

高位構造を有する自然堆積粘土が示す塑性圧縮を伴う軟化挙動

Softening behavior with plastic compression on highly structured naturally deposited clay

中井健太郎*・中野正樹**

Kentaro NAKAI and Masaki NAKANO

*正会員 博士(工) 名古屋大学大学院助手 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

**正会員 博士(工) 名古屋大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

Highly structured naturally deposited clay exhibits the softening with plastic compression due to the decay of soil structure. The softening behavior can be expressed by Super/subloading Yield Surface Cam-clay model, SYS Cam-clay model (Asaoka et al., 2002), in which the concepts of “structure,” overconsolidation, anisotropy, and their evolution laws, are introduced into the modified Cam-clay model. In the present study, in order to examine the effects on the softening behavior, the consolidation test with some constant stress ratios controlled by the strain rate was carried out using Joban clay, highly structured clay, and calculated by SYS Cam-clay model. The new findings are as follows. (1) The large compression due to the softening with plastic compression occurs when the stress ratio of consolidation was large, initial degree of structure was large and degradation speed of structure is rapid through the calculation. (2) The experimental results showed the same tendency as the calculation results. (3) The axial strain proceeded by 4% keeping the deviator stress q and mean effective stress p constant axial strain in the consolidation test with stress ratio of 1.3.

Key Words: Naturally deposited clay, soil structure, softening with plastic compression, SYS Cam-clay model

1. はじめに

Kabbaj ら¹⁾は、軟弱な自然堆積粘土地盤上に試験盛土を築造し、地盤中に様々な深度に埋めた過剰水圧計で盛土盛立て中および盛立て終了後の過剰水圧の変動を調べた。図-1 に試験結果を示す。盛土盛立て中は鉛直荷重の増加とともに過剰水圧は上昇する。Terzaghi に代表される古典圧密理論によると、盛立て終了後は圧密の進行に伴って過剰水圧は消散する一方であるはずだが、図-1 から、盛立て終了後いったんは過剰水圧が消散の方向を向いた後、いずれの深度においても時間経過とともに、過剰水圧が逆に上昇を示している。そして、十分に時間が経過すると再び消散していく。この時、盛立て終了後に現位置で計測されるひずみ～鉛直有効応力関係(一次元圧縮線)を図-2 に示す。ひずみは地盤中に埋めた変位計で計測し、鉛直有効応力は盛土荷重を全応力と仮定し、計測された過剰水圧との差から求めている。最初は過剰水圧の減少に伴って鉛直有効応力は増加するが、過剰水圧が増加するため途中で圧縮を伴いながら鉛直有効応力が減少(軟化)する。このような軟化現象(過剰水圧の上昇)は、自然堆積地盤の有する土の骨格構造の破壊が原因であると考えられる。図-2 中には、盛土盛立て終了後し

ばらくしてから採取した同じ粘土層試料を用いて室内で行った一次元圧密試験結果も同時に示している。盛土荷重によって土の骨格構造が破壊されていると、現位置での圧縮線のように圧縮を伴いながら鉛直有効応力が減少することはない。

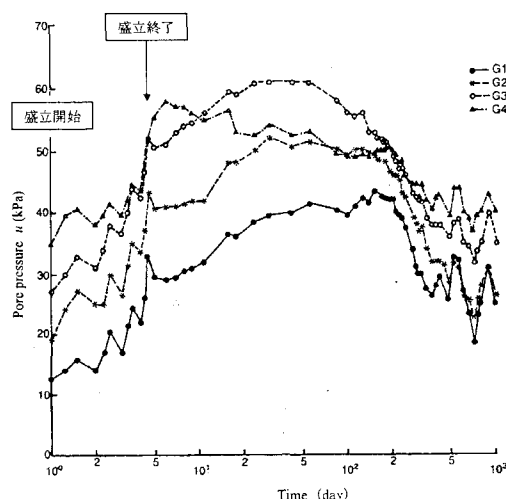


図-1 盛土盛立て終了後の過剰水圧の上昇

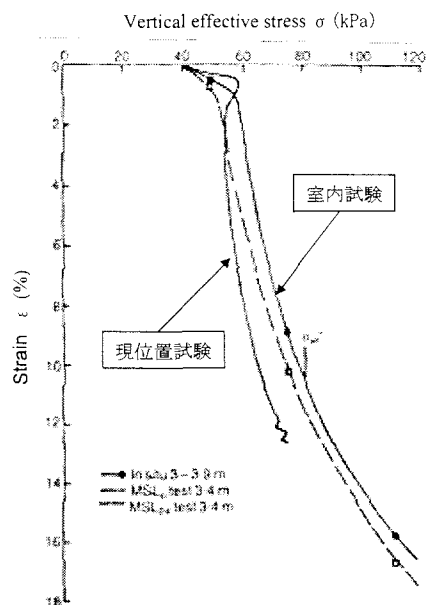


図2 現位置で計測された圧縮線(圧縮を伴う軟化)

これまでに著者らは、軟弱な自然堆積粘土試料を用いた非排水三軸圧縮試験を行い、せん断破壊過程における軟化現象は数多く観測してきた²⁾。ところが図-2に示すような、せん断破壊に至らない、圧縮過程における軟化挙動は観測していない。本研究では、このような「圧縮を伴う軟化挙動」について調べるために、まず土の有する骨格構造の働きを記述することのできる弾塑性構成式 Super/subloading Yield Surface Cam-clay model (Asaoka *et al.*, 2002、以降 SYS カムクレイモデル³⁾)を用いた数値計算を行い、その発生メカニズムを調べるとともに「圧縮を伴う軟化挙動」に影響を及ぼす諸要因について検討する。また実際に、できるだけ乱さないよう軟弱粘土地盤からサンプリングしてきた自然堆積粘土試料を用いて室内試験を実施し、計算結果との検証を行う。軟化挙動が観測されやすいように、計算、実験ともに破壊に至らない範囲でせん断力を与える応力比一定圧密試験を行う。

2. SYS カムクレイモデルの概要

自然の力によって長い年月かけて造られた自然地盤は、堆積時の環境変化や応力履歴によって複雑な堆積構造を形成するので、例え同じ密度であっても、練返し正規圧密土とは異なった応力状態を取っている。三笠⁴⁾によると、土の力学的性質は密度・含水量・骨格構造という独立な3つの因子に分けられるという。飽和土を考える際は密度と含水量は同義であるから、密度(含水量)が等しいならば、練返し正規圧密土と自然堆積土の違いは骨格構造の程度の差で表現される。

土の弾塑性構成式としてはカムクレイモデル⁵⁾が有名である。しかし、カムクレイモデルは練返し正規圧密粘土の実験結果に基づいており、その負荷時の挙動しか記

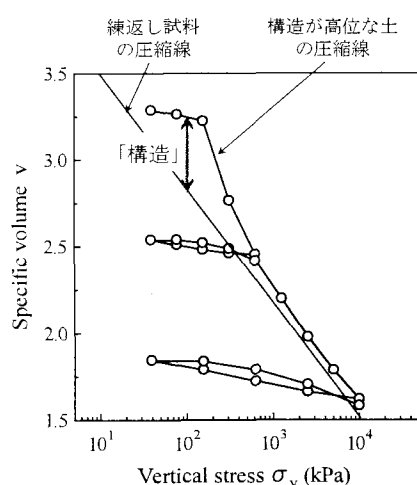


図3 高位構造を有する粘土の一次元圧縮挙動(実験結果)

述することができなかった。本研究で用いる SYS カムクレイモデルとは、カムクレイモデルを土台とし、自然堆積土の力学挙動を記述するために骨格構造として構造・過圧密・異方性の働きを考慮した弾塑性構成式である。

2.1 構造の定義

図-3は骨格構造の発達した自然堆積粘土の一次元圧縮試験の実験結果²⁾である。図中に同時に示した直線は同じ土を完全に練返し試料の一次元圧縮線である。ここで「構造」を、練返し試料に対して、鉛直応力が同じならより大きな比体積を取ることができ、あるいは比体積が同じならより大きな荷重を支えることのできる状態と定義する。つまり、構造の発達している土は練返し試料の圧縮線の外側に応力状態を取ることができる。この様子を土が「嵩張っている」と呼び、「嵩張り」具合が構造の程度を表す。鉛直応力が増加して圧縮が進むと、圧縮線は次第に練返し試料の圧縮線に漸近し、つまりは「嵩張り」具合が減少して、構造は喪失する。構造を有する土はその喪失時に、練返し土に比べて大圧縮を示すことがわかる。また、構造喪失は鉛直応力の増加とともに生じていることから、負荷時の塑性変形によって進展していると考えられる。

2.2 3つの負荷面

SYS カムクレイモデルでは、骨格構造を有する自然堆積土の力学挙動を表すのに、練返し正規圧密土が基準となる。練返し正規圧密状態の土も異方性は存在するので、本研究では、関口・太田⁶⁾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⁷⁾を修正カムクレイに導入して「土台」に用いる。構造の程度は上負荷面概念⁸⁾を、過圧密の程度は下負荷面概念⁹⁾を導入し定式化する。すなわち、カムクレイ面の外側にそれと相似な上負荷面(相似中心は原点 $p^* = q = 0$)を設け、その相似率 R^* ($0 \leq R^* \leq 1$) で構造の程度を表す。 R^* が 0 に近いほど構造が高位、1に近いほど低位であることを表す。

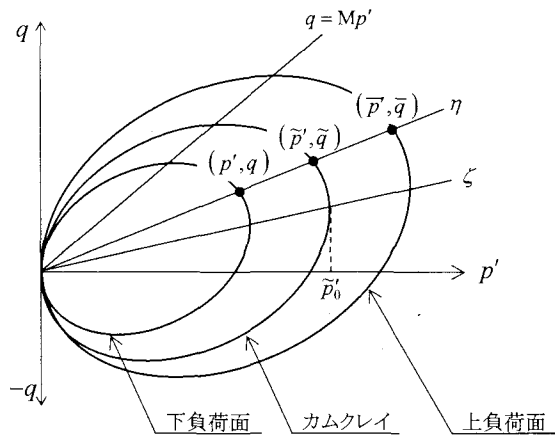


図4 3つの負荷面

$R^* = 1.0$ の時は、構造の完全に喪失した練返し状態を指し、上負荷面はカムクレイ面と一致する。過圧密状態には上負荷面の内側に下負荷面（相似中心は原点 $p' = q = 0$ ）を設け、その相似率 $R (0 \leq R \leq 1)$ で過圧密の程度（その逆数 $1/R$ が過圧密比に相当）を表す。 R が 0 に近いほど過圧密の程度が高位、1 に近いほど低位であることを表す。 $R = 1.0$ の時は、過圧密の完全に解消した正規圧密状態を指し、下負荷面は上負荷面と一致する。ここに p' は平均有効応力、 q はせん断応力で、有効応力 $\mathbf{T}'$ （引張：正）を用いて、それぞれ $p' = -\text{tr} \mathbf{T}' / 3$ 、 $q = \sqrt{3/2} \mathbf{S} \cdot \mathbf{S}$ と書く。これら 3 つの負荷面の位置関係は、軸対称条件を仮定すると図 4 となる。

現有効応力は必ず下負荷面上にあるので、次の(1)式のカムクレイを土台として、式(2)の下負荷面について、関連流れ則、プラガーの適応条件式など弾塑性諸法則を適用することとなる。

$$f(\tilde{p}', \tilde{\eta}^*) + \int \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau \quad (1)$$

$$= \text{MD} \ln \frac{\tilde{p}'}{\tilde{p}_0'} + \text{MD} \ln \frac{M^2 + \tilde{\eta}^{*2}}{M^2} + \int \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau = 0$$

$$f(p', \eta^*) + \int \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau + \text{MD} \ln R^* - \text{MD} \ln R \quad (2)$$

$$= \text{MD} \ln \frac{p'}{\tilde{p}_0'} + \text{MD} \ln \frac{M^2 + \eta^{*2}}{M^2} + \text{MD} \ln \frac{R^*}{R} + \int \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau = 0$$

ここに、 $D = (\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}) / M / (1 + e_0)$ はダイレイタンシー係数、 M 、 $\tilde{\lambda}$ 、 $\tilde{\kappa}$ および e_0 は限界状態定数、圧縮指数、膨潤指数および初期間隙比で、 $J = (1 + e) / (1 + e_0)$ (e は時刻 $t = t$ での間隙比) である。 $-\int \text{tr} \mathbf{D}^p d\tau$ (圧縮：正) は塑性体積ひずみに相当する。また異方性を表す η^* は、有効応力、回転硬化指数 β などを用いて次式で表される。

$$\eta^* = \tilde{\eta}^* = \tilde{\eta}^* = \sqrt{3/2 \hat{\eta} \cdot \hat{\eta}}, \quad \hat{\eta} = \eta - \beta \quad (3)$$

ここで η は $\eta = \mathbf{S} / p'$ 、 $\mathbf{S} = \mathbf{T}' + p' \mathbf{I}$ で表されるテンソル

量である。

2.3 関連流れ則と適応条件

土の力学挙動は現応力状態のある下負荷面に関連流れ則などの弾塑性諸法則を適用して表現する事になる。関連流れ則は、

$$\mathbf{D}^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \mathbf{T}'} \quad (\lambda > 0) \quad (4)$$

で示され、プラガーの適応条件式は Green-Naghdi¹⁰⁾ の客観性を有する速度テンソル $\mathbf{T}'$ および β を用いると、

$$\frac{\partial f}{\partial \mathbf{T}'} \cdot \dot{\mathbf{T}}' + \frac{\partial f}{\partial \beta} \cdot \dot{\beta} + \text{tr} \mathbf{D}^p + \text{MD} \frac{\dot{R}^*}{R^*} - \text{MD} \frac{\dot{R}}{R} = 0 \quad (5)$$

となる。式(5)中には R 、 R^* および β の物質時間微分の項が含まれており、それぞれの発展則の必要性を示唆している。

2.4 R 、 R^* および β の発展則

図 3 からわかるように、載荷など塑性変形の進展に伴って構造は喪失 ($R^* \rightarrow 1.0$) するが、過圧密の解消 ($R \rightarrow 1.0$) や異方性の発達・消滅も塑性変形によって生じる。そこで、それぞれの進展速度 $\dot{R}^*$ 、 $\dot{R}$ 、 $\dot{\beta}$ を発展則として以下のように定める。

$$\dot{R}^* = J U^* \|\mathbf{D}^p\|, \quad U^* = \frac{a}{D} R^{*b} (1 - R^*)^c \quad (6)$$

$$\dot{R} = J U \|\mathbf{D}^p\|, \quad U = -\frac{m}{D} \ln R \quad (7)$$

$$\dot{\beta} = J \frac{br}{D} \sqrt{\frac{2}{3}} \|\mathbf{D}_s^p\| \|\hat{\eta}\| \eta_b, \quad \eta_b = m_b \frac{\hat{\eta}}{\|\hat{\eta}\|} - \beta \quad (8)$$

ここに $\|\mathbf{D}_s^p\|$ は $\|\mathbf{D}^p\|$ の偏差成分、 $\|\cdot\|$ はノルムを表す。式(6)～式(8)から、塑性変形の進展に伴って構造は喪失、過圧密は解消、そして異方性は発達・消滅する。式(6)の U^* は構造の喪失の仕方を制御する関数であり、 a, b, c は構造劣化指数と呼ぶ発展則パラメータである。 a の値が大きいほど構造は喪失しやすい。式(7)の U は過圧密の解消の仕方を制御する関数であり、 m は正規圧密土化指数と呼ぶ発展則パラメータである。 m の値が大きいほど土は正規圧密土になりやすい。 br は回転硬化指数と呼ばれる発展則パラメータであり、 br の値が大きいほど異方性の発達速度が速い。また、異方性の発達は回転硬化限界定数 m_b によって定められる限界が定められている¹¹⁾。

2.5 塑性定数 λ と負荷状態の分類

各発展則の式(6)～式(8)を式(5)に代入し、塑性乗数 λ を求めると、

$$\lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}'}{J \frac{MD}{p'(M^2 + \eta^{*2})} (M_s^2 - \eta^2)} \quad (9)$$

ここに、

$$M_s^2 = M_a^2 + br \frac{4M\eta^{*2}}{M^2 + \eta^{*2}} (m_b \eta^* - \sqrt{\frac{3}{2}} \hat{\eta} \cdot \beta) - MD \left(\frac{U^*}{R^*} - \frac{U}{R} \right) \sqrt{6\eta^{*2} + \frac{1}{3} (M_a^2 - \eta^2)^2} \quad (10)$$

$$M_a^2 = M^2 + \zeta^2, \zeta = \sqrt{\frac{3}{2}} \beta \cdot \beta = \sqrt{\frac{3}{2}} \|\beta\| \quad (11)$$

塑性論から、土が負荷状態にあるとき常に $\lambda > 0$ が言えるので、以下の3つの状態に分類することができる。

$$\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}' > 0 \quad \text{when } \eta^2 < M_s^2 \quad \cdots \text{硬化} \quad (12)$$

$$\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}' = 0 \quad \text{when } \eta^2 = M_s^2 \quad \cdots \text{完全塑性} \quad (13)$$

$$\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot \dot{T}' < 0 \quad \text{when } \eta^2 > M_s^2 \quad \cdots \text{軟化} \quad (14)$$

η は定義から正であるので、 $\eta = M_s$ は硬化と軟化の境界線であることがわかる。また、 M_s は式(10)からわかるように、構造・過圧密・異方性の程度とその進展速度および現応力比によって様々に変化する。具体的には、過圧密比が大きいほど (R が小さいほど) M_s が大きく、逆に構造の程度が多いほど (R^* が小さいほど) M_s は小さくなる。そして、過圧密解消 ($R \rightarrow 1.0$) は M_s を減少させ、構造喪失 ($R^* \rightarrow 1.0$) は M_s を増加させる。

さて、塑性体積ひずみ増分は

$$(\varepsilon_v^p) = -\lambda \text{tr} D^p = -\lambda \text{tr} \frac{\partial f}{\partial T'} = \lambda \frac{MD}{p'(M^2 + \eta^{*2})} (M_a^2 - \eta^2) \quad (15)$$

であるから、 $\eta^2 = M_a^2$ によって表記される塑性圧縮と塑性膨張の境界線は、以下のように分類される。

$$-\text{tr} D^p > 0 \quad \text{when } \eta^2 < M_a^2 \quad \cdots \text{塑性圧縮} \quad (16)$$

$$-\text{tr} D^p = 0 \quad \text{when } \eta^2 = M_a^2 \quad \cdots \text{塑性体積変化なし} \quad (17)$$

$$-\text{tr} D^p < 0 \quad \text{when } \eta^2 > M_a^2 \quad \cdots \text{塑性膨張} \quad (18)$$

これらから、 $\eta = M_a$ は塑性圧縮と塑性膨張の境界線であることがわかる。 M_a は異方性の発達 (ζ の増加) によって増加し、逆に異方性の消滅 ($\zeta \rightarrow 0$) によって減少する。また、異方性の発達には回転硬化限界定数 m_b によって規定される回転硬化限界が存在するため、 M_a には次式の条件が課せられる。

$$M_a^2 \leq M^2 + \frac{3}{2} m_b^2 \quad (19)$$

2.6 構成式と負荷状態

$\dot{T}' \sim D^e$ 関係には等方弾性フック則にしたがうこととし、上負荷面カムクレイモデルの構成式は以下のようになる。

$$\dot{T}' = E D^e = E D - \Lambda E \frac{\partial f}{\partial T'} \quad (20)$$

ここで、 E および D^e は弾性係数テンソルおよびストレッチング D の弾性成分を表す。 Λ は塑性乗数のストレッチング D による表現である。

$$\Lambda = \lambda = \frac{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot E D}{\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot E \frac{\partial f}{\partial T'} + J \frac{MD}{p'(M^2 + \eta^{*2})} (M_s^2 - \eta^2)} \quad (21)$$

常に Λ の分母が正を満足する場合を取り扱うので、負荷(弾塑性)状態 $\Lambda > 0$ は硬化・軟化の区別に関係なく、 Λ の分子が正、すなわち次式で与えられる。

$$\frac{\partial f}{\partial T'} \cdot E D > 0 \quad (22)$$

2.7 SYS カムクレイモデルの特徴

カムクレイモデルは繰返し正規圧密粘土の負荷時の挙動を記述するモデルであり、硬化/軟化の境界線と塑性圧縮/塑性膨張の境界線はともに限界状態線 $q = Mp'$ で共通で変化することはなかった。つまり図-5に示すように、限界状態線の下側では塑性圧縮を伴う硬化挙動を、限界状態線上側では塑性膨張を伴う軟化挙動を必ず示した。SYSカムクレイモデルでは、硬化/軟化の境界線 $q = M_s p'$ と塑性圧縮/塑性膨張の境界線 $q = M_a p'$ が別々に存在し、塑性変形の進展によってそれぞれが独立に変化する。図-6に示すように、 $M_s < \eta < M_a$ に応力状態があるときは塑性圧縮を伴う軟化挙動を、 $M_a < \eta < M_s$ に応力状態があるときは塑性膨張を伴う硬化挙動を示す。2つの境界線と現応力の位置関係によっては、カムクレイモデルではできなかった挙動も記述可能となり、自然堆積土の力学挙動を説明することができるようになった。

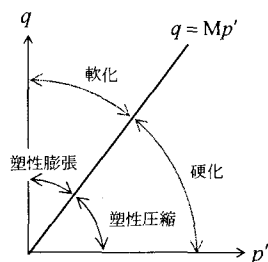
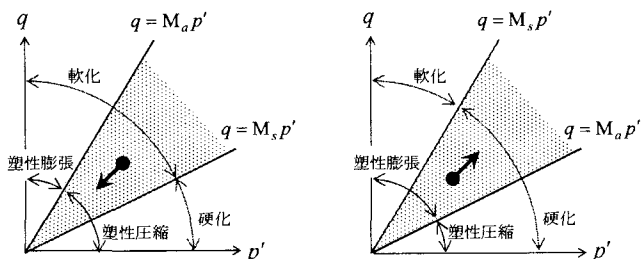


図-5 カムクレイモデルの特徴



(a) 塑性圧縮を伴う軟化挙動

(b) 塑性膨張を伴う硬化挙動

図-6 SYS カムクレイモデルの特徴

2.8 砂と粘土の違いについての発展則による表現

骨格構造概念導入によって、自然堆積土の力学挙動を記述することができるようになったが、一言で「土」と言っても粘土から砂まで稠密に存在している。これまでは粘土と砂とで区別し、別々の構成式を用意する研究が多かった。しかしSYSカムクレイモデルでは、式(6)～(8)に示した過圧密・構造・異方性の発展速さの違い(発展則)によって粘土と砂の違いを1つのモデルを用いて統一的に表現することができる。つまり、粘土も砂も「構造」の定義は同じであるが、構造の喪失の仕方が異なる。実際、発展則パラメータを室内試験などで得られる土の力学挙動に合うように定めると、典型的な粘土は過圧密の解消が構造の喪失より卓越し、異方性の発達・消滅が遅い。逆に典型的な砂は構造の喪失が過圧密の解消に卓越し、異方性の発達・消滅が速いとして説明できる。ここでいう速さとは、単位塑性変形あたりの構造・過圧密・異方性の変化量のことである。

3. SYS カムクレイモデルによる数値計算

3.1 塑性圧縮を伴う軟化挙動

1.の図-2 で示した、盛土盛立て終了後に鉛直有効応力が減少しながら沈下が進む、「圧縮を伴う軟化挙動」をSYSカムクレイモデルで再現することを試みる。表-1に計算に用いた材料定数(弾塑性パラメータと発展則パラメータ)を示す。材料定数からは構造喪失と過圧密解消の速さを直接比較することができないので、初期状態として、平均有効応力 $p' = 10\text{kPa}$ 、比体積 $v = 3.44$ 、

表-1 計算に用いた材料定数

弾塑性パラメータ	
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.28
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.05
限界状態定数 M	1.65
NCL の切片 N ($p' = 98.1\text{kPa}$ の時の比体積)	2.80
ポアソン比 ν	0.3
発展則パラメータ	
構造劣化指数 a	0.50
b	1.00
c	15.0
正規圧密土化指数 m	1.20
回転硬化指数 br	0.0
回転硬化限界定数 m_b	1.0

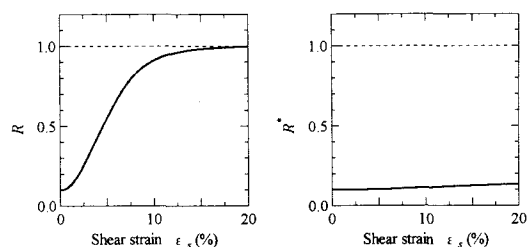


図-7 単調負荷時の過圧密と構造の推移

表-2 計算に用いた初期値

初期比体積 v_0	3.69
初期平均有効応力 p'_0	10.0
初期構造の程度 $1/R'_0$	60.0
初期過圧密比 $1/R_0$	20.0
初期異方性 $\zeta_0 = \sqrt{2/3\beta_0 \cdot \beta_0}$	0.0

$R = R^* = 0.1$ を設定し、単調非排水せん断したときの過圧密と構造の推移を図-7に示す。せん断に伴う過圧密解消が構造喪失より卓越しており、表-1に示す材料定数は、2.8でも述べたように、典型的な粘土であることを示している。また簡単のため、異方性の発達速度 $br = 0$ とし、せん断中異方性は発達しない。表-2に計算に用いた初期値を示す。初期に高位な構造を有していて、しかも過圧密状態にある自然堆積粘土を想定した。

図-8にSYSカムクレイモデルによる応力比一定圧密試験の構成式の応答結果を示す。試験は $p' = 10\text{kPa}$ の低拘束圧状態から応力比 $\eta = q/p'$ を一定($\eta = 1.3$)に保ったまま圧密している。正確には $q = 0$, $p' = 10\text{kPa}$ から応力増分比を一定に保ったまません断しているの、実際は応力比一定とはなっておらず、せん断開始時の応力比は1.3より小さく、次第に大きくなっていく。本研究では簡単のため、応力比と呼んでいる。

図-8(d)(e)から、平均有効応力 p' が小さい過圧密状態では圧縮量は非常に小さいが、粘土であるため載荷とともに過圧密が解消してゆき、過圧密がほとんど喪失したとき、つまり p' が 80kPa を超えると、圧縮量が急に増加し、圧縮線の勾配が変化する。このように圧縮量の急変する応力を今後 p'_s と定義する。 p'_s より少し大きな応力レベルでは、体積圧縮中にも関わらず有効応力 p' が減少し、軟化挙動を示していることがわかる。この時のせん断ひずみに対する M_s 、 M_a と η の位置関係を図-8(f)に示す。2. の図-6 でも示したように、 M_s は硬化と軟化の境界線、 M_a は塑性圧縮と塑性膨張の境界線である。最初は $\eta < M_a < M_s$ に応力状態を取って塑性圧縮を伴う硬化挙動を示す。その後、せん断に伴う過圧密解消が原因となって M_s は急速に小さくなり、また構造の程度が高位

であるため $M_s < \eta < M_a$ に応力状態を移し、土は塑性圧縮を伴いながら軟化挙動を示す。過圧密が完全に解消した後は、ゆっくりと生じる構造喪失によって M_s は大きくなり、応力状態は $\eta < M_a < M_s$ となって再び硬化挙動に転じる。以上から p'_s で観測される「圧縮を伴う軟化挙動」は初期に高位な構造を有する自然堆積粘土が、載荷とともに過圧密がまず解消し、その後に構造が喪失することが原因であることがわかった。

本モデルにおいて、 R の逆数を「過圧密比」と呼んでいるが、 R は上負荷面に対する下負荷面の比であり、一般に用いられる「過圧密比」とは異なる。 $v \sim \ln p'$ 関係における圧縮量の急変する応力を p'_s と定義したが、 p'_s における R は図-8(c)から $R = 0.5$ 程度であり p'_s ではまだ「過圧密比」が残っている。本研究で $v \sim \ln p'$ 関係にお

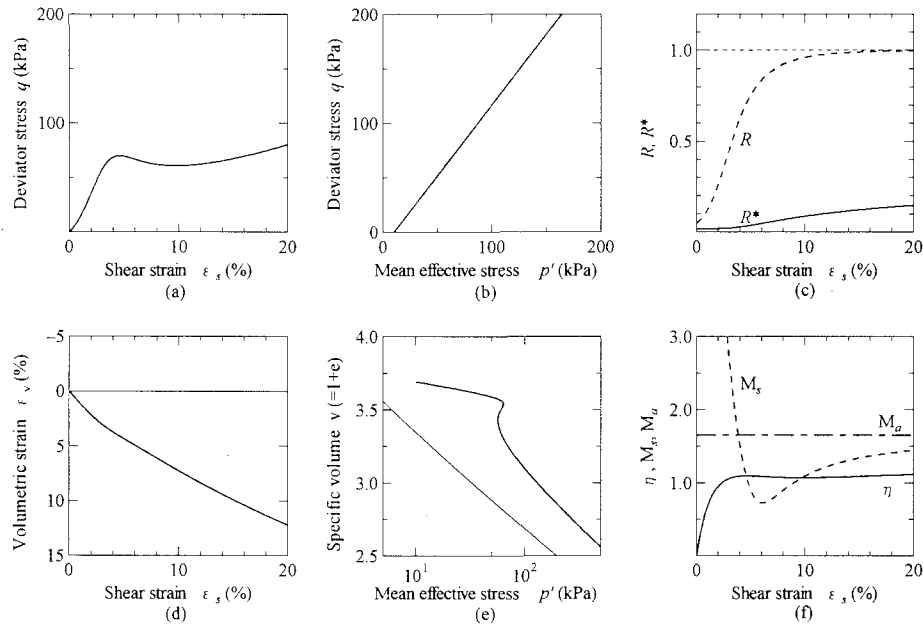


図-8 構造を有する過圧密粘土の応力比一定圧密試験の SYS カムクレイモデルによる数値計算

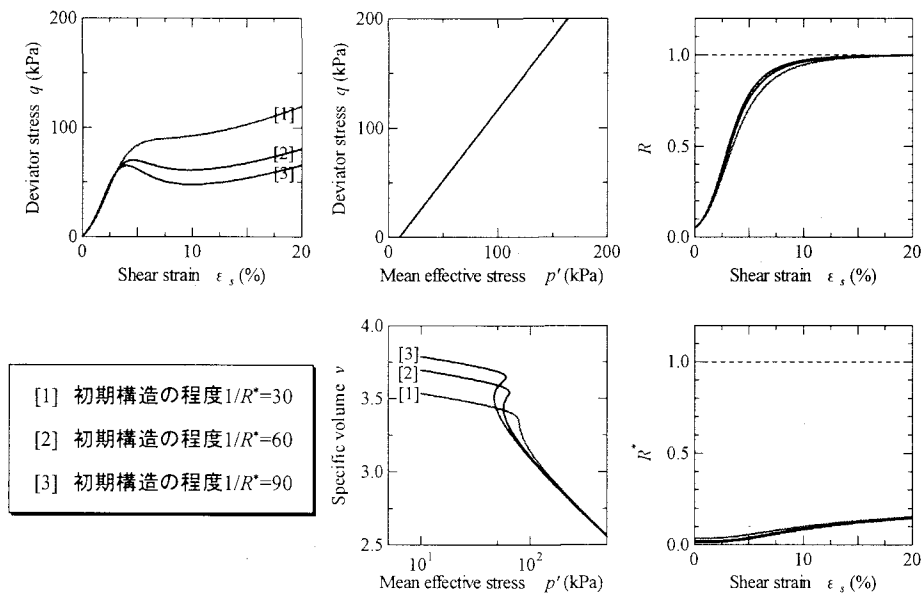


図-9 初期構造の程度が異なる時の圧縮線(計算結果 $\eta = 1.3$)

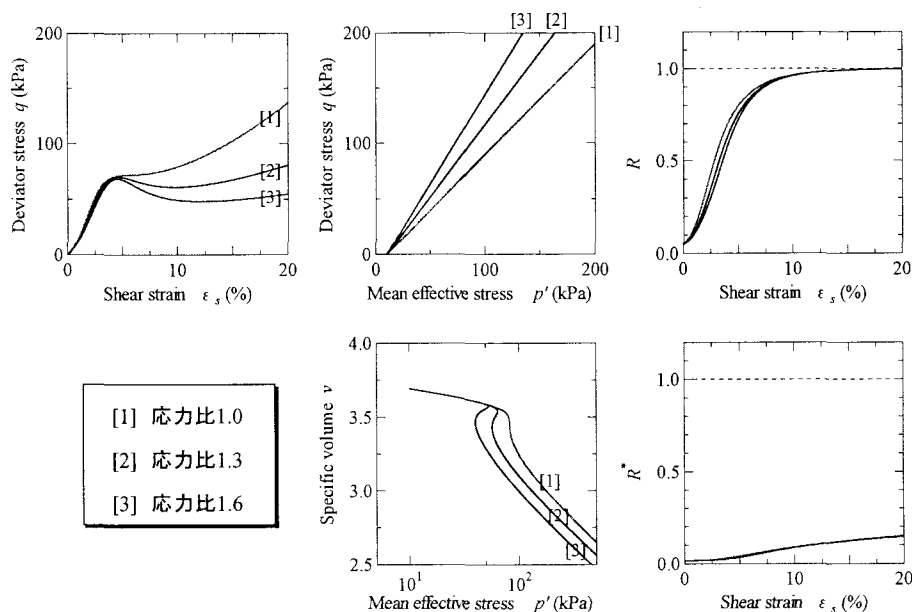


図-10 セン断応力(応力比)が異なる時の圧縮線(計算結果)

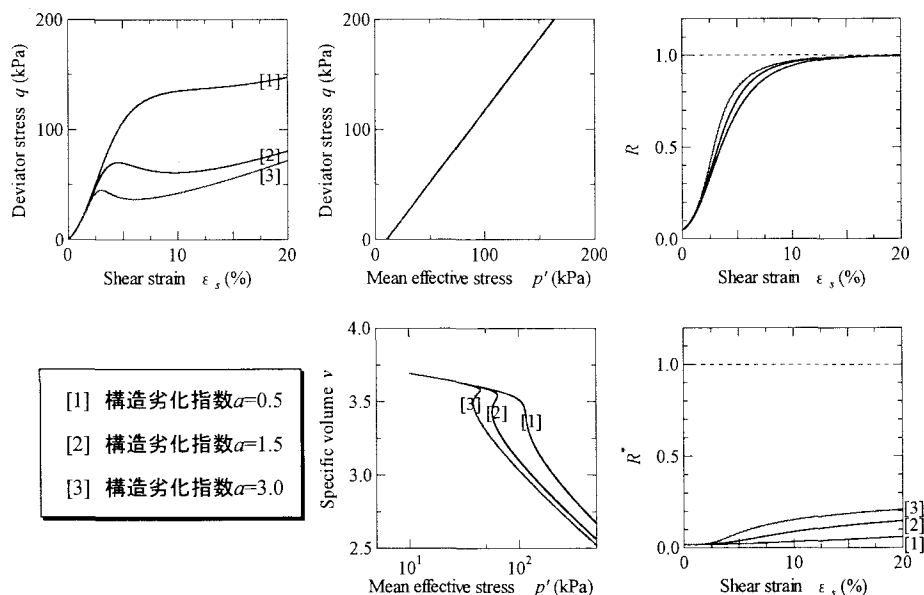


図-11 構造喪失速度が異なる時の圧縮線(計算結果 $\eta = 1.3$)

ける圧縮量の急変する応力を「圧密降伏応力」と呼ばず、 p'_s とした理由はそこにある。

3.2 圧縮を伴う軟化挙動に影響を及ぼす諸要因の検討

ここでは、「圧縮を伴う軟化挙動」に及ぼす諸要因として、①初期構造の程度、②せん断応力(応力比)の違い、③構造の喪失速度の違い、3つの観点に絞って議論する。

(1) 初期構造の程度の影響

図-9は図-8と同じ材料定数を用いて、初期構造の程度のみを30、60、90と3種類に変えて行った計算結果である。応力比はすべて1.3である。初期の応力状態が同じであるため、初期構造が高位であるほど、初期比体積は大きくなっている。また、初期構造の程度が高位なほど、

圧縮線の勾配の変化が明確で軟化の程度も大きいことがわかる。構造の程度が高位な[2]と[3]では、平均有効応力が圧縮中に減少し、軟化挙動を示している。式(10)からわかるように、構造が高位なほど(R^* が小さいほど) M_s は小さくなるので、現応力比 η は軟化領域($\eta > M_s$)に状態をとりやすくなるためである。また、 p'_s の値は初期構造の程度によらずほとんど同じである。

(2) セン断応力(応力比)の影響

図-10は図-8と同じ材料定数、同じ初期値を用いて、応力比のみを1.0、1.3、1.6と3種類に変えて行った計算結果である。応力比の大きい[2]と[3]では、平均有効応力が圧縮中に減少し、軟化挙動を示している。また、応力比が大きいほど、 p'_s が小さくなり、圧縮線の勾配の変化

が明確で軟化の程度も大きくなる。これは応力比が大きいほど同じ平均有効応力を与えたときの塑性変形量が大きいためである。塑性変形量が大きいくほど構造喪失の程度も大きいので圧縮量は大きく、また軟化挙動も示しやすい。また、構造の程度と同じく過圧密解消の程度も大きくなるので、 p'_s は小さくなる。

(3) 構造喪失速度の影響

図-11 は図-8 と同じ材料定数、同じ初期値を用いて、構造劣化指数 a のみを 0.5、1.5、3.0 と 3 種類に変えて行った計算結果である。 a が大きいほど構造の喪失速度が速いことを意味する。応力比はすべて 1.3 で行った。構造喪失速度の速い[2]と[3]では、平均有効応力が圧縮中に減少し、軟化挙動を示している。また、構造喪失速度が速いほど、 p'_s は小さくなり、圧縮線の勾配の変化が明確で軟化の程度も大きいことがわかる。式(10)からわかるように、構造の喪失速度が速いほど(U^* が大きいほど) M_s は小さくなるので、現応力比 η は軟化領域($\eta > M_s$)に状態をとりやすくなるためである。

以上から「圧縮を伴う軟化挙動」は、構造が高位で、構造の喪失速度が速い粘土に対し、大きなせん断応力(大きな応力比)で載荷されるときに現れやすい。

4. 自然堆積粘土を用いた室内試験

4.1 試験に用いた試料

3.で示した計算結果の傾向に対し、実際に試験を行って確認する。試験に用いた試料は、常磐粘土と呼ばれる海成粘土で、常磐自動車道神田地区の盛土法肩部から少し離れた平地部から採取した。採取深度は 14.2m~16.9m である。当該地域では図-12 に示すように、建設当初の予測沈下量を遥かに上回る大沈下を示している。また、供用開始後しばらくしてから、本来は消散する一方であるはずの過剰水圧が逆に上昇する現象が観測されており(図-13)、構造の非常に高位な地盤であると考えられる。文献 12) から、常磐粘土は高位な構造を有する自然堆積粘土であることを確認している。

4.2 常磐粘土の定率ひずみ応力比一定圧密試験

現地盤からできるだけ乱さないようサンプリングしてきた試料を直径 35mm、高さ 80mm の円筒供試体に成形して供試体を作製し、三軸試験機に設置した。「圧縮を伴う軟化挙動」を観察するためには、荷重の減少を捉えるため、ひずみ制御で圧縮する必要がある。また、せん断応力(応力比)に応じて、軟化の起こりやすさが異なることから、以下のような三軸試験を行った。微小な等方圧 9.8kPa で 24 時間等方圧密した後、上下端排水条件で軸ひずみ速度 0.01%/min で圧縮する。圧縮中はセル圧を制御することによって、応力比を一定に保つ。

計算のように構造の喪失速度を変えて試験を行うことはできないので、ここでは、①初期構造の程度の違い、

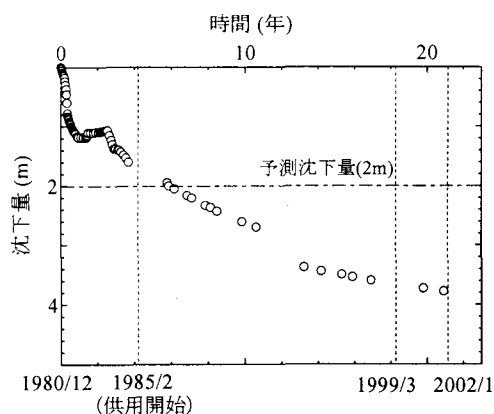


図-12 常磐自動車道神田地区で観測された大沈下挙動¹²⁾

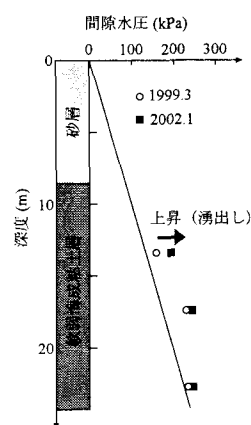


図-13 供用開始後に観測された過剰水圧の上昇¹²⁾

②せん断応力(応力比)の違いについて調べる。

(1) 初期構造の程度の違い

図-14 には、初期状態の異なる 3 つの供試体に対し、同じ応力比 1.0 で圧縮したときの試験結果を示す。採取深度の近い試料を用いたが、サンプリング時や試料成形時の乱れによって[1]と[2]で初期比体積が異なる。土被り圧のほぼ等しい深さでのサンプリング試料なので、比体積の違いは構造の程度の違いと考えることができ、[1]は[2]に比して高位な構造を有する。また[3]は同じ粘土を十分に練り返した後、実験室内で次元圧密して作製した再構成試料であり、構造の程度は小さい。

$v \sim \ln p'$ 関係図から、初期構造が低位である[3]は、初期比体積が最も小さく、過圧密から正規圧密にいたる圧縮線の勾配の変化は明確でない。圧縮に伴う比体積変化も 3 つの中で一番小さい。一方、比体積が大きく、初期構造が最も高位と考えられる[1]は、 p' が 80kPa 付近で、比体積の減少量が大きくなる。[2]も同様の傾向だが、 p' が 80kPa 付近での比体積の減少量は[1]の方が大きい。 $q \sim e_a$ 図から、[1]は軸差応力 q が 80kPa 付近で、 q がそれほど増加せずに軸ひずみが進行している。初期構造が高位である粘土供試体ほど、構造喪失による圧縮が大き

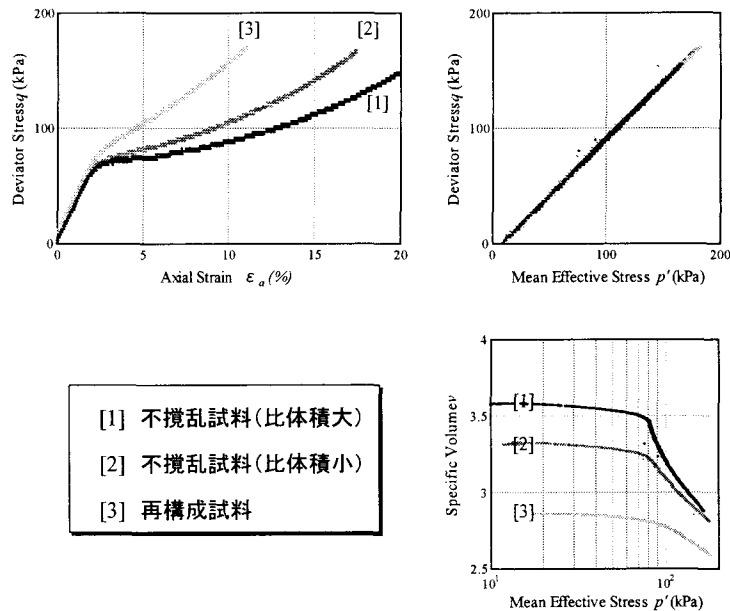


図-14 初期構造の程度が異なる時の圧縮線(実験結果 $\eta = 1.0$)

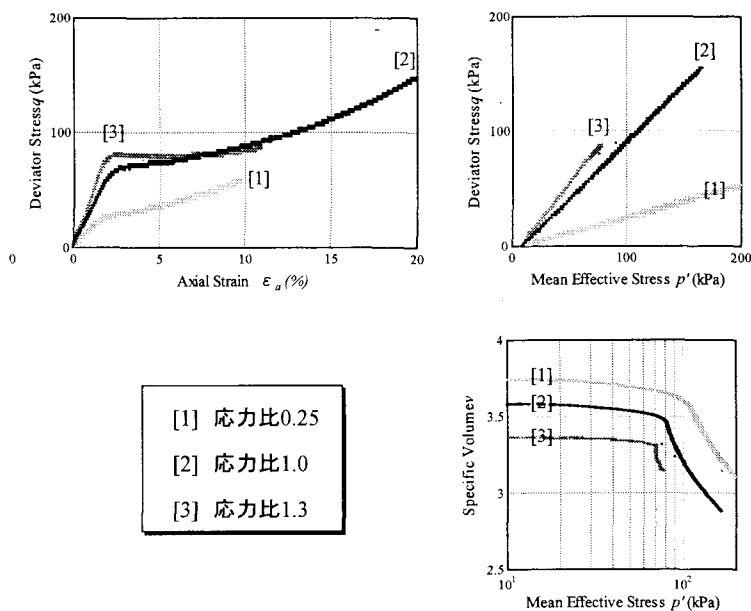


図-15 応力比が異なる時の圧縮線(実験結果)

くなり、計算結果と同様の傾向を示している。

(2) セン断応力(応力比)の違い

図-15 には応力比を 0.25、1.0、1.3 と変えた試験結果を示す。(1)と同様、採取深度は近いものの乱れの程度が異なるため初期比体積が異なっている。応力比が 0.25 である[1]は、初期比体積が最も大きく初期構造が高位であるが、応力比が小さいため構造喪失の程度が小さく、圧縮量の顕著な変化、すなわち圧縮線の勾配の変化は明確でない。応力比 1.3 である[3]は、初期比体積が小さく初期構造が最も低位であるにも関わらず、応力比が大きいため、圧縮線の勾配の変化が明確である。また、応力比が

大きいほど p'_s は小さくなっている。 $q \sim \varepsilon_a$ 関係をみると、[3]は明確な圧密途中での有効応力の減少、つまり軟化挙動は示さなかったものの、軸ひずみが 2%~6%のあたりでは q がほぼ一定でせん断が進んでいる。

4.3 まとめ

定率ひずみ応力比一定圧密試験結果から、初期比体積が大きく、つまりは初期構造の程度が大きいほど、また応力比が大きいほど、大きな圧縮量を示し、圧縮線の勾配の変化が明確になることを確認した。これらは計算結果から得られた傾向と一致している。

常磐自動車道神田地区では、盛土構築後に消散するはずの過剰水圧が上昇を記録するなど、構造が高位な軟弱粘土地盤である。構造が高位な粘土は計算で示したように、構造喪失が主な原因となって塑性圧縮を伴う軟化挙動を示し、圧縮途中での有効応力の減少と大圧縮を観測する。今回行った実験では、有効応力の減少は観察されなかったものの、圧縮線の勾配の大きな変化、つまり大圧縮挙動は見られた。

5. おわりに

骨格構造の働きを記述することのできる SYS カムクレイモデルを用いて、構造を有する過圧密粘土の応力比一定圧密試験を数値計算した結果、以下の結論を得た。

- (1) 構造を有する過圧密粘土は、過圧密状態では圧縮量は小さいが、 p'_s を超えると大圧縮を示し、圧縮線の勾配の変化が顕著になる。特に高位な構造を有する粘土では、過圧密解消に伴う M_s の減少によって $M_s < \eta < M_a$ に応力状態を移し、「塑性圧縮を伴う軟化挙動」を示す。
- (2) 圧縮を伴う軟化挙動は、構造の程度が高位なほど、応力比が大きく塑性変形量が大きいくほど、そして構造喪失速度が速いほど生じやすい。

また、高位構造を有する常磐粘土を用いて実際に定率ひずみ応力比一定圧密試験を行った結果、以下の結論を得た。

- (3) 初期比体積が大きく、つまりは初期構造の程度が大きいほど、また応力比が大きいほど、大きな圧縮量を示し、圧縮線の勾配の変化が明確になった。この傾向は、SYS カムクレイモデルによる計算結果と同じである。
- (4) 応力比を 1.3 とした定率ひずみ応力比一定圧密試験から、明確な圧密途中での有効応力の減少、つまり軟化挙動は示さなかったものの、軸ひずみが 2%～6% のあたりでは q がほぼ一定でせん断が進んでいることを確認した。

参考文献

- 1) Kabbaj, M., Tavenas, F. and Leroueil, S. 1998 : In situ and

laboratory stress-strain relationships, *Geotechnique* 38, No.1, 83-100

- 2) 中井健太郎 2005 : 構造・過圧密・異方性の発展則に基づく土の弾塑性構成式の開発とその粘土、砂、特殊土への適用性に関する基礎的研究, 名古屋大学学位請求論文, 70.
- 3) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. 1998. : Superloading yield surface concept for the saturated structured soils, *Proc. 4th European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Udine, Italy*, 233-242.
- 4) 三笠正人 1964 : 土の工学的性質の分類表とその意義, 土と基礎, Vol.12, No.4, 17-24.
- 5) Schofield, A. N. and Wroth, C. P. 1968 : Critical State Soil Mechanics, McGRAW-HILL.
- 6) Sekiguchi, H. & 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*, 229-238.
- 7) Hashiguchi, K. and Ueno, M. 1977 : Elasto-plastic constitutive laws of granular materials, *Constitutive Equations of Soils, (Proc. Spec. Session 9th Int. Conf. SMFE, Murayama, S. and Schofield, A. N. Eds.), Tokyo, JSSMFE*, pp. 73-82.
- 8) Asaoka, A., Nakano, M. & Noda, T. 2000 : Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations* 40(2): 99-110.
- 9) Hashiguchi, K. 1965 : Subloading surface model in unconventional plasticity, *Int. J. of Solids and Structures*, Vol. 25, pp. 917-945,
- 10) Green, A. E. And Naghdi, P. M. 1965 : A general theory of an elastic-plastic continuum, *Archive for Rational Mechanics and Analysis*, Vol.18, 251-281
- 11) Hashiguchi, K. & Chen, Z. P. 1998. : Elastoplastic constitutive equations of soils with the subloading surface and the rotational hardening, *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 22, 197-227.
- 12) 田代むつみ 2005 : 土骨格構造の進行性破壊を伴う自然堆積粘土地盤の長期圧密変形挙動の解析, 名古屋大学学位請求論文

(2005年4月15日受付)