

## 浚渫粘土の一次元多層圧密解析とその適用

新 舎 博  
小 久 保 裕

### 要 旨

浚渫粘土を埋立地に処分する際には、全浚渫土量が埋立地に処分可能か、また埋立地に投入した堆積土の高さは長期的にどのように変化するのか、などの検討が必要になる。こうした問題には、粘土の一次元圧密解析を適用すればよく、解析の結果から明確にその判断を行うことができる。

本報告では、浚渫粘土の圧密解析に汎用化された一次元圧密解析プログラム "i/conan" を適用し、多層地盤の沈下解析を行い、浚渫土の投入と堆積土高さの変化を求め、その結果を考察した。

### 1. まえがき

航路浚渫、泊地浚渫および港湾の水深確保のための維持浚渫などで発生する浚渫粘土は、一般に埋立処分される。こうした浚渫粘土の処分の問題は、通常浚渫土量が既知であり、受け入れを予定している埋立地への全浚渫土量の処分が可能か、という問題になる。また、埋立地に浚渫土を処分した際には、計画浚渫土量を全量投入した際の堆積土の高さ（最大高さ）と、その後の沈下による堆積土高さの経時変化の予測の評価が必要になる場合も多い。

浚渫土の沈下に関する問題は、粘土の一次元圧密理論に基づく解析を実施すればよいが、簡易的には粘土の塑性指数に基づく方法を既に提案している<sup>1)</sup>。この方法は、埋立地に処分した粘土の連続的な堆積を、有限要素法による解析において要素の追加として取り扱い、粘土の自重圧密解析から求めた堆積土高さの経時変化を簡易図表としてまとめたものである。この方法は粘土の下端を排水条件あるいは非排水条件として取り扱っており、下部地盤が砂の場合はそのまま適用できるが、在来粘土がある場合はその影響を考慮していない。しかし実際の現地での解析においては、現地ごとに在来粘土の条件が異なることから、一般化した簡易図表を作成することは困難であり、個別地点毎に解析が必要である。

本報告では、一次元圧密の計算方法と計算条件を述べ、その後に、在来粘土上にグラブ式浚渫土を投入し、その上に覆土した人工干渉地盤の沈下解析と、浚渫土を埋立地に投入した際の埋立容積の検討例を紹介する。

### 2. 浚渫粘土の圧密計算方法

#### 2. 1 計算条件

浚渫粘土の埋立堆積土高さの計算にあたっては、埋立地の単位面積あたりに堆積する粘土粒子の実質土量に着目する（図-1）。すなわち、実質土量 $h_s$ は次式で表さ

れる。

$$h_s = \frac{V_D}{(1 + e_n) A_R} \quad [1]$$

ここに、 $V_D$ ：浚渫土量、 $A_R$ ：埋立面積、 $e_n$ ：浚渫前の粘土の間隙比 ( $=G_s w_n / 100$ )、 $w_n$ ：自然含水比である。また、浚渫期間 $t$ が既知であるので、実質土量の堆積速度は $h_s/t$ で表される。

一方、浚渫土の埋立地への処分にあたっては、施工方法によって圧密計算の初期値としての粘土の状態（含水比）が異なる。ポンプ浚渫の場合は、浚渫粘土を泥水状態で埋立地に投入するため、粘土粒子はフロックを形成した後、自由沈降して堆積する<sup>2)</sup>。粘土は底面に到達して初めて土になるが、圧密計算には液性限界の2～3倍程度の含水比を初期値として用いればよい。この理由は、有効応力が非常に小さいので、自重圧密後の堆積土高さにほとんど影響を与えないからである。一方、グラブ浚渫土をバージで運び、埋立地に直接投入する場合は、浚渫粘土は浚渫前の含水比を幾分大きくした状態となる。このように、施工方法によって粘土の初期状態を変える必要があるが、粘土の堆積時の間隙比を $e^*$ とすると、圧密計算上の取り扱い土量の高さ $H^*$ は次のようになる。

$$H^* = h_s (1 + e^*) = \frac{(1 + e^*) V_D}{(1 + e_n) A_R} \quad [2]$$

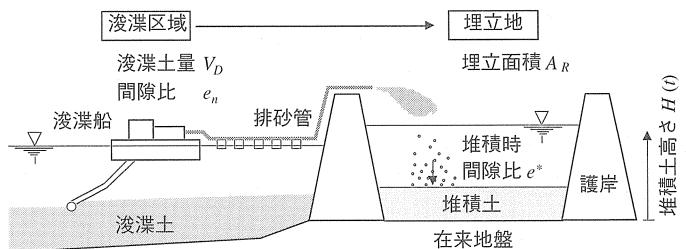


図-1 浚渫土による埋立模式図

したがって、在来粘土層がある場合は、在来粘土層の上に、 $e^*$ の状態の粘土が、 $H^*$ の高さまで、時間 $t$ で堆積するという条件を与え、圧密計算によってその高さがどのように減少するかを求ることになる。

## 2. 2 圧密の基礎方程式と数値計算方法

汎用化された圧密方程式は、次のように表すことができる<sup>3)～5)</sup>。

[質量保存の式]

$$\frac{\partial v}{\partial z} = - \frac{\partial e}{\partial t} \quad [3]$$

[ダルシーの法則]

$$v = \frac{1}{1+e} \frac{k}{\gamma_w} \left[ \frac{\partial \sigma'}{\partial z} + (\gamma_s - \gamma_w) \right] \quad [4]$$

[構成式]

$$f(e, \dot{e}, \sigma') = 0 \quad [5]$$

ここに、 $e$ 、 $\dot{e}$ は間隙比および間隙比の変化速度、 $\sigma'$ は有効応力、 $k$ は透水係数、 $v$ は排出水の土粒子骨格に対する相対速度、 $\gamma_s$ 、 $\gamma_w$ は土粒子および水の単位体積重量、 $z$ は縮小座標、 $\partial/\partial t$ は実質時間微分である。ここでは簡単化のため、土骨格の構成式には粘性を考慮しない式[6]を用いる。

$$f(e, \sigma') = 0 \quad [6]$$

また、式[7]に示すように、透水係数 $k$ は間隙比 $e$ により一意に決まるものとする。

$$k = k(e) \quad [7]$$

式[3]、[4]、[6]および[7]を満足する圧密計算は、次のように実施することができる（図-2）<sup>3)</sup>。ただし、時刻 $t$ における間隙比 $e$ および有効応力 $\sigma'$ の値が全ての格子点において既知であるとき、時刻 $t+\Delta t$ における $e$ および $\sigma'$ を求めるものとする。また、排水境界においては常に $\sigma'$ は既知であり、非排水境界においては $v=0$ である。

1) 各格子点間中央での $v$ は、次式[8]で求められる。

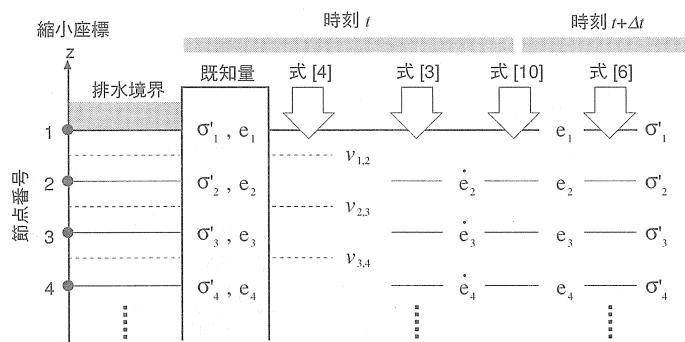


図-2 圧密計算方法

$$e_{ii+1}^t = \frac{e_i^t + e_{i+1}^t}{2}$$

$$k_{ii+1}^t = k(e_{ii+1}^t) \quad [8]$$

$$v_{ii+1}^t = \frac{1}{1+e_{ii+1}^t} \frac{k_{ii+1}^t}{\gamma_w} \left[ \left( \frac{\Delta \sigma'}{\Delta z} \right)_{ii+1}^t + (\gamma_s - \gamma_w) \right]$$

2) 次式[9]により、各格子点間上の $e$ を次式で求める。

$$\dot{e}_{ii+1}^t = - \frac{v_{i-1,i}^t - v_{ii+1}^t}{\Delta z} \quad [9]$$

3)  $e_i^{t+\Delta t}$ を次式[10]で求める。

$$e_i^{t+\Delta t} = e_i^t + \dot{e}_i^t \Delta t \quad [10]$$

4) 構成式[6]により、 $\sigma_i^{t+\Delta t}$ を求める。

以上のプロセスを各タイムステップについて実施すれば、時間経過に伴う堆積土の高さ、間隙比の分布などを求めることができる。この方法では、複雑な2階差分方程式を解く必要はなく、異なる物性からなる多層系地盤においても、特別な配慮は不要であるという長所がある。

## 3. 解析結果と考察

### 3. 1 人工干渉地盤の沈下解析

#### 3. 1. 1 概要

図-3と図-4に示す人工干渉地盤の沈下を検討した。施工工程は表-1の通りである。干渉の造成工事は、約17m厚の沖積粘土層の上に、2m厚の砂と約4.5m厚のグラブ式浚渫粘土を投入し、その後その上にフローティングコンベア方式（以下、FCS）で、厚さ3mのグラブ式浚渫粘土と1m厚の砂を覆土して完了した<sup>6)</sup>。沈下は施工完了から約3年経過した時点において約2mであり、今後も沈下が継続して生じることが予想されている。

#### 3. 1. 2 解析条件

人工干渉区域のほぼ中央で、人工干渉の造成前に1回、造成中に2回、造成後に1回土質調査が行った。その結果を図-5に示す。在来粘土層は、上部は初期間隙

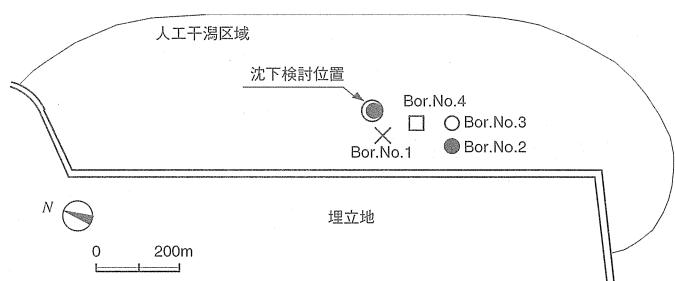


図-3 人工干渉造成地盤の平面図

比が $e_0=3.2\sim3.4$ とほぼ均一で、-20mを越えると次第に減少している。また圧密降伏応力 $p_c$ によると、在来粘土層はほぼ正規圧密状態にあると判断される。圧縮指数 $C_c$ は表層部が小さく、深度とともに増加し、およそ $C_c=1.0\sim2.0$ の範囲にある。人工干渉の造成後に行われた調査結果によると、表層付近の $p_c$ は排水面に近付くほど大きく増加しているが、反面粘土層下端付近は顕著な増加が認められない。一方、グラブ式浚渫粘土は、-8.5~-2.0mの

区域が直接投入、-2.0~+1.0mの区域がFCSで施工された。人工干渉造成前の初期間隙比 $e_0$ は深度の増加とともに減少し、その範囲は $e_0=2.0\sim3.4$ である。また、人工干渉の造成中および造成後の結果では、明確に間隙比が減少していることがわかる。一方、圧密降伏応力 $p_c$ によると、FCSによる粘土の投入完了直後において、グラブ式浚渫粘土層はほぼ正規圧密状態にあると判断される。圧縮指数は大きな変動があるが、 $C_c=0.5\sim1.4$ の範囲にある。 $C_c=0.5$ のような小さいデータは、砂が幾分含まれているためである。

沈下解析に用いた土質定数の一覧を表-2に、荷重条件および初期状態を図-6に示す。沈下解析は、まず、在来地盤の上に、1988年7月時点で、2m厚の砂と3.36m厚のグラブ式浚渫土を連続的に堆積させて圧密計算を行い、次に1989年6~7月の間に3.5m厚のグラブ式浚渫粘土、および1989年8~12月の間に1m厚の砂を堆積させて圧密解析を行った。なお、砂と粘土の堆積は要素の追加として取り扱い、在来地盤上部の砂層は排水層、および砂層の沈下はない仮定している。

### 3. 1. 3 結果と考察

沈下解析結果を図-7に示す。なお、沈下の実測結果は1989年6月からであり、同図には沈下による荷重低減(水没)の影響を考慮しないケースを比較として示す。この図によると、荷重低減の考慮の有無によって、時間~沈下曲線は大きく異なっている。両ケースを比較すると、初期の有効応力が小さいFCSによる投入粘土層でひずみが最も大きくなっている。しかし、総沈下量への影響は在来粘土層が最も大きい。これは、ひずみは小さいが層厚が大きいためである。荷重低減を考慮したケー

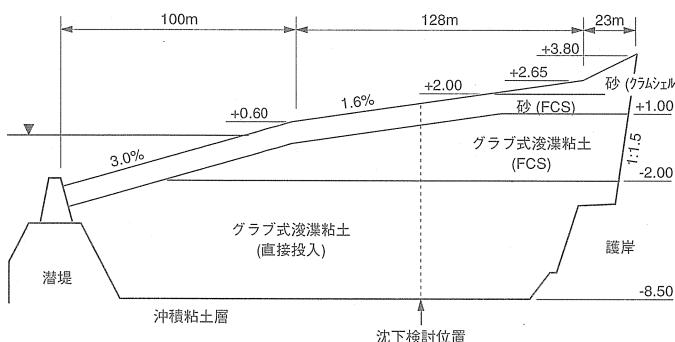


図-4 人工干渉造成地盤の断面図

表-1 施工工程

	1988	1989	1990
グラブ式浚渫粘土 (直接投入) 930,000 m <sup>3</sup>	■		
グラブ式浚渫粘土 (FCS) 470,000 m <sup>3</sup>		■	
砂 (FCS) 290,000 m <sup>3</sup>		■	
砂 (グラムシエル) 60,000 m <sup>3</sup>			■

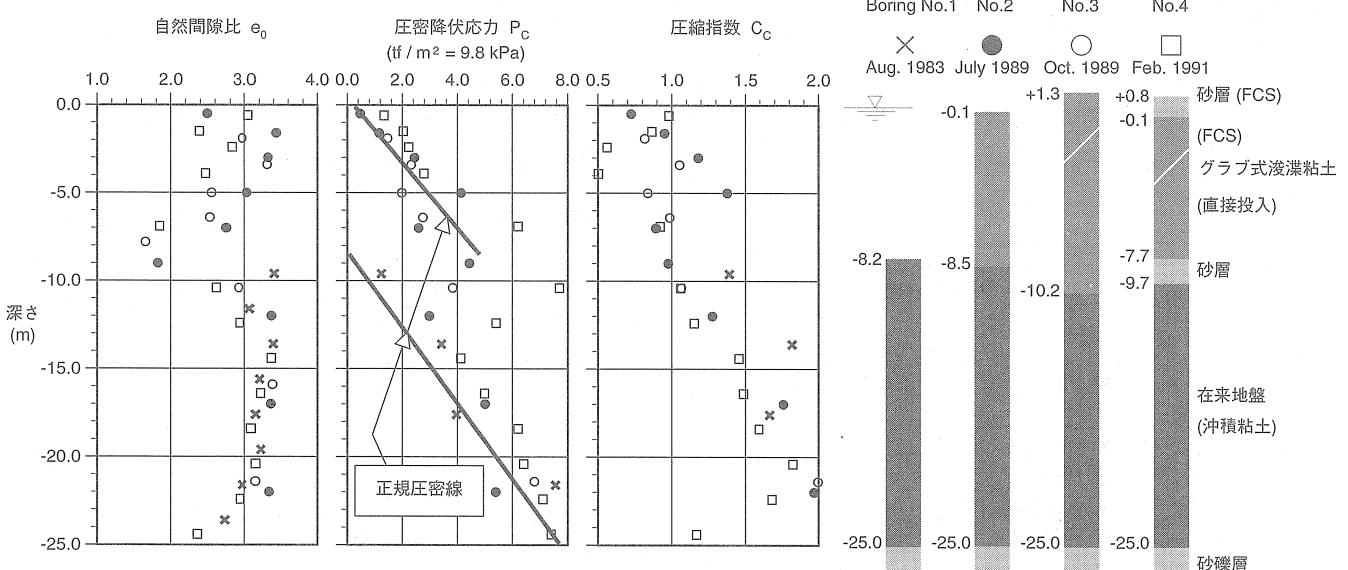


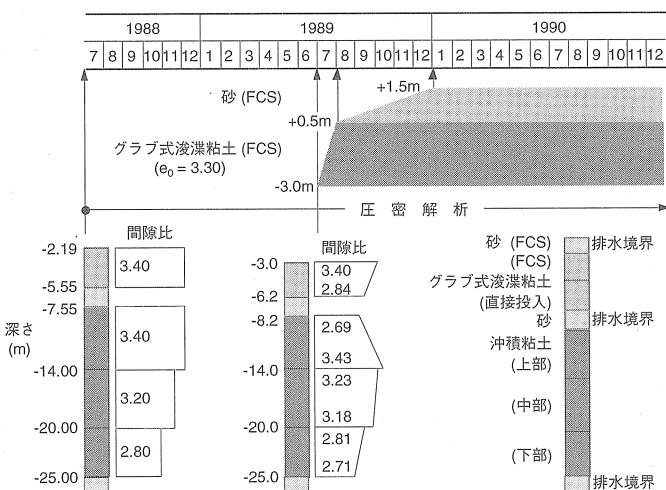
図-5 土質調査結果

スでは、在来粘土層、直接投入およびFCSにより投入したグラブ式浚渫粘土層とも、実測と計算との沈下が非常によく一致することがわかる。

1994年4月以降の計算上の沈下量をまとめると、表一3となる。残留沈下量は65cmとなり、そのほとんどが在来粘土層の沈下であることがわかる。

表一2 土質特性

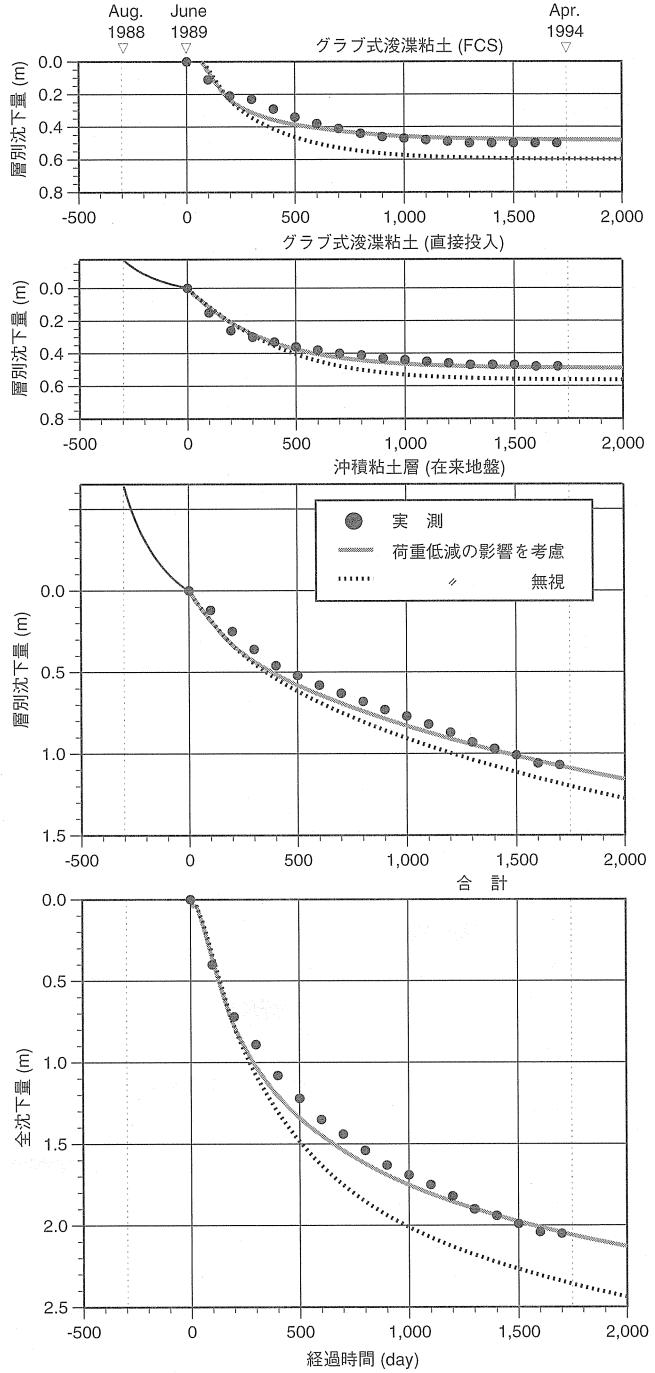
	深さ (m)	比重 $G_s$	間隙比～有効応力関係 (tf/m <sup>2</sup> )		間隙比～透水係数関係 (m/day)	
			圧縮指數 $C_c$	膨潤指數 $C_s$	$\Gamma_{NC}$	$C_k$
粘土層 (FCS)	+0.5 ~ -3.0	2.608	0.864	0.097	2.80	1.37
粘土層 (直接投入)	-3.0 ~ -6.2	2.630	0.920	0.103	2.92	1.51
沖積粘土層 (上部)	-8.2 ~ -14.0	2.644	1.060	0.119	3.41	1.08
(中部)	-14.0 ~ -20.0	2.628	1.485	0.166	4.29	1.28
(下部)	-20.0 ~ -25.0	2.653	1.824	0.204	4.65	1.63
砂層			湿润単位体積重量 = 1.8, 水中単位体積重量 = 1.0 (tf/m <sup>3</sup> )		1 tf / m <sup>2</sup> = 9.8 kPa	



図一6 沈下計算に用いた土質条件と荷重条件

表一3 沈下量の計算結果

	初期層厚 (m)	1994年4月			最終沈下量 (m)	残留沈下量 (m)
		沈下量 (m)	平均ひずみ (%)	圧密度 (%)		
粘土層 (FCS)	3.5	0.479	13.7	99	0.483	0.004
粘土層 (直接投入)	3.2	0.489	15.3	94	0.520	0.031
沖積粘土層 (在来地盤)	16.8	1.087	6.5	64	1.704	0.617
合計	23.5	2.056	8.7	76	2.707	0.651



図一7 計算と実測との沈下の比較

### 3. 2 在来粘土層を含めた浚渫土の沈下解析

#### 3. 2. 1 概要

浚渫土量と埋立容積は既知であるが、浚渫方法が未定で、各種の浚渫方法を採用した際の堆積土高さに与える影響とその後の沈下過程を調べた事例を紹介する。対象は、ポンプ式浚渫、グラブ式浚渫およびグラブ式浚渫土を固化処理した粘土の投入の3種類である。在来粘土層は約20mと厚く、その上に浚渫土を投入した後に覆土する事例である。

#### 3. 2. 2 解析条件

在来地盤の土質試験の結果を図-8に示す。平均地盤高は-8.5mであるが、詳細な土質調査の前であるので、土質試験結果は-25m付近の結果のみである。この僅かな試験結果から地盤条件を決定する必要があったので、地盤は正規圧密状態と判断し、図中の間隙比分布を想定した。また、浚渫は-8.5~-13.0mまでの航路浚渫であるので、浚渫土の平均間隙比を $e_0=3.54$ （土粒子比重 $G_s=2.65$ 、含水比 $w_0=134\%$ ）と仮定した。圧縮指数は全層一定で、 $C_c=1.194$ である ( $e=3.404 - 1.194 \log p$ 、単位： $\text{tf}/\text{m}^2$ ）。また、透水係数 $k$ と平均圧密圧力 $p$ の関係は、図中に示すものを用いた。

浚渫粘土の埋立条件は、-8.5~-3.0mまでが浚渫土の投入、-3.0~+5.0mまでが山土の投入である。浚渫土の投入計画

によると、上記の航路浚渫粘土を半年間で $H_1=1.14m$ 投入（一次投入）し、半年間放置後に、再度半年間で $H_2=3.14m$ 投入（二次投入）するものである。なお、この高さは埋立地の単位面積あたりに換算した粘土の総堆積土高である。また、山土は浚渫土の投入開始から約3年後に開始し、3 cm/dayの速度で層厚が増加する施工計画であった。

浚渫粘土の圧密開始時の初期条件は、ポンプ式浚渫粘土、グラブ式浚渫粘土および固化処理したグラブ式浚渫粘土のそれぞれについて、次のように仮定した。

##### ①ポンプ式浚渫粘土の投入

浚渫土は海水とともに吸引されるので、土は土粒子群に分解され、埋立地内ではフロックを形成した後、自由沈降して堆積すると考えられる。ここでは粘土の堆積時の含水比、すなわち圧密計算の初期条件として、液性限界 $w_L$ の2倍を用いる。よって間隙比 $e^*$ は次式で表される。

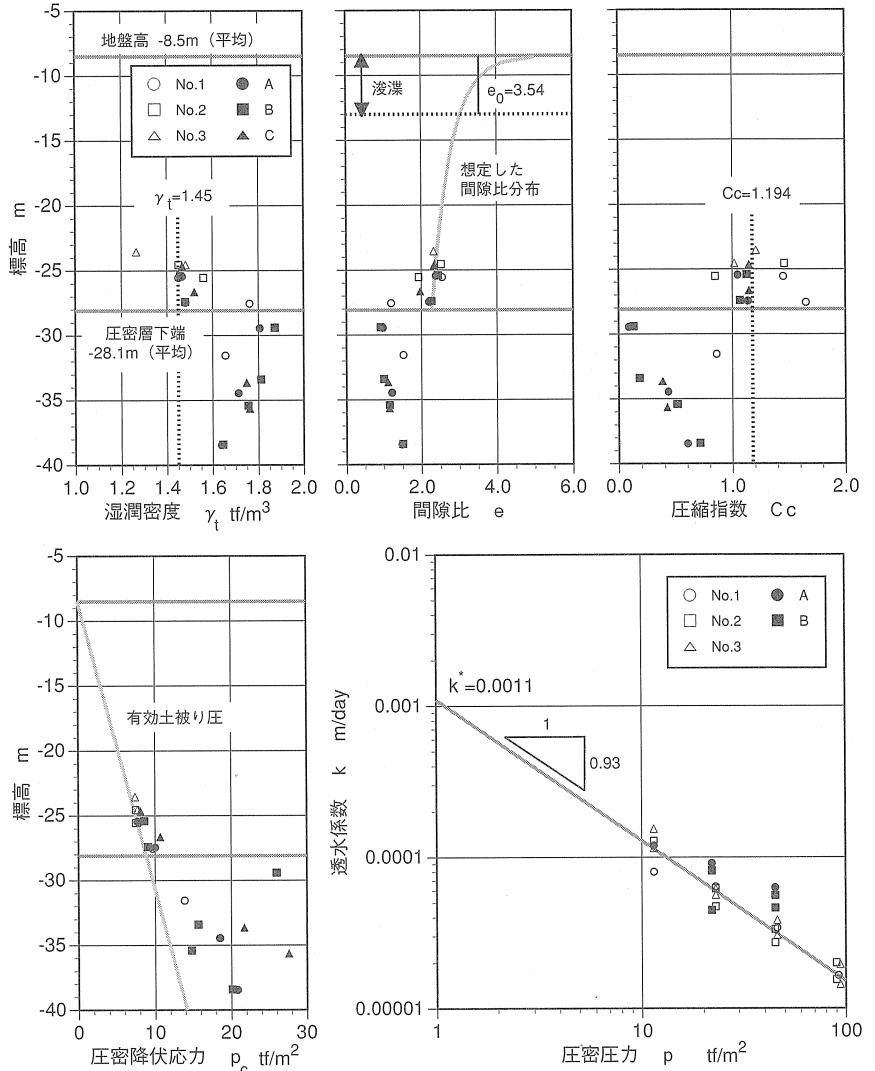


図-8 土質調査結果

$$e^* = \frac{2 G_s w_L}{100} = 5.565 \quad [11]$$

ここに、 $w_L=105\%$ である。また、 $e^*$ の状態にある粘土の総堆積土高と堆積速度は、それぞれ次式で表される。

$$H^* = \frac{(1 + e^*)}{(1 + e_0)} H \quad [12]$$

$$v^* = \frac{H^*}{t} \quad [13]$$

この式に、 $H_1=1.143m$ 、 $H_2=3.143m$ 、および $t_1=t_2=180$ 日を代入すると、総堆積土高と堆積速度はそれぞれ $H_1^*=1.652m$ 、 $v_1^*=0.918\text{cm}/\text{day}$ 、 $H_2^*=4.545m$ 、 $v_2^*=2.525\text{cm}/\text{day}$ となる。

##### ②グラブ式浚渫土の直接投入

一方、グラブ式浚渫土の直接投入の場合は、堆積時の

間隙比は浚渫前と大きな変化はないと仮定する。よって埋立時の間隙比は $e_0=3.54$ 、および粘土の総堆積土高と堆積速度は、それぞれ $H_1=1.143m$ 、 $v_1=0.635cm/day$ 、 $H_2=3.143m$ 、 $v_2=1.746cm/day$ となる。

### ③固化処理したグラブ式浚渫粘土の投入

グラブ式浚渫粘土の固化処理にあたっては、固化材をスラリー状態で混合攪拌する方法を対象とする。また、この場合は、容積が約10%（割増し率 $\alpha=0.1$ ）増加すると仮定する。すると、堆積時の間隙比 $e_c$ は、

$$e_c = (1 + \alpha)(1 + e_0) - 1 = 3.994 \quad [14]$$

となり、粘土の総堆積土高と堆積速度は、それぞれ10%割増しで、 $H_{c1}=1.256m$ 、 $v_{c1}=0.698cm/day$ 、 $H_{c2}=3.458m$ 、 $v_{c2}=1.921cm/day$ となる。また、固化処理を行うと圧縮性と透水性が大きく低下するので、ここではその影響として、圧縮指数を1/10、また透水係数は $10^{-9}cm/day$ （一定）を仮定した。

以上の結果をまとめると、表-4のようになる。このように、浚渫土の実質土量は同一であるが、浚渫方法とその処理方法の違いによって、堆積時の間隙比および総堆積土高等の条件が大きく異なることに注意する必要がある。

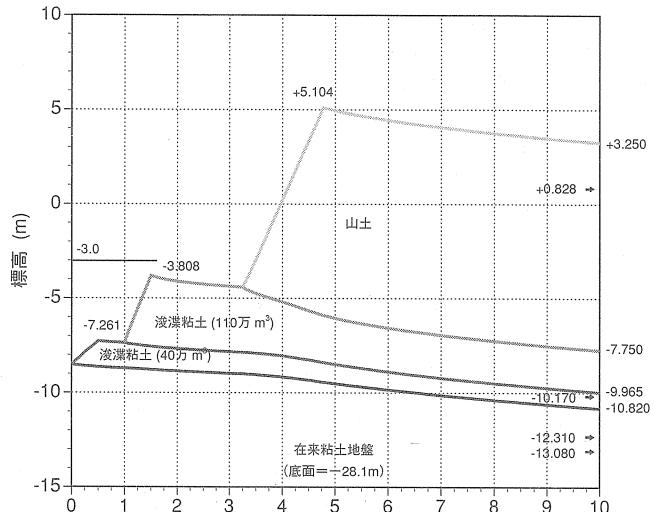
### 3. 2. 3 結果と考察

図-9と図-10は、浚渫土の投入方法の違いによる堆積土高の変化を示している。また、計算で得られた主な結果を表-5に示す。

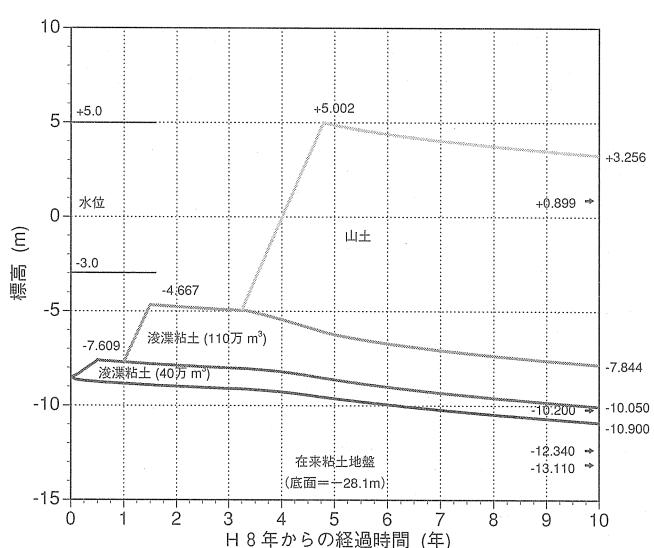
浚渫土の投入可能高さは-3.0mの設定条件と比べる

表-4 浚渫土の投入方法と計算条件

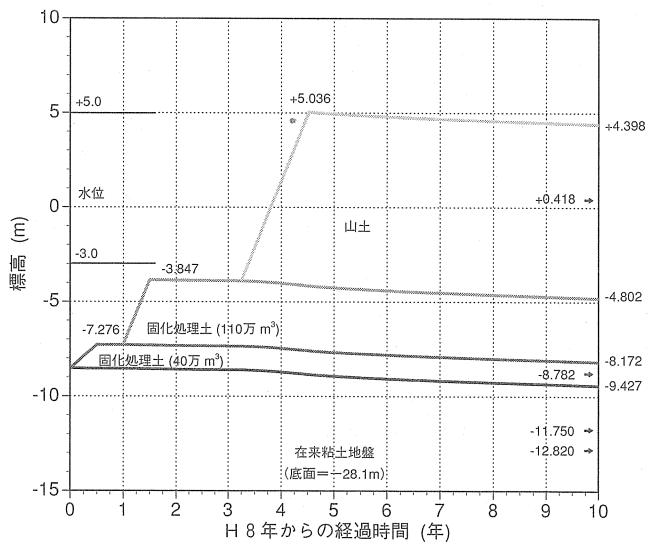
投入方法	計算条件（単位：tonf, m, day）
ポンプ式 浚渫粘土	$e^* = 5.565$ $t_1^* = 180 \xrightarrow{\text{放 置}} t_2^* = 180 \xrightarrow{\text{放 置}}$ $H_1^* = 1.652 \xrightarrow{180} H_2^* = 4.545 \xrightarrow{\text{放 置}}$ $v_1^* = 0.918 \xrightarrow{\text{放 置}} v_2^* = 2.525$ $e = 3.404 - 1.194 \log(p), \log(k) = -2.959 - 0.93 \log(p)$
グラブ式 浚渫粘土	$e_0 = 3.540$ $t_1 = 180 \xrightarrow{\text{放 置}} t_2 = 180 \xrightarrow{\text{放 置}}$ $H_1 = 1.143 \xrightarrow{180} H_2 = 3.143 \xrightarrow{\text{放 置}}$ $v_1 = 0.635 \xrightarrow{\text{放 置}} v_2 = 1.746$ $e = 3.404 - 1.194 \log(p), \log(k) = -2.959 - 0.93 \log(p)$
固化処理した グラブ式浚渫 粘土	$e_c = 3.994$ $t_1 = 180 \xrightarrow{\text{放 置}} t_2 = 180 \xrightarrow{\text{放 置}}$ $H_{c1} = 1.256 \xrightarrow{180} H_{c2} = 3.458 \xrightarrow{\text{放 置}}$ $v_{c1} = 0.698 \xrightarrow{\text{放 置}} v_{c2} = 1.921$ $e_c = 3.404 - 0.1194 \log(p), k_c = 8.76 \times 10^{-7}$



(a) ポンプ式浚渫土



(b) グラブ式浚渫土



(c) 固化処理したグラブ式浚渫土

図-9 浚渫土の投入方法の違いによる堆積土高の変化

と、浚渫土はどの浚渫方法を用いても全量を埋立地に処分することができる。そのときの堆積土の最大高さは、ポンプ式浚渫土が最も高く、グラブ式浚渫土の層厚の約1.22倍となっている。また、天端高さが+5.0mを確保するのに必要な山土量によると、ポンプ式浚渫およびグラブ式浚渫とも約11m厚程度と、ほとんど同一である。この理由は、山土の載荷前においては、両者とも低いが異なる有効応力を持っていたが、約11m厚という非常に大きな圧力で圧密が進行した結果、初期の有効応力の相違の影響が全く無くなつたためである。したがって、+5m高確保後の残留沈下量および圧密後の最終層厚とも、両者でほとんど差がないことがわかる。

次に、グラブ式浚渫において、無処理と固化処理とを比較する。固化処理粘土は圧縮性が低いので、沈下量が少ない。したがって、この沈下の減少分だけ、+5m高確保のための山土量を減ずることができる。しかし、透水係数が非常に小さいので、平均圧密度が80%になるためには、無処理で約22年、固化処理で約93年の期間がかかることがわかる。また、最終層厚において、固化処理の方の在来粘土層厚が大きいのは、最荷重としての山土の量が少ないと想定される。

図-11は各浚渫方法において、層内の間隙比の分布を示したものである。ポンプ式浚渫の結果によると、浚渫土の投入期間中は、投入した浚渫粘土層と在来粘土層

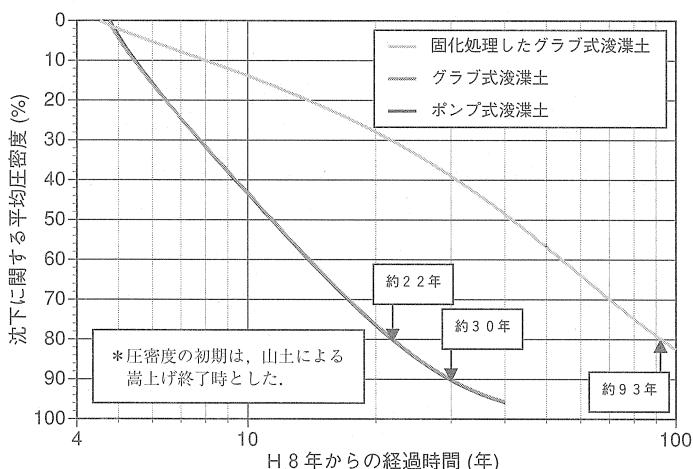
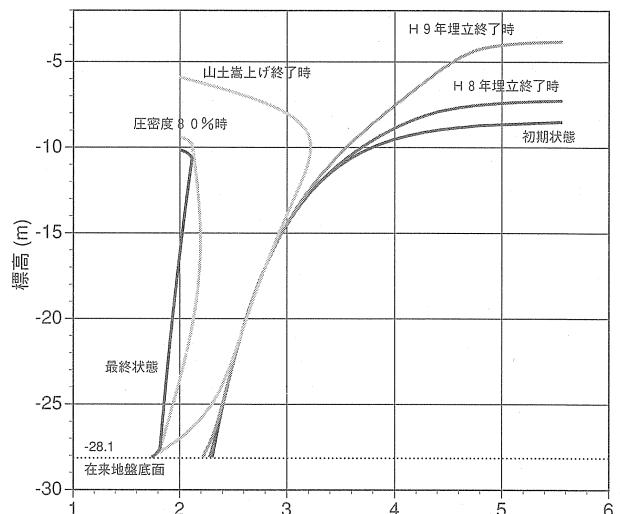


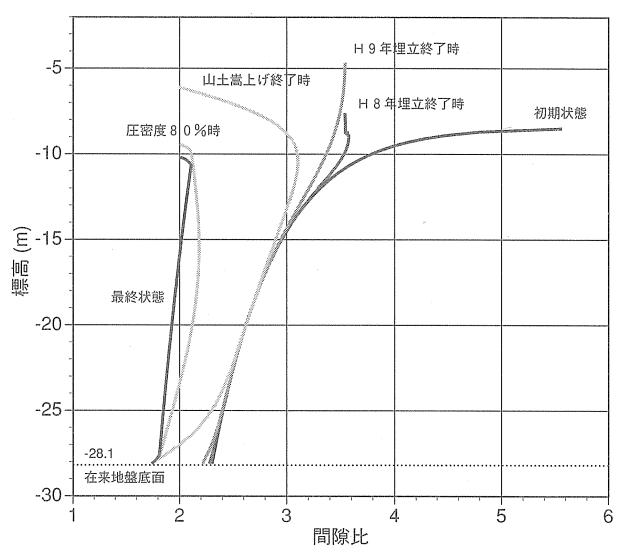
図-10 長期沈下挙動

表-5 圧密計算で得られた主な結果

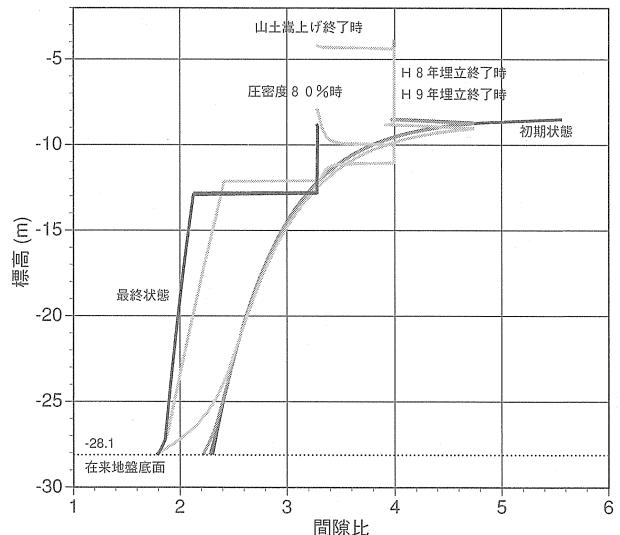
投入方法	浚渫土の投入完了時		+5m高確保に必要な山土厚さ m	+5m高確保後の沈下量 m	平均圧密度80%に要する時間 年	最終層厚	
	堆積土高 m	浚渫土層厚 m				浚渫土 m	在来粘土 m
ポンプ式 浚渫粘土	-3.808	4.692	11.0	4.276	約22	2.91	15.02
グラブ式 浚渫粘土	-4.667	3.833	11.1	4.103	約22	2.91	14.99
固化処理した グラブ式浚渫 粘土	-3.847	4.653	9.2	4.618	約93	4.04	15.28



(a) ポンプ式浚渫土



(b) グラブ式浚渫土



(c) 固化処理したグラブ式浚渫土

図-11 粘土層内の間隙比の分布

の下端のみで、圧密が進行しているようすが伺える。また、山土載荷後は、浚渫粘土層は急激な間隙比の減少が認められるが、在来粘土層の中央部ではほとんど圧密が進行していない。また、グラブ式浚渫の場合は、投入した粘土の間隙比が $e_0=3.54$ であるので、浚渫土の投入完了までの間隙比の減少はそれほど顕著でない。また、山土の載荷後はポンプ式浚渫の場合と間隙比の分布が非常によく類似していることがわかる。

一方、固化処理粘土の結果によると、浚渫土の投入完了後は在来粘土層の上に、 $e_0=3.994$ の固化処理粘土が堆積している。この固化処理粘土と在来粘土は、山土載荷後においてもほとんど圧密が進行していない。また、平均圧密度が80%進行した約93年後においては、固化処理した粘土層の中央部の圧密が未だ進行していない。このことは、固化処理粘土の透水係数が非常に小さいためであるが、在来粘土の圧密も大きく阻害することがわかる。

#### 4.まとめ

本報告では、浚渫粘土の圧密解析に汎用化された一次元圧密解析プログラム "i/conan"を適用し、最初に浚渫土の圧密計算方法を述べ、その後に、人工干渉地盤の沈下解析と浚渫土の埋立容積の検討例を紹介した。その結果をまとめると、次の通りである。

- (1) 人工干渉地盤の沈下解析によると、荷重低減を考慮したケースでは、在来粘土層、直接投入およびフローティングコンベアシステムにより投入したグラブ式浚渫粘土層とも、実測と計算との沈下が非常によく一致した。したがって、ここで紹介した沈下計算法は特に有効であることが確認された。
- (2) 堆積土の埋立最大高さは、初期含水比の最も大きいポンプ式浚渫土が最も高いが、所定の天端高さ

を確保するのに必要な山土量は、ポンプ式浚渫およびグラブ式浚渫ともほとんど同一となった。このことは山土による埋立という大きな圧力で圧密が進行した結果、初期の有効応力の相違の影響が全く無くなつたためである。

- (3) グラブ式浚渫において、無処理と固化処理とを比較すると、固化処理粘土は圧縮性が低いので、沈下量が少ない。しかし、透水係数が非常に小さいので、平均圧密度が80%になるためには、非常に長い期間（本例は無処理22年、固化処理93年）が必要である。

なお、固化処理粘土については、未だ埋立への大規模施工事例はないので、計算上のフィージビリティスタディであることをお断りしておく。

#### 参考文献

- 1) 新舎博, 千葉健志, 鈴木洋平, 山口了也 : ポンプ式浚渫粘性土の埋立容積予測システムの開発, 五洋建設技術研究所年報, Vol.19, pp.17-28, 1990
- 2) 新舎博, 徳永豊 : ポンプ浚渫粘性土による埋立地盤の形成とその管理, 五洋建設技術研究所年報, Vol.16, pp.1-8, 1987
- 3) IMAI, G. : "A Unified Theory of One-dimensional Consolidation with Creep", Proc. of 12th. International Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., pp.57-60, 1989
- 4) IMAI, G. et al. : "A Constitutive Equation of One-dimensional Consolidation Derived from Inter-connected Test", Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.83-96, June 1992
- 5) 今井五郎 : 飽和土の一次元圧密, わかりやすい土質力学原論（第1回改訂版）, 土質工学会, pp.187-243, 1992年
- 6) 人工干渉造成工事, 広島県広島港湾振興局, 1991年