

運輸省港湾技術研究所

= 2-2 コレクション

# 港湾技術研究所 報告

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

資料係  
文献複写  
禁持出

VOL. 10

10

NO. 3

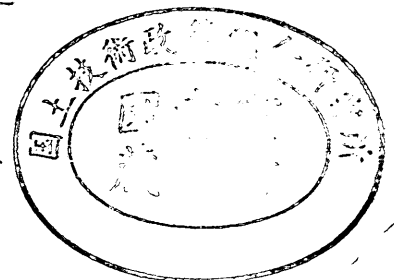
3

SEPT. 1971

MAR.

1971

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告は第7巻第1号より年4回定期的に刊行する。  
報告の入手を希望する方は論文番号を明記して港湾技術研究所長に申し込んで下さい。

The Report of the Port and Harbour Research Institute is published quarterly, either in Japanese or in occidental languages. The title and synopsis are given both in Japanese and in occidental languages.

The copies of the Report are distributed to the agencies interested on the basis of mutual exchange of technical publication.

Inquiries relating to the Report should be addressed to the director of the Institute specifying the numbers of papers in concern.



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第10巻 第3号 (Vol. 10, No. 3), 1971年9月 (Sept. 1971)

## 目 次 (CONTENTS)

1. 来島海峡潮流模型実験 (第1報)  
..... 木村久雄・宮原英治・須藤 茂  
柴山煒彦・浜田徳一..... 3  
(A Model Experiment on a Tidal Current at the Kurushima Strait (1st Report)  
..... Hisao KIMURA, Hideharu MIYAHARA, Shigeru SUDO, Akihiko  
SHIBAYAMA and Tokuichi HAMADA)
2. クイの負の周面摩擦についての近似計算法..... 沢口正俊..... 67  
(Approximate Calculation of Negative Skin Friction of a Pile  
..... Masatoshi SAWAGUCHI)
3. 砂質土の現場 CBR と室内 CBR の関係  
..... 須田 澁・佐藤勝久・吉田富雄..... 89  
(The Relations between Field and Laboratory CBR Values of Sandy Soils  
..... Hiroshi SUDA, Katsuhisa SATO and Tomio YOSHIDA)
4. 砂杭を打設した粘性土地盤の挙動  
——衣浦港における実験について——..... 木庭宏美・堀江宏保.....135  
(Behavior of Cohesive Soil Stratum with Driven Sand Piles  
—On the field tests at Port of KINUURA—  
..... Hiromi KOBAYASHI and Hiroyasu HORIE)
5. コンテナ埠頭の規模および荷役方式に関する考察  
..... 奥山育英・中井典倫子・久保重美.....159  
(Study on Determination of Container Yard Requirements and Container Handling  
System..... Yasuhide OKUYAMA, Noriko NAKAI and Shigemi KUBO)
6. 浚渫土質と掘削機構に関する研究 (第1報) ..... 岩田尚生.....237  
(Study on the Soil to be Dredged and the Mechanism of an Excavation (The first  
report) ..... Hisao IWATA)
7. 超音波斜入射が測深精度と反響記録特性に及ぼす影響について  
..... 木原純孝・奥出 律.....265  
(Study on Echo-Sounder—Effect of Oblique-Incident Ultrasonic wave on Echo-  
Sounding precision and Echo-Recording Characteristics—  
..... Sumitaka KIHARA and Tadasu OKUDE)

## 4. 砂杭を打設した粘性土地盤の挙動

——衣浦港における実験について——

木庭宏美\*・堀江宏保\*\*

### 要 旨

地盤改良を目的として軟弱な粘性土地盤に砂杭を打設するとき、粘性土ははじめに攪乱されてかえって強度を減少する。しかし多くの地盤改良工事においては砂杭打設直後に載荷を開始するため、載荷による強度増加が攪乱による強度減少と重合し、攪乱による強度減少だけを抜き出して観測できる例が少ない。またそのような粘性土の強度の回復についても全く同じことがいえる。このため砂杭打設による粘性土の強度低下は過小評価され勝ちであるが、地盤改良工法の合理化をはかる上では、それらを正確に把握し、また広く砂杭を打設した粘性土地盤の挙動を観測する必要がある。

衣浦港において行なわれた砂杭打設の実物大実験においては、砂杭打設直後の地盤から粘性土試料を採取してその強度低下の模様を観測し、また砂杭打設後の約1ヶ月の期間を限り載荷重を置くことなく、この期間中における粘性土の強度回復の模様を観測することができた。その結果、砂杭の打設法によっては攪乱による強度低下は無視できない大きさに達し、その強度の回復にはかなりの長期間を要することがあるから、地盤改良工法の合理化を考える上で、攪乱による強度低下を重視する必要があることがわかった。さらに載荷後の地盤の挙動についても観測して、砂杭が地盤の沈下につれて締め固められること、ならびに砂杭は地盤の沈下を妨げる機能をもっていることなどがわかった。

---

\* 土質部長

\*\* 土質部 土質試験課

#### 4. Behavior of Cohesive Soil Stratum with Driven Sand Piles

—On the field Tests at Port of KINUURA—

**Hiromi KOB\***

**Hiroyasu HORIE\*\***

#### Synopsis

Sensitive clays may be disturbed by the driving of sand piles, which results in the decrease in shear strength. So far very few case records of such sand piles works are available, in which the decrease in clay strength due to driving and succeeding recovery are reported.

In an attempt to improve the design method for soil stabilization by sand piles, a full scale test was performed at port of Kinu-ura. Many sand piles were driven in the alluvial deposit, and the change in soil strength and settlement were observed.

The shear strength of clay was observed to decrease to some extent due to the driving of sand piles, and then recover slowly due to reconsolidation under the overburden pressure. Rate of recovery in shear strength of the disturbed clay was somewhat smaller than that of strength increase estimated from the theory of consolidation for undisturbed clays.

Standard penetration test results showed that the sand piles were densified as the consolidation of the surrounding clay proceeded. Also it was found that the sand piles had an effect of reducing the settlement of the clay stratum.

---

\* Head of Soils Division

\*\* Member of the soil test and investigation section, Soils Division

## 目 次

要 旨 .....	135
1. ま え が き .....	139
2. 実 験 概 要 .....	139
2.1 実験対象地盤の性質 .....	139
2.2 実験の規模 .....	140
2.3 実験のための工事の概要 .....	143
2.4 粘性土の試料採取 .....	144
2.5 砂杭の標準貫入試験 .....	145
2.6 沈下の観測法 .....	145
3. 実験結果とその解析 .....	145
3.1 粘性土の強度変化 .....	145
3.2 粘性土の変形係数と破壊ひずみ .....	148
3.3 粘性土の強度回復についての解析 .....	149
3.4 砂杭の縮まり具合とその変化 .....	152
3.5 沈下の観測結果とその解析 .....	153
4. 結 論 .....	155
5. あとがき .....	156
参考文献 .....	156

## 1. まえがき

軟弱な粘性土地盤上に構造物を建設するにあたって、地盤の強度を増加させることが必要な場合が多い。サンドドレーン工法はこのような場合にしばしば採用され、著しい効果が認められている。その設計法も施工法も標準的な方法がほぼ定まってきているが、工事中における地盤の挙動、すなわち砂杭を打設した粘性土地盤の挙動は複雑であって、まだよくわかっていない点が少なくない。サンドドレーン工法の一そうの合理化をはかり、また他の多くの地盤改良工法と比較して同工法の得失を考えるような場合には、このような不明の点についてもよく研究しておくことが必要であるように思われる。本研究においてはわが国の代表的な軟弱地盤に実物大の砂杭を打設し、従来満足な説明がなされていない次の諸点に重点をおいて調べてみた。

(1) 砂杭打設による粘性土の攪乱の模様と、その攪乱によって低下した粘性土の強度がサンドドレーン工事の進行とともに変化してゆく模様。

(2) 砂杭の締めり具合いと、その締めり具合いがサンドドレーン工事の進行とともに変化してゆく模様。

(3) 沈下特性を異にする粘性土の部分と砂杭の部分との相互作用により地盤が沈下してゆく模様。

上記のうち(1)に関しては、粘性土のうける攪乱の程度が砂杭の打設法によって相違すると考えられるが、現在もっとも普通に行なわれている砂杭打設法は、鋼管の先端を閉じてこれを地中に打ち込み管頭から砂を管内に流し込むと同時に鋼管だけを引抜く方法である。この方法によるときは鋼管の貫入に際して排除する土の容積を周囲の粘性土のせん断破壊によって吸収させることになるから、攪乱がかなり広い範囲の土におよぶものと思われる。このことは飽和粘性土の場合にもっとも著しくあらわれるであろうが、アメリカにおいてはこのような欠点を避けるために種々の砂杭打設法が実施されてきた。たとえばジェット(射出水)を用いて鋼管が排除する土を地上に流出させる方法や、オーガーを用いて排土を地上に運搬する方法などが行なわれており、それらの優劣に関する議論が活発である<sup>1),2),3),4)</sup>。わが国においてはアメリカの場合とは逆に砂杭打設による粘性土の攪乱の影響を小さいとして、上記のようなもっとも普通に行なわれている砂杭打設法よりもさらに激しい攪乱が予想されるような方法も提案され、その実施例もあらわれてい

る<sup>5),6),7)</sup>。その方法の詳細については後に述べるが砂杭打設による粘性土の攪乱に関する評価がこのようにまちまちであることは問題であり、正しい評価を可能とするような研究を行なって技術の一そうの合理化にそなえることが望ましい。多くの地盤改良工事においては砂杭打設直後に荷重を開始するため、攪乱による粘性土の強度減少は荷重による強度増加と重合し、工事中にチェックボーリングを行なっても粘性土の攪乱による強度減少だけを抜き出して観測できる例は少ないと思う。またそのような粘性土の強度の回復についても、荷重による強度増加と重合されて現われることが多いために、荷重がない場合の強度回復までが実際より大きく評価され勝ちであると思う。本研究においてはこのような点に注意して、砂杭打設直後の粘性土試料を採取することと、砂杭打設後の約1ヶ月の期間を限って地盤上に荷重を置かず、この期間中における粘性土の強度回復の模様を観測することによって、砂杭打設による粘性土の攪乱に関する正しい評価を求めるように努めてみた。また、そのような評価は粘性土の挙動だけを独立に調査することによってもたらされるものでなく、砂杭の挙動についても調査し、粘性土と砂杭との相互作用について観察する必要がある。上記の(2)および(3)の調査事項はこのような意図によって設けられた。

実験のための代表的軟弱地盤として、衣浦港の海底に厚く分布する粘土層を選んだが、それはたまたま愛知県において同港の臨海工業地帯を整備するにあたり、地盤改良工法の合理化について研究する必要がある、この地盤を対象とする実物大の実験を計画されたことによる。我々は愛知県の厚意によって、この実験に参画することができたが、実験の結果は関係者のみならず広く利用されることが望ましいと考え、県当局の同意を得て本誌上に報告することにした。

## 2. 実験概要

### 2.1 実験対象地盤の性質

衣浦港の海底地盤は厚い軟弱な沖積粘土層から成る。この地盤を対象として以下に述べるような実験を行なったが、図-1の衣浦港平面図に実験の行なわれた位置を示す。すなわち、同港の臨海工業地帯整備事業のうちの9号埋立地の護岸法線上に実験位置を定め、実物大の砂杭を打設して地盤の挙動を観測することにしたが実験を終わった地盤はそのまま護岸の基礎として実用に供する

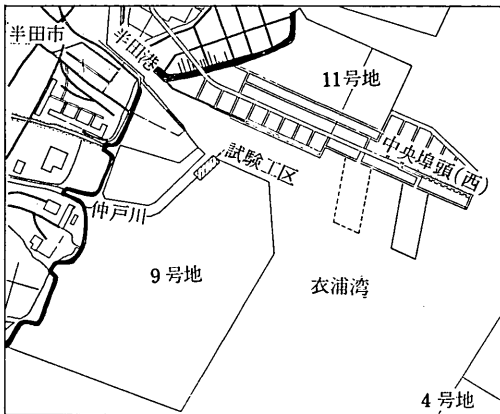


図-1 衣浦港平面図

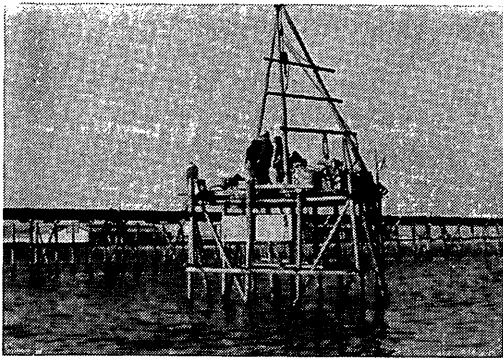


写真-1 実験区域におけるボーリング

計画である。

実験に先立って行なった調査によればこの付近の地盤の断面は 図-2 のようである。すなわち干潮面を基準としてほぼ  $-2.5\text{m}$  から  $-15.5\text{m}$  までの間に沖積世の軟弱な粘土が分布し、これを挟んで上部には約  $1.5\sim 2.0\text{m}$  厚の浮泥が地表面まで堆積し、下部はゆるい砂層を経て固い洪積層に移行しており、各層はほぼ水平に成層している。このうち主として粘土層につき試料を採取して土質試験を行なったが、その結果を 図-3 に示す。粘土層の粒度分布をみると砂分の混入量は浅い層で約 10%、深い層では 5% 弱に過ぎず、深い層の粘土分は一様に 60% 強を占めている。自然含水比と液性限界とは、浅い層において 60~80%、深い層において 90% 前後であり、粘土分の含有量と比例しているが、自然含水比は液性限界に等しいかまたはそれより大きく、土が乱されると容易に流動化することを示している。また間隙比は浅い層において 1.6~2.0、深い層において 2.2~2.5 の範囲に

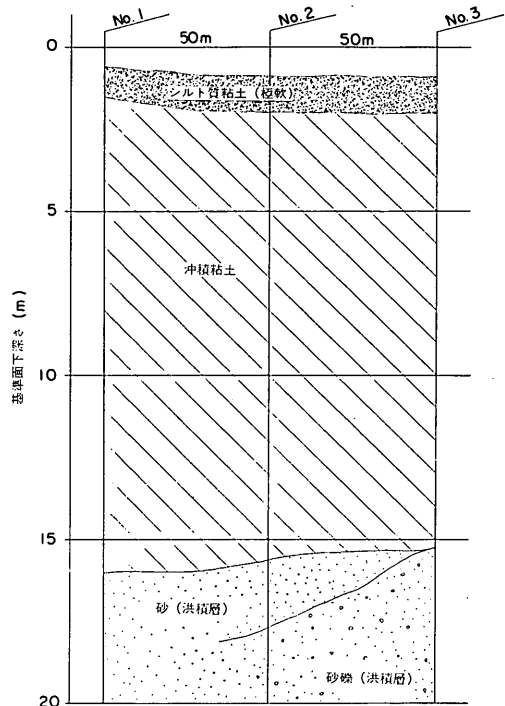


図-2 試験工区土質断面図

あり、これらの諸性質から浅い層と深い層はやや土性を異にしていると考えられる。しかしその一軸圧縮強度は深さとともに直線的に増加しており、浅い層と深い層との間に不連続が存在しないようである。(この性質は後に実験結果を整理するうえで大いに活用することになった。) 3本のボーリング孔から得た試料について一軸圧縮強度と試料採取深さとの間に直線関係を仮定し、最小二乗法によってこの直線形を求めてみると次のような関係が得られた。(後述の 図-9 を参照のこと)

$$\bar{q}_u = 0.044z + 0.042$$

ただし、 $\bar{q}_u$  は一軸圧縮強度の平均値 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$z$  は基準面(干潮面)からの深さ (m)

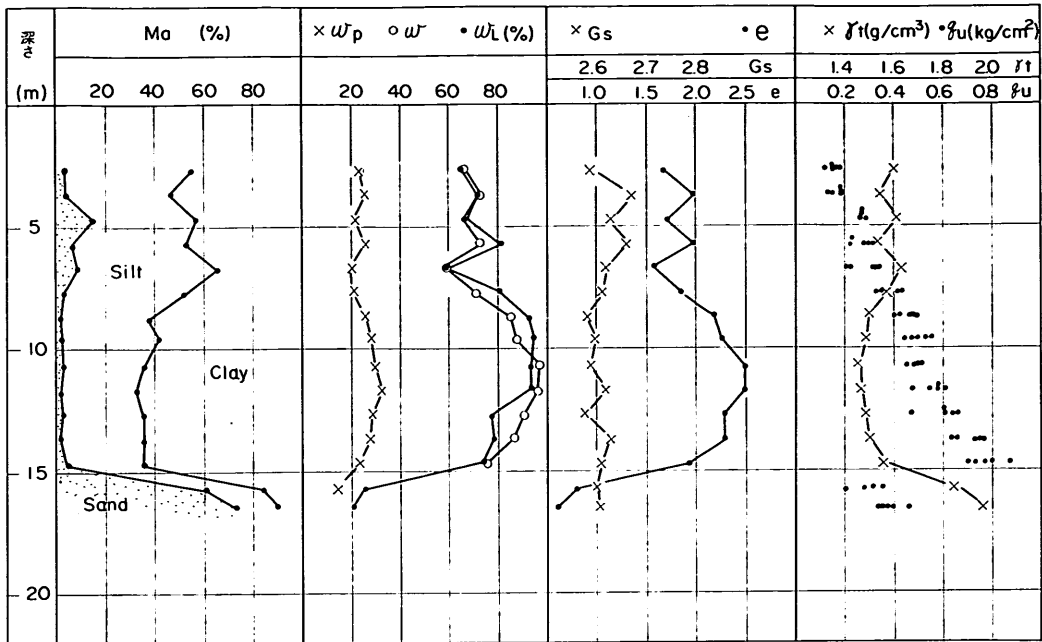
試料の圧密特性については、その体積圧縮係数  $m_v$  の値と圧密係数  $c_v$  の値とを 図-4 および 図-5 に示した。

## 2.2 実験の規模

実際の工事に近い広い範囲に砂杭を打設して主実験区域としたが、 図-6 の実験区域平面図にその模様を示す。すなわち延長  $85.0\text{m}$  幅員  $15.3\text{m}$  の区域に砂杭を打設して、主として、この区域の地盤の挙動を観測した。砂杭打設によって粘性土が攪乱されて強度を減少する模様、その強度が時間とともに回復する模様、地盤上に載



砂杭を打設した粘性土地盤の挙動



Ma: 粒度分布,  $w_p$ : 塑性限界,  $w_L$ : 液性限界,  $w$ : 自然含水比,  
 $G_s$ : 粒子比重,  $e$ : 間げき比,  $\gamma$ : 単位体積重量,  $q_u$ : 一軸圧縮強さ

図-3 土質試験結果

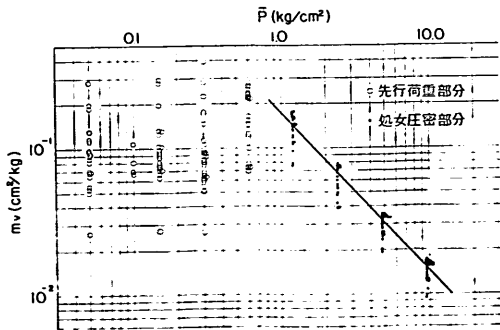


図-4 体積圧縮係数

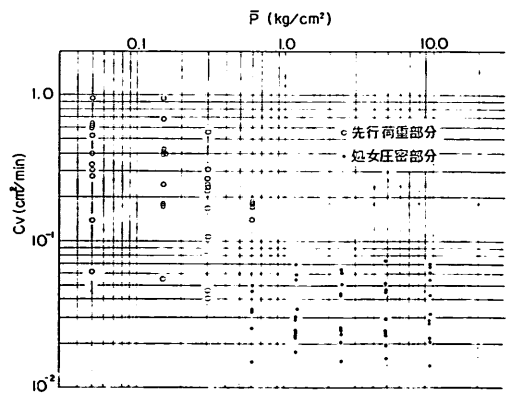


図-5 圧密係数



図-6 実験区域平面図

## 砂杭を打設した粘性土地盤の挙動

荷することによって粘性土の強度が増加し、砂杭の締め具合が変化する模様、および地盤が全体として沈下する模様などが主要な観測事項である。主実験区域の南に接して南実験区域を設けたがその延長は62.0mとし、ここでは砂杭を打設しないで地盤上に载荷し、その場合の地盤の挙動を観測して主実験区域におけるものと比較することとした。さらに主実験区域の北側に北実験区域を設けたが、ここで砂杭の打設法を変えた小規模の実験を行ない、砂杭打設による粘性土の攪乱が砂杭の打設法によって相違する模様を観測し、あわせて攪乱によって減少した粘性土の強度が、時間とともに回復する模様をも観測したが、地盤上に载荷する実験は行なっていない。実験の規模はおよそ以上のものであるが、このほかいくつかの補足的な室内実験を必要に応じて随時実施した。

### 2.3 実験のための工事の概要

主実験区域において実験を目的として施工したサンドドレーン工事の概要について説明する。その標準断面を図-7に示す。要目は次のとおり。

敷砂の厚さ	2.0m
砂杭打設用鋼管の径	0.5m
砂杭打設間隔	1.7m
砂杭配列法	正方形格子状
砂杭打設深度	-16.0m まで
第1段载荷	±0.0m まで
第2段载荷	+2.5m まで

砂杭の打設は既述のような普通に広く行なわれている方法によらず、次のような特殊打設法によって砂杭打設

による粘性土の攪乱と、地盤の挙動に占める砂杭の役割が拡大されて現われることを期待した。

この方法は、ゆるい砂質土地盤を強化する目的で行なわれている「締め砂杭工法」<sup>8)</sup> にならない、粘性土地盤に砂杭を形成する場合にも、下端から徐々に砂杭を突固めながらこれを形成しゆく方法であって、この方法の実施例は最近わが国において、散見するようである<sup>9)</sup>。この方法の特徴は、普通に広く行なわれている方法に比べて、砂杭の排除する粘性土の量がかかなり大きな量に達し、それだけ周囲の粘性土を激しく攪乱することである。しかし同時に突固められた砂杭が形成されるから、砂杭は単なる排水溝として作用するだけでなく、地盤の力学的挙動を支配する率が高くなるものと思われ、これらの特徴はいずれも実験の目的に照して便利なるものである。

なお、このような打設法によって砂杭を突固める結果、打設中に管頭から補給する砂の量は、鋼管の容積の倍を越える量に達し、砂杭の仕上り断面は鋼管の断面よりもかなり大きくなったものと考えられる。

工事工程の概要は次のとおりである。

置換敷砂工	1969年1月中
砂杭打設工	自1969年1月28日～至1969年4月16日
第1段载荷工	自1969年5月31日～至1969年8月2日
第2段载荷工	自1970年1月7日～至1970年4月10日

上記のように本実験工事は実際の工事とほとんど変わるところがないが、载荷工程だけは実際の工事における例よりもやや遅らせ、この間に発現する粘性土の強度の回復を载荷による強度増加と分離して観測するための便

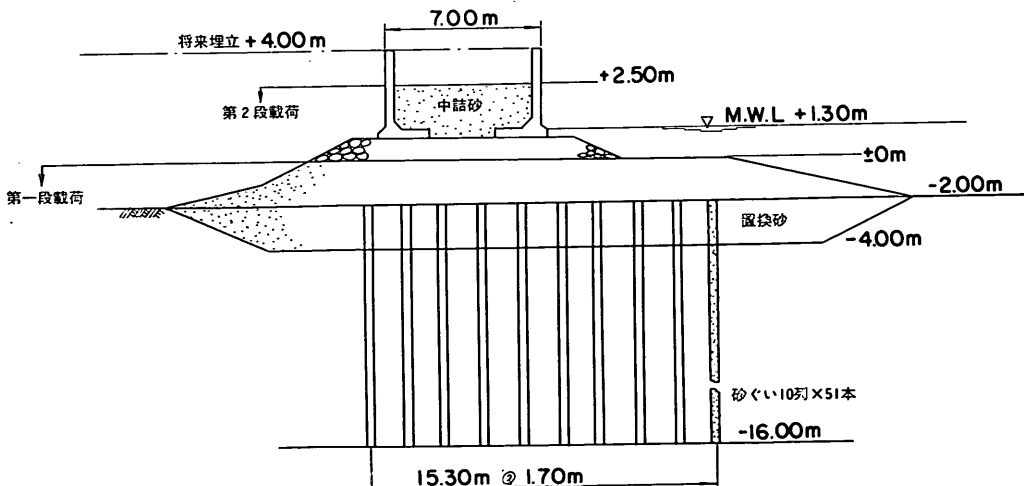


図-7 試験工事標準断面図

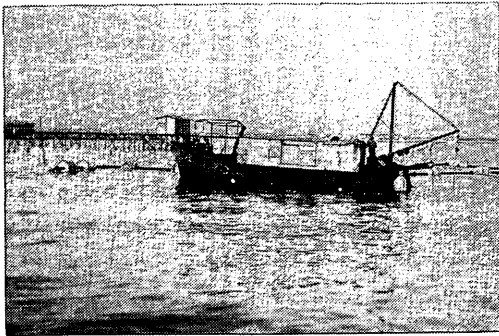


写真-2 試験区域全景——小型ポンプ船による第1段載荷（敷砂）

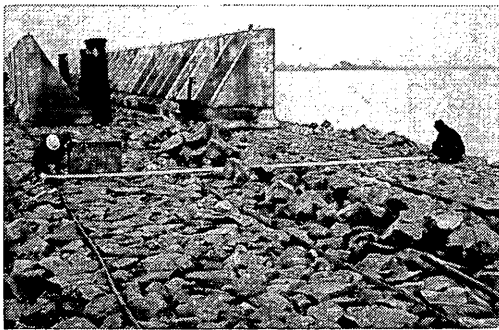


写真-3 第2段載荷——ブロックの据付および捨石均し

宜をはかってみた。

以上は主実験区域において行なわれた工事の概要であるが、北実験区域の砂杭は上記のような特殊打設法によらず普通に行なわれているような打設法によって施工した。また南実験区域の載荷工事は主実験区域の載荷工事と断面、および工事の工程がほぼ一致するように注意して施工した。

#### 2.4 粘性土の試料採取

砂杭打設後の地盤について粘性土部分の挙動を調べるため、シンウォールサンプラーによって試料を採取したが、その試料採取位置はすべて 図-8 のように隣接する4本の砂杭の作る正方形の中心位置とした。砂杭打設時の攪乱とその後の攪乱からの回復に重点を置いて調査するために、砂杭打設日からの経過日数により次の4グループに分けて試料を採取した。

##### 第1グループ

砂杭打設後のなるべく早い時期に試料を採取した。実際には試料採取日が周りの4本の砂杭（図-8）の打設日より遅れることおよそ1週間以内とすることができた。

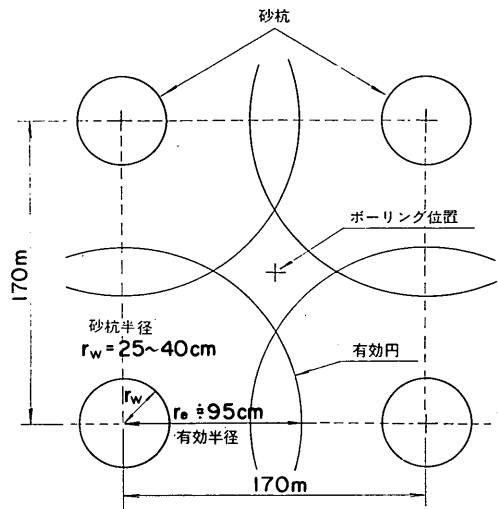


図-8 砂杭配置図

図-6 の平面図に示したボーリング孔のうち、このグループに属するものの番号は次のとおりである。

主実験区域：B-1, B-2, B-9

北実験区域：B-22, B-23

##### 第2グループ

砂杭打設時期から約1ヶ月を経過する頃にサンプリングを行なった。このグループの試料採取が終わる時期まで地盤上に載荷していない。一たん攪乱された粘性土の強度回復の様態を調べるにあたって、載荷重による粘性土の強度増加と分離した形でそれを捉えることを考えたもので、図-6 のボーリング孔のうちこのグループに属するものの番号は次のとおりである。

主実験区域：B-3, B-4, B-10, B-39

北実験区域：B-24, B-25

##### 第3グループ

第1段載荷の完工後約1ヶ月、砂杭打設後4~5ヶ月の時期にサンプリングした。第1段載荷は既述のように±0mまでの盛土であるから、載荷重としては比較的小さいもので、このグループの試料が受けた載荷重の影響はまだ大きくないと考えられる。図-6 のボーリング孔のうちこのグループに属するものの番号は次のとおり、

主実験区域：B-5, B-6

##### 第4グループ

第2段載荷完工後約50日を経た時期にサンプリングした。砂杭打設から14~15月を経、第1段載荷から約10ヶ月を経た時期に当たる。図-6 のボーリング孔のうち、

このグループに属するものの番号は次のとおり、

主実験区域：B-122, B-144

南実験区域：B-113, B-140

## 2.5 砂杭の標準貫入試験

砂杭を打設した粘性土地盤の挙動のうち、地盤の強度に影響をおよぼすものとして、打設された砂杭のせん断強さの消長が考えられる。サンドドレーン工事の設計においてはその影響を小さいとして無視するのが普通であるが、その挙動はよくわかっていないものの一つである<sup>9),10),11),12)</sup>。砂杭打設後の比較的早い時期で、周りの粘性土が攪乱状態からやや落ち着く頃、多数の砂杭について標準貫入試験を行ない、その縮まり具合を観測してみた。このためのボーリングは砂杭打設後約1ヶ月を経て実施したが、その位置は図-6において次の番号を付して示す。

ボーリング番号：N-1, N-1', N-5, N-6

N-7, N-8, N-11

さらに砂杭の縮まり具合は、サンドドレーン工事の進行とともに変化することが考えられたので、砂杭打設の12ヶ月後、すなわち既述の第2段载荷による圧密がかなり進んだ頃に再び標準貫入試験を行なった。その位置は図-6において次のボーリング番号を付して示している。

ボーリング番号：N-3, N-4'

また砂杭のせん断強さは砂杭の打設法によって相違するかも知れない。北区域に打設した砂杭は、打設時に突固め操作を施されていない。それが砂杭の縮まり具合に及ぼす影響を調べるため、砂杭打設後約1ヶ月の頃に北区域の砂杭についても標準貫入試験を行なった。そのためのボーリングは次のとおり、

ボーリング番号：N-21

## 2.6 沈下の観測法

変形特性の異なる砂杭が粘土層の中に存在することが地盤の全体としての沈下特性におよぼす影響については、まだよくわかっておらず、設計においてはその影響を考えないのが普通であるが、その沈下特性と地盤の強さの間には複雑な相関関係があるようだから<sup>13),14),15)</sup>、本実験においても沈下を観測して地盤改良工法を合理化するときの参考資料とすることにした。

沈下測定板は1m平方の鉄板(厚さ9mm)に直径50mmの測定用鋼管を溶接したものとし、これを敷砂面に設置した。沈下の測定は第1段载荷の時期から開始し、第2段载荷の時期までこの沈下測定板によって観測したが、第2段载荷後はコンクリートブロックの頂部に測点を移した。沈下測定板は図-6に示すように次の6ヶ所に設置した。

主実験区域：S-1, S-2, S-3, S-4

南実験区域：S-11, S-12

## 3. 実験結果とその解析

### 3.1 粘性土の強度変化

自然地盤および砂杭打設後の地盤から採取した試料について行なった一軸圧縮試験の結果を図-9~図-13に示す。自然地盤について強度と深さとの間に直線関係があることは2.1に述べたが、攪乱をうけた後の各グループ(2.4参照)の試料についても同様の直線関係が認められたことは、著しい事実であり、強度変化を追跡するには誠に好都合であった。最小二乗法を用い、各グループ毎の一軸圧縮強度を代表する直線を求めて図示してあるが、図-14においては、これらの直線を並べて比較の便をはかった。この図によって強度変化をみると実線は砂杭を打設する前の自然地盤のものであり、これに対して

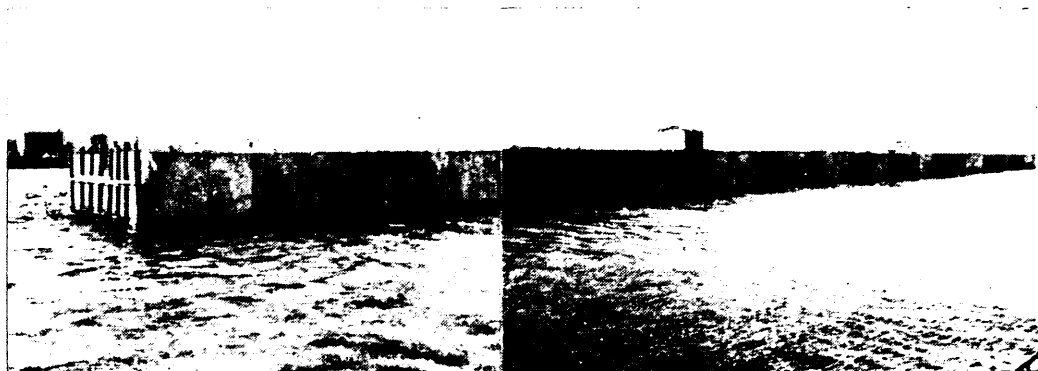


写真-4 第2段载荷完了——沈下観測中

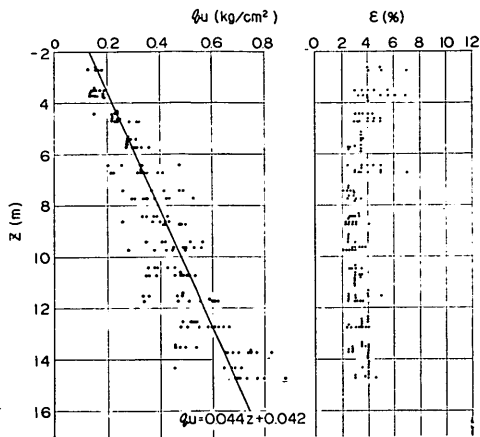


図-9 一軸圧縮試験結果・自然地盤 (3孔)

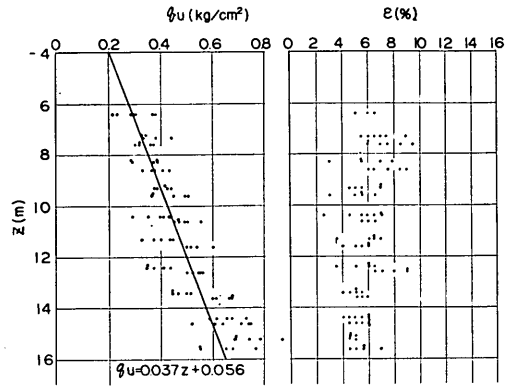


図-12 一軸圧縮試験結果・主区域第3グループ

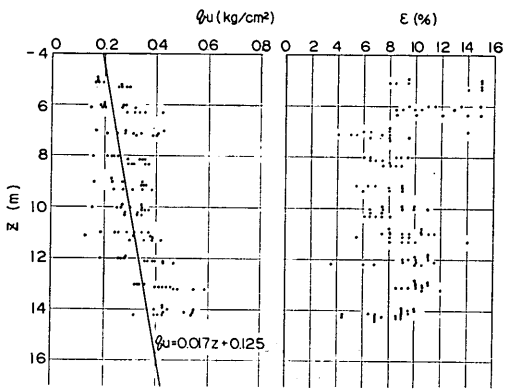


図-10 一軸圧縮試験結果・主区域第1グループ

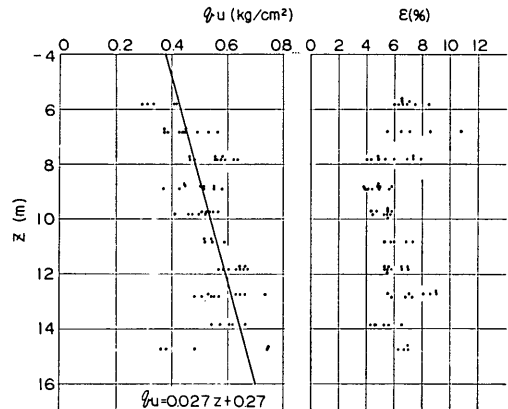


図-13 一軸圧縮試験結果・主区域第4グループ

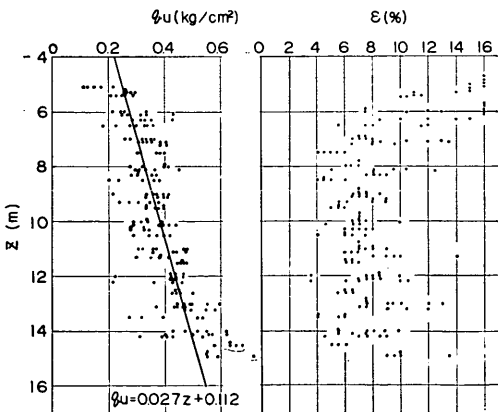


図-11 一軸圧縮試験結果・主区域第2グループ

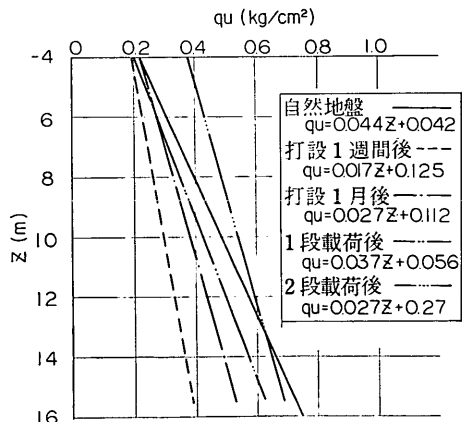


図-14 主区域における圧縮強度の変化

砂杭を打設した粘性土地盤の挙動

点線は第1グループのもので、砂杭の打設により顕著な一軸圧縮強度の低下があったことが認められる。砂杭の位置に対する試料採取位置の隔りを考慮すれば、この実験結果から砂杭の近傍の粘土がいかに激しい攪乱を受けているか推定するに難くない。

次に同図の1点鎖線は第2グループのもので、多少の強度回復が見られるけれども、砂杭打設前の自然地盤には遠く及ぼない。また2点鎖線は第3グループのものであるが相当の時間の経過と若干の荷重の作用があって、しかもなお自然地盤の強さに戻っていない点は注目に値する。3点鎖線は第4グループのもので、ここでは荷重による粘性土の圧密が進み、浅い層では自然地盤の強さを遙かに越えた高い圧縮強度が得られている。しかし深層では漸く自然地盤の強さまで戻ったに過ぎない。なおこれらの実験結果については後節において多少の解析を加え、再度考察することにしよう。

北区域における同様の実験結果を 図-15~図-17 に示す。砂杭打設に伴う攪乱によって、この場合にも粘性土の強度が低下している。しかし、その割合は主実験区域の場合に比較して明らかに小である。また無荷状態で約1ヶ月間放置したとき、強度回復が不完全であることは主実験区域の場合と同様である。

砂杭を打設していない南区域において荷重後の粘性土の強度変化を上記と同様の方法によって観測した結果を図-18 に示す。図中の直線はこの区域の荷重前のボーリング(番号 No. 3)により採取した試料の強度をあらわしており、既述のような最小二乗法による処理を行なったものである。それに対して荷重後の強度は図示のように分布し、地表面に近い小範囲に強度増加が見られるが、大部分の粘性土は荷重前の強度に比べてほとんど変化を示していない。既述のようにこの区域からの試料採取は、採取時期から区分すると第4グループに属する。

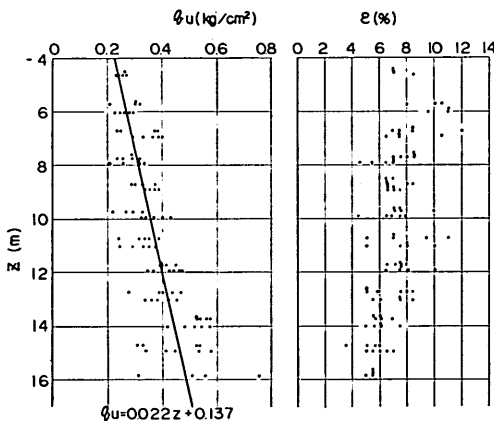


図-15 一軸圧縮試験結果北区域・第1グループ

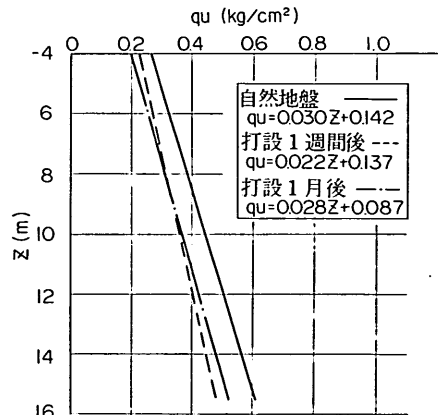


図-17 北区域における圧縮強度の変化

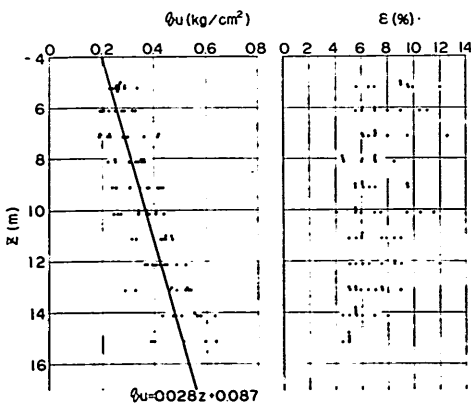


図-16 一軸圧縮試験結果北区域・第2グループ

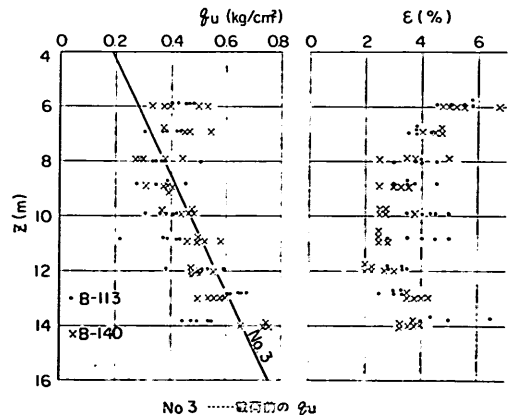


図-18 南区域における圧縮強度の変化

よって、これを主実験区域の同じグループの強度増加すなわち図-14における3点鎖線と実線との大きな差と比較すれば、砂杭の有無による地盤の挙動の相違を読みとることができる。

3.2 粘性土の変形係数と破壊ひずみ

多数の粘土試料について行なわれた一軸圧縮試験の資料から変形係数  $E_{50}$  を算出し、その値が時間の経過につれて変化する模様を調べた結果を図-19に示す。ここに変形係とは一軸圧縮試験より得られる土の応力ひずみ曲線から次式

$$E_{50} = \frac{q_u}{2} \cdot \frac{1}{\epsilon_{50}}$$

ここに  $q_u$  は一軸圧縮強度

$\epsilon_{50}$  は応力ひずみ曲線上で  $q_u/2$  なる応力に対応するひずみ

によって計算される係数であって、粘性土の攪乱の程度をよく反映することが知られている<sup>16)</sup>。図-19を導いた経過を説明すると次のようである。

1) 主実験区域から得られた試料の一軸圧縮試験結果

のすべてについて  $E_{50}$  を計算する。

2) 砂杭打設前の自然地盤から得た試料の  $E_{50}$  を試料の深さに対してプロットすると直線的に増加することがわかったので最小二乗法によりその直線の形を定めた。

3) 2.4の各グループごとに  $E_{50}$  を試料の深さに対してプロットすると、それぞれ直線的に増加することがわかったので、前と同様にそれぞれの直線形を定めた。主実験区域から得られた試料につき、自然地盤のものと同様のものを合わせて5本の直線が得られたわけである。

4) 上記の5本の直線から、いろいろの深さにおける  $E_{50}$  の値を読みとり、その値を用いてそれぞれのグループの  $E_{50}$  と自然地盤の  $E_{50}$  との比をとって  $E_{50}$  回復度とする。

5)  $E_{50}$  回復度を砂杭打設日からの経過日数に対してプロットすると図-19が得られる。

図-19によれば砂杭打設直後に自然地盤の30%にまで低下した  $E_{50}$  の値はその後徐々に回復し、300日を経過した時期にはほぼ元の値に戻っている。 $E_{50}$  が粘性土の

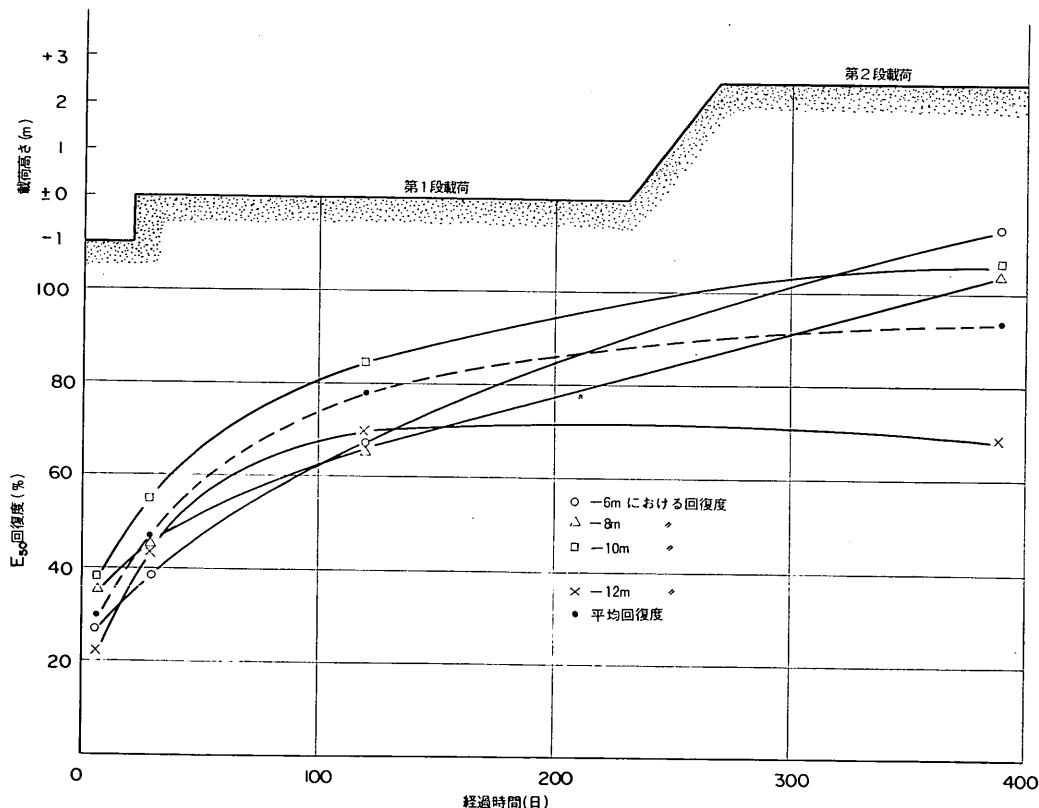


図-19 変形係数にみる攪乱からの回復 (主区域)



攪乱の程度に比例するとすれば、粘性土の攪乱からの回復には載荷重の作用があってさえ長い時間を要すると言えよう。

つぎに粘土試料の破壊ひずみについては、図-9～図-13に示したように自然地盤のものに比べて砂杭打設直後のものは著しく大きな値を示し、バラツキもまた大きい。しかしその値も第3および第4グループの時期になると次第に元の値に戻ってきている。破壊ひずみも粘性土が砂杭打設によってはげしい攪乱をうけ、その後回復に向かった模様をよく示していると言える。図-15および図-16には北実験区域の試料について破壊ひずみを示す。ここでは主実験区域ほどに著しい破壊ひずみの変化は見られず、攪乱の程度が相違することがうかがえる。

### 3.3 粘性土の強度回復についての解析

砂杭打設の攪乱作用により粘性土は3.1に述べたような強度減少を示した。その強度減少は相当の範囲にわたり、かなりの量に達することがわかったけれども、問題はその回復の速さである。激しい強度減少があっても、直ちに回復するものであれば実用上ほとんど問題となることがないからである。3.1においても強度回復の速さを一応は捉えているのであるが、本節においてははいましく解析的に強度の回復について考える。

一般にここで実験の対象としたような海成の沖積粘土層は、河川によって運搬されてきた粘土の微粒子が海に注いで沈降堆積して成ったものであるが、粘土の微粒子は単に重なっているだけではなく、微粒子相互間にある種の結合力が作用していて、いわゆる粘土粒子の骨組構造が形成され、それによって個有のせん断強さを持っているものと考えられている。このような粘土層に砂杭を打ち込むと粘土粒子の骨組構造が破壊してせん断強さの減少がおこる。こうして低下した粘土のせん断強さがその後徐々に回復することは、この実験についても3.1におい見て来たとおりのことであるが、その強度回復機構はまだよくわかっていないと思う。したがって強度回復の速さについて解析する方法も確立されていないが、問題の重要性にかんがみ3.1の観測だけでは満足できない。あえて解析を試みることにしたわけである。

強度回復機構についてまず第1に思いつくことは粘土のシキソトロピーである。シキソトロピーは粘土に作用する外力とは無関係に発現する性質であると考えられているようであるが、一たん攪乱によって低下した粘土の強度はシキソトロピーのみによって元の強度まで回復するものであるかどうか、そしてその強度回復の速さはど

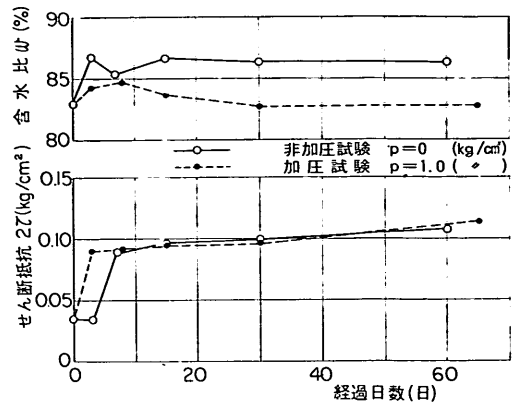


図-20 練り返した粘土の強度回復 (室内実験)

のようなものかということについて、実験対象地盤から採取した粘土試料を用いて簡単な室内実験を行なった。すなわち含水比の変化を生じないように注意して試料を十分に練り返し、これを多数の小円筒 (直径 35 mm, 高さ 80 mm) に詰め高強度の密閉した容器中に放置した。こうして時間の経過につれ粘土の強度が回復する模様を室内ベーンせん断試験機によって測定した。図-20の実線はその結果を示すもので、多数の供試体から得た値の平均値をプロットしてある。この図に見られる強度回復はシキソトロピーによるものと考えてよいであろうが、練り返しの日から10～20日の間に大部分の強度回復が発現し終わっていることが注目される。さらにこの室内実験に用いた試料の乱さない状態の一軸圧縮強度がほぼ 0.4～0.8 kg/cm<sup>2</sup>であったことから図示の強度回復はその12～25%どまりに過ぎないことがわかる。すなわちシキソトロピーによる強度回復は比較的短期間に発現するけれども、その回復量は極めてわずかなものに過ぎない。破壊された粘土粒子の骨組構造がいくらか回復するけれどもシキソトロピーのみによっては到底もとの状態に戻ることはないと言ってよいであろう。

地盤内において攪乱された粘土と、室内において練り返した粘土との間に存在する大きな相違点は、地盤内の深い位置にある粘土は、攪乱の直後から大きな土被り圧の作用をうけていることであって、上記の室内実験で練り返した粘土にはこれに相当するような圧力の作用が欠けている。このような圧力の影響について調べるため、室内において上記と同じ試料により、同じような実験を試みた。すなわち試料を練り返して上記と同じ小円筒に詰め、ゴムスリプをかぶせて試料からの排水を許さない状態にする。その上でこれらの小円筒を圧密箱の中に

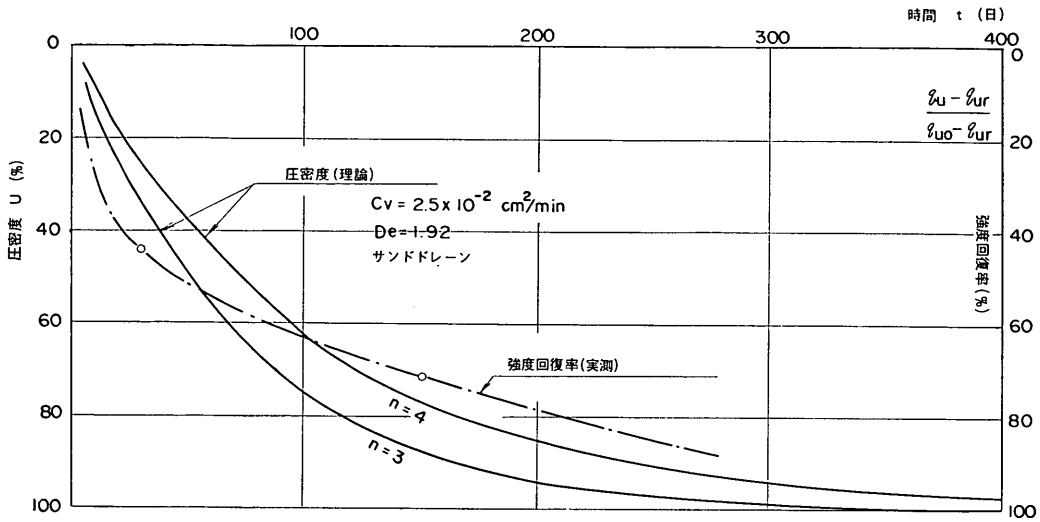


図-21(a) 圧密度と強度回復率

納め、圧密箱の空隙には同種の粘土を満たして定圧 (1.0 kg/cm<sup>2</sup>) を長期にわたって作用させた。こうして時間の経過につれ粘土の強度が回復する模様を室内ペーンせん断試験機によって測定した。図-20 の点線はその結果を示すもので、強度回復量は圧力を作用させない場合(図-20 の実線)とほとんど変わらず、非排水状態で作用させた圧力は強度回復に何等の影響をおよぼすものでないことがわかる。非排水状態で加圧したことの影響を強いて求めるならば、図-20 の実線と点線を比較するとき、粘土の練り返し3日後の強度に多少の差が見られることから、シキソトロピーによる強度回復の発現が加圧によって幾分早くなることを指摘できるかも知れない。

以上の2つの室内実験の結果と現地の実物大実験の結果とを考え合わせてみると、3.1 において見たような地盤内の粘土の強度回復は単なるシキソトロピーによるものではなく、また非排水条件において土被り圧の作用をうけただけで発現するものでもなく、砂杭という排水手段を与えられた上で土被り圧の作用を受けることによって始めて発現するものであると推論することができよう。これを既述のような粘土粒子の骨組構造によるせん断強さという概念を用いて説明してみると次のようである。すなわち既述のように粘土層に砂杭を打込むと粘土粒子の骨組構造が破壊されて、そのせん断強さが減少するが、このとき粘土粒子の骨組構造によって支えられていた土被り圧は、もはや粘土粒子の骨組構造によっては支えることができなくなるため、粘土の間隙水によって支えられなければならない。そこで粘土の間隙水圧

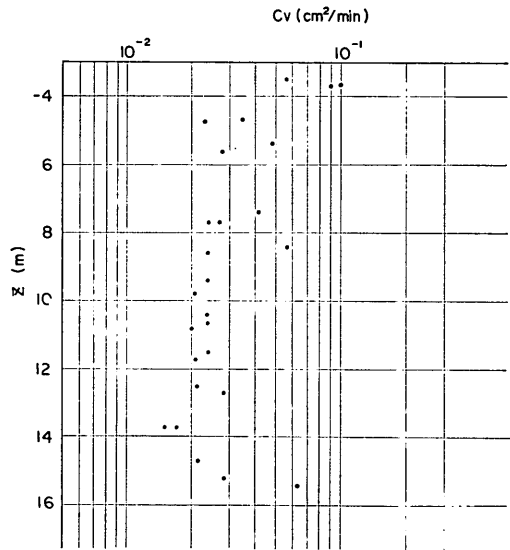


図-21(b) 圧密係数の深度分布

が上昇し、いわゆる過剰間隙水圧を発生する。このときにもし砂杭のような排水手段が存在すると、過剰間隙水圧の消散がおり、圧密が進行するに従って粘土の骨組構造が再建されて、強度回復が実現する。その強度回復はもはやシキソトロピーによるような部分的回復ではなく、自然に堆積した粘土が長年月の間に自重による圧密を完了して個有のせん断強度を持つに至ったのと同じ圧密作用によって強度を回復するのであるから、形成され

砂杭を打設した粘性土地盤の挙動

る粘土の骨組構造に差がなく、それによって到達する強度も自然堆積状態の粘土の固有の強さに等しくなり、全面的回復が達成されるものと推論するのである<sup>18),19)</sup>。

粘土の強度回復機構を上記のように推定して強度回復の速さを圧密の進行速度と対照してみた結果を 図-21・a に示す。同図は粘土の強度回復現象を攪乱された粘土の自重による圧密であると考えて調製したもので、粘土の圧密係数  $c_v$  を攪乱以前の値に等しくとって圧密度を計算している。図-21・b は試料採取深度と  $c_v$  の関係を示し、計算に用いた  $c_v$  の値はこの図からとった。また圧密度の計算には鉛直なサンドドレーンを有する粘土層の圧密に関するバロンの解法を用い、変形条件に等ひずみ (equal strain) を仮定した。図中の強度回復率  $Q_u$  は次式によって試算した。

$$Q_u = \frac{q_u - q_{ur}}{q_{u0} - q_{ur}}$$

- ここに  $Q_u$  強度回復率
- $q_u$  一軸圧縮強度
- $q_{u0}$  砂杭打設前の一軸圧縮強度
- $q_{ur}$  砂杭打設直後の一軸圧縮強度

なお上式の一軸圧縮強度の値としては図-14 の最小二乗法によって処理した後の値を用いており、深さによって  $Q_u$  の値に多少の相違を生ずるが、深層部の模様を示

すために -12.0m のものをプロットしてみた。また図中の  $n$  は砂杭の有効径と直径との比 (図-8 参照) であるが、主実験区域の砂杭の仕上り直径にはむらがあると思われるので、 $n=3$  の場合と  $n=4$  の場合の双方を示している。同図によって強度回復の進行速度を圧密の進行速度と比較してみると、よい一致とは言えないけれども、大局的にはさきに設けた仮定を肯定でき、強度回復は攪乱された粘土の自重による圧密であると考えてよいことがわかる。(なお強度回復が圧密に基づくものであることから、地表面上に載荷することにより強度回復が促進されることを結論することができる。ただ従来は載荷重による強度回復の促進に依存し過ぎて攪乱による強度低下を過小評価した例が多いように思う)。

さらに 図-21・a における圧密と強度回復との間の多少の不一致につき、つけ加えて考察しておきたい。不一致の第1点は圧密の初期に大きな強度回復があらわれていることである。ここで既述のシキントロピーによる強度回復に関する室内実験の結果を振り返ってみると、それは攪乱後20日頃までにほぼ最大値に達している。現地においても砂杭打設の20日後までにシキントロピーによる強度回復が最大値に達し、それが圧密による強度回復とかさなってあらわれたと仮定すれば説明できるように思われる。不一致の第2点は圧密の後期において、強度回

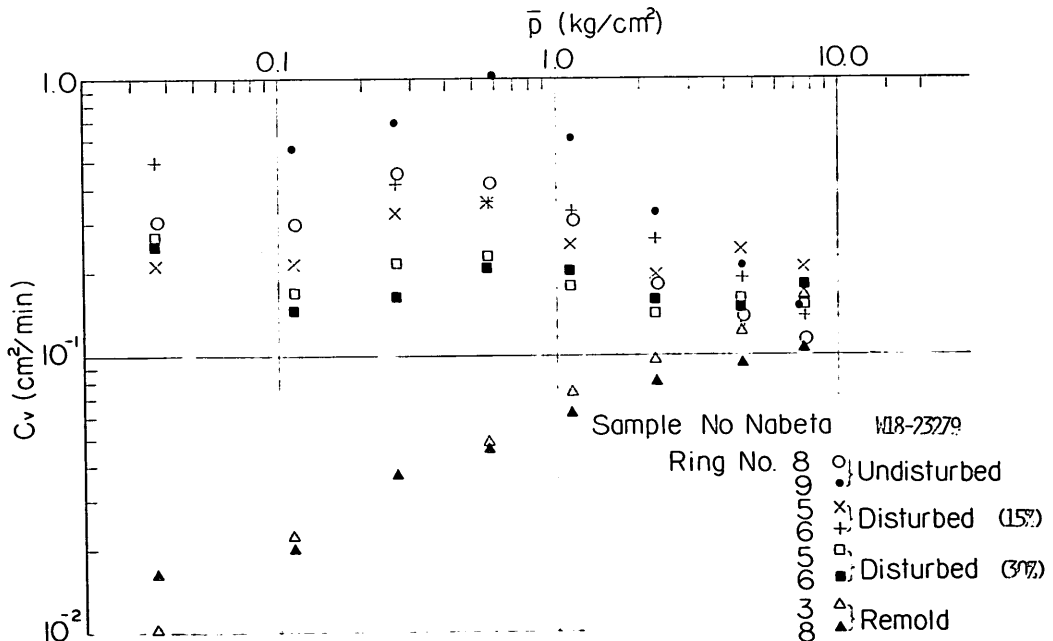


図-22 攪乱度と圧密係数の関係

復が圧密よりも遅れていることである。この点の説明としては攪乱を受けた粘性土の圧密係数の減少が考えられるように思う。粘性土の圧密係数が攪乱によって低下することを実証した資料の一例として図-22を挙げることができる。同図は奥村<sup>17)</sup>が最近の研究において紹介したものである。このような説明にはなお問題があるとしても、強度回復が攪乱以前の  $c_v$  値を用いて計算した圧密の進行速度よりも遅れる傾向にあることは注目されてよいことであると思う。

なお図-21・aにおいて砂杭打設後約150日の  $Q_u$  の値は2.4に述べた第3グループの試料から得た  $q_u$  の値を用いて算出したのである。この試料採取時期は第1段載荷後約1ヶ月を経た時期に当る。土被り圧のみによって圧密された粘土の強度回復を調べるのにこのような試料から得た値を用いたことは必ずしも正しくない。ただ、この時期における荷重の影響は深層の粘土においてそれほど大きくないことから、このような試算を行なってみたものである。もし、この時期に載荷の影響を全く受けず、土被り圧のみによって圧密された試料が得られてい

たとすれば、強度回復は同図のものよりさらに遅れたものが得られたであろう。

### 3.4 砂杭の締まり具合とその変化

既述のように地盤中に打設した砂杭について標準貫入試験を実施したが、その結果を図-23および図-24に示す。これについて砂杭の締まり具合を調べてみよう。まず第1に砂杭の打設法による締まり具合の相違を見るのに、図-23は図-24から調製したN値のヒストグラムであるが砂杭打設1ヶ月後における主実験区域の値のヒストグラムを同じ時期における北実験区域のそれと比

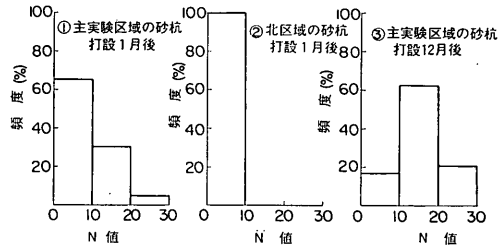


図-23 N値の頻度分布

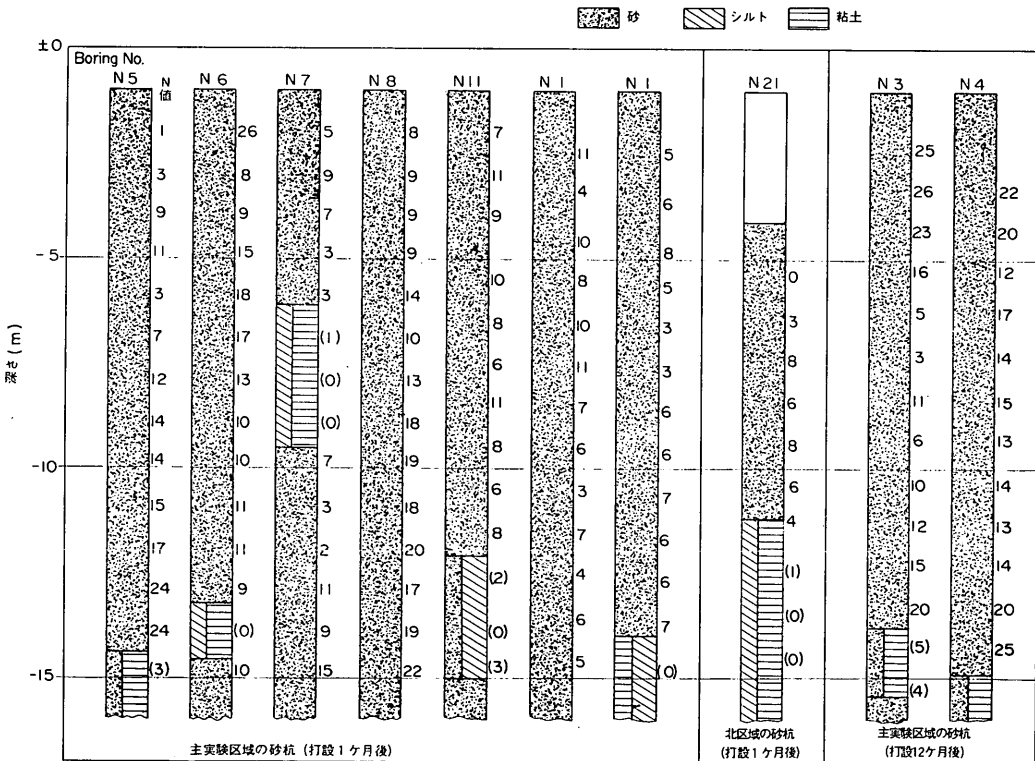


図-24 砂杭の標準貫入試験結果

## 砂杭を打設した粘性土地盤の挙動

較すると、砂杭の打設法による締まり具合の差が明瞭に認められる。主実験区域における砂杭は特殊な打設法によって突固めながら形成したものであるから、その突固めの効果があらわれたものと考えられる。

第2に時間の経過による砂杭の締まり具合を見るのに、図-23において主実験区域の砂杭打設1ヶ月後の $N$ 値のヒストグラムと、その12ヶ月後のそれを比較すれば、時間の経過による砂杭の締まり具合の変化を読みとることができる。砂杭打設1ヶ月後の時期には地盤上にまだ荷重が行なわれていないが、砂杭打設12ヶ月後の時期は第2段荷重直前の時期にあたり、第1段荷重による粘性土の圧密が十分に進行している。すなわちこの期間における砂杭の締まり具合の変化は単なる時間の経過によるものでなく、荷重による粘性土の圧密と関連があるものと思われる。粘性土はこの期間内に強度を増しているが、それに伴って砂杭の強度も増加したことは注目し値すると思う。

第3には砂杭の締まり具合のバラツキに注目したい。図-24において主実験区域につき砂杭打設1ヶ月後の $N$ 値を調べてみると、砂杭ごとにかかなりのバラツキ

を示し、また個々の砂杭について見ても深さ方向に大きなバラツキを示している。さらに同図によれば砂杭打設12ヶ月後の $N$ 値についても砂杭間にバラツキがあり、ボーリング番号N-4'の $N$ 値はすべて10以上の値を示しているのに、ボーリング番号N-3では低い $N$ 値が観測されている。

この節の最初に見たような砂杭の突固め効果を設計上にも考慮するには、このような締まり具合のバラツキが一つの障害になるものと思う。

なお、図-24の柱状図に粘土があらわれている箇所があるが、これはボーリング孔が砂杭からずれたものと考えられる。

### 3.5 沈下の観測結果とその解析

沈下の観測結果を図-25に示す。図中の沈下板の番号は既述のとおりである(2.6参照)。南実験区域の沈下板S-11については満足できるような記録が得られなかったが、S-12については図示のように長期にわたるデータをとることができた。図から直ちに気付くことは、砂杭を打設した主実験区域の沈下(S-1~S-4)と、砂杭のない南実験区域の沈下(S-12)との間にほとんど差がな

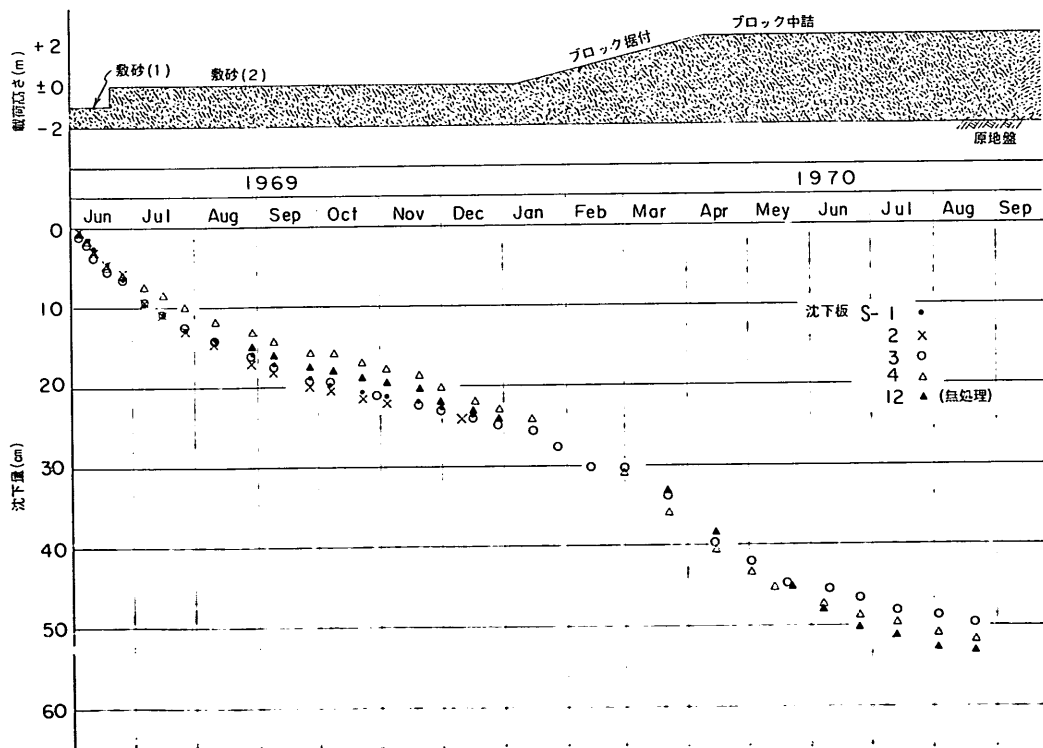


図-25 沈下の観測結果

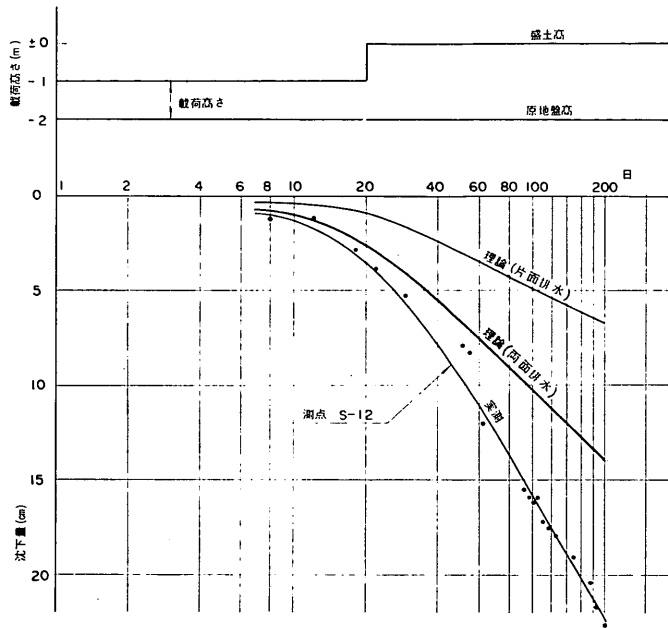


図-26 沈下の解析 (南区域)

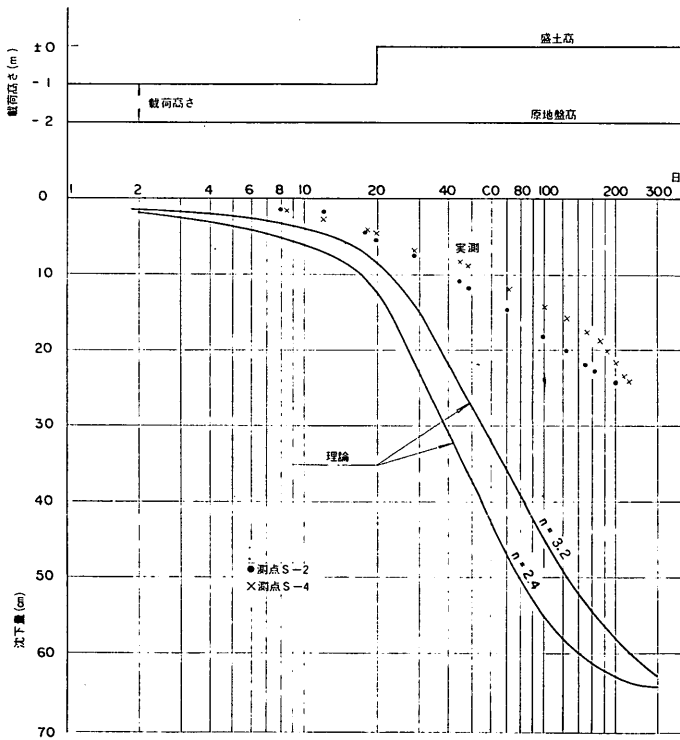


図-27 沈下の解析 (主実験区域)

## 砂杭を打設した粘性土地盤の挙動

いことである。しかしこのような観測結果から粘性土地盤の沈下特性が砂杭打設によって何等の影響をうけないことを結論することには疑問の余地がある。既述のように(図-18と図-14の3点鎖線の比較)載荷後の粘性土の強度変化には砂杭の有無による明瞭な差があるからである。強度変化と沈下特性とは同じように粘性土の圧密に起因するものだとすれば、上記のような沈下観測結果の説明は容易でない。そこでここでは概略の沈下解析を行なって地盤の挙動を探ってみよう。

まず図-26に砂杭のない南実験区域の沈下を解析した結果を示す。解析には一様な粘土層が載荷重の作用を受けて圧密沈下を生ずる場合を想定し、テルザーギーの一次元圧密理論が適用できるものとして、次のような条件を用いた。

排水条件：粘土層の上下両面に排水層がある場合と、下面を不透水層とする場合の双方について試算した。後者のような片面排水についても計算した理由は、図-18において深層の $q_u$ が変化していないことから、この方が実際に近い場合もあると考えたことである。

解析期間：第1段載荷の開始時期から第2段載荷の直前までとした。

粘土層厚： $H=10\text{m}$ (敷砂の下面 $-4\text{m}$ から粘土層の下面 $-14\text{m}$ まで)

載荷重：第1段載荷の荷重強度を $\Delta P=2.0\text{t/m}^2$ と仮定し側方伝播による荷重強度の減少を無視。

載荷速度：図示のように段階的増大を仮定

圧密係数： $c_v=2.5 \times 10^{-9}\text{cm}^2/\text{min}$ (図-21・b)

体積圧縮係数： $m_v=4.10 \times 10^{-1}\text{cm}^2/\text{kg}$ (上半層)

$m_v=2.35 \times 10^{-1}\text{cm}^2/\text{kg}$ (下半層)

図-4 参照

こうして求めた理論的沈下曲線に比して、実測された沈下の模様は、片面排水を仮定した場合はもちろんのこと、両面排水を仮定した場合にもかなり大きい方に偏している。これに対して図-27は砂杭を打設した主実験区域の沈下を解析した結果を示している。解析にはサンドドレーンを有する粘土層が載荷重の作用を受けて圧密沈下を生ずる場合を想定し、パロンの解法が適用できるものとしたが、粘土の間隙水の水平方向の流れのみを考慮し、鉛直方向の流れは影響が少ないものとして無視し

た。計算に用いた諸条件は次のとおりである。

砂杭の間隔	1.7 m
砂杭の有効径	1.9 m (図-8)
砂杭の直径	60~80 cm (仕上り)
有効径比	$n=3.2\sim 2.4$

この他の条件については南実験区域において用いた条件と全く同じくして計算したにかかわらず、図示のように実測された沈下は理論沈下曲線に比して小さい方に偏し、南実験区域の場合に対して偏りの方向が逆になった。このことから砂杭には沈下を抑制する機能があるのではないかと思われるが、それだけでは沈下観測の結果と粘性土の強度変化の模様とを合理的に説明することができない。

そこでわれわれは次のような推測を行なった。すなわち南実験区域の理論沈下曲線よりも大きい沈下は、粘性土の圧密による沈下ではなく、粘性土のせん断破壊または塑性流動による沈下である。(このことは載荷重が帯状荷重であったことと関連があるように思われる)それに対して主実験区域では恐らく砂杭の存在の故に土のせん断破壊による沈下が発現せず、圧密による沈下が進行して粘性土の強度が増加したが、その沈下量は砂杭の沈下抑制のために慣用解析法による値よりも小さい値を示した。

このような推測によって一応の説明ができるように思うけれども、これにはなお多くの問題が残っていることは言うまでもない。それらの問題の解決は今後の研究にまたねばならぬが、ただ砂杭の沈下抑制機能については実験の結果として承認できるように考える。

## 4. 結 論

本研究は地盤改良工法の合理化を目的として実施されたが、具体的な合理化の方策を挙げて論げることなく、サンドドレーン工法における問題点について実測例にもとづく考察を行なうことに終始した。しかし、合理化の具体策をいくつか意識して研究を進めてきたことは言うまでもない。それらを例示してみると次のようである。

1) 現行のサンドドレーン工事では砂杭の打設方法がほぼ固定化しているが、この実験において採用されたような特殊な打設方法や、それ以外にもジェット水やオーガーを使用して砂杭を形成する方法があるので、それによって工事を合理化すること。

2) 現行のサンドドレーン工事では一般化した設計法にもとずき、載荷重によって粘性土の圧密を進めている

が、そのために長期にわたる大規模土工が行なわれる例が多い。砂杭自身のせん断抵抗を設計上に考慮してこのような載荷工程を合理化すること。

3) サンドドレーン工事によって沈下を促進し、構造物を建設した後に発生する沈下を最小限度にとどめようとするとき、見込みどおりに沈下を制御できない例があるようだが<sup>14),15)</sup>、砂杭を打設した地盤の挙動を解明することによってこの種の工事の設計法を合理化すること。

このほかにも類似の具体的な合理化策をいろいろと意識して研究を進めてきたが、それに対する具体的結論を得るに至っていない。しかしそのような具体的結論を導くにあたって必要な地盤の挙動についての知識に何程かを加えることができたと思う。研究によって得られた結論を次にまとめてみよう。

1) 衣浦港において行なわれた砂杭打設の実物大実験において、砂杭の打設直後に近傍の地盤から粘性土試料を採取し、その強度を調べた結果によれば、広い範囲の粘性土に著しい強度減少が見られた。これは砂杭打設によって粘性土が攪乱されたために生じたもので、砂杭打設の方法によって強度減少の程度が相違することが認められた。このことは上記のようなサンドドレーン工法の合理化を考える場合に十分に考慮にいれるべきことである。

2) 砂杭打設によって攪乱され強度を減少した粘性土のその後の強度回復が急速に進行すれば実際上問題となることが少ないと思うが、その強度回復の速度を調べるため、特に砂杭打設後約1ヶ月の期間を限り地盤上に載荷を置くことなく、その期間の終わりに地盤から試料を採取して試験した。こうして載荷による強度増加と切離して強度回復の速さだけを取り出してみた結果、このような強度回復にかなりの長期間を要するので上記のような合理化を考える上で砂杭打設による粘性土の攪乱は考慮すべき重要な要素であることがわかった。

3) 若干の室内実験を伴う解析により、前項の強度回復は主として土被り圧による粘性土の圧密によって発現するものであることがわかった。またこの実験の場合について調べてみると、強度回復の速度は攪乱を受ける以前の粘土の圧密係数を用いて計算した圧密の進行速度よりも幾分遅れるようであった。

4) 砂杭の締めり具合は、砂杭の打設法によって相違し、また地盤上に載荷することによって砂杭が締められることがわかったが、砂杭を突固めることによってサンドドレーン工法を合理化することを考えるときに

は、一方ではそれによって粘性土の攪乱を激化するおそれがあるから、総合的な効果について十分な研究を行なう必要がある。

5) 砂杭を打設した粘性土地盤上に載荷すると、砂杭が地盤の沈下を抑制するようであり、このことは上記の具体的な合理化策を考える上で考慮すべきことであると思う。

## 5. あとがき

この研究は愛知県企業局の依頼によって開始された。依頼の主旨にこたえて地盤改良工法に関する諸問題をもっと深く掘り下げてみたかったが、力がおよばなかった。しかし比較的の高い精度をもって実施されたサンプリングによる諸データは広く活用される価値があると信じている。上に紹介した二三の解析は、これらのデータを解説する上での参考としてつけ加えたに過ぎない。おわりに長期にわたって困難な実験的工事とその後の諸観測を遂行された衣浦港工事事務所(愛知県)の担当各位に深い敬意をあらわしたい。また当研究所の中瀬、奥村両技官から研究上の多く示唆を得たことを記して謝意をあらわす。

## 参 考 文 献

- 1) Stanly J. Johnson: Foundation Precompression with vertical sand drains, Proc., A.S.C.E. SM1, Jan. 1970, pp. 145~175.
- 2) Seven Hansbo: Consolidation of Clay, with special reference to influence of vertical sand drains, —A study made in connection with full-scale investigations at Ska-Edeby, Proc., Swedish Geotechnical Institute, No. 18, 1960, pp. 78~89.
- 3) William S. Housel: Checking up on vertical sand drains, Highway Research Board Washington D.C., Bull. 90, 1954, pp. 1~20.
- 4) L. Casagrande and S. Poulos: On the effectiveness of sand drains, Canadian Geotechnical Journal, 6, 287, 1969, pp. 288~326.
- 5) 村山朔郎: 粘性土に対するヴァイプロコンポーザー工法の考察, 建設の機械化, 昭和37年8月, pp. 10~15.
- 6) 中山二郎ほか: バイプロコンポーザー工法の盛土基礎地盤スベリ破壊防止効果について, 第15回土質工学シンポジウム発表論文集, 土質工学会, 昭和46年1月, pp. 81~86.
- 7) 久野信郎ほか: 盛土スベリ破壊防止工法設計にあたってのバイプロコンポーザー工法の効果について, 土の基礎, 16巻12号, 1968年12月
- 8) 最上武雄ほか: 地盤改良工法, 現場技術者のため



砂杭を打設した粘性土地盤の挙動

- の土質工学, 鹿島研究所出版会, 1967年, pp. 353~407.
- 9) 最上武雄ほか: 複合地盤に関する模型実験, 土と基礎, 16巻8号および11号, 1968年8月および11月.
  - 10) 松尾 稔ほか: 砂柱を含む粘土の力学的性質に関する研究, 土木学会論文集第141号, 1967年5月
  - 11) 松尾 稔: 複合地盤の支持力に関する研究, 土と基礎, 16巻12号, 17巻1号および2号, 1968年12月, 1969年1月および2月
  - 12) 松尾 稔: 砂グイを打設した粘土地盤の安定計算について, 土と基礎, 15巻12号, 1967年12月
  - 13) 木庭宏美ほか: サンドドレーン工法の効果, 第15回土質工学シンポジウム発表論文集, 土質工学会, 昭和46年1月, pp. 29~34.
  - 14) 斎藤迪孝: 土質工学における誤まりやすい諸問題, 土質調査試験結果の解釈と適用例, 土質基礎工学ライブラリー 4, 土質工学会, 昭和43年3月, pp. 13~17.
  - 15) 持永竜一郎: 圧密試験, 土質調査試験結果の解釈と適用例, 土質基礎工学ライブラリー 4, 土質工学会, 昭和43年3月, pp. 239~276.
  - 16) 竹中準之介: 一軸圧縮試験, 土質調査試験の結果の解釈と適用例, 土質基礎工学ライブラリー 4, 土質工学会, 昭和43年3月, pp. 177~178.
  - 17) 奥村樹郎ほか: 粘土試料のカク乱に関する研究(第3報), 港湾技術研究所報告, 10巻1号, 1971年3月, pp. 77~106.
  - 18) Charles C. Ladd et al.: The strength of "undisturbed" clay determined from undrained tests, ASTM, STP 361 (Laboratory Shear Testing of Soils) Sept. 1963 pp. 342~371.
  - 19) P. L. Newland et al.: A study of the sensitivity resulting from consolidation of a remoulded clay, Proc., 4th Int. Conf. Soil Mech. 1957, Vol. 1, pp. 83~86.

(1971. 6. 30 受付)