

地盤材料の構成モデル最前線 自然堆積地盤の力学挙動とモデル化

野田利 <u>弘</u>(のだ としひろ) 名古屋大学大学院教授 工学研究科

# 5.1 はじめに

自然に堆積した土やゆるい砂は構造・異方性・過圧密 など、いわゆる「骨組構造(または骨格構造)」が発達 していることが知られている。この土の骨組構造のため、 自然堆積土の示す力学挙動は練返した正規圧密土より一 層複雑で、Cam clay model<sup>1)~3)</sup>では記述することがで きない。

5.

骨組構造とは、日本ですでに約50年も前に三笠<sup>4),5)</sup>が 先駆的に用いた言葉である。三笠は、不飽和土を含む土 の力学的性質は土の「種類」と「状態」によって決定さ れることを指摘するとともに、その「状態」を規定する 密度、含水量以外の独立因子の総称としてこの言葉を用 いた。この着眼に従えば、飽和土の場合は、密度と含水 量は同義であるから、構成粒子が同じであれば、力学的 性質は土の種類と密度と骨格構造で決められる。なお、 三笠は、このとき土粒子の視点に立った骨格構造の本質 に関するミクロ的な研究よりも、「骨組構造の働き」を 具体的、定量的に追求する研究に重点を置くことを主張 し、骨組構造を表す指数または様式として、鋭敏比と異 方性を挙げた。

Schofield  $(\Box \Box \Box \neg \neg \neg \neg \nu \lor)$  and Wroth  $(\Box \Box \neg)^{3}$  it, 著書「Critical State Soil Mechanics」の序文で,著書で 示される限界状態概念を記述する簡単なモデル(「Cam clay model」) は練返し土のモデルであり、"…, we have purposely not considered partially saturated structured, anisotropic, sensitive, or stabilized soil."と述べて, Cam clay model において、構造や異方性などを考慮の 対象外としている。Cam clay model は、練返し正規圧 密粘土を用いて「(有効)応力空間における等含水比線 の存在」を示したHenkel (ヘンケル)<sup>6)</sup>の実験事実を基 に誘導できる<sup>7)</sup>が,この実験事実それ自体が,この練返 し正規圧密状態にある土の力学挙動は密度のみで決まる ことを意味している。さらに, Cam clay model は超過 圧密粘土の挙動を、それが練返しの状態にあっても(す なわち構造をもたない過圧密粘土の挙動を)十分に説明 できないことがよく知られている。これは Cam clay model が過圧密土における土粒子のインターロッキング (かみ合わせ)に起因する骨格構造の働きを記述の対象 外としているためであるということができる。

以上述べたことは要するに,飽和した自然堆積土と練 り返して異方性もない正規圧密土との力学挙動の違いは 骨組構造の有無とその働きに起因するものと言える。

名古屋大学地盤力学研究グループでは、上述の観点に 沿って、骨格構造の発達した飽和土の弾塑性構成式 (上·下負荷面 Cam clay model (Super/subloading Yield Surface Cam clay model (略称: SYS Cam clay model)) を提案している<sup>8)~10)</sup>。すなわち、練返し正規圧密土の 力学挙動を表す Cam clay model を土台に据えて、土粒 子が構成する骨格構造の概念ならびにその働きを塑性変 形と関連づける発展則を導入することにより、骨格構造 が発達した土の挙動を記述する弾塑性構成式である。具 体的には、骨格構造とその働きの記述は、(a) 過圧密時 (あるいは除荷時)の挙動を表すために4. で説明された Hashiguchi<sup>11),12)</sup>による下負荷面 (subloading surface) とその発展則, (b) Sekiguchi and Ohta<sup>13)</sup> による異方性 を表す応力パラメータ n\*と Hashiguchi and Chen<sup>14)</sup>に よるその発展則(「回転硬化則」)および、(c)Asaoka et al.<sup>8)~10)</sup>の上負荷面とその発展則の導入により達成され る。また、同研究グループではこのモデルに基づいて 「粘土と砂の違い」について考察している10),15)。この考 察は、骨格構造とその働きの観点から、典型的な粘土と 典型的な砂の力学挙動とを正しく区別して認識し、この 構成式が粘土から中間土、砂までを対象にして連続的・ 稠密に取り扱えることの検証を目的としている。

本章では、Cam clay model の適用限界をあらためて 例示しながら、それを克服するための SYS Cam clay model の基本的概念とその特徴について簡潔に説明する。 具体の定式化などの詳細は文献 9),10),15),16)をご覧い ただきたい。

# 5.2 Cam clay model の適用限界

本節では、骨格構造(過圧密・構造・異方性)が発達 した土を用いたせん断試験結果から、Cam clay model では表現できない挙動を示す。そのためにまず、Cam clay model の特徴を振り返ろう。

5.2.1 Cam clay model の特徴

現応力 (p, q) がある Cam clay 降伏面 fは塑性体積ひ ずみ  $\varepsilon_v^p$ を塑性履歴パラメータ,応力比 $\eta \in \eta = q/p'$ と して,降伏関数Fを次式で書く。

$$F = \varepsilon_{v}^{p} - f(p, \eta) = \varepsilon_{v}^{p} - MD \ln \frac{p}{\tilde{p}_{0}} - MD \ln \frac{M^{2} + \eta^{2}}{M^{2}} = 0$$

.....(1)

ここに, ε<sub>v</sub><sup>p</sup>は塑性体積ひずみ(圧縮を正)で塑性履歴

地盤工学会誌, 59-7(642)

パラメータであり、塑性ひずみテンソル $\varepsilon_{ij}^{p}$ (圧縮:正) を用いて $\varepsilon_{v}^{p} = \varepsilon_{kk}^{p}$ である。fは修正 Cam clay model<sup>2)</sup>で 表現し、平均有効応力pとせん断応力qは有効応力テン ソル $\sigma_{ij}$ (圧縮:正)を用いて、それぞれ $p = \sigma_{kk}/3, q = \sqrt{3S_{kl}S_{kl}/2}$ ( $S_{ij} = \sigma_{ij} - p\delta_{ij}, \delta_{ij}$ :クロネッカーのデルタ) である。また、M は限界状態定数、D はダイレイタン シー係数<sup>17)</sup>、 $\tilde{p}_{0}$ は等方正規圧密線上の初期等方有効応 力である。なお、降伏関数で M, D = ( $\tilde{\lambda} - \tilde{\kappa}$ )/M/(1+  $e_{0}$ )( $\tilde{\lambda}$ : 圧縮指数、 $\tilde{\kappa}$  は膨潤指数、 $e_{0}$ は $\tilde{p}_{0}$ に対応する初 期間隙比)を用いた書き方は日本でよく見られるもので ある。また、ここでは、テンソルの成分を書いてテンソ ルと呼んでいる。

ここで,関連流れ則・プラガーの適応条件など,通常 の弾塑性力学の諸法則を適用すると,負荷状態にあると き塑性的な変形は次式で表される。

第1式と第2式は、塑性ひずみ増分  $\dot{\epsilon}_{ij}^{p}$ を体積成分  $\dot{\epsilon}_{v}^{p}$ とせん断成分  $\dot{\epsilon}_{s}^{p}$  (= $\sqrt{2/3\dot{\epsilon}'_{kl}}^{p}\dot{\epsilon}'_{kl}^{p}$ ,  $\dot{\epsilon}_{ij}^{p}=\dot{\epsilon}_{ij}^{p}-\dot{\epsilon}_{v}^{p}\delta_{ij}/3$ ) に分解したもので、また単に $f=f(p, \eta)=f(\sigma_{ij})$ と表記 している。 $\lambda$ は塑性乗数で、塑性変形時の負荷条件、す なわち、 $\lambda>0$ により式(2)の第3式の分母・分子の同符 号性が言え、次式を得る。

さらに、 $\eta = q/p \geq (\partial f/\partial \sigma_{kl})\dot{\sigma}_{kl} = (\partial f/\partial p)\dot{p} + (\partial f/\partial q)\dot{q}$ の 関係に注意しつつ、式(3)と式(4)の状態を描くと図— 5.1になる。すなわち、降伏面は式(3)と式(4)の状態に 対応してそれぞれ拡大または縮小するように有効応力が 変化するから、それぞれ硬化と軟化が対応する。換言す れば、限界状態線 q = Mp上では降伏面は変化しないの で、硬化・軟化の敷居線を表す。同時に、図—5.1の $\dot{\epsilon}_{v}^{p}$ の符号、あるいは式(2)の第1式の具体的演算から、q= Mpは塑性圧縮・膨張の敷居線にもなる<sup>3),7)</sup>。この特 徴はオリジナルの Cam clay model<sup>1)</sup>でも同一である。

5.2.2 Cam clay model の適用限界(1) 過圧密粘土 の排水せん断挙動(降伏面内部で生じる弾塑 性挙動)

図-5.2は過圧密粘土の側圧一定排水三軸圧縮試験結



果である。領域Aでは軸差応力qの増加を伴いながら 粘土試料は最初圧縮するが、せん断が進み領域Bにな ると, q は増加したまま膨潤しはじめる。領域Cになる と膨潤し続けながら、qは減少に転じる。この時、q~ 軸ひずみ Ea 関係におけるピーク点では滑らかな山型を 描いている。さて, Cam clay model では説明できない 挙動は斜線で囲った領域 B で見られる。過圧密粘土は 正規圧密粘土を除荷して作製するので, Cam clay model によると領域 B ではまだ応力状態は正規降伏面 の内側にあるはずである。平均有効応力pの変化が土の 弾性体積変化に対応することに着目すると,正規降伏面 内部では弾性応答しか示さないので, pの増加に伴い粘 土試料は圧縮を示さなくてはならないが,領域Bにお いて体積膨張している。もしもこの膨張が、塑性膨張が 弾性圧縮より卓越したために起こっていると考えると, 正規降伏面内部で弾塑性応答を示していることになって しまう。さらに、体積ひずみ Ev の増減だけで硬化/軟 化の判断をすることはできないが,領域Bではqが大 きく増加しているため硬化していると仮定すると、塑性 膨張を示しながら硬化を伴っていることになってしまう。 つまり, Cam clay model では塑性膨張は必ず軟化を伴 うため、このような「塑性膨張を伴う硬化」挙動を表現 できない。

試しに Cam clay model で計算される過圧密粘土の排 水せん断試験結果を図—5.3に示す。図中に示した正規 圧密線 NCL と限界状態線 CSL は、計算に用いた材料 定数から求めたものである。q がピークに達するまで応 力は正規降伏面内部に存在するから、土は弾性圧縮を示 す。q のピークでまさに有効応力は正規降伏面に到達し、 その後は正規圧密粘土となる。ところが有効応力は限界 状態線より上側にあるから、土は即座に軟化を示し、だ からピークで激しい尖り点をつくってしまう。また、q~ $\epsilon_a$  関係と  $\epsilon_v \sim \epsilon_a$  関係においてピークを示す軸ひずみ  $\epsilon_a$  は等しいことがわかる。実験結果(図—5.2)と比較 して明らかなように、Cam clay model では過圧密土の 排水せん断挙動を全く表現できないことがわかる。



91



図-5.3 カムクレイモデルによる過圧密粘土の排水せん 断計算結果

# 5.2.3 Cam clay model の適用限界(2) 構造を有す る粘土の非排水せん断挙動(塑性圧縮を伴う 軟化挙動)

図-5.4は構造が発達した正規圧密粘土の非排水三軸 圧縮試験結果である。有効応力経路を見てみると, pが せん断中減少し続けているが, qは最初増加してピーク を示した後減少する。5.2.2でも述べたが, pの変化は 土の弾性体積変化に対応する。すなわち, せん断中pは 減少し続けるので, 土は常に弾性膨張を生じている。試 験は非排水条件で行っているので,体積変化が生じない ためにはせん断中常に塑性圧縮を示さなくてはならない。 Cam clay model に従うと,塑性圧縮時は常に硬化を伴 うはずである。ところが図-5.4ではせん断途中でqが 大きく減少して塑性圧縮時に軟化を示している。Cam clay model では,構造が発達した正規圧密粘土に見ら れる,この「塑性圧縮を伴う軟化」挙動を表現できない。

# 5.2.4 Cam clay model の適用限界(3) 切り出し角 度の違いによって生じる強度異方性

再構成試料とは十分に練り返して骨格構造を破壊した 粘土試料を,液性限界の2倍の泥濘状に含水比調整し て撹拌・脱気した後,1週間かけて予備圧密(一次元圧 密)して作製する試料である。予備圧密圧力を196 kPa として作製した再構成試料を,図-5.5に示すように鉛 直,水平に切り出し角度を変えて供試体を作製し、294 kPa で等方圧密した後,軸ひずみ速度一定0.0069 mm/ min のもと側圧一定非排水三軸圧縮試験を行った。この 載荷速度は、供試体内部での過剰間隙水圧分布が一様と なるに十分な緩速である。試験結果を図一5.6に示す。 同じ圧密槽内から採取・作製されたので二つの供試体の 初期状態(密度、骨格構造の程度)は等しいはずである。 試験結果を見てみると、鉛直供試体の方が水平供試体に 比べて,同一せん断ひずみに対する軸差応力 q が大きく, また破壊時のqも大きいことがわかる。この違いは予備 田密過程に発達した異方性の影響だと考えられ、土粒子 の配向と関係付けて考えることが多い。予備圧密によっ て鉛直方向に発達した異方性の影響で、同一方向に載荷



図-5.4 構造を有する粘土の非排水三軸圧縮試験



図-5.5 切り出し角度の異なる再構成試料



図-5.6 切り出し角度を変えて行った再構成粘土の非排 水三軸圧縮試験

したときは大きな強度を発揮し,水平方向に載荷したと きは逆に強度が小さくなっていると考えられる。Cam clay model では異方性を考慮していないため,このよ うな違いを全く表現することができない。

### 5.3 骨格構造が発達した土の弾塑性構成式

Cam clay model は骨格構造が発達していない, すな わち異方性のない十分に練り返した正規圧密土の挙動を 記述する弾塑性モデルであることは上に述べた。このモ デルを「土台」として, 骨格構造の具体的な量である構 造・過圧密・(応力誘導) 異方性を表現するパラメータ とそれらの変化(発展則)を導入した弾塑性モデル (SYS Cam clay model<sup>8)~10)</sup>)について説明する。なお, 骨格構造と区別して単に「構造」と呼ぶ用語は,練返し 土に比べ高位あるいは低位な構造の状態を定量的に表す 指数で,後述するように,練返し正規圧密土から見た 「嵩(かさ)の高さ」を意味する。また,この「構造」 の定義は,砂のような粒状体の力学分野で用いられてい る,粒子の接触状況などを表現する「構造(fabric)」 とは全く異なるものであることに注意を要する。

# 5.3.1 異方性

異方性は、5.2.4で述べたように、再構成粘土におい

地盤工学会誌, 59-7 (642)

ても十分練返して作製した正規圧密土においても現れる。 そこで、**5.2.1**で示した降伏関数において、Sekiguchi and Ohta<sup>13)</sup>に倣って、修正 Cam clay model に応力比 $\eta$ = q/p の代わりに異方性を表す新しい不変量 $\eta$ \*を導入 し、降伏面を回転させる。異方性の発展則には Hashiguchi and Chen<sup>14)</sup>による回転硬化則を導入して、応力 誘導異方性を記述する。後に計算事例も紹介するが、降 伏面の回転の程度によって、同じ初期状態であっても、 せん断挙動や強度の違いを再現することができる。

#### 5.3.2 構造

構造が高位な土は、練返し土(徹底的に乱して構造を なくした土)の「状態境界面」の外側、すなわち不可能 領域に状態をとることができる。つまり、e-logpまた は e-log  $\sigma_v$  上では、構造が発達した自然の堆積粘土は練 り返した土に比べ、同じ鉛直応力 $\sigma_v$ であっても大きな 間隙比を有し、嵩が高くなっている。これは、構造が発 達した粘土は同じ間隙比でより大きな圧力を支えられる ことと等価である。この嵩の大きさを定量的に表すのが 「構造」である。さらに、一次元圧縮の場合には容易に わかるように、作用する圧力が大きくなると、練返し粘 土の一次元圧縮線に漸近し構造を低位化させる。この間, 練返し土よりも大圧縮を示す点も同時に重要な特徴であ る。図-5.7の粘土の標準圧密試験結果は上述のことを 示している。ゆるい砂も、構造が高位であるが、ゆるい 砂は茶筒に入れて横から軽くトントントンと叩くだけで 容易に大圧縮して締まる。一方、粘土の場合はこのよう に叩くことで密にする人はまずいないから容易に想像で きるように、構造喪失(あるいは低位化、劣化)に伴う 大圧縮は、砂の方が粘土よりたやすく生じることもわか る。このような特徴から、構造を有する土は、(異方性 を考慮した) Cam clay 降伏面の外側に「上負荷面」を とって記述する。上負荷面上にある土は「正規圧密土」 と呼ぶ。そして、構造喪失に伴う圧縮は非可逆であるか ら、上負荷面は塑性変形の進展とともに Cam clay 降伏 面に上から近づき、塑性変形が継続すれば最終的には一 致するものとして記述する。この挙動を基本として「構 造喪失の発展則」を与える。この具体形は文献10),15) を参照いただきたい。また詳細は後述するが、上負荷面 の概念の導入によって構造が喪失するときには塑性圧縮



図-5.7 構造が発達した粘土(不撹乱試料)と練返し試 料の一次元圧縮挙動<sup>18)</sup>

を増長させる。これによって, Cam clay model では表 現できなかった塑性圧縮を伴う軟化挙動を記述すること ができる。

# 5.3.3 過圧密

正規圧密土を除荷して、応力状態を降伏面内部に入れ て過圧密状態にした後、再度(必ずしも同じ経路を逆に たどるというのではないが)載荷すると、いずれその土 は再び正規圧密状態に至る。この過程を理解するのに, 新旧二つの考え方がある。図―5.8はこの新旧の考え方 の違い<sup>15)</sup>を示す。古典的な考え方は、載荷時には弾性 変形だけが生じ、過圧密解消は弾性変形によってもたら されるという考え方である。もといた場所に戻ることが できるという意味で、「記憶が正確」とする考え方であ る。もう一つは過圧密解消には塑性ひずみ(非可逆変形) が必要とする現代的な考え方で、再載荷時は弾性でなく 弾塑性挙動を示し、正規圧密状態に到達したときは、元 の降伏面は位置を変えているという考え方である。すな わち、「記憶が不正確(曖昧)」とする考え方である。本 節で説明するモデルでは、後者の考え方に従い、再負荷 時の弾塑性挙動は上負荷面の中に新たに降伏面を設けて 記述するが、過圧密にあるときこの負荷面は元の降伏面 の内部にあることから「下負荷面」と呼ぶ。下負荷面の 詳細は4章に述べられているが、この考え方は Hashiguchi<sup>11)</sup>によってはじめて考案された。下負荷面 は, 塑性変形の進展とともに下側から上負荷面に近づき, 過圧密解消時に両負荷面は一致するものとして記述する。 このような考え方によって「過圧密解消(あるいは正規 圧密土化)の発展則」を与える。この具体形も例えば, (文献10), 15)を参照いただきたい。なお,過圧密土でも 構造を完全に喪失している場合には,上負荷面は Cam clay 降伏面と一致している。また詳細は後述するが, 下負荷面概念の導入によって、過圧密が解消するときに は塑性膨張が増長される。これによって、①正規降伏面 内部に応力状態があるときも負荷時には過圧密解消を伴 って弾塑性応答を示し,②塑性膨張を伴う硬化挙動も表 現できる。

### 5.3.4 SYS Cam clay model の特徴

**5.3.1~5.3.3**で述べたことを踏まえると,骨格構造が 発達した土,すなわち構造・異方性を有する過圧密な土 の力学挙動は,最終的に次式の下負荷面が規定すること になる<sup>10),15)</sup>。

 $\varepsilon_{v}^{p} = f(p, \eta^{*}) + MD \ln R^{*} - MD \ln R$ 



図-5.8 古典土質力学と現代土質力学による過圧密解消 の捉え方<sup>15)</sup>



ここに、 $\eta^* = \sqrt{3\hat{\eta}_{kl}\hat{\eta}_{kl}/2}, \hat{\eta}_{ij} = \eta_{ij} - \beta_{ij}, \eta_{ij} = S_{ij}/p$ で、 $\beta_{ij}$ は 回転硬化テンソル<sup>14)</sup>を表し、 $\zeta = \sqrt{3\beta_{kl}\beta_{kl}/2}$ が異方性に 起因する降伏面の回転量を表す。また $ilde{
ho}_0$ と $e_0$ は計算開 始時刻における正規降伏面と回転軸との交点の平均有効 応力と間隙比である。図-5.9は、軸対称条件を仮定し て、下負荷面のほか、Cam clay 降伏面(正規降伏面) と上負荷面を示している。降伏面の傾きは異方性の程度 で決まる。また R\*は上負荷面に対する正規降伏面の大 きさで構造の程度を表す指数で、1/R\*が構造の「高位 度」を表す。Rは上負荷面に対する下負荷面の大きさで 過圧密の程度を表す指数で、1/R が「過圧密比」に相当 する。R\*とRはそれぞれ0から1の値をとる。塑性変 形の進展に関連付けられた構造喪失・過圧密解消・異方 性発展の発展則を適切に与えることにより、様々な骨格 構造の変化に伴う土の力学挙動が表現できる。特に式 (5)を用いて塑性体積の変化挙動について言えば、構造 喪失 ( $R^* \rightarrow 1$ ) と過圧密解消 ( $R \rightarrow 1$ ) の過程では, Cam clay model が表現できる塑性体積変化, すなわち 降伏面fによる体積変化とは異なる別の塑性圧縮と膨張 が表現できている。

異方性も見られない,しかも構造もない練返し正規圧 密土は,5.2.1で示したように,硬化・軟化の敷居線と 塑性圧縮・塑性膨張の敷居線はともにq = Mpで不動で ある。ところが,構造・過圧密・異方性を有する場合は, 二つの敷居線が異なり,どちらも塑性変形とともに変化 する。前者 ( $q = M_s p$  と書く) は構造・過圧密・異方性 の状態によって傾きが増減し,後者 ( $q = M_a p$  と書く) は異方性の発展・消滅によって増減する。このことは塑 性乗数を考察するとわかる。 $\lambda$ は,5.2.1と同じように 式(5)に関連流れ則などの弾塑性諸法則を適用するとと もに,構造・過圧密・異方性の発展則を与えると求めら れる。塑性変形時は負荷条件 $\lambda > 0$ から,硬化の場合は 分母・分子がともに正であり,軟化の場合は分母・分子 がともに負であるという同符号性から,硬化・軟化の敷 居線が導出される。

塑性圧縮・膨張の敷居線は、式(5)の時間微分、すな



図-5.9 上負荷面,下負荷面, Cam clay降伏面<sup>10),15)</sup>

わち塑性体積ひずみ速度,あるいは降伏面の形状から与 えられる。 $M_a \ge M_s$ のそれぞれの具体的な式<sup>10),15)</sup>は示 さないが, $M_a$ は異方性 $\beta_{ij}$ の関数, $M_s$ は異方性 $\beta_{ij}$ ,構 造  $R^*$ および過圧密 Rの関数になる。すなわち,これら の骨格構造の状態変化によって,敷居線はめまぐるしく 動く(塑性変形中に変化する)。この骨格構造の状態変 化は構造・過圧密・異方性の各発展則が有するパラメー タ(発展則パラメータ)によって制御される。このため, 構造が過圧密より卓越した土に特有な低応力比レベルで の「塑性圧縮を伴う軟化」や,過圧密が卓越した土に特 有な高応力比レベルでの「膨張を伴う硬化」が自ずと表 現できる。

#### 5.4 粘土と砂の違い10),15)

#### 5.4.1 構造低位化と過圧密解消

異方性のことを考慮すると複雑になるので,このこと を除くと,飽和土には,次の四つの状態のいずれかにあ る。①構造を有する過圧密状態 ( $0 < R^* < 1, 0 < R < 1$ ), ②構造を有する正規圧密状態 ( $0 < R^* < 1, R = 1$ ),③構 造のない過圧密状態 ( $R^* = 1, 0 < R < 1$ ),④構造のない 正規圧密状態 ( $R^* = 1, R = 1$ )である。

上述の「過圧密解消の発展則」と「構造喪失の発展則」 は、砂でも粘土でも、構造が発達し過圧密な①の状態か ら、負荷が継続して塑性変形が進展すれば、最後には構 造を喪失した正規圧密な④の状態の土に限りなく近づく ことを表現する。この過程には、図-5.10に示すように、 大別して次の二つの道筋があり、この違いは両者の発展 則の相対的な速さの違いで表される。粘土は「圧密材」 砂は「締固め材」と呼ばれたりするが、この違いが砂ら しい、あるいは粘土らしい力学挙動の違いを与える。な お、異方性の進展の速さについても、砂と粘土で著しい 差があるが,異方性も含めて考察すると,説明が複雑に なるため、次の説明ではその効果を考慮しない。道筋S は砂がたどる典型的なコース、道筋Cは粘土がたどる 典型的なコースと考えられる。図-5.11に二つの道筋の 違いを $p \sim q$ 応力空間での硬化・軟化の敷居線 $q = M_{*}p$ の動きと塑性圧縮・膨張の敷居線  $q = M_a p$  との関係を使 って説明する。

砂は構造喪失が速いために $M_{sp} > q > M_{ap}$ , すなわち 限界状態線の上側で膨張にもかかわらず硬化が起こりや すいこと,逆に粘土では過圧密の解消が速いために



地盤工学会誌,59—7(642)



**図-5.11** 練返し正規圧密土へ向かう典型的な砂と粘土の 道筋<sup>10),15)</sup>

 $M_s p < q < M_a p$ , すなわち限界状態線の下側の比較的応 力比の低いところで圧縮を伴う軟化が生じやすいことを 示している。砂や粘土が混じった中間土や特殊土は,道 筋Cと道筋Sの間に稠密に存在し,異方性も含めて, 硬化・軟化の敷居線と塑性圧縮・膨張の敷居線の関係が 複雑で,したがって力学挙動がもっと複雑になる。

# 5.4.2 構造が発達した正規圧密粘土と過圧密粘土の 非排水せん断挙動<sup>19)</sup>

図-5.12は,採取した大阪粘土(Ma12)の乱れの少 ない試料を用いて標準圧密試験を行った実験とその計算 の結果である。せん断に伴う *R*\*や *R*の変化も示してい る。図-5.13は98 kPa および490 kPa まで等方圧密後, 側圧一定の非排水せん断をしたときの実験と計算の結果 を示す。計算は上述の SYS Cam clay model に実験と 同様の変形場を与えたとき応答計算で,初期値として図 -5.12中の●で示す等方な低応力状態を仮定している。 骨格構造に関する初期値は両図の両方の実験結果を再現 できるように決めている。材料定数とともにその初期値 を表-5.1に示す。発展則パラメータは構造喪失が遅く, 過圧密解消が速い典型的な粘土の値である。

このように低拘束圧下での巻返し挙動や低応力比下で 軟化挙動など,自然堆積粘土特有の挙動を材料定数の変 更なしに一貫して記述できることがわかる。

# 5.4.3 ゆるい砂の締固めと密度が異なる砂の非排水 せん断挙動<sup>10),16)</sup>

図-5.14はゆるい状態から密な状態まで各種密度が異 なる砂の側圧一定の非排水三軸試験の結果である。図一 5.15と図-5.16は、この構成式の応答例を示す。計算に 用いた材料定数と図-5.15内に〇で示す初期値を表-5.1に示す。構造喪失が速く、過圧密解消が遅いとする 発展則パラメータを与えている。図-5.15は側圧一定の 微小な応力振幅のもとでの排水繰返しせん断を与えたと きの、初期にゆるい状態にある砂が構造喪失(低位化) を伴いながら大圧縮し過圧密が蓄積する様子(締固め) を示す。図-5.16は、図-5.15の左図において繰返しせ ん断途中から等方圧縮させた後の、密度(間隙比)が異 なる幾つかの状態から、非排水(等体積)せん断を与え たときの応答例を示す。この図は、極めてゆるい砂から 中密, 密な砂までの広範な典型的な挙動, 特に中密な砂 の軟化後の硬化挙動も、材料定数の変更なしに一貫して 記述できることを示している。また、排水挙動の事例は



図-5.12 不撹乱大阪粘土の標準圧密試験と構造・過圧密 の推移<sup>19)</sup>



図-5.13 不撹乱大阪粘土の非排水試験と構造・過圧密の 推移<sup>19)</sup>

#### 表-5.1 計算に用いた粘土<sup>19),20)</sup>と砂<sup>10)</sup>の材料定数と初期 値群

· · · · ·	図 — 5.12 図 — 5.13	図5.15 図5-16 図5.17	図 — 5.20 図 — 5.21
弾塑性パラメータ	(粘土)	(砂)	(粘土)
王縮指数 <i>ĩ</i>	0.21	0.05	0.10
膨潤指数 <i>~</i>	0.045	0.0123	0.05
限界状態定数 M	1.25	1.00	1.40
p=98.1kPa における NCL 上の比体積 N	2.22	1.98	2.00
ポアソン比レ	0.12	0.30	0.10
発展則パラメータ			
正規圧密土化指数 m	15.0	0.06	5.0
構造劣化指数 a (b=c=1)	0.17	2.20	0.95
回転硬化指数 b,	0.001	3.50	0.50
回転硬化限界定数 m <sub>b</sub>	1.0	0.7	1.0
初期状態			
比体積 vo	2.50	2.28	2.10
平均有効応力 $p_0$	10.0	10.0	95.2
応力比 $\eta_0$	0.0	0.0	0.375
異方性の程度 $\sqrt{3eta_{_{kl}}eta_{_{kl}}/2}$	0.0	0.0	0.375
構造の程度 1/R。*	43.0	150.0	10.0
過圧密比 1/R。	6.50	1.0	1.20



図-5.14 密度が異なる砂の非排水挙動の実験10)









図-5.18 異拘束圧下での同一間隙比を有する砂の非排水 挙動の実験<sup>19)</sup>

# 文献10),16)を参照していただきたい。

図-5.17は、図-5.15の右図のように繰返しせん断途 中から等方圧縮させ、間隙比で同じで拘束圧が異なる幾 つかの状態から、非排水(等体積)せん断を与えたとき

図-5.19 サンプリング過程とその有効応力経路20)



図-5.20 鋭敏な粘土の繰返し載荷による乱れ(左図)と
 鋭敏比(右図)の計算<sup>20)</sup>

の応答例を示す。拘束圧が高い砂ほど軟化挙動が顕著で, 図-5.18で Ishihara<sup>19)</sup>が示している実験結果と一致して いる。なお,図-5.18は図面を修正して示している。 5.4.4 粘土の乱れと鋭敏比<sup>20)</sup>

自然堆積土の変形などを扱う計算では、実際の現象と 一致しないとき、往々にしてその原因を「試料の乱れ」 に求めることがある。構造の概念の導入により、この問 題は理論的に扱うことができる。ここでは,系統的に力 学的な撹乱操作を粘土試料に与え、その乱れが室内試験 結果に及ぼす影響について,簡単な計算事例20)を示す。 表-5.1に示す状態で堆積した粘土地盤から図-5.19の ように間隙比を保ったまま採取した後、試料に両振幅 50 kPaの繰返し非排水せん断を与えて試料の乱れを模 擬した。このときの有効応力経路は図-5.20の左図であ る。平均有効応力は減少しながら構造が喪失していく。 構造喪失の様子は文献20)を参照。繰返し非排水せん断 の繰返し回数が1,3,6,10回で、等方応力状態から非排 水せん断を行った場合の挙動が図-5.20の右図である。 乱れの影響として経験的に知られる「非排水せん断強さ q<sub>u</sub>」の低下やせん断初期の剛性低下は,材料定数を変更 することなく表現できる。また、この粘土試料は鋭敏比 が約2.0であったこともわかる。次に、これらの回数で の繰返し非排水せん断後の試料をさらに9.81 kPaまで 一次元除荷してから、一次元圧縮試験をしたのが、図-5.21の左図である。乱れに伴い「圧密降伏応力」が低下 し, 圧縮曲線の傾きが小さくなる。これは昔 Schmertmann(シュマートマン)が描いた想像図<sup>21)</sup>(図-5.21 の右図)とよく似る。

#### 5.4.5 供試体の切出し角度の影響<sup>20)</sup>

最後に異方性について触れる。自然界に存在する粘土 は堆積過程において異方性が発達する。ここでは、図一 5.22の左図に示すように、地盤から採取して等方応力状

地盤工学会誌, 59-7 (642)



図-5.21 圧縮試験における乱れの影響の計算<sup>20)</sup>と Schmertmannの想像図<sup>21)</sup>



図-5.22 供試体の切出し角度の影響(非排水せん断試 験)<sup>20)</sup>

態にある試料塊から供試体を切り出す際に,切出し角度 の違いに起因して現れる初期異方性の影響について述べ る。(計算上の切出し角度の変化のさせ方は文献20)を 参照。)図-5.22の右図は採取後の試料(図-5.19の右 図中A')に対し切出し角度を変化させた供試体の非排 水せん断挙動を示す。切出し角度が大きくなるほど(す なわち堆積方向と圧縮方向のずれが大きくなるほど), 「非排水せん断強さ」が低下する。この傾向は,例えば 三笠ら<sup>22)</sup>が示した実験結果と等しい。

#### 5.5 おわりに

Cam clay model は、土の圧縮とせん断の両方を記述 できる優れた弾塑性構成式として知られる。一方で、こ の構成式は、いろいろな自然堆積粘土や砂に特徴的な塑 性圧縮を伴う軟化や塑性膨張を伴う硬化挙動を表現でき ないから、実用的でないという指摘・批判もある。しか し、もともとこの構成式は異方性を示さない練返し正規 圧密土だけを記述の対象にし、はじめから骨格構造が発 達した土の状態は対象外と明言しているのであるから、 この指摘・批判は妥当ではない。Cam clay model のよ うな基本的な構成式を土台に据え、骨格構造の存在とそ の働きを適切に記述することにより、この構成式が表現 しえない実際の多くの土の挙動を同じ理論的枠組みの中 で記述し、理解する意義は、地盤力学だけでなく地盤工 学の進歩の上で極めて大きい。

### 参考文献

- Roscoe, K. H. and Schofield, A. N.: Mechanical behaviour of an idealised 'wet clay', *Proc. 2nd European Conf. Soil Mech.*, pp. 47~54, 1963.
- 2) Roscoe, K. H. and Burland, J. B.: On the generalized

stress-strain behaviour of 'wet' clay, *Engineering Plasticity*, Cambridge University Press, pp. 535~609, 1968.

- Schofield, A. N. and Wroth, C. P. (1968): Critical State Soil Mechanics, McGRAW-HILL.
- 三笠正人:土の力学における構造の概念の意義について, 昭和37年度土木学会年次学術講演会,pp. 35~38, 1962.
- 5) 三笠正人:土の工学的性質の分類表とその意義,土と基礎, Vol. 12, No. 4, pp. 17~24, 1964.
- Henkel, D. J.: The shear strength of saturated remoulded clay, *Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, Colorado, pp. 533~540, 1960.
- Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Soil-water coupled behaviour of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, Vol. 34, No. 1, pp. 91~106, 1994.
- Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for the saturated structured soils, *Proc. 4th European Conf. on Num. Meth. Geotech. Eng.*, Udine, Italy, pp. 233~242, 1998.
- Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 2, pp. 99~110, 2000.
- 10) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol. 42, No. 5, pp. 47~57, 2002.
- Hashiguchi, K.: Plastic constitutive equations of granular materials, *Proc. US-Japan Seminar on Cont. Mech. Stat. Appl. Mech. Gran. Mat.*, JSSMFE, Sendai, pp. 321 ~329, 1978.
- Hashiguchi, K.: Subloading surface model in unconventional plasticity, *Int. Jour. Solids and Structures*, Vol. 25, pp. 917~945, 1989.
- Sekiguchi, H. and Ohta H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Spec. Session 9, Tokyo, pp. 229~238, 1977.
- 14) Hashiguchi, K. and Chen, Z.-P.: Elastoplastic constitutive equations of soils with the subloading surface and the rotational hardening, *Int. Jour. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, Vol. 22, pp. 197~227, 1998.
- 15) Asaoka, A.: Consolidation of clay and compaction of sand —an elastoplastic description, Proc. 12th Asian Reg. Conf. on Soil Mech. Geotech. Eng., Keynote Paper, Singapore, Vol. 2, pp. 1157~1195, 2003.
- 16) 中井健太郎: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,名古屋大学学位申請論文,2005.
- 17) 柴田 徹・松尾 稔:粘土のダイレイタンシーについて、 材料試験協会,第11回レオロジー検討会,講演概要集, pp. 50~56, 1962.
- 18) Nakano, M., Nakai, K., Noda, T. and Asaoka, A.: Simulation of shear and one-dimensional compression behavior of naturally deposited clays by Super/subloading Yield Surface Cam clay Model, Soils and Foundations, Vol. 45, No. 1, pp. 141~151, 2005.
- Ishihara, K.: Liquefaction and flow failure during earthquakes, The 33rd Rankine Lecture, *Geotechnique*, 1993.
- 20) Noda, T., Yamada S. and Asaoka A.: Elasto-plastic behavior of naturally deposited clay during/after sampling, *Soils and Foundations*, Vol. 45, No. 1, pp. 51~64, 2005.
- Schmertmann, J. H.: Estimating true consolidation behavior of a clay from laboratory test results, *Proc. ASCE*, pp. 79~311, 1953.
- 三笠正人・高田直俊・大島昭彦:一次元圧密粘土と自然 堆積粘土の非排水強度の異方性,土と基礎, Vol. 32, No. 11, pp. 25~84, 1984.