

# 一般応力下における有機質土の変形特性

## DEFORMATION CHARACTERISTICS OF ORGANIC SOIL UNDER GENERAL STRESS CONDITION

小田 美明\*・山口 晴幸\*\*

By Yoshiaki ODA and Hareyuki YAMAGUCHI

The stress-strain-strength properties of normally consolidated organic soil under general stress condition are presented based on the experimental results. The stress-strain relationships under axisymmetric stress condition are derived first based on two components. One is strain increments due to stress ratio increments and another is one due to mean effective principal stress increments. Also, we proposed a new failure criterion under three different principal stresses from the results of true triaxial tests. Moreover, the stress-strain relationships under axisymmetric stress condition were generalized with this failure criterion.

*Keywords : organic soil, stress-strain relationships, independent stress control test, anisotropic consolidation test, drained shear test*

### 1. はじめに

弾塑性理論を基調とし多種多様な粘性土の構成式が提案されている。しかし、そのほとんどが、軸対称応力状態という限られた応力範囲で研究されている。実際の地盤において、土がこのような応力条件下に置かれることが多い。通常、地盤には異なる三主応力が作用していると考えられる。

したがって、軸対称応力条件において展開された理論を一般応力条件下に拡張するという試みもなされている。Roscoe・Burland<sup>1)</sup>は、降伏面および塑性ポテンシャル面を円形と仮定し Modified Cam-clay model を一般応力条件下に拡張している。しかし、このような円形の降伏面および塑性ポテンシャル面をもつ構成式は、伸張あるいは平面ひずみ応力条件下での土の破壊に至るまでの挙動を正確に予測することはできない。

最近、三主応力をそれぞれ独立に載荷できる機能を有する三主応力制御試験装置を用いた研究<sup>3)～12)</sup>がなされている。しかし、これらの試験結果は、必ずしも一致していない。試験装置、応力経路、供試体の形状等の相違は

あるが、三主応力下における破壊状態が Mohr-Coulomb の破壊規準で表わせるという報告<sup>2)～4)</sup>と平均主応力一定面上で Mohr-Coulomb の破壊規準に外接する曲面となるという報告<sup>5)～12)</sup>がある。また、変形特性においても三主応力下での土の挙動を統一的に表現できるものは少ない。

ひずみ増分の方向は応力状態のみならずその方向にも依存するという報告<sup>13)</sup>がある。しかし、Roscoe ら<sup>1)</sup>によつて提案された Cam-clay 理論はこの応力経路依存性を満足させることはできない。この挙動を説明するため大槻<sup>14)</sup>は、ひずみ増分が応力比増分によるもの ( $\eta$ -成分) と平均主応力増分によるもの ( $p$ -成分)との重ね合わせによると仮定し両成分のせん断ひずみおよび体積ひずみをそれぞれ求めている。そして、各成分の塑性ポテンシャル面と降伏面を求め土の挙動を説明している。

本研究においては、有機質土を対象とし、通常の三軸試験装置を用いて、平均主応力一定排水試験および異方圧密試験を行い各成分の応力～ひずみ関係式を導いた。そして、両応力増分が同時に生じる応力経路をとる側圧一定排水および非排水三軸圧縮試験の結果と提案式による予測値との比較を行った。また、三主応力試験結果に基づき新たな破壊規準を提案した。この破壊規準を用いて、提案式を一般応力条件下に拡張し  $\pi$  面面上の各種載

\* 学生会員 防衛大学校理工学研究科学生

(〒239 横須賀市走水1-10-20)

\*\* 正会員 工博 防衛大学校助教授 土木工学教室(同上)

荷経路下での実験結果との比較検証を行った。なお、対象とした有機質土は完全に分解した有機物を乾燥質量で20%程度含んでいるが、軸対称三軸せん断試験結果から、 $c_u/p$ 、 $\phi'$ 、 $\phi_d$ 等の強度パラメーターが多少大きな値を示す程度で、排水および非排水せん断拳動は粘土が示す傾向とほとんど類似していることが明らかにされている<sup>15)~17)</sup>。ここでは、飽和粘土に関する考え方に基づき、上述したように応力～ひずみ関係の定量的評価手法について記述している。

実験結果の整理および解析には、一般応力条件下への拡張を前提として中間主応力、中間主ひずみを考慮した以下の応力、ひずみパラメーターを用いた。

平均主応力 (mean effective normal stress)

$$p = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3 \quad (1)$$

偏差応力 (deviatoric stress)

$$q = 1/\sqrt{2} \cdot \{(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_3 - \sigma'_1)^2\}^{1/2} \quad (2)$$

応力比 (shear stress ratio)

$$\eta = q/p \quad (3)$$

体積ひずみ増分 (volumetric strain increment)

$$dv = d\varepsilon_1 + d\varepsilon_2 + d\varepsilon_3 \quad (4)$$

せん断ひずみ増分 (deviatoric strain increment)

$$d\varepsilon = \sqrt{2/3} \cdot \{(d\varepsilon_1 - d\varepsilon_2)^2 + (d\varepsilon_2 - d\varepsilon_3)^2 + (d\varepsilon_3 - d\varepsilon_1)^2\}^{1/2} \quad (5)$$

ここで、 $\sigma'_1$ 、 $\sigma'_2$ 、 $\sigma'_3$ はそれぞれ最大、中間、最小有効主応力である。以下において、応力はすべて有効応力を考える。また、 $\varepsilon_1$ 、 $\varepsilon_2$ 、 $\varepsilon_3$ はそれぞれ最大、中間、最小主ひずみである。ひずみは、すべて圧縮を正とする。

## 2. 試料および実験

### (1) 試 料

実験に用いた試料は、埼玉県浦和市郊外の泥炭地で地表面下0.2~0.7mに堆積していた土層から採取された有機質土である。

試料は採取された後、実験室において蒸留水に浸してほぐされ、泥水状態(含水比250~300%)にし420μmふるいを用いて粒度調整した。通過分試料はバケツに入れ3か月以上水中で養生され実験用試料として準備された。通過分試料の物理的諸性質は、 $G_s=2.38$ 、LL=147.5%、PL=68.5%、Lig=23.8%である。供試体作製に先立ち、この泥水を2~3時間ソイルミキサーで攪拌した後、真空状態に保った予圧密セル内(高さ:20cm、直径:18cm)に噴霧状で引き込み、約1時間十分に脱気した。そして、58kPaの鉛直応力で約1週間一次元圧密して、予圧密試料を作製した。トリミングされた供試体の初期含水比は約138%であった。

### (2) 実験装置

本研究で用いた三軸試験装置は直径:50mm、高さ:

120mmの円柱供試体用の通常の三軸試験機である。また、三主応力試験装置は、三軸試験装置にプレッシャーバッグ式中間主応力載荷装置を取り付けたセル型三主応力試験装置である。その概略を図-1に示す。最大主応力( $\sigma_1$ )は、ベロフラムシリンダーあるいはパワーシャフトによる軸圧により、中間主応力( $\sigma_2$ )は、プレッシャーバッグを介して水圧により、最小主応力( $\sigma_3$ )は、セル内の側圧によりそれぞれ独立に載荷できる。供試体形状は、幅:50mm、厚さ:50mm、高さ:120mmの直方体である。軸方向の応力は、応力制御とひずみ制御のいずれの方式においても載荷することができる。ひずみ制御方式の場合は、軸方向変位速度を0.1%/min~2.0×10<sup>-4</sup>/minの範囲で任意に調整できる。この形式の三主応力試験装置は、三方向の載荷方法やひずみ測定方法が異なる。したがって、その精度のバランスを保つことが重要である。表-1に各測定方法の内容を示す。間隙水圧は、供試体底部において測定される。 $\sigma_3$ 方向の変位量はセルを通じ供試体両側面の中央部に接触されたピストンロッドの移動量をダイヤルゲージで直接測定することによって求めた。

### (3) 実験方法

三軸試験装置および三主応力試験装置を用いて以下の試験を実施した。

#### a) CUC, CUE test

側圧を一定に保ち非排水条件でひずみ制御方式( $\dot{\epsilon}$ =

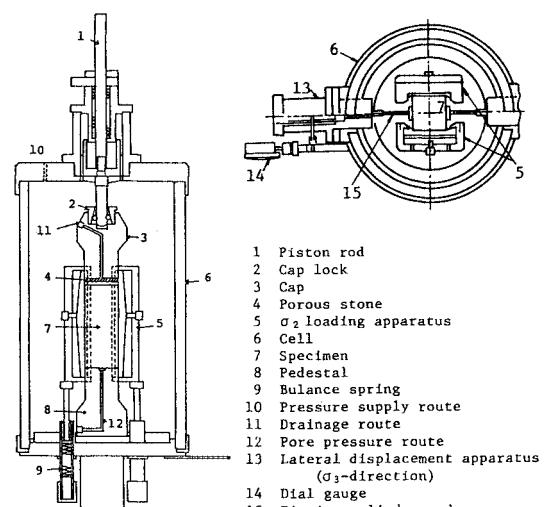


図-1 三主応力試験装置

表-1 載荷方法および変位測定方法

載荷方法	荷重測定	変位測定	精度
G₁: Bellofram cylinder	Load cell	Dial gauge	0.01mm 8.0×10 <sup>-5</sup>
G₂: Pressure bag	Transducer	Burette	0.01ml 1.6×10 <sup>-4</sup>
G₃: Cell pressure	Transducer	Dial gauge	0.01mm 2.0×10 <sup>-4</sup>

0.04 %/min) により軸圧を増加、減少させて圧縮、伸張せん断する試験

b) CDPC, CDPE test

平均主応力を一定に保ち排水条件で応力制御方式 ( $\Delta\eta=0.1$ ) により偏差応力を増加させて圧縮、伸張せん断する試験

c) AC test

所定の応力比  $\eta=q/p$  を一定に保ち応力制御方式 ( $\Delta p/p=1$ ) により異方圧密する試験

d) CDC, CDE test

側圧を一定に保ち排水条件でひずみ制御方式 ( $\dot{\epsilon}=4.0 \times 10^{-4} %/\text{min}$ ) または、応力制御方式 ( $\Delta\sigma_1=5 \sim 10 \text{kPa}$ ) により軸圧を増加、減少させて圧縮、伸張せん断する試験

e) CDB test

平均主応力および最大主応力と応力経路のなす角 ( $\theta$ ) を一定に保ち排水条件で各主応力を応力制御方式 ( $\Delta\eta=0.1$ ) で、それぞれ独立に載荷する試験。ここで、 $\theta=0^\circ$  のときは CDPC test と  $\theta=180^\circ$  のときは CDPE test と同じ応力経路をとる。

AC test 以外の各試験では、供試体を所定の圧力まで等方圧密した後、偏差応力の載荷がなされた。図-2 (a), (b) に各試験での応力経路をそれぞれ示す。

### 3. 三軸圧縮応力下における変形特性

#### (1) ひずみ増分

ひずみ増分方向の応力経路依存性を満足する応力～ひずみ関係式を導くため、三軸圧縮応力条件下で、応力比増分のみ生ずる平均主応力一定排水試験と平均主応力増分のみ生ずる異方圧密試験を行った。この両試験結果からせん断ひずみおよび体積ひずみのそれぞれに対し  $\eta$ -成分 (せん断成分) と  $p$ -成分 (圧密成分) に関する応力～ひずみ関係式を求めた。

粘性土の構成式のほとんどでは、せん断ひずみはすべて塑性的なもので、体積ひずみの圧密成分 ( $p$ -成分) に起因するひずみにおいてのみ弾性的なひずみが生じると仮定している<sup>1)</sup>。しかし、有機質土の場合は、非圧縮性とみなせる土粒子と水のみからなる粘土や砂と違い、圧縮性の有機物を多く含んでいる。したがって、有機質土についても、粘土と同様な仮定が成り立つかを検証するため平均主応力一定排水試験と異方圧密試験中に除荷-再載荷を実施した。その結果、体積ひずみの  $p$ -成分以外は、弾性成分は塑性成分と比較してかなり少なく無視できることがわかった<sup>15)</sup>。

したがって、ひずみ増分は以下のように表わせる。

$$d\epsilon = d\epsilon_\eta + d\epsilon_p \quad \dots \dots \dots (6)$$

$$dv = dv_\eta + dv_p + dv_\rho \quad \dots \dots \dots (7)$$

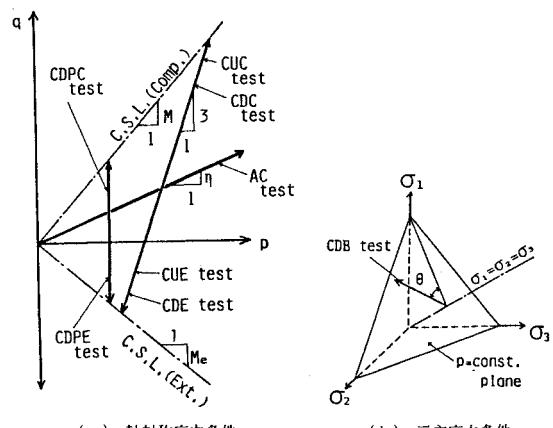


図-2 応力経路

ここで、上部の  $r$  と  $p$  はそれぞれ弾性成分 (recoverable component), 塑性成分 (plastic component) を表わす。下部の  $\eta$  と  $p$  はそれぞれ  $\eta$ -成分と  $p$ -成分を表わす。

#### (2) 応力比一定 ( $d\eta=0$ ) 下での平均主応力増分によるひずみ増分 ( $p$ -成分)

応力比一定下での平均主応力増分による体積変化特性は、標準圧密試験または等方三軸圧縮試験により簡単に調べることができる。本研究では、体積ひずみとせん断ひずみが同時に生じる異方圧密試験を応力比 ( $\eta$ ) を各種に変えて行った。泥炭のように未分解の纖維性有機物を多量に含む高有機質土では正規圧密線および膨張線を  $e-\ln p$  面上よりむしろ  $\ln e-\ln p$  面上で整理したほうがよいという報告<sup>18)</sup>が多い。しかし、実験に用いた有機質土は、含有している有機物が完全に分解しており粘土と同様に  $e-\ln p$  面上で直線とみなすことができた<sup>15), 16)</sup>。また、試験結果から、圧縮指数および膨張指数は、異方圧密時の応力比によらず一定であることがわかった<sup>15), 16)</sup>。すなわち、各応力比の圧密曲線は、 $e-\ln p$  面上では等方圧密線 ( $\eta=0$ ) に平行であり応力比が大きくなれば、下方に移る傾向にあることがわかった。したがって、応力比一定下での平均主応力増分による体積ひずみ増分は  $dv = -de/(1+e)$  とすれば以下のようになる。

$$dv_p = \frac{\kappa}{1+e} \frac{dp}{p} \quad \dots \dots \dots (8)$$

$$dv_p = \lambda - \kappa \frac{dp}{1+e} \frac{dp}{p} \quad \dots \dots \dots (9)$$

ここで、圧縮指数  $\lambda$ 、膨張指数  $\kappa$  は、実験結果の平均をとり、それぞれ 0.41, 0.05 とする。

平均主応力増分によるせん断ひずみは等方圧密時 ( $\eta=0$ ) は生じない。また、破壊時 ( $\eta=M$ ) には無限大になることを考慮して平均主応力増分によるせん断ひずみ

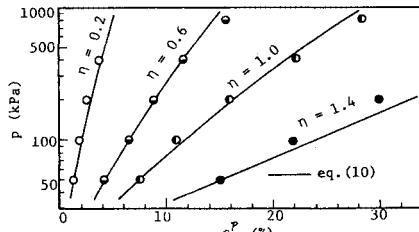


図-3 AC test 結果と計算値との比較

みは図-3のプロットで示す異方圧密試験(AC test)結果に基づいて次式で近似する。

$$d\varepsilon_p^p = \frac{\lambda - \nu}{1 + e} \frac{(\eta/M) dp}{(\exp(\eta/M) - \exp(2\eta/M - 1))p} \quad \dots\dots(10)$$

上式が  $p$ -成分のせん断ひずみ増分を比較的良好に近似し得ることは、後述する式(9)と(10)による  $p$ -成分の塑性ひずみ増分比と応力比関係の実験結果との比較からも裏付けられる(図-5参照)。

### (3) 応力比増分によるひずみ増分( $\eta$ -成分)

図-4上部のプロットは、排水平均主応力一定試験(CDPC test)から直接求めた体積ひずみの  $\eta$ -成分(ダイレイタンシー量)と、側圧一定非排水圧縮試験(CUC test)結果から計算より求めた三田地ら<sup>19)</sup>により提案されたダイレイタンシー相当量  $F(\eta)$ との関係を示している。ダイレイタンシー相当量は全体積変化量が圧密成分とせん断成分との和で表わされていると仮定して、非排水条件下では全体積変化量がゼロであることから、CUC testでのせん断成分の体積変化量が圧密成分のものに等しいとして求めたものであり、次式で表示される。

$$F(\eta) = v_\eta^p = - \left( v_\eta^r + v_\eta^v \right) \\ = - \frac{\lambda}{1 + e} \ln \frac{p}{p_0} \quad \dots\dots(11)$$

この図に示すように、排水および非排水試験によって求められた応力比増分に伴って生じる体積ひずみの挙動は比較的よい一致を示している。このことから、ひずみが  $\eta$ -成分と  $p$ -成分の重ね合わせによって表現できるという考え方方が妥当であることがわかる。図-4下部のプロットは平均主応力一定試験(CDPC test)から得られた応力比とせん断ひずみの  $\eta$ -成分の関係を示している。等方圧密圧力( $p_c$ )の大きさにかかわらずほぼ一様な関係を示していることがわかる。そこで図-4に示す実験結果に基づき、これらの実験結果を近似的に表現するために  $\eta$ -成分の体積ひずみとせん断ひずみに関するひずみ増分式をそれぞれ次式で表示することにする。

$$d\varepsilon_\eta^p = \frac{\lambda - \nu}{1 + e} \frac{\exp(\eta/M)}{2M} d\eta \quad \dots\dots(12)$$

$$d\varepsilon_\eta^p = \frac{\lambda - \nu}{1 + e} \frac{d\eta}{4M(\exp(-\eta/M) - \exp(-1))} \quad \dots\dots(13)$$

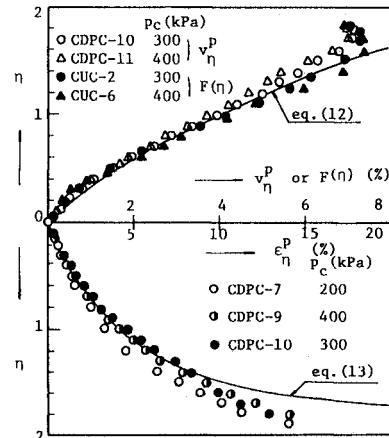


図-4 CDPC test 結果と計算値との比較

上式による応力比と体積ひずみおよびせん断ひずみとの関係が図中に実線で表示してある。

### (4) ひずみ増分式の Cam-clay 理論との比較

提案された応力～ひずみ関係式を Roscoe ら<sup>1)</sup>による Cam-clay model および Modified Cam-clay model と比較してみる。図-5は、試験結果から得られた  $p$ -成分および  $\eta$ -成分の塑性ひずみ増分比と応力比との関係をそれぞれ示している。Cam-clay model および Modified Cam-clay model では、単一の塑性ボテンシャル面で粘土の挙動を表わしている。しかし、この図からわかるように塑性ひずみ増分比と応力比の関係は単一の式で表わすことは難しい。したがって、土の挙動を表わすには、複数の塑性ボテンシャル面が必要となる。 $p$  および  $\eta$ -成分の塑性ボテンシャル式( $g_p$ ,  $g_\eta$ )は直交則を適用して次式で表示される。

$$g_p = \int_0^\eta \frac{d\eta}{\eta + \Psi_p} + \ln \frac{p}{p_0} = 0 \quad \dots\dots(14)$$

$$g_\eta = \int_0^\eta \frac{d\eta}{\eta + \Psi_\eta} + \ln \frac{p}{p_0} = 0 \quad \dots\dots(15)$$

$$1/\Psi_p = d\varepsilon_p^p / d\varepsilon_\eta^p, 1/\Psi_\eta = d\varepsilon_\eta^p / d\varepsilon_\eta^p \quad \dots\dots(16)$$

なお、上式の誘導に際しては、各成分の降伏曲面を以下のように仮定した。すなわち、 $p$ -成分においては関連流れ則を用いて塑性ボテンシャル面と同じとした。 $\eta$ -成分においては、非関連流れ則を仮定し応力比一定面とした。

図-6(a), (b)は、塑性ボテンシャル面と実験から得られた塑性ひずみ増分ベクトルの関係を示している。この図から、平均主応力一定試験(CDPC test)および異方圧密試験(AC test)から得られた各塑性ひずみ増分ベクトルは同じ応力状態においてもその方向は一致していないことがわかる。したがって、単一の塑性ボテンシャル面ではなく、このように複数の塑性ボテンシャル

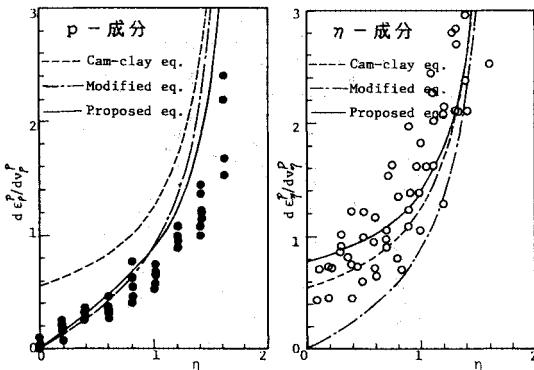


図-5 塑性ひずみ増分比～応力比関係

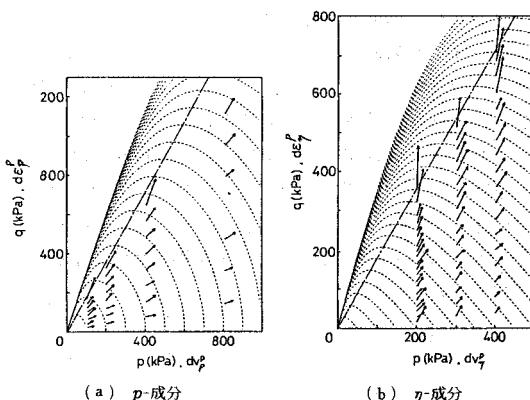


図-6 塑性ポテンシャル面 ( $\eta$ -成分) と実測された塑性ひずみ増分ベクトル

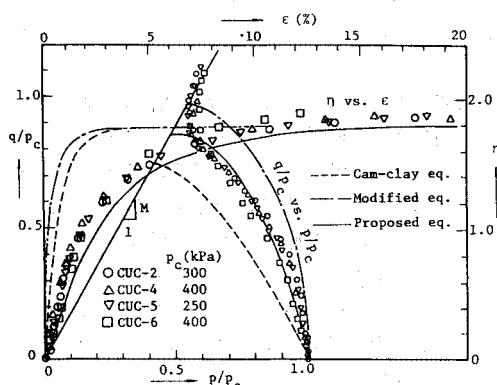


図-7 CUC test 結果と予測値との比較

面が必要となる。 $p$ -成分および $\eta$ -成分の塑性ポテンシャル面は、それぞれ、実測された塑性ひずみ増分ベクトルの方向をよく表わしているといえる。

各応力増分が独立に生じる試験から得られた応力～ひずみ関係式が両成分が同時に生じる場合にも適用できるかを確認するため、両応力増分が同時に生じる側圧一定

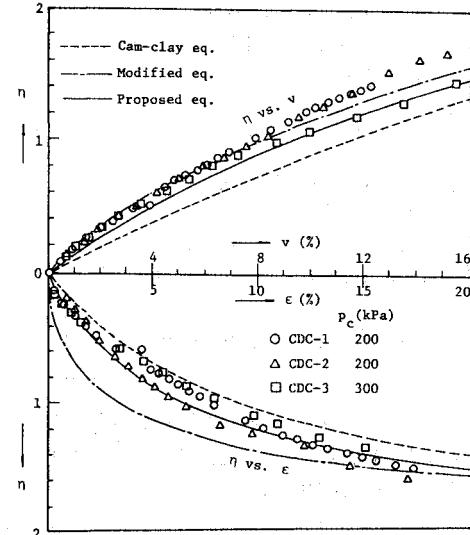


図-8 CDC test 結果と予測値との比較

### 排水試験および非排水試験結果との検証を試みる。

側圧一定非排水試験 (CUC test) と排水試験 (CDC test) から得られた実験値と各構成式による予測値をそれぞれ図-7 と 8 に示す。図-7 の CUC test での有効応力経路において、提案式は両 Cam-clay model の中間に位置している。両 Cam-clay model はせん断ひずみ挙動をかなり過小に評価している。提案式は多少過大に評価する傾向はあるが、比較的よい予測を行っているといえる。同様に、図-8 での CDC test においてもよい近似が得られている。

#### 4. 三軸伸張試験結果の予測

三軸圧縮応力条件下 ( $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ ) で得られた応力～ひずみ関係式を一般応力条件下 ( $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ ) に拡張する前に、三軸伸張応力条件下 ( $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$ ) での土の挙動の予測を行う。

### (1) 伸張試験での破壊状態の予測

実験に用いた有機質土の三軸圧縮と三軸伸張応力条件下における破壊状態は、Mohr-Coulomb の破壊規準により表わせる。したがって、伸張応力下での破壊時の応力比  $M_e$  を三軸圧縮試験結果から得られた破壊時の応力比  $M$  を用いて表わすと以下のようになる。

## (2) 伸張応力条件下の変形特性の予測

Cam-clay 理論による伸張挙動の予測は、三軸圧縮、伸張の両試験において同一の状態境界面を有するという仮定に基づき、 $M$  を用いた三軸圧縮応力条件下での応力～ひずみ関係と  $n = M$  とにより行われている。ここ

では、圧縮応力条件下で求めた応力～ひずみ関係に、伸張応力条件下での破壊時の応力比  $M_e$  を用いて以下の応力～ひずみ関係式を仮定する。

$$dv_p = \frac{\lambda}{1+e} \frac{dp}{p} \quad \dots \dots \dots (18)$$

$$d\eta^p = \frac{\lambda-x}{1+e} \frac{\exp(\eta/M_e)}{2M_e} \left( \frac{M_e}{M} \right)^{1.5} d\eta \quad \dots \dots \dots (19)$$

$$d\epsilon_p^p = \frac{\lambda-x}{1+e} \frac{(\eta/M_e) dp}{(\exp(\eta/M_e) - \exp(2\eta/M_e - 1)) p} \quad \dots \dots \dots (20)$$

$$d\epsilon_\eta^p = \frac{\lambda-x}{1+e} \frac{d\eta}{4M_e(\exp(-\eta/M_e) - \exp(-1))} \left( \frac{M_e}{M} \right)^{1.5} \quad \dots \dots \dots (21)$$

なお、上式において、 $\eta$ -成分の伸張応力条件下でのひずみ増分式（19）と（21）は図-9に示す平均主応力一定三軸伸張試験（CDPE test）結果に基づき、圧縮応力条件下での増分式（式（12）と（13））に対応する式に  $(M_e/M)^{1.5}$  を乘することによって実験結果を適切に近似するよう仮定された実験式である。この応力-ひずみ関係式を用いて、三軸伸張応力条件下で行われた CDE test および CUE test の各試験結果の予測を行った。図-10 に CDE test、図-11 に CUE test から得られた実測値と提案式、Cam-clay model および Modified Cam-

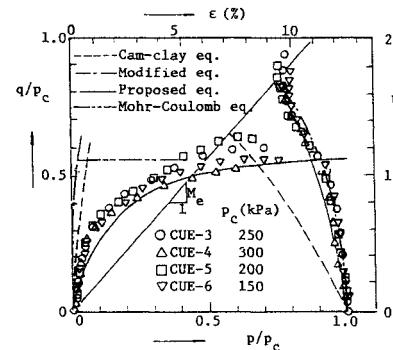


図-11 CUE test 結果と予測値との比較

clay model による予測値の比較をそれぞれ示している。CDE test での体積ひずみ挙動は、Modified Cam-clay model のほうがよい予測を行っている。しかし、せん断ひずみ挙動は、提案式により変形初期から破壊に至るまでかなりよく予測できる。同様に、CUE test 結果への提案式による予測値の近似度もかなり良好といえる。

以上の結果から三軸圧縮試験により得られる定数  $(M, \lambda, x)$  のみを用い、伸張試験結果の比較的正確な予測ができた。

## 5. 一般応力下における変形特性

### （1）破壊規準

三主応力試験から得られた破壊パラメーターを表-2 に示す。この表からわかるように軸対称応力下においては、Mohr-Coulomb の破壊規準が適用できる。しかし、中間主応力が独立に作用する場合にはこの規準では整理できない。

本研究においては、三軸圧縮応力条件下における破壊時の応力比  $M$  を基準として、中間主応力を表わすパラメーター  $\theta$  を含む関数として、任意の  $\theta$  での載荷経路における破壊時の応力比  $M_\theta$  を提案する。図-12 のプロットは、三主応力試験の結果から得られた  $(1-\cos 3\theta)/2$  と  $M_\theta$  との関係を示している。中間主応力を表わすパラメーター  $(1-\cos 3\theta)/2$  は圧縮応力条件において 0、伸張応力条件において 1 となる。また、 $\cos 3\theta$  は応力の第 3 次不変量を表わすパラメーターでもある。そこで、圧縮応力条件では  $M_\theta=M$ 、伸張応力条件では  $M_\theta=M_e$  を満足し、しかも計算式に含まれる定数を極力少なく抑えるために圧縮応力条件での  $M$  のみを用いて図-12 に示す実験結果を近似し得る関係式（図中の実線）を次式で表示する。

$$M_\theta = M - \frac{M^2}{M+3} \left( \frac{1-\cos 3\theta}{2} \right)^4 \quad \dots \dots \dots (22)$$

$$A = 1 - M/4 \quad \dots \dots \dots (23)$$

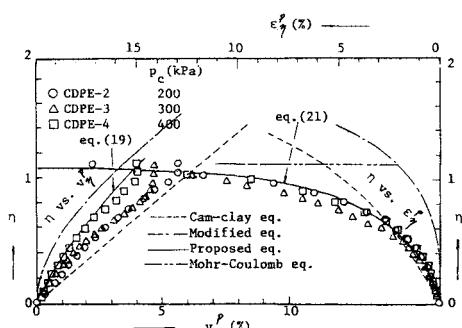


図-9 CDPE test 結果と計算値との比較

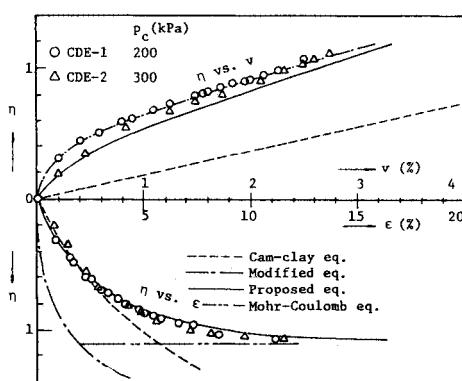


図-10 CDE test 結果と予測値との比較

表-2 三主応力下での破壊パラメーター

No.	$P_c$ (kPa)	$\theta$ (°)	M	$\phi_d$ (°)
1	200	0	1.80	43.8
4	300	0	1.80	43.8
6	300	60	1.15	43.4
7	200	60	1.12	43.8
8	200	30	1.39	53.1
9	200	15	1.55	49.7
10	200	45	1.22	49.5
12	200	180	1.12	43.8
13	300	180	1.10	43.3
14	400	180	1.12	43.8
15	300	30	1.33	50.1
16	300	15	1.55	49.9
17	300	45	1.20	48.8

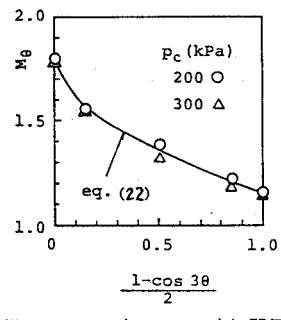
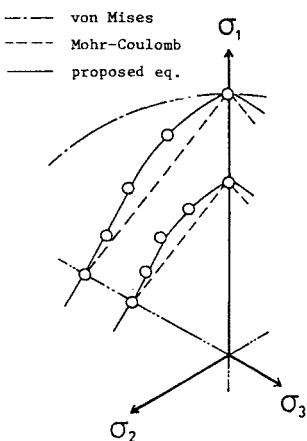
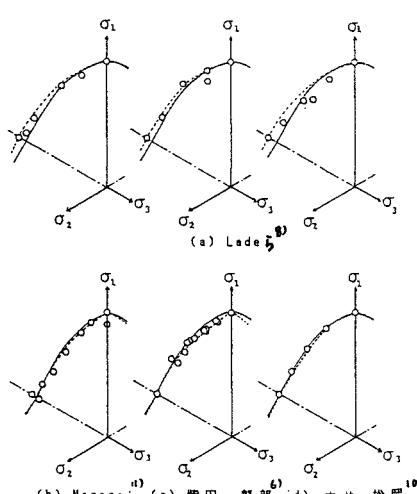
図-12  $M_\theta \sim (1 - \cos 3\theta)/2$  関係図-13  $\pi$  面面上での破壊規準

図-14 他の研究者による実験結果と提案式との比較

$M_\theta$  を用いた破壊規準と圧密圧力がそれぞれ 200 kPa と 300 kPa の供試体を用いた CDB test から実測された三主応力下における破壊状態を  $\pi$  面上に投影したものを図-13 に示す。提案した破壊規準を図中に実線で示す。この破壊規準が、対象とした有機質土の三主応力下にお

ける破壊状態をよく表わしていることがわかる。また、粘土を用いた代表的研究者<sup>6), 8), 10), 11)</sup>による三主応力試験結果と比較したのが図-14 で、各土質の物理的性質を表-3 に示す。図中の実線は著者ら、破線は各研究者の提案式による計算結果である。著者らの式 (22) 中の  $A$  の値は土質の種類によって当然異なるが、式 (23) を組み込んだ式 (22) の破壊規準式は対象とした有機質土のみならず各研究者の粘土の結果ともよく対応していることがわかる。図-15 は土の三主応力試験に関する代表的報告<sup>5)-11)</sup>に記載されていた土質の  $M$  を  $A$  との関係でプロットしたもので、No. 1~5 は粘土、No. 6 は有機質土、No. 7~9 は砂質土であり、いずれのプロットもほぼ式 (23) 付近に位置している。なお、図-16 は  $M$  をパラメーターとして著者らの式 (22) と松岡<sup>20)</sup>の提案した SMP 概念に基づいた破壊規準式から得られた  $M_\theta \sim \theta$  関係を比較したものである。 $M$  の値が 1.0 程度までは、両者においてほとんど差異は認められなかったが、 $M$  が大きくなるに従って  $\theta=0 \sim 15^\circ$  付近で提案式による破壊面は  $\pi$  面上で SMP の多少内側、それ以外の範囲では SMP の多少外側に位置することになる。しかし、土の圧縮破壊時の応力比  $M$  が 0.9~1.5 程度にあるとすれば、この範囲では、両破壊規準式の結果にはほとんど差異がないものといえる。

表-3 各粘土試料の物理的性質

Authors	L.L. (%)	P.L. (%)	Gs	$\phi' (\circ)$	M
T. Shibata et al.	59	20	-	35.8	1.45
T.S. Nagaraj	54	30	-	26.0	1.03
P.V. Lade et al.	54.8	24.7	-	(27.4) (28.4) (30.6)	1.13 1.23
T. Nakai et al.	41	23	2.67	33.7	1.36

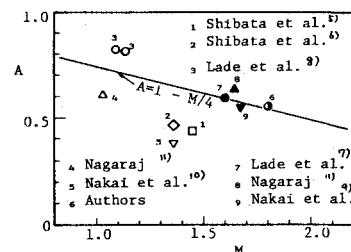
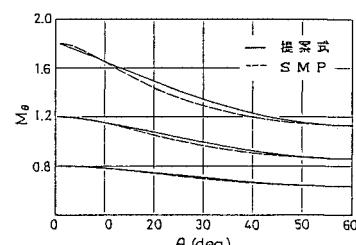
図-15 各種土質における  $A$  と  $M$  との関係

図-16 提案式と SMP との比較

## (2) 三主応力下における変形特性

三軸圧縮試験結果から導いた構成式を用い、軸対称三軸圧縮試験から得られる定数のみで、三軸伸張試験結果の予測を行った。ここでは、 $\theta=0^\circ$ で軸対称三軸圧縮、 $\theta=180^\circ$ で伸張応力条件下での応力～ひずみ増分式を与えることが要求されることから、式(19)～(21)において、 $M_e$ に $M_\theta$ を代入することにより一般応力条件を満たすかどうかを三主応力試験での実測値を用いて、検討してみる。そこで、 $M_\theta$ を用いた三主応力下におけるひずみ増分式は次式のようになる。

$$dv_p = \frac{\lambda}{1+e} \frac{dp}{p} \quad (24)$$

$$dv_\eta^p = \frac{\lambda-\kappa}{1+e} \frac{\exp(\eta/M_\theta)}{2M_\theta} \left(\frac{M_\theta}{M}\right)^{1.5} \cdot d\eta \quad (25)$$

$$d\varepsilon_p^p = \frac{\lambda-\kappa}{1+e} \frac{(\eta/M_\theta) dp}{(\exp(\eta/M_\theta)-\exp(2\eta/M_\theta-1))p} \quad (26)$$

$$d\varepsilon_\eta^p = \frac{\lambda-\kappa}{1+e} \frac{d\eta}{4M_\theta(\exp(-\eta/M_\theta)-\exp(-1))} \left(\frac{M_\theta}{M}\right)^{1.5} \quad (27)$$

図-17は、圧密圧力が300 kPaの供試体の三主応力試験結果を応力比とせん断ひずみおよび体積ひずみの関係で示している。実測値と予測値の近似はあまりよくはないが、予測値は、実測値の傾向を比較的よく表わすことができる。

## (3) 塑性ポテンシャル面と塑性ひずみ増分ベクトル

三主応力状態に拡張されたひずみ増分式から、次式で

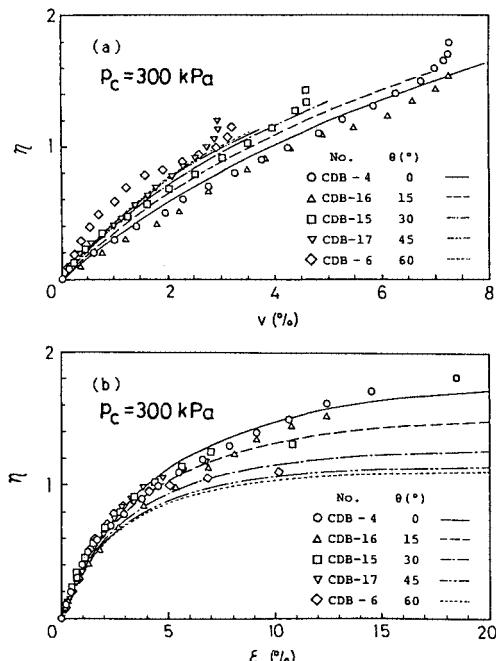


図-17 CDB test 結果と予測値との比較

示す各成分の塑性ひずみ増分比を求め、

$$\left(\frac{d\varepsilon}{dv}\right)_p = \frac{\eta \cdot \exp(1-\eta/M_\theta)}{M_\theta(\exp(1)-\exp(\eta/M_\theta))} \quad (28)$$

$$\left(\frac{d\varepsilon}{dv}\right)_\eta = \frac{\exp(1)}{2(\exp(1)-\exp(\eta/M_\theta))} \quad (29)$$

上式と直交する塑性ポテンシャル面を求めた。

図-18は、 $\theta=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ における各成分の塑性ポテンシャル面を $p-q$ 面上に示している。また、 $\theta$ を各種に変え、 $p$ 軸と同一点で交わる塑性ポテンシャル面の $\pi$ 面上の断面を三主応力空間に描いたのが図-19(a)と(b)である。 $\eta$ -成分は、変形初期においては円形だが、偏差応力の増加とともに主応力軸方向に膨らむ傾向になる。また、 $p$ -成分は、変形当初から少し主応力軸方向に膨らみ、偏差応力の増加とともにその傾向が強く現われる。破壊状態付近では、破壊面にかなり近い形状となる。

図-20(a), (b)は、塑性ポテンシャル面の $\eta$ -成分

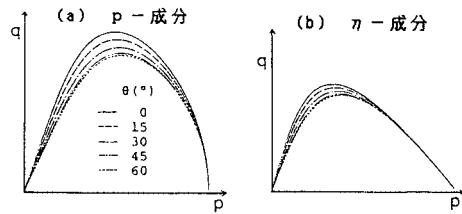


図-18 塑性ポテンシャル面 ( $p-q$  面)

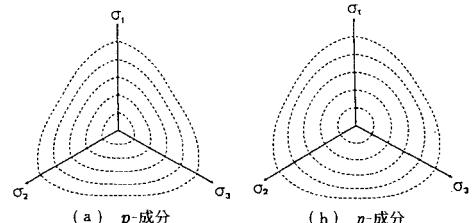


図-19 塑性ポテンシャル面の $\pi$ 面上の断面形状

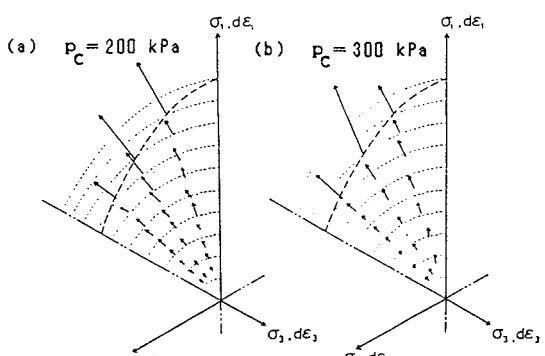


図-20 塑性ポテンシャル面 ( $\eta$ -成分) と実測された塑性ひずみ増分ベクトル

と圧密圧力が、200 kPa, 300 kPa の供試体から実測された塑性ひずみ増分ベクトルの関係を示している。この結果から、塑性ポテンシャル面は塑性ひずみ増分の方向をよく表わしているといえる。

このような塑性ポテンシャル面は、Yong ら<sup>3)</sup>や中井ら<sup>10)</sup>によっても実験結果に基づいて報告されている。すなわち、土は、変形初期は等方体のように挙動し、偏差応力の増加とともに、摩擦体のように挙動するといえる。

#### (4) 各主ひずみ増分の予測

図-21 に示すように、ひずみ増分ベクトルと最大主ひずみ増分軸とのなす角を  $\theta'$  とし、応力経路と最大主応力軸のなす角を  $\theta$  とする。Cam-clay 理論では、関連流れ則を用いているので、塑性ボテンシャル面は、降伏面と同様、 $\pi$  面上で円形であるとしている。したがって、 $\theta = \theta'$  となる。しかし、前述したように、実験結果から

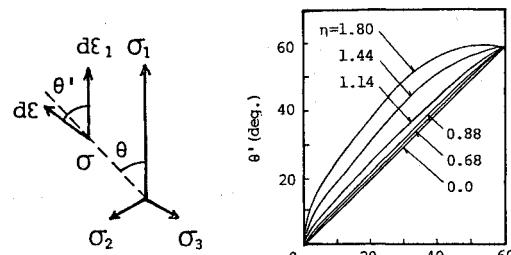


図-21 ひずみ増分ベクトル  
の方向

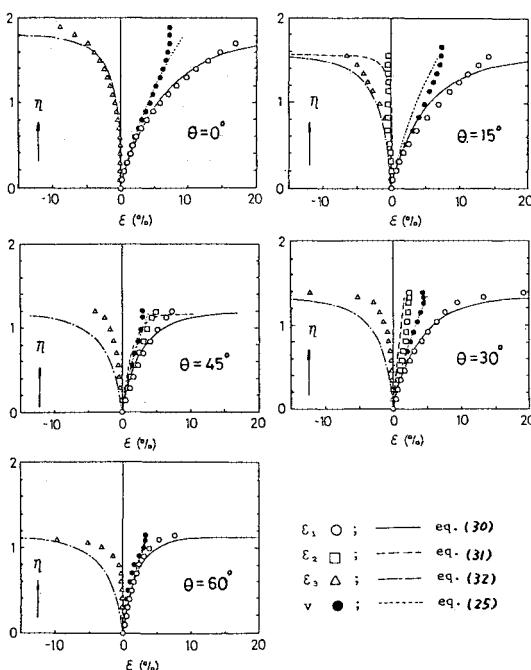


図-23 各主ひずみの実測値と予測値との比較

応力経路とひずみ経路は一致しないことがわかっている。各主ひずみ増分を求める場合、このことが問題となる。

各主ひずみ増分は、図-21のような極座標を用いれば以下のように表わせる。

$$d_{\varepsilon_2} \equiv d_n/3 \pm d_\varepsilon \cos(\theta' - 2/3\pi) \dots \dots \dots \quad (31)$$

$\theta'$  は、塑性ポテンシャル面から求めることができる。

図-22 に  $\theta'$  と  $\theta$  の関係を応力比  $\eta$  を変えて示している。この図から、応力比が 0.5 程度までは、 $\theta' = \theta$  であり、それ以上偏差応力が増大すれば  $\theta'$  は  $\theta$  よりもかなり大きな値をとる。この傾向は、 $\theta = 30^\circ$  において最も大きい。なお、本提案式によると  $p$ -成分においては  $\eta$  が約 1.6 以上では  $\theta \approx 45\sim 60^\circ$  範囲において同一  $\theta'$  に対して 2 つの  $\theta$  が存在することになり塑性論の立場からすれば不適切な結果を与えることになる。これは、本構成式が各種の実験結果に基づいて構成されたことから生じた  $\eta$  に関する適用限界を示すものであると考えられる。しかし、破壊時において比較的大きな応力比を示す本有機質土においても  $\theta = 0^\circ$  以外の  $\eta$  の範囲は 1.6 以下にあり（表-2 参照）、また、図-14 や 15 に示した土質におけるように、通常の土質では破壊に至るまでの  $\eta$  が 1.5 程度である場合が多いことから、この  $\eta$  範囲では主ひずみ増分の計算に際しては実質的な問題は生じないと考えられる。

式(30)～(32)から求めた予測値とCDB testによる実測値の比較を図-23に示す。予測値は、比較的よく実測値を表わすことができるといえる。

6 まこと

本研究から得られた結果を以下に示す

(1) 一般応力下での破壊状態は平均主応力一定面上で Mohr-Coulomb の破壊規準に外接する曲面となることがわかった。軸対称三軸圧縮応力下における破壊時の応力比  $M$  を基準とする一般応力下における破壊時の応力比  $M_a$  を提案した。

(2) この  $M_\theta$  を用いて軸対称応力下における構成式を一般応力下に拡張した結果、実測値をよく表わすことができた。

(3) 塑性ひずみ増分比から求めた一般応力下における塑性ポテンシャル面のせん断成分 ( $\eta$ -成分) は、平均主応力一定面上で応力比がある値までは、ほとんど円形に近い形状であるが、その値を超えると主応力軸方向に膨らむ傾向がある。したがって、平均主応力面における応力経路とひずみ経路は一致しないことがわかった。

(4) 本提案式によると一般応力下における土の応力

～ひずみ～強度特性を通常の軸対称三軸圧縮試験から得られる定数 ( $\alpha$ ,  $\lambda$ ,  $M$ ) のみで表わすことができる事がわかった。

**謝 辞**：本研究の実施にあたり、ご指導頂いた大平至徳教授、木暮敬二教授に深く感謝の意を表します。実験、データ整理等に多大な協力を受けた研究科23期 山内邦彦学生、本科29期 横口 裕学生、古川昭彦学生、清水浩人事務官各位に深く謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 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.
- 2) Wu, T. H., Loh, A. K. and Malvern, L. E. : Study of failure envelope of soils., Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 89, No. SM 1, pp. 145～181, Feb., 1963.
- 3) Yong, R. N. and Mckyes, E. : Yield and failure of clay under triaxial stresses., Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 97, No. SM 1, pp. 159～176, Jan., 1971.
- 4) Yong, R. N. and Siliestri, V. : Plastic yielding of sensitive clay in true triaxial testing., 9th ICSMFE, Tokyo, Japan, pp. 271～277, 1977.
- 5) 柴田 徹・輕部大蔵：複合応力状態における土の挙動について、京都防災研究所年報第7号, pp.1～9, 1964.
- 6) Shibata, T. and Karube, D. : Influence of the variation of intermediate principal stress on the mechanical properties of normally consolidated clays., Proc. 6th ICSMFE, Montreal, Canada, Vol. 1, pp. 359～363, 1965.
- 7) Lade, P. V. and Duncam, J. M. : Cubical triaxial test on cohesiveless soil, Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 99, No. SM 10, pp. 193～209, Oct., 1973.
- 8) Lade, P. V. and Musante, H. M. : Three-dimensional behavior of remolded clay., Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 110, No. GT2, pp. 193～209, Oct., 1979.
- 9) 中井照夫・松岡 元：三主応力下のせん断挙動に関する統一的解釈、土木学会論文報告集, 第301号, pp. 65～77, 1980.
- 10) 中井照夫・松岡 元：正規圧密粘土の三主応力制御試験とその解析、第20回土質工学研究発表会, Vol. 1, pp. 413～414, 1985.
- 11) Nagaraj, T. S. : Shear strength of soils under general stress field., Proc. 9th ICSMFE, Tokyo, Japan, pp. 225～228, 1977.
- 12) Nagaraj, T. S. : Constitutive relationships for soils under general stress field., Proc. 9th ICSMFE Tokyo, Japan, Speciality section No. 9, pp. 201～209, 1977.
- 13) Lewin, P. Z. and Burland, J. B. : Stress-probe experimental on saturated normally consolidated clay., Geotec., Vol. 20, No. 1, pp. 35～56, 1970.
- 14) Ohmaki, S. : A mechanical model for the stress-strain behavior of normally consolidated cohesive soil., Soils and Foundations, Vol. 19, No. 3, pp. 29～41, 1979.
- 15) 小田美明・山口晴幸・木暮敬二：有機質土の軸対称応力下における変形特性、第13回関東支部技術研究発表会, pp. 176～177, 1986.
- 16) 山口晴幸・山内邦彦：有機質土の各種載荷経路下での変形特性、土木学会第13回関東支部技術研究発表会講演概要集, pp. 178～179, 1986.
- 17) 山口晴幸・山内邦彦：有機質土の排水と非排水条件下での三軸圧縮せん断特性、土木学会第13回関東支部技術研究発表会講演概要集, pp. 180～181, 1986.
- 18) 土質工学会編：「土質試験法」, 第7編 特殊土の試験, 第1章 有機質土, pp. 596～641, 1978.
- 19) Mitachi, T. : Study on the undrained stress-strain-strength properties of anisotropically consolidated clay., Dr. Eng. Thesis, Hokkaido Univ.
- 20) Matusoka, H. : Stress-strain relationship of clays base on the mobilized plane, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 2, pp. 77～87, 1974.

(1986.3.26・受付)