

粘土の圧密に関する二・三の問題

柴 田 徹

ON THE CONSOLIDATION OF CLAYS

by Dr. Eng. Toru SHIBATA

Synopsis

In this paper, experimental and theoretical studies on the consolidation of clay are reported in three articles: 1. Anisotropical consolidation, 2. Consolidated-equilibrium earth pressure coefficient and 3. Side friction. The main results obtained here are as follows: (1) In the anisotropical consolidation, strain-rate by secondary consolidation or creep increases linearly with the deviator stress at the stress range lower than the upper yield value. (2) Consolidated-equilibrium earth pressure coefficient of over-consolidated clay is constant and almost equal to 0.33 irrespective of applied pressure. (3) The magnitude of side friction F increases with decreasing value of initial void ratio of clay at constant applied pressure p , and the ratio F/p decreases exponentially.

1. 結 論

粘土地盤の圧密沈下量を推定するための試験法は、粘土供試体に加わる垂直荷重一定のもとで、側方変位を許さないものと許すものに大別することもできよう。前者、すなわち圧密中の側方変位をゼロに保つて行なう試験は、水平方向の拡がりを拘束されている粘土層の圧密沈下量を計算する資料を得るために、標準圧密試験法として広く実施されている。したがつてまたこの試験による各種の研究成果にはみるべきものが多いが、現在なお残されている問題のうち、この報文では1) 供試体と圧密リングの間に生じる側面摩擦力を直接的に測定し、その値の載荷荷重による変化、圧密の進行にともなう推移、粘土の物性による相違等を求め、2) 側面摩擦の無い特殊な圧密試験を行ない、標準圧密試験から得た資料と比較することによつて側面摩擦力を推定し、3) 圧密沈下解析を完全なものとするに必要な静止土圧係数、特に圧密中のこの係数の変化を調べた結果について述べる。

次に、たとえば粘土層の上に直接あるいは薄い砂層を介して構造物をのせた場合を想定すると、一般に粘土層はセン断変形と圧密変形のために沈下を生じる。このように圧密とセン断変形が同時におこる場合を取り扱うには、側方変位を許す圧密試験を行なわねばならないが、その解析法については粘土の変形に関する完全な理論がないために不明の点が多い。著者は三軸圧密試験機を用いて粘土の異方性圧密試験を行ない、各種の応力状態における圧密量とセン断変形量、特にクリープ量を測定するとともに、レオロジー的観点にたつ理論を用いてこの種の問題を解明するための手掛りを得たので以下に報告する。

2. 異方性圧力による圧密

粘土地盤が比較的浅いとき、地表面に荷重がのると圧密による体積収縮のみでなく、セン断応力による変形を生じることが多い。このような場合には標準圧密試験から得た資料をもとにして沈下量を推定することは無理であり、実状に応じた試験法を採用する必要がある。したがつてここでは三軸圧密試験における主応

力比 $\sigma_3/\sigma_1 (=K)$ を種々に変えた場合の圧密沈下量、クリープ変形量（あるいは二次圧密量）、供試体からの排水量等について調べた。なお異方性圧力のとり方としては 1) 最小主応力 σ_3 を一定に保ち、主応力差 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ を変化せしめるもの、2) $(\sigma_1 - \sigma_3)$ を一定に保ち σ_3 を変化せしめるものの二つの場合を選んだ。

2.1 装置と方法

試験機は Norway の Geonor 社製三軸圧縮試験機の一部である Anisotropical loading system を用いた (Photo. 1)。その詳細は文献 1) に説明してあるが、とくに載荷用ビームによつて最大 40 kg までの一定軸応力が長時間、正確に載荷される仕組みになっている。側圧は 6.0 kg/cm^2 までであれば Constant pressure cell の操作によつて少なくとも数日間放置しても一定に保たれている。

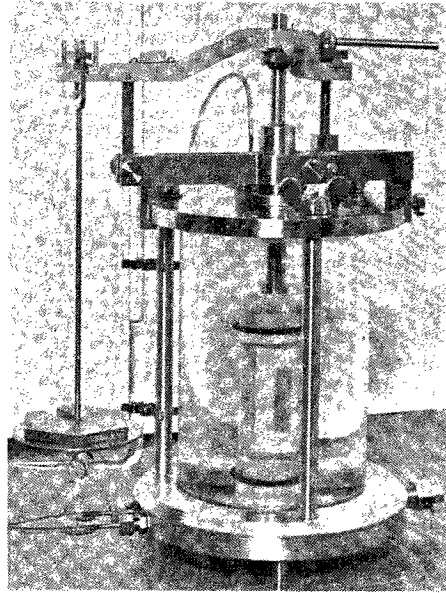


Photo. 1 Anisotropical loading system

試料は大阪及び尼崎市において採取した沖積層粘土で、これを直径 3.5cm、高さ 3.0cm または 8.0cm の円柱形に削り、圧密の際には paper-drain を併用した。なお試験はすべて 17°C の恒温室中で行なつた。

2.2 σ_3 : 一定, K : 変化試験

供試体高さ 8.0cm の新鮮試料につき、 $\sigma_3 = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ を一定に保ち、 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ を $0.17 \sim 0.84 \text{ kg/cm}^2$ の範囲に変えて異方性圧密試験を行なつた例を Fig. 1 の圧密ヒズミ～時間対数関係に示す。この図において点線は一次圧密部分、実線は二次圧密部分をあらわしており、土圧係数 K は主応力比 (σ_3/σ_1) で与えられるものである。

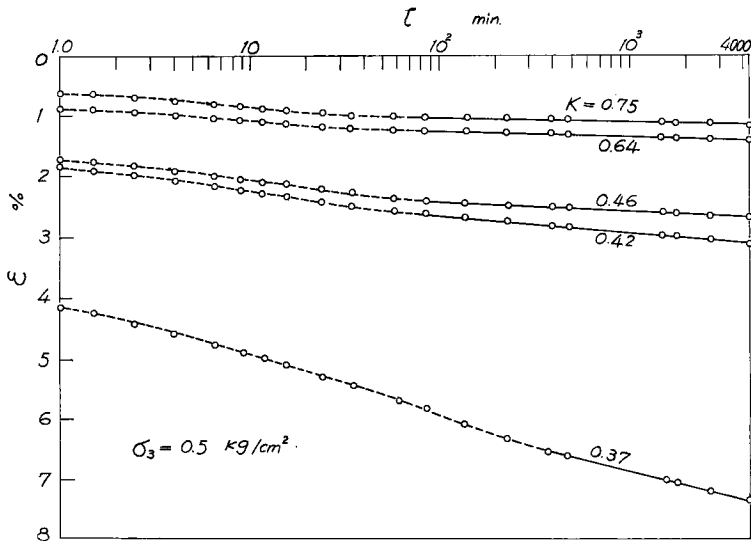


Fig. 1 Deformation-time diagram

Fig. 1 における二次圧密部分は主応力差 ($\sigma_1 - \sigma_3$) によつて生じる creep と考えてよく、従つてそのヒズミ速度と応力の関係は上限降伏値以下の応力範囲においては直線で表わされるはずであり、著者の理論によれば次式で表わすことができる²⁾。

$$\frac{d\varepsilon}{d \log t} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{B_2 E_2} \dots \dots \dots (1)$$

ここに ε : 圧密ヒズミ, t : 時間, ($\sigma_1 - \sigma_3$): 主応力差, $B_2 E_2$: レオロジー常数で, 下限降伏値は ($\sigma_1 - \sigma_3$) に較べて非常に小さいので無視してある。

さて式 (1) と土圧係数 $K = \sigma_3 / \sigma_1$ の関係から, 二次圧密のヒズミ速度と土圧係数との関係を求めると

$$\frac{d\varepsilon}{d \log t} = \frac{\sigma_3}{B_2 E_2} \left(\frac{1}{K} - 1 \right) \dots \dots \dots (2)$$

が得られる。

Fig. 2 は, Fig. 1 の資料から二次圧密のヒズミ速度 $d\varepsilon/d \log t$ と土圧係数 K の関係を求めてプロットしたもので, 別途に求めたこの粘土のレオロジー常数 $B_2 E_2 = 280 \text{ kg/cm}^2$ と $\sigma_3 = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ を代入して描いた式 (2) の曲線は実測値によく一致している。Fig. 2 の点線で示した部分は, K が小さくなると ($\sigma_1 - \sigma_3$) が上限降伏値以上となり, 粘土は破壊沈下を生じたために実測値が得られなかつた領域である。

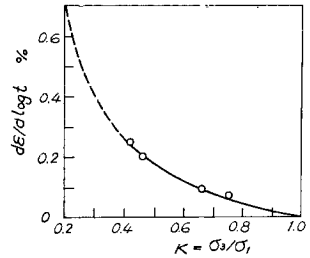


Fig. 2 Relation between $d\varepsilon/d \log t$ and $K = \sigma_3 / \sigma_1$

なお Fig. 2 に示した例では $K=1$, すなわち等方圧密では $d\varepsilon/d \log t = 0$, 従つて二次圧密は生じていないが, 現在実施中の実験によれば, 粘土の応力履歴の種類によつては $K=1$ の場合に $d\varepsilon/d \log t \neq 0$ となるようなものもあるので, これについては検討中である。

2.3 (σ_1 σ_3): 一定, K : 変化試験

供試体高さ 3.0cm のものにつき主応力差が試料の上限降伏値を越えない範囲で選び, ($\sigma_1 - \sigma_3$) = const. として $\sigma_3 / \sigma_1 = K$ を種々に変えて行なうために側圧 σ_3 を 6.0 kg/cm^2 までの範囲で実施した。

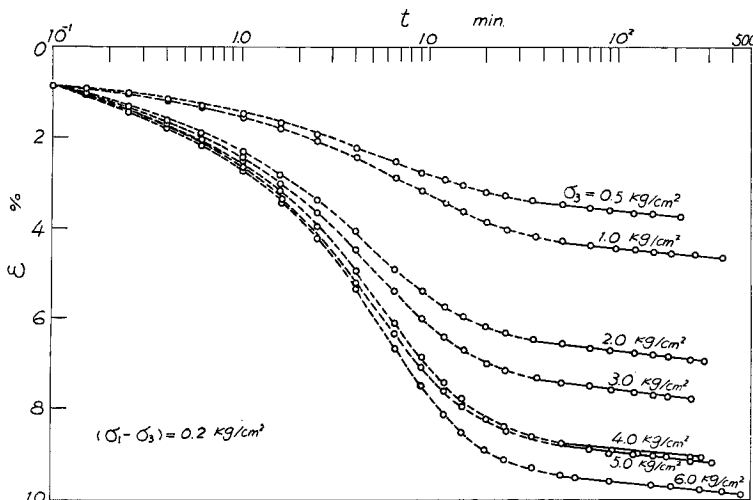


Fig. 3 Deformation-time diagram

Fig. 3 は新鮮試料を用いて行なつた一連の異方性応力による圧密期間中の軸方向変位を時間の対数に対してプロットしたものの例であつて、 $(\sigma_1 - \sigma_3) = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ を一定にし、 σ_3 をパラメーターにしてある。図によれば σ_3 が大きくなると一次圧密量（点線）は大きくなるが、二次圧密量（実線）は余り変化がみられない。なお図は省略するが、排水量～時間関係も二次圧密部分を除いては同様の傾向がみられた。

Fig. 4 は排水量から求めた体積変化率 $\Delta V/V$ を σ_3 の対数に対してプロットしたもので、正規圧密領域（実線）では直線となる。Skempton の理論によれば $(\sigma_1 - \sigma_3) = \text{const.}$ の実験に対して、 $\Delta V/V \sim \sigma_3$ 関係は算術目盛にプロットすれば少なくともある荷重領域で直線となるはずである³⁾が、著者の実験結果はいずれも Fig. 4 と類似の傾向を示した。

Fig. 5 (a) は Fig. 3 より求めた一次圧密量と、圧密中に生じているクリープ量（あるいはセン断変形量）をさきに提案した方法⁴⁾で推定して算出した純粋一次圧密量とを σ_3 の対数に対して描いたものである。ここでいう純粋一次圧密量とは、供試体からの排水によつてのみ生じる変形のことで、図によれば一次圧密量、純粋一次圧密量ともに正規圧密領域で $\log \sigma_3$ に対して直線となり、しかも両者は平行になつているので、 σ_3 の大小にかかわらずクリープ量は一定となることがわかる。また Fig. 5 (b) は Fig. 3 より二次圧密直線の傾斜を求めてプロットしたもので、 σ_3 の変化と無関係に一定とみてよく、これは Fig. 5 (a) の結果と矛盾しない。したがつて $(\sigma_1 - \sigma_3) : \text{一定}$ 、 $\sigma_3/\sigma_1 = K$: 変化という異方性応力のもとでの圧密量は σ_3 によつて支配され、クリープ量は $(\sigma_1 - \sigma_3)$ によつてきまるといえる。

3. 圧密中の静止土圧係数

前節では異方性応力状態における圧密の挙動を明らかにし、粘土の圧密沈下量は三主応力の不同によつて変化することを説明した。ところで一般に自然堆積地盤は半無限に広がる水平層より構成されているので、粘土層は水平方向変位がゼロに近い状態で圧密沈下を生じる場合が多い。このような側方変位ゼロの状態における水平応力 (σ_3) と垂直応力 (σ_1) の比 (σ_3/σ_1) は静止土圧係数 (K_n) といわれており、例えば地盤沈下の現象を完全に解明するためには粘土地盤中の静止土圧係数、とくに圧密中のこの係数の値について知らねばならない。ここでは特殊な側方変位計をとりつけた粘土供試体を三軸圧縮試験機のセル中にセットし、以下に述べるような方法で K_n を測定した。

3.1 装置と方法

Fig. 6 に示すような三軸圧縮試験機を用いて、粘土供試体の圧密の進行中並びにその平衡状態における静止土圧係数を測定した。測定方法の主な特徴は、側圧 σ_3 が変化しても軸方向力が一定に保持されるよう、供試体と載荷ピストンの直径が同一寸法 (3.5 cm) になつており、また供試体には側方変位計が取り付けられている点である。そしてある一定の垂直応力 σ_1 で圧密を行ないながら、その際に側方変位計の目盛が常に試験の初期値を示すように（すなわち供試体の横方向膨張がゼロとなるように）側圧を調節するものである。

使用した側方変位計は Fig. 7 に示すように Bishop 考案のもの⁵⁾を参考にして作成した。その原理は、

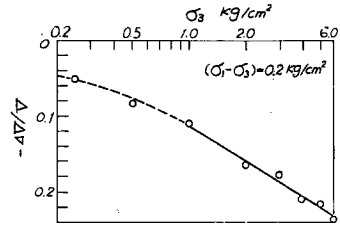


Fig. 4 Relation between volume change and ambient pressure σ_3

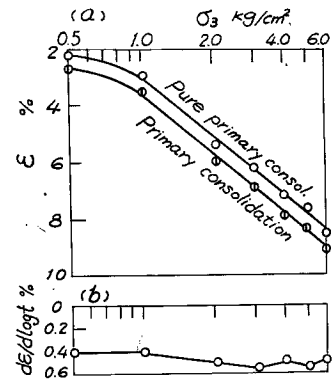


Fig. 5 (a) Relation between strain by primary consolidation and σ_3
(b) Relation between $d\varepsilon/d \log t$ and σ_3

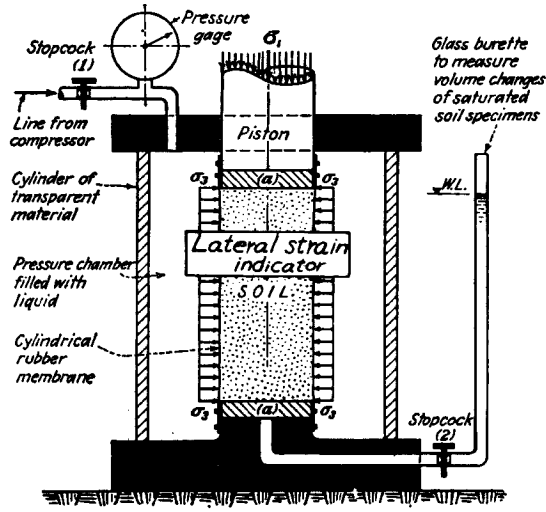


Fig. 6 Triaxial consolidation apparatus with lateral strain indicator

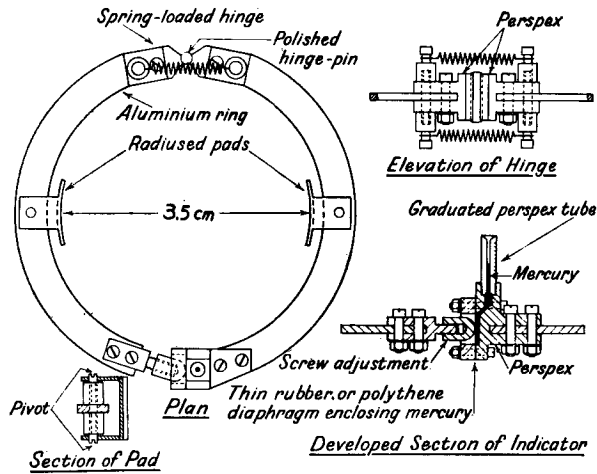


Fig. 7 Lateral strain indicator

これを供試体中央部に取り付けて膨張収縮に伴う水銀頭の移動を観測し、側方ヒズミの発生を知るものであつて、ピストンが水銀溜めのダイヤフラムを介して水銀を目盛付スタンドパイプ内に押し出している状態で測定を開始すると、供試体の膨張収縮過程に応じて水銀頭が移動するわけである。従つてこの水銀頭の移動が生じないように側圧を調節すれば側方変位ゼロの状態を保たせることができる。製作したこの変位計は軽金属製で極めて軽く、またダイヤフラムにかかる側圧 σ_3 とスタンドパイプ中の水銀端面にかかる側圧とは等しいから、側圧によつて変位計の測定は影響されない。なお供試体は高さ 3.0cm、直径 3.5cm の円柱形に成形したものを用い、かつ試料からの排水にはパーパードレーンを使用した。

3.2 測定結果

前述した装置を用いて圧密試験を行なつて得た沈下～時間曲線の一例を Fig. 8 に示す。この図は $\sigma_1 =$

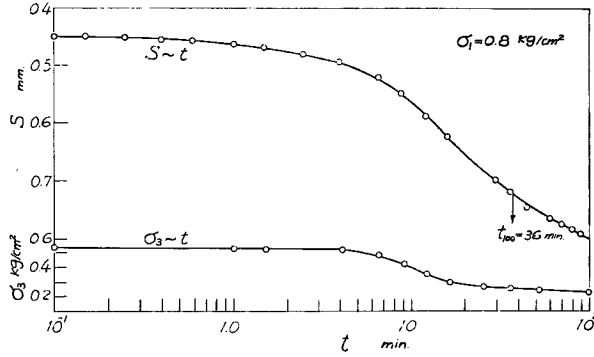


Fig. 8 Settlement S , ambient pressure σ_3 -time diagram

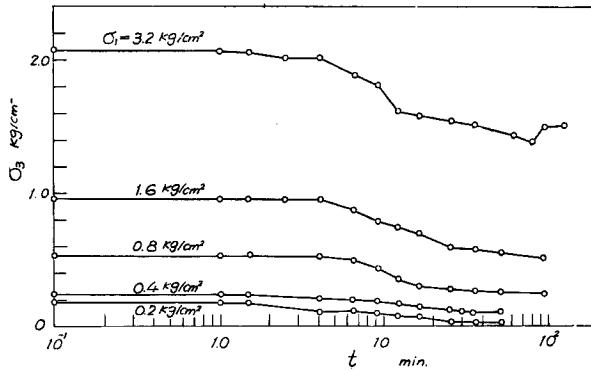


Fig. 9 Ambient pressure σ_3 -time diagram

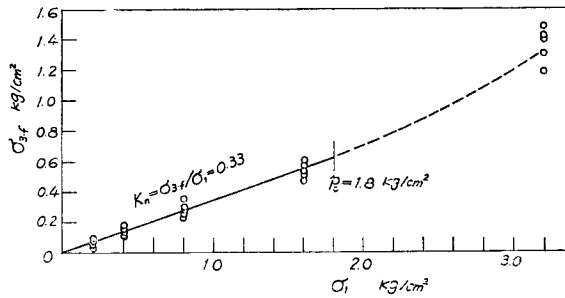


Fig. 10 Relation between ambient pressure at the consolidated-equilibrium condition $\sigma_{3,f}$ and axial stress σ_1

0.8kg/cm^2 の場合のものであつて、側方変位が常にゼロを保つように調節した側圧 σ_3 の経時変化も併記してある。それによると側圧～時間曲線は沈下～時間曲線と類似の傾向を示し、圧密の進行とともに σ_3 は減少してある一定値に収斂する。

Fig. 9 は σ_1 を $0.2\sim 3.2\text{kg/cm}^2$ の範囲に変えた一連の試験結果より、 σ_3 の経時変化を σ_1 をパラメーターとしてプロットしたものであつて、いずれも100%圧密完了時間 t_{100} に相当する30~50分程度からは σ_3

はそれぞれの σ_1 に応じた一定値に落ち着くことがわかる。この終局の側圧を $\sigma_{3,f}$ とすれば、 $\sigma_{3,f}$ と σ_1 の比によつて圧密平衡状態における静止土圧係数 K_n を求めることができる。

Fig. 10 は同一粘土試料につき、**Fig. 9** に示したような一連の試験を5回(毎回新鮮試料を使用)繰り返して得られた $\sigma_{3,f}$ を σ_1 に対してプロットしたものである。この粘土供試体の最大先行圧縮応力 p_c は標準圧密試験により、 $p_c=1.8\text{ kg/cm}^2$ であることがわかつており、**Fig. 10** の $\sigma_{3,f}\sim\sigma_1$ 関係は p_c 以下の応力範囲においては直線となり、その直線の勾配 $\sigma_{3,f}/\sigma_1$ として K_n を求めると $K_n=0.33$ が得られる。

3.3 ポアソン比の測定

静止土圧係数 K_n 値はポアソン比 μ の関数として、すなわち $K_n=\mu/(1-\mu)$ より計算することもできるので、 K_n を求めるために粘土のポアソン比を測定した。その方法は3.1に述べた側方変位計を高さ8.0cm、直径3.5cmの円柱形供試体に取り付け、ヒズミ制御の圧縮試験を行なつた際の側方ヒズミ ε_2 を実測するものである。

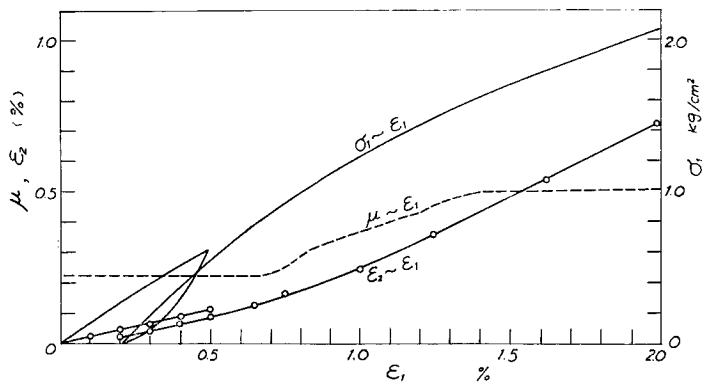


Fig. 11 Typical result of measurement of Poisson's ratio of clay

Fig. 11 は測定結果の一例であつて、軸方向応力 σ_1 、側方ヒズミ ε_2 及び $\Delta\varepsilon_2/\Delta\varepsilon_1$ として求めたポアソン比 μ がそれぞれ軸方向ヒズミ ε_1 に対してプロットしてある。この図によれば ε_1 が0.7%程度までは $\varepsilon_2\sim\varepsilon_1$ 関係が直線となり、従つて μ 値は一定であるが、ヒズミ ε_1 が大きくなり破壊点に近づくとき $\mu=0.5$ を示すようになる。

Fig. 12 は沖積層粘土を用いてヒズミ速度 $d\varepsilon_1/dt$ を種々に変えたときの μ 値の測定結果をプロットしたもので、ヒズミ速度には無関係に $\mu=0.25$ となることがわかる。従つて上述の式に $\mu=0.25$ を代入して K_n を求めると $K_n=0.25/0.75=0.33$ となり、3.2で述べた過圧密粘土の K_n の測定結果とよく一致する。

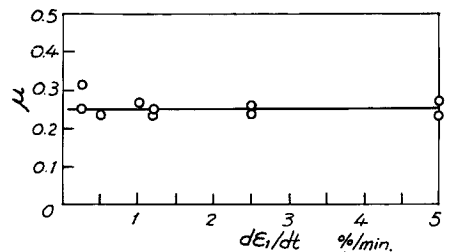


Fig. 12 Poisson's ratio related to loading velocity $d\varepsilon_1/dt$

4. 圧密試験における側面摩擦の測定

標準圧密試験においては、供試体と圧密リングの間に発生する摩擦の影響を避けることができないために、圧密のデータを解析する場合、載荷荷重の何割かは側面摩擦によつて減殺されることを考慮に入れる必要の生じることがある。

従来、この問題に関して若干の研究があるが、それらは主として間接的に供試体とリングの間の摩擦係数を知ろうとする試みであつた。ここでは特殊な側面摩擦力測定装置を用いて直接的に側面摩擦力を求め、その経時変化、載荷荷重による推移等について新しい傾向を見出した。

4.1 装置と方法

Swedish Geotechnical Inst. の報告⁷⁾を参考にして Fig. 13 に示すような側面摩擦力測定装置を作成した。この装置は直径 6.0cm 高さ 2.0cm の圧密リングが4本の柱を介してベローズで支えられ、ベローズ内の水の圧力を加減してベローズを伸縮させることにより圧密リングを上下に微動

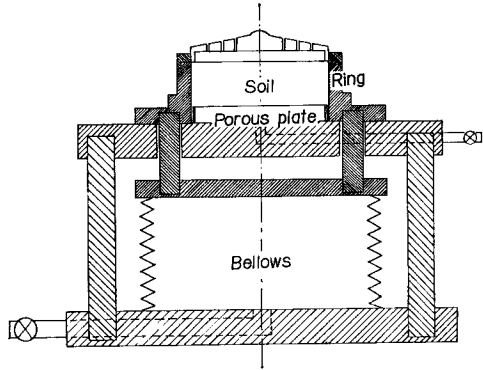


Fig. 13 Measuring apparatus of side friction

できるよなつてゐる。ベローズの加圧は手動ピストンによつて行ない、その時の圧力は水銀マンローメーターで読みとるよなつてゐる、ベローズ—加圧ピストン—マンローメーター系は水で連絡されてゐる。その原理は圧密試験中にベローズ内に圧力を徐々に加へ、圧密リングが起動する瞬間をリングに取り付けたダイヤル・ゲージで知り、その時の圧力を測定して供試体とリングとの側面摩擦力を求めるものである。

供試体寸法、圧密荷重の載荷方式、荷重段階等は標準圧密試験と同じであり、圧密沈下量の読みとりと併行して所定の時間間隔で側面摩擦力の測定を行なつた。

4.2 測定結果

圧密の各荷重段階において沈下量及び側面摩擦力の経時変化を調べたが、その一例を Fig. 14 に示す。Fig. 14 は沈下量 S —時間曲線、及び側面摩擦力 F —時間曲線をあらわしてあり、圧密の初期段階においては有効応力が小さいために F 値も小さく、圧密が進むにつれて F 値は大きくなり、100%圧密時間を過ぎると F 値の増加率は減少する。

試験は Fig. 15 にそれぞれの $e \sim \log p$ 曲線を示すよな三種類の粘土試料について行なつた。試料は No. 1: 四日市の粘土, No. 2: 大阪九条の粘土, No. 3: 大阪梅田の粘土である。

側面摩擦力 F の時間的推移を、載荷荷重 p をパラメーターとしてプロットしたものの例を Fig. 16 に

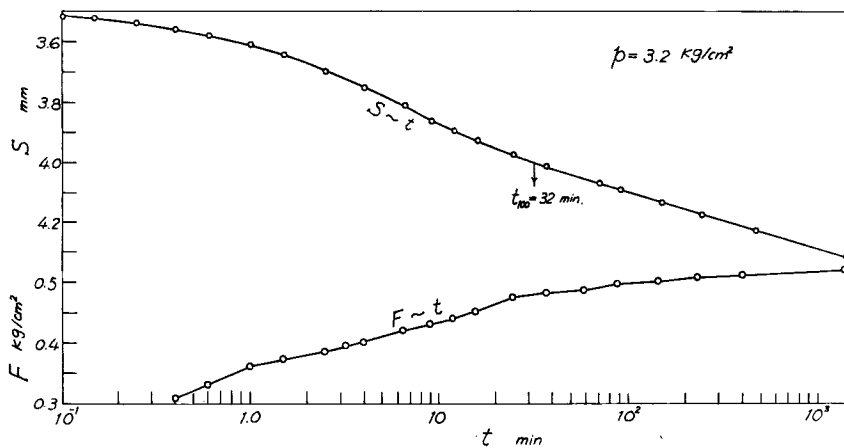


Fig. 14 Settlement S , side friction F -time diagram

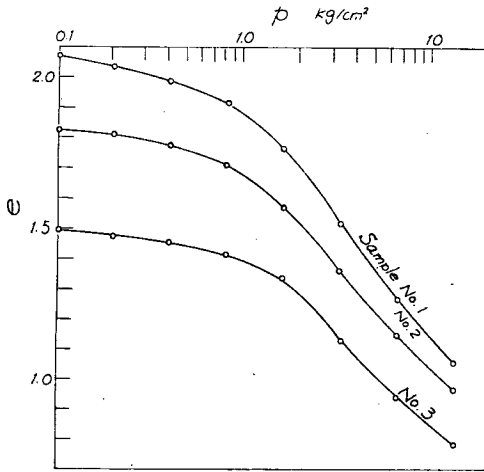


Fig. 15 Void ratio-pressure curves

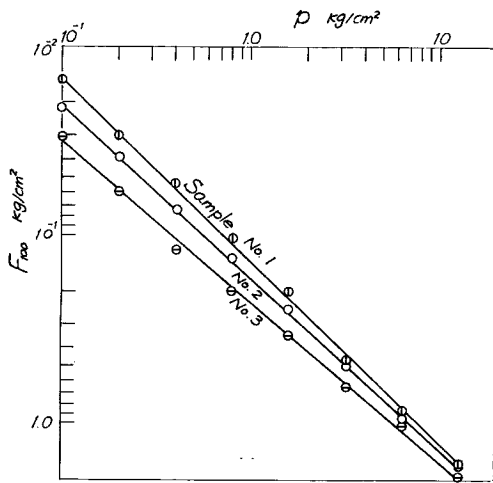


Fig. 17 Relation between side friction at the consolidated-equilibrium condition F_{100} and pressure

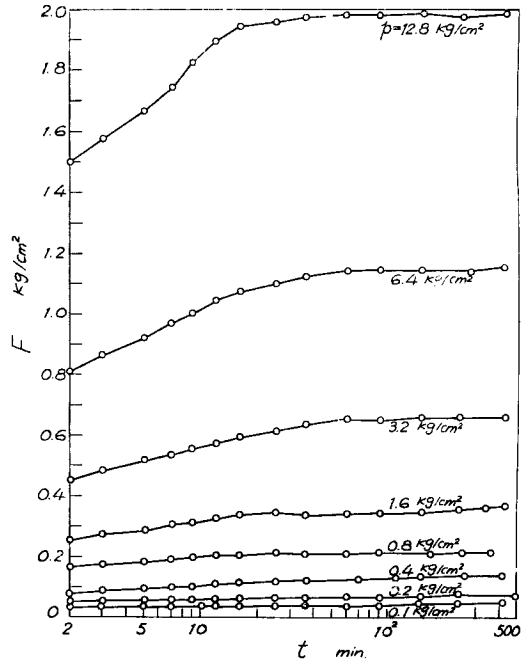


Fig. 16 Side friction F -time diagram

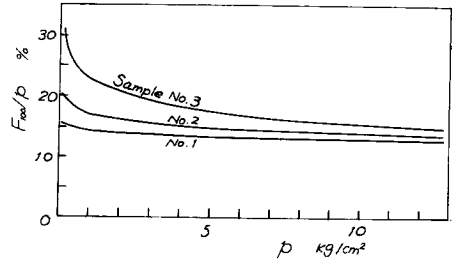


Fig. 18 Ratio of F_{100} and pressure related to pressure

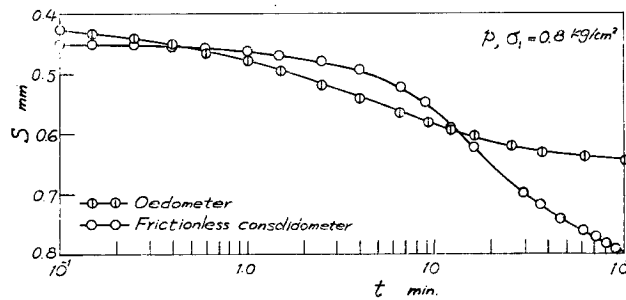


Fig. 19 Settlement S -time diagram

示す。当然のことながら F は p が大きくなるほど大きくなっている。各荷重段階において 100% 圧密時間に相当する側面摩擦力 F_{100} を求めて p との関係プロットすると Fig. 17 に示すように両対数紙上で直線関係が成立するようである。しかも三種類の試料について Fig. 15 の $e \sim \log p$ 曲線と対照すれば、初期間ゲキ比の小さい試料ほど F_{100} は大きくなるのがわかる。

Fig. 18 は荷重荷重に対し側面摩擦力の占める割合をみるために F_{100}/p 比を百分率であらわしたもので、 p の小さい範囲では F_{100}/p 比はかなり大きい、 p が増加するに従ってその比は指数的に減少する。

4.3 側面摩擦の無い圧密試験

三軸圧縮試験機のセル中にセットした供試体に Fig. 7 で説明した側方変位計を取り付け、側方変位が常にゼロとなるように側圧 σ_3 を調節して一定の軸方向応力 σ_1 で圧密を行ない、標準圧密試験の結果と比較した。

Fig. 19 は標準圧密試験と無摩擦試験の結果を沈下～時間曲線で比較したものの例であつて、これら二本の曲線の相違は主として 1) 供試体寸法の相違（無摩擦試験では直径 3.5 cm, 高さ 3.0 cm, 標準圧密試験では直径 6.0 cm, 高さ 2.0 cm）、2) 排水条件の相違（無摩擦試験ではペーパードレーン使用、片面排水、標準圧密では両面排水）、3) 側面摩擦力の影響等に起因するものと思われる。したがって両者を比較し、側面摩擦力の影響のみを推定するためには 1) 2) による影響を除かねばならない。そのためには一次圧密終了時のヒズミ量 ϵ_{100} （沈下量を最初の試料厚で割る）を用いればよい。

このようにして各荷重段階における p （標準）、 σ_1 （無摩擦）と ϵ_{100} の関係をプロットしたものが Fig. 20 である。この図より明らかなように、標準圧密曲線は無摩擦圧密曲線より上側にある。これは同一ヒズミを生ずるに要する荷重（供試体に伝達される σ_1 あるいは p ）に差があるためであり、この σ_1 と p の差が摩擦の影響をあらわしていると考えられる。したがって Fig. 20 より、同じ ϵ_{100} を生ずるに要する p と σ_1 の差として F_{100} を求めることができ、その結果を Fig. 21 中○印にて示す。Fig. 21 における実線は同一試料につき 4.2 で述べた方法で F_{100} を求めたものであり、4.2 と 4.3 によつて求めた結果はほぼ一致することがわかる。

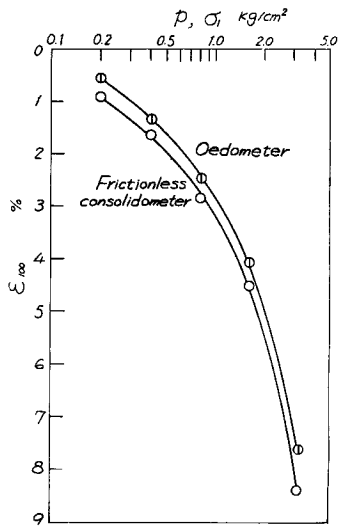


Fig. 20 Strain by 100%-consolidation ϵ_{100} -pressure curves

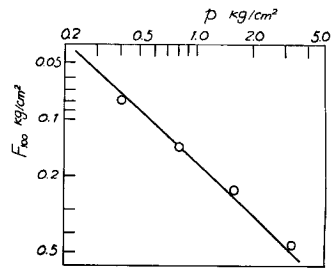


Fig. 21 Relation between F_{100} and pressure

5. 結 論

得られた結果のうち、主な結論を要約すると次のようである。

(1) $K = \sigma_3/\sigma_1$ を変化せしめる異方性応力のもとでの二次圧密量（あるいはセン断変形量）は主応力差（ $\sigma_1 - \sigma_3$ ）によつてきまり、主応力差が上限降伏値以下の領域では、セン断変形速度は主応力差の大きさに比例する。そしてこの特性は理論的にも説明できる。

(2) 圧密平衡状態における静止土圧係数の値 K_n は過圧密領域における実験では圧密荷重の大きさにかわらず一定値を示す。またポアソン比の測定から K_n を推定することも可能である。

(3) 標準圧密試験における側面摩擦力 F を二種類の方法で測定した結果によれば、初期間ゲキ比の小

さいものほど大きく、 F と載荷荷重 p との比は、 p に対して指数的に減少し、ほぼ15%程度の値に収斂する。

この報文は昭和36年度文部省科学研究費によるものの一部份であることを付記し、御指導を賜わつた京都大学教授村山朔郎博士と、実験に協力された高野耕輔、松尾稔、森田啓介の諸氏に対して感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) A. Andresen, L. Bjerrum, E. Dibiago and B. Kjaernsli: Triaxial Equipment Developed at the Norwegian Geotechnical Institute, Norwegian Geotechnical Inst., Publication No. 21, 1957, p. 18.
- 2) S. Murayama and T. Shibata: Rheological Properties of Clays, Proc. 5th Int. Conf. S.M.F.E., Vol. 1, 1960, pp. 269-273.
- 3) M. Reiner: Building Materials their Elasticity and Inelasticity, 1954, pp. 438-441.
- 4) 柴田徹: 粘土の圧密に関するレオロジー的考察, 土木学会論文集, 69号, 1960, pp. 29-37.
- 5) A. W. Bishop and D. J. Henkel: The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, 1957, pp. 63-70.
- 6) 石井靖丸, 倉田進, 藤下利男: 沖積粘土の工学的性質に関する研究, 土木学会論文集, 30号, 1955, pp. 17-22.
- 7) S. Hansbo: Consolidation of Clays, with Special Reference to Influence of Vertical Sand Drains, Swedish Geotechnical Inst. Proc., No. 18, 1960, pp. 27-41.