

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

辻 清¹・半沢秀郎²

¹正会員 東亜建設工業(株) 技術研究所 (〒230-0035横浜市鶴見区安善町1-3)

²正会員 工博 東亜建設工業(株) 技術研究所 (〒230-0035横浜市鶴見区安善町1-3)

軟弱な海成粘土上に土構造物を建設したり、埋立や土地造成を行う場合、計画、設計、施工管理において、地盤の安定と変形問題を適切に評価することは重要な課題である。そのためには、地盤のせん断強度や変形特性を精度よく把握する調査、試験法が要求されるが、実務的には簡便でかつ低コストであることが望まれる。本論文は、この目的に最も適した試験として一面せん断試験を取り上げ、この試験から得られた強度、変形特性を、一軸圧縮、三軸圧縮・伸張、単純せん断、現場ベーンおよびコーン貫入試験から得られた強度、変形特性との関係について、世界各地の海成粘土について得られたデータをもとに検討を加えたものである。

Key Words: *marine clay, shear strength, direct shear test, unconfined compression test, field vane test, direct simple shear test, cone penetration test, triaxial compression/extension test*

1. はじめに

軟弱地盤上に盛土や堤防などの土構造物を建設したり、埋立や土地造成を行う場合、その計画、設計、施工管理において、地盤の安定や変形挙動を適切に評価することは重要な課題である。様々な調査、試験法や解析法が提案され実用化されているが、実務的な観点からは、簡便、低コストであることが望まれる。地盤のせん断強度を求める代表的な試験として、一軸圧縮試験(UCT)と現場ベーン試験(FVT)が挙げられるが、これらの試験は地盤の性質や技術レベルの違いを含む地域特性に大きく左右され、かつ地盤の変形特性を評価する上では殆ど無力に等しい。半沢¹⁾は、このための地盤調査法、試験法として、コーン貫入試験(CPT)と一面せん断試験(DST)を主体とする方法を提案し、実際の安定問題に適用しその妥当性を実証した²⁾。しかしDSTは数々の利点を有するにも拘わらず、十分に活用されていないのが現状である。

本論文は、世界各地の海成粘土について実施したDSTより得られたせん断強度と変形特性について、

UCT, K_0 圧密三軸圧縮・伸張試験(CK₀TCT・CK₀TET), 単純せん断試験(DSST), FVTおよびCPTより得られた値と比較すると共に検討を加えたものである。

2. 一面せん断試験(DST)結果のまとめ

(1) DSTの利点

三軸圧縮試験に対するDSTの利点として、①装置が簡単、②試験が容易、③供試体が薄い板状(直径60mm, 高さ20mm)なので試料が少なくすみ、良質で均一な供試体の準備が容易、④供試体が薄い板状なので圧密時間が短い、⑤ K_0 圧密が自動的に達成できる、⑥力学的な関係が理解し易く、結果の整理もやさしい、⑦実際に最も普通に出会う2次元の安定問題と相似な変形を与えるなど、主に実用的な便利さにある³⁾。DSTの欠点は、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り、いわゆる進行性破壊を生ずるので供試体の全せん断強度は同時に発揮されないことにある。しかし高田⁴⁾は、三笠式一面せん断試験機を用いた沖積粘土のせん断過程における変形状態を写真

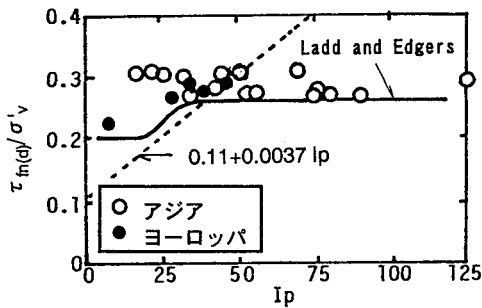


図-1 DSTより得られた正規圧密状態の強度増加率²⁾

撮影し、破壊点までは供試体の変形は均一であり、大ひずみの場合にのみ不均一さが顕著になることを示した。

(2) 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。図-1は、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。この試験ではリモールドした試料を一次圧密が完了するまで圧密した後、0.25mm/minのもとで定体積せん断に供した。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 Edgers⁵⁾ が欧米の粘土について実施した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 $\tau_{fn(d)}/\sigma'_v$ は、 $I_p \leq 10$ のヨーロッパ粘土を除き、 $I_p \geq 20$ では I_p と地域に依らず $\tau_{fn(d)}/\sigma'_v = 0.27 \sim 0.32$ とほぼ一定値を示す。DSST結果もDSTと同様な傾向を示し、 $I_p \geq 30$ では一定値を示す。 $\tau_{fn(d)}/\sigma'_v > \tau_{fn(DSST)}/\sigma'_v$ 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'_{v0}) で除した値 ($\tau_{f(FVT)}/\sigma'_{v0}$) 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ことには疑問がある。

(3) 内部摩擦角

定体積DSTから得られた正規圧密状態におけるア

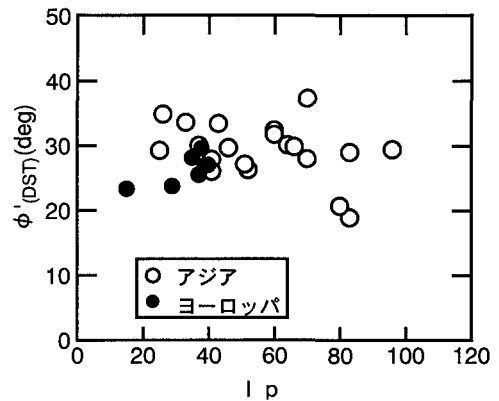


図-2 ϕ' (DST) と I_p の関係

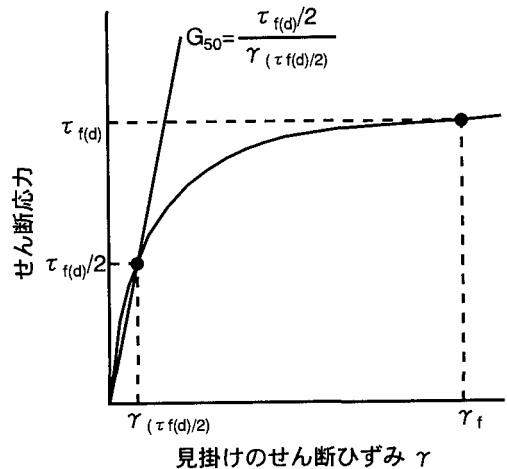


図-3 見掛けのせん断剛性率 G_{50}

ジアおよびヨーロッパの粘土の内部摩擦角

(ϕ' (DST)) を、 I_p に対してプロットした結果を図-2に示す。図に示した ϕ' (DST) はピークせん断強度時の値である。 ϕ' (DST) は、ヨーロッパの粘土については 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。

(4) せん断剛性率

高田⁴⁾ が示したように、定体積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(1)のように定義した (図-3参照)。

$$G_{50} = (\tau_{fn(d)}/2) / \gamma(\tau_{fn(d)}/2) \\ = (\tau_{fn(d)}/2) / (\delta(\tau_{fn(d)}/2) / H_0) \quad (1)$$

ここに、 $\gamma(\tau_{fn(d)}/2)$: $\tau_{fn(d)}/2$ 時点の見掛けの

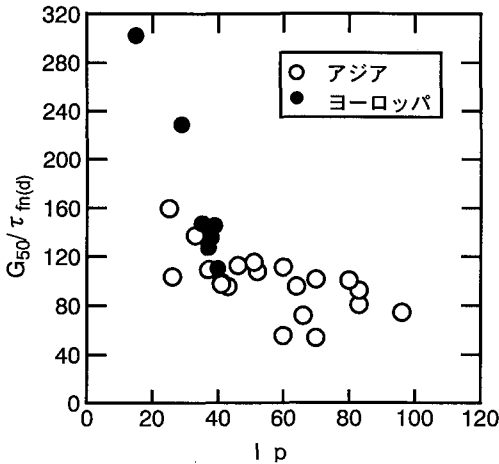


図-4 $G_{50}/\tau_{fn(d)}$ と I_p の関係

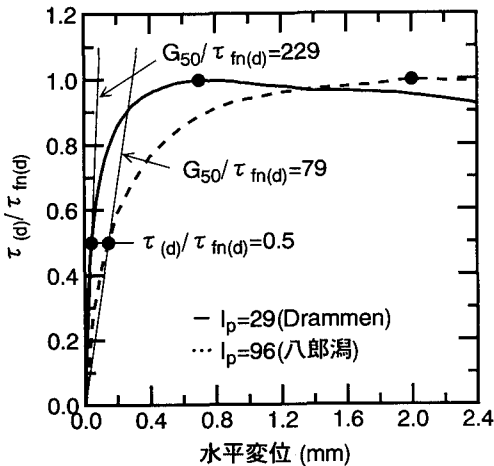


図-5 正規化したせん断応力～水平変位曲線の一例

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-4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脆性的なせん断応力～水平変位挙動を示し、 I_p の大きな高塑性粘土では延性的なせん断応力～水平変位挙動を示すため、 $\tau_{fn(d)}/2$ 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-5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。

3. 一軸圧縮試験(UCT)との比較

(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年に石井らにより横浜港高島3号棧橋の設計施工に使用されて以来⁶⁾、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 はばらつきが大きく、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⁷⁾。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、①試料採取から試験実施までの間の試料の乱れ、②地盤の強度異方性、③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、④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、⑤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⁸⁾。この中で①と④はUCTに特有の問題点であり、なかでも①の影響が最も大きい。

田中ら⁹⁾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、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。

(2) せん断強度

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UCT(載荷速度1%/min)より得られるせん断強度($\tau_{f(UCT)}$)を定体積DST(載荷速度0.25mm/min)にて求めた $\tau_{f(d)}$ に対してプロットした結果を図-6に示す。DSTは不攪乱試料を有効土被り圧 σ'_{v0} で5～10分圧密した後(一次圧密完了まで)実施された。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

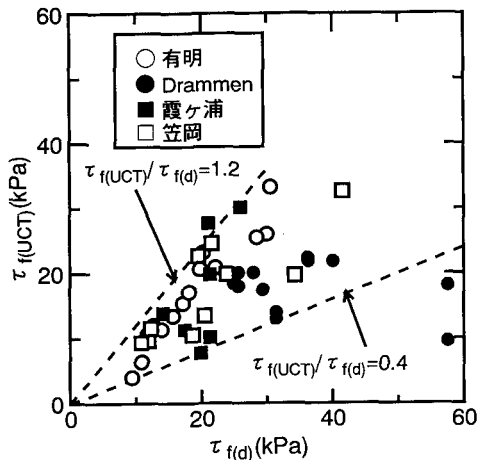


図-6 $\tau_f(\text{UCT})$ と $\tau_f(d)$ の関係

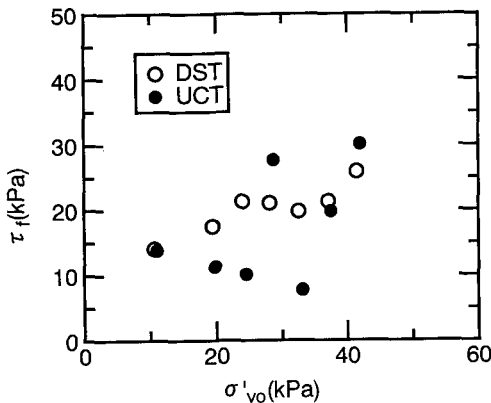


図-7 τ_f と σ'_v0 の関係(霞ヶ浦粘土)

は比較的ばらつきが小さいが、陸成粘土である霞ヶ浦粘土と低塑性粘土であるDrammen粘土でそのばらつきが顕著である。このふたつの粘土でばらつき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 $\tau_f(\text{UCT})$ を σ'_v0 に対しプロットした結果を図-7、図-8に示す。図に示すように、 $\tau_f(d)$ は σ'_v0 の増加と共に増加しているのに対し、 $\sigma'_v0=20\sim 40$ kPaでの霞ヶ浦粘土の $\tau_f(\text{UCT})$ は極端に低い値を示し、同様に下部Drammen粘土の $\tau_f(\text{UCT})$ 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、 $\tau_f(\text{UCT})$ はこれらの要因に対し極めて鋭敏であるため、ばらつき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

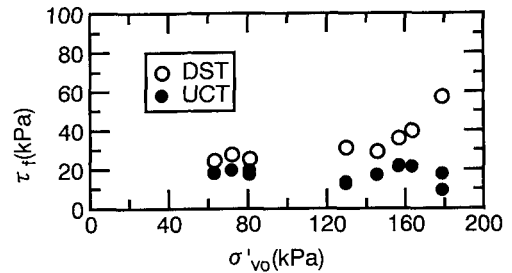


図-8 τ_f と σ'_v0 の関係(Drammen粘土)

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^{9), 10)}。このような問題に対処するには、せん断強度のばらつきの少ない試験法で、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。

4. Ko圧密三軸圧縮・伸張試験 (CKoTCT・CKoTET) との比較

(1) 三軸試験の問題点

軟弱地盤の調査に際し、代表的な試料について圧密非排水三軸圧縮試験を行うことが多いが、実際の解析にその試験結果を使用することはあまり行われていない。その理由は①試験方法が煩雑なため多くのデータが得られないこと、② q_u 法が設計に適用されてきたことなどにある。むしろ、三軸圧縮試験結果は圧密に伴う強度増加、膨張に伴う強度低下の推定に使用されてきた。しかし三軸試験よりこれらの値を求めるためには、強度増加率についてはKo圧密圧縮・伸張試験(CKoTCT・CKoTET)、強度低下についてはKo圧密・膨張試験という極めて高度な技術が要求される試験が必要でありコストも高い。本節では、アジア各地の海成粘土について実施したCKoTCT、CKoTETとDSTより得られた各種パラメータについて、今までに報告されたデータも含め報告する。

(2) 試験法

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(2)に示す状態を維持するよう σ'_v を調節することにより達成される。

$$\Delta V = A_0 \times \delta v \quad (2)$$

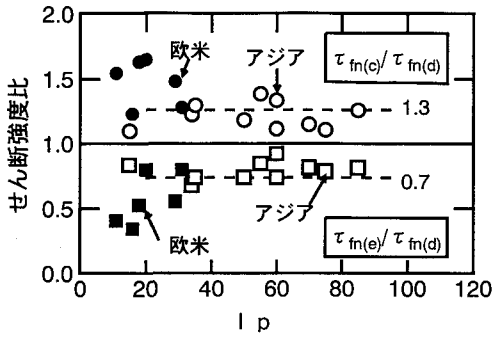


図-9 $\tau_{fn(c)}/\tau_{fn(d)}$, $\tau_{fn(e)}/\tau_{fn(d)}$ と I_p の関係

表-1 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 (P)	29	0.40	0.15	0.27
Drammen (L)	11	0.34	0.09	0.22
Surabaya	85	0.34	0.22	0.27
Banjarmasin (U)	60	0.29	0.24	0.26
Banjarmasin (L)	70	0.31	0.22	0.27
岡山 (U)	15	0.33	0.25	0.30
有明 (U)	75	0.31	0.22	0.28
柳井 (L)	50	0.32	0.20	0.27
柳井 (L)	34	0.38	0.21	0.31
桑名 (U)	35	0.35	0.20	0.27
桑名 (L)	60	0.36	0.20	0.27
夏島	55	0.36	0.22	0.26

(・ 今回の研究)

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)、圧縮・伸張 (三軸) せん断に供した。なお、三軸試験より得られるせん断強度、 $\tau_{f(c)}$ (CKoTCT) と $\tau_{f(e)}$ (CKoTET) は、 $(\sigma_{1-\sigma_3})_{max}/2$ を採用した。

(3) 強度の異方性

通常、 $\tau_{f(c)}$ 、 $\tau_{f(e)}$ および $\tau_{f(d)}$ は、CKoTCT、CKoTET および DST にて求められる。1960年代に行われた膨大な研究成果により、 $\tau_{f(c)}$ 、 $\tau_{f(d)}$ 、 $\tau_{f(e)}$ 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)に示す関係が成立することが判明している。

$$\tau_{f(c)} > \tau_{f(d)} > \tau_{f(e)} \quad (3)$$

表-1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-1より得られた

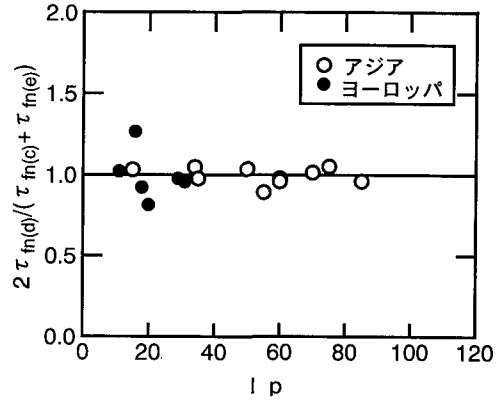


図-10 $2\tau_{fn(d)}/(\tau_{fn(c)}+\tau_{fn(e)})$ と I_p の関係

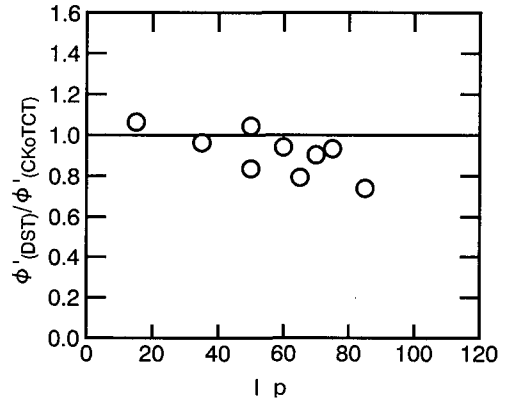


図-11 $\phi'(DST)/\phi'(CKoTCT)$ と I_p の関係

$\tau_{fn(c)}/\tau_{fn(d)}$ 、 $\tau_{fn(e)}/\tau_{fn(d)}$ と I_p の関係を図-9に示す。ノルウェーの粘土 (Vaterlad, Studenterlundn, 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(4)で表示される。

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

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

(4)

2節で述べた $\tau_{fn(d)}/\sigma'_v$ に上記の係数を乗じることにより、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-10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。 $\tau_{fn(d)}$ を用いることにより、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とを示している。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。

(4) 内部摩擦角

図-11にCKoTCTより得られた $\phi'(CKoTCT)$ (ただし、

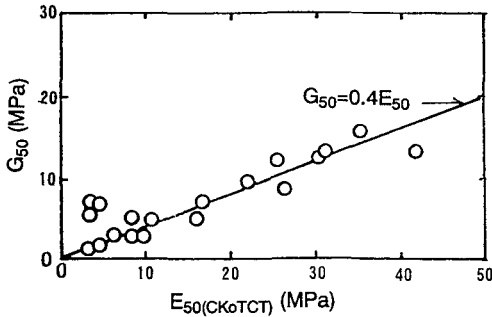


図-12 G50とE50の関係

($\sigma_1 - \sigma_3$)_{max}時)と定体積DSTより得られた ϕ' (DST)の比と I_p の関係を示す。図-11における ϕ' (DST)/ ϕ' (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、当然のことながら、 ϕ' (DST) < ϕ' (CKoTCT)となる。

(5) 変形係数

式(1)に示すDSTより求めた見掛けのせん断剛性率 G_{50} とCKoTCTから求めた変形係数 E_{50} の関係を図-12に示す。若干のばらつきが見られるものの、式(5)に示す関係が得られた。

$$G_{50} = 0.4E_{50} \quad (5)$$

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¹¹⁾の提案した弾塑性モデルを用いて太田¹²⁾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 圧密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方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、

$$E_{50}(\text{平面ひずみ条件})/E_{50}(\text{軸対称条件}) = 1.08 \quad (6)$$

DSTにおいて、

$$G_{50} = E_{50}(\text{平面ひずみ条件})/3 \quad (7)$$

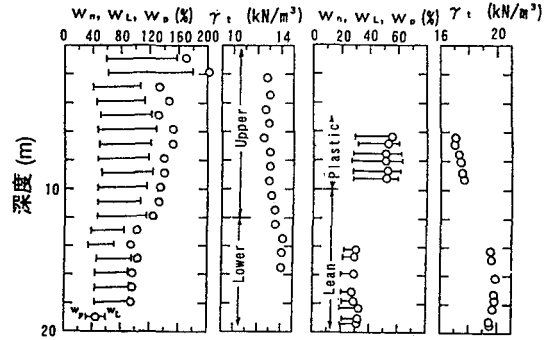
が成り立つとして、式(6)を式(7)に代入すれば、

$$G_{50}(\text{DST}) = 0.36E_{50}(\text{軸対称条件}) \quad (8)$$

が得られ、式(5)に示す実験データとよい一致を示す。

5. 単純せん断試験(DSST)との比較

DSTもDSSTも直接せん断試験の一種であり、実務および研究に使用されている。これらの試験法による粘土の強度および変形特性を比較するため、有明



(a)有明粘土

(b)Drammen粘土

図-13 物理特性

表-2 試験の諸元

諸元	DST	DSST
供試体寸法d(mm)×H(mm)	60×20	67×16
再圧密時間(min)	10	10
載荷速度(1/min)	0.25mm	0.1%

粘土とDrammen粘土を用いて一連の定体積DSTとDSSTを行った。その結果は辻ら¹³⁾により詳細に報告されているが、その概要を以下に示す。

(1) 粘土の特性

有明粘土とDrammen粘土の物理特性を図-13に示す。有明粘土は深度0~12mの上部粘土層と深度12~18mの下部粘土層に分けられ、平均 I_p は上部粘土が75、下部粘土が50である。Drammen粘土は5~10mの上部粘土(塑性粘土)と14m以深の下部粘土(リーン粘土)に分類され、それぞれの平均 I_p は、28(上部粘土)と10(下部粘土)である。

(2) 試験方法

不攪乱試料を有効土被り圧 σ'_{v0} で再圧密(圧密時間10分)した後、定体積条件でせん断した。試験の諸元を表-2に示す。

(3) せん断強度

DSTとDSSTのせん断強度の関係を図-14に示す。いずれの粘土についても下記の関係が得られた。

$$\tau_f(\text{DSST}) = 0.8 \tau_f(d) \quad (9)$$

$\tau_f(d) > \tau_f(\text{DSST})$ の原因として、式(10)に示すように載荷速度の影響と両試験のせん断機構の違いが考えられる。以下に検討を加えてみよう。

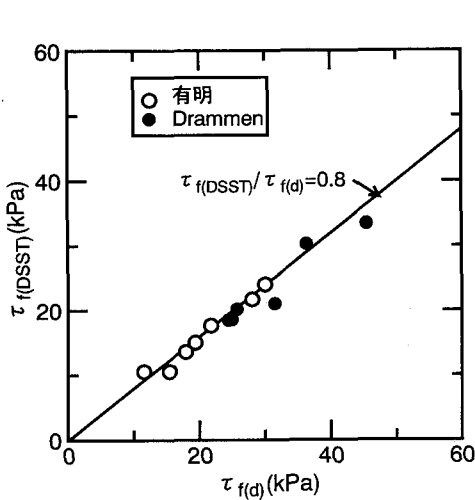


図-14 DSTとDSSTによるせん断強度

表-3 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

$$\tau_{fe(d)} = \mu_R \times \mu_M \times \tau_f(\text{DSST}) \quad (10)$$

ここに、 $\tau_{fe(d)}$ ： μ_R と μ_M を考慮した $\tau_f(\text{DSST})$ 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

μ_R は、有明粘土に対しては半沢ら¹⁴⁾が不攪乱試料のCKoTCTより求めた結果を、Drammen粘土に対してはNGI¹⁵⁾がDSSTより求めた結果を用いて決定した。 μ_M は太田ら¹²⁾が示したDSTとDSSTのせん断強度の理論式に有明粘土およびDrammen粘土の材料定数を代入して算出した。これらの μ_R および μ_M の算出過程は辻ら¹³⁾が詳細に報告している。以上のようにして求められた μ_R と μ_M を表-3に示す。これより、 $\tau_f(\text{DSST})$ と $\tau_{fe(d)}$ の関係を求めると、下記のようになり、 $\tau_f(\text{DSST})$ と $\tau_{fe(d)}$ はほぼ一致する。

[有明粘土]

$$\begin{aligned} \tau_f(\text{DSST}) &= 0.8 \tau_f(d) \\ &= 0.8 / (0.88 \times 0.87 \text{ or } 0.86 \times 0.88) \tau_{fe(d)} \\ &= (1.04 \text{ or } 1.06) \tau_{fe(d)} \end{aligned} \quad (11a)$$

[Drammen粘土]

$$\begin{aligned} \tau_f(\text{DSST}) &= 0.8 \tau_f(d) \\ &= 0.8 / (0.89 \times 0.87 \text{ or } 0.89 \times 0.88) \tau_{fe(d)} \\ &= (1.03 \text{ or } 1.02) \tau_{fe(d)} \end{aligned} \quad (11b)$$

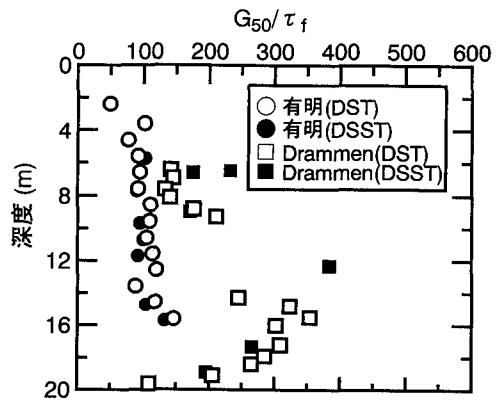


図-15 DSTとDSSTにて得られた G_{50}/τ_f

(4) せん断剛性率

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-15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る。 G_{50}/τ_f の値にはかなりの幅があるが、両試験から求められた G_{50}/τ_f はほぼ一致している。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。

6. 現場ベーン試験(FVT)との比較

FVTより得られるせん断強度($\tau_f(\text{FVT})$)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美丽な粘土では、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($\tau_f(\text{FVT})_h$)が円筒側面でのせん断強度($\tau_f(\text{FVT})_v$)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。

$\tau_f(\text{FVT})$ は式(12)で表される。

$$\tau_f(\text{FVT}) = (\tau_f(\text{FVT})_v + D/3H \cdot \tau_f(\text{FVT})_h) / (1 + D/3H) \quad (12)$$

ここに、D：ベーンの幅

H：ベーンの高さ

太田ら¹²⁾が関口と太田¹¹⁾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、

$\tau_f(\text{FVT})_v / \tau_f(\text{FVT})_h$ は式(13)で表される。

$$\tau_f(\text{FVT})_v / \tau_f(\text{FVT})_h = 1 / \sqrt{1 + 3/4 \cdot (\eta_0/M)^2} \quad (13)$$

$K_0=0.5$ 、 $\phi'=30^\circ$ とすると、 $\eta_0=0.75$ 、 $M=1.2$ となり、 $\tau_f(\text{FVT})_v / \tau_f(\text{FVT})_h=0.88$ となる。

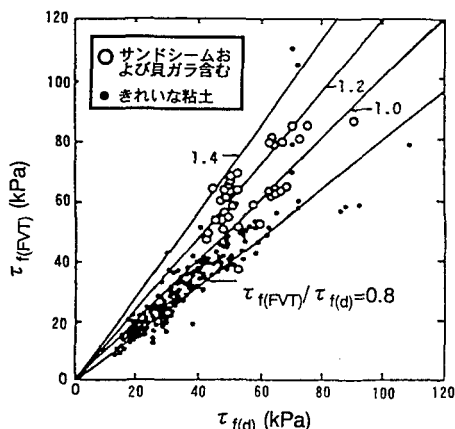


図-16 せん断強度の関係²⁾

FVTは標準型のベーン(H=2D)を用いて実施される。式(12)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(14)で表される。

$$\tau_f(FVT) = \frac{6}{7} \cdot \left(\tau_{fv} + \frac{\tau_{fh} h}{6} \right) \quad (14)$$

式(14)に示すように、 $\tau_f(FVT)$ の値はほとんど τ_{fv} によって決まる。 τ_{fh} は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-16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²⁾。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。

$$\tau_f(FVT) = (0.8 \sim 1.0) \tau_f(d) \quad (\text{きれいな粘土}) \quad (15a)$$

$$= (1.0 \sim 1.4) \tau_f(d) \quad (\text{サンドシームや貝ガラを含む粘土}) \quad (15b)$$

式(15a)に示す関係を理論的に検討するため、太田ら¹²⁾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¹²⁾の式によると、 $\tau_f(FVT) / \tau_f(d)$ は式(16)で表される。

$$\frac{\tau_f(FVT)}{\tau_f(d)} = \frac{1}{7} \left(\frac{6}{\sqrt{1+3/4 \cdot (\eta_0/M)^2}} + 1 \right) \quad (16)$$

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(15a)に示す実測結果と一致する。

$$\tau_f(FVT) = 0.90 \tau_f(d) \quad (17)$$

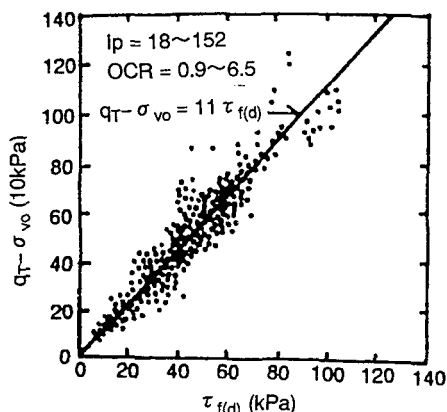


図-17 $\tau_f(d)$ と $q_T - \sigma_{v0}$ の関係¹⁶⁾

表-4 各地の粘土の N_{kt}

粘土	N_{kt}	I_p	OCR
有明	10.5	50~91	1.5~3.5
桑名	10.5	31~59	1.2~1.8
出雲	10.5	19~107	0.8~1.0
磯子	12.0	30~62	1.5~2.4
八郎潟	8.5	30~150	0.9~2.1
岡山	7.5	38~49	1.6~2.6
玉野	10.0	30~57	1.5~3.2
柳井	10.0	27~45	1.2~1.6
Surabaya	11.0	48~103	1.4~2.5

7. コーン貫入試験(CPT)との比較

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、最近では貫入中の間隙水圧と周面摩擦を電気的に計測する3成分CPTが広く使われている。本節ではアジア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 $\tau_f(d)$ 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(18)により補正する。

$$q_T = q_c + (1 - \alpha) u_d \quad (18)$$

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-17に($q_T - \sigma_{v0}$)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。

$$\begin{aligned} q_T - \sigma_v &= N_{kt} \cdot \tau_f(d) \\ &= 11 \tau_f(d) \end{aligned} \quad (19)$$

ここに、 N_{kt} ：係数

表-4に各地の粘土について得られた N_{kt} を示す。表-4には I_p およびOCRも併記した。これによると、 N_{kt} は7.5~12であり、 I_p やOCRに依存しないことが推察される。

8. 結論

一面せん断試験(DST)と一軸圧縮試験(UCT), K_0 圧密三軸圧縮・伸張試験(CKoTCT・CKoTET), 単純せん断試験(DSST), 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) 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。

(4) 式(1)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。

(5) 上記の G_{50} はDSSTより得られる G_{50} と実用上一致し, 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。

(6) $\tau_f(UCT)$ と $\tau_f(d)$ の関係には大きなばらつきが認められた。その理由として, $\tau_f(UCT)$ が不攪乱試料の品質と試験時の残留有効応力に大きく左右されることが挙げられる。

(7) $\tau_f(FVT)$ 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。

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

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

(8) $(q_T - \sigma_v)$ 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。

$$(q_T - \sigma_v) = (7.5 \sim 12) \tau_f(d)$$

参考文献

- 1) Hanzawa, H.: A New Approach to Determine the Shear Strength of Soft Clay, GEO-COAST' 91, Vol. 1, Session 1, pp. 23-28, 1991.
- 2) 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.
- 3) 土質工学会編: 土質試験法 第6編土の力学的性質の試験(II)第2章一面せん断試験, 土質工学会, pp. 433-435, 1979.
- 4) Takada, N.: Mikasa's Direct Shear Apparatus, test procedures and results. Geotechnical Testing Journal, Vol. 16, No. 3, pp. 314-322, 1993.
- 5) Ladd, C. C. and Edgers, L.: Consolidated undrained shear tests on saturated clays, Research in earth physics phase report, No. 16, Dept. of civil emgnr., Research Report, R72-83, MIT, 1972.
- 6) 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.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) 田中洋行, 田中政典, K. K. Hamouche: 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, 1996.
- 11) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clay, 9th ICSMFE, Tokyo, Proc. Specialty session 9, pp. 229-239, 1977.
- 12) Ohta, H., Nishihara, A. and Morita, Y.: Undrained stability of Ko-consolidated clays, Proc. 11th ICSMFE, Vol. 2, pp. 613-616, 1985.
- 13) 辻清, 湯怡新, T. 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/III-42, pp. 275-285, 1998.
- 14) Hanzawa, H., Fukaya, T. and Suzuki, K.: Evaluation of Ariake clay, Soils and Foundations, Vol. 30, No. 4, pp. 11-24, 1990.
- 15) NGI Internal Report 50320-1, 1972.
- 16) 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.

(1997. 5. 19受付)

A STUDY ON SHEAR STRENGTH AND DEFORMATION CHARACTERISTICS OF
MARINE CLAYS INVESTIGATED BY DIRECT SHEAR TEST

Kiyoshi TSUJI and Hideo HANZAWA

The direct shear test is one of the most suitable methods to determine the strength and deformation characteristics of marine clay. To increase the popularity of the direct shear test method, this paper presents the relation between the shear strength and deformation characteristics of marine clay obtained from direct shear test with other test such as : unconfined compression test, triaxial compression and extension tests, direct simple shear test, field vane test and cone penetration test using numerous test data.