

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

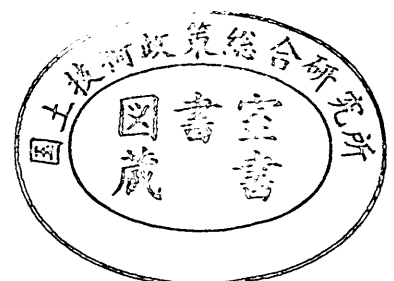
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 37

NO. 2

June 1998

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第37巻 第2号 (Vol. 37, No. 2), 1998年6月 (June 1998)

目 次 (CONTENTS)

着底型杭状深層混合処理地盤の破壊挙動北詰昌樹・山本浩司	3
Stability of group column type DMM groundMasaki KITAZUME, Hiroshi YAMAMOTO	
ケーソンの安定性に及ぼす裏込めの効果菊池喜昭・新舎 博・江口信也	29
Effects of the back-filling to the stability of a caissonYoshiaki KIKUCHI, Hiroshi SHINSHA, Shin-ya EGUCHI	
大阪湾洪積粘土の三軸せん断特性と大型護岸構造物の安定性渡部要一・土田 孝・足立格一郎	59
Undrained Shear Strength of Osaka Pleistocene Clay And Stability of Large Scale Seawall StructureYoichi WATABE, Takashi TSUCHIDA, Kakuichiro ADACHI	
鋼管杭式棧橋の地震応答解析結果に基づく設計水平震度の考察横田 弘・竹鼻直人・南 兼一郎・高橋邦夫・川端規之	75
Consideration of Design Seismic Coefficients of An Open Type Wharf Based on Dynamic Response AnalysesHiroshi YOKOTA, Naoto TAKEHANA, Ken'ichiro MINAMI, Kunio TAKAHASHI, Noriyuki KAWABATA	
信頼性設計法による防波堤の全体系安全性 (第3報) ーレベル1, 2の設計法の適用性総括ー長尾 毅・大久保昇・川崎 進・林由木夫	131
Evaluation of Safety of Breakwaters by the Reliability Based Design Method (3rd Report: Concluding the Applicability of Reliability Based Design Method)Takashi NAGAO, Noboru OKUBO, Susumu KAWASAKI, Yukio HAYASHI	
棧橋上部工の荷役機械荷重を考慮した疲労限界状態設計長尾 毅・横田 弘・竹地晃一郎・川崎 進・大久保昇	177
Fatigue Limit State Design Method for Superstructures of Open Type Wharves in view of Cargo Handling Machine LoadsTakashi NAGAO, Hiroshi YOKOTA, Koichiro TAKECHI, Susumu KAWASAKI, Noboru OKUBO	

水中レーザー視認装置による画像化実験

……秋園純一・佐藤栄治・田中敏成・高橋義明・朝妻春和・小林 健・斎藤利貴 ……221

Imaging Experiments of Underwater Laser Viewing System

……Jun'ichi AKIZONO, Eiji SATO, Toshinari TANAKA, Yoshiaki TAKAHASHI,
Harukazu ASATSUMA, Takeshi KOBAYASHI, Toshitaka SAITO

歩行式水中調査ロボットの開発

－（第4報）歩容及び軌道の実時間計画法－

……田中敏成・秋園純一・高橋英俊・佐藤栄治・鈴木健治・米田 完・
金山 裕・Robert B. McGhee・竹内俱佳 ……259

Development of Aquatic walking Robot for Underwater Inspection

－（The 4th report）A Method of Real-time Gait, Trajectory and Path Planning－

……Toshinari TANAKA, Jun'ich AKIZONO, Hidetoshi TAKAHASHI, Eiji SATO, Kenji SUZUKI,
Kan YONEDA, Yutaka KANAYAMA, Robert B. McGhee, Tomoyoshi TAKEUCHI

着底型杭状深層混合処理地盤の破壊挙動

北詰 昌樹*・山本 浩司**

要 旨

深層混合処理工法は、軟弱粘土にセメントやセメント系固化材などの化学的安定材を原位置で添加し、強制的に攪拌混合して地盤中に強固な安定処理土を形成する工法である。バーチカルドレーン工法やサンドコンパクションパイル工法などに比べて短期間で高強度の改良地盤が得られる、発生残土が少ない、周辺環境への影響が少ないなどの数々の利点を有している工法である。深層混合処理工法による改良地盤の形式は、ブロック式、格子式、壁式、杭式の4つに大きく分類できる。このうち杭式改良地盤は、現在では主として沈下対策や側方変位対策などを目的に盛土下または盛土法尻下部に造成されることが多い。一方、杭式改良地盤は、地震慣性力や波圧・土圧などの水平荷重が作用する場合には、あまり大きな抵抗力は期待できないとする報告もある。そのため、大きな水平荷重が作用する港湾構造物への適用事例は多くないのが現状である。しかし近年、急速施工が叫ばれる中、軟弱粘土地盤の支持力増加のために深層混合処理工法を用いたいとする要請も多くなってきている。さらに、より経済的な深層混合処理工法の開発・設計法の確立が求められる中で、接円式改良地盤や処理土の体積が小さい杭式深層混合処理工法への期待が高まっている。

杭式改良地盤に関する現行設計法では、円弧すべり計算による改良地盤の安定性の検討と応力分担比を考慮した沈下の検討が行われている。しかし、杭式改良地盤の支持力に関する実験的・解析的研究も限られており、設計法の精度・信頼性についても、十分には検討されているとは言い難い。

そこで、本研究では、杭式深層混合処理工法により改良された地盤の支持力・変形挙動を、粘土地盤上に建設された防波堤を例に遠心模型実験で検討することとした。本研究では特に、地盤条件や外力条件が改良地盤の破壊形態ならびに個々の改良杭の破壊パターンに及ぼす影響について考察した。さらに、円弧すべり計算及び有限要素法解析を行い、実験値と比較して各破壊形態の安定性評価への適用性を検討した。

キーワード：土質安定処理、粘性土、破壊、支持力、遠心模型実験

*土質部地盤改良研究室長

**土質部地盤改良研究室 研究員

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1

電話番号：0468-44-5023 FAX：0468-41-8098 e-mail：kitazume@cc.phri.go.jp

Stability of group column type DMM ground

Masaki KITAZUME*

Hiroshi YAMAMOTO**

Synopsis

In Japanese coastal areas, many constructions often encounter very soft clay deposits. A large number of soil improvement techniques have been developed in order to reinforce these soft marine clays. Deep Mixing Method (DMM), a deep stabilization by cement slurry, is frequently used in Japan in the constructions of port and harbor facilities. Numerous research papers have described different aspects of the DMM. It is known that the compressive strength of the improved soil is much greater than that of the soft soil. The modulus of deformation is large and the strain at failure is very small range. In contrast to the compressive strength the bending and tensile strengths are very small range. Due to these features the DMM improved ground is considered to possess a brittle behavior which is very different from that of the unimproved soft soil.

Principally four patterns of the DMM application are known - block, wall, grid and group column types. The most common type in port constructions is the block type where parts of the improved columns are overlapped. This application pattern has two main disadvantages; the volume of the improved soil is huge and the overlapping is a complicated construction operation. From economical and constructional viewpoints the column type is most desirable application pattern. In the current design in Japan the stability of the group column type DMM should be investigated mainly by a slip circle analysis in which the shear strength of the improved ground is estimated as an average shear strength of the improved and un-improved soils. Although the behavior of column type improved ground has not yet been clarified precisely, it is not difficult to imagine that the improved columns may show different kinds of failure modes such as shear, tensile, bending failure, dependent upon the stress condition of each column.

The authors investigated the behavior of the DMM column type improved ground under various combinations of vertical and horizontal loads. The investigation was carried out by centrifuge model tests where a prototype behavior can be simulated in a scaled model by means of the centrifugal acceleration. The model foundation was subjected to various combinations of vertical and horizontal loads under a 30 g acceleration field in order to establish failure envelope in vertical-horizontal plane. It was found that the column type DMM improved ground possessed a brittle behavior at failure and its bearing capacity was governed not only by the shear strength but also by the bending tensile strength of the DMM columns. The experimental data were compared with the calculated ultimate bearing capacity by circular slope stability analysis. In this paper, the model ground preparation as well as the soil-structure interaction and the failure pattern of the DMM columns are described.

Key Words: Soil stabilization, Clay, Failure, Bearing capacity, Centrifuge model test

* Chief of Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division

** Research Engineer of Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division

Nagase 3-1-1, Yokosuka 239-0826, JAPAN

Pone: +81-468-44-5023 FAX: +81-468-41-8098 e-mail: kitazume@cc.phri.go.jp

目次

1. まえがき	7
2. 杭式改良地盤の現行設計法と既往の研究	7
2.1 現行設計法	7
2.2 既往の研究	8
3. 実験装置および試料	9
3.1 遠心模型実験装置	9
3.2 試料容器および載荷装置	9
3.3 試料	9
4. 実験方法および実験ケース	10
4.1 模型地盤の作製	10
4.2 載荷実験	12
4.3 実験ケース	12
5. 実験結果および考察	13
5.1 荷重～変位関係	13
5.2 改良杭下端での反力～変位関係	14
5.3 改良杭の破壊パターン	16
5.4 破壊曲面	17
6. 安定性の評価	17
6.1 改良杭が破壊する場合	17
6.2 改良杭が将棋倒しになる場合	18
6.3 杭式改良地盤の支持力について	21
7. 結論	23
謝辞	23
参考文献	23
記号表	24
付録A ベーンせん断試験によるカオリン粘土地盤の強度について	25
1. 概要	25
2. 実験装置および試料	25
3. 実験ケース	26
4. 実験結果および考察	26
4.1 ベーン貫入後の放置時間の影響	26
4.2 応力解放の影響	26
4.3 ベーンせん断試験と一軸圧縮試験の強度の関係	26
5. まとめ	27
付録B 曲げ破壊する改良杭の円弧すべり計算での強度の評価	28

1. まえがき

深層混合処理工法（DMM）は、軟弱粘土にセメントやセメント系固化材などの化学的安定材を原位置で添加し、強制的に攪拌混合して地盤中に強固な安定処理土を形成する工法である。パーチカルドレーン工法やサンドコンパクションパイル工法などに比べて短時間で高強度の改良地盤が得られる、発生残土が少ない、周辺環境への影響が少ないなどの数々の利点を有している工法である¹⁾。深層混合処理工法による改良地盤の形式は、ブロック式、格子式、壁式、杭式の4つに大きく分類される²⁾。このうち杭式改良地盤は、現在では主として沈下対策や側方変位対策などを目的に盛土下または盛土法尻下部に打設されることが多い。また、最近では、改良率を下げた打設し、改良地盤上部にジオテキスタイルを敷設し、不同沈下を防止する工法も開発・実用化されている³⁾。一方、杭式改良地盤は鉛直方向の力に対しては大きな抵抗力を示すものの、地震慣性力や波圧・土圧などの水平荷重が作用した場合には改良杭に曲げ引っ張り応力が発生するため、あまり大きな抵抗力は期待できないとする報告もある^{4) - 6)}。そのため、大きな水平荷重が作用する港湾構造物への適用事例は多くないのが現状である。しかし近年、急速施工が叫ばれる中、軟弱粘土地盤の支持力増加のために深層混合処理工法を用いたいとする要請も多くなってきている。さらに、より経済的な深層混合処理工法の開発・設計法の確立が求められる中で、接円式改良地盤や処理土の体積が小さい杭式深層混合処理工法への期待が高まっている。

杭式改良地盤に関する現行設計法^{7)・8)}では、円弧すべり計算による改良地盤の安定性の検討と応力分担比を考慮した沈下の検討が行われている。安定性の検討では、改良杭と粘土地盤の平均せん断強度を用いて計算されている。しかし、杭式改良地盤の支持力に関する実験的・解析的研究も限られており、設計法の精度・信頼性についても、十分には検討されているとは言い難い。

そこで、本研究では、杭式深層混合処理工法により改良された地盤の変形・破壊挙動ならびに支持力を、粘土地盤上に建設された防波堤を例に遠心模型実験で検討することとした。本研究では特に、改良杭が支持層に着底した場合について、地盤条件や外力条件が改良地盤全体の破壊形態ならびに個々の改良杭の破壊パターンに及ぼす影響について考察した。さらに、円弧すべり計算および有限要素法解析を行い、実験値と比較して各破壊形態の安定性評価への適用性を検討した。

2. 杭式改良地盤の現行設計法と既往の研究

2.1 現行設計法

杭式改良地盤に関する現行設計法^{7)・8)}では、通常、図-1の設計フローに示されるステップで行われる。その中で、すべり出しの検討では、円弧すべり計算および滑動の検討が行われる。円弧すべり計算では、図-2および式(1)に示すような改良地盤内および改良地盤底面を通る円弧すべり計算が行われる。改良地盤内を通る円弧すべり計算では、改良域での強度として改良杭と杭間未処理土の平均強度を用いており、その大きさは安定処理土のせん断強度と安定処理土の破壊ひずみレベルでの周辺の未処理土が発揮するせん断強度の面積平均で与えている。このことは、改良杭の強度を大きくとれば、平均せん断強度を等しくするのに小さな改良率でも良いことになる。しかし、原地盤に比較して処理土の強度を必要以上に大きくするのは、処理土と未処理土よりなる複合地盤としての挙動が生じなくなる恐れがある。そのため、これまでの実績から設計基準強度を $100 \sim 400 \text{ kN/m}^2$ ($1.0 \sim 4.0 \text{ kgf/cm}^2$)程度に、改良率を35%以上に設定するのが望ましいとされている。

改良地盤の滑動の検討では、盛土などのような偏載荷重により改良地盤に偏土圧が作用する場合、改良地盤前面・背面に作用する受働・主働土圧差による改良地盤底面でのすべりについて検討する。

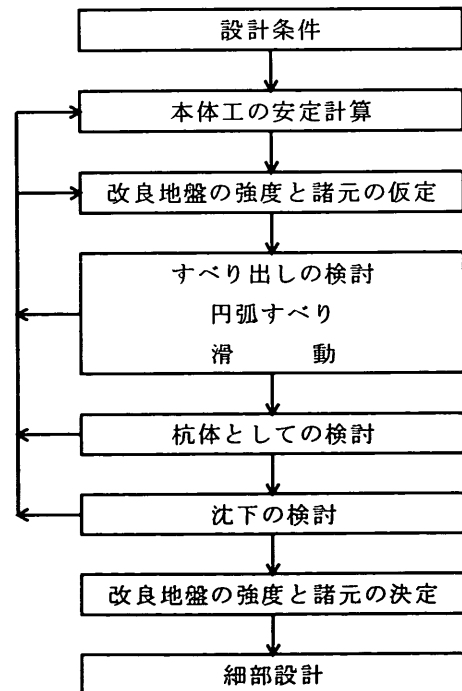


図-1 杭式改良地盤の設計フロー

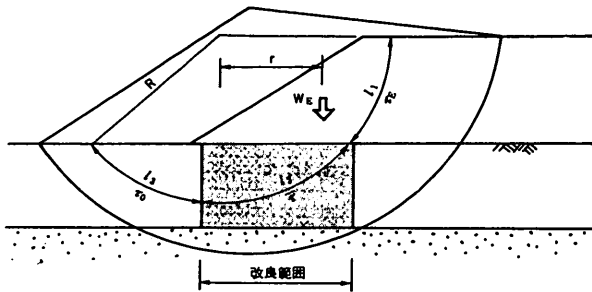


図-2 円弧すべり計算

$$F_s = \frac{R(l_1 \cdot \tau_E + l_2 \cdot \tau + l_3 \cdot \tau_0)}{r \cdot W_E} \dots \dots (1)$$

2.2 既往の研究

まえがきにも述べたように、杭式改良地盤の多くが沈下対策や側方変位対策などとして用いられているため、その破壊挙動や支持力に関する研究はさほど多くない。その中で、ケーソンなどの基礎の直下に打設された改良地盤の支持力の研究として、まず、寺師と田中⁴⁾による小型および大型模型実験の研究が挙げられる。そこでは、改良率（改良杭の断面積と地盤との比率）が13%～56%で、基礎直下付近を改良した地盤に対して、鉛直支持力について実験的検討を行っている。その結果、個々の改良杭の破壊パターンは改良杭の位置によって異なり、基礎直下の改良杭はせん断破壊を生ずるものの、基礎外側に位置する改良杭は曲げ破壊を生ずることを得ている。また、改良杭上端での反力の計測から、改良杭が同時ではなく徐々に破壊していく進行性破壊が生ずることを確認している。さらに、支持力の算定法として、現行設計法のような円弧すべり計算ではなく、基礎直下の改良地盤の平均的な強度による実験式を提案している。しかし、得られた実験値が計算値よりも小さかったためか、処理土の耐力に関しては、処理土の現場強度の平均値を個々の改良杭の漸進破壊（進行性破壊と同意味と思われる）と強度の変動を考慮して低減することを提案している。

また、千田ら⁹⁾も小型の室内模型実験で杭式改良地盤の支持力を検討している。彼らは、改良率が8%と15%の比較的小さい場合について、基礎直下のみを改良した地盤に対して鉛直載荷実験を行っている。支持力に関しては、彼らも基礎直下の改良地盤の平均せん断強度で評価する試みを行っている。

支持力のこのような評価は、基礎直下の改良地盤の一軸圧縮状態での破壊を想定するものである。しかし、寺師と田中⁴⁾の場合も千田ら⁹⁾の場合も、得られた実験値はこれらの計算値よりも30%程度も小さかったと報告さ

れている。この原因として、改良杭の強度のばらつきや改良杭頭部での不陸などを挙げている。支持力のこのような評価は、基礎外側に位置する改良杭の強度は考慮されていないため、現行設計法よりも小さな支持力を与えることになる。しかし、実験値はこの計算値よりも小さいため、現行設計法よりもかなり小さい可能性が高い。

一方、盛土下や盛土法尻下に打設された場合には、鉛直荷重だけでなく盛土による水平荷重が改良杭に大きく作用し、改良地盤全体が大きく変位するような破壊が生ずると考えられる。この点について、三宅¹⁰⁾は遠心模型実験を実施し、改良杭の条件（打設位置や打設本数など）により改良杭間の未処理土内で大きなせん断変形が生じて改良杭が傾斜して破壊したり、また改良杭が破壊したりすることを示している。また、上部構造物のみに水平荷重が作用する防波堤のような場合については、北詰ら¹¹⁾が遠心模型実験を行い破壊挙動を調べている。彼らの研究では、改良体として、通常処理土ではなくベークライトを用いているため、改良体自体が破壊するモードは想定されていない。実験より、上部構造物に水平荷重が作用する場合にも、改良体間の粘性土内で大きなせん断変形が生じ、改良体が将棋倒しのように破壊することを示している。さらに、ケーソン直下の改良体では大きな鉛直荷重を支持しているが、ケーソン外側の改良体はほとんど鉛直荷重を支持しておらず、安定性にはほとんど寄与していないことも明らかにしている。

このような研究を踏まえ、現行設計法の問題点について考えてみると、(1)改良地盤の破壊形態として、改良杭が将棋倒しになるような破壊が想定されていないこと、(2)改良杭が破壊する場合には、改良杭がせん断破壊や曲げ破壊を生ずる可能性があるにもかかわらず、せん断破壊のみを想定していること、また、(3)進行性破壊についても考慮されていないこと、などが挙げられる。そのため、現行設計法は、改良地盤の安定性を過大に評価している可能性が高いと考えられる。しかし、杭式改良地盤が破壊したという事例はこれまではあまり報告されていない。これは、設計強度に対して実際の現場で造成される改良杭の強度が一般に大きいこと、杭頭部でのドラクラストなどによる拘束の効果があると思われること、また先に述べたように沈下対策などを目的とした場合が多いため、水平荷重がほとんど作用しないような条件に適用されているためと考えられる。

現在も、杭式改良地盤は盛土法尻下や側方流動対策のように水平荷重が作用する場合に用いられており、改良地盤の破壊形態の解明、支持力・安定性の精度の高い推定法の確立が強く望まれている。

3. 実験装置および試料

3.1 遠心模型実験装置

本研究では現地規模の応力条件を再現するために、遠心模型実験装置を用いて 30g の遠心加速度の下で実験を行った。用いた装置は、当所所有の遠心模型実験装置 (Mark I および Mark II (図-3 参照)) で、新装置の主要な諸元を表-1 に示した。なお、装置ならびに周辺機器の詳細については文献^{12), 13)} を参照されたい。

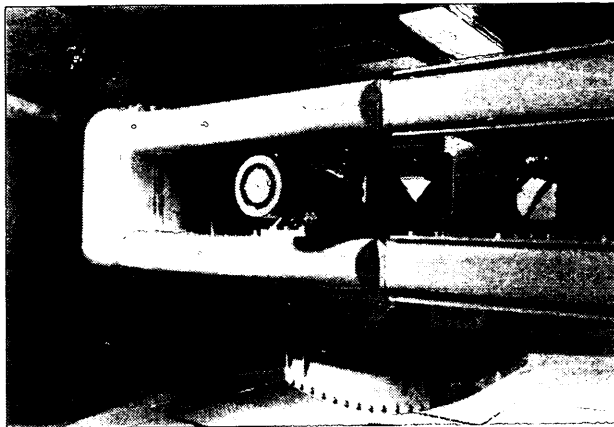


図-3 遠心模型実験装置 (Mark II)

表-1 遠心模型実験装置諸元

最大遠心加速度	113g
最大搭載重量	2760kg
回転半径	3.8m
加減速時間	15min
最大回転数	163rpm
回転数制御範囲	0.1 ~ 163.0rpm
主モーター	DC450KW

3.2 試料容器および荷重装置

本実験に使用した試料容器を図-4 に示す。試料容器は、内寸法で横幅 50cm、深さ 35cm、奥行き 10cm の剛性の高いものである。容器前面には厚さ 50mm のアクリル窓を設けており、模型地盤の挙動が観察できるようになっている。

ケーソンに鉛直荷重または水平荷重を作用させるために、図-5 に示す鉛直荷重装置ならびに水平荷重装置を用いた。いずれの荷重装置にも、ロードセルおよび変位計が取り付けられており、荷重位置での荷重と変位を測定できるようになっている。なお、荷重速度は、それぞれ 2.32mm/min (鉛直)、6.31mm/min (水平) である。

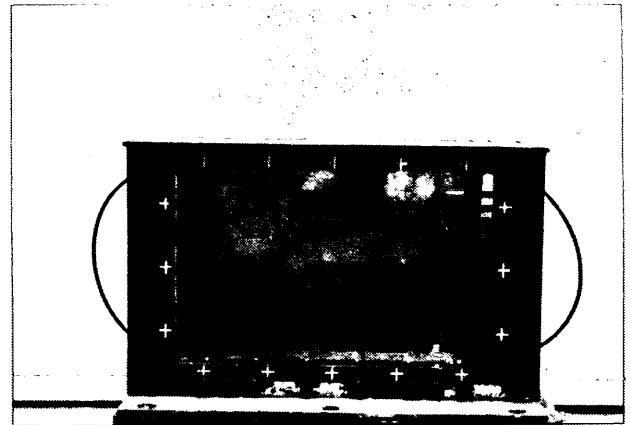
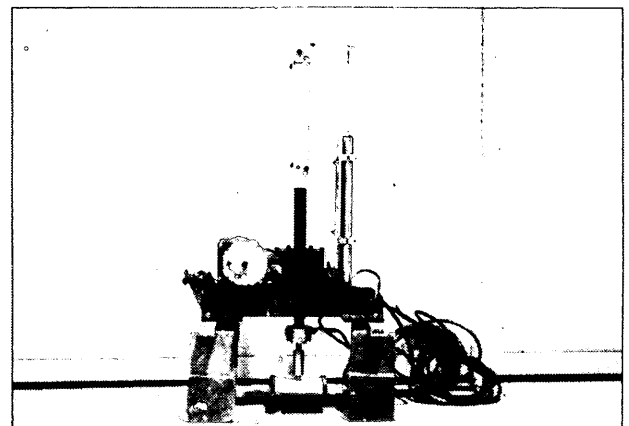
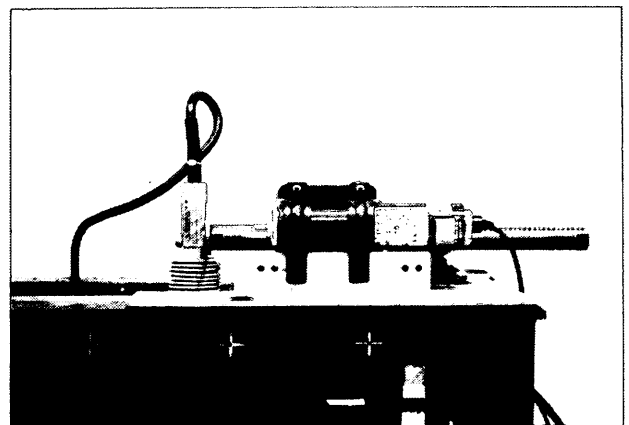


図-4 試料容器



(a) 鉛直荷重装置



(b) 水平荷重装置

図-5 荷重装置

3.3 試料

粘土地盤にはカオリン粘土を用いた。カオリン粘土は市販の粘土粉末である ASP-100 カオリンと 5M カオリンを 1:1 で混合したもので、圧密係数 (C_v) が一般の海成粘土と比べて大きく、圧密に要する時間が短くなる利点がある。

表-2 カオリン粘土及び川崎粘土の物理特性

粘土の種類	比重 Gs	コンシステンシ-特性 (%)			粒度特性 (%)		
		Wl	Wp	Ip	砂分	シルト分	粘土分
カオリン粘土(S60年度)	2.692	59.0	16.8	42.2	0	35.6	64.4
カオリン粘土(H 8年度)	2.689	63.8	26.8	37.0	1.0	22.0	77.0
川崎粘土	2.688	83.4	38.6	44.8	2.7	44.8	52.2

表-3 カオリン粘土及び川崎粘土の力学特性

粘土の種類	強度増加率 Cu/P	圧密係数 Cv (cm ² /min)	圧縮係数 Cc	膨潤指数 Cs
カオリン粘土(S60年度)	0.314	0.15	0.49	0.12
カオリン粘土(H 8年度)	—	0.10	0.54	0.09
川崎粘土	0.300	0.03	0.59	0.11

表-4 豊浦標準砂の特性

比重	Gs	2.64
最大間隙比	e max	0.966
最小間隙比	e min	0.601
最大乾燥密度	γ_{dmax} (g/cm ³)	1.649
最小乾燥密度	γ_{dmin} (g/cm ³)	1.343

ある。なお、カオリン粘土は、昭和60年度と平成8年度に同じメーカーから同じ品名のものを購入したが、両方で土質特性が多少異なっていることが判明した。表-2と表-3にカオリン粘土の物理特性と力学特性¹⁴⁾をそれぞれ示した。なお、昭和60年度に購入したものは後述する実験ケースDMMT1～DMMT5の実験に、平成8年度に購入したものは実験ケースDMMT6～DMMT12の実験に(表-5参照)それぞれ使用した。

粘土層下部の基礎砂層およびマウンドは、特性の良く知られている豊浦標準砂を用いた。表-4に豊浦標準砂の物理特性¹⁵⁾を示した。

改良杭には、本研究室で長年用いられ、特性値も良く調べられている川崎粘土を普通ポルトランドセメントと安定処理して作製した。表-2と表-3に川崎粘土の物理特性、力学特性¹⁴⁾をカオリン粘土とともに示した。

4. 実験方法および実験ケース

4.1 模型地盤の作製

模型地盤の概略(水平載荷実験、表-5参照)を図-6に、模型地盤の作製のフローを図-7にそれぞれ示した。フローに従い、以下に地盤の作製方法を簡単に述べる。

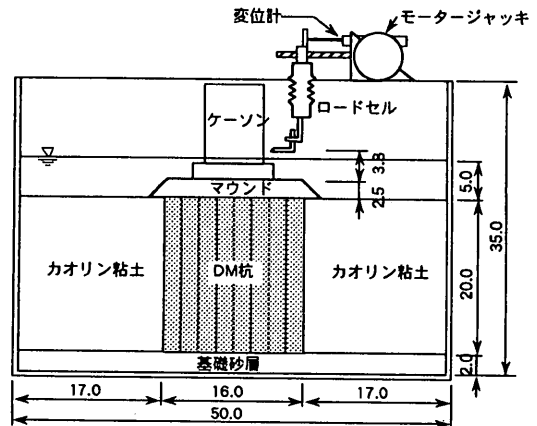


図-6 模型地盤の概略

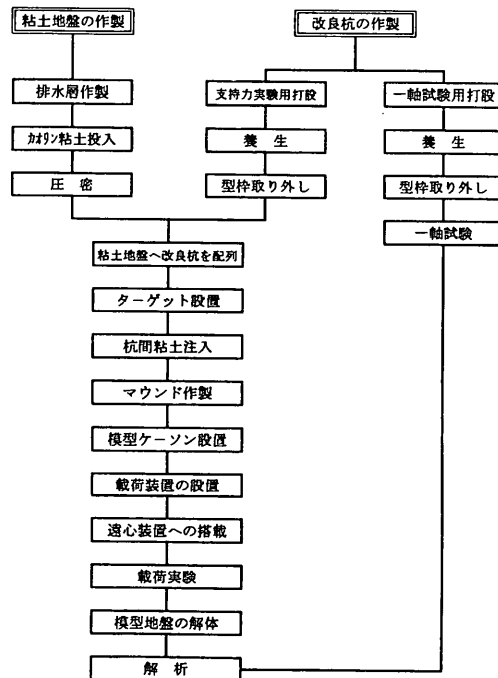


図-7 実験フロー

(1) 粘土地盤の作製

まず、試料容器の下層に豊浦標準砂で厚さ 2cmの排水層を作製した。その後、容器の内側にシリコンオイルとシリコングリースを 1:1の割合で混合したものを均等に塗布し、試料容器と模型地盤との摩擦を極力抑えるように努めた。そして、粘土地盤を作製するために、改良杭を打設する場所に粘土が入り込まないように容器中央部にアクリル製の治具を設置した。その後、約 3 時間真空攪拌してスラリー状になった含水比120%のカオリン粘土を、気泡が入らないよう注意しながら投入した。圧密後の粘土層厚が約20cmとなるように所定量の粘土を投入した後、図-8に示すようにペロフラムシリンダーを用いて 36.7kN/m^2 (0.367kgf/cm^2) の圧密圧力の下で圧密を行った。なお、この圧密圧力の大きさは、30gの遠心加速度場で20cm層厚の粘土層の下端での有効鉛直応力に相当する。そのため、模型地盤は全層過圧密状態である。

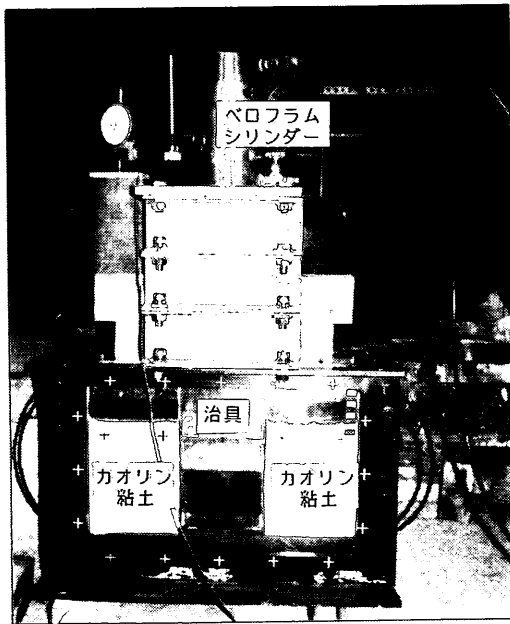


図-8 地盤の圧密状況

(2) 改良杭の作製

改良杭は模型地盤とは別途に作製した。含水比を160%に調整した川崎粘土に、粘土の乾燥重量に対して 15%~20%程度の普通ポルトランドセメントを添加し約10分間攪拌した。作製したスラリー状の処理土は、改良杭用の円筒形アクリルパイプ（直径 2cm、長さ25cm）と、一軸圧縮試験用の円筒形モールド（直径 5cm、長さ10cm）にそれぞれ打設した（図-9参照）。その後、温度20℃、湿度 98%の恒温恒湿槽内で約 1 週間養生した後、一旦脱型し、それ以降も再度恒温恒湿槽の中でさらに約 1 週間養生を行った。

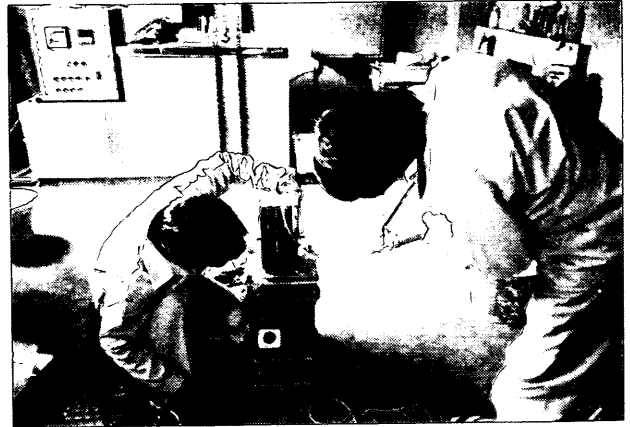


図-9 処理土の打設状況

(3) 改良杭の粘土地盤への設置

所定期間の養生の後、改良杭の長さが粘土層厚と同じ 20cmとなるように改良杭の両端の整形を行った。一方、粘土地盤の圧密が終了した後、試料容器前面のアクリル窓を取り外して、図-10 に示すように整形した改良杭を所定の場所に一本ずつ設置した。いくつかの実験ケースでは、改良杭の下端に土圧計を設置した。また、粘土地盤側面に写真撮影用のターゲットを並べて、最後に改良杭間の隙間に含水比が120%の粘土スラリーを注入した。

作製された改良杭の強度のばらつきについて、実験後に掘り出された改良杭（直径 2cm、高さ 4cm）を対象とした一軸圧縮試験の結果の一例（DMMT10）を図-11 に示した。図より、今回作製した改良杭の変動係数は約 0.061と非常に小さいことが分かる。現場処理土の強度のばらつきに関する調査例はあまり多くはないが、調べた範囲では変動係数として 0.2~0.6程度の値^{(6)・(7)} が得られている。目標とする強度が異なっているため、単純な比較が良いか分からないが、今回の実験では、現地での処理土より均一な強度を持つ改良杭を作製したことになる。



図-10 改良杭の設置

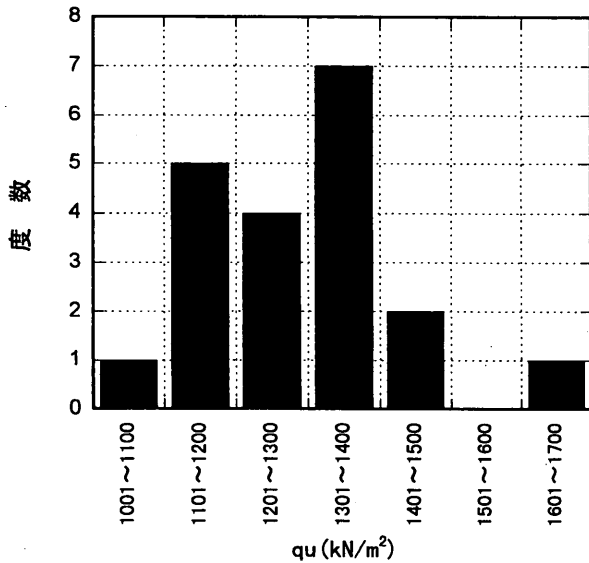


図-11 処理土の一軸圧縮強さ

(4) 模型ケーソン、荷重装置などの設置

改良地盤上に豊浦標準砂を用いて厚さ約 2cmのマウンドを作製した。鉛直荷重実験では、フーチングを剛結した鉛直荷重装置を試料容器上面に取り付けた。また、水平荷重実験では、マウンド上に模型ケーソンを設置した。模型ケーソンは中空のアルミ製の容器で、中に鉛の散弾を詰めて重量調整を行っている。さらに、荷重装置を試料容器の上面に固定した。なお、フーチングおよびケーソンの底面にはマウンド材料と同じ豊浦標準砂を貼り付け粗な状態にしている。

(5) 遠心模型実験装置への搭載

作製した模型地盤を遠心模型実験装置に搭載し、各計測器のケーブルの接続、荷重装置への電気の接続を行って遠心模型実験を開始する(図-12 参照)。

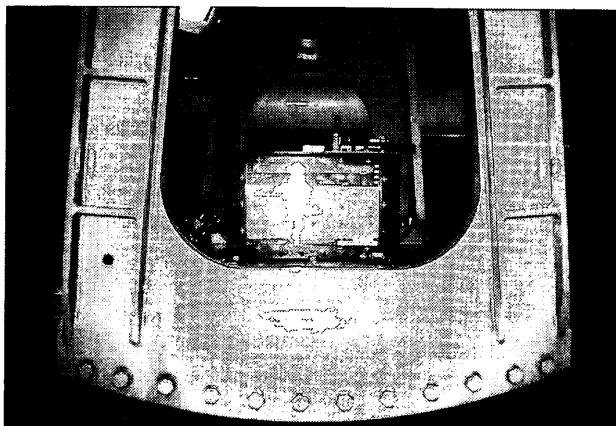


図-12 遠心模型実験装置への搭載

4.2 荷重実験

遠心模型実験装置に試料容器を搭載し、遠心加速度を 30gまで徐々に増加させた。30gに到達後、荷重用モーターを作動させ、鉛直荷重実験ではフーチングに鉛直方向の荷重を、水平荷重実験ではケーソンに水平方向の荷重を加えた。荷重中には荷重点における変位(鉛直または水平変位)と荷重(鉛直または水平荷重)を計測するとともに、写真撮影も行い地盤の変形挙動を観察した。

荷重実験後には、試料容器前面の亚克力窓を取り外して、地盤の変形と改良杭の破壊状況を詳細に観察した。また、基礎データとして、粘土地盤の含水比およびベーンせん断試験を行った。図-13には、1gでのベーンせん断試験結果より推定した 30gの遠心加速度場での強度分布を示した(付録A 参照)。4.1で述べたように、模型地盤は一樣な圧密圧力で圧密されたが、得られた地盤強度分布は深度方向にわずかに増加するものであった。

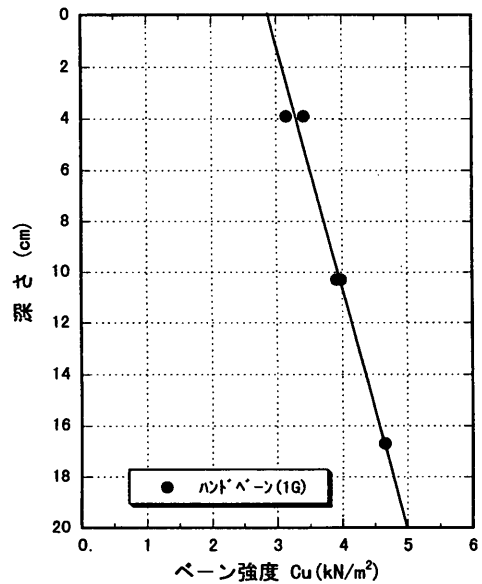


図-13 粘土地盤強度の深度分布

4.3 実験ケース

本研究では、表-5に示した10ケースの実験を行った。表中、実験ケースDMMT2, DMMT6, DMMT7 は鉛直荷重実験で、実験ケースDMMT1, DMMT3~DMMT5, DMMT9 ~DMMT12 は水平荷重実験(図-6)である。改良地盤の改良率(As:改良杭の断面積と改良地盤の面積との割合)は、比較的大きな水平力が作用する港湾構造物への適用性を考慮して、DMMT1の56%を除き、接円改良の79%と高い改良率とした。また、いずれのケースも、非排水、平面ひずみ条件で実施した。なお、表中の改良杭の強度(qu)は荷重実験の前に一軸圧縮試験用として作製した供試体に対して求められたものである。

表-5 実験ケース一覧

実験名	改良杭強度	杭本数	改良率	改良杭面積 A_t [cm ²]	破壊荷重鉛直成分		破壊荷重水平成分		備考
	qu [kN/m ²]	N [本]	As [%]	模型スケール (奥行き10cmあたり)	V [kN/m]	$V/(qu \cdot A_t)$	H [kN/m]	$H/(qu \cdot A_t)$	
DMMT1	520	28 [7 x 4]	56	50.3	378	0.481	45.5	0.0579	水平載荷実験
DMMT2	758	40 [8 x 5]	79	71.1	856	0.529	0	0	鉛直載荷実験
DMMT3	573	40 [8 x 5]	79	71.1	365	0.299	75.2	0.0615	水平載荷実験
DMMT4	310	40 [8 x 5]	79	71.1	266	0.403	53.2	0.0805	水平載荷実験
DMMT5	213	40 [8 x 5]	79	71.1	183	0.400	42.9	0.0945	水平載荷実験
DMMT6	566	40 [8 x 5]	79	71.1	609	0.505	0	0	鉛直載荷実験
DMMT7	364	40 [8 x 5]	79	71.1	568	0.731	0	0	鉛直載荷実験
DMMT9-1	27200	40 [8 x 5]	79	71.1	377	0.007	120 以上	0.0021	水平載荷実験
DMMT9-2	27200	40 [8 x 5]	79	71.1	783	0.014	148	0.0026	水平載荷実験
DMMT10	871	40 [8 x 5]	79	71.1	783	0.421	101	0.0545	水平載荷実験
DMMT11	2050	40 [8 x 5]	79	71.1	647	0.148	85.3	0.0195	水平載荷実験
DMMT12	885	40 [8 x 5]	79	71.1	647	0.3426	111	0.0589	水平載荷実験

5. 実験結果および考察

5.1 荷重～変位関係

まず、鉛直載荷実験について、載荷中に得られたフーチングの鉛直変位 (δ_v) と鉛直荷重 (V) の関係を図-14 に示した。図示した実験ケースは、改良杭の一軸圧縮強さ (qu) が $400 \sim 800 \text{ kN/m}^2$ ($4 \sim 8 \text{ kgf/cm}^2$) 程度の3ケース (DMMT2, DMMT6, DMMT7) である。図中、縦軸は鉛直荷重 (V) を改良杭の一軸圧縮強さ (qu) とフーチング下の改良杭の断面積 (A_t) の積で、また横軸は鉛直変位 (δ_v) をフーチング幅 (B) で、それぞれ除して無次元化して示している。まず、DMMT2 と DMMT7 (図中○印, △印) について見ると、載荷にともない鉛直荷重が急激に増加する傾向が見られる。そして、フーチングの鉛直変位 (δ_v/B) が $0.03 \sim 0.05$ 程度の非常に小さい時に、荷重にピークが生じていることが分かる。さらに載荷を続けると、鉛直荷重が低下し、ピーク荷重の約80%程度の残留強度を示していることが分かる。得られたピーク荷重の値 ($V/(qu \cdot A_t)$) は、 $0.5 \sim 0.7$ 程度であり、地盤条件などは異なっているが、過去の実験値^{4), 9)} と同程度であった。粘土地盤に対する支持力実験で得られる荷重～沈下曲線⁴⁾ には、荷重にこのようなピーク値が見られず、載荷とともに荷重が徐々に増加する傾向を示すのが一般的である。フーチング直下を深層混合処理工法で改良することで、処理土の脆性的な特性¹⁾ が荷重～変位曲線にも大きく表れたものと考えられる。

次に、DMMT6 (図中□) について見ると、載荷にともない鉛直荷重は増加するものの、その増加傾向は他の2ケースに比べて小さい。 δ_v/B が 0.05 付近で一旦荷重の増加傾向が小さくなった後、載荷にともなって荷重が増加し、 δ_v/B が 0.1 程度の時にピークを示していることが分かる。荷重のピーク後は、他のケースと同様に約

80% 程度の残留強度を示している。このように、荷重～変位曲線が他の場合と異なる傾向を示したのは、地盤に何らかの不具合があったのではないかと考えられるが、原因は明確ではない。

いずれにしても、フーチング直下を深層混合処理工法で改良することで、載荷にともない鉛直荷重が急激に増加してピークを示し、その後、ピーク荷重の約80%の残留強度を示すことが分かった。そして、このような傾向は粘土地盤とは大きく異なり、処理土の脆性的な挙動を反映していることが分かった。

次に、水平載荷実験について、ケーソンの水平変位 (δ_h) と水平荷重 (H) との関係を図-15 に示した。ここでも、図-14 と同様に、縦軸、横軸とも無次元化して示している。また、図では改良杭の一軸圧縮強さ (qu) が $200 \sim 600 \text{ kN/m}^2$ ($2 \sim 6 \text{ kgf/cm}^2$) 程度の4ケースの実験 (DMMT1, DMMT3, DMMT4, DMMT5) を示した。いずれの実験ケースも、水平載荷にともない水平荷重が急激に増加し、鉛直載荷実験の場合と同様に、 δ_h/B が 0.05 程度の比較的小さい変位の時にピーク値を示している。ピーク荷重の大きさ ($H/(qu \cdot A_t)$) は、ケーソン重量によって大きさが異なり、実験した範囲ではケーソン重量が大きいほど $H/(qu \cdot A_t)$ が小さくなる傾向が見られた。ピーク後の残留強度は、実験ケースによって大きく異なっている。特に、改良率が多少小さく、かつ改良杭の強度に比べて鉛直荷重が大きい実験ケースDMMT1の場合には、水平荷重はほぼ0にまで低下する傾向が見られている。その他のケースでは、ピーク荷重の約65～90%程度の残留強度を示していることが分かる。粘土地盤に関する偏心傾斜荷重の支持力実験⁴⁾ では、水平荷重は載荷にともない増加しほぼ一定値に漸近するような傾向が得られており、改良地盤とは大きく異なっている。ここでも、処理土の脆性的な特性が荷重～変位関係に大きく影響を与えていることが分かる。

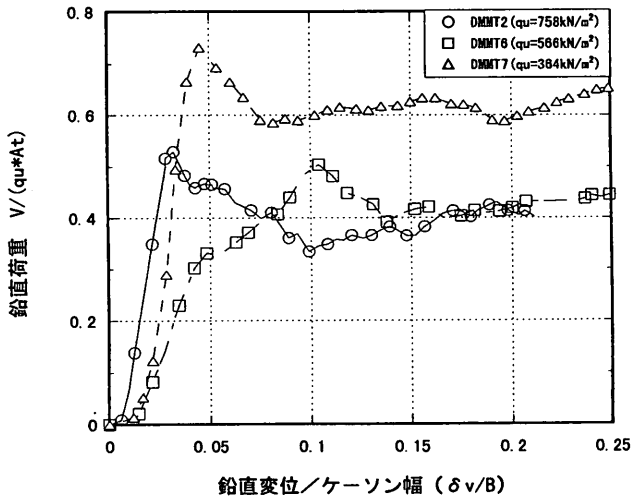


図-14 荷重～変位の関係（鉛直載荷実験）

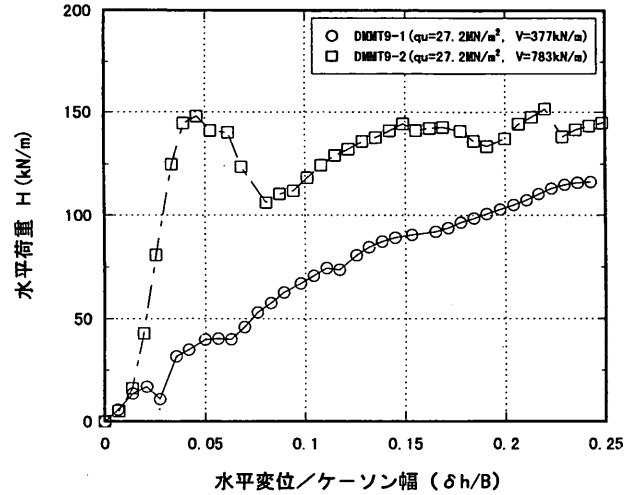


図-16 荷重～変位の関係（水平載荷実験）

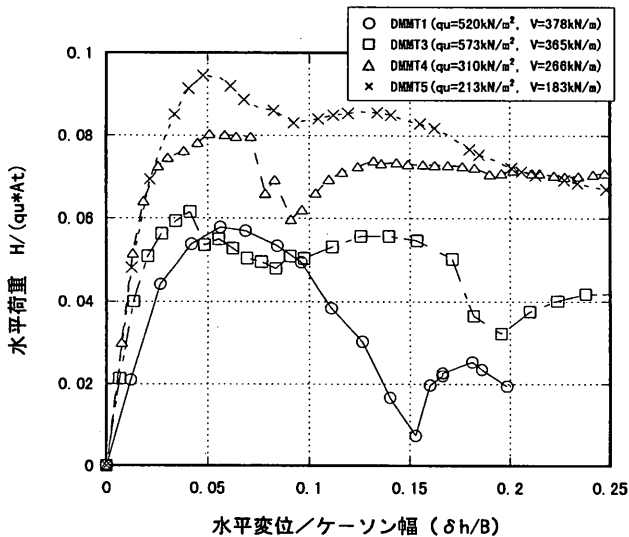


図-15 荷重～変位の関係（水平載荷実験）

本研究では、改良杭の強度が非常に大きい場合（DMM T9）についても水平載荷実験を行った。載荷中に得られた水平荷重と水平変位との関係を図-16 に示した。図中、横軸の水平変位のみをケーソン幅で除して無次元化した値を示している。また、縦軸は、遠心加速度を考慮して現地スケールで示した。図より、DMMT9-1 では水平変位にともなって水平荷重は徐々に増加し、実験を終了した時点でもまだ増加傾向を示しており、120kN/m以上の水平荷重を示している。これは、ケーソン重量が比較的小さかったため、ケーソンのマウンド内での滑動破壊が改良地盤の破壊に先行して生じたものと思われる。

そこで、ケーソン重量を約2倍大きくして水平載荷実験を再度行った（DMMT9-2）。得られた水平荷重～水平変位関係を図-16 にあわせて示した。図より、載荷にと

もない水平荷重が急激に増加し、 $\delta h/B$ が約0.05の時にピーク荷重を示した。その後、載荷にともない一旦水平荷重が減少した後、再び増加して水平荷重が150kN/m程度で一定になる傾向が見られた。

5.2 改良杭下端での反力～変位関係

いくつかの実験ケースでは、改良杭の内、フーチング（ケーソン）前趾部の改良杭下端に土圧計を設置し、載荷にともなう反力の変化を計測した。鉛直載荷実験について、載荷中に得られた改良杭下端での鉛直反力と鉛直変位の関係を図-17 に示した。図中、縦軸は載荷直前からの反力の増分を改良杭の一軸圧縮強さ（ qu ）で、横軸はフーチングの鉛直変位（ δv ）をフーチング幅（ B ）でそれぞれ除して無次元化して示している。図には、改良杭の一軸圧縮強さ（ qu ）を変化させた3つの実験ケース（DMMT2、DMMT6、DMMT7）をあわせて示した。

いずれの実験ケースも、載荷にともない反力が急激に増加し、 $\delta v/B$ が0.03～0.08程度の比較的小さい変位の時にピーク値を示している。しかし、ピークの値は qu に対して0.6程度から2程度までと実験ケースによって大きく異なる傾向が見られた。これは、今回計測した改良杭がフーチング端部に位置するものであったため、フーチングとの微妙な位置関係によって鉛直荷重の伝わり方が異なったのではないかとと思われる。図には、図-14 に示した鉛直荷重～変位曲線でのピーク時をあわせて示した。図より、DMMT2 とDMMT7 の場合には、反力のピーク時と鉛直荷重のピーク時はほぼ一致しているが、DMMT6 では、反力のピーク時は荷重のピーク時よりもやや早いことが分かる。反力のピーク時に改良杭の破壊が生じた

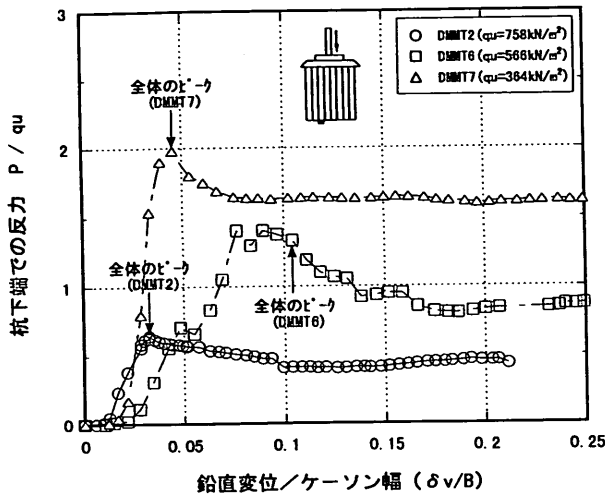


図-17 土圧～変位の関係（鉛直荷重実験）

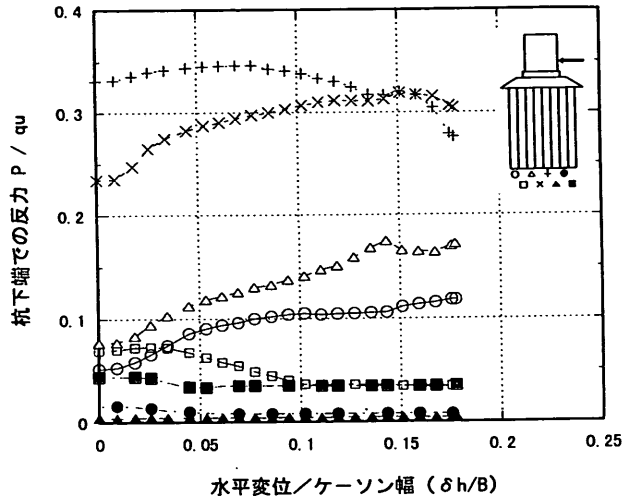


図-19 土圧～変位の関係（水平荷重実験，DMNT11）

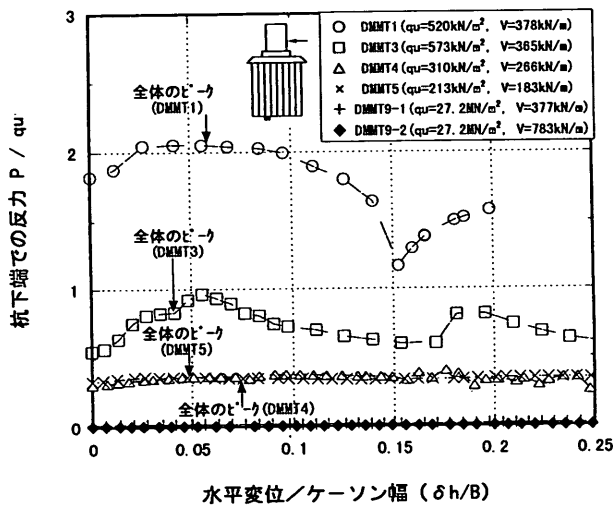


図-18 土圧～変位の関係（水平荷重実験）

と考えると、改良杭の破壊と地盤全体としての破壊とは必ずしも一致しないことが分かる。寺師と田中の研究⁴⁾でも、今回の実験結果と同様の傾向が得られている。また、ピーク後の残留状態での反力はピーク値の60%～80%程度の値を示しており、鉛直荷重～変位関係での残留強度と比較的近い値である。

以上より、鉛直荷重実験では、同じ位置の改良杭で測定した反力でもピーク時の変位や反力の大きさが異なることが確認できた。よって、改良杭の破壊パターンは、すべての改良杭が同時に破壊するというより、1本ずつ破壊していく形態（進行性破壊）であると考えられる。

次に、水平荷重実験に関して、荷重中の反力の変化を図-18に示した。ここでも、図-17と同様に、縦軸と横軸は無次元化して示している。図では、改良杭の一軸圧縮強さ（ qu ）とケーソンの重量（ V ）をそれぞれ変化

させた6種類の実験ケースについて実験開始時（1g場）から値で示した。

まず、DMNT1について見ると、ケーソン重量が大きいため、30gの遠心加速度に到達した時に非常に大きな反力を示していることが分かる。そして、水平荷重にともなって、わずかに反力が増加した後ほぼ一定の値を示している。さらに荷重を続けると、反力は急激に減少する傾向が見られる。次に、DMNT3では、30g到達時には qu の0.5程度の反力が発生し、荷重にともなって徐々に増加する傾向が見られる。この場合も、反力にピークを生じた後に、荷重にともなって反力が減少する傾向が見られる。一方、その他の実験ケースでは、30gに到達時には反力が多少発生するものの、水平荷重にともなう反力の増加はほとんど見られていない。また、鉛直荷重実験の場合と同様に、図には、図-15に示した水平荷重～水平変位関係から求められたピーク荷重時をあわせて示した。反力の変化と比較すると、ここでも、荷重のピークと反力のピークとは必ずしも一致しないことが分かる。

これより、同じ位置の改良杭下部での反力でも、外力条件（鉛直荷重）の違いでピークを迎える変位や、反力の大きさが異なることが確認できた。さらに、今回の実験では1本の同じ改良杭の反力を計測したが、改良杭の破壊と地盤全体の破壊とは必ずしも一致しないことも確認できた。また、改良杭の強度が非常に大きいケースのDMNT9-1（図中+）およびDMNT9-2（図中◆）については、反力の変化がほとんど見られなかったが、これからも、設置した個所の改良杭の破壊が起こっていないことが確認できる。

DMNT11については、8列の改良杭の下に土圧計を設置し、図-19に計測結果を示した。図より、ケーソン直下

の杭の2本の内(図中, ×, +印)には, 載荷直前にすでに大きな圧力が生じていることが分かる. 載荷にともなって, 前方に位置する改良杭(○, △, ×, 印)には, 反力が徐々に増加する傾向が見られる. しかし, ケーソン後方に位置する改良杭(▲, ●, ■印)には, 載荷前も載荷中もほとんど反力が発生しておらず, ケーソン荷重をあまり支持していないことが分かる.

5.3 改良杭の破壊パターン

載荷実験後には, 模型地盤を解体して各改良杭の破壊状況を観察した. 鉛直載荷実験であるDMMT2について, 解体時の改良杭の破壊状況を図-20に示した. 図からは多少見にくいだが, ケーソン直下の中央の2本の改良杭には斜めに走るせん断面に沿ってせん断すべりが明瞭に見られた. 一方, その外側に位置する改良杭について見ると, 大きな折れ曲がりが見られる. そして, 斜めに走るせん断面でははく, ほぼ水平にいくつもの曲げ破壊によるクラックが生じていることが分かる. これらは, 鉛直載荷にともなってフーチング直下に土くさびが形成され, それを押込まれるため, フーチング直下の改良杭は一次的に圧縮されてせん断破壊が生じるが, 周辺の土はこの土くさびによって外側に大きく押されるため, 改良杭に大きな水平荷重が作用して, 曲げ破壊が起こったものだと考えられる.

次に, 水平載荷実験で得られた改良杭の破壊状況を図-21に示した. 図-21(a)は改良杭の強度が比較的小さい場合(DMMT4)で, 図-21(b)は改良杭の強度が非常に大きい場合(DMMT9-2)である. まず, 改良杭の強度が小さい場合には(図-21(a)), 右から3本の改良杭はほとんど変位も変形していないことが確認できる. しかし, それより左に位置する5本の改良杭は, 杭頭部付近で大きく折れ曲がっている様子が見られる. その折れ曲がり位置は, ケーソン後趾部では地表面に近く, 前趾部に向かって徐々に深くなっている様子が見られる. 改良杭の破壊の状況を仔細に見ると, 個々の破壊面は直線的な形状を示しており, 大きな水平荷重を受けて曲げ破壊したものと考えられる. これは, ケーソンによる鉛直荷重に加えて大きな水平荷重が作用し, 改良杭に大きな曲げ応力が発生したためと考えられる.

このように, 改良杭の強度が比較的小さい場合の載荷実験では, 載荷によって改良杭が破壊するが, その破壊パターンは外力条件のみでなく各改良杭の場所によってもせん断破壊や曲げ破壊を示すことが分かった. 一方, 図-21(b)に示した改良杭の強度が非常に大きい場合($q_u = 27.2\text{MN/m}^2 (272\text{kgf/cm}^2)$)には, ほとんどすべての

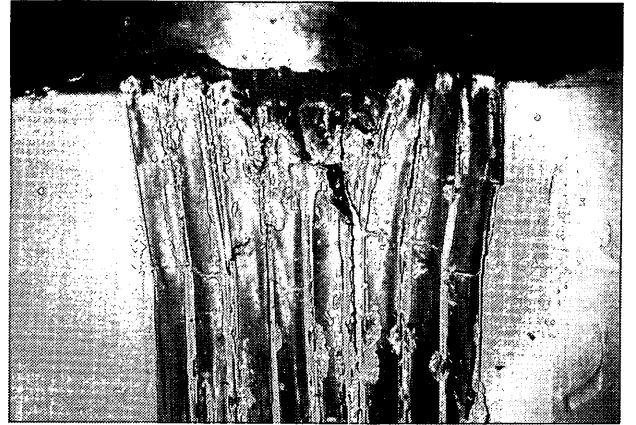
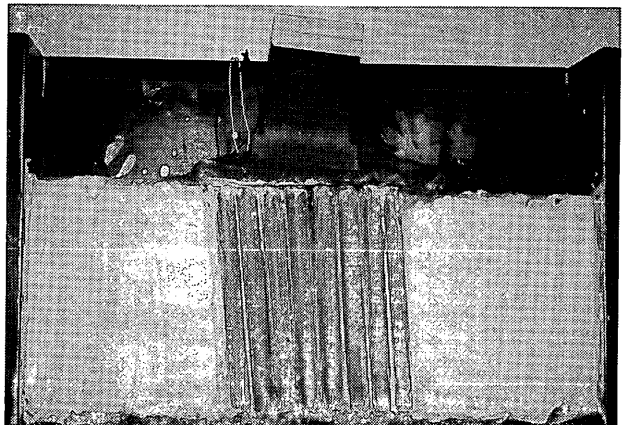


図-20 改良杭の破壊パターン(鉛直載荷実験, DMMT2)



(a) 改良杭の強度が小さい場合 (DMMT4)



(b) 改良杭の強度が大きい場合 (DMMT9-2)

図-21 改良杭の破壊パターン(水平載荷実験)

改良杭にはせん断破壊や曲げ破壊は見られずに, 将棋倒しのように斜めに倒れていることが分かる. また改良杭は8本ともに同程度の傾き(約3度)が生じていることが確認できた. このように, 改良杭の強度が大きい場合には, 水平荷重が作用しても曲げ破壊は生じず, 将棋倒しの破壊が先行して生じることが分かった.

5.4 破壊曲面

ここでは、各実験ケースで得られた破壊荷重をもとに、鉛直荷重～水平荷重面での破壊面について考察することとする。

実験で得られた破壊荷重の鉛直成分および水平成分の関係を図-22 に示した。図中、縦軸は鉛直成分を、横軸は水平成分を、それぞれ改良杭の一軸圧縮強さ (qu) とケーソン下の改良杭の断面積 (At) の積で除して無次元化して示している。なお、破壊荷重は、鉛直載荷実験および水平載荷実験とも、得られた荷重のピーク値で定義した。なお、求められた破壊荷重の値を表-5にまとめて示した。

図より、破壊荷重の水平成分は、鉛直成分の増加とともに増加し、鉛直成分 ($V/(qu * At)$) が約 0.4の時に、水平成分 ($H/(qu * At)$) が最大となることが分かる。さらに鉛直成分が増加すると水平成分は逆に減少し、 $V/(qu * At)$ が約 0.5の時に、ほぼ0になっている。これより、破壊荷重は鉛直荷重～水平荷重面内で葉巻状の破壊曲面を形成していることが分かる。同様の破壊曲面は、砂地盤^{18), 19)} や粘土地盤¹⁴⁾ でも見られており、杭式改良地盤の場合にも同様の破壊曲面が存在することが確認出来た。なお、今回改良地盤上に砂マウンドを設けているために、実験で得られた破壊曲面が砂地盤のものと同通ったものになったと考えられる。

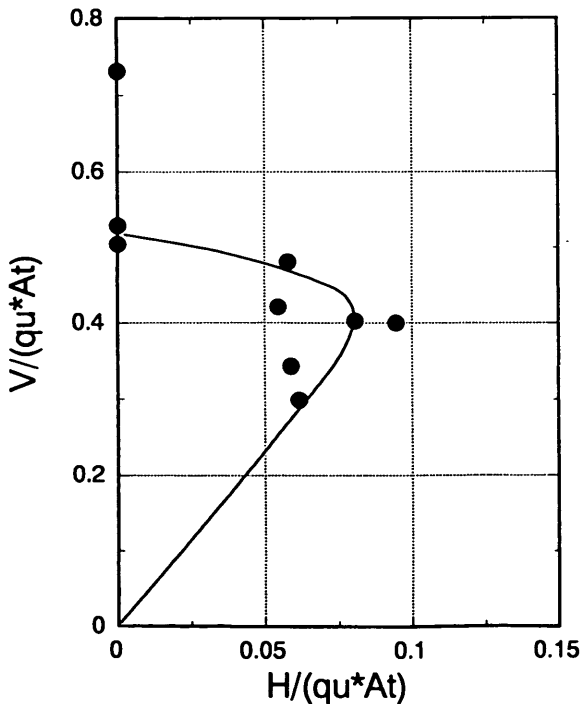


図-22 破壊曲面

6. 安定性の評価

5章での検討より、着底型の杭式改良地盤の破壊形態には、改良杭が破壊するもの、改良杭が将棋倒しになるもの、およびケーソンがマウンド内で滑動破壊するものの3通りがあることが確認された。ここでは、これらのうち改良杭が破壊する場合と将棋倒しになる場合について、修正フェレニウス法による円弧すべり計算と有限要素法解析でそれぞれ評価した。

6.1 改良杭が破壊する場合

まず、ここでは現行設計法^{7), 8)} として広く用いられている修正フェレニウス法による円弧すべり計算を行う。計算では、まず改良杭のせん断強度を現行設計法に従って一軸圧縮強さ (qu) の 1/2と設定した。改良地盤周辺の粘土地盤の強度は、深度方向に増加する強度分布(図-13 参照)が見られたが、計算では計算ケース等の制約から粘土層中心部での強度 ($Cu = 4kN/m^2$ (0.04kgf/cm²)) で代表させて計算した。また、改良杭間の粘土の強度については、ベーン試験などの強度試験が出来なかったことと、模型地盤の作製において含水比が120%と非常に高い粘土スラリーを充填していることなどを考慮して、計算では杭間部分の粘土の強度は0とした。このように、設定して計算された破壊曲面を図-23 に a-1とし

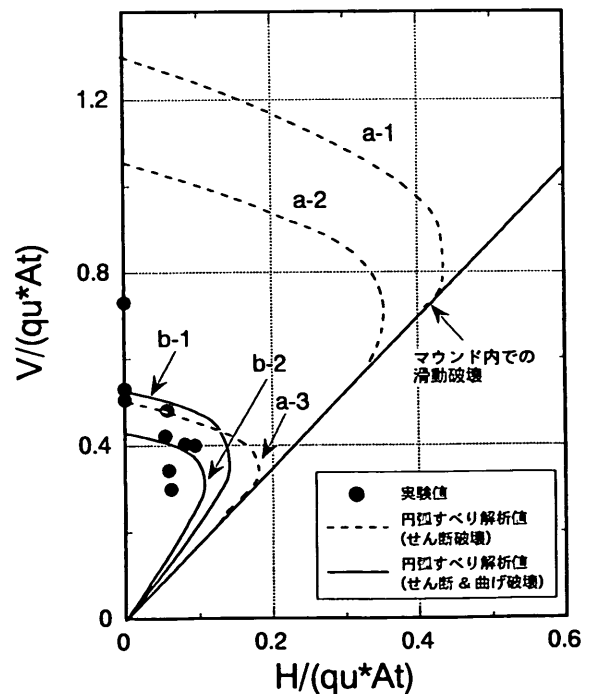


図-23 破壊曲面と円弧すべり計算結果

て実験値とともに示した。図では、これまでと同様に破壊荷重の鉛直成分と水平成分を ($qu * At$) で除して無次元化して示している。図より、計算値も鉛直荷重～水平荷重の面で葉巻状の破壊曲面を形成していることが分かる。実験値と比較すると、計算値は実験値の2倍程度の非常に大きい破壊荷重を示しており、実験結果を妥当に評価しているとは言えない。

次に、実験で確認された進行性破壊を考慮した計算を行う。進行性破壊の影響を詳細に考慮するためには、載荷中の個々の改良杭の破壊状況を詳細に観察することが必要であるが、今回の実験では実験ケースDMMT11を除き、ただ1本の改良杭下に土圧計を設置したのみで、すべての改良杭の破壊を詳細には調べていない。そこで、簡単のため、改良杭がすべて破壊したとした場合についての計算を行うこととした。このような計算は、実際の支持力の下限値を与えるものと考えられる。セメントによる安定処理土の残留強度に関しては、いくつかの研究例^{11)・20)}があるが、拘束圧がわずかでもある場合には、残留強度は一軸圧縮強さの約75～95%程度と言われている。そこで、計算では一軸圧縮強さの80%と仮定した。このようにして求めた計算値を図-23にa-2として示した。残留強度を用いた計算値はa-1の場合よりも約20%程度小さな破壊曲面を示しているが、依然として実験結果を過大に評価していることが分かる。

そこで、実験で得られた破壊荷重の鉛直成分と計算値を一致させるため、 qu の19%を改良杭のせん断強度として計算を行った。結果を図-23にa-3として示した。この場合には、当然ながら鉛直成分が比較的大きい範囲では実験値と比較的良好一致を示しているが、鉛直成分が小さくなると破壊荷重の水平成分を過大評価していることが分かる。

これらのことから、円弧すべり計算において、改良杭の破壊パターンとしてせん断破壊だけを仮定した計算では、進行性破壊を考慮しても、また鉛直成分を合わせるように強度を低下させても、実験で得られた破壊面を合理的に説明することができないことが分かった。これは、本実験や他の実験⁴⁾で見られたように、各改良杭は設置位置や外力条件によってせん断破壊または曲げ破壊を示すにもかかわらず、計算ではすべてせん断破壊が生ずるとしているためと考えられる。そこで、各改良杭の破壊パターンの違いを考慮した計算を行った。計算では、実験後の改良杭の破壊状況の観察をもとに、各改良杭の破壊パターンをせん断破壊と曲げ破壊のいずれかに分類した。そして、せん断破壊の破壊パターンに分類された改良杭のせん断強度は qu の1/2とし、曲げ破壊の破壊パタ

ーンに分類された改良杭の計算上のせん断強度は、改良杭の曲げ強度 (qu の10%²¹⁾と仮定)を基にさらに曲げ強度の20%として評価した(詳細は、付録B参照)。このようにして求められた計算結果を図-23中にb-1として示した。計算結果は、破壊荷重の水平成分を多少過大に評価しているが、鉛直支持力に関してはほぼ妥当な値を与えている。さらに、進行性破壊についても上記と同様にして考慮した計算結果をb-2として示した。計算結果は、鉛直成分を多少過少に評価しているものの、水平荷重の広い範囲において実験値に比較的近い値を示していることが分かる。

以上実施した計算は、各改良杭の破壊パターンと強度について単純かつ大胆に割り切った推定に基づいているものの、その結果は実験値に比較的近い値となった。このことより、改良杭が破壊するような地盤の安定性を検討する上で、各改良杭の破壊パターンと進行性破壊を考慮することが重要で、これらを考慮した円弧すべり計算で実験値を比較的精度良く推定できることが分かった。

6.2 改良杭が将棋倒しになる場合

ここでは、改良杭の強度が比較的大きく、改良杭にはせん断破壊や曲げ破壊を生じずに、改良地盤全体が将棋倒しのように破壊する場合について検討を行う。ここでは、水平載荷実験について有限要素法解析による弾塑性解析²²⁾と比較した。

(1) メッシュおよび土質条件

解析で用いたメッシュ割りと各地層の土質定数を、図-24および表-7にそれぞれ示した。本解析では、砂層、粘土層、杭間粘土およびマウンドをモール・クーロンの弾塑性体で、改良杭とケーソンは弾性体でモデル化した。なお、解析では、ケーソン重量の影響、周辺粘土地盤の強度および改良杭間の粘土地盤の強度の影響を調べるために、表-8に示す12ケースの解析を行った。なお、ここでも粘土層のせん断強度を円弧すべり計算と同様に深度方向に一様とした。さらに、解析では実験条件とあわせるように非排水の条件で行った。

(2) 水平荷重～水平変位関係

まず、ケーソン重量が水平荷重～水平変位関係に及ぼす影響について検討した。解析で得られた載荷点位置

(図-24参照)での水平荷重と水平変位の関係を図-25に示した。図には、ケーソンの重量を変化させた5種類の実験ケース(FEM10-10-90～1350)を示している。図より、水平変位の増加にともない水平荷重は増加し、いずれのケースでも変位/ケーソン幅比 ($\delta h/B$) が0.1程度まではほぼ同じ荷重～変位関係を示していることが

着底型杭状深層混合処理地盤の破壊挙動

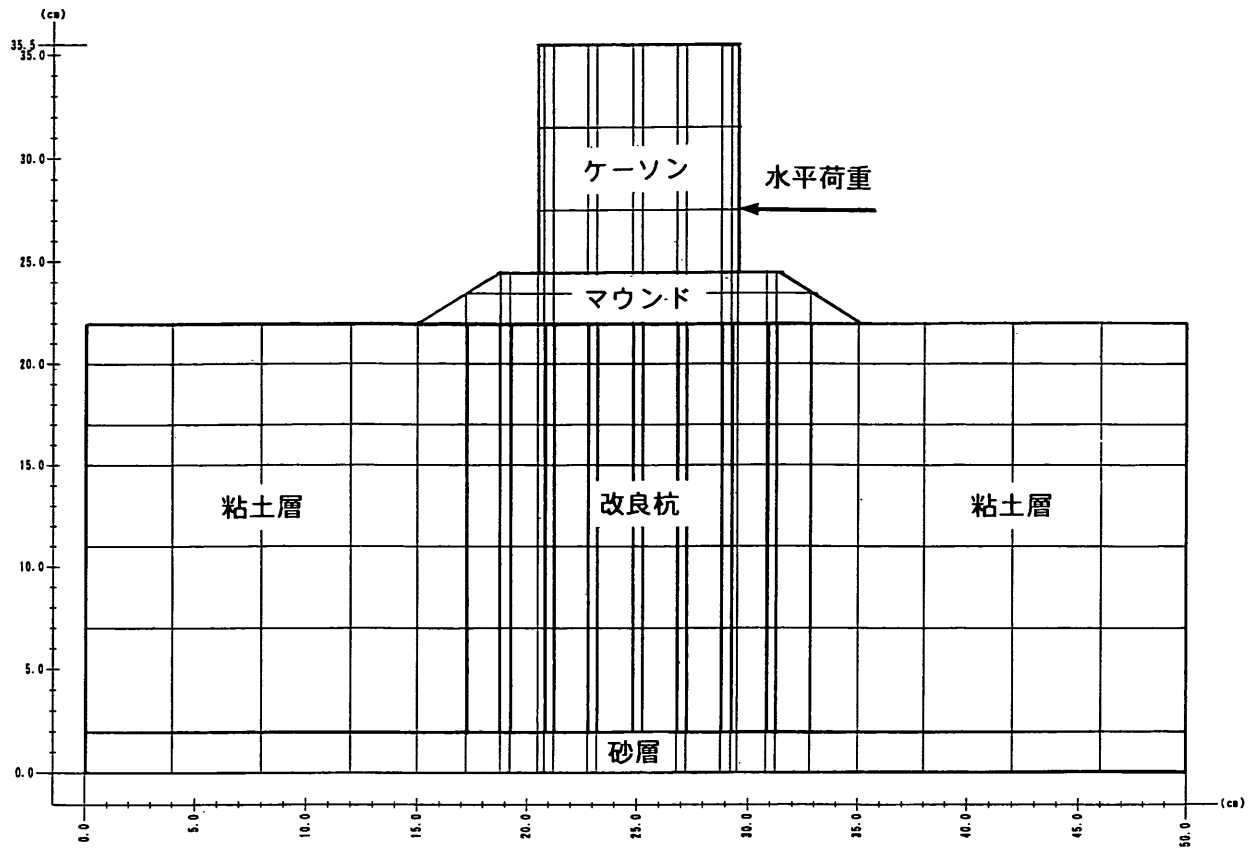


図-24 有限要素法メッシュ図

表-7 有限要素法における材料定数一覧 (基本ケースFEM10-10-270)

番号	土層の種類	モデル	ヤング率 E (kN/m^2)	ポアソン比 ν	密度 γ'	粘着力 C_0 (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ (度)
1	砂層	弾塑性	10000	0.33	0	0	35
2	粘土層	弾塑性	1000	0.45	0	10	0
3	改良杭	弾性	25000	0.45	0	—	0
4	杭間粘土	弾塑性	1000	0.45	0	10	0
5	マウンド	弾塑性	10000	0.33	0.7	0	35
6	空気	弾性	0	0	0	0	0
7	ケーソン	弾性	0	0.33	3.0	0	0

表-8 解析ケース一覧

解析名	粘土層 強度	粘土層 ヤング率	杭間粘土 強度	杭間粘土 ヤング率	ケーソン 重量	備考
	C_u (kN/m^2)	E (kN/m^2)	C_u (kN/m^2)	E (kN/m^2)	V (kN/m)	
FEM10-10-90	10	1000	10	1000	90	ケーソン重量 の違い
FEM10-10-270	10	1000	10	1000	270	
FEM10-10-450	10	1000	10	1000	450	
FEM10-10-630	10	1000	10	1000	630	
FEM10-10-1350	10	1000	10	1000	1350	
FEM10-2.5-270	10	1000	2.5	250	270	杭間粘土強度 の違い
FEM4-4-90	4	400	4	400	90	粘土層強度 の違い
FEM4-4-270	4	400	4	400	270	
FEM4-4-450	4	400	4	400	450	
FEM4-4-630	4	400	4	400	630	
FEM4-4-1350	4	400	4	400	1350	
FEM20-20-270	20	2000	20	2000	270	

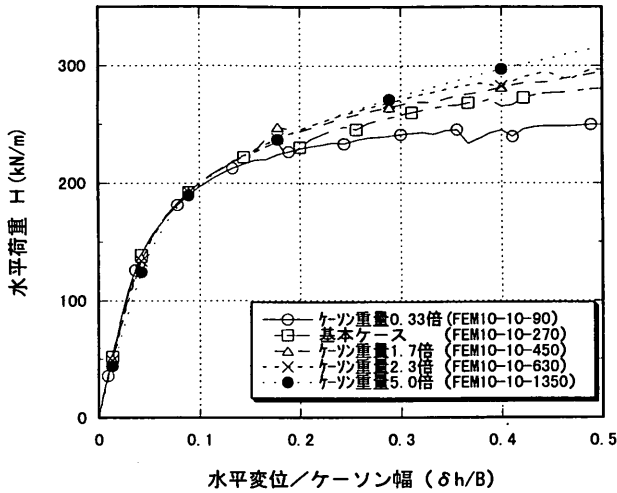


図-25 水平荷重～水平変位関係
(ケーソン重量の影響)

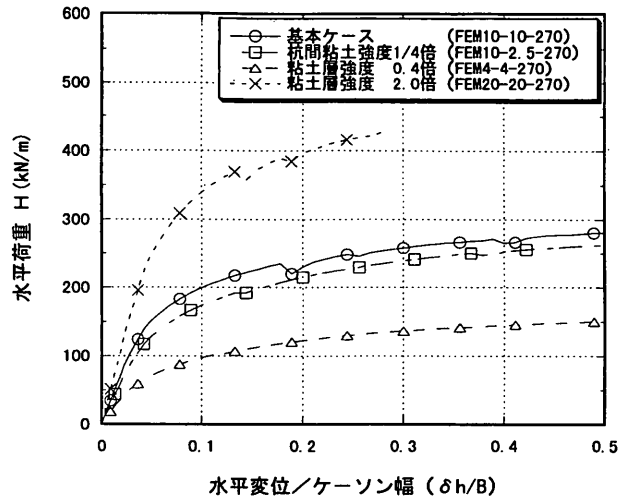


図-26 水平荷重～水平変位関係
(粘土層強度及び杭間粘土の強度の影響)

分かる。しかし、さらに水平変位が増加すると、ケーソン重量が小さいケース (FEM10-10-90, 図中○印) では荷重の増加傾向が小さくなり、水平変位 ($\delta h/B$) が0.2程度以降は荷重がほぼ一定になる傾向が見られる。しかし、ケーソン重量が大きいケース (FEM10-10-1350, ●印) では、载荷にともない水平荷重は徐々に増加し続ける傾向が見られる。

次に、周辺粘土層の強度および杭間粘土地盤の強度が荷重～変位関係に及ぼす影響について調べる。図-26には、粘土層強度および杭間粘土の強度を変化させた4ケース (FEM10-10-270, FEM10-2.5-270, FEM4-4-270, FEM20-20-270) について、载荷点位置での水平荷重と無次元化した水平変位の関係を示した。まず、粘土層強度の影響について見ると、地盤強度が基本ケース (FEM10-10-270) の0.4倍にした場合 (FEM4-4-270, △) の水平荷重は、基本ケースの0.5倍程度の水平荷重を示している。また、粘土層強度を2倍にしたケース (FEM20-20-270, ×) では、荷重は基本ケースの1.7倍程度の値を示していることがわかる。このように、周辺粘土地盤の強度が異なると水平荷重もほぼ同程度変化することが分かった。次に、杭間粘土の強度の影響を調べると、粘土の強度を基本ケースの1/4にしたケース (FEM10-2.5-270, □) での荷重は、基本ケースより多少小さな値を示しているが、その減少割合は10%程度であり、強度の低下に比べるとかなり小さいことが分かる。

これより、今回計算した地盤条件では、荷重～変位関係には杭間粘土の強度の影響はあまり見られないが、粘土層の強度が大きく影響することが分かった。

(3) 地盤の変形挙動

解析で得られた改良地盤の変形挙動の代表例を図-27に示した。図では、解析ケースFEM10-10-270について、载荷点位置 (図-24参照) での水平変位 ($\delta h/B$) が約0.06の時の変形を示している。なお、水平変位が約0.06の時は、後述する荷重～変位曲線より求められた地盤の破壊時に相当する。図より、改良杭の上部が水平に変位しているが、改良杭下部での水平変位はほとんど見られていないことが分かる。このような改良杭が斜めに倒れて将棋倒しのような破壊形態になる挙動は、DMMT9-2の実験結果とほぼ同じであることが分かる。

これより、解析での改良杭の強度が非常に大きな場合を想定した地盤の変形は、有限要素法解析でも改良杭は斜めに倒れて将棋倒しのような破壊形態を再現できることが分かった。

(4) 破壊曲面

解析より得られた破壊荷重の鉛直成分および水平成分の関係を図-28に示した。なお、解析での荷重～変位曲線にはピークが見られなかったため、ここでは、曲線の载荷初期の接線と载荷後半の接線の交点での値を破壊荷重と定義した。図-28では、縦軸、横軸とも無次元化せずに表している。図より、解析による水平荷重は粘土地盤の強度によって大きく変化するが、ほぼ縦軸に平行な破壊面を示しており、鉛直荷重にはほとんど影響を受けないことが分かる。

図には、実験値も比較のためにあわせて示した。図では、改良杭が破壊したケースは●印で、改良杭が将棋倒しになったケースは▲印でそれぞれ示した。解析値と実験値とを比較すると、実験値の粘土層強度にあわせたケ

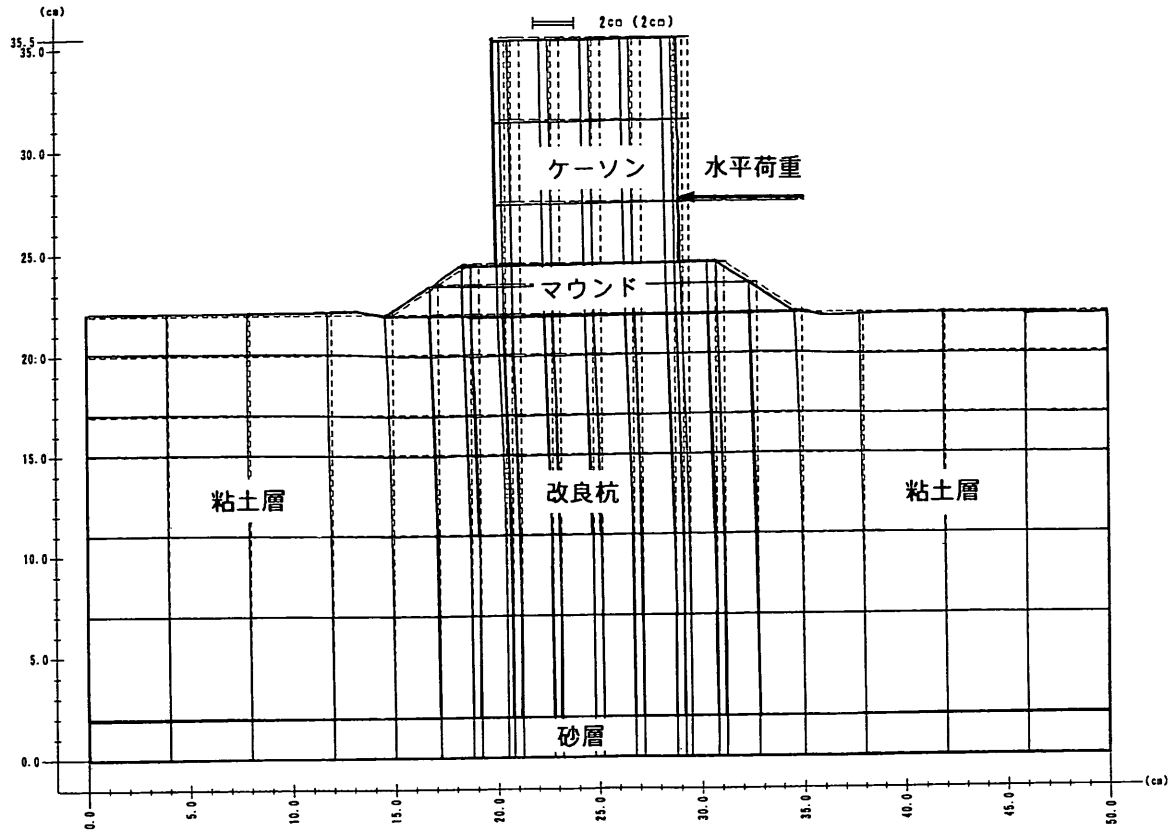


図-27 改良地盤の変形挙動 (FEM10-10-270)

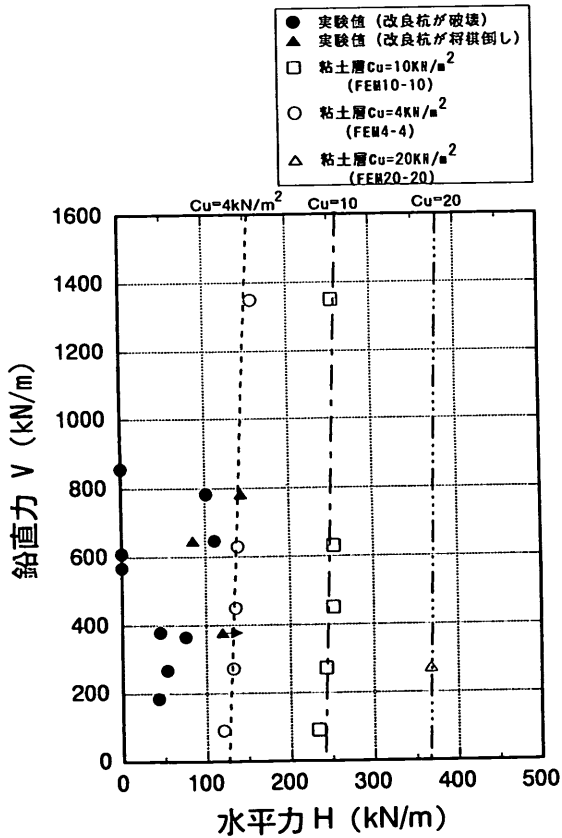


図-28 解析による破壊曲面

ースFEM4-4 (図中、破線) は実験値 (図中▲) とほぼ一致しており、わずか3ケースの実験ではあるが、本解析は実験結果をほぼ妥当に評価できることが確認できた。

これより、改良杭が将棋倒しのように破壊する地盤については、ケーソン重量と杭間の未処理土の強度は、破壊荷重にあまり影響を及ぼさず、周辺地盤の強度が大きな影響を及ぼすことが分かった。

6.3 杭式改良地盤の支持力について

これまで、実験および解析で改良杭が破壊する場合と改良杭が将棋倒しのように破壊する場合について、別々に検討を進めてきた。しかし、いずれの破壊が生じるかは、地盤条件のみで決定されるものではなく、地盤条件や外力条件などによって決まるものである。そこで、ここでは各破壊形態の破壊曲面が相互にどのように関係しているのか検討する。

図-29には、鉛直荷重～水平荷重面内に改良杭が破壊する場合として円弧すべり計算による破壊曲面と、改良杭が将棋倒しになる場合として有限要素法解析より得られた破壊曲面をあわせて示した。なお、円弧すべり計算では、先の検討を踏まえ、各改良杭の破壊パターンと進行性破壊の両者を考慮し、改良杭の強度 (qu) を5種類

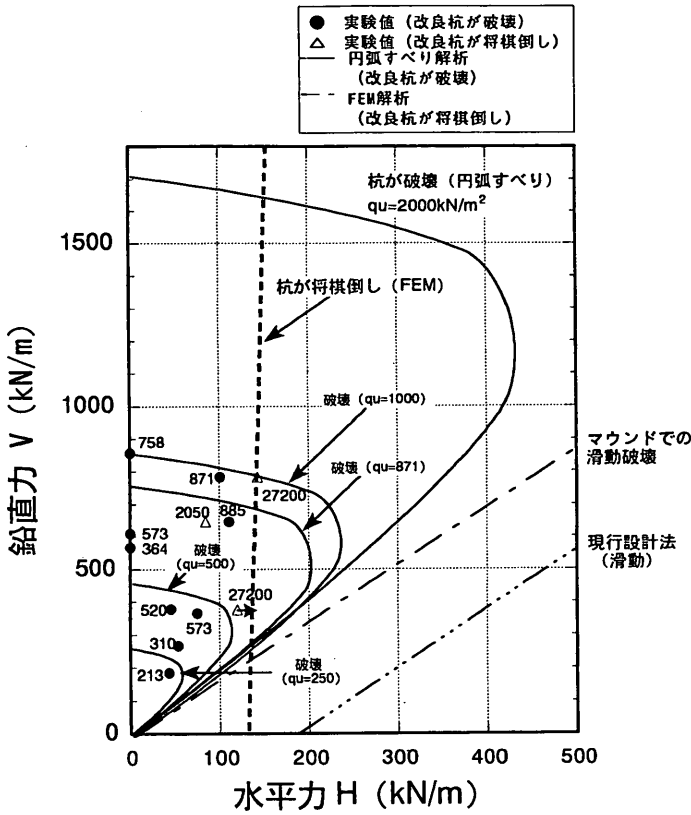
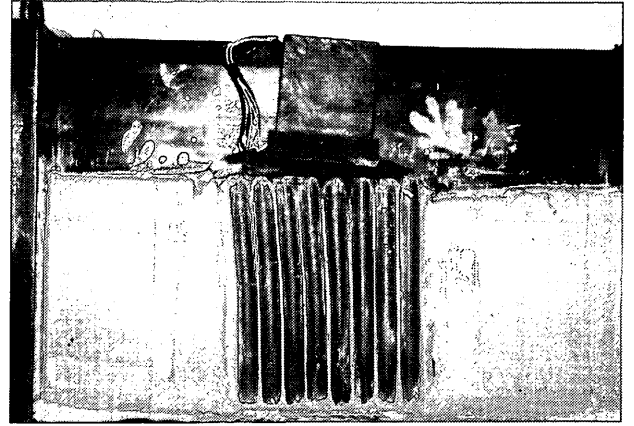


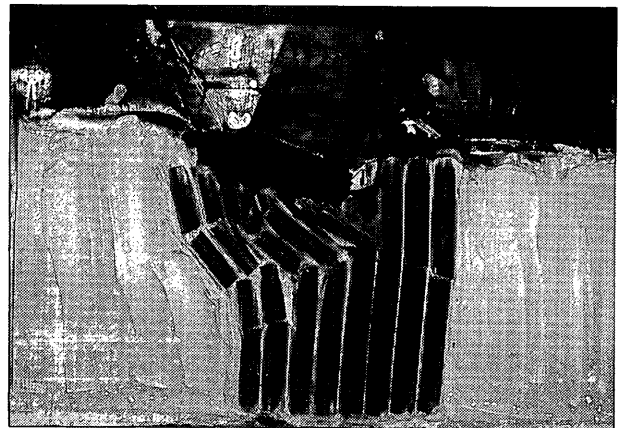
図-29 破壊曲面

(250, 500, 871, 1000, 2000kN/m² (2.5, 5, 8.71, 10, 20kgf/cm²)) に変化させて計算した結果を示した。これまで述べてきたように、改良杭が破壊する場合の破壊曲面は葉巻状であり、将棋倒しの場合にはほぼ一定の水平荷重を持つ直線で表されている。また、図には実験値もあわせて示したが、破壊形態ごとに違うマークで示した (改良杭が破壊した場合には●印、将棋倒しの場合には△印)。なお、実験値のマーク近傍の数字は、各実験での一軸圧縮強さ (qu) を示している。

図より、改良杭が破壊する場合の破壊曲面が将棋倒しの破壊曲面より小さい範囲では改良杭が破壊し、将棋倒しの方が小さい範囲では改良杭が将棋倒しのような破壊を生ずると考えられる。例えば、改良杭の一軸圧縮強さ (qu) が 250kN/m² (2.5kgf/cm²) の場合、改良杭が破壊する破壊曲面は改良杭が将棋倒し破壊の破壊曲面よりも常に小さい水平荷重を与えるため、いずれの外力条件でも改良杭が将棋倒しをしたりせず、改良杭の破壊が発生する。一方、改良杭のquが1MN/m² (10kgf/cm²) の場合には、鉛直荷重が約 260~780kN/mの場合には、将棋倒しの破壊面の方が小さいため、この場合には将棋倒しの破壊が生ずると考えられる。しかし、鉛直荷重がこれ



(a) DMMT11 ($qu=2050kN/m^2$)



(b) DMMT12 ($qu=885kN/m^2$)

図-30 改良杭の破壊パターン

よりも大きい場合には改良杭の破壊の方が小さいために改良杭が破壊し、逆に鉛直荷重が小さい場合には改良杭の破壊またはケーソンの滑動破壊が生ずるものと考えられる。

図-30 には、DMMT11とDMMT12の破壊状況を示した。両者は改良杭の強度が 2050kN/m²と 885kN/m²と異なっているが、同じ鉛直荷重 (647kN/m) の条件で実験したものである (表-5参照)。実験では、改良杭の強度の大きいDMMT11の方が多少小さい水平荷重で破壊したが、全般的には、ほぼ同程度の破壊荷重条件と考えられる。図-30より明らかなように、DMMT11 (図-30(a)) の場合には、ケーソンはほぼ水平に変位し、改良杭も多少ひび割れが見られるものの全体的には将棋倒しのような破壊を示している。一方、DMMT12の場合には (図-30(b))、ケーソンは大きく沈下し、改良杭も多くの箇所まで曲げ破壊を生じていることが分かる。このように、ほぼ同じ破壊荷重であっても、改良杭の強度により異なった破壊形態を示すことが確認できた。

実験値と比較すると、改良杭の強度が大きい場合を除き、すべてのケースで水平荷重が約 150kN以下で破壊が生じていることが分かる。一方、改良杭の強度が 27.2MN/m² (272kgf/cm²) と極端に大きい場合には、鉛直荷重の大きさに関係なく、ほぼ 150kN/m程度で将棋倒し破壊を生じていることが分かる。実験値と解析値（円弧すべり計算、有限要素法解析）には多少の違いはあるが、地盤条件や荷重条件によって異なる破壊形態で地盤が破壊することが確認された。

これより、改良杭が破壊する場合と改良杭が将棋倒しのように破壊する場合は、それぞれの破壊曲面があり、円弧すべり計算と有限要素法解析でそれぞれ評価できる。そして、改良杭が将棋倒しになる場合の破壊曲面より小さな水平荷重では改良杭が将棋倒しに破壊するより先に改良杭の破壊が、大きな水平荷重では杭が破壊するより先に将棋倒しに破壊すると考えられる。また、マウンドでのすべり破壊の一点破線より鉛直荷重が小さい場合は、改良杭が破壊したり、将棋倒しになるより先にケーソンの滑動が生じると考えられる。

なお、図には、現行設計法による滑動破壊に関する破壊面もあわせて示している。本実験条件のような場合、計算上、改良地盤での受働土圧と主働土圧の土圧差を抵抗力として考えるため、ケーソンを含む改良地盤全体の滑動破壊は、ケーソンのみの滑動破壊よりも常に大きな水平荷重を与えているため、改良地盤の滑動破壊が先行して生ずることがないことを示すとともに、改良杭が将棋倒しになるような破壊に関する検討にはなっていないことを示している。

7. 結論

本研究では、杭式深層混合処理工法により改良された地盤の挙動を、粘土地盤上に建設された防波堤を例に、遠心模型実験と円弧すべり計算および有限要素法解析との比較検討を行った。本研究で得られた主要な結論を以下にまとめて示す。

- 1) 改良杭が支持層に着底している杭式改良地盤の破壊形態には、改良杭が破壊するものと、改良杭が将棋倒しになるもの、ケーソンがマウンド内を滑動破壊するものの3つがあり、いずれの破壊形態が生ずるかは地盤条件、外力条件などによって決定される。
- 2) 改良杭が破壊する場合と改良杭が将棋倒しになる場合には、鉛直荷重～水平荷重面でそれぞれの破壊曲面が存在し、前者の破壊曲面は葉巻状であり、後者の破壊

曲面はほぼ一定の水平荷重の面である。

- 3) 改良杭が破壊する場合、個々の改良杭は設置位置や外力条件によってせん断破壊や曲げ破壊を生じる。そして、修正フェレニウス法による円弧すべり計算に各改良杭の破壊パターンと進行性破壊を考慮することで比較的精度良く推定することができる。
- 4) 改良杭が将棋倒しになる場合の改良地盤の支持力は、鉛直荷重にはあまり影響されず改良地盤周辺地盤の強度に大きく影響される。弾塑性有限要素法解析でほぼ妥当に評価できる。
- 5) 現行設計法は、円弧すべり計算を用いた支持力の算定では、支持力を過大に評価している可能性が高く、また、改良杭が将棋倒しになる場合の検討はなされていない。

今回の検討では、円弧すべり計算については大胆な仮定と割り切りを行ったが、今後精度の高い解析には、これらの精度についても検討が必要である。また、今回のような比較的単純な地盤条件の場合には、このような割り切りも比較的容易に行え得るが、複雑な地盤条件の場合には、このような割り切りは難しいと考えられ、今後の課題である。さらに、種々の破壊形態を統一的に解析するために、今後、引張クラックなど安定処理土の特性を精度良く表現できる有限要素法解析の開発が求められている。

(1998年3月31日受付)

謝辞

本研究を実施するにあたり、元地盤改良研究室研究官、宮島正悟氏（現、運輸省第三港湾建設局神戸港湾工事事務所）、池田朋広氏（現、運輸省第三港湾建設局松山港湾工事事務所）には、実験・データ整理にご努力いただいた。ここに、感謝を表す。

参考文献

- 1) 寺師昌明, 奥村樹郎, 光本 司: 石灰安定処理土の基本的特性に関する研究 (第1報), 港湾技術研究所報告, 第16巻, 第1号, 1977年, PP. 3~28.
- 2) 寺師昌明: 深層混合処理工法～現況報告～, 土質工学会, 複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム, 1984年, pp. 1~12.
- 3) 土木研究センター: ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル, 1993年1月

- 4) 寺師昌明, 田中洋行: 深層混合処理工法による杭状改良地盤の支持力および圧密特性, 港湾技術研究所報告, 第22巻, 第2号, 1983年, pp. 213~266.
- 5) Terashi, M. and Tanaka, H.: Settlement Analysis for Deep Mixing Method, *Proc. of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Helsinki, Vol.2, 1983, pp.955~960.
- 6) Kitazume, M., Miyajima, S., Ikeda, T. and Karastanev, D.: Bearing Capacity of Improved Ground with Column Type DMM, *Proc. of the 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems, IS-TOKYO'96*, Vol.1, 1996, pp.503~508.
- 7) CDM研究会: セメント系深層混合処理工法—設計と施工マニュアル (設計・施工編), 1992年, 192p.
- 8) 噴射攪拌工法研究会: 噴射攪拌工法 (DJM 工法) 技術マニュアル, 1992年, 48p.
- 9) 千田昌平, 塚田幸広, 岩瀬真二, 加藤俊昭: 模型複合地盤の載荷試験, 土質工学会, 複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム, 1984年, pp. 41~46.
- 10) 三宅達夫: 改良地盤の変形挙動に関する遠心力場における基礎的研究, 広島大学学位請求論文, 1988年, 181p.
- 11) 北詰昌樹, 中村 健, 寺師昌明: 接円式深層混合処理地盤の挙動, 港湾技術研究所報告, 第30巻, 第2号, 1991年 6月, pp. 305~326.
- 12) 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講演集, 1985年12月, pp. 119~184.
- 13) 北詰昌樹: 新遠心装置の開発と研究への適用, 港湾技研資料, No. 812, 1995年, 35p.
- 14) 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, 1988年, pp. 185~203.
- 15) 藤井斉昭: 遠心力載荷装置による浅基礎の支持力機構に関する研究, 東京工業大学学位請求論文, 1976年, p. 314.
- 16) Hosomi, H., Nishioka, S. and Takei, S.: Method of Deep Mixing at Tianjin Port, People's Republic of China, *Proc. of the 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems*, Vol.1, 1996, pp. 491~494.
- 17) 平出務, 二木幹夫, 中野健二, 小林幸一: 建築基礎地盤としてのセメント系改良地盤に関する研究— (その16) 各種地盤における実大コラム強度—, 日本建築学会梗概集, 1995年, pp. 845~846.
- 18) Terashi, M. and Kitazume, M.: Bearing Capacity of Foundations on Top Surface of Slopes, *Proc. of the 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, 1987, pp.415~418.
- 19) Gottard, G. and Butterfield, R.: The Displacement of a Model Rigid Surface Footing on Dense Sand under General Planar Loading, *Soils and Foundations*, Vol.35, No.3, 1995, pp.71~82.
- 20) Tatsuoka, T. and Kobayashi, A.: Triaxial strength characteristics of cement treated soft clay, *Proc. of the 8th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, 1983, pp.421~426.
- 21) 寺師昌明, 田中洋行, 光本 司, 本間定吉, 大橋照美: 石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究 (第3報), 港湾技術研究所報告, 第22巻 第1号, 1983年 3月, pp. 69~96.
- 22) 小林正樹: 地盤の安定・沈下解析における有限要素法の適用に関する研究, 東京工業大学学位請求論文, 1990年

記号表

- A_s : 置換率
- A_t : フーチングまたはケーソン下の改良杭の断面積の合計
- B : フーチングまたはケーソンの幅
- C_u : 粘土地盤の非排水せん断強度
- H : フーチングまたはケーソンに作用する水平力
- qu : 改良杭の一軸圧縮強さ
- V : フーチングまたはケーソンに作用する鉛直力
- δh : フーチングまたはケーソンの水平変位
- δv : フーチングまたはケーソンの鉛直変位

付録A ベーンせん断試験によるカオリン粘土地盤の強度について

1. 概要

模型実験において、地盤の強度を精度良く求めることは非常に重要である。粘性土地盤の強度測定には、ベーン試験やコーン試験などが用いられることが多い。それは、試験の容易さや地盤内の強度分布を得られることなどがあげられる。しかし、遠心模型実験の場合、載荷試験を実施する大加速度場での強度測定が重要であり、実験前後に1g場で測定されたせん断強度は、応力解放の影響が大きく、模型地盤強度を求めているか不明瞭である。筆者らも大加速度場で作動するベーン試験機ならびにコーン試験機も製作し、遠心実験で用いているが、複雑な模型実験の場合には、試料容器上に十分なスペースが確保できない場合も多く、常に地盤強度を測定出来るとは限らない。

そこで、ここでは、1g場でのベーン試験結果より応力解放のない大加速度場での地盤強度の推定する可能性を検討することとした。また、試験結果に大きく影響を及ぼすと思われる、ベーン貫入からせん断試験までの放置時間の影響、ベーン羽根の大きさなどの影響についても検討を加えた。

2. 実験装置および試料

実験では、まず、1g場でベーン貫入後の放置時間の影響および応力解放の影響を検討し、その後50gの遠心加速度場でのベーン試験との比較を行った。1gの実験では内径22cm、深さ34cmの亚克力製円筒容器を用いた。また、使用したベーン試験機は、ポケット型のベーン試験機を用いた。これは、人力で地盤に貫入し、羽根を回転し、トルクをロッド上部にある目盛りで読みとる、非常にハンディーで単純な機械である(図-A.1参照)。

今回対象とした粘土はカオリン粘土であり、その特性は、本編の表-2および表-3を参照されたい。

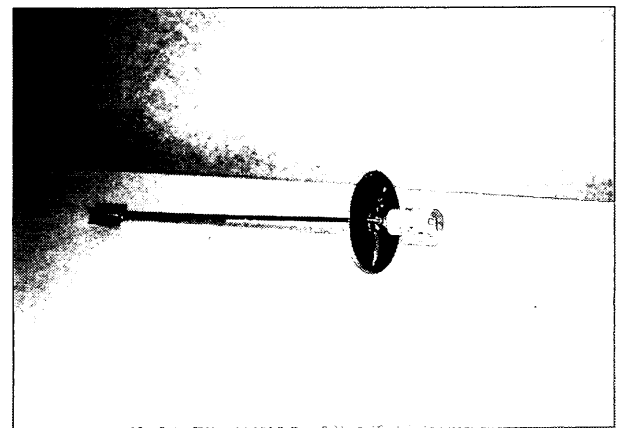


図-A.1 ベーン試験機

表-A.1 実験ケース一覧

シリーズ	実験名	圧密圧力 P (kN/m ²)	圧力解放前 粘土層厚 H (cm)	圧力解放後 粘土層厚 H (cm)	地盤強度 平均 C _v (kN/m ²)	含水比 平均 w (%)	備考
1	VANE1-0.1	10	20.60	20.70	1.97	80.8	
	VANE1-0.2	20	19.00	19.20	3.38	73.0	
	VANE1-0.4	40	17.60	18.00	7.61	65.3	
	VANE1-0.8	80	16.30	16.90	10.9	60.8	一軸圧縮試験実施
	VANE2-0.1	10	20.60	20.70	1.56	81.6	
	VANE2-0.2	20	19.00	19.20	3.35	74.7	
	VANE2-0.4	40	17.65	18.00	5.73	67.9	
	VANE2-0.8	80	16.00	16.50	12.7	61.6	一軸圧縮試験実施
	VANE3-0.37	36.7	20.00	20.20	4.00	70.2	
	VANE3-1.0	100	17.90	18.20	10.2	60.9	
	VANE3-2.0	200	16.40	17.10	17.2	55.4	一軸圧縮試験実施
2	VANE4-0.1	10	23.40	23.50	2.11	81.3	
	VANE4-0.31	31.3	20.44	21.50	4.01	69.8	
	VANE5-0.1	10	20.40	20.51	2.37	79.9	
	VANE5-0.2	20	19.00	19.24	4.30	75.1	
	VANE5-0.4	40	17.60	17.99	8.78	66.8	
	VANE5-0.8	80	16.30	16.92	16.3	61.5	一軸圧縮試験実施
	VANE6-0.1	10	20.38	20.49	2.40	80.7	
	VANE6-0.2	20	19.00	19.20	4.36	74.1	
VANE6-0.4	40	17.65	18.07	8.26	67.7		
VANE6-0.8	80	16.50	17.10	17.6	62.7	一軸圧縮試験実施	

3. 実験ケース

実験では、表-A.1に示した21ケースについて行った。実験では大きく2つのシリーズを行った。シリーズ1では、粘土地盤の圧密終了後に圧力を解放し、24時間後にベーンせん断試験を行ったケースである。このケースは、遠心模型実験を実施し、その後地盤を解体する時にベーン試験機で強度を測定する場合を想定している。そのうち、VANE1およびVANE2についてはベーン貫入後試験開始までの放置時間を1分～1日に変化させ、貫入後の時間の影響について検討した。さらに、VANE1-0.8, VANE2-0.8, VANE3-2.0, VANE5-0.8およびVANE6-0.8のケースでは、実験終了後に一軸圧縮試験を実施してベーンせん断試験より得られた強度との比較も行った。一方、シリーズ2では粘土地盤の圧密終了後も圧密圧力を保持した状態でベーンせん断試験を行った。これは、載荷実験を実施する大加速度場での強度を測定することを想定したものである。これら、2つのケースで得られるベーン強度を比較することで、1g場でのベーン強度から大加速度場での強度を推定することが可能になる。いずれのシリーズでも、圧密圧力を数種類設定し、幅広い強度でのデータを得るようにした。

4. 実験結果および考察

4.1 ベーン貫入後の放置時間の影響

まず、ベーン貫入から試験までの放置時間の影響について調べた。図-A.2にはVANE1 およびVANE2 シリーズで得られた粘土のせん断強度とベーン貫入後の時間と時間

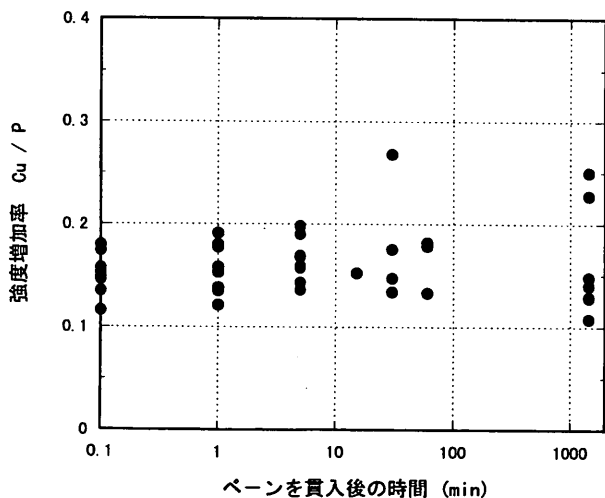


図-A.2 放置時間の影響

の関係を示した。図中、縦軸は非排水せん断強度 (C_u) を圧密荷重で除した強度増加率 (C_u/p) を、横軸はベーン貫入後試験までの放置時間をそれぞれ示している。図より、貫入後5分程度までは C_u/P の値はほぼ同程度のばらつきを示しているが、放置時間とともに幾分強度が増加する傾向が見られる。しかし、その後は時間とともに値が増加したり減少したりするものが見られ、全体的には強度のばらつきが大きくなるのが分かる。これらのことより、実験手順・時間なども考え、以降の実験では放置時間を5分とした。

4.2 応力解放の影響

次に、圧密圧力の解放の影響を調べるために、図-A.3には、非排水せん断強度 (C_u) と圧密圧力 (P) の関係を示した。図中、圧密圧力を解放した後に測定したデータを白抜きのシンボルで、圧力を解放せずに測定したデータを黒いシンボルでそれぞれ示した。図より、いずれのケースでも圧密圧力の増加とともに、せん断強度がほぼ比例して増加する傾向が見られるが、圧密圧力を解放しない場合の方がせん断強度が30%程度大きいことが分かる。図には、遠心加速度場で計測されたせん断強度もあわせて示している。データは圧力を解放しない場合とほぼ等しい値を示していることが分かる。

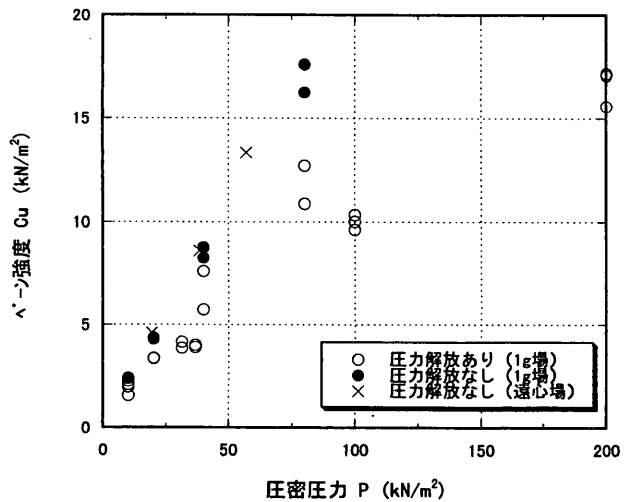


図-A.3 応力解放の影響

4.3 ベーンせん断試験と一軸圧縮試験の強度の関係

図-A.4には圧力を解放後に行われたベーンせん断試験の結果と一軸圧縮試験の結果を示した。図中、縦軸は一軸圧縮試験より得られた強度 (q_u) を2で除した非排水せん断強度で、また横軸はベーンせん断試験より得られ

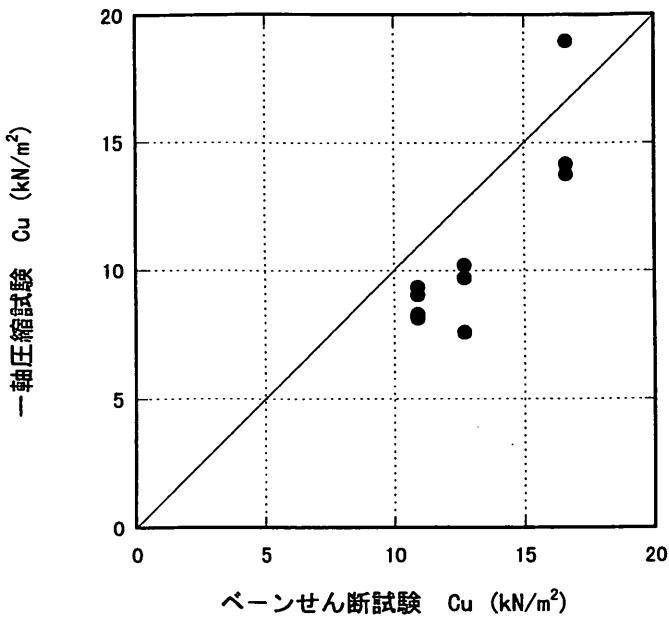


図-A.4 ベーンせん断試験と一軸圧縮試験の強度の違い

たせん断強度をそれぞれで示している。図より、計測値には多少ばらつきが見られるが、ベーンせん断試験でのせん断強度は、一軸圧縮試験でのせん断強度よりも約 20%程度大きいことが分かる。

5. まとめ

これまでの検討より、圧密圧力を解放することで解放しない場合よりもベーンせん断強度が小さくなることが分かった。しかし、今回求めた両者の関係を用いることで、1g場で測定されたベーンせん断強度で遠心加速度場での強度を推定することができることが明らかになった。

今回は、限られたデータでの検討であるため、より精度の高い推定ができるように、今後データの蓄積を行いたい。

付録B 曲げ破壊する改良杭の円弧すべり計算での強度の評価

ここでは、曲げ破壊を生ずる改良杭の円弧すべり計算で用いる強度の大きさについて推定する。

まず、図-B.1に示したように、曲げ破壊面より上部の改良杭の部分に作用する力F（杭左右からの土圧の差など）によって、改良杭が破壊すると仮定する。破壊位置でのモーメントの釣り合い式は、式（B.1）で与えられる。

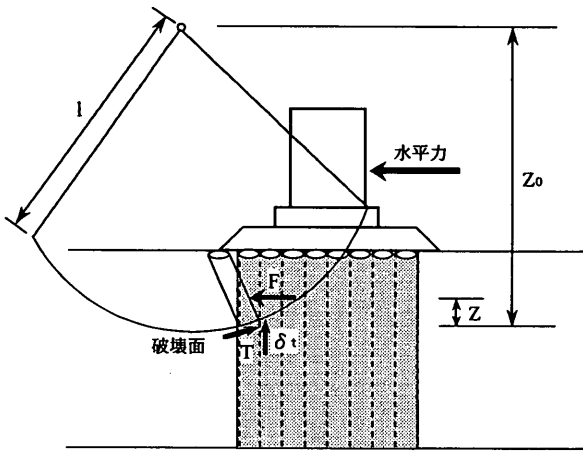


図-B.1 曲げ破壊する改良杭の円弧すべり計算

$$F * Z = \frac{\pi d^3}{32} \sigma_t \quad \dots \dots \dots (B.1)$$

ここで、

- d : 改良杭の直径
- F : 改良杭に作用する力
- Z : 作用する力の破壊面からの距離
- σ_t : 改良杭の曲げ強さ

また、改良杭の曲げ強度（ σ_t ）より、円弧すべり計算で用いる強度（ T ）は、下式のように表される。ここで、 T が求める強度である。

$$Mr = F * (Z_0 - Z) = T * l \quad \dots \dots \dots (B.2)$$

ここで、

- Mr : 抵抗モーメント
- Z_0 : 破壊面と円弧の中心との鉛直距離
- T : 円弧すべり計算で用いる改良杭の強度
- l : 円弧の半径

式（B.1）を式（B.2）に代入し、式を展開すると最終的に式（B.3）が得られる。

$$\begin{aligned} T * l &= \frac{\pi d^3}{32} \sigma_t \frac{Z_0 - Z}{Z} \\ T &= \frac{\pi d^3}{32} \sigma_t \frac{Z_0 - Z}{Z} \frac{1}{l} \\ T &= A * \frac{d}{8} \sigma_t \frac{Z_0 - Z}{Z} \frac{1}{l} \quad \dots \dots \dots (B.3) \end{aligned}$$

ここで、

- A : 改良杭の断面積

ここで、模型実験での条件として

- $d = 2cm$
- $Z_0 = 5 \sim 10cm$
- $Z = 0.5 \sim 1cm$
- $l = 6 \sim 15cm$

を代入すると、式（B.4）が得られる。

$$T = A * \sigma_t * \left(\frac{3}{8} \sim \frac{3}{20} \right) \quad \dots \dots \dots (B.4)$$

以上より、円弧すべり計算で用いる T の大きさとして、曲げ強度の約 15%～ 37%程度の値が得られる。