

The K0-value and Shear Properties of one Dimensionally Consolidated Clay

| | |
|-------|---|
| メタデータ | 言語: jpn 出版者: 公開日: 2017-10-03 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: Yagi, Norio メールアドレス: 所属: |
| URL | https://doi.org/10.24517/00011726 |

This work is licensed under a Creative Commons Attribution-NonCommercial-ShareAlike 3.0 International License.



粘土の K_0 -圧密とそのせん断特性

八木則男*

The K_0 -value and Shear Properties of one Dimensionally Consolidated Clay

by

Norio YAGI

Abstract

In this paper, first, some comments on the method, apparatus, are given. Following these comments two kinds of consolidation tests were carried out using triaxial apparatus. In one test, there is no lateral deformation of a specimen (K_{0r} -test) and in the other test (K_{0a} -test), there is no axial deformation of a specimen. After consolidation, shear tests (axially compression test) on some specimens were performed. From these tests, following results are concluded.

- 1) The K_0 -value in both consolidation test is unity, when over consolidation ratio is between 4 and 6.
- 2) The relationship between K_0 -value and internal friction angle ϕ' in K_{0a} -test is between Jaky's and Brooker's expression.
- 3) Secondary consolidation velocity $d(\Delta V/V)/d(\log t)$ has linear relation with stress ratio $|\sigma'_a - \sigma'_r| / \sigma'_m$, when $|\sigma'_a - \sigma'_r| / \sigma'_m$ is smaller than 0.45.
- 4) The internal friction angle ϕ' of K_{0r} -test specimen at $(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$ is a little smaller than one of K_{0a} -test specimen.
- 5) The undrained strength of K_{0r} -test specimen is bigger than K_{0a} -test one at same water content.

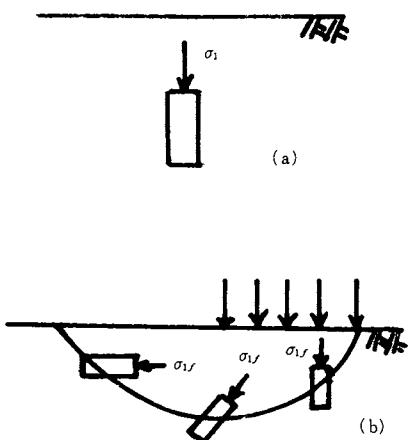
1. はしがき

自然に堆積している粘土地盤は一般に一次元圧密 (K_0 -圧密と呼ぶ) を受けている。これらの地盤の安定問題を扱う場合、地盤内の初期の応力状態および一次元圧密を受けた粘土性の強度特性が必要となる。 K_0 -圧密地盤の初期の内部応力を示す値として有効応力で表示した静止土圧係数 K_0 -値は粘性土の二次圧密の問題とともに一次元圧密の重要な研究課題である。

* 土木工学科

一方、 K_0 -圧密を受けた粘土の強度特性は等方圧密を受けた粘土の強度特性と異なることが指摘されている。実際の正規圧密粘土地盤では第1図(a)に示すように最大主応力方向は鉛直である。つぎに地盤の表面に荷重が作用して地盤の破壊状態におけるすべり面にそっての主応力の方向は図-1(b)に示すように順次変化している。載荷重直下では最大主応力の方向が荷重作用前とほぼ一致するのに対し、第1図(b)の左端のすべり面上では90°回転していることがわかる。したがってこのような場合の安定解析を行うには主応力の方向の回転が強度に及ぼす影響について熟知する必要がある。

ここでは三軸試験によって K_0 -圧密を行った後非排水のせん断試験を行い、 K_0 -値と強度特性について調べた。したがって、せん断時の主応力の方向については、 K_0 -圧密時の主応力の方向と一致する場合と90°回転する場合のみでその中の主応力方向については研究の対象としていない。



第1図 地盤内の最大主応力方向

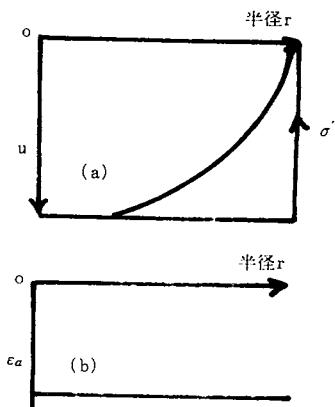
2. 従来の研究方法に対する批判と著者の研究方法

従来より K_0 -圧密および K_0 -圧密を受けた粘土の強度特性については数多くの研究がなされているが、それらの成果については後に著者の実験結果とともに述べるこのにして、ここでは従来の研究方法に対する著者の意見と著者の研究方法を記述する。

従来、粘土の K_0 -値を求めるには、側方圧力の測定できる側方拘束の圧密試験機か三軸試験によっている。側方拘束の場合は土と容器との間の摩擦の問題および精度の高い側方圧力の測定装置の作製の困難さがあって近年では三軸試験による場合が多くなっている。

一方三軸試験による従来の方法は円柱供試体を用いて、側方方向にだけ排水を許し、その排水量をしながら側方変位を許さないように軸方向変位を剛な載荷板により、強制的に与えるものである。この試験法による圧密中の供試体の半径 r 方向の間げき水圧 u または有効応力 σ' および軸方向ひずみ ϵ_a の分布を示すと第2図のようになる。第2図のような状態では供試体全体としては K_0 -圧密状態を保持しているが、供試体内部の各部分においては K_0 -圧密状態が満足されていない。すなわち、 K_0 -圧密では体積変化と同時にそれに相当する軸方向ひずみが生じねばならないのに、供試体中央部では有効応力の増分がなく体積変化が生じていないのに、軸方向ひずみだけが与えられていることになる。このように三軸試験では排水方向と供試体の変位方向が一致していないために供試体のすべての部分で K_0 -圧密状態が満足されていない。側方拘束の圧密試験では排水、変位方向がともに鉛直であるため供試体各部分で K_0 -圧密状態が満足されている。

したがって、著者は三軸試験においても排水、変位方向が一致するような試験を試みた。すなわち、排水は側方方向にだけ許し、軸方向を拘束して圧密の進行とともに減少する軸方向応力を測定した。



第2図 三軸試験による圧密中の供試体
内の間げき水圧、有効応力、軸
ひずみの分布

この試験での問題点としては、実際の地盤内で正規圧密状態では一つの最大主応力と二つの最小主応力が存在する状態となるが、この試験では二つの最大主応力と一つの最小主応力になることである。

ここでは、上記の軸方向拘束の圧密試験と従来の軸方向に変位を与えるものの比較検討をするとともに、圧密後せん断試験を行い、せん断中に最大主応力が 90° 回転する場合も含めて一次元圧密を受けた粘土の強度特性を明らかにした。

圧密、せん断を通じて多種の試験を行ったので、以下それらを記号で示すことにする。試験の種類と記号はつきのようである。

K_{0r} -圧密：従来の三軸試験において軸方向変位を与える K_{0r} -圧密試験

K_{0a} -圧密：新しく行う三軸試験において軸方向を拘束する圧密試験

$K_0, R K_{0r}$ -圧密： K_{0r} -圧密で圧密と膨潤を繰り返して行う試験

CIU-試験：等方圧密の後に非排水せん断

CK_0, U -試験： K_{0r} -圧密の後に非排水せん断

CK_{0a}, U -試験： K_{0a} -圧密の後に非排水せん断

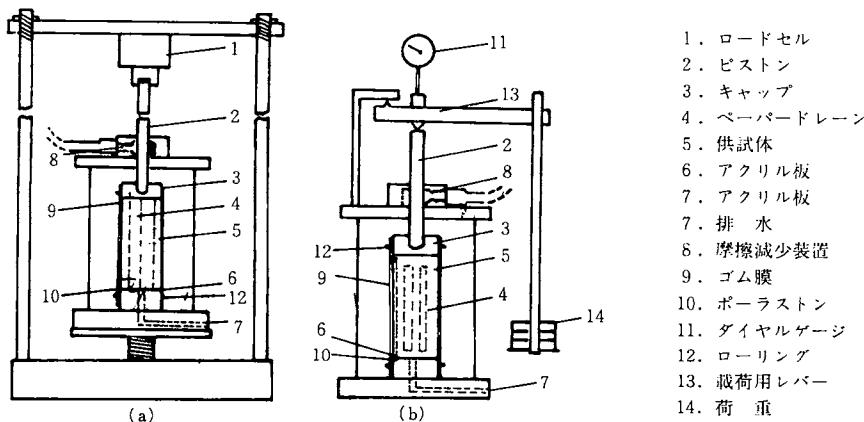
$CK_0, R K_{0r}, U, C K_{0a} R K_{0a}, U$ -試験： K_{0r} -圧密または K_{0a} -圧密で圧密と膨潤を繰り返した後に
非排水せん断試験

以上のせん断試験ではすべて軸方向応力を増加させたものである。

3. 実験装置、供試体、実験方法、試料

3.1 実験装置と供試体

圧密試験、せん断試験とともに第3図(a), (b)に示す三軸試験機を用いた。第3図(a)は K_{0a} -圧密用であり、軸方向載荷ピストンがロードセルに剛結され、軸方向変位は許されない。一方第3図(b)は圧密の進行とともに軸方向変位を与えるための載荷装置が設置されている。



第3図 三軸試験機

供試体は円柱形で、高さ 8.00 cm、直径 3.57 cm である。供試体とプラスチックの上下載荷板との間にシリコングリースをぬった薄いゴムを入れ、摩擦を減少させた。供試体の周りにはペーパードレーンを巻き、その下端は載荷板の下に置いたポーラストンに接触させ、排水した。このようにして排水は側方方向にだけ許した。

3.2 実験方法

K_{0a} -圧密, K_{0r} -圧密とともに供試体のセットの後側圧 σ_r を一定にして圧密を行った。したがって、 K_{0a} -圧密では圧密の進行とともに減少する軸方向圧力をロードセルを通じて自記し、一方 K_{0r} -圧密では軸圧を増加させて側方変位をゼロにした。圧密時間は一つの荷重段階で4,000~5,000分である。

圧密後のせん断試験では両試験とも軸方向圧力を増加せしめる非排水の圧縮試験であり、ひずみ制御方式である。せん断中の間げき水圧は水圧計を通じて電気的に自記させた。またバックプレッシャーはすべて1.0 kg/km²であり、圧縮速さは0.0303mm/minである。

3.3 試 料

ほとんどの試料は大阪のチュウ積層粘土を練り返し0.5 kg/km²で再圧密したもので、一部不搅乱のチュウ積層、洪積層粘土を用いた。これらの試料の諸物性は第1表に示されている。これらのすべての試料に対して2.で示したすべての試験を行ったわけではなく、各試料に対してつぎの試験を行った。

第1表 試料の諸物性

| 試料 項目 | No. 1 | No. 2 | No. 3 | No. 4 | No. 5 | No. 6 | No. 7 |
|-----------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|-----------|-------|-------------|
| 採 取 場 所 | 大阪泉南 チュウ積層 | 大阪泉南 チュウ積層 | 大阪泉南 チュウ積層 | 大阪南港 チュウ積層 | 大阪 洪積層 | 大阪梅田 | 大阪チュ ウ積層 |
| 粘 土 の 状 態 | 練り返し | 練り返し | 練り返し | 不 搅 亂 | 不 搅 亂 | 練り返し | 練り返し |
| 液性限界(L.L.) | 110.2 | 74.1 | 38.6 | 68.5 | — | 49.0 | 75.6 |
| 塑性限界(P.L.) | 34.1 | 28.6 | 18.9 | 31.2 | — | 26.0 | 31.9 |
| 塑性指数(I _P) | 76.1 | 45.5 | 19.7 | 37.3 | — | 23.0 | 43.7 |
| 土 粒 子 比 重 | 2.65 | 2.62 | 2.63 | 2.69 | — | 27.0 | 2.62 |
| 砂 分(%) | 0.5 | 7.0 | 11.0 | 0 | — | 0 | 0 |
| シルト分(%) | 18.5 | 35.5 | 65.5 | 42.5 | — | 65.0 | 71.0 |
| 粘 土 分(%) | 81.0 | 57.5 | 24.0 | 57.5 | — | 35.0 | 29.0 |

No.1, No.2, No.3 試料に対しては K_{0r} -圧密, K_{0r} -圧密において0.5, 1.0, 2.0 kg/km²の圧密圧力を段階的に作用させ、その後非排水せん断を行った。No.4, No.5 に対しては、 K_{0a} -圧密, K_{0r} -圧密で0~2.0 kg/km²の圧力範囲で圧密膨潤の繰り返しを行った。No.6, No.7 に対しては CK_{0a} U, CK_{0r} U, CIU の各試験を行った。No.6 については K_{0a} R K_{0a} U 試験も行った。

4. 実験結果および考察

4.1 圧密特性

4.1.1 静止土圧係数 K_0 -値

三軸試験において σ'_a を軸方向の有効応力、 σ'_r を側方の有効応力とすると、 K_{0r} -圧密での静止土圧係数 $K_{0r} = \sigma'_r / \sigma'_a$ となり、 K_{0a} -圧密では $K_{0a} = \sigma'_a / \sigma'_r$ となる。しかし前述のように K_{0r} -圧密では有効最大主応力は σ'_a で一つであるのに対し、 K_{0a} -圧密では σ'_r が有効最大主応力であり二つある。したがって、 K_{0r} と K_{0a} の値は当然異なる。両者を比較するためには K_{0a} 値を有効最大主応力が一つの場合の K_{0r} 値に換算せねばならない。いま土粒子骨格を弾性体としてボアソン比を ν とすると圧縮過程だけにおいては K_{0r} , K_{0a} は次式で示される。二つの軸方向の変位がゼロの条件より

$$K_{0r} = \frac{\nu}{1-\nu} \quad (1)$$

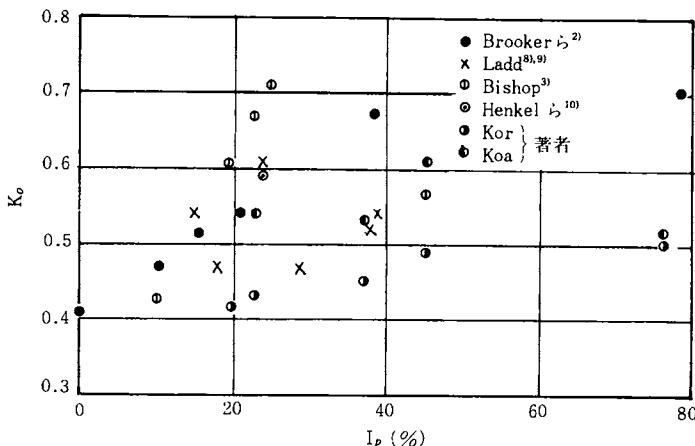
一方一つの軸方向の変位がゼロの条件より

$$K_{0a} = 2\nu \quad (2)$$

となる。したがって、 K_{0r} と K_{0a} の関係は次式となる。

$$K_{0r} = \frac{K_{0a}}{2-K_{0a}} \quad (3)$$

以後の K_{0r} と K_{0r} を比較するために、 K_{0a} -圧密より得られた K_{0a} -値は (3) 式を用いて K_{0r} -値に換算した値を用いることにする。また一次圧密中の K_0 -値については供試体の部分によって異なり、また供試体の K_0 -値を部分的に測定することはできないので、一次圧密の終了後二次圧密の範囲で一定値になった K_0 値だけを扱うこのにする。



第4図 K_0 -値と塑性指数の関係

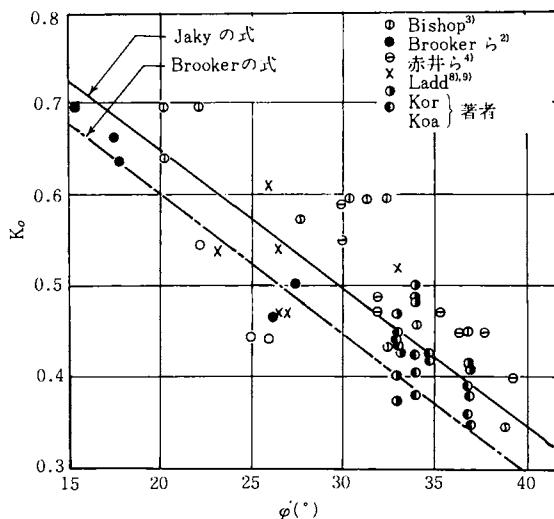
従来、正規圧密の場合の K_0 -値と塑性指数 I_p との間には相関があるといわれている。そこで、 I_p と K_0 の関係を示したのが第4図である。図中に他の研究者によって行われた試験結果についても示した。これらによると I_p の増加とともに K_0 は増加する傾向を示しているが、各研究者の測定値を統一して表示しうる相関はないようと思われる。これは試験法の違い、 I_p の測定精度等によってのばらつきかもしれないが、現在のところ I_p から K_0 が推定できるような強い関係は得られていない。

Jaky¹⁾ は粘着力のない土に対して有効応力表示による内部摩擦角 ϕ' と K_0 の間にはつぎの関係があることを示した。

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (4)$$

一方、Brooker²⁾ は粘性土においては Jaky の式における 1 を 0.95 にするとより実験結果に近くなるとして次式を示した。

$$K_0 = 0.95 - \sin \phi' \quad (5)$$

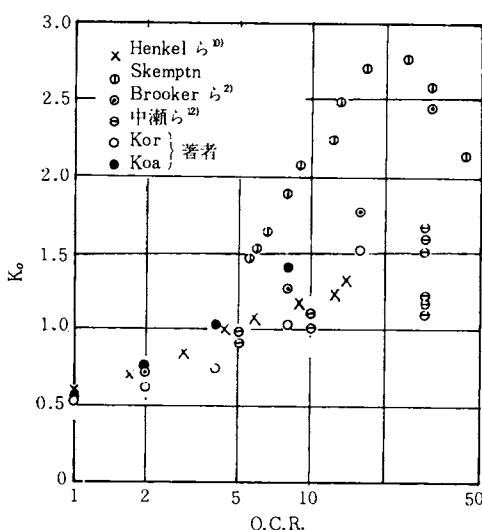
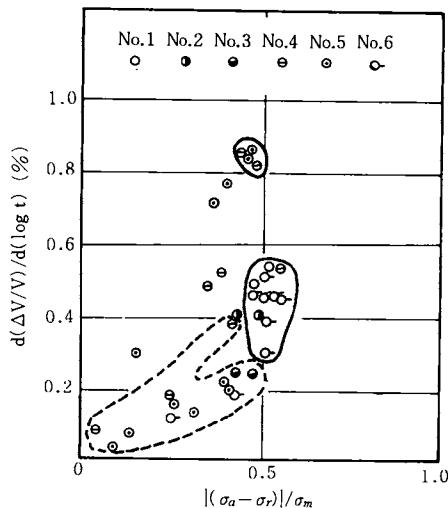
第5図 K_0 -値と内部摩擦角 ϕ' の関係

これらを確かめるため、 ϕ' と K_0 の関係を示したのが第5図である。図中には他の研究者の測定値も同時にプロットされており、また(4)式、(5)式も実線および点線で示されている。著者が求めた K_0 -値は $K_{0,r}$ -圧密の方が $K_{0,a}$ -圧密の値より大きく Jaky の式に近く、 $K_{0,a}$ -圧密からの値の大部分は Jaky と Brooker の式の間にある。また Bishop³⁾ や赤井⁴⁾らの求めた値も Jaky の線上にあり Brooker の値より大きい。これらの試験方法を比較すると、前者は著者の行った $K_{0,r}$ -圧密と同じ試験方法で求めているのに対し、Brooker は側方拘束の圧密リング側方圧力を測定して求めており、著者の $K_{0,a}$ -圧密と同様に変位方向と排水方向が一致している。したがってデータの数は十分であるとはいえないが、 $K_{0,r}$ -圧密のように変位と排水方向が一致しない試験より求めた K_0 -値はそれらの方向が一致する試験法より求めた K_0 -値より大きくなるように思われる。これは、著者の $K_{0,r}$ -圧密と $K_{0,a}$ -圧密の両者を比較しても、同様である。

粘性土地盤内の応力状態すなわち鉛直有効応力と水平有効応力を直接測定することは困難である。鉛直有効応力は土かぶりと地下水位からかなり正確に推定できるので、 K_0 -値を知れば水平有効応力を推定することができる。一方 K_0 -値は粘性土の過圧密比によって大きく変るので、過圧密化と K_0 -値の関係を知ることは重要である。そこで著者が求めた K_0 -値と他の研究者によって求められた値と同時に第6図に過圧密比 O. C. R. との関係で示した。この図より K_0 -値は同一粘性土であれば、O. C. R. の対数に対し、O. C. R. が 10~15 以下の範囲で直線的に増加し、O. C. R. が 10~15 以上では増加の割合が大きくなっている。しかし Skempton が求めた値は他の研究者の傾向と大きくずれているが、これは彼が用いた粘性土の塑性指数が 65% で他の粘性土の I_p が 38% 以下であるのに比べると非常に大きいためと思われる。この傾向は第4図での I_p の増加による K_0 -値の増加の傾向と一致している。 K_0 -値が 1 である等方応力状態になるのは O. C. R. が 4~6 の範囲と推定される。したがって実際の地盤内の応力状態を推定するには土かぶりより鉛直有効応力を求め、圧密試験より先行圧縮荷重を求めるべく過圧密比がわかるので、 K_0 -値が第6図より求まり、水平有効応力を計算できる。

4.1.2 二次圧密速度

二次圧密は過剰間げき水圧が完全に消散し、一次圧密が終了したのも徐々に生ずる沈下であり、粘性土の粒子間に存在する粘性のためと考えられる。粘性土の二次圧密量は、特殊な場合を除いて、時間の対数に対して直線になるのが通常である。それで二次圧密速度として、体積変化を $(\Delta V/V)$ と

第6図 K_0 -値と過圧密比の関係

第7図 二次圧密速度と応力比の関係

して、 $d(\Delta V/V)/d(\log t)$ で表わす。二次圧密は K_0 -値が一定となり、応力状態が変化しない状態での変形であるので、一種のクリープ変形と考えられる。したがって $d(\Delta V/V)/d(\log t)$ は主応力差 $|\sigma_a - \sigma_r|$ の大きさとともに増加し、粒子間に作用する平均有効主応力 σ'_m の増大とともに減少するものと思われる。それで $d(\Delta V/V)/d(\log t)$ と $|\sigma_a - \sigma_r|/\sigma'_m$ の関係を示すと第7図のようになる。なお K_{0r} -圧密では試験の技術面で排水量に応じた変形を載荷により与えるこほが非常にむつかしいので、二次圧密の測定結果にはばらつきが多い。ゆえに、 K_{0a} -圧密試験結果だけを示した。

第7図より一般に $|\sigma_a - \sigma_r|/\sigma'_m$ の増加とともに二次圧密速度は増加する傾向にある。点線で囲まれた点は圧密後除荷し再載荷状態での過圧密範囲に対応している。正規圧密領域では実線で囲んだように $|\sigma_a - \sigma_r|/\sigma'_m$ が 0.5 付近のもののそうでないものに分けられる。後者は $|\sigma'_a - \sigma'_r|/\sigma'_m$ が σ'_m の増加とともに変化している領域であり、供試体セット後の初の載荷状態に対応しており、この段階では圧密が過圧密から正規領域と両方の領域に渡り進行する過程である。 $|\sigma_a - \sigma_r|/\sigma'_m$ が 0.5 付近の $d(\Delta V/V)/d(\log t)$ の値は実線で囲んだように二つのグループに分けられる。 $d(\Delta V/V)/d(\log t)$ の値が大きい方は不搅乱試料であり、小さいのは練り返し再圧密粘土である。不搅乱試料の粘土粒子は綿毛構造またはカードハウス構造をしており、練り返し再圧密粘土は分散構造をなしていると考えられる。綿毛構造では分散構造に比べ、骨格構造が圧縮される際粒子間接点で大きな粘性を示すものと思われる。したがって有効応力が作用した圧縮過程において粘性より圧縮して時間的おくれが生じ、一次圧密に比べ二次圧密の割合が大きくなる。また綿毛構造は分散構造より大きな間げき比で安定しているため、先行圧縮荷重を越えた有効応力に対して骨格構造が破壊されると大きな圧密量を生ずる。以上の理由により $d(\Delta V/V)/d(\log t)$ は不搅乱試料の方が約 2 倍の大きさを示すことが理解できる。

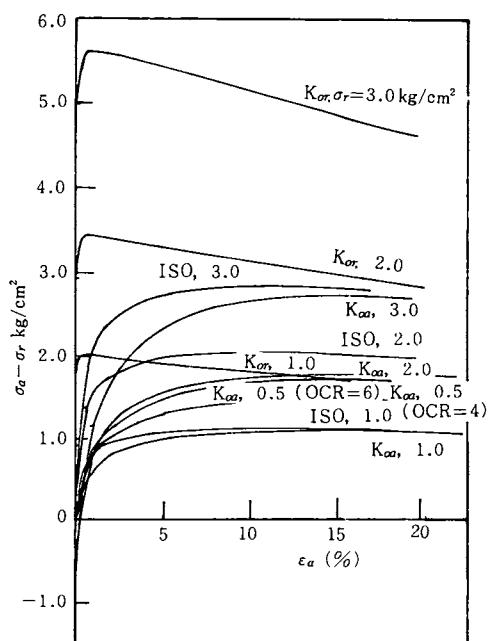
Barden⁵⁾ は定常状態のクリープ速度は含水比影響は少なく有効応力比が重要であるとしている。そして $|\sigma'_a - \sigma'_r|/\sigma'_m$ が 0.3 以下ではクリープ速度と $|\sigma'_a - \sigma'_r|/\sigma'_m$ は比例することを指摘している。図-7 では $|\sigma'_a - \sigma'_r|/\sigma'_m$ が 0.3 以下では過圧密の範囲であるが、 $d(\Delta V/V)/d(\log t)$ と $|\sigma'_a - \sigma'_r|/\sigma'_m$ の関係は原点を通る直線になる。しかし $d(\Delta V/V)/d(\log t)$ に及ぼす含水比の影響は小さいかもしれないが、粒子の骨格構造の影響は大きいと思われる。

4.2 せん断特性

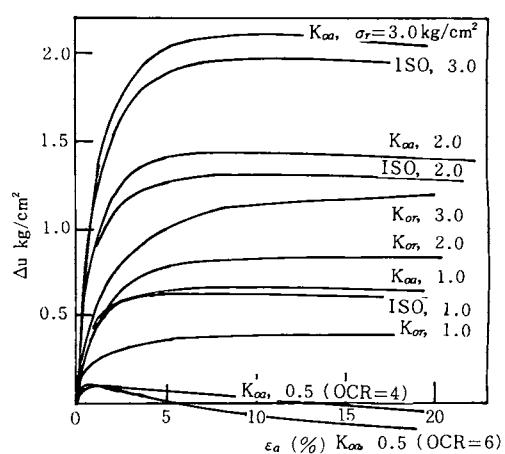
K_{or} -圧密, K_{oa} -圧密後に非排水せん断を行った。すべて軸方向圧縮試験であるから, K_{or} -圧密では圧密時とせん断時とでは最大主応力方向が一致しているのに対し, K_{oa} -圧密では一度等方応力状態になり, その後は圧密時とせん断時とでは 90° 違ってくる。第2表にNo.6の粘土試料に対するせん断試験結果を総括して示す。以下のデータはこの値による。

第2表 せん断試験結果の総括

| 試験の種類 | ω_i % | ω_f % | σ'_{ca} kg/cm ² | σ'_{cr} kg/cm ² | K_{or} 又は K_{oa} | $ (\sigma'_a - \sigma'_r) $ max kg/cm ² | A_s | $(\sigma'_a - \sigma'_r)$ max ϵ_a % | $(\sigma'_a - \sigma'_r)$ max ϕ | Cu/p | (σ'_a / σ'_r) max ϵ_a % | (σ'_a / σ'_r) max ϕ |
|----------------------------------|--------------|--------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-------------------------|---|--------|---|---|--------|---|---|
| CIU | 48.53 | 42.50 | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.117 | 0.591 | 11.55 | 36.5 | 0.559 | 12.06 | 36.5 |
| | 49.18 | 38.35 | 2.0 | 2.0 | 1.0 | 2.062 | 0.635 | 11.00 | 36.8 | 0.516 | 11.00 | 36.8 |
| | 49.52 | 36.46 | 3.0 | 3.0 | 1.0 | 2.835 | 0.693 | 11.91 | 35.2 | 0.473 | 12.57 | 36.3 |
| CK _{or} U | 49.56 | 38.95 | 2.35 | 1.0 | 0.426 | 2.01 | 0.275 | 00.58 | 33.8 | 0.427 | 7.64 | 36.7 |
| | 49.60 | 35.62 | 4.45 | 2.0 | 0.449 | 3.442 | 0.360 | 00.76 | 31.2 | 0.387 | 7.31 | 35.2 |
| | 49.29 | 32.28 | 7.14 | 3.0 | 0.420 | 5.60 | 0.259 | 00.71 | 31.5 | 0.392 | 7.78 | 35.6 |
| CK _{oa} U | 49.43 | 41.70 | 0.53 | 1.0 | 0.530 | 1.09 | 0.440 | 13.43 | 37.7 | 0.544 | 12.67 | 37.8 |
| | 49.62 | 38.02 | 1.07 | 2.0 | 0.536 | 1.78 | 0.527 | 14.44 | 37.2 | 0.446 | 11.93 | 37.5 |
| | 49.30 | 35.33 | 1.69 | 3.0 | 0.562 | 2.72 | 0.517 | 14.32 | 36.7 | 0.453 | 13.56 | 36.7 |
| CK _{or} R K_{oa} U | 49.79 | 39.70 | 0.545 | 0.5 | 1.01 | 1.47 | -0.017 | 15.95 | 35.7 | 1.35 | 7.04 | 37.5 |
| | 49.36 | 38.24 | 0.595 | 0.5 | 1.19 | 1.71 | -0.077 | 15.93 | 35.2 | 1.44 | 8.28 | 37.0 |



第8図 応力～ひずみ関係



第9図 間げき水圧～ひずみ関係

4.2.1 応力～ひずみ関係および間げき水圧特性

種々の状態におけるせん断試験の主応力差 ($\sigma'_a - \sigma'_r$) と軸方向ひずみ ϵ_a との関係を第9図に示す。 $CK_{0a}U$ では $(\sigma'_a - \sigma'_r)$ のピークが非常に小さいひずみで現われ、その後はひずみの増加とともに強度は低下している。一方、 $CK_{0r}U$ では $(\sigma'_a - \sigma'_r)$ のピーク時の ϵ_a はかなり大きくその後も ϵ_a の増加とともに $(\sigma'_a - \sigma'_r)$ 低下は大きくない。 $CK_{0r}U$ は主働破壊状態に対応し、 $CK_{0a}U$ は受働破壊状態に対応しており、両者の破壊ひずみの不一致は支持力のような地盤の安定解析のうえで問題となる。特に $CK_{0r}U$ での $(\sigma'_a - \sigma'_r)$ のピーク後の低下が問題となり、 $CK_{0a}U$ で $(\sigma'_a - \sigma'_r)$ がピークに達したときにはすでに強度が低下しているので進行性破壊の問題も含み、両者のピークを採用して安定計算を行うと危険側となる。 $CK_{0r}U$ における $(\sigma'_a - \sigma'_r)$ のピーク後の低下は、第9図に示す間げき水圧 Δu の挙動をみると、説明できる。すなわち、 K_{0a} -圧密では Δu はほぼ応力～ひずみ曲線と同形であるのに対し、 K_{0r} -圧密では $(\sigma'_a - \sigma'_r)$ のピーク後も ϵ_a とともに Δu が増加しており、その結果有効応力 σ' の低下による強度低下を生ずるためである。他の研究者の値と比較するために第3表に破壊ひずみ ϵ_f の

値を示した。著者の $CK_{0a}U$ の ϵ_f は Ladd⁹⁾ の値とよく似ており非常に小さいが、他の研究者によるものはかなり大きな破壊ひずみを示している。しかし赤井らは応力制御方式によっており、著者のひずみ制御方式と異なり、 ϵ_f を見い出すのがむつかしいと思われる。

このような異方向性圧密では圧密時間が強度に及ぼす影響を考慮せねばならない。例えば Bjerrum & Lo⁶⁾ は異方向圧密のみならず、等式圧密においてもこの効果を認めている。ここでは一応圧密時間は 4,000～5,000 分の範囲であり、この程度の範囲であれば、その影響を考慮する必要もないようと思われる。

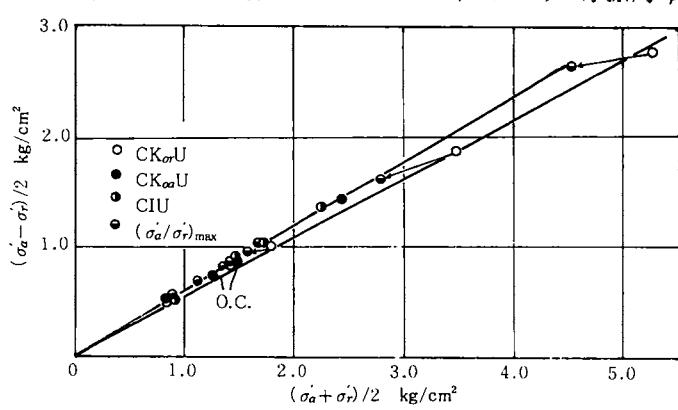
第3表 軸方向の破壊時ひずみ

| $\phi' = 0$ | $(\sigma'_a - \sigma'_r) \text{ max}$ | | $(\sigma'_a / \sigma'_r) \text{ max}$ | |
|-------------------------------|---------------------------------------|------|---------------------------------------|------|
| | K_0 -圧密 | 等方圧密 | K_0 -圧密 | 等方圧密 |
| Henkel & Sower ¹⁰⁾ | 25.9 | 25.9 | — | — |
| Ladd ⁹⁾ | 26.5 | 27.5 | 33 | 32.5 |
| | 26 | 26 | — | — |
| | 23.4 | 24 | 25 | 25 |
| | 33 | 37 | 39 | 38.5 |
| | 27 | 30.5 | 31.5 | 31 |
| | 26.5 | 30 | — | — |
| 赤井 & 足立 ⁴⁾ | 32 | 33 | — | — |
| 中瀬瀬ら ¹²⁾ | 32.5 | 32.5 | — | — |
| 著者 (K_{0r}) | 32.1 | 36.2 | 35.9 | 36.2 |
| 著者 (K_{0a}) | 37.2 | — | 37.3 | — |

4.2.2 有効応力に関するみかけの強度常数

ここでは正規圧密粘土だけを対象とするので、みかけの粘着力 c' はゼロとし、みかけの摩擦角 ϕ' だけについて記述する。非排水試験の場合、有効応力径路の形によって、 ϕ' は $(\sigma'_a - \sigma'_r)$ の最大値のところで計算する場合と (σ'_a / σ'_r) の最大値のところで計算する場合とでは値が異なることがある。

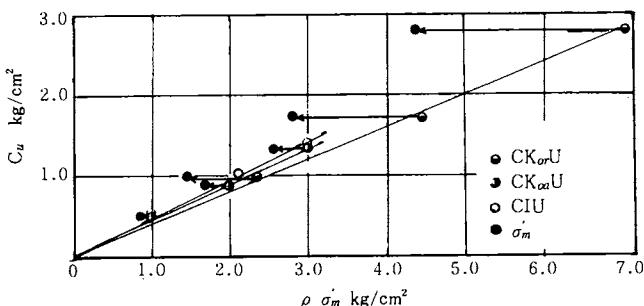
ϕ' を求めるために第10図に上記の両者を最大値にした場合の $(\sigma'_a - \sigma'_r)/2$ と $(\sigma'_a + \sigma'_r)/2$ の関係を示した。 $CK_{0a}U$ 試験と CIU 試験ではいずれを最大値にとっても ϕ' の値はほとんど変化がないのに対し、 $CK_{0r}U$



第10図 $(\sigma'_a - \sigma'_r)/2$ と $(\sigma'_a + \sigma'_r)/2$ の関係

第4表 有効応力によるみかけの内部摩擦角 ϕ'

| 資料 | K _o 壓密 | | 等方圧密 | |
|-------------------------------|-------------------|--|----------------------|--------------------------------------|
| | ϵ_s (%) | $(\sigma_a - \sigma_r) / K_o / \text{cm}^2 \text{max}$ | ϵ_s (%) | $(\sigma_a - \sigma_r) / \text{max}$ |
| Ladd ⁹⁾ | 1 | 0.4 | — | 2.5 |
| | 2 | 0.7 | — | 1.5 |
| | 3 | 0.7 | — | 6.0 |
| | 4 | 0.9 | — | 4.5 |
| | 5 | 0.6 | — | 3.5 |
| | 6 | 0.6 | — | 5.3 |
| Khera & Krizek ¹⁰⁾ | 1 | 5.5 | 0.98 | 8.0 |
| | 2 | 3.5 | 1.74 | 12.5 |
| 3 | 5.0 | 1.05 | 9.5 | 0.80 |
| Ladd ⁸⁾ | | 0.42 | 4.26 | 7.0 |
| 赤井&足立 ⁴⁾ | | 5.0 | 3.33 | 12 |
| 著者 | | 0.58 0.76 0.71 | 2.01 3.44 5.60 | 11.55 11.00 11.91 |
| | | 13.43 | 1.09 | 1.12 2.51 2.83 |
| | | 14.44 | 1.78 | |
| | | 14.32 | 2.72 | |



第11図 非排水強度と圧密圧力の関係

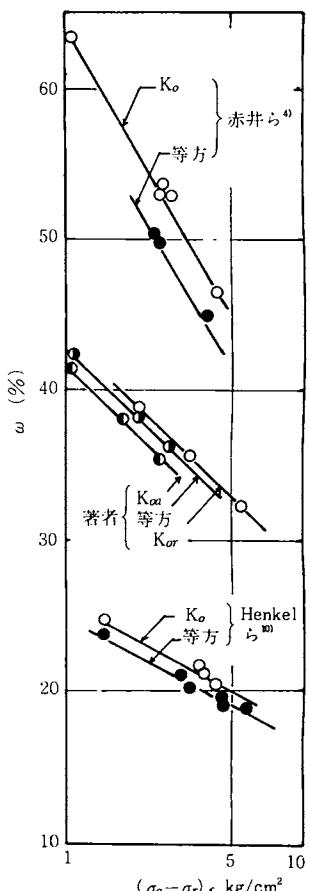
C_u/p は一定とされている。この値を求めるため、 p を圧密時の最大主応力として C_u との関係を示すと第11図のようになる。これによると、各試験における C_u/p の値は CK_o, U で $C_u/p = 0.44$, CK_{oo}, U で $C_u/p = 0.48$, CIU で $C_u/p = 0.50$ となっており、圧密の状態やせん断の種類で C_u/p の値が異なるようである。そこで C_u/p を圧密終了後の有効平均主応力 σ'_m を用いて C_u/σ'_m で表わすと、第11表の黒点のようになる。 C_u/σ'_m で表わすと CK_o, U の値の方が CK_{oo}, U より大きくなり、試験結果を統一的に表わすことは困難である。

一方、粘性土の強度 $2C_u = (\sigma'_a - \sigma'_r)_s$ は含水比 w と関係があり、 w と $\log(\sigma'_a - \sigma'_r)_s$ は直線で示される。この関係を示したのが第12図であり、同じ含水比に対しては CK_o, U 試験が最も大きく、

試験では $(\sigma'_a - \sigma'_r)_s$ を最大値にとったときの方が ϕ' は数度大きくなる。また CK_o, U で $(\sigma'_a - \sigma'_r)_s$ を最大値にした場合は CK_{oo}, U や CIU の値と変わらない。これらを他の研究者によるデータと比較するため ϕ' の値を第4表に示した。この結果、 $(\sigma'_a - \sigma'_r)_s$ 最大値をとったとき、 ϕ' は CK_o, U も CIU も変わらないというデータと CK_o, U の方が小さくなるというデータがあるが、 CK_o, U の方が大きくなるというデータはこれまでにない。

4.2.3 非排水せん断強度 C_u

正規圧密の粘性土地盤においては安定計算においてよく非排水せん断強度 C_u を用いて $\phi_u = 0$ 法を採用する場合が多い。特に工学的に重要な値として圧密による強度増加率 C_u/p がある。これは p なる圧力増分で圧密が完了したときどれだけの強度が増加するかを示す値である。一般に正規圧密領域では



第12図 非排水強度と含水比の関係

つづいて CIU, CK_{o,a}U の順になっている。これは他の研究者の結果と同様な結果である。また CK_{o,r}U と CK_{o,a}U の強度の差は後者は前者の 7 割程度である。したがって、支持力等の計算で CK_{o,r}U の結果を用いた場合は危険側になる。また三軸試験では、簡単なために、CIU の結果がよく用いられるが、著者のデータから判断すると CIU での強度は CK_{o,r}U のそれに近いために、CIU の結果を用いるとやはり少々の危険側になる。

4.2.4 破壊時の間げき水圧係数 A_f

間げき水圧係数 A_f は Skempton によって与えられ、三軸せん断において間げき水圧の増分の $(\sigma'_a - \sigma'_r)$ の増分に対する比で定義されている。特に破壊時 ($(\sigma'_a - \sigma'_r)$ の最大時における) の間げき水圧係数 A_f は ϕ' や K_0 から上記の C_u/p を計算する際にも必要である。ここでは第 5 表に著者が求めた A_f を他の研究者の値と同時に示した。ここに示した A_f は正規圧密状態のものである CIU と CK_{o,r}U とでは A_f の値は Henkel らの値を除いては CIU の方が一般に大きくなっている。その差の程度は粘土の種類によって異なると思われる。一方 CK_{o,a}U では A_f は CIU と CK_{o,r}U との値の中間にあるが、CK_{o,a}U ではせん断応力の除荷の部分があり、この過程ではせん断応力の変化の割合には間げき水圧の変化が少ないであろう。すなわちこのせん断応力の除荷過程では載荷過程に比べ負のダイレイタンシー量が少ない。

第 5 表 間げき水圧係数 A_f

| 資 料 | 等方圧密 | K_0 圧密 |
|-------------------------|-----------|----------|
| Henkel ら ¹⁰⁾ | 0.92 | 1.82 |
| Ladd ⁹⁾ | 1 | 1.10 |
| | 2 | 0.92 |
| | 3 | 1.05 |
| | 4 | 0.80 |
| | 5 | 0.95 |
| | 6 | 1.05 |
| Khera | 1 | 0.77 |
| Krizek ¹¹⁾ | 2 | 0.43 |
| 著 者 | $K_{o,r}$ | 0.60 |
| | $K_{o,a}$ | 0.50 |

5. あ と が き

従来より K_0 -圧密とその後のせん断特性については数多く発表されている。しかし $K_{o,a}$ -圧密についてはほとんどデータがなく、著者もその点に注目して研究を行った。得られた主な結果について略述する。

- 1) $K_{o,r}$ -圧密, $K_{o,a}$ -圧密とともに K_0 -値は過圧密比 4 ~ 6 の範囲で 1.0 となる。
- 2) 正規圧密領域での K_0 -値は $K_{o,r}$ -圧密, $K_{o,a}$ -圧密とともに圧密圧力に無関係に一定値となるが、 $K_{o,r}$ -圧密で求めた方がやや大きな値となり、 $K_{o,a}$ -圧密で求めた値は Jaky と Brooker の中間にある。
- 3) $K_{o,a}$ -圧密の二次圧密速度 $d(\Delta V/V)/d(\log t)$ は過圧密領域では応力 $|(\sigma'_a - \sigma'_r)| / \sigma'_m$ に比例する。ただし、この場合、 $|(\sigma'_a - \sigma'_r)| / \sigma'_m < 0.45$ である。
- 4) K_0 -値と塑性指數との間には統一した関係は得られない。
- 5) $(\sigma'_a - \sigma'_r)$ の最大値を破壊とみなしたときの有効応力表示によるみかけの内部摩擦角 ϕ' は CK_{o,r}U では CIU や CK_{o,r}U に比べ数度小さくなる。一方 $(\sigma'_a - \sigma'_r)$ の最大値を破壊とみなしたときの ϕ' は CK_{o,r}U, CIU, CK_{o,a}U ともに一致した値となる。
- 6) 非排水強度 C_u と含水比の関係は、 C_u 対数にとると CK_{o,r}U, CIU, CK_{o,a}U でそれぞれ平行な直線関係となり、その大きさは CK_{o,r}U > CIU > CK_{o,a}U となる。

参考文献

- 1) J. Jaky, "Pressure in Soil" Proc. 2nd I.C.S.M.F.E., Vol. 1, pp.103~109, 1948
- 2) E.W. Brooker and H.O. Treland, "Earth Pressure at Rest Related to Stress History" Canadian Geot. Jaur., Vol. 2, No.1, pp. 1~15, 1965
- 3) A.W. Bishop, "Test Requirements for Measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest", Proc. Conf. Earth Pressure Problems, Vol. 1, pp. 2~14, 1958
- 4) 赤井浩一, 足立紀尚, "有効応力より見た飽和粘土の一次元圧密と強度特性に関する研究" 土木学会論文集, No.113, pp. 11~27, 1965
- 5) L. Barden, "Time Dependent Deformation of Normally Consolidated Clays and Peats", Jour. of The Soil Mechanics and Foundation Div. A.S.C.E., Vol. 95, No.SMI, pp. 1~31, 1969
- 6) L. Bjerrum and K.Y. Lo, "Effect of Aging on the Shear Strength Properties of a Normally Consolidated Clay", Geotechnique, Vol. 13, pp. 147~157, 1963
- 7) 中瀬明男, 小林正樹, 勝野克, "圧密および膨張による飽和粘土のせん断強度の変化" 港湾技術研究所報告, 8巻, 第4号, pp. 103~143, 1969
- 8) C.C. Ladd, "Stress-Strain behavior of anisotropically consolidated clays during undrained Shear", Proc. 6th I.C.S.M.F.E., Vol. I, pp. 282~286, 1965
- 9) C.C. Ladd, "Stress-strain modulus of Clay from undrained triaxial test", A.S.C.E. Technical Conf. on Design of Foundations for Control of Settlements (Evanston Illinois) preprint.
- 10) D.J. Henkel and V.A. Sowa, "The influence of Stress history on stress path in undrained traxial test on Clay", A.S.T.M., STP No.361, Laboratory Shear testing of Soil (Symp. at Ottawa) pp. 280~294, 1963
- 11) R.P. Khera and R.J. Krizek, "Strength Behaviour of an Anosotropically Consolidated Remould Clay" Highway Research Record, No.190, pp. 8~18, 1967
- 12) 中瀬明男, 野村健司, 伊藤昌英, "三軸圧密試験装置と静止土圧係数", 港湾技術研究報告, 第7巻, 第2号, pp. 115~143, 1968

(昭和52年10月31日受付)