

# 広範な密度・拘束応力状態にある砂の構成モデル

名古屋工業大学大学院 学生会員 星川 拓哉  
 名古屋工業大学 正会員 中井 照夫  
 名古屋工業大学大学院 学生会員 檜尾 正也

これまでに、修正応力  $t_{ij}^{1)}$  を用いた移動硬化型の弾塑性構成モデル(kinematic  $t_{ij}$ -sand model<sup>2)</sup>)を提案し、三次元任意応力経路下にある砂の応力～ひずみ挙動を妥当に説明できることを確認している。しかし現実の砂地盤では、たとえ応力状態が同じであっても密度は様々であり、その応力～ひずみ挙動も同一ではない。そのため、従来のモデルでも、密度や拘束応力が大きく異なる場合は適用が難しい。

そこで本研究では、砂にも粘土にみられるのと同様に限界状態線(CSL)が存在する<sup>3)</sup>ことに着目して、せん断の過程を通して刻々変化する砂の状態を示す指標として state variable の概念を導入する。そして、橋口による下負荷面モデル<sup>4)</sup>を参考に、密度や拘束応力が大きく変化する場合の砂の変形・強度特性を同一のパラメータを用いて評価できるモデルを提案する。また、砂の間隙比や拘束応力を変えた排水および非排水三軸試験結果に対して、提案モデルを用いた解析を行い、その適用性について検討する。

## 1. 修正応力 $t_{ij}^{1)}$ と砂の弾塑性構成モデル<sup>2)</sup>

すでに提案されている砂の弾塑性構成モデル(kinematic  $t_{ij}$ -sand model<sup>2)</sup>)は、三次元任意応力経路下にある単調および繰返し載荷履歴を受ける砂の応力～ひずみ関係を説明できるモデルである。このモデルは、

- ① SMP\*に基づく修正応力  $t_{ij}$  を用いることにより、変形・強度特性に及ぼす中間主応力の影響
- ② 塑性ひずみ増分を  $t_{ij}$  空間で関連流れ則を満足する成分と等方的な圧縮成分の和で与えることにより、塑性流動方向の応力経路依存性
- ③ 通常の応力空間ではなく  $t_{ij}$  の概念で用いる応力比  $x_{ij}$  空間で移動硬化則を考えることにより、繰返し載荷時や主応力軸の回転時にみられる砂の応力誘導異方性

を同じ土質パラメータを用いて評価できる構成モデルとなっている。

ここで簡単に、 $t_{ij}$  の概念で用いられる応力パラメータについてふれておく。表-1には、通常概念で用いられる応力パラメータと  $t_{ij}$  の概念で用いられる応力パラメータの比較を示している。表中の  $\sigma_{ij}$  および  $s_{ij}$  は通常用いられる応力テンソルおよび偏差応力テンソルであり、 $p, q$  および  $\eta$  は多くの構成モデルで用いられている平均応力、偏差応力および応力比パラメータを表している。また、 $\eta_{ij}$  および  $\eta^*$  は関口・太田<sup>5)</sup>によって導入された応力比テンソルおよび応力比パラメータである。これに対して、モデルで用いている修正応力  $t_{ij}$  は次式で与えられる。

$$t_{ij} = a_{ik} \sigma_{kj} \quad (1)$$

式中の  $a_{ij}$  は、主応力方向に対する空間滑動面(SMP)の法線方向余弦( $a_i, i=1,2,3$ )を主軸とする対称テン

表-1 通常概念で用いる応力パラメータと  $t_{ij}$  の概念で用いる応力パラメータの比較

ordinary concept	$t_{ij}$ - concept
$\sigma_{ij}$	$t_{ij} = \sigma_{ik} a_{kj}$
$\delta_{ij}$ (unit tensor)	$a_{ij}$
$p = \sigma_{ij} \delta_{ij} / 3$	$t_N = t_{ij} a_{ij}$
$s_{ij} = \sigma_{ij} - p \delta_{ij}$	$t'_{ij} = t_{ij} - t_N a_{ij}$
$q = \sqrt{(3/2) s_{ij} s_{ij}}$	$t_S = \sqrt{t'_{ij} t'_{ij}}$
$\eta_{ij} = s_{ij} / p$	$x_{ij} = t'_{ij} / t_N$
$\eta = q / p = \sqrt{(3/2) \eta_{ij} \eta_{ij}}$	$X = t_S / t_N = \sqrt{x_{ij} x_{ij}}$
$\eta_{ij}^* = (s_{ij} - s_{ij0}) / p$	$x_{ij}^* = x_{ij} - n_{ij}$
$\eta^* = \sqrt{(3/2) \eta_{ij}^* \eta_{ij}^*}$	$X^* = \sqrt{x_{ij}^* x_{ij}^*}$

Constitutive model for sand with different void ratio and under different confining pressure

T. Hoshikawa, T. Nakai and M. Hinokio (Nagoya Institute of Technology)

ソルであり、次式で与えられる。

$$a_{ij} = \sqrt{J_3/J_2} \sigma_{ij}^{-1/2} \quad (2)$$

ここに、 $J_2, J_3$ は $\sigma_{ij}$ の2次、3次の不変量を表す。このことから、修正応力 $t_{ij}$ は応力比の関数形で表されることが理解できる。

さて、kinematic  $t_{ij}$ -sand model では通常の応力パラメータ( $p, \eta=q/p$ )の代わりに、 $t_{ij}$ に基づく応力パラメータ( $t_N$ :平均応力 $X=t_s/t_N$ :応力比)を用いて、塑性ポテンシャル $g$ を次式で与えている。

$$g = \ln t_N + \zeta(Z) \quad (3)$$

また、降伏関数 $f$ も通常の $\sigma_{ij}$ 空間ではなく、 $t_{ij}$ 空間において関連流れ則が成り立つとして、次式で与えている。

$$f = \ln t_N + \zeta(Z) + c = 0$$

$$\text{ここに、} \zeta(Z) = \frac{-\alpha}{1-\alpha} \ln \left| 1 - (1-\alpha) \frac{Z}{M^*} \right| \quad (\alpha \neq 1), \quad Z = X^* + n \quad (4)$$

このようにして、kinematic  $t_{ij}$ -sand model では中間主応力の塑性変形への影響を妥当に評価できるようにしている。しかし、このモデルはある限られた密度・拘束応力内で規定されたものであり、空隙比や拘束応力が大きく変化するような場合には、その大きさに応じて土質パラメータを変えなければ適用することはできない。

## 2. state variable( $\Delta e$ )の概念

これまでの研究で、砂でも粘土にみられるのと同様に限界状態線(CSL)が存在することが実験的に確認されている<sup>3)</sup>。すなわち、砂をせん断し続けると、応力状態も体積ひずみも変化しないが、せん断ひずみだけが進行しつづける「限界状態」に達することが知られている。この状態は、初期状態(密度や応力状態)に関わらず存在し、拘束応力と空隙比が一对一に決まる状態である。そこでいま、図-1に示すように CSL が空隙比( $e$ )~拘束応力( $\ln(t_N+m)$ ,  $m$ :パラメータ)において直線関係が成り立ち、また砂の正規圧密状態線(NCL)がこれと平行して存在すると考える。たとえば、図に示すO点(正規状態)から単調にせん断した場合には、体積圧縮のみを示して最終的に、CSL上のB点に至る。これに対して、O'点のように密な砂をせん断した場合には、初め体積圧縮したのち体積膨張に転じ、最終的には緩い砂と同じく CSL上のB点に達することになる。このような空隙比の違いが砂の変形特性に与える影響を評価するために、刻々と変化する砂の状態を示す指標として、次式で与える state variable( $\Delta e$ )を新たに導入する。

$$\Delta e \equiv -(\lambda - \kappa) \ln \left( \frac{t_{N1} + m}{t_{N1e} + m} \right) \quad (5)$$

図-2は現在の応力状態が図-1の点P( $t_N, t_s$ )にある場合の、対応する降伏曲面(実線)を $t_s \sim t_N$ 空間で示したものである。図に示すように、(5)式中の $t_{N1}$ は降伏曲

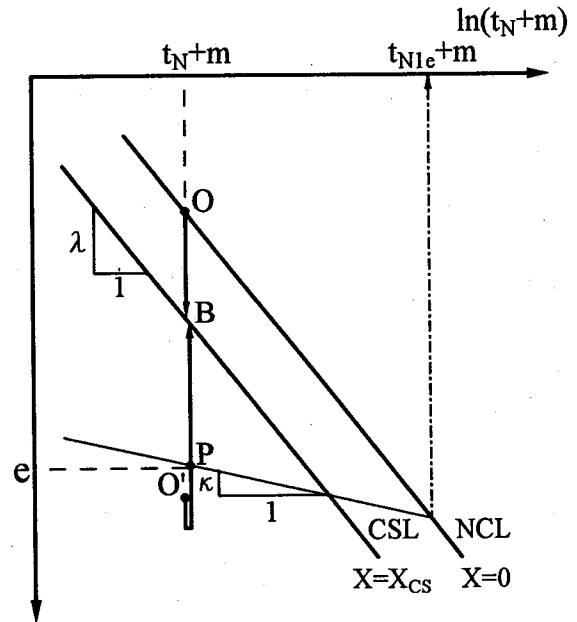


図-1 豊浦砂の  $e \sim \ln(t_N+m)$  関係

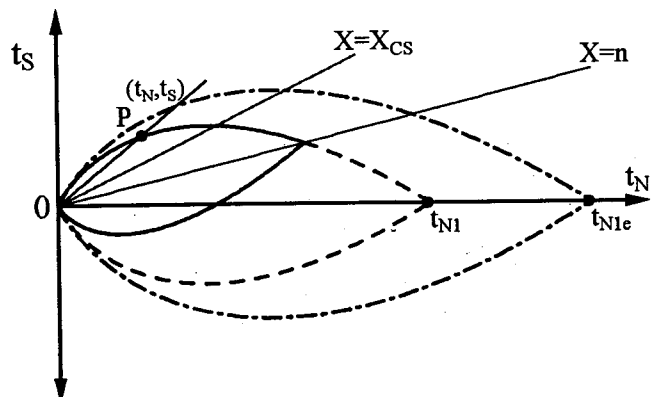


図-2  $t_s \sim t_N$  空間で示した降伏曲面

面の  $t_N$  軸上の足を表しており、次式で与えられる。

$$t_{N1} = (t_N + m) \exp\{\zeta(Z)\} - m \quad (6)$$

一方、 $t_{N1e}$  は現在の塑性体積ひずみ  $\varepsilon_v^p$  に対応する正規圧密線(NCL)上の等価な平均応力として、次式で与えられる。

$$t_{N1e} = (t_{N0} + m) \exp\left\{\frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} \varepsilon_v^p\right\} - m \quad (7)$$

ここに、 $t_{N0}$  は正規状態の基準時での  $t_N$  値である。図2をみると、(5)式中に示す  $t_{N1}+m$  と  $t_{N1e}+m$  の比は、粘土でいうところの過圧密比(OCR)の逆数に対応するものであることがわかる。すなわち、 $\Delta e$  は正規降伏曲面に対する現在の応力状態の大きさを表し、初期状態からせん断中を通して  $\Delta e = 0$  となり最終的に限界状態に至る過程を表す指標となっている。なお、 $\Delta e$  は現在の間隙比と応力状態がわかれば算出できるものとなっている。

また、図3は平均主応力一定条件のもとで三軸圧縮せん断試験結果を破壊(ピーク強度)時の内部摩擦角( $\phi'_f$ )～間隙比( $e$ )関係で示したものである。図中のプロットは初期間隙比を変えて行なった実験結果の実測値である。横軸を間隙比の代わりに  $\Delta e$  を用いて整理すれば、この  $\phi'_f \sim \Delta e$  関係は拘束応力  $t_N$  の大きさに依らず成立する(実験結果による指摘は Wood<sup>9)</sup> によって示されている)。このことから、次式で示す破壊強度式を仮定する。

$$X_f = a\sqrt{\Delta e} + X_{CS} \quad (8)$$

ここに、 $a$  は土質パラメータであり、この強度式による解析結果を図3中に実線で示す。

### 3. 密度・拘束応力の影響を考慮した構成モデルの定式化

提案モデルでは、全ひずみ増分を従来モデル同様に弾性成分と塑性成分の和として次式で与える。

$$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij}^e + d\varepsilon_{ij}^p \quad (9)$$

従来、砂の弾性ひずみ増分  $d\varepsilon_{ij}^e$  は増分形での Hooke の等方弾性式を用いていたが、平均主応力( $p$ )一定条件下で実測値の示す体積膨張が表現できなかった。そこで、従来の弾性式で用いていた応力増分  $d\sigma_{ij}$  に代えて修正応力  $t_{ij}$  の増分  $dt_{ij}$  を用いて、新たに次式で弾性ひずみ増分を算出する。

$$d\varepsilon_{ij}^e = \frac{1+\nu_e^*}{E_e^*} dt_{ij} - \frac{\nu_e^*}{E_e^*} dt_{kk} \delta_{ij} \quad (10)$$

ここに、 $\nu_e^*$  はポアソン比である。また、等方状態では  $dt_{kk} = \frac{1}{\sqrt{3}} d\sigma_{II} = \sqrt{3} dp = \sqrt{3} dt_N$  であり、その時の弾性体

積ひずみ増分  $d\varepsilon_v^e$  は

$$d\varepsilon_v^e = \frac{1-2\nu_e^*}{E_e^*} dt_{kk} = \frac{\sqrt{3}(1-2\nu_e^*)}{E_e^*} dt_N \quad (11)$$

となる。一方、等方圧縮除荷時には図1に示すように間隙比( $e$ )～拘束応力( $\ln(t_N+m)$ )が勾配  $\kappa$  の直線関係を満足することから

$$d\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{1+e_0} \frac{dt_N}{t_N+m} \quad (12)$$

が成立する。その結果、等方圧縮時の弾性係数  $E_e^*$  は(11),(12)式より次式で与えられることになる。

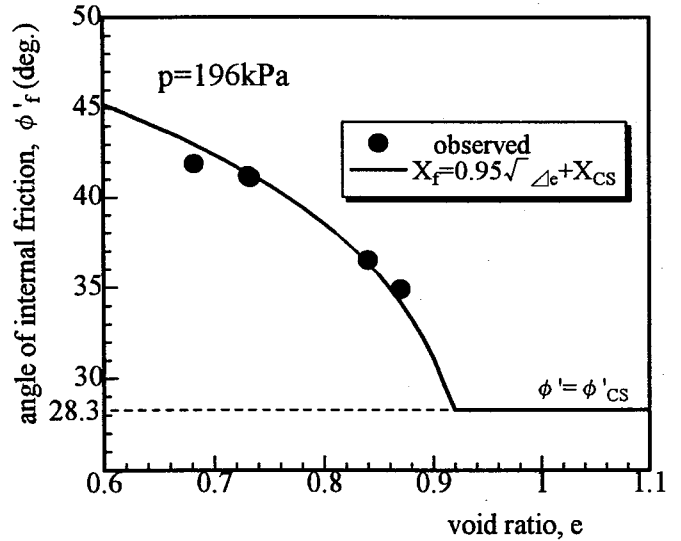


図3 破壊時の内部摩擦角( $\phi'_f$ )～間隙比( $e$ )関係で示した実測値と(8)式を用いた解析結果

$$E_e^* = \frac{\sqrt{3}(1-2\nu_e^*)(1+e_0)}{\kappa} (t_N + m) \quad (13)$$

さらに、異方応力状態においても  $E_e^*$  は(13)式で評価できると考える。

これに対して、塑性ひずみ増分  $d\varepsilon_{ij}^p$  は通常の応力( $\sigma_{ij}$ )空間ではなく  $t_{ij}$  空間において塑性流れ則を仮定して、次式で求める。

$$d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \frac{\partial g}{\partial t_{ij}} \quad (14)$$

ここに、塑性ポテンシャル  $g$  は、砂では密度・拘束応力が大きく変化しても応力比( $X=t_{st}/t_{kk}$ )と塑性ひずみ増分比( $-d\varepsilon_{SMP}^p / dy_{SMP}^p$ )の間にユニークな関係が成り立つことから、従来のモデルと同様に(3)式で与える。

一方、降伏関数  $f$  は図-1に示したように、間隙比( $e$ ) $\sim \ln(t_N+m)$ に直線関係が成り立つとして次式で与える。

$$f = \ln(t_N + m) + \zeta(Z) + c = 0 \quad (15)$$

ところで、従来のモデルでは、砂が示す正負の両ダイレイタンシー特性を表現するために、 $t_{ij}$ に基づく塑性仕事相当量  $W^{*p} (= \int t_{ij} d\varepsilon_{ij}^p)$  を硬化パラメータとして用いている。これに対して、橋口は下負荷面モデル<sup>4)</sup>において Cam-clay model<sup>7)</sup>と同様、硬化パラメータとして塑性体積ひずみ  $\varepsilon_v^p$  を採用しながら、正負の両ダイレイタンシー特性および砂がひずみ硬化・軟化を示しながら最終的に完全塑性(限界状態)へと変化していく様子を表現している。下負荷面モデルでは、(14)式中の比例定数  $\Lambda$  を次式で算出している。

$$\Lambda = \frac{df}{h'} = \frac{\frac{\partial f}{\partial t_{ij}} dt_{ij}}{\frac{1}{C_p} \frac{\partial g}{\partial t_{kk}} + \frac{U}{G} \left\| \frac{\partial g}{\partial t_{st}} \right\|} = \frac{\frac{\partial f}{\partial t_{ij}} dt_{ij}}{\frac{1}{C_p} \frac{\partial g}{\partial t_{kk}} + U^* \left\| \frac{\partial g}{\partial t_{st}} \right\|}, \quad C_p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \quad (16)$$

ところで、橋口によれば、(16)式中の  $U^*$  は(5)式で示した  $\Delta e$  の発展則として機能する必要から、 $\Delta e$  の単調関数であり、次に条件を満足しなければならない。

$$\begin{cases} \Delta e = \infty & \text{のとき } U^* = \infty \\ \Delta e = 0 & \text{のとき } U^* = 0 \end{cases} \quad (17)$$

橋口は(17)式を満足するものとして、 $U^*$  を  $\Delta e$  だけの関数形として与えているが、ここでは(8)式で定義した破壊強度式を考慮して、 $U^*$  を  $\Delta e$  と応力比  $X$  の関数として次式で与える。

$$U^* = \frac{b\Delta e}{C_p} \left( \frac{X_f}{X_{max}} \right)^c \left[ F(X) - F(X_f) \right] - \frac{1}{C_p} F(X_f) \quad (18)$$

ここに、 $F(X)$  は次式で定義されるが、本質的に応力比  $X$  だけの関数である。

$$F(X) = \frac{\partial g}{\partial t_{kk}} \left\| \frac{\partial g}{\partial t_{st}} \right\| \quad (19)$$

また、 $X_{max}$  はこれまでに経験した最大の応力比を表しており、それまでに受けた応力履歴が砂の変形挙動に与える影響を表現している。なお、(18)式で与えた  $U^*$  は応力比  $X$  一定時には確実に  $\Delta e$  の単調増加関数となることがわかるが、一般にも(17)式の条件を満足することになる。

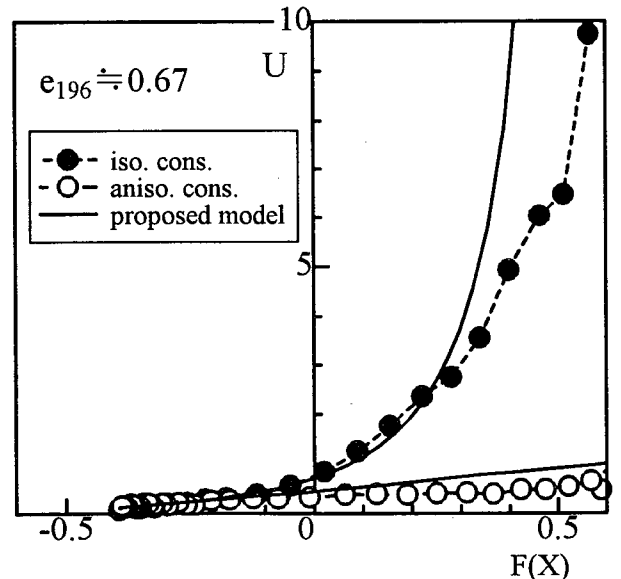


図4 等方/異方圧密した砂の三軸圧縮せん断時における  $U \sim F(X)$  関係

以上、今回提案した砂の弾塑性構成モデルの具体的な定式化を示した。なお、本提案モデルはひずみ硬化・軟化モデルであるため、次に示す負荷基準<sup>4),8)</sup>に従う。

$$\begin{aligned}
 f = 0 \text{ and } \frac{\partial f}{\partial t_{ij}} D_{ijkl}^e d\epsilon_{kl} > 0 : \text{loading} \quad (d\epsilon_{ij}^p \neq 0) \\
 f = 0 \text{ or } \frac{\partial f}{\partial t_{ij}} D_{ijkl}^e d\epsilon_{kl} \leq 0 : \text{unloading / reloading} \quad (d\epsilon_{ij}^p \neq 0)
 \end{aligned} \tag{20}$$

ここに、 $D_{ijkl}^e$ は弾性剛性マトリックスであり、(10)式から求めることができる。

#### 4.解析結果と実測値の比較

実験は飽和した豊浦標準砂( $D_{50}=0.2mm, U_c=1.3, G_s=2.65, e_{max}=0.95, e_{min}=0.58$ )を用いて行っている。表-2に今回の解析で用いた土質パラメータを示す。ここに、 $\lambda$ および $\kappa$ は図-1にも示した間隙比( $e$ ) $\sim \ln(t_N+m)$ 関係における限界状態線(CSL)および最も緩い砂の等方除荷曲線の勾配である。また、 $N$ は正規圧密状態線(NCL)上の基準応力( $t_N=p=98kPa$ )における間隙比を表している。 $m$ は $e \sim \ln(t_N)$ 関係の非直線性を修正すると同時に、緩い砂を単調に非排水せん断したときに観測される液状化現象をも表現できるパラメータである。 $R_{CS}$ は三軸圧縮せん断時の限界状態における主応力比である。 $\alpha$ は砂のストレス $\sim$ ダイレイタンスー関係の直線勾配である。弾性式で用いたポアソン比 $\nu_e^*$ は従来のものと同じ値を用いている。今回新たに導入したパラメータ $a$ は図-3に示したように初期間隙比の異なる砂の三軸圧縮せん断強度から求めることができる((4)式参照)。また、(18)式中の $b, c$ も新たに導入したパラメータであり、図-4に示す $U^* \sim F(X)$ 関係の実測値にfitするように決める。なお、図-4は平均主応力一定条件( $p=196kPa$ )におけるやや密な砂( $e_0 \approx 0.67$ )を等方応力状態から単調に三軸圧縮せん断した場合(●プロット)と三軸伸張条件のもと主応力比( $R=4$ )で異方圧密された状態から三軸圧縮側にせん断した場合(Oプロット)について、 $U^* \sim F(X)$ 関係で整理したものである。図中の実線が表-2に示した $b, c$ の値を用いた解析曲線である。この図から、(18)式による $U^*$ の定式化が、実測値が示す応力履歴の違いによる $U^*$ の変化の仕方をよく表現していることがわかる。

表-2 豊浦砂の土質パラメータ

$\lambda$	0.09
$\kappa$	0.03
$N$	1.017
$m$	5
$R_{CS} \equiv (\sigma_1/\sigma_3)_{f(comp.)}$	2.8
$\alpha$	0.85
$\nu_e^* = \nu_e$	0.3
$a$	0.95
$b$	4
$c$	2

図-5(a),(b)は、密度の異なる試料について平均主応力一定条件( $p=196kPa$ )のもと三軸圧縮せん断した場合の、実測値(プロット)および提案モデルによる解析結果(実線)を主応力比( $R=\sigma_1/\sigma_3$ ) $\sim$ 主ひずみ( $\epsilon_a, \epsilon_r$ ) $\sim$ 体積ひずみ( $\epsilon_v$ )関係で整理したものである。ここに、(a)は初期間隙比( $e_0$ ) $\approx 0.67$ のやや密な砂試料で、(b)は( $e_0$ ) $\approx 0.85$ の緩い砂試料について整理したものである。提案モデルによる解析結果は、密な砂・緩い砂ともに同じ土質パラメータを使って解析計算をしているのにも関わらず、間隙比の異なる砂の応力 $\sim$ ひずみ関係にみられる剛性の違いやピーク強度の差をうまく表現しており、実測値とよい対応を示している。また、硬化パラメータとしては塑性体積ひずみ $\epsilon_p^p$ ひとつだけを用いながらも、ひずみ硬化・軟化・完全塑性とスムーズに変化していくようすも表現できている。

図-6(a),(b)は、同じく密度の異なる試料に対して、平均主応力一定条件( $p=196kPa$ )のもと三軸伸張せん断した場合の、実測値(プロット)および提案モデルによる解析結果(実線)を図-5(a),(b)と同様の関係で整理したものである。(a)の密な砂試料では( $e_0$ ) $\approx 0.68$ 、(b)の緩い砂試料では( $e_0$ ) $\approx 0.84$ となっている。ここでも解析に用いたパラメータは図-5(a),(b)と同じものを用いているが、提案モデルは三軸伸張条件でも実測値の応力 $\sim$ ひずみ挙動を妥当に評価していることがわかる。ところで、実測値をみると三軸伸張せん断時には、応力 $\sim$ ひずみ曲線がピーク強度に達し

たのち急激に折れるような形になっている。これは、ピーク強度付近において供試体にひずみの局所化が生じ、せん断帯を形成して滑り破壊してしまうためである。ここに至っては、供試体は要素としての意味をなさないが、提案構成モデルは要素として均質な変形が生じることを仮定しているため、このような応力～ひずみ挙動を説明することはできない。

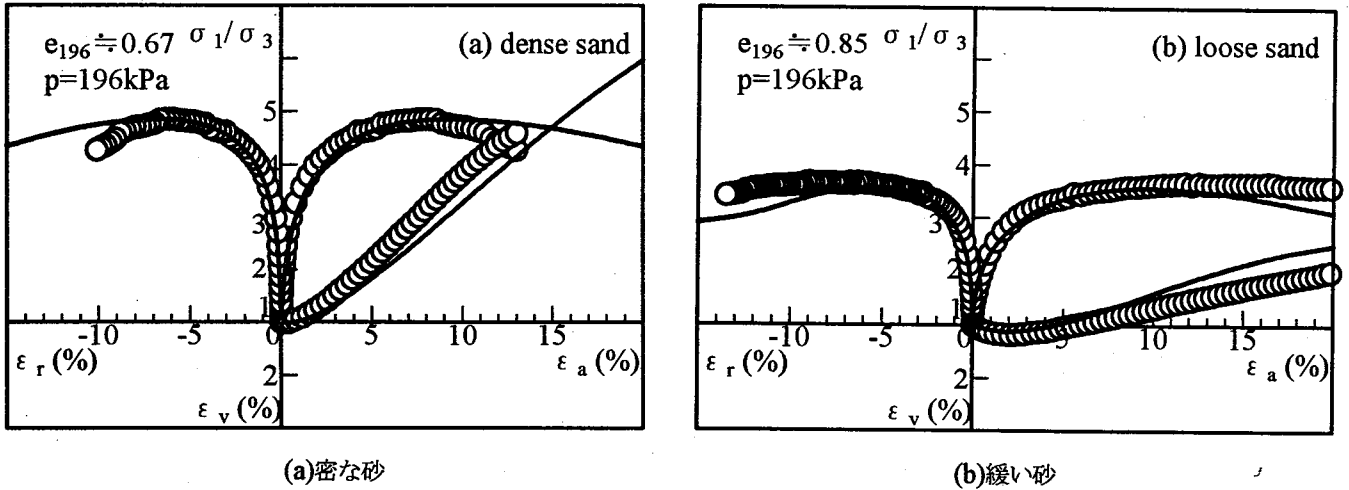


図-5 密度の異なる砂の平均主応力一定三軸圧縮せん断試験の実測値および解析結果

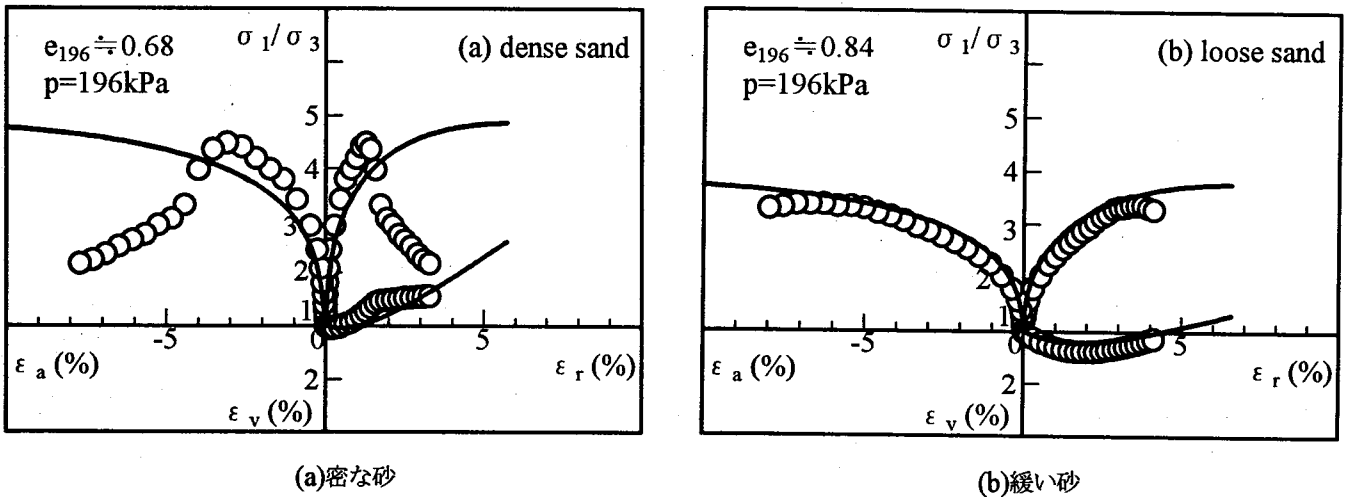


図-6 密度の異なる砂の平均主応力一定三軸伸張せん断試験の実測値および解析結果

図-7は、間隙比を変えた砂の非排水三軸圧縮せん断時の(a)偏差応力( $q$ )～軸ひずみ( $\epsilon_a$ )関係および(b) $p \sim q$ 平面に示した有効応力経路の提案モデルを用いた解析結果である。解析は、初期拘束圧 $p_0 = 0.49 \text{ MPa}$ として、間隙比 $e = 0.95 \sim 0.75$ の5ケースについて行った。解析結果によれば、密な砂の場合せん断を通じてひずみ硬化し続け、最終的にはそれぞれの間隙比に応じた限界状態に達していくようすが表現できている。一方、非常に緩い砂の場合、単調にせん断しているにも関わらず平均主応力が減少し続け、有効応力経路が原点に突っ込み液化化現象を示すことも説明できている。また、 $e = 0.90$ の解析結果では、一端ピーク強度に達した後 $q$ が減少し、変相状態に至ったのち再び強度が上昇していくようすも表現できている。

図-8は、同じ間隙比のもとで初期拘束圧を変えた砂の非排水三軸圧縮せん断時の(a)偏差応力( $q$ )～軸ひずみ( $\epsilon_a$ )関係および(b) $p \sim q$ 平面に示した有効応力経路の提案モデルを用いた解析結果である。(a),(b)両図から、提案モデルは間隙比が同じ砂を単調に非排水せん断した場合、たとえ初期拘束応力が異なってもせん断ひずみの進行

とともに最終的には CSL 上の同じ一点の応力状態(限界状態)に達することを示している。また、間隙比は同じでも正規状態に近い砂( $p_0=2.94\text{MPa}$  のケース)は相対的に緩い状態にあると考えられ、密になる(初期拘束圧が小さくなる)のにしたがってせん断初期の有効応力経路が立ってきている。図-7.8 に示した、非排水条件下における砂のせん断特性は、Verdugo ら<sup>9)</sup>によって実験的に示されており、提案モデルによる解析結果はこれらの実験結果とよい対応を示すことを確認している。

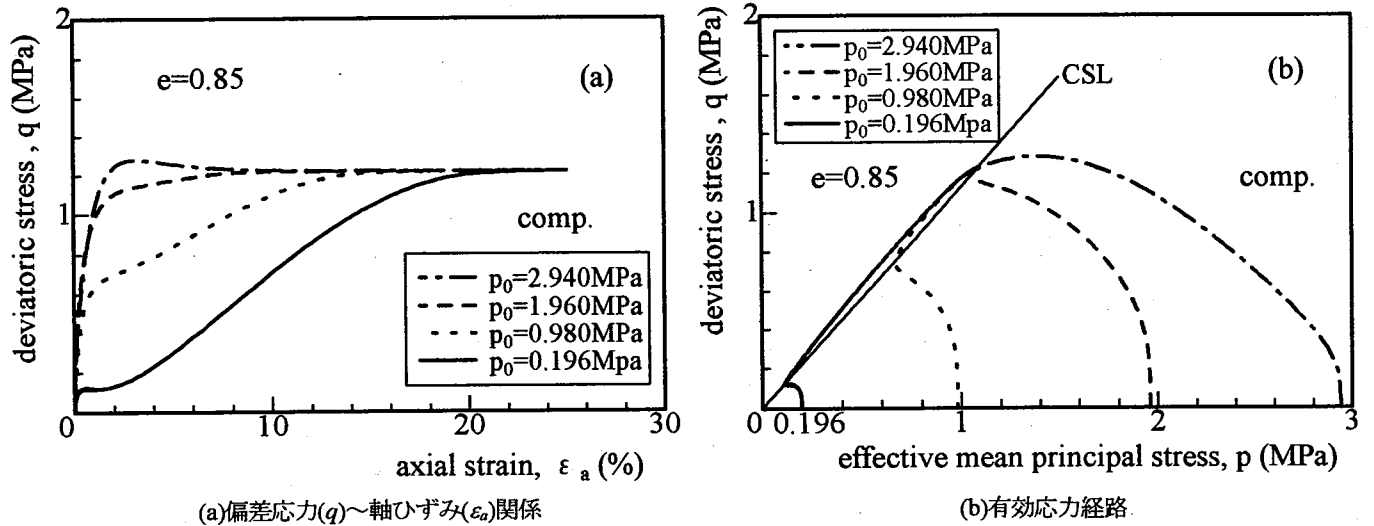


図-7 初期拘束応力が同じで間隙比が異なる砂の非排水三軸圧縮せん断試験の解析結果

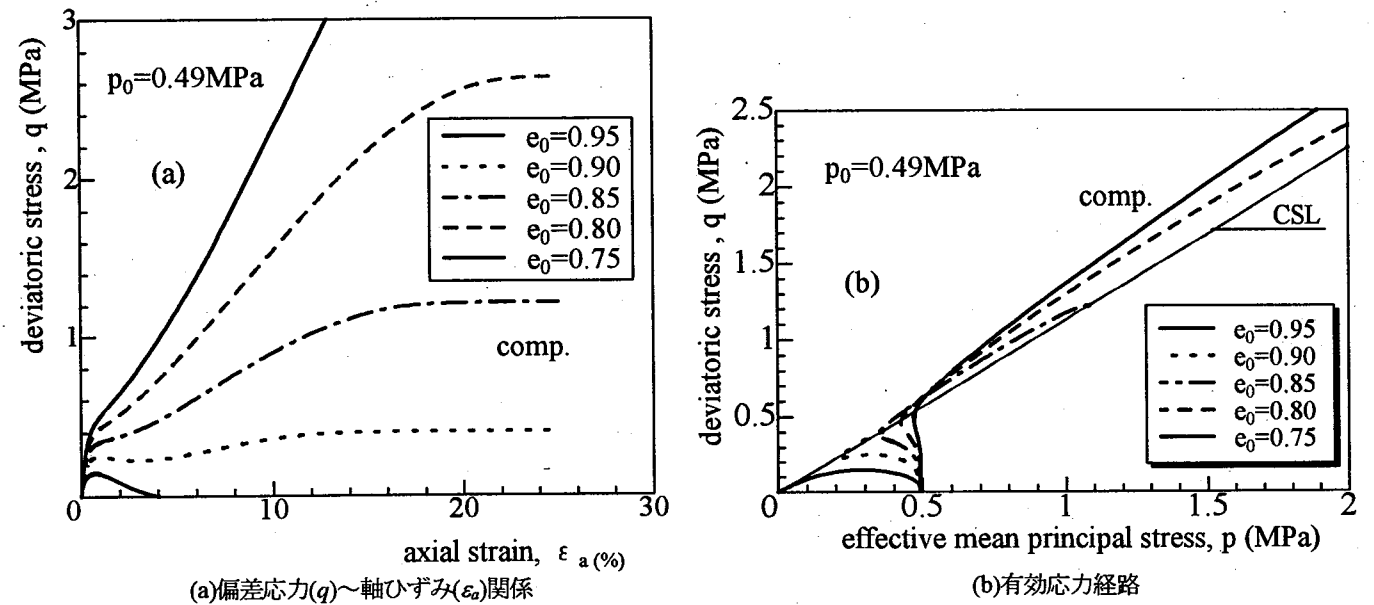


図-8 間隙比が同じで初期拘束応力が異なる砂の非排水三軸圧縮せん断試験の解析結果

## 5. 結論

本研究では、砂でも粘土と同様に限界状態が存在することに着目し、間隙比や拘束応力が異なる砂の状態を表す指標として、新たに state variable( $\Delta e$ )の概念を導入した。そして、従来の砂の弾塑性構成モデルにこの  $\Delta e$  を導入した上で、塑性体積ひずみをただ一つの硬化パラメータとしながら、砂にみられる正負の両ダイレイタンス特性や、一連のひずみ硬化・ひずみ軟化・完全塑性挙動を説明可能な下荷面型の構成モデルへと拡張した。

さらに、密度や間隙比の異なる砂の排水および非排水挙動について提案モデルを用いた解析を行い、併せて行った三軸せん断試験結果などを用いて比較・検討した。その結果、提案モデルは、密度や拘束応力が大きく異なる砂の変形・強度特性を、統一した土質パラメータを用いながらも妥当に評価できることを示した。

## 参考文献

- 1) T. Nakai and Y. Mihara(1984): A new mechanical quantity for soil and its application to elastoplastic constitutive models, *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 2, pp.82-94.
- 2) T. Nakai, J. Fujii and H. Taki(1989): Kinematic extension of an isotropic hardening model for sand, *Proc. NUMOG III*, 36-45.
- 3) K. Ishihara(1993): Liquefaction and flow failure during earthquakes, *Géotechnique*, 43(3), pp.351-415.
- 4) K. Hashiguchi(1980): Constitutive equation of elastoplastic materials with elasto-plastic transition, *J. Appl. Mech.*, ASME, Vol. 102, No. 2, pp.266-272.
- 5) H. Sekiguchi and H. Ohta(1977): Induced anisotropy and time dependency in clays, *Constitutive equations of soils, Proc. Speciality Session 9, 9th ICSMFE*, Tokyo, pp.229-238.
- 6) D. Muir Wood(1990): *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge University Press, Cambridge.
- 7) A. N. Schofield and C. P. Wroth(1968): *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill, London.
- 8) A. Asaoka, M. Nakano and T. Noda(1994): Soil-water coupled behavior of clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, No. 34(1), pp.91-105.
- 9) R. Verdugo and K. Ishihara(1996):The steady state of sandy soils, *Soils and Foundations*, Vol. 36, No. 2, pp.81-91.