

砂の弾塑性構成式の締固め砂質地盤への適用

岡 二三生* 日置和昭** 小高猛司* 山田裕久***

An Elasto-Plastic Constitutive Model for Sand and Its Application to Compacted Sandy Ground

by

Fusao OKA*, Kazuaki HIOKI**, Takeshi KODAKA* and Hirohisa YAMADA***

Sand compaction pile method is an effective soil improvement technique to prevent the liquefaction of loose sandy ground. Since the current design method of the sand compaction pile method is only incorporating the effect of the densification of sand due to compaction, the seismic design for this method has been reexamined after the 1995 Hyogoken Nambu Earthquake. However, the characteristics of compacted sand containing fine contents have not completely been clarified; it is difficult to incorporate all the complicated improvement effects to the current design code. In the light of recent trend of performance design, the dynamic numerical analyses by the finite element method have spread in practice. The soil – water coupled liquefaction analysis, among many existing numerical analyses, can be particularly expected to evaluate the complicated improvement effects of compacted sand. Oka et al. have proposed the effective stress based liquefaction analysis using an elasto-plastic constitutive model for sand based on nonlinear kinematic hardening rule. In the present study, in order to explain the compaction effect of sand containing the fine contents, we have noted the relation between the parameters used in the elasto-plastic constitutive model and the state index of sand, I_s . A series of undrained triaxial compression tests of sand were conducted under the conditions that reproduce both the effective stress state and void ratio before and after compaction. We also simulated the triaxial test results by using the elasto-plastic constitutive model. It is found that the quasi overconsolidation ratio, OCR^* , is correlated to the state index of sand and is one of the key parameters to evaluate the compaction effect of sand.

Key words: Compaction effect of sand, liquefaction, elasto-plastic constitutive model for sand, state index of sand, triaxial compression test, numerical simulation

1 はじめに

ゆるい砂地盤は地震時に液状化の被害に遭遇する可能性が高いが、それを防ぐ有効な対策工として、ゆるい砂地盤内に密な砂杭を多数造成し複合地盤を形成する締固め砂杭工法がある。別途用意した良質な砂を地盤深くまで投入するため、ケーシングパイプと呼ぶ鋼管を原地盤に鉛直に貫入させ、さらにそのケーシングパイプを引き抜く過程で静的あるいは動的に上下させながら投入した良質な砂を締固めることにより、密な砂杭を造成する。ケーシングパイプの貫入時と砂杭を締固めにより拡張する過程で、砂杭周辺のゆるい砂地盤は強制的に横方向に押し拡げられることにより、砂はゆる詰め構造から密詰め構造へ変化する。それに伴い、砂地盤の密度は増加し、せん断抵抗力も増加する。自然状態の砂地盤の静止土圧係数 K_0 (鉛直有効土圧に対する水平有効土圧の比) は概ね 0.5 程度であるが、この砂杭拡張に伴う地盤の押し拡げにより、この K_0 値は大幅に上昇し、有効応力が増加することが報告されており¹⁾、そのことも締固め砂杭改良地盤の効果を高める一因と考えられる。

1995年の兵庫県南部地震を契機として、締固め改良地盤の耐震性評価手法の見直しが行われつつあるが^{2)~5)}、細粒分を含む砂の締固め時の密度増加量を正確に推定することも難しく、 N 値を主体とした現状設計法には、なお課題が多い。一方、性能設計が今後の主流となるのを背景として、有限要素法を用いた動的解析が広く一般的に行われるようになってきた。その中でも、水-土骨格連成場での砂地盤の地震時挙動を、忠実に時間領域で計算する有効応力液状化解析は今後の主役になると考えられる。さらに、有効応力液状化解析法を用いることにより、改良地盤の有効応力状態の評価や、剛性の高い締固め砂杭が改良地盤内に混在する複合地盤効果についても評価できることが期待されている。

岡ら⁶⁾は有効応力液状化解析法の開発を行い、さらにそれに用いる砂の構成モデルの開発⁷⁾を行ってきた。その構成モデルは、主に中密な砂の実験データに基づき構築されており、細粒分を含むゆるい砂への適用性の検討が課題として残されてきた。本論文では、岡らによる弾塑性構成式⁷⁾を用いて、細粒分を含む砂の締固め効果を

+ 原稿受理 平成 年 月 日

* 正会員 京都大学大学院工学研究科土木工学専攻 〒606-8501 京都市左京区吉田本町, Dept. of Civil Eng., Kyoto Univ., Sakyo-ku, Kyoto, 606-8501

** 不動建設(株) 〒110-0016 東京都台東区台東 1-2-1, Fudo Construction Co.,Ltd., 1-2-1 Taito, Taito-ku, Tokyo, 110-0016

*** 大阪ガス(株) 〒541-0046 大阪市中央区平野町 4-1-2, Osaka Gas Co.,Ltd., 4-1-2 Hiranomachi, Chuo-ku, Osaka, 541-0046

表現するために、有効応力と密度との関係に着目しつつ、関連する材料パラメータの決定を中心に検討を行う。平均有効応力と密度から、砂が現在おかれている状態を評価する指標として、Been and Jefferies⁸⁾および Ishihara⁹⁾により、状態変数 ψ および状態指数 I_s がそれぞれ提案されている。いずれの指標も、広範な密度の砂を対象としており、しかも自然堆積した砂地盤であろうと、人工的に締固められた砂地盤であろうと、砂地盤の生成過程によらず、定常状態の概念¹⁰⁾を通して、同じ指標で砂の状態を評価することが可能である。そこで本論文では、 ψ および I_s を砂の締固め度合いを定量的に評価する指標として用いることとし、岡らの弾塑性構成式の材料パラメータと関連づけることを試みる。具体的には、締固め砂杭の試験工事¹⁾が実際に行われた千葉県佐原地区で採取した佐原砂の非排水三軸試験を行うとともに、その試験結果のシミュレーションを行い、弾塑性構成式の材料パラメータと砂の状態変数および状態指数との関連を明らかにしつつ、締固め改良地盤への適用性を確認する。

2 弾塑性構成モデルの締固め砂への適用

2.1 非線形移動硬化則に基づく弾塑性構成式⁷⁾

過去に受けた応力の履歴が現在の応力状態よりも大きい場合を過圧密状態と呼ぶ。過圧密状態にある砂がせん断を受ける場合には、せん断初期には弾性挙動が卓越する領域が存在する。そのため、以下の式で定義される過圧密境界面¹¹⁾を導入する。

$$f_b = \{(\eta_{ij}^* - \eta_{ij(0)}^*)(\eta_{ij}^* - \eta_{ij(0)}^*)\}^{\frac{1}{2}} + M_m^* \ln \frac{\sigma_m'}{\sigma_{mb}'} = 0 \quad (1)$$

ここに、 $\eta_{ij}^* = s_{ij} / \sigma_m'$ 、 s_{ij} は偏差応力テンソル、 σ_m' は平均有効応力、 $\eta_{ij(0)}^*$ は圧密終了時の η_{ij}^* 、 M_m^* はせん断時に最大体積圧縮ひずみが生じる変相時の応力比 $\eta^* = (\eta_{ij}^* \eta_{ij}^*)^{1/2}$ である。過圧密領域にある場合 $f_b < 0$ となり、正規圧密領域にある場合 $f_b \geq 0$ となる。また、 σ_{mb}' は次式に従う。

$$\sigma_{mb}' = \sigma_{mbi}' \exp\left(\frac{1+e_0}{\lambda-\kappa} v^p\right) \quad (2)$$

ここに、 σ_{mbi}' は σ_{mb}' の初期値であり、圧密終了時の平均有効応力 σ_{m0}' に等しい。また、 e_0 は初期間隙比、 v^p は塑性体積ひずみであり、 λ および κ はそれぞれ圧縮指数および膨潤指数である。Fig.1に過圧密境界面 f_b と以下に示す塑性ポテンシャル面 g および主要なパラメータとの関係を示す。

降伏関数 f および塑性ポテンシャル関数 g は以下の式で与える。

$$f = g = \{(\eta_{ij}^* - \chi_{ij}^*)(\eta_{ij}^* - \chi_{ij}^*)\}^{\frac{1}{2}} + \bar{N}^* \left| \ln \left(\frac{\sigma_m'}{\sigma_{ma}'} \right) - y_m \right| = 0 \quad (3)$$

ここに、 σ_{ma}' は材料パラメータ、 χ_{ij}^* 、 y_m は非線形移動硬化パラメータである。非関連流動則を用いる場合には、降伏関数 f は $\bar{N}^* = 0$ とし、関連流動則を用いる場合には、 f, g ともに $\bar{N}^* = \tilde{M}_m^*$ となる。 \bar{N}^* をロジスティック関数等で制御することにより、せん断中に関連流動則から非

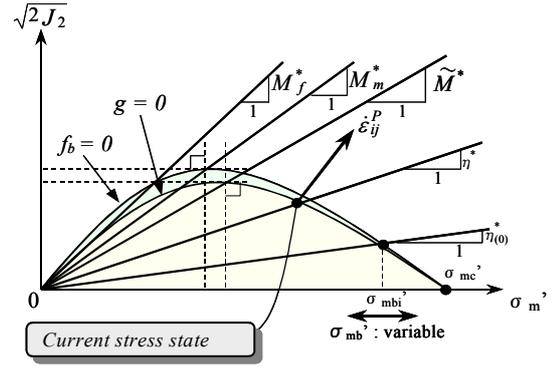


Fig.1 Overconsolidation surface and plastic potential surface.

関連流動則に移すことも可能である。ただし、本論文では非関連流動則($\bar{N}^* = 0$)を用いている。また、 \tilde{M}_m^* は塑性ひずみ増分を規定するパラメータであり、以下のように決定される。

$$\tilde{M}_m^* = -\frac{\eta^*}{\ln(\sigma_m' / \sigma_{mc}')} \quad (\text{過圧密領域} : f_b < 0) \quad (4)$$

$$= M_m^* \quad (\text{正規圧密領域および} \tilde{M}_m^* \text{が} M_m^* \text{に至った後})$$

ここで、 σ_{mc}' は過圧密境界面が σ_m' 軸と交差する時の値であり、次式となる。

$$\sigma_{mc}' = \sigma_{mb}' \exp\left(\frac{\eta(0)}{M_m^*}\right) \quad (5)$$

一方、式(3)に含まれる非線形移動硬化パラメータ χ_{ij}^* は η_{ij}^* に対応し、塑性せん断ひずみ履歴を反映したせん断硬化も表現するものであり、次式に従う。

$$d\chi_{ij}^* = B^* (A^* de_{ij}^p - \chi_{ij}^* d\gamma^{p*}), \quad d\gamma^{p*} = (de_{kl}^p de_{kl}^p)^{1/2} \quad (6)$$

ここに、 de_{ij}^p は塑性偏差ひずみ増分テンソルである。 A^* 、 B^* は材料パラメータであるが、破壊応力比 M_f^* 、および σ_m' で規準化された初期塑性せん断剛性 G^P と以下のように関係づけられる。

$$A^* = M_f^*, \quad B^* = G^P / M_f^* \quad (7)$$

さらに、 G^P は塑性せん断ひずみの蓄積により低下するとし、次式に従うものとする。

$$G^P = (G_{\max}^P - G_{\min}^P) \exp(-C_f \gamma^{p*}) + G_{\min}^P \quad (8)$$

ここに、 G_{\max}^P は G^P の初期値、 G_{\min}^P は G^P の下限値、 C_f は G^P の低下をコントロールする定数である。

塑性ポテンシャル関数 g は応力空間上で凸曲面となるが、負荷状態にある応力点 σ_{ij} での塑性ひずみ増分 $d\epsilon_{ij}$ の方向と大きさは以下の一般化された流動則から決定される。

$$d\epsilon_{ij}^p = H_{ijkl} \frac{\partial g}{\partial \sigma_{kl}} \quad (9)$$

ここに、 H_{ijkl} は4階の等方テンソルであり、自由度の高いストレス・ダイレイタンスー関係を規定することが可能であるが、本論文では最も簡単な場合として、非負のスカラー量 Λ を用いる。この Λ の大きさを求めるには降伏関数 f の全微分を用いた下式の適応条件式を適用する。

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \chi_{ij}^*} d\chi_{ij}^* = 0 \quad (\text{非関連流動則の場合}) \quad (10)$$

すなわち、 $d\sigma_{ij}$ を弾性剛性だけで表した $d\sigma_{ij} = D_{ijkl}^E d\varepsilon_{kl}^E = D_{ijkl}^E (d\varepsilon_{kl} - d\varepsilon_{kl}^P)$ を式(6)の $d\chi_{ij}^*$ とともに式(10)に代入し、各塑性ひずみ増分に式(9)の流動則を適用することにより Λ が決定できる。

本論文では、非排水三軸圧縮試験のシミュレーションを行うが、非排水三軸条件での平均有効応力 σ_m' および軸差応力 q の増分は最終的に以下ようになる。

$$d\sigma_m' = K d\varepsilon_{kk} - \frac{\Lambda K}{\sigma_m} \left\{ \tilde{M}^* \text{sign}(B) - \frac{\eta_{st}^* (\eta_{st}^* - \chi_{st}^*)}{\bar{\eta}_x^*} \right\} \quad (11)$$

$$dq = 2\tilde{\mu} (d\varepsilon_{11} - d\varepsilon_{33}) - \frac{2\tilde{\mu}\Lambda}{\sigma_m} \left\{ \frac{(\eta_{11}^* - \chi_{11}^*) - (\eta_{33}^* - \chi_{33}^*)}{\bar{\eta}_x^*} \right\} \quad (12)$$

ここに、 $\bar{\eta}_x^* = \{(\eta_{st}^* - \chi_{st}^*)(\eta_{st}^* + \chi_{st}^*)\}^{1/2}$ であり、 $\text{sign}(B)$ は $\ln\{(\sigma_m' / \sigma_{ma}) - y_m\}$ の符号を表す。また、 $\tilde{\mu}$ はラメの定数、 K は体積弾性係数 $(= (1+e_0)\sigma_m' / \kappa)$ である。

2・2 密度変化に応じた砂の状態を表す指標

砂の詰まり具合は間隙比 e (砂粒子実質部分の体積に対する空隙の体積の比率)で表され、 e が小さいほど密詰めであり、大きいほどゆる詰めとなるが、細粒分の混入率によっても e の範囲は変動する。また、砂地盤形成の履歴に応じて e は異なり、同じ砂でも同じ有効応力状態で e が異なることもある。砂のような粒状材料は e の違いに応じてその挙動は異なるが、その異なり具合を表す指標がいくつか提案されている。砂供試体を非排水(体積一定)状態で三軸圧縮試験を行うと、平均有効応力 σ_m' もせん断応力も変化がないまま変形が進行する定常状態(Steady State)¹⁰⁾に到達する。この定常状態を連ねた定常状態線(Steady State Line, SSL)は、同じ砂であればFig.2に示すように、 $e \sim \log \sigma_m'$ 空間内に1本の直線として表される。Been and Jefferies⁸⁾は定常状態線を基準として、状態変数 ψ を用いて現在の砂の状態を表現した。すなわち、現在の砂の e と同じ σ_m' での定常状態における間隙比 e_s の差を考え、

$$\psi = e - e_s \quad (13)$$

と状態変数 ψ を定義し、現在の砂が定常状態線の上側にあれば $\psi > 0$ 、下側にあれば $\psi < 0$ となり、 ψ が大きいほど、その砂は定常状態よりもゆる詰めの状態にあることを意味し、流動性は高いと判断した。

一方、Ishihara⁹⁾は非常にゆるい砂は一度ピーク強度を示した後にひずみ軟化して定常状態にいたるが、通常のゆるい砂は、ピーク強度を示してからひずみ軟化した後、再びせん断強度が上昇してから定常状態に達することに注目し、ひずみ軟化の最下点での σ_m' と e の関係から疑似定常状態(Quasi Steady State)を提案した(Fig.3)。さらに、状態指数 I_s を次式のように定義した。

$$I_s = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_s} \quad (14)$$

ここに、 e_0 は現在の砂と同じ σ_m' において存在できる最大の間隙比であり、 e_s は同じ σ_m' における準定常状態の

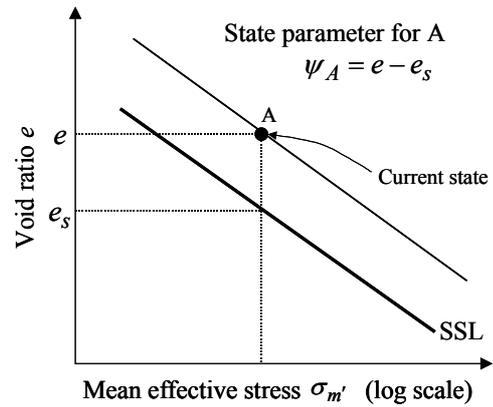


Fig. 2 Definition of state parameter ψ ⁸⁾

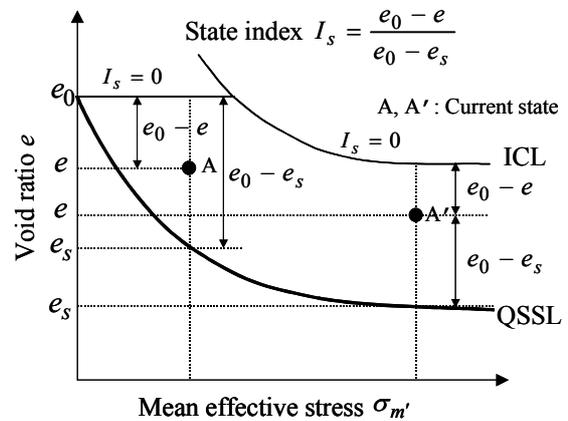


Fig. 3 Definition of state index I_s ⁹⁾

間隙比である。ただし、 σ_m' が小さい場合には、 e_0 には上限値が存在し、ある程度 σ_m' が大きくなると、 e_0 は超ゆる詰め砂の等方圧縮曲線(ICL)に従うものとしている。 I_s の定義より、 I_s がゼロに近いほど e は大きく、流動性が高く、 I_s が大きくなるほど e は小さくなり流動性は低いと判断される。

2・3 状態指数と材料パラメータとの関連

まずはじめに、Ishihara⁹⁾による状態指数 I_s を用いて、ゆるい砂から密な砂までの挙動を表すことを考える。非常にゆるい砂は破壊に至るまでに塑性圧縮のみ生じ、逆に密な砂はせん断初期に変相線を越えて塑性膨張に転じる。したがって、 I_s が大きな密な砂は、破壊応力比 M_f^* と変相応力比 M_m^* との差 ΔM が大きく、逆に I_s が小さいゆるい砂は ΔM が小さくなる。これを、材料定数 α 、 m を用いた次式で表すこととする。

$$\Delta M = \alpha (I_s)^m, \quad \Delta M = M_f^* - M_m^* \quad (15)$$

一方、状態変数 ψ や状態指数 I_s は、定常状態や最もゆるい状態(正規圧密状態)の中で、現在の砂の状態がどこに位置するのかわかる指標であるので、弾塑性構成式の中では疑似過圧密比 $OCR^* (= \sigma_{mb}' / \sigma_{m0}')$ が比較的近

い性質を持つと考えられる。そのため、本論文では OCR^* と I_s に以下の線形関係が成り立つものと仮定する。

$$OCR^* = \alpha + \beta \cdot I_s \quad (16)$$

ここに、 α, β は材料パラメータである。

以上で示した、非線形移動硬化則に基づく弾塑性構成式を用いて、締固め前後の砂地盤の挙動を説明する場合のパラメータの設定等について、以下の三軸試験のシミュレーションを通して考察する。

3 三軸圧縮試験とそのシミュレーション

3.1 締固め砂杭工法による改良効果

三軸試験の供試体は攪乱砂をモールドで突固めて作製するが、その際に締固め砂杭工法の改良効果をどのように評価するかが重要となる。本論文では、千葉県佐原市郊外で行われた締固め砂杭工法の試験工事¹⁾の現場から採取した佐原砂を使用した。この現場では、RI 密度検層、孔内水平載荷試験（セルフポーリングタイプ）により、締固め改良前後の砂地盤の連続的な密度分布や K_0 値の測定が行われている^{1), 3)}。改良前後における間隙比 e と平均有効応力 σ'_m の関係（GL-10.5m 付近）を Fig. 4 に示す。置換率（改良範囲の地盤平面における砂杭の面積の割合） $a_s=10\%$ 、 20% となるにしたがい、間隙比が減少（密度増加）し、 K_0 値の増加により σ'_m が増加していることがわかる。

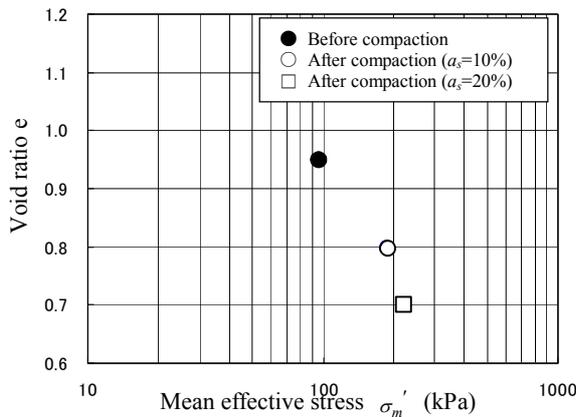


Fig. 4 $\sigma'_m \sim e$ relation before and after compaction

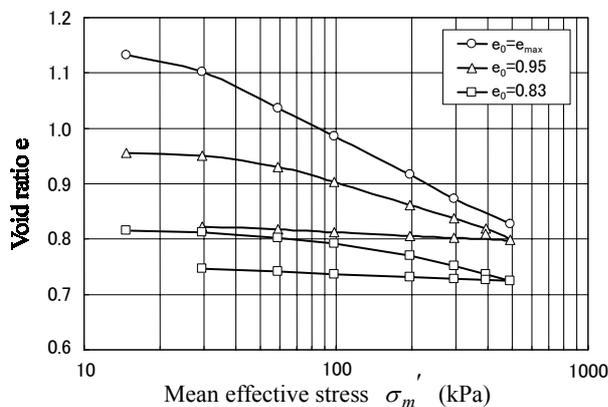


Fig. 5 Isotropic compression properties with various e_0

Void ratio e

Table 1 Physical properties of Sawara sand

Density of soil particle ρ_s (g/cm ³)	2.763
Maximum void ratio e_{max}	1.361
Minimum void ratio e_{min}	0.864
Sand content (75 μ m-2mm) (%)	86.1
Silt content (2 μ m-75 μ m) (%)	10.1
Clay content (<2 μ m) (%)	3.8
Mean grain size D_{50} (mm)	0.2675
Uniformity coefficient U_c	8.06
Classification	Fine content mixed sand

Table 2 Test conditions

e_0	σ'_{m0} (kPa)	Note
0.95	49, 96, 196	Before compaction
0.80	49, 186, 392	After compaction ($a_s=10\%$)

3.2 佐原砂の特徴

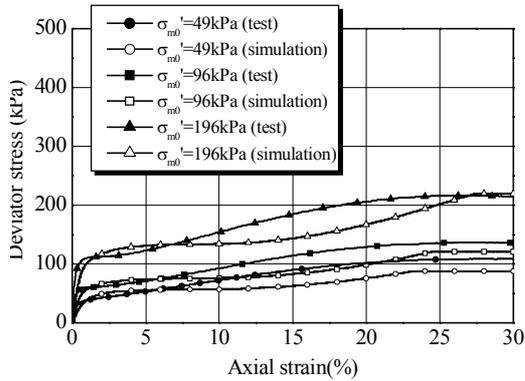
Table 1 に佐原砂の物性を示し、Fig. 5 に等方圧縮試験結果を示す。豊浦砂のように粒子が堅固で細粒分を含まない砂は、 σ'_m の増加に伴う e の減少量は無視できるほど小さいが、試験に用いた佐原砂は細粒分含有率が比較的高いため、 σ'_m の増加に伴う e の減少が顕著に認められる。なお、この圧縮試験は3種類の初期間隙比で行っているが、 $e_0=0.95$ および 0.83 の供試体は、Fig. 4 の改良前および $a_s=10\%$ の改良地盤を想定して作製したものである。

3.3 三軸圧縮試験条件

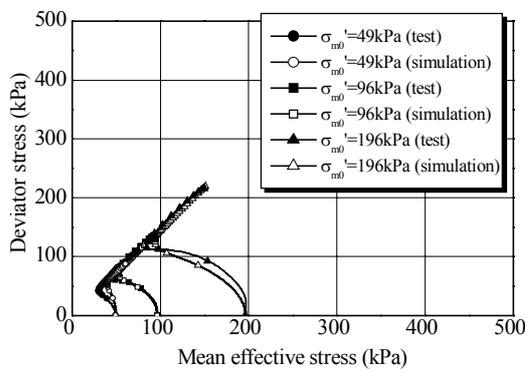
供試体は圧縮試験と同様に、改良前地盤と $a_s=10\%$ の改良地盤を想定して、初期の目標間隙比が 0.95 および 0.80 となるよう、モールド内で突固めて作製した。Table 2 に非排水三軸圧縮試験の条件を示す。圧密応力はそれぞれ3種類で行っているが、改良前の 96 (kPa)、改良後の 186 (kPa)は、それぞれ Fig. 4 での現場試験で得られた σ'_m と等しくしたものである。なお、軸ひずみ $0.2\%/min$ で軸ひずみ 30% まで非排水せん断を行った。

3.4 試験結果とシミュレーション

非排水三軸圧縮試験結果および非線形移動硬化則に基づく弾塑性構成式を用いた数値シミュレーション結果を Fig. 6 および Fig. 7 に示す。先述のように砂の I_s に応じて M_m^* を変化させることにより、広範な密度の砂の挙動を表すことが可能であるが、本論文で用いた佐原砂の場合、間隙比の変化に伴う M_m^* の変化が小さかったことから、式(15)の材料定数 m を 0 とし、 ΔM は一定とした。ここでは、擬似過圧密比 $OCR^* (= \sigma'_{mb} / \sigma'_{m0})$ に着目して数値シミュレーションを実施した。Table 3 にシミュレーションに用いた材料パラメータを示す。 OCR^* および非線形移動硬化パラメータ (G_{Pmax} , G_{Pmin} , C_f) 以外



(a) Stress - strain relations



(b) Effective stress paths

Fig. 6 Results of Test and simulation (before compaction)

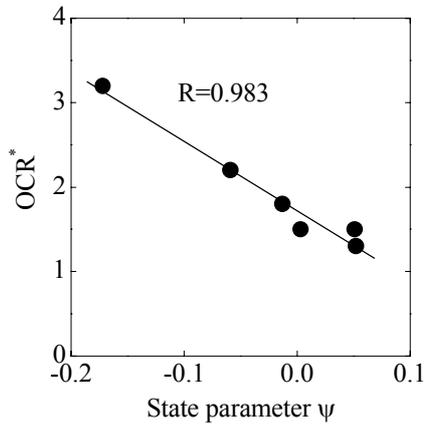
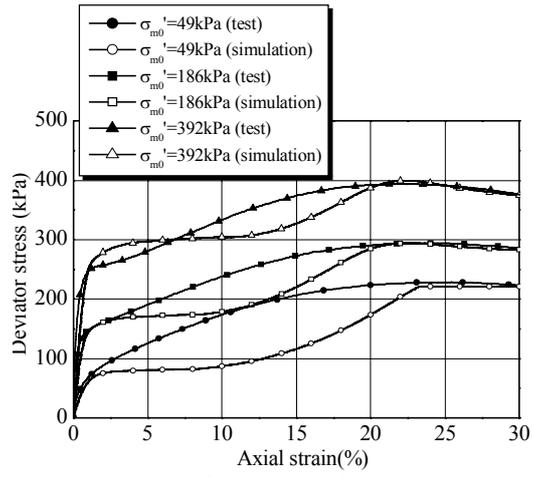
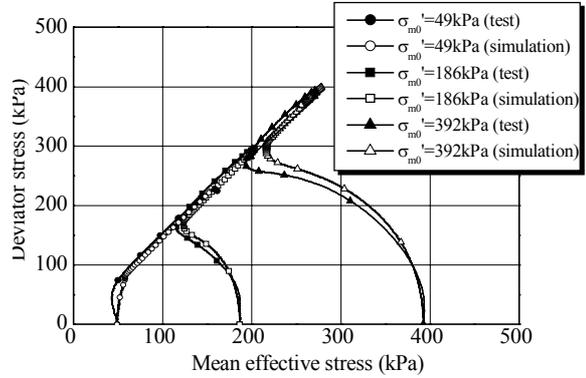


Fig. 8 $OCR^* \sim \psi$ relation

のパラメータは全て試験結果を基に設定した。応力～ひずみ関係については、変相線を越えてからの挙動がシミュレーションと実験では多少異なり、今後検討の余地があるが、有効応力径路については、シミュレーションは試験結果をよく説明している。応力～ひずみ関係を十分に説明するには非線形移動硬化パラメータについて若



(a) Stress - strain relations



(b) Effective stress paths

Fig. 7 Results of Test and simulation (after compaction)

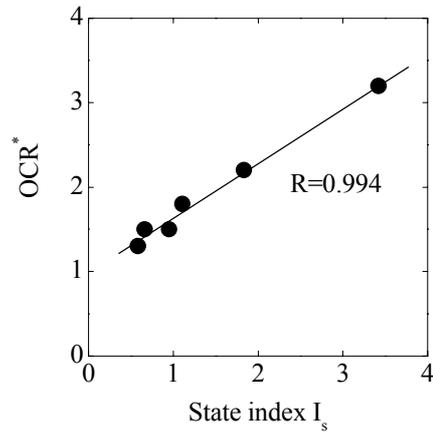


Fig. 9 $OCR^* \sim I_s$ relation

干の考察を要すると考えられる。次に、 OCR^* と状態変数 ψ および状態指数 I_s との関係を、それぞれFig. 8およびFig. 9に示す。また、各試験毎に算定した ψ と I_s をTable 4に示す。 ψ の算定には定常状態線(SSL)が必要であり、 I_s の算定には準定常状態線(QSSL)と最もゆるい状態での間隙比 e_0 が必要である。定常状態は各試験のピーク強度

Table 3 Material parameters
Before compaction ($e_0=0.95$)

e	0.925	0.895	0.845
σ_{m0}' (kPa)	49.1	96.1	196.2
λ	0.0567	0.0567	0.0567
κ	0.0091	0.0091	0.0091
M_f^*	1.190	1.190	1.190
M_m^*	1.170	1.170	1.170
σ_{mb}' (kPa)	108.0	144.1	255.1
OCR^*	2.2	1.5	2.2
E (kPa)	16,000	26,500	38,000
G_{max}^P	150	150	150
G_{min}^P	10	10	10
C_f	40	40	40
After compaction ($e_0=0.80$) ($a_s=10\%$)			
e	0.812	0.787	0.749
σ_{m0}' (kPa)	49.1	186.4	392.4
λ	0.0359	0.0359	0.0359
κ	0.0082	0.0082	0.0082
M_f^*	1.190	1.190	1.190
M_m^*	1.150	1.150	1.150
σ_{mb}' (kPa)	157.1	335.5	588.6
OCR^*	3.2	1.8	1.5
E (kPa)	25,500	41,500	50,000
G_{max}^P	250	250	250
G_{min}^P	10	10	10
C_f	80	80	80

時または最終状態とし、準定常状態は定常状態と同じであると仮定した。また、 e_0 は最大間隙比試験で得られた e_{max} としている。Fig. 7および8より、 OCR^* と ψ および I_s の相関性は非常に高く、線形関係が成り立つことがわかる。今回の佐原砂の場合、式(16)の材料パラメータを $\alpha=0.991$ 、 $\beta=0.649$ とすることで、 I_s は OCR^* と関連づけられる。 I_s は砂の締固め度合いを表わすため、 I_s に応じて異なる砂の締固め効果は、 OCR^* を介することによって本論文の弾塑性構成式で表現できることが示された。

4 おわりに

締固めによる改良効果は、密度の増加(間隙比の減少)と平均有効応力の増加で表されるが、その両者の効果を考慮するには、状態指数 I_s 等を用いることが有効である。 I_s を弾塑性構成式に含まれるパラメータ(M_m^* あるいは OCR^*)と関連づけることにより、締固め砂質地盤の挙動を説明することが可能であることがわかった。今後は、等方的な平均有効応力の増加の効果のみではなく、未改良地盤と改良地盤での K_0 値の変化を考慮し、異方圧密

Table 4 State parameter and state index
Before compaction ($e_0=0.95$)

e	0.925	0.895	0.845
σ_{m0}' (kPa)	49.1	96.1	196.2
σ_{mb}' (kPa)	108.0	144.1	255.1
OCR^*	2.2	1.5	2.2
ψ	-0.059	0.003	0.052
I_s	1.831	0.950	0.581
After compaction ($e_0=0.80$) ($a_s=10\%$)			
e	0.812	0.787	0.749
σ_{m0}' (kPa)	49.1	186.4	392.4
σ_{mb}' (kPa)	157.1	335.5	588.6
OCR^*	3.2	1.8	1.5
ψ	-0.172	-0.013	0.051
I_s	3.423	1.107	0.660

履歴後の非排水せん断試験およびそれらのシミュレーションを実施するなどして、より広範な有効応力状態での弾塑性構成式の適用性を検討する必要がある。さらに、弾塑性構成式を有効応力液状化解析へ組み込み、耐震性能の評価を行うことを念頭において、繰返し載荷時の締固め砂質地盤の材料パラメータの設定方法についても詳細に検討を行う必要がある。

参考文献

- 1) 山本実, 野津光夫, 山田隆, 子飼喜弘, 第32回地盤工学研究発表会講演概要集, 2317 (1997).
- 2) 山本実, 地質と調査, 9 (1997).
- 3) 山本実, 原田健二, 野津光夫, 大林淳, 第32回地盤工学研究発表会講演講演集, 2631 (1997).
- 4) 原田健二, 山本実, 大林淳, 土木学会第53回年次学術講演会講演概要集, III-B, 544 (1998).
- 5) 三輪滋, 小堤治, 安田進, 森浩章, 第35回地盤工学研究発表会講演講演集, 2419, (2000).
- 6) F. Oka, A. Yashima, T. Shibata, M. Kato and R. Uzuoka, Applied Scientific Research, **52**, 209 (1994).
- 7) F. Oka, A. Yashima, Y. Taguchi and S. Yamashita, Geotechnique, **49**, 661 (1999).
- 8) K. Been and M.G. Jefferies, Geotechnique, **35**, 99 (1985).
- 9) K. Ishihara, Geotechnique, **43**, 351 (1993).
- 10) G. Castro, "Liquefaction of Sand", Ph. D. thesis, Division of Engineering and Applied physics, Harvard University, (1975).
- 11) T. Adachi and F. Oka, Results of Int. Workshop on Constitutive Relations for sand, 141 (1982).