

東京都新海面処分場Cブロックにおける 粘土の減容化施工

小野 正揮¹・新舎 博²・中川 大輔³・丸岡 弘晃⁴・堤 彩人⁵

¹東京都港湾局 東京港建設事務所 (〒135-0064 東京都江東区青海2-43青海フロンティアビル19F)

E-mail: Masaki.Ono@member.metro.tokyo.jp

²正会員 五洋建設(株) 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534の1)

E-mail: Hiroshi.Shinsha@mail.penta-ocean.co.jp

³五洋建設(株) 東京土木支店 (〒136-0082 東京都江東区新木場2-3-1)

E-mail: Daisuke.Nakagawa@mail.penta-ocean.co.jp

⁴五洋建設(株) 東京土木支店 (〒136-0082 東京都江東区新木場2-3-1)

E-mail: Hiroaki.Maruoka@mail.penta-ocean.co.jp

⁵正会員 五洋建設(株) 技術研究所 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534の1)

E-mail: Ayato.Tsutsumi@mail.penta-ocean.co.jp

東京都新海面処分場は東京港内の最後の廃棄物処分場であり、できるだけ長く利用することが求められている。そこで、Cブロックにおいて、粘土の減容化施工を実施した。施工は幅150 mm×厚さ3.9 mmのPBDを1.8 m間隔の正方形配置で、平均A.P.+1.5 m～-33.8 mまで水上から打設し、-65 kN/m²の負圧を310日間継続して作用させるものである。工事は2005年度の試験施工から始め、本施工は2007年度～2015年度まで実施した。施工面積は38.3万m²であり、平均沈下量は5.13 m、総沈下容積は216.7万m³である(2015年4月の推定値)。この沈下容積は東京都の浚渫土埋立処分計画量の約2.3年分に相当する。本文は地盤工学の観点から、減容化施工とその効果について、総合的にまとめたものである。

Key Words : bulk compression, vacuum consolidation, prefabricated vertical drain, clayey soil, execution

1. はじめに

東京における住民の快適な生活や都市機能の維持発展のため、前面海域の東京港内において、廃棄物などを処分する埋立処分場が確保されてきた。現在、東京港内最後の処分場として新海面処分場¹⁾の整備が進められており、できるだけ長く処分場として使用することが強く求められている。

新海面処分場は7ブロックに分割されて、順次、整備・供用されており、都内23区から発生する家庭ごみなどの廃棄物などとともに、都内の河川や東京港から発生する浚渫土が埋立処分されている。新海面処分場で受け入れている浚渫土は、河川や運河、港湾等の水深を維持するために発生した浚渫土をはじめとした有効利用できないものに限られているが、埋立処分できる容量には限界があり、廃棄物などと同様、延命化のための取り組みが重要となっている。

こうした背景の中で、新海面処分場のCブロック(図-1参照)において、粘土地盤を真空圧密によって沈下させるという減容化施工を実施した。真空圧密は粘土層の上部に盛土などの荷重を載荷しないで、粘土層を大きく沈下させて容量を増大させることができるため、沈下後に沈下量に相当する浚渫土量を引き続き埋立処分できるという利点がある。工法の選定に際しては、減容化が水面下での施工であることから、気密シートを用いず、表層の粘土層を遮水シール層として利用するキャップ式真空圧密工法²⁾を採用した。

減容化施工は、図-2に示す範囲において、2005年度の試験施工から始め、2007年度から本格的な工事を開始し、2015年度で終了する計画である。この期間において、38.3万m²の施工を実施し、平均沈下量は5.13 m、圧密沈下によって得られた容積は216.7万m³である(数字は2015年4月の推定値である)。

このような粘土の減容化施工は国内初の大型事業であ

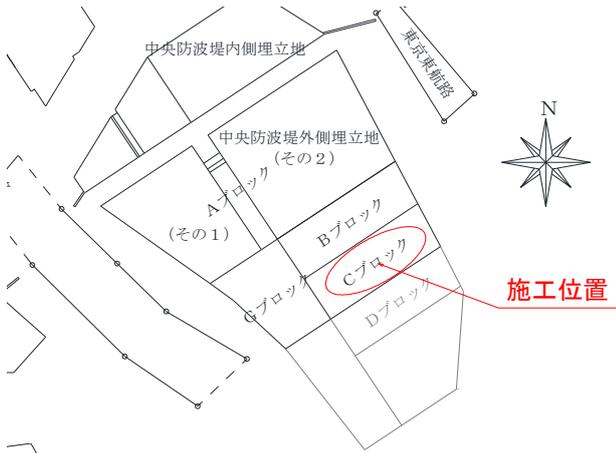


図-1 新海面処分場の位置

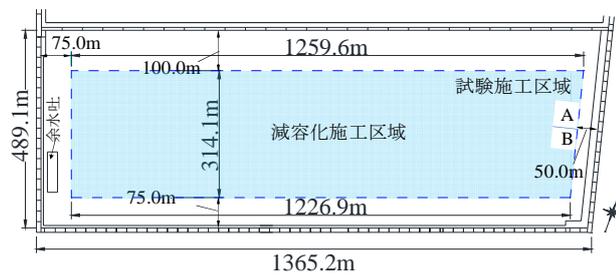


図-2 Cブロック内での減容化施工区域

り、本事業で得られた知見は地盤工学的に見ても大変有意義であると考えられる。そこで、本文では本事業において得られた粘土の減容化施工に関する要点を総合的に取りまとめることにした。減容化の施工範囲の決定に際しては、護岸に有害な変形を与えないように改良範囲を護岸から50~100mの内側とし、かつ将来廃棄物を埋立処分した際に汚水が外部へ浸出しないようにドレーンの下端深度を在来粘土層下端から3m上部とするなど、環境面に配慮した。減容化の対象とした粘土層は在来粘土層とその上部の浚渫土層であり、幅150mm×厚さ39mmのドレーン材を1.8m間隔の正方形配置で118,546本、平均AP+1.5m~+33.8m(以下、APは省略)の深度まで水上から打設し、負圧を310日間継続して作用させた。

本文では、2章で減容化施工の留意事項、3章で施工、4章で地盤特性、5章で圧密管理、6章で減容化効果について述べる。

2. 工法選定と施工範囲の検討

Cブロックの埋立想定断面を図-3に示す。Cブロックは外周護岸と中仕切り護岸で仕切られ、浚渫土などで埋め立てて陸化した後、廃棄物などを埋立処分する管理型処分場³⁾であり、+4.5mまで浚渫土を埋立処分し、更に

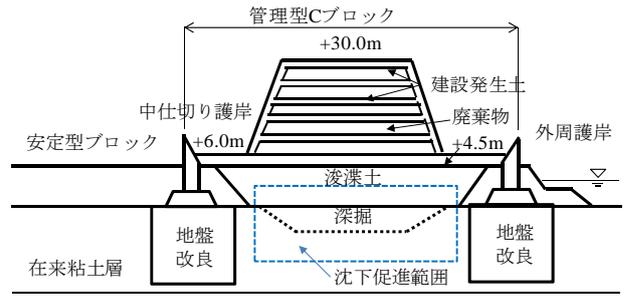


図-3 埋立想定断面

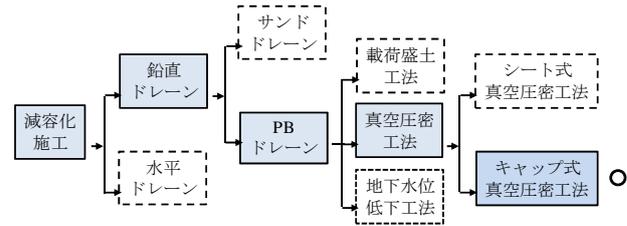


図-4 減容化工法の選定フロー⁸⁾

+30mまで廃棄物と建設発生土を互層で埋立処分する計画である。

減容化工法の選定にあたっては、護岸に有害な変形を与えないとともに、管理型処分場の遮水層となる海底地盤(粘土層)の遮水機能を確保し、廃棄物による汚染が地下水や海域に浸透しない構造にすることが不可欠であった。以下に、減容化工法の選定と施工範囲について記述する。

(1) 減容化工法の選定

減容化工法の選定フローを図-4に示す。減容化の目的は海底地盤(粘土)の圧密沈下を促進し、主に浚渫土の受入容積を増大させることで新海面処分場の延命化を図ることである。そのため、盛土により圧密荷重を载荷する工法は、圧密後に浚渫土などの埋立処分のために盛土を撤去する必要があることから、経済性や工期などの観点から採用せず、負圧を作用させる真空圧密工法を採用した。また、真空圧密工法としては、水面下での施工が可能であるキャップ付プラスチックボードドレーン(以下、PBD)を利用したキャップ式真空圧密工法²⁾を選定した。

この工法の概要を図-5に示す。特徴は粘土層の表層約1m部分(透水係数は 10^7 m/s程度以下が必要)を負圧シール層として利用することであり、これによって気密シートの敷設を必要としないことである。粘土への負圧はPBDに連結している排水ホースを集水管、ヘッダーパイプを通じて真空ポンプまで接続し、真空ポンプを稼働することによって作用させることができる。

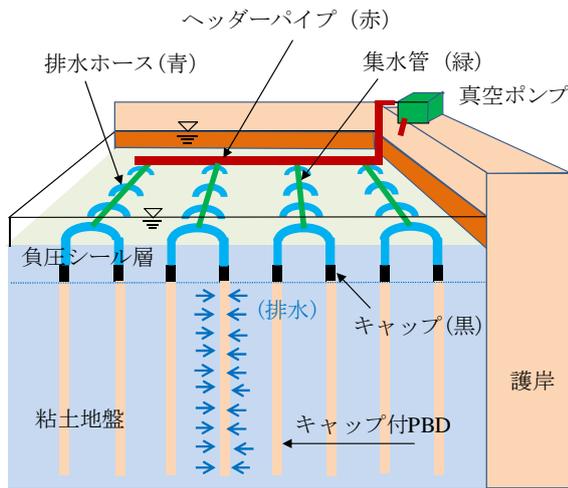


図-5 キャップ式真空圧密工法の概要

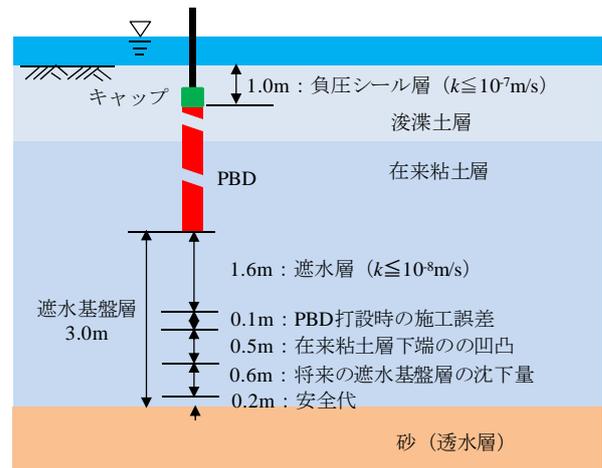


図-7 遮水基盤層の確保⁹⁾

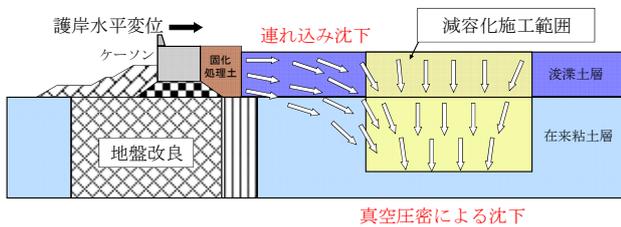


図-6 真空圧密による連れ込み沈下の想定

(2) 減容化の施工範囲

減容化施工の平面範囲と鉛直範囲について記述する。

a) 平面範囲

減容化施工に真空圧密を採用すると、等方的な応力の作用により、改良域の周辺部では沈下とともに改良域側へと向かう水平変位が生じる(図-6 参照)。また、その影響により護岸が改良域側に変位し、護岸の遮水性が損なわれる恐れがあった。そこで、FEM 圧密解析を実施し、ケーソン目地部の変位幅に着目して護岸の遮水性が確保できる減容化施工範囲を検討した。護岸の水平変位パターンは、ケーソン 4 函(100 m)が地盤変状の影響を受けると仮定して目地の変位幅を式(1)で算定した。

$$W = B \times L / (n \times L_1) \quad (1)$$

ここに、 W : 目地の変位幅(許容値は 10 cm)、 B : 護岸の水平変位量(FEM 解析)、 L : ケーソンの幅、 n : 変位を受ける函数、 L_1 : ケーソン 1 函の長さである。ケーソン式護岸の場合、真空圧密改良の離隔距離が護岸から 100 m 以上離れると、目地の変位幅は許容値以内となり、遮水性能が確保できる結果となった。なお、護岸の形式が異なるため離隔距離は 50~100 m となり、減容化施工の平面範囲は、図-2 に示すとおりで、減容化面積は約 38.3 万 m^2 となった。解析の詳細は文献 4)を参照されたい。

b) 鉛直範囲

廃棄物処分場の下部の粘土地盤に PBD を打設して圧密改良する際には、「一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分に係る技術上の基準を定める省令」⁹⁾等に基づき、汚水処理などの管理が必要となる廃棄物を埋め立てる管理型処分場としての機能を確保することが不可決であった。特に、廃棄物による汚水が PBD を通じて下部砂層などに浸出するような汚染拡散を防ぐ断面構造とする必要があった。

同省令によると、粘土の透水係数が 10^{-7} m/s の場合は、遮水層として 5 m 以上の層厚を確保する必要がある。この指針を透水係数が 10^{-8} m/s の粘土層に適用すると、浸透時間が同等になるという観点から、遮水層厚は 1.6 m 以上が必要になる³⁾。下部遮水基盤層の確保に関しては、この 1.6 m に、PBD 打設時の施工誤差の 0.1 m、下部砂層の凹凸の 0.5 m、遮水層の将来的な沈下量の 0.6 m、および安全代の 0.2 m を考慮して、PBD 下端と下部砂層の上端までの間に 3 m の在来粘土層(透水係数は 10^{-8} m/s 以下)を確保することとした(図-7 参照)⁹⁾。

3. 施工

減容化施工は、2005~2006 年度に試験施工を実施し、2007 年度~2015 年度に本施工を実施した。施工の区画分けを図-8 に示す。試験施工は A と B の 2 区画であり、本施工は 118 区画である。なお、1 区画の大きさは真空ポンプ 1 台が受け持つ面積で、約 3,200 m^2 である。

以下に、試験施工と本施工の施工方法を記述する。

(1) 試験施工

施工は A 区画(60 × 60 m)と B 区画(61.2 × 61.2 m)の 2 区画であり、A 区画は 2.0 m、B 区画は 1.8 m の正方

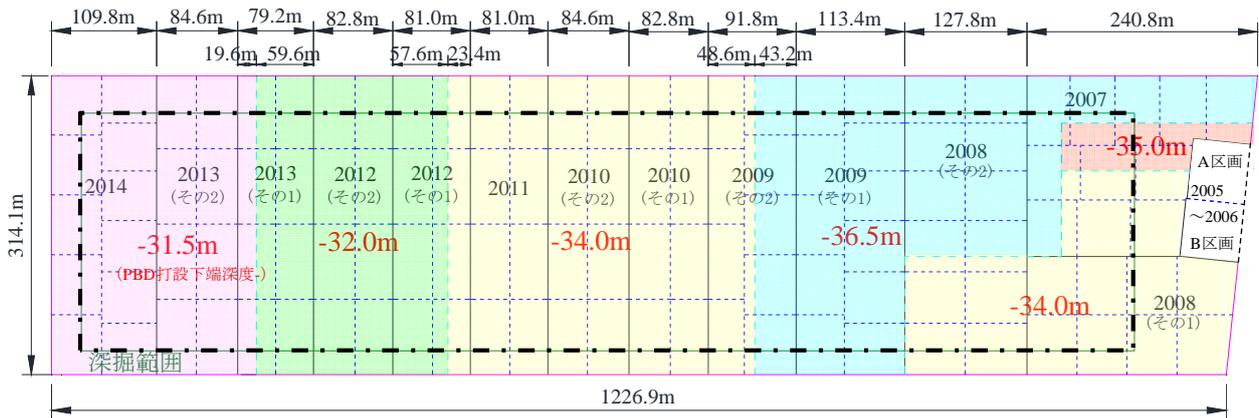


図-8 施工の区画分け (118区画) 注: 赤字はPBD打設下端深度

形配置で PBD を打設した。通常の地盤改良で使用される PBD は幅 100 mm×厚さ 3.9 mm であるが、本施工では幅 150 mm×厚さ 3.9 mm の幅広 PBD を用いた。幅広 PBD を用いると、ドレーン材の有効径 d_w が増加し(幅 10 cm の場合は $d_w=5$ cm, 幅 15 cm の場合は $d_w=8$ cm), 同じ日数で同じ平均圧密度を得るためのドレーン間隔 d を広くできるので、PBD の打設本数を低減できるという利点がある。通常、 d は 1.8 m 以下の場合が多いが、 $d=2.0$ m の試験は圧密速度に Barron の理論が適用できるかを調べるために実施した。PBD の打設は約+1.0 ~ -29.0 m で、打設長は約 30 m である。地盤高は PBD の打設位置毎にレッドで測量し、1.0 m の遮水シル層を確保するために、PBD のキャップ部が地表面下 1.0 m に位置するように打設した(図-7 参照)。負圧の作用期間は $d=1.8$ m および 2.0 m とともに 204 日であり、これは $d=1.8$ m の場合で、平均圧密度が 80 % に相当する時間である(圧密係数は $c_h=c_v=120$ cm²/day)。

PBD の打設に関しては、PBD 打設船を処分場内で組み立てて実施した。打設船はユニフロートを縦 7 基×横 8 基並べた 17.83 m×43.15 m の大きさであり、船上にレールを敷き、その上に PBD 打設機を載せた横行レール式である⁷⁾(写真-1)。特徴としては、喫水が約 1.0 m と浅く(水深は約 2 m)、構成部材を陸上運搬して現地へ搬入することが可能なため、閉鎖水域での稼働に適していることである。打設船を所定の打設場所に移動すると、1箇所 $d=1.8$ m の場合は 18 本、2.0 m の場合は 15 本の PBD を打設することができる。PBD の打設記録によると、水上においても陸上施工とほぼ同様の約 70 本/日の打設能力を確保することができた。

負圧配管は打設船の前面に張り出し部を設けて足場を作り、打設した PBD から水面上に出てくる排水ホースを 1 本ずつ、集水管に連結した。集水管はヘッダーパイプに連結して護岸まで延長した。3.(2)節の本施工を参照。

真空ポンプ設備は真空ポンプ、貯水タンク、負圧タンク、水中ポンプなどからなり、台船上に置いて水面上に

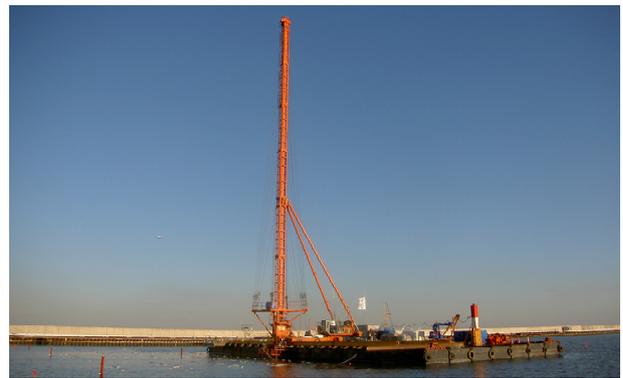


写真-1 試験施工における PBD 打設船

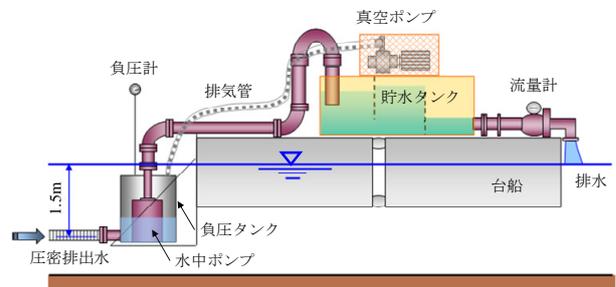


図-9 真空ポンプ設備

浮かべた。負圧タンクは台船の先端に架台を設けて水面下 1.5 m の位置に設置した。粘土からの圧密排水は負圧タンクに入り、水中ポンプの稼働により、貯水タンクを経緯して外部に排出される。負圧タンクを水面下に設置した目的は、処分場内と負圧タンク内の水位差を約 1 m 設けるためである。この水位差を設けると、PBD 内の水位は粘土層の水位よりも 1m 低くなり、この水位差によって、約 10 kN/m² の圧密荷重(浸透圧密)を粘土に作用させることができると考えられる。負圧タンク内の水位は、水位感知センサーと水中ポンプの稼働を連動させることで確保することができる。なお、沈下計算には減容化容積に対する安全側として、この水位差による圧密荷重増分は考慮しないことにした。

(2) 本施工

本施工⁸⁾では専用のPBD打設船(船名「VCD-Triton」⁹⁾、写真-2)を新たに製造して対応した。この打設船は幅24 m×長さ60 mの大きさであり、兵庫県淡路島で建造して東京港に回航したものである。Cブロックへの搬入は、本体重量が約1,400 tonであったことから3,000 ton吊り起重機船を用い、2本のPBD打設機の長尺リーダー(約50 m長)をはずした状態で、航空機への影響の少ない夜間に護岸外から処分場内に吊り込み、その後長尺リーダーを取り付けた。

この打設船の特徴は、喫水が1.5 mと浅いことであり、PBDの打設可能深度は水面下約40 mである。地盤内の平均水位は+3.0~+3.5 mであり、PBDは+1.5 mの平均地盤面から平均-33.8 m(-31.5~-36.5 m)の深さまで(図-8参照)、約30~38 m長を打設した。PBDの打設長が変化しているのは、在来粘土層の下端深度が南西方向に向かって傾斜しているためである。

打設船の形式は船上にレールを敷き、その上にPBD打設機を2機載せた横行レール式である。ケーシングを保持するための長尺リーダーは2本のバックステーに支えられている。控えのワイヤーを甲板上に固定すると、風速60 mの荒天にも耐えることができる。PBDは幅150 mm×厚さ3.9 mmの幅広PBDを1.8 mの正方形配置で打設した。打設船を所定の位置に移動すると、1箇所PBDを24本打設することができる。また、打設位置への速やかな移動と位置の精度確保のために、アンカーウインチとスパッドキャリッジシステム⁹⁾を搭載しており、短時間で打設船を所定の場所に固定することができる。スパッドキャリッジシステムはスパッドを粘土地盤内に貫入させて固定し、このスパッドを反力として油圧によって打設船の位置を2.5 m程度、水平に微調整できるシステムである。このシステムを採用したことにより、PBDの施工本数は平均194本/日(10時間稼働)であった。

負圧配管は打設船の前面に張り出し部を設けて足場を作り、打設したPBDから水面上に出てくる排水ホースを1本ずつ、集水管に連結した(写真-3)。その後、集水管をヘッダーパイプに連結して護岸まで延長した(写真-4)。護岸上に真空ポンプを置き、負圧タンクは試験施工と同様、水面下1.5 mに設置した。負圧は310日間(平均圧密度は90%に相当)、連続して作用させた(写真-5)。

4. 地盤特性

(1) 地盤の層序構成

当地盤の層序構成を図-10に示す。当地盤は-40~-45



写真-2 専用のPBD打設船「VCD-Triton」



写真-3 打設船張り出し部



写真-4 水上に浮かんだ集水管(負圧作用前)



写真-5 真空ポンプ運転中の排水状況

m以深に粘性土あるいは砂質土からなる七号地層があり、その上に有楽町層が位置している。有楽町層は旧海底面に相当する-10~-12 m 付近がその上端であり、層厚は30~35 mである。この層は比較的均質な粘土層からなる上部有楽町層と、粘性土層と砂質土層が複雑に存在する下部有楽町層とからなっている。減容化施工区域は浚渫土の埋立処分土量を増加する目的で、有楽町層を-17 m 程度まで掘削し(図-3 参照)、その上に浚渫土を埋立処分した2層系粘土地盤である。なお、本文では有楽町層を在来粘土層と記述している。

浚渫土の埋立処分は 2001 年度から開始し、減容化施工期間中も、既に減容化した区域に継続して埋立処分している。浚渫土層は維持浚渫などで発生した浚渫土を埋立処分したものであり、砂分含有量などの定量的なデータは記録されていないが、砂分を多く含むことが確認されている。浚渫土の処分場への埋立処分方法を図-11 に示す。浚渫土の埋立処分方法は次のようである。

- 1) 浚渫土はグラブ式浚渫船で浚渫し、底開式土運船で処分場の外側まで運搬し、汚濁防止枠内の海底地盤上に土運船の底蓋を開いて投入した。
- 2) 汚濁防止枠付土砂送泥船¹⁰⁾の送泥ポンプにより、浚

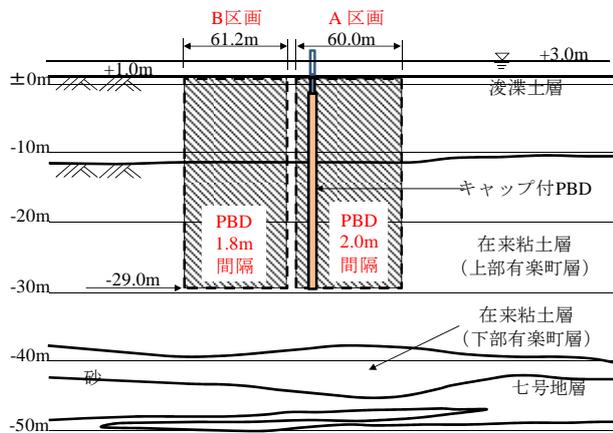


図-10 地盤の層序構成

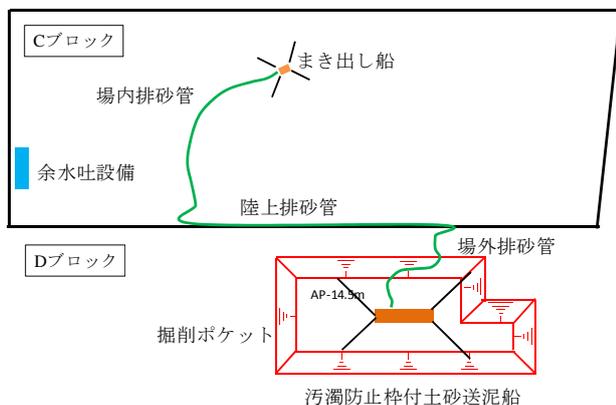


図-11 処分場への浚渫土の処分方法

渫土を周囲の海水とともに吸引し、圧送管を通じて処分場内に輸送した。

- 3) 処分場の中には土砂のまき出し船があり、まき出し船を随時移動させながら、浚渫土を1回あたり1 m 程度の厚さで広範囲に堆積させた。

浚渫土の埋立処分にあたっては、浚渫土中の砂分はまき出し船近傍に堆積し、シルト・粘土分はまき出し船から離れた位置に堆積するなど、分級が起きたと考えられる。また、まき出し船が着底しないように広範囲に移動させたことから、浚渫土層の中には局所的に中間砂層が堆積していると推定された。

砂分の局所的な堆積状況については、PBD を打設する際のマンドレル貫入抵抗を利用した砂層と粘土層の土質区分方法が新たに開発され、その結果を沈下量の評価に利用し、不同沈下の解明に役立てる試みが既に実施されている。具体的な内容については、文献 11)~14)を参照されたい。

(2) 粘土の土質特性

粘土の土質特性は試験施工時に詳細に調査した。この詳細調査によって、沈下の予測計算に必要な粘土の圧密特性を把握し、本施工においては、粘土の圧密特性は試験施工区域と同一であると看做して、沈下予測計算に必要な初期の地盤定数の調査のみを実施した。すなわち、試験施工時には改良の前後において、試料のサンプリングと RI コーン貫入試験を実施し、サンプリング試料については物理試験と一軸圧縮試験および段階載荷圧密試験を実施した。本施工では改良前に、RI コーン貫入試験のみを実施した。RI コーン貫入試験を実施すると、間隙比(湿潤密度から飽和度を 100%として算定)、先端抵抗、周面摩擦および間隙水圧の深度分布が既知となるので、粘土層と砂層の区分、および粘土層の沈下予測計算に必要な初期間隙比を得ることができる^{15),16)}。

A 区画と B 区画における粘土の圧密改良前の土質特性

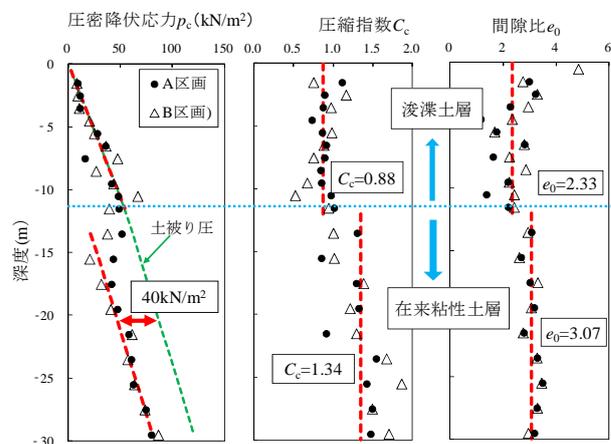
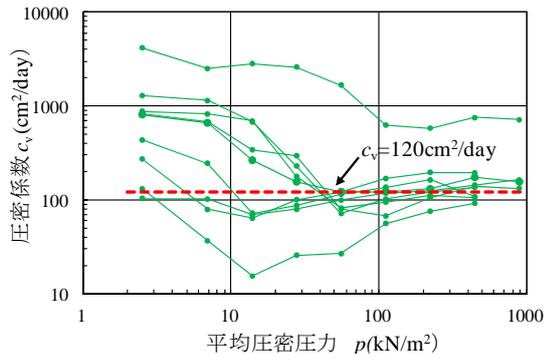
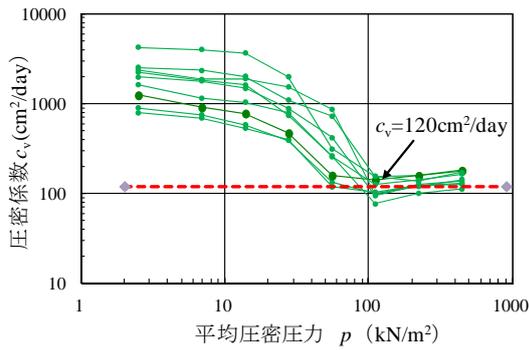


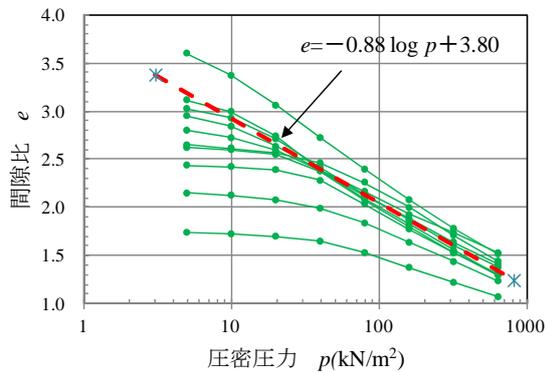
図-12 粘土の土質特性(試験施工)¹⁷⁾



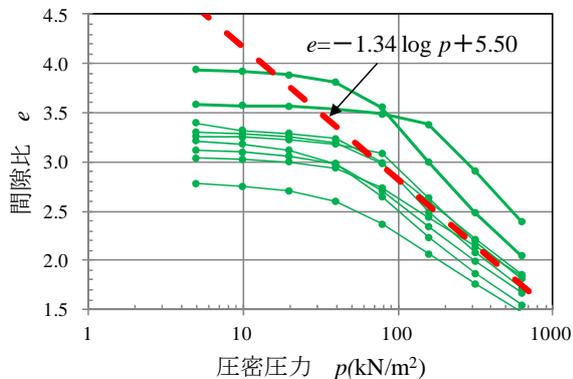
(a) 浚渫粘土層の c_v



(b) 在来粘土層の c_v

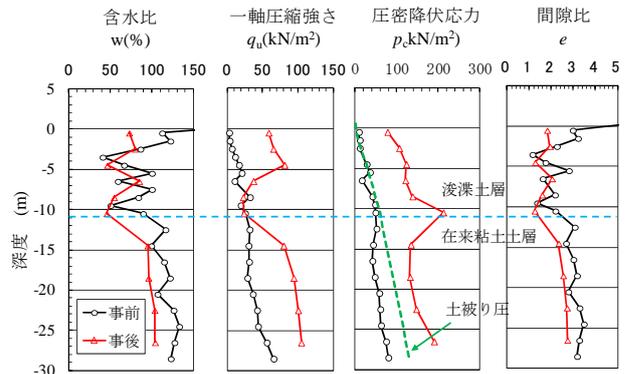


(c) 浚渫粘土層の $e \sim p$ 関係

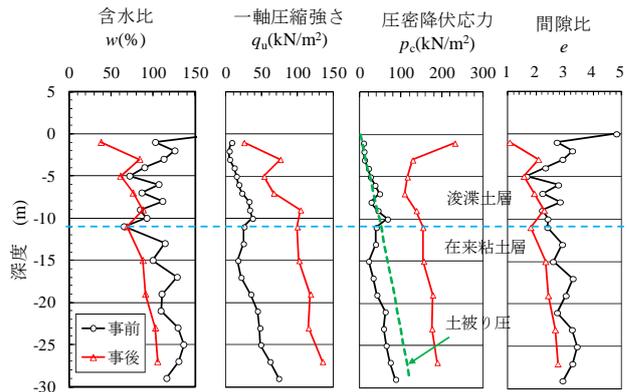


(d) 在来粘土層の $e \sim p$ 関係

図-13 粘土の土質特性



(a) A 区画



(b) B 区画

図-14 改良前後の土質特性の変化

を図-12 に示す。浚渫土層内の粘土の平均間隙比は $e_0 = 2.33$ ，平均単位体積重量は $\gamma_t = 14.7 \text{ kN/m}^3$ ，圧縮指数は $C_c = 0.88$ であった。圧密降伏応力 p_c の結果によると，浚渫土層内に中間砂層がある両区画では，自重圧密はほぼ終了状態にあった。在来粘土層は $e_0 = 3.07$ ， $\gamma_t = 13.7 \text{ kN/m}^3$ ， $C_c = 1.34$ であり， p_c の結果によると，浚渫土層の自重による圧密が進んでいないので，両区画とも 40 kN/m^2 程度の未圧密状態であった。ただし，浚渫土層の下端が砂層であった A 区画では，在来粘土層の表層約 5 m 部分において，浚渫土層を荷重とした自重圧密が進行している状態であった。粘土の圧密係数 c_v は浚渫粘土層および在来粘土層とも $120 \text{ cm}^2/\text{day}$ であった。図-13 に，浚渫粘土と在来粘土の c_v と間隙比 $e \sim$ 有効応力 p 関係を示す。

圧密改良の前後で実施した土質試験（サンプリング試料）の結果を図-14 に示す。浚渫土層は A 区画と B 区画とも，圧密改良による間隙比の減少量は明確でないが，一軸圧縮強さと圧密降伏応力は増加した。在来粘土層は，改良後には間隙比の減少と一軸圧縮強さの増加および圧密降伏応力の増加が明確に認められた。

RI コーン貫入試験の結果（B 区画）を図-15 に示す。砂層と粘土層の区別においては，砂層は粘土層に比べて，間隙比が 1.0 程度と小さく，先端抵抗と周面摩擦が大きく，かつ間隙水圧が静水圧に近いことを考慮した。図-

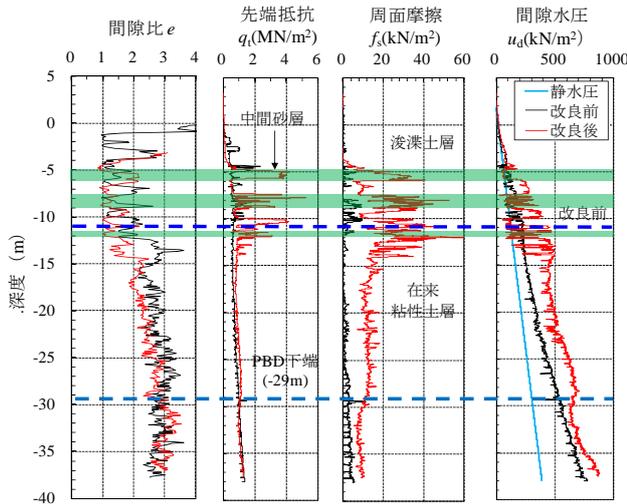


図-15 改良前後のRIコーン貫入試験結果 (B区画) ¹⁶⁾

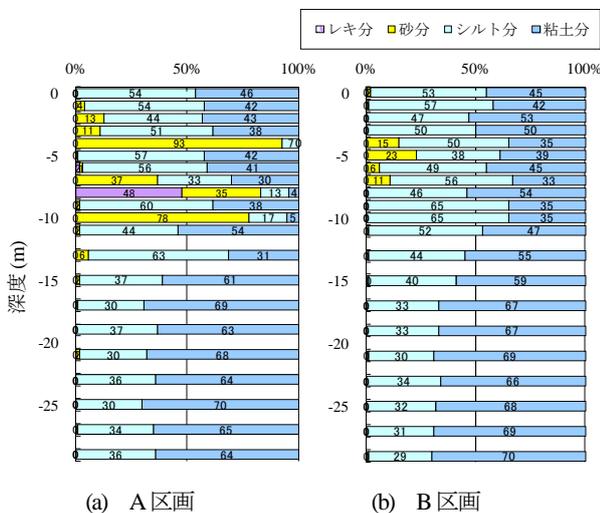


図-16 粒度組成の深度分布 ¹⁷⁾

15 に、改良後の中間砂層の位置を緑色で示す。圧密改良の前後で粘土層の土質特性を比較すると、先端抵抗の結果からは明確でないが、間隙比、周面摩擦と間隙水圧の結果に明確な違いがあり、サンプリング試料の試験結果と同様、圧密による改良効果を確認することができた。

(3) 砂の土質特性

A 区画と B 区画における粒度組成の深度分布を図-16 に示す。浅濺土層は砂分の多い箇所が随所に見られ、こうした層が排水層となって、粘土の自重圧密がほぼ終了したと考えられる。一方、在来粘性土層はほぼ均質な粘土層であることがわかる。

沈下予測には粘土の沈下量に、浅濺土層内にある中間砂層の沈下量を加算する必要がある。本施工の開始時点において、中間砂層の沈下量は細粒分含有量や相対密度

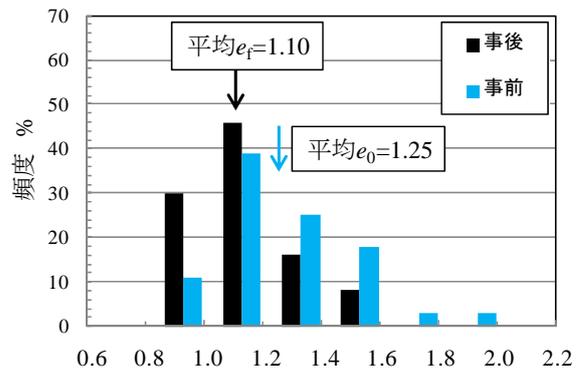


図-17 中間砂層の間隙比分布 ²⁰⁾

によって変化すると考えられるが、工事費節減の観点から詳細な試験を行うことはしないで、試験施工時に得られた改良前後の平均間隙比の変化 (RI コーン貫入試験結果) から算定した。すなわち、図-17 によると、圧密前の平均間隙比は $e_0=1.25$ であり、圧密後は $e_f=1.10$ であった。よって、砂層の沈下量は式(2)で求めた体積ひずみ $\Delta\varepsilon$ に層厚を乗じて求めた。 $e_0=1.25$, $e_f=1.10$ を式(1)に代入すると、 $\Delta\varepsilon$ は 6.7% となる。

$$\Delta\varepsilon = (e_0 - e_f) \times 100 / (1 + e_0) \quad (2)$$

5. 圧密管理

減容化施工において最も重要な管理項目は、時間～沈下曲線である。すなわち、実測の沈下曲線に双曲線法をフィッティングして平均圧密度の推移を把握し、必要な平均圧密度に達しているかを確認することである。また、真空圧密を適用する場合には設計どおりの負圧が粘土に作用しているか、を常時監視し、作用していない場合には適切な対策を講じる必要がある。このことは、盛土荷重は一定であるが、負圧は真空ポンプの調子や配管での漏れなどによって大きく変動するからであり、十分な負圧が継続して作用している場合には、十分な圧密改良効果が得られると考えられる。

粘土に作用している負圧としては、改良区画中央部における PBD 先端の負圧を代表値として計測した。この理由は真空ポンプから遠い位置にあり、負圧の漏れがあった場合にはその影響を既に受けているからである。計測方法は間隙水圧計によるものであり、間隙水圧計を取り付けた PBD を粘土層内に打設した。

(1) 負圧管理

A 区画と B 区画における負圧の測定結果を図-18 に示す ¹⁷⁾。図内の元圧は真空ポンプ室での値であり、 $-80 \sim -90 \text{ kN/m}^2$ とほぼ一定であった。一方、PBD 先端部にお

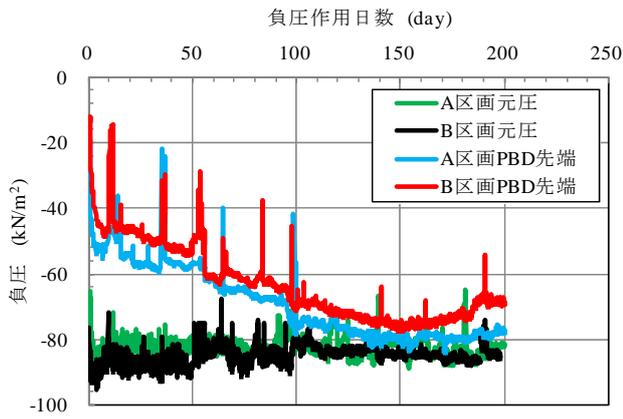


図-18 負圧の経時変化 (試験施工)¹⁷⁾

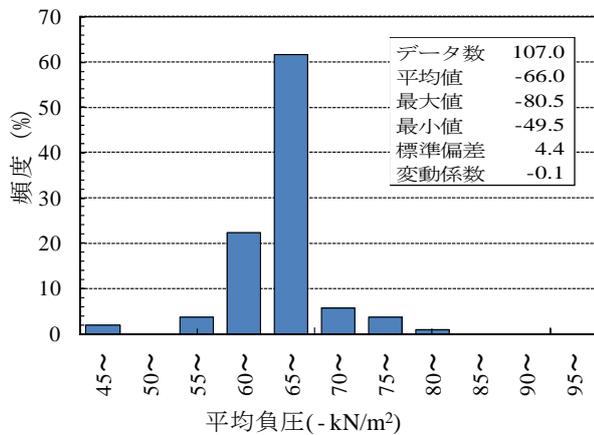


図-19 平均負圧の頻度分布

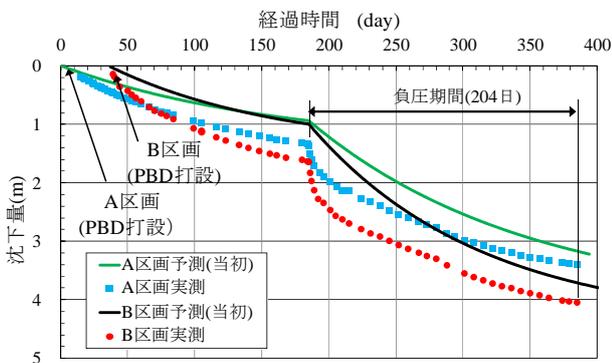


図-20 沈下曲線 (試験施工)¹⁷⁾

いては両区画とも、 -50 kN/m^2 程度から徐々に増加し、 $100 \sim 120$ 日を経過した時点において -70 kN/m^2 程度にまで増加した。こうした負圧の漸増現象は、圧密初期の排水量が沈下体積の $10 \sim 100$ 倍以上¹⁸⁾と多かったことから、浚渫土層内に存在する中間砂層を通じて改良区画周辺部からの吸水があったためと考えられる。この負圧の漸増現象はほぼすべての改良区画で観察された。通常のキャップ式真空圧密工法による改良では、中間砂層の深度に遮水シートをまきつけたPBD(事前の三成分コーン貫

表-1 計算(当初)と実測沈下の比較

区分	負圧204日時点		最終沈下量	
	沈下量	平均圧密度		
A区画	実測	3.40 m	71%	4.17 m
	計算	3.17 m	70%	
B区画	実測	4.04 m	80%	4.54 m
	計算	3.72 m	79%	

入試験で中間砂層の深度を特定し、PBD製造工場、砂層とその上下+1 m部分に遮水シートをまきつける)を打設して中間砂層からの吸水を防止するが(負圧が改良区域外に伝播して、周辺区域で沈下が生じるのを防ぐため)、本施工では中間砂層も減容化の対象層であること、および改良区画外側の護岸が遮水構造であり、護岸外からの吸水は生じないことから、遮水シートをまきつけないPBDを打設したためと考えられる。また、負圧載荷後に負圧が漸増したのは、負圧の伝播によって中間砂層の密度が増加し、透水係数が低下したためと考えられる。計画では、全改良区画の全負圧期間における平均値が -65 kN/m^2 以上を確保することであったが、実際の平均負圧は図-19に示すように、 -66.0 kN/m^2 であった。

(2) 沈下管理

A区画とB区画の各中央部における沈下曲線を図-20に示す。計算は当初(2007年度)の予測であり、この時点では中間砂層の沈下に関する資料は無かったため、砂層の沈下は考慮していない。実測の沈下はPBDを打設した時点から生じ、負圧を作用させた時点までにA区画で1.3 m、B区画で1.6 m程度の沈下が生じた。負圧を作用させた後は、初期に0.5 m程度の即時沈下が生じ、その後は緩やかな沈下となった。この即時沈下は中間砂層の圧縮沈下であると考えられる。PBD打設から負圧を停止した時点までの総沈下量はA区画で3.40 m、B区画で4.04 mであった。

表-1は計算(当初)と実測(双曲線法による実測沈下の予測値)の沈下量を比較したものである。計算(当初)は、最終沈下量 S_f は式(3)に示す C_c 法で求め、沈下速度はBarronの近似解¹⁹⁾で求めた。Barronの近似解は式(4)で求まる。以下では計算と実測の沈下量を比較する。

$$S_f = \frac{H}{1 + e_0} \left\{ C_c \log \left(\frac{p_0 + \Delta p}{p_c} \right) \right\} \quad (3)$$

$$U_h = 1 - \exp \left(-8 \frac{T_h}{F(n)} \right) \quad (4)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2}$$

$$T_h = \frac{c_h \cdot t}{d_e^2} \quad n = \frac{d_e}{d_w}$$

ここに、 H は層厚、 p_0 は有効土被り圧、 p_c は圧密降伏応力、 Δp は負圧 (-65 kN/m^2) である。また、 U_h は平均圧密度、 T_h は時間係数、 c_h は水平方向の圧密係数 ($c_h = c_v$)、 d_e は有効径 (=正方形配置の $1.13 \times 1.8 \text{ m}$)、 d_w はPBDの換算直径 (=8 cm) である。

負圧停止時の平均圧密度は、計算 (当初) では A 区画と B 区画でそれぞれ 70 % と 79 % になると予測していたが、実測では 71 % と 80 % となり、比較的近い値となった。計算 (当初) と実測の最終沈下量は、A 区画はそれぞれ 4.09 m と 4.17 m、B 区画は 4.43 m と 4.54 m となり、両区画ともほぼ近い値となった。計算 (当初) は砂層の沈下を含んでいないが、実測とほぼ一致したのは粘土の最終沈下量の計算に幾分の誤差を含んでいたためと考えられる。以上の結果、PBD 間隔が 2.0 m (A 区画) および 1.8 m (B 区画) の両区画とも、圧密速度は Barron の近似解が適用できると考えられる。

本施工においては PBD 間隔 d を 1.8 m とし、平均圧密度 U を 90 % に設定した。この理由は d と U を変化させた際の概算工事費を求め、この工事費を計算沈下量で除した際のコストが $d=1.8 \text{ m}$ と $U=90 \%$ において最小であったことによる。その結果、本工事での負圧期間は 310 日となった。

本施工における沈下の圧密管理フローを 図-21 に示す。沈下の圧密管理は次のように実施した。最初に、各施工区画の中央部において、RI コーン貫入試験を実施し、この調査結果を基に砂層と粘土層を区分した。この区分は RI コーン貫入試験から得られた先端抵抗、周面摩擦、間隙水圧および間隙比 e_0 の結果を考慮して決定したが、2009 年度頃からは上記と、実測沈下曲線と以下に示す理論沈下曲線のフィッティング結果などを考慮して、 $e_0 \leq 1.6$ を砂層と判断した。次に、得られた e_0 分布を用いて予測沈下計算を実施し、最終沈下量と時間～沈下曲線を求めた。その方法は、粘土層は沈下量が C_c 法、沈下速度が Terzaghi 理論に基づく鉛直方向排水 (中間砂層による排水効果) と Barron の近似解に基づく水平方向排水 (PBD による排水効果) をともに考慮できる式(5)の Carrilo の方法¹⁹⁾を用いた。試験施工での計算では Barron の近似解のみであったが、中間砂層が多い場合には、Carrilo の方法の方がより合理的であるという理由による。

$$U(t) = 1 - \{1 - U_v(t)\} \{1 - U_h(t)\} \quad (5)$$

ここに、 $U(t)$ は全体の平均圧密度、 $U_v(t)$ は鉛直方向の平均圧密度、 $U_h(t)$ は水平方向の平均圧密度である。

実測沈下曲線が得られると、実測沈下量の最新データが、[1]計算で求めた予測最終沈下量の 90 % 以上か、あるいは[2]双曲線法近似で求めた最終沈下量の 90 % 以上か、などを判断基準として負圧の停止時期を決定した。

以下では、試験施工区画において、図-21 の方法の妥当性を検討した結果を述べる。A 区画 ($d=2.0 \text{ m}$) と B 区画 ($d=1.8 \text{ m}$) における計算上の時間～層別沈下曲線を 図-22 に示す。図-22 の計算沈下量は 図-21 で示した圧

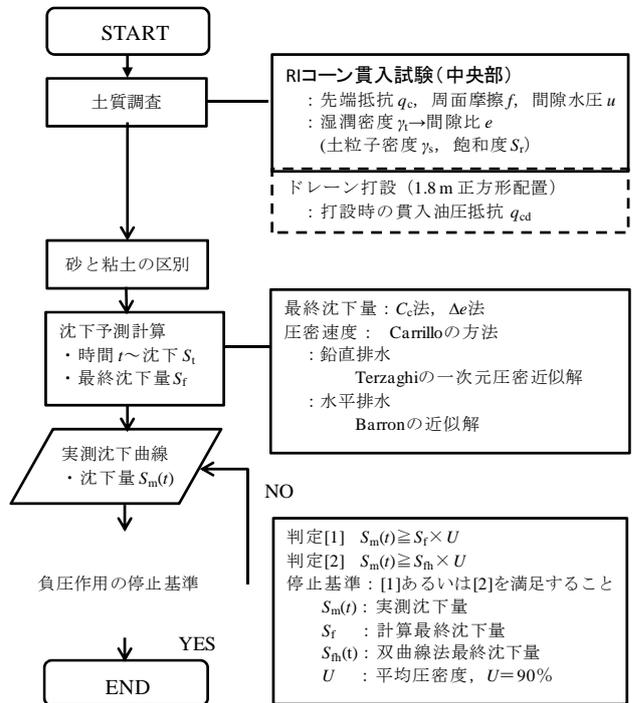
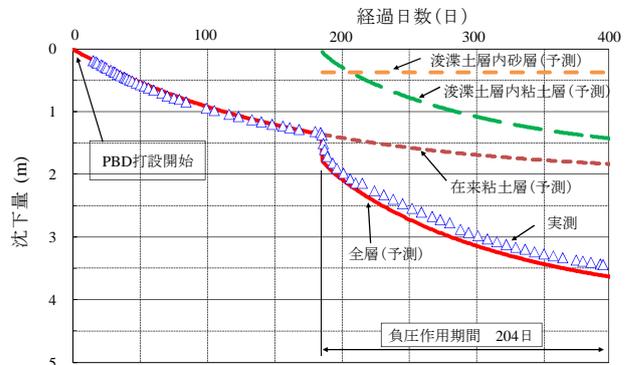
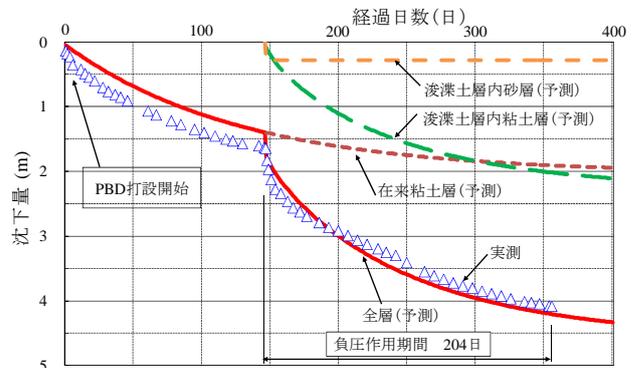


図-21 沈下の圧密管理フロー



(a) A区画



(b) B区画

図-22 時間～層別沈下曲線⁴⁾

密計算方法にしたがって求めたものである。PBDを打設すると、浚渫土層の自重を荷重とした在来粘土層の沈下が生じ、負圧を作用させると、浚渫粘土層、浚渫粘土層内の中間砂層、および在来粘土層で沈下が生じる。計算と実測の総沈下曲線を比較すると、A区画とB区画とも、両者は比較的良好一致することがわかる。砂層に関しては、沈下ひずみとして、 $\Delta e = 6.7\%$ (4.(3)節参照)を用いた。ちなみに、B区画の負圧停止時点(204日経過)における各層の計算沈下量によると、浚渫粘土層が2.0m、中間砂層が0.3m、在来粘土層が1.9mとなり、合計は4.2mとなった。負圧停止時における平均圧密度を算定すると、計算が85.3% (総沈下量 $S_f = 4.78$ m)、実測が82.7% ($S_f = 4.94$ m)となり、負圧を310日まで継続して作用させると、平均圧密度が90%以上になることが確認できた。

本施工において、実測と計算の沈下量を比較すると、総沈下量に関して必ずしも一致しない結果がいくつか見られるようになってきた。そこで、砂層と浚渫粘土層の総沈下量の計算精度を向上する目的で、次の修正を実施した。すなわち、砂層に関しては、 $\Delta e = 6.7\%$ と一律にするのではなく、表-2に示すように、 $e_0 < 1.1$ は沈下しない、 $1.1 \leq e_0 < 1.4$ は $e_f = 1.1$ として式(2)で沈下量を求め、 $1.4 \leq e_0 < 1.6$ は式(3)に示した C_c 法で沈下量を求めた。 $1.6 \leq e_0$ は浚渫粘土層として取り扱った。図-23は、図-13の結果から各試験結果の e_0 と C_c の結果をまとめたものである。この図によると、 e_0 と C_c には式(6)の関係が認められる。

$$C_c / (1 + e_0) = 0.2 \quad (6)$$

なお、表-2に示した $C_c = 0.5$ は式(6)において $e_0 = 1.5$ に対応

表-2 砂層の沈下量補正

間隙比 e_0	1.1以下	1.1~1.4	1.4~1.6
計算方法	$\Delta e = 0$	$\Delta e = (e_0 - e_f)$ $e_f = 1.1$	C_c 法 $C_c = 0.5$

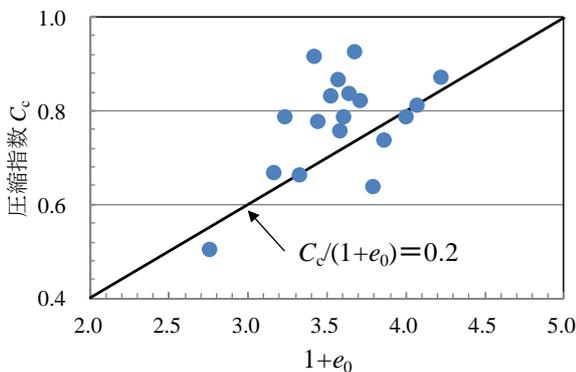


図-23 浚渫粘土の C_c の補正

する値である。また、 $1.4 \leq e_0 < 1.6$ は透水性が粘土よりも大きいと見做して排水層とした。浚渫粘土層についても、 $C_c = 0.88$ として一律で計算するのではなく、式(6)に示した土質特性の変化を考慮することにした。

以上の修正によって、負圧停止時の計算平均沈下量は、118区画の実測平均沈下量の-9.6%にまで一致させることができた。なお、計算沈下量が実測より小さくなった要因としては、処分場内と負圧ポンプ内との水位差(平均約1m)を圧密荷重の増加分として考慮していない影響などが考えられる。

6. 減容化効果

本章では、事業全体の減容化効果について述べる。減容化の施工面積は38.3万 m^2 であり、真空ポンプ1台が受け持つ面積を約3,200 m^2 として全体を118区画に分割し、それぞれの区画で真空圧密による減容化施工を実施した。圧密改良効果としては、各区画の中央部とその周辺部で沈下を測定した。

なお、2007年度には11区画で最初の本施工を実施し、圧密改良効果を把握した。詳細は文献(20)~(22)を参照されたい。

(1) 作用負圧

各区画中央部のPBD先端における負圧の平均値を頻度分布として、図-19に既に示した。全区画の平均値は-66.0 kN/m^2 であり、設計負圧の-65 kN/m^2 よりも-1.0 kN/m^2 ほど大きい負圧を作用させることができた。なお、データの中には、平均負圧が-65 kN/m^2 以上に至らなかった区画もあったが、これらの区画には厚い中間砂層が認められた。

(2) 沈下量

全区画の時間~沈下曲線を図-24に示す。この図は負圧作用時からの経過日数として示したものであり、PBD

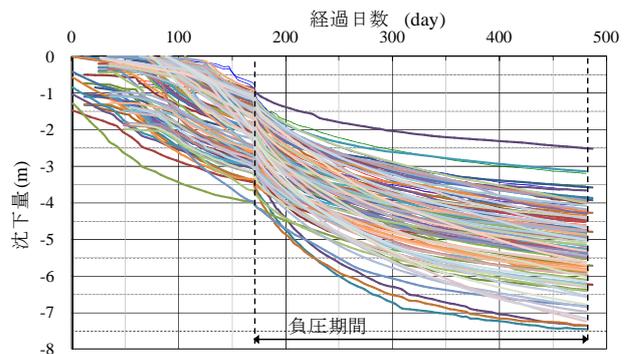


図-24 全区画の時間~沈下曲線

3.65	5.14	6.17	4.69	6.03	6.55	4.66	4.38	4.07	4.77	4.01	4.88	5.20	6.42	5.28	5.42	4.91	4.82	4.28	4.98	4.39	5.42	5.31	5.25	4.60	4.53	4.51
3.67	5.80																4.49	3.13	4.34	3.65	7.34					
3.73	6.41	7.17	5.63	7.24	6.97	5.71	5.94	4.17	4.62	3.97	5.49	5.81	5.01	4.30	5.88	4.51			4.67	5.60	7.44	4.41	3.20	3.54		試験
3.77	7.86	6.77	5.00	6.56	6.27	5.02	6.85	5.09	6.22	3.93	5.14	5.84	6.82	6.11	5.41	3.93			4.38	4.73	7.34	4.76	3.68	4.09		試験
3.60	5.20	5.62	4.42	5.31	6.29	5.45	5.84	4.76	4.94	4.87	5.96	5.37	5.74	5.25	5.32	4.23	4.73	4.46	5.88	4.77	6.36	5.71	6.23	3.58	4.79	
																			5.33	3.97	5.50	3.92	4.27	3.87	2.52	単位:m

図-25 各区画中央部の沈下量

表-3 減容化容積

施工年度		2007	2008 (その1)	2008 (その2)	2009 (その1)	2009 (その2)	2010 (その1)	2010 (その2)	2011	2012 (その1)	2012 (その2)	2013 (その1)	2013 (その2)	2014	合計/平均
改良面積	m ²	36503	26470	40151	35626	28840	26013	26578	25447	25447	26013	24881	26578	34488	383035
打設PBD	本	11325	8171	12425	11025	8925	8050	8225	7875	7875	8050	7700	8225	10675	118546
平均沈下量	m	4.36	4.35	5.55	4.66	4.68	5.36	5.78	4.77	4.83	5.48	6.40	5.67	5.10	5.13
減容化量	m ³	181243	134663	248980	186316	147596	154567	171169	137720	137525	156378	172761	162619	175739	2167276

注：2014年度の平均沈下量と減容化量は予測値

の打設は、経過時間が0～約100日の範囲にある。なお、PBDの打設時点（たとえば、経過時間がゼロ）において既に沈下が生じているが、この沈下は前年度に実施した減容化施工による連れ込み沈下である²³⁾。図-24によると、沈下速度は全体的に類似しているが、負圧停止時の沈下量が大きく変動することがわかる。負圧停止時の沈下量は、計算(C_c法)での最終沈下量の90%以上をすべて満足したが、双曲線法で求めた最終沈下量に対しては全平均で86.0%となり、90%をやや下回る結果となった。

図-25に、沈下量の平面分布を示す。なお、2014年度は現在負圧作用中であるので、計算値である。図-25によると、沈下量は区画ごとに変動があり、この要因としては、中間砂層の層厚が影響していると考えられる。図-26に、沈下量の頻度分布を示す。沈下量は2.52～7.86mの範囲にあり、平均は5.13mであった。図-27は中間砂層の合計厚さと沈下量の関係を示している。中間砂層の合計厚さが増加すると、それに反比例して、沈下量が減少する傾向がある。

(3) 減容化容積

粘土地盤をキャップ式真空圧密工法で改良すると、負圧の等方的な作用によって、改良と非改良域の境界部では改良域側へと向かう水平変位が生じ、地表面の沈下形状は改良域の外側の区域を含めて窪み状になることが知られている²⁴⁾²⁵⁾。そこで、同工法の技術マニュアル²⁾ではFEM圧密解析の結果から、沈下形状を図-28のように簡易的に算定する方法を提案している。すなわち、改良域

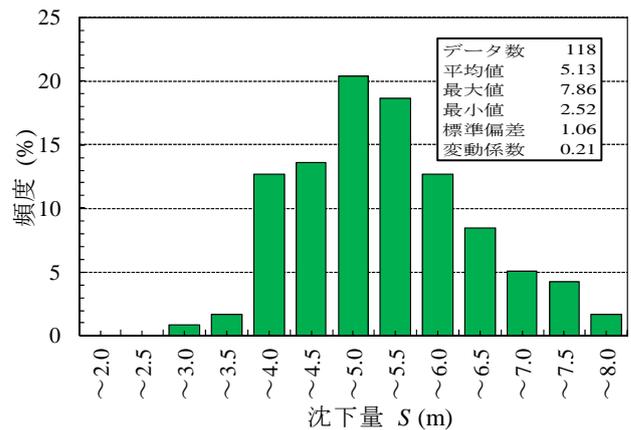


図-26 沈下量の頻度分布

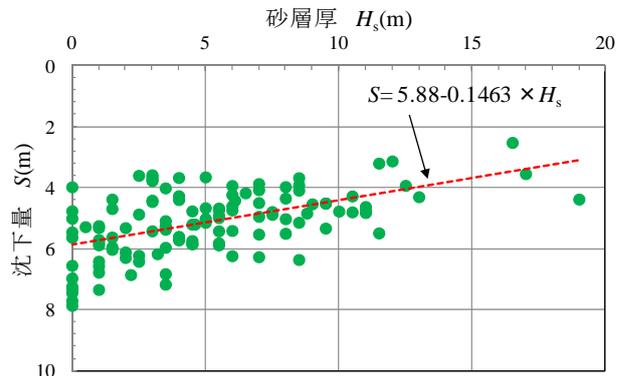


図-27 中間砂層の合計厚さと沈下量の関係

外側への変位の影響範囲は改良深度Hに等しいと仮定し、かつ改良域の境界から改良域内のH/2の範囲では沈下を低減することとしている。

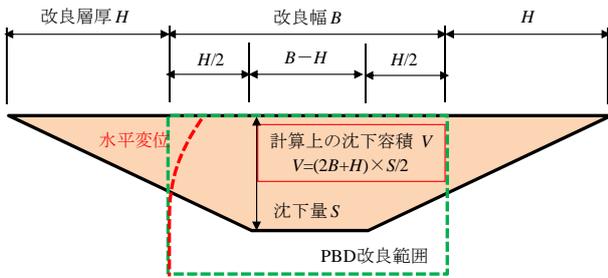


図-28 改良域の沈下分布 (技術マニュアル²⁾)

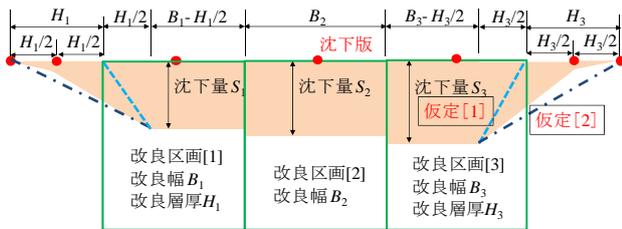


図-29 沈下測定地点と沈下容積の算定例

本減容化施工において、減容化容積は図-29 を考慮して次のように算定した。すなわち、

- 1) 負圧停止時においては各改良区域中央部の沈下量とともに、改良区域外側の2地点において沈下量を測定した。
- 2) 改良区域中央部の減容化量は、改良幅 B × 沈下量 S で求めた。通常、中間砂層が不均一に存在する場合には、沈下は平面的に一律ではなく不同沈下が生じると考えられる¹⁴⁾。その際の沈下容積は改良後に音波探査などの面的な測定の結果から算定することが望ましいが、本事例では浚渫土を連続的に埋立処分しており、浮泥が改良区域に流れ込んできたため、沈下の地表面分布を正確に把握することができなかった。
- 3) 改良区域端部(改良区画[3]で例示)の減容化量は改良域端部から改良域内 $H_3/2$ 地点の沈下を S_3 とし、改良域外側2地点との間の沈下を直線分布と仮定して求めた。

改良区域外側の各2地点で沈下を測定したのは、改良区域外側の減容化容積をより正確に把握するためである。たとえば、改良区域[3]の減容化容積 V は、沈下形状が仮定[1] (図-29 の青色破線) の場合は式(7)の V_1 、および仮定[2] (図-29 の濃い青色一点鎖線) の場合は式(7)の V_2 で求まる。実際の減容化容積は V_1 よりも V_2 に近い値であり、各年度の総減容化容積に対する比率は約 9~16% (全減容化容積に対しては約 12%) であった。改良区域全体における総減容化容積は平面ひずみ状態を仮定し、 V に奥行きを乗じて求めた。

$$V_1 = S_3 \times (B_3 - H_3/4) \quad (7)$$

$$V_2 = S_3 \times (B_3 + H_3/4)$$

以上のようにして求めた総減容化容積を年度毎にまとめると、表-3 のようになる。ただし、リバウンド量は測定していないので、考慮していない。当初計画では、減容化容積は 184 万 m^3 であると予想していたが、実際は 216.7 万 m^3 であった。新海面処分場への浚渫土の年間平均埋立処分計画量 (2012~2016 年の 5 年間) は約 94.2 万 m^3 であることを考慮すると、約 2.3 年分の埋立処分容積が新たに確保できたことになり、言い換えると約 2.3 年間、処分場を延命できたことになる。なお、数字は 2015 年 4 月の推定値である。

(4) 費用対効果

1区画の減容化に要した費用をその区画の減容化容積で除すると、空容積あたりの費用を求めることができる。1区画の空容積あたりの費用は 3,391~4,824 円/ m^3 の範囲にあり、全体 (118 区画) の平均は 3,967 円/ m^3 (2015年4月の推定値) であった。

7. まとめ

東京都新海面処分場Cブロックにおいて、粘土の減容化施工を実施した。施工は2005年度の試験施工から始め、2007年度~2015年度に本施工を実施した。本施工の実施にあたって得られた地盤工学上の要点をまとめると、次のようである。

- 1) 地盤は在来粘土層上に浚渫土を埋立処分した二層系粘土地盤であり、在来粘土層の土質は均一であったが、浚渫土層には多くの中間砂層が存在していた。
- 2) 減容化の施工にあたっては、水上施工であることを考慮し、粘土層の表層 1 m 部分を遮水シール層として利用するキャップ式真空圧密工法を採用したが、実施工で適用可能であった。
- 3) 圧密改良時に護岸が内側に連れ込み沈下するのを防ぐ目的で、減容化施工の平面範囲を護岸から 50~100 m の内側とした。将来的に廃棄物から出る汚水がPBDを通じて下部砂層に浸出するのを防ぐ目的で、PBDの打設下端深度を在来粘土層の下端から 3 m 上部とした。
- 4) PBDは打設本数を低減するために、幅 150 mm × 厚さ 3.9 mm の幅広PBDを用いた。PBDの打設間隔と負圧期間は、打設間隔と平均圧密度を変化させた際の概算工事費を求め、この工事費を計算沈下量で除した際のコストが最小になる条件で決定した。その結果、打設間隔は 1.8 m (正方形配置)、および平均圧密

度は90%となった。平均圧密度が90%になる負圧期間は310日である。

- 5) 設計負圧は平均 -65 kN/m^2 であった。PBDの先端で測定した負圧は負圧作用開始時は約 -50 kN/m^2 と低かったが、負圧期間の増加とともに漸増し、310日後には約 $-70 \sim -75 \text{ kN/m}^2$ に増加した。全区画の平均値は -66.0 kN/m^2 であった。
- 6) 実測の沈下量は $2.52 \sim 7.86 \text{ m}$ の範囲にあり、平均沈下量は 5.13 m であった。
- 7) 実測の減容化容積は 216.7 万m^3 であり、当初の予想値 184 万m^3 を11.8%上回った。当処分場への浚渫土の年間平均埋立処分計画量は約 94.2 万m^3 であることを考慮すると、約2.3年間、処分場を延命できたことになる。
- 8) 減容化に要した費用は、 $3,967 \text{ 円/m}^3$ であった。

以上のように、本減容化事業では想定どおりの大きな成果を得ることができた。なお、結論の6)、7)、8)で示した数字は2015年4月の推定値である。

沈下量は地盤の特性によって大きく変化することが考えられる。すなわち、在来粘土層に関しては層厚と圧密特性、未圧密の程度、その上に埋立処分された浚渫土層の質量が影響し、一方、浚渫土層に関しては層厚と圧密特性、中間砂層の存在、自重圧密の進行程度などが沈下量に影響する。真空圧密を採用すると、圧密荷重は -65 kN/m^2 程度まで作用させることができるが、それ以上は困難であり、おのずと荷重に限界がある。軟弱地盤の減容化事業を検討する際には、上記の要因を十分に考慮し、適切な事業計画を立案することが必要である。

ここで述べた本事業の内容は、試験施工に関しては文献26)、2007年度に最初に実施した本施工については文献27)、および2009年度までの主な結果は文献28)で既に報告した。本文は試験施工から本施工の終了までを総合的にまとめたものであり、本文が今後の参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 新海面処分場：東京都港湾局ホームページ、<http://www.kouwan.metro.tokyo.jp>
- 2) 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、2011。
- 3) 管理型廃棄物埋立護岸、設計・施工・管理マニュアル(改訂版)：(財)港湾空間高度化環境研究センター、pp.1-20、2010。
- 4) 松山公正、新舎博、藤森修吾：東京都新海面処分場の例について、地盤工学会誌「講座」、Vol.61, No.7, pp.53-60、2013。
- 5) 一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分に係る技術上の基準を定める省令、改正、平 10.6.16 総厚令。
- 6) 畑中保志、大槻康雄、新舎博、山下徹：新海面処分

- 場における真空圧密改良時の遮水基盤層の確保に関する考察、第44回地盤工学研究発表会、pp.1933-1934、2009。
- 7) 竹谷健一、長津辰男、山下徹：真空圧密による軟弱粘性土地盤の減容化試験施工(その1)、第42回地盤工学研究発表会、pp.917-918、2007。
- 8) 角俊行、大久保泰宏、中川大輔、多賀正記：新海面処分場における真空圧密ドレーン工法の選定と施工方法、第44回地盤工学研究発表会、pp.833-834、2009。
- 9) 中川大輔、廣井康伸：新海面処分場の延命化を可能にする真空圧密ドレーン工法とドレーン打設船「VCD-Triton」、建設の施工企画、pp.36-41、2008。
- 10) 汚濁防止砕付土砂送泥船「てんゆう」：技術パンフレット、ダイゴー土木(株)。
- 11) 渡部要一、畑中保志、新舎博、高将真、熊谷隆宏：中間砂層の堆積分布が圧密沈下に及ぼす影響、第46回地盤工学研究発表会、pp.805-806、2011。
- 12) 渡部要一、直井恒雄、新舎博、高将真、白神新一郎：PBD打設時のマンデルル貫入抵抗による地層断面推定法—中間砂層の分布調査—、地盤材料・地盤調査の精度とばらつきに関するシンポジウム、pp.197-204、2012。
- 13) Watabe, Y., Shinsha, H., Yoneya, H. and Ko, C. : Description of partial sandy layers of dredged clay deposit using penetration resistance in installation of prefabricated vertical drains, *Soils and Foundations*, Vol. 54, Issue 5, pp. 1006-1017, 2014.
- 14) 新舎博、米谷宏史、高将真、熊谷隆宏、渡部要一：局所的な中間砂層の堆積分布を考慮した粘土地盤の沈下評価、地盤工学ジャーナル、Vol.71, No.2、2015。
- 15) 和田光邦、新舎博、池野勝哉、吉村貢：RIコーンによる真空圧密改良地盤の状態測定、第43回地盤工学研究発表会、pp.149-150、2008。
- 16) 竹谷健一、新舎博、熊谷隆宏、宮本健児：真空圧密による軟弱粘性土地盤の減容化試験施工(その4)、第43回地盤工学研究発表会、pp.907-908、2008。
- 17) 宮越国夫、新舎博、中川大輔：真空圧密による軟弱粘性土地盤の減容化試験施工(その2)、第42回地盤工学研究発表会、pp.919-920、2007。
- 18) 直井恒雄、新舎博、日高征俊、高将真：新海面処分場減容化施工の吸引水量に関する考察、第47回地盤工学研究発表会、pp.875-876、2012。
- 19) 吉国洋：バーチカルドレーン工法の設計と施工管理、技報堂、pp.37-40、1979。
- 20) 角俊行、新舎博、山下徹、宮本健児：新海面処分場における軟弱地盤の減容化(その1)、第44回地盤工学研究発表会、pp.835-836、2009。
- 21) 畑中保志、新舎博、椎名貴彦、山下徹：新海面処分場における軟弱地盤の減容化(その2)、第44回地盤工学研究発表会、pp.837-838、2009。
- 22) 和田光邦、新舎博、山下徹、熊谷隆宏：新海面処分場における軟弱地盤の減容化(その3)、第64回土木学会年次講演会、pp.1009-1010、2009。
- 23) 直井恒雄、新舎博、日高雅俊、仁井克明：真空圧密における隣接ブロックの改良が改良区域の沈下に及ぼす影響、第46回地盤工学研究発表会、pp.795-796、2011。
- 24) 宮越国夫、山下徹、新舎博、椎名貴彦：真空圧密に

- よる軟弱粘性土地盤の減容化試験施工(その3), 第43回地盤工学研究発表会, pp.905-906, 2008.
- 25) 中岡淳二, 米谷宏史, 仁井克明, 本永博明: 浚渫粘性土を埋め立てた未圧密地盤への真空圧密工法の適用(その1), 第40回地盤工学研究発表会, pp.1053-1054, 2005.
- 26) 手塚博治, 竹谷健一, 新舎博, 山下徹: 新海面処分場の延命化対策-真空圧密による軟弱地盤の減減化-, 地盤工学会誌, Vol.56, No.9, pp.14-17, 2008.
- 27) 鈴木和実, 新舎博, 山下徹, 椎名貴彦: 真空圧密による新海面処分場の減容化対策, 地盤工学会, 第54回シンポジウム, pp.551-556, 2009.
- 28) 直井恒雄, 渡部要一, 新舎博, 日高征俊, 白神新一郎: 新海面処分場の延命化対策-真空圧密工法による減容化効果-, 土木学会論文集 B3, Vol.68, No.2, pp.498-503, 2012.

(2015. 5. 27 受付)

BULK COMPRESSION EXECUTION OF CLAYEY SOIL FOR PROLONGING THE NEW WASTE DISPOSAL AREA IN TOKYO BAY

Masaki ONO, Hiroshi SHINSHA, Daisuke NAKAGAWA,
Hiroaki MARUOKA and Ayato TSUTSUMI

The New Waste Disposal Area in Tokyo Bay is the last place available in the region where the wastes including municipal/industrial wastes, construction waste soil, dredged soil and others can be disposed. This disposal area is required to be available for a long period. A work for bulk compression of disposed clayey soils was carried out with the vacuum consolidation method at the block C of the area to prolong its service life. In this project, the prefabricated vertical drains (PVD) with a width of 150 mm and a thickness of 3.9 mm were used. The PVD were installed in a square placement of 1.8 m to the clay layers of +1.5 to -33.8 m in average elevations, to which the vacuum pressure of -65 kN/m^2 was applied for 310 days. After a trial execution in 2005, full-scale work started in 2007 and ended in 2015. The vacuum consolidation method was applied to the area of $383,000 \text{ m}^2$ and the average consolidation settlement observed was 5.13 m. As a result, the estimated amount of bulk compression attains a value of $2,167,000 \text{ m}^3$ which corresponds approximately to the amount of soils dredged in Tokyo Bay for 2.3 years. This paper describes the general overview of this project in terms of geotechnical engineering.