

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

名古屋大学大学院 学生会員 中井健太郎
国際会員 中野正樹・浅岡顕

1. はじめに

砂の力学挙動の大きな特徴に「締固め」と「液状化」を挙げることができる。「締固め」とは排水条件下における繰返し載荷を伴う大圧縮であり、「液状化」とは非排水条件下での不安定現象のことである。著者らは上負荷面カムクレイモデル（以降、Super/subloading Yield Surface モデルと呼ぶことにする）を用いることによって、両現象を構造の劣化に起因する表裏一体の現象であることを求めた（粘土については、構造の劣化は「2次圧密現象」の原因である）。そこで、どのような砂が「締固め」・「液状化」し易いのか調べるために、砂の力学特性に大きな影響を与える粒径分布に着目し、様々な相対密度での非排水せん断試験を行い、Super/subloading Yield Surface モデルを用いて数値解析的考察を行った。

2. 用いた試料の物性

試験に用いた試料は三河珪砂と呼ばれる砕砂であり、すべて同じ原料からできている。珪砂 1（6号）は粒径が比較的揃っていて、珪砂 2（風下）は珪砂 1 に比べて粒径幅が広がっている。珪砂 3、4、5 は珪砂 2 に同じ原料からなる細粒分（非塑性）をそれぞれ 5%、25%、50% 配合して作製した。粒径加積曲線を図 1 に、均等係数・曲率係数を表 1 に示す。細粒分が少量の時は、粒径加積曲線および均等係数・曲率係数から明らかかなように、珪砂 1、2、3 の順に粒径分布がなだらかになっている。しかし、細粒分を過剰に配合した珪砂 4、5 では、もはや砂（粗粒土）とは言えず、均等係数・曲率係数を求めることができなかつた。したがって、以下の試験および解析においても、珪砂 1、2、3 と珪砂 4、5 を分けて考えることにする。

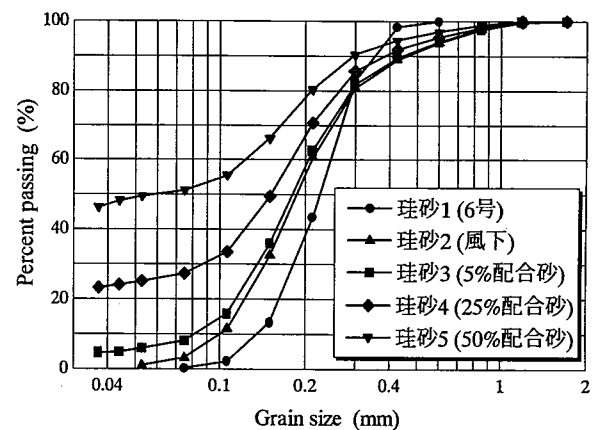


図 1 粒径加積曲線

表 1 均等係数・曲率係数

	珪砂 1 (6号)	珪砂 2 (風下)	珪砂 3 (5%配合砂)
均等係数 U_c	1.79	2.1	2.56
曲率係数 U_c'	0.92	0.93	1.14

3. 最大・最小間隙比試験

図 2 に最大・最小間隙比試験の結果を示す。試験は JIS A 1224 に基づいて行った。規格によると、用いる試料の適用範囲は細粒分 5% 未満、最大粒径 2mm 未満とあるが、本報告では適用範囲外の試料（珪砂 4 と珪砂 5）についても同様の方法で試験を行った。細粒分が少量の時（珪砂 1、2、3）は、粒径分布がなだらかになるほど、最大間隙比、最小間隙比ともに小さくなる。また、その差は少しずつ大きくなるものの、ほとんど変わらない。一方、細粒分を過剰に配合してゆく

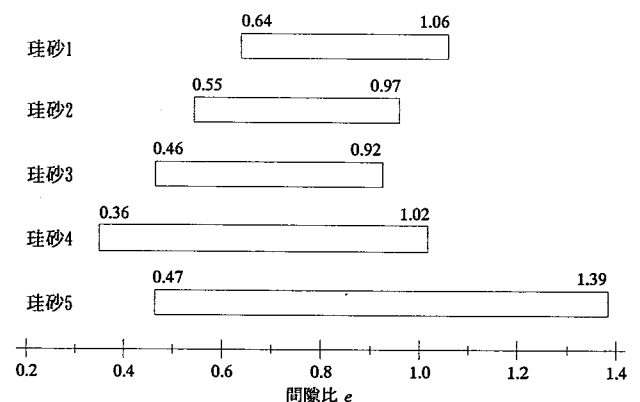


図 2 最大・最小間隙比試験結果

Description of undrained triaxial compression behaviors of sands with some kinds of grain size distribution by Super/subloading Yield Surface model
Nakai, K., Nakano, M. and Asaoka, A. (Nagoya University)

と（珪砂 4、5）、最大・最小間隙比ともに次第に大きくなり、またその差は急激に大きくなる。珪砂 3 と珪砂 4 の間の配合で、最も密に詰まる配合比が存在すると推測される。

4. 様々な相対密度での非排水せん断試験

上記 5 種類の試料を用いて、様々な相対密度（比体積）での非排水せん断試験を行った。ゆる詰め供試体は Moist Placement 法¹⁾で作製し、中・密詰め供試体は乾燥試料を空中落下法によってモールド内に堆積させ、必要に応じてパイプレートをモールド側面に当て、振動により締固めた。どの供試体も三軸試験機にセットしたあと、通水を十分な時間継続させて飽和度を高めている。せん断前に計測した B 値はどの供試体も 95% 以上であった。294kPa で等方圧密したあと、軸ひずみ速度 0.5%/min で非排水せん断した。

4.1. 細粒分が 5% までの時

図 3～図 5 に珪砂 1～3 の非排水せん断試験の結果を示す。一定の拘束圧下で、様々な相対密度を有している（表 2～表 4）。有効応力パス（ $q \sim p'$ 関係）を見てみると 3 種類の試料はすべて、初期相対密度に応じて、大きく 3 つに分類される応力パス-タイプを示している。すなわち、応力パス-タイプ A は、初期硬化挙動を示したあと、限界状態線（以下 CSL）の下側で軟化挙動を示し残留状態となるタイプで、ゆる詰め砂に観察される。非常にゆるく詰めた砂供試体の場合は、残留軸差応力 q がほとんどゼロになり、同時に平均有効応

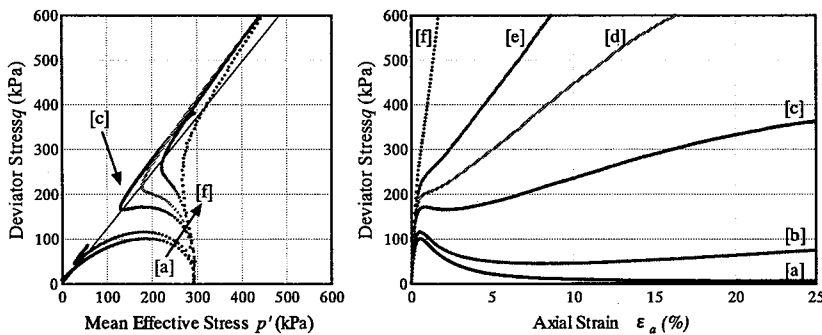


図 3 非排水せん断試験結果（珪砂 1）

表 2 圧密後比体積（珪砂 1）

	v_0	Dr
珪砂1-[a]	2.07	-0.03
珪砂1-[b]	1.97	0.23
珪砂1-[c]	1.92	0.33
珪砂1-[d]	1.88	0.43
珪砂1-[e]	1.87	0.45
珪砂1-[f]	1.77	0.69

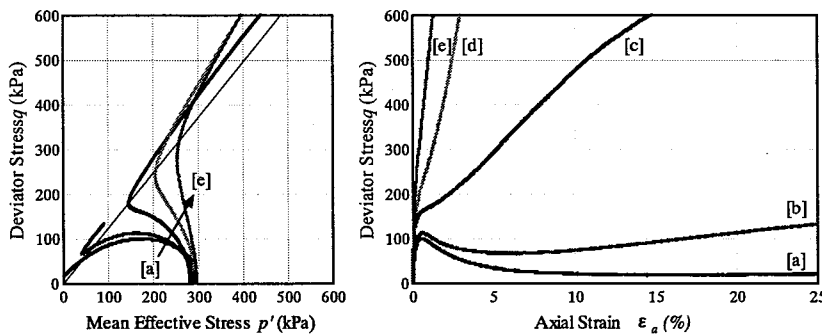


図 4 非排水せん断試験結果（珪砂 2）

表 3 圧密後比体積（珪砂 2）

	v_0	Dr
珪砂2-[a]	1.96	0.02
珪砂2-[b]	1.86	0.27
珪砂2-[c]	1.79	0.42
珪砂2-[d]	1.70	0.65
珪砂2-[e]	1.61	0.87

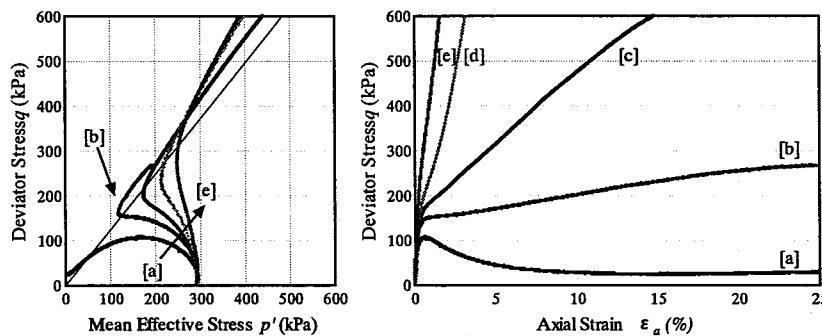


図 5 非排水せん断試験結果（珪砂 3）

表 4 圧密後比体積（珪砂 3）

	v_0	Dr
珪砂3-[a]	1.87	0.12
珪砂3-[b]	1.78	0.31
珪砂3-[c]	1.72	0.45
珪砂3-[d]	1.66	0.57
珪砂3-[e]	1.59	0.73

力 p' もゼロになって、いわゆる単調載荷での液状化挙動も観察される。応力パス-タイプ B は、初期硬化挙動を示し、CSL の下側で軟化挙動を示すまではタイプ A と同じであるが、その後 CSL の上側で硬化挙動を示すタイプである。このタイプは中ゆる・中密砂に観察される。分類の3つめは、初期硬化挙動を示したあと、軟化挙動を示さずにその後も硬化挙動を示すタイプであり、密詰砂に観察される。図6には分類した応力パス-タイプ A、B、C の現れる間隙比の範囲を最大・最小間隙比試験結果に重ねて示している。

この応力パスタイプに注目しつつ、ゆる～密までの典型的な砂の非排水せん断挙動を考察すると、以下の3つの大きな特徴を見て取ることができる。1つは応力パス-タイプ B の現れる間隙比の範囲である。細粒分が多くなり粒径分布がなだらかなるほど、応力パス-タイプ B の現れる範囲が狭くなる。2つめは応力パス-タイプ A についてである。やはり細粒分が多くなり粒径分布がなだらかなるほど、294kPa の等方応力状態下では、ゆるく詰めているにも拘わらず最大間隙比よりも小さい間隙比になってしまう。大きな特徴の3つめは、応力パス-タイプ B とタイプ C の境の挙動である。珪砂1 (図3中[c]) に比べて、粒径分布のなだらかな珪砂3 (図5中[b]) は、軸差応力 q ~ 軸ひずみ ϵ_a 曲線において、初期の立ち上がりからその勾配が緩やかになる軸差応力 q が小さく、その後の CSL 上側での硬化挙動も小さい。珪砂2 (図4) は比較できるデータが得られていないが、図中の[b]と[c]の間に存在することから、その傾向は肯定される。

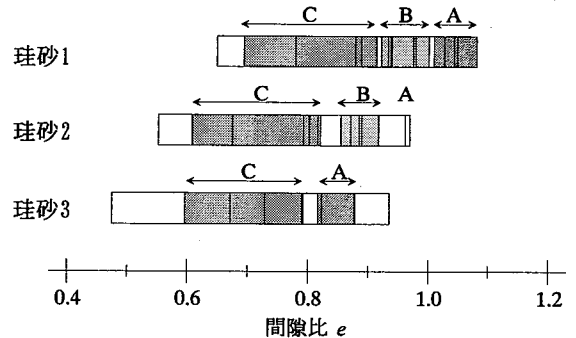


図6 有効応力パス分類図 (細粒分 5%以下)

4.2. 細粒分が 25%、50%の時

図7、図8に珪砂4と珪砂5の非排水せん断試験の結果を示し、図9には4.1と同様の応力パス-タイプ分類図を示す。細粒分を過剰に配合すると、様々な方法で供試体を作製したにも関わらず、等方圧 294kPa における供試体の初期相対密度 (表5、表6) は狭い範囲に限定され、また、応力パス-タイプも狭く限定されてくる。特に珪砂5では、等方圧を加える前までは広い範囲の相対密度を持つ供試体を作製できていたが、等

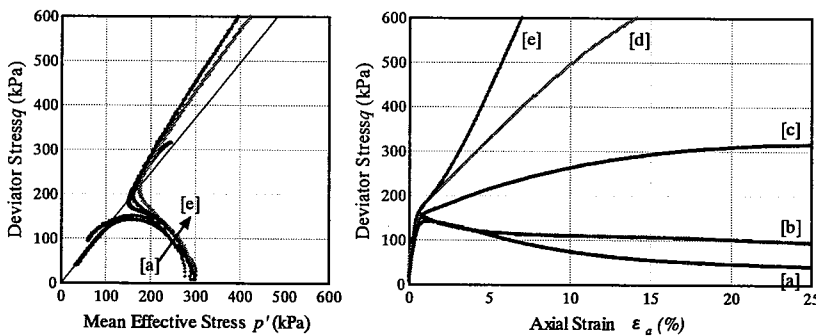


図7 非排水せん断試験結果 (珪砂4)

表5 圧密後比体積 (珪砂4)

	v_0	Dr
珪砂4-[a]	1.66	0.54
珪砂4-[b]	1.60	0.63
珪砂4-[c]	1.56	0.69
珪砂4-[d]	1.55	0.72
珪砂4-[e]	1.48	0.81

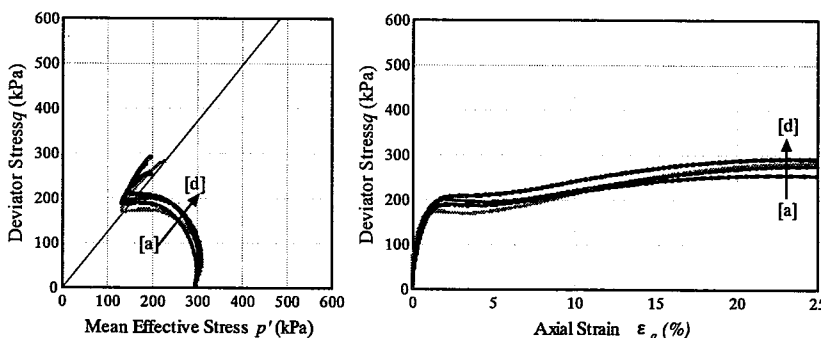


図8 非排水せん断試験結果 (珪砂5)

表6 圧密後比体積 (珪砂5)

	v_0	Dr
珪砂5-[a]	1.70	0.75
珪砂5-[b]	1.69	0.76
珪砂5-[c]	1.67	0.79
珪砂5-[e]	1.63	0.83

方圧を与えることによって、すべての供試体がほぼ等しい相対密度になる。それにしたがって、すべての非排水せん断挙動もほぼ等しくなり、有効応力パスに注目すると、4.1.と比べて初期の立ち上がりが立ち、軸差応力 q のピークが大きくなって、繰り返し正規圧密粘土の非排水せん断挙動と非常に類似した挙動となる。

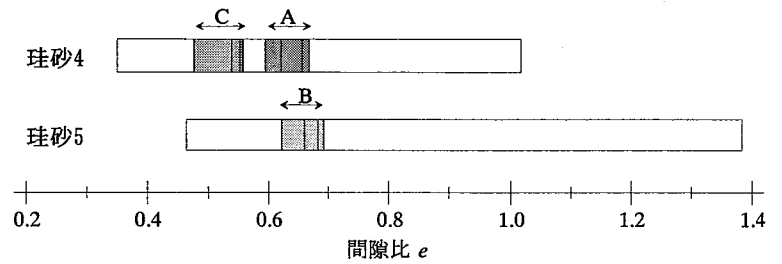


図9 有効応力パス分類図 (細粒分 25%・50%)

5. Super/subloading Yield Surface モデルの概要

5.1. 構造・過圧密・異方性を有する土の塑性ポテンシャルと発展則

自然に堆積した土は、粘性土でも砂質土でも大抵は「構造」が発達した過圧密状態にある。十分に繰り返されて、構造を失った正規圧密土の挙動は修正カムクレイモデル²⁾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³⁾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 Chen⁴⁾) を有する修正カムクレイで記述する。

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

ここで、 $D = (\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}) / M(1 + e_0)$ 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)、 D^p は塑性ストレッチング、 \tilde{p}_0' は修正カムクレイポテンシャル (降伏面) 上の平均有効応力であり、初期状態における平均有効応力 p_0' と等しい。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ポテンシャルの外側に相似な上負荷面 (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 Hashiguchi⁵⁾ 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10で、構成式の詳細は、Asaoka et al.⁶⁾ 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。

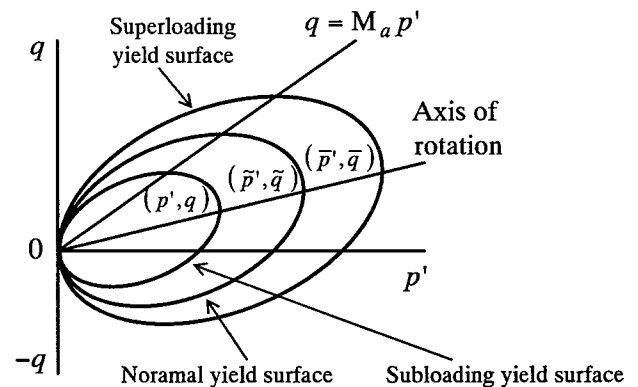


図10 3つの負荷面

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

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、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、過圧密解消 ($R \rightarrow 1$) と構造劣化 ($R^* \rightarrow 1$) 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。

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

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

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

ここに、 D_s^p は偏差塑性ストレッチング、 $\|\cdot\|$ 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。

5.2. 塑性定数と構成式

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、塑性定数 λ は以下のように与えられる。

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

ここで、

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

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

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のようなになる。

$$\dot{T}^i = ED^e = ED - \lambda E \frac{\partial f}{\partial T^i} \quad (11)$$

5.3. 負荷時の挙動

式(8)の塑性定数 λ に注目し、軟化・硬化の分類を行う。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、構造低位化、過圧密解消、異方性の発達・消滅および現応力比の値によってめまぐるしく変化する。また、同時に式(10)の $\eta^2 = M_a^2$ 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が、異方性の発達・消滅に伴いポテンシャル面が回転するので、この境界線も変化する。

式(9)の M_s に含まれる U^*/R^* 、 U/R に式*、*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。過圧密解消速度と構造喪失速度の大小関係で、典型的な砂の挙動と、典型的な粘土の挙動を表すことができる。例えば、構造喪失が過圧密解消よりも速い場合は典型的な砂の挙動を現す。

式(3)の物質時間微分をとり、構造喪失と過圧密解消が塑性体積変化速度に与える影響について調べる。

$$(\dot{\epsilon}_v^p =) -J \text{tr} D^p = \frac{\partial f}{\partial T^i} \cdot \dot{T}^i + \frac{\partial f}{\partial \beta} \cdot \dot{\beta} + MD \frac{\dot{R}^*}{R^*} - MD \frac{\dot{R}}{R} \quad (12)$$

本報告では特に、構造の喪失速度と過圧密の解消速度に注目しているため、異方性を考慮せずに考察すると、この式の右辺から、構造の喪失 ($R^* > 0$) は塑性圧縮 ($\dot{\epsilon}_v^p > 0$) を生み、過圧密の解消 ($R > 0$) は塑性膨張 ($\dot{\epsilon}_v^p < 0$) を生むことが分かる。

6. Super/subloading Yield Surface モデルでの数値解析的考察

本節では前節で説明した Super / subloading Yield Surface モデルを用いて、粒径分布の異なる砂の非排水せん断挙動を計算し、数値解析的考察を加える。本報告で用いた試料はすべて同じ原料からできているので、計算に用いた材料定数はすべて共通とした(表7)。

6.1. 細粒分が5%までの時

様々な相対密度を作り出すために、締固めを模擬して、微小な応力振幅 ($p' = \text{const}$ 、 $q = \pm 49 \text{kPa}$) で排水繰返しせん断を与え、異なる繰返し回数で非排水せん断試験を行った。図11は珪砂1の排水繰返しせん断の様子である。繰返すにつれて、構造の劣化と過圧密の蓄積を伴い、負のダイレタンシーでは表現できないほどの大圧縮を起こしている。図12、表8は異なる繰返し回数で繰返し排水せん断を止め、非排水せん断を行った結果である。繰返し回数の少ないゆる詰めは、CSL下側で硬化挙動を示したあと、軟化挙動を示し残留状態になっている。繰返し回数の多い中・密詰めになるにつれて、軟化の程度が小さくなり、CSL上側での硬化挙動が顕著になるという、砂の典型的非排水せん断挙動を示している。また、実験結果(図3)と比較してみると、非常に良い対応を示していることがわかる。図13、14、表9、10は、

表7 材料定数

圧縮指数 λ	0.042
膨潤指数 κ	0.012
限界状態定数 M	1.00
N.C.Lの切片 N ($p' = 98.1 \text{kPa}$ 時の比体積)	1.99
ポアソン比 ν	0.30

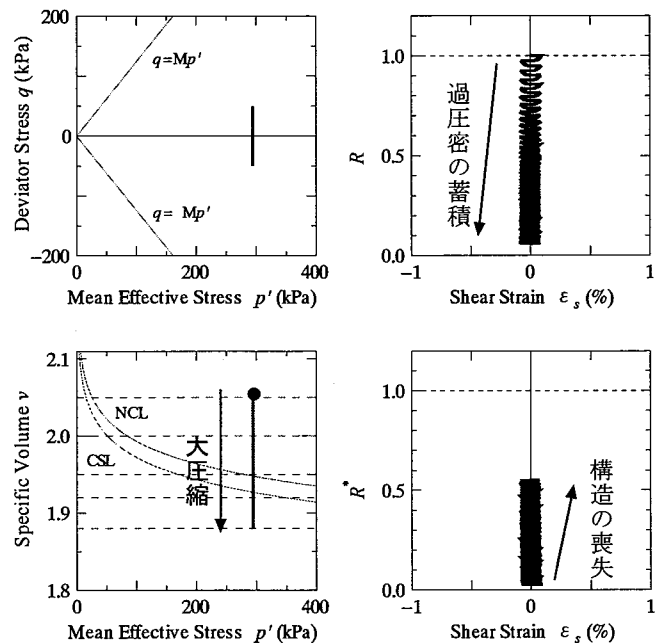


図11 排水繰返しせん断 (締固め)

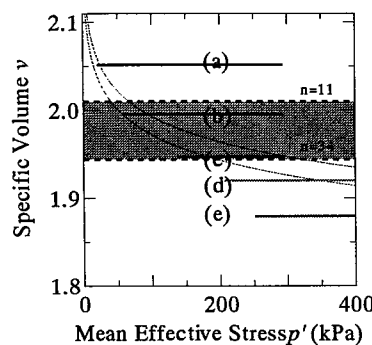
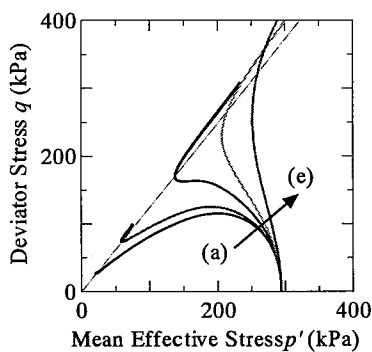


図12 非排水せん断 (珪砂1)

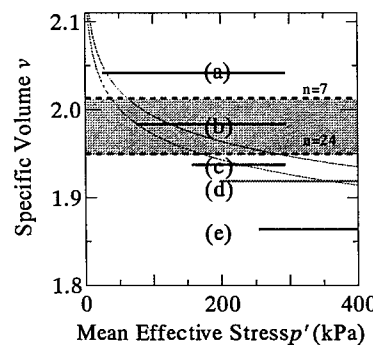
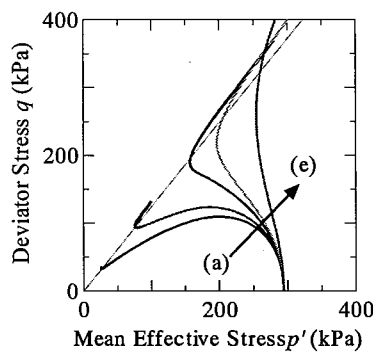


図13 非排水せん断 (珪砂2)

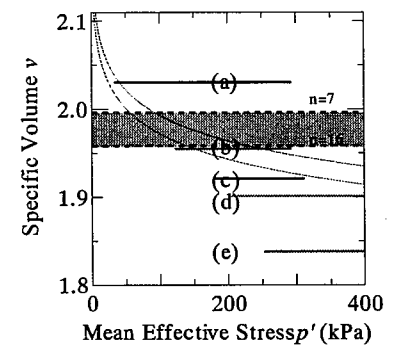
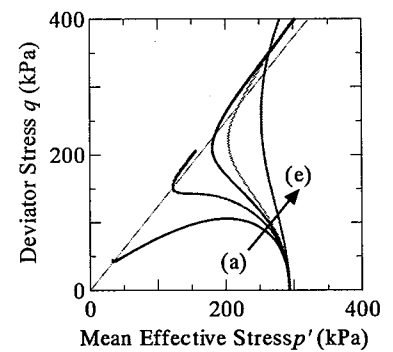


図14 非排水せん断 (珪砂3)

表 8 せん断前初期状態 (珪砂 1)

	n (回)	$1/R$	$1/R^*$	v_0
珪砂1-(a)	2	1.08	34.0	2.05
珪砂1-(b)	15	2.07	10.3	2.00
珪砂1-(c)	33	4.23	4.26	1.95
珪砂1-(d)	50	6.91	2.86	1.92
珪砂1-(e)	100	16.7	1.82	1.88

表 9 せん断前初期状態 (珪砂 2)

	n (回)	$1/R$	$1/R^*$	v_0
珪砂2-(a)	2	1.11	25.3	2.04
珪砂2-(b)	13	1.98	6.57	1.98
珪砂2-(c)	24	3.15	3.52	1.95
珪砂2-(d)	40	5.64	2.21	1.92
珪砂2-(e)	100	20.8	1.37	1.86

珪砂 2、3 について、同様の手法で計算した非排水せん断結果である。計算に用いた初期値と発展則パラメータを表 11、12 に示す。初期値は最大・最小間隙比試験結果を考慮して、粒径分布がなだらかなほど、初期間隙比が小さくなるようにした。粒径分布の違いは、構造と過圧密の発展則パラメータの違いで表現した (表 12)。 $v \sim p'$ 関係に注目してみると、図中の破線は応力パス-タイプ A~C の境界線であるが、実験結果同様、珪砂 1、2、3 の順に粒径分布がなだらかになるほど、応力パス-タイプ B を示す範囲が狭くなることが表現できている。応力パス-タイプ B と C の境の挙動についても、粒径分布のなだらかな方が、軸差応力 q のピークが小さくなり、その後の硬化挙動も小さくなるという実験結果と同様の傾向を示している。表 12 を見てみると、構造の喪失速度 a は過圧密の解消速度 m より大きい (砂の特徴: $a > m$)、細粒分が多くなる程、さらにこの傾向が強くなるのが分かった。このように、粒径分布は構造・過圧密の発展則パラメータと関連があることがわかった。

表 10 せん断前初期状態 (珪砂 3)

	n (回)	$1/R$	$1/R^*$	v_0
珪砂3-(a)	2	1.10	17.4	2.03
珪砂3-(b)	17	2.35	3.05	1.96
珪砂3-(c)	30	4.45	1.86	1.92
珪砂3-(d)	38	6.98	1.54	1.90
珪砂3-(e)	100	40.7	1.12	1.84

表 11 解析初期値

	珪砂1	珪砂2	珪砂3
初期拘束圧 p'_0 (kPa)	294.3	294.3	294.3
初期比体積 v_0	2.059	2.055	2.050
初期構造の程度 $1/R_0^*$	40.0	35.0	30.0
初期過圧密比 $1/R_0$	1.0	1.0	1.0

表 12 発展則パラメータ

	珪砂1	珪砂2	珪砂3
正規圧密土化指数 m	0.08	0.06	0.02
構造劣化指数 a ($b=c=1.0$)	2.2	2.4	2.6
回転硬化指数 b_r	200	200	200
回転硬化限界定数 m_b	0.7	0.7	0.7

続いて締固め特性について把握するために、まったく同じパラメータを用いて排水繰返しせん断を 100 回与えた時の比体積変化量を表 13 に示す。粒径分布がなだらかになるほど、比体積変化量が大きいことがわかる。このことから粒径分布と関連付けられる構造・過圧密の発展則によって、締固め易さの違いについても表現可能であることがわかった。

表 13 比体積変化量

	珪砂1	珪砂2	珪砂3
初期比体積	2.059	2.055	2.050
最終比体積	1.880	1.864	1.838
比体積変化量	0.179	0.191	0.212

6.2. 細粒分が 25%、50%の時

細粒分を過剰に配合させてゆくと、圧密終了後の相対密度およびそのせん断挙動は狭く限定されてゆることが 4.2. から考察された。特に珪砂 5 では圧密前の間隙比によらず、圧密終了後の間隙比はほぼ唯一に決まってしまう。図 15 に珪砂 5 の計算結果を、表 14、15 に計算に用いた初期値とパラメータを示す。初期構造の程度・初期過圧密比からわかるように、珪砂 5 はほぼ繰返し正規圧密土であることが分かる。また、発

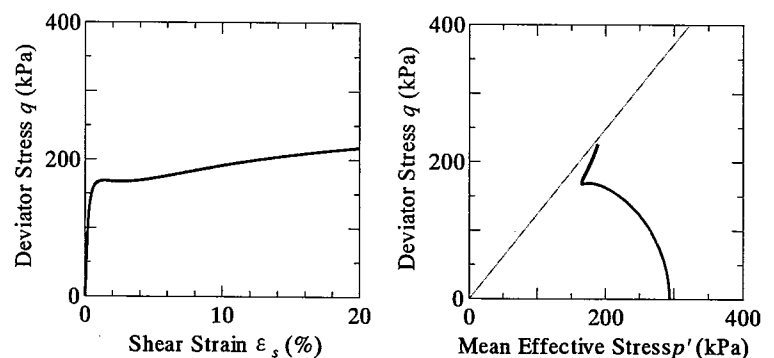


図 15 非排水せん断 (珪砂 5)

展則パラメータを見てみると、6.1.とは逆に、過圧密の解消速度の方が構造の喪失速度よりも大きくなっており、また異方性の発展速度は、6.1.と比べて非常に小さくなっている。この様な発展則は粘土の特徴であり、細粒分を過剰に配合した影響だと考えられる。

表 14 解析初期値

初期拘束圧 p'_0 (kPa)	294.3
初期比体積 v_0	1.957
初期構造の程度 $1/R_0$	1.7
初期過圧密比 $1/R_0$	1.2

表 15 発展則パラメータ

正規圧密土化指数 m	1.0
構造劣化指数 a ($b=c=1.0$)	0.8
回転硬化指数 b_r	10
回転硬化限界定数 m_b	0.7

7. まとめ

細粒分が少量の供試体では、拘束圧が与えられても様々な相対密度を有することができ、それにしたがって、せん断挙動も大きく3種類現れる。しかし細粒分を過剰に配合した供試体は、拘束圧に応じて相対密度がほぼ決まってしまう、そのせん断挙動もほぼ等しくなり、繰り返し正規圧密粘土のようになってくる。Super / subloading Yield Surface モデルに照らして考察すると、砂は過圧密の解消速度よりも構造の喪失速度の方が速いのだが、細粒分の少ない砂は、粒径分布がなだらかになるほど、構造の喪失速度が速く、過圧密の解消速度が遅くなり、より砂的な発展則を有する。ところが、細粒分を過剰に配合させると、逆に過圧密の解消速度の方が構造の喪失速度よりも速くなってくる。このことは、細粒分を配合してゆくと、ある程度の量までは粒径分布がなだらかになるのだが、過剰に配合してしまうと、細粒分の影響が強くなり、粘土的になってしまうということである。

参考文献

- 1) Ishihara, K. (1993): "Liquefaction and Flow Failure during Earthquakes", *The 33rd Rankine Lecture, Geotechnique*.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) Hashiguchi, K. (1989): "Subloading surface model in unconventional plasticity", *Int. J. of Solids and Structures*, Vol.25, pp.917-945.
- 6) 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.