
招待論文

Invited Paper

招待論文

大規模沖合人工島の建設における地盤改良工法の 将来展望と一事例

FUTURE PROSPECTS OF SOIL IMPROVEMENT METHODS TO BE APPLIED FOR THE CONSTRUCTION OF LARGE-SCALE OFFSHORE ARTIFICIAL ISLANDS

前田 進*

By Susumu MAEDA

1. はしがき

最近沖合人工島の建設構想が運輸省を中心に具体的に策定されている。現在構想されているものの多くはそれほど大規模でもなく、また地盤も良好な地点が選定されているようであるが、今後は地盤条件のよい地点だけを選定していくというわけにもいかないであろう。人工島に対する需要が大きいのには、何といっても東京湾、大阪湾、伊勢湾などであり、これらの沿岸海域の多くは軟弱地盤という問題をかかえている。

この小論は、今後増加するであろう大規模沖合人工島の建設に用いられる地盤改良工法の選択にあたっての課題と将来への期待を述べ、次いで関西国際空港のための沖合人工島に適用したサンドドレーン改良地盤の沈下安定管理システムを1つの事例として紹介するものである。

2. 大規模沖合人工島の建設における地盤改良工法の展望

軟弱地盤上の埋立地はわが国に数多くあるが、以下に述べる関西国際空港島のように護岸のみならず埋立地全域の地盤改良を実施した例はこれまでほとんど皆無である。今後造成される人工島の場合も、その目的と機能に対応して地盤改良の範囲が決定されるであろう。また、改良工法は、護岸や埋立地の果たすべき機能、工期、経済性などを総合的に勘案して選択されることになる。護

岸の場合は、護岸の果たすべき機能のうち、係船のために直立壁が求められているかどうか、多少の沈下や不等沈下が許容されるかどうか、地盤改良工法の選択に大きな影響を与える。たとえば、外周護岸に係船岸としての機能が求められる場合、一定以上の残留沈下は許されない。

関西国際空港島は、大阪湾泉州沖5kmの軟弱地盤上に建設されつつあるわが国はもちろん世界にも類例をみない本格的人工島の第1号である¹⁾。面積約500ha、水深約18.5m、沈下代を見込むと埋立土層の厚さが約30m、総土量約150百万m³という人工島を経済的にしかも急速に建設するためには、適切な地盤改良工法の選択と粘土地盤の挙動管理を主体とする施工管理手法が必要であった。人工島の規模が大きくなればなるほど、経済性の確保が重要である。

大規模沖合人工島の建設に適用できる軟弱地盤改良工法は、残念ながらごく限られたものしかない。パーチカルドレーン工法、サンドコンパクションパイル工法、深層混合処理工法などである。限られた工法の中での選択ということになるが、考慮すべき要件として著者は、水域環境に与える影響、材料の制約、効率的な作業船の確保そしてパーチカルドレーンの場合は施工管理を特に指摘しておきたい。

水域環境に対する影響の問題は特に説明を要しないと思うので説明を割愛したい。材料については工事の規模が大きいために、その安定的確保と経済性、供給地の環境問題に留意しなければならない。すなわち、大量の海砂は、山土よりも取得が困難であり、値段も多くの場合山土よりも高価である。そして海砂の採取はその付近の海岸浸食などの問題を引き起こす。したがって、サンド

* 正会員 工博 関西国際空港(株)常務取締役
(〒542 大阪市中央区南船場3-11-18)

Keywords: offshore artificial island, soil improvement, vertical drain method, sand drain method, settlement and stability control



写真一 完成近い空港島外周護岸 (1989年4月)

ドレーン工法に代わってカードボードなど海砂を用いないパーチャルドレーン工法が開発されていることは、適切な方向であるといえよう。サンドコンパクションバイル工法は、その置換率にもよるが、一般に海砂を多用する工法であるので、関西国際空港の現場において海砂の代わりに経済的な山土を用いる試験工事を実施してみた。しかし、山土の場合、従来の海砂を前提とした作業船では施工性が悪く、山土の本格的な使用を断念した。山土の利用にも適した作業船の開発が望まれる。一方、すでに運輸省で研究が進められつつあるが、低置換率の工法を経済性の点から期待したい。

次に、急速施工と経済性の確保を可能ならしめる大きな要素は、効率的な大型作業船の開発である。この面はすでに相当進んでいる。サンドドレーン船は14連装、サンドコンパクション船は6連装のものが関西国際空港の現場で活躍した。杭の打設管理が近代的な設備により行われる。地盤の微妙な変化にもかかわらず、14本なり6本の杭を同時に円滑に打設できることが全体の能率を左右する。

各種軟弱地盤工法の中で入念な施工管理が必要なものは、サンドドレーンのように圧密の促進に期待する工法の場合である。大規模な人工島の地盤改良には広範な改良区域を対象として手間のかからない、かつ経済的な施

工管理システムが有用である。関西国際空港島ではサンドドレーン工法を大規模に使用したが、その護岸工事に適用した沈下安定管理システムの概要を次章以下に紹介したい。

3. 地盤改良のための沈下安定管理システム

(1) 沈下安定管理システムの必要性

軟弱地盤を改良してその上に構造物を建設する場合、特にサンドドレーン工法をはじめとするパーチャルドレーン工法のように圧密の促進に期待する工法の場合、地盤の挙動を設計、施工段階を通じて十分に把握しておくことが不可欠である。しかし、実際問題として土質定数には必ずある範囲のばらつきがあり、地盤の挙動は設計どおりにならないことの方が多い。土質定数はサンプリングや土質試験の精度によっても左右されるし、ある現場の広がりの中では場所の違い、層厚の違いによってもばらつきが生じる。設計に採用する土質定数は、これらを総合的に勘案した平均的な値である。施工中の載荷の方法や単位体積重量の違いなども地盤の挙動に影響を及ぼす。

このように土質定数のばらつきは不可避であるので、軟弱地盤上に構造物を建設する場合、工事の規模、地盤改良工法、地盤の上に乗る構造物の特性や施工法に対応

した適切な沈下安定管理手法が必要である。関西国際空港島の護岸の場合、主として経済的な理由によりサンドドレーン工法と傾斜土積護岸の組合せを大宗としたので、サンドドレーン改良地盤の沈下安定管理システムであるが、他のバーチカルドレーン工法にも適用可能な汎用性のあるシステムと考えている。

(2) 沈下安定管理システムの概要

本論文で提案する沈下安定管理システムを簡単に図化すると図-1のとおりである。土質定数がある範囲で変動した場合に構造物の安定性がどのように影響を受けるかを施工前に把握する「施工シミュレーション」、本工事区間の一部に先行調査工区を設定し地盤挙動を詳細に把握する「先行調査」、大規模な人工島という広がりの中で、先行調査で得られた情報を補完する「一般工区(本工事部分)における調査」の3項目の調査によって構成されるシステムである。これら3項目の調査の結果を解析して地盤挙動を総合的に評価し、設計断面や施工方法、施工速度などへフィードバックするものである。調査結果の解析には当然、地盤挙動の将来予測が含まれ、それが主要な解析事項となる。

本システムの特徴は「先行調査」部分にある。設計に先立って地盤の調査や施工法の検討などを実施することはどんな工事でも行われるが、ここでいう「先行調査」とは、本工事の一部を本工事と同じ施工法で先行的に進めることとし、その区間に各種の測定機器を設置し、地盤の挙動を先行的に把握しようとするものである。そしてこれにより得られた情報を本工事に適用すること、また、このことによって本工事区間における調査を簡略化しようという点にねらいがある。このことが本工事のスピードアップにつながる。

このシステムはある広がりをもった工事区域の土質性状が比較的均質な場合に有効である。大河川の河口のように地盤から比較的複雑に変化する地点には不向きである。関西国際空港島のように海岸から5kmも離れた地点であり地盤が層序や土質性状、また堆積過程などからみて比較的安定しているような条件があればこのシステムの適用が可能である。

説明するまでもないと思うがここで沈下管理と安定管理の不可分性について述べておきたい。沈下管理とは主として地盤の圧密沈下に注目しており、安定管理は粘土

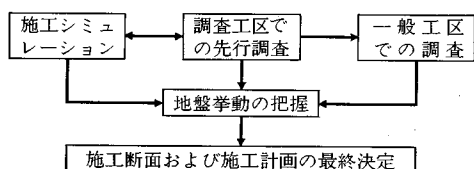


図-1 沈下安定管理システムの概念図

の強度の増加に着目している。一例を挙げれば、地盤の沈下が認められてもそれが圧密による沈下なのか、地盤の側方流動による沈下なのかは強度増加量を確認しないと判断できない。また、沈下が少ないが強度があるからといって無計画に載荷すると、円形すべりのカウンターウェイトが不足して所要の安全率が得られないという場合もあり得るのである。以下にサンドドレーン改良地盤の沈下安定管理システムの適用例について述べる。

4. 沈下安定管理システムの適用例

(1) 関西国際空港島の地盤の概要

空港島建設地点の海底地形は、泉州海岸から沖合へ向かって傾斜する単斜構造で、建設地点付近の海底勾配は約1/750と緩やかである。軟弱な沖積粘土の層厚は沖側(淡路島側)の護岸部で約20m、岸側で約16mである。沖積層の下の洪積層は、砂礫層と粘土層の互層で数百mにわたって堆積している。

a) 物理特性

沖積粘土、洪積粘土ともに、シルト分40~60%、粘土分60~40%、土粒子の比重 G_s は約2.68であった。沖積粘土の表層付近には含水比が100%を越え、液性限界を上回るようなきわめて軟弱で不安定な粘土が存在する。また、洪積層では $W_L > 1.1 W_n$ で、沖積層よりも自然含水比の小さな比較的安定した粘土である。空港島海域の粘土は、沖積、洪積層ともほとんどがCH、つまり高塑性無機質粘土である。

b) 強度特性

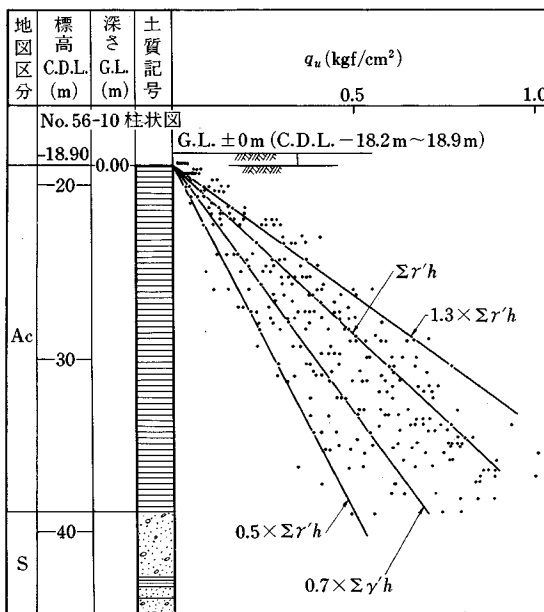


図-2 一軸圧縮強度(沖積層)の深さ方向の分布

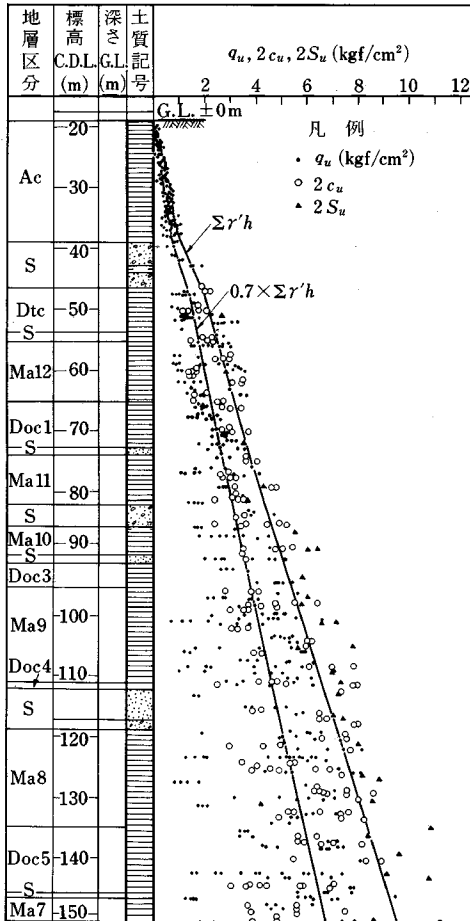


図-3 一軸圧縮強度（洪積層）の深さ方向の分布

沖積粘土の一軸圧縮強度の一例を図-2に、洪積粘土の一軸圧縮強度 q_u 値と $2c_u$ 値 (UU 試験結果), $2S_u (= \sigma_1 - \sigma_3)$ 値 (CU 試験結果) を整理したものを図-3に示す。図-2によると、沖積粘土の q_u 値にはあるばらつきがあるが、深さとともに増加しており、多くのものは $(0.7 \sim 1.0) \Sigma \gamma h$ の範囲に分布している。一方、図-3によると、洪積粘土の q_u 値は同一深度でもばらつきがみられ、深度が深くなるに従いその差異は大きくなるようであるが、全体としては深さ方向に対して増大する傾向が認められる。 $2S_u$ 値は全般的に同一深度における強度の差異が少なく、 q_u 値もしくは $2c_u$ 値の最大値付近に分布している。また洪積層の各層はある地層を境に強度が急に大きくなったりするような不連続な点は認められない。

次に CU 試験の結果から得られた沖積粘土の強度の増加率 c_u/p を図-4に示す。この図によると圧密圧力 p が小さい範囲を除けば c_u/p はほぼ一定で、約 0.36 である。

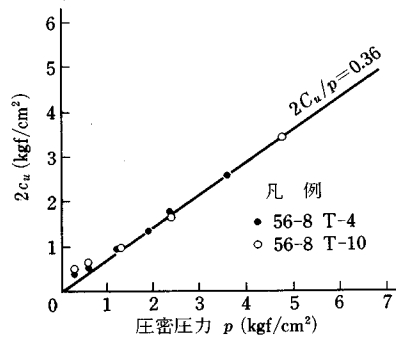


図-4 沖積粘土の強度増加率

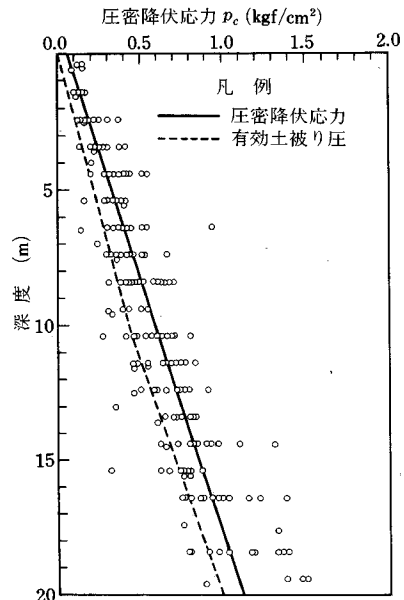


図-5 圧密降伏応力 p_c と深度の関係

c) 圧密特性

深度ごとに求めた圧密降伏応力 p_c を有効土被り圧 $\Sigma \gamma h$ のラインと比較したものが図-5である。沖積粘土は過去に過圧密荷重を受けるような地質学的履歴を経っていないが、図-5をみると有効土被り圧よりも圧密降伏応力がわずかに大きく、Bjerrum²⁾の指摘している「時間効果による疑似過圧密」が生じているものと思われる³⁾。一方、洪積層は過圧密比 1.3 程度の過圧密粘土である。沖積粘土の体積圧縮係数 m_v は $(0.07 \sim 0.23) p^{-1.08} \text{ cm}^2/\text{kgf}$ 、また、圧密係数 c_v は $60 \sim 140 \text{ cm}^2/\text{day}$ の範囲に分布している。

(2) サンドドレーン工と傾斜石積護岸の設計概要

a) 地盤改良工法の選定

沖積粘土層の地盤改良工法としては、上に載る護岸の機能面から要請される構造上の制約 (たとえば直立タイプが必要かなど)、施工性 (現場の施工条件など)、資材、

機材の安定供給、環境保全、経済性などを総合的に比較検討し、サンドドレーン工法を採用した。すなわち、空港島護岸の全延長約11kmのうち、約77%、約8.5kmについてサンドドレーン工法を適用することとした。残余の部分については、護岸のタイプとして直立消波ケーソンタイプ、鋼製セルタイプを選定したので、沈下の少ないサンドコンパクションパイル工法を採用した。

サンドドレーンは、護岸概成（水面上に立ち上がらせること）までの工期が短いこと等を考慮し、護岸直下部分については杭間隔2.0m、埋立地側は2.5mとした。杭の直径は400mmである。総本数は護岸部分が約40万本である。埋立地部分にも全面的にサンドドレーン工法を適用したが、埋立地は工期、経済性を考慮して杭間隔を2.5mとした。その本数は約60万本で、護岸と合わせて約100万本である。港湾工事における改良長が20m以上のサンドドレーンの施工実績を昭和45年から58年までの14年間についてみると、約23万本である。100万本という数がいかに膨大であるかがわかる。

b) 設計のための土質条件

サンドドレーンと護岸本体の設計に用いた土質柱状図を図-6に示す。沖積粘土のせん断強度は、一軸圧縮強度 q_u の1/2を非排水せん断強度 c_u として

$$c_u = 0.2 Z \text{ (tf/m}^2\text{)} \dots\dots\dots (1)$$

とした。

ここに、 Z ：海底面からの深さ (m)。

その他の設計定数は次のとおりとした。

- 沖積粘土の強度増加率
 $c_u/p = 0.3 \dots\dots\dots (2)$
- 体積圧縮係数 $m_v = 0.18 p^{-1.08} \text{ cm}^2/\text{kgf}$

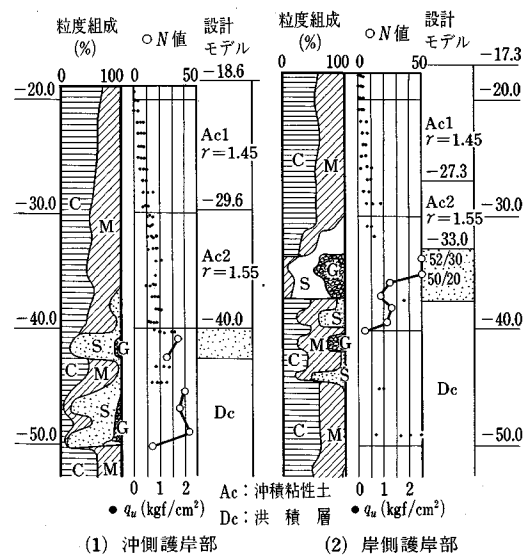


図-6 護岸の設計のための土質柱状図

• 圧密係数 c_v および c_h ：サンドドレーンの設計の場合、通常 $c_h = c_v$ とする。圧密試験から得られた $c_v = 90 \text{ cm}^2/\text{day}$ を c_h として用いることとした。

• 単位体積重量 沖積粘土の単位体積重量 γ は、ボーリングの結果から上層10~11mの部分で 1.45 tf/m^3 、それ以下の部分で 1.55 tf/m^3 とし、水中単位体積重量 γ' はそれぞれ 0.45 tf/m^3 、 0.55 tf/m^3 とした。

敷砂、盛砂、捨石および埋立土砂は $\gamma = 1.8 \text{ tf/m}^3$ (空中)、 $\gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3$ (水中) とした。

• 内部摩擦角 ϕ 敷砂、盛砂、埋立土砂 $\phi = 30^\circ$ 、捨石 $\phi = 40^\circ$ 。

c) サンドドレーンの設計概要

サンドドレーンによる圧密度の算定には Barron の理論解⁴⁾を用いた。沖積粘土の段階載荷による圧密沈下量の計算には m_v 法を利用したが、段階載荷の各施工段階ごとの沈下量が大きいため、分割された沖積層の層厚は施工段階ごとに変化させるべきである。そこで沈下量の算定は次式によることとした。

$$\delta_n = m_{vn} \cdot \Delta p_n \cdot \left(H_0 - \sum_{j=1}^{n-1} \delta_j \right) \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_n$ ：各施工段階の荷重に対する最終沈下量

$\Delta p_1, \Delta p_2, \dots, \Delta p_n$ ：各施工段階の増加圧密圧力

H_0 ：沖積粘土層の原層厚

粘土の非排水せん断強度の増加 Δc_u は次式により算定した。

$$\Delta c_u = c_u/p \cdot \Delta p \cdot (0.9 U) \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 Δp ：圧密圧力の増分

c_u/p ：強度増加率 (=0.3)

U ：沈下に関する平均圧密度

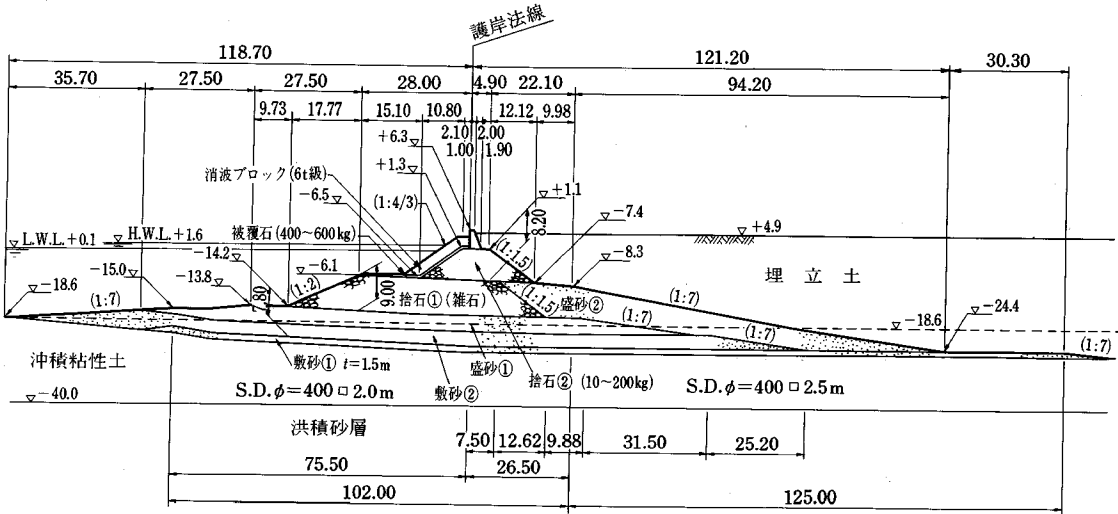
圧密沈下に伴う地盤の強度増加は沈下速度に比較して遅れるので U の代わりに $0.9 U$ を用いることとした。

杭の打設間隔および杭径は先述のとおりであるが、施工上の都合により $2.0 \text{ m} \times 2.0 \text{ m}$ の部分は $2.5 \text{ m} \times 1.6 \text{ m}$ とした。この決定にあたっては有限要素法⁵⁾による圧密解析結果をも参考とし、圧密促進効果の面に大差のないことを確認した。

d) 傾斜石積護岸の設計概要

傾斜石積護岸の構造断面の一例を示すと図-7のとおりである。サンドドレーンの主要な排水層となる敷砂①(海砂)の上に山土と捨石を盛り上げていく構造である。消波ブロックは波当たりの強い西側および南側の護岸のみに用いる。捨石①は雑石、捨石②は10~200kgの重量である。設計の主要な点は次のとおりである。

- ① 護岸(上部工)の天端高は越波量から設定する。設計に用いた波高は約3.5m(有義波, 50年確率波)である。



注) ()内は施工時ののり勾配を示す。

単位：m

図-7 傾斜石積護岸の完成断面

表-1 施工シミュレーションに用いたパラメーターの組合せ

m_v (cm ² /kgf)	$0.18p^{-1.08}$				$0.18p^{-1.08}$		$0.23p^{-1.13}$	
p_c (kgf/cm ²)	$\Sigma\gamma'h$				$\Sigma\gamma'h+0.25$		$\Sigma\gamma'h$	
c_h (cm ² /d)	90	90	60	60	90	90		
圧密期間(月)	6	4	6	5	6	6		
c_u/p	0.3	基本ケース	ケース③	ケース④	ケース⑦	ケース⑧	ケース⑨	ケース⑩
	0.25	ケース①						
	0.2	ケース②		ケース⑤	ケース⑥			
備考					天端管理	層厚管理	天端管理	層厚管理

② 海砂，山砂の部分ののり勾配は1：7，捨石①は海側1：2，埋立側1：1.5とする。これらは直投実験，既往の実績，施工性などを考慮して定めたものである。

③ 捨石①の天端高は捨石②によって構成される堤体に衝撃砕波圧を発生させないように設定する。

④ その他の形状については，圧密沈下および圧密による強度増加を考慮して，各施工段階における円形すべりに対する安定，作業船の施工性，経済性などから設定する。

なお，円形すべりに対する安定のための安全率としては原則として1.3を採用した。また，護岸の施工中の安定上捨石①および捨石②の施工前にそれぞれ6か月の安定期間をおくこととしている。

e) 出来形施工管理の考え方

一般に港湾工事で行われている施工の出来形管理は，設計図書に定められた水深や天端高に仕上げる「天端高管理」の方法である。本プロジェクトの場合，施工中にかなりの沈下があり，天端高さでの管理をすると完成ま

での施工時期の違いにより，施工場所ごとに堤体の厚さが変化し，均一な構造物に仕上げることができない。このため本工事では，出来形管理手法として「層厚管理」の手法を採用することとした。

(3) 施工シミュレーション

「施工シミュレーション」は，「調査工区での先行調査」や「一般工区での調査」に先立って施工手順や土質定数が設計での設定と異なる場合の地盤の挙動範囲を予測し，目安をつけるという機能をもっている。具体的には円形すべりの安全率についてのシミュレーションで，変化させるパラメーターについては，強度増加に関するものと沈下に関するものとして次のような項目を選定し表-1のように数値を定めた。

- 地盤の強度増加に関するもの 強度増加率 c_u/p ， c_h ，および圧密期間
- 沈下に関するもの m_v ，圧密降伏応力 p_c ， c_h

まず図-8に強度の発現状況の変動に起因する安全率の変化の計算結果を示す。また，図-9には沈下量の変動による安全率の変化を示す。両図とも基本ケースは，

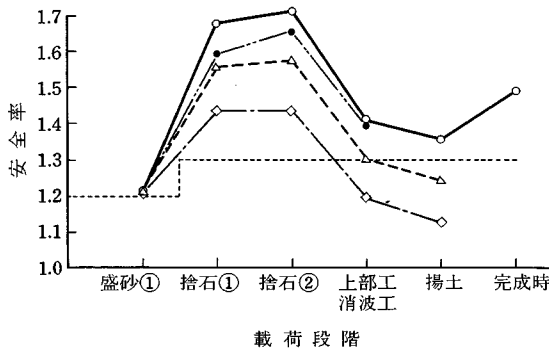
設計で採用した土質定数や圧密期間を採用した場合である。図-8をみると、捨石②までの施工段階であれば、ある程度強度の発現状況が悪く、かつ圧密期間の短いケース⑥の場合でも捨石②までは施工可能であると考えられる。また、ケース③をみると、強度の発現が設計時の予測どおりであれば、圧密期間を4か月に短縮することが可能である。

一方、図-9によって、捨石①までの施工段階において「天端管理」(ケース⑦と⑨)と「層厚管理」(ケース⑧と⑩)に分けて安全率の違いをみると、沈下量の小さいケース⑦の安全率は、沈下量の小さい分だけ施工層厚がケース⑧よりも薄くなるため、ケース⑧よりも円形すべりにおける滑動モーメントが小さくなり、それに応じて

安全率が大きくなる。各ケースの層厚を設計時の設定と比較したものを表-2に示す。沈下量が設計より大きいケース⑨、⑩ではこれと逆になり、天端管理の方が安全率が小さくなる。なお、捨石②以後の施工にこのことがあてはまらないのは、捨石②では最終的な護岸断面形状が当初の設計に近くなるようにシミュレーションの中で層厚を変化させているからである。特にケース⑧、⑨の場合、盛砂①の施工の際、許容安全率を下回ることに注意を払う必要がある。盛砂①の施工時は地盤の挙動に関する情報が少なく、適切な予報が困難であるので設計層厚を2回に分けて施工し、天端高を計画どおり-10mとするのがよいと判断される。

凡例

記号	ケース	m_v (cm^2/kgf)	c_h (cm^2/d)	p_c (kgf/cm^2)	c_u/p	圧密期間 (月)
○—○	基本ケース	$0.18p^{-1.08}$	90	$\Sigma r/h$	0.3	6
△—△	ケース①	$0.18p^{-1.08}$	90	$\Sigma r/h$	0.25	6
◇—◇	ケース②	$0.18p^{-1.08}$	90	$\Sigma r/h$	0.2	6
●—●	ケース③	$0.18p^{-1.08}$	90	$\Sigma r/h$	0.3	4
-----	許容安全率					



凡例

記号	ケース	m_v (cm^2/kgf)	c_h (cm^2/d)	p_c (kgf/cm^2)	c_u/p	圧密期間 (月)
△—△	ケース④	$0.18p^{-1.08}$	60	$\Sigma r/h$	0.3	6
◇—◇	ケース⑤	$0.18p^{-1.08}$	60	$\Sigma r/h$	0.2	6
●—●	ケース⑥	$0.18p^{-1.08}$	60	$\Sigma r/h$	0.2	5
-----	許容安全率					

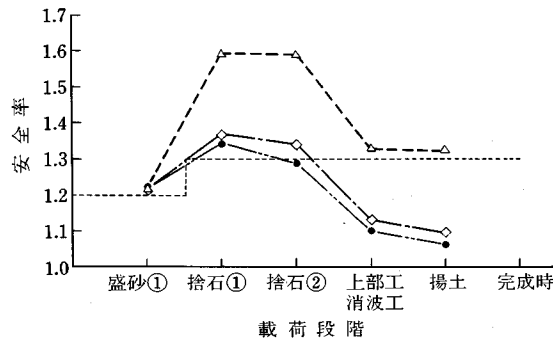
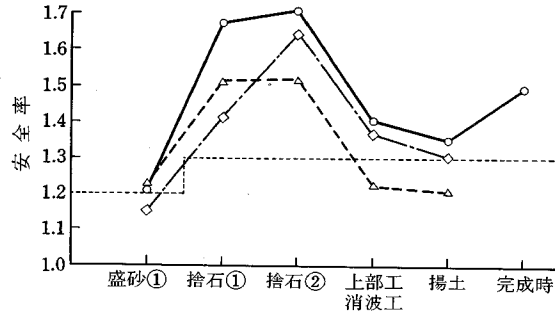


図-8 強度発現の変動に関するシミュレーションの結果

凡例

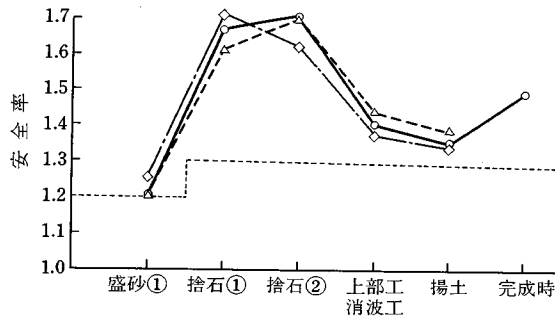
記号	ケース	m_p (cm^2/kgf)	c_h (cm^2/d)	p_c (kgf/cm^2)	c_u/p	圧密期間 (月)	出来形 施工管理
○—○	基本ケース	$0.18p^{-1.08}$	90	$\Sigma r'h$	0.3	6	—
△—△	ケース⑦	$0.18p^{-1.08}$	90	$\Sigma r'h+0.25$	0.3	6	天端管理
◇—◇	ケース⑧	$0.18p^{-1.08}$	90	$\Sigma r'h+0.25$	0.3	6	層厚管理
----	許容安全率						



載荷段階

凡例

記号	ケース	m_p (cm^2/kgf)	c_h (cm^2/d)	p_c (kgf/cm^2)	c_u/p	圧密期間 (月)	出来形 施工管理
○—○	基本ケース	$0.18p^{-1.08}$	90	$\Sigma r'h$	0.3	6	—
△—△	ケース⑨	$0.23p^{-1.13}$	90	$\Sigma r'h$	0.3	6	天端管理
◇—◇	ケース⑩	$0.23p^{-1.13}$	90	$\Sigma r'h$	0.3	6	層厚管理
----	許容安全率						



載荷段階

図-9 沈下量の変動に関するシミュレーションの結果

表-2 施工管理手法の違いによる出来形の変化

m_p (cm^2/kgf)	$0.18p^{-1.08}$		$0.18p^{-1.08}$		$0.18p^{-1.08}$		$0.23p^{-1.13}$		$0.23p^{-1.13}$			
p_c (kgf/cm^2)	$\Sigma r'h$		$\Sigma r'h+0.25$		$\Sigma r'h+0.25$		$\Sigma r'h$		$\Sigma r'h$			
c_h (cm^2/d)	90		90		90		90		90			
管理手法	天端管理				層厚管理				天端管理		層厚管理	
	載荷厚 (m)	施工天端高 (m)	載荷厚 (m)	施工天端高 (m)	載荷厚 (m)	施工天端高 (m)	載荷厚 (m)	施工天端高 (m)	載荷厚 (m)	施工天端高 (m)	載荷厚 (m)	施工天端高 (m)
敷砂 ①+②	5.1	-13.5	5.1	-13.5	5.1	-13.5	5.1	-13.5	5.1	-13.5	5.1	-13.5
盛砂 ①	4.3	-10.0	3.8	-10.0	4.3	-9.5	4.5	-10.0	4.3	-10.2		
捨石 ①	9.1	-4.5	7.7	-4.5	9.1	-2.7	10.1	-4.5	9.1	-5.4		
捨石 ②	8.1	+2.3	8.2	+2.5	6.4	+2.4	8.4	+2.4	9.4	+2.5		
沈後 下の 高さ	盛砂①			-13.8			-12.4					-15.1
	捨石①			-6.1			-6.0					-7.4
	捨石②			+1.3			+1.3					+1.3
護岸法線上での最終沈下量	6.7m		4.9m				8.1m					
備考	基本ケース		ケース⑦		ケース⑧		ケース⑨		ケース⑩			

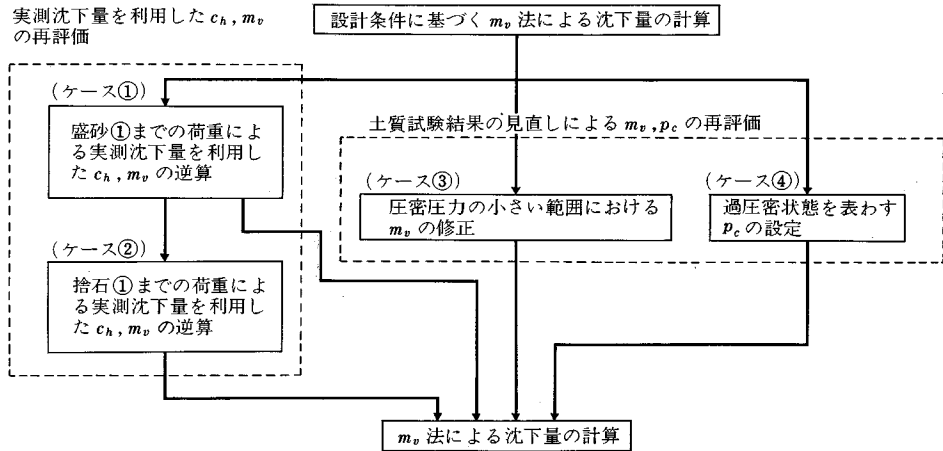


図-10 実測沈下量を利用した将来沈下量の予測精度向上の考え方

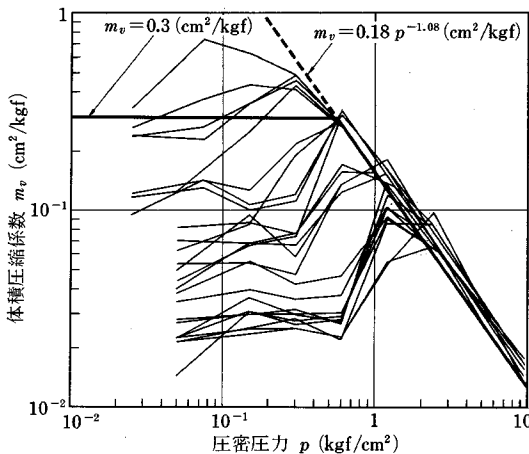


図-11 土質試験結果をもとにした圧密圧力の小さい範囲における m_v の修正

(4) 調査工区での先行調査¹⁾

調査の内容については参考文献¹⁾に述べたのでここではその説明を省略し、調査成果の活用面を主に説明することとしたい。沈下量、水平変位量、間隙水圧、粘土の強度増加などの測定結果を総合的に分析、評価し、圧密および圧密による強度増加が順調に進んでいることを確認した。

a) 沈下量の予測

工事を始めてみると、沖積粘土層の実際の沈下量は、設計で想定したよりも若干少なめ、あるいは遅れ気味であることが判明した。そこで将来の沈下量の予測精度の向上のために、土質定数の逆算や見直しを行い改めて沈下の将来予測を実施した。図-10に検討のフローを示す。ケース①、②の場合のフィッティングには双曲線法⁶⁾を適用している。

ケース③は、圧密圧力の小さい範囲において m_v を修正しないと沈下量を過大に評価することとなり、小さい荷重で海底面付近の軟弱な粘土が非常に大きな圧密沈下を起こすような計算結果となることを是正しようとするものである。そこで m_v と p の関係を図-11のように設定したのがケース③である。

ケース④は図-5に示したように、沖積粘土層が若干過圧密状態にあることを計算にとり込んだものである。圧密降伏応力 $p_c = \sum \gamma' h + 0.1$ (kgf/cm²) とした。

ケース①の逆算の結果は、 $c_h = 55$ cm²/day、 $m_v = 0.16 p^{-1.08}$ kgf/cm² と評価した。また、捨石①までの荷重による実測沈下量に基づく予測のケース②の場合は、 $c_h = 51$ cm²/day、 $m_v = 0.19 p^{-1.08}$ kgf/cm² という結果を得た。 c_h についてはケース①で求めた結果とほぼ等しい。このことは、圧密過程において c_h は変化しないことを実証するものであり、ケース②の場合も $c_h = 55$ cm²/day を用いることとした。

①から④までのケースそれぞれ、設計条件に基づく計算に比べかなり精度が向上した。設計条件に基づく場合とケース①、ケース④の例を図-12~14に示す。現場での実用性からみると手法の操作性などからみてケース①および④の両ケースを比較することによって判断すれば十分であると考えた。

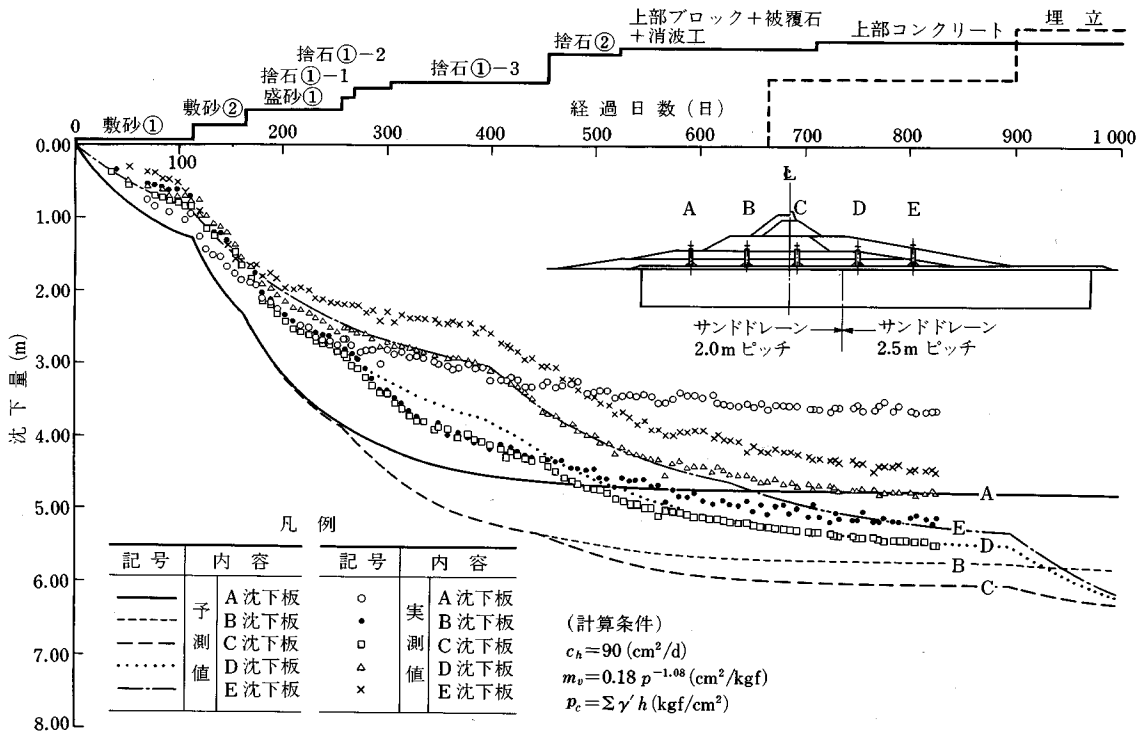
b) 粘土の強度増加

調査工区では一般工区の先進導坑的役割として圧密期間4か月の粘土の強度を調査した。その結果、粘土の強度はほぼ予測どおり発現していることが判明した。

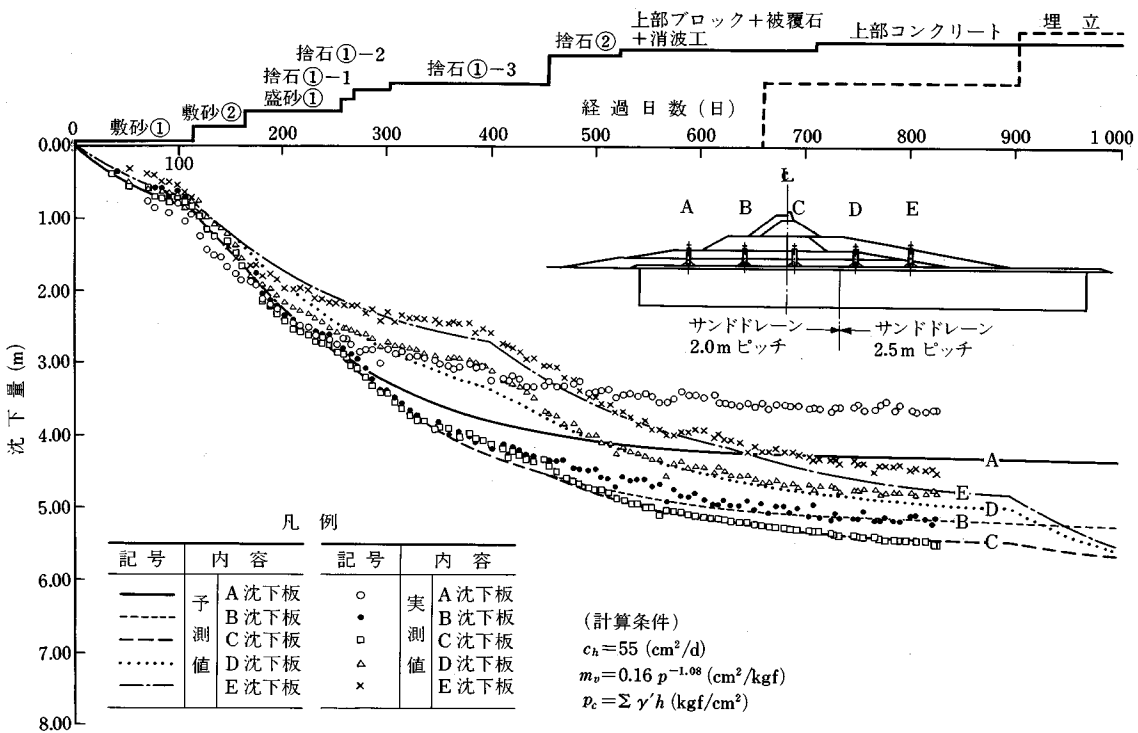
粘土の増加強度 Δc_u は

$$\Delta c_u = \sum_{j=1}^n c_u / p \cdot \Delta p_j \cdot U_j \dots \dots \dots (5)$$

により計算した。



図—12 設計条件に基づく予測沈下量と実測沈下量



図—13 ケース①の場合の予測沈下量と実測沈下量

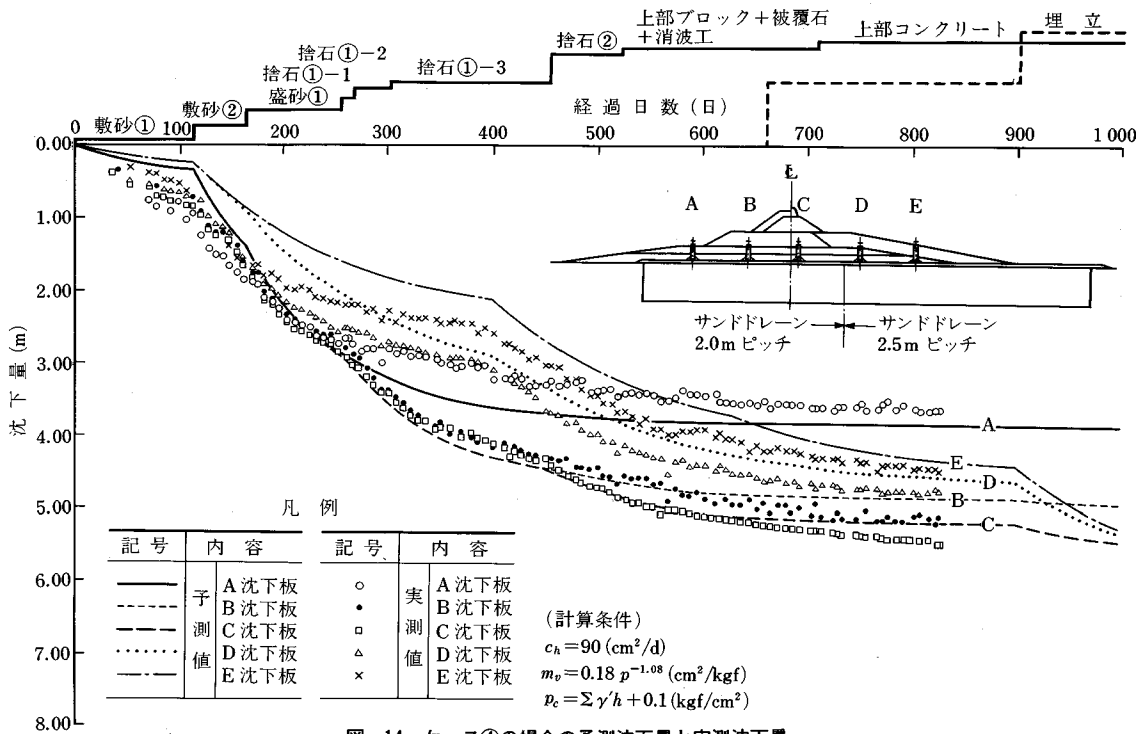
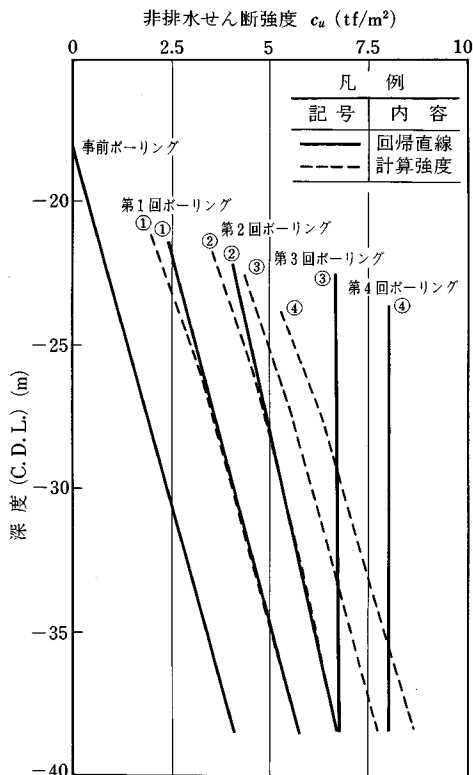


図-14 ケース④の場合の予測沈下量と実測沈下量



注) 図中の実線は各ボーリングデータの回帰直線を表す。

図-15 圧密の進行に伴う非排水せん断強度 c_u の増加

ここに、 Δp_j : 第 j 次荷重による増加圧力

U_j : 第 j 次荷重の荷重による圧密度

予測値と実測値の比較の一例を示すと図-15のようである。第3回、4回のボーリングでは特に浅い部分で計算強度以上に実測強度が増加している。これは塑性指数から求めた強度増加率⁷⁾ c_u/p が浅いところで0.4近くあり、深いところより大きいことを反映したものと考えられる。このような傾向は松尾⁸⁾、松浦⁹⁾によっても報告されており、強度増加は順調に進んでいると判断できる。このように粘土の強度増加を確認のうえ、設計時に設定した捨石①、捨石②の施工前の圧密期間6か月をそれぞれ4か月に短縮した。

c) 地盤の側方変位と安定管理図

調査工区においては、傾斜計を設置し、敷砂①の前面側のり先、捨石①の前面側のり先、さらに敷砂②の背面側のり先の3地点で側方変位量を計測した。側方変位量の深さごとの絶対値、側方変位速度と時間との関係、側方変位量と沈下量との関係などを分析、検討した。側方変位量 δ の1日当たりの変化量すなわち $\Delta\delta/\Delta t$ の時間的变化をグラフ化する方法 ($\Delta\delta/\Delta t \sim t$ 管理図) を栗原¹⁰⁾らが提案している。一般に $\Delta\delta/\Delta t$ は荷重直後にピークを示して以後漸減するというパターンを荷重ごとに繰り返す。陸上における道路盛土のような場合には $\Delta\delta/\Delta t \geq 2 \sim 3 \text{ cm/day}$ が不安定になる判断基準として

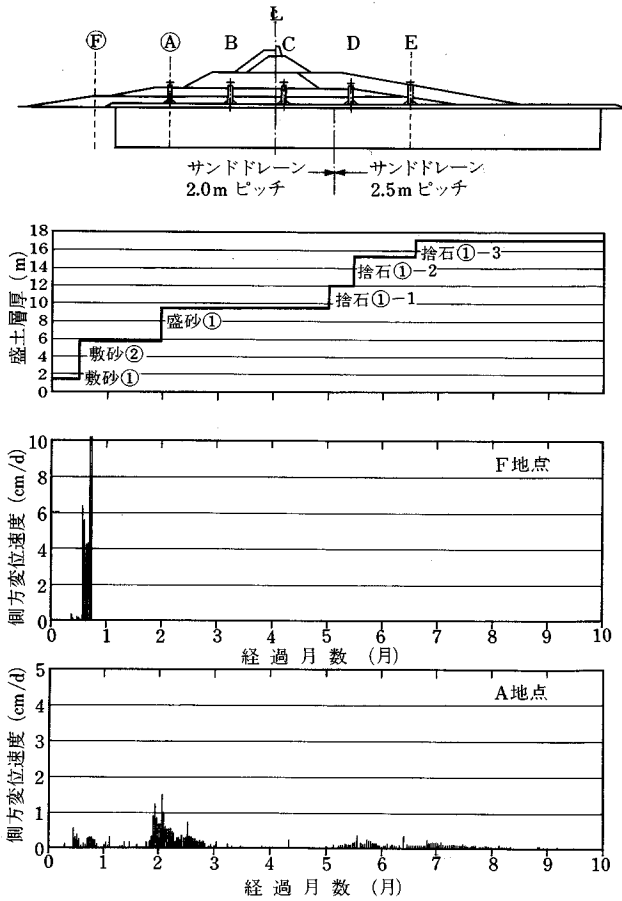


図-16 側方変位の計測地点と $\Delta\delta/\Delta t \sim t$ 管理図

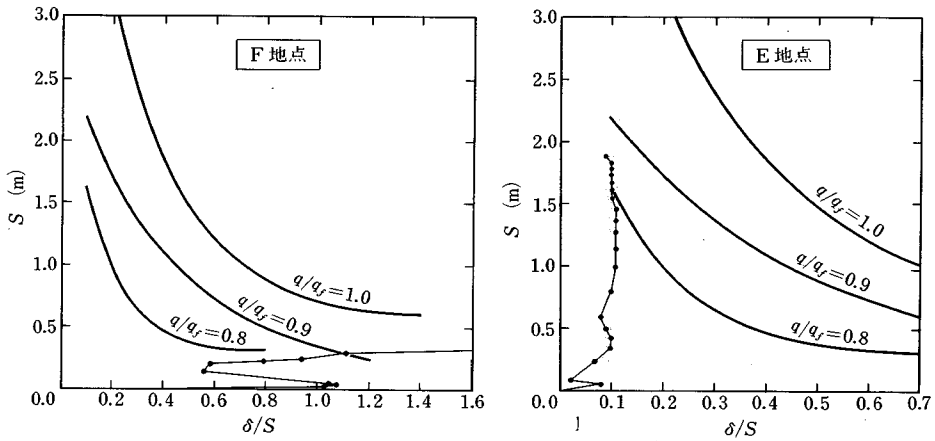
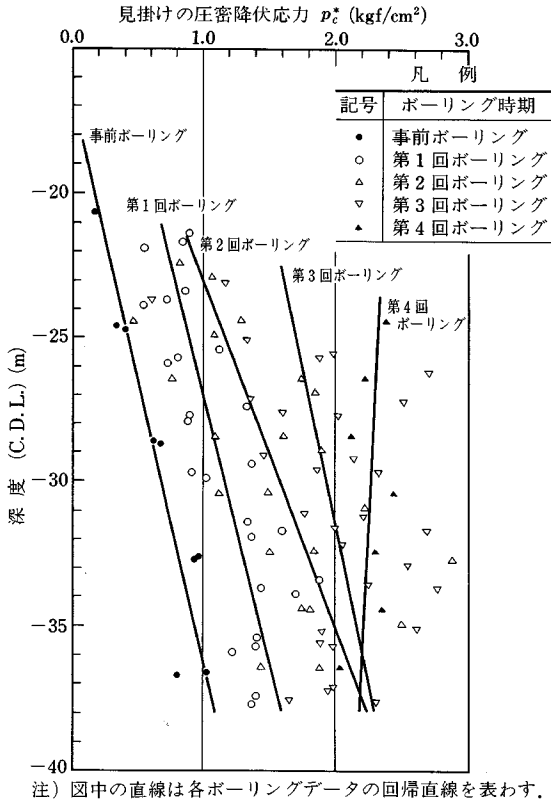


図-17 調査工区 F, E 地点における $S \sim \delta/S$ 管理図

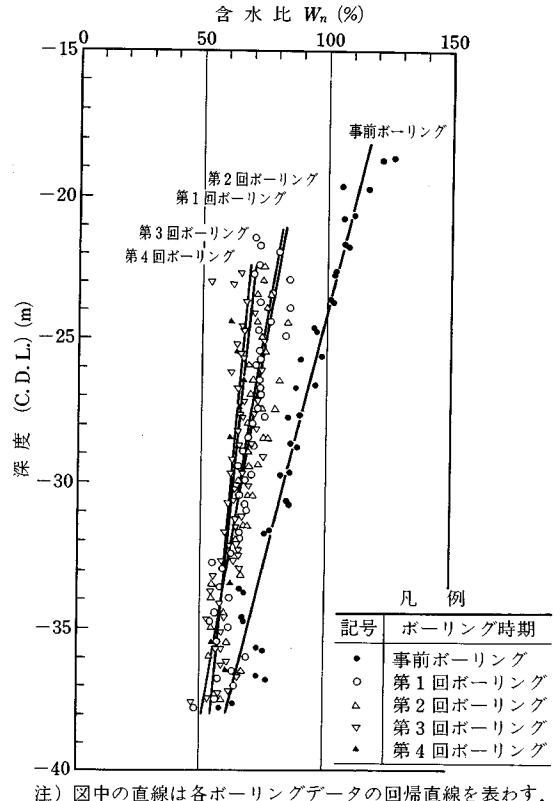
経験的に得られているが、海上における大規模な盛土の場合の判断基準は得られていない。図-16に側方変位の測定位置と $\Delta\delta/\Delta t \sim t$ 管理図の一例を示す。

F 点については、初期の段階で計測不能となったが、

同図によって明らかなように、敷砂② 載荷直後に $\Delta\delta/\Delta t$ が 5 cm/day の状態が数日続き、その後 10 cm/day を超え破壊に至ったものと考えられる。このことから陸上での安定な基準 $\Delta\delta/\Delta t < 2 \sim 3$ cm/day は海



図一18 圧密の進行に伴う見掛けの圧密降伏応力 p_c^* の増加



図一19 圧密の進行に伴う含水比の減少

上での盛土においてもおおむね適用可能と考えられる。図一17に沈下量 S と δ/S の関係を示す。

d) その他の調査項目

圧密の進行状況を確認するための指標として圧密降伏応力の増加傾向、含水比の減少傾向、過剰間隙水圧の消散状況を検討した。

圧密試験から得られる圧密降伏応力を「見掛けの圧密降伏応力 p_c^* 」とよび次式で定義し、その増加傾向をみた。

$$p_c^* = p_c \cdot U \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 p_c : 載荷による圧密終了時の圧密降伏応力
 U : 圧密度

図一18にみられるように p_c^* が時間の経過に伴って増加していることが明らかである。

次に含水比の減少傾向を図一19に示す。また、設置深度-23.2mの地点の間隙水圧計の実測値と計算された値を図一20に示す。この計算値は $c_h = 55 \text{ cm}^2/\text{day}$ とし、Barronの圧密方程式により実際の載荷に対応させた漸増荷重に対して計算した結果である。この計算値は間隙水圧計が砂杭間の中間の粘土に埋設された場合のものであり、過剰間隙水圧としては最も大きな値になる。間隙水圧は各種の計測項目の中で測定が難しいものであ

り、特に大水深の海底地盤の深い位置での計測は困難な作業であるが、同図のC地点とE地点の実測値をみると、載荷に対応して間隙水圧が上昇しその後徐々に減少していく傾向が計測されており、特にC地点では計算結果と比較的よく一致している。

(5) 一般工区での施工管理

一般工区での調査は、調査工区での調査を広大な現場の広がりの中で補完することを目的とするもので測定項目を沈下、粘土の強度増加、側方変位量の3項目に限定している。これらの測定箇所は図一21に示すとおりである。一般工区においても調査工区と同様、設計土質定数に基づく予測沈下量に比較して実測沈下量が小さめであったので、実測沈下量に基づいて c_h , m_v を逆算し沈下予測の精度の向上について検討した。その結果、調査工区での検討結果と同じ c_h , m_v の適用が可能であることが判明し、調査工区の実測値を用いて本工区の沈下を予測することができた。このことは、本工区の工事の初期の段階で地盤挙動に関する情報が少ないときに有用な役割を果たすものである。捨石①、捨石②施工前の圧密期間を設計で想定した6か月から4か月に短縮することの可能性についてはすでに調査工区での施工段階で明ら

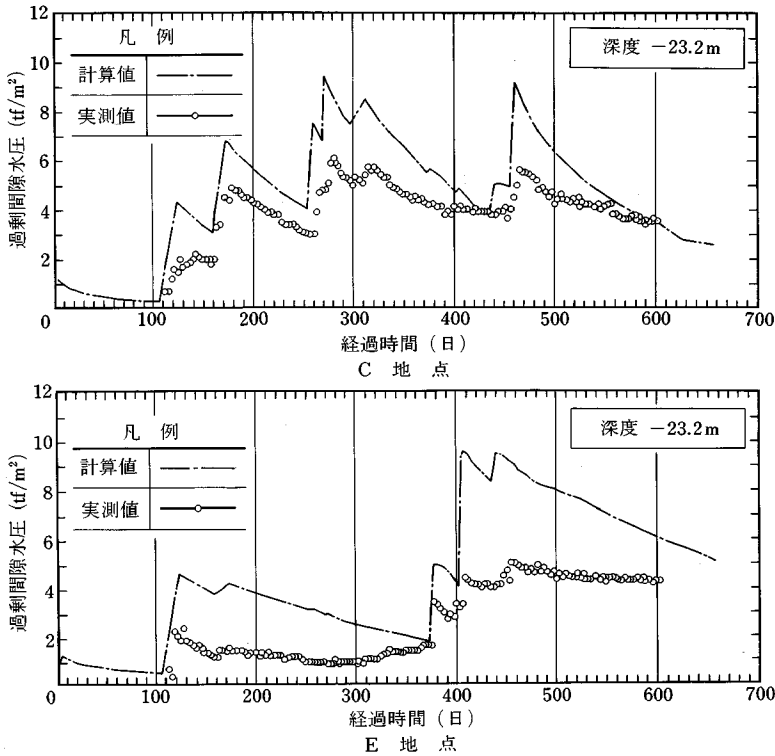


図-20 調査工区 C, E 地点における過剰間隙水圧の計算値と実測値

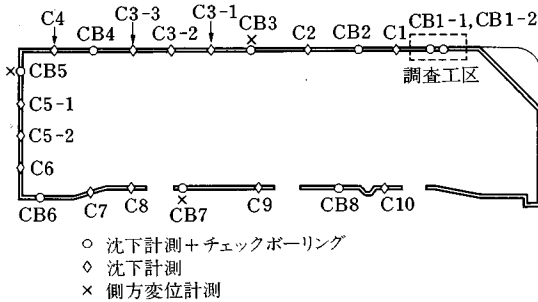


図-21 一般工区での計測位置の平面図

かとなり短縮したが、本工区でのボーリング調査からも同様の結論が得られた。沈下の予測の結果は捨石①の層厚の低減を決心させ、かなりの工費の節減を実現することができた。

一方、粘土の強度増加の不足、側方変位量と沈下量との関係を把握する安定管理図の分析から地盤挙動の異常を早期に確認し、壁体の安定を確保するための対策を迅速に導入できたという部分があった。

5. あとがき

サンドドレーン工法による地盤改良と傾斜石積護岸の組合せは、波の大きくない内湾の人工島の外周護岸に直

立壁としての機能を必要としない場合には、経済的で合理的な護岸築造工法である。沈下にもなじみやすいし、海域環境の保全の見地からも望ましい。水深が大きくなると断面が大きくなり、他の工法と比較して経済的にも工期的にも不利になるのが一般的な傾向であるが、関西国際空港島の場合、平均水深 18.5 m でも十分に他の工法を引き離して経済的であった。しかも工期的にも 8.5 km の外周護岸を 2 年足らずで水面上に立ち上がらせることに成功した。地盤改良単位面積当たりの海砂量を比較するとドレーン工法の場合は約 3 m³、サンドコンパクションの場合は約 26 m³ であった。前者は後者のわずか 11.5 % に過ぎない。サンドドレーン工法のような圧密の促進に期待する工法を採用して短期間に大規模施工を可能ならしめたのは、資材や作業船の大量投入とあいまって沈下安定管理システムの適切な運用に負うところが大きい。

サンドドレーン工法の場合砂杭が施工途中で切断されることがあってはならない。打設管理の方法が近代化されてもこの問題は現在なお完全には解決されていない。この点からも砂に代わる、確実に低廉なドレーン材が開発されることを期待してやまない。

参 考 文 献

- 1) 前田 進：軟弱地盤上における人工島の急速施工技术，土と基礎，Vol. 36, No. 4, 1988年4月.
- 2) Bjerrum, L. : Engineering Geology of Norwegian Normally-consolidated Marine Clays as Related to Settlements of Buildings, Geotechnique, pp.17~87, 1967.
- 3) 前田 進・福手 勤：関西国際空港建設海域における海底地盤特性，海底地盤に関するシンポジウム論文集，(社)土質工学会関西支部，pp.55~60, 1987年11月.
- 4) Barron, R. A. : Consolidation of Fine Grained Soils by Drain Wells, Trans. ASCE, Vol.113, 1948.
- 5) 小林正樹：有限要素法による圧密問題の解析，港湾技研資料，No. 247, pp.14, 1976年9月.
- 6) 宮川 勇：土と基礎の設計法（その3），土質工学会，pp.178~181, 1963.
- 7) Skempton, A. W. : Discussion on "The Planning and Design of The New Hongkong Airport", Proc. Inst. Civil Engineers, 7, pp.305~307, 1957.
- 8) 松尾 稔：地盤工学，技報堂出版，pp.73~81, 1984.
- 9) 松浦 章：バーチカルドレーン工法の実際と問題点(4)，土と基礎，Vol.30, No.12, 1982.
- 10) 栗原則夫・一本英三郎：動態観測の活用一(道路盛土工における実施例)，昭和52年度土木学会関西支部講習会テキスト，1977.

(1989.5.19・受付)