

三主応力下における有明粘土の強度変形特性

棚橋 由彦* · 川口 浩** · 持下 輝雄*
浅岡 哲彦*** · 吉良 栄****

On the Strength and Deformation Characteristics
of Ariake Clay under Three-Dimensional Stress Conditions

by

Yoshihiko TANABASHI* · Hiroshi KAWAGUCHI** · Teruo MOCHISHITA*
Tetsuhiko ASAKA*** · Eiichi KIRA****

This paper presents an experimental study of the influence of the intermediate principal stress on the pore pressure, deformation and strength characteristics of normally consolidated undisturbed cohesive soil under undrained condition.

Consolidated-undrained true triaxial tests with independent control of three principal stresses were performed on cubical specimens of Ariake Clay, i. e., alluvial marine clay, which is well-known as one of the most problematic soils in Kyushu District because of its high plasticity and high sensitivity.

Furthermore, we compared with observed behavior and calculated one by some elasto-plastic model proposed previously.

From the test results, we have clarified some characteristics of Ariake Clay as follows.

- 1) The pore pressure monotoniously increases with increasing shear loading and remains constant about 70% of the intial consolidated pressure.
- 2) The pore pressure at failure increases and is reached rapidly under shear stress with increasing b-values.
- 3) The plane strain condition may exist within the range 0.3 to 0.5 of b-value.
- 4) The strain-to-failure is greatest(18.8%) for triaxil compression(b=0), decreases with increasing b-values and is smallest(4.9%) for triaxial extension(b=1).
- 5) The directions of the strain increment vectors do not coinside with the directions of principal stresses, even from the early stage of shear loading.
- 6) The effective strength can be modeled fairly better by the failure criterion proposed by Matsuoka and Nakai rather than those by Lade and others.

1. まえがき

地盤材料の力学挙動を明らかにするには、一般に、三軸試験機を用いて軸対称応力状態で行われることが多い。しかし、土中の応力状態は一般に三主応力が相

異なるとの認識と、既往構成モデルの検証や新しい構成モデルの構築への情報提供の意味からも、三主応力下における地盤材料の強度変形特性を明らかにすることは極めて重要である。

昭和61年4月30日受理

* 土木工学科 (Department of Civil Engineering)

** 土木工学専攻修士課程 (Graduate student, Department of Civil Engineering)

*** 長崎県庁 長崎県 (Nagasaki Prefecture office)

**** 親和興産株 長崎県北松浦郡佐々町 (Sinwa Kousan Co. Ltd. Nagasaki Prefecture)

一方、佐賀平野を中心に広く分布する有明粘土は、全国でも屈指の軟弱な沖積海成粘土として知られており、今なお種々の土質工学上の問題を惹起している。現在までに、物理的諸性質および軸対称応力下における力学的諸性質は、異方性も含めてほぼ解明されているが¹⁾²⁾、三主応力下における強度変形特性に関する研究は、未だ着手されたばかりの現状にある³⁾⁴⁾。

そこで、この方面の研究に資するために、乱さない有明粘土を試料とし、一連の純粹三軸圧密非排水(CIU)試験を行い、有明粘土の三次元応力下における強度変形特性のいくつかを明らかにしたので、その結果について報告する。また、将来の新しい構成モデルの構築の参考に資するため、既往の代表的な弾塑性構成モデルに基づく計算値と実測値の比較も併せ行い、その適用限界を明らかにした。

2. 従来の研究

現在までに、三主応力下における土の強度変形特性の解明を目的として、種々の多軸試験機が開発され、多くの実験的研究が行われてきている。ここでは、これらの多軸試験機や従来の研究を概観する。

2-1 従来の多軸試験機

多軸試験機は、足立・北村の分類⁵⁾によると、相異なる三主応力を発生させる方法によって、Fig. 1に示すように、三つのグループに大別できる。

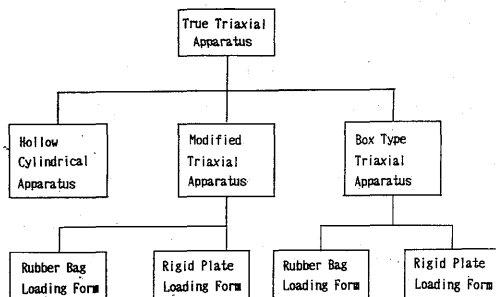


Fig. 1 Classification of True Triaxial Apparatus

第一のグループは、中空円筒供試体に相異なる内外圧を作用させ、さらに供試体に軸力とねじり力を与えることにより、相異なる三主応力を発生させる装置である。この装置は、ねじり力を与えることで主応力軸を回転させることができるが、供試体半径方向に均一な応力負荷が不可能であるのと、変位測定法に難点がある。

第二のグループは、通常の三軸試験のセル内に新たに水平方向の荷重装置を設けて、立方あるいは直方体の供試体に相異なる三主応力を発生させる装置である。この装置は修正三軸装置と呼ばれ、水平荷重装置により、さらにゴム膜荷方式と剛板荷方式に分けられる。前者は均一な応力系を作用できるが、ひずみが不均一になる欠点があり、後者は均一なひずみを発生させ得るが、作用応力が不均一になる欠点がある。

第三のグループは、箱型三軸装置と呼ばれ、立方あるいは直方体の箱の中にある供試体各面に任意の荷重を作用させることにより、相異なる三主応力を発生させるものである。

2-2 従来の研究

前述の多軸試験機を用いて多くの研究が行われてきているが、そのほとんどが砂に関するもので、粘性土に関する研究は数少ない。

この方面の先駆的研究は、Henkel(1959)⁶⁾が正規圧密粘土の円筒供試体を用いた三軸圧縮・伸張試験を行い報告したもので、排水、非排水条件にかかわらず破壊時の有効応力比 $(\sigma_1'/\sigma_3')_f$ (せん断抵抗角)は等しい結果を得ている $(\phi' |_{b=0} = \phi' |_{b=1})$ 。ただし、非排水強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は伸張時が圧縮時のそれより14%も小さいとしている。また、Wu, Loh and Malvern(1963)⁷⁾は練返した粘土の中空円筒供試体を用いた圧密非排水試験の結果から、非排水強度 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は中間主応力(またはb値)の大きさによらず一定であり、Hvorslevの規準を満足するとしている。一方、Ladd(1964)⁸⁾は、飽和粘土の非排水試験結果から、中間主応力の増大に伴い、応力~ひずみ曲線の初期立上り勾配が大きくなるとし、初めて変形に関する中間主応力の影響について報告している。画期的な成果として、Shibata and Karube(1965)⁹⁾が、正規圧密粘土に対して一連の純粹三軸圧密非排水試験を行い、Mohr-Coulomb規準は破壊規準の下限を与え、正八面体面上の破壊点は、Mohr-Coulomb規準に外接する円弧状を描く結果を得たことが挙げられる。すなわち、 $(\phi' |_{b=0} = \phi' |_{b=1})$ が成立するとの結果を得ている。また、中間主応力の増大に伴い、破壊時の最大主ひずみ ϵ_{1f} は減少し、破壊時の間隙水圧 u_f は上昇するとの結果も報告している。その後、Yong and Mckeyes(1967)¹⁰⁾も正規圧密カオリン粘土を用いて、Shibata and Karubeと同様の結果を得ている。

一方、Pearce(1971)¹¹⁾は、Yong and Mckeyesと同様に練返したカオリン粘土を試料としながら、有効せん断抵抗角 ϕ' は中間主応力(b値)の大きさに関

係しない、すなわち、Mohr-Coulomb 規準を満足するとの結果を報告している。Matsuoka and Nakai (1974)¹²⁾ は、後述するように、Mohr-Coulomb規準に外接する‘おむすび型’の規準を提案しており、この規準は、ほぼ、Shibata and Karube⁹⁾ やYong and Mckeyes¹⁰⁾ の実測値を説明できる。また、Vaid and Campanella(1974)¹³⁾ は、Ko 圧密された乱さない鋭敏粘土を試料として、圧密非排水三軸圧縮・伸張・平面ひずみ試験を行い、破壊時の有効応力比 $(\sigma_1 / \sigma_3)_f$ は、三軸伸張、平面ひずみの方が三軸圧縮より大きく、正八面体面では、Mohr-Couldomb規準に、三軸圧縮 ($b = 0$) で外接し、三軸伸張 ($b = 1$) では、それよりわずかに大きくなることを実験的に明らかにしている。また、Lade and Musante(1978)¹⁴⁾ は、等方的に練返した Grandite-Clayの純粹三軸圧密非排水試験の結果から、Vaid and Campanella¹³⁾ と同様の結果を得て、後述するような破壊規準を提案している。さらに b 値の増加に伴い、破壊時の間隙水圧 u_f は増大し、破壊時の最大主ひずみ ε_{1f} は減少し、いずれも $b = 0.6$ より大きくなると、一定値に収束するとの結果を報告している。また、正八面体面での実測のひずみ増分ベクトルの方向は、Ladeの提案した破壊規準と直交することを実験的に確かめたとしている。一方、Yong and Mckeyes(1971)¹⁵⁾ によると正規圧密されたカオリンの多軸試験の結果から、正八面体面での実測のひずみ増分ベクトルは、せん断初期はvon-Misesの降伏面に垂直だが、次第にその方向を変化させて、破壊時には、Mohr-Coulombの降伏面に垂直となることを示している。

以上みてきたように、中間主応力が応力～ひずみ曲線の初期の立上り勾配、破壊時の最大主ひずみ ε_{1f} や間隙水圧 u_f に及ぼす影響は、ほぼ一致することが認められる。しかし、強度（あるいは破壊規準）は、‘おむすび型’が定説化してきたが、未だMatsuoka and Nakai型 ($\phi' |_{b=0} = \phi' |_{b=1}$) かLade型 ($\phi' |_{b=0} < \phi' |_{b=1}$) かは異論のあるところであり、ひずみ増分ベクトルに至っては、未だ定説がないのが現状である。

3. 試験装置

用いた試験装置は、Ladeの開発した試験機¹⁶⁾ を参考に試作したもので、三主応力がそれぞれ独立に制御でき、しかも均一な応力負荷が可能で、かつ均一なひずみを生じさせ得る多軸試験機である。また、圧密現象の顕著な粘性土の大変形にも十分追従可能な中間主

応力載荷装置を具備しており、足立・北村の分類⁵⁾ に従えば、修正三軸・剛板載荷方式の範疇に属する。その主な機構は次のようである。

3-1 載荷装置

1) 最小主応力 σ_3

セル内水圧 ($\sigma_c = \sigma_3$) から、供試体各面に等方圧が作用するが、一对の供試体鉛直面には、新たな応力を作用させず、その面が最小主応力作用面となる。

2) 中間主応力 σ_2

中間主応力は、中間主応力載荷装置により水平方向から供試体に作用させる。当載荷装置には、バルサ材とステンレス板の互層からなる一对の載荷板があり、その一方には、圧力供給用のシリンダーが接続されている。供試体への載荷は、シリンダーに圧力の供給が行われ、一对の水平載荷板に連絡された二本のタイバーが互いに載荷板を引き寄せることによって行われる。また、バルサ材は繊維に直角方向の圧縮性が極めて大きいので、水平載荷板は、供試体の鉛直方向の変形に応じて、容易に圧縮され、供試体面には有意なせん断応力を作用することなく、しかも鉛直載荷板との相互干渉がなく、大変形の試験が行える (Fig. 2)。

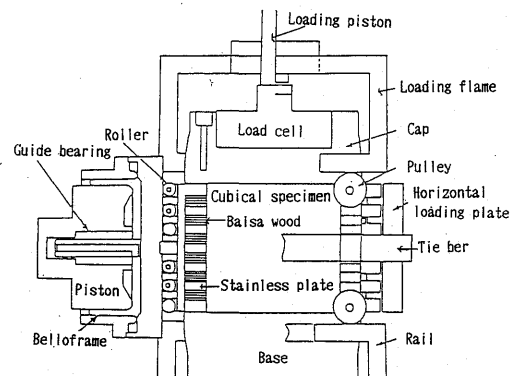


Fig. 2 Intermediate Principal Stress Loading Apparatus

3) 最大主応力 σ_1

最大主応力は、載荷ピストンを介して、キャップとベースにより供試体に作用する鉛直荷重とセル内圧の和で表わされ、鉛直荷重は、キャップに埋設された水中ロードセルによって測定される。

4) バックプレッシャー σ_B

バックプレッシャーは、圧力系統図 (Fig. 3) 中の破線内の体積変化測定装置の背水槽を介して、供試体下方から作用させる。なお、この体積変化測定装置により、バックプレッシャーを作用させたまま、体積

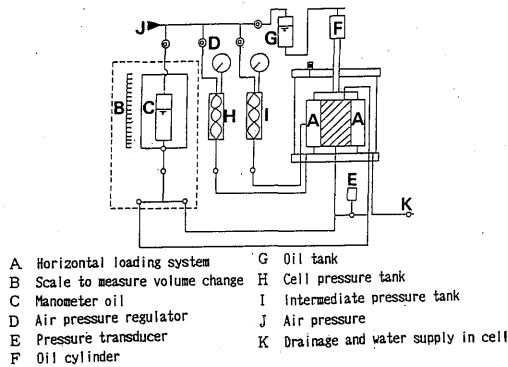


Fig. 3 Schematic Diagram of Pressure Systems

変化量を独立に測定することができる。

3-2 軸変位の測定

供試体の三方向の軸変位の計測には、精度の均一性と向上をはかるため、燐青銅の薄板を加工し、防水ひずみゲージを貼布したクリップゲージを作成し、その先端を供試体、上下載荷板、水平載荷板に接触させて計測を行っている。作成したクリップゲージの曲げひずみと変位の関係は、±20mmの範囲にわたり極めて線形性がよいことを確認している。

3-3 間隙水圧の測定

供試体内の間隙水圧 u の測定は、圧力変換器 E (Fig. 3) によって行われる。

3-4 端面摩擦の軽減

供試体と載荷板の間にせん断応力が発生するのを防ぎ、供試体の不均一な変形を減ずるために、載荷板と供試体との間に摩擦の軽減を図る必要がある。そのために、載荷板と供試体の間には、シリコングリスを塗布した二枚のゴムスリーブを挿入している。また、供試体面より大きな寸法の鉛直載荷板を用いることで、側方ひずみが膨張時であっても、供試体が均一に変形するように留意している。

4. 試料及び試験方法

4-1 試料

試料は、佐賀県蓮池町の地表面下約2mの深度で塩化ビニールパイプ(内径154mm, 高さ180mm)を挿入して採取した有明粘土($G_s=2.71, W_n=139%, W_L=117%, I_p=68%$)で、保存のためにパイプの両端面に厚さ約1cmのパラフィンコーティングを施し、パラフィンの乾燥収縮を防ぐために養生箱に水浸させている。なお、日本統一分類法による試料土の分類記号はCHであった。

4-2 試験方法・試験条件

水中養生しておいた試料から、試験の都度、一辺7.5cmの立方供試体を切り出し、圧密圧 $\sigma_c=\sigma_3=1.5$ (kgf/cm²)で24時間等方圧密した後、一連の純粹三軸圧密非排水試験をひずみ制御方式で行った。すなわち、最大主応力 σ_1 をひずみ速度 $\dot{\epsilon}_1=0.076\%/min$ で載荷し、 σ_3 一定、 b 値($=(\sigma_2-\sigma_3)/(\sigma_1-\sigma_3)$)一定条件を満足するように中間主応力 σ_2 を制御する方式である。また、バックプレッシャー σ_B は1.0 (kgf/cm²)を圧密初期から常時作用させており、圧密終了後の B 値($=\Delta u/\Delta\sigma_3$)から飽和度は90%以上であることを確認している。

次に、試験条件と試料の初期及びせん断開始時の間隙比を一括してTable-1に示す。ここに、 b 値は、中間主応力の相対的大きさを表わすパラメータであり、 $b=0$ のときは三軸圧縮($\sigma_2=\sigma_3$)、 $b=1$ のときは三軸伸張($\sigma_2=\sigma_1$)である。また、 θ と b 値には、次式の関係が成立する。

$$b = \frac{2}{1 + \sqrt{3} \cdot \tan\theta} \tag{1}$$

Table - 1

| b 値 | θ (°) | Initial void ratio e_0 | Void ratio at shear starting e |
|-------|--------------|--------------------------|----------------------------------|
| 0.000 | 0 | 3.997 | 3.030 |
| 0.268 | 15 | 3.674 | 2.845 |
| 0.500 | 30 | 3.886 | 2.964 |
| 0.732 | 45 | 3.678 | 2.736 |
| 1.000 | 60 | 3.796 | 2.816 |

Table-1にみられる初期間隙比のバラツキは、試料採取地が、農道盛土と小川に挟まれる幅約5mの草地のため、道路横断方向に外荷重の環境が異なるためと考えられる。

5. 実験結果とその考察

5-1 間隙水圧特性

Fig. 4に示した間隙水圧 u と最大主ひずみ ϵ_1 の関係から、間隙水圧は b 値にかかわらず、せん断の進行と共に単調に増加し、破壊時には初期圧密圧力 σ_c の7割前後の値に収束することが認められる。さらに、 b 値による間隙水圧挙動の差異に注目すると、 b 値が $b=0$ の三軸圧縮状態($\sigma_2=\sigma_3$)から $b=1$ の三軸伸張状態($\sigma_2=\sigma_1$)に近づくほど、換言すれば中間

主応力 σ_2 が大きくなるほど、間隙水圧の初期立上がり勾配が大きくなり、せん断初期に破壊時の間隙水圧 u_f に近づく傾向や、僅かに u_f が上昇する傾向が認められ、Lade and Musante¹⁴⁾とほぼ同様の結果を得ている。なお、以後、圧縮応力、収縮ひずみを共に正と約束する。

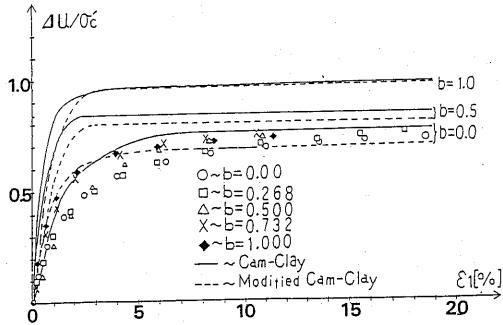


Fig. 4 Relationship between Normalized Pore Pressure and Maximum Principal Strain ($1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$)

5-2 有効応力径路

Fig. 5 に有効応力径路及び全応力径路を示す。図より b 値にかかわらず、同様の湾曲した有効応力径路を示しているが、 $b \neq 0$ では限界状態に達する応力比 $\eta = (q/p')_f$ が、 $b = 0$ の値より小さくなることが認められる。

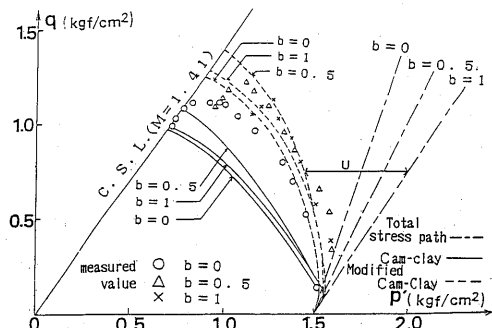


Fig. 5 Effective Stress Paths ($1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$)

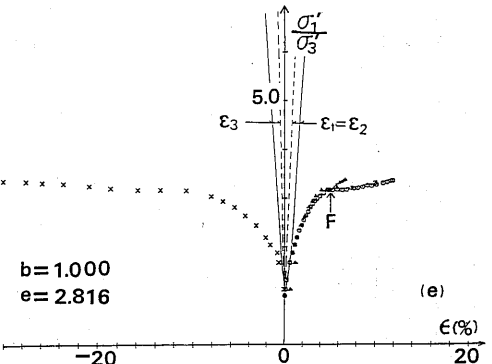
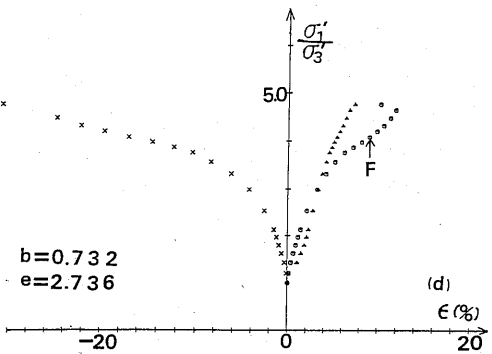
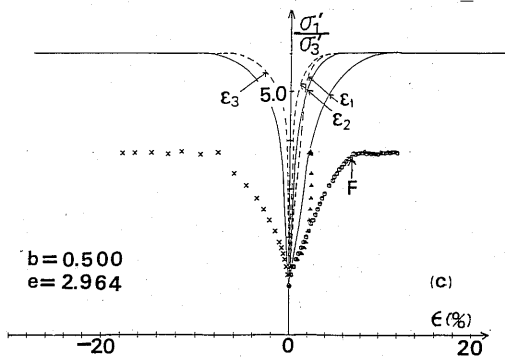
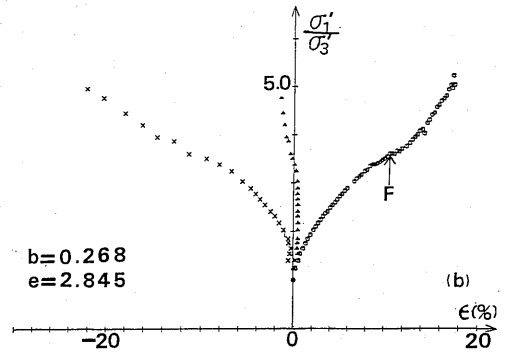
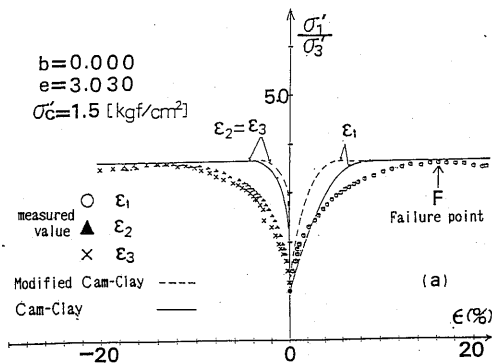


Fig. 6 Relationship between Effective Stress Ratio and Principal Strains ($1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kPa}$)

また、全応力径路と有効応力径路の水平距離は間隙水圧を示し、せん断の進行と共に増加し、限界状態に達するとほぼ一定になることが認められる。このことは、前述の間隙水圧特性の当然の帰結である。なお、全応力径路は、次式で表わせる。

$$\frac{dq}{dp} = \frac{3}{1+b} \quad (2)$$

5-3 変形特性

1) 応力ひずみ挙動

Fig. 6 に各 b 値における有効応力比 σ_1' / σ_3' と主ひずみ $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ の関係を示す。まず、中間主ひずみ ε_2 に着目すると、 $b=0, 0.268$ では圧縮側に、 $b=0.5, 0.732, 1.0$ では膨張側にあり、この結果から乱さない有明粘土では、平面ひずみの状態が $b=0.3$ から 0.5 の間にあることが認められる。また、破壊時の主応力比 $(\sigma_1' / \sigma_3')_f$ は 3.1 から 4.1 の間にあり、特に中間主応力の微妙な影響のある $b=0.268, 0.732$ 以外では、ほぼピークを特定できるようである。破壊時の最大主ひずみ ε_{1f} は、Fig. 6 から b 値の増加に伴い減少する傾向が顕著に認められ、Shibata and Karube⁹⁾ や Yong and Mckeyes¹⁰⁾ と同様の結果を得ているが、Lade and Musante¹⁴⁾ の報告のように一定値には収束していない。

2) ひずみ増分ベクトル

Fig. 7 に正八面体面上に投影した各 b 値におけるひずみ増分ベクトルの実測値を示す。実測値は、同一応力比で整理されている。まず、 b 値に対する変化に着目すると、 b 値の減少に伴いひずみ増分ベクトルの向きが、半径方向から逸脱する傾向が認められ、 $b=$

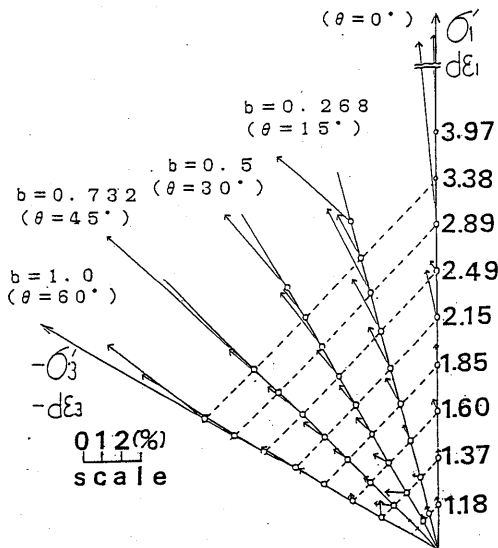


Fig. 7 Measured Strain Increment Vectors in Octahedral Plane

0.268 で最大となっている。また、この傾向を同一 b 値内でみると、比較的せん断初期から認められる。一般的にせん断初期は弾性ひずみが支配的で、せん断の進行に伴い塑性ひずみが卓越してくると言われているが、この結果から、高塑性の有明粘土では、塑性ひずみが比較的せん断初期から発生することが認められる。また、Fig. 7 から明らかに Yong and Mckeyes¹⁵⁾ のような挙動は認められない。なお、せん断初期のごく低応力レベルにおけるベクトルのバラツキは、実験開始時の応力制御の困難さに起因するものと考えられる。

5-4 強度特性

既往の代表的な破壊規準と実測の破壊時応力点を正八面体面上に投影して Fig. 8 に示す。一般的に広く用いられる Mohr-Coulomb の破壊規準は、中間主応力の影響を考慮に入れておらず、三軸圧縮状態 ($b=0$) を除いて実験結果を説明できない。この中間主応力を考慮に入れた規準としては、次に示される Lade¹⁷⁾、Matsuoka-Nakai¹²⁾ の破壊規準がある。

Lade の破壊規準

$$\eta_1 = \left(\frac{I_1^3}{I_3} - 27 \right) \left(\frac{I_1}{P_a} \right)^m \quad (3)$$

Matsuoka-Nakai の破壊規準

$$K_1 = \frac{I_1 \cdot I_2}{I_3} \quad (4)$$

ここに、 I_1, I_2, I_3 はそれぞれ有効応力テンソルの一次、二次、三次不変量、 P_a は応力と同じ単位で表わした大気圧 ($P_a = 1 \text{ kgf/cm}^2$)、 m, η_1, K_1 は材料パラメータで次のように決定される。

Lade のパラメータ m, η_1 は、 $b=0$ の通常の三軸圧縮試験の結果から求める。すなわち、同試験結果の破壊時の $(I_1^3/I_3 - 27)_f$ と $(P_a/I_1)_f$ を両対数紙上にプロットして得られる直線勾配が m 、 $(P_a/I_1) = 1$ のときの切辺が η_1 である。本実験の場合、 $m=0.286, \eta_1=37.2$ であった。また、Matsuoka-Nakai のパラメータ K_1 は、基準となる投影面を決定することで求まり、本実験では $K_1=11.8$ であった。

Fig. 8 から、中間主応力を考慮に入れた Lade、Matsuoka-Nakai を代表とするいわゆる 'おむすび型' の破壊規準を満足することが、実測の破壊時応力点から、併せ示した破壊時のひずみ増分ベクトルの方向からも認められる。また、どちらかと言えば、 $(\phi' |_{b=0} < \phi' |_{b=1})$ ではあるが、Matsuoka-Nakai の規準の方がより満足しているようである。なお、 $b=0.732$ ($\theta=45^\circ$) の強度が他より大きいのは、Table-

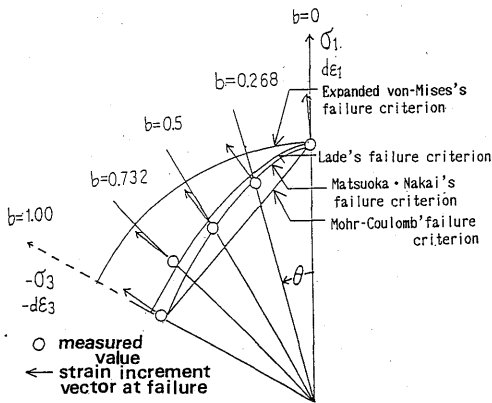


Fig. 8 Some Failure Criteria and Measured Stress Points at Failure in Octahedral Plane

1に示すように、せん断開始時の間隙比がシリーズ中最小のためと考えられる。

6 弾塑性構成モデルとの比較

粘土、岩、砂などのような地盤材料の構成式の確立は、地盤材料の物性解明及び強度変形解析のためには不可欠であり、土質工学上の重要な研究課題として、1960年前後より実験的、理論的研究が行われてきた。その代表的なものとして、Roscoeらによって提案されたCam-Clayモデル¹⁸⁾、修正Cam-Clayモデル¹⁹⁾がある。ここでは、これらのモデルに非排水条件を導入して、モデルに基づく計算値と実測値の比較を行った。

6-1 Cam-Clay モデルの構成式

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p$$

$$= \frac{C_s}{6.9(1+e)} \cdot \frac{d\sigma_m}{\sigma_m} \cdot \delta_{ij} + \frac{dS_{ij}}{2G(\sigma_m)}$$

$$+ \frac{C_c - C_s}{2.3M^*(1+e)} \left[\frac{d\sqrt{2J_2}}{M^*\sigma_m - \sqrt{2J_2}} + \frac{d\sigma_m}{\sigma_m} \right]$$

$$\times \left[\frac{S_{ij}}{\sqrt{2J_2}} + \frac{(M^* - \sqrt{2J_2}/\sigma_m)}{3} \delta_{ij} \right] \quad (5)$$

式(5)より、各主ひずみを求め、非排水条件式 $d\epsilon_v = 0$ に代入して、平均有効主応力増分について整理すると次式を得る。

$$d\sigma_m = \frac{-(C_c - C_s)d\sqrt{2J_2}/M^*}{C_s + (C_c - C_s)(M^* - \sqrt{2J_2}/\sigma_m)/M^*} \quad (6)$$

従って、間隙水圧増分は次式で示される。

$$du = d\sigma_m^* - d\sigma_m \quad (7)$$

6-2 修正Cam-Clayモデルの構成式

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p$$

$$= \frac{C_s}{6.9(1+e)} \cdot \frac{d\sigma_m}{\sigma_m} \cdot \delta_{ij} + \frac{dS_{ij}}{2G(\sigma_m)}$$

$$+ \frac{2S_{kl} dS_{kl}/M^{*2} + 2(\sigma_m - \sigma_{my}/2) d\sigma_m}{(\sigma_m - \sigma_{my}/2) \sigma_{my}^2}$$

$$\times \left[\frac{2S_{ij}}{M^*} + \frac{2(\sigma_m - \sigma_{my}/2)}{3} \delta_{ij} \right] \quad (8)$$

非排水条件 $d\epsilon_v = 0$ から平均有効主応力を求めると式(9)を得、間隙水圧増分はCam-Clayモデルと同様式(7)で示される。

$$d\sigma_m^* = \frac{-4(C_c - C_s)\sqrt{2J_2} d\sqrt{2J_2}/M^{*2}}{C_s\sigma_{my}^2/\sigma_m^2 + 4(C_c - C_s)(\sigma_m - \sigma_{my}/2)} \quad (9)$$

ここに、

- J_2 ; 偏差応力の二次不変量
- $d\sqrt{2J_2}$; $\sqrt{2J_2}$ の増分
- $d\sigma_m$; 平均主応力増分
- $d\sigma_m^*$; 平均有効主応力増分
- du ; 間隙水圧増分
- dS_{ij} ; 偏差応力増分テンソル
- σ_{my} ; せん断開始時の平均有効主応力
- δ_{ij} ; クロネッカーのデルタ

なお、有効応力表示されたものにはプライム符号(')を付しており、全応力表示されたものには付していない。また、両モデルのモデルパラメータをTable-2に示す。

Table - 2

| model palameter | value |
|---|-------------|
| Compression index C_c | 1.145 |
| Swelling index C_s | 0.127 |
| Poisson's ratio ν | 0.27 |
| Consolidation pressure σ_{my} (kgf/cm ²) | 1.5 |
| M ($M^* = \sqrt{\frac{2}{3}} M$) | 1.41 (1.15) |

(1kgf/cm²=98kPa)

Fig. 4, 5, 6には、 $b = 0, 0.5, 1.0$ における両モデルを、Cam-Clayモデルを実線で、修正Cam-Clayモデルを破線で示している。

まず、間隙水圧の挙動に着目すると、Fig. 4, 5から、 $b = 0$ ではCam-Clayモデルより修正

Cam-Clayモデルが実測に近い挙動を表現しているが、 b 値の増加に伴い、両モデルとも間隙水圧を過大に評価する傾向が認められる。また、両モデルを比較してみると、後者の方が間隙水圧を妥当に見積る点で優れている。また、Fig. 6の有効応力比と主ひずみの関係についてみると、 $b = 0$ での挙動は、よく表現し得ているが、 b 値の増加に伴い、挙動を表現できなくなり、強度を過大評価する傾向が認められる。このことは von Mises の降伏規準を採用しているモデル^{20) 21)}に共通の欠点であり、Nishi and Esashi²²⁾は、モデルパラメータ $M (= q_c / p'_f)$ を、 b 値の関数とすることで、この欠点を解消するのに成功している。

7 結論

一連の試験結果から、高塑性の乱さない有明粘土に関して、次の諸特性が明らかになった。

- 1) 間隙水圧は、 b 値に関係なく、せん断の進行に伴い単調増加し、ほぼ一定の値(初期圧密圧の約70%)に収束する。しかし、詳細にみれば、 b 値の増加に伴い、収束値は僅かに大きくなる。
- 2) b 値の増加に伴い、換言すれば、中間主応力 σ_2 が大きくなると、せん断初期に破壊時の間隙水圧 u_f に到達する。
- 3) $b = 0.3$ から 0.5 の間に平面ひずみの状態がある。
- 4) 破壊時の最大主ひずみ ϵ_{1f} は、 b 値の増加に伴い減少する。
- 5) ひずみ増分ベクトルと応力の主軸は一致せず、その逸脱は $b = 0.268$ ($\theta = 15^\circ$) のとき最大である。
- 6) 実測の破壊時応力は、Lade や Matsuoka・Nakai を代表とする‘おむすび型’の破壊規準を満足するが、強いて言えば、Matsuoka・Nakai の規準がより満足するようである。
- 7) 三軸圧縮状態 ($b = 0$) では、修正 Cam-Clayモデルの方が Cam-Clayモデルより実測に近い挙動を示し、両モデルとも、 b 値の増加に伴い強度や変形挙動を過大評価する。

8 あとがき

前述したように、三主応力下における有明粘土の強度変形特性の幾つかを明らかにし、それらは、Lade¹⁴⁾の報告した Grandite-Clay を始め、既往の報告の特性と定性的に一致しているとの結果を得た。今後は、Ko 圧密された有明粘土を用いて、同様の純粋三軸非排水試験を実施し、応力履歴を異にする強度変形特性

の比較を行い、また、中間主応力の影響を考慮に入れた Lade 構成モデルとの比較、さらには、新しい構成モデルの構築も行いたいと考えている。

謝辞 多軸試験機の試作には、九大工学部・落合英俊助教授の全面的な協力を仰いだ。また、本実験に用いた試料の採取に当たっては、佐賀大学工学部・三浦哲彦教授を始め同研究室の学生諸氏に大変お世話になった。また、本学・伊勢田哲也教授、同・後藤恵之補助教授からは、本実験の整理・考察において、貴重な示唆を受けた。末筆ながら、ここに記して感謝の意を表します。

引用文献

- 1) 例えば、藤川武信・高山昌照；有明粘土の物理的性質、有明粘土の工学的性質について(I)、農業土木学会論文集、No. 88, pp. 51-61, 1980
- 2) 鬼塚克忠・林重徳・平田登基男・村田重之；有明粘土の異方性について、土質工学会論文報告集、vol. 16, No. 3, pp. 111-121, 1976
- 3) 三浦哲彦・梅崎健夫；有明粘土の三主応力制御による非排水せん断試験、第20回土質工学研究発表会、vol. 1, pp. 415-416, 1985
- 4) 棚橋由彦・川口浩・松本江基・小川康浩；三主応力下における正規圧密粘土のせん断特性、第20回土質工学研究発表会、vol. 1, pp. 417-418, 1985
- 5) 足立紀尚・北村良介；試作修正三軸装置について、第24回土質工学シンポジウム発表論文集、pp. 137-142, 1979
- 6) Henkel, D. J.; The Relationship between the Strength, Pore-Water Pressure and Volume Change Characteristics of Saturated Clay, Geotechnique, Vol. 9, No. 3, pp. 119-135, 1959
- 7) Wu, T. H., Loh, A. K. and Malvern, L. E.; Study of Failure Envelope of Soils, ASCE, Vol. 89, No. SM1, pp. 145-181, 1963.
- 8) Ladd, C. C.; Stress-Strain Modulus of Clay in Undrained Shear, ASCE, Vol. 90, No. SM5, pp. 103-132, 1967.
- 9) Shibata, T and Karube, D.; Influence of the Variation of the Intermediate Principal Stress on the Mechanical Properties of Normally Consolidated Clays, Proc. of 6th ICSMFE, Montreal, Vol. 1, pp. 359-363, 1965
- 10) Yong, R. N. and Mckeyes, E.; Yielding of Clay in a Complex Stress Field, Proc. of 3rd Panamerican Conf. on SMFE, Caracas,

- Venezuela, Vol. 1, pp.131-143, 1967.
- 11) Pearce, J. A. ; A New True Triaxial Apparatus Stress-Strain Behavior of Soils, Proc. Roscoe Memorial Symposium, Cambridge Univ. Press, pp.330-339, 1971.
 - 12) Matsuoka, H. and Nakai, T. ; Stress-Deformation and Strength Characteristics of Soil under Three Different Principal Stress, Proc. JSCE, No. 232, pp.59-70, 1974.
 - 13) Vaid, Y. P. and Campanella, R. G. ; Triaxial and Plane Strain Behavior of Natural Clay, ASCE, Vol. 100, No. GT3, pp.207-224, 1974
 - 14) Lade, P. V. and Musante, H. M. ; Three-Dimensional Behavior of Remolded Clay, ASCE, Vol. 104, GT2, pp.193-209, 1978.
 - 15) Yong, R. N. and Mckeyes, E. ; Yield and Failure of Clay under Triaxial Stresses, ASCE, Vol. 97, No. SM1, pp.159-176, 1971.
 - 16) Lade, P. V. ; Cubical Triaxial Apparatus for Soil Testing, Geotechnical Testing Journal, Vol. 1, No. 2, pp.93-101, 1979.
 - 17) Lade, P. V. ; Elasto-Plastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil with Curved Yield Surface, Report to the National Science Foundation Grant, No. GK37445, pp.1019-1135, 1977.
 - 18) Roscoe, K. H. , Schofield, A. N. and Thurairajah, A. ; Yielding of Clays in State Wetter Than Critical, Geotechnique, Vol. 13, No. 3, pp.211-240, 1963.
 - 19) Roscoe, K. H. and Burland, J. B. ; On the Generalized Stress-Strain Behavior of "Wet Clay", Engineering Plasticity, Cambridge Univ. Press, pp.535-609, 1968.
 - 20) 棚橋由彦：土の構成則とその地盤の変形解析への応用に関する研究，九州大学学位論文，Z573号，pp.85-111, 1985.
 - 21) Ohta, H. , Yoshitani, S. and Hata, S. ; Anisotropic Stress-Strain Relationship of Clay and Its Application, Soils and Foundations, Vol. 15, No. 5, pp.61-79, 1975.
 - 22) Nishi, K. and Esashi, Y. ; Stress-Strain Relationship of Sand Based on Elasto-Plasticity Theory Proc. JSCE, No. 280, pp.111-122, 1978.

