



神戸空港島の経年品質評価

荒金, 延明
宮本, 郁美
飯塚, 敦
河井, 克之

(Citation)

神戸大学都市安全研究センター研究報告, 16:33-43

(Issue Date)

2012-03

(Resource Type)

departmental bulletin paper

(Version)

Version of Record

(JaLCD0I)

<https://doi.org/10.24546/81011371>

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/81011371>



神戸空港島の経年品質評価

Quality Evaluation of Kobe Airport, Manmade Island

荒金 延明¹⁾
Nobuaki Aragane
宮本 郁美²⁾
Ikumi Miyamoto
飯塚 敦³⁾
Atsushi Iizuka
河井 克之⁴⁾
Katsuyuki Kawai

概要：軟弱地盤上に構造物を施工する際、サンドドレーン（以下 SD）等による地盤改良が行われる場合が多いが、局所的な地盤改良は不同沈下を発生させる恐れがある¹⁾。本研究では、SD の打設時期および打設範囲の違いが不同沈下に及ぼす影響を明らかにするため、神戸空港島基礎地盤を例として取り上げ、二次元土／水連成有限要素解析を行った。解析により得られた結果は実測値と高い整合性を示し、満足のいく精度で神戸空港島のモデル化を行うことができた。得られたモデルを用いて将来の沈下量を算出した結果、構造物に悪影響を及ぼす不同沈下が発生する可能性があることを示した。また、SD の施工時期を変更した仮想解析により、区間毎の SD 打設時期の差が不同沈下を生じさせることを明らかにした。

キーワード：不同沈下，有限要素法，サンドドレーン

1. はじめに

神戸のポートアイランド沖約 1km に建設された神戸空港の海底地盤には、圧縮性の高い軟弱な粘土層が堆積しており、空港島の造成時にサンドドレーン（以下 SD）による地盤改良が行われている。この SD による地盤改良時期は全ての地点で同時期ではなく、場所毎に打設時期の差がある。空港施設の中で重要なローディングエプロン、滑走路には施工初期から SD が打設されており（以下海上 SD），その他の施設に関しては、埋土の施工が終盤に差し掛かり、空港が陸化してから SD が打設されている（以下陸上 SD）。将来、この二つの SD の境界における不同沈下の発生が懸念されており、今後の維持管理を行うためには不同沈下量を定量的に把握する必要があるが、現状ではこの程度を正確に把握できていない。

本研究では、神戸空港内で海上 SD、陸上 SD が打設されている地点の解析を行い、将来の沈下量を予測するとともに、不同沈下の程度を明らかにすることを目的としている。また、SD の打設時期や打設ピッチを変更した仮想の解析を行い、これらの要因が不同沈下に及ぼす影響について検証する。

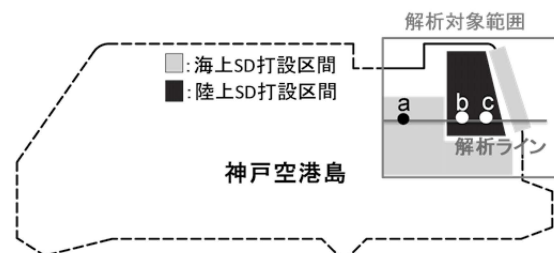


図-1 解析対象地点

2. 解析条件

(1) 解析対象地盤および解析モデル

解析対象地点は、海上 SD に挟まれる形で陸上 SD が打設されている神戸空港島の北東部である（図-1）。当該地点には駐車場や業務施設用地が存在しており、業務施設用地に関しては将来の有効な土地利用が期待されている。また、付近には空港とポートアイランドを結ぶ道路や、旅客ターミナルビルといった構造物が存在している。

対象地点の地層構成は図-2に示す通りであり、埋立部（護岸、埋土）、沖積粘土層（Ma13, Asc）、洪積粘土層（Ma12, Ma11-3, Ma11-2, Ma11-1）、洪積砂層（Ds1~3, Ds4~5, Ds6, Ds7）よりなる。さらに、土質性状により、Ma13 層が Ac1, Ac2, Ac3-1, Ac3-2 層の 4 層に、Ma12 層が Ma12u, Ma12m, Ma12l 層の 3 層に区分されている。

SD 打設範囲は、図中の黒色部分が海上 SD を、白色部分が陸上 SD を示している。SD のドレーン径は全て 0.4m であるが、打設ピッチは区間毎に異なり、図中に示す通り海上 SD (a) が $2.5 \times 2.5\text{m}$ 、海上 SD (b)、補助 SD が $2.5 \times 3.6\text{m}$ 、陸上 SD が $3.3 \times 3.3\text{m}$ の間隔で打設されている。打設深度は、補助 SD が Ma13 層中部、それ以外は Ma13 層下面までであり、Asc 層までは貫通していない。

図-3に施工履歴の概要図を示す。空港島造成の際には、海上 SD、護岸の施工が先行して行われ、その後鉛直方向に約 6 分割して埋土が施工されている。埋土が概成した後に陸上 SD が打設され、最後に陸上 SD 打設区間に残りの埋土、プレロード载荷が行われた。

解析対象地盤のメッシュ図を図-4に示す。節点数は8006、要素数は7914である。メッシュ図作成の際には、変形量が大きくなると考えられる沖積層、Ds1~3層および護岸下部を細かく分割した。変位境界条件は、下面を水平・鉛直方向・回転固定、側面を水平方向・回転固定とした。水理境界は、上下面を排水、

側面に関しては砂層を排水、粘土層を非排水としている。解析モデルには、砂層及び埋土部は荷重の载荷後瞬時に圧縮が終了すると考えられるので線形弾性モデルを、粘土層は関口・太田による弾粘塑性モデル²⁾を用いている。なお、堆積時よりの年数が短い沖積粘土層は高位構造が発達しておらず、大きな二次圧密が生じないと考えられるため、洪積層のみ二次圧密を考慮し、沖積層ではこれを考慮していない。神戸空港海底地盤より採取された洪積粘土層の長期圧密試験結果によると、古い年代の地層ほど二次圧密係数が大きくなることが分かっていることから³⁾、この考えは妥当であると言える。

(2) 入力パラメータ

弾粘塑性モデルに入力したパラメータは、図-5に示す土質調査結果より決定した。ただし、直接に求めることが困難なパラメータは、塑性指数 I_p を援用した推定手法⁴⁾の助けをかりた。線形弾性モデルのパラメータは既存の研究⁵⁾を参考に、試行的に決定した。解析に用いた材料パラメータを表-1、表-2に示す。

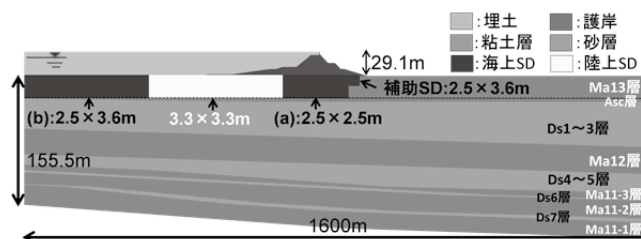


図-2 解析地点の地層構成図



図-3 施工履歴概要図

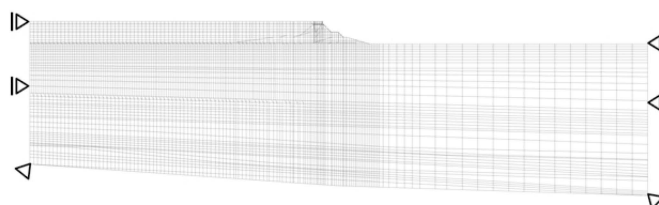


図-4 解析に用いたメッシュ図

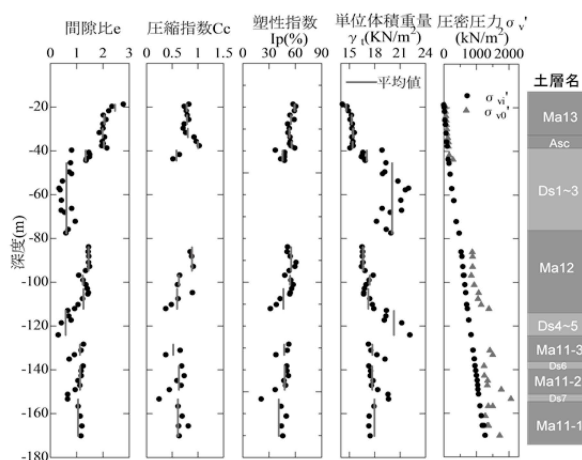


図-5 解析地点の土質定数

表-1 解析に用いた材料パラメータ（粘土層）

土層名	D	A	M	v'	k (m/day)	K_0	K_i
Ac1	0.035	0.45	1.323	0.3	1.10E-04	0.689	1.014
Ac2	0.046	0.45	1.149	0.3	1.02E-04	0.671	0.866
Ac3	0.470	0.45	1.143	0.3	8.10E-05	0.663	0.764
Ac3(2)	0.057	0.45	1.149	0.3	8.20E-05	0.674	0.737
Asc	0.051	0.45	0.985	0.3	3.80E-05	0.632	0.753
Ma12u	0.123	0.90	1.149	0.3	4.60E-05	0.672	0.754
Ma12m	0.096	0.90	1.143	0.3	2.60E-05	0.666	0.730
Ma12L	0.106	0.90	0.982	0.3	1.40E-05	0.635	0.738
Ma11-3	0.098	0.90	0.977	0.3	8.00E-06	0.639	0.723
Ma11-2	0.119	0.90	0.971	0.3	2.10E-05	0.641	0.705
Ma11-1	0.114	0.90	1.015	0.3	2.00E-06	0.613	0.658
土層名	α	v_0	λ	e_0	λ_k	OCR	γ_s (kN/m ³)
Ac1	0.0	0.0	0.340	2.287	0.397	3.2	14.6
Ac2	0.0	0.0	0.343	1.943	0.375	2.1	15.3
Ac3	0.0	0.0	0.350	1.924	0.359	1.5	15.4
Ac3(2)	0.0	0.0	0.453	1.984	0.365	1.3	15.4
Asc	0.0	0.0	0.253	1.291	0.236	1.6	17.1
Ma12u	8.00E-03	2.50E-05	0.384	1.440	0.132	1.4	16.6
Ma12m	8.00E-03	2.50E-05	0.273	1.231	0.223	1.3	17.4
Ma12L	8.00E-03	2.50E-05	0.259	1.249	0.223	1.5	17.2
Ma11-3	8.00E-03	2.50E-05	0.226	1.120	0.149	1.4	17.7
Ma11-2	8.00E-03	2.50E-05	0.273	1.123	0.201	1.3	17.7
Ma11-1	8.00E-03	2.50E-05	0.265	1.051	0.143	1.2	18.0

表-2 解析に用いた材料パラメータ（砂層）

土層名	$\bar{\lambda}$ (kN/m ²)	$\bar{\mu}$ (kN/m ²)	K_i	k (m/day)	e_i	E (kN/m ²)	v'	γ_s (kN/m ³)
Ds1~3(1)	3.96E+03	2.64E+03	1.0	0.864	0.615	6.86E+03	0.3	20.1
Ds4~5	5.65E+04	3.77E+04	1.0	0.432	0.585	9.80E+04	0.3	20.3
Ds6	5.65E+04	3.77E+04	1.0	0.432	0.729	9.80E+04	0.3	19.2
Ds7	5.65E+04	3.77E+04	1.0	0.432	0.670	9.80E+04	0.3	19.6

(3) 三軸試験シミュレーション

解析で用いた材料パラメータおよび構成モデルの妥当性を検証するため、沖積粘土層のAc1, Ac3(1), Ac3(2)層について三軸試験シミュレーション（圧密非排水）を行った。この際、膨潤指数 κ の値を変化させた3通りの材料パラメータを設定し、解析結果と実験結果の整合性が最も良い場合のパラメータを神戸空港解析で用いている。 κ の値は、 $\kappa=\alpha\lambda$ の式における α を0.3, 0.55, 0.7の3通りに変化したものを用いている。シミュレーションには図-6に示すように三軸試験供試体を軸対称1/4とした1要素モデルを用い、軸対称条件で解析を行った。ひずみ速度=0.05%/minの強制変位を節点に与えることで三軸試験のせん断過程を表現しており、軸ひずみが15%となるまで強制変位を与え続けた。三軸試験シミュレーションの結果を図-7, 8, 9に示す。グラフのマークは実験結果、実線は解析結果を表している。図-7より、 $\kappa=0.3\lambda$ の場合、 p' - q 図、 ε - q 図ともに実験と解析で似た挙動を示すが、解析値の降伏点は実験値よりも小さく、全体的に解析値が実験値を下回る結果となることが分かる。次に、 $\kappa=0.55\lambda$ の解析結果を示した図-8を見ると、解析値の降伏点は実験値を上回っており、Ac3(1), Ac3(2)の解析では $\varepsilon=15\%$ まで圧縮しても降伏点まで到達していないものも見られる。また、解析値のグラフは実験値のように弧を描かず、直線的なグラフとなっている。しかし、実験値との整合性は全体的に $\kappa=0.3\lambda$ の場合よりも良くなっている。図-9に示す $\kappa=0.7\lambda$ の解析結果は、 $\kappa=0.55\lambda$ の解析結果の傾向がより顕著に表れたものとなっている。降伏点は実測値を大きく上回り、グラフもより直線的となっている。以上より、本研究では $\kappa=0.55\lambda$ 時のパラメータで解析を行った場合、実験値と最も整合性の良い結果を得られると判断し、構成モデルおよび材料パラメータの妥当性を確認することが確認できた。

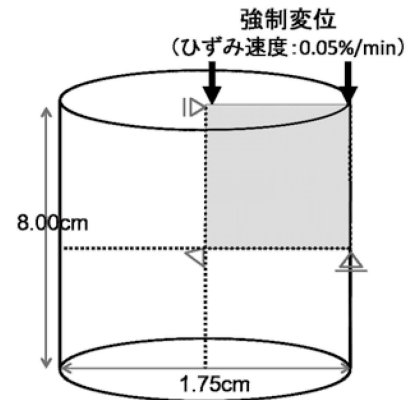


図-6 三軸試験シミュレーションの概略図

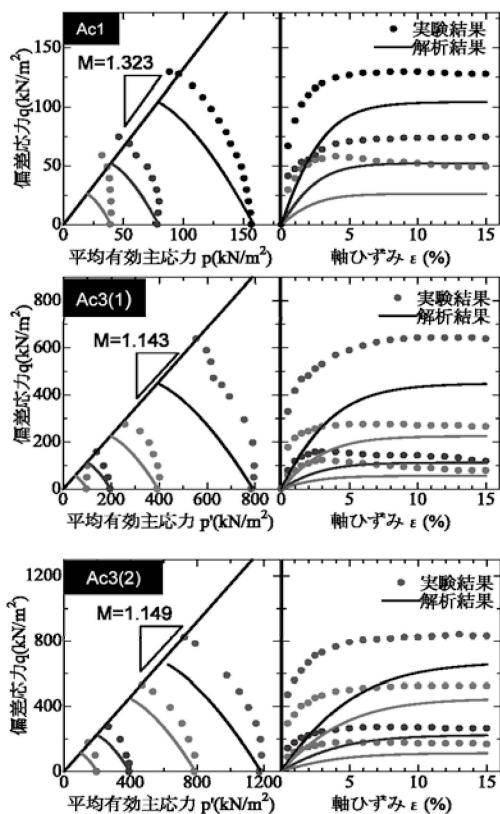


図-7 $\kappa=0.3\lambda$ の場合の解析結果

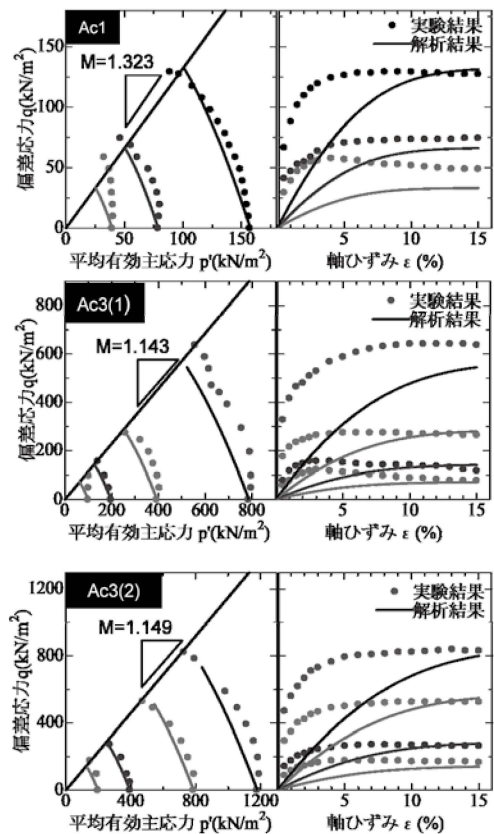


図-8 $\kappa=0.55\lambda$ の場合の解析結果

(4) SD部のモデル化手法

SDのモデル化手法としては、関口らによって考案されたマクロエレメント法⁶⁾が砂杭の集排水効果を忠実に再現できる方法として知られており、既往の研究でもこの手法を用いて解析を行ったものが存在する^{7), 8)}。しかし、マクロエレメント法を用いるためにはドレーンピッチに合わせてメッシュ幅を分割する必要があるため、本解析にこれを適用した場合、メッシュ数が増えすぎるために解析自体の負担が大きくなる。そのため、今回の解析では簡便のために透水係数を実地盤の n 倍としてSDをモデル化する手法を用いている。この際、SD打設に伴う地盤の乱れを考慮するため、SD打設後の過圧密比 OCR 、先行時の静止土圧係数 K_0 、現位置での静止土圧係数 K_r を1.0としている⁹⁾。また、実施工では図-2に示すように海上SD (a)、海上SD (b)、補助SD、陸上SDのドレーンピッチがそれぞれ異なるため、解析上でのSD打設効果に差を設けている。海上SD、陸上SDのモデル化決定方法を以下に述べていく。

a) 海上SD (a) のモデル化

ドレーンピッチが 2.5×2.5 mの海上SD (a) における n を決定するため、図-10に示す簡易な仮想地盤を作成し、マクロエレメント法を用いた場合 (case1)、透水係数を実地盤の10倍とする場合 (case2)、100倍とする場合 (case3) の3caseについて解析を行い、海底面の経時沈

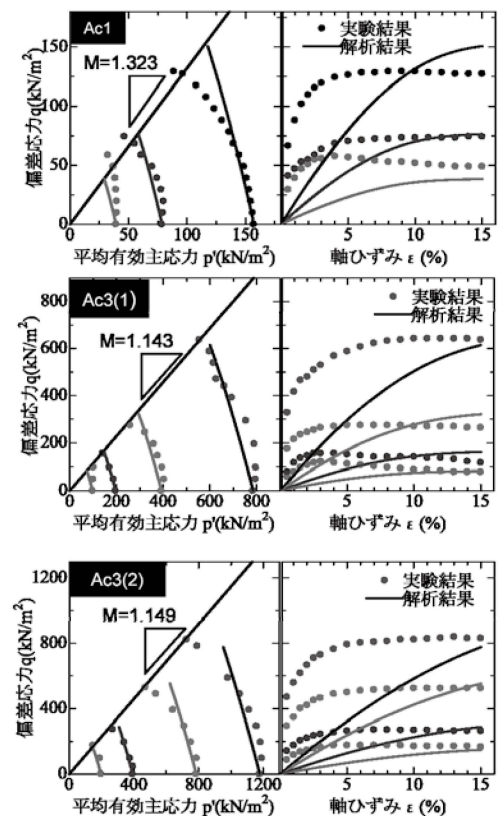


図-9 $\kappa=0.7\lambda$ の場合の解析結果

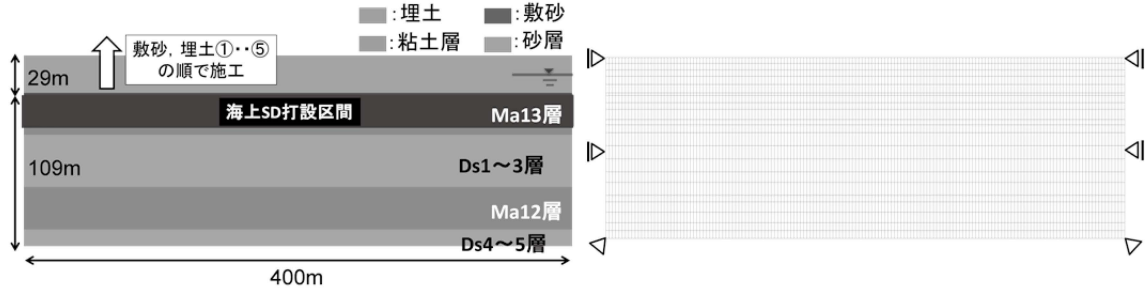


図-10 仮想地盤の概略図

図-11 解析に用いたメッシュ図

下量を比較した。仮想地盤は神戸空港島基礎地盤をもとに作成しており、海底地盤に敷き砂、および5分割された埋土が施工される場合を想定している。解析に用いたメッシュ図を図-11に示す。節点数は3703、要素数は3520である。変位境界条件は、下面を水平・鉛直方向固定、側面を水平方向固定とした。水理境界は、上下面は排水、側面に関しては砂層を排水、粘土層を非排水としている。解析モデルおよび材料パラメータは、2-(1)、2-(2)と同様のものを用いている。解析結果を図-12に示す。埋土①施工時にはSDのモデル化の違いによる沈下量の差はほとんど見られないが、埋土③施工時期に差が生じ始め、case1、case3、case2の順で沈下量が大きくなるのが分かる。埋土施工完了時点でその差は更に大きくなり、case1とcase2では2mもの差が生じている。case1とcase3の間にも沈下量の差は生じているが、case1とcase2ほど大きな差ではない。沈下量の差は、解析caseに関わらず竣工後6年が経過した時点でかなり小さくなり、竣工後22年が経過した時点のcase間の差はほとんど見られない。以上より、ドレーン径0.4m、ドレーンピッチが2.5×2.5mのSDをモデル化する場合、元の地盤の透水係数を100倍とする手法と、マクロエレメント法とで同等の解析結果が得られることが明らかになった。このため、本研究では海上SD (a) を $n=100$ と設定している。

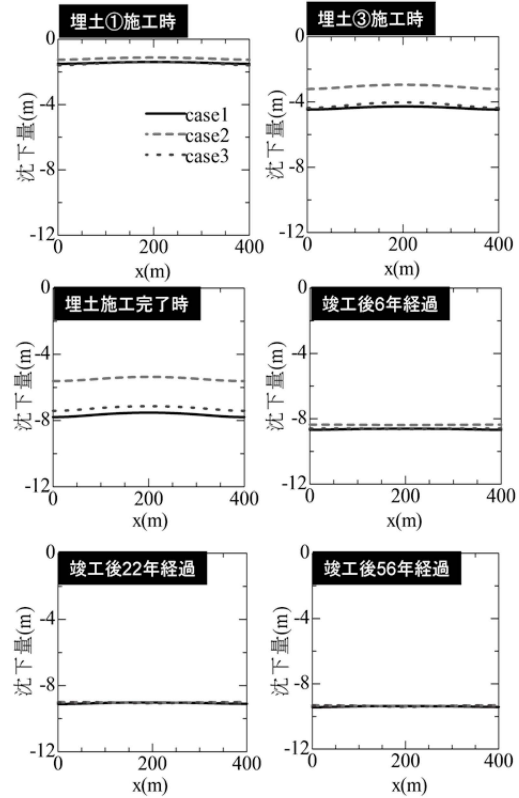


図-12 仮想地盤における解析結果（沈下量）

b) 海上SD (b)・補助SD・陸上SD部のモデル化

海上SD (b)、補助SD、陸上SDのモデル化には、バロンの近似式¹⁰⁾による圧密度50%に一致する換算圧密係数を用いた。それぞれのSDが打設された場合の換算圧密係数を求め、海上SD (a)と比較することで、SD打設後の透水係数を決定している。換算 C_v の決定式を式(1)に示す。

$$C_v^* = \frac{1.6H^2}{(F(n)de^2 \ln(-0.5))} Ch = \alpha Ch \quad (1)$$

ここで、

C_v^* : 換算圧密係数

Ch : 粘性土の水平方向圧密係数 ($\approx C_v$ と仮定)

de : ドレーンの等価有効円直径

H : 地盤改良前の排水距離

$F(n)$: バロンの等ひずみ条件化の放射状圧密理論式を規定する関数

α : 見かけの圧密係数を規定する等価換算係数

式(1)を用いて海上SD (a), 海上SD (b), 補助SD, 陸上SDの換算圧密係数を計算した結果, その比が約1.0:0.6:0.1:0.5となった. このことから, 本研究では海上SD (a) の $n=100$ を基準とし, 海上SD (b) を $n=60$, 補助SDを $n=10$, 陸上SD部を $n=50$ と設定し, SDのモデル化を行った.

3. 解析結果

(1) 解析値と実測沈下量の比較

解析値と実測値の比較を, 図-1に示すa, b, cの3地点で行った. 解析を行う際には, 図-13に示すように埋土に作用する浮力が最も小さい場合(解析値①)と, 埋土に作用する浮力が最も大きい場合(解析値②)の2種類の状態を想定している. 前者は埋土が全く沈下しない場合, 後者は施工初期から埋土が最も沈下している場合に相当する. より精緻な解析を行うためには, 埋土載荷に伴う地盤沈下および浮力の発生を考慮する必要があるが, 解析上でこのような水位変動を再現することは困難であるため, 本研究では極端な2つの状況を想定し, 沈下量の真値は2つの解析値の間にあるものと考えた.

図-14 に, 解析値と実測値の全層沈下量の比較を示す. a 地点では, 解析値は施工初期から施工開始 1000 日にかけて実測値の挙動を正確に再現できているが, 施工開始 1600 日において実測値と異なる挙動をとる. これは, 後から施工された陸上 SD 打設区間の埋土によって a 地点の地盤が押し上げられ, せん断変形が生じたことを示している. 解析では埋土を長方形荷重

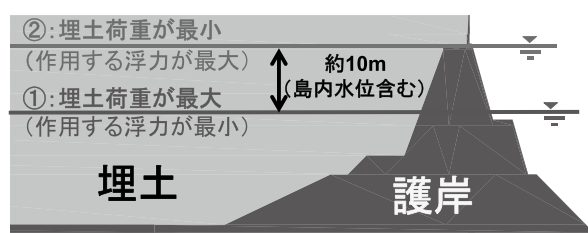


図-13 海水面位置の概略図

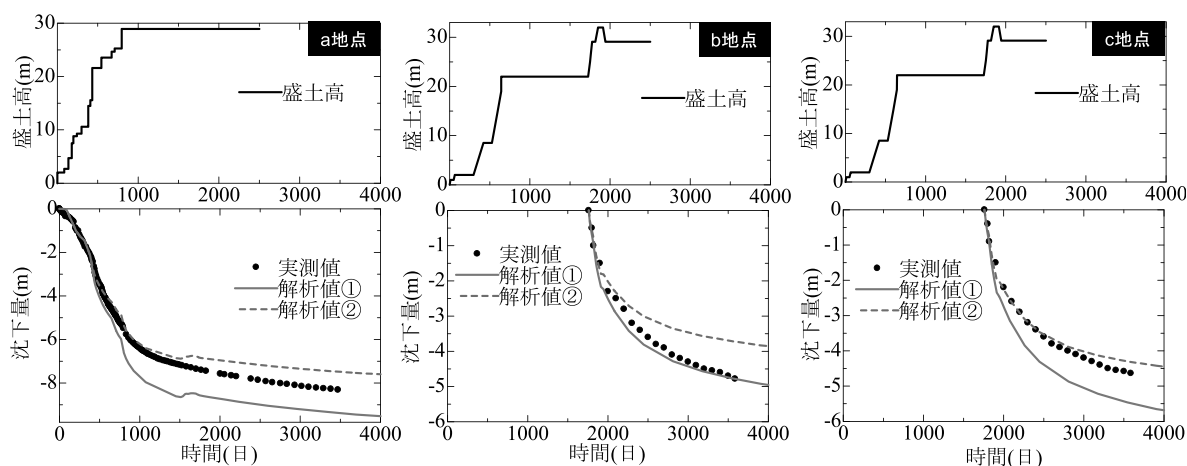


図-14 解析値と実測値の比較 (全層沈下量)

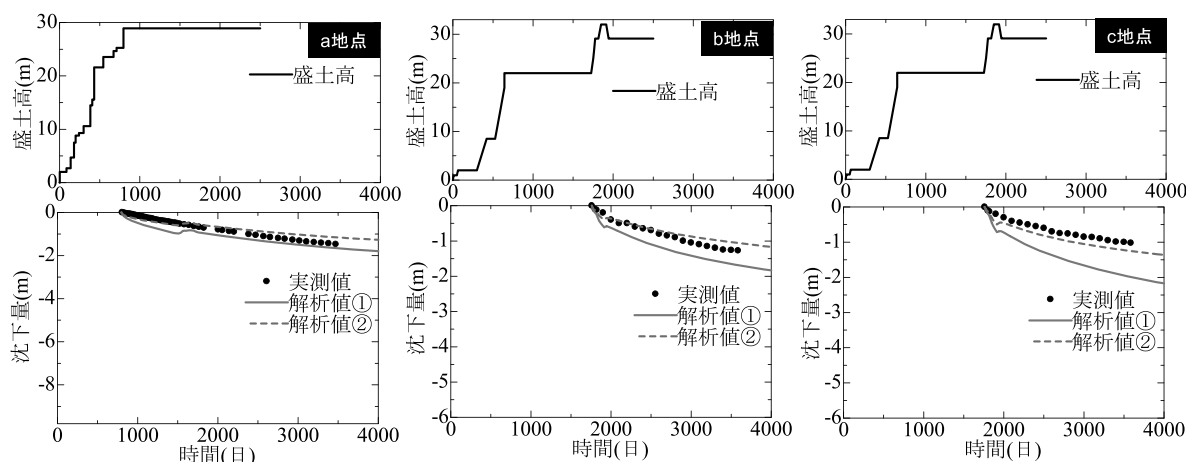


図-15 解析値と実測値の比較 (洪積層沈下量)

として載荷しているが、実際に投下された埋土は海中で滑らかに積み上がり、解析上で生じるほどにはせん断変形が生じないと予想されるため、両者の挙動に差が生じたと考えられる。しかし、この変形は全体の沈下量に対して小さく、2つの解析値は実測値を挟み込む形となっている。また、b、c地点はa地点と実測値の測定日時が異なるが、こちらもa地点同様、解析値は概ね実測値を挟み込む形となっている。図-15は、洪積層沈下量の解析結果を示している。a地点、b地点における解析結果は実測値を挟み込む形で得られているが、c地点における解析結果は実測値を上回る結果となっている。この原因としては、砂層のパラメータとして与えている弾性係数 E が実際よりも小さいことや、解析と実施工における排水挙動に差があることが挙げられる。c地点の解析結果をより実測値に近づけるためには、地盤のパラメータを区間毎により詳細に与えることや、SDのモデル化の際、実際の排水挙動をより正確に表現できるマクロエレメント法を用いるといったことが考えられる。上記のような改善の余地は残されているが、他の解析結果は全て実測値を挟み込む形で得られており、実測値との整合性が良い結果となっていることから、本研究では満足すべき精度で神戸空港島のモデル化が行えていると判断した。

(2) 神戸空港島における将来の不同沈下予測

上記で設定した神戸空港島モデルを用いて将来の沈下量を算出し、不同沈下の程度を定量的に求めた結果を以下に示していく。将来の沈下予測には浮力の影響が最も小さく、海底地盤にかかる荷重が最も大きい解析①のモデルを用いている。つまり、沈下量を多めに見積もった安全側の評価で予測を行っている。

図-16は、神戸空港島の海底面における経時沈下量を表したグラフである。図中には、海上SD打設、埋土・陸上SD打設、開港から数年後の沈下量を順に示している。海上SD・陸上SD打設境界における不同沈下は施工初期～開港時点で顕著に見られるが、開港2年でその差はほぼ無くなっている。しかし、その後の陸上SD打設区間の沈下量は海上SD打設区間の沈下量を上回り、開港50年後にはSD境界から陸上SD打設地点にかけて比較的大きな不同沈下が生じる。この勾配は最大で $5.7E-03\text{rad}$ に達し、直接基礎の許容勾配である $2.0E-03\text{rad}$ を上回る値となる¹¹⁾。そのため、沈下が収束していない時期に基礎構造物を建設する場合、上部の構造物に悪影響を及ぼす可能性がある。

海上SDと陸上SD打設境界面における沈下の収束時期を明らかにするため、海上SD(a)と陸上SDの境界面から $\pm 50\text{m}$ の区間を対象に、陸上SD打設後の沈下速度を検証した。解析結果を図-17に、対象地点における沈下速度の平均値、およびそのばらつきの程度を表す変動係数を表-3に示す。図-17の実線は陸上SD打設側の沈下速度、破線は海上SD打設側の沈下速度、太線はSD境界部の沈下速度を表している。陸上SD打設区間側の沈下速度は常に海上SD打設側の沈下速度を上回っており、SD打設時期の違いに起因する沈下速度の違いが生じていることが分かる。この差は陸上SD打設後から急速に収束していくが、空港開港時点においても変動係数は約18%の値を示し、SD境界における沈下速度に差があることが分かる。その後、沈下速度は徐々に一定の値に収束していき、開港2～5年における変動係数は10%以下の値となる。このことから、SD打設時期に起因する海底面の不同沈下は開港2～5年でほぼ終了すると予想される。また、沈下速度 0.2cm/day を大きな圧密沈下が生じない目安とする

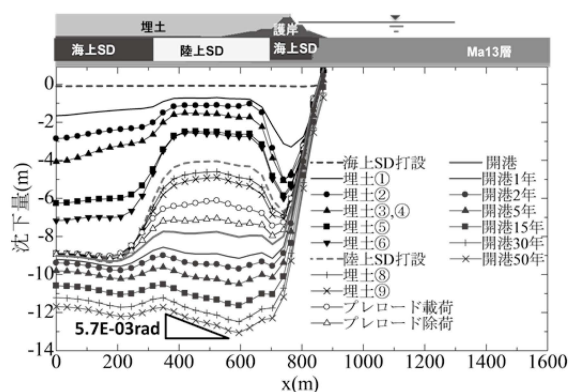


図-16 海底面の経時沈下量

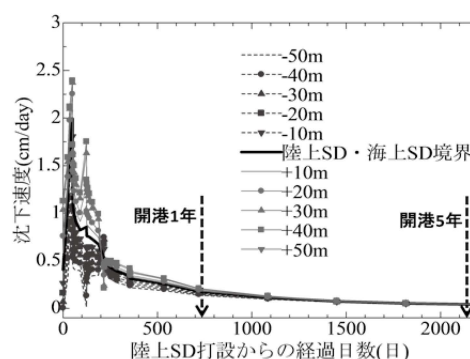


図-17 SD境界における沈下速度

表-3 SD境界の平均沈下速度および変動係数

時期	平均値 (cm/day)	変動係数(%)
開港	0.31	18.4
開港1年	0.18	13.5
開港2年	0.11	9.7
開港5年	0.04	3.6
開港15年	0.02	2.3
開港30年	0.01	0.0
開港50年	0.01	0.0

と¹²⁾、開港1年後以降は大きな圧密沈下が起きないと判断でき、開港5~15年で海底面の沈下はほぼ終了するようである。

4. 仮想解析

本章では、実施工のうちSDの打設時期およびSD打設後の透水係数を変更した仮想解析を行い、得られた結果を実施工と比較することで、SD打設が不同沈下に与える影響を明らかにする。解析CASEは、海上SD・陸上SD打設後の透水係数を一律で100倍とした場合（CASE1）と、埋土施工前に施工区間全域にSDを打設した場合（CASE2）の2種類である。なお、解析に用いた材料パラメータ、メッシュ図、施工履歴は全て実施工と同一である。

(1) CASE1の解析結果

CASE1では海上SD・陸上SDともに透水係数を実地盤の100倍とした解析を行い、3章で示した実地盤の不同沈下量と比較することで、区間毎の集排水効果の差が不同沈下に及ぼす影響を検証する。

図-18に示す海底面の経時沈下予測を見ると、SD打設後の透水係数が実施工より大きいため、0~700mの区間における施工初期からの圧密沈下量は、実施工よりもやや大きいことが分かる。しかしその傾向が見られるのは開港時までであり、それ以降の沈下量は実施工と比べてほとんど変わらない。また、海底面の凹凸に着目すると、最大沈下量と最小沈下量間の勾配は $5.3E-03rad$ であり、実施工の勾配とほぼ同じ値を示している。

図-19に示す沈下速度のグラフを見ると、陸上SD打設時の沈下速度は実施工よりも大きく、ばらつきも見られるが、開港時には沈下速度はほぼ一定の値に収束することが視覚的に理解できる。このことは、表-4に示す開港時の変動係数が10.3%と実施工より小さいことから確認できる。また、沈下速度の平均値は実施工と比べて小さく、沈下速度のばらつきも実施工の半分ほどにとどまり、SDの集排水効果の差が顕著に表れている。しかし、このような差が生じるのは開港5年程度までであり、その後は実施工と同様のばらつきを保持しながら沈下していくことが分かる。以上のことから、集排水効果の異なるSDを区間別に打設した場合（実施工）、施工区間全体に同一の効果を有するSDを打設した場合（CASE1）と比べて、施工初期および開港後数年の沈下速度および変動係数が大きくなることが分かった。しかし、最終的に生じる海底面の不同沈下量は同程度となるようである。

(2) CASE2の解析結果

CASE2では実施工の陸上SDを海上SDに置き換えた解析を行っている。つまり、施工初期に空港島全域に地盤改良を行った場合を想定している。CASE1とCASE2の比較を行うことで、区間毎の打設時期の違いが将来の不同沈下量に与える影響を検証する。海上SDによる打設効果は元の地盤の透水係数を100倍とすることで表現している。

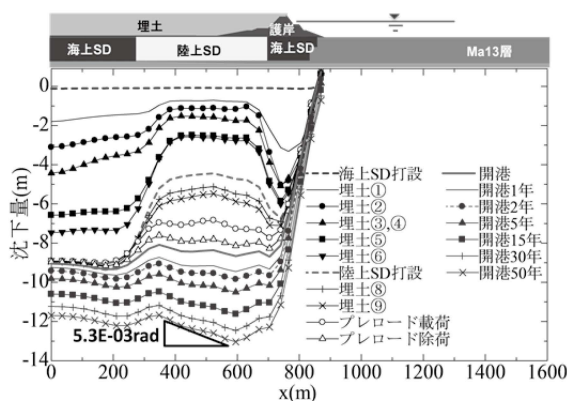


図-18 海底面の経時沈下量（CASE1）

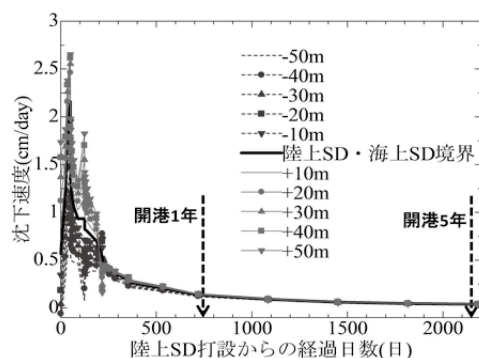


図-19 SD境界における沈下速度（CASE1）

表-4 SD境界の平均沈下速度および変動係数（CASE1）

時期	平均値 (cm/day)	変動係数(%)
開港	0.26	10.3
開港1年	0.13	6.9
開港2年	0.09	5.1
開港5年	0.04	2.6
開港15年	0.02	2.5
開港30年	0.01	0.0
開港50年	0.01	0.0

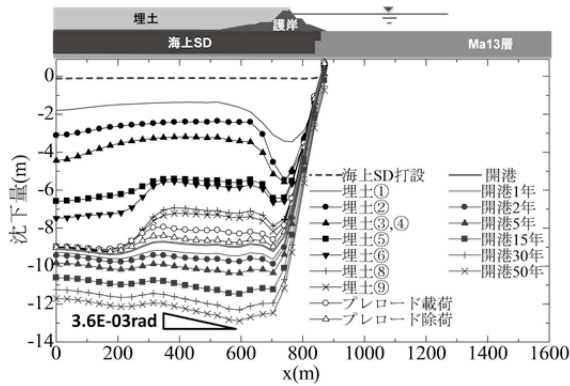


図-20 海底面の経時沈下量 (CASE2)

図-20 より、CASE2 では施工初期に空港島全域に SD を打設しているために全体の圧密沈下が早く、空港開港時点での不同沈下量は CASE1 と比べて小さいことが分かる。また、開港 50 年での海底面の凹凸部分の勾配は最大で $3.6E-03rad$ であり、CASE1 の最大勾配 $5.3E-03rad$ と比較して小さい値となる。このことから、区間毎に SD 打設時期の差がある場合には、区間毎に差がない場合と比べて最終的な不同沈下量が大きくなることが分かる。しかし、CASE 間の勾配の差は 0.17% であり、全体の勾配に対しては微小な差であることから、最終的な不同沈下は SD の打設時期ではなく、局所的な埋土载荷による影響が大きいと推察される。

図-21、表-5 に、CASE2 における沈下速度のグラフ、およびその平均値、変動係数を示した表を示す。なお、CASE2 では陸上 SD の打設を行っていないが、他 CASE との比較のため、陸上 SD を打設した時期と同じ時期からの沈下速度を示している。CASE2 では施工初期 SD 打設を行っているため、陸上 SD 打設時期からの沈下速度のばらつきが CASE1 と比べて小さいことが分かる。沈下速度に着目すると、CASE1 との差は空港開港時点では顕著に表れているが、その差は徐々に小さくなり、開港 2～5 年後以降は沈下速度、変動係数共に CASE1 とほぼ同様の値を示していることが分かる。このことから、区間毎の SD 打設時期の差が不同沈下に影響を与えるのは施工初期～空港開港までであり、その後の沈下速度およびそのばらつきには大きな影響を及ぼさないことが明らかとなった。

5. まとめ

本研究では、SD による地盤改良時期が不同沈下に及ぼす影響を明らかにするため、二次元／土水有限要素解析を行った。得られた結論を以下に示す。

- 1) マクロエレメント法および換算 C_v の考え方をを用いて SD 打設後の透水係数を決定し、三軸試験シミュレーションの結果に基づき適切な材料パラメータを設定した結果、解析値は実測値と整合性の良い結果を示し、満足のいく精度で神戸空港島のモデル化を行うことができた。
- 2) 開港 50 年後の神戸空港島の海底地盤には、SD 打設境界から陸上 SD 打設範囲内に向けて不同沈下が生じることが分かった。この値は直接基礎の許容勾配を上回るため、将来的に構造物に悪影響を及ぼす可能性があることが示唆された。また、海上 SD・陸上 SD 境界における海底面の沈下速度を算出し、圧密沈下および沈下のばらつきの収束時期の目安を示すことができた。
- 3) 空港島施工初期に一樣に SD を打設した場合の不同沈下量は、区間毎に SD 打設時期の差がある場合と比べて小さく、SD 打設時期の違いが不同沈下を生じさせることを明らかにした。しかし、SD の打設時期に起因する不同沈下の差は全体の不同沈下量に対して小さいため、SD の打設時期や打設範囲よりも、区間毎に不均一な埋土の载荷が顕著な不同沈下を発生させることが推察される。
- 4) 空港開港時の沈下速度・変動係数が最も小さい値を示すのは空港島施工初期に SD を打設した場合であり、最もばらつきが見られたのは区間毎に時期の異なる SD を打設している実施工であった。また、

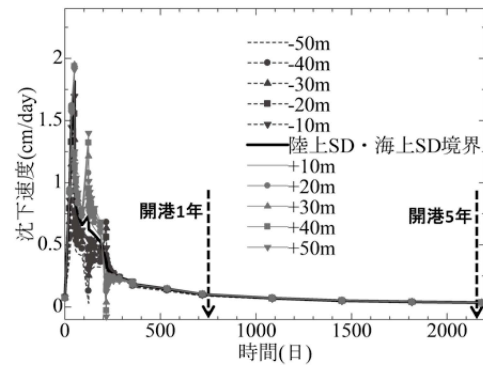


図-21 SD 境界における沈下速度 (CASE2)

表-5 SD 境界の平均沈下速度および変動係数 (CASE2)

時期	平均値 (cm/day)	変動係数(%)
開港	0.18	4.4
開港1年	0.10	5.2
開港2年	0.07	5.1
開港5年	0.04	3.3
開港15年	0.02	2.3
開港30年	0.01	0.0
開港50年	0.01	0.0

SDの打設時期およびSDの圧密促進効果に関わらず、沈下のばらつきは開港から5年までに、沈下自体は15年までにほぼ一定の値に収束することが分かった。

謝辞：本論文の作成に当たり、応用地質株式会社および神戸市みなと総局からデータ提供を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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.
- 2) Sekiguchi,H. and Ohta,H. : Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive Equation of Soils, Proc. of 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Specialty Session9 pp.306-315, 1977.
- 3) 長谷川憲孝，山本卓生，高橋嘉樹，南部光広，柳浦良行：神戸空港海底地盤における洪積粘土層の長期圧密試験結果と二次圧密特性，第42回地盤工学研究発表会講演CD-ROM, 2007.
- 4) 飯塚敦：軟弱地盤の変形・安定解析に関する基礎的研究，京都大学博士論文，pp.59, 1988.
- 5) 西田博文：土構造物の品質評価手法の開発に関する研究，博士学位論文，神戸大学，2005.
- 6) 関口秀雄，柴田徹，藤本明，山口博久：局部载荷を受けるパーティカル・ドレーン打設地盤の変形解析，第31回土質工学シンポジウム発表論文集，pp.111-116, 1986.
- 7) 関口秀雄，柴田徹，三村衛，角倉克治：大水深護岸の変形解析，京都大学防災研究所年報，No.3 B-2, 1988.
- 8) 田柄坤，三村衛：海上埋立による更新統互層地盤の応力と変形に関する数値解析，京都大学防災研究所年報，No.53 B, 2010.
- 9) 変形解析検討委員会，神戸空港変形解析報告書，2002.
- 10) 地盤工学ハンドブック編集委員会：地盤工学ハンドブック，(社)地盤工学会，PP.127-128, 1999.
- 11) 畑中宗憲，加倉井正昭：建築基礎構造〔第3版〕，pp.197-200, 2009.
- 12) 末永清冬，長谷川憲孝，高橋嘉樹，江島泰，清水厚延，瀧口高，南部光広：神戸空港造成地盤での圧密を考慮した施工管理，土木学会論文集，Vol.63, No.3, pp.403-416, 2007.

著者：1) 荒金延明，(株)大林組；2) 宮本郁美，神戸市；3) 飯塚敦，神戸大学都市安全研究センター，教授；4) 河井克之，都市安全研究センター，准教授

Quality Evaluation of Kobe Airport, Manmade Island

Nobuaki Aragane
Ikumi Miyamoto
Atsushi Iizuka
Katsuyuki Kawai

Abstract

Kobe airport was constructed offshore at Kobe port, and very soft Holocene clay layer had accumulated under the seabed. Ground improvement was made to accelerate consolidation settlement by placing sand drain columns in the soft ground. However, the timing of placing the sand drain columns differed referring to construction sequence, namely some were placed before reclamation work but others were installed after landfilling. This paper focuses on the influence of timing of ground improvement work on deformation of the manmade island through a series of numerical simulation. Particularly occurrence of differential settlement of the manmade island, Kobe airport, is discussed.

Firstly, a series of trials was made to numerically simulate the actual behavior of the manmade island monitored in-situ with much attention paid to determining input parameters, modeling of construction sequence and boundary conditions in computation. Obtained results show quite good agreement with monitored behavior of the settlement, the lateral deformation and the excess pore water pressure in the manmade island. Then, after such confirming reliability of the numerical computation, the quality evaluation was made through a series of numerical simulation under imaginary construction sequences and different timing of ground improvement work by comparing computed settlements with time each other. Particularly occurrence of differential settlements with time was discussed. These obtained results in this thesis are useful to maintenance of the manmade island.