

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

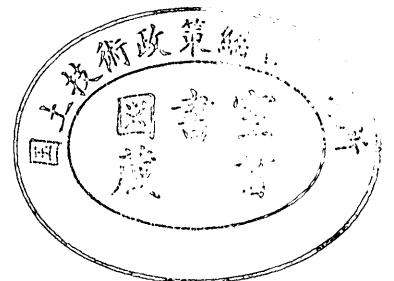
---

VOL. 11

NO. 4

DEC. 1972

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第11巻 第4号 (Vol. 11, No. 4), 1972年12月 (Dec. 1972)

## 目次 (CONTENTS)

1. Vibratory Response of a Laterally Constrained Silty Clay Subjected to a Longitudinal Vibration.....Yasufumi UMEHARA..... 3  
(縦振動を受ける側方拘束粘土の振動応答.....梅原靖文)
2. 岩礁上の円柱の設計波力に関する研究  
.....合田良実・池田龍彦・笹田 正・岸良安治..... 45  
(Study on Design Wave Forces on Circular Cylinders Erected upon Reefs  
.....Yoshimi GODA, Tatsuhiko IKEDA, Tadashi SASADA and Yasuharu KISHIRA)
3. 砂分の多い粘性土の一軸圧縮強さ...中瀬明男・勝野 克・小林正樹..... 83  
(Unconfined compression strength of soils of intermediate grading between sand and clay.....Akio NAKASE, Masaru KATSUNO and Masaki KOBAYASHI)
4. 石灰による深層混合処理工法 (第2報)  
.....奥村樹郎・寺師昌明・光本 司・酒井正寛・吉田富雄.....103  
(Deep-Lime-Mixing Method for Soil Stabilization (2nd Report)  
.....Tatsuro OKUMURA, Masaaki TERASHI, Tsukasa MITSUMOTO,  
Tadahiro SAKAI and Tomio YOSHIDA)
5. 空港舗装における路盤の等価値に関する研究.....須田 潤・佐藤勝久.....123  
(Study on Layer Equivalencies of Bases in Airport Pavements  
.....Hiroshi SUDA and Katsuhisa SATO)
6. 地表における強震記録より推定した基盤の地震動の特性  
.....土田 肇・上部達生.....191  
(Characteristics of Base-Rock Motions Calculated from Strong-Motion Accelerograms at Ground Surface.....Hajime TSUCHIDA and Tatsuo UWABE)
7. 沈埋トンネルと地盤の相互作用に関する実験的研究  
.....青木義典・田淵民雄.....271  
(A experimental study on the interaction between trench type tunnels and soils  
.....Yoshinori AOKI and Tamio TABUCHI)
8. 沈埋トンネル耐震設計用スペクトルについて.....青木義典・丸山 浩.....291  
(Spectra for Earthquake Resistive Design of Trench type Tunnel  
.....Yoshinori AOKI and Hiroshi MARUYAMA)
9. 雑貨埠頭の上屋・倉庫のシステム設計 (第1報) .....工藤和男.....315  
(System Design of Transitsheds and Warehouses(Part-1) .....Kazuo KUDO)
10. スパッドに作用する衝撃荷重について  
.....平山 勇・菊谷 徹・小岩苔生.....337  
(Shock Forces on a Spud of Working Craft  
.....Isamu HIRAYAMA, Toru KIKUYA and Taisei KOIWA)

## 4. 石灰による深層混合処理工法 (第2報)

奥村樹郎\*・寺師昌明\*\*・光本 司\*\*・酒井正寛\*\*\*・吉田富雄\*\*

### 要 旨

前報では、石灰による地盤改良機能の原理を紹介し、深層混合処理工法の埋立地における野外試験結果を述べ、本工法を実用化する場合の設計法に触れた。その後、海上施工の可能性を検討するため、羽田沖で試験工事を実施したので、ここにその結果を報告する。

試験目的は、前回用いた深層混合処理機—2号機—の問題点の改善、生石灰が安定剤としての機能を失わない内に土中で混合処理のできる機械—3号機—の製作、陸上工事の場合とは極端に異なる環境の下で得られる改良効果の検討などである。

試験の結果、3号機は海上施工に必要な機能をほぼ満足することが判った。ただし、石灰面ゲージの故障により、安定剤の様な供給に難点が残った。しかし、これに対する改善の見通しは得られている。改良効果に関しては、現地粘性土が比較的反応性の低い土であるにもかかわらず、充分攪伴したケースでは  $10\text{kg/cm}^2$  程度の貫入抵抗が得られ、海上施工の可能性が確認された。

---

\* 土質部 地盤改良研究室長

\*\* 土質部 地盤改良研究室

\*\*\* 第一港湾建設局 新潟調査設計事務所

#### 4. Deep-Lime-Mixing Method for Soil Stabilization (Second Report)

**Tatsuro OKUMURA \***

**Masaaki TERASHI \*\***

**Tsukasa MITSUMOTO \*\***

**Tadahiro SAKAI \*\*\***

**Tomio YOSHIDA \*\***

#### Synopsis

In the first report, the authors summarized the basic mechanism of the chemical reaction between lime and soil, and also described the possibility of the Deep-Lime-Mixing (D.L.M.) method for soil stabilization to apply for the weak clay in the works at land.

Their concern, however, is concentrated mainly upon harbour constructions. So they executed the experiment work of D.L.M. method on the sea. The purposes of the experiment were the development of the new D.L.M. machine (model-3) for marine works considering the defects of the previous model-2, and the investigation of stabilizing effects under the different environment from that encountered in the works at land.

During the experiment, model-3 worked quite well with one exception: at the beginning of the experiment, the lime surface gage was broken and so the uniform supply could not be achieved perfectly. Referring to the stabilizing effects, although the clay of the site had relatively low lime-reactivity, D.L.M. method could attain a large strength increase, compared with the conventional soil stabilization method. In the cases of higher mixing condition, the cone resistance of the order of 10kg/cm<sup>2</sup> was easily attained in a few weeks.

In conclusion, D.L.M. method is considered to have a great possibility of the practical use also in marine works.

---

\* Chief of Soil Stabilization Laboratory, Soils Division  
\*\* Member of Soil Stabilization Laboratory, Soils Division  
\*\*\* Niigata Design and Investigation Office, First District Port Construction Bureau

## 目 次

要 旨	103
1. ま え が き	107
2. 海上試験工事	107
2.1 概 説	107
2.2 深層混合処理機—3号機—	107
2.3 試験地ならびに処理対象土特性	109
2.4 室内配合試験	111
2.5 試験工事の方法	112
2.6 改良効果の判定	114
3. 試験結果と考察	114
3.1 改良試験条件	114
3.2 改良効果の判定結果	117
3.3 考 察	118
4. 結 論	120
5. あとがき	121
謝 辞	121
参考文献	121
記 号 表	121

## 1. ま え が き

地盤改良研究室では昭和42年度より、強度増加が著しくしかも短期間で効果を発揮できる可能性を持つ、石灰による化学的地盤改良工法の研究を進めてきた<sup>1)~3)</sup>。その結果、我国港湾地域の沖積粘土が石灰処理に対して良好な反応性を有することを確認したので、室内模型実験、埋立地における野外試験を実施し、陸上における本工法の実用化は、2, 3の機械的な改善で可能となることを確信するに至った<sup>4)</sup>。

一方、我々の対象とする地盤改良工事は海上工事となることが多い。このため、前回の野外試験で残された問題点を考慮して、杭打船搭載用の深層混合処理機—3号機—を製作し、海上工事の可能性を検討するために昭和47年1月から3月の間に羽田沖で試験工事を実施した。ここに、海上試験工事の結果を報告する。

なお、本工法は国有特許を申請中(出願番号45-021532)である。

## 2. 海上試験工事

### 2.1 概 説

前回の野外試験では、改良厚さ2mを予定したにもかかわらず、石灰供給装置の能力不足のため大半が1.0~1.5mの改良しか果せなかった。また攪拌混合の面からは、1枚羽では十分な混合条件が得られず、3枚羽の望ましいことが知られた。一方、達成された改良効果を見ると、初期にコーン貫入抵抗 $q_c = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ 程度であった軟弱な埋立土が処理後60日で $q_c = 5 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ には改良され、局部的には $40 \text{ kg/cm}^2$ を超えるような場合もあることが知られた。こうして、陸上における深層混合処理工法の実施は、石灰供給装置と攪拌装置の改善で可能となる見通しが得られた<sup>4)</sup>。

しかし、港湾関係の地盤改良で海上工事を避けることは出来ないし、対象とする改良層厚が10m~20mとなることも稀ではない。従って、石灰による深層混合処理工法も最終目標をここに置かなければならない。海面下の粘土地盤を深層まで改良することを考える際には、新たな問題点が幾つか考えられる。まず深度が大きくなることによって、打設管下端の開口部に作用する圧力が増加し石灰の供給に抵抗する。また、攪拌翼の回転に要するトルク、打設管昇降に際する負荷も大きくなる。次に、改良の対象が海面下の粘土であるから、生石灰を土中に供給し周辺土と混合する以前に海水を吸収して石灰の有する改良機能が減殺される恐れがある。また、海面下と

いうことで比較的低温で、更に絶えず海水にさらされた条件下での養生となり、室内配合試験の場合とは強度増加の傾向や大きさに違いの生ずる恐れがある。

上述のような問題点解決の足掛かりを得るために、今回は、海面下10m程度を改良の対象とする海上試験工事を実施した。試験目的は下記の3点に要約される。

- i) 前回の野外試験で残された処理装置改善の成否。
- ii) 深層混合処理機—3号機—(海上用)の試験。
- iii) 海面下の粘性土の石灰混合処理による改良効果の検討。

### 2.2 深層混合処理機—3号機—

深層混合処理機—3号機—の設計は、2号機の経験を生かし、更に海面下の工事となることを考慮して行なわれた。石灰供給装置は、油圧駆動のスクリーフィーダーを用いる点では2号機と同じであるが、空気圧を加えて打設管下端に作用する土圧を打ち消し、フィーダーを補助すると共に管内への海水、地下水の流入を阻止する機構とした。また、石灰供給状態を確認するため、サンドパイルの打込みに用いる砂面ゲージと同様の石灰面ゲージを装備した。攪拌機構は従来通りであるが、攪拌翼には3枚羽を採用している。打設管の昇降はウィンチにより、杭打船リーダーをガイドとして行なうことにした。以上の部分以外は、2号機のスケールを拡大したものである。

3号機(図-1, 図-2)の主要部分を以下に記す。

i) 石灰打設管; 石灰を地中に供給するための管で、内部にスクリーフィーダーと石灰面ゲージを装備し、下端に油圧で開閉する蓋を有する。打設管は気密性、水密性が要求され、また攪拌ロッドのガイドともなる。

内径; 390.6mm, 全長; 13,000mm, 改良深度; 海面より10,000mm

ii) 攪拌混合装置; ギヤケース上部の電動モーターを動力とし、打設管と一体となって昇降し、供給された石灰と周辺土を攪拌混合する。攪拌翼は左右一対で、バランスをとるため、各々逆方向に50rpmで回転する。各攪拌翼は3枚の羽よりなり、羽の形状の異なるもの2種類(R型, S型)を用いる(図-2, a) b)。

攪拌用電動モーター; 30KW, サイクロ減速機, ギヤケース, 攪拌ロッド, 攪拌翼

iii) 油圧ユニット; iv), v) を駆動する。油圧源電動モーター; 30KW

iv) 石灰定量供給装置; 打設管内部に取り付けたスクリーフィーダーを油圧モーターで駆動する形式で、ピッチと巻数の異なるフィーダーを使用することと、回転

数を変化させることで石灰供給速度を調整する。また、前述のように、空気圧を補助のため加える。

v) 水密蓋；打設管下端の蓋で油圧ピストンにより開

閉する。

vi) ウインチ；打設管および一体として働く攪拌翼の昇降に使用するウインチで、直巻の状態では巻き上げ能力

品番	品名
1	攪拌用電動モーター
2	ギヤケース
3	フィーダー用オイルモーター
4	石灰投入用ホッパー
5	引き上げ用ブロック
6	押し込み用ブロック
7	打設管
8	打設管ガイド
9	攪拌ロッド
10	攪拌翼
11	ウインチ

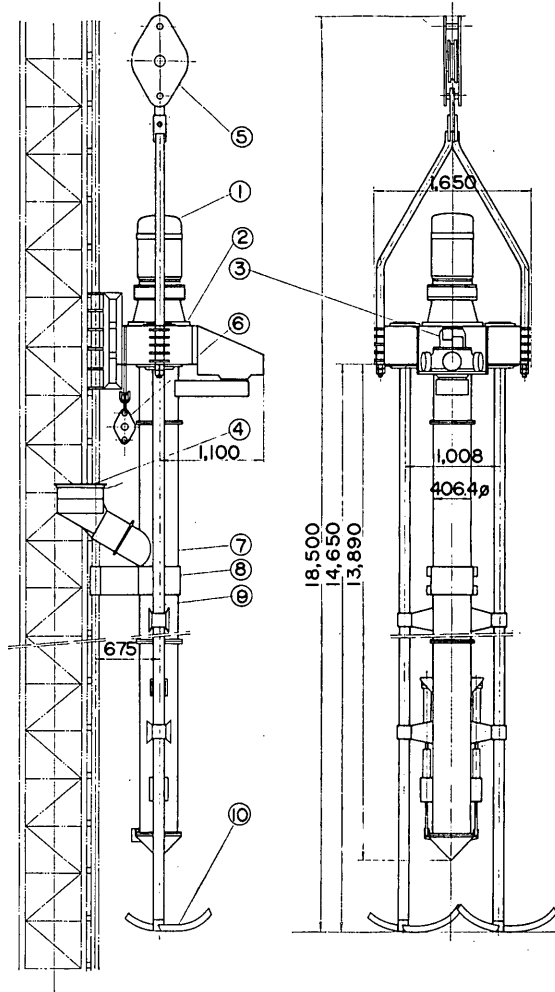
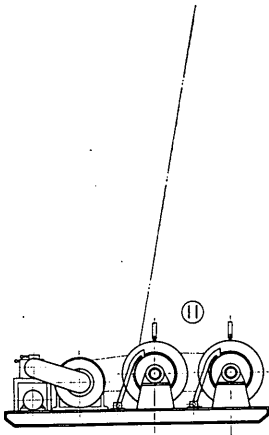


図-1 深層混合処理機 -3号機-

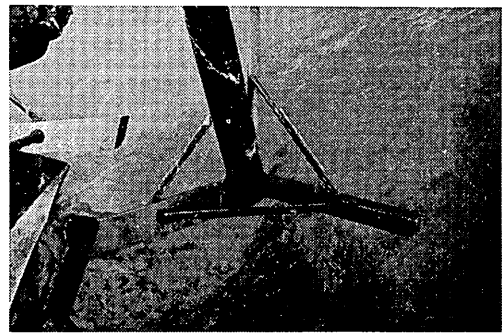
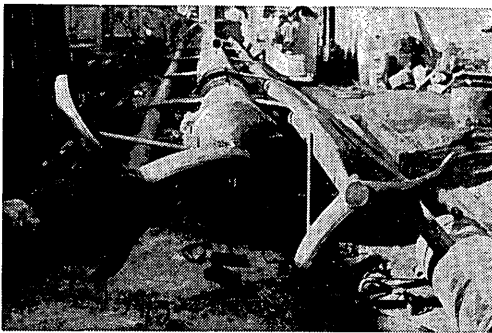
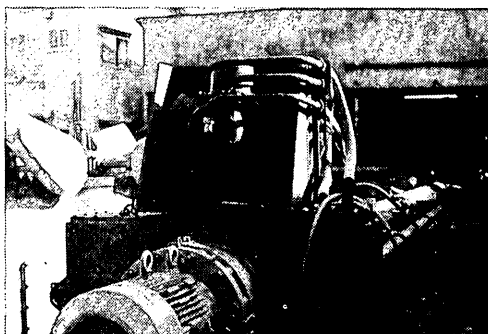


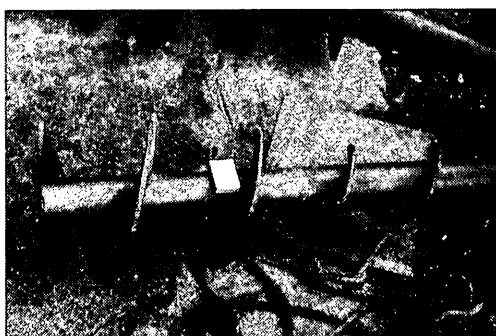
図-2 3号機主要部分  
(a) R型攪拌翼と打設管

(b) S型攪拌翼

石灰による深層混合処理工法（第2報）



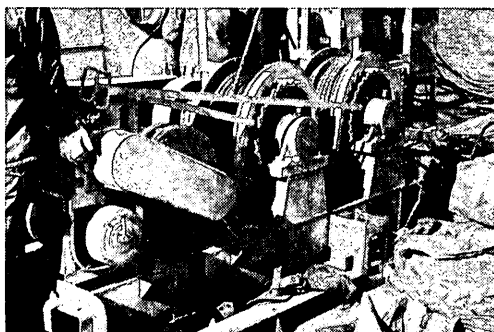
(c) 攪拌用電動モーターと石灰供給油圧モーター



(d) スクリューフィーダー



(e) 打設管先端、水密蓋



(f) 昇降用ウィンチ

5 ton, 巻き上げ速度は 2.0, 1.3, 1.0, 0.65m/min の 4 速である。

vii) その他; コンプレッサー, 気圧調整装置, 石灰投入用ベルトコンベアー等の付属装置よりなる。

2.3 試験地ならびに処理対象土特性

海上試験工事は, 3号機の能力の範囲内で出来るだけ改良深度を大きくとる必要性等, 幾つかの理由から, 羽田空港沖の東京都土砂処理場(図-3)を選定した。土捨場内には, 東京港内各地の浚渫土砂, 清掃局関係の汚泥等が投棄されている。この投棄は, 柵内を幾つかに区分して実施されているが, 柵内に流れもあり埋立土は平面的にも深度方向にも土質の変化していることが予想される。このため, 試験工事の候補地点を3ヶ所選定して表層部分の試料を採取して予備調査を実施した。

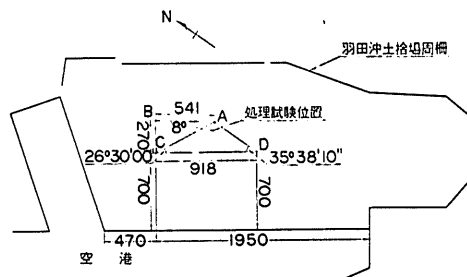


図-3 海上試験工事実施位置

土捨場南東部で採取した土は, 清掃局関係の汚泥で有機物含有量が14.6%あり, 異臭を有し石灰改良効果が極端に悪い。北端部で採取した土は有機物含有量は1.9%で石灰改良効果も大きい, 砂分を多量に含み深層混合処理工法の対象としては不適切である。一方, 土捨場中央部で採取された土は, 南東部に比べて石灰改良効果は比較的良好で, 近辺に既設の観測槽もあり試験実施箇所として適当と判断された。これが図-3に示した処理試験位置である。試験区域は, およそ巾2m延長35mの带状区域である。この区域の土を本報告では羽田埋立土と呼ぶことにする。

この試験区域を代表する地点2ヶ所で, 台船上からボーリングを行って試料を採取した。未処理地盤の含水比は図-4に示すように120~220%と極めて高い。ここは埋立地盤であるためバラツキも大きい, これを2次曲線で近似すると, 図中に曲線で示すように, 次式で表わされる。

$$w = 155.2 + 16.8z - 3.07z^2 \quad (\%) \quad (1)$$

深さ方向の含水比分布を見ると, 上面と下面でやや含水比が低い。同図からも明瞭に認められるように, 粘土層



の下端は G.L. -6.7m 程度であり以下は砂質の在来地盤であるから、下面で含水比の低いのはうなずける。しかし、粘土層上面で含水比の低下する要素はあまり考えられない。試料採取後、室内試験までの間に試料に加えられた振動等によって、表層部の極めて軟弱な部分では水の分離が生じたことも考えられる。

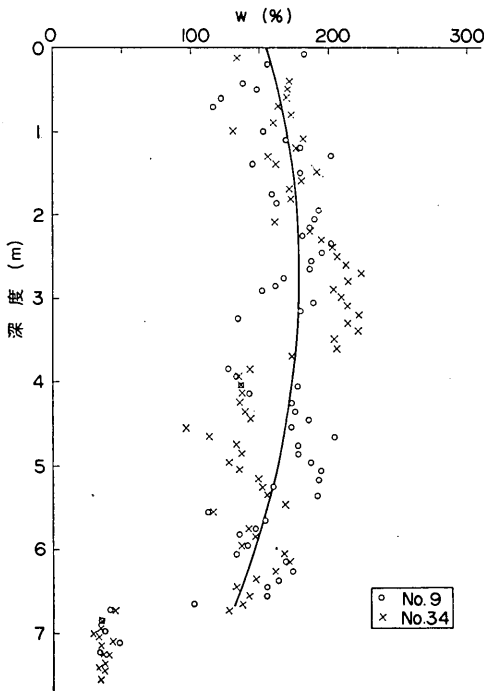


図-4 未処理地盤含水比

一方、この試料は採取の条件から不攪乱とは考えられず、また極めて軟弱であるため力学試験は意味がないものと思われた。このためボーリング位置の近傍で静的貫入試験を実施して未処理地盤の強度を判定した。図-5に示すように、G.L. 0m~-6m の平均的強度は、 $q_c = 0.25 \text{ kg/cm}^2$ 、一軸圧縮強度に換算すると、 $q_u = 0.05 \text{ kg/cm}^2$  の軟弱地盤である。なお、図中に番号で示したボーリング位置は、石灰混合処理区域の中心線より左右へ3m離れた位置である(図-9参照)。

試験工場の対象とするのは延長35m程度の小区域であるから、平面的な土質に大きな変化はないものと考えて良いであろう。しかし、時期的な捨土の種類の変化によって深度方向には土質の異なる可能性がある。このため、採取された試料を海底面下0~2m, 2~4m, 4~6mに分け、各々について物理試験、化学試験(表-1)、更にX線回折による粘土鉱物の同定を行なった(表-2)。

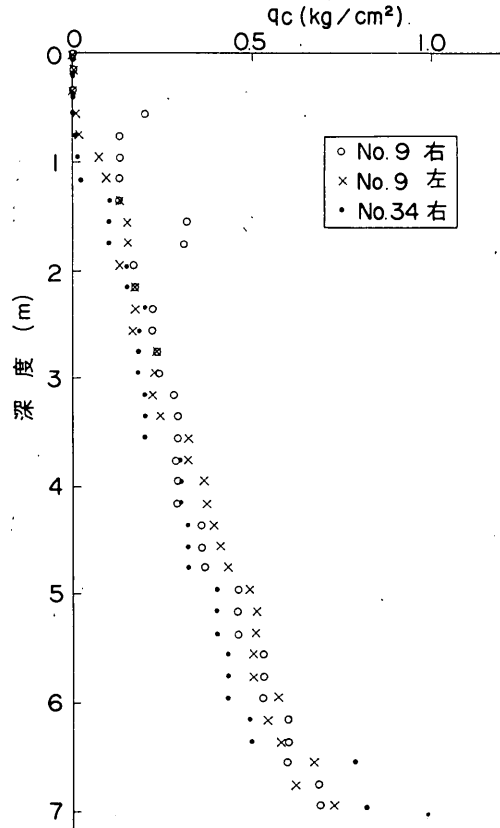


図-5 未処理地盤強度

なお、このX線回折は東京工科大学教室の小坂助教授に依頼して行なったものである。

物理試験結果によれば、埋立地盤は0~6mまで深度によらず、統一土質分類で、同一のCHであり、深度によるGsの差は試験誤差程度である。粒径分布は図-6に示すように、0~2mの粘土と2m以下の粘土ではやや相違が認められ、塑性指数にもその傾向が見られるが、いづれにしても微細な相違である。

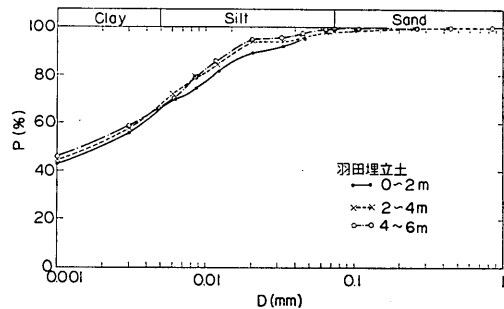


図-6 粒径加積曲線

石灰による深層混合処理工法（第2報）

表-1 物理化学試験結果

深度 (m)	比重 $G_s$	液性限界 $w_L(\%)$	塑性限界 $w_P(\%)$	塑性指数 $I_P$	砂 (%)	シルト分 (%)	粘土分 (%)	有機物含有量 (%)
0~2	2.75	99.1	39.7	59.4	1.0	33.0	66.0	4.8
2~4	2.76	108.2	46.2	62.0	2.2	30.3	67.5	4.5
4~6	2.76	106.8	43.0	63.8	0.9	32.6	66.5	2.9

表-2 鉱物組成

深度 (m)	非粘土鉱物			粘土鉱物				
	石英	長石	クリストパライト	カオリナイト	モンモロロナイト	クロライト	雲母	加水ハロイサイト
0~2	○	○	?	○	○	○	○	△
2~4	○	○	△	○	○	×	○	?
4~6	○	○	○	○	○	×	○	×

但し ○…存在 ?…有無不明 △…少量存在 ×…なし

化学試験は、pH 試験と重クロム酸法による有機物含有量測定を行なった。pH 値は深度による差が殆んどなく、いずれも pH 7 前後であった。有機物含有量は 4 m 以下が少なく、0~2 m と 2~4 m では殆んど差がない（表-1）。

X線回折による鉱物の同定結果からは深度方向に微妙な差が認められ、0~2 m と 2 m 以下の粘土が程度はともかくとして異質であることを示している（表-2）。なお、表には出ていないが、羽田埋立土を全体としてみると、粘土鉱物の中でモンモロロナイトとクロライトの量がやや少ない傾向にあった。

以上、化学試験、X線回折の結果からも顕著な差があるとは言えないが、土捨場という特殊な条件のために深度方向に微妙な差が認められる。

2.4 室内配合試験

試験工事で得られる改良効果の判断資料として、室内配合試験を実施した。室内配合試験の方法に関しては、前報<sup>4)</sup>を参照されたい。また、室内配合試験ならびに試験工事に用いた生石灰は小野田セメント製のケミコライムで、化学分析によると CaO 分は93.5%、強熱減量は4.8%であった。

まず、羽田埋立土の深度方向に存在する土質の微妙な差が、石灰処理による改良効果に与える影響を検討する。土質試験と同様に0~2 m、2~4 m、4~6 mの試料を、初期含水比  $w_i=180\%$ 、石灰混合率  $a_w=10\%$  で配合し強度増加を一軸圧縮試験で比較すると 図-7 の  $T_c \sim q_u$  関係が得られる。 $q_u$  値は各材令共に、供試体3本の平均値である。

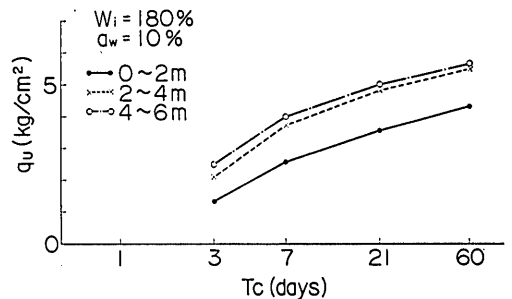


図-7 深度による改良効果の相違

2 m~4 m および 4 m~6 m の試料の石灰による改良効果の差は、混合後の材令  $T_c=21$  days, 60 days では約 3% であり実験誤差の範囲と考えると良い程度である。この結果は物理試験結果の類似性からも首肯出来る。

一方、0~2 m の表層部試料と 2 m 以下の試料との改良効果には明瞭な差が認められる。G.L. -2~6 m の粘土の改良効果の、表層部粘土の改良効果に対する比率は、材令 21 日で、1.39、材令 60 日で 1.26 である。現時点では、この改良効果に生じた相違を巧く説明することは出来ない。しかし、表-1、表-2、図-6 に示した有機物含有量の相違、粒度組成、コンシステンシー、鉱物組成の微妙な差が影響していることは明らかである。将来、この種のデータの集積によっては分析結果から改良効果を判断出来るものと期待される。

このように、表層部と 2 m 以下の粘土では改良効果が異なる。したがって、試験工事結果を基準となる室内配合試験結果と厳密に比較するためには、それぞれについ

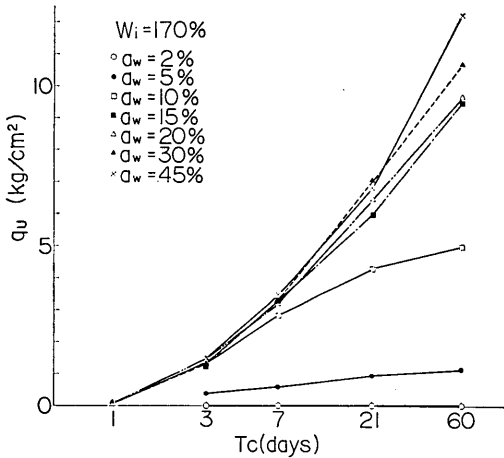
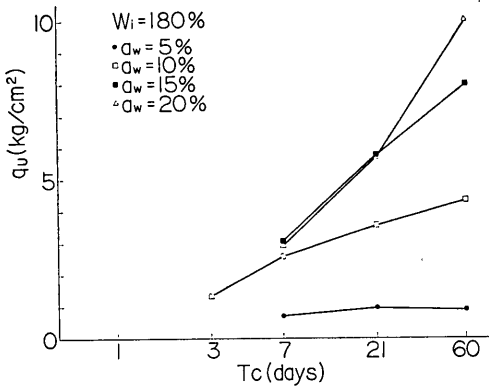


図-8 表層土による室内配合試験  
(a)  $w_i=170\%$



(b)  $w_i=180\%$

て  $a_w$ ,  $w_i$ ,  $T_c$  の種々の組み合わせによる試験が必要であり、大量の粘土試料が必要となる。しかし、深層の試料を大量に採取することは困難であり、このため、以下の室内配合試験は採取の容易な表層部の試料についてのみ実施し、解析には上述の比率を掛け合わせて基準にすることとした。

現地の初期含水比は、式(1)のように近似される。したがって、ここでは代表値として  $w_i=170\%$ ,  $180\%$  の2種類を採用する。また石灰混合率は  $a_w=2, 5, 10, 15, 20, 30, 35, 40\%$  の8種とし、材令は  $T_c=1, 3, 7, 21, 60\text{days}$  の5種とする。試験結果を図-8, a) b) に示す、 $a_w=2\%$  では石灰改良効果は皆無であり、 $5\%$  でも極めて小さい。一方、 $a_w>15\%$  としても  $T_c<60\text{days}$  の範囲内では石灰混合率を大きくした効果は現われない。この事実は、石灰による地盤改良を行なう場合に、適切な石灰混合率の上限、下限があることを示してい

る。

強度の面よりみると、 $w_i=170\%$ ,  $a_w=15\%$ ,  $T_c=60\text{days}$  で  $q_u=9.5\text{kg/cm}^2$  であり、前回、野外試験を行なった横浜埋立地粘土の強度増加 ( $w_i=100\%$ ,  $a_w=15\%$ ,  $T_c=60\text{days}$  で  $q_u=32\text{kg/cm}^2$ ) に比べて著しく小さい。この理由としては土の種類の異なることもあるが、今回の羽田埋立土では含水比が極めて高く、石灰処理効果が最も大きく現れる液性限界の近傍をはるかに超えていることが有力な原因の一つであると考えられる。

## 2.5 試験工事の方法

試験工事に際しては、3号機を搭載した杭打船、石灰運搬と保管用の台船1隻、および連絡用の通船1隻を用いた。

石灰混合処理の方法と施工の順序は以下のとおりである。

i) 打設位置決定；東京都港湾局による既設の観測槽Bより打設管中心を視準し、新設の観測槽Aより打設管周面を視準しながら杭打船を所定位置に移動する (図-3, 図-9)。

ii) 打設管内加圧；蓋を閉じた状態で圧縮空気を通して加圧し、海水の流入を防ぐ

iii) 攪拌翼始動

iv) 打設管下降；攪拌によって地盤強度を低下させながら打設管を改良予定深度まで降ろす。

v) 管内減圧，石灰投入；ベルトコンベアーを使用して打設管へ所要量以上の石灰を投入する。

vi) 管内加圧；地中への石灰供給を補助するため、約1気圧で加圧する。

vii) 管先端の蓋を開放

viii) フィーダー始動

ix) 打設管上昇；フィーダー始動と同時に打設管を上昇させる。上昇の過程で深度に応じて管内圧を減ずる。

x) フィーダー停止；G.L. -1.0m程度で未改良部分を残して石灰供給を止め、蓋を閉める。

xi) 攪拌翼停止；攪拌翼下端が海底面を離れたら、攪拌を終了する。

xii) 打設管上昇停止

xiii) 石灰残量計量；管内に残った石灰を計量し、供給石灰量を確認する。

処理試験の一部は攪拌を3回行なったが、この場合には、工程 x) に続いて iv) と同様に打設管を下降させ、そのまま再び上昇させて工程 xi) に移った。こうして、深層混合処理1サイクルが完了し、次の打設位置へ杭打船を移動する。移動はB観測槽から一定角度の視準線上

石灰による深層混合処理工法（第2報）

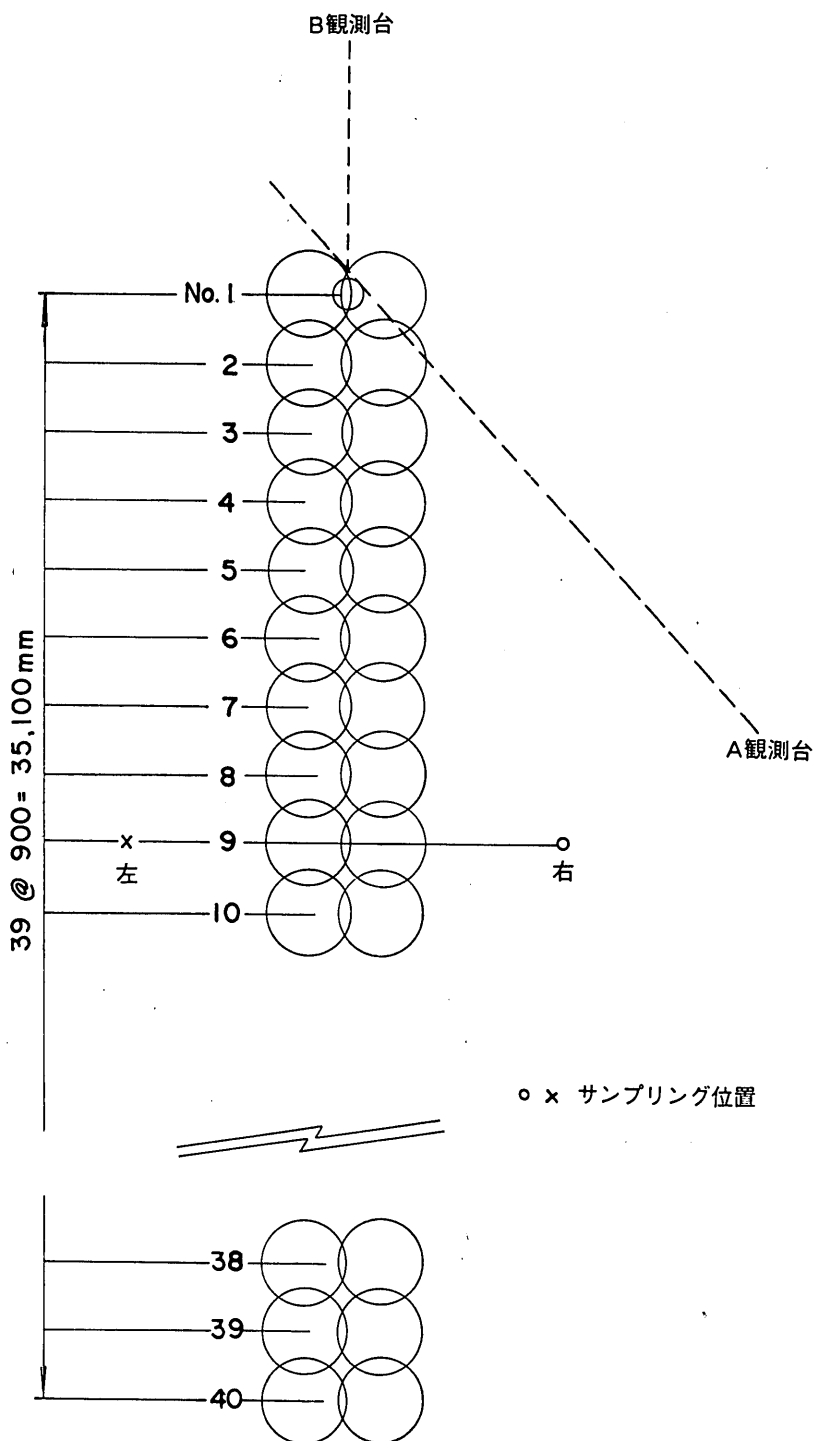


図-9 処理試験平面図

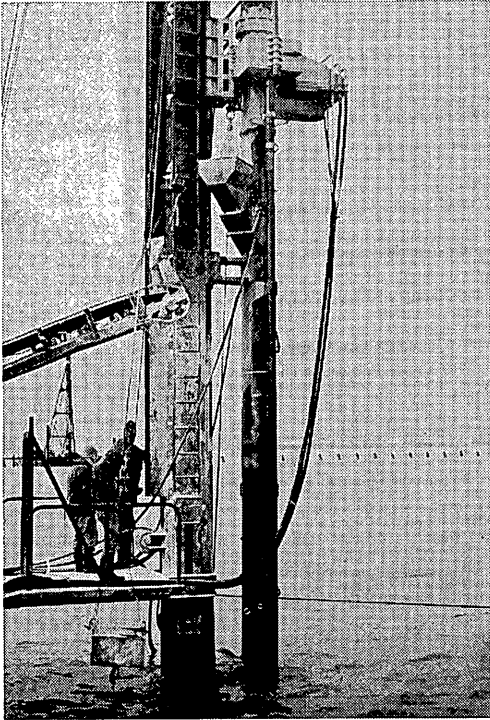


図-10 処理試験実施状況

で90cm 間隔で行なった。処理試験の平面的配置を図-9に示す。

なお、石灰混合処理試験中に打設管の昇降速度、攪拌翼の回転数、攪拌翼に作用するトルク、フィーダー回転数、フィーダー用オイルモーター油圧、改良深度、石灰面ゲージによる石灰供給速度等の測定を行なった。試験実施状況を図-10に示す。

### 2.6 改良効果の判定

羽田埋立土の石灰に対する反応性は、横浜埋立地粘土に比べると低いが、室内力学試験のために改良土の不攪乱試料を採取することは困難であると思われた。このため前回同様に、強度試験は容量  $40\text{kg/cm}^2$  の静的貫入試験を中心とし、貫入が不可能となる場合には鉄研式大型動的コーン貫入試験を実施することとした。測定時期は、材令21日±2日と60日±4日の2回とした。

貫入試験は台船上より行ない、石灰打設時と同様にA、B両観測槽より視準して位置を決定することとした。一回の処理面積中の貫入試験位置は図-12(a)に示すが、位置決定の精度はあまり高くないから、これは目安に過ぎない。また、台船の動揺が静的貫入抵抗に与える影響を低減するため、貫入速度を  $2\text{cm/sec}$  と若干早

くした。

なお、2ヶ所で試料採取を行ない、改良前後の含水比変化量の測定と、化学分析による  $\text{Ca}^{++}$  の変化量の測定を行なった。

## 3. 試験結果と考察

### 3.1 改良試験条件

当初定めた改良条件は、引き上げ速度  $v=0.5\text{m/min}$  と  $1.0\text{m/min}$ 、石灰混合率  $a_w=10\sim 15\%$  の間の一定値であり、攪拌混合条件は、1回攪拌と3回攪拌の2種である。

実際の試験で実施された改良条件を表-3に整理して示す。引き上げ速度  $v$  は、杭打船リーダーに記した尺度を打

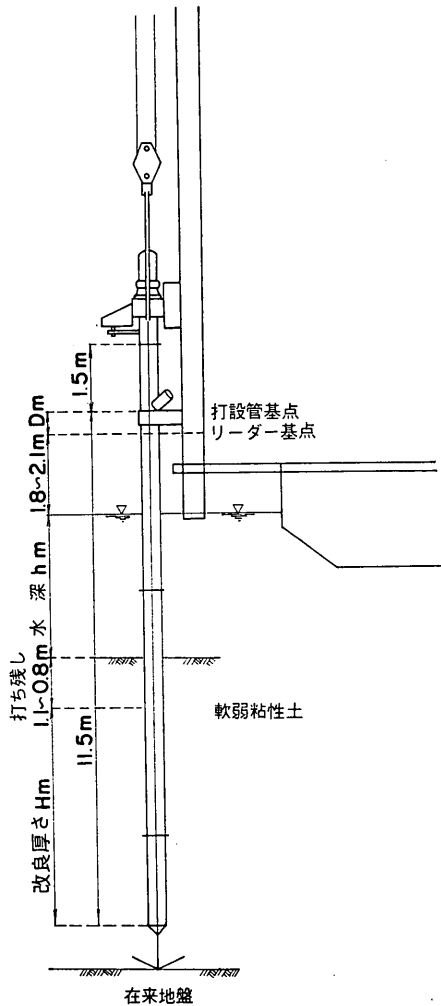


図-11 処理試験模式図

表-3 改良条件

ケース	引き上げ速度: $v$ (m/min)	平均石灰混合率 $a_w$ (%)	改良厚さ $H$ (m)	最大改良深度 (GL) (m)	備考
6	0.55	15.2	4.35	-5.30	S-1
7	0.55	13.4	4.40	-5.35	S-1
8	0.57	14.4	4.60	-5.55	S-1
9	0.56	14.8	4.50	-5.45	S-1
10	0.59	15.2	4.43	-5.38	S-1
12	1.04	15.8	4.34	-5.29	S-1
14	1.10	12.3	4.65	-5.60	S-3
15	1.09	13.0	4.25	-5.20	S-3
16	1.11	12.5	4.43	-5.38	S-3
17	1.12	11.7	4.45	-5.40	S-3
22	1.07	13.4	4.48	-5.43	S-1
23	1.09	13.1	4.48	-5.43	S-1
24	1.09	13.2	4.53	-5.48	S-1
25	1.06	12.7	5.75	-6.70	S-1
27	1.12	12.3	4.67	-5.62	R-1
28	1.08	12.0	4.67	-5.62	R-1
29	1.08	12.3	4.63	-5.58	R-1
30	1.07	11.9	4.72	-5.67	R-1
33	0.56	12.6	4.67	-5.62	R-1
34	0.56	12.5	4.62	-5.57	R-1
35	0.56	12.7	5.38	-6.33	R-1
36	0.56	13.0	5.33	-6.28	R-1
37	1.07	12.6	5.57	-6.52	R-3
38	1.09	12.4	5.25	-6.20	R-3
39	1.09	11.8	5.25	-6.20	R-3
40	1.10	12.7	4.91	-5.86	R-3

設管の基準線が通過する時間の計測で求めた。杭打船リーダーの基点と海面との間隔は、石灰積載の状態によって ±15cm 程度変化し、1.8~2.1m であった。試験位置の水深  $h$  は、杭打船移動の都度測定した。改良最大深度は、攪拌翼が在来地盤に接する深さで制約されるため打設管基点とリーダー基点との間隔  $D$  はケース毎に変化した (図-11)。リーダー基点と海面との間隔の平均値 1.95m を用いることによって、海底面からの改良最大深度は  $(11.5-D-h-1.95)m$  として求められる。また、実質の改良厚さは打ち残し量 95cm を含めて、 $H=11.5-h-D-2.9$  と定めたから、打ち残し量も  $95cm \pm 15cm$  と変動した。しかし、改良厚さそのものは変動する量と無関係に測定しているから比較的正確に知られる。平均石灰混合率  $a_w$  は、供給石灰量  $W_c$  kg, 1回の処理による攪拌面積  $A_s$  ( $2.0m^2$ ), 初期含水比平均値  $\bar{w}_i$  ( $=170\%$ ), 埋土土比重  $G_s$  (2.76), 改良厚さ  $H$  m から

$$a_w = \frac{W_c}{H} \frac{100 + \bar{w}_i G_s}{\gamma_w G_s A_s} (\%) \quad (2)$$

で計算される。備考の R, S は各々 R 型攪拌翼, S 型攪拌翼 (図-2) を意味し, 1, 3 は各々 1 回攪拌, 3 回攪拌を意味する。

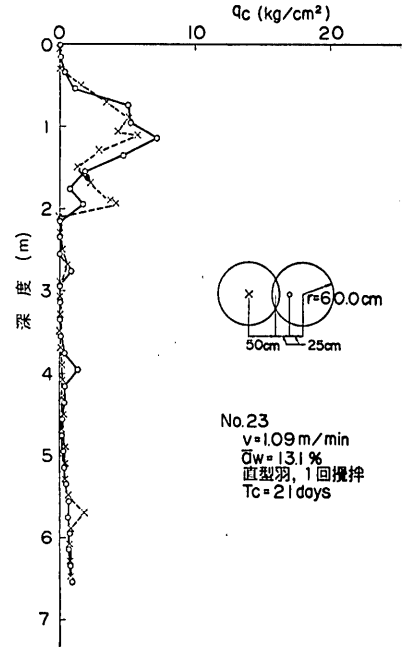


図-12 改良試験結果(a)

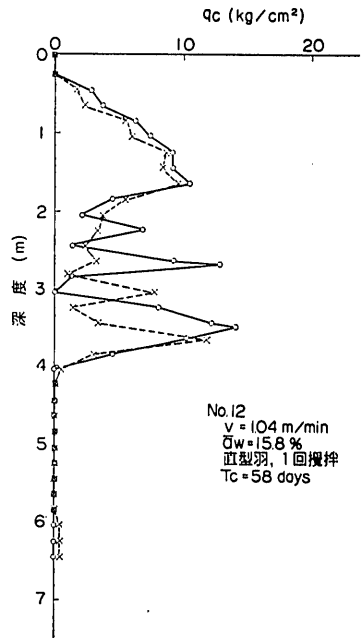


図-12 改良試験結果(b)

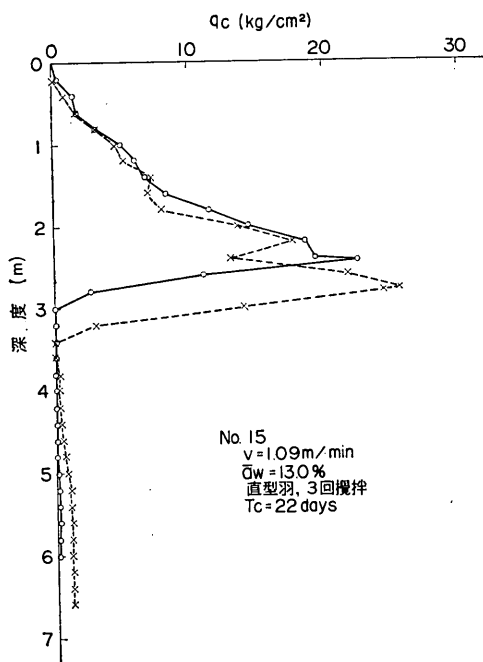


図-12 改良試験結果(c)

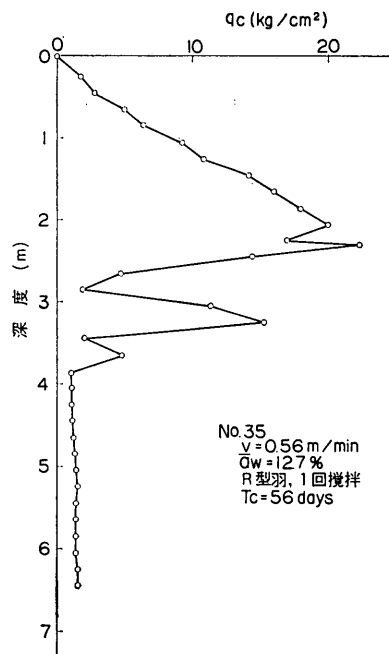


図-12 改良試験結果(e)

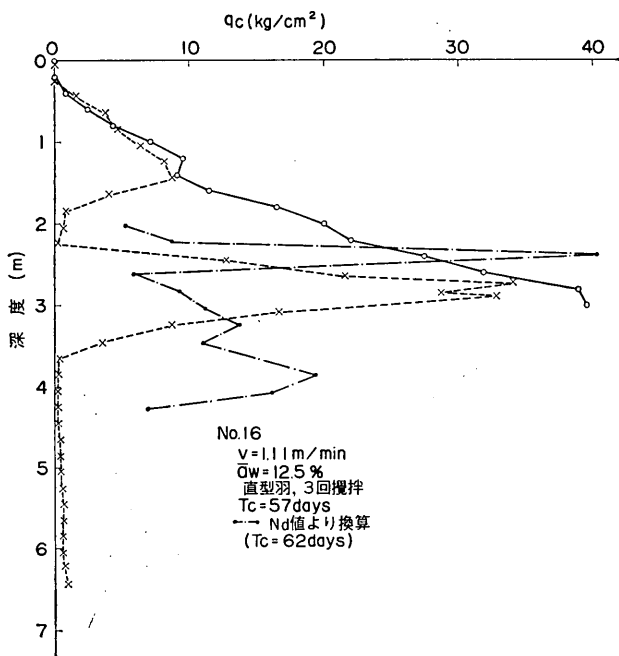


図-12 改良試験結果(d)

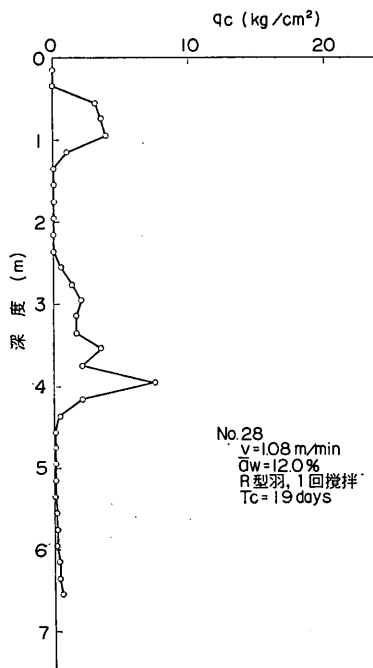


図-12 改良試験結果(f)

石灰による深層混合処理工法（第2報）

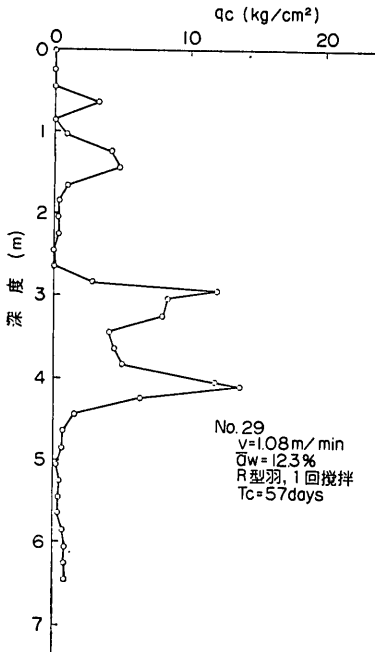


図-12 改良試験結果(g)

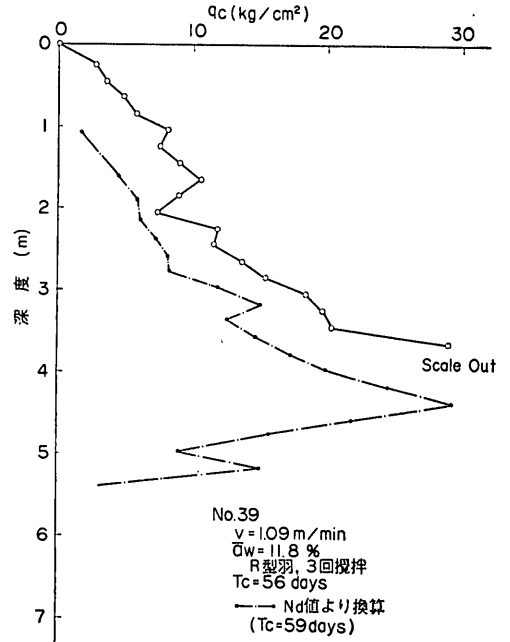


図-12 改良試験結果(i)

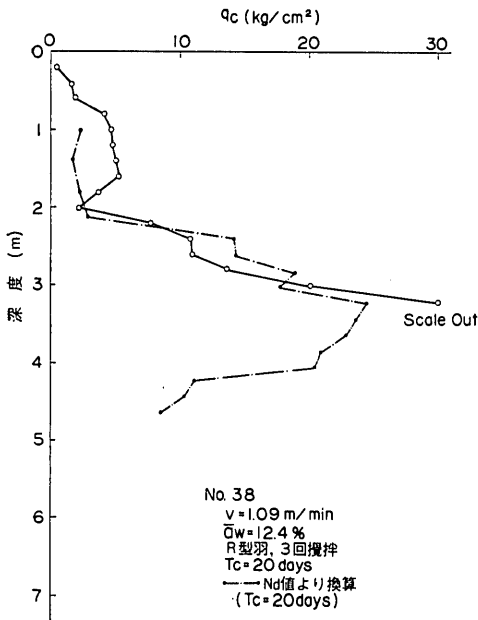


図-12 改良試験結果(h)

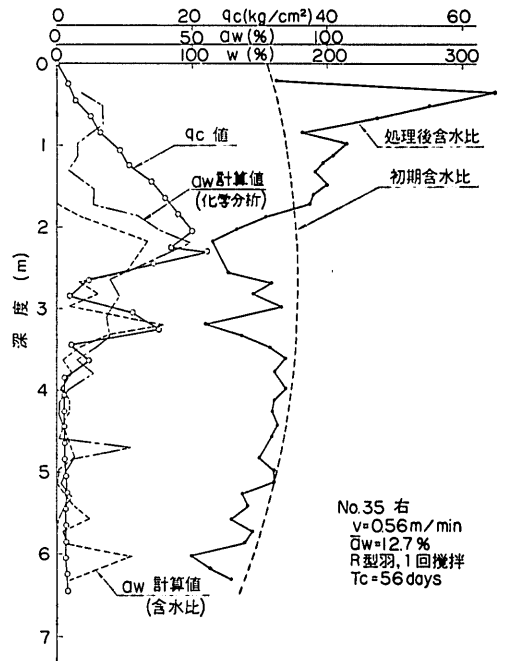


図-13 実験石灰混合率 (a) No. 35

混合処理の実施に当っては、石灰の様な供給が要求される。今回は石灰面ゲージを利用して、様な供給を確保する予定であった。しかし、試験開始直後にゲージが故障したため、止むを得ずフィーダー回転数を一定とし、水圧に対応するように管内空気圧を調整して、石灰供

給量の全量が必要量となるように改良工事を行なった。

3.2 改良効果の判定結果

深層混合処理後、一定の材令における強度試験結果の



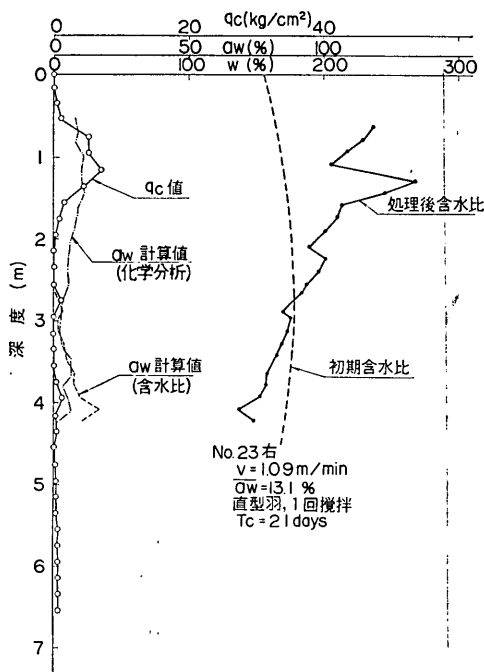


図-13 実質石灰混合率 (b) No. 23

一部を図-12に示す。強度は全て  $q_c$  値で表示し、動的コーン試験より得られた  $N_d$  値も  $q_c$  に換算して併示した。鉄研式大型動的コーンの  $N_d$  値は標準貫入試験の  $N$  値と等価である<sup>5)</sup>とされているから、この換算は前報と同様に行なった。すなわち、柳瀬<sup>6)</sup>の実験の関係  $N/2.72 \approx q_u$  によって  $N_d$  値より一軸圧縮強度  $q_u$  を求め、次いで一般的関係  $q_c = 5q_u$  によって  $q_c$  を求めた訳である。

一方未処理地盤の場合と同様に、台船上からボーリングを行ない、No. 23 と No. 35 のコーン試験位置近傍から処理土を採取した。この試料を用いて処理後含水比  $w_f$  を求めると初期状態からの含水比減少量によって、次式から実質の石灰混合率を一応推定することが出来る。

$$a_w = \frac{w_i - w_f}{1.32w_f + 32} \times 100(\%) \quad (3)$$

但し、(3)式は石灰の消化による含水比変化のみを考えるもので発熱による蒸発効果は考えていない。

同一の試料を用いて化学分析 (EDTA 法) を実施して、土中に含まれる  $Ca^{++}$  の全量を求め、処理前後の変化量を  $CaO$  に換算すると、精度の良い  $a_w$  値が求められる。図-13には、以上2方法による実質の  $a_w$  計算値を、その地点の  $q_c$  値、処理前後含水比と共に示す。

### 3.3 考 察

#### 1) 3号機の機能について

海上工事の実施に際して予想された問題点の内、安定剤である生石灰が土との混合以前に管内で消化し、その効果を低減される可能性、消化してスラリー状となった石灰がフィーダーの機能を阻害する可能性の2点は、打設管を気密にし圧縮空気で加圧することによって防ぐことが出来た。

改良深度の増大に伴う攪拌トルクの増加に関しては、羽田埋立土の強度が極端に小さかったため問題とならなかった。しかし、このために土の強度と翼のトルクとの関連を知るためのデータは得られなかった。この点は今後の室内実験、或いは次回の試験工事に課題として残された。

攪拌混合の平面的な一様性を確保するために、今回は全て3枚羽を使用した。強度試験結果(図-12)によるとNo. 24~No. 27を境として番号の小さいケースでは、全て平面的に一様な強度を発揮している。一方、番号の大きいケースでは強度増加に偏りが見られた。これは、攪拌翼の種類をS型からR型へ交換したケースに対応している(図-2、表-3)。しかし、前報にも記した様に3枚羽を使用する場合には平面的なバラツキは殆んどなくなるはずで、羽の形状差で極端な差が生ずるとは考え難い。また、改良効果に偏りのあるケースでは全て、右側には強度増加があるにも関わらず、左側で皆無という結果が得られた。攪拌翼は左右対称であるから、このような傾向の現れることも疑問である。これらのことから改良効果の左右のバラツキは、混合処理試験中に生じた測量上の誤差であって、左側は未改良域を貫入していたと判断するのが妥当であると考えられた。このため No. 27 以降のケースに関しては右側の貫入試験結果のみを示している。今回の試験工事では、3枚羽の攪拌翼を採用しているので平面的な攪拌の一様性は一応確保されたものと考えてよいであろう。

3号機で初めて採用した石灰面ゲージは、前述のように試験開始直後に故障して以後使用出来なかった。このため、試験はフィーダー回転数を一定として、水面からの深度に応じて空気圧を調整するに留めた。この理由により、また深度方向の強度分布(図-12)から判断して、石灰供給の一様性が確保されたとは言えない。しかし、今回の試験によって改良効果の及んだ最大深度は平均的にみて G.L. -4m(W.L. -7m)であった。これを前回の試験で到達した平均最大深度 G.L. -1.4m に比べると、空気圧の併用によって、石灰供給能力の増加したことは明らかである。石灰面ゲージを正常に作動させ、フィーダー回転数と圧力を調整すれば、石灰の一様な供給

も可能となろう。

## 2) 改良効果について

混合の完全を期すために3回攪拌したケース、No. 15, 16, 38, 39では大きな改良効果が得られ、容量  $q_c = 40\text{kg/cm}^2$  の貫入試験機では、材令21日ですでに貫入が困難となった。1回攪拌の場合でも、No. 12, 29, 35などでは  $10\text{kg/cm}^2$  程度の貫入抵抗が得られている（図-12）。未処理状態での地盤強度が  $q_c = 0.25\text{kg/cm}^2$ （図-5）であったことを考えると、海中でも極めて大きな強度増加の得られることが明らかとなった。

一方、前述のように石灰供給の一様性が未だ不完全であり、測量による位置決めにも、あまり精度が期待出来なかったこともあって判断に苦しむ試験結果もあった。しかし一応信頼の出来る試験結果（図-12）から判断すると、混合程度を良くするためには引き上げ速度を遅くして攪拌時間を大きくするよりも、早い引き上げ速度で攪拌回数を増やす方が効果は良好のようである。これはまた、攪拌翼を2段或いは3段とすることにも対応するのである。

室内配合試験の結果から現場における強度増加を推定することが、深層混合処理工法の設計のためには不可欠の事項である。前報では、実測された  $q_c$  分布から実質の  $a_w$  を推定して室内試験と野外試験との強度増加に関連を求めた<sup>2)</sup>。すなわち、野外の条件に脚付  $f$  を、室内の条件に脚付  $l$  をつけて表わすと、現地強度  $q_f$  と室内配合試験による強度  $q_l (=5q_u)$  との間に

$$q_f = \beta \cdot (C_f / C_l) q_l \quad (4)$$

なる関係がある。ここに、 $C$  は攪拌混合条件と石灰の特質を表わす係数で、石灰成分が同一ならば石灰の比表面積に比例（粒径  $d$  mm に反比例）し、攪拌翼の回転数： $N$  rpm、攪拌時間： $T$  min、羽の枚数： $n$ 、羽1枚の鉛直断面積： $A$   $\text{cm}^2$  に比例し、1回で処理される対象土の重量： $W$  kg に反比例すると考えられる。

$$C = \frac{NTnA}{d \cdot W} \quad (5)$$

$\beta$  は攪拌翼の形状差、陸上或いは海中といった養生中の環境差などの評価困難な要素に関わる係数である。

今回の海上試験工事にしても、同様な検討を行なうためには実質の  $a_w$  を推定する必要がある。処理前後の含水比変化から推定した  $a_w$  と  $q_c$  分布とは、深度による粘土の反応性の相違を考慮しても表層部分で傾向の一致が認められない（図-13）。この理由は幾つか考えられる。例えば、

- i) G.L. -1~-2m の試料は極めて軟弱であったか

ら、サンプリングから室内試験までの間の取り扱いによって、水が分離して含水比を少なめに測定した可能性がある。

ii) 表層部に関しては、攪拌翼を回転させながら打設管を圧入するために、混合処理前の含水比が自然含水比より高くなっている可能性がある。

iii) 計算に用いた初期含水比は2次曲線で近似した値である。現地は埋立土であるため、実際の含水比は近似値に対して相当のパラッキがある。

以上の点を考えると、埋立土の含水比変化から実質の石灰混合率を推定しても高い精度は期待出来ないことが肯ける。また、海上工事の場合には、事前のボーリングで含水比分布を求めておいても、表層部に関しては混合処理前含水比として取扱えないと考えるべきであろう。

図-13には、土中の  $\text{Ca}^{++}$  の変化量から計算した石灰混合率も併示した。含水比からの推定値に比べると、 $q_c$  値との傾向の一致が良い。試料採取位置と  $q_c$  試験位置とは厳密に同じ位置ではないから、ここで生じた程度の差異は止むを得ないものであろう。

改良後の  $q_c$  値分布を用いて、供給された石灰量を比例配分して  $a_w$  を推定することも考えられ、前報ではこの方法を用いた。しかし、この方法には前提として対象土が深度方向に均質であり、また  $a_w$  と改良効果が比例的な関係にあることが必要である。羽田埋立土のように深度方向に改良効果が異なり（図-7）、 $a_w$  と改良効果が比例関係にない土（図-8）に対しては適用できない方法である。但し、通常の堆積地盤では  $q_c$  分布から、また表層部分を除外して考えれば含水比変化からでも  $a_w$  値の推定は可能であろう。

上述のように、今回の海上試験では全てのケースについて深度毎の  $a_w$  値を精度良く推定することは出来ない。このため  $q_c$  分布から実際に改良効果の現われた層厚の和  $H_R$  を求め、予定した改良厚さ  $H$  と平均石灰混合率  $a_w$ （表-3）を用いて実質の石灰混合率平均値  $a_{w,R}$ （ $=a_w \cdot H / H_R$ ）を求める。ここで図-8 a), b) を用いると  $a_{w,R}$  に対応する室内配合試験結果  $q_l (=5q_u)$  が得られる。また、前述のように、羽田埋立土は深度方向に改良効果が異なるから、2.4に記した比率で貫入抵抗実測値の重みつき平均値  $\bar{q}_f$  を求める。更に、G.L. 0~-1mの間は打ち残り部分であって、同区間の強度増加は杭打船より投棄された石灰に起因するものであるから考察の対象外とする。

このようにして得られた  $q_l$  と  $\bar{q}_f$  を(4)式に適用して混合効率を検討する。3号機のC値は表-4に示す通りで

表-4 混合効率係数 C

試験方法			d	N	T	n	A	W	C	$C_f/C_t$ (%)
室内配合試験			4	140	10	1	15	2.5	2,100	—
3号機 (海上)	1回攪拌	v=0.5m/min	30	50	8.36	6	600	12,300	4.08	0.19
		v=1.0m/min	30	50	4.36	6	600	12,300	2.13	0.10
	3回攪拌	v=1.0m/min	30	50	14.5	6	600	12,700	6.85	0.33
2号機 (陸上)	1枚羽	v=0.2m/min	30	50	10	2	140	1,100	4.24	0.20
		v=0.5m/min	30	50	4	2	140	1,100	1.70	0.08
		v=1.0m/min	30	50	2	2	140	1,100	0.85	0.04
	3枚羽	v=0.2m/min	30	50	10	6	130	1,200	10.8	0.52

但し2号機の場合は全て1回攪拌

表-5 混合効率係数 β

ケース	深度別 $q_f$ 実測値				$\bar{q}_f$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{q}_f/q_t$ (%)	$\beta$ $= (\bar{q}_f/q_t) \cdot (C_t/C_f)$
	1~2	2~3	3~4	4~5				
No. 15* 右 左	8.47	12.2	—	—	8.62	34.5	25.0	76.6
	7.00	18.2	2.03	—	7.18	31.5	22.8	69.9
No. 38* 右	4.43	12.3	22.3	12.8	9.63	30.5	31.6	96.8
No. 12 右 左	7.87	4.65	7.24	—	5.77	49.8	11.6	114
	7.50	3.04	5.06	—	4.64	49.8	9.32	91.9
No. 16* 右 左	12.0	11.9	13.9	10.6	10.2	42.3	24.1	73.9
	5.3	15.1	5.19	—	7.13	48.0	14.9	45.5
No. 35 右	14.2	11.8	6.35	—	9.53	49.8	19.1	98.5
No. 29 右	2.17	1.68	6.23	3.91	2.89	43.8	6.6	65.0
No. 39* 右	8.68	7.89	15.32	20.5	10.9	33.5	32.5	99.8

\* 3回攪拌

ある。同表には前回の野外試験に用いた2号機のC値も併記する。ここで、 $\bar{q}_f(C_t/C_f)$  に対して  $q_t$  を整理すると表-5が得られる。

2号機を使用した前回の野外試験では、βは10から50の範囲であったが、今回の試験では60~110程度の範囲にあり平均値は85である。実験数が少ないために、この結果から3号機の攪拌効率に関するβを上述の範囲内であると断定することは出来ない。しかし、2号機に比べて混合効率が向上したことは明らかである。また  $\bar{q}_f$  の  $q_t$  に対する比率は、3回攪拌の場合には25%程度に達しており、前回、3枚羽で最大8%程度であったことに較べると格段に大きい。このことから、混合効率が向

上したことが明瞭に認められる。

#### 4. 結 論

深層混合処理工法の海上工事への適用性を検討することを目的とした今回の試験工事の結果、次の結論が得られた。

i) 海上工事に製作した3号機は、石灰を乾燥状態で地中に供給することに成功した。石灰供給の一様性に関しては問題が残されたが、全般的にみて3号機は海上工事用処理機としての機能を満足させることが出来た。

ii) 羽田埋立土は、あまり石灰反応性の良好な土とは言えないが、充分な攪拌を行なったケースでは平均し

## 石灰による深層混合処理工法（第2報）

て、 $q_c \approx 10 \text{ kg/cm}^2$  程度の改良効果を示した。未処理地盤強度が  $q_c \approx 0.25 \text{ kg/cm}^2$  であったことを考えると飛躍的な強度増加であり、海底地盤への適用性が確認された。

iii) 混合効率係数  $\beta$  は、前回の野外試験では30程度であったのが、今回は平均値85となった。このように混合効率が上昇したために、石灰反応性が若干低くても強度増加を期待出来る訳で、処理の対象土の範囲が広がったものと考えられよう。

### 5. あとがき

今回の試験工から石灰による深層混合処理工法を、海上での地盤改良に応用する途は極めて明るいことが確認された。今後、石灰供給の一様性が確保され、2段階の採用等によって更に混合効率が向上すれば、本工法による改良効果は他工法の追従を許さぬ驚異的なものとなることが期待される。

一方、これを用いた場合の工費を2, 3のケースについて試算し、サンドドレーン工法の工費と比較すると、単位土量当たりでは0.6~1.3倍程度であり、単位土量・強度増加量当たりでは0.06~0.3倍程度となって、前者の工費が格段に安くなる見通しが得られた。もちろん、土の種類や施工条件によって改良効果は一定でなく、一概に言うことは出来ないが、将来、本工法が安価に実用出来る見通しは極めて明るいと言えよう。

なお、今回の試験工事は東亜港湾工業K. K. の施工による。

### 謝 辞

海上試験工事の実施に当たって、東京都港湾局各位は事前調査、試験地の提供に関して快よく御協力下さった。第二港湾建設局各位には、工事の立案段階から実施に至るまで終止御協力戴いた。深層混合処理機—3号機—の製作に当たっては港研機材部渋谷技官に有意義な御意見を載せ、試験工事に際しては土質部土質試験課、基礎工研究室の応援を得た。また当研究室の研修生阿久津英智氏（不動建設K. K.）には試験工事全期間を通じて協力を受け、渡辺光男技官には室内試験、図面作成等の協力

を受けた。ここに関係各位に対し深甚なる謝意を表する。  
(1972年9月30日受付)

### 参 考 文 献

- 1) 中瀬明男, 他: 関東ローム及び成田層砂の土質試験, 港湾技研資料, No. 47, 1968年, pp. 35-88
- 2) 柳瀬重靖: 生石灰による沖積粘土の安定処理について(第1報), 港湾技研報告, Vol. 7, No. 4, 1968年, pp. 85-132
- 3) 柳瀬重靖, 他: 沖積粘土に対する生石灰処理の適用性について, 第7回港湾技研研究発表会講演概要, 1969年, pp. 57-64
- 4) 奥村樹郎, 他: 石灰による深層混合処理工法(第1報), 港湾技研報告, Vol. 11, No. 1, 1972年, pp. 67-106
- 5) 小黒譲司, 室町忠彦: 土質調査法(第1回改訂版), 第6章, 3. 動的な貫入試験, 土質工学会編集, 1972年, pp. 209~213
- 6) 柳瀬重靖: 沖積粘土層におけるサウンディング, 港湾技研報告, Vol. 8, No. 1, 1969年, pp. 37-58

### 記 号 表

- $a_w$ : 土の乾燥重量に対する実質石灰混合率(%)  
 $a_w$ : 土の乾燥重量に対する平均石灰混合率(%)  
 $\beta$ : 混合効率係数(評価の困難な未知量)  
 $C$ : 混合効率係数(試験条件より定まる)  
 $D$ : 打設管基点, リーダ-基点間隔(m)  
 $h$ : 試験地水深(m)  
 $H$ : 改良厚さ(m)  
 $q_c$ : 静的コーン貫入抵抗( $\approx 5q_u$ )( $\text{kg/cm}^2$ )  
 $q_u$ : 一軸圧縮強度( $\text{kg/cm}^2$ )  
 $q_f$ : 現地処理後強度(貫入抵抗値)( $\text{kg/cm}^2$ )  
 $q_i$ : 室内配合試験強度(貫入抵抗値)( $\text{kg/cm}^2$ )  
 $R$ : R型(曲型)攪拌翼  
 $S$ : S型(直型)攪拌翼  
 $T_c$ : 混合処理後の材令(day)  
 $v$ : 打設管の昇降速度(m/min)  
 $w_i$ : 初期含水比(%)  
 $w_f$ : 処理後含水比(%)