

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. 32 NO. 1 MAR. 1993

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (Report of P. H. R. I.)

第32巻 第1号 (Vol.32, No.1) 1993年3月 (Mar.1993)

目 次 (CONTENTS)

1. 海洋波の方向スペクトルの推定における最大エントロピー原理法(MEP)の拡張
.....橋本典明・永井紀彦・浅井 正・菅原一晃.....3~25
(Extention of Maximum Entropy Principle Method(MEP) for Estimating Directional Ocean Wave Spectrum
.....Noriaki HASHIMOTO, Toshihiko NAGAI, Tadashi ASAI and Kazuteru SUGAHARA)
2. 波浪の多方向性と弱非線形性を考慮した水圧波から表面波への換算法について
.....橋本典明・永井紀彦・菅原一晃・浅井 正・朴 慶寿.....27~51
(Surface Wave Recovery from Subsurface Pressure Record on the Basis of Weakly Nonlinear Directional Wave Theory
.....Noriaki HASHIMOTO, Toshihiko NAGAI, Kazuteru SUGAHARA, Tadashi ASAI and Kyung-Soo BAHK)
3. 沿岸域における風波の周波数スペクトルと無次元パラメータの特性
ーハイブリッドパラメータ法による波浪換算モデル(第二報)ー
.....後藤智明・青野利夫.....53~99
(On The Characteristics of One-Dimensional Spectra And Non-Dimensional Parameters of Wind Waves
ーWave Hindcast Model Using the Hybrid-Parameter Method (2nd report)ー
.....Chiaki GOTO and Toshio AONO)
4. 袋詰めサンドトレーンの超軟弱地盤への適用性に関する研究
.....北詰昌樹・寺師昌明・相原直浩・片山 忠.....101~123
(Applicability of Fabri-Packed Sand Drain for Extremely Soft Clay Ground
... Masaki KITAZUME, Masaaki TERASHI, Naohiro AIHARA and Tadashi KATAYAMA)

4. 袋詰めサンドドレーンの超軟弱地盤への適用性に関する研究

北詰昌樹*・寺師昌明**・相原直浩***・片山 忠****

要 旨

日本沿岸地域には軟弱な粘土地盤が厚く堆積しており、港湾構造物や空港施設の建設に際して、施工時及び建設後に大きな沈下を生ずる危険性が高い。バーチカルドレーン工法は圧密沈下の促進と残留沈下の抑制のために広く用いられている。しかし、浚渫粘土による埋立地盤で高含水比の場合には、打設直後の砂杭の粘土地盤中での安定性の確保が困難であるばかりでなく、圧密中の大きな沈下によって砂杭に大変形が生じ、砂杭が破断し排水機能が確保出来なくなることも懸念される。

このような軟弱地盤に対して、砂杭を繊維素材の袋で包み込んだ袋詰めサンドドレーン工法の適用が望まれている。袋詰めサンドドレーンは、繊維素材の効果で砂杭の安定性は向上すると考えられ、砂杭が拡幅するのを強く拘束した場合には、粘土地盤が圧密沈下しても砂杭は沈下せず、圧密荷重が砂杭に集中し、杭間粘土へ所定の圧密荷重が伝達しない恐れがある。

本研究では、遠心模型実験装置を用いて、地盤条件、袋の引張り剛性を变化させた実験を行い、砂杭の安定性及び砂杭への圧密荷重の集中の影響について検討した。さらに、袋の引張り剛性と圧密荷重の砂杭への応力集中の関係について、弾性論を用いた簡便な計算でも検討を加えた。その結果、袋詰めサンドドレーンが超軟弱地盤中で安定性に優れ、砂杭への応力集中も比較的小さいことが分り、本工法の超軟弱地盤への適用性の高さが確認された。

キーワード：粘性土、バーチカルドレーン、圧密、模型実験、応力分布、繊維補強(ジオテキスタイル)

* 土質部地盤改良研究室長

** (株)日建設 中瀬土質研究室主任研究員
(前土質部地盤改良研究室長)

*** 北海道庁 (前土質部地盤改良研究室)

**** 第二港湾建設局東京空港工事事務所長

Applicability of Fabri-Packed Sand Drain for Extremely Soft Clay Ground.

Masaki KITAZUME *
Masaaki TERASHI **
Naohiro AIHARA ***
Tadashi KATAYAMA ****

Synopsis

Many port and air port facilities have been constructed at coastal area by sea reclamation using dredged clay with an extremely high water content. Vertical drains are necessary to accelerate the consolidation of the clay in advance to the construction of the structures. However the sand piles for an ordinary vertical drain method can not stand by themselves in the soft deposit and may fail to function as a drainage path. To cope with the problem, fabri-packed sand drains, which are sand drains wrapped by envelopes of geotextile, are planned to be used instead. The geotextile is expected to have an effect on stabilizing the sand piles, but might cause a concentration of the fill pressure to the sand piles if it has an excessively high tensile rigidity.

A series of centrifuge tests was performed changing the soil conditions and the tensile rigidity of the geotextile to investigate their effects on the consolidation behavior of the ground. In the tests, the model grounds with the fabri-packed drains are allowed for consolidation at 25g under their enhanced self-weight. The study shows that the fabri-packed sand drain functions well as a drain even in the extremely soft soil.

Key Words : Cohesive Soil, Vertical Drain, Consolidation, Model Test, Stress Distribution, Geotextile

* Chief of the Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division.

** Chief Research Engineer, NIKKEN SEKKEI Nakase Geotechnical Institute
(former Chief of the Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division).

*** Engineer, Hokkaido Government

(former Research Engineer of the Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division).

**** Head of Tokyo Airport Construction Office, Second District Port Construction Bureau, Ministry of Transport.

目 次

要 旨	101
1. まえがき	105
2. 現地の状況	105
3. 実験シリーズ	107
4. 実験装置及び試料	108
4.1 実験装置	108
4.2 試料	108
5. 打設時の砂杭の安定性に関する実験（シリーズ1）	109
5.1 実験ケース	110
5.2 模型地盤の作製	110
5.3 実験結果と考察	110
6. 地盤条件の影響に関する実験（シリーズ2）	110
6.1 実験ケース	110
6.2 実験方法	111
6.3 実験結果と考察	115
7. 袋の剛性の影響に関する実験（シリーズ3）	117
7.1 実験ケース	117
7.2 実験方法	117
7.3 実験結果と考察	118
8. 弾性モデルによる応力集中の検討	120
8.1 弾性モデル	120
8.2 計算結果と考察	121
9. 結論	122
あとがき	122
参考文献	122
記号一覧表	123

1. まえがき

日本沿岸地域には軟弱な粘土地盤が厚く堆積しており、港湾構造物や空港施設の建設にあたっては地盤改良が必要となる場合が多い。地盤改良工法には数多くの工法があるが、その中で、バーチカルドレーン工法は圧密沈下の促進と残留沈下の抑制のために数多くの実績を有している工法である。バーチカルドレーンの排水材として、砂が主に用いられているが、近年ではプラスチックドレーンなども広く用いられている。しかし、地盤改良の対象となる地盤が浚渫粘土による埋立地盤で高含水比の場合には、打設した砂杭が粘土地盤中に自立しないことが危惧される。さらに、圧密中の大きな沈下によって砂杭に大変形が生じ、砂杭が破断し排水機能が確保出来なくなることも危惧される。このような地盤に対しては、砂杭をジオテキスタイルなどの化学繊維の袋で包み込んだ袋詰めサンドドレーン工法の適用が考えられている。

袋詰めサンドドレーンの場合、適切な強度特性をもつ袋の選定が必要となる。図-1に示すように袋の強度が大きい場合には、砂杭を強く拘束するため超軟弱な粘土地盤中でも打設時の安定性は確保されと考えられる。しかし、砂杭が拡幅するのを強く拘束するため、粘土地盤が圧密沈下しても砂杭は沈下せず、圧密荷重が砂杭に集中し、杭間粘土へ所定の圧密荷重が伝達しない恐れがある。その結果、地盤の沈下は一見収束するが、粘土地盤の強度増加が小さく、極めて不安定な地盤を作り出す恐れがある。逆に、袋の強度が小さい場合には、砂杭への拘束力が小さく、打設中あるいは圧密沈下に際して袋が破断して砂杭の排水層としての機能を失う恐れが考えられる。

これらの問題は袋の絶対的な強度特性で決定されるものではなく、現地地盤の強度、地層構成等との相対的な関係で決定されるものであると考えられる。そこで、本研究では、地盤条件や袋の剛性の圧密挙動への影響を遠心模型実験装置を用いた模型実験で検討した。さらに、袋の剛性と圧密荷重の砂杭への応力集中に関しては、弾性論を用いた簡便な計算でも検討を加えた。

なお、袋詰めサンドドレーン工法については、数社が独自のブランド名で施工を行っているが、本研究では特定の工法についてではなく、一般的な袋詰めサンドドレーンに関する研究である。

2. 現地の状況

本研究の対象とした現地は、東京国際空港沖合展開事業^{1), 2), 3)}の第Ⅲ期地区であり、層厚約24mの正規圧密粘土層(Ac2層)の上に、層厚約0m~18mの超軟弱な未圧密粘土層(Ac1層)が堆積している。特にAc1層は含水比が150%~300%と高含水比であるため、建設残土による盛土後には非常に大きな沈下が予想されており、口径50cmの袋詰めサンドドレーンによる地盤改良が計画されている。

図-2にはⅢ期地区の土質柱状図を示した。下位の層より見ていくと、地盤最下層の洪積粘土のDc1層の上位に沖積粘土からなるAc2層が層厚20m~30mにわたって堆積している。埋立前のAc2層は一部を除いて正規圧密状態で、含水比は62%~135%である。Ac2層の上位には浚渫ヘドロ(Ac1層)が層厚0m~18mにわたって埋立てられている。Ac1層は埋立てられてからの期間が短く、

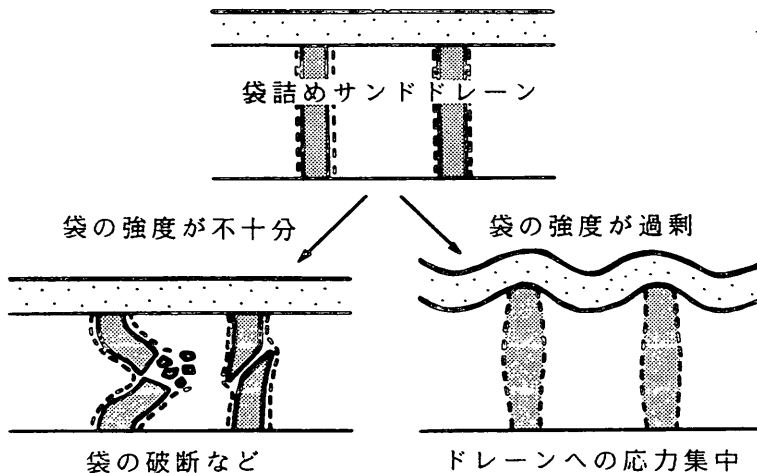


図-1 袋詰めサンドドレーンの検討課題

未圧密状態で含水比は150%～300%の非常に軟弱な状態にある。Ac₁層の表層部には、建設残土による埋立時のトラフィカビリティーの確保のために、セメント処理された固化盤が分布している。固化盤上には建設残土が厚さ2m～9mにわたって盛土され、Ac₁層に圧密荷重を与えている。

Ac₁層及びAc₂層の圧密促進のため、口径50cmの袋詰めサンドドレーンを、最大深度A.P. -28mまで打設することが計画されている(図-3、-4)。袋詰めサンドドレーンは、Ac₂層中では袋部のないサンドドレーンとしてAc₂層未貫通の状態で作設され、Ac₁層中では袋詰め状態になる。サンドドレーンの打設間隔は2.5mの正方形配置で打設される計画である。

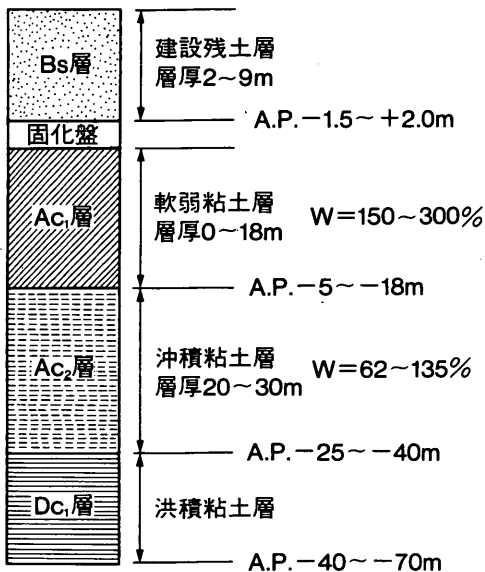


図-2 III期地区土質柱状図

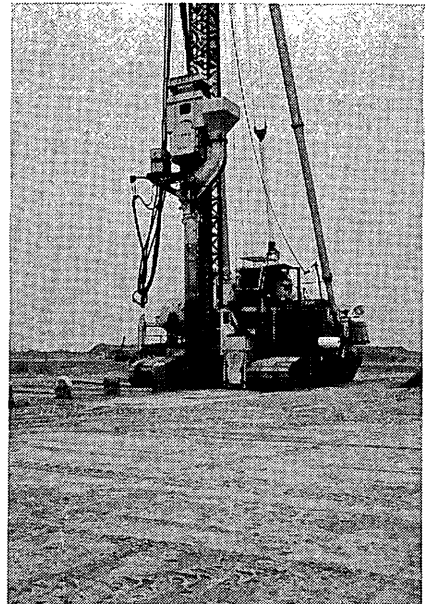


図-3 袋詰めサンドドレーン改良機



図-4 袋詰めサンドドレーン

表－1 実験シリーズ

シリーズ	シリーズ 1	シリーズ 2	シリーズ 3
目的	打設時の砂杭の自立安定性を検討	地盤条件が圧密に与える影響を検討	袋の剛性が圧密に与える影響を検討
模型地盤	アクリル円筒使用 砂杭打設時の安定性検討実験 (砂杭打設方法)	アクリル円筒使用	
ケース数	14	4	6
パラメーター	- 含水比 - 盛土の有無 - 応力状態 (1G, 25G)	- 固化盤の有無 - Ac₁ 層の含水比 - 簾底条件	袋の剛性

3. 実験シリーズ

本研究では、表－1 に示すように3シリーズの実験を行った。シリーズ1は打設時の砂杭の自立安定性を検討するもので、粘土層の含水比、盛土の有無、応力状態を変化させた実験を行い、砂杭の安定性への影響を検討した。シリーズ2、3は地盤条件ならびに袋の強度特性の圧密挙動への影響を検討したものである。シリーズ1の一部の実験を除き、遠心模型実験装置を用いて現地の応力状態を再現した実験を行った。

遠心模型実験では1/nの縮尺模型にngの遠心加速度を付加することによって現地の応力条件を再現することができる。現地では多数の砂杭が打設されるが、本研究では、その内から1本のサンドドレーンと周辺の粘土地盤を再現した(図－5)。また、実験装置の制約、砂杭の作製のしやすさ等を考慮し、模型地盤の縮尺を1/25とし、直径10.9cmのアクリル円筒容器の中に直径2cmの砂

杭を再現した。この時の等価有効円の直径(d_e)と砂杭の直径(d_w)の比(d_e/d_w)は5.45で、現地における計画(5.65)とほぼ同じ値である。

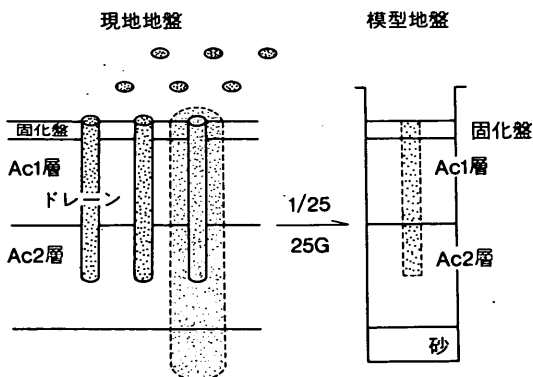
4. 実験装置及び試料

4.1 実験装置

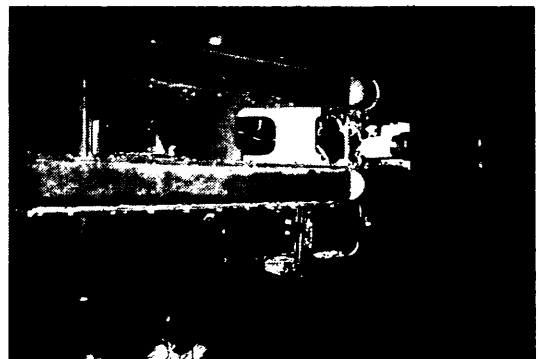
ここでは、本研究で用いた各種の実験装置について簡単に説明する。

(1) 遠心模型実験装置

軟弱地盤中に打設された砂杭の破断、あるいは砂杭への応力集中は、周囲の粘土地盤より砂杭に作用する拘束圧の影響を大きく受けるものと考えられる。そこで、本実験では遠心模型実験装置(図－6)を用いて、現地と同じ応力条件を再現した。装置の有効半径3.8m、最大加速度110g、最大搭載質量は2.7tonである。装置の詳細については寺師⁴⁾を参照されたい。



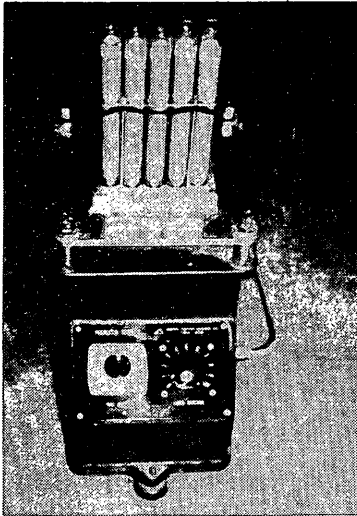
図－5 現地盤のモデル化



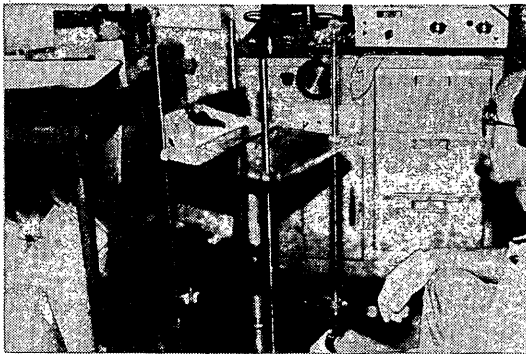
図－6 遠心模型実験装置

(2) 砂杭作製装置

シリーズ2, 3では, 地盤条件, 袋の強度特性の圧密挙動への影響の検討が目的である。この様な場合には, 検討するパラメーター以外の条件については各実験ごとに極力同じになるようにすることが大切である。現地でのサンドドレーンの打設は, ケーシングを地盤中に打設し, 引き上げ時に砂を投入して行われる。模型実験で同じ方法を採用しても, 均一で再現性の高い砂杭を作製することが困難である。そこで, 本研究では図-7に示すような装置を用いて密度コントロールされ再現性にも優れた砂杭を作製した。装置は砂を詰めるためのアクリルパイプ(直径2cm, 長さ25cm), 砂の密度コントロールのための振動台及び凍結した砂杭を押出するための押出し装置よりなっている。



(a) 密度コントロール用振動台



(b) 押出し装置

図-7 砂杭作製装置

(3) 試料容器

前述のように, 実験では1本の砂杭とその等価有効円内の粘土地盤をモデル化することとし, そのための試料容器として内径10.9cm, 長さ32cmのアクリル円筒容器を用いた。実験では2本の円筒容器を上下に連結して長さ64cmの容器として使用した。

(4) 沈下計

実験中の圧密の進行を把握するために, 盛土地表面に沈下計をセットし地表面の鉛直変位を測定した。用いた沈下計は差動トランス型で, ストロークが5cmのものである。杭間粘土及び砂杭の2ヶ所の沈下を計測するためにセットした。

(5) 間隙水圧計及び土圧計

圧密の進行状況ならびに砂杭への応力集中を計測するために, 模型地盤内に間隙水圧計及び土圧計をセットした。間隙水圧計は直径0.5cm, 長さ1cmの小型のもので, 土圧計は直径1cm, 厚さ0.5cmの円盤状のものである。なお, いずれの計測器もひずみゲージ型で, 容量はいずれも 2kgf/cm^2 である。

4.2 試料

(1) 粘土試料

現地の地盤条件を再現するため, シリーズ1では現地の粘土試料を用いた。現地より採取された粘土の物理特性を表-2に示す。

シリーズ2, 3については, 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 Ac_1 層, Ac_2 層の材料として用いた。表-3に川崎粘土の物理特性及び力学特性⁵⁾を示す。表中の圧縮指数 C_c は三軸セル内で実施した等方圧密試験結果と遠心場における粘土の自重圧密実験結果の2つの値を示している。三軸セル内での試験結果は遠心模型実験での応力レベルに比べ大きいレベルでの値である。応力レベルが小さい領域での C_c の

表-2 現地粘土試料の物理特性

項目		
比重	G_s	2.683
液性限界	W_L (%)	96.1
塑性限界	W_P (%)	36.9
塑性指数	I_p	59.2

値は、1.275と応力レベルが高い場合に比べ2.2倍程度大きな値であった。

(2) 砂試料

基盤層及び排水層となる砂層及び盛土の材料として豊浦標準砂を用いた。豊浦標準砂の物理特性を表-4⁶⁾に示す。

(3) 繊維素材

砂杭を包み込む繊維は、補強機能に優れ、かつ繊維直角方向の透水性にも優れたものでなくてはならない。現地で計画されている繊維素材はポリエチレン製の、網目が約5mmのネットであるため、透水性に関しては問題のないものである。そこで、シリーズ2、3では透水性に優れた繊維素材として不織布を使用することとした（使用した繊維素材の透水性に関する特性を求めてはいないが、模型実験での袋の有無による圧密速度に差が見られないことから、透水性に関しては問題がなかったものと考えている）。

模型実験で使用した袋の素材を選定するにあたり、袋の補強機能に着目すると、本来は現地で使用する袋と同じ素材で厚さが1/25に縮尺されたものを用いるのが最良である。しかし、通常はこのような材料を見つけることは非常に困難である。そこで、本研究では引張り特性に着目し、素材自体の持つ引張り強さと厚さとの積（単位

巾あたりの引張り強さ）を現地の1/25にスケールダウンしたものを採した。

数種類の素材の不織布を入手して、模型実験前に各不織布について引張り試験を実施した。その結果を表-5に、現地で計画中の袋についてのデータとあわせて示した。各素材とも、試験体の方向によって強度特性が非常に異なっていることが分る。

模型と現地との関係を見るには、表に示した値を25倍する必要がある。今回選定した素材の引張り強度は25gの遠心加速度場では、27～292.5kgf/5cm、引張り剛性は、1.5～14.28kgf/5cm/%と現地の値を大きく内包する様になっている。

5. 打設時の砂杭の安定性に関する実験 (シリーズ1)

5.1 実験ケース

本シリーズでは、砂杭の自立安定性に影響を及ぼす要因として粘土層の含水比、遠心加速度（砂杭に作用する拘束圧）、盛土の有無の3項目を取上げ、合計14ケースの実験を行なった（表-6）。地盤条件によって、シリーズ1の実験は大きく3種類に分けることができる。

表-5 繊維素材の特性

	日本 A' 49-7 B-81015	旭化成 T110 E1020	旭化成 T110 A1030	現 地 (計画)
素材	不織布	不織布	不織布	不織布
引張り強さ (kgf/5cm)				
縦横方向	1.08	8.67	11.7	102.0
繊維直角方向	1.61	1.77	5.55	51.6
破断伸び (%)				
縦横方向	8.4	16.6	20.5	41.3
繊維直角方向	4.8	29.6	29.0	59.0
引張り剛性 (kgf/5cm/%)				
縦横方向	0.128	0.522	0.571	9.4
繊維直角方向	0.335	0.060	0.191	3.8

※ 試験法 JIS L 1096 カットストリップ法
 試験幅 5cm
 つまみ間隔 10cm
 試験機 定速伸張型
 引張り速度 1cm/min (10%/min)

表-3 川崎粘土の特性

比重	コンシステンシー特性 (%)			粒度特性 (%)		
Gs	W _L	W _p	I _p	砂分	シルト分	粘土分
2.688	83.4	38.6	44.8	2.7	44.8	52.2

強度増加率	圧密係数	圧縮係数	膨潤係数
Cu/P	Cv (cm ² /min)	Cc	Cs
0.30	0.03	0.59*	1.275**
			0.11

* 等方圧密試験結果

** 遠心模型実験結果

表-4 豊浦標準砂の特性

項目		
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

表-6 実験ケース及び結果 (シリーズ1)

ケース	遠心 加速度	盛土	粘土 屈 含 水 比 (%)							
			160	170	180	190	200	210	220	230
1.1	1g	なし	○	○	○	○	○	○		×
1.2	25g	なし	○	○	×	×	×	×		
1.3	25g	あり	○	○	○	○	×	×		

○: 砂杭は自立

×: 砂杭は沈下し埋没

シリーズ1.1は1g場の実験で、盛土のない状態で砂杭を打設した。シリーズ1.2と1.3では、砂杭を打設した後25gの遠心加速度まで一気に加速し、現地の応力状態を再現した。シリーズ1.2では盛土のない条件を、シリーズ1.3では盛土のある条件を再現した。各シリーズとも、粘土層の含水比を変化させて実験を行い、砂杭の安定性を検討した。

5.2 模型地盤の作製

図-8をもとに、シリーズ1.3の模型地盤の作製について述べる。実験では、内径2cmの亚克力円筒容器中に基盤となる砂層を作製した後、砂を詰めたアルミパイプを自立させた。その後、含水比を調整した粘土スラリーをパイプ周辺に投入した。盛土のあるケースについては、粘土層の上に標準砂で盛土を作った後、アルミパイプをゆっくりと引抜き、粘土地盤中に砂杭を打設した。シリーズ1.2及び1.3については、打設後直ちに25gまで遠心加速度を作用させ、現地盤の応力を作用させた。25gの下で約5分間圧密させた後、遠心装置を停止し実験を終了する。その後、亚克力容器ならびに模型地盤全体を冷凍庫中で凍結した。凍結した地盤は亚克力容器から注意深く取り出し、周辺粘土を削り取って砂杭の状況を観察した。

5.3 実験結果と考察

シリーズ1.1の含水比230%のケースについて、実験後の砂杭の状況を図-9に示した。本ケースの場合には周

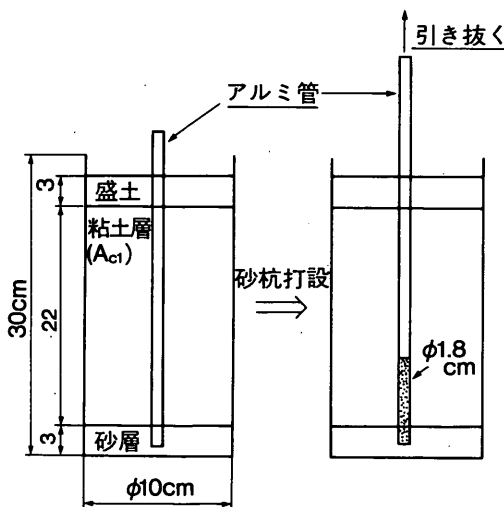


図-8 砂杭打設方法 (シリーズ1)

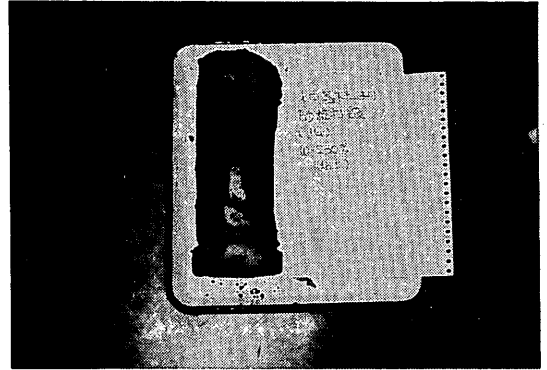


図-9 砂杭の破壊状況 ($\omega=230\%$)

辺からの拘束圧力が小さいため、砂杭は粘土地盤中で自立することが出来ず地盤底部に埋没している。

各実験で得られた結果を表-6に示した。表中、○は実験後の観察で砂杭が粘土中で自立安定し均一な杭径の砂杭が形成されたものを、×は図-9に示したように砂杭が粘土地盤中で自立せず埋没したものをそれぞれ表している。表より、1gでの実験の方が25gでの実験にくらべてより高い含水比まで自立可能であることが分かる。これは、加速度が小さい場合には自重の効果より粘土の粘着力の効果がより大きく作用したためと考えられる。また、盛土の有無については、盛土のあるケースの方が砂杭の自立性に優れていることも分る。

現地では粘土層(A_{cl}層)上に形成された固化盤を打抜いて砂杭を打設し、その後ブルドーザー等による盛土施工が行われる。本研究でも、別途、盛土施工時の砂杭の安定性の実験を行った^{7),8)}。実験では、サンドドレーンを打設した模型地盤の片側に盛土を作製し、50gの遠心加速度まで加速した。その結果、162%の地盤では盛土法先付近に打設された砂杭は、側方へ流動することで破断が生じた。盛土直下の砂杭には破断が見られなかったが、大きな折れ曲がり変形が生じた。

上記の検討に加えて、現地では地層や含水比のばらつきも大きく、非常に高含水比の地点も多くあることを考えると、含水比が170%程度を越える超軟弱地盤では砂杭が自立出来ない危険性が高く、袋詰めサンドドレーンが必要なことが分った。

6. 地盤条件の影響に関する実験 (シリーズ2)

6.1 実験ケース

シリーズ2では、地盤条件が改良地盤の圧密挙動にどのような影響を与えるのかを検討するため、図-10に示

	ケース1	ケース2		ケース3	ケース4
盛土			盛土		
固化盤	なし	あり	固化盤	あり	あり
Ac ₁ 層	初期含水比 w _i =150%	初期含水比 w _i =150%	Ac ₁ 層	初期含水比 w _i =100%	初期含水比 w _i =150%
バック			バック		
砂層	簾底	簾底	Ac ₂ 層	浮き	浮き
砂層			砂層 (非排水)		

図-10 実験ケース (シリーズ2)

した4ケースについて実験を行なった。

ケース4は、現地に一番近い状況を再現したもので、初期含水比150%のAc₁層上面に固化盤を設置し、袋詰めサンドドレーンをAc₂層中程まで打込んでいるケースである。ケース1と2では固化盤の影響を、ケース3と4ではAc₁層の初期含水比の影響を、及びケース2と4では砂杭の着底条件による影響をそれぞれ検討している。

6.2 実験方法

現地では、粘土地盤中に砂杭を打設して地盤改良が行われる。しかし、シリーズ2、3の実験では砂杭の密度コントロールや地盤の再現性を考慮して、直径2cmの砂の杭を凍結させて作製し、それを袋詰めて袋詰めサンドドレーンを作製した。その後、砂杭をアクリル容器内に立てておき、その周囲に粘土スラリーを流し込んで模型地盤を作製する方法を採用した。これは、各実験結果を直接比較するために、均一で再現性の高い改良地盤を作製するためである。

図-11にはケース4の模型地盤のセットアップ図を、

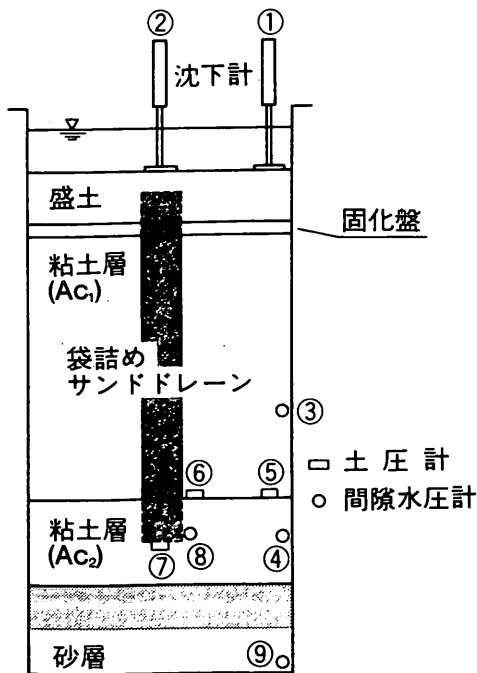


図-11 模型地盤のセットアップ図

表-7 現地と模型地盤の対応

地 盤	現 場 (Ⅲ期地区)	模 型
盛 土 材 料	建設残土	豊浦標準砂 鉛酸弾
圧 力	10~12 tf/m ²	36.05 gf/cm ² (9.02 tf/m ²)
固化盤 材 料	化学安定処理地盤	アクリル板
Ac ₁ 層 材 料	液渾ヘドロ	川崎粘土
層 厚	約 7 m	28 cm (7 m)
含水比	上層 110% 以上 中層 70~110% 下層 70% 以下 $\gamma' = 0.32 \sim 0.5 \text{ tf/m}^3$	初期含水比 150% または 100%
Ac ₂ 層 材 料	沖積粘土 正規圧密地盤 (一部過圧密)	川崎粘土
層 厚	$\gamma' = 0.4 \sim 0.7 \text{ tf/m}^3$ 20~30 m	0.4 kgf/cm ² で予圧密 10 cm (2.5 m)
ドレーン 材 料	CF ドレーン	不織布
引張強度	ポリエチレン	
よこ	51.6 kgf/5 cm	1.61 kgf/5 cm (40.25 kgf/5 cm)
よこ (接合部)	34.1 kgf/5 cm	2.18 kgf/5 cm (54.5 kgf/5 cm)
破断時の伸び		
よこ	59.0%	4.8% (4.8%)
よこ (接合部)	57.0%	51.5% (51.5%)
砂 杭 材 料		豊浦標準砂 凍結して作製 Dr=60%
直 径 (Dw)	40 cm~50 cm	2 cm (50 cm) (2.43 m に相当)
打設間隔	2.5 m	
等価有効円	2.825 m	10.9 cm (2.725 m)
直 径 (De)	5.65	5.45 (5.45)
$n = De/Dw$		

() 内は 25 g への換算値

表一七には現地と模型地盤の対応の概要をそれぞれ示した。ケース4を例に模型地盤の作製方法及び実験手順について以下に述べる。

(1) 袋詰めサンドドレーンの作製

まず、水中で攪拌、脱気を行った砂を内径2cm、長さ25cmのアクリルパイプ内に投入した(図一12)。アクリルパイプを振動台にセットして加振し(図一7参照)、所定の相対密度($Dr \approx 60\%$)に調整した後、冷凍庫に入れ砂杭を凍結させた。凍結にあたっては、図一13に示すような底部がアルミ製で、厚さ1cmのアクリルカバーを持つパイプ台を用い、砂杭の底部より徐々に凍るように工夫した。凍結した砂杭は電気モーター式の押出し装置によりアクリルパイプから押出した(図一7参照)。押出された2本の砂杭を連結し、その後全体の長さが37cmになるように両端を整形した。

袋詰めドレーンの袋は、日本バイリン(株)製のH-81015と呼ばれる不織布で、帯状に切取った後、両端を接着剤でとめて作製した。その後、準備した凍結砂杭を袋に挿入して袋詰めサンドドレーンの準備が完了する(図一14)。完成した袋詰めサンドドレーンは、模型地

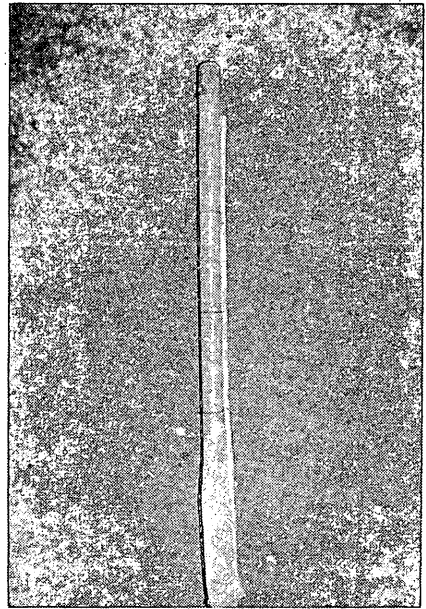
盤中に打設するまで冷凍庫中に保管した。なお、接着剤による接合部に関して素材の引張り試験を行ったが、接合部のない場合と引張り強度に差は見られなかった。さらに、模型実験後の観察からも接合部に異常が見られていないことから、接合部が弱点にはなっていないことが確認されている。

(2) 支持砂層及びAc2層の作製

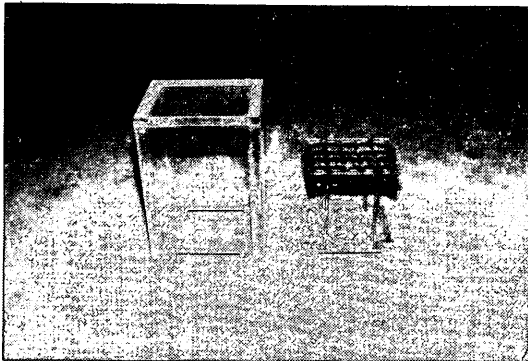
飽和した砂をよく突き固めて層厚約10cmの基盤砂層を作製した(図一15)。次に、試料と容器との摩擦を極力



図一12 砂試料の投入



図一14 袋詰めサンドドレーン



図一13 パイプ台



図一15 基礎砂層の作製

抑えるためアクリル円筒容器の内側にシリコンオイルを十分に塗布した後、約100%の含水比に調整した粘土スラリーを投入し、ペロフラムシリンダーを用いて0.4kgf/cm²の圧力の下で予備圧密を行なった。なお、現地のAc₂層の厚さは20m～30mであり、1/25では80～120cmの厚さになる。しかし、試料容器の深さの制約から模型では10cm(遠心場で2.5m)の層厚とした。これは、今回の研究対象が主に袋詰めサンドドレーンの改良対象であるAc₁層であるため、Ac₂層全層をモデル化する必要がないと判断したためである。

(3) 砂杭打設とAc₁層の作製

予備圧密の終了したAc₂層に直径2cm、深さ5cmの孔をあけ、あらかじめ用意しておいた袋詰めサンドドレーン(砂杭は凍結状態)をその孔に自立させた(図-16)。次に、所定の含水比に調整した粘土スラリーを砂杭周辺へ気泡が入らないように静かに投入した(図-17)。Ac₁層の層厚は28cmで、遠心場では7mに相当する。

(4) 固化盤の設置～敷砂投入

現地のAc₁層の表層はトラフィカビリティー確保のため、セメント混合処理による固化盤が2m～4mの厚さ

で形成されている。袋詰めサンドドレーンは、この固化盤を打抜いて打設する計画である。固化盤は不透水層と考えられ、粘土地盤中に発生した間隙水圧はサンドドレーンを通してのみ上部に排水できる。実験ではこの状況を再現するために、外径約10cm、内径約2cm、厚さ1cmのドーナツ状のアクリル板で固化盤を再現した。アクリル板をAc₁層上部にセットした後、盛土として豊浦標準砂を静かに投入した(図-18)。



図-16 砂杭の打設状況

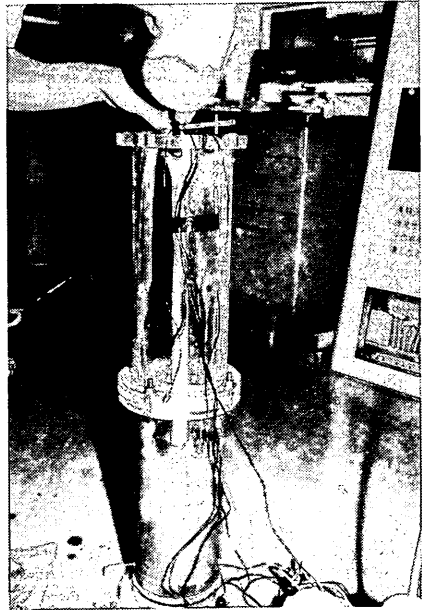


図-17 粘土スラリーの投入



図-18 盛土の作製

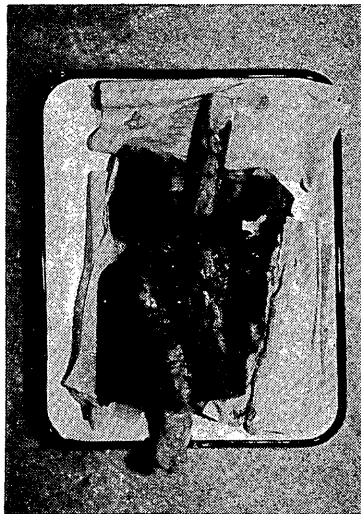
なお、実験シリーズ2を行う際、現地の圧密荷重に相当する盛土全体を模型地盤に投入し、25gにまで加速すると、加速中に模型地盤が破壊することが危惧された。そこで、シリーズ2については、圧密荷重を2～3段階に分けた。なお、シリーズ3ではその危険がないことが分かったので1回の盛土とした。

(5) 計測器の設置

模型地盤中には図-11に示したように多数の間隙水圧計、土圧計及び沈下計を設置した。地盤表面には2台の沈下計①と②を設置している。これは粘土地盤内に袋で

拘束された砂杭があることで、粘土の圧密にともない地盤と砂杭に凹凸を生じて沈下する可能性が考えられたためである。

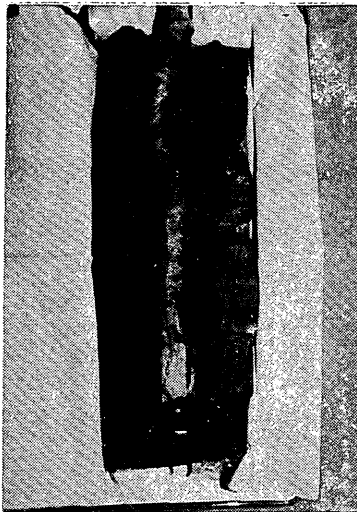
Ac₁層及びAc₂層中にセットした間隙水圧計③と④は、各層の圧密の進行状況を観察するものである。また、砂杭直下に設置した土圧計⑦は砂杭に作用する鉛直応力を計測するもので、Ac₁層底部に設置した⑤と⑥の土圧計との計測値とあわせて地盤内の土圧分布ならびに粘土地盤と砂杭との応力分担の割合を求めることができる。



(a) ケース1



(b) ケース2



(c) ケース3



(d) ケース4

図-19 砂杭の変形状況

(6) 遠心模型実験

まず、遠心模型実験装置に試料容器とカウンターバランスを搭載し、砂杭の解凍後に25gの遠心加速度の下で盛土及び粘土地盤による自重圧密させた。実験シリーズ2では、第一段階の圧密荷重は A_{ci} 層上面位置で 0.3kgf/cm^2 で、第二段階の圧密荷重は 0.9kgf/cm^2 である。圧密中は模型地盤表面の沈下量、地盤内の間隙水圧及び土圧を計測した。沈下量の計測から90%以上の圧密を確認した後、遠心装置を停止させ実験を終了した。

(7) 模型地盤の解体

圧密実験終了後、砂杭近傍と容器壁面付近の2ヶ所について深度方向に含水比分布を測定した。ここで測定された含水比から圧密応力を推定し、土圧計で得られる粘土地盤中の応力分布と対比した。その後、アクリル容器から模型地盤を注意深く取り出し砂杭の変形状態を観察した。

6.3 実験結果と考察

(1) 砂杭の変形状態

実験ケース1～4について、実験終了後の砂杭の変形状態を図-19に示した。ケース3を除き、砂杭は非常に大きく曲りくねる変形をしていることが分る。ケース3(図-19(c))は A_{ci} 層の初期含水比が100%と他より比べて小さく圧密沈下も小さいため、他のケースに比べると変形は比較的小さいことが分る。

初期含水比が150%のケース1, 2, 4について見ると、 A_{ci} 層の下層約5cmの範囲ではあまり大きな変形が生じていないが、 A_{ci} 層中層では著しい変形を受け砂杭は大きく曲がりくねっていることが見られる。周辺粘土から砂杭に作用する拘束圧が深さ方向に増加するため、拘束圧の小さい A_{ci} 層上層～中層に砂杭の大きな変形が集中して生じたものと思われる。

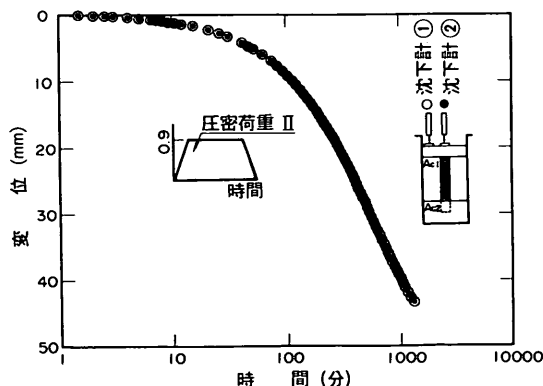


図-20 沈下～時間関係 (ケース4)

(2) 沈下～時間関係

図-20にはケース4の地表面での沈下～時間関係を示した。図中、沈下計①のプロットは杭間粘土の沈下を、沈下計②は砂杭頭部での沈下をそれぞれ示している。2つの測定値は、圧密初期より終了まで同じ値を示しており、改良地盤が一樣に沈下し地表面に凹凸を生じていないことを示している。このように地盤が一樣に沈下する傾向は他の全てのケースについても認められた。この理由として、図-19に示したように、圧密にともなって砂杭が曲りくねるような変形を生じ、その結果砂杭全体としての圧縮性が高くなったためと考えられる。

時間～沈下関係より、 $\sqrt{t}$ 法により t_{90} を求めると1140分となった。同様に、他のケースでの t_{90} を求め、図-21に計算値との比較を示した。図中、横軸は実験値で、縦軸はサンドドレーンの圧密解析でよく用いられるバロンの式⁹⁾による計算値と、サンドドレーンの存在を無視して(サンドドレーンの透水性が確保できなかったとして)テルツァギの一次元圧密理論⁹⁾で求めた計算値をそれぞれ表している。バロン式での計算値と比較すると、実験値と計算値とはほぼ45°の勾配の直線上に位置し、両者が比較的良好一致を示していることが分る。一方、一次元圧密理論との比較では、プロットは45°の直線より大きく上に位置しており、本計算法が実際の圧密時間を過大評価していることがわかる。以上より、圧密によって砂杭は大きく曲がりくねって変形するものの(図-19参照)、排水機能は確保されていることが確認された。また、不織布の透水性についても実用

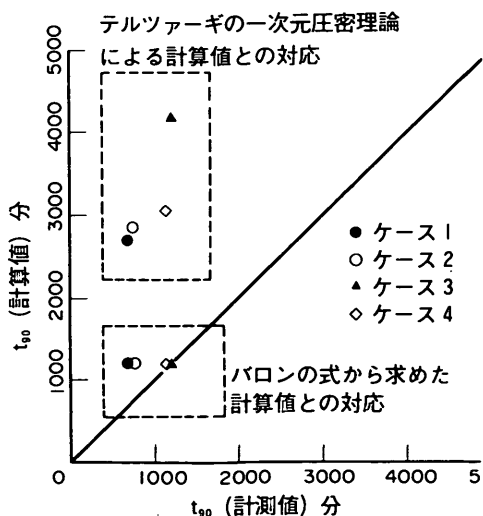


図-21 圧密時間の比較

上問題のないことも確認された。

(3) 地盤中の間隙水圧挙動

粘土地盤中の間隙水圧の時間変化を図-22に示した。図中の間隙水圧計③は A_{c1} 層底部より11cm上に設置されたもので、間隙水圧計④は基盤層から2.5cm上の A_{c2} 層中に設置されたものである。図には、各深度での全応力ならびに静水圧の計算値もあわせて示している。

圧密初期には、地盤内には全応力に等しい過剰間隙水圧が発生するはずであるが、いずれの計測値も計算値より小さい。しかし、圧密の進行に伴い、過剰間隙水圧は徐々に消散しほぼ静水圧に達する傾向が見られている。④の間隙水圧計はサンドドレーンの下端深度にほぼ等しい位置に設置されているが、③と同様な圧密速度を示しており、ドレーンの効果が良く表れている。

(4) 地盤中の土圧挙動

A_{c1} 層底部及び砂杭直下の土圧と時間の関係を図-23に示した。砂杭直下の土圧(⑦)は、圧密開始時には約 1.8 kgf/cm^2 の圧力を示しているが、圧密の進行に伴い増加する傾向を示し、約370分後には 2.2 kgf/cm^2 のピーク値を示している。その後、圧力は約 1.9 kgf/cm^2 にまで減少する傾向を示している。このことは、砂杭へ集中した圧密圧力が砂杭の変形の進行にともない再配分していくことを示している。すなわち、砂杭の圧縮剛性は粘土地盤の剛性に比べて大きいので、圧密初期には砂杭に圧密荷重が集中する。しかし、砂杭への応力集中がある程度大きくなると、周辺からの拘束圧では支持しきれなくなり、砂杭に曲りくねるような変形が生ずるようになる。一旦、砂杭が曲がり始めると、砂杭の圧縮剛性がさらに小さくなり、その結果として砂杭への応力が再配分されていくものと考えられる。

砂杭より5cm離れた位置での土圧⑤は、圧密の進行にともない減少する傾向が見られ、砂杭へ圧密応力が集中

することによって粘土に作用する圧密応力が減少したためと考えられる。しかし、⑤の土圧には圧密終了時まで一様な減少傾向が続き、土圧(⑦)に減少傾向が見られた後もこの減少傾向は変化していない。また砂杭近くの土圧⑥は多少増加するが全体的にはほぼ一定の値を示している。

土圧計⑦は、⑤⑥の土圧計に比べ約2.5cm深い位置にセットされている。そこで、⑦の計測値を⑤、⑥と同じ A_{c1} 層底部の深度に換算し、地盤内の圧力分布を図-24に示した。図中、縦軸は圧力を、横軸は容器壁面から砂杭方向への距離をそれぞれ表している。圧密開始時($U=0\%$)には、粘土及び砂杭に作用している土圧はほぼ 1.5 kgf/cm^2 で一定であったが、圧密の進行にともない砂杭への応力集中と粘土部分の圧力減少が顕著に認められる。

(5) 含水比測定結果

(4)では土圧計の計測値より砂杭への応力集中を検討してきた。しかし、計測値には土圧計の取付け精度や土圧計自身の計測精度などが計測値に大きな影響を及ぼしている可能性が高い。そこで、粘土地盤中の含水比からも圧密応力を推定して応力分担の再確認を行なうこととした。

図-25は、実験終了後に測定した含水比の深度分布を示したもので、容器壁面付近と砂杭近傍の2点での値を示している。遠心場での実験では、自重の効果が大きいので、計算では深さ方向に含水比が小さくなるはずである。しかし、本実験の場合には、容器側面の摩擦の影響のためか、深度方向にほぼ一定となる測定値が得られている。図より砂杭近傍の粘土の含水比(Δ)は、壁面付近の粘土の含水比($\circ$)より小さな値を示しており、砂杭近くの粘土層により大きな圧密応力が作用したことが認められる。

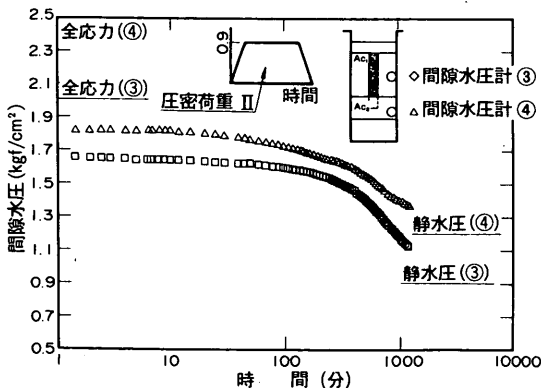


図-22 間隙水圧～時間関係

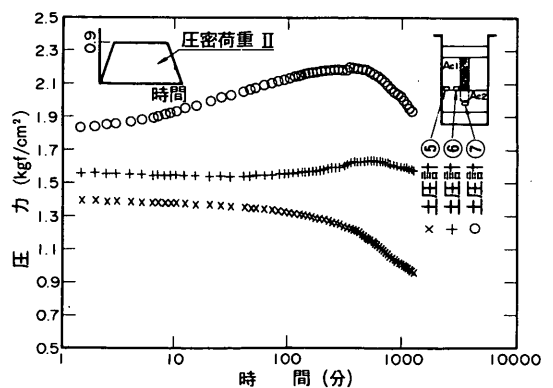


図-23 土圧～時間関係

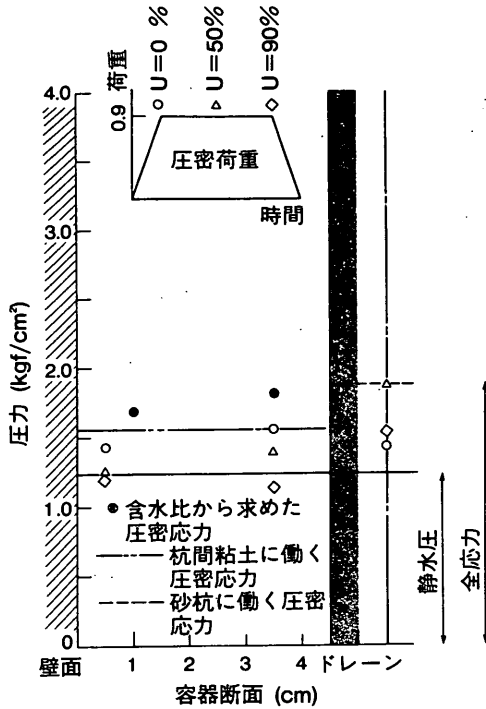
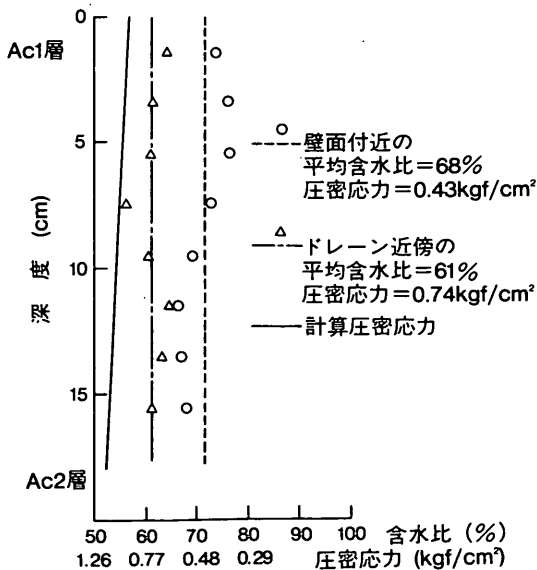

図-24 Ac₁層底部での圧力分布


図-25 含水比分布

含水比分布と $e \sim \log P$ 関係より圧密圧力を推定し図に示した。その結果、壁面付近では 0.48 kgf/cm^2 、砂杭近傍では 0.69 kgf/cm^2 程度の圧力が作用したことが推定できる。ここで求められた圧密応力に静水圧を加え図-24に土圧計による計測値とあわせて示した。含水比から推定される圧密応力(●)は、壁面付近、砂杭近傍ともに土圧計での計測値(○, △, ◇)の最大値とほぼ同じ値であり、土圧計による計測値の信頼性を確認することができた。土圧計及び含水比結果をもとに粘土と砂杭の応力分担比を推定すると1:1.6程度の値が得られた。

7. 袋の剛性の影響に関する実験 (シリーズ3)

シリーズ3では、袋の剛性の影響を比較検討するための実験を行なった。

7.1 実験ケース

シリーズ3では、図-11に示す地盤条件で一定とし、袋の剛性を変化させて、表-8に示す合計7ケースの実験を行なった。

7.2 実験方法

模型地盤の準備はシリーズ2と同じであるので、6.2を参照されたい。

シリーズ3の実験ケースのうちケース7は、圧密中の砂杭の変形過程を詳細に観察するために行ったものである。実験では、ケース1と同じ地盤条件の模型地盤を5台用意して、一斉に遠心場で自重圧密させた。地盤表面の沈下量より圧密度を求め、圧密度が10%に達した時点で一旦遠心装置を停止し、一つの模型地盤を遠心装置より取り外した。その後、残りの模型地盤を25gの加速度に再度立ち上げ、圧密を続行させた。そして、圧密度が、20%, 40%, 70%に達した時に、一台づつ遠心装置から取り外した。取り外した模型地盤は、凍結させ各段階での砂杭の変形状況を観察した。なお、5つの模型地盤の

表-8 実験ケース及び結果

	シリーズ2				シリーズ3						
	1	2	3	4	1	2	3	4	5	6	7
□化型	なし	あり	あり	あり	なし	あり	あり	あり	あり	あり	あり
Ac ₁ 層	150%	150%	100%	150%	150%	150%	150%	150%	150%	150%	150%
含水比	なし	なし	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり
Ac ₂ 層	なし	なし	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり	あり
材料	H-81015	H-81015	H-81015	H-81015	E1020	H-81015	A1030	A1030	E1020	E1020	E1020
剛性(kgf/cm ²)	8.8	8.8	8.8	8.8	1.5	8.8	14.0	14.0	16.0		1.5
水平方向	17.5	17.5	17.5	17.5	16.0	17.5	5.0	5.0	1.5		16.0
鉛直方向	40.3	40.3	40.3	40.3	44.3	40.3	293.0	293.0	217.0		44.3
土圧ピーク時の砂杭の圧縮率(%)	27.0	27.0	27.0	27.0	217.0	27.0	139.0	139.0	44.3		217.0

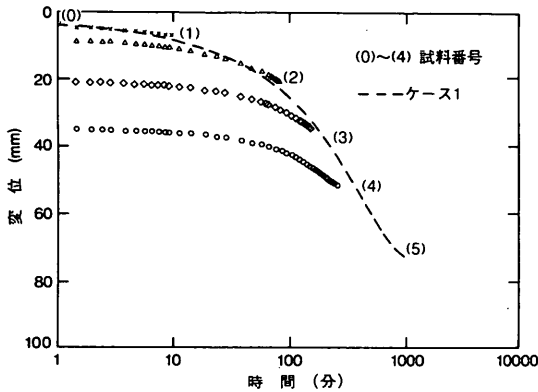


図-26 沈下～時間関係

うちの1つは、遠心場での圧密を行わずに模型地盤を解体し、砂杭の初期の状態を観察した。

7.3 実験結果と考察

現地とはほぼ等しい剛性の袋を使用したケース1及び7の実験結果を中心に実験結果について検討を行なう。

(1) 地盤の圧密沈下と砂杭の変形状態

図-26には、ケース7の実験で得られた沈下～時間関係を示した。図中、時間は実験開始時よりの通算の時間ではなく、各試料ごとについて25gに到達してから時間で表している。また、破線は同一の地盤条件であるケース1での実験結果を表している。図より、各地盤の圧密終了時の沈下はほぼ破線上に位置しており、各地盤が同

一の試料の圧密段階ごとの変形を再現していることが確認できる。

実験で得られた圧密中の砂杭の変形状況を図-27に示した。図中、数字は図-26に示した圧密段階を示している。また、圧密度90%の時の砂杭の状態はケース1のものである。

図より、遠心実験前(0)及び圧密初期(1)には、まっすぐに自立していた砂杭が、圧密の進行にともない、粘土地盤内で徐々に曲りくねる変形を生じ(2)→(4)、実験終了時(5)には大きく曲がりくねる変形を生じている様子が明瞭に見られる。

粘土地盤は十分に練り返したスラリーを使用したため、载荷初期にはきわめて均一な地盤と推定できる。しかし、 A_{c1} 層の圧密沈下量は、模型地盤作製時から実験終了時まで約11cmで初期層厚(28cm)の40%にも達する大きなものである。そのため、砂杭が拡幅する一次元的な圧縮変形だけではこの様な大きな圧密沈下を吸収することができず、図に見られるような曲がりくねる変形が生じたものと思われる。同様の傾向は袋詰めしていないケース6も含めて、すべてのケースで見られた。なお、袋で補強したいづれのケースでも、砂杭の変形による袋の破断等は見られなかった。

(2) 沈下～時間関係

図-28は、ケース1での地盤表面の沈下と時間の関係を示したものである。図中、沈下計①は杭間粘土の沈下状況を、沈下計②は砂杭頭部の沈下状況をそれぞれ示している。両者は圧密初期より終了まで同じ値を示してお

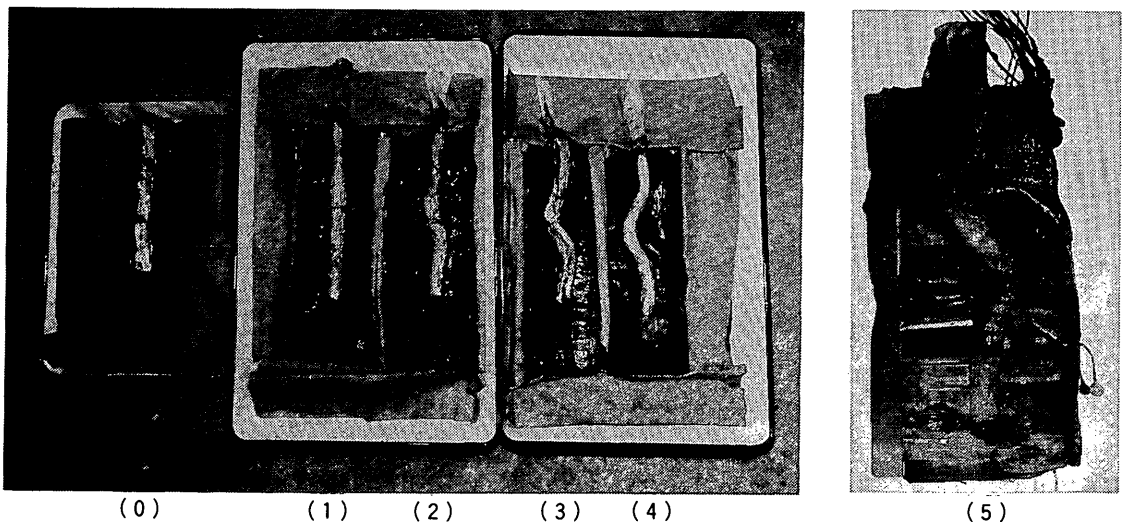


図-27 砂杭の変形状況

り、地盤表面が一様に沈下したことが分る。他のケースの実験についても同様の傾向が見られている。

シリーズ2と同様に時間～沈下関係より $\sqrt{t}$ 法で t_{90} を求め、バロン式による計算値と比較した。その結果、実験値はバロン式による計算値と良い一致を示しており、袋詰め砂杭の透水性が確保されていたことがここでも確認できた。

(3) 地盤中の土圧挙動

ケース1で得られた土圧～時間関係を図-29に示した。シリーズ2の場合と同様に、砂杭直下の土圧(⑦)は圧密の進行に従い徐々に増加し、やがてピークを迎えた後は急速に減少している。また、粘土地盤に作用する土圧は圧密中一様に減少する傾向が見られている。

図には図-27に示した砂杭の状態に対応する(1)～(5)の番号もあわせて示している。砂杭の変形状況と比較しながら土圧の変化を検討する。まず、圧密初期には粘土地盤中には過剰間隙水圧が発生し砂杭への応力集中は発

生していない。初期の圧密過程((1)→(2))では、砂杭は袋の効果によって変形を抑制されるため、砂杭へ圧密荷重が集中する。しかし、地盤の圧密沈下が進むと、砂杭に曲がりくねる変形が生じ始め、ある程度変形が進と((3)→(4))、砂杭全体としての圧縮剛性が減少して地盤内の圧密圧力の再配分が生ずるものと考えられる。その後は、砂杭は大きく曲りくねるため、さらに剛性が小さくなるため、圧力の再配分も加速され、砂杭に作用する土圧は急速に減少する。

なお、圧密圧力が再配分し始める時の砂杭の圧縮率(沈下量/Ac1層初期層厚)を求め、表-8に示した。表より、圧縮率は袋の剛性にはほとんど関係なく、地盤作製時より加算して30%～35%であった。

(4) 応力分担比

シリーズ2での検討と同様に、砂杭と粘土との応力分担比について、土圧計及び含水比分布より検討を加える。図-30は、ケース1について求められた地盤内の土圧分布である。同図より、粘土地盤及び砂杭に作用している平均的な応力分担比として2.0の値が得られた。

ケース2～6についても同様の整理を行ない、袋の引張り剛性との関係を図-31に示した。図の縦軸には応力

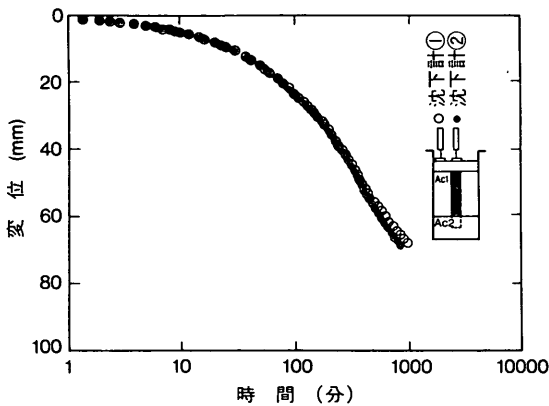


図-28 沈下～時間関係

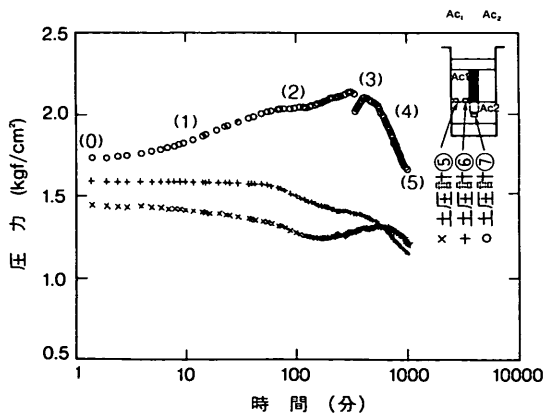


図-29 土圧～時間関係

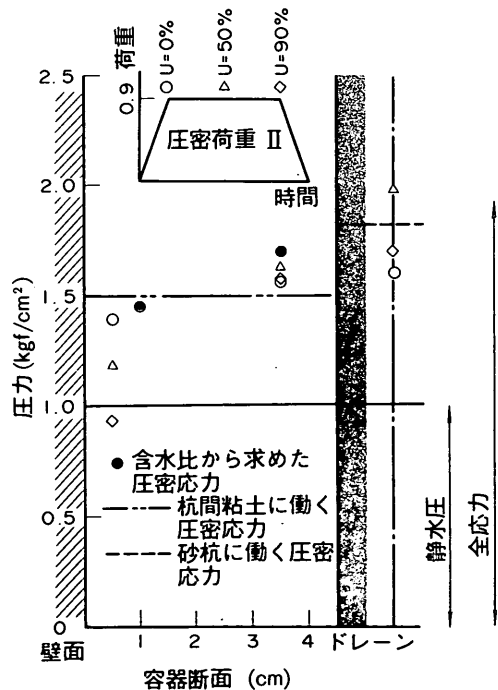


図-30 地盤内土圧分布

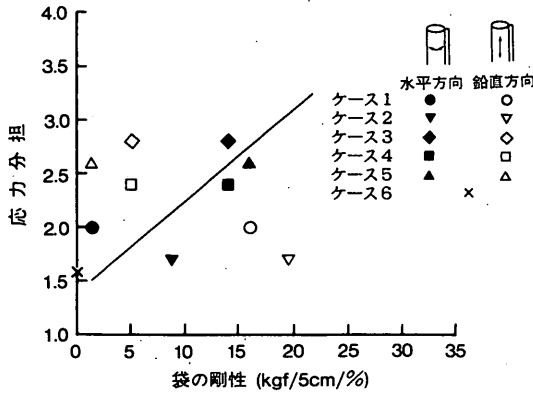


図-31 袋の引張り剛性と応力分担比

分担比を、横軸には袋の引張り剛性をそれぞれ示している。なお、袋を用いないケース6は、袋の剛性を0として図に示している。実験で用いた袋は繊維の方向で引張り剛性及び強度が異なっているため、図では砂杭の鉛直方向ならびに水平方向の剛性の2つについて示している。先に示したように砂杭は大きく曲がるため、砂杭には曲げ引張りが生じ、その結果として鉛直方向の剛性の影響が大きく表れることが予想された。図-31を見ると(○, ▽, ◇, □, △印), 鉛直方向の剛性の増加につれて応力分担比が2.5から1.5程度まで減少していくようにも見られるが、袋のないケース6の値(×印)が約1.6と小さいことを考えると、これは後に述べる水平方向の剛性の影響があらわれた結果と見る方が良くと考えられる(これは袋を作製するにあたり、同一素材より水平及び鉛直方向に切り出したためである)。このように、砂杭の鉛直方向の剛性の影響が小さかったのは、曲げによる引張りひずみと砂杭の圧縮ひずみが相殺したためと考えられる。

一方、水平方向の剛性との関係について見ると(●, ▼, ◆, ■, ▲印), データに多少のばらつきは見られるが剛性の増加につれ、応力分担比もほぼ直線的に増加する傾向が見られた。また、袋詰めされていない砂杭の場合にも、1.4~1.6程度の応力集中が生ずることも分った。

(5) 応力集中の沈下への影響

これまでの検討より、砂杭への応力の集中は袋の水平方向の引張り剛性に比例して増加することが明らかになった。そこで、ここでは応力集中による沈下への影響について、SCP改良地盤の沈下低減率の計算に用いられる下式を用いて検討する。

SCP改良地盤の沈下の計算では、まず砂杭のない場

合の沈下量を一次元圧密理論より求め、それに沈下低減率 β を掛合わせて改良地盤の沈下を求めている。沈下低減係数 β は、応力分担比と砂杭の置換率との関数で、下式で表される¹⁰⁾。

$$\beta = 1 / (1 + (n-1) * As) \quad \dots\dots (1)$$

ここに

β : 沈下低減率

n : 応力分担比

As : 砂杭の置換率

実験で求められた応力分担比を用いて沈下低減率を求めると、下の値が得られる。

$$\beta = 0.98 \quad (n=1.5, As=0.034)$$

$$\beta = 0.94 \quad (n=3.0, As=0.034)$$

サンドドレーンの場合には砂杭の占める面積割合が小さいため、この程度の応力分担比では沈下阻止には大きな影響を及ぼさないことがわかった。

8. 弾性モデルによる応力集中の検討

図-31に示した袋の剛性の応力分担比への影響について、弾性論による簡便な計算で求めることが可能かどうか検討した。

8.1 弾性モデル

まず、袋、サンドドレーン及び周辺粘土を弾性体と仮定し、円柱状と中空円柱状の2種類の弾性体からなる複合体を考える(図-32参照)。各弾性体に作用する鉛直圧力を σ_{z1} , σ_{z2} とすると、その比(σ_{z1}/σ_{z2})が求める

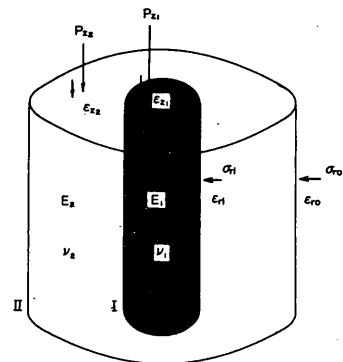


図-32 弾性解析モデル

応力分担比である。その際、未知数は、 σ_{z1} , σ_{z2} の他に ϵ_{z1} , ϵ_{z2} , σ_{r1} , σ_{r0} , ϵ_{r1} , ϵ_{r0} の合計8個である。

円柱ならびに中空円柱のそれぞれに、独立して軸方向、半径方向の圧力が作用したときの各ひずみは、材料力学の教科書を参考にすると次式の様に表すことができる。

円柱について

$$\epsilon_{z1} = \frac{1}{E_1} \cdot (\sigma_1 - 2 \cdot \nu_1 \cdot \sigma_{r1}) \quad \dots\dots(2)$$

$$\epsilon_{r1} = \frac{1}{E_1} \cdot \{ (1 - \nu_1) \cdot \sigma_{r1} - \nu_1 \cdot \sigma_{z1} \} \quad \dots\dots(3)$$

中空円柱について

$$\epsilon_{z2} = \frac{1}{E_2} \cdot \{ \sigma_{z2} - \nu_2 \cdot (\sigma_r + \sigma_\theta) \} \quad \dots\dots(4)$$

$$\epsilon_{r2} = \frac{1}{E_2} \cdot \{ \sigma_r - \nu_2 \cdot (\sigma_{z2} + \sigma_\theta) \} \quad \dots\dots(5)$$

$$\epsilon_{\theta 2} = \frac{1}{E_2} \cdot \{ \sigma_\theta - \nu_2 \cdot (\sigma_{z2} + \sigma_r) \} \quad \dots\dots(6)$$

ただし、

$$\sigma_r = a + \frac{b}{r_2^2} \quad \sigma_\theta = a - \frac{b}{r_2^2}$$

$$a = \frac{\sigma_{r1} \cdot r_1^2 - \sigma_{r0} \cdot r_2^2}{r_2^2 - r_1^2}$$

$$b = \frac{r_1^2 \cdot r_2^2 \cdot (\sigma_{r0} - \sigma_{r1})}{r_2^2 - r_1^2}$$

ここに

- E_1 : 円柱のヤング率
- E_2 : 中空円柱のヤング率
- r_1 : 円柱の半径
- r_2 : 中空円柱の外面の半径
- ϵ_{z1} : 円柱の軸ひずみ
- ϵ_{r1} : 円柱の半径方向ひずみ
- ϵ_{z2} : 中空円柱の軸ひずみ
- ϵ_{r2} : 中空円柱の半径方向ひずみ
- $\epsilon_{\theta 2}$: 中空円柱の接線方向ひずみ
- ν_1 : 円柱のポアソン比
- ν_2 : 中空円柱のポアソン比
- σ_{z1} : 円柱に作用する鉛直応力
- σ_{z2} : 中空円柱に作用する鉛直応力
- σ_{r1} : 円柱から中空円柱に作用する半径方向応力
- σ_{r0} : 中空円柱の外面に作用する半径方向応力

境界条件は、図-32に示すように以下の3点で、1)は複合体としての条件、2)及び3)は載荷の条件である。

- 1) Iの面での力の釣合い条件とひずみの適合条件
- 2) 上面でのひずみが一樣

$$(\epsilon_{z1} = \epsilon_{z2})$$

3) IIの面での半径方向の変位が0

$$(\epsilon_{r0} = 0 \text{ at } r = r_2)$$

(2) ~ (6)式について整理すると、応力分担比を求めることができる。

一方、袋詰めされた砂杭(以下、CFドレーンと表わす)の応力~ひずみの関係は、袋のフープテンションを考慮すると、次式で表わすことができる。

$$\epsilon_z = \frac{R \cdot E_s}{E_s \cdot R - 2 \cdot E_t \cdot t} \cdot \frac{1}{E_s} \cdot (\sigma_z - 2 \cdot \nu_s \cdot \sigma_r) \quad \dots\dots(7)$$

$$\epsilon_r = \frac{R}{R - (1 - \nu_s) \cdot E_t \cdot t} \cdot \frac{1}{E_s} \cdot \{ (1 - \nu_s) \cdot \sigma_r - \nu_s \cdot \sigma_z \} \quad \dots\dots(8)$$

ここに、

- E_t : 袋の引張り剛性
- R : 袋の半径
- t : 袋の厚さ
- ϵ_z : CFドレーンの軸ひずみ
- ϵ_r : CFドレーンの半径方向ひずみ
- σ_z : CFドレーンに作用する鉛直応力
- σ_r : CFドレーンに作用する半径方向応力

(2)(3)式に(7)(8)の応力~ひずみ関係を代入して計算すると、袋の引張り剛性と応力分担比の関係を求めることができる。

8.2 計算結果と考察

ここでは、計算に必要な粘土と砂の弾性定数の求め方について述べる。

排水条件での粘土のヤング率(E_c)は、標準圧密試験で求めた体積圧縮係数(m_v)から推定することが可能で、計算の結果 $E_c = 20 \text{ kgf/cm}^2$ の値が得られる。砂杭のヤング率(E_s)は、砂杭が大きく変形していることを考慮して、砂の三軸試験¹¹⁾でのピーク時の割線弾性係数をもとに、拘束圧レベルも考慮して $E_s = 40 \sim 60 \text{ kgf/cm}^2$ とした。また、粘土及び砂のポアソン比は、いずれも0.33とした。

上記の材料定数の他に実験での幾何学的条件を代入して計算すると、図-33に示すような関係が得られた。図中、縦軸には応力分担比を、横軸には袋の引張り剛性をそれぞれ示している。計算結果の範囲をハッチして示したが、計算値は砂杭のヤング率によって大きく異なる傾向が見られる。図には実験で求めた応力分担比も●で示

	Es (kgf/cm ²)	Ec (kgf/cm ²)
---	60	20
—	40	20
●	実験値	

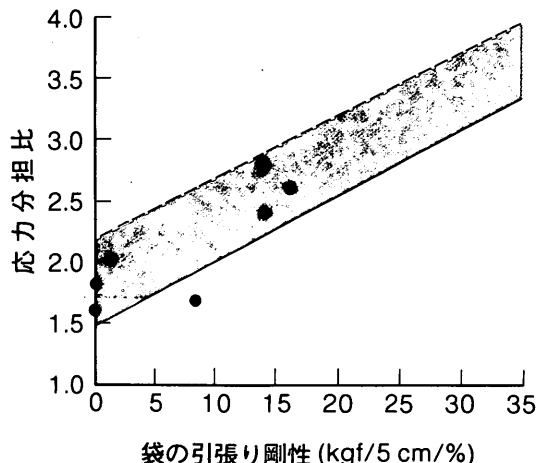


図-33 袋の引張り剛性と応力分担比

したが、計算値はこれらの実験値をほぼカバーしており、弾性論による簡便な計算でも袋詰めサンドドレーンの応力分担比の概略値を求めることができることが分った。

9. 結論

本研究で得られた結果を以下にまとめて示す。

- 1) 遠心模型実験装置を用いた模型実験で、袋詰めサンドドレーンによる改良地盤の圧密挙動を再現できることが分った。
- 2) 超軟弱な地盤中では袋詰めされていない砂杭は自立することが出来ず、袋詰めサンドドレーンの必要性が明らかになった。その限界の含水比は、本研究では170%程度であった。
- 3) 袋詰めサンドドレーンおよび袋詰めしていないサンドドレーンともに、圧密沈下にともない非常に大きく曲がりくねる変形が見られた。今回の実験条件の範囲では、砂杭や袋に破断は見られず、排水機能が確保され、その圧密速度はバロンの式による計算値と良く一致した。
- 4) 軟弱地盤中に打設された砂杭には圧密荷重が集中する。応力分担比は袋の水平方向の剛性に大きく影響を受け、その大きさは袋の剛性にほぼ比例する。しかし、砂杭の占める面積が小さいため実験した条件

では、袋の引張り剛性が20kgf/5cm/%程度以内では、沈下低減係数は95%程度異常であり、影響は小さいことが分った。

- 5) 袋詰めサンドドレーンが超軟弱地盤中で安定性にも優れ、砂杭への応力集中も比較的小さいことが分り、本工法の超軟弱地盤への適用性の高さが確認された。
- 6) 材料定数を適切に設定することで、簡便な弾性計算によっても、袋詰めサンドドレーンの応力分担比を説明できることがわかった。

あとがき

本研究では羽田第Ⅲ期地区の地盤をモデル化した地盤について、袋詰めサンドドレーンの挙動の確認及びその適用性を検討した。しかし、本研究の成果は東京国際空港沖合展開事業の現場に留らず、現在及び将来遭遇する超軟弱な地盤に対しても大いに役立つものと確信している。
(1992年11月30日受付)

謝辞

本研究を実施するにあたって、運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所の方々には、現地情報の提供、素材試験等に、また、復建調査設計(株)には、本実験の遂行にあたり多大な御協力をいただいた。末尾をかりて感謝の意を呈する。

参考文献

- 1) 高見之孝：東京国際空港の沖合展開，土木学会誌，1984，pp..
- 2) 高見之孝：運輸省羽田沖地盤改良工法の現況と展望，基礎工，1985，pp..
- 3) 田中洋行，豊田奉節，足立二雄：東京国際（羽田）空港沖合展開地区の土質特性について，第22回土質工学研究発表会，1987，pp.167～170.
- 4) 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—，港湾技術研究所講演会講演集，1985，pp.119～184.
- 5) 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，No 3，1988，pp.185～203.
- 6) 藤井齊昭：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，p.314.

- 7) 運輸省港湾技術研究所土質部地盤改良研究室：袋詰めサンドドレーンによる圧密挙動の遠心模型実験，平成3年度受託試験報告書，1992.
- 8) 中ノ堂裕文，若槻好孝：東京国際空港上部袋詰めサンドドレーン適用性検討調査，復建技報，Vol.17，1992，pp.129～138.
- 9) 山口柏樹：土質力学（全改訂），技報堂出版，1984，415p.
- 10) 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—，No.669，1990，pp.3～52.
- 11) 高野公寿，龍岡文夫，山田真一：三軸試験における端面摩擦除去について，第16回土質工学研究発表会発表講演集，1981，pp.489～492.

記号一覧表

As	：砂杭の置換率
de	：等価有効円の直径
dw	：ドレーンの直径
E ₁	：円柱のヤング率
E ₂	：中空円柱のヤング率
E _c	：粘土のヤング率
E _s	：砂のヤング率
E _t	：袋の引張り剛性
m _v	：粘土の体積圧縮係数
n	：応力分担比
r ₁	：円柱の半径
r ₂	：中空円柱の外面の半径
R	：砂杭の半径
t	：袋の厚さ
β	：沈下低減率
ε _r	：CF ドレーンの半径方向ひずみ
ε _{r1}	：円柱の半径方向ひずみ
ε _{r2}	：中空円柱の半径方向ひずみ
ε _z	：CF ドレーンの軸ひずみ
ε _{z1}	：円柱の軸ひずみ
ε _{z2}	：中空円柱の軸ひずみ
ε _{θ2}	：中空円柱の接線方向ひずみ
ν ₁	：円柱のポアソン比
ν ₂	：中空円柱のポアソン比
σ _r	：CF ドレーンに作用する半径方向応力
σ _{ri}	：円柱から中空円柱に作用する半径方向応力
σ _{ro}	：中空円柱の外面に作用する半径方向応力
σ _z	：CF ドレーンに作用する鉛直応力