

低拘束圧条件での粘性土の非排水せん断特性*

常田 亮**・亀井健史***・小川正二****・高木広道*⁵

UNDRAINED SHEAR CHARACTERISTICS OF COHESIVE SOILS AT LOW CONFINING PRESSURES*

Makoto TOKIDA, Takeshi KAMEI, Shoji OGAWA and Hiromichi TAKAGI

In order to investigate the undrained shear characteristics of cohesive soils at low confining pressures, four different types of isotropically consolidated undrained triaxial compression and extension tests were performed on two soils. As a consequence, linear correlations between the modulus of deformations and the confining pressures were obtained. In addition, the undrained shear strength obtained at low confining pressure was larger than that obtained at high confining pressures.

1. はじめに

粘性土地盤上に盛土を構築したり地盤を掘削した場合、原位置でせん断破壊が発生すると思われる深さ、すなわちすべり面の発生する深さは比較的浅いことが知られている。これに対して一般の粘性土の強度・変形特性は、 1.0 kgf/cm^2 以上の拘束圧のもとで検討されることが多い。しかし、 1.0 kgf/cm^2 以上の拘束圧で求めた粘性土の強度・変形特性を、低拘束圧下の粘性土地盤の安全性の検討に用いるのには、実地盤の強度・変形特性を過小評価する可能性があると思われ指摘されている。そのため、低拘束圧条件における粘性土の強度・変形特性を解明することは、工学的に重要な問題と考えられる。低拘束圧条件での粘性土の強度・変形特性に関する研究としては、清水^{1), 2)}が過圧密粘性土の低拘束圧下における破壊条件とそのメカニズムの解明及びダイレイタンス挙動の解明を試みている。また、吉武・鬼塚³⁾は、攪乱及び不攪乱状態のマサ土を用いて低拘束圧領域と通常の応力領域における一面せん断試験を行い、双方の応力領域におけるせん断特性の関連性と相違点について検討を加えている。一方、変形係数に関しては、非排水せん断強度 (c_u) と E_{50} の比 E_{50}/c_u が一般の粘土ではほぼ同値でせん断速度に無関係であり⁴⁾、自然地盤における拘束圧と割線係数(θ)の関連性を検討した結果、 E の値はせん断直前の有効応力にほぼ比例する⁵⁾という報告例がある。また奥村⁶⁾は、有効応力の値を主眼とした乱れの問題より、試料に乱れを与えた場合、強度の減

* 昭和63年度第23回土質工学研究発表会で一部発表

** 土木工学科講師

*** 基礎地盤コンサルタンツ(株)

**** 長岡技術科学大学工学部建設系

*⁵ 東亜建設工業(株)

原稿受付 平成元年9月25日

少は1桁であるのに対して、 E_{50} の減少は3桁であると報告している。さらに、竹中⁷⁾は高塑性の海成粘土の不攪乱試料を用いて実験を行い、初期変形係数と c_u の関係を定量的に求めている。大河内・斉藤⁸⁾は、多くの粘性土について三軸試験を実施し変形係数の拘束圧依存性について検討を加え、変形係数と拘束圧の関係の定量化を試みている。さらに Nakase and Kamei⁹⁾は、粘性土の塑性指数に着目し、変形係数の異方性について検討を加えその工学的解釈について述べている。

以上の点を考慮して本研究では、等方圧密した陸成粘性土を用いて非排水三軸圧縮及び伸張試験を行い、低拘束圧条件下の粘性土の強度・変形特性について検討を行った。

2. 試料及び試験方法

2-1 試料

実験に用いた試料は、新潟県栃尾市大野地すべり地の滑落崖より採取した大野土と同県柏崎市米山より採取した米山土の2種類の陸成粘性土を、練り返して再圧密したものである。それぞれの試料の物理的性質を表-1に示す。

練り返した試料の再圧密は、420 μm 以下の粘性土に水を加えてスラリー状にしたものを内径30cm、高さ45cmのモールドに入れて行った。両試料とも圧密圧35 kPaで5日間圧密した後に脱型した。脱型した試料から6.5×6.5×15cmの直方体を12本切り出し、ラップに包みパラフィンでシールした後1週間養生したものを実験に用いた。三軸試験の供試体は直径5cm、高さ10cmの円柱形のものである。

Table 1 Index properties of soil samples

Soil sample	Yoneyama clay	Ohno clay
Gs	2.82	2.67
w_L (%)	64.2	80.2
w_P (%)	36.6	48.7
Ip	27.6	31.5
Sand (%)	42.5	18.0
Silt (%)	29.5	43.9
Clay (%)	28.0	38.1

2-2 実験方法

実施した三軸試験は、圧密条件を正規圧密と過圧密の2種類とし、下記の4種類の圧密非排水三軸試験を行った。

- CIUC TEST: 正規圧密非排水三軸圧縮試験

初期有効拘束圧 (σ'_c) で等方圧密した後、非排水圧縮せん断試験を行った。

- CIUE TEST: 正規圧密非排水三軸伸張試験

初期有効拘束圧 (σ'_c) で等方圧密した後、非排水伸張せん断試験を行った。

- CIRIUC TEST: 過圧密非排水三軸圧縮試験

初期有効拘束圧 (σ'_c) で等方圧密した後、有効拘束圧を $\sigma'_c=50$ kPa まで低下させ等方膨潤し、非排水圧縮せん断試験を行った。

- CIRIUE TEST: 過圧密非排水三軸伸張試験

初期有効拘束圧 (σ'_c) で等方圧密した後、有効拘束圧を $\sigma'_c=50$ kPa まで低下させ等方膨潤し、非排水伸張せん断試験を行った。

ここで、初期有効拘束圧 (σ'_c) は、過圧密比1, 2, 3及び4に対応させるために50 kPa,

100 kPa, 150 kPa, 200 kPaの4種類とした。また、間隙水圧は供試体の下端において測定した。三軸試験はすべてヒズミ制御で行い、ヒズミ速度は圧縮及び伸張試験とも0.07%/minとした。

3. 実験結果及び考察

3-1 応力-ひずみ関係

図-1(a), (b)は、正規圧密状態における大野土と米山土の応力と軸ひずみの関係を示したものである。ここで、主応力差(q)は有効拘束圧(σ'_c)で正規化してある。

大野土の応力-軸ひずみ曲線の初期勾配は、せん断条件の違いに関係なく有効拘束圧が小さいほど大きくなり、ピーク強度も大きくなる傾向を示している(図-1(a))。また有効拘束圧(σ'_c)が150 kPa及び200 kPaの応力-軸ひずみ曲線は、せん断条件の違いによらずほとんど一致した挙動を示している。さらに圧縮せん断を受けた場合、 q/σ'_c は軸ひずみが約5%まで増加し、それ以後はほとんど増加せず一定値となる。これに対して伸張せん断を受けた場合、 q/σ'_c は軸ひずみが8%から10

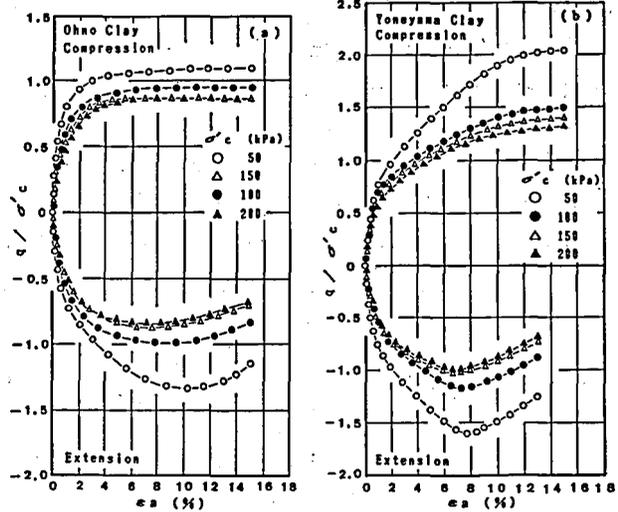


Fig. 1 Typical stress-axial strain behaviour in CIU tests

%でピークを生じ以後低下する傾向を示している。このピーク時の軸ひずみは、有効拘束圧が小さいほど大きくなっている。一方、米山土の場合(図-1(b))、軸ひずみが約1.0%まで応力-軸ひずみ曲線の初期勾配は、せん断条件及び有効拘束圧の大きさの違いによらず一致しているが、せん断が進むに連れて有効拘束圧が小さいほど応力の増加が顕著となる。また圧縮せん断時の応力-軸ひずみ曲線は、明確なピークを示さず軸ひずみが15%まで増加傾向を示している。しかし伸張せん断を受けると、 q/σ'_c は軸ひずみが7%から8%でピークを生じその後低下する。

以上のことから、 q/σ'_c -軸ひずみ関係は、せん断条件に関係なく有効拘束圧が小さいほどピーク強度及び終局強度が大きくなり、有効拘束圧が150 kPa以上では、応力-ひずみ挙動がほぼ一致することがわかる。

3-2 間隙水圧比($\Delta u/\sigma'_c$)-軸ひずみ関係

正規圧密状態の大野土と米山土の間隙水圧比($\Delta u/\sigma'_c$)と軸ひずみの関係を、図-2, 3に示す。

圧縮せん断を受けた大野土の場合(図-2(a))、 $\Delta u/\sigma'_c$ は約6%の軸ひずみでピークに達しそれ以後ほぼ一定の値を示しており、その挙動に有効拘束圧による有意な差は認められ

ない。これに対して伸張せん断を受けると $\Delta u/\sigma'_c$ は、圧縮せん断時と異なり正の間隙水圧の発生量が少なく、せん断の初期に負圧を生じ以後正圧となる(図-2(b))。しかし、 $\Delta u/\sigma'_c$ は軸ひずみが5%以降になると低下する傾向を示し、特に σ'_c が50kPaのときの $\Delta u/\sigma'_c$ は負圧となっている。

図-3(a)に示すように、米山土の圧縮せん断時の間隙水圧比($\Delta u/\sigma'_c$)は、軸ひずみが約3%でピークに達した後低下する傾向を示す。また、有効拘束圧が50kPaのときのピーク時の $\Delta u/\sigma'_c$ は、他の有効拘束圧に比べて低い値を示しており、せん断の進行に伴う間隙水圧比の低下傾向も著しくなっている。一方、伸張せん断時の間隙水圧比の挙動は、有効拘束圧が50kPaの場合、軸ひずみが約1%でピークに達した後急激に低下して負圧となり、軸ひずみが8%付近から再び上昇する傾向を示す(図-3(b))。これに対して有効拘束圧が100 kPa以上になると、間隙水圧は軸ひずみが約2%でピークに達し、ピークに達するまではほぼ一致した挙動を示し、ピーク以後 σ'_c が小さいほど $\Delta u/\sigma'_c$ の低下傾向が顕著となるが、その挙動は σ'_c による明確な相違がない。

以上のことより、 $\Delta u/\sigma'_c$ -軸ひずみ関係は、有効拘束圧による明確な相違がないものの、せん断条件によってその挙動に著しい違いが現れることがわかる。また、伸張せん断時の正の間隙水圧の発生量は、圧縮せん断時に比べてかなり少ないことがわかる。

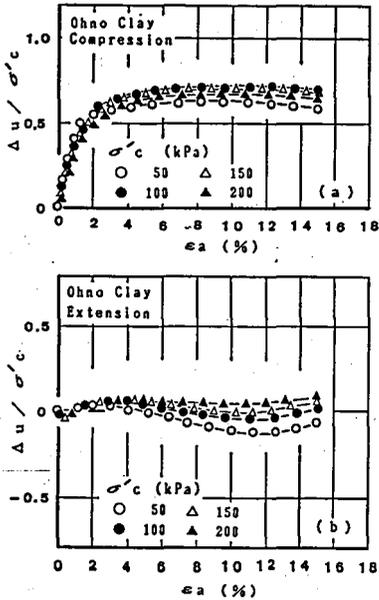


Fig. 2 Typical pore pressure-axial strain behaviour in CIU tests

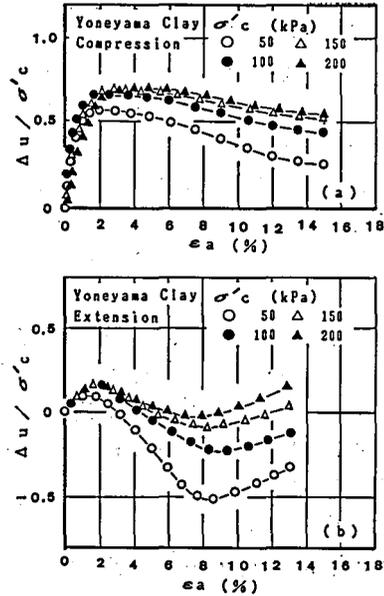


Fig. 3 Typical pore pressure-axial strain behaviour in CIU tests

3-3 有効応力径路

図-4及び図-5は、正規圧密状態の大野土と米山土の有効応力径路である。図に示すように、両試料とも圧縮及び伸張せん断時の有効応力径路は、拘束圧の大きさに関係なくほぼ相似形の挙動を示している。したがって、有効応力径路においては、拘束圧条件の相違によ

る明確な違いが認められない。

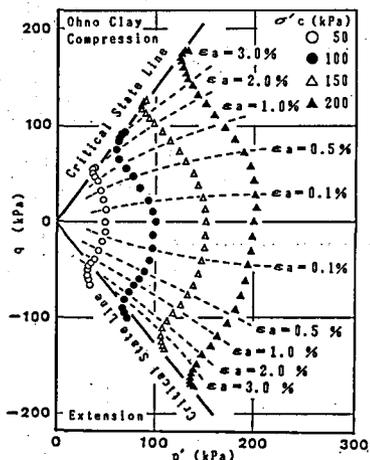


Fig. 4 Typical effective stress paths in CIU tests

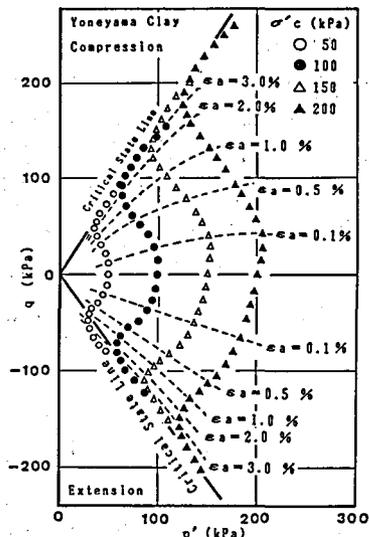


Fig. 5 Typical effective stress paths in CIU tests

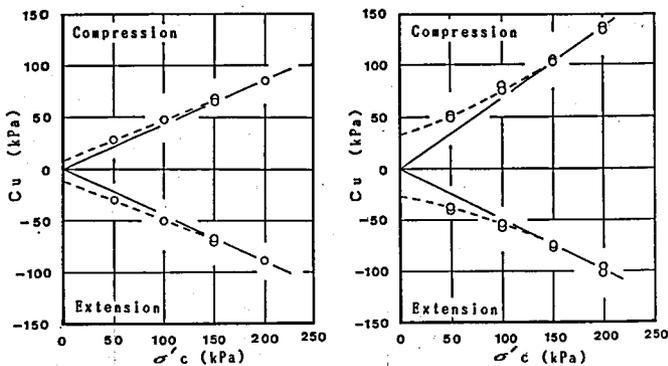


Fig. 6 Relationship between c_u and σ'_c

3-4 強度特性

正規圧密状態における非排水強さ (c_u) と有効拘束圧 (σ'_c) の関係を示すと、図-6(a), (b)のようになる。図より、圧縮及び伸張せん断を受けたとき σ'_c が 150 kPa 以上の非排水強さ (c_u) は、従来から言われているように原点を通る直線上にあるのに対して、 σ'_c が 100 kPa 以下になると c_u の値は破線で示すように原点を通る直線よりも上に位置している。このことは、有効拘束圧が 100kPa 以下の範囲において過圧密状態と同様の傾向を示すことを意味している。中瀬ら¹⁰⁾は、海成粘土を用いて行った実験において、有効拘束圧が

300 kPa から400 kPa 以下の範囲で同様の傾向が現れたと報告している。

したがって、高拘束圧下のせん断試験結果を用いて低拘束圧下のせん断強度を推定することは、低拘束圧下のせん断強度を過小評価することになる。

3-5 変形係数

図一7, 8は、正規圧密状態における大野土と米山土の変形係数 (E_{50} , $E_{1.0\%}$) と有効拘束圧の関係を示したものである。ここで E_{50} は $q=q_u/2$ のときの変形係数であり、 $E_{1.0\%}$ は軸ひずみが1.0%のときの変形係数である。

正規圧密時の E_{50} , $E_{1.0\%}$ は、せん断条件に関係なく有効拘束圧の増加に伴って直線的に増加する傾向を示しており、大河内・斉藤⁸⁾が述べているように、変形係数と有効拘束圧の関係を次式で表すことができるものと考えられる。

$$E_{50}, E_{1.0\%} = B \times \sigma'_c + A \dots \dots \dots (1)$$

A, B: 実験定数

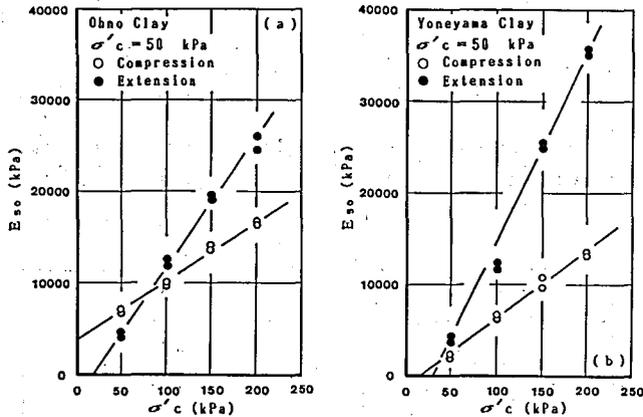


Fig. 7 Relationship between E_{50} and σ'_c

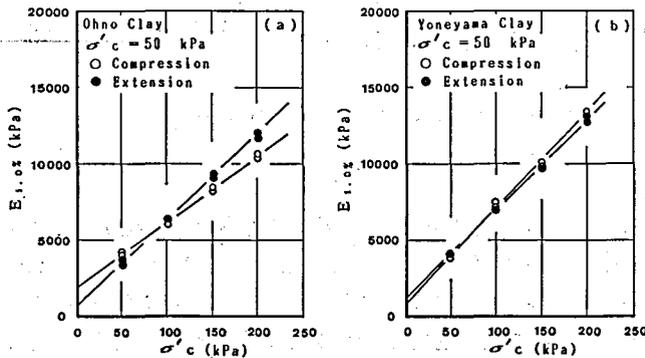


Fig. 8 Relationship between $E_{1.0\%}$ and σ'_c

Table 2 The expressions for the liner relationships illustrated in Fig. 7 and Fig. 8

Test type	Ohno Clay	Yoneyama Clay
\overline{CIUC}	$E_{50} = 5180 + 41.8 \sigma'_c$ $E_{1.0\%} = 2050 + 42.4 \sigma'_c$	$E_{50} = -1340 + 72.9 \sigma'_c$ $E_{1.0\%} = 850 + 62.5 \sigma'_c$
\overline{CIUE}	$E_{50} = -2540 + 145.2 \sigma'_c$ $E_{1.0\%} = 830 - 56.2 \sigma'_c$	$E_{50} = -6200 + 207.4 \sigma'_c$ $E_{1.0\%} = 1140 + 58.3 \sigma'_c$

表-2に、図-7、8で求められた変形係数と有効拘束圧の関係式を示す。

表より米山土の $E_{1.0\%}$ を除いて伸張領域の変形係数の方が、圧縮領域の変形係数よりも定数Bが大きいがわかる。一方、変形係数 E_{50} を直線近似した場合、大野土の圧縮領域の E_{50} 以外の変形係数は、有効拘束圧が約20 kPaから30 kPaの間で0となっている。このことは、有効拘束圧が存在するにもかかわらず強度が発揮されないことを意味しており、有効拘束圧が50kPa以下の領域で変形係数と有効拘束圧の関係を補正する必要があると考えられる。これに対して $E_{1.0\%}$ は、定数Bが負になることはない。したがって、実験定数A、Bの値は、変形係数の定義の仕方によってかなり異なることが明らかである。

変形係数 (E_{50} , $E_{1.0\%}$) の異方性と有効拘束圧 (σ'_c) の関係を、図-9(a), (b)に示す。ここで変形係数の異方性は、 $(E_{50})_E / (E_{50})_C$ 及び $(E_{1.0\%})_E / (E_{1.0\%})_C$ で定義した。

図より E_{50} の異方性は、試料の違いにかかわらず σ'_c の増加に伴って増加することがわかる。

これに対して $E_{1.0\%}$ の異方性は、 σ'_c の大きさに無関係にほぼ一定の値を示している。

以上のことより、 E_{50} の異方性は有効拘束圧に対する依存性が大きいのに対して、 $E_{1.0\%}$ の異方性は有効拘束圧の影響をほとんど受けないものと考えられる。

4. 結 論

低拘束圧領域における強度・変形特性を検討するために等方圧密非排水三軸圧縮・伸張試験を行った。その主要な結果をまとめると以下のようになる。

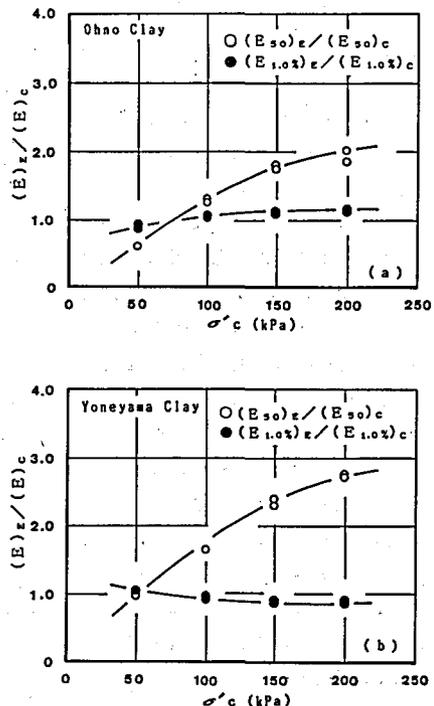


Fig. 9 Relationship between $(E)_E / (E)_C$ and σ'_c

- 1) 低拘束圧条件下の正規圧密粘性土の非排水せん断強さは、高拘束圧条件下の $c_u - \sigma'_c$ 関係より推定した c_u よりも大きな値を示す。したがって高拘束圧条件下のせん断試験結果から低拘束圧条件下のせん断強度を推定することは、低拘束圧条件下におけるせん断強度を過小評価する可能性がある。
- 2) $\Delta u / \sigma'_c$ —軸ひずみ関係は、せん断条件によってその挙動が著しく異なり、伸張せん断時の正の間隙水圧の発生量は、圧縮せん断時に比べてかなり少ない。
- 3) 正規圧密時の変形係数 (E_{50} , $E_{1.0\%}$) は、有効拘束圧の増加に伴って増加し、有効拘束圧が50 kPa から200 kPa の範囲では有効拘束圧と直線近似が可能である。

参 考 文 献

- 1) 清水正喜：過圧密粘土の低応力下でのせん断特性，第32回土木学会年次学術講演会講演概要集，pp. 119-120, 1979.
- 2) 清水正喜：過圧密粘性土の低応力下でのダイレイタンシー・強度特性，第13回土質工学研究発表会講演集，pp. 329-332, 1978.
- 3) 吉武茂樹・鬼塚克忠：低圧下における不飽和土のせん断特性，第21回土質工学研究発表会講演集，pp. 277-278, 1986.
- 4) A. W. Skempton and A. W. Bishop : Soils, Chapter 10 of Building Materials, North Holland Publ. Co., pp. 417-482, 1954.
- 5) Ladd. C. C. : Stress-Strain Modulus of Clay in Undrained Shear, Jour. of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 90, No. SM5, pp. 103-132, 1954.
- 6) 奥村樹郎：粘土試料の攪乱に関する研究（第1報）—繰り返し三軸圧縮試験による攪乱実験—，港湾技術研究所報告，Vol. 8, No. 1, pp. 59-84, 1969.
- 7) 竹中準之介：一軸圧縮試験，土質調査試験結果の解釈と適用例，土質工学ライブラリー4，土質工学会，pp. 155-190, 1968.
- 8) 大河内保彦・斉藤幸雄：種々の土における変形係数の拘束圧依存性，第21回土質工学研究発表会講演集，pp. 429-430, 1986.
- 9) Nakase A. and Kamei T. : Influence of Anisotropy of Deformation Modulus on Effective Stress Path, Soils and Foundations, Vo. 24, No. 2, pp. 106-110, 1984.
- 10) 中瀬明男・小林正樹・兼近明男：粘土の非排水せん断強度と変形係数，港湾技術研究所報告，Vol. 11, No. 2, pp. 243-259, 1972.