

1 はじめに

川から海に運ばれた粘土、あるいは海に投入された粘土などは、ごく低応力下で間隙比が極めて大きく、繰り返し粘土に比べ極めて高位な構造を有して、ほとんど「液相」のコロイド状態にある。このような状態から粘土が沈降・堆積を始め、長い時間をかけて自重圧密により大圧縮がおこると、「固相」の堆積地盤が生成されると考えられる。そこで本論文では、構造、過圧密、異方性を考慮した弾塑性力学に基づいて、粘土が「液相」から「固相」へ相変化する過程を記述するとともに、水～土連成計算により、粘土が自然に堆積し地盤が形成されていく過程をシミュレートすることを試みる。これにより、自然堆積地盤の持つ異方性、深度方向に沿う不均質性や、堆積した粘土の力学的特性などを調べる。ここで、構成式の定式化では、低応力下での高含水比とその状態からの大圧縮過程を記述するために、従来用いられている $v - \ln p'$ 関係に代わる $\ln v - \ln p'$ 関係を導入する。

2 $\ln v - \ln p'$ 関係に基づく回転硬化上負荷面修正カムクレイモデル¹⁾の定式化

(1) $\ln v - \ln p'$ 関係の使用

粘土のごく小さな拘束圧下における、大間隙比からの大圧縮過程を記述するために、従来の $v - \ln p'$ 関係を橋口ら²⁾に従って $\ln v - \ln p'$ 関係に改める。すなわち、等方応力状態にある十分に繰り返した土の比体積 v ($v=1+e$, e : 間隙比) と平均有効応力 p' ($p' = -\frac{1}{3} \text{tr } \mathbf{T}'$, \mathbf{T}' は有効応力(引張: 正)) を次の関係式で表す。

$$\ln v = N_L - \bar{\rho} \ln p' \quad (\text{等方正規圧密線}) \quad (1)$$

$$\ln v = \ln v_0 - \tilde{\gamma} \ln p' \quad (\text{膨潤線}) \quad (2)$$

ここに、 $\bar{\rho}$ と $\tilde{\gamma}$ は、それぞれ正規圧密線の傾きと膨潤線の傾きであり、 N_L は $\ln v - \ln p'$ 関係における正規圧密線の切片 ($p'=98.1 \text{ kPa}$ 時の比体積の自然対数) である。

(2) 構造、過圧密、異方性を有する土の3つの負荷面

関口・太田³⁾によって提案された異方性の影響を表す応力の不変量 η^* と、Hashiguchi and Chen⁴⁾によるその異方性の発達・消滅(応力誘導異方性)を記述する回転硬化概念を、修正カムクレイモデルに導入して繰り返し正規圧密粘土の挙動を記述する。これを土台にして構造が発達した過圧密粘土の挙動を定式化する。すなわち、構造の程度は異方性を考慮したカムクレイ面(正規面)の外側に相似な上負荷面⁵⁾(相似中心は原点 $p'=q=0$ でその大きさの相似率を R^* ($0 < R^* \leq 1$))を、過圧密状態は上負荷面の内側に下負荷面(相似中心は原点 $p'=q=0$ でその大きさの相似率を R ($0 < R \leq 1$))、その逆数 $1/R$ が過圧密比に相当)を設けて表す。なお、 q' はせん断応力であり、 $q' = \sqrt{\frac{3}{2}} \|\mathbf{S}\|$ ($\|\cdot\|$ はノルム), $\mathbf{S} = \mathbf{T}' + p'\mathbf{I}$ である。これら3つの負荷面の位置関係は、軸対称条件での負荷を仮定すれば、図1のように描ける。また、塑性変形が進むにつれ、構造が喪失 ($R^* \rightarrow 1$) して上負荷面が正規面に近づき、同時に、過圧密は解消 ($R \rightarrow 1$) して上負荷面と下負荷面は近づくが、最終的に3つの負荷面は正規面に一致する。異方性も塑性変形の進展とともに発達・消滅し、異方性が発達するにつれ、3つの負荷面は回転する。さて、初期時刻 ($t=0$) と現時刻 ($t=t$) の比体積 v_0 , v を用いると、対数体積ひずみ ε_v (圧縮を正) は \mathbf{D} をストレッチングテンソル(引張を正)の弾性成分 \mathbf{D}^e と塑性成分 \mathbf{D}^p の和で、

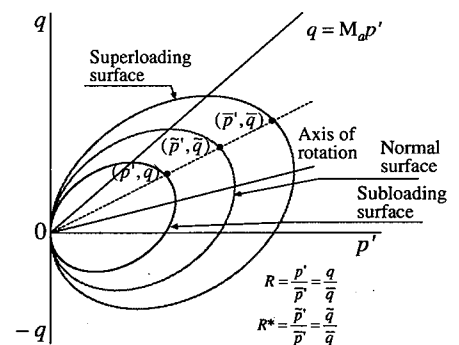


図1 3つの負荷面(軸対称条件)

$$\varepsilon_v = \ln \frac{v}{v_0} = - \int_0^t \text{tr } \mathbf{D} d\tau = - \int_0^t \text{tr } \mathbf{D}^e d\tau - \int_0^t \text{tr } \mathbf{D}^p d\tau \quad (3)$$

のように分解できるので、この $-\int_0^t \text{tr } \mathbf{D}^p d\tau$ を硬化・軟化の履歴パラメータにとると、現応力がある下負荷面は次式になる。

$$\begin{aligned} & f(p', \eta^*) + MD \ln R^* - MD \ln R - \left(-\int_0^t \text{tr } \mathbf{D}^p d\tau\right) \\ &= MD \ln \frac{p'}{\tilde{p}'_0} + MD \ln \frac{M^2 + \eta^{*2}}{M^2} + MD \ln R^* - MD \ln R + \int_0^t \text{tr } \mathbf{D}^p d\tau = 0 \end{aligned} \quad (4)$$

ここに、 $D = (\tilde{\rho} - \tilde{\gamma})/M$ は「ダイレイタンス係数」に相当し、 M は限界状態定数、 \tilde{p}'_0 は初期正規面と異方性の軸との交点の p' の値である。また、回転硬化変数⁴⁾と呼ばれる異方性の程度を表すテンソル量 β を用いて η^* は次式で与えられる。

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} \hat{\eta} \cdot \hat{\eta}}, \quad \hat{\eta} = \eta - \beta, \quad \eta = \frac{\mathbf{S}}{p'} \quad (5)$$

なお、 $\beta=0$ の時には、異方性はなく3つの負荷面は回転していない。

(3) 関連流れ則と適応条件式

土の塑性挙動は関連流れ則に従うとし、次式で表す。

$$\mathbf{D}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \mathbf{T}'} \quad (\lambda > 0) \quad (6)$$

ここに、 λ は塑性乗数である。また、適応条件式(式(4)の物質時間微分)は次式で表される。

$$\dot{f}(p', \eta^*) + \text{tr } \mathbf{D}^p + MD \frac{\dot{R}^*}{R^*} - MD \frac{\dot{R}}{R} = \frac{\partial f}{\partial \mathbf{T}'} \cdot \dot{\mathbf{T}}' + \frac{\partial f}{\partial \beta} \cdot \dot{\beta} + \text{tr } \mathbf{D}^p + MD \frac{\dot{R}^*}{R^*} - MD \frac{\dot{R}}{R} = 0 \quad (7)$$

なお、上付き“ \cdot ”は物質時間微分を表す。また、 \mathbf{T}' と β に対するGreen-Naghdi⁶⁾の速度

$$\overset{\circ}{\beta} = \dot{\beta} + \beta \Omega - \Omega \beta, \quad \overset{\circ}{\mathbf{T}}' = \dot{\mathbf{T}}' + \mathbf{T}' \Omega - \Omega \mathbf{T}' \quad (8)$$

を、式(7)に代入すると、

$$\frac{\partial f}{\partial \mathbf{T}'} \cdot \overset{\circ}{\mathbf{T}}' + \frac{\partial f}{\partial \beta} \cdot \overset{\circ}{\beta} + \text{tr } \mathbf{D}^p + MD \frac{\dot{R}^*}{R^*} - MD \frac{\dot{R}}{R} = 0 \quad (9)$$

となる。なお、式(8)で $\Omega = \dot{R}R^T$ の R は回転テンソルで、上付き“ T ”は転置を表す。

(4) R, R^*, β の発展則

本論文では、 R^* と R および異方性 β の発展則(これらの物質時間微分)を、塑性ストレッチングに関する非負のスカラー関数として、それぞれ次式で与える。

$$R^* \text{の発展則} : \dot{R}^* = U^* \|\mathbf{D}^p\|, \quad U^* = \frac{a}{D} R^{*b} (1 - R^*)^c \quad (10)$$

$$R \text{の発展則} : \dot{R} = U \|\mathbf{D}^p\|, \quad U = -\frac{m}{D} \ln R \quad (11)$$

$$\beta \text{の発展則}^4) : \overset{\circ}{\beta} = \frac{b_r}{D} \sqrt{\frac{2}{3}} \|\mathbf{D}_s^p\| \|\hat{\eta}\| \eta_b, \quad \eta_b = m_b \frac{\|\hat{\eta}\|}{\|\hat{\eta}\|} - \beta \quad (12)$$

ここに \mathbf{D}_s^p は \mathbf{D}^p の偏差成分である。

式(10)~(12)で用いられている発展則パラメータ群はすべて定数で、 a, b, c を構造劣化指数、 m を正規圧密土化指数、 b_r を回転硬化指数ならびに、 m_b を回転硬化限界定数と呼び、 m_b は異方性の発達限界($\|\beta\| \leq m_b$)を与える。本モデルでは同じ枠組みの中で、典型的な砂と粘土の力学挙動の違いを、これらの発展則パラメータ群の値を変えることにより表現することができるが、本論文では粘土は砂に比べて過圧密の解消が速いが、構造はなかなか喪失せず、また異方性は発達しにくいものとして値を決めている。なお、本論文では砂の挙動例を示さないが、上記のパラメータの大小関係を変えるだけで、ゆるい砂は微小なくり返しせん断負荷で大圧縮し「締まる」が粘土は締まらない、だからまた逆に、砂は液状化するのに粘土は液状化が極めて難しい、さらには、粘土は2次圧密な

どの時間効果が容易に起こるが砂は極めて起こりにくいという実験ないし観測事実を、水～土連成の境界値問題として記述できる。詳しくは参考文献⁷⁾⁸⁾に譲る。

(5) 負荷状態

適応条件式(式(9))に、関連流れ則(式(6))を適用し、発展則(式(10)～(12))を代入すると、塑性定数 λ は次式で表される。

$$\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial \mathbf{T}'} \cdot \dot{\mathbf{T}}'}{\frac{MD}{p'(M^2 + \eta^{*2})}(M_s^2 - \eta^2)}, \quad \eta = \frac{q}{p'} \quad (13)$$

$$M_s^2 = M_a^2 + b_r \frac{4M\eta^{*2}}{M^2 + \eta^{*2}}(m_b\eta^* - \sqrt{\frac{3}{2}}\hat{\boldsymbol{\eta}} \cdot \boldsymbol{\beta}) - \left(\frac{U^*}{R^*} - \frac{U}{R}\right)\sqrt{6\eta^{*2} + \frac{1}{3}(M_a^2 - \eta^2)^2} \quad (14)$$

$$M_a^2 = M^2 + \zeta^2, \quad \zeta = \sqrt{\frac{3}{2}}\|\boldsymbol{\beta}\| \quad (15)$$

負荷状態にある時は、 λ が常に正であることから、 $q = M_s p'$ が硬化・軟化の敷居線を与え、塑性変形の進展に応じて構造低位化、過圧密解消、異方性の発達・消滅および現応力比が変化するとともに変動する。具体的に後述の表1のような材料定数を与えると、過圧密の解消により M_s の値は小さくなり、構造の喪失および異方性の発達により M_s の値は大きくなるのが分かる。

(6) 塑性体積変化と大圧縮のメカニズム

3つの負荷面は異方性の発達とともに回転するので、塑性圧縮と膨張の境界も変化する。すなわち $-\text{tr } \mathbf{D}^p$ は、

$$-\text{tr } \mathbf{D}^p = -\lambda \text{tr} \frac{\partial f}{\partial \mathbf{T}'} = \lambda \frac{MD}{p'(M^2 + \eta^{*2})}(M_a^2 - \eta^2) \quad (16)$$

より、 $q = M_a p'$ (M_a は式(15)参照)が塑性圧縮・膨張の敷居線となり、 $q = M_s p'$ とは独立して異方性の発達・消滅により変動する。塑性変形の進展と共に異方性が発達すると M_a の値は大きくなり、応力空間において塑性圧縮領域が広がる。また、異方性が消滅すると M_a の値は小さくなり、塑性膨張領域が広がる。

一方、適応条件式(式(9))より、 $-\text{tr } \mathbf{D}^p$ は次式のようにも書くことができる。

$$-\text{tr } \mathbf{D}^p = \dot{f}(p', \eta^*) + MD \frac{\dot{R}^*}{R^*} - MD \frac{\dot{R}}{R} \quad (17)$$

ここで、負荷状態にある時には、 $\dot{R}^* > 0$ 、 $\dot{R} > 0$ であることから、構造劣化は塑性圧縮(右辺第2項)を、過圧密解消は塑性膨張(右辺第3項)を助長することになる。粘土が相変化する過程では、初期の「液相」の状態を持つ無限大の構造が、わずかなせん断力で大きく喪失すると捉えれば、これによって大きな塑性圧縮が余計に発生し、土は大圧縮する。これが、粘土の「相変化」における、構造喪失に伴う大圧縮のメカニズムである。

(7) 構成式

弾性応答は非線形等方フック則を仮定して、

$$\dot{\mathbf{T}}' = \mathbf{E} \mathbf{D}^e = \left(\tilde{K} - \frac{2}{3} \tilde{G} \right) \text{tr } \mathbf{D}^e \mathbf{I} + 2 \tilde{G} \mathbf{D}^e \quad (18)$$

とし、式(13)に代入すると、分子をストレッチング \mathbf{D} で表した塑性乗数を次式で得る。

$$\Lambda (= \lambda) = \frac{\frac{\partial f}{\partial \mathbf{T}'} \cdot \mathbf{E} \mathbf{D}}{\frac{\partial f}{\partial \mathbf{T}'} \cdot \mathbf{E} \frac{\partial f}{\partial \mathbf{T}'} + \frac{MD}{p'(M^2 + \eta^{*2})}(M_s^2 - \eta^2)} \quad (19)$$

なお、式(18)の \mathbf{I} は等方テンソルであり、 \mathbf{E} は弾性係数テンソルである。また、 \tilde{K} 、 \tilde{G} は、それぞれ非線形体積弾性係数ならびにせん断弾性係数である。この塑性乗数 Λ と式(9)を考慮すると、式(18)から弾塑性構成式を次式で得る。

$$\overset{\circ}{T}' = ED - \Lambda E \frac{\partial f}{\partial T'} \quad (20)$$

または具体形として次式で書くことができる。

$$\overset{\circ}{T}' = \left(\tilde{K} - \frac{2}{3} \tilde{G} \right) \text{tr} DI + 2\tilde{G}D - \frac{(2\sqrt{3}\tilde{G}\hat{\eta} \cdot D - \tilde{K}\bar{\alpha} \text{tr} D)(2\sqrt{3}\tilde{G}\hat{\eta} - \tilde{K}\bar{\alpha}I)}{4\eta^{*2}\tilde{G} + \tilde{K}\bar{\alpha}^2 + h} \quad (21)$$

$$\tilde{K} = \frac{p'}{\tilde{\gamma}}, \quad \tilde{G} = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \tilde{K}, \quad \bar{\alpha} = \frac{1}{\sqrt{3}}(M_a^2 - \eta^2) \quad (22)$$

$$h = \frac{p' M^2 + \eta^{*2}}{3} \frac{MD}{MD} \left\{ M_a^2 + b_r \frac{4M\eta^{*2}}{M^2 + \eta^{*2}} \left(m_b \eta^* - \sqrt{\frac{3}{2}} \hat{\eta} \cdot \beta \right) - \left(\frac{U^*}{R^*} - \frac{U}{R} \right) \sqrt{6\eta^{*2} + \frac{1}{3}(M_a^2 - \eta^2)^2 - \eta^2} \right\} \quad (23)$$

ここに、式(22)の ν はポアソン比である。

3 高含水比状態にある粘土の1次元圧縮応答

(1) 初期条件及び計算条件

本章では、一様変形場における前述の弾塑性構成式の応答を調べ、粘土の「相変化」の様子を記述する。計算に用いた材料定数、初期値を表1に示す。「相変化」の初期における粘土は、極小さな圧密圧力状態ではほぼ「液相」の高含水比状態(含水比415%)にあるとし、大間隙比で極めて大きな構造を想定した。また、等方応力状態にあるとし、異方性のない正規圧密状態と仮定した。

この状態から、圧密応力が $p'=98.1\text{kPa}$ になるまで1次元圧縮を行い、その応答を調べた。これは、1次元圧縮により、ほぼ「液相」だった粘土が、土としての性質を示す「固相」の状態に相変化すると想定している。さらに、1次元圧縮後の粘土を堆積後の粘土と捉え、地盤中からのサンプリングに伴う除荷を想定した応力開放を行い、その後非排水せん断応答を調べた。

(2) 1次元圧縮応答結果

1次元圧縮応答の結果を図2に示す。図中の各軸の値は、せん断ひずみ ε_s 、せん断応力 q 、平均有効応力 p' 、構造の程度 R^* 、過圧密比 $1/R$ 、異方性の発達度合い $\|\beta\|/m_b$ 、比体積 v である。 R 、 R^* 、 $\|\beta\|/m_b$ は、塑性変形の進展に伴い限界値1に近づく。比較のため、従来の $v-\ln p'$ 関係における応答は図中の点線で示す。

$v \sim p'$ 関係を見ると、 $\ln v - \ln p'$ 関係の導入により、低拘束圧下からの比体積の大きな減少に見られる「大圧縮」が記述できている。せん断ひずみ ε_s は2000%以上発生し、実際の粘土地盤が示す比体積($v=2\sim 3$)になっている。また、異方性の発達度合いを表す $\|\beta\|/m_b \sim \varepsilon_s$ 関係を見ると、異方性の発達が遅いといわれる粘土でも、堆積過程における大圧縮により異方性が発達し、その後ほぼ一定になっていることが分かる。

図3に、圧縮初期の応力経路の拡大図を示す。初期に等方応力状態からの軟化が見られるが、これは、コロイド状態に近い粘土が、ごくわずかなせん断力にも抵抗できない「液体」としての性状

表1 材料定数と初期値

<材料定数>	
$\tilde{\rho}$	0.068665
$\tilde{\gamma}$	0.02147
N_L	0.680087
M	1.13
ν	0.40
ρ_s (土の密度)(t/m ³)	2.65
<発展則パラメータ>	
m	1.00
a	0.137
b	0.87
c	0.20
b_r	1.00
m_b	1.00
<初期値>	
p'_0 (kPa)	98.1×10^{-7}
v_0	20.0
$1/R_0$	1.00
$1/R_0^*$	1.33×10^{11}
$\ \beta_0\ $	0.0

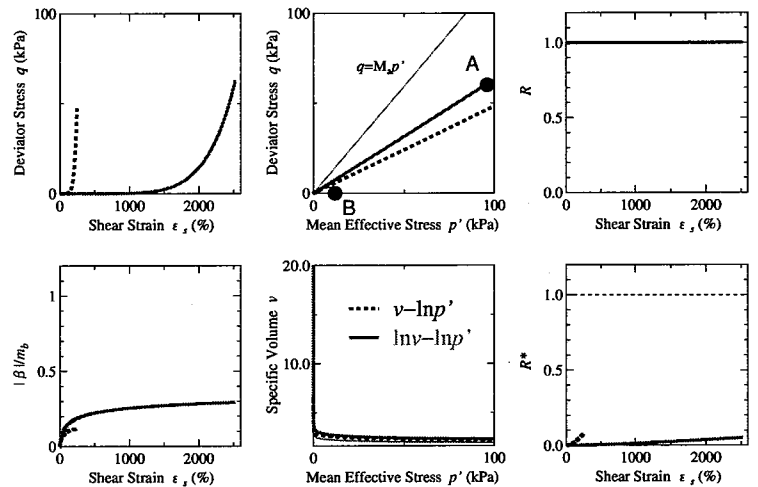


図2 1次元圧縮応答

を持っていることを表している。しかし、その後せん断が進むにつれ、粘土は硬化を始め「固体」の土としての性質を持つようになっていく。すなわち、1次元圧縮過程において粘土は、初期には内部摩擦角「 $\phi=0$ 」の状態にあり、圧縮が進むと ϕ が生成され、これが「相変化」に対応すると考えられる。

(3) サンプリングを想定した非排水せん断応答

図2の点Aの応力状態にある粘土を、地盤中からの「サンプリング」を想定して応力開放を行い、点Bまで除荷した粘土の非排水せん断応答を図4に示す。

図4の点Aの応力状態にある粘土を、地盤中からの「サンプリング」を想定して応力開放を行い、点Bまで除荷した粘土の非排水せん断応答を図4に示す。 $p' \sim q$ 図を見ると、塑性膨張を伴う硬化後、塑性圧縮を伴う軟化という、自然堆積粘土にしばしば見られる「巻き返し」挙動が記述できている。また、 $\|\beta\|/m_b \sim \epsilon_s$ 関係を見ると、1次元圧縮過程で発達した異方性が、せん断によりごくわずかに発達していることが分かる。図2の1次元圧縮過程を土の堆積過程と捉えれば、図4の非排水せん断の初期時に有していた異方性は土の持つ「固有」異方性に対応し、その後の非排水せん断でわずかに発達した異方性が「誘導」異方性に対応する。

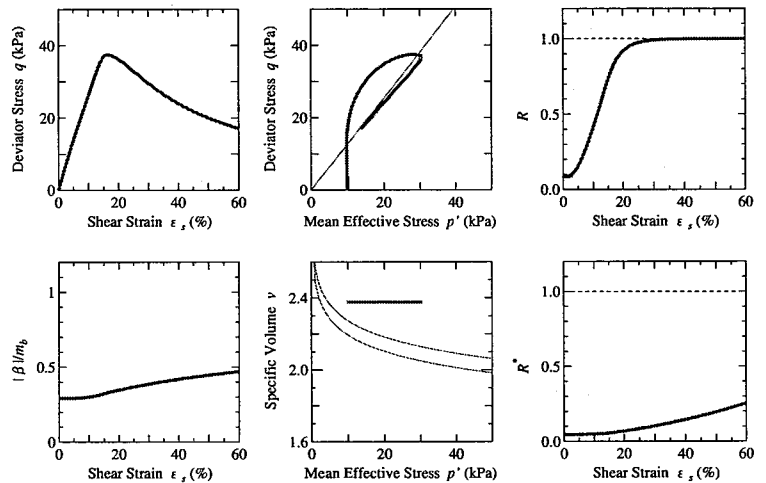


図4 サンプリング後を想定した非排水せん断応答

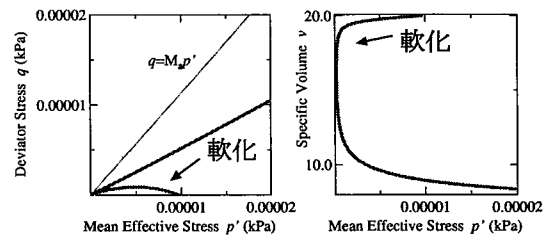


図3 1次元圧縮応答 (拡大図)

4 水～土連成有限変形計算⁹⁾¹⁰⁾による自然堆積過程のシミュレーション

(1) 計算条件

本章では、水～土連成有限変形計算により、粘土地盤の堆積過程のシミュレーションを行い、計算終了後の深度方向に沿う各種土性の分布を調べる。実地盤の堆積過程を忠実にシミュレートすることは極めて難しいため、本論文では、室内沈降分析試験において円筒シリンダーを横にして十分振った後、シリンダーを立てるような操作を想定し、粘土の自重による沈降・圧密過程を1次元条件でシミュレートする。

まず初期状態は、高含水比を有する「コロイド」状の均質一様粘土として、大きな構造 ($R^* \ll 1$) を持ち、等方応力正規圧密状態 ($R=1$) にあるとした。またこの時は、異方性はないと仮定した。本計算に用いた試料の初期値を表2に示す(シリンダーを横にして十分に振り、粘土試料を「均質」にした状態に対応する)。

ここから高さ10mの粘土全体に重力を徐々に漸増増荷し、1年の時間をかけて粘土の土骨格及び間隙水に自重を与えた(重力増荷過程、シリンダーをゆっくりと鉛直に立ててゆくことに対応する)。なお、この間も土要素の変形は許している。1g分の重力がかかった後は、自重のみにより圧密を進めた(自重圧密過程)。

さらに、圧密開始から3000年経過した時点で、堆積途中の粘土層の上に、約5mの砂層が10年かけて堆積したものと考えて、砂堆積分の荷重(98kPa)を定率漸増増荷重させ(砂荷重増荷過程)、その後は、静水圧状態になり圧密が終了するまで放置(圧密過程)を続けた。

図5に、解析に用いた1次元有限要素メッシュを示す。一辺が0.1mの正方形メッシュで縦に100要素用意する。下端は固定し、水理境界条件は、下端を非排水にし上端を大気圧とした。材料定数は、前節の表1の値と同じものを用いる。ただし、ここでは簡単のため透水係数 k は一定で、 3.7×10^{-10} (m/sec)とした。

表2 試料の初期値

p'_0 (kPa)	98.1×10^{-7}
v_0	12.0
$1/R_0$	1.00
$1/R_0^*$	2.65×10^6
$\ \beta_0\ $	0.0

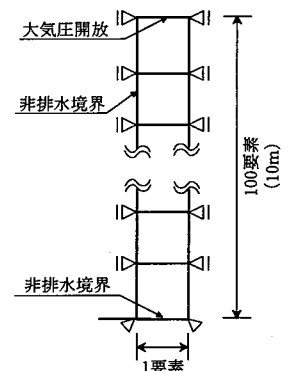


図5 境界条件

(2) 計算結果

図6に、時間～沈下量関係を示す。図中の白丸で示した(a)～(e)は、(a)重力漸増載荷終了時(1年)、(b)自重圧密途中(1500年)、(c)砂層堆積による載荷開始時(3000年)、(d)砂層堆積による載荷終了時(3010年)、(e)圧密終了時(3024年)を示す。3000年の自重圧密過程によって、初期に10mの地盤は、約5mまで沈下し、さらに上部からの砂層堆積により、最終的に2mの地盤となった。

図7～図12に、構造の程度 R^* 、間隙水圧 u 、過圧密比 R 、比体積 v 、応力比 η 、ならびに異方性の発達度合い $\|\beta\|/m_b$ の、図6で示した(a)～(e)時点における等時曲線を示す。各図とも堆積終了時(e)での地盤の等時曲線は、スケールを拡大して示している。

a) 自重圧密過程((a)～(c))

初めに、重力が載荷され、自重により圧密が進行していく(a)～(c)の過程に着目する。図7より、粘土地盤に自重がかかり圧密が進行していくと、地盤の下部から順に構造喪失($R^* \rightarrow 1$)が起こっているのが分かる。これは、地盤下部ほどより土被り圧が大きいためである。しかし、粘土は透水係数が非常に小さく、水が抜けて上部まで自重が伝達するには時間がかかるため、自重圧密のみでは、3000年経過しても構造喪失は全体に及んでおらず、地盤上部では高位の構造が保たれている。

ところで、構造が大きく喪失した箇所では、前節の図3で示した塑性圧縮を伴う「軟化」が見られ、これに伴い微小ではあるが、図8の(a)～(c)において白丸で示した箇所において、間隙水圧の湧き出しが起きている。間隙水圧の湧き出しが起きた箇所の周辺では、除荷が起こるため、初期には地盤内部はすべて正規圧密状態であったのであるが、地盤下部より過圧密比の発生が見られる(図9)。しかし、粘土は過圧密の解消が速いため、さらに少しの塑性変形を受けただけで、すぐに正規圧密状態に戻ってしまう。また、図10で示すように、構造喪失による塑性圧縮の結果、地盤深部に行くほど比体積が大きく減少している。大きなせん断変形が発生するため、図12で示すように異方性も、地盤下部より、よく発達する。

このように、構造の喪失に伴う軟化により、水圧の湧き出しが起こり、地盤内部で土性の不均質な箇所が発生するのであるが、図7～図12のそれぞれ(c)時点での等時曲線を見て分かるように、自重圧密過程だけでは、長い時間の堆積過程の中で、土性分布の不均質性が顕著に表れない。

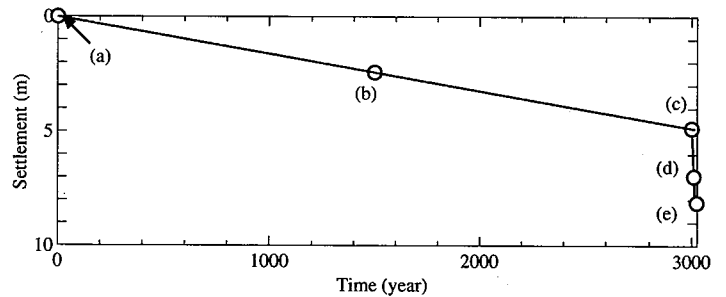


図6 時間～沈下関係(堆積過程)

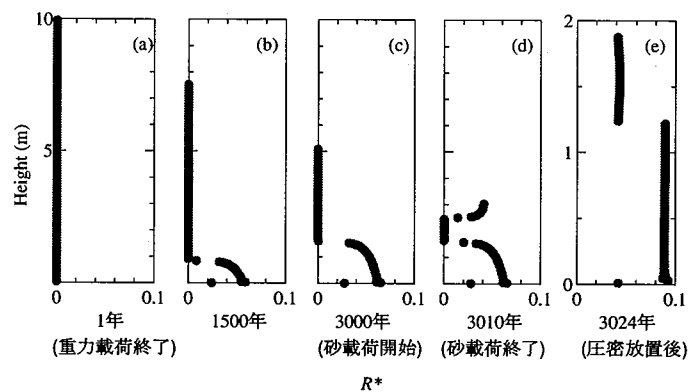


図7 構造の程度の等時曲線(堆積過程)

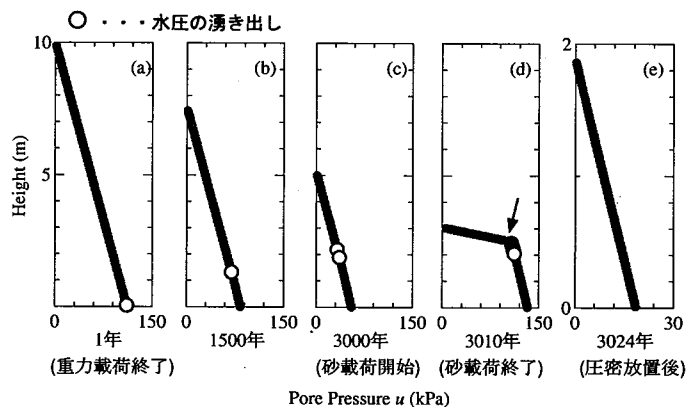


図8 間隙水圧の等時曲線(堆積過程)

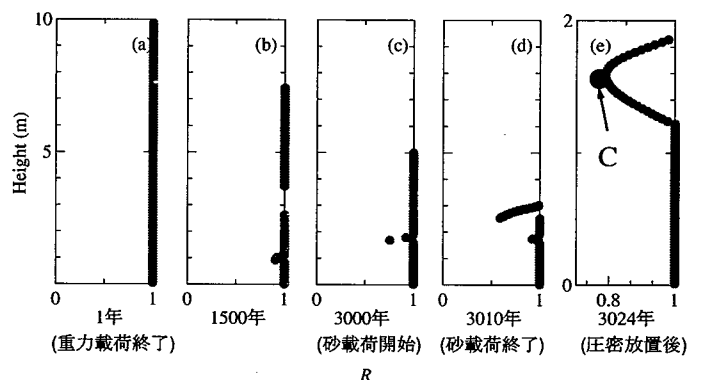


図9 過圧密比の等時曲線(堆積過程)

b) 砂層地盤の堆積による影響 ((c)~(e))

次に、自重圧密途中の粘土地盤に、上部から砂層堆積相当分の荷重が載荷され、その後間隙水圧が完全に消散するまで圧密を続けた (c)~(e) の過程に着目する。図 7 から分かるように、今度は地盤上部からも構造の喪失が起こり、地盤中央部へとその変化は続く。

図 8 の間隙比の等時曲線を見ると、(a)~(c) の自重圧密過程に比べて、図中矢印部分で、正の過剰水圧の湧き出しが顕著に見られる。そのため、過圧密比も大きく出ていることが図 9 より分かる。このように、「砂層」が載荷されたことによる過剰水圧の湧き出しにより有効応力の変化が増し、地盤上部では、自重圧密過程では見られない不均質性を生んでいることが、図 7~ 図 12 のそれぞれ (e) 図を見ると分かる。

以上のように、自然堆積過程においては、今回の数値シミュレーションで試みたような、上部からの砂層堆積などに相当する 2 次的な載荷があると、新たな構造喪失を引き起こし、堆積地盤の内部は、非常に不均質な状態になりやすいことが分かる。このことから、実地盤に見られる不均質性は、互層地盤が生成される過程で、より顕著に生まれているものと考えられる。

(3) サンプルを想定した粘土の弾塑性応答

砂層堆積終了後、完全に静水圧状態になった (e) の時点の地盤から「サンプリング」を行い、1 次元圧縮応答、及び非排水せん断応答を調べた。サンプリングは、最終 (e) 時点で最も過圧密状態にあった、図 9 の C 点で示す要素から行い、サンプリングに伴う応力開放を考慮して計算を行った。サンプリング後の土の状態を、表 3 に示す。

表 3 サンプル後の土の状態

p' (kPa)	9.81
v	2.40
$1/R$	10.21
$1/R^*$	23.03
$\ \beta\ $	0.23

1 次元圧縮応答の結果を図 13 に、非排水せん断応答の結果を図 14 に示す。図 14 の非排水せん断応答では、図 4 と同様に、自然堆積粘土地盤の典型的な挙動、すなわち塑性膨張を伴う硬

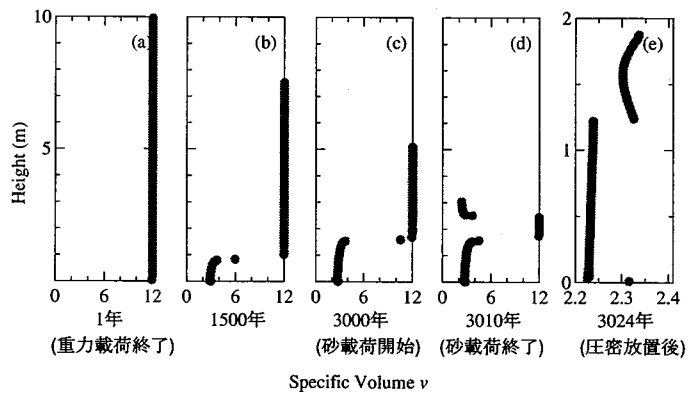


図 10 比体積の等時曲線 (堆積過程)

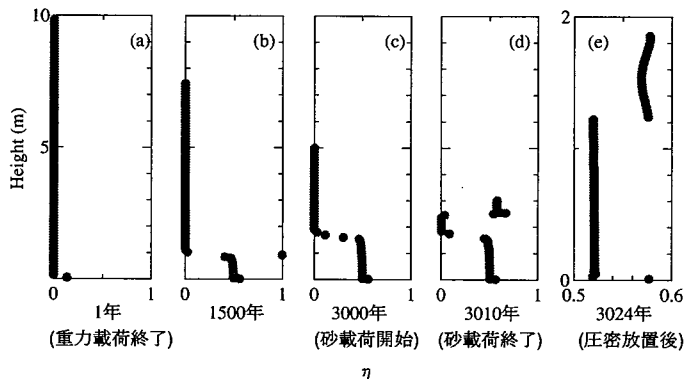


図 11 応力比の等時曲線 (堆積過程)

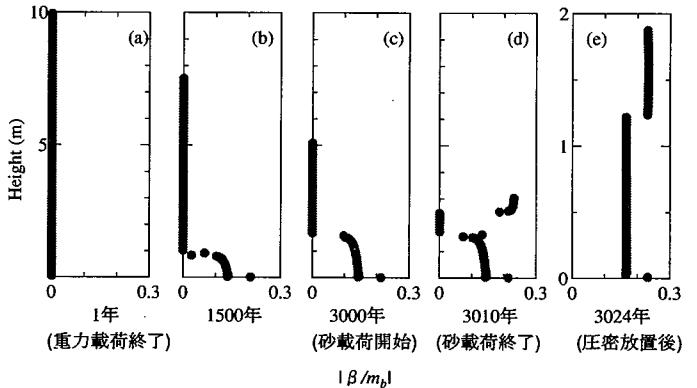


図 12 異方性の等時曲線 (堆積過程)

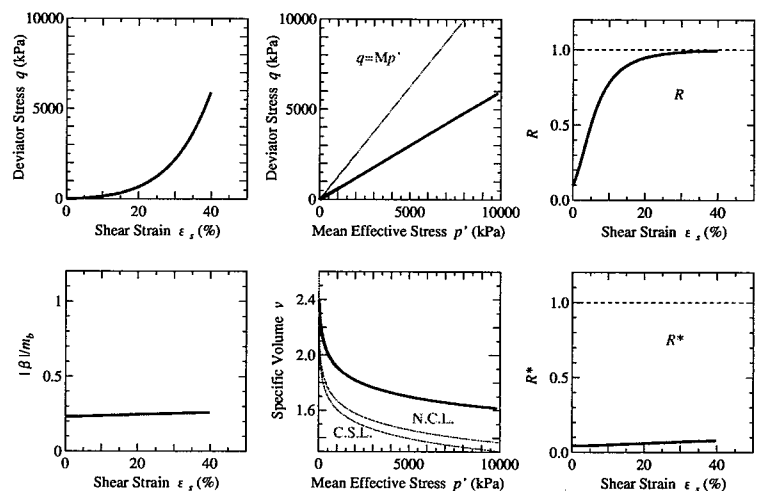


図 13 サンプル後の 1 次元圧縮応答

化の後、軟化を示す様子が良く再現されている。図13の1次元圧縮応答では、遅れ圧縮（2次圧密）を示すような、軟化挙動は見られなかった。

5 まとめ

1) $\ln v - \ln p'$ 関係を導入した回転硬化上・下負荷面修正カムクレイモデルを用いて、きわめて高位な構造から低位な構造への構造喪失過程を粘土が「液相」から「固相」へと「相変化」を示す堆積過程とみなし、構成式の1次元圧縮応答により説明を試みた。その結果、構造の喪失に起因して大きな塑性圧縮を起こす粘土は大圧縮し、同時に図3に示したように、ごくわずかなせん断力でも軟化し、その後硬化に転じる様子を記述することができた。

2) また、異方性の発達が遅いと言われる粘土であっても、相変化をして堆積する過程では、大きなせん断ひずみを経験するために、異方性が発達することが分かった。これが、自然堆積粘土が持つ「固有」異方性に対応すると考えられる。

3) 上記の構成式を用いて1次元の水～土連成境界値問題として解く場合には、構造喪失に伴う軟化が遅れ圧縮（2次圧密）と同様の発生メカニズム¹¹⁾で、正の過剰水圧の湧き出しが生じることで、初期正規圧密状態であっても過圧密状態が生まれ、実際の地盤内部に見られるような、土性分布性状の不均質性が生まれることが明らかになった。また、上部からの砂層堆積などの2次的な载荷が起こると、不均質性はより顕著なものとなった。

今後は、互層地盤の影響など実地盤の生成過程を調査するとともに、実際の自然堆積環境により近い、初期・境界条件、あるいは透水係数の密度依存性などを再現し、実年代スケールを考慮した数値シミュレーションを行う必要があると考えている。

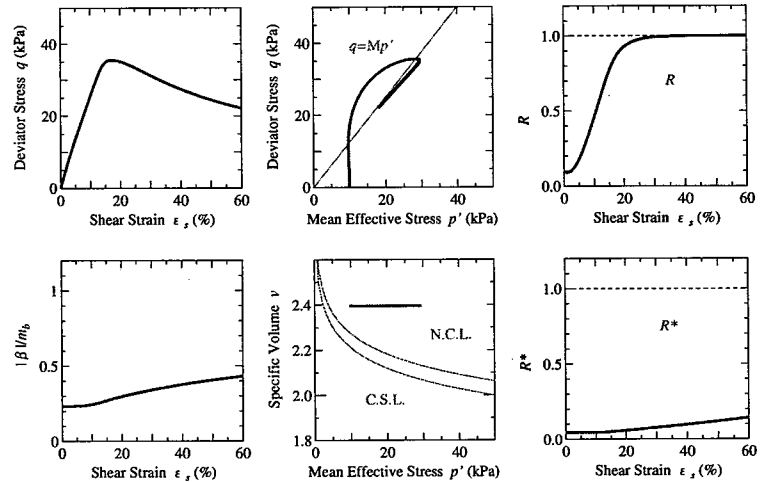


図14 サンプル後の非排水せん断応答

参考文献 1)Asaoka et al.(2002): An Elasto-Plastic Description of Two Distinct Volume Change Mechanisms of Soils, S&F(投稿中) 2) Hashiguchi,K.,(1995):Short Communication on the Linear Relations of $V-\ln p$ and $\ln v-\ln p$ for Isotropic Consolidation of Soils, Internatinal Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.19, pp.367-376. 3) Sekiguchi and Ohta(1977):Induced Anisotropy and Time Dependency in Clays, Proc.9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Spec. Session9, 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., 22, pp.197-227. 5)Asaoka et al.(2000): Superloading Yield Surface Concept for Highly Structured Soil Behavior, S&F, 40(2), pp.99-110. 6)Green,A.E. and Naghdi,P.M.(1965): A General Theory of Elastic-Plastic continuum, Arch. Ratil. Mech. Anal, Vol.18, pp.251-281. 7) 中井健太郎ら (2002):ゆるい砂の排水・非排水繰り返し三軸試験の水～土連成解析, 第37回地盤工学研究発表会 8) 山田正太郎ら (2002):粘土の構造・過圧密が2次圧密特性に及ぼす影響に関する計算力学的考察, 第37回地盤工学研究発表会 9)Asaoka et al.(1994): Soil-Water Coupled Behaviour of Saturated Clay near/at Critical State, S&F, Vol.34, No 1, pp.91-105 10)Asaoka et al.(1997): Soil-Water Coupled Behaviour of Heavily Overconsolidated Clay near/at Critical State, S&F, Vol.37, No 1, pp.13-28 11)Asaoka et al.(2000): Delayed Compression/Consolidation of Natural Clay due to Degradation of Soils Structure, S&F, 40(3), pp.75-85.