

低拘束圧力下における K_0 圧密粘性土の 非排水せん断特性*

常田 亮**・亀井健史***・小川正二*4・玉川善徳*5

UNDRAINED SHEAR CHARACTERISTICS OF K_0 -CONSOLIDATED COHESIVE SOIL AT LOW CONFINING PRESSURES

Makoto TOKIDA, Takeshi KAMEI, Shoji OGAWA and Yoshinori TAMAKAWA

In order to investigate the undrained shear characteristics of K_0 -consolidated cohesive soil at low confining pressure, four types of triaxial tests ($\overline{CK_0UC}$, $\overline{CK_0UE}$, $\overline{CK_0RK_0UC}$ and $\overline{CK_0RK_0UE}$) were performed on saturated cohesive soil.

The conclusions from this study are follows;

- 1) A ratio of the undrained shear strength to vertical effective consolidation stress obtained at low confining pressure is larger than that obtained at high confining pressures.
- 2) The undrained shear strength anisotropy is approximately constant within the range of OCRs of 1 to 4.
- 3) The modulus of deformation seems to approximately in linear relationship with vertical effective consolidation stress.

1. はじめに

一般的に、陸成堆積粘性土は、10m以浅の比較的浅い部分に堆積している場合が多く見られる。しかしながら、このような低拘束圧力条件下における粘性土のせん断特性に関する研究例は少ない。さらに、盛土・切土等の人工斜面や自然斜面における破壊面の深さは、比較的浅いことが知られている。したがって、低拘束圧力領域における土のせん断特性を解明することは、低拘束圧力が想定される実地盤のせん断強度を評価する上で重要な問題であると考えられる。

上記の点に着目して、低拘束圧力下における強度・変形特性に関する研究が、盛んに行われるようになってきた。砂質土については、浅層部における砂地盤のせん断特性の解明を目的とした研究が多く行われており¹⁾、常田ら²⁾は、砂に対して低拘束圧力下における三軸圧縮・伸張試験を行った結果、低拘束圧力下における内部摩擦角の拘束圧力依存性は、各々の排水条件及びせん断条件において、非常に小さいものであると報告している。

* 平成元年度第24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)

*4 長岡技術科学大学工学部建設系

*5 福島県

一方、粘性土については、鬼塚・吉武³⁾がマサ土に対して通常の圧力範囲と低圧の範囲で一面せん断試験を行い、低圧の範囲における強度定数は、通常の圧力範囲から得られる強度定数よりも小さな値を示すとの結果を得ている。常田ら⁴⁾は、粘性土に対して低拘束圧力下における三軸圧縮・伸張試験を実施し、低拘束圧力領域の粘性土の非排水せん断強度 (c_u) は、各せん断条件において、 1.0kgf/cm^2 以上の圧力範囲で求められた非排水せん断強度から外挿して得られる値よりも大きくなると報告している。さらに、清水⁵⁾は低拘束圧力下における過圧密粘性土のせん断特性について検討を行い、低圧力下では明瞭なダイレイタンスー限界が存在することを確認している。また、Kamei and Nakase⁶⁾は、粒度組成の異なる2種類の海成粘性土に対して K_0 圧密 K_0 膨潤非排水三軸圧縮・伸張試験を行い、その強度・変形特性の検討を行っている。しかしながら、低拘束圧力下における K_0 過圧密状態にある粘性土の力学的挙動を解明した研究例は少ない。

以上の点を考慮して、本研究では、 K_0 圧密非排水三軸圧縮・伸張試験及び K_0 圧密 K_0 膨潤非排水三軸圧縮・伸張試験を行い、低拘束圧力下における飽和粘性土の強度・変形特性の解明を試みた。さらに、等方圧密非排水三軸圧縮・伸張試験結果との比較・検討を行い、変形係数が各圧密条件及びせん断条件に対して、鉛直有効拘束圧の関数として表わすことができることを示した。

2. 試料及び実験方法

2-1 試料

実験に用いた試料は、新潟県栃尾市で採取した陸成粘性土(大野土)を練り返して再圧密したものである。試料の物理的特性を表-1に示す。練り返した試料の再圧密は、 $420\mu\text{m}$ 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。この際、圧密圧は35kPaで、圧密時間は5日間とした。脱型した試料から $6.5\times 6.5\times 15\text{cm}$ の直方体を切り出してラップで包み、パラフィンでシールしたものを1週間養生して実験に使用した。供試体は、直径5cm、高さ10cmの円柱形のもので、上述の1週間養生した試料からワイヤーソーで切り出して作成した。

Table 1 Index properties of soil sample

Soil Sample	Gs	w_L (%)	w_p (%)	I_p	Sand (%)	Silt (%)	Clay (%)
Ohno Soil	2.67	80.2	48.7	31.5	18.0	43.9	38.1

2-2 実験方法

今回実施した実験は、 K_0 圧密非排水三軸圧縮・伸張試験 ($\overline{CK_0UC}$ test, $\overline{CK_0UE}$ test) と K_0 圧密 K_0 膨潤非排水三軸圧縮・伸張試験 ($\overline{CK_0RK_0UC}$ test, $\overline{CK_0RK_0UE}$ test) の4種類の三軸試験である。いずれの実験も、圧密開始時から100kPaのバックプレッシャーを供試体に作用させて行った。せん断はひずみ制御で行い、せん断速度は供試体内の間隙水圧の均等化等を考慮して、圧縮及び伸張試験とも $0.07\%/min$ とした^{7),8),9)}。

a) K_0 圧密非排水三軸圧縮試験 ($\overline{CK_0UC}$ test)

鉛直有効拘束圧 (σ'_v) = 50, 100, 200kPa で K_0 圧密した後、非排水圧縮せん断を行った。

b) K_0 圧密非排水三軸伸張試験 ($\overline{CK_0UE}$ test)

σ'_v = 50, 100, 200kPa で K_0 圧密した後、非排水伸張せん断を行った。

c) K_0 圧密 K_0 膨潤非排水三軸圧縮試験 ($\overline{CK_0RK_0UC}$ test)

初期鉛直有効拘束圧 (σ'_{vm})=100, 200kPa で K_0 圧密を行い, 圧密終了後, バックプレッシャーを作用させて K_0 膨潤し, せん断前の鉛直有効拘束圧を50kPa とする. ここで, 過圧密比は $OCR=2, 4$ である. K_0 膨潤終了後, 非排水圧縮せん断を行った.

d) K_0 圧密 K_0 膨潤非排水三軸伸張試験 ($\overline{CK_0RK_0UE}$ test)

$\sigma'_{vm}=100, 200kPa$ で K_0 圧密を行い, 圧密終了後, バックプレッシャーを作用させて K_0 膨潤し, せん断前の鉛直有効拘束圧を50kPa とする. K_0 膨潤終了後, 所定の過圧密比 ($OCR=2, 4$) のもとで非排水伸張せん断を行った.

3. 実験結果及び考察

3-1 主応力差 (q/σ'_{vc}) と軸ひずみ (ϵ_a) の関係

図-1 は, 正規圧密状態における K_0 圧密供試体の主応力差 q/σ'_{vc} と軸ひずみ ϵ_a の関係を示したものである. ここで, 主応力差 q は, せん断時の鉛直有効拘束圧 σ'_{vc} で正規化してある.

圧縮せん断を受けた場合, 主応力差は鉛直有効拘束圧によらず軸ひずみの増加に伴って増加し, その増加割合は軸ひずみの増加に伴って低下している. また, 最大主応力差 (q/σ'_{vc})_{max} は鉛直有効拘束圧が小さいほど大きくなり, 鉛直有効拘束圧が50kPa のときの最大主応力差は, 鉛直有効拘束圧が100kPa 以上である場合に比べてかなり大きくなっている.

一方, 伸張せん断を受けた場合, 主応力差は軸ひずみの増えに伴って増加し, 鉛直有効拘束圧によらず $\epsilon_a \approx 4.0\%$ までほぼ一致した挙動を示している. しかし, 軸ひずみが4.0%を越えると, 鉛直有効拘束圧が小さくなるにしたがって主応力差の増加割合が大きくなり, その結果, 最大主応力差は鉛直有効拘束圧が小さいほど大きな値を示している.

したがって, 最大主応力差は, せん断条件によらず, 鉛直有効拘束圧が小さいほど大きくなるものといえる.

3-2 過剰間隙水圧比 ($\Delta u/\sigma'_{vc}$) と軸ひずみ (ϵ_a) の関係

正規圧密状態における K_0 圧密供試体の過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_{vc}$ と軸ひずみの

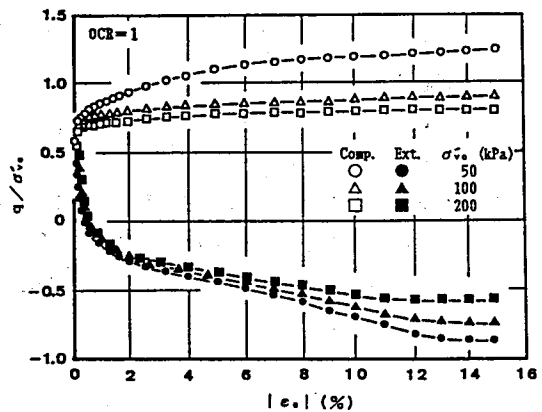


Fig. 1 Typical stress-axial strain behaviour in $\overline{CK_0U}$ tests

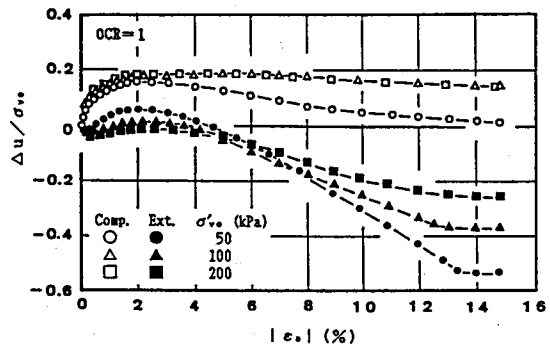


Fig. 2 Typical excess pore pressure-axial strain behaviour in $\overline{CK_0U}$ tests

関係を、図-2に示す。ここで、過剰間隙水圧は、せん断時の鉛直有効拘束圧で正規化している。

圧縮せん断過程における過剰間隙水圧比は、鉛直有効拘束圧によらず軸ひずみの増加に伴って増加し、 $\epsilon_a \approx 2\%$ でピークに達するまではほぼ一致した挙動を示している。さらに、鉛直有効拘束圧が100kPa及び200kPaの場合、過剰間隙水圧比はピークを過ぎてもほとんど一致した挙動を示し、軸ひずみの増加に伴って僅かに低下している。これに対して、鉛直有効拘束圧が50kPaの場合、過剰間隙水圧比は、ピークを過ぎると軸ひずみの増加に伴って著しい減少傾向を示し、 $\epsilon_a \approx 15\%$ ではほぼ0となっている。また、鉛直有効拘束圧が50kPaの場合、最大過剰間隙水圧比 $(\Delta u/\sigma'_{vc})_{max}$ は、鉛直有効拘束圧が100kPa以上の場合に比べて僅かに小さいことがわかる。

一方、伸張せん断過程における過剰間隙水圧比は、鉛直有効拘束圧が100kPa以上であれば、軸ひずみが増加してもほとんど変化せず、軸ひずみが5%に達すると軸ひずみの増加に伴って減少して負圧となっている。しかし、鉛直有効拘束圧が50kPaの場合、過剰間隙水圧比は、せん断の初期において軸ひずみの増加に伴って増加し、 $\epsilon_a \approx 2\%$ でピークに達した後、軸ひずみが増加するにしたがって減少して $\epsilon_a \approx 5\%$ で負圧となっている。また、軸ひずみの増加に伴う過剰間隙水圧比の減少傾向は、鉛直有効拘束圧が小さいほど顕著である。

3-3 有効応力径路

図-3(a), (b)は、正規圧密及び過圧密状態 ($\sigma'_{vc} = 50\text{kPa}$) における K_0 圧密供試体の有効応力径路を示したものである。

正規圧密状態の場合、圧縮せん断過程における有効応力径路は、鉛直有効拘束圧によらず、せん断の初期に主応力差 q の増加に伴って僅かに右上がり上昇し、軸ひずみが0.1%に達すると、主応力差の増加に伴って平均有効主応力 p' が減少して、Critical State Line (C.S.)

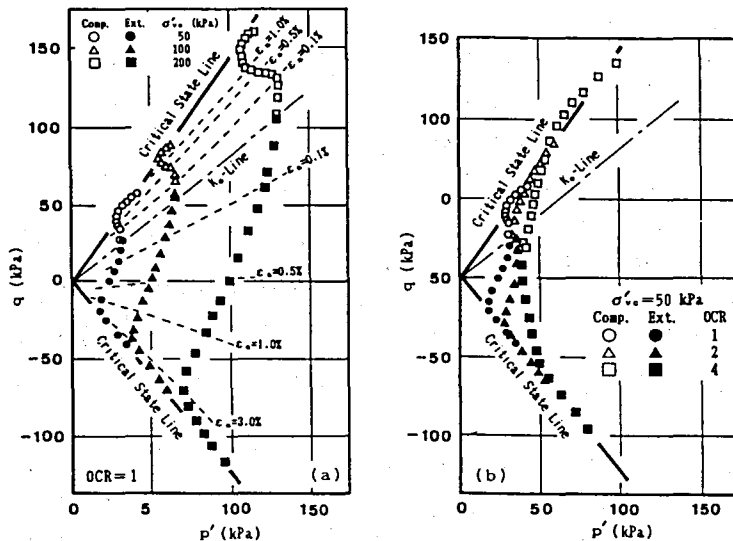


Fig. 3 Typical effective stress paths in \overline{CK}_0U and \overline{CK}_0RK_0U tests

L.) に近づいていく。また、伸張せん断過程における有効応力径路は、鉛直有効拘束圧によらず主応力差の増加に伴って平均有効主応力が減少してC.S.L.に近づき、軸ひずみが約3.0%になるとC.S.L.に漸近して、以後軸ひずみの増加に伴ってC.S.L.上を上昇していく。さらに、圧縮及び伸張せん断過程における K_0 圧密供試体の有効応力径路は、鉛直有効拘束圧によらずほぼ相似形の挙動を示すことが明らかである。

一方、過圧密状態の場合、圧縮せん断過程における有効応力径路は、過圧密比(OCR)が大きくなるにしたがって、主応力差の増加に伴う平均有効主応力の増加傾向が顕著となり、ほぼ直線的にC.S.L.に近づいていく。さらに、過圧密比が4になると有効応力径路はC.S.L.を一旦越えた後、軸ひずみの増加に伴って再びC.S.L.に近づいていく。これに対して、伸張せん断過程における有効応力径路は、過圧密比が大きくなるにしたがって、主応力差の増加に伴う平均有効主応力の減少割合が小さくなり、主応力差の増加に伴ってほぼ直線的にC.S.L.に近づいていく。特に、過圧密比が4になると平均有効主応力は、過剰間隙水圧が負になるために、せん断の初期から主応力差の増加に伴って増加している。また、伸張せん断過程の有効応力径路は、C.S.L.に達するとC.S.L.上を上昇しており、圧縮せん断過程の有効応力径路のようにC.S.L.を越えることがない。

3-4 非排水せん断強度特性

図-4は、 K_0 圧密供試体の非排水せん断強度 c_u と鉛直有効拘束圧 σ'_{vc} の関係を示したものである。図より、非排水せん断強度は、鉛直有効拘束圧が100kPa以下の場合、各せん断条件において、鉛直有効拘束圧が200kPaのときの非排水せん断強度から外挿して求めた値よりも大きくなっていることがわかる。この傾向は、常田ら⁴⁾や中瀬ら¹⁰⁾が等方圧密供試体に対して行った非排水三軸試験においても確認されている。

したがって、従来のように、低拘束圧力領域の非排水せん断強度を高拘束圧力領域の非排水せん断強度から推定した場合、低拘束圧力領域の非排水せん断強度は、過小評価される可能性がある。

しかしながら、供試体作成過程において生じた土の状態変化を解消するためには、供試体作成時に加えた圧密圧力の2~4倍の圧密圧力で再圧密する必要があるとの報告もある^{11),12)}。本研究では、供試体を35kPaの圧密圧力で作成しており、せん断時の鉛直有効拘束圧が50kPaの場合、供

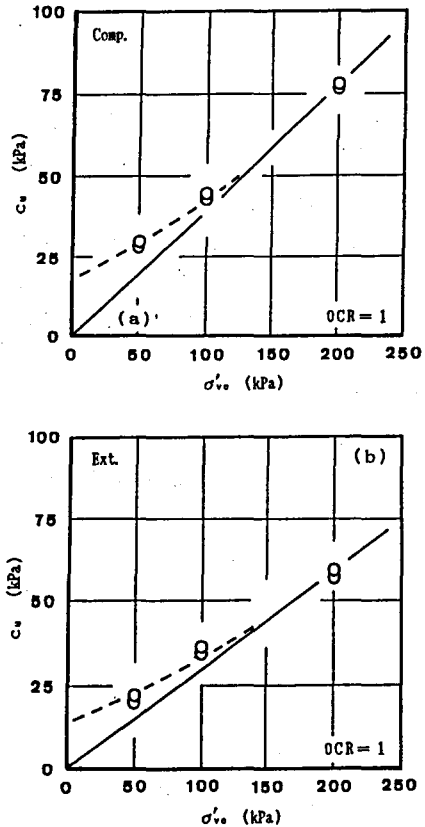


Fig. 4 Relationship between c_u and σ'_{vc} in CK_0U tests

試体作成時の圧密圧力との比は約1.4となる。このことより、鉛直有効拘束圧が50kPaの場合、非排水せん断強度は、供試体作成過程において生じた土の状態変化の影響を受けているために、見かけ上過圧密状態の特性が表われていることも考えられる。

次に、 c_u/σ'_{vc} を強度増加率と定義し、等方圧密及び K_0 圧密供試体の強度増加率と鉛直有効拘束圧の関係を、図-5(a), (b)に示す。

圧縮せん断を受けた場合、強度増加率は、各圧密条件において鉛直有効拘束圧の増加に伴って減少し、鉛直有効拘束圧が200kPa以上になるとほぼ一定値に収束する傾向を示している。さらに、強度増加率は、 $\sigma'_{vc}=50$ kPaの場合を除いて、鉛直有効拘束圧によらず等方圧密供試体の方が K_0 圧密供試体よりも僅かに大きくなっている。

一方、伸張せん断を受けた場合、強度増加率は、各圧密条件において鉛直有効拘束圧の増加に伴って減少しており、鉛直有効拘束圧によらず、等方圧密供試体の方が K_0 圧密供試体よりも大きくなっている。

以上のことより、Nakase and Kamei¹³⁾が述べているように、強度増加率は、各せん断条件において、等方圧密供試体の方が K_0 圧密供試体よりも大きくなり、このことは平均圧密圧力の違いがその主要因であると考えられる。

しかし、本研究において $\sigma'_{vc}=50$ kPaの場合、圧縮せん断を受けたときの強度増加率は、 K_0 圧密供試体の方が等方圧密供試体よりも大きくなっている。この原因は、前述したように、 $\sigma'_{vc}=50$ kPaの場合、供試体作成時の圧密圧力とせん断時の圧密圧力の比が小さいために、供試体作成時の土の状態変化の影響を受けているためであると考えられる。

図-6は、 K_0 圧密供試体の強度増加率と過圧密比(OCR)の関係を示したものである。図より、強度増加率は、各せん断条件に

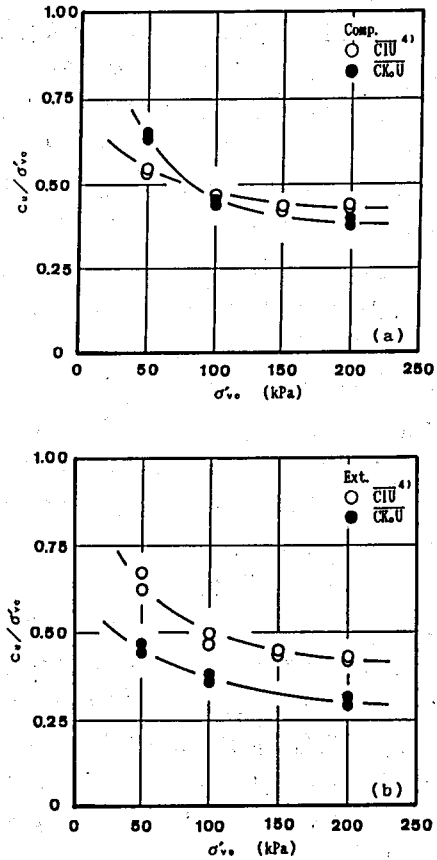


Fig. 5 Relationship between c_u/σ'_{vc} and σ'_{vc} in \overline{CIU} and $\overline{CK_0U}$ tests

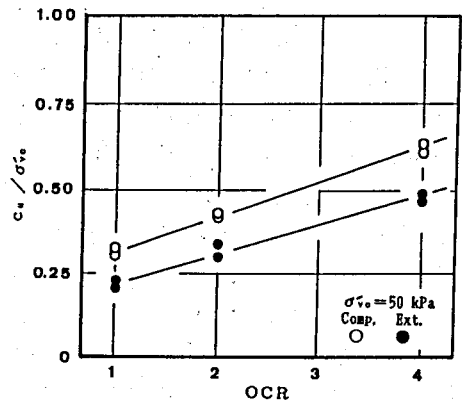


Fig. 6 Relationship between c_u/σ'_{vc} and OCR in $\overline{CK_0RK_0U}$ tests

において過圧密比の増加に伴って直線的に増加することがわかる。また、強度増加率は、過圧密比によらず圧縮せん断を受けた場合の方が伸張せん断を受けた場合よりも大きくなっている。

$(c_u/\sigma'_{vc})_E/(c_u/\sigma'_{vc})_C$ を強度異方性と定義し、等方圧密及び K_0 圧密供試体の強度異方性と鉛直有効拘束圧の関係を、図-7に示す。等方圧密供試体の強度異方性は、鉛直有効拘束圧の増加に伴って減少し、鉛直有効拘束圧が100~150kPa以上になると、ほぼ一定値(約1.0)となっている。このことより、等方圧密供試体の強度異方性は、鉛直有効拘束圧が100~150kPa以上になると、鉛直有効拘束圧に依存しなくなるものと考えられる。

一方、 K_0 圧密供試体の強度異方性は、鉛直有効拘束圧によらずほぼ一定値(約0.75)となっており、鉛直有効拘束圧に依存しないことが明らかである。

$\sigma'_{vc}=50\text{kPa}$ における K_0 圧密供試体の強度異方性と過圧密比の関係を、図-8に示す。過圧密履歴を受けた場合、強度異方性は過圧密比によらずほぼ一定値(約0.75)であり、この結果は、既往の研究例¹⁴⁾とも一致している。

この主要因として、Kamei and Nakase⁶⁾

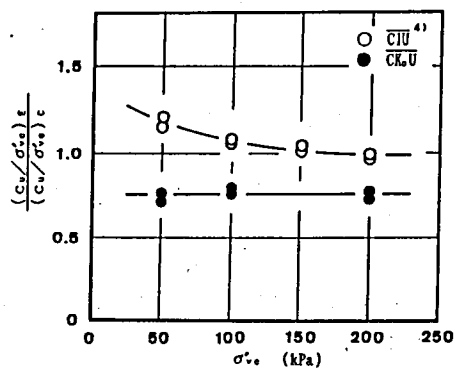
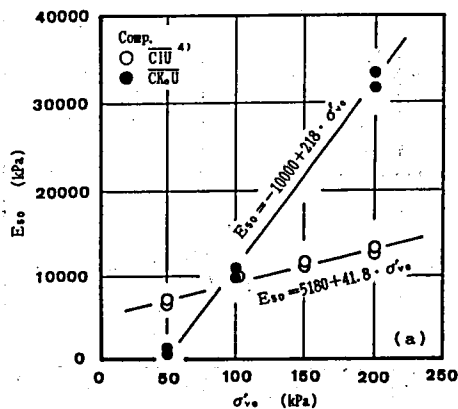


Fig. 7 Relationship between $(c_u/\sigma'_{vc})_E/(c_u/\sigma'_{vc})_C$ and σ'_{vc} in $\overline{\text{CIU}}$ and $\overline{\text{CK}_0\text{U}}$ tests

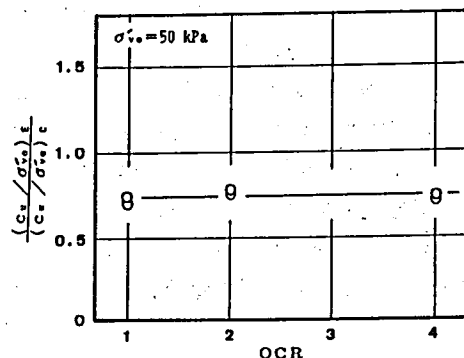


Fig. 8 Relationship between $(c_u/\sigma'_{vc})_E/(c_u/\sigma'_{vc})_C$ and OCR in $\overline{\text{CK}_0\text{RK}_0\text{U}}$ tests

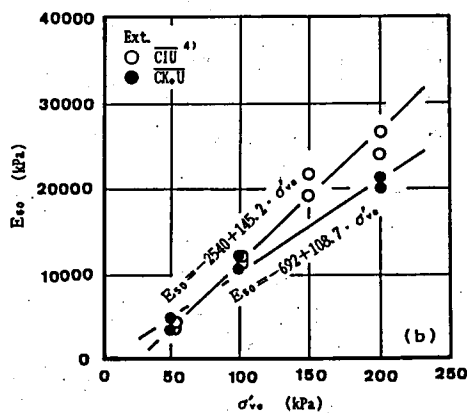


Fig. 9 Relationship between E_{50} and σ'_{vc} in $\overline{\text{CIU}}$ and $\overline{\text{CK}_0\text{U}}$ tests

は、膨潤前の K_0 圧密によって生じた構造異方性の影響が大きいことを示唆し、強度異方性に及ぼす過圧密履歴の影響は、土の塑性指数や粘土含有量にも依存している可能性があると指摘している。しかしながら、強度異方性は、工学的に評価すれば過圧密比に依存しないと考えて問題がないであろうと述べている。

3-5 変形係数

図-9 は、等方圧密及び K_0 圧密供試体の変形係数 E_{50} と鉛直有効拘束圧の関係を示したものである。ここで、 E_{50} は、応力-ひずみ曲線上の最大主応力差の1/2に相当する点と原点を結ぶ直線の勾配で定義した。

圧縮せん断を受けた場合、 E_{50} は各圧密条件において鉛直有効拘束圧の増加に伴って直線的に増加し、 K_0 圧密供試体の方が等方圧密供試体よりも E_{50} の増加勾配が大きくなっている。また、 $\sigma'_{vc}=200\text{kPa}$ の場合、 K_0 圧密供試体の E_{50} は、等方圧密供試体の E_{50} よりも大きくなっており、既往の研究例¹⁰⁾とも一致している。しかし、 $\sigma'_{vc}=50\text{kPa}$ の場合、 K_0 圧密供試体の E_{50} は、等方圧密供試体の E_{50} よりも小さくなっており、既往の研究例¹⁰⁾と異なった傾向を示している。

一方、伸張せん断を受けた場合、 E_{50} は各圧密条件において鉛直有効拘束圧の増加に伴って直線的に増加し、 E_{50} の増加勾配は、等方圧密供試体の方が K_0 圧密供試体よりも大きくなっている。また、鉛直有効拘束圧が100kPa 以下の場合、 E_{50} は圧密条件によらずほぼ同じ値であるが、鉛直有効拘束圧が150kPa 以上になると、等方圧密供試体の E_{50} の方が K_0 圧密供試体の E_{50} よりも大きくなっている。

しかしながら、正規圧密状態の場合、等方圧密及び K_0 圧密供試体の E_{50} は、各せん断条件において、(1)式で鉛直有効拘束圧と直線近似が可能であると考えられる。

$$E_{50} = B \cdot \sigma'_{vc} + A \quad \dots\dots\dots(1)$$

- E_{50} : 変形係数 (kPa)
- σ'_{vc} : 鉛直有効拘束圧 (kPa)
- A: 実験定数 (kPa)
- B: 実験定数

表-2 は、図-9 に示した E_{50} と鉛直有効拘束圧の関係式を示したものである。表より、定数 A は、等方圧密非排水三軸圧縮

Table 2 The expression for the linear relationship illustrated in the Fig. 9

Test type	Ohno Soil
\overline{CIUC}	$E_{50} = 5180 + 41.8 \cdot \sigma'_{vc}$ (kPa)
\overline{CIUE}	$E_{50} = -2540 + 145.2 \cdot \sigma'_{vc}$ (kPa)
$\overline{CK_0UC}$	$E_{50} = -10000 + 218 \cdot \sigma'_{vc}$ (kPa)
$\overline{CK_0UE}$	$E_{50} = -692 + 108.7 \cdot \sigma'_{vc}$ (kPa)

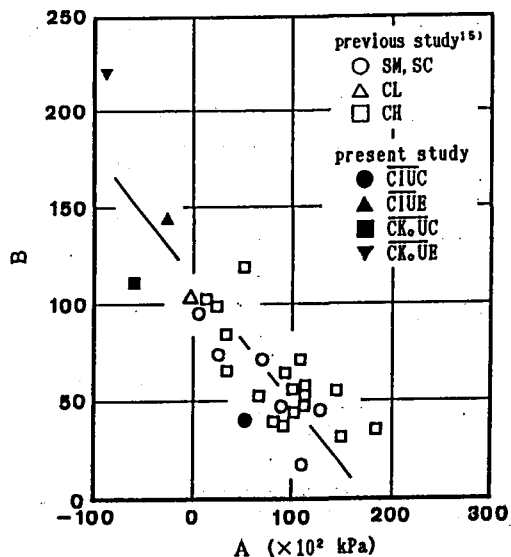


Fig. 10 Relationship between experimental constant A and B in the equation (1)

試験の場合を除いて、負の値となることがわかる。このことは、鉛直有効拘束圧が50kPa未満の場合、 E_{50} が負になる可能性のあることを示唆しており、 E_{50} と鉛直有効拘束圧の関係は、鉛直有効拘束圧が0~50kPaの範囲において、さらに詳細に検討する必要があるものと考えられる。

図-10は、大河内・斎藤¹⁵⁾が種々の土について行った等方圧密非排水三軸圧縮試験より求めた、(1)式の実験定数A、Bと本研究より得られた実験定数を比較したものである。図より、本研究の等方圧密非排水三軸圧縮試験より得られた定数A、Bは、既往の研究結果¹⁵⁾とはほぼ一致していることがわかる。しかし、等方圧密非排水三軸伸張試験及び K_0 圧密非排水三軸圧縮・伸張試験の場合、定数Aは負の値となり、定数Bも等方圧密非排水三軸圧縮試験に比べて、2~5倍の値となっている。また、伸張せん断過程における定数Bは、各圧密条件において圧縮せん断過程における定数Bよりも大きいことが明らかである。

一方、正規圧密状態の場合、定数A、Bの間には、圧密条件及びせん断条件によらず負の相関関係が存在しており、定数A、Bの関係は、(2)式で表わすことが可能であると考えられる。

$$B = -0.97 \cdot A + 113.8 \dots\dots\dots(2)$$

A: 実験定数 (kPa)

B: 実験定数

次に、 K_0 圧密供試体の E_{50} と過圧密比の関係を示す。図-11に示す。圧縮せん断を受けた場合、 E_{50} は過圧密比の増加に伴って著しく増加し、その増加割合は過圧密比が大きくなるにしたがって低下している。しかし、伸張せん断を受けた時の E_{50} は、過圧密比が増加しても大きく変化しない。

また、過圧密履歴を受けた場合、 K_0 圧密供試体の E_{50} は、圧縮せん断を受けた場合の方が、伸張せん断を受けた場合よりもかなり大きくなることからわかる。このことより、 K_0 圧密供試体の E_{50} は、圧縮せん断を受けた場合の方が伸張せん断を受けた場合よりも、過圧密履歴の影響を強く受けるものと考えられる。

図-12は、 $(E_{50})_E / (E_{50})_C$ を変形係数異方性と定義し、等方圧密及び K_0 圧密供試体の変形係数異方性と鉛直有効拘束圧の関係を示したものである。 K_0 圧密供試体の変形係数異方性は、鉛直有効拘束圧の増加に伴って減少し、鉛直有効拘束圧が50kPaの場合約4.0

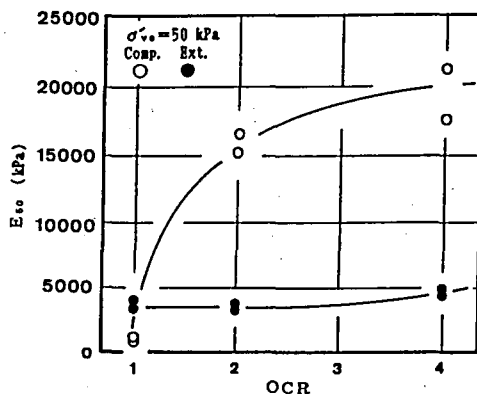


Fig. 11 Relationship between E_{50} and OCR in $\overline{CK}_0\overline{RK}_0\overline{U}$ tests

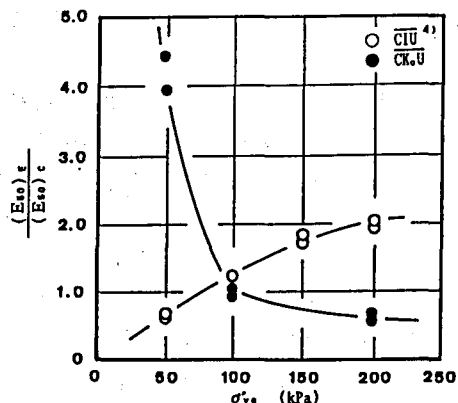


Fig. 12 Relationship between $(E_{50})_E / (E_{50})_C$ and σ_{v0} in \overline{CIU} and $\overline{CK}_0\overline{U}$ tests

であるのに対して、鉛直有効拘束圧が100 kPa以上になると1.0以下の値となり、 $\sigma'_{vc}=200$ kPaで約0.65となっている。

一方、等方圧密供試体の変形係数異方性は、鉛直有効拘束圧が50 kPaの場合約0.65であるのに対して、鉛直有効拘束圧が100 kPa以上になると1.0以上の値となり、 $\sigma'_{vc}=200$ kPaで約2.0となっている。

したがって、変形係数異方性は $\sigma'_{vc}=100$ kPaを境にして逆転し、等方圧密と K_0 圧密を受けた場合では、鉛直有効拘束圧に対する依存性が異なるものと考えられる。

K_0 圧密供試体の変形係数異方性と過圧密比の関係を、図-13に示す。図より、 K_0 圧密供試体の変形係数異方性は、過圧密比が2以上であれば、過圧密比によらずほぼ一定値(約0.2)となっている。このことより、 K_0 圧密供試体の変形係数異方性は、過圧密比が2以上になると、過圧密比に存在しなくなることがわかる。

以上のことから、低拘束圧力領域における変形特性は、従来の高拘束圧力領域における挙動と異なった挙動を示す可能性のあることが明らかとなった。この原因としては、低拘束圧力領域のせん断試験を行う場合、せん断時の圧密圧力と供試体作成時の圧密圧力の比が小さくなるために、供試体作成時に生じた土の状態変化の影響を強く受けていることが考えられる。今後、これらの点を考慮した強度・変形特性の解明が必要であろう。

4. 結 論

本研究では、 K_0 圧密された飽和粘性土の低拘束圧力下におけるせん断特性の解明を目的として、正規圧密及び過圧密状態の K_0 圧密供試体に対して圧密非排水三軸圧縮・伸張試験を実施した。さらに、低拘束圧力下における等方圧密供試体の圧密非排水三軸圧縮・伸張試験結果との比較・検討も行った。今回の実験によって得られた結果を列記すると、以下のようになる。

1) 低拘束圧力領域における K_0 圧密粘性土の非排水せん断強度 c_u は、各せん断条件において、高拘束圧力領域における非排水せん断強度から外挿して求めた値よりも大きくなる。したがって、高拘束圧力領域で得られた非排水せん断強度を低拘束圧力が想定される実地盤に適用することは、実地盤の非排水せん断強度を過小評価する可能性がある。

2) K_0 圧密供試体の強度異方性は、鉛直有効拘束圧 σ'_{vc} 及び過圧密比によらずほぼ一定値となり、鉛直有効拘束圧及び過圧密比に対する依存性が認められない。一方、等方圧密供試体の強度異方性は、鉛直有効拘束圧の増加に伴って減少し、鉛直有効拘束圧が100~150 kPaになるとほぼ一定値となり、鉛直有効拘束圧に依存しなくなる。

3) 正規圧密状態の等方圧密及び K_0 圧密供試体の変形係数 E_{50} は、各せん断条件において、鉛直有効拘束圧の増加に伴って直線的に増加し、 $\sigma'_{vc}=50\sim 200$ kPaの範囲で鉛直有効拘束圧と直線近依が可能である。しかしながら、 $\sigma'_{vc}=0\sim 50$ kPaの範囲における E_{50} と鉛

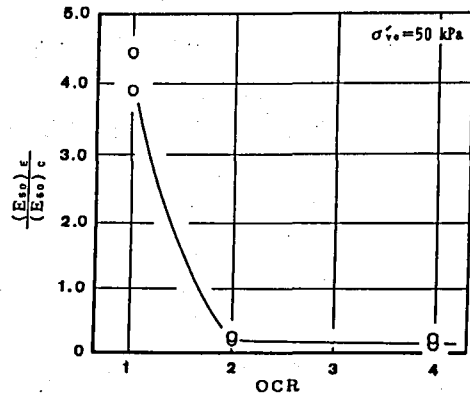


Fig. 13 Relationship between $(E_{50})_E / (E_{50})_c$ and OCR in CK_0RK_0U tests

直有効拘束圧の関係については、さらに詳細に検討する必要がある。

4) 変形係数異方性から判断して、 K_0 圧密供試体の E_{s0} は、鉛直有効拘束圧が100kPa以下であれば、圧縮せん断を受けた場合の方が伸張せん断を受けた場合よりも小さくなるものと考えられる。一方、等方圧密供試体の変形係数は、鉛直有効拘束圧が100kPa以下であれば、伸張せん断を受けた場合の方が圧縮せん断を受けた場合よりも小さくなる。

以上、本研究において得られた結果を列記したが、鉛直有効拘束圧が50kPa以下の低拘束圧力領域における粘性土の強度・変形特性には、未解明の部分が多いので今後さらに詳細な検討が必要であると考えられる。

参 考 文 献

- 1) Ponce, V. M. and Bell, J. M.: Shear Strength of Sand at Extremely Low Pressures, Journal of the SMFE, ASCE, SM4, pp.625~638, 1971.
- 2) 常田 亮・小川正二・亀井健史: 低拘束圧力下における飽和砂のせん断特性, 長岡技術科学大学研究報告, Vol.9, pp.35~42, 1987.
- 3) 鬼塚克彦・吉武茂樹: 破砕性まさ土の低圧条件下におけるせん断特性, 土木学会論文集, No. 400, III-10, pp.141~150, 1988.
- 4) 常田 亮・亀井健史・小川正二・高木広道: 低拘束圧条件での粘性土の非排水せん断特性, 長野工業高等専門学校紀要, Vol.20, pp.139~146, 1989.
- 5) 清水正喜: 過圧密粘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発表講演集, pp.329~332, 1978.
- 6) Kamei, T. and Nakase, A.: Undrained Shear Strength Anisotropy of K_0 -Overconsolidated Cohesive Soils, Soils and Foundations, Vol.29, No.3, pp.145~151, 1989.
- 7) Kimura, T. and Saitoh, K.: The Influence of Strain Rate on Pore Pressures in Consolidated Undrained Triaxial Tests on Cohesive Soils, Soils and Foundations, Vol.23, No.1, pp.80~90, 1983.
- 8) Nakase, A. and Kamei, T.: Influence of Strain Rate on Undrained Shear Characteristics on K_0 -Consolidated Cohesive Soils, Soils and Foundations, Vol.26, No.1. pp.85~95, 1986.
- 9) 土質工学会編: 土質試験法 [第2回改訂版], pp.525, 1979.
- 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, 運輸省港湾技術研究所報告, Vol.11, No.2, pp.243~259, 1972.
- 11) Ladd, C. C. and Foott, R.: New Design Procedure for Stability of Soft Clay, Journal of Geotechnical Division, ASCE, Vol.100, No. GT7, pp.763~768, 1974.
- 12) Kimura, T., Saitoh, K. and Nishihara, S.: The Effect of Reconsolidation on Undrained Strength of Normally Consolidated Cohesive Soils, Soils and Foundations, Vol.23, No.3, pp. 27~38, 1983.
- 13) Nakase, A. and Kamei, T.: Undrained Shear Strength of Remoulded Marine Clays, Soils and Foundations, Vol.28, No.1, pp.29~40, 1988.
- 14) Koutsoftas, D. C.: Undrained Shear Behaviour of a Marine Clays, Laboratory Shear Strength of Soils, ASTM, STP740, pp.254~276, 1981.
- 15) 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発表講演集, pp.429~430, 1986.