

飽和粘土の三軸圧密における間げき水圧の挙動について

赤 井 浩 一*
 小 谷 章**
 足 立 紀 尚***

要 旨 新たに改良試作した三軸試験装置を用いて、等方的もしくは異方的な周圧の下で圧密する飽和粘土試料内の間げき水圧の挙動を、実験的に考察した結果を述べ、その実験結果から、このような圧密時における試料の変形量と有効応力との関係について詳細な検討を試みた。さらに圧密中の粘土の圧密係数、体積圧縮係数が有効主応力の増加とともに減少すること、異方的圧密におけるせん断ひずみの特性などについて考究した結果を述べる。

1. 緒 言

粘土の圧密機構に関しては、Terzaghi の著名な理論¹⁾がでて以来、二次圧密など若干の問題を除いてすべて説明せられた感がある。しかし、圧密中の粘土試料内の間げき水圧の挙動が Terzaghi の理論に合致するかどうかの実証は、必ずしも十分であったとはいえない。この検証は、理論が立脚している種々の仮定の妥当性を照査する手段ともなり、またこの理論を実際問題へ応用展開する上での一つの礎石とすることができるであろう。ゆえに本文では三軸試験装置を用いて、等方的もしくは異方的な周圧の下での圧密中の間げき水圧の挙動を実験的に考察した結果を述べ、あわせて圧密時の試料の変形量と有効応力との関係について言及することにする。

2. 圧密中の粘土の粒子間圧力の時間的变化に関する近似的取り扱いと平均間げき水圧

(1) 概 説

圧密中の粘土内の間げき水の流れの時間的变化の様子を求めするためには、Terzaghi が熱伝導の式から導いた一次元圧密の基礎方程式：

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \dots\dots\dots(1)$$

ここに u : 間げき水圧, t : 時間の座標,
 z : 位置の座標, c_v : 圧密係数 ($=k/\tau_w m_v$),
 k : 透水係数, m_v : 体積圧縮係数,
 τ_w : 水の単位体積重量

を境界条件に合うように厳密に解けばよいが、実用的には間げき水の流れに関する近似式を考え、式(1)に代

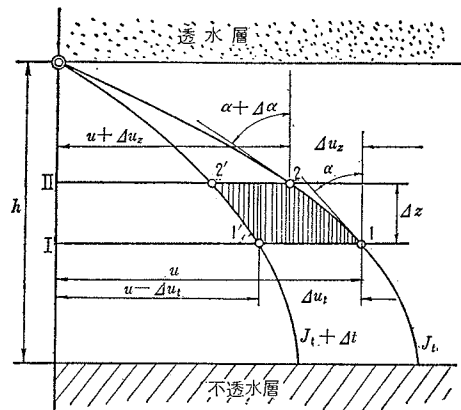
用させることによって圧密機構を簡明に考察することができる。

後述の実験条件と合致させるために、いま上面に透水層、下面に不透水層を有する粘土層が圧密する場合を考え、層内の間げき水圧の時間的な変化に関する Terzaghi-Fröhlich の近似解²⁾をもとに、粘土層全体の平均間げき水圧 u_m を算出し、(2) に述べる実験解析の基礎とした。

いま厚さ h なる粘土層が岩盤のような不透水面の上にあつて、上部に砂礫層などの透水面を有するとき、この粘土層全体に一定の初期水圧 u_0 がかかると、間げき水が鉛直上方にのみ流れる場合を考えることにする。

図-1 は初期圧力曲線の縦距が u_0 なる矩形形状の場合の時刻 t における圧力曲線 J_t , および、さらに Δt 時刻

図-1 圧密中の粘土層の過剰水圧曲線



後の曲線 $J_{t+\Delta t}$ を表わしている。いま高さ Δz なる微小部分を考え、この高さを一定にして時間 t が Δt だけ変化したときの圧力変化は、Darcy の法則および体積圧縮係数 m_v の定義より求められ、次式の関係を得る。

$$\Delta t = \frac{1}{c_v} \cdot \frac{\Delta F_t}{d(\tan \alpha)} \dots\dots\dots(2)$$

ここに ΔF_t は図-1 において縦線で示した部分の面積であり、 α は考えている圧力曲線上の点における接線が鉛直軸となす角である。この式が粘土層中の間げき水圧の流れに関する近似解法の基礎方程式であり、 Δ を十分小さくすれば厳密に正しい。すなわち Δ の代りに微分記号 d を用い、

$$d(\tan \alpha) = d(\partial u / \partial z) \text{ および } dF_t = \partial u \cdot dz$$

* 正員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科
 ** 正員 元京都大学大学院 工学研究科学生
 *** 学生員 京都大学大学院 工学研究科学生

なることに注意すると、式(2)はさきの式(1)と同一になることが容易に知られる。

(2) 放物線を圧力曲線としたときの粘土層内任意点における間げき水圧の時間的变化

粘土層中の間げき水圧が時間とともに変化する非定常問題において、圧力曲線の性質を満足する簡単な解析曲線は放物線である。すなわち放物線の軸を鉛直にとると、この近似圧力曲線は不透水面のところで鉛直な接線を有し、不透水面から離れるにしたがってその接線の傾き(水圧勾配、図-1の $\tan \alpha$)は次第に増加して、粘土層上部の透水面に至って最大値をとるからである。

このことから図-1の圧力曲線として近似的に放物線を取り、基礎方程式(2)を用いて境界条件を満足するように積分常数を定めると、結局、任意の位置および時間における間げき水圧の大きさは次式で与えられる(図-2参照)。

$$0 \leq t \leq h^2/12c_v, \quad 0 \leq z \leq 2\sqrt{3c_v t} \text{ のとき:}$$

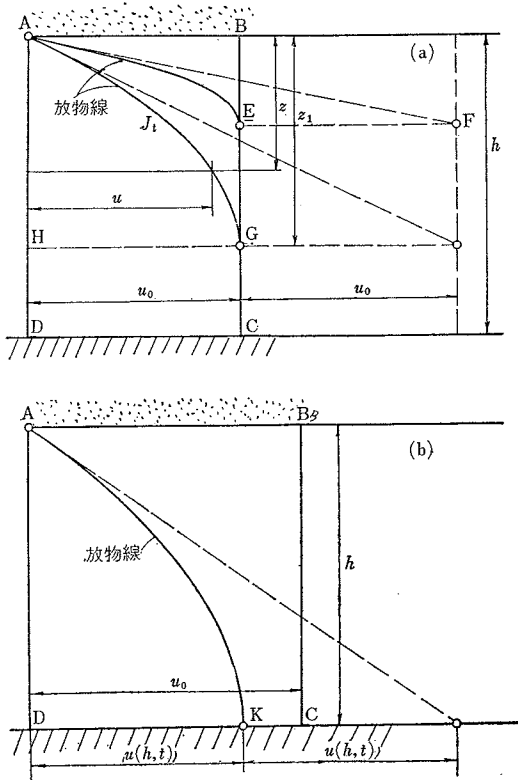
$$u(z,t) = u_0 \left\{ 1 - \frac{(2\sqrt{3c_v t} - z)^2}{12c_v t} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

$$0 \leq t \leq h^2/12c_v, \quad 2\sqrt{3c_v t} \leq z \leq h \text{ のとき:}$$

$$u(z,t) = u_0 \dots\dots\dots(4)$$

$$h^2/12c_v \leq t \leq \infty, \quad 0 \leq z \leq h \text{ のとき:}$$

図-2 圧力曲線を放物線と仮定したときの過剰水圧曲線
(a) $0 \leq t \leq h^2/12c_v$ のとき
(b) $h^2/12c_v \leq t \leq \infty$ のとき



$$u(z,t) = u_0 \left\{ 1 - \frac{(h-z)^2}{h^2} \right\} \exp \left\{ - \left(\frac{3c_v t}{h^2} - \frac{1}{4} \right) \right\} \dots\dots\dots(5)$$

また図-2(a)のABGAまたは、図-2(b)のABCKAなる面積を F_t とすると、粘土層全体の圧密度 U は

$$U = \frac{F_t}{u_0 h} \dots\dots\dots(6)$$

で示されるから、

$0 \leq t \leq h^2/12c_v$ のとき:

$$U = \frac{2\sqrt{3c_v t}}{3h} \dots\dots\dots(7)$$

$h^2/12c_v \leq t \leq \infty$ のとき:

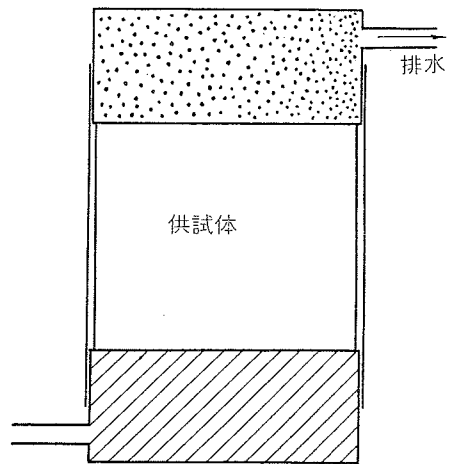
$$U = 1 - \frac{2}{3} \exp \left\{ - \left(\frac{3c_v t}{h^2} - \frac{1}{4} \right) \right\} \dots\dots\dots(8)$$

として求められる。

(3) 粘土層底面における間げき水圧の時間的变化と全層の平均間げき水圧

上述の諸式は間げき水の非定常一次元流れに相当するものであるが、次節で述べる実験に用いた三軸試験装置では図-3のように、供試体の上面より排水し、下面では排水しないようにして圧密中の間げき水圧測定を行なっている。したがって間げき水の流れの方向は鉛直上方のみであるから、図-1または図-2の条件にそのままあてはまる。

図-3 三軸試験装置の境界条件略図



ところで(2)で述べた関係から、粘土層の底面($z=h$)における間げき水圧の時間的变化は次式で表される。

$0 \leq t \leq h^2/12c_v$ のとき:

$$u(h,t) = u_0 \dots\dots\dots(9)$$

$h^2/12c_v \leq t \leq \infty$ のとき:

$$u(h,t) = u_0 \exp \left\{ - \left(\frac{3c_v t}{h^2} - \frac{1}{4} \right) \right\} \dots\dots\dots(10)$$

つぎに粘土層全厚に対する平均間げき水圧 u_m は次式のようなになる。

$0 \leq t \leq h^2/12 c_v$ のとき :

$$u_m(t) = u_0 \left(1 - \frac{2\sqrt{3 c_v t}}{3h} \right) \dots\dots(11)$$

$h^2/12 c_v \leq t \leq \infty$ のとき :

$$u_m(t) = \frac{2}{3} u_0 \exp \left\{ - \left(\frac{3 c_v t}{h^2} - \frac{1}{4} \right) \right\} \dots\dots(12)$$

3. 試料, 実験装置および実験方法

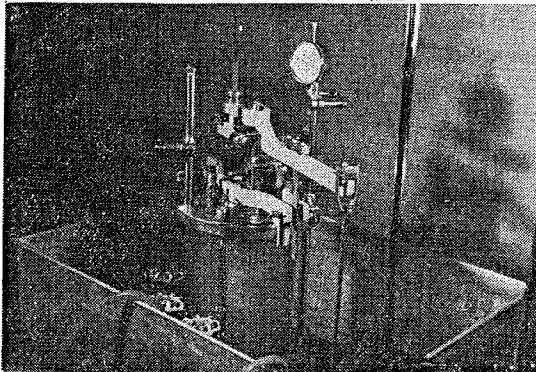
実験に用いた土試料は, 倉敷市水島地先において固定ピストン型薄肉サンプラーで採取された乱さない正規圧密飽和粘土であって, 粘土分約 30%, シルト分約 40%, 砂分約 30% の粒度組成をもつ。この試料の物理試験結果および一軸圧縮強さは表-1 に示すとおりである。

表-1 倉敷粘土の物理試験等の結果

土粒子の比重	2.65	単位体積重量	1.65 t/m ³
液性限界	49 %	一軸圧縮強さ	2.5 t/m ²
塑性指数	22 %	自然含水比	46 %

供試体は直径 35 mm, 高さ 20 mm の円柱形であって, 側方ひずみ計を備えた三軸圧縮室に水中セットされる。この圧縮室は今回, 特に実験目的に合うように試作したもので, 写真-1 のような外観を有するが, 普通の三軸試験機のものとのつぎの諸点で異なっている。

写真-1 三軸試験装置圧縮室



- ① 供試体頂部に接触するシリンダー ロッドの上部にレバーを介して任意の大きさの载荷を与えることができ, これによって異方的圧密を実施しうる。
- ② 圧密期間中, ロッドと圧縮室上蓋との水密性を保持し, かつ摩擦を減少させるため, フレキシブルシャフトを通して駆動される回転式のブッシングを用いている。
- ③ 標準高さ (8 cm) の供試体のほかに, 薄い供試体 (2 cm) についても試験できるように, 底部ペDESTALを上昇させることができる。
- ④ 圧密中供試体の側方変位を測定するため, 環状のひずみ計³⁾ をとりつけるロッドを内蔵している。

側方ひずみ計の外観は写真-2 の左側に示すようなもので, 構造の詳細は図-4 に示されている。測定機構

写真-2 側方ひずみ計 (左) と校正用円柱 (右)

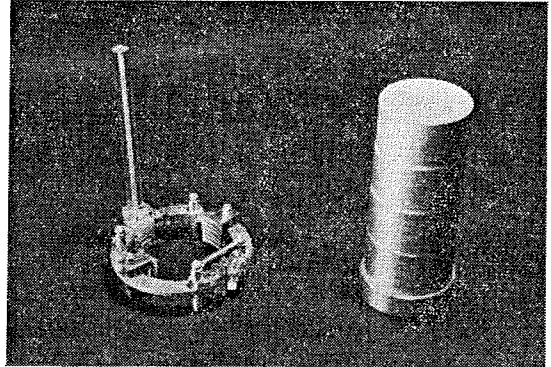
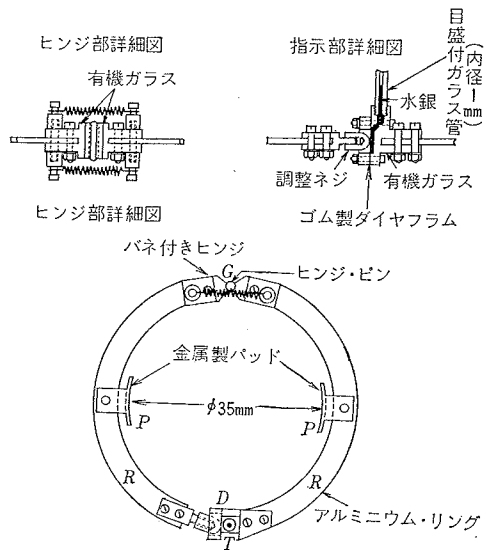


図-4 側方ひずみ計構造図

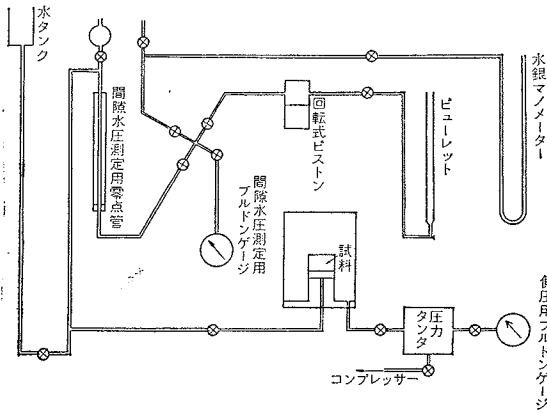


は, 35 mm 径の供試体の側面に軽くあたる 1 対の曲がった金属製パッド (P) の相対移動をヒンジ (G) をもったリング (R) によって 2 倍に拡大し, このリングが少量の水銀を入れたダイヤ フラム (D) に連結している。ダイヤ フラムで仕切られた水銀溜めからは目盛つきの細いガラス管 (T) が直立しており, あらかじめ 写真-2 の右側にある標準径の金属円柱 (直径 35 mm を中心にして, その上下 0.5 mm ずつ異なった種々の径をもつように製作されたもの) を用いて得た校正曲線から, ガラス管内の水銀の表面の移動を圧縮室の外から観測することによって, パッドの移動量すなわち供試体の側方変位を 1/100 mm まで測定することができる。このひずみ計全体は軽金属によって非常に軽く製作されており, そのままでも供試体の側面に添わせることができるが, 圧密段階で供試体が収縮して測定可能範囲を越えたときひずみ計が落下しないように, 特に圧縮室底面からロッドを立ててひずみ計を支えるようにしたのである。ひずみ計の取付けはゴム スリーブをかぶせた供試体を水中セットした直後に行なうが, そのとき注意を払うべき点は,

水銀を内蔵するダイヤフラム内に気泡を残さないことで、これがあとで圧縮室を密閉して水を満たし、側圧を与えたときにガラスパイプ内の水銀面を押し下げて、測定誤差を生ずる原因となる。

圧密中の間げき水圧測定は、供試体の底面からポーラスメタルを通じて、**図-5**の系統図に示すBIC型装置で行ない、一方、供試体からの排水量は、頂部のポーラスメタルからビューレットに導いて測定した。この際排出された水のために供試体に圧力水頭がかからないように、ビューレット内の水面と供試体の中央高さを常に同一水面に保つように注意した。さらに**図-5**の間げき線中に使用する水は気泡の存在を許すことができないから、すべて脱気水を用いたことを付記する。

図-5 三軸試験装置系統図

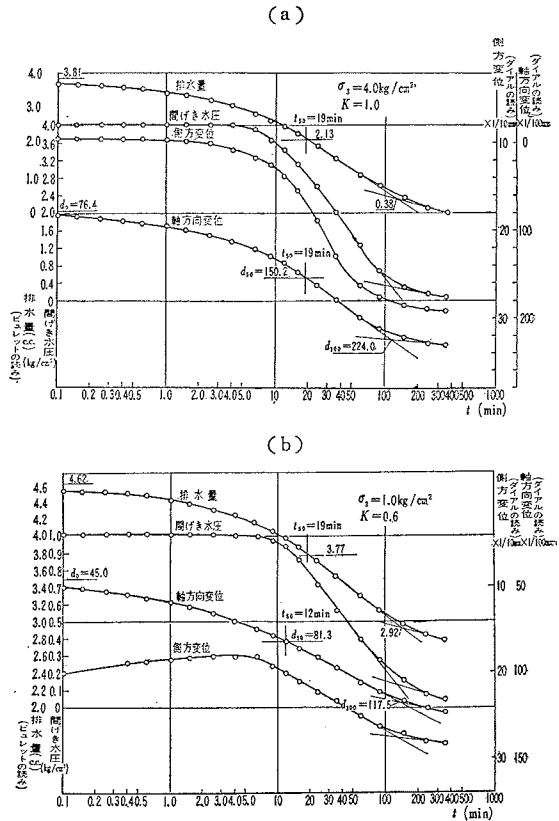


上述のようにセットされた供試体は、側圧 $\sigma_3=1\text{ kg/cm}^2$ ないし 4 kg/cm^2 でそれぞれ等方的圧密を行ない、また $\sigma_3=1\text{ kg/cm}^2$ の側圧に対しては、主応力比 $K=\sigma_3/\sigma_1$ を 0.5 から 1.0 まで変化させて異方的三軸圧密を行ない、これらのおおのの場合について間げき水圧、鉛直軸方向ひずみ、側方ひずみおよび排水量の時間的変化を測定した。

4. 圧密中の間げき水圧の挙動と各測定値との関係

種々の主応力比 $K=\sigma_3/\sigma_1$ を用いた三軸圧密試験において、測定した乱さない粘土試料の間げき水圧、排水量、軸方向変位および側方変位をそれぞれ時間 t の対数に対してプロットしたものの代表例を**図-6**(a),(b)に示す。**図-6**(a)は圧密側圧 $\sigma_3=4.0\text{ kg/cm}^2$, $K=1.0$ の等方的圧密の場合であり、**図-6**(b)は $\sigma_3=1.0\text{ kg/cm}^2$, $K=0.6$ の異方的圧密の場合を表わしている。これらの図において間げき水圧は他の測定値にくらべて異なる挙動を示し、圧密開始後5分ないし10分までは側圧に等しい一定値を保っている。これは間げき水圧の測定が供試体の底面でなされたことに起因するものであり、2.(3)で示したように、初期過剰間げき水圧の分布

図-6 三軸圧密における間げき水圧、排水量、軸方向変位および側方変位の時間曲線



が矩形形で、圧密中の間げき水圧の分布を放物線状と仮定すれば、式(9)より圧密度 $U=33.3\%$ になるまで供試体底面での間げき水圧低下がみられないためである。この傾向は**図-6**(a)の側方変位についてわずかに見られるが、これも側方変位の測定を供試体中央高さにはめた環状ひずみ計で行なったことによる。

上述のような供試体底面での実測間げき水圧から、この試料の圧密中の挙動をただちに考察することはできないので、つぎのような方法によることにした。すなわちこの実測間げき水圧を用いて式(10)より試料の圧密係数 c_v の値を算出する。これは実験中各測定時刻ごとに求められるから、もし c_v の時間的変動があまりはげしくない場合には、その平均値 \bar{c}_v をもって圧密期間全体に対する代表値とすることができる。この \bar{c}_v を式(11)および式(12)に代入することによって任意の時刻における供試体の全高に対する平均間げき水圧 $u_m(t)$ を算出するのである。

式(10)を c_v について解くと、

$$c_v = \frac{h^2}{3t} \left\{ \frac{1}{4} - \log_e \left(\frac{u}{u_0} \right) \right\} \dots \dots \dots (13)$$

を得るから、この式に供試体の高さ $h=2\text{ cm}$ と底面での実測間げき水圧 $u(h,t)$ を用いて、圧密係数 c_v の時

間の変化を調べてみると図-7 (a),(b) のようになる。図-7 (a) は側圧 $\sigma_3=1.0 \text{ kg/cm}^2$ で主応力比 K を種々に変えたもの、図-7 (b) は $K=1$ (等方的圧密) で側圧を変化させたものを示している。これらの図によってわかるように、 c_v の値は圧密期間中を通じて一定ではなく、有効応力の増加につれて次第に減ずる傾向があり、特に圧密初期において減少の割合がいちじるしい。これは圧密中、透水係数 k の減少率が体積圧縮係数 m_v の減少率よりも大であるためと考えられる。

図-7 圧密係数 c_v の時間的变化

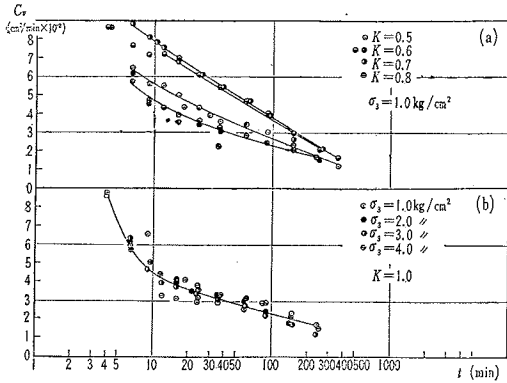
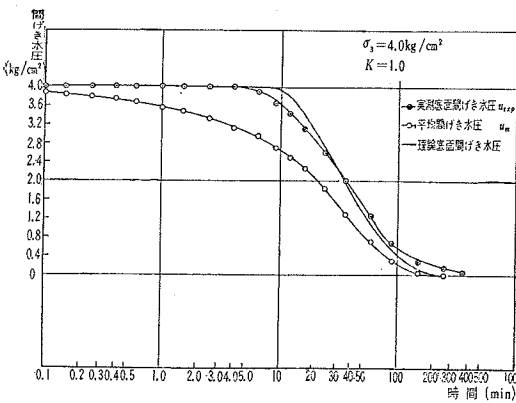


図-8 平均間げき水圧の時間曲線 (a)



(b)

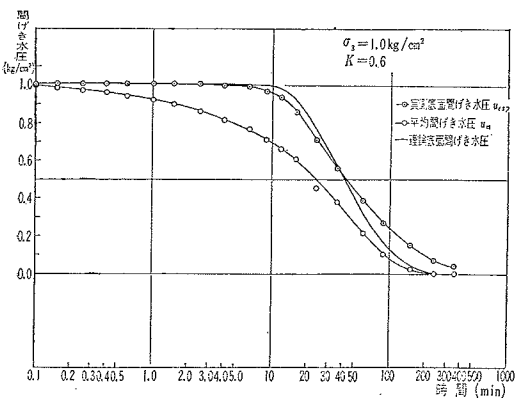
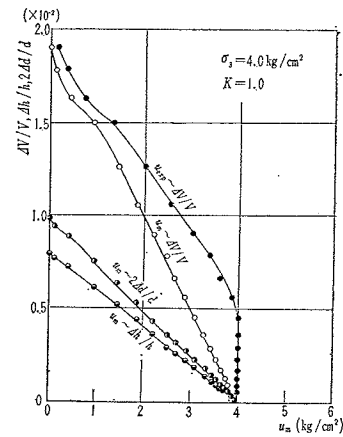


図-8 (a),(b) はさきに述べた方法によって、図-6 (a),(b) の実測間げき水圧から供試体全体の平均間げき水圧 u_m を計算した結果を時間の対数に対してプロットしたものである。これらの図では、Casagrande の $\log t$ 法で求めた圧密係数を代表値として用い、さらに、これを式 (9) および式 (10) に代入して得た供試体下端での逆算間げき水圧をも記してあるが、これは実測のものとかかなりよく一致しており、特に 50% 圧密の点において完全な一致を示しているのは、 $\log t$ 法を用いたことによる当然の帰結である。

図-9 は $\sigma_3=4.0 \text{ kg/cm}^2$ なる側圧の下で 試料を等方的に圧密した場合、各時刻における平均間げき水圧 u_m と体積ひずみ $\Delta V/V$ 、横方向ひずみ $2\Delta d/d$ (d : 供試体の直径) および縦方向ひずみ $\Delta h/h$ の関係を表わしたも

図-9 平均間げき水圧の諸ひずみ量との関係



のである。外的に試料に作用している全応力 σ_3 は圧密期間中を通じて一定に保たれているから、これらの各ひずみはすべて平均有効主応力 $\sigma_m' (= \sigma_3 - u_m)$ にほぼ比例して生ずることが予見されるが、その詳細な考察は次節にゆ

ずることとする。

図-9 より近似的に次式が成立することがわかる。

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta h}{h} + 2 \frac{\Delta d}{d} \dots \dots \dots (14)$$

これより等方周圧あるいはこれに近い応力を受ける三軸圧密試験においては、排水量ならびに縦、横いずれか一方の変形量の 2 つを測定することによって、ほかの一つを近似的に推定することが可能であると考えられる。なお異方性の程度の大きい周圧を受ける場合についても式 (14) が成立するかどうかは、今後の研究に待つところが多い。

5. 圧密中の平均有効主応力と体積ひずみの関係

通常の弾性法則にしたがう等方性物質においては、有効主応力の増分 $\Delta\sigma_1', \Delta\sigma_2', \Delta\sigma_3'$ による容積変化は

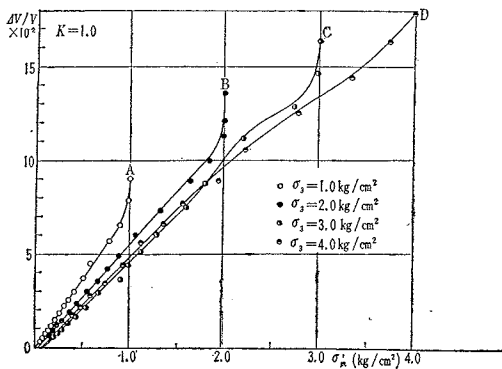
$$\frac{\Delta V}{V} = -m_v \frac{\Delta\sigma_1' + \Delta\sigma_2' + \Delta\sigma_3'}{3} = -m_v \Delta\sigma_m' \dots \dots \dots (15)$$

で与えられる⁴⁾。ここに m_v は圧密による容積変化の全

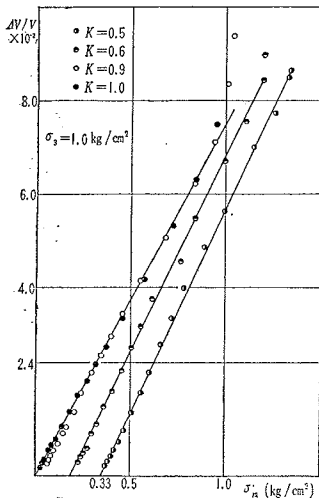
範囲にわたる平均体積圧縮係数, $\Delta\sigma_m'$ は有効主応力の変化の平均値であり, すべて応力は圧縮を正とする。土においては, この平均体積圧縮係数そのものが有効応力の関数となることが予想されるが, 土が一般に応力を受けるとき, 試料に作用する各主応力と変形量との関係を探るよりも, 式 (15) のように平均有効主応力と変形量との関係を考察の方が実際の重要性が多いと考えられる。ゆえにここでは, 等方的または異方的に試料を圧密している期間中, 間げき水圧の減少とともに刻々と増加する平均有効主応力と試料の変形量との関係について考察を試みることにする。

図一10 および 図一11 は圧密中の平均有効主応力 σ_m' と体積ひずみ $\Delta V/V$ の関係を表わしており, 前者は種々の大きさの等方周圧 ($K=1$) に対するもの, 後者は側圧を一定 ($\sigma_3=1.0 \text{ kg/cm}^2$) に保って, 異方性の程度を表わす K の値を変化させた場合の実験結果である。圧密中試料の受ける有効主応力比 $K'=\sigma_3'/\sigma_1'$ は後述のように時間とともに変化するので, ここでは全応力で表わ

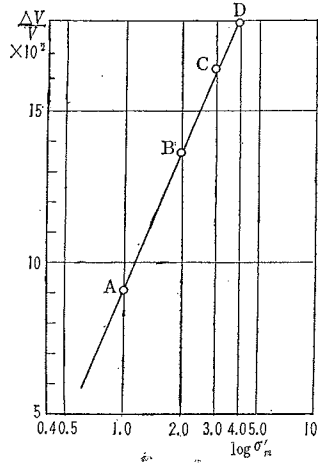
図一10 平均有効主応力と体積ひずみの関係 (K :一定)



図一11 平均有効主応力と体積ひずみの関係 (σ_3 :一定)



図一12 体積ひずみの終極値と平均有効主応力の関係



した主応力比 $K=\sigma_3/\sigma_1$ をパラメーターにとって整理した。

ききに $\sigma_3=4.0 \text{ kg/cm}^2$ に対して描いた 図一9 の $\Delta V/V \sim u_m$ 曲線から予想したとおり, 平均有効主応力 σ_m' と体積ひずみ $\Delta V/V$ との関係は, 圧密のごく終期を除いた大部分の範囲にわたって直線的であることが 図一10 より明らかである。すなわち, この場合の σ_m' の初期値は各側圧に対してすべて 0 にとっているから $\Delta\sigma_m' = \sigma_m'$ となり, 式 (15) が成立することが実験的に証明せられた。なお他の側圧に対しても, 圧密の終期には平均有効主応力がほとんど側圧に等しくなっていて, それ以上増加しないのにもかかわらず体積ひずみが進行するため, この部分で $\Delta V/V \sim \sigma_m'$ 曲線が急上昇することは注目すべき現象である。当初これはおそらく粘土試料に構造的な異方性があるためのダイレイタンスによる体積ひずみに起因するものと考えていたが, この傾向は試料に back pressure (還元圧) を作用させることによって減少せしめることが, その後の研究により明らかになりつつある⁵⁾。すなわち圧密の進行とともに間げき水圧が減少する結果, 最初飽和していた試料でも間げき水中にあった気体が遊離して不飽和となり, 粘土の構造骨格に加わる有効応力を徐々に増加させるため, 圧密の終期になおかなりのひずみ速度をもち, しかも変位の総量も還元圧を作用させた場合にくらべて大きくなる。したがって 図一10 に現われた等方圧密における二次圧密に類似の現象は, むしろ還元圧を用いないための試料の不飽和化に帰せしめるのが妥当と考えられる。しかし, このようにして得られた各側圧に対する 100% 圧密の最終点 A, B, C, D……等を結んで得られる曲線を半対数紙上で σ_m' に対してプロットしてみると, 図一12 に示すようにほぼ直線関係となり, 従来からいわれている $e \sim \log p$ 曲線が正規圧密領域で直線となるという定説と一致するのである。

一方, 図一11 よりわかるように, 異方的な周圧のもとで圧密される試料においても, 体積ひずみ $\Delta V/V$ と平均有効主応力 σ_m' との間には直線関係が存在する。ただしこの場合の σ_m' の初期値は 0 でなく, 主応力比 K に応じて一定の値 (各直線が横軸を切る点の値) をもち, 異方性の度合いが大きい (K が小さい) ほどこの初期値 σ_{m0}' は大きくする。三軸圧密を開始した瞬間 ($t=0$) においては, 飽和粘土供試体からの排水はなく, したがって体積ひずみが生じない。ゆえに上述の σ_{m0}' は容積変化のないひずみ, すなわち異方周圧によるせん断ひずみについてやされた平均有効主応力であ

ることができる。この点について、試料に発生する間げき水圧の面から考察を行なってみよう。

すでに図-6 (b) において知られたように、異方的な周圧を受ける土試料内に発生する間げき水圧の初期値 u_0 は、等方周圧下の場合 図-6 (a) と同様にほぼ側圧 σ_3 に等しく、常識的に考えられるように三主応力の平均 $u_0 = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ とはならないのである。その理由は、一般に側圧の変化 $\Delta\sigma_3$ と主応力差の変化 $(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)$ を同時に受ける試料の間げき水圧の変化量 Δu が Skempton によってつぎのように表わされる⁹⁾。

$$\begin{aligned} \Delta u &= B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \\ &= B \cdot \Delta\sigma_3 + B \cdot A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3) \dots \dots \dots (16) \end{aligned}$$

ここに A および B は間げき水圧係数とよばれるものであって、飽和粘土では $B=1$ なることが理論的ならびに実験的に証明されている。一方、係数 A については、土質によって非常に異なった値が得られ、そのせん断破壊時の値は正規圧密粘土で 0.6~1.0 程度となることもまれではないが、主応力差の変化が小さい場合の A 値は、おそらく B 値よりも一次低い程度のものに過ぎず、式 (16) において右辺の第 2 項は左辺の Δu にほとんど効いてこないのである。この異方周圧下における間げき水圧の特性から、圧密開始前にはつぎの関係が成立する。

- 側圧 (全応力) : σ_3
- 軸方向圧 (全応力) : $\sigma_1 = \sigma_3/K$
- 平均全応力 : $\sigma_{m0} = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 = (1+2K)\sigma_3/3K$
- 間げき水圧の初期値 : $u_0 \doteq \sigma_3$
- ∴ 平均有効主応力の初期値 :

$$\sigma_{m0}' = \sigma_{m0} - u_0 = \frac{1-K}{3K} \sigma_3 \dots \dots \dots (17)$$

たとえば、 $\sigma_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ 、 $K=0.5$ なる場合の平均有効主応力の初期値 σ_{m0}' は式 (17) より 0.33 kg/cm^2 となり (図-11 参照)、これが主応力差として試料のせん断ひずみ (形状変化) に寄与するのである。

つぎに 図-10 および 図-11 から、式 (15) で定義した平均体積圧縮係数 m_v の特性を調べることにする。式 (15) より明らかなように、 m_v はこれらの図に示されている $\Delta V/V \sim \sigma_m'$ 関係の直線部分の傾斜に等しい。図-13 (a) は 図-10 より等方周圧 ($K=1$) の場合の体積圧縮係数 m_v と圧密時の側圧 σ_3 の関係を描いたものであって、 σ_3 したがつて同一圧密度における有効主応力 σ_m' が増すにつれて m_v が減少する傾向がみられる。また 図-13 (b) はこの m_v と主応力比 K との関係を図-11 から求めたものであって、 K が減少して異方性の度合いが強くなるほど、体積圧縮係数 m_v が大きくなることが知られる。

圧密期間中の有効主応力比 $K' = \sigma_3'/\sigma_1'$ の時間的变化を調べるために、縦軸に普通目盛で K'/K なる比をとり、横軸に対数目盛で時間 t をとってプロットすると、

図-13 体積圧縮係数と側圧ならびに主応力比との関係

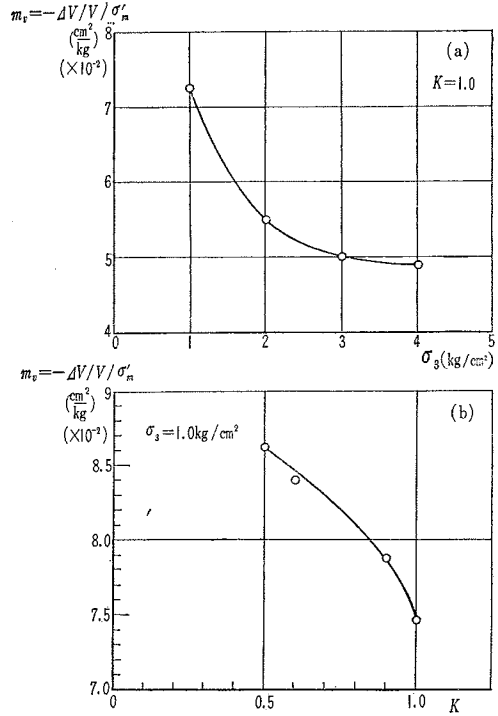
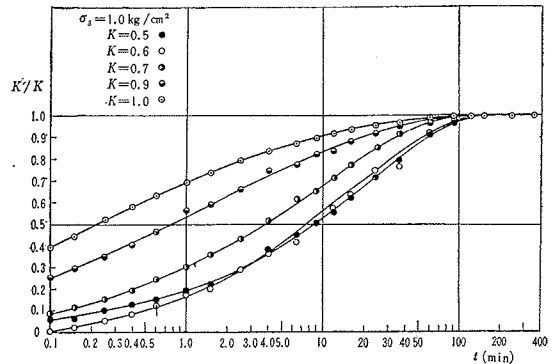


図-14 圧密中の有効主応力比の経時変化



各異方性の場合について 図-14 のような曲線が得られる。この図で下側に位置している曲線ほど、所定の K'/K 比に到達するのに要する時間が大きいわけであるから、 K の値の小さい (異方性の度合いが大きい) ものほど、圧密中の間げき水圧の消散がおくれることを示しており、これはすでに 図-6 (a) (等方的圧密と) 図-6 (b) (異方的圧密) の両者において間げき水圧の挙動を比較した場合に明らかであった。

6. 結 語

本文では新たに改良試作した三軸試験装置を用いて、等方的もしくは異方的な周圧のもとで圧密する飽和粘土試料内の間げき水圧の挙動を実験的に考察した結果を述べ、さらにこのような圧密時における試料の変形量と有

効応力との関係について詳細な検討を試みた。この研究で得られたおもな結論を要約するとつぎのようになる。

1) 供試体底面で測定される圧密中の試料の間げき水圧から、Terzaghi-Fröhlich が誘導した間げき水の流れに関する近似解法を用いて、供試体全厚の平均間げき水圧を計算し、これより粘土の圧密中の応力～ひずみ～時間関係を知ることができる。

2) 飽和粘土の圧密係数 c_v の値は圧密期間中を通じて一定ではなく、有効応力の増加につれて次第に減ずる傾向があり、特に圧密初期において減少の度合いがいちじるしい。

3) 等方周圧あるいはこれに近い応力を受ける飽和粘土が圧密中に生ずる諸ひずみ、すなわち体積ひずみ、縦方向ひずみおよび横方向ひずみと平均有効主応力との間には、圧密のごく終期を除いて直線関係があり、異方的な周圧のもとでも体積ひずみに関しては同様な傾向が存在する。

4) 異方的な周圧の下で圧密を開始した瞬間における飽和粘土の間げき水圧の初期値は三主応力の平均値とはならず、等方周圧下の場合と同様にほぼ側圧に等しい大きさである。したがって、この瞬間において主応力比に応じた一定の有効応力が作用し、これが試料のせん断ひずみに寄与することになる。

5) 飽和粘土の体積圧縮係数は、等方周圧の下では有

効主応力が増すにつれて減少し、また異方性の度合いが強いほど大きくなる傾向がある。

6) 等方的圧密と異方的圧密の両者における間げき水圧の挙動を比較すると、異方性の度合いが大きくなるほど圧密中の間げき水圧の消散に時間的なおくれを生ずる。

飽和粘土の三軸圧密における間げき水圧の挙動には、以上のほか試料に与える back pressure が圧密現象におよぼす影響など、実際の沈下問題を解明する上で残された問題が少なくないが、これらに関する研究については別の機会に報告することにする。

参 考 文 献

- 1) Terzaghi, K. : Erdbaumechanik, Deuticke, 1925, pp. 111~183.
- 2) Terzaghi, K. and Fröhlich, O.K. : Theorie der Setzung von Tonschichten, Deuticke, 1936, pp. 36~45.
- 3) Bishop, A.W. and Henkel, D.J. : The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test, Edward Arnold Ltd., 1957, pp. 70~74.
- 4) Skempton, A.W. and Bishop, A.W. : Building Materials, Edited by M. Reiner, North-Holland Publ. Co., 1954. pp. 438~441.
- 5) 赤井浩一・小谷 章 : 不攪乱飽和粘土の圧密とせん断におよぼす back pressure の効果, 土木学会論文集 第91号予定, 38年3月登載.
- 6) Skempton, A.W. : The Pore Pressure Coefficients A and B, Geotechnique, Vol. 4, No. 4, 1954, pp. 143~147.

(原稿受付 : 1962.5.7)

ON BEHAVIOURS OF THE PORE PRESSURE DURING TRIAXIAL CONSOLIDATION OF A FULLY-SATURATED CLAY

By *Dr. Eng., Koichi Akai, C.E. Member, Akira Kotani, C.E. Member and Toshihisa Adachi, C.E. Student Member*

SYNOPSIS

Using a triaxial apparatus recently reconstructed by the authors, some behaviours of the pore pressure during isotropic or anisotropic consolidation of a fully-saturated undisturbed clay have been experimentally investigated. Especially a precise consideration has been performed from the test results on the correlation between the deformation of specimens and the effective stress.

The well-known fundamental equation of one-dimensional consolidation proposed by Terzaghi can be used in researching the change of the pore water flow in a clay during consolidation. Practically, it is rather convenient to apply the approximate equation deduced by Terzaghi-Fröhlich, in which the distribution of pore pressure in a clay layer during consolidation is assumed to be parabolic.

In the triaxial apparatus used in this investigation, the pore pressure measurement during consolidation is performed at the bottom of specimens, whereas the drainage is done at the top of them. Under these conditions, the rate of pore pressure change u at the bottom of clay specimens ($z=h$) is expressed by the following equations ;

$$0 \leq t \leq \frac{h^2}{12 c_v} : u(h, t) = u_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h^2}{12 c_v} \leq t \leq \infty :$$

$$u(h, t) = u_0 \exp \left\{ - \left(\frac{3 c_v t}{h^2} - \frac{1}{4} \right) \right\} \dots\dots (2)$$

The mean pore pressure for the whole height of specimens u_m can be obtained as follows ;

$$0 \leq t \leq \frac{h^2}{12 c_v} : u_m(t) = u_0 \left(1 - \frac{2\sqrt{3} c_v t}{3h} \right) (3)$$

$$\frac{h^2}{12 c_v} \leq t \leq \infty :$$

$$u_m(t) = \frac{2}{3} u_0 \exp \left\{ - \left(\frac{3 c_v t}{h^2} - \frac{1}{4} \right) \right\} \dots\dots\dots (4)$$

The test specimens have been trimmed as a cylindrical form 35 mm in diameter and 20 mm

in height and set into the triaxial cell with a lateral strain indicator. These specimens have been consolidated isotropically under ambient pressures $\sigma_3 = 1 \text{ kg/cm}^2 \sim 4 \text{ kg/cm}^2$, whereas some of the specimens have been brought to the state of anisotropic consolidation, where the principal stress ratio $K = \sigma_3/\sigma_1$ has been changed from 0.5 to 1.0. In these tests the behaviours of pore pressure, vertical strain, lateral strain and the drainage from specimens have been measured.

An example of the measured results is shown in Fig. 1, whose abscissa shows the time elapsed from the beginning of consolidation on a logarithmic scale. It is known from this figure that the pore pressure behaves peculiarly than the others ; it remains constant value after the beginning of consolidation for five or ten minutes. This phenomenon is based on the fact that the pore pressure is measured at the bottom of specimens. Then, using the measured pore pressure, the coefficient of consolidation c_v is calculated by Eq. (2). This coefficient is put into Eqs. (3) and (4) in order to obtain the mean pore pressure u_m . Fig. 2 shows that the coefficient of consolidation c_v decreases with increase of the effective stress.

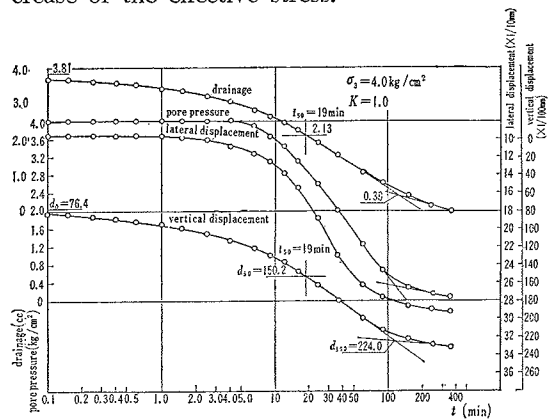


Fig. 1 Time curves of pore pressure, drainage, vertical displacement and lateral displacement during triaxial consolidation.

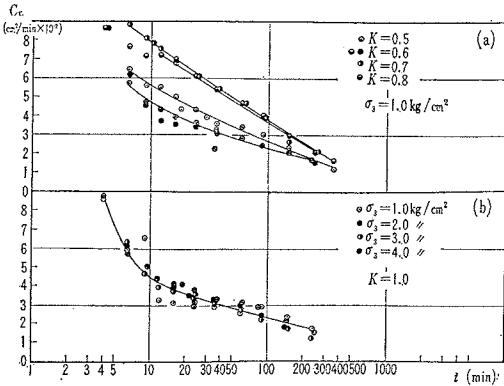


Fig. 2 Variation of the coefficient of consolidation c_v with time.

Next, the correlation between the volume strain of specimens and the mean effective stress during consolidation is investigated. The volume change of an isotropic material which obeys Hooke's law due to the increment of effective principal stresses $\Delta\sigma_1'$, $\Delta\sigma_2'$ and $\Delta\sigma_3'$ is given by the next equation ;

$$\frac{\Delta V}{V} = -m_v \frac{\Delta\sigma_1' + \Delta\sigma_2' + \Delta\sigma_3'}{3} = -m_v \Delta\sigma_m' \dots (5)$$

where, m_v is the coefficient of volume compressibility.

Fig. 3 indicates the relationship between $\Delta V/V$ and σ_m' ($=\Delta\sigma_m'$) during isotropic consolidation, from which one can recognize that there exists a linear relation which corresponds to Eq. (5) except at the end of consolidation. The correlation under anisotropic consolidation is shown in Fig. 4. It is clear that the relations between $\Delta V/V$ and σ_m' are also linear, but there is an initial value of σ_m' , corresponding to the principal stress ratio K . This initial value σ_{m0}' is

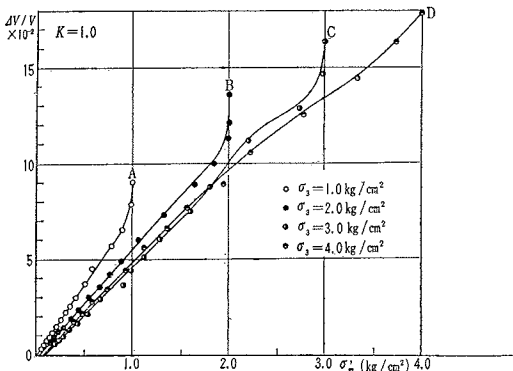


Fig. 3 Correlation between the mean effective stress and the volume strain (K : const).

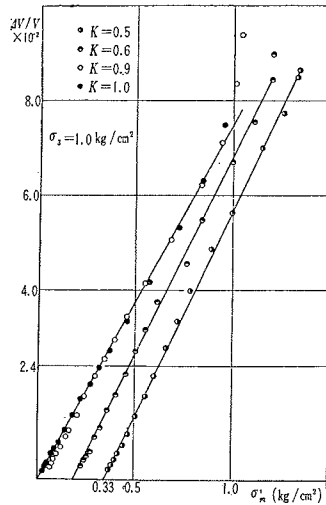


Fig. 4 Correlation between the mean effective stress and the volume strain (σ_3 : const)

considered as a fraction of the effective stress consumed by the shear strain of the specimen due to anisotropic consolidation and it is expressed as the following equation ;

$$\sigma_{m0}' = \sigma_{m0} - u_0 = \frac{1-K}{3K} \sigma_3 \dots \dots \dots (6)$$

The coefficient of volume compressibility m_v is defined as the inclination of the line which gives the correlation between $\Delta V/V$ and σ_m' . From Fig. 3 it is shown that m_v decreases with increase of σ_m' . As the correlation between m_v and $K = \sigma_3/\sigma_1$, on the other hand, m_v increases with the decrease of K (see Fig. 4).

At last, the change of the effective principal stress ratio $K' = \sigma_3'/\sigma_1'$ during consolidation is shown in Fig. 5 with respect to any value of K . This figure indicates that the dissipation of pore pressure occurs slowly in the case of small value of K . (Received May 7, 1962)

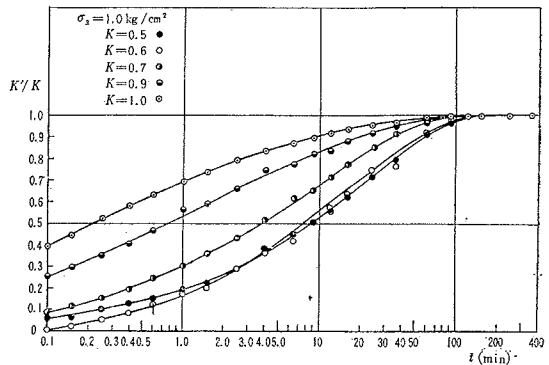


Fig. 5 Variation of the effective principal stress ratio during consolidation.