

名古屋大学工学部 正会員 浅岡 顕, 小高猛司
 不動建設(株) 正会員 野津光夫

1. はじめに

SCP打設時には周辺の粘土は側方に押し広げられ破壊されるが、その後の放置期間での過剰間隙水圧の消散に伴う圧密によって、壊されたはずの粘土は打設前よりも大きな強度を持つことになる。そのため、低置換率での施工現場でSCPの改良効果を適正に評価するためには、杭間粘土の強度増加の予測が重要な課題となる。本論文ではまず第2章において、その予測手法を確立するため、三軸試験による粘土の破壊後挙動実験を、土-水連成剛塑性変形解析と線形弾性圧密解析を用いて簡便かつ比較的高精度にシミュレーションでできることを示す。破壊後挙動実験とは粘土の強度回復のメカニズムを三軸試験により詳細に検討したものである¹⁾²⁾。次の第3章では、この強度回復の予測手法を実際の現場実験(舞鶴現地破壊実験)での杭間粘土の強度増加の評価に用いてその適用性を検討する。最後の第4章では、第3章で明かとなるSCP特有の改良効果すなわち地盤深部の改良効果を有効に活用する事例として軟弱地盤の大規模掘削問題を取上げる。

2. 破壊後挙動実験のシミュレーション^{3),4)}

2.1 実験の概要

試料は川崎粘土を用い、スラリー状に練り返した後、鉛直圧2.0kgf/cm²で圧密したものを、高さ8cm, 直径3.5cmに成型して供試体とした。実験は3.0kgf/cm²で24時間圧密した後、次の3段階に分けて行った。①拘束圧一定, 載荷速度 $\dot{q}=1.0 \times 10^{-3}$ kgf/cm²/sec. の荷重制御方式で非排水せん断した。せん断は十分破壊したと判断できた軸ひずみ12.5%まで行った。②軸ひずみ12.5%で軸変位を固定し、排水コックを開放し供試体内に発生していた破壊時過剰間隙水圧を完全に消散させた。③過剰間隙水圧が完全に消散し、圧密が完了した供試体を再び①と同様の載荷速度で非排水せん断する。以上の手順で行った破壊後挙動実験で得られた応力~軸ひずみ関係は、次に行うシミュレーションの結果と共に図2に示す。一度は完全に破壊したと思われる粘土が、過剰間隙水圧を消散させることによって、一度目に示した強度の1.7~1.8倍の強度上昇を示すことが分る。

2.2 シミュレーションの方法

この破壊後挙動を水のマイグレーションと排水(比体積の変化)の効果のみによって説明する。載荷速度が十分大きい場合全要素で非圧縮を仮定する剛塑性解析が適用できる。実験を次の3ステップに分けて解析する。step①: 正規粘土が一度目の破壊に至るまでの過程。step②: 軸変位固定下における破壊時過剰間隙水圧が完全に消散するまでの過程。step③: 圧密後の供試体の再載荷過程。

step①: 表1に示す強度定数 q_{f0} ($q_{f0} = \sqrt{3/2} \sigma_0$; σ_0 はMises定数)を持つような均質Mises体に対して軸対称条件で剛塑性変形解析を行う。図1にstep①の解析に用いる有限要素メッシュを示す。メッシュは供試体の1/4のモデルを表し、上端部を固定しての載荷を想定して、変位速度境界条件(上端の節点の変位速度を $u_y=1.0, u_x=0.0$ cm/sec. と設定する)で解析する。剛塑性変形解析では変形に伴いメッシュの更新を逐次行っていくが、本解析ではこの作業は、解析の結果得られる変位速度場に微小ステップ $\Delta t=0.1$ をかけることにより軸ひずみにして2.5%おきに行う。2.5%ごとという粗い間隔でも等体積条件は十分満足された。最後に間隙水圧の算出であるが、全応力つり

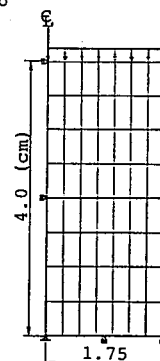


図1 有限要素メッシュ

表1 解析のパラメータ

step 1	
q_{f0}	2.56(kgf/cm ²)
λ	0.135
κ	0.088
M	1.2
p'_0	3.0(kgf/cm ²)
step 2	
ΔV	2.45(ml)
v_0	1.883
$\bar{\lambda}$	34.24(kgf/cm ²)
$\bar{\mu}$	17.12(kgf/cm ²)
k	3.7×10^{-8} (cm/s)

Improvement of deep soft ground due to SCP driving and the application to deep excavation:

Akira ASAOKA, Takeshi KODAKA (Nagoya Univ.), Mitsuo NOZU (Fudo Const. Co.)

合い解析に間隙水圧の場を連成させるために土-水連成式が必要となる。連成式はカムクレイモデルの非排水条件式、 $p_{r0}' = p_0' \exp(-(1-\kappa/\lambda))$ であるが、ここで用いる λ は標準圧密試験から、 p_0' は実験条件から与えられているので、 M 、 κ を強度定数 q_{r0} と $q_{r0} = M \cdot p_{r0}'$ の関係を満たすように適宜与える必要がある。破壊時平均有効応力 p_{re}' が連成つり合いを解いて求まると、破壊時過剰間隙水圧は要素ごとの全応力 p_{re} を用いて $u_{re} = p_{re} - p_{r0}'$ で求まる。

step②: step①で得られた過剰間隙水圧分布を初期値として、上端排水として過剰間隙水圧が完全に消散するまで弾性圧密解析を行う。表1に解析に用いた弾性定数(Lameの定数)を示すが、これらは実験で得られた排水量 ΔV (表1参照)に一致するように、各実験ごとに与えたものである。メッシュはstep①での最終段階のものを用いる。結果として各要素での比体積の変化 Δv_e が求められる。

step③: 再び剛塑性変形解析によって再載荷をシミュレーションする。その際各要素ごとに体積が変化しているために強度定数を各要素ごとに変更する。カムクレイモデルにおいて比体積が Δv_e 変化した場合、その要素の強度定数 q_{re} はもとの強度定数 q_{r0} を用いて次式で決定される。

$$q_{re} = q_{r0} \cdot \exp(\Delta v_e / \lambda) \quad (1)$$

結局この各要素の強度定数 q_{re} を用いて、不均質Mises体についての剛塑性解析を行う。なお、メッシュはstep②の圧密後のものを用い、それ以後の変形に伴うメッシュの更新は軸ひずみ2.5%おきとする。

2.3 シミュレーションの結果

図2は破壊後挙動実験およびシミュレーションの結果である。

step①: 軸ひずみ2.5%おきにメッシュを更新して剛塑性解析を行うことにより、実験の応力～ひずみ曲線の破壊後の勾配を正確に説明することができている。図3にそれぞれの実験における変位拘束時の供試体内過剰間隙水圧分布を示す。過剰間隙水圧は極めて不均質に分布しており、不連続な千鳥状の分布形状になっている。

step②: 図6は過剰間隙水圧が完全に消散した圧密終了後の供試体内の比体積分布である。step①での過剰間隙水圧の分布を反映して非常に不均質になっている。

step③: 不均質な比体積をもつ各要素に対し、式(1)によって強度定数を与え直して剛塑性解析した結果、

図2のように強度は上昇し、実験値と一致する。また、step①と同様にこのままの強度定数の分布で2.5%おきにメッシュの更新のみをして解析すると、解析値は実験で得られる応力～ひずみ関係に接近していく。応力～ひずみ曲線の勾配がstep①よりstep③の方が大きい、解析値も全く同様の傾向を示している。この勾配がstep①より大きくなる原因は強度定数が全体的に大きくなるからばかりではなく、供試体全体で強度が不均質になっている効果がかんがりの要因をしめている。

2.4 まとめ

本章の解析によって、粘土の破壊後の強度上昇は水のマイグレーションと比体積の変化のみによってかなり正確に近似できることが示された。次章では、この解析手法を実地盤にSCPを打設する問題に適用する。すなわち、砂杭の打設は急速に施工されると考え、非排水的に粘土地盤を横方向に拡幅するモデルで剛塑性変形解析によってシミュレーションする。また、その時発生する破壊時過剰間隙水圧の消散とそれに伴う粘土の強度上昇を線形弾性圧密によって評価する。

3. 舞鶴港現場実験⁵⁾における杭間粘土の強度増加の評価

実験は運輸省第3港湾建設局が昭和61～63年の3か年にわたり舞鶴港で行ったものである。図5は原地盤お

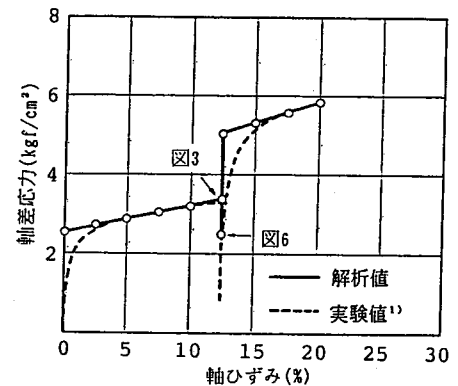


図2 実験および解析結果

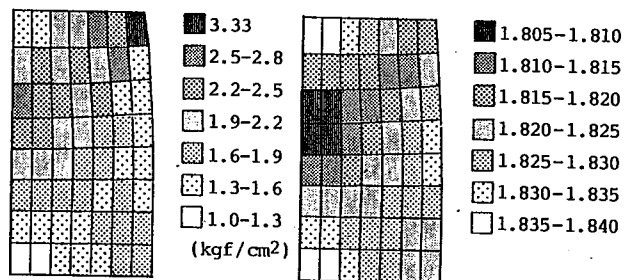


図3 過剰間隙水圧分布 図4 圧密後の比体積分布

よび砂杭打設(置換率25%)500日経過後の杭間粘土の一軸強度の分布を示す。なお、500日間の後半の300日間は地盤表面にサンドマットによる30kPaの荷重も載荷されていた。

図6は解析に用いる有限要素メッシュである。砂杭打設時の杭間粘土の流動の方向は3次元的であり、近接する砂杭間の相互作用や干渉の影響を正確に把握することは困難であるために、ここでは解析領域を3種類設定して解析し、それらの比較も行う。現場実験では1.2mのケーシングから砂杭が1.7mになるまで拡幅したため、解析では初期砂杭径 $\phi_0=1.2\text{m}$ から $\phi=1.7\text{m}$ まで $\Delta\phi=0.04\text{m}$ (最後のステップのみ $\Delta\phi=0.02\text{m}$)の計13ステップで、1本の砂杭拡幅を模擬した軸対称条件の剛塑性変形解析を実施する。解析に用いる土質定数を表2に示す。図7は砂杭拡幅に伴う塑性流動の様子であり、図8は破壊時過剰間隙水圧分布である。領域が小さいと境界での拘束が大きく、粘土は上方へと押し上げられ、領域が大きいと砂杭近傍から斜め上方に流動していく。過剰水圧は領域3mの場合が小さく求められるが、領域10mと15mとでは分布形状はほぼ一致するため、領域を10m程度の広い範囲に設定すれば本解析で得られる過剰水圧分布はほぼ同じになると考えられる。

次に図8の破壊時過剰間隙水圧分布を初期値として、弾性圧密解析を行い杭間粘性土の強度増加率を

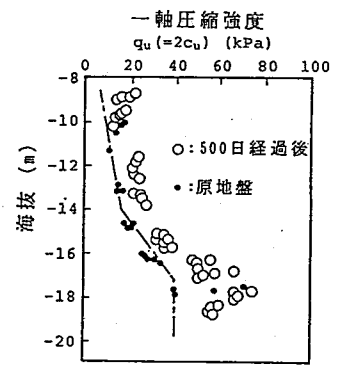


図5 現場実験での q_u の増加

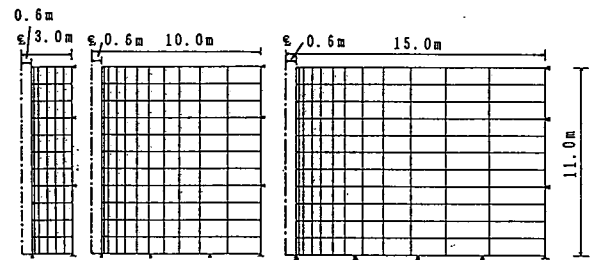


図6 有限要素メッシュ(解析領域を3種類設定)

表2 解析に用いた土質パラメータ

	λ	κ	M	K_0	e_0	$\gamma(\text{kN/m}^3)$	$k(\text{cm/s})$
clay(top)	0.362	0.048	1.20	0.5	2.42	5.29	4.6×10^{-7}
clay(middle)	0.359	0.039	1.27	0.5	1.89	6.27	2.0×10^{-7}
clay(bottom)	0.195	0.025	1.33	0.5	1.37	7.35	6.1×10^{-7}

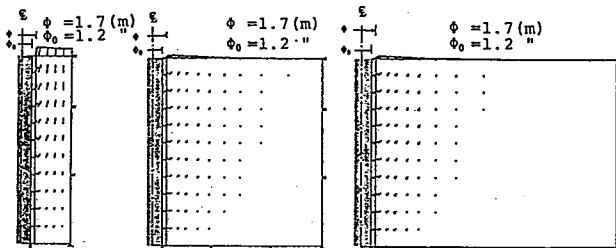


図7 破壊時塑性流れ図

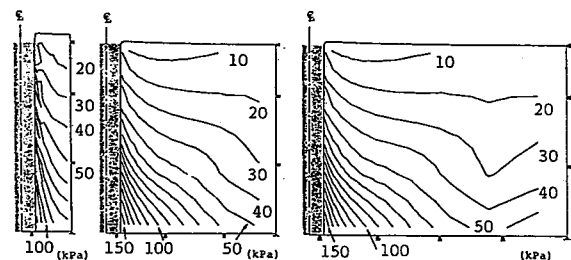


図8 破壊時過剰間隙水圧分布

評価する。なお、圧密解析は置換率が25%であることを考慮し、砂杭径1.7mに対し直径3.4mの範囲のみを対象として行う。解析に用いる弾性定数を表3に示す。各層ごとに体積圧縮係数 $m_v (= \lambda / (v_0 \cdot p'))$ の逆数を求めこれを3倍したものをヤング率としている。3倍という数字は以下の計算を、現場実験結果図5にすりつけるようにさせて得られた経験的な数字である。図9は過剰間隙水圧消散後の各要素ごとの強度増加率である。地盤深部ほど強度増加率は大きい。この強度増加率を各層で面積平均し、原地盤の強度を用いて改良後の一軸強度を算定し図10に示す。強度増加の計算は初期値にする過剰水圧分布に依存するため、領域10mと15mで得られる強度は一致し、領域3mでの強度は少し小さくなっている。実際の現場では隣接する砂杭に拘束される部分とそうでない部分が混在するために、強度増加は領域3mと10mで求められるものの間にあると考える。いずれにせよSCP打設による地盤深部の改良効果は非常に大きいことがわかる。図11に過剰水圧消散時の粘土地盤深部の要素における強度増加の経時変化を示す。砂杭近傍そして地盤深部であるほど強度増加は速い。

表3 弾性定数(Lameの定数)

層	λ	μ
1	1356.933	678.467
2	1222.938	611.469
3	1088.943	544.472
4	639.021	319.511
5	563.283	281.642
6	487.548	243.774
7	490.242	245.121
8	415.248	207.624
9	340.251	170.126
10	265.257	132.629
11	190.263	95.132

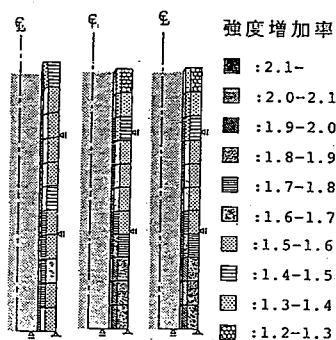


図9 各要素ごとの強度増加率

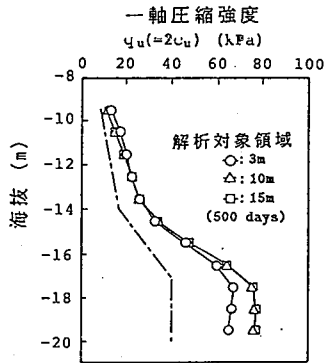


図10 解析によるquの増加

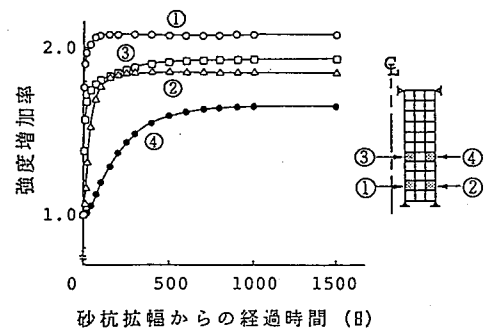


図11 強度上昇の経時変化

軸対称条件の円筒拡幅計算では、中心近傍の要素は著しく変形するために、要素の大きさが強度の評価に影響を及ぼしかねない。そのために、図12に示す砂杭近辺の要素を1/2の厚さに細かく切り直した有限要素メッシュ(fine)と、逆に2倍の厚さにした粗いメッシュ(coarse)によって、上記と同様の解析を行う。図13はそれぞれのメッシュを用いた場合の解析で最終的に予測される強度を図10の結果(領域10m)と合わせて示したものであるが、これを見る限りメッシュの粗さは強度増加の予測にそれほど大きく影響しないことがわかる。

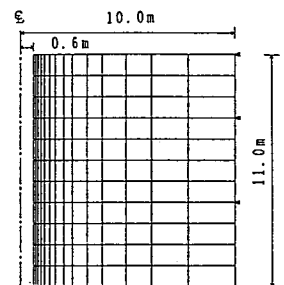


図12 細かいメッシュ

また、実際の施工ではケーシングを地盤に貫入する際にも粘土地盤を壊しているとも考えられる。それを考慮するために、初期砂杭径 ϕ_0 を0.6m, 1.0mとしたメッシュを用いて解析した。図14は最終的な強度増加を示すが、この図からケーシング打込み時の排土の効果は最終的な強度増加の評価にはそれほど影響しない。

図15は、砂杭打設後の200日~500日間のサンドマットによる30kPaの表面荷重を考慮した場合の強度増加

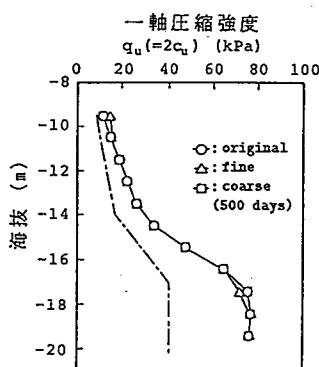


図13 quの分布(メッシュサイズ)

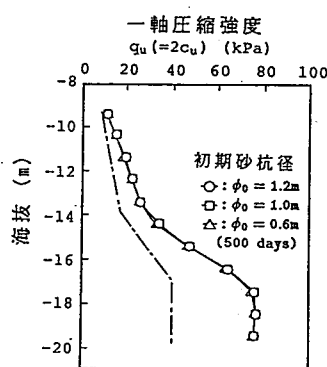


図14 quの分布(初期砂杭径)

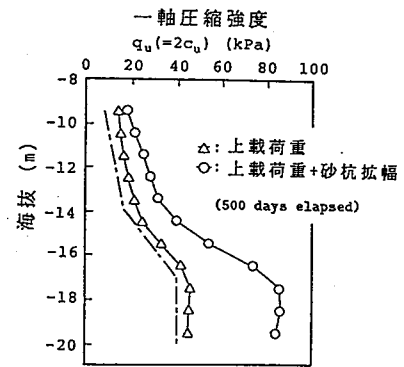


図15 quの分布(サンドマットを考慮)

を示す。図中には、砂杭打設時の破壊時過剰水圧を弾性圧密解析の水圧の初期値とせず、表面載荷の効果のみで強度増加を考慮した場合の結果も同時に示す。地盤表面の強度増加は表面載荷に負うところが大きいですが、地盤深部の強度増加は砂杭打設時の地盤の破壊およびその後の過剰水圧消散による圧密の効果でしか説明することができない。

3. SCP打設による地盤深部改良効果の掘削問題への適用

低置換率でのSCPによる地盤改良によって、粘土の特に深部の強度が図5のように大きく増加することが分かったが、この効果は改良地盤上に構造物を建造するばかりではなく、軟弱地盤を大規模に掘削する問題に用いるのが非常に有効であると考えた。前節の手法により、砂杭打設とその後の圧密による杭間粘土の強度増加の予測を行い、その結果を利用して、軟弱地盤の大規模掘削を想定した安定解析を実施する。

図16に示す有限要素メッシュを用いて、初期砂杭径0.6mから最終砂杭径1.7m($a_s=25\%$ の場合)まで剛塑性変

形解析を用いての砂杭拡幅計算を行う。沖積粘土の軟弱地盤を想定し、図17の初期鉛直有効応力分布と表4の土質パラメータを設定した。また、強度増加を算定する弾性圧密解析に用いる弾性定数は前節と同様に決定した。本解析は砂置換率 a_s が10, 15, 20, 25%の4種類の場合について行うが、それは打設後の圧密計算領域(直径3.4mの円)に対して、 $a_s=10\%$ であれば砂杭径を1.08mまで、15%の場合は1.32m, 20%の場合は1.52m, そして25%の場合は1.7mまで拡幅計算をすることで取り決めた。この砂杭拡幅計算によって破壊時過剰間隙水圧が得られるが(図18参照)、それを初期値にして弾性圧密解析により水圧消散に伴う粘土の強度上昇を予測する。

表4 土質パラメータ

λ	0.25	κ	0.1304
M	1.2	γ_t	16.3 kN/m ³
K_0	0.7	k	1.0×10 ⁻⁶ m/day

図19に砂杭打設後100日および500日経過後の強度分布を各置換率ごとに示す。深くなるにつれて強度は大きく増加しており、さらに a_s の影響は砂杭打設からの経過時間が長くなるにつれて少なくなる。

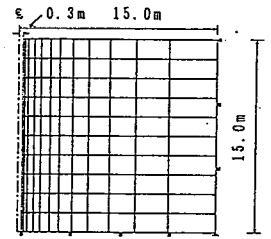


図16 有限要素メッシュ

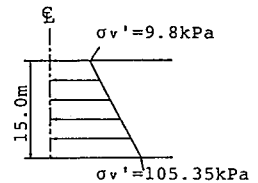


図17 初期鉛直有効応力分布

図19に砂杭打設後100日および500日経過後の強度分布を各置換率ごとに示す。深くなるにつれて強度は大きく増加しており、さらに a_s の影響は砂杭打設からの経過時間が長くなるにつれて少なくなる。

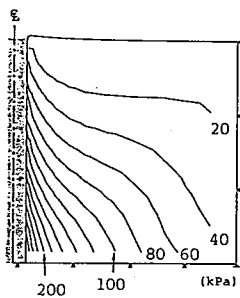
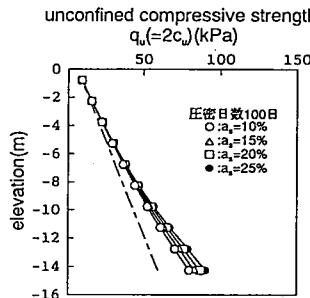
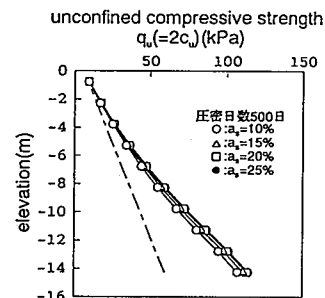


図18 破壊時過剰間隙水圧分布



(a) 100日経過後



(b) 500日経過後

図19 SCP打設による q_u の上昇

このように改良され強度が増加した粘土地盤に対し、図20に示すような深さ10mの海底地盤の掘削を想定した安定解析を行う。傾斜の勾配 β は4種類(18°, 27°, 45°, 63°)を設定した。安定解析は図21の有限要素メッシュを用い、剛塑性有限要素法により、極限つり合い条件下での物体力(自重)に対する安全率を求める。

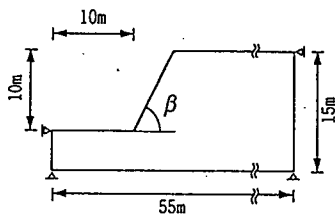


図20 掘削モデル

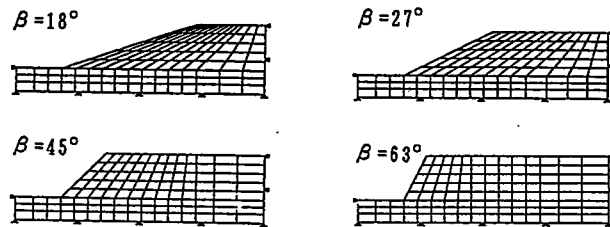


図21 有限要素メッシュ

図22は、砂杭打設後100日および500日経過した時点での地盤強度を用いて掘削安定解析の結果を安全率 F_s と β で整理したものである。図中破線は無改良地盤の場合だが、SCP打設の効果により打設から100日経過後では安全率が約1.3倍、500日経過後では約1.6倍になる。 $F_s=1.2$ の施工を想定すると無改良地盤では $\beta=20^\circ$ の掘削が限度であるが、SCP打設500日経過後には $a_s=10\%$ であっても $\beta=40^\circ$ の掘削が可能となる。図23, 24に無改良時および改良時における破壊時塑性流れと過剰間隙

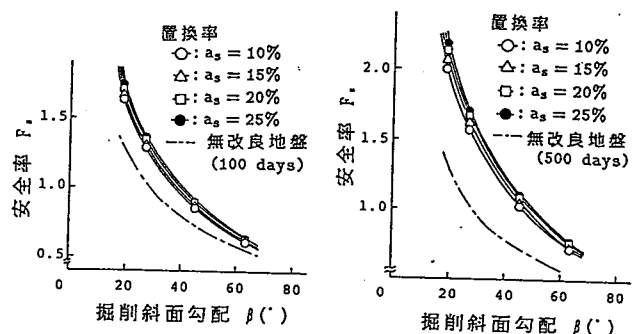


図22 掘削安定解析結果($F_s \sim \beta$ 関係)

水圧分布($\beta=27^\circ$)を示す。改良後は地盤深部ほど粘土の強度が増加しているために、掘削斜面の崩壊は上部のみに集中する。また破壊時過剰間隙水圧の分布は、改良地盤の掘削底面では負の過剰間隙水圧が増大する。図25は掘削完了後の地盤の安全率の経時変化である。掘削時の過剰間隙水圧を初期値にして弾性圧密解析を行い、経過時間に伴う地盤内有効応力分布を決定し安定解析を行った結果である。砂杭が含まれ地盤全体の透水性が向上している可能性も考慮し、透水係数を10倍, 100倍にした場合についても検討した。透水係数が大きければ、負の過剰間隙水圧が短時間で消散するために大幅に安全率は低下するが、透水性がさほど向上しないとすれば工期が短い場合には安全性の低下は大きな問題にならないと考える。

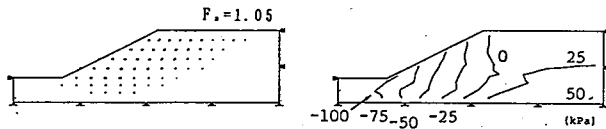


図23 無改良地盤の掘削安定解析結果($\beta=27^\circ$)

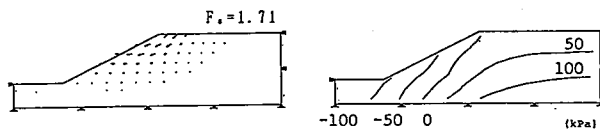


図24 改良地盤($a_s=10\%$)の掘削安定解析結果($\beta=27^\circ$)

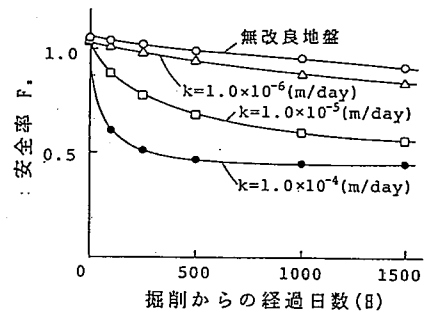


図25 安全率の経時変化

4. おわりに

本論文で得られた知見を述べる。①粘土は一旦破壊しても、破壊時に発生した過剰間隙水圧が賞賛することによって蘇り、もとの粘土よりも大きな粘土となることがある。②その破壊後挙動は、粘土中の間隙水のマイグレーションとそれに伴う比体積の変化のみで説明することができ、強度回復の予測は、剛塑性変形解析と線形弾性圧密解析で高精度に行うことが可能である。③実地盤の砂杭打設とその後の放置期間での粘土地盤の強度回復も②の手法によって予測することができる。④サーチャージ等の表面載荷では困難であった軟弱地盤の深部改良が、SCP打設により容易にでき、その場合の強度増加も精度よく予測できる。⑤その深部改良は海底軟弱地盤の大規模掘削等に非常に有効である。

参考文献

- 1) 浅岡・中野(1992): 繰り返し正規圧密粘性土の非排水せん断後の強度回復に関する三軸圧縮試験, 第27回土質工学研究発表会概要集, pp. 649-652.
- 2) 浅岡・中野・飯谷(1993): いわゆる"set-up"問題の三軸試験機による実験と解析, 第28回土質工学研究発表会概要集.
- 3) 浅岡・小高(1992): 連成極限解析による飽和粘土の破壊後挙動実験のシミュレーション, 第27回土質工学研究発表会概要集, pp. 657-658.
- 4) 浅岡・中野・小高(1992): 剛塑性変形解析による繰り返し正規粘性土の破壊後挙動実験のシミュレーション, 第4回地盤工学シンポジウム論文集(地盤工学と数値解析), pp. 71-74.
- 5) 岡田・柳生・幸田(1989): 低置換サンドコンパクションパイル工法による改良地盤の現地破壊実験, 土と基礎, Vol. 37, No. 8, pp. 57-62.