

Ⅲ－A57 ゆる詰め粉砕泥岩供試体の非排水せん断挙動とその数値解析

奥村組（株） 正会員 木下 茂樹

名古屋大学工学部 正会員 浅岡 顕 中野 正樹 野田利弘

1. はじめに

自然堆積粘土など、「乱さない構造をもった」土の力学挙動を表すモデルとして、「上負荷面カムクレイモデル」を提案している¹⁾。本研究では、「構造」をもった土を表現するため、粉砕した泥岩集合体を土供試体として用い、初期間隙比の異なる3種類の非排水三軸圧縮試験を実施する。そして、粉砕泥岩集合体の「二重構造」の劣化に伴うせん断挙動を調べ、自然堆積粘土の挙動と比較する。さらに「上負荷面カムクレイモデル」の構成式に対し等体積単純せん断経路に沿う直接的な数値積分を行い²⁾、実験結果との比較を行う。

2. ゆる詰め粉砕泥岩供試体の非排水せん断特性

2.1 粉砕泥岩集合体と「二重構造」

図1に試験で用いた粉砕泥岩供試体の模式図を示す。②のように、泥岩を砕いたごく小さな石粒が集合体として砂のように構造を形成している。さらに石粒一つ一つは過圧密粘土であり、それ自身粘土鉱物と間隙からなる粘土構造を有している（図中①）。このように粉砕泥岩集合体は、全体として「二重構造」を形成する³⁾。泥岩石粒の詰め方によって、粉砕泥岩供試体の全体としての初期間隙比を変えることができ、初期間隙比が大きい場合、図中③で示した泥岩試料の練り返し土の $e \sim \log p'$

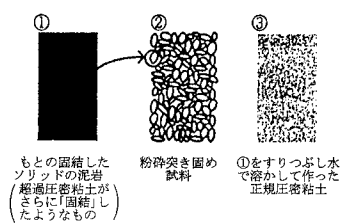


図1 粉砕泥岩集合体

曲線の上側にその状態をとることになる。本研究では、この粉砕泥岩供試体を「構造」をもった土と解釈する。この集合体全体は、等方圧縮であれせん断であれ、载荷されると、石粒は石粒同士の接点で著しいせん断力を受ける。過圧密粘土である石粒は、このせん断によって吸水軟化を起こして、やがて練り返し正規圧密粘土に戻ってゆく。「構造」をもった土に対しては、この過程をせん断による「構造」の劣化と考える。

2.2 粉砕泥岩供試体の非排水三軸圧縮試験

試験に用いた常滑泥岩は、第三紀鮮新世の常滑層群から採取された堆積泥岩である。飽和度がほぼ100%である泥岩石粒を粉砕し、初期粒径が1.7～2.0mmになるよう調整した。これらを三軸供試体用モールドに水中落下法でゆるく詰め、詰め方の違いによって3種類の初期間隙比を有する供試体を作製した（表1）。また石粒同士の間隙にも十分に水がゆきわたるよ

表1 ゆる詰め供試体の初期間隙比

試験名	初期間隙比
LSU1	1.496
LSU2	1.468
LSU3	1.378

うにした。この粉砕泥岩供試体を98kPaで等方圧密し、载荷速度0.08kPa/minの境界非排水せん断試験を実施した。図2にその結果を示す。図中には泥岩試料を練り返して作製した供試体の限界状態線も示している。有効応力パスを見ると、初期比体積が大きい試験ほど、限界状態線の下側で著しく「軟化」している。しかし $v(=1+e) \sim p'$ 関係を見ると、それぞれの供試体は限界状態線に達していない。試験終了後の粒度分析の結果を図3に示す。初期粒径を残した泥岩石粒もあるが、せん断に伴い泥岩石粒がスレーキングにより粘土化していることがわかる。つまり、この「軟化」の主な原因は、「二重構造」を有していた粉砕泥岩集合体がせん断によって、構成する泥岩石粒が練り返し正規圧密状態に戻ったためと考えられる。ただし、石粒全てが練り返し状態になったわけではないため、 $v \sim p'$ 関係で限界状態線に達していない。また軟化後に軸差応力が上昇するのは、せん断に伴い供試体が変形することによると考えている。実験結果は「構造」をもつ自然堆積粘土特有の挙動と類似している。

非排水せん断、三軸圧縮試験、構造、軟化挙動、カムクレイモデル

〒464-8603 名古屋市千種区不老町 TEL 052-789-4622 FAX 052-789-4624

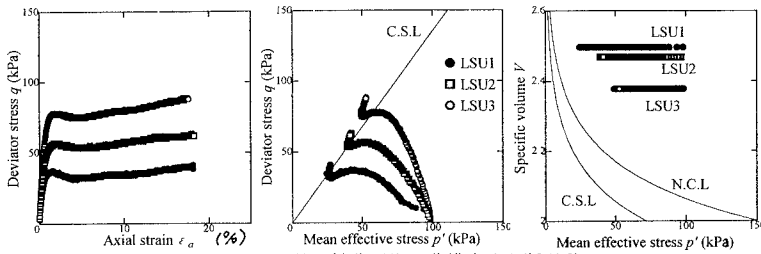


図2 ゆる詰め粉砕泥岩の非排水せん断挙動

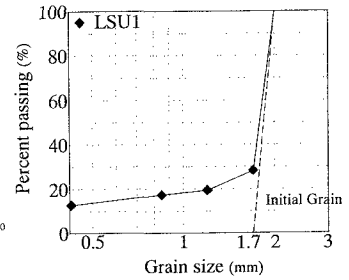


図3 試験後の粒度分析(LSU1)

2.3 粉砕泥岩供試体の非排水三軸圧縮試験の数値解析

ここでは、平面ひずみ条件で、かつ等体積単純せん断経路で、上負荷面カムクレイモデルの構成式を差分法的に数値積分し、三軸圧縮試験との比較を行う。モデルの詳細は文献1)に譲る。表2は計算に用いた土質定数で、常滑泥岩の練り返し試料から得られた値を採用している。表3には、初期の過圧密比の逆数を表すRと「構造」の程度を表すR*を示している。ここではRとR*を3種類適当にとったため、初期間隙比が実験と異なった。

図4の有効応力パスを見ると、「構造」の程度が大きい(R*の小さい)土KSU1、KSU2は限界状態線の下側で塑性圧縮を伴いながら「軟化」し、R*が小さくなるほど軸差応力のピークも小さく、その後限界状態に達する応力も小さくなっている。「軟化」の程度の差こそあれ、この結果は実験結果をよく表している。実験と

解析との「軟化」の程度の差は、せん断によっても供試体を構成する泥岩石粒が初期粒径を残しているものもあるためである。ここでは示さないが、初期に有していた「構造」の程度を表す定数R*は、せん断(塑性変形)の進行とともに

1.0に近づき限界状態に至っている。このことは、「構造」が失われ練り返し正規圧密粘土に戻って限界状態に至っていることを意味し、三軸試験において「二重構造」が失われてゆく様子を表現している。

3. おわりに

図5には、初期粒径の範囲を広げ、0.425~2.0mmになるよう調整したゆる詰め粉砕泥岩供試体(初期間隙比 0.962)の非排水三軸圧縮試験結果を示している。限界状態線より下での軟化現象は見られず、練り返し粘土と同じ挙動を示す。この挙動は、R*を1.0に近づけることによって表現することができる。R*は構造の程度を表すパラメータであるが、同時に、今まで表現できなかった土試料の粒度分布の影響もR*により考慮できることをこの実験は示唆している。

4. 参考文献

- 1)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回地盤工学会研究発表会概要集
- 2)中野ら(1998):「上負荷面カムクレイモデル」のせん断挙動,第33回地盤工学会研究発表会概要集
- 3)Asaoka, A. et al.(1997): "Delayed compression and progressive failure of the assembly of crushed mudstones due to slaking.", Soils and Foundations, to appear.

表2 解析で用いた土質定数

圧縮指数	λ	0.1552
膨張指数	κ	0.0497
限界状態定数	M	1.35
ボアソン比	ν	0.3
上,下負荷面係数	m	1.0

表3 R*とRの初期値

試験名	R	R*
KSU1	0.667	0.0647
KSU2	0.476	0.0810
KSU3	0.250	0.10

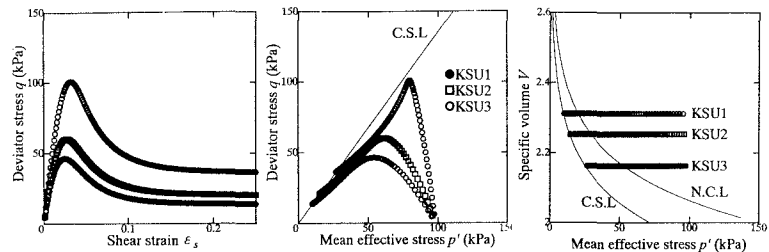


図4 等体積せん断挙動 (構成式の数値積分)

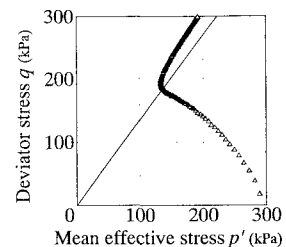


図5 初期粒度0.425~2.0mmの非排水せん断挙動