

超軟弱粘土の圧縮・強度特性に及ぼす時間効果

The aging effect on the compressibility and strength properties of very soft clayey soil

金 亨 柱\* (Hyeongjoo Kim)  
吉 国 洋\*\* (Hiroshi Yoshikuni)  
中ノ堂 裕 文\*\*\* (Hirofumi Nakanodo)  
鶴ヶ崎 和 博\*\*\*\* (Kazuhiro Tsurugasaki)

キーワード：軟弱地盤／圧縮／沈下／せん断強度／時間効果（IGC：D5／D6）

1. まえがき

ポンプ搬送により超軟弱粘土を埋立地内に投入すると、投入直後の粘土の含水比は著しく高く、投入と同時に粘土粒子の沈澱が始まり、それに続いて自重圧密が進行する。この自重圧密の終了には長時間を要し、またその間に非常に大きい沈下を生じる。工期上の制約で、埋立後の比較的早い時期に、自重圧密の途中にある地盤に被覆盛土を施工することも希ではない。このような超軟弱粘土地盤の圧密速度や沈下量の予測を行うためには、自重圧密の状態や圧密特性を正確に把握することが重要であり、その予測結果は施工工程や設計土量に大きな影響を及ぼす。多くの現場実績によると、実際の自重圧密沈下量が室内試験結果に基づいた予測をしばしば下回っていることが報告されている<sup>1)</sup>が、著者らはこの理由の一つを浚渫粘土の経時的構造骨格の形成による圧縮性の減少、なわち時間効果であり、予測のために実験室で求めた圧密特性にはこの時間効果が入っていないためであると推定している。

一般に、超軟弱な浚渫粘土の自重圧密過程と強度増加過程の解析には、浚渫土と同程度の含水比を持つ攪拌試料を用いた。室内試験によって求めた圧縮、透水および強度特性が用いられ、この試験は通常1週間から10日程度の短期間で行われている。通常の粘土地盤では、土の圧縮量および強度は有効応力によって決まると考えられている。しかし、ここで取り扱う超軟弱粘土は有効応力の非常に小さい範囲での現象であり、土の骨組構造の形成における粘土粒子の電気、化学的結合力の影響や、粘土の骨組構造が形成された後の時間経過にともなう圧縮性や強度特性の変化、すなわち時間効果も無視できない問題である。

著者ら<sup>2)</sup>は、これまでに非常に軟弱な状態で形成された粘土構造の圧縮性が、時間の経過とともにどのように変化するかを調べるために、浸透圧密試験を行ってきた。しかし、浸透圧密では定常状態に近くなると容器の側面摩擦によって、一次元変形条件を保つことができなかつた<sup>2)3)</sup>。本研究では強制的に一次元変形を起すように新しく開発した低応力載荷圧密試験装置<sup>4)</sup>とペーン試験機を用いて圧縮性と強度特性を調べた。本論文ではその試験結果を報告する。

2. 試験装置および試験方法

2. 1 試料

試験には、山口県柳井市沖で採取した沖積粘性土で作成した調整試料を用いた。調整の目的は、沈降過程における分離堆積を少なくし、できるだけ一様な試料を作りたいためである。調整の方法は次のようである。まず原試料に海水を加え、含水比1000%程度のスラリー状態で十分に攪拌したのち、貝殻など大きな異物を取り除くため420  $\mu$ のふるいに通す。次いで、粘土分およびシルト分以外を除去するために74  $\mu$ のふるいに海水を注ぎ込みながら通した。こうして調整された試料を含水比を200~300%程度で保管し、試験を行う際に必要な含水比に再度調整して使用した。最終調整試料の物理的性質を表-1に示す。なお、本研究に用

\* 広島大学大学院建設構造工学科博士課程後期 \*\*広島大学工学部第四類建設構造 教授

\*\*\* 復建調査設計(株)

\*\*\*\*広島大学大学院建設構造工学科博士課程前期

表-1 粒度調整した柳井粘土の物理的性質

液性限界	塑性限界	塑性指数	比重
10.6%	3.7%	6.9	2.68

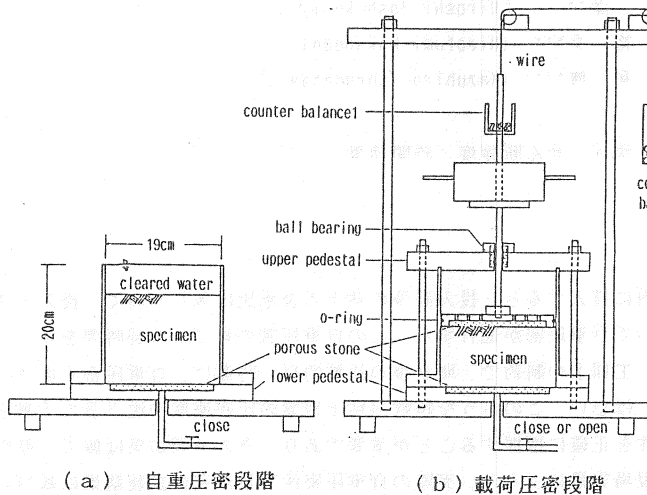


図-1 載荷圧密試験装置

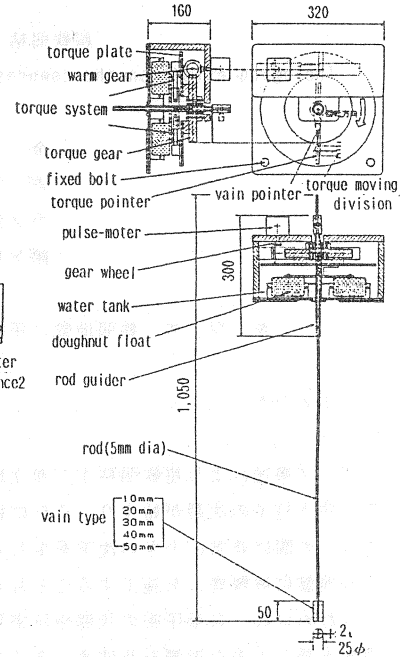


図-2 超軟弱粘土用ベーンせん断試験装置

いた海水は天然海水であり、広島県呉市の海岸で採取した。

### 2.2 低応力圧密試験装置

試験装置の詳細を図-1に示す。載荷試験を自重圧密過程に引き続いて行うため、試験装置は2種類に分かれる。同図(a)は、自重圧密過程において使用するものである。図(b)は、自重圧密終了後に行う載荷圧密の試験装置である。ボールベアリングによって鉛直方向に自由に動く加圧板のついた上蓋が、セルフロックに固定されたものである。また加圧板には排水を行うためのポーラスストーンと試料の吹き出しを防ぐとともに側面摩擦を低減するためリングが取り付けられており、加圧板自体の重さが滑車を介して連結された重錘により平衡できる構造になっている。

### 2.3 ベーンせん断試験機

図-3に示すように、同試験機は粘土の強さに応じ5種のベーンが付け替え可能で、1mまでの任意深度にセットできる。また試験装置は、設定された一定の回転角速度(通常回転ひずみ速度 $1^\circ/\text{秒}$ )で駆動され、そのときの回転速度、角度およびトルクが測定できる装置で構成されている。この超軟弱粘土用ベーンせん断試験機の特徴は、駆動装置に発生する軸受けの摩擦を軽減させて駆動トルクノイズを減少させるフローティング機構と、超低トルクを検知するためカンチレバー式トルク計を装備していることである。

### 2.4 試験方法

(1) 準備: まず試料の含水比を500%に調整して均質になるようによく攪拌し、そして自重圧密から載荷圧密試験への一連の試験に対し、セルを2本用意し、初期高さ20cmになるよう試料を投入した。1つは自重圧密後、載荷圧密試験を行うものであり、もう1つは載荷圧密開始時の含水比とベーンせん断強度を測定するためのものである。

(2) 自重圧密過程：セットした試料をそのまま放置して自重圧密させ、試料の初期高さからの時間～沈下量を測定する。このとき、セル底のバルブは閉じて、非排水にしておく。このようにして測定した時間～沈下量曲線に log t 法 (カサグランデ法) を適用して自重圧密終了の時期を決定する。

(3) 載荷圧密過程：自重圧密が終了した後試料の上澄液を除去し、加圧板およびダイヤルゲージを設置する。このとき加圧板のリングおよびセルの内側には摩擦を少なくするためにあらかじめシリコングリースを塗っておいた。そして加圧板を、おもりを使いながら粘土上端部に接するように設置し、0.1kgf/cm<sup>2</sup>の応力を載荷した。その際は前述した通り、もう一つのセルで載荷開始時の含水比を測定しておく。また、排水条件は両面排水であり、沈下量はダイヤルゲージで測定した。

(4) 含水比分布測定：2つのセルを用いて載荷圧密開始時および載荷圧密が終了した時点で試料の含水比分布を測定した。また、浚渫粘土のような液状粘土の含水比測定の場合、水に含まれる塩分により誤差が生じるため塩分補正を行った<sup>5)</sup>。

(5) ベーンせん断強度測定：各々の供試体に対して載荷圧密開始時と載荷圧密終了後のベーンせん断強さを測定した。その測定方法は、ベーンを供試体の所定の深度まで貫入させ、回転角速度 1°/秒のひずみ制御のもとでせん断した。このときのベーンの回転角度とトルクを微小荷重変換器で検出し、検出された値を次式に代入し、せん断強さ  $\tau_u$  を求めた。

$$\tau_u = \frac{M_{max}}{\pi (D^2 H / 2 + D^3 / 6)}$$

ここで、 $M_{max}$  : 最大トルク (g · cm)

D : ベーンの直径 (cm)

H : ベーンの長さ (cm)

表-2 にベーンせん断試験、含水比測定、載荷圧密等の試験条件を示す。ここで放置期間とは、自重圧密を開始してから載荷圧密を開始するまでの時間である。

表-2 各供試体の試験と放置期間

試験 放置 時間(day)	ベーンせん断試験・含水比分布測定	
	自重圧密	載荷圧密(4 day)
15	Case 1	
24	Case 2	Case 6
31	Case 3	Case 7
38	Case 4	Case 8
45	Case 5	Case 9

### 3. 実験結果及び考察

#### 3.1 埋立粘土の沈降様式

一般に液状粘土の沈降には図-3のような沈降過程が予想される。

すなわち懸濁液は時間経過に従って上澄液層 (A) を残して境界面が次第に低下するが、その間、含水比一定な等速沈降層 (B) と不連続状態層 (C)、圧密沈降層 (D) の領域が表れる。等速沈降層

(B) は終始懸濁液の初期含水比と同一であると考えられるので、

この部分が消失するまで懸濁液の沈降速度は一定である。これについて今井<sup>5)</sup>はカオリン、大阪粘土の沈降過程における各部の含水比を測定し、深さによって含水比の変化のない B 層に相当する部分の

存在を示している。また圧密沈降層 (自重圧密) における状態は各粒子が緩やかに互いの上に積み上げられていると考えられる。すなわち、過剰間隙水圧が存在しなくなるまで圧密され、個々の凝集粒子の干渉沈降は終了した状態となる。そして、ある時点からは沈降速度の非常に遅いクリープ変形の状態になる。本研究の場合、初期含水比  $w_0 = 500\%$  であるため、前述したような初期の3層は短時間で消失し、三笠<sup>6)</sup>が指摘したような、狭義の圧密 (自重圧密、D層) へと移行していくと考えられる。

#### 3.2 圧縮に関する結果と考察

図-4 に自重圧密および載荷圧密試験の結果を示す。自重圧密過程での各ケースの沈下曲線はほぼ一致しており、各試料のばらつきは少ないといえる。また、自重圧密のクリープ過程において二次圧縮が生じたがその量は小さかった。自重圧密終了後の経過時間が異なるケース 2~5 に対して載荷圧密試験 (ケース 6~

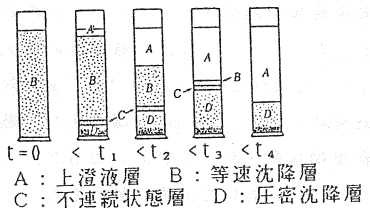


図-3 懸濁液の沈降過程

9)を行った。その結果、各ケースとも載荷圧密を開始して4日程度で一次圧密はほぼ終了した。前回の報告<sup>2)</sup>では、載荷応力 $0.05\text{kgf/cm}^2$ で圧密した場合、自重圧密終了後の放置期間が長いほど総沈下量は小さくなるという結果が得られ、これは海水と粒子間の反応により生成される物理化学的結合力の影響であると指摘した。今回はこの影響、すなわち、時間経過に伴い強度が増加するシキソトロピー現象が載荷応力を大きくした場合でも生じるかどうかを検討するために載荷応力 $0.1\text{kgf/cm}^2$ で圧密試験を行った。その結果、図-4に示すように全体的に総沈下量の差はみられなかった。これは載荷応力がある程度大きくなると、自重圧密過程において、シキソトロピー現象により生成された粘土粒子間の結合力が破壊されたため沈下量は有効応力のみ依存するようになったと推測される。

粘土の圧縮性に関する時間効果については、通常は二次圧縮が主要な要因と考えられている。二次圧縮は粘土の粘性的性質によるもので、一次圧密が終了し有効応力が一定になった後も圧縮が継続して生じる。そしてこの圧縮は、時間の対数にほぼ比例して増加する。図-5(a)はこのような二次圧縮を有する粘土の圧縮特性として一般的に認められている $f \sim \log p$ の概念を模式的に描いたもので、A→Bは一次圧縮過程、B→Cは二次圧縮過程を表している。二次圧縮を受けた粘土は、次の載荷を受けるとやや過圧密的な挙動を示した後(C→D)、再びもとの圧縮曲線に沿う(D→E)ものと考えられている。これに対し、前回<sup>2)</sup>の実験結果では、この概念と次の二つの点が異なっていることを指摘した。すなわち時間-沈下曲線において、載荷圧密の最終段階で二次圧縮による沈下がほとんど認められないことと、自重圧密および載荷圧密による総沈下量が載荷試験開始までの放置期間の長いものほど小さくなっていることである。この場合は載荷前のクリープ過程において最大鉛直有効応力( $P_0 = 2.7 \times 10^{-3}\text{kgf/cm}^2$ )と載荷応力( $P_r = 0.05\text{kgf/cm}^2$ )による載荷荷重増加率( $P_r / P_0$ )は約19であった。しかし、今回、載荷前の最大鉛直有効応力 $P_0 = 2.3 \times 10^{-3}\text{kgf/cm}^2$ に対し、載荷応力は $P_r = 0.1\text{kgf/cm}^2$ であり、載荷荷重増加率( $P_r / P_0$ )は各ケース(2, 3, 4, 5)において50近い値である。この場合の時間-沈下曲線を見ると図-4で示したように自重圧密および載荷圧密による総沈下量が自重圧密時間に関係なくほぼ同じである。

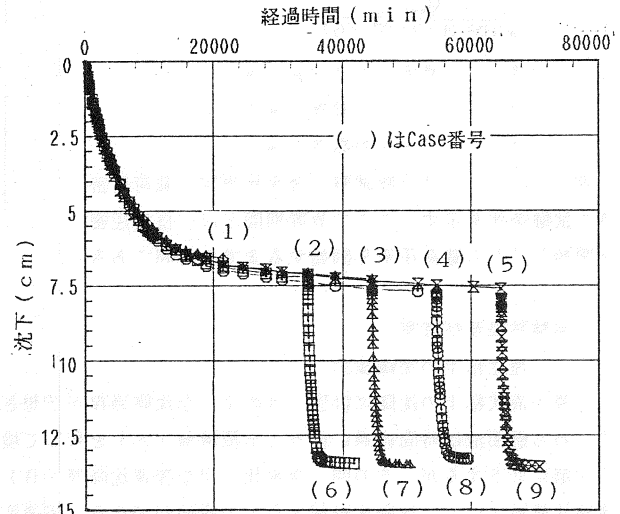
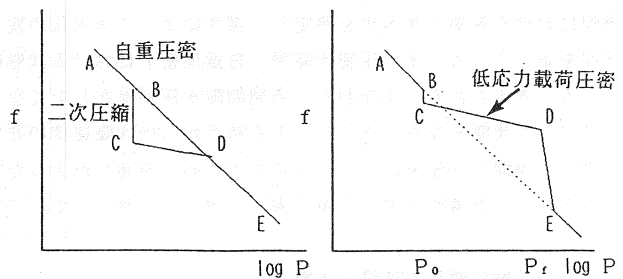


図-4 各供試体の自重と載荷圧密の時間-沈下曲線

図-5(b)は前回の報告と今回の実験結果から予想される圧縮モデルを模式的に描いたもので、図の径路A→Bは自重圧密過程、B→Cは自重圧密後の二次圧縮である。自重圧密終了後における放置期間中に二次圧縮が若干生じるがその量は小さい。前回の報告では時間効果によりC→Dの径路を通り、もともとの圧縮曲線を延長したA→B→Eの径路よりも上位に位置すると予測したが、今回は



(a) 体積比と有効応力の関係 (b) 著者らの研究による体積比と有効応力の関係 (1968, Bjerrum)

図-5 体積比と有効応力の関係

荷重の増加により（荷重増加率、 $P_f / P_0 = 50 \sim \infty$ ）、シキソトロピー現象が破壊され通常の柳井粘土の正規圧密の曲線A→Eに沿うものが得られた（図中の経路D→E）。

3.3 強度特性におよぼす時間効果

図-6はベーンせん断強度と含水比の深度分布を示している。この図より堆積深度が増加するにつれて、含水比が次第に低下し、ベーンせん断強度が増加することが分かる。また、放置時間が増加するにつれて含水比は低下し、ベーンせん断強度は増加するが、含水比の低下の割合に比べてベーンせん断強度の増加の割合が大きいため分かる。図-7は自重圧密終了後の放置期間とベーンせん断強度の関係を示したものであり、これは図-6の含水比-深度分布曲線から同一含水比となる各ケースの試料の深度を求め、その深度に対応するベーンせん断強度を読み取ったものであり、図-8は図-7の15日間の放置期間のときのベーンせん断強度を基準して強度増加比（ $\tau / \tau_{15}$ ）を示した。図-7と図-8で示したように同一含水比においてベーンせん断強度は放置時間とともに増加し、その増加比（ $\tau / \tau_{15}$ ）は含水比に依らずユニークな関係になっている。

図-9は時間効果による強度増加を調べるために、含水比（ $w$ ）とせん断強度（ $\tau$ ）の関係を、図-6により求めた。これより含水比とベーンせん断強度の関係、すなわち限界状態線は直線関係にあり、時間効果により限界状態線が右方向へ移動し、せん断強度が増加することがわかる。図-10は各々の供試体における鉛直有効応力とせん断強度の変化を示している。これは図-6の各ケースの深度に対応する鉛直有効応力とベーンせん断強度から求めた。これより鉛直有効応力とせん断強度は直線関係にあり<sup>8)9)</sup>、経過時間とともに同じ鉛直有効応力に対するせん断強度は時間効果により増加することがわかる。図-11は図-10の最大鉛直有効応力のもとでのベーン回転角（ $\theta$ ）とせん断抵抗（ $\tau$ ）の測定値をプロットしたものである。せん断開始後、すぐ（ $\theta = 3 \sim 7^\circ$ ）にピークが現れ、その後せん断抵抗は減少し続け、明確な残留強度状態は認められなかった。また、自重圧密の放置時間の長いものほど曲線の初期勾配が大きくなるとともにせん断強度（ $\tau$ ）も増加している。これは放置時間が長いほどシキソトロピーにより生じる土粒子間の結合力が増加しているためと考えられる。

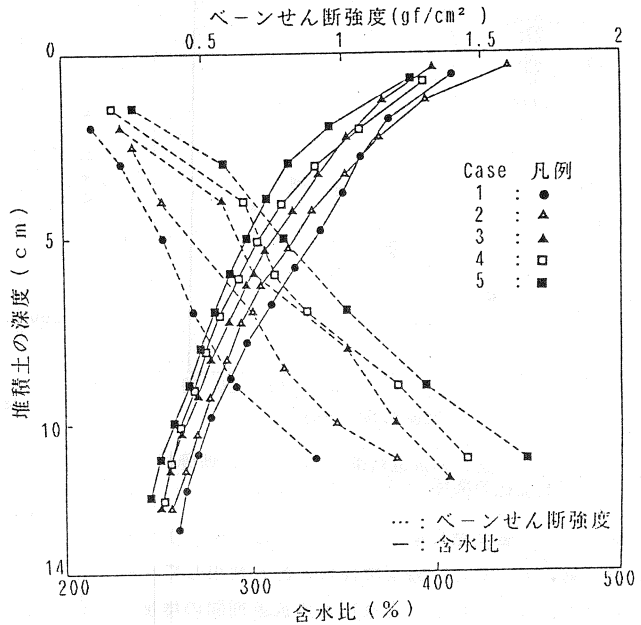


図-6 ベーンせん断強度、含水比と深度の関係

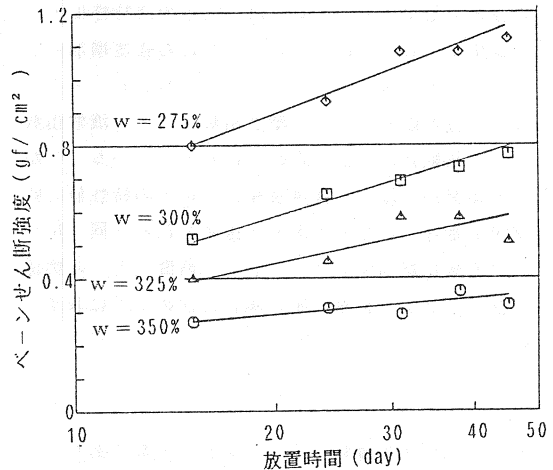


図-7 ベーンせん断強度（ $\tau$ ）と放置時間の関係

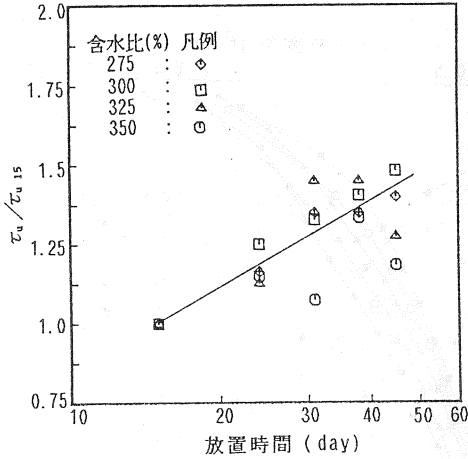


図-8 各々供試体の放置時間とベーンせん断強度増加比の関係

図-12の強度増加率 ( $\tau_u / p$ ) は、図-10の鉛直有効応力～せん断強度関係の勾配を利用して求めたものである。これより自重圧密の放置期間の増加とともに強度増加率 ( $\tau_u / p$ ) は増加していることがわかる。一般的に液性限界以上の含水比にある浚渫粘土の強度増加率 ( $\tau_u / p$ ) は、粘土の諸特性によって一定値をとるとされている。すなわち強度増加率は、 $\tau_u / p \cong f(w_L, I_p, I_L, S_i)$ 、(ここで  $w_L$  = 液性限界、 $I_p$  = 塑性指数、 $I_L$  = 液性指数、 $S_i$  = 鋭敏比) として定められるとしている。しかし、本研究からは、強度増加率は、粘土の特性値に時間効果を加味したものであると推定される。同一粘土における強度増加率 ( $\tau_u / p$ ) と時間 ( $t$ ) の関係は、図-12より自重圧密の場合は次のように表すことができる。

$$\frac{\tau_u}{p} = \frac{\tau_{u0}}{p_0} + C \log \frac{t}{t_0}$$

上式の  $C$  は粘土の種類によって決まる定数であり、 $p_0$  と  $\tau_{u0}$  はそれぞれ時間  $t_0$  に対する鉛直有効応力とせん断強度である。粘土の時間効果が非排水せん断強度におよぼす影響について Bjerrum<sup>10)</sup> はノルウェー粘土の現場ベーン試験結果から、古い正規圧密粘土と若い正規圧密粘土に対するせん断強度と塑性指数 ( $PI$ ) の関係を提案している。また Skempton<sup>11)</sup> は同様な関係として、イギリスの正規圧密粘土に対して  $\tau_u / p = 0.11 + 0.0037PI$  の関係を得ている。

本研究で得られたせん断強度と塑性指数の関係を、こてらの関係とともに示すと図-13のようになり、放置期間が長いほど Bjerrum<sup>10)</sup> の古い正規圧密粘土の値に近づき、それをかなり越えていることがわかる。また、載荷圧密の場合 (Case 6~9) は、若い正規圧密粘土曲線、および Skempton 式と近い値になっている。このように本研究で対象とした低応力状態での粘土の強度は、骨格構造の形成過程における時間効果に大きく依存するため、Skempton 式と Bjerrum 曲線を非常に軟らかい粘土に適用する場合は注意が必要である。

次に、図-14の自重圧密に引き続いて載荷した場合の強度増加率について述べる。自重圧密に引き続き

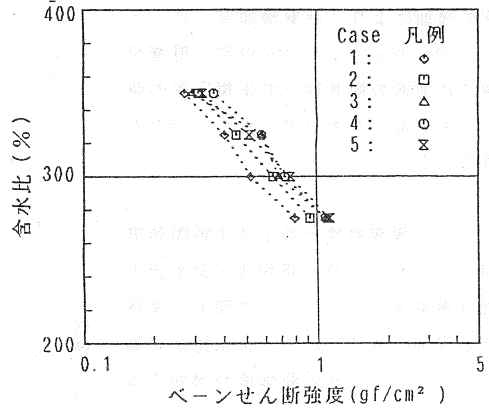


図-9 含水比とベーンせん断強度の関係

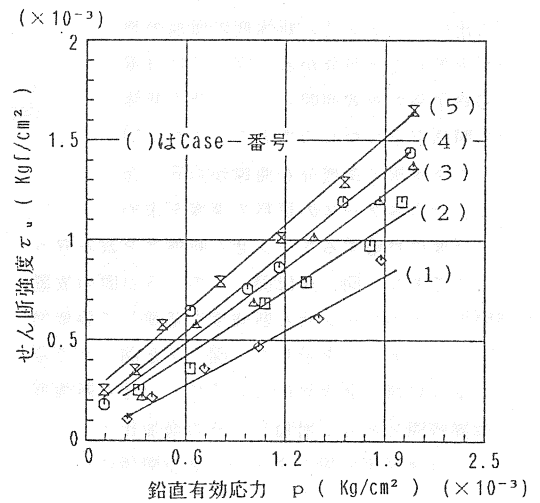


図-10 鉛直有効応力とせん断強度の関係

て載荷したCase 6~9 の強度増加率はほぼ一定で変化していない。この原因は各供試体の載荷前の最大鉛直有効応力と上載荷重の比による荷重増加率 ( $P_f / P_0$ ) が約50 ( $P_0 = 2.3 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^2$ ,  $P_f = 0.1 \text{ kgf/cm}^2$ ) であり、前述したように自重圧密過程において生成されたシキソトロピーが載荷荷重によって生じる大きな変形で破壊されたと考えられる。

図-14 (a) は一般的な含水比とせん断強度の関係を示したものである<sup>11)</sup>。同図の経路A→Eは含水比の低下とともにせん断強度の増加を示し、時間効果を考慮していない。同図 (b) は本研究で得られた結果を示している。経路B→C<sub>2</sub> (Case2)、B→C<sub>3</sub> (Case3)、B→C<sub>4</sub> (Case4)、B→C<sub>5</sub> (Case5) は図-12で得られた結果のように自重圧密過程における時間効果による強度増加線であり、クリープのために若干含水比も低下している。経路C<sub>2</sub>→D (Case6)、C<sub>3</sub>→D (Case7)、C<sub>4</sub>→D (Case8)、C<sub>5</sub>→D (Case9) は、自重圧密過程における時間効果によって生成されたシキソトロピーが大きな載荷荷重によって破壊されてせん断強度と含水比の関係がもとの限界状態線 (A-E) 上に乗ることを示している。

4. 結論

本研究は、自重圧密の放置時間を種々変化させた粘土試料に対してベーンせん断試験と載荷圧密試験を行い、超軟弱粘土の圧縮・強度特性に及ぼす時間効果を実験的に調べた。その結果得られた結論は次のようである。

- 1) 自重圧密の放置時間の増加によって粘土の骨組み構造は硬化し、その後の圧縮性を低下させ、強度を増大させる。この時間効果は荷重増加率の小さな場合 (荷重増加率が19以下) に顕著である。
- 2) 短期間の室内試験で求めた圧縮・強度特性の使用は、荷重増加率が小さく、載荷速度の遅い現場の沈下を過大に、そして強度を過少に評価する可能性がある事を示している。
- 3) 大きな荷重増加率 (荷重増加率、50~∞) の載

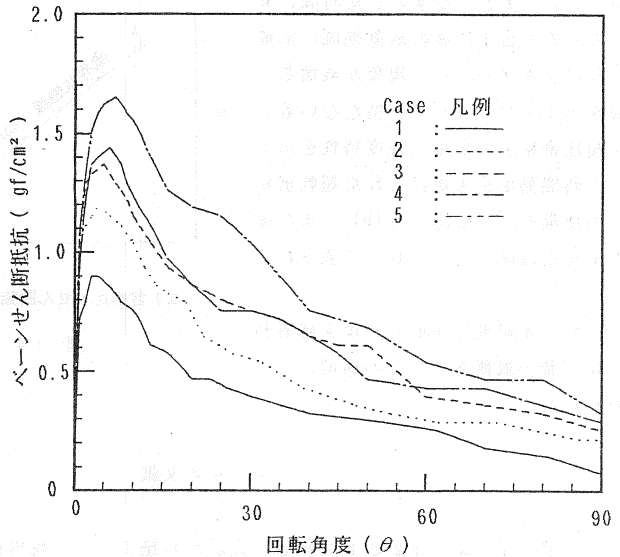


図-11 ベーンせん断抵抗 (τ) と回転角度 (θ) の関係

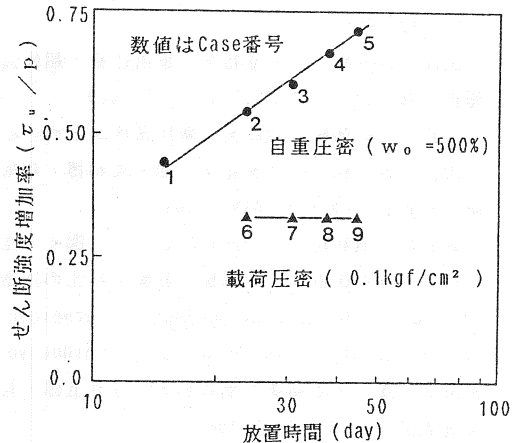


図-12 放置時間とベーンせん断強度増加率

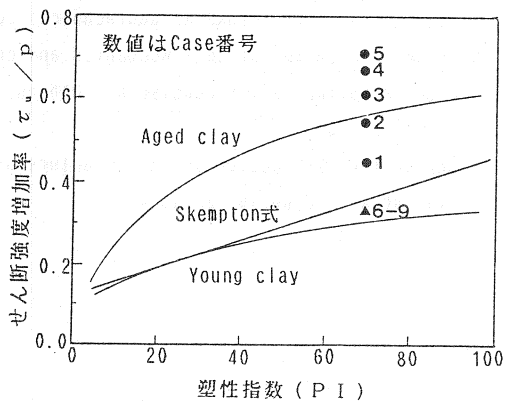
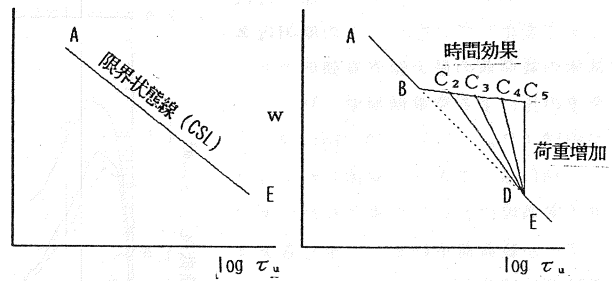


図-13 時間効果によるベーンせん断強度増加 (Bjerrum, 1973)

荷を行い、大きなひずみを短時間に発生させると自重圧密の放置期間に形成されたシキソトロピー現象が破壊され、通常のシキソトロピーを持たない若い正規圧密粘土の圧縮・強度特性を示す。

4) 時間効果を考慮に入れた超軟弱粘土の圧縮モデルは図-5(b)、また強度モデルは図-14(b)で表される。

なお、本研究は平成元年度文部省科学研究費一般研究(C)の援助により行われた。



(a) 含水比とせん断強度の関係 (b) 本研究による含水比とせん断強度

図-14 含水比とせん断強度の関係

参考文献

- 1) 土質工学会編：地盤改良の調査・設計から施工まで、現場技術者のための土と基礎シリーズ, No. 3, pp. 98 ~ 123, 1978.
- 2) 吉国洋・金亨柱・中ノ堂裕文・車田佳範：超軟弱粘土の圧縮性に及ぼす時間効果, 広島大学工学部研究報告, Vol. 37, No. 2, pp. 169~177, 1989.
- 3) 三笠正人：軟弱粘土の圧密-新圧密理論とその応用, 鹿島出版会, 1963.
- 4) 吉国洋・金亨柱・中ノ堂裕文・鶴ヶ崎和博：超軟弱粘土の圧縮特性に及ぼす時間効果, 第24回土質工学研究発表会, pp. 415~416, 1989.
- 5) 今井五郎：液状粘土の一次元圧密特性に関する基礎的研究, 東京大学博士論文, pp. 173~204, 1978.
- 6) 三笠正人・高田直俊・李幸植：超軟弱粘土の圧密特性, 第11回土質工学研究発表会, pp. 185-186, 1976.
- 7) Bjerrum, L.: Engineering geology of norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings, Geotechnique, Vol. 17, No. 2, pp. 83~117, 1967.
- 8) 矢野弘一郎・大木晴実・鶴谷和夫・今井五郎：自重圧密による海底浚渫粘土の強度, 第18回土質工学研究発表会, pp. 431~432, 1983.
- 9) Wroth, C. P. and Wood, D. M.: The correlation of index properties with some basic engineering properties of soils, Canadian, Geotechnical, Journal, Vol. 15, No. 2, pp. 137~145, 1978.
- 10) Bjerrum, L.: Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (Collapsible, Expensive and Others), General report for the 8th ICSMFE, Moscow, Vol. 3, pp. 111~159, 1973.
- 11) Skempton, A. W.: Discussion of the structure of inorganic soil, J. Soil Mech. Found. Div. Proc. A. S. C. E. Vol. 80, No. 478, pp. 19~22, 1954.