

粒子形状が異なる砂のSYSカムクレイモデルに基づく記述

名古屋大学大学院 国際会員 中井健太郎・中野正樹・野田利弘・浅岡顕

1. はじめに

三笠(1964)¹⁾によると、砂のような粒状体の力学特性は、材質・粒度組成・粒子形状などの一次性質および密度・含水比・骨格構造などの二次性質によって決定され、砂の力学挙動を把握するためには、状態を規定する密度や骨格構造だけでなく、種類を規定する粒径、粒径分布や粒子形状の影響を調べる事が重要であると述べている。これまでに砂の力学特性を把握するために多くの研究が行われてきた。例えば Terzaghi & Peck(1948)は著書 *Soil Mechanics in Engineering Practice*²⁾において、均質で丸い砂は、粒径分布がなだらかで粗い砂に比べて内部摩擦角は大きく、緩詰め砂で 28.5° と 34°、密詰め砂で 35° と 46° となると述べている(表1)。

表1 砂の一次性質と内部摩擦角の関係

	Round Grains, Uniform	Angular Grains Well Graded
Loose	28.5°	34°
Dense	35°	46°

著者らは、粒径分布の異なる砂の力学挙動を、土の骨格構造の働きを記述するSYSカムクレイモデルに基づいて、構造と過圧密の発展則の違いで説明している³⁾。SYSカムクレイモデルでは発展則を任意に選ぶことによって砂から粘土までを統一的に表現することができるが⁴⁾、このことはさらに、同じ上であっても種類の違いを発展則の違いによって記述できることを示唆している。そこで本研究の目的は、粒子形状の異なる砂を用いた側圧一定非排水三軸圧縮試験およびSYSカムクレイモデルを用いた数値計算を実施し、粒子形状の違いがSYSカムクレイモデルでどのように表現されるのか調べることである。

2. Super/subloading Yield Surface Cam-clay model (SYSカムクレイモデル) の概要

土は粒径によって粘土から砂まで稠密に分類される。そして、粘土と砂とではその土の見た目・肌触りなどの感覚的指標や透水係数・粒度分布などの物理的指標だけでなく、実験室の三軸試験結果から得られるような力学的性質も大きく異なる。これまでの多くの研究は、粘土と砂とで別々の構成式を用いてきた。ところが、粘土と砂の違いは1つの境界線で明確に区切られるわけではないので、両者の使い分けは困難である。

砂に至っては密度が違うというだけで、異なる弾塑性パラメータによって記述するのがほとんどであった。これはこれまで、非排水条件下での不安定現象、つまり液状化解析に重点が置かれていたためだと考えられる。しかし、土は圧縮すれば空隙から水が排出されて密度が高まる。「パラメータは密度依存」の制約がつけば、せん断中に密度の変化する締固めなどの排水せん断挙動を表現することはできない。

構成式に求めるべき要件は研究者によって様々であるが、本研究に用いるSYSカムクレイモデルは、上記2点の問題点を満足する構成式である。つまり、①粘土と砂を正しく区別できると同時に連続的に取り扱うことができる、②土の大きな体積変化に追随することができる、という特徴を有する。

2.1 構造・過圧密・異方性を有する土の塑性ポテンシャルとその発展則

自然に堆積した土は、粘土でも砂でも大抵は「構造」が発達した過圧密状態にある。構造を有する土は、正規圧密線の外側(Impossible state)にその応力状態を取ることがある。十分に練り返されて、構造を失った正規圧密上の挙動は修正カムクレイモデル⁵⁾に従うものとするが、さらに異方性が存在すると仮定して定式化する。したがって、構造のない正規圧密土の挙動は、関口・太田⁶⁾による異方性を表す応力パラメータ η^* とその発展を考慮した回転硬化概念(Hashiguchi and Chen)⁷⁾を有する修正カムクレイで記述する。

$$f(p', \eta^*) = MD \ln \frac{p'}{\tilde{p}'_0} + MD \ln \frac{M^2 + \eta^{*2}}{M^2} = \varepsilon_v^p = - \int_0^t J \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau \quad (1)$$

ここで、 $\mathbf{D} = (\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}) / M(1 + e_0)$ は dilatancy 係数であり、 $\tilde{\lambda}$ 、 $\tilde{\kappa}$ 、 M はそれぞれ、圧縮指数、膨潤指数、限界状態定数と呼ばれる材料定数である。 $J = (1 + e) / (1 + e_0)$ (e_0 は初期間隙比、 e は時刻 $t = t$ での空隙比)、 \mathbf{D}^p は塑性ストレッチングである。式(1)中の \tilde{p}'_0 は、初期状態において修正カムクレイ降伏面と異方性の軸が交わる場所の平均有効応力である。また、異方性を表す η^* は、回転硬化変数 β と有効応力 (引張: 正) T' を用いて次式で与える。

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} \hat{\eta} \cdot \hat{\eta}} \quad , \quad \hat{\eta} = \eta - \beta \quad , \quad \eta = \frac{S}{p'} \quad , \quad S = T' + p' I \quad (2)$$

「構造」概念を表すために修正カムクレイ降伏面の外側にそれと相似な上負荷面 (相似中心は原点 $p' = q = 0$ で、その相似率を R^*) を、過圧密状態については Hashiguchi⁸⁾ に倣い、上負荷面の内側に相似な下負荷面 (相似中心は原点 $p' = q = 0$ で、その相似率を R) を導入し、構造を有する過圧密土の塑性ポテンシャルを定式化した。3 つの負荷面の位置関係は図 2 で、構成式の詳細は、Asaoka *et al.*⁹⁾ を参照。現応力状態は常に下負荷面上にあるので、下負荷面は現応力を表す応力パラメータ p' 、 q を用いて以下のように定式化される。

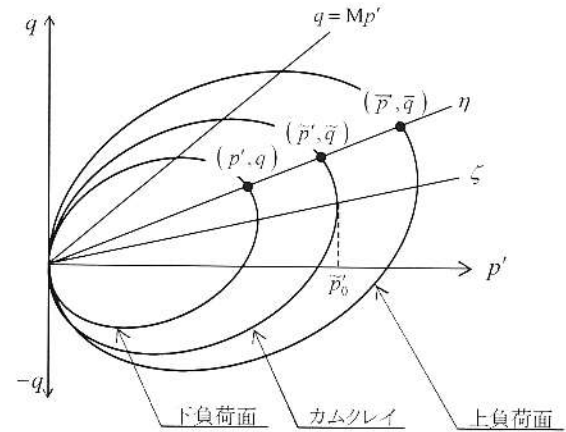


図 2 三つの負荷面

$$\begin{aligned} f(p', \eta^*) + MD \ln R^* - MD \ln R + \int_0^t J \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau \\ = MD \ln \frac{p'}{\tilde{p}'_0} + MD \ln \frac{M^2 + \eta^{*2}}{M^2} + MD \ln R^* - MD \ln R + \int_0^t J \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau = 0 \end{aligned} \quad (3)$$

ここで R^* は構造の程度を、 R は過圧密状態 (その逆数 $1/R$ は過圧密比) を表す。

$$R^* = \frac{\tilde{p}'}{p'} = \frac{\tilde{q}}{q} \quad (0 < R^* \leq 1) \quad , \quad R = \frac{p'}{\tilde{p}'} = \frac{q}{\tilde{q}} \quad (0 < R \leq 1) \quad (4)$$

構造が高位なほど、また過圧密の程度が大きいほど、 R^* および R が小さい。また、塑性変形を伴う負荷時には、構造劣化 ($R^* \rightarrow 1$) と過圧密解消 ($R \rightarrow 1$) が生じるとして発展則を与える。 R^* (構造)、 R (過圧密) ならびに β (異方性) の発展則は、以下のように与える。

$$R^* \text{ の発展則} : \dot{R}^* = JU^* \|\mathbf{D}_s^p\| \quad , \quad U^* = \frac{a}{D} R^{*b} (1 - R^*)^c \quad (5)$$

$$R \text{ の発展則} : \dot{R} = JU \|\mathbf{D}^p\| \quad , \quad U = -\frac{m}{D} \ln R \quad (6)$$

$$\beta \text{ の発展則} : \dot{\beta} = J \frac{br}{D} \sqrt{\frac{2}{3}} \|\mathbf{D}_s^p\| \|\hat{\eta}\| \left(m_b \frac{\hat{\eta}}{\|\hat{\eta}\|} - \beta \right) \quad (7)$$

ここに、 D_s^p は塑性ストレッチングの偏差成分、 $\|\cdot\|$ はそれらのノルムを表す。式(5)～式(7)の発展則パラメータはすべて定数で、それぞれの性質から a, b, c を構造劣化指数、 m を正規圧密土化指数、 br を回転硬化指数ならびに m_b を回転硬化限界定数と呼ぶ。

2.2 塑性乗数と構成式

関連流れ則、後続負荷面に関する Prager の適応条件など普通の弾塑性諸法則に基づくと、塑性乗数 λ は以下のように与えられる。

$$\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}'}{J \frac{MD}{p'(M^2 + \eta^{*2})} (M_s^2 - \eta^2)} \quad (\lambda > 0) \quad (8)$$

ここで、

$$M_s^2 = M_a^2 + br \frac{4M\eta^{*2}}{M^2 + \eta^{*2}} (m_b \eta^* - \sqrt{\frac{3}{2}} \dot{\eta} \cdot \beta) - \sqrt{6} \frac{U^*}{R^*} \eta^* + \frac{U}{R} \sqrt{6\eta^{*2} + \frac{1}{3}(M_a^2 - \eta^2)^2} \quad (9)$$

$$M_a^2 = M^2 + \zeta^2, \quad \zeta = \sqrt{\frac{3}{2}} \beta \cdot \beta = \sqrt{\frac{3}{2}} \|\beta\| \quad (10)$$

また、有効応力変化は弾性応答によることから、構成式を求めると以下ようになる。

$$\dot{T}' = ED^e = ED - \lambda E \frac{\partial f}{\partial T'} \quad (11)$$

2.3 負荷時の挙動

式(8)の塑性乗数 λ に注目し、負荷時の挙動の分類を行う。負荷時には $\lambda > 0$ であるので、式(8)の右辺の分母分子がそれぞれ正の場合と、負の場合を考慮すると、 $\eta^2 = M_s^2$ が硬化・軟化の境界線を表す。すなわち、 $\eta^2 > M_s^2$ のときは軟化を、 $\eta^2 < M_s^2$ のときは硬化を示す。この M_s は構造が高位なほど (R^* が小さいほど) 小さく、過圧密比が大きいほど (R が小さいほど) 大きくなる。さらに、式(9)の M_s に含まれる U^*/R^* 、 U/R に式(5)、(6)の U^* 、 U を代入すれば、過圧密解消時に M_s は減少し、構造喪失時に M_s は増加することが分かる。式(10)の M_a^2 から得られる $\eta^2 = M_a^2$ は、塑性ポテンシャルの形から塑性圧縮と塑性膨張の境界線を与える。 M_a は異方性の発達 (ζ の増加) によって増加し、逆に異方性の消滅 ($\zeta \rightarrow 0$) によって減少する。

硬化/軟化と塑性圧縮/塑性膨張 2 つの境界線が独立に変化するので、 $M_s < \eta < M_a$ に応力状態があるときには塑性圧縮を伴う軟化挙動、 $M_a < \eta < M_s$ に応力状態があるときには塑性膨張を伴う硬化挙動といった、カムクレイモデルではできなかった挙動も表現可能である。

2.4 砂と粘土の違いについての発展則による表現

SYS カムクレイモデルでは、発展則パラメータの大小関係を変えることによって、典型的な砂の挙動と典型的な粘土の挙動を、1 つの構成式を用いて統一的に表現することができる。例えば、構造喪失が過圧密解消より卓越しており、異方性の発達が速い時は典型的な砂の挙動を表し、過圧密の解消が構造の喪失より卓越しており、異方性の発達が遅い時は典型的な粘土の挙動を表す。これらの詳しい記述は文献 (10) に譲る。また発展則パラメータの選択によって、砂や粘土だけでなく、中間土や特殊土の挙動も表現可能であると考えている。

2.5 砂の締固め挙動の記述とその後のせん断挙動

(1) 締固め挙動の記述

砂は容易に緩い状態を作製することができ、締固めによって瞬時に緩から密へと状態を移す。ここでは、締固めを模擬した微小な応力振幅での側圧一定排水繰返し圧縮/伸張せん断を、SYS カムクレイモデルを用いた構成式の応答結果として示す。材料定数は典型的な砂を想定し、構造の喪失速度が過圧密の解消速度より卓越して、異方性の発達には速い。初期値は非常に緩い状態を想定し、構造の非常に高位な正規圧密状態である。拘束圧 10kPa の低拘束圧状態もと、微小な応力振幅 2.3kPa で排水繰返しせん断した。

図 3 に計算結果を示す。 $v \sim p'$ 関係を見てみると、微小な応力振幅であっても繰返し载荷によって砂が著しい体積圧縮を、特に最初の数回に起こしており、締固め現象を再現していると言える。この時の構造の程度および過圧密比の推移を見て

みると、初期に有していた高位な構造は、最初の数回の繰返しによって大きく喪失し、最終的にはほとんど残っていない。逆に、過圧密比は繰り返すにつれて次第に蓄積していく。なお、計算は異方性の発達を考慮して行っているが、応力振幅が小さいため、繰返しせん断中にほとんど発達していない。

ここで塑性体積ひずみについて整理してみると下式のようになる。

$$(\varepsilon_v^p) = -\int_0^t \text{Tr} D^p d\tau = MD \ln \frac{p'}{p'_0} + MD \ln \frac{M^2 + \eta^{*2}}{M^2} + MD (\ln R^* - \ln R) \quad (12)$$

式から、構造の喪失 (R^* の増加 (ただし $R^* \leq 1.0$)) は塑性体積圧縮を生み、過圧密の解消 (R の増加 (ただし $R \leq 1.0$)) は塑性体積膨張を生む。締固め挙動は、構造の急速な喪失と過圧密の蓄積によって説明できる。また SYS カムクレイモデルを用いると締固め挙動を再現することができるので、これはつまり、締固め回数を変えることによって密度の異なる状態を材料乗数の変更なく記述することができるということである。

3. 粒子形状の異なる砂の非排水せん断特性

3.1 試験に用いた試料の物性

試験には三河珪砂と呼ばれる碎砂のうち、粒子形状の粗い珪砂 A と砂粒表面を磨鋳処理して粒子形状の滑らかなにした珪砂 B の 2 種類を用いた(図 4)。両試料とも等しい粒径分布に調整した。すなわち、0.368mm ふるいを通過し、0.198mm ふるいに残留した粒径幅の狭い試料である。最大間隙比・最小間隙比試験結果を表 1 に示す。粒径分布を統一したにも関わらず最大間隙比、最小間隙比ともに粒子形状の滑らかな珪砂 B の方が小さく、また両者の差も小さい。このことはもちろん粒子形状の違いが原因であり、強調すべき点である。

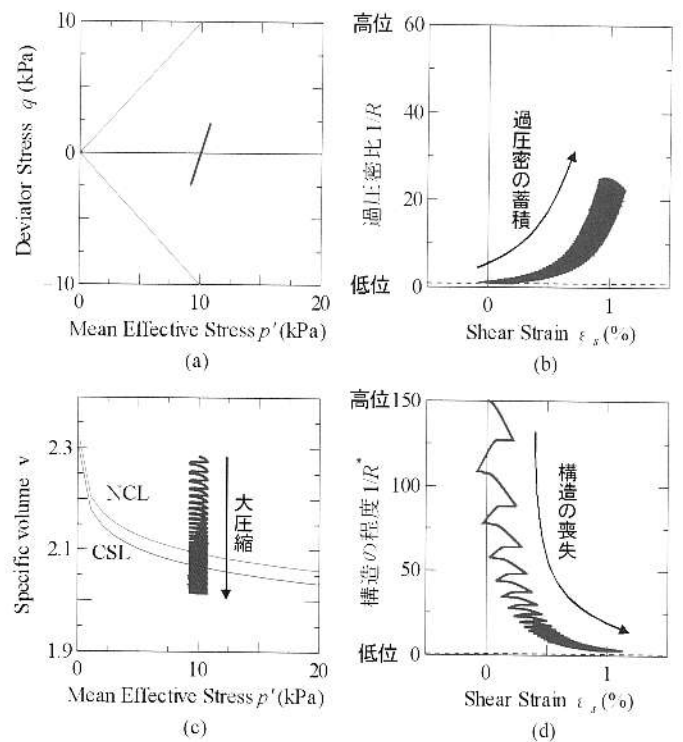


図 3 SYS カムクレイモデルを用いた締固め挙動の記述

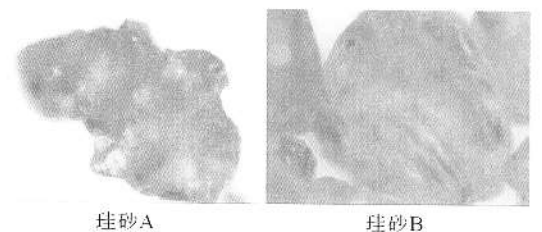


図 4 粒子形状の違い

表 1 最大・最小間隙比

	珪砂 A	珪砂 B
最大間隙比 e_{max}	1.10	0.94
最小間隙比 e_{min}	0.71	0.61
$e_{max} - e_{min}$	0.39	0.33

3.2 側圧一定非排水三軸圧縮試験

粒子形状が砂の変形挙動に及ぼす影響について調べるために、珪砂 A、B ともに緩詰め～密詰めまでの様々な供試体を作製し、294kPa で等方圧密した後、軸ひずみ速度 1.0%/min で側圧一定非排水三軸圧縮試験を実施した。緩詰め供試体は 5%程度に湿らせた試料をモールドに敷き詰めて作製し (Moist Placement 法)、中・密詰め供試体は乾燥砂をモールド内に堆積させて作製した (Dry Deposition 法)。どちらの方法でも必要に応じてバイブレータをモールド側面に当て、振動によって締め固めた。

珪砂 A と珪砂 B の試験結果 (有効応力パス $q \sim p'$ 関係と軸差応力 $q \sim$ 軸ひずみ関係 ε_a) を図 5 と図 6 に、せん断前の比体積と相対密度を表 2 と表 3 に示す。ここで、両試料とも [1] は振動を与えないように細心の注意を払って作製した最も緩い供試体である。珪砂 A、B ともに比体積が小さくなるにつれて (密度が大きくなるにつれて)、典型的な緩詰め砂の挙動から密詰め砂の挙動を示している。相対密度に着目してみると、両試料ともに幅広い範囲で供試体を作製することができ

ている。結果として載せていないが、最も密な供試体は珪砂 A、B ともに 0.9 程度であった。しかし、最も緩い供試体は珪砂 A が 0.00 に対して珪砂 B は -0.17 とマイナスになっている。本来、相対密度は 0 と 1 の間に数値を取る指標であるが、乾燥試料でなく飽和試料を用いている場合、また拘束圧のかかっている状態では必ずしもこの限りでないことが分かる。ここで同相対密度での非排水せん断挙動を比較してみる。珪砂 A の [1] と珪砂 B の [2] はともに相対密度 0.00 だが、珪砂 A は軟化挙動のみを示すのに対し、珪砂 B は一度軟化した後、わずかだが硬化挙動を示している。続いて、珪砂 A の [2] と珪砂 B の [4] はともに相対密度 0.20 (正確には珪砂 B の相対密度は 0.18) だが、珪砂 A は軟化挙動を示しているのに対し、珪砂 B は軟化を示さず大きく硬化している。一般に砂の緩詰め・密詰めの定義は相対密度から求めているが、珪砂 A と珪砂 B のせん断挙動を比較してみると単に相対密度から求められるものではない。

3.3 非排水せん断挙動の数値計算

まず、計算方法について説明する。実験で供試体を作製する際は、その方法が Moist Placement 法であれ、Dry Deposition 法であれ、試料をモールドに詰めた後に所定の間隙比になるように、タンピングや振動によって締め固めている。そこで図 7 に示すように、締め固めを模擬した

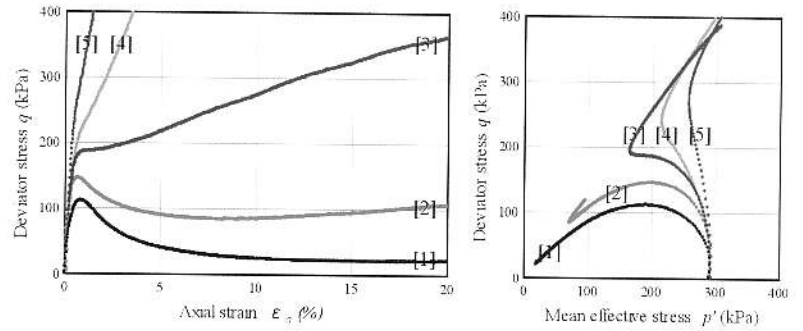


図 5 珪砂 A の非排水せん断挙動

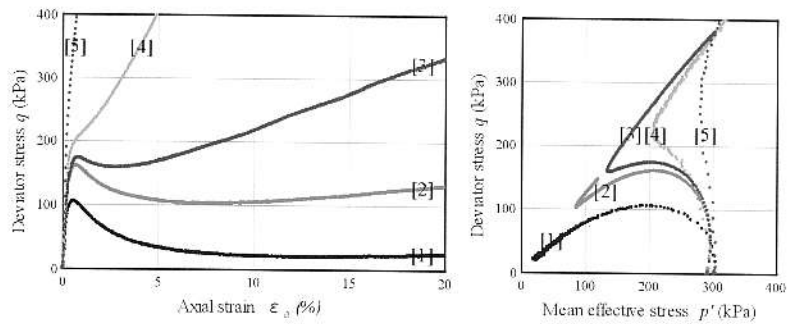


図 6 珪砂 B の非排水せん断挙動

表 2 珪砂 A の初期値

	比体積	相対密度
[1]	2.10	0.00
[2]	2.02	0.20
[3]	1.99	0.27
[4]	1.90	0.50
[5]	1.82	0.71

表 3 珪砂 B の初期値

	比体積	相対密度
[1]	2.00	-0.17
[2]	1.94	0.00
[3]	1.91	0.10
[4]	1.88	0.18
[5]	1.76	0.54

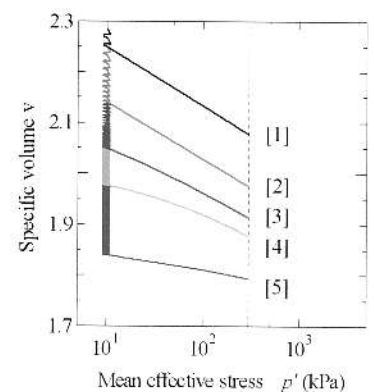


図 7 締め固め過程と等方圧密過程

表 4 珪砂 A のせん断前初期値

	繰返し回数 (回)	比体積 v	構造の程度 $1/R^*$	過圧密比 $1/R$
[1]	2	2.13	66.7	1.25
[2]	12	2.02	8.75	2.64
[3]	25	1.97	3.63	3.85
[4]	100	1.90	1.75	6.85
[5]	1250	1.82	1.19	30.6

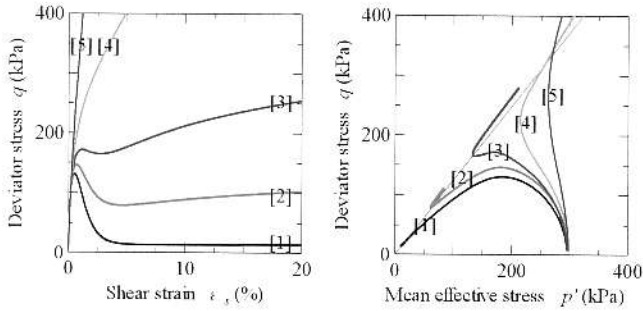


図 8 珪砂 A の非排水せん断計算結果

表 5 珪砂 B のせん断前初期値

	繰返し回数 (回)	比体積 v	構造の程度 $1/R^*$	過圧密比 $1/R$
[1]	2	2.02	31.4	2.54
[2]	18	1.95	7.47	3.93
[3]	50	1.90	3.54	5.32
[4]	125	1.86	2.29	7.30
[5]	1500	1.77	1.31	33.8

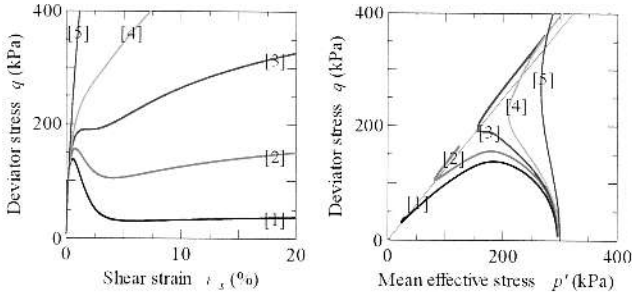


図 9 珪砂 B の非排水せん断計算結果

微小な応力振幅 ($q = \pm 2.3 \text{ kPa}$) での側圧一定排水繰返しせん断を与え、繰返し回数を変えることによって異なる間隙比を作製した。その後、実験と同じように所定の有効拘束圧になるまで等方圧密してから非排水せん断した。また初期値については、供試体作製は自重のみの、有効拘束圧のない状態で行うので、小さい初期有効拘束圧として本研究では 10 kPa とし、非常に緩い状態を想定した。

図 8 に図 7 中の [1]~[5] の状態から非排水せん断を行った時の計算結果を、表 4 にせん断前の初期値を示す。これらの計算結果はすべて同一の材料定数から出てきたものである。また、せん断前初期値 (表 4、5) は締固め過程と等方圧密過程を数値シミュレーションすることによって、一組の初期値から自動的に算

出される。珪砂 A の実験結果 (図 5、表 2) と比較してみると、せん断挙動から比体積に至るまで良い対応を示している。初期値については、比体積が小さいほど締固めの影響で、構造の程度が低位で過圧密比が大きくなっている。図 9 と表 5 に珪砂 B の計算結果を示す。せん断前の初期値は、珪砂 A 同様、締固め過程と等方圧密過程を数値シミュレーションすることによって求めた。珪砂 B も実験結果をよく再現できている。

ここで計算に用いた材料定数 (弾塑性パラメータと発展則パ

ラメータ) を表 6 に示す。弾塑性パラメータを変えることによって粒子形状の違いを表現できている。そして粒子形状が滑らかなほど N が小さくなる。 N とは正規圧密線 NCL の $p' = 98.1 \text{ kPa}$ における比体積 v のことで、 $v \sim p'$ 図の NCL の位置が異なることを示している。また今回取り扱った砂については、予想に反して、粒子形状の違いは発展則パラメータにほとんど現れなかった。続いて、締固め前の初期値を表 7 に示す。粒子形

表 6 計算に用いた材料定数

	珪砂 A	珪砂 B
弾塑性パラメータ		
圧縮指数 $\bar{\epsilon}$	0.05	0.05
膨潤指数 $\bar{\epsilon}$	0.012	0.012
限界状態定数 M	1.00	1.00
NCL の切片 N ($p' = 98.1 \text{ kPa}$ の時の v)	2.03	1.98
ポアソン比 ν	0.3	0.3
発展則パラメータ		
構造劣化指数 a ($b = c = 1.0$)	2.2	2.2
正規圧密土化指数 m	0.06	0.06
回転硬化指数 br	3.5	3.5
回転硬化限界定数 m_b	0.7	0.7

表 7 計算に用いた初期値 (締固め前)

	珪砂 A	珪砂 B
初期比体積 v_0	2.34	2.18
初期平均有効応力 p'_0	10	10
初期構造の程度 $1/R_0^*$	150.0	50.0
初期過圧密比 $1/R_0$	1.0	3.0
初期異方性 ζ_0	0.0	0.0

状の滑らかな珪砂 B は締固め前の非常に緩い初期状態でも、構造が低位で過圧密比を少し有している。できるだけ緩い状態を作製しようとしても、粒子間の引っかかりが小さく密になってしまうためだと考えられる。

4. 粒子形状の異なる砂の排水せん断特性

4.1 排水せん断特性

吉村¹¹⁾は粒径分布を等しく揃えた4種類の粒子形状の異なる砂試料を用いて、密度の異なる排水せん断試験を行い、粒子形状の違いが強度定数 ϕ_d に与える影響について調べた。ここに凹凸係数 FU とは、粒子形状を0~1の範囲で表すものであり、粒子の投影断面が円である完全球の場合に1で、凹凸の度合いが卓越するほど小さな値になる。また Mohr-Coulomb の破壊基準において、砂は一般に $c=0$ の ϕ 材料として扱われることを利用して、内部摩擦角 ϕ_d は排水せん断挙動における q のピーク値から求めている。

図10の $\phi_d \sim FU$ 関係から、同じ試料で比較すると、初期間隙比が大きいほど ϕ_d は小さくなっている。また、同じ初期間隙比で比較すると、 FU が大きい、つまり粒子形状が滑らかなほど ϕ_d が小さくなっている。

4.2 排水せん断挙動の数値計算

3.2と全く同じ条件のもと、つまり図7の[1]~[5]の状態から、境界条件のみ変えて排水せん断試験の数値計算を行った。図11に珪砂Aの計算結果を示す。比体積の大きい緩詰めは体積圧縮のみを示し、密詰めは最初体積圧縮を示した後体積膨張に転じている。これら図11で示される定性的傾向は Bishop and Henkel¹²⁾の実験結果をはじめとして、砂の典型的な排水せん断挙動として古くから知られている。SYS カムクレイモデルを用いると、せん断に伴う密度の変化を記述することができるので、排水せん断挙動も表現可能である。

図12には、 q のピーク値から求めた内部摩擦角 ϕ_d とせん断前空隙比の関係を示す。図中には珪砂Aと同じように行った珪砂Bの計算結果も同時に示している。4.1で示した実験結果同様、空隙比の大きい緩詰め砂の方が密詰め砂より、また粒子形状の粗い砂に比して滑らかな砂の方が ϕ_d が小さいといった傾向が得られている。

表8 試験に用いた試料と

FU の値	
Glass Beads	0.908
豊浦標準砂	0.745
木曾川砂	0.689
砕砂	0.644

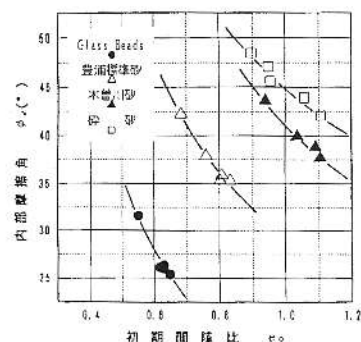


図10 ϕ_d と e_0 関係

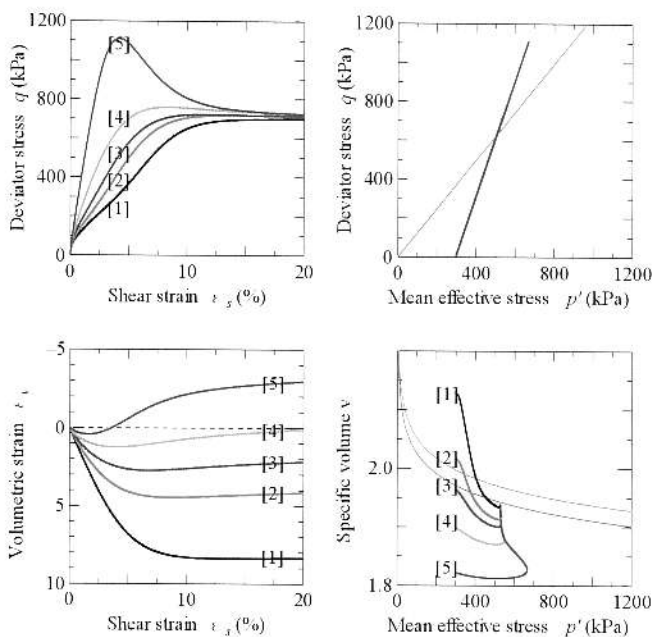


図11 排水せん断計算結果

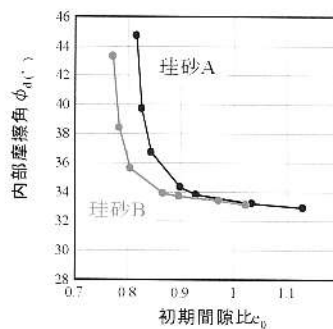


図12 ϕ_d と e_0 関係 (計算結果)

5. まとめ

本論文では、粒子形状の異なる2種類の砂を用いた三軸圧縮試験を行い、粒子形状が砂の力学挙動に与える影響について調べた。また、SYS カムクレイモデルを用いた数値計算結果との対比から、砂の粒子形状と当該モデルの各種パラメータとの関連を調べた。以下に結論を述べる。

- 1) 粒子形状が滑らかなほど、最大間隙比・最小間隙比ともに小さくなる。また両者の差も小さくなる。
- 2) 砂は容易に締め固まるので、緩～密まで幅広い密度の供試体を作製することができる。拘束圧 294kPa 下での三軸供試体では、できるだけ密な供試体を作製すると粒子形状に関わらず $Dr=0.9$ 程度であった。できるだけ緩く作製した供試体は、粒子形状が粗いと 0.0、粒子形状が滑らかだと -0.17 となった。
- 3) SYS カムクレイモデルを用いると、密度の異なる砂のせん断挙動(非排水せん断と排水せん断)を一組の材料定数群で再現することができる。この時計算に用いる初期値は、非常に緩い低拘束圧状態から締め固め過程と等方圧密過程を数値シミュレーションすることによって自動的に算出される。
- 4) SYS カムクレイモデルを用いることによって、粒子形状の違いを表現することができた。今回の場合、粒子形状の影響は弾塑性パラメータ(正規圧密線の切片 N)に表れ、発展則パラメータにはあまり影響を及ぼさないことがわかった。そして、粒子形状が滑らかなほど N は小さくなる。
- 5) 粒子形状が滑らかなとき、最も緩くつめた状態でも過圧密状態になっている。
- 6) 内部摩擦角 ϕ_d と初期間隙比の関係を調べたところ、同じ砂ならば初期間隙比が大きいほど ϕ_d は小さくなる。また同じ初期間隙比で比較すると、粒子形状が滑らかな方が ϕ_d は小さくなる。SYS カムクレイモデルを用いた数値計算からも同様の傾向を得ることができた。しかし、計算結果(図 12)は実験結果(図 10)とは異なって初期間隙比が大きいと ϕ_d が一致している。

参考文献

- 1) 三笠正人 (1964) : 土の工学的性質の分類表とその意義, 土と基礎, Vol.12, No.4, pp.17-24.
- 2) Terzaghi & Peck (1948) : *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Wiley, New York, pp.89.
- 3) 中井健太郎(2003) : 粒度分布を変化させた砂の力学特性と上負荷面カムクレイモデルに基づく考察, 第15回地盤工学シンポジウム論文集, pp.53-60.
- 4) 中井健太郎(2005) : 構造・過圧密・異方性の発展則に基づく土の弾塑性構成式の開発とその粘土、砂、特殊土への適用製に関する基礎的研究, 名古屋大学学位請求論文.
- 5) Roscoe, K. H. and Burland, J. B. (1968) : On the generalized stress-strain behavior of 'wet' clay, in J. Heyman and F. A. Leckie (eds.), *Engineering plasticity (Cambridge: Cambridge University Press)*, pp.535-609.
- 6) Sekiguchi, H. and Ohta, H. (1977) : Induced anisotropy and time dependency in clays, *Constitutive Equations of Soils (Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Spec. Session 9)*, Tokyo, pp.229-238.
- 7) Hashiguchi, K. and Chen, Z.-P. (1998) : Elastoplastic constitutive equations of soils with the subloading surface and the rotational hardening, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, Vol.22, pp.197-227.
- 8) Hashiguchi, K. (1989) : Subloading surface model in unconventional plasticity, *Int. J. of Solids and Structures*, Vol.25, pp.917-945.
- 9) Asaoka A., Noda T., Yamada E., Kaneda K. and Nakano M. (2002) : An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanics of soils, *Soils and Foundations*, No.42, Vol.5, pp.45-57.
- 10) Asaoka A. (2003) : Consolidation of Clay and Compaction of Sand-An elasto-plastic description-, Keynote lecture, *Proc. of 12th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Leung et al. Singapore, Aug., Vol.2, pp.1157-1195.
- 11) 吉村優治(1994) : 粒状態の間隙比およびせん断特性に及ぼす一次性質の影響, 土木学会論文集, No.487, III-26, pp.99-108.
- 12) Bishop, A. W. and Henkel, D. J. (1962) : *The measurement of soil properties in the triaxial test*, Edward Arnold, London.