

# 水平ドレーン工法の有効性に関する研究

吉國 洋\*・広兼修治\*\*・森脇武夫\*\*\*・  
日下部 治\*

浚渫粘性土を用いた埋立工事における地盤改良工法のひとつに、水平ドレーン工法がある。この工法は、埋立ポンド内に投入された浚渫粘性土に水平に配置されたドレーン材を用いて浸透圧を作用させ、強固な地盤を短時間に作りだそうとするものである。本研究では、この水平ドレーン工法の有効性を室内浸透圧密実験によって確認するとともに、三笠の圧密方程式の数値解析を併せて行い、効果的な水平ドレーンの設置方法を検討した。

**Key Words** : dredged clay, consolidation, horizontal drain, seepage force, soil improvement, finite difference

## 1. はじめに

海面を埋め立てて工業用地等を造成しようとする場合、造成後の海上輸送環境の整備のために、航路や泊地の浚渫を必要とする事が多い。その場合、経済性や環境問題から浚渫した海底土砂は用地造成における埋立用材として利用することが要求される。この時、浚渫底土が砂質土の場合にはあまり問題は生じないが、粘性土の場合、解決しなければならない多くの技術的問題が生じる。わが国では臨海工業の発達した地域が軟弱粘性土地盤であることが多く、試行錯誤の繰り返しの中で現在の浚渫粘性土を用いた埋立手法が定着している。しかし、その確立されたかに見える埋立手法にも、未だ多くの解決すべき問題が残されている。

そのひとつが、自重圧密過程の存在である。現在の慣用的な埋立工法では、浚渫粘性土はポンプ搬送によって埋立ポンド内に投入される。その投入速度は泥水状態の粘性土の沈降とそれに続く自重圧密の進行速度によって決定される。また、予定の浚渫土量の投入が完了すると、長時日放置して自重圧密の完了を待つ。この時、投入埋立土の自重圧密の進行速度は、投入された粘性土の性状と層厚によって変化する不確定要素の濃い指標である。この進行速度が、浚渫粘性土の投入速度すなわち浚渫船の能力と稼働率を決めるとともに、投入完了後の放置時間の長さすなわち工期を強く支配している。このように、不確定要素の多い自重圧密の存在を避けて通ることのできないところに慣用埋立手法の第一の問題がある。

いまひとつが、表面処理の問題である。投入埋立粘土層は山土による覆土によって再圧密され、はじめて利用

可能な地盤となる。しかし、投入埋立粘土層は自重圧密が完了したとは言え、まだまだ軟弱で、特に表層部は極めて軟弱である。そのため、セメント系の表面固化処理やシート、ネットの敷設などの表面処理が必要となる<sup>1)</sup>。さらに、このときは表面の支持力不足から作業効率の悪い超小型土工機械を用いざるを得ない。これが慣用埋立手法の第二の問題である。

上述した第一、第二の問題を回避するためには、埋立工法における圧密荷重のなかで自重と覆土荷重が占める割合を小さくすることが必要で、そのためには粘土の自重や覆土荷重に変わる圧密応力を見つけ出さなければならない。その代替圧密応力として考えられるものに静水圧と大気圧がある。そして、著者ら<sup>2),3)</sup>が提案している水平ドレーン工法は、静水圧を圧密応力として利用する工法である。

本論文では、まず水平ドレーン工法の原理を説明した後、室内浸透圧密実験によってこの工法の有用性を示すとともに、差分法を用いた数値解析によって効果的な水平ドレーンの配置を検討する。以下、水平排水材、および水平ドレーンをHD、水平ドレーン工法をHD工法と略す。

## 2. 水平ドレーン工法の施工原理

著者ら<sup>2),3)</sup>の提案する水平ドレーン工法の施工原理を簡単に説明する。まず、図-1に示すようにポンド内に $\phi 20$  cm程度の鋼管を立て込む。ポンド内に粘性土を投入し、ある深さ $H_1$ になった段階で第一のHDをボートにて敷設し、その端部を鋼管に連結する。そして小型ポンプで鋼管内の水位を低下させ、ポンド内水位との間に水位差 $\Delta h$ をつける。水位差によってHDは泥漿を吸着し、底泥の上に安定する。さらに、粘性土の投入が行われ底泥の表面がある深さ $H_2$ になった時点で第二のHDを敷設する。必要なら第三、第四のドレーン

\* 正会員 工博 広島大学教授 工学部第四類(建設系)  
(〒724 東広島市鏡山1丁目4-1)

\*\* 正会員 工修 中国電力(株) 土木部

\*\*\* 正会員 工博 広島大学助教授 工学部第四類(建設系)

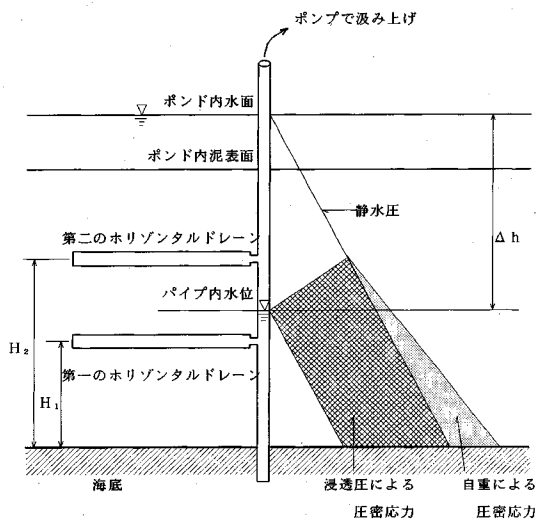


図-1 水平ドリル工法の施工原理

を敷設することも可能である。そしてポンド内の水位と鋼管内水位との差  $\Delta h$  は、浸透圧として埋立粘土層に働く有効応力となる。すなわち、図-1において、通常の自重圧密では「自重による圧密応力」の部分だけが圧密圧力となるが、HD工法の場合、「浸透圧による圧密応力」の部分も圧密圧力に加算される。なお、この「浸透圧による圧密応力」が作用することによって生じる圧密を通常「浸透圧密」と呼んでいる。そしてHD工法では、水位差  $\Delta h$  を大きく保てばより大きな圧密応力を得ることができ、ドレーンの深さ方向の間隔を適当に選び圧密時間の短縮を計れば、浚渫粘土のポンド内への投入が完了した時点でほぼ所定の圧密を完了させることができる。

このように本工法は、浚渫埋立と並行して地盤改良を行うもので、投入された浚渫粘性土は直ちに圧密されるため、自重圧密に頼る従来の慣用法に比べて大量の浚渫土砂を埋立ポンド内に投入することが可能である。さらに従来の自重圧密工法では、地表面が排水面となるため、圧密の進行に伴う間隙水の流れは地表面付近では反重力方向となる。そのため、粘土層表面はいつまでも軟弱なままである。しかし本工法では、ドレーンの設置深度を適切に選び、所定の埋立が完了したらポンド内の水位を下げ、粘土層の表面を水面上に出せば、下方からの水の供給が無いので数日のうちに表面は乾燥・固化する。したがって、覆土のために従来行ってきたセメント系表面固結工法やシート・ネット敷設工法を必要としない。

また、覆土による再圧密の過程においても、鋼管内の水位を粘土層表面より下方に保てば、その水位差  $\Delta h$  はやはり圧密荷重であり、覆土荷重に加算される。したがって、この状態で圧密を完了させ、その後鋼管内の水位を

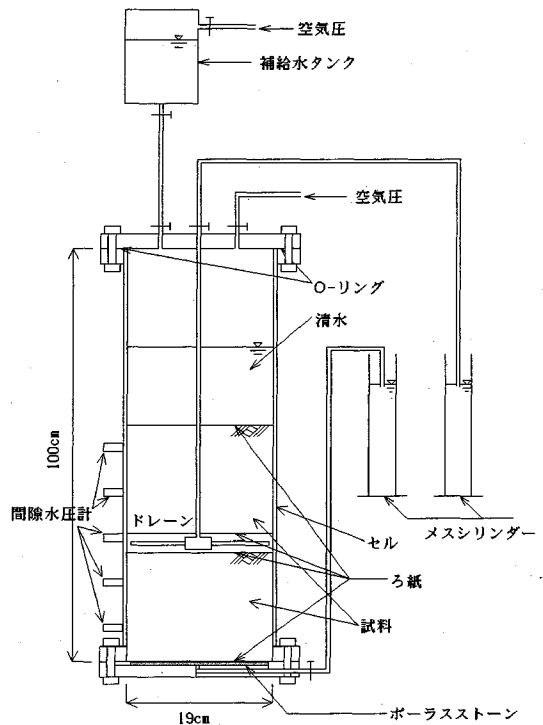


図-2 浸透圧密実験装置

元に戻せば地盤は過圧密状態となり、残留沈下の生じる可能性は小さい。この点、慣用的な埋立法で形成される地盤は、いわゆる正規圧密地盤であり、本工法に比べ残留沈下の可能性が高い。

本工法と類似の工法として、浚渫粘土層を砂層でサンドイッチ状に挟むもの<sup>4)</sup>や、水平に敷設したプラスチックドレーンを利用した真空圧密工法（ラテラルドレーン工法）<sup>5)~8)</sup>などがある。両者は排水層を浚渫した粘土層中に水平に配置するという点では本工法と同じである。しかし、前者<sup>4)</sup>は、ただ単に砂層を設けることで排水距離を短くし、圧密時間を短縮しようとするもので、圧密圧力は依然として自重だけであり、砂層を敷設するまでにある程度の時間を要する。一方、後者<sup>8)</sup>は、圧密圧力として自重以外（静水圧と大気圧）も利用しようとする点では本工法と同じであるが、大気圧をも利用しようとするため、真空ポンプ、排水ポンプ、および排水タンクなどからなる負圧作用システムが不可欠となる。さらに、この工法ではプラスチックドレーンを浚渫後の粘土層中に挿入するため、特別な埋設装置を必要とする。その点、本工法は、前述したように特別な装置を必要とせず、経済的で施工も容易である。

### 3. 浸透圧密実験

前章で述べたように、HD工法で生じる圧密は、土の自重のほかに埋立ポンドと排水用鋼管内の水位差を圧密

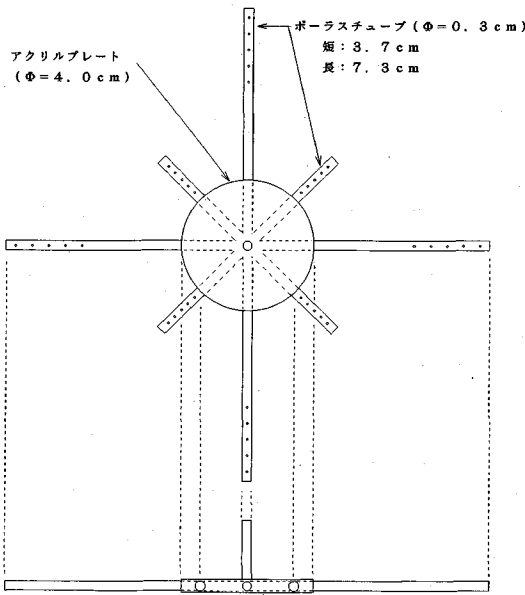


図-3 内部配置ドレーン

圧力として加算する浸透圧密である。したがって、HD工法のメカニズムを解明し、設計手法を確立するためには浸透圧密実験を行い、その圧密挙動を明らかにすることが必要不可欠である。

本研究ではこの目的を達成するために、①粘土層の表面だけが排水面となる通常の自重圧密実験、②浸透圧を作用させ粘土層底部のみから排水を許す一段浸透圧密実験、③浸透圧を作用させ粘土層の底部と中間部の2箇所から排水を許す二段浸透圧密実験を行った。

(1) 試料と試料作成方法

本実験に用いた試料は、山口県柳井市柳井湾から採取した沖積粘性土である。本研究では、まず、この原材料を含水比200%程度のスラリー状態にし、74 μmのふるいを通して、貝殻などの粗粒分を除去した。これは、沈降・自重圧密過程における分離堆積の防止と一様な模型地盤を作成するためである。なお、原材料に加える水は、表-1に示すような成分を持つ人工海水（八州薬品製アクアマリン）である。このようにして作成した試料に、所定の含水比になるように人工海水を加え、実験に供した。試料の物理的性質は表-2に示すとおりである。

(2) 実験装置

本研究で用いた実験装置は図-2に示すように、圧密容器、内部配置ドレーン、補給水タンクから構成されている。圧密容器は、肉厚10mmのアクリル製で、内径19cm、高さ100cmである。この圧密容器の内周面には、浸透圧密実験の終期に圧密容器と粘土試料の間から流出する浸透流を防ぐために、グリース(協同油脂製ワンルーパーMP・No.3)を塗布した。また、圧密容器の側方には、粘土層内の有効応力分布を求めるために、ひずみ

表-1 人工海水の構成成分

構成イオン	含有量(g/kg)	溶存比(%)
Cl	18.74	55.01
Na	10.55	30.97
SO <sub>4</sub>	2.59	7.59
Mg	1.23	3.60
K	0.37	1.09
Ca	0.31	0.92
HCO <sub>3</sub>	0.14	0.42
Br	0.06	0.18
BO <sub>3</sub>	0.06	0.16
Sr	0.01	0.04

表-2 柳井粘土の物理的性質

液性限界	塑性限界	塑性指数	比重
w <sub>L</sub> (%)	w <sub>P</sub> (%)	I <sub>P</sub>	G <sub>s</sub>
116.3	47.9	68.4	2.604

ゲージタイプの間隙水圧計(容量98kPa)が底面から6cmの位置を最下段として10cm毎に5個取り付けられている。

図-3に粘土層内部に配置するドレーン装置の概略を示す。このドレーン装置は、放射状に伸びるシンフレックスチューブと、そのチューブを接続する中央のアクリルプレートとから構成されている。実験では、このドレーン装置を濾紙に挟んで粘土層の中に設置している。これは、ドレーン装置が一層目の粘土層へ埋没することを防ぐためと、粘土粒子が間隙水と一緒に流出することを防ぐためである。また、濾紙でドレーンを挟んだだけでは、土粒子がチューブ内に進入することを完全に防ぐことができないため、各チューブにはフィルターを挿入し、通水孔には濾紙をまいた。

浸透圧密の進行に伴って、圧密容器内の水位は低下する。浸透圧密では、この水位変化によって粘土に作用する全応力が変化するので、水位を一定に保つ必要がある。そのため本実験装置では補給水タンクを設け、必要に応じて補給水が圧密容器内に供給できるようなシステムになっている。

(3) 自重圧密実験の実験手順

①所定の含水比になるように人工海水で調整した試料を、試料が均一になるようにミキサーで約10分間攪拌する。

②中間ドレーン装置を取り除いた圧密容器に、所定の初期試料高さまで、気泡が入らないように漏斗を用いて静かに試料を注ぎ込む。

③所定の初期試料高さに達したら、そのまま静置し、試料表面の沈下量を観測する。

④沈下が停止したら、粘土層の上部から順次深さ方向に含水比を測定する。

(4) 一段浸透圧密実験の方法

①と②は自重圧密実験と同様である。

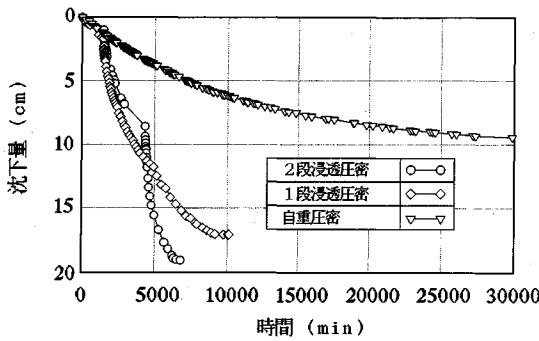


図-4 自重圧密と浸透圧密実験で得られる時間～沈下関係の比較

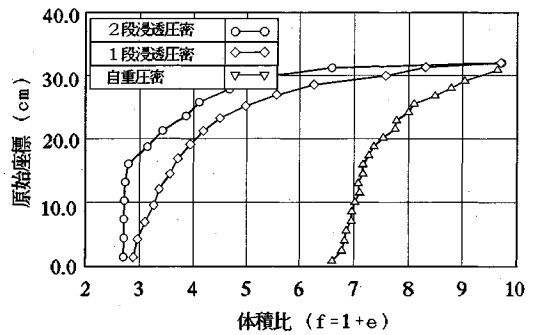


図-5 自重圧密と浸透圧密実験で得られる体積比分布の比較

③所定の初期試料高さに達したら、そのまま24時間自重圧密させ、その間の時間～沈下量関係を測定する。

24時間自重圧密させる理由は、浸透圧を作用させたときに粘土粒子を分離堆積させないためである。

④圧密容器の上蓋を密閉した後、所定の空気圧を圧密容器内に与えると同時に、容器底部の排水弁を解放する。この空気圧に圧密容器とメスシリンダーの水位差を足したものが浸透圧となる。この浸透圧は図-1における水位差  $\Delta h$  を圧力に換算したものであり、本論文ではこの値を実験および解析のパラメーターとして使用する。

⑤その後、試料の時間～沈下量、および時間～透水量を測定する。

⑥定常状態（沈下が停止し、透水量が一定となる）に達したことが確認できたら、圧密容器側方に設置した圧力変換器により、粘土層内の間隙水圧分布を測定する。

⑦上蓋をはずした後、粘土層の上部から順次深さ方向に含水比を測定する。

(5) 二段浸透圧密実験の実験手順

①～⑤は前述の一段浸透圧密実験と同様である。

⑥所定の時間が経過したら、底部の排水弁を閉じ、上蓋をはずし、上澄み液を吸い出した後、中間ドレーン装置を粘土層上部に設置し、その上に試料を所定の高さまで静かに注ぎ込む。

⑦そのまま24時間放置する。

⑧圧密容器の上蓋を密閉した後、再び所定の空気圧を圧密容器内に与える同時に、圧密容器の底部と中間部の排水弁を解放する。このとき、底部と中間部から排水されるメスシリンダーの水位は図-1に示すように等しくしてあるため、両排水層に作用する浸透圧は等しい。

⑨その後、試料の時間～沈下量および時間～透水量を測定する。

⑩定常状態（沈下が停止し、透水量が一定となる）に達したことが確認できたら、圧密容器側方に設置した圧力変換器により、粘土層内の間隙水圧分布を測定する。

⑪上蓋をはずした後、粘土層の上部から順次深さ方向

に含水比を測定する。

4. 実験結果と考察

(1) 自重圧密と浸透圧密の比較

HD工法の有効性を確認するために、自重圧密、一段浸透圧密、二段浸透圧密の3種類の実験で得られる時間～沈下関係と体積比の深度方向分布を比較したものが図-4と図-5である。なお、本研究におけるz座標、例えば図-5の縦座標は、試料投入時のz座標、いわゆる原始座標で表している。比較実験の条件は、初期含水比を400%、全投入粘土層厚を32cmに統一し、浸透圧密実験での浸透圧を20kPa、二段浸透圧密実験での中間排水層の設置位置を  $H_D=16$  cm (粘土層の中間) とした。

図-4をみると、各実験における最終沈下量は、明らかに自重圧密、一段浸透圧密、二段浸透圧密の順に大きくなっている。この現象は図-5の定常状態における粘土層内の体積比分布にも表れている。粘土層底部の体積比は、自重圧密によるものが最も大きく、一段浸透圧密と二段浸透圧密によるものはほぼ同じ位で、それよりかなり小さくなっている。これは粘土層底部に作用する全応力が自重圧密と浸透圧密では浸透圧20kPa分だけ異なるため、このような差が生じている。また、浸透圧密で定常状態になったときの有効応力  $p'$  は、

$$\frac{dp'}{dz} = j + \gamma' \dots\dots\dots (1)$$

と表せる。ここに、 $\gamma'$  は土の水中単位体積重量、 $j$  は浸透圧勾配である。自重圧密の場合は  $j=0$  であるが、浸透圧密の場合は浸透圧が大きくなるほど  $j$  が大きくなるので、当然浸透圧が大きくなるほど有効応力も大きくなる。その結果、浸透圧が大きいくほど体積比は小さくなり、沈下量も増大する。

また、圧密時間も自重圧密、一段浸透圧密、二段浸透圧密の順に短縮されている。これは、浸透圧の作用による沈下量の増大に伴う排水距離の減少と、中間排水層の設置に伴う排水距離の減少のためであり、前者に比べ後者の方がその効果は大きい。

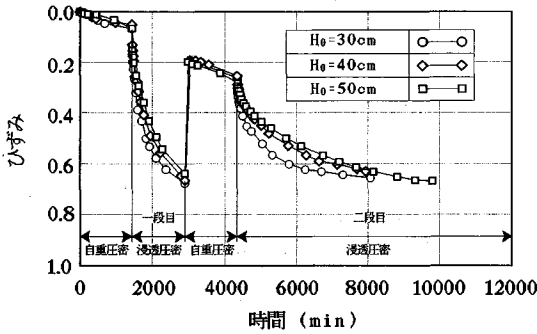


図-6 全投入層厚の影響

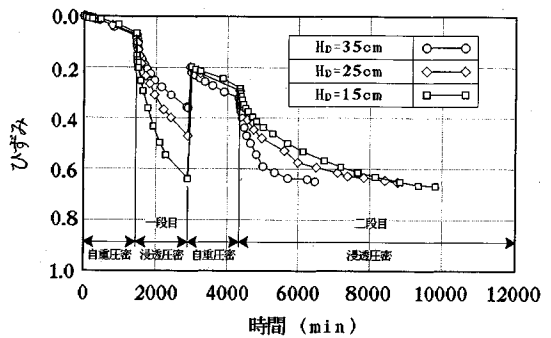


図-7 中間排水層の設置位置の影響

次に、各排水層に等しい浸透圧が作用している一段浸透圧密と二段浸透圧密を比較すると、二段浸透圧密は粘土層内に中間排水層を設置しているため、粘土層内部が大きく改良される。そのため、生じる圧密沈下量も一段浸透圧密よりも大きくなる。また、二段浸透圧密での圧密時間も、前述したように粘土層内に中間排水層を設置することで一段浸透圧密に比べてかなり短縮されている。このように、浸透圧密は自重圧密に比べて圧密沈下量と圧密時間の双方で優位性がある。また、浸透圧密では粘土層内に排水層を設けると圧密沈下量は大きくなり、圧密時間も短縮される。以上のことから、浸透圧密を利用するHD工法は、自重圧密に頼る従来の慣用的埋立工法よりも効率的であり、さらに、用いる中間排水層の数を増やせば、さらに効率的になることがわかる。

(2) 二段浸透圧密実験における投入層厚の影響

二段浸透圧密実験において、全投入層厚と中間排水層の高さの比を10:3に統一して、全投入層厚を変化させた場合の圧密挙動を比較した。比較実験の条件は、浸透圧を78 kPa、初期含水比を500%に統一し、全投入層厚を  $H_0=30, 40, 50$  cm と変えた。

この実験によって得られたひずみ～時間関係を図-6に示す。まず、一段目の浸透圧密過程をみると、一段目の層厚が薄いほど、同一時刻におけるひずみ量が大きい。これは層厚が薄いほど排水距離が短くなり、過剰間隙水圧の消散が速くなるためである。また、一段目の浸透圧密を終了した時点、 $t=2880$  min で3本の圧密曲線が一致していない。これは、全てのケースで、まだこの時点で一次圧密が完全に終了していないためである。

さて、次に上層部の粘土を投入した後の圧密過程をみると、全投入層厚が小さいケースほど、同一時刻におけるひずみ量が大きく、圧密の進行が速い。また、全てのケースの圧密曲線は一次圧密が終了すると次第に一本の二次圧密曲線に漸近している。

(3) 中間排水層の設置位置

二段浸透圧密において、全投入層厚と初期含水比を同一にして、粘土層内に設ける中間排水層の配置位置を変

化させた場合の時間～ひずみ関係を図-7に示す。比較実験の条件は、浸透圧を78 kPa、初期含水比を500%、全投入層厚を50 cmに統一し、中間排水層の配置位置を  $H_D=35, 25, 15$  cm と変化させた。全投入層厚と中間排水層の配置高さの比は、それぞれ10:7、10:5、10:3である。

図-7から、一段目の浸透圧密過程ではやはり層厚の薄いケース ( $H_D=15$  cm) ほど同一時刻におけるひずみが大きく、圧密が速く進行しているが、二段目の浸透圧密過程では逆に一段目の層厚の厚いケース ( $H_D=35$  cm) ほど圧密が速く進行し、早期に定常状態に達していることがわかる。この結果は、2つの排水層を持つ二段浸透圧密の場合、粘土層全体の圧密時間の短縮のためには、下層の粘土層を厚く、上層の粘土層を薄くした方がよいことを示している。そしてこのことは、後述する解析結果によっても裏付けられている。

(4) 高含水比状態での圧密諸定数

圧密解析には、体積比と有効応力 ( $f \sim \log p'$ ) の関係と体積比と圧密係数 ( $f \sim \log c_v$ ) の関係、または体積比と透水係数 ( $f \sim \log k$ ) の関係が必要である。これらの関係のうち、HD工法で問題となるような高含水比状態での関係は、自重圧密実験、および浸透圧密実験によって求めるのが適当である。

自重圧密実験における任意の深度での体積比  $f$ 、単位体積重量  $\gamma_{sat}$ 、および有効応力  $p'$  は、圧密が終了した時点で各深度ごとの含水比  $w$  を測定し、次式で求めた。ただし、粘土試料は完全に飽和していると仮定した。

$$f = G_s \cdot w + 1 \dots\dots\dots (2)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{G_s(1+w)}{f} \gamma_w \dots\dots\dots (3)$$

$$p' = \int_0^z (\gamma_{sat} - \gamma_w) dz \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $G_s$  は土粒子の比重、 $\gamma_w$  は水の単位体積重量である。

そして、このようにして求めた  $f \sim \log p'$  関係から圧縮指数  $c_c$  を求め、体積圧縮係数  $m_v$  を次式で計算した。

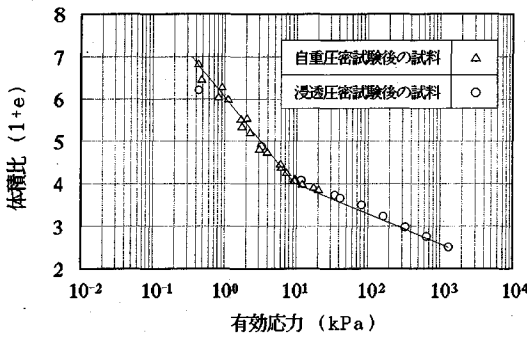


図-8 高含水比状態での  $f \sim \log p'$  関係

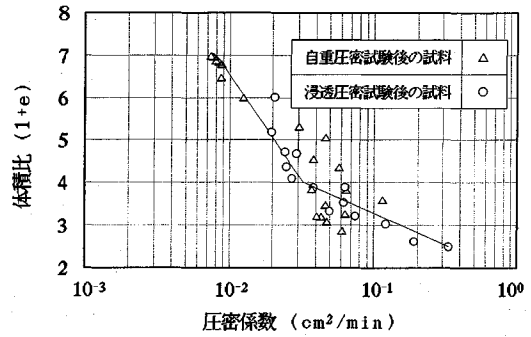


図-9 高含水比状態での  $f \sim \log c_v$  関係

$$m_v = -\frac{c_c}{2.3 \cdot f \cdot p'} \quad (5)$$

また透水係数  $k$  は、初期の表面沈下速度  $v_0$  と粘土の水中単位体積重量  $\gamma'_0$  を用いて

$$k = \frac{v_0 \cdot \gamma_w}{\gamma'_0} \quad (6)$$

で与えられる<sup>9)</sup>。したがって、圧密係数  $c_v$  は式 (5) と式 (6) で求めた  $m_v$  と  $k$  から計算した。

一方、浸透圧密実験における体積比と単位体積重量は、自重圧密実験と同様にして求めることができるが、有効応力は定常状態になったときの間隙水圧が直線分布とならないので、その深度での間隙水圧  $u$  を測定し、次式で求めた。

$$p' = \gamma_w \cdot H_w + \int_0^z (\gamma_{sat} - \gamma_w) dz - u \quad (7)$$

ここに、 $H_w$  は水深 (水面と粘土表面の距離) である。

このようにして  $p'$  を求め、自重圧密の場合と同様な方法で  $m_v$  を求めた。また  $c_v$  は、定常状態となったときの圧密比  $\zeta$  と原始座標  $Z_0$  関係の勾配  $d\zeta/dZ_0 (=a)$  を求めて、次式によって計算した (文献 10 参照)。

$$c_v = \frac{v_0}{a - m_v \cdot (\gamma_{sat} - \gamma_w)} \quad (8)$$

ここに、 $v_0$  は浸透圧密実験において定常状態となったときの透水速度である。

以上のような方法によって、自重圧密試験と浸透圧密試験から求めた体積比と有効応力 ( $f \sim \log p'$ ) の関係、および体積比と圧密係数 ( $f \sim \log c_v$ ) の関係を図-8と図-9に示す。図中の△印と○印は、それぞれ数種類の自重圧密実験と一段浸透圧密実験から得られた結果である。

まず、図-8の  $f \sim \log p'$  関係を見ると、片対数紙上で直線関係にあり、その勾配が体積比  $f=4$  付近で変化していることが分かる。この体積比  $f=4$  は、この粘土の液性限界 ( $w=116.3\%$ ) での体積比  $f=4.03$  にほぼ一致している。そこで、本研究では  $f \sim \log c_v$  関係を液性限界での体積比で折れ曲がる2つの直線で近似した。以下

に最小2乗法による近似結果を示す。

- 液性限界以上の場合 ( $f > 4.03$ )

$$f = -2.133 \cdot \log p' + 5.998 \quad (8.a)$$

- 液性限界以下の場合 ( $f < 4.03$ )

$$f = -0.815 \cdot \log p' + 4.781 \quad (8.b)$$

次に、図-9に示した  $f \sim \log c_v$  関係をみると、こちらにはかなりのバラツキがある。しかし、本研究では、 $f \sim \log p'$  関係との整合性を考えて、 $f \sim \log c_v$  関係も式 (8) と同様に液性限界付近の体積比で折れ曲がる2つの直線で近似した。以下に最小2乗法による近似結果を示す。

- 液性限界以上の場合 ( $f > 4.03$ )

$$f = -4.967 \cdot \log c_v - 3.422 \quad (9.a)$$

- 液性限界以下の場合 ( $f < 4.03$ )

$$f = -1.461 \cdot \log c_v + 1.835 \quad (9.b)$$

### 5. 浸透圧密の数値解析

浸透圧密実験によって、HD工法の有用性が確かめられた。しかし、実験では複数の中間排水層を設けることが容易でないなど様々な制約があるため、実験だけから実際の工事における効果的な中間排水層の数や設置位置を決めることは困難である。そこで、本研究では、数値解析によってこれらを検討した。具体的には、まず、本研究で行った浸透圧密実験を有限ひずみに基づく非線形弾性圧密方程式を用いて差分解析し、実験値との比較で解析法の妥当性を検証した。その後、この解析法で実際の工事を想定した数値実験を行い、中間排水層の効果的な設置数と設置位置を検討した。

#### (1) 解析方法

HD工法が対象としているような超軟弱粘土の圧密挙動を解析するためには、圧密の進行に伴う層厚の減少と圧密定数の変化、および自重の影響を考慮できる圧密方程式を用いる必要がある。その代表的なものが三笠<sup>11)</sup>の圧密方程式で、次式に示すように有限ひずみを考慮した非線形弾性圧密方程式である。

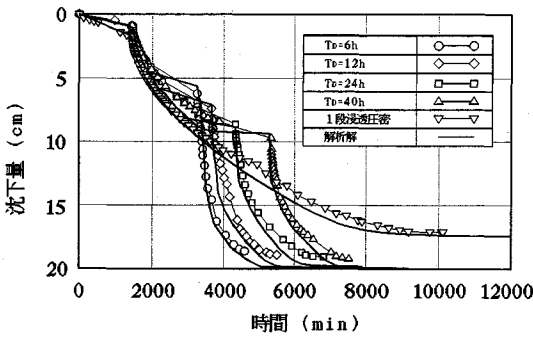


図-10 解析値と実験値の比較 (時間～沈下関係)

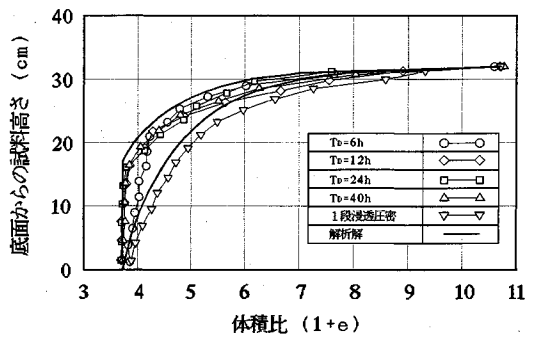


図-11 解析値と実験値の比較 (体積比の深度分布)

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \zeta^2 \left\{ c_v \frac{\partial^2 \zeta}{\partial z_0^2} + \frac{dc_v}{d\zeta} \left( \frac{\partial \zeta}{\partial z_0} \right)^2 - \frac{d(c_v \cdot m_v \cdot \gamma')}{d\zeta} \frac{\partial \zeta}{\partial z_0} \right\} \dots \dots \dots (10)$$

この方程式を用いた差分計算は既に数多く行われ、その有用性が確かめられている<sup>12)~15)</sup>。

また、一般に超軟弱粘土を対象とした差分解析では解が発散・振動しやすいため<sup>16)</sup>、Douglas・Jones<sup>17)</sup>が提案した予測子・修正子法を用いて解の安定化を諮った。予測子・修正子法の適用性については、山上ら<sup>14), 15)</sup>が詳しく検討し、高含水比 (初期含水比が500%程度) の粘土に対しても十分な精度で解析が行えることを既に報告している。飛躍値の処理など具体的な解析方法の詳細は、文献12)~16)を参照されたい。

(2) 浸透圧密実験と解析解との比較

前述の有限ひずみに基づく非線形弾性圧密方程式を用いた差分法で、本研究で行った浸透圧密実験を解析し、解析値と実験値との比較を行った。解析の対象となった浸透圧密の実験条件は、初期含水比400%、全投入層厚32cm、浸透圧20kPa、中間排水層の設置位置16cm (粘土層の中間) である。なお、二段浸透圧密試験では、中間排水層の設置時間を  $T_D=6, 12, 24, 40$  時間と変えている。

解析の対象となる粘土は、表-2に示すような物理的性質を持つ柳井粘土で、式(8)と式(9)で示したように液性限界状態となる体積比で  $f \sim \log p'$  関係と  $f \sim \log c_u$  関係が折れ曲がる圧密特性を仮定した。

解析における一段浸透圧密の場合の境界条件は  $z_0=0$  (表面) で  $\zeta=1$  ( $f=11.416, p'=0.00288$  kPa),  $z_0=32$  cm (底面) で  $\zeta=3.075$  ( $f=3.713, p'=20.44$  kPa) とし、二段浸透圧密の場合は  $z_0=16$  cm (中間排水層) で  $\zeta=3.071$  ( $f=3.717, p'=20.22$  kPa) を追加した (境界条件の算出方法は文献11)を参照)。また差分間隔は、時間差分を  $\Delta t=0.1$  分、空間差分を  $\Delta z=0.5$  cm に統一した。

図-10に浸透圧密実験で得られる時間～沈下関係と解析値を比較したものを示す。一段浸透圧密の場合、解

表-3 各排水層での境界条件

$Z_0$ (m)	$H_D$ (m)	$\zeta$	$f$	$p'$ (kPa)
0	非排水	1.0	8.812	0.0479
0	排水	3.025	2.913	196.13
1.0	9.0	3.029	2.910	197.91
2.0	8.0	3.032	2.906	199.70
3.0	7.0	3.035	2.903	201.48
4.0	6.0	3.038	2.900	203.27
5.0	5.0	3.042	2.897	205.05
6.0	4.0	3.045	2.894	206.83
7.0	3.0	3.048	2.891	208.62
8.0	2.0	3.051	2.888	210.40
9.0	1.0	3.054	2.885	212.18
10.0	排水	3.058	2.882	213.97

析値は実験値に比べてやや大きめに推移し、最大で約2%ほど大きくなった。二段浸透圧密の場合も、解析値は実験値に比べて全体的に大きく、その程度は中間排水層を設置する時間が早いほど大きい。しかし、解析値と実験値の誤差は、 $T_D=6$  時間の場合に最大で約6%、 $T_D=40$  時間の場合に最大で約4%であり、解析値と実験値は良く一致していると言うことができる。またこれらのケースで、全ての位置での圧密比  $\zeta$  の時間的変化が無視できるほど小さくなったときを定常状態とし、そのときの体積比分布を比較したものが図-11である。この図から解析値と実験値は粘土層の内部でも良く一致しており、本研究で用いる解析法は実際の高含水比状態での浸透圧密挙動を精度良く解析できることがわかる。

(3) HD工法の数値実験

ここでは、浚渫埋立工事において実際に施工される頻度の高いケース<sup>18), 19)</sup>を想定し、その工事にHD工法を適用したときの挙動を前述の差分法で解析し、効果的な改良方法を検討する。解析条件は、本研究で取り扱った柳井粘土が初期含水比300%で全層厚10mほど投入される場合を想定した。この時の柳井粘土の解析定数は、前節と同様に表-2と式(8)と式(9)を仮定した。

また、通常の工事の場合には揚水ポンプが用いられることが多く、この場合は埋立ポンド内の水位が浸透圧になるが、本数値実験では沈下量をできるだけ大きくすることに念頭を置き、排水層から真空ポンプで排水する場

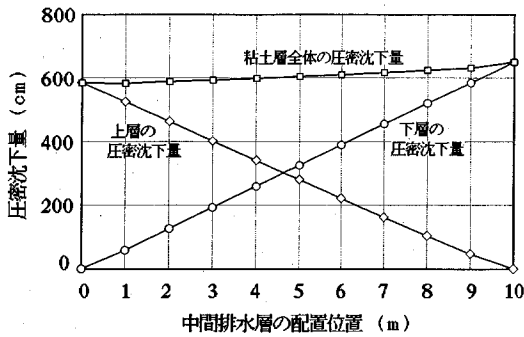


図-12 中間排水層の配置位置と圧密沈下量の関係 (上端面が非排水の場合)

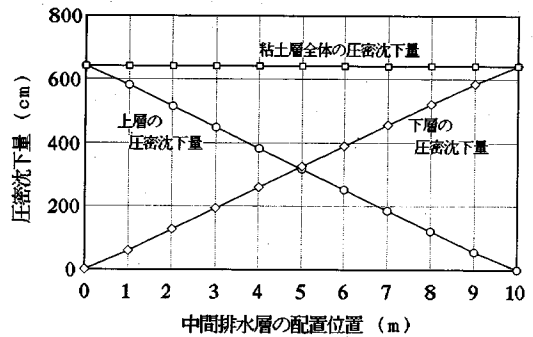


図-14 中間排水層の配置位置と圧密沈下量の関係 (上端面に排水層を設けた場合)

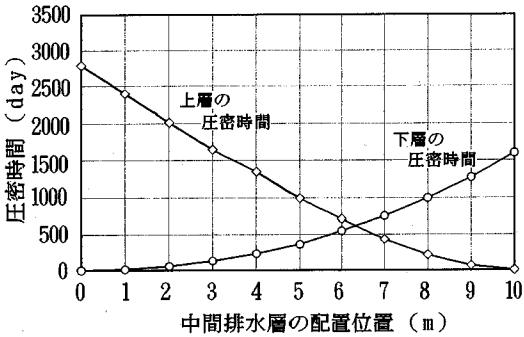


図-13 中間排水層の配置位置と圧密時間の関係 (上端面が非排水の場合)

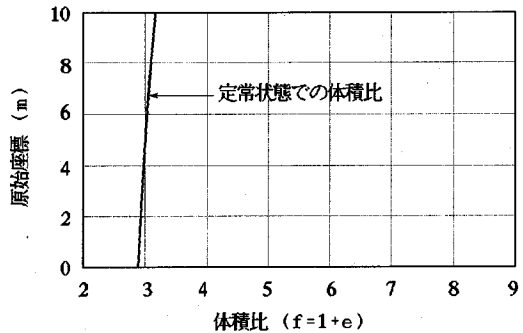


図-15 定常状態での体積比の深度分布 (上端面に排水層を設けた場合)

合を考えた。そのため本解析ケースでは、埋立ポンドの水位に大気圧を加算した値が浸透圧になる。なお、埋立ポンド内の水位は、投入した粘土層表面と一致しているものとする。したがって、本解析ケースの上下端面の境界条件は、表-3の  $z_0=0$  (非排水) と  $z_0=10$  m (排水) の値である。

a) 中間排水層の設置位置

本ケースでは、粘土層内部に中間排水層をひとつ設けるときの効果的な設置位置を検討する。具体的には、中間排水層の配置位置を粘土層下端から  $H_D=1\sim 10$  m まで 1 m ごとに変えて解析を行った。中間排水層の境界条件は表-3に示すとおりである。なお、 $z_0=0$  m (排水) は、粘土表面をシート等で覆い真空ポンプを作用させ、上端面をも排水層としたことを意味している。

図-12は、中間排水層の配置位置と圧密沈下量の関係を示したものである。この図から、中間排水層の設置位置を高くするほど粘土層全体の圧密沈下量が大きくなるのがわかる。また、中間排水層の配置位置を高くすると、上層と下層の粘土層厚が変化するため、圧密沈下量は上層で小さく、下層で大きくなる。しかも、中間排水層の配置位置と両粘土層で生じる圧密沈下量の関係は直線関係にあるので、ある高さに中間排水層を設置したときの全圧密沈下量は容易に予測できる。また、粘土層

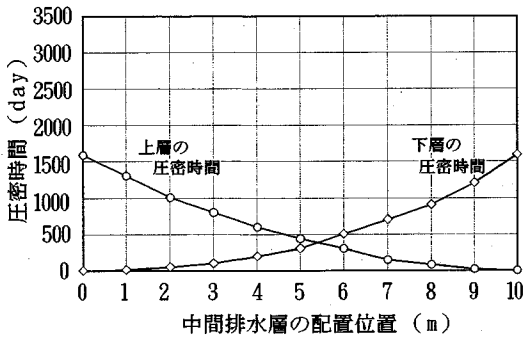
全体の圧密沈下量は、最大で約 650 cm、最小で 585 cm であり、中間排水層の位置を変えることで得られる圧密沈下量の増加は、約 1 割程度である。

一方、図-13は中間排水層の配置位置と圧密時間の関係を示したものである。当然のことではあるが、中間排水層の設置位置を高くすれば、上層の圧密時間が短くなり、下層のそれは反対に長くなる。そして、粘土層全体の圧密時間は、上層と下層の粘土層の圧密時間の長い方に支配される。したがって、本ケースにおいて、最も工期を短縮するような中間排水層の設置位置は、上層と下層の圧密が同時に終了するような底部から約 6.5 m (下層と上層の比が 13 : 7) のところである。そして、その際の圧密時間は約 600 日である。

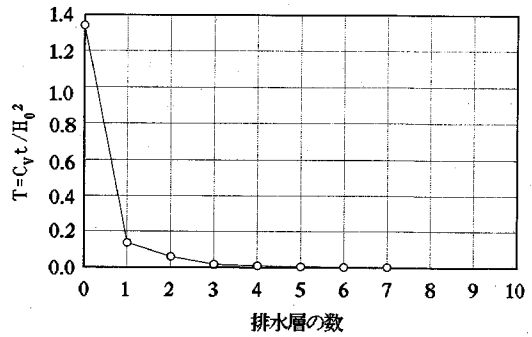
b) 粘土層の上端面からの排水効果

本ケースでは、浚渫粘土の投入条件は 5. (3) と同じとして、粘土層の上端面にも排水層を設けた場合の圧密挙動を解析する。上下端面 (両方排水) と中間排水層の境界条件は表-3に示すものと同じである。図-14は、このケースでの中間排水層の設置位置と圧密沈下量の関係を示したものである。粘土層の上端面も排水層とした場合は、前述のケースと異なり、粘土層全体の沈下量が中間排水層の設置位置に係わらず同一になることがわかる。これは、粘土層の上端面からも排水を行うと、粘土





図一六 中間排水層の配置位置と圧密時間の関係  
(上端面に排水層を設けた場合)



図一七 全排水層の数と圧密時間の関係

層の上端面でも埋立ポンド内の水位（本解析ではゼロ）と大気圧を圧密応力として利用するため、定常状態に達したときの有効応力分布が中間排水層の位置に依存せず常に一定になるためである。図一五に定常状態に達したときの体積比分布を示す。有効応力分布が常に一定になるため、それに伴って体積比分布も全てのケースで一致する。

次に、中間排水層の設置位置と圧密時間の関係を図一六に示す。この図から粘土層の上端面も排水層とした場合の最も効果的な中間排水層の配置位置は、粘土層の下端から約5.5mであることがわかる。これは、複数の中間排水層を設置する場合には、相対的な下層と上層の比率を全て11:9にすれば、最も効率的に圧密が行えることを示している。

### (3) 複数の中間排水層を用いる場合

前節では、粘土層に複数の排水層を設置する場合の効果的な設置位置を述べた。ここでは、その場合の効果的な中間排水層の数を検討する。本ケースでは、浚渫粘土の投入条件は前節と同じとし、中間排水層の設置数と設置位置を変えて解析した。その時、最上段に設置する排水層は、粘土層表面が最も望ましいが、施工が容易でないため、本ケースでは圧密終了後の粘土表面の処理も考えて粘土層上端から1mの位置に統一した。そして粘土層の下端面を排水層とし、残りの9mを設置する排水層の数で等分割して中間排水層を設置した。

図一七は、全排水層の数と層全体の圧密時間の関係を示したものであり、排水層の増加に伴って圧密時間は急激に減少することがわかる。これは、排水層の設置に伴って排水距離が減少すること、浸透圧の作用による沈下量の増大に伴って排水距離が更に減少するためである。なお、この図では層全体の圧密時間を時間係数  $T = c_v \cdot t / H_0^2$  で示した ( $H_0$  は初期全層厚 = 10 m)。また、排水層の数 = 0 は自重圧密を意味している。確かに、排水層を増やせば圧密時間は短縮されるが、その効率は次第に減少し、3層以上に増えても圧密時間の短縮効果はそれ以上あまり望めない。以上のことから、排水層を増や

せば圧密時間は短縮できるが、効率という観点からみると、排水層の数は3が最も効率的であると考えられる。

## 6. 結 論

本研究では、埋立ポンド内に投入された浚渫粘性土を浸透圧を用いて直ちに圧密しようとするHD工法の有用性を室内浸透圧密実験で確認するとともに、差分法を用いた数値解析で効果的な施工方法を検討した。その結果得られた主な結論は、以下のとおりである。

①初期含水比、全投入層厚が同じ場合、浸透圧密の方が自重圧密より最終沈下量が大きく、圧密時間も短い。これは、浸透圧密では自重圧密に比べて短時間で密度の高い地盤を作り出すことができることを意味している。またその際、排水層の数の増加は、圧密時間の短縮だけでなく、最終沈下量の増大をも引き起こす。

②二段浸透圧密実験で、上層と下層の層厚比を同じにした場合、全投入層厚の大きいものほど圧密の進行は遅くなるが、最終沈下ひずみは全投入層厚に依存せず等しくなる。

③二段浸透圧密実験で、中間排水層の設置位置を変えると、圧密時間だけでなく、最終沈下量も変化する。その場合、下層の粘土層厚を大きくした方が、圧密時間が短くなるとともに、最終沈下量も大きくなる。

④粘土層内部に排水層を設ける場合は、下層の粘土層の圧密度に関係なく、できるだけ早く排水層を設置した方が層全体の圧密時間を短縮できる。

⑤本研究の数値実験によれば、2つの排水層を設置する場合は、一つを粘土層の下端面に、もう一つを下層と上層の比が13:7となるように設置すると最も圧密時間を短縮できる。

⑥本研究の数値実験によれば、複数の中間排水層を設置する場合は、下層と上層の相対的な比が全て11:9となるように中間排水層を設置すると最も効果的である。

⑦中間排水層の数を増やせば圧密時間は短縮されるが、本研究で数値実験を行った層厚10m程度では、総数3層の排水層を用いるのが最も効率的である。

以上で示した結論は、本論文で取り上げた限られた実験条件および解析条件のもとで得られたもので、全ての変化要因を検討して得られたものではないが、浸透圧密を利用するHD工法が、自重圧密に頼る従来の埋立工法に比べて非常に優れた工法であり、支持力の大きな地盤を短期間に造成可能であることがわかる。

また、このHD方法は、非常に大きな沈下が短時間で生じる現象を取り扱っているため、粘性土のクリープ現象は考慮していない。

なお、本研究は平成元年～3年度の文部省科学研究費（一般研究（C）, No.01550391, 水平ドラーン工法開発のための基礎的研究, 研究代表者・吉國（洋）の援助を受けて行われた。

#### 参考文献

- 1) 森平 猛・新谷 登・田中英治：柳井火力発電所土地造成に伴う地盤改良，電力土木，No.211, pp.39-50, 1987.
- 2) 吉國 洋・金 亨柱・森脇武夫・三本竹徹也・広兼修治：水平ドラーンを用いた浸透圧密工法，第26回土質工学研究発表会，pp.409～410, 1991.
- 3) 広兼修治・吉國 洋・日下部治・池上慎司：水平ドラーンを配したスラリー状粘土の浸透圧密，第47回土木学会年次学術講演会概要集，第Ⅲ部，pp.476～477, 1992.
- 4) Lee, S.L., Karunaratne, G.P., Yong, K.Y. and Ganeshan, V. : Layered clay-sand scheme of land reclamation, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.113, No.9, pp.984～995, 1987.
- 5) 網干寿夫・吉國洋：軟弱地盤の真空排水工法に関する二、三の実験的研究，第9回土木学会年次学術講演会概要集，第Ⅲ部，pp.45-1～45-4, 1964.
- 6) 渡 義治・新舎 博・林 健太郎：プラスチックドラーンを利用した真空圧密工法に関する実験，地盤と建設，Vol.2, No.1, pp.33～40, 1984.
- 7) 新舎 博・日野泰伸・渡 義治：水平ドラーンを利用した真空圧密工法の開発に関する研究（その1）—改良効果に及ぼす初期含水比の影響—，第22回土質工学研究発表会，pp.1783～1784, 1987.
- 8) 五洋建設株式会社：ラテラルドラーン工法，五洋建設技術資料，1990.
- 9) 高田直俊・今井五郎・木山正明：浚渫粘土の圧密沈下（その1），土と基礎，Vol.27, No.4, pp.101～108, 1979.
- 10) 吉國 洋・金 亨柱・中ノ堂裕文・車田佳範：超軟弱粘土の圧密特性に及ぼす時間効果，広島大学工学部研究報告，Vol.37, No.2, pp.169～177, 1989.
- 11) 三笠正人：軟弱粘土の圧密，鹿島出版会，1963.
- 12) 高田直俊：軟弱粘土の自重圧密過程の数値解析，土木学会論文報告集，334号，pp.113～121, 1983.
- 13) 山上拓男・仁田忠宏：三笠の自重圧密方程式の一差分解法，第42回土木学会年次学術講演会概要集第3部，pp.264～265, 1986.
- 14) 山上拓男・酒井信介：予測子・修正子法による三笠の自重圧密方程式の一差分解法（両面排水問題を中心として），第23回土質工学研究発表会，pp.351～352, 1987.
- 15) 山上拓男・酒井信介：予測子・修正子法による三笠の自重圧密方程式の一差分解法（片面排水問題を中心として），第43回土木学会年次学術講演会概要集第3部，pp.346～347, 1987.
- 16) たとえば，高田直俊：一次元圧密の数値計算例，土と基礎，Vol.28, No.9, pp.35～39, 1980.
- 17) Douglas, J. and Jones, B.F. : On Predictor-Corrector Methods for Non-linear Parabolic Differential Equations, J. Soc. Indust. Apl. Math, Vol.11, No.1, pp.195～204, 1963.
- 18) 山内豊聡：博多湾浚渫泥土の土質力学特性，土と基礎，Vol.31, No.6, pp.39～44, 1983.
- 19) 小場善助・林毅：広島湾廿日市地区における土地造成工事の沈下予測，土と基礎，Vol.31, No.6, pp.33～38, 1983.

(1993.8.9 受付)

## A STUDY ON THE EFFECTIVENESS OF HORIZONTAL DRAIN METHOD

Hiroshi YOSHIKUNI, Shuji HIROKANE, Takeo MORIWAKI and Osamu KUSAKABE

The horizontal drain method has been proposed by the authors as one of the soil improvement methods in reclamation works using dredged clays. In this method the clays which are dredged from the seabed and transported to a reclamation pond are quickly consolidated using the downward seepage force created by pumping water up from horizontal drains. The effectiveness of the horizontal drain method was confirmed by the consolidation tests using the seepage force. The design procedures including the selection of the appropriate arrangement of horizontal drains were discussed based on the results of the numerical simulation solving Mikasa's consolidation equation.