

土構造に着目した混合土の強度特性

大嶺 聖*・落合英俊**・吉田信夫***

砂と粘土の混合土の強度特性をそれぞれの構成要素の材料特性を用いて予測する手法を検討した。混合土を構成する粗粒子骨格とマトリックス(細粒子と水から成る部分)に着目し、混合土内部の応力分担割合を仕事量の考えを用いて評価し、混合土の限界状態における応力比を算定する式を求めた。計算結果による混合土の限界状態の応力比と細粒分含有率の関係は、混合土の三軸圧縮試験結果と比較し良好な結果が得られた。さらに、既往の実験結果を含めて、混合土の強度特性を提案式より予測できることを示した。

Key Words : sand-clay mixed soil, soil structure, stress-strain relationship, strength property, triaxial compression test

1. ま え が き

土は粘土、シルト、砂などの性質の異なる様々な土粒子で構成されており、自然の地盤には、砂と粘土の間断的な粒度を持つ土も少なくない。このような土の力学特性は、構成粒子の性質や含有割合に支配される。本研究は、砂と粘土の混合土を異質材料から成る混合体と見なし、それぞれの構成粒子の特性から混合土の限界状態の応力比を予測することを目的としている。

著者らは、これまで土の変形挙動における粒度の影響を調べるために、粒径が大きく異なる細粒子と粗粒子で構成される混合土の応力・変形特性について検討してきた^{1),2)}。その結果、細粒分が卓越する混合土、すなわち、粗粒子がマトリックス(細粒子と水から成る部分)中に浮いた状態にある混合土は、ひずみを粗粒子の含有率に対して補正することによって、その応力-ひずみ関係をマトリックスの特性から推定できることを示した。また、混合土中の細粒分が少なくなると粗粒子同士の接触が生じ、その影響を考慮しなければならないことが明らかとなった。このことは、混合土の応力-ひずみ挙動が粗粒子とマトリックスの両方の特性に影響されることを示している。このような観点から、前報^{3),4)}では混合土を構成する粗粒子とマトリックスに着目し、その一次元圧縮特性をそれら構成要素の特性から予測する手法を提案した。本文は、その考え方を三軸圧縮状態に拡張し、仕事量の考えを用いて混合土内の応力分担割合を評価することにより混合土の限界状態の応力比を求め、実験結果との比較によりその妥当性を検討したものである。

なお、本論文においては、応力およびひずみの符号は

圧縮を正とし、応力については、すべて有効応力を表すものとする。

2. 混合土の強度特性に関する従来の研究

砂や粘土などの性質の異なる材料で構成される混合土について、その力学的性質に関する実験的研究が行われている。それらの多くは、混合土の強度特性に関する研究である。

TrollopeとZafar⁵⁾は、砂と粘土の混合土の排水三軸試験の結果をもとに、粘性土と砂質土の境界を示す細粒分含有率が約20%であると報告している。HoltzとEllis⁶⁾は、レキ混じり粘土について非排水三軸試験を行い、せん断強度に及ぼすレキ含有率の影響を調べている。また、Skempton⁷⁾は、地すべり粘土および泥岩の残留強度と粘土分含有率の関係を詳細に調べ、粘土分が20%以下だと粘土鉱物は残留強度にほとんど影響を与えないが、50%以上になると顕著な影響を与えること、また、砂とベントナイトの混合土についても同様な傾向が認められることを指摘している。

わが国では、倉田と藤下⁸⁾が一面せん断試験および一軸圧縮試験の結果から細粒分含有率を用いて砂と粘土の混合土の分類を行ったのを端緒として、レキ混じり粘土⁹⁾や泥岩土¹⁰⁾あるいは異方性を持つ混合土¹¹⁾などに対しても同様の分類を目的とした研究が行われている。また、中瀬と亀井^{12),13)}は、コンシステンシー特性に着目して、砂と粘土の混合土の非排水強度異方性が塑性指数の減少とともに大きくなること、さらに、自然海成粘土に対しても、同様の関係が得られることなどを一連の三軸試験の結果から確認している。これらの研究は、混合土の強度特性に及ぼす粒度やコンシステンシー特性の影響についての貴重な成果を示したものである。

一方、混合土の強度特性を評価する上で、混合土の強度を支配するメカニズムを考慮することは重要である。

*正会員 博(工)福岡大学助手 工学部土木工学科
(〒814-01 福岡市城南区七隈 8-19-1)

**正会員 工博 九州大学教授 工学部水工土木学科

***正会員 工修 福岡大学教授 工学部土木工学科

このような立場から、Lupiniら¹⁴⁾は砂と粘土の混合土についてリングせん断試験を行い、せん断終了後の供試体断面の微視的観察から混合土の残留強度は、混合土に含まれる粘土粒子の配向の程度に依存することを明らかにしている。また、土構造に着目して、福江と大草¹⁵⁾は、混合土中の粗粒子同士が完全に骨格を形成する場合と骨格を形成しない場合の二つの状態を考え、このときの境界を与える間隙比を用いて、混合土の工学的特性を評価する新しい手法を提案している。八尾と平田¹⁶⁾は、砂・シルト・粘土の混合土について、砂粒子あるいはシルト粒子同士が骨格を形成する状態を考え、それぞれの粒子間に作用する有効な応力を定義することによって、新たな混合土の力学モデルを提案している。また、Vallejo¹⁷⁾は、塊状のものと泥質なマトリックスから成る混合物について、粒子配列構造を考慮した斜面の安定解析を行い、斜面の最小傾斜角の予測を行っている。

本文では、混合土を構成する粗粒子骨格とマトリックスに着目し、混合土内の応力分担割合の評価を行うことにより混合土の限界状態の応力比の算定を行う。

3. 混合土の土構造と間隙量の表示

混合土に含まれる粗粒子の割合が増加すると粗粒子同士の接触が生じ、次第に粗粒子骨格が形成される。このときの混合土の構成模式図を図-1に示す。図で示されるように、粗粒子には互いに接触しているものと互いに接触していないものがあり、混合土は、粗粒子骨格とマトリックスがある割合で混在している状態にあると考える。実際に繰り返した混合土がこのような土構造を持つことは、すでに混合土の一次元圧密後の供試体断面の微視的観察から確かめられている⁴⁾。また、柴田ら^{18),19)}も同様に、このような土構造があることを指摘している。ただし、CollinsとMcGown²⁰⁾は、自然粘性土はさらに複雑な構造を持つと報告している。

このような土構造に着目して、これまで次のような間隙量を導入してきた。

i) マトリックスの体積含有率：

$$f_c = \frac{V_v'' + V_{sc}''}{V} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 V_v'' 、 V_{sc}'' はマトリックスにおける間隙および細粒子の体積、 V は混合土の体積である。

ii) 粗粒子骨格の体積含有率：

$$R = \frac{V' + V_{sc}' + V_{ss}'}{V + V_{sc} + V_{ss}} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 V' は粗粒子骨格の体積、 V_v' 、 V_{sc}' および V_{ss}' はそれぞれ粗粒子骨格における間隙、細粒子および粗粒子の体積、 V_v 、 V_{sc} および V_{ss} はそれぞれ混合土における間隙、細粒子および粗粒子の体積である。なお、全土粒子に対する細粒子の体積率で定義される細粒分含有率

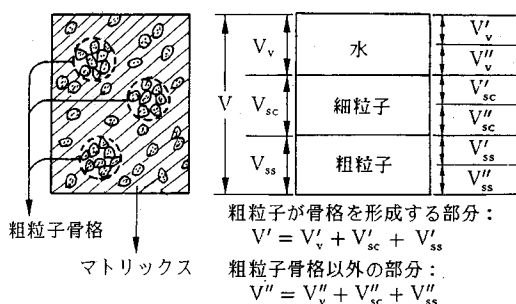


図-1 混合土の構成模式図

は、次のように表される。

$$F = \frac{V_{sc}}{V_{ss} + V_{sc}} \times 100 (\%) \dots\dots\dots (3)$$

細粒分含有率は実際に測定することができるが、マトリックスと粗粒子骨格の体積含有率については直接測定することが困難である。ここでは、これらの体積含有率を混合土の土構造の考察に基づいて得られる算定式²¹⁾を用いて求める。すなわち、マトリックスの体積含有率 f_c は、細粒分含有率 F と $F=100\%$ のときの間隙比 e_{c0} さらに粗粒子と類似した特性を示す境界の細粒分含有率 F_r を用いて次式で求められる。

$$f_c = 1 - \frac{1}{1 + (1 + e_{c0}) \left(\frac{1}{100/F - 1} - \frac{1}{100/F_r - 1} \right)} \dots\dots\dots (4)$$

式(4)は、細粒分含有率 F が小さいほど小さな値を示し、 $F=100\%$ で $f_c=1$ 、 $F=F_r$ で $f_c=0$ となる。一方、粗粒子骨格の体積含有率 R は、粗粒子同士の接触割合の評価に基づいて得られる R と f_c の関係式に式(4)を代入することにより次式で求められる。

$$R = (1 - f_c)^2 = \frac{1}{\left\{ 1 + (1 + e_{c0}) \left(\frac{1}{100/F - 1} - \frac{1}{100/F_r - 1} \right) \right\}^2} \dots\dots\dots (5)$$

したがって、粗粒子骨格の体積含有率 R も細粒分含有率 F を用いて表される。なお、これらの算定式を用いて求めた混合土の間隙比と細粒分含有率の関係は混合土の標準圧密試験より得られた実験結果と良い一致を示すことが確かめられている²¹⁾。

4. 混合土の限界状態の応力比の算定

土の強度特性を評価する上で、限界状態の応力比は重要なパラメータの一つである。ここでは、粗粒子骨格とマトリックスの特性から混合土の限界状態の応力比を算定する方法を考察する。

(1) 混合土の限界状態の応力比を求めるための基本的な考え方²²⁾

混合土の限界状態の応力比を求めるための基本的な考え方を図-2に示す。まず、3. で述べたように、混合

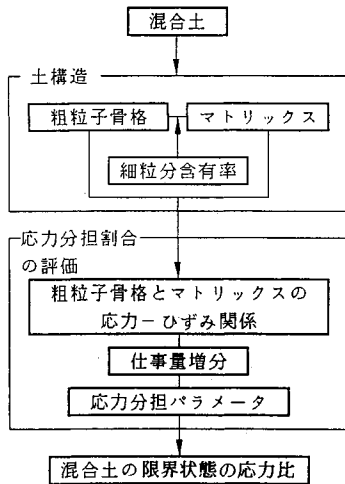


図-2 混凝土の限界状態の応力比を求めるための基本的な考え方

土を構成する粗粒子骨格とマトリックスに着目する。このときのマトリックスおよび粗粒子骨格の体積含有率 f_m, R は、細粒分含有率 F を用いてそれぞれ式 (4), (5) から算定されるものとする。さらに、混凝土の土構造に着目して混凝土の限界状態の応力比を算定するためには、混凝土内部の応力分布を考慮する必要がある。例えば、混凝土内部で応力が一定とすると、粗粒子骨格とマトリックスの内、弱い方が先に最大強度に達し、その材料の特性で混凝土の強度が規定されることになる。つまり、この場合、混凝土の強度特性の違いを評価することができない。したがって、混凝土内部で応力が分布しているものと見なし、粗粒子骨格とマトリックスに作用する応力の分担割合を検討する必要がある。ここでは、二種混合体の応力-ひずみ関係を求める場合と同様に、仕事量の考えを用いて、混凝土の応力分担割合を決定する。この考えに基づいて混凝土の応力と粗粒子骨格およびマトリックスに作用する応力との関係を考察することにより、混凝土の限界状態の応力比が算定される。

したがって、混凝土の限界状態の応力比を求めるためには、粗粒子骨格とマトリックスの体積含有率の算定に加えて、混凝土内の応力分担割合の評価が必要となる。

(2) 粗粒子骨格とマトリックスの材料特性

混凝土の限界状態の応力比を構成要素の材料特性を考慮して求めるために、粗粒子骨格とマトリックスが、いずれも以下に示すような応力-ひずみ関係を持つ材料である場合について考える。

a) 応力とひずみのパラメータ

土の応力-ひずみ特性を考察する場合、応力を偏差成分と等方成分に分けると、圧密やダイレイタンスーといった現象が理解し易くなる。三軸圧縮状態では、偏差応力成分と等方応力成分は、それぞれ次の軸差応力および平均主応力で表される。

び平均主応力で表される。

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \dots \dots \dots (6)$$

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3) \dots \dots \dots (7)$$

また、有効拘束圧の影響を考慮するために、軸差応力を平均主応力で除した次の応力比を用いる。

$$\eta = \frac{q}{p} = \frac{3(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_1 + 2\sigma_3} \dots \dots \dots (8)$$

式 (6), (7) の軸差応力および平均主応力に対応するひずみ増分として、次のせん断ひずみ増分および体積ひずみ増分を用いる。

$$d\gamma = \frac{2}{3}(d\epsilon_1 - d\epsilon_3) \dots \dots \dots (9)$$

$$dv = d\epsilon_1 + 2d\epsilon_3 \dots \dots \dots (10)$$

なお、混凝土の内部では応力とひずみが分布していると見なしているため、平均的な値を表す場合には、上付きバーを用いる。さらに、粗粒子骨格およびマトリックスに対しては、それぞれ下付き添字 s および上付き添字 $*$ を用いて表す。

b) 粗粒子骨格とマトリックスの応力-ひずみ関係

マトリックスは、正規圧密状態にあり、粗粒子骨格は、ゆる詰め状態にあるものとする。このとき、粗粒子骨格およびマトリックスの応力比とひずみ増分比が直線関係にあり、さらに、次に示すような応力増分-ひずみ増分関係を持つものとする。

$$d\gamma = \frac{k\eta}{M-\eta} d\eta \dots \dots \dots (11)$$

$$dv = m_v dp + k' \eta d\eta \dots \dots \dots (12)$$

ここで、 M は限界状態の応力比、 m_v は体積圧縮係数、 k は $\eta = M/2$ の点における応力比-せん断ひずみ関係の接線勾配の逆数、 $k' = k/\alpha$ であり、 α は応力比-ひずみ増分比関係の直線勾配である。式 (11) のせん断ひずみは、応力比のみの関数として表され、 $\eta = M$ のとき $d\gamma = \infty$ となり、限界状態に達する。また、式 (12) の体積ひずみは、平均主応力および応力比の変化によって生じる二つの成分で表されることを意味している。これらの式は、ある特定の応力条件に限れば比較的少ないパラメータで粗粒子骨格およびマトリックスの応力-ひずみ関係を表すことができる。

(3) 応力分担割合の評価

a) 基本的な考え方

混凝土内の応力分担割合を評価するために、まず、混凝土に作用する主応力について検討する。土の応力-ひずみ関係は、一般に応力経路に依存するので、ここでは、応力増分の形で考察を進める。

混凝土の応力増分は、粗粒子骨格とマトリックスの応力増分を用いて、次のように表されるものとする。

$$d\bar{\sigma}_i = R d\bar{\sigma}_{si} + (1-R) d\bar{\sigma}_i^* \dots \dots \dots (13)$$

ここで、 $i=1, 2, 3$ である。式(13)は、混合土の応力増分が、粗粒子骨格およびマトリックスの体積に関する平均値で表されることを意味している。ただし、式(13)の右辺第二項が f_c でなく $1-R$ としたのは、マトリックス中に含まれる互いに接触していない粗粒子にマトリックスと同じ応力が作用していると考えたことによる。このとき、粗粒子骨格とマトリックスの応力増分の関係を表すものとして次式を導入する。

$$d\bar{\sigma}_{si} = b \cdot d\bar{\sigma}_i^* \dots\dots\dots(14)$$

ここで、 b は、粗粒子骨格とマトリックスの応力分担割合を表すパラメータである。 b は、粗粒子骨格とマトリックスの材料特性によって変化するが、粗粒子骨格とマトリックスの体積含有率には依存しないと考える。式(13)、(14)を連立させると、粗粒子骨格およびマトリックスの応力増分は、それぞれ次のように表される。

$$d\bar{\sigma}_{si} = \frac{b}{(b-1)R+1} d\bar{\sigma}_i \dots\dots\dots(15)$$

$$d\bar{\sigma}_i^* = \frac{1}{(b-1)R+1} d\bar{\sigma}_i \dots\dots\dots(16)$$

すなわち、応力分担パラメータ b を決定することにより、粗粒子骨格とマトリックスに作用する応力増分が求められる。このときの b の値を求めるために、ここでは、粗粒子骨格とマトリックスの単位体積当りの仕事量増分が等しいと仮定する。等方弾性材料からなる二種混合体については、このような考えに基づいて求められる弾性係数の値と実験結果がほぼ一致することが確かめられている⁴⁾。混合土に対してもこの仮定を用いることにより、任意の応力経路に対する応力分担パラメータが求められる。ここでは、等方応力状態および p 一定で q が変化するときの応力分担パラメータの決定を行う。

b) 等方応力状態の場合

等方応力状態($\bar{q}=0$)において、粗粒子骨格およびマトリックスの仕事量増分は、それぞれ次のように表される。

$$dW_s = \bar{p}_s d\bar{v}_s = m_{os} \bar{p}_s d\bar{p}_s \dots\dots\dots(17)$$

$$dW_s^* = \bar{p}^* d\bar{v}^* = m_o^* \bar{p}^* d\bar{p}^* \dots\dots\dots(18)$$

ここで、 m_{os} および m_o^* は、粗粒子骨格およびマトリックスの体積圧縮係数である。このとき、上述の仮定により $dW_s = dW_s^*$ とおくと、等方応力状態における応力分担パラメータ $b(b=b_0)$ は、次のように表される。

$$b_0 = \left(\frac{m_o^*}{m_{os}} \right)^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots(19)$$

m_o^* および m_{os} は、それぞれ応力に依存するが、その比 m_o^*/m_{os} をとると、応力依存性は小さくなる。したがって、ここでは b_0 の値は一定と見なすことにする。式(19)は、 m_o^* と m_{os} の比が大きくなるほど、粗粒子骨格に作用する応力の分担割合が大きくなることを意味している。

したがって、等方応力状態における粗粒子骨格およびマトリックスの平均主応力は、式(19)の応力分担パラメータを式(15)、(16)に代入し平均主応力増分を求め、 $p=0$ のとき $\bar{p}_s = \bar{p}^* = 0$ の条件で積分することにより、次のように表される。

$$\bar{p}_{s0} = \frac{b_0}{(b_0-1)R+1} \bar{p}_0 \dots\dots\dots(20)$$

$$\bar{p}^* = \frac{1}{(b_0-1)R+1} \bar{p}_0 \dots\dots\dots(21)$$

ここで、 \bar{p}_0 は、等方応力状態における混合土の平均主応力である。式(20)、(21)の平均主応力は、粗粒子のみの場合($R=1$)、 $\bar{p}_{s0} = \bar{p}_0$ となり、マトリックスのみの場合($R=0$)、 $\bar{p}^* = \bar{p}_0$ となる。また、 $b_0 \geq 1$ の場合、 $\bar{p}_{s0} \geq \bar{p}_0$ 、 $\bar{p}^* \leq \bar{p}_0$ となる。

c) p 一定で q が変化する場合

平均主応力 \bar{p} が一定で、軸差応力 q が変化する場合の粗粒子骨格とマトリックスの仕事量増分は、それぞれ次のように表される。

$$\begin{aligned} dW_s &= \bar{q}_s d\bar{\gamma}_s + \bar{p}_s d\bar{v}_s \\ &= \bar{q}_s \{k_s \bar{\eta}_s / (M_s - \bar{\eta}_s)\} d\bar{\eta}_s + \bar{p}_s k_s \bar{\eta}_s d\bar{\eta}_s \dots\dots\dots(22) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} dW_s^* &= \bar{q}^* d\bar{\gamma}^* + \bar{p}^* d\bar{v}^* \\ &= \bar{q}^* \{k^* \bar{\eta}^* / (M^* - \bar{\eta}^*)\} d\bar{\eta}^* + \bar{p}^* k^* \bar{\eta}^* d\bar{\eta}^* \dots\dots\dots(23) \end{aligned}$$

上述の仮定と同様に、 $dW_s = dW_s^*$ とおくと、 p 一定で q が変化するときの b は、次のように表される。

$$b = \frac{k^* M^*}{k_s M_s} \frac{1 - M_s / \bar{\eta}_s}{1 - M^* / \bar{\eta}^*} \dots\dots\dots(24)$$

なお、粗粒子骨格およびマトリックスの応力比—ひずみ増分比関係の直線勾配 α を1、すなわち、 $k' = k/\alpha = k$ とした。

図-3は、式(24)を用いて計算により求めた $\bar{\eta}_s/M_s$ および $\bar{\eta}^*/M^*$ と $\bar{\eta}/M$ の関係を示したものである。計算では、後で述べる豊浦砂とカオリンの材料定数を用いた。図において、 $\bar{\eta}_s/M_s = \bar{\eta}^*/M^* = \bar{\eta}/M$ の線は、応力比を限界状態の値で除した値が混合土内部で一定の状態を示すものである。せん断初期では、 $\bar{\eta} = \bar{\eta}_s = \bar{\eta}^* = 0$ であるので、 $\bar{\eta}_s/M_s = \bar{\eta}^*/M^* = \bar{\eta}/M = 0$ となる。また、混合土が限界状態に達するまで、粗粒子骨格とマトリックスの仕事量増分が等しいと仮定すると、粗粒子骨格とマトリックスが同時に限界状態に達することになるので、このとき、 $\bar{\eta}_s/M_s = \bar{\eta}^*/M^* = \bar{\eta}/M = 1$ となる。図より、せん断初期から限界状態に至るまで、 $\bar{\eta}_s/M_s = \bar{\eta}^*/M^* = \bar{\eta}/M$ の関係が近似的に成立すると考えることができる。このとき、式(24)は次のように表される。

$$b = \frac{k^* M^*}{k_s M_s} \dots\dots\dots(25)$$

式(25)は、 k^* と k_s の比あるいは M^* と M_s の比が大きくなるほど粗粒子骨格に作用する応力の分担割合が大きくなることを意味している。つまり、応力分担パラメー

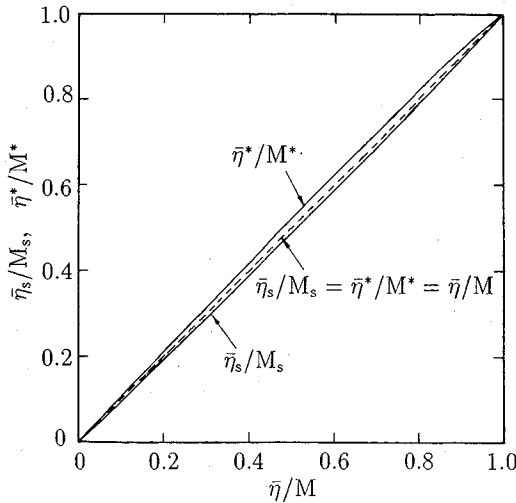


図-3 η̄s/Ms および η̄*/M* と η̄/M の関係

タ b は、粗粒子骨格およびマトリックスの材料定数を用いて表される。

したがって、 \bar{p} 一定で \bar{q} が変化する場合の粗粒子骨格およびマトリックスの軸差応力は、式 (25) の応力分担パラメータを式 (15), (16) に代入し軸差応力増分を求め、 $\bar{q}=0$ のとき $\bar{q}_s = \bar{q}^* = 0$ の条件で積分することにより、次のように表される。

$$\bar{q}_s = \frac{b}{(b-1)R+1} \bar{q} \dots\dots\dots (26)$$

$$\bar{q}^* = \frac{1}{(b-1)R+1} \bar{q} \dots\dots\dots (27)$$

平均主応力の場合と同様に、式 (26), (27) の軸差応力についても、粗粒子のみの場合 ($R=1$)、 $\bar{q}_s = \bar{q}$ 、マトリックスのみの場合 ($R=0$)、 $\bar{q}^* = \bar{q}$ の関係が成り立つ。

(4) 混合土の限界状態の応力比

(3) で述べた応力分担割合の評価をもとに、混合土の限界状態の応力比の算定を行う。

\bar{p} 一定条件では、 $\bar{p} = \bar{p}_0$ 、 $\bar{p}_s = \bar{p}_{s0}$ 、 $\bar{p}^* = \bar{p}^*_0$ であるので、このときの粗粒子骨格およびマトリックスの応力比は、式 (20), (21) および (26), (27) より、それぞれ次のように表される。

$$\bar{\eta}_s = \frac{\bar{q}_s}{\bar{p}_s} = \frac{b}{b_0} \frac{(b_0-1)R+1}{(b-1)R+1} \bar{\eta} \dots\dots\dots (28)$$

$$\bar{\eta}^* = \frac{\bar{q}^*}{\bar{p}^*} = \frac{(b_0-1)R+1}{(b-1)R+1} \bar{\eta} \dots\dots\dots (29)$$

上述したように、混合土が限界状態にある場合、粗粒子骨格とマトリックスの両方が限界状態にあると考えられるので、式 (28), (29) において、 $\bar{\eta} = M$ のとき $\bar{\eta}_s = M_s$ 、 $\bar{\eta}^* = M^*$ とおくと、粗粒子骨格およびマトリックスの限界状態の応力比は、それぞれ次のように表される。

$$M_s = \frac{b}{b_0} \frac{(b_0-1)R+1}{(b-1)R+1} M \dots\dots\dots (30)$$

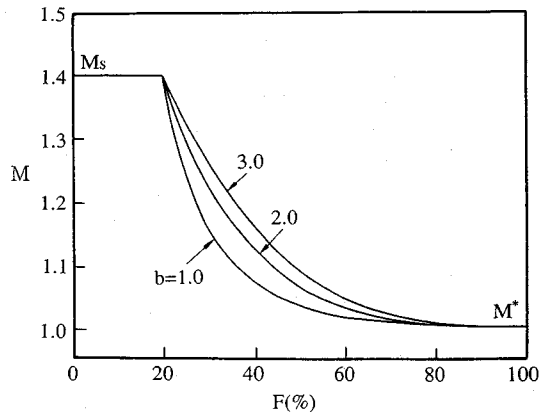


図-4 混合土の限界状態の応力比と細粒分含有率の関係 (b を変化させた場合)

$$M^* = \frac{(b_0-1)R+1}{(b-1)R+1} M \dots\dots\dots (31)$$

さらに、式 (30), (31) より b_0 を消去すると、混合土の限界状態の応力比 M は、次のように表される。

$$M = \frac{(b-1)R+1}{\frac{bR}{M_s} + \frac{1-R}{M^*}} \dots\dots\dots (32)$$

すなわち、混合土の限界状態の応力比は、 M_s 、 M^* および応力分担パラメータ b を用いて表される。式 (32) に式 (5) の R を代入し、各 b の値に対して求められる混合土の限界状態の応力比 M と細粒分含有率 F の関係を図-4 に示す。計算では、 $M_s = 1.4$ 、 $M^* = 1.0$ 、 $F_r = 20\%$ 、 $e_{c0} = 1.5$ とした。混合土の限界状態の応力比は、 $F = 100\%$ のとき、 $M = M^*$ 、 $F = F_r$ のとき、 $M = M_s$ となり、細粒分含有率の減少にともない次第に M^* から M_s の値に近づいていく。また、このときの M の増加割合は、 b の値が大きいくほど大きくなる。

4. 実験結果による検証

(1) 試料および実験方法

実験に用いた試料は、豊浦砂、カオリンおよびベントナイトを任意の割合で配合した混合土であり、次の2つの種類に分けられる。

①混合土-A：豊浦砂 ($G_s = 2.65$) に細粒分としてカオリン ($G_s = 2.70$) を混合した試料

②混合土-B：豊浦砂に細粒分として重量比で1:1に配合したカオリンとベントナイト ($G_s = 2.50$ 、 $I_p = 307.1$) を混合した試料

細粒分含有率 F は、混合土-A の場合、0, 30, 50, 70 および 100%、混合土-B の場合、0, 20, 40, 60 および 100% で、いずれも計5種類である。これらの試料の物理的性質を表-1 に示す。混合土-A は低塑性の細粒分を、混合土-B は高塑性の細粒分を含む混合土である。また、豊浦砂の粒径は、カオリンやベントナイト

表-1 試料の物理的性質

(a)混合土-A						
Sample	clay (%)	silt (%)	sand (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _P
A-1*	80	20	0	51.6	28.0	23.6
A-2	56	14	30	43.7	25.1	18.5
A-3	40	10	50	31.7	18.2	13.5
A-4	24	6	70	-	-	NP
A-5**	0	0	100	-	-	NP

*Kaolin, **Toyoura sand

(b)混合土-B						
Sample	clay (%)	silt (%)	sand (%)	w _L (%)	w _P (%)	I _P
B-1*	72	28	0	163.8	20.9	142.9
B-2	43	17	40	89.6	12.7	76.9
B-3	29	11	60	60.0	11.5	48.5
B-4	15	5	80	-	-	NP
B-5**	0	0	100	-	-	NP

*Kaolin and Bentonite, **Toyoura sand

に比べてかなり大きく、提案式の検証に適したものである。

供試体は、液性限界の約2倍の含水比の細粒分に豊浦砂を混合して十分攪拌し、内径15 cm、高さ25 cmの予圧密容器を用いて鉛直圧密圧力(混合土-A; 68.6 kPa, 混合土-B; 49 kPa)を作用させて圧密させた後、所定の大きさに切り出して作成した。ただし、 $F=20$ および 30% の場合は、試料の乱れの影響を考慮して、供試体と同じ大きさのモールドを三軸セル内に設置し、その中で試料を所定の鉛直圧密圧力で圧密させて、供試体を作成した。また、 $F=0\%$ の粗粒子のみの場合は、空中落下法によりゆるぎの供試体を作成した。供試体の大きさは、いずれも直径5 cm、高さ12 cmである。実施した試験は、等方圧密非排水三軸圧縮試験である。バックプレッシャーは、196 kPaを作用させ、圧密圧力は、98 kPaとした。また、供試体の上下端面には、シリコングリースを塗布したメンブレンを貼付けて摩擦を軽減し、軸ひずみ速度約0.07%/minでせん断を行った。

(2) 三軸圧縮応力状態における混合土の応力・変形特性

混合土の非排水三軸圧縮試験により得られた有効応力経路を図-5に示す。図(a)は、低塑性の細粒分を含む混合土-A、図(b)は、高塑性の細粒分を含む混合土-Bの場合を示したものである。いずれの場合も、混合土の有効応力経路は、細粒分含有率の影響を受けて大きく変化するが、その傾向は混合土の種類によって異なる。このような有効応力経路の違いは、間隙水圧特性で捉えることができる。混合土の過剰間隙水圧とせん断

ひずみの関係を図-6に示す。混合土-Aおよび混合土-Bいずれに対しても、 $F=0\%$ の場合の過剰間隙水圧は、 $F=100\%$ の場合に比べて大きな値を示す。図-5の有効応力経路でも示されるように、 $F=0\%$ の粗粒子のみの場合の供試体は、ゆるぎの詰り状態にある。また、混合土の過剰間隙水圧-せん断ひずみ関係は、ほぼ $F=0\%$ と 100% の場合の間にあり、細粒分含有率の減少に伴い、細粒分のみ特性から次第に粗粒分のみ特性へと変化していきと考えられる。

土の応力-変形特性は、有効拘束圧に依存する。特に、非排水状態では、間隙水圧の発生量に応じて混合土の有効応力経路が変化するので、その影響が軸差応力とせん断ひずみの関係に現れてくる。そこで、軸差応力を平均有効主応力で除した応力比とせん断ひずみの関係を図-7に示す。 $F=100\%$ の細粒分のみ場合の応力比-せん断ひずみ関係は、 $F=0\%$ の粗粒分のみ場合に比べて初期の立ち上がりの勾配が小さく、応力比の最大値も小さい。また、混合土の応力比-せん断ひずみ関係は、細粒分含有率が減少するにつれ、 $F=100\%$ の場合の特性から次第に $F=0\%$ の場合の特性に近づいていく。このような傾向は、いずれの混合土に対しても認められる。なお、ここで用いた $F=0$ および 100% の場合の応力-ひずみ関係は、いずれも類似した曲線形状を示しており、4. で述べた粗粒子骨格およびマトリックスの特性に対応している。

このように、混合土の応力・変形特性は、細粒分含有率の減少に伴い、細粒分のみ特性から次第に粗粒分のみ特性へと変化していくが、このような混合土の特性を支配するのは細粒分含有率ではなく、粗粒子骨格とマトリックスの体積含有率であると考えられる。

次に、混合土の土構造に着目して求められる混合土の限界状態の応力比について、計算結果と実験結果の比較を行う。

(3) 計算結果と実験結果の比較

a) パラメータの決定

混合土の限界状態の応力比を求めるためのパラメータの値を決定する。必要なパラメータの個数は、混合土中の粗粒子骨格の体積含有率を算定するために2個(e_{c0} , F_r)、粗粒子骨格とマトリックスの材料定数として4個(M_s , k_s , M^* , k^*)、計6個である。前の2個は等方圧密時の間隙比と細粒分含有率の関係から、後の4個は、 $F=0$ および 100% の場合の応力比-せん断ひずみ関係から決定される。

式(5)で示されるように、粗粒子骨格の体積含有率を算定するためには、 $F=100\%$ のときの間隙比 e_{c0} と細粒子と類似した特性を示す境界の細粒分含有率 F_r の値が必要となる。 $F=100\%$ のときの間隙比については、圧密圧力 $p_c=98$ kPaのとき、混合土-Aに対して、 e_{c0}

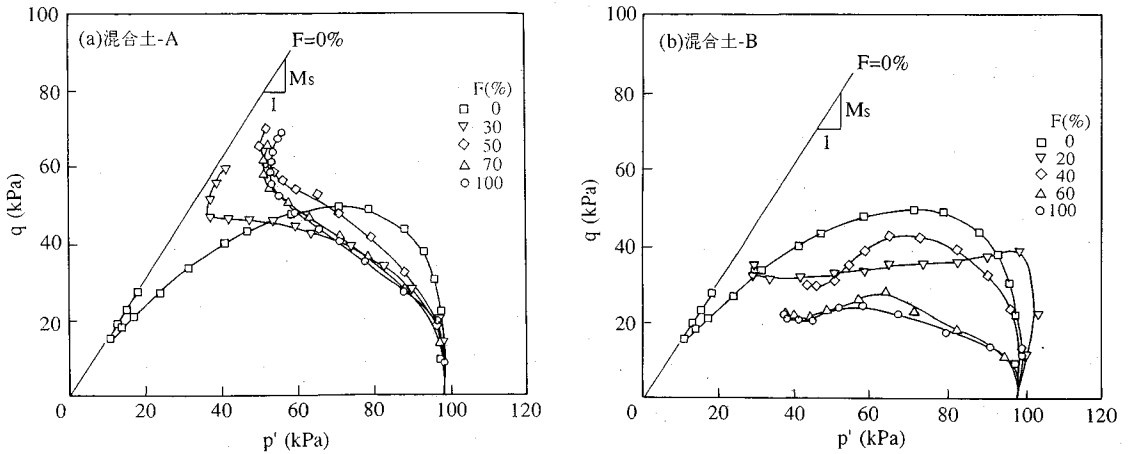


図-5 混合土の有効応力経路

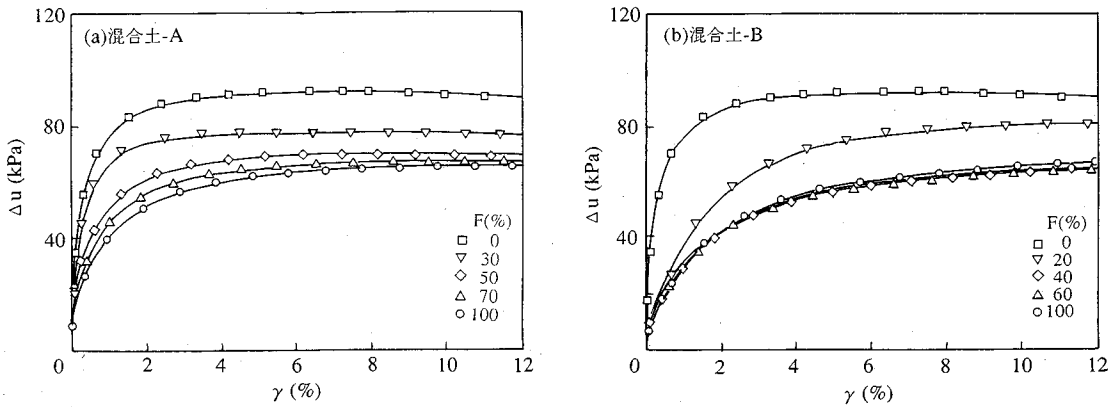


図-6 混合土の過剰間隙水圧とせん断ひずみの関係

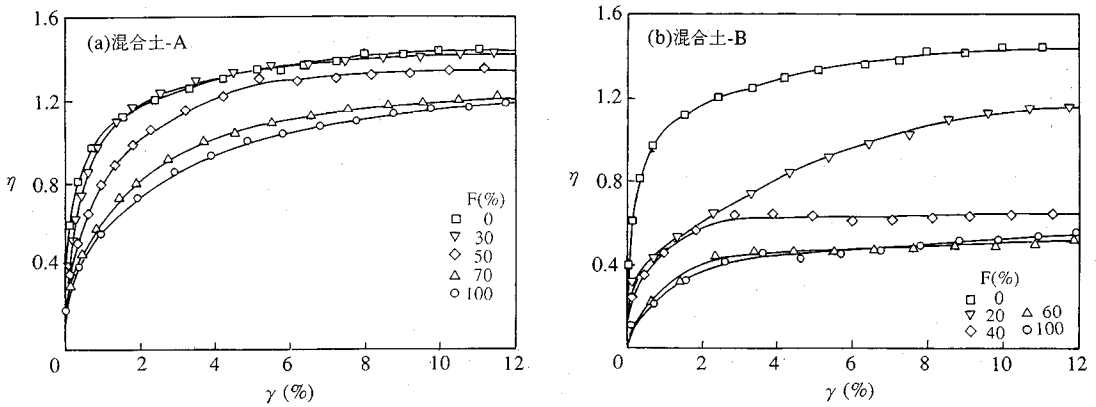


図-7 混合土の応力比とせん断ひずみの関係

=1.64, 混合土-B に対して, $e_{c0}=3.54$ である。また, 混合土の間隙比と細粒分含有率の関係を図-8 に示す。図中の直線は, $R=1$ の場合の $e-F$ 関係を示したものであり, $F=0\%$ の粗粒子のみの場合の間隙比 e_{s0} を用いて計算により求められる。 F_r は, この直線と実験結

果より得られた $e-F$ 関係との交点で表される。図より, F_r は, 混合土-A の場合, 約 24%, 混合土-B の場合, 約 12% であり, 高塑性の細粒分を含む混合土ほど小さな値を示す。このような傾向は, 標準圧密試験により得られた実験結果と一致する。

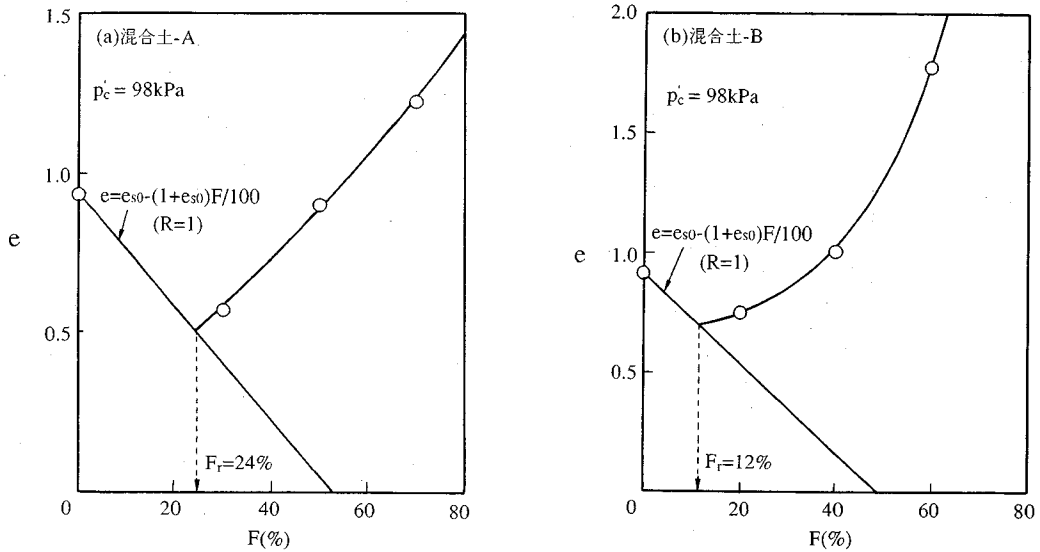


図-8 混合土の間隙比と細粒含有率の関係 (F_r の決定)

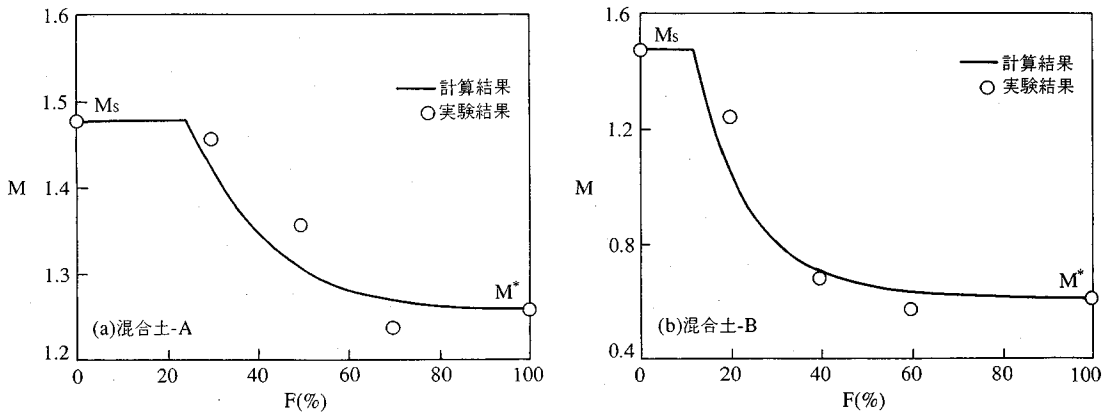


図-9 混合土の限界状態の応力比と細粒含有率の関係 (計算結果と実験結果の比較)

次に、粗粒子骨格とマトリックスの材料定数は、 $F=0$ および 100% の場合についての三軸圧縮試験の結果から次のように求められる。

混合土-A ; $M_s=1.479$, $M^*=1.259$, $k_s=0.014$,
 $k^*=0.036$

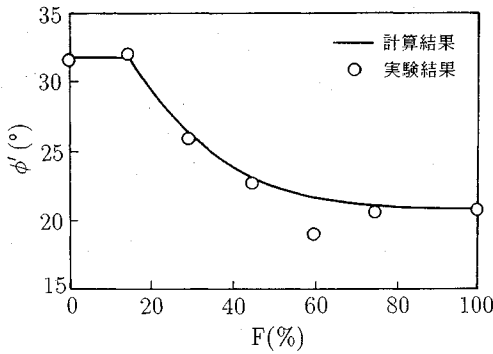
混合土-B ; $M_s=1.479$, $M^*=0.618$, $k_s=0.014$,
 $k^*=0.102$

M は応力比の最大値により、 k は $\eta = M/2$ の点における応力比-せん断ひずみ関係の接線勾配の逆数によって求めた。これらの定数を用いると、式 (25) の応力分担パラメータの値は、混合土-A に対して $b=2.19$ 、混合土-B に対して $b=3.04$ となる。ここで用いた混合土に限れば、応力分担パラメータの b の値は、ほぼ 2~3 の範囲にあり、高塑性の細粒分を含む混合土ほど大きな値を示す。

b) 実験結果との比較

混合土の限界状態の応力比 M と細粒含有率 F の関係について計算結果と実験結果の比較を図-9 に示す。計算値は、式 (5) の R を式 (32) に代入することにより求めた。 $F=0\%$ の場合の M は、粗粒子の応力比 M_s に等しく、 $F=100\%$ の場合の M は、マトリックスの応力比 M^* に等しい。混合土-A の場合の M は、 F の減少に伴い、次第に $F=0\%$ のときの値に近づいていく。計算結果は、このような混合土の傾向を表すことができる。また、混合土-B の場合、 M_s と M^* の値が大きく異なるが、 M は、混合土-A の場合と同様に F の減少に伴い、次第に $F=0\%$ のときの値に近づいていく。計算結果は、実験結果と比較的よい一致を示す。

一方、Lupiniら¹⁴⁾によって行われたベントナイトと砂の混合土のリングせん断試験により得られた内部摩擦角 ϕ' と細粒含有率 F の関係を図-10 に示す。計算結果は、式 (32) および $\sin \phi' = 3M/(M+6)$ の関係を用い



図一〇 混合土の内部摩擦角と細粒含有率の関係 (Lupiniらの実験結果¹⁴⁾との比較)

て求めた。粗粒子骨格およびマトリックスの材料定数は、 $M_s=1.274$ ($\phi'_s=31.7^\circ$)、 $M^*=0.810$ ($\phi'^*=20.9^\circ$)、また、 k_s および k^* の値は測定されていないため、応力分担パラメータ b の値を 3.0 とした。内部摩擦角についても同様に、ある細粒含有率までは、次第に F の減少とともに大きくなり、粗粒子のみの値に近づいていく。図より、計算結果は、砂と粘土の混合土の内部摩擦角と細粒含有率の関係をよく表すことができる。

以上のことから、提案式は、混合土の強度特性を粗粒子とマトリックスの特性を用いて予測することができる。

5. ま と め

混合土の土構造に着目し、混合土の限界状態の応力比を粗粒子およびマトリックスの特性から予測する手法について検討した。本研究で得られた結論をまとめると、以下のとおりである。

(1) 混合土の限界状態の応力比は、ある細粒含有率 F までは、次第に F の減少とともに大きくなり、粗粒子のみの値に近づいていく。

(2) 混合土の限界状態の応力比が粗粒子のみの場合の特性に近づくときの境界の細粒含有率は、等方圧密時の間隙比と細粒含有率の関係からほぼ推定することができる。また、このときの細粒含有率は混合土の種類によって異なるが、約 10~25% の範囲にあり、高塑性の細粒分を含む混合土ほど小さな値を示す。

(3) 混合土の限界状態の応力比と細粒含有率の関係についての計算結果は、低塑性および高塑性の細粒分を含む二種類の混合土の三軸圧縮試験結果と比較的良好一致を示す。また、計算結果は、リングせん断試験より得られた混合土の内部摩擦角と細粒含有率の関係についてもよく表すことができる。

(4) 混合土の限界状態の応力比を算定するために必要な応力分担パラメータ b の値は、本実験で用いた試料に限れば、ほぼ 2~3 の範囲にある。

(5) 提案式により混合土の強度特性を粗粒子およびマトリックスの特性から予測することができる。

本論文では土構造に着目して混合土の強度特性を評価する手法を述べたが、変形過程においてもこのような考え方の適用を検討している^{23),24)}、今後改めて報告したい。

最後に本研究を遂行するに当たって九州大学工学部 林 重徳助教授、大谷 順助手ならびに梅崎 健夫助手 (現 信州大学工学部) には、有益なご助言をいただいた。また、実験に際して元九州大学学部生 北尾 秀光氏 (現 清水建設 (株)) の協力を得た。ここに記して厚く謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 大嶺 聖・落合英俊・林 重徳・梅崎健夫・満石孝司：混合土のせん断特性に及ぼす細粒分の影響，第 24 回土質工学会研究発表会，pp. 693~696, 1989 年。
- 2) Omine, K., Ochiai, H., Hayashi, S., Umezaki, T. and Otani, J.: Shear Properties of Clay-Sand Composite Soils, *Memoirs of the Faculty of Engineering, Kyushu Univ.*, Vol.49, No.4, pp.213~228, 1989.
- 3) 大嶺 聖・落合英俊：砂と粘土の混合土の一次元圧縮特性，九州大学工学集報，第 64 巻，第 5 号，pp.225~235, 1991 年。
- 4) 大嶺 聖・落合英俊：二種混合体の応力一ひずみ関係と混合土の一次元圧縮特性への適用，土木学会論文集，No. 448/III-19, pp.121~130, 1992 年。
- 5) Trollope, D.H. and Zafar, S.M.: A study of the shear strength of saturated sand, and sand/clay mixtures, in triaxial compression, *Proc. 2nd Australia-New Zealand Conf. SMFE*, pp.7~16, 1965.
- 6) W.G.Holtz and Willars Ellis: Triaxial Shear Characteristics of Clayey Gravel Soils, *5th Int. Conf. SMFE*, pp.143~149, 1961.
- 7) Skempton, A.W.: Residual strength of clays in landslides, folded strata and the laboratory, *Géotechnique*, Vol.35, No.1, pp.3~18, 1985.
- 8) 倉田 進・藤下利夫：砂と粘土の工学的性質に関する研究，港灣技術研究所報告，第 11 巻，第 9 号，pp.389~424, 1960 年。
- 9) 川上 浩・阿部広史：飽和れき混り粘土のせん断特性，土木学会論文報告集，183 号，pp.55~62, 1970 年。
- 10) 周藤宜二・上原方成：島尻層混合土の力学的特性に関する研究 (第 1 報)，琉球大学理工学部紀要工学編第 14 号，pp.215~222, 1977 年。
- 11) 鬼塚克忠・吉武茂樹：締固めた混合土の強度異方性について，土質工学会論文報告集，第 23 巻，第 4 号，pp.149~156, 1983 年。
- 12) Nakase, A. and Kamei, T.: Undrained shear strength an isotropy of normally consolidated cohesive soils, *Soils and Foundations*, Vol.23, No.1, pp.91~101, 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) Lupini, J. F., Skinner, A. E. and Vaughan, P. R. : The drained residual strength of cohesive soils, *Géotechnique*, Vol.31, No.2, pp.181~213, 1981.
- 15) 福江正治・大草重康：砂と粘土の混合土の工学的性質の新しい評価方法について，東海大学紀要海洋学部，第14号，pp.247~261，1981年。
- 16) 八尾真太郎・平田茂良：中間土の強度発現機構に関する考察(その2)，第25回土質工学会研究発表会，pp.701-704，1990。
- 17) Luis E. Vallejo : An Extension of the Particulate Model of Stability Analysis for Mudflows, Soils and Foundations, Vol.29, No.3, pp.1~13, 1989.
- 18) 柴田英明：電子顕微鏡観察による締固めた砂・粘土混合土の構造についての一考察，第18回土質工学会研究発表会，pp.1433~1436，1983年。
- 19) 柴田英明：砂・粘土混合土の締め固め後の構造に関する一提案，土と基礎，第34巻，第12号，pp.17~22，1986年。
- 20) Collins, K. and McGown, A. : The form and function of microfabric features in a variety of natural soils, *Géotechnique*, Vol.24, No.2, pp.223~254, 1974.
- 21) 大嶺 聖・落合英俊：土構造に着目した混合土の一次元圧縮特性，土木学会論文集，No. 457/III-21, pp.127~136，1992年。
- 22) 大嶺 聖・落合英俊：中間土の強度特性に関する一考察，土木学会第47回年次学術講演会，第3部，pp.418~419，1992年。
- 23) 大嶺 聖・落合英俊・林 重徳・北尾秀光：三軸圧縮応力状態における中間土の応力-ひずみ関係，第27回土質工学会研究発表会，pp.735~738，1992年。
- 24) 井料達生・落合英俊・林 重徳・大嶺 聖：混合土の応力-ひずみ-体積変化特性，平成4年度土木学会西部支部研究発表会，pp.616~617，1993年。

(1992.6.30 受付)

STRENGTH PROPERTIES OF SAND-CLAY MIXED SOILS BASED ON SOIL STRUCTURE

Kiyoshi OMINE, Hidetoshi OCHIAI and Nobuo YOSHIDA

Abstract : Soils are regarded as a mixture which consists of various sizes of grain particles. The stress-strain behavior, therefore, depends on the properties of the particles and its grain size distribution.

The purpose of this study is to predict the strength properties of mixed soils based on the consideration of soil structure. The soil structure is regarded as consisting of skeleton of coarse particles and matrix constituted by fine particles and water. The stress distribution in the mixture is evaluated by using the strain energy of the mixture. The relationship between stress ratio and fine fraction at critical state is derived by using the proposed method. Its validity is confirmed from the triaxial compression test results for two types of the mixtures and other experimental results.