

1. はじめに

自然堆積粘土やゆる詰め砂は、構造を残した過圧密土として捉えることができる。これら2種類の、すなわち粘土と砂の相違点は、一般に粒径、透水性、圧縮性などが挙げられる。しかし現在、粒径を考慮した土の力学挙動の表現はないし、透水性の違いだけで砂と粘土の違いを表現することはできないと考えられる。

本研究の目的は、構造を有する過圧密な粘土と砂の力学挙動の違いを室内試験により明らかにし、弾塑性力学に基づいて砂と粘土の違いを明らかにすることにある。ここでは自然堆積粘土の第一次近似として粉碎泥岩集合体を取り上げることとした。まず定ひずみ速度圧密試験と非排水3軸圧縮試験を行い、砂と粘土の力学挙動の違いを明らかにする。つぎに「上負荷面カムクレイモデル」の数値積分で、等体積（非排水）せん断挙動を表現することによって、これら挙動の違いを、構造の喪失と過圧密の解消の2つの点から明らかにする。

2. 試験に用いた砂供試体と粉碎泥岩集合体の物性

砂試料には豊浦標準砂を用いた。一方、構造を有する土として、近似的に粉碎泥岩集合体を取りあげた。この集合体は、常滑泥岩と呼ばれる第三紀泥岩を細かく砕き、粒径を調整してモールド内で緩く詰めることにより得ている。粉碎泥岩粒自身が飽和状態のものを用い、モールド内で緩く詰めた後も水を供給し、泥岩粒同士の間隙も飽和状態にしている。この集合体を模式的に示したものが、図1の②である。この集合体は、泥岩粒とその間隙、また泥岩粒自身が土粒子と間隙で構成され（図1の①に相当）、このような構造を「二重構造」と呼んでいる。十分に繰り返した状態（図1の③に相当）での物性を表1に示す。第三紀泥岩は、せん断中に水が供給されると、吸水膨張してやがて粘土化する（スレーキング）。たとえ一次元的であっても外力が集合体に与えられると、泥岩粒の接点で大きなせん断力が発生し、粒同士の間隙の水によってスレーキングが生じる。そのため泥岩粒はやがて繰り返し正規圧密粘土化してゆく。すなわち「二重構造」であるが故、スレーキングを起こしやすくなる。ゆる詰め砂供試体も同じように砂粒の集合体であるが、砂粒自身は間隙を持たない点が粉碎泥岩集合体と異なる点である。粉碎泥岩集合体の力学挙動は、「二重構造」の喪失を伴っているという点で著しい特徴を有しており、自然堆積土のような構造を有する土がせん断とともに構造を喪失してゆく挙動と類似している。¹⁾このことが、構造を有する土の近似として粉碎泥岩集合体を用いた理由である。

表1 常滑泥岩の物性

自然含水比	24.3 %
比重	2.69
液性限界	43.6
塑性限界	30.3
乾燥密度	1.60 g/cm ³

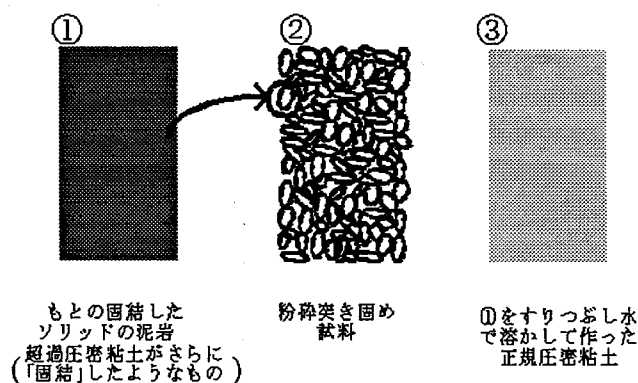


図1 粉碎泥岩集合体

3. ゆる詰め砂供試体の定ひずみ速度圧密試験

一次元定ひずみ速度圧密試験により、ゆる詰め砂供試体の圧密特性を調べる。圧密容器の寸法は、直径 6cm、高さ 10cm の円柱形とした。Moist Placement 法²⁾により、初期比体積 v_0 が 2.16 であるゆる詰め砂供試体を作製した。与えた軸ひずみ速度を 0.006%/min とし一次元圧密を行った。図 2 に比体積～鉛直応力関係を示す。圧縮開始から軸ひずみ $\epsilon_a=0.927\%$ に至るまでは、反力が得られず鉛直応力 σ_v は 0 のままで、ひずみのみ進行した。その挙動を図中には示すことができず、鉛直応力 1kPa に初期比体積をプロットしている。比体積が 1.8 くらいから鉛直応力が上がりはじめ、その後上に凸の典型的な圧密線を描いた。

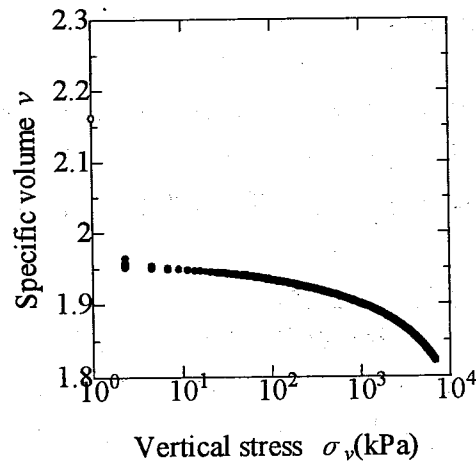


図2 豊浦砂の比体積～鉛直応力関係

4. ゆる詰め粉砕泥岩集合体の定ひずみ速度圧密試験

粉砕泥岩集合体の圧密特性も定ひずみ速度圧密試験により調べる。粒径を 1.7～2.0mm で調整し、標準圧密試験機にゆるく詰めた。泥岩粒自身も粒同士の間隙も水で満たしている。供試体の初期比体積は 2.71 であった。軸ひずみ速度 0.007%/min で圧密したときの圧密線を図 3 の比体積～鉛直応力関係にプロットした。圧密開始から上に凸の典型的な土の圧縮曲線を示しており、3.のゆる詰め砂の挙動とは著しく異なっている。なお図中には、構造がなくなるよう泥岩を十分練り返し、スラリー状にしてから作製した練り返し泥岩供試体(図 1 の③に相当)の正規圧密線も示している。粉砕泥岩粒自身は超過圧密粘土に近似できるが、緩く詰めることにより供試体全体の比体積は、同じ鉛直応力での練り返しの比体積よりも上側に位置している。正規圧密線の上側は「不可能領域」と呼ばれ、完全に練り返された構造を有しない土の応力点はその領域に存在することができない。このいわゆる「嵩張った」圧縮線は、構造を有する土の典型的な特徴を示している。

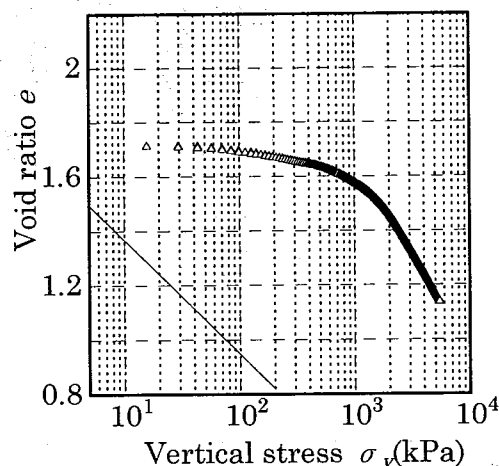


図3 粉砕泥岩集合体の比体積～鉛直応力関係

5. ゆる詰め砂供試体の非排水3軸圧縮試験

ゆる詰め飽和砂のせん断特性を調べるため非排水3軸圧縮試験を実施する。ゆる詰め砂供試体の寸法は、高さ10cm、直径5cmの円柱形とし、3と同様に Moist Placement 法²⁾により作製した。砂の力学挙動は飽和度の影響を受けることは良く知られている。本試験では背圧を 980kPa 与えることにより飽和度を高めており、B値を測定すると 0.97 以上であった。試験方法は、拘束圧 980kPa(セル圧 1960kPa、背圧 980kPa)で等方圧密した後、側圧一定のもと軸ひずみ速度 0.2%/min で境界非排水条件のもとせん断するというものである。図4に $q \sim \varepsilon_s$ 関係を示す。せん断初期に q がピークとなりその後軟化してゆき、軸ひずみ約 10%で極小値となる。その後上昇(硬化)してゆき、いわゆる典型的なゆる詰め砂のせん断挙動を示している。図5には $q \sim p'$ 関係を示す。図中には q の極小値と原点を結ぶ直線も示している。有効応力パスはこの直線の下側で軟化し、その後この直線の上側で硬化している。石原²⁾はこの直線を変相線、極小値のことを準定常状態と呼んでいる。

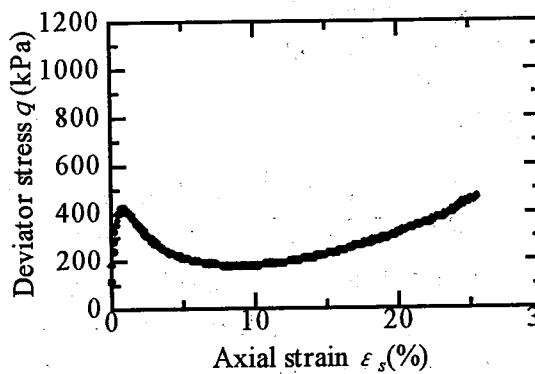


図4 砂の $q \sim \varepsilon_s$ 関係

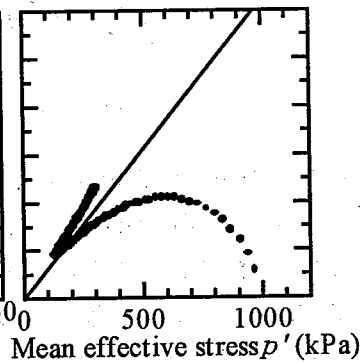


図5 砂の $q \sim p'$ 関係

6. ゆる詰め粉砕泥岩集合体の非排水3軸圧縮試験

粉砕泥岩集合体のせん断挙動を述べる。粒径を 1.7~2.0mm で調整しゆるく詰めた集合体を拘束圧 98kPa(セル圧 294kPa、背圧 196kPa)で等方圧密した後、軸ひずみ速度 0.007%/min で側圧一定のもと非排水せん断試験を実施した。図6に $q \sim \varepsilon_s$ 関係を示す。せん断初期に q がピークを示し、その後軟化し、軸ひずみ約 10%で再び硬化する。しかし砂と比べると、最大軸差応力 q の値が 50kPa ほどで小さく、また軟化の度合いやその後の硬化の程度は著しく小さい。図7には $q \sim p'$ 関係を示す。図中の実直線は、泥岩を十分に練り返し、スラリー状にした後作製した練り返し泥岩(図1の③に相当)より得た限界状態線(CSL)である。有効応力パスは限界状態線の下側で軟化し、僅かに硬化し限界状態線上で試験は終了している。この挙動もまた、構造を有する土の挙動に類似している。

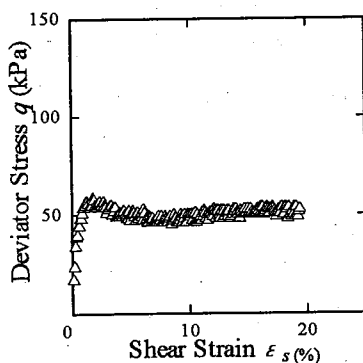


図6 粉砕泥岩の $q \sim \varepsilon_s$ 関係

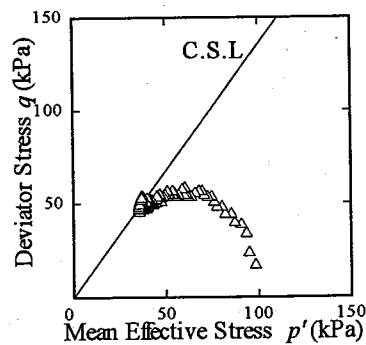


図7 粉砕泥岩の $q \sim p'$ 関係

7. 上負荷面カムクレイモデルによる弾塑性力学的考察

本章では、上負荷面カムクレイモデル³⁾を用いて5、6.で示した砂と粉砕泥岩集合体のせん断挙動の解析結果を紹介し、ゆる詰め砂と粉砕泥岩集合体、すなわち構造を有する土の違いを弾塑性力学に基づいて考察する。上負荷面カムクレイモデルの詳細は文献3)に譲るが、その概要を述べる(図8)。

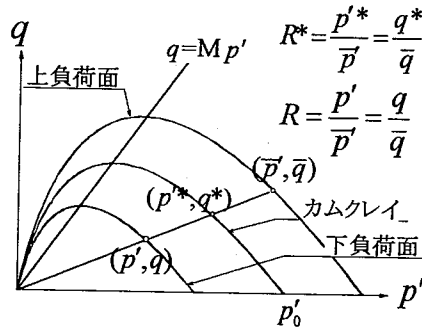


図8 3つの負荷面の関係図

よく知られたカムクレイモデルは完全練り返し土、すなわち構造の完全に喪失した土の挙動を表現する。その降伏面(以下カムクレイ降伏面)の外側に、 $q \sim p'$ 空間の原点を相似中心としたカムクレイ降伏面に相似形の「上負荷面」を導入する。構造を有する正規圧密土は上負荷面上に応力点を持ち、その挙動はこの負荷面に関連流れ則を適用して定める。粉砕泥岩集合体の一次元圧密の $e \sim \log p$ 関係では、圧密線が練り返し圧密線よりも嵩張っていた。カムクレイモデルでいうところの不可能領域(impossible state)にその状態をおくことが構造を有する土の大きな特徴で、これを上負荷面で表現している。カムクレイ降伏面と上負荷面の相似比(相似中心は $q \sim p'$ 空間の原点)を $R^*(0 < R^* \leq 1)$ とし、「構造」の程度を表現する。すなわち構造が高位であるほど R^* は0に近い値をとる。上負荷面の後続負荷面は R^* の物質時間微分により定め、これを「 R^* の発展則」と呼ぶ。この発展則を式示すると、以下ようになる。

$$\dot{R}^* = JU^* \sqrt{\frac{2}{3}} \|D_s^p\|, U^* = \frac{1}{D} R^* (1 - R^{*m^*})$$

R^* は塑性ストレッチングのせん断成分 $\|D_s^p\|$ の大きさの関数になっており、また物理的制約条件としての U^* の関数でもある。塑性変形が進めば進むほど R^* が1に近づいてゆく。この物理的意味は、構造を持っていた土が塑性変形に応じて、構造が喪失してゆくことを示す。 U^* にある m^* は、その値が大きいほど構造が劣化しやすいことを表す。なお、 $J = (1+e)/(1+e_0)$ である。

構造を有する土が弾性除荷を受けた場合、 R^* はそのままであるため上負荷面は変化しない。しかし橋口^{4),5)}にならい、上負荷面の内側に相似形の下負荷面(相似中心は $q \sim p'$ 空間の原点)を導入し、現応力点はその下負荷面上に位置する。上負荷面との相似比 $R(0 < R \leq 1)$ の逆数は過圧密比に相当し、過圧密比が大きいほど R は0に近い値を示す。構造をもった過圧密土の挙動の表現は、下負荷面に関連流れ則を適用する。下負荷面の後続負荷面は R の物質時間微分により定め、これを「 R の発展則」と呼び、以下に示す。

$$\dot{R} = JU \sqrt{\frac{2}{3}} \|D_s^p\|, U = -\frac{m}{D} \ln R$$

R^* の発展則と同様に、塑性ストレッチングのせん断成分 $\|D_s^p\|$ の大きさの関数となっており、塑性変形が進めば進むほど R が1.0に近づいてゆく。つまり、構造をもった過圧密土は、塑性変形が進むにつれ、構造を失い($R^* \rightarrow 1.0$)、過圧密が解消してゆき($R \rightarrow 1.0$)、最終的には構造を有しない正規圧密粘土($R=R^*=1.0$, カムクレイ)となる。ここでも物理的制約条件として U を導入している。その中の m は、その値が大きいほど正規圧密状態に戻りやすいことを表す。

さて、解析結果を示すが、解析方法等の詳細は文献 6)を参照。まずゆる詰め砂のせん断挙動を記述する。豊浦標準砂の土質パラメータや R 、 R^* の初期値と発展則は、構造を持たない正規圧密状態での実験が困難であるため、図 4 の実験で得られたせん断挙動に合うように求めた。それらをまとめると表 2 のようである。図 9 には、得られた計算結果を試験結果と併せて示している。CSL の下側での軟化はよく一致しているが、その後は CSL の上側を這うように若干硬化し、試験結果とは異なった。CSL の上側での効果は砂の典型的特徴であるが、土質パラメータを決める際、軸砂応力の極小点を限界状態としている点、試験では軸ひずみ 10%以降の挙動で、供試体はすでに中央部が膨らんでおり、幾何形状変化の影響が現れてきている点が、計算結果と試験結果とで異なった原因であろう。

表 2 豊浦砂の土質パラメーター

M	λ	κ	v_0	R^*_0	R_0	m	m^*
1.24	0.022	0.0092	1.95	0.0286	0.189	0.04	0.65

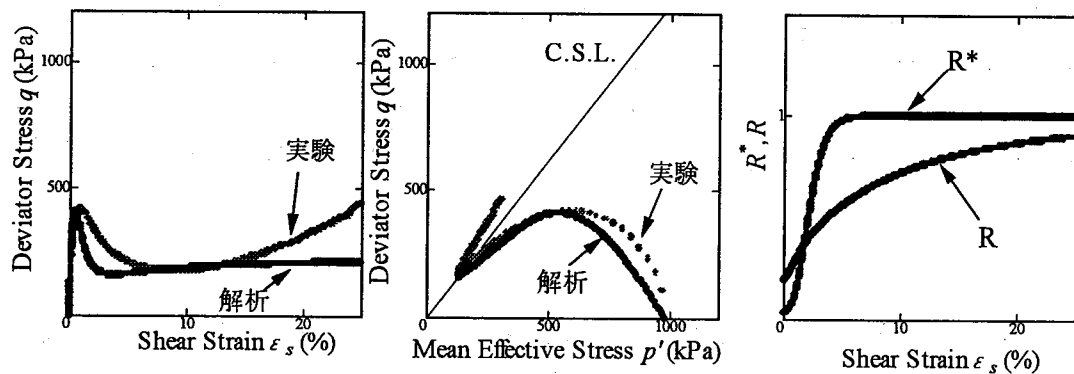


図 9 豊浦砂の数値解析結果

つぎに粉碎泥岩のせん断挙動の記述も試みた。土質パラメータの決め方等は、砂と同じようにせん断挙動を合わせるように求めた。その結果を表 3、図 10 に示す。CSL の下側での軟化については表現できている。また、CSL の上側での硬化がほとんど見られないことも表現できている。しかし軟化の度合いがかなり大きくなり、計算と試験結果で違いが出ている。この原因として、計算では全ての構造が喪失するまでを示しているのに対し、試験では泥岩粒が全て練り返し正規圧密粘土化せず、泥岩粒をある程度残した状態であったためであろう。

表 3 粉碎泥岩集合体の土質パラメーター

M	λ	κ	v_0	R^*_0	R_0	m	m^*
1.35	0.183	0.0495	2.65	0.0143	0.528	1.5	0.5

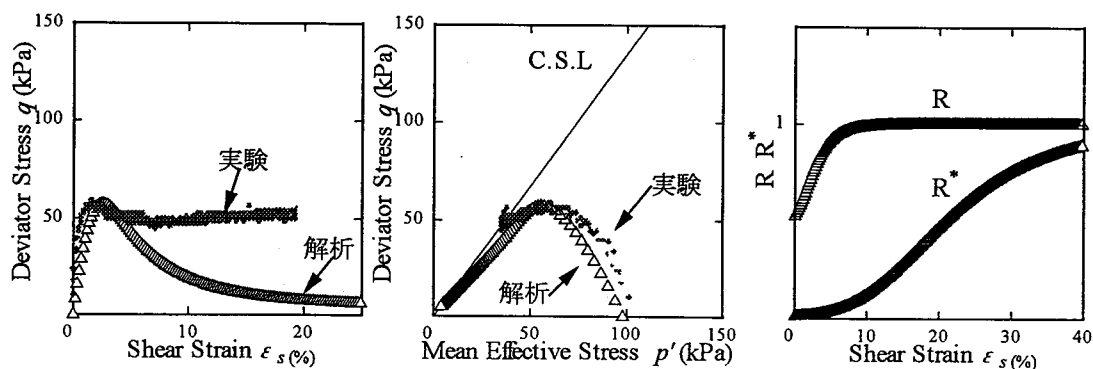


図 10 常滑泥岩の数値解析結果

表3,4中の m 、 m^* は、式(1)、(2)で示したように、 R 、 R^* の発展則に関わる係数で、各々が大きい値であれば、 R 、 R^* が早く1.0に一致する、つまり構造が早く喪失し、早く正規圧密粘土化することを意味する。両試験の R 、 R^* の発展をみると、砂の場合、 $m < m^*$ となっており、すなわち R^* が先に1.0に近づき、その後 R が1.0に近づいていて、粉碎泥岩の場合はその逆である。すなわち、砂と粘土の違いを弾塑性力学的に解釈するならば、砂はせん断とともに先に構造が低位化し、その後正規圧密粘土化し、粘土はその逆で、せん断とともにまず過圧密が解消し、その後構造が喪失してゆくことと捉えることができる。

8. おわりに

自然堆積粘土や砂は、一般に構造を有しており、また過圧密状態にあるとすることができる。本報告では、もう一つの特徴である異方性の効果については述べていないが、構造の喪失や過圧密の解消を実験に基づき記述すると、砂と粘土の違いが明らかになった。あえて再び述べると、粘土は先に過圧密が解消し、その後構造が喪失してゆくのにに対し、砂は先に構造が喪失し、その後過圧密が解消してゆくということである。このことは、他の砂と粘土の力学挙動の相違点をも説明することができる。本報告では述べなかったが、上負荷面カムクレイモデルの有限変形解析によると、構造を有する土の「2次圧密」は、過圧密が解消し、その後構造が喪失されてゆく過程で記述することができる。⁷⁾しかし、先に構造が喪失してしまうと「2次圧密」は起こらない。このことは、粘土では「2次圧密」が起こるが砂では起こらないといった誰もが知っている力学挙動を表している。

9. 参考文献

- 1) 浅岡ら(1999): 粉碎泥岩集合体の構造喪失に伴うせん断特性, 第34回地盤工学研究発表会講演集.
- 2) Isihara, K.(1993) : Liquefaction and Flow Failure during Earthquakes, The 33rd Rankine Lecture, Geotechnique.
- 3) 浅岡ら(1998): 「構造」を有した土の弾塑性モデルの一考え方, 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp.627-628.
- 4) Hashiguchi, K.(1978): "Plastic constitutive equations of granular materials", Proc. US-Japan Seminar on Continuum Mech. Stast. Appr. Mech. Granular Materials (Cowin, S.C. and Satake, M. eds.), Sendai, pp. 321-329.
- 5) Hashiguchi, K.(1989): "Subloading surface model in unconventional plasticity", International Journal of Solids and Structures, Vol.25, pp. 917-945.
- 6) 中野ら(1998): 「上負荷面カムクレイモデル」のせん断挙動, 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp.629-630.
- 7) 野田ら(1998): 「上負荷面カムクレイモデル」を用いた水～土連成解析による時間効果の計算, 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp.631-632.