

複合地盤の非排水支持力に関する研究

浅岡 顕*・小高猛司**・松尾 稔***

本論文では、砂杭で改良された複合地盤の非排水支持力について考察する。まず最初に砂柱を含む粘土の三軸圧縮試験を行い、砂柱の非排（吸）水条件の長期持続性を確める。つぎに連成極限つり合い解析を用いて、非排（吸）水条件において砂杭の締固め、置換率、および改良深さが支持力に及ぼす影響を系統的に調べる。最後に、運輸省の行った舞鶴港現地破壊実験の事務解析を行い、複合地盤の非排水支持力の検討を行う。

Keywords : sand compaction piles, triaxial compression test, bearing capacity composite ground, finite element method

1. 序 論

軟弱地盤に締固めた砂杭を打設して改良した、複合地盤に対する一般的な考え方は、強度、剛性の高い砂杭に応力を集中させることにより、①すべり破壊に対するせん断強度の増強、②沈下低減効果、③砂杭を通してのドレーン効果による杭間粘土の強度増強、などの効果を期待するというものである¹⁾。この考え方に立って複合地盤の支持力を評価する場合、慣用円弧すべり解析においても、FEM解析^{2),3)}においても、自ずと「砂杭は排水条件」「周囲の粘土は非排水条件」と仮定されることが多い。しかし、次節の実験でも示すように複合地盤中の砂杭には周囲の粘土からはほとんど水が供給されない。そのために、仮に砂杭頭部からの水の供給が不十分であったり、あるいは荷重が急激に作用したりするときには、砂杭の大部分で砂は非排（吸）水状態にあると考えてよいことになる。このような砂杭がせん断を受けたときには負圧（負の過剰間隙水圧）に伴う有効応力の集中のため、砂杭を排（吸）水とするより大きな支持力を発揮する場合も考えられる。この場合には、砂杭を非排（吸）水とする解析は、砂杭を排（吸）水とする従来の解析より設計上は当然危険側の評価になってしまう。このため、砂杭の排水に関する境界条件が不明確のときに、非排（吸）水仮定は、直ちには実際の現場の設計に用いることはできない。しかし、粘土のみならず砂杭も非排（吸）水と仮定する複合地盤の支持力解析は、支持力値の上限を与えることがあったと考えれば、この支持力の特性をよく理解しておくことは、実際の設計においても支持力の

余裕を知る意味で重要である。

本論文では砂杭部を非排（吸）水状態とする仮定が、どれほど現実的であるかを、まず砂柱を含む粘土の三軸圧縮試験を通じて考察する。実験の結果は砂柱部非排（吸）水状態が、極めて長期的に持続し得る現象であることを示している。

論文では次に、粘土部は非排水として、砂杭部を排水ならびに非排（吸）水とする連成極限つり合い解析を行う。支持力に及ぼす砂の締固めの影響、置換率および改良深さの影響が系統的に調べられる。ただし、解析は2次元平面ひずみ条件で行われている。

論文では最後に運輸省第3港湾建設局が昭和61年度～昭和63年度の3か年にわたって舞鶴港で行った、低置換SCP（サンドコンパクション）工法による改良地盤の現地破壊実験⁴⁾の事後解析を完全非排（吸）水・完全排（吸）水の両極の境界条件で行い、その結果を示してSCP支持力発揮のメカニズムに対する一判断材料を提供する。

2. 砂柱を含む粘土の三軸圧縮試験

(1) 砂柱を含む粘土三軸供試体の作製法

三軸圧縮試験には、砂柱には豊浦標準砂を、周辺粘土には京都深草粘土を用いて、以下の手順で作製した供試体を使用した。練り返し後に予備圧密（鉛直圧密圧力 1.5 kgf/cm^2 (147 kN/m^2 の一次元圧密)した粘土供試体を直径 50 mm 、高さ 100 mm の円柱形に成形し、中心からワイヤーソーを通して削孔し、中空状態にする。その穴の3種類の直径($\phi=25, 35, 40 \text{ mm}$)に応じて、砂置換率 A_s はそれぞれ25, 49, 64%となる。その円筒状の粘土供試体に砂と脱気水を入れて、粘土の内壁を乱さない様に突き棒で締固めた($e_{\text{sand}}=0.61$)後、冷凍庫で凍結させる。実験に際し、三軸セルには凍結したままの供試体をセットし、セル内の水温により自然解凍させ

* 正会員 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科
(〒464-01 名古屋市千種区不老町)

** 学生会員 工修 名古屋大学大学院博士後期課程土木工学専攻

*** 正会員 工博 名古屋大学教授 工学研究科 地圏環境工学専攻

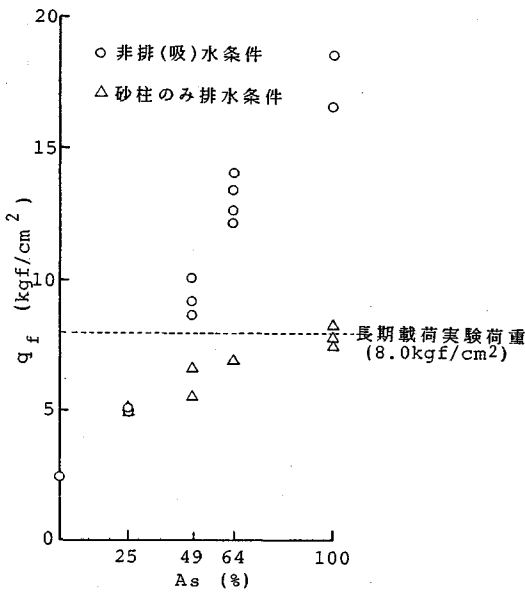


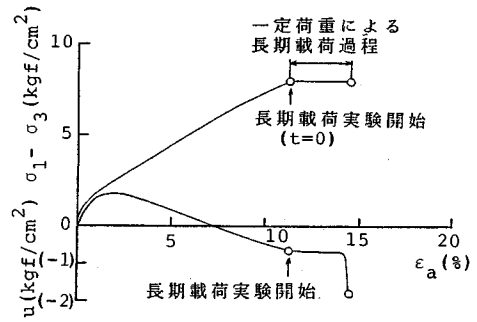
図-1 砂柱を含む粘土の三軸圧縮試験結果

た後に実験を行う。

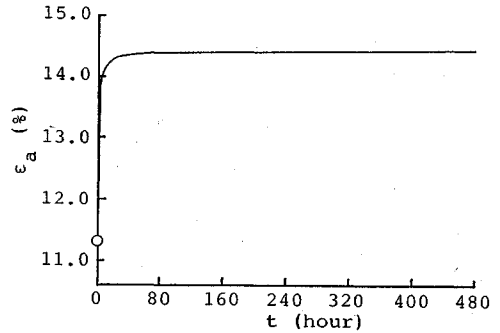
(2) 非排(吸)水強度と砂柱のみ排水強度

実験は①供試体の周囲全面を非排(吸)水条件において、境界非排(吸)水実験、と②砂杭部上下端を背圧と同じにして砂杭へは自由に水の出入りを許した実験の2種類を行う。簡単のため①を非排(吸)水条件、②を砂柱のみ排(吸)水条件と呼ぶ。そのために、供試体中では間隙水の移動(マイグレーション)を極力押えるように、深草粘土の部分排水せん断試験結果⁵⁾を参考にして、載荷速度はそれぞれ次のようにした。粘土・砂非排(吸)水条件の場合で、約1秒おきに0.1 kgf/cm² (9.8 kN/m²)、粘土非排水・砂柱のみ排水条件の場合で、約15秒に0.15 kgf/cm² (14.7 kN/m²) ずつ軸差応力を増圧した。なお、全試験を通じて側圧、背圧ともに2.0 kgf/cm² (196kN/m²) に統一して実験を行った。

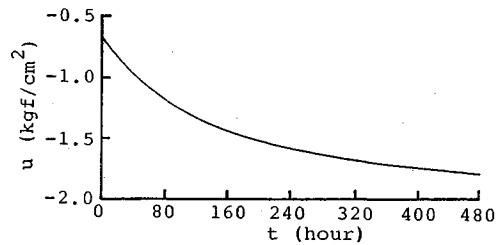
図-1は非排(吸)水強度および砂柱のみ排水強度と置換率との関係であり、各条件につき1~数本ずつ行ったすべての実験データが示されている。各置換率において、データにかなりのばらつきがあるが、これは供試体作製に伴うばらつきが一番の原因と考えている。すなわち供試体中の砂柱の締め具合の違いや締め中に周りの粘土を乱してしまったことなどが挙げられる。しかし、このようにかなりのばらつきがあったとしても、砂柱が非排(吸)水強度に及ぼす効果は明らかである。砂柱のみ排水条件下においても、砂柱の効果は見てとれるが、非排(吸)水状態と比べると小さいことがわかり、非排(吸)水強度と排水強度には明らかに有為な差が認められる。具体的にはA_s=49% においての非排(吸)水条件の強度は8.58~10.04 kgf/cm² (841~984 kN/m²)、



(a) 主応力差および砂柱部過剰間隙水圧-軸ひずみ関係



(b) 軸ひずみの時間変化



(c) 砂柱部過剰間隙水圧の時間変化

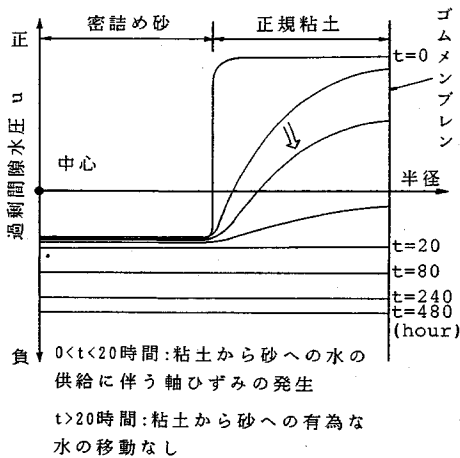
図-2 長期載荷試験結果 (A_s=49%)

砂柱のみ排水条件の強度は5.53~6.61 kgf/cm² (542~648 kN/m²) となり、非排(吸)水条件の方が砂柱のみ排水条件とするよりも、約1.3~1.8倍の支持力を与える。同様にA_s=64% においてはこの比率がさらに大きく約1.8~2.0倍になる。供試体レベルでの三軸条件と実際の複合地盤の複雑な境界条件を有する問題(3.以下で後述)とは単純には比較できないものの、実際の複合地盤においても砂杭を非排(吸)水状態とおけば、より大きな支持力が得られると考えられる。

(3) 非排(吸)水条件下での長期載荷実験

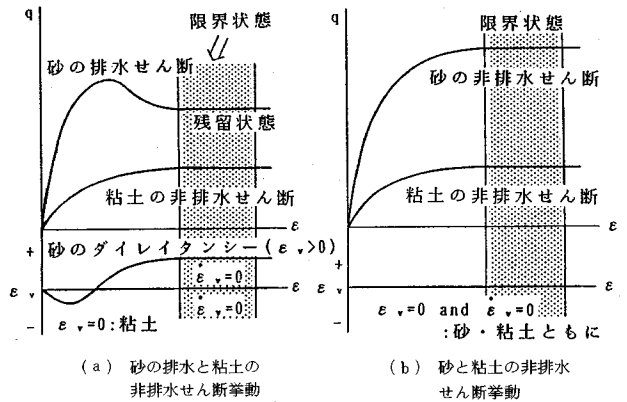
非排(吸)水条件下において破壊荷重の少し手前で荷重を一定に保つ長期載荷実験により、長期安定性について考察する。

A_s=49% の供試体では図-1 から判断して、非排(吸)水強度より少し小さい8.0 kg/cm² (784kN/m²) で荷重を一定に保ち、長期載荷実験を行った。図-2 (a) に主



図一3 長期載荷実験中の供試体内の過剰間隙水圧の変化の様子

応力差と軸ひずみとの関係を示す。図一2 (b) は荷重が一定に達してからの経過時間を横軸にとって、軸ひずみの時間変化の様子を示す。図一2 (c) は図一2 (b) と同様に経過時間に伴い砂柱部の過剰間隙水圧が減少していく様子を示す。当初は粘土から砂へ水が供給されるため、砂柱の非排(吸)水状態は長く続かず、砂柱はやがて強度を失い、供試体は時間が適当に経過すれば破壊すると考えられた。なぜなら 8.0 kgf/cm^2 (784 kN/m^2) という一定軸差荷重は、砂柱のみ排水条件での破壊荷重より十分大きいからである(図一1の△印参照)。ところが図一2 (c) は、砂柱部の負圧が解消されるどころか、逆に負圧が成長し続けやがて一定値に達している。すなわちこの実験の結果では、荷重一定の初期にこそ軸ひずみが若干増加するものの、軸ひずみの増加がほとんど止まってからも砂柱部の負の過剰間隙水圧は発生しつづけ、つまり供試体は安定しつづける。この理由は以下のように考えられる。すなわち、荷重が一定に達した直後は粘土部に正の過剰間隙水圧が発生し、砂柱部は負圧が発生する。粘土中の過剰間隙水圧の半径方向に沿う分布は凸的で、すなわち粘土は圧密を開始し、若干でも水を砂柱に供給すると考えられる。しかし、この圧密は数時間~20時間あれば十分に終了してしまい、粘土部の水圧は砂と同様の値のまま、半径方向に偏平な分布となってしまう。砂柱は当初粘土から水をもらって負圧が少しでも解消されれば、強度を失い破壊しようとする。ところがそのためにせん断ひずみが発生しようとするが、水が供給されないためにダイレイタンスーは拘束されるため再び負圧が発生する。この負圧の発生にあわせて粘土部は過剰間隙水圧が偏平なまま、すなわち圧密・脱水がほとんど起こらないまま、水圧を砂柱の水圧と同じに保ちつつ、水圧が下がり続ける。この様子を概念的に図一



図一4 粘土および砂の限界状態

3に示す。図一3のための数値解析的な研究は、この論文では行わない。

次に、三軸試験で行った、(1)粘土・砂非排(吸)水条件、(2)粘土非排水・砂排水、の2条件と同じ条件で実際の複合地盤の支持力解析を行う。そのため次章で解析手順を簡潔にまとめる。

3. 連成極限つり合い解析の定式化

(1) 極限つり合い式

運動学的に許容な速度場に関して内部消散率を最小化することにより、塑性体に関する上界定理を極限つり合いの式に書き換えることができる。田村ら⁶⁾は有限要素離散化により、次の極限つり合い式と制約条件を示した。

$$\int_V B^T s dv + L^T \lambda + \mu F = X \dots \dots \dots (1)$$

$$F^T \dot{U} = 1 \dots \dots \dots (2)$$

$$L \dot{U} = 0 \dots \dots \dots (3)$$

s: 全要素での偏差応力ベクトル, **λ**: 全要素での平均応力ベクトル, **μ**: 極限荷重 **μF** を与える限界荷重係数, **F**: 外力の節点力ベクトル, **X**: 物体力の節点力ベクトル, **U**: (全体の) 節点変位速度ベクトル, **B**: ひずみ~変位(ひずみ速度~変位速度)関係を与える行列, **L**: **U** から全要素の体積ひずみ速度ベクトル **v** に移す行列, **v** = **LU**.

式(2)は方向だけ決まって大きさが不定な速度の、その大きさを仮に決めておく条件である。式(3)は図一4に示す限界状態において全要素が体積変化を生じないための制約条件式である。この条件は破壊時に土が非圧縮性であることから、この条件式によって不定圧 **λ**(平均応力, 全応力) が定まる。極限つり合い式(1)~(3)は図一4の斜線に示す限界状態にあるすべての土に適用できる。

(2) 限界状態に関する構成式

$$\dot{U}, \lambda, \mu \text{ に関する不静定な連立方程式 (1)~(3)}$$

は限界状態での応力～ひずみ速度関係を表す構成式を使って解かれる。本論文では次の2つを用いた。

a) 砂杭部

砂杭部は人工的に締められ自然堆積の状態とは異なるため、ここでは便宜的に練り返した土がその実験背景にあるカムクレイモデル⁷⁾を用いて限界状態における構成式を導いた。すなわち、

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \left(\sqrt{\frac{3}{2}} \frac{\dot{\bar{\epsilon}}}{M} \frac{1}{(p')_f} \right) (s_{ij})_f, \quad \bar{\epsilon} = \sqrt{\dot{\epsilon}_{ij} \cdot \dot{\epsilon}_{ij}} \dots (4)$$

ここに、 $\dot{\epsilon}_{ij}$ は塑性ひずみ速度、 $(p')_f$ 、 $(s_{ij})_f$ はそれぞれ、限界状態における平均有効応力および偏差応力であり、 M は限界状態パラメータである。

b) 粘土部

粘土地盤の初期応力状態での異方圧密の影響を評価するために、関口・太田モデル⁸⁾を用いて、限界状態での土の挙動を次式で表わした。

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \left(\sqrt{\frac{3}{2}} \frac{\dot{\bar{\epsilon}}}{\eta^*} \right) (\eta_{ij} - \eta_{i0}),$$

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} (\eta_{ij} - \eta_{i0}) (\eta_{ij} - \eta_{i0})} \dots (5)$$

ここに、 $\eta_{ij} = s_{ij}/p'$ 、 $\eta_{i0} = s_{i0}/p'_0$ であり、 η_{ij} は限界状態での応力比、 η_{i0} は異方圧密における初期応力比である。

(3) 土-水連成式

式(4)と(5)には $(p')_f$ という未知の場の変数が存在するため、場の方程式(土-水連成式)を1つ加える必要がある。粘土部では非排水条件($\dot{\epsilon}_v^e + \dot{\epsilon}_v^p = 0$ in V | $\dot{\epsilon}_v^e$: 弾性体積ひずみ, $\dot{\epsilon}_v^p$: 塑性体積ひずみ)を適用することにより、関口・太田モデルに基づく次の連成式が得られる。

$$(p')_f = p'_0 \exp \left[\Lambda \left(-1 + \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{\dot{\epsilon}_{ij} \cdot \eta_{i0}}{M \cdot \dot{\bar{\epsilon}}} \right) \right] \dots (6)$$

非可逆比 Λ は圧縮指数 λ および膨潤指数 κ を用いて $1 - \kappa/\lambda$ と定義され、 p'_0 は非排水載荷する直前の平均有効応力である。式(6)は、破壊時平均有効応力 $(p')_f$ が破壊時の塑性流れ $\dot{\epsilon}_{ij}$ に依存して決まることを示している。 $(p')_f$ を定める問題(すなわち破壊時間間隙圧を求める問題)は、破壊時の速度場を求める問題と連成している⁹⁾。

一方、砂杭部では次の2つの排水条件を考え、それぞれについての連成式を定義する。

a) 完全排水条件

過剰間隙水圧は常に消散しているものと仮定するため、破壊時の砂杭部での未知の平均有効応力は簡単に次式で表現できる。

$$(p')_f = (p)_f - \gamma_w \cdot Z \dots (7)$$

$(p)_f$ は極限つり合い式の解 λ によって与えられる平均応力である。また $\gamma_w \cdot Z$ は静水圧である。式(1)～(3)

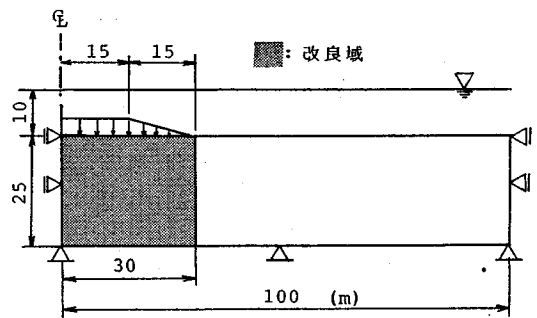


図-5 複合地盤モデル

および式(4)は、 p' が式(7)を満足するまで繰り返し計算によって解かれることになる。

b) 非排(吸)水条件

粘土部と同様に非排(吸)水条件を用いると、砂については過圧密状態を考慮して、カムクレイモデルに基づく次の連成式が得られる。

$$(p')_f = p'_0 n^A \exp(-\Lambda) \dots (8)$$

次式のように定義される過圧密比 n は、本論文では砂杭部の締めめの度合いを表わすパラメータとして用いる。

$$n = p'_v / p'_0 \dots (9)$$

ここに、 p'_v は初期降伏応力であり、 p'_0 は非排(吸)水載荷直前の平均有効応力である。式(8)と粘土部での連成式(6)を比較すれば、 Λ が正でかつ、 $n > 1$ であることを考慮すると、砂杭部に応力が集中することは容易に予想できる。この砂杭への応力集中によって、複合地盤は非常に大きな支持力を発揮するものと考えられる。しかし、ここで注意しなければならないのは、有効応力の上昇の原因である砂杭中に発生する負圧(負の過剰間隙水圧)には下限値が存在するという点である。つまり水圧である限りは、真の意味での引張力とはならないからである。著者らが拘束圧および背圧を変えて、数通りの砂の非排(吸)水3軸試験を実施した結果、限界値はほぼ -0.7 kgf/cm^2 (-68.6 kN/m^2) (大気圧を 0 kgf/cm^2 とする)であることがわかった。そのため本論文の解析では、砂杭部の任意のエレメントにおいて破壊時過剰間隙水圧がこの値を下回る場合には、式(8)によって決定していた破壊時平均有効応力を、破壊時過剰間隙水圧が -0.7 kgf/cm^2 になるように設定し直して、全体の系のつり合いを満足するように、繰り返し計算を行うことにより支持力を決定した。

4. 複合地盤モデルの支持力解析

締めめ砂杭によって改良された複合地盤は、海底軟弱地盤の改良に多く用いられることを考慮に入れて、水深10mの海底地盤に、盛土による局部荷重を行った場合を想定して、2次元平面ひずみ条件での連成極限つり合い

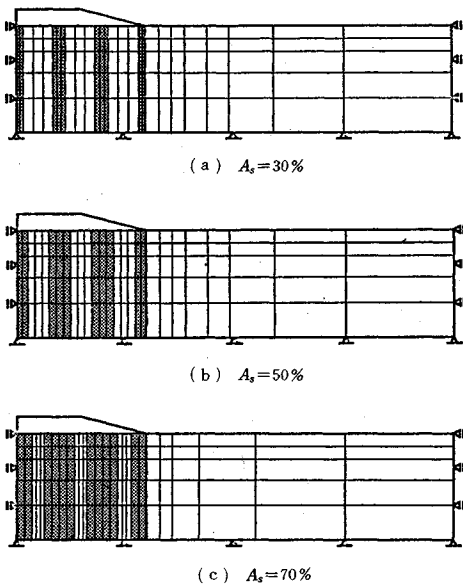


図-6 有限要素メッシュ図

表-1 土質パラメータ

	λ	κ	M
砂杭	0.03	0.003	1.2
粘土	0.25	0.13	1.2

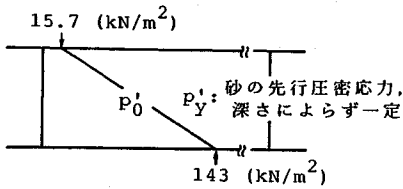


図-7 初期応力状態

解析を行う。図-5に複合地盤モデルの概要を示す。解析は、粘土部を非排水と仮定し、砂杭部を非排(吸)水と仮定する場合と、従来の考え方である排水と仮定する場合の2通りの条件で行う。解析地盤は砂置換率 $A_s=30, 50, 70\%$ の3種類を設定し、図-6にそれぞれについての有限要素メッシュを示す。砂杭部および粘土部はそれぞれ3~4本に細かく要素分割することによって、極端な応力集中をなくし、粘土部と砂杭部の要素間の不連続性によって生じる計算誤差を極力小さくした。なお3種類の置換率を通して砂杭の配置は同じにし、砂杭の幅を変えることにより置換率を変化させた。

表-1は解析に用いた土質パラメータである。砂の κ は実験値より決定し、 λ はその10倍とした。 M は若干小さく1.2としたが、普通設計では $\phi=30^\circ$ で行うことが多いためである。粘土の κ が若干大きいのは、非排水強度から逆算される K_0 が常識的な値となるように定めたためである。図-7は地盤の粘土部および砂杭部

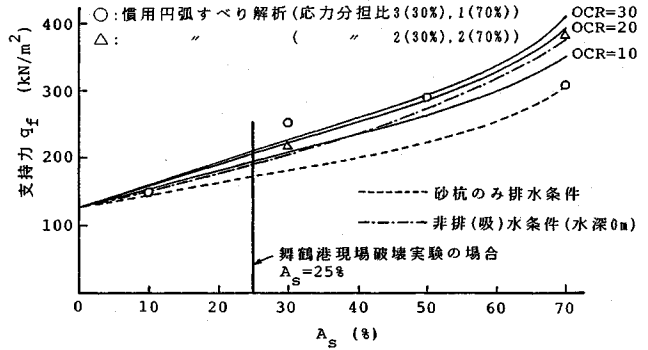


図-8 解析結果

の初期応力状態を示す。本章以後の解析においては過圧密比OCRは砂杭の地盤底面における p_i/p_0 で定義し、このOCRが大きいくほど砂杭はよく締まっていることを表わす。

図-8に一連の解析結果を示す。全域非排(吸)水条件での解析の結果より、置換率の上昇とともに飛躍的に支持力が増大し、改良効果が非常に大きいことがわかる。置換率 $A_s=70\%$ の場合、改良地盤の非排水支持力はOCRに応じて351~410 kN/m^2 となり、未改良地盤の支持力が126 kN/m^2 であるのに対して、約3倍もの支持力を発揮する。またOCRが大きくなるほど(つまり砂杭が締められているほど)支持力が大きくなることも見て取れる。しかし、OCR=20と30の場合の非排水支持力の間には、あまり大きな差は見られず、OCRがある程度大きくなると、それ以上にOCRを大きくしても、非排水支持力はもう増大しないという傾向があることが予想される。この原因は3章で述べた“負圧の限界”の影響である。つまり、OCRがある程度大きくなると、載荷時に砂杭部の主要なエレメントに発生する負圧はほぼすべて限界値に達してしまい、境界条件が同じ地盤であれば、OCRに関係なく破壊時過剰間隙水圧分布は一樣に決ってしまい、破壊時平均有効応力分布も必ずと一定に収束してしまう。そのため非排水支持力はある上限値で一定となる。本解析においてはOCR=30でほぼその上限値に達しているものと考えられる。このように負圧の限界が複合地盤の支持力に影響を与えるのなら、地盤内がもともと大きな静水圧を持っていれば、その分だけ発生できる負圧の幅は大きくなり、砂杭にはより大きな有効応力の集中が期待できる。したがって、海底地盤のように大きな静水圧をもつ地盤であるほど、複合地盤の支持力は大きくなると予想できる。図-8中にしめす一点鎖線は、同じモデル地盤を、水深が0m(つまり先の解析例より静水圧が10m分だけ小さい)と仮定して計算し直したOCR=30での解析値である。10m分の静水圧の効果が顕著に現れており、支持力は $A_s=30\sim70\%$ で、およそ20~30 kN/m^2 小さくなる。以上の

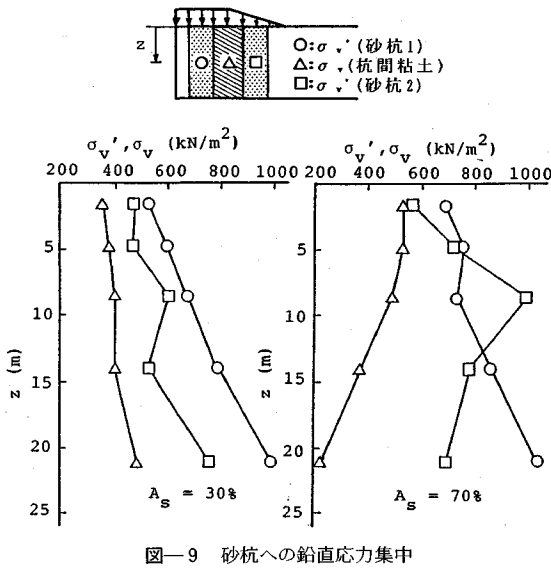


図-9 砂杭への鉛直応力集中

考察より、複合地盤は海底地盤のような大きな静水圧を持った地盤ほど改良効果は大きいことがわかる。この効果は、砂杭を非排(吸)水と仮定することによってはじめてみられるものであり、砂杭を排水条件とする従来の仮定ではこのような効果はみられない。

図-8中の破線は、従来の考え方に基づく、砂杭のみ排水条件と仮定した場合の連成極限つり合い解析によって求められる支持力である。全域を非排(吸)水とした解析と比して、全置換率にわたって、改良効果はかなり小さく評価される。しかし、ここで次の事に注意しなければならない。すなわち、図-4(a)に示すように砂の排水条件でのせん断挙動はピーク強度を持つのだが、この論文の連成極限つり合い解析は地盤の支持力を限界状態でしか評価できないために、砂杭を排水条件と仮定する解析値は実際の支持力よりも小さく見積ってしまうということである。これに加え粘土の圧密による強度上昇も評価していないため、実際の排水支持力は図中の解析値より若干は大きくなると予想される。

図-8中の○印は慣用円弧すべり法による解析値である。せん断強度を評価するにあたり、 $\phi=30^\circ$ と仮定し、応力分担比は現場でよく用いられる次の値を採用した。

$$\sigma_{v(sand)}/\sigma_{v(clay)} = 3(A_s \leq 30\%)$$

$$2(30 < A_s < 70\%) \dots \dots \dots (10)$$

$$1(70\% \leq A_s)$$

低置換率では大きな応力分担比、高置換率では小さい応力分担比を用いていることを反映して、支持力は $A_s=30\%$ では全域非排(吸)水条件の解析値より大きく、逆に $A_s=70\%$ では小さく評価される。式(10)の応力分担比の設定はほぼ経験に基づくものである。一方、連成極限つり合い解析によって得られる、全域非排(吸)

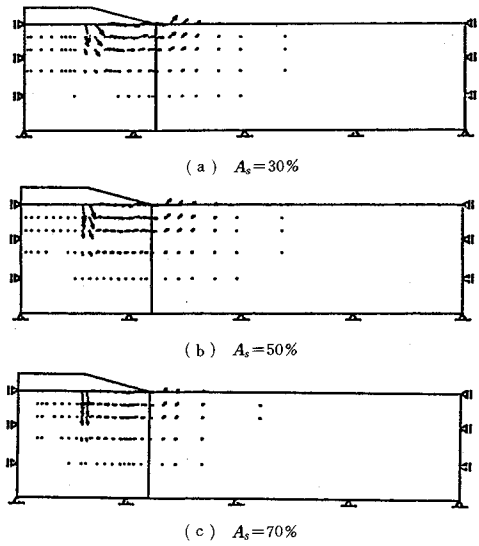


図-10 破壊時塑性流れ図

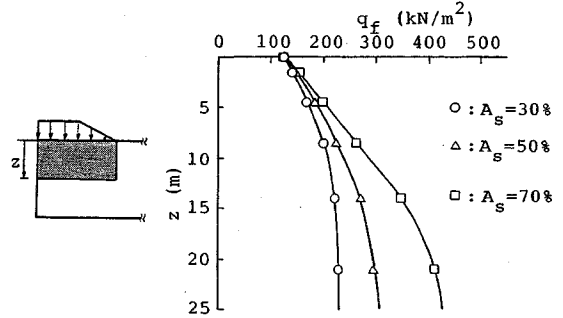


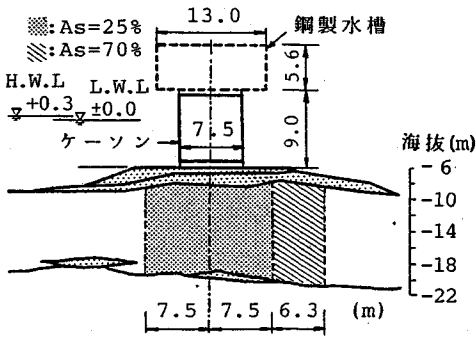
図-11 改良深さ～非排水支持力関係 (OCR=30)

水条件下 (OCR=30) での、地盤内破壊時鉛直応力分布 (図-9) を用いれば、応力分担比を深さ方向に沿って計算することができる。

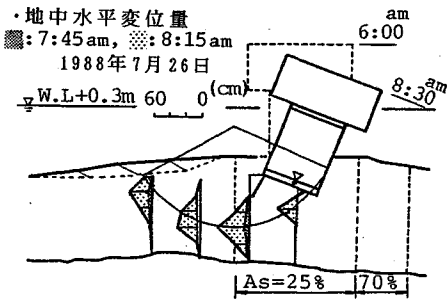
図-9より、 $A_s=30\%$ では、砂と粘土の鉛直応力比は約1.5~2、 $A_s=70\%$ でもすべりの発生すると思われる $z=10\text{ m}$ 付近で約2になっているのがわかる。慣用円弧すべり解析をするのに応力分担比を $A_s=30\%$ で3、 $A_s=70\%$ で1と設定したが、いずれも2と設定し直して計算すると、支持力は $A_s=30\%$ では 217 kN/m^2 、 $A_s=70\%$ で 384 kN/m^2 となり、図中△印に示すように非排(吸)水条件による支持力値とほぼ一致する。

図-10にOCR=30における典型的な塑性流れ図を示す。主な破壊領域は杭間粘土域に集中しているものの、連成極限つり合い解析で得られた塑性流れも、慣用解析による円弧すべり仮定をほぼ満足していると思われる。

図-11は連成極限つり合い解析を用いて、OCR=30の場合の改良深さと非排水支持力の関係を求めたものである。より深くまで改良されているほど、支持力は増大する。しかし、 $A_s=30\%$ のように低置換であると、そ



(a) 実験地盤および載荷体の概要



(b) 地中水平変位に基づくすべり面
図-12 現地破壊実験の概要

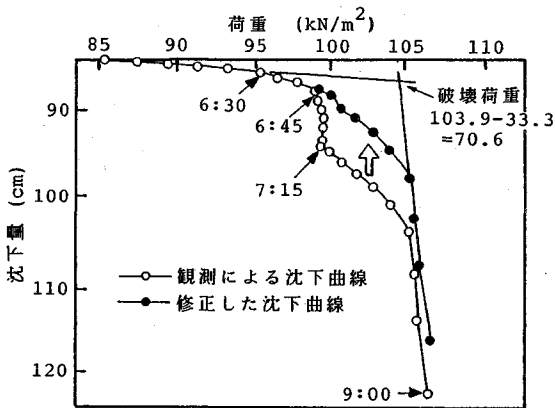


図-13 破壊荷重の決定 (岡田ら, 1989)

れ以上深くまで改良しても支持力の増大は見られないというような、最適改良深さが存在する。

5. 舞鶴港における現場破壊実験の解析例

低置換 SCP 工法による改良地盤の特徴の解明を目的として、運輸省第三港湾建設局が、昭和 61 年度～昭和 63 年度の 3 か年にわたって舞鶴港で行った、低置換率 ($A_s=25\%$) の改良地盤の現地破壊実験のデータ⁴⁾を参考にして、複合地盤の非排水支持力の妥当性を検討する。

図-12 (a) に実験地盤および載荷体の概要を示す。対象とする現場を $A_s=25\%$ で改良した後、背面すべり

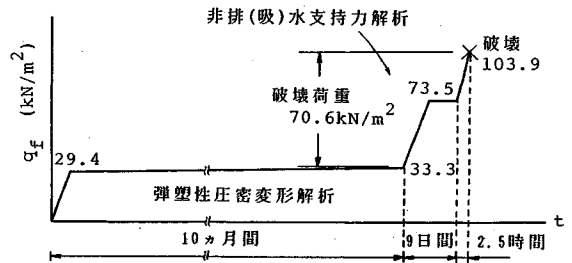


図-14 載荷工程

表-2 土質パラメータ

	λ	κ	M	K_0
粘土(上)	0.362	0.048	1.20	0.5
粘土(中)	0.359	0.039	1.27	0.5
粘土(下)	0.195	0.025	1.33	0.5
砂杭	0.030	0.003	1.20	1.0

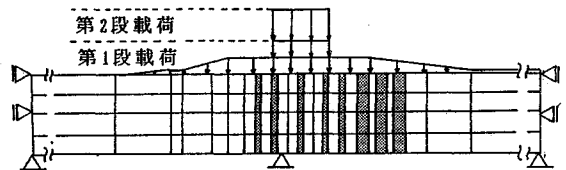


図-15 有限要素メッシュ図

防止のために隣接する範囲を $A_s=70\%$ で改良した。図-12 (b) は地中水平変位計測結果に基づくすべり面である。載荷は次の2段階で行われた。(1) 地盤改良後、コンクリート製床板、ケーソンを設置し、中詰め注水を行った。この荷重状態 (29.4 kN/m^2) で 10 カ月間放置し、地盤の圧密強度増加を待った。なお、荷重は降雨によって 10 カ月間で 33.3 kN/m^2 まで増加した。(2) 第 2 段階載荷としてケーソン内に中詰め砂を投入し、ケーソン上に設置した鋼製水槽に注水を行い、改良地盤の破壊実験を行った。なお、現場破壊荷重は図-13 から 70.6 kN/m^2 とした⁴⁾。

図-14 に載荷工程を示す。解析方法としては第 1 段階載荷段階は弾塑性圧密変形解析の対象としたが、第 2 段階載荷は 9 日間で行われ、さらに載荷の 43% は最後の 2 時間半で行われていることから、非排(吸)水仮定が十分適用できると考え、非排(吸)水連成極限つり合い解析の対象とした。表 2 は解析に用いた土質パラメータであり、図-15 に現地盤を 2 次元平面ひずみ条件でモデル化した有限要素メッシュを示す。

図-16⁴⁾は第1段階載荷による 10 カ月の圧密前後の改良地盤の土質性状である。連成極限解析には第 2 段階載荷直前の地盤内の有効応力状態が必要であるが、これを決定する方法により 2 種類の解析を実施した。CASE 1 は図-16 の圧密後のデータから直接第 2 段階載荷直前の有効応力状態を推定するものであり、CASE 2 は圧密前の有効

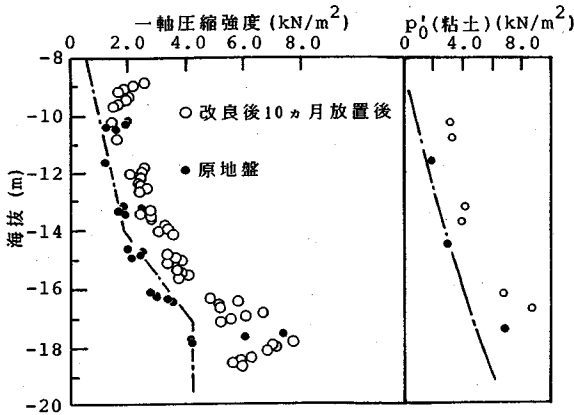


図-16 第1段载荷による土質性状の変化 (岡田ら, 1989)

表-3 第2段载荷における破壊荷重の予測

	OCR	CASE1	CASE2
非排(吸)水条件による解析	30	67.6	68.0
	20	64.2	68.0
	10	56.5	63.8
砂杭のみ排水条件	45.9	42.5	kN/m^2

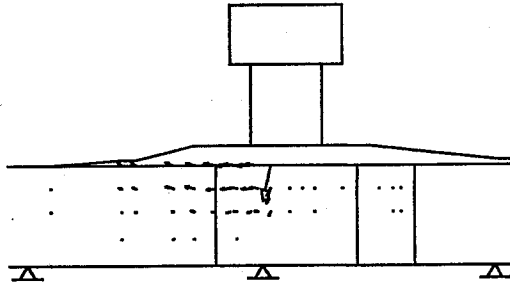


図-17 破壊時塑性流れ図

応力状態 (K_0 状態) を用いて、第1段载荷を弾塑性圧密変形解析よりシミュレーションし、第2段载荷直前の有効応力状態を求めるといものである。

表-3に解析結果を示す。解析結果はいずれのCASEにおいても、OCR=20~30で非排水支持力は約68 kN/m^2 ほぼ解析の上限値を示している。一方、砂杭を排水条件として得られる支持力は非排水支持力よりかなり小さい値となっている。図-13を見る限り、実際の支持力は70.6 kN/m^2 よりもう少し小さいものであると考えられるが、従来の常識で砂杭を排水条件と仮定しては、この支持力は説明できない。しかし、砂杭中は非排(吸)水であったと仮定する非排水支持力で考えれば、地盤がOCR 20以上の締まった地盤であったとすれば、非常によく現地破壊荷重を説明できる。図-17は破壊時塑性流れ図 (CASE 1, OCR=30) である。図-12 (b) のすべり面と深さや幅において近い破壊形態を示す。

6. 結 論

(1) 供試体全周を非排(吸)水境界条件においた時の強度(軸差応力)は、砂柱に外部からの水の出入りを許した場合の強度の約1.8~2.0倍 ($A_s=64\%$ の場合) になる。この数字は砂柱の締固め程度や置換率 A_s によって変化しうるが、締固め砂杭を非排(吸)水状態に近づける方がより大きな支持力を得ることは疑えない。

(2) 非排(吸)水条件での長期载荷実験において、供試体沈下は20時間で定常状態になりながらも、砂杭部の負圧は480時間経てもなお減少し続け、ある一定値に収束する様子が観測された。すなわち、非排(吸)水境界条件が維持できれば、供試体中の間隙水のマイグレーションがあっても、供試体は全体として長期的に安定する。

(3) 複合地盤の極限支持力解析は、砂杭部を非排(吸)水状態におく解析と砂杭部を完全排(吸)水・残留状態におく解析の両方が可能である。前者(非排水支持力)は支持力の上限を与えると考えられる。この非排水支持力は砂杭部の締固め程度に依存して様々な値をとり得る。非排水支持力に及ぼす改良深さの効果も、この支持力解析によってよく調べることができる。また、この非排水支持力では、砂杭部に発生する負の過剰水圧の程度が、静水圧の大ききで条件付けられるため、海底地盤のように静水圧の大きき地盤の方が改良効果は大ききことがわかる。

(4) 舞鶴港で行われた低置換改良地盤の急速载荷による現場破壊実験は、試算に用いたパラメータによれば砂杭部を排水とおくよりは、非排(吸)水とおく方が実験値をよく説明できた。しかし、これによってただちに舞鶴港の実験が非排水・排水のどちらであったかを早計に結論づけるものではない。

(5) 本論文の実験および解析は、複合地盤がいわゆる排土杭であることの効果を取入れたものにはなっていない。排土効果によって、特に低置換SCPの場合、粘土の圧密による強度上昇の効果は著しいものであるかも知れないが、このことは本論文では取り扱わなかった。

謝辞：本研究は文部省科学研究費(試験研究(B)(1)02555110研究代表者名古屋大学工学部 松尾 稔)の援助を受けて行っている研究の一部である。記して謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 一本英三郎・末松直幹：サンドコンパクション工法の実際と問題点(3)、土と基礎、Vol.31, No5, pp.83~90, 1983年。
- 2) 石崎 仁：杭状改良地盤解析における構成式および解析手法の適用性、第35回土質工学シンポジウム発表論文集、

pp.31~38, 1990年11月.

- 3) 一本英三郎・野津光夫・奥山一典・太田英樹・飯塚 敦：
ひずみ軟化を示す地盤挙動の有限要素解析手法，第35回土質工学シンポジウム発表論文集，pp.39~46, 1990年11月.
- 4) 岡田靖夫・柳生忠彦・幸田勇二：低置換サンドコンパクションバ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, 1989年.
- 5) 中野正樹・泉並良二・浅岡 顕：正規圧密粘土における非排水せん断強度の載荷速度効果，第26回土質工学研究発表会講演概要集，pp.601~604, 1991年7月.
- 6) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T. : Limit analysis of soil structure by rigid plastic finite element method, *Soils and Foundations*, Vol.24, No.1, pp.34~42, 1984.
- 7) Scofield, A.N. and Wroth, C. P. : *Critical state soil mechanics*, London, McGraw-Hill, 1968.
- 8) Sekiguchi, H. and Ohta, H. : Induced anisotropy and time dependency in clays, *Proc. of Speciality Session 9, 9th ICSMFE, Tokyo*, pp.229~238, 1977.
- 9) Asaoka, A. and Ohtsuka, S. : Bearing capacity analysis of a normally consolidated clay foundation, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.58~70, 1987.
(1991.7.10 受付)

THE STUDY ON UNDRAINED BEARING CAPACITY OF COMPOSITE GROUND

Akira ASAOKA, Takeshi KODAKA and Minoru MATSUO

The bearing capacity of soft clay ground improved by sand compaction piles is investigated based on the limiting equilibrium analysis making distinction between undrained and drained conditions for sand. Prior to the analyses, a series of triaxial compression tests of clay with a sand pile is carried out in laboratory. The test results show that the undrained condition for a sand pile with negative excess pore pressure is durable for a long time. The bearing capacity is solved with a variety in a sand-replacement ratio from 30% to 70%, which provides the information required in design practice both on the stress concentration and on the necessary length of vertical sand piles. On the basis of this analysis procedure, a field loading test of composite ground to failure with a low sand-replacement ratio that was made by the Ministry of Transport of Japan in 1987-1988 is also analyzed and discussed.