

招待論文

羽田空港沖合展開事業に関わる地盤工学的課題

GEOTECHNICAL PROBLEMS ON THE OFFSHORE EXPANSION PROJECT OF THE TOKYO INTERNATIONAL AIRPORT

田中洋行¹・北誥昌樹¹・土田 孝¹

Hiroyuki TANAKA, Masaki KITAZUME and Takashi TSUCHIDA

¹正会員 工博 独立行政法人 港湾空港技術研究所 地盤・構造部
(〒 239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1)
E-mail: tanaka-h92y2@pari.go.jp

Key Words: soft clay, settlement, soil improvement, vertical drain, prefabricated drain, differential settlement, airport, reclaimed land

東京国際(羽田)空港沖合展開事業は、羽田沖に建設された土砂処分場に空港の施設を移転するものである。当地区は東京湾の航路浚渫で発生した土砂で埋め立てられた超軟弱地盤である。滑走路などの空港施設では許容される沈下量は非常に厳しいため、大規模な地盤改良を実施した。地盤工法の選定は地盤条件と施設の種類によって行われた。また、空港は他の土木構造物と異なり、広範囲な二次元的な広がりを持つ滑走路やエプロンなどの施設を有する。これらの構造物の設計は、地盤定数のばらつきを確率論によって考慮したシミュレーションによって行った。

1. まえがき

東京国際空港(羽田空港)沖合展開事業は1984年より旧運輸省第二港湾建設局が実施し、現在(2002年)においても、工事が進んでいる大規模事業である。本事業は騒音問題の抜本的な解決と、航空輸送能力の大幅な増大を図るため、既存の空港に隣接した羽田沖廃棄物埋立地に、1,100 haの広さの新空港を建設し、空港機能を沖合へ移転するものである。

本沖合展開地区は、東京都が建設した航路浚渫土と建設残土の処分場であるため、超軟弱地盤である。さらに、滑走路などの空港施設は、航空機の安全運行のために厳しい平坦性が要求されている。このため、地盤条件や建設される施設の許容残留沈下量によって、種々の地盤改良工法が用いられた。また、空港は一般の土木構造物と違って、二次元的な広がりを有する施設である。これらの構造物を設計する場合には、地盤定数のばらつきによる不同沈下を考慮する必要がある。本論文では、地盤改良の選択に関して基本的な考え方を紹介する。また、不同沈下を予測するためのシミュレーション手法について述べる。さらに、実測された沈下データから、この手法の妥当性を検証する。

事業が完成すると、表-1に示すように、滑走路の本数が2本から3本となり、航空機の離発着回数は1.5倍、利用客数は2倍となる。事業は大規模であることと、既存の空港施設を共用しながら整備を進めて行くため、図-1に示すように、三段階に工事を分けて行っている。第I期工事は新A滑走路の建設であり、1984年に工事が開始され、1988年に新A滑走路が供用された。第II期工事は西ターミナル、整備地区、貨物地区およびエプロンの建設である。工事は、1987

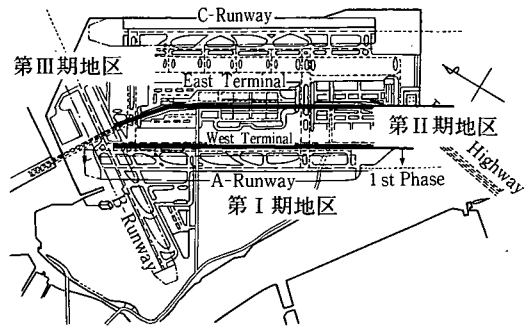


図-1 東京国際空港沖合展開計画図

表-1 沖合展開事業による空港容量の増加

	移転前	完了後
滑走路(本)	2	3
乗客数(千万人/年)	2	4
離発着回数(万回/年)	9	14

2. 沖合展開事業の概要

(1) 事業の概要

図-1に東京国際空港沖合展開事業の計画図を示す。

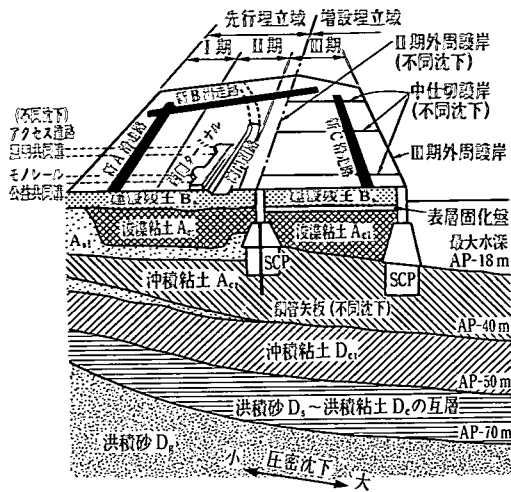


図-2 当地区の土層断面図。I期，II期地区は A_{s1} 層を掘削してから，浚渫粘土 (A_{c1} 層) を投入，III期地区は A_{c2} の上に直接浚渫粘土を投入。

年から1993年にかけて行われた。第III期工事は，新BおよびC滑走路の建設，東ターミナルビルを含めた東京湾岸道路の東側の整備である。

工事は1992年から開始され，現在東ターミナルビルの建設工事が行われている。これが完成すると1984年から続いた沖合展開事業が終了する。しかし，この事業が終了しても，すぐに空港の容量が限界となることが予想されるため，新たな4本目の滑走路の建設が図-1の右端の多摩川寄りの位置に予定されている。

(2) 地盤特性

東京国際空港は多摩川河口の左岸に位置し，多摩川によって形成された三角州の上に位置している。移転前の空港も含めて，第I，II期地区の地域は水深が5m以下の遠浅海浜であった。しかし，陸から離れるに従って水深は増大し，第III期地区の東南では水深が最も大きく18mにも達する。図-2に空港の陸から沖合にかけての断面図を模式的に示す。

第I期および第II期工事地区では，海底面から砂層 (A_{s1} 層) が堆積しており，海苔の養殖場として広く利用されていた。しかし，この砂質土は昔の空港建設の埋立材として，1960年代に浚渫された。その後，東京港の航路浚渫によって生じた土砂 (主として含水比の高い粘性土) によって海面近くまで埋立られた。さらに，東京都内の建設工事によって発生した建設残土の処分場として利用されたために，表層を建設残土によって覆土された。したがって，この場所の地層は，上から比較的砂分を多く含む建設残土からなる層

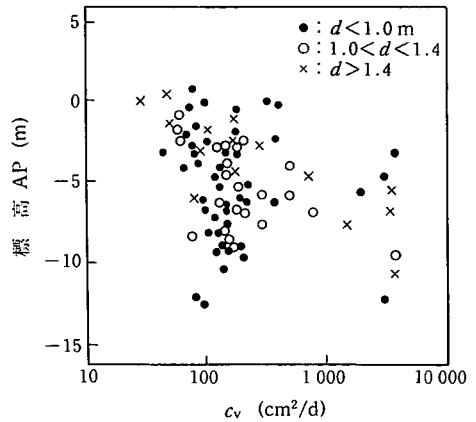
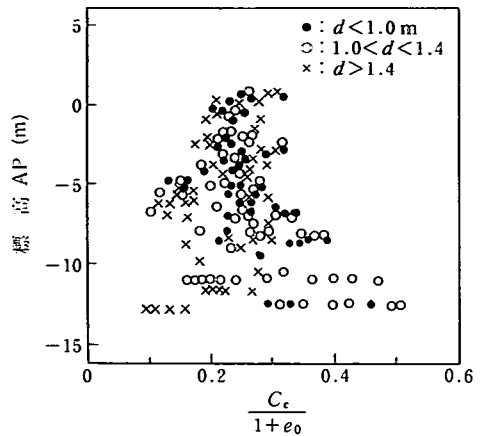


図-3 浚渫粘土 (A_{c1} 層) の圧密特性のばらつき

(B_s 層)，その下に軟弱な航路浚渫土からなる埋立層 (A_{c1} 層)，そして浚渫から取り残された在来の自然地盤である A_{s1} 層が堆積している。さらに， A_{s1} 層の下には沖積粘性土 (Holocene) と洪積粘土 (Pleistocene) が厚く堆積し (A_{c2} 層， D_{c1} 層)，工学上基盤と見なすことができる N 値が50以上の砂礫層は，深いところで70mもの深度にある。 A_{s1} 層と A_{c2} 層の境界は，両層とも自然堆積した地層であるため，場所によってそれほど変わらない。しかし，それより上の A_{s1} 層と A_{c1} 層，あるいは A_{c1} 層と B_s 層との境界は，特に B_s 層は軟弱な A_{c1} 層の上に建設残土を強制的に巻き出して造成されたため，その深度は場所によって大きく変化する。したがって，調査に当たっては，従来のボーリングによる地盤調査に加えて，ボーリング孔を伴わない動的貫入試験や電気式静的コーン貫入試験などの原位置試験を多用した。図-3に A_{c1} 層の圧縮係数 ($C_c/(1+e_0)$)，ここに C_c ， e_0 はそれぞれ圧縮指数，初期間隙比) と圧密係数 (c_v) を示す。これらの値が非常にばらついているのがわかる。第I期地区では，3.で詳しく述べるように，プラスチックボード

レーンで改良し、場所によってドレーン間隔(d)を変更した。 d については再度3.で詳しく述べる。

旧海岸線から離れるに従い、地盤条件も異なる。第III期工事地区では、図-2に示すように、海底の深度も増加し、第I期地区や第II期地区に存在していた A_{s1} 層は認められず、海底から直接 A_{c2} 層が堆積している。この地区では、直接浚渫土砂を投入し、その表層をセメントによる固化処理を行ない、さらにその上を建設残土で覆土した。このように、場所によって、地層構成やその特性が異なるので、後述するように、建設される空港施設と地盤の特性を考慮して、地盤改良工法を選択した。

3. 第I期および第II期地区における地盤改良

(1) 設計に関する基本的な考え方

航空機の安全運行のために、空港施設は厳しい平坦性の確保が義務付けられている。図-1に示すように、第I期地区の施設は滑走路、第II期地区ではエプロンおよびターミナルビルである。我が国の滑走路はアスファルトコンクリート構造であることが多いが、本空港においても全ての滑走路においてアスファルトコンクリート構造を採用している。この構造は、不同沈下が生じても、航空機が離発着しない夜間にオーバーレイすることによって対処することができる。アスファルトコンクリートは、典型的な粘性材料であるため、走行時のような動荷重に対して高い剛性を有するが、静止荷重に対してはわだち掘れなどが生じる。したがって、航空機が駐機するエプロンの構造はアスファルトコンクリートの代わりにセメントコンクリート構造とするのが普通である。本空港のエプロンも同様な構造としたが、この構造では短期間にオーバーレイを施工することが技術的に困難である。また、ターミナルビルや格納庫などの施設は杭で支えられているため、沈下が生じない。このため、地盤が大きく沈下すると、これらの施設と地盤との間に大きな段差が生じ、空港の円滑な運行に大きな支障を来す。したがって、第I期地区と比べて、第II期地区の許容残留沈下量は小さく押さえる必要がある。

上記に述べた構築される構造物の種類と、地盤の特性を考えて以下のように地盤改良を選定した。

① A_{c1} 層、 B_s 層の自重、空港施設の重量によって、かなりの沈下量が A_{c1} 層内に長期に渡って生じることが予想される。また、 A_{c1} 層の圧密特性のばらつきが大きく、またその層厚が場所によってかなり異なるので、大きな不同沈下が生じると考えられる。

②すでに述べたように、かつては A_{s1} 層は水面付近まで堆積していた。したがって、 A_{c1} 層と B_s 層の埋立による A_{c2} 層へ及ぼす圧密荷重の影響は、埋立前と比べて同じ程度である。このため、 A_{c2} 層内に生じる圧密沈下量は小さいと考えられる。

③さらに、 A_{c2} 層は自然堆積地盤であるため、圧密定数のばらつきも小さく、また層厚も大きく変化しない。すなわち、不同沈下量は小さいと考えられる。

④したがって、鉛直ドレーン(パーティカルドレーン)の改良対象を、 A_{c1} 層だけに限定する。

⑤I期地区の盛土厚は、空港完成後の土被り圧に対応して、II期地区は圧密の促進や二次圧密による沈下の減少を目的として、完成後の地盤高さよりさらに3mほど余盛りを行った(プレロード)。

⑥経済的な理由から、I期地区では幅10cmのプラスチックボードドレーン(PBD)、II期地区ではナイロン袋による直径12cmの被覆サンドドレーンを採用した。

(2) 実測された沈下速度

第I期地区では、ドレーン打設後放置できる期間が場所によって異なったため、ドレーン間隔が場所によって異なった。図-4に測定された沈下量(改良対象となった A_{c1} 層で生じた沈下)からBarronの計算式を用いて逆算された地盤の圧密係数(c_h)を示す。図のAからDの記号で示すように、ここでは4種類の異なるPBDを用いたが、PBDの違いによる圧密速度の影響は認めることはできない。しかし、ドレーン間隔によって c_h の値が異なるのがわかる。つまり、ドレーン間隔が狭いと逆算された c_h は小さくなる傾向にある。これは、ドレーン間隔を狭めても、圧密計算から期待されるほど、圧密速度が増加していないことを示している。異なるドレーン間隔を施工した場所によって圧密定数が変化しているか否かを確認するために、図-3にドレーン間隔(d)ごとに記号を変えて、圧密定数を示している。図から、ドレーンの種類によって特段圧密定数が異なっているとは考えられない。ドレーン間隔によって圧密速度が変化する原因として考えられるのは、ドレーン打設によるスミヤーの影響である。すなわち、ドレーン打設によるスミヤーの影響はドレーン間隔に影響されないので、ドレーン間隔が狭いほど、スミヤーの影響は相対的に大きくなる。しかし、Tanaka¹⁾によれば、スミヤーだけでは図-4に示すような c_h に対するドレーン間隔の大きな依存性は説明することはできないとしている。それに代わる説明として、 A_{c1} 層に存在するレンズ状の砂層の影響を推察している。図-4に示した c_h は、ドレーンのみによる水平方向の排水だけが生じていると仮定

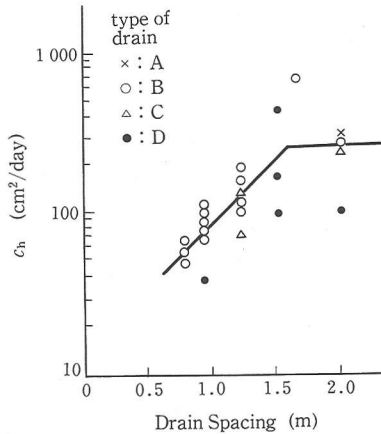


図-4 実測された沈下量から逆算された c_h (第I期地区)

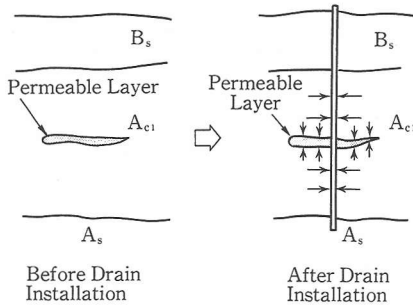


図-5 c_h がドレーン間隔によって変化する理由

して計算された値である。しかし、図-5 に示すように、孤立していた砂層にドレーンを打設すると鉛直方向にも排水が生じる。この影響は、ドレーンの間隔が大きいかほど鉛直の排水の影響が相対的に大きくなるので、見かけ上、 c_h が大きくなるとの考えである。事実、電気式静的コーン貫入試験によって、 A_{c1} 層にかなりの砂層が存在していることが確認されている。

4. 新C滑走路(第III期地区)の地盤改良

(1) 設計に関する基本的な考え方

図-2 に示すように、第III期地区では A_{c2} 層の上に直接 A_{c1} 層および B_s 層が埋め立てられた。このため、沈下が生じるのは A_{c1} 層だけではなく、自然地盤である A_{c2} 層も長期に渡ってかなりの沈下量が生じると考えられる。したがって、第I期地区や第II期地区とは異なり、ここでは A_{c2} 層も改良の対象とした。設計の主な考え方は次の通りである。

① A_{c2} 層も改良対象とするが、 A_{c2} 層の下端まで改良

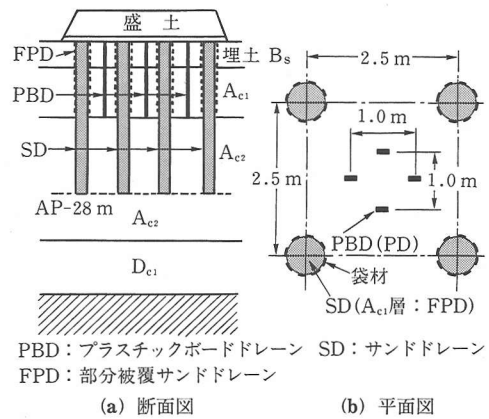


図-6 第III期地区で用いた補間ドレーンと未完通ドレーン。軟弱な A_{c1} 層を改良するために、SDの A_{c1} 層の部分合成繊維で被覆し、またPBDによる補間ドレーンを打設した。また、AP-28m以深は未改良としている。

すると施工機械の高さが空港の高度制限に抵触するので、 A_{c2} 層の下端は未改良のままとした(未貫通ドレーン)。どの深度まで A_{c2} 層を改良するかについては、5.で述べるように、不同沈下シミュレーションによって決定した。

② しかしながら、I期地区やII期地区のドレーンと比べて改良深さが長くなる。したがって、ウェルレジスタンスの小さな直径50cmの大口径のサンドドレーンを採用することにした。

③ 浚渫土砂からなる A_{c1} 層は、第I期や第II期地区と同様に非常に軟弱である。このような地盤に、大口径の砂杭を打設すると、砂杭が自重によって破壊し、ドレーンとしての機能が損なわれる恐れがある。このため、 A_{c1} 層上部にはジオテキスタイルによる部分被覆ドレーンを採用することにした。

④ すでに述べたように A_{c1} 層の圧密特性は非常にばらついている。また、室内試験から求めた c_v も A_{c1} 層は A_{c2} 層のそれと比べて小さい。このため、サンドドレーンを補うために、 A_{c1} 層だけを対象にしてプラスチックドレーンを図-6に示すように打設した(補間ドレーン)。

(2) 部分被覆ドレーン

超軟弱な粘土層にサンドドレーンを打設する場合、図-7に示すようにドレーン打設時の砂杭の自立性・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、あるいはドレーン施工後の周辺地盤の圧密沈下に起因する砂杭への応力集中や蛇行変形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_{c1} 層部分については袋状のジオテ

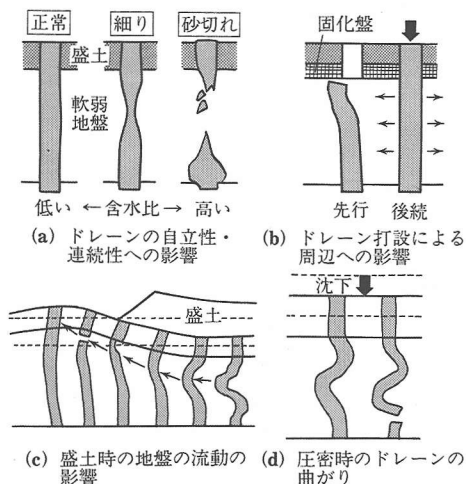


図-7 超軟弱地盤に砂杭を打設した場合の懸念されるトラブル

キスタイル（織布）でサンドドレーンを被覆した部分被覆サンドドレーンが考えられた。同種のドレーン工法は、小口径の砂杭（直径 12 cm）を化学合成繊維の網で包み込んだもの²⁾（第II期地区で採用）や、超軟弱地盤対策として開発されたもの³⁾がある。

当地区で採用されたドレーン工法は、1982年に開発された部分被覆サンドドレーンで、袋詰めサンドドレーンと通常サンドドレーンを組み合わせたものである。袋詰めサンドドレーン部分は直径 12~50 cm の砂杭を引張強度が幅 5 cm 当たり 1.1~2.2 kN のポリエチレン製の合成繊維素材で包み込んだものであり、超軟弱層中では袋詰めサンドドレーン、下層のある程度の強度を有する地盤中には通常サンドドレーンを打設するものである。同工法は、四日市の超軟弱地盤の改良に初めて採用された³⁾。

軟弱粘土層に打設されたサンドドレーンの挙動および部分被覆サンドドレーンの安定性について遠心模型実験や解析により確認した上で^{4),5)}、実際への適用を図った。遠心模型実験では、被覆ドレーンの必要性を確認するために、現地の A_{c1} 層の粘性土を用い、含水比を変化させた粘土地盤中の砂杭の打設実験を行った。この結果、被覆なしで砂杭が自立できる限界の含水比は 170~220% 程度であることがわかった。また、粘土地盤の含水比が大きくばらついていることを考慮して、上記の値を 1.3 で割ると、設計上の砂杭が自立できる粘土地盤の含水比は 120~160% となる。現地の A_{c1} 層の含水比は 170% 以上であったため、被覆ドレーンが必要と判断した。

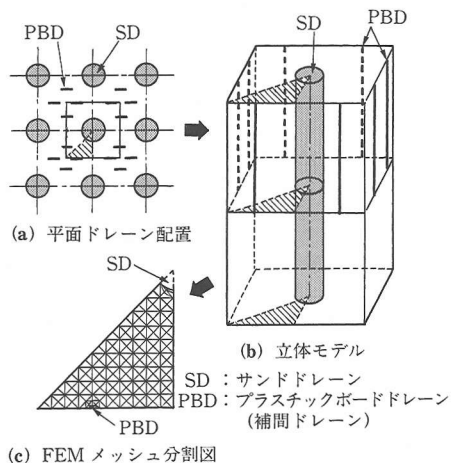


図-8 補間ドレーンとサンドドレーンによる圧密を計算するための FEM モデル

(3) 未貫通ドレーンと補間ドレーンの解析と簡易設計法

改良境界部を含む全体系の圧密を解析し、未貫通層の圧密分布がドレーン下端より上部に仮定の面状排水層を設けたときの両面排水条件で近似できることを確認し、層厚を未貫通層厚にドレーン有効径を割増しして圧密計算を行う簡易設計法を採用することとした⁶⁾。

補間ドレーンの圧密については、図-8に示すようなモデルでサンドドレーン (SD) と PBD による圧密の解析を FEM によって行った⁶⁾。 A_{c1} 層の圧密ができるだけ均一に、しかも早く促進するように、PBD の配置を変化させて、サンドドレーン間の圧密進行の状況を解析した。その結果、図-6に示す PBD の配置が最も効果的であることがわかった。また、実際の設計を簡易にするために、補間ドレーンで改良された地盤を FEM 解析による圧密度 90% の時間 (t_{90}) に等しくなるように 1 本のドレーンの有効径 (d_e) を有する地盤に置き換えて、後述するマッドレジスタンスやウェルレジスタンスの影響を検討した。

(4) 試験施工と施工管理

設計・解析によって決定された地盤改良手法の有効性を確認するため、先行施工工区を設けて試験盛土を実施した。図-9に試験盛土の計測器の配置を示す。

鉛直ドレーンの設計で通常用いられる圧密解析は、サンドドレーンとサンドマットの透水係数を無限大と設定している。しかし、当改良工事では、サンドドレーンおよびサンドマットに使用する砂材は細粒分を含む山砂であったため、これらの排水抵抗（レジスタンス

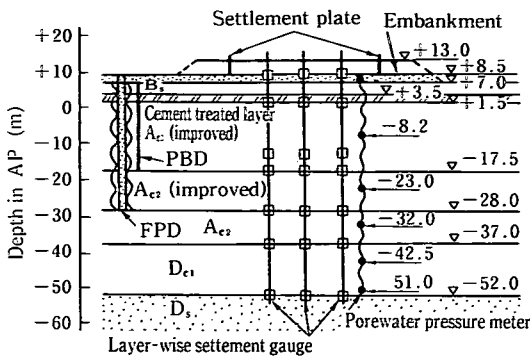


図-9 第三期地区で実施した試験盛土の計器配置図

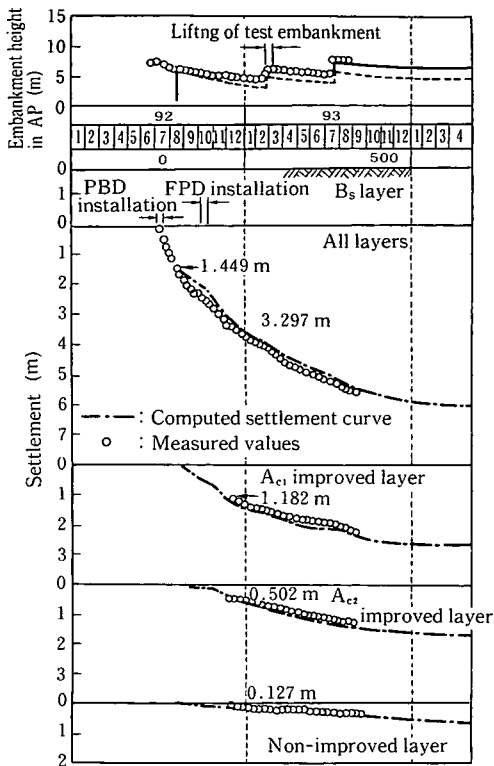


図-10 試験盛土で観測された沈下曲線。地盤の定数を種々に設定して沈下を計算し、一番実測値とあった値を地盤の圧密定数とした。

ス)を考慮した圧密解析が必要となった。そこで、吉国の考え方⁷⁾をもとに、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およびマットレジスタンスを考慮した圧密解析を行った。解析の結果、マットレジスタンスの値が大きく、全体の圧密速度に対して大きな影響を与えることが判明した。このため、第三期地区のサンドマットの層厚を150 cmと厚くし、さらにサンドマット中に水平ドレーンを10~20 mの間隔

に設置することでマットレジスタンスの低下を図った。

図-10は、試験盛土から計測された A_{c1} 層、 A_{c2} 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、計算値と実測値を対比したものである。各土層の圧密の進行度合いは、圧密がある程度進行した段階で、地盤定数がある程度変化させて、計算値と実測値の適合性を検証した。

5. 埋立地内の不同沈下の予測と空港施設の設計

(1) 埋立地内の不同沈下の統計的性質

一般に埋立地における沈下量予測は、いくつかのエリアごとに代表的な地点を設置し、この地点における予測値や観測値によって設計や施工管理を行うのが通常のやり方である。しかし、広大な埋立地に造成される滑走路や誘導路の舗装構造の設計を合理的に行うには、代表点の沈下だけではなく埋立地内に発生する面的な沈下のばらつき(不同沈下)を定量的に予測することが必要になる。埋立地における不同沈下の要因として、施工時期を含む荷重条件の変動や粘土地盤の層厚の変動、圧密に関わる土質定数のばらつきが考えられる。この中で粘土地盤の層厚や土質定数の不均一性に起因する不同沈下については、十分な予測手法がなかった。

土田らは^{8),9)}、全国の港湾構造物や埋立地における沈下実測データを用いて沿岸域における粘土地盤の沈下の統計的性質を調べ、以下のような結果を報告している。

- 1) 所定の範囲内での沈下量の出現は確率的に取り扱うことが可能でほぼ正規分布で近似できる。
- 2) 沈下量平均の増加とともに標準偏差も増加するが、変動係数は減少し、一定値に近づく。
- 3) 港湾地域の構造物、埋立地における沈下量の変動係数は、沈下量が40 cm以上の場合は0.05~0.25の範囲にある。
- 4) 沈下に関する土質定数の地盤内分布は、対数正規分布することの多い c_v を除くと、ほぼ正規分布している。

以上の結果に基づいて、埋立地内の沈下のばらつきを確率的に取り扱い、モンテカルロシミュレーションを用いた不同沈下予測プログラムを開発した⁹⁾。このプログラムは沖積粘土が堆積した海底地盤を埋め立てる場合のように、圧密沈下が支配的でせん断変形を無視しうる場合の不同沈下の予測を対象とする。

(2) 不同沈下シミュレーションの基本的な考え方

不同沈下シミュレーションプログラムは地盤の不均一性を確率モデルによって表すことを基本としている。すなわち、圧密現象を支配する圧縮指数(C_c)、圧密係数(c_v)、圧密降伏応力(p_c)および初期間隙比(e_0)などの土質定数の統計的性質が正規分布または対数正規分布するとし、これらが空間的にばらつきを持って分布するという確率モデルを導入している。また、軟弱層の厚さも確率変数として与え、成層の平面的なばらつきを考慮した。シミュレーションでは、まず地盤を図-11の平面図に示すようなメッシュに分割し、さらに各メッシュは鉛直方向にブロックに分割される。各ブロックの土質定数は、それぞれある確率モデルに従う確率変数としてランダムに割り付けられる。ブロック内では土質定数は一定である。このようにして割り当てられた土質定数のもとで、隣り合ったメッシュとは無関係に沈下が生じると仮定して、一次元圧密理論に基づいた圧密沈下計算が行われる。

この計算では同一種類の地盤であるということは、ブロックの土質定数が同じ確率分布に属することを意味する。図-12に不同沈下シミュレーションのフローチャートを示すが、同一の条件のもとで作成した地盤モデルについて多数回の試行計算を行う。個々の計算結果はそれぞれ異なるが、多数の試行から生じる沈下のパターンは、平均的には地盤の確率モデルを反映したものと考えられる。したがって、一回の試行毎に地盤の沈下の統計的性質を示す諸元(平均沈下量、沈下量標準偏差、沈下量変動係数)を計算し、これらを全試行について平均した値をそれぞれの諸元の「期待値」と呼んでシミュレーションの結果の代表値として表している。

沈下の計算では次の仮定を設けている。

- ①各ブロックは一次元的に圧密するとし、各載荷重ステップごとに沈下量を計算して重ね合わせる。
- ②最終沈下量の計算には C_c 法を用いる。深さ方向に多層地盤となるので、換算層厚法を用い Terzaghi の一次元圧密理論を適用して圧密度を計算する。
- ③載荷による地盤内の鉛直応用増分はブシネスクの式より求める。
- ④隣接したメッシュ間の相互作用を考慮するため沈下の影響係数を導入し、各ブロックごとに計算した沈下にこの影響係数を乗じて地表面の沈下を計算する。

シミュレーションを行う場合、鉛直方向とともに水平方向の地盤特性の変動特性を考慮する必要がある。一般に地盤は水平方向に広がりを持って堆積しているので、鉛直方向に比べて水平方向の相関性が高い。また、堆積環境が複雑な陸成の地盤に比べると、海成の

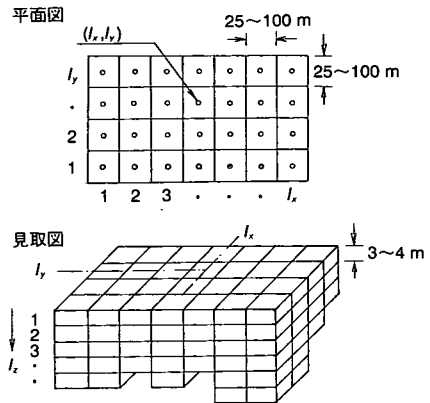


図-11 地盤のモデル化

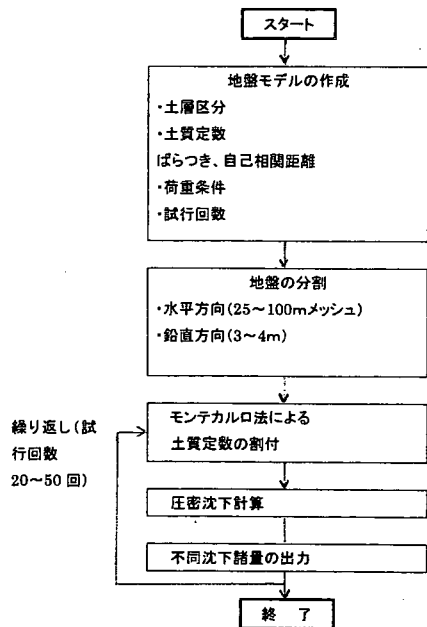


図-12 不同沈下シミュレーションのためのフローチャート

沖積粘土層は平面的相関性が高いと推測される。土質定数の自己相関特性は、深さ方向については2m程度離れると相関性がなくなり、水平方向については陸成の粘土地盤で数10m、海成粘土地盤では1000mの距離でも強い相関性を有するとの報告がある^{8),9)}。

距離に対する自己相関を数値的に表すモデルとして次式がよく用いられている¹⁰⁾。

$$\tau = \exp(-l/b) \quad (1)$$

ここに、 τ は自己相関係数、 l は距離、 b は相関距離と呼ばれる自己相関性の強さを表すパラメータで、 b が大きいほど広い範囲において相関が強い。図-13(a)のそれぞれのラインについて、式(1)のモデル

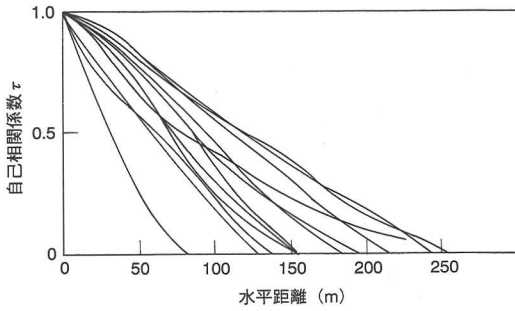


図-13(a) 沈下量の水平距離と自己相関係数

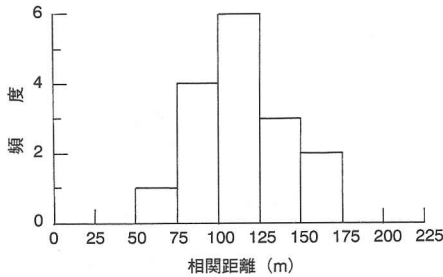


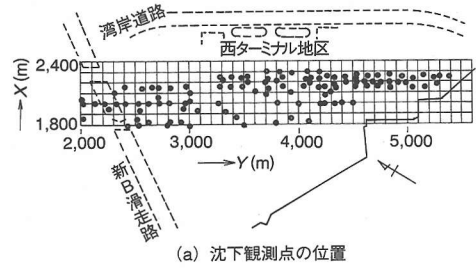
図-13(b) 沈下の水平方向相関距離

を用いて相関距離を最小2乗法で求めた結果を図-13(b)に示すが、水平方向相関距離は50~175mの範囲にあることがわかる。なお、東京国際空港新A滑走路の供用後5年間の沈下から求めた水平方向相関距離は**b**は約100mであった。

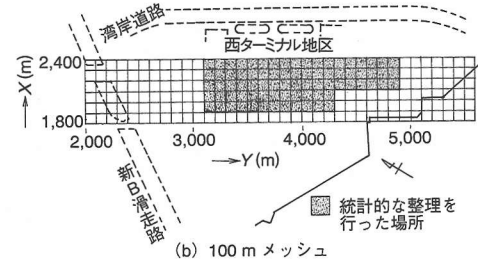
(3) 不同沈下シミュレーションの適用性の検証

東京国際空港沖合展開地区の不同沈下観測事例について不同沈下シミュレーションの適用性の検証を行った。観測を行った箇所は図-14に示している。土質定数は土質試験結果を統計的に処理して決定したが、各土質定数の変動係数は圧縮指数0.23、初期間隙比0.16、圧密係数0.23、圧密降伏応力0.20程度であった。また、粘土層厚の変動係数は0.1とし、層厚および土質定数の水平方向相関距離は100mとした。

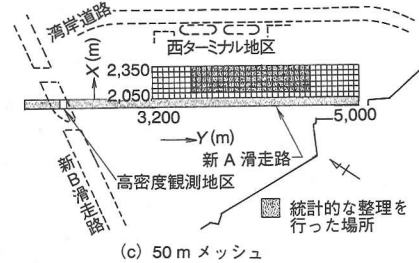
図-15は、沈下量の平均、標準偏差、変動係数を比較したものである。100mメッシュ、50mメッシュのいずれも実測値と計算値はよく一致している。図-16は、隣接するメッシュ間の沈下量の差 ΔS を不同沈下量とし、 ΔS の実測値と計算値を時間に対して比較したものである。図のように平均値をみると計算値は実測値とよく一致しているが、標準偏差と変動係数では実測値の50~70%となっている。一般に沈下量の増加とともに不同沈下量も増加する傾向にあるので、不同沈下を表す指標として次式で示す平均不同沈



(a) 沈下観測点の位置



(b) 100 m メッシュ



(c) 50 m メッシュ

図-14 不同沈下の観測・解析範囲

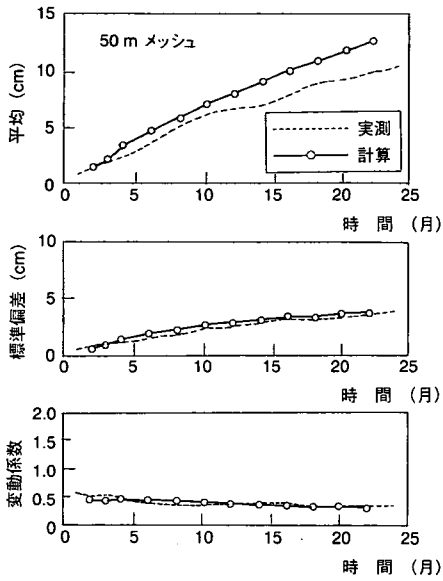
下率 r_{mean} と最大不同沈下率 r_{max} を考える。

$$r_{mean} = (\Delta S \text{ の平均値}) / (\text{沈下量平均値}) \quad (2)$$

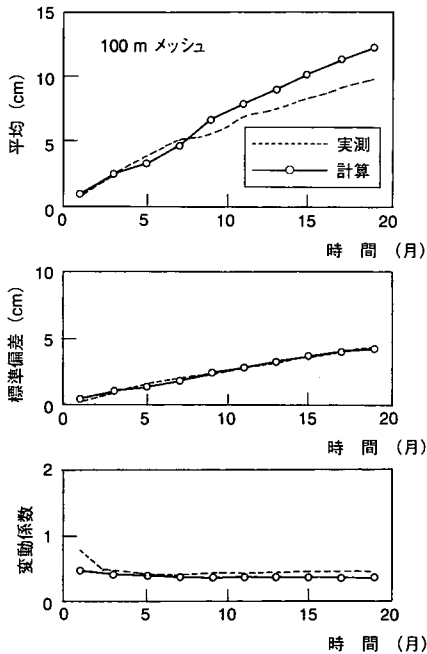
$$r_{max} = (\Delta S \text{ の最大値}) / (\text{沈下量平均値}) \quad (3)$$

図-17(a), (b)は、 r_{mean} と r_{max} の経時変化である。図のように平均不同沈下率については計算値が実測値とよく一致しているが、最大不同沈下率は計算値が実測値を上回っている。最大不同沈下率という指標は範囲内の不同沈下量の最大値で決まるため、計算モデルと実際の地盤の違いが大きく現れる傾向があるが、本事例の場合、計算結果は安全側の予測となっているといえる。

以上、実測された沈下量のばらつきと不同沈下シミュレーションの結果を比較すると、シミュレーションは最大不同沈下率を過大に評価しているが設計上は安全側であった。また、沈下量およびメッシュ間沈下量の標準偏差、変動係数をみても経時変化は実測結果とほぼ一致している。以上のことから不同沈下シミュレーションは埋立地内の不同沈下量を予測する有効な手法であるとの結果を得た。



(a) 50 mm メッシュの場合



(b) 100 mm メッシュの場合

図-15 沈下量の平均, 標準偏差, 変動係数の比較

(4) 設計への適用

第Ⅲ期地区は水深が深く埋立土の荷重が大きいこと、圧密沈下の対象となる粘土層の深度が最大でAP-50 m程度になる等の条件の下での工事であり、供用後に過大な不同沈下が発生すると滑走路、誘導路、エプロンなどの機能に障害をもたらす恐れがあ

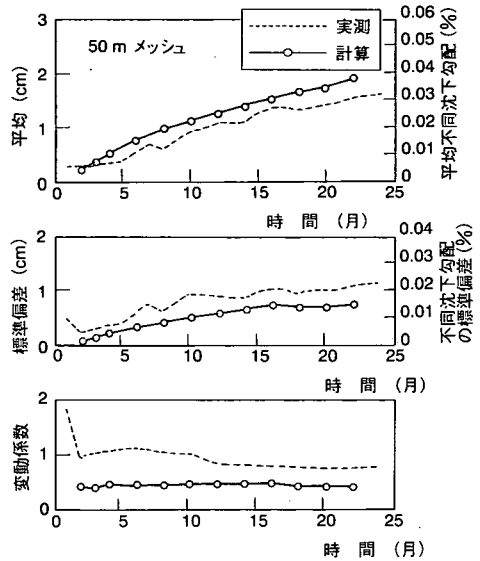


図-16 メッシュ間不同沈下量 ΔS の平均

る。対策として圧密沈下を生じる粘土層をすべて改良するのが理想的であるが、一方、高度制限の下での大深度の地盤改良工事は建設コストの大幅な増加要因となり工期を遅らせる可能性もあった。このため「不同沈下が空港施設としての機能を損なわない程度の残留沈下は許容する」ことを地盤改良の基本的な方針とした。以上の方針により、改良深度を決定するため不同沈下シミュレーションを実施した。第Ⅲ期地区において圧密沈下を生じる層は、超軟弱な浚渫粘土層 (A_{c1} 層)、沖積粘土層 (A_{c2} 層) および洪積粘土層 (D_c 層) であるが、浚渫粘土層と沖積粘土の上部についてはパーチカルドレーンにより地盤改良を行うので、残留沈下の大部分は非改良層である沖積粘土層の下部と洪積粘土層で生じる。

滑走路および平行誘導路全域をカバーするように図-18 に示す 3200 m × 500 m の範囲について 100 m × 100 m 間隔のメッシュ分割とした。ここでは全体の不同沈下の傾向を調べることを目的としているために、舗装設計で実施する分割幅 25 m に比べてメッシュ分割を粗くとしている。

新C滑走路中央線における土質構成を図-19 に示す。表-2 は、東京国際空港における土質試験結果を統計解析して得られた土質特性値の中から、各土層の圧密に関する定数の平均値とそのばらつきを示したものである。各定数のばらつきは正規分布 (ただし圧密係数 c_v については対数正規分布) するものとした。深さ方向については、圧密降状応力 p_c は深度とともに直接的に増加するものとし、 C_c および c_v は 4~5 m を単位として確率的な独立ブロックとして取り扱

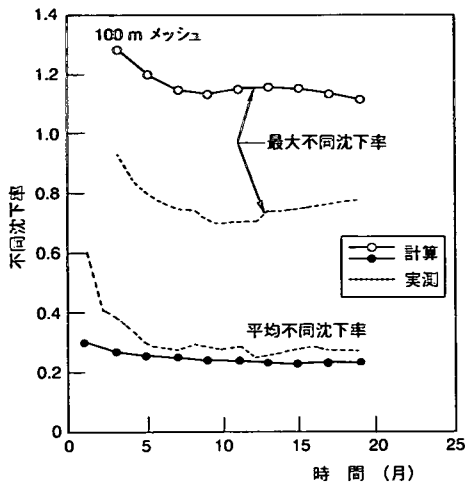


図-17(a) 不同沈下率の比較 (100 m メッシュ)

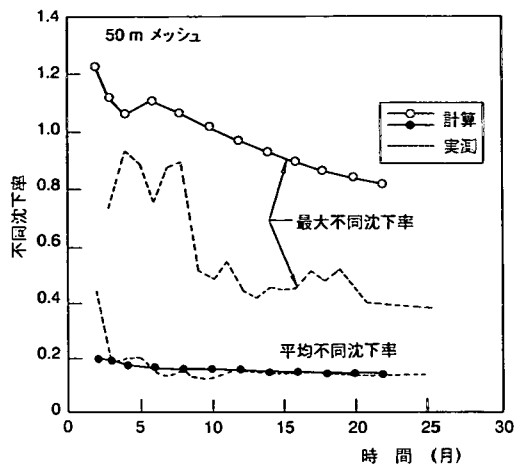


図-17(b) 不同沈下率の比較 (50 m メッシュ)

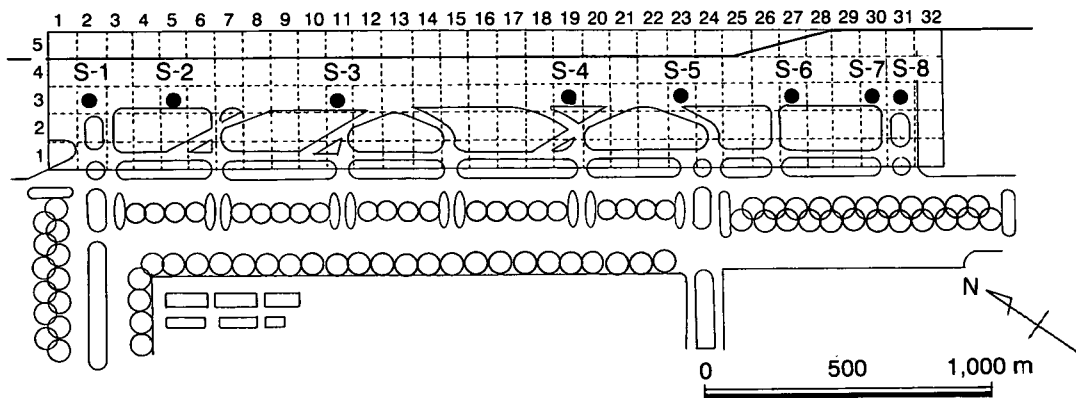


図-18 計算に用いた平面メッシュ

った。地盤の水平方向自己相関距離は 100 m とした。盛土の高さは滑走路供用後 10 年を経た時点で計画高となるように上げ越し高を見込んだ。地盤改良の工程は、改良層の圧密期間として盛土後の 1 年間を盛土放置期間、さらにその 1 年間を舗装等の施設を施工する期間として設定した。荷重はこれらの想定される施工工程に基づいて、各メッシュごとに与えた。

地盤改良の深度として、施工機械の空域制限による許容高さ、改良深度に応じた施工機械の供給可能台数、中仕切護岸等の条件を考慮し、

ケース A : A_{c2} 層全層 (-40 m まで) の改良

ケース B : AP-28 m まで改良

ケース C : 中仕切護岸 (図-2 参照) の改良深度と合わせた AP-22 m までの改良、の 3 案について計算を行った。土質定数、層厚を確率モデルに従ってランダムに 20 回割り付けたモデル地盤を設定し、割り付けた定数を持つ各モデル地盤に対

表-2 圧密に関する土質定数の平均値とばらつき

土質定数	土層	A_{c1}	A_{c2}	D_c	注)
		平均値	標準偏差	平均値	
圧縮指数 C_c	平均値	0.800	1.400	0.700	・定数平均値は代表的な値を示す
	標準偏差	0.317	0.286	0.161	
圧密係数 $c_v(\text{cm}^2/\text{d})$	平均値	70	100	360	・水平方向の自己相関距離: 100m
	標準偏差	0.300	0.230	0.300	
初期空隙比 e_0	平均値	3.300	3.000	1.450	・粘土層厚の変動係数: 0.1
	標準偏差	0.863	0.414	0.216	
圧密時応力 $p_c(\text{kgf}/\text{cm}^2)$	変動係数	0.633	0.266	0.308	a : 標高 0 m の時の p_c の平均値
	a 注) b	0.60	-0.36	-0.88	
		0.021	0.045	0.065	

して圧密沈下計算を行った。

図-20 は計算により得られた各改良深度に対する供用後 5 年、10 年および 50 年経過時の地盤高 (全一ス平均) の変化である。また図-21 には各ケースの平均沈下量～時間関係を示した。供用 10 年後の地盤高が計画高となるように上げ越高を見込んだ設定として

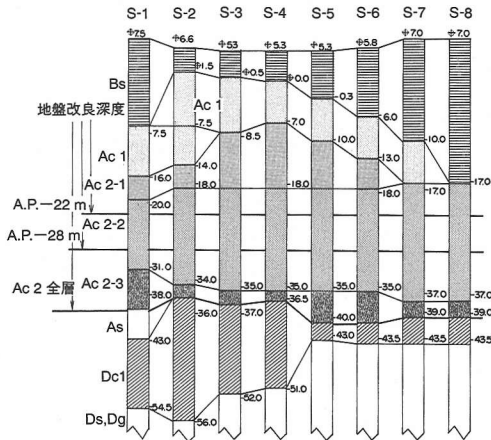


図-19 新C滑走路中央線における土質構成

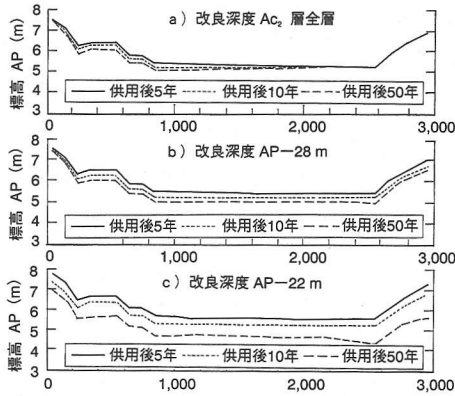


図-20 供用後5年、10年、50年経過時の地盤高

いるために、初期の断面形状がなめらかではないが、残留沈下によって生じる供用後の勾配変化が重要となるので、ここでは断面形状そのものについては特に問題としない。

図-20より沈下の傾向をみると、 A_{c2} 層を全層改良したケースAの場合、 D_{c1} 層の厚いS-1～S-4で残留沈下を生じ、 D_{c1} 層の薄いS-5～S-8との境界で勾配変化を生じている。改良深度が浅いケースB、ケースCでも同様の傾向があるが、 A_{c2} 非改良層の沈下が加わり、改良深度が浅くなるほど残留沈下量が全体的に増加している。また、図-21より、改良深度が浅くなるほど沈下が長く継続することがわかる。

図-22に供用後の平均不同沈下率 r_{mean} 、図-23に最大不同沈下率 r_{max} の期待値を示した。また、滑走路の許容縦断勾配が0.8%であり、供用時の平均勾配を0.4%に設定するならば、供用後の不同沈下により生じる勾配変化の許容値は $\pm 0.4\%$ である。図-24は供用後にこの許容値を超え勾配に関する補修が必要とな

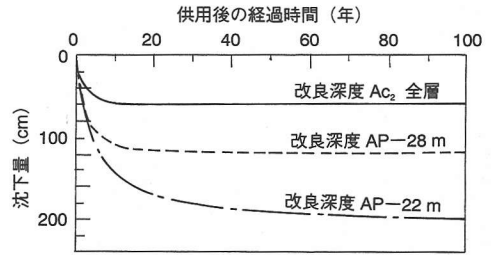


図-21 平均沈下量と時間の関係

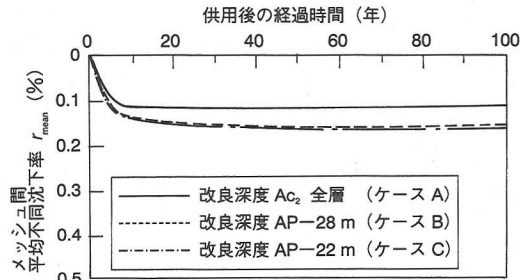


図-22 平均不同沈下率の期待値

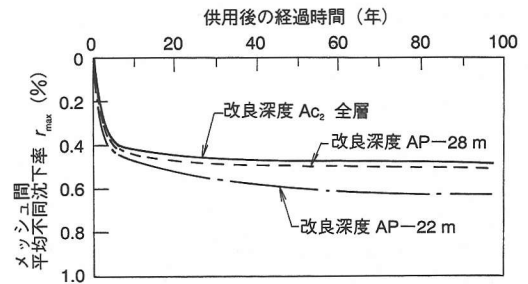


図-23 最大不同沈下率の期待値

る面積の割合を頻度としてその経時変化を示したものである。

図-22～図-24によると、改良深度が浅くなると平均不同沈下率、最大不同沈下率とも大きくなり、これによって供用後の勾配に関する補修の頻度も増加するという結果になった。まず最大不同沈下率は、 A_{c2} 層全層改良(ケースA)と、AP-28 mまで改良(ケースB)ではほぼ同等の値を示すが、AP-22 m改良のケースCはケースA、Bと比べて大きくなる。また、ケースAでは供用後10～20年程度で不同沈下が落ちつくのに対し、ケースCでは30～40年程度まで増加が続いている。これは供用後に非改良層の残留沈下の進行とともに不同沈下が増加するためである。また、 A_{c2} 層を全層改良する場合、基盤層が盛り上がり粘土層厚が急変する境界部(図-19の土層モデルにおけるS-4、S-5付近)での不同沈下が大きくなったが、ケ

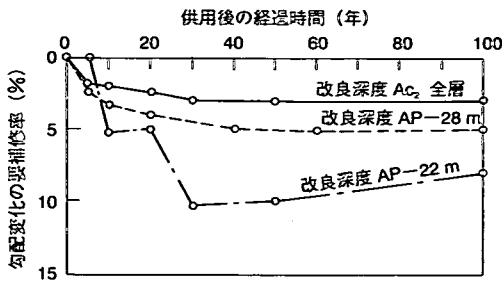


図-24 補修頻度の経時変化

ース B, ケース C のように未改良部を残す場合には境界部での不同沈下は全体として大きくならないという計算結果になった。

以上のように AP-28 m までの改良を実施するケース B の場合, 予想される勾配変化の補修頻度は A_{c2} 層全層改良のケース A の場合より大きくなった。しかし, 勾配変化に対する補修費用の増大と, 全層改良する場合の工事の制約 (制限表面による施工機械の高さ規制) による必要工期の増加とを比較検討した結果, 改良深度はケース B の AP-28 m までとするのが最も妥当であると判断した。

6. おわりに

本論文では, 東京国際空港沖合展開事業における地盤改良工事の概要を述べた。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, 既住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。

参考文献

- 1) Tanaka, H.: Consolidation of ground reclaimed by inhomogeneous clay, *Proc. of Settlement '94, Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankment*, ASCE, pp. 1262-1273, 1994.
- 2) 市川宣明: 地盤改良-バックドレーン工法-, 基礎工 5 月号, pp. 91-101, 1978.
- 3) 松尾 稔, 塚田順治, 金谷嘉久, 庄野博文: 四日市 LNG 基地建設のための地盤改良試験工事, 土木学会誌, Vol. 69, No. 4, pp. 9-15, 1984.
- 4) 北詰昌樹, 寺師昌明, 相原直浩, 片山 忠: 袋詰めサンドドレーンの超軟弱地盤への適用性に関する研究, 港湾技術研究所報告, Vol. 32, No. 1, pp. 101-123, 1993.
- 5) 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, 481/III-25, pp. 107-115, 1993.
- 6) 塩見雅樹: パーチカルドレーン工法による空港埋立地の地盤改良における沈下予測管理に関する研究, 筑波大学学位請求論文, 1998.
- 7) 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.
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) Tan, W. H.: Probabilistic evaluation of penetration resistance, *Proc. of ASCE*, Vol. 105, GT 10, pp. 1173-1191, 1979.

(2002.11.6 受付)

The offshore expansion project of the Tokyo International Airport is to move toward an offshore land reclaimed by very soft clay, which was produced by dredging in the Tokyo Bay. Airport facilities such as a runway have very strict restriction on settlement for safe operation. To reduce residual settlements, various improvement methods were employed for large areas, considering soil conditions and type of structures. In addition, foundations of runways and aprons were designed, considering differential settlements caused by scatter in soil properties of the ground. These differential settlements were estimated by Monte-Carlo simulation.