

密度・ボンディングを用いた土の過圧密・構造の評価

名古屋工業大学大学院 学生会員 京川 裕之
 名古屋工業大学 国際会員 中井 照夫
 名古屋工業大学 国際会員 張 鋒
 名古屋工業大学 国際会員 菊本 統

1. はじめに

地盤材料の構成モデルにおいて、過圧密や構造(高張り)の影響を考慮する方法として下負荷面(橋口ら)¹⁾や上負荷面(浅岡ら)²⁾の概念がこれまでに提案されている。著者らもこれらの概念に倣い、修正応力 t_{ij} ³⁾に基づく過圧密・構造を考慮した弾塑性構成モデル⁴⁾を提案している。本稿では、上・下負荷面の概念を硬化パラメータの観点より整理し、密度と構造の意味合いを適切に評価することを試みる。また、それらの考えに立脚した状態パラメータおよびその発展則を用いることにより、そのような面を陽に用いずとも、同じ影響を考慮し得る手法を提案する。本稿では同手法の解説ならびに従来の subloading t_{ij} model⁵⁾に同手法を導入した提案モデルによるパラメトリックスタディを行う。

2. 正規圧密土の定式化 - t_{ij} -clay model⁶⁾ -

本稿では修正応力 t_{ij} ³⁾を導入した等方硬化型弾塑性構成モデルを用いて、解説ならびに整理を進めていく。しかしながら、状態変数を塑性ひずみ(例えば、間隙比など)としている等方硬化型構成モデルであれば、一般応力 σ_{ij} を用いていたとしても同様の解釈が可能である。

修正応力 t_{ij} を導入した構成モデルでは、 t_{ij} に基づく応力パラメータならびにひずみパラメータ (Table1)を用いて定式化を行う。ここで、 a_{ij} とはその主値(a_1, a_2, a_3)が空間活動面(SMP)⁷⁾の方向余弦をあらわす二階の対称テンソルであり、次式で求まる。

$$a_i = \sqrt{\frac{I_3}{I_2 \sigma_i}} \quad (i=1, 2, 3) \quad \text{----- (1)}$$

式中の I_2, I_3 は一般応力 σ_{ij} の第 2, 第 3 不変量である。修正応力 t_{ij} は一般応力 σ_{ij} と a_{ij} より次式で求まる。

$$t_{ij} = a_{ik} \sigma_{kj} \quad \text{----- (2)}$$

一般応力 σ_{ij} に代わり修正応力 t_{ij} を用いることにより、構成モデルは自動的に中間主応力による影響(応力比-ひずみ増分比関係など)を適切に考慮することができる。修正応力 t_{ij} を用いた構成モデルは、一般的に応力パラメータを用いた応力ポテンシャル関数 $F(t_N, X = t_S/t_N)$ と硬化パラメータ $H(\varepsilon_{ij}^p)$ より次式で与えられる。

$$f = F(t_N, X) - H(\varepsilon_{ij}^p) = 0 \quad \text{----- (3)}$$

また、修正応力 t_{ij} 空間において流れ則を仮定することにより、次式から塑性ひずみ増分が求まる。

Table 1 σ_{ij}, t_{ij} での応力・ひずみパラメータ

	ordinary concept	t_{ij} concept
tensor normal to reference plane	δ_{ij} (unit tensor)	a_{ij} (tensor normal to SMP)
stress tensor	σ_{ij}	t_{ij}
mean stress	$p = \sigma_{ij} \delta_{ij} / 3$	$t_N = t_{ij} a_{ij}$
deviatoric stress tensor	$s_{ij} = \sigma_{ij} - p \delta_{ij}$	$t'_{ij} = t_{ij} - t_N a_{ij}$
deviatoric stress	$q = \sqrt{(3/2) s_{ij} s_{ij}}$	$t_S = \sqrt{t'_{ij} t'_{ij}}$
stress ratio tensor	$\eta_{ij} = s_{ij} / p$	$x_{ij} = t'_{ij} / t_N$
stress ratio	$\eta = q / p$	$X = t_S / t_N$
strain increment normal to reference plane	$d\varepsilon_v = d\varepsilon_{ij} \delta_{ij}$	$d\varepsilon_N^* = d\varepsilon_{ij} a_{ij}$
deviatoric strain increment tensor	$d\varepsilon_{ij} = d\varepsilon_{ij} - d\varepsilon_v \delta_{ij} / 3$	$d\varepsilon'_{ij} = d\varepsilon_{ij} - d\varepsilon_N^* a_{ij}$
strain increment parallel to reference plane	$d\varepsilon_d = \sqrt{(2/3) d\varepsilon_{ij} d\varepsilon_{ij}}$	$d\varepsilon_S^* = \sqrt{d\varepsilon'_{ij} d\varepsilon'_{ij}}$

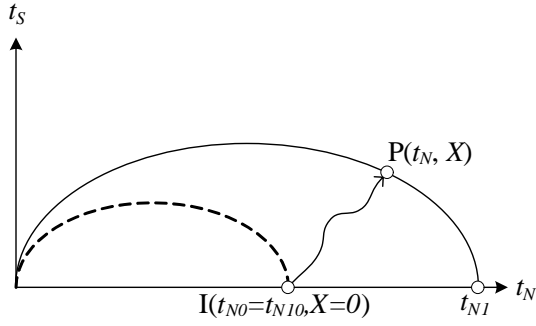


Fig.1 降伏曲面の変化

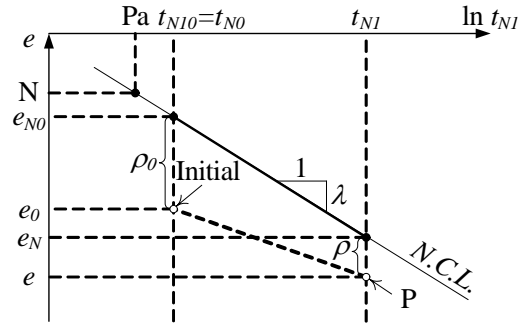


Fig.2 載下時の間隙比 $e-\ln t_{N1}$ 関係

(実線: 正規圧密土, 破線: 過圧密土)

$$d\varepsilon_{ij}^p = \Lambda \frac{\partial f}{\partial t_{ij}} \quad \text{ここに, } \Lambda = \frac{df_{\sigma}}{h^p} = \frac{(\partial f / \partial \sigma_{kl}) d\sigma_{kl}}{-(\partial f / \partial \varepsilon_{mn}^p)(\partial f / \partial \sigma_{mn})} = \frac{(\partial F / \partial \sigma_{kl}) d\sigma_{kl}}{-(\partial H / \partial \varepsilon_{mn}^p)(\partial F / \partial \sigma_{mn})} \quad \text{---- (4)}$$

Fig.1 に示すように、応力を初期等方状態 $I(t_{N0}, X=0)$ から載荷し、現在の応力状態 $P(t_N, X)$ に変化させた場合を考える。ここに、 P 点を通る降伏曲面の t_N 軸の値を t_{N1} とする。現在の応力点 $P(t_N, X)$ を通る降伏関数は平均応力の対数関数と応力比を変数とした単調増加関数を用いて次式で与えられる。

$$f = \ln t_N + \zeta(X) - \ln t_{N1} = \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \zeta(X) - \ln \frac{t_{N1}}{t_{N0}} = 0 \quad \text{ここに } \zeta(X): \zeta(0)=0 \text{ を満たす単調増加関数 ---- (5)}$$

一方で、正規圧密土の初期の間隙比を e_{N0} 、現在(応力点 P)の間隙比を e_N とすれば、その間隙比 $e \sim \ln t_{N1}$ 関係は Fig.2 の実線で表せる。このときの間隙比の変化の弾性成分 Δe^e および塑性成分 Δe^p は次式で表される。

$$(-\Delta e)^e = \kappa \ln \frac{t_{N1}}{t_{N10}}, \quad (-\Delta e)^p = (\lambda - \kappa) \ln \frac{t_{N1}}{t_{N10}} \quad \text{---- (6)}$$

上式から式(5)の第 2 等号の第 3 項は以下のように式(7)に書き換えられ、降伏関数はこれを用いて式(8)で表される。

$$\ln \frac{t_{N1}}{t_{N10}} = \frac{(-\Delta e)^p}{\lambda - \kappa} \quad \text{---- (7)}$$

$$f = \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \zeta(X) - \ln \frac{t_{N1}}{t_{N0}} = \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \zeta(X) - \frac{(-\Delta e)^p}{\lambda - \kappa} = \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \zeta(X) - \frac{1}{C_p} \varepsilon_v^p = 0 \quad \text{ここに } C_p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \text{ ---- (8)}$$

式(8)は、正規圧密粘土の圧密とせん断挙動を統一的に評価する Cam clay model⁸⁾での一般応力パラメータ p および η を、修正応力 t_{ij} での応力パラメータ t_N および X に置き換えたものであり、 t_{ij} -clay model⁶⁾に相当する。つまり、 t_{ij} -clay model では、Cam clay model と同様に、圧密とせん断挙動を統一的に評価し、さらには修正応力 t_{ij} により中間主応力の影響をも考慮することができる。

また、 t_{ij} -clay model の降伏関数 f は、応力パラメータを用いた応力ポテンシャル関数 $F(t_N, X)$ と硬化パラメータ $H(\varepsilon_{ij}^p)$ に分けて、式(9)のように書くことができる。

$$f = F(t_N, X) - H(\varepsilon_{ij}^p) = 0 \quad \text{ここに } F(t_N, X) = \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \zeta(X), \quad H(\varepsilon_{ij}^p) = \frac{1}{C_p} \varepsilon_v^p \quad \text{---- (9)}$$

Fig.3 は式(9)を模式的に示したものである。Fig.3 から分かるように応力ポテンシャル関数 $F(t_N, X)$ と硬化パラメータ $H(\varepsilon_{ij}^p)$ は、一対一の関係を示しており、土が正規状態であるならば応力状態から塑性ひずみは一義的に求めることができることを示す。

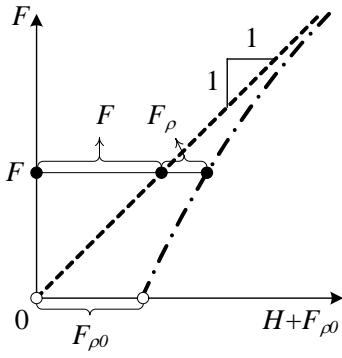


Fig.3 正規・過圧密土の考え方

の説明図

3. 過圧密土の定式化 - subloading t_{ij} model⁴⁾ -

次に過圧密土を対象とした下負荷面構成モデルについて考察を行う。正規圧密土と同様に Fig.1 に示した応力変化より定式化を整理する。現在の応力点 $P(t_N, X)$ での降伏関数は式(5)と同様になる。過圧密土の初期の間隙比を e_0 、現在の間隙比を e とすれば、そのときの間隙比 $e \sim \ln t_{N1}$ 関係は Fig.2 の破線で表される。また、同じ応力状態にある正規圧密土との間隙比の差は $\rho_0 (= e_{N0} - e_0)$ から $\rho (= e_N - e)$ と変化する。よって、このときの間隙比の変化を弾性成分、塑性成分はそれぞれ次式で表される。

$$(-\Delta e)^e = \kappa \ln \frac{t_{N1}}{t_{N10}}, \quad (-\Delta e)^p = (\lambda - \kappa) \ln \frac{t_{N1}}{t_{N10}} - (\rho_0 - \rho) \quad \text{---- (10)}$$

正規圧密土の場合と同様に式(7)を用いて、式(2)の第2等号の第3項は次式で表される。

$$\ln \frac{t_{N1}}{t_{N10}} = \frac{(-\Delta e)^p}{\lambda - \kappa} + \frac{\rho_0 - \rho}{\lambda - \kappa} \quad \text{---- (11)}$$

上式と式(7)を比較すると、過圧密土では正規粘土と比べて、同じ応力変化に対して塑性体積変化が ρ の変化分だけ減少していることが分かる。また、式(11)を式(5)に代入して降伏関数は式(9)で求まる。

$$\begin{aligned} f &= \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \zeta(X) - \ln \frac{t_{N1}}{t_{N10}} = \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \zeta(X) - \left\{ \frac{(-\Delta e)^p}{\lambda - \kappa} + \frac{\rho_0 - \rho}{\lambda - \kappa} \right\} \\ &= \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \zeta(X) - \frac{1}{C_p} \left(\varepsilon_v^p + \frac{\rho_0 - \rho}{1 + e_0} \right) = 0 \end{aligned} \quad \text{---- (12)}$$

式(12)は subloading t_{ij} model⁴⁾の降伏関数に他ならない。ここに、密度を表す変数 ρ は塑性変形にともないゼロに(正規圧密状態)に近づくものとする。式(9)と同様に、subloading t_{ij} model の降伏関数(式(12))を書き換えると、初期の塑性変形量 $F_{\rho 0}$ を考えて次式で表される。

$$F(t_N, X) + F_{\rho} = H(\varepsilon_{ij}^p) + F_{\rho 0} \quad \text{---- (13)}$$

このとき $F_{\rho 0}$ ならびに F_{ρ} は次式で表される。

$$F_{\rho 0} = \frac{\rho_0}{\lambda - \kappa} = \frac{1}{C_p} \cdot \frac{\rho_0}{(1 + e_0)} \quad \text{---- (14)}$$

$$F_{\rho} = \frac{\rho}{\lambda - \kappa} = \frac{1}{C_p} \cdot \frac{\rho}{(1 + e_0)} \quad \text{---- (15)}$$

つまり、式(13)の関係は Fig.1 の横軸を $H + F_{\rho 0}$ (全塑性変形量)としたとき、一点鎖線で示すように载荷にともない破線(正規状態)に近づく関係となる。subloading t_{ij} model において、 F_{ρ} がこのような関係を満足するように ρ の発展則は、

$$d \left(\frac{\rho}{1 + e_0} \right) = \Lambda \cdot L(\rho, t_N) = \Lambda \cdot \frac{-G(\rho)}{t_N} \quad G(\rho): G(0)=0 \text{ を満たす単調増加関数}(G(\rho)=a\rho^2) \quad \text{---- (16)}$$

载荷条件には、ひずみ硬化・軟化挙動に対応した次式で与える。

$$\begin{cases} d\varepsilon_{ij}^p \neq 0 & \text{if } \Lambda = \frac{df}{h_p} > 0 \\ d\varepsilon_{ij}^p = 0 & \text{if } \Lambda = \frac{df}{h_p} < 0 \end{cases} \quad \text{---- (17)}$$

ρ の発展則(式(16))より、 F_{ρ} は塑性変形にともない $F_{\rho 0}$ からゼロに近づくスカラー関数となる。これより、過圧密状態では応力ポテンシャル関数と硬化パラメータの関係が一对一ではなく、たとえ正規応力状態と応力ポテンシャル関数 $F(t_N, X)$ が同じ大きさであっても、過圧密の解消分だけ硬化パラメータの変化

は正規状態に比べて小さくなる。各線の勾配 dF/dH は、硬化パラメータ $H(\varepsilon_{ij}^p)$ の増分に対する応力ポテンシャル関数 $F(t_N, X)$ の増分を示しており、つまりは塑性体積ひずみ増分に対する応力増分を示しているといえる。一点鎖線の勾配は破線のそれよりも大きく、過圧密土の剛性が正規圧密土よりも高いことを表している。

4. ボンディングの評価

室内試験でよく用いられる人工再構成土(練返し土)と比較すると、実際の地盤(自然堆積土)は長年の堆積により構造が発達しているため、力学的応答が遥かに複雑であり、挙動予測が困難である。既往の検討では、構造が発達した土は、同じ荷重をより緩い状態(大きな間隙比)で支えることができるものの、変形に伴って構造が失われるため、ある荷重レベルから大変形を生じることが指摘されている。

浅岡らは、構成モデルに下負荷面¹⁾ならびに上負荷面²⁾の概念を導入することにより、自然堆積土の力学挙動の表現に成功している。上下負荷面を用いた構成モデルでは、過圧密比と土の構造の発展則を規定することで、圧密およびせん断挙動における自然堆積土の挙動を精巧に表現し得る。

一方で著者らは、ある応力レベルにおいて土が正規状態よりも緩い状態で存在することができるような地盤中に発達した土の構造は、土粒子間に作用するボンディングの効果によって生じ、またこれらボンディングと密度の変化が、自然堆積土の挙動に寄与していると考える。ここでは、密度とこれらボンディングの効果を検討した構成モデルの定式化を行う。

いま、密度だけでなく、ボンディングなどの影響もある場合を考える。ここに、ボンディングなどの影響も塑性ひずみの増加とともに消滅するとすれば、密度の影響(過圧密土)を考慮した場合の式(13)に倣い、ボンディングの指標を ω として、その影響を F_ω で表し、初期値を $F_{\omega 0}$ とすれば次式が成り立つ。

$$F(t_N, X) + F_\rho + F_\omega = H(\varepsilon_{ij}^p) + F_{\rho 0} + F_{\omega 0} \quad \text{----- (18)}$$

これより、密度とボンディングを考慮したときの降伏関数は次式で与えられる。

$$f = F(t_N, X) - \{H(\varepsilon_{ij}^p) + (F_{\rho 0} - F_\rho) + (F_{\omega 0} - F_\omega)\} \quad \text{----- (19)}$$

この場合の応力ポテンシャル関数 $F(t_N, X)$ と全塑性変形量の典型的な関係を Fig.4 に示す。ボンディングの影響を考慮した場合、初期の塑性変形量 $F_{\omega 0}$ を加えた $H + F_{\rho 0} + F_{\omega 0}$ が密度の変化がなくボンディングのない状態からの全塑性変形量として定義される。Fig.4 の破線と一点鎖線の水平距離は密度のスカラ関数 F_ρ を表し、破線と点線との距離はボンディングのスカラ関数 F_ω を表す。 $F_{\rho 0}$ 、 F_ρ はそれぞれ式(14)と式(15)で与えられる。密度の影響と同様に、ボンディングの影響 $F_{\omega 0}$ 、 F_ω を見かけ上の間隙比 ω_0 、 ω を用いて式(20)、(21)で置換える。

$$F_{\omega 0} = \frac{\omega_0}{\lambda - \kappa} = \frac{1}{C_p} \cdot \frac{\omega_0}{(1 + e_0)} \quad \text{----- (20)}$$

$$F_\omega = \frac{\omega}{\lambda - \kappa} = \frac{1}{C_p} \cdot \frac{\omega}{(1 + e_0)} \quad \text{----- (21)}$$

また、式(14)、式(15)、式(20)、式(21)を用いて降伏関数は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} f &= \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \zeta(X) - \ln \frac{t_{N1}}{t_{N0}} \\ &= \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \zeta(X) - \left(\frac{(-\Delta e)^p}{\lambda - \kappa} + \frac{\rho_0 - \rho}{\lambda - \kappa} + \frac{\omega_0 - \omega}{\lambda - \kappa} \right) \end{aligned}$$

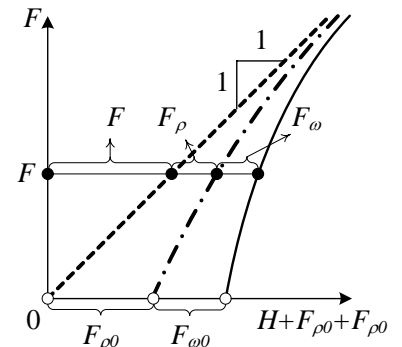


Fig.4 密度・ボンディングの考え方の説明図

$$= \ln \frac{t_N}{t_{N0}} + \zeta(X) - \frac{1}{C_p} \left(\varepsilon_v^p + \frac{\rho_0 - \rho}{1 + e_0} + \frac{\omega_0 - \omega}{1 + e_0} \right) = 0 \quad \text{---- (22)}$$

式(22)と Prager の適応条件より次式が求まる。

$$df = df_\sigma - \frac{1}{C_p} \left\{ \Lambda \frac{\partial f}{\partial t_{kk}} - d \left(\frac{\rho}{1 + e_0} \right) - d \left(\frac{\omega}{1 + e_0} \right) \right\} = 0 \quad \text{---- (23)}$$

ここで、密度のパラメータ ρ とボンディングのパラメータ ω 、それぞれについて発展則を規定する。過圧密の影響のみを考慮した subloading t_{ij} model では ρ の変化量(発展則)を式(16)で与えていた。このとき、常に ρ は正であるとしていた。

$$\Delta \left(\frac{\rho}{1 + e_0} \right) = d \left(\frac{\rho}{1 + e_0} \right) = \Lambda \cdot L(\rho, t_N) = \Lambda \cdot \frac{-G(\rho)}{t_N} \quad \text{---- (24)}$$

しかしながら、ボンディングの効果を検討した場合、正規状態の土との間隙比の差である ρ の変化量が、過圧密だけでなくボンディングの影響を受ける。つまり、実際の ρ の変化量はボンディングの消散量およびそこでの間隙比における密度の影響の消散量を考慮する必要がある、それは式(25)で表される。

$$\Delta \left(\frac{\rho}{1 + e_0} \right) = d \left(\frac{\rho}{1 + e_0} \right) + d \left(\frac{\omega}{1 + e_0} \right) \quad \text{---- (25)}$$

ここで注意しなければならないのは、密度の消散に関する ρ の発展則が常に正ではないことである。正規圧密状態よりも緩い状態での存在を許すことにより、 ρ は負の値になるため、従来の発展則では不十分である。これより、密度のパラメータ ρ の発展則は負値を考慮して、Fig.5 に示すような単調増加関数 $G(\rho)$ を用いて次式で与える。

$$d \left(\frac{\rho}{1 + e_0} \right) = \Lambda \cdot L(\rho, t_N) = \Lambda \cdot \frac{-G(\rho)}{t_N} = \Lambda \cdot \frac{-\text{sign}(\rho) a \rho^2}{t_N} \quad \text{---- (26)}$$

これより、密度の効果は ρ の正負によらず塑性変形に伴い、土を正規状態($\rho=0$)に向かうような変化を与えることとなる($\rho > 0; d\rho < 0; \rho < 0; d\rho > 0$)。

また、ボンディングは塑性変形に伴い消滅していくものであるので、ボンディングのパラメータ ω の発展則は式(27)で与える。

$$d \left(\frac{\omega}{1 + e_0} \right) = \Lambda \cdot N(\omega, t_N) = \Lambda \cdot \frac{-Q(\omega)}{t_N} \quad \text{---- (27)}$$

ここで、 $Q(\omega)$ は $Q(0)=0$ を満たす $Q(\omega)=b\omega$ のような単調増加関数である。またこのとき、 b はボンディングの消散速度を表す構成パラメータである。

式(26)、式(27)を式(23)に代入して、塑性係数 Λ は次式で求まる。

$$\Lambda = \frac{df_\sigma}{\frac{1}{C_p} \left(\frac{\partial f}{\partial t_{kk}} + \frac{G(\rho)}{t_N} + \frac{Q(\omega)}{t_N} \right)} \quad \text{---- (28)}$$

Fig.6 には、構造の消失が緩慢な場合における塑性変形にともなう F_ρ 、 F_ω と $F_\rho + F_\omega$ の変化を図式的に示す。破線と点線との距離はボンディングのスカラー関数 F_ω を表しており、 $F_{\omega 0}$ から 0 へ単調減少を示す。破線と一点鎖線の水平距離は密度のスカラー関数 $F_\rho = \rho / \lambda - \kappa$ を表し、実線と破線の水平距離は密度およびボンディングの効果を表している。実線の勾配から、過圧密とボンディングの影響を受けた土は、正

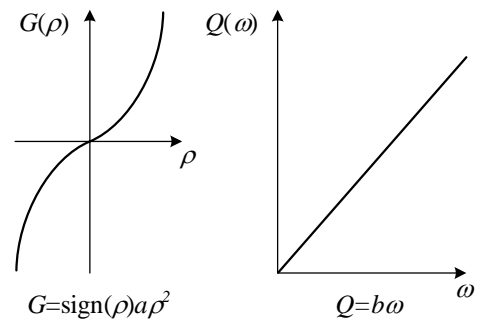


Fig.5 仮定した G - ρ 、 Q - ω 関係

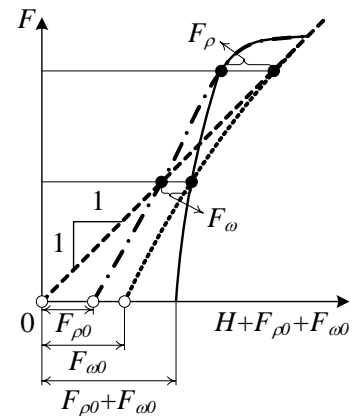


Fig.6 密度・ボンディングの考え方の説明図

規状態さらには過圧密状態の土よりも剛性が高い挙動を示すことがわかる。また、ボンディングなどの純粋な過圧密状態以外の影響を考慮した場合、たとえ土が正規圧密土と同じ間隙比にあったとしても、ボンディングがある場合は正規圧密土のそれよりも剛性の高い挙動を呈する。つまりそれは、ボンディングを持った土が正規圧密曲線よりも緩い状態で存在することができることを意味する。また、正規よりも緩い状態での存在を許すことにより、密度のスカラー関数 $F_\rho = \rho/\lambda - \kappa$ は負になる可能性がある。そこで F_ρ は、 $F_{\rho 0}$ からある負の値まで単調減少を示し、その後 0 になるように変化する。このようなボンディングを持った土の密度の変化は、式(25)に示したようにボンディングの消散が影響する。これらの関係から、ボンディングならびに密度の影響を考慮することにより、構造化した土(土の状態が正規状態よりも緩い状態で存在可能な土)の特徴的な応力・ひずみ挙動を表現可能となる。

提案モデルの塑性ひずみ増分は、式(22)の降伏関数、式(26)と式(27)で表される ρ と ω の発展則を用いて、修正応力 t_{ij} 空間で流れ則(式(4))を仮定することにより計算される。また、載荷条件は式(17)を用いて判断される。一方で弾性ひずみ増分は、*Hooke* の弾性式を修正応力 t_{ij} の概念に適用させた次式を用いて求められる⁹⁾。

$$d\varepsilon_{ij}^e = \frac{1+\nu_e}{E_e} d\left(\frac{\sigma_{ij}}{1+X^2}\right) - \frac{\nu_e}{E_e} d\left(\frac{\sigma_{kk}}{1+X^2}\right) \delta_{ij} \quad \text{ここに } E_e = \frac{3(1-2\nu_e)(1+e_0)}{\kappa} t_N \quad \text{----- (29)}$$

一般的な *Hooke* の弾性式は弾性体積ひずみが平均主応力 p に依存して変化するのに対して、上式で表される弾性式は修正応力 t_{ij} での平均主応力に値する t_N に依存して弾性体積ひずみが発生する。これは平均主応力 p と t_N に次式の関係が成り立つからである。

$$t_N = \frac{p}{1+X^2} = \frac{\sigma_{kk}}{3(1+X^2)} \quad \text{----- (30)}$$

6. 提案手法の有用性の検討 -パラメトリックスタディ

1-

提案モデルの妥当性の検討のために、本節では同モデルを用いた要素シミュレーションの結果を示す。要素シミュレーションで用いた材料パラメータを Table 2 に示す。ボンディングの消散に関するパラメータ b 以外は、subloading t_{ij} model での藤の森粘土のパラメータと同じである。

パラメトリックスタディは、初期状態における密度ならびにボンディングを変化させ、初期状態を平均主

応力 $p=98\text{kPa}$ とする①標準圧密試験、②排水三軸圧縮試験、③排水三軸伸張試験、④非排水三軸圧縮試験、⑤非排水三軸伸張試験の5種類の試験を行う。Fig.7 は正規圧密粘土($\rho_0=0.0$)、Fig.8 は過圧密粘土($\rho_0=0.1$)における初期ボンディングの程度を変化させた場合、Fig.9 同じ初期ボンディングを持った土での初期密度を変化させた場合のそれぞれの解析結果を示す。各図には、a)標準圧密試験(間隙比 e - $\log \sigma_v$ 関係)、b)&c)排水三軸圧縮試験(応力比 q/p -偏差ひずみ ε_d 関係&体積ひずみ ε_v -偏差ひずみ ε_d 関係)、d)&e)排水三軸伸張試験(応力比 q/p -偏差ひずみ ε_d 関係&体積ひずみ ε_v -偏差ひずみ ε_d 関係)、f)&g)非排水三軸圧縮・伸張試験(偏差応力 q -偏差ひずみ ε_d 関係&応力経路)をそれぞれ示す。

標準圧密試験の結果(各図(a))より、ボンディングのある土は正規状態よりも緩い状態での存在を可能としており、提案モデルはボンディング消失後の大圧縮挙動も表現できていることが分かる。初期の密度ならびにボンディングが大きければ大きいほど初期剛性は大きくなり、より緩い状態での存在を可能とする。提案モデルでは、上負荷面の概念とは異なり、正規状態よりも密な状態での大圧縮挙動を許さ

Table 2 材料パラメータ

λ	0.104	Same parameters as Cam clay model
κ	0.010	
$N = e_{NC}$ at $p = 98 \text{ kPa}$ & $q = 0 \text{ kPa}$	0.83	
$R_{cs} = (\sigma/\sigma_{cs})_{cs(comp.)}$	3.2	
ν_e	0.2	
β	1.5	Shape of yield surface (same as original Cam clay at $\beta = 1$)
a	500	Influence of density and confining pressure
b	200	Degradation parameters of bonding

ない。これは、同モデルにおいてボンディングの影響が土の剛性増加のみに作用し、ボンディング消失後の大圧縮挙動は密度の影響によってのみ生じるからである。その圧縮挙動の程度は、土が不安定な状態、つまり正規状態から離れていればいるほど大きな圧縮となる。

さらに、これら標準圧密試験の結果と同様に、提案モデルはせん断挙動においてもボンディング(構造)と密度の影響を表現している。排水三軸圧縮・伸張試験(各図(b)&(c), (d)&(e))では、初期密度およびボンディングの程度が大きいほど、ピーク応力比が高くなっていることが分かる。また、ダイレイタンスー特性に関しても、提案モデルは構造を有する土の特徴的な挙動である体積圧縮を伴うひずみ軟化現象を表現できている。このようなダイレイタンスー特性は、非排水せん断試験における自然体積土に見られる破壊応力比付近での平均有効主応力の減少に寄与していると考えられる。各図の(f), (g)より、提案モデルでは自然堆積土に見られるような、ひずみ軟化に伴った平均有効主応力の減少ならびに、『巻き返し』挙動をも適切に表現している。これらパラメトリックスタディの結果から、提案モデルは密度およびボンディング(構造)の程度に違いによる、応力-ひずみ関係、有効応力経路や非排水強度などの異なる様子を表現できていることが分かる。さらに、提案手法では修正応力 t_{ij} を用いて定式化しており、解析値は三軸圧縮時と伸張時の強度・変形特性の違いを適切に表現することができる。

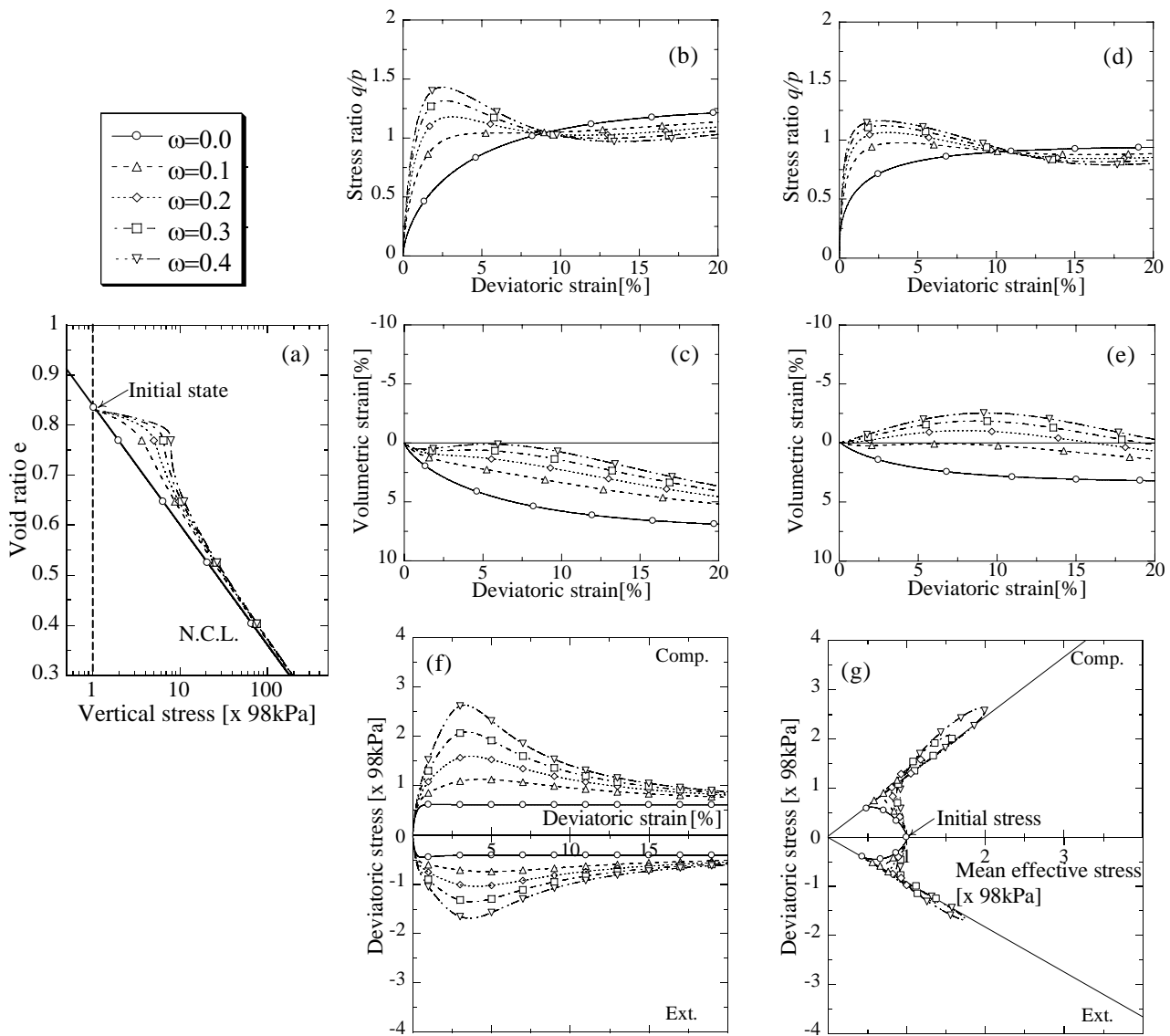


Fig.7 正規圧密粘土($\rho_0 = 0.0$)

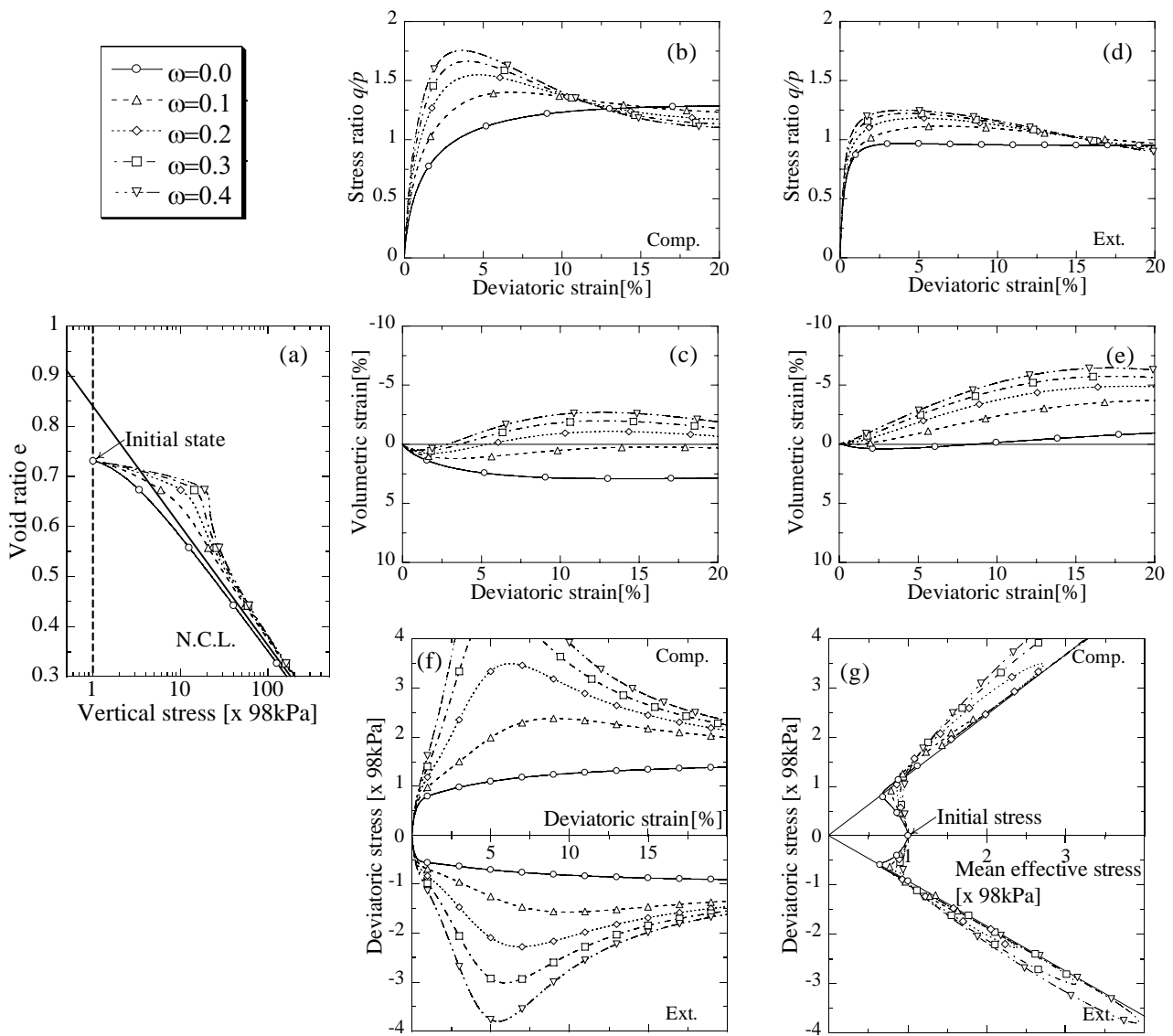


Fig.8 過圧密粘土($\rho_0 = 0.1$)

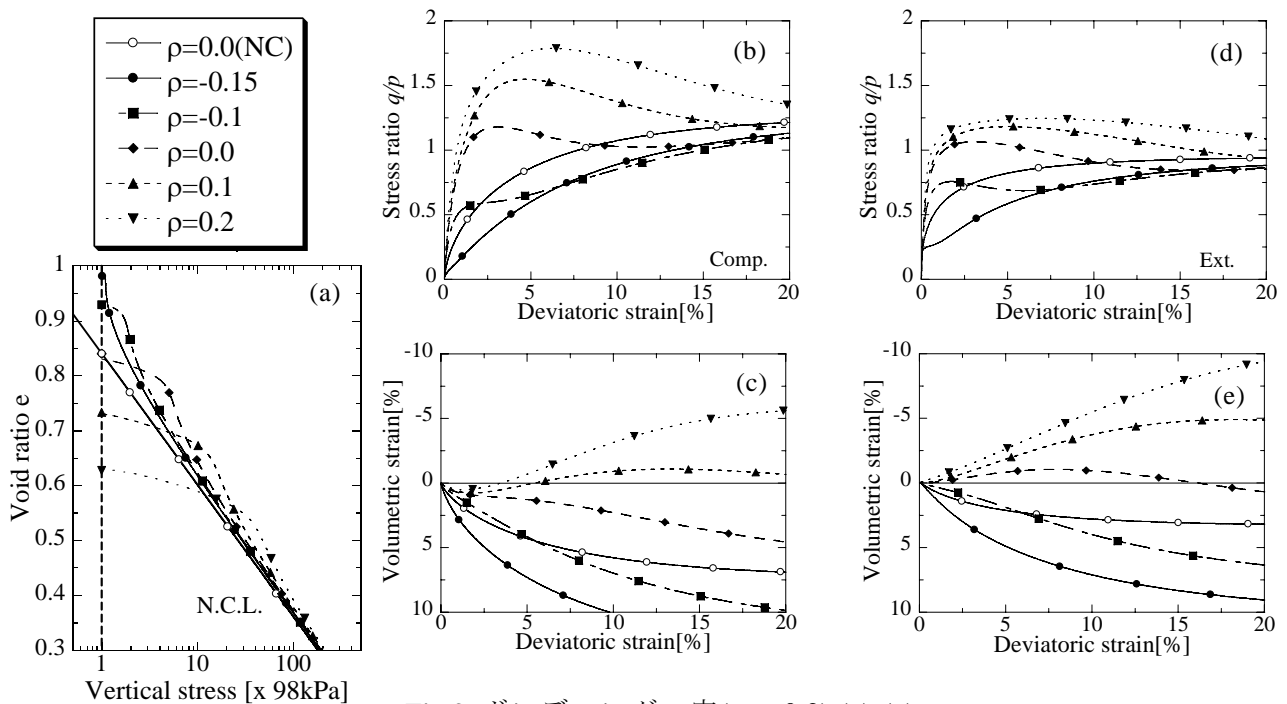


Fig.9 ボンディング一定($\omega_0 = 0.2$) (a)-(e)

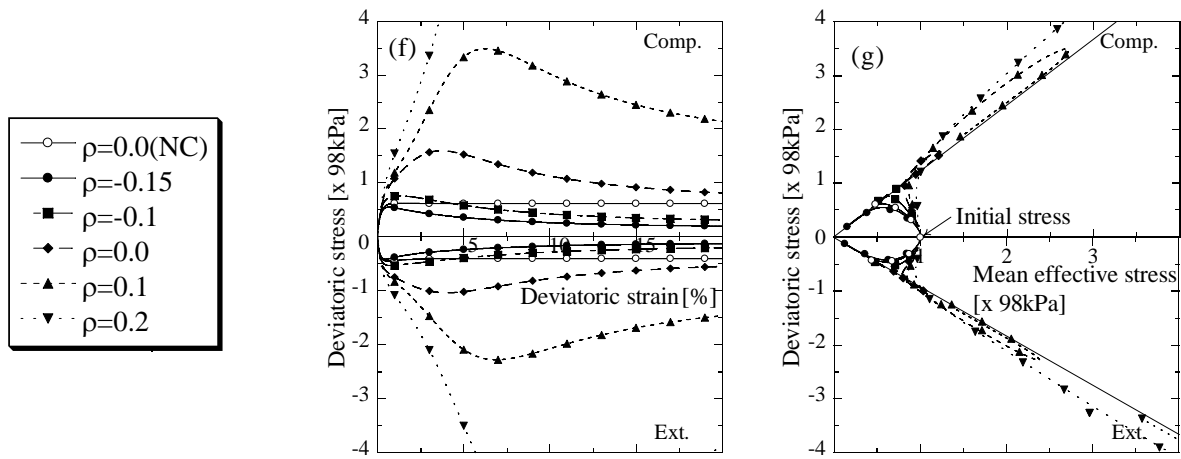


Fig.9 ボンディング一定($\omega_0 = 0.2$) (f)and(g)

5. 上下負荷面モデルとの関係と相異

浅岡らは自然堆積土を用いた要素試験による検討を行うとともに、上負荷面の概念²⁾を提案し、構造を有する土の力学的応答の記述に成功している。ここでは、著者らの提案する手法と上下負荷面の概念の関係と相違について説明する。

上下負荷面を導入した構成モデルでは、Fig.10(a)に示すように相似形の3つの曲面を持つ。下負荷面は現在の応力状態を示し、正規降伏曲面は硬化パラメータの変化量で規定される。そして、上負荷面は構造の程度を表す。Cam clay model⁶⁾に上下負荷面の概念を導入した構成モデルの降伏関数は式(31)で定義される。このとき過圧密と構造を表すパラメータ R と R^* はそれぞれ、下負荷面、正規降伏曲面、上負荷面の p 軸の値である p_l, p_{le}, p_{ls} を用いて表され、その値はそれぞれの面の相対的な大きさの関係を規定する。

$$\begin{aligned}
 f &= \ln \frac{p}{p_0} + \zeta(\eta) + \ln \frac{p_l}{p_0} \\
 &= \ln \frac{p}{p_0} + \zeta(\eta) - \left(\ln \frac{p_{le}}{p_0} + \ln \frac{p_l}{p_{ls}} - \ln \frac{p_{le}}{p_{ls}} \right) \\
 &= \ln \frac{p}{p_0} + \zeta(\eta) - \left(\frac{1}{C_p} \varepsilon_v^p + \ln R - \ln R^* \right) = 0
 \end{aligned}$$

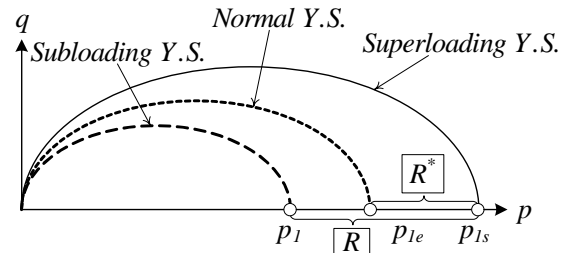
$$\text{ここに } R = \frac{p_l}{p_{ls}}, \quad R^* = \frac{p_{le}}{p_{ls}} \quad \text{----- (31)}$$

さらに subloading t_{ij} model に倣い、これら応力比で表された関係を Fig.10(b)に示すように間隙比の関係に置き換えると、 R を ρ 、 R^* を $\bar{\rho}$ と関係付けて次式で表す。

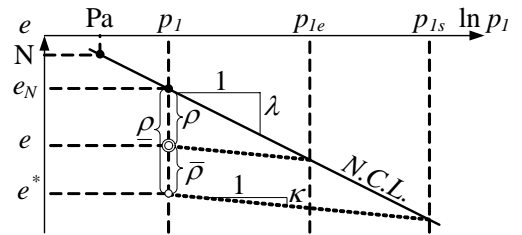
$$\underline{\rho} = -(\lambda - \kappa) \ln R, \quad \bar{\rho} = -(\lambda - \kappa) \ln R^* \quad \text{----- (32)}$$

また、これらを用いて式(32)は次式に書き換えられる。

$$f = \ln \frac{p}{p_0} + \zeta(\eta) - \frac{1}{C_p} \left(\varepsilon_v^p - \frac{\underline{\rho}}{1 + e_0} + \frac{\bar{\rho}}{1 + e_0} \right) = 0 \quad \text{----- (32)}$$



(a) 降伏曲面と R, R^* の関係



(b) R, R^* と間隙比の関係

Fig.10 上下負荷面モデルでの過圧密・構造の定義

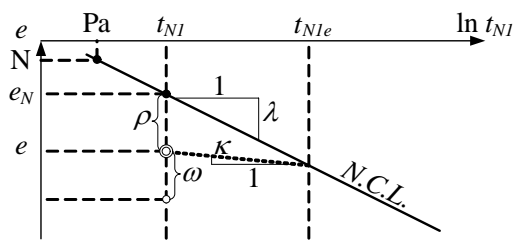


Fig.11 提案手法での密度・構造の定義

現在の密度は $\rho = \rho - \bar{\rho}$ で求められ、図上の◎プロットで示す。そのため上下負荷面モデルでの R ならびに ρ は、実際の過圧密比や密度を表しているわけではない。 $R(\rho)$ は土の剛性増加を、 $R^*(\bar{\rho})$ は剛性の低下をそれぞれ表しており、 ρ と $\bar{\rho}$ は R と R^* が 0 から 1 の値をとるために常に正の値となる。このように規定される R と R^* にそれぞれ発展則を与えることにより、上下負荷面モデルは複雑な剛性の増減を伴った自然堆積土の挙動を評価することができる。

一方で、著者らが提案する手法ではこのような剛性の変化は、Fig.11 に示すように密度の影響は同じ応力状態にある正規圧密土との間隙比の差である実際の密度 ρ と、さらに仮想的に与えた密度 ω (ボンディング)によって評価される。ボンディングの大きさは、密度パラメータ ρ とは互いに関係し合わない非負のスカラ量である。密度 ρ とボンディング ω がどちらも正の値であれば剛性は増加し、正規状態よりも緩い状態に達し ρ が負の値になれば、密度の効果は剛性の低下させるように作用する。つまり、提案手法では構造を持った土の力学挙動は(仮の)過圧密比と構造(嵩張り)の影響ではなく、密度や拘束圧による影響とボンディングの相互関係によって決まると考えている。すなわち、自然堆積土は構造の影響により同じ荷重に対して大きな間隙を保持できるものの、構造がひとたび失われるとより安定を保つために密度の影響で剛性低下し、高密度に移行するという考えである。これらの考え方は、一般的かつ構造(ボンディング)の意味合いが明確に捉えていると考える。提案手法はこれらの考えに立脚し、構造を持った土に見られる典型的な力学挙動を表現可能である。

6. まとめ

本稿では、等方硬化型下負荷面構成モデルの硬化パラメータにボンディングに関する項を付け加えるだけで、簡単にこれらの影響を考慮できることを説明した。提案手法では、上負荷面モデルと同様に自然堆積土の挙動を表現できるものの、それらの力学挙動はボンディングの影響だけでなく、実際の密度や拘束圧による影響との相互関係によって決まるとしている。また、提案手法を従来の subloading t_{ij} model に導入した。その際、従来の subloading t_{ij} model の構成パラメータに、構造の解消を表現するパラメータを一つ追加しただけである。提案モデルの検証のため、初期のボンディングと密度の程度を変えた標準圧密試験、排水三軸圧縮・伸張試験、非排水三軸圧縮・伸張試験の要素シミュレーションをパラメトリックに行った。

要素シミュレーションの結果から、提案モデルは上下負荷面モデルと同様に、正規状態よりも緩い状態で生じる大圧縮挙動、初期剛性の増加ならびにひずみ軟化にともなう圧縮挙動、非排水時における『巻き返し』挙動など自然堆積土に見られる典型的な挙動を表現可能である。

参考文献

- 1) Hashiguchi, K. and Ueno, M. (1977): Elastoplastic constitutive laws of granular material, *Constitutive Equations of Soils, Pro. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Spec. Ses.9*, Murayama, S. and Schofield, A. N. (eds.), Tokyo, JSSMFE, pp.73-82.
- 2) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T. (1998): Super loading yield surface concept for the saturated structured soils, *Proc. of the Fourth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering-NUMGE98*, pp.232-242.
- 3) Nakai, T. and Mihara, Y. (1984): A new mechanical quantity for soils and its application to elastoplastic constitutive models, *Soils and Foundations*, **24**(2), pp. 82-94.
- 4) Kikumoto, M. et al. (2006): Extension of subloading t_{ij} model to structured soils, *Proc. of the International Symposium on Geomechanics and Geotechnics of Particulate Media (IS-Yamaguchi)*, 1, pp.305-311.
- 5) Nakai, T. and Hinokio, M. (2004): A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, *Soils and Foundations*, **44**(2), pp. 53-70.
- 6) Nakai, T. and Matsuoka, H. (1986): A generalized elastoplastic constitutive model for clay in three dimensional stresses, *Soils and Foundations*, **26**(3), pp.67-78.
- 7) Matsuoka, H. and Nakai, T. (1974): Stress-deformation and strength characteristic of soil under three different principal stresses, *Proc. JSCE*, **232**, pp.59-70.
- 8) Schofield, A. N. & Wroth, C. P. (1968): *Critical state soil mechanics*, London: McGraw-Hill.
- 9) 京川ら(2007): t_{ij} の概念に基づいた土の弾性式, 第 42 回地盤工学研究発表会, 平成 19 年度講演発表集, **1**, pp.393-394