



琉球大学学術リポジトリ

University of the Ryukyus Repository

Title	島尻層泥岩の力学挙動に関する数値シミュレーション(農業工学科)
Author(s)	上野, 正実; 小宮, 康明
Citation	琉球大学農学部学術報告 = The Science Bulletin of the Faculty of Agriculture. University of the Ryukyus(36): 99-106
Issue Date	1989-12-05
URL	http://hdl.handle.net/20.500.12000/3880
Rights	



国立大学法人
琉球大学
University of the Ryukyus

島尻層泥岩の力学挙動に関する数値シミュレーション

上野正実*・小宮康明*

Masami UENO and Yasuaki KOMIYA : Numerical simulations for mechanical behaviours of Shimajiri mudstone

Summary

Some deformation behaviours of the Shimajiri mudstone were simulated by an elastoplastic constitutive equation and the availability of it was checked for applying to finite element methods. An generalized elastoplastic constitutive equation was formulated based on the subyield surface model which represented smooth transition from elastic state to plastic state. The associated flow rule was adopted to the subyield surface which was a function of current stress and similar to the yield surface in this formulation. Numerical simulations were carried out to some triaxial compression processes. Stress-strain relations predicted by this equation were fit well to measured those. Therefore this equation is able to use the simulation of mechanical behaviours both soil and mudstone only replacing material parameters. Some modifications have to need, however, to represent deformation behaviours of mudstone more accurately.

緒 言

島尻層泥岩は堆積性の軟岩で沖縄本島の中南部地域に広く分布し、この地域の基礎地盤を構成している。その力学的性質は岩石よりは土に近いが、風化によって強度や変形抵抗が急激に低下する⁹⁾。このため、農地造成地や宅地造成地の切土あるいは盛土ののり面において、地すべりや崩落の発生するケースが見られる。近年、このような造成地の大幅な拡大に伴って事故件数も増加しつつあり、その防止対策の確立が急務となっている。

斜面の安全設計においては、すべり線解法を基本とした従来の安定解析に替って、広範に使用されている有限要素法による解析が期待されており、これに関する多数の研究例が報告されている。後者では地すべりや崩壊に至るまでの過程を詳細に分析できるので、前者に比べて設計や安全対策への有効性が高い。しかしながら、これらの試みの多くは必ずしも所期の目的を達成しているわけではなく、設計等における本格的な利用にはまだいくつかの問題を含んでいる。

泥岩の有限要素解析における大きな問題点の一つは、その変形挙動すなわち応力とひずみの関係を適切に表現しうる構成式が確立していないことである。これ以外にも泥岩内部の強度分布の評価あるいは内包するクラックの扱い等、解決すべき課題は少なくないが、これらのかなりの部分は計算のアルゴリ

*琉球大学農学部農業工学科

**琉球大学農学部学術報告 36: 99~106 (1989)

ズムの問題に帰着され比較的解決しやすい。これに対して構成式の欠陥は解析結果に本質的な影響を与える。この間の事情は、泥岩の力学的挙動を考える際に参考となる土等においても同様で、有限要素法に触発されて構成式の研究が1970年代後半より活発になった経緯がある。加えて、コンピュータ制御式材料試験機の出現によって任意の負荷径路を容易に設定しうるようになり、変形挙動がかなりのレベルまで明かになりつつある。これらの状況が構成式の高精度化を促している。

土のような材料は顕著な塑性変形を示すのが特徴である。限界間隙状態(CS)理論に基づくカムクレイモデルは土の塑性構成論における歴史的業績として評価されているが、その後の構成理論の発展はめざましいものがある。土に関しては実用に供しうると予想される構成式がいくつか提示されており²⁾、有限要素解析の新しい局面が開けつつある。これらの状況を踏まえて泥岩の構成式を検討することを最初の課題としたい。特に、土の弾塑性構成式が泥岩についてもそのまま、もしくは若干の修正を加えて適用できれば、この方面の有限要素解析は大きく進展するものと期待する。

このような観点より、本研究では下降状面モデル⁴⁾に基づく弾塑性構成式を用いて島尻層泥岩の変形挙動をシミュレートし、この構成式の有限要素法への適用性を検討することを目的とした。同時にいくつかの試験結果より有限要素解析に必要な材料パラメータの値を決定した。まず、構成式との関連で泥岩の力学的性質の特徴を整理し、両者の関りを示した。次に、このモデルより具体的な構成式を導き、数例についてコンピュータを用いて数値シミュレーションを行った。これらと島尻層泥岩の応力—ひずみ曲線の実測結果とを比較することによって適用性を評価した。

なお、本研究は琉球大学・教育研究特別経費(昭和63年度)の助成を得て実施された「島尻層泥岩の強度、変形特性と斜面安定に関する研究」(研究代表者:原久夫(工学部))の一部であることを付記し、大学当局に感謝申し上げる次第である。

泥岩の力学的性質の特徴と構成式

泥岩は土よりは硬く通常の岩石よりは軟らかい。従来の研究結果より、泥岩の力学的性質は概ね土に類似することが示されている^{1,5)}。島尻層泥岩について言えば、弱固結状態にある粘土岩に分類され、コンシステンシーは通常の粘土とほぼ同じで中位の塑性を示し、また、他の多くの地域に見られる泥岩と物理的性質は似ている⁹⁾。著者の一人が行った大里村仲程地区、玉城村大道地区、および東風平町宜次地区より採取した未風化の島尻層泥岩に関するいくつかの材料試験結果でも同様の結果を得ている。一

例として、図1に大里村仲程地区より採取した試料の三軸圧縮試験(圧密排水:CDテスト)における応力—ひずみ曲線を示す。いずれの曲線も応力値はピークを示した後にかなり急激に減少している。側圧は比較的低圧の範囲内で6段階に設定してあるが、概ね側圧が高いほどピーク応力およびその時のひずみは大きくなる傾向が見られる。応力—ひずみ曲線の立ち上がり勾配は側圧に依らずほぼ等しい。

構成式を検討する観点より泥岩の力学的性質の主な特徴は次のように整理される。

- 1) 応力—ひずみ曲線は著しい非線形性を示す。
- 2) ひずみには塑性成分が多く、低応力状態においても塑性変形が発生する。従って明確な降伏点は確認できない。

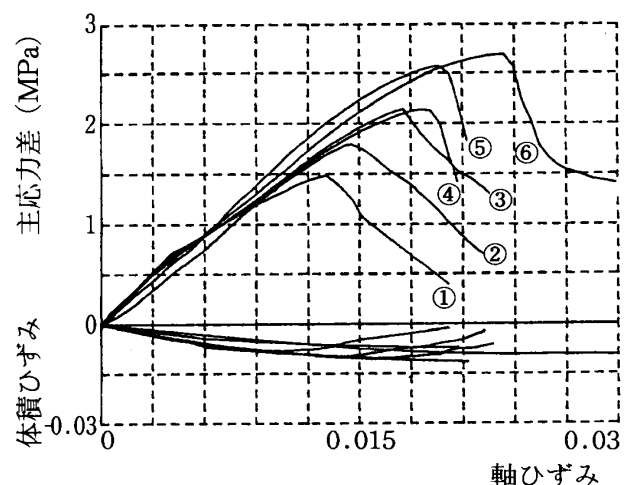


Fig. 1 島尻層泥岩の三軸圧縮状態における応力—ひずみ曲線の実測値の例(大里村仲程地区)
側圧(kPa) ①20 ②150 ③300 ④450 ⑤600 ⑥750

- 3) せん断による体積変化すなわちダイレイタンスーが発生する。
- 4) これに関連してひずみ硬化および軟化挙動が生ずる¹⁾。
- 5) 等方圧縮過程における間隙比 e と圧力 P には $e-1 \propto |P|$ 線形関係が見られる。
- 6) ピーク強度に対応するモール円の包絡線は土のそれと類似の形状となる。
- 7) 粒子間の結合力が力学的性質に影響を与える。この結合力は変形履歴によって大きく変化し、ひずみ異方性が発現する。
- 8) また堆積状態等の影響でひずみによらない異方性も有する^{1,5)}。
- 9) 比較的明瞭なすべり面が表れ、この周辺での体積変化が著しい^{1,5)}。
- 10) 乾湿の履歴により力学的性質が変化する^{1,5)}。
- 11) 変形挙動は時間依存性を示す^{1,5)}。

これらを表現できる構成式を確立するにはかなりの時間と実験による力学特性の詳細な説明が必要である。従って、ここでは第1段階として泥岩の基本的な変形特性のいくつかを満たし、かつ、有限要素解析における解の精度をある程度保証しうる構成式を検討する。

有限要素解析における泥岩の構成式¹⁾としては、初期の段階では線形弾性モデルが使用されたが、著しい非線形性を表現するために双曲線関数によるDuncan-Chanモデルが利用されている。関数形の単純さからこのモデルは現在でもよく使われている。しかるに、あくまでも弾性モデルであることと、ひずみ軟化現象を表せない等の本質的な欠点がある。そこでカムクレイモデルあるいは修正カムクレイモデル等により塑性変形の評価が試みられた。これらは塑性論における基本的仮説である関連流れ則に基づく構成式に属しており、派生的なモデルもいくつか提案されている²⁾。

さらに、これらでは十分に説明できない挙動を表現するために、新しいモデルが導入されつつある。その代表的なものとしては、移動硬化や降伏面形状の変化あるいは回転を伴うモデル、降伏面とは異なる塑性ポテンシャルを持つモデル、さらには塑性ポテンシャルを用いないモデル等がある^{1,2)}。弾性状態と塑性状態とを明確に区別した古典塑性論の範囲でも、ひずみ硬・軟化現象を始めとして基本的な変形特性は説明できる。しかしながら、弾性状態から塑性状態への滑らかな遷移の表現は下降伏面モデル等に依らざるを得ない⁴⁾。これは応力が降伏状態に達していない状態すなわち下降伏状態において、降伏面と相似なポテンシャル（下降伏面）を導入しこれに垂直条件を適用して塑性ひずみ増分を算定するものである。これによれば軟化あるいは硬化を問わず実測値に見られるような滑らかな曲線を表すことが可能である。

弾塑性構成式

泥岩の変形は弾塑性的であるとみなし増分法に基づいて構成式を導く。負荷状態においては降伏状態あるいは下降伏状態を問わず常に塑性変形が生じ、この状態におけるひずみ増分、 $d\epsilon_{ij}$ は次のように弾性成分 $d\epsilon_{ij}^e$ と塑性成分 $d\epsilon_{ij}^p$ の和であると仮定する。

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \cdots (1)$$

塑性ひずみは応力状態のみでは一意に定まらず変形履歴に依存する。すなわち両者の1対1の対応関係は存在しない。このため数学的には応力と塑性ひずみの増分間の線形関係を用いて構成式を表示し、所定のひずみを得るまで積分する方法を用いる。このような関係式を与える関連流れ則では、塑性ひずみ増分は降伏面と一致する塑性ポテンシャルの面上に応力が到達した状態で外向き法線方向に発生すると見なす。このような古典的な塑性論に対して、下降伏面モデルでは降伏状態に達していない現時の応力 σ_{ij} の関数 f を導入し、これに関連流れ則を適用する。

$$f(\sigma_{ij}) \leq F \cdots \cdots (2)$$

ここに、 F は降伏面のサイズを表し、ひずみ硬化あるいはひずみ軟化現象を規定する。これは塑性ひず

み ϵ_{ij}^p の関数となり、それに応じて増加もしくは減少する。すなわち、F 値の増加がひずみ硬化現象を、減少がひずみ軟化現象を表わす。関数 f は下降伏状態における塑性ポテンシャルの機能を果たすもので下降伏面と呼ばれる。式(2)において、 $f=F$ は降伏状態を表し、 $f < F$ は下降伏状態に相当する。これらの仮定より、塑性ひずみ増分は

$$d\epsilon_{ij}^p = \frac{df}{G} \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \dots \dots (3)$$

となる。ここに G は塑性ひずみ増分の大きさを制御するパラメータである。また偏微分係数 $\partial f / \partial \sigma_{ij}$ は塑性ひずみ増分の方向成分を与える。

応力と弾性ひずみは 1 対 1 に対応する。ここでは増分形式によりこれを次のように表す。

$$d\sigma_{ij} = E_{ijkl} \cdot d\epsilon_{kl} \dots \dots \dots (4)$$

ここに 4 階テンソル E_{ijkl} は弾性構成テンソルで 81 個の成分を有する。各成分は等方線形弾性体では 2 個の独立な材料定数によって表されるが、異方性の場合にはその程度に応じて増加する。非線形弾性体の場合にはこれらは応力の関数として与えられる。

式(1)、(2)および(3)より増分形式による弾塑性構成式

$$d\sigma_{ij} = \left[E_{ijkl} - \frac{E_{ijmn} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{mn}} \cdot \frac{\partial f}{\partial \sigma_{pq}} E_{pqkl}}{G + \frac{\partial f}{\partial \sigma_{rs}} E_{rstu} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{tu}}} \right] d\epsilon_{kl} \dots \dots (5)$$

が得られる。これは応力増分とひずみ増分の線形関係を与えるもので、数式処理の容易さから有限要素法等においてよく用いられる。

以上に下降伏面モデルに基づく弾塑性構成式の一般形式を示したが、前述の泥岩の力学的性質を考慮しつつ以下に具体的な構成式を述べる^{3,6,7)}。まず、降伏面あるいは下降伏面として次の関数を用いる。

$$f = -p \cdot q \dots \dots \dots (6)$$

$$q = 1 + \frac{2 \left\{ (n-1) \frac{M}{r_c} - n \right\}}{2n-3} \left(\frac{\eta}{M} \right)^5 + \frac{3 - \frac{M}{r_c}}{2n-3} \left(\frac{\eta}{M} \right)^n \dots \dots (7)$$

ここに、 p を平均応力、 $S_{ij} = \sigma_{ij} - p \delta_{ij}$ (δ_{ij} : クロネッカーのデルタ) を偏差応力として、 $r = (S_{ij} S_{ij})^{1/2}$ は偏差応力の 2 次不変量の平方根、 $\eta = -r/p$ である。パラメータ M は限界間隙状態 (CS) における η 値を、 r_c は同じく r 値を意味する。 n は材料パラメータである。この降伏面は主応力空間において凸状の閉曲面を呈する。

土等の降伏条件は偏差応力の 3 次不変量 $t = (S_{ij} S_{jk} S_{ki})^{1/3}$ にも依存することが知られている。そこでパラメータ

$$\sin 3 \theta = -\sqrt{6} \left(\frac{t}{r} \right)^3 \dots \dots \dots (8)$$

を導入することによって、 M を内部摩擦角 ϕ と $\sin 3 \theta$ の関数とする次式で表す^{3,6,7)}。

$$M = \frac{2\sqrt{6} \sin \phi}{(A - B \sin 3 \theta)^{1/2}} \dots \dots \dots (9)$$

$$\begin{aligned} \text{ここに } A &= \{ (3 + \sin \phi)^4 + (3 - \sin \phi)^4 \} \\ B &= \{ (3 + \sin \phi)^4 - (3 - \sin \phi)^4 \} \end{aligned}$$

これはP軸を母線とする錘体状のCS面を形成する。本文で用いた下降伏面の主応力空間の(P,r)面および(r,θ)面における形状の一例を図2に示す。

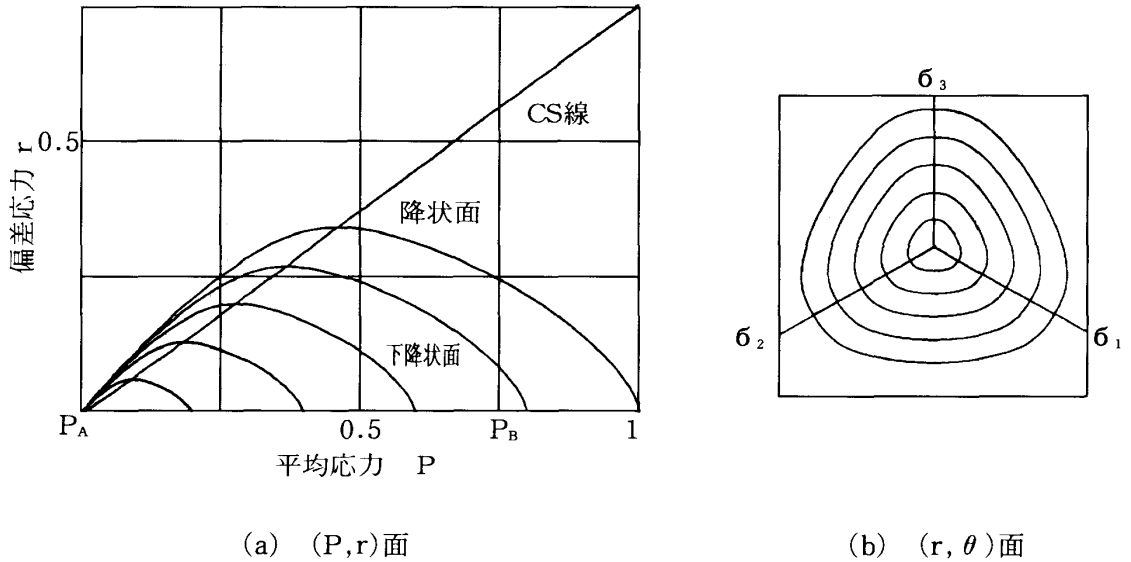


Fig. 2 (a), (b)主応力空間における降状面および下降伏面の例

泥岩は引張に対しても若干の強度を有する。これを表現するために応力に対して座標変換

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ij} - P_d \dots \dots \dots (10)$$

を行う。すなわち、図2において(P,r)面の座標原点が P_d だけ右に平行移動した形となる。P_d が一定であれば、下降伏面 f と P 軸の正側の交点 P_A は固定された状態で応力の変化に伴って形状が相似形を保って変化する。P_d が一定でない場合には両方の交点 P_A および P_B とも移動しながら形状が変化する。図2は P_d = 0 における下降伏面形状の変化を表している。本文では k を係数として

$$P_d = kF \dots \dots \dots (11)$$

を用いた。

ひずみ硬・軟化挙動を規定するFは一般に塑性ひずみの関数である。土の場合には硬・軟化挙動は主に間隙比すなわち塑性体積ひずみ ε_v^p に影響される。そこで、等方圧縮試験による e-1n | P | 曲線より得られる次の関数形を用いる⁵⁾。

$$F = F_0 \exp \left(-\frac{\epsilon_v^p}{\alpha} \right) \dots \dots \dots (12)$$

ここに F₀ は F の初期値、α は e-1n | P | 曲線の勾配を表す材料パラメータである。硬・軟化挙動が複雑な場合には F は塑性偏差ひずみ等も含む関数となる。

式(3)における係数 G は次式で与えた。これは降伏状態における関数形を下降伏状態にも適用しうるように拡張したものである⁴⁾。

$$\frac{1}{G} = \frac{1}{\frac{\partial F}{\partial \epsilon_{ij}^p}} \cdot \frac{K}{\frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \delta_{ij} - H} \dots \dots \dots (13)$$

本式中の関数 K および H は下降伏状態における塑性ひずみ増分の大きさを制御するものである。降伏状態においては K = 1 および H = 0 となり従来の構成式における G に一致する。K および H としてそれぞれ次の関数を用いる^{4,7)}。

$$K=f/F \dots\dots\dots(14)$$

$$H=ln | f/F | \dots\dots\dots(15)$$

弾性構成式としては次式を用いた^{3,7)}。

$$d \epsilon_{ij}^e = \frac{\beta}{3} \cdot \frac{dp}{P_r - P} \delta_{ij} + a S_{ij} \dots\dots\dots (16)$$

ここに P_r 、 β および a は材料パラメータで、 β は $e-1 \ln | P |$ 曲線の弾性相当部分より得られる勾配、 a は弾性偏差ひずみの勾配を与える。これを式(4)の形式に変えれば弾性構成テンソル E_{ijkl} を得る。

以上に示した関数を式(5)に用いれば具体的な弾塑性構成式を得ることができる。なおここに示したいいくつかの関数は確定的なものではなく、他のものを用いることも可能である。

数値シミュレーション

泥岩の変形挙動の数値シミュレーションを行うには、まず弾塑性構成式を次のようにベクトル、マトリックス表示の連立一次方程式に変形する。

$$\begin{Bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\epsilon_z \\ d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{yz} \\ d\gamma_{zx} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & D_{14} & D_{15} & D_{16} \\ & D_{22} & D_{23} & D_{24} & D_{25} & D_{26} \\ & & D_{33} & D_{34} & D_{35} & D_{36} \\ \text{Sym.} & & & D_{44} & D_{45} & D_{46} \\ & & & & D_{55} & D_{56} \\ & & & & & D_{66} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} d\epsilon_x \\ d\epsilon_y \\ d\epsilon_z \\ d\gamma_{xy} \\ d\gamma_{yz} \\ d\gamma_{zx} \end{Bmatrix} \dots (17)$$

あるいは

$$\{d\epsilon\} = [D]\{d\epsilon\} \dots\dots\dots(17')$$

計算の手順としては、まず、変形の形態に応じて応力増分もしくはひずみ増分を与えて、この連立方程式を解いて未知の増分量を求める。その直前の応力およびひずみの値にそれぞれの増分値を加算して新たな値を得る。これによって変化する内部状態に対応して弾塑性構成マトリックス[D]を計算し、同様の過程を繰り返す。このフローチャートを図3に示す。境界条件として与える増分値は一般に計算過程とともに変化するが、三軸圧縮状態のような単純な負荷径路においては一定値となる。

計算の実行に当たっては弾塑性構成式中のいくつかの材料パラメータを決定しなければならない。変形挙動を精度よく表現しようとするれば勢い構成式は複雑となり、パラメータの数は増加するきらいがある。このため単純な材料試験結果から直接にこれらを決定することは困難になっており、コンピュータを利用したカーブフィット法によって材料パラメータを得る逆解法が利用されている。ここでは等方圧縮試験結果およびピーク強度に対するモール円の包絡線等を参考に、三軸圧縮試験結果へのカーブフィット法によってこれらのパラメータを決定した。計算プログラムはBASICで作成し、16ビットパーソナルコンピュータで実行した。

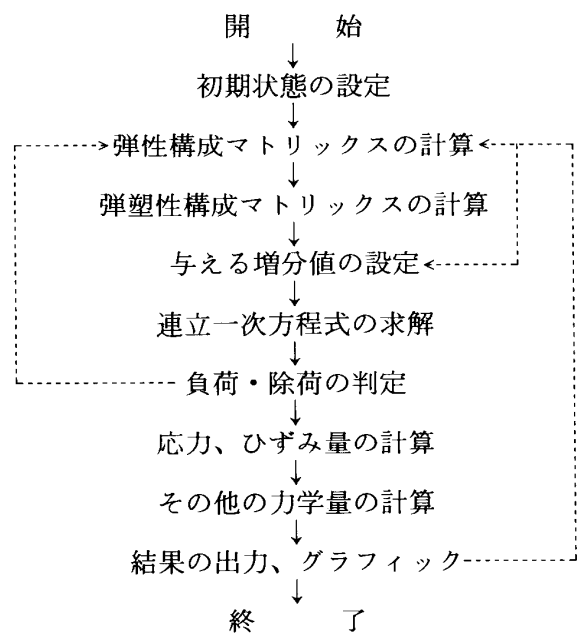
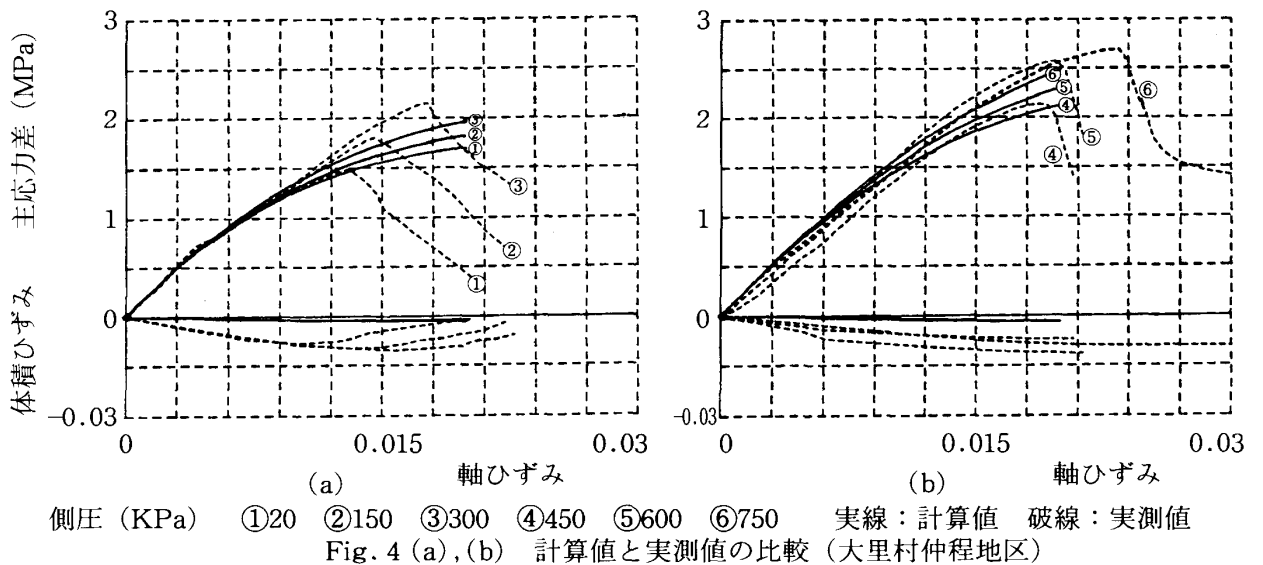


Fig. 3 シミュレーションのフローチャート

図4に解析結果の一部を示す。破線は大里村仲程地区より採取した未風化試料の圧密排水試験結果で、側圧は20,150,300,450,600および750kPaである。同図より応力-ひずみ関係は本構成式によって精度よく表現しうる事がわかる。一方、体積ひずみは実測値よりかなり小さく見積られている。これは材料パラメータの選定に留意することによってある程度修正できる。カーブフィット法の泣き所は得られた材料パラメータが最適値か否かの明確な判断基準がないことである。データの蓄積以外に解決方法はないと言える。また、同一地区で採取した試料の材料パラメータは同じであるとしたが、個別にこれらを設定すれば精度は向上する。しかしながらこのような措置は有限要素解析では無意味である。



実測結果を見るとピークが表れた後に応力値は急速に低下している。これは土のひずみ軟化現象に相当するが、典型的な変形パターンのような体積ひずみの増加はほとんど見られない。本来の軟化が発生する以前の応力レベルで局限された面内でのすべりが発生し、急激な応力低下につながったものと考えられる。材料中の微小クラック、結合力の不均一あるいはその局所的な変化等の影響で明瞭なすべり面が生じ、土とは若干異なる挙動を示したものであろう。一旦すべりが生じた後にはその部分が変形挙動に支配的な影響を与える。これは植物根を有する土の変形挙動に近い。従って、精度の本質的な向上を図るためには、硬・軟化を規定する関数Fに塑性偏差ひずみの2次不変量等を取り入れるとともに、ひずみ異方性を考慮する必要がある。

しかしながら、解析の許容精度の設定によってはこのままでも十分に利用可能であるので、構成式の改良は今後の継続課題としたい。

本解析によって得た採取地別の試料の材料パラメータの値を表1に示す。

Table. 1 島尻層泥岩の材料パラメータ

	大里村 仲程	玉城村 大道	東風平町 宣次
弾性パラメータ			
Pr	0.0	0.0	0.0
β	0.008	0.007	0.001
a(1/MPa)	0.08	0.022	0.012
塑性パラメータ			
Fo(MPa)	10.0	6.0	9.5
α	0.015	0.02	0.015
rc	0.23	0.32	0.3
n	20.0	20.0	20.0
ϕ (°)	15.0	20.0	17.0

要 約

本研究では、島尻層泥岩に関する力学的問題の有限要素解析を実行するための準備として、弾塑性構成式の導入とその適用性の確認を行なった。泥岩の低応力状態での塑性挙動等を下降伏面モデルに基づ

く構成式により表現することを主眼とした。数値シミュレーション結果と実測値の比較によって、三軸圧縮過程についてはかなり精度よく表現できることが明らかとなった。今後、この構成式を用いた有限要素法のプログラムを用いて斜面の安定問題あるいは掘削の問題等を解析し、合理的な設計法の開発を行なう予定である。弾塑性構成式の精度を向上させ泥岩の変形挙動を適切に表現するためには継続的な研究が必要である。

引用文献

1. 土質工学会編 1987 堆積軟岩の工学的性質とその応用 土質基礎工学ライブラリー30 土質工学会
2. ISSMFE Subcommittee 1985 Constitutive Laws of Soils, 11th ICSMFE, San Francisco
3. 橋口公一 1975 粒状体に関する弾塑性構成式, 東京工業大学学位論文
4. Hashiguchi.K. and M. Ueno 1977 Elasto-plastic Constitutive Laws of Granular Materials, Proc. of 9th ICSMFE, Session 9 : 73-82
5. 新城俊也 1980 土質材料としての泥質堆積岩の力学特性に関する研究, 京都大学工学部学位論文
6. 上野正実他 1981 農業機械設計の観点における土の塑性構成式に関する一考察, 琉大農学報 28 : 173~181
7. Ueno.M and H. Izumi 1985 A Consideraion of elasto-plastic constitutive equation for three dimensional deformation analysis and its application, Proc. of 5th Intl. Conf. Numerical Method in Geomechanics, 1 : 325-332