

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. 27

NO. 4

DEC. 1988

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I.)

第27巻 第4号 (Vol. 27, No. 4) 1988年12月 (Dec. 1988)

目 次 (CONTENTS)

1. The Allowable Ship Motions for Cargo Handling at Wharves
..... Shigeru UEDA and Satoru SHIRAISHI ... 3
(港湾荷役における係岸船舶の許容動揺量.....上田 茂・白石 悟)
2. 広天端幅潜堤による波浪変形と護岸越波流量の低減効果
..... 高山知司・池田直太 ... 63
(Wave Transformation behind a Broad Submerged Breakwater and
Effects of the Breakwater on Wave Over-topping
..... Tomotsuka TAKAYAMA and Naota IKEDA)
3. 津波防波堤開口部潜堤の安定性に関する実験的研究
..... 谷本勝利・木村克俊・宮崎啓司 ... 93
(Study on Stability of Submerged Dike at the Opening Section
of Tsunami Protection Breakwaters
..... Katsutoshi TANIMOTO, Katsutoshi KIMURA and Keiji MIYAZAKI)
4. 数値シミュレーションによる不同沈下の予測とその空港舗装設計への適用
..... 土田 孝・小野憲治 ...123
(Evaluation of Differential Settlements with Numerical Simulation
and Its Application to Airport Pavement Design
..... Takashi TSUCHIDA and Kenji ONO)
5. 生石灰杭工法によって改良された地盤の特性
..... 田中洋行・戸引 勲 ...201
(Properties of Soils Treated by the Quick Lime Pile Method
..... Hiroyuki TANAKA and Isao TOBIKI)

5. 生石灰杭工法によって改良された地盤の特性

田中洋行*・戸引 勲**

要 旨

生石灰杭工法は、生石灰の化学的反應を利用して地盤の含水比を低下させ強度の増加をはかる軟弱地盤対策工法である。東京国際空港沖合展開工事（第一期）の土留工事において生石灰杭工法が使われた。本報告は、この工事で行われた調査結果をもとに、当工法によって改良された地盤の特性を明らかにしたものである。

主要な結論は以下の通りである。

- (1) 含水比の低下を推定する従来の方法では石灰杭の膨張率を用いているが、より基本的な値である消化後の石灰の比重を使ったほうが調査結果をうまく説明できる。
- (2) 含水比の低下を圧密圧力の増加に置き換えて強度増加を求める現在の設計方法は有効であるが、石灰杭の急激な膨張のために地盤が乱れるため、この影響を考慮した安全率が必要となる。

キーワード：土質安定処理，石灰，せん断強さ，含水量，圧密

* 土質部 地盤調査研究室長

** 前第二港湾建設局 東京空港工事事務所

5 . Properties of Soils Treated by the Quick Lime Pile Method

Hiroyuki TANAKA*

Isao TOBIKI**

Synopsis

The quick lime pile method is widely used in Japan to improve soft soil grounds. Utilizing chemical reaction in which quick lime changes into slake lime, the method reduces water content of the soil and increases its strength. In this paper properties of soils treated by the method are presented by analyzing the data obtained at the construction site of the development of the Tokyo International Airport. The main conclusions are as follows:

- (1) By the investigation of the lime piles, the method to estimate the reduction of the water contents is proposed using the specific gravity of the lime pile after the reaction.
- (2) In the present design method, the shear strength after the treatment is estimated by the same manner as the preloading method with consolidation pressure equivalent to the reduction of the water content. The study makes its applicability clear. However, the certain safety factor is required due to the disturbance of the soil during the reaction of lime which rapidly expands and compresses the surrounding soil with high pressure.

Key Words: Soil Stabilization, Lime, Shear Strength, Water Content, Consolidation.

* Chief of Geotechnical Survey Laboratory, Soils Division.

** Formerly Member of Tokyo Airport Construction Office, the Second District Port Construction Bureau.

目 次

要 旨	201
1. はじめに	205
2. 生石灰杭工法の設計方法に関するレビュー	205
2.1 強度の推定方法	205
2.2 含水比の低下	206
2.3 現在用いられている設計方法	206
3. 調査の概要	207
4. 含水比の低下	209
4.1 理論式の導入	209
4.2 実測値との比較	210
4.3 含水比の低下	213
5. 改良後の強度	215
5.1 強度の分布	215
5.2 理論値との比較	216
5.3 応力ひずみの関係	220
6. まとめ —改良地盤の設計—	221
7. あとがき	222
参 考 文 献	222
記 号 一 覧 表	222

1. はじめに

生石灰杭工法は軟弱な地盤に生石灰(酸化カルシウム, CaO)を地中に打設し, 生石灰が消石灰(水酸化カルシウム, Ca(OH)₂)に変化する際に周囲の土から水分を吸収して沈下の低減, 強度の増加をはかる工法である。生石灰を使った工法に浅層あるいは深層混合処理工法(DLM)があるが, これらの工法は土と石灰を強制的にかくはん・混合しポゾラン反応による強度の増加も期待しており, 当工法とは改良原理を異にしている。当工法の大きな特徴は, 同じく地盤の含水比を低下させるプレロード工法と比べて, 盛土の必要はなく容易にしかも短期間に強度が得られることにある。

生石灰は水を嫌うので当工法は海上で使われた実績は少なく, 陸上工事で多用されている。当工法は盛土の基礎, 宅地の地盤改良に使用されているケースもあるが, 地下構造物のための仮設工事の使用実績が圧倒的に高い。その改良目的は地盤の強度, 掘削規模によって異なるが, 土留壁で仕切られた中を改良することにより受動土圧の増加あるいはヒービング防止, およびトラフィカビリティーの改善である。当工法を採用することによって含水比が低下し地盤の強度は大きくなるとともに, 掘削時および運搬時に掘削土と石灰が混ざりあい, 土のコンシステンシーが改善され, 掘削後の土のハンドリングが容易になる。

当工法は仮設でしかも小規模の工事に多く使われてきたため, 綿密な調査に基づき地盤改良の検討・設計を行うというよりは, 過去の類似の例を参考にしながら改良の仕様を決め, 改良効果をみながら工事を進めて行くといった現場あわせの色彩が強い工法であったように思われる。例えば, チェックボーリングによって改良した結果が思わしくないと判断されれば, 既に打設した杭の間にさらに増し杭を行ったり, 構造物の変更を行う等の対策を施している。これに対して他の工法, 例えば深層混合処理工法では改良後の強度が大きいため, 同じ地盤を再度改良することはきわめて難しく, またプレロード工法の場合は盛土圧の増加, あるいは圧密期間の延長などかなり大掛かりな変更を余儀なくされる。

このような使用上の背景が一つの要因となっておりと考えられるが, 生石灰杭工法に関する研究はその使用実績が多いにもかかわらず他の工法と比べて少なく, また設計法に関しても未解明な部分も数多く存在している。現在に至るまでの生石灰杭工法の設計法に関する経緯については2.で詳しく述べるが, 現在の改良後の強度を求める方法は含水比の低下を圧密圧力の増加に対応

させ, プレロード工法で用いられている圧密後の強度を求める方法に準拠している。しかしながら, 生石灰杭が周囲の地盤の水分と急激に反応して膨張する現象を圧密のそれと等価とする考え方, あるいは強度および沈下を求めるための基本的な値である含水比の低下を推定する方法にも未だ不明な点が多いのが現状である。また, 本報告で取り上げる事例のように大規模な掘削工事あるいは都市における近接施工に当工法を用いる例が近年増大しており, このようなケースでは改良地盤の強度の不足等の問題が生じた場合には対策を施すことは難しい。

本報告では昭和59年から運輸省が工事を進めている東京国際空港(羽田)の沖合展開工事の土留工で得られたデータを用いて, 生石灰杭工法で改良された地盤の特性について考察するものである。

2. 生石灰杭工法の設計方法に関するレビュー

2.1 強度の推定方法

当初の生石灰杭工法の改良後の強度の求め方は, 生石灰が水と反応して消石灰になる時の膨張圧に着目し, この膨張圧によって杭の周囲が圧密すると考えた¹⁾。すなわち, 改良後の強度は(1)式から求められるとした。

$$c = c_0 + (0.2 \sim 0.3) (d_i / D_e) p_e \quad (1)$$

ここに, c : 改良後の強度

c_0 : 改良前の強度

d_i : 生石灰杭の直径

D_e : 有効圧力径の直径

p_e : 生石灰杭の膨張圧

(1)式で(0.2~0.3)は圧密による強度増加率 c/p_e に, $(d_i/D_e)p_e$ は圧密圧力に相当する。この考え方では p_e が重要になり, 生石灰の膨張圧を実験的に求める試みが行われた²⁾。膨張圧の考え方が実際の現象と大きく異なるのは, p_e を一定としていることである。生石灰の膨張が拘束されるから大きな膨張圧が発生するのであって, 周囲の地盤が水分を吸収して圧縮すると石灰杭に対する拘束が弱まり, 膨張圧も時間とともに減少すると考えるのが自然である。つまり, 膨張圧は一定ではなく改良された地盤は漸減荷重下での圧密現象と類似していると考えられる。

奥村³⁾は膨張圧の考え方の代わりに地盤の含水比の低下に着目し, 含水比の低下と圧密圧力の増加とを結び付けることによって強度を推定する方法を提案した。彼の方法によれば, まず含水比の低下 Δw を間げき比の低下 Δe に置き換える。間げき比 e と圧密圧力の関係を図-1で表すと, 初期の間げき比 e_0 から Δe だけ間げ

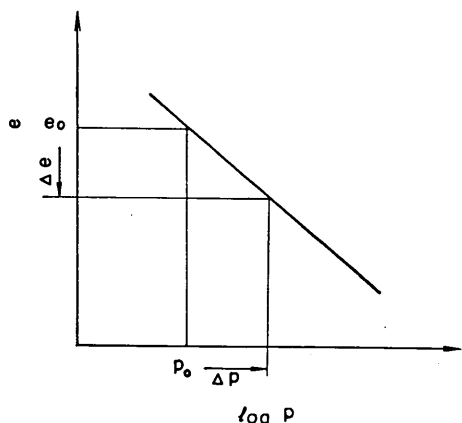


図-1 間げき比の減少から圧密圧力の増加を求める図

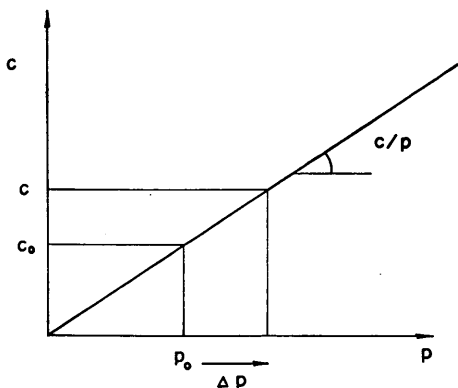


図-2 圧密圧力と強度の関係

き比が減少したのを、圧密圧力 p が Δp だけ増加したと考える。地盤が正規圧密されているとすると e と p の対数は直線関係にあるため、 Δw と Δp の関係は(2)式で与えられる。ただし地盤の飽和度は1.0としている。

$$\Delta w G_s = \Delta e = C_c (\log(p_0 + \Delta p) - \log p_0) \quad (2)$$

ここに、 p_0 : 改良前の有効圧密圧力 (有効土かぶり圧)

C_c : 圧縮指数

Δp が求められると、改良後の強度は(3)式で求められる(図-2)。

$$c = c_0 + (c/p) \Delta p \quad (3)$$

また改良地盤の圧密沈下の計算は、 Δp の分だけ地盤が過圧密、すなわち先行圧密応力 p_c が $(\Delta p + p_0)$ となったと考える。奥村の考え方によれば、改良地盤の強度と沈下の計算に必要な値は、 Δe 、 C_c 、 (c/p) の3つである。

2.2 含水比の低下

奥村の方法によれば、膨張圧の代わりに地盤の含水比の低下量 Δw が改良後の強度を支配することになる。 Δw は生石灰が消石灰に変化するときの低下量 Δw_1 と消火後の石灰杭の間げきに働くサクションによる低下量 Δw_2 から成り立つと考えると分かりやすい。石灰杭が純粋な生石灰からできているとすると、理論的には生石灰の重量の0.32倍だけ水を吸収して消石灰に変化する(4式)。

$$\Delta w_1 = 0.32 \gamma_a a_s (1 + w_0) / \gamma_t \quad (4)$$

ここに、 γ_a : 生石灰杭の単位体積重量

a_s : 改良率

γ_t : 対象地盤の湿潤単位体積重量

w_0 : 対象地盤の初期含水比

Δw_2 に関しては以下に示すように種々の式が提案されている。奥村³⁾ は消化後の石灰杭の間げきが完全に水で満たされるとして、(5)式を提案している。

$$\Delta w_2 = 0.59 \gamma_a a_s e_s (1 + w_0) / \gamma_t \quad (5)$$

ここに、 e_s : 消化後の石灰杭の間げき比

一方、千本、他⁴⁾ は(6)式を提案している。

$$\Delta w_2 = n_q \gamma_w a_s (1 + \varepsilon_v) (1 + w_0) / \gamma_t \quad (6)$$

ここに、 n_q : 生石灰の間げき率

ε_v : 膨張率

γ_w : 水の単位体積重量

下田⁵⁾、Kado、他⁶⁾ は(7)式を提案している。

$$\Delta w_2 = n_s \gamma_w a_s S_r (1 + \varepsilon_v) (1 + w_0) / \gamma_t \quad (7)$$

ここに、 S_r : 消化後の石灰杭の間げきの飽和度

n_s : 消化後の石灰杭の間げき率

2.3 現在用いられている設計方法

現在用いられている生石灰杭工法に関する設計法では、強度については奥村の方法を用いているが、含水比については未だ統一した方法がないのが現状である。しかしながら、石灰メーカーが出している設計マニュアルでは(7)式による含水比の低下を記載しており、その結果(7)式による方法が多く用いられているようである。

いずれにしても、実測値を用いて強度あるいは含水比の推定がどの程度現在の設計法から求められた値とあっているのかを確かめた例は皆無といってよい。また、(7)式で用いられる係数についてもメーカーが実績値と称する値であって、その計測方法などの詳細については不明な点が多い。このように、現在までに生石灰杭工法を系

生石灰杭工法によって改良された地盤の特性

統づけて調査・研究した例がなかったのは、以下に述べるように石灰の材料メーカーによって生石灰杭の材料が微妙に異なることが大きな原因となっているように思われる。

消石灰は空気中の二酸化炭素と結び付き炭酸カルシウムとなり長期的には自硬性を認めることができるが、短期的にはその強度は無視するのが妥当と考えられる。しかし、生石灰の材料のメーカーによっては生石灰にセメント系の硬化材を添加して石灰杭自体の強度を増加させ、生石灰杭工法によって改良された地盤を複合地盤としてみなしているメーカーもある。しかし、硬化材の種類、配合に関してはメーカーの企業秘密とされている。このため、現地調査で得られた結果は地盤条件に加えて、生石灰杭の材料も変数となるため、他の現場にそのまま適用することが困難となる。このため、本報告では石灰杭の強度については触れないことにした。

3. 調査の概要

本報告で使用したデータは東京国際（羽田）空港の沖合展開工事の土留工で得られたものである。施工場所は図-3に示す既存の空港地区と東京湾岸道路を結ぶアクセス道路である。

当地区の地盤の形成過程は図-4に示すように、沖積粘土層（AC₂層）の上に多摩川によって運ばれてきた砂が厚く堆積されていたのが（AS層）、昭和40年代に現在の空港の建設のため埋立材料として掘削された。その後、東京湾の航路浚渫によって生じた土砂、あるいは下水処理場からの汚泥を捨て込み（AC₁層）、その上に東京都内の建設現場で生じた残土（BS層）をまきだして作られた地盤である。このため、AS層、AC₁層、BS層との境界は場所によって著しく異なり、またAC₁層

は埋め立てられてから間もないため非常に軟弱で、しかも様々な種類の土を捨て込んでいるため、土の特性が場所によって大きく異なる⁷⁾。

アクセス道路のための土留工の規模は、図-5に示すように、幅35m深さ約11mで、土留壁として鋼矢板VLを用いている。土留工事の詳細は文献8)、9)、10)を参照されたい。本報告の解析に用いたデータは4、5、6、7工区で得られたもので、その工区における土層断面図は図-6に示す通りである。すなわち、荒川量水標

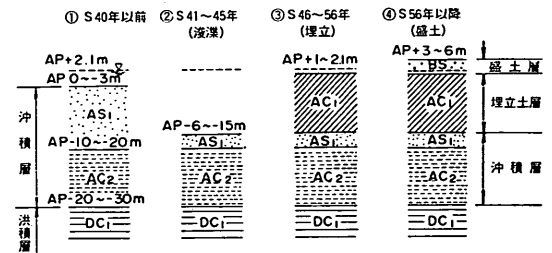


図-4 地盤の生成過程

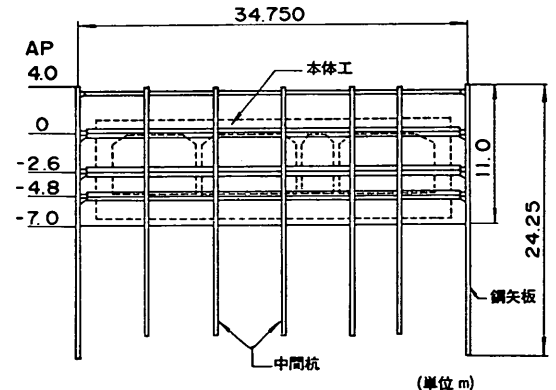


図-5 代表的な土留工の断面図

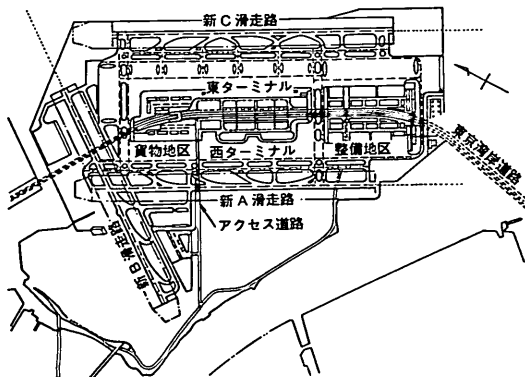


図-3 東京国際空港沖合展開事業

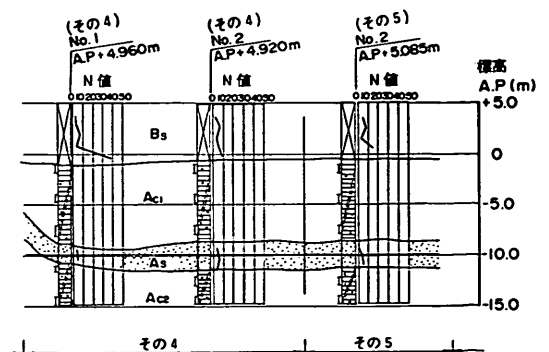


図-6 地盤改良を施した地区の土層断面図

(AP) 表示で地表面からAP0mまでBS層, AP0mからAP-8mまでAC₁層, AP-8mからAP-12mまでAS層, さらにその下にAC₂層が続いている。なお基礎と見なすことができる洪積砂層はAP-50m程度の深度にある。改良の対称となったAC₁層の特性は後で詳しく述べることにして, 各層の特徴を簡単に記すると以下の通りである。BS層は建設残土で形成されているため, その特性は場所による変動が著しく, N値は3~5程度でコンクリートのがらやれきを含んでいる。AS層は均一な粒形の砂からなっており, N値は5~10程度と緩い層である。AC₂層は上層で一軸圧縮強度 q_u が1kgf/cm²で深さとともに増加しており, またBS層の自重によってゆっくりと圧密沈下が進行している。

AC₁層を改良した目的は土留工の安定(受働土圧の増加, ヒーピングに対する安定)と掘削のための重機のトラフィカビリティの確保である。AC₁層の強度および含水比の分布を図-7に示す。土砂を捨て込んでからまだ日も浅いため, q_u はAC₁層の上端から深さ-9mまで0.2kgf/cm²程度, その下はAS層に近いため圧密が進行して0.5kgf/cm²程度となっている。含水比は図に示すように30から130%と非常にばらつきが大きく, しかも後で述べるようにわずか数m離れた地点でも含水比等の土の物性は大きく変わる。

工事は5工区を試験施工的に先行させた。地盤改良の

手順は矢板を建て込んだ後に, 所定の間隔で生石灰杭を打設した。5工区の施工後のチェックボーリングの結果, 砂層に近い層の含水比の低下が他の深度と比べて小さいことが判明し, その原因として砂層からの石灰杭への水の供給が考えられた。このため後続する4, 6, 7工区では生石灰杭を打設する前にディープウェルをAS層まで打ち込み, 砂層の水をくみ出し生石灰杭への水分の供給を絶つことにより, より大きな改良効果を狙った。生石灰杭の直径は40cmで, 打設の情景を写真-1に

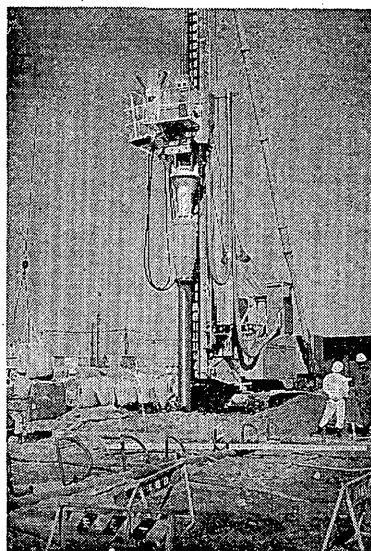


写真-1 生石灰杭の打設状況

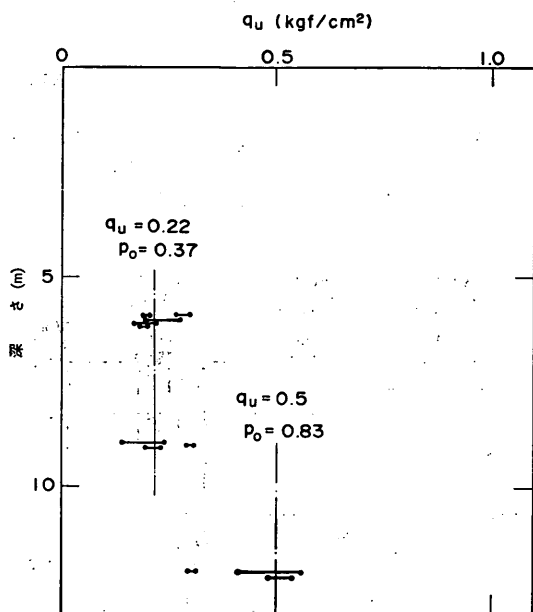


図-7(a) AC₁層の特性 一軸圧縮強度

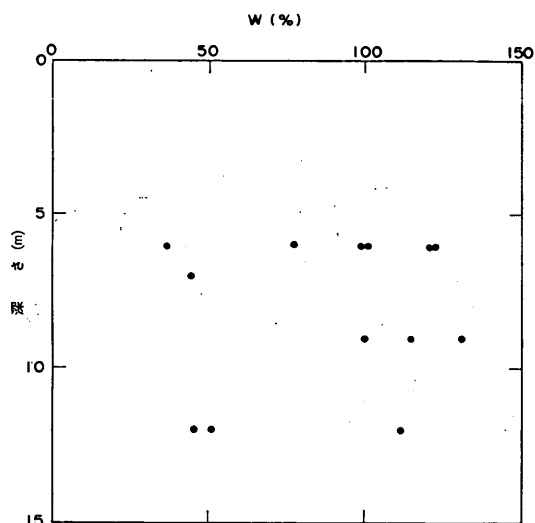


図-7(b) AC₁層の特性 含水比

生石灰杭工法によって改良された地盤の特性

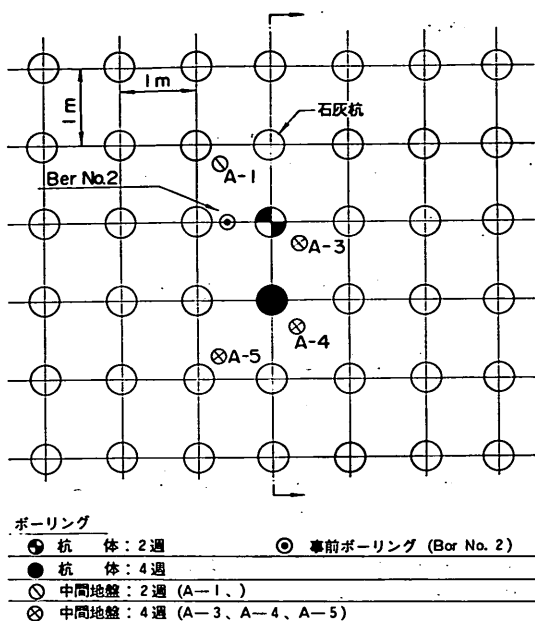


図-8 強度確認のためのサンプリングの位置図

示す。杭のピッチは対象とする AC、層の含水比及び土留工の安定によって決め、その結果 1.0m から 1.5m の範囲であった。

今回の工事で生石灰杭に関して実施した調査は 2 種類である。一つは、土留の掘削前に行ったボーリングによる試料採取で、これは所定の強度が発現しているかどうかを確認するものである。ボーリングを行った位置は、図-8 に示すように、杭の中心の対角線長さの 1/4 杭よりとした。これは改良後の地盤の強度は必ずしも均一ではなく、杭に近ければ含水比が小さくなり強度も大きくなると考え、地盤の平均強度を取る意味で 図-8 に示す位置とした⁴⁾。試料を採取した時期は地盤改良後 2, 4, 6 週間後である。もう一つの調査は土留の掘削時に行ったものであり、改良地盤の含水比と強度分布をみるために行った。調査は各掘削段階ごとの深度（地表面から、-5.0、-7.5、-10.0、-11.5 m）で行い、図-9 に示すように、あらかじめ設定された位置で含水比の測定とポータブルコーンによる土の強度を測定した。また、杭と杭の中間の位置でシンウォールチューブによって試料を採取し一軸圧縮試験を行い、ポータブルコーンで得られた土の強度との比較を行った。石灰杭についてもブロックサンプリングによる試料の採取を行った。これらの調査および試料の採取深さは掘削の作業による乱れの影

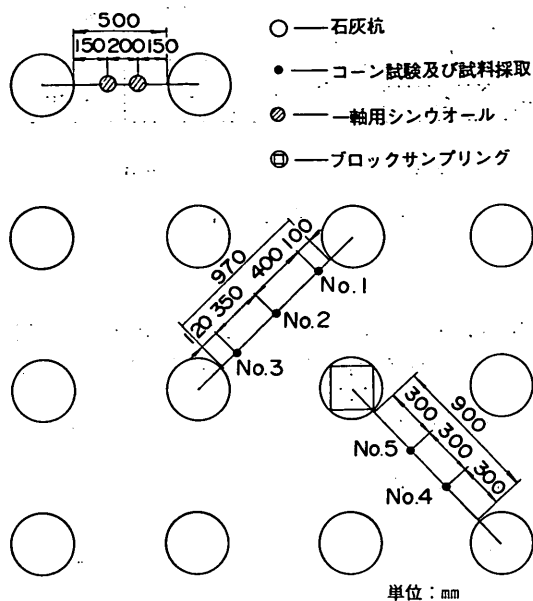


図-9 改良地盤の含水比と強度分布計測のための調査地点

響を少なくするために可能な限り深い方が望ましいが、土留工の掘削作業が優先するため約 50cm の深さとした。調査を行った時期は調査方法からもわかるように必ずしも一定ではないが、地盤改良後少なくとも 1 カ月は経過している。

4. 含水比の低下

4.1 理論式の導入

2. で述べたように改良後の含水比を求める式は様々であり、また既に述べたように係数として必要な値は研究報告書等で公にされているケースは少なく、生石灰の材料のメーカーがパンフレットあるいは仕様マニュアルで推奨している値を用いているのが現状である。ここでは、生石灰による地盤改良の含水比の低下を理論的に考察してみる。

図-10 は消化前、すなわちまだ生石灰が反応する前の状態と、消化後の状態を模式的に示したものである。図中 V は体積、 W は重量を示し、一番目のサフィックス q は消化前（生石灰）、 s は消化後（消石灰）の状態を示す。また二番目のサフィックス s は固体部分、 v は間げきを表し、 v はさらに a で表せられる気体と w の水の部分に区別される。消化前の単位体積重量 γ_q 、消化後の

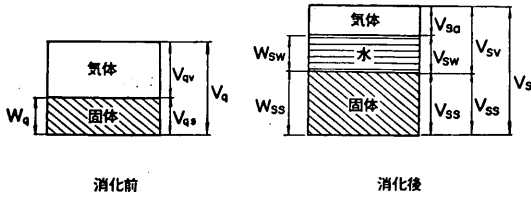


図-10 石灰杭の構成模式図

間げき比 e_s , 飽和度 S_r および土粒子の比重 G_{ss} は図-10 に示す記号を用いて以下のように表すことができる。

$$\gamma_q = W_q / V_q \quad (8)$$

$$e_s = V_{sv} / V_{ss} \quad (9)$$

$$S_r = V_{sw} / V_{sv} \quad (10)$$

$$G_{ss} = W_{ss} / V_{ss} / \gamma_w \quad (11)$$

消化前と消化後の固体部分の重量は(8)式を用いて関連づけられる。

$$W_q + hW_q = W_{ss} \quad (12)$$

ここに h は消化吸収係数で、生石灰杭が純粋な生石灰で作られているとすると理論的には $h = 0.32$ である。消化後の見かけの膨張率, ϵ_v は消化後の体積膨張を表す値で固体の生石灰が消石灰となって膨張する分と間げきが増加する分とからなる。

$$\epsilon_v = (V_s - V_q) / V_q \quad (13)$$

消化後の含水量 Δw_w は生石灰が水を吸収した分と消化後の間げきに満たされる分とからなる, (14)式で表すことができる。

$$\Delta w_w = W_{sw} + hW_q \quad (14)$$

また Δw_w を消化前の単位体積当たりで表すと(15)式となる。

$$c_w = \Delta w_w / V_q \quad (15)$$

ϵ_v , c_w を(8)から(12)式の関係を用いて表せば以下のようになる。

$$\epsilon_v = \frac{(1 + e_s)(1 + h)\gamma_q}{G_{ss}\gamma_w} - 1 \quad (16)$$

$$c_w = \gamma_q \frac{\{S_r e_s (1 + h) + h\}}{G_{ss}} = S_r n_s \gamma_w (1 + \epsilon_v) + h \gamma_q \quad (17)$$

また、地盤の含水比の低下 Δw は、石灰杭の打設時の体積変化を無視すると以下のように表される。

$$\Delta w = \frac{a_s (1 + w_o) c_w}{\gamma_t} \quad (18)$$

$$= \frac{a_s (1 + w_o) \gamma_q \{S_r e_s (1 + h) + h\}}{\gamma_t G_{ss}} \quad (19)$$

$$= \frac{a_s (1 + w_o) \{S_r e_s \gamma_w (1 + \epsilon_v) + h \gamma_q\}}{\gamma_t (1 + e_s)} \quad (20)$$

$$= \frac{a_s (1 + w_o) \{S_r n_s \gamma_w (1 + \epsilon_v) + h \gamma_q\}}{\gamma_t} \quad (21)$$

(19)式は消化後の石灰の比重 G_{ss} , (20)式は見かけの消化後の膨張率 ϵ_v を用いて, (21)式は間げき比 e の代わりに間げき率 n を用いて含水比の低下を表している。

上に挙げた式と 2.2 で示した過去に提案された式とを比べてみる。まず、生石灰が水を吸収して消石灰に変化することによって減少する含水比 Δw_1 は h を 0.32 とすれば(4)式と同じになる。 Δw_2 については, (19)式から消化後の石灰杭の飽和度 S_r を 1.0 とし, 理論上純粋の消石灰の比重 G_{ss} は 2.24, 消化吸収係数 h は 0.32 であることを考慮すると(19)式の括弧内の第 1 項は(22)式

$$S_r e_s (1 + h) / G_{ss} = 0.59 e_s \quad (22)$$

となり, 奥村が提案した(5)式となる。千本, 他が提案した式は消化前の間げき率, n_q が消化後の n_s と S_r との間に(23)式が成り立てば(21)式と同じである。

$$n_q = n_s S_r \quad (23)$$

下田あるいは Kado, 他が導いた式は(21)式と同じとなり Δw を見かけの体積膨張率と消化後の間げき率で表現したことになる。

4.2 実測値との比較

現在含水比の低下を推定する方法は(21)式が多く用いられ, またこの式の必要とする係数は材料のメーカーによって以下の値が用いられているようである。

$h : 0.30$ 理論的には 0.32 であるが, 石灰のメーカーによっては消化後の石灰杭の強度を上げるため硬化材を添加している場合があり, これを考慮して係数を小さくしている。もし, 石灰杭を純粋な生石灰を使用した場合には 0.32 に近い数値を使うべきと考えられる。

$\gamma_q : 1.2 \text{ gf/cm}^3$ 生石灰の単位体積重量であるが、石灰の硬化材の種類、配合条件、生石灰の粒度分布、施工方法によって変わると考えられる。しかし、このメーカーが出している数字は非常に小さいと思われる。純粋の生石灰の比重は3.4であるから消化前の生石灰の間げき比を求めれば、 γ_q が 1.2 gf/cm^3 で $e=1.83$ 、 γ_q が 1.3 gf/cm^3 で1.62と粒状体としては、かなり間げきが多くなるからである。

また、以下に述べる値は過去の現場の実績値としてあげられている。

$n : 0.55$

$e_v : 0.75$

$S_r : 0.8$

消化後の石灰杭のブロックサンプルから、石灰杭の固体部分の比重 G_{ss} 、含水比 w 、湿潤体積重量 γ_s を測定し、これらの値を用いて消化後の石灰杭の間げき比 e_s と飽和度 S_r を求めた。各工区で得られた石灰杭の G_{ss} 、 e_s 、 S_r の値をヒストグラムにして図-11から図-13に示す。ただし、 G_{ss} については5工区についてのみ調査したので、6、7工区での e_s 、 S_r は G_{ss} を5工区で得られた平均値2.344として計算した。

純粋の消石灰の G_{ss} は理論上2.24となるが、図-11に示すように今回の調査で得られた値は2.30から2.38と純粋の消石灰の G_{ss} より0.1程度大きい。これは今

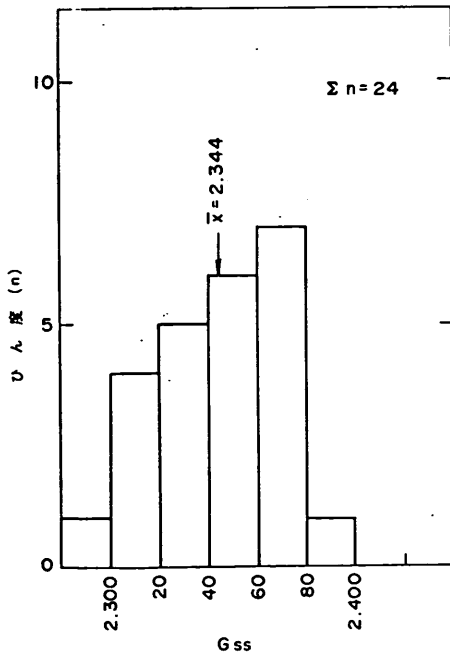


図-11 消化後の石灰の比重のヒストグラム

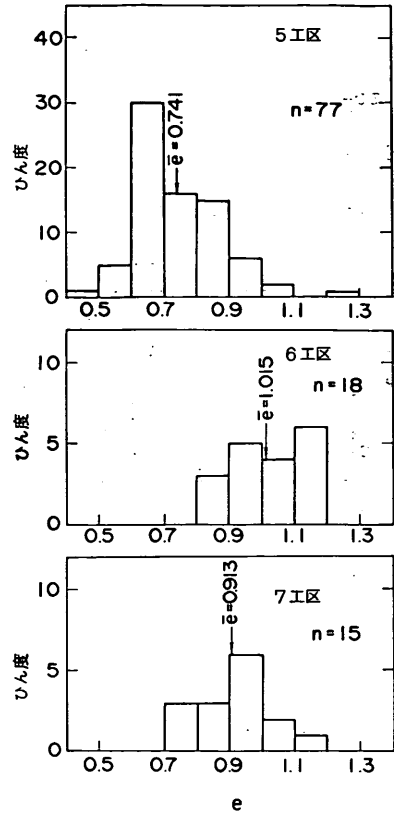


図-12 消化後の石灰の間げき比のヒストグラム

回使用した石灰に硬化材が添加されているためと思われる。もし、生石灰杭の材料として硬化材が添加されていない材料を使用した場合は、消化後の G_{ss} は2.24に近い値を取るものと思われる。

e_s と S_r の値は各工区によって異なるが、 e_s は0.6から1.1、 S_r は0.7から0.9程度である。これらの数値とメーカーが推奨している値とを比較してみると S_r はほぼ一致しているが、 e_s についてはメーカーの値が1.22($n=0.55$ から e を計算)としているので、今回の調査で得られた値はかなり小さい。

次に消化後の G_{ss} 、 e_s 、 S_r から導かれた値、 e_v 、 c_w のヒストグラムを図-14、15に示す。 e_v 、 c_w とも各工区によって異なっている。この大きな原因として6、7工区では石灰杭を打設する前に改良の対象となったAC₁層の下の砂層、AS層の水を汲み出したことが上げられる。現在含水比の低下を求める方法として主に使われている(7)式では e_v は0.75を標準の値としている。この値は今回の調査によって得られた値である0.1から0.4と比較してみるとかなり大きい値となり、この値を使う

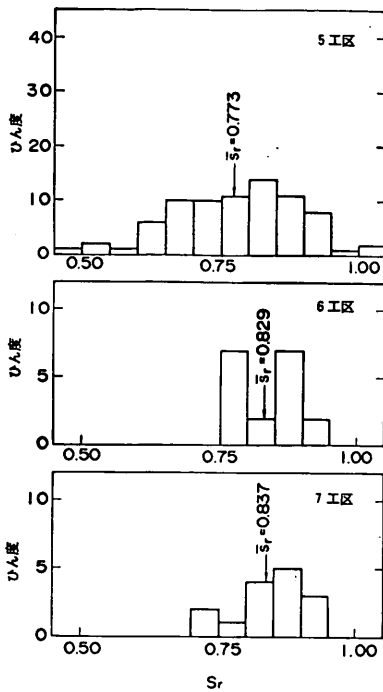


図-13 消化後の石灰の飽和度のヒストグラム

と地盤の含水比の低下を大きく見積もることになる。ここで、材料のメーカーによって推奨されている値、 $n = 0.55$ (今回の結果より大きい値である)、 $r_q = 1.2 \text{ gf/cm}^3$ 、 $r_w = 1.0 \text{ gf/cm}^3$ 、 $h = 0.3$ とし、また G_{ss} については今回の実測値である 2.344 を用いて (6) 式に代入すると、 e_v は 0.48 となる。このことから式(7)における e_v の 0.75 はかなり大きな値であると考えられる。 c_w については各工区によって多少変化するが、0.75 から 1.0 の間にある。すなわち、生石灰杭の体積の 3/4 から 1.0 の水分を地盤から吸収したことになる。

図-12 から 図-15 に示すように、石灰杭から求められた e_s 、 S_r 、 e_v 、 c_w の値にはばらつきがある。これらのばらつきの原因を調べるために、図-16 に示すように改良後の調査によって得られた地盤の q_u 、 w (位置については 図-9 参照) と対比して示す。これらの図をみる限り、 e 、 S_r または、 e_v 、 c_w が地盤の特性とどう関連づけられるのかは明らかにすることはできない。今回の調査はただ 1 種類の現場で得られたデータを基にしており、今回の結果が石灰杭に関する値としてはどの程度普遍性があるのかは慎重に考える必要がある。しかしながら、地盤の含水比の低下を推定する式としては、今回の調査で得られた値およびそのばらつき等を参考にする

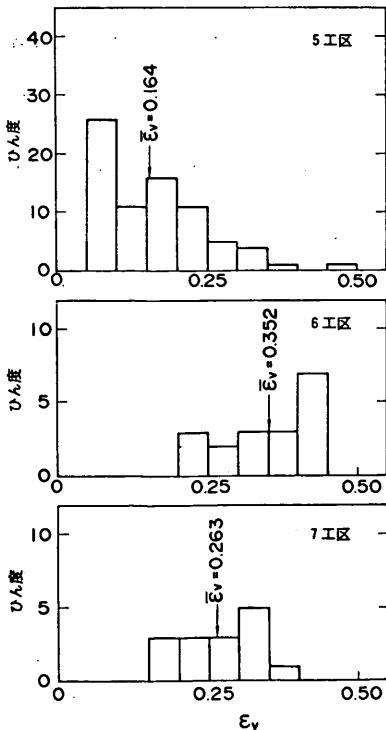


図-14 石灰杭の見かけの膨張率のヒストグラム

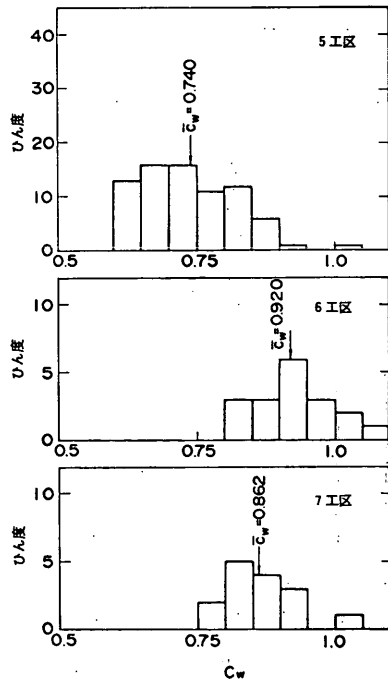


図-15 単位体積当りの水の吸収率のヒストグラム

生石灰杭工法によって改良された地盤の特性

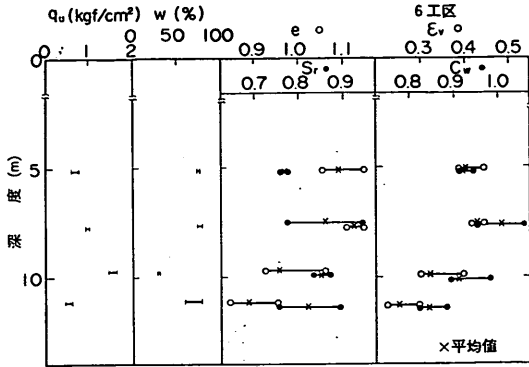


図-16(a) 改良後の地盤と石灰杭に関する値 (6工区)

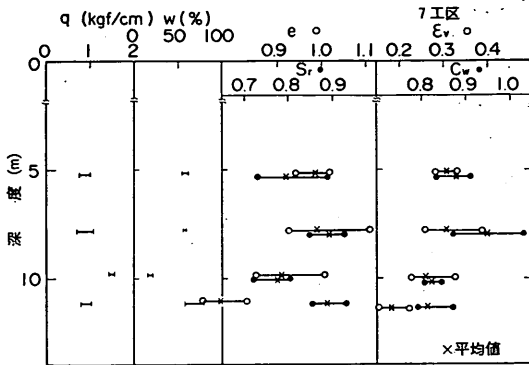


図-16(b) 改良後の地盤と石灰杭に関する値 (7工区)

と、 e_0 で含水比の低下を見積もるよりも 4.1 で述べたように、より基本的な量と考えられる G_{ss} を用いた (9) 式が含水比の低減を表す式として適切であると考えられる。また消化後の間げき比が改良前の地盤の特性、あるいは改良の仕様によってどう影響されるのかは今回の調査では明確にはできなかったが、改良前の地盤の強度あるいは改良率が大きければ杭の膨張圧は大きくなり、その結果杭には大きな圧縮力が作用するので消化後の e は小さくなる傾向にあると思われる。また S_r については今回得られた数値にはばらつきが比較的少なく、またメーカーが出している数値と同様な値であったので 0.8 前後の値を用いても良いと思われる。

4.3 含水比の低下

図-17 に示すように石灰杭によって改良された地盤のモデル化を行い、生石灰が消化する際に地盤に働く応力を考えてみる。杭の半径は r_0 であり杭と地盤の境界に

膨張圧 p_e が作用しているものとする。また半径 mr_0 で表される境界を考え、この境界の変位を 0 とする。ここでは m は (8) 式で示されるように改良率 a_s と関連づけられる。

$$a_s = 1/m^2 \tag{24}$$

このような条件下での円筒状の地盤に働く応力は次式で表すことができる¹¹⁾。

$$\sigma_r = \frac{A}{r^2} + 2C \tag{25}$$

$$\sigma_\theta = -\frac{A}{r^2} + 2C \tag{26}$$

ここに σ_r は半径方向、 σ_θ は接線方向に作用する応力である。また式中の A, C は次式で表される。

$$A = \frac{m^2 r_0^2 (1-2\nu) p_e}{m^2 (1-2\nu) + 1} \tag{27}$$

$$C = \frac{1}{2 \{ m^2 (1-2\nu) + 1 \}} p_e \tag{28}$$

ここに ν は地盤のポアソン比である。

σ_r と σ_θ との平均値 σ_m は (29) 式で表すことができる。

$$\sigma_m = \frac{(\sigma_r + \sigma_\theta)}{2} = 2C \tag{29}$$

$\nu=0.5$ の非排水状態で p_e が作用すると $A=0, C=0.5p_e$ となり $\sigma_r, \sigma_\theta = p_e$ となる。圧密が開始され体積変化が生じると ($\nu \neq 0.5$), σ_r, σ_θ は p_e と異なった値をとる。図-18 に $m=3$ ($a_s=11\%$) で $\nu=0.3$ とした場合の地盤の応力状態を示すが、 σ_r は杭から離れるに従い徐々に減少し、 σ_θ は杭の近傍で負の値を取るが、 r が大きくなるにつれ正に転じる。 σ_m は r によらず一定でその値は $0.218 p_e$ となる。すなわち、非排水、

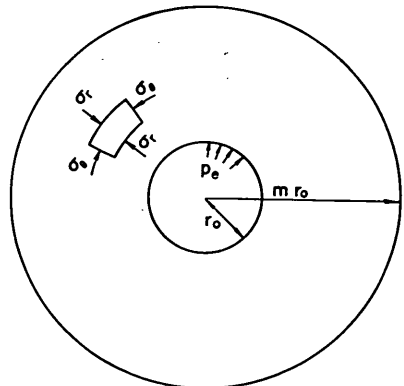


図-17 石灰杭の膨張時に地盤に作用する応力を求めるための模式図

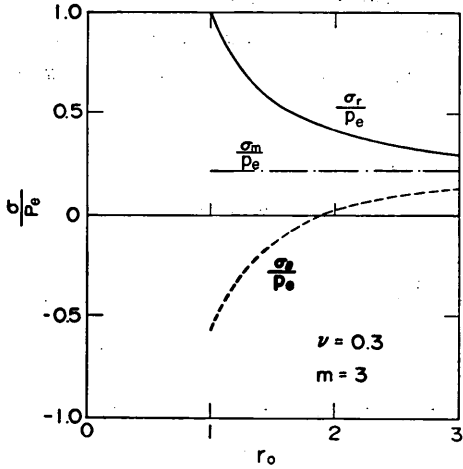


図-18 石灰杭の膨張時に地盤に作用する応力

排水状態を問わず r による σ_m の変化はみられない。しかし、値そのものは非排水から排水へと状態が変化するにつれ 図-18 の例で示すと σ_m は $1.0 p_e$ から $0.218 p_e$ と減少し、また、杭が膨張するにつれ杭に対する拘束が弱くなるため p_e そのものの値も減少する。すなわち、生石灰杭工法は圧密荷重が時間とともに変化する圧密と同様であり、排水距離が短い杭の周辺では高い圧密圧力

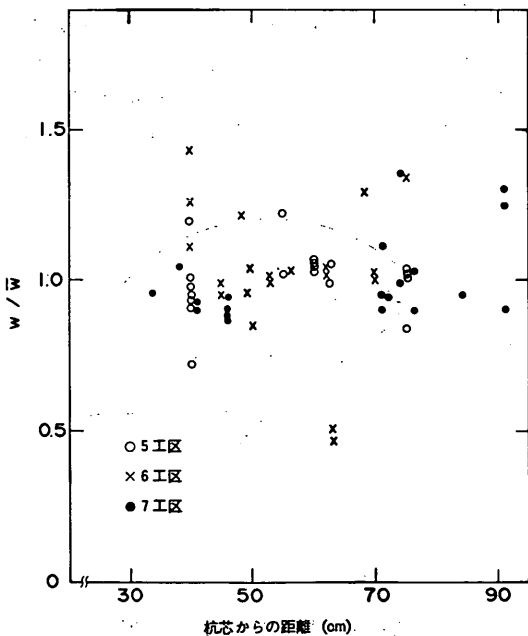


図-19 含水比の分布

の下で圧密が終了し、杭から離れた場所では圧密圧力が減少してから圧密が進行することになる。このため、杭に近いほど含水比が低下し、離れるほど含水比の減少度が小さいと想像される。

土留工の各掘削段階で測定された含水比の分布を 図-19 に示す。原点となる改良前の含水比は深さ、あるいは場所によって著しく変わるので、結果は各工区の各深度で得られた平均の含水比 \bar{w} で正規化した値で示している。予想に反して含水比はほぼ一定であり、杭から離れるに従い大きくなるという現象は認めることはできない。この傾向は細井、他²⁾が行った地下鉄工事の現場で得られた結果からも認められる。

図-20 に5工区での地盤の初期含水比と含水比の低下との関係を示す。ここで、初期含水比の求め方について述べる。図-7 の改良前の調査からわかるように、対象とした地盤は人工的に土砂を捨て込んで作られたため、含水比が著しく変化し、どのボーリング孔をして基準となる初期含水比とするのが問題となる。もちろん調査に当たっては改良効果を適切に捕らえるために、改良前と改良後の値が比較対照できるように調査方法を決めたが(図-8 参照)、結果をみると改良によって含水比が変化したのではなく、明らかに土の種類そのものが異なると考えられるケースが続出した。このため、改良後の試料から初期含水比を予測する方法として、アッターベルク限界試験の結果を用いることにした。すなわち、改良前の液性指数、 LI は 図-21 に示すように $LI=1.1$ と見なすことができ、式(30)によって初期含水比 w_0 を求めた。

$$w_0 = w_p + LI(w_l - w_p) \quad (30)$$

$LI=1.1$ の関係から大きく離れるのは液性、塑性限界が小さい試料であるため、式(30)で初期含水比を求めても誤差そのものは小さい。

養生日数の影響をみるために石灰杭を打設してから2、4、6週間経た時点で試験を行ったが養生日数の増加による含水比の低下量が大きくなる傾向にはない。式(19)を用いて、また諸係数は今回の石灰杭の調査から得られた値 ($h=0.30$, $e_s=0.74$, $S_r=0.77$, $G_{ss}=2.345$) を代入して得られた関係を実線で示す。図-20 からわかるように、式(19)による関係は実測値の下側を通る。この関係は生石灰杭の r_q を 1.2 gf/cm^3 として求められたものであり、試みに r_q を 1.5 gf/cm^3 とすると、この関係は点線で示され、ほぼ実測値の中心を通るようである。今回の調査では r_q を実際に計測してはいないが、前にも述べたように、 1.2 gf/cm^3 は少し小さすぎる値であ

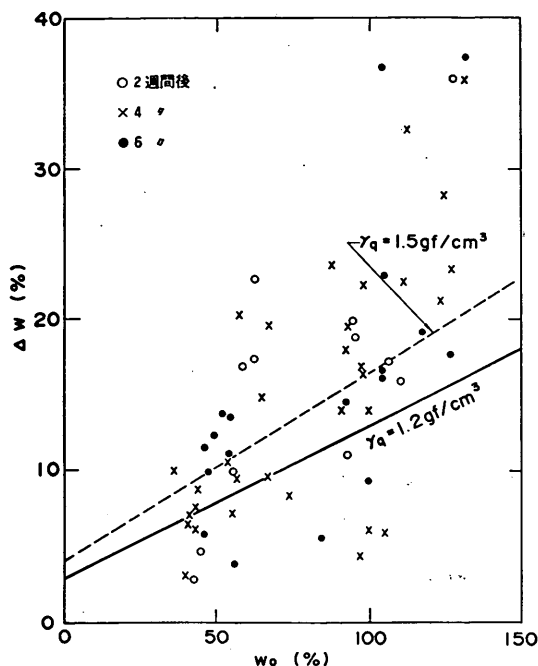


図-20 地盤の初期含水比と含水比の低下量の関係

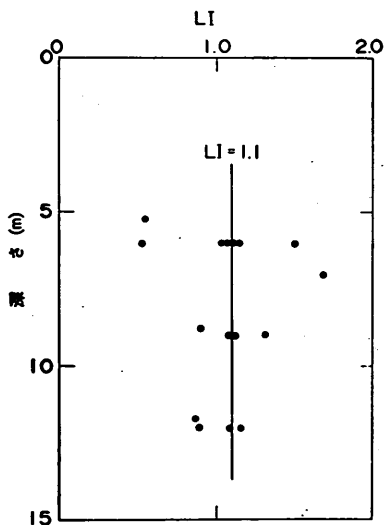


図-21 AC₁ 層の液性指数

と思われる。図-20 に示す点は一本のシンウォールから得られた3から4個の試料の平均値であるにも拘らずかなりのばらつきがみられる。当初、これは改良前の地盤の不均一に起因するものと考えていたが、以下で述べるように生石灰杭工法のそのものの特徴ではないかと考

えられる。

式(20), (21)が示すように主応力差 ($\sigma_r - \sigma_\theta$) は圧密が開始されると徐々に大きくなり (ν が0.5より小さくなるに従い), また σ_θ は負になるため杭に近い部分はせん断破壊あるいは、引っ張り破壊が生じている可能性が高い。このため、杭の膨張が始まると同時に周辺の地盤にはクラックが生じ、これが水の通り道となって生石灰の消化に必要な水分が吸収されることが想像される。このため、杭の膨張による間げき水圧の消散は杭周辺のみから始まるのではなく、クラックを通して消散が行われ、地盤全体が短期間に圧密が終了するという仮定が成り立つ。この仮定によって、①図-19 に示すように、石灰杭周辺の含水比の低下がみられないこと、②2週間も経過すれば含水比の値が一定すること、及び③含水比の値がかなりばらつくこと、の三点に対する疑問が解ける。

5. 改良後の強度

5.1 強度の分布

図-9 で述べた位置で、ポータブルコーンによる強度の平面的な分布を調べてみた。参考までにコーンの反力値 q_c と深さの関係の一例を 図-22 に示す。図から判るように q_c は深さに対してほぼ一定であった。また、 q_c とこれに対応する位置で得られた q_u との比較を 図-23 に示す。両者の間には、ばらつきはあるが、一般に言われている $q_c = 5q_u$ の関係にあり、改良地盤の強度をコーンで測定する場合の参考にてできる。

図-24 にポータブルコーンによる強度分布を示す。含水比の分布と同様に q_c は各深度で得られた q_c 値の平均値で正規化している。杭の中心から70cm以上離れた

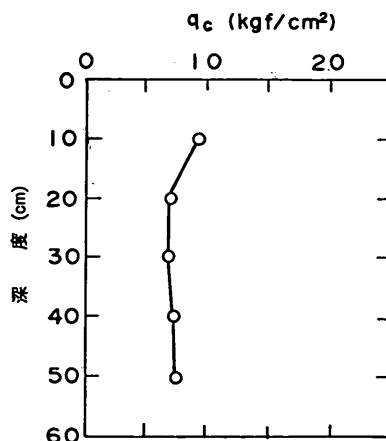


図-22 代表的なコーンの反力値の深度方向の分布

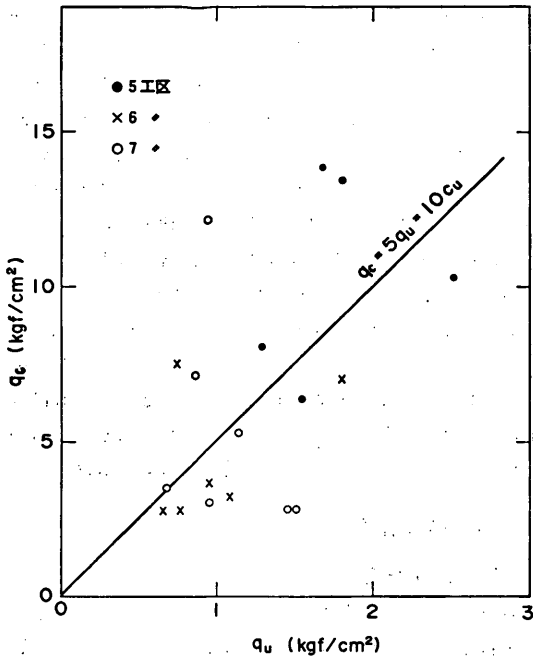


図-23 コーンの反力値と一軸圧縮強度の関係

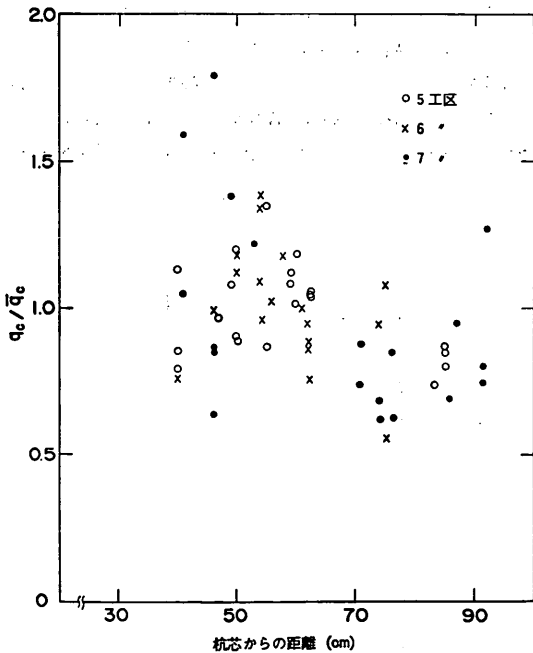


図-24 強度の分布

グループと杭よりのグループに分けて q_c/\bar{q}_c をみてもみると、杭に近いグループの中で極端に値が大きい2点を除けば杭よりの q_c/\bar{q}_c の値は1.0より若干大きく、70cmより離れたグループは0.9程度とわずかであるが杭に近い所の強度が大きい傾向にあるようである。千本、他⁴⁾は改良後の地盤の強度は放物線状に分布するとして杭間隔の1/4の地点が改良地盤の強度を代表させることを提案している。しかし、細井、他¹²⁾の実測値をみても杭のごく近傍を除いては今回得られた結果と同様に、どちらともつかない結果が得られている。4.3で既に述べたように、杭の膨張によって地盤はかなり乱れた状態にあり、場所によって含水比あるいは強度が異なるか否かは、地盤の状態または改良の仕様によって微妙に左右されるものと思われるが、今までの文献で述べられているよりは、含水比あるいは杭芯からの距離による強度の不均一性の程度は小さいと考えられる。

5.2 理論値との比較

2.で述べたように、現在用いられている生石灰杭工法を施した地盤の強度の設定方法は含水比の低下を圧密圧力の増加に置き替え、プレロード工法と同様な考え方で強度を推定するものである。ここでは、含水比の低下量を与条件とした場合の理論値と実測値との比較を行う。以下に計算の方法および値について詳細に述べる。

含水比の低下量は4.で述べたように改良後に行った含水比測定とアッターベルグ限界試験より液性指数 LI を1.1として初期含水比を求め、これから含水比の低下量 Δw を計算した。圧密圧力の増分を求めるための $e \sim \log p$ の関係における定数は圧縮指数、 C_c と初期間げき比、 e_0 およびその時の圧密圧力 p_0 である(図-1)。 C_c については改良前の調査結果があるが、4.で述べたように AC_1 層は著しく土の種類が変化するので、これもまた液性限界 w_L から求めた。すなわち、多少のばらつきはあるものも、羽田の沖合展開工事の第一期工事地区で得られた AC_1 層での C_c と w_L との間に(31)式の関係が認められ、これにより C_c を推定した。

$$C_c = 0.013 (w_L - 13) \quad (31)$$

改良前の圧密圧力、 p_0 はまだ AC_1 層の自重圧密が終了していないことを考慮して 図-7 に示す q_u の分布から求めた。すなわち、圧密による強度増加率 c/p を、0.3として、(32)式によって p_0 を計算した。この $c/p=0.3$ については後で詳しく述べる。

$$q_u = 2c = 2 (c/p) p_0 \quad (32)$$

図-7 から深さが10mより浅いところの p_0 は 0.37kgf/cm^2 、10mより深い所は 0.83kgf/cm^2 と設定した。また、初期間げき比 e_0 は LI から推定された初期含水比を基に、試料の飽和度は1として、また土粒子の比重は AC_1 層の平均的な値2.65として式(33)によって求めた。

$$e_0 = G_s w_0 \quad (33)$$

次の段階として、圧密圧力の増分から強度増加を推定する必要がある。これに必要な c/p は三軸試験、あるいはパーティカルドレーン工法を施した地区の土質調査の結果から求めた。図-25は K_0 圧密非排水圧縮せん断試験(CK_0U)の結果であり、過圧密比 OCR が増加す

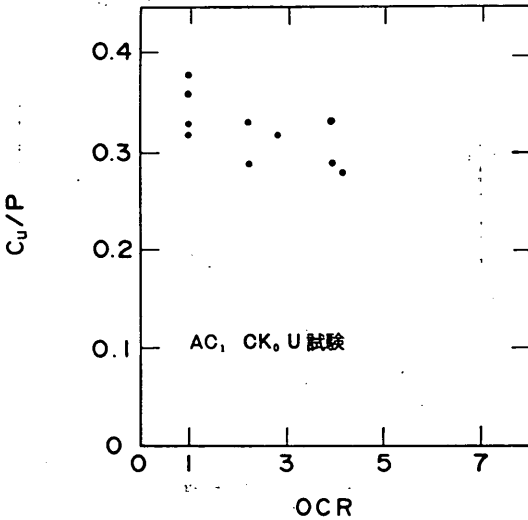


図-25 三軸試験から求められた c/p

るに従いリバンドによる強度低下が認められるが、 OCR が5より小さいと c/p は0.3程度となる。今回の調査の対象となった土留工の現場地点と少し離れた位置で得られた q_u 試験の結果を図-26に示す。この地区はパーティカルドレーンを打設してかなり日数が経過しており、また沈下観測の結果から圧密は終了していると考えても良い所である。図から三軸試験と同様に c/p は0.3以上の値となっている。これらの結果から、 c/p の値として0.3を用いることにした。

以上のようにして計算された q_u 値と実測値を比較したのが図-27である。計算値が小さい場合には概ね実測値と一致している傾向が認められるが、計算値の q_u が 1kgf/cm^2 を越えると実測値はほぼ一定の値、すなわち 1kgf/cm^2 で頭打ちになる傾向にある。この頭打ちの現象は他の調査結果でも認められており、例えば河野¹³⁾によれば粘着強度($q_u/2$)は0.7から 0.8kgf/cm^2 が実測値の限界であるとしている。

この強度の限界となる原因について考察してみる。一つの原因は初期含水比あるいは含水比の低下量を、アッターベルグ限界によって求めたことによる誤差が考えられる。しかし、これはばらつきの原因とはなり得ても強度が頭打ちになる原因とは考え難い。

次に強度増加率、 c/p を0.3と仮定したことについて考えてみる。生石灰杭が吸水・膨張している段階では周囲の地盤はかなり大きな圧密圧力が作用している。しかし、膨張が終わり周囲の地盤からの吸水が終わると地盤に働く有効応力はほぼ土かぶり圧に見合った値(膨張時の残留応力が考えられるが、それほど大きくないと考えられる)まで低下するので、結果的には地盤の過圧密比は大きくなり、リバンドによる強度低下が考えられる。

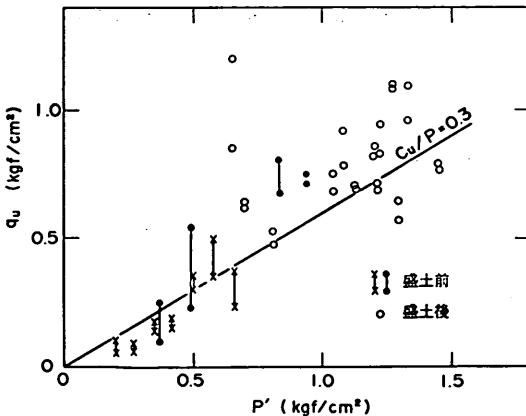


図-26 パーティカルドレーンによって改良された地盤の c/p

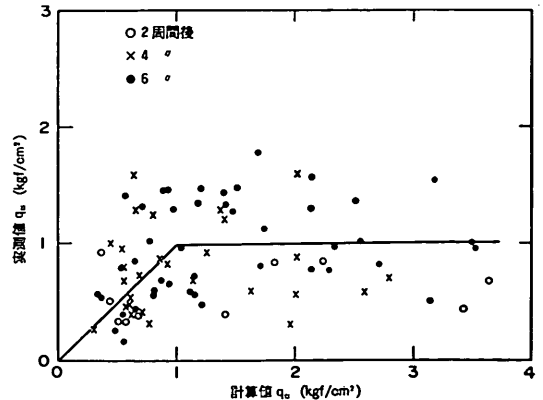


図-27 一軸圧縮強度の計算値と実測値の関係

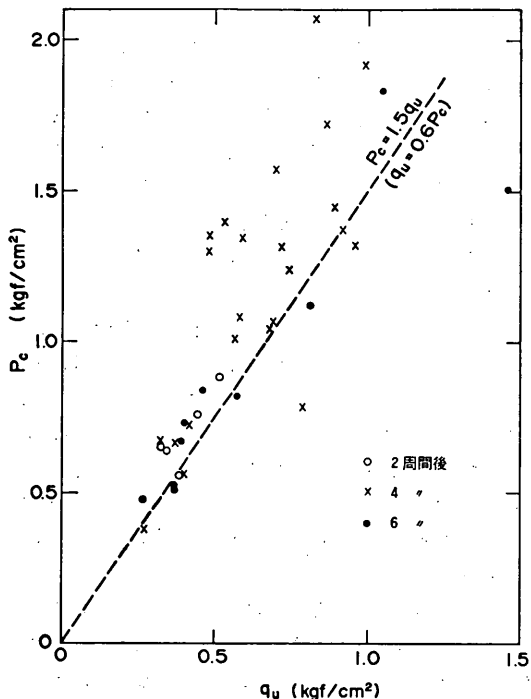


図-28 一軸圧縮強度と圧密降伏応力の関係

図-28 に改良後の圧密試験から得られた先行圧密圧力、 p_c と q_u との関係を示す。図に $c/p=0.3$ に相当する $q_u = 0.6 p_c$ の関係を実線で示す。得られた値はほぼこの実線の周りにあることから c/p を 0.3 としても問題はないようである。

最後の原因としては圧密圧力が挙げられる。図-29 に改良後の供試体から得られた C_c と液性限界との関係を示す。改良前の関係と比べれば明らかなように、改良後の C_c は全体に小さく、Skempton が求めた $C_c = 0.009 (w_L - 10)$ の関係と良く一致している。③式から予測された改良前の C_c と実測値とを比較してみると、実測値は予測値の約半程度となっている (図-30)。これは③式による改良前の C_c を予測する方法に問題があるというより、改良によって圧密特性が変化したと考えられる。すでに述べたように生石灰が消化開始直後は大きな膨張圧が発生しており、地盤は塑性破壊あるいは引張りクラックが生じているものと思われる。また、通常の標準圧密試験では荷重増加率は 1.0 であるが、改良された地盤にはかなり大きな荷重が急激に作用すると思われる。このため、土の構造は破壊され三笠が述べているように、粘土の構造が高位から低位に転移すると考えられる¹⁴⁾。すなわち、図-31 に示すように間げき比の減少 Δe

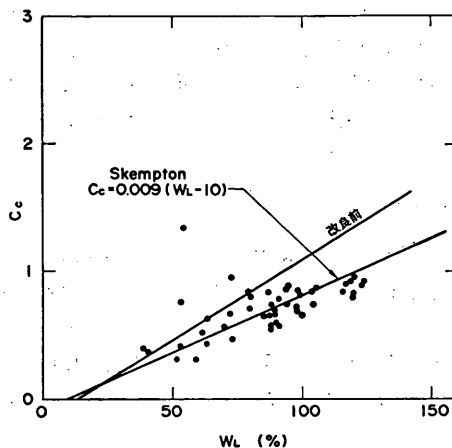


図-29 改良後の圧縮指数と液性限界の関係

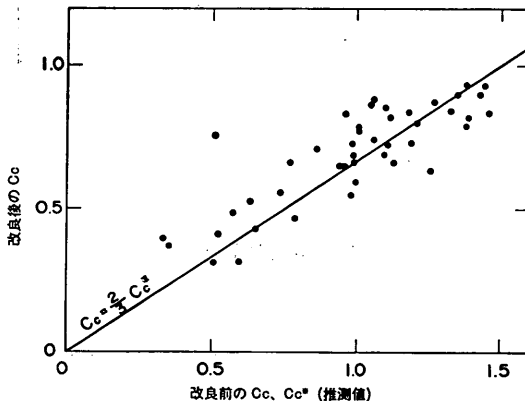


図-30 実測値と計算に用いた圧縮指数の関係

によって e と p の関係は改良前の圧密曲線 AB を通るのではなく、土の構造の破壊による間げき比が減少した後 (AC)、新しい圧密曲線 CD を通ると考えられる。その結果、 Δe による圧密圧力は p_c ではなく p_c^* となり、圧密曲線が変化しないとして求めた圧密圧力の増加と比べて小さくなる。

改良前と改良後の地盤の圧密曲線が交わる点での λ_{e_0} を今回の実測値を用いて計算してみる。ここで、 C_c^* は改良前の圧縮指数であり、③式から推定されたもので、 C_c は改良後の圧縮指数で、改良地盤の圧密試験から求められた値とする。また、 D 点の p_c は改良後の圧密試験から得られた圧密降伏応力としている。結果を 図-32 に示す。横軸は圧密圧力の増加程度を表す指標として、 $\Delta e/C_c^*$ としている。図からわかるように λ は $\Delta e/C_c^*$

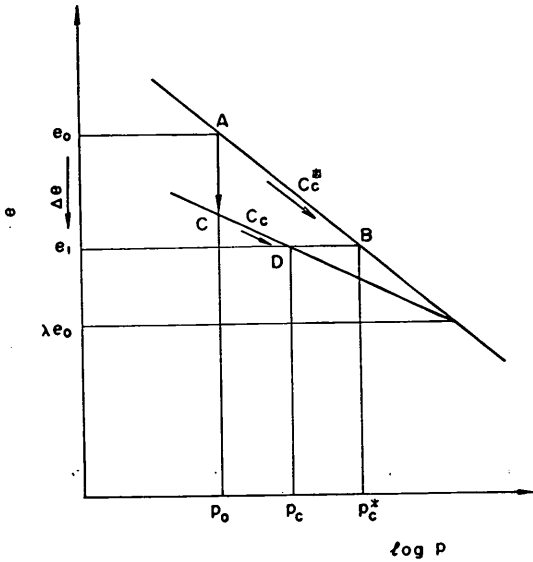


図-31 想定される石灰杭で改良された地盤の間げき比と圧密圧力の関係

の増加とともに減少し、すなわち含水比の低下割合が大きいほど改良後の圧密曲線は下方へ移動し、その関係は④式で近似できる。

$$\lambda = 1 - 0.75 \Delta e / C_c^* \quad (34)$$

Schmertman¹⁹⁾によれば乱れの程度によって C_c は減少するが、 λ の値は変化せず、また λ は土の種類あるいは

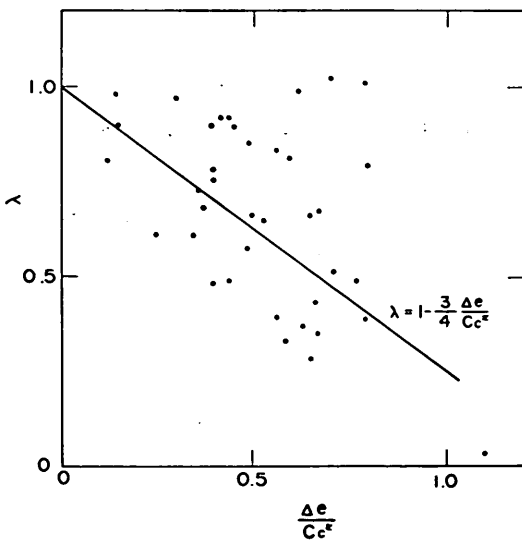


図-32 λ と $\Delta e / C_c^*$ の関係

初期条件によらず一定で、その値は 0.42 としている。しかし、今回の調査では改良前の圧縮指数 C_c^* は石灰杭の膨張により $\frac{2}{3}$ に減少し、膨張圧の程度 ($\Delta e / C_c^*$ で表せられる) によって改良前の圧密曲線と交わる位置は下方に移る傾向にあることが判った。

ここで、石灰杭の膨張により C_c が減少し、改良後の圧密曲線が下方に移動することによって、改良前の圧密曲線から想定されていた強度増加に比べてどの程度減少するか考えてみよう。図-31 を参考にして当初想定されていた圧密圧力を p_c^* とし、実際の圧密圧力を p_c とすると、その比は⑤式で表すことができる。

$$\log (p_c / p_c^*) = - (e_0 (1 - \lambda) - \Delta e) (1 / C_c - 1 / C_c^*) \quad (35)$$

図-33 に⑤式を使って含水比の低下によってどの程度圧密圧力が減少するかを示す。図-33 に示す例は初期含水比 w_0 を 100%、 C_c^* を 1.0、改良後の C_c を 0.6、 G_s を 2.65 とし、 λ は④式を用いて計算している。この計算によれば含水比の低下が 15% を越えれば、得られる圧密圧力すなわち強度は改良前の C_c を用いて計算した強度の半分になる。すなわち、地盤改良によって無限に強度は増加するのではなく、含水比の低下度合いが大きいほど乱れのために含水比の低下量が費やされ強度増加に対して有効に作用されない結果、改良後の強度にある土上限値が存在するものと思われる。

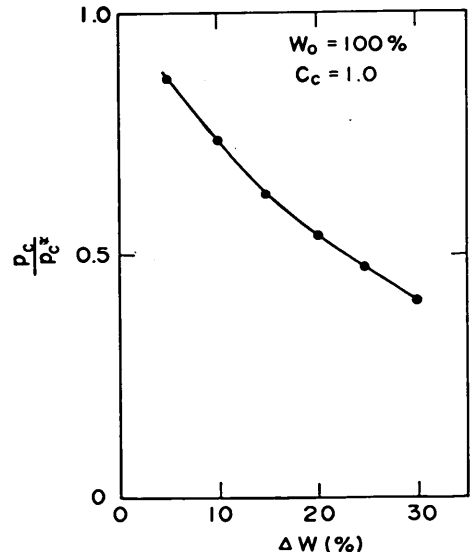


図-33 含水比の低下に対する圧密圧力の減少の計算例

5.3 応力ひずみの関係

一軸圧縮試験で得られた改良後の代表的な応力ひずみの関係を 図-34 に示す。今回の調査で得られた応力ひずみ曲線には、乱さない海成粘土にみられるような明確なピークは認められず、大多数の供試体はひずみが15%を越えても強度が増加する曲線が得られており、通常の乱さない未改良の供試体と大きく異なる結果を得た。この応力ひずみ曲線の形状は、土田、他⁶⁾が述べているクラック型の乱れの供試体と類似しており、このことから 4.3 で述べた杭の膨張時には地盤にクラックが発生しているとの仮定が成り立つ。

5.2 に示した実測値比はピーク強度が認められるものを除き、15%時のひずみの時の強度を用いている。もし地盤が15%ものひずみが生じているとすると、かなりの変形が進行していることになり、設計強度として何%の時の応力を強度とするかが問題となる。図-35 に5%時のひずみの $q_{u,5}$ とピークまたは15%時の $q_{u,15}$ との比の関係を示す。横軸には液性指数 LI を取っている。液性指数が小さくなると $q_{u,5}/q_{u,15}$ も小さくなり、またばらつき幅も大きくなる傾向にあるがそれほど顕著ではない。全体の値として $q_{u,5}/q_{u,15}$ は 0.5 から 1.0 であり、平均値は 0.75 前後の値である。設計値としての強度は $q_{u,15}$ を基準として、対象とする構造物がどの程度変形を許容するかによって、図-35 を参考にしながら適切な安全率を決定するのが妥当と考えられる。

最近の数値計算の発達により、地盤の変形を予測することができるようになったため、地盤の強度だけではな

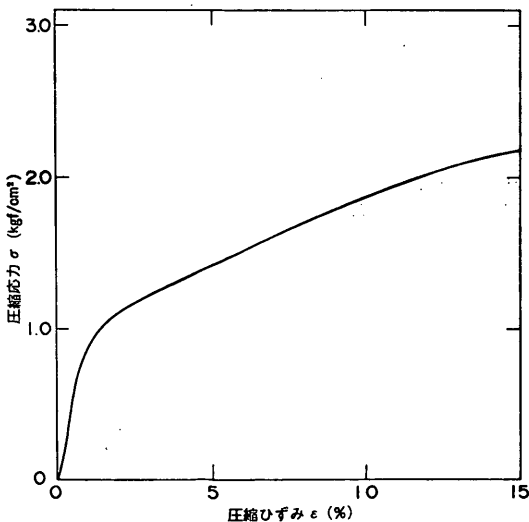


図-34 改良地盤の代表的な軸ひずみと応力との関係

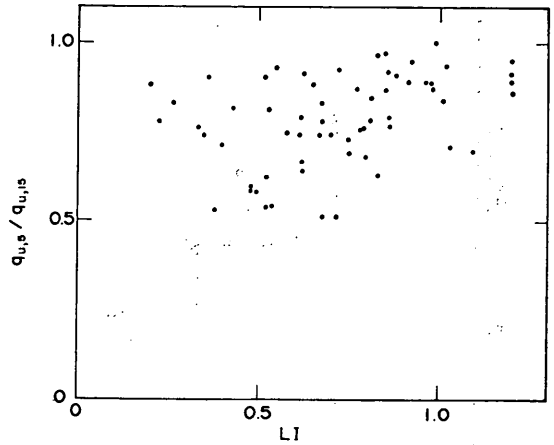


図-35 軸ひずみ5%の時の強度と最大強度との比

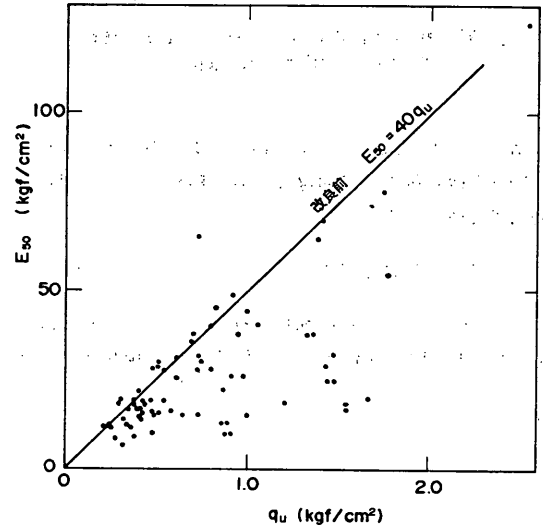


図-36 正割係数と一軸圧縮強度との関係

く変形係数も重要な値となってきている。応力ひずみ関係が曲線であることから、どのひずみレベルでの値をとるかによって変形係数が異なる。ここでは、一般に用いられている $q_u/2$ の応力時の正割係数 E_{50} によって改良地盤の変形係数を述べる。図-36 に q_u と E_{50} の関係を示す。第一期工事地区の AC_1 層で得られた未改良の q_u と E_{50} は、図の実線で示す、 $E_{50}=40q_u$ の関係にある。改良後の q_u に対する E_{50} は改良前と比べて明らかに小さくなっており、未改良の関係が上限となっている。このように、改良前の強度と E_{50} の関係を用いて改良後の変形係数を推定する場合には、求められた数値は多少

小さめにする必要がある。

6. まとめ —改良地盤の設計—

以上、羽田空港沖合展開工事で得られた結果を用いて、生石灰杭工法によって改良された地盤の特性について述べた。本章ではまとめの意味から、今回得られた結果を用いながら生石灰杭工法の設計方法、および設計の留意点について言及する。

1) 含水比の低下

改良による含水比の低下 Δw を求める式は (i) 式が適していると思われる。

$$\Delta w = \frac{a_s (1+w_0) \gamma_q \{S_r e_s (1+h) + h\}}{\gamma_t G_{ss}} \quad (i)$$

ここで a_s : 改良率

w_0 : 改良前の含水比

γ_q : 生石灰杭の単位体積重量

S_r : 消化後の石灰杭の飽和度

e_s : 消化後の石灰杭の間げき比

h : 消化吸収係数

G_{ss} : 消化後の石灰杭の固体部の比重

$\gamma_q, S_r, e_s, h, G_{ss}$ は使用する生石灰杭の材料（メーカーによっては硬化材を添加している）、改良前の地盤の性質によって決まる係数である。大規模な工事に当工法を用いる場合には試験工事によって Δw あるいはこれらの係数を確認することが望ましい。

当工法は改良の対象とする地盤から水を吸収して強度を上げる工法である。途中に砂層等の透水性の良い地盤があると、この層から消化に必要な水分が供給され対象となる地盤の含水比の低下度合が小さくなる。このような場合には矢板等によって透水層を遮断し、場合によっては改良前に透水層へウェルを打設し、透水層の水を汲み上げることが有効である。

2) 改良後の強度

改良後の強度を求める方法として、奥村の方法を用いる。すなわち、含水比の低下を圧密圧力の増加に置き換える方法である。改良後の強度を式で表すと (ii) 式となる。

$$c = c_0 + (c/p) p_0 \{ \exp(2.3 \Delta w G_s / C_c) - 1 \} \quad (ii)$$

ここに c_0 : 改良前の地盤の強度

c/p : 強度増加率

p_0 : 改良前の地盤の圧密降伏応力

G_s : 地盤の土粒子の比重

C_c : 地盤の圧縮指数

(ii) 式によると改良後の強度は Δw の増加に対して指数的に増加するが、 Δw の増加に伴い、地盤の乱れにより Δw がそのまま有効に強度増加に寄与するわけではないため、(ii) 式で求められる式には限界がある。とくに、対象とする地盤が鋭敏で不安定な構造を有している場合には、 Δw が乱れによる間げき比の減少に費やされるので注意を要する。

対象とする地盤が未圧密で高含水比の場合には p_0 が非常に小さな値であるため、(ii) 式でもわかるように改良効果が小さくなる。このような場合にはいたずらに改良率を大きくするよりは、パーティカルドレーンを施して自重圧密をある程度終了させた後、生石灰杭工法を適用することが経済的である。

改良後の地盤の応力ひずみ曲線は、なだらかでピーク強度を持つことは希であり、このため対象とする構造物の変形の許容値が小さな場合には強度に対して適切な安全率を考慮する必要がある。

3) 変形係数

改良後の応力ひずみ曲線はなだらかであるため、通常の粘性土の強度と変形係数の関係を用いて改良後の変形係数を予測すると、過大な変形が生じる恐れがある。近接施工あるいは土留壁の変形を押しやることを目的とした地盤改良に当工法を用いる場合には、特に注意が必要である。

4) 強度のばらつき

プレローディングに比べて当工法で改良された地盤の強度にはばらつきが大きい。これは大きな膨脹圧で急激に圧密されるため、改良地盤がせん断破壊あるいは引張り破壊によって乱されることが大きな原因と考えられる。しかし、一軸圧縮試験から得られる応力ひずみ曲線から、改良された地盤は脆性的ではなく大きな残留強度を期待できることを示している。このため、地盤全体の強度はばらつきの度合を考慮して決めるのではなく、単に測定された強度の平均値としても良いと思われる。

5) 試験工事

当工法を大規模な工事に適用する場合、本工事に先だって、試験工事を行うことが望ましい。調査項目としては、地盤の含水比の低下量、強度増加が挙げられる。杭間隔が広い場合には、杭と杭の中心の位置で調査することが望ましい。また、できれば石灰杭の吸水能力を調べるために消化後の石灰杭の固体部分の比重、間げき比、飽和度の計測を行いたい。その際には使用した生石灰杭の材料の特性を把握しておくことが大切である。

7. あとがき

本報告は著者らが運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所あるいは東京空港工事事務所に勤務した時に携わっていた工事から得られたデータを基にして書かれたものである。本報告の基となった調査は、最初から研究を目的としたものではなく、現場での施工管理を目的としている。このため、考察を進めるに当たり根拠となるデータが多少不足している感がすると思われる。しかしながら、現場で得られた貴重なデータを書類の山に埋もれることを恐れて発表することにした。

当工法が一般工法ではなく特殊工法であるとの印象を持つ原因として、生石灰杭の材料に特殊な硬化材を添加しており、それがメーカーによって異なるため、普遍性の高い設計法の確立が阻害されていることにある。材料メーカーが設計に必要な定数をその測定方法をも含めて、学会などの公な場所で発表することが望まれる。

今回の調査の実施に当たっては横浜調査設計事務所、東京空港工事事務所の豊田、足立両所長をはじめ職員の方々および工事に関係された民間の方々には多大なる協力を得た。また、本文をとりまとめるに当たり西村土質部長から貴重なご意見、ご指導を戴いた。ここに深く感謝の意を表します。

(1988年9月30日受付)

参 考 文 献

- 1) 伊東龍雄編：生石灰による地盤改良，工業技術ライブラリー-17，日刊工業新聞社，1969.
- 2) 黒田栄三，他：生石灰パイルの膨張圧について，第11回土質工学研究発表会講演集，pp.1093~1096，1976.
- 3) 奥村樹郎：生石灰杭工法について，第11回土質工学研究発表会講演集，pp.1097~1100，1976
- 4) 千本弥三郎，他：生石灰クイによる地盤改良効果とその問題点，土と基礎，Vol.22，No.5，pp.31~36，1974.
- 5) 下田正雄：生石灰パイル工法，土木建築技術者のための最新軟弱地盤ハンドブック，9.8 生石灰パイル工法，建設産業調査会，pp.351~358，1984.
- 6) Kado, Y. et al. : Chemico Lime Pile Soil Improvement, Case History in Soft Clay, *Proc. of the 5th International Geotechnical Seminar*.
- 7) 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講演集，pp.167~171，1987.
- 8) 橋本俊昭，豊田奉節，田中洋行，吉永清人：東京空港アクセス道路における山留め計測施工について，第22回土質工学研究発表会講演集，pp.1289~1290，1987.
- 9) 田中洋行，吉永清人：軟弱地盤における山留工の計

- 測結果について，土質工学における情報化施工シンポジウム講演論文集，土木学会，1988.
- 10) 田中洋行，鈴木光雄，小林雅幸，吉永清人：羽田沖展（第1期）地区の土留工について，第23回土質工学研究発表会講演集，pp.1601~1604，1988.
 - 11) Timoshenko, S. P. and Goodier, J. N. : *Theory of Elasticity*, McGraw-Hill Kogakusha, 1970.
 - 12) 細井武，他：生石灰系パイル工法による軟弱海成粘土の改良効果について（シンガポール地下鉄工事への適用），第23回土質工学研究発表会講演集，pp.2237~2240，1988.
 - 13) 河野要：生石灰クイ工法について，土と基礎，Vol.22，No.5，pp.25~30，1974.
 - 14) 三笠正人：土の工学的性質の分類表とその意義，土と基礎，Vol.12，No.4，pp.17~24，1964.
 - 15) Schmertmann, J. H. : *Estimating the True Consolidation Behavior of Clay from Laboratory Test Results*, ASCE, *Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol.79, No.311, 1953.
 - 16) 土田孝，小林正樹，山川匠，平良聡：一軸圧縮強度のばらつきとその要因について，港湾技術研究所報告，Vol.27，No.1，pp.93~124，1988.

記 号 一 覧 表

a_s	: 改良率
c	: 土のせん断強度
C_c	: 圧縮指数
C_c^*	: 改良前の圧縮指数
c_o	: 改良前の土のせん断強度
c_w	: 生石灰杭の単位体積当りの水の吸収能力
c/p	: 強度増加率
D_e	: 有効圧力圏の直径
d_t	: 生石灰杭の直径
e	: 間げき比
e_o	: 初期間げき比
e_s	: 消化後の石灰杭の間げき比
E_{50}	: 正割係数
G_s	: 土粒子の比重
G_{ss}	: 消化後の石灰杭の比重
h	: 生石灰杭の消化吸収係数
LI	: 液性指数
n	: 土の間げき率
n_q	: 生石灰杭の間げき率
n_s	: 消化後の石灰杭の間げき率
p_c	: 先行圧密圧力
p_c^*	: 改良前の圧密曲線をもとに計算された先行圧密圧力
p_e	: 生石灰杭の膨張圧

生石灰杭工法によって改良された地盤の特性

p_0	: 初期の圧密圧力	W_q	: 生石灰杭の固体部分の重量
q_c	: コーンの反力値	W_{ss}	: 消化後の固体の重量
q_u	: 一軸圧縮強度	W_{sw}	: 消化後の水の重量
$q_{u, 5}$: 軸ひずみが5%の時の一軸圧縮強度	γ_t	: 土の単位体積重量
$q_{u, 15}$: ピーク時または軸ひずみが15%の時の一軸 圧縮強度	γ_q	: 生石灰杭の単位体積重量
r	: 中心からの距離	γ_w	: 水の単位体積重量
r_0	: 石灰杭の半径	Δe	: 間げき比の低下量
S_r	: 土の飽和度	Δp	: 増加圧密圧力
V_s	: 消化後の石灰杭の体積	Δw	: 含水比の低下量
V_{sa}	: 消化後の石灰杭の空げきの体積	Δw_1	: 生石灰が消石灰に変化することによる地盤 の含水比の低下量
V_{ss}	: 消化後の石灰杭の固体の体積	Δw_2	: 消化後の石灰杭の間げきに働くサクション による地盤の含水比の低下量
V_{sv}	: 消化後の石灰杭の間げきの体積	ε_v	: みかけの膨張率
V_{sw}	: 消化後の石灰杭の水の体積	λ	: 改良後の圧密曲線が改良前の曲線と交わる 点の初期間げき比に対する比
V_q	: 生石灰杭の体積	ν	: ポアソン比
V_{qs}	: 生石灰杭の固体の体積	σ_m	: σ_r と σ_θ の平均値
V_{qv}	: 生石灰杭の空げきの体積	σ_r	: 半径方向の主応力
w_L	: 液性限界	σ_θ	: 接線方向の主応力
w_0	: 初期の含水比		
w_P	: 塑性限界		

港湾技術研究所報告 第26巻第5号 索引

	論文名・著者名	巻号	頁
水工部			
	防波堤の構造と水理特性—日本における防波堤設計の現状—谷本勝利・高橋重雄・木村克俊	26. 5.	11～55
	ベイズ型モデルを用いた方向スペクトル推定法および現地観測データへの 適用.....橋本典明・小舟浩治・亀山 豊	26. 5.	57～100
海洋水理部			
	サーペント型造波機で起した斜め波と多方向不規則波の特性高山知司・平石哲也	26. 5.	101～136
	波と多層底泥の相互干渉に関する研究.....鶴谷広一・中野 晋・鷹濱 潤	26. 5.	137～173
	海域底泥の改良による生態系と水質の改善効果予測の数値解法.....堀江 毅	26. 5.	175～214
土質部			
	重力式構造物の捨石マウンドの支持力.....小林正樹・寺師昌明・高橋邦夫	26. 5.	215～252
	空港舗装の新しい評価および補修方法の開発.....佐藤勝久・八谷好高	26. 5.	253～285
構造部			
	重力式係船岸の地震被災量の推定手法に関する研究.....上部達生	26. 5.	287～317
	係留船舶の動揺とその港湾の稼働率に及ぼす影響について.....上田 茂	26. 5.	319～373
設計基準部			
	ネットワーク シミュレーション —海上交通流のマクロ評価シミュレーション—.....奥山育英	26. 5.	375～392
機材部			
	歩行式水中調査ロボットの開発岩崎峯夫・高橋英俊・秋園純一・梅谷登志文・根本孝志・ 朝倉 修・麻山和正	26. 5.	393～422

Index of Report of P. H. R. I. Vol. 26, No.5

	Vol. No.	pp.
Hydraulic Engineering Division		
Structures and Hydraulic Characteristics of Breakwaters —The State of the Art of Breakwater Design in Japan—Katsutoshi TANIMOTO, Shigeo TAKAHASHI and Katsutoshi KIMURA	26. 5.	11~ 55
Estimation of Directional Spectrum using the Bayesian Approach, and its Application to Field Data AnalysisNoriaki HASHIMOTO, Koji KOBUNE and Yutaka KAMEYAMA	26. 5.	57~100
Marine Hydrodynamics Division		
Fundamental Characteristics of Oblique Regular Waves and Directional Random Waves Generated by a Serpent-type Wave Generator Tomotsuka TAKAYAMA and Tetsuya HIRAISHI	26. 5.	101~136
Interactions between Surface Waves and a Multi-Layered Mud Bed Hiroichi TSURUYA, Susumu NAKANO and Jun TAKAHAMA	26. 5.	137~173
Modeling for the Prediction of the Effects of Sea Bed Sediment Treatment on the Improvements of Ecological Conditions and Seawater Quality Takeshi HORIE	26. 5.	175~214
Soils Division		
Bearing Capacity of a Rubble Mound Supporting a Gravity Structure Masaki KOBAYASHI, Masaaki TERASHI and Kunio TAKAHASHI	26. 5.	215~252
Development of New Evaluation Methods and New Design Methods of Rehabilitation Works for Airport Pavements Katsuhisa SATO and Yoshitaka HACHIYA	26. 5.	253~285
Structures Division		
Study on Rational Earthquake Resistant Design Based on the Quantita- tive Assessment of Potential Seismic Damage to Gravity Quaywalls Tatsuo UWABE	26. 5.	287~317
Motions of Moored Ships and Their Effect on Wharf Operation Efficiency Shigeru UEDA	26. 5.	319~373

Design Standard Division

Network Simulation -Macroscopic Simulation Model of Marine Traffic-
..... Yasuhide OKUYAMA 26. 5. 375~392

Machinery Division

Development on Aquatic Walking Robot for Underwater Inspection
.....Mineo IWASAKI, Jun-ichi AKIZONO, Hidetoshi TAKAHASHI,
Toshihumi UMETANI, Takashi NEMOTO, Osamu ASAKURA
and Kazumasa ASAYAMA 26. 5. 393~422

港湾技術研究所報告 第27巻 索引

論文名・著者名	巻号	頁
水工部		
大水深混成堤の耐波安定性に関する研究(第1報) —台形型直立部に働く波力および滑動安定性—谷本勝利・木村克俊・宮崎啓司	27. 1.	3~ 29
極値統計におけるプロットング公式ならびに推定値の信頼区間に関する数 値的検討.....合田良実	27. 1.	31~ 92
改良型波力発電ケーソン防波堤の特性 —波エネルギーに関する研究, 第7報—.....高橋重雄・安達 崇・田中 智	27. 2.	23~ 57
現地観測データを用いた方向スペクトル推定法に関する検討橋本典明・小舟浩治・亀山 豊	27. 2.	59~ 94
広天端幅潜堤による波浪変形と護岸越波流量の低減効果高山知司・池田直太	27. 4.	63 ~ 92
津波防波堤開口部潜堤の安定性に関する実験的研究谷本勝利・木村克俊・宮崎啓司	27. 4.	93 ~121
海洋水理部		
海象観測用船型ブイの運動特性に関する模型実験と現地観測高山知司・平石哲也・高山 優・甲斐源太郎・中埜岩男・古賀道明	27. 2.	95~145
現地観測における水圧波形から表面波への換算手法について小舟浩治・合田良実・成田 明・佐々木 弘・森田行司	27. 3.	161~183
土質部		
—軸圧縮強度のばらつきとその要因について土田 孝・小林正樹・山川 匠・平良 聡	27. 1.	93~124
適応有限要素法による地盤の安定解析.....小林正樹	27. 2.	3~ 22
深層混合処理工法による改良体に作用する外力寺師昌明・北詰昌樹・中村 健	27. 2.	147~184
アスファルトコンクリートの老化性状.....佐藤勝久・八谷好高・阿部洋一	27. 2.	185~209
正規圧密地盤上の浅い基礎の支持力.....北詰昌樹・遠藤敏雄・寺師昌明	27. 3.	185~203
数値シミュレーションによる不同沈下の予測とその空港舗装設計への適用土田 孝・小野憲治	27. 4.	123~200
生石灰杭工法によって改良された地盤の特性.....田中洋行・戸引 勲	27. 4.	201~223

構 造 部

鉄筋コンクリート被覆による腐食鋼管杭の補修工の耐力特性	清宮 理・千葉照男・横井聡之	27. 1.	125~173
剛基礎上の重力式係船岸の地震時滑動量推定手法の実験的研究	上部達生・守屋正平・工藤勝己	27. 2.	211~240
CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 梁の曲げ性状	大即信明・山本邦夫・浜田秀則	27. 2.	241~283
1g 場での地盤-構造物-流体系の模型振動実験の相似則	井合 進	27. 3.	3~ 24
グラベルドレーンの大型模型振動実験と解析	井合 進	27. 3.	25~160
港湾荷役における係岸船舶の許容動揺量	上田 茂・白石 悟	27. 4.	3~ 61

Index of Report of P. H. R. I. Vol. 27

	Vol. No.	pp.
Hydraulic Engineering Division		
Study on Stability of Deep Water Breakwaters against Waves (1st Report)—Wave Forces on Upright Section of Trapezoidal Shape and its Stability against Sliding—Katsutoshi TANIMOTO, Katsutoshi KIMURA and Keiji MIYAZAKI	27. 1.	3~ 29
Numerical Investigations on Plotting Formulas and Confidence Intervals of Return Values in Extreme Statistics.....Yoshimi GODA	27. 1.	31~ 92
Stability and Function of Improved-type Wave Power Extracting Caisson Breakwater —A Study on Development of Wave Power, 7th Rept.— Shigeo TAKAHASHI, Takashi ADACHI and Satoru TANAKA	27. 2.	23~ 57
Examination of the Various Directional Spectral Estimation Methods for Field Wave Data Noriaki HASHIMOTO, Koji KOBUNE and Yutaka KAMEYAMA	27. 2.	59~ 94
Wave Transformation behind a Broad Submerged Breakwater and Effects of the Breakwater on Wave Over-topping Tomotsuka TAKAYAMA and Naota IKEDA	27. 4.	63 ~ 92
Study on Stability of Submerged Dike at the Opening Section of Tsunami Protection Breakwaters Katsutoshi TANIMOTO, Katsutoshi KIMURA and Keiji MIYAZAKI	27. 4.	93 ~121
Marine Hydrodynamics Division		
Model Tests and Field Observation on Motions of a Ship-shaped Buoy for Marine Observation Tomotsuka TAKAYAMA, Tetsuya HIRAISHI, Masaru TAKAYAMA, Gentaro KAI, Iwao NAKANO and Michiaki KOGA	27. 2.	95~145
Surface Wave Recovery from Wave Pressures Profile Based on Field Observation Koji KOBUNE, Yoshimi GODA, Akira NARITA, Hiroshi SASAKI and Yukiji MORITA	27. 3.	161~183
Soils Division		
Effect of Fissures on the Undrained Strength of ClayTakashi TSUCHIDA, Masaki KOBAYASHI, Takumi YAMAKAWA and Satoshi TAIRA	27. 1.	93~124

Stability Analysis of Geotechnical Structures by Adaptive Finite Element Procedure Masaki KOBAYASHI	27. 2.	3~ 22
External Forces Acting on a Stiff Soil Mass Improved by DMM Masaaki TERASHI, Masaki KITAZUME and Takeshi NAKAMURA	27. 2.	147~184
Changes in Properties of Asphalt Concretes due to AgingKatsuhisa SATO, Yoshitaka HACHIYA and Yoichi ABE	27. 2.	185~209
Bearing Capacity of Shallow Foundation on Normally Consolidated Ground Masaki KITAZUME, Toshio ENDOH and Masaaki TERASHI	27. 3.	185~203
Evaluation of Differential Settlements with Numerical Simulation and Its Application to Airport Pavement Design Takashi TSUCHIDA and Kenji ONO	27. 4.	123~200
Properties of Soils Treated by the Quick Lime Pile MethodHiroyuki TANAKA and Isao TOBIKI	27. 4.	201~223

Structures Division

Mechanical Properties of Repaired Steel Pipe Pile Covered by Reinforced Concrete..... Osamu KIYOMIYA, Teruo CHIBA, and Toshiyuki YOKOI	27. 1.	125~173
An Experimental Study on Estimation Procedures of Seismic Sliding Displacements for the Gravity Type Quaywall on the Rigid BaseTatsuo UWABE, Masahira MORIYA and Katsumi KUDO	27. 2.	211~240
Bending Behavior of Unbonded Prestressed Concrete Beams Prestressed with CFRP Rods Nobuaki OTSUKI, Kunio YAMAMOTO and Hidenori HAMADA	27. 2.	241~283
Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field Susumu IAI	27. 3.	3~ 24
Large Scale Model Tests and Analyses of Gravel Drains Susumu IAI	27. 3.	25~160
The Allowable Ship Motions for Cargo Handling at Wharves Shigeru UEDA and Satoru SHIRAISHI	27. 4.	3~ 61