



Title	軽く過圧密された粘土の非排水せん断特性
Author(s)	小田, 美明; 三田地, 利之
Citation	北海道大學工學部研究報告, 157, 1-10
Issue Date	1991-10-16
Doc URL	http://hdl.handle.net/2115/42297
Type	bulletin (article)
File Information	157_1-10.pdf



[Instructions for use](#)

軽く過圧密された粘土の非排水せん断特性

小田 美明 三田地 利之

(平成 3 年 6 月 29 日受理)

Undrained Shear Characteristics of Lightly Overconsolidated Clay

Yoshiaki ODA and Toshiyuki MITACHI

(Received June 29, 1991)

Abstract

To investigate undrained shear characteristics of lightly overconsolidated clay, a series of consolidated undrained triaxial compression and extension tests were performed under isotropic and K_0 condition.

Based on the test results, the following conclusions were obtained.

- 1) Swelling indices in terms of vertical stress or mean principal stress versus logarithm of overconsolidation ratio can be approximated by two straight lines, and overconsolidation ratio at the intersection of the two lines is about 1.3.
- 2) K_0 -value during swelling can be well predicted using the above relationship.
- 3) The assumption that the undrained strength of lightly overconsolidated clay is equal to that of normally consolidated clay having the same void ratio is effective within the limit of overconsolidation ratio of less than 2 or 3. Within this limit, undrained shear strength and pore pressure coefficient at failure can be predicted fairly well by the equation formerly proposed by the second author.
- 4) The initial modulus of deformation normalized by consolidation pressure at the same axial strain increases with the overconsolidation ratio except for the K_0 -consolidated extension test.

1. はじめに

自然粘土地盤においては、有効土被り圧が圧密試験により得られる圧密降伏応力より小さな場合が多い。この要因の一つとして、掘削あるいは地下水位の上昇等による有効応力の減少が考えられる。他の要因としては、時間履歴、乾燥履歴、セメンテーション効果、リーチング等が挙げられる¹⁾。本論文では、現在の応力状態が過去に受けた最大の応力よりも小さい状態にある粘土を過圧密粘土と定義する。

このような応力履歴を受けた粘土の力学特性に関する研究の多くは、三軸試験装置を用いた実験によるものである。また、これらの研究は強度特性を中心に行われており、強度推定式も多く

提案されている。Hvorslev の破壊規準²⁾を用い強度推定式を導いている場合もある。しかし、この破壊規準を用いる場合、必要なパラメータを求めるには、多数の精度の良い実験が必要であり実務的には大きな困難を伴う。また、広範囲の過圧密比において強度と過圧密比とは一義的な関係にあるという報告もある。しかし、小さな過圧密比を持つ粘土の破壊時の含水比と応力との関係は、同じ含水比を持つ正規圧密粘土と同じと見なして良いとされていることを考えれば、このような仮定に基づく強度推定式をどの程度の過圧密比まで適用してよいか、その範囲を明確にする必要がある。

過圧密粘土の変形特性に関する研究はあまり行われていない。擬似過圧密粘土といわれる長期圧密履歴を受けた粘土においては、圧密時間の増加にともないせん断初期剛性が増加することが分かっている。しかし、先に定義した意味での過圧密粘土については、過圧密比と変形係数との関係について統一の見解は得られていないようである。

K_0 値が過圧密比の増加にともない増加することが知られており、両対数上で直線になるとされているが、非排水強度の場合と同様、過圧密比の大小によりその傾向が異なる可能性がある。

本論文は、軽く過圧密された粘土の非排水変形・強度特性に関し三軸試験装置を用いた実験結果から検討したものである。特に、強度特性については、非排水強度の提案式の簡略化のための仮定がどの程度の過圧密比まで適用できるかを検証している。また、膨張時の K_0 値について、間隙比と応力の対数の関係から理論的に導かれた提案式についての検証も行っている。論文中の応力はすべて有効応力である。

2. 試料および実験

実験に用いた試料は、北海道倶知安町近郊で採取した自然粘土の粗粒分を取り除き液性限界の約 2 倍のスラリー状態で保存したものをを用いた。供試体の作製はこのスラリー状態の粘土を十分に攪拌し、真空で大型圧密セル内に引き込み、80 kPa の鉛直応力で 20 日間、一次元圧密したものをを用いた。

実験装置は、通常の三軸試験装置であり、間隙水圧は供試体底部中央で、軸力はセル内のロードセルにより測定した。圧密開始から 200 kPa の背圧を載荷した。

圧縮試験では、供試体の寸法を高さ 120 mm、直径 50 mm とし、供試体周囲の排水用紙が非排水せん断特性に及ぼす影響を考慮³⁾し、短冊状のろ紙(長さ 140 mm、幅 10 mm)を 4 枚(ろ紙の供試体周囲に対する被覆面積率 25%)用いた。端面摩擦の軽減にはテフロンシートとゴム膜の間にシリコングリスを塗布したものをを用いた。伸張試験においては、らせん状のろ紙を用いる場合が多いようであるが、最近の研究結果⁴⁾から、このような形状のろ紙を用いるよりは、供試体の高さを低くした方が良いことが分かっているため、高さを 50 mm とし両端面から排水させた。しかし、端面摩擦の影響を考慮しドーナツ状のテフロンシートとシリコングリスを用いているため、排水は、供試体中央部(直径 16 mm)のみから行われている。

等方圧密・膨張においては、応力の載荷・除荷は一段階とした。 K_0 圧密・膨張は、すべてコンピュータによる自動制御⁵⁾により行った。この際の鉛直応力載荷速度は、供試体の排水条件を考慮して、圧縮試験では 1 kPa/min、伸張試験では 0.5 kPa/min とした。圧密および膨張終了時間の判定はすべて 3 t 法^{5),6)}により行った。鉛直方向最大圧密圧力 σ_v は 400 kPa とし、過圧密比は最大で 10 とした。軸圧縮過程はすべて非排水条件で、0.01%/min のひずみ速度一定で行った。

3. 実験結果および考察

3.1 膨張時の K_0 値の推定

原地盤において土要素は側方の変形を拘束されていることが多い。このような応力状態を静止土圧係数 K_0 (σ_h/σ_v) により表わすことができる。正規圧密状態における K_0 値は、有効応力によるせん断抵抗角の関数として表すことができるとされ、Jaky⁷⁾ の $K_0=1-\sin\phi'$ が広く用いられている。Ladd ら⁸⁾ および Mayne ら⁹⁾ は、多くの実験結果からこの式が正規圧密状態にある土の K_0 値の予測に有効であることを示している。また、正規圧密状態の K_0 値が塑性指数の関数になるという報告¹⁰⁾ もある。

K_0 値が応力履歴に依存することが分かっている。すなわち、 K_0 値は過圧密比の増加にともない増加する。過圧密比と K_0 値との関係については、Schmidt¹¹⁾ が、実験結果から以下の式を提案している。

$$K_{or} = K_0 \cdot OCR^\alpha \quad (\alpha \approx \sin\phi') \quad (1)$$

Mayne ら⁹⁾ は、多くの土の K_0 圧密・膨張試験結果を整理し、(1)式が有効であることを示した。また、 α については正規圧密状態の K_0 値とも関係があることを示唆している。

著者の一人¹²⁾ は、含水比と応力の対数との関係 ($w-\ln\sigma$) における、 K_0 膨張時の平均有効主応力 ($p = (\sigma_v + 2\sigma_h)/3$) と有効鉛直応力 (σ_v) との関係から次式を導いている。

$$(1+2K_{or}) = (1+2K_0) \cdot OCR^\beta \quad (2)$$

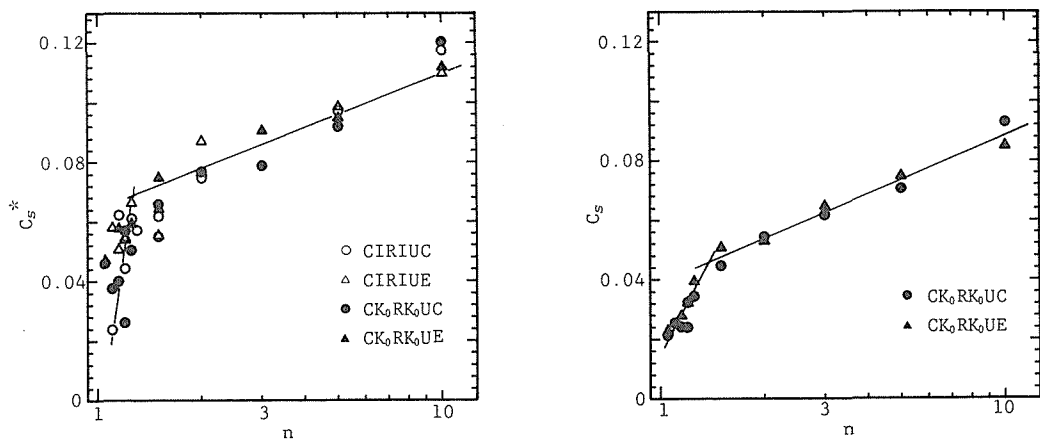
$$\beta = 1 - C_s/C_s^*, \quad C_s^* = \Delta e / \log(1/n^*) \quad C_s = \Delta e / \log(1/n)$$

$$n = \sigma_{vc} / \sigma_{vo}, \quad n^* = p_c / p_0$$

ここで、 σ_{vc} 、 p_c は、最大圧密応力時の鉛直応力および平均主応力であり、 σ_{vo} 、 p_0 は、膨張後のそれらの値である。

さらに、理論的に導かれたこの式は、Schmidt¹¹⁾ の導いた実験式と本質的に同じであることを報告¹³⁾ している。

(2)式を用いて、過圧密土の K_0 値を求めるには、膨張指数の算定が大きな要因を占める。膨張



(a) 平均主応力による膨張指数

(b) 鉛直応力による膨張指数

図1 膨張指数と過圧密比との関係

膨張指数は、各実験における膨張開始時と終了時での間隙比の変化と鉛直および平均主応力の変化から求めており、膨張過程途中での値ではない。 K_0 膨張時の平均主応力による膨張指数は、有効鉛直応力による過圧密比で整理した場合、等方膨張時の関係と同じになった。このことについては、さらに多くの粘土試料についての実験結果に基づいて検討する必要がある。

図-1 から分かるように、膨張指数と過圧密比の対数との関係は、過圧密比 1.3 程度を境として 2 直線で表すことができる。過去の報告^{14),15)} では、過圧密比 1~1.5 の範囲の膨張指数は示されていない。この関係を用いて(2)式から計算した膨張時の K_0 値および実測値と過圧密比との関係を図-2 に示す。 K_0 値は正規圧密時の K_0 値で正規化したものを用いている。このように鉛直応力および平均主応力の変化から得られた膨張指数を用いて算定した K_0 値は、実験結果とよく一致することが分かる。

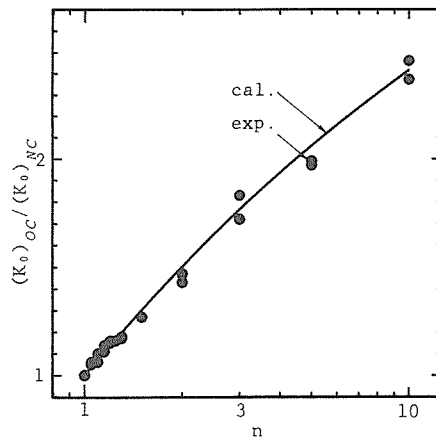


図2 過圧密比と K_0 値との関係

膨張時の K_0 値を正確に得るためには、水平方向の応力を直接測定できる特殊な圧密容器を用いるか、あるいは、三軸試験装置を用いる方法があるが、両者とも特別な試験装置が必要となる。図-1 (b)のように K_0 膨張時の平均主応力による膨張指数が、等方膨張時のそれと同じであるとすれば、通常の圧密容器を用いた K_0 膨張試験と三軸装置による等方膨張試験結果からそれぞれ C_s 、 C_s^* を求め、(2)式によって膨張による K_0 値の増加を予測することができる。

3.2 変形特性

過圧密粘土の変形特性に関する報告は、強度特性に比べて少ない。土の変形特性を表すため応力-ひずみ曲線上のある点と原点とを結ぶ傾度となる正割係数 E が用いられることが多い。以下の変形係数はすべてこの正割係数による。

Ladd¹⁶⁾ は、等方圧密非排水試験結果からせん断直前の圧密応力で正規化した変形係数に及ぼす過圧密比および応力レベル (q/q_t) の影響は粘土の種類により異なることを示している。また、異方圧密圧縮試験よりも伸張試験の方が同一応力レベルにおいては大きな変形係数を持つとしている。中瀬¹⁷⁾ は、強度の 1/2 の応力レベルにおける変形係数 E_{s0} は、等方・ K_0 圧密において過圧密比 (OCR = 1~180) の増加にともない減少することを報告している。しかし、不攪乱試料を用いたため、過圧密比の小さい領域では、明瞭な結果が得られていない。また、Poulos¹⁸⁾ の行ったカオリ

ンの K_0 過圧密粘土 ($OCR = 1 \sim 8$) の実験では、過圧密比の増加にともない、せん断開始時の圧密応力で正規化した変形係数 E がどの応力レベル (最大軸差応力の $1/3, 1/2, 2/3$) でも、過圧密比の増加にともない増加し、過圧密比 6 程度で一定値になっている。また、等方圧密の方が K_0 圧密より同一応力レベルでは大きな変形係数を持つとしている。Koutsoftas¹⁹⁾ によれば、 K_0 過圧密粘土 ($OCR = 1 \sim 10$) の変形係数 E_{u50}/σ_{v0} は、圧縮・伸張両条件で、 $OCR = 4$ で最大値を取る傾向となっている。また、圧縮試験の変形係数は、過圧密比 $1 \sim 10$ の範囲では伸張試験のそのの $2 \sim 3$ 倍になっている。

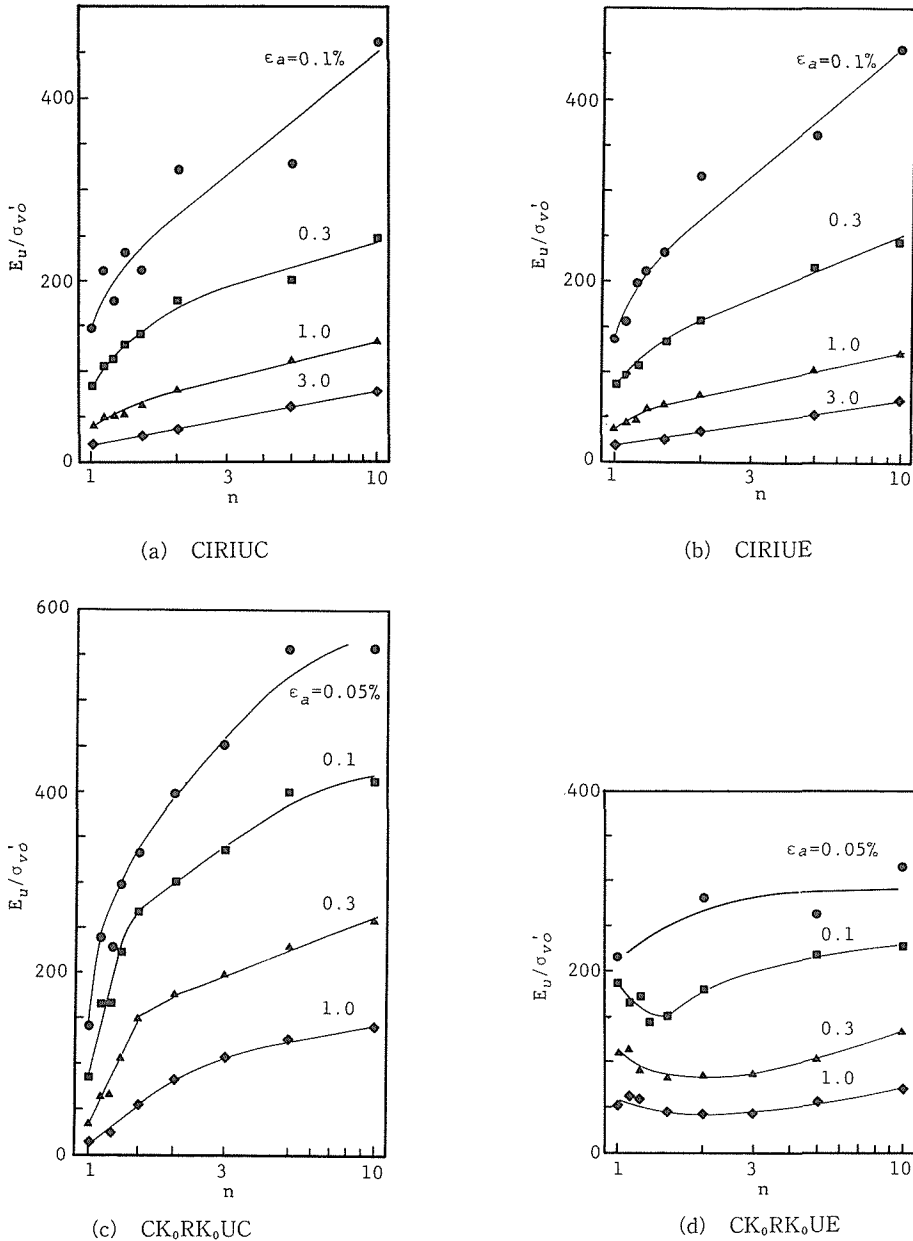


図3 正規化変形係数と過圧密比との関係 (軸ひずみで整理)

Georgiannou²⁰⁾らは、砂と粘土の混合土（粘土分10%程度）の K_0 圧密非排水圧縮・伸張試験結果から過圧密比2以下では圧密圧力で正規化した変形係数が圧縮においては、どのひずみレベルでも過圧密比の増加にともない増加するが、伸張試験では減少することを報告している。

等方 K_0 過圧密粘土の過圧密比とせん断開始時の鉛直応力で正規化した変形係数との関係を軸ひずみで整理したものを図-3(a)-(d)にそれぞれ示す。 K_0 過圧密時については、変形係数は圧密終了時の軸差応力を原点として計算している。等方過圧密では、せん断条件（圧縮・伸張）による差はほとんど無い。両者においてひずみレベルが小さい領域（ $\epsilon_a=0.1, 0.3\%$ ）では、過圧密比が2以下において、過圧密比に対する増加率が大きい。 K_0 過圧密は、等方過圧密とかなり異なった結果となっている。正規圧密では、同一ひずみにおける圧縮時の変形係数は伸張時のそれより小さい。しかし、過圧密の範囲では、せん断条件（圧縮・伸張）により全く異なる傾向を示している。すなわち、圧縮時は等方過圧密と同様、過圧密比の増加にともない増加する傾向を示し、その傾向はひずみが小さい方が顕著であり、伸張時ではひずみの小さいレベル（ $\epsilon_a=0.05\%$ ）

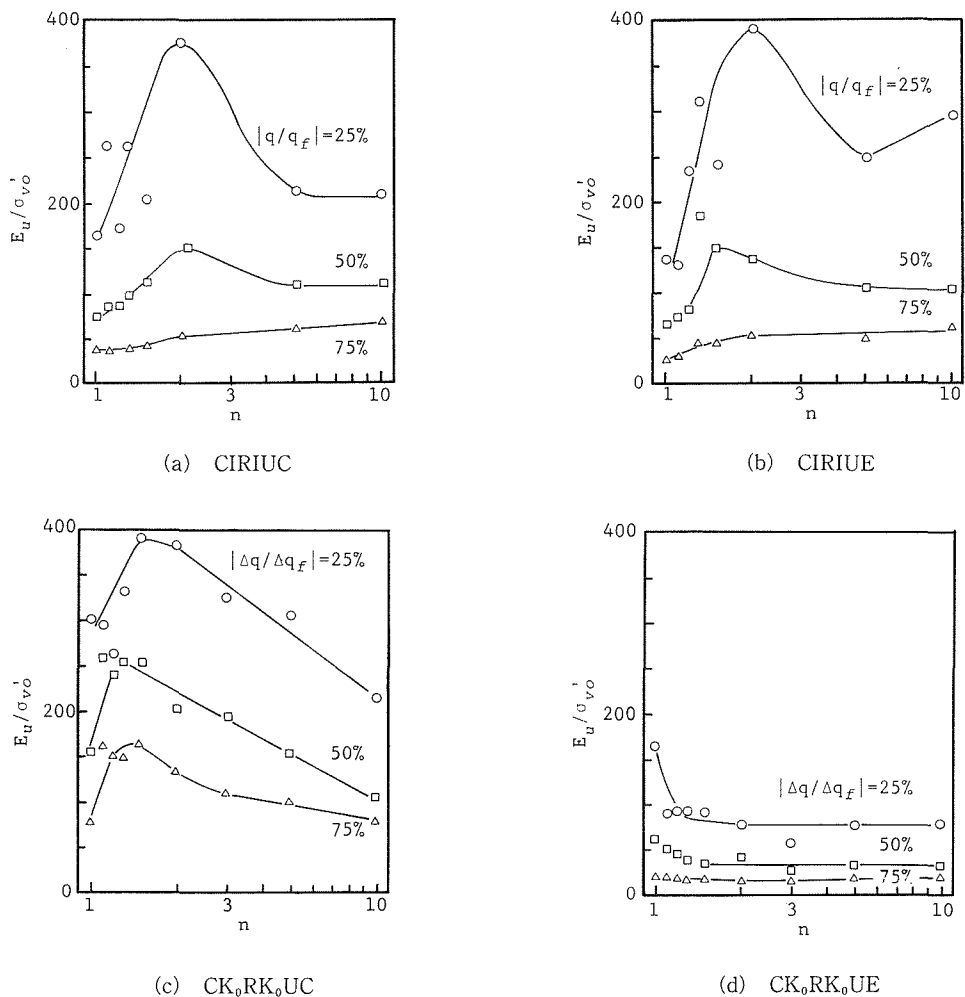


図4 正規化変形係数と過圧密比との関係（応力レベルで整理）

では過圧密比の増加にともない緩やかに増加するが、それ以降においては、減少あるいは一定値を取る。

変形係数と過圧密比との関係を応力レベルで整理したものを図4(a)～(d)に示す。等方圧密においては、圧縮・伸張において過圧密比2程度で極大値を持つような傾向を示す。K₀圧密においては、圧縮では過圧密比1.3程度で最大値を持ちその後、急激に減少する。伸張では緩やかに減少するが、過圧密比2程度以降は一定値となる。

3.3 強度特性

(1) 過圧密粘土の非排水強度の予測に関する過去の研究

中瀬ら¹⁷⁾は、Hvorslevの破壊基準を用いて、K₀過圧密粘土の非排水強度の関係式を以下のようになっている。

$$\frac{(c_u)_{oc}}{(c_u)_{nc}} = \frac{\kappa/n^\lambda + \{(K_0)_{oc} + A_{oc}(1 - (K_0)_{oc})\}/n \cdot \tan\phi_e}{\kappa + \{(K_0)_{nc} + A_{nc}(1 - (K_0)_{nc})\} \cdot \tan\phi_e} \times \frac{1 + (2A_{nc} - 1)\sin\phi_e}{1 + (2A_{oc} - 1)\sin\phi_e} \quad (3)$$

ここで、 ϕ_e は有効摩擦角、AはSkempton²¹⁾の間隙水圧係数、 κ は粘着力係数、 $\lambda = C_s/C_c$ である。

著者の一人¹²⁾は、過圧密粘土の破壊時の含水比と応力状態が正規圧密粘土と異なることに注目し、破壊時の含水比と応力の対数との関係における勾配をC_fとし、Hvorslevの破壊基準を適用して過圧密粘土の強度推定式を提案している。

$$(c_u/p_c) = \kappa n^{1-\lambda} \cos\phi_e + p_{f0}/p_0 n^{1-\mu} \sin\phi_e \quad (4)$$

ここで、 $\mu = C_s/C_f$ 、 $n = p_c/p_0$ ($p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$) である。

さらに、過圧密比10以下では、 $\lambda = \mu$ が仮定できるとし、以下の式を示した。

$$(c_u/p)_{oc} = (c_u/p)_{nc} \cdot n^{1-\lambda} \quad (5)$$

中瀬ら¹⁵⁾は、この仮定を拡張し以下の式を提案している。ここで λ 、 μ を過圧密比の関数として表している。

$$(c_u/\sigma_{v0})_{oc} = (c_u/\sigma_{v0})_{nc} \cdot ((1-r)n^{1-\lambda} + r \cdot n^{1-\mu}) \quad (6)$$

ここで、 $r = \sin\phi_e/\sin\phi'$

大槓²²⁾は、過圧密粘土の強度特性は、e-logp関係において、限界状態線と処女圧縮線の間(WET)とその外側(DRY)では、異なることを報告している。すなわち、破壊時のe-logp関係は、WET側では正規圧密と同じとし、DRY側ではこれより小さい値となること、破壊時のq-p関係はwet側では正規圧密と同じ、DRY側ではHvorslevの仮定が成立するとしている。また、見かけの粒子間応力は、WETではゼロ、DRY側では、過圧密比の関数として表されるとしている。山内ら²³⁾は同様な考えから過圧密土の排水強度推定式を導いている。両者はC_f/C_cの値が塑性指数14～80の範囲の土において一定値を取ることとも報告している。

これらの研究においてC_fがe-logp面上で直線となると仮定している。しかし、多くの実験結果から、この勾配は過圧密比の増加にともない、減少することが分かっている。また、実験結果からC_fを決定するためには、精度のよい実験を多く行う必要があり、現実的とはいえないであろう。

著者の一人¹²⁾が提案した(5)式の適用範囲を考えた場合、過圧密粘土の強度が、それと等しい間隙比を持つ正規圧密粘土と同じであるという仮定が、過圧密比が大きい場合についても適用できるか疑問である。多くの実験結果から1- λ が0.8程度の値を取ることが報告^{8),25)～27)}されている。しかし、過圧密比の範囲でこの値が異なることも報告²⁷⁾されている。そこで、この適用範囲が、

どの程度の過圧密比までであるかを検証するため、実験結果との比較を試みる。計算に用いた膨張指数は、図-1中の実線で示したそれぞれの過圧密比に対応する値とした。

土の破壊を定義する際、主応力差最大時、あるいは主応力比最大時のどちらを用いるかという問題がある。排水試験においては、両者は一致する。また、圧密非排水試験でも等方正規圧密ではその値はほぼ同一とみて良いであろう。しかし、過圧密比が大きい場合、あるいは K_0 圧密後の非排水試験の場合、かなり異なった値となることが分かっている。本論では、過去の例に従い、最大主応力差の1/2を非排水強度としている。

図-5(a),(b)に等方および K_0 過圧密粘土の圧密圧力で正規化した非排水強度と過圧密比との関係を示す。この図から分かるように等方過圧密粘土では過圧密比2程度、 K_0 過圧密粘土では過圧密比3程度まではかなりの精度で実測値と計算値が一致する。それ以上の過圧密比では計算値は、実測値よりやや大きくなる。

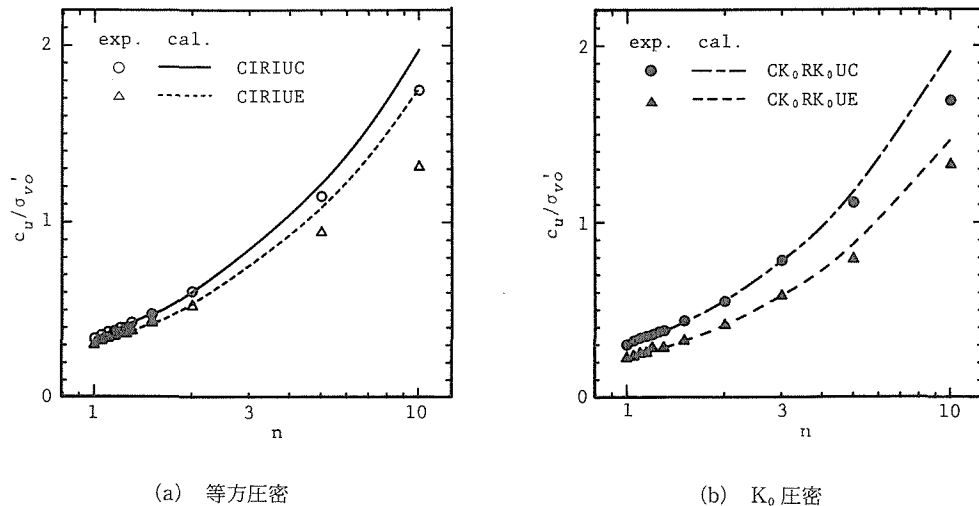


図5 非排水強度と過圧密比との関係

(3) 主応力差最大時の間隙水圧係数

間隙水圧係数は、一般表示の $a_r^{28)}$ を用いた。過圧密粘土の間隙水圧係数は、破壊時の平均主応力 $(p = (\sigma_v + 2\sigma_h)/3)$ と軸差応力 $(q = \sigma_v - \sigma_h)$ を用いて以下のように定義している。

$$a_r = (\Delta p / |\Delta q|) / \sqrt{2} \quad (7)$$

ここで、 $\Delta p = p_0 - (p_f)_{oc}$ 、 $\Delta q = q_0 - (q_f)_{oc}$

p_0 、 q_0 は、圧密終了時の応力状態であり、 K_0 膨張後の応力としては、実測値ではなく、図-2に基づく計算値を用いた。 $(p_f)_{oc}$ 、 $(q_f)_{oc}$ は、以下の式により計算により求めた。

$$(p_f)_{oc} = (p_f)_{NC} \cdot n^{-\lambda} \quad (q_f)_{oc} = (q_f)_{NC} \cdot n^{-\lambda} \quad (8)$$

等方および K_0 過圧密粘土の間隙水圧係数と過圧密比との関係を図-6(a),(b)にそれぞれ示す。

非排水強度と同様、過圧密比の小さい領域ではかなりの精度で予測が可能である。

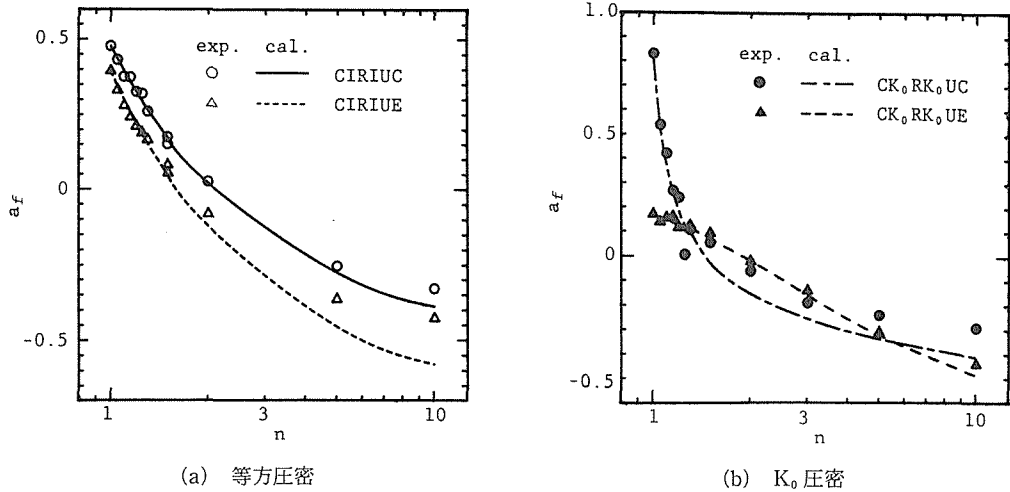


図6 破壊時の間隙水圧係数と過圧密比との関係

4. 結 論

軽く過圧密された粘土の非排水三軸試験結果から以下の結論を得た。

- (1) 鉛直応力あるいは平均主応力で整理した膨張指数と過圧密比の対数との関係は過圧密比1.3程度で交点を持つ2直線で近似できる。
- (2) K_0 膨張時の平均主応力による膨張指数と鉛直応力による過圧密比との関係は、等方膨張時とほとんど変わらない。
- (3) 膨張指数から(2)式により求めた膨張時の K_0 値の変化は実験結果を良く表すことが出来る。
- (4) 軽く過圧密された粘土の強度が同じ間隙比をもつ正規圧密粘土と同じであるという仮定は過圧密比2~3の範囲に限られる。この範囲において、非排水強度および主応力差最大時の間隙水圧係数は、(5)式および(7)式によって非常に良く推定できる。
- (5) 圧密圧力で正規化した、過圧密粘土のひずみで整理した場合の変形係数は、 K_0 伸張試験以外は、過圧密比の増加にともない増加する。

以上の結論は1種類の繰返し再圧密粘土についての実験結果に基づくものであり、さらに乱さない粘土について確認実験を行う必要があるが、結論(2)の妥当性が確認できれば、前述したように膨張時の K_0 値および軽く過圧密された粘土の非排水強度の推定が、容易に出来る可能性がある。

参 考 文 献

- 1) Bjerrum, L.: Proc. ICSMFE (1973), Vol. 3, pp. 111-159.
- 2) Hvorslev, M. J.: Proc. Colorado Shear Conference on Shear Strength of Cohesive Soils (1960), ASCE, pp. 169-273.
- 3) 小田美明・三田地利之：土質工学会論文報告集(平2), Vol. 30, No. 2, pp. 188-198.
- 4) 小田美明・三田地利之：土木学会論文集(投稿中)
- 5) 小田美明・三田地利之：三軸試験に関するシンポジウム発表論文集(平3), pp. 149-154.

- 6) 土質工学会：土質試験の方法と解説（平2），p. 357.
- 7) Jaky, J.: Proc. 2nd ICSMFE (1948), Vol. 1, pp. 103-107.
- 8) Ladd, C. C., Foot, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H. G.: Proc. of 9th ICSMFE (1977), pp. 421-494.
- 9) Mayne, P. W. and Kulhawy, F. H.: Proc. of ASCE (1982), Vol. 108, No. GT. 6, pp. 851-872.
- 10) Alpan, I.: Soils and Foundations (1967), Vol. 7, No. 1, pp. 31-40.
- 11) Schmidt, B.: Canadian Geotechnical Journal (1966), Vol. 3, pp. 239-242.
- 12) Mitachi, T. and Kitago, S.: Soils and Foundations (1976), Vol. 16, No. 1, pp. 45-58.
- 13) 三田地利之：土木学会第45回学術講演会講演概要集（平2），pp. 214-215.
- 14) 清水正喜：京都大学防災研究所年報（昭53），第21号，B-2，pp. 1-17.
- 15) Nakase, A., Kusakabe, O. and Ohneda, H.: Proc. 6th Asian Regional Conf. SMFE (1979), Vol. 1, pp. 47-50.
- 16) Ladd, C. C.: Proc. ASCE (1964), Vol. 90, No. SM5, pp. 103-132.
- 17) 中瀬明男・小林正樹・勝野克：港湾技術研究報告（1969），第6巻，第4号，pp. 103-143.
- 18) Poulos, H. G.: Geotechnical Testing Journal (1978), Vol. 1, No. 2, pp. 102-106.
- 19) Koutsoftas, D. C.: Laboratory Shear Strength of Soil (1980), ASTM, STP740, pp. 254-276.
- 20) Georgiannou, V. N., Burland, J. B. and Hight, D. W.: Geotechnique (1990), Vol. 40, No. 3, pp. 431-449.
- 21) Skempton, A. W.: Geotechnique (1960), Vol. 10, No. 4, pp. 186-187.
- 22) 大嶺正紀：土木学会論文集(1984)，第346号，III-1，pp. 97-106，1984.
- 23) 山内邦彦・山口晴幸：土木学会論文集(1987)，第388号，III-8，pp. 111-120.
- 24) Mayne, P. W.: Proc. of ASCE (1980), Vol. 106, No. GT11, pp. 1219-1242.
- 25) Wroth, C. P.: Geotechnique (1984), Vol. 34, No. 4, pp. 449-489.
- 26) Jamilokowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T. and Lancellotta, R.: Proc. 11th ICSMFE (1988), Vol. 1, pp. 57-153.
- 27) Ladd, C. C. and Edgers, L.: MIT Research Report R72-82. MIT (1972).
- 28) Skempton, A. W.: Geotechnique (1960), Vol. 10, No. 4, pp. 186-187.