

# 超軟弱地盤上の空港建設における 地盤改良の計画と実際

塩見雅樹<sup>1</sup>・金沢寛<sup>2</sup>・稲田雅裕<sup>3</sup>・福田直三<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 運輸省第一港湾建設局次長(前東京空港工事事務所 所長) (〒951 新潟市白山浦1-332)

<sup>2</sup>正会員 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所 所長 (〒231 横浜市中区北仲通5-57)

<sup>3</sup>正会員 運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所第二設計室 室長 (〒231 横浜市中区北仲通5-57)

<sup>4</sup>正会員 復建調査設計株式会社技術研究所 所長 (〒732 広島市東区光町2-10-11)

近年の航空輸送需要の増大に伴い、我が国では各地で空港の建設が行われている。東京国際空港沖合展開事業においては、廃棄物処分場跡地を空港用地とする超軟弱地盤上の空港建設であることを始めとして、多くの制約条件の下に地盤改良を行う必要があり、設計・施工上における各種の工夫を行うことによって基礎造成を完了することができた。本報告では、軟弱地盤上の空港建設における地盤工学上の課題を整理するとともに、特に厳しい施工環境にあった第Ⅲ期地区における地盤改良の整備水準の考え方並びに地盤改良において工夫した設計・施工における対応策の考え方を示し、また、動態観測結果による地盤改良効果について概要を示した。

**Key Words** : airport construction, very-soft ground, soil improvement, design, construction management, field measurement

## 1. はじめに

東京国際空港沖合展開事業地盤改良工事は、「人も立つことの出来ない、どうにも使いようがないと思われたヘドロの海を、極めて厳しい平坦性が求められる空港用地として蘇らせた」事業であり、この経験は「超軟弱地盤との戦い」の歴史といっても過言ではない。

東京国際空港沖合展開計画用地は、もともと軟弱な在来沖積粘土層が30~40m 堆積した原地盤の上に、東京湾の浚渫ヘドロや東京都内より発生する建設残土で埋め立てられた含水比が最大250% にも及ぶ超軟弱な廃棄物処分場である。

一方、空港用地には土質施設の中でも最も厳しい平坦性が要求される。例えば駐機のためのエプロンは0.5%~1.0%の部分勾配、滑走路では1.0% 以下の縦断勾配あるいは誘導路では1.5% 以下の縦断勾配が規定されている。

この事業は、ヘドロの海ともいえる超軟弱な地盤を、厳しい勾配規定を満足できる空港用地として、限られた時間内で使えるものにするため、既存の地盤工学上の理論を拡張・展開し、新たな地盤改良工法の開発・適用を行うとともに、膨大な集中工事を

安全かつ効率的に行う情報化施工管理システムを構築するなどにより、この難しい諸課題に対処してきたものである。

本報告は、特に厳しい施工条件にあった第Ⅲ期地区を主な対象とし、地盤改良で工夫した設計法及び施工法並びに動態観測による実際の検証結果の概要について述べるものである。

## 2. 軟弱地盤上の空港の特徴

近年においては、空港用地を都市近傍に確保することは困難となっており、比較的都心に近い海上や山岳地域に求めざるを得ない状況となっている。特に海上空港の場合、我が国の沿岸部に厚く堆積する軟弱地盤上に建設されることが多く、空港機能の確保のための地盤改良が重要となっている。表-1はこれまで軟弱地盤上に建設された代表的な空港並びに、現在計画されている同様な空港について地盤工学上の特徴および課題を整理したものである。特に、関西国際空港の場合には、沖合人工島であり、当初の海底の水深が深いのみならず圧密荷重が大きいことから、100mを越す深層の洪積粘土層まで圧密沈下

表-1 各空港の地盤工学的特徴と課題の比較

地盤工学上の特徴	空港名	広島西	長崎	大分	出雲	関西国際	計画			東京国際		
							新北九州	神戸新	佐賀*	第Ⅰ期	第Ⅱ期	第Ⅲ期
沖合人工島			○			○						
埋立地の沖合拡張増設による		○		○	○			○		○	○	○
廃棄物・浚渫土砂の埋立				○			○			○	○	○
水深が深い			○			◎		◎				◎
沖積軟弱層が厚い		◎	◎		◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
洪積粘土層が厚い						◎		◎				◎
高含水比の超軟弱層がある			○	◎			◎			◎	◎	◎
圧密沈下量大きい		○			○	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎
供用後の残留沈下を許容する						◎		◎	◎	◎	◎	◎
供用後の不同沈下が問題となる		○								◎	◎	◎

(注) ○：特徴を有する，◎：特徴が特に顕著である．＊：干拓地内

を生じることにその特徴がある。これに対して、東京国際空港の場合には、高含水比で軟弱な埋め立て粘土上の空港建設といった特殊な条件にある。そのうち第Ⅲ期地区においては、浚渫粘土を埋め立てた直後の超軟弱な地盤の上に空港を建設することのみならず、在来粘土層は表層の水深が最大で18mと深く、またAP-60m（AP：荒川沖中等潮位）を越す洪積粘土層深部まで圧密沈下を生じることに特徴がある。

一般の埋立地においても同様な傾向があるが、最近の海上空港では、より沖合で、より水深が深く、また、圧密沈下対象となる軟弱粘土層の厚さも厚くなる傾向にある。その結果、空港供用後の残留沈下を許容せざるをえず、空港施設の機能上特に重要である不同沈下をいかに許容値内に抑えるかが課題となる。東京国際空港沖合展開事業における第Ⅲ期地区の施工条件としては、表-1に示すほとんど全ての課題を網羅しており、その困難の大きさを理解することができる。

### 3. 沖合展開計画の概要と地盤特性

#### (1) 沖合展開事業の概要

東京国際空港は国内線の就航便数の4割以上が集中する国内ハブ空港ともいふべき地位を占めるに至っている。年間乗降客数は平成2年度に4,000万人を突破した。これは、成田空港の約2倍の利用規模であり、過去10年間の乗降客数は年率平均7%と高い伸びを示している。このような逼迫した状況を打開するためには、沖合展開計画の早期の実現が急務とされていた。

このような環境において計画された東京国際空港沖合展開事業には、次に示す3つの目的があげられている<sup>1)・2)</sup>。

第一は、「空と陸における輸送力の確保」である。増大する航空輸送需要に対応するため、図-1に示すように現空港の3本の滑走路を沖合に展開し、離発着能力の増強を図るものである。新A滑走路の供用（昭和63年）によって、年間離発着能力16万回は18万回に増え、さらに今後第Ⅲ期事業による新C滑走路の供用により同23万回と当初の約1.5倍の能力アップが可能となる。また、これに合わせ、空港へのアクセスである道路、鉄軌道の整備により陸からの空港アクセスの利便性を高める計画もある。

第二は、「騒音問題の解決」である。3本の滑走路を沖合に展開して、騒音源から市街地までの距離を離すとともに、併せて海から入り海に出るという航空機の運航方式を採ることにより、騒音を沖合に移転し、騒音問題の解消を図るものである。

第三は、「廃棄物処分場の有効利用」である。前

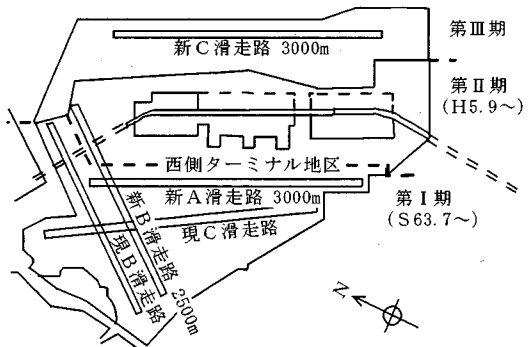


図-1 東京国際空港沖合展開段階整備計画

述のように、廃棄物の埋立用地として造成された土地を空港用地として活用し、廃棄物処理事業と空港整備事業の両立を図り、貴重な海面の高度利用が可能となる。

以上の目的を達成するため、約1,100haの用地造成および空港基本施設等の整備を行う沖合展開事業が昭和59年1月よりスタートした。供用中の空港に隣接した地域で大規模な施工を実施するとともに、空港整備事業以外の道路整備事業等とも密接に関連しながらの事業である。そのため全体を一斉に完成供用させることは、工程上あるいは予算措置上困難であることから、現空港の持つ諸施設をできる限り活用しつつ、図-1に示したように段階的に順次沖合に移転し、全体を三段階に分けて整備していくこととした。

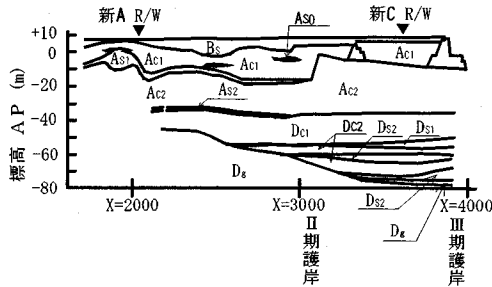


図-2 代表土層断面図(中央東西方向)

## (2) 沖合展開計画用地の地盤

原地盤の圧密沈下を生じない基盤(D<sub>g</sub>)層は図-2に示すようにAP-35~70m程度と場所的な変化が大きい。また、表-2は代表的な土質定数を比較整理したものである。第I期および第II期地区の埋立は、原地盤の表層の沖積砂(A<sub>s1</sub>)層を昭和40年代に人為的に床掘りし、その後、超軟弱な状態の浚渫ヘドロ(A<sub>c1</sub>)層が埋立てられた。床掘りの場所的な不均一性により、A<sub>c1</sub>層の深度分布はかなり複雑なも

のとなっている。また、A<sub>s1</sub>層がA<sub>c1</sub>層で置換されたことにより、当該土層の土被り重量が減じることとなり、その下位の沖積粘土(A<sub>c2</sub>)層は計画整備高に対して過圧密状態となった。さらに、A<sub>c1</sub>層自体も沖合展開事業着手までの埋立放置期間が長かったため、自重圧密がほぼ終了に近い状態であった。

一方、第III期地区の原地盤は、沖合であることからA<sub>s1</sub>層が存在せず、在来のA<sub>c2</sub>層が最上部である。第I・第II期地区のような荷重履歴を受けていない状態に、直接浚渫ヘドロが埋立てられた。A<sub>c1</sub>層は埋立直後の未圧密状態であること、また、その下位のA<sub>c2</sub>層も埋立前において正規圧密状態にあるため、同様に大きな圧密沈下が発生することとなった。さらに、最も沖合に位置する地区であるため、水深がAP-10~18mと深く、洪積粘土(D<sub>c1</sub>)層も埋立荷重の大きさに伴って、その上部も圧密対象層となった。圧密沈下量は第I期・II期地区で1~4m、また第III期地区では5~9mと予測され、地盤改良深度は前者ではA<sub>c1</sub>層が主対象層であるとし、後者では残留沈下低減のためA<sub>c2</sub>層まで必要とした。

## 4. 事業実施上の課題と地盤改良の基本方針

### (1) 事業実施上の課題

前述のように、そもそもの計画用地の地盤条件の悪さに加え、事業の遂行にあたっては、通常の土木工事では稀といえる以下のような課題があった。

その第一は、飽和状態の航空輸送容量への対応のため、1日も早い事業の完了が要請されたことである。計画空港用地1,100haのうち、地盤改良必要面積は約570haと広域である。しかも空港は表面全体が施設となるものであり、限られた時間において労力を集中しながら、高い投資効果を得る必要があったということである。

表-2 浚渫粘土(A<sub>c1</sub>)および沖積粘土層(A<sub>c2</sub>)の土性の比較

土質定数	土層	A <sub>c1</sub>			A <sub>c2</sub>		
	地区	I期	II期	III期	I期	II期	III期
単位体積重量	$\gamma_t$ (tf/m <sup>3</sup> )	1.2~1.9	1.3~1.9	1.2~1.5	1.5~1.6	1.4~1.8	1.4~1.7
自然含水比	$w_n$ (%)	30~200	30~170	60~250	60~110	40~110	60~130
液性限界	$w_L$ (%)	20~70	20~70	50~140	50~120	40~130	60~120
塑性指数	$I_p$	10~80	10~90	10~80	5~80	10~80	15~80
一軸圧縮強さ	$q_u$ (tf/m <sup>2</sup> )	1.0~5.0	0.5程度	殆ど0	10~20	2~25	1~15
圧密係数	$c_v$ (cm <sup>2</sup> /d)	70~200	70~200	10~100	100*1~700	200*1~650	100*1~800
過圧密量*2	$\Delta p_c$ (tf/m <sup>2</sup> )	0	0.1~1.7	未圧密	4~5	1~3	0
圧縮指数	$C_c$	0.4~1.5	0.3~1.4	0.2~0.9	0.7~1.4	0.4~1.5	0.5~1.8

(注) \*1:正規圧密領域の圧密係数,

\*2:過圧密量  $\Delta p_c = (\text{圧密降伏応力 } p_c) - (\text{有効土被り圧 } p')$

第二に、面的施設である空港には厳しい平坦性が求められることである。地盤状態が不良かつ不均一な上、地盤内には既存の埋立護岸が存在する。そのほか埋立土層内に網の目のように計画、建設される共同溝、排水溝あるいは道路トンネル、鉄道トンネルなどの地中埋設構造物が存在する。これらに起因する不同沈下は、平坦性が求められる空港では問題が大きく、この対処方法が大きな課題となった。

第三に、供用中の空港に隣接した地域であるため、空域制限下での施工を余儀なくされたことである。空港には、航空法で定められる進入表面、転移表面、水平表面といった制限表面があり、そのため、ドレーン施工機械の高さ制限を受けることとなった。

図-3は以上の課題を模式的に示したものである。これらはそれぞれが相互に影響を及ぼす関係をなしており、地盤改良工事の決定にあたって、大きな判断が必要とされた。

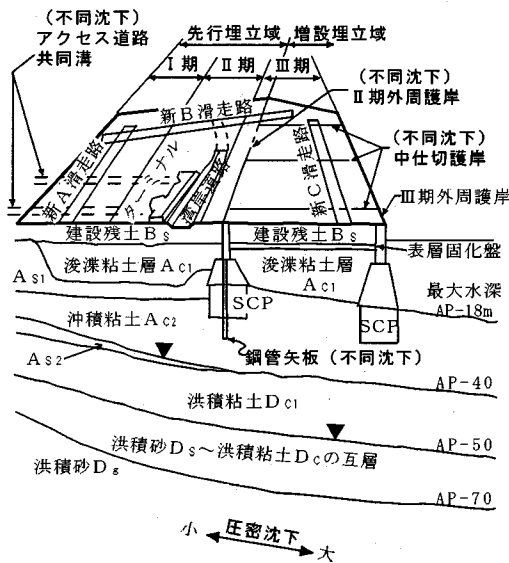


図-3 沖合展開地区の地盤および制約条件の模式図  
(南側からの鳥瞰、▼：沈下対象層下端深度)

## (2) 地盤改良の基本方針

### a) 地盤改良の目標

空港の制限表面に抵触しない高さのドレーン施工機械による地盤改良では、深層にまで及ぶ圧密対象層の全層改良は困難である。また、全層改良をすれば工期および予算の問題が残ることとなる。

したがって、当事業の地盤改良は次の基本方針により実施することとした。

A. 空港供用後の残留沈下は許容するが、空港施設に悪影響を及ぼす不同沈下は極力生じさせないように

にする。

B. 改良層の圧密沈下を早期に終わらせ、舗装等の施工工事に着手できるようにする。

具体的には、以下の地盤改良の目標を掲げた。

- ①航空機の走行条件、表面排水条件に対する許容勾配を満たす。
- ②供用後に地盤特性のばらつきによる不同沈下を許容値以下にする。
- ③局所的な不同沈下の発生が想定される場所では、許容勾配を満足するように表面勾配を滑らかにすりつける。
- ④施設施工期間中に過大な沈下量を発生させない。

### b) 目標整備水準の設定

a) で示した地盤改良の基本方針に基づき、まず、目標整備水準を設定した。図-4は第III期地区の目標整備水準の検討フローを示したものである。

この地区では、空港の制限表面に抵触しない地表からの高さ45mを満足する最大高のドレーン打設機械を用いた場合においても、改良深度はAP-28mが

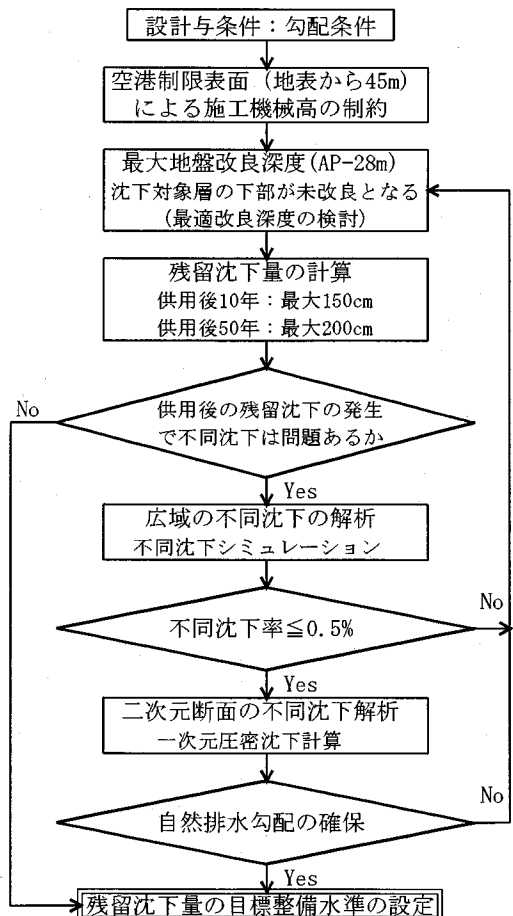


図-4 目標整備水準の設定フロー

限界であった。これは、圧密沈下対象層の下部 20m 以上が未改良のまま残される、すなわち未貫通ドレーンの状態となることを意味する。このような改良条件のもとで、第Ⅲ期地区全域の代表地点で残留沈下量を計算すると、供用後10年で最大 150cm、供用後50年で最大 200cmとなった。したがって、このような残留沈下が不同沈下に及ぼす影響を検討する必要があった。

広域に発生する残留沈下量が表面の不同沈下に及ぼす影響の評価については、奥村ら<sup>3)</sup>、土田ら<sup>4)</sup>による不同沈下シミュレーションの手法により評価し、地盤改良深度を決定することとした。この手法は、広範囲の埋立を行う場合、地盤の土層構成や土質が場所毎に不均一である条件を空間的な確率モデルに置き換える。すなわち、図-5に示すように海底地盤を平面方向に50mないし100mに、また、深度方向に4mないし5m程度のメッシュに分割し、各ブロックの圧密現象を支配する定数として、体積圧縮係数  $m_v$ 、圧密係数  $c_v$ 、圧縮指数  $C_c$ 、圧密降伏応力  $p_c$  が正規分布、あるいは対数正規分布に従う確率変数として与える。また、地盤の各土層厚も確率変数として与える。このように設定したメッシュ中心点において一次元圧密沈下量をモンテカルロシミュレーションに基づいて繰り返し計算し、メッシュ間相互の不同沈下の統計的な傾向を算定するものである。

第Ⅲ期地区において、図-6に示すように3,200m × 500mの範囲を100mのメッシュに分割し、地盤改良下端深度をAP-22m、AP-28m、およびA<sub>c2</sub>層全層までとする条件について比較計算を行った<sup>5)</sup>。図-7はメッシュ間最大不同沈下率  $r_{max}$  の経時変化を示したものである。同図からAP-22mまでの改良の場合には未改良層の残留沈下によって、供用後10年程度から  $r_{max}$  は0.5% を越し、さらにその傾向は長期にわたって増大する傾向となった。すなわち、舗装の部分勾配修正のための補修工事とこれに伴う空港機能への影響が増加する傾向にあると推察された。一方、AP-28mまでの改良の場合には  $r_{max}$  は供用後10年にお

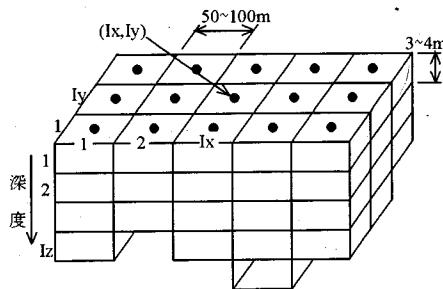


図-5 不同沈下シミュレーションにおける地盤の分割

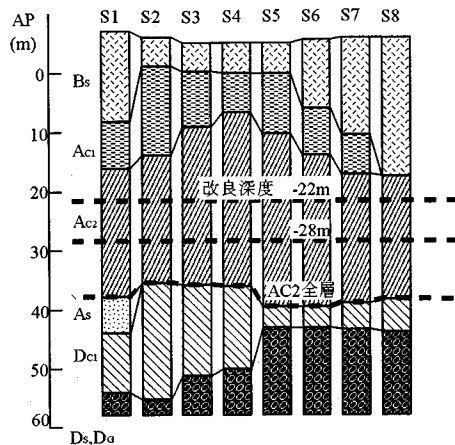
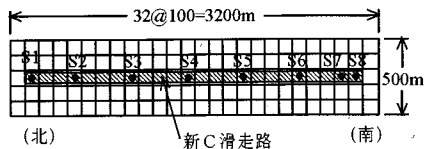


図-6 新C滑走路部のメッシュ分割と土層構成

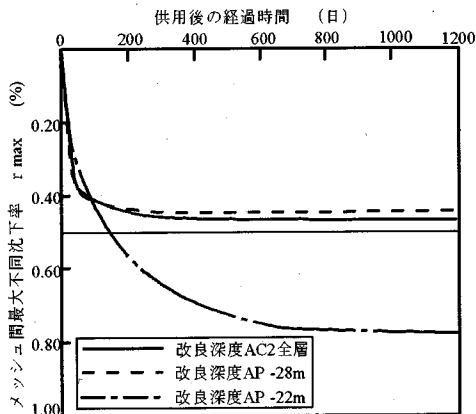


図-7 改良深度別メッシュ間最大不同沈下率経時変化

いて0.5% 程度以内に収まり、この傾向はA<sub>c2</sub>全層改良に類似するものであった。

さらに、空港の機能上の面から表面排水勾配が確保されなければならない。これに対しては二次元断面の不同沈下を荷重条件の変化の考慮のもとに一次元圧密沈下計算によって満足することを確認した。

以上のような検討に基づき、空港機能に有害となる不同沈下の発生が抑えられるような地盤改良を最

小の労力で実施することとし、その結果として生じる残留沈下については許容できると判断された。

具体的な目標整備水準としては、供用後10年の時点の全ての地区において、計画地盤高を確保し、不同沈下率から算定される勾配変化が0.5%以下となるように定めた。また、供用後10年の許容残留沈下量を150cm以下、供用後50年のそれは200cm以下とし、圧密放置期間は最大1年を目標にした。地盤改良による圧密終了後の施設施工期間における残留沈下量は、施工性から50cm以下とした<sup>6)</sup>。

## 5. 超軟弱地盤の地盤改良における対応策の概要

表-3は超軟弱地盤の地盤改良における設計並びに施工上の課題と対応策についてまとめたものであ

る。以下にその概要を示すこととする。

### (1) 地盤改良の対応策

地盤改良の基本は「パーティカルドレーン工法」とし、プラスチックボードドレーン(PBD)、小口径袋詰めサンドドレーン(PD、直径12cm)、サンドドレーン(SD、同50cm)、部分被覆サンドドレーン(FPD、同50cm)を、地盤改良対象地区の状況に応じてこれを使い分け、あるいは組み合わせて施工した。図-8は第Ⅲ期地区の改良仕様を模式的に示したものである。

#### a) 未貫通ドレーンの解析と簡易設計法

通常、圧密対象層は全層にドレーン材を貫通して改良することが基本である。しかしながら、第Ⅲ期地区ではドレーン施工機械の高さの制限から最大深度AP-28mまでを改良し、深層部の圧密対象層(Ac2、Dc1)を非改良としたいいわゆる未貫通ドレーンの方

表-3 地盤改良の課題と設計・施工上の対応策

	課 題	対 応 策	新しい取り組み
施工環境上の制約条件	①面的で広大な空港施設の建設	空港用地全域の面的地盤改良を実施する。	[目標整備水準の設定]
	②隣接供用空港の空港制限表面による施工機械高の制約	在来粘土層の下部を未改良とした未貫通SDの採用	・未貫通ドレーンの解析 ・同簡易設計法の提案
	③大規模急速施工における施工機械の有効活用・配置	異種ドレーンの施工機械の組み合わせ(PBDとFPD)	情報化施工管理の適用/コンピュータシステムによる運用
	④埋立て時期の違い、護岸等の構造物先行施工による不同沈下の発生	未貫通ドレーンの改良深度を変化させ、地表面が滑らかにすりつき、かつ勾配の条件を満足させる。	[勾配条件の規定] ・FEMによる地表面不同沈下影響量の簡易推定法の提案 ・遠心載荷実験
	⑤載荷盛土建設残土の最少化	試験盛土や先行施工工区の動態観測結果を次施工区にフィードバックさせ、圧密沈下の予測精度を高める。	[情報化施工管理の適用] ・超軟弱地盤における試験盛土 ・システム構築
地盤における制約条件	①地盤特性のばらつきによる不同沈下の発生	供用後の残留沈下を許容するものの舗装機能に不同沈下の障害を発生させない最適地盤改良深度の決定。	[不同沈下シミュレーションによる改良深度の決定]
	②Ac1層は埋立て直後で超軟弱な埋立て地盤のため、ドレーンの安定性の確保	新工法FPDの採用、PBDの先行施工による地盤の初期安定化対策	[遠心載荷実験・試験盛土] ・ドレーン・盛土施工時期の設定。
	③水深が深く埋立て荷重が大きい	広域・層別圧密沈下計算の実施および圧密沈下量マップの作成。	・簡易安定管理指標の設定 ・情報化施工管理の適用
	④大深部(AP-60m程度)までが圧密沈下対象層	計画高確保のための必要盛土厚の決定および層別沈下長期計測	・大深度ボーリングの実施
	⑤Ac1層の圧密係数はAc2層に比べかなり小さい	Ac1層の圧密速度をSDを打設するAc2層と同等にするために、Ac1層対応の補間ドレーン(4本のPBD)を採用する	[FEMによる補間ドレーン設計体系の確立] ・補間ドレーンの解析 ・同簡易設計法の提案
	⑥サンドドレーン、サンドマット用砂材の透水係数が小さいため圧密遅れを生じる	マットレジスタンス、ウェルレジスタンスを考慮した設計法の採用とサンドマット内水平ドレーンの採用。	[差分法による解析] ・マット・ウェルレジスタンス連成解析手法の確立 ・同上簡易設計法の提案

(注) SD: サンドドレーン, PBD: プラスチックボードドレーン, PD: 小口径袋詰めサンドドレーン  
FPD: 部分被覆サンドドレーン

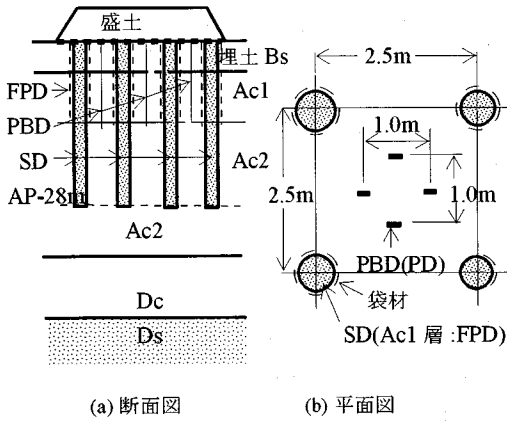


図-8 地盤改良仕様の模式図

法を採用した。この場合、未貫通部の圧密排水条件は複雑である。すなわち、SD改良部は水平方向の排水により圧密が進行するのに対し、未貫通部は鉛直方向の排水による圧密が進行する。

しかし、未貫通部の上端においては完全な面状の排水層が存在するものではないため、排水は図-9(a)に示すように複雑な挙動を示す。従って、改良境界部を含む全体系の圧密をFEM解析し、その結果に基づいて実務上簡易な圧密計算法を提案することとした(図-9(b))。

図-10は未貫通改良地盤モデルにおける深さ毎に平均化した圧密度 $U_z$ の深度分布を示したものである。この解析結果によると未貫通層の圧密度分布はドレーン下端より上部に仮想的な面状排水層を設けたときの両面排水条件で近似できる傾向がみられる。図-11は未貫通層厚を変化させたときの圧密度と時間の関係であり、FEM解析結果と未貫通層厚 $H$ にドレーン有効径 $d$ の $1/2$ を割増した見かけの層厚におけるTerzaghi両面排水条件の解析解が圧密中期から後半においてほぼ一致することが明らかとなった。し

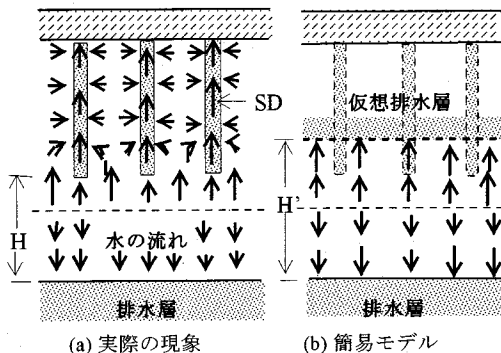


図-9 未貫通ドレーンのモデル化

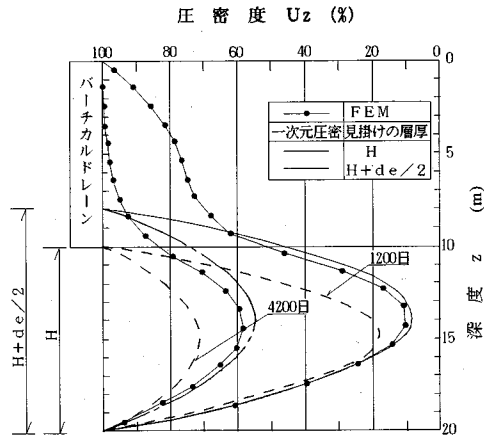


図-10 未貫通ドレーンの間隙水圧分布解析結果

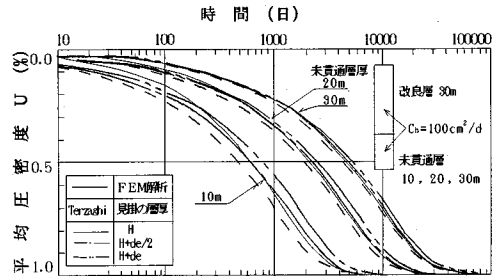


図-11 見かけの排水距離を変化させた解析

たがって、未貫通層の圧密計算では、層厚を割り増して時間計算を行う簡易設計法を採用することとした<sup>7)</sup>。

### b) 補間ドレーンの解析と簡易設計法

浚渫粘土の埋立てによる超軟弱な $A_{c1}$ 層および従来の $A_{c2}$ 層の圧密係数 $c_v$ は、それぞれ $40\text{cm}^2/\text{d}$ および $100\sim 200\text{cm}^2/\text{d}$ と大きく異なる。このような多層系地盤の地盤改良においては、基本的には各層とも同レベルの圧密度を所定の期間内に達成するような改良効果を得ることが望ましい。このような場合、下位の $A_{c2}$ 層の地盤改良にはSD工法が適用されるが、このままでは上部の $A_{c1}$ 層の圧密が遅れるため圧密促進対策が必要となる。そのために、間隔2.5mのSDの打設位置の中央にバーチカルドレーンを追加する、いわゆる補間ドレーンを打設する方法が考えられる。補間ドレーンとしてSDを1本補間打設すること考え方もある。しかし、当事業では超軟弱地盤であることによる施工時の地盤およびドレーンの安定性、施工機械の調達の可能性と効率的な配置運用といった観点から、異種のドレーンであるPBDあるいはPDを複数本打設することによって所要の圧密促進効果を得る方法を採用することとした。

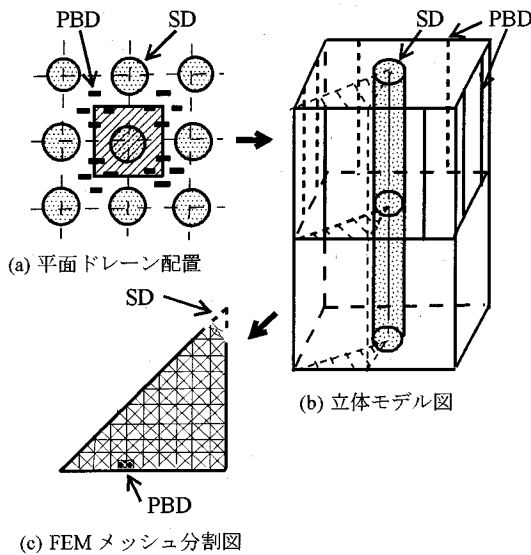


図-12 補間ドレーンの解析モデル

この場合、圧密特性は通常の放射流れの考え方と異なり複雑となることから図-12のようなモデルについてFEM解析を適用し、補間ドレーンの種類と最適配置を決定することとした。

図-13は第Ⅲ期地区の地盤に対して補間ドレーンのないケース (Case-0)、補間ドレーンにSDを用いる場合 (Case-1)、PBD 1本の場合 (Case-2)、同4本の場合 (Case-3)、およびPD 4本の場合 (Case-4) の圧密度と時間の関係を解析したものである。1年で圧密度 $U=90\%$ を確保する設計目標値に対して、Case-1では $U=94\%$ と目標を満足するのに対し、Case-2では $U=76\%$ と目標を達成しない。一方、Case-3およびCase-4はそれぞれ

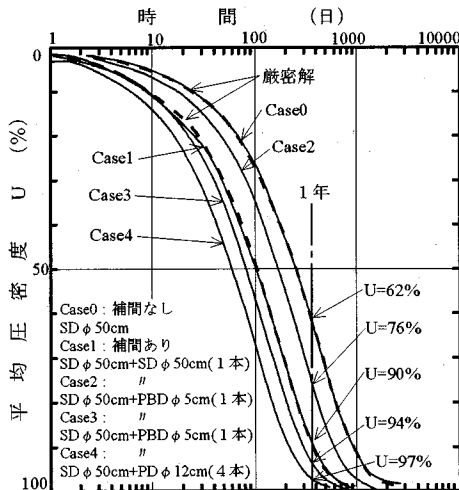


図-13 補間ドレーンの種類と圧密速度の比較

90%および97%であり目標を満足している。この結果から経済性を重視してPBD 4本の補間ドレーンを採用することとした。なお、補間ドレーンの最適配置についても検討し、圧密途中で極力圧密進行度合いが均等化できること、および実際の施工精度の問題に配慮して、図-8 (b) に示したような対角距離1mとする十字型の配置を採用した。

さらに、このようなFEM解析を全域にわたって実施することは労力がかかることから、これらドレーン群と同等の圧密性状を示すような等価SDに換算して一次元圧密計算を行える簡便計算手法を提案し、地盤改良設計への適用を図った<sup>9)</sup>。

### c) 圧密遅れを考慮した解析と簡易設計

バーチカルドレーンの設計で用いられるBarronの圧密解析解は砂材の透水係数を無限大と仮定しているため、長尺なドレーンとなると圧密速度が理論より遅くなり、この影響が工期の時間的制約を受ける中で大きな問題となる。これに対して、吉国<sup>9)</sup>は砂材の透水係数の有限性を考慮したウェルレジスタンス (式(1)~(4)) およびマットレジスタンス (式(5)) の考え方を提案している。

#### ①ウェルレジスタンスの圧密解

$$U(T_h) = 1 - \exp\left\{\frac{-8T_h}{F(n) + 0.8L_w}\right\} \quad (1)$$

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

$$L_w = \frac{32}{\pi^2} \cdot \frac{k_c}{k_w} \cdot \left(\frac{H_c}{d_w}\right)^2 \quad (3)$$

$$T_h = \frac{c_v}{d_e^2} t \quad (4)$$

ここに、 $U(T_h)$ : 圧密度、 $T_h$ : 時間係数、 $L_w$ : ウェルレジスタンス係数、 $d_w$ : ドレーン径、 $d_e$ : 影響径、 $n$ : ドレーン比 $=d_e/d_w$ 、 $H_c$ : 粘土の層厚、 $k_c$ 、 $k_w$ : 粘土およびドレーンの透水係数である。

#### ②マットレジスタンスの圧密解

マットレジスタンスについては式(1)の $L_w$ に対してマットレジスタンス係数 $L_m$ を代入すればよいことが示されている。 $L_m$ は式(5)に示される。

$$L_m = \frac{32}{\pi^2} \cdot \frac{1}{n^2} \cdot \frac{H}{H_a} \cdot \frac{k_c}{k_a} \cdot \left(\frac{B}{d_w}\right)^2 \quad (5)$$



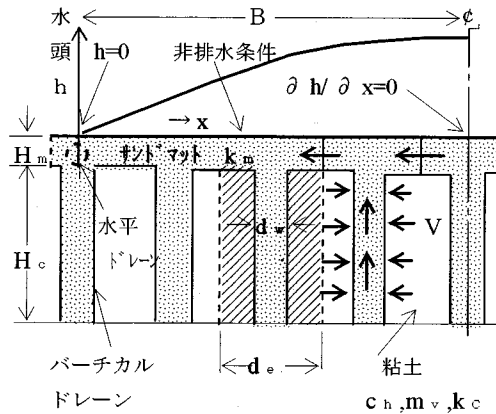


図-14 レジスタンスの解析概念図

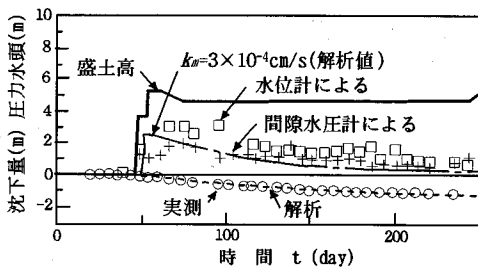


図-15 マットレジスタンスの解析結果例 (第Ⅱ期地区PD工区)

ここに、 $B$ : サンドマット (SM) の最大排水長、 $H_m$ : SMの厚さ、 $H$ : SD長、 $k_m$ : SMの透水係数である。

これまでの事例では砂材の透水係数は余り小さいものではなく、主にウェルレジスタンスを考慮した設計で対応できているが、当地盤改良工事では、SDおよびSMに使用する砂材は細粒分を含む山砂であるため、両レジスタンスを同時に考慮する必要があると考えられた。これに対し、図-14に示すような圧密排水の連続条件に基づいて差分法によるウェルレジスタンスとマットレジスタンスを連成させた圧密解析プログラムを開発した<sup>10)</sup>。図-15は第Ⅱ期地区のPD施工工区におけるマットレジスタンスの解析例である。表-4は、同様な解析によって得られたドレーン材の透水係数を示したものである。特に、SDおよびPDの施工工区においては、SMの透水係数 $k_m$ が $3 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ のオーダーとPBD施工工区より1オーダー小さいことが明らかとなった。この原因としては、ドレーン打設時のSM層の汚れによるものと判断された。

以上の解析から1年間に圧密をほぼ終了させるために、第Ⅲ期地区における対策としてSD施工区域においてはSMの層厚を第Ⅱ期地区の1.0mから1.5m

表-4 レジスタンス解析により得られたドレーン材の透水係数

ドレーン材	工区	透水係数
バーチカル	PBD工区	$k_w = 3 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$
ドレーン材	PD工区	$k_w = 1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$
	SD工区	$k_w = 3 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$
サンドマット材	PBD工区	$k_m = 3 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$
	PD工区	$k_m = 3 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$
	SD工区	$k_m = 3 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$

(注)  $k_w$ ,  $k_m$ : ドレーン、サンドマットの透水係数

に増加させ、また同層中にそれまで20m間隔で敷設していたSM内水平ドレーンを10m間隔として、第Ⅲ期地区の地盤改良設計に反映させた<sup>2), 11)</sup>。

なお、解析の結果から式(1)の $L_w$ に $(L_w + L_m)$ を代入してよいことを確認し、通常的设计ではこの簡易手法を用いることとして設計に適用することとした。

## (2) 不同沈下への対応策

軟弱地盤上の空港建設において問題となる不同沈下には、その要因別に、地盤特性のばらつきに係わる広域を対象とするもの、施工履歴の異なる境界部や改良境界部などの延長の長い範囲を対象とするもの、あるいは、地中埋設構造物の存在などによる局所的な範囲を対象とするもの大きく3つに分類できる。これらの問題の所在毎に対策を検討し、実施している。地盤のばらつきによる不同沈下の問題については、4.(2)b)において既に述べたため、その他の要因に関する対応策の概要について以下に示

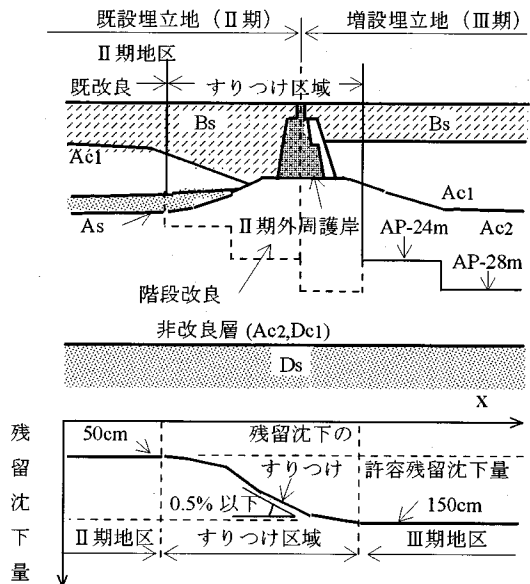


図-16 埋立境界部における不同沈下のすりつけのための地盤改良の考え方

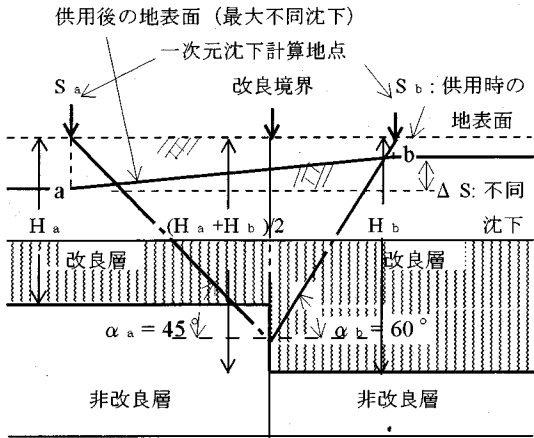


図-17 地盤改良深度の異なる境界領域での不同沈下の影響範囲の簡易設計の考え方

すこととする。

### a) 施工履歴や地盤改良深度の異なる境界領域における不同沈下のすりつけ設計

当計画用地では、埋立てや地盤改良が段階的に行われたため、その境界部では先行地区と後施工地区との両者の間の圧密度ないし残留沈下量が異なり、段差的な不同沈下の発生が予想された。また、地盤改良深度が変化する境界領域において、未貫通層の違いによる残留沈下が地表面に影響を及ぼす影響についても未解明の問題であった。

施工履歴の異なる境界領域における不同沈下対策としては、図-16の模式図に示すように地盤改良深度を段階的に変化させ、地表面勾配を許容値内とし、滑らかにすりつけるとともに、供用後10年間における勾配変化を0.5%以下となるような設計の考え方を採用した<sup>12), 13)</sup>。

ここで、地盤改良深度を変化させることにより改良境界領域部において、下部の非改良層の残留沈下の違いが地表面にどの程度の不同沈下として影響するかを評価する必要がある。この問題に対して、図-17に示すような未貫通ドレーンのモデル地盤を設定し、境界の左右の領域の未改良層厚が小さいケースから大きいケースまで変化させた関口・太田モデルのFEM解析を行った。未改良層の残留沈下による地表面への不同沈下の影響範囲は、同図に示すように、改良境界における改良平均深度を中心として改良深度の浅い側および深い側にそれぞれ垂直から $45^\circ$  および $60^\circ$  の線分が地表と交差する二点a～b間が最急勾配を与える影響範囲となった。

実際の設計では、aおよびb地点において一次元圧密計算を行い、その場所における供用後の残留沈下を二点間の距離で除した勾配変化が、設計目標値

0.5%以下を満足するか否かを判定し、地盤改良深度の変化の影響を判定することとした<sup>14)</sup>。

### b) 地中構造物による不同沈下対策

埋立地の拡張により、旧外周護岸が地中に残存し、また、アクセス道路や共同溝などのボックスカルバートが地中に存在する。この場合、当該部分とその周辺との圧密性状の違いによる段差的な不同沈下が生じる問題が懸念された。局所的なひずみが大きい場合、変形解析によりその挙動を予測することは限界があるとし、構造物の影響による不同沈下挙動を遠心模型実験によって把握し、舗装表面に対する不同沈下の対策を行うこととした。図-18は埋立拡張部の鋼管矢板護岸が周辺地盤の残留沈下に伴って抜け出しを生じることによる地表面の不同沈下の影響を模式図で示したものである。この一連の実験から、矢板頭部にある程度土被り土層があれば地表面の不同沈下が軽減されることを確認し、図-19の関係図を作成した<sup>15), 18)</sup>。この図から、推定される周辺地盤の残留沈下と許容勾配変化0.5% に対して、鋼管矢板上の必要土被り厚を求めることができ、この方法によって、鋼管矢板頭部の切除長を決定した。

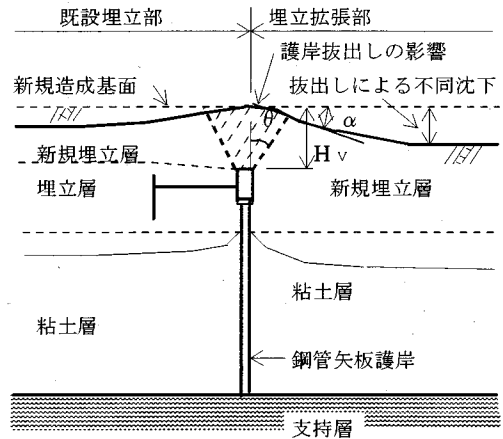


図-18 鋼管矢板の抜出しによる不同沈下模式図

### (3) 地盤改良の施工における対応策

超軟弱地盤上の埋立地において、設計で期待した地盤改良効果を得るためには、確実な地盤改良の施工が重要である。また、当事業では、急速施工が要請されるために、安全で効率的な施工が、事業の成否に大きく影響を及ぼす。以下に、施工上で工夫した検討結果を示す。

#### a) FPDの採用

超軟弱なA<sub>01</sub>層の中にSDを打設する場合、図-20に示すようにドレーン打設時の自立性・連続性、盛土載荷時の地盤の側方流動による砂切れの懸念、

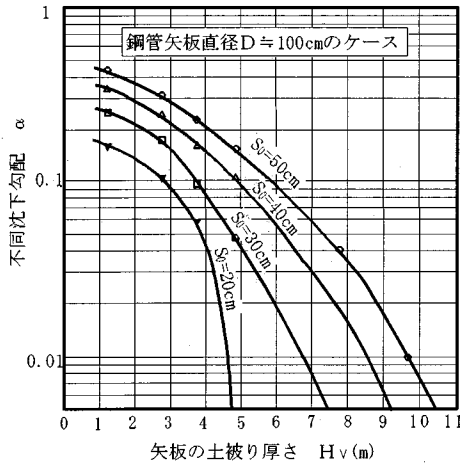
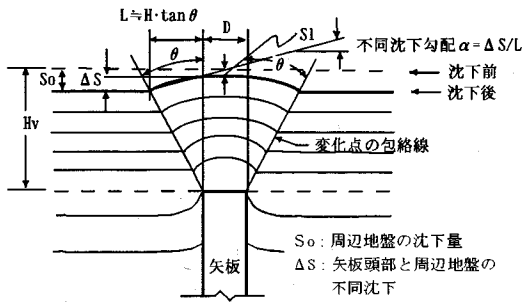


図-19 遠心模型実験による鋼管矢板の土被り厚、残留沈下量および不同沈下勾配の関係

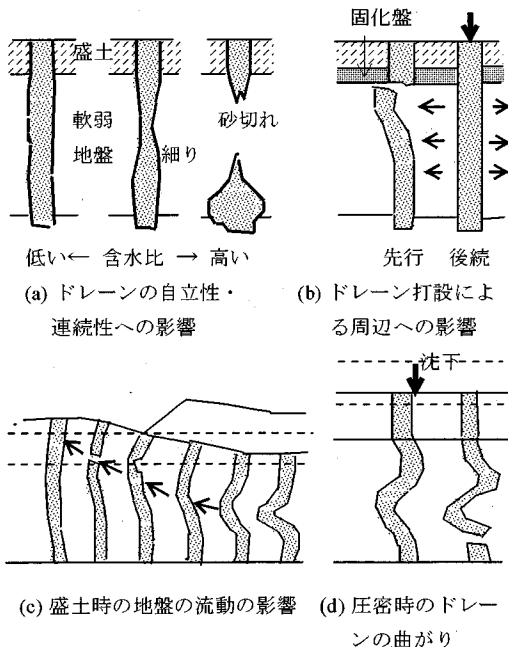


図-20 超軟弱地盤中のSDの安定性の課題

表-5 SD打設時の安定性の一次元実験結果<sup>19)</sup>

Case	遠心力場	上載盛土	含水比 (%)							
			160	170	180	190	200	210	230	
1	1G	有		○		○		○	×	×
2	25G	無	○	○	×	×	×			
3	25G	有		○	○	○	○		×	×

(注) SD: サンドドレーン,

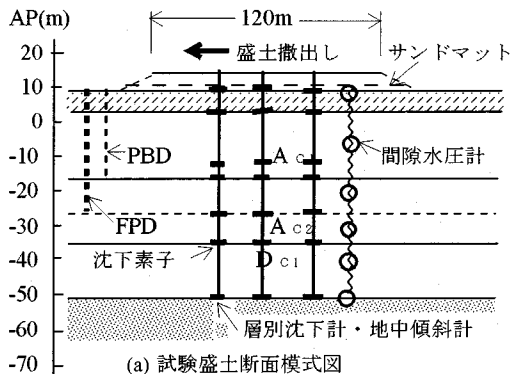
○: SDは自立, ×: SDは沈下・埋没

あるいはドレーン施工後の周辺地盤の圧密沈下による排水機能障害などといった悪影響が想定された。その対策として、超軟弱なA<sub>c1</sub>層部分についてはジオテキスタイル(織布)を袋状にしてSDを被覆した新形式の部分被覆サンドドレーン(FPD)を採用した。軟弱粘土層に打設されたSDの挙動と安定性およびFPDの安定性について一次元および二次元の改良地盤の遠心模型実験<sup>17), 18)</sup>を行った。

表-5は一次元モデルにおける初期含水比の違いと安定性の結果を整理したものである。一次元の実験結果について安定性に関する解析<sup>19)</sup>に基づいて安全率1.3を考慮し、また、二次元モデルにおける盛土載荷時の地盤の流動性を考慮して、FPDを採用した。さらに、打設時の含水比を120%以下となるように施工指針を与えた。

#### b) 試験盛土と施工管理指標

設計・解析によって決定された地盤改良手法が有効であるかどうかの確認は重要であり、このため先行施工工区において試験盛土を実施した。図-21は



工区	0	100	200(日)
1		PBD	FPD 盛土
2		PBD	FPD

(b) ドレーン打設・盛土工程

図-21 試験盛土の仕様

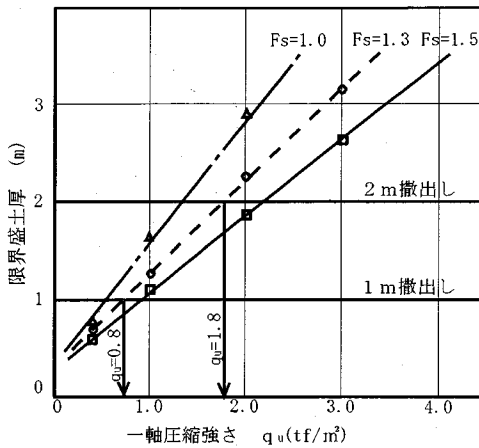


図-22 円弧すべりにおける盛土撤出し厚と Aci 層の一軸圧縮強さの関係

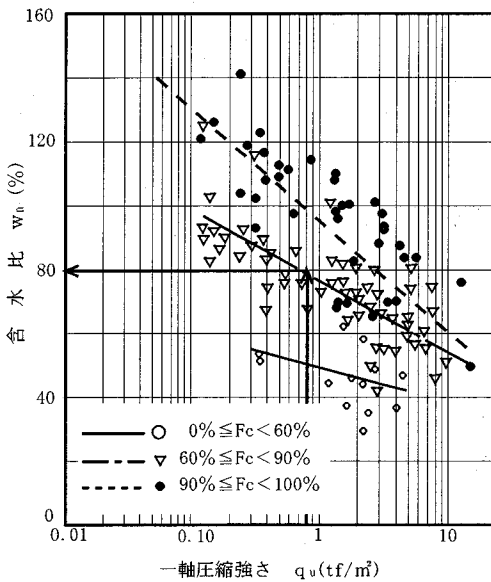


図-23 盛土撤出し時にすべり安全率  $F_s=1.3$  を確保する Aci 層の含水比の関係

試験盛土の計測器の配置およびドレーンの打設工程を示したものである。この改良地盤上に片方から 1m~2m 厚の盛土撤き出し時のすべり安全率 ( $F_s$ ) が 1.3 を確保できるための施工管理指標を図-22 および図-23 のように整理した。この結果と試験盛土の動態観測結果を照合し、盛土厚 1m を撤き出す場合において、現場での簡易管理指標として Aci 層の含水比が 80% 以下であればよいこととした。

この試験盛土の結果から、地盤の初期安定化を図るため FPD の打設に先行して PBD を打設し、地盤の初期安定化のための含水比を 120% 以下とした。

また、盛土 1 層の撤き出し時の安定性確保のために含水比を 80% 以下とする施工管理指標と施工方法を採用し、工事の施工管理を効率化した<sup>20), 21)</sup>。

### c) 情報化施工管理システムの構築と運用

第三期地区においては約 250ha の地盤改良対象範囲が地盤条件などから 14 の工区に分けられ、これらの工事が並行するとともに、急速施工が必要とされた。現地では 200m 間隔に設置された層別沈下計や間隙水圧計、また、50m 間隔の地表面沈下計による動態観測が行われ、あわせてチェックボーリングも行われた。圧密沈下の発生状況や圧密度などの地盤改良効果を逐次把握ながらの施工が必要であったが、各工区から得られる多種多様なデータは膨大であり、これらを即座に解析する必要があった。このため、圧密解析により地盤改良効果を効率的に判定し、地盤改良終了時の判定や残留沈下を考慮した盛土撤去高の判定などの施工にフィードバックできる情報化施工管理システムを構築した。このシステムはパソコンによるものであり、図-24 に示すように現地から得られる膨大な動態観測データベースに施工進捗データベース、土質調査データベースを組み合わせた構成である。これに基づいて広域圧密解析を適用し、地盤改良効果を総合的に判定するものである。このシステムを活用しつつ、設計者、現場管理者および施工者を一体とした官民関係者による地盤改良判定会議を定例的に行う密な連絡調整会議が 1 ヶ月に 1 回の頻度で進められた。このようなシステムの構築により、地盤改良効果の判定および見直し設計と施工へのフィードバックが確実にかつ迅速に行うこ

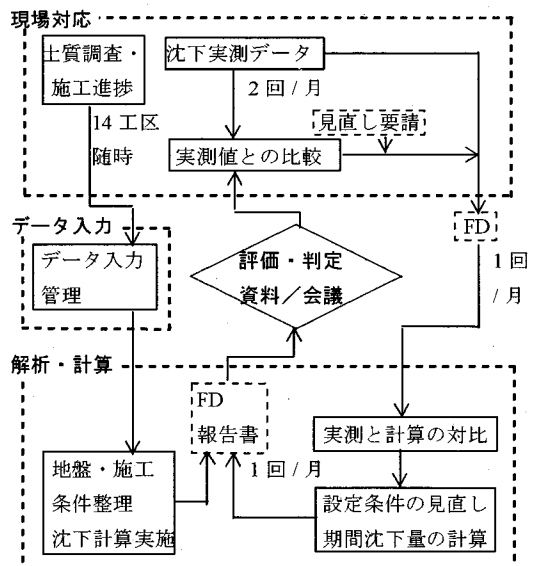


図-24 情報化施工管理システムの構成

とができた<sup>22), 23)</sup>.

## 6. 動態観測結果の概要

図-25はA<sub>c1</sub>改良層, A<sub>c2</sub>改良層および未貫通層の各土層と全層の圧密沈下について多層地盤としての広域圧密沈下計算値と実測値を対比したものである。ここで広域圧密沈下計算は、荷重の二次元的な広がりを考慮し応力分散させた一次元圧密沈下計算である。全層の沈下については、地盤改良前からの地表面沈下板の測定値にバーチカドレーン施工直後に設置した層別沈下計の値をつないだものである。

各土層の圧密の進行度合いは、図-25中の試行A～試行Cに示すように圧密がある程度進捗した段階で計算値と実測値の適合性を検証した。併せて間隙水圧の消散(図-26)やチェックボーリングによる土質定数の変化状況との整合性のもとに、荷重条件や圧密定数の見直しを行った。このような考え方で精度を高めた圧密沈下計算結果に基づいて沈下の将来予測を行い、供用10年後の計画高を確保できる必要盛土高の荷重に対応する沈下量S<sub>p</sub>に到達した時期を地盤改良の終了と判断する方法をとった。

図-27は第Ⅲ期地区南側における地盤改良終期の

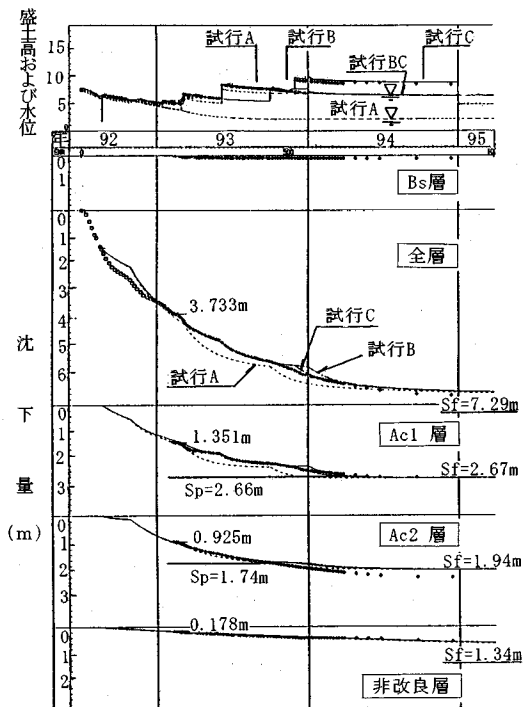


図-25 層別沈下の実測値と計算値の対比・見直し

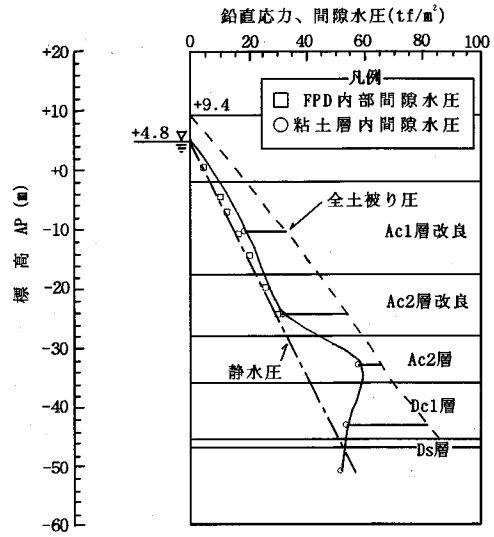
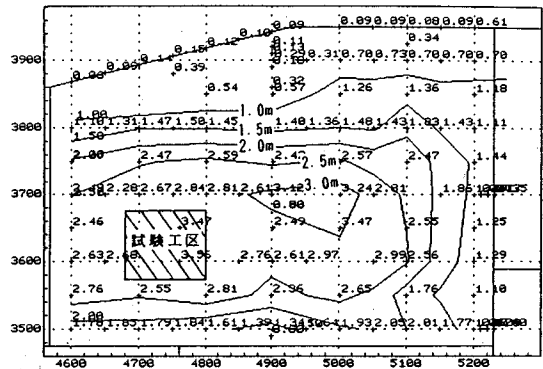
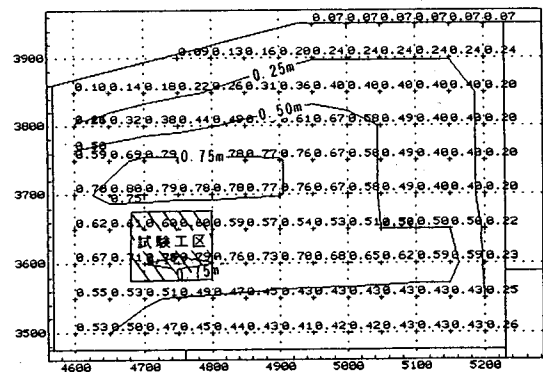


図-26 間隙水圧の深度分布特性



(a) 測定開始後22ヶ月間の地表面沈下分布



(b) 供用後10年間の残留沈下分布の予測

図-27 沈下計測結果と将来残留沈下予測の例(第Ⅲ期地区南側)

地表面沈下分布と、供用後10年間の残留沈下の予測結果である。これによって載荷盛土撤去後の整備地盤高を決定した。間隙水圧の分布は、図-26に示したように圧密終期において、改良層の過剰間隙水圧はほぼ消散している。また、非改良層では設計で想定した両面排水条件に近似する過剰間隙水圧が残存している。

以上のような判断基準のもとに、全域にわたる情報化施工によって、改良層は超軟弱層が存在したにもかかわらず確実な圧密の進行が確認され、設計ならびに施工における対応策が妥当であったことが確認された。また、未貫通層については、設計で想定した両面排水条件に近いパターンで圧密が進行していることも確認された。図-27は残留沈下分布の予測結果の一例である。

## 7. おわりに

以上、東京国際空港沖合展開事業における、超軟弱地盤上に空港を建設するための計画、設計および施工についてその取り組みの概要を示した。この事業では、地盤工学上の多くの未経験の課題に対処することが必要とされたが、既往の理論を発展させた設計法の適用、また、地盤改良施工における創意工夫により、この難課題に挑み、無事、目標とした地盤改良効果を得ることができた。

本事業により、多くの地盤工学的な知見が得られ、また、新たな土木技術の発展と蓄積が図られたと考えている。本事業の遂行にあたって、開発、発展された様々な技術の精度や効果あるいは残留沈下や不同沈下の動向・メカニズムを確認しつつ、空港に要請される平坦性を常に満足しているかをモニタリングしていく目的で、今後とも継続的に地盤および空港施設の動態観測を実施していくこととしている。

最後に、この超軟弱地盤における経験が、我が国のみならず世界各地で計画・構想される軟弱地盤上の空港建設や沖合人工島建設などの海洋開発プロジェクトが抱える課題に幅広く技術貢献をなすことを願うものである。

## 参考文献

- 馬場孝博, 早田修一, 横田弘: 東京国際空港沖合展開事業-地盤改良および仮設工事-, 土と基礎, Vol.39, No.5, pp.11-17, 1991.
- 常陸壯介, 塩見雅樹, 伊藤和央, 池田直太: 東京国際空港沖合展開事業(第II期地区)における地盤改良の設計と実際, 土と基礎, Vol.42, No.8, pp.53-56, 1994.
- 奥村樹郎, 土田孝: 土質定数のばらつきを考慮した不同沈下の推定, 港湾技術研究所報告, Vol.20, No.3, pp.131-168, 1981.
- 土田孝, 小野憲司: 数値シミュレーションによる不同沈下の予測とその空港舗装設計への適用, 港湾技術研究所報告, Vol.27, No.4, pp.123-200, 1988.
- 片山忠, 八尋明彦, 今岡靖, 松田繁樹: 不同沈下シミュレーションによる地盤改良深度の決定について, 第28回土質工学研究発表会, pp.2489-2492, 1993.
- 塩見雅樹, 常陸壯介, 伊藤和央, 西村大司, 中ノ堂裕文, 今岡靖, 菅野雄一, 福田直三: 東京国際空港第III期地区地盤改良の実際と効果の判定, 第30回土質工学研究発表会, pp.23-26, 1995.
- 常陸壯介, 山本浩, 池田直太, 及川研, 中ノ堂裕文: 未貫通パーチカルドレーンによる圧密, 第29回土質工学研究発表会, pp.2107-2110, 1994.
- 丸山隆英, 川上泰司, 渡辺和重, 中ノ堂裕文, 今岡靖: 補間ドレーンを併用したパーチカルドレーンによる圧密過程, 第27回土質工学研究発表会, pp.2181-2184, 1992.
- 吉国洋: パーチカルドレーン工法の設計と施工管理, 技報堂出版, 1979.
- 丸山隆英, 川上泰司, 渡辺和重, 中ノ堂裕文: 羽田沖合展開(第2期)地盤改良におけるウェルレジスタンスの解析, 土木学会第46回年次学術講演会, pp.702-703, 1991.
- 丸山隆英, 川上泰司, 渡辺和重, 中ノ堂裕文, 今岡靖: パーチカルドレーンに関する圧密遅れの解析, 第27回土質工学研究発表会, pp.2179-2180, 1992.
- 片山忠, 常陸壯介, 小岩末美, 福田直三, 今岡靖, 山田和弘: 東京国際空港第III期地区増設埋立地盤における不同沈下の要因と地盤のすりつけ設計について, 第48回土木学会年次学術講演会, pp.1402-1403, 1993.
- 片山忠, 八尋明彦, 池田直太, 中ノ堂裕文, 山田和弘: 東京国際空港第III期地区増設埋立地盤における不同沈下のすりつけに関するFEM解析, 第48回土木学会年次学術講演会, pp.1404-1405, 1993.
- 常陸壯介, 塩見雅樹, 伊藤和央, 中ノ堂裕文, 福田直三: 地盤改良深度仕様の異なる境界領域の不同沈下の解析, 第30回土質工学研究発表会, pp.2147-2150, 1995.
- 常陸壯介, 池田直太, 西村大司, 北詰昌樹, 滝昌和, 福田直三: 軟弱地盤中の鋼管矢板による不同沈下現象の遠心模型実験, 第29回土質工学研究発表会, pp.335-336, 1994.
- Hitachi, S., Shiomi, M., Ikeda, N., Kitazume, M., Taki, M. and Fukuda, N.: Centrifuge model tests of differential settlement on soft ground with underground steel-pipe piles, *Proc. International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils, IS-HIROSHIMA '95*, pp.63-68, 1995.
- Kitazume, M., Terashi, M. and Katayama, T.: Centrifuge model tests on consolidation behavior of soft clay improved by fabri-packed sand drain, *Proc. International Conference on Soft Soil Engineering*, pp.792-797, 1993.
- 片山忠, 八尋明彦, 北詰昌樹, 相原直浩: 袋詰めサンドドレーンによる地盤改良の遠心模型実験, 土木学会論文集, No.481/III-25, pp.107-115, 1993.
- 片山忠, 八尋明彦, 北詰昌樹, 中ノ堂裕文: 東京国際空港における袋詰めサンドドレーンの安定性に関する実験及び解析, 土木学会論文集, No.486/VI-22, pp.19-25, 1994.

- 20) 常陸壯介, 片山忠, 山本浩, 池田直太, 周藤宜二, 今岡靖, 菅野雄一: 超軟弱地盤上の空港建設における盛土安定管理, 第29回土質工学研究発表会, pp.2113-2116, 1994.
- 21) Hitachi, S., Katayama, T., Yamamoto, H., Ikeda, N., Nakanodo, H., Sutoh, Y., Imaoka, Y. and Matsuda, S.: Test embankment on supersoft foundation for airport construction, *Proc. Pre-failure of Geomaterials, IS HOKKAIDO '94*, pp.567-573, 1994.
- 22) 常陸壯介, 塩見雅樹, 伊藤和央, 池田直太, 中ノ堂裕文, 今岡靖: 東京国際空港沖合展開事業(Ⅲ期地区)地盤改良工事における情報化施工管理について, 第39回土質工学シンポジウム, pp.103-110, 1994.
- 23) Shiomi, M., Hitachi, S., Itoh, K., Ikeda, N., Fukuda, N., Nakanodo, H. and Imaoka, Y.: Ground-improvement design and management system for airport construction on soft ground, *Proc. International Symposium on Compression and Consolidation of Clayey Soils, IS HIROSHIMA '95*, pp.789-794, 1995.

(1995. 8. 28 受付)

## DESIGN AND PRACTICE OF GROUND IMPROVEMENT IN AIRPORT CONSTRUCTION PROJECT ON SUPER SOFT GROUND

Masaki SHIOMI, Hiroshi KANAZAWA, Masahiro INADA  
and Naozo FUKUDA

Tokyo international Airport Offshore Development Project has been carried out on super soft ground composed of waste disposal field. There were many technical limitation under which ground improvement is performed. Airport foundation was formed by various kinds of invention in design and construction. This report outlines three features as follows: outstanding subjects on foundation engineering in airport construction on super soft ground, design and construction of ground improvement in the third stage zone under the most difficult environment in construction, the actual effect of ground improvement shown by proposed observation-construction management system.