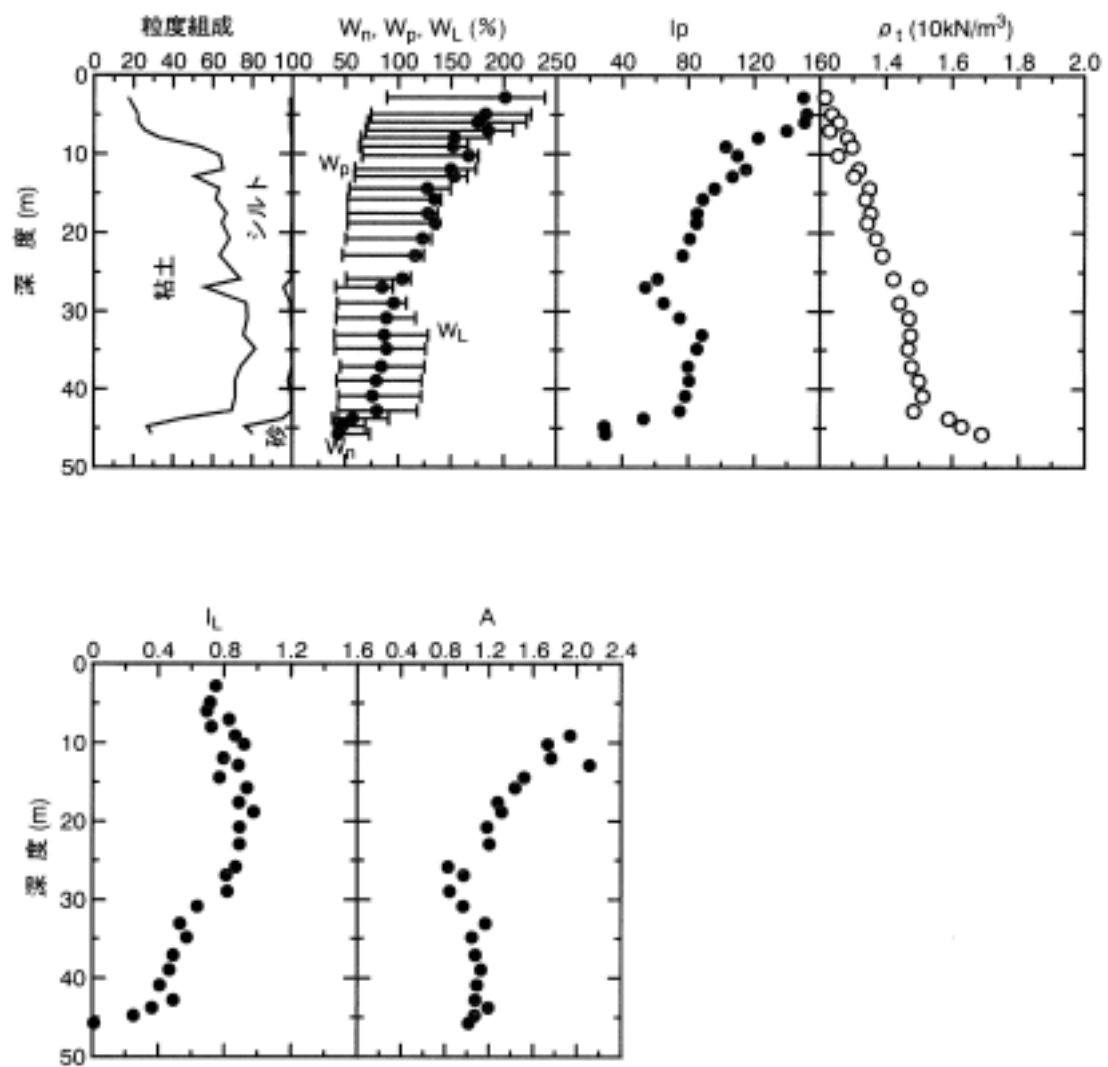


図-3.11 八郎潟粘土の物理的性質

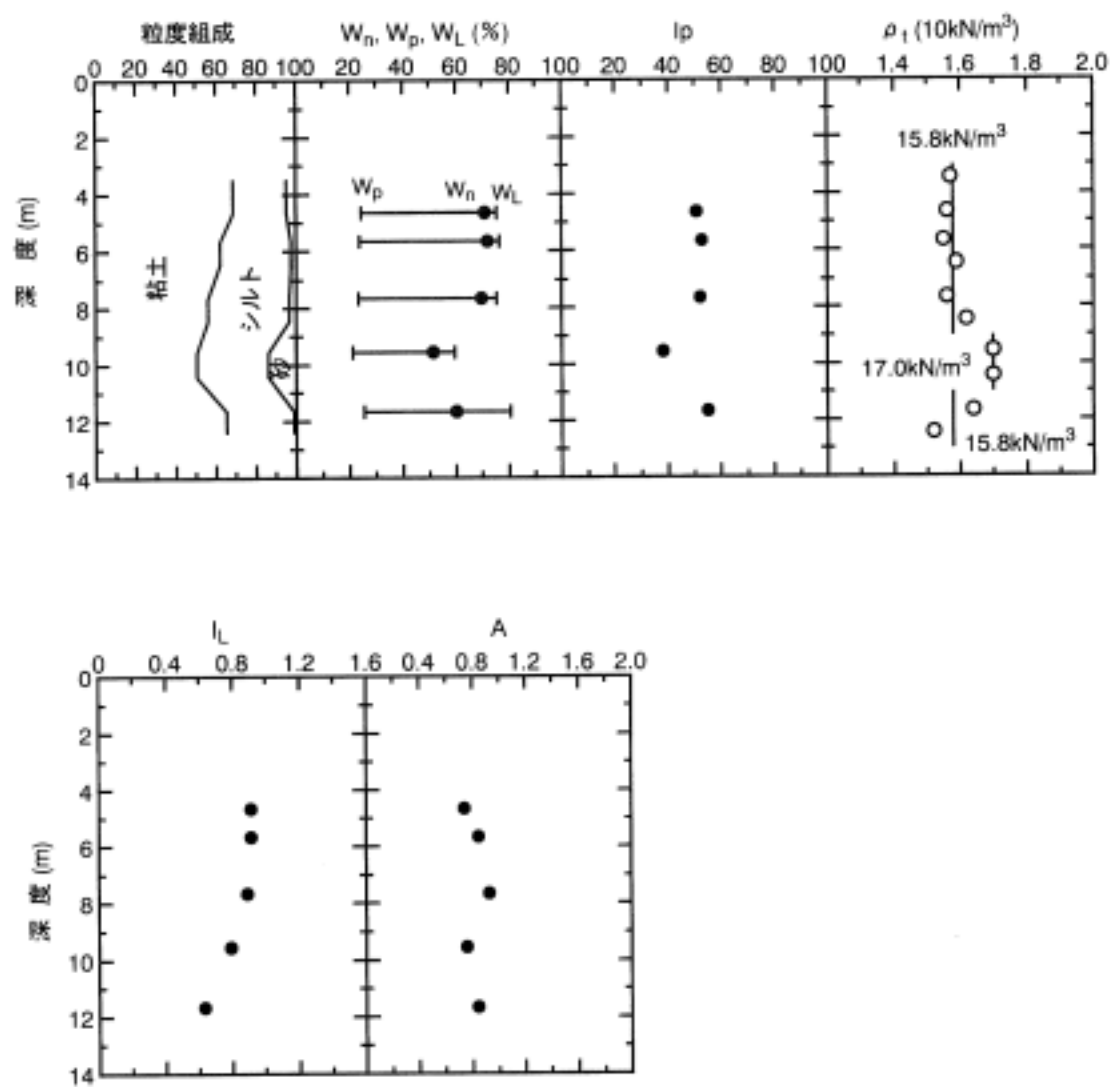


図-3.12 Semakau粘土の物理的性質

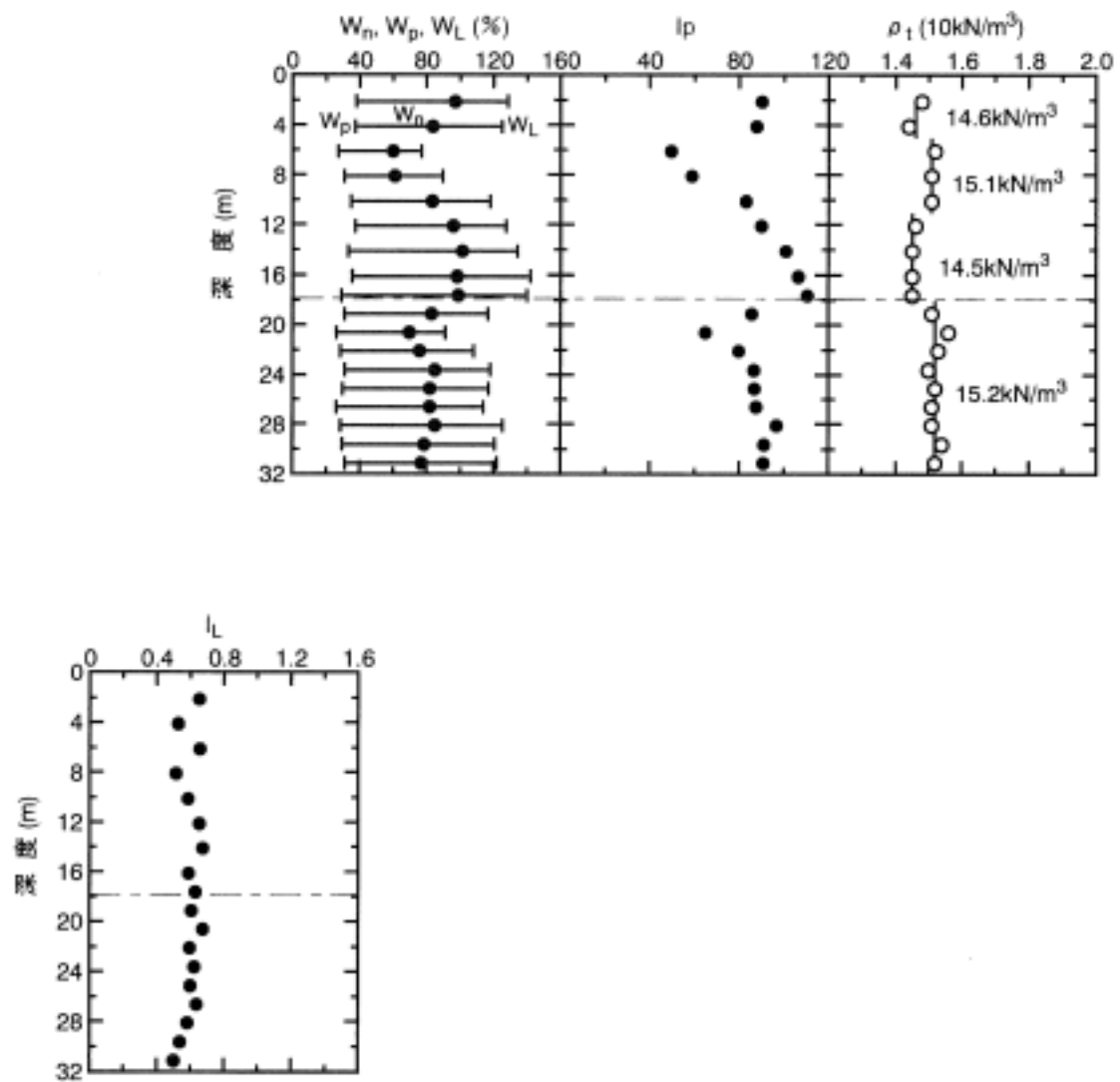


図-3.13 Banjarmashin粘土の物理的性質

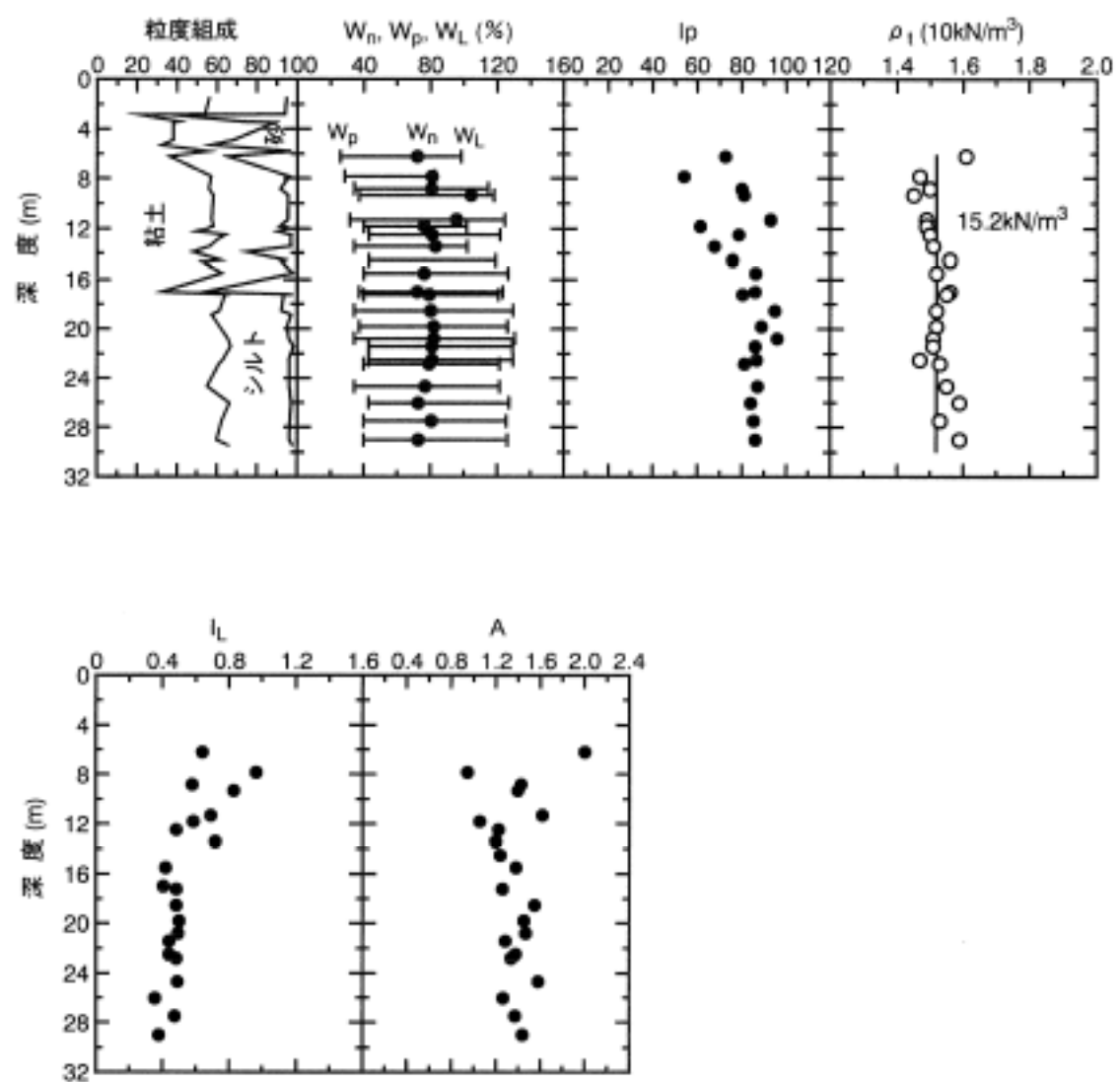


図-3.14 Surabaya粘土の物理的性質

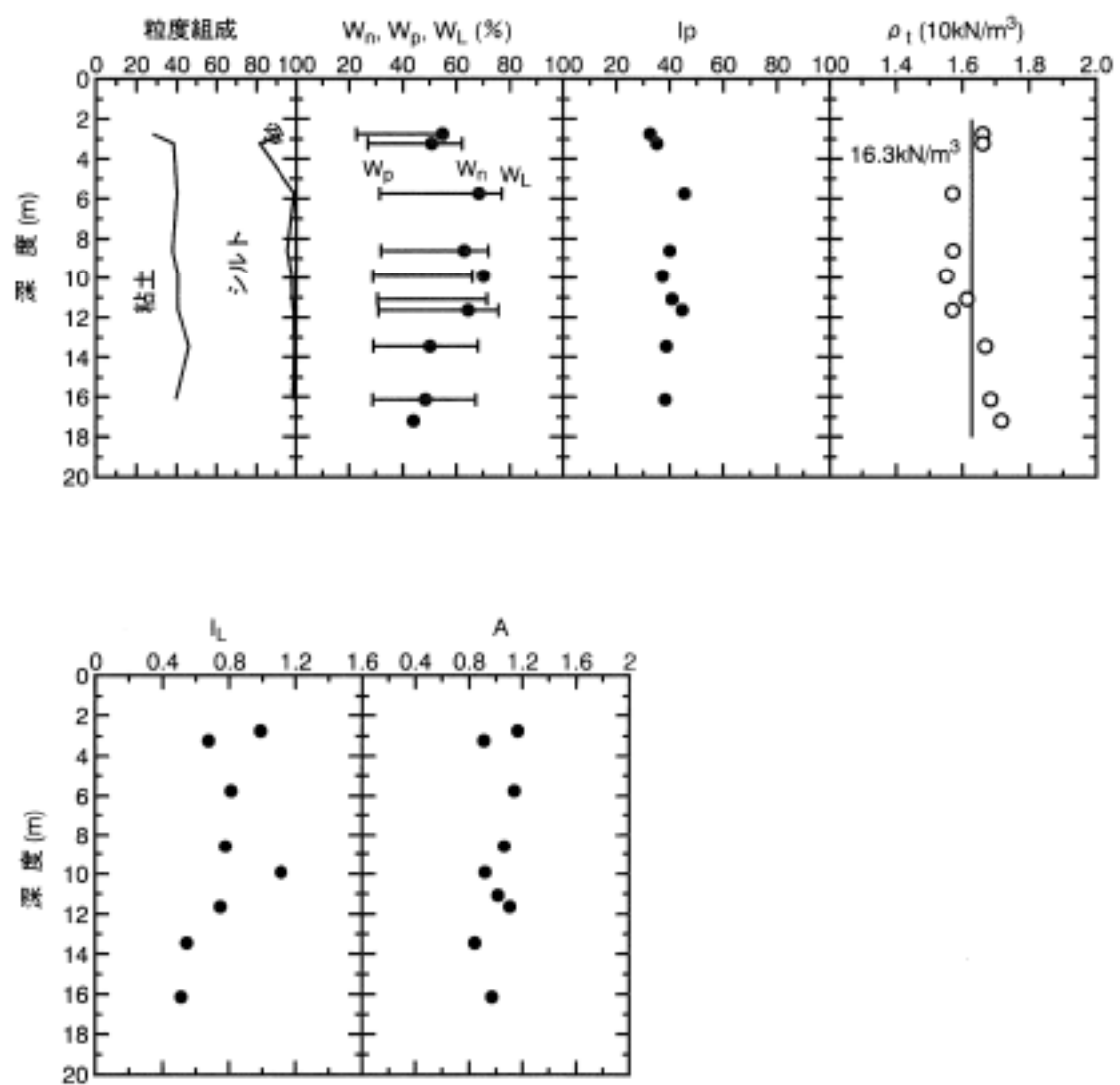


図-3.15 Bothkennar粘土の物理的性質

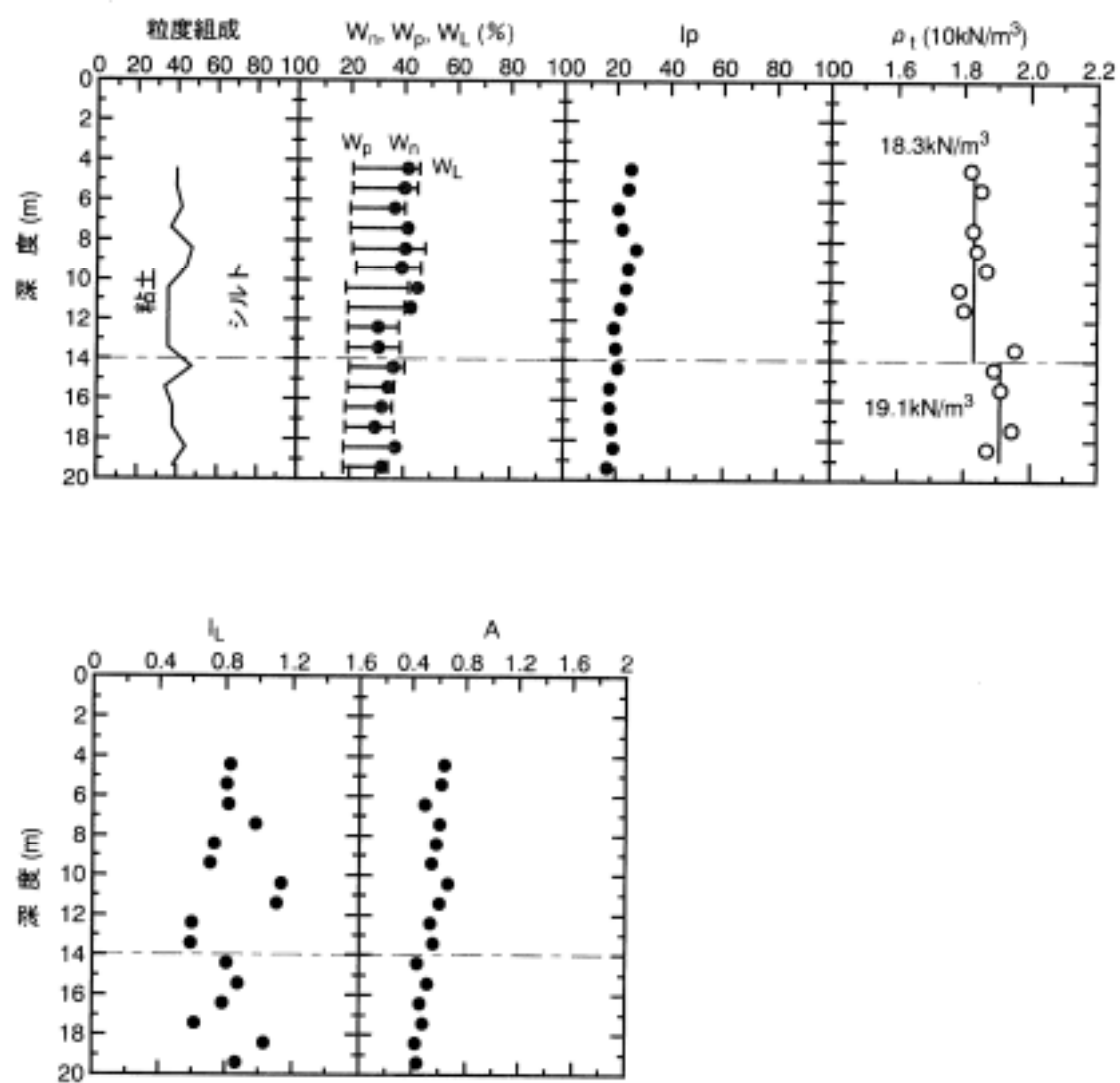


図-3.16 Drammen粘土の物理的性質

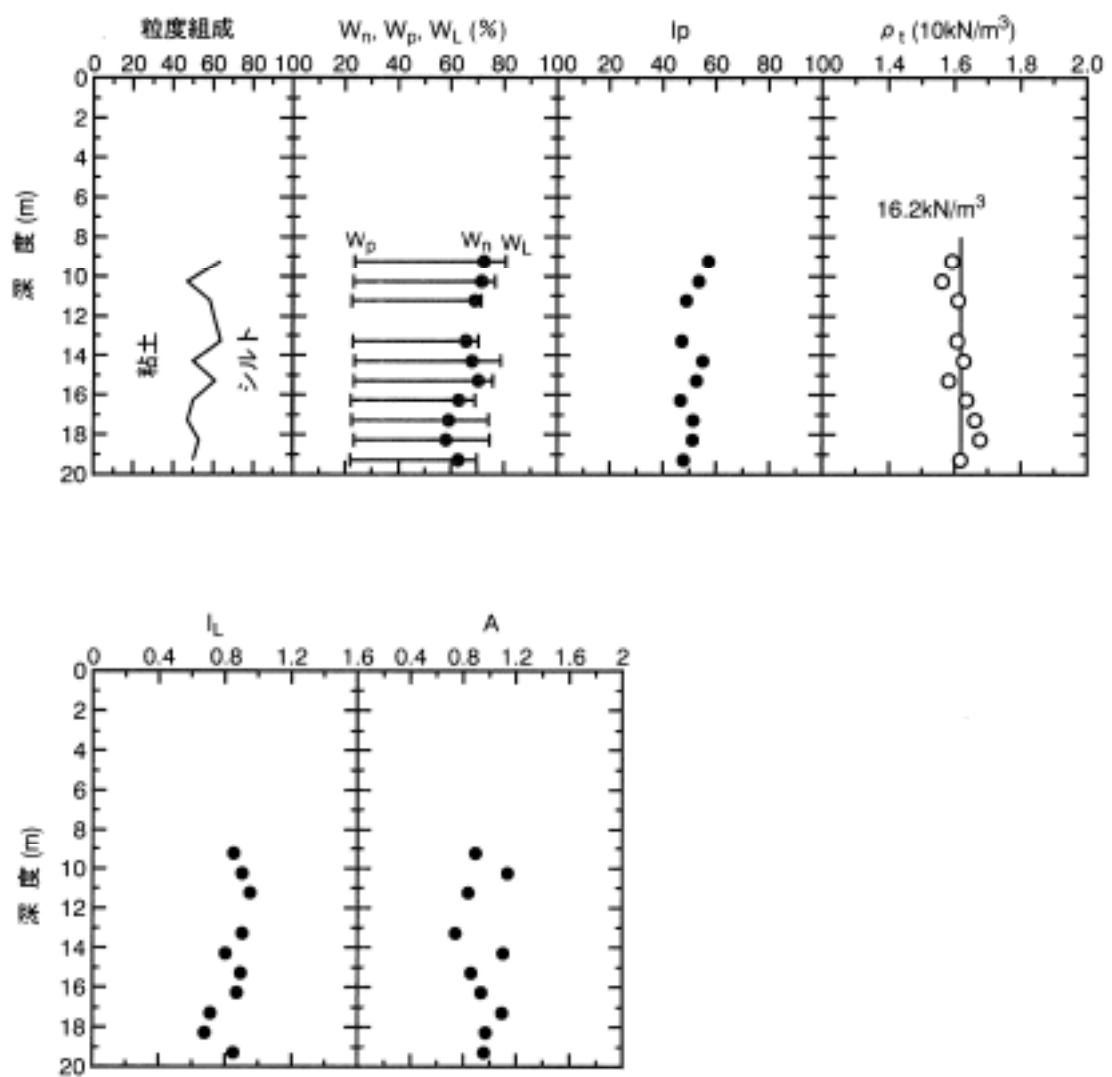


図-3.17 Champlain粘土の物理的性質

3.3 実験方法

不攪乱試料あるいはリモールド試料から作成した直径 $D=60\text{mm}$ ，高さ $H=20\text{mm}$ の供試体を，圧密降伏応力(σ'_y)の3倍以上の有効鉛直応力で，一次圧密終了まで圧密($\sqrt{t}$ 法にて確認)した後，定体積条件で，せん断変位速度 0.25mm/min でせん断する．この試験から得られるせん断強度は，正規圧密(NC)状態のせん断強度($\tau_{fn(d)}$)を表す．通常，NC試料はリモールド試料から作成されることが多いが，不攪乱試料を用いて上記の方法で試料を作成するほうが簡便である．この方法の妥当性を示す一例を図-3.18に示す．この図は厚木粘土について一面せん断試験(DST)より得られたNC試料のせん断強度($\tau_{fn(d)}$)を，圧密応力(σ'_v)に対してプロットした結果である．この実験では，不攪乱試料($\sigma'_y=89\text{kPa}$)に対する圧密応力を $4\sigma'_y(356\text{kPa})$ ， $6\sigma'_y(534\text{kPa})$ ， $8\sigma'_y(712\text{kPa})$ とした．図より，NC試料の作成法によらず強度増加率($\tau_{fn(d)}/\sigma'_v$)が一定の値を示すことが読み取れる．

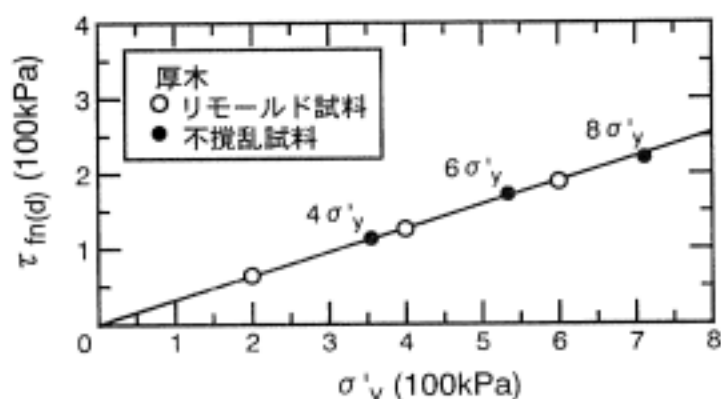


図-3.18 NC試料の作成方法の違いと強度増加率

3 . 4 せん断強度(強度増加率)

正規圧密状態における強度増加率($\tau_{fn(d)}/\sigma'_v$)は、圧密によるせん断強度増加の推定や原位置強度との比較による圧密降伏応力の決定などに利用できる重要なパラメータである。前節で紹介した16地域の粘土について一面せん断試験(DST)より得られたNC試料のせん断強度($\tau_{fn(d)}$)を圧密圧力(σ'_v)に対してプロットした結果を表-3.2および図-3.19に示す。 $\tau_{fn(d)}$ と σ'_v は線形関係にあることが明瞭である。この勾配($\tau_{fn(d)}/\sigma'_v$)は強度増加率を表す。データ数は少ないが強度増加率の変動係数は殆どが数%である。

表-3.2 強度増加率(NC試料)

粘 土	強度増加率 $\tau_{fn(d)}/\sigma'_v$	変動係数	塑性指数 I_p	試 料 作成法
有明 {上部} {下部}	0.280 0.266	0.021 0.036	70 52	リモールド リモールド
柳井	0.318 0.310	0.145 0.012	45 33	不攪乱試料 リモールド
出雲 {上部} {下部}	0.319 0.318	0.030 0.016	100 65	リモールド リモールド
岡山 {上部} {下部}	0.282 0.276	0.011 0.005	41 41	不攪乱試料 不攪乱試料
桑名 {上部} {下部}	0.272 0.273	0.022 0.018	37 51	リモールド リモールド
厚木 (上部) (下部)	0.318 0.318 0.308 0.265	0.012 0.020 0.009 0.034	66 66 68 68	リモールド 不攪乱試料 リモールド 不攪乱試料
磯子 {上部} {下部}	0.302 0.298	0.017 0.044	60 25	リモールド リモールド
新潟	0.308	0.038	30	リモールド
石巻 {上部} {下部}	0.319 0.309	0.027 0.039	43 26	リモールド リモールド
八郎潟	0.297	0.013	85	リモールド
Semakau	0.281	0.037	50	リモールド
Banjar-(上部) mashin (下部)	0.260 0.273	0.004 0.004	86 86	リモールド リモールド
Surabaya (上) (下)	0.267 0.266	0.133 0.073	83 80	リモールド リモールド
Bothkennar	0.283	0.024	38	リモールド
Drammen (上)	0.270	0.	29	リモールド
Champlain	0.246 0.233	0.061 0.024	53 52	リモールド 不攪乱試料

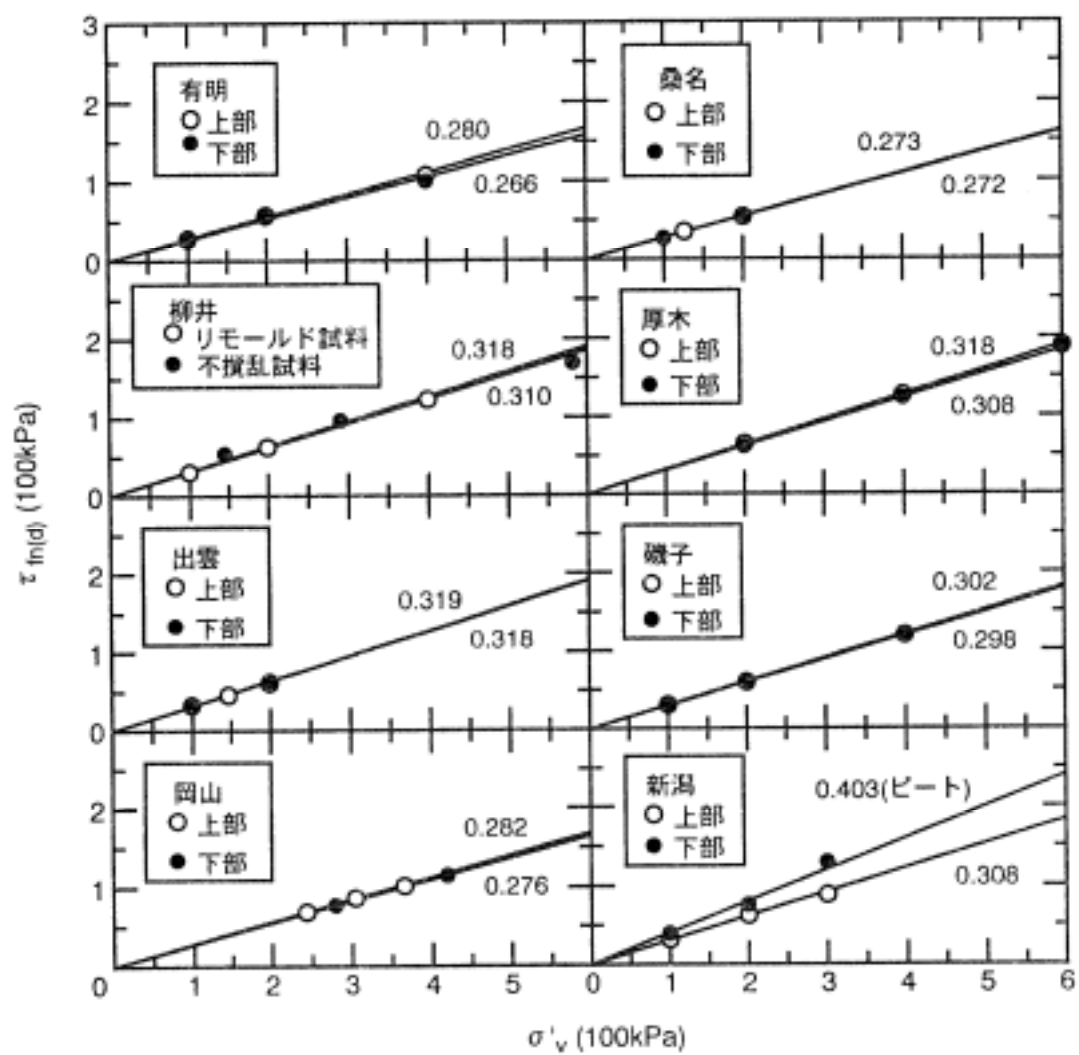


図-3.19(a) NC試料の強度増加率

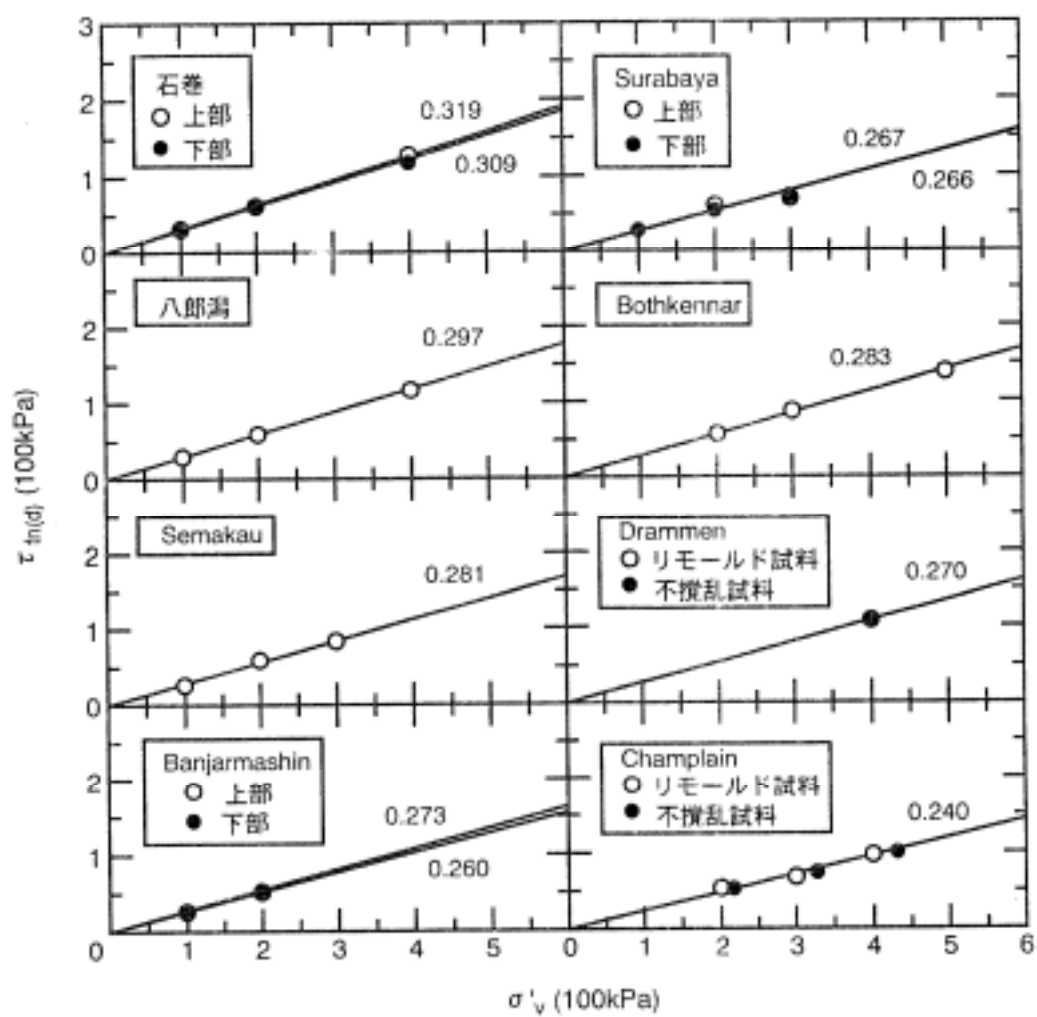


図-3.19(b) NC試料の強度増加率

図-3.20は、表-3.2に示すアジア、ヨーロッパの海成粘土について実施した圧密定体積一面せん断試験(DST)より得られた正規圧密状態の強度増加率を塑性指数(I_p)に対してプロットしたものである。図には、Skempton-Bjerrumの式としてよく知られている($0.11+0.0037I_p$)とLadd and Edgers¹²⁾が欧米の粘土について実施した単純せん断試験(DSST)(ひずみ速度=0.1%/min)より得られた強度増加率も併せて示した。DSTより得られた $\tau_{fn(d)}/\sigma'_{vo}$ は、 I_p 20では I_p と地域に依らず $\tau_{fn(d)}/\sigma'_{vo}=0.27 \sim 0.32$ とほぼ一定値を示す。DSST結果もDSTと同様な傾向を示し、 I_p 30では一定値を示す。 $\tau_{fn(d)}/\sigma'_{vo} > \tau_{fn(DSST)}/\sigma'_{vo}$ なる理由は、両試験における載荷速度の違いとせん断機構の違いによるものと考えられる。一方Skempton-Bjerrumの式は、テムズ川河口とノルウェーの海成粘土について現場ベーン試験(FVT)より得られたベーンせん断強度($\tau_{f(FVT)}$)を有効土被り圧(σ'_{vo})で除した値($\tau_{f(FVT)}/\sigma'_{vo}$)であり、調査した粘土が正規圧密粘土でない限り、強度増加率を示すものではない。実際の粘土地盤は年代効果作用のため多かれ少なかれ過圧密状態にあるので、 $0.11+0.0037I_p$ より得られる値は正規圧密状態での強度増加率を示すとするには疑問がある。

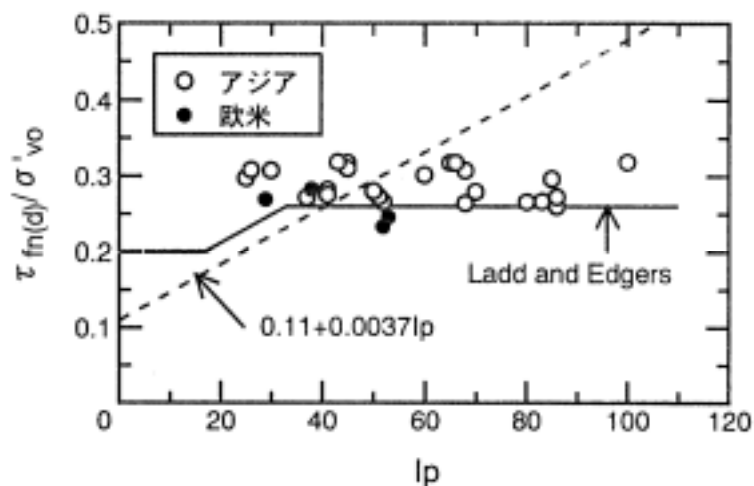


図-3.20 DSTより得られた正規圧密状態の強度増加率

3.5 強度の異方性

3.5.1 概 論

通常，三軸圧縮強度($\tau_{f(c)}$)，三軸伸張強度($\tau_{f(e)}$)および一面せん断強度($\tau_{f(d)}$)は，それぞれ，Ko圧密三軸圧縮試験(CKoTCT)，Ko圧密三軸伸張試験(CKoTET)および一面せん断試験(DST)により求められる．1960年代に行われた膨大な研究成果，例えばDuncanら¹³⁾，Henkelら¹⁴⁾，Bjerrumら¹⁵⁾，Roscoe¹⁶⁾，Hambly¹⁷⁾，柴田ら¹⁸⁾により， $\tau_{f(c)}$ ， $\tau_{f(d)}$ ， $\tau_{f(e)}$ の値はそれぞれ異なり，これが強度の異方性とよばれるもので，通常の粘土地盤では式(3.3)に示す関係が成立することが判明している．

$$\tau_{f(c)} > \tau_{f(d)} > \tau_{f(e)} \quad (3.3)$$

3.5.2 Ko圧密三軸試験の試験法

今回の研究で用いた試験法は，まず粘土に水を加え(液性限界の約2倍)ミキサーでよくかき混ぜた後，直径10cmの大型圧密試験機に移し50kPaの σ_v を加え予備圧密する．予備圧密試験料を一面せん断試験機と三軸試験機にセットし， $\sigma_v=100 \sim 400$ kPaで圧密した後せん断に供した．三軸試験におけるKo圧密は，圧密中式(3.4)に示す状態を維持するように σ_v を調節することにより達成される．

$$\Delta V = A_0 \times \delta v \quad (3.4)$$

ここに， ΔV ：体積変化(＝排水量)

A_0 ：供試体の初期断面積

δv ：供試体の鉛直変位

圧密時間はDSTでは一次圧密終了まで，三軸試験では過剰間隙水圧がほぼゼロになるまでとし，次いで載荷速度0.25mm/min(DST)および0.1%/min(三軸試験)で定体積せん断(DST)，非排水圧縮・伸張(三軸試験)せん断に供した．なお，三軸試験より得られるせん断強度， $\tau_{f(c)}$ と(CKoTCT)と $\tau_{f(e)}$ (CKoTET)は， $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\max}/2$ を採用した．

3.5.3 強度の異方性

表-3.3はCKoTCT，CKoTETおよび定体積DSTより得られた世界各地の粘土の正規圧密状態における強度増加率をまとめたものである．表-3.3より得られた $\tau_{fn(c)}/\tau_{fn(d)}$ ， $\tau_{fn(e)}/\tau_{fn(d)}$ と I_p の関係を図-3.21に示す．ノルウェーの粘土(Vaterlad，Stunderlundn，Drammen(L))を除くと， $\tau_{fn(c)}/\tau_{fn(d)}$ と $\tau_{fn(e)}/\tau_{fn(d)}$ は I_p に依らずほぼ一定値を示し，式(3.5)で表示される．

$$\begin{aligned} \tau_{fn(c)}/\tau_{fn(d)} &= 1.3 \\ \tau_{fn(e)}/\tau_{fn(d)} &= 0.7 \end{aligned} \quad (3.5)$$

一面せん断試験(DST)より得られた $\tau_{fn(d)}/\sigma'_v$ に上記の係数を乗ずることにより，正規圧密状態における圧縮，伸張強度に対応する強度増加率が求められる．

図-3.22に， $\tau_{fn(d)}$ と $(\tau_{fn(c)} + \tau_{fn(e)})/2$ の関係を示す．これによると $I_p > 20$ では， $2\tau_{fn(d)}/(\tau_{fn(c)} + \tau_{fn(e)})$ は I_p に依らず 1.0 前後の値を示す．構造物による地盤の安定解析において，地盤内応力はすべり面上の位置ごとに異なるため，その応力状態に対応した試験より得られたせん断強度を用いるべきである．通常は圧縮試験，伸張試験，直接せん断試験より得られたせん断強度が使用される．6.3.2で後述するように，図-3.22の関係を用いれば，一面せん断試験(DST)より得られたせん断強度を用いて，強度の異方性についての補正を行うことなく安定解析ができる．この点が，試験の簡便さもさることながら，DSTの最大の利点である．

表-3.3 強度増加率

粘 土	I_p	$\frac{\tau_{fn(c)}}{\sigma'_v}$	$\frac{\tau_{fn(e)}}{\sigma'_v}$	$\frac{\tau_{fn(d)}}{\sigma'_v}$
Boston Blue	20	0.33	0.16	0.20
AGS CH	31	0.32	0.20	0.25
Vaterlad	16	0.32	0.09	0.26
Studenterlundn	18	0.31	0.10	0.19
Drammen(上部)	29	0.40	0.15	0.27
(下部)	11	0.34	0.09	0.22
・ Surabaya	85	0.34	0.22	0.27
・ Banjarmasin(上部)	60	0.29	0.24	0.26
(下部)	70	0.31	0.22	0.27
・ 岡山	15	0.33	0.25	0.30
・ 有明(上部)	75	0.31	0.22	0.28
(下部)	50	0.32	0.20	0.27
・ 柳井	34	0.38	0.21	0.31
・ 桑名(上部)	35	0.35	0.20	0.27
(下部)	60	0.36	0.20	0.27
・ 夏島	55	0.36	0.22	0.26

(・ 今回の研究)

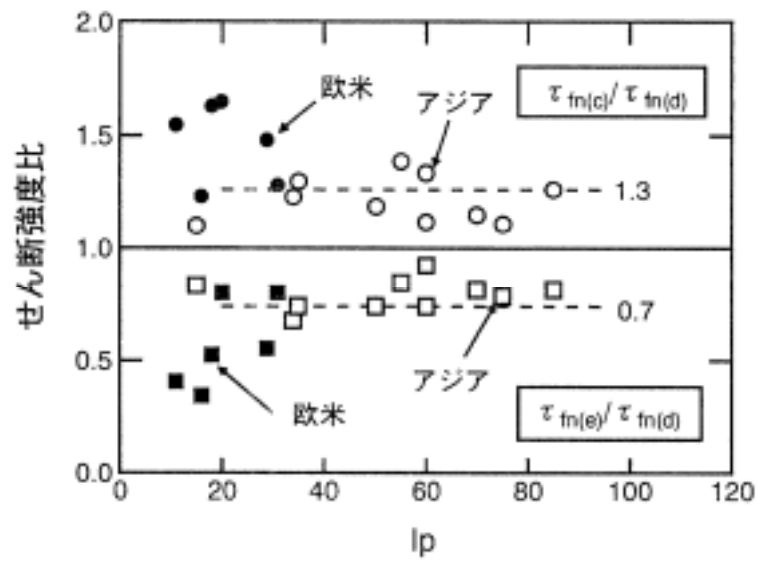


図-3.21 $\tau_{fn(c)} / \tau_{fn(d)}$, $\tau_{fn(e)} / \tau_{fn(d)}$ と I_p の関係

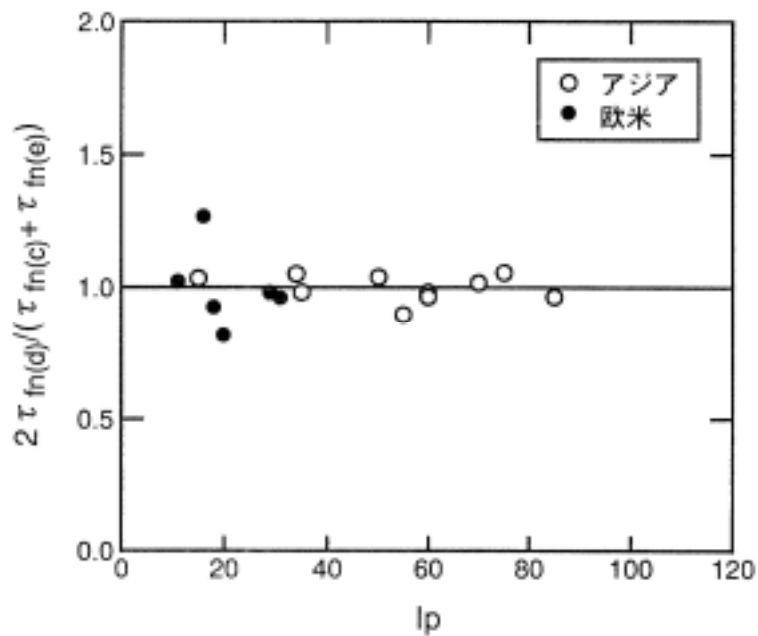


図-3.22 $2\tau_{fn(d)} / (\tau_{fn(c)} + \tau_{fn(e)})$ と I_p の関係

3.6 内部摩擦角

3.6.1 DSTによる内部摩擦角

定体積一面せん断試験(DST)から得られた正規圧密(NC)状態におけるアジアおよび欧米の粘土の内部摩擦角($\phi'_{(DST)}$)を、 I_p に対してプロットした結果を図-3.23に示す。図に示した $\phi'_{(DST)}$ は、ピークせん断応力(τ_{max})時の値で、 $\tan \phi'_{(DST)} = \tau_{max} / \sigma'$ より求めた(図-4.5参照)。 $\phi'_{(DST)}$ は、欧米の粘土については I_p の増加と共に増加する傾向が認められるが、アジアの粘土についてははっきりした傾向は見られない。強度増加率と同様、 I_p との間には特に有意な関係は認められない。森川ら¹⁹⁾は日本各地から取り寄せた粘土を正規圧密領域まで圧密した供試体を用いて定体積一面せん断試験を行った。この結果では、 $I_p=15 \sim 70$ の粘土に対して、 $\phi'_{(DST)}$ は $25 \sim 45^\circ$ の範囲で分散しているが、 I_p との関係は明確ではない。

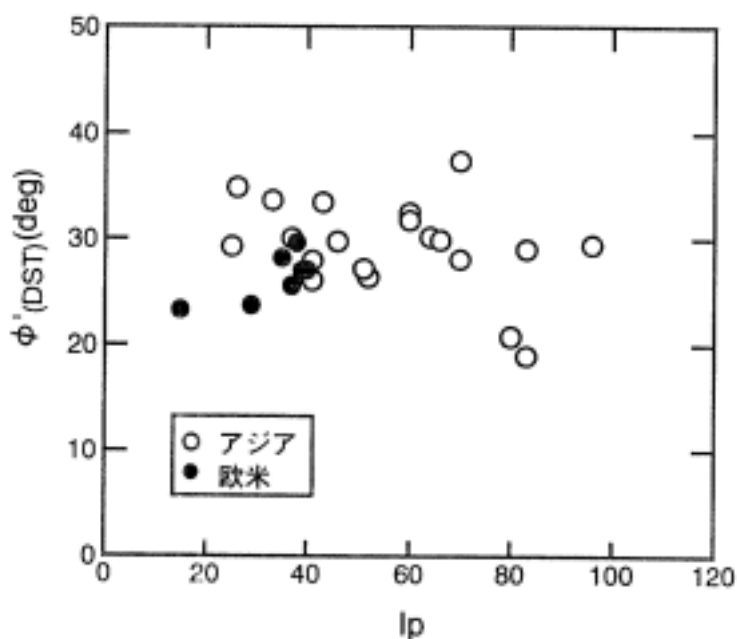


図-3.23 $\phi'_{(DST)}$ と I_p の関係

3.6.2 Ko圧密三軸圧縮試験による内部摩擦角との関係

図-3.24にKo圧密三軸圧縮試験(CKoTCT)より得られた内部摩擦角 $\phi'_{(CKoTCT)}$ (ただし, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ 時)と定体積一面せん断試験(DST)より得られた $\phi'_{(DST)}$ の比と I_p の関係を示す. 図における $\phi'_{(DST)}/\phi'_{(CKoTCT)}$ が, I_p にかかわらず一定とするか, I_p の増加と共に減少するか一概には結論は下せないが, $\phi'_{(DST)}$ はDSTより得られた有効応力経路の τ_{max} 時の ϕ' であるので, Wroth²⁰⁾や太田ら²¹⁾が指摘しているように, $\phi'_{(DST)} < \phi'_{(CKoTCT)}$ となる.

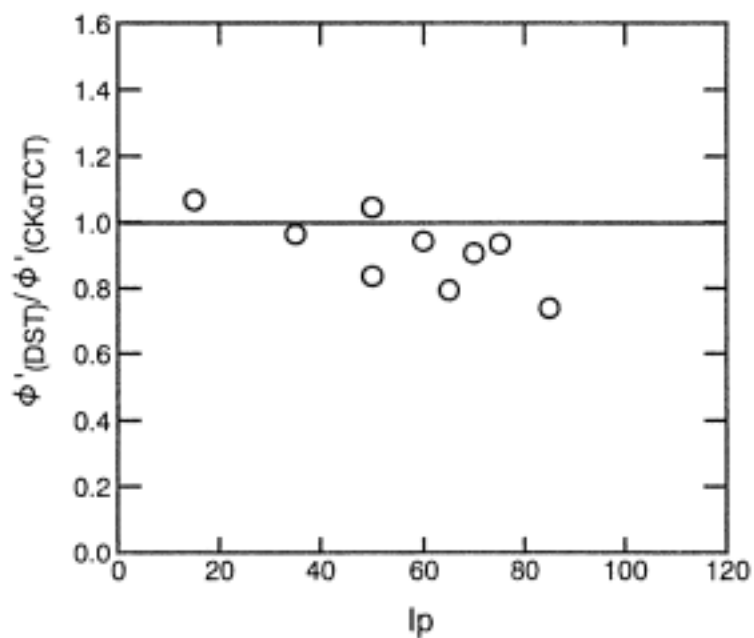


図-3.24 $\phi'_{(DST)}/\phi'_{(CKoTCT)}$ と I_p の関係

3.7 変形特性

3.7.1 セン断剛性率

高田²²⁾が示したように，一面せん断試験(DST)における供試体の変形状態は， $\tau_{f(d)}$ に至るまではほぼ一様であると考えられる．そこで，見掛けのせん断ひずみを， $\gamma = \delta / H_0$ (δ : 水平変位， H_0 : 供試体の初期高さ)として，変形係数 E_{50} に対応する見掛けのせん断剛性率(G_{50})を式(3.6)のように定義した(図-3.25参照)．

$$\begin{aligned} G_{50} &= (\tau_{fn(d)/2}) / \gamma (\tau_{fn(d)/2}) \\ &= (\tau_{fn(d)/2}) / (\delta (\tau_{fn(d)/2}) / H_0) \end{aligned} \quad (3.6)$$

ここに， $\gamma (\tau_{fn(d)/2})$: $\tau_{fn(d)/2}$ 時点の見掛けのせん断ひずみ

$\delta (\tau_{fn(d)/2})$: $\tau_{fn(d)/2}$ 時点の水平変位

正規圧密状態における G_{50} をせん断強度 $\tau_{fn(d)}$ で正規化した $G_{50} / \tau_{fn(d)}$ を I_p に対してプロットした結果を図-3.26に示す． $G_{50} / \tau_{fn(d)}$ は50～300の範囲にあり， I_p の増加と共に明らかに減少する． $I_p < 40$ において，この傾向が特に顕著である． I_p の小さな低塑性粘土では比較的小さい変位で明瞭なせん断応力のピークを示す挙動を示し， I_p の大きな高塑性粘土ではせん断応力ピーク時の変位が大きく，ピークの位置も不明瞭な挙動を示すため， $\tau_{fn(d)/2}$ の時の見掛けのせん断ひずみは，前者では小さく，後者では大きくなるのがこの原因と考えられる．これを裏付ける一例として，比較的低塑性のDrammen粘土($I_p=29$)と高塑性の八郎潟粘土($I_p=96$)について，ピークせん断強度で正規化したせん断応力～水平変位曲線を図-3.27に示す．せん断応力比 $\tau(d) / \tau_{fn(d)}=0.5$ の時の水平変位には両者の間に大きな違いが認められる．

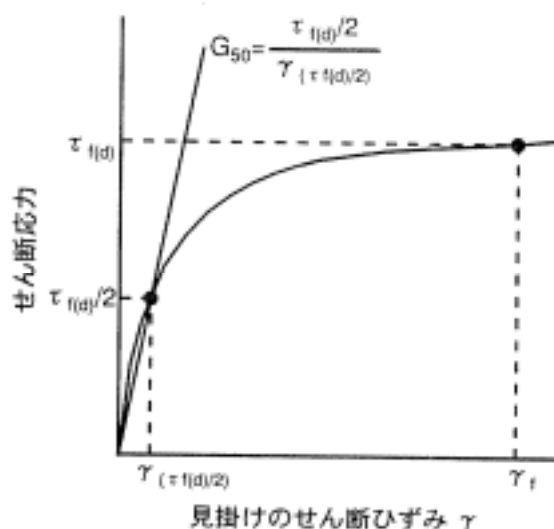


図-3.25 見掛けのせん断剛性率 G_{50}

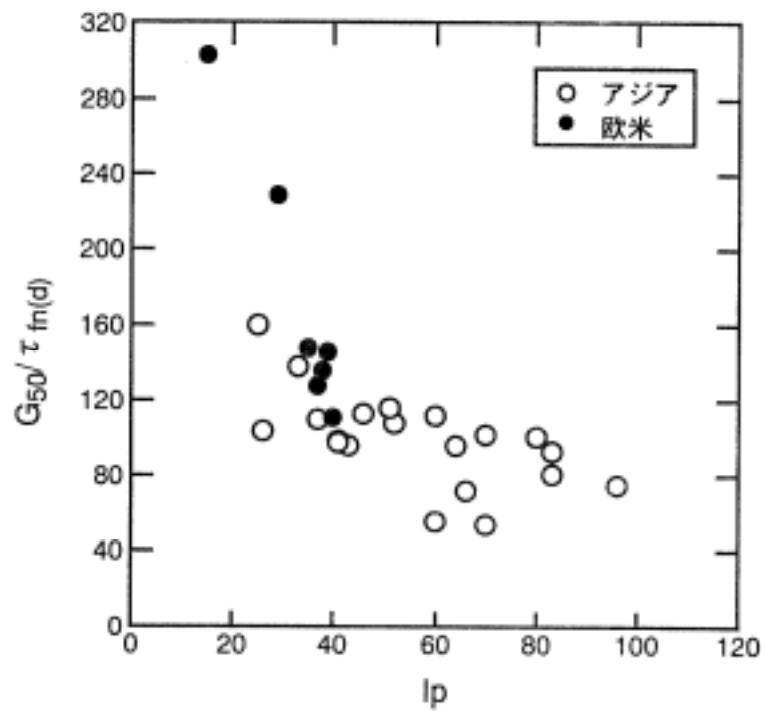


図-3.26 $G_{50}/\tau_{fn(d)}$ と I_p の関係

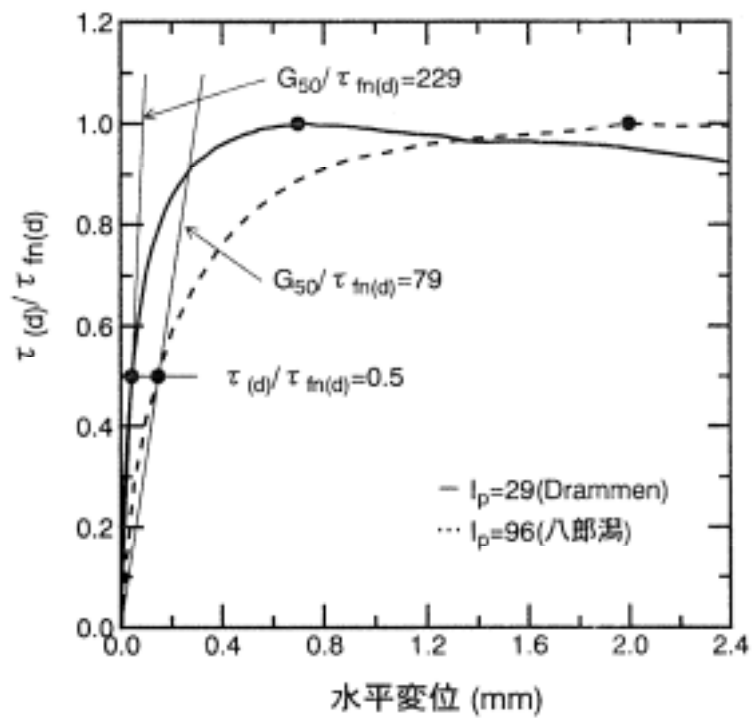


図-3.27 正規化したせん断応力～水平変位曲線の一例

3.7.2 変形係数との関係

式(3.6)に示す一面せん断試験(DST)より求めた見掛けのせん断剛性率 G_{50} と K_0 圧密三軸圧縮試験(CK σ TCT)から求めた変形係数 E_{50} の関係を図-3.28に示す。若干のばらつきが見られるものの、式(3.7)に示す関係が得られた。

$$G_{50} = 0.4E_{50} \quad (3.7)$$

弾性体におけるせん断剛性率 G と弾性係数 E の関係は、ポアソン比を ν として、 $G=E/2(1+\nu)$ で表され、非排水条件を考慮して、 $\nu=0.5$ としたとき、 $G=E/3$ となる。関口と太田¹⁶⁾の提案した弾塑性モデルを用いて太田ら¹⁷⁾が示したせん断強度の理論式に、通常の高成粘土の材料定数を代入し、 K_0 圧密平面ひずみ圧縮条件と K_0 圧縮三軸圧縮条件の場合のせん断強度を求め比較すると、平面ひずみ圧縮条件のほうが軸対称条件の場合より8%程度大きくなる。変形係数がせん断強度にほぼ比例すると考えると、

$$E_{50}(\text{平面ひずみ条件})/E_{50}(\text{軸対称条件}) = 1.08 \quad (3.8)$$

DSTにおいて、

$$G_{50} = E_{50}(\text{平面ひずみ条件})/3 \quad (3.9)$$

が成り立つとして、式(3.8)を式(3.9)に代入すれば、

$$G_{50}(\text{DST}) = 0.36E_{50}(\text{軸対称条件}) \quad (3.10)$$

が得られ、式(3.7)に示す実験データとよい一致を示す。

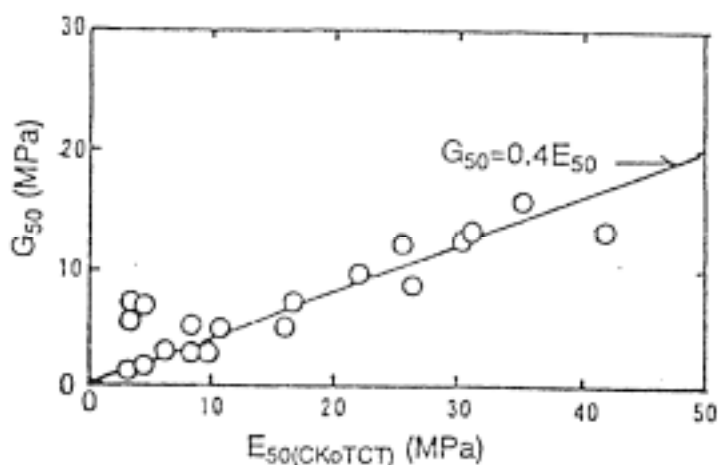


図-3.28 G_{50} と E_{50} の関係

3.8 本章の結論

正規圧密状態にした16地域の海成粘土($I_p=20 \sim 150$)を対象として実施した一面せん断試験(DST)と K_0 圧密三軸圧縮・伸張試験(CKoTCT・CKoTET)から得られたせん断強度および変形特性の関係について、実測データに基づき検討を加えた。その結果、下記のような結論が得られた。

(1) DSTより得られた正規圧密状態における強度増加率($\tau_{fn(d)}/\sigma'_v$)は、アジアの海成粘土については I_p や地域に依存せず下記の範囲にある。

$$\tau_{fn(d)}/\sigma'_v=0.27 \sim 0.32$$

(2) DSTより得られるせん断強度をCKoTCTおよびCKoTETより得られる圧縮、伸張強度と比較した結果、下記のような重要な関係が得られた。

$$\tau_{fn(d)}=(\tau_{fn(c)}+\tau_{fn(e)})/2$$

$$\tau_{fn(c)}/\tau_{fn(d)}=1.3$$

$$\tau_{fn(e)}/\tau_{fn(d)}=0.7$$

(3) 式(3.6)より得られる見掛けの G_{50} は I_p の増加と共に減少し、 $\tau_{fn(d)}$ で正規化した値として $G_{50}/\tau_{fn(d)}=50 \sim 300(I_p=15 \sim 100)$ が得られた。

(4) G_{50} はCKoTCTより得られる E_{50} とも良い相関関係を示し、大変形問題の解析への適用が可能と考えられる。

参考文献

- 1) Hanzawa,H., Fukaya,T. and Suzuki,K. : Evaluation of Engineering Properties for an Ariake Clay, Soils and Foundations, Vol.30, No.4, pp.11-24, 1990.
- 2) 高山昌照：有明粘土のこね返し強さについて，農業土木学会誌，Vol.39，No.7，pp.25-30，1971.
- 3) 藤川武信，高山昌照：有明粘土の強度増加率，農業土木学会論文集，No.90，pp.48-52，1980.12.
- 4) 大坪政美：有明粘土の堆積過程における地質化学的性質と粘土の土質工学的特性，有明粘土に関する最近の話題，平成5年度農業土木学会九州支部シンポジウム，農業土木学会九州支部，pp.29-42，1993.
- 5) 三浦哲彦，赤峰剛徳，下山正一：有明粘土層の堆積環境とその鋭敏性について，土木学会論文集，No.541/ -35，pp.119-131，1996.6.

- 6) Geotechnique, Vol.4, No.2, 1992.
- 7) Hight,D.W., Bond,A.J. and Legge,J.D. : Characterization of the Bothkennar Clay - an Overview - , Geotechnique, Vol.4, No.2, pp.303-347, 1992.
- 8) 田中洋行 , 田中政典 : 日本と海外の海成粘性土の比較 , 地質と調査 , 第 1 号 , pp.13-19 , 1997.
- 9) Leroueil,S., Tardy,J., Roy,M., La Rouchelle,P. and Konrad,J.M.: Effect of Frost on the Mechanical Behavior of Champlain Sea Clay, Canadian Geotechnical Journal, Vol.28, pp.690-697, 1991.
- 10) 今井五郎 : わかりやすい土の力学 , pp.40-41 , 鹿島出版会 , 1983.
- 11) 浅川美利 : 粘土の活性度(アクティビティ) , 土と基礎 , Vol.20,No.12 , pp.77-78 , 1972.
- 12) Ladd,C.C. and Edgers,L. : Consolidated Undrained Shear Tests on Saturated Clays, Research in earthphysics phase report, No.16, Dept. of civil engnr., Research Report, R72-83, MIT, 1972.
- 13) Duncan,J.M., and Seed,H.B. : Anisotropy and Stress Reorientation in Clay , Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , ASCE , Vol.92 , No.SM5 , pp.21-50 , 1966.9.
- 14) Henkel,D.J., and Wade,N.H. : Plane Strain Tests on a Saturated Remolded Clay , Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division , ASCE , Vol.92 , No.SM6 , pp.67-80 , 1966.11.
- 15) Bjerrum,L., and Landva,A. : Direct Simple Shear Tests on a Norwegian Quick Clay , Geotechnique , Vol.16 , No.1 , pp.1-20 , 1966.
- 16) Roscoe,K.H. : The Influence of Strains in Soil Mechanics , Tenth Rankine Lecture , Geotechnique , Vol.20 , No.2 , pp.129-170 , 1970.
- 17) Hambly,E.C. : A New True Triaxial Apparatus , Geotechnique , Vol.19 , No.2 , pp.307-309 , 1969.
- 18) Shibata,T., and Karube,D. : Influence of the Variation of the Intermediate Principal Stress on the Mechanical Properties of Normally Consolidated Clays , Proceedings,6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering , Vol.1 , Montreal , pp.359-363 , 1965.
- 19) 森川嘉之 , 古田康裕 , 加藤直継 , 阿野達行 , 太田秀樹 : 等体積一面せん断強度の問題点 , 土木学会第50回年次学術講演会 , -200 , pp.400-401 , 1995.
- 20) Wroth,C.P. : The Behaviour of Normally Consolidated Clay as Observed in Undrained Direct Shear Tests, Geotechnique, Vol.37, No.1. pp.37-43, 1987.
- 21) 太田秀樹 , 勝山克二 , 森田悠紀雄 , 飯塚敦 : 海成粘土の一面せん断特性と一軸圧縮強度・ペーン強度との力学的関連性 , 第39回土質工学シンポジウム , pp.187-194 , 1994.
- 22) Takada,N. : Mikasa's Direct Shear Apparatus, Test Procedures and Results , Geotechnical Testing Journal , Vol.16, No.3, pp.314-322, 1993.
- 23) Sekiguchi,H. and Ohta,H. : Induced Anisotropy and Time Dependency in Clay , 9th ICSMFE, Tokyo , Proc. Specialty session 9, pp.229-239, 1977.
- 24) Ohta,H., Nishihara,A. and Morita,Y. : Undrained Stability of Ko-Consolidated Clays , Proc. 11th ICSMFE, Vol.2, pp.613-616, 1985.

第 4 章

不攪乱粘土のせん断強度特性

4 . 1 はじめに

本章では 3 . 1 で紹介した粘土の原位置状態におけるせん断強度特性について考察する . 日本の海成粘土の強度特性は一軸圧縮試験ではよく調べられているが , 一面せん断試験ではそれほど調べられていない . また , 有明 , Bothkennar (英国) , Champlain (カナダ) および Drammen (ノルウェー) 粘土は , これまで多くの研究成果が報告されてきた^{1),2),3),4)}が , 調査 , 試験手法がそれぞれの地域によって違うため , 同一手法による研究成果は未だ得られていない . このような観点からこれらの粘土の不攪乱試料を入手し , 三笠式一面せん断試験機による一連の一面せん断試験 (DST) を実施した . 本章では , まず再圧縮法⁵⁾ (試料を原位置の有効応力で再圧密した後 , せん断する方法) にて得られた原位置応力状態での一面せん断強度 ($\tau_{f(d)}$) について報告する . 更に , $\tau_{f(d)}$ と有効土被り圧 (σ'_{vo}) の関係について検討を加え , これらの粘土の「 $\tau_{f(d)} \sim \sigma'_{vo}$ 」が 2 つのパターンに分類されることを示す . 最後に , 一軸圧縮試験 (UCT) , 現場ベーン試験 (FVT) およびコーン貫入試験 (CPT) より得られるせん断強度 , $\tau_{f(UCT)}$, $\tau_{f(FVT)}$, およびコーン先端抵抗 (q_T) と $\tau_{f(d)}$ の相関関係を示すと共に , これらの試験の適用性についても検討を加えた .

本研究に使用した粘土の概要および物理的性質については第 3 章に記述した . なお , 一面せん断試験 (DST) と単純せん断試験の比較においては有明粘土と Drammen 粘土を使用した . 砂分を多く含む粘土とそうでない粘土の比較には石巻粘土を使用した . 一軸圧縮試験 (UCT) , 現場ベーン試験 (FVT) およびコーン貫入試験 (CPT) より得られるせん断強度 , $\tau_{f(UCT)}$, $\tau_{f(FVT)}$, およびコーン先端抵抗 (q_T) と $\tau_{f(d)}$ の相関関係の調査には , 4 地域の粘土 (有明 , Bothkennar , Champlain および Drammen 粘土) や第 3 章で記述した幾つかの粘土を使用した .

4 . 2 実験方法

不攪乱試料から作成した直径 $D=60\text{mm}$, 高さ $H=20\text{mm}$ の供試体を , 有効土被り圧 (σ'_{vo}) で一次圧密が終了するまで ($\sqrt{t}$ 法にて確認) 再圧縮した後 , 定体積条件で , せん断変位速度 0.25mm/min でせん断する . この試験は , 原位置のせん断強度 ($\tau_{f(d)}$) を得るために行う .

再圧縮法は、あまり大きくない繰り返し型の乱れを受けた粘土試料や、クラック型のある範囲の乱れを受けた粘土試料に対しては、乱れを除去した本来の強度を求めるうえで有効である。ただし、非常に大きな繰り返し型の乱れを受けた場合は、最大15%過大な強度を求めることがあると言われている⁶⁾。試料を原位置の有効応力で再圧縮するには、Ko圧密が基本的な技術である。土田⁶⁾は、自動化した三軸試験装置を用いてKo圧密を行っているが非常に高度な技術である。これに対して、一面せん断試験ではKo圧密が自動的に達成されるので高度な技術を必要としない。この点が一面せん断試験の実用的な長所のひとつである。

粘土のせん断強度は、圧密時間の長短により影響を受け、一般に圧密時間が長いほど強度が増加する⁷⁾。正垣ら⁸⁾は、一次圧密の終了をJGS-T560に従って3t法で確認したが、3t法による圧密終了時には間隙水圧の消散が十分に行われておらず、再圧縮法に期待される有効応力の増加による強度回復が殆どおこなわれていなかったことを報告した。本研究では、正規圧密粘土の場合と同様に、圧密試験結果の整理に使われる $\sqrt{t}$ 法で一次圧密の終了を確認した。

4.3 試料の品質

有明、Bothkennar、ChamplainおよびDrammen粘土の不攪乱試料の一面せん断試験(DST)結果をもとに、試料の品質について考察する。本研究で使用した上記3地域の海外の粘土は、異なった方法によりサンプリングされ、日本に空輸された。各粘土の不攪乱試料サンプリング法を表-4.1に示す。

不攪乱試料の品質を評価する方法として、Andersen and Kolstad⁹⁾による、 σ'_{vo} での再圧縮時の体積ひずみ(ε_v)による方法や、せん断破壊時の変位(D_f)による方法が挙げられる。しかし、たとえ試料の品質が同じでも、圧縮性が高い土とそうでない土、あるいは構造が発達している土とそうでない土とでは、 ε_v や D_f が異なることが容易に想像される。前者を塑性指数(I_p)、後者を過圧密比(OCR)で評価すると、 ε_v と D_f は本来式(4.1)で表示されるべき値であろう。

$$\varepsilon_v \text{ \& } D_f = F(\text{品質}, I_p, \text{OCR}) \quad (4.1)$$

このような観点から、DSTでの各粘土の ε_v と D_f をOCRと I_p に対しプロットした結果を図-4.1に示す。なお、OCRは定ひずみ速度圧密試験(ひずみ速度0.02%/min)により求めた。図より ε_v はOCRの増加と共に明らかに減少し、Drammen粘土を除き、 I_p の増加と共に漸増することが読み取れる。一方 D_f とOCRの間には有意な相関関係が認められないが、Drammen粘土を除くと I_p の増加と共に ε_v と同様漸増する傾向が見られる。田中ら¹⁰⁾は、地盤工学会規準の固定ピストン式シンウォールサンプラー(JPN-Standard)とNGI-95サンプラーで採

取したDrammen粘土(特に下部粘土)の一軸圧縮試験における残留有効応力が σ'_{vo} の数%に過ぎないことを報告している。下部Drammen粘土($I_p = 20$)に見られる大きな ε_v や D_f はこのこととは無関係とは思えない。下部Drammen粘土のような低塑性粘土については、通常のチューブ型サンプラーでは良質な試料は得られないことが推察される。

表-4.1 不攪乱試料のサンプリング法

粘土	サンプラー	試料寸法	サンプリング方法
有明	JPN-Standard	$\phi=75\text{mm}$, $L=1,000\text{mm}$ $\phi=200\text{mm}$, $L=600\text{mm}$	プレボーリング法
Bothkennar	Laval		プレボーリング法
Champlain	JPN-Standard		プレボーリング法
Drammen	サイト1:NGI-95 サイト2:JPN-Standard	$\phi=95\text{mm}$, $L=1,000\text{mm}$	サイト1:ディスプレイースメント法 サイト2:プレボーリング法

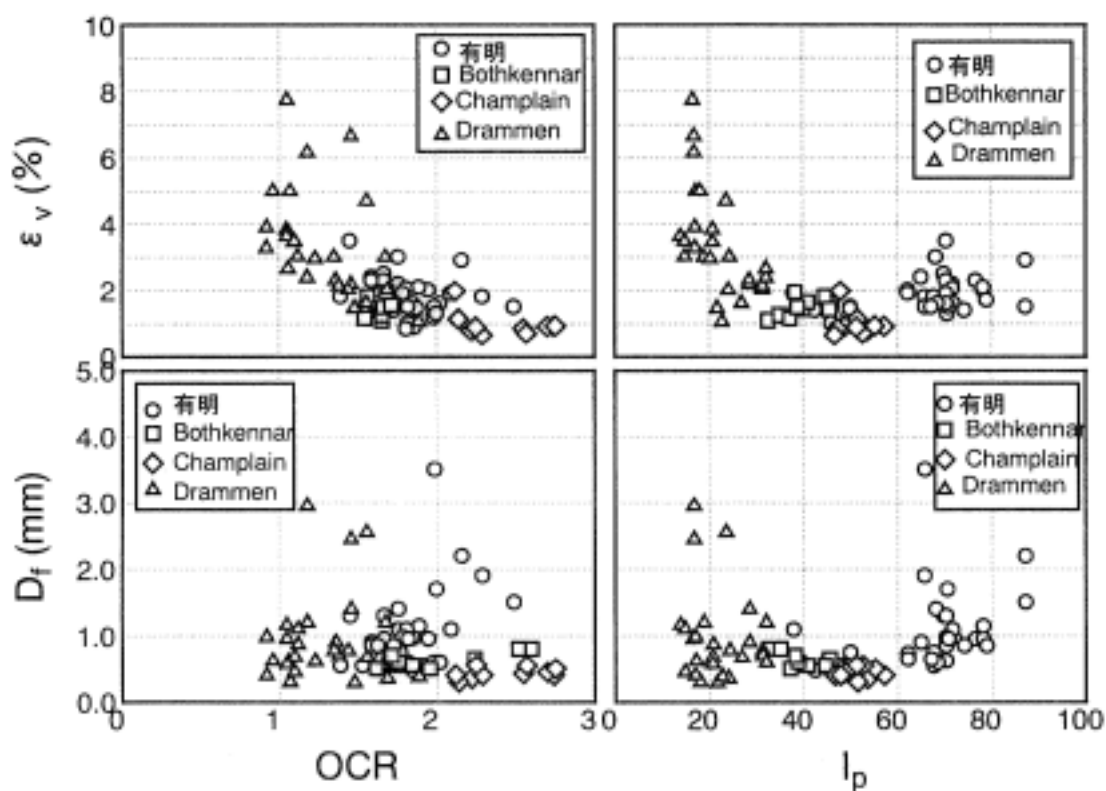


図-4.1 DSTにおける再圧縮時の体積ひずみおよび破壊時のせん断変位とOCRおよび I_p の関係

4.4 せん断強度

4.4.1 正規化せん断強度の深度方向分布

有効土被り圧 (σ'_{v0}) で正規化した原位置状態の粘土の非排水せん断強度 ($\tau_{f(d)}/\sigma'_{v0}$) の深度方向分布を図-4.2に示す。この図より以下のことが指摘される。

- 1) 出雲粘土と下部Drammen粘土を除く粘土の $\tau_{f(d)}/\sigma'_{v0}$ は、 $\tau_{fn(d)}/\sigma'_v$ より大きく、これらの粘土が過圧密状態にあることがわかる。
- 2) 有明、磯子、岡山、柳井、石巻、八郎潟、Banjarmashin、およびBothkennar粘土の $\tau_{f(d)}/\sigma'_{v0}$ は、ある深度まで深度と共に減少し、それ以深はほぼ一定の値を示すのに対し、厚木粘土とChamplain粘土のそれは深度と共に連続的に減少する。
- 3) 八郎潟粘土は、深度30m以深では、 $\tau_{f(d)}/\sigma'_{v0}$ は $\tau_{fn(d)}/\sigma'_v$ とほぼ同じ値になる。
- 4) 出雲粘土は、 $\tau_{f(d)}/\sigma'_{v0}$ が $\tau_{fn(d)}/\sigma'_v$ より小さく、未圧密状態にあると考えられる。
- 5) Drammen粘土の $\tau_{f(d)}/\sigma'_{v0}$ の深度方向分布はややバラツキがあるが、上部粘土の $\tau_{f(d)}/\sigma'_{v0}$ は深度方向にほぼ一定で、0.4で、 $\tau_{fn(d)}/\sigma'_v (=0.27)$ より大きいのに対し、下部粘土では両者に有意な差は認められない。

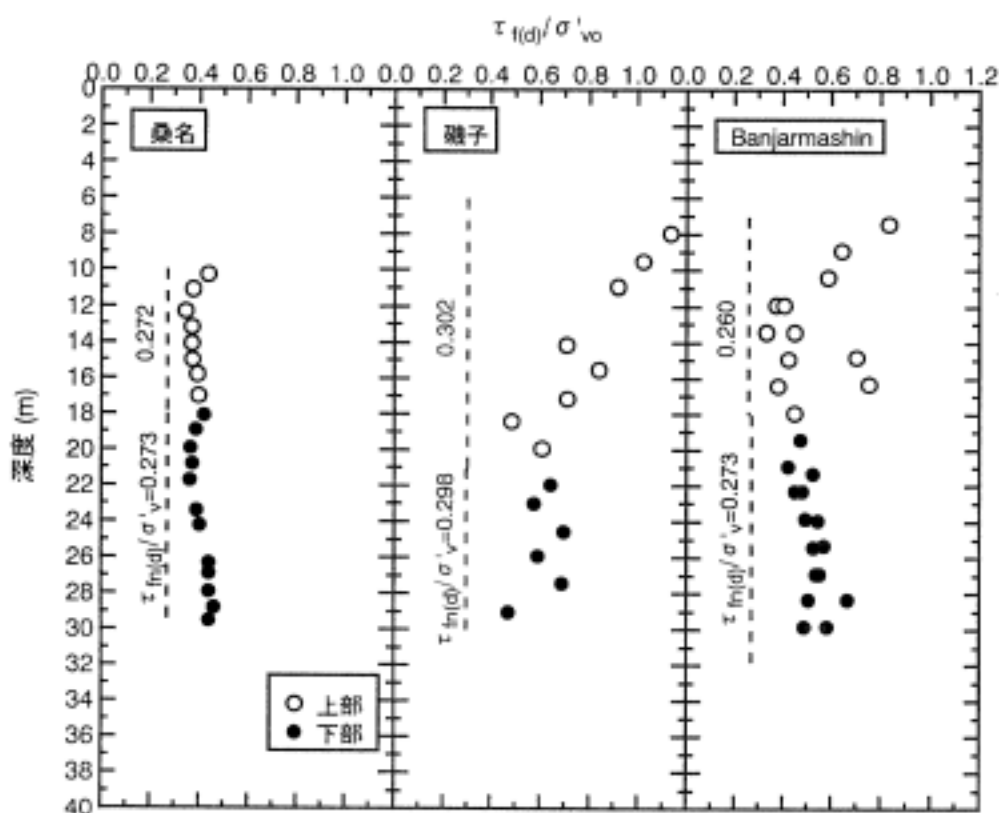


図-4.2(a) 正規化強度 ($\tau_{f(d)}/\sigma'_{v0}$) の深度方向分布

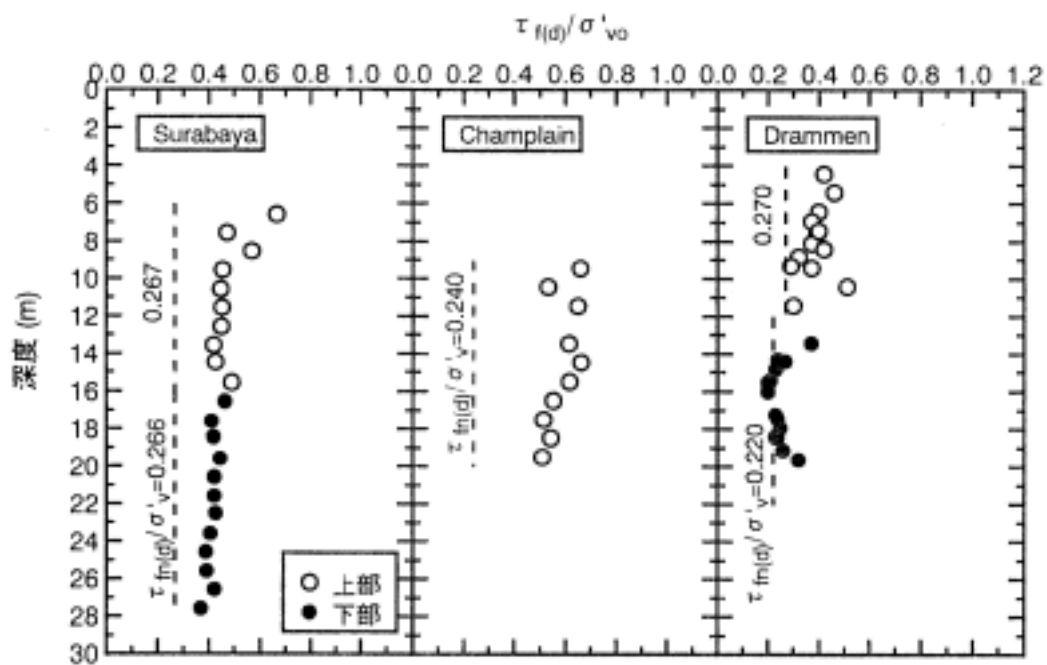


図-4.2(b) 正規化強度 ($\tau_{f(d)}/\sigma'_{v0}$) の深度方向分布

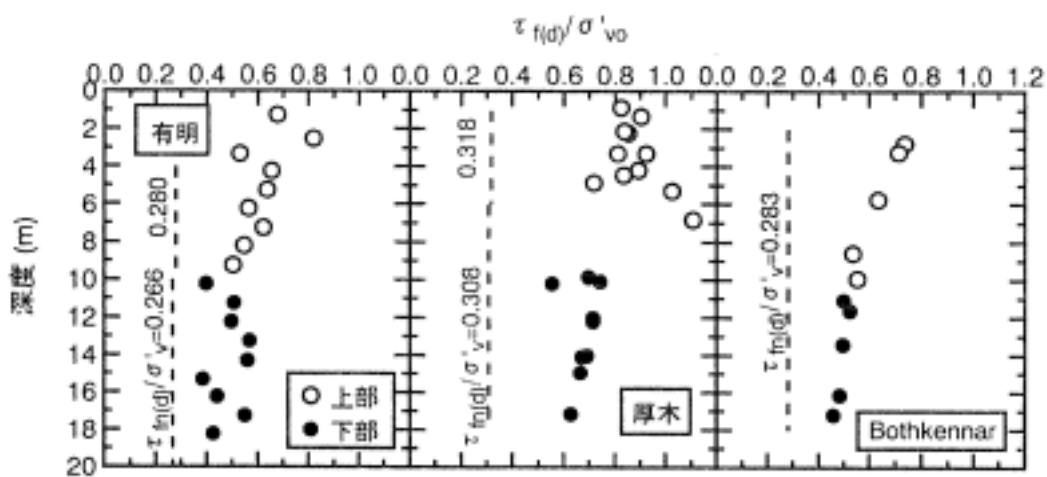


図-4.2(c) 正規化強度 ($\tau_{f(d)}/\sigma'_{v0}$) の深度方向分布

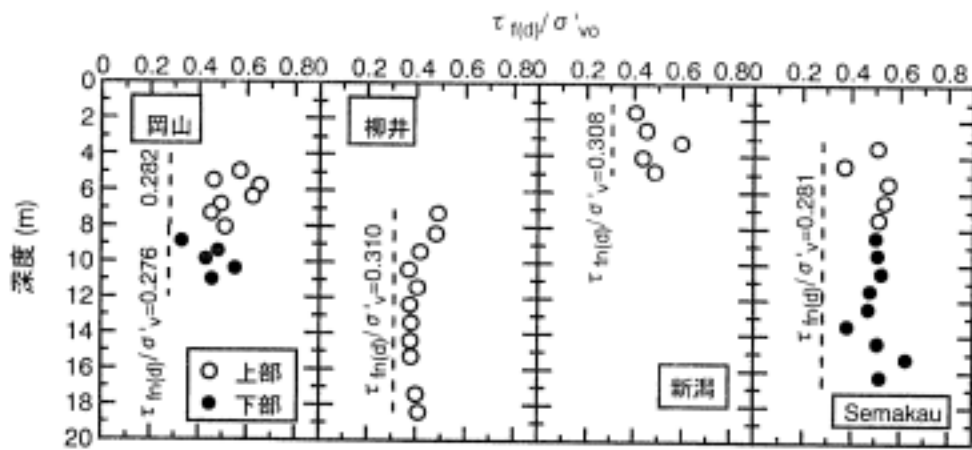


図-4.2(d) 正規化強度 ($\tau_{f(d)}/\sigma'_{v0}$) の深度方向分布

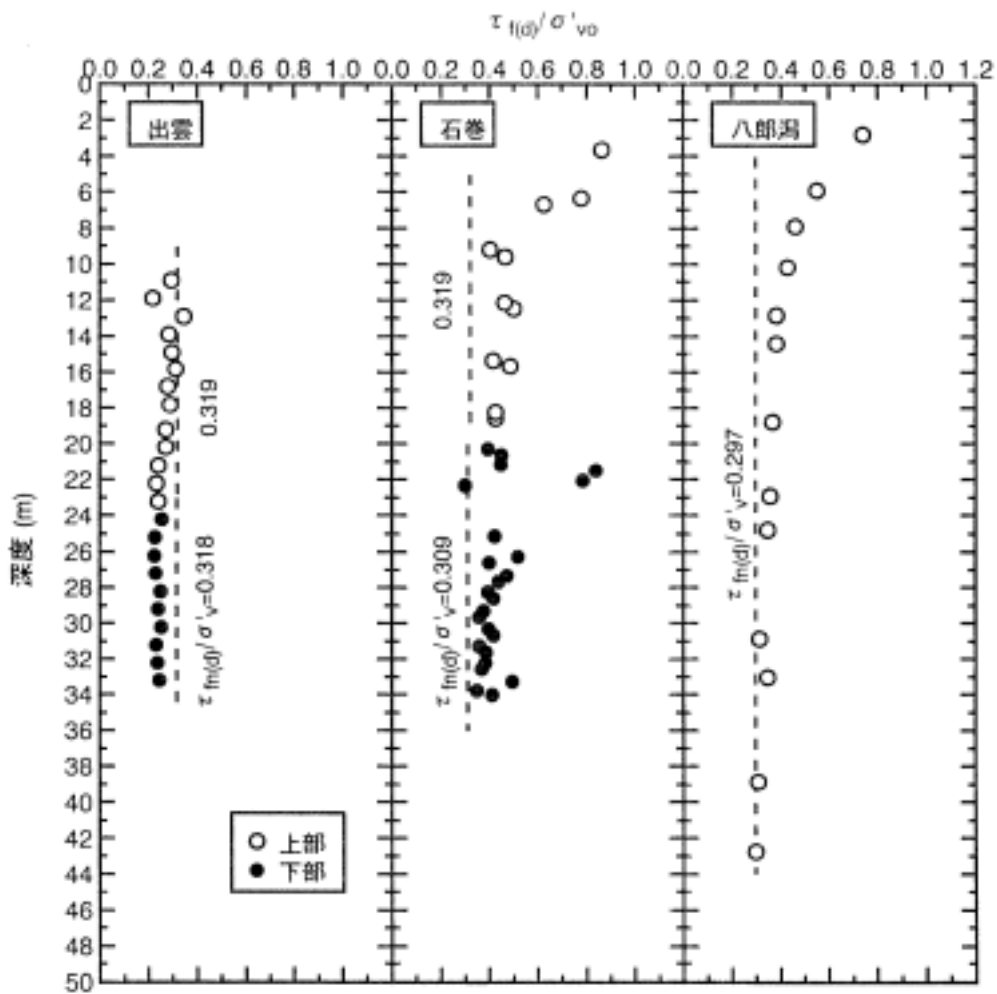


図-4.2(e) 正規化強度 ($\tau_{f(d)}/\sigma'_{v0}$) の深度方向分布

4.4.2 せん断強度～有効土被り圧関係のパターン

各粘土の $\tau_{f(d)}$ を σ'_{v0} に対してプロットした結果を図-4.3に示す。 $\tau_{f(d)}$ と σ'_{v0} の関係は、以下に示す2つのパターンに分類される。

$$\text{パターン} : \tau_{f(d)} = \tau_{f(d)0} + \tau_{fn(d)} / \sigma'_v \times \sigma'_{v0} \quad (4.2a)$$

$$\text{パターン} : \tau_{f(d)} = k \times \tau_{fn(d)} / \sigma'_v \times \sigma'_{v0} \quad (4.2b)$$

ここに、 $\tau_{f(d)0}$ ：地表面におけるせん断強度

k ：係数(1.0)でOCRと等価な値

半沢¹¹⁾は、この2つのパターンはアジアの海成粘土についても認められることを報告すると共に、パターン 1 では化学的結合作用、パターン 2 では二次圧密作用が主たる年代効果作用であることを指摘している。

図-4.3に示すように、パターン 1 は上部有明、上部岡山、上部礪子、上部石巻、八郎潟、上部Semakau、上部Banjarmashin、上部Surabaya、上部Bothkennar、Champlainおよび上部Drammen粘土に、パターン 2 は下部有明、柳井、出雲、下部岡山、桑名、厚木、下部礪子、新潟、下部石巻、下部Semakau、下部Banjarmashin、下部Surabaya、下部Bothkennar、下部Drammen粘土に適用できる。

表-4.2に各粘土の $\tau_{f(d)}$ と σ'_{v0} の関係のパターンと関係式、関係式に対する $\tau_{f(d)}$ のバラツキを表す係数 ($= |\tau_{f(d)} - \tau_{f(d)*}| / \tau_{f(d)*}$ 、 $\tau_{f(d)*}$ ； $\tau_{f(d)}$ に対応する位置の関係式から得られたせん断強度)、 $\tau_{f(d)0}$ 、 k および両パターンの境界 σ'_{v0} 並びに $\tau_{fn(d)} / \sigma'_v$ を示す。表より、式(4.2)を用いた $\tau_{f(d)}$ と σ'_{v0} の関係式に対する $\tau_{f(d)}$ のバラツキを表す係数が2～16% (平均8%) とバラツキが小さいことが読み取れ、式の信頼性が高いといえる。

表-4.2 粘土の $\tau_{f(d)}$ と k

粘土	パターン	$\tau_{f(d)}$ (kPa)	バラツキ を表す係 数	$\tau_{f(d)0}$ (kPa)	k	$\tau_{f(d)}/\sigma'_{vo}$	$\sigma'_{vo(b)}$ (kPa)
有明 (上) (下)	I	$7.7+0.280\sigma'_{vo}$	0.104	7.7		0.280	38.1
	II	$0.482\sigma'_{vo}$	0.127		1.813	0.266	
柳井	II	$0.405\sigma'_{vo}$	0.073		1.308	0.310	
出雲 (上) (下)	II	$0.278\sigma'_{vo}$	0.092		0.873	0.319	160.0
	II	$0.241\sigma'_{vo}$	0.035		0.757	0.318	
岡山 (上) (下)	I	$14.5+0.282\sigma'_{vo}$	0.105	14.5		0.282	72.5
	II	$0.482\sigma'_{vo}$	0.077		1.745	0.276	
桑名 (上) (下)	II	$0.383\sigma'_{vo}$	0.052		1.408	0.272	160.0
	II	$0.412\sigma'_{vo}$	0.074		1.508	0.273	
厚木 (上) (下)	II	$0.883\sigma'_{vo}$	0.088		2.777	0.318	
	II	$0.703\sigma'_{vo}$	0.081		2.282	0.308	
磯子 (上) (下)	I	$33.4+0.302\sigma'_{vo}$	0.079	33.4		0.302	110.2
	II	$0.605\sigma'_{vo}$	0.115		2.030	0.298	
新潟	II	$0.444\sigma'_{vo}$	0.055		1.442	0.308	
石巻 (上) (下)	I	$9.0+0.319\sigma'_{vo}$	0.074	9.0		0.319	108.4
	II	$0.402\sigma'_{vo}$	0.065		1.301	0.309	
八郎潟	I	$5.3+0.297\sigma'_{vo}$	0.086	5.3		0.297	
Semakau (上) (下)	I	$11.8+0.281\sigma'_{vo}$	0.022	11.8		0.281	52.9
	II	$0.504\sigma'_{vo}$	0.030		1.792	0.281	
Banjarmashin (上) (下)	I	$12.2+0.260\sigma'_{vo}$	0.155	12.2		0.260	85.0
	II	$0.523\sigma'_{vo}$	0.085		1.916	0.273	
Surabaya (上) (下)	I	$12.8+0.267\sigma'_{vo}$	0.077	12.8		0.267	86.5
	II	$0.415\sigma'_{vo}$	0.044		1.562	0.266	
Bothkennar (上) (下)	I	$15.7+0.283\sigma'_{vo}$	0.065	15.7		0.283	74.4
	II	$0.494\sigma'_{vo}$	0.034		1.744	0.283	
Drammen (上) (下)	I	$8.6+0.270\sigma'_{vo}$	0.104	8.6		0.270	110.0
	II	$0.250\sigma'_{vo}$	0.127		1.136	0.220	
Champlain	I	$30.8+0.240\sigma'_{vo}$	0.077	30.8		0.240	

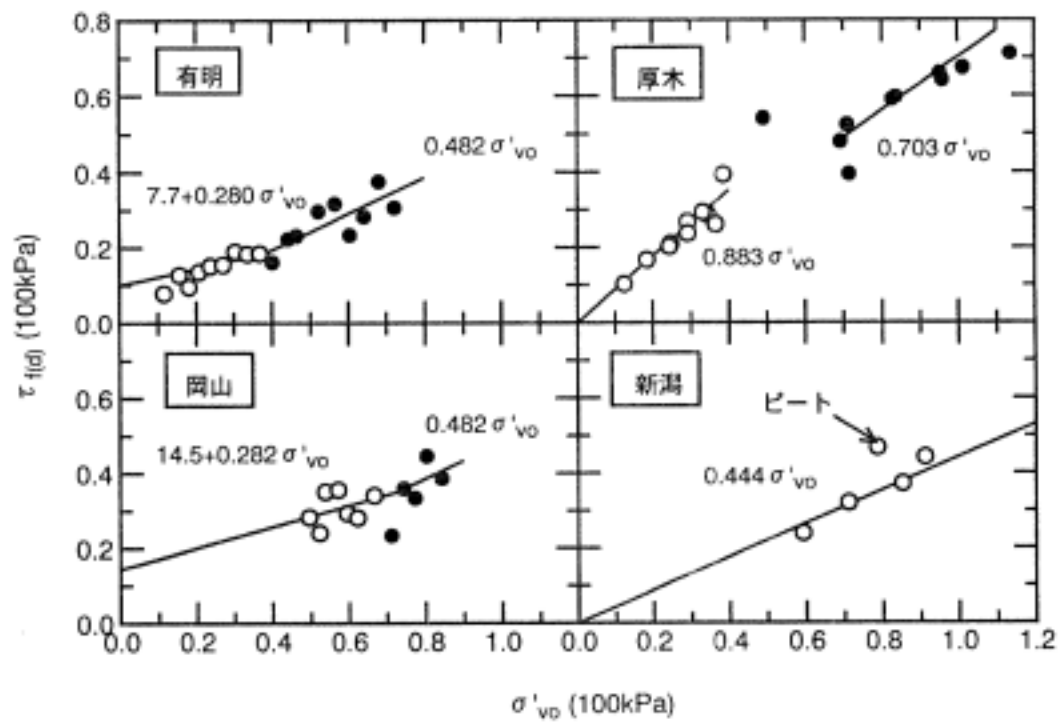


図-4.3(a) DSTより得られた粘土の $\tau_{f(d)}$ と有効土被り圧 σ'_{v0} の関係

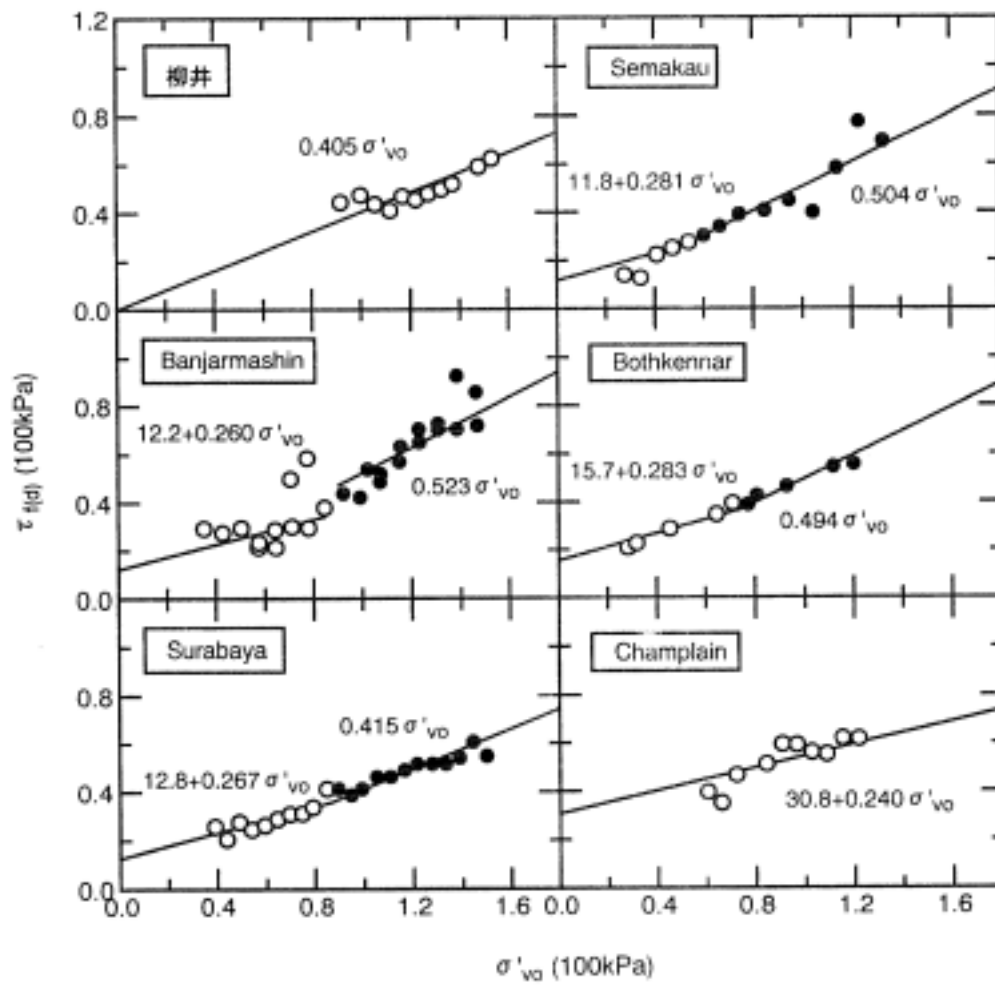


図-4.3(b) DSTより得られた粘土の $\tau_{f(d)}$ と有効土被り圧 σ'_{v0} の関係

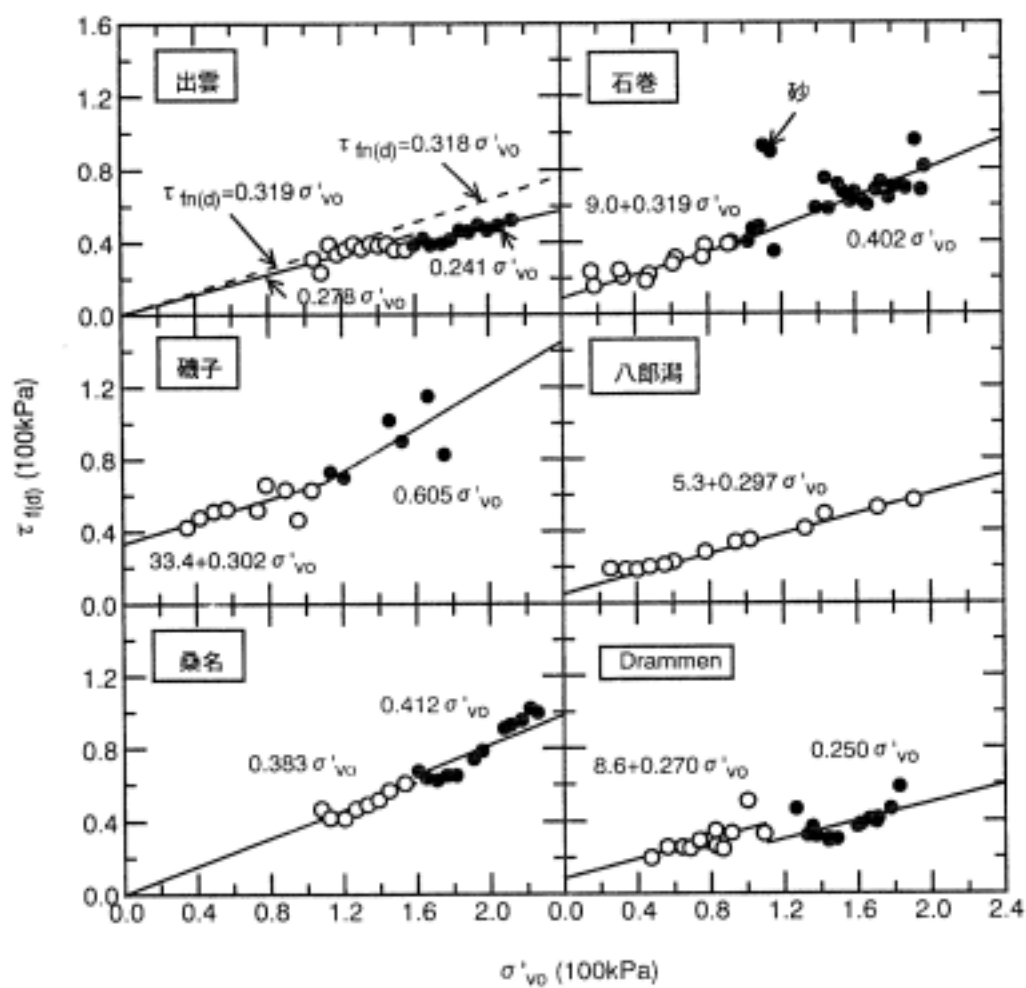


図-4.3(c) DSTより得られた粘土の $\tau_{f(d)}$ と有効土被り圧 σ'_{v0} の関係

4.4.3 年代効果

年代効果として様々な作用が挙げられるが，その中の代表的な作用として化学的結合と二次圧密作用があげられる．半沢ら¹²⁾はこれらの作用の相互作用について考察し，最初に化学的結合作用が起こり，次いで二次圧密作用が起こるのが一般的であることを指摘した．この場合，二次圧密の進展は，既に化学的結合作用により形成されている構造によって阻害される．化学的結合の経時変化はよくわからない．しかし，化学的結合による強度はあまり大きくないので，堆積時間と共に二次圧密がさらに進展すると，化学的結合は破壊されると思われる．二次圧密量は σ'_{vo} に比例するので， σ'_{vo} がある値($\sigma'_{vo(b)}$)を超えると化学的結合作用により形成された構造が，二次圧密作用による構造に置き換えられる．粘土の構造をせん断強度で代表させて上記の関係を表したものを図-4.4に示す．図により式(4.2)が説明できる．

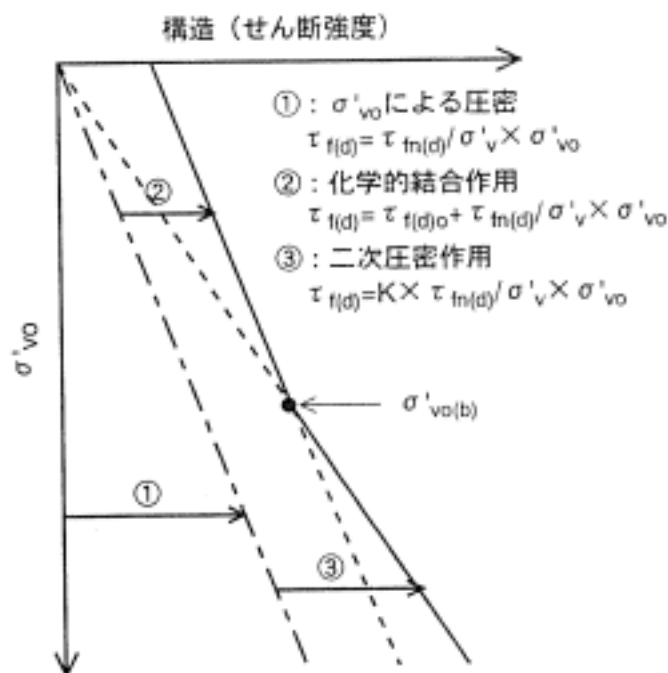


図-4.4 σ'_{vo} と構造の模式的表示

ここで，再度図-4.3と表-4.2について考えてみる．堆積時間の長い下部粘土は殆どがパターンⅡに分類され，パターンⅠには上部粘土が分類される．上部礫子粘土とChamplain粘土は， $\tau_{f(d)o}$ が大きく，構造が発達していると考えられる．出雲粘土と厚木粘土以外の粘土は， k が1～2にある．出雲粘土は， $k < 1$ で未圧密と考えられる．厚木粘土は k が他の粘土よりかなり大きいので，過去に河川の浸食により除荷された可能性がある．

粘土の一次圧密過程における $e \sim \log \sigma'_v$ 曲線(e ：間隙比， σ'_v ：圧密応力)はほぼ直線となり，その傾き，圧縮指数(C_c)は次式で表せる．

$$C_c = \Delta e / \Delta \log \sigma'_v \quad (4.3a)$$

また，二次圧密過程における $e \sim \log t$ 曲線 (t : 時間) もほぼ直線となり，その傾き，二次圧縮指数 (C_α) は次式で表せる．

$$C_\alpha = \Delta e / \Delta \log t \quad (4.3b)$$

式 (4.3a) より，年代効果による間隙比の変化は，以下のようになる．

$$\begin{aligned} \Delta e &= C_c \times (\log \sigma'_y - \log \sigma'_{v0}) \\ &= C_c \times \log (\sigma'_y / \sigma'_{v0}) \\ &= C_c \times \log OCR \end{aligned} \quad (4.3c)$$

ここに， σ'_y : 圧密降伏応力

σ'_{v0} : 有効土被り圧

式 (4.3c) を式 (4.3b) に代入し整理すると，

$$\begin{aligned} \log OCR &= (C_\alpha / C_c) \times \Delta \log t \\ &= (C_\alpha / C_c) \times (\log t_1 - \log t_2) \\ &= (C_\alpha / C_c) \times \log (t_1 / t_2) \end{aligned}$$

ここで， t_1 を堆積開始時期， $t_2 = 1$ 年 (現在) とすれば，堆積時間 $t = t_1 / t_2$ となり，二次圧密作用に伴う年代効果は，次式で表現される．

$$OCR = t^{(C_\alpha / C_c)} \quad (4.3d)$$

ここに，OCR : 年代効果による疑似過圧密比

C_α : 二次圧縮係数

C_c : 圧縮係数

t : 堆積時間

C_α / C_c の値は粘土の種類によらずほぼ同じような大きさを示し，石井ら¹³⁾ (0.05)，Mesri ら¹⁴⁾ (0.05 ± 0.02)，土田ら¹⁵⁾ (0.014 ~ 0.045)，湯ら¹⁶⁾ (0.03 ~ 0.07) の研究によると， $C_\alpha / C_c = 0.01 \sim 0.07$ の範囲にある．通常の軟弱な海成粘土 (沖積粘土) の堆積時間は数千年 ~ 1 万数千年であるので，二次圧密による年代効果の影響による粘土の疑似過圧密比は，OCR = 1.1 ~ 1.9 となり，上記の k の範囲とほぼ一致する．

4.4.4 有効応力経路

有明，Bothkennar，ChamplainおよびDrammen粘土についてDSTより得られた有効応力経路を圧密応力で正規化した結果を正規圧密状態(NC状態)の内部摩擦角(ϕ')と共に図-4.5に示す．下部Drammen粘土を除き両試験(不攪乱試料に対する試験と正規圧密試料に対する試験)の応力経路には大きな違いが見られ，特に，不攪乱試料に対する試験におけるCamplain粘土の経路は鉛直に延びることが注目される．

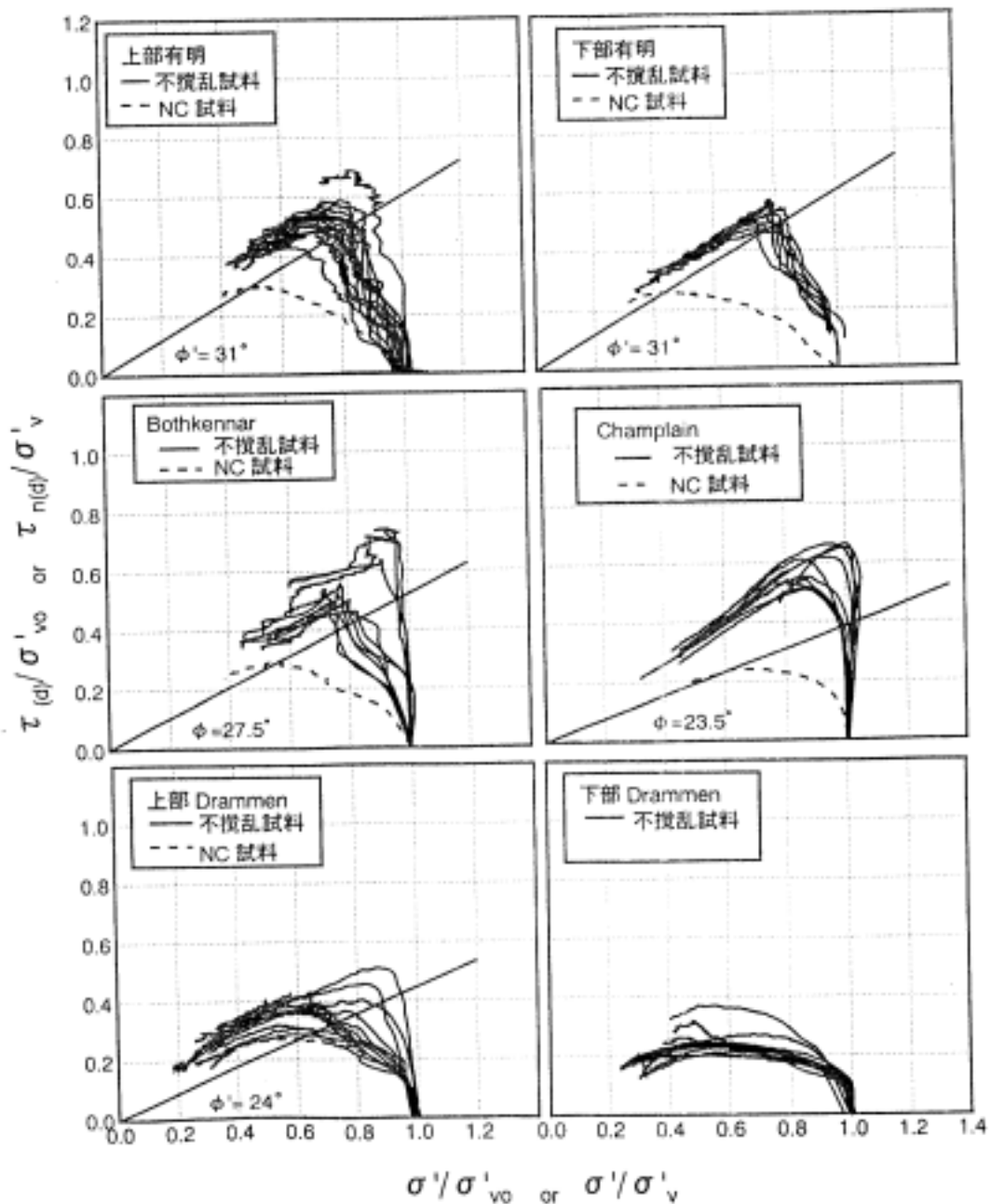


図-4.5 DSTより得られた粘土の正規化応力経路

4.5 単純せん断試験(DSST)との比較

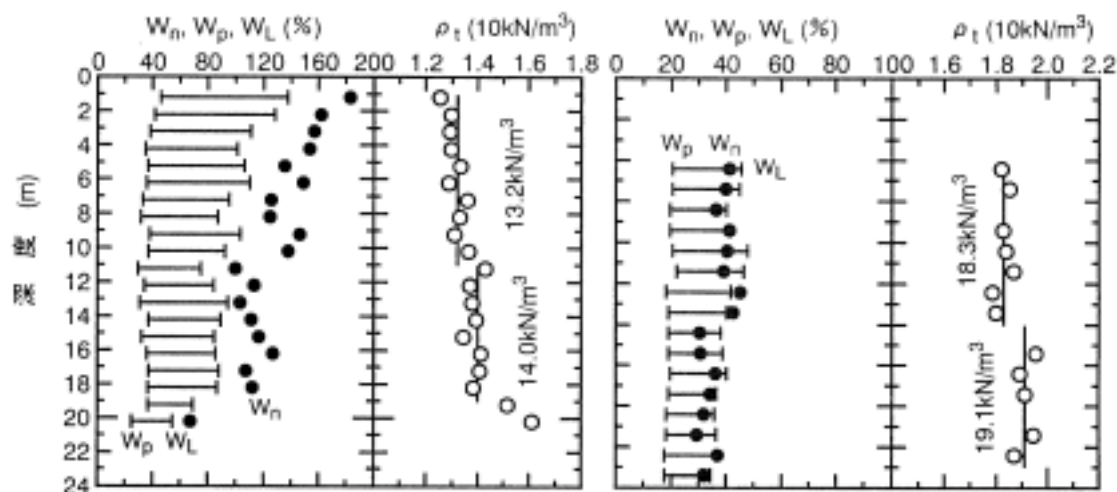
4.5.1 概要

代表的直接せん断試験法として、三笠¹⁷⁾により開発された改良型一面せん断試験機と、BjerrumとLandva¹⁸⁾により開発された単純せん断試験機を用いる方法が挙げられる。両者とも試験が簡単で迅速である、 K_0 圧密が自動的に達成される、得られるせん断強度が強度の異方性を旨く相殺する^{19),20)}、などの様々な利点を有し、実際問題に広く利用されている。しかし、一面せん断試験(DST)と単純せん断試験(DSST)結果を具体的に比較した例は殆どないように思える。そこで、九州の有明粘土とノルウェーのDrammen粘土について不攪乱試料を採取輸送し、二つの粘土について一連のDSTとDSSTを実施した。

本節では、実験に供した粘土の性質、サンプリング方法、実施した試験および試験結果について述べる。DSTとDSSTより得られたせん断強度を示すと共に、二つの試験より得られるせん断強度の違いについて、載荷速度とせん断機構の違いの点から検討を加えた。

4.5.2 粘土の性質

実験に使用した粘土は、九州佐賀県の沿岸部に広く分布する有明粘土とBjerrum²¹⁾の遅延圧密の論文で知られるノルウェーのDrammen粘土である。二つの粘土の物理的性質を図-4.6に示す。有明粘土は深さ11m付近で上部粘土($I_p=62 \sim 116$, $\rho_t 13.2\text{kN/m}^3$)と下部粘土($I_p=28 \sim 50$, $\rho_t 14.0\text{kN/m}^3$)に分けられ、前者は縄文海進後の堆積物であるが、後者はそれ以前に堆積した粘土である。自然含水比は液性限界より高く、鋭敏であることが読みとれる。この粘土の工学的性質については、半沢ら²²⁾により詳しく報告されている。一方、Drammen粘土は、深さ5m～10mに分布する比較的塑性が高い「Plastic Clay」($I_p=28 \sim 32$, $\rho_t 18.3\text{kN/m}^3$)と14m以深の「Lean Clay」($I_p=14 \sim 21$, $\rho_t 19.1\text{kN/m}^3$)より構成される。二つの粘土の間には、塑性、密度に大きな違いが認められる。



(a)有明粘土 (b)Drammen粘土

図-4.6 有明粘土とDrammen粘土の物理特性

4.5.3 サンプルング法

有明およびDrammen粘土の不攪乱試料採取は、それぞれ異なる方法で行われた。有明粘土については、日本の標準型である固定ピストンサンプラー(真鍮製、内径75mm、厚さ1.5mm、長さ1m)を、一方、Drammen粘土については、NGIが開発したNGI-95型固定ピストンサンプラー(鋼製、内径96mm、厚さ2.6mm、長さ1m)を使用した。サンプラーそのものには大きな違いは無いが、サンプルング法に大きな違いがある。有明粘土についてはサンプルング深さまで泥水を用いて掘削した後、サンプラーを押し込む方式(以下「Pre-boring法」と称する)である。しかし、Drammen粘土については、まずインナーロッドをボーリングロッドに固定し所定の深さまで強引に押し込み、次いでインナーロッドを所定の方法で固定しサンプルングする方法である。この方法は「Displacement法」と呼ばれるサンプルング法で、北欧を中心としたヨーロッパで広く用いられている方法である。Hightら²³⁾によれば、「Displacement法」にて採取した試料の品質は、「Pre-boring法」より幾分劣るとのことである。試料採取後、有明粘土については、パラフィンワックスでシールしクッション材を充填した試料箱に密閉し空輸したが、Drammen粘土についてはサンプラーごとに木箱に入れて同じく空輸された。

4.5.4 試験方法

(1) 有明粘土

採取した試料をその有効土被り圧 σ'_{v0} で圧密した後、定体積条件でせん断に供する。 σ'_{v0} での圧密時間は、一面せん断試験(DST)では一次圧密完了まで($\sqrt{t}$ 法で確認、約10分)、単純せん断試験(DSST)では約8時間(4段階で載荷、各載荷時間30分、 σ'_{v0} まで載荷した後放置)とし、次いで、0.25mm/minの変位速度(DST)と0.1%/minのひずみ速度(DSST)でせん断に供した。圧密時間や載荷速度が違った理由は、それぞれの研究所が従来から採用してきた方法を用いたからである。以下この試験をDST₁およびDSST₁と称する。

(2) Drammen粘土

Drammen粘土についてはDSSTによる膨大な試験が既に行われているので、下記の2種類のDSTを実施した。

DST₁：有明粘土と同様、不攪乱試料をその σ'_{v0} で約10分圧密した後、0.25mm/minの変位速度で定体積せん断に供する。

DST₂：上部の「Plastic Clay」をリモールドし、次いで400kPaのもとで圧密(24時間)し、正規圧密粘土を作成する。この粘土を種々の過圧密比OCR(OCR=1~40)のもとで膨張(24時間)させ過圧密粘土とし、最後に0.1mm/minの変位速度で定体積せん断に供する。なお、リモールド試料(7供試体)と不攪乱試料(3供試体)の違いをチェックするために、不攪乱試料を400kPaで圧密した正規圧密粘土についても同じ試験(ただし、試料の量的制約からOCR=1~10)を実施した。

実施した試験の条件、数量などをまとめて表-4.3(a)に示す。不攪乱試料を有効土被り圧 σ'_{v0} で再圧縮(圧密時間10分)した後、定体積条件でせん断した。供試体寸法を表-4.3(b)に示す。

表-4.3(a) 実施した試験の条件と数量

粘土	試験	σ'_{v0}	OCR	圧密時間	載荷速度	数量	備考
有明	DST ₁	σ'_{v0}	-	10分	0.25mm/min	14	
	DSST ₁	σ'_{v0}	-	8時間	0.1%/min	7	
Drammen	DST ₁	σ'_{v0}	-	10分	0.25mm/min	15	
	DSST ₁	σ'_{v0}	-	8時間	0.1%/min	6	
	DST ₂	400kPa	1~40	24時間	0.1mm/min	10	上部粘土
	DSST ₂	400kPa	1~40	24時間	0.1%/min	6	上部粘土

表-4.3(b) 供試体寸法

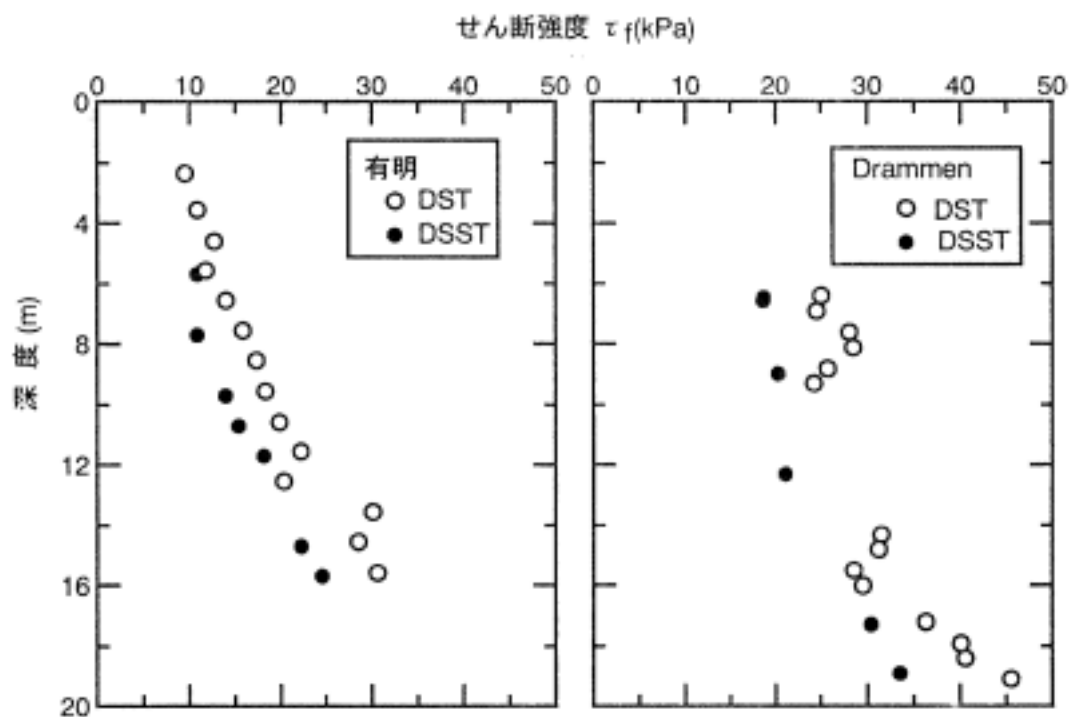
諸元	DST	DSST
直径d(mm)	60	67
高さH(mm)	20	16

4.5.5 せん断強度

DST₁およびDSST₁試験より得られた有明粘土とDrammen粘土のせん断強度 $\tau_f(d)$ と $\tau_f(DSST)$ を深さに対してプロットした結果を図-4.7に示す。図に示すように $\tau_f(d)$ が $\tau_f(DSST)$ より大きいことが読みとれる。図-4.7を再プロットして、DST₁とDSST₁より得られたせん断強度の関係を示すと図-4.8になる。いずれの粘土についても下記の関係が得られた。

$$\tau_f(DSST) = 0.8 \tau_f(d) \quad (4.4)$$

以下この原因について、試料の乱れ、圧密時間の影響、載荷速度の影響、両試験のせん断機構の違いから検討してみよう。



(a)有明粘土

(b)Drammen粘土

図-4.7 DST₁とDSST₁より得られた粘土のせん断強度

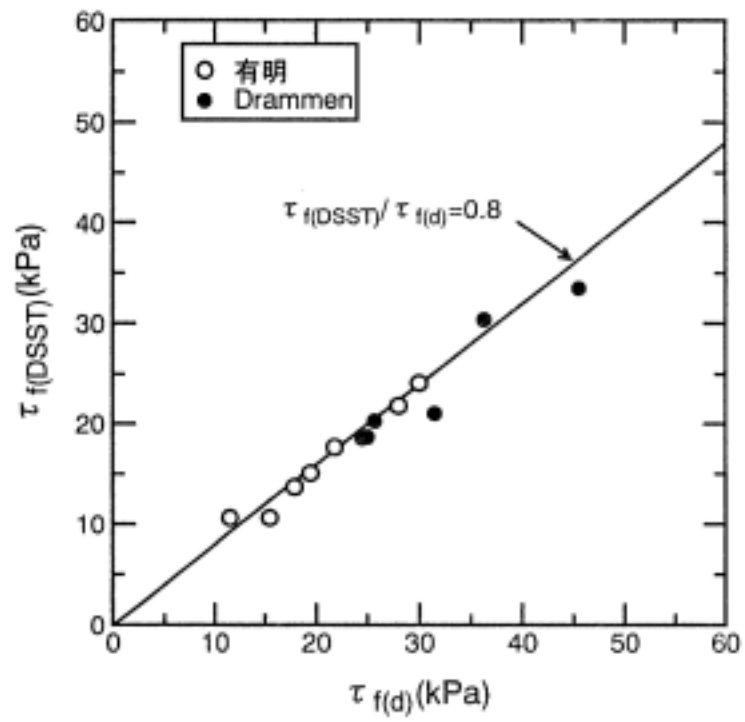


図-4.8 DSTとDSSTによるせん断強度

(1) 試料の乱れ

不攪乱試料の品質は， σ_{v0} で再圧縮した場合の体積変化量 ε_v とせん断試験における破壊時のひずみ γ_f によって評価できるとされている．特に ε_v によって試料の品質を定量的に評価する方法が提案されているが²⁴⁾， ε_v は，品質だけでなく粘土の圧縮性や過圧密比にも影響されることが予想される．この問題についての議論はさておき，DST1およびDSST1より得られた ε_v と γ_f を図-4.9に示す．DSTでは本来ひずみが得られないが，ここでは次式で算定される見掛けのひずみ $\gamma_{(ap)}$ を用いた．

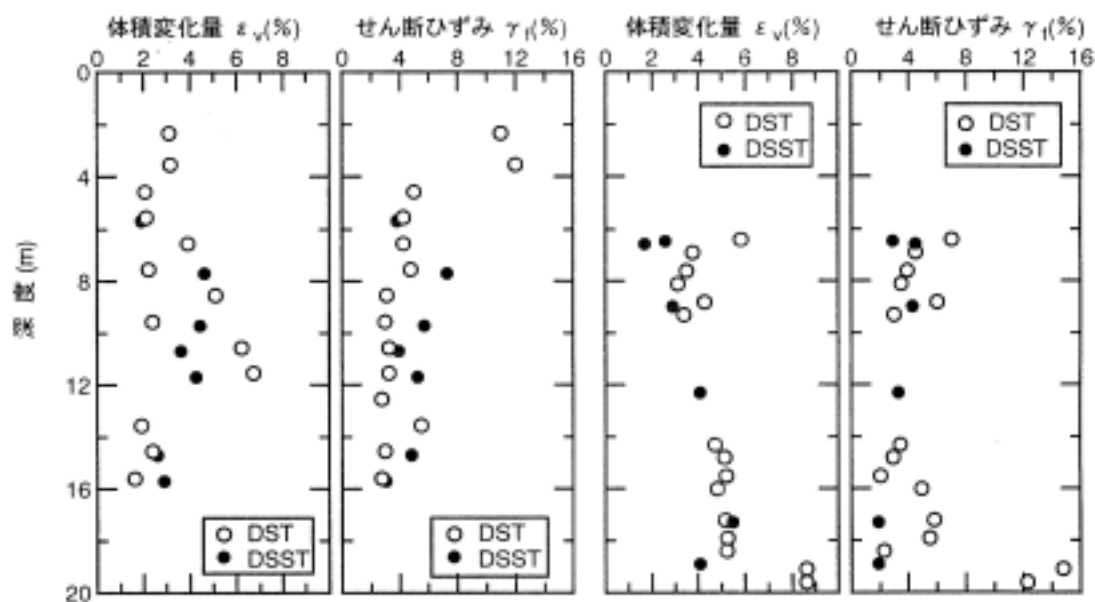
$$\gamma_{f(ap)} = D_f / H_0 \quad (4.5)$$

ここに， $\gamma_{f(ap)}$ ：破壊時における見掛けのせん断ひずみ

D_f ：破壊時の変位(mm)

H_0 ：せん断開始前の供試体高さ

図に示すように，有明粘土については，平均 ε_v は3.3%(DST)，3.5%(DSST)，平均 γ_f は両試験共4.9%である．両試験における ε_v と γ_f に特に大きな違いは認められない．従って試料の品質の違いが図-4.7および図-4.8に示す $\tau_{f(d)}$ と $\tau_{f(DSST)}$ の違いの要因ではないことは明らかである．一方，Drammen粘土については，平均 ε_v は5.1%(DST)，3.5%(DSST)，平均 γ_f は5.5%(DST)，3.1%(DSST)である．いずれの値もDSTのほうが大きく，試料運搬過程で若干乱されたことが推察される．



(1) ε_v

(a) 有明粘土

(2) γ_f

(1) ε_v

(b) Drammen粘土

(2) γ_f

図-4.9 DST1とDSST1における ε_v と γ_f

(2) 圧密時間の影響

一般に圧密時間が長いほど土のせん断強度は増加する⁷⁾。しかし、今回実施したDST₁とDSST₁では圧密圧は σ'_{vo} であり、通常の粘土地盤が幾分過圧密状態にあることを考慮すれば、圧密時間の長短はせん断強度に特に影響を及ぼさないと考えられる。事実Berre²⁵⁾は、Drammen粘土について圧密時間を変えてDSSTを行い、圧密時間が18時間のときのせん断強度は、40分の場合の1.5%だけ大きいにすぎないことを報告している。

(3) 載荷速度

既往の研究²⁶⁾により載荷速度が大きくなると、せん断強度が増加することが知られている。半沢ら²²⁾は不攪乱試料の K_0 圧密三軸圧縮試験から有明粘土について載荷速度の影響を調べた。その結果を図-4.10に示す。DST(1.25%/min)の載荷速度は、DSST(0.1%/min)のそれよりおよそ1オーダー大きい。図-4.10より、せん断ひずみ速度0.1%/minで載荷された供試体のせん断強度は、せん断ひずみ速度1%/minで載荷された供試体のせん断強度に比べて、上部粘土で0.88倍、下部粘土で0.86倍となる。よって、載荷速度に対する補正係数 μ_R は次式にて与えられる。

$$\mu_R = 0.88 \quad (\text{上部有明粘土}) \quad (4.6a)$$

$$= 0.86 \quad (\text{下部有明粘土}) \quad (4.6b)$$

NGI²⁵⁾は上部Drammen粘土について、種々の載荷速度(0.12%/min, 0.011%/minおよび0.00036%/min)でDSSTを実施した。その結果を図-4.10と同様、 $[\tau_f / \tau_f(1.0\%/min)]$ とひずみ速度の関係に整理した結果を図-4.11に示す。DST₁およびDSST₁のひずみ速度は、それぞれ1.25%/minと0.1%/minなので、 μ_R は下記のように得られる。

$$\mu_R = 0.91/1.02 = 0.89 \quad (\text{上部Drammen粘土}) \quad (4.7)$$

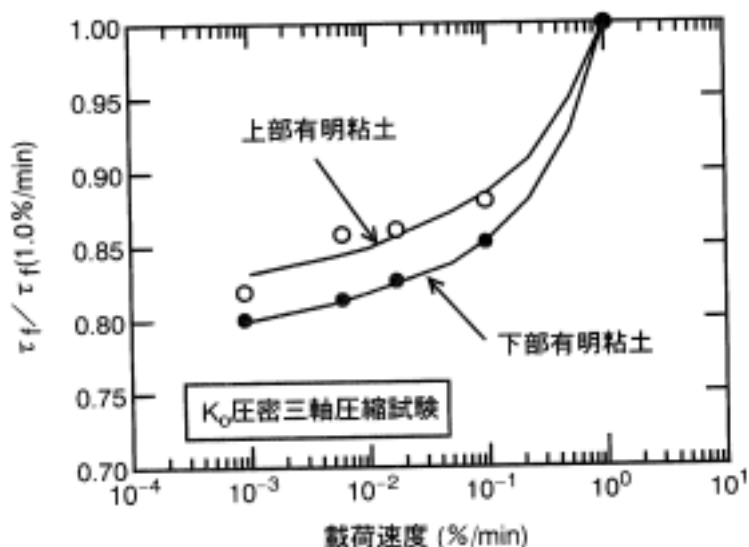


図-4.10 K_0 圧密三軸圧縮試験にて得られたせん断強度に及ぼす載荷速度の影響(有明粘土)

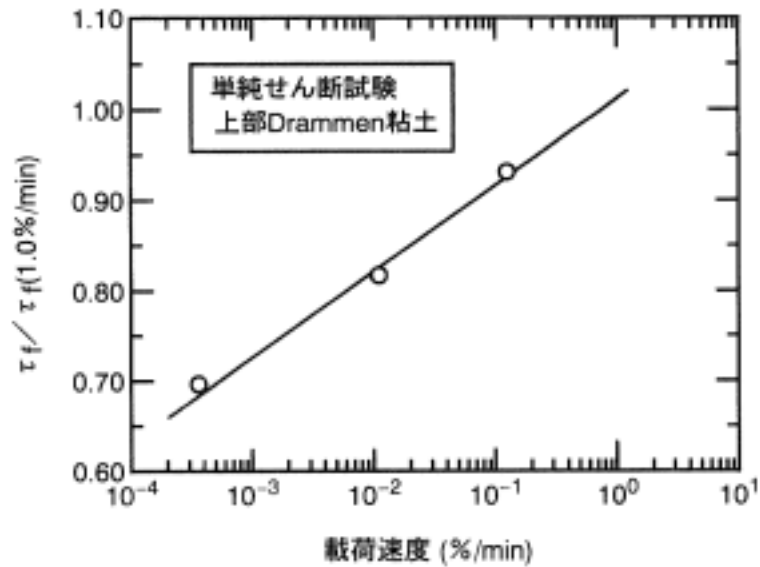


図-4.11 DSSTより得られた載荷速度がせん断強度に及ぼす影響（上部Drammen粘土）

(4) せん断機構の違い

第2章で述べたように，太田ら²⁸⁾はDSTとDSSTの間のせん断強度の差異を定量化できる理論強度を表した．半沢ら²²⁾は有明粘土の K_0 は深さ11mより上が0.54，深さ11mより下が0.49となることを示した．太田らの理論強度式に必要とされる粘土の内部摩擦角 ϕ' の推定には，Wroth²⁹⁾により多くの正規圧密粘土で検証された式(4.8)を用いる．

$$(\tau_f / \sigma'_v)_{NC} = 0.57 \times 3 \sin \phi' / (3 - \sin \phi') \quad (4.8)$$

半沢ら²²⁾は有明粘土の三軸圧縮試験における非排水強度比として次の値を与えた．

$$(\tau_f / \sigma'_v)_{NC} = 0.31 \quad (\text{上部有明粘土}) \quad (4.9a)$$

$$(\tau_f / \sigma'_v)_{NC} = 0.32 \quad (\text{下部有明粘土}) \quad (4.9b)$$

そこで，式(4.8)に式(4.9a)および式(4.9b)を代入して有明粘土の内部摩擦角を計算すると，上部粘土が 27° ，下部粘土が 28° となる．これらの値を用いて式(2.3)～(2.6)を計算し， $\cosh \beta$ を求め，その逆数を補正係数とする．計算結果を表-4.4に示す． Λ は0.8($\Lambda=0.75 \sim 0.96$)とした．よって，せん断機構の違いについての補正係数 μ_M は次式で与えられる．

$$\mu_M = 0.92 \quad (\text{上部有明粘土}) \quad (4.10a)$$

$$= 0.89 \quad (\text{下部有明粘土}) \quad (4.10b)$$

式(4.6a)と式(4.10a)および式(4.6b)と式(4.10b)より，載荷速度とせん断機構の違いを考慮すると， $\tau_{f(DSST)}$ に等価なせん断強度 $\tau_{fe(d)}$ は次式より求めることができる．

$$\begin{aligned} \tau_{fe(d)} &= \mu_R \times \mu_M \times \tau_{f(d)} \\ &= 0.81 \tau_{f(d)} \quad (\text{上部有明粘土}) \end{aligned} \quad (4.11a)$$

$$= 0.77 \tau_{f(d)} \quad (\text{下部有明粘土}) \quad (4.11b)$$

ここに， $\tau_{fe(d)}$ ： μ_R と μ_M を考慮した $\tau_{f(DSST)}$ と等価なせん断強度

μ_R ：載荷速度0.1%/minに対する補正係数

μ_M ：せん断機構の違いに対する補正係数

式(4.11a)および式(4.11b)を用いて補正を行った後の有明粘土のDSTとDSSTによるせん断強度の深さ方向分布を図-4.12に示す．これによると，補正後のDSTによるせん断強度とDSSTによるせん断強度はほぼ一致する．

Drammen粘土についても同様な検討を以下に行う．NGIが上部および下部Drammen粘土について実施した K_0 圧密三軸圧縮試験³⁰⁾より得られた K_0 値は，両者とも等しく0.49である．またこの試験から求めた強度増加率はそれぞれ0.28(上部Drammen粘土)と0.29(下部Drammen粘土)で，式(4.8)より ϕ' を求めると 25° (上部Drammen粘土)と 26° (下部Drammen粘土)が得られる．これらの値を用いて式(2.3)～式(2.6)を計算し， $\cosh \beta$ を求め，その逆数を補正係数とした． Λ は0.8(本研究では圧密試験を実施してないが，荻野ら³¹⁾の研究では $\Lambda=0.86$ であることおよび粘土の Λ は0.8程度であることが多い)とした．計算結果を表-4.5に示す．

よって有明粘土と同様な方法で μ_M は次のように求められる．

$$\mu_M = 0.87 \quad (\text{上部Drammen粘土}) \quad (4.12a)$$

$$= 0.88 \quad (\text{下部Drammen粘土}) \quad (4.12b)$$

式(4.7)，式(4.12a)および式(4.12b)を用いて載荷速度とせん断機構の違いの両者に対する補正を行った後の $\tau_{fe(d)}$ は式(4.13a)および式(4.13b)で与えられる．

$$\begin{aligned} \tau_{fe(d)} &= \mu_R \times \mu_M \times \tau_{f(d)} \\ &= 0.77 \tau_{f(d)} \quad (\text{上部Drammen粘土}) \end{aligned} \quad (4.13a)$$

$$= 0.78 \tau_{f(d)} \quad (\text{下部Drammen粘土}) \quad (4.13b)$$

式(4.13a)と式(4.13b)を用いて補正した後のDrammen粘土の $\tau_{f(d)}$ と $\tau_{f(DSST)}$ を深さに対してプロットした結果を図-4.12に示す．両者は良い一致を示す．

以上の結果をまとめると， μ_R と μ_M は表-4.6のようになる．これより， $\tau_{f(DSST)}$ と $\tau_{fe(d)}$ の関係を求めると，下記のようになり， $\tau_{f(DSST)}$ と $\tau_{fe(d)}$ はほぼ一致する．

[有明粘土]

$$\begin{aligned} \tau_{f(DSST)} &= 0.8 \tau_{f(d)} \\ &= 0.8 / (0.88 \times 0.87 \text{ or } 0.86 \times 0.88) \tau_{fe(d)} \\ &= (1.04 \text{ or } 1.06) \tau_{fe(d)} \end{aligned} \quad (4.14a)$$

[Drammen粘土]

$$\begin{aligned} \tau_{f(DSST)} &= 0.8 \tau_{f(d)} \\ &= 0.8 / (0.89 \times 0.87 \text{ or } 0.89 \times 0.88) \tau_{fe(d)} \\ &= (1.03 \text{ or } 1.02) \tau_{fe(d)} \end{aligned} \quad (4.14b)$$

表-4.4 DSTとDSSTのせん断機構の違いに対する補正値を求めるための物性値（有明粘土）

	上部粘土	下部粘土
K_0	0.54	0.49
ϕ°	27°	28°
M	1.07	1.11
η_0	0.66	0.77
Λ	0.8	0.8
β	0.427	0.479
$\cosh \beta$	1.093	1.117
補正係数	0.92	0.89

表-4.5 DSTとDSSTのせん断機構の違いに対する補正値を求めるための物性値（Drammen粘土）

	上部粘土	下部粘土
K_0	0.49	0.49
ϕ°	25°	26°
M	0.98	1.03
η_0	0.77	0.77
Λ	0.8	0.8
β	0.544	0.518
$\cosh \beta$	1.152	1.137
補正係数	0.87	0.88

表-4.6 DSSTに対するDSTの補正係数

		μ_R	μ_M
有明	上部	0.88	0.92
	下部	0.86	0.89
Drammen	上部	0.89	0.87
	下部	—	0.88

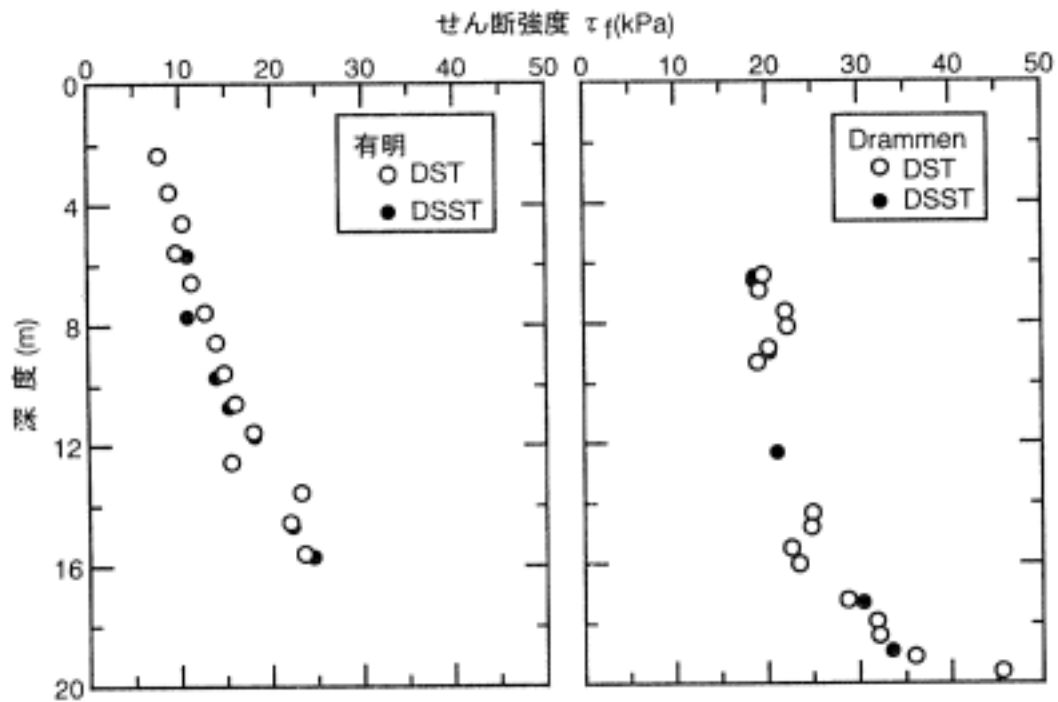


図-4.12 DSTおよびDSSTより得られたせん断強度（補正後）

4.5.6 応力経路

図-4.13に上部有明粘土（試験番号5）および下部有明粘土（試験番号15）のDSTとDSSTによる応力経路を示す．試験番号は概略の深さ(m)に相当する．二つの応力経路を比較すると，まず第1に，下部有明粘土の挙動と上部有明粘土のそれはあまり差がないことがわかる．第2に，DSSTの応力経路がDSTのそれに比べて左側（より大きな有効応力の減少）に位置することが読みとれる．この原因は，DSSTにおけるひずみ速度がDSTの約1/10のため，いわゆるクリープの進行に伴うより大きな過剰間隙水圧が発揮されたために他ならない．

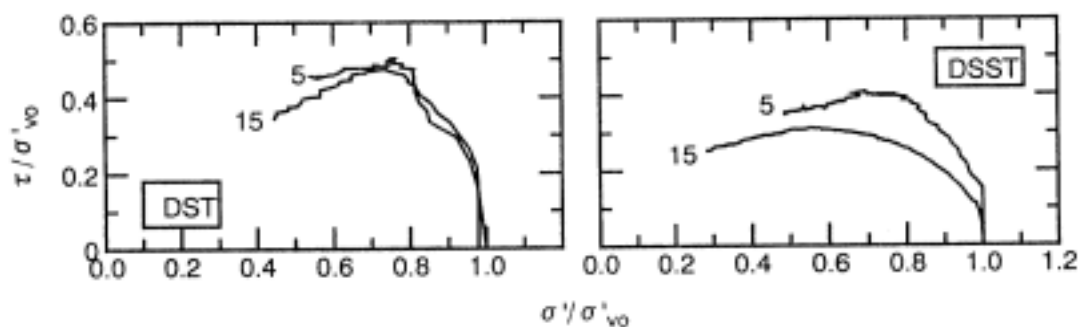


図-4.13 DSTおよびDSSTによる応力経路（有明粘土）

4.5.7 過圧密Drammen粘土の試験結果

前節までは不攪乱試料をその σ'_{vo} で再圧縮して定体積せん断試験に供する試験結果について報告した。本節では、上部Drammen粘土について実施した人工過圧密粘土についてDSTとDSST(表-4.3に示したDST₂およびDSST₂)の結果について報告する。

本試験ではまずリモールドした試料と不攪乱試料を400kPaで圧密(24時間)して正規圧密粘土を作成し、次いで種々のOCR(=1,2,4,5,10,20および40、ただし、不攪乱試料についてはOCR=1,3および10)のもとで膨張(24時間)させ定体積せん断に供した。載荷速度は、0.1mm/min(DST₂)と0.1%/min(DSST₂)である。リモールドおよび不攪乱試料のDST₂より得られたせん断応力～間隙水圧～変位曲線を図-4.14に示す。当然のことながら二つの間に有意な違いは認められない。

DST₂とDSST₂より得られた τ_f を、圧密(膨張)応力 σ'_v で正規化した τ_f/σ'_v をOCRに対してプロットした結果を図-4.15に示す。DST₁、DSST₁の結果と異なり、両者は極めて良い一致を示す。過圧密の影響は、太田らのDSTとDSSTのせん断機構の違いに関する理論式に関係ないので、前節で求めた補正係数(=0.87)を適用する。載荷速度の影響についての補正係数は、前節に示した手法により下記のように求められる。

$$\mu_R = 0.91/0.97 = 0.93 \quad (4.15)$$

従って、せん断機構の違いと載荷速度の両者を取り入れた補正係数は次式で与えられる。

$$\mu_R \times \mu_M = 0.87 \times 0.93 = 0.81 \quad (4.16)$$

式(4.16)を用いて補正した $\tau_{f(d)}$ と $\tau_{f(DSST)}$ をOCRに対してプロットした結果を図-4.15に示す。当然ながら $\tau_{f(d)}$ が低い値を示す。

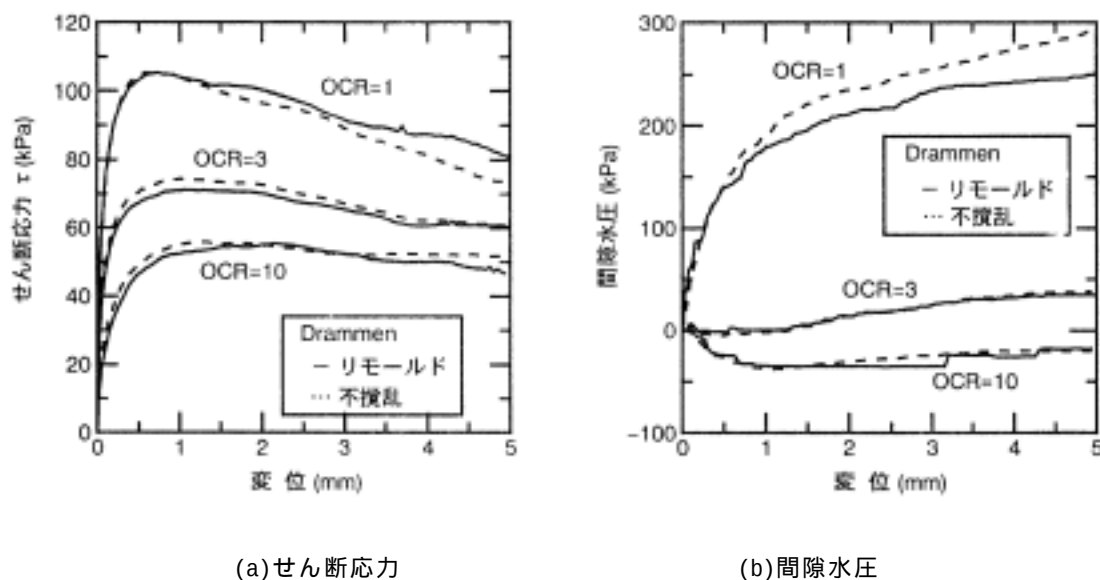


図-4.14 リモールドおよび不攪乱試料より作成した人工過圧密粘土のDST₂より得られた応力～間隙水圧～変位曲線 (Drammen粘土)

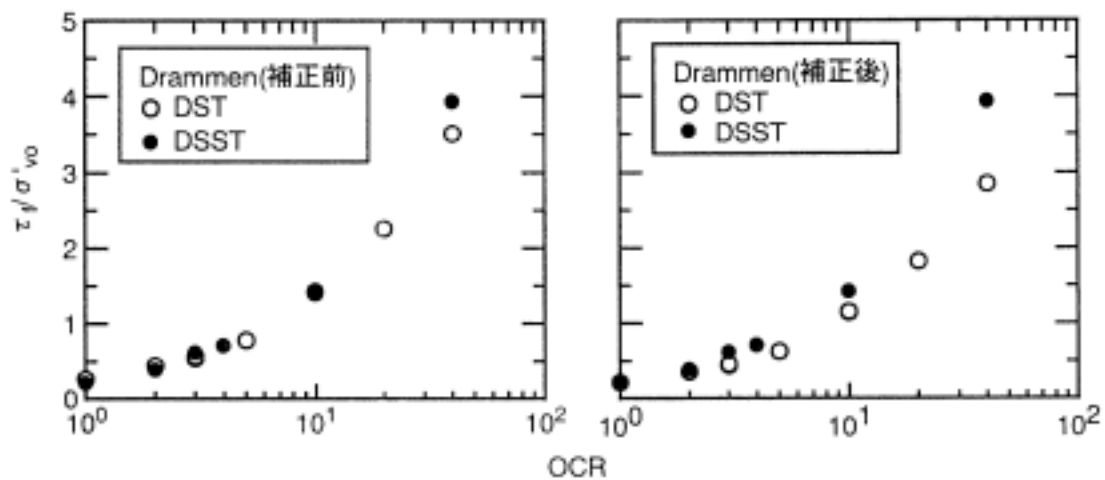


図-4.15 DST2とDSST2より得られた正規化したせん断強度とOCRの関係（Drammen粘土）

4.5.8 まとめ

九州の有明粘土とノルウェーのDrammen粘土について実施した一連の一面せん断試験(DST)と単純せん断試験(DSST)結果について報告した。その結果、次のような結論と推察が得られた。

- (1) 不攪乱試料をその土被り圧で再圧縮した後、せん断に供する[DST₁]より得られたせん断強度($\tau_{f(d)}$)は、同じ条件での[DSST₁]より得られる値($\tau_{f(DSST)}$)よりも高い値を示す。
- (2) DSTとDSSTの載荷速度とせん断機構の違いによる補正係数として下記のような値が得られた。

$$\begin{aligned} \mu_R \times \mu_M &= (0.77 \sim 0.81) \quad (\text{有明粘土}) \\ &= (0.77 \sim 0.78) \quad (\text{Drammen粘土}) \end{aligned}$$

- (3) DST₁より得られた $\tau_{f(d)}$ に上記の補正係数を乗じたせん断強度は、DSST₁より得られた $\tau_{f(DSST)}$ と良い一致を示した。
- (4) しかし人工過圧密粘土について実施したDST₂とDSST₂より得られたせん断強度には、このような補正が有効でないことが判明した。この理由は両試験機の機械的な問題か、実験誤差なのか、人工粘土と自然粘土（不攪乱粘土）の持つ本質的な違いなのか現状では不明である。

4.6 一軸圧縮試験(UCT)との比較

4.6.1 UCTの問題点

地盤のせん断強度を一軸圧縮強度(q_u)の半分として設計する方法(q_u 法)は、1952年に石井ら³²⁾により横浜港高島3号栈橋の設計施工に使用されて以来、わが国の港湾関連施設の設計に広く使用されてきた。

しかし q_u はバラツキが大きく、均一といわれる海成粘土でもその変動係数は0.15から大きい場合には0.2を越える場合も珍しくない³³⁾。一軸圧縮試験(UCT)によるせん断強度を設計に用いる場合の問題点として、試料採取から試験実施までの間の試料の乱れ、地盤の強度異方性、この試験のせん断ひずみ速度と実際の地盤破壊時のひずみ速度の違い、土の破壊規準からすると q_u の半分の非排水せん断強度とするのは過大であること、平面ひずみ条件の多い実際問題に軸対称条件下での強度を用いること、などが既往の研究により知られている³⁴⁾。この中で と はUCTに特有の問題点であり、なかでも の影響が最も大きい。

田中ら³⁵⁾は、異なったサンプラー、すなわち、日本の固定ピストン式シンウォールサンプラー、カナダのラバル型大口径サンプラー、アメリカのシェルビーチューブサンプラー、NGIで開発されたサンプラーおよびイギリスのサンプラーから得られた試料の q_u について検討を行い、サンプラーの違いにより q_u が大きく変化すること、さらに、同じサンプラーを使用しても、ボーリングを行ってサンプリングを行う方法(プレボーリング方式)とサンプラーを所定の位置まで地中に直接押し込み、試料を採取する方法(ディスプレイスメント方式)によって採取された試料の q_u は大きく異なることを示した。

4.6.2 せん断強度

有明粘土、Bothkennar粘土、Champlain粘土およびDrammen粘土についてUCT(載荷速度1%/min)より得られるせん断強度($\tau_{f(UCT)}$)と定体積一面せん断試験(載荷速度0.25mm/min)にて求めた $\tau_{f(d)}$ の関係を図-4.16に示す。一面せん断試験(DST)は、不攪乱試料を有効土被り圧 σ'_{vo} で一次圧密完了まで圧密(5~10分)した後実施された。各粘土について下記の関係が得られた。

$$\begin{aligned}\tau_{f(UCT)} &= 0.67 \tau_{f(d)} && \text{(上部有明粘土)} \\ &= 0.87 \tau_{f(d)} && \text{(下部有明粘土)} \\ &= 0.96 \tau_{f(d)} && \text{(Bothkennar粘土)} \\ &= 0.59 \tau_{f(d)} && \text{(Champlain粘土)} \\ &= 0.79 \tau_{f(d)} && \text{(上部Drammen粘土)} \\ &= 0.51 \tau_{f(d)} && \text{(下部Drammen粘土)}\end{aligned}\tag{4.17}$$

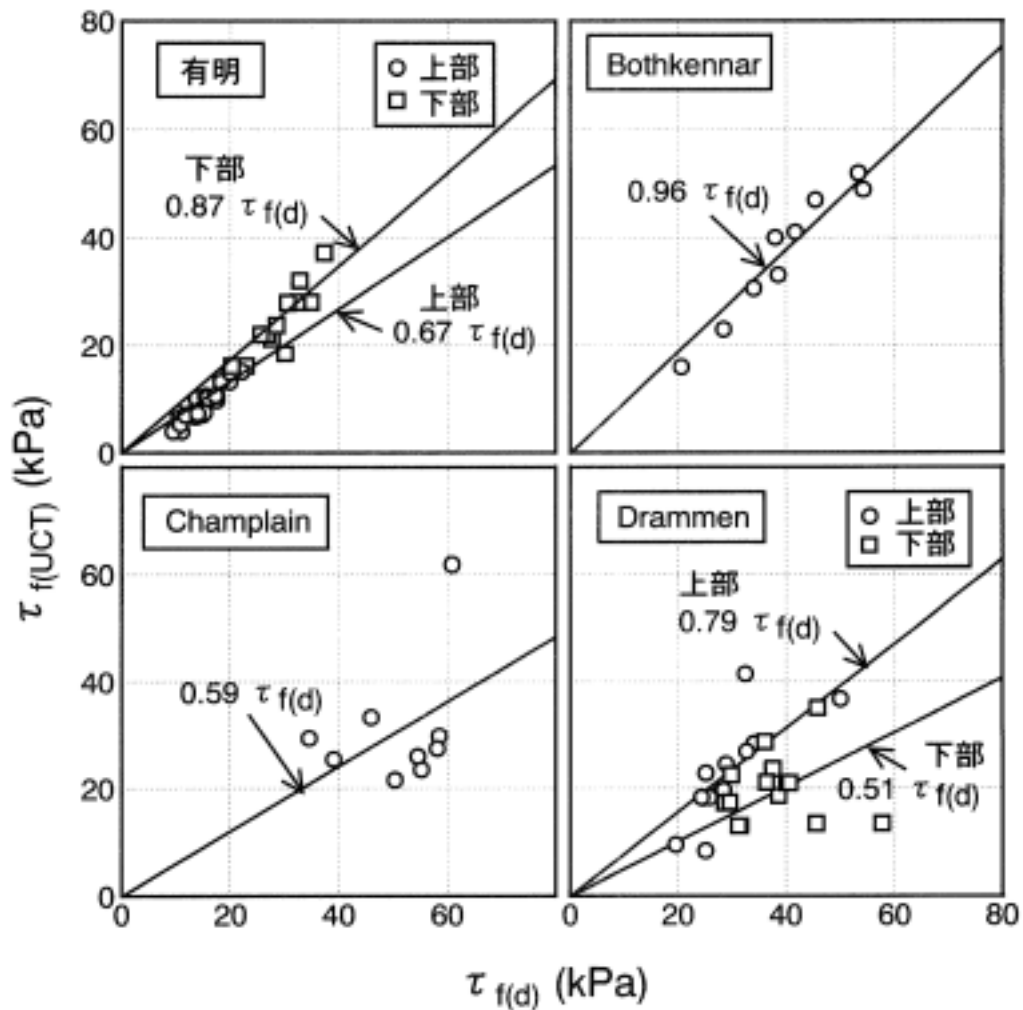


図-4.16 4地域の粘土の $\tau_{f(UCT)}$ と $\tau_{f(d)}$ の関係

Champlain粘土と下部Drammen粘土の $\tau_{f(UCT)}$ と $\tau_{f(d)}$ の相関性は他の粘土に比べてバラツキが大きく、かつ $\tau_{f(UCT)} / \tau_{f(d)}$ が小さな値を示す。この理由は、これら2つの粘土のUCTにおける残留有効応力が非常に小さかった¹⁰⁾ためと考えられる。更に、構造が発達したChamplain粘土では、土田⁶⁾が指摘した応力解放に伴うクラック型乱れが生じた可能性もある。一方、Bothkennar粘土では $\tau_{f(UCT)} / \tau_{f(d)}$ は0.96と1.0に近く、不攪乱試料の品質が他の3つの粘土に比べ高かったことが推察される。

次に、有明粘土(平均 $I_p=60$)、Drammen粘土(平均 $I_p=19$)、霞ヶ浦粘土(平均 $I_p=56$)、笠岡粘土(平均 $I_p=48$)について得られたせん断強度($\tau_{f(UCT)}$)と $\tau_{f(d)}$ の関係を図-4.17に示す。Drammen粘土以外は比較的高塑性粘土である。両者のせん断強度比($\tau_{f(UCT)} / \tau_{f(d)}$)は、Drammen粘土の一部を除き0.4～1.2と極めて広範囲に分布している。有明粘土や笠岡粘土のような高塑性海成粘土では比較적バラツキが小さいが、陸成粘土である霞ヶ浦粘土と低

塑性粘土であるDrammen粘土でそのバラツキが顕著である．この二つの粘土でバラツキが大きくなった理由を調べるため，それぞれの粘土の $\tau_{f(d)}$ と $\tau_{f(UCT)}$ を σ'_{vo} に対しプロットした結果を図-4.18，図-4.19に示す．図に示すように， $\tau_{f(d)}$ は σ'_{vo} の増加と共に増加しているのに対し， $\sigma'_{vo}=20 \sim 40\text{kPa}$ での霞ヶ浦粘土の $\tau_{f(UCT)}$ は極端に低い値を示し，同様に下部Drammen粘土の $\tau_{f(UCT)}$ は殆ど増加せず上部粘土よりも低い値を示す．この原因としてサンプリング時の機械的乱れ(霞ヶ浦粘土)とUCTにおける残留有効応力の大きさ(Drammen粘土)が挙げられるが， $\tau_{f(UCT)}$ はこれらの要因に対し極めて鋭敏であるため，バラツキが大きくなったと考えられる．

我国において，UCTはその導入時の実務的要請，試験法の簡便さなどから設計法に組み込まれ，現在まで地盤の安定問題に使用されてきたが，建設工事の対象となる地盤の多様化に伴い，UCTが適用できない粘土があることが明らかになってきた^{10),35)}．このような問題に対処するには，せん断強度のバラツキの少ない試験法で，実現象との関係が明確な試験法を用いた設計法を構築することが必要である．

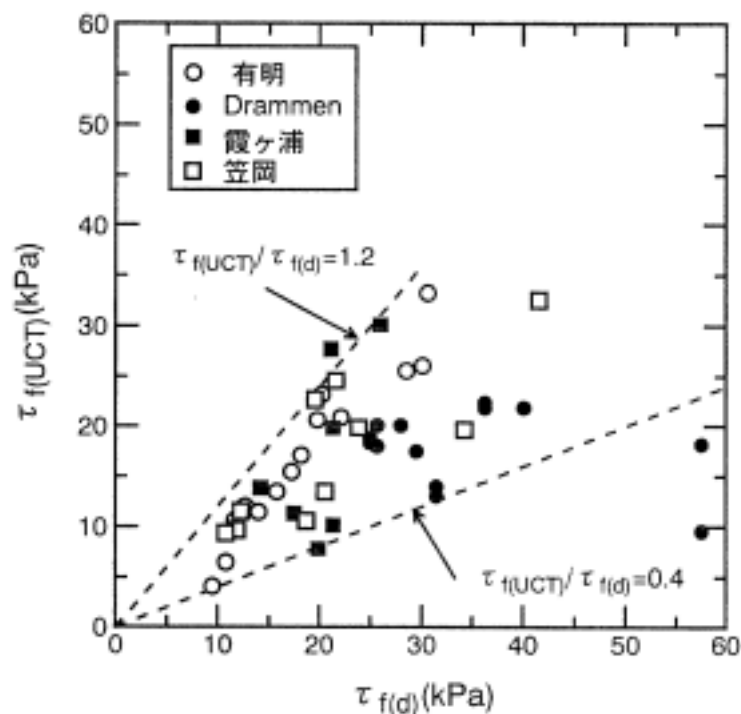


図-4.17 $\tau_{f(UCT)}$ と $\tau_{f(d)}$ の関係

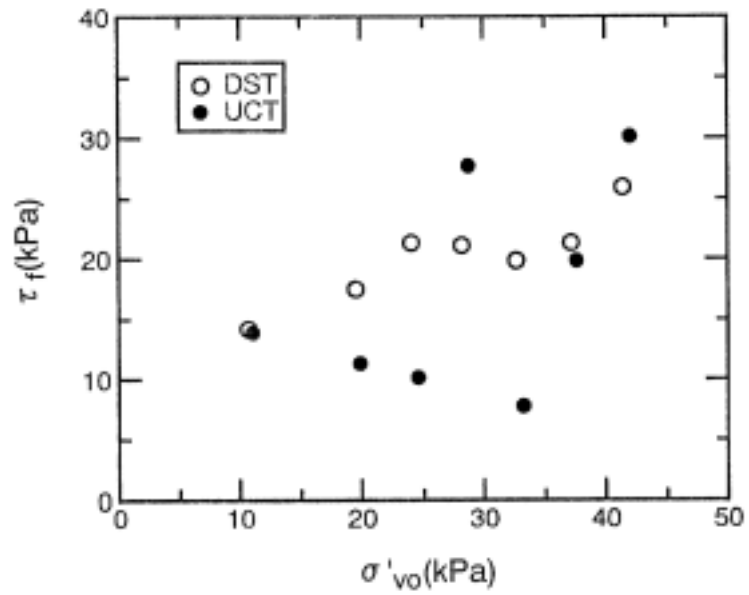


図-4.18 τ_f と σ'_{v0} の関係(霞ヶ浦粘土)

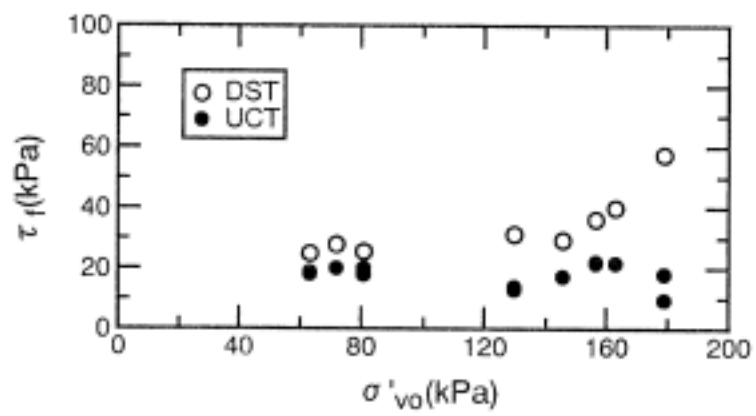


図-4.19 τ_f と σ'_{v0} の関係(Drammen粘土)

4.7 現場ベーン試験(FVT)との比較

現場ベーン試験(FVT)より得られるせん断強度($\tau_{f(FVT)}$)はベーンの上下端面と円筒側面で発揮される2つのせん断面より構成される。サンドシームや貝ガラが少ない比較的きれいな粘土では、せん断面に作用する垂直応力の違いにより上下端面でのせん断強度($\tau_{f(FVT)h}$)が円筒側面でのせん断強度($\tau_{f(FVT)v}$)より大きい。しかしピート地盤や上記の混入物がある限度以上になると両者の関係は逆転する。

$\tau_{f(FVT)}$ は式(4.18)で表される。

$$\tau_{f(FVT)} = (\tau_{f(FVT)v} + D/3H \cdot \tau_{f(FVT)h}) / (1 + D/3H) \quad (4.18)$$

ここに、D：ベーンの幅

H：ベーンの高さ

太田ら³⁶⁾が関口と太田³⁷⁾の提案した弾塑性モデルを用いて求めたせん断強度の理論式によると、 $\tau_{f(FVT)v} / \tau_{f(FVT)h}$ は式(4.19)で表される。

$$\tau_{f(FVT)v} / \tau_{f(FVT)h} = 1 / \sqrt{1 + 3/4 \cdot (\eta_0/M)^2} \quad (4.19)$$

$K_0=0.5$ 、 $\phi'=30^\circ$ とすると、 $\eta_0=0.75$ 、 $M=1.2$ となり、 $\tau_{f(FVT)v} / \tau_{f(FVT)h}=0.88$ となる。

FVTは標準型のベーン($H=2D$)を用いて実施される。式(4.18)に標準型のベーンの仕様 $H=2D$ を代入すると、標準型のFVTによる $\tau_{f(FVT)}$ は式(4.20)で表される。

$$\tau_{f(FVT)} = \frac{6}{7} \cdot \left(\tau_{f(FVT)v} + \frac{\tau_{f(FVT)h}}{6} \right) \quad (4.20)$$

式(4.20)に示すように、 $\tau_{f(FVT)}$ の値はほとんど $\tau_{f(FVT)v}$ によって決まる。 $\tau_{f(FVT)h}$ は、一面せん断試験(DST)によるせん断強度 $\tau_{f(d)}$ に等しいと考えられるので、きれいな粘土では $\tau_{f(d)}$ のほうが $\tau_{f(FVT)}$ より大きくなる。図-4.20は、アジアの海成粘土について得られた $\tau_{f(d)}$ と $\tau_{f(FVT)}$ を比較したものである¹⁹⁾。図中○印で示した3つの粘土(磯子、桑名、柳井粘土)はサンドシームや貝ガラを多く含む粘土で、・印で示した粘土は比較的きれいな粘土である。図に示すようにそれぞれの粘土について下記の関係が得られた。

$$\tau_{f(FVT)} = (0.8 \sim 1.0) \tau_{f(d)} \quad (\text{きれいな粘土}) \quad (4.21a)$$

$$= (1.0 \sim 1.4) \tau_{f(d)} \quad (\text{サンドシームや貝ガラを含む粘土}) \quad (4.21b)$$

式(4.21a)に示す関係を理論的に検討するため、太田ら³⁶⁾が示したDSTとFVTのせん断強度の理論式に一般的な粘土の材料定数を代入してせん断強度を計算し、それらの関係を調べることにする。太田ら³⁶⁾の式によると、 $\tau_{f(FVT)} / \tau_{f(d)}$ は式(4.22)で表される。

$$\frac{\tau_{f(FVT)}}{\tau_{f(d)}} = \frac{1}{7} \left(\frac{6}{\sqrt{1 + 3/4 \cdot (\eta_0/M)^2}} + 1 \right) \quad (4.22)$$

ここに、 $\eta_0 = 3(1-K_0)/(1+2K_0)$

$$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$$

ここで $K_0=0.5$ 、 $\phi'=30^\circ$ とすると、 $\eta_0=0.75$ 、 $M=1.2$ となり、下記の関係が得られ式(4.21a)に

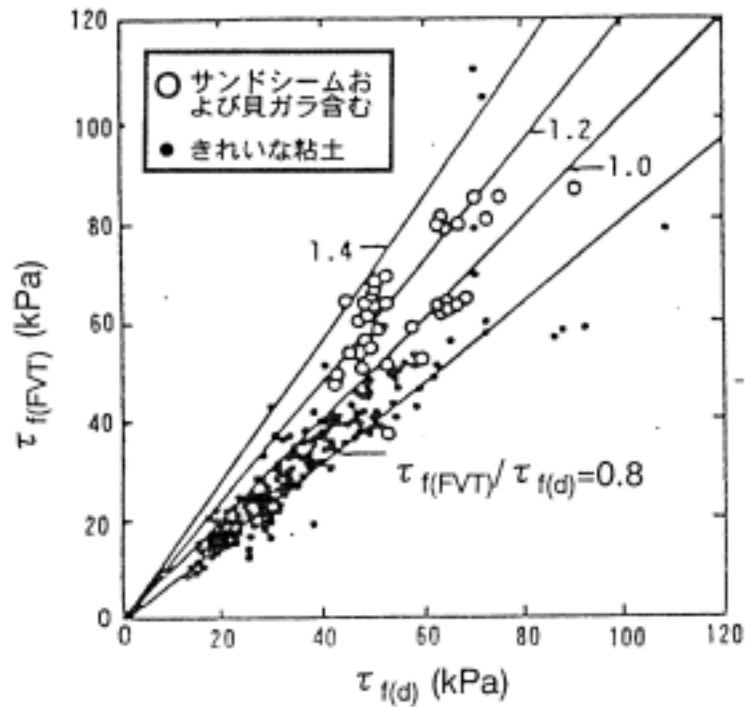


図-4.20 せん断強度の関係¹⁹⁾

示す実測結果と一致する．

$$\tau_{f(FVT)} = 0.90 \tau_{f(d)} \quad (4.23)$$

次に，有明粘土，Bothkennar粘土，Champlain粘土およびDrammen粘土について得られた $\tau_{f(FVT)}$ と $\tau_{f(d)}$ の関係を図-4.21に示す．各粘土について下記の関係が得られた．

$$\begin{aligned} \tau_{f(FVT)} &= 0.83 \tau_{f(d)} && \text{(有明粘土)} \\ &= 0.85 \tau_{f(d)} && \text{(Bothkennar粘土)} \\ &= 1.11 \tau_{f(d)} && \text{(Champlain粘土)} \\ &= 0.75 \tau_{f(d)} && \text{(上部Drammen粘土)} \\ &= 0.47 \tau_{f(d)} && \text{(下部Drammen粘土)} \end{aligned} \quad (4.24)$$

$\tau_{f(FVT)}$ と $\tau_{f(d)}$ の相関性は， $\tau_{f(UCT)}$ に比べてバラツキが少ない．下部Drammen粘土について得られた「 $\tau_{f(FVT)}/\tau_{f(d)}=0.47$ 」という異常に低い値は，このような低塑性粘土にペーンを押し込むと有効応力が大きく減少することによると思われる．

標準型ペーンではペーンせん断強度は次式によって示される．

$$\frac{\tau_{f(FVT)h}}{6} + \tau_{f(FVT)v} = \frac{M}{\pi D^3} = \frac{7}{6} \cdot \tau_{f(FVT)} \quad (4.25)$$

ここに， $\tau_{f(FVT)h}$ ， $\tau_{f(FVT)v}$ ：ペーンブレード上下面および側面のせん断強度

M：回転トルク

$\tau_{f(FVT)h}$ はFVTのせん断機構を考えると $\tau_{f(d)}$ に等しいので , $\tau_{f(FVT)v}/\tau_{f(FVT)h}$ は次式で与えられる .

$$\frac{\tau_{f(FVT)v}}{\tau_{f(FVT)h}} = \frac{7}{6} \cdot \frac{\tau_{f(FVT)}}{\tau_{f(d)}} - \frac{1}{6} \quad (4.26)$$

式(4.26)より得られた $\tau_{f(FVT)v}/\tau_{f(FVT)h}$ を $\tau_{f(FVT)}/\tau_{f(d)}$ に対しプロットした結果を図-4.22に示す . 貝ガラやサンドシームをあまり含まない比較的きれいな粘土では , この比は通常1.0より小さいことが知られている . しかしChamplain粘土ではこれらの混入物はほとんど見られない .

ところで , 式(4.26)を別の式で表すと , 式(4.27)のようになる .

$$\begin{aligned} \tau_{f(FVT)v}/\tau_{f(FVT)h} &= \sigma_h \tan \phi_v / \sigma_v \tan \phi_h \\ &= K_0 \times \mu_{A(inh)} \end{aligned} \quad (4.27)$$

ここに , σ_h : 水平全応力

σ_v : 鉛直全応力

$\tan \phi_v$: 鉛直面のせん断抵抗係数

$\tan \phi_h$: 水平面のせん断抵抗係数

K_0 : 静止土圧係数

$\mu_{A(inh)}$: 水平および鉛直堆積面での固有異方性 (inherent anisotropy) に関する補正係数 ($\tan \phi_v / \tan \phi_h$)

固有異方性は堆積過程における土粒子の配向性に代表される「構造の方向性」によって引き起こされるものであり , 板状 , 薄片状の粒子形状を持つ粘土に代表される物性で , 粘土粒子が一定方向に並んだ配向構造をとるとき顕著にみられる . 通常 , 鉛直面の強度のほうが水平面のそれより大きいので , $\mu_{A(inh)} > 1.0$ となる . 図-4.22に示す $\tau_{f(FVT)v}/\tau_{f(FVT)h}$ を式(4.27)に代入すると , K_0 と $\mu_{A(inh)}$ の関係として図-4.23が得られる . Champlain粘土の K_0 は他の3つの粘土の K_0 より大きいことが推察されるが , 事実この粘土の K_0 は1.0 ~ 1.2とする報告もある³⁸⁾ .

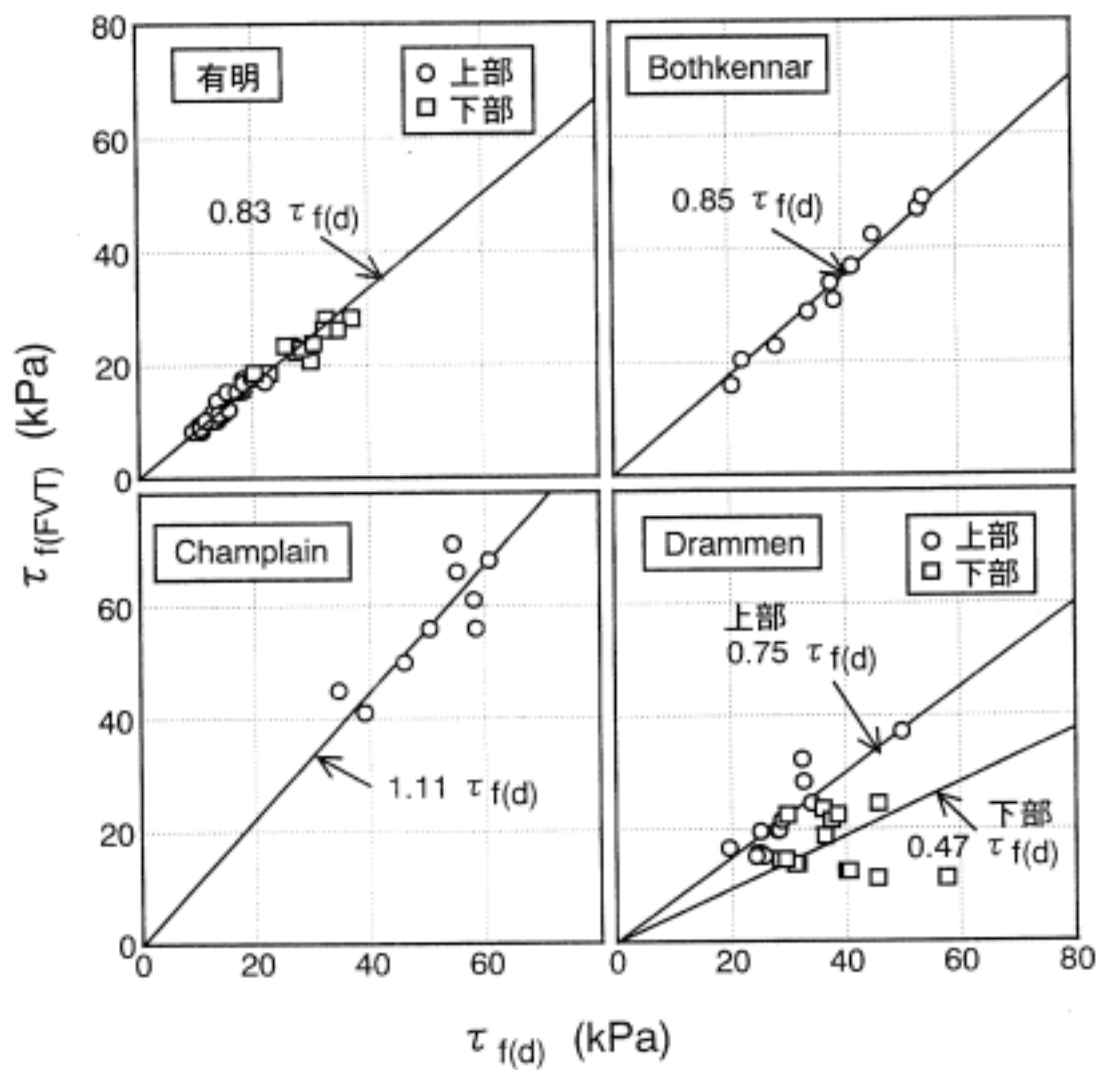


図-4.21 4地域の粘土の $\tau_{f(FVT)}$ と $\tau_{f(d)}$ の関係

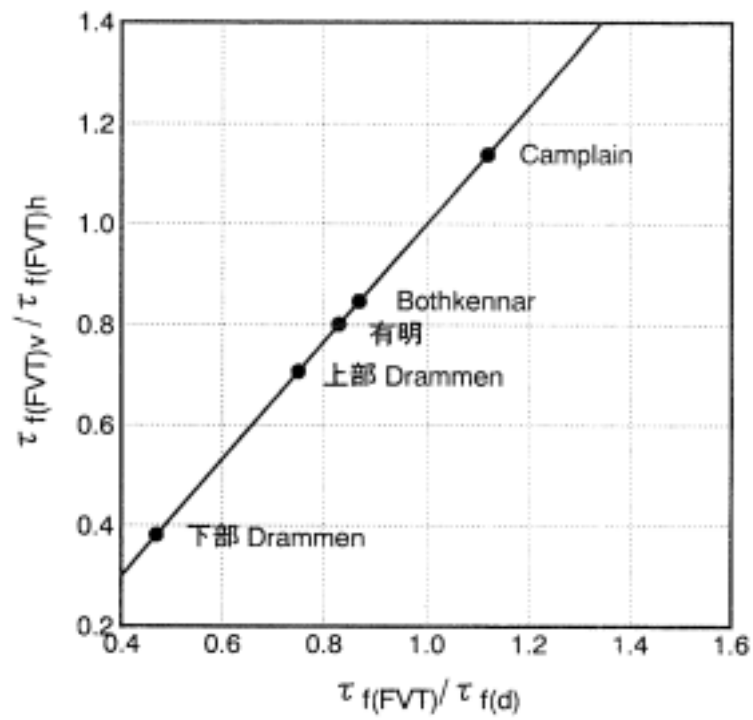


図-4.22 $\tau_{f(FVT)v} / \tau_{f(FVT)h}$ と $\tau_{f(FVT)} / \tau_{f(d)}$ の関係

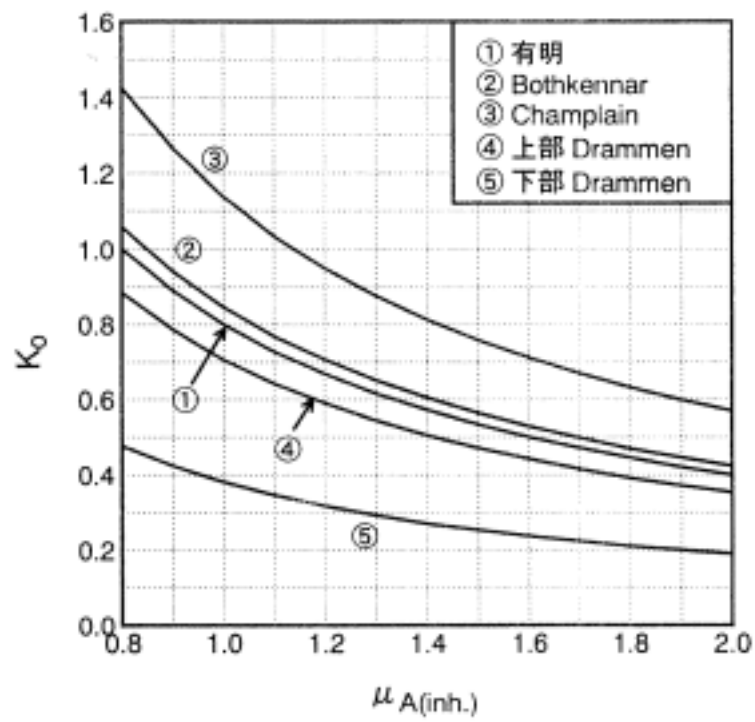


図-4.23 K_0 と $\mu_{A(inh.)}$ の関係

4.8 コーン貫入試験(CPT)との比較

コーン貫入試験(CPT)は地盤の先端抵抗や成層状態を短時間に把握するのに最も適した方法で、最近欧米では貫入中の間隙水圧と周面摩擦を電氣的に計測する3成分CPTが広く使われている³⁹⁾。本節では各地の海成粘土について実施したCPTより得られた先端抵抗(q_T)と一面せん断試験(DST)によるせん断強度 $\tau_{f(d)}$ の関係について報告する。

3成分コーン貫入試験では先端抵抗に及ぼす間隙水圧の影響を式(4.28)により補正する。

$$q_T = q_c + (1 - \alpha) u_d \quad (4.28)$$

ここに、 q_T ：補正されたコーン先端抵抗

q_c ：測定されたコーン先端抵抗

u_d ：間隙水圧

α ：(コーン有効軸断面積)/(全断面積)

q_c には全土被り圧(σ_{v0})も含まれるので、粘土の純粋な先端抵抗を示す値として($q_T - \sigma_{v0}$)が用いられる。

図-4.24にアジアの海成粘土の($q_T - \sigma_{v0}$)と $\tau_{f(d)}$ の関係を示す。一般にこの関係は($q_T - \sigma_{v0}$) = $N_{kt} \cdot \tau_{f(d)}$ で表示される。 I_p (18~152)と過圧密比OCR(0.9~6.5)が大きく変化するにも拘わらず、下記の関係が得られた。

$$\begin{aligned} q_T - \sigma_{v0} &= N_{kt} \cdot \tau_{f(d)} \\ &= 11 \tau_{f(d)} \end{aligned} \quad (4.29)$$

ここに、 N_{kt} ：係数

表-4.7に各地の粘土について得られた N_{kt} を示す。表-4.7には I_p およびOCRも併記した。これによると、 N_{kt} は7~16であり、 I_p やOCRに依存しないことが推察される。

表-4.7 各地の粘土の N_{kt}

粘土	N_{kt}	I_p	OCR
有明	10.5	28~90	1.5~3.5
桑名	10.5	30~60	1.2~1.8
出雲	10.5	60~110	0.8~1.0
扇島	12.0	30~62	1.5~2.4
八郎潟	8.5	54~152	0.9~2.1
岡山	7.5	36~49	1.6~2.6
玉野	10.0	30~57	1.5~3.2
柳井	10.0	21~45	1.2~1.6
Surabaya	11.0	54~96	1.4~2.5
Bothkennar	12.7	33~46	1.6~2.6
Champlain	15.3	47~57	2.1~2.7
Drammen	15.7	16~27	1.0~1.9

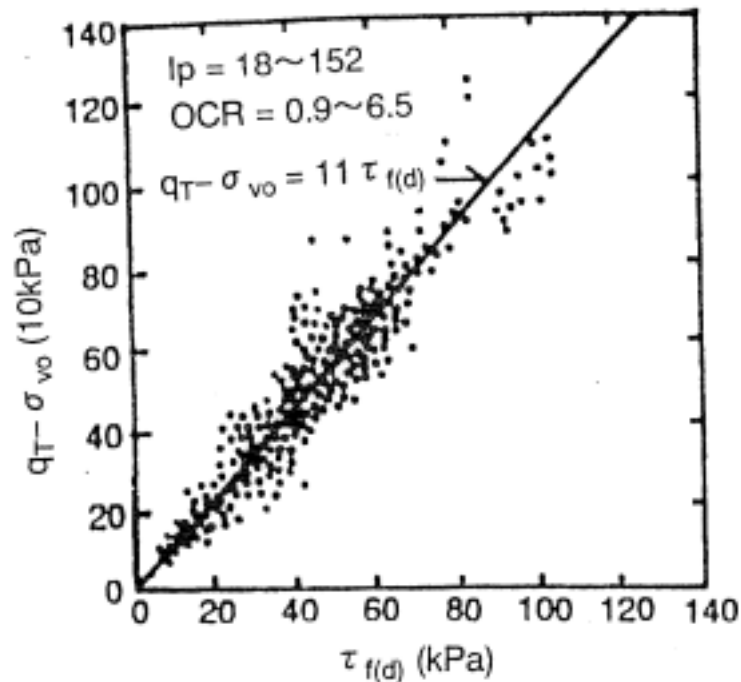


図-4.24 $\tau_{f(d)}$ と $q_T - \sigma_{v0}$ の関係⁴⁰⁾

図-4.25に有明粘土，Bothkennar粘土，Champlain粘土およびDrammen粘土について得られた $(q_T - \sigma_{v0})$ と $\tau_{f(d)}$ の関係を示す．各粘土について下記の関係が得られた．

$$\begin{aligned}
 (q_T - \sigma_{v0}) &= 10.3 \tau_{f(d)} \text{ (有明粘土)} \\
 &= 12.7 \tau_{f(d)} \text{ (Bothkennar粘土)} \\
 &= 15.3 \tau_{f(d)} \text{ (Champlain粘土)} \\
 &= 15.7 \tau_{f(d)} \text{ (Drammen粘土)}
 \end{aligned} \tag{4.30}$$

$(q_T - \sigma_{v0})$ と $\tau_{f(d)}$ の相関性は，特に下部Drammen粘土に見られるように，他の2つのせん断強度， $\tau_{f(UCT)}$ と $\tau_{f(FVT)}$ の場合よりもバラツキは小さい．この点はCPTの大きな利点と考えられる．半沢⁴⁰⁾はピートを含むアジアの海成粘土について， $(q_T - \sigma_{v0}) = (7 \sim 13) \tau_{f(d)}$ であることを示した．今回4つの粘土について得られた $(q_T - \sigma_{v0}) / \tau_{f(d)}$ （コーン係数， N_{kt} ）をアジアの粘土（図-4.24および表-4.7）の場合も含め I_p に対しプロットした結果を図-4.26に示す． N_{kt} と I_p の間には特に有意な関係は認められない．

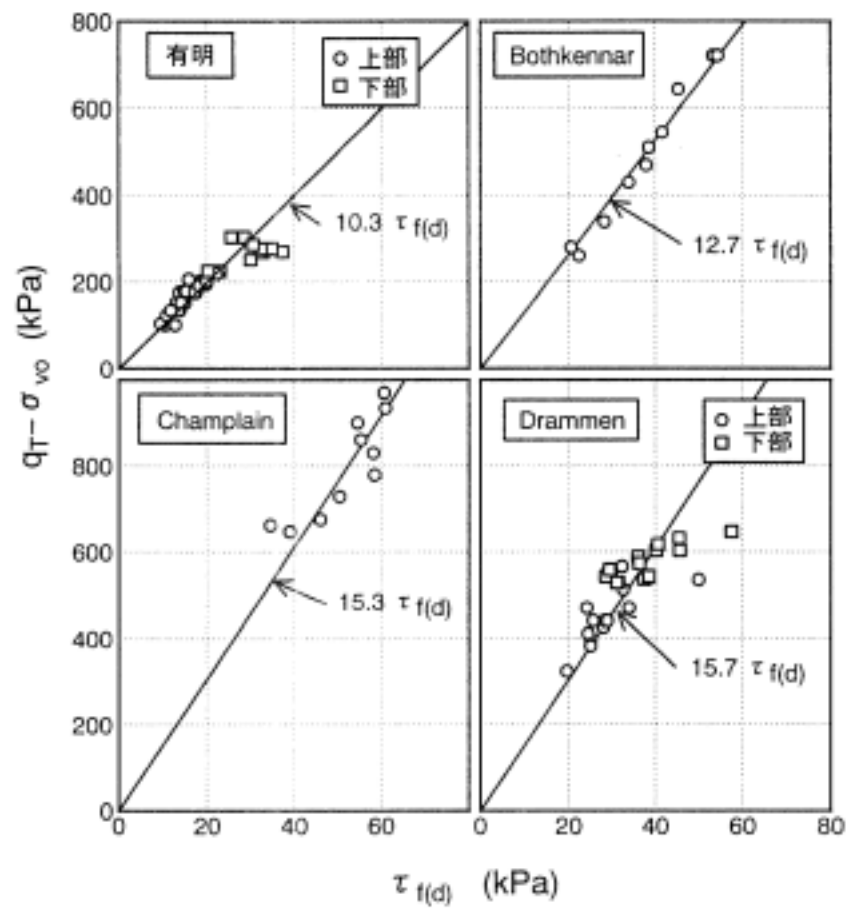


図-4.25 4地域の粘土の $(q_T - \sigma_{vo})$ と $\tau_{f(d)}$ の関係

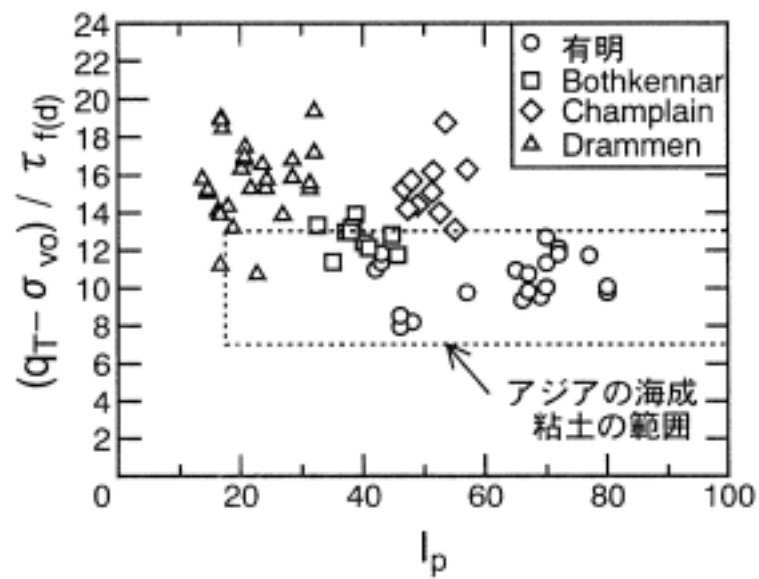


図-4.26 コーン係数 $(N_{kt} = (q_T - \sigma_{vo}) / \tau_{f(d)})$ と I_p の関係

4.9 本章の結論

日本，東南アジア，欧米の16地域の粘土について実施した一面せん断試験結果より，下記のような結論が得られた．

(1) 粘土の原位置状態でのせん断強度 $\tau_{f(d)}$ と σ'_{v0} の関係は以下に示す2つのパターンに分類できる．

パターン Ⅰ : $\tau_{f(d)} = \tau_{f(d)0} + \tau_{fn(d)} / \sigma'_v \times \sigma'_{v0}$

(上部有明，上部岡山，上部礪子，上部石巻，八郎潟，上部Semakau，上部Banjarmashin，上部Surabaya，上部Bothkennar，Champlain，上部Drammen粘土)

パターン Ⅱ : $\tau_{f(d)} = k \times \tau_{fn(d)} / \sigma'_v \times \sigma'_{v0}$

(下部有明，柳井，出雲，下部岡山，桑名，厚木，下部礪子，新潟，下部石巻，下部Semakau，下部Banjarmashin，下部Surabaya，下部Bothkennar，下部Drammen粘土)

(2) 堆積時間の長い下部粘土は殆どがパターン Ⅱ に分類され，パターン Ⅰ には上部粘土が分類される．

(3) 上部礪子粘土とChamplain粘土は $\tau_{f(d)0}$ が大きく，構造が発達していると考えられる．

(4) 出雲粘土と厚木粘土以外の粘土は， k が1～2の範囲にある．出雲粘土は $k < 1$ で未圧密と考えられる．厚木粘土は k が他の粘土よりかなり大きいので，過去に河川の浸食により除荷された可能性がある．

(5) 石巻粘土について実施した一面せん断試験結果より，砂分を15～45%程度含む低～中塑性粘土(下部粘土)は，砂分を殆ど含まない高塑性粘土(上部粘土)と同様なせん断強度特性を示すことがわかった．

一面せん断試験(DST)と単純せん断試験(DSST)，一軸圧縮試験(UCT)，現場ベーン試験(FVT)およびコーン貫入試験(CPT)から得られたせん断強度特性の関係について，実測データに基づき検討を加えた．その結果，下記のような結論が得られた．

(6) DSTとDSSTより得られるせん断強度は，載荷速度とせん断機構の違いによる補正を行うとほぼ一致する．

(7) $\tau_{f(UCT)}$ と $\tau_{f(d)}$ の関係にはバラツキが大きい粘土もみられた．その理由はUCTが不攪乱試料の品質や試験時の残留有効応力に大きく左右されることによる．

(8) $\tau_{f(FVT)}$ と $\tau_{f(d)}$ の関係は，きれいな粘土とサンドシームや貝ガラを多く含む粘土で異なり，それぞれ下記の関係が得られた．

$$\tau_{f(FVT)} = (0.8 \sim 1.0) \tau_{f(d)} \text{ (きれいな粘土)}$$

$$= (1.0 \sim 1.4) \tau_{f(d)} \text{ (サンドシームや貝ガラを含む粘土)}$$

(9) $(q_T - \sigma'_{v0})$ と $\tau_{f(d)}$ の関係は I_p やOCRに依存せず， N_{kt} として下記の値が得られた．

$$(q_T - \sigma'_{v0}) = (7 \sim 16) \tau_{f(d)}$$

参考文献

- 1) Hanzawa,H. Fukaya,T. and Suzuki,K.:Evaluation of Engineering Properties for an Ariake Clay, Soils and Foundations, Vol.30, No.4,pp.11-24, 1990.
- 2) Hight,D.W., Bond,A.J. and Legge,J.D. : Characterization of the Bothkennar Clay:an Overview, Geotechnique, Vol.4, No.2, pp.303-347, 1992.
- 3) Leroueil,S., Tardy,J., Roy,M., La Rouchelle,P. and Konrad,J.M.:Effect of Frost on the Mechanical Behavior of Champlain Sea Clay, Canadian Geotechnical Journal, Vol.28, pp.690-697, 1991.
- 4) Nut,N., Lunne,T., Hanzawa,H. and Tang,Y.X. : A Comparative Study between NGI Direct Simple Shear Apparatus and the Mikasa Direct Shear Apparatus, A joint report 521666-1, 1994.
- 5) Jamilkowski,M., Ladd,C.C., Germain,J.T. and Lancellotta,R. : New Development in Field and Laboratory Testing of Soils, Proc.,11th ICSMFE 1, pp.57-153, 1985.
- 6) 土田孝：三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究，港湾技研資料，No.688，pp.48-60，1990.
- 7) 三笠正人，木下哲夫，高田直俊：粘性土の圧密時間とせん断強さについて(第2報)，第6回土質工学研究発表会，pp.137-140，1971.
- 8) 正垣孝晴，白川修治，榊原直樹：各種室内せん断試験による自然堆積土の非排水強度，第34回地盤工学研究発表会(東京)，pp.57-58，1999.
- 9) Andersen,A. and Kolstad,P. : The NGI 54mm Sampler for Undisturbed Sampling of Clays and Representative Sampling of Coarser Materials, Proc. Int. Symp. of Soil sampling, Singapore, pp.13-21, 1979.
- 10) 田中洋行，田中政典，Hamouche K.K.：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，pp.61-66，1997.
- 11) Hanzawa,H. : In-situ Shear Strength of Marine Clay related to Aging effect, Proc., 11th European Conf., SMFE, Copenhagen, Vol.1, pp.141-146, 1995.
- 12) Hanzawa,H. and Adachi,K. : Overconsolidated State of Alluvial Marine Clay, Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.106-118, 1983.
- 13) 石井一郎，小川富美子，善功企：大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質(その2)物理特性・圧密特性・透水性，港湾技研資料，No.498，pp.47-86，1984.
- 14) Mesri,G. and Godlewski,P.M. : Time-and Stress-Compressibility Interrelationship, Proc.ASCE, Vol.103, No.GT5, pp.417-430, 1977.
- 15) 土田孝，佐藤正春，小林正樹：乱さない海成粘土の正規圧密状態におけるせん断特性について，港湾技研資料，No.444，1983.
- 16) 湯怡新，鈴木耕司，半沢秀郎：粘土の圧縮特性に与える試験方法の影響，第28回土質工学研究発表会(神戸)，pp.421-422，1993.
- 17) 三笠正人：新型一面せん断試験機について，土木学会第15回年次学術講演会講演概要，pp.45-48，1960
- 18) Bjerrum,L. and Landva,A. : Direct Simple Shear Tests on a Norwegian Quick Clay. Geotechnique, Vol.16,No.1,pp.1-20,1966.
- 19) 半沢秀郎：土の一面せん断試験結果の実務への適用，直接せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集，pp.87-94，1995.

- 20) 土質工学会編：土質試験法第6編土の力学的性質の試験（ ），pp.423-571，1979.
- 21) Bjerrum,L.：Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clay. Proc. 8th ICSMFE, Moscow, Vol.3, pp.109-159, 1973.
- 22) Hanzawa,H., Fukaya,T. and Suzuki,K.：Evaluation of Engineering Properties for an Ariake Clay. Soils and Foundations, Vol.30, No.4, pp.11-24, 1990.
- 23) Hight,D.W., Boese,R., Butcher,A.P., Clayton,C.R.I. and Smith,P.R.：Disturbance of the Bothkennar Clay prior to Laboratory Testing, Geotechnique, Vol.42, No.2, pp.199-217, 1992.
- 24) Andersen,A. and Kolstad,P.：The NGI 54mm Samplers for Undisturbed Sampling of Clays and Representative Sampling of Coarses Material, NGI Publ., No.130, 1980.
- 25) Berre,T.：Effect of Consolidation Time on Triaxial and Direct Simple Shear Tests, NGI Internal Report, No.56103-29, 1985.
- 26) たとえば, Bjerrum,L.：Embankments on Soft Ground, Proc. of the ASCE Specialty Conference on Earth and Earth Supported Structures, Vol.2, pp.1-54, 1972.
- 27) NGI Internal Report 50320-1, 1972.
- 28) Ohta,H., Nishihara,A. and Morita,Y.：Undrained Stability of Ko Consolidated Clays, Proc.11th ICSMFE, San Francisco, Vol.2, pp.613-616, 1985.
- 29) Wroth,C.P.：The Interpretation of In-situ Soil Tests, 24th Rankine Lecture, Geotechnique, Vol.34, No.4, pp.449-489, 1984.
- 30) Berre,T. and Bjerrum,L.：Shear Strength of Normally Consolidated Clays, Proc. 8th. ICSMFE, Moscow, Vol.1.1, pp.39-40, 1973.
- 31) 荻野俊寛, 工藤豊, 渡部浩志, 渋谷啓, 三田地利之：各種室内せん断試験による DRAMMEN clayのせん断特性 その2 弾性せん断係数に及ぼす応力履歴の影響, 第31回地盤工学研究発表会(北見), pp.839-840, 1996.
- 32) 石井靖丸：土質工学20年の歩み(港湾), 土と基礎, Vol.17, No.12, pp.9-12, 1969.
- 33) 土田孝：一軸圧縮強度(q_u 法)の根拠と問題点, 第41回地盤工学シンポジウム, pp.55-60, 1996.
- 34) 中瀬明男：一軸圧縮試験の過去点描, 第41回地盤工学シンポジウム, pp.1-9, 1996.
- 35) 田中政典, 田中洋行, 半沢秀郎：一軸圧縮強さの問題点とその評価方法の一考察, 第41回地盤工学シンポジウム, pp.33-36, 1996.
- 36) Ohta,H., Nishihara,A. and Morita,Y.：Undrained Stability of Ko-Consolidated Clays, Proc.11th ICSMFE, Vol.2, pp.613-616, 1985.
- 37) Sekiguchi,H. and Ohta,H.：Induced Anisotropy and Time Dependency in Clay, 9th ICSMFE, Tokyo, Proc. Specialty session 9, pp.229-239, 1977.
- 38) Hamouche,K.K., Laurel,S., Roy,M. and Lutenegeger,A.J.：In-situ Evaluation of Ko in Eastern Canada Clays, Canadian Geotechnical Journal, Vol.32, No.4, pp.677-688, 1995.
- 39) 田中泰雄, 坂上敏彦, 古谷正和：大規模埋立に伴う三成分コーン(CPTU)の利用, 土と基礎, Vol.37, No.7, pp.41-46, 1989.7.
- 40) 半沢秀郎：アジアの海成粘土のせん断強度特性, 第39回土質工学シンポジウム発表論文集, pp.19-24, 1994.

第 5 章

不攪乱粘土の変形特性

5 . 1 はじめに

殆どの不攪乱粘土は年代効果による付加的構造を保有している^{1),2)}。この構造のために，せん断応力～変位(ひずみ)関係が正規圧密粘土と全く異なる(図-5.1参照)。図-5.1は一面せん断試験(DST)より得られた不攪乱粘土とそれと同じ粘土をリモールドした粘土のせん断応力～変位曲線を比較したものである。図より，不攪乱粘土せん断中の構造破壊が，粘土の安定・変形挙動の評価に非常に重要であることがわかる。DSTは図に示すようなひずみ軟化挙動・進行性変形挙動を調査するのに適した方法の一つである³⁾。

本章では，世界の4地域の海成粘土(有明粘土，Bothkennar粘土，Champlain粘土，Drammen粘土)を対象として，三笠式一面せん断試験機を用いて，再圧縮法によるDSTを行い，得られたせん断応力～ひずみ関係より，せん断応力～ひずみ曲線の特徴的分類，せん断剛性率(見掛けのせん断剛性率)，破壊前・後のひずみエネルギー，残留強度比について述べる。次に，双曲線法によるせん断応力～ひずみ関係のモデル化を行い，その適用性について述べる。最後に，有明粘土とDrammen粘土を対象として，ヨーロッパで以前から使用されてきた単純せん断試験(DSST)結果とDST結果の比較を行う。

5 . 2 応力～ひずみ関係

5 . 2 . 1 試験法

三笠式一面せん断試験機を用いて，以下に示す2種類のDSTを行った。

a)DST1シリーズ(不攪乱粘土の試験)

不攪乱試料から作成した直径 $D=60\text{mm}$ ，高さ $H=20\text{mm}$ の供試体を，有効土被り圧(σ'_{vo})で一次圧密が終了するまで圧密した後，定体積条件で，せん断変位速度 0.25mm/min でせん断する。この試験は，原位置のせん断強度・変形特性を得るために行う。

b)DST2シリーズ(正規圧密粘土の試験)

スラリー状態にした試料を予備圧密して試験機にセットし，圧密応力(σ'_v)= $100, 200, 400\text{kPa}$ で一次圧密が終了するまで圧密した後，DST1と同じ条件でせん断する。この試験から得られるせん断強度は，正規圧密(NC)状態のせん断強度・変形特性を表す。

5.2.2 せん断応力～ひずみ関係

DST1およびDST2より得られた正規化されたせん断応力($\tau_{n(d)}/\sigma'_{v0}$ および $\tau_{(d)}/\sigma'_{v0}$)とせん断変位Dの関係を図-5.1に示す。下部Drammen粘土以外の粘土の曲線は、不攪乱試料の曲線がNC試料の曲線の上に位置し、かつ脆性的な挙動を示す。Champlain粘土の $\tau_{(d)}/\sigma'_{v0}$ ～D曲線は際だった特徴を有しており、せん断強度は、ピークを超えてからわずかのせん断変位(D=0.7mm)内で急激に低下し、その後緩やかに残留強度に達する。このような脆性的挙動は結合構造が高度に発達した粘土の典型であり⁴⁾、Champlain粘土が沖積粘土としては高度にセメンテーションされていることと一致する⁵⁾。Bothkennar粘土と下部有明粘土も上部Drammen粘土と比べるとやや脆性的な性質を有する。一方、下部Drammen粘土では、不攪乱試料の曲線とNC試料の曲線には違いが認められない。

5.2.3 せん断応力～変位関係の分類

4つの粘土についてDST1より得られた典型的なせん断応力～変位関係(図-5.1)より、これらは以下の3つのグループに分類される。

1)グループ (脆性が高い粘土)

ピーク強度に到達後、わずかな変位(0.5～1.0mm)のうちに急激に応力が低下し、その後緩やかな低下を経て大変位時の残留値に落ち着く。

2)グループ (中間的な脆性の粘土)

はっきりしたピーク強度を示すが、その後緩やかな勾配で残留段階に落ち着く。

3)グループ (脆性が低い粘土)

ピーク強度に到達した後もほぼ同じ応力が継続する。

3グループに分類した粘土の種類をOCRと共に表-5.1に示す。グループ 1には、Champlain粘土が分類される。グループ 2には、下部有明粘土、Bothkennar粘土が分類される。グループ 3には、上部有明粘土、上部Drammen粘土の一部、下部Drammen粘土が分類される。正規圧密(NC)粘土もグループ 1に分類される。構造破壊の度合いは、年代効果による構造すなわちOCRの関数であり、低OCRの粘土がグループ 1に分類されるのは当然である。

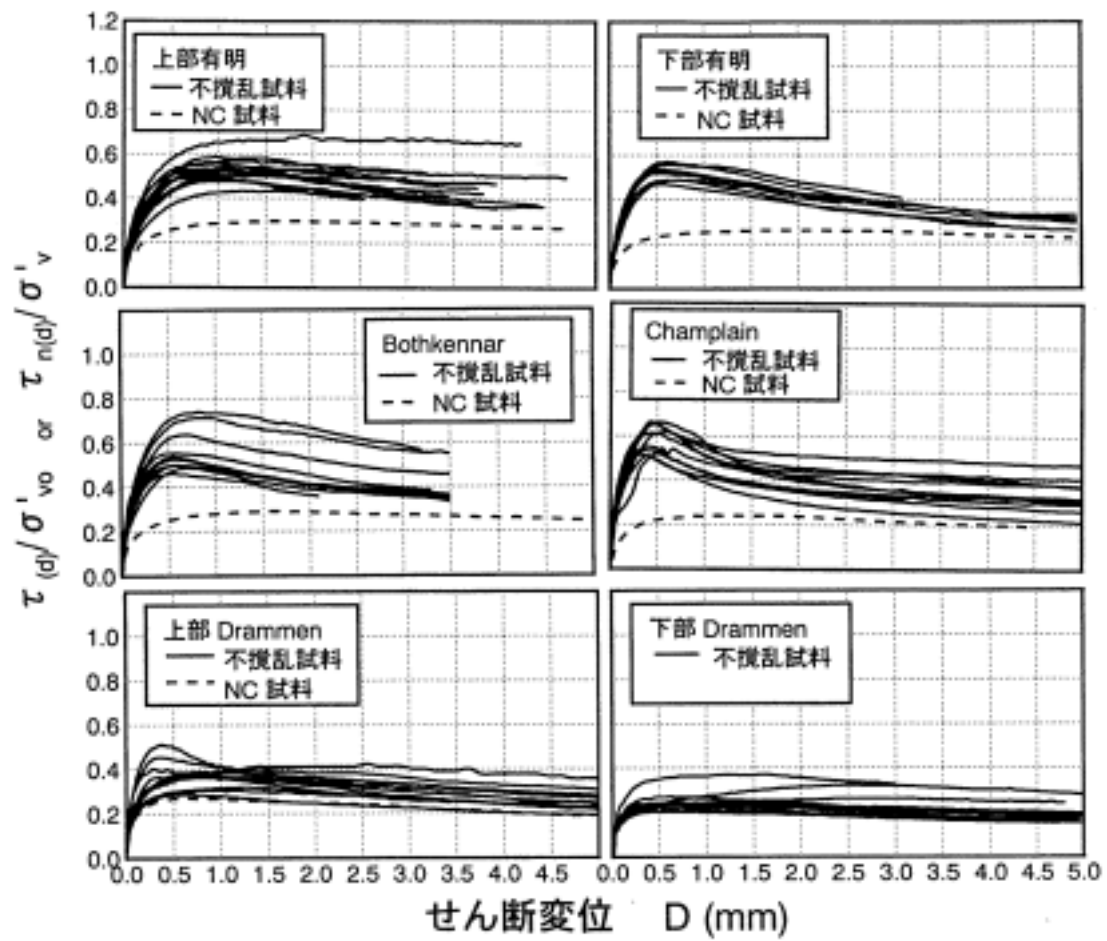


図-5.1 DSTより得られた4地域の粘土の正規化せん断応力とせん断変位の関係

5.3 せん断剛性率

見かけのせん断剛性率(G_{50})を式(5.1)のように定義する(図-5.2参照)。

$$G_{50} = (\tau_{f(d)}/2) \div (D_{50}/H_0) \quad (5.1)$$

ここに、 D_{50} ：せん断強度の1/2のせん断応力に対応するせん断変位

H_0 ：供試体の初期高さ

各粘土について、 G_{50} を $\tau_{f(d)}$ に対してプロットした結果を図-5.3に示す。 G_{50} と $\tau_{f(d)}$ の間には線形関係があり、各粘土については以下ようになる。

$$\begin{aligned} G_{50} &= 85 \tau_{f(d)} \text{ (上部)}, 110 \tau_{f(d)} \text{ (下部有明粘土)} \\ &= 109 \tau_{f(d)} \text{ (Bothkennar粘土)} \\ &= 155 \tau_{f(d)} \text{ (Champlain粘土)} \\ &= 180 \tau_{f(d)} \text{ (上部)}, 235 \tau_{f(d)} \text{ (下部Drammen粘土)} \end{aligned} \quad (5.2)$$

$G_{50}/\tau_{f(d)}$ を I_p に対してプロットした結果を図-5.4に示す。 $G_{50}/\tau_{f(d)}$ は、 I_p の増加と共に減少する。Champlain粘土のほとんどの $G_{50}/\tau_{f(d)}$ が破線で示した領域の上にくるのは、この粘土が、前記のように高度にセメンテーションされているためである。

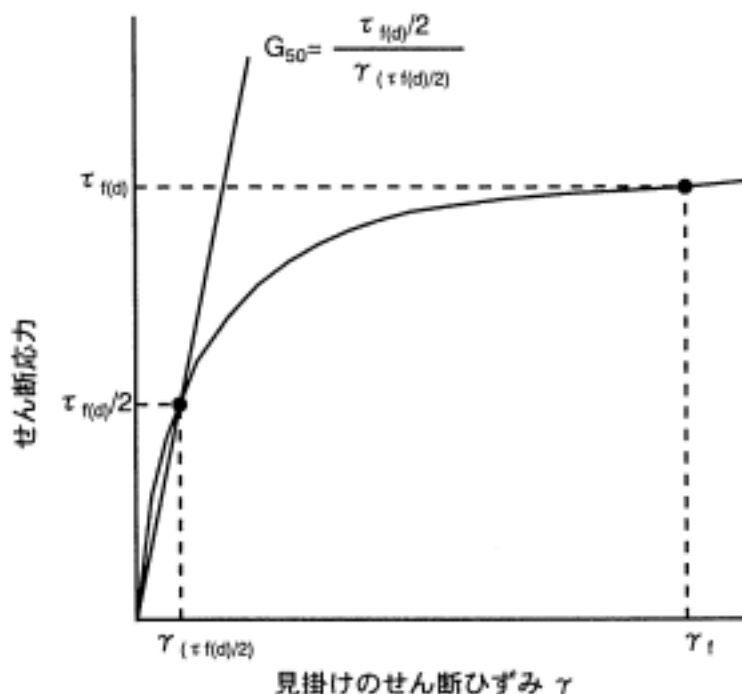


図-5.2 見掛けのせん断剛性率 G_{50}

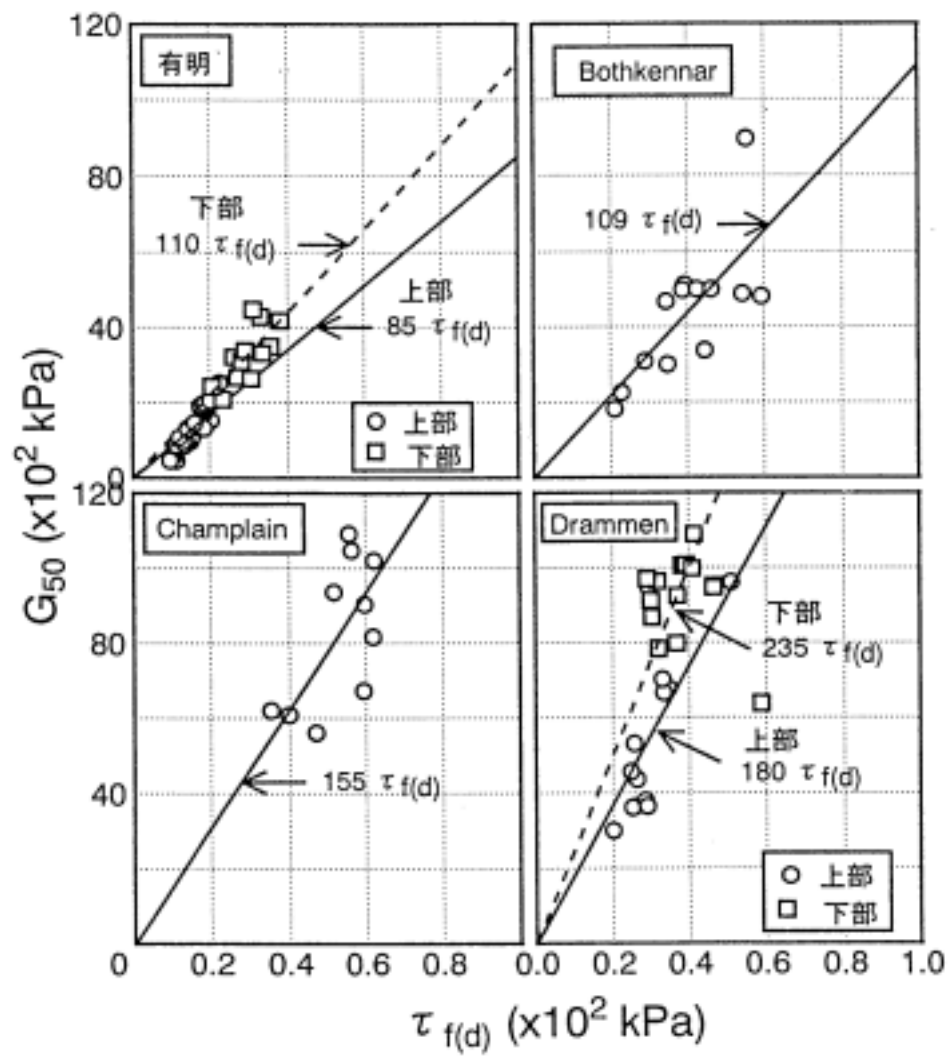


図-5.3 DSTより得られた見かけのせん断剛性率 G_{50} と $\tau_{f(d)}$ の関係

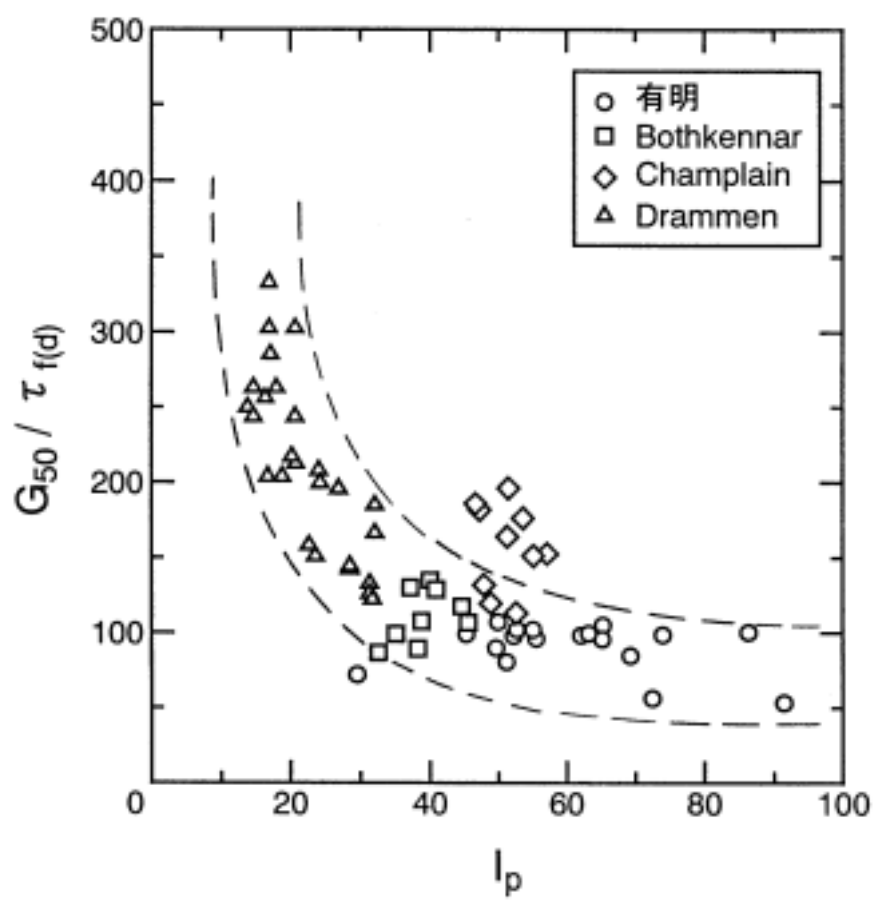


図-5.4 $G_{50} / \tau_{f(d)}$ と I_p の関係

5.4 脆性化指標

5.4.1 破壊前の挙動

DST1とDST2より得られた典型的なせん断応力～変位曲線を図-5.5に示す。

曲線①はDST1より得られた不攪乱試料の、曲線②はDST2より得られた正規圧密(NC)試料の応力～変位曲線である。点Cは不攪乱試料のピーク強度 $\tau_{f(p)}$ を表す点、点Aはそのときの変位を表す。点Bは点Aに対応するNC試料のせん断応力を表す点である。同様に、点Dは、変位2mm($\gamma_f=10\%$)の点、点Fはそのときの不攪乱試料のせん断応力、点EはそのときのNC試料のせん断応力を表す。

図-5.5より、破壊前のせん断応力～ひずみ曲線におけるひずみエネルギーは、不攪乱試料に対して点O-A-Cで囲まれた面積、NC試料に対して点O-A-Bで囲まれた面積で表される。図-5.6に、このようにして求めた不攪乱試料とNC試料の破壊前のひずみエネルギーの比(E_{DST1}/E_{DST2})をOCRに対してプロットした結果を示す。図より、両者はよく対応しているが、Champlain粘土では、OCRよりもエネルギー比のほうが大きくなっている。これは、不攪乱試料がピーク強度に達するときの変位がNC試料のピーク強度のときの変位に比べて非常に小さいため、そのときのせん断応力がせん断強度に比べてかなり小さいためである。

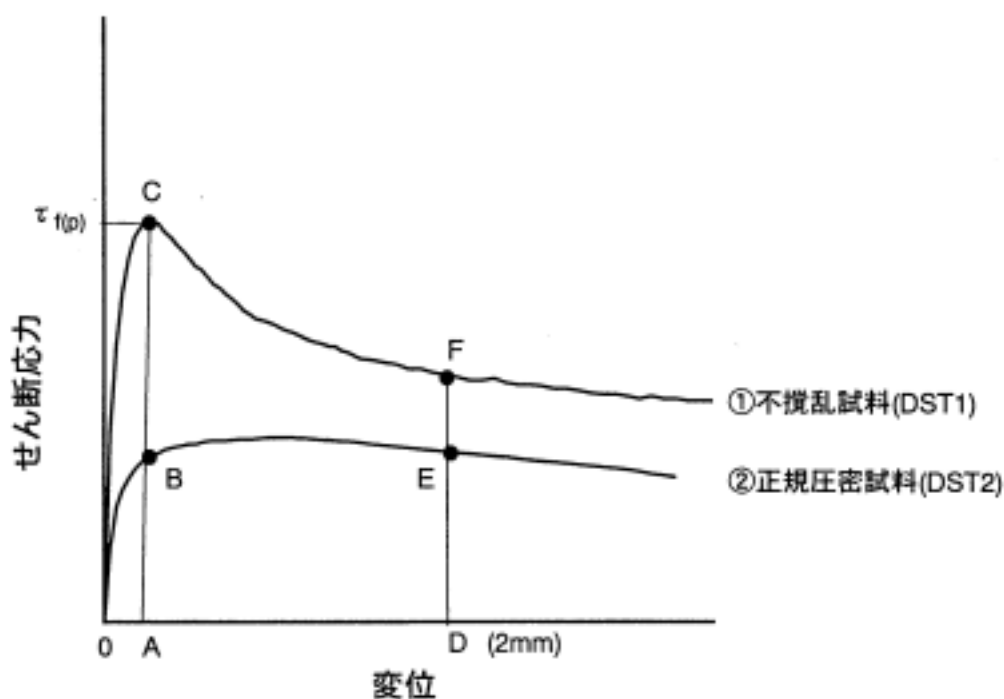


図-5.5 典型的なせん断応力～変位曲線

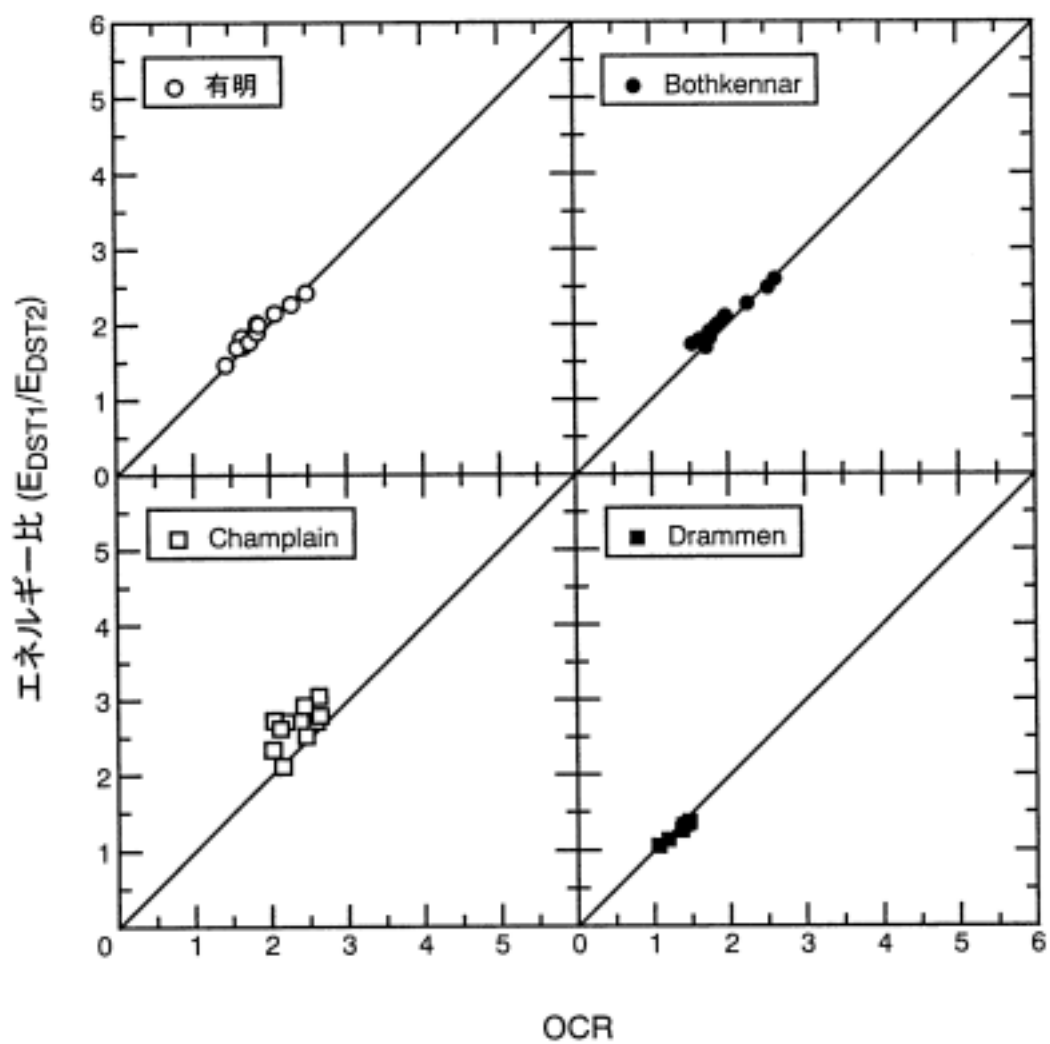


図-5.6 破壊前のひずみエネルギーの比 (E_{dST1}/E_{dST2}) と OCR の関係

5.4.2 破壊後の挙動

図-5.5をもとに破壊後の挙動について考える．ここでは，破壊後の挙動として，ピーク強度到達後から変位2mmまでを考慮する．ひずみエネルギーは，不攪乱試料に対して点A-D-F-Cで囲まれた面積，NC試料に対して点A-D-E-Bで囲まれた面積で表される．図-5.7にこのようにして求めた不攪乱試料とNC試料の破壊後のひずみエネルギーの比(E_{DST1}/E_{DST2})をOCRに対してプロットした結果を示す．図より，両者はよく一致することがわかる．各粘土のエネルギー比/OCRは，以下ようになる．

$$\begin{aligned}
 \text{エネルギー比/OCR} &= 0.99 \quad (\text{上部有明粘土}) \\
 &= 0.91 \quad (\text{下部有明粘土}) \\
 &= 0.90 \quad (\text{Bothkennar粘土}) \\
 &= 0.81 \quad (\text{Champlain粘土}) \\
 &= 1.00 \quad (\text{上部Drammen粘土})
 \end{aligned} \tag{5.3}$$

前述のせん断応力～変位曲線の分類にあてはめると，以下のような関係が得られる．

$$\begin{aligned}
 \text{型：エネルギー比/OCR} &= 0.8 \\
 \text{型：} &= 0.9 \\
 \text{型：} &= 1.0
 \end{aligned} \tag{5.4}$$

当然のことながら，ひずみ軟化が顕著なほどエネルギー比/OCRが小さくなる．よって，エネルギー比/OCRは脆性化指標となりうる．

表-5.1 せん断応力～ひずみ関係の分類

粘 土	分類	OCR
上部有明粘土	型	1.5 ～ 2.5
下部有明粘土	型	1.6 ～ 2.1
Bothkennar粘土	型	1.6 ～ 2.6
Champlain粘土	型	2.1 ～ 2.7
Drammen粘土	型	1.0 ～ 1.9

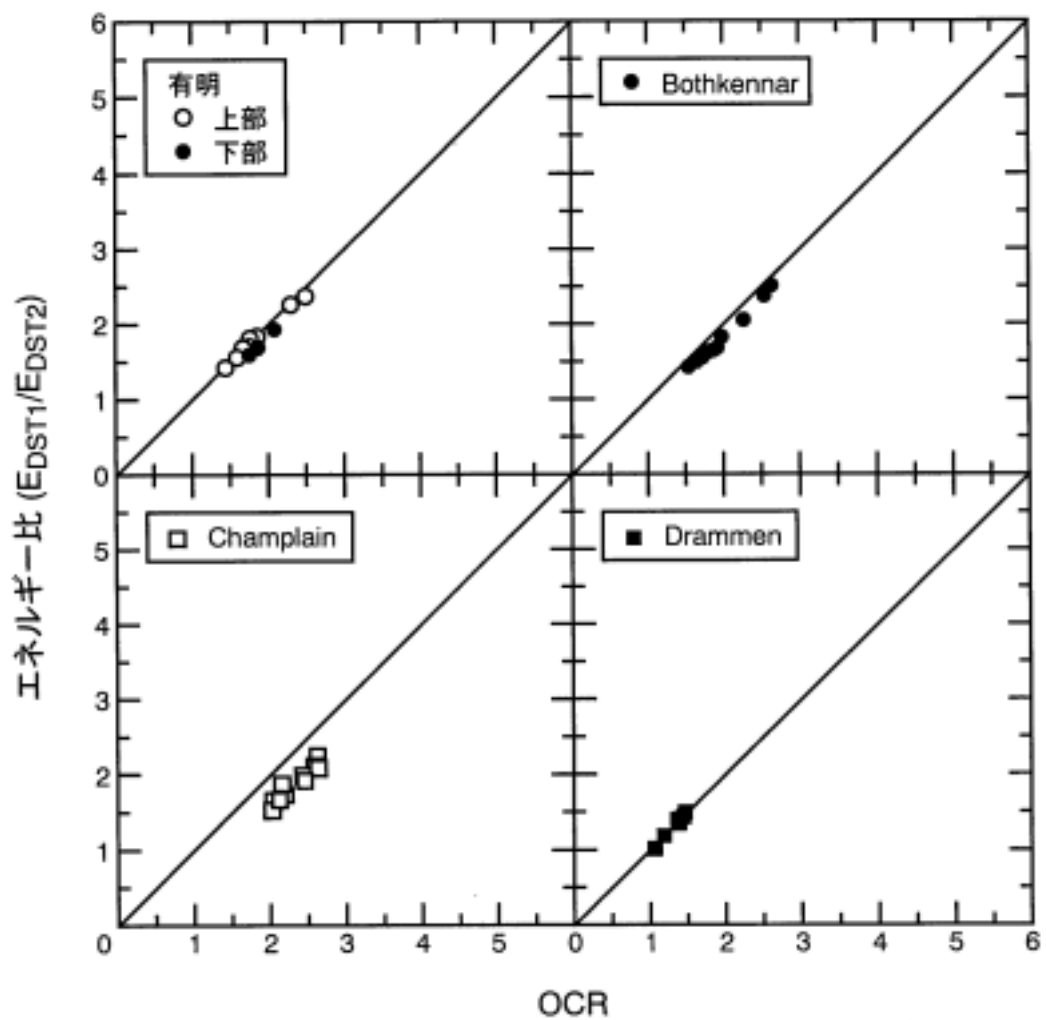


図-5.7 破壊後のひずみエネルギー比 (E_{DST1}/E_{DST2}) と OCR の関係

5.4.3 残留強度比

脆性化指標として最も一般的なもののひとつにピーク強度 ($\tau_{f(p)}$) と残留強度 ($\tau_{f(r)}$) を比較する方法がある⁶⁾。しかし、図-5.1からも判断できるように、変位と共に連続的に減少する状態で適切な $\tau_{f(r)}$ を決めることは難しい。さらに、残留状態のような大变位 (2～3mm以上) に対する一面せん断試験 (DST) のせん断応力は信頼性が低い。これらの理由から、Damら⁷⁾は、残留強度 ($\tau_{f(r)}$) をピーク強度到達後の最大除荷勾配 (S1) と残留状態の最小勾配 (S2) の交点と定め、このようにして決定された $\tau_{f(r)}$ は変位 ($D_f+1.5\text{mm}$) に対応するせん断応力とほぼ一致することを示した (図-5.8参照)。ここに、 D_f は破壊時の変位である。図-5.9にDST1より得られた4つの粘土の $\tau_{f(r)}/\tau_{f(p)}$ をOCRに対してプロットした結果を示す。また、表-5.2にDST1とDST2より得られた各粘土の不攪乱試料とNC試料の $\tau_{f(r)}/\tau_{f(p)}$ の平均値を示す。 $\tau_{f(r)}/\tau_{f(p)}$ とせん断応力～変位曲線の分類の関係をみると、以下のようになる。

$$\begin{aligned} \text{型：} & \quad \tau_{f(r)}/\tau_{f(p)}=0.7 \\ \text{型：} & \quad =0.8 \\ \text{型：} & \quad =0.9 \end{aligned} \quad (5.5)$$

NC試料のせん断応力～変位曲線も若干ひずみ軟化特性を示し、 $\tau_{f(r)}/\tau_{f(p)}=0.9\sim 1.0$ となる。せん断応力～変位曲線が 型や 型に分類される地盤では進行性破壊の可能性が高いので、斜面安定の検討では地盤のせん断強度の決定に残留強度も考慮すべきである。

表-5.2 残留強度比 ($\tau_{f(r)}/\tau_{f(p)}$)

粘 土	不攪乱試料 (分類)	NC試料
上部有明粘土	0.93 (型)	0.95
下部有明粘土	0.82 (型)	0.93
Bothkennar粘土	0.81 (型)	0.95
Champlain粘土	0.69 (型)	0.93
上部Drammen粘土	0.89 (型)	0.91

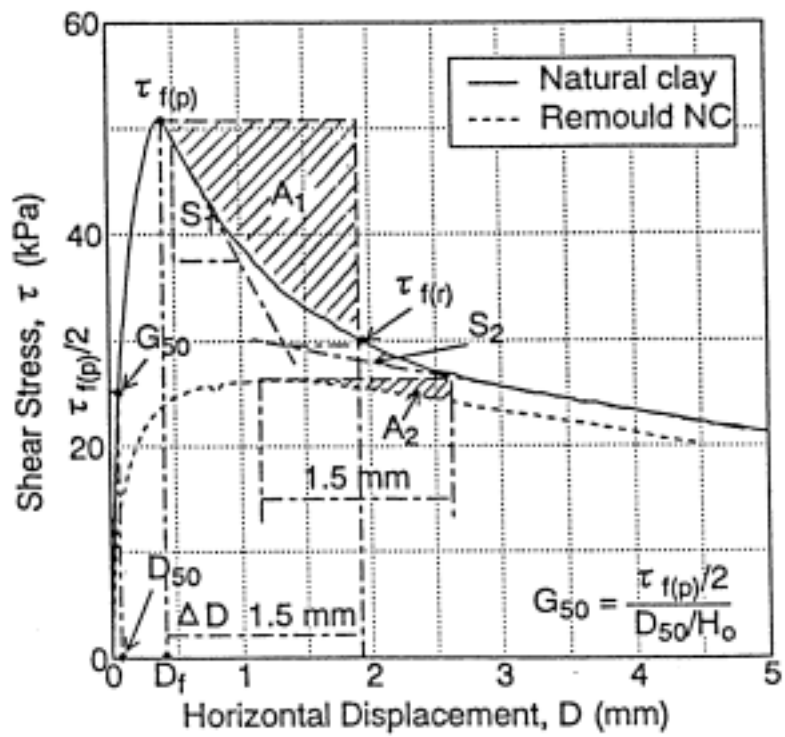


図-5.8 進行性破壊ポテンシャル評価に用いるパラメータ⁴⁾

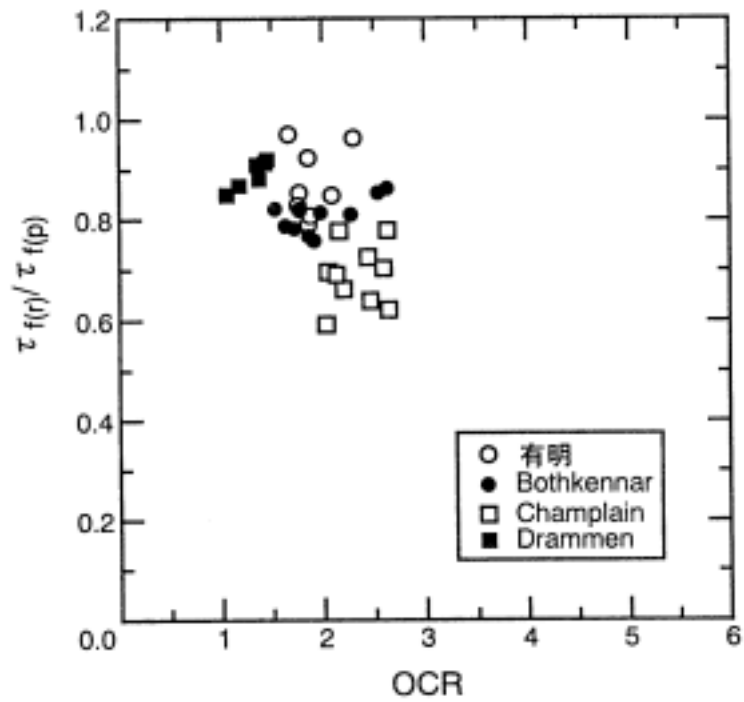


図-5.9 残留強度比とOCRの関係

5.5 応力～ひずみ関係のモデル化

5.5.1 双曲線法によるマッチング

(1) 双曲線法

Kondner⁸⁾は、粘性土の応力～ひずみ関係が双曲線で近似できることを示した。またDuncanとChang⁹⁾は、三軸圧縮試験の結果を用いて双曲線法により非線形応力～ひずみパラメータを決定し、変形解析に導入した。本節では、一面せん断試験(DST)より得られたせん断応力～ひずみ曲線を双曲線で近似することを試みる。双曲線法は、 x と y から成る複数組のデータを式(5.6)で示す双曲線で近似する。

$$y = \frac{x}{\alpha + \beta x} \quad (5.6)$$

ここに、 α 、 β はパラメータである。ここで、 $Y = x / y$ 、 $X = x$ とおいて式(5.6)を変形すると、式(5.7)が得られる。

$$Y = \alpha + \beta X \quad (5.7)$$

そこで、データ (x_i, y_i) に対応する (X_i, Y_i) を図-5.10に示すようにプロットし、直線近似を行うことにより、その切片 α 、勾配 β を求め、パラメータ α 、 β が決定できる。

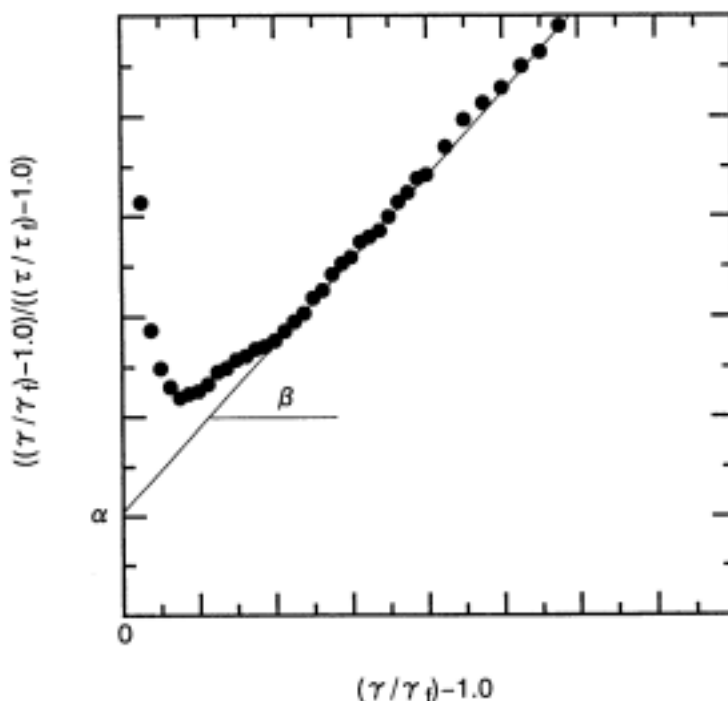


図-5.10 双曲線法

(2) 破壊前の挙動

$x = (y / y_f)$, $y = (\tau / \tau_f)$ と置いて , 双曲線法により得られたパラメータ α_{pre} , β_{pre} より , 破壊前のせん断応力～ひずみ関係は , 式(5.8)で表せる .

$$(\tau / \tau_f) = \frac{(y / y_f)}{\alpha_{pre} + \beta_{pre}(y / y_f)} \quad (5.8)$$

次に , せん断剛性率 G_{50} を求めてみよう . $\tau_f/2$ のときのせん断ひずみ y_{50} は , $(\tau / \tau_f)=0.5$ のときの (y / y_f) を用いて , 式(5.8)より ,

$$y_{50} = \frac{\alpha_{pre}}{2 - \beta_{pre}} \cdot y_f \quad (5.9)$$

よって ,

$$\begin{aligned} G_{50} &= \frac{\tau_f/2}{y_{50}} \\ &= \frac{2 - \beta_{pre}}{2 \alpha_{pre}} \left(\frac{\tau_f}{y_f} \right) \end{aligned} \quad (5.10)$$

式(5.8)の微分は , 式(5.11)で表される .

$$(\tau / \tau_f)' = \frac{\alpha_{pre}}{(\beta_{pre}(y / y_f) + \alpha_{pre})^2} \quad (5.11)$$

したがって , せん断応力～ひずみ曲線の初期接線勾配は , $y=0$ として , 式(5.12)で表せる .

$$\text{初期接線勾配} = 1 / \alpha_{pre} \quad (5.12)$$

同様にして , ピーク強度時の接線勾配は , $\alpha_{pre} + \beta_{pre} = 1$ であるから , 式(5.13)で表せる .

$$\text{ピーク強度時接線勾配} = \alpha_{pre} \quad (5.13)$$

(3) 破壊後の挙動

$x = (y / y_f - 1)$, $y = (1 - \tau / \tau_f)$ として双曲線法により得られたパラメータ α_{post} , β_{post} より , 破壊後のせん断応力～ひずみ関係は式(5.14)で表せる .

$$(\tau / \tau_f) = 1 - \frac{y / y_f - 1}{\alpha_{post} + \beta_{post}(y / y_f - 1)} \quad (5.14)$$

残留状態の強度比 $(\tau_{f(r)} / \tau_{f(p)})$ は , $y \rightarrow \infty$ より , 式(5.15)で表せる .

$$\tau_{f(r)} / \tau_{f(p)} = 1 - 1 / \beta_{post} \quad (5.15)$$

(4) 破壊前のひずみエネルギー

破壊前のひずみエネルギー (E_{pre})は , 次式で表せる .

$$\begin{aligned} E_{pre} &= \int_0^{y_f} \tau \cdot dy \\ &= \tau_f \int_0^{y_f} (\tau / \tau_f) \cdot dy \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \tau_f \int_0^{\gamma_f} \frac{(\gamma / \gamma_f)}{\alpha_{pre} + \beta_{pre}(\gamma / \gamma_f)} \cdot d\gamma \\
&= \frac{\tau_f \gamma_f}{\beta_{pre}^2} \{ \beta_{pre} - \alpha_{pre} \log(1 + | \beta_{pre} / \alpha_{pre} |) \}
\end{aligned} \tag{5.16}$$

(5) 破壊後のひずみエネルギー

破壊後のひずみエネルギー(E_{post})は，次式で表せる．

$$\begin{aligned}
E_{post} &= \int_{\gamma_f}^{\gamma_{end}} \tau \cdot d\gamma \\
&= \tau_f \int_{\gamma_f}^{\gamma_{end}} (\tau / \tau_f) \cdot d\gamma \\
&= \tau_f \int_0^{\gamma_{end}} \left\{ 1 - \frac{(\gamma / \gamma_f - 1)}{\alpha_{post} + \beta_{post}(\gamma / \gamma_f - 1)} \right\} \cdot d\gamma \\
&= \tau_f \gamma_f (\gamma_{end} / \gamma_f - 1) \\
&\quad - \frac{\tau_f \gamma_f}{\beta_{post}} \{ (\gamma_{end} / \gamma_f - 1) \beta_{post} \\
&\quad - \alpha_{post} \log | 1 + (\beta_{post} / \alpha_{post}) (\gamma_{end} / \gamma_f - 1) | \}
\end{aligned} \tag{5.17}$$

5 . 5 . 2 破壊前の挙動に関する双曲線法の結果とDST結果の比較

(1) 双曲線法のパラメータ α_{pre}

パラメータ α_{pre} をOCRに対してプロットした結果を図-5.11に， I_p に対してプロットした結果を図-5.12に示す． α_{pre} は，OCRにも I_p にも依存しなく，粘土の種類によっている．各粘土の不攪乱試料とNC試料に対する α_{pre} を表-5.3に示す．表-5.3より， α_{pre} とせん断応力～ひずみ曲線の分類との平均的な関係は，型(0.15)，型(0.10)，型(0.06)，NC試料(0.04)の順に小さくなる．

表-5.3 α_{pre} の値

	不攪乱試料 範囲 (平均)	NC試料	せん断応力～変位 関係の分類
上部有明粘土	0.030 ～ 0.162 (0.072)	0.040	型
下部有明粘土	0.052 ～ 0.100 (0.101)	0.042	型
Bothkennar粘土	0.050 ～ 0.135 (0.097)	0.040	型
Champlain粘土	0.080 ～ 0.230 (0.147)	0.037	型
上部Drammen粘土	0.035 ～ 0.075 (0.051)	0.046	型

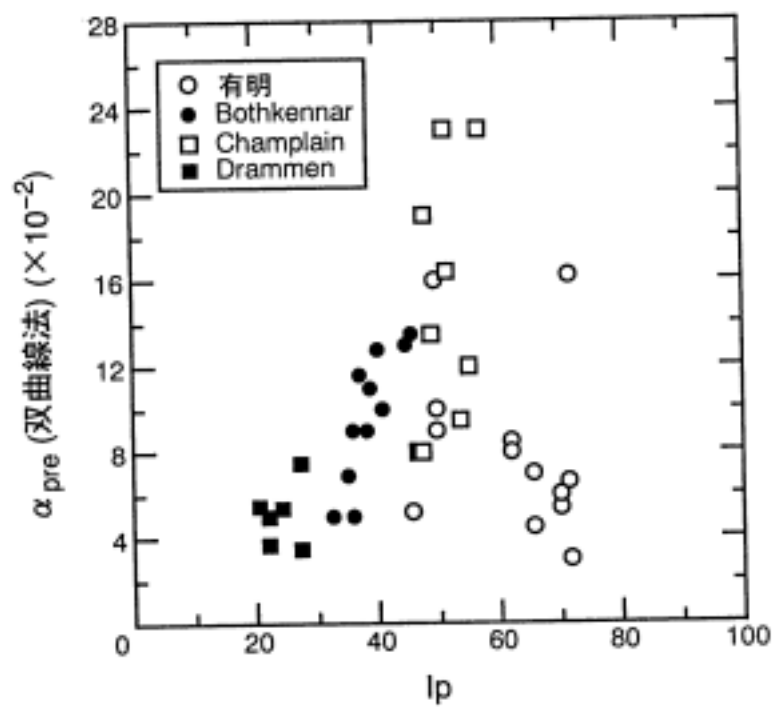


図-5.11 α_{pre} と I_p の関係

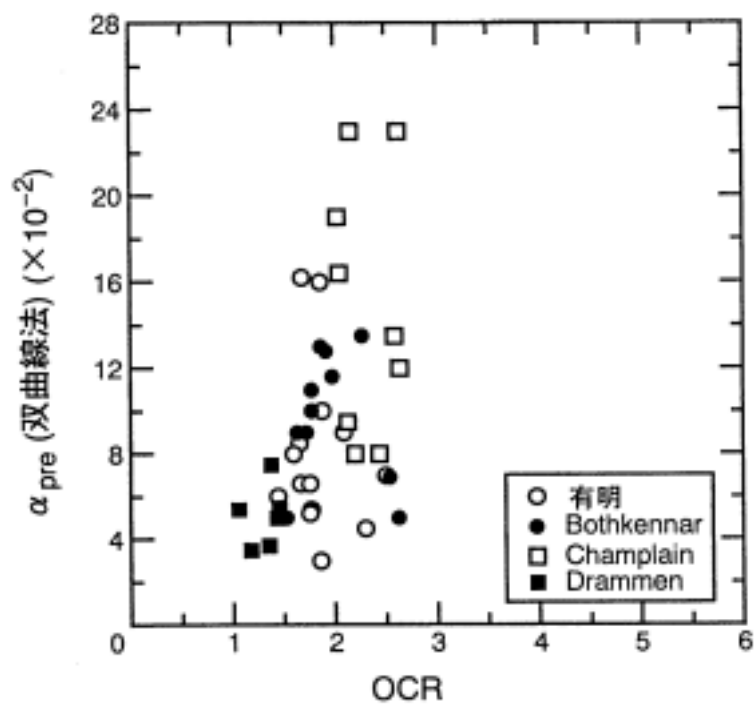


図-5.12 α_{pre} とOCRの関係

(2) せん断剛性率

図-5.13にDSTと双曲線法による $G_{50}/\tau_{f(d)}$ を対比して示す.殆どの場合,DSTの結果より,双曲線法で求めた $G_{50}/\tau_{f(d)}$ が大きくなる.これは,低ひずみ域を双曲線で近似するため,直線で近似するDST読取值より丸みの部分だけひずみを小さく読みとることによる結果であらう.

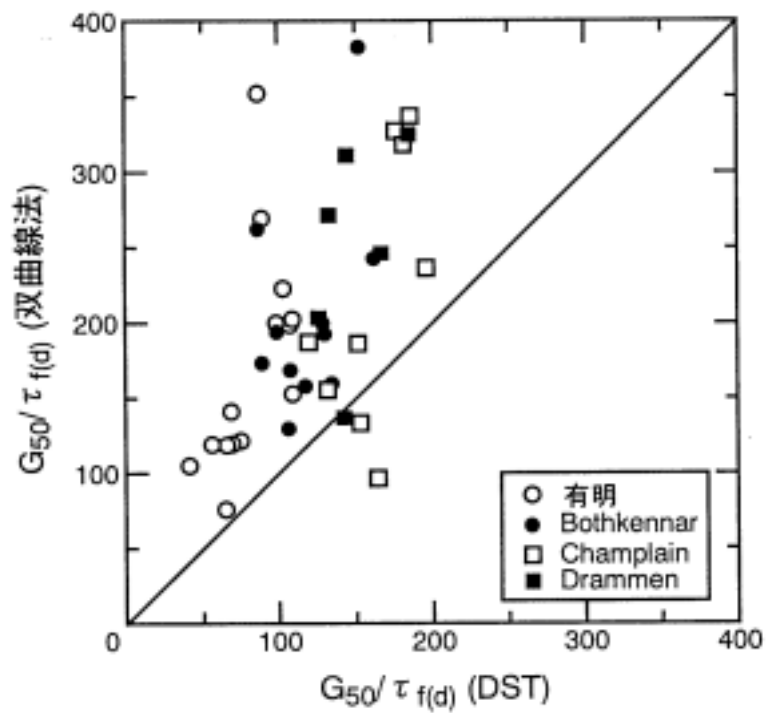


図-5.13 $G_{50}/\tau_{f(d)}$ の比較

(3) ひずみエネルギー

DSTのひずみエネルギーは，DST記録に対してシンプソンの積分公式を用いて計算できる．双曲線法により得られる近似曲線のひずみエネルギーは，式(5.16)により計算できる．図-5.14にDSTと双曲線法による正規化ひずみエネルギー (E_{pre}/σ'_{vo}) を対比して示す．両者はよく一致する．これより，双曲線法により破壊前のせん断応力～ひずみ関係がよく近似できると考えられる．

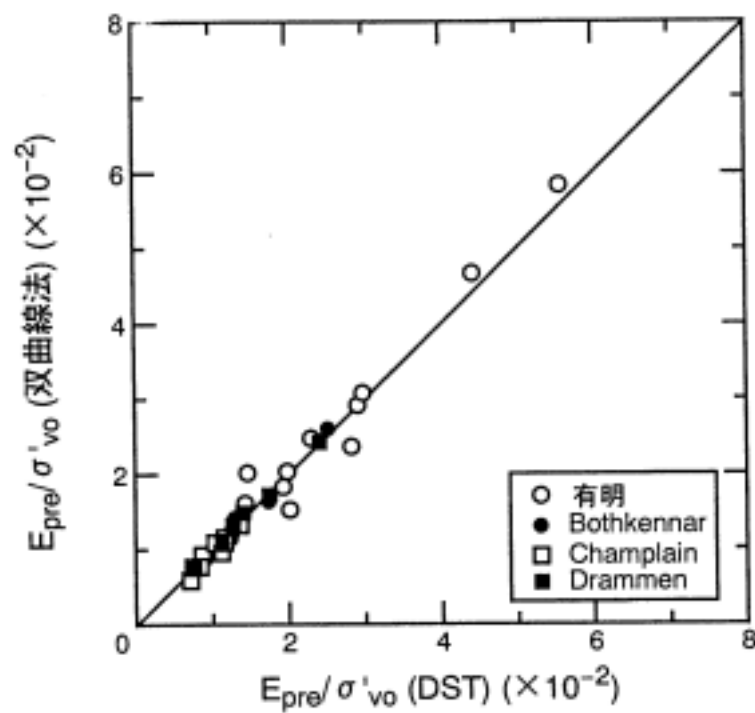


図-5.14 E_{pre}/σ'_{vo} の比較

5.5.3 破壊後の挙動に関する双曲線法の結果とDST結果の比較

(1) 双曲線法のパラメータ α_{post} と β_{post}

破壊後のせん断応力～ひずみ関係の双曲線法によるマッチングの結果，ひずみ軟化傾向がはっきりしたケースはマッチング結果が良好であることを確認した．双曲線法により得られた α_{post} を I_p と OCR に対してプロットした結果を各々図-5.15，図-5.16に， β_{post} を I_p と OCR に対してプロットした結果を各々図-5.17，図-5.18に示す．これらの図より，いずれのパラメータも I_p と OCR には依存しなく，粘土の種類によることが読み取れる．各粘土の α_{post} と β_{post} を表-5.4にまとめて示す．

表-5.4 α_{post} ， β_{post}

	α_{post} (平均)	β_{post} (平均)	分類
下部有明粘土	5.3 ~ 7.1 (6.2)	1.7 ~ 2.1 (2.0)	型
Bothkennar粘土	2.4 ~ 8.6 (5.1)	1.7 ~ 3.9 (2.7)	型
Champlain粘土	2.3 ~ 8.5 (4.1)	1.4 ~ 3.4 (2.2)	型
上部Drammen粘土	3.3 ~ 8.1 (5.7)	1.9 ~ 2.6 (2.3)	型

α_{post} が小さいほどピーク強度直後の軟化勾配が急であるので，型に分類されるChamplain粘土の α_{post} が最も小さくなるのは理解できる． β_{post} は残留強度に関するパラメータで，残留強度比は式(5.15)で表される．ただし，この値をDSTで確認することはできない．式(5.15)による各粘土の平均残留強度比は，下部有明粘土(0.50)，Bothkennar粘土(0.63)，Champlain粘土(0.55)，上部Drammen粘土(0.78)である．当然のことながら，水平変位($D_f+1.5\text{mm}$)のときのせん断応力を $\tau_{f(r)}$ とした残留強度比より小さくなる．通常，残留強度 $\tau_{f(r)}$ は，NC状態のせん断強度 $\tau_{fn(d)}$ より大きいはずである． $OCR = \tau_{f(d)} / \tau_{fn(d)}$ であるから， $\tau_{f(p)} / \tau_{f(r)}$ はOCRより小さくなるべきである．ただし， $\tau_{f(d)} = \tau_{f(p)}$ ．図-5.19に双曲線法により求めた $\tau_{f(p)} / \tau_{f(r)}$ すなわち， $\beta_{post} / (\beta_{post} - 1)$ とOCRの関係を示す．図より， $\tau_{f(p)} / \tau_{f(r)}$ がOCRより小さくなっているデータが多いが，その逆の傾向も若干見られる．特に下部Drammen粘土では，全データが $\tau_{f(p)} / \tau_{f(r)} > OCR$ となっている．この原因としては，双曲線法によるマッチングが適さない場合や試料の乱れにより $\tau_{f(d)}$ が過小評価された場合が考えられる．

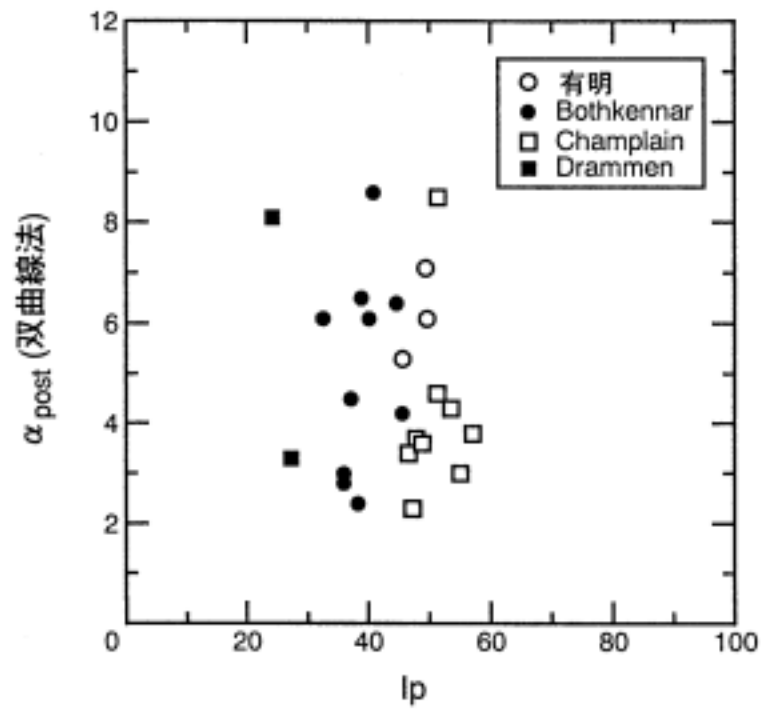


図-5.15 α_{post} と I_p の関係

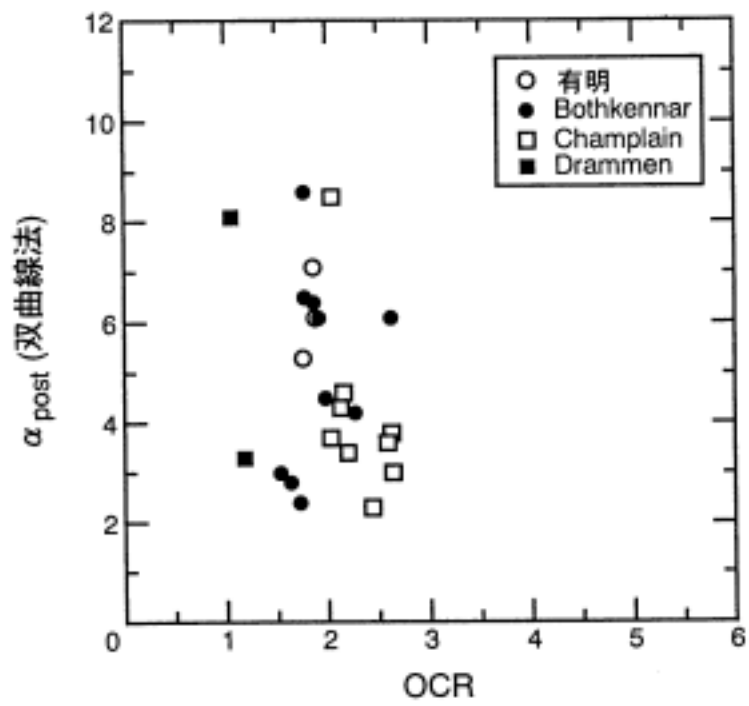


図-5.16 α_{post} とOCRの関係

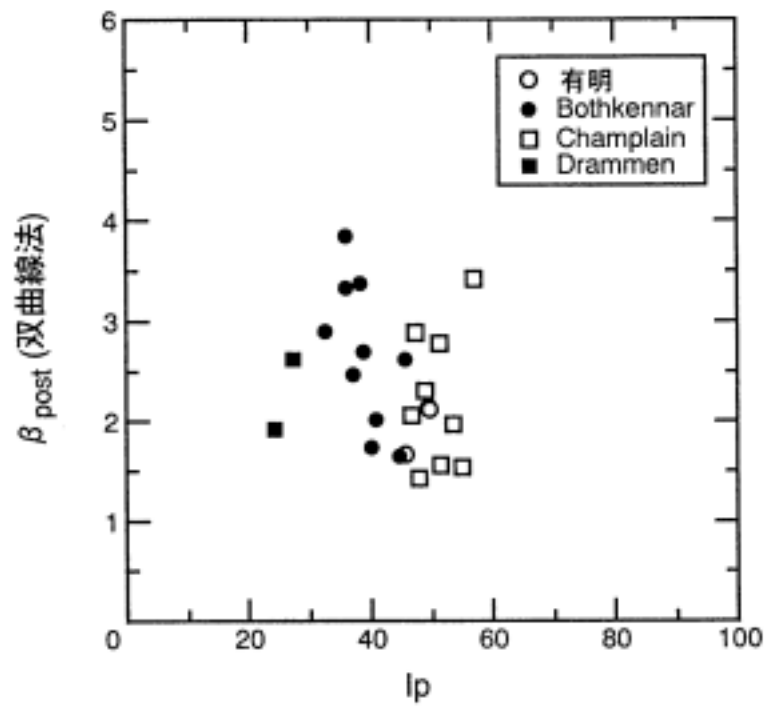


図-5.17 β_{post} と I_p の関係

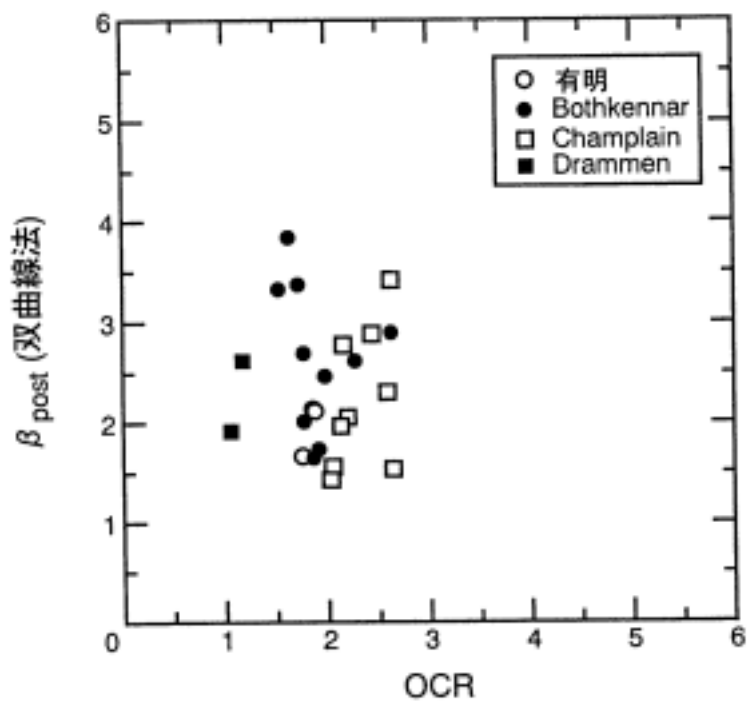


図-5.18 β_{post} とOCRの関係

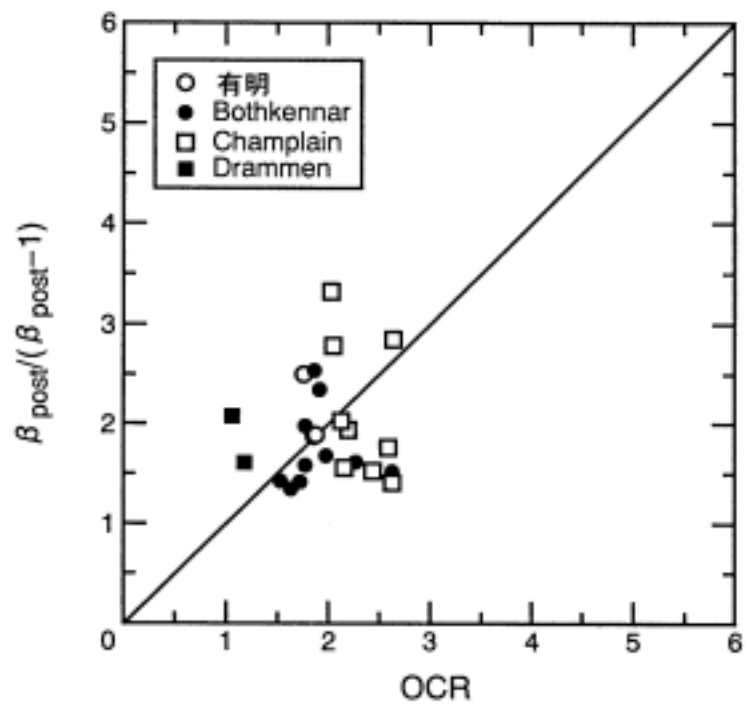


図-5.19 $\beta_{post}/(\beta_{post-1})$ とOCRの関係

(2) ひずみエネルギー

DSTのひずみエネルギーは、DST記録より、シンプソンの積分公式を用いて計算できる。双曲線法による近似曲線に対するひずみエネルギーは式(5.17)により計算できる。本検討では、破壊後のひずみエネルギーは、せん断ひずみ10%までを対象とした。図-5.20にDSTと双曲線法による正規化ひずみエネルギー(E_{post}/σ'_{vo})を対比して示す。図より、軟化挙動がはっきりした型以外の粘土は、双曲線法によるひずみエネルギーのほうが小さめであることが読み取れる。これは、型や型に分類される粘土の破壊後のせん断応力～ひずみ曲線を双曲線で近似したときの精度があまり良くないためと考えられる。

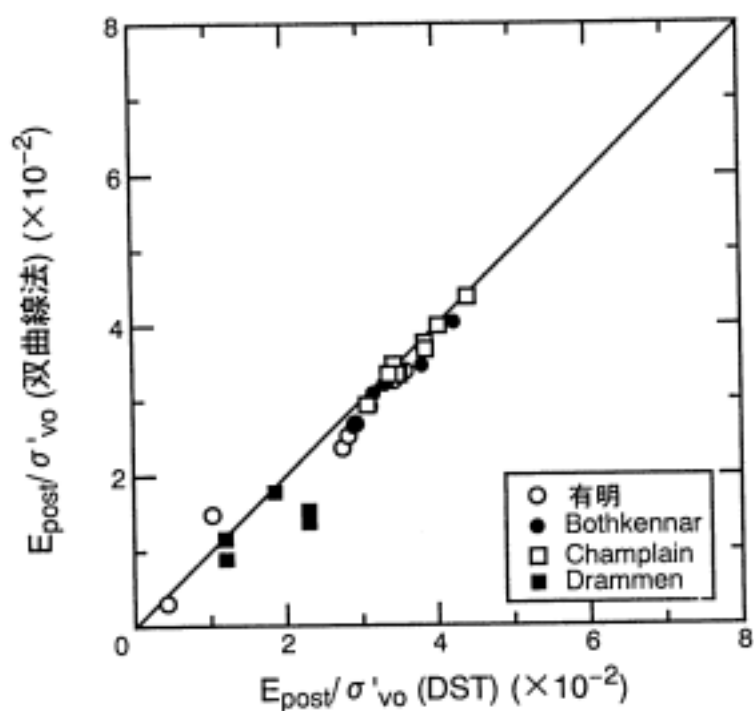


図-5.20 E_{post}/σ'_{vo} の比較

5.6 単純せん断試験との比較

5.6.1 試験法

一面せん断試験(DST)と単純せん断試験(DSST)より得られる変形特性を比較研究するために、NGI(Norwegian Geotechnical Institute)と共同で、有明粘土とDrammen粘土を対象とした下記の試験を実施した。

a)有明粘土

採取した試料をその有効土被り圧 σ'_{v0} で圧密した後、定体積条件でせん断に供する。 σ'_{v0} での圧密時間はDSTでは一次圧密完了まで($\sqrt{t}$ 法で確認、約10分)、DSSTでは約8時間とし、次いで、0.25mm/minの変位速度(DST)と0.1%/minのひずみ速度(DSST)でせん断に供した。圧密時間や載荷速度が違った理由は、それぞれの研究所が従来から採用してきた方法を用いたからである。以下この試験をDST3およびDSST3と称する。

b)Drammen粘土

Drammen粘土についてはDSSTによる膨大な試験が既の実施されているので、下記の2種類のDSTを実施した。

DST3：有明粘土と同様、不攪乱試料をその σ'_{v0} で約10分圧密した後、0.25mm/minの変位速度で定体積せん断に供する。

DST4：上部Drammen粘土(Plastic Clayとも呼ばれる)をリモールドし、次いで400kPaのもとで圧密(24時間)し、正規圧密粘土を作成する。この粘土を種々の過圧密比OCR(OCR=1~40)のもとで膨張(24時間)させ過圧密粘土とし、最後に0.25mm/minの変位速度で定体積せん断に供する。なお、リモールド試料と不攪乱試料の違いをチェックするために、不攪乱試料を400kPaで圧密した正規圧密粘土についても同じ試験(ただし、OCR=1~10)を実施した。実施した試験の条件、数量などをまとめて表-5.5に示す。

表-5.5 実施した試験の条件と数量

粘土	試験	σ'_{v0}	OCR	圧密時間	載荷速度	数量	備考
有明	DST3	σ'_{v0}	-	10分	0.25mm/min	14	
	DSST3	σ'_{v0}	-	8時間	0.1%/min	7	
Drammen	DST3	σ'_{v0}	-	10分	0.25mm/min	15	
	DSST3	σ'_{v0}	-	8時間	0.1%/min	6	
	DST4	400kPa	1~40	24時間	0.1mm/min	10	上部
	DSST4	400kPa	1~40	24時間	0.1%/min	6	Drammen

5.6.2 セン断剛性率

DSSTより求めたせん断剛性率とDSTより求めた見掛けのせん断剛性率をせん断強度で正規化した G_{50}/τ_f を図-5.21に示す。有明粘土では $G_{50}/\tau_f=80 \sim 120$ で分布範囲が小さく、Drammen粘土では $G_{50}/\tau_f=150 \sim 300$ とかなり広範囲に分布していて、 G_{50}/τ_f の値にはかなりの幅がある。両試験から得られた G_{50}/τ_f は、有明粘土についてはほぼ一致しているが、Drammen粘土についてはそれほどでもない。DSTより得られる見掛けの G_{50} は、DSTのせん断機構から見れば勿論あいまいなものだが、盛土や堤防のように比較的大きな変形が許容される土構造物の変形解析には実務上適用可能と考えられる。

DST3より得られた下部Drammen粘土(lean Clayとも呼ばれる)の代表的なせん断応力～変位曲線を図-5.22に示す。図-5.22(ピーク強度のときの変位)および図-4.9(ε_v および γ_f)から考えて、深さ19.1mと19.6mの試料が乱れていたために G_{50} が小さくなったと考えられる。

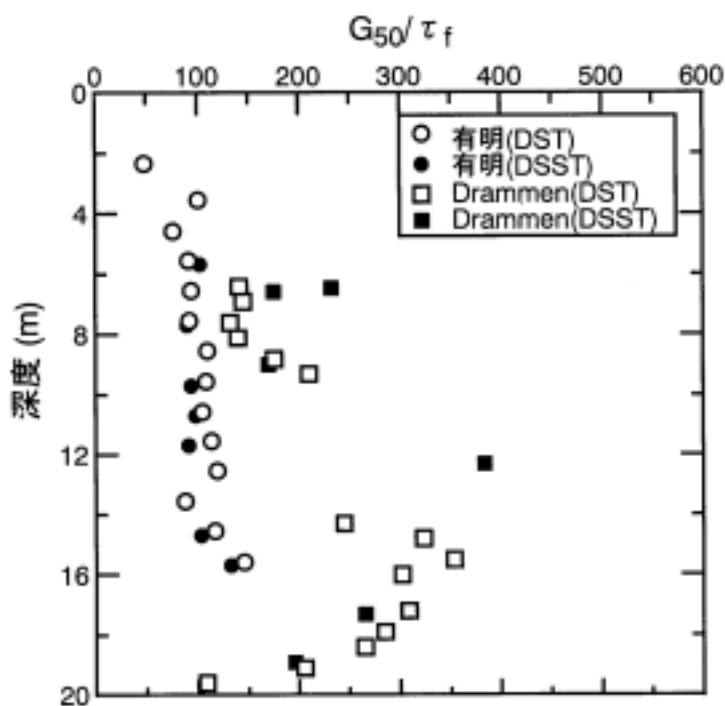


図-5.21 DST3とDSST3より得られた G_{50}/τ_f

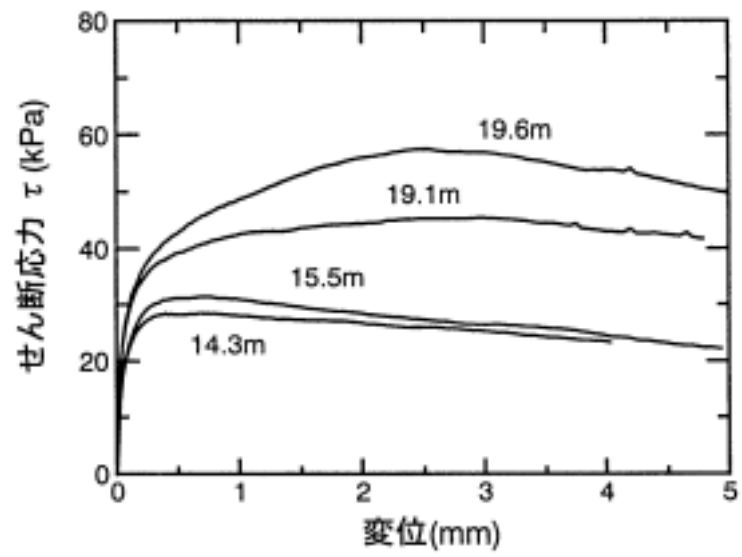


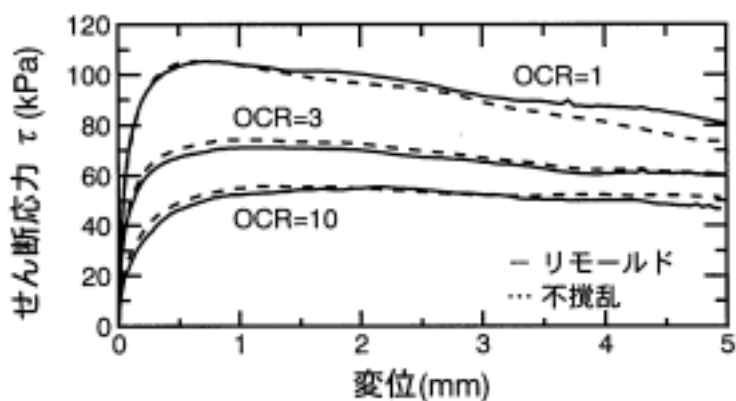
図-5.22 DST1より得られた下部Drammen粘土のせん断応力～変位曲線

5.6.3 過圧密粘土の挙動

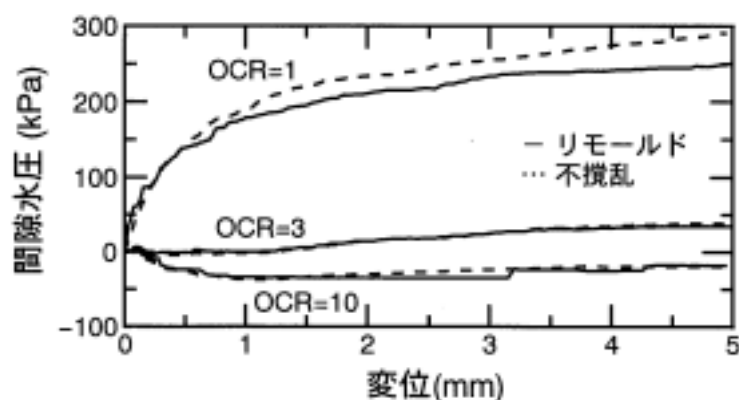
前節までは不攪乱試料をその σ'_{vo} で再圧縮して定体積せん断試験に供する試験結果について報告した。本節では、上部Drammen粘土について実施した人工過圧密粘土についてDSTとDSST(表-5.5に示したDST4およびDSST4)の結果について報告する。

本試験ではまずリモールドした試料と不攪乱試料を400kPaで圧密(24時間)して正規圧密粘土を作成し、次いで種々のOCR(=1,2,4,5,10,20および40、ただし、不攪乱試料についてはOCR=1,3および10)のもとで膨張(24時間)させ定体積せん断に供した。載荷速度は、0.1mm/min(DST4)と0.1%/min(DSST4)である。リモールドおよび不攪乱試料のDST4より得られたせん断応力～間隙水圧～変位曲線を図-5.23に示す。当然のことながら二つの間に有意な違いは認められない。

DST4およびDSST4より得られた G_{50}/τ_f を図-5.24に示す。DST3およびDSST3では両者が良く一致したが、この場合はDST4より得られた結果が高い値を示す。



(a)せん断応力



(b)間隙水圧

図-5.23 リモールドおよび不攪乱試料より作成した人工過圧密粘土のDST4より得られたせん断応力～間隙水圧～変位曲線(上部Drammen粘土)

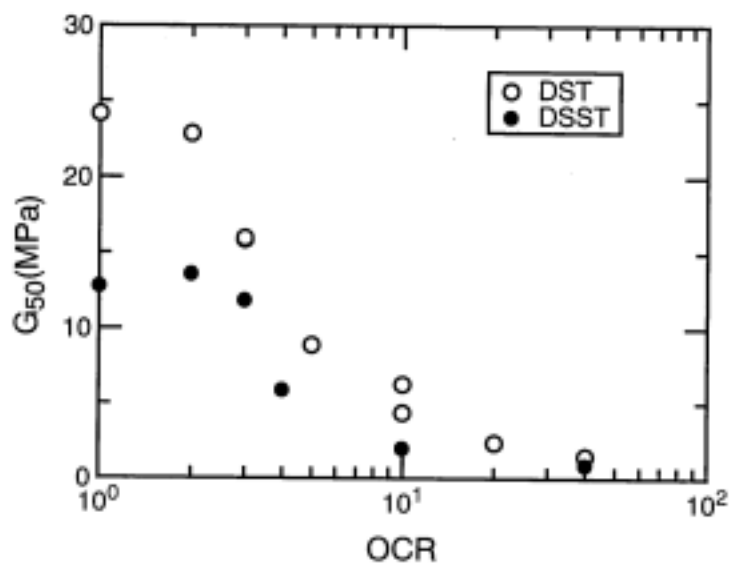


図-5.24 DST4とDSST4より得られた G_{50}/τ_f とOCRの関係(上部Drammen粘土)

5.6.4 本節のまとめ

九州の有明粘土とノルウェーのDrammen粘土について実施した一連のDSTとDSST結果について報告した。その結果次のような結論と推察が得られた。

- (1) 不攪乱試料をその有効土被り圧で再圧縮した後，せん断に供する[DST3]より得られたせん断剛性率($G_{50(ap)}$)と，同じ条件で[DSST3]より得られたせん断剛性率 G_{50} をそれぞれのせん断強度で正規化した値， $G_{50(ap)}/\tau_f(\text{DST})$ と $G_{50}/\tau_f(\text{DSST})$ は比較的良い一致を示す。
- (2) 上部Drammen粘土を用いて実施した人工過圧密粘土のDST4とDSST4より得られた G_{50}/τ_f とOCRの関係は，いずれのOCRに対しても，DSTによる G_{50}/τ_f が大きくなった。
- (3) リモールド試料と不攪乱試料を400kPaで圧密して作成した正規圧密試料のOCR=1, 3, 10のときのDSTより得られたせん断応力～間隙水圧～変位曲線はよく一致した。これにより，正規圧密試料の作成法として，リモールドによる方法の他に，不攪乱試料を圧密降伏応力の数倍以上の圧力で再圧縮して作成する方法の妥当性が確認された。この方法は短時間で容易に試料が作成できるので効率的である。

5.7 本章の結論

有明粘土，Bothkennar粘土，Champlain粘土，Drammen粘土を対象として再圧縮法による一面せん断試験(DST)を行い，せん断応力～ひずみ関係を調べた結果，以下のような結論が得られた．

- (1) せん断応力～ひずみ関係は，曲線の特徴(特に破壊後の挙動)から3つのグループに分類できる．
- (2) 正規化せん断剛性率($G_{50}/\tau_{f(d)}$)は， I_p の増加と共に減少する．
- (3) 高度にセメンテーションされている粘土(Champlain粘土)は $G_{50}/\tau_{f(d)}$ が大きい．
- (4) 破壊前・後の挙動における不攪乱試料と正規圧密試料のひずみエネルギー比は，Champlain粘土以外は，OCRとよく一致する．
- (5) 破壊後の挙動におけるせん断応力～ひずみ関係の分類とひずみエネルギー比/OCRは密接な関係がある．
- (6) 破壊後の挙動におけるせん断応力～ひずみ関係の分類と残留強度比($\tau_{f(r)}/\tau_{f(p)}$)は密接な関係があり，せん断応力～変位曲線がⅡ型やⅢ型に分類される地盤では進行性破壊の可能性が考えられ，設計せん断強度の決定に当たっては残留強度も考慮すべきである．
- (7) 破壊前のせん断応力～ひずみ曲線は双曲線でよくマッチングできるので，せん断変形の解析に利用できると考えられる．
- (8) 破壊後のせん断応力～ひずみ曲線の内，Ⅱ型に分類されるものは双曲線でよくマッチングできる．
- (9) せん断応力～ひずみ曲線を双曲線法によりマッチングする場合，双曲線パラメータは，せん断応力～ひずみ曲線の分類と密接な関係がある．

有明粘土とDrammen粘土を対象として実施した一面せん断試験(DST)と単純せん断試験(DSST)結果の比較検討より，試験法の違いと粘土の変形特性の関係について以下の結論が得られた．

- (10) 正規化したせん断剛性率 $G_{50}/\tau_{f(DST)}$ と $G_{50}/\tau_{f(DSST)}$ はよく一致する．
- (11) 上部Drammen粘土を用いて実施した人工過圧密粘土のDSTとDSSTより得られた G_{50}/τ_f とOCRの関係は，いずれのOCRに対してもDSTによる G_{50}/τ_f が大きくなった．

参考文献

- 1) 三笠正人：土の工学的性質の分類表とその意義，土と基礎，Vol.12，No.4，pp.17-24，1964.4.
- 2) 半沢秀郎，岸田隆夫：年代効果を受けた粘土の非排水強度特性，土と基礎，Vol.30，No.12，pp.5-10，1982.12.
- 3) Taylor,D.W.：Fundamentals of Soil Mechanics，Modern Asia Edition，John Wiley & Sons，New York, U.S.A.，pp.342-345，1959.
- 4) Burland,J.B., Rampello,S., Georgiannou,V.N. and Calabresi,G.：A Laboratory Study of the Strength of Four Clays，Geotechnique，Vol.46, No.3, pp.491-514,1996.
- 5) Hamouche,K.K., Laurel,S., Roy,M. and Lutenegeger,A.J.：In-situ Evaluation of K_o in Eastern Canada Clays，Canadian Geotechnical Journal，Vol.32, No.4, pp.677-688, 1995.
- 6) Dam,T.K.L. and Hanzawa,H.：Shear Strength and Deformation Behavior of Four Marine Clays in the World, International Symposium on Problematic Soils, Sendai, Vol.1, pp.549-553, 1998.10.
- 7) Dam,T.K.L., Yamane,N., Hanzawa,H. and Porbaha,A.: Evaluation of Progressive Failure Potential of Natural Clay Deposit，Proc. of Int. Symp. on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics，Elsevier Science(eds)，pp.199-204, 1997.
- 8) Kondner,R.L.：Hyperbolic Stress-Strain Response；Cohesive Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.89, No.SM1, pp.115-143, 1963.
- 9) Duncan,J.M. and Chang,C-Y.：Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.96, No.SM5, pp.1629-1653, 1970.

第 6 章

安定問題のケーススタディ

6 . 1 はじめに

本章では，粘土地盤の安定問題への一面せん断試験(DST)の適用について述べる．ここで，DSTは地盤のせん断強度の設定に利用される．粘土のせん断強度の設定にあたっては，従来，我が国では一軸圧縮試験(UCT)，欧米では現場ベーン試験(FVT)やコーン貫入試験(CPT)が使用されてきた^{1),2)}．しかし，産業活動がグローバル化・国際化する中で，従来の方法では，地盤のローカル性(地域的特殊性)，サンプリング技術，原位置試験技術および室内試験技術の地域的レベル格差，せん断強度決定法の多くはローカルな研究から得られた成果である，などの理由により，グローバルに適用すると設計用せん断強度の不適切さのため過大評価設計や過小評価設計の可能性があることが知られてきた³⁾．

本研究では，粘土のせん断強度決定法として，試験が簡便で，試験費が安く，試験結果のバラツキが少ないDSTに基づく方法を考えている．本章では，まず すべり破壊事例のレビュー，各種試験法によるせん断強度とDSTより得られたせん断強度の相関関係と統計的性質，安定解析用せん断強度の決定について述べ，次に DSTの有効性が確認された事例，進行性破壊の事例，地盤調査結果のバラツキが大きい事例を紹介する．

6 . 2 すべり破壊事例のレビュー

中瀬^{4),5)}は軟弱粘性土地盤上に建設された干拓堤防，海岸堤防，岸壁の盛土および矢板岸壁が崩壊した原因を説明し，それらが一軸圧縮試験(UCT)による平均せん断強度を用いた $\phi_u=0$ 法による円弧すべり計算によって説明できることを示した．これらのすべり破壊の原因として，盛土の単位体積重量の算定ミス，高潮による水圧の増加，ペーパードレーン打設地盤圧密促進用载荷盛土の局部的破壊による進行性破壊，岸壁背後への仮置き土砂の過載があげられている．要約すると，土の重量や水圧の過小評価により起動モーメントが予想より大きくなったためにすべり破壊が生じたと考えられる．

一方，半沢⁶⁾はアラビア湾，東京湾，インドネシアおよび新潟における破壊あるいは破壊近傍状態になった施工事例の検討結果として，粘土のせん断強度決定法の精度により実現象をよく説明できる場合とそうでない場合があることを示し，試験法が簡便で，地盤の

ローカル性，サンプリング技術および室内試験技術のレベルによる影響も少なく，経済的に粘土のせん断強度を決めることができる試験法として，三笠式一面せん断試験機によるDSTを推奨している．

Duncanら⁷⁾はサンフランシスコ湾に新しい貨物ターミナルを建設するための置換砂工事の床掘り中に起きたすべり破壊について検討し，クリープによる強度低下がすべり破壊の原因であろうと報告している．Pottsら⁸⁾は1984年に起きたCarsington堤防のすべり破壊について検討し，破壊時の平均せん断応力がピーク強度以下であったにもかかわらず破壊が生じたのは，脆弱な土に不均質な載荷がおこなわれたことによる進行性破壊によるものでありと結論した．そして，このような進行性破壊の現象を従来の極限釣合い法で説明するのは困難であるとし，その代わりに有限要素法(FEM)を用いた方法によりこのようなひずみ軟化特性のある土のすべり破壊が説明できることを示した．

これらの他にもすべり破壊の事例としては，洪積粘土の強度がキレツにより予想以上に低下していたためにすべり破壊を起こした例⁹⁾，過剰間隙水圧が予想以上に大きくなったことが原因と考えられるすべり破壊の例¹⁰⁾，重過圧密塑性粘土地盤上に建設された岸壁が航路の維持浚渫により水平方向の拘束力が低下したことによる地盤の強度低下のために進行性破壊を起こした例¹¹⁾などがある．

以上の事例をみると，破壊を予測できなかった原因は，載荷重(重量)または地盤のせん断強度の設定が不適切であったことに集約される．

(1) 載荷重

一般に土の単位体積重量(γ_t)の測定精度は非常に高く，原地盤では変動係数が2～8%と非常に小さい¹²⁾．従って，盛土の施工管理を適切に行うと共に，施工期間および供用期間における地下水位変動や載荷重を考慮した設計を行えば，載荷重設定ミスによる問題は解消される．

(2) せん断強度

安定検討に必要なせん断強度を求めるには，施工および供用期間中に想定される初期条件や境界条件に合わせた試験をすべきである．しかし，これらの全てをカバーするような土質試験を行うことは困難であるので，現行の試験法による結果を補正して安定検討用せん断強度とするほうが現実的である．以下の節でせん断強度の設定法を述べる．

6.3 安定解析用せん断強度の決定

6.3.1 各種試験によるせん断強度の相関関係

一面せん断試験(DST)と他の試験，ここでは，一軸圧縮試験(UCT)，現場ベーン試験(FVT)，コーン貫入試験(CPT)から得られたせん断強度の相関関係の統計的性質を以下に示す．

(1) DSTとUCTの関係

各粘土について得られた $\tau_{f(UCT)}/\tau_{f(d)}$ の平均値，変動係数を表-6.1に示す．ここに， $\tau_{f(UCT)}=q_u/2$ である． $\tau_{f(UCT)}/\tau_{f(d)}$ の平均値は0.6～1.0を示す．各粘土の変動係数の平均値は25.9%を示し，バラツキが大きいといえる．

(2) DSTとFVTの関係

各粘土について得られた $\tau_{f(FVT)}/\tau_{f(d)}$ の平均値，変動係数を表-6.2に示す． $\tau_{f(FVT)}/\tau_{f(d)}$ の平均値は0.9前後を示し，各粘土の変動係数の平均値は15.4%でかなりバラツキが小さい．

(3) DSTとCPT

DSTとCPTより得られた $(q_T - \sigma_{vo})/\tau_{f(d)}$ の平均値，変動係数を表-6.3に示す． $(q_T - \sigma_{vo})/\tau_{f(d)}$ の平均値は10～13が殆どで，各粘土の変動係数の平均値は14.0%を示し，非常にバラツキが小さい．

以上より，DSTとCPTより得られるせん断強度パラメータの相関関係は，バラツキが小さく，信頼性が高いといえる．CPTは原位置で簡便に実施できコストも安い．また，DSTは技術的レベル格差の影響が小さい試験法であるので，両試験を適当に組み合わせてせん断強度を決めるようにすれば，広大なサイトにおける設計用せん断強度の決定を低コストで実施することが期待できる．

表-6.1 $\tau_{f(UCT)}/\tau_{f(d)}$ の統計的性質

粘 土	平均値	データ数	変動係数
有明A	0.668	40	0.230
有明B	0.864	18	0.170
柳井	0.724	14	0.301
笠岡	0.824	10	0.248
桑名	0.954	13	0.102
霞ヶ浦	0.824	7	0.411
八郎潟	0.653	28	0.339
Bothkennar	0.964	9	0.105
Champlain	0.588	10	0.343
Drammen	0.649	27	0.339
全体	0.765	176	0.259

表-6.2 $\tau_f(\text{FVT})/\tau_f(d)$ の統計的性質

粘 土	平均値	デー タ 数	変動係数
有明A	0.843	40	0.085
有明B	0.896	18	0.144
笠岡	0.866	10	0.232
桑名	1.065	13	0.134
霞ヶ浦	1.185	7	0.282
Surabaya8	0.783	22	0.124
Surabaya13	0.824	11	0.054
Surabaya23	0.841	18	0.111
Semakau	0.857	71	0.204
Bothkennar	0.850	10	0.061
Champlain	1.113	10	0.098
Drammen	0.600	27	0.323
全 体	0.894	176	0.154

表-6.3 $(q_T - \sigma_{vo})/\tau_f(d)$ の統計的性質

粘 土	平均値	デー タ 数	変動係数
有明A	10.30	40	0.127
有明B	10.70	19	0.165
柳井	9.84	12	0.079
出雲	10.70	20	0.065
笠岡	13.40	10	0.229
玉野	9.93	11	0.139
岡山	7.58	13	0.214
桑名A	11.85	20	0.153
桑名B	10.74	19	0.106
厚木A	13.06	25	0.137
厚木B	12.64	24	0.140
東扇島	11.01	6	0.198
霞ヶ浦	17.27	7	0.118
八郎潟	8.28	22	0.162
Surabaya8	11.27	19	0.149
Surabaya13	12.31	11	0.117
Surabaya23	10.37	18	0.155
Semakau	9.61	55	0.186
Bothkennar	12.70	10	0.061
Champlain	15.30	10	0.104
Drammen	15.73	27	0.135
全 体	11.65	398	0.140

6.3.2 安定解析用せん断強度

(1) 強度の異方性

すべり面で発揮される粘土のせん断強度を図-6.1に模式的に示す¹³⁾。図より，すべり面で発揮される粘土のせん断強度($\tau_{f(mob)}$)は式(6.1)で表せる。

$$\tau_{f(mob)} = \frac{\tau_{f(c)} \cdot l_{(c)} + \tau_{f(d)} \cdot l_{(d)} + \tau_{f(e)} \cdot l_{(e)}}{l_{(c)} + l_{(d)} + l_{(e)}} \quad (6.1)$$

ここに， $\tau_{f(c)}$ ：圧縮強度

$\tau_{f(d)}$ ：一面せん断強度

$\tau_{f(e)}$ ：伸張強度

$l_{(c)}$ ： $\tau_{f(c)}$ が発揮されるすべり面長さ

$l_{(d)}$ ： $\tau_{f(d)}$ が発揮されるすべり面長さ

$l_{(e)}$ ： $\tau_{f(e)}$ が発揮されるすべり面長さ

図に示す $\tau_{f(c)}$ ， $\tau_{f(d)}$ ， $\tau_{f(e)}$ は各々異なり，これが強度の異方性(応力誘導異方性)と呼ばれるものである。第3章で述べたように，DSTより得られる $\tau_{f(d)}$ は， K_0 圧密三軸圧縮試験(CKoTCT)と K_0 圧密三軸伸張試験(CKoTET)より得られる $(\tau_{f(c)} + \tau_{f(e)})/2$ とほぼ等しい。更に，図-6.1のような円弧(通常海底面勾配は緩やかであるのでこのようなケースが多い)では， $l_{(d)} = (l_{(c)} + l_{(e)})$ としてよいと考えられるので，式(6.1)は次のようになる。

$$\tau_{f(mob)} = \tau_{f(d)} \quad (6.2)$$

$\tau_{f(mob)}$ を求める試験として，Ladd¹³⁾は単純せん断試験を，半沢¹⁴⁾は一面せん断試験を適用した。

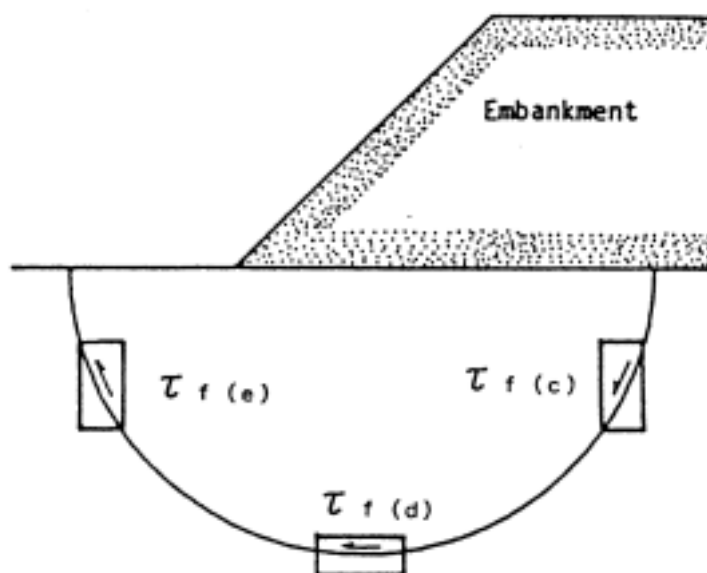


図-6.1 すべり面で発揮されるせん断強度¹³⁾

(2) 強度の補正法

粘土のせん断強度は載荷速度によって変化し、ひずみ速度依存性と呼ばれる。図-6.2は東京湾、アラビア湾およびノルウェーの海成粘土のひずみ速度の変化に伴うせん断強度の変化を示したものである¹⁵⁾。ひずみ速度が遅くなるにつれてせん断強度が低下する。通常の土質試験におけるひずみ速度は1～0.1%/minであるが、実際の安定問題におけるそれは、 $10^{-2} \sim 10^{-3}\%/min$ と言われており^{16),17)}、 $\tau_{f(mob)}$ を決定するに際し、土質試験と実際問題におけるひずみ速度の違いによるせん断強度の変化を考慮する必要がある。強度の異方性とひずみ速度依存性を考慮した $\tau_{f(mob)}$ の一般式は、式(6.3)で表せる。

$$\tau_{f(mob)} = \tau_{fo} \times \mu_A \times \mu_R \quad (6.3)$$

ここに、 τ_{fo} ：原位置におけるある固有のせん断強度

μ_A ：強度の異方性に関する補正係数

μ_R ：ひずみ速度依存性に関する補正係数

更に、施工中の圧密や膨張による τ_{fo} の変化や進行性破壊の影響を考慮すると、 $\tau_{f(mob)}$ は式(6.4)で表せる。

$$\tau_{f(mob)} = \tau_{fo} \times \mu_A \times \mu_R \times \alpha \times \beta \quad (6.4)$$

ここに、 α ：施工中の圧密や膨張による τ_{fo} の変化に関する補正係数

β ：進行性破壊に関する補正係数

一般的に、 $\alpha = 1.0$ (圧密)、 $\alpha < 1.0$ (膨張)、 $\beta = 1.0$ である。 β はせん断応力～変位関係を考慮して決める。

一面せん断試験(DST)より得られたせん断強度の補正法として半沢の方法¹⁸⁾がある。半沢は、世界各地の粘土についてDSTとCKoTCTおよびCKoTETを実施し、 $\tau_{f(d)}$ が $\tau_{f(c)}$ と $\tau_{f(e)}$ の平均値にほぼ等しいことを示した。従って、 $\mu_A = 1.0$ となる。この関係は、ひずみ速度0.1%/minで実施されたCKoTCT・CKoTETとせん断変位速度0.25mm/minで実施されたDSTの結果より得られたものである。実際問題におけるひずみ速度は、 $10^{-2} \sim 10^{-3}\%/min$ と言われており、ひずみ速度依存性についての補正を行う必要がある。半沢は図-6.2に示すひずみ速度とせん断強度の関係より、 μ_R を以下のように推奨した。

$$\begin{aligned} \mu_R &= \tau_{f(d)}(10^{-2} \sim 10^{-3}\%/min) / \tau_{f(d)}(10^{-1}\%/min) \\ &= 0.82 \sim 0.9 (=0.85) \end{aligned} \quad (6.5)$$

従って、 $\tau_{f(mob)}$ は次式で表せる。

$$\tau_{f(mob)} = 0.85 \tau_{fo(d)} \quad (6.6)$$

この方法では不攪乱試料をその有効土被り圧(σ'_{vo})で一次圧密が完了するまで($\sqrt{t}$ 法で確認、5～20分)圧密した後、0.25mm/minのせん断変位速度で定体積せん断に供することにより $\tau_{fo(d)}$ が求められる。DSTの利点は、操作が容易で試験時間が短いことであり、CKoTCTやCKoTETより $\tau_{fo(c)}$ や $\tau_{fo(e)}$ を求める方法の約20倍の速さで、強度の異方性を考慮する必要がない $\tau_{fo(d)}$ を求めることができる。

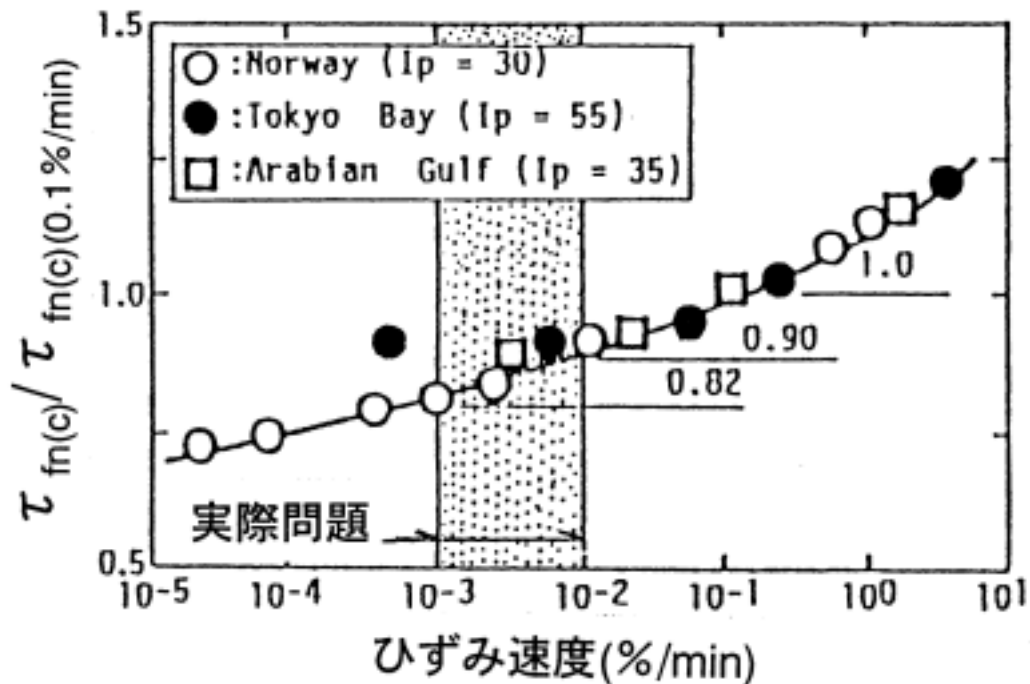


図-6.2 ひずみ速度の変化に伴うせん断強度の変化¹⁵⁾

6.4 一面せん断試験の有効性が確認された事例

一面せん断試験の有効性が確認された事例として破壊および破壊に近い状態で施工された構造物の安定解析結果⁶⁾を以下に示す。

Fao 栈橋¹⁹⁾：アラブ川の河口のFao市(イラク)に建設された栈橋。 $\tau_{f(UCT)}$ を用いて修正フェレニウス法による円弧すべり計算より得られた最小安全率は $F.S.min=0.6$ であったが施工を続行すると共に並行して一連の調査を行った。この過程で再圧縮法の糸口が得られ、この方法によるCKoTCTとCKoTETにて $\tau_{f(mob)}$ を決定した。この調査ではDSTは実施していないが、 $(\tau_{f(c)} + \tau_{f(e)})/2 = \tau_{f(d)}$ として再計算した。

Khor Al-Zubair 盛土²⁰⁾：湾岸戦争の主戦場となったKhor Al-Zubair(イラク)で総土量300万 m^3 に及ぶ5つのプレロード用盛土を施工した。プレロード期間を短縮するため、再圧縮法にて求めた $\tau_{f(c)}$ と $\tau_{f(e)}$ より $\tau_{f(mob)}$ を決定し、 $F.S.min=1.05$ で盛土断面を決定した。設計断面とのわずかな違いのため、盛土の一つが完成直後に破壊し、二つの盛土も施工中の沈下速度が破壊した盛土より速く破壊寸前と判断された。この例でもDSTは実施していないのでと同様にして $\tau_{f(d)}$ を算定し、再計算を行った。

大黒町護岸²¹⁾：廃棄物埋立地の仮護岸が竣工検査の翌朝水没した．，と同様に $\tau_{f(d)}$ を算定し，再計算を行った．

Banjarmashin護岸：インドネシア，カリマンタン島のBanjarmashinに建設された栈橋用護岸．段階式載荷が計画されていたが，契約後直ちに地盤調査を行い， $\tau_{f(mob)}=0.85 \tau_{f(d)}$ としてF.S.min=1.06を得たため一段階で施工した．

亀田盛土²²⁾：ピート地盤上に高速道路用盛土を段階盛土で施工．一次盛土(高さ4.5m)施工後，圧密による強度増加を待って二次盛土(高さ1.8m)を急速施工(3日)したところ，最終日にテンションクラック，沈下，法尻でのヒービングが発生した．

$\tau_{f(mob)}$ を $0.85 \tau_{f(d)}$ ， $q_u/2$ および $\tau_{f(FVT)}$ として得られた上記構造物のF.S.minをまとめて表-6.4に示す． $\tau_{f(mob)}=0.85 \tau_{f(d)}$ より得られたF.S.minは，いずれの構造物の挙動もよく説明できる．

表-6.4 破壊または破壊に近い状態で施工された構造物のF.S.min

構造物	挙動	F.S.min			備 考
		$0.85 \tau_{f(d)}$	$q_u/2$	$\tau_{f(FVT)}$	
Fao 栈橋	安定	1.28	0.68	1.24	
Khor Al-zubair No.1盛土	安定	1.10		1.00	
No.2	破壊寸前	1.01		0.93	
No.3	破壊寸前	1.06		0.97	
No.4	破壊	0.96		0.88	
No.5	安定	1.14		1.08	
大黒町護岸	破壊	0.97	1.07	1.26	圧密による強度増加考慮
Banjarmashin護岸	安定	1.06	0.85	1.07	
亀田盛土	破壊	0.98	0.69	1.44	圧密による強度増加考慮

6.5 進行性破壊の事例

6.5.1 概要

本節では、廃棄物の最終処分場を海上に建設する工事において、埋立地造成中に発生した地盤のすべり破壊についてその原因の調査を行うと共に、同様な事故の再発を防止するための設計法の開発を行った事例について述べる。本サイト(Semakau)の原地盤は、軟弱な海成粘土地盤で、一面せん断試験(DST)によるせん断応力～水平変位関係はひずみ軟化型を示す。軟弱な海成粘土地盤上に盛土をする場合、盛土の短期安定性は原地盤の支持力(せん断強度)、盛土形状、盛土の単位体積重量などによって決まる。通常、安定検討の方法としてスライス分割法による円弧すべり解析が適用される。円弧すべり計算法としては、修正フェレニウス法(この方法は港湾関係ではチェボタリオフ法²³⁾と呼ばれている²⁴⁾)や簡易ビショップ法²⁵⁾がよく使われるが、粘土地盤のみの場合には、両者の解は同一となる。ひずみ軟化特性を示す粘土は、進行性破壊の可能性が高いといわれている²⁶⁾。破壊時にすべり面の全域にわたって同時にピーク強度に達するとは考えられないので、安定解析に際してどのようなせん断抵抗の分布を仮定するかは、実用的にみて極めて重要な問題である。本節ではこの点についても検討する。

6.5.2 地盤構成

(1) 地盤構成

熱帯や亜熱帯地方の島々には、その周囲に沿ってコーラルリーフが発達しているところがよく見られる。本論文で対象とするサイトもこのような地域にあり、その地盤構成は図-6.3に示すように、オフショアサイトとコーラルリーフサイトの2つに分けられる。コーラルリーフの厚さは1～2mで、その下に軟弱な海成粘土層が堆積している。コーラルリーフ端前面の海底地形は比較的急勾配であり、コーラルリーフ上に盛土や築堤などの載荷を行うと、すべり破壊を起こす可能性が高い。海成粘土層は上部粘土層(UMC)と下部粘土層(LMC)に分けられる。コーン貫入試験(CPT)によると、その境界は深度7～14m付近に存在し、海面低下期に陸地化し、乾燥応力の影響を受けたと考えられる強度の高い層がみられる(図-6.4参照。この図では深度12～14m)。

(2) コーラルリーフロック(コーラル)

本サイトのコーラルリーフは、小枝状のコーラルが鳥の巣状になった構造をしており、空隙が多い。単位体積重量は13.5kN/m³程度である。コーラルが破砕しているところは砂やれきとの混合土となっている。CPTによりコーン先端抵抗を求めると、 $q_T - \sigma_{vo} = 1000 \sim 2000 \text{ kPa}$ であり、やや固結している。バックホウで掘り出した土塊から供試体を作成し、一面せん断試験(DST)を行ったところ、やや固結したコーラルのせん断強度は $\tau_{f(d)} = 100$

～200kPa，破碎したコーラルと砂やれきとの混合土の内部摩擦角は $\phi' = 40^\circ$ となった。

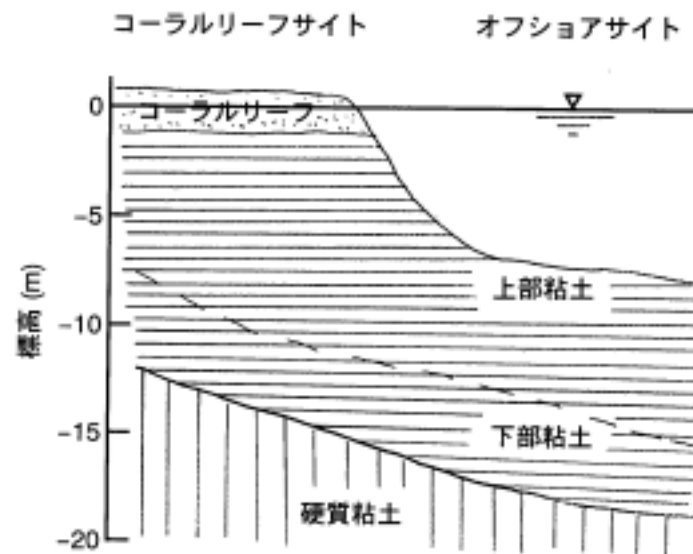


図-6.3 地盤構成

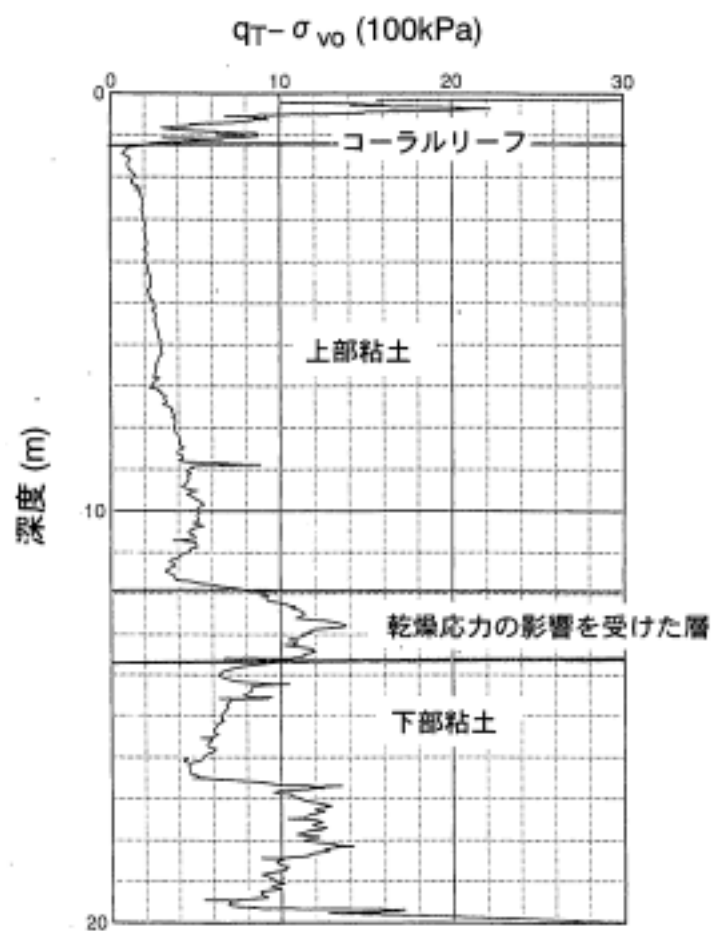


図-6.4 CPT結果の一例

6.5.3 海成粘土の特性

(1) 物理特性

サイト内の35ヶ所においてサンプリングを行い、海成粘土の土質特性を調べた。含水比 W_n 、塑性指数 I_p 、湿潤密度 ρ_t 、液性指数 I_L と有効土被り圧 σ_{vo} の関係を図-6.5に示す。含水比は $W_n=35 \sim 85\%$ (UMC)、 $W_n=40 \sim 60\%$ (LMC)、塑性指数は $I_p=20 \sim 60$ (UMC)、 $I_p=30 \sim 50$ (LMC)、湿潤密度は $\rho_t=14 \sim 17\text{kN/m}^3$ (UMC)、 $\rho_t=16 \sim 18\text{kN/m}^3$ (LMC)の範囲にある。液性指数は乱さない粘土のコンシステンシーを表現する指標で、 $I_L>1$ の場合、粘土が乱れると液体状になり、 $1>I_L>0$ の場合、粘土が乱れても塑性の状態に留まるという粘土の状態を示す。図によると、UMCでは $I_L=0.1 \sim 1.2$ と広範囲にわたっているが、頻度が多いのは $I_L=0.6 \sim 1.0$ であり、 σ_{vo} が増加すると減少する傾向がある。LMCでは $I_L=0.4 \sim 0.8$ とばらつきも少なく、 σ_{vo} に関係なくほぼ一定である。

(2) 正規圧密粘土のせん断強度

正規圧密状態の強度特性を調べるために、乱した粘土を用いて一面せん断試験(DST)を実施した。その結果を図-6.6に示す。図より、 $\tau_{fn(d)}$ と有効土被り圧の関係は式(6.7)のようになる。

$$\tau_{fn(d)} / \sigma_{vo} = 0.28 \quad (6.7)$$

この値は、半沢⁶⁾の研究により、 $I_p>20 \sim 30$ では、 I_p によらず $\tau_{fn(d)} / \sigma_{vo}=0.27 \sim 0.32$ の範囲に集中することが示されていることと一致する。

(3) せん断応力～水平変位関係

固定ピストン式サンプラーを用いて不攪乱試料の採取を行い、三笠式一面せん断試験機を用いてDSTを実施した。DSTは不攪乱試料をその有効土被り圧で一次圧密終了まで圧密した後、 0.25mm/min の変位速度で定体積せん断に供する方法で実施した。埋立工事中にすべり破壊が生じた付近の試料の深度方向9点のせん断応力と水平変位の関係を図-6.7に示す。図より、表層5mまでの試料No.1とNo.2はせん断応力がピークに達した後、ほぼ一定の値で変位が進行するバイリニア型であるが、深度5m以深の試料No.3～No.9は、せん断応力がピークに達した後、水平変位がさらに増加するとせん断応力が低下してある値に落ち着くひずみ軟化型であることが明瞭である。

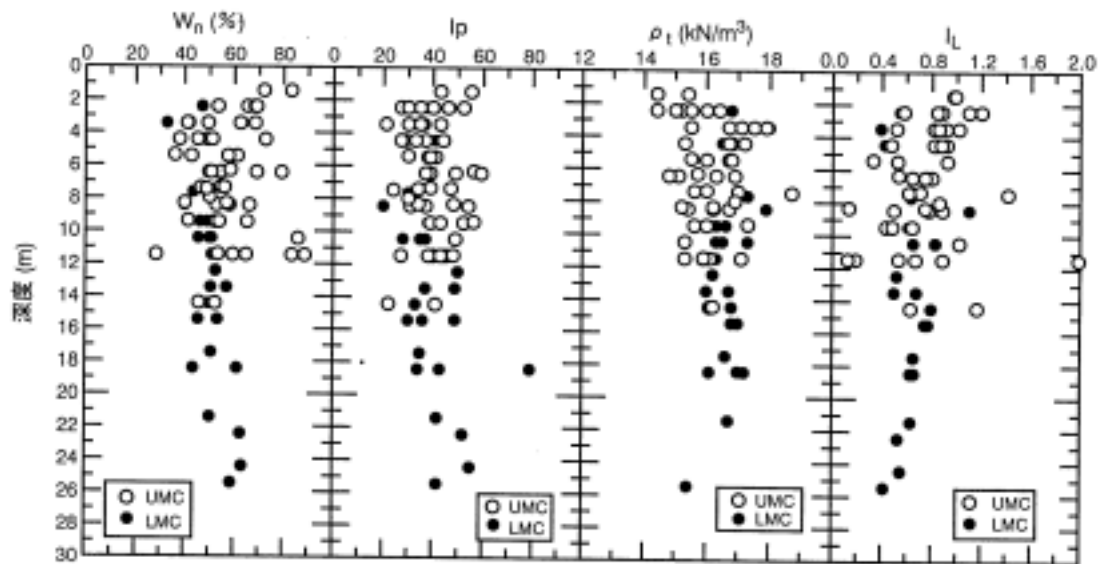


図-6.5 含水比，塑性指数，湿潤密度，液性指数

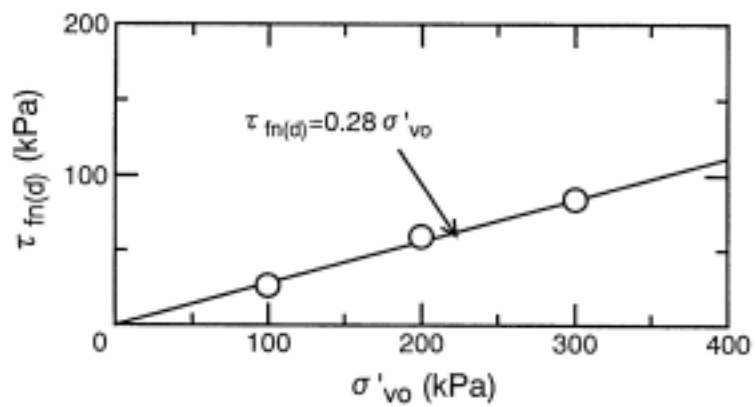


図-6.6 正規圧密粘土のせん断強度

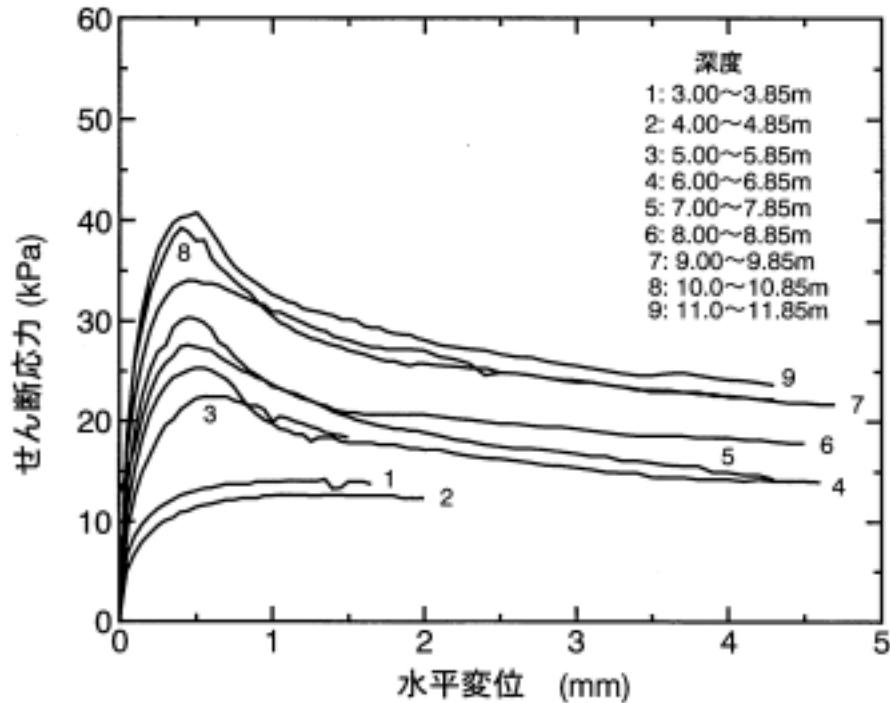


図-6.7 セン断応力と水平変位の関係

(4) セン断強度

DSTより得られたせん断強度と有効土被り圧 σ'_{vo} の関係を図-6.8に示す．図-6.7からせん断強度としてはピーク強度 τ_{fp} と残留強度 τ_{fr} が得られる．せん断強度と有効土被り圧の関係を直線で近似すると図-6.8の直線～のようになる．直線およびは残留強度に関する式，直線およびはピーク強度に関する式である．直線およびは最小自乗法による式，直線は正規圧密粘土に対応する式，直線は正規圧密粘土の強度増加率に適合させた式である．これらのパラツキを表す係数 $(=|\tau_{f(d)} - \tau_{f(d)}^*| / \tau_{f(d)}^*, \tau_{f(d)}^*; \tau_{f(d)})$ に対応する位置の関係式から得られたせん断強度)は表-6.5のようになる．残留強度は正規圧密粘土の強度にほぼ等しいことがわかる．ピーク強度は正規圧密粘土の1.8倍程度であり，過圧密粘土であることがわかる．このことは図-6.7のせん断応力～水平変位関係がひずみ軟化傾向を示すことからもうかがえる．この地盤が過去に荷重の除去を受けたとは考えられないので，上部粘土層(UMC)，下部粘土層(LMC)とも正規圧密aged(NCA)状態にあると考えられる．残留強度とピーク強度の比 τ_{fr} / τ_{fp} と σ'_{vo} の関係を図-6.9に示す．これによると， $\sigma'_{vo} = 40 \sim 90 \text{ kPa}$ においてせん断強度比が0.5～0.6になっており，この付近はひずみ軟化による強度低下が著しいことがわかる．

表-6.5 せん断強度分布

	せん断強度式 (kPa)	バラツキを表す係数
	$\tau_{fr}=0.280 \sigma'_{vo}$	0.060
	$\tau_{fr}=0.293 \sigma'_{vo}$	0.064
	$\tau_{fp}=11.2+0.280 \sigma'_{vo}$	0.150
	$\tau_{fp}=0.504 \sigma'_{vo}$	0.061

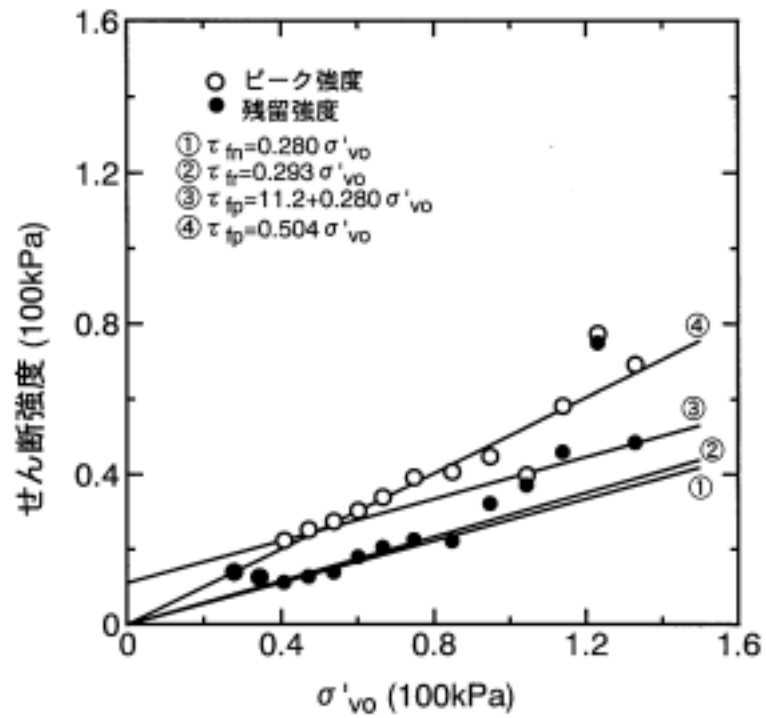


図-6.8 せん断強度と σ'_{vo} の関係

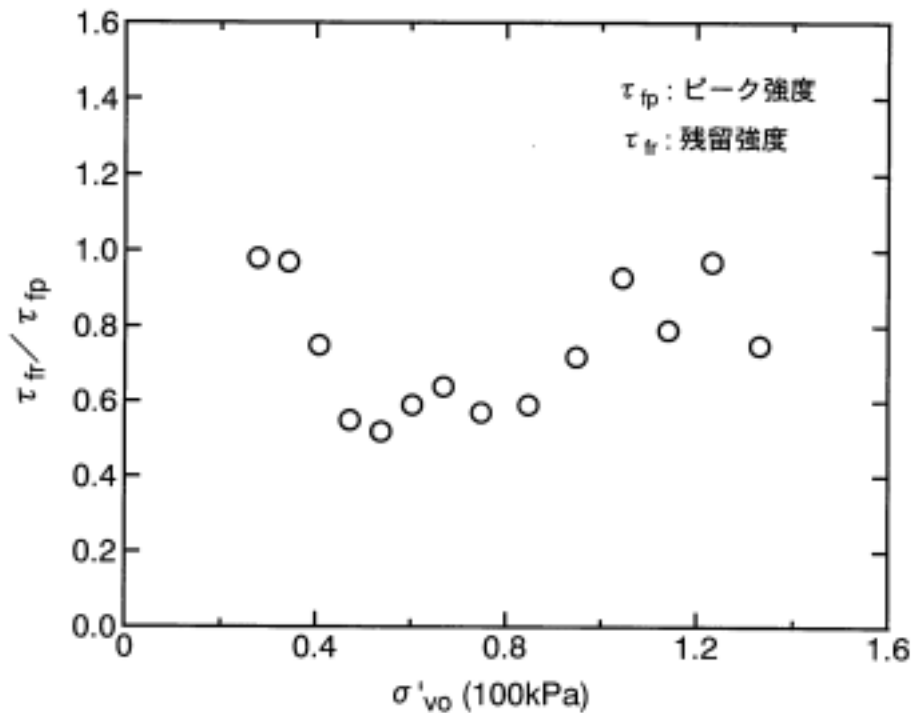


図-6.9 τ_{fr} / τ_{fp} と σ'_{vo} の関係

(5) 過圧密比

過圧密比(OCR)と有効土被り圧 σ'_{vo} の関係を図-6.10に示す．OCRはピーク強度 τ_{fp} と正規圧密状態の粘土の強度の比として式(6.8)により計算した．OCRは1.8付近の値を示す．

$$OCR = \frac{\tau_{fp}}{0.28 \sigma'_{vo}} \quad (6.8)$$

(6) 変形特性

DSTのせん断応力と水平変位の関係を用いて式(6.9)によりG50を求める．

$$G50 = \frac{\tau_{max}/2}{D(\tau_{max}/2) / H_0} \quad (6.9)$$

ここに， $D(\tau_{max}/2)$ ： $\tau_{max}/2$ に対応する水平変位量

H_0 :供試体の初期高さ($H_0=20\text{mm}$)

G50と τ_{fp} の関係を図-6.11に示す． τ_{fp} が小さいUMCやLMCのG50/ τ_{fp} は150程度である．

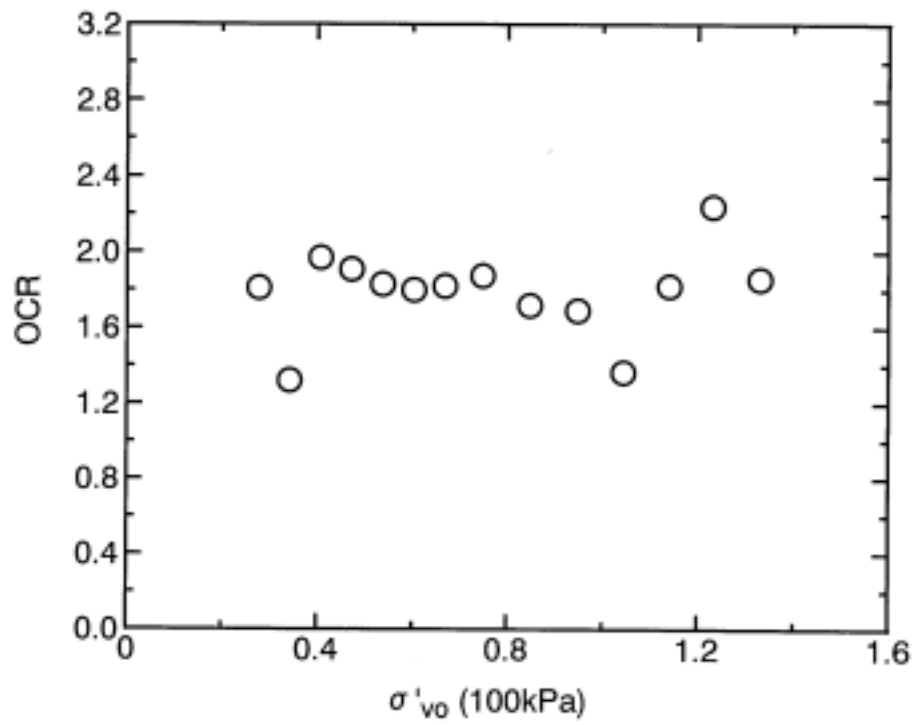


図-6.10 OCRと σ'_{vo} の関係

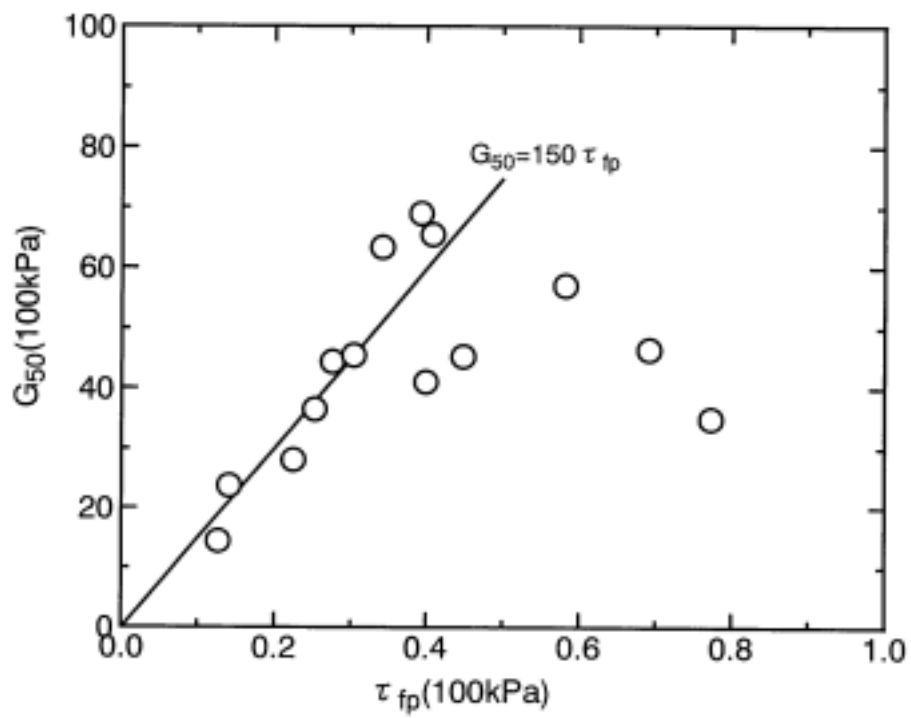


図-6.11 G_{50} と τ_{fp} の関係

6.5.4 すべり破壊の原因検討

(1) 工事の概要

本工事はゴミ処理施設で焼却処理された物質の最終処分場を2つの小島を利用して海上に建設する工事で、延長7kmの外周堤および中仕切堤、管理事務所等の用地となる40haの埋立地、焼却灰の受け入れ桟橋、管理棟ビル、水タンク、油タンク、排水処理施設等の建設を含んでいる（図-6.12参照）。工事は、作業基地の確保の意味もあって、埋立地の造成と桟橋の建設から始められた。埋立地建設地点はコーラルリーフになっており、海底面の標高は±0.0m程度である。埋立土砂はポンプ台船によってコーラルリーフの上に直接揚陸される。埋立地の完成天端高は+5.0mであるが、この場所は外周堤および中仕切堤建設用の土砂を仮置きする場所としても使用されており、+8~10mまで盛り上げられるところもある。

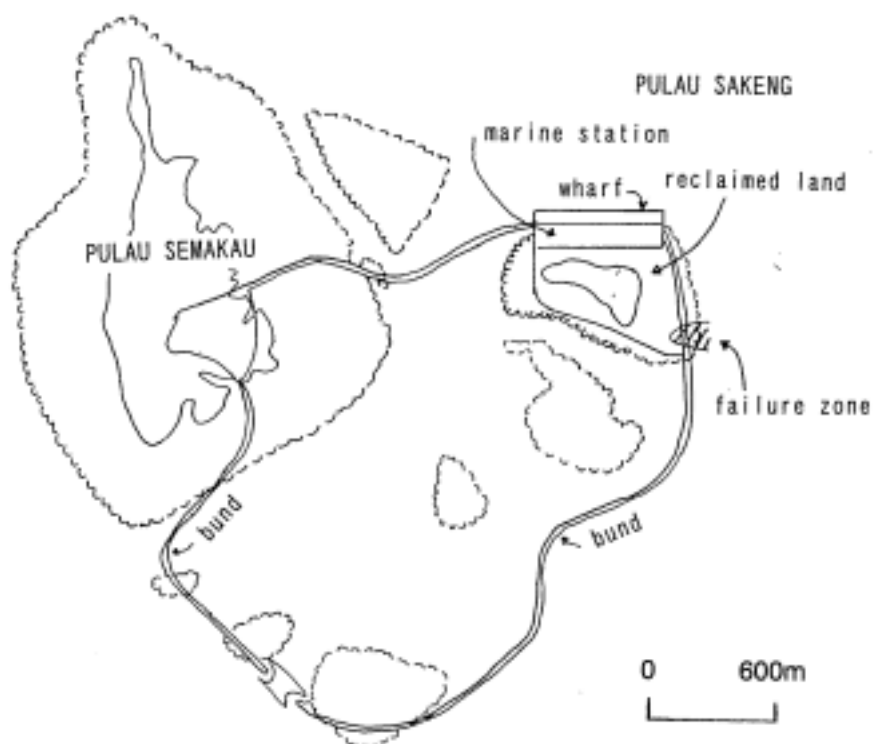


図-6.12 工事概要

(2) すべり破壊の状況

埋立地盤を+5.5m（道路部は+8.0m）まで嵩上げしたところで、一部の区間ですべり破壊が生じた。すべり破壊前後の地表面形状を図-6.13に示す。図中の破線がすべり破壊前、実線がすべり破壊後の地表面形状を表す。この部分の埋立外周線はコーラルリーフ縁から約50m内側に入っている。すべり破壊後の地表面形状をみると、すべり面は-8~-10mの付近を通る直線あるいは非常に曲率半径の大きい円弧になっている（図-6.15参照）。

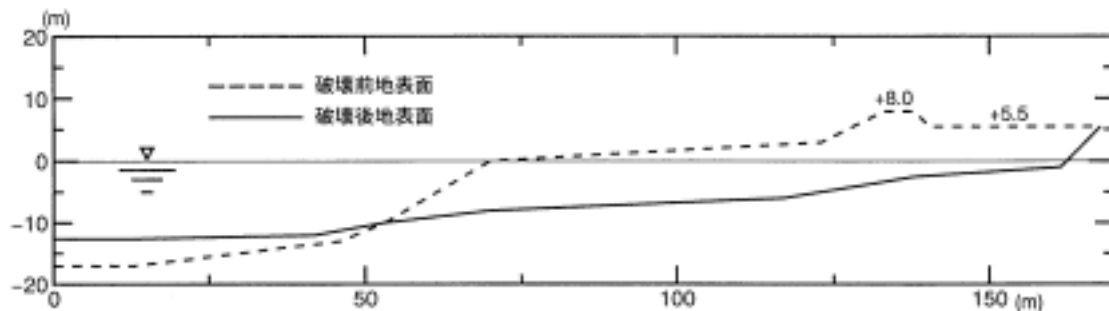


図-6.13 破壊前後の地表面形状

(3) 従来法による検討

修正フェレニウス法によって，円弧すべりの計算を行った．粘土地盤の設計用せん断強度は，式(6.10)を用いた．

$$\tau_{f(mob)} = \mu_A \times \mu_R \times \alpha \times \tau_{f(d)} \quad (6.10)$$

ここに， $\tau_{f(mob)}$ ：設計用せん断強度

$\tau_{f(d)}$ ：DSTから得られたせん断強度

μ_A ：強度の異方性に関する補正係数

μ_R ：ひずみ速度依存性に関する補正係数

α ：施工中の圧密や膨張による $\tau_{f(d)}$ の変化に関する補正係数

ここでは， $\mu_A \times \mu_R = 0.9$ ， $\alpha = 1.0$ として，

$$\tau_{f(mob)} = 0.9 \tau_{f(d)} \quad (6.11)$$

で設計用せん断強度を設定した．円弧すべり計算は，表-6.5に示す4種類のせん断強度に対して実施した．埋立土は砂であることおよびコーラルリーフは不連続でかつ層厚が薄いため，盛土荷重が小さい段階で，各所で折れると考えられるため，円弧すべり計算においてはテンションクラックが発生する層と仮定した．既往のすべり破壊事例からもうかがえるように，今回のすべり破壊の原因として，盛土の単位体積重量の過小評価あるいは，盛土の過載の可能性も考えられるため，埋立土の単位体積重量を20,21,22kN/m³の3種類変えて計算した．計算結果を図-6.14に示す．いずれの条件に対しても，最小安全率を与えるすべり面は-8～-10m付近を通る半径の大きい円弧になる(図-6.15参照)．図-6.14よりわかるように，ピーク強度に対する最小安全率はほぼ1.5，残留強度に対する最小安全率はほ

ば0.8である．なお，盛土荷重の算定誤差による最小安全率の変化は，盛土荷重が5%増加すると，安全率が約3%低下する程度である．この場合，盛土荷重の算定誤差が円弧すべりの安全率に及ぼす影響は少ない．

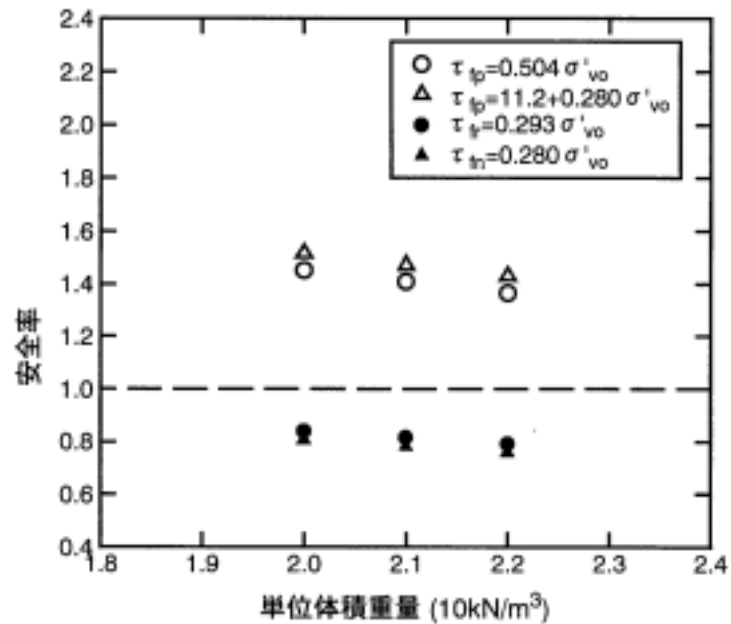


図-6.14 円弧すべり計算結果

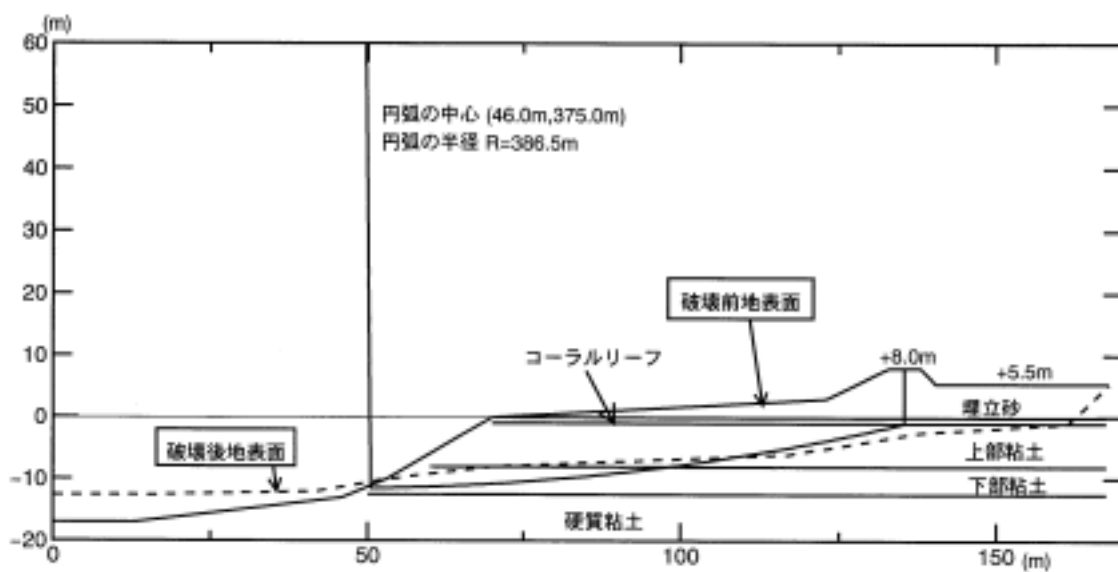


図-6.15 円弧すべり計算結果

(4) 進行性破壊の可能性

今回のすべり破壊の原因が進行性破壊である可能性について考えてみる．これまでの検討結果から，今回のすべり破壊に関する事柄を列挙すると，基礎地盤の粘土がひずみ軟化特性を示すこと， $\sigma_{vo} = 40 \sim 90\text{kPa}$ （-6～-12mに相当）において残留強度とピーク強度の比が0.5～0.6となっていること，すべり面は-8～-10m付近を通ること，ピーク強度の場合の最小安全率は1.0よりかなり大きく，残留強度の場合の最小安全率は1.0より小さいことなど進行性破壊の可能性を裏付ける要因が挙げられる．

Skempton²⁷⁾は，進行性破壊の指標として残留係数Rを式(6.12)で定義した．

$$R = \frac{S_f - S}{S_f - S_r} \quad (6.12)$$

ここに， S_f ：平均ピーク強度

S_r ：平均残留強度

S ：破壊時の平均強度

そして， $R=0$ ならば進行性破壊はなく， $R \rightarrow 1$ となると進行性破壊が著しいと述べている．ここでは，式(6.12)の代わりにRを式(6.13)で表す．

$$R = \frac{F_p - 1.0}{F_p - F_r} \quad (6.13)$$

ここに， F_p ：ピーク強度のときの安全率

F_r ：残留強度のときの安全率

式(6.13)に図-6.14の円弧すべり計算結果を代入すると，残留係数 $R=0.74$ となる．この点からも今回のすべり破壊が進行性破壊である可能性が高いと考えられる．

6.5.5 進行性破壊に対する検討

(1) 計算法の提案

進行性破壊の可能性を円弧すべりによって検討する方法を考える．図-6.14からもわかるように，ピーク強度あるいは残留強度のどちらかだけを用いて計算したのでは現象を再現できない．進行性破壊の検討を行うには，対象断面のどの部分がピーク強度に達しているか，あるいはピーク強度を超えて，それより低い強度に落ちているかを特定する必要がある．ここでは，断面内の強度分布の特定をFEMを用いて行う．FEMにより，各要素がピーク強度を超えているか否かを判別し，ピーク強度に達していない要素はピーク強度を，ピーク強度を超えている要素は残留強度を地盤のせん断強度として円弧すべり計算を行う．計算のフローを図-6.16に示す．なお，第7章で述べるような弾塑性FEM解析だけで安定性の評価をおこなうことも可能と思われるが，ここでは，円弧すべり安全率を求め



図-6.16 計算のフロー

たいこと， ひずみ軟化を考慮した構成式がまだ実務に普及していないこと， 弾塑性FEM解析は破壊状態に近づくにつれて計算時間がかかり実用的でないこと等， 主に設計実務上の理由により円弧すべり計算と弾塑性FEMを併用する方法を採用した．

(2) FEM解析(弾塑性)

弾塑性解析法には， 種々の方法が提案されているが， ここでは， 簡単のためにMohr・Coulombの破壊規準を用いる直接反復法²⁸⁾を用いる． すなわち， 主応力の大きさに応じて材料の弾性係数を変化させる方法で， 地盤の応力とひずみの関係は， 図-6.17に示すように， 降伏するまでは線形に変化し， 降伏後は完全塑性に近い状態になると考える． まず， 各々の要素に対し， 初期の弾性係数を与えて弾性計算を行い， 各要素の主応力を求める． 次に， せん断応力がMohr・Coulombの破壊包絡線を超えていないかどうかを判定する． 粘性土に対するMohr・Coulombの破壊規準は， 式(6.14)で表せる．

$$\tau_{cr} = \tau_{fp} \text{ または } \tau_{fr} \quad (6.14)$$

ここに， τ_{cr} ：限界せん断応力

一方， 要素の最大せん断応力 τ_{max} は， 式(6.15)で表せる．

$$\tau_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3)/2 \quad (6.15)$$

ここに， σ_1, σ_3 ：最大， 最小主応力

計算は， 要素の τ_{max} が，

$\tau_{\max} \leq \tau_{cr}$ ならば弾性係数 E_0 はそのまま,

$\tau_{\max} > \tau_{cr}$ ならば弾性係数は $E' = E_0 (\tau_{cr} / \tau_{\max})$

という手順で、すべての要素において、 $\tau_{\max} \leq \tau_{cr}$ が成立するまで繰り返す。この最終の答えを弾塑性解とする。ここで、初期の弾性係数は、 $E_0 = 2(1 + \nu)G_{50}$ より計算する。 ν はポアソン比である。 τ_{cr} は図-6.17に依って τ_{fp} か τ_{fr} を使用する。

今回の対象断面(図-6.15)のFEM解析結果を図-6.18に示す。黒く塗りつぶした要素がピーク強度を超えている要素である。塑性域は盛土直下から海側に進展した。

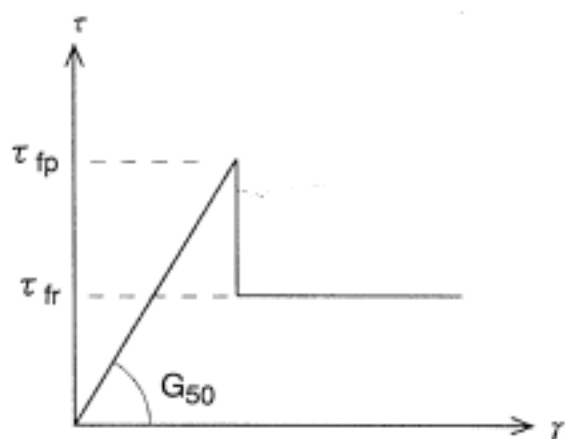


図-6.17 応力～ひずみモデル

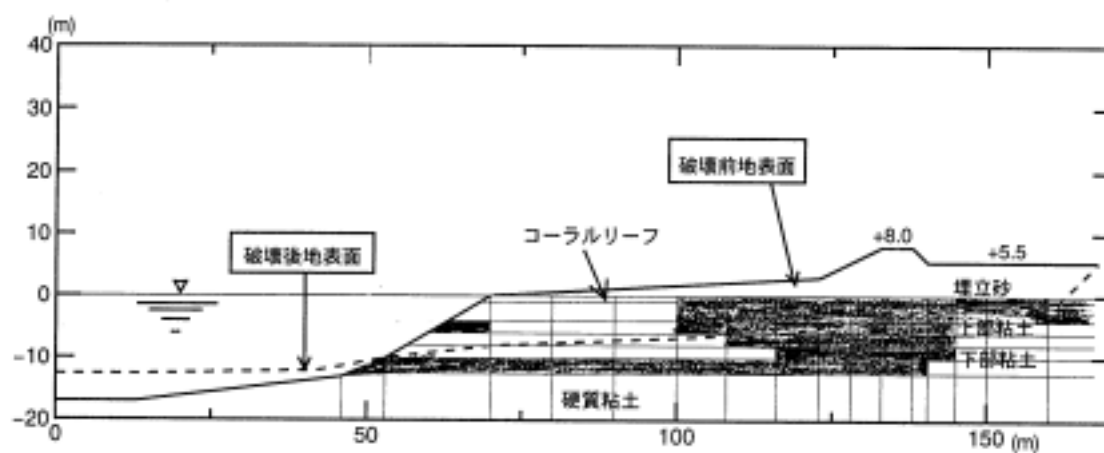


図-6.18 FEM計算結果

(3) 円弧すべり

図-6.18にもとづいてせん断強度の再設定を行い，図-6.15と同一な断面について円弧すべり計算を行った．計算結果を図-6.19に示す．最小安全率は1.00となって今回のすべり破壊現象をよく再現できた．

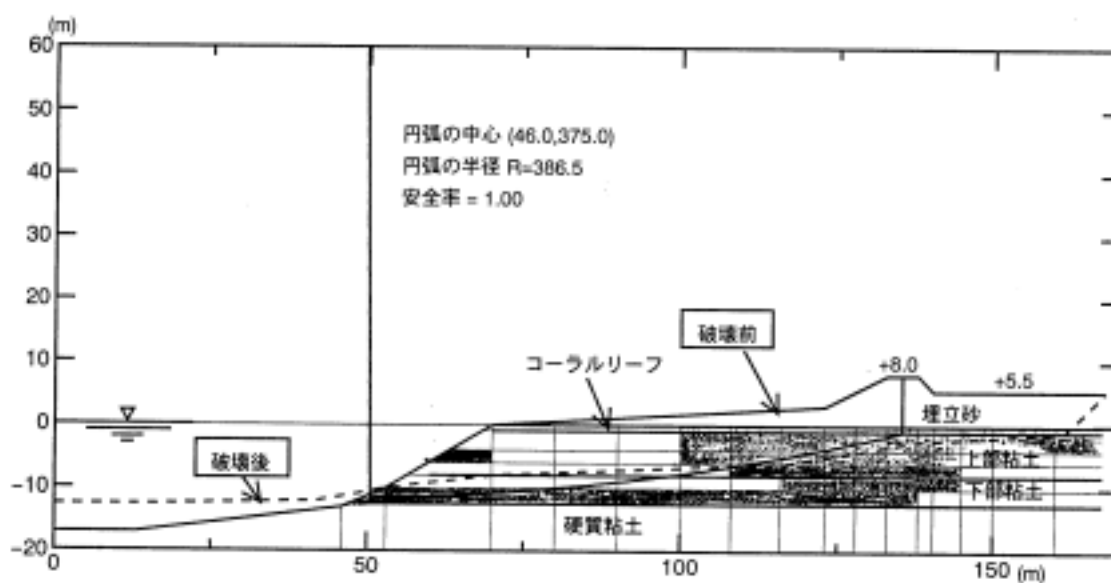


図-6.19 円弧すべり計算結果

6.5.6 まとめ

埋立地造成中に発生した地盤のすべり破壊についてその原因調査を行うと共に，同様な事故の再発を防止するために設計法の開発を行った．要点を以下にまとめる．

- (1) 原地盤は軟弱な海成粘土層で，DSTにより強度特性を調べた結果，この地盤は正規圧密aged状態にあり，せん断応力～水平変位関係はひずみ軟化型を示すことがわかった．このように，DSTはピーク強度後の挙動も把握できるので，ひずみ軟化特性を有する地盤の調査に適する．
- (2) 修正フェレニウス法による円弧すべり安全率は，ピーク強度に対してはほぼ1.5，残留強度に対してはほぼ0.8となった．この結果より残留係数を計算すると $R = 0.74$ となり，進行性破壊の可能性が高いことがわかった．

- (3) 進行性破壊の検討を円弧すべり計算と弾塑性FEMにより行う方法を提案した．この方法は，ピーク強度に達した領域を弾塑性FEMにより判別し，円弧すべり計算に用いるせん断強度を決定して，安定計算を行う方法である．
- (4) この方法を今回のすべり破壊の検討に適用した結果，現象をよく再現できた．
- (5) 本事例のように，ひずみ軟化が大きい粘土地盤では，ピーク強度を使用した円弧すべりの安全率が大きくても，残留強度を使用した円弧すべり安全率が小さい場合には，進行性破壊を起こす可能性があるため，施工時のモニタリングが必要である．モニタリングの対象としては，まず，天端沈下，のり尻およびのり肩の水平変位があげられる．

6.6 地盤調査結果のバラツキが大きい事例

6.6.1 概要

東南アジアの漁港で原地盤を浚渫してバースの建設を行った．原地盤のせん断強度を評価するための試験として，現場ベーン試験(FVT)，非圧密非排水三軸圧縮試験(UUTCT)，一面せん断試験(DST)，一軸圧縮試験(UCT)が行われていたが，バラツキが大きすぎて，浚渫法面の安定を検討するには不十分であった．そこで，コーン貫入試験(CPT)を実施し，この結果と三笠式一面せん断試験機による東南アジアの海成粘土の既往のDST結果とCPT結果との関係から推定したせん断強度を用いて安定検討を行い，法面が安定であると考えられたので，工事を地盤改良なしで実施し，無事完成することができた．

6.6.2 地盤の概要および物理特性

地盤構成を図-6.20に示す．表層に一部厚さ50cm程度の細砂層があり，その下に軟弱な厚さ5～6mの上部粘土層(UMC)および厚さ4～5mの下部粘土層(LMC)がある．その下は強固な粘土層になっている．安定検討の対象となる層はUMCとLMCの両層である．物理的性質(自然含水比，塑性指数，湿潤密度)と深度の関係を図-6.21に示す．平均自然含水比は $W_n=89\%$ (UMC)， $W_n=68\%$ (LMC)，平均塑性指数は $I_p=29$ (UMC)， $I_p=20$ (LMC)，平均湿潤密度は $\rho_t=14.4\text{kN/m}^3$ (UMC)， $\rho_t=15.6\text{kN/m}^3$ (LMC)である．両層とも砂分を15～20%含んでいるため低塑性である．

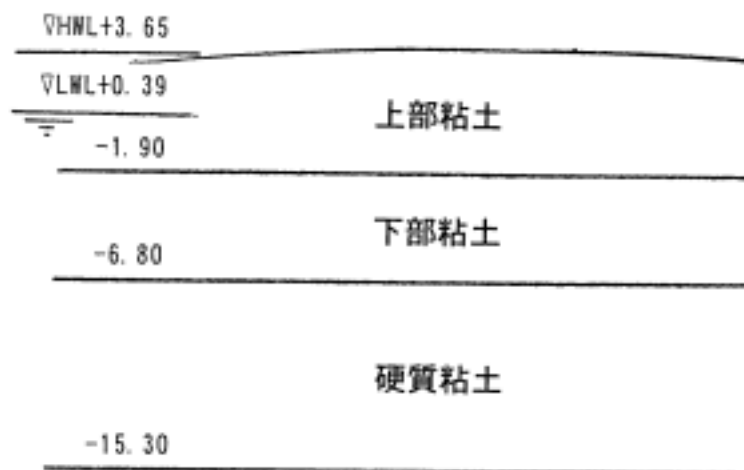


図-6.20 地盤構成

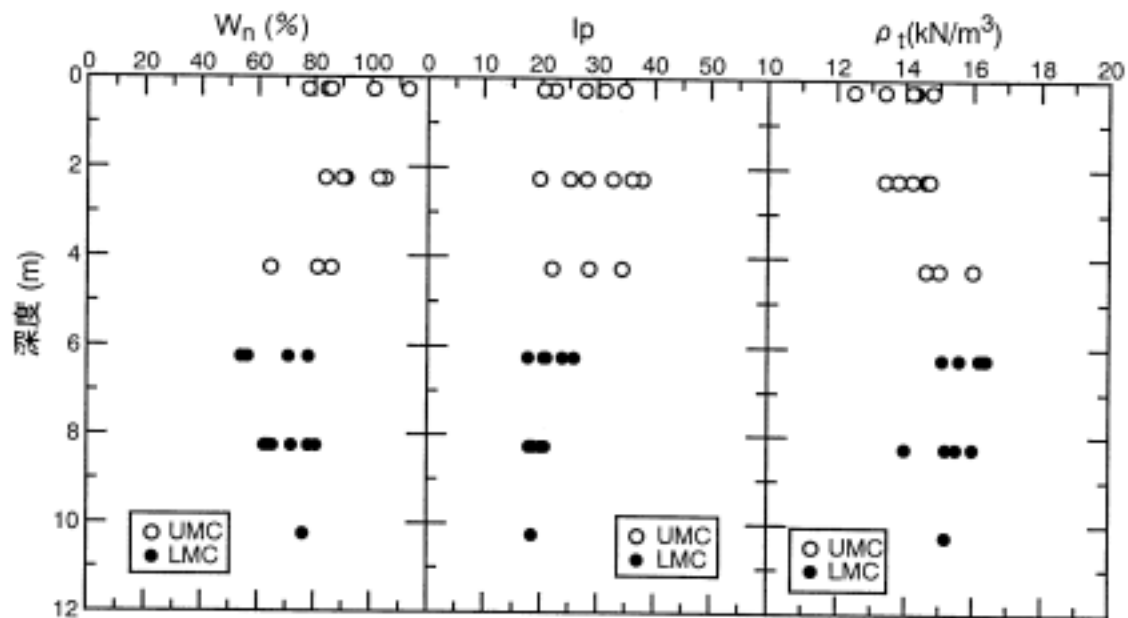


図-6.21 含水比，塑性指数，湿潤密度と深度の関係

6.6.3 セン断強度特性

DST, UUTCT, UCT, FVT(UD)(不攪乱), FVT(D)(攪乱)の結果を図-6.22に示す。試験に使用された試験機は中国製と米国製, オペレータは現地(ベトナム)人, 試験法はASTMに準拠している。この図からわかるように深度方向のせん断強度分布はバラツキが非常に大きい。これを直線近似して試験法毎に示すと表-6.6のようになる。このままでは適切な設計用せん断強度を決定できないと考えて, 追加調査として二重管式コーン貫入試験(CPT)を実施し, その先端抵抗 q_c を上部5.0mについて測定した。これまでの経験³⁾からアジアの海成粘土では, $q_c - \sigma_{vo} = 10 \tau_{f(d)}$ であることが知られているので, この関係を用いてせん断強度を次式のように推定した。

$$\begin{aligned}\tau_{f(d)} &= 12.5 + 0.33 \sigma'_{vo} \\ &= 12.5 + 1.7Z \quad (\text{kPa})\end{aligned}\quad (6.16)$$

ここに, σ'_{vo} : 有効土被り圧(kPa)

Z: 深度(m)

式(6.16)に載荷速度の補正を行って, 安定計算用せん断強度を次式のように決定した。

$$\tau_{f(d)} = 10.0 + 1.5Z \quad (\text{kPa}) \quad (6.17)$$

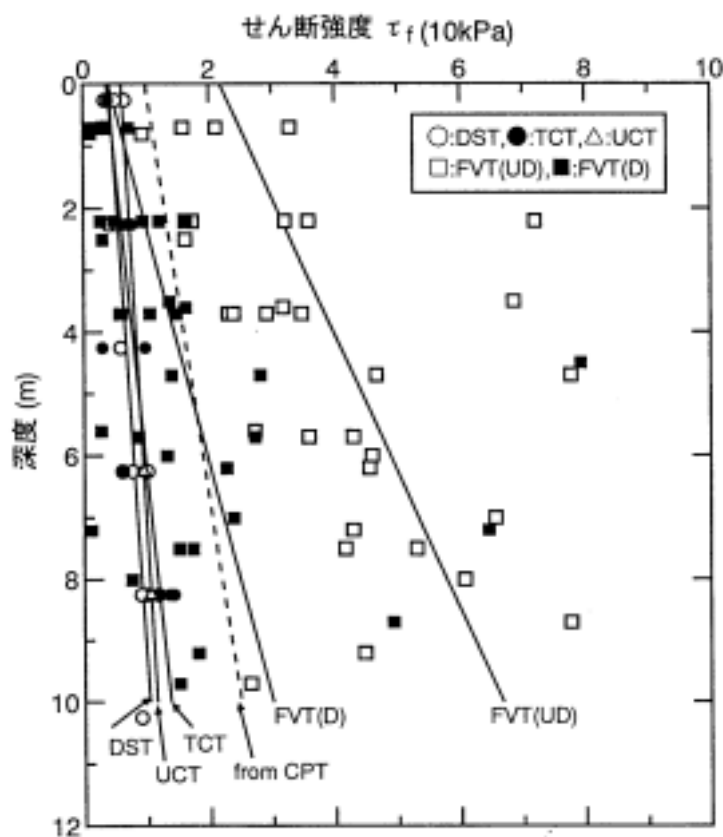


図-6.22 セン断強度と深度の関係

表-6.6 安定計算用せん断強度

強度決定法	せん断強度 (kPa)	変動係数	データ数
DST	4.1+0.63Z	0.191	14
UCT	6.1+0.55Z	-	2
UUTCT	3.7+1.01Z	0.192	12
FVT(D)	4.1+2.6Z	0.606	34
FVT(UD)	21.9+4.49Z	0.400	34
CPT*1)	10.0+1.5Z	-	-

*1) $q_c - \sigma_{vo} = 10 \tau_f(d)$

6.6.4 安定検討結果

修正フェレニウス法による安定計算を行った。浚渫による強度低下(除荷による膨張に起因する強度低下)は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」²⁹⁾によった。計算結果を図-6.23および表-6.7に示す。表-6.7からわかるように、試験法によって最小安全率が1.0を大きく上回る値や下回る値が得られるので、最初の地盤調査で得られているせん断強度だけでは法面の安定を判断できなかった。しかし、我が国の海成粘土の経験から、 q_u 法による安全率が1.2以下の場合には不安定の可能性が高く、1.3以上であれば安定であることが知られている。また、我が国の海成粘土では q_u 法による安全率とDSTから得られたせん断強度を用いた安全率はほぼ同じであることも知られている。今回の試験ではUCT、UUTCTおよびDSTから得られたせん断強度が既往の三笠式一面せん断試験機を用いたDSTのデータと比較して小さいのは、サンプリング技術や原位置試験・室内試験技術の低さによるものと考えられる。これらの状況と既往のデータから推定した強度による最小安全率が1.26であることを勘案して、対象法面は安全であろうと判断し、地盤改良(この場合床掘置換が通常採用される)は行わないで、地表面の挙動を監視しながら工事を進めた。工事は1997年2月に無事完了した。

表-6.7 計算結果

強度決定法	最小安全率
DST	0.54
UCT	0.67
UUTCT	0.63
FVT(D)	1.12
FVT(UD)	3.03
CPT	1.26

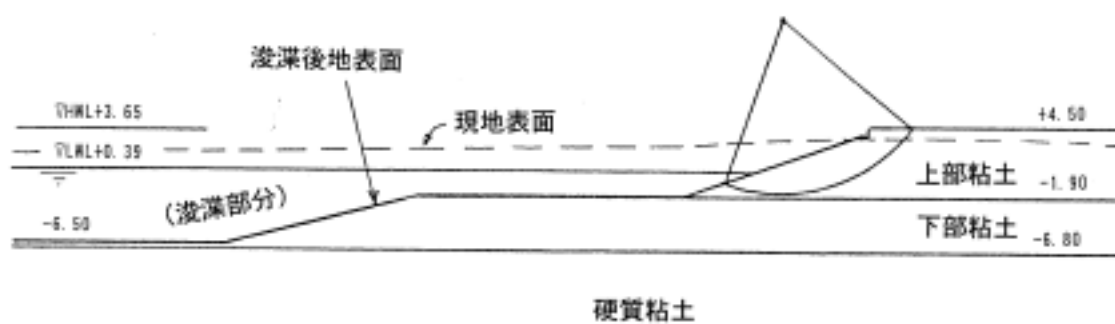


図-6.23 計算結果

6 . 7 本章の結論

本章では , すべり破壊事例の調査 , 各種試験法によるせん断強度と一面せん断試験 (DST) より得られたせん断強度の相関関係と統計的性質 , 安定解析用強度の決定法 , 安定問題への DST 結果の適用について検討を行い , 以下の結論が得られた .

(1) すべり破壊の事例調査より , 破壊発生 の 2 大原因は載荷重の設定ミスと地盤のせん断強度の設定ミスである .

(2) DST から得られたせん断強度とその他の試験 , 一軸圧縮試験 (UCT) , 現場ベーン試験 (FVT) , コーン貫入試験 (CPT) から得られたせん断強度の相関関係を比較すると , DST と FVT および DST と CPT の間の相関性は非常に高い (変動係数 14 ~ 15%) . DST と CPT の組合せにより広大なサイトにおける設計用せん断強度が低コストで決定できる期待がある .

(3) Ko 圧密三軸圧縮試験 (CKoTCT) と Ko 圧密三軸伸張試験 (CKoTET) より得られたせん断強度と DST より得られたせん断強度の関係を適用することによって , 強度の異方性を考慮することなく , DST だけから設計用せん断強度を決定できる .

(4) Fao 棧橋 , Khor-Al-Zubair 盛土 , 大黒町護岸 , Banjarmashin 護岸 , 亀田盛土の安定解析結果より , DST を用いて設計用せん断強度を決める半沢の方法の有効性が確認された .

(5) 顕著なひずみ軟化特性を示す粘土のせん断強度特性を調べるのに DST は適している . このような粘土地盤上の盛土は , 盛土直下から側方に向かうすべり面に沿った進行性破壊の可能性が高いので , ピーク強度と残留強度を考慮した安定検討を行うべきである .

(6) 発展途上国で地盤調査・土質試験を外注すると , コストは安いがデータの信頼性が低い場合が多々ある . これはサンプリング技術や原位置試験・室内試験技術の低さによるものと考えられる . この問題を解決するには , 簡便で技術的地域的レベル格差の影響を受けない試験法を採用することが望ましい . 推奨する原位置試験として CPT , 室内試験として三笠式一面せん断試験機による DST があげられる .

参考文献

- 1) 土田孝, 田中洋行: Evaluation of Strength of Soft Clay Deposits - A Review of Unconfined Compression Strength of Clay -, 港湾技術研究所報告, Vol.34, No.1, pp.3-37, 1995.3.
- 2) 田中泰雄, 坂上敏彦, 古谷正和: 大規模埋立に伴う三成分コーン(CPTU)の利用, 土と基礎, Vol.37, No.7, pp.41-46, 1989.7.
- 3) 半沢秀郎: 地盤工学とリアリズム, 土と基礎, Vol.43, No.9, pp.49-53, 1995.9.
- 4) 中瀬明男: 一軸圧縮試験の過去点描, 第41回地盤工学シンポジウム, pp.1-9, 1996.
- 5) Nakase,A.: The $\phi_u = 0$ Analysis of Stability and Unconfined Compression Strength, Soils and Foundations, Vol.7, No.2, pp.33-45, 1967.
- 6) 半沢秀郎: 土の一面せん断試験結果の実務への適用, 直接せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集, pp.87-94, 1995.
- 7) Duncan,J.M. and Buchignani,A.L.: Failure of Underwater Slope in San Francisco Bay, Proc. of ASCE, Vol.99, No.SM9, pp.687-703, 1973.
- 8) Potts,D.M., Dounias,G.T. and Vaughan,P.R.: Finite Element Analysis of Progressive Failure of Carsington Embankment, Geotechnique, Vol.40, No.1, pp.79-101, 1990.
- 9) Wright,S.G. and Duncan,J.M.: Analysis of Waco Dam Slide, Proc. of ASCE, Vol.98, No.SM9, pp.869-877, 1972.
- 10) Bauduin,C. and Molenkamp,F.: Evaluation of Failure of Embankment During Heightening, Geotechnique, Vol.41, No.3, pp.423-435, 1991.
- 11) Sullivan,R.A.: Behavior of Wharf Affected by River Fluctuations, Proc. of ASCE, Vol.98, No.SM9, pp.939-954, 1972.
- 12) 堀内孝英, 川村国夫: 信頼性設計のための土質の統計的性質, 土と基礎, Vol.25, No.11, pp.11-18, 1977.
- 13) Ladd,C.C.: New Design Procedure for Stability of Soft Clays, Proc. of ASCE, Vol.101, No.GT7, pp.763-786, 1974.
- 14) Hanzawa,H.: Determination of In-situ Shear Strength for Earthworks on Soft Marine Clay, Special Lecture, Nanyang Technological University, Singapore, 1993.5.
- 15) Fukasawa,T., Tsuji,K. and Hanzawa,H.: Advanced Control System for Earthwork on Soft Soils, 佐賀大学国際セミナー: 低平地開発における諸問題, pp.209-216, 1992.
- 16) Bjerrum,L.: Embankment on Soft Ground, ASCE, Specialty Conf., Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayettee, Vol.2, pp.1-54, 1972.
- 17) Ladd,C.C. and Foott,R.: New Design Procedure for Stability of Soft Clay, ASCE, Vol.100, GT7, pp.763-786, 1974.
- 18) 半沢秀郎: 地盤のローカル性と技術の地域格差を克服するための新しい試み, 土と基礎, Vol.38, No.12, pp.29-34, 1990.

- 19) Hanzawa,H. Matsuno,T. and Tsuji, K. : Undrained Strngth and Stability Analysis of Soft Iraqi Clays , Soils and Foundations , Vol.19 , No.2 , pp.1-15 , 1979.
- 20) Hanzawa,H., Matsuda,E., Suzuki,K. and Kishida,T. : Stability Analysis and Field Behaviour of Earth Fills on an Alluvial Marine Clay , Soils and Foundations , Vol.20 , No.4 , pp.37-51 , 1980.
- 21) Kishida,T., Hanzawa,H. and Nakanowatari, M. : Stability Analysis with the Simple and the Advanced $\phi=0$ Method for a Failed Dike ,Soils and Foundations , Vol.23 , No.2 , pp.69-82 , 1983.
- 22) Hanzawa,H., Kishida,T., Fukasawa,T. and Asada,H. : A Case Study on the Application of Direct Shear and Cone Penetration Tests to Soil Investigation, Design and Quality Control for Peaty Soils , Soils and Foundations , Vol.34,No.4 , pp.13-22 , 1994.
- 23) 石井靖丸訳：チェボタリオフの土質工学上巻 , pp.195-197 , 技報堂 , 1957.
- 24) 小林正樹：地盤の安定解析における問題点 , 昭和51年度港湾技術研究所講演会 , pp.73-93 , 1976.
- 25) Bishop,A.W. : The Use of Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes, Geotechnique, Vol.5, No.1, pp.7-17, 1955.
- 26) 山口柏樹：進行性破壊 , 技術手帳 3 , pp.153-155 , 土質工学会 , 1992.
- 27) Skempton,A.W. : Long-term Stability of Clay Slopes , Geotechnique , Vol.20 , No.1 , pp.77-102 , 1970.
- 28) 斉藤二郎 , 内藤和章 , 藤原紀夫：有限要素法によるシールド外周地盤の挙動解析(弾塑性) , 第9回土質工学研究発表会 , pp.817-820 , 1974.
- 29) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説 , 1989.

第 7 章

変形問題のケーススタディ

7 . 1 はじめに

軟弱地盤上で埋立や盛土などにより土構造物を建設する場合，安定や沈下の検討が必要となる．また，このような土構造物の施工管理には，原位置での沈下量，水平変位，間隙水圧などの計測結果を利用することが多い．この場合，応力変形解析を併用することにより，よりきめ細かな施工管理を行える．

応力変形解析には，土の構成式が必要である．本章では軟弱な海成粘土地盤上に土構造物を構築する場合を考えて，関口・太田¹⁾による弾・粘塑性モデルを適用する．また，数値解析のプログラムとしては，太田ら²⁾が開発したDACSARを使用する．弾・粘塑性モデルに必要なパラメータは，三軸試験と標準圧密試験から決定することを基本にして考えられているが，土質試験に労力と費用がかかり過ぎるのに対して，簡便な方法として，塑性指数 I_p を用いる方法³⁾，一軸圧縮試験結果を用いる方法⁴⁾，ベーンせん断試験結果を用いる方法⁵⁾，一面せん断試験と定ひずみ速度圧密試験結果を用いる方法⁶⁾などが提案されている．上記の 4 つの方法を比較すると，前 3 者には， $I_p = 20$ では正規圧密粘土の強度増加率は I_p に依存しないこと，一軸圧縮強度は一面せん断強度より試料の品質の影響を受け易いこと，現場ベーン試験によるせん断強度は正規圧密状態の強度でないこと，などの欠点がある．一方，一面せん断試験と定ひずみ速度圧密試験には後述するような利点があるので，本研究では一面せん断試験と定ひずみ速度圧密試験を用いる方法を選定した．

本章では，まずはじめに試験方法が簡単で，短時間に実験結果が得られる一面せん断試験(DST)と定ひずみ速度圧密試験(CRST)結果よりDACSARに入力する弾・粘塑性モデルのパラメータを決定する方法について述べる．次に，本方法により決定された入力パラメータを用いた道路盛土の挙動解析事例を 2 例示す．2 例とも事後予測である．1 つは東名高速道路の厚木試験盛土に適用した例，もう 1 つは柳井バイパスの試験盛土に適用した例である．

7.2 数値解析に使用するパラメータ

7.2.1 プログラムDACSARについて

DACSARは、Biot⁷⁾の多次元圧密理論に関口・太田¹⁾、太田・関口⁸⁾による弾・粘塑性構成式を取り入れ、赤井・田村⁹⁾による定式化をもとに作成された⁵⁾。構成式は、正規圧密状態および過圧密状態にある粘土に対して適用可能である。

7.2.2 入力パラメータ

DACSARに入力する弾・粘塑性モデルのパラメータとそれを決定するために使用する試験法を表-7.1に示す。パラメータの数は14種類あるが、OCRと $p'_c - \sigma'_{vo}$ はどちらかを与えればよいので、必要なパラメータは13個である。これらのパラメータを一面せん断試験(DST)、定ひずみ速度圧密試験(CRST)および物理試験などから求めるフローを図-7.1に示す。

表-7.1 入力パラメータ

	記 号	パラメータ名	一般的な決定法	本研究における決定法
1	M	限界状態定数	K ₀ 圧密三軸圧縮試験	一面せん断試験
2	Λ	不可逆比	標準圧密試験	定ひずみ速度圧密試験
3	λ	圧縮指数	標準圧密試験	定ひずみ速度圧密試験
4	D	ダイレイタンシー係数	K ₀ 圧密三軸圧縮試験 標準圧密試験	一面せん断試験 定ひずみ速度圧密試験
5	ν'	ポアソン比	弾性論より誘導	弾性論より誘導
6	K ₀	静止土圧係数	K ₀ 圧密三軸圧縮試験	一面せん断試験
7	k _x	透水係数 (x 方向)	標準圧密試験	定ひずみ速度圧密試験
8	k _y	透水係数 (y 方向)	標準圧密試験	定ひずみ速度圧密試験
9	λ _s	透水性変化指数	標準圧密試験	定ひずみ速度圧密試験
10	OCR	過圧密比	標準圧密試験	定ひずみ速度圧密試験
11	$p'_c - \sigma'_{vo}$		標準圧密試験	定ひずみ速度圧密試験
12	α	二次圧縮指数	標準圧密試験	標準圧密試験との関係
13	$\dot{\epsilon}_v$	基準体積ひずみ速度	標準圧密試験	定ひずみ速度圧密試験
14	e ₀	初期間隙比	標準圧密試験	定ひずみ速度圧密試験

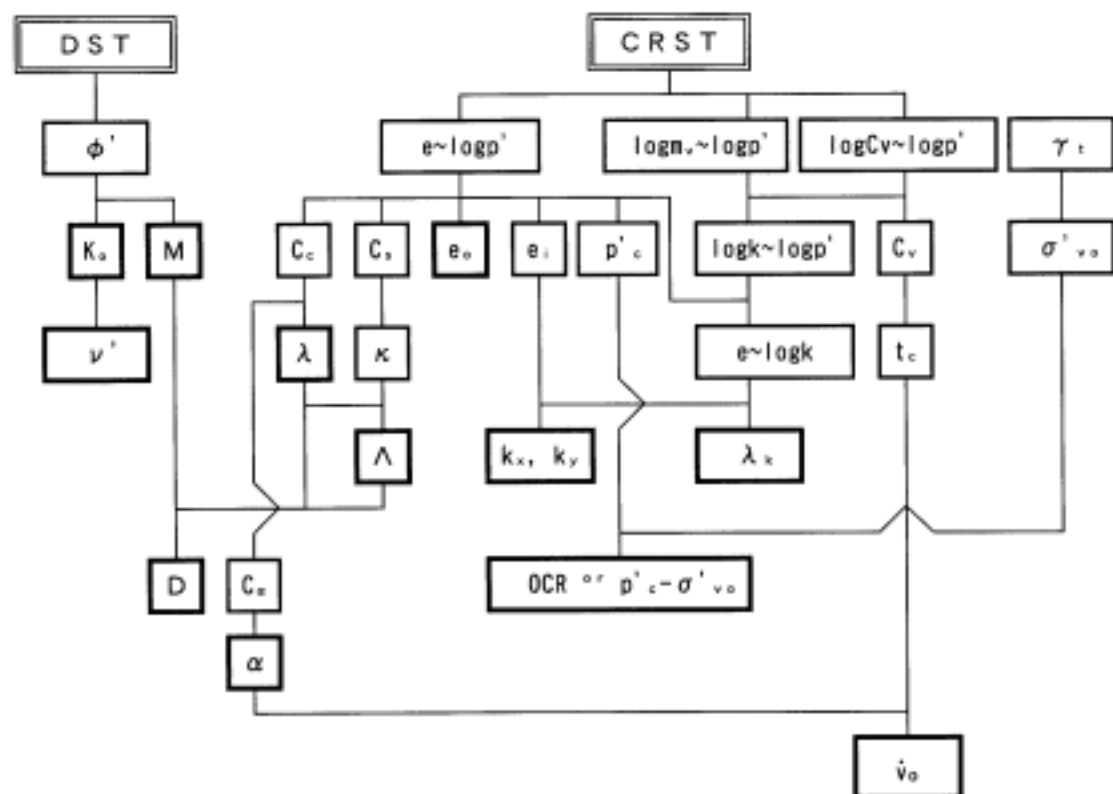


図-7.1 入力パラメータの決定フロー

7.3 一面せん断試験から求めるパラメータ

7.3.1 一面せん断試験の利点

本研究では三軸圧縮試験に代わるせん断試験として、改良型一面せん断試験機¹⁰⁾を用いた一面せん断試験(DST)を適用する。DSTには以下に示す利点がある。

試験方法が簡単 (Ko圧密が自動的に達成される。)

試験時間が短い (σ'_{vc} での圧密定体積せん断ではトリミングからせん断終了までに要する時間は約30分であり、1日に10供試体の試験が可能である。)

変形状態が実際に近い (変形状態が実際問題における平面ひずみ状態に近似している。)

平均的なせん断強度が得られる (得られるせん断強度は圧縮強度と伸張強度の平均的な値であるため、強度の異方性を考慮する必要がない。)

高品質で均一度の高い試料選定が可能 (試料が薄い円盤状 (直径6cm、高さ2cm) のため、不撓乱試料を用いるとき、高品質で均一度の高い試料が容易に選べる。)

バックプレッシャーが不要 (定体積せん断ではバックプレッシャーが不要で、不飽和土の非排水試験も可能である。)

試料の品質に影響されない (不撓乱試料の品質に対し、一軸圧縮試験のように大きく左右されない。)

低コスト (圧密非排水三軸圧縮試験に比べ、試験費用が1/3程度である。)

7.3.2 せん断抵抗角 ϕ'

一面せん断試験(DST)では、不撓乱試料(あるいは練返し試料)から切り出した供試体をせん断箱内にセットした後、まず正規圧密状態で一次圧密を終了させる(過圧密土であれば圧密圧力 σ'_{vc} は $\sigma'_{vc} > p'_c$ とする)。圧密時間は一般的な粘土であれば30分程度である。一次圧密終了後、直ちに0.25mm/minのせん断速度の下で定体積せん断を行う。この試験を圧密圧力を変化させて複数個の供試体について実施する。試験結果を応力平面上にプロットし、最大強度点を連ねて直線を引けば、図-7.2に示すようにせん断面上で発揮されるせん断抵抗角 $\phi'_{(DST)}$ が決定できる。

関口・太田の弾・粘塑性モデルでは、圧密非排水三軸圧縮試験から求めたせん断抵抗角 ϕ' を用いてパラメータを決定している。したがって、DSTから求めたせん断抵抗角 $\phi'_{(DST)}$ を用いてパラメータを決めるには、 $\phi'_{(DST)}$ と ϕ' の関係を調べる必要がある。

落合^{11),12)}は、DSTにおける主応力の回転に関する小田・小西^{13),14)}の式を用いた場合の各応力状態におけるモールの応力円を求め、 ϕ' に相当する応力の最大傾角は式(7.1)で表せることを示した。

$$\sin \phi' = \frac{\tan^2 \phi'_{(DST)} + \mu^2}{\tan^2 \phi'_{(DST)} + \mu(2 - \mu)} \quad (7.1)$$

ここに， μ ：粒子間摩擦角に関する材料定数

ここでは， $\mu=0.5$ として ϕ' と $\phi'_{(DST)}$ の関係を求める．海成粘土の $\phi'_{(CK\sigma TCT)}$ と $\phi'_{(DST)}$ の関係および落合の式による計算結果を図-7.3に示す．

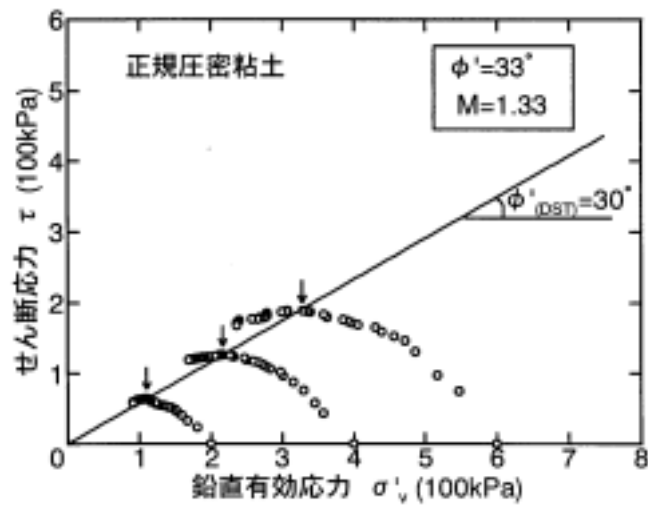


図-7.2 DSTの応力経路と $\phi'_{(DST)}$ の関係

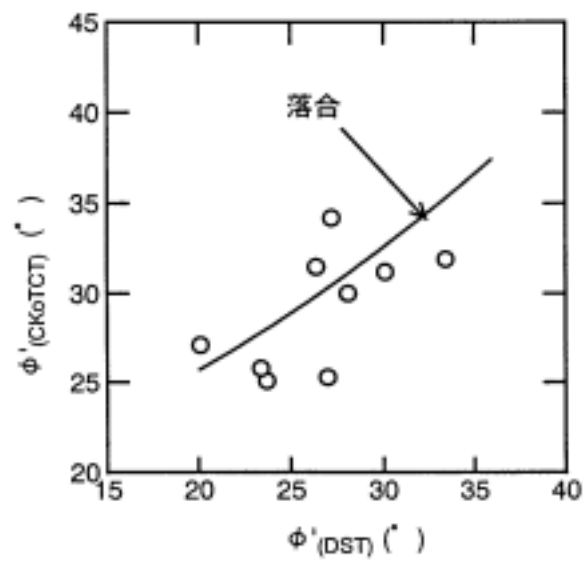


図-7.3 $\phi'_{(DST)}$ と $\phi'_{(CK\sigma TCT)}$

7.3.3 限界状態定数M

限界状態定数Mは，破壊時の有効応力比 q/p' (p' :平均有効主応力， q :主応力差)の値である． ϕ' とMの関係は理論的に式(7.2)で与えられる．

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{(3 - \sin \phi')} \quad (7.2)$$

図-7.3の $\phi'_{(CK\sigma TCT)}$ の値を用いて式(7.2)から求めたMと $\phi'_{(DST)}$ から式(7.1)により ϕ' を求め式(7.2)から求めたMの関係を図-7.4に示す．日本の海成粘土の $\phi'_{(DST)}$ の値が $20^\circ \sim 35^\circ$ の範囲にある¹⁶⁾ことを考えると，Mは1.0～1.5程度の値をとることになる．

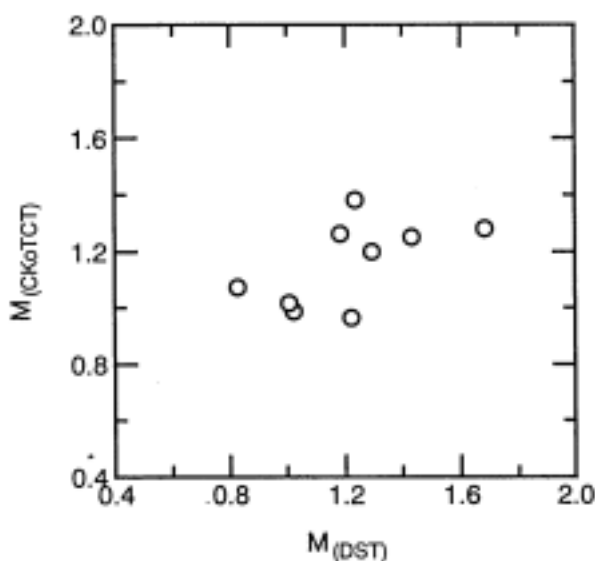


図-7.4 M(DST)とM(CKσTCT)の関係

7.3.4 ダイレイタンシー係数D

土がせん断変形を受けるとき，一般に体積の変化を伴う．この性質をダイレイタンシーといい，正規圧密粘土では負のダイレイタンシー（体積減少），過圧密粘土では正のダイレイタンシー（体積膨張）を示す．ダイレイタンシー係数 D ¹⁷⁾はダイレイタンシーによる体積変化と q/p' の勾配をとったもので，式(7.3)で表せる．

$$D = \frac{(\lambda - \kappa)}{M(1+e_i)} = \frac{\Lambda}{M} \cdot \frac{\lambda}{(1+e_i)} \quad (7.3)$$

ここに， λ ：圧縮指数

κ ：膨潤指数

Λ ： $\Lambda = 1 - \kappa / \lambda$ で表される不可逆比

e_i ：圧密降伏時の間隙比

7.3.5 静止土圧係数 K_0 と有効応力表示のポアソン比 ν'

一面せん断試験(DST)では静止土圧係数 K_0 を求めることができないので、ヤーキーの式($K_0=1-\sin \phi'$)から K_0 を算定する。有効応力表示のポアソン比 ν' は、 K_0 を用いて式(7.4)で表される。

$$\nu' = \frac{K_0}{1+K_0} \quad (7.4)$$

日本の海成粘土の $\phi'_{(DST)}$ の範囲 $20^\circ \sim 35^\circ$ に対して、前述の方法で ϕ' を求め、 K_0 、 ν' を求めて、 $\phi'_{(DST)}$ との関係を示すと図-7.5のようになる。

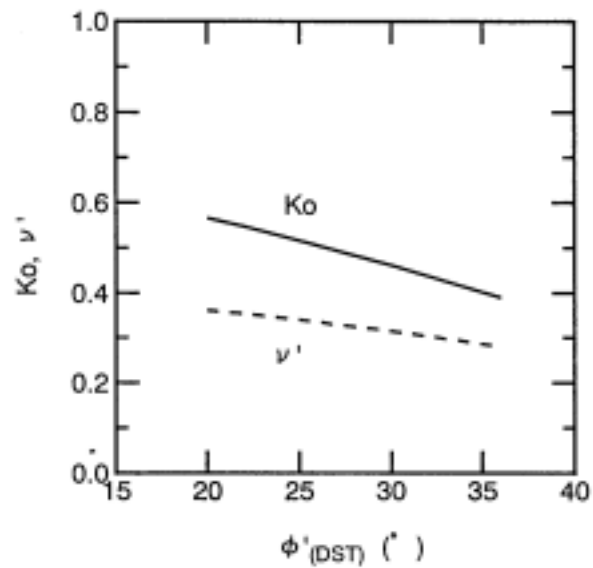


図-7.5 K_0 、 ν' と $\phi'_{(DST)}$ の関係

7.4 定ひずみ速度圧密試験から求めるパラメータ

7.4.1 定ひずみ速度圧密試験の利点

我が国で一般的に実施されている圧密試験は標準圧密試験(STDТ)である。しかし,STDТは試験時間が長くなるので,ここでは短時間の内にSTDТと等価な圧密パラメータを取得できる試験として定ひずみ速度圧密試験(CRST)を適用する。CRSTは約35年前にCrawford¹⁸⁾により行われた。その後,CRSTに関する理論的研究¹⁹⁾が行われ, $e \sim \log p$ 曲線のみならずその他の圧密定数も求められるようになった。CRSTは供試体に一定速度の軸変位を強制的に加え,軸荷重(もしくは軸応力),間隙水圧を測定して圧密圧力～圧縮量の関係や圧密パラメータを求める連続載荷方式の圧密試験で,急速圧密試験法として最も完成度が高い²⁰⁾。CRSTには以下に示すような利点がある。

試験方法が簡単(試験方法はSTDТに比べて極めて簡単である。)

試験時間が短い(STDТでは1試料につき1週間程度の試験時間が必要なのに対し,CRSTでは1日で等価な圧密パラメータが得られる。)

自動化が容易(試験装置の構造はシンプルで,コンピュータによる制御およびデータサンプリングが比較的簡単にできる。)

連続した応力～ひずみ関係が得られる(STDТと違い,連続した応力～ひずみ関係が得られるため,圧密降伏応力を直接的な方法で求めることができる。また,STDТに比べ圧縮指数の変化が明確に現れる。)

ひずみ速度の影響が調べられる(同一試料に対して,ひずみ速度を変化させて試験を実施すれば,圧密降伏応力や圧縮性のひずみ速度依存性が把握できる。)

透水性の大きな試料に対する適用性が高い(透水性が大きな試料に対しては,大きめのひずみ速度を適用し,圧密パラメータを定めるのに足る量の間隙水圧を発生させることができる。)

7.4.2 圧縮指数 λ , 膨潤指数 κ および不可逆比 Λ

λ および κ は $e \sim \log p$ 曲線の傾き C_c (正規圧密領域)および C_s (過圧密領域)に対応する。ただし, λ および κ は $e \sim \ln p$ 曲線の傾きであるので,以下の関係がある。

$$\lambda = 0.434 C_c \quad (7.5a)$$

$$\kappa = 0.434 C_s \quad (7.5b)$$

定ひずみ速度圧密試験機の構造上,膨潤試験が実施できない場合がある。この場合,過圧密領域の圧縮指数を C_s として代用することにする。

日本の海成粘土について $\phi'_{(DST)}$ と κ/λ の関係を図-7.6に示す。図によると, κ/λ は0.05～0.25になる。不可逆比 Λ は, $\Lambda = 1 - \kappa/\lambda$ で表せる。したがって, Λ は0.75～0.95になる。

つぎに $\phi'_{(DST)}$ と M/Λ の関係を図-7.7に示す． M はDSTから前述の方法により求めた値であり， Λ はCRSTから求めた値である．軽部²¹⁾は $M/\Lambda=1.5 \sim 2.1$ (平均1.75)と報告しているが，本研究では， $M/\Lambda=1.3 \sim 2.2$ で $\phi'_{(DST)}$ が大きいほど大きくなる傾向が得られた．

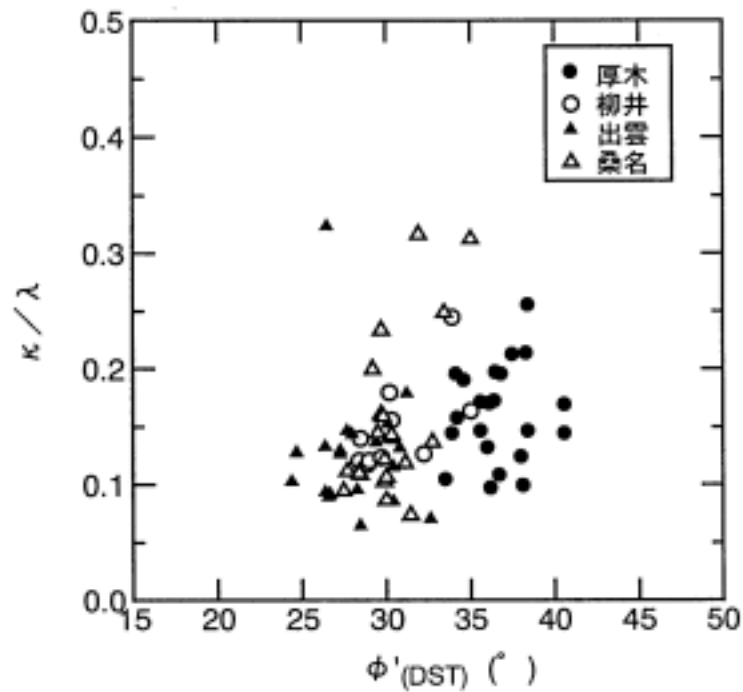


図-7.6 $\phi'_{(DST)}$ と κ/λ の関係

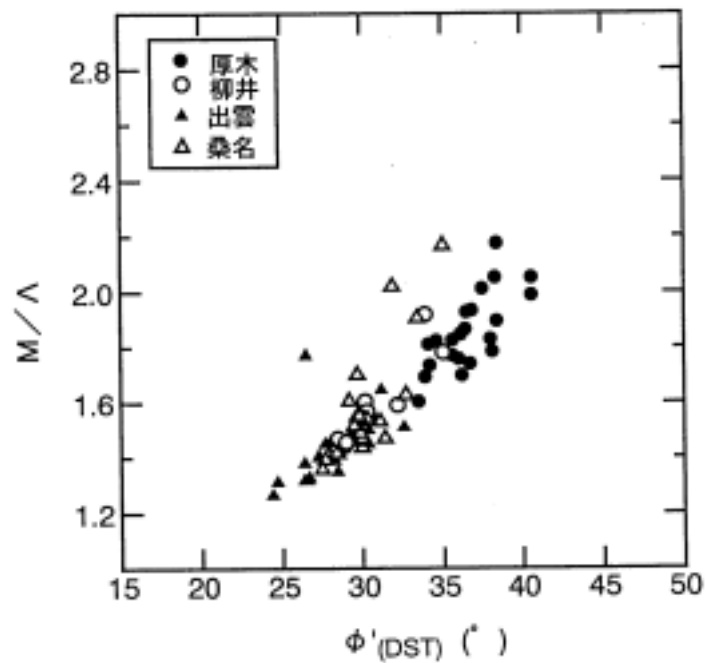


図-7.7 $\phi'_{(DST)}$ と M/Λ の関係

7.4.3 圧密降伏応力 p'_c および初期間隙比 e_i

圧密降伏応力は、 $e \sim \log p'$ 曲線から求める。 p'_c の求め方は土質工学会基準(JSF T 412-1992)土の定ひずみ速度圧密試験方法²²⁾に示されている。CRSTではひずみ速度により p'_c の大きさが変化することがわかっており、適切なひずみ速度のもとで試験を実施する必要がある。基準にはひずみ速度の目安が示されており、 $I_p=10 \sim 40$ では0.05%/min、 $I_p>40$ では0.01%/minとなっている。初期間隙比 e_i は、 $e \sim \log p'$ 曲線における p'_c に対応する空隙比とする。

7.4.4 二次圧縮指数 α

二次圧縮指数 α は、長期圧密試験を行い、一次圧密終了時に現れる体積ひずみと自然対数表示の時間の間の線形関係から求められる。

$$\alpha = dv/d\ln t = 0.434 C_\alpha / (1 + e_i) \quad (7.6)$$

C_α は一定応力の下での空隙比の時間的な変化であるため、荷重を漸増させるCRSTでは直接求めることができない。石井ら²³⁾は、泉州沖海底土質試料に対する実験結果より、圧縮指数 C_c と常用対数表示の二次圧縮指数 C_α の関係を $C_\alpha = 0.05 C_c$ という一次関数で表すことができることを報告している。図-7.8は国内の4か所で採取した海成粘土の同一深度試料についてCRSTから C_c を、STD Tから C_α を求めて、両者の関係をプロットしたものである。図には第4章で紹介した既往の研究成果も記載した。これによると両者の相関性が高いことが確認され、その平均的な関係は、

$$C_\alpha (\text{STD T}) = 0.045 C_c (\text{CRST}) \quad (7.7)$$

となっている。したがって、 C_α はCRSTから得られる C_c の5%程度の値を用いるのが妥当であると考えられる。 C_α を決定すれば、式(7.6)から α が決定できる。

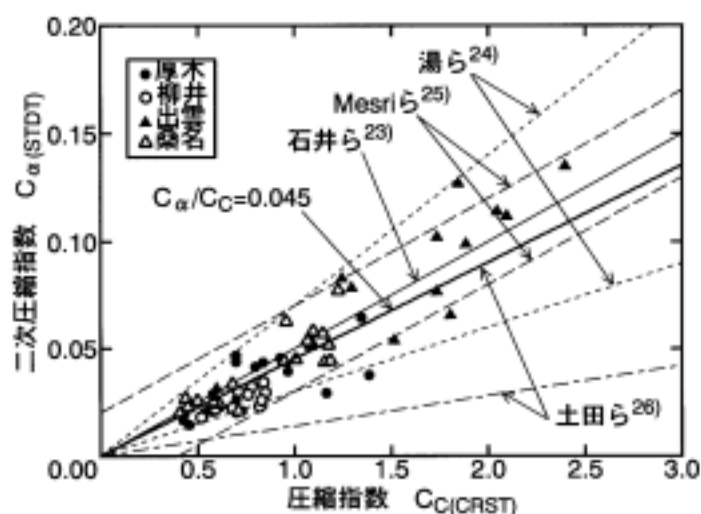


図-7.8 C_c と C_α の関係

7.4.5 基準状態における初期体積ひずみ速度 $\dot{v}_0$

粘性土は一次圧密が終了した後も，二次圧密により体積ひずみが継続して生じている．基準状態における初期体積ひずみ速度 $\dot{v}_0$ は新たな上載荷重が加えられる直前に，その要素の体積ひずみがいかなる速度になっているかを表すパラメータである．二次圧縮指数 α と基準体積ひずみ速度 $\dot{v}_0$ 比($\alpha/\dot{v}_0$)は，特性時間 t_c としての意味を有している．ここでは， t_c として一次圧密に要する時間（90%圧密終了時間とみなす）をあてる．

$$t_c = \alpha / \dot{v}_0 \quad (7.8)$$

ここで，図-7.9に示すケースについて $\dot{v}_0$ を計算してみる．CRSTから求めた粘土層の圧密係数の平均値は $C_v=280\text{cm}^2/\text{day}$ ，上下両面からの排水であるから排水距離は $H_d=725\text{cm}$ である．いま，90%圧密終了に対する時間係数を $T_v=0.848$ として，次式により t_c (実地盤の90%圧密に要する時間)を求めると，

$$t_c = \frac{H_d^2}{C_v} \cdot T_v = \frac{725^2}{280} \times 0.848 = 1591 \text{ (day)}$$

となり， α を与えれば式(7.8)により $\dot{v}_0$ を決定できる．

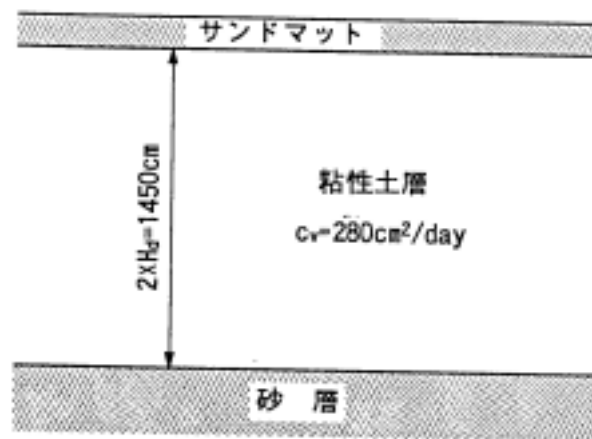


図-7.9 t_c の設定例

7.4.6 透水係数 k_x , k_y および透水性変化指数 λ_k

CRSTから得られる $e \sim \log p'$ 曲線と $\log m_v \sim \log p'$ 曲線および $\log C_v \sim \log p'$ 曲線から求めた $\log k \sim \log p'$ 曲線から、 $e \sim \log k$ 曲線が得られる。正規圧密領域での両者の関係は、図-7.10に示すような直線で近似できる。この直線の傾きは透水性変化指数 C_k と呼ばれる。DACSARに入力するパラメータは、自然対数表示であるため、

$$\lambda_k = 0.434 C_k \quad (7.9)$$

により換算する。透水係数 k_x , k_y は、間隙比 e_i に対応する透水係数を使用する。

7.4.7 過圧密比OCR

過圧密比OCRは、CRSTから求めた p'_c と物理試験から求めた湿潤密度 ρ_t および地下水位から求めた初期有効土被り圧 σ'_{vo} の比として求める。

$$OCR = p'_c / \sigma'_{vo} \quad (7.10)$$

DACSARでは、OCRの代わりに $p'_c - \sigma'_{vo}$ を入力してもよいようになっている。

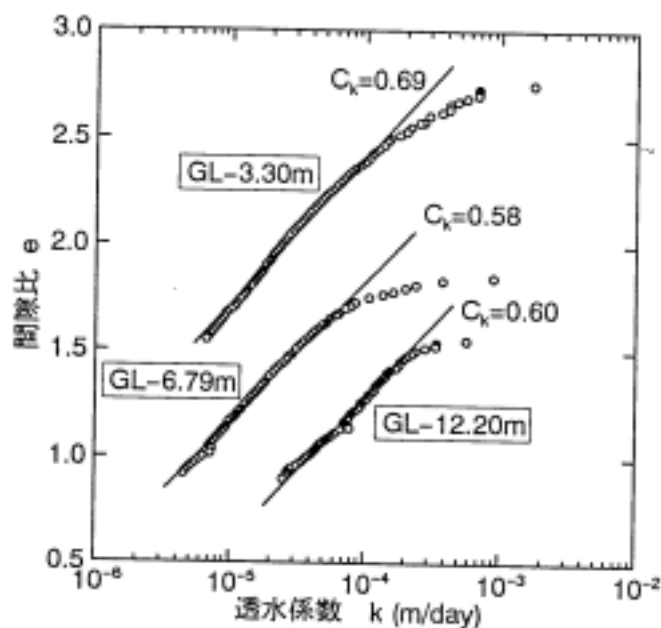


図-7.10 間隙比と透水係数の関係

7.5 厚木試験盛土の解析事例

7.5.1 解析対象の概要

解析対象は1964年に相模川左岸の軟弱地盤地帯に建設された東名高速道路の厚木試験盛土²⁷⁾である。当時、この試験盛土では、サンドドレーンおよびペーパードレーンの地盤改良効果を調べるために動態観測が実施された。今回、この試験盛土区間において原地盤の土質調査を改めて実施し、本章で提案する方法に基づいて入力パラメータを決定し、DACSARによる変形解析を行い、解析結果と当時の動態観測結果の比較を行った。

7.5.2 地盤調査

1991年5月に地盤調査を試験盛土区間と休耕田において実施した。試験盛土区間では、三成分コーン貫入試験(CPT)のみを実施した。休耕田の調査位置は試験盛土区間から南に約180m離れていて、道路盛土や掘削による応力変化を受けていない処女地盤と考えられるため、CPTに加えて、固定ピストン式サンプラーによる不攪乱試料のサンプリングを行い、盛土前の入力パラメータを決定するための室内土質試験を実施した。

7.5.3 土質特性

試験盛土区間のCPTは、盛土のり尻で実施した(図-7.11参照)。CPT結果によるとサンドマットより下の基礎地盤には所々薄い砂層が認められるが、概ね均質な粘土層が約13m続いている。試験盛土建設当時の調査によれば、施工開始前の当地点の粘土層厚は14.5mであった。したがって、27年を経過した現在までに約1.5mの沈下が生じたことになる。一方、休耕田では深度6m以下で粘土層と砂層の互層となっている。また、軟弱層厚も試験盛土位置に比べ、約18mと厚くなっている。

コーン先端抵抗の深度分布は、

$$[\text{試験盛土区間}] \quad q_c - \sigma_{vo} - \Delta \sigma = 150 + 58Z \quad (\text{kPa})$$

$$[\text{休耕田}] \quad q_c - \sigma_{vo} = 100 + 55Z \quad (\text{kPa})$$

ここに、 q_c ：コーン先端抵抗(kPa)

σ_{vo} ：全土被り圧(kPa)

$\Delta \sigma$ ：盛土による地盤内増加応力(kPa)

z ：深度(m)

であり、盛土荷重による圧密により試験盛土区間の値がやや増加している。

休耕田の地盤の特性を図-7.12に示す。粒度分布をみると粘土およびシルト分が主であるが、7m以深では砂分も含まれている。地盤は深度6～8mを境に、自然含水比 w_n が80%前後の上部粘土層と $w_n=50\%$ 前後の下部粘土層に大別できる。上部粘土には腐食物の混入が

目立ち，強熱減量試験の結果，強熱減量 L_i が10%を越えている．

図-7.13に一面せん断試験(DST)および定ひずみ速度圧密試験(CRST)より得られた土質定数の深度分布を示す．図より地盤が過圧密状態にあることがわかる．

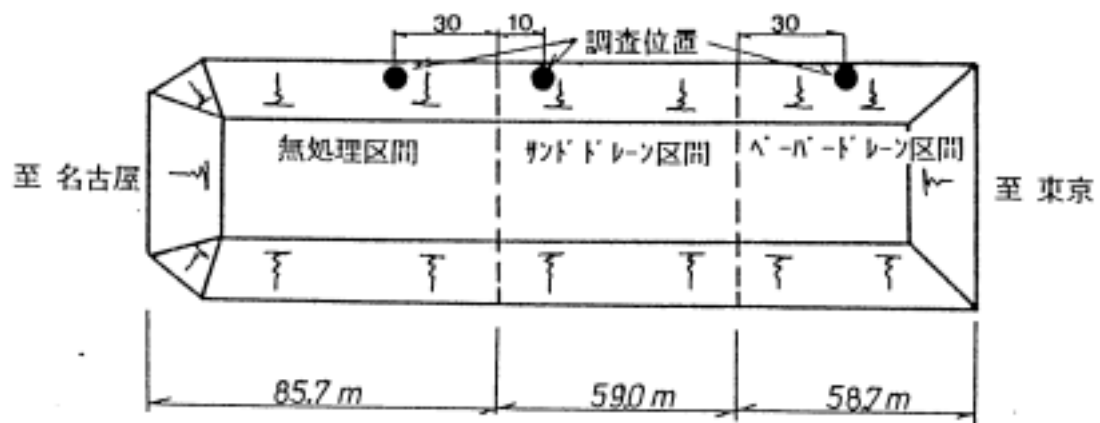


図-7.11 試験盛土区間調査位置²⁷⁾

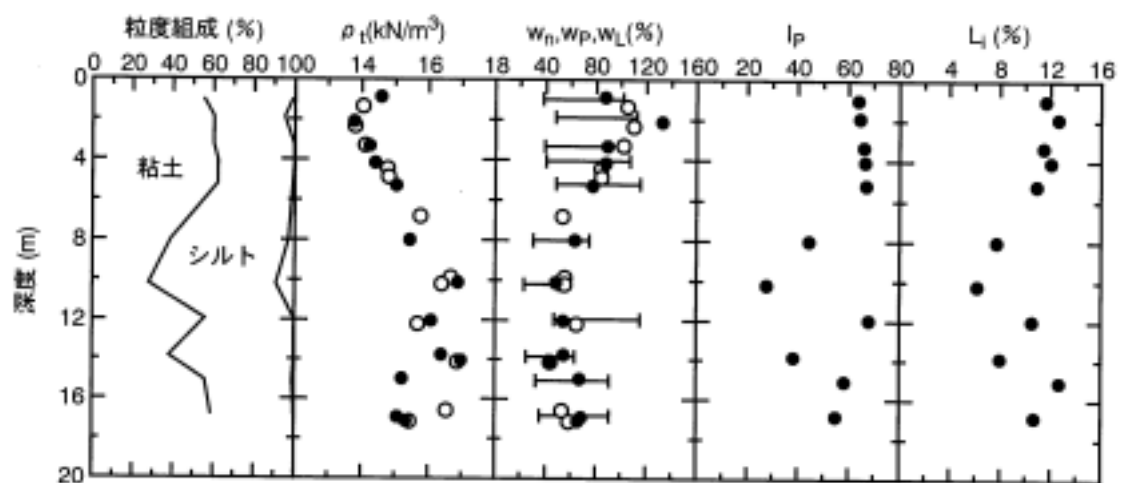


図-7.12 地盤の物理特性（休耕田）

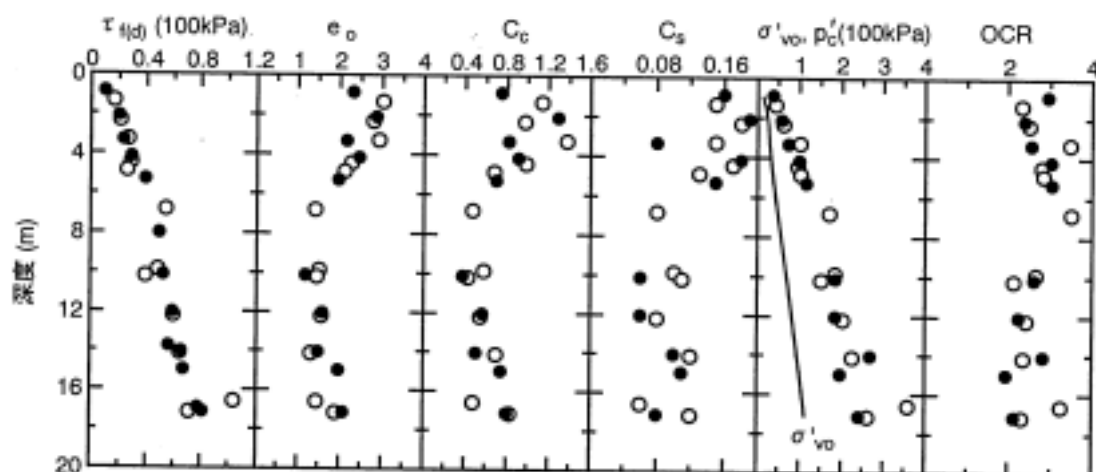


図-7.13 土質定数の深度分布

7.5.4 解析モデル

解析モデルを図-7.14に示す．上部粘土層および下部粘土層は各々3層に分割した．地下水面は地盤調査結果をもとに原地盤面に一致させた．盛土の最終高さは8.5mで，断面形状は図に示すとおりである．盛土材料は現場密度が $\rho_t=14\text{kN/m}^3$ のローム質土である．排水効果を上げるために原地盤の上に透水性の高い山砂でサンドマットを構築した上に，盛土がなされた．サンドマットの層厚は50cm，密度は $\rho_t=20\text{kN/m}^3$ である．本工事では，サンドマットの施工開始から盛土完了までに115日を要している．解析では，盛土の施工記録をもとに10段階の载荷ステップで盛土をシミュレートした．動態観測の機器として，盛土中央およびのり肩に沈下板，盛土のり尻部に変位計測用の木杭，盛土中央直下の原地盤に間隙水圧計3個がそれぞれ設置された．本章で提案する方法により決定した入力パラメータを表-7.2に示す．粘性土は弾・粘塑性材料，盛土およびサンドマットは線形弾性材料とした．

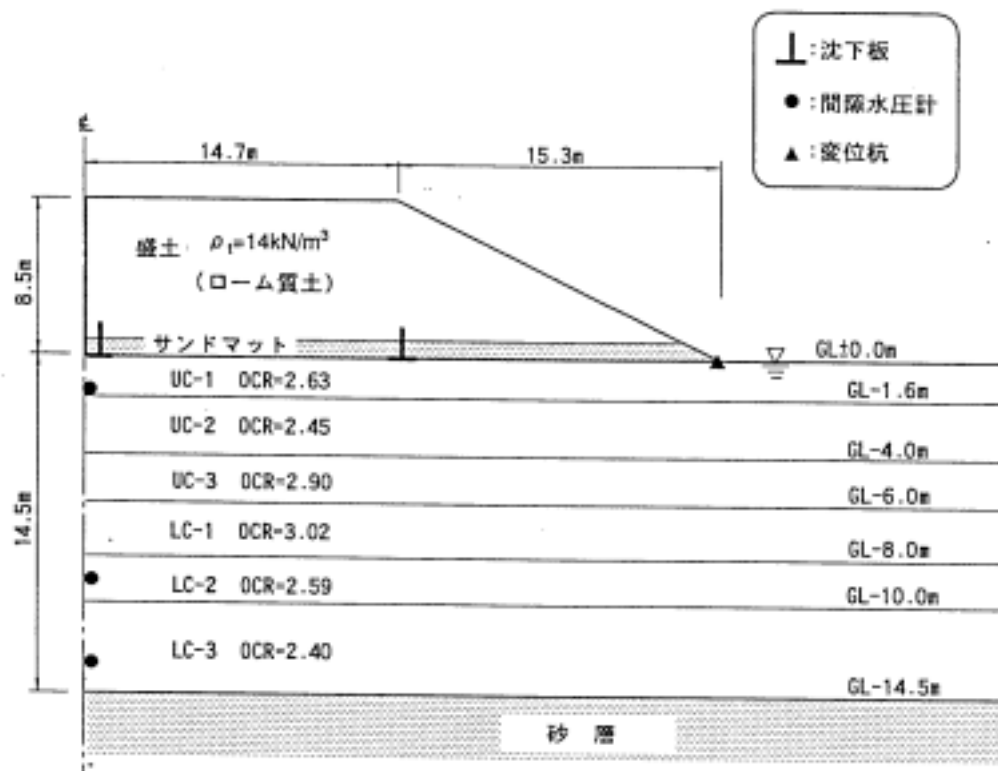


図-7.14 解析モデル

表-7.2 入力パラメータ

土層 区分	深 度 (G.L.-m)	M	Λ	λ	D	ν^*	K_0	k_{xz}, k_y (m/day)	λ_k	OCR	α	$\dot{v}_s$ (day ⁻¹)	e_i
L-1	0~ 1.6	1.33	0.88	0.51	0.092	0.35	0.55	3.52×10^{-3}	0.28	2.63	6.2×10^{-3}	3.9×10^{-6}	2.66
L-2	~ 4.0	1.33	0.90	0.59	0.107	0.36	0.56	1.09×10^{-3}	0.30	2.45	7.2×10^{-3}	4.6×10^{-6}	2.72
L-3	~ 6.0	1.33	0.84	0.43	0.086	0.35	0.55	6.35×10^{-4}	0.25	2.90	6.2×10^{-3}	3.9×10^{-6}	2.16
L-4	~ 8.0	1.33	0.83	0.33	0.072	0.35	0.54	5.85×10^{-4}	0.25	3.02	5.1×10^{-3}	3.2×10^{-6}	1.85
L-5	~10.0	1.30	0.85	0.26	0.066	0.35	0.55	5.35×10^{-4}	0.26	2.59	4.5×10^{-3}	2.9×10^{-6}	1.58
L-6	~14.5	1.30	0.83	0.23	0.060	0.35	0.55	9.68×10^{-4}	0.21	2.40	4.2×10^{-3}	2.7×10^{-6}	1.46

7.5.5 解析結果

盛土中央部およびのり肩部における地表面沈下量の経時変化を図-7.15および図-7.16に示す。これらによると両地点とも盛土施工初期の段階で解析結果が計測結果より大きくなる傾向がみられるが、盛土施工完了後は沈下傾向、絶対値ともよく一致している。盛土のり尻部の地表面水平変位量の経時変化を図-7.17に示す。計測データの不足から長期の比較ができないが、計測結果では水平変位量は盛土施工完了後に収束傾向を示しているが、解析結果では圧密の進行に伴い増加する傾向にある。全般的に解析値のほうが実測値より大きく、あまりよく現象が再現されていない。盛土中央直下での過剰間隙水圧の経時変化を図-7.18に示す。これによると深度9mにおける過剰間隙水圧の発生過程を除いては計測結果がよくシミュレートされている。

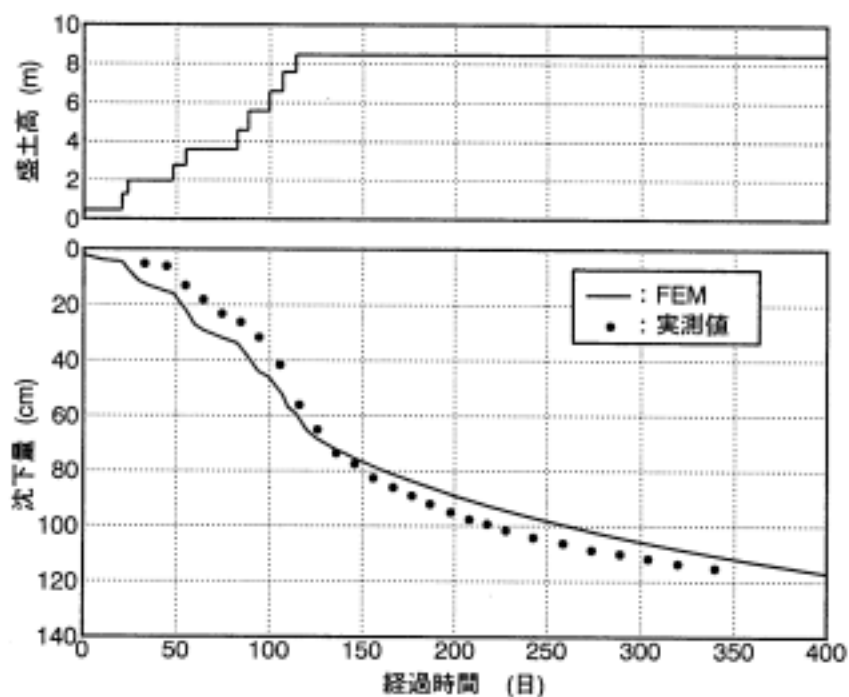


図-7.15 盛土中央部の地表面沈下量の経時変化

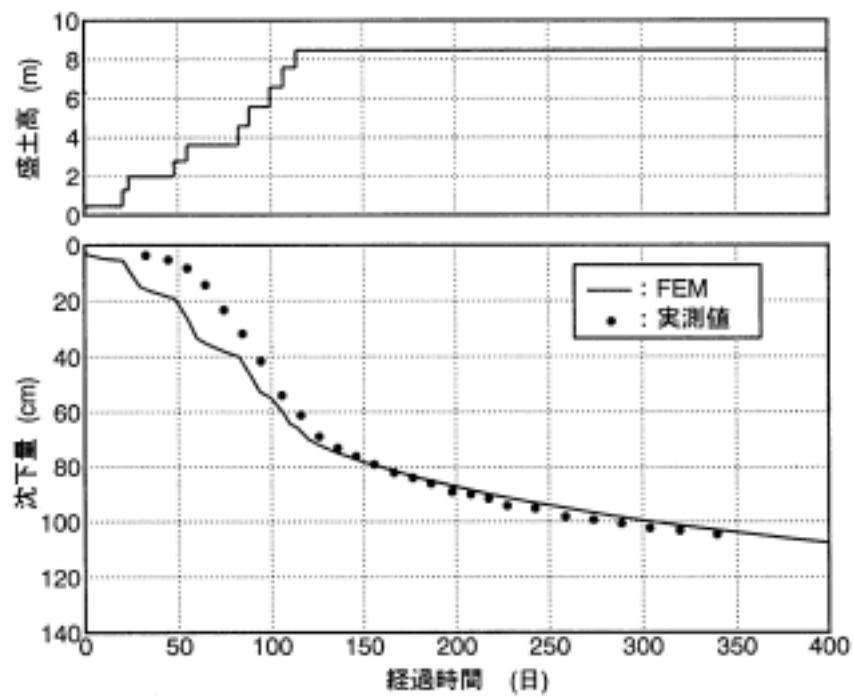


図-7.16 盛土のり肩部での地表面沈下量の経時変化

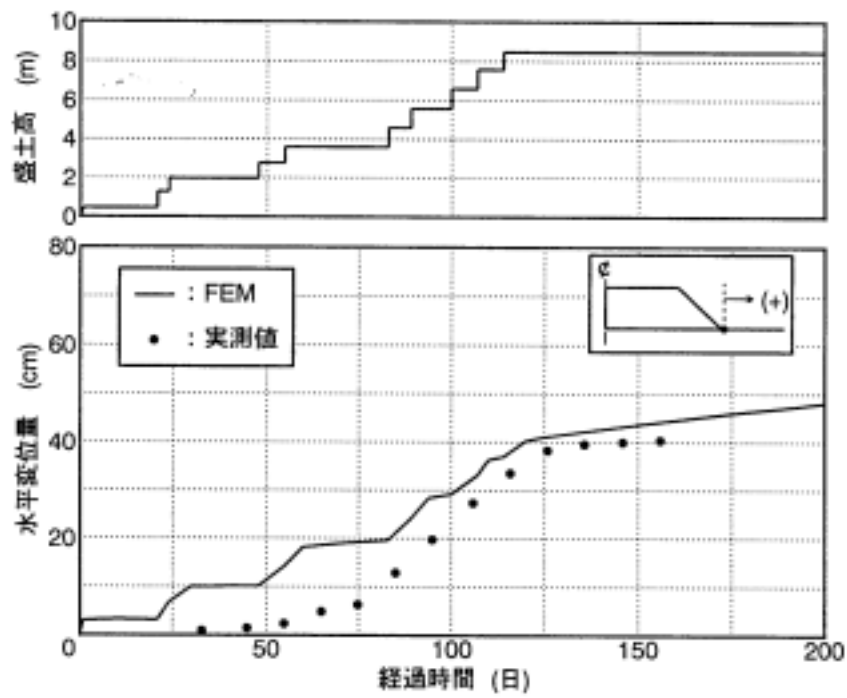


図-7.17 盛土のり尻部の地表面水平変位量の経時変化

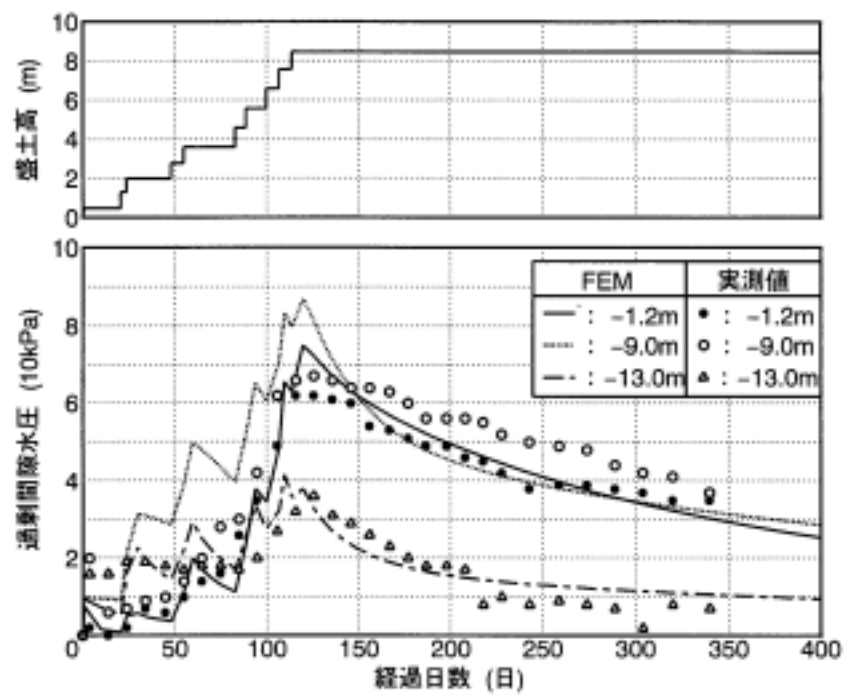


図-7.18 盛土中央直下での過剰間隙水圧の経時変化

7.6 柳井試験盛土の解析事例

7.6.1 解析対象の概要

柳井試験盛土は山口県柳井市沿岸部の埋立地内で実施された。埋立地の基礎地盤は軟弱海成粘土で、埋立工事は1988年度に完成した。試験盛土は埋立に伴う粘土層の一次圧密がほぼ終了した1992年10月から1993年2月にかけて実施された。試験盛土の形状および基礎地盤の概要を図-7.19に示す。盛土高は5.5m、盛立て速度は5cm/dayの緩速施工が採用された。盛土材にはマサ土が使用され、現場密度として $\rho_t=20\text{kN/m}^3$ の値が得られている。盛土部には図示のように各種の動態観測用機器が設置された。

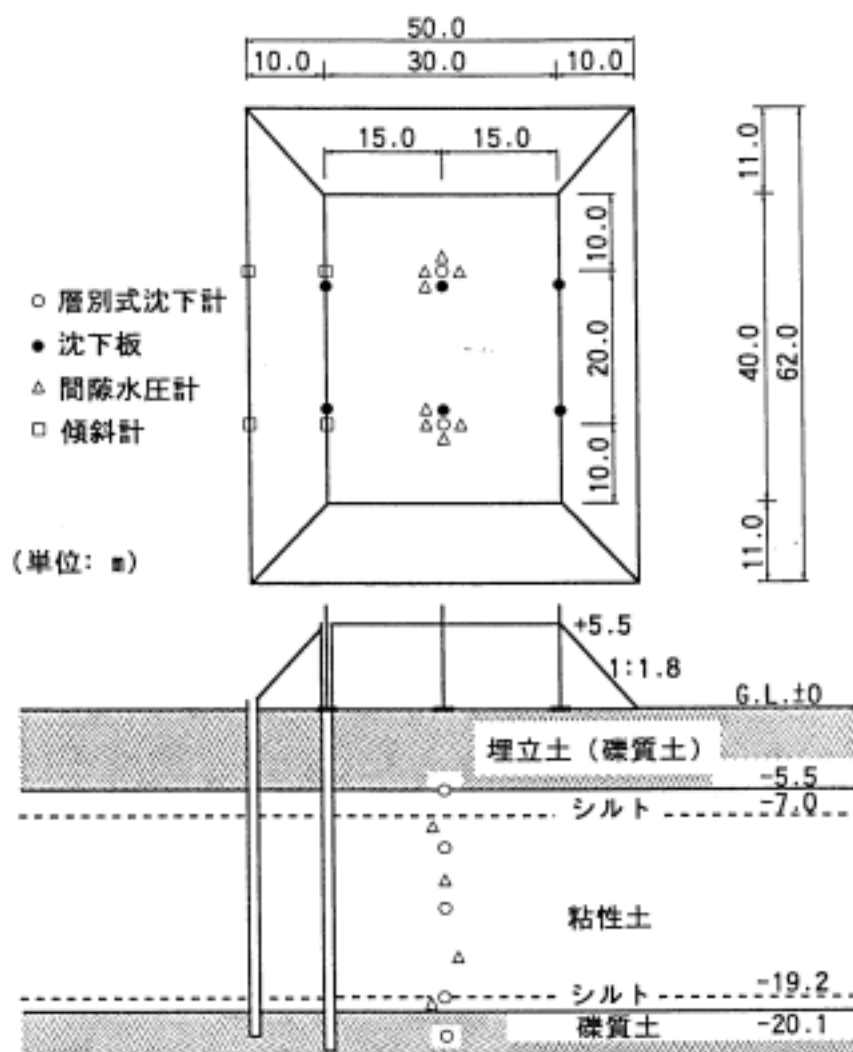


図-7.19 柳井試験盛土の形状および基礎地盤の概要

7.6.2 地盤調査

試験盛土開始5ヶ月前の1992年5月に、盛土施工場所で一連の地盤調査を実施した。調査は原位置試験として三成分コーン貫入試験(CPT)、室内試験として不攪乱試料を用いた一面せん断試験(DST)と定ひずみ速度圧密試験(CRST)を主として実施した。不攪乱試料採取には、サンプリングの作業能率が高く、採取試料の品質が良質な水圧式固定ピストンサンプラーを使用した。

7.6.3 土質特性

ボーリングデータより得られた土質柱状図とその物理的特性を図-7.20に示す。埋立土以下の基礎地盤は $w_n=40\sim 70\%$ 、 $\rho_t=14\sim 16\text{kN/m}^3$ の軟弱なシルト質粘土が主体で、その層厚は12.2mである。粘土層の上下両端にはシルト層がそれぞれ存在する。

CPTより得られた $q_c-\sigma_{vo}$ の値を、DSTより得られた $\tau_{f(d)}$ 、CRSTより得られた σ'_y と共に図-7.21に示す。図から以下のことが読みとれる。

$q_c-\sigma_{vo}$ は $\tau_{f(d)}$ と良い対応を示し、両者の関係は次式で表せる。

$$q_c-\sigma_{vo}=10\tau_{f(d)} \quad (7.11)$$

σ'_y の値は σ'_{vo} に比べてやや大きく、過圧密比で表すと $\text{OCR}=1.1\sim 1.5$ となる。

また、CPTを貫入しながら測定した間隙水圧(u_d)、および貫入を停止させての消散試験で測定した水頭(U)を図-7.22に示す。図で U は地下水面から算出した静水圧とよく一致しており、埋立荷重に伴う粘土層の一次圧密は既に終了していると推察される。

一方、深度15.5～16.5mの火山灰層を境界にした上部粘土、下部粘土の代表的試料について正規圧密状態でのDSTを実施し、強度増加率($\tau_{fn(d)}/\sigma'_{vo}$)を求めた。図-7.23に示すように上部、下部粘土とも $\tau_{fn(d)}/\sigma'_{vo}=0.30$ が得られた。これは日本の海成粘土の典型的な値である。

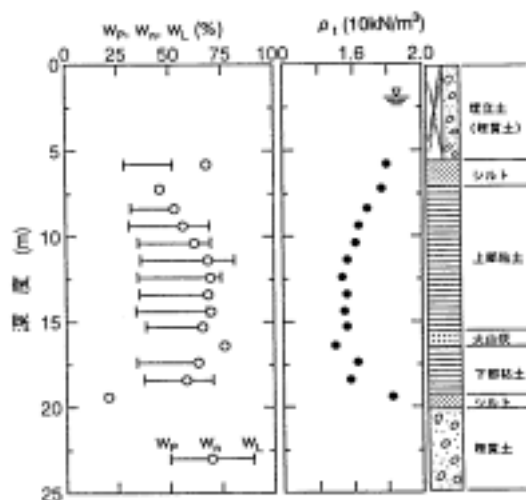


図-7.20 基礎地盤の物理的性質と土質柱状図

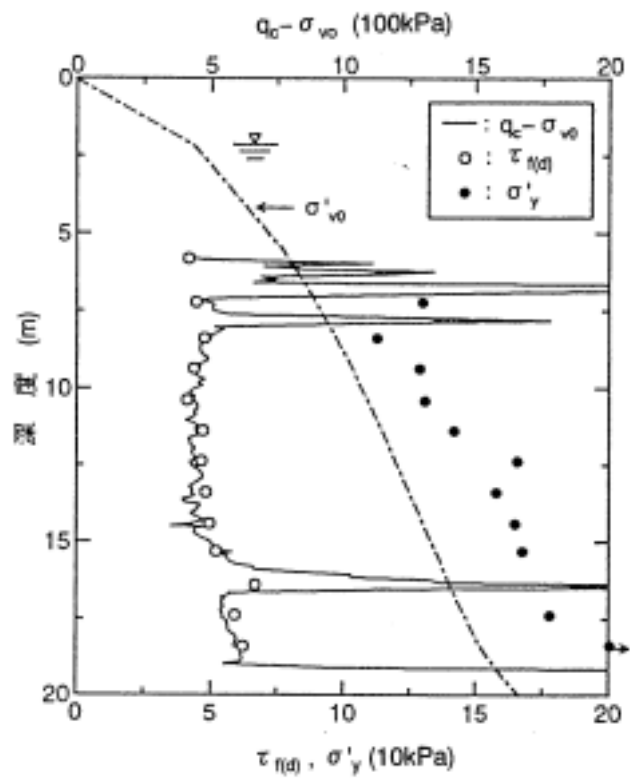


図-7.21 $q_c - \sigma_{v0}$, $\tau_{f(d)}$ および σ'_y の深度分布

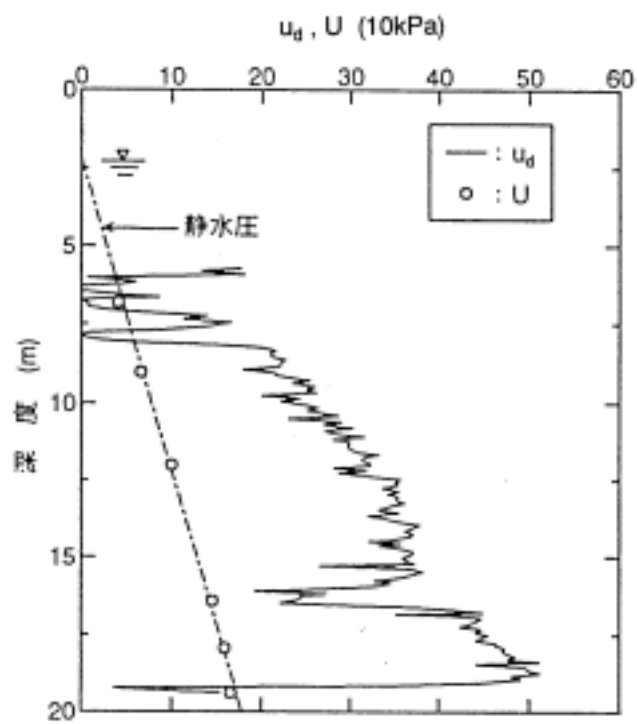


図-7.22 CPTによる間隙水圧および水頭測定結果

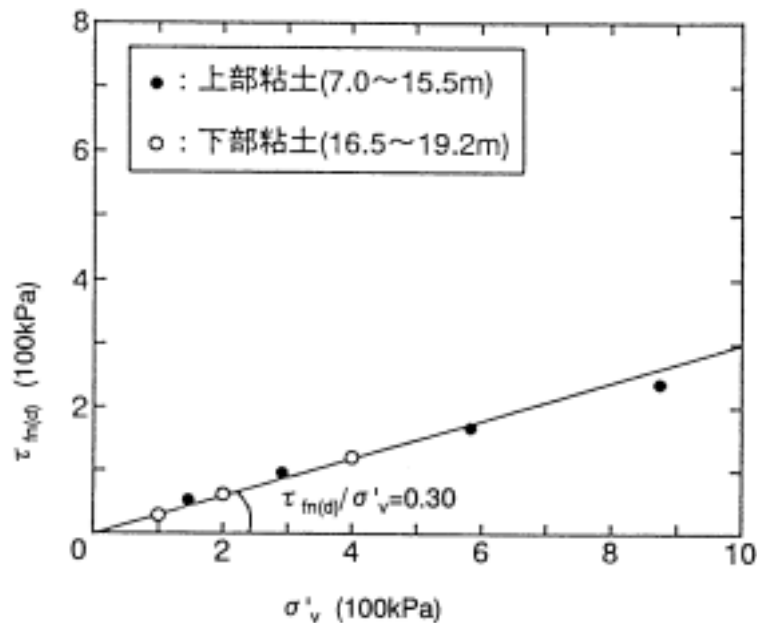


図-7.23 正規圧密状態における強度増加率

7.6.4 解析モデル

(1) 解析対象地盤のモデル化

解析地点の地盤は図-7.20に示したように原地盤上に層厚5mの埋立が行われている。埋立材料はれき質土で、土質調査結果を考慮すると埋立による一次圧密は盛土開始前に既に終了していると推定される。盛土は5cm/dayの緩速施工で最終盛土高5.5mまで143日を要した。盛土要素の生成プロセスは施工記録を基に図-7.24に示す18ステップとした。図-7.25に解析モデル地盤を示す。層厚12.2mの粘土層は深度15.5～16.5mの火山灰層を境に上下2層に大別できるが、物理的・力学的特性を考慮してさらに上部粘土を5層に、下部粘土を2層に細分割した。粘土層の上下両端に堆積するシルト層および火山灰層は弾性材料として設定し、透水性は有限とした。解析対象深度は層別式沈下計を挿入している深度24.9mのれき質土層までとした。れき質土層、埋立土および盛土材は完全排水条件の線形弾性材料とした。

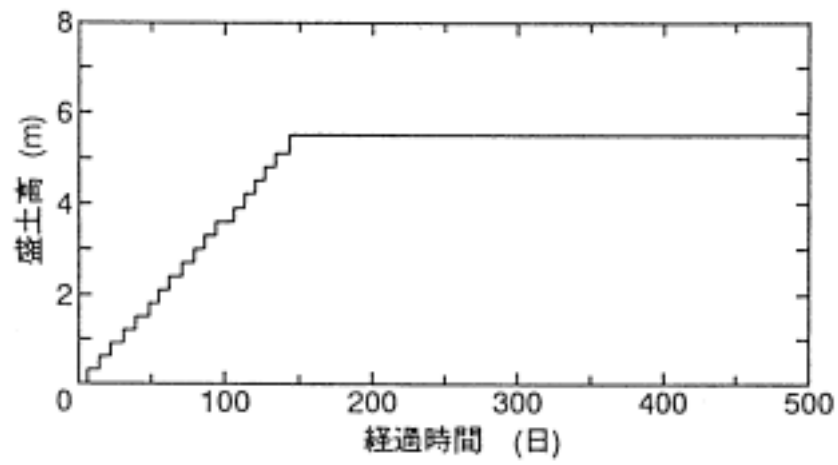


図-7.24 盛土要素の生成プロセス

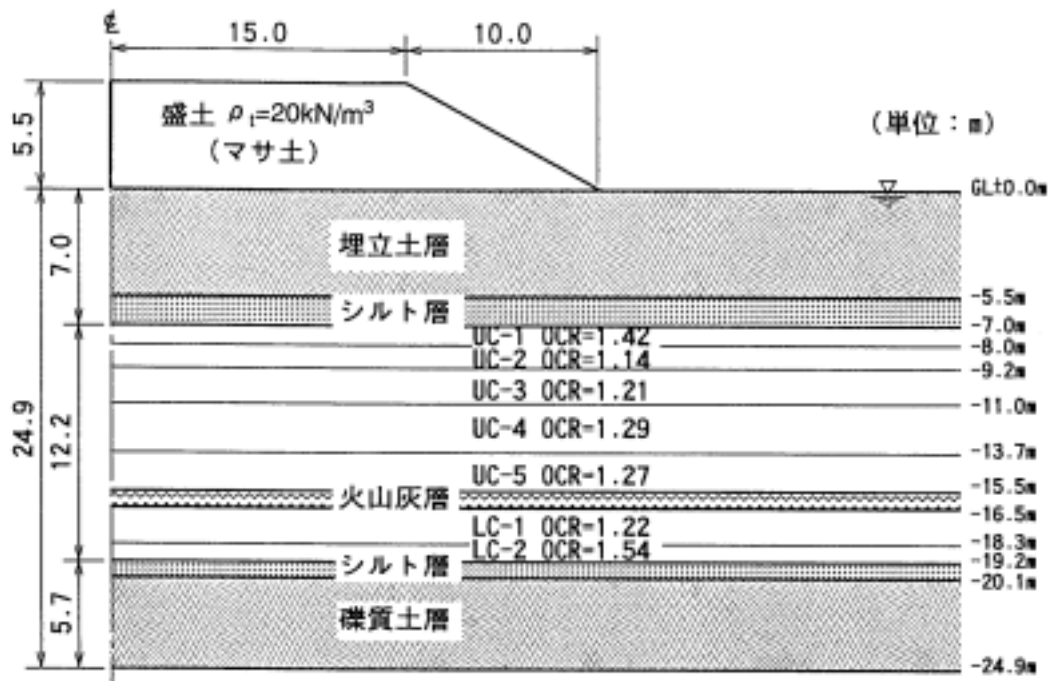


図-7.25 解析モデル地盤

(2) 弾・粘塑性要素の土質パラメータの決定

上部粘土の代表的試料について正規圧密状態のDSTを圧密圧力を変えて複数個実施し、その応力経路を図-7.26の応力平面上にプロットする。これよりせん断面上で発揮されるせん断抵抗角($\phi'_{(DST)}$)を求め、式(7.1)と式(7.2)より限界状態定数(M)を決定した。上部粘土について $M=1.29$ 、下部粘土について $M=1.39$ が得られた。

図-7.27に定みずみ速度圧密試験(CRST)より得られた圧縮指数(C_c)と膨潤指数(C_s)の値を示す。ただし、 C_s は過圧密領域の圧縮指数で代用する。得られた C_c と C_s を式(7.5a)と式(7.5b)により自然対数表示の圧縮指数(λ)と膨潤指数(κ)に変換する。二次圧縮指数(C_{α})は経験式(式(7.7))により求めた。CRSTより得られた e - $\log k$ 関係の一例を図-7.28に示す。実験から図示のような明確な線形関係が得られた。この直線の傾きを透水性変化指数(C_k)とし、式(7.9)により自然対数表示のパラメータ λ_k に変換する。解析に使用する入力パラメータを表-7.3にまとめて示す。

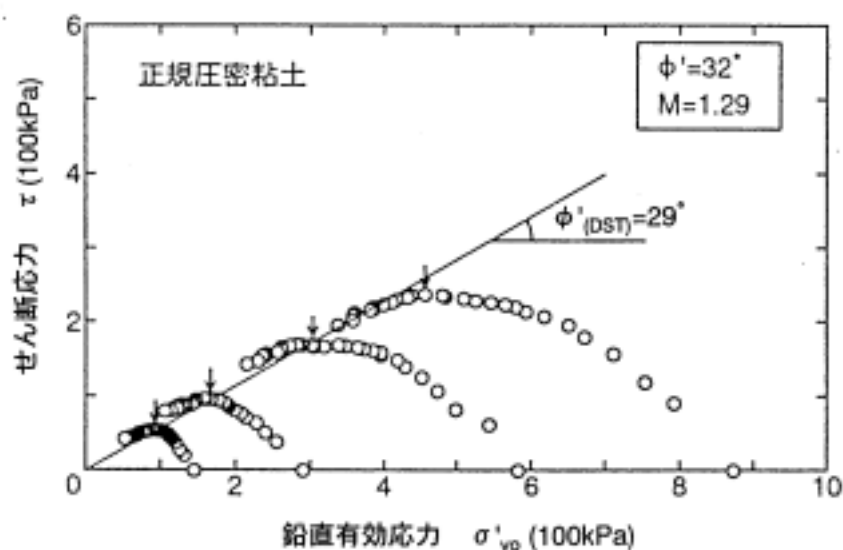


図-7.26 DSTより得られた上部粘土の応力経路と $\phi'_{(DST)}$

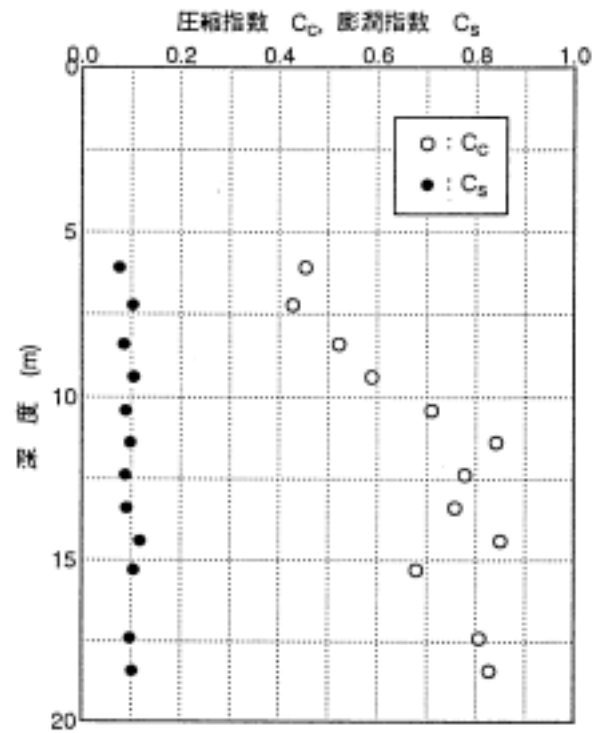


図-7.27 CRSTより得られた C_c および C_s の深度分布

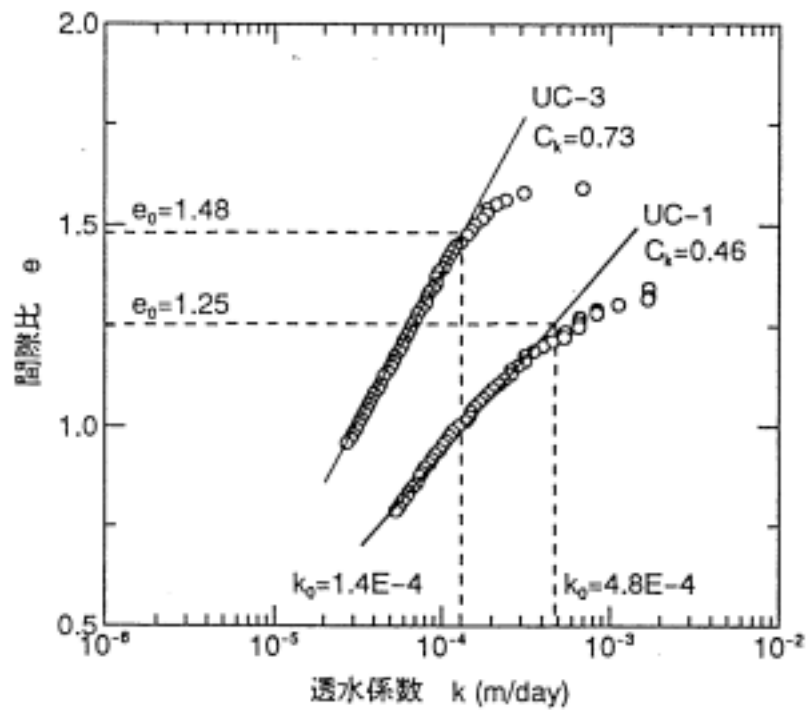


図-7.28 CRSTより得られた e - $\log k$ 関係の一例

表-7.3 入力パラメータ

土層 区分	深 度 (G.L.-m)	M	A	λ	D	ψ'	K_0	k_h, k_f (m/day)	λ_h	OCR	α	$\dot{v}_a$ (day ⁻¹)	e_i
UC-1	8.0~ 9.2	1.29	0.73	0.19	0.048	0.35	0.53	4.78×10^{-4}	0.20	1.42	3.8×10^{-3}	2.4×10^{-6}	1.25
UC-2	~11.0	1.29	0.77	0.23	0.057	0.35	0.54	5.75×10^{-4}	0.24	1.14	4.3×10^{-3}	2.7×10^{-6}	1.41
UC-3	~13.7	1.29	0.82	0.31	0.077	0.35	0.55	1.72×10^{-4}	0.31	1.21	5.4×10^{-3}	3.4×10^{-6}	1.57
UC-4	~15.5	1.29	0.86	0.34	0.080	0.36	0.56	2.62×10^{-4}	0.33	1.29	5.4×10^{-3}	3.4×10^{-6}	1.85
UC-5	~16.5	1.29	0.84	0.33	0.075	0.35	0.55	6.34×10^{-4}	0.33	1.27	5.3×10^{-3}	3.3×10^{-6}	1.86
LC-1	18.3~19.2	1.39	0.89	0.36	0.086	0.35	0.54	2.10×10^{-4}	0.28	1.22	6.1×10^{-3}	3.9×10^{-6}	1.69
LC-2	~20.1	1.39	0.87	0.37	0.091	0.35	0.54	1.06×10^{-4}	0.37	1.54	6.6×10^{-3}	4.2×10^{-6}	1.54

7.6.5 解析結果

(1) 解析ケース

定ひずみ速度圧密試験(CRST)の結果，粘土層の過圧密比は $OCR=1.1 \sim 1.5$ であった．今回のCRSTはひずみ速度 $0.02\%/min$ で実施しているが，このひずみ速度は塑性が高め(I_p 40%)の粘性土に対してはやや速めの設定である．そのため得られる σ'_y は高めの値を与える可能性がある．そこでFEM解析は次の2ケースを実施した．

Case1：CRSTより得られた σ'_y をそのまま用いた解析($OCR=1.1 \sim 1.5$)

Case2：全粘土層を $\sigma'_y = \sigma'_{vo}$ とした解析($OCR=1$)

(2) 解析結果と実測値の比較

図-7.29に盛土中央直下の層別沈下量の経時変化を示す．図から以下のことが読みとれる．

埋立土層下の 層を除いては，Case2の解析結果が実測値を良く説明する．

線形弾性要素と設定した埋立土層では両ケース共実測値より解析結果が小さい値を示す．

弾・粘塑性要素と設定した粘土層の解析結果は実際の沈下挙動を良く説明する．

図-7.30に盛土施工開始から $t=82$ 日および323日経過した時点の盛土のり尻部における水平変位の深度分布を示す．傾斜計による実測値と解析値を比較すると，Case1がより近い値を示す．ただし実測値では埋立土層の表面付近で盛土中心に引き込まれるような挙動を示しているが，解析値ではこの傾向がみられない．

図-7.31に盛土中央直下の過剰間隙水圧の経時変化を示す．PW-1で実測値をやや過小に評価するものの，解析結果は実測値と良く一致する．ただしPW-2とPW-3では実測値の消散速度が幾分速い傾向がある．過剰間隙水圧のピークはOCRの影響を受けCase2のほうが圧密圧力が大きくなるのでCase1より大きくなる．一方，過剰間隙水圧の消散は透水係数に影響される．図において実測値と計算値の消散曲線の形状の違いはPW-3のほうがPW-2より大きい．これはGL-15.5～-16.5に存在する火山灰層の透水係数を実際より小さく仮定したためではないかと考えられる．

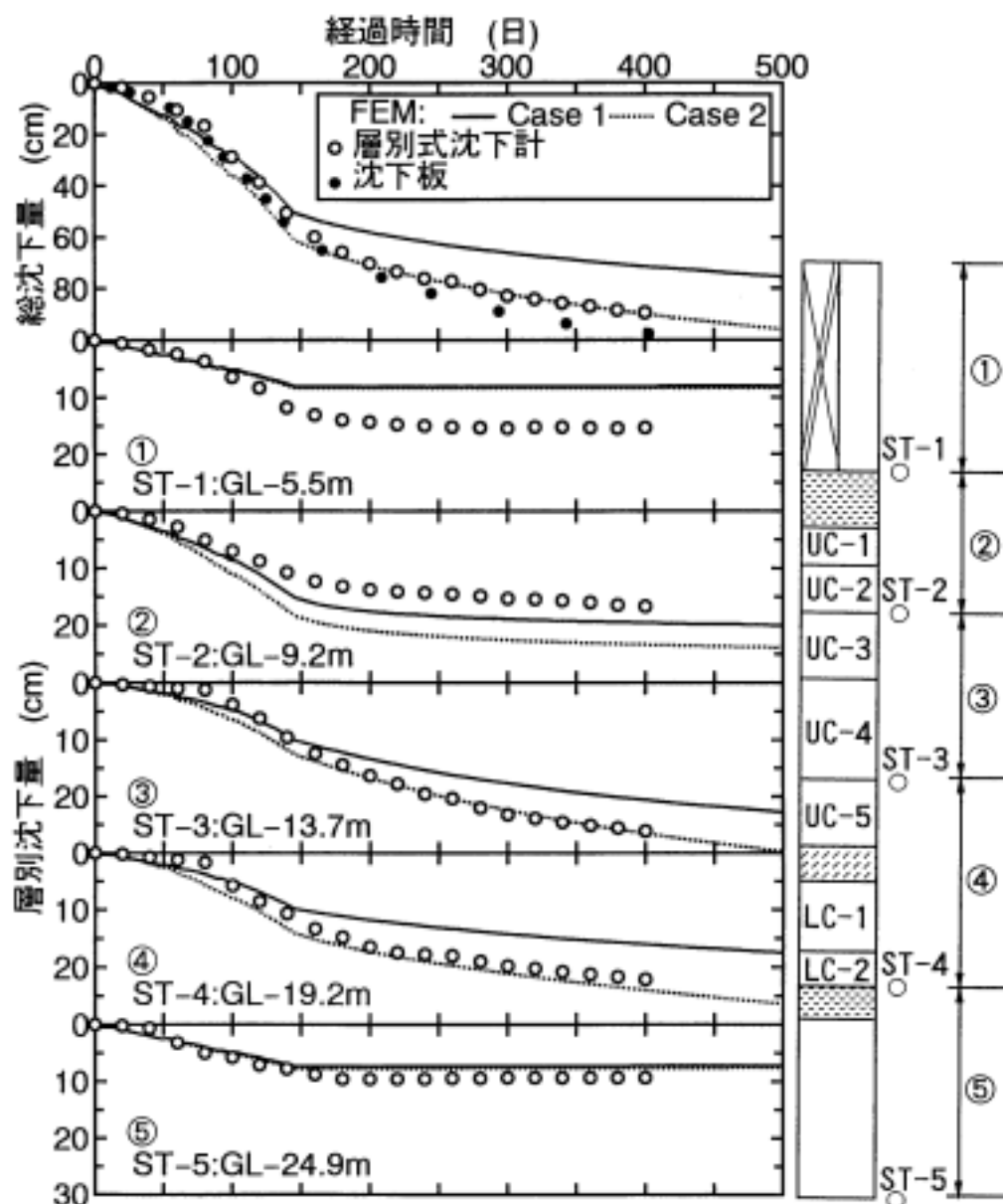


図-7.29 盛土中央直下の層別沈下量の経時変化

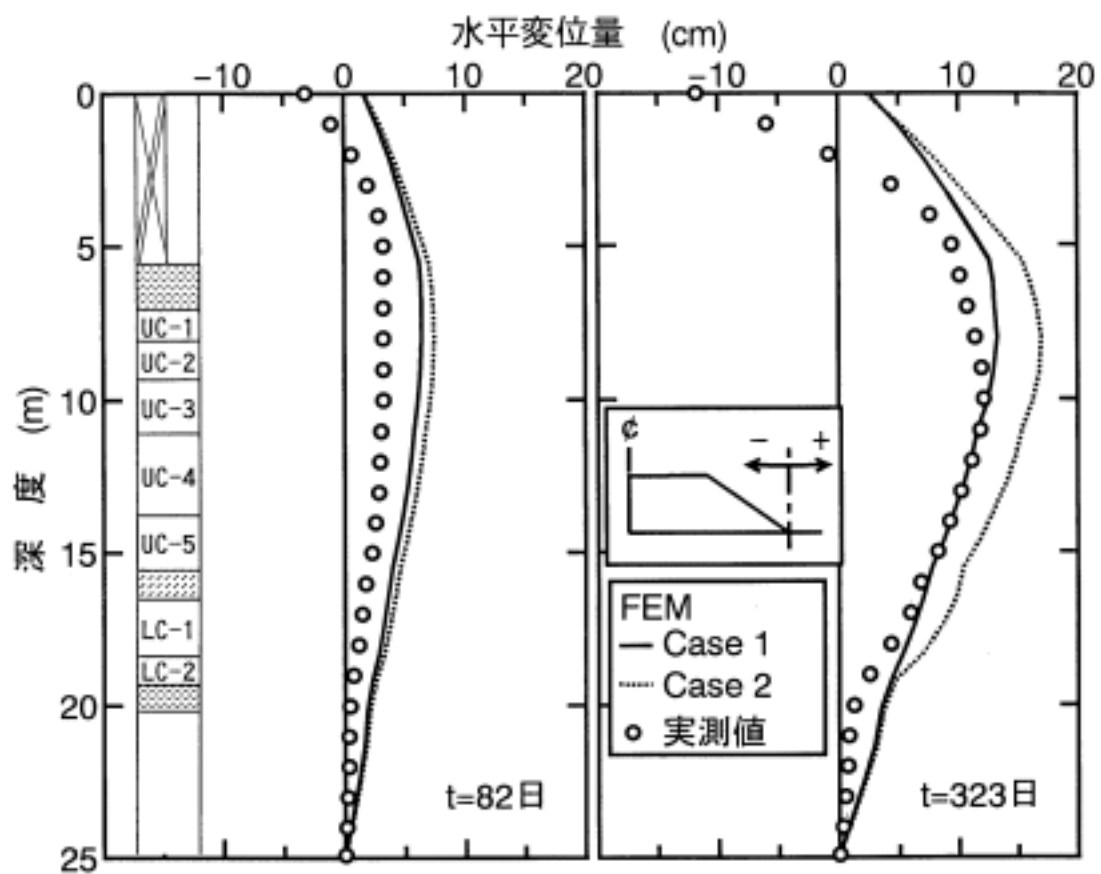


図-7.30 盛土のり尻部における水平変位の深度分布

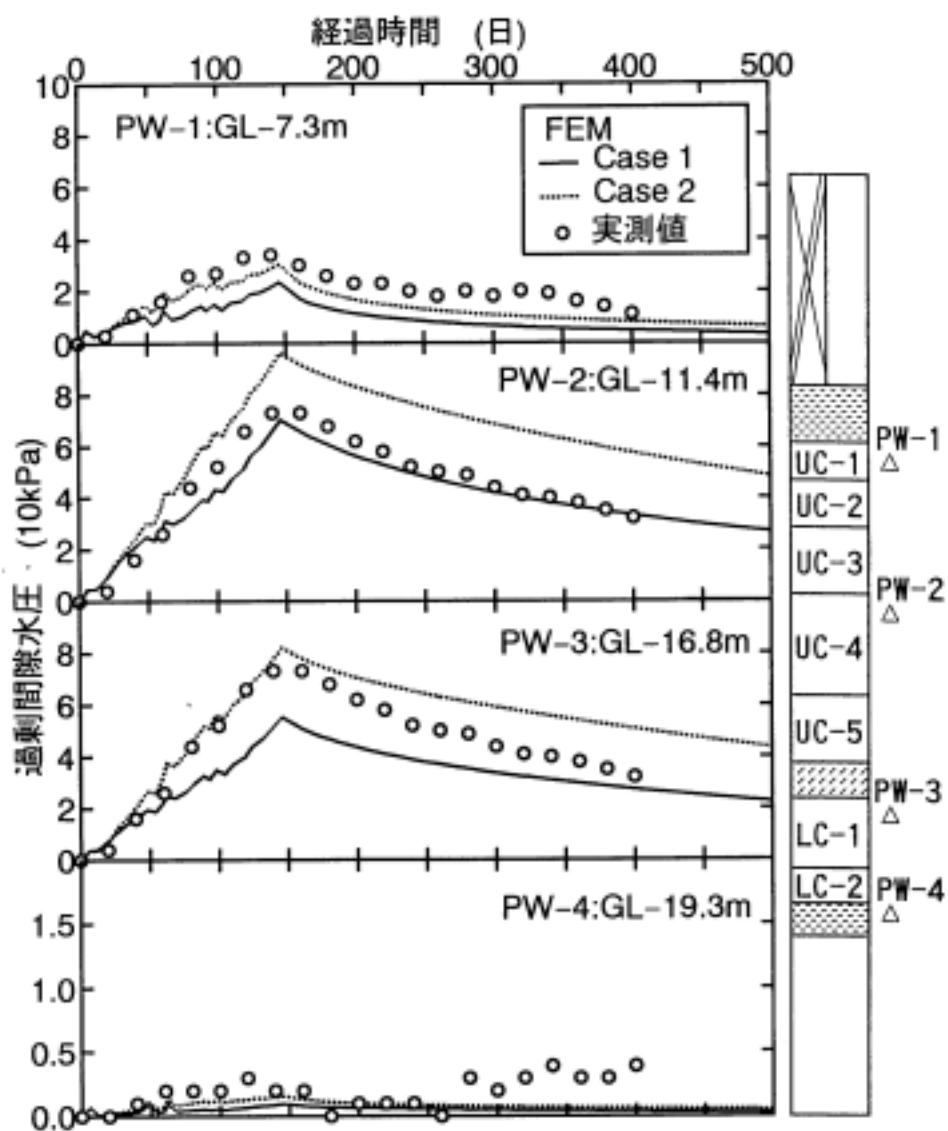


図-7.31 盛土中央直下の過剰間隙水圧の経時変化

7.7 本章の結論

軟弱粘土地盤上に土構造物を構築する際の施工管理の支援システムとして、応力変形解析の利用を考えた。粘土の構成式として関口・太田¹⁾による弾・粘塑性モデルを適用した。応力変形解析のプログラムとしては、太田ら²⁾が開発したDACSARを使用した。入力パラメータの決定には、従来から三軸試験と標準圧密試験が使用されてきたが、本研究では、試験方法が簡単で、短時間に実験結果が得られる一面せん断試験(DST)と定ひずみ速度圧密試験(CRST)を使用する方法を提案した。本提案法に基づいて、道路盛土の事例解析を2例実施し、その適用性を確認した。

参考文献

- 1) Sekiguchi,H. and Ohta,H.:Induced Anisotropy and Time Dependency in Clays , 9th ICSMFE , Tokyo , Proc. Specialty session 9 , pp.229-238 , 1977.
- 2) 太田秀樹・飯塚 敦：DACSARマニュアル，京都大学工学部土木工学科土木施工学研究室レポート，1983.
- 3) Iizuka,A. and Ohta,H.:A Determination Procedure of Input Parameters in Elasto-Visco Plastic Finite Element Analysis, Soils and Foundations, Vol.27,No.3,pp.71-87,1987.
- 4) 太田秀樹・鍋谷雅司・藤井信二・山本松生：弾・粘塑性有限要素解析の入力パラメータ決定における一軸圧縮強度の利用 ,土木学会論文集 ,第400号 , -10 ,pp.45-54 ,1988.
- 5) 太田秀樹・西原 晃・飯塚 敦・杉江茂彦：自然堆積粘土に対するベーンせん断試験結果の解釈 ,土木学会論文集 ,第481号 , -25 , pp.145-154 , 1993.
- 6) 浅田英幸・半沢秀郎・辻 清・岸田隆夫：一面せん断試験と定率圧密試験による弾・粘塑性構成モデルの土質定数決定および適用例 ,第28回土質工学会研究発表会講演集 , pp.1525-1528 , 1993.
- 7) Biot,M.A.:General Theory of Three-Dimensional Consolidation , Journ.Appl.Phys. , Vol.12 , pp.155-164 , 1941.
- 8) Ohta,H. and Sekiguchi,H.:Constitutive Equations Considering Anisotropy and Stress Reorientation in Clay , Proc.3rd Int. Conf. Numerical Method in Geomechanics , pp.475-484 , 1979.
- 9) 赤井浩一・田村 武：弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析 ,土木学会論文報告集 , 第269号 , pp.95-104 , 1978.

- 10) Takada,N.: Mikasa's Direct Shear Apparatus, Test Procedures and Results, *Geotechnical Testing Journal* , Vol.16 , No.3 , pp.314-322 , 1993.
- 11) 落合英俊：直接せん断試験における砂の挙動，*土質工学会論文報告集* , Vol.15 , No.4 , pp.93-100 , 1975.
- 12) 落合英俊：直接せん断試験と平面ヒズミ試験における砂のせん断強度の関係，*土質工学会論文報告集* , Vol.15 , No.4 , pp.113-118 , 1975.
- 13) 小田匡寛・小西純一：粒状体のせん断における主応力軸の方向について - 二次元光弾性モデル実験 - , 第9回土質工学研究発表会講演集 , pp.179-182 , 1974.
- 14) Oda,M. and Konishi,J.: Microscopic Deformation Mechanism of Granular Materials in Simple Shear , *Soils and Foundations* , Vol.14 , No.4 , pp.25-38 , 1974.
- 15) Jaky,J.:Tarajmechanika,J.Hungarian Arch. & Eng., Budapest , pp.355-358 , 1944.
- 16) 半沢秀郎：土の一面せん断試験結果の実務への適用，直接せん断試験の方法と適用に関するシンポジウム発表論文集 , pp.87-94 , 1995.
- 17) 柴田 徹：粘土のダイラタンシーについて，*京都大学防災研究所年報* , 第6号 , pp.128-134 , 1963.
- 18) Crawford,C.B. : Interpretation of the Consolidation Test, Proc., ASCE, Vol.90, No.SM5, pp.87-102, 1964.
- 19) たとえば , Smith,R.E. and Wahls,H.E. : Consolidation Under Constant Rates of Strain, Proc. ASCE, Vol.95, No.SM2, pp.519-539, 1969.
- 20) 特殊圧密試験方法に関する研究委員会：総括，特殊圧密試験に関するシンポジウム発表論文集 , pp.97-100 , 1988.10.
- 21) 軽部大蔵：規格以外の三軸圧縮試験方法とその問題点 ,第20回土質工学シンポジウム , pp.45-60 , 1975.
- 22) 木暮敬二・奥村樹郎：土質工学会基準(JSF T 412-1992)「土の定ひずみ速度圧密試験方法」について，*土と基礎* , Vol.40 , No.8 , pp.49-55 , 1992.
- 23) 石井一郎・小川富美子・善 功企：大阪湾泉州沖海底地盤の工学的特性（その2）物理的性質・圧密特性・透水性，*港湾技研資料* , No.498 , pp.47-86 , 1984.
- 24) 湯怡新，鈴木耕司，半沢秀郎：粘土の圧縮特性に与える試験方法の影響，第28回土質工学研究発表会(神戸) , pp.421-422 , 1993.
- 25) Mesri,G. and Godlewski,P.M. : Time-and Stress-Compressibility Interrelationship, Proc. ASCE, Vol.103, No.GT5, pp.417-430, 1977.
- 26) 土田孝，佐藤正春，小林正樹：乱さない海成粘土の正規圧密状態におけるせん断特性について，*港湾技研資料* , No.444 , 1983.
- 27) 日本道路公団高速道路京浜建設局，日本道路公団高速道路試験所，前田建設工業株式会社：東名高速道路厚木試験盛土工事報告書 , 1964.8

第 8 章

新しい調査・設計・施工管理法の提案

8 . 1 はじめに

サンプリングや原位置試験・室内試験の品質が土質パラメータの決定に及ぼす影響は重要である。品質の良し悪しは、調査・試験法の難易度、調査・試験を行う技術者の習熟度、調査・試験法の地盤への適用性などによって決まる。ここでは、調査・試験を行う技術者の習熟度の違いを技術格差と呼ぶことにするが、調査・試験法の難易度は技術者の習熟度と密接に関係する。技術格差の問題を克服するためには、技術格差の影響を最小にする方法を採用するのが実用的である。本章では、まず、技術格差の影響を最小にする原位置試験・室内試験法について検討する。次に、この結果に基づいて新しい調査・設計・施工管理法を提案する。さらに、本方法で予測できる施工中の圧密度の評価法についても述べる。最後に本方法の適用事例として柳井試験盛土の例を示す。

8 . 2 技術格差の影響を最小化する方法の検討

(1) 試験法の比較

半沢¹⁾は、技術格差により変化する多くの原位置試験・室内試験の結果を示し、世界の多くの地域では、高品質の試料のサンプリングや正当な原位置試験や室内試験がルーチンワークで実施されることは希であることを指摘した。したがって、技術の地域格差の影響を最小限にとどめる方法を見いだすことは重要な課題であるといえよう。この問題を解決するには、2つの方法がある。

技術の向上

技術格差の影響を最小化する方法の採用

の方法が最良であるが、実用的な方法は である。この観点から推奨できる試験法は操作が簡単なことである。表-8.1は、作業の難易度、品質、作業能率、適用性という観点から、コーン貫入試験(CPT)、現場ベーン試験(FVT)、サンプリング方法および室内土質試験の特徴をまとめたものである。まず作業が簡単で能率も高い原位置試験としてCPTがあげられる。ついでボーリングを必要としない、押し込み式のさや型ベーン²⁾を用いるFVT

があげられるが，4.7で述べたように $\tau_{f(FVT)}$ は貝ガラ片，サンドシーム，腐植物を有する粘土では過大な強度を与えるので，ここで提案する方法では使用しないことにした．

表-8.1に示した3つのサンプリング法の中で，品質と作業能率の点から水圧式固定ピストンサンプラーを用いる方法が最も優れている³⁾．

室内試験のうち，一軸圧縮試験(UCT)はかなり高度なテクニックが要求されるにも関わらず(品質に非常に敏感)，その適用性は地盤のローカル性に大きく左右されるので推奨できない^{4),5),6)}．通常の三軸圧縮試験(UUTCTとICUTCT)から得られるせん断強度は不明確なものである．例えば，非圧密非排水三軸圧縮試験(UUTCT)より得られる強度の適用性は，USALS法⁷⁾に見られるように経験依存性が極めて高く，一方，等方圧密非排水三軸圧縮試験(ICUTCT)より得られる強度は $K_0(=\sigma'_{hc}/\sigma'_{vc})=1.0$ という特殊な初期応力状態における圧縮強度に過ぎない．これら2つの試験に比べ，一面せん断試験(DST)は作業が比較的容易である上， $\tau_{f(d)}$ という明確な強度が得られるという利点を有する．

表-8.1 CPT, FVT, サンプリングおよび室内試験の特徴

試 験		難易度	品 質	作業性	適用性
CPT		D	○	高	○
FVT	さや型	C	○	3	×
	ボーリング型	B		1	×
サンプリング	内管型ピストン	B	○	1	○
	水圧型ピストン	C	○	1.5～3	○
	オープンドライブ	C	～×	1.5～3	～×
室内試験	一軸圧縮試験	A	不明確	10	
	一面せん断試験	B	明確	7	○
	三軸圧縮試験	超A	やや不明確	1	

(2) 一面せん断試験の活用

一面せん断試験(DST)は K_0 圧密が自動的に達成できるうえ，圧縮強度と伸張強度の平均的強度が得られるという最大の利点の他にも，三軸試験や一軸圧縮試験に比べ下記のような利点を有する．

試験方法が簡単(K_0 圧密が自動的に達成される)．

試験時間が短い(σ'_{vo} での圧密定体積せん断ではトリミングからせん断終了までに要する時間は約30分であり，1日に10供試体の試験ができる)．

変形状態が実際に近い(変形状態が実際問題における平面ひずみ状態に近似している)．

高品質で均一度の高い試料が選べる(試料が円盤状(直径6cm，高さ2cm)のため，不攪乱

試料を用いるとき、高品質で均一度の高い試料が容易に選べる)。

バックプレッシャーが不要(定体積せん断ではバックプレッシャーが不要で、不飽和土の定体積試験も可能である)。

試料の品質に影響されない(不攪乱試料の品質に対し、一軸圧縮強度(q_u)のように大きく左右されない)。

コストが安い。

図-8.1に固定ピストンサンプラーとオーブンドライブサンプラーにて採取した試料に対し実施したUCTおよびDSTより得られたせん断強度、 $\tau_{f(UCT)}$ と $\tau_{f(d)}$ を示す⁸⁾。オーブンドライブサンプラーで採取した試料の $\tau_{f(UCT)}$ は非常に低い値を示すのに対し、 σ'_{vo} の下でのDSTより得られた $\tau_{f(d)}$ は、試料の品質に殆ど左右されない。世界的に見て、オーブンドライブサンプラーがよりポピュラーである⁸⁾ことを考えると、不攪乱試料の品質にそれほど敏感でないDSTの特長は、この試験の普及を計る上で有利な点である。

強度に及ぼす調査・試験技術の地域的な違いの影響は、非常に大きい。特に、サンプリング技術の影響は大きい。同じ程度のサンプリングの乱れの場合には、供試体寸法が小さい試験ほど均一な部分を選択できやすいので、バラツキが少ない結果が得る。試験法による影響には、他に試験の難易度がある。一面せん断試験は、一軸圧縮試験より供試体寸法が小さく、 K_0 圧密三軸圧縮・伸張試験より試験法が簡単なので、全体的にバラツキが小さくなると思われる。

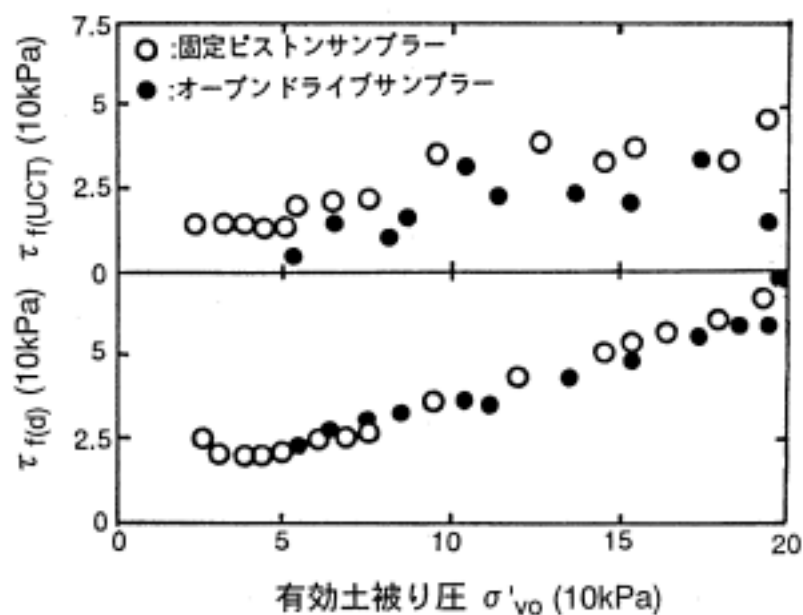


図-8.1 固定ピストンサンプラーとオーブンドライブサンプラーにて採取した試料の $\tau_{f(UCT)}$ と $\tau_{f(d)}$ ⁸⁾

8.3 圧密度の評価法

本節では、圧密による強度増加を推定するための施工中の圧密度(U)の評価について検討する。周知のように圧密試験だけから正当な圧密係数(C_v)を決定するのは困難である⁹⁾、¹⁰⁾。適切なUの値を予測するために、実構造物では沈下計測が実施されている。しかし、沈下計測だけから強度増加を予測するためのUを決定するのは十分でない。その理由は、沈下量から求めたひずみの圧密度(U_e)と間隙水圧の変化から求めた応力の圧密度(U_p)との間には、式(8.1)のような関係があり、初期有効応力(σ'_{vo})と載荷重($\Delta\sigma$)の比($\Delta\sigma/\sigma'_{vo}$)により U_e と U_p の差は異なるが、常に $U_e > U_p$ となることによる。この様子を図-8.2に示す。

$$U_p = \frac{1}{\frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{vo}}} \left\{ \left(1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_{vo}} \right)^{U_e} - 1 \right\} \quad (8.1)$$

ここに、 U_p ：間隙水圧の変化から求めた応力の圧密度

U_e ：沈下量から求めたひずみの圧密度

$\Delta\sigma$ ：載荷重(盛土荷重)

σ'_{vo} ：初期有効鉛直応力

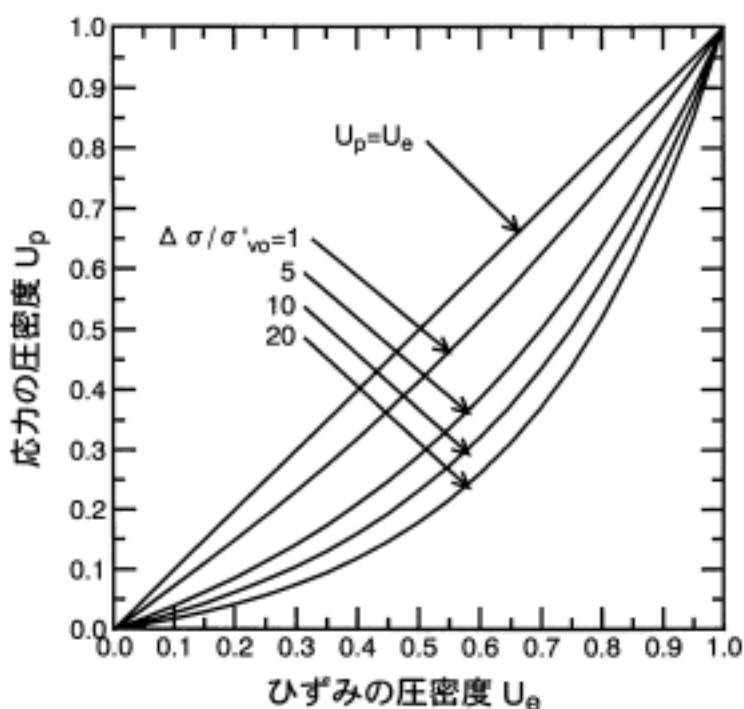


図-8.2 ひずみの圧密度 U_e と応力の圧密度 U_p の関係

他の圧密度の評価法として，せん断強度の増加から評価する方法と有効応力の変化から評価する方法が考えられる．

せん断強度の増加から評価する方法

図-8.3は圧密の進行に伴う強度の増加と過剰間隙水圧(Δu)の変化を模式的に示したものである．ある時点でのせん断強度($\tau_{f(d)1}$)が得られれば，それに対応する鉛直有効応力(σ'_{v1})は，図中に示す $\tau_{f(d)1} \div (\tau_{fn(d)}/\sigma'_v)$ で求めることができる． $\tau_{f(d)}$ とコーン先端抵抗の関係が得られれば， $\tau_{f(d)}$ はコーン貫入試験(CPT)だけから決定できる．従って圧密度(U)は式(8.2)にて計算できる．

$$U = \frac{\sigma'_{v1} - \sigma'_{v0}}{\Delta \sigma} \quad (8.2)$$

ここに， $\sigma'_{v1} = \tau_{f(d)1} \div (\tau_{fn(d)}/\sigma'_v)$

$$= ((q_c - \sigma_{v0} - \Delta \sigma)/N_{kt}) \div (\tau_{fn(d)}/\sigma'_v)$$

$\Delta \sigma$ ：盛土による増加応力

N_{kt} ：係数

有効応力の変化から評価する方法

一方，施工中の Δu がわかれば， U を式(8.3)で直接求めることができる．

$$U = (\Delta \sigma - \Delta u)/\Delta \sigma \quad (8.3)$$

ここに， Δu ：過剰間隙水圧

最近のCPTは，間隙水圧計を内蔵したピエゾコーン型を使用することが多い¹¹⁾．この場合，コーン貫入を任意の深度で中断し，間隙水圧の消散試験を実施することによって間隙水圧(u)を測定できる¹²⁾．この間隙水圧と地下水位から算定した静水圧との差により過剰間隙水圧(Δu)が求められる．図-8.4は有明粘土地盤と柳井粘土地盤についてこの方法で求めた u と地下水位から求めた静水圧を比較したものである．ピエゾコーンによる水圧測定の精度が高いことがわかる．

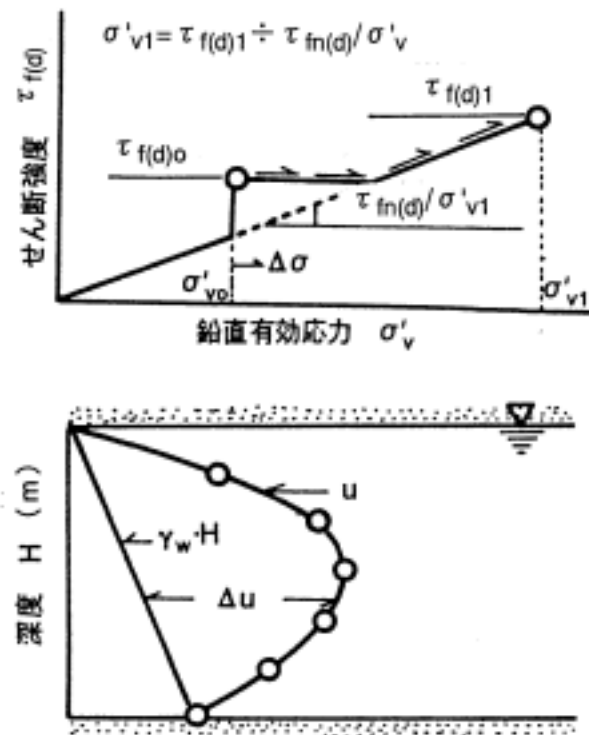


図-8.3 圧密の進行に伴う強度の増加と過剰間隙水圧の変化

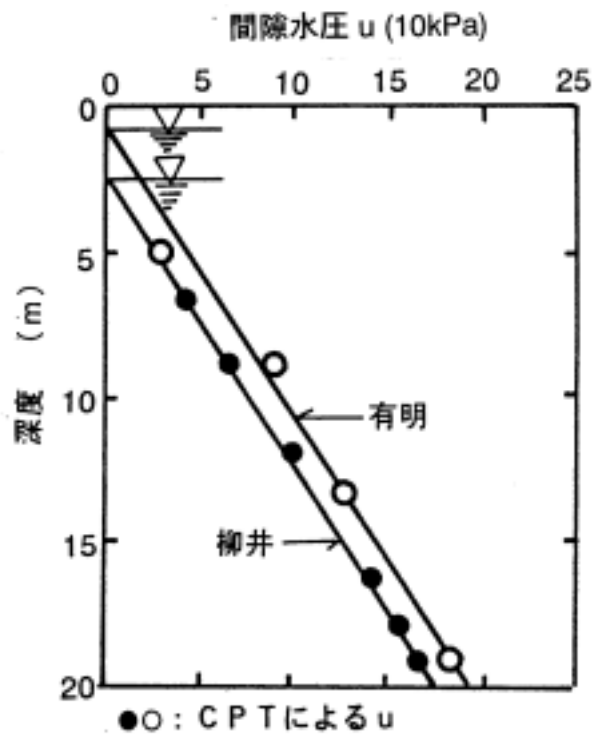


図-8.4 ピエゾコーンによる間隙水圧測定結果

8.4 圧密降伏応力の評価

実際の粘土地盤は、過去に土被り圧の除去を受けたことが無いにも関わらず、年代効果により形成された強度を有するため、過圧密状態にあるのが普通である¹³⁾。このような粘土は正規圧密aged粘土と呼ばれ、堆積後現在に至るまでのせん断強度($\tau_{f(d)}$)と鉛直有効応力(σ'_v)の関係は、図-8.5で表せる¹³⁾。このような粘土に盛土のような荷重を加えた時、 σ'_v が図中のC点に至って初めて強度増加が生じることになる。従って、正規圧密aged粘土の圧密降伏応力は次式によって与えられる^{14),15)}。

$$\sigma'_y = \tau_{f(d)} \div (\tau_{fn(d)} / \sigma'_{vo}) \quad (8.4)$$

ここに、 $\tau_{fn(d)} / \sigma'_{vo}$ ：正規圧密状態における強度増加率

従って不攪乱試料と同時に代表的試料について正規圧密状態における一面せん断試験(DST)を実施すれば、DSTだけから σ'_y を決定できる。さらに $\tau_{fn(d)} / \sigma'_{vo}$ を求めるためのDSTで、圧密過程における沈下量を測定すれば、正規圧密状態の圧密係数(C_v)や体積圧縮係数(m_v)を求めることも可能である¹⁶⁾。 $\tau_{f(FVT)}$ や $\tau_{f(UCT)}$ では $\tau_{fn(d)} / \sigma'_{vo}$ を得ることはできない。また、等方圧密非排水三軸圧縮試験(ICUTCT)から得られる $\tau_{fn(c)} / \sigma'_c$ の意味を判断することはむずかしい。これに対し、DSTにおける強度増加率($\tau_{fn(d)} / \sigma'_{vo}$)は明解であり、容易に得られる。この点から、DSTが他の試験法より優れているといえる。図-8.6にインドネシアでのある埋立工事における沈下量と間隙水圧の測定結果より得られた現場 $e \sim \sigma'_v$ 曲線を示す¹⁴⁾。図中の↓印はDST結果より式(8.4)を用いて計算した σ'_y を表すが、現場 $e \sim \sigma'_v$ 曲線の降伏点と良い一致を示す。

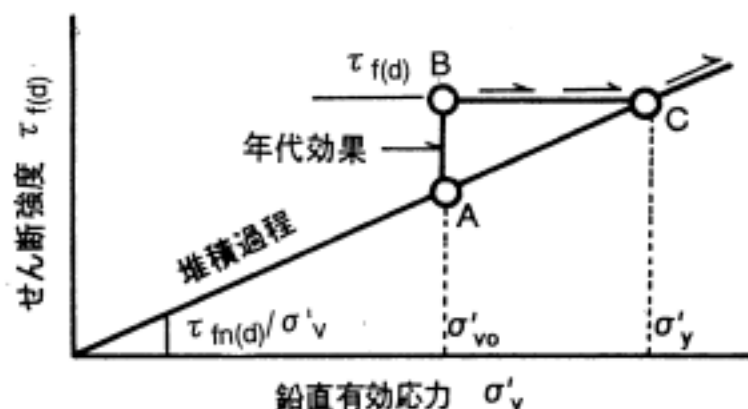


図-8.5 堆積後現在に至るまでの $\tau_{f(d)}$ と σ'_v の関係¹³⁾

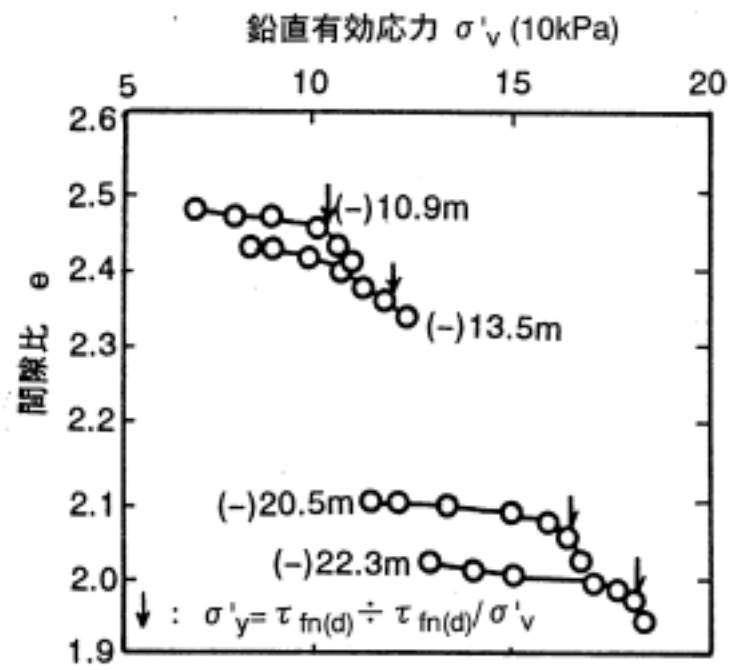


図-8.6 ある埋立工事において得られた現場 $e \sim \sigma'_v$ 曲線¹⁴⁾

8.5 提案する方法

本章で提案する方法は、ローカルな地盤特性の違いや技術格差による影響を最小化する方法で、原位置試験であるコーン貫入試験(CPT)と室内試験である一面せん断試験(DST)より構成される。本方法の手順を以下に述べる。

サイト全域でCPTを実施し、 q_c または間隙水圧を測定する場合は $q_T (=q_c + (1-\alpha)u_d)$ 、 α ：有効面積比、 u_d ：発生間隙水圧)および地盤状態を調べる。

代表地点で水圧式固定ピストンサンプラーを用いて不攪乱試料のサンプリングを実施する。調査点数と位置はサイトの規模や地盤状態の均一性により決定する。

原位置強度($\tau_{f(d)}$)と強度増加率($\tau_{fn(d)}/\sigma'_v$)を得るために、2種類のDST(DST1とDST2)を実施する。DST1は $\tau_{f(d)}$ を求めるもので、不攪乱試料を一次圧密が終了するまで再圧縮した後、定体積条件の下でせん断に供する。DST2は $\tau_{fn(d)}$ を求めるもので、代表試料を σ'_y の3～4倍以上の圧密応力(σ'_v)で一次圧密終了まで圧密した後、DST1と同じ条件でせん断に供する。

DSTとCPTより、以下の情報が得られる。

- 1) q_c または q_T より土質の種類がわかる。
- 2) DST1より $\tau_{f(d)}$ が得られる。
- 3) DST2より $\tau_{fn(d)}/\sigma'_v$ が得られる。
- 4) 経験式 $\tau_{f(mob)}=0.85 \tau_{f(d)}$ より設計用強度が推定できる。
- 5) $\sigma'_y = \tau_{f(d)} \div \tau_{fn(d)}/\sigma'_v$ より σ'_y が推定できる。
- 6) DST2の圧密過程における沈下量を測定すれば、NC状態の C_v と C_c 、 m_v が推定できる。
- 7) $\tau_{f(d)} = (q_c - \sigma_{vo}$ または $q_T - \sigma_{vo})/N_{kt}$ が得られる。
- 8) $\tau_{f(mob)} = 0.85 \times (q_c - \sigma_{vo}$ または $q_T - \sigma_{vo})/N_{kt}$ が得られる。
- 9) $\sigma'_y = ((q_c - \sigma_{vo}$ または $q_T - \sigma_{vo})/N_{kt}) \div \tau_{fn(d)}/\sigma'_v$ が得られる。

設計段階における安定検討や沈下速度、沈下量の予測を上記のパラメータ($\tau_{f(mob)}$ 、 σ'_y 、 C_v および C_c または m_v)を用いて行う。

施工開始後の適当な時期にCPTを実施し、先端抵抗と間隙水圧を測定し、式(8.2)、式(8.3)より圧密度を得る。

設計パラメータの決定や施工管理に本方法を適用するにあたって、まず必要となるのは、 $q_c - \sigma_{vo}$ または $q_T - \sigma_{vo}$ と $\tau_{f(d)}$ や σ'_y の関係である。日本各地の海成粘土について実施した $q_T - \sigma_{vo}$ と $\tau_{f(d)}$ の関係¹⁶⁾を図-8.7に、 $q_T - \sigma_{vo}$ と定ひずみ速度圧密試験(ひずみ速度0.02%/min)より得られた σ'_y の関係¹⁶⁾を図-8.8に示す。 $q_T - \sigma_{vo}$ と $\tau_{f(d)}$ および σ'_y の間には以下の関係が得られた。

$$q_T - \sigma_{vo} = 11 \tau_{f(d)} \quad (8.5)$$

$$q_T - \sigma_{vo} = 3 \sigma'_y \quad (8.6)$$

$\tau_{f(d)} / \sigma'_y = 0.27$ となり、第3章で述べた平均的な強度増加率とほぼ一致する。本方法のフローを図-8.9に示す。

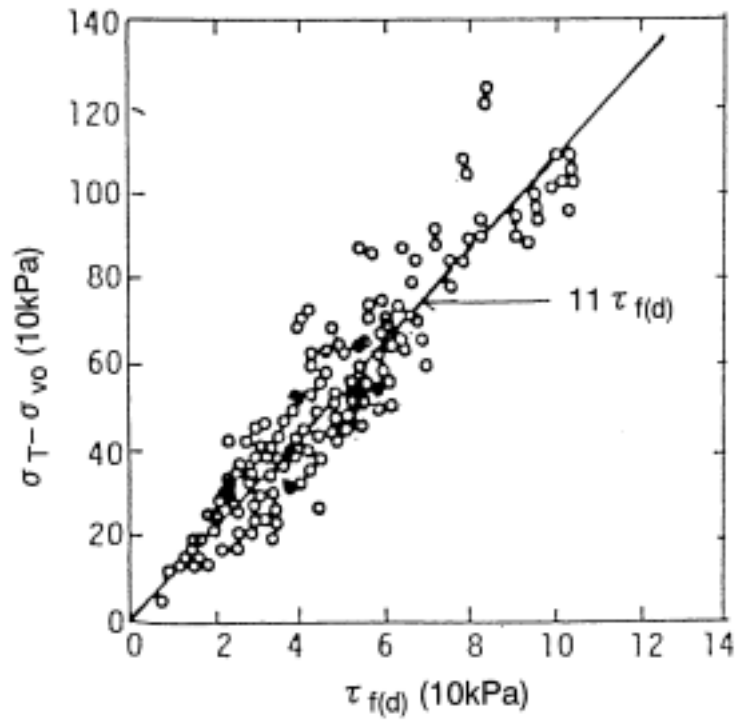


図-8.7 $q_T - \sigma_{vo}$ と $\tau_{f(d)}$ の関係¹⁶⁾

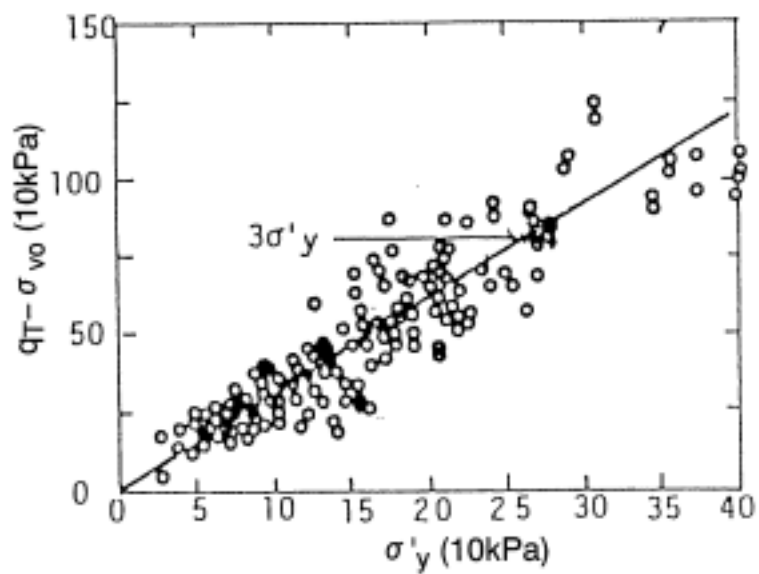


図-8.8 $q_T - \sigma_{vo}$ と σ'_y の関係¹⁶⁾

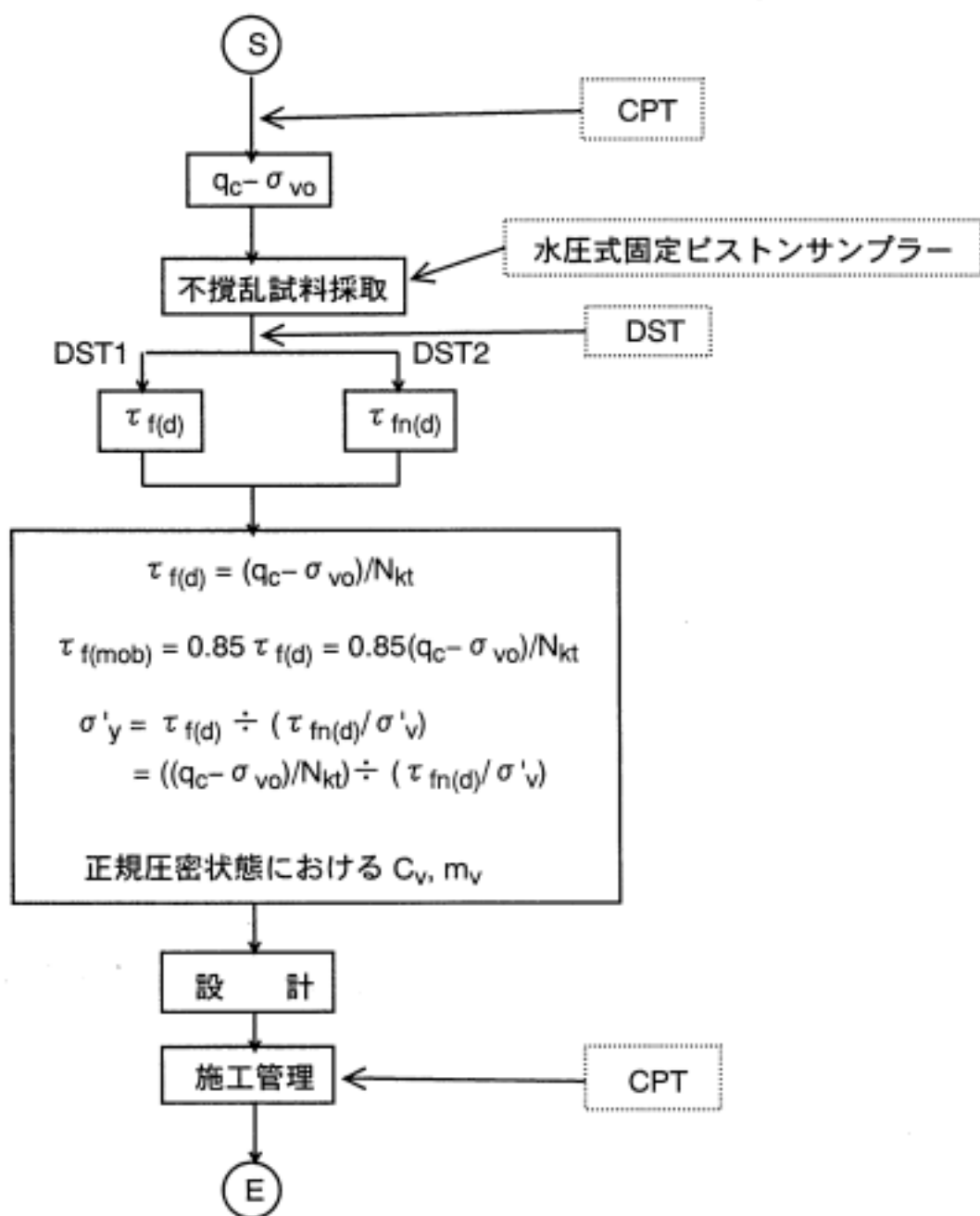


図-8.9 本方法のフローチャート

8.6 道路盛土への適用事例

8.6.1 試験盛土と地盤概要¹⁷⁾

柳井バイパスの施工にあたり，盛土の安定と沈下についての情報を得るために，柳井試験盛土が柳井市沿岸部に位置する埋立地内において実施された．当埋立地の基礎地盤は軟弱な海成粘土で，埋立工事は1988年に完了している．埋立にともなう粘土層の一次圧密がほぼ終了したと考えられる1992年10月から1993年2月にかけて試験盛土が施工された．試験盛土の形状および基礎地盤の概要を図-8.10に示す．

盛土高さ5.5mに対し，盛立て速度5cm/dayの緩速施工が採用された．盛土材にはマサ土が使用された．現場密度として $\rho_t=20\text{kN/m}^3$ の値が測定された．なお，試験盛土に先立ってボーリング調査が実施された．ボーリングデータより得られた地盤概要をその物理的性質と共に図-8.11に示す．基礎地盤は $w_n=40\sim 70\%$ ， $\rho_t=14\sim 16\text{kN/m}^3$ の軟弱なシルト質粘土が主体で，その層厚は13mに達する．

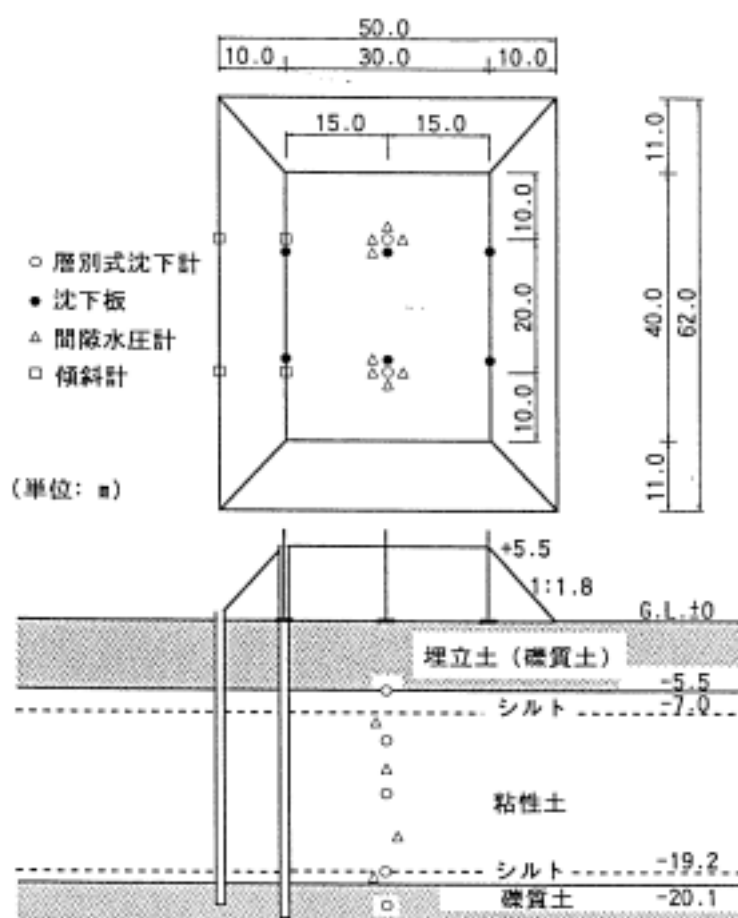


図-8.10 試験盛土の形状および基礎地盤の概要

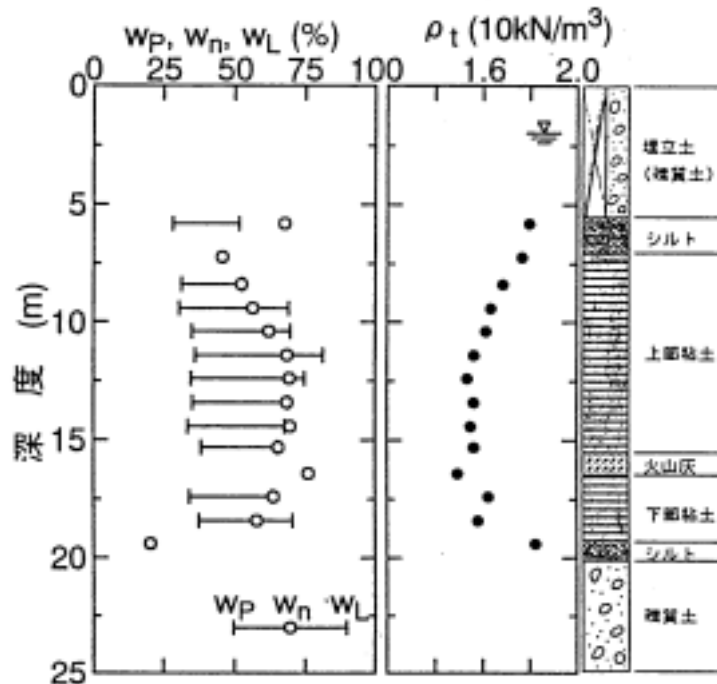


図-8.11 基礎地盤の特性

8.6.2 パラメータの決定

本章で提案する新しい調査・設計・施工管理法による調査を試験盛土開始5ヶ月前に実施した。コーン貫入試験(CPT)より得られた $q_c - \sigma_{vo}$ を、一面せん断試験(DST)による $\tau_{f(d)}$ と共に図-8.12に示す。 $q_c - \sigma_{vo}$ は $\tau_{f(d)}$ と良い対応を示すことがわかる。図-8.13に示すように両者の相関性は非常に高く、その関係は次式で与えられる。

$$q_c - \sigma_{vo} = 10 \tau_{f(d)} \quad (8.7)$$

CPTによる水頭測定も同時に実施した。その結果を図-8.14に示す。図より、埋立に伴う過剰間隙水圧(Δu)は既に消散しており、埋立による圧密は終了していることがわかる。

一方正規圧密状態の強度増加率を求めるために実施したDST結果(図-8.15)より、深度15m付近の火山灰層を境にした上部粘土、下部粘土の強度増加率は $\tau_{fn(d)} / \sigma'_v = 0.30$ という値が得られている。この値は日本の海成粘土として典型的な値である¹⁵⁾。

$$\tau_{fn(d)} / \sigma'_v = 0.30 \quad (8.8)$$

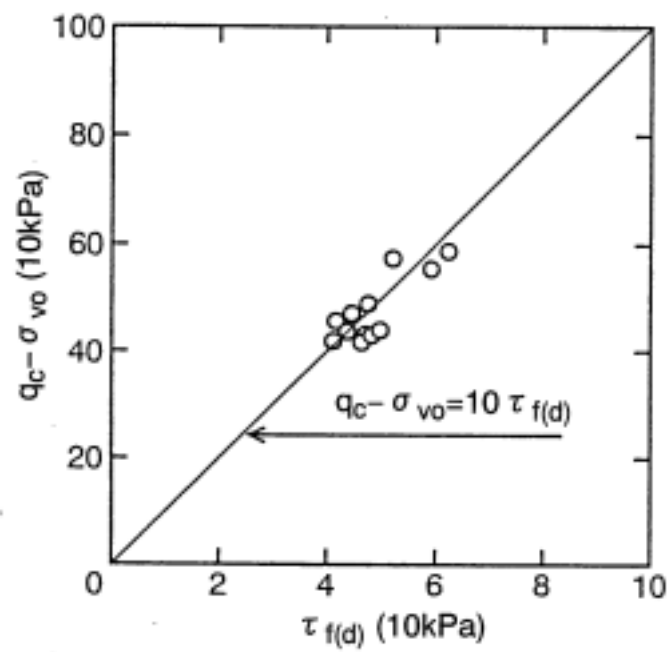


図-8.12 $q_c - \sigma_{v0}$ と $\tau_{f(d)}$ の関係

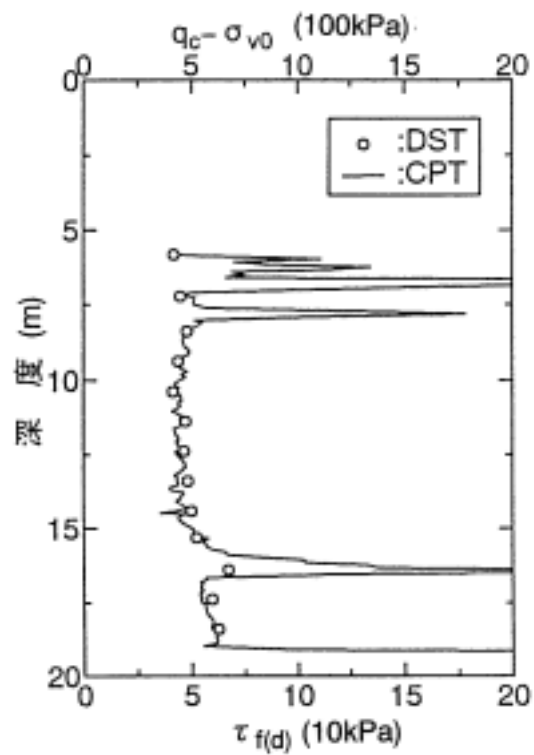


図-8.13 基礎地盤の $\tau_{f(d)}$ と $q_c - \sigma_{v0}$

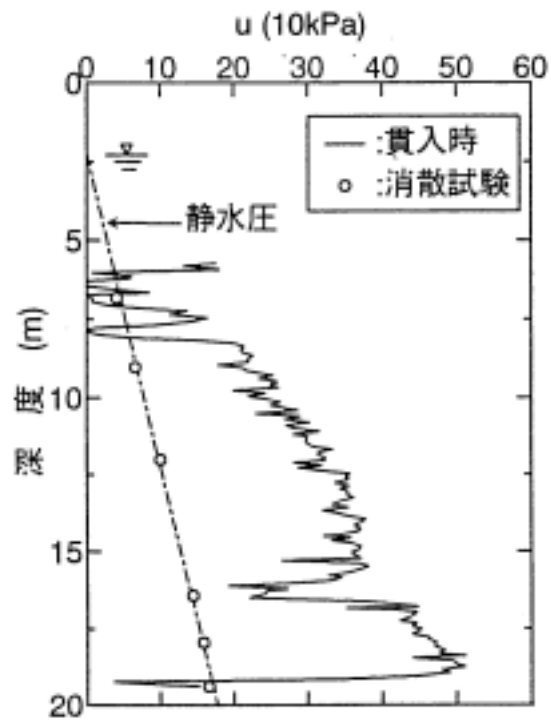


図-8.14 CPTによる水頭測定結果

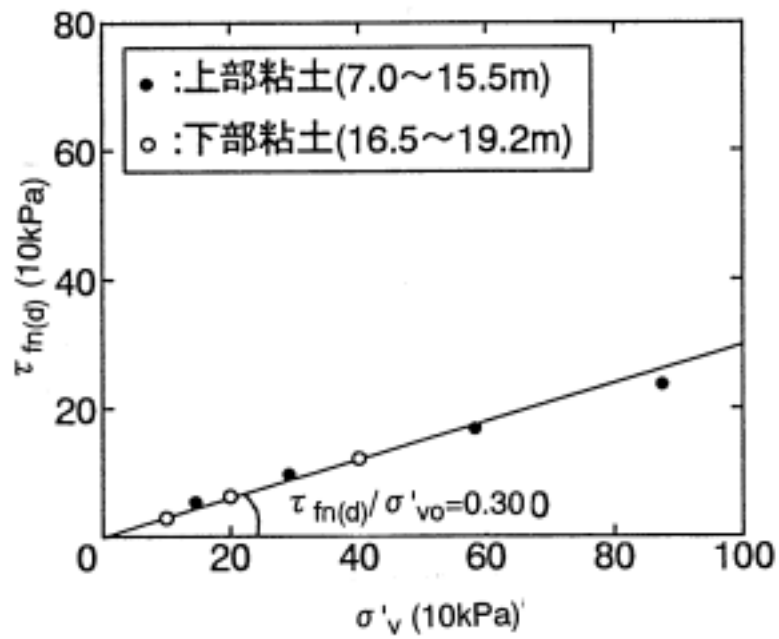


図-8.15 正規圧密状態における強度増加率

8.6.3 施工後の圧密度の推定

盛土施工完了後9ヶ月を経て、コーン貫入試験(CPT)を再度実施した。図-8.16に示すように、この時点での盛土による原地盤の沈下量は95cmに達している。CPTによる先端抵抗($q_c - \sigma_{vo} - \Delta \sigma$)の深度分布を盛土施工前の値と共に図-8.17(a)に示す。両者の比較から、盛土による原地盤の強度増加と圧密沈下が進行していることがわかる。またCPTによる水頭測定結果(図-8.17(b))では、粘土層に過剰間隙水圧(Δu)が残存していることがわかり、まだ圧密途中であると判断できる。本提案法では前述のようにCPTの先端抵抗からその時点での一面せん断強度($\tau_{f(d)1}$)と有効応力(σ'_{v1})を求め、圧密度(U)を推定する。式(8.4)および式(8.5)の関係から求めた同時点の $\tau_{f(d)1}$ 、 σ'_{v1} および U を表-8.2に示す。

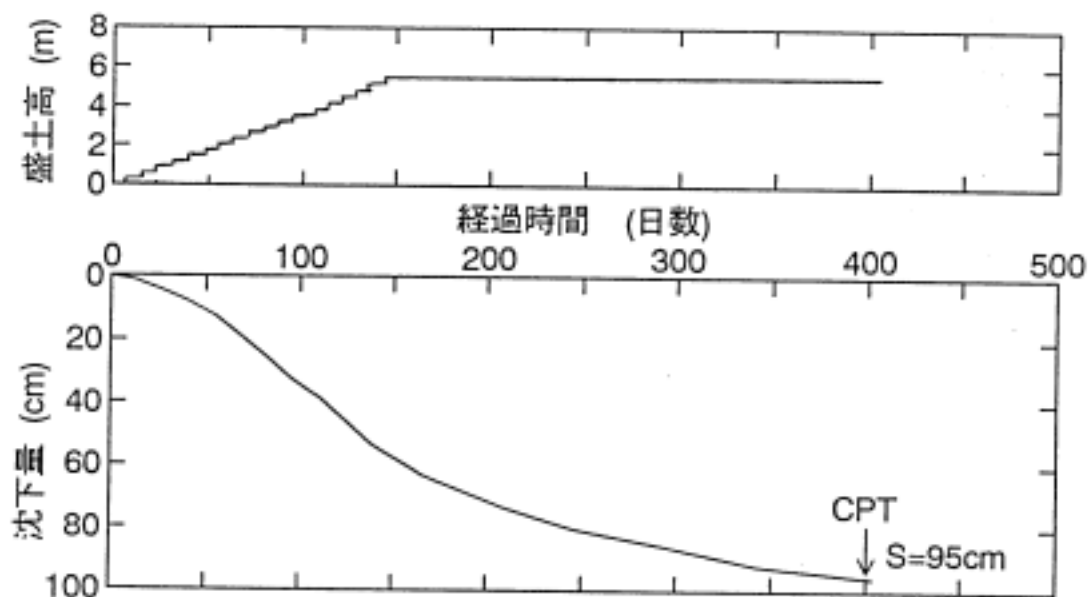
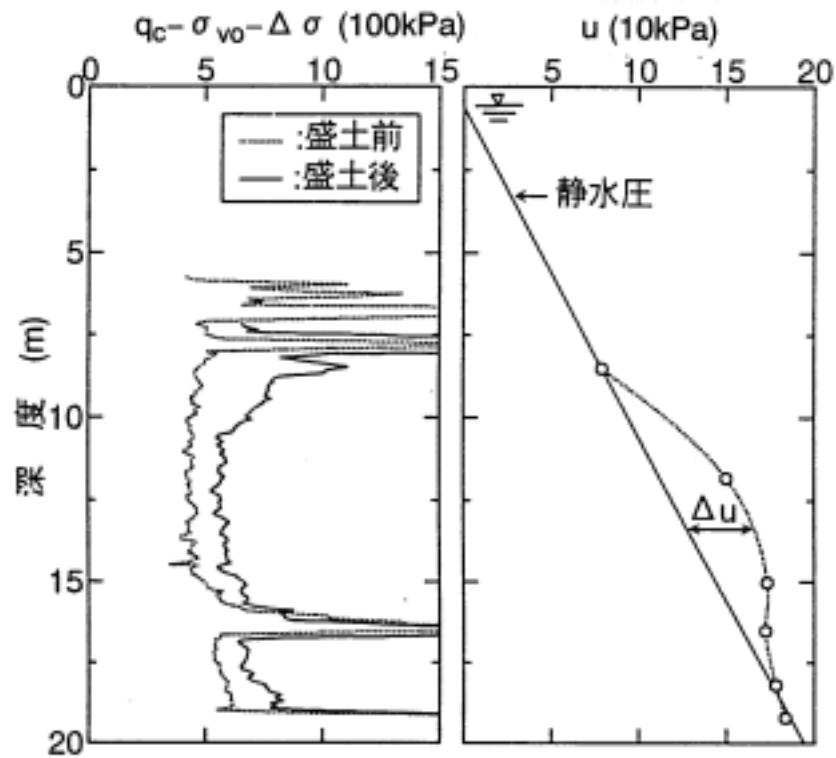


図-8.16 盛土高～沈下曲線とCPT実施時期



(a)

(b)

図-8.17 盛土前後の先端抵抗と水頭測定結果

表-8.2 CPTの先端抵抗の増加より求めた圧密度

深度 (m)	σ'_{vo}	$q_c - \sigma_{vo} - \Delta \sigma$	$\tau f(d)1$	σ'_{v1}	$(\sigma'_{v1} - \sigma'_{vo}) / \Delta \sigma$
9.7	10.6	71	7.1	23.5	100 %
10.7	11.1	56	5.6	18.7	74
11.7	11.6	55	5.5	18.4	67
12.7	12.2	55	5.5	18.4	63
13.7	12.7	58	5.8	19.4	69
14.7	13.2	57	5.7	19.0	61
15.7	13.7	68	6.8	22.6	96
16.7	14.2	81	8.1	27.1	100
17.7	14.8	64	6.4	21.3	74
18.7	15.5	81	8.1	27.1	100
平 均				21.6	80 %

(単位：10kPa)

一方，CPTによる水頭測定の結果からも σ'_{v1} が次式により推定できる．

$$\sigma'_{v1} = \sigma'_{v0} + \Delta \sigma - \Delta u \quad (8.9)$$

これらの値を盛土前後の土被り圧の変化と併せて図-8.18に示す．本提案法により求めた σ'_{v1} は水頭測定から推定した σ'_{v1} と比較的好く一致しており，本方法による圧密度の推定精度が高いことがうかがえる．本方法により推定した同時点の圧密度(U)の平均値は80%であり，これから最終沈下量は120cm程度と予測される．

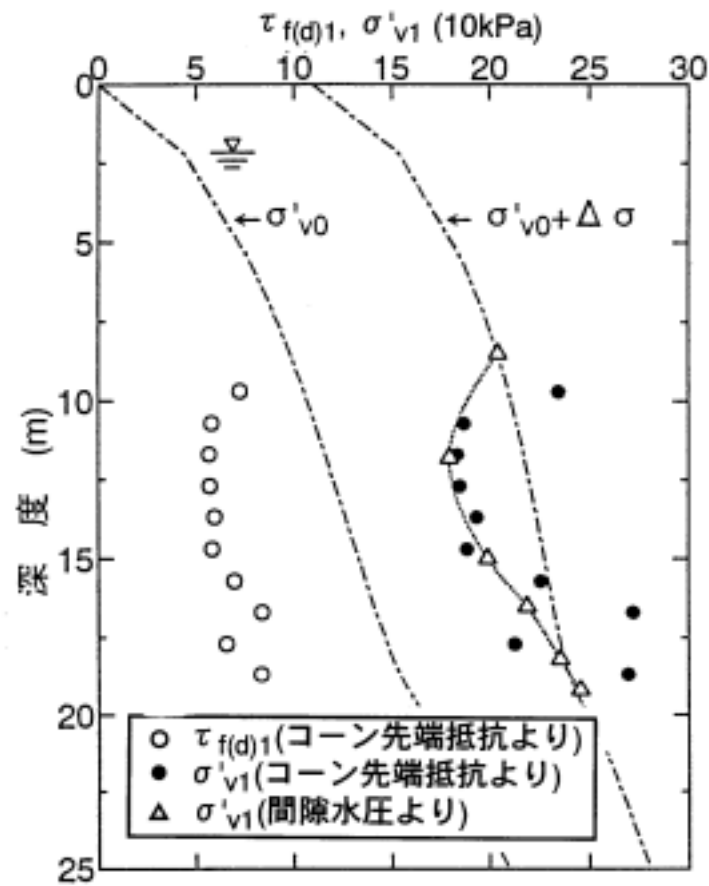


図-8.18 本方法により得られた $\tau_{f(d)1}$ および σ'_{v1}

8 . 7 本章の結論

本章で提案した新しい調査・設計・施工管理法では，一面せん断強度とコーン先端抵抗の関係を事前に求めておけば，その後はコーン貫入試験(CPT)を実施するだけで，地盤のせん断強度や圧密度を十分な精度で推定することができる．加えて必要とされる試験は，一面せん断試験(DST)とCPTだけであり，前述のようにこの二つの試験は作業能率が高い上，一軸圧縮試験(UCT)のように技術力にあまり左右されず，かつDSTより得られるせん断強度は強度の異方性を考慮する必要がない．

地盤のローカル性と技術の地域格差の影響を最小限にとどめ，調査→設計→施工管理を一貫した方法で行える方法を模索することは，国際化が叫ばれている現在^{18),19)}，地盤工学技術者の大事な役目となる．

参考文献

- 1) Hanzawa,H. : A New Approach to Determine the Shear Strength of Soft Clay Deposits , Proc., Geo-Coast '91, Vol.1, pp.23-28, 1991.
- 2) 半沢秀郎, 深谷建雄, 堀江宏保, 柳瀬重靖 : 多目的原位置試験機の開発とその利用法 , 土と基礎 , Vol.37 , No.7 , pp.35-40 , 1989.7.
- 3) 田中政典 , 田中洋行 , 後藤健二 , 深沢健 : 諸外国のサンブラーで採取された試料の品質比較 , 平成4年度サンプリングシンポジウム , pp.17-24 , 1992.11.
- 4) 田中政典 , 田中洋行 , 半沢秀郎 : 一軸圧縮強さの問題点とその評価方法の一考察 , 第41回地盤工学シンポジウム , 平成8年度発表論文集 , pp.33-36 , 1996.
- 5) 土田孝 : 一軸圧縮強度法(qu法)の根拠と問題点 , 第41回地盤工学シンポジウム , 平成8年度発表論文集 , pp.55-60 , 1996.
- 6) 田中洋行 , 田中政典 , Hamouche,k.k. : 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 , 平成8年度発表論文集 , pp.61-66 , 1996.
- 7) Trak,B., La Rochelle,P., Tavenas,F., Leroueil,S. and Roy, M. : A New Approach to the Stability Analysis of Embankments on Sensitive Clays , Canadian Geotechnical Journal, Vol.17, No.4, pp.526-544, 1980.
- 8) Hanzawa,H. : Advanced Control System for Earthwork on Soft Soils, Proc., Japan Canada Workshop on Geotechnical Surveys in Coastal Waters, Yokosuka, pp.55-56, 1992.12.

- 9) 土質工学会：現場技術者のための土と基礎シリーズ17，現場計測計画の立て方，第4章軟弱地盤上の盛土，pp.79-123，1990.
- 10) 小松明，及川研，岩崎三日子：関西国際空港 - 空港島の造成 - ，土と基礎，Vol.39，No.5，pp.25-30，1991.5.
- 11) 田中泰雄，坂上敏彦，古谷正和：大規模埋立に伴う三成分コーン(CPTU)の利用，土と基礎，Vol.37，No.7，pp.41-46，1989.7.
- 12) 田中洋行，榊原基生，後藤健二，深沢健，浅田英幸：コーン貫入試験における間隙水圧の挙動について，第27回土質工学研究発表会(高知)，pp.163-166，1992.
- 13) 半沢秀郎，岸田隆夫：年代効果を受けた粘土の非排水強度特性，土と基礎，Vol.30，No.12，pp.5-10，1982.12.
- 14) Hanzawa,H. : Evaluation of Design Parameters for Soft Clay as Related to Geological Stress History，Soils and Foundations, Vol.29, No.2, pp.91-111, 1989.
- 15) Hanzawa,H. and Tanaka,H. : Normalized Undrained Strength of Clay in the Normally Consolidated State and in the Field，Soils and Foundations, Vol.32, No.1, pp.132-148, 1992.
- 16) Fukazawa,T., Tsuji,K. and Hanzawa,H. : Advanced Control System for Earthwork on Soft Soils, Proceedings of Institute of Lowland Technology Seminar on Problems of Lowland Development, Saga, pp.209-216, 1992.
- 17) Miki,H., Kohashi,H., Asada,H. and Tsuji,K. : Deformation-Pore Pressure Behaviours Measured and Analyzed for a Trial Embankment, Proc., The International Symposium on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, Sapporo, Vol.1, pp.547-552, 1994.9
- 18) 芦田義則：規格の国際化，土木技術資料，Vol.39，No.5，pp.16-17，1997.5.
- 19) 巻内勝彦：技術基準のグローバル化 - 地盤関連ISOの動向 - ，土と基礎，Vol.46，No.8，pp.1-4，1998.8.

第 9 章

結 論

本研究により軟弱な海成粘土地盤の短期安定問題において，一面せん断試験(DST)が有効な役割を果たすことが確認された．ここで得られた主要な結論を各章毎に以下に示す．

第 2 章では，一面せん断試験(DST)と単純せん断試験(DSST)の機構とそれによって得られるせん断強度の違いについて述べると共に，本研究において，両せん断試験に使用された三笠式一面せん断試験機とNGI型単純せん断試験機の特徴について述べた．以下に結論を示す．

(1) せん断機構の違いにより，DSTより得られるせん断強度とせん断剛性率はDSSTより得られるそれらより大きいことが推察される．

第 3 章では，本研究で使用した16地域(日本10，東南アジア3，欧米3)の粘土の概要および物理的特性について述べた後，正規圧密状態にした16地域の海成粘土($I_p=20 \sim 150$)を対象として実施した一面せん断試験(DST)と K_o 圧密三軸圧縮・伸張試験(CKoTCT・CKoTET)から得られたせん断強度および変形特性の関係について実測データに基づき検討を加えた．その結果，以下の結論が得られた．

(1) DSTより得られた正規圧密状態における強度増加率($\tau_{fn(d)}/\sigma'_v$)は，アジアの海成粘土については I_p や地域に依存せず下記の範囲にある．

$$\tau_{fn(d)}/\sigma'_v=0.27 \sim 0.32$$

(2) DSTより得られるせん断強度をCKoTCTおよびCKoTETより得られる圧縮・伸張強度と比較した結果，下記に示す重要な関係が得られた．

$$\tau_{fn(d)}=(\tau_{fn(c)}+\tau_{fn(e)})/2$$

$$\tau_{fn(c)}/\tau_{fn(d)}=1.3$$

$$\tau_{fn(e)}/\tau_{fn(d)}=0.7$$

(3) 式(3.6)より得られる見掛けの G_{50} は I_p の増加と共に減少し， $\tau_{fn(d)}$ で正規化した値として下記の関係が得られた．

$$G_{50}/\tau_{fn(d)}=50 \sim 300 \quad (I_p=15 \sim 100)$$

(4) G_{50} はCKoTCTより得られる E_{50} とも高い相関関係を示し，大変形問題の解析への適用が可能と考えられる．

第4章では、第3章で示した16地域の粘土について実施した原位置状態における粘土のせん断強度特性について述べた。一面せん断試験(DST)結果より、以下の結論が得られた。

(1) 粘土の原位置状態でのせん断強度($\tau_{f(d)}$)と有効土被り圧(σ'_{vo})の関係は、以下に示す2つのパターンに分類できる。

パターン : $\tau_{f(d)} = \tau_{f(d)o} + \tau_{fn(d)} / \sigma'_v \times \sigma'_{vo}$ (上部有明, 上部岡山, 上部礪子, 上部石巻, 八郎潟, 上部Semakau, 上部Banjarmashin, 上部Surabaya, 上部Bothkennar, Champlain, 上部Drammen粘土)

パターン : $\tau_{f(d)} = k \times \tau_{fn(d)} / \sigma'_v \times \sigma'_{vo}$ (下部有明, 柳井, 出雲, 下部岡山, 桑名, 厚木, 下部礪子, 新潟, 下部石巻, 下部Semakau, 下部Banjarmashin, 下部Surabaya, 下部Bothkennar, 下部Drammen粘土)

(2) 堆積時間の長い下部粘土は殆どがパターン に分類され、パターン には上部粘土が分類される。

(3) 上部礪子粘土とChamplain粘土は、 $\tau_{f(d)o}$ が大きく、構造が発達していると考えられる。

(4) 出雲粘土と厚木粘土以外の粘土は、 k が1~2の範囲にある。出雲粘土は $k < 1$ で未圧密と考えられる。厚木粘土は k が他の粘土よりかなり大きいので、過去に河川の浸食により除荷された可能性がある。

(5) 石巻粘土について実施したDST結果より、砂分を15~45%程度含む低~中塑性粘土(下部粘土)は、砂分を殆ど含まない高塑性粘土(上部粘土)と同様なせん断強度特性を示すことが確認された。

次に、一面せん断試験(DST)と単純せん断試験(DSST)、一軸圧縮試験(UCT)、現場ベーン試験(FVT)およびコーン貫入試験(CPT)から得られたせん断強度の関係について、実測データに基づき検討を加えた。その結果、以下に示す結論が得られた。

(6) DSTとDSSTより得られるせん断強度は、載荷速度とせん断機構の違いによる補正を行うとほぼ一致する。

(7) $\tau_{f(UCT)}$ と $\tau_{f(d)}$ の関係にはバラツキが大きい粘土もみられた。その理由はUCTが不攪乱試料の品質や試験時の残留有効応力に大きく左右されることによる。

(8) $\tau_{f(FVT)}$ と $\tau_{f(d)}$ の関係は、きれいな粘土とサンドシームや貝ガラを多く含む粘土で異なり、それぞれ下記の関係が得られた。

$$\tau_{f(FVT)} = (0.8 \sim 1.0) \tau_{f(d)} \quad (\text{きれいな粘土})$$

$$= (1.0 \sim 1.4) \tau_{f(d)} \quad (\text{サンドシームや貝ガラを含む粘土})$$

(9) $(q_T - \sigma'_{vo})$ と $\tau_{f(d)}$ の関係は I_p やOCRに依存せず、下記の関係が得られた。

$$(q_T - \sigma'_{vo}) = (7 \sim 16) \tau_{f(d)}$$

第5章では、有明、Bothkennar、Champlain、Drammen粘土を対象として再圧縮法による

一面せん断試験(DST)を行い、不攪乱粘土のせん断応力～ひずみ関係を調べた結果、以下に示す結論が得られた。

- (1) せん断応力～ひずみ関係は、曲線の特徴(特に破壊後の挙動)から3つのグループに分類できる。
- (2) 正規化せん断剛性率($G_{50}/\tau_{f(d)}$)は、 I_p の増加と共に減少する。
- (3) 高度にセメンテーションされている粘土(Champlain粘土)は、 $G_{50}/\tau_{f(d)}$ が大きい。
- (4) 破壊前・後の挙動における不攪乱試料と正規圧密試料のひずみエネルギー比は、Champlain粘土以外は、OCRとよく一致する。
- (5) 破壊後の挙動におけるせん断応力～ひずみ関係の分類とひずみエネルギー比/OCRは密接な関係がある。
- (6) 破壊後の挙動におけるせん断応力～ひずみ関係の分類と残留強度比($\tau_{f(r)}/\tau_{f(p)}$)は密接な関係があり、せん断応力～変位曲線がⅠ型やⅡ型に分類される地盤では進行性破壊の可能性が考えられ、設計せん断強度の決定に当たっては残留強度も考慮すべきである。
- (7) 破壊前のせん断応力～ひずみ曲線は双曲線でよくマッチングできる。
- (8) 破壊後のせん断応力～ひずみ曲線の内、Ⅲ型に分類されるものは双曲線でよくマッチングできる。
- (9) せん断応力～ひずみ曲線を双曲線法によりマッチングする場合、双曲線パラメータは、せん断応力～ひずみ曲線の分類と密接な関係がある。

次に、有明粘土とDrammen粘土を対象として実施したDSTと単純せん断試験(DSST)結果の比較検討より、試験法の違いと粘土の変形特性の関係について以下の結論が得られた。

- (10) 正規化したせん断剛性率 $G_{50}/\tau_{f(d)}$ と $G_{50}/\tau_{f(DSST)}$ はよく一致する。
- (11) 上部Drammen粘土を用いて実施した人工過圧密粘土のDSTとDSSTより得られた $G_{50}/\tau_{f(d)}$ とOCRの関係は、いずれのOCRに対してもDSTによる $G_{50}/\tau_{f(d)}$ が大きくなった。

第6章では、すべり破壊事例の調査、各種試験法によるせん断強度と一面せん断試験(DST)より得られたせん断強度の相関関係と統計的性質、安定解析用強度の決定法、安定問題へのDST結果の適用について検討を行い、以下の結論が得られた。

- (1) すべり破壊の事例調査より、破壊発生の大原因は、載荷重の設定ミスと地盤のせん断強度の設定ミスである。
- (2) DSTから得られたせん断強度とその他の試験、一軸圧縮試験(UCT)、現場ベーン試験(FVT)、コーン貫入試験(CPT)から得られたせん断強度の相関関係を比較すると、DSTとFVTおよびDSTとCPTの間の相関性は非常に高い(変動係数14～15%)。DSTとCPTの組合せにより広大なサイトにおける設計用せん断強度が低コストで決定できる期待がある。
- (3) K_o 圧密三軸圧縮試験(CKoTCT)と K_o 圧密三軸伸張試験(CKoTET)より得られたせん断強度とDSTより得られたせん断強度の関係を適用することによって、強度の異方性を考慮

することなく，DSTだけから設計用せん断強度を決定できる．

(4) Fao栈橋，Khor-Al-Zubair盛土，大黒町護岸，Banjarmashin護岸，亀田盛土の安定解析結果より，DSTを用いて設計用せん断強度を決める半沢の方法の有効性が確認された．

(5) DSTは顕著なひずみ軟化特性を示す粘土のせん断強度特性を調べるのに適している．このような粘土地盤上の盛土は進行性破壊の可能性が高いので，ピーク強度と残留強度を考慮した安定検討を行うべきである．

(6) 発展途上国で地盤調査・土質試験を外注すると，コストは安いデータの信頼性が低い場合が多々ある．これはサンプリング技術や原位置試験・室内試験技術の低さによるものと考えられる．この問題を解決するには，簡便で技術の地域的レベル格差の影響を受けない試験法を採用することが望ましい．推奨する原位置試験法としてCPT，室内試験法として三笠式一面せん断試験機によるDSTが挙げられる．

第7章では，一面せん断試験(DST)の変形問題への適用性について検討した．まず，DSTと定ひずみ速度圧密試験(CRST)結果より粘土地盤を記述する弾・粘塑性モデルに必要な入力パラメータの決定法について検討した．次に，本方法により決定された入力パラメータを用いて道路盛土の挙動解析を実施した．その結果，以下に示す結論が得られた．

(1) 試験方法が簡単で，短時間に試験結果が得られるDSTとCRSTを使用して，弾・粘塑性モデルに必要な入力パラメータが決定できる．

(2) 厚木試験盛土の解析結果では，地表面沈下と過剰間隙水圧の経時変化は実測値とほぼ一致したが，水平変位は実測値よりやや大きくなった．

(3) 柳井試験盛土の解析結果の内，全粘土層をOCR=1とした解析結果では，地表沈下と過剰間隙水圧の経時変化は，実測値とよく一致した．ただし，盛土のり尻部の水平変位は実測値よりやや大きく計算された．

第8章では，まず，技術格差の影響を最小化するサンプリング，原位置試験・室内試験法について検討した．次に，この結果に基づいて新しい調査・設計・施工管理法を提案した．最後に，本方法の適用事例として柳井試験盛土の例を紹介した．その結果，以下に示す結論が得られた．

(1) 技術格差の影響を最小化する方法として，サンプリングでは水圧式固定ピストンサンプラーを用いる方法，原位置試験としてコーン貫入試験(CPT)，室内試験として一面せん断試験(DST)が推奨される．

(2) 一面せん断強度とコーン先端抵抗の関係を事前に求めておけば，その後はCPTを実施するだけで，地盤のせん断強度や圧密度を十分な精度で推定できる．

(3) 本方法は，地盤のローカル性と技術の地域格差の影響を最小限にとどめ，調査→設計→施工管理を一貫した方法で行えるので，コスト縮減，国際化等現在我々が抱えている

課題の解決に十分適用できる。

本論文では、改良型一面せん断試験機を用いた一面せん断試験(DST)より得られた海成粘土の正規圧密状態と原位置状態の力学的特性、一面せん断試験と単純せん断試験、一軸圧縮試験および現場ベーン試験より得られた不攪乱試料のせん断強度およびコーン先端抵抗との関係を調べると共に、土構造物の安定、変形および施工管理問題への一面せん断試験結果の適用について検討し、一面せん断試験が実務的に有効であることを示した。一面せん断試験により粘土のせん断強度を評価する方法は、第8章で述べたように、品質的およびコスト的に優れ、国際化にも対応しやすいにもかかわらず、国内の港湾工事では殆ど実務に使われておらず、海外の工事(主として東南アジア)において一部使われているのみである。近年、WTO体制の下で技術の国際標準化が進められている。ODA物件に対しては日本の規準が海外で適用されることが多いし、国内の大規模プロジェクトでは外国企業の参入があるので、国内の規準であっても国際基準と整合性があることが要求される。優れた方法であっても、それを認知し、使用する国あるいは機関が多数を占めなければ国際基準には成り得ない。国内および海外諸国にDSTをベースとした方法を認知させるには、本方法を国内および海外諸国に周知させなければならない。

本方法を周知させるには、日本で開発された改良型一面せん断試験機の有用性、オーソライズされた試験方法、本方法の適用を認知した設計基準類、本方法により得られた粘土の力学的特性およびそれと他の試験方法により得られた力学的特性との関係などについて利用者に周知させなければならない。なお、本方法を海外に周知させるには、英文化し、外国の技術者に普及することが必要である。上記 ~ の事項に関する現状は以下のようである。

一面せん断試験機：三笠式一面せん断試験機は30年以上も前に開発され、日本ではその優秀性が知られているが、実務への普及率はまだ低い状態にある。それはせん断強度の評価に一面せん断試験を適用できることを明記した設計基準がなかったことによる。海外に対しては高田¹⁾が1993年にGeotechnical Testing Journalに三笠式一面せん断試験機と試験方法および試験結果について発表しているのがあるが、更に多くの発表が、各種の機会をとらえて発表されることが望ましい。その理由は、欧米では、欠点の多い従来型の一面せん断試験機の知識が幅を占めているため、一面せん断試験に対する評価が低いからである。欧米では単純せん断試験のほうがよく使われている。

オーソライズされた試験方法：試験結果の品質を高めるには、オーソライズされた試験法が必要である。地盤工学会^{2),3)}から「土の圧密定体積一面せん断(DBS-CV)試験方法」と「土の圧密定圧一面せん断(DBS-CP)試験方法」が平成9年度(1997年)に新規制定され、英訳版も同時に発表された。

DSTの適用を認めた設計基準：従来、わが国の港湾関係の設計基準⁴⁾では、粘土のせ

ん断強度は，一軸圧縮試験により評価することが記述されている．このため，わが国の地盤調査会社で改良型一面せん断試験機を保有している会社は少ない．このこともDSTの普及が遅れている原因のひとつである．明るいニュースとして，今回改訂される「港湾の施設の技術上の基準・同解説」の平成11年版⁵⁾では，「粘土のせん断強度を一面せん断試験やコーン貫入試験から評価してよい」ことが明記される予定である．これにより，国内でのDSTの普及が期待される．ODA物件や外国企業参入への対応を含めた諸外国への普及のために，この基準の英訳版が発表されることを望む．

DSTの適用性を示すデータの公表と蓄積： ， で述べたように，DSTをベースとする方法を普及する基盤が整備されつつある．これからは，本方法の有効性を示すデータを国内および海外に発表すると共に，その蓄積を計り，より利用しやすい環境を作っていくことが必要である．

参考文献

- 1) Takada,N. : Mikasa's Direct Shear Apparatus, test procedures and results, Geotechnical Testing Journal, Vol.16, No.3, pp.314-322, 1993.
- 2) 地盤工学会基準部：新規制定の学会基準案「土の圧密定体積一面せん断(DBS-CV)試験方法」と「土の圧密定圧一面せん断(DBS-CP)試験方法」について，土と基礎，Vol.45，No.1，pp.64-74，1997.1
- 3) 地盤工学会：新規制定地盤工学会基準・同解説（1997年度版），pp.14-74，1997.10.
- 4) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1989.
- 5) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1999.(発行予定)

謝 辞

本論文をまとめるにあたり，東京工業大学工学部開発システム工学科 太田秀樹教授からは，懇切丁寧な御指導を賜りました．ここに深甚なる感謝の意を表します．また，本論文の作成にあたって，東京工業大学工学部土木工学科 日下部治教授，廣瀬壮一助教授，桑野二郎助教授，竹村次朗助教授には，その内容について貴重な御助言，御指導を賜りました．ここに心から深く感謝いたします．

本研究は，東亜建設工業 技術研究所において，小生が平成3年4月から実施してきた研究成果の一部をとりまとめたものであります．東亜建設工業株式会社，土木本部および技術研究所の関係各位に深く感謝いたします．本研究に着手以来，終始一貫して，暖かい御支援をいただいた取締役技術研究所長 半沢秀郎博士に深甚なる感謝の意を表します．今回とりまとめた土質試験データの多くは，歴代の土質研究室員の努力によって得られたものであります．ここに，これらの関係者各位に対し深甚なる感謝の意を表します．