

自然堆積した中間土の強度特性

田中洋行¹・田中政典²・土田孝¹

¹正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 土質部 (〒239 横須賀市長瀬3-1-1)

²正会員 運輸省港湾技術研究所 土質部 (〒239 横須賀市長瀬3-1-1)

地盤の設計では土を砂あるいは粘土に分類し、前者には有効応力、後者には全応力法による解析が行われることが多い。しかし、実際の地盤では、砂分を多量に含む中間土と呼ばれる土が存在し、その強度定数の設定をどのようにするか問題となっている。本研究では、宮城県石巻沖の中間土を対象として、乱さない試料を用いた室内試験、および電気式静的コーン貫入試験 (CPT) とダイラトメーター試験 (DMT) を用いた原位置試験を行った。中間土に対する従来の強度評価法は一軸圧縮試験である。サクシオン試験から中間土はサンプリング時の応力解放の影響を大きく受けるため、供試体内部の残留有効応力が著しく小さくなることがわかった。このため、拘束圧のない一軸圧縮試験では膨脹による強度低下が生じ、強度が小さく評価される。したがって、中間土の強度を求めるためには、原位置の拘束圧で圧密する再圧縮法が有効であることがわかった。

Key Words : sandy soil, unconfined compression test, in-situ test, shear strength

1. はじめに

我が国の設計法の多くは、地盤を砂あるいは粘性土と分類し、前者の地盤に対しては有効応力、後者の地盤に対しては全応力に基づく解析手法 ($\phi = 0$ 法) を用いている。このため、地盤調査方法もこの分類に従い、砂地盤については標準貫入試験を実施し、 M 値から内部摩擦角 ϕ を推定している。また、粘性土地盤については乱さない試料を採取し、一軸圧縮試験から得られた強度 q_u 値による非排水せん断強度を用いるのが普通である。ここで、対象とする土をどのように砂あるいは粘性土と分類するかが問題となる。港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁾ (以下港湾の基準とする) によると、粒径が 0.074mm 以上と定義される砂分が 80% 以上含まれる土を砂質土、それ以下を粘性土と定義している。

土、特に粘性土を q_u 値で評価してもよいという理論的背景には、サンプリングによって採取された試料には、大気圧に解放されたとしても、以前に受けていた有効拘束圧に相当する負の間隙水圧が存在していることにある。しかし、砂分が増加するにつれ、負の間隙水圧を保持する能力が減少し、極端な場合である砂から成る試料を考えると、負の間隙水圧はほぼゼロとなり、整形後の供試体の自立さえ難しくなる。試料が持つ負の間隙水圧の保持能力は、砂分の含有量が 80% を境にして急に変化するものではなく、砂分の増加に伴い徐々に減少すると考え

られる。このように、設計では地盤を砂質土あるいは粘性土の2種類に分類するが、実際の地盤ではどちらともつかない砂と粘性土の“中間”に位置する土が存在し、これを一般に中間土と呼んでいる²⁾。中瀬、他³⁾は、中間土の q_u 強度を砂分の含有量によって補正することを提案している。しかし、この補正方法でせん断強度を補正したとしても、強度を著しく過小評価していると考えられるケースが多々見受けられる。このような場合には、不必要な地盤改良を行ったり、上部構造物のタイプを変更したりするなどの不経済な設計を行うことになる。

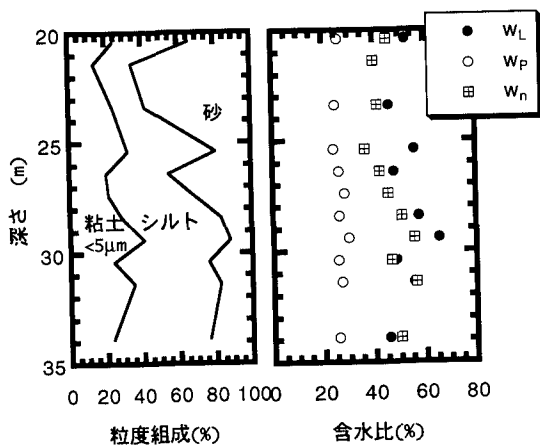
今回、中間土が堆積している海底地盤を対象として、乱さない試料を用いた種々の室内試験、および原位置試験である電気式静的コーン貫入試験 (CPT) とダイラトメーター試験 (DMT) を行った。本論文はこれらの試験結果を示すとともに、中間土に対する新しい強度決定法について考えてみる。

2. 調査地点と試験方法

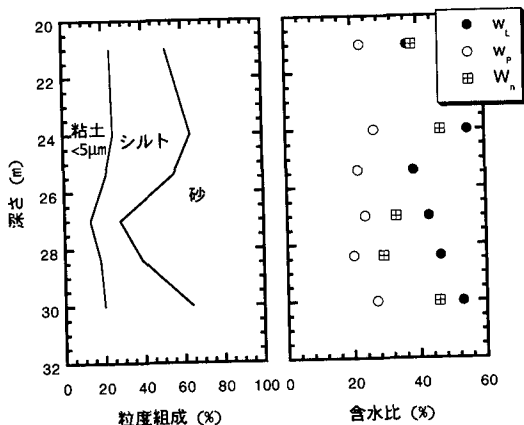
(1) 調査地点の概要

調査地点は宮城県石巻沖の海底地盤である。調査は乱さない試料を用いて種々の室内試験を行った地点 (A 地点) と、CPT および DMT を行った地点 (B 地点) であり、各々の地点は約 1km 離れている。

A および B 地点における今回の研究の対象となった中



a) A地点



b) 地点

図-1 対象となった中間土の物理特性

間土の物理特性の結果を図-1に示す。調査地点の水深はA地点が9.5m、B地点が7.6mである。両地点とも、海底面から20mまでは均一な沖積粘性土が堆積しており、今回の論文の対象となる中間土はその下にあり、その厚さはA、B地点とも約15m程度である。

(2) 試験方法

a) 室内試験

A、B地点の中間土を対象として、地盤工学会で定められた固定ピストン式サンプラーで試料を採取した。この試料を用いて以下の室内試験を行った。

① 軸圧縮試験

地盤工学会の基準に従い、直径35mm、高さ80mmの

供試体を1%/minの軸ひずみ速度で圧縮する。

② CIU試験

この試験は土田⁴⁾が提案する一種の再圧縮(recompression)法で、原位置の平均有効土かぶり圧(= $p'_{v0} + 2 p'_{h0}$)^{1/3}、ただし p'_{v0} :原位置の鉛直有効土被り圧、 p'_{h0} :原位置の水平有効土被り圧)で2時間等方圧密した後、0.1%/minで非排水せん断試験を行う。ただし、今回の実験では、静止土圧係数 K_0 を0.5と仮定したので、圧密圧力は $2/3 p'_{v0}$ となる。供試体寸法は一軸圧縮試験と同じである。

③ CK₀UCおよびCK₀UE

原位置の有効土かぶり圧で K_0 (0.5と仮定)圧密した後、非排水状態で圧縮および伸張せん断試験を行う。供試体寸法およびせん断速度はCIU試験と同じである。

④ 直接せん断試験(DS)

三等式直接せん断試験機を用いるもので、供試体寸法は直径60mm、高さ20mmである。半沢⁵⁾の提案に従い、 p'_{v0} で10min圧密したのち、等体積の条件でせん断試験を行う。せん断速度は0.25mm/minである。

⑤ サクシオン

一軸圧縮試験を始める前に試料の残留有効応力を求めるためのサクシオンを測定した。試料を整形後、空気進入量(AEV)が300kPaのセラミックスデスクの上に載せ、試料を乾燥しないように値が一定になるまで放置した^{6,7)}。

b) 原位置試験

① CPT

今回用いたCPTは地盤工学会が定めた基準に従った。すなわち、コーンの底面積は10cm²、コーンの角度は60°、間隙水圧を測定するフィルターはコーンの肩に位置している。またコーンの貫入速度は1m/minである。

② DMT

調査に用いたDMTはMarchetti⁸⁾が考案したもので、Marchettiの提案した3つのパラメーターを用いて結果を整理した。すなわち、以下の式で定義される I_D 、 K_D 、 E_D である。

材料インデックス

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

水平応力インデックス

$$K_D = (p_r - u_0) / p'_{v0} \quad (2)$$

ダイラトメーター係数

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

ここに、 p_0 , p_1 はそれぞれダイラトメーターのメンブレンが離れる時、および1.1mm離れた時の圧力である。また、 u_0 は静水圧、 p'_{w0} は鉛直有効土被り圧である。

3. 物理試験結果と原位置試験による土の分類

図-1にAおよびB地点の粒度分布に基づく土の分類とコンシステンシー値を示す。ただし、粘土の粒径は地盤工学会の基準に従い5 μm 以下としている。AとB地点とも砂分は80%以下なので、港湾の基準が定める粘性土と分類される。両地点を詳細に比較してみると、B地点の方が砂分が多少多い。このため、塑性限界 w_p は両地点ともほぼ同じであるが、液性限界 w_L および自然含水比 w_n はA地点の方が大きい。図-2にA地点の試料を対象として、27.4 mから27.8 mにかけて行った深さ2 cmごとの含水比の測定結果を示す。図から、深さが10 cm変わると w_n が10%も変化することがわかる。これは、縮粘土(varved clay)と同様に、河川によって運ばれて来た土砂の成分が季節、あるいは年によって大きく異なるために、粒度分布の異なる層が堆積するからと思われる。砂分を多く含む層では w_n が小さくなり、逆に細粒分を多く含む場合には w_n が大きくなる。通常の粒度試験やコンシステンシー試験では、必要とする試料の量はサンプリングチューブの長さにして10数cmであるので、図-2に示した w_n が変化する周期と比べるとかなりの量となる。しかもこの試験から得られた一点の値をもって試料採取の深度を代表する値としている。もし図-2のように、深さ方向に詳細に物理試験を実施すると、図-1に示したよりも w_L や w_p の値は深さ方向にかなりばらつくものと思われる。

従来行われてきた中間土に関する主な研究は、室内で粘性土と砂を混合して作成された均一な試料を用いて行った。今回の調査から、自然に堆積した中間土はミクロ的にみるとかなり不均一であることがわかった。このことは、CPTからの結果からもわかる。図-3にCPTから得られた先端抵抗 q_t とコーン貫入中の間隙水圧 u を示す。 q_t は深さに対して一定の関係になく、かなり値が変化する。そして、 q_t が大きくなる深度では必ず u が減少するのがわかる。このことより、 q_t が大きくなるのは砂分の多い排水層があるためであり、その分布状態もかなり複雑である。DMTは25cmピッチで行ったので、CPTと比べて連続性に欠けるが、それでも深さに対して値が著しく変わるのわかる(図-4)。

CPTやDMTを用いた土の分類法が、現在までに多く提案されている(例えば文献8)および9))。CPTの場合

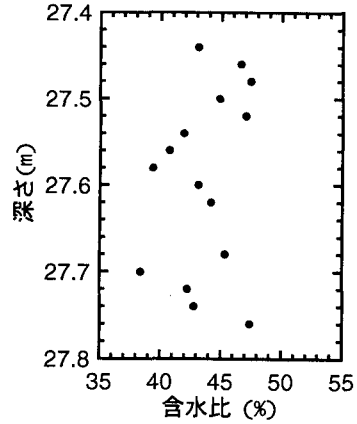


図-2 深さ2 cm ごとの含水比の変化 (A 地点)

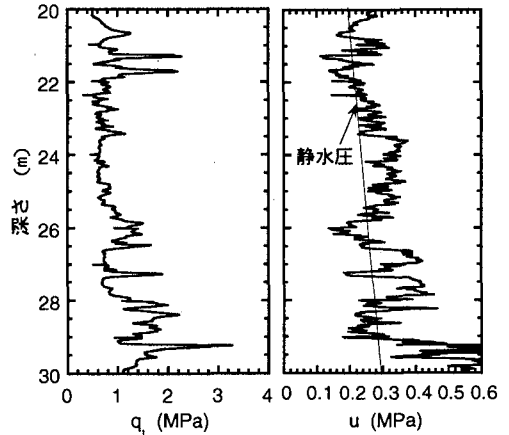


図-3 CPT から得られた中間土の特性 (B 地点)

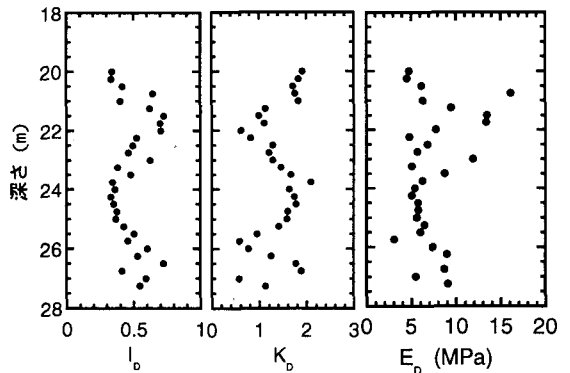


図-4 DMT から得られたインデックス (B 地点)

には q_t が小さく、大きな u が測定され、また摩擦係数 f_s を q_t で除した f_s/q_t 比が大きいと粘性土であると判断される。しかし、日本で実際の調査に使われている CPT に対して、同一地点で行った一斉試験の結果によれば、機種の違いによって f_s がかなり異なることがわかった (Tanaka¹⁰)。このため、図-3 には f_s に関する値はのせてはいない。一方、DMT による土の分類は I_D 値によるのが普通である。 I_D が大きいと砂の性質を有し、小さいと粘性土の性質を有すると判断される。Marchetti⁸⁾ の提案によれば、 I_D が 1.8 以上を砂、0.6 以下を粘土とし、その中間をシルトとしている。今回の調査でも深さ 21m から 23m、および 26m から 28m にかけて I_D が大きい。この深さの CPT の値を見てみると、 q_t が大きく、また u が静水圧より小さいのがわかる。しかし、 I_D の値は 0.6 から 0.8 で、Marchetti の提案する粘性土として分類される I_D よりわずかに大きい程度である。CPT の場合には、連続的に地盤の情報が得られ、またその値はコーン先端付近のごく限られた地盤に対するものなので、図-3 に示す値は深さによって著しく変化する。しかし、DMT の場合には水平変位を地盤に与えるメンブレンの寸法が直径 60mm と大きいので、CPT と比べてかなり広範囲の地盤に対応する値である。このため DMT によって得られる値は CPT と比べてばらつきが少なく、また CPT から砂と判断される地盤でも所々に細粒分を多く含む層があるため、値自体も砂地盤の I_D より小さくなったと思われる。図-1 b) に示す粒度分布に基づく土の分類をしてみると、深さ 26m から 28m に対する地点ではかなり砂分が多いのがわかるが、21m から 23m に相当する地点では他の地点と比べて粒度分布が特に異なるとは読みとれない。また、コンシステンシー値から、CPT や DMT から判明できる地盤の違いを認めることはできない。これからも、中間土から成る地盤の特性を明らかにする場合には、サンプリングされた試料から粒度分布やコンシステンシー値に基づく従来の地盤調査方法には限界があることがわかる。

4. 一軸圧縮強さ

A 地点で行った一軸圧縮試験から得られた非排水せん断強度 $q_u/2$ を図-5 に示す。今回の対象となった中間土の上に堆積している粘性土の $q_u/2$ も同図に示す。この地点はこの粘性土が堆積してから一度も陸化してはいなく、また周囲の状況から浸食によって土被り圧が減少してはいないと判断される。従って地質学的には今回の調査となった中間土も含めて正規圧密地盤と考えられる。上部

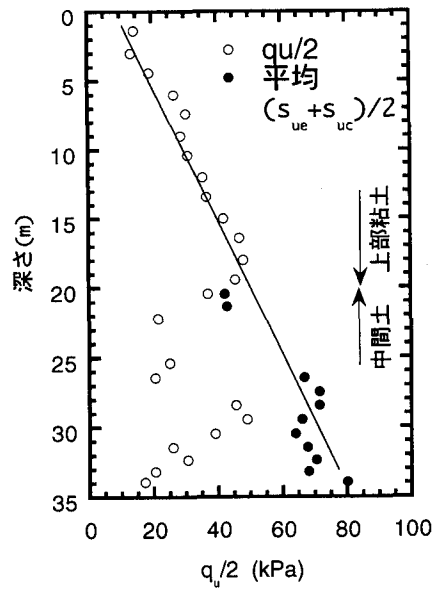


図-5 $q_u/2$ と平均強度の分布 (A 地点)

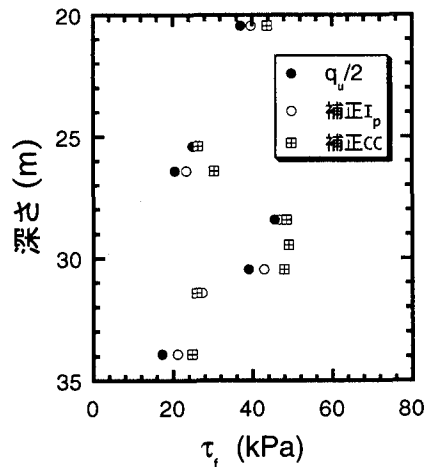


図-6 修正前と修正後の $q_u/2$ の比較 (A 地点)

の粘性土の $q_u/2$ は深さとともに増加しているが、中間土になると、 $q_u/2$ が著しく小さくなる。

中瀬、他³⁾ は砂分の含有量および塑性指数 I_p によって強度の補正方法を式(4)のように提案している。

$$\tau_f = \alpha(q_u/2) + 0.8\beta p_o \quad (4)$$

ここに τ_f は補正後の非排水せん断強度、 α 、 β は I_p

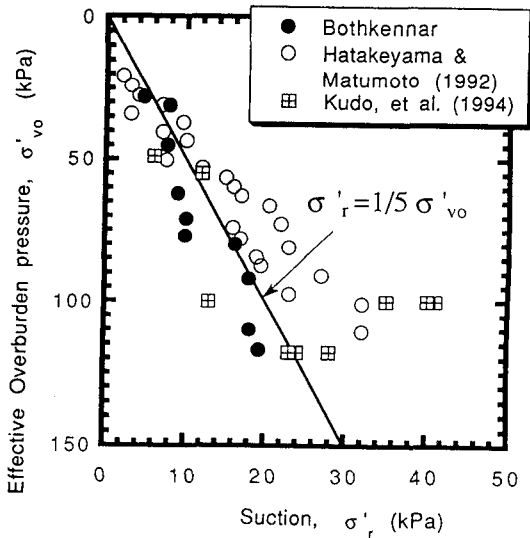


図-7 我が国の粘性土から得られたサクシオンと原位置有効土被り圧との関係 (Tanaka, 他¹¹⁾)

または粘土分(CC)含有量によって決まる値で中瀬, 他によって図示されている. また, p_{vo} は鉛直方向の全応力である.

式(4)を用いて q_u を補正した値を図-6 に示す. しかし, 例え粘土分含有量や I_p によって一軸圧縮試験から得られた強度を補正しても 10 数%しか増加せず, 上部の正規圧密粘性土と比べて, かなり小さいことがわかる.

原位置にある土要素は土被り圧による拘束を受けているが, 一軸圧縮試験では拘束圧のない状態で試験を行っている. このように試験状態が大きく異なるにも拘わらず, 一軸圧縮試験が適切な強度を与えるとする理論的な根拠の一つは, 適切なサンプリングを行えば, 供試体が大気に解放されたとしても, 供試体に負の間隙水圧が生じるために, これが有効拘束圧として働くことである. 負の間隙水圧をサクシオンとして計測する方法が提案されている (例えば文献 6), 7). Tanaka, 他¹¹⁾ は種々の研究者によって我が国の軟弱な沖積地盤の供試体に対して測定されたサクシオン σ'_r と原位置の有効鉛直応力 p'_{vo} の関係を図-7 のようにまとめている. σ'_r と p'_{vo} の関係は, もちろんサンプリング時の試料の乱れ, 静止土圧係数, 過圧密比, 深度などの多くの因子に支配されると考えられるが, 図に示すように, 概ね $\sigma'_r = (1/5 \sim 1/6) p'_{vo}$ の関係にある.

図-8 に今回の中間土に対して得られた結果を示す.

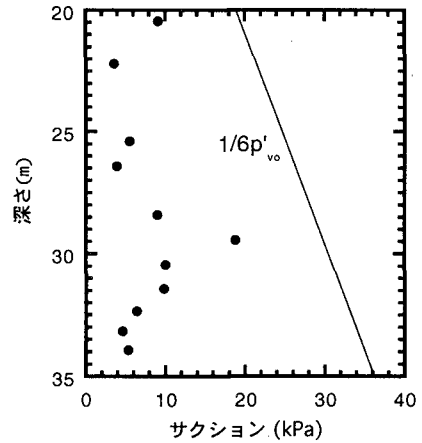


図-8 中間土で計測されたサクシオン (A 地点)

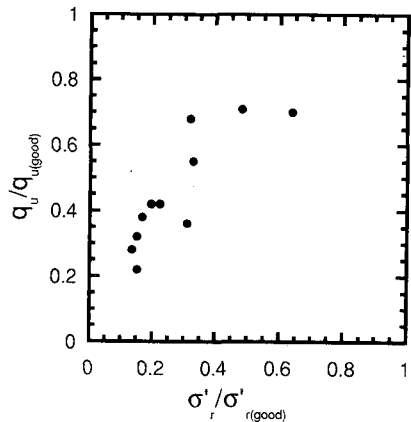


図-9 サクシオンの低下による q_u の低下 (A 地点)

通常の粘性土と比べて中間土の σ'_r が明らかに小さいことがわかり, また図-5 に示す $q_u/2$ 値と比べてみると, σ'_r が小さいほど $q_u/2$ も小さいことがわかる. すなわち, 中間土は普通の粘性土と比べて保持できる負の間隙水圧が小さいために, 試料が大気に解放されると有効拘束圧が小さくなる. これは, 吸水膨張した土の強度が小さくなる理屈と同じであり, このために一軸圧縮試験では中間土の強度が小さく測定される.

ここで, 仮に普通の粘性土と同様に中間土も適度な σ'_r を保持したと考えて, その強度を $s_{u(good)}$ とする. 中間土の正しい $s_{u(good)}$ がいくらとなるかについては本論文の大きな課題であるが, ここでは図-5 に示すように上部の粘性土と同じように連続的に深さとともに増大すると

する(図中実線で表示)。また、サンプリングされた後でも通常の粘性土と同様なサクションを中間土は保持するとし、この値を $\sigma'_{r(good)}$ の記号で表し、そしてこの値を $\sigma'_{r(good)}=1/6p'_{v0}$ とする。すなわち、中間土でも通常の粘性土と同様に $1/6 p'_{v0}$ に相当する σ'_v を保持していれば、一軸圧縮試験でも適切な $q_u/2$ が測定されたと考えるわけである。結果を図-9に示す。 $\sigma'_v/\sigma'_{r(good)}$ が小さくなるにつれ、 $q_u/2/s_{u(good)}$ が小さくなるのがわかる。すなわち、試料内のサクションが小さくなるにつれ、本来発揮する強度と比べて $q_u/2$ が小さくなる。そして、この関係は三軸試験の膨張試験で得られるカーブと類似している。

5. 再圧密による試験

(1) 一軸圧縮試験の理論的な背景

今回の調査から、中間土は負の間隙水圧の保持能力が通常の粘性土より小さいため、 q_u 値が小さくなるのがわかった。したがって、適切な強度を求めるためには、失われた負の間隙水圧に匹敵する拘束圧を供試体に加えれば良いことになる。

通常の粘性土に対して、 $q_u/2$ を設計強度として用いても良いとする理論的な根拠は、多くの研究者が指摘しているように(例えば文献4)、一軸圧縮試験で得られた値は強度を過大あるいは過小評価する種々の因子が幸運にもうまくバランスして真の強度を表しているとの意見である。これらの因子の中でも強度を大きく支配しているのは、①サンプリングによる乱れ、特に応力解放による有効拘束圧の減少、②強度の異方性、③せん断速度の影響である。

①の因子は、中間土に対するほどその影響は大きくないが、普通の粘性土でも、残留有効応力は応力解放されると図-7に示すように原位置の拘束圧より小さくなることに起因する。したがって、一軸圧縮試験の状態では有効拘束圧が原位置より小さな条件でせん断することになり、図-9に示した状態と同様に強度が膨張によって低下するので、強度が小さく評価される。②は、土はせん断面によって強度が異なる、いわゆる異方性が強い材料であることに起因する。地盤の安定を検討するためには、土の要素がどのせん断試験に相当するかを考慮する必要がある。通常安定問題では、圧縮と伸張試験の平均値が良いとされている。土の強度異方性によって圧縮強度は伸張強度より大きい、一軸圧縮試験は文字通り”圧縮”試験であるので、強度を過大に評価する。③は、一軸圧縮試験では1%/minの軸ひずみ速度で圧縮試験を行うが、この速度は実際の構造物が破壊する速度よ

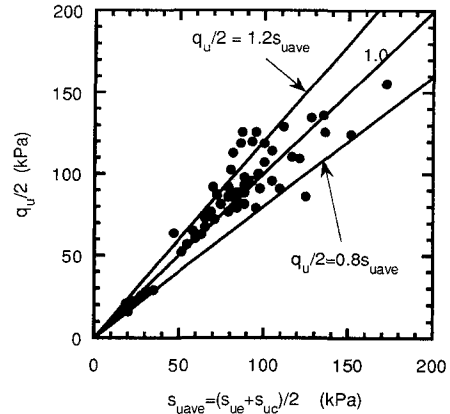


図-10 我が国の海成粘性土に対して行った $q_u/2$ と平均強度 $(s_{ue} + s_{uc})/2$ との比較

りかなり大きい。土の強度は、特に粘性土はせん断速度の減少によって強度が小さくなるので、一軸圧縮試験は強度を過大に評価する。このように、一軸圧縮試験に代わる新たな試験方法を提案する場合には、上記に挙げた3つの因子のバランスを考慮する必要がある。

(2) 平均強度

Hanzawa¹²⁾は設計に用いる非排水せん断強度として、原位置の有効土被り圧で K_0 圧密された供試体を、せん断速度0.01%/minでせん断試験から求めた圧縮と伸張強度の平均値、 $(s_{ue} + s_{uc})/2$ を提案している。著者らは、我が国の海成粘性土を対象として一連の調査を行っており(例えば文献13)、この調査から得られた $q_u/2$ と $(s_{ue} + s_{uc})/2$ の比較を図-10に示す。図からわかるように、 $q_u/2$ と $(s_{ue} + s_{uc})/2$ の間には多少ばらつきはあるものも1:1の関係にある。すなわち、我が国の粘性土については、適切な方法(例えば地盤工学会が規定している固定ピストン式サンプラーによる方法)で試料が採取されていれば(別な言い方をすれば、 σ'_v が $1/6 \sim 1/5 p'_{v0}$ であれば)、 $q_u/2$ は(1)で挙げた①、②、③の影響因子がうまくバランスしていることを図-10は示していることになる。

図-5に今回の中間土で得られた $(s_{ue} + s_{uc})/2$ を示す。 $(s_{ue} + s_{uc})/2$ 値は $q_u/2$ 値のようにばらつきが認められず、深度方向に漸増しているのがわかる。また、深度に対する強度の増加割合は上部粘性土で得られた $q_u/2$ のそれと良く一致している。一軸圧縮強度を含めて、室内試験から設計に用いる非排水せん断強度をどのように求めるか

については未だに多くの議論がある。しかし、図-5を見る限りにおいては、上部の粘性土との整合性も取れており、三軸試験を用いた Hanzawa の提案は、今回の調査の対象となった中間土にも適用できると考えられる。

(3) 土田の方法

三軸試験を用いた K_0 圧密や伸張試験は、一部の研究機関を除いて一般に行われている試験とは言い難いのが現状である。土田⁴⁾は(2)に示した平均強度に代わる簡便な方法を提案した(2. (2)の②を参照)。彼の方法は、原位置の平均有効拘束圧で等方圧密することによって、(1)で述べた①のサンプリング時の乱れ、すなわち有効拘束圧の減少による影響を解消している。また、我が国の海成粘性土を対象として数多くの試験を行い、その結果強度の異方性とせん断速度の違いである②と③の影響を考慮する補正係数を彼は提案した。すなわち、軸ひずみ速度が 0.1%/min で圧縮試験を行って得られた強度に 0.75 を乗ずれば、設計に用いられる強度となることを示した。

今回の中間土に対する土田の方法で得られた強度と平均強度 ($s_{uc} + s_{tc}$) / 2 との比較を図-11に示す。図から両者の違いには大きな違いが認められないが、平均強度の方が多少大きな傾向にある。これは、図-12の再圧縮法の圧縮および伸張試験から得られた応力-ひずみ曲線が示すように、圧縮側と伸張側のピーク強度を示すひずみ量が異なるためと思われる。図-11に示す平均強度は圧縮・伸張ともピーク強度、または伸張試験でピークがでない場合には 15%軸ひずみ時の値をとっており、これは圧縮強度のひずみに対応していない。このため、平均強度が土田の方法より大きくなったと考えられる。

(4) 直接せん断試験 (半沢の方法)

半沢⁵⁾は直接せん断試験を用いた強度評価方法を提案している。その試験方法はすでに 2. (2)の④に記した。彼の方法は供試体を p'_{vo} で圧密するので、(1)で述べた①の影響を解消することができる。また、直接せん断試験で得られた強度は圧縮と伸張強度の平均値となることが実験的に示されているので(例えば文献 14)、②の影響も考慮できる。しかし、0.25mm/min のせん断速度は実際の破壊速度より大きいので、この影響を考慮するために直接せん断試験で得られた強度を 0.85 倍とすることを半沢は提案している。

図-11 に半沢の方法で求められた非排水せん断強度 s_{ud} と、三軸試験による平均強度 ($s_{uc} + s_{tc}$) / 2 の比較を示す。図からわかるように、土田の方法と同様に平均強

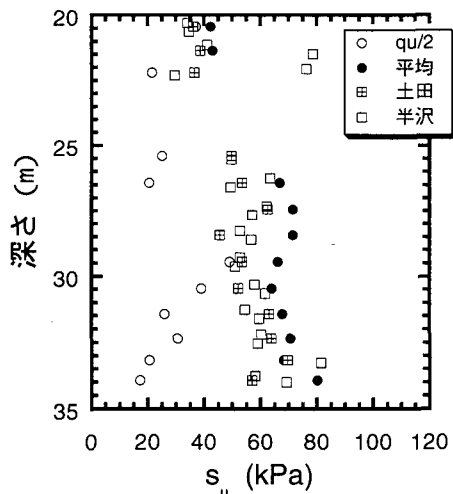


図-11 中間土に対して行われた種々の試験から得られた強度 (A地点)

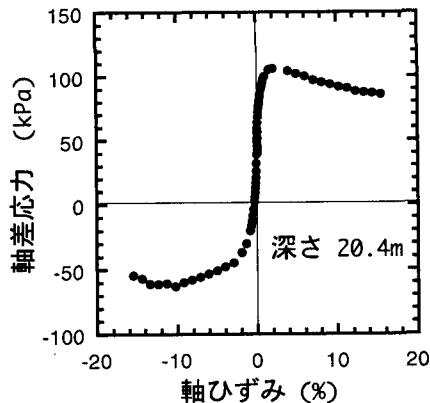


図-12 中間土で得られた圧縮および伸張試験の結果

度と比べて多少小さな値を与えるが、両者の値はほぼ一致しているのがわかる。21m 付近の s_{ud} が大きな値となっているが、これはこの付近は砂が多く、また直接せん断試験は三軸試験と比べて供試体高さが 2cm と小さいため、たまたま砂が多いところをせん断したためと考えられる。

(5) CPT による方法

CPT から非排水せん断強度 s_u を求める場合には、式(5)に示すようにコーン係数 N_{cu} が必要となる。

$$s_u = (q_t - p_{vo}) / N_{cu} \quad (5)$$

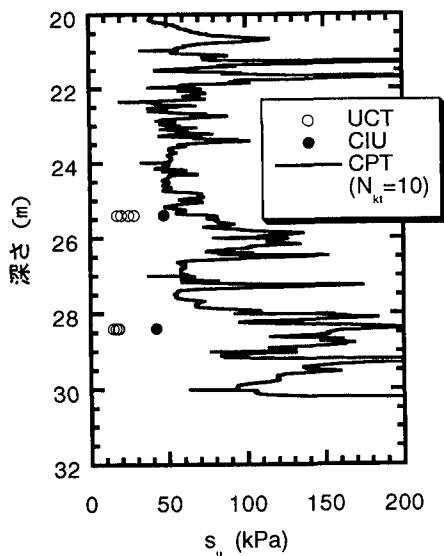


図-13 CPT から求められたせん断強度、 $q_u/2$ および土田の方法による強度の比較

ここに、 q_u は CPT で求められた先端抵抗、 p_{vo} は全応力による鉛直土被り圧である。

Tanaka¹⁰⁾は我が国の正規圧密、あるいはわずかに過圧密された海成粘性土を対象として N_{kt} を求めているが、およそ 10 が平均的な値としている。図-13 に N_{kt} を 10 とし求められた s_u を実線で示す。この地点では、 q_u 試験と土田の方法による三軸試験を行った。結果を同図に示すが、 $q_u/2$ は CPT から求められた強度と比べて著しく小さい(図中、28.5 m で多くの点がプロットされているが、いずれも一軸圧縮試験 (UCT) から求められた値である)。土田の方法によって求められた値は、25.5 m 地点では CPT からの値とほぼ一致しているが、28.5 m ではかなり小さい。これは、CPT および DMT の結果が示すように、この地盤は中間土というより砂に近く、三軸非排水試験および CPT から s_u を求める式(5)は適用できないことを示している。すなわち、 $\phi = 0$ 法の適用が無理な地盤と考えられる。

6. 中間土に対する強度の評価方法

以上述べたように、砂分を多く含む中間土の場合には試料の残留有効応力が極端に小さくなるので、大気の下での拘束圧のない状態でせん断を行う一軸圧縮試験は強

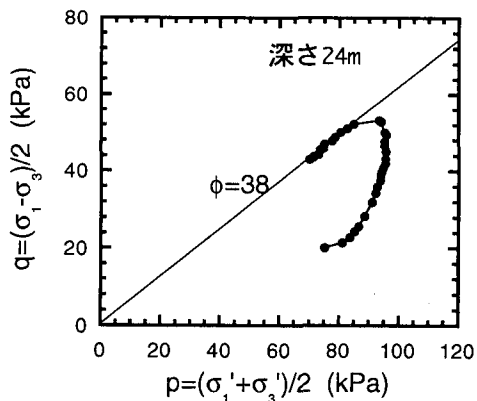


図-14 再圧縮法の三軸圧縮試験から得られた応力経路

度を過小評価する。このような土に対しては、原位置の有効拘束圧の下で圧密する再圧縮法が有効となる。現在まで粘性土に対して種々の再圧縮法が提案されているが、原位置の有効応力の下で K_u 圧密された圧縮と伸張強度の平均値、原位置の平均有効応力で等方圧密し圧縮試験を行う土田の方法、あるいは直接せん断試験を用いた半沢の方法が、今回対象となった中間土に対して有効であることがわかった。しかし、ここで注意しなくてはならない事が2つある。

一つは、図-3 の CPT の結果が示すように、今回対象となった中間土には、ミクロ的に見ると、砂を多く含む排水性の良い層が多数存在していることである。このような地盤に、果たして全応力による解析を行って良いかが問題となる。多くの教科書に書かれているように、盛り土などの応力が増加する場合では、全応力による解析を行うと圧密によるせん断強度の増加を無視することになり、不経済な設計となるが、安全側の答えを与える。しかし、掘削の場合には、除荷によって有効応力が減少するので、全応力法は危険側の答えを与える。中間土の場合には粘性土と比べて地盤全体の透水性が高いので、全応力として仮定できる時間が短いことに注意しなくてはならない。したがって、現場の条件が有効応力が増大する方向となるのか、それとも減少する方向となるのか、条件の吟味が必要となる。また、単に点だけの情報となりやすい室内試験ばかりではなく、CPT などの連続性の高い原位置試験を行い、排水層として働く砂層の有無、厚さ、傾度を把握する必要がある。

もう一つ注意しなければならない点は、今回対象とした室内試験がいずれも非排水試験であることである。非排水試験が安全側の強度を与えるのは、正の間隙水圧が

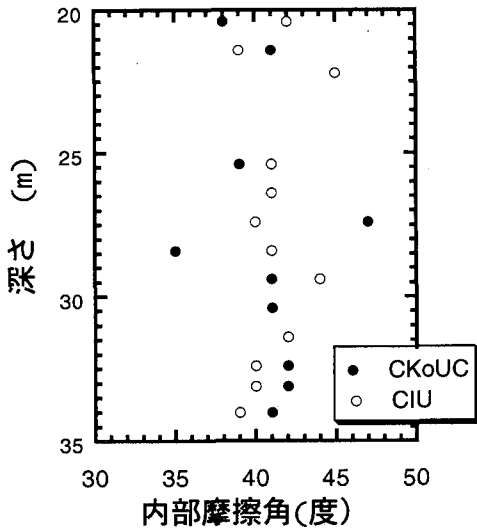


図-15 三軸試験から求められた内部摩擦角 (A 地点)

発生する正規圧密を含む過圧密比が小さな粘性土と、非常に緩い砂の場合である。過圧密度が大きな粘土や密な砂の場合には、非排水状態でせん断を行うと負の間隙水圧が生じるので、せん断中に拘束圧が増加し、排水状態より大きな強度が得られる。したがって、多くの研究者が指摘しているように（例えば文献 3）あるいは 17)), 今回検討を加えた再圧縮方法では有効拘束圧を加えて非排水せん断を行うので、得られた強度は必ず排水せん断強度より小さいことを確認する必要がある。図-14 に再圧縮法の三軸圧縮試験から得られた代表的な応力径路を示す。今回のいずれの試験でも、せん断を開始し応力径路が破壊包絡線に到達すると、正の間隙水圧が発生し有効応力が減少するダイレンシー特性が得られた。しかし、岡崎、他¹⁵⁾が行った直接せん断試験を用いた宮古中間粘土では、応力径路が破壊包絡線に到達した後、図-14 に示す応力径路とは逆に、せん断応力の増加とともに有効応力が増加する傾向が認められた。この場合には、得られた強度は排水強度より大きくなるので、排水強度を設計強度とする必要がある。図-15 に CKoU および CIU から求められた内部摩擦角 ϕ' を示す。CKoU から求められた 2 つの点を除けば ϕ' のばらつきは小さく、またその値も 40° 前後とかなり大きい。中瀬、他¹⁶⁾も、試料は粘土と砂を混合した人工試料であるが、砂含有量（原図では I_p となっているが、砂の混入量によって I_p を変化させているので砂分含有量と置き換えられる）によ

って ϕ' は変化しないことを示しており、また値も 40.3° と今回と同様な値を報告している。これが、他の中間土に対しても同様な傾向が得られるかについては、今後の研究をまたなくてはならない。いずれにしても、今回提案した再圧縮法によって得られた非排水せん断強度 s_u が、式(6)に示すせん断強度より小さいことを確かめる必要がある。

$$s_u = p'_v \tan \phi' \quad (6)$$

7. まとめ

宮城県石巻沖の中間土を対象として、種々の室内試験および原位置を試験を行い、中間土の特性を明らかにした。本論文では、特に非排水せん断強度に重点を置いて、中間土の強度評価方法について考えてみた。今回の調査で得られた主要な結論は以下の通りである。

- 1) 今回対象とした中間土は微視的にみると、砂分が多い層と粘土分が多い層とが交互に堆積していることがわかった。
- 2) 中間土の特性を適切に把握するためには、地盤の特性を連続的に捉えることができるコーン貫入試験の実施が望ましい。
- 3) 一軸圧縮試験による強度評価方法はかなり強度を過小評価する。これは、砂分が多いと、供試体の負の間隙水圧が保持できないために、有効拘束圧が小さくなるためである。
- 4) 負の間隙水圧の減少を補うために、原位置の有効応力に見合う分の拘束圧を加えると、非排水せん断強度を適切に評価することができる。
- 5) 粘性土の非排水せん断強度を求める方法として、三軸試験を用いた等方圧密圧縮試験による土田の方法と、直接せん断試験を用いた半沢の方法がある。今回の対象となった中間土は、上記の土田および半沢の方法が有効であることが確認できた。
- 6) 中間土の場合は砂層を多く含むため、全応力の適用性には慎重に検討すべきである。特に掘削の場合には、全応力解析は危険側の答えがでるので注意が必要である。
- 7) 今回実施した三軸試験では確認できなかったが、砂分を大量に含むと非排水せん断試験では、せん断中に負の間隙水圧が発生し、非排水強度が排水強度より大きくなる場合がある。したがって、三軸あるいは直接せん断試験で得られた強度が排水強度より大きくなった場合には、排水強度を設計値とする必要がある。

参考文献

- 1) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，p.173，1989.
- 2) 土質工学会：ジオテクノート2 中間土-砂か粘土か，1992.
- 3) 中瀬明男，勝野克，小林正樹：砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ，港研報告，Vol.11，No.4，pp.83-102，1972.
- 4) 土田孝：三軸試験におけ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.688，1990.
- 5) 半沢秀郎：土の一面せん断試験結果の実務への適用，土の直接せん断試験とその適用に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp.87-94，1995.
- 6) 畠山正則，松本一明：サンプリングによる乱れが強度とサクシオンに与える影響，平成4年度サンプリングシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.71-76，1992.
- 7) 工藤豊，三田池利之，橋詰哲治，津國典洋，福田文彦：サクシオンの測定による一軸圧縮試験用供試体の乱れの評価，サンプリングに関するシンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.119-124，1995.
- 8) Marchetti, S.: In situ tests by flat dilatometer, *ASCE*, Vol.106, No.GT3, pp.299-321, 1980.
- 9) Robertson, P.K.: Soil classification using the cone penetration test, *Canadian Geotech. J.*, Vol.27, pp.151-158, 1990.
- 7) Tanaka, H.: National Report -The current state of CPT in Japan, *Proceeding of International Symposium on Cone Penetration Testing*, Vol.1, pp.115-124, 1995.
- 8) Tanaka, H. Sharma, P., Tsuchida, T. and Tanaka, M.: Comparative study on sample quality using several types of samplers, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.2, pp.57-68, 1996.
- 9) Hanzawa, H.: Geotechnical properties of normally consolidated Fao clay, Iraq, *Soils and Foundations*, Vol.17, No.4, pp.1-5, 1977.
- 10) 田中洋行，田中政典：電気式静的コーン貫入およびダイラトメーター試験を用いた地盤調査方法，港湾技研資料，No.837，1996.
- 11) 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.
- 12) 岡崎圭哉，水上純一，土田孝：一面せん断試験による中間土のせん断特性，第41回地盤工学シンポジウム ---一軸圧縮試験の功罪/これに代わるもの---，地盤工学会，pp.99-104，1997.
- 13) 中瀬明男，日下部治，亀井健史，鈴木弘之：粘性土地盤の異方性と塑性指数，土と基礎，Vol.32，No.11，pp.19-24，1984.
- 14) 三笠正人：第6編 土の力学的性質の試験(II) 第1章 せん断試験概説，土質試験法(第2回改訂版)，土質工学会，pp.423-432，1979.

(1997. 4. 10 受付)

STRENGTH CHARACTERISTICS OF UNDISTURBED INTERMEDIATE SOIL

Hiroyuki TANAKA, Masanori TANAKA and Takashi TSUCHIDA

It is in general that soil is classified into sand and clay in practical design. The effective stress analysis is applied to the former soil and to the latter soils, the total stress analysis is used. In sites, however, there often exists soil intermediate between sand and clay, which is called "intermediate soil". The intermediate soil always bothers engineers how to determine its soil parameters. Laboratory and in situ tests, such as Cone penetration test (CPT) and Dilatometer (DMT) were carried out at Ishinomaki, Miyagi prefecture to know characteristics of intermediate soil. It is found from the present study that the residual effective stress in the specimen is very small due to stress release during the sampling process. Therefore, the unconfined compression test, which is the present standard test for evaluating strength of intermediate soil, measures very small shear strength. Instead of this test, recompression test, where in situ effective stresses are applied to the specimen, is effective to evaluate the strength.