

## カナダ・ケベック州ルイズビル粘土の工学的特性

### Geotechnical Properties of Louiseville Clay in Québec, Canada

田中政典 Masanori TANAKA (独)港湾空港技術研究所地盤・構造部  
 亀井健史 Takeshi KAMEI (島根大学総合理工学部)  
 小川靖弘 Yasuhiro OGAWA (島根大学総合理工学部)  
 富田龍三 Ryuzo TOMITA (興亜開発(株)関東支店)

カナダ・ケベック州 Louiseville(ルイズビル)地区の地盤工学的特性を解明するために、サンプリング、静的コーン貫入試験および原位置ベーンせん断試験を行った。また、サンプリング試料に対して物理試験、室内ベーンせん断試験、一面せん断試験および圧密試験も行った。さらに、ルイズビル粘土の堆積環境を明らかにするため、粘土鉱物の同定および塩分濃度の測定を行った。その結果、ルイズビル粘土は完新世に海中に堆積した後、侵食を受け過圧密地盤となったことが明らかになった。また、ルイズビル粘土と我が国の海成粘性土の地盤工学的特性とを比較し、その違いに珪藻遺骸の含有量が大きく関与していること示唆した。

キーワード：物理特性，せん断特性，圧密特性，ベーンせん断試験 (IGC : C06, D06)

#### 1. はじめに

地盤の工学的特性は堆積時の環境や堆積後の環境変化によって大きく異なってくる。堆積時の環境として、土が海水や汽水あるいは淡水中に堆積したのかによって地盤構造は異なる。たとえば、海水中に土が堆積する過程では土の細粒分がNaイオンの影響を受け、土は綿毛化し間隙比の大きな地盤を形成する。堆積後の環境変化としては、海水準の変動、地盤の隆起・沈降、侵食などによる地形変化、化学的变化(固結・溶脱)、二次圧密や地下水位の変動など多くの要因が考えられる。

筆者らは、地盤の工学的特性の統一的解釈について、堆積環境を考慮した地盤調査方法や試験方法に関する研究を行っている。この研究の一環として、カナダ、ケベック州、Louiseville(ルイズビル)野外実験場で地盤調査を行う機会を得たので、その工学的性質について報告する。

ルイズビル野外実験場はカナダ東部のモントリオール市とケベック市のほぼ中間にあり、St. Lawrence(セントローレンス)川の左岸に位置している。ケベック市にあるLaval(ラバル)大学が野外実験場として使用してきた場所である<sup>1)</sup>。調査位置を図-1に示す。

ルイズビル粘土はウルム氷期後期の約11,000年前の亜間氷期(前期有楽町海進に相当)に堆積した海成粘土である<sup>2)</sup>。Kenney(ケニー)<sup>2)</sup>は1960年代初期にセントローレンス川の両岸に存在するChamplain(シャンプレイン) sea clayの堆積年代を明らかにするため放射性炭素法(<sup>14</sup>C)を使用し、その結果を報告している。彼によって報告された調査地付近における海水準の変動を図-2に示す。図-2からルイズビルの地盤は、約11,000年前の亜間氷期の海水準の上昇によって堆積した後、その後が生じた海水準の低下

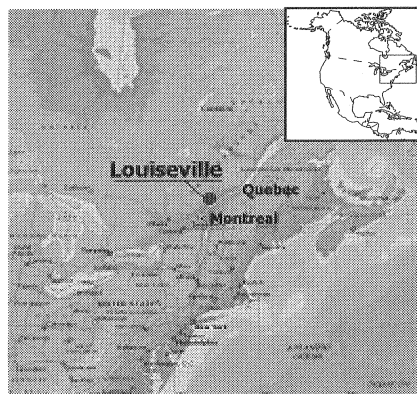


図-1 調査位置

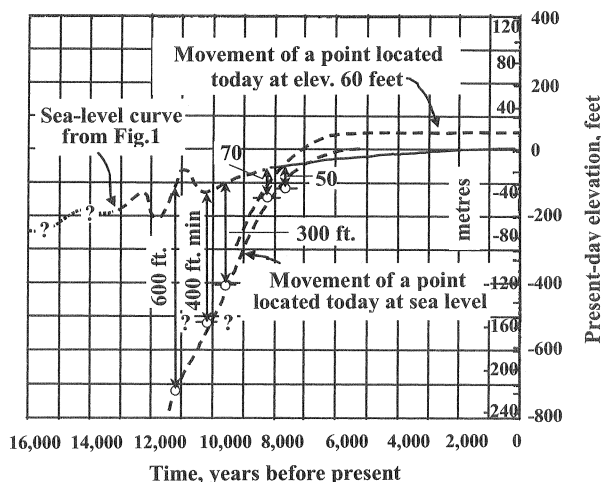


図-2 Nicoletにおける海水準の変化(出典, Kenney, 1964)<sup>2)</sup>

(亜氷期)に伴って侵食を受けたものと考えられる。また、当該地域はウルム氷期の最盛期には厚い氷河に覆われて

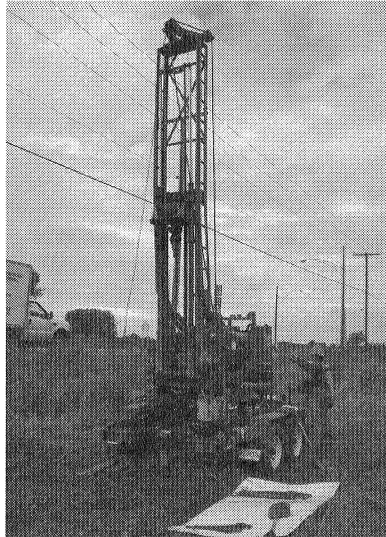


写真-1 ボーリングマシン

いたが、その後の地球温暖化によって氷河は消滅しており、地盤の隆起が生じていたものと考えられる。その地盤の隆起量は海水準の上昇量よりも速く、今から約 8,000 年前に地盤は陸化した<sup>2)</sup>。現在、調査地点の周辺は海岸段丘の地形を示している。当該地盤の特徴として、過圧密比(OCR)は 2~5 と非常に大きな値を示す。

筆者はこの地盤に対して、土のサンプリング、静的コーン貫入試験および原位置ベーンせん断試験を行った。サンプリング試料に対して、物理試験、室内ベーンせん断試験、一面せん断試験および圧密試験を行った。また、堆積環境を明らかにするために粘土鉱物の同定および塩分濃度の測定を行った。本論文では、本実験から得られた工学的特性について我が国の港湾域の粘性土との比較を行い、その特徴について検討する。

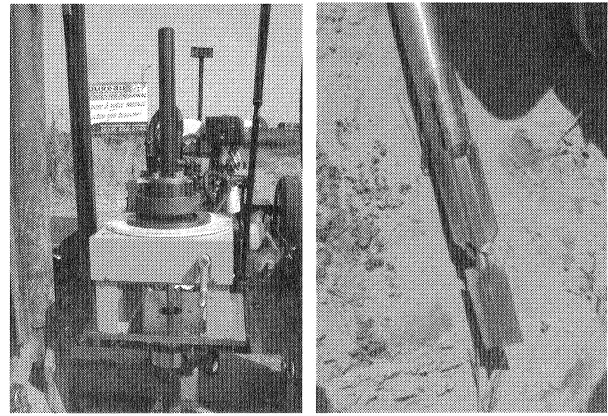
## 2. 試料採取と原位置試験

### 2.1 サンプリング

サンプリングは日本からエクステンションロッド式サンプラーを現地に持ち込み、JGS 1221「固定ピストン式シンウォールサンプラーによる土試料の採取方法」に準じて実施した。使用したボーリングマシンを写真-1 に示す。サンプリングは GL-3m から-18m まで 1m 毎に行った。

### 2.2 静的コーン貫入試験

静的コーン貫入試験(CPTU)は、先端抵抗( $q_c$ )、周面摩擦( $f_s$ )および間隙水圧( $u_d$ )を測定できる電気式静的コーン貫入試験機を使用した。 $q_c$ の容量は30MPa、 $f_s$ の容量は0.5MPa、 $u_d$ の容量は2MPaであった。CPTUはJGS 1435「電気式静的コーン貫入試験方法」によった。貫入は貫入能力98kNの押し込み専用ジャッキを使用し、貫入速度はほぼ1m/minであった。



(a)試験装置 (b)ベーン  
写真-2 原位置ベーン試験装置(手動式)



写真-3 室内ベーン試験装置

### 2.3 原位置ベーンせん断試験

原位置ベーンせん断試験は JGS 1411「原位置ベーンせん断試験方法」に基づいて実施した。ベーンせん断試験機は押し込み式を使用した。ベーンシャフトには保護管との摩擦を極力なくするために、ボールベアリング付きのセンターライザーが取り付けられている。用いたベーンの直径は 4cm、高さは 8cm である。ベーンの回転速度は  $6^\circ/\text{min}$  となるよう手動で回転を与えた。トルクはトルクリングの読み値から求めた。試験終了後、ベーンを急速に 20 回転させ、乱した地盤のベーンせん断強さを求めた。写真-2 に今回使用した原位置ベーンせん断試験機を示す。

## 3. 室内試験方法

### 3.1 室内ベーンせん断試験

室内ベーンせん断試験は、試料をサンプリングチューブに入れたままの状態ベーンを 7cm 押し込んだ後、JGS 1411「原位置ベーンせん断試験方法」に準じて試験を実施した。室内ベーンせん断試験装置を写真-3 に示す<sup>3)</sup>。同装

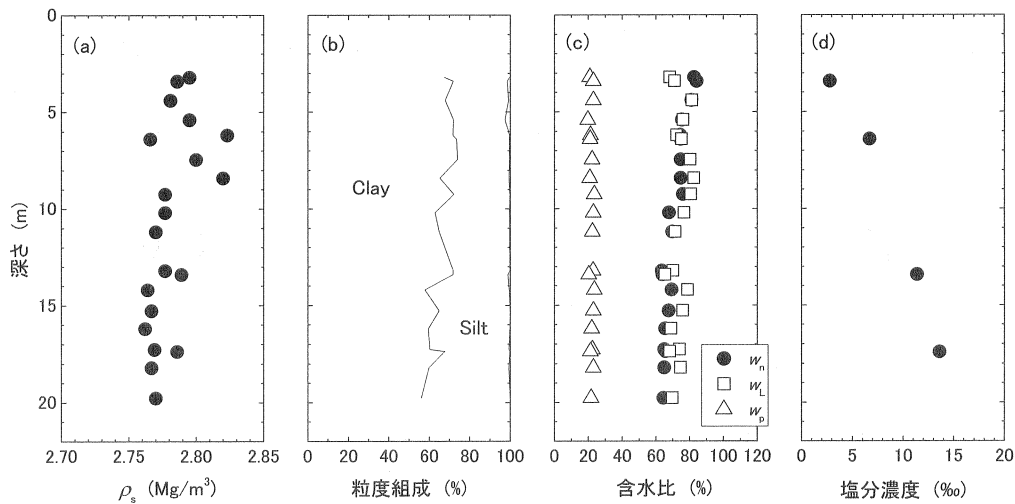


図-3 物理試験結果

置は試料押し抜き装置に室内ベーンせん断試験用の機器を取り付けたものである。今回用いたベーンの直径は1.5cm、高さは3cmである。ベーンの回転速度は $6^\circ/\text{min}$ である。トルクは荷重計による方法から求めた。試験終了後、原位置ベーンせん断試験と同様にベーンを急速に20回転させ、乱した状態で室内ベーンせん断強さを求めた。

### 3.2 一面せん断試験

一面せん断試験はJGS 0560「土の圧密定体積一面せん断試験方法」に基づき実施した。なお、圧密は有効土被り圧( $\sigma'_{v0}$ )で荷重し、圧密時間は一次圧密終了までとした。

### 3.3 圧密試験

圧密試験は、JIS A 1227「土の定ひずみ速度荷重による圧密試験方法」に従った。ひずみ速度は $0.02\%/\text{min}$ 、背圧は $98\text{kPa}$ とした。

## 4. 試験結果および考察

### 4.1 物理特性

物理試験結果を図-3に示す。土粒子密度( $\rho_s$ )は $2.762 \sim 2.820\text{Mg/m}^3$ に分布しており、我が国の海成粘性土の $\rho_s$ の平均値 $2.68\text{Mg/m}^3$ よりも大きな値を示している<sup>4)</sup>。我が国の海成粘性土の $\rho_s$ 値が小さい理由の一つとして、我が国の海成粘性土には珪藻遺骸が多く含まれていることが挙げられる<sup>5)</sup>。粒度組成については、一部にごく僅かの砂分が含まれてはいるものの、ほとんどはシルト分と粘土分で構成されている。それらのうち $5\mu\text{m}$ 以下の粘土分は $55 \sim 75\%$ 程度を占めており、深度方向にやや減少する傾向を示している。粒度組成は有明粘土とほぼ同じである。液性限界( $w_L$ )は $65 \sim 80\%$ の範囲に分布しており、深度方向にあまり変化のない傾向を示している。自然含水比( $w_n$ )は $63 \sim 85\%$ に分布しており、深度の増大に従って減少する傾向がある。多くの深度では $w_n$ 値と $w_L$ 値はほぼ同じ値を示しているが、

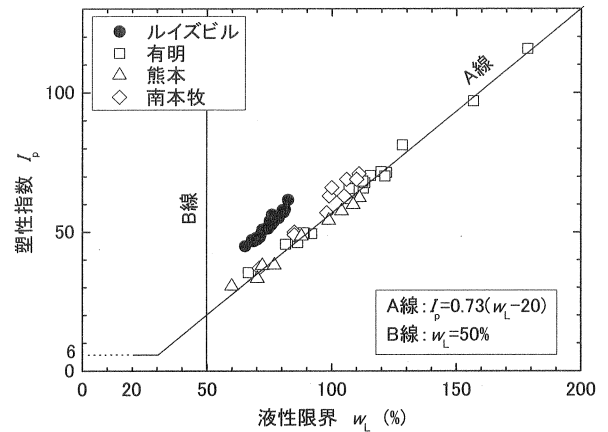


図-4 塑性図

一部の深度において $w_n$ 値は $w_L$ 値よりも大きな値を示す。塑性限界( $w_p$ )は $20 \sim 24\%$ の範囲に分布しており、深度によらずほぼ同じ値を示している。また、塑性指数( $I_p$ )は $45 \sim 62$ を示す。

図-3(d)に塩分濃度の分布を示す。塩分濃度は深度が浅くなるのに従って、 $14\%$ から $3\%$ に減少している。通常、海水の塩分濃度は $35\%$ 程度であるので、当該地盤は溶脱(リーチング)の影響を受けているものと考えられる。

主要粘土鉱物として、イライト、クロライトおよびカオリナイトが認められた。イライトおよびクロライトは上層部で、カオリナイトは下層部で卓越している。なお、膨潤性粘土鉱物であるスメクタイト等はほとんど含まれていない。

図-4にルイズビル粘土の塑性図を我が国の代表的な海成粘性土である有明粘土、熊本粘土および南本牧粘土の結果と伴に示す。ルイズビル粘土はA線とほぼ同じ傾きを持ち、その線より上側に分布しており、(CH)に分類される。我が国の3種類の粘性土は、その多くが(CH)に分類されているが、それらのデータはA線付近に分布している。また、ルイズビル粘土は我が国の代表的な3種類の粘性土と比較すると、同じ $w_L$ 値に対して $I_p$ 値は大きく現れてい

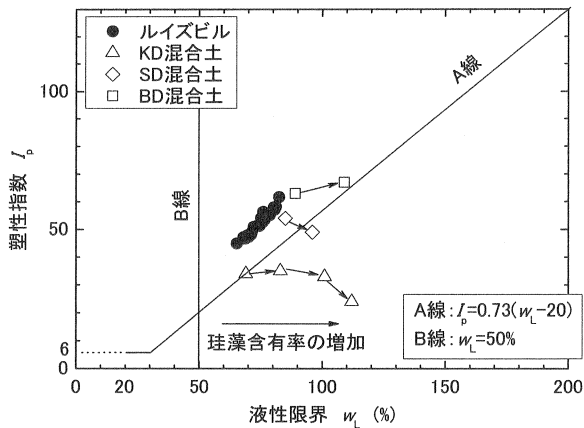


図-5 珪藻の影響による塑性図の変化

る。この理由として、我が国の粘性土には珪藻遺骸が多く含まれていることが考えられるので、珪藻含有率と塑性について検討を行うこととする。

図-5に珪藻含有率の違いが  $w_L$  と  $I_p$  に与える影響をルイズビル粘土の結果と伴に塑性図として示す<sup>5)</sup>。凡例に示した記号で、Kはカオリン粘土、Sはシンガポール粘土、Bはバンコク粘土、Dは珪藻土を示す。珪藻含有率調整試料はカオリン粘土、シンガポール粘土およびバンコク粘土に対して珪藻土を重量比で25、50、75%と混合した。KD混合土とはカオリン粘土と珪藻土の混合土、SD混合土はシンガポール粘土と珪藻土の混合土、BD混合土はバンコク粘土と珪藻土の混合土をいう。なお、使用したカオリン粘土、シンガポール粘土およびバンコク粘土には珪藻遺骸は含まれていない。

KD混合土は珪藻含有率が増加することによって、 $w_L$  値は増加していく。この時、 $I_p$  値は珪藻含有率50%まではほぼ変化せず33~35を示しているが、珪藻含有率が50%を越すと低下する傾向にある。これは珪藻含有率が50%程度まではカオリン粘土の粘性によって  $I_p$  値が維持されているものの、珪藻含有率が50%を越すと珪藻土の珪酸殻(シリカ成分)が増えるため、この影響によって  $I_p$  値は減少してくるものと考えられる。

SD混合土とBD混合土においても珪藻含有率の増加に伴って  $w_L$  値は増加し、 $I_p$  値はほぼ一定あるいは減少傾向を示している。なお、SD混合土とBD混合土は、いずれの試料においても珪藻含有率50%でNPとなった。この結果から、図-4に示したように日本の粘性土がA線付近に存在する要因として、珪藻遺骸が一つの因子であるものと考えられる。また、シンガポール粘土とバンコク粘土のような自然試料とカオリン粘土のような人工試料とでは、珪藻含有率に対する塑性の変化に大きな違いのあることがわかった。

図-6にルイズビル粘土の活性度を代表的な日本の粘性土の結果とともに示す。ルイズビル粘土の活性度( $A_c$ )は0.66~1.08を示しており、 $A_c$  値が1.0程度を示すグループと0.8程度を示すグループに大別される。 $A_c$  値が1.0程度を示すグループはカオリナイトが卓越した下部層のデー

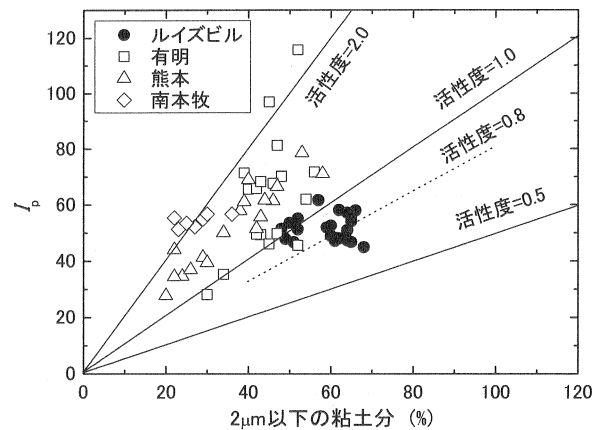


図-6 活性度

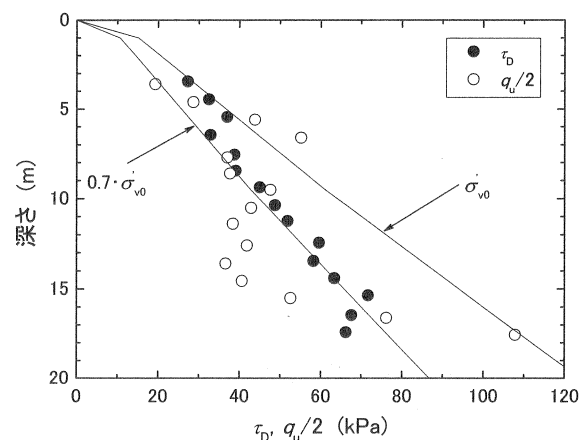


図-7 一面せん断試験結果

タであり、 $A_c$  値が0.8程度を示すグループはイライトやクロライトが卓越した上層部のデータである。このことから当該地盤の堆積環境が上層部と下層部で異なっていることが考えられる。また、ルイズビル粘土の  $A_c$  値はここに示した我が国の粘土の  $A_c$  値よりも全体的に小さな値を示しており、2 $\mu$ m以下の粘土分含有率の割に小さな  $I_p$  値を示している。この理由として、我が国の粘土の主要粘土鉱物がスメクタイトであるのに対して、ルイズビル粘土の主要粘土鉱物がイライト、クロライトやカオリナイトであることによるためと考えられる。

## 4.2 せん断特性

### a) 一面せん断試験

図-7に一面せん断強さ( $\tau_D$ )の深度分布を一軸圧縮強さ( $q_u/2$ )の深度分布と伴に示す。 $\tau_D$  値は深さ方向に増大しており、深度3~6mにおいては  $\tau_D/\sigma'_{v0}$  値は約1、深度7m以深ではその値は0.7程度を示し、過圧密粘土であることを示している。小川・松本<sup>4)</sup>によれば、我が国の過圧密海成粘性土の( $q_u/2$ )/ $\sigma'_{v0}$  値は0.4程度と報告されており、 $\tau_D/\sigma'_{v0}$  と( $q_u/2$ )/ $\sigma'_{v0}$  の違いはあるとしても、ルイズビル粘土の  $\tau_D/\sigma'_{v0}$  は非常に大きな値を示しているものと考えられる。また、 $q_u/2$  値は深度11mから16mにかけて、 $\tau_D$  値よりも30~40%程度小さな値を示した。これは一軸圧縮試験中に

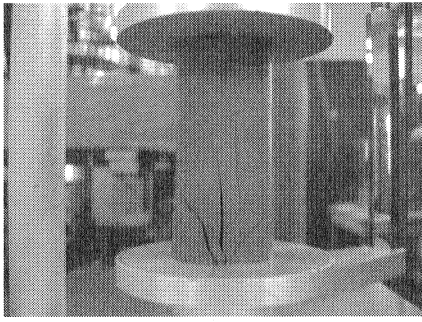


写真-4 一軸圧縮試験中に発生したクラック

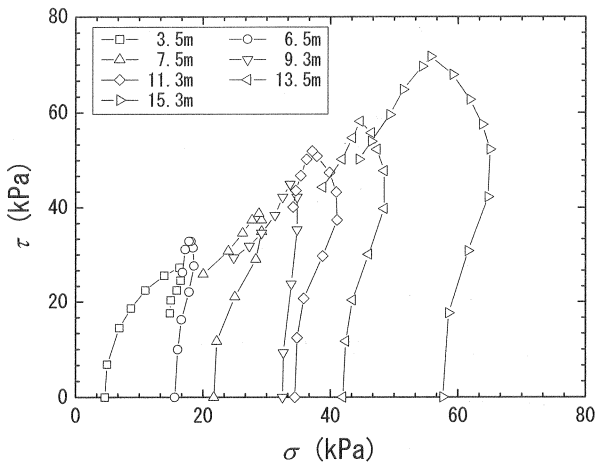


図-8 応力経路

一般の土に見られるようなせん断破壊が起こらず、写真-4に示すようなクラックが生じてしまったため、小さな  $q_u/2$  値となったものと考えられる。この結果から過圧密地盤に対して一軸圧縮試験を適用する場合には十分な検討が必要であるといえる。

図-8に一面せん断試験から得られた応力経路を示す。深度 3.5m から得られた試料の応力経路は、せん断の進行に伴ってせん断応力( $\tau$ )が垂直応力( $\sigma$ )よりも大きく増加していき、破壊点に到達した後、 $\tau$ は急激に減少する。また、その他の試料ではせん断の進行に伴って $\tau$ は急激に増加していき、破壊点に達して減少する。一方、この時の $\sigma$ はせん断の進行に伴って一時的にやや増加し、破壊点に至る前には減少に転じ、破壊点を越すとその減少傾向は大きくなる。破壊後、多くの試料の $\tau$ および $\sigma$ は破壊基準線に沿って減少する。これらの応力経路の結果は過圧密試料の挙動を示している。

b) 室内ベーンせん断試験

図-9(a)に室内ベーンせん断強さ( $\tau_{VL}$ )の深度分布を示す。不攪乱状態の $\tau_{VL}$ 値は深度方向に増加する傾向を示しており、その値は25~49kPaに分布している。 $\tau_{VF}/\sigma'_{v0}$ 値は表層部で0.9程度あり、過圧密粘土であることを示している。攪乱状態の $\tau_{VL}$ 値についても深度方向にわずかではあるが増加する傾向があり、その値は5~12kPaに分布している。図-9(b)に鋭敏比の深度分布を示す。鋭敏比は不攪乱状態の

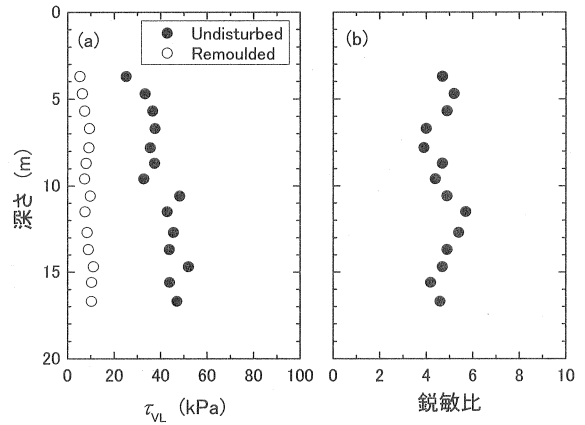


図-9 室内ベーンせん断試験結果

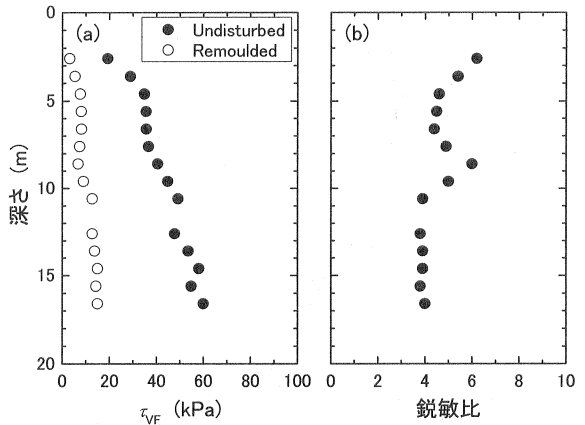


図-10 原位置ベーンせん断試験結果

$\tau_{VL}$  値を攪乱状態の $\tau_{VL}$ 値で除して求めた。鋭敏比の深度分布にはあまり変化がなく、その値はおよそ4~6を示している。

c) 原位置ベーンせん断試験

原位置ベーンせん断試験結果を図-10に示す。図-10(a)に原位置ベーンせん断強さ( $\tau_{VF}$ )の深度分布を示す<sup>9)</sup>。不攪乱状態の $\tau_{VF}$ 値は深度が増大するのに従ってほぼ一様に増加していき、その値は19~60kPaに分布している。この結果はLeroueilら<sup>1)</sup>が示した $\tau_{VF}$ 値とほぼ一致している。攪乱状態の $\tau_{VF}$ 値についても深度の増大に伴って、その値は僅かではあるが増加する傾向が見られ、3~15kPaに分布している。図-10(b)に鋭敏比の深度分布を示す。鋭敏比は室内ベーンせん断試験結果と同様におよそ4~6に分布している。この値は我が国の海成粘性土で得られた鋭敏比とほぼ同じ値を示した。しかしながら、深度2~5mの鋭敏比は、全体的に大きな値を示す傾向にある。図-3に示したようにこの深度の塩分濃度は3%程度であり、リーチングの影響を受けているものと考えられる。大坪<sup>7)</sup>は、塩分濃度の低下に伴い、鋭敏比が増加することを指摘しており、本結果を塩分濃度との観点からさらに詳しく検討する必要がある。一方、深度8~10mの鋭敏比も5~6と大きな値を示しており、この結果は鋭敏比が塩分濃度の影響のみではなく、他の因子の影響も受けていることを示唆している。鋭敏比については、鋭敏比を求めるための試験方法等

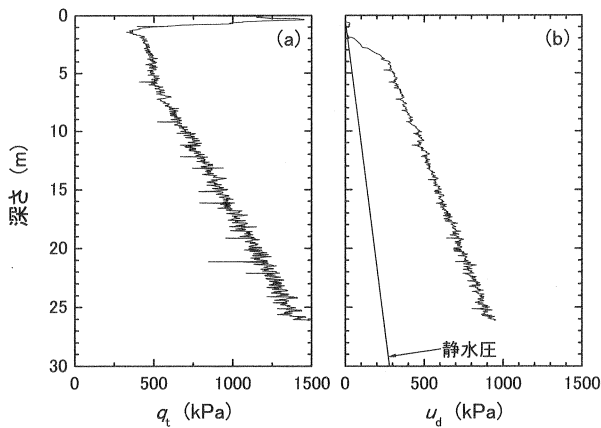


図-11 静的コーン貫入試験結果

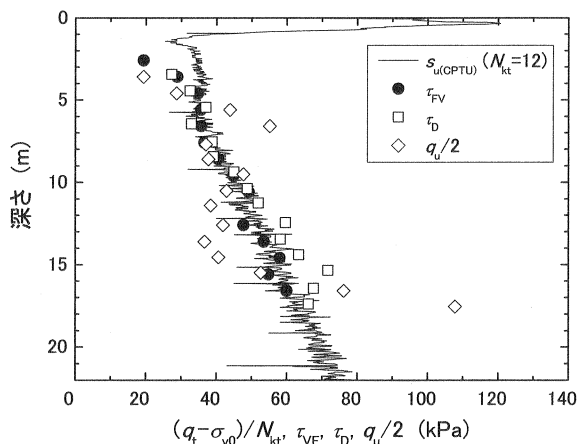


図-12 せん断強さの比較

のさらなる検討が必要であろう。

d) 静的コーン貫入試験結果

図-11 に静的コーン貫入試験結果を示す。図-11(a) は  $u_d$  で補正された先端抵抗( $q_t$ )の深度分布を示す。 $q_t$  値は深度方向にほぼ一様に大きくなっており、均質な堆積地盤であることが推察される。また、深度2m付近の $q_t$ 値は約430kPaを示しており、深度の割に $q_t$ 値が大きなことがわかる。田中ら<sup>8)</sup>が示した正規圧密粘性土の $q_t$ 値は、いずれも深度が増大するのに従って、ゼロ(表層部)から単調増加する傾向にある。一方、ルイズビルで得られた $q_t$ 値は、深度6m程度まで約500kPaを示しており、田中ら<sup>8)</sup>が示した結果とは異なる。このことは、堆積環境の違いをCPTUによって評価できることを示唆している。

図-11(b)に $u_d$ の深度分布を示す。間隙水圧の分布についても深度4m以深の場合には深度の増加に伴い、 $u_d$ 値がほぼ一様に増加していることがわかる。なお、CPTUから得られた間隙水圧係数( $B_q$ )は、0.6~0.7であり、正規圧密粘性土から得られる $B_q$ 値である0.6~0.8<sup>8)</sup>と比較してそれほど大きな違いは見られなかった。

図-12 にコーン係数( $N_{kt}$ )を12とした場合のせん断強さ( $s_{u(CPTU)}$ ),  $\tau_{FV}$ ,  $\tau_D$ および $q_u/2$ の深度分布を示す。 $N_{kt}$ の値は $\tau_{FV}$ 値を参考に決定した。 $\tau_D$ 値は $s_{u(CPTU)}$ 値および $\tau_{FV}$ 値と比

表-1 土質とコーン係数( $N_{kt}$ )

調査地点	主要粘土鉱物	地質年代	過圧密比	$N_{kt}$
ルイズビル	イライト, クロライト	完新世	2.2-4.4	12
佐賀有明	スメクタイト	完新世	1.0-1.3	10
八郎潟	スメクタイト	完新世	1.0-1.1	8
釜山	イライト	完新世	1.0-1.3	10
バンコク	スメクタイト	完新世	1.0-2.2	8
シンガポール上部層	カオリナイト	完新世	3.7-5.8	12
シンガポール下部層	カオリナイト	更新世	2.8-3.6	20
ハイフォン	カオリナイト	更新世	2.0-2.5	16

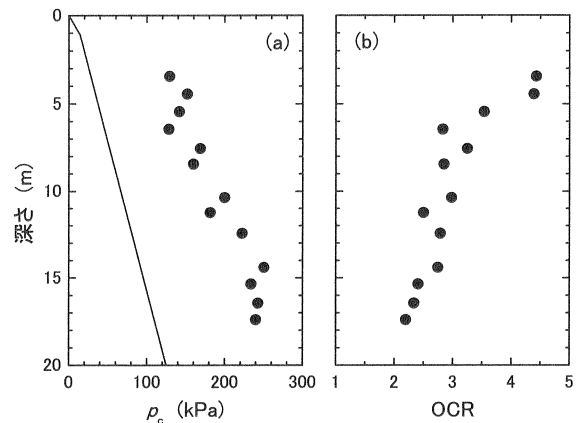


図-13  $P_c$  値と OCR の深度分布

較するとやや大きめの値を示す。 $q_u/2$  値についても  $s_{u(CPTU)}$  値および $\tau_{FV}$  値と比較すると非常に大きくばらついてはいるものの、 $N_{kt}$  値は12程度と考えられる。表-1に $q_u/2$ を基準として得られた $N_{kt}$ 値を示す<sup>9)</sup>。ルイズビル粘土は完新世に堆積した、主要粘土鉱物がイライト、クロライトである過圧密比の大きな地盤である。ルイズビル粘土の $N_{kt}$ 値は12であり完新世に堆積した地盤のそれとほぼ同じ値を示している。また、田中ら<sup>8)</sup>は我が国の正規圧密粘土の $N_{kt}$ 値は8~16としており、ルイズビル粘土から得られた $N_{kt}$ 値である12から推察すると、 $N_{kt}$ 値は正規圧密粘性土と過圧密粘性土とを区別できないことを示唆している。一方、更新世の地盤から得られた $N_{kt}$ 値は、16より大きな値を示す傾向にあり、完新世に堆積した地盤なのか、更新世に堆積した地盤なのかを判定することは可能であるものと考えられる。この理由として、更新世地盤から得られる $q_u/2$ 値は実際よりも小さめに測定されることが多いことから、結果的に大きな $N_{kt}$ 値を示すものと推察される。

4.3 圧密特性

a) 圧密試験結果

図-13(a)に定ひずみ速度載荷による圧密試験(CRS)から得られた圧密降伏応力( $P_c$ )の分布を $\sigma'_{v0}$ と伴に示す。 $P_c$ 値は $\sigma'_{v0}$ ラインよりかなり大きな値を示しており、過圧密比(OCR)の大きな地盤であることがわかる。また、 $P_c$ の分布状況から、現在の土被りより12m程度大きな土被りがあったものと推察される。図-13(b)にOCRの深度分布を示す。OCR値は深度の増大に伴って4.4から2.2へ減少している。特に、深度5m以浅のOCR値は4以上を示す。我

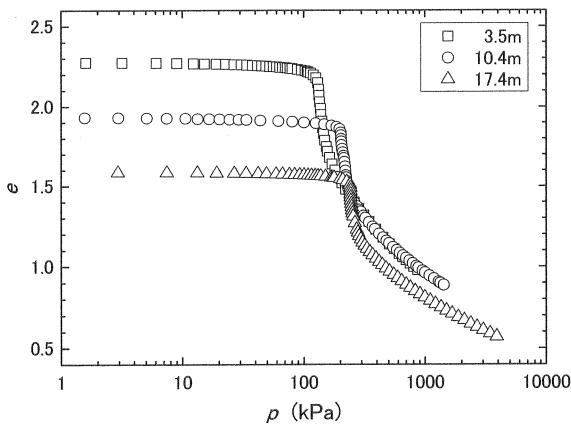


図-14 代表的な  $e\text{-log} p$  曲線

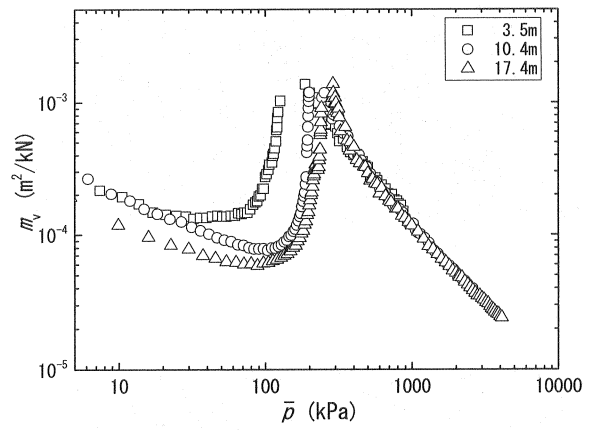


図-16 代表的な  $\log m_v \sim \log \bar{p}$  曲線

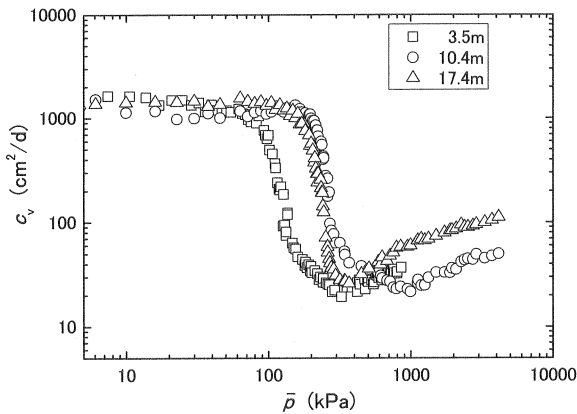


図-15 代表的な  $\log c_v \sim \log \bar{p}$  曲線

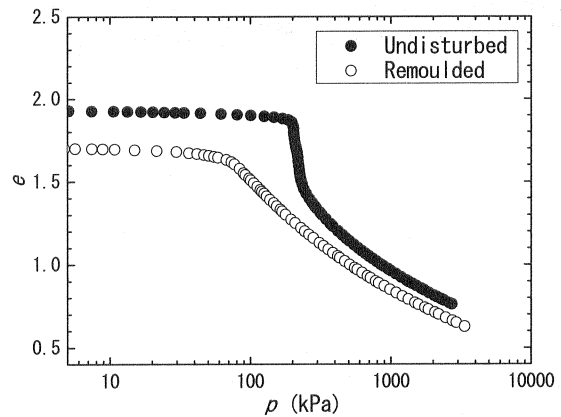


図-17 構造の違いによる  $e\text{-log} p$  曲線の変化

が国の海成粘性土地盤における OCR 値は 1.1 程度を示すことが多いので<sup>4)</sup>、ルイズビルの地盤はかなり過圧密比の大きな地盤といえる。

図-14 にルイズビル粘土の代表的な  $e\text{-log} p$  曲線を示す。深度 3.5m の試料から得られた  $e\text{-log} p$  曲線では、圧密圧力 ( $p$ ) が  $p_c$  に到達するまで、 $p$  値の増加に伴って間隙比( $e$ )は少しずつ減少していく。 $p$  値が  $p_c$  値を越すと  $e$  値は急激に減少する。圧密がさらに進行して  $p$  値が 200kPa を越した領域では  $e\text{-log} p$  曲線はある一定の勾配になる。ここで、 $e\text{-log} p$  曲線の最急勾配における圧縮指数を  $C_{c1}$ 、 $p$  値が 200kPa を越し、 $e\text{-log} p$  曲線がある一定の勾配になった時の圧縮指数を  $C_{c2}$  とすると、それぞれ 5.80, 0.75 となる。深度 10.4m および 17.4m から得られた試料の  $C_{c1}$  値もそれぞれ 7.28, 5.43 である。我が国の海成粘性土地盤の  $C_c$  値(ここでいう  $C_{c1}$  に相当)はおおよそ 1~2 であり、ルイズビル粘土の  $C_{c1}$  値が非常に大きなことがわかる。すなわち、上載荷重が  $p_c$  値を少しでも上回ると大きな沈下が生ずることが予測される。

図-15 に代表的な  $\log c_v \sim \log \bar{p}$  曲線を示す。いずれの試料の  $\log c_v \sim \log \bar{p}$  曲線においても、 $\bar{p}$  値が  $p_c$  値に到達するまでは  $c_v$  値は 1,500 $\text{cm}^2/\text{d}$  程度を示し、 $\bar{p}$  値が  $p_c$  値より大きくなると  $c_v$  値は急激に小さくなる。 $\bar{p}$  値がさらに増加すると  $c_v$  値は一旦最小値を示した後にやや上昇に転ずる。設計に用いる  $c_v$  値は正規圧密領域の平均値を取るの

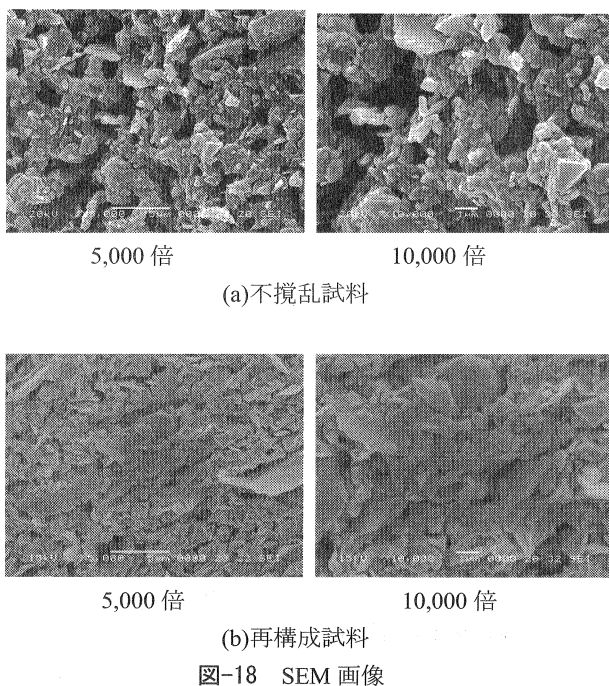
深度 3.5m, 10.4m および 17.4m の試料から得られた  $c_v$  値はそれぞれ 30, 36, 55 $\text{cm}^2/\text{d}$  である。これらの  $c_v$  値は我が国の港湾域で得られる平均的な  $c_v$  値<sup>4)</sup>である 100~200 $\text{cm}^2/\text{d}$  程度よりもかなり小さい。

図-16 に代表的な  $\log m_v \sim \log \bar{p}$  曲線を示す。いずれの試料の  $\log m_v \sim \log \bar{p}$  曲線においても、 $\bar{p}$  値が  $p_c$  値に到達するまで  $m_v$  値は緩やかな減少傾向を示し、 $\bar{p}$  値が  $p_c$  値に到達する直前に  $m_v$  値は急激に大きくなる。 $\bar{p}$  値が  $p_c$  値を越すと  $m_v$  値は、 $\bar{p}$  値の増加に伴ってその値は減少していく。 $\bar{p}$  値が 300kPa を越すとこれらの試料の  $\log m_v \sim \log \bar{p}$  曲線はほぼ一致する。 $\bar{p}$  値が 1,000kPa における  $m_v$  値は  $1.18 \times 10^{-4} \text{m}^2/\text{kN}$  である。 $\bar{p}$  値が 1,000kPa 程度の領域では、 $m_v$  値についても我が国の海成粘性土のそれとほぼ同等の値を示す<sup>4)</sup>。

#### 4.4 過圧密粘土の構造特性

##### a) $e\text{-log} p$ 曲線

ルイズビル粘土は自然地盤として非常に大きな OCR を持つ。そこで、不攪乱試料と再構成試料の違いについて、 $e\text{-log} p$  曲線の比較を行うこととする。図-17 に不攪乱試料と再構成試料の  $e\text{-log} p$  曲線を示す。再構成試料の圧密圧力は深度 10.4m に相当する土被り圧(64kPa)とした。不攪乱試料の  $p_c$  値および  $C_{c1}$  値はそれぞれ 200kPa, 7.28 であり、再構成試料のそれらは、それぞれ 73kPa および 0.85 であ



る。図からも明らかのように、それぞれの  $e$ - $\log p$  曲線は大きく異なっていることがわかる。

#### b) 微視構造

過圧密粘土の構造特性を知るために、不攪乱試料と再構成試料の構造を走査型電子顕微鏡(SEM)を使用して検討を行う。図-18にSEMから得られた画像を示す。図-18(a)は不攪乱試料のSEM画像で5,000, 10,000倍のものを示す。画像から、2~3 $\mu\text{m}$ 程度の間隙が随所に見られるが、その周りの土と土とはしっかりと結合しているように見受けられる。一方、図-18(b)に示す再構成試料のSEM画像では、間隙はほとんど認められず、土粒子がぎっしりと詰まっているかのような印象を受ける。しかしながら、図-17に示したように、間隙のある不攪乱試料の方が大きな  $p_c$  値を示しており、土の構造が工学的特性に重要な役割を果たしていることがわかる。

#### 5. まとめ

カナダ Louiseville(ルイズビル)地区でサンプリング、静的コーン貫入試験および原位置ベーンせん断試験を行った。サンプリング試料に対しては物理試験、室内ベーンせん断試験、一面せん断試験および圧密試験を行った。また、鉱物組成および塩分濃度を調べ堆積環境の検討を行った。これらの試験結果からルイズビル粘土の工学的性質について我が国の海成粘性土との比較を行った。本検討結果から得られた知見を以下に述べる。

- 1) ルイズビル粘土は海中に堆積後、陸化に伴って生じた侵食のため、堆積した土が失われ過圧密地盤となった。

- 2) ルイズビル粘土と有明粘土とを比較すると、粒度組成はほぼ同じであるのにも関わらず、塑性図においてA線よりも上方に分布しており、有明粘土よりも同じ液性限界( $w_L$ )に対して塑性指数( $I_p$ )が相対的に大きなことが明らかとなった。
- 3) 我が国の粘性土は、塑性図においてその多くがA線付近に分布しているが、この理由として珪藻含有量が一つの要因であることを示した。
- 4) 原位置ベーンせん断試験は過圧密粘性土であるルイズビル粘土に対しても有効な調査方法であった。
- 5) 静的コーン貫入試験から得られるコーン係数( $N_{kt}$ )から、 $N_{kt}$ 値は正規圧密粘性土あるいは過圧密粘性土という地盤情報を区分できないことがわかった。

#### 参考文献

- 1) Leroueil, S., Hamouche, K., Tavenas, F., Boudali, M., Locat, J., Virely, D., Roy, M., La Rochelle P., and Leblond, P.: Geotechnical characterization and properties of sensitive clay from Québec, *Proc of Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, Vol. 1, pp. 363-394, 2003.
- 2) Kenny, T. C.: Sea-level movements and the geologic histories of the post-glacial marine soils at Boston, Nicolet, Ottawa and Oslo, *Geotechnique* 14, pp.203-230, 1964.
- 3) 田中政典, 渡部要一, 亀井健史, 富田龍三: ノルウェー・オンソイ粘土の工学的性質, 地盤工学会中国支部論文報告集, 地盤と建設, Vol. 24, No. 1, pp.35-42, 2006.
- 4) 小川富美子, 松本一明: 港湾地域における土の工学的諸係数の相関性, 港研報告, Vol. 17, No.3, p.34, 1978.
- 5) 田中政典, 田中洋行, 亀井健史, 林照悟: 珪藻含有量が土の工学的性質に与える影響, 第47回地盤工学シンポジウム論文集, pp.121-126, 2002.
- 6) 三枝弘幸, 深沢健, 渡部要一, 田中政典: 自然堆積地盤の強度特性評価における原位置ベーンせん断試験の適用性, 土木学会第62回年次学術講演会講演概要集, pp.439-440, 2007.
- 7) 大坪政美: 土のコロイド現象の基礎と応用(その10), 農業土木学会誌, Vol. 67, No. 1, pp.67-73, 1999.
- 8) 田中洋行, 榊原基生, 後藤健二, 鈴木耕司, 深沢健: 我が国の正規圧密された海成粘性土の静的コーン貫入試験から得られる特性, 港湾技術研究所報告, Vol. 31, No. 4, pp.61-92, 1992.
- 9) Tanaka, M. and Tanaka, H.: An examinations and considerations on the engineering properties and the cone factor of soils from East Asian region, 2nd International Conference on Site Characterization, *Millpress*, Vol. 1, pp.1019-1024, 2004.

(2007年6月29日 受付)