

“砂杭を含む粘土”の軸対称応力下の応力・変形特性

STRESS-DEFORMATION CHARACTERISTICS OF CLAY IMPROVED BY SAND COLUMN UNDER TRIAXIAL STRESS CONDITIONS

石崎 仁*・松岡 元**・中井照夫***

By Hitoshi ISHIZAKI, Hajime MATSUOKA and Teruo NAKAI

To study stress deformation characteristics of composite grounds, drained triaxial tests on cylindrical clay specimen with a sand column are performed. By comparing the test results with analytical values which are calculated using “SMP* model” for sand and “ t_u -clay model” for clay, it is confirmed that the present analytical results by these models describe well the test results of the composite ground. On the other hand, those analyses using “Nonlinear elastic model” for sand and “Modified Cam-clay model” for clay are also performed. The results cannot explain well the volumetric change and the share of stresses. It is clarified that the evaluations of the dilatancy and the intermediate principal stress are important in analyzing the composite ground.

Keywords: composite ground, triaxial test, constitutive equation

1. ま え が き

サンドコンパクション工法や深層混合処理工法のように剛性、強度の高い材料により改良された地盤（複合地盤）は、改良材と原地盤土の剛性の違いから均等な上載荷重を受ける場合でも両者に生ずる応力は異なる。上記の工法の目的は、原地盤土より強度の高い改良材に多くの応力を分担させることによって、支持力の増加や沈下量の低減を図ることにある。通常的设计では、所要支持力や許容沈下量が得られるように、改良材と原地盤土の応力分担比、置換率および改良範囲を設定する。たとえば、サンドコンパクション工法では、砂杭の応力分担比 m ($m = \Delta\sigma_{vs}/\Delta\sigma_{vc}$, ここに $\Delta\sigma_{vs}$, $\Delta\sigma_{vc}$: 上載荷重により砂杭, 原地盤土に作用する鉛直応力増分) は、過去の実測などにより $m=3\sim 5$ が経験的によく用いられている。しかし、砂杭と原地盤土が一体となって変形するかぎり両者の応力とひずみはつり合っていないから、応力分担比 m は改良材と原地盤土の応力～ひ

ずみ関係、置換率および変形モード（軸圧縮・伸張、一次元圧密など）により決められるのが本質的であると思われる。以上の観点から、著者らは改良材と原地盤土の三次元応力下の応力～ひずみ関係のつり合いを厳密に考慮しながらも、マクロ的には二次元問題として計算できる数値解析法（帯状荷重を受ける杭状改良地盤用¹⁾）を提案している。本研究では、複合地盤の解析を妥当に行うには、改良材と原地盤土の応力～ひずみ関係を連立する必要があることを確認するために、複合地盤要素の実験と解析を行った。ここでは、複合地盤要素として「砂杭により改良された粘土」を取り上げ、その軸対称応力下の試験（三軸圧縮・伸張, K_0 圧密試験）結果とダイレイタンシーを考慮した構成式による解析結果を比較し、砂杭・粘土の応力～ひずみ関係、置換率および変形モードが複合地盤に及ぼす影響について述べる。すでに、「砂杭を含む粘土」の実験は、たとえば松尾ら²⁾、吉国ら³⁾、榎ら⁴⁾により報告されているが、これらの研究は短期安定問題（非排水強度）を対象としているため粘土は非排水状態でせん断されている。しかし、砂杭径が大きい場合は間隙水圧の消散も速いので、載荷速度によっては排水状態に近い場合もあり得るし、載荷完了後の変形を予測するには排水状態（有効応力）での変形・強度特性が必要である。排水状態の試験は応力と変形量が同時に満

* 正会員 工博 住友セメント(株)セメント・コンクリート技術開発センター (〒274 船橋市豊富町 585)

** 正会員 工博 名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科 (〒466 名古屋市昭和区御器所町)

*** 正会員 工博 名古屋工業大学助教授 工学部社会開発工学科 (同上)

足されなければならないが、非排水状態の試験では体積変化が0という変形の拘束条件があるため、解析値の妥当性を検証するには排水状態での試験が最も厳しい。それゆえ、本研究の試験はすべて排水状態で行っている。

2. 実験方法と試験装置

(1) 供試体作製方法

実験に用いる供試体は外径 10 cm、高さ 10 cm の円柱供試体で、粘土をトリマーにより円柱（外径 10 cm）に成形した後、中央部をワイヤソーで所定の内径に削孔し、飽和した砂を一定の間隙比（ $e=0.68$ 、相対密度 $D_r=73\%$ ）になるように突き棒（ $\phi 6\text{ mm}$ 真ちゅう棒）で締め固めて作製した。粘土試料は藤の森粘土とよばれる市販の粘土粉末（液性限界 $w_L=44.7\%$ 、塑性限界 $w_p=24.7\%$ ）に水を加え（含水比で約 80%）、ミキサーで 48 時間以上繰り返した後、大型圧密容器（内径 25 cm、高さ 23 cm のステンレス製）に流し込み K_0 圧密して作製した。圧密は最終圧密荷重 $p=49\text{ kN/m}^2$ （ $=0.5\text{ kgf/cm}^2$ ）までを 4 段階に分けて行い、各段階の圧密時間は 48 時間、最終段階で 2 週間放置する。その後、吸水膨張させずに一度に全荷重を除荷し、圧密容器より切り出して用いた。切り出し後の粘土の含水比はほぼ $w=34\%$ であった。砂は豊浦標準砂を用い、煮沸により飽和状態とした。砂杭の径は $\phi 3\text{ cm}$ 、 5 cm 、 7 cm （置換率 $A_s=9\%$ 、 25% 、 49% ）の 3 種類とした。また、供試体と載荷板、ペDESTAL の間にシリコングリスを塗布したゴム膜を挿入し、摩擦の影響を低減するようにした。

(2) 試験装置

図-1 に実験システムの概要を示す。試験機はセル型で側方応力は液圧により載荷し、液圧の調整はレギュレータおよび電流空圧変換器により行う。軸方向の載荷は空圧シリンダーと一定変位速度昇降装置を併用して行う。本試験機の特徴は、供試体の軸方向の載荷装置（図-2）にあり、砂杭と粘土におおの独立に載荷でき、同時に砂杭の軸変位を測定（非接触型変位計による）できる。図-2 で、油圧を制御することによって任意の応力を砂杭に載荷できるが、油を封閉すれば砂杭部載荷ピストンは粘土部載荷板とほぼ等しい軸変位状態で砂杭に載荷できる。このときの砂杭の軸応力は封閉された油圧よりわかる。この載荷装置は砂杭径に応じて 3 種類（ $\phi 3\text{ cm}$ 、 5 cm 、 7 cm 用）用意されている。なお、粘土の排水は砂杭を通して行われるので、測定される排水量は砂杭と粘土の合計排水量となり、砂杭、粘土のおおの排水量を独立に測定することはできない。

3. 解析モデル

実験結果と比較する解析値は、砂杭には SMP* モデル⁵⁾、粘土には t_{ij} -clay モデル⁶⁾を用いた軸対称 FEM の計算結果である。SMP* モデルは密詰め砂にみられる「せん断時や高い応力比の異方圧密での体積膨張（正のダイレイタンス）」を、 t_{ij} -clay モデルは正規圧密粘土にみられる「せん断時の体積圧縮（負のダイレイタンス）」や「異方圧密時の体積ひずみ～平均主応力関係が応力比に依存しない」という現象などを表現できる

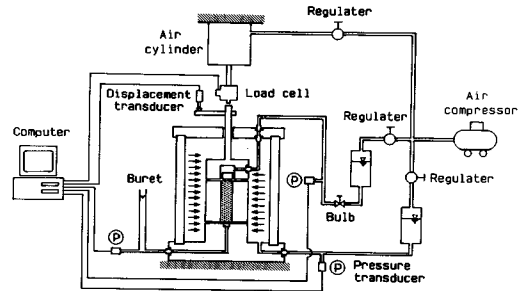


図-1 実験システム概要図

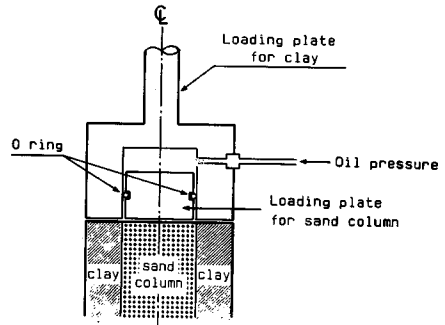


図-2 複合供試体載荷部概要図

表-1 材料パラメーター (SMP* モデル)

λ^*	0.9	
μ^*	0.27	
μ^{**}	0.41	
γ_o^*	γ_{oi}^*	0.10%
	C_d^*	0.066%
	σ_{mi}	98 kN/m ² (1 kgf/cm ²)
$C_c / (1+e_o)$	0.928%	
$C_s / (1+e_o)$	0.578%	
K_o	0.45	
ν_e	0.3	
ϕ (comp.)	40.0°	

表-2 材料パラメーター (t_{ij} -clay モデル)

$\lambda / (1+e_o)$	5.08%
$\kappa / (1+e_o)$	1.12%
α	0.7
ν_e	0.0
ϕ (comp.)	33.7°

弾塑性構成式である。また、両モデルとも摩擦則を考慮するために応力比として“空間滑動面 (Spatially Mobilized Plane, 略して SMP)”上のせん断・垂直応力比 $X \equiv \tau_{SMP}/\sigma_{SMP}$ が用いられているが、この応力比 X は一定は松岡・中井の破壊規準とよばれ、土の三次元応力下の強度特性をよく表現できるものである。軸対称 FEM 計算は、砂杭部 2 要素、粘土部 5 要素分割とし、おのおのアイソパラメトリック 1 次要素を用いた。なお、SMP* モデル、 t_{ij} -clay モデルの材料パラメータを表-1, 2 に示す。これらは既報の文献 5), 6) の豊浦砂、藤の森粘土の材料パラメータと同じである。また、両モデルの概要および実測値との比較を付録 A に示す。

4. 三軸圧縮 (CD) 試験

三軸圧縮試験の実験は以下のようにして行った。まず、砂杭、粘土とも同じ軸応力になるように (砂杭部の軸応力を油圧制御) して等方圧密した後、砂杭、粘土を等軸ひずみ状態 (砂杭部載荷用の油を封閉) とし、側圧 σ_r = 一定、軸変位速度 0.00088 mm/分 で三軸圧縮試験を行った。

(1) 置換率を変化させた場合

図-3, 4, 5 は、砂杭の置換率 $A_s = 9\%$, 25% , 49% 、側圧 $\sigma_r = 98 \text{ kN/m}^2$ ($= 1 \text{ kgf/cm}^2$) での三軸圧縮試験の軸差応力～軸ひずみ～体積ひずみ関係である。各図の (a) は実測値、(b) は解析値である。図中の σ_{as} , σ_{ac} , $\bar{\sigma}_a$ は砂杭、粘土の軸応力および両者の平均軸応力で、 σ_r は粘土の外周面に作用する側圧 (= 液圧) である。供試体中の半径応力は半径方向に分布するが、本論文では供試体の外周面に作用する側圧を半径応力 σ_r として、実験結果を整理している。一方、解析は供試体を半径方向に 7 分割して計算しているため、半径応力などの分布を考慮しているが、実験結果と対応させるため半径応力 σ_r は供試体外周上の半径応力としている。また、 ϵ_a , ϵ_{vs} , ϵ_{vc} , ϵ_v は軸ひずみおよび砂杭、粘土、供試体全体の体積ひずみである。本試験機では、砂杭と粘土の軸ひずみを独立に測定しているが、以下の本文では、 ϵ_a は粘土の軸ひずみとする。一方、砂杭と粘土の体積変化を独立に測定できないため、以下に述べる方法で、砂杭と粘土の体積ひずみ ϵ_{vs} , ϵ_{vc} (実測図中の破線、一点鎖線) を推定している。まず、砂杭の軸差応力 $\sigma_{as} - \sigma_r$ ～ 軸ひずみ ϵ_a 関係の実測値を砂杭の応力～ひずみ関係式 (SMP* モデル) に代入して、砂杭の体積ひずみ ϵ_{vs} を計算し、粘土の体積ひずみ ϵ_{vc} は次式により計算した。

$$\epsilon_{vc} = \frac{1}{1-A_s} \epsilon_v - \frac{A_s}{1-A_s} \epsilon_{vs} \dots\dots\dots (1)$$

図-3, 4, 5 の砂杭の軸差応力 $\sigma_{as} - \sigma_r$ ～ 軸ひずみ ϵ_a 関係において、置換率 $A_s = 9\%$ (図-3) の実測のピーク

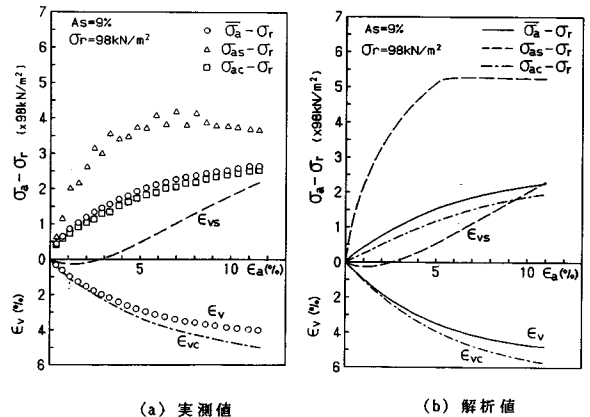


図-3 三軸圧縮試験 ($\sigma_r = 98 \text{ kN/m}^2$) における軸差応力～軸ひずみ～体積ひずみ関係 ($A_s = 9\%$)

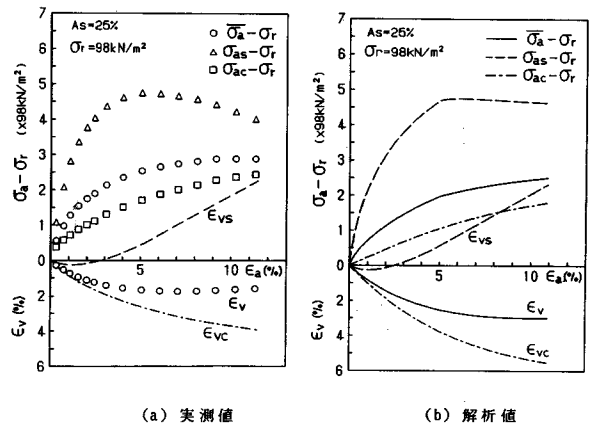


図-4 三軸圧縮試験 ($\sigma_r = 98 \text{ kN/m}^2$) における軸差応力～軸ひずみ～体積ひずみ関係 ($A_s = 25\%$)

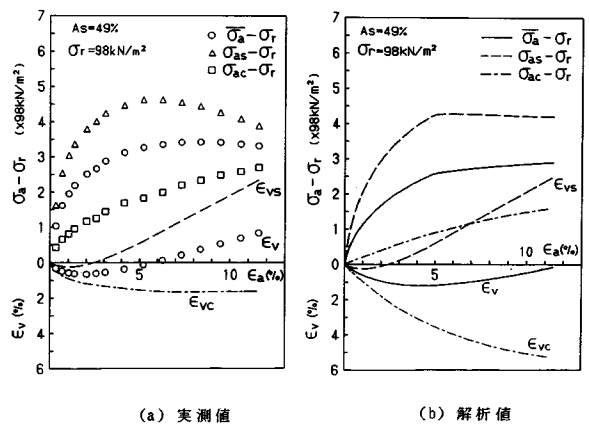


図-5 三軸圧縮試験 ($\sigma_r = 98 \text{ kN/m}^2$) における軸差応力～軸ひずみ～体積ひずみ関係 ($A_s = 49\%$)

強度は解析値に比べてやや小さめであるが、置換率 $A_s=25\%$ 、 49% (図-4, 5) では実測値と解析値はほぼ同じであり、ピーク時の軸ひずみは各置換率 $A_s=9\%$ 、 25% 、 49% とも実測値と解析値はよく一致している。一方、粘土の軸差応力 $\sigma_{ac}-\sigma_r$ 軸ひずみ ϵ_a 関係は、各置換率とも実測値の方が解析値より大きくなっている。この原因の1つとして、「砂杭と粘土の軸変位のずれ」が考えられる。圧縮試験中は砂杭載荷用の油を封閉して砂杭と粘土が等軸変位で軸圧縮するようにしたが、実際は油配管系の変形などで、約5%ほど砂杭の軸変位が粘土より小さくなった。すなわち、粘土の軸ひずみ ϵ_{ac} /砂杭の軸ひずみ $\epsilon_{as} \approx 1.05$ となった。そのため、実測値と解析値(等軸ひずみで計算)で差が出たものと思われる。しかし、各置換率とも砂杭の軸差応力がピークを過ぎても、粘土の軸差応力は漸増するという実測値の傾向を、解析値は説明している。また、供試体全体の体積ひずみ ϵ_v は実測値の方が解析値より小さめであるが、各置換率別の体積ひずみ ϵ_v の実測値の傾向は、解析値とよく一致している。すなわち、置換率 $A_s=9\%$ (図-3) では圧縮一途、 $A_s=25\%$ (図-4) では最大圧縮点があること、 $A_s=49\%$ (図-5) ではせん断後期には膨張側に転ずる(実測値は完全に膨張側に入っている)傾向を解析値はよく表現している。これらの傾向は、置換率が大きくなると砂杭の体積膨張量が粘土の体積圧縮量を上回るため、供試体全体の体積変化は膨張側に向かうのであって、このような現象は砂杭の構成式(SMP*モデル)が「正のダイレイタンス(せん断による体積膨張)」を表現できて、はじめて説明できるものである。

(2) 拘束応力の影響

図-6は、置換率 $A_s=25\%$ 、側圧 $\sigma_r=196\text{ kN/m}^2 (=2\text{ kgf/cm}^2)$ の三軸圧縮試験結果である。同じ置換率 ($A_s=25\%$) で、側圧が半分 ($\sigma_r=98\text{ kN/m}^2$) の図-4と比較すると、砂杭、粘土の軸差応力はほぼ2倍となり、応力-ひずみ関係が相似になることを実測値、解析値とも示している。このことは、複合地盤要素でも基本的には摩擦則が成り立つことを意味している。

(3) 応力分担比

図-7, 8, 9は、置換率 $A_s=9\%$ 、 25% 、 49% 、側圧 $\sigma_r=98\text{ kN/m}^2$ の三軸圧縮試験での砂杭と粘土の応力分担比(初期応力を含む) σ_{as}/σ_{ac} 軸ひずみ ϵ_a 関係である。また、図-10は置換率 $A_s=25\%$ 、側圧 $\sigma_r=196\text{ kN/m}^2$ での同関係である。各図中のプロットは実測値、実線は解析値である。各図とも実測値は解析値より下回っているが、曲線の形状(特に、軟化現象)や応力分担比 σ_{as}/σ_{ac} のピーク時の軸ひずみはよく一致している。この軟化現象を解析値が説明できるのは、砂杭が破壊応力

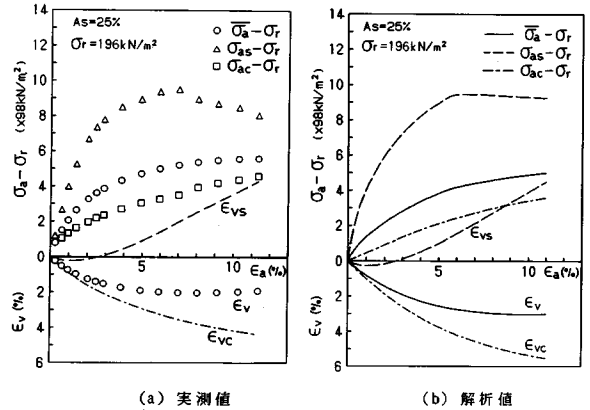


図-6 三軸圧縮試験 ($\sigma_r=196\text{ kN/m}^2$) における軸差応力-軸ひずみ-体積ひずみ関係 ($A_s=25\%$)

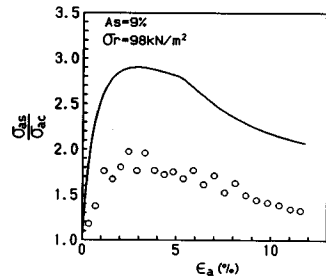


図-7 三軸圧縮試験 ($\sigma_r=98\text{ kN/m}^2$) における応力分担比-軸ひずみ関係 ($A_s=9\%$)

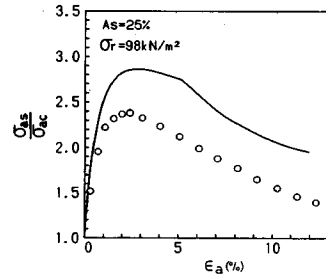


図-8 三軸圧縮試験 ($\sigma_r=98\text{ kN/m}^2$) における応力分担比-軸ひずみ関係 ($A_s=25\%$)

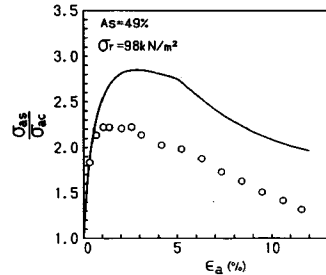


図-9 三軸圧縮試験 ($\sigma_r=98\text{ kN/m}^2$) における応力分担比-軸ひずみ関係 ($A_s=49\%$)

比に達した後も、破壊応力比を維持しながら平均主応力 σ_m は変化し得るといふ土特有の変形・強度特性を砂の構成モデル (SMP* モデル) が説明できることによる。また、各図より応力分担比 σ_{as}/σ_{ac} の実測値、解析値とも置換率や側圧に関係なくほぼ同じ値になっているのがみられる。側圧一定の三軸圧縮試験では、複合供試体は側方に容易に変形できるため、砂杭の半径方向の変形は、周りの粘土の抵抗をあまり受けない。したがって、砂杭、粘土の半径応力は、複合供試体の外周に作用している側圧にほぼ近いと考えられる。このことは、榎ら⁷⁾が述べているように、砂杭と粘土を別個の並列した三軸圧縮試験で複合地盤要素を近似できることを意味しており、そのようなモデルで考えると、上記の応力分担比 σ_{as}/σ_{ac} が、置換率や側圧に関係なく同じ値になるということを説明できる。なお、応力分担比 σ_{as}/σ_{ac} の値は排水条件 (間隙水圧消散速度) に依存するから、図-7~10 は三軸圧縮排水試験での結果であることに注意が必要である。

5. K_0 圧密試験

K_0 圧密試験は以下のようにして行った。まず、砂杭、粘土とも同じ軸応力載荷とし、圧密応力 $p = 65.2 \text{ kN/m}^2 (= 0.66 \text{ kgf/cm}^2)$ で等方圧密後、側圧一定 ($\sigma_r = 65.2 \text{ kN/m}^2$) で応力比 $\sigma_a/\sigma_r = 2.5$ ($\sigma_{as} = \sigma_{ac} = 163.3 \text{ kN/m}^2 (= 1.66 \text{ kgf/cm}^2)$) まで三軸圧縮して、 K_0 圧密試験の初期応力状態とした。その後、砂杭と粘土を等軸ひずみ状態とし、軸変位速度 0.00044 mm/分 で軸圧縮し、軸ひずみ ϵ_a と供試体全体の体積ひずみ ϵ_v が等しくなるように側圧を調整して K_0 圧密試験を行った。なお、砂杭の置換率は $A_s = 25\%$ とした。ここで検討する K_0 圧密試験は、複合地盤の一次元圧密と等価であり、すでに榎ら⁷⁾が大型圧密容器を用いて実験を行っているが、三軸セルによる K_0 圧密は供試体外周囲の摩擦の影響を受けないこと、側圧 σ_r が既知であるために K_0 値 ($= \sigma_r/\bar{\sigma}_a$) がわかるなどの特長がある。図-11 は軸ひずみ $\epsilon_a \sim$ 体積ひずみ ϵ_v 関係 (プロットは実測値) で、ほぼ K_0 状態 ($\epsilon_a = \epsilon_v$) で試験が行われたことがわかる。

(1) 応力経路および K_0 値

図-12 は平均軸応力 $\bar{\sigma}_a$ 、側圧 $\sigma_r \sim$ 平均主応力 $\sigma_m (= (\bar{\sigma}_a + 2\sigma_r)/3)$ 関係であるが、実測値 (プロット) と解析値 (実線) はよく一致している。図-13 は平均軸応力・側圧応力比 $\bar{\sigma}_a/\sigma_r (= 1/K_0)$ \sim 軸ひずみ ϵ_a 関係であるが、実測値 (プロット)、解析値 (実線) とも $\bar{\sigma}_a/\sigma_r = 2.5$ ($K_0 = 0.4$) で一定値となっている。解析に用いた SMP* モデルおよび t_{ij} -clay モデルの K_0 値はおおの 0.45 と 0.47 であるから、複合地盤要素の K_0 値は砂杭、粘土の K_0 値より小さくなっている。複合地盤要素の場合、半

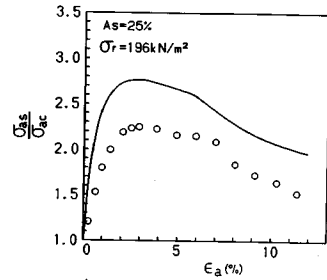


図-10 三軸圧縮試験 ($\sigma_r = 196 \text{ kN/m}^2$) における応力分担比 \sim 軸ひずみ関係 ($A_s = 25\%$)

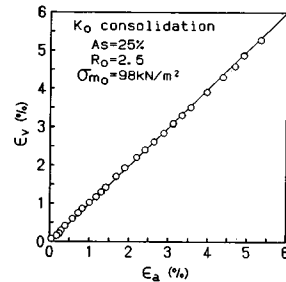


図-11 K_0 圧密試験における体積ひずみ \sim 軸ひずみ関係

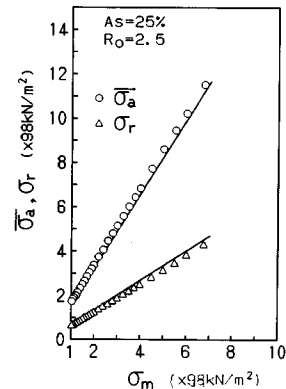
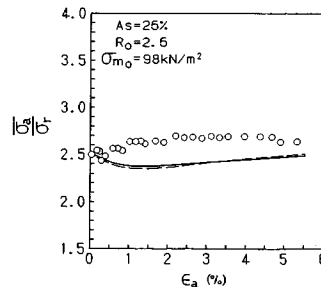


図-12 K_0 圧密試験における平均軸応力、側圧 \sim 平均主応力関係



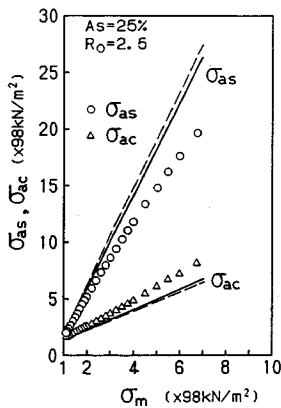
(実線-軸対称 FEM、破線-「複合要素」)

図-13 K_0 圧密試験における平均軸応力・側圧応力比 \sim 軸ひずみ関係

径応力 σ_r が砂杭，粘土のおのおの単独の K_0 圧密時と同じであっても，砂杭への応力集中により平均軸応力が大きくなるためと考えられる。

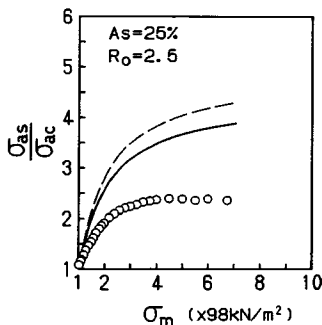
(2) 砂杭，粘土の応力分担

図—14 は砂杭，粘土の軸応力 σ_{as} ， σ_{ac} ~ 平均主応力 σ_m 関係である。平均主応力 σ_m が小さい場合，砂杭，粘土の軸応力 σ_{as} ， σ_{ac} の実測値（プロット）と解析値はよく一致しているが，平均主応力 σ_m が大きくなると実測の σ_{as} は解析値より小さめに， σ_{ac} は大きめになっている。これは，4. でも述べたように「砂杭と粘土の軸ひずみのずれ」に影響されたものと思われるが，砂杭，粘土の応力分担の傾向をよく表わしている。図—15 は初期応力を含んだ応力分担比 σ_{as}/σ_{ac} ~ 平均主応力 σ_m ，図—16 は増分応力による応力分担比 $\Delta\sigma_{as}/\Delta\sigma_{ac}$ ~ 平均主応力 σ_m 関係である。両図とも実測値（プロット）が解析値（実線）より小さいのは，砂杭の分担する軸応力が小さいからであるが，曲線の形状はよく似ている。



(実線-軸対称FEM、破線-「複合要素」)

図—14 K_0 圧密試験における砂杭，粘土の軸応力~平均主応力関係



(実線-軸対称FEM、破線-「複合要素」)

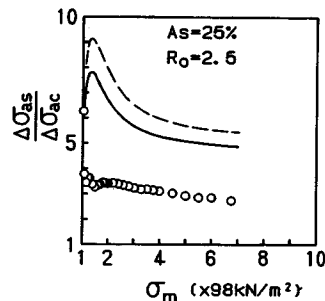
図—15 K_0 圧密試験における応力分担比~平均主応力関係（初期応力を含む）

(3) 荷重~沈下量関係

図—17 は，荷重~沈下量関係に対応する平均軸応力 $\bar{\sigma}_a$ ~ 軸ひずみ ϵ_a 関係を示しているが，実測値（プロット）は解析値（実線）とよく一致している。また，図中の一点鎖線は，実測された粘土の軸応力 σ_{ac} を e ~ $\log(p)$ 関係に代入して計算した軸ひずみである。これは現行の設計法による沈下量の計算法に対応するものであるが，この計算値（一点鎖線）は実測値に比べて，ほぼ 50% 程度大きく見積っており，このような差異は現場施工例でも報告されている⁸⁾。これは，次のように説明できる。複合地盤の K_0 圧密では，粘土の外周の半径方向変位が 0 であるから，砂杭の半径方向の膨張により，粘土は半径方向に圧縮される。そのため，粘土のみの K_0 圧密（粘土の半径方向変位は 0）と同じ軸ひずみを生じさせるためには，粘土のみの K_0 圧密より大きい軸応力 σ_{ac} が必要となる。したがって，複合地盤の粘土の軸応力 σ_{ac} を用いて，一次元圧密式（慣用の沈下量計算式）より沈下量を計算すれば，実際よりも大きな沈下量を算出することになる。以上から，複合地盤の沈下量を妥当に計算するには，粘土の半径方向への圧縮変形により生じる半径応力や円周応力の変化も考慮した計算式が必要である。

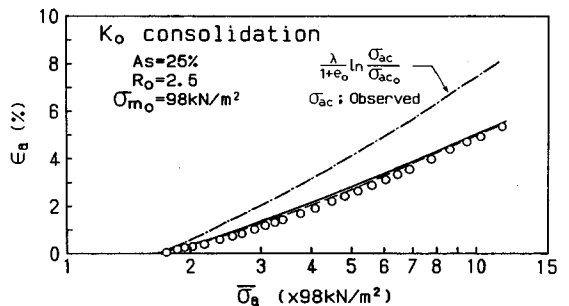
(4) 「複合要素」による解析結果

著者らはすでに杭状改良地盤解析用に「複合要素」(付



(実線-軸対称FEM、破線-「複合要素」)

図—16 K_0 圧密試験における応力分担比~平均主応力関係（増分応力による）



(実線-軸対称FEM、破線-「複合要素」)

図—17 K_0 圧密試験における平均軸応力~軸ひずみ関係

録B参照)を提案しているが、図-13~17中の破線は「複合要素」による計算値である(図-12では、軸対称FEM(実線)と「複合要素」の計算値はほとんど一致しているので実線のみを示す)。図-13~17では、文献1)で述べているのと同様に、「複合要素」は厳密解(軸対称FEM)に比べて砂杭の応力をやや大きめに計算するが、計算値(破線)は実測値の傾向をよく説明している。

本論文の K_0 圧密試験は砂杭と粘土の軸ひずみを等しい(等軸ひずみ状態)として実験および解析を行っている。たわみ性の荷重下では、砂杭と粘土が等軸ひずみで変形するとは思われないが、盛土や上載構造物基礎の剛性が大きい場合には、近似的に等軸ひずみ状態の本実験および解析結果を適用してよいと考えられる。

6. 三軸伸張(CD)試験

等方圧密は2.の三軸圧縮試験の場合と同じである。伸張試験は砂杭、粘土とも等軸ひずみ状態で、軸変位速度0.00088mm/分で伸張しながら、平均軸応力 $\bar{\sigma}_a$ を一定に保つように側圧 σ_r を増加させて行った。なお、砂杭の置換率 $A_s=25\%$ 、平均軸応力 $\bar{\sigma}_a=98\text{ kN/m}^2(=1\text{ kgf/cm}^2)$ とした。図-18は三軸伸張試験の軸応力、側圧~軸ひずみ ϵ_a ~体積ひずみ ϵ_v 関係で、図中のプロットは実測値、実線は解析値である。側圧 σ_r 、体積ひずみ ϵ_v の実測値は解析値より小さいが、砂杭、粘土の軸応力 σ_{as} 、 σ_{ac} の実測値と解析値はよく一致している。特に、砂杭の軸応力が粘土より小さくなっているが、このことは複合地盤要素が伸張状態にあるときは、砂杭への応力集中が期待できないことを意味しており、安定計算において盛土のり尻付近の地盤改良領域に盛土中央部と同じ応力分担比を用いることは、危険側の設計をすることになる。

7. 構成式による解析値の相違

4.~6.では構成式として、砂杭にはSMP*モデル、粘土には i_{ij} -clayモデルを用いた解析値と実測値を比較した。両モデルの特徴は3.に述べたが、既往の複合地盤の研究では種々の構成式が用いられている。ここでは、一例として、砂杭にはDuncanらの非線形弾性モデル⁹⁾、粘土にはModified Cam-clayモデル¹⁰⁾を用いた解析値と本研究の実測値および解析値と比較し、構成モデルの特性が複合地盤要素の変形・強度に及ぼす影響について述べる。なお、解析に用いた材料パラメータは、Modified Cam-clayモデルは表-2と同じ(α は不要)で、非線形弾性モデルは表-3に示すとおりである。ここで、密詰め砂はせん断により体積膨張(正のダイレイタンス)するが、弾性体ではこのような変形特性は表現できないので、なるべく体積圧縮しないようにポア

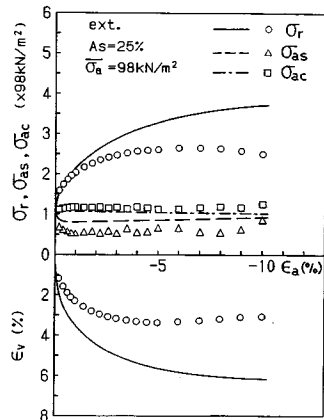


図-18 三軸伸張試験($\bar{\sigma}_a=98\text{ kN/m}^2$)における軸応力、側圧~軸ひずみ~体積ひずみ関係($A_s=25\%$)

表-3 材料パラメータ
(非線形弾性モデル)

K	500.0
n	1.0
Rf	0.92
ν	0.499
c	0.0 kN/m ²
ϕ	40.0°

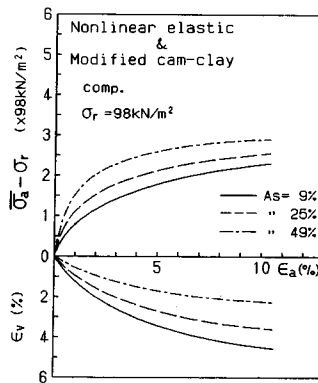
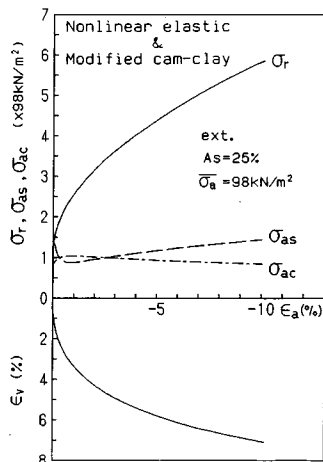


図-19 三軸圧縮試験の軸差応力~軸ひずみ~体積ひずみ関係($A_s=9\%, 25\%, 49\%$)

ソン比 $\nu=0.499$ とした。また、非線形弾性モデルでは破壊応力比に達した後は、縦弾性係数 E を破壊応力比時の1/100倍として計算した。

(1) 三軸圧縮試験

図-19は、置換率 $A_s=9\%, 25\%, 49\%$ 、側圧 $\sigma_r=98\text{ kN/m}^2(=1\text{ kgf/cm}^2)$ の三軸圧縮試験の応力~ひずみ関係である。図-3, 4, 5と比較すると、軸差応力 $\bar{\sigma}_a - \sigma_r$ ~軸ひずみ ϵ_a 関係はほぼ一致しているが、体積ひずみ ϵ_v は置換率 $A_s=49\%$ (図-19の1点鎖線)でも圧縮一途である。この計算では、砂杭はほとんど圧縮



図—20 三軸伸張試験の軸応力、側圧～軸ひずみ～体積ひずみ関係 ($A_s=25\%$)

しないように (ポアソン比=0.499) したが、粘土の体積圧縮のために供試体全体の体積ひずみ ϵ_v は、置換率がいくらか大きくなって膨張側になることはない。この現象は非線形弾性モデルだけでなく、体積膨張を表現できない構成式ではすべて同様に生ずる。したがって、そのようなモデルで解析すると、たとえば盛土問題で沈下量や側方変位の計算に誤差を生ずる可能性が大きい。

(2) 三軸伸張試験

図—20 は、置換率 $A_s=25\%$ 、平均軸応力 $\bar{\sigma}_a=98$ $\text{kN/m}^2 (=1 \text{ kgf/cm}^2)$ の三軸伸張試験の応力～ひずみ関係である。図—18 と比較すると、側圧 σ_r が著しく大きく、砂杭の軸応力 σ_{as} が粘土の軸応力 σ_{ac} より大きくなっており、図—18 の実測値、解析値とは逆になっている。これは、Cam-clay (Modified Cam-clay も含む) モデルでは、応力比に正八面体面上のせん断・垂直応力比 q/p を用いているため、従来より平面ひずみや三軸伸張状態では破壊応力を過大に評価することが指摘されているが、複合地盤要素でも同様の解析結果になることがわかる。したがって、複合地盤を解析する場合にも中間主応力の影響を妥当に表現する構成式を用いる必要がある。

8. 結 論

本研究では、「砂杭を含む粘土」の軸対称下の各種試験の実測値と解析値を比較したが、以上をまとめると次のようになる。

(1) 置換率を変えた ($A_s=9\%$, 25% , 49%) 三軸圧縮試験の実測値は、解析値に比べ粘土の軸応力は大きめに、体積ひずみは小さくなるものの、砂杭の軸応力や体積ひずみの置換率による変化は、解析値とよく一

致している。

(2) 三軸圧縮試験で、応力分担比 σ_{as}/σ_{ac} の実測値は解析値より小さいが、ピーク時の軸ひずみや軟化曲線形状はよく一致している。さらに、実測値、解析値とも、応力分担比は置換率、側圧にほとんど影響されないことを表わしている。

(3) K_0 圧密試験 ($A_s=25\%$) では、実測の砂杭の軸応力は解析値より小さめに、粘土の軸応力は大きめであるが、実測値と解析値はよく対応しており、応力経路や K_0 値もよく合っている。

(4) K_0 圧密試験 ($A_s=25\%$) で、実測の粘土の軸応力を用いて、一次元圧密式 (慣用法) より計算した軸ひずみは、実測値より約 50% も過大評価する。

(5) 三軸伸張試験 ($A_s=25\%$) で、側圧、体積ひずみの実測値は解析値より小さいが、砂杭、粘土の軸応力は解析値とよく合っており、特に砂杭の軸応力が粘土より小さくなることを実測値、解析値とも示している。

(6) 砂杭に非線形弾性モデル、粘土に Modified Cam-clay を用いて解析した場合、三軸圧縮試験では高置換率時の体積膨張が表現できない。三軸伸張試験では、側圧が実測値に比べて著しく大きくなる。また、砂杭の軸応力が粘土より大きくなり、実測値とは逆の傾向を示す。

以上より、複合供試体 (砂杭を含む粘土) の応力・変形特性は、土材料特有のダイレイタンス特性 (砂のせん断時の体積膨張など) や中間主応力の影響 (破壊強度など) を適切に考慮した応力～ひずみ関係式を用いれば、妥当に表現できることがわかった。このことは、土の応力～ひずみ関係式による複合地盤解析の重要性および用いるべき応力～ひずみ関係式の必要条件を明らかにしたものといえる。

謝 辞：本論文は第 1 著者が名古屋工業大学大学院博士課程に在学中の研究成果である。日頃ご援助頂いている本学 山内利彦、吉田弥智教授に深謝致します。

付 録 A

本文中の解析に用いられている SMP* モデルおよび t_{ij} -clay モデルは、空間滑動面^{5,6)} (土粒子が三次元応力下で最も平均的に滑動する面) 上の応力比、ひずみ成分およびひずみ増成分間のユニークな関係をもとに誘導された弾塑性構成式である。両モデルは砂や粘土特有のダイレイタンス特性や Stress-dilatancy 特性の応力経路依存性をよく表現できるものである。

(1) SMP* モデル

SMP* モデルは、塑性ひずみを「せん断」(平均主応力一定で応力比が増加する応力経路) と「圧密」(応力

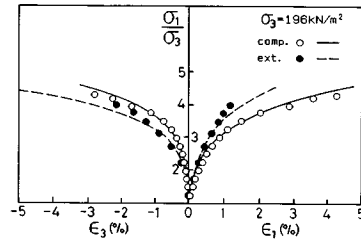
比一定で平均主応力が増加する応力経路)によるひずみの和と考えている。さらに、「圧密」によるひずみは等方圧縮成分と異方圧密時のダイレイタンス成分に分けられ、応力～ひずみ関係の応力経路依存性を表現している。図一A・1は、豊浦標準砂の最小主応力一定 ($\sigma_3 = 196 \text{ kN/m}^2$) の三軸圧縮・伸張試験の主応力比 σ_1/σ_3 ～主ひずみ ϵ_1, ϵ_3 関係である。図中のプロット○, ●は実測値、実線および破線は解析値であるが、解析値は実測値をよく説明している。図一A・2は、豊浦標準砂の等方圧密および三軸圧縮条件下の異方圧密試験の体積ひずみ ϵ_v ～平均主応力 σ_m 関係である。この図で、主応力比 R ($\equiv \sigma_1/\sigma_3$) = 4 の異方圧密では、平均主応力 σ_m が増加するにもかかわらず、体積ひずみ ϵ_v の実測値 (図中のマプロット) は膨張しているが、解析値はその現象をよく表現している。

(2) t_{ij} -clay モデル

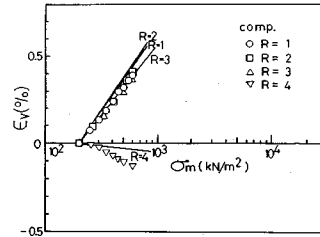
t_{ij} -clay モデルは、塑性ひずみを関連流動則成分 (空間滑動面上の応力比～ひずみ増分比関係に直交則が成立する) と等方圧縮による成分の和と考えている。さらに、正規圧密粘土の変形特性 (せん断時の体積ひずみは圧縮一途や破壊時の塑性体積ひずみ増分は0であることなど) を考慮することによって、Critical State Theory (Cam-clay など) と同じパラメーターで応力～ひずみ関係を表現できる。図一A・3は、藤の森粘土の最小主応力一定 ($\sigma_3 = 196 \text{ kN/m}^2$) の三軸圧縮・伸張試験の主応力比 σ_1/σ_3 ～最大主ひずみ ϵ_1 ～体積ひずみ ϵ_v 関係である。図中のプロット○, ●は実測値、実線および破線は解析値であるが、解析値は実測値をよく説明している。 t_{ij} -clay モデルでは、三軸圧縮試験の破壊応力比 $(\sigma_1/\sigma_3)_f$ は三軸伸張試験と同じである (藤の森粘土では $(\sigma_1/\sigma_3)_f = 3.5$) が、図中の実測値もそのようになっている。図一A・4は、藤の森粘土の等方および異方圧密試験の体積ひずみ ϵ_v ～正規化平均主応力 p/p_0 関係である。解析値 (図中の実線) では、体積ひずみ ϵ_v ～正規化平均主応力 $\ln(p/p_0)$ 関係は主応力比 R ($\equiv \sigma_1/\sigma_3$) や応力状態 (三軸圧縮・伸張状態) にかかわらず1本の直線で表わされるが、実測値 (図中の各プロット) も同じ現象を示している。

付 録 B

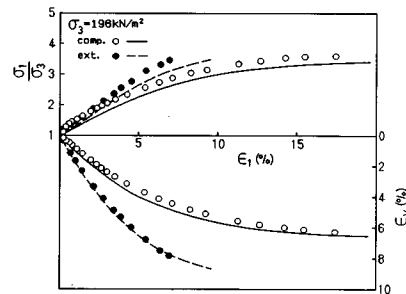
図一B・1のように改良杭が格子状に配列されている地盤に帯状荷重が作用する場合を考える。この場合、荷重長手方向 (Z 軸) に直交する杭列 (図一B・1で X 軸に平行な杭列) の列間中心では平面ひずみ状態に近い。いま、改良杭径 a 、影響径 b (図一B・1の杭列間隔に等しい) とする杭状改良単位を、図一B・2のように5個の三次元有限要素から成る要素組で表わすとして、図中の



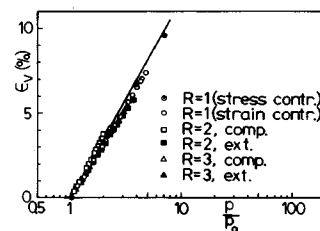
図一A・1 豊浦標準砂の三軸圧縮・伸張試験 (最小主応力一定) の主応力比～主ひずみ関係



図一A・2 豊浦標準砂の等方圧密および三軸圧縮条件下の異方圧密試験の体積ひずみ～平均主応力関係



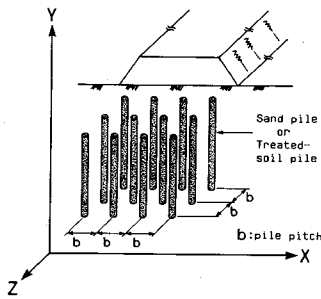
図一A・3 藤の森粘土の三軸圧縮・伸張試験 (最小主応力一定) の主応力比～主ひずみ～体積ひずみ関係



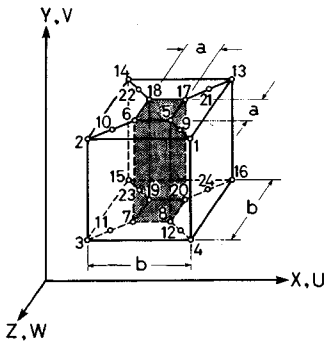
図一A・4 藤の森粘土の等方圧密および異方圧密試験の体積ひずみ～正規化平均主応力関係

中心要素 (薄墨の4角柱) は改良杭, その他の周辺要素は原地盤土に対応する。図一B・2の要素組の節点数は24, 各節点自由度は3であるが, 下記のように変位モードを拘束することによって, 自由度を減らすことができる。

- (1) Z 方向の外側は平面ひずみ (変位=0) である。



図一B・1 帯状荷重を受ける杭状改良地盤

図一B・2 「複合要素」の要素組構成 (U, V, W は X, Y, Z 方向の変位)

(2) X 方向に平行な杭列中心に対して対称運動をする。

(3) 要素組内の Y 変位は線形分布とする。

以上から、要素組の変位は節点1~12の変位で表わされる。さらに、節点1~4は X, Y 変位、節点5~12は X, Z 変位となり、各節点自由度は2となる。本論文中的「複合要素」とは、図一B・2の要素組を12節点二次元要素として扱うもので、既存の二次元FEMプログラムに容易に組み込める。「複合要素」は Z 方向の外面が平面ひずみ(変位=0)であるので、本文中の複合供試体の三軸圧縮・伸張試験は解析できないが、 K_0 圧密試験は

X, Z 方向の外面の変位が0であるので、「複合要素」で解析できる。

参考文献

- 1) 石崎 仁・松岡 元・中井照夫：三次元挙動をする複合地盤の二次元有限要素解析法，土木学会論文集，第400号，pp.113~121，1988.
- 2) 松尾 稔・久我 昂・前川行正：砂柱を含む粘土の力学的性質に関する研究，土木学会論文報告集，第141号，pp.42~55，1967.
- 3) 吉国 洋・前 邦彦・松方健治：砂柱を含む粘土供試体の非排水三軸圧縮試験，複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム論文集，pp.119~124，1984.
- 4) 榎 明潔・八木則男・岡部 登・松木 久・田坂嘉章：複合地盤のせん断特性に関する要素試験，第22回土質工学研究発表会，pp.1725~1726，1987.
- 5) Nakai, T. and Matsuoka, H. : Constitutive equation for soils based on the extended concept of "Spatial Mobilized Plane" and its application to finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.23, No.4, pp.87~105, 1983.
- 6) Nakai, T. and Matsuoka, H. : A generalized elastoplastic constitutive model for clay in three dimensional stresses, Soils and Foundations, Vol.26, No.3, pp.81~98, 1986.
- 7) 榎 明潔・八木則男・矢田部龍一：複合地盤要素の圧密時の砂杭への応力集中，土木学会論文報告集，第376号，pp.201~209，1986.
- 8) 一本英三郎・末松直幹：深い地盤改良の実際と問題点を考える，土と基礎，Vol.31-5, pp.83~90，1983.
- 9) Duncan, J.M. and Chang, C.Y. : Nonlinear analysis of stress and strain in soils, ASCE, Vol.96, SM5, pp.1629~1653, 1970.
- 10) Roscoe, K.H. and Burland, J.B. : On the generalized stress-strain behaviour of wet clay, Engineering Plasticity, Cambridge Univ. Press, pp.535~609, 1968.

(1988.8.4・受付)