

## D滑走路 埋立部の圧密沈下 ～感度分析を踏まえた沈下予測～

埋立( )工区 河村健輔・三木隆之、埋立( )工区 澤資浩

東洋建設 勝山克二、若築建設 水野健太、東亜建設工業 田代聡一

キーワード：土質のばらつき、低置換改良、関口・太田モデル、モンテカルロシミュレーション、長期圧密

### 1. まえがき

D滑走路の埋立部は、水深約20mの大水深海域に高盛土を急速に施工するため、原地盤粘性土において大きな圧密沈下が発生し、残留沈下も予測される。そこで、埋立部の圧密沈下に関して、圧密沈下（沈下量、沈下速度）に影響を及ぼす各要因について抽出・整理し、各要因による圧密沈下の感度分析を実施した。ここでは、土質のばらつき、サンドドレーンの仕様、サンドマット材・埋立材の仕様、長期圧密沈下量、施工履歴の要因についての感度分析の結果を報告する。本工事の設計・施工の立案に当たっては、感度分析の結果を施工時の動態観測や施工管理に反映させ、施工時の圧密沈下量から将来沈下量を適切に予測し、維持・補修計画に反映させていく方針である。

### 2. 圧密沈下の感度分析

#### 2-1 影響を及ぼす要因の抽出・整理

図 2-1 に埋立部の平面計画図を、図 2-2 に滑走路縦断計画を示す。埋立部において最も高盛土となる滑走路 23 側端部での工事完了時の横断面図を図 2-3 に示す。埋立部の構造の特徴としては、原地盤粘性土が A.P. -20.0m～A.P. -80.0m までの間に途中砂層を挟んで層厚で約 45.0m で存在すること、洪積粘性土層（C層）の一部を未改良としたサンドドレーン（SD）の仕様であること、最大盛土高さが A.P. 18.0m であること、などである。圧密沈下に影響を及ぼす主な要因と感度分析の方法を表 2-1 に示す。

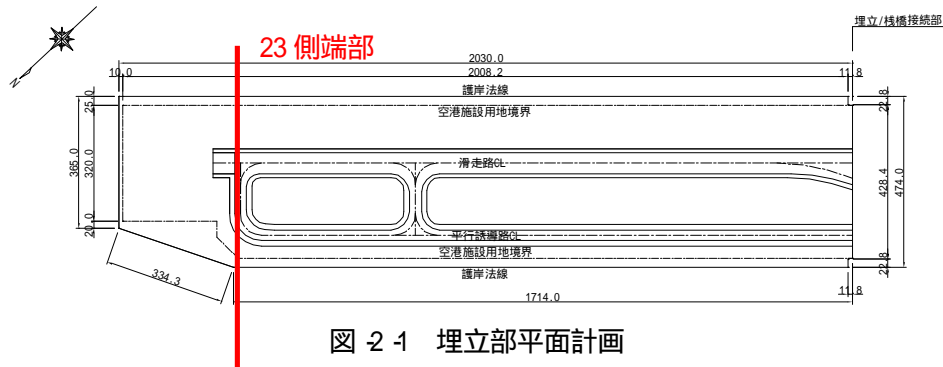


図 2-1 埋立部平面計画

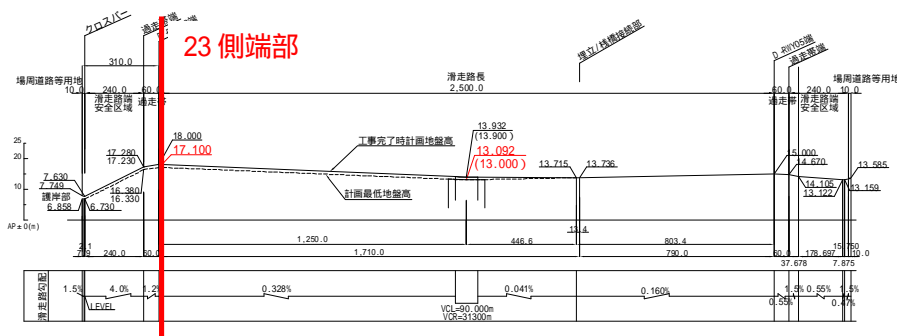


図 2-2 滑走路縦断計画

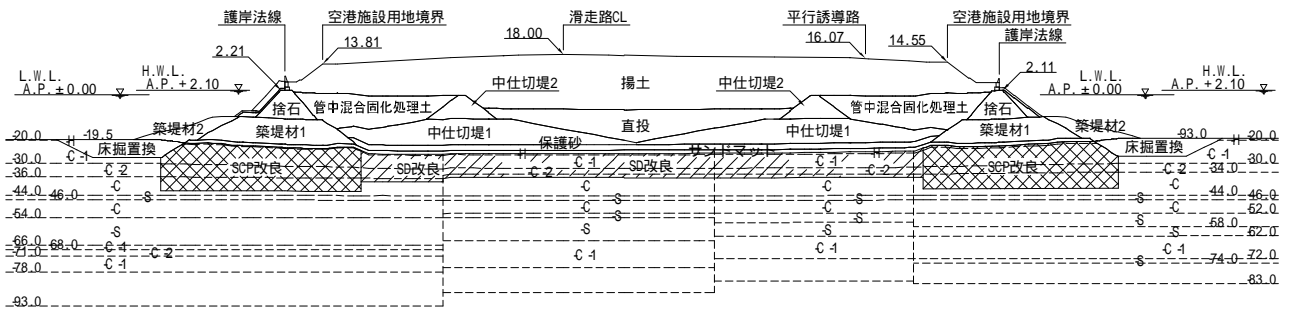


図 2-3 滑走路 23 側端部での横断面図

表 2-1 圧密沈下に影響を及ぼす主な要因と感度分析の方法

要因	方法
土質のばらつき	SD1本分の改良範囲を対象とし、土の弾・粘塑性構成式である関口・太田モデルを用いたモンテカルロシミュレーション
サンドドレーンの仕様	SD打設長およびSD材の透水係数をパラメータとし、SD1本分の改良範囲を対象とした関口・太田モデルを用いた感度分析
サンドマット材・埋立材の仕様	サンドマット(SM)材および埋立材(山砂)の透水係数をパラメータとした埋立部横断面の関口・太田モデルを用いた二次元FEM解析
長期圧密沈下量	二次圧密係数の時間による変化を考慮した長期圧密沈下量の予測
施工履歴	土質のばらつきと施工履歴を考慮した埋立部全域を対象とした不同沈下の予測

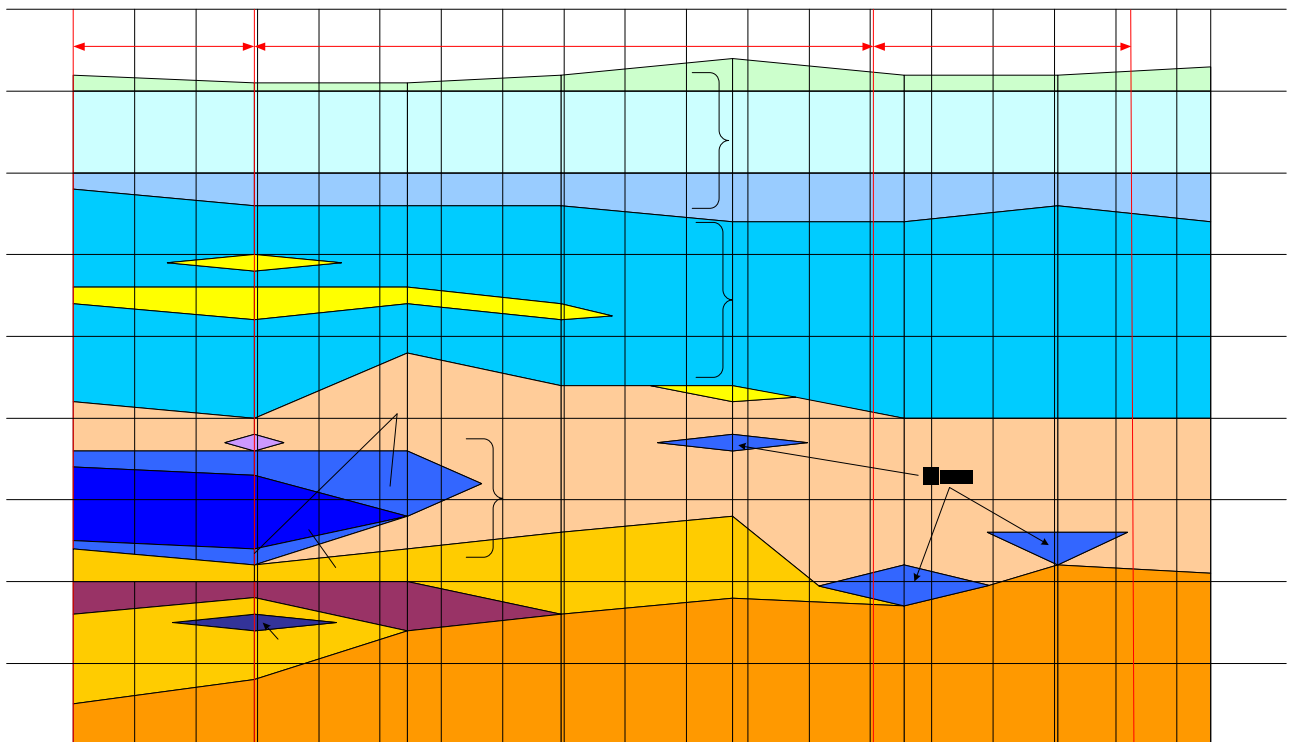


図 2-4 滑走路中心線における土層成層図

## 2-2 粘性土地盤の土質のばらつき

図 2-4 に滑走路中心線における土質成層図を示す。最大埋立荷重 ( $p' = 600 \text{ kN/m}^2$ ) を考慮して圧密沈下の対象となる層をまとめると表 2-2 となる。なお、図中の および 層の粘性土層は、最大埋立荷重を考慮し過圧密比から計算すると正規圧密領域に達することはないため、圧密沈下は発生しないものと想定される。

表 2-2 圧密沈下の対象層

層	A.P. (m)		特徴
	上端	下端	
-H	-15.0	-20.0	浮泥
-C-1	-20.0	-30.0	沖積粘性土(粘土)
-C-2	-30.0	-35.0	沖積粘性土(粘土)
-C	-35.0	-60.0	洪積粘性土(砂混じりシルト)
-C-1	-70.0	-80.0	洪積粘性土(砂混じりシルト)
-C-2	-70.0	-80.0	洪積粘性土(高含水比粘土)

圧密沈下計算に關係する土質定数は、初期間隙比 ( $e_0$ )、圧縮指数 ( $C_c$ )、過圧密比 (OCR)、圧密係数 ( $c_v$ ) である。このうち、 $e_0$  と  $C_c$  については高い相関性<sup>1)</sup>があることが示されており、圧縮比 ( $m_c = C_c / (1 + e_0)$ ) として整理する。以上から、ばらつきを考慮する土質定数は、圧縮比 ( $m_c$ )、過圧密比 (OCR)、圧密係数 ( $c_v$ ) となる。

既往の土質調査結果から上記の土質定数のばらつきを統計的整理すると、表 2-1 に示す沈下対象層において、 $m_c$ 、OCR、 $c_v$  の各土質定数はすべて正規分布もしくは対数正規分布<sup>1)</sup>となる。一例として -C-1 層の各土質定数の検定結果を図 2-5 に、全層の検定結果を表 2-3 に示す。

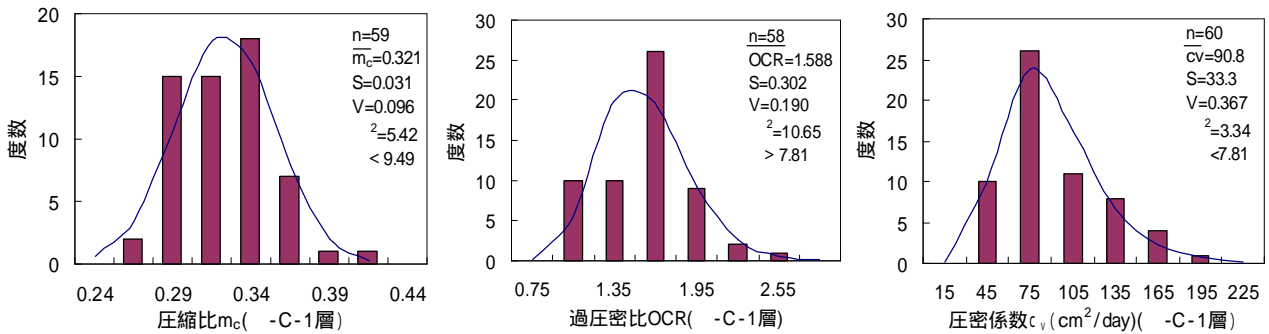


図 2-5 -C-1 層の土質定数の検定結果

表 2-3 全層の土質定数の検定結果

土質定数	項目	-C-1	-C-2	-C	-C-1	分布形状
圧縮比 $m_c$	設計値	0.307	0.325	0.186	0.233	正規分布
	平均	0.321	0.335	0.172	0.273	
	標準偏差	0.031	0.03	0.031	0.093	
	変動係数	0.096	0.09	0.183	0.339	
過圧密比 OCR	設計値	1.3	1.3	2.5	2.5	対数正規分布
	平均	1.588	1.667	2.557	2.471	
	標準偏差	0.302	0.265	1.168	0.608	
圧密係数 $c_v$	設計値 (cm <sup>2</sup> /day)	100	100	1000	1000	対数正規分布
	平均 (cm <sup>2</sup> /day)	90.8	88.9	1906	1968	
	標準偏差 (cm <sup>2</sup> /day)	33.3	20.6	1147	1223	
	変動係数	0.367	0.231	0.602	0.622	

### 3. 土質のばらつきを考慮した圧密沈下の感度分析

#### 3-1 検討方法

計算は、試行計算毎に各層の深度方向に異なる土質定数のばらつきを与えて解析を行うモンテカルロシミュレーションを用いた。この際、深度方向の自己相関性<sup>1)</sup>を考慮して深度方向に 2m ピッチで土質定数のばらつきを考慮した。土質定数のばらつきは平均値、標準偏差、分布形状を考慮し、表 2-3 に示される土質定数について、乱数を発生させ計算に用いた。なお、計算の試行回数は事前検討により 50 回以上で収束することを確認の上で 100 回と設定した。

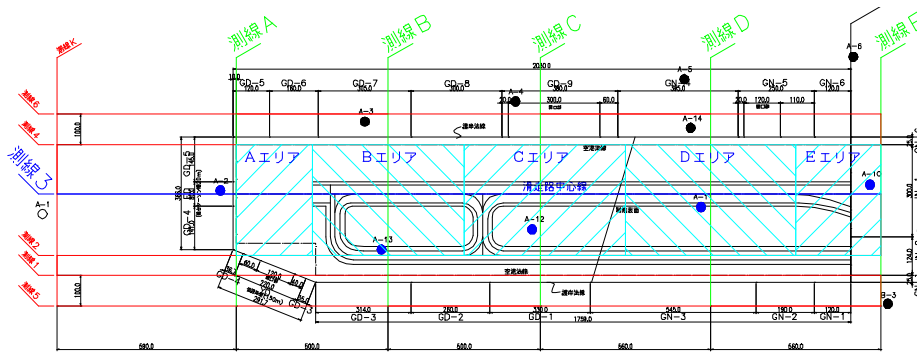


図 3-1 検討エリア

検討エリアは図 3-1 に示すように埋立部を5エリアに区分し、各エリアで計算を実施した。解析に用いたモデルを図 3-2 に示す。埋立部の 1 次元的な沈下を想定し、S D1 本分の影響範囲を軸対称条件解析した。

### 3-2 感度分析結果

計算結果の一例として、A エリアでの計算結果を図 3-3 に示す。また、最も沈下量の大きい C-1 層の結果を図 3-4 に、最もばらつきの大きい C 層の結果を図 3-5 に示す。なお、図中の赤線は設計値による計算結果、青線は全計算結果の平均値、薄い灰色線が全試行回数の結果を示す。また、図 3-6 に全層、

C-1 層および C 層の供用開始時の沈下量のヒストグラムを示す。表 3-1 に全エリアの計算結果一覧を示す。各エリアで土層構成および載荷荷重の違いがあるため平均値 ( $\mu$ ) は異なるが、供用開始時から 30 年間の平均残留沈下量は 74~95cm であり、標準偏差 ( $\sigma$ ) は 5~10cm である。また、沈下量および残留沈下量ともに、 $\mu \pm 1$  となる確率は 70%、 $\mu \pm 2$  は 95%、 $\mu \pm 3$  は 99% である。

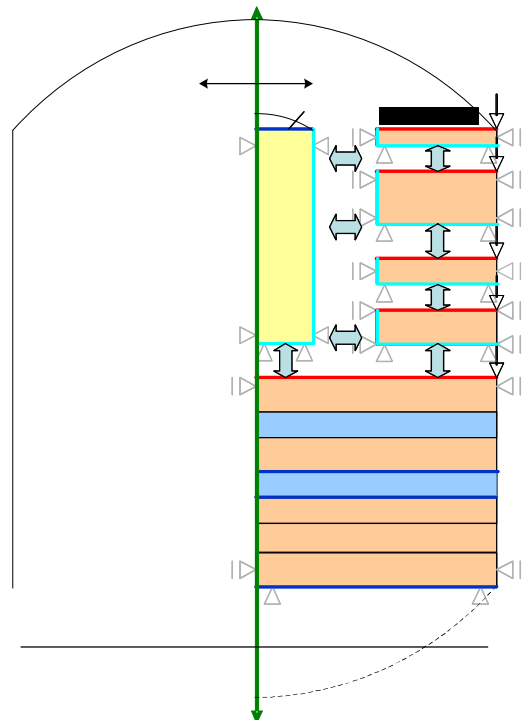


図 3-2 解析に用いたモデル

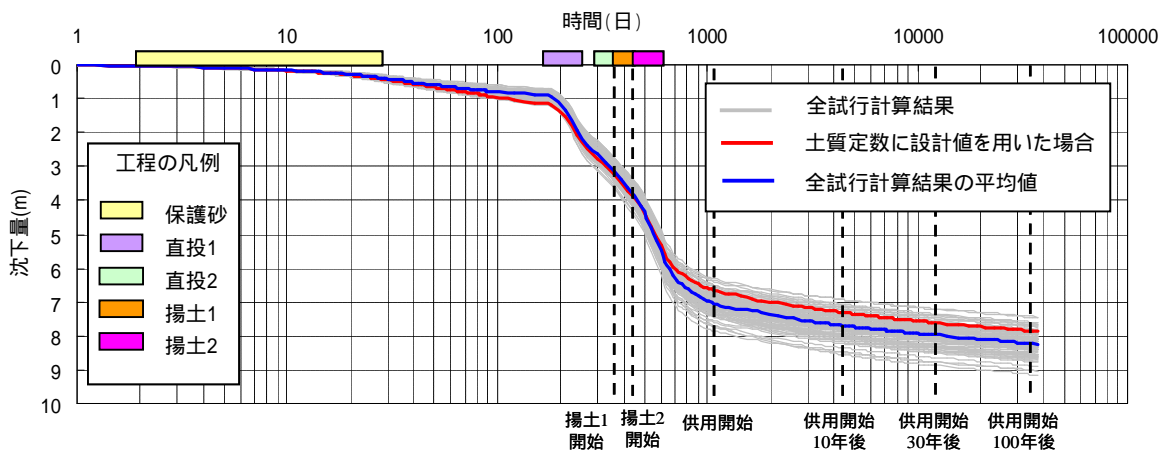


図 3-3 時間～沈下曲線 (全沈下量) (A エリア)

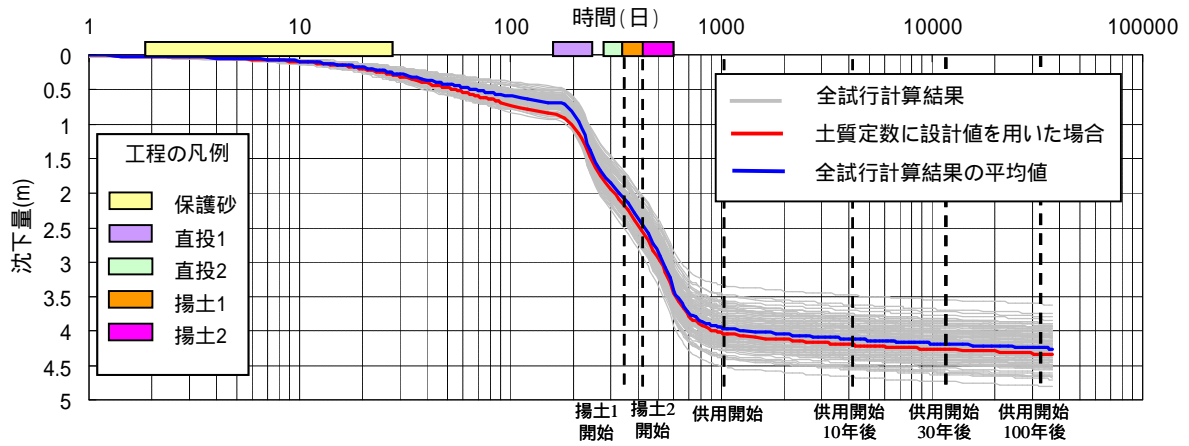


図 3-4 時間～沈下曲線 ( C-1 層の沈下量 )(A エリア)

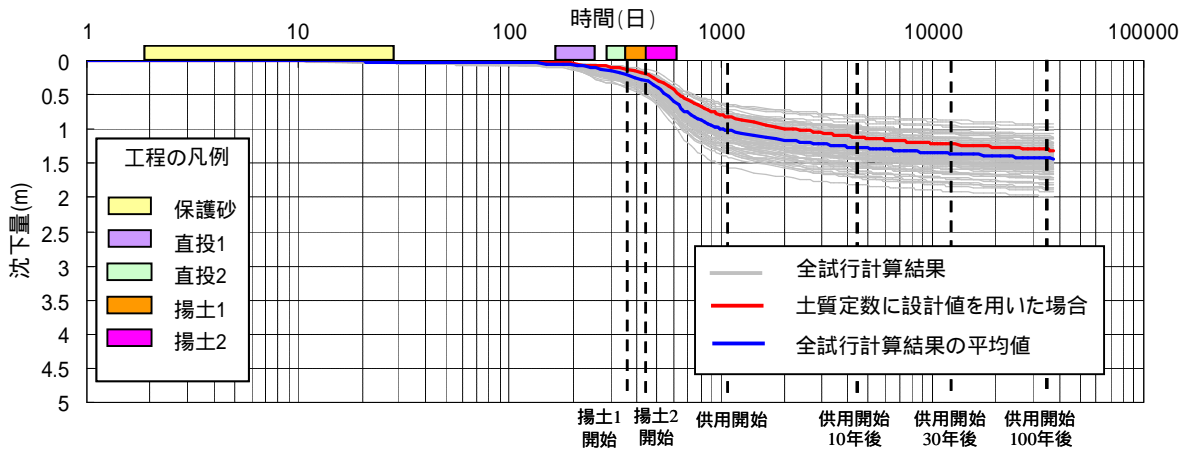


図 3-5 時間～沈下曲線 ( C 層の沈下量 )(A エリア)

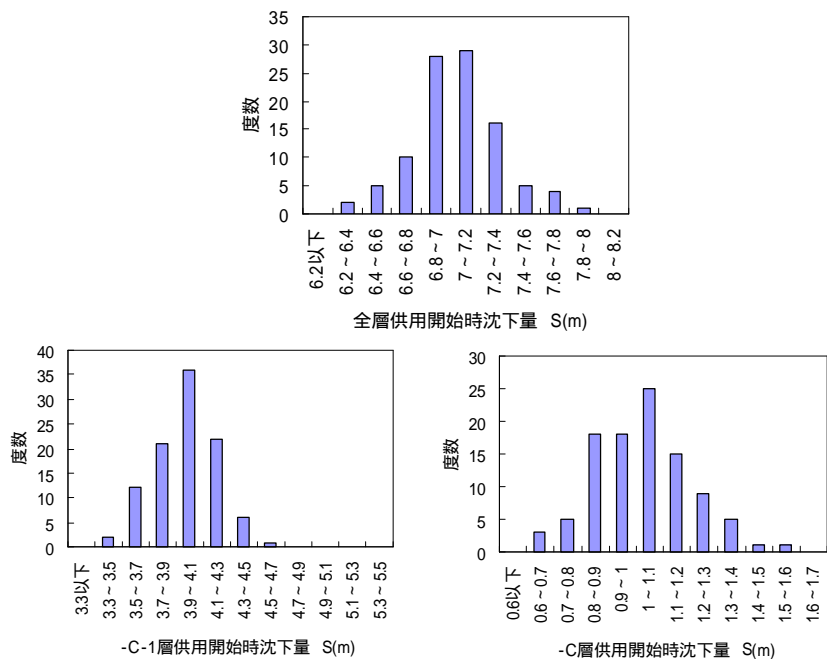


図 3-6 供用開始時の沈下量のヒストグラム (全層、 C-1 層、 C 層)

表 3-4 未改良部を残したサンドドレーン改良の圧密沈下の感度分析結果

エリア	項目	供用開始時 沈下量	供用開始 30年後 沈下量	供用開始から 30年間 残留沈下量
A	平均 $\mu$ (m)	7.04	7.98	0.94
	標準偏差 (m)	0.30	0.33	0.08
	変動係数V	0.04	0.04	0.09
B	平均 $\mu$ (m)	6.74	7.48	0.74
	標準偏差 (m)	0.31	0.32	0.05
	変動係数V	0.05	0.04	0.07
C	平均 $\mu$ (m)	6.65	7.54	0.89
	標準偏差 (m)	0.29	0.29	0.10
	変動係数V	0.04	0.04	0.12
D	平均 $\mu$ (m)	6.76	7.57	0.82
	標準偏差 (m)	0.28	0.29	0.06
	変動係数V	0.04	0.04	0.07
E	平均 $\mu$ (m)	6.26	7.21	0.95
	標準偏差 (m)	0.28	0.30	0.10
	変動係数V	0.05	0.04	0.11

### 3.3 まとめ

土質のばらつきを考慮した圧密沈下の感度分析に関するまとめを以下に示す。

- ・ ばらつきの範囲を  $\mu \pm 2$  と考えると、供用開始時の沈下量は平均  $\pm 60$ cm 程度であり、供用開始から 30 年間での残留沈下量は平均  $\pm 20$ cm 程度である。
- ・ 沈下量のばらつきに影響を与える層は C 層および C 層であり、C 層の影響は小さい。
- ・ 残留沈下量のばらつきに関しては、特に C 層の影響が大きい。これは、C 層では供用開始時に一次圧密が終了していないためである。

## 4. ウェル・マットレジスタンスによる圧密沈下遅れの検討

### 4.1 ドレーン打設長・ドレーン材の透水係数の影響

#### 4.1-1 検討方法

S D の施工仕様として S D の打設長と S D 材の透水係数をパラメータとしてウェルレジスタンスの影響を解析した。解析モデルは、前章の図 3-2 に示すのと同様に S D 1 本分の影響範囲を軸対称条件で考慮した。検討ケースは表 4-1 に示すとおり、S D 打設長を 3 種類、S D 材透水係数を 5 種類設定し、計 15 ケースを実施した。

#### 4.1-2 検討結果

検討結果の一例として、S D 打設長を設計値 (C 2 層下端深度+1.5m まで打設) とした場合の S D 材の透水係数の違いによる時間～沈下曲線を図 4-1 に示す。S D 材の透水係数が  $1 \times 10^{-3}$ cm/sec 以上の場合は圧密速度に差はほとんどないが、 $1 \times 10^{-4}$ cm/sec の場合は、圧密遅れが発生している。図 4-2 に供用開始時の沈下量を、図 4-3 に供用開始 30 年間での残留沈下量を示す。S D 打設長の影響は設計値に対し  $\pm 10$ cm 程度の感度であるが、S D 材の透水係数については  $1 \times 10^{-4}$ cm/sec で圧密遅れが顕著となっている。

表 4-1 検討ケース

パラメータ	ケース	備考
S D 打設深度	-C層下端 $\pm 0.0$ m	
	-C層下端 + 1.5m	設計値
	-C層下端 + 3.0m	
S D材 透水係数	$1 \times 10^{-2}$ cm/sec	設計値
	$5 \times 10^{-3}$ cm/sec	
	$1 \times 10^{-3}$ cm/sec	
	$5 \times 10^{-4}$ cm/sec	
	$1 \times 10^{-4}$ cm/sec	

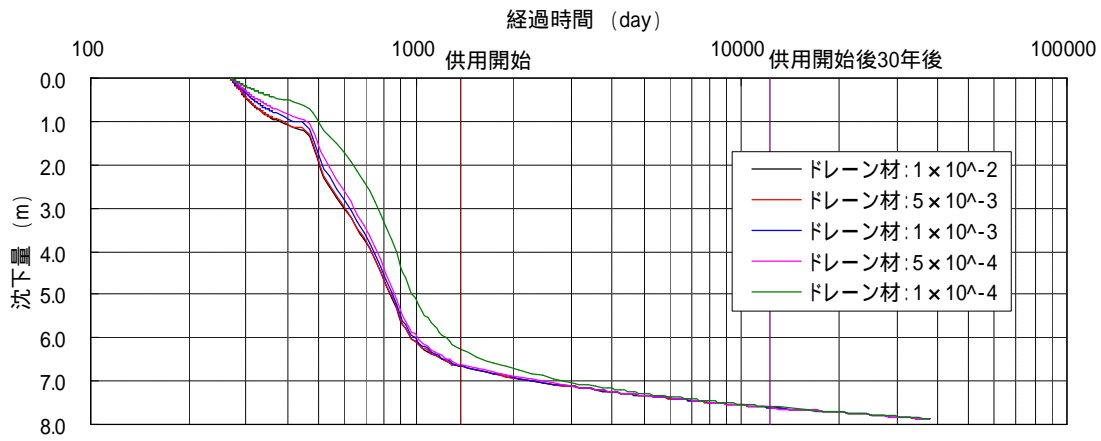


図 4-1 時間～沈下曲線 (SD打設長を設計値とした場合)

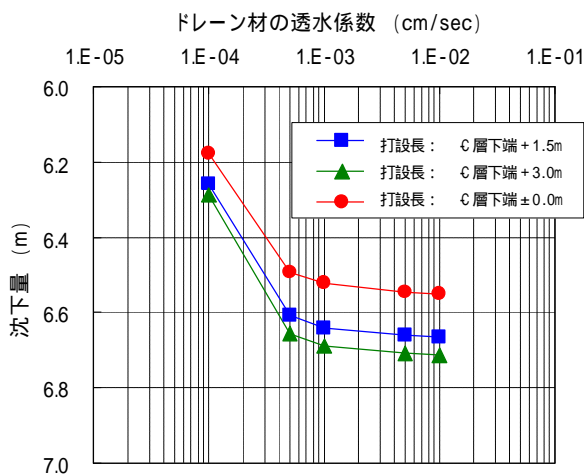


図 4-2 供用開始時の沈下量の比較

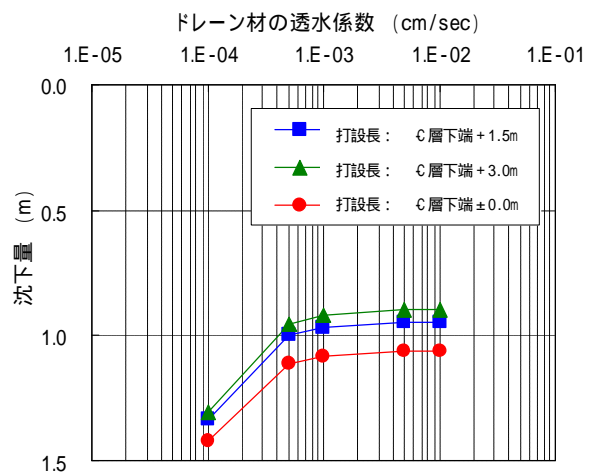


図 4-3 供用開始 30 年間の沈下量の比較

## 4-2 サンドマット材 (SM材)・埋立柱 (山砂) の透水係数の影響

### 4-2-1 検討方法

SM材および埋立柱によるマットレジスタンスの影響を解析にした。パラメータとしては、SM材および埋立柱の透水係数とし、ウェルレジスタンスも同時に考慮できるようにSD材の透水係数もパラメータとした。解析モデルは図 4-4 に示すように埋立柱横断面の二次元モデルを設定した。検討ケースは表 4-2 に示すとおり、SD材透水係数を 2 種類、SM材透水係数を 2 種類、埋立柱透水係数を 3 種類設定し、計 12 ケースを実施した。

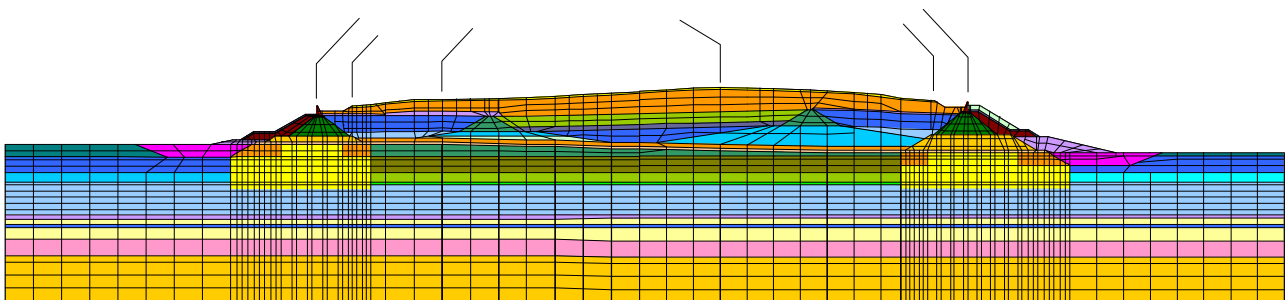


図 4-4 解析メッシュ

#### 4-2-2 検討結果

検討結果の一例として、SD材透水係数を  $1 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$  とし、SM材および埋立材の透水係数を変化させた場合の滑走路中心での時間～沈下量を図4-5に示す。SM材と埋立材の透水係数が設計値であれば、圧密遅れは生じないが、SM材が  $1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$  で、かつ埋立材が  $1 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$  と小さくなると、圧密遅れが生じている。図4-6に全ケースの滑走路中心での供用開始から30年間の残留沈下量の結果を示す。SM材の透水係数が小さくなり、かつ埋立材の透水係数が小さくなると、残留沈下量の増加が顕著となる。設計値を基準とした圧密遅れ量の横断面での分布を図4-7に示す。なお、圧密遅れ量とは供用開始から30年間の残留沈下量について設計値と各ケースの差を表している。護岸近傍では各ケースに差はないが、各材料の透水係数が小さくなると、埋立部中心で圧密遅れが顕著となる。

表4-2 検討ケース

パラメータ	ケース	備考
SD材 透水係数	$1 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$	設計値
	$1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$	
SM材 透水係数	$1 \times 10^{-2} \text{cm/sec}$	設計値
	$1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$	
埋立材 透水係数	$1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$	設計値
	$1 \times 10^{-4} \text{cm/sec}$	
	$1 \times 10^{-5} \text{cm/sec}$	

#### 4-3 まとめ

ウェルおよびマットレジスタンスに関する感度分析のまとめを以下に示す。

- SDの打設長に関して、設計値  $\pm 1.5 \text{m}$  の範囲であれば圧密遅れに影響はない。
- SD材透水係数が  $1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$  以上であれば大きな圧密遅れは発生しない。
- 表4-3に示す各材料の透水係数の組合せであれば、供用開始から30年間の残留沈下量の設計値との差は10cm程度であり、この組合せ以上であれば圧密遅れに大きな影響はない。

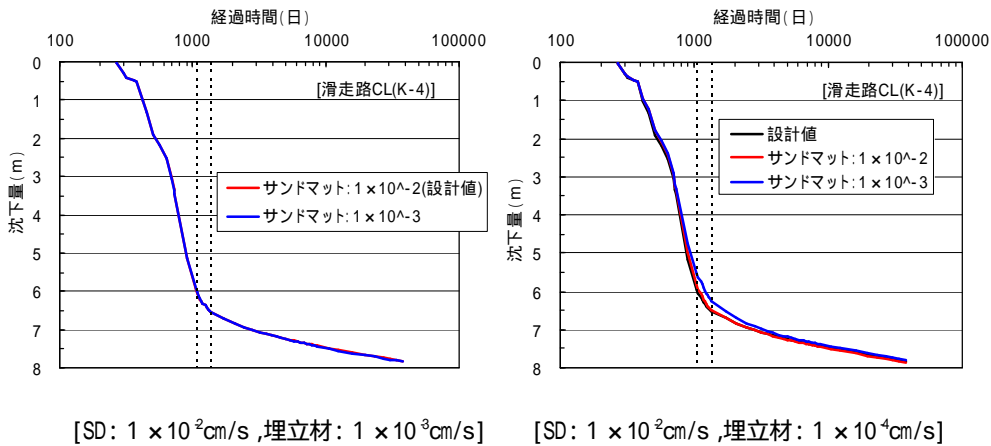


図4-5 滑走路中心での時間～沈下曲線

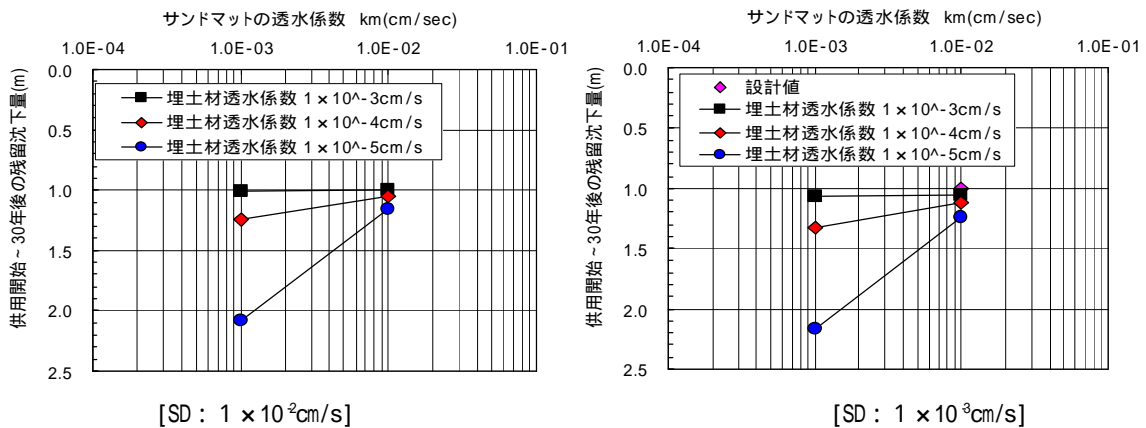


図4-6 供用開始から30年間の残留沈下量の比較



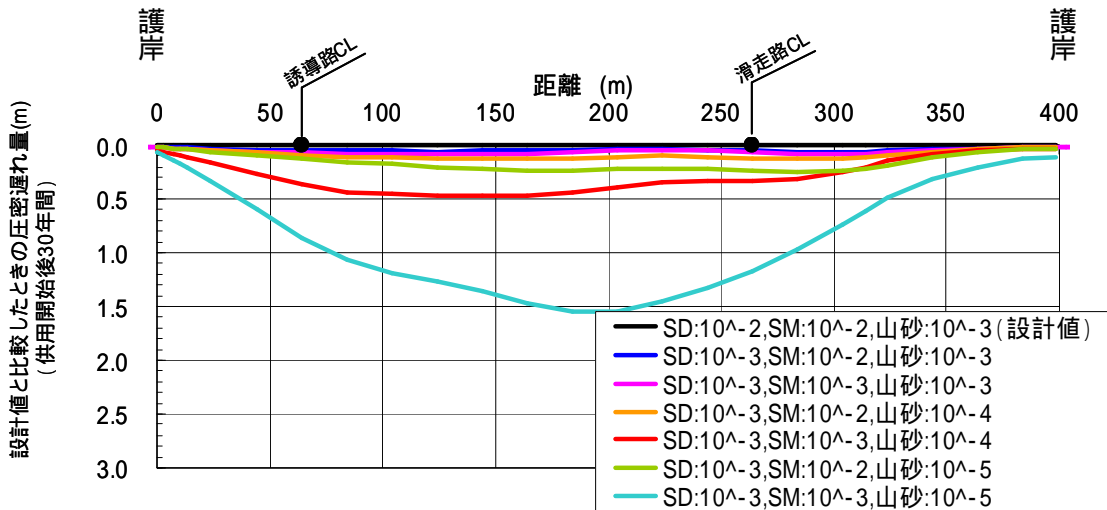


図 4-7 設計値と比較した場合の圧密遅れ量の横断分布

表 4-3 各材料の透水係数と圧密遅れ量

SD材 透水係数	SM材 透水係数	埋立材 透水係数	圧密遅れ量
$1 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$	$1 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$	$1 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$	13cm
$1 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$	$1 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$	$1 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$	10cm

## 5. 長期圧密沈下量の予測

### 5-1 二次圧密係数の設定

#### 5-1-1 現空港における動態観測結果

現空港における原地盤の時間～沈下量関係の一例を図 5-1 に示す。Ac1 層および Ac2 改良層は一次圧密が終了し二次圧密挙動が確認できる。なお、ここでの Ac1 層は D 滑走路には存在しない浚渫粘土層であり、Ac2 層は D 滑走路での C 層に対応する。各地点での時間～沈下量関係から二次圧密係数 (C) を算出した結果が表 5-1 である。現空港における動態観測結果から逆算した C は平均して 0.01 程度と想定される。

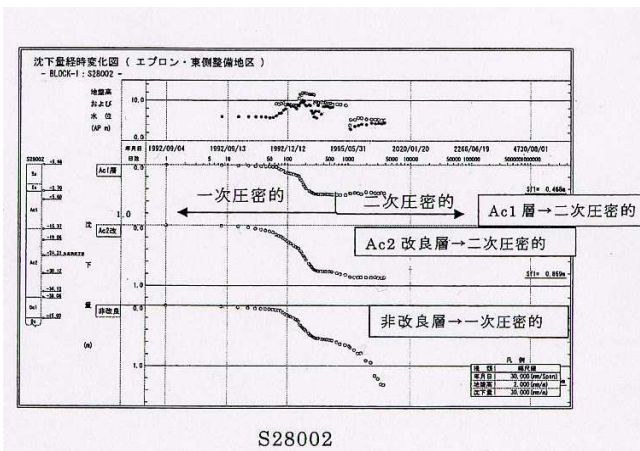


図 5-1 現空港における動態観測結果

表 5-1 現空港における動態観測結果

地点名	二次圧密係数 C	
	逆算値	平均値
S33002	0.00082	0.00809
S35006	0.01790	
S37103	0.00775	
S31007	0.00940	
S31008	0.00696	
S30005	0.01190	
S28002	0.00186	

### 5-1-2 二次圧密係数の設計値

D滑走路におけるCの設計値は、文献に記載されている相関性<sup>2),3)</sup>をもとに、 $C = 0.04C_c$ として設定した。平成15年度に実施された土質調査の長期圧密試験から算定されたCと設計値を図5-2に示す。試験結果と設計値を比較すると、C-2層、C層およびC-1層の砂・シルト分の多い粘性土では比較的よい相関があるが、C-1層およびC-2層の粘土分の多い粘性土では設計値は大きめとなる。

表5-2に前項に示した現空港での動態観測結果から逆算したAc2層のCとD滑走路におけるC-1層のCの設計値と試験結果の平均値を示す。現空港におけるCはD滑走路におけるよりも1オーダー小さい値であり、D滑走路における値は大きめに安全側に設定された値である。

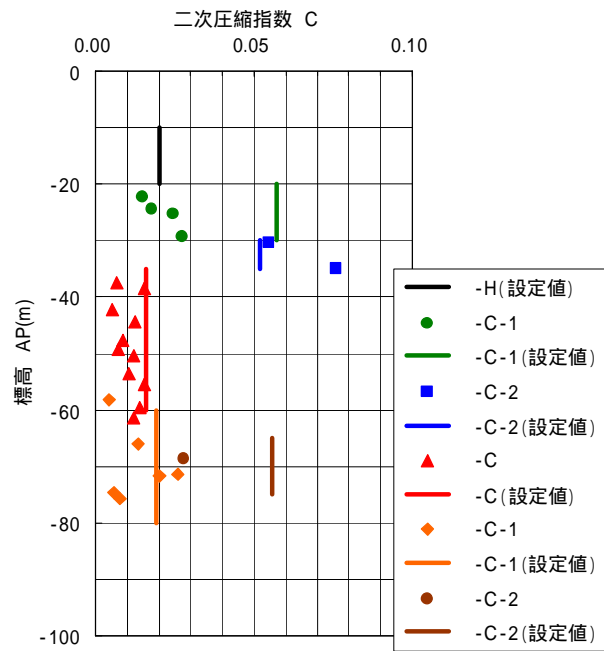


図5-2 二次圧密係数の深度分布

表5-2 現空港の動態観測結果との比較

項目	現空港 動態観測結果	D滑走路	
		設計値	試験結果の平均値
二次圧密係数 C	0.00809	0.05700	0.02115
圧縮指数 $C_c$ 設計値	1.40	1.41	
$C / C_c$	0.0060	0.0400	0.0150

### 5-1-3 既往の研究を用いた二次圧密係数の設定

Cについては、既往の研究<sup>2)</sup>では図5-3に示すとおり、圧密圧力や経過時間により変化する。Cは圧密降伏応力を越えたところで最大を示し、時間の経過とともに小さくなる傾向がある。C = 0.04C<sub>c</sub>の関係は、正規圧密領域において  $t/t_p = 100$  の場合に成り立つ。なお、 $t_p$ は一次圧密終了時間を示す。

図5-3に準じた方法でC-1層のCの経過時間による変化を考慮し長期圧密試験結果を整理したものが図5-4である。長期圧密試験においても同様の傾向があり、時間によりCが変化することが確認できる。

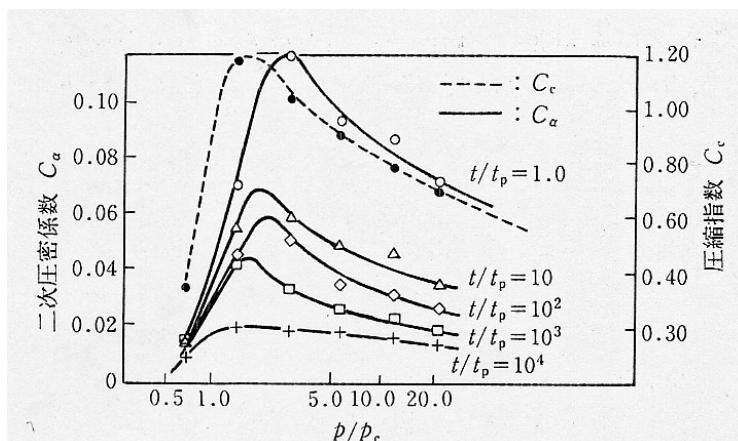


図-5-3 二次圧密係数の変化<sup>2)</sup>

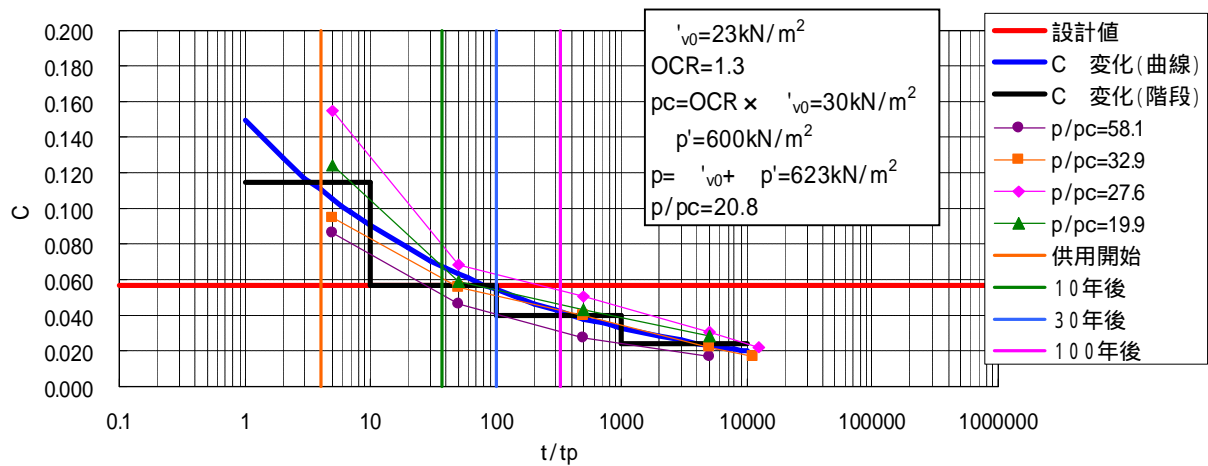


図 5 4 C-1 層の二次圧密係数の整理

## 5 2 検討結果

長期圧密沈下量の予測については、図 3-1 に示す A エリアで、 $C_c$  を設計値として一定とした場合、 $C_c$  の経過時間による変化を考慮した場合を実施した。なお、長期圧密沈下計算は、簡便的な手法である式 5-1 を用いて、一次圧密沈下計算結果に加える方法で算出した。 $C_c$  の時間変化については、一定経過時間毎に一定値と仮定し階段状に変化させる方法で考慮した。

$$S_s = \frac{C_a}{1+e_0} \times H \times \log\left(\frac{t}{t_{80}}\right) \quad \text{式 5-1}$$

計算結果を表 5-3 に示す。長期圧密沈下量は設計値に比べて、供用開始から 30 年間の残留沈下量で 8cm 程度大きくなる。これは、図 5-4 に示す通り、 $C_c$  が初期の段階で設計値よりも大きくなり、供用開始 30 年後でほぼ設計値となるためである。

表 5 3 長期圧密沈下量の計算結果

ケース		供用開始時 沈下量	供用開始 30年後 沈下量	供用開始から 30年間 残留沈下量
二次圧密係数 $C_c$	一定 (設計値)	全沈下量	6.81	0.87
		二次圧密沈下量	0.10	0.50
	経過時間 による変化	全沈下量	6.87	0.96
		二次圧密沈下量	0.15	0.58

## 5 3 今後の検討

長期圧密については、今後、表 5-4 に示す室内土質試験を実施し、より詳細な検討を実施する。また、 $C_c$  および  $C_a$  が応力やひずみにより変化する非線形モデルを組み込んだ関口・太田モデル (HASP) に導入することにより、将来沈下量の予測を実施していく計画である。

表 5-4 追加土質調査における圧密試験の実施内容

土質試験	試験条件	
標準圧密試験	JIS A 1217	
定ひずみ圧密試験	JIA A 1227	
長期圧密試験	試料	不攪乱試料、練返し試料
	載荷期間	21日間
	載荷荷重	埋立荷重を考慮
特殊定ひずみ圧密試験	試料	不攪乱試料、練返し試料
	ひずみ速度	10 <sup>-1</sup> %/min、10 <sup>-2</sup> %/min、10 <sup>-3</sup> %/min

6. 滑走路の不同沈下の予測

6-1 検討方法

滑走路において、地盤条件や土質のばらつきおよび埋立履歴によって発生する不同沈下を不同沈下予測シミュレーション<sup>4),5)</sup>(FUT090)を用いて予測した。計算対象領域・評価対象領域を図6-1に示す。評価対象領域は、接続部や護岸部などを除き、圧密が一次元的に進行する埋立部を対象とした。シミュレーション条件は表6-1に示すとおり。滑走路中心線での評価を行うために、滑走路中心線での土質成層図をもとに、横断方向(滑走路横断方向)では各層は水平成層であるとして3次元土層構成を設定した。設定した土層構成図を縦図6-2に示す。土質のばらつきについては、表2-2で照査した統計的整理結果を用いた。埋立履歴については、100m(4メッシュ)を1ブロックとして履歴差を考慮した。圧密沈下量は一次圧密のみを考慮し、二次圧密は考慮していない。一次圧密は、一次元圧密方程式を用い、最終沈下量はe-logp法により求めている。

表 6-1 計算条件

項目		設定値
水平方向 (平面方向)	相関距離	100m
	メッシュ間隔	25m x 25m
鉛直方向 (深度方向)	相関距離	2.0m
	メッシュ間隔	2.0m
試行回数		100回

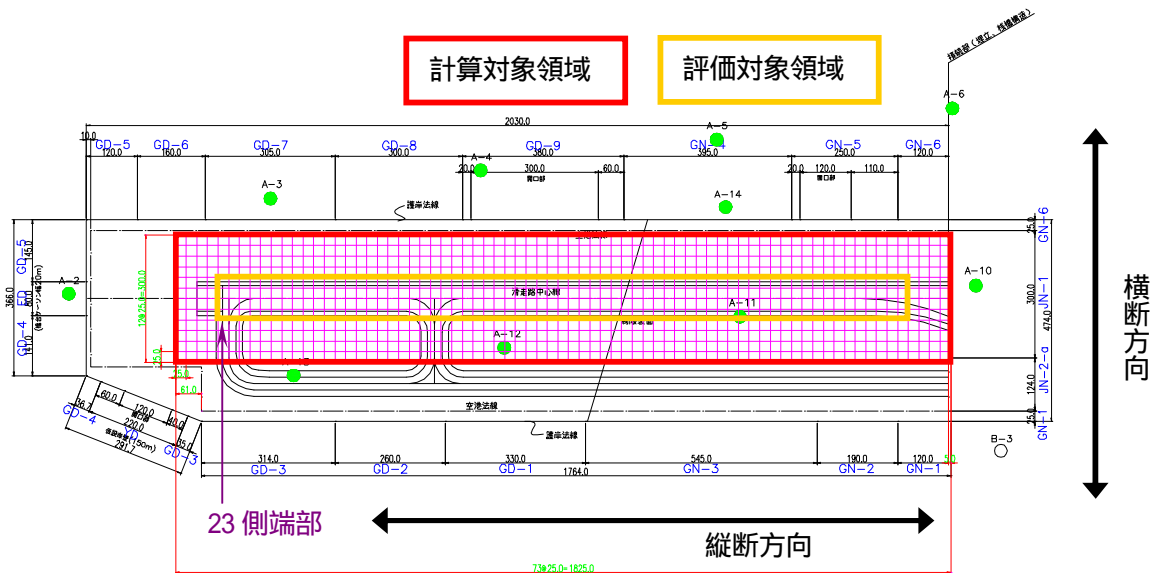


図 6-1 計算領域

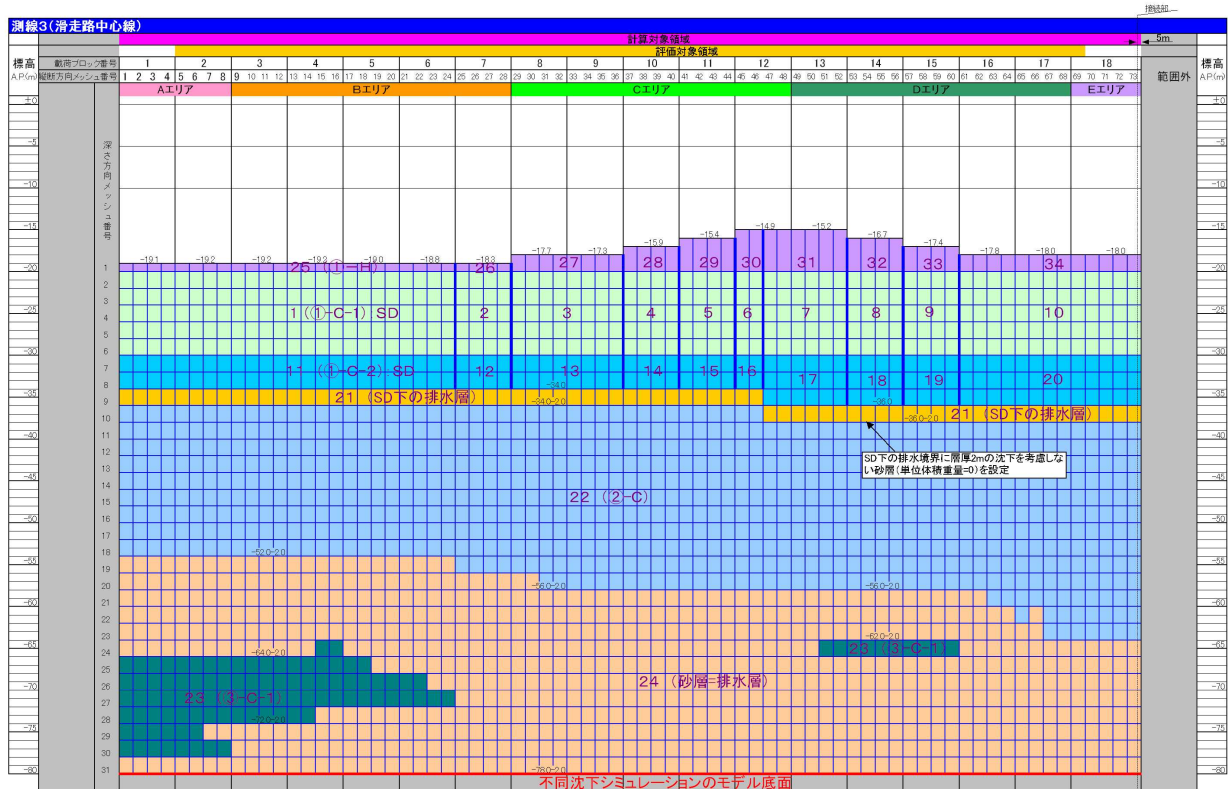


図 6-2 土層構成モデル

## 6-2 シミュレーション結果

シミュレーション結果の中で特に滑走路平坦性に影響する各メッシュ間の不同沈下量について、縦断方向の時系列変化を図 6-3 に、平均値の縦断方向分布を図 6-4 に、平均値の横断方向分布を図 6-5 に示す。不同沈下の特徴としては、工事完了後より徐々に増え、供用開始 10 年後には一定値に収束する。また、土層構成の違いの影響により横断方向よりも縦断方向の不同沈下が顕著である。

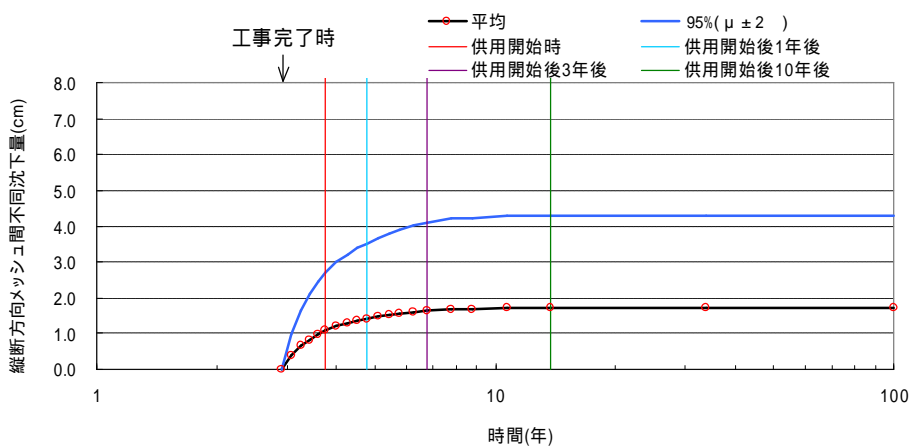


図 6-3 縦断方向メッシュ間の不同沈下量の時間変化

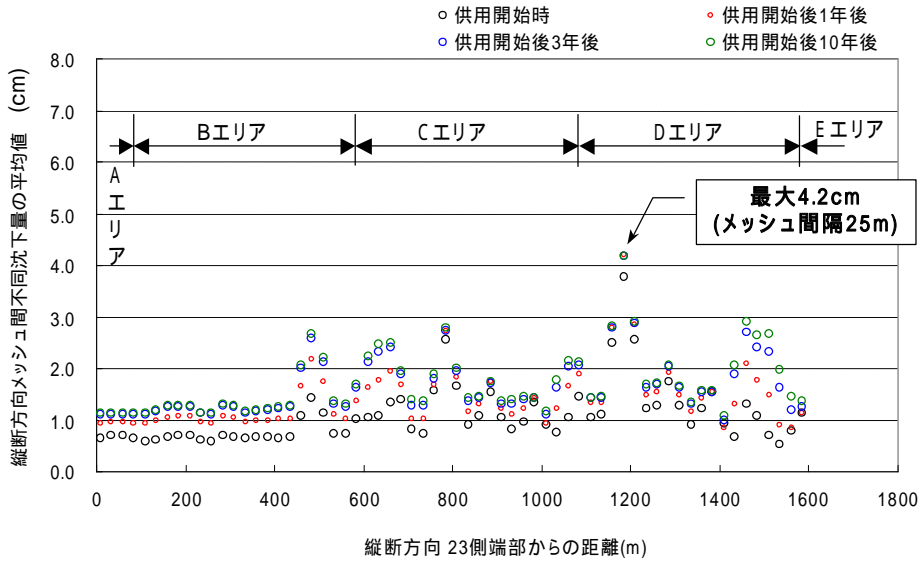


図 6 4 縦断方向メッシュ間の不同沈下量の平均値の分布

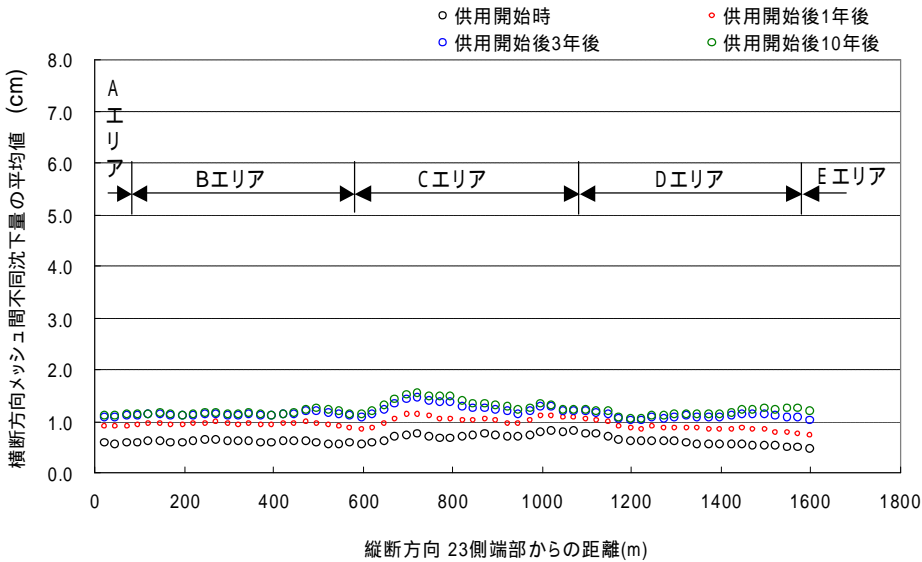


図 6 5 横断方向メッシュ間の不同沈下量の平均値の分布

### 6 3 滑走路平坦性の評価

滑走路の平坦性評価は、空港土木施設設計基準<sup>6)</sup>で規定されている滑走路勾配と航空機応答からみた舗装平坦性<sup>7)</sup>の2種類について評価を行った。

滑走路勾配の評価結果を表 6 2 に示す。滑走路勾配の評価については、メッシュ毎の確率統計値から 95% 確率最大値が許容勾配に入っているかを確認した。不同沈下量が収束する供用開始 10 年後までの間で縦断方向および横断方向ともに許容値内に収まっている。

表 6 2 滑走路平坦性の評価結果

縦断方向					横断方向				
時期	95%確率最大値(%)	大小	許容値(%)	判定	時期	95%確率最大値(%)	大小	許容値(%)	判定
供用開始	0.21	<	0.47	OK	供用開始	0.09	<	0.30	OK
供用1年後	0.25	<		OK	供用1年後	0.12	<		OK
供用3年後	0.26	<		OK	供用3年後	0.16	<		OK
供用10年後	0.26	<		OK	供用10年後	0.18	<		OK

シミュレーション結果より図 6-6 に示すような波長と凹凸量を全試行、全期間、全縦断方向から抽出し、舗装平坦性の評価した結果を図 6-7 に示す。图中的許容限界線は文献<sup>7)</sup>より抜粋したものであり、全結果が許容限界線内にあることを確認した。

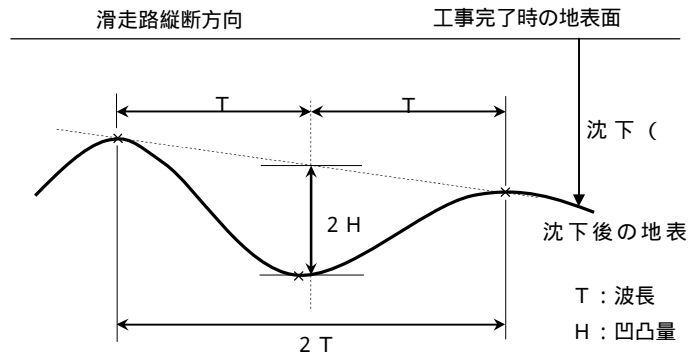


図-6-6 波長と凹凸量の計算方法

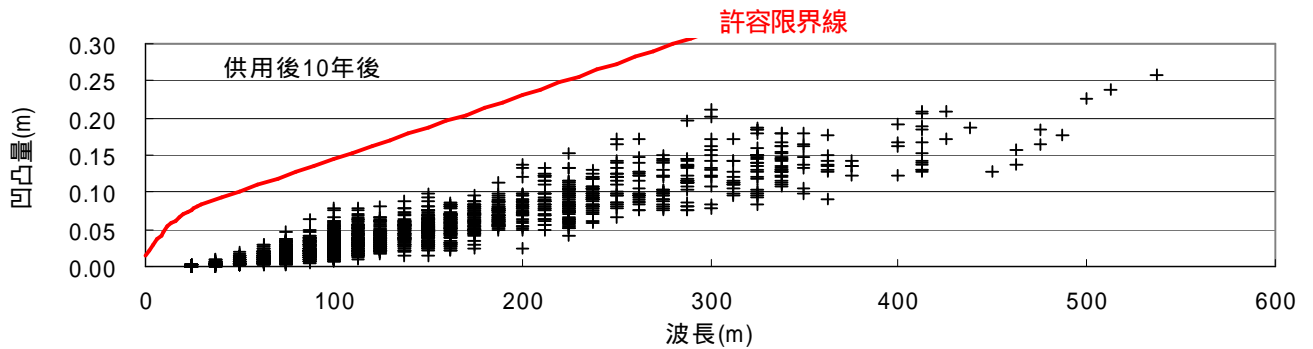


図 6-7 航空機応答からみた舗装平坦性の評価結果

#### 6-4 滑走路舗装構造への影響

舗装構造への影響については、線形 FEM 解析を実施して舗装構造が破壊する限界曲率を算出し、滑走路アスファルト舗装が地盤の不同沈下に追随すると仮定して不同沈下により生じる曲率が限界曲率内かどうかを確認した。

舗装構造への影響の評価結果を表 6-3 に示す。評価については、メッシュ毎の確率統計値から 95%確率最大曲率が限界曲率に入っているかを確認した。不同沈下量が収束する供用開始 10 年後までの間で縦断方向および横断方向ともに限界曲率内に入っている。

表 6-3 舗装構造への影響検討

時期	95%確率 最大値 (1/km)	大小	限界曲率 (1/km)	判定
供用開始	0.055	<	3.0	OK
供用1年後	0.068	<		OK
供用3年後	0.072	<		OK
供用10年後	0.075	<		OK

## 7. あとがき

本文では、圧密沈下および残留沈下におよぼす要因について、それぞれ個々にどの程度の影響があるかを感度分析した。しかし、長期圧密などまだ不明な点が多く、今後の土質調査結果から、さらに詳細な検討を必要とする。実施工においては、動態観測を実施することで、実際の地盤状態を正確に把握し、実際の埋立履歴を考慮の上、3次元的に空港島の圧密沈下を把握することが重要である。

### 【参考文献】

- 1) 土質工学会編：土質基礎の信頼性設計、pp.60-87、1985.
- 2) 地盤工学会編：土質試験の方法と解説、pp.375、2000.
- 3) 日本港湾協会編：港湾の施設の技術上の基準・同解説、pp.504-506、1999.4.
- 4) 奥村樹朗、土田孝：土質定数のばらつきを考慮した不同沈下の推定、港湾技研報告、第20巻、第3号、1981.9.
- 5) 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、港湾技研報告、第27巻、第4号、1988.12.
- 6) 港湾空港建設技術センター編：空港土木施設設計基準、1999.
- 7) 坪川将丈、八谷好高、董勤喜、姫野賢治、川村彰：航空機の応答を考慮した空港舗装の平坦性評価に関する研究、土木学会舗装工学論文集、第9巻、2004.