

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE

MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 29 NO. 2 JUNE 1990

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第29巻 第2号 (Vol. 29, No. 2), 1990年6月 (June 1990)

目 次 (CONTENTS)

1. 斜め入斜波による混成堤マウンド被覆材の安定性に関する実験的研究
.....高橋重雄・木村克俊・谷本勝利..... 3
(Stability of Armour Units of Composite Breakwater Mound against
Oblique Waves.
.....Shigeo TAKAHASHI, Katsutoshi KIMURA
and Katsutoshi TANIMOTO)
2. 碎波帯内の底質粒度の変動特性
——波崎海洋研究施設における現地調査——
.....加藤一正・柳嶋慎一・栗山善昭・磯上知良・村上裕幸・藤田 誠.....37
(Changes of Grain Distribution of Bed Material in the Surf Zone
——Field Observation at Hazaki Oceanographical Research Facility——
.....Kazumasa KATOH, Shin-ichi YANAGISHIMA, Yoshiaki KURIYAMA,
Tomoyoshi ISOGAMI, Hiroyuki MURAKAMI and Makoto FUJITA)
3. 粘性土の水平方向圧密係数の決定法
.....小林正樹・水上純一・土田 孝.....63
(Determination of the Horizontal Coefficient of Consolidation c_h
.....Masaki KOBAYASHI, Jun-ichi MIZUKAMI and Takashi TSUCHIDA)
4. 事前混合処理工法による処理土の強度・変形特性
.....善 功企・山崎浩之・佐藤 泰.....85
(Strength and Deformation Characteristics of Cement Treated
Sands Used for Premixing Method
.....Kouki ZEN, Hiroyuki YAMAZAKI and Yasushi SATO)
5. 低置換率 SCP 工法により改良された粘性土地盤の支持力
.....寺師昌明・北詰昌樹... 119
(Bearing Capacity of Clay Ground Improved by Sand Compaction
Piles of Low Replacement Area Ratio
.....Masaaki TERASHI and Masaki KITAZUME)
6. 曲げおよびせん断を受けるハイブリッドはりの耐力特性
.....横田 弘・清宮 理... 149
(Load Carrying Capacity of Hybrid Beams Subjected to Flexure
and Shear Forces.....Hiroshi YOKOTA and Osamu KIYOMIYA)
7. ケーソンに作用する地震時土圧に関する模型振動実験とその解析
.....風間基樹・稲富隆昌・大塚幸治... 177
(Model Vibration Tests for the Seismic Earth Pressure Acting
on the Rigid Caisson Foundation and Its Analyses
.....Motoki KAZAMA, Takamasa INATOMI and Kohji OHTSUKA)

5. 低置換率 SCP 工法により改良された 粘性土地盤の支持力

寺師 昌明*・北詰 昌樹**

要 旨

本研究はサンドコンパクションパイル工法で形成される複合地盤の支持力を、応力の相似則を満足する遠心模型実験手法によって実証的に検討するものである。別途に第三港湾建設局によって実施された現地実証試験結果も併せて吟味した。

複合地盤の挙動に影響する各種の要因が支持力に影響する度合いを遠心模型実験で解明できた。また、遠心模型実験結果と現地実証試験結果は整合するものであった。併せて実施した弾粘塑性 FEM 計算は、降伏に至る荷重沈下曲線を実用上十分な精度で追跡しその実用性は実証されたが、地中の水平変位の再現にはまだ問題があり、今後さらに検討が必要である。複合地盤のせん断強度を砂杭と杭間粘土の強度の面積平均で表現し円形すべり計算をおこなう実用的な安定計算で遠心実験結果と現地試験結果がよく説明できた。

キーワード：土質安定処理，軟弱地盤，支持力，傾斜荷重，サンドコンパクションパイル工法，模型実験（遠心模型実験），野外試験，設計法

* 土質部 地盤改良研究室長
** 土質部 主任研究官（地盤安定解析担当）

5. Bearing Capacity of Clay Ground Improved by Sand Compaction Piles of Low Replacement Area Ratio

Masaaki TERASHI*

Masaki KITAZUME**

Synopsis

In the construction of port facilities such as breakwaters or revetments, normally consolidated alluvial clay deposits often found in Japanese coastal area raise difficult problems both of stability and residual settlement. One of the solution for these problems is the deep improvement by means of sand compaction pile method. The authors carried out an extensive study on the bearing capacity of the improved ground by scaled model tests and elasto-visco-plastic finite element analysis.

All the scaled model tests are carried out in the high acceleration field by PHRI geotechnical centrifuge. Normally consolidated clay ground is prepared by self-weight consolidation in the centrifuge. Installations of compacted sand piles are carried out on 1g floor. And load tests are carried out again in centrifuge under various combination of vertical load component, V and horizontal load component, H . By the test results, failure envelope of the improved ground is constructed in V - H space. The results of numerical analysis by FEM reasonably explain the failure envelope thus obtained.

These physical and numerical model tests results are reasonably well explained by the practical design technique commonly used in Japan.

The validity of the test results is also confirmed by a full scale load test separately carried out by the Third District Port Construction Bureau at Maizuru Port.

Key Words: Soft Clay, Soil Improvement, Sand Compaction Pile Method, Bearing Capacity, Inclined Load, Centrifuge Model Test, Full Scale Test, Finite Element Analysis.

* Chief of the Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division

** Senior Research Engineer, Geotechnical Engineering Division

目 次

要 旨	119
1. ま え が き	123
2. 研究の背景, 目的と対象範囲	123
2.1 研究の背景	123
2.2 研究の目的	123
2.3 研究の範囲	123
3. 遠心模型実験	124
3.1 実験の方法	124
3.2 基礎実験	127
3.3 支持力実験	132
3.4 プレロードが支持力におよぼす効果	135
4. FEM 解析	136
4.1 計算方法	136
4.2 解析結果と考察	137
4.3 FEM 解析の可能性	140
5. 実用設計法による検討	140
6. 関連研究の概要	142
6.1 現地実証試験	142
6.2 既往の事例と現行設計法	145
7. 安定管理手法	145
8. 結 論	146
9. あ と が き	147
参 考 文 献	147
記 号 表	147

1. まえがき

サンドコンパクションパイル (SCP) 工法は緩い砂を締め固める工法として開発されたものであるが、粘性土地盤を補強する工法としても近年は広範に利用されている。粘性土地盤を対象とする場合の現行の実用設計法は多くの適用実績を経て工夫された実務的に便利なものである。しかし、複雑な改良地盤の挙動を必ずしも合理的に説明するものではなく、また、破壊事例でその妥当性を検証されたものでもなく、半経験式というべきものである。

本研究は SCP 工法によって低置換率で改良された正規圧密粘土地盤の支持力を明確にすることを目的としている。このため、主として遠心模型実験手法によって SCP 改良地盤をモデル化し、まず各種の要因が支持力値ならびに変形・破壊モードにおよぼす影響を吟味した。この結果を踏まえて実験条件を限定して、鉛直荷重ならびに傾斜荷重下の支持力を実証的に解明した。その結果、限定条件付きではあるが現行の設計法の実用性を検証することができた。また、模型実験結果を用いて FEM 数値解析による SCP 改良地盤のモデル化の可能性も併せて検討した。

なお、本研究の成果は研究の進捗に応じてこれまでも部分的に発表している^{1)~5)}。

2. 研究の背景、目的と対象範囲

2.1 研究の背景

波圧、土圧、地震時慣性力などの大きな水平力を受ける港湾構造物に対して、SCP 工法を低置換率で（複合地盤として）適用したいとする建設局のニーズは極めて高い。運輸省第三港湾建設局では昭和61年度より3年間で現地実証試験を計画・実施することとした。しかし、SCP 工法による複合地盤の挙動は未解明であり、かつ、挙動に影響する要因は極めて数多い。現地試験では、ある特定の要因の組合せ下における結果しか得られないため、一般性のある結論を得られるか否かは疑問が持たれた。さらに、現地試験で計画通りに破壊までの载荷に成功し検討に耐える十分なデータを得ることができるかも大いに懸念された。本研究は、この現地実証試験を補完することを直接の動機として計画されたものである。

2.2 研究の目的

上述のように、本研究の目的は、SCP 工法により低置換率で改良された正規圧密粘性土地盤を重力式構造物の基礎地盤として用いる場合の支持力を、主として模型実験により実証的に解明することである。SCP 工法に

よる改良地盤は、締め固めた砂杭と軟弱な粘土から構成される複雑な地盤（複合地盤）であるため、その支持力は多くの要因に支配される。筆者らは、SCP 改良地盤を相似則を満足する遠心模型実験手法で再現し、破壊に至る変形挙動と各種の要因の関係を解析することで複合地盤の設計法の確立に資することとした。

2.3 研究の範囲

本実験研究のカバーする範囲は当然限定的である。研究の対象とする範囲を以下に述べる。

粘土地盤を対象とする SCP 改良は、粘土地盤中に一定の間隔で所定の深度までケーシングを打設し、ケーシング内より地中に砂を排出すると同時に締め固めて砂杭を造成するものである。外見上は類似しているサンドドレーン工法との大きな相違点は、(1)改良面積あたりに砂杭の占める面積（置換率 a_s ）が大きく、(2)締め固めを伴うため砂杭の相対密度 (D_r) が高いことである。このため、砂杭と粘土の複合効果で地盤の安定性を増し、かつ、沈下量の低減をはかることができるとされている。これまで運輸省が直轄で実施してきた港湾工事では、コンクリートケーソンなどの直立壁体を有する構造物の基礎地盤の改良に、同工法を高置換率で用いた（すなわち、強制的に軟弱土を排除し砂質土で置き換えた）事例が多い。一方低置換率改良については、陸上の盛土基礎地盤などでの適用が従来より多い。しかし、港湾では波力や土圧など大きな水平外力に対処することを主目的とする施設が多く、陸上の盛土などとは外力条件が異なる。また、海底の粘土地盤は層厚が大きく地表面の強度が極めて小さい正規圧密地盤が多いのに対して、陸上では地表付近にドライクラストの存在することが多いなど、同様に軟弱地盤といっても地盤条件が異なる。このため、低置換率改良の港湾での適用を考える場合、港湾地域での施設や地盤の特性を踏まえて、改良地盤の実際の挙動を十分に吟味しておく必要がある。

SCP 工法は、置換率 a_s が極端に小さくなると、砂杭の締め固めが困難となり実質的にはサンドドレーンによる改良地盤と変わらなくなると考えられる。すなわち、複合地盤の特徴が失われ、砂杭は単に鉛直排水層としてのみ機能し（圧密促進のみ）、改良地盤は一般的な粘土地盤として評価するのが妥当となる。一方、置換率 a_s が極端に大きくなると（例えば、 $a_s \geq 0.7$ ）、いわば強制的な置き換えであり、砂杭間の粘土の挙動が改良地盤の全体挙動には（少なくとも、鉛直荷重下の挙動には）あまり大きく影響しないものと想像される。このため、高置換率の改良地盤は、これまで実用的には一般的な砂地盤として評価されてきた。この高置換率改良が、従来、運輸省

の直轄の港湾工事で多用されてきた SCP 工法の適用形態であった。

本研究の対象は、上記の中間的な置換率の改良地盤（いわゆる複合地盤）の挙動を解明することである。しかし、複合地盤の挙動を支配すると考えられる要因は以下のように多種多様である。すなわち、①砂杭の強度（相対密度 D_r で代表される）、②置換率 a_s 、③改良幅/載荷幅比、④基礎と改良範囲の位置関係、⑤砂杭の着底条件（支持層に達しているか否か）、⑥原地盤の強度プロフィール、⑦外力条件（荷重の偏心量、傾斜角度）、⑧圧密の条件（段階施工や緩速施工の有無）、⑨最終荷重の載荷速度、⑩対象構造物の種類や幾何学的形状、その他、である。

研究の対象としている現象が未解明であり、かつ多くの要因に支配される場合には、要因を絞り込まなければ（単純化しなければ）効率的な研究はできない。アプローチする手法が模型実験であっても、FEM 等の数値解析であっても事情は変わらない。しかし、無批判に単純化すると現象を大きく見誤る危険性が極めて大きい。適用する対象を念頭においた単純化が必要であり、また、単純化する要因の影響度合いは何等かの形で吟味しておく必要がある。机上での吟味の困難な要因に関しては、当然、実証が必要である。

本研究では、上記の諸要因の内、②、④、⑤、⑥、⑩を以下のように特定した。

- ② 置換率は本研究の対象である低置換率 SCP を代表するものとして、 $a_s=0.28$ のみとする。
- ④ 改良範囲は基礎の中心線に対して左右対称とする。
- ⑤ 砂杭は支持層に達しているものとする。
- ⑥ 改良対象となる原地盤は（深さ方向に強度の増加する）正規圧密粘土地盤とする。
- ⑩ 改良地盤中の上部構造物は、マウンドを介して直立ケーソンを設置する重力式の防波堤のタイプとする。

本研究ではその他の要因〔①、③、⑧、⑨〕について吟味を加えつつ、⑦外力条件の内、荷重傾斜角度が複合地盤の支持力にどのように影響するかを検討した（鉛直荷重を含む）。

一般には最も説得力があると思われがちな現地試験は、コストや工期の制約を受けて上記①～⑩のすべての要因に対して特定の条件を設定しなければ、実施できないのは当然である。

ちなみに、港湾を対象とする場合には地盤を正規圧密粘土とする⑥の条件設定は至極当然であり問題はない。

また、今回の研究の目的から考えて、②、④の条件設定も特に不自然なものではない。しかし、港湾で今後予想される様々な状況下で支持力の確保のために SCP 工法を合理的に適用していくためには上述のように特定した条件（特に②、④、⑤）についても、できれば一層の吟味が必要であり、今後に残された課題と言えよう。

3. 遠心模型実験

3.1 実験の方法

(1) 遠心模型実験の概要

模型実験は港湾技術研究所の遠心模型実験装置を用いて実施した。遠心加速度の場では実物と相似な応力場を容易に再現できるため、正規圧密地盤に対する実験検討が可能であり、かつ、拘束圧力の大小に大きく影響される締め固め砂杭の挙動を縮尺された世界で再現することが可能となるものである。

遠心模型実験手法の詳細ならびに港湾技術研究所の装置については別報⁹⁾を参照されたい。

今回の模型実験は、低置換率 SCP によって改良された正規圧密粘土地盤の支持力を検討するためのものであり特定のプロトタイプは存在しない。このため、ある程度層厚の大きい正規粘土地盤を原地盤としてモデル化し適切な方法で改良地盤を作製すれば良い。このため、今回の一連の実験ではハンドリングの容易な寸法の試料容器を用いて50gの加速度場で実験を行う。

一連の実験は基礎実験と支持力実験に大別できる。いずれも改良地盤に基礎（載荷板）を介して荷重を加えて支持力を求める実験であるが、支持力に影響する幾何学的条件、砂杭の相対密度、載荷速度を吟味する実験を基礎実験と位置付け、基礎実験結果を踏まえて決定された一定の条件下で荷重の傾斜角度の影響を検討する実験を支持力実験とした。

(2) 模型地盤の作製

原地盤（正規圧密粘土地盤）の作製方法は、基礎実験でも支持力実験でも同様である。まず、試料容器底部に排水層としての砂層を設け、液性限界より高い含水比で練り返してスラリー状にしたカオリン粘土を試料容器中に投入する。そして 0.1 kgf/cm^2 の圧力で予備圧密を行う。予備圧密終了後に50gの遠心加速度場で自重圧密を行い、実物規模に換算すると約10mの層厚に相当する層厚が約20cmの正規圧密粘土地盤（深度方向に強度勾配を持つ地盤）を作製する。模型原地盤の作製に用いたカオリンの特性を表-1に示す。図-1が遠心場での自重圧密で形成された模型地盤の非排水せん断強度のプロフィールである。深さ方向の強度勾配が実物の50倍になって

表-1 実験材料の特性

	比重 G_s	液性限界 w_L (%)	塑性指数 I_p	強度増加率 C_u/p	圧密係数 C_v cm ² /min	圧縮指数 C_c	膨脹指数 C_s
カオリン	2.69	59.0	42.2	0.314	0.15	0.49	0.12
	比重 G_s	50%粒径 D_{50} mm	均等係数 U_c	最大間隙比 e_{max}	最小間隙比 e_{min}	内部摩擦角 ϕ° (τ_d)	
豊浦標準砂	2.66	0.24	1.5	0.979	0.623	36.0 (1.537)	38.2 (1.606)

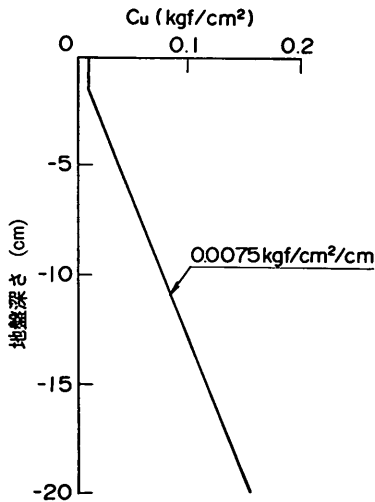


図-1 模型地盤の非排水せん断強度

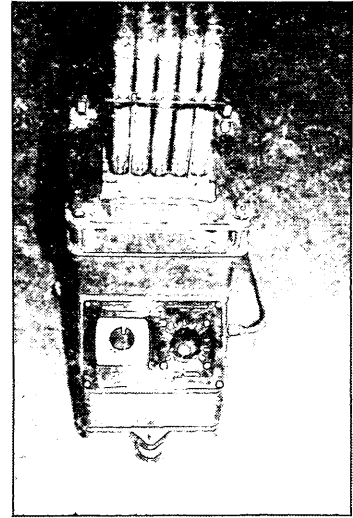


図-2 砂杭密度調整用振動台

いることがわかる。この強度プロフィールは三軸圧縮試験、遠心場でのベーン試験、遠心場でのコーン試験の結果から総合的に判定したものである⁷⁾。なお、予備圧密が終了した時点で、一旦試料容器の前面（ガラス面）を取外し、粘土の側面に格子状にガラスビーズを埋め込み、再度、容器を組立て自重圧密している。このガラスビーズは、載荷実験中の地盤の変形を写真計測で求めるために用いるターゲットである。

複合地盤は自重圧密終了後に1gの場合（実験室）で作製する。模型砂杭の直径を20mm、正方形配置の砂杭間隔を33mmとしているため置換率 a_s は0.28に相当する。この模型砂杭は50gの場合では直径1m、長さ約10mの砂杭に相当することになる。砂杭の材料には豊浦標準砂（表-1）を用いた。砂杭の密度の調整は田中、他の実験手法⁸⁾を参考に改善して実施した。これは、内径20mmのパイプに投入した飽和砂を振動台の上で一定の条件で加振して密度コントロールし（図-2）、そのまま時



図-3 凍結砂杭押し出し装置

間をかけて凍結させる方法である。凍結砂杭はパイプより押し出し（図-3）、所定の長さに整形して必要本数を冷凍保存しておく。複合地盤の作製は、以下の手順による。

- (1) 地盤の所定の位置に薄肉円筒（外径20mm、肉厚0.5mm）を挿入し、円筒内の粘土を排土しながら



図-4 薄肉円筒の挿入

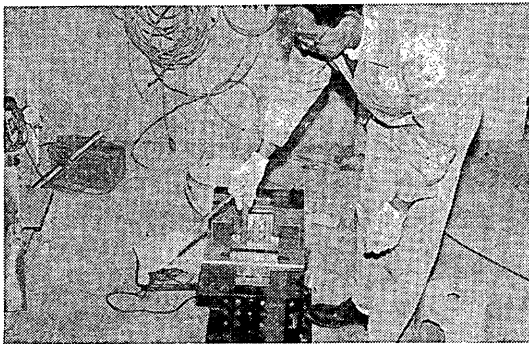


図-5 凍結砂杭の設置

鉛直に貫入する（図-4）。

(2) 円筒を引抜いた後の直径20mmの孔内に準備しておいた凍結砂杭を打設して改良地盤とする（図-5）。

容易に気付かれるように、この模型での砂杭の造成方法は現場の砂杭の打設状況とは異なる。しかし、遠心場で作動するミニチュアの作業ロボットの開発といった別途の技術開発なしには、これ以上現実の施工プロセスを再現することは困難である。この作製方法が改良地盤の挙動に大きく影響するか否かは、結局、模型の挙動と現地の挙動との対比で判断するしかない。結論から言うと、後述するように、実物の挙動（現地実証試験結果）と模型地盤の挙動は定性的に良く一致しており、すべり計算による安全率を介在させた判断によれば定量的にも一致しており問題のなかったものと考えている。

なお、砂杭の密度の影響を検討するために実施した実

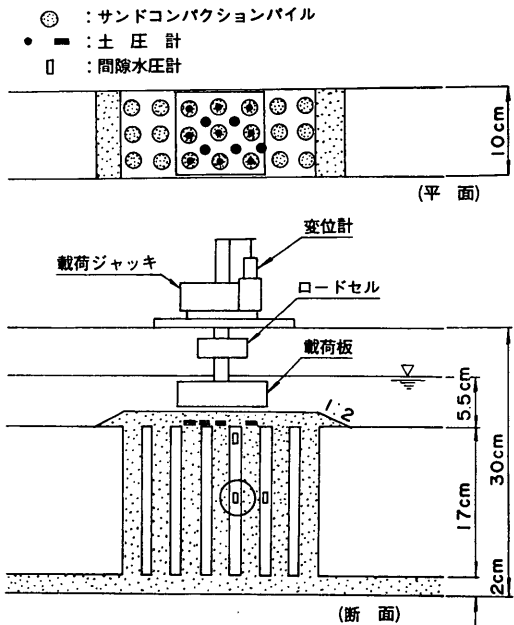
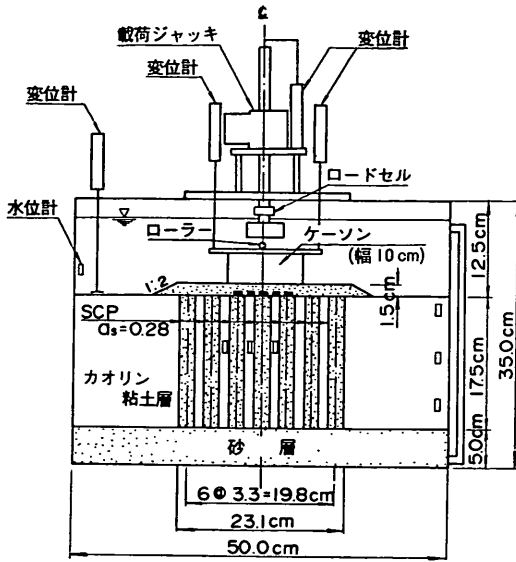


図-6 基礎実験の模型セットアップ図

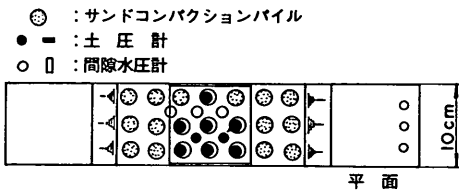
験での緩詰め砂杭は、孔内に水を満たしておき飽和砂を水中落下させる方法で作製した。改良地盤の作製が終了すると、載荷板直下となる3列の砂杭上と杭間粘土上に土圧計を、杭間粘土中に間隙水圧計を設置する（図-6、7参照）。また、必要に応じて模型地盤にその他の各種の計測機器を設置し、改良地盤上に砂マウンドを作製する。そして試料容器上に模型ケーソンや載荷装置を搭載し、自重圧密時と同じ50gの遠心加速度場で地盤内の過剰間隙水圧が十分に消散するのを待つ。地盤が平衡状態に達した時点で後述の遠心加速度場での各種の載荷実験が可能となる。

(3) 載荷装置ならびに計測機器

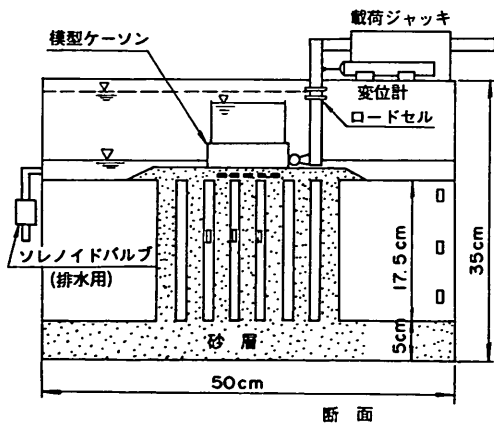
基礎実験は、幅100cm、深さ30cm、奥行き10cmの試料容器を用いて実施した。基礎実験の模型地盤を模式的に図-6に示す。鉛直荷重の載荷は図示のジャッキを用いて行った。載荷板は10×10cmで底面を粗としてあり、改良域中央の9本の砂杭を載荷する位置にセットされる。載荷中には前述の土圧計で砂杭上と杭間粘土の土圧変化の測定に加えて、載荷板全体の荷重合力と変位（沈下量）も測定する。さらに、図中の白抜き□で示した位置には間隙水圧計を設置して載荷中の杭間粘土の過剰間隙水圧の計測を行う。実験終了後には砂杭の破壊状況を観察し、砂杭間および改良域周辺での粘土地盤の含水比分布も求めた。



(a) 鉛直荷重



平面



断面

(b) 傾斜荷重

図-7 支持力実験の模型セットアップ図

支持力実験の模型地盤のセットアップ図を図-7に示す。支持力実験は荷重傾斜角度が0の鉛直荷重の場合も、水平荷重成分を与える傾斜荷重実験の場合も、後述のように段階荷重としている(第1段階は排水、第2段階は非排水載荷)。鉛直荷重実験では図-7(a)に示すように第1段階荷重を模型ケーソンの自重で与え、非排水の第2段階荷重は図示のジャッキを用いて加えている。傾斜荷重実験では、第1段階荷重は鉛直荷重実験と同様に与え、第2段階の鉛直荷重成分は図-7(b)に示すソレノイドバルブを遠隔操作で開閉して容器中の水位を低下させることで模型ケーソンの重量を増加させて加える。水平荷重成分は同図に示すカンチレバー型のロードセルを介して水平ジャッキで加えている。計測機器の標準的な配置は図示の通りである。段階荷重等の詳細は実験結果と併せて後述する。

3.2 基礎実験

後述する支持力実験に先立って、(1)砂杭の相対密度が複合地盤の支持力におよぼす影響、(2)載荷幅と改良幅の比率が複合地盤の支持力におよぼす影響、そして(3)載荷速度が支持力におよぼす影響を吟味するために基礎実験を実施した。基礎実験はすべて鉛直荷重による載荷実験として実施した。前述したように今回の一連の実験では、改良範囲は基礎(載荷板)の中心線に対して左右対称としている。このため鉛直載荷実験では図-6に示したように、載荷板は鉛直荷重計測用ロードセルを介してジャッキの載荷ロッドに剛結し載荷中の載荷板の回転ならびに水平変位を拘束している。一実験中の載荷速度はモータージャッキで一定に保たれる。

(1) 砂杭の相対密度の影響

砂杭の密度の影響を吟味する実験は、排水条件の下での鉛直載荷実験(載荷速度 0.68 mm/min)とした。砂の相対密度 D_r は 15, 45, 100%と変化させた。図-6に示したように、載荷板は9本(中央3列)の砂杭の上に位置しており、載荷板の両側にはそれぞれ2列(6本)ずつの砂杭が打設してある。このため、改良幅 W と模型基礎幅(載荷幅) B の比率 W/B は 2.3である。鉛直載荷の過程で、荷重合力 P 、載荷板の沈下 S 、砂杭上の鉛直応力 p_s 、杭間粘土上の鉛直応力 p_c が計測されている。

結果の図表¹⁾は省略するが、相対密度 D_r の相違するいずれのケースでも載荷板の沈下とともに荷重が一樣に増加する傾向が見られ、載荷中の地盤の反応をマクロに代表する鉛直荷重合力 P と沈下 S の関係には D_r による有意な差は認められない。しかし、載荷中の p_s 、 $p_c \sim S$ 関係は D_r に影響されている。すなわち、砂杭の D_r

が大きいほど応力は砂杭に集中し、杭間粘土に作用する応力は低減される。一連の実験での応力分担比 $n (= p_s / p_c)$ は約3~7で、 Dr の増加に連れて大きくなる傾向が見られた。本実験のように杭間粘土の排水を許容する緩速載荷の場合には、載荷中にも圧密が進行する。 Dr が大きいと砂杭の強度定数が大きい反面、杭間粘土に作用する圧力は小さく杭間粘土の圧密の効果が得られにくい。 Dr が小さくなると砂杭の強度定数は前者に比べ小さいものの、粘土に加わる圧力が大きくなるため粘土地盤の強度がより増加する。このような効果が相殺して $P \sim S$ 関係は Dr の相違にもかかわらず各ケースで同様になったものと思われる。非排水の載荷であれば載荷中の杭間粘土の圧密は期待できないため Dr の相違が $P \sim S$ 関係にも顕著に影響するものと想像される。このように砂杭の相対密度は複合地盤の挙動に影響することが自明であり、実験でも確認されたため、図-2に示した振動台を作製し密度コントロールを丁寧にを行うことにした訳である。

基礎実験での載荷速度の影響の吟味や、後述の荷重傾斜角度の影響を検討する支持力実験では現地の低置換率SCP工法における砂杭の密度として妥当と考えられる $Dr=60\%$ を規定して実験を行っている。

(2) 改良幅/載荷幅比 (W/B) の影響

改良幅/載荷幅比 (W/B) の影響の検討も(1)と同様に排水条件としたが、砂の相対密度 Dr はほぼ100%の密な砂杭の条件で検討した。改良幅は(1)の実験での $W/B=2.3$ に加えて、載荷板直下の3列の砂杭のみ(載荷板の外側には砂杭の存在しない)の $W/B=1$ の実験を実施して対比した。

$W/B=2.3$ の場合は載荷板直下の3列の砂杭の p_s はほぼ一様な値を示す。実験終了後に模型地盤を解体して地中の砂杭を目視で観察した結果によると、この載荷板直下両端部の2列の砂杭のみにわずかにすべり線が見られ、載荷板より外側の左右2列ずつの砂杭には変形がほとんど見られなかった。

これに対して、 $W/B=1$ の場合は載荷板下3列の内、中央列の砂杭に比べて両端部の2列の砂杭の反力は著しく小さい。また、実験終了後に模型地盤を解体して実施した観察によると載荷板下の3列のすべての砂杭にすべり線が認められ、さらに両端部の砂杭は側方へ大きく変形していた。

$W/B=2.3$ では載荷板より外側に砂杭が存在するため、載荷板直下の砂杭の側方への変形が拘束され、載荷板直下の地盤が一次的な変形をしたものと思われる。これに対して $W/B=1$ では改良幅が小さいために側方

表-2 模型地盤の標準的な仕様(基礎実験)

マウンド	使用材料	豊浦標準砂
	天端幅	23cm
粘土地盤	マウンド厚さ	1.5cm
	斜面勾配	1:2
	使用材料	カオリン粘土
砂杭	層厚	約17cm
	非排水せん断強度 C_u (kgf/cm ²)	$GL. 0 \sim GL. 1.6$ cm $C_u = 0.001$
		$GL. 1.6$ cm 以下 $C_u = 0.01 + 0.0075z$ ($z=0$ at $GL-1.6$ cm)
排水砂層	使用材料	豊浦標準砂
	置換率 (a_s)	0.28
	砂杭直径	20mm
	杭間隔	33mm (正方形配置)
	打設本数	21本
改良幅	単位体積重量 γ_d	1.53g/cm ³ (乾燥重量)
		23cm
層厚		2cm (豊浦標準砂)

への変形に対する拘束が小さく、載荷板直下の砂杭がせん断されて側方に変形したものと思われる。このように、改良範囲の大小によって変形のパターンが異なり、地盤の破壊モードも変化する。

改良幅/載荷幅比 (W/B) が支持力におよぼす影響の吟味は Kimura et al.⁹⁾ も実施している。Kimura et al. は W/B が2前後で最大の改良効果が得られることを報告している。既往の施工事例からも $W/B=2$ 前後は妥当な値であるため、以下の一連の実験では図-6, 7 に示したように $W/B=2.3$ と設定することとした。

(3) 載荷速度の影響

載荷速度の影響を吟味する一連の実験では、上記の基礎実験(1), (2)の結果を踏まえ、また、現実の低置換率改良地盤の事例を踏まえ、実験条件として砂杭の相対密度 $Dr=60\%$, $W/B=2.3$ を選定した。模型地盤の仕様を表-2に示す。載荷速度は3種類に変化させ、17.0 mm/min (CASE 1), 5.3 mm/min (CASE 2), 0.85 mm/min (CASE 3), とした。

[載荷速度と杭間粘土の排水条件]

図-8 は載荷板直下の杭間粘土中(図-6における○印の位置)の過剰間隙水圧と杭間粘土表面に作用する平均土圧 p_c の関係を示したものである。CASE 1 の過剰間隙水圧は土圧の増加とほとんど同じ割合いで上昇しており、載荷の開始から終了まで杭間粘土はほぼ非排水条件

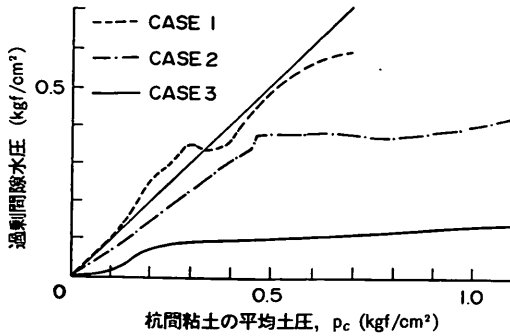


図-8 杭間粘土の過剰間隙水圧～土圧

下にあったことを表している。これに対し、CASE 3 では p_c が増加しても間隙水圧にはあまり上昇が見られず、載荷中にはほぼ完全に排水されていることがわかる。CASE 2 は、CASE 1 と CASE 3 との中間的な排水条件であるが、 $p_c \leq 0.5 \text{ kgf/cm}^2$ 程度までは CASE 1 と大きくは相違していない。

〔載荷速度と荷重～沈下関係〕

載荷速度を変化させて実施した各実験で得られた鉛直荷重合力 P と沈下量 S の関係を図-9 に示す。同図より、非排水で載荷されたと考えられる載荷速度の最も早い CASE 1 では載荷初期に急激な荷重増加を示すが、沈下量が 3 mm 程度になると荷重～沈下曲線に折れ曲がりが見られその後の荷重増加割合は小さくなっている。ほぼ非排水と考えられる CASE 2 でも沈下量が 3 mm 程度までは CASE 1 と同様の荷重沈下の傾向を示すが、それ以降は CASE 1 より荷重増加割合がやや大きく現れている。

荷重沈下曲線の初期部分の接線と折れ曲がり後の接線の交点として地盤の降伏(支持力)を定義する。CASE 1 と CASE 2 では CASE 1 の方がより明確に降伏点が現れている相違はあるが、いずれも、沈下量 3 mm、載荷荷重 20 kgf 付近で地盤は降伏しているものと判断される。ちなみに、砂杭の長さは約 17 cm であるから載荷板直下の砂杭は沈下量 3 mm では平均的に 1.8% の軸ひずみを受けたことになり、局部的には十分にせん断破壊したと想定できる。

排水条件で載荷が行われたと考えられる載荷速度の最も遅い CASE 3 では、荷重～沈下曲線に前の 2 ケースのような明瞭な折れ曲がりは見られず、荷重が沈下に対してほぼ一様な割合で増加し続ける傾向が見られる。すなわち、CASE 3 においては、CASE 1、CASE 2 の数倍の荷重を加えても明瞭な地盤の降伏は認められない。

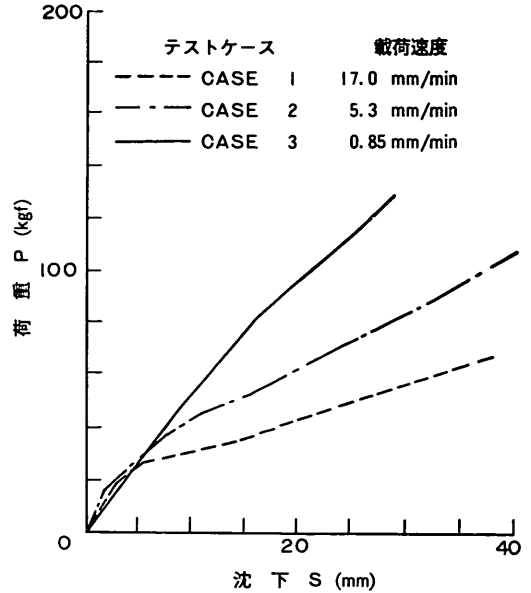


図-9 載荷速度による荷重～沈下関係の変化

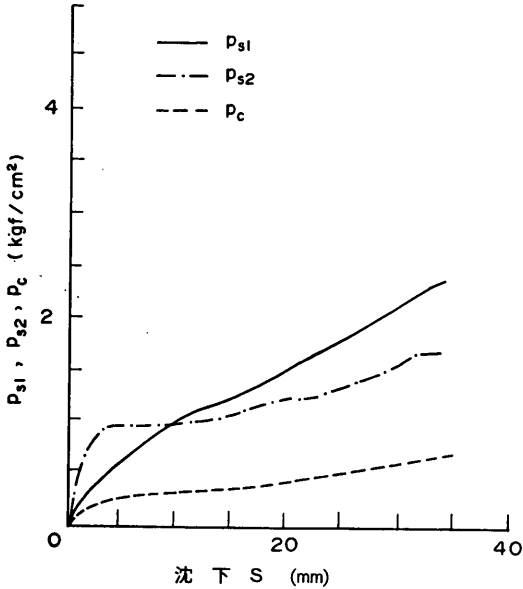
全般的には、沈下量が 3 mm 程度に達するまでは各実験ケースの荷重～沈下関係に大きな差は認められないが、沈下量が大きくなるにつれて載荷速度の影響が顕著となっている。

〔砂杭上および杭間粘土上の土圧～沈下関係〕

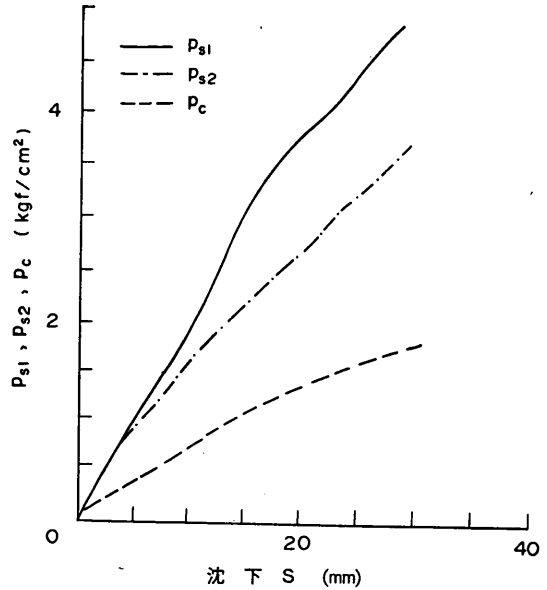
マウンド下の改良地盤上面で計測した砂杭および杭間粘土に作用している土圧と載荷板の沈下量の関係を実験ケース毎に図-10 に示す。図-6 に示したように載荷板直下には 3 列 9 本の砂杭がある。以下の議論では、杭間粘土の負担する土圧の平均値を p_c 、載荷板直下の中央列の砂杭 (3 本) の平均土圧を p_{s1} 、載荷板直下両側の 2 列の砂杭 (6 本) の平均土圧を p_{s2} と呼ぶことにする。

図-10(a)～(c) を用いて CASE 1, 2, 3 を比較すると、載荷速度が遅くなるほど、載荷中の杭間粘土の圧密の影響を受けて同一沈下量での p_c の値は大きくなっている。また p_{s1} 、 p_{s2} も載荷速度が遅くなるほど、同一沈下量での値は大きくなっている。

非排水で載荷された CASE 1 (図-10(a)) では、 p_{s2} は載荷直後に急激な立ちあがりを見せているが、沈下量が 3 mm 程度になると折れ曲がり両端の砂杭が降伏している様子が伺える。CASE 1 よりも緩速の載荷ではあるが同様に非排水に近い状態で載荷された CASE 2 (図-10(b)) の p_{s2} も初期と後期の接線の交点が 3 mm 前後に認められ、両端の砂杭の降伏が認められる。この載荷板両端部の砂杭の降伏は、図-9 に示した $P \sim S$ 関係におけ



(a) CASE 1 (17mm/min)



(c) CASE 3 (0.85mm/min)

図-10 荷重速度による土圧～沈下関係の変化

ほど p_{s2} より大きくなっていく。これは中央列の砂杭 (p_{s1}) と両側の砂杭 (p_{s2}) に周辺から加えられる拘束圧力の差が原因と考えられる。

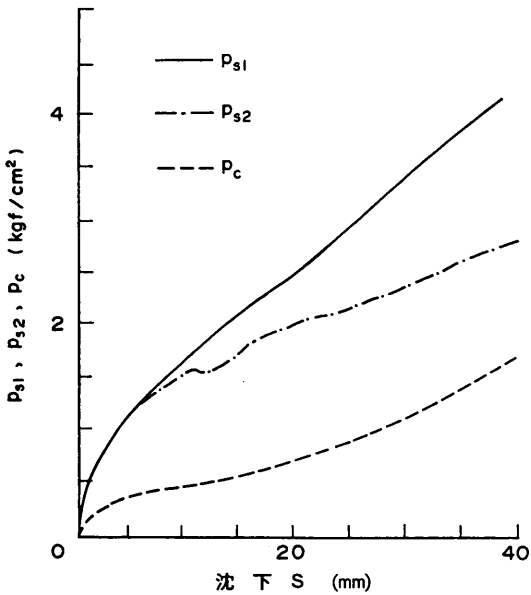
〔荷重合力と応力分担比〕

p_{s1} , p_{s2} および p_c と鉛直荷重合力 P との関係を図-11に示す。CASE 1, CASE 2 の降伏荷重に相当する 20 kgf 程度までの範囲ではケース間に微妙な差が認められる。しかし、全般的には p_{s1} , p_{s2} および p_c は荷重速度によらずそれぞれがほぼ 1 本の線に一致する傾向が見られる。図-9の荷重～沈下曲線に示したように荷重速度によって荷重沈下曲線が変化し、また、図-10に示したように個々のケースの圧力と沈下の関係は変化しているにもかかわらず、こういう整理をすると砂杭と粘土の分担する応力の割合を示す応力分担比 n (p_{s1}/p_{c1} , p_{s2}/p_{c}) にはあまり変化がなく 2～4 の範囲となった。

〔荷重後の砂杭の変形状態〕

図-12, 図-13 には CASE 1 と CASE 3 の模型地盤を実験終了後に解体して撮影した砂杭の変形状態を示した。荷重終了時の荷重板の沈下量は、CASE 1 で 40mm, CASE 3 で 30mm である。荷重速度の違いによって、荷重後の砂杭の状態が大きく異なる事が認められる。

CASE 1 では、荷重板直下の 3 列の砂杭にくさび状の破壊面が明確に見られ、この破壊面に沿って砂杭が大きくせん断されている。一方、荷重板の外側の砂杭は大き



(b) CASE 2 (5.3mm/min)

る改良地盤全体の降伏と良く一致している。一方、排水状態で荷重を進めた CASE 3 については P ～ S 関係に降伏は認められなかったが、 p_{s2} についても端部の砂杭の降伏を認めることはできない(図-10(c))。

p_{s1} は荷重速度によらず、いずれのケースでも沈下とともに緩やかに増加を続ける。また、沈下量が増大する

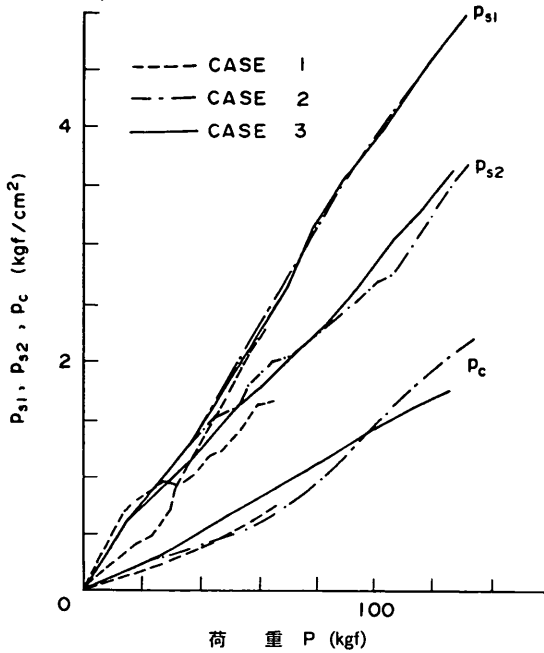


図 11 土圧～荷重合力の関係

く押し広げられているが破壊面は認められず、明瞭な円形すべりは発生していない。これに対し CASE 3 では載荷板直下の砂杭にくさび状の破壊面の兆しがわずかに観察できる程度で、載荷板の外側の砂杭にはほとんど変形が認められない。CASE 2 の砂杭は CASE 1 と同じような変形状態であり、載荷板直下に発生したくさびの寸法や形状は CASE 1 と同様であった。

〔載荷速度と複合地盤の変形、破壊のメカニズム〕

以上の実験結果より、載荷速度が速い場合の破壊のメカニズムを考えてみる。非排水条件の場合には、載荷のごく初期にくさび状の剛体域が載荷板直下に形成されると思われる。くさび形の剛体域は周辺地盤の拘束力とバランスしつつ、載荷板の沈下と共に地盤中に貫入される。ある程度の沈下が生じると載荷板直下(両端)の砂杭にはせん断破壊が生じて地盤が降伏することとなる。このくさびより伝達される水平力は、周辺地盤が均一地盤ではなく砂杭と軟弱粘土の複合地盤であるため、さらに沈下が進行しても均一地盤で見られるような円形すべりには発展せず、くさび周辺の改良地盤を地表付近で水平方向に大きく変位させ、この部分の砂杭を押し曲げるものと思われる。要するに、非排水載荷による地盤の破壊は、局所的な破壊を呈し全般破壊には至らないものと考えられる(図-12 参照)。

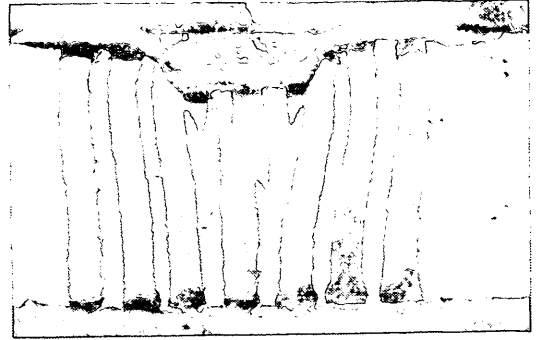


図-12 砂杭の変形状況 (CASE 1)



図-13 砂杭の変形状況 (CASE 3)

載荷速度が遅い場合は杭間粘土は排水条件下にある。このため、改良地盤は載荷に連れて圧密によって強度増加する。また、載荷板の沈下による改良地盤表面の変形は、直下の地盤の圧密変形によって吸収され、載荷板直下以外の外周の砂杭にほとんど変形を生じさせない。逆にいうと、外周の砂杭の存在のため拘束されている載荷板直下の地盤は鉛直方向にのみ変形を許されることとなる(図-13 参照)。

しかし、排水載荷時のこのような変形は本実験のように、 W/B が 2.3 程度のケースでみられる現象である。同じ緩速載荷でも(2)で検討した W/B が 1 の場合には、周辺地盤の拘束力が小さいため、これとは異なった変形挙動を示すことが確認されている。すなわち、 $W/B=1$ の場合には緩速載荷であっても載荷板直下の改良地盤にくさび状の破壊面が認められている。

(4) 基礎実験結果のまとめ

砂杭の相対密度 D_r の支持力におよぼす影響の吟味では、直感的にも予想されるように、応力分担比 $n (= p_s / p_c)$ が D_r の増加に連れて大きくなる傾向が見られた。また、 W/B を変化させると支持力値のみならず変形のモードも変化しうる。また、基礎実験で検討した要因の

中では、載荷速度が支持力（あるいは、荷重～沈下関係）に与える影響が特に大きく、低置換 SCP 工法は砂杭間粘土の圧密が見込まれる条件下での使用が有利であることがわかった。

基礎実験では着目する要因以外は極力条件を揃えて実施しているため、得られたそれぞれの知見は検討対象とした要因に関しては定性的にも定量的にも妥当なものである。しかし、個々の実験を進める過程で生ずるトラブルに対して常に改善を加えつつ（実験手法を改善しつつ）実施したものであるため、残念ながら、基礎実験(1)～(3)の結果を相互に定量的に対比するに耐えるほどには基礎実験相互の条件が統一されていない。

3.3 支持力実験

(1) 載荷方法と実験ケース

鉛直荷重あるいは傾斜荷重下の支持力実験に用いた模型地盤の仕様は基礎実験と大きくは相違しない。表-2に示した基礎実験との相違点は、排水砂層厚を5cm、粘土層厚を17.5cmと、いずれもやや大きくしたことと、全体の模型を幅50cmの容器内に作製して実験を実施したことである。なお、図-7に示した模型ケーソンは底面を粗としたベークライト製（底面10×10cm）のもので、条件に応じて重量調整して使用した。

傾斜荷重下の実験の目的は支持力におよぼす水平荷重成分の影響を検討することである。実際の港湾の施設で鉛直荷重のみが作用する構造物は存在しない。防波堤を考えても、護岸を考えても当然である。傾斜荷重を加える場合には幾つもの荷重経路が考えられる。一般の構造物では、鉛直荷重（構造物の自重）が先ず作用し、その後水平荷重が加わるとする経路が最も想像しやすい。しかし、今回の研究対象となった低置換率 SCP 改良地盤については鉛直支持力すら精度良くは予測できない。

このため、実験で先行して作用させる鉛直荷重のレベルを事前に決定できないこと、仮に仮定して与えた鉛直荷重で地盤が降伏せずに済んだとしても、その後に加えるべき水平荷重の容量を予測できないことが、このような載荷方法をとるための障害となる。別の方法としては、鉛直荷重成分と水平荷重成分を同時にコントロールしながら（荷重傾斜角度を一定にして）加えることが考えられるが、実物規模では載荷装置が大型になり極めて困難である。このため、現地実証試験では鉛直荷重しか付与できていない。

遠心模型実験は、現地試験に比べて遙かに簡便に実験ができるため、試行錯誤が可能である（これは、縮尺模型実験に共通する特権である）。このため、遠心実験では先ず改良地盤の鉛直支持力を把握し、その鉛直支持力（地盤の耐え得る鉛直荷重成分の最大値）に対して複数の比率で鉛直荷重成分を低減させて、その状況下の水平荷重成分の最大値（傾斜荷重下の支持力）を吟味することとした。

今回の実験における鉛直荷重は表-3に示すようにいずれも段階載荷である。この理由は2つある。一つは、基礎実験で明らかにされたように低置換率 SCP 改良では段階載荷が効果的と考えられるからである。もう一つの理由は、複合地盤の作製過程で模型地盤を乱すため、段階載荷としなければ実験結果が安定しないことが基礎実験で実験手法を模索していた過程で判明していたためである。なお、この後者は現場においては砂杭の打設時の周辺地盤の乱れとして共通する問題であり、マウンド等の建設後に一定の放置期間をとることが実施工のテクニクとして重要である。

第1段階目の載荷はマウンドと模型ケーソンの重量の一部により加え、50gの場で圧密完了を待つ。地盤の破

表-3 支持力実験の条件と主要な実験結果

実験番号	第1段階荷重載荷幅 (cm)	第1段階荷重強度 (kgf/cm ²)	地盤降伏時の荷重		降伏時の荷重 傾斜角(°)
			鉛直成分 Vf (kgf)	水平成分 Hf (kgf)	
No. 1	10	0.1	60	0	0
No. 2	10	0.2	58	0	0
No. 3	10	0.1	10	5.7	29.7
No. 4	10	0.1	29	8.8	16.5
No. 5	10	0.1	45	7.0	8.8
No. 6	プレロード載荷幅 (cm)	プレロード強度 (kgf/cm ²)	地盤降伏時の荷重		降伏時の荷重 傾斜角(°)
			鉛直成分 Vf (kgf)	水平成分 Hf (kgf)	
	23	0.3	71	0	0

壊に至る第2段階目の荷重は、鉛直荷重成分、水平荷重成分共に、50g の場で非排水条件で加えた。鉛直荷重実験（鉛直支持力を求める）では、第2段階荷重はジャッキで与えた。傾斜荷重実験での第2段階荷重の鉛直荷重成分は水位の急速低下でケーソンに作用する浮力を減少させて付与し、その直後に図-7に示す載荷装置を用いて4.5 mm/min の載荷速度で水平荷重成分を付与している。

実験ケースの一覧を表-3 に示す。No. 1, 2 は鉛直荷重実験で、No. 3, 4, 5 は傾斜荷重実験である。No. 6 の実験については3.4 で述べる。なお、表中の荷重傾斜角 α は破壊時の水平荷重成分 H_f と鉛直荷重成分 V_f より $\alpha = \tan^{-1} H_f/V_f$ として求めた。

(2) 鉛直荷重による支持力実験 ($\alpha=0$)

鉛直荷重 V と鉛直変位量 d_v の関係を図-14 に示す。降伏荷重は前述のように、荷重～沈下関係の初期と後期の2接線の交点とした。鉛直支持力実験では、段階載荷による杭間粘土の圧密による支持力の増加を定量的に調べることも当初は目的の一つとして、第1段階目の荷重強度の大きさを表示のように変化させた。しかし、いずれも改良地盤は3～5 mmの変位量で降伏し、荷重～沈下関係の傾向もほぼ一致しており、支持力にほとんど有

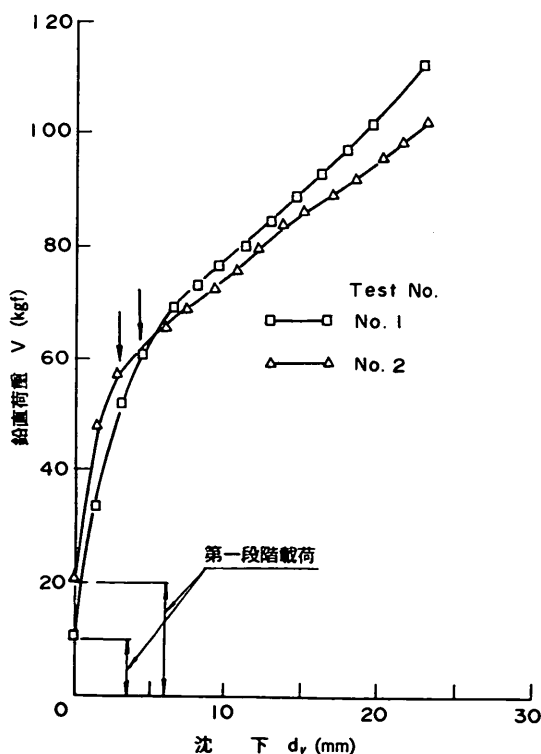


図-14 鉛直荷重～沈下曲線 (No. 1, 2)

意差のない結果となった。この原因としては、比較した第1段階荷重の差が小さかったため杭間粘土の強度が大きくは変化しなかったこと、また、改良地盤に作用するケーソン荷重の分布幅が狭いため強度増加する範囲が小さかったことによるものと考えられる。

(3) 傾斜荷重による支持力実験

傾斜荷重実験は、第1段階荷重強度を 0.1 kgf/cm^2 と統一し、第2段階載荷（非排水載荷）の鉛直荷重成分 V を変化させて水平載荷を行ったものである。表-3に示すように No. 3 の鉛直荷重成分が一番小さく、No. 4 では鉛直降伏荷重の1/2まで V を与え、No. 5 ではさらに V を増やし鉛直降伏荷重の3/4まで V を与えている。

水平載荷中のケーソンの動き方は荷重の傾斜角で変化した。No. 3 ではケーソンは水平に滑動するものの、ほとんど沈下を示さない。No. 4, 5 は水平移動と共にケーソン前趾部から沈下し地盤の破壊を暗示している。同一水平変位での沈下は傾斜角が小さいほど大きい。

図-15 に、No. 3, 4, 5 の実験の水平荷重成分 H と水平変位量 d_h の関係を示す。No. 3 は、水平変位の増加とともに水平荷重が増加するが、急な折れ曲がりを示した後一定荷重となるためこれを降伏荷重とした。No. 4, 5 の荷重～変位曲線は No. 3 とは明瞭に異なり、水平変位の増加と共に水平荷重は双曲線状に増加傾向を示す。鉛直載荷実験結果と同様な考え方で求めた水平降伏荷重は、鉛直支持力の1/2を鉛直荷重成分として与えた No. 4 の場合が最も大きい水平荷重値を示した。

このように、改良地盤降伏時の水平荷重成分 H_f は鉛直荷重成分 V_f の大きさに大きく依存していることがわかる。降伏時の水平変位量はいずれも3 mm前後で載荷

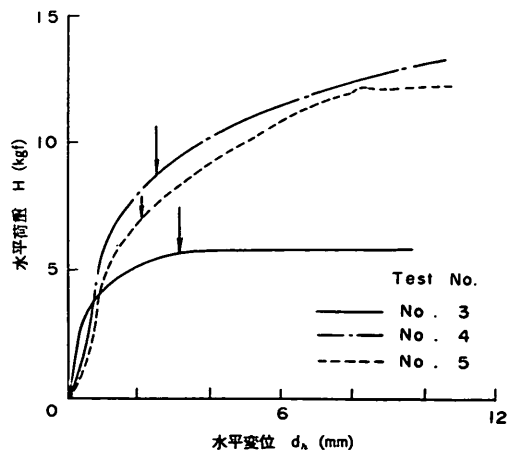


図-15 水平荷重成分～水平変位曲線 (No. 3～5)

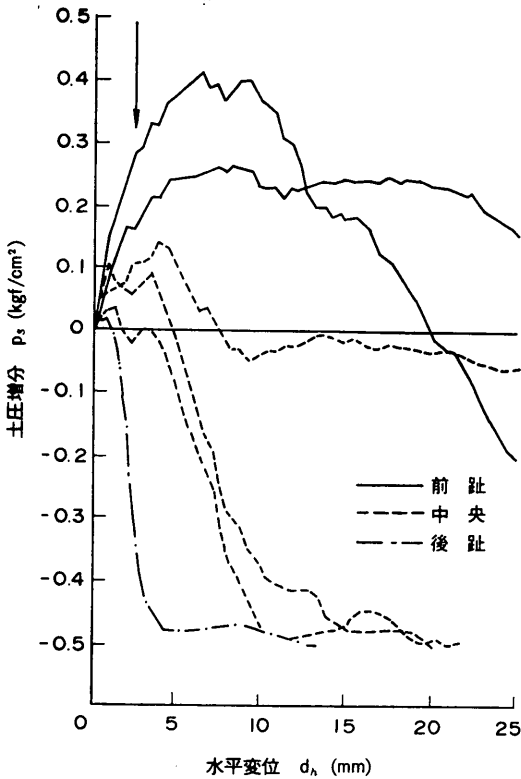


図-16 土圧～水平変位曲線 (No. 4)

幅に対して約3%であった。

図-16はNo. 4について、水平载荷中の砂杭上の土圧の変化(増分)を示したものである。図-7(b)でケーソンの水平荷重の作用する面を後趾側、その反対を前趾側とし、ケーソン直下の砂杭の後趾側、中央列、前趾側のそれぞれに作用する土圧変化を示している。図-15で示したように傾斜荷重下では約3mmの水平変位で地盤が降伏しているため、水平変位5mm程度までの挙動に着目してみる。

傾斜荷重下では前趾の砂杭への荷重の集中が大きい。また、水平载荷に伴い前趾砂杭の土圧は大きく上昇を続ける。しかし、この5mm程度までの範囲内の $p_s \sim d_n$ 関係に初期の接線と後期の接線を想定すると図中に矢印で示すようにケーソンが3mmほど水平変位した時点で土圧変化に明らかな折れ曲がりが見られ、この時点で前趾の砂杭が降伏したものと思われる。

これとは対照的に後趾砂杭に作用する土圧は载荷に伴って急激に低下を続ける。中央の砂杭は载荷初期において上昇をするものの増加は小さく、一定値をとり、やがて低下に転ずる(この傾向は実験No. 5でも同様であっ

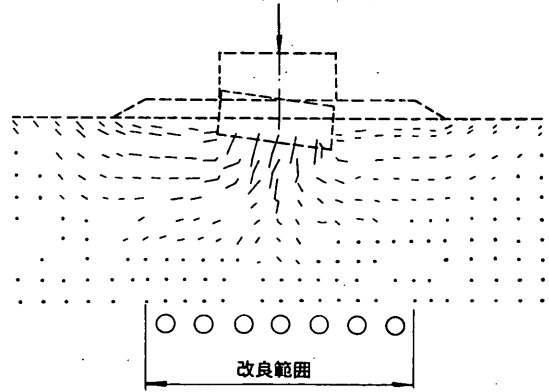


図-17 変位ベクトル (No. 1)

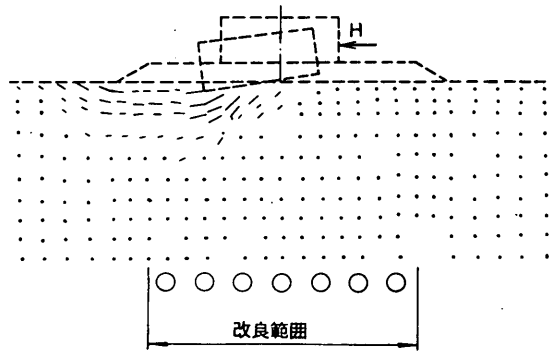


図-18 変位ベクトル (No. 5)

た)。

(4) 载荷に伴う地盤の変形

载荷に伴う地盤の変形を、鉛直荷重载荷の場合(No. 1)と傾斜荷重载荷の場合(No. 5)について以下に示す。载荷実験中のターゲットの動きを写真計測して求めた地盤の変位ベクトル図を図-17, 18に示す。両ベクトル図の下の改良範囲に示した○印は砂杭の打設されている位置を示している。

鉛直载荷実験では、ケーソン直下にケーソンと同様に挙動するくさび状の領域が認められ、地表面に向かってほぼ左右対称の変形が現れた(図-17)。詳細な地盤の挙動は基礎実験の結果と同様である。

傾斜荷重実験でのケーソンは、図-18に示すように水平载荷に伴い前趾側より前向きに傾いて沈下していく。ケーソン直下の前趾側の砂杭は急な角度で载荷方向下向きに大きく変位している。ケーソンの前趾外側でマウンド下部の残り2列の砂杭のある区域では水平方向の動きが卓越し、未改良区域では斜め上向きの地盤の移動が卓越している。これに対して、ケーソン直下の中央列およ

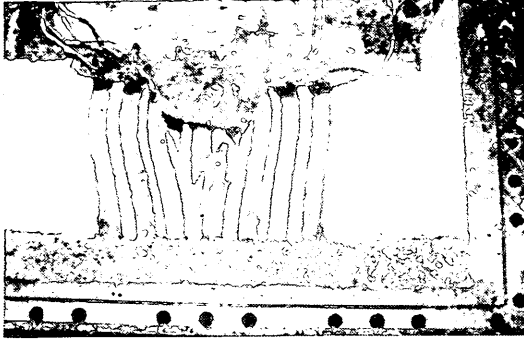


図-19 砂杭の破壊状況 (No. 1)

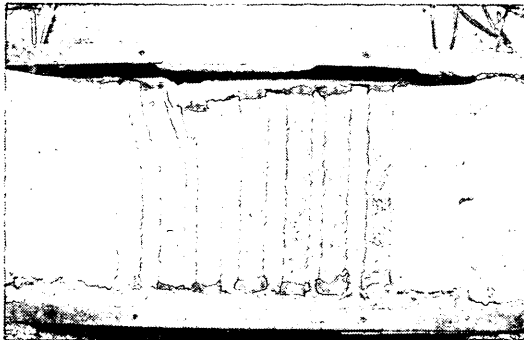


図-20 砂杭の破壊状況 (No. 5)

び後趾側の砂杭ではほとんど地盤の動きが認められない。全体的な地盤の変形は、鉛直載荷時と異なり傾斜荷重方向に破壊領域が広がっている。本文には掲載していないが、No. 5 より荷重傾斜角の大きい No. 4 では破壊領域はさらに浅くなり、さらに荷重傾斜角の大きい No. 3 では改良地盤中の変形は見られなくなり、破壊はケーソンがマウンド上で滑動するモードとなっている。

図-19, 20 には、実験終了後（地盤の降伏後さらに大変形を生じさせた後）に模型地盤を解体して調べた砂杭の状態を示す。図-19 に示す鉛直載荷の場合は、ケーソン直下の3列の砂杭には、くさび状の明瞭な破壊面が認められる。ケーソンの沈下によりケーソン外側の左右それぞれ2列の砂杭は大きく変形しているものの、円形すべりは発生していない。図-20 に示す傾斜荷重実験の場合もケーソン直下で前趾側の砂杭上部で明瞭なせん断面が現れている。傾斜荷重載荷においてもケーソン外側の2列の砂杭は押し曲げられている程度ですべり面の確認はできない。ケーソン中央より後趾側の砂杭に関しては、ベクトル図で確認された変形と同様にほとんど変形跡がみられず、中央列の砂杭の杭頭がわずかに曲がっている事が確認できる程度である。

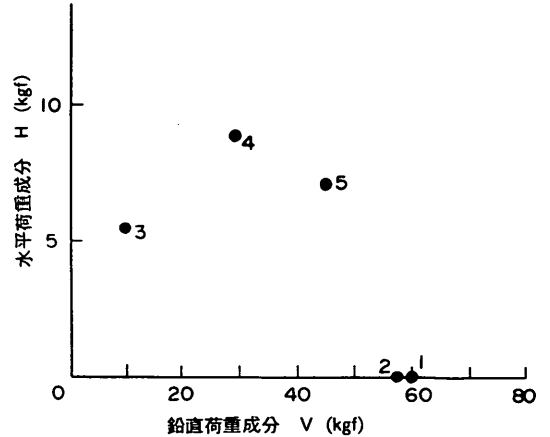


図-21 実験値による破壊曲面 (V-H 平面)

(5) 降伏曲面

地盤の降伏時における鉛直荷重成分 V_f と水平荷重成分 H_f を V-H 平面にプロットすると図-21が得られる(図中の黒丸が実験結果である)。 H_f は鉛直荷重レベル V_f の増加とともに大きくなるが、鉛直降伏荷重のほぼ半分の鉛直荷重レベルでピークを迎えそれ以後は徐々に減少しており、改良地盤の降伏を示す点は V-H 平面上で葉巻状の断面となる降伏曲面を形成する。

3.4 プレロードが支持力におよぼす効果

3.3(2) で述べたように、第1段階荷重強度を変化させて実施した実験 No. 1 と No. 2 では、杭間粘土の圧密による強度増加がどの程度安定に寄与するかを積極的に明らかにすることはできなかった。圧密荷重強度の差が小さかったことと、ケーソン重量の一部を第1段階荷重として用い、地盤の破壊にいたる第2段階の載荷にも同一のケーソンを用いたため強度増加する範囲が小さかったためであった。このため、一例だけではあるが、ケーソン幅よりも広い範囲に大きなプレロードを作用させ、その後ケーソンで載荷し鉛直支持力を求める実験を実施した。この実験の条件と結果は表-3 に実験 No. 6 として示してある。

図 22 がプレロードを付与するための模型のセットアップ図である。支持力実験はこのプレロードによる圧密完了後に、プレロードのための載荷体を撤去し、図-7(a)と同じ載荷システムで非排水の鉛直載荷を行った。鉛直載荷時の荷重～沈下関係を図-23 に示す。同図には狭い範囲に第1段階荷重を加えて圧密を待たせた後に鉛直載荷した No. 1, 2 の実験の結果も併記してあるが、杭間粘土の圧密による改良効果の増大が良く理解できよう。

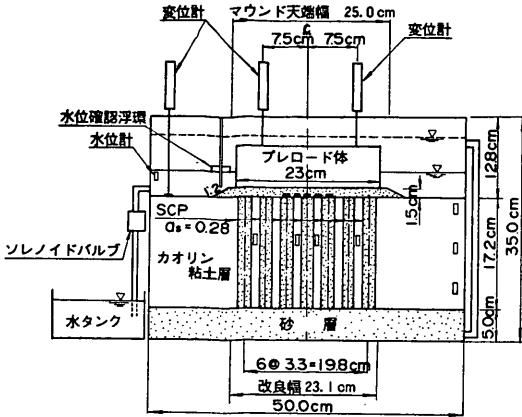


図-22 プレロードの载荷状況

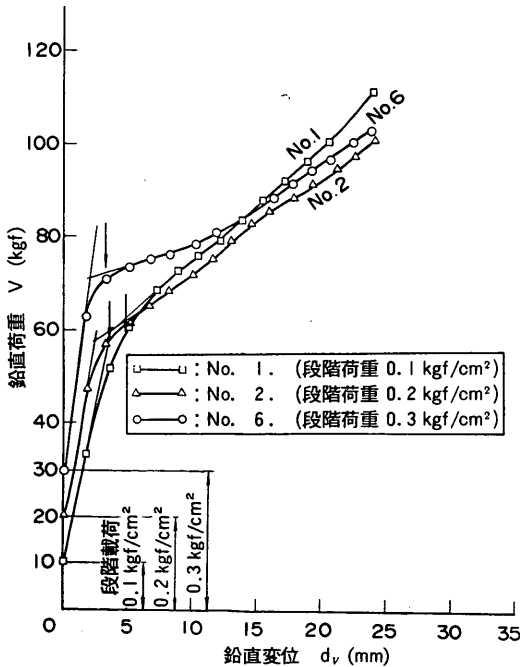


図-23 プレロードの支持力に及ぼす効果

4. FEM 解析

FEM 解析は土の特性を数値モデル化し、境界条件を理想化(単純化)して現象をシミュレートしようとするもので数値実験と考えることができる。数値実験の妥当性は良く吟味された模型実験や丁寧な調査の行われた実大試験によって検証する必要がある。ここでは 3.3 に示した遠心模型実験を解析して解析結果と実験結果を対比することで、有限要素法(FEM)が SCP 改良地盤の挙

表-4 FEM 解析の対象とした実験ケース

実験 ケース	降伏時の V, H(kgf)		解析結果 V, H(kgf)	備考
	ケースソ ン重量	実験結果		
No. 1	V=60	V=57	鉛直荷重
No. 4	V=29	H=8.8	H=7.6	傾斜荷重
No. 5	V=45	H=7.0	H=6.0	傾斜荷重

動解明へどの程度の適用性をもつか検討する。なお、解析には港湾技術研究所の地盤解析汎用プログラム¹⁰⁾を用いた。

解析の対象には表-4に示すように、鉛直荷重下の支持力実験 No. 1, 傾斜荷重下の支持力実験 No. 4, 5 の計 3 ケースを選定した。

4.1 計算方法

(1) 有限要素メッシュ

模型実験はマクロには二次元平面ひずみ状態で行ったが、SCP 改良地盤は複数の砂杭と杭間粘土地盤から構成されており厳密には三次元状態である。このような模型地盤を二次元平面ひずみ条件で解析するため、円柱形の砂杭を断面方向に等価な面積の長方形に置き換え、粘土地盤中にいわば砂の壁を並べた断面に単純化して解析の対象断面とした(図-24)。

(2) 解析モデルと地盤定数

模型地盤のうち粘土地盤は関口・太田の弾粘塑性体で深さ方向に強度の増加する模型地盤を表現した。砂杭はモール・クーロンの弾塑性体で表現した。マウンドについては、線形弾性体と弾塑性体の二種類のモデル化をして比較した。解析に用いた材料定数は、三軸試験、圧密試験、実験時の地盤状態等より求めたもので、表-5にまとめて示した。

(3) 地盤作製過程と载荷過程の再現

遠心模型実験は、50g の場での原地盤(正規圧密粘土地盤)の作製、砂杭の打設、50g 場での第 1 段階荷重による圧密および第 2 段階の非排水载荷と非常に複雑な手順を含んでいる。これらすべての手順を解析で再現するのは困難であるため、ある程度の単純化が必要になる。

本解析では、解析の開始を砂杭の打設が完了した時点とし、粘土地盤の強度は遠心場での自重圧密終了後のものとした。また、初期応力は粘土地盤、砂杭とも自重に相当するものとした。

载荷過程では実験の時間経過を追って、まずマウンド重量を与えて原地盤の圧密を進行させた。つぎに実験と同様に鉛直荷重载荷または傾斜荷重の载荷を再現した。傾斜荷重载荷の解析の場合には実験で用いたものと同じ

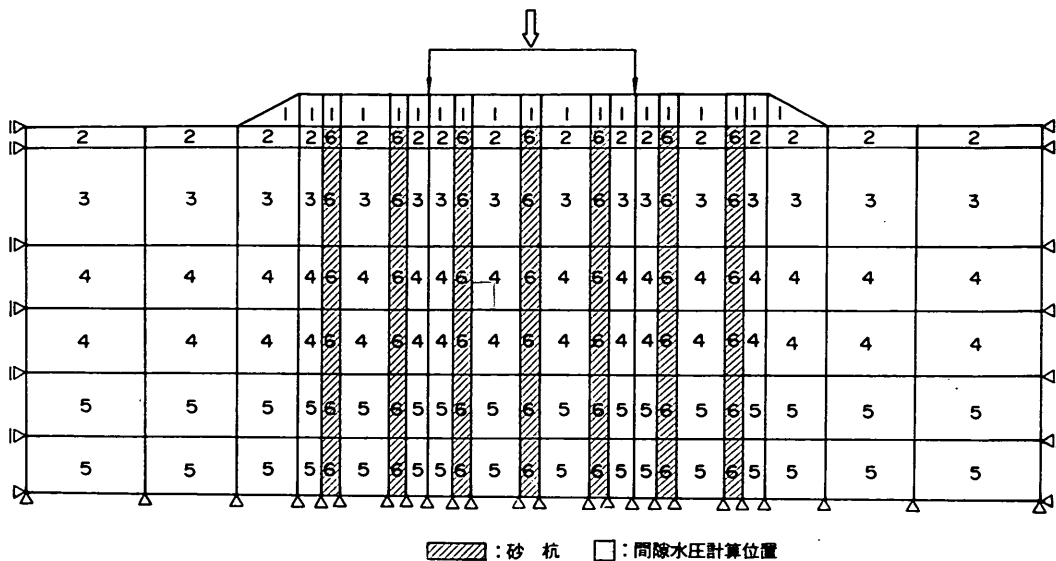


図-24 有限要素メッシュ

表-5 FEM 解析に用いた材料定数

土層名	$E(\text{kgf/cm}^2)$	ν	λ	κ	M	e_0	$\gamma'(\text{g/cm}^3)$	$C_v(\text{cm}^2/\text{min})$	α	v^0	$\phi(^{\circ})$
マウンド(1)*	20	0.333					0.70				
マウンド(1)**	20	0.333					0.70				30
過圧密層(2)		0.45	0.227	0.0187	0.986	1.89	0.58	0.15	0.001	1×10^{-6}	
正規圧密層(3)		0.45	0.227	0.0187	0.986	1.89	0.58	0.15	0.001	1×10^{-6}	
正規圧密層(4)		0.45	0.227	0.0187	0.986	1.74	0.62	0.15	0.001	1×10^{-6}	
正規圧密層(5)		0.45	0.227	0.0187	0.986	1.64	0.64	0.15	0.001	1×10^{-6}	
SCP砂杭	100						1.00				35

*: 弾性モデル

** : 弾塑性モデル

大きさのケーソンも再現し、その自重で鉛直荷重を与え、さらにケーソンに水平方向の荷重を加えた。

4.2 解析結果と考察

(1) 鉛直荷重載荷

数値解析で得られた鉛直荷重 V と鉛直変位量 d_v の関係を図-25 に示した。実験 No. 1 で得られた荷重～変位関係も●で同図にあわせて示した。マウンドを線形弾性体でモデル化した計算結果①は実験結果と非常に良い一致を示している。①の解析で得られた荷重～変位関係を片対数にプロットし直し、曲線の折れ曲がり点を降伏荷重と定義した。この計算上の降伏荷重は図中に↓で示すように 57 kgf であり、実験値の 60 kgf に対して良

い一致を示している。

マウンドを弾塑性体としてモデル化した解析の結果もあわせて示した(図中の②)。マウンドの数値モデルを変化させると、荷重～変位関係が大きく変化する傾向が見られる。

鉛直載荷中に杭間粘土地盤中に発生する過剰間隙水圧と鉛直荷重の関係の計算結果を図-26 に示す。ここに示す過剰間隙水圧は図-24 にハッチで示した地盤ほぼ中央のケーソン直下の位置の要素で計算された値である。図-26 には、同一の位置で実測された過剰間隙水圧を●で併記したが計算結果と実験値とは良い一致を示している。この場合には、マウンドの材料を弾性体でモデル化

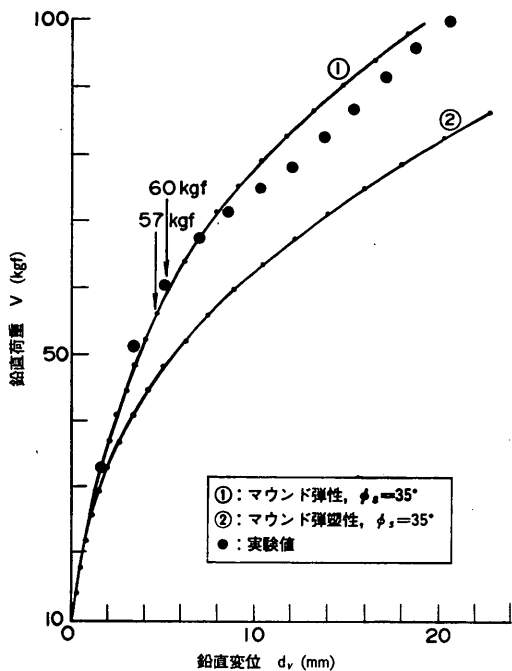


図-25 解析と実験の対比 (鉛直荷重～変位)

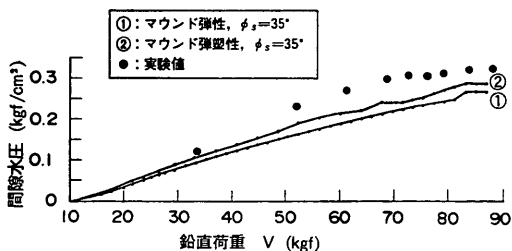


図-26 過剰間隙水圧～荷重曲線

(1) としても、弾塑性体 (2) としても計算結果はほぼ同じ挙動を示した。

マウンドを弾性体としてモデル化した場合の解析結果を用いて、荷重にともなうマウンドの法肩ラインでの水平変位の深度方向分布の解析値と実測値を対比して 図-27 に示した。解析、実測のいずれもケーソンの鉛直変位量がほぼ同じ時の値を選定して示している。解析結果は全般に実験値よりも大きく、さらに最大水平変位を示す位置が地表面よりも深い所で生じているなど実験での傾向と異なる結果となっている。

(2) 傾斜荷重載荷

傾斜荷重載荷実験の解析は表-4 に示したように実験 No. 4 と No. 5 の 2 ケースに対して実施したが、解析値

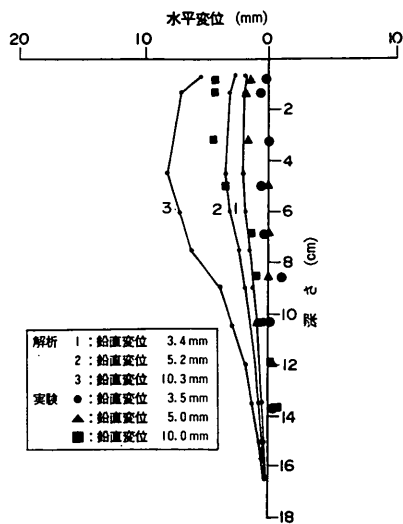


図-27 水平変位分布 (鉛直荷重載荷)

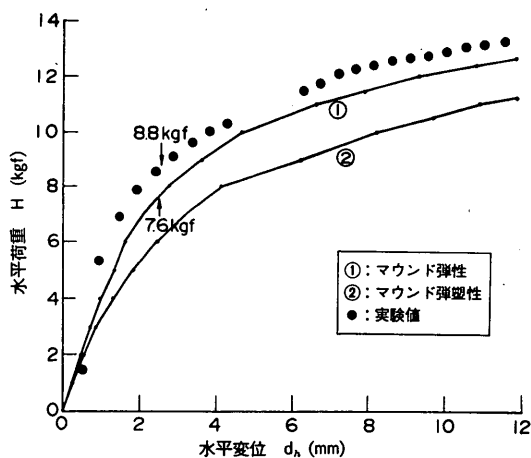


図-28 水平荷重変位曲線 (No. 4)

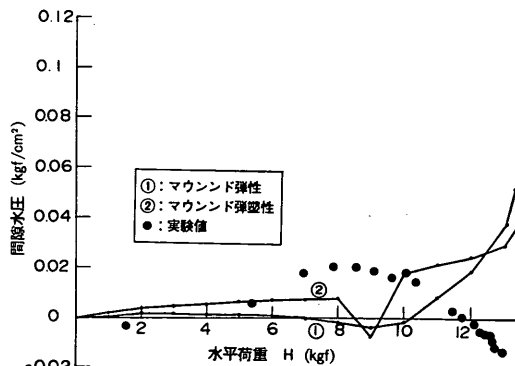
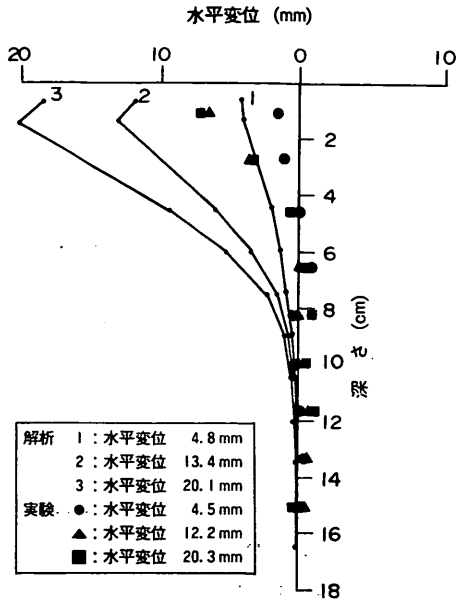
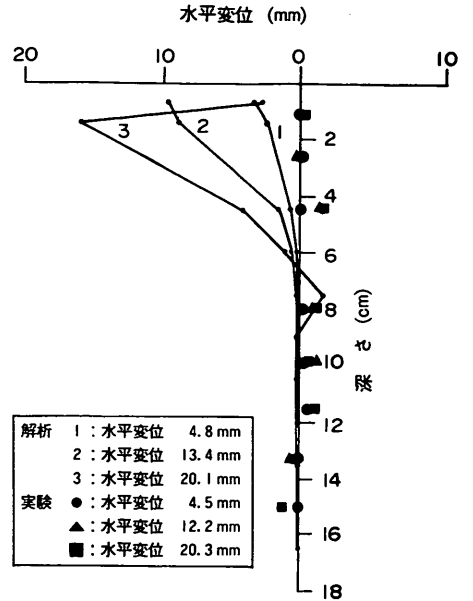


図-29 過剰間隙水圧～荷重曲線 (No. 4)

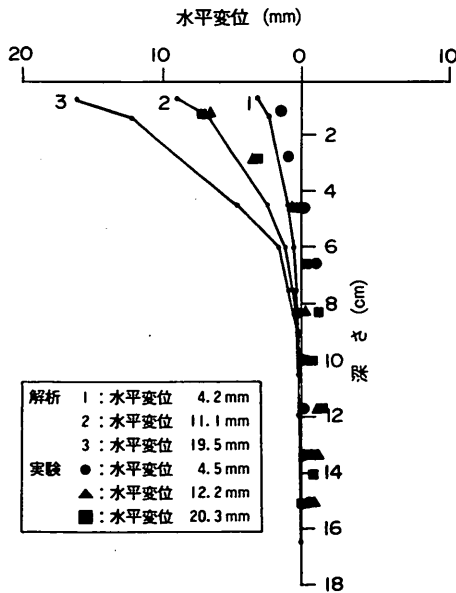
低置換率 SCP 工法により改良された粘性土地盤の支持力



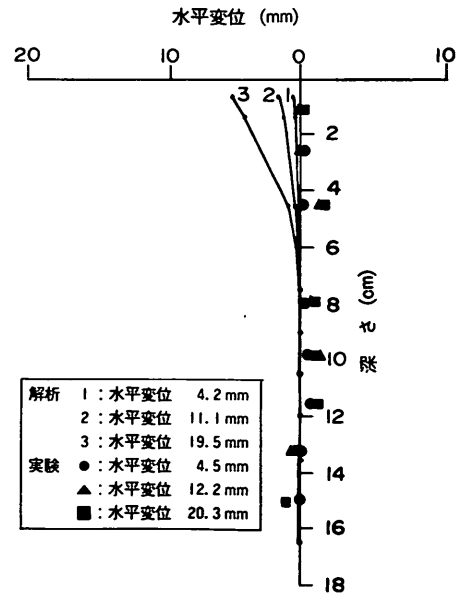
(a) 前趾部, マウンド: 弾性



(b) 後趾部, マウンド: 弾性



(c) 前趾部, マウンド: 弾塑性



(d) 後趾部, マウンド: 弾塑性

図-30 水平変位分布

と実験値の関係はいずれもほぼ同様であるため、本項では実験 No. 4 に対する検討結果のみを示す。

傾斜荷重載荷の場合には、第 2 段階載荷を鉛直荷重成分 V の載荷と水平荷重成分 H の載荷の 2 ステップで行っている。水平荷重成分載荷時の水平荷重成分 H とケーソンの水平変位量 d_h の関係を実験値と対比して図-28 に示した。また鉛直載荷の場合と同様にして荷重～変位関係を片対数にプロットし直して求めた降伏荷重も同図中に矢印で示した。ここでもマウンドを弾性体としてモデル化した解析で得られる荷重～変位関係(①)の方が実験結果と良い一致を示しており、降伏荷重も実験値 8.8 kgf に対して解析値は 7.6 kgf とわずかに小さいものの、ほぼ定量的な再現が可能であることがわかる。

水平載荷中の杭間粘土地盤中に発生する過剰間隙水圧と鉛直荷重の関係を図-29 に示す。実験 No. 4 の降伏荷重は前述のように実験、解析ともに 8 kgf 前後である。図を見ると明らかなように、地盤の降伏値付近までは解析、実験ともわずかずの間隙水圧が増加しており両者は定性的には一致している。しかし、降伏後は実験では間隙水圧が減少する傾向が見られるのに対して、解析では降伏前よりも大きな割合で増加する傾向となった。鉛直荷重載荷の場合には解析と実験は全載荷過程を通じて定性的にも定量的にも良い一致を示したが、傾斜荷重載荷の場合には載荷の全過程を対象に比較すると解析結果は実験値と定性的にも一致しなくなる傾向が見られた。

ケーソン前趾側と後趾側のマウンド法肩ラインに着目して、水平変位の深度方向分布の解析値と実験値を対比して図-30 に示した。マウンドを弾性とした解析値(図-30(a)(b))は実験値より大きな値を示している。特にケーソン後趾側の水平変位分布について見ると実験結果には水平変位がほとんど生じていないのに対して、解析では非常に大きな変位が生じている。これはマウンドを線形弾性モデルとしているため、ケーソンの水平移動に伴って地盤も引きずりこまれるためと思われる。

そこで、マウンドを弾塑性モデルとした解析結果を図-30(c)(d) に示したが、ケーソン前趾部、後趾部とも実験結果に近づき、解析結果が改善される傾向が見られる。

(3) 破壊曲面

改良地盤の降伏荷重の実験値を $V-H$ 平面に●で、また、マウンドを弾性体としてモデル化することで得られた降伏荷重の解析値を■でプロットすると図-31 が得られる。同図にはケーソンがマウンド上面で滑動破壊すると考えた場合の計算値(直線)もあわせて示している。図中の破線は実験値を結んだもので葉巻状の降伏曲線を形成している。解析では鉛直荷重が小さく、滑動破壊を

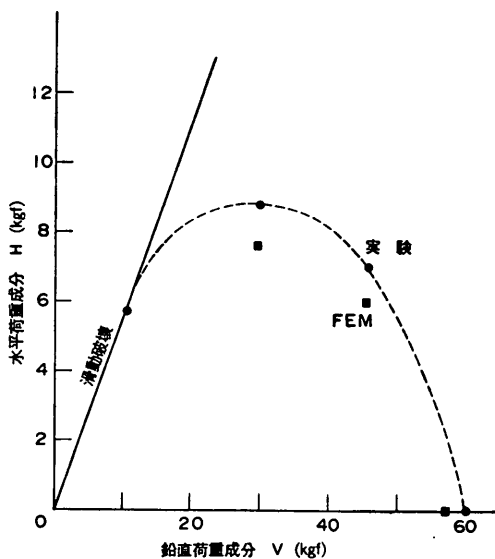


図-31 $V-H$ 破壊曲面

生ずるような場合の計算を行っていないが、解析を行った3つのケースからも同様に葉巻状の降伏曲線の存在がうかがえる。

4.3 FEM 解析の可能性

前節で見てきたように、改良地盤の挙動をマクロに代表する荷重～変位関係はマウンドを線形弾性体と仮定した弾粘塑性解析で十分に実験値を表現することが可能であった。しかし、より詳細な挙動すなわち間隙水圧挙動や水平変位挙動を見るとマウンドを線形弾性とした解析では、条件によっては定性的にも実験結果を再現できないことが見られた。特に降伏後の挙動の再現が困難である。マウンドを弾塑性体とした解析では水平変位挙動に改善が見られる。

今回実施した解析と実験の対比から、適用方法にまだ検討の余地が多いものの、有限要素法は SCP 改良地盤の挙動をマクロにはある程度の精度で再現できることがわかった。

5. 実用設計法による検討

SCP 工法により改良された複合地盤の安定計算には、①複合地盤のせん断強度を砂杭と杭間粘土のせん断強度の面積比による重み付き平均として評価し、②その平均せん断強度を円形すべり計算に適用して安全率を求める計算方法が多用されている。この実用設計法にもいくつかのバリエーションがあること、それぞれの方法により計算される安全率が相違すること、等については文献¹¹⁾

を参照されたい。

実験結果を実用設計法と比較するために、低置換率改良地盤を対象とする以下の2種類の複合地盤のせん断強度評価式を用いることとした。

$$\tau = (1 - a_s)(C_0 + kz + \mu_c \Delta\sigma_z c/pU) + (\gamma_{sz} + \mu_s \Delta\sigma_z) a_s \tan \phi_s \cos^2 \theta \quad (1)$$

$$\tau = (1 - a_s)(C_0 + kz) + (\gamma_{mz} + \Delta\sigma_z) \mu_s a_s \tan \phi_s \cos^2 \theta \quad (2)$$

ここに、

- τ : すべり線の位置で発揮される平均せん断強度
- a_s : 砂杭の置換率 (一本の砂杭の断面積 / 一本の砂杭の支配する有効断面積)
- $c_0 + kz$: 原地盤の粘性土の非排水せん断強度
- c_0 : $z = 0$ における粘性土の非排水せん断強度
- k : 深さ方向への強度増加率
- z : 鉛直座標 対象とするすべり線の深さ)
- $\Delta\sigma_z$: 対象とするすべり線の位置での、外力による鉛直応力増分の平均値
- $\Delta\sigma_s$: 対象とするすべり線の位置にある砂杭部分での外力による鉛直応力増分
- $\Delta\sigma_c$: 対象とするすべり線の位置にある杭間粘土部分での、外力による鉛直応力増分
- n : 応力分担比, $n = \Delta\sigma_s / \Delta\sigma_c$
- μ_c : 杭間粘土部分での応力低減係数
 $\mu_c = 1 / \{1 + (n-1)a_s\}$
- μ_s : 砂杭部分での応力集中係数
 $\mu_s = n / \{1 + (n-1)a_s\}$
- c/p : 原地盤粘性土の強度増加率
- γ_{sz} : 砂杭の単位体積重量 (地下水面下では $\gamma_{s'}$ とする)
- γ_c : 粘性土の単位体積重量 (地下水面下では $\gamma_{c'}$ とする)
- ϕ_s : 砂杭の内部摩擦角
- U : 杭間粘土の平均圧密度
- θ : 対象とするすべり線が水平面と成す角度
- γ_m : 平均単位体積重量
 $\gamma_m = \gamma_s a_s + \gamma_c (1 - a_s)$

式(1)と式(2)は一見類似しているが、式中の応力集中係数 μ_s の位置が異なるため、両式の物理的な意味はまったく異なるものである。また、既往の設計事例で式(2)を用いる場合には杭間粘土の圧密による強度増加を無視することが多いため、式(2)では強度増加を評価する項が明示されていないのが特徴である。しかし低置換率改良で砂杭間の粘土の強度増加を無視することは極め

て不合理であることが実験でも明らかにされたため、今回の計算では式(1)に準じて式(2)にも $\mu_c \Delta\sigma_z c/pU$ の項を加えて杭間粘土の強度増加を反映させている。

まず式(1)に対して、今回の実験条件 ($a_s = 0.28$, $\phi_s = 35^\circ$) と第1段階荷重強度 0.1 kgf/cm^2 による圧密の効果を考慮して、応力分担比としては既往の低置換率改良で多用される $n=3$ を用いた計算を実施した。計算結果を実験結果と併せて図-32に示す。図中に実線で式(1), ($n=3$) と注記した結果がこれであるが、計算結果は実験結果を良く説明している。一方、まったく同一の定数と同一条件で式(2)によって計算した結果を同図中に一点鎖線で式(2), ($n=3$) と注記して示す。この方法では極めて過大な計算結果が得られ、危険な設計に繋がることわかる。

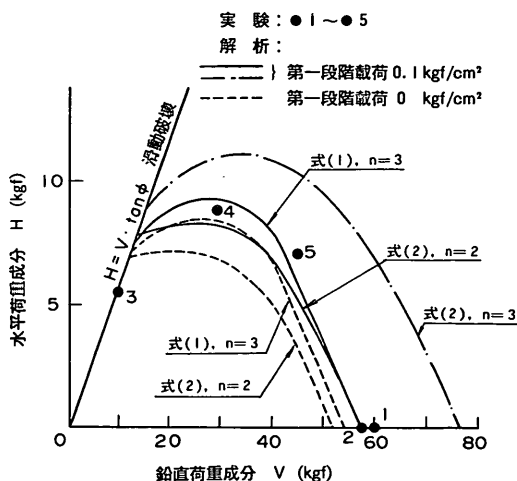


図-32 V-H破壊曲面

もちろん、式(2)を用いて実験結果と計算値をフィッティングすることは可能で、本実験の条件下では n を約2まで低減すれば良い。図中に実線で式(2), ($n=2$) と注記した結果がそれである。ただし、この応力分担比を低減する操作は力学的な意味付けを伴っていないため常に行って良いという保証はない。上述のように、今回の一連の遠心模型実験結果が式(1)を用いて、かつ、低置換改良で慣用されている応力分担比 $n=3$ とした計算で説明できる。また、後に紹介する現地実証試験結果もこの方法で応力分担比 $n=3$ として良く説明できる。このことを踏まえて、神田、寺師¹⁴⁾は複数の仮定の改良断面を対象にして式(1)で求められる安全率と同等の安全率を与えるようにするために式(2)で用いるべき応力分担比(修正応力分担比)を整理しているので参照されたい。

なお、鉛直荷重成分が小さいとマウンド上でケーソン

が滑動破壊することが実験的にも認められたため、マウンドの内部摩擦角を $\phi=30^\circ$ として、 $H=V \tan \phi$ の直線を計算し同図に併記した。No. 3 の実験値はこの計算結果とよく一致している。

一方、図-32 中の破線は第 1 段階荷重（圧密荷重）を 0 とした計算の結果で、注記に示す通り式 (1) で $n=3$ とした場合と式 (2) で $n=2$ とした場合である。この計算結果と前述の対応する実線の計算結果（第 1 段階荷重強度、 0.1 kgf/cm^2 ）の差が計算上の圧密の効果を示すものである。式(1)の場合も n 低減後の式(2)の場合も図示のように計算上の圧密の効果は顕著ではない。

第 1 段階荷重強度に 0.1 kg/cm^2 の差を与えて実施した No. 1 と No. 2 の実験値も顕著な差はないことを示している（むしろ、実験誤差のためか逆転している）ため、実用設計法は実験結果を圧密の効果の観点でも良く説明しているように見える。しかし、これは圧密の効果を発揮していない実験結果を用いた議論だけに、圧密の

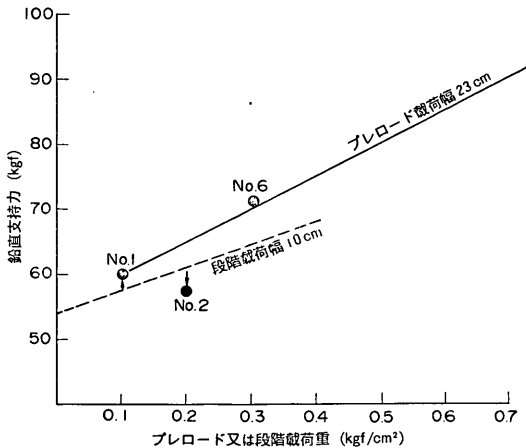


図-33 鉛直支持力～プレロード荷重

効果（段階荷重やプレロードの効果）を実用設計法で適切に評価できるか否かの積極的な判定とはならない。

このため、一例であるがプレロードを加えた改良地盤の支持力実験を実施した (3.4)。この結果を式 (1) を用いて評価してみることにする。図-33 は段階荷重やプレロードの荷重強度の変化によって鉛直支持力の増加が計算上どの程度現われるかを式 (1) によって試算した結果である。図中の破線が第 1 段階荷重を幅 10cm のケーソンで与えた場合に相当し、実線がプレロードを 23cm の幅で与えた場合の計算結果である。図には No. 1, 2, 6 の実験結果を併せて示した。前述のように No. 1 と No. 2 はケーソンを用いて段階荷重としたが第 1 段階荷重の

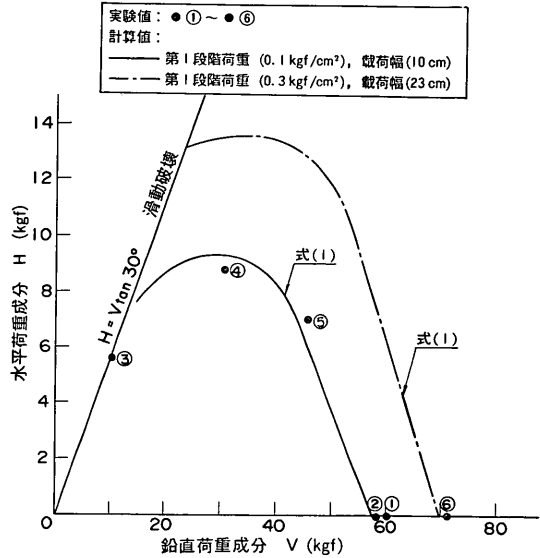


図-34 V-H破壊曲面

荷重強度差が 0.1 kgf/cm^2 と小さく支持力への影響をうまく検証できなかったものである。一方、プレロード荷重を 0.3 kgf/cm^2 加えた No. 6 は No. 1 と対比すると実験でも計算でも支持力の増加が明瞭であり、かつ、式 (1) による計算は定量的にも実験結果を良く説明している。

実験結果と式 (1) による現行設計法による計算値のみを再度整理して図-34 に示す。マウンドの法尻までを改良し、改良幅/載荷幅比 (W/B) が 2.3 程度の今回の実験条件の範囲内では、式 (1) による現行設計法が低置換率 SCP 工法による改良地盤の支持力を実用的には十分に良い精度で説明できることがわかる。

6. 関連研究の概要

低置換率 SCP 工法の設計法確立のために本研究と並行して進められた 2 つの研究がある。低置換率 SCP の理解のために、ここにその概要を紹介する。

6.1 現地実証試験

2.1 に述べたように運輸省第三港湾建設局は、沿岸開発技術研究センターに依頼して港湾技術研究所や大学などの学識経験者を主体とする委員会を組織し、その助言の下に低置換率 SCP 工法による改良地盤の支持力を確認する現地実証試験を計画・実施した。舞鶴港で実施されたこの現地試験の詳細については文献^{12),13)}に報告されている。

(1) 現地試験の概要

現地試験を実施した地点には図-35 に示すように、正

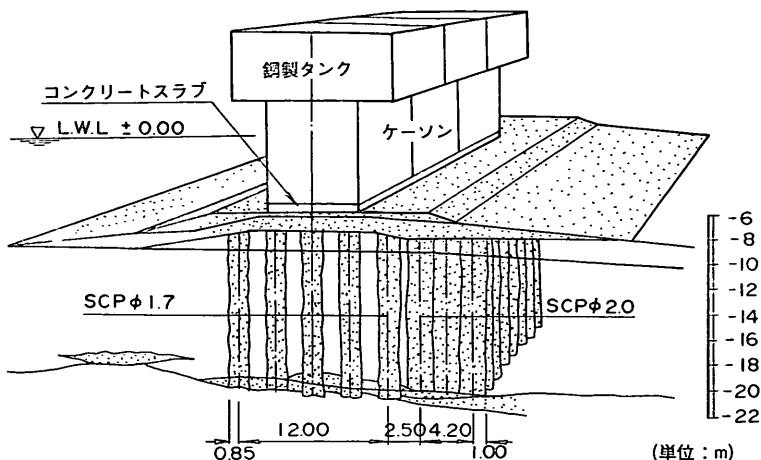


図-36 現地試験概略図¹²⁾

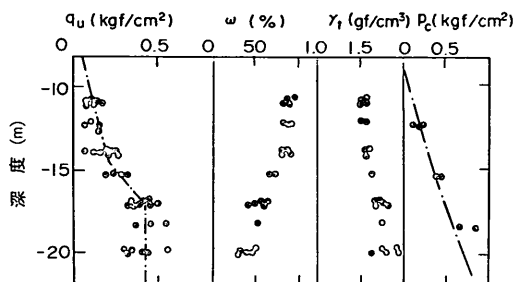


図-35 現地試験場の地盤条件¹²⁾

規圧密された沖積粘土が厚く堆積している。この海底粘土地盤を SCP 工法により低置換率 ($a_s=0.25$) で改良し、マウンド、コンクリートスラブ (7m×30m)、3 函のコンクリートケーソン、ケーソンの中詰め順に載荷し、全体の荷重が 0.3 kgf/cm^2 の荷重強度に達した時点で放置して (第 1 段階載荷) 圧密による強度増加を待った。破壊に至る載荷 (第 2 段階載荷) はケーソンへの注水と、ケーソン上に搭載された鋼製タンクへの注水で短時間で (非排水で) 行われた。改良地盤と地盤への載荷のために設置した上部構造物を模式的に図-36に示す。

港湾の構造物は一般にはマクロに見れば 2 次元の構造物が多いが、現地試験では 2 次元の載荷は不可能である。コンクリートスラブは、個々のケーソンが独立して変形する 3 次元的な挙動が卓越することを防止するために据付けられている。また、地盤改良の条件は一様としたいが破壊の方向を規制しないと計測のコストが膨大となる。このため、図-36に示されているように上部構造物の直下と前面側を $a_s=0.25$ で、背面側を $a_s=0.7$ で改良して (前面側へ破壊の方向を規制)、計測機器は直

下と前面側へ集中的に配置してある。第 2 段階載荷も本来は非排水で一気に加えたいが、現実には工事の安全性の観点などから、ケーソンへの注水、鋼製タンクへの注水と複数の工程で加えざるをえない。このように、模型実験に比べると実大試験には多くの経済的、技術的制約が避けられないものである。

第 1 段階載荷は地盤改良工による地盤の乱れ等に起因する不確定要因を避け地盤条件を明確にするために行われたもので約 10 か月間放置された。第 2 段階載荷直前までのこの放置期間に、地盤改良工による地盤の変形 (盛り上がり)、改良域内、域外の乱れ、放置による強度回復、第 1 段階載荷による圧密過程での応力分担比などの調査が計画的に行われ、従来の知見を再確認するとともに今回の載荷試験直前の地盤条件の詳細が把握された。ちなみに、圧密過程で得られた応力分担比はおよそ 3 である。

第 2 段階載荷はケーソンをアルミスラグで中詰めすることで 1988 年 7 月 17 日に開始され、荷重強度は 0.8 kgf/cm^2 に達した。さらに鉛直荷重を加えるため鋼製タンクがケーソン上に搭載された。この作業には 8 日間を要したが、この間はケーソンを排水することでほぼ同じ荷重強度 (0.8 kgf/cm^2) に保たれた。最終の非排水荷重はケーソンと鋼製タンクに注水することで載荷されている。この最終載荷中の鉛直荷重強度と沈下の関係を図-37に示す。図中の白丸が実測値である。荷重～沈下曲線には時間も併せて示してある。6 時 45 分にケーソンへの注水が完了し、配管を切換えて 7 時 15 分に鋼製タンクへの注水による載荷が再開されている。この載荷の中断中も沈下は継続している。黒丸はこの中断を補正したデー

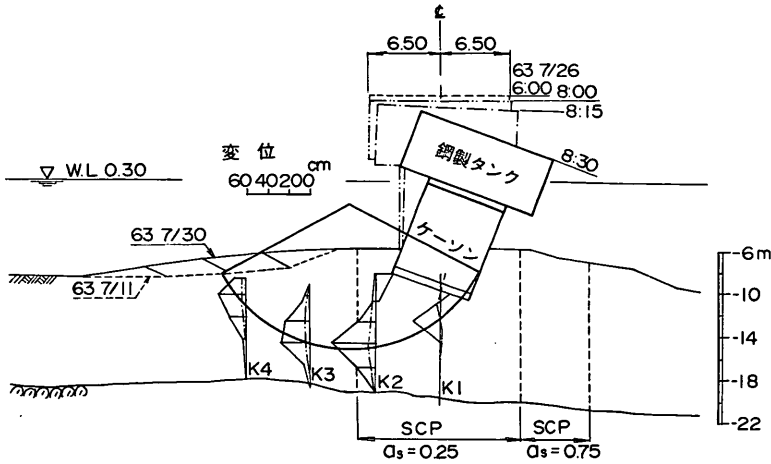


図-38 地盤の変形状況¹²⁾

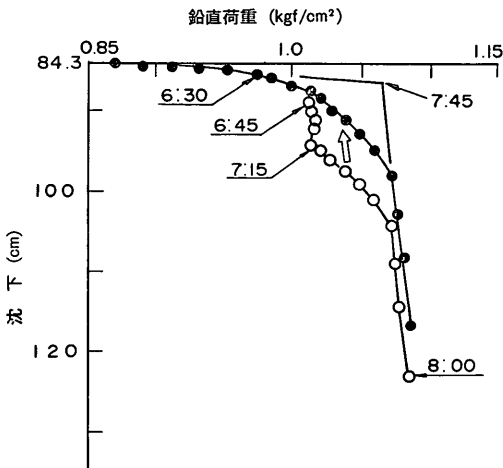


図-37 鉛直荷重～沈下曲線¹²⁾

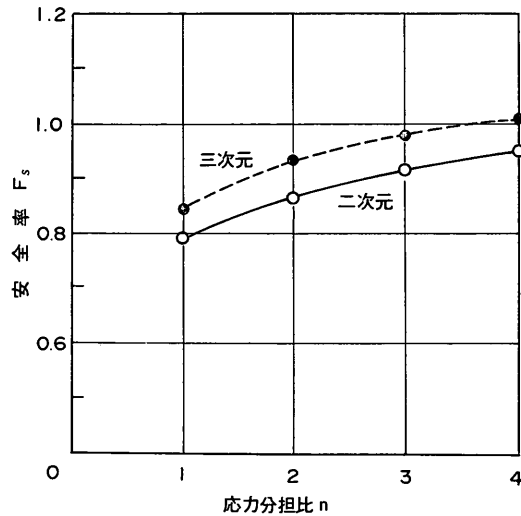


図-39 応力分担比と安全率の関係

タである。この補正したデータより判断すると実証試験での降伏荷重強度は 1.06 kgf/cm^2 であり、その時刻はおよそ7時45分である。

図-38には载荷中のケーソンの変位と地中の傾斜計の記録が時間と併せて示されている。同図より地盤の降伏する7時45分位まで(図-37参照)ケーソンは一樣に沈下しており、回転や水平変位は認められない。地盤の降伏後にケーソンは傾き始めている。実証試験で用いた上部構造物は極めてトップヘビーであるため、荷重の偏心量や傾斜角は急激に増加することになる。

第2段階载荷による改良地盤の降伏荷重、上述の調査で得られた砂杭の ϕ_s 、置換率 a_s 、現地試験での第1段階载荷による圧密後の強度増加を反映させて式(1)を用

いる実用設計法で安全率を求めた。応力分担比 n をパラメーターとして試算した結果(図-39)からは、既往の設計で慣用的に用いられる $n=3$ で二次元問題とした計算では安全率は0.92であった。しかし、現地試験では上部構造物の奥行が有限長であるため、これを考慮に入れた円筒すべりで計算すると安全率として0.98とほぼ妥当な数値が得られた。

現地の条件を入力して模型実験の解析と同様の弾粘塑性 FEM 解析や、粘性土を弾塑性とした解析を行った。結果は省略するが、いずれの解析でも、降伏荷重の解析値は現地試験の降伏荷重をある程度の精度で再現してい

る。しかし、解析で得られた荷重～変位関係は模型実験に対する解析結果(図-25)と同様に、地盤の降伏後も荷重が漸増するものである。一方、現地試験結果は図-37に示したように降伏後に急激な沈下の増大を示している。

この解析と実験の定性的な相違は、解析では地盤や砂杭を均質なものとしてモデル化しているのに対して、現実の原地盤や個々の砂杭の仕上りは不均一であること、また、現地試験の載荷に用いた上部構造物は極めてトップヘビーのものであることなどが原因しているものと考えられる。すなわち、地盤の降伏後にケーソンが若干でも傾き始めると、上部構造物の偏心量が急激に増加し、地盤の支持力が急激に低下することが影響しているものと想定できる。設計への数値解析の利用にあたっては、このような現地の特性と解析上の理想化のギャップに留意する必要がある。

6.2 既往の事例と現行設計法

港湾技術研究所計画設計基準部設計基準研究室と土質部地盤改良研究室は、既往の海上施工事例のアンケートに基づく収集整理、各種の現行実用設計法の対比、感度分析、既往の事例の逆解析を実施した。その結果の詳細はすでに文献¹¹⁾に詳しく紹介した。

アンケート結果からは、各種の実用的なせん断強度の評価式の相違に対する一般の認識が必ずしも十分ではないこと、このため本来は式の種類によって異なる応力分担比を設定すべきところを無批判に同様な値を設定している事例のあること、この結果として既往の事例を同一手法で逆解析してもその安全率は千差万別となること、また、最も適用事例の多い実用式(前述の式(1))を設計に用いた事例でも杭間粘土の圧密による強度増加を積極的に評価した事例はまだ少ないこと等が知られた。

港湾での利用が想定される複数の仮想断面を設定して、各実用式の感度分析、各実用式の対比、等を行った。その結果、最も実績の高い実用式である式(1)と式(2)では計算結果に隔たりがあることなどが判明した。

遠心模型実験や現地実証試験では、これまで述べてきたように式(1)の実用性が高いことが明かとなってきている。一方、式(2)は実務計算で便利な面もあるため、式(2)の計算結果を式(1)の結果にフィッティングする試みも行った。具体的には、式(2)に用いる適切な応力分担比(修正応力分担比、 n')を求める作業である。その結果、式(1)に用いる n と式(2)に用いる n' の関係は各種の設計定数や計算条件に影響されるもので、両者の間に一義的な関係は求められないことが判明した。文献¹¹⁾には、置換率 a_s と砂杭と杭間粘土の単位体積重量

比(γ_s'/γ_c')をパラメーターとして $n \sim n'$ 関係を概略推定する図表を掲載している。

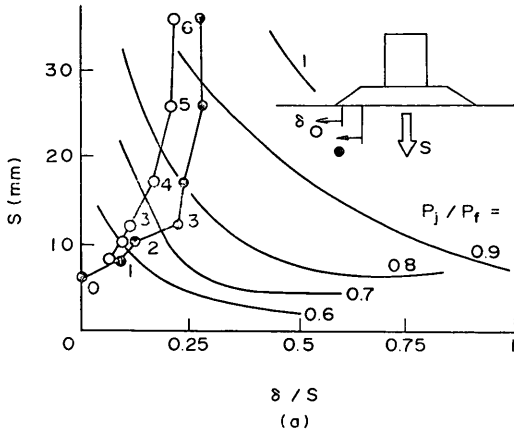
7. 安定管理手法

通常、構造物の安全性は施工前に実施する設計という形での挙動予測の作業で検討される。しかし、設計のプロセスには原地盤条件のモデル化の精度、地盤改良工の品質、上部工の施工の精度、設計法そのものの精度、など多くの不確定な要因が介在する。このため、安全率のマージンを切詰めて経済的な設計・施工を目指す場合には、上部工の施工過程での観測結果を利用して施工中の安全性を確保するための安定管理の実施と、その管理結果に基づき安全性が不足する場合の対策工の選定や工程の変更が要求される。このような安定管理手法には多くのものが提案されている。ここでは松尾・川村の方法¹⁴⁾のSCP改良地盤への適用性を遠心模型実験結果と現地実証試験結果を利用して検討してみる。

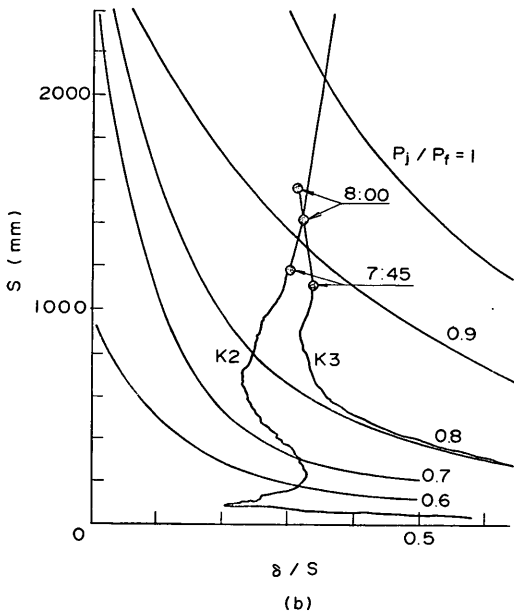
松尾・川村の方法は陸上の盛土の安定管理に適用された多くの実績を有する。この手法は、盛土の進行に応じて、盛土直下の沈下と法尻の水平変位を管理図中に記入するだけの極めて簡便なものである。図-40(a)、(b)に遠心模型実験結果の一例と現地実証試験結果をプロットして例示する。

松尾・川村の原論文では、図の縦軸 S は盛土中央の地盤の沈下量である。また、横軸には盛土法尻地表面の水平変位 δ を沈下量で無次元化して δ/S としてプロットするものである。この管理図の意味するところは容易に理解できる。盛土の盛り立て過程で、このプロットが図中で上向き、あるいは左上向きに推移するならば地盤のせん断変形に比べて圧密沈下が卓越しており、地盤は安定であることを意味している。一方、プロットが右上向きに推移する場合は、地盤のせん断変形や塑性流動が圧密に卓越しており、地盤は大変形や破壊に向かっていることとなる。これは盛土下の地盤の安定を定性的に理解するための非常に優れて簡便な見方である。管理図中で p_j/p_f を付した複数の曲線は盛土の安全性の定量的な管理値を示すものである。ここに p_j は j -番目の盛土時の盛土荷重強度であり、 p_f は地盤が破壊する時の盛土強度である。すなわち p_j/p_f は安全率の逆数のようなもので、松尾・川村が既往の陸上の盛土の事例と数値解析の結果を踏まえて提案したものである。すなわち、今回、筆者らが対象としている海底改良地盤上に基礎が受荷されるようなケースを念頭にしたものではない。

図-40(a)は遠心模型実験中に撮影された一連の写真計測データによって作製された。 S はケーソン中心線直下



(a) 遠心模型実験



(b) 現地実証試験

図-40 安定管理図

の地盤の沈下量であり、 δ は模型地盤の地表面の2測線での水平変位量である。このため、図中には2組の $S \sim \delta/S$ がプロットされている。図中の凡例に示すように●のプロットはケーソンの端部からケーソン幅 B の半幅離れた測線のデータを利用したものである。一方、○は端部から B 離れたマウンド法付近の測線のデータによって、図中では原点で第1段階荷重が載荷されており、地盤の圧密によってプロットは0点に移動する。ここで非排水の第2段階荷重が開始され、荷重に伴ってプ

ロットは移動し点3で降伏している。実験で地盤が降伏していると判断される点3の●のプロットは松尾・川村の管理値では $p_j/p_f=0.75$ に過ぎず1よりは遙かに小さい。しかし、このプロットは定性的には破壊の方向を指向している。これに比べて○のプロットは安定管理としてあまり機能していないように見られる。

現地実証試験結果を図-40(b)に示す。ここでも2組のプロットを示す。両プロットに対してケーソン直下の同一の沈下データを用いている。水平変位のデータは図-38に示したK2、K3の測線の値を用いている。ケーソン幅を B とする時K2はケーソン端部から $0.3B$ 離れた測線であり、K3は $1.0B$ 離れた測線である。模型実験の場合と同様にマウンド法付近の測線のデータよりも近めの測線(K2)のデータの方が定性的には安定管理に適した動きを示している。現地実証試験で地盤が降伏したと判定される7時45分での p_j/p_f は0.9より小さい。

図-40より、松尾・川村の管理基準値をそのままSCP改良地盤に適用することはできないものの、測線の選定を誤らなければ、管理図は定性的には有用であることが十分に認められた。管理基準値の確立のために、今後の現場データの蓄積と改良地盤の変形を精度よく予測するためにFEM計算の利用方法の改善とが望まれる。

8. 結 論

- 本研究によって得られた結論を以下に要約して示す。
- (1) 遠心模型実験で得られた低置換率SCP改良地盤の挙動は現地実証試験結果と定性的によく対応しており、かつ、安定解析を介在させると両者は定量的にも対応している。
 - (2) SCP改良地盤の挙動は砂杭の相対密度、改良幅/載荷幅比、載荷速度などに影響されることが遠心模型実験で実証された。
 - (3) 一定の第1段階荷重で圧密後に非排水の載荷を行った一連の支持力実験結果から、荷重傾斜角度が支持力におよぼす影響を明確にした。傾斜荷重下の支持力を鉛直荷重成分 V と水平荷重成分 H で構成される平面内にプロットすると、葉巻型の断面の降伏曲面が形成される。
 - (4) 弾粘塑性FEM解析は、降伏に至る荷重沈下曲線を実用上十分な精度で追跡できる。FEMによる解析結果を用いて組み立てた $V-H$ 面の降伏曲面と実験結果はよく対応している。FEM解析の実用性は実証されたが、地中の水平変位や間隙水圧の再現にはまだ問題があり、今後の検討が必要である。

- (5) 複合地盤のせん断強度を砂杭と杭間粘土の強度の面積平均で表現し円形すべり計算を行う実用的な安定計算で遠心実験結果をよく説明できる。今回の研究の前提とした範囲内では実用性のあるものと判断できる。
- (6) 別途に第三港湾建設局で実施された現地実証試験結果も実用設計で十分に説明が可能であった。
- (7) 低置換率 SCP 改良地盤の安定管理に松尾・川村の方法は定性的には有用であり、今後のデータ蓄積で定量的にも利用可能と思われる。

9. あとがき

従来、運輸省が直轄で施工する港湾工事では、高置換率 SCP 改良に付随して局部的に低置換率 SCP 改良を実施した事例は少なからずあったが、安定確保のために低置換率改良を主体として採用した事例はなかった。本研究ならびに平行して実施された現地実証試験等の関連研究の結果、低置換率改良の設計方法がほぼ確立された。今後の港湾での低置換率改良の活用とその設計に役立てられるものと考えている。

ただし、本文中で述べたように残された課題も存在している。今後の研究のフォロー、あるいは、現場施工時の安定管理の励行（特に、杭間粘土の強度増加を大きく期待する場合）が望まれる。

(1990年3月31日受付)

謝 辞

本研究の実施にあたっては運輸省港湾局から3年間にわたって測量試験費の援助を受けた。遠心模型実験の実施と結果の解析にあたっては、昭和61年度から平成元年度までの港湾技術研究所土質部地盤改良研究室研修生、多保博之氏、山下祐司氏、皆川昭吾氏、浜里青史氏の各位の熱心な協力を得た。末尾をかりて感謝の意を呈する。

参 考 文 献

- 1) 寺師昌明, 北詰昌樹, 多保博之: SCP 改良地盤の載荷実験, 第22回土質工学研究発表会, pp. 1797~1798, 1987年6月
- 2) 寺師昌明, 北詰昌樹, 山下祐司: 低置換 SCP 改良地盤の支持力に載荷速度が与える影響, 第23回土質工学研究発表会, pp. 2111~2114, 1988年6月
- 3) 寺師昌明, 北詰昌樹, 皆川昭吾: 傾斜荷重下の SCP 改良地盤の支持力, 第24回土質工学研究発表会, pp. 107~110, 1989年6月
- 4) 寺師昌明, 北詰昌樹, 浜里青史: 低置換率 SCP 改良地盤の支持力解析, 第25回土質工学研究発表会,

- pp. 3~4, 1990年6月
- 5) Terashi, M., Kitazume, M. and Minagawa, S.: Bearing Capacity of Improved Ground by Sand Compaction Piles, "Deep Foundation Improvements, Design, Construction and Testing", ASTM STP 1089, 1991年(予定)
- 6) 寺師昌明: 遠心力載荷実験手法とその適用例—深層混合処理改良地盤の挙動—, 昭和60年度港湾技術研究所講演会, pp. 119~184, 1985年12月
- 7) 北詰昌樹, 遠藤敏雄, 寺師昌明: 正規圧密地盤上の浅い基礎の支持力, 港湾技術研究所報告, 第27巻第3号, pp. 185~203, 1988年9月
- 8) 田中史郎, 藤森一弘, 中瀬明男, 日下部治: 複合地盤の水平抵抗に関する実験, 第18回土質工学研究発表会, pp. 953~956, 1983年6月
- 9) Kimura, T. et al.: Centrifuge tests on sand compaction piles, *Proc. 7th Asaian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 255~260, 1983年
- 10) 小林正樹: Stability Analysis of Geotechnical Structures by Adaptive Finite Element Procedure, 港湾技術研究所報告, 第27巻第2号, pp. 3~22, 1988年6月
- 11) 神田勝己, 寺師昌明: 粘性土地盤を対象とする SCP 工法の実用設計法—感度分析と実態調査—, 港湾技研資料, No. 669, 52p., 1990年3月
- 12) 柳生忠彦, 幸田勇二: 海上における低 SCP 改良地盤現地破壊実験, 第24回土質工学研究発表会, pp. 1891~1894, 1989年6月
- 13) 柳生忠彦: サンドコンパクションパイルによって改良された粘土地盤上の港湾構造物の挙動に関する研究, 東京工業大学学位請求論文, 1989年
- 14) Matsuo, M. and Kawamura, K.: Diagram for construction control of embankment on soft ground, *Soils and Foundations*, Vol. 17, No. 3, pp. 37~52, 1977年

記 号 表

a_s	: 砂杭の置換率 (一本の砂杭の断面積/一本の砂杭の支配する有効断面積)
B	: 載荷幅 (模型基礎幅, ケーソン幅)
$c_0 + kz$: 原地盤の粘性土の非排水せん断強度
c_0	: $z = 0$ における粘性土の非排水せん断強度
c/p	: 原地盤粘性土の強度増加率
D_r	: 砂の相対密度
d_v	: 鉛直変位量
d_h	: 水平変位量
H	: 水平荷重成分
H_f	: 破壊時の水平荷重成分
k	: 深さ方向への強度増加率
n	: 応力分担比, $n = \Delta\sigma_s / \Delta\sigma_c$
n'	: 修正応力分担比
P	: 荷重合力

p_c	: 杭間粘土上の鉛直応力		する)
p_s	: 砂杭上の鉛直応力	γ_m	: 平均単位体積重量
p_{s1}	: 載荷板直下の中央列の砂杭 3 本の平均	$\Delta\sigma_z$: 対象とするすべり線の位置での, 外力による鉛直応力増分の平均値
p_{s2}	: 載荷板直下両側の砂杭 2 列の平均	$\Delta\sigma_s$: 対象とするすべり線の位置にある砂杭部分での外力による鉛直応力増分
p_j	: j-番目の盛土時の盛土荷重	$\Delta\sigma_c$: 対象とするすべり線の位置にある杭間粘土部分での, 外力による鉛直応力増分
p_f	: 地盤破壊時の盛土荷重	δ	: 水平変位
S	: 載荷板の沈下	θ	: 対象とするすべり線が水平面と成す角度
S	: 鉛直変位量		$\gamma_m = \gamma_s a_s + \gamma_c (1 - a_s)$
S	: ケーソン中心線直下の沈下量	μ_c	: 杭間粘土部分での応力低減係数
U	: 杭間粘土の平均圧密度		$\mu_c = 1 / \{1 + (n-1) a_s\}$
V	: 鉛直荷重	μ_s	: 砂杭部分での応力集中係数
V_f	: 破壊時の鉛直荷重成分		$\mu_s = n / \{1 + (n-1) a_s\}$
W	: 改良幅	τ	: すべり線の位置で発揮される平均せん断強度
Z	: 鉛直座標 (対象とするすべり線の深さ)	ϕ_s	: 砂杭の内部摩擦角
α	: 荷重傾斜角		
γ_s	: 砂杭の単位体積重量 (地下水面下では γ_s' とする)		
γ_c	: 粘性土の単位体積重量 (地下水面下では γ_c' とする)		