

低置換率の砂杭によって改良された 軟弱粘土地盤の応力分担機構

小田和広¹・松井 保²

¹正会員 大阪大学大学院助手 工学研究科土木工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

²フェロー 工博 大阪大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘2-1)

SD工法や高置換率のSCP工法と比べ、低置換率のSCP工法によって改良された粘土地盤の力学挙動は、砂杭と粘土両者の力学的相互作用の影響をより顕著に受ける。したがって、本工法の適用に当たり沈下低減効果や杭間粘土の強度増加等を正確に評価するためには、改良地盤内部での砂杭と粘土との力学的相互作用を解明する必要がある。

本論文では、低置換率の砂杭が打設された軟弱粘土地盤に関する一連の模型実験とその数値シミュレーションを通じ、圧密時における砂杭および粘土それぞれの力学挙動と改良地盤内部における応力分担機構について明らかにしている。

Key Words : sand compaction pile method, stress sharing mechanism, model test, numerical simulation, ground improvement

1. まえがき

サンドドレーン工法(SD工法)やサンドコンパクションパイル工法(SCP工法)は軟弱粘土地盤に対する改良工事において、最も一般的に用いられている工法である。SD工法の場合、地盤中に貫入される砂杭は圧密促進のためだけに用いられ、改良地盤の沈下低減および支持力増加に積極的に寄与しない。置換率が70%程度の高置換率のSCP工法の場合、改良地盤は砂杭と粘土によって構成されたいわゆる“複合地盤”というよりも、強制的に置換された砂地盤として取り扱われている。置換率が約30%以下の低置換率のSCP工法は陸上工事において数多く利用されているだけでなく、近年では、海上工事においても利用されることが多くなりつつある。この工法によって改良された粘土地盤の力学挙動は、SD工法や高置換率のSCP工法の場合とは異なり、砂杭または粘土いずれか一方の力学挙動によって支配されるのではなく、両者の力学挙動の相互作用によって決定される。つまり、この工法を粘土地盤に対して有効利用するためには、改良地盤内部での力学挙動を的確に把握し、そのメカニズムを明らかにしなければならない。

低置換率のSCP工法によって改良された粘土地盤の力学挙動に大きな影響を与える要因の一つとして、砂杭と粘土との応力分担挙動が挙げられる。複合地盤における応力分担挙動については以前より研究が重ねられてきた。八木、榎ら^{1), 2)}は複合地盤の応力状態を塑性平衡論的に論じている。山口ら³⁾は、砂杭がモール・クーロン則に従う弾塑性状態、粘土が弾性または弾塑性状態であると仮定することにより、複合地盤の応力分担比を理論的に求めている。福本ら⁴⁾は、砂杭とその周辺粘土の沈下量の差によって生じるせん断応力の伝達機構から、複合地盤に作用する鉛直応力の分担に関する差分方程式を誘導した。村山ら^{5), 6)}、松井ら⁷⁾、榎ら²⁾および石崎ら⁸⁾は、複合地盤を構成する砂および粘土の応力〜ひずみ挙動をそれぞれ既存の構成モデルによってモデル化し、数値解析によって複合地盤の力学機構を解明しようとした。これらの研究のうち、そのほとんどが、砂杭は排水、粘土は排水または非排水という限られた条件における応力分担挙動を検討対象としている。このため、荷重が載荷されてから圧密が終了するまでの間の改良地盤内部での力学挙動、特に、応力分担挙動は未だ十分解明されていない。

本論文では、低置換率のSCP工法の合理的設計

法確立の一助として、低置換率の砂杭によって改良された軟弱粘土地盤の力学挙動を解明することを目的としている。まず、低置換率の砂杭によって改良された軟弱粘土地盤の圧密挙動に関する一連の室内模型実験を行う。この模型実験では、改良地盤全体の沈下挙動とともに、砂杭に作用する鉛直応力ならびに粘土に作用する鉛直応力と間隙水圧を測定し、それらの挙動を把握する。つぎに、有限要素解析によって模型実験をシミュレートする。数値シミュレーションの妥当性は解析値と実験値の比較・検討を通じ定量的に検証する。最後に、数値シミュレーションの結果に基づき改良地盤を構成する砂杭および粘土それぞれの力学挙動と応力分担機構を明らかにする。

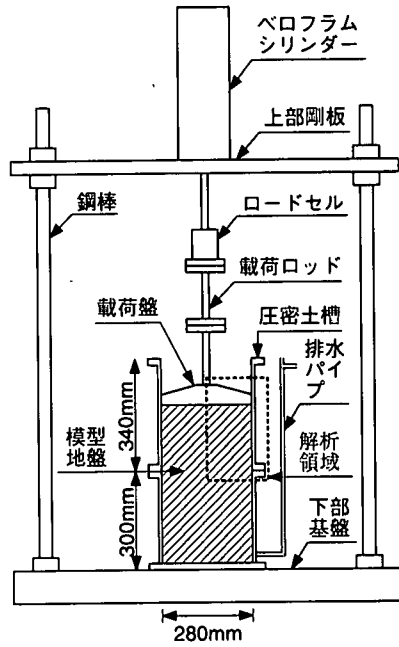


図-1 実験装置

2. 模型実験⁹⁾

(1) 実験装置

図-1は実験装置を模式的に示している。実験に用いた土槽は、内径280mm、内深625mmであり、側面摩擦を低減するために内面には硬質クロムメッキ処理が施されている。土槽下部には排水用のスタンドパイプを設置し、模型地盤下面からの排水を可能にした。また、载荷盤には直径2mmの穴を多数削孔し、模型地盤上面からの排水性を確保した。模型地盤への载荷は複動式のベロフラムシリンダーを用い、载荷ロッドと载荷盤を介して行った。

表-1 粘土の物理特性

G_s	w_L	w_p	I_p
2.62	82.6%	28.6%	54.0

表-2 砂の物理特性

G_s	e_{max}	e_{min}	D_{10}	D_{30}	D_{60}	U_c	U_c'
2.64	0.87	0.58	0.17	0.30	0.63	3.71	0.84

(2) 模型地盤

a) 粘土試料

表-1は模型実験に用いた粘土の物理特性を示している。実験に用いた粘土は市販のカオリン粘土であり、統一分類法によれば、高塑性で圧縮性の高い粘土に分類される。

b) 砂試料

表-2は砂杭および排水用敷砂に用いた淀川砂の物理特性を示している。文献¹⁰⁾によれば、本実験で使用する砂はドレーン材として適しているものと判断される。

c) 模型地盤の作製

本研究では、次の手順に従って模型地盤を作製した。まず、粘土をその液性限界のほぼ2倍にあたる150%の含水比で練り返し、約50mmの厚さの排水用砂層を敷いた土槽内に厚さ550mmになるように充填した。その際、所定の位置に土圧計および間隙水圧

計を設置した。つぎに、载荷圧2.16kPaおよび9.8kPaの下で2段階に分けて予備圧密を行い、約2.72の間隙比を持つ粘土地盤を作製した。その後、粘土地盤の中心に改良率に応じた孔を周辺粘土を乱さないように削孔し、所定の深度に土圧計を設置しながら水中落下法により砂杭を作製した。事前の予備実験において同様の方法によって作成した砂供試体の間隙比は約0.72であった。したがって、砂杭の相対密度は約52%と推定される。砂杭打設後、再度上載圧9.8kPaで圧密することによって砂杭打設による応力変動を取り除き、模型地盤の作成を完了した。

d) 実験ケースおよび実験条件

表-3は実験ケースを示している。実験は、改良率が5%、10%および25%の3つのシリーズについて行った。それぞれのシリーズでは所定の载荷応力に達するまで、3～4段階に分けて段階载荷を行った。

e) 計測システム

表-4は測定項目とそれぞれに対応するセンサー

表-3 実験ケース

ケース	改良率 As 砂杭半径 r_w 初期層厚 H	載荷圧力	予備圧密 圧力から の増分	前段階か らの増分
As-5-1	As=5%	39.2kPa	29.4kPa	29.4kPa
As-5-2	$r_w=31\text{mm}$	68.6kPa	58.8kPa	29.4kPa
As-5-3	H=379mm	98.0kPa	88.2kPa	29.4kPa
As-10-1	As=10%	39.2kPa	29.4kPa	29.4kPa
As-10-2	$r_w=44\text{mm}$	68.6kPa	58.8kPa	29.4kPa
As-10-3	H=377mm	98.0kPa	88.2kPa	29.4kPa
As-25-1	As=25%	49.0kPa	39.2kPa	39.2kPa
As-25-2	$r_w=70\text{mm}$	88.2kPa	78.4kPa	39.2kPa
As-25-3	H=394mm	127.4kPa	117.6kPa	39.2kPa
As-25-4		161.7kPa	151.9kPa	34.3kPa

表-4 測定項目とセンサー

計測項目	計測機器
模型地盤の沈下	ダイヤルゲージ
載荷重	ロードセル (LTZ-1TA)
砂杭に作用する鉛直応力	土圧計 (BE-5KC, 5KD)
粘土に作用する鉛直応力	土圧計 (BE-2KC, 2KD)
粘土の間隙水圧	間隙水圧計 (BP-2KB)

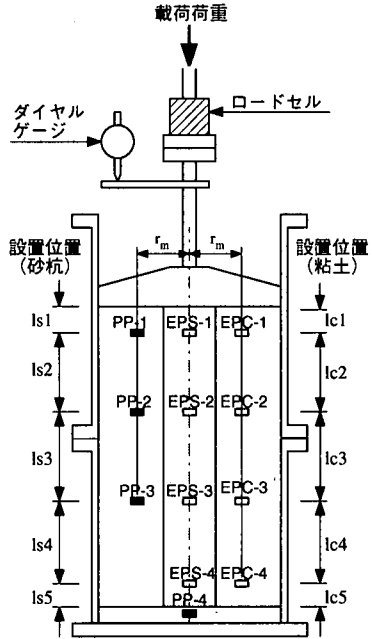
を、また、図-2はそれらの設置位置を示している。実験では土圧計および間隙水圧計を中間深度に対して対称となるように設置した。特に、粘土部にこれらのセンサーを設置する際には、受圧面を所定の位置と方向になるよう慎重に設置した。また、設置後、粘土の充填はできるだけ均等にかつ少量づつ行い、粘土充填によるセンサーの移動を極力防いだ。ただし、それらの設置位置は実験終了後に再確認することはできなかった。なお、本実験に先立ち土圧計および間隙水圧計のキャリブレーションのための予備実験を行った。土圧計については、砂または粘土だけが充填された土槽に対する載荷試験を、間隙水圧計については、圧力容器を使用した載荷試験を行い、それぞれについて校正係数を求めた。

3. 数値シミュレーション

(1) 解析手法および解析モデル

a) 解析手法

数値シミュレーションには、弾粘塑性軸対称多次元圧密有限要素法¹¹⁾を用いた。本解析手法にはリターンマッピング手法¹²⁾が組み込まれており、砂および粘土が破壊状態に達した後も安定した解析が可能である。



EPS-1~4: 土圧計 (砂杭部鉛直土圧測定用)
EPC-1~4: 土圧計 (粘土部鉛直土圧測定用)
PP-1~3: 間隙水圧計 (粘土部過剰間隙水圧測定用)
PP-4: 間隙水圧計 (砂杭の排水性確認用)

	lc1	lc2	lc3	lc4	lc5	r_m
As-5	21	164	175	148	22	約 80
As-10	37	112	234	106	43	約 90
As-25	21	148	193	143	45	約 100

※単位は mm

※設置位置は粘土試料の圧密土槽への充填時での値

	ls1	ls2	ls3	ls4	ls5
As-5	15	117	125	106	16
As-10	26	79	166	75	31
As-25	25	96	138	103	32

※単位は mm

※設置位置は砂杭打設時での値、砂杭のほぼ中心に設置

図-2 センサーの設置位置

b) 解析モデル

図-3は解析モデルを示している。模型地盤の対称性を考慮し、解析モデルとして図-1の破線で囲まれている部分を取り出した。また、数値シミュレーションでは、粘土にだけ多次元圧密解析を適用した。このため、間隙水に関する境界条件は、側面および底面において非排水、載荷盤および砂杭と接する境界において排水とした。なお、図中の要素Aは、EPS-2およびEPS-3の設置位置と、また、要素Bは、EPC-2およびEPC-3ならびにPP-2およびPP-3のそれとほぼ対応している。

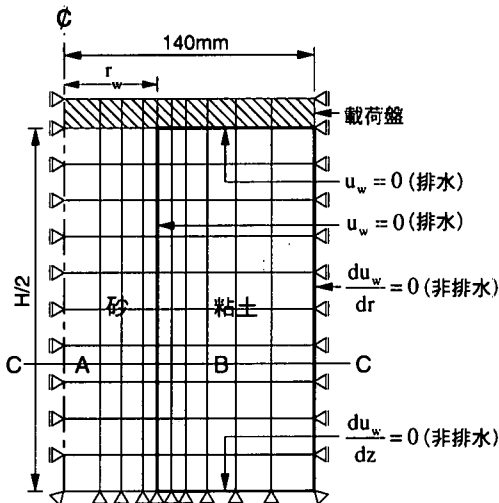


図-3 解析モデル

(2) 地盤材料のモデル化

a) 砂の力学モデル

本研究では、砂の力学モデルとして、式(1)で表される Drucker-Prager タイプの破壊基準を降伏関数 (f) とする構成モデルを用いる。

$$f = q - \frac{6\sin\phi'}{3-\sin\phi'} p' - \frac{6\cos\phi'}{3-\sin\phi'} c' = 0 \quad (1)$$

ここに、 ϕ' および c' はそれぞれ有効応力に基づく内部摩擦角および粘着力である。また、 p' および q はそれぞれ平均有効応力および一般化せん断応力であり、式(2)および(3)によって与えられる。

$$p' = \frac{\sigma'_r + \sigma'_z + \sigma'_\theta}{3} \quad (2)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \left\{ (\sigma'_r - \sigma'_z)^2 + (\sigma'_z - \sigma'_\theta)^2 + (\sigma'_\theta - \sigma'_r)^2 + 6\tau_{rz}^2 \right\}} \quad (3)$$

ここに、 σ'_r 、 σ'_z および σ'_θ はそれぞれ半径方向、鉛直方向および円周方向の垂直有効応力であり、 τ_{rz} はせん断応力である。

塑性ひずみ増分は式(4)に示す塑性ポテンシャル関数 (g) と流れ則によって決定される。

$$g = q - \alpha_{dil} p' \quad (4)$$

ここに、 α_{dil} は塑性ひずみ増分比であり、式(5)によって定義される。

$$\alpha_{dil} = -\frac{dv^p}{dy^p} \quad (5)$$

表-5 数値シミュレーションに用いた砂の力学パラメータ

力学パラメータ	値
基準体積弾性係数	K_0 1.36×10 ⁴ kPa
基準平均有効応力	p'_0 98.0 kPa
材料定数	m 0.664
内部摩擦角	ϕ' 36.0°
粘着力	c' 0.0 kPa
塑性ひずみ増分比	α_{dil} 0.16
ポアソン比	ν 0.03

ここに、 dv^p および dy^p はそれぞれ塑性体積ひずみ増分および塑性せん断ひずみ増分である。

また、砂の剛性の拘束圧依存特性は式(6)によって表現する。

$$K = K_0 \left(\frac{p'}{p'_0} \right)^m \quad (6)$$

ここに、 K および m はそれぞれ体積弾性係数および材料定数であり、また、添字の 0 は基準状態の値であることを示している。

このように、比較的簡素な構成モデルを用いることにした理由は、①破壊に伴う非線形挙動を表現できる、②正のダイレイタンス挙動が表現できる、③砂の剛性の拘束圧依存性を考慮できる、④簡素な構造のモデルであるとともに、モデルの持つパラメータの物理的かつ工学的意味が明確であり、それらが通常の三軸試験等から容易に決定することができる等の点を考慮したからである。ただし、このモデルは破壊による非線形挙動に着目したモデルであるため、破壊に到るまでの非弾性挙動は考慮できない。また、等方的なモデルであり、変形・強度特性の異方性等の挙動も表現することができない。

表-5は数値シミュレーションに用いた砂の力学パラメータとその値を示している¹³⁾。これらのパラメータのうち、ポアソン比 ν については客観的に決定ができなかったため、要素試験の結果と整合性がとれるように決定した。本モデルの適用性を検証するために、模型実験で用いる砂試料の要素試験に対する数値シミュレーションを行った。図-4は三軸等方圧縮試験における等方圧縮応力と体積ひずみの試験結果を数値シミュレーションと比較して示している。両者はよく一致しており、砂の体積圧縮挙動の拘束圧依存特性が良好に再現されている。また、図-5は平均主応力一定排水三軸圧縮試験における応力比～せん断ひずみ関係ならびに体積ひずみ～せん断ひずみ関係を示している。数値シミュレーションの応力比～せん断ひずみ関係は、せん断ひずみが

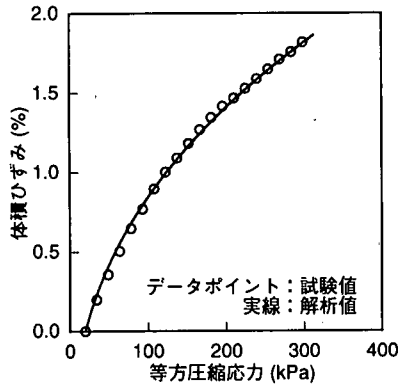


図-4 等方圧縮応力と体積ひずみの関係の比較

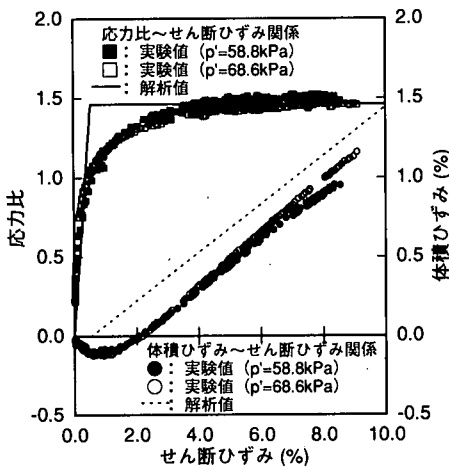


図-5 応力比～せん断ひずみ関係ならびに体積ひずみ～せん断ひずみ関係の比較

約0.5%に達するまでのせん断初期とせん断ひずみが約4.0%以降の破壊状態において要素試験の値とよく一致している。また、体積ひずみ～せん断ひずみ関係では、せん断ひずみが約1.0%に達するまでを除けば、せん断ひずみに対する体積ひずみの増加率はほぼ一致しており、ダイレイタンス挙動が適切に表現されている。したがって、本モデルはせん断初期と破壊状態に達した後の挙動を良好に再現できるものと考えられる。

b) 粘土の力学モデル

模型地盤を構成している粘土は、高含水比かつ低応力状態であるため一次圧密だけでなく二次圧密を含む圧縮性が非常に大きく、砂杭の挙動に比して複雑であると考えられる。このため、粘土の力学挙動は松井・阿部によって提案された高度な弾粘塑性モデル^{14) 15)}によって表現することとした。このモデルの流動曲面(f)は式(7)によって表される。

$$f = \mu \ln \left| \frac{1}{\delta} \left[1 - \exp \left(-\frac{\delta \dot{v}_r^v}{\mu} t \right) \right] \exp \left(\frac{v^p}{\mu} \right) + \delta \exp \left(-\frac{\delta \dot{v}_r^v}{\mu} t \right) \right| - v^{vp} = 0 \quad (7)$$

ここに、 v^{vp} 、 μ 、 \dot{v}_r^v 、 δ および t はそれぞれ粘塑性体積ひずみ、二次圧密係数、基準粘性体積ひずみ速度、内部拘束ひずみおよび時間である。また、 v^p は塑性体積ひずみであり、式(8)によって与えられる。

主働側) $\eta \geq \eta_{k0}$

$$v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \left[\ln \left(\frac{p'}{p'_{y0}} \right) + \left(\frac{\alpha_a}{\alpha_a - 1} \right) \ln \left\{ \frac{M_a + (\alpha_a - 1)\eta}{M_a + (\alpha_a - 1)\eta_{k0}} \right\} \right] \quad (8a)$$

受働側) $\eta \leq \eta_{k0}$

$$v^p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e} \left[\ln \left(\frac{p'}{p'_{y0}} \right) + \left(\frac{\alpha_p}{1 - \alpha_p} \right) \ln \left\{ \frac{M_p + (1 - \alpha_p)\eta_{k0}}{M_p + (1 - \alpha_p)\eta} \right\} \right] \quad (8b)$$

ここに、 λ 、 κ 、 e および η はそれぞれ圧縮指数、膨潤指数、間隙比および応力比であり、また、添字の K_0 は K_0 状態における値であることを示している。一方、 M および α はそれぞれ限界状態における応力比および塑性増分比パラメータであり、また、添字の a および p はそれぞれ主働状態および受働状態での値であることを示している。

表-6は数値シミュレーションに用いた粘土の力学パラメータとその値を示している¹³⁾。砂の場合と同様に、粘土の場合も要素試験に対する数値シミュレーションを行った。図-6および図-7は、それぞれ標準圧密試験および長期圧密試験の結果を数値シミュレーションと比較して示している。数値シミュレーションは二次圧密挙動を含む粘土の圧縮挙動を適確に再現している。図-8および図-9は、それぞれ等方圧密非排水三軸試験における軸差応力～せん断ひずみ関係ならびに応力経路について、実験値と数値シミュレーションを比較して示している。数値シミュレーションはせん断挙動も適確に再現している。以上のことから本モデルと使用したパラ

表-6 数値シミュレーションに用いた粘土の力学パラメータ

力学パラメータ		値
圧縮指数	λ	0.3777
膨潤指数	κ	0.0354
限界状態における応力比	M^*	1.15
K_0 状態における応力比	η_{k_0}	0.710
ポアソン比	ν	0.341
二次圧密係数	μ	2.2×10^{-3}
基準粘性体積ひずみ速度	$\dot{\nu}_v^*$	2.2×10^{-7}
内部拘束ひずみ	δ	0.001

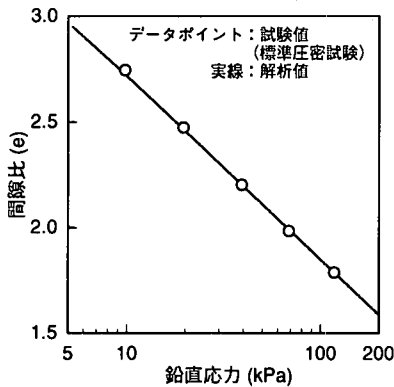


図-6 圧縮曲線の比較

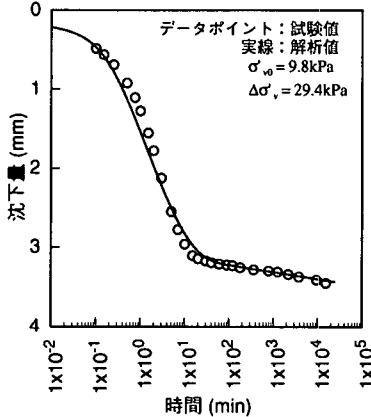


図-7 長期圧密試験の結果の比較

メータの組み合わせによって、この粘土の時間依存的な力学挙動が忠実に再現できるものと考えられる。

(3) 模型地盤¹³⁾

a) 初期応力

数値シミュレーションでは予備圧密終了時点解析の初期状態とした。このため、鉛直方向の初期応力 (σ'_{z0}) は、予圧密時の載荷圧 (9.8kPa) と等しい

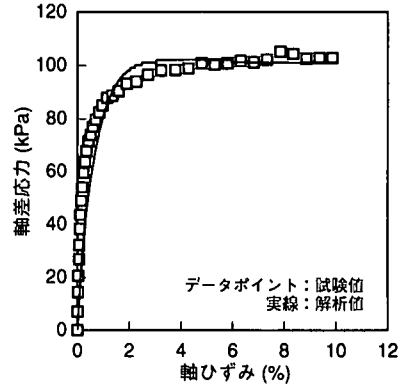


図-8 軸差応力～せん断ひずみ関係の比較

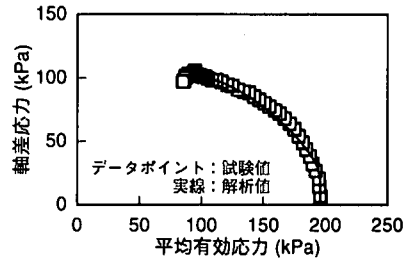


図-9 応力経路の比較

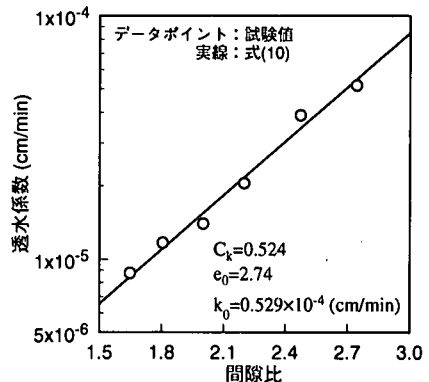


図-10 間隙比と透水係数の関係

ものとした。また、半径方向および円周方向の初期応力 (σ'_{r0} および $\sigma'_{\theta 0}$) は、砂杭打設による応力変動が小さいと考え、静止土圧係数 K_0 を用いることにより、式 (9) によって決定した。

$$\sigma'_{r0} = \sigma'_{\theta 0} = K_0 \sigma'_{z0} \quad (9)$$

b) 粘土の透水係数

図-10は粘土の標準圧密試験における透水係数と間隙比の関係を示している。数値シミュレーションではこの特性を次式によって表現した。

$$k = k_0 \exp\left(\frac{e - e_0}{C_k}\right) \quad (10)$$

表-7 模型地盤の初期状態

土被り圧	σ_{z0}	9.8kPa
静止土圧係数	K_0	0.518
初期間隙比	e_0	2.74
初期透水係数	k_0	0.529×10^{-4} cm/min
透水係数変化指数	C_v	0.524

ここに、 e 、 k および C_v はそれぞれ空隙比、透水係数および透水係数変化指数を示している。また、添字の0は初期状態での値であることを示している。

表-7は数値シミュレーションにおいて必要とされる模型地盤の初期状態に関する定数を示している。なお、模型地盤は粘土の自重による影響が小さいものとし、砂杭および粘土それぞれで均質な状態にあるものと仮定した。

(4) 解析ケース

数値シミュレーションは表-3に示す3シリーズ、計10ケースすべてについて行った。なお、数値シミュレーションでは、第1段階のみ表-7に示す初期状態にあるものとし、2段階以降はそれぞれ前段階の解析最終状態を初期状態とした。また、数値シミュレーションには、表-5および表-6に示す力学パラメータを使用した。

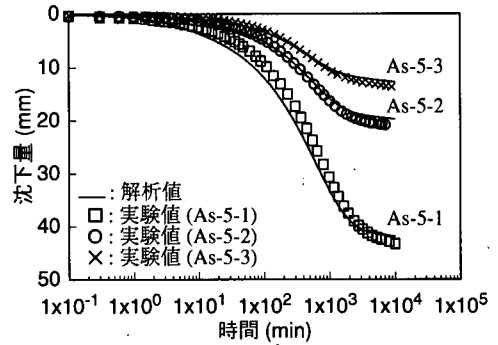
4. 数値解析の検証

(1) 沈下量の経時変化

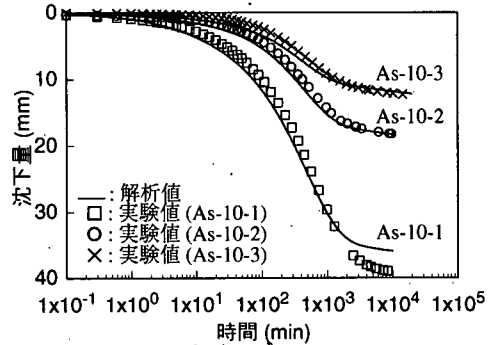
図-11はシリーズAs-5, As-10およびAs-25における各載荷段階での沈下量の経時変化を示している。いずれのシリーズにおいても数値シミュレーションにおける沈下曲線は実験値におけるそれらとよく一致している。

(2) 過剰間隙水圧の経時変化

図-12はケースAs-5-1, As-10-1およびAs-25-1における要素B(図-3)の過剰間隙水圧の経時変化を示している。いずれのケースにおいても実験値は載荷直後から10分程度までは漸増し、その後、減少に転じている。これは、模型地盤中および間隙水圧測定系に潜在的な気泡が存在しており、完全に飽和できていなかったためと考えられる。また、ケースAs-25-1を除き、数値シミュレーションの結果は実験値よりも多少大きな値を示しているが、これは先に述べた不飽和の影響や予圧密過程等での模型地盤の沈下に伴う間隙水圧計の移動等の影響によるものと考え



(a) シリーズ As-5



(b) シリーズ As-10

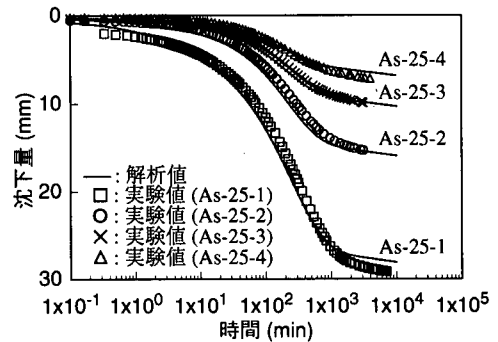


図-11 沈下量の経時変化の比較

られる。これらの点を考慮すれば、実験と数値シミュレーションにおける間隙水圧挙動はほぼ一致しているものと考えられる。

(3) 鉛直応力の経時変化

図-13および-14はシリーズAs-5, As-10およびAs-25における砂杭および粘土それぞれの鉛直方向の垂直応力増分($\Delta\sigma_z^s$ および $\Delta\sigma_z^c$)の経時変化を示している。ただし、 $\Delta\sigma_z^s$ および $\Delta\sigma_z^c$ はそれぞれ図-3における要素AおよびBにおけるものであり、全応力による予備圧密圧力からの増分である。 $\Delta\sigma_z^s$ について、シリーズAs-5およびAs-10の載荷後約5分程度までを除けば、いずれのケースについても実験値

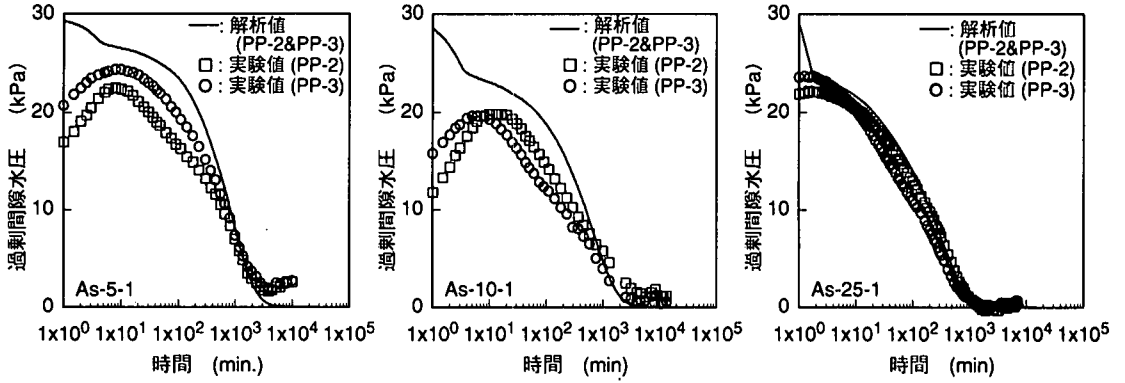


図-12 過剰間隙水圧の経時変化の比較

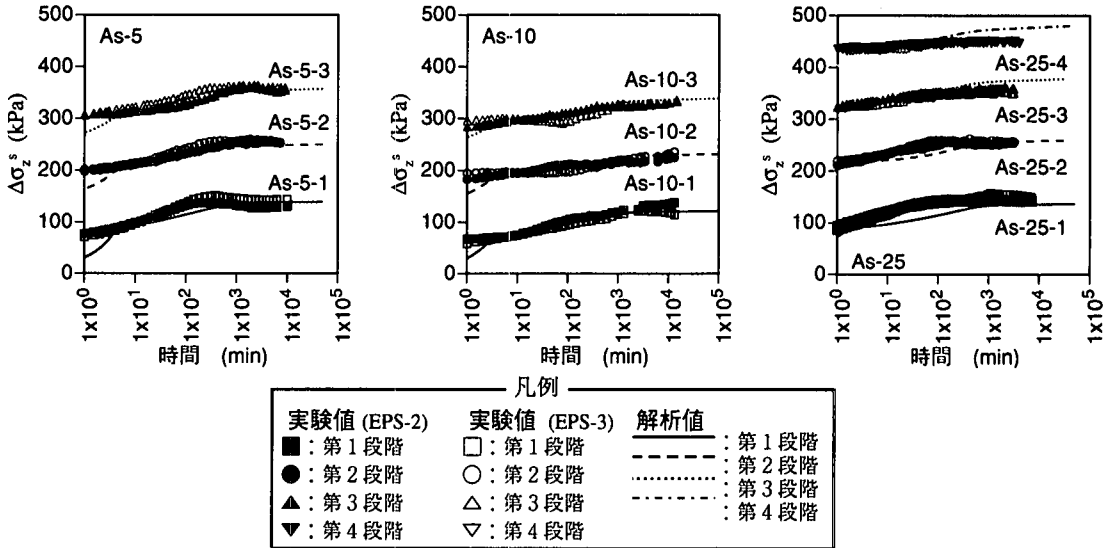


図-13 $\Delta\sigma_z^s$ の経時変化の比較

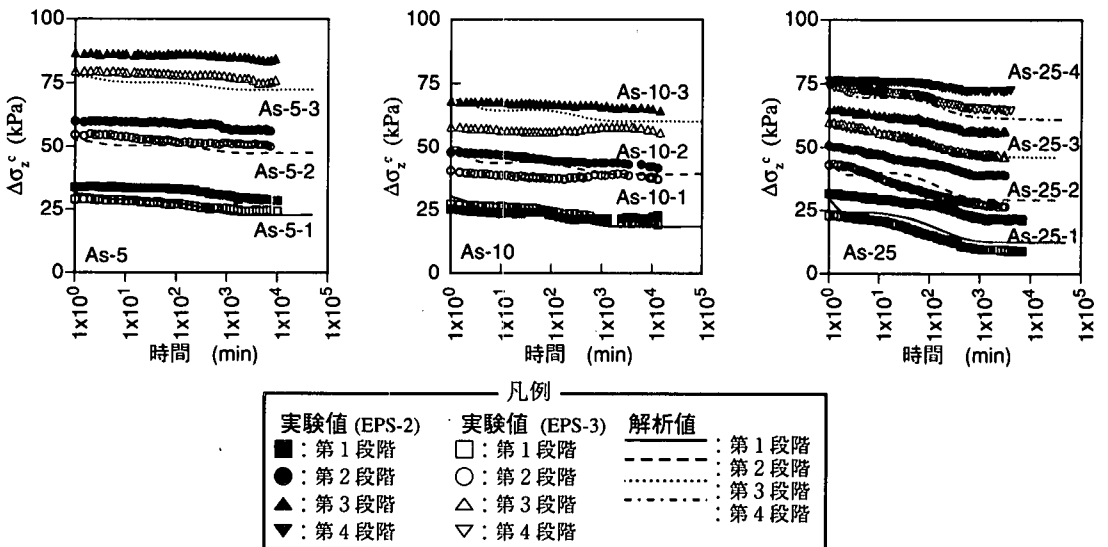


図-14 $\Delta\sigma_z^c$ の経時変化の比較

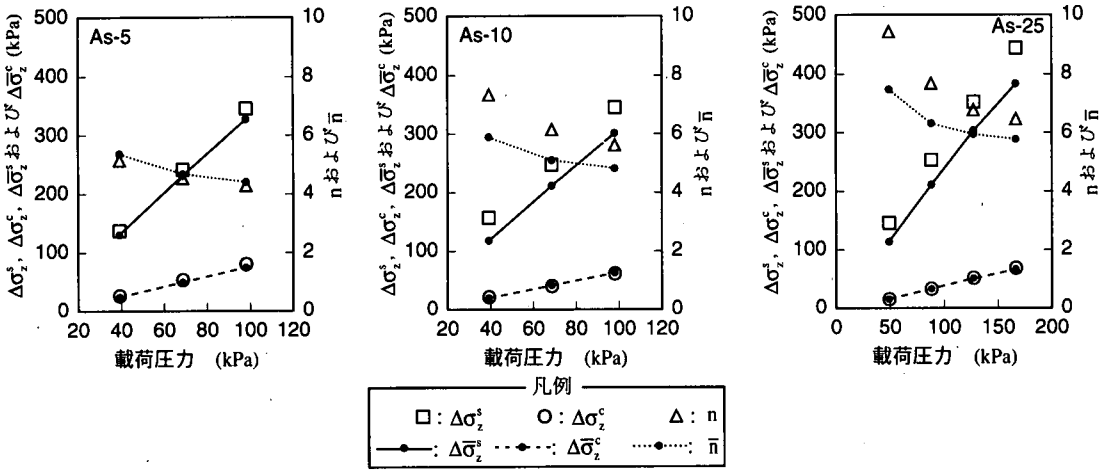


図-15 $\Delta\sigma_z^s, \Delta\sigma_z^c, \Delta\bar{\sigma}_z^s, \Delta\bar{\sigma}_z^c, n$ および \bar{n} と荷重圧力の関係の比較

は数値シミュレーションの結果とほぼ一致している。一方、 $\Delta\sigma_z^c$ について、シリーズ As-5 および As-25 では数値シミュレーションの結果は EPC-3 における実験値とほぼ一致している。また、As-10 では、数値シミュレーションにおける $\Delta\sigma_z^c$ の経時変化は EPC-2 と EPC-3 の中間的な挙動を示している。

(4) 砂杭および粘土の応力と荷重圧力の関係

図-15 は荷重圧力と $\Delta\sigma_z^s, \Delta\sigma_z^c$ および応力分担比 (n) との関係を示している。ここで実験値として、 $\Delta\sigma_z^s$ の場合、EPS-2 と EPS-3 の平均値を、 $\Delta\sigma_z^c$ の場合、EPC-2 と EPC-3 の平均値を用いた。また、解析値として、図-3 の C-C 断面における砂杭および粘土に作用する応力をそれぞれに面積平均したもの ($\Delta\bar{\sigma}_z^s$ および $\Delta\bar{\sigma}_z^c$) を用いた。さらに、応力分担比 (n および \bar{n}) を式(11)によって与えた。

$$n = \frac{\Delta\sigma_z^s}{\Delta\sigma_z^c} \quad (11a)$$

$$\bar{n} = \frac{\Delta\bar{\sigma}_z^s}{\Delta\bar{\sigma}_z^c} \quad (11b)$$

いずれのシリーズにおいても $\Delta\sigma_z^s$ と $\Delta\sigma_z^c$ ならびに $\Delta\bar{\sigma}_z^s$ と $\Delta\bar{\sigma}_z^c$ は荷重圧力とともに単調に増加しているが、 n および \bar{n} は減少している。この挙動は榎らの実験²⁾ や石崎らの実験⁸⁾ において観察された挙動と定性的に一致している。したがって、本模型実験とその数値シミュレーションは十分に信頼のおけるものと考えられる。

図-16 および図-17 はそれぞれ圧密終了時における $\Delta\sigma_z^s$ および $\Delta\sigma_z^c$ の半径方向分布を示している。数値シミュレーションにおける $\Delta\sigma_z^s$ および $\Delta\sigma_z^c$ は共に中心軸から半径方向に向かって減少している。

これは、実験では、剛な荷重盤を介して模型地盤への荷重が行われることにより、模型地盤は等ひずみ状態になるためである。実験値と数値シミュレーションの結果を比較すれば、 $\Delta\sigma_z^s$ の実験値は砂杭の中心における値であるため、数値シミュレーション結果の最大値とほぼ一致している。一方、 $\Delta\sigma_z^c$ の実験値は、数値シミュレーション結果の平均的な値とほぼ対応している。このため、図-15 から分かるように、 $\Delta\sigma_z^s$ は $\Delta\bar{\sigma}_z^s$ よりも大きく、一方、 $\Delta\sigma_z^c$ は $\Delta\bar{\sigma}_z^c$ とほぼ等しい。

以上、数値シミュレーションは砂杭に対し比較的簡素な構成モデルを使用しているにも関わらず、荷重後約 10 分以降の模型地盤の力学挙動を的確に再現していることが確認された。ところで、図-13 および図-14 における実験値について、各荷重段階の初期値（前段階の最終値）と測定開始時（荷重 1 分後）における値とを比較すれば、値が急激に変化していることが分かる。つまり、荷重直後の計測が行われていない間に模型地盤内で顕著な応力変動が生じている。また、 $\Delta\sigma_z^s, \Delta\sigma_z^c$ および過剰間隙水圧だけの実験値からは地盤内での全般的な力学挙動を説明することは困難である。このため、以下では、数値シミュレーション結果に基づき、荷重直後から圧密終了までの模型地盤内部の力学挙動、特に応力分担メカニズムを考察する。

5. 応力分担メカニズム

(1) 砂杭の応力状態

図-18 はシリーズ As-5, As-10 および As-25 における要素 A (図-3) の応力経路を示している。荷重過

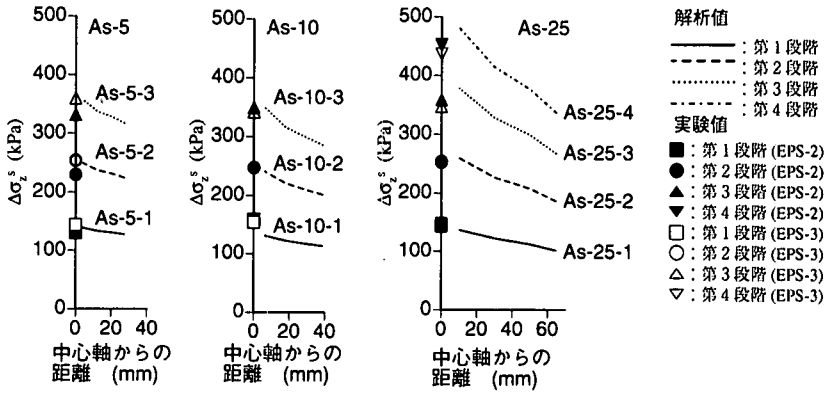


図-16 半径方向の $\Delta\sigma_z^s$ 分布の比較

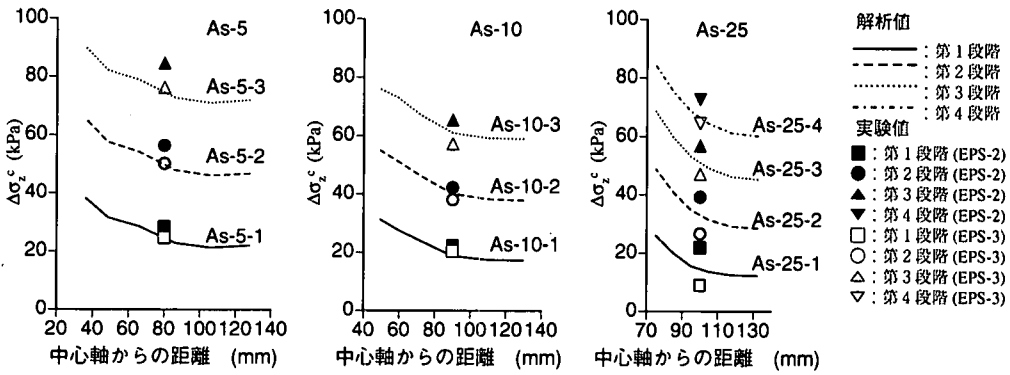


図-17 半径方向の $\Delta\sigma_z^c$ 分布の比較

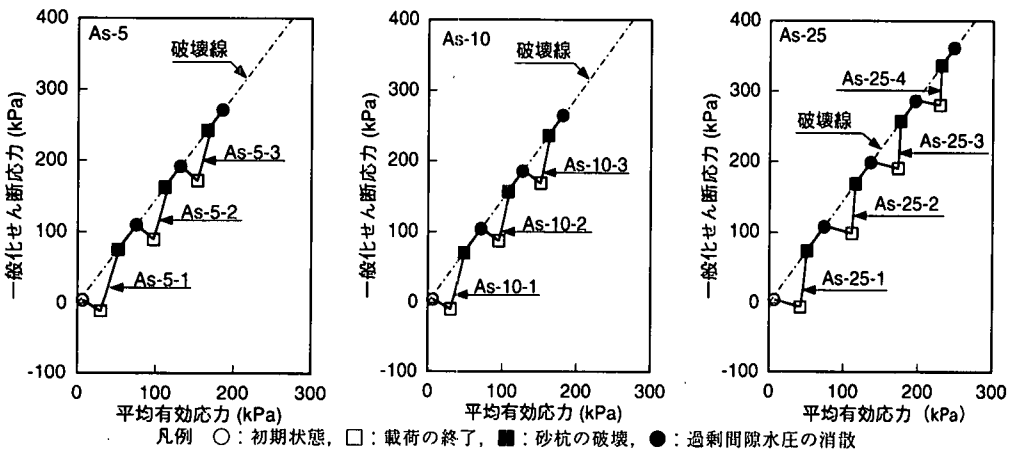
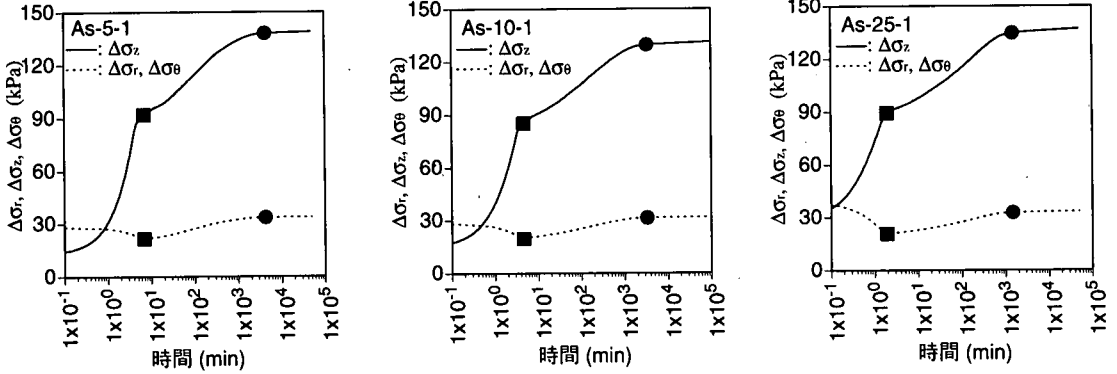


図-18 砂杭の応力経路

程（第1段階のみ○→□，第2段階以降●→□）では各ケースとも一般化せん断応力の減少を伴いつつ平均有効応力が増加している。これは周辺の粘土によって砂杭の半径方向の変形が拘束され、拘束圧が増加するためである。すなわち、載荷が瞬時に行われるため、粘土は非排水状態となり、たとえ変形が生じたとしても体積変化が生じないという条件が課

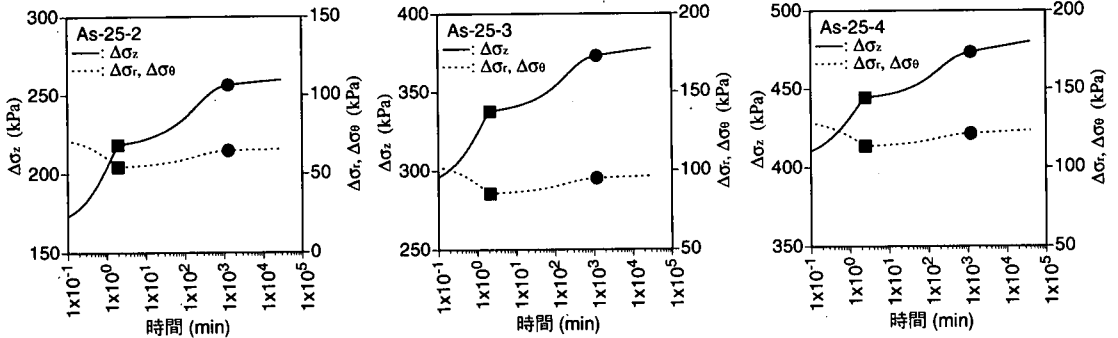
せられる。しかしながら砂杭にはこのような条件が課せられていない。したがって、改良地盤全体としては体積変化が許容されるため沈下が生じるが、粘土は体積が一定に拘束されているので、砂杭の半径方向の変形を拘束し、拘束圧が増加する。このため、砂杭では平均有効応力が増加する。

載荷の終了（□）とともに、応力経路はその方向



凡例 ■：砂杭の破壊，●：過剰間隙水圧の消散

図-19 砂杭の応力増分の経時変化



凡例 ■：砂杭の破壊，●：過剰間隙水圧の消散

図-20 砂杭の応力増分の経時変化

を転じ、平均有効応力の増加を伴いつつ一般化せん断応力を顕著に増加させている。応力経路はやがて破壊線に到達(■)し、その後、一般化せん断応力と平均有効応力の増加を伴いつつ、過剰間隙水圧が消散する(●)まで破壊線上を移動している。

図-19はそれぞれケースAs-5-1, As-10-1およびAs-25-1における要素A(図-3)の応力増分の経時変化を示している。荷重直後(1×10⁻¹min)における応力増分に着目すると、ケースAs-5-1およびAs-10-1では、 $\Delta\sigma_z$ に比べ $\Delta\sigma_r$ および $\Delta\sigma_\theta$ が大きくなっており、As-25-1では、 $\Delta\sigma_z$ 、 $\Delta\sigma_r$ および $\Delta\sigma_\theta$ はほぼ等しくなっている。これらの理由は前述したように周辺の粘土によって砂杭が圧縮されるためである。砂杭が破壊状態(■)に達するまで、いずれのケースにおいても $\Delta\sigma_z$ は時間の経過とともに急激に増加している。このように $\Delta\sigma_z$ が顕著に増加するのは、砂杭と粘土との剛性の差による応力集中に起因するものと考えられる。また、砂杭が破壊に達するまでの時間は改良率の大きいほど短い。これは、改良率の大きいほど粘土層内の排水距離が短いためであると考えられる。

砂杭が破壊状態(■)に達した後、 $\Delta\sigma_z$ は、その増

加速度が減少するものの、今度は $\Delta\sigma_r$ および $\Delta\sigma_\theta$ の増加を伴いつつ過剰間隙水圧が消散する(●)まで増加している。そして、過剰間隙水圧が消散した後はいずれの応力増分の変動も認められない。

図-20はケースAs-25-2から-4における砂杭の応力増分の経時変化を示している。いずれのケースにおいてもケースAs-25-1におけるものと定性的に同様な挙動を示している。したがって、応力経路とあわせて考えると、砂杭はいずれの荷重段階においても同様の力学挙動を示すものと考えられる。

(2) 粘土の応力状態

図-21はシリーズAs-5, As-10およびAs-25における要素B(図-3)の応力経路を示している。いずれのケースにおいても、荷重過程(第1段階のみ○→□, 第2段階以降●→□)では有効応力の変動はほとんど認められず過剰間隙水圧のみ上昇している。荷重終了後、砂杭が破壊状態(■)に達するまでは有効応力の変動はほとんど認められず、過剰間隙水圧のみ減少している。減少の割合は改良率の小さいAs-5に比べ改良率の大きいAs-25のほうが顕著である。この後、過剰間隙水圧が消散する(●)まで有

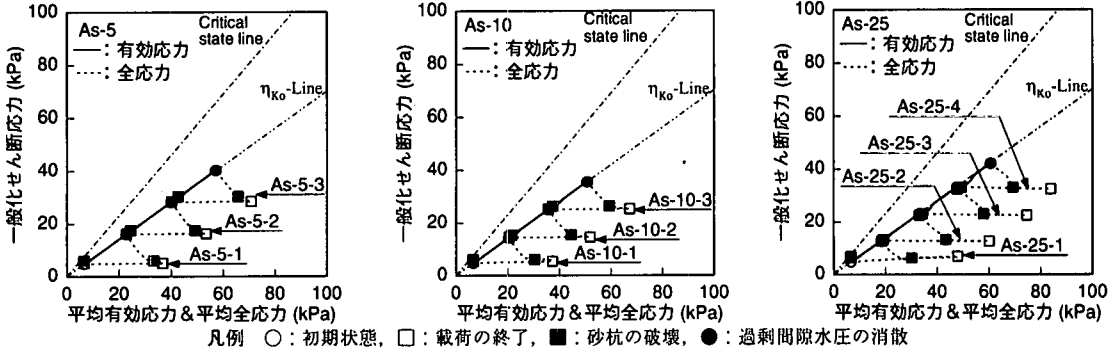


図-21 粘土の応力経路

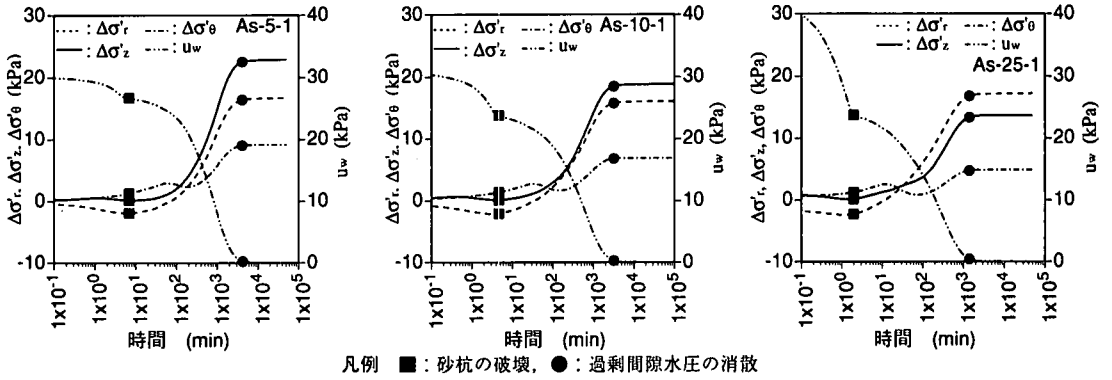


図-22 粘土の応力増分の経時変化

有効応力経路は η_{k_0} 線上を移動している。

図-22 はそれぞれケース As-5-1, As-10-1 および As-25-1 における粘土の有効応力増分の経時変化を示している。いずれのケースにおいても、載荷過程では非排水条件が保たれているため、載荷応力に等しい過剰間隙水圧が生じる。このため、載荷直後 (1×10^1 min) では σ_r を除く有効応力成分の変動はほとんど認められない。砂杭が破壊状態 (■) に達するまで、過剰間隙水圧は改良率が大きいほど早く消散し、またその量も多い。しかしながら、いずれのケースにおいても有効応力成分の変動はほとんど認められない。砂杭が破壊状態 (■) に達した時点以後、過剰間隙水圧が消散する (●) までいずれのケースにおいても各有効応力成分は増加している。特に、 $\Delta\sigma_z$ および $\Delta\sigma_r$ の増加は大きい。また、改良率が大きくなるほど $\Delta\sigma_r$ の増加は顕著になり As-25-1 では $\Delta\sigma_z$ よりも大きくなっている。これはダイレイタンスによる砂杭の膨張により、粘土が圧縮されたためと考えられる。ところで、図-21 から分かるように粘土の有効応力経路は η_{k_0} 線上を移動しているが、圧密終了時点では、自然地盤のように σ_z が最大であり、 σ_r と σ_θ が等しく、かつ最小であるような応力状態ではなく、 σ_r または σ_z が最大であり、 σ_θ が最小で

あるような応力状態にある。

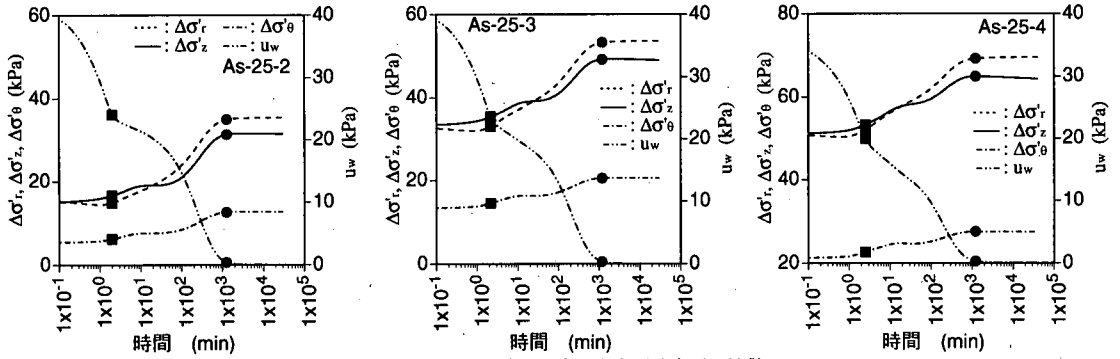
図-23 はケース As-25-2 から -4 における粘土の有効応力増分の経時変化を示している。砂杭と同様に粘土の場合もいずれのケースの挙動も As-25-1 におけるものと定性的に同様な挙動を示している。したがって、応力経路とあわせて考えると、粘土はいずれの載荷段階においても同様の力学挙動を示すものと考えられる。

(3) 応力分担メカニズム

前述してきた砂杭および粘土の挙動に基づき、改良地盤内での応力分担挙動について考察を行う。

まず、載荷直後には、粘土では非排水条件が保たれているため、載荷圧力にほぼ等しい過剰間隙水圧が発生する (図-21, -22)。一方、砂杭でも載荷圧力にほぼ等しいかそれよりも小さい σ_v の増加が認められる (図-19)。このため、改良地盤全体としてはこの両者によって載荷圧力を支持することになる。

圧密過程では、当初、過剰間隙水圧の消散によって転化される有効応力の増加は、応力集中のため砂杭においてのみ生じ、粘土にはほとんど生じない (図-19, -22)。この傾向は改良率が大きくなるほど顕著である。砂杭への応力集中は、やがて砂杭を破



凡例 ■ : 砂杭の破壊, ● : 過剰間隙水圧の消散

図-23 粘土の応力増分の経時変化

表-8 砂杭が破壊状態に至る時点ならびに圧密が終了する時点の時間と沈下量

ケース	砂杭の破壊		過剰間隙水圧の消散	
	時間 (min)	沈下量 (mm)	時間 (min)	沈下量 (mm)
As-5-1	9.00	3.43	7.88×10^3	20.9
As-5-2	16.16	1.94	9.19×10^3	10.5
As-5-3	17.72	1.31	1.04×10^4	6.89
As-10-1	4.94	2.55	6.04×10^3	17.8
As-10-2	6.18	1.24	7.02×10^3	9.87
As-10-3	6.73	0.85	8.09×10^3	6.06
As-25-1	1.93	2.34	2.94×10^3	13.8
As-25-2	1.98	1.11	3.48×10^3	8.38
As-25-3	2.13	0.80	3.87×10^3	5.54
As-25-4	2.68	0.58	4.22×10^3	3.65

壊状態に至らしめ (図-18), その結果, 砂杭による
 載荷圧力の支持機構が失われる。この時点以降, 消
 散する過剰間隙水圧は粘土の有効応力の増加にも転
 化される (図-22)。ところで, 砂杭は正のダイレイ
 タンシー特性を有しているため, 改良地盤の沈下
 によるせん断ひずみの増加に伴い, その体積を膨張さ
 せようとする。したがって, 砂杭周辺の粘土は側方
 からの圧縮を受けて σ_r が増加する (図-22)。一方,
 この特性は砂杭に作用する拘束圧力を増加させ, 砂
 杭の平均有効応力が増加する (図-18)。ここで, 砂
 杭は破壊状態にあるため, 平均有効応力の増加は一
 般化せん断応力の増加をもたらす (図-18), 結果と
 して σ_z の増加をもたらすこととなる (図-19)。こ
 の特性は改良率が高いほど顕著である。

表-8は各ケースにおいて, 砂杭が破壊状態に至る
 時点ならびに過剰間隙水圧が消散する時点のそれぞ
 れの時間と沈下量を示している。砂杭が破壊状態に
 到達した時間は, 載荷後ほぼ20分以内であり, 過剰
 間隙水圧が消散するために要する時間に比べて非常
 に短い。また, 砂杭が破壊状態に到達したときの沈下
 量は過剰間隙水圧が消散したときの沈下量に比べて

小さい。したがって, 載荷直後を除くほとんどの圧
 密期間において砂杭は破壊状態にあることが分か
 る。このため, 圧密中における改良地盤の力学挙動
 は, 砂杭のダイレイタンシー挙動と粘土の圧縮挙動
 の相互作用によって支配されるものと考えられる。

6. むすび

本研究では, 低置換率の砂杭によって改良された
 粘土地盤の圧密挙動に関する一連の模型実験とその
 数値シミュレーションを行った。模型実験では, 改
 良地盤全体の沈下挙動だけでなく, 改良地盤内部で
 の応力状態の経時変化を明らかにした。また, 数値
 シミュレーションでは, 模型実験に対する再現性に
 加え, 地盤材料に対するモデル化の妥当性も検証し
 た。さらに, 数値シミュレーション結果に基づき,
 改良地盤内部での応力分担挙動とそのメカニズムに
 ついて考察・解明した。以下に本研究によって得ら
 れた主な知見を要約する。

- (1)本研究において行われた低置換率の砂杭によって改良された粘土地盤の圧密挙動に関する一連の模型実験は既往の研究成果と比較しても十分に信頼性を有している。また、その数値シミュレーションは砂杭に対して比較的簡素な構成モデルを用いているにも関わらず、模型地盤全体の圧密挙動だけではなく、地盤内部の力学挙動をも忠実に再現している。
- (2)砂杭の応力挙動については、載荷過程では、周辺粘土の拘束によって、一般化せん断応力の減少を伴いつつ平均有効応力が増加する。一方、圧密過程では、初期段階において応力集中効果によって σ_z が急激に増加し、そのために砂杭は破壊状態に達する。その後、過剰間隙水圧が消散するまで、砂杭の応力は破壊基準を満たしつつ、その各成分の値は増加する。
- (3)粘土の応力挙動については、載荷過程では、有効応力の変動はほとんど認められず過剰間隙水圧のみ上昇する。載荷終了後も砂杭が破壊状態に達するまでは有効応力の変動はほとんど認められず、過剰間隙水圧のみ減少する。砂杭が破壊状態に達した後、各応力成分の値は過剰間隙水圧が消散するまで増加を続ける。その間、有効応力経路は η_{k_0} 線上を移動する。ただし、その応力状態は自然地盤のように σ_z が最大であり、 σ_r と σ_θ が等しく、かつ最小であるような状態ではなく、 σ_r または σ_z が最大で、 σ_θ が最小である状態にある。
- (4)載荷過程における応力分担挙動については、粘土では非排水条件が保たれるため、載荷圧力にほぼ等しい過剰間隙水圧が発生する。また、砂杭でも載荷圧力にほぼ等しいかそれよりも小さい σ_z の増加が認められる。このため、この両者によって載荷圧力が支持される。
- (5)圧密過程における応力分担挙動については、圧密初期では、過剰間隙水圧の消散による有効応力の増加は、応力集中のために主に砂杭において生じ、粘土ではほとんど生じない。応力集中によって砂杭が破壊状態に達した後、砂杭による載荷圧力の支持機構が失われるため、粘土の有効応力の増加が始まる。模型地盤の沈下とともに、砂杭のダイレイタンス効果によって、粘土は砂杭から圧縮応力を受け σ_r が増加する。一方、この効果によって砂杭に作用する拘束圧力も増加し、結果として σ_z の増加がもたらさ

れる。

- (6)砂杭のみが支持機構として機能する圧密初期を除き、大部分の圧密期間中において、砂杭は破壊状態にある。このため、改良地盤の力学挙動は砂杭のダイレイタンス挙動と粘土の圧縮挙動の相互作用によって支配される。また、この挙動は定性的に載荷段階の影響を受けない。

参考文献

- 1) 八木則男, 榎明潔, 矢田部龍一: 砂杭を用いた複合地盤の力学特性に関する模型実験, 複合地盤の強度と変形に関するシンポジウム発表論文集, pp. 147-152, 1984.
- 2) 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, 土木学会論文集, No. 376/III-6, pp. 201-209, 1986.
- 3) 山口柏樹, 村上幸利: 複合地盤の応力分担比について, 第12回土質工学研究発表会, pp. 543-546, 1977.
- 4) 福本和正, 山肩邦男: 複合地盤中の砂杭部と粘土部の分担する応力について, 複合地盤の強度と変形に関するシンポジウム発表論文集, pp. 139-146, 1984.
- 5) 村山朔郎, 末松直幹, 松岡元: 砂柱の応力~ひずみ関係を考慮した複合地盤の解析, 第7回土質工学研究発表会, pp. 399-402, 1972.
- 6) 村山朔郎, 松岡元, 加茂一郎: 土の応力~ひずみ関係にもとづいた複合地盤の解析(第2報), 第8回土質工学研究発表会, pp. 407-410, 1973.
- 7) 松井保, 阿部信晴: 砂の弾塑性変形特性を考慮したバーチカルドレーン地盤の圧密解析, 第18回土質工学研究発表会, pp. 233-234, 1983.
- 8) 石崎仁, 松岡元, 中井照夫: "砂杭を含む粘土"の軸対称応力下の応力・変形特性, 土木学会論文集, No. 406/III-11, pp. 127-136, 1989.
- 9) 松井保, 小田和広, 萬木宣夫, 赤井智明: 模型実験によるサンドパイル打設地盤の応力分布に関する研究, 第29回土質工学研究発表会, pp. 2129-2130, 1994.
- 10) 地盤工学会編: 軟弱地盤対策工法, 1988.
- 11) Matsui, T., Oda, K. and Nabeshima, Y.: Analytical Study on Settlement Behavior of Soft Ground Improved by SCP, *Proceedings of ISOPE '96*, Vol.4, pp.582-587, 1996.
- 12) Ortiz, M. and Simo, J. C.: An Analysis of a New Class of Integration Algorithms for Elastoplastic Constitutive Relations, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 23, pp. 353-366, 1986.
- 13) 松井保, 小田和広, 萬木宣夫, 平井孝志: サンドパイルが打設された模型地盤の載荷実験シミュレーション, 第30回土質工学研究発表会, pp. 2155-

2158, 1995.

- 14) Matsui, T. and Abe, N. : Application of elasto-plastic and elasto-viscoplastic models to multi-dimensional consolidation analysis, *Proc. Int. Symp. Num. Models Geomech.*, pp. 711-720, 1982.
- 15) Matsui, T. and Abe, N. : Elasto/viscoplastic constitutive equation of normally consolidated clays based on flow surface theory, *Proc. 5th Int. Conf. Num. Methods Geomech.*, Vol. 1, pp. 407-413, 1985.

(1998.10.14 受付)

STRESS SHARING MECHANISM OF SOFT CLAY GROUND IMPROVED BY SAND COMPACTION PILES WITH LOW REPLACEMENT AREA RATIO

Kazuhiro ODA and Tamotsu MATSUI

Mechanical behavior of clay ground improved by SCP with low replacement area ratio could be more significantly affected by mechanical interaction between sand piles and clays than that of clay ground improved by SD or by SCP with high replacement area ratio. It is essential to elucidate the mechanical interaction in the improved clay ground, in order to accurately estimate behavior on reducing settlement of the improved ground and increasing strength of clays. In this paper, through a series of model tests and numerical simulations of clay ground improved by SCP with low replacement area ratio, each mechanical behavior of sand piles and clays in the improved ground during consolidation is elucidated, together with stress sharing mechanism between sand piles and clays.