

水平ドレーンを利用した真空圧密工法による浚渫土の減容化施工

新舎 博¹, 熊谷 隆宏¹, 宮本 健児², 濱谷 拓³

- 1 五洋建設・技術研究所
- 2 五洋建設・土木本部土木設計部
- 3 五洋建設・東北支店

概 要

浚渫土の処分土量を増加させる目的で、陸上に2つの処分場を築造し、処分した浚渫土に水平ドレーンを利用した真空圧密工法を適用して、堆積土の減容化と増量対策を実施した。水平ドレーン材は幅100mm×厚さ10mm×長さ117~171mのPBDであり、処分場の底面と中段に、0.8mの水平間隔でドレーン材を全面に敷設した。2つの処分場への水平ドレーン材の敷設と、浚渫土の処分を交互に行い、かつ堆積土に負圧を継続して作用させることにより、処分場内に処分場容積の約1.1倍に相当する地山状態の浚渫土量を処分することができた。本文では、工事の概要と各種計測結果、および沈下解析について述べる。

キーワード：真空圧密、水平ドレーン、浚渫土、減容化

1. はじめに

わが国では、航路の増深や航路や泊地の水深確保、および護岸前面の増深などを目的として、年間2,000万m³以上の浚渫が実施されており¹⁾、浚渫土は浚渫区域近傍の土砂処分場に処分されている。しかしながら、最近では、処分場の空き容積が乏しくなり、また新たな土砂処分場の建設が環境保全の観点から困難になっており、浚渫土の処分場不足を生じているのが現状である。

浚渫土を限られた容積を持つ処分場により多く処分するためには、処分した浚渫土を圧密脱水してその容積を減少させることが有効である。浚渫土は通常、含水比が100~150%程度（液性限界比は1.0~1.5倍程度）で、その有効応力は非常に小さく、小さい荷重で大きな体積減少を生じさせることが可能である。圧密荷重としては、せん断強度が小さいことから、盛土載荷は支持力不足の観点から不適であり、負圧（真空圧密）が適していると考えられる。

また、粘土地盤の圧密改良には、圧密時間の短縮のためにプラスチックボードドレーン材（以下、PBD）を鉛直に

打設することが多い。しかしながら、処分場の高さが数m程度と低い場合には、鉛直ドレーンは1本あたりの打設長が短いことから施工上、非効率的であり、長い距離が敷設できる水平ドレーンの方が効率的、かつ経済的であると考えられる。こうした水平ドレーンの利用に関しては、いくつかの施工事例が既に報告^{2),3),4)}されている。

本文では、水平ドレーンを利用した真空圧密工法により、堆積土の減容化施工を実施した事例を記述し、合わせて沈下挙動について考察する。

2. 工事概要

2.1 概要

工事場所は青森県下北半島の沿岸域である。浚渫は航路の水深確保を目的とした浚渫であり、浚渫深度はGL-1.5mと比較的浅い。浚渫から圧送揚土、およびその後の圧密脱水までのフローを図1に示す。浚渫はグラブ式バケットを用い、浚渫土は土運船で処分場の近くまで輸送した後、空気圧送方式で陸上の処分場に処分した。通常、グラブ浚渫

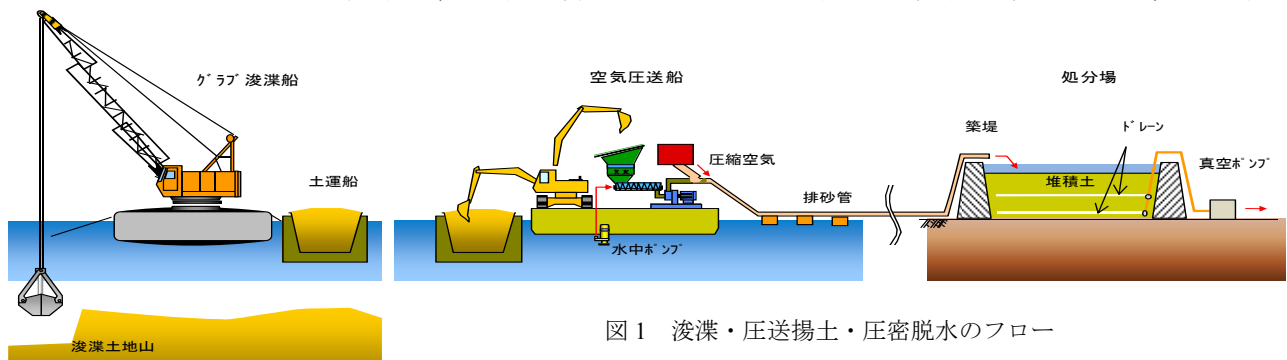


図1 浚渫・圧送揚土・圧密脱水のフロー

時には土とともに周囲の水を取り込み、また空気圧送時には機械の摩耗を防ぐために加水を行うことから、浚渫土の含水比は増加することが多い。当該工事の場合は、地山状態の平均含水比は125%であり、処分場へ投入時の平均含水比は200%であった。

図2に、処分場の平面図を示す。処分場は2箇所築造した。各処分場の諸元は次のようである。

A 処分場：幅 250m×奥行 160m×高さ 5.5m

B 処分場：幅 160m×奥行 150m×高さ 5.0m

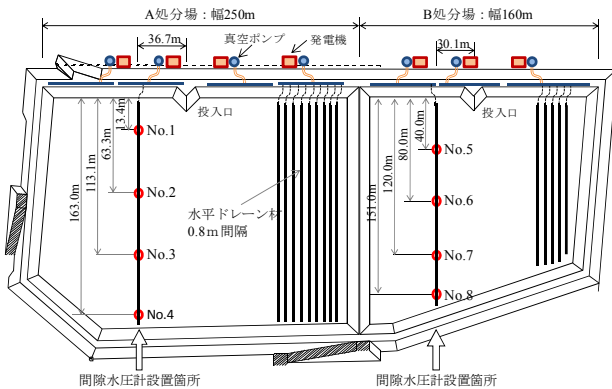


図2 陸上処分場の平面図

堆積土の圧密方法としては、キャップ付きPBDを利用した真空圧密工法⁵⁾を適用した。使用したPBDは幅100mm×厚さ10mm×長さ117~171mであり、底面とA処分場はGL+3.0m(図3参照、計画)、B処分場はGL+2.5mの高さ(計画)に、0.8mの水平間隔で合計957本、総延長約14.3万mのPBDを敷設した。PBD敷設後は浚渫土を投入し、平均圧密度が80%以上になるまで堆積土に継続して負圧を作用させた。ここに、平均圧密度は浚渫土投入時の含水比200%の状態を圧密度0%とし、浚渫土の自重と負圧作用による圧密が終了した時点を押密度100%と定義した。平均圧密度80%の確保は供用後の残留沈下の観点からの要求事項である。

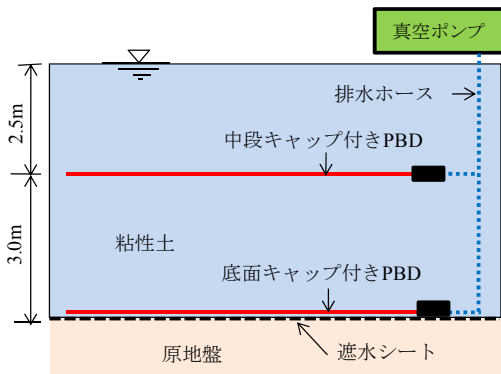


図3 水平ドレーンの敷設深度 (A 処分場)

2.2 施工

(1) 工程

当該工事の工程表を表1に示す。浚渫土の投入は、次のように実施した。浚渫土は最初、底面PBDを敷設したA処分場に投入した。次に、堆積土高がGL+3.0mになると、浚渫土の投入口を切り替えて、浚渫土をB処分場に投入した。また、浚渫土をB処分場に投入している間に、A処分場で中段PBDを敷設した。B処分場内の堆積土高がGL+2.5mになると、浚渫土投入口を切り替えて、浚渫土をA処分場に投入した。この手順を繰り返した。上記の手順を用いることにより、次の2つの利点がある。1つは、浚渫土の連続処分ができるので、作業船団を休止する必要がないこと、もう1つは、堆積土にただちに負圧を作用させるので(層厚が0.5m以上になると負圧を作用させた)、浚渫土の処分期間中に堆積土の減容化(圧密脱水)が図れることである。

表1 工程表

項目/経過月数	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
A: 底面PBD敷設	■										
浚渫土投入	●●●●●●●●●●			●●●●	●●●●						
底面PBD負圧	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
中段PBD敷設				■							
中段PBD負圧				—	—	—	—	—	—	—	—
B: 底面PBD敷設		■									
浚渫土投入				●●●●	●●●●	●●●●					
底面PBD負圧				—	—	—	—	—	—	—	—
中段PBD敷設					■						
中段PBD負圧					—	—	—	—	—	—	—

(2) 底面PBDの敷設

最初に、PBDの製造工場で、PBDにキャップと排水ホースを結合した。次に、12本のキャップ付きPBDを長手方向5m間隔毎にロープで連結したPBDユニットを作製し(写真1参照)、長さは現地での敷設長に調整した。現地では、PBDユニットをロール状で搬入し、敷きあげ、PBDユニット間をロープで緊結して全体の一体化(写真2参照)を図った。

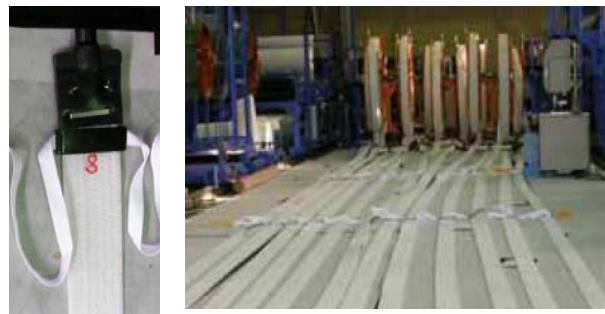


写真1 PBDユニット

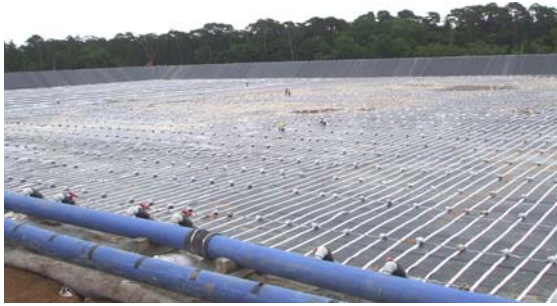


写真2 底面PBDの敷設状況

(3) 浚渫土の処分

浚渫土の処分状況を写真3に示す。浚渫土は空気圧送方式で処分したため、数10m³の浚渫土量が数10秒間に1回の割合で処分場内に処分された。浚渫土処分時には、PBDの水平間隔が乱されるのを防ぐ目的で、底面PBDの際は、浚渫土投入口付近のPBDを1トン用の大型土のうで押さえ、かつ1m程度の水位を確保して処分時の衝撃を和らげた。また、中段PBDの際には、1m以上の水位を確保した後浚渫土を処分した。



写真3 浚渫土の処分状況

(4) 中段PBDの敷設

中段PBDは水位を1m以上確保し、専用のPBD敷設台船を用いて、敷設台船を前進させるとともに、PBDを堆積土層上に落とし込み、押さえ棒で30cmの深さまで押し込んで敷設した。その状況を写真4に示す。



写真4 中段PBDの敷設状況

(5) 負圧の作用

負圧は、キャップ付きPBDの排水ホースを、集水管を通じて真空ポンプに連結して作用させた。真空ポンプの総

数は底面PBDと中段PBDを合わせて7台であり、図2にその配置を示す。

2.3 土質特性

浚渫土の地山状態の土質特性を表2に示す。自然含水比は115~135(平均125)%,液性限界は85~117%,砂礫分は12~54%および強熱減量は11~14%である。段階載荷圧密試験から得られた圧縮指数C_cは0.63~0.76(平均0.72),正規圧密状態の圧密係数C_vは30~100(平均80)cm²/dayであった。

表2 浚渫土の土質特性

土粒子密度 ρ _s g/cm ³	自然含水比 w _n %	粒度分布 %		
		砂礫分	シルト分	粘土分
2.621	115~135 平均125	12~54	34~59	12~33
液性限界 w _L %	塑性指数 I _p	強熱減量 L _i %	圧縮指数 C _c	圧密係数 C _v cm ² /day
85~117	43~70	11~14	0.63~0.76	30~100

3. 計測結果

3.1 概要

浚渫土の処分と負圧期間中において、浚渫総揚土量、堆積土の平均高さ、PBD内の負圧、堆積土の含水比分布およびコーン貫入抵抗を測定した。その結果を以下に示す。

3.2 浚渫総揚土量と堆積土高の推移

A処分場およびB処分場への浚渫総揚土量(空気圧送による総土量,加水を含む)と経過日数の関係を図4に示す。この図より、当該工事においては浚渫・揚土を中断することなく、浚渫土の連続処分が可能であったことがわかる。

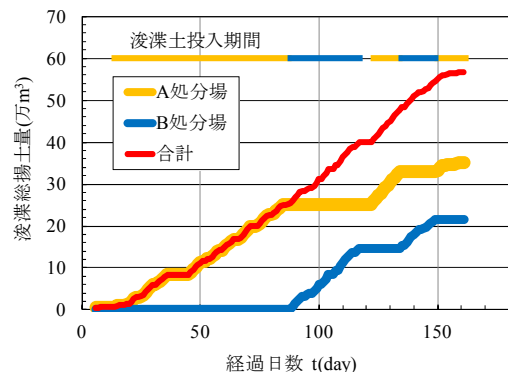


図4 浚渫総揚土量

A処分場とB処分場について、浚渫総揚土量と平均堆積土高の経時変化を図5に示す。平均堆積土高は処分場内を約50m角の格子に区切り、格子交点で測定した高さの平均値である。A処分場とB処分場とも、浚渫土の処分期間

中は堆積土高が増加し、処分を終了した後は緩やかな沈下が生じていることがわかる。

3.3 堆積土への作用負圧

底面 PBD に間隙水圧計を取り付けて、堆積土への作用負圧を測定した。測定場所は図 2 に示した No.1~No.8 の場所であり、A 処分場の No.2 地点の測定結果を図 6 に示す。この図によると、真空ポンプの元圧 p_0 は平均-85kN/m² であり、高い負圧が継続して作用していることがわかる。処分場内の水位は浚渫土の処分とともに次第に上昇し、浚渫土の処分終了時には GL+5.5m のほぼ満杯状態であった。

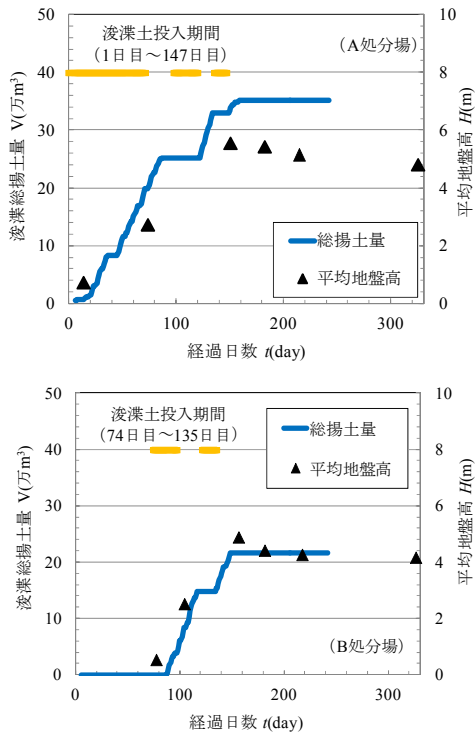


図 5 浚渫揚土量と堆積土高の推移

一方、PBD 内の負圧の結果によると、負圧は水位の高さとは無関係に、-15~-20kN/m² とほぼ一定であった。この負圧の値は p_0 から PBD の位置水頭 p_1 (排水ホース内の静水圧、 $= (H_1 + H_2) \times \gamma_w$) を差し引いた値にほぼ等しい (H_1 と H_2 は図 7 参照)。堆積土に作用する圧密応力 p は、 $(|p_0| - p_1)$ に処分場内の静水圧 p_2 ($= H_1 \times \gamma_w$) が水位差として加わることから、(1)式で表わされる。また、(1)式は通常的设计で用いられている(2)式に等しい⁵⁾。 p を広義の意味で作用負圧と呼ぶことがあり、本文でも、以下、作用負圧と記述する。図 6 によると、No.2 地点の堆積土への作用負圧は、浚渫土の処分期間中は水位の上昇とともに増加し、水位が GL+5.5m になった時から後は-75kN/m² 程度でほぼ一定になることがわかる。

また、図 6 に示した B 処分場の No.6 地点の結果によると、測定データの変動がやや大きいですが、No.2 地点と同様、水位の増加とは無関係に、PBD 内の負圧はほぼ一定である

と考えられる。

$$p = |p_0| - p_1 + p_2 \quad (1)$$

$$p = |p_0| - H_2 \times \gamma_w \quad (2)$$

図 8 は、真空ポンプの設置場所からの距離が異なる 4 地点について、(1)式を用いて堆積土への作用負圧を算定し、その結果を示したものである。A 処分場の結果によると、堆積土への作用負圧は No.1 地点の 13.4m から No.4 地点の 163.0m 離れた場所までほぼ同じ値を示しており、距離の相違による圧力損失はないと考えられる。なお、経過日数が 150 日以後において、A 処分場における各地点の作用負圧の値が相違している。通常、作用負圧は真空ポンプの近傍が大きく、離れるにつれて同一か、あるいはウエルレジ

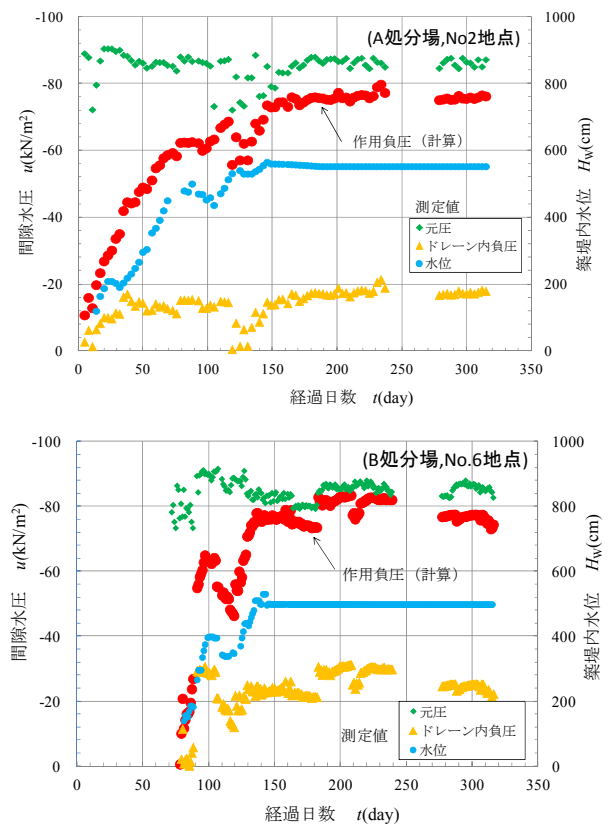


図 6 下段ドレーンの負圧測定結果

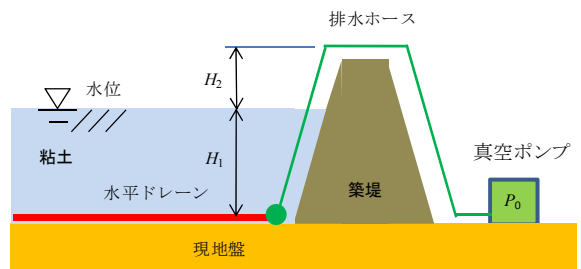


図 7 底面 PBD, 水位, 排水ホースの高さ関係

スタンスの影響により低下すると考えられるが、このような順番にはなっていない。この原因は150日頃建設発生土を処分したため、PBDが深度方向の上下に移動し、初期値が異なっていたと考えられる。また、B処分場の結果によると、No.5地点の40.0mからNo.8地点の151.0m離れた場所まで、粘土への作用負圧はほぼ同一である。通常、粘土地盤の鉛直ドレーン改良を行う場合には、幅100mm×厚さ3mmのPBDを使用することが多いが、そのPBDの通水量は40~50cm³/s（三軸試験、拘束圧4.9~343kN/m²）⁶であり、打設長さは30~40m程度が限界であると考えられる。それに対して、当該工事のドレーン長は最大171mであるので、PBDに幅100mm×厚さ10mmの厚大PBDを用いた。この厚大PBDの通水量は250cm³/s（三軸試験、拘束圧4.9kN/m²）であるので、通水量は通常PBDの5~6倍になる。また、当該工事と通常PBDの場合のPBD長を比べると、その値は4.3~5.7（=171m/30~40m）倍となり、通水量比の5~6倍とほぼ一致する。当該工事では堆積土への作用負圧の結果にPBD長の増加に伴う負圧の減少傾向が生じていないことから、厚大PBDは十分な排水機能を示したものと考えられる。

なお、中段ドレーンでは、ドレーン内の間隙水圧は測定していない。

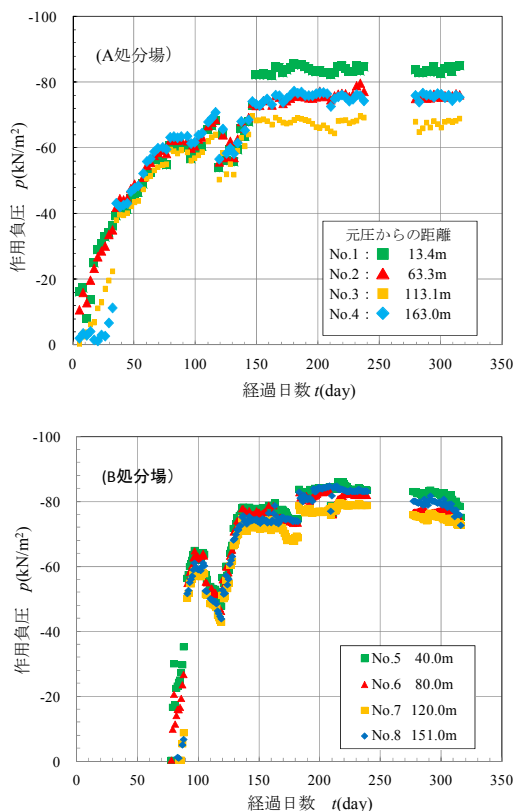


図8 堆積土への作用負圧（底面PBD）

3.4 含水比分布の経時変化

No.2地点とNo.6地点における含水比分布の経時変化を図9に示す。これらの測定結果は軟泥サンプラーで試料を採取して乾燥法（JIS A 1203：2009）で求めたものと、RI

コーン貫入試験で測定した密度の結果から換算したものである。乾燥法の結果とRIコーン貫入試験から求めた結果は幾分相違する傾向がある。

No.2地点の含水比分布の結果によると、堆積土高が増加するほど、含水比が全体的に低下する傾向があり、215日と312日時点では、底面PBDと中段PBDがあると考えられるGL+2.0~+3.0m付近の含水比が小さい。また、No.6地点の結果においても、時間の経過とともに含水比が全体に低下しており、217日と312日時点ではGL+2.5m付近に中段PBDがあるものと考えられる。

図10は、320日後の負圧停止時において測定した含水比の深度分布を示している。A処分場の結果はNo.1~No.4地点、およびB処分場の結果はNo.5~No.8地点の総括図である。これらの結果によると、底面PBDと中段PBD（想定深度）の含水比は小さくなっており、その値はおよそ60~100%（液性限界は85~117%）である。全体的な含水比の分布は、底面PBDと中段PBDの間は弓型、中段PBDと地表面の間は直線に近い形状となっている。地表面付近の含水比は土粒子の沈降や自重圧密の影響により、処分時の平均含水比の200%よりも低下し、140%程度になっている。

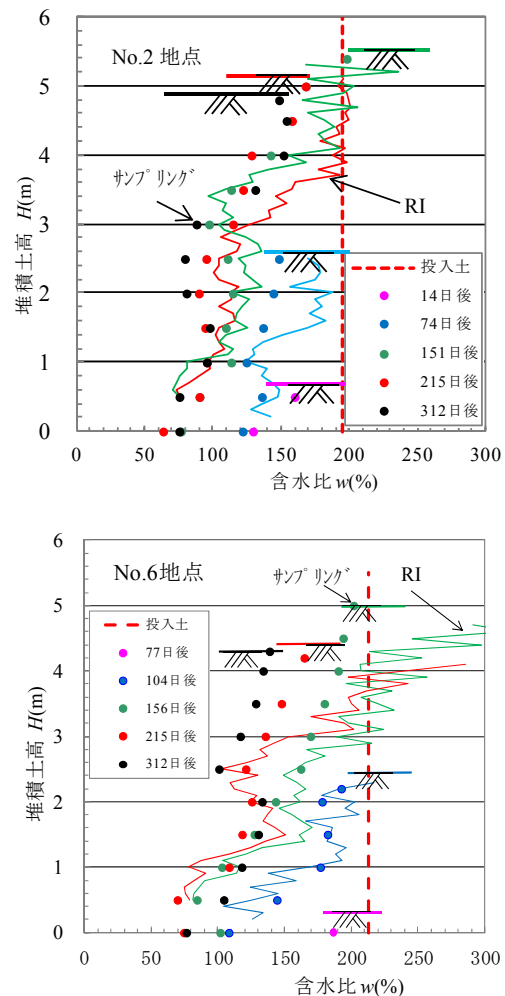


図9 含水比分布の経時変化

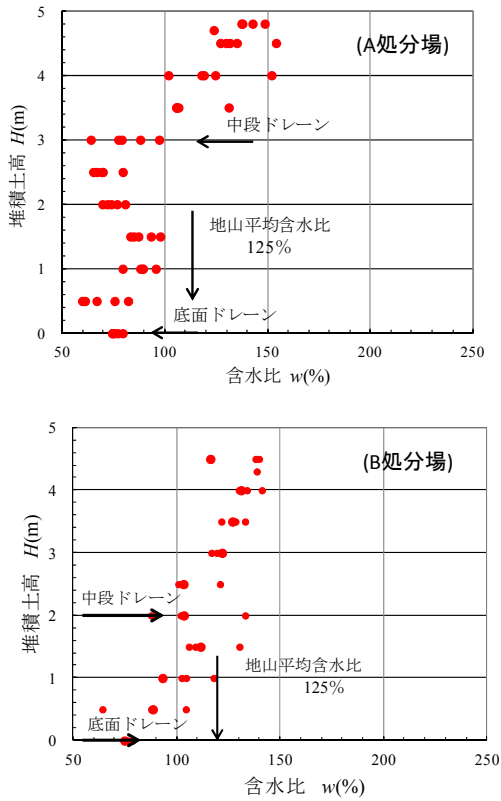


図 10 圧密後の含水比分布

である。これらの結果によると、底面 PBD と中段 PBD (想定深度) の含水比は小さくなっており、その値はおよそ 60~100% (液性限界は 85~117%) である。全体的な含水比の分布は、底面 PBD と中段 PBD の間は弓型、中段 PBD と地表面の間は直線に近い形状となっている。地表面付近の含水比は土粒子の沈降や自重圧密の影響により、処分時の平均含水比の 200%よりも低下し、140%程度になっている。

3.5 土量変化率

図 10 の含水比分布の結果を用いて、土量変化率 η について考察する。 η の定義は、地山状態の浚渫土と処分場内の堆積土との体積比であり、 η の算定にあたっては、前者は含水比が 125% で一定、後者は図 10 に示す分布 (深度毎の平均値) とした。ここでは両者の実質土量が同一であるという観点に基づいて、 η を算定する。具体的には、(4) 式で堆積土の実質土量 v_s を求め、(5) 式で地山状態の体積 V_d に換算し、 η は(6)式で求めた。

$$v_s = A \times \sum \{H_i / (1 + e_i)\} \tag{4}$$

$$V_d = v_s \times (1 + e_d) \tag{5}$$

$$\eta = \sum H_i / V_d \tag{6}$$

ここに、 A : 単位面積、 H_i と e_i : 分割した堆積土の層厚と間隙比、 $e = w \times \rho_s / \rho_w$ 、 ρ_w : 間隙水の密度 (=1.03g/cm³)、 w : 含水比、 e_d : 地山状態の浚渫土の間隙比である。その結果、

A 処分場は $\eta=0.88$ 、および B 処分場は 0.93 となった。図 10 の含水比分布の結果によると、地山状態の浚渫土の平均含水比 125% を超える部分は表層の 1.5m 程度 (B 処分場の場合は 2.0m 程度) であり、その下部が 125% を大きく下回るため、体積土量変化率は 1.0 よりも減少したと考えられる。ちなみに、 η の逆数は 1.08~1.14 となり、処分場には処分場容積の約 1.1 倍に相当する地山状態の浚渫土が処分できたことになる。

3.6 圧密後のコーン貫入抵抗

ポータブルコーン貫入試験で求めた、圧密後の貫入抵抗 q_c の深度分布を図 11 に示す。この図によると、 q_c は深度の増加とともに全体的に増加しており、PBD の位置 (中段 PBD は想定深度) での q_c が特に大きい。この結果を自重圧密のみの場合の計算値 ($q_c = \gamma' \times z \times C_u / p \times n$ 、 γ' : 堆積土の水中単位体積重量、 z : 深度、 C_u / p : 粘着力増加係数、 n : コーン指数) と比較すると、GL-0.5m 以深において、負圧による改良効果を確認することができる。また、A 処分場の結果によると、負圧の影響が底面 PBD と中段 PBD の間にまで及んでおり、 q_c が大きい。一方、B 処分場の底面 PBD と中段 PBD の間の q_c は、A 処分場よりも PBD 間隔が小さいにもかかわらず、 q_c が幾分小さい。この相違は負圧の作用期間が B 処分場よりも A 処分場の方が長いと考えられる。

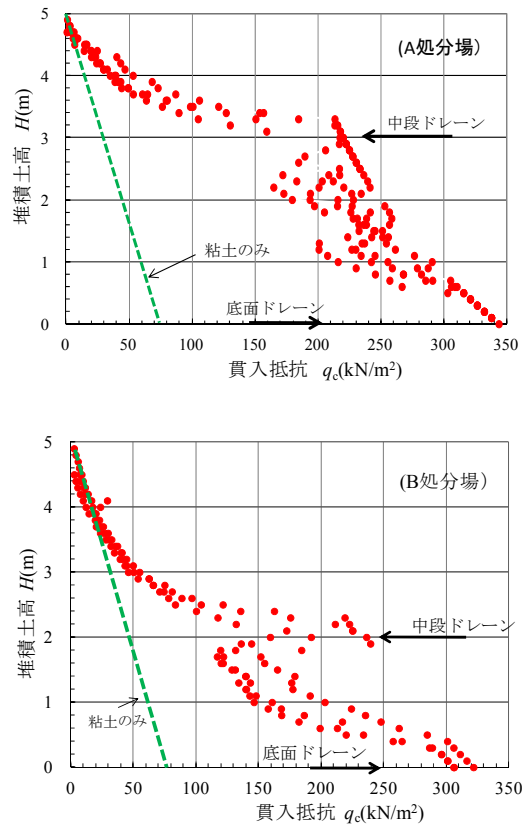


図 11 圧密後の貫入抵抗

4. 沈下解析

4.1 概要

A 処分場および B 処分場を対象として、堆積土高の推移を圧密解析結果と比較する。解析方法としては、有効応力が非常に小さく、大きな沈下を生じる超軟弱粘土を対象とし、かつ水平ドレーンが敷設されている場合の圧密解析方法で確立されたものは、未だ存在しないと思われるので、図 12 に示す方法を用いた。すなわち、最初に、二次元平面ひずみ解析により、鉛直と水平のドレーン間隔が異なる組み合わせにおいて、ドレーン間隔が沈下速度へ及ぼす影響を把握した。次に、ドレーン間隔の影響を考慮した一次元圧密解析を行い、実際の浚渫土の処分状況をモデル化して沈下挙動を求め、実測と比較した。最後に、含水比の経時変化について、実測と解析を比較し、考察した。解析方法の選択は、実務でよく使用されている解析プログラムを用いて現場での沈下挙動を表現することができれば、類似の事例において実務に反映できると考えたことによる。

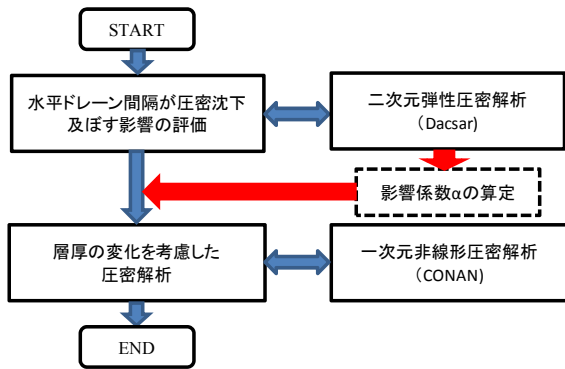


図 12 圧密解析の流れ

4.2 二次元圧密解析（ドレーン間隔の影響）

鉛直と水平のドレーン間隔が異なる場合について、ドレーン間隔の違いが沈下速度へ及ぼす影響を調べる目的で二次元 FEM 圧密解析を実施した。使用したプログラムは「Dacsar」⁷⁾である。なお、本解析は当該現場の沈下解析ではなく、鉛直と水平のドレーン間隔が異なる場合について、ドレーン間隔の違いが沈下速度へ及ぼす影響をより一般的な特性として調べるために実施したものである。そのため、解析モデルを簡易化し、地盤は弾性体とした。要素分割図を図 13、および土質入力定数を表 3 に示す。解析では鉛直ドレーン間隔 d_v を 2.5m に固定し、水平ドレーン間隔 d_H との比 d_H/d_v を 0 (ドレーンを全面に敷設した場合)、0.08, 0.2, 0.4 および 0.8 とした。荷重は沈下ひずみ ε_v が 20% および 40% になるように調整した。排水条件としては図 13 の PBD 位置において、幅 10cm の排水境界を設けた。地盤周囲を非排水境界としたのは、PBD による排水速度の影響のみを抽出するためである。

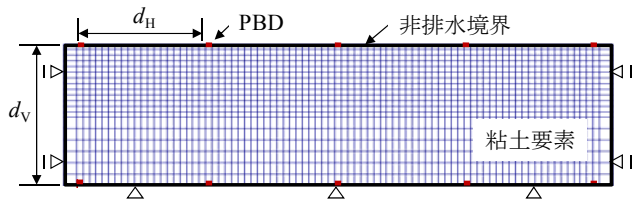


図 13 要素分割図

表 3 土質入力定数と解析条件(二次元)

項目	入力定数
層厚, d_v	2.5m
PBD 水平間隔, d_H	0, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0m
弾性係数, E	50kN/m ²
ポアソン比, ν	0.33
透水係数, k	48.2m/day ($C_v=100\text{cm}^2/\text{day}$)
荷重, ΔP	$\varepsilon_v=20\%$ の場合, 15kN/m ² の負圧作用
	$\varepsilon_v=40\%$ の場合, 30kN/m ² の負圧作用

解析結果を図 14 に示す。この図内の縦軸は、 $d_H/d_v=0$ の場合の平均圧密度 80% の時間 t_{80} を基準として、各解析ケースの t_{80} を無次元化したものである。この図によると、 d_H/d_v が大きくなると、無次元化した補正係数 α ($= t_{80}(d_H)/t_{80}(d_H=0)$) は指数的に増加する傾向がある。また、沈下ひずみが 20% および 40% と異なっても、 α に大きな相違はないことがわかる。ちなみに、A 処分場のドレーン間隔比は $d_H/d_v=0.8/3.0=0.28$ であるので、 α は 2 となる。なお、解析は微小変形理論に基づいて求めたものであり、有限変形理論を適用すると、解が異なる可能性がある。

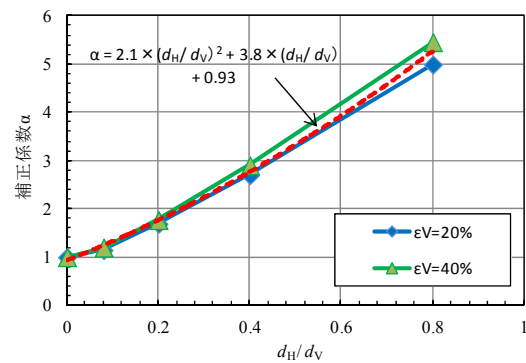


図 14 ドレーン間隔が沈下に及ぼす影響

4.3 一次元沈下解析と実測との比較

圧密中に層厚、圧縮性および透水係数が大きく変化する場合には、圧密計算の中でこれらの変化の影響を考慮する必要がある。Terzaghi の圧密理論は微小変形理論に基づくものであり、大変形する浚渫粘土の圧密挙動には適さないことが江頭ら⁸⁾によって示されている。江頭らは、浚渫粘土の自重圧密問題を解析するためには、大変形理論に土粒

子の自重を考慮した圧密理論（三笠⁹⁾および Gibson¹⁰⁾）を用いることが必要であることを示している。この一般化された圧密理論は、Imai¹¹⁾により、質量保存則、運動量保存則および構成則の3つの支配方程式によって構成されることが明らかにされている。今井ら^{12),13),14)}は、差分法を用いて、これらの支配方程式を逐次組み込むカップリング解析手法（CONAN）を提案している。Yamauchi ら¹⁵⁾は今井らが提案する解析手法のうち、クリープを無視したモデルにより、浚渫土砂処分場の堆積過程を事後解析している。このクリープを無視したモデルは、浚渫粘土による埋立の過程を解析するために数多くの研究（例えば、Katagiri ら¹⁶⁾、江頭ら⁸⁾、野村ら¹⁷⁾）で適用されており、本文においても、クリープを無視した CONAN を用いて大変形を伴う自重圧密の解析を行うこととした。

(1) 土質入力定数と排水条件

浚渫土の処分期間中に試料を採取し、段階載荷圧密試験（JIS A 1217）と定ひずみ速度圧密試験（JIS A 1227）を実施した。試料は初期含水比が200%と高かったので、5kN/m²で余圧密して試験に供した。物理特性は砂分12.3%、シルト分64.4%、粘土分23.3%、液性限界114.5%であり、表2に示した地山状態の土質特性と比べると、細粒分がやや多い試料であった。この試料の圧密試験結果を図15に示す。圧縮指数は $C_c=0.87$ 、圧密係数 C_v は 20~80cm²/day(平均45cm²/day)であった。図15によると、段階載荷圧密試験と定ひずみ速度圧密試験の比体積 f ~ 有効応力 p 関係、お

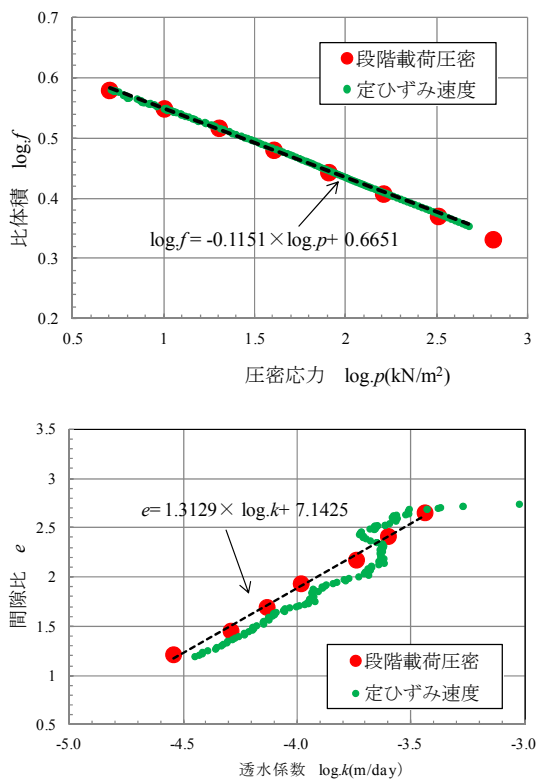


図15 圧密特性

よび間隙比 e ~ 透水係数 k 関係は、両者でほぼ一致した。一次元圧密解析には、初期の有効応力が小さいことから $\log f$ ~ $\log p$ の直線関係と、透水係数は e ~ $\log k$ の直線関係を用いた。解析条件を表4に示す。

浚渫土の処分土量は、A 処分場および B 処分場への処分土量記録（空気圧送船の積算処分土量記録、洗い水などは削除）を使用し、処分土量を処分場面積で除して単位面積当たりの総処分土高 H_0 ($w_0=200\%$ の状態) を求め、 H_0 が浚渫土の処分とともに、処分場内に堆積すると設定した。すると、A 処分場および B 処分場の H_0 はそれぞれ 8.87m と 8.00m となった。

排水と負圧条件は、表4に示すように、PBD部が排水で負圧作用箇所、および堆積土上面が排水である。

表4 土質入力定数と解析条件（一次元）

項目	入力条件	
土質特性	土粒子密度	$\gamma_s=2.62\text{g/cm}^3$
	$\log f$ - $\log p$ 関係	$\log f=-0.1151 \times \log p+0.6651$
	e - $\log k$ 関係	$e=1.3129 \times \log k+7.1425$
処分土量	初期含水比	$w_0=200\%$
	総処分土高	A : 8.87m B : 8.00m
排水条件	堆積土上面	排水条件
	中段ドレーン	排水条件, 負圧
	底面ドレーン	排水条件, 負圧
負圧作用	作用時期と大きさ	図16と図17参照

p : kN/m², k : m/day

(2) A 処分場の沈下解析と実測との比較

図16は、A 処分場の処分土高 ($w_0=200\%$, 図4参照) を緑線、堆積土への作用負圧を青線（下段 PBD）と茶線（中段 PBD）、および堆積土高の実測値（図5参照）を青■で示したものである。なお、当該工事では、経過日数が243~275日（32日間）において、東北大地震の影響で負圧作用が中断したが、図16の横軸は連続した負圧期作用の影響を調べるために、32日間を除いた期間を示している。解析結果によると、圧密試験で得られた透水係数の結果を用いたケース1では（4.2で記述した $\alpha=2$ を考慮、すなわち圧密試験結果の $(1/2) \times k$ を入力）、図16に示すように、

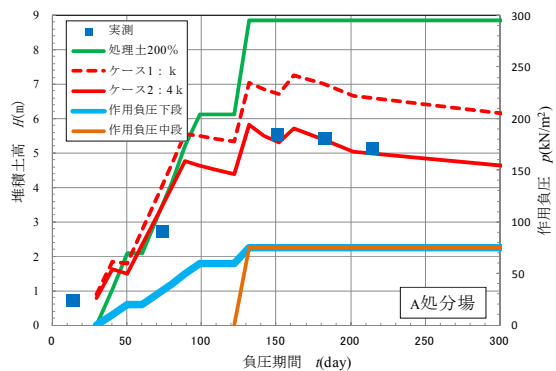


図16 堆積土高の経時変化（A 処分場）

実測よりも高い堆積土高を示した。そこで、実測と解析との堆積土高が一致するように、 k を調整すると、ケース2の $4k$ （圧密試験結果の4倍）において、両者はよく一致した。この理由としては、圧密試験を実施した試料（浚渫土処分期間中に試料を採取）の圧密係数 C_v が処分場全体の平均 C_v 値よりもやや小さかったためと考えられる。

図17は、含水比分布について、実測とケース2の解析結果を比較したものである。151日経過時の結果によると、実測は深度の増加とともに含水比が全体的に減少しているのに対して、解析では中段PBDの深度の含水比が低く、全体的な傾向が異なっている。このことは、解析ではドレーン間隔の影響を考慮した次元圧密解析を行っているが、水平ドレーンの敷設を正確にモデル化していないためと考えられる。また、含水比の測定位置がPBDの近傍か、水平PBD間のどこか、などで、含水比の結果が変化することも相違の要因と考えられる。一方、294日経過時になると、実測と解析の含水比分布はよく一致する傾向がある。

ちなみに、151日と294日経過時の平均圧密度 U を(7)式で算定した。ここに、 H_0 は $w=200\%$ の状態における総浚渫揚土高で8.87m。 $H(t)$ は時間 t における堆積土高、 H_f は圧密終了時の堆積土高である。 H_f に関しては、図18に示した圧密応力、すなわち堆積土の自重と負圧分布を考慮して、(8)式で求めた。その結果、 $H_f=4.30\text{m}$ になった。よって、151日経過時の U_{151} は69.0%、および294日経過時の U_{294} は95.0%になる。なお、平均圧密度 U は、処分時の初

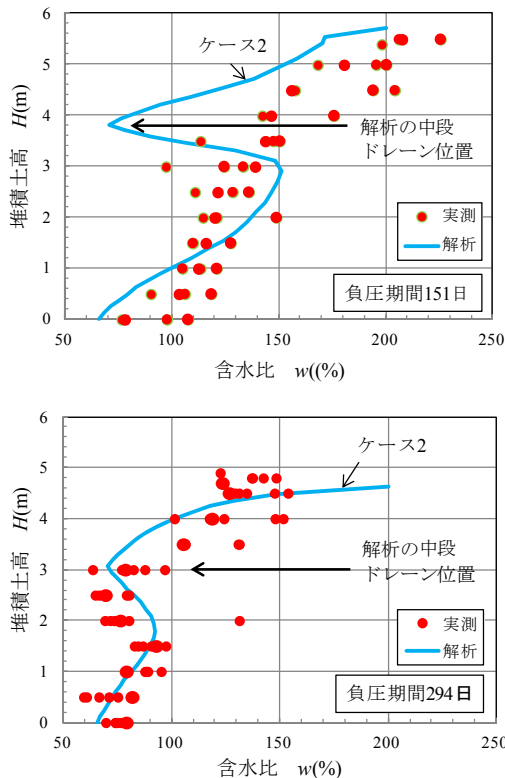


図17 堆積土の含水比分布 (A 処分場)

期含水比の値が変わると H_0 の値も変化するので、 U の値を重視する必要はなく、むしろ供用後の残留沈下の観点から、負圧期間を設定する必要があると考えられる。

$$U = (H_0 - H(t)) \times 100 / (H_0 - H_f) \quad (7)$$

$$H_f = H_0 - \sum (e_0 - e_{fi}) \times H_{0i} / (1 + e_0) \quad (8)$$

ここに、 $e_{fi} = 10^{A-1}$, $A = -0.1151 \times \log p + 0.6651$ (表4参照)
 e_0 : $w=200\%$ の状態の間隙比, $=5.24$
 H_{0i} , e_{fi} : 分割した土層の初期層厚と圧密後の間隙比

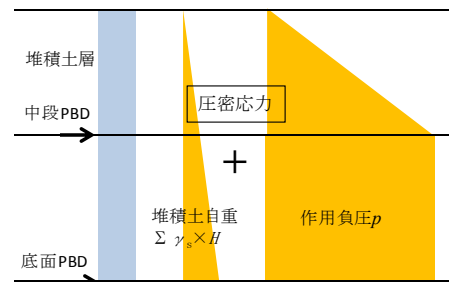


図18 圧密応力

(3) B 処分場の沈下解析と実測との比較

図19は、B 処分場の処分土高 ($w_0=200\%$, 図4参照) を緑線、堆積土への作用負圧を青線 (下段 PBD) と茶線 (中段 PBD)、および堆積土高の実測値 (図5参照) を青▲で示したものである。

圧密試験で得られた透水係数の結果を用いたケース3では ($\alpha=2$ を考慮), 図19に示すように、A 処分場と同様、実測よりも高い堆積土高を示した。そこで、実測と解析との堆積土高が一致するように、 k を調整すると、ケース2と同様、 $4k$ において、両者は比較的一致する傾向を示した。

実測と解析の含水比分布の比較を図20に示す。223日経過時では、両者の含水比分布の形状がやや異なっており、この理由は、先にも述べたように、解析のモデル化がやや適切でない影響と考えられる。

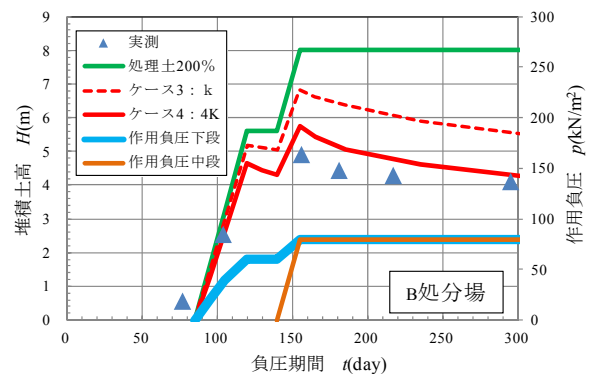


図19 堆積土高の経時変化 (B 処分場)

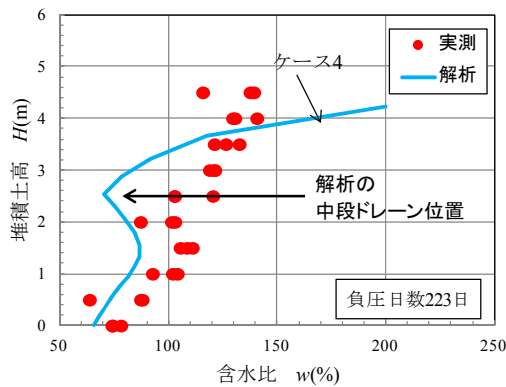


図 20 堆積土の含水比分布 (B 処分場)

また、223 日経過時の平均圧密度 U を算定すると、 $H_0=8.00\text{m}$ 、 $H_f=3.83\text{m}$ より、 $U_{223}=90.0\%$ となる。

今後の解析においては、水平ドレーン間隔を直接モデル化した、超軟弱地盤対応の二次元圧密解析を実施する必要があると考えられる。

5. 結論

浚渫土を、限られた容積を持つ処分場にできるだけ多く処分する目的で、陸上に 2 つの処分場（高さは 5.5m および 5.0m）を築造し、水平ドレーンを利用した真空圧密工法を適用して、処分した浚渫土の減容化施工（圧密沈下の促進）を実施した。PBD の敷設は、水平間隔 0.8m、深度方向は底面と中段（層厚 5.5m の場合は GL+3.0m、および層厚 5.0m の場合は GL+2.5m）の 2 段である。主な結論は次のようである。

- 1) 処分した浚渫土への作用負圧は、処分場内の水位の上昇とともに増加し、(2)式で求めることができる。当該施工事例では、最終的に $-75\sim-80\text{kN/m}^2$ に相当する負圧を堆積土に作用させることができた。
- 2) 水平ドレーン材としては、幅 100mm×厚さ 10mm の PBD を最大長 171m で使用した。負圧作用時には、PBD の先端にまで、一様な負圧が作用していると考えられる。
- 3) 地山状態の平均含水比は 125%であり、空気圧送方式で処分場へ輸送した際の平均含水比は 200%であった。圧密後の含水比は PBD 近傍が低く、全体的には 70~140%にまで減少した。また、圧密後のコーン貫入抵抗も、PBD 近傍で、 $200\sim350\text{kN/m}^2$ の高い値を示した。
- 4) 地山状態の浚渫土と負圧作用終了時の堆積土との土量変化率は 0.88~0.93 となり、処分場には処分場容積の約 1.1 倍に相当する地山状態の浚渫土量を処分することができた。
- 5) 圧密解析は、最初、水平ドレーン間隔が圧密に及ぼす影響を二次元圧密解析で求め、次に、その影響を考慮した一次元圧密解析を実施した。堆積土高の経

時変化に関しては、圧密試験で得られた透水係数を 4 倍すると、実測と解析はよく一致した。透水係数の相違は土質のばらつきが原因と考えられる。

- 6) A 処分場において、圧密過程中（151 日経過時、平均圧密度 $U=69.0\%$ ）の含水比分布は、実測と解析（透水係数は 4 倍）であまり一致しなかったが、圧密がほぼ終了時になると（294 日経過時、 $U=95.0\%$ ）、両者は比較的良好に一致した。B 処分場において、負圧作用を停止した 223 日経過時では、実測と解析（透水係数は 4 倍）の含水比分布はあまり一致しなかった。含水比分布が一致しない理由として、解析は一次元圧密解析であることから、中段ドレーン位置で含水比が大きく低下するが、実際は PBD（排水面）が 0.8m 間隔の水平位置にあり、サンプリングの際にドレーン間の試料を採取してより高い含水比の結果をもたらしたためであると考えられる。

当該施工事例では、陸上に 2 つの処分場を築造し、浚渫土の処分と水平ドレーンの敷設を交互に実施することにより、作業船団を休止することなく、浚渫土を処分することができた。このことは施工上の利点である。PBD の敷設に関しては、浚渫土処分時の衝撃により、ドレーン間隔が変動することを防ぐためのさらなる工夫が必要であり、今後の課題である。圧密解析については、ドレーンの水平間隔を考慮し、かつ粘土層厚の変化が考慮できる解析方法を開発する必要がある。

浚渫土の処分と堆積土の減容化施工を一体で実施する機会はこれまでになく、本稿が関係者の参考になれば幸いである。

最後に、水平ドレーンを利用した圧密促進工法を軟弱地盤に適用すると、地盤表層部に圧密改良効果の低い粘土層が残存することになる。そのため、当該工事では、地盤の表層 1m を固化処理し、土地として利用する計画であることを付記する。

参考文献

- 1) 平成21年度土壌環境に配慮した浚渫土砂活用方策に関する検討業務報告書(要約編)，平成22年3月，国土交通省，港湾局。
- 2) 新舎博，荒木賢一，吉崎浩二：水平ドレーン圧密工法によるダム堆積土の脱水処分，第26回地盤工学研究発表会，pp.2023~2024，1991。
- 3) H.Shinsha, Y.Watari & Y.Kurumada : Improvement of Very Soft Ground by Vacuum Consolidation Using Horizontal Drains, GEO-COAST, Yokohama, pp.3~6, 1991.
- 4) 新舎博，高田公一，坂斉和実：水平ドレーン圧密工法による廃滓軟弱地盤の改良，第25回地盤工学研究発表会，pp.1865~1868，1990。
- 5) 真空圧密ドレーン工法技術資料：真空圧密ドレーン工法研究会，平成23年5月。
- 6) 嘉門雅史，三浦哲彦：プラスチックボードドレーン工法(その理論と実際)鹿島出版会，p.27，2009。
- 7) Iizuka, A. and Ohta, H. : A determination prediction of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71~87, 1987.
- 8) 江頭和彦，岩瀧清治，佐藤孝夫，片桐雅明，寺師昌明，吉福司：浚渫粘土による埋立の予測と評価，土木学会論文集，No.715/

- III-60, pp.147-164, 2002.
- 9) 三笠正人：軟弱地盤の圧密－新圧密理論とその応用－，鹿島出版会，pp.3～4，1963.
 - 10) Gibson, R.E., England, G.L. and Hussey, M.J.L.: The theory of one-dimensional consolidation of saturated clays; I. Finite non-linear consolidation of thin homogeneous layers, *Geotechnique*, Vol.17, No.3, pp.261-273, 1967.
 - 11) Imai, G.: A unified theory of one-dimensional consolidation with creep, *Proc. of 12th ICSMFE*, Vol.1, pp.57-60, 1989.
 - 12) 今井五郎，山内裕元，今泉正次，緒方一成：一次元圧密問題の新しい数値解析法による2，3の検討，第24回土質工学研究発表会，pp.395-398，1989.
 - 13) 今井五郎，藤森賢，小久保裕，林裕三：粘性が一次元圧密挙動に及ぼす影響，第24回土質工学研究発表会，pp.399-422，1989.
 - 14) 今井五郎，藤森賢，佐野建志：一次元圧密の新しい数値解析法，第43回年次学術講演会公演集，pp.348～349，1988.
 - 15) Yamauchi, H., Imai, G., Watanabe, K. and Ogata, K.: Sedimentation -consolidation analyses of pump-dredged cohesive soils, *Proc. of Int. Conf. on Geotechnical Engineering for Coastal Development - Theory and Practice on Soft Ground (Geo-Coast'91)*, Vol.1, pp.129-134, 1991.
 - 16) Katagiri, M., Terashi, M., Henmi, K. and Fukuda, K.: Change of consolidation characteristics of clay from dredging to reclamation, *Coastal Geotechnical Engineering in Practice (IS-Yokohama 2000)*, pp.307-313, 2000.
 - 17) 野村茂，池田高則，片桐雅明，寺師昌明：浚渫粘土埋立地の沈下－北九州空港の事例－，地盤工学会誌，pp.10-13，2008.
(2012. 7. 3 受付)

Execution for the volume reduction of dredged soil using the vacuum consolidation method with horizontal pre-fabricated drains

Hiroshi SHINSHA¹, Takahiro KUMAGAI¹, Kenji MIYAMOTO² and Taku HAMAYA³

- 1 Institute of Technology, Penta-Ocean Construction
- 2 Design Department of Civil Engineering, Penta-Ocean Construction
- 3 TOHOKU Branch, Penta-Ocean Construction

Abstract

Recently, a shortage of soil disposal area has been serious in Japan, and there has been a demand to dispose the dredged soil as much as possible in the disposal area with limited capacity. To meet this demand, the vacuum consolidation method with horizontal pre-fabricated drains has been applied to the soft ground formed by dumping of dredged soil. Horizontal drains of 100cm wide, 10mm thick and 117-171m long were installed at the horizontal interval of 0.8m on the bottom surface and a middle section of the disposal area. Then, soft soil was improved by the vacuum pressure of over 75-80kN/m². The volume of dredged soil converted in the original sedimentation condition was 1.1 times as much as the capacity of the disposal area, though all of the dredged soil was successfully accepted in the disposal area because of bulk reduction of the soil by the vacuum consolidation method.

Key words: vacuum consolidation, horizontal drain, dredged soil, volume reduction