神戸空港における地盤変形解析手法の構築

山本 卓生¹・坂上 敏彦²・高橋 嘉樹³・
柳浦 良行⁴・南部 光広⁵・飯塚 敦⁶

¹神戸市みなと総局 (〒660-8570 神戸市中央区加納町6-5-1)

E-mail: takao_yamamoto@office.city.kobe.lg.jp

²正会員 川崎地質株式会社 西日本支社 (〒543-0021 大阪市天王寺区東高津町11-9)

E-mail: sakagami@kge.co.jp

³正会員 株式会社不動テトラ (〒103-0016 東京都中央区日本橋小網町7-2)

E-mail: yoshiki.takahashi@fudotetra.co.jp

⁴正会員 基礎地盤コンサルタンツ株式会社 関西支社 (〒550-0011 大阪市西区阿波座1-11-14)

E-mail: yagiura_yoshiyuki@kiso.co.jp

⁵正会員 応用地質株式会社 関西支社 (〒532-0021 大阪市淀川区田川北2-4-66)

E-mail: nanbu-mitsuhiro@oyonet.oyo.co.jp

⁶正会員 神戸大学都市安全研究センター (〒657-0013 神戸市灘区六甲台町1-1)

E-mail: iizuka@kobe-u.ac.jp

神戸空港は、神戸港沖に埋立造成されて築造された空港であり、2006年2月に開港した。空港造成地の海底地盤には沖積粘土層が厚く堆積しており、築造にあたっては、同層の変形挙動が空港施設にどのような影響を与えるかが問題であった。変形性状としては沈下と水平変位が考えられ、変形を予測するために、既往の知見に基づく有効な変形解析モデルを構築した。あわせて、施工時の変形性状を把握するために、各種計測器を設置して計測を行い、その結果に基づいて解析モデルの見直しならびに入力条件、境界条件の見直しを行ってきた。その結果、当該地盤における変形性状を精度良く予測できるようになったこととあわせて、変形解析モデルの改良方向を提示することができた。

Key Words : Kobe airport, Holocene clay, soil deformation, analysis model, monitoring, back analysis, prediction

1. はじめに

神戸空港は、写真-1に示すように、ポートアイランド沖約1kmに築造され、面積約272ha、護岸延長約7.7km、2500mの滑走路を1本有する海上空港で、2006年2月16日に開港した。

空港島の建設は、1999年9月より始まり、工事に先立つ地盤調査が行われ、その後、同年11月から本格的な護岸築造工事の着手となった。工事は順調に進み、護岸工事は2001年10月に、着工から約2年という期間で概成し、その後、島内の埋立工事が開始された。滑走路、エプロン、ターミナルビルなどの空港施設については、埋立工事と平行して整備が進められ、2006年1月末に完成した。

当該工事にあたっては、水深約16mの地盤上に緩傾斜石積護岸が約2年という短期間で建設されることにより、施工に伴って護岸に大きな変形の発生することが予想された。このことは、工事の工程や工事費に大きな影響を与え、設計および施工管理面で十分な検討が必要であっ

た。そこで、工事が先行されて行われる沖合側の緩傾斜石積護岸(写真-1参照)において、事前の変形解析を行うとともに、工事に際しては、地盤の変位、間隙水圧などの挙動を詳細に計測し、そこで得られた値をもとに逆解析を行って、島内全域に適用できる変形解析モデルを構築することとした。

写真-1 神戸空港全景 (2007年1月撮影)

海底地盤上の複雑な変形挙動を予測するためには、間隙水の移動を考慮できるとともに、地盤材料の非線形性、時間依存性を考慮できること、せん断に伴う体積変化特性（ダイラテンシー特性）を考慮できることなどが必要である。このことより、解析モデルとしては、関口・太田による弾・粘塑性モデル¹⁾を導入することとした。

解析にあたっては、護岸工事着工前に実施した土質調査結果から地盤や埋立材料のパラメータを設定し、写真-1に示す動態観測を実施する断面において事前予測を行った。その後、工事着手に伴って計測した結果と、予測値との比較を行い、問題点を整理するとともに、施工手順やパラメータの精査、排水境界条件等の見直しを行い、改めて解析を行い、予測値の見直しを行った。

これらのことより、本論文では、海底地盤の変形が構造物に与える影響を評価するために、精度の高い解析手法を構築した経緯と結果について述べる。

2. 解析の流れ

神戸空港における変形解析は、工事施工前の解析によ

<事前解析>

図-1 事前解析から再解析への流れ

り予測した後、施工時に動態観測を行い、解析結果と実測値との比較を行って、再解析の必要性を検討しながら工事を進めた。その結果、事前解析で得られた変形モードは、実測値との隔たりが大きく、改良が必要と認められたため、解析方法や入力条件、境界条件の見直しを行い、再解析を行って変形予測モデルを再構築することとした。

図-1に事前解析から再解析への流れを示す。事前解析は2000年5月から実施し、護岸工事着手前に行った地盤調査結果から地盤や埋立材料のパラメータを設定し、計画工程に沿って解析を行った。一方、再解析は、工事着手に伴って計測した動態観測結果が得られた段階で行った。内容としては観測結果と予測値との比較を行い、問題点を整理するとともに実工程やパラメータの精査、排

図-2 海域の海底面コンター（文献1）に加筆

図-3 沖積層下端コンター（文献2）に加筆

図-4 Ma12層下端コンター

(注) 図中の深度表示は神戸港基準潮位 (KP) で表している。

測定項目	計測機器名	記号	個数	計測地点名
沈下量	アンカーロード式沈下計	—	3	AC-1~AC-4
	沈下板	—	4	C-1~C-4
間隙水圧	間隙水圧計	□	4	P-1~P-4
水平変位	固定式傾斜計	—	1	
土圧	土圧計	▲	3	D-1~D-3

※C-4は護岸法線より165mの地点に位置する。

図-5 計器の設置状況

水境界条件等の見直しを行って、再解析を行い、予測値を見直した。

3. 動態観測

(1) 地層構成

図-2に工事前の海底面コンター、計測断面を示す。本論文で用いた現場計測データおよびチェックボーリングデータは、南護岸東側の代表的なデータである^{2)~4)}。ここで表している標高はKP (神戸港修築工事基準面=TP+0.893m) である。建設海域の水深は、図-2に示すようにKP-15.5~17mで大きな変化はなく、海底面はほぼ水平である。海底地盤は上部より沖積層の粘土層 (Ma13)、砂層 (Asc)、および洪積層の砂層 (Ds1~3)、粘土層 (Ma12)、砂層 (Ds4) に分類される (後出の図-7参照)。

沖積層下端面 (Asc 下端面) および Ma12 層下端面の状況を図-3, 4 に示す。各地層は全体的に北西から南東方向へ傾斜する傾向にあり、南東部ほど厚くなる傾向にある⁵⁾。

(2) 計測断面および計器の配置

図-5に示すように、沖積層の粘土層 (Ac1~3)、砂質粘土層 (Asc)、および洪積層の砂層 (Ds1) を対象に計

測機器を設置した。護岸法線上にはアンカーロード式沈下計、間隙水圧計を設置した。また、あらかじめ護岸の安定計算を実施し、法尻付近に下方吸収型固定式傾斜計を設置した。土圧計は護岸全体の載荷荷重を把握するため、護岸下3箇所を設置した。さらに海底面には沈下板を設置して、海底面全体の沈下を計測した⁴⁾。

(3) 動態観測結果

動態観測結果の概要を図-6に示す。

1) 沈下板 (C-1, C-2, C-3, C-4)

沈下板により海底面の沈下量を測定しており、護岸法線部 (C-2) で4年半の間に7m強の沈下量があった。

2) アンカーロード式沈下計 (AC-1, AC-2, AC-3)

アンカーロード式沈下計により、沖積粘土の層別沈下量を測定しており、沖積層全体で約6mの沈下量があった。層別沈下データから、沖積粘土層においては上層部の沈下量が大きく、Asc層の沈下、すなわちAC-2とAC-3の差 (図-6(c) 参照) が少ない傾向がわかる。なお、沈下板との沈下量の違いは、測定開始時期の違いと洪積層の沈下によるものである。

3) 下方吸収型固定式傾斜計

下方吸収型固定式傾斜計は、荷重の増加に伴う海底面の沈下の影響を考慮しながら計測し、海底面で最大88cmの水平変位量が発生した。

図-6 動態観測結果

図-7 地層構成

図-8 解析メッシュ (節点数: 4238, 要素数: 4130)

4) 間隙水圧計 (P-1, P-2, P-3, P-4)

間隙水圧計は、深度方向に4箇所設置した。このうちP-1～P-3については埋立に伴う間隙水圧の変化が把握できた。それによると、荷重が増加する時に、それに対応する間隙水圧が発生している。しかしながら、間隙水圧計は捨石(Ⅰ)施工後、信頼性のあるデータが得られなくなったので、それ以降についてはチェックボーリング時(CB1, CB2)に間隙水圧を測定し、その値を図-6にプロットしている。これによっても、埋立の進行とともに間隙水圧は増えている。なお、潮位変動の影響については、間隙水圧計の測定水圧から基準潮位(KP±0m)に対する静水圧を差し引いて補正している。

5) 土圧計 (D-1, D-2, D-3)

D-1, D-3の土圧計については、埋立荷重が増加するときに土圧も増加する傾向を示し、その値もほぼ埋土荷重に相当している。なお、D-2土圧計については、埋立途上で計測不能となっており、埋立初期の値しか得られていない。

4. 事前解析

空港島およびその基礎地盤の挙動を予測するにあたり、1)間隙水の移動を考慮できること、2)地盤材料の非線形性、時間依存性を考慮できること、3)せん断に伴う体積変化特性(ダイラタンシー特性)を考慮できることの3つが重要なポイントとなった。このことより、解析モデルとしては、関口・太田による弾・粘塑性構成モデル¹⁾

表-1 弾・粘塑性モデルの入力パラメータの設定

物性	設定方法
w_n	試験値 (図-10, 11)
e_o	
C_o	C_{cl} (標準圧密試験結果)
λ	$\lambda=0.434C_c$
I_p	試験値 (図-10, 11)
Φ'	
M	$M=6\sin\Phi'/(3-\sin\Phi')$
κ	沖積層 $\kappa=0.55\lambda$, 洪積層 $\kappa=0.1\lambda$
D	$D=(\lambda-\kappa)/M(1+e_o)$
K_o	$K_o=1-\sin\Phi'$
K_i	$K_i=K_o(OCR)^{0.54\exp(-PI/122)}$
γ_i	試験値 (図-10, 11)
ν	$\nu=K_o/(1+K_o)$
α	長期圧密試験結果
K	粘性土: 圧密試験結果
	砂質土: 透水試験結果
	SD部: 矢部らの方法 ⁶⁾
$\dot{V}_o$	Ma12層のみ設定. 初期体積ひずみ速度を計算で算出.

を採用し、多次元・土／水連成有限要素法⁹⁾で解析することとした。モデルの中で粘土層は弾・粘塑性体とし、砂質土層および埋立土に対しては、線形弾性体とした。

(1) 事前解析の内容

施工段階を詳細なステップ分割することで実工程の状態に近づけ、施工に伴う地盤挙動を解析した。なお、解析にあたっては、護岸縦断方向がほぼ同じ施工条件であるため、二次元断面での解析が適用できる条件である。

解析にあたっては、施工前地盤調査結果をもとに、地盤や埋立土の材料パラメータを決定した。また、サンドドレーン (SD) 打設による排水性向上と側方拘束の影響を考慮するとともに、実施工段階における境界条件の時間的变化について検討を行った。

1) 解析モデル

図-7に示すように、当該地盤の地層構成は上位より埋立土 (護岸部, 埋立部), 沖積粘土層 (Ma13, Asc), 洪積砂層 (Ds1~3), 洪積粘土層 (Ma12), 洪積砂層 (Ds4) よりなる。

沖積粘土層 (Ma13) は、土層性状より、上部からAc1, Ac2, Ac3-1, Ac3-2の4層に区分するとともに、地盤改良域としてSD(1) (SD間隔: 2.5m×2.5m), SD(2)~(3) (サンドドレーン間隔: 3.0m×3.0m) の領域を設定した。Asc層は砂分を多く含む粘土層であり、透水係数がMa13層に比べて大きいことより、サンドドレーンは貫通させていない。洪積粘土層 (Ma12) は物性の性状より上部層 (U層), 中部層 (M層), 下部層 (L層) に分けられる。沖積層はほとんど傾斜していないが、洪積層については図-3, 4に示すように北西方向より南東方向に向かっ

図-9 海底粘土層の e - $\log P$ 曲線の傾向

表-2 事前解析工程 (計画工程)

STAGE	施工部	解析工程	累計(日)	施工完了日	備考
1	敷砂	初期	0	00.02.18	
2		敷砂(1), SD	1	00.02.19	
3		放置期間	113	00.06.10	
4		敷砂(2)	114	00.06.11	
5		放置期間	128	00.06.25	
6	護岸部	盛り砂(1)-1	129	00.06.26	2000.06.11より計測開始 (b)沈下板
7		放置期間	153	00.07.20	
8		盛り砂(1)-2	154	00.07.21	
9		放置期間	245	00.10.20	
10		捨石(1)	246	00.10.21	
11		放置期間	276	00.11.20	
12		盛り砂(2)	277	00.11.21	
13		放置期間	452	01.05.15	
14		捨石(2)	479	01.06.11	
15		放置期間	509	01.07.11	
16	埋立部	埋立(1)(2)(3)-1	610	01.10.20	2001.06.02~06.05 間隙水圧を測定 CB1 (P1~P4)
17	護岸部	上部工(1)	611	01.10.21	
18	埋立部	埋立(1)(2)(3)-2	690	02.01.08	
19	護岸部	放置期間	691	02.01.09	
20	埋立部	埋立(4)-1	725	02.02.12	
21	護岸部	消波ブロック(1)	726	02.02.13	2002.02.26~03.01 間隙水圧を測定 CB2 (P1~P4)
22	埋立部	埋立(4)-2	740	02.02.27	
23	護岸部	上部工(2)	741	02.02.28	
24	埋立部	埋立(4)-3	863	02.06.30	
25	護岸部	消波ブロック(2)	864	02.07.01	
26	埋立部	埋立(4)-4	874	02.07.11	
27		埋立(5)	1055	03.01.08	
28		放置期間	1056	03.01.09	
29		埋立(6)	1238	03.07.10	
30		放置期間	1239	03.07.11	
31	護岸部	埋立(7)	1421	04.01.09	
32	護岸部	放置期間	1422	04.01.10	
33	護岸部	放置期間	1877	05.04.09	
34	護岸部	開港	1878	05.04.10	

て緩く傾斜しており、傾斜の程度は下部層になるほど少しずつ急になっている。図-8に解析メッシュを示したが、作成にあたっては、図-7の地層状況を正確に表わせるように配慮した。各層の物性値については、各種土質試験結果に基づき、後述する図-10, 11に示している。すなわち、各種データを地層毎に整理して、解析に用いる値を設定している。解析モデルにおいては、左右の境界排水条件が、砂質土層では排水、粘性土層では非排水とした。また、境界拘束条件が、最下面を水平・鉛直・回転ともに固定、側面では水平を固定とした。

2) 入力パラメータ

i) 埋立土、洪積砂層

埋立土（護岸部、埋立部）および洪積砂層（Ds1～Ds4）層は粘土層に比べると圧縮量がかかなり小さく、荷重の作用とともに瞬時に圧縮が終了すると考えられるので、線形弾性体としてモデル化した。なお、変形係数は、N値より $E=700N$ （ kN/m^2 ）の関係式より求めた。ポアソン比（ ν ）は一律に（ ν ）=0.33とし、単位体積重量、透水係数は試験値より設定した。

ii) 沖積・洪積粘土層

沖積粘土層（Ac1～Ac3, Asc）、洪積粘土層（Ma12）は弾・粘塑性モデルと考え、各種地盤調査結果と飯塚の提案する入力パラメータ決定シート⁶⁾にしたがって、図-10, 11, 表-1のように設定した。大阪湾の洪積粘土層は擬似過圧密粘土であり、埋立荷重により地盤内応力が圧密降伏応力付近に達すると大きな二次圧密の生じることが知られている⁷⁾。このことより二次圧密は埋立荷重によって地盤内応力が圧密降伏応力を少し上回るMa12層では考慮した。一方、初期の圧密降伏応力が小さく、埋立荷重による地盤内応力が圧密降伏応力を大きく上回る沖積粘土層は考慮しなかった。この理由として、模擬過圧密状態はセメンテーションや二次圧密の進行など、年数の経過とともに表われ、堆積時よりの年数が短い沖積粘土層は模擬過圧密量が小さいことによっている。すなわち、年代の新しい地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こととなる。このことは、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でも確認されており、古い年代の地層ほど二次圧密係数が大きくなっている⁸⁾。さらには、沖積粘土層においては埋立荷重が作用すると、作用力が圧密降伏応力を大きく上回り、一次圧密時に高位構造が破壊されて、大きな二次圧密が生じないこととなる。このことは、埋立進行後に空港島内で計測された沖積層の沈下傾向よりも明らかとなっている⁹⁾。これらのことより、沖積粘土層については二次圧密を考慮しないこととした。次に、洪積粘土層であるMa12層は地盤物性値の状態より上、中、下、の3層に分けて各種物性値を設定した。物性値設定にあたっての考え方は以下の通りである。

a) 圧縮指数 C_c

圧密試験結果より C_c を設定した。なお、当該地における圧密曲線の勾配は図-9に示すように、圧密降伏応力（ p_c ）を超えると急勾配となり、その後、減少する。このことより、圧縮指数としては圧密圧力が小さい領域での圧縮指数（ C_{c1} ）と圧密圧力が大きい領域も含めた平均的な圧縮指数（ C_{c2} ）2つが得られることになる。事前解析では、最終沈下量が少し大きく評価されることになるが、正規圧密領域に入った直後の状態が正確に表せるように、 C_{c1} を採用した。

b) SD改良部の透水性

SD改良域は複合地盤として取扱い、矢部ら¹⁰⁾の提案する見かけの透水係数（圧密係数）を算出し、現地盤の α 倍として設定した。原文¹⁰⁾では α が用いられているが、表-1の α （二次圧密係数）と区別するために a とした。

$$C_v^* = \frac{-8T_v H^2}{(F(n) + 0.8L)d_e^2 \ln(1-U)} C_h = aC_h$$

ここで、 C_v^* ：換算圧密係数

a ：見かけの圧密係数を規定する等価換算係数

d_e ：ドレーンの等価有効円直径

C_h ：粘性土の水平方向圧密係数（ $\approx C_v$ と仮定）

H ：改良深さ

$F(n)$ ：Barronの等ひずみ条件下の放射状圧密理論式を規定する関数

T_v ：ドレーン改良地盤の時間係数

3) 事前解析で用いた工程

護岸ならびに島内の地盤を図-12に示す領域に分割し、当初計画されていた施工計画図より解析に導入する工事工程を決定した（表-2参照）。なお、事前解析では2000年5月時点での計画工程を利用している。

(2) 事前解析結果と実測値との比較

工事開始以降、沈下板による海底面の沈下、粘土層内の水平変位および層別沈下量、間隙水圧、土圧が計測された。以下、計測項目毎に解析結果と実測値との比較結果について述べる。

1) 沈下量

2002年6月初旬の実測沈下量と解析値との比較結果を図-13に示す。それによると沈下量の分布は、全体的に解析値が実測値を少し上回っている。次に時間～沈下関係に着目すると、全体的に解析値が実測値より早く沈下が進行する傾向にあり、最大で1m強の相違が両者で認められているところがある。

2) 水平変位深度分布

図-14に示すように、実測水平変位は深度が浅くなるにしたがって直線的に増加し、旧海底面で最大となっている。一方、解析値は沖積粘土層中央付近で最大を示し、全体に弓型の分布を示す。また、解析値は、実測値と比較して変位量が多い。

3) 間隙水圧

図-15, 16に示すチェックボーリング時（圧密終了間際）の間隙水圧の実測値と解析値との比較では、チェックボーリング2の時点（CB2）でMa13層（SD改良部）の実測値が解析値よりもがわずかに大きくなっている。この現象はMa13層の中央部で小さく、上部と下部で両値の離れが大きくなっている。一方、未改良部（Asc層）では、実測値と解析値とがほぼ一致している。

図-10 地盤定数深度分布 (沖積粘土層)

図-11 地盤定数深度分布（洪積粘土層）

図-12 解析断面（領域）

図-13 沈下量の実測値と事前解析値との比較

(1) CB1(2001.6.11)

(2) CB2(2002.2.27)

図-14 水平変位の実測値と解析値との比較

(1) CB1(2001.6.11)

(2) CB2(2002.2.27)

図-15 チェックボーリング時の間隙水圧の実測値と解析値との比較

(1) Ma13 中央(SD 改良部) (KP-25m 付近)

(2) Asc(未改良部) (KP-45m 付近)

図-16 間隙水圧の実測値と解析値との比較

4) 事前解析結果の考察

事前解析結果と実測値とを比較すると、図-14に示すように水平変位の深度分布に大きな違いが見られた。事前解析結果は実測値より大きく、深度方向の分布形状も大きく異なっている。この原因としては、SD部では実測の間隙水圧等時曲線がほぼ等圧に分布すると考えられるのに対して、計算では排水境界を上下端としているため、弓形となっている。すなわち、現状のモデルでは、SD改良域上端部、下端部では圧密の進行を早く評価し、中央部では遅く評価することになる。実際のSD部の深度方向圧密度は、ほぼ一定であるので、SD改良端部（表層部：Ac1層）およびSD改良域下端部（Ac3層下端）における、ある時刻での圧密は、事前予測結果ほど進んでいないことになる。したがって、強度も剛性も解析値ほど高くなっている。このことは、護岸法線部のような左右非対称の荷重が作用するところでは、表層部に大きな側方流動（せん断変形）を生じることになる。一方、中間部のAc2層およびAc3層では、解析値より圧密が進んでいると考えられるから、強度・剛性も高まり、水平変形も大きくはならない。これが実測値と計算値との乖離の理由であると考えられる。このことより、現状の解析モデルを改良しなければ、水平変位発生形状は正しく表せないものと考えられた。なお、図-15に示す値では、事前解析結果と比較した実測間隙水圧が、解析値と大きな差がないが、図に示す値は各施工段階における放置期間終了間隙の値（圧密終了間隙の値）であり、大きな過剰間隙水圧が残った状態ではないことによっている。

図-17 再解析におけるSD部の排水境界

表-3 再解析での入力パラメータの改善

物性	設定方法		
	事前解析	再解析での改善箇所	再解析での改善箇所
w_s	試験値(図-10, 11)		
e_i			海中: $e_i=1.0$, 陸上: $e_i=0.5$
C_c	C_c (標準圧密試験結果)	C_c (図-19参照)	
λ	$\lambda=0.434C_c$		$\lambda=0.074\sim0.104$ (図-18参照)
I_p	試験値(図-10, 11)		
ϕ'			試験値
M	$M=6\sin\phi'/(3-\sin\phi')$		
κ	沖積層 $\kappa=0.55$, 洪積層 $\kappa=0.12$	$\kappa=(1-M/1.75)=\lambda$ (軽部より)	$\kappa=0.0012\lambda$
D	$D=(\lambda-\kappa)/M(1+e_s)$		
K_a	$K_a=1-\sin\phi'$	$K_a=0.44+0.42P\times 10^{-2}$	$K_a=0.440$
K_v	$K_v=K_a(OCR)^{0.54\exp(P/122)}$	SD部は $K_v=K_a=1.0, OCR=1.0$	$K_v=0.440$
γ_s	試験値(図-10, 11)		試験値
v	$v=K_a/(1+K_a)$	$v=0.3$	$v=0.306$
α	長期圧密試験結果		試験値
k	粘性土: 圧密試験結果 砂質土: 透水試験結果 SD部: 矢部らの方法 ¹⁰⁾		試験値
V_o	Ma12層のみ設定		初期体積ひずみ速度を計算で算出

5. 再解析

4章での検討結果をもとに、解析の精度向上を図るため、モデル改良ならびに入力条件の見直しを行って、再解析を行うこととした。

(1) 再解析の内容

1) SD部の排水境界の改良

事前解析では、SD改良部に鉛直方向の砂杭をメッシュとしてモデル化することはせず、SD改良部全体を一つの地層として扱っていた。再解析においては、SD改良部の圧密過程を正確に表現するため、世良ら¹¹⁾が提案するSD改良部内部に鉛直方向の排水境界を設けることとした。モデルの作成にあたっては、図-17に示すようにSD部に鉛直方向の排水境界を設け、モデルの排水距離と実施工のSDピッチより、沖積粘土層の水平方向圧密係数をモデルの排水境界間隔に合わせて換算値を求め、解析に用いた¹¹⁾。本解析においては、図-17に示すように、モデルの排水境界をSDピッチの2倍の幅で設けるこ

ととした。すなわち、領域SD(1)(SD間隔2.5m×2.5m)では、排水境界幅5m、領域SD(2)(SD間隔3.0m×3.0m)では排水境界幅6mとした。ここで排水境界を実地盤の2倍としたのは、解析時間を短縮するためである。換算圧密係数を用いることによって、ドレーン間各部の圧密の進行は実地盤と多少異なるが、ドレーン間中央部においては実地盤の挙動と一致すると判定されるので、ドレーン間中央部に設置されている間隙水圧計や沈下板、傾斜計計測値との対比が可能である。なお、過去の解析事例によると、この方法によってモデル化した地盤の応力経路は実際のドレーンピッチに合わせてドレーン要素を設置した場合とほぼ一致することが確認されている¹¹⁾。このことより、入力値については、メッシュ間隔に応じて、換算圧密係数を求めて入力した。例えばSD(1)では $\{(2.5 \times 2.2)/(2.5/2 - 0.2(\text{SDの半径}))\}^2 C_v \div 6C_v$ となり、6倍の C_v 値を与えた。同様の計算をするとSD(2)では約5 C_v となる。なお、解析モデルでは排水境界のみを与え、SDそのものはモデル化しなかった。

2) 入力パラメータの変更

再解析で改良した入力パラメータを表-3に示す。

i) 埋立土を弾性から弾塑性モデルに変更

図-6に示す傾斜計観測結果では沖積層上端部の水平変位量が最も大きくなっている。このことは沖積層上部に分布する埋立層下端も大きな水平変位が生じている可能性があり、埋立層が当初想定した線型弾性体でない可能性が高くなった。あわせて、埋立土は水中投下されるため、初期は非常に緩い状態にあり、圧縮性が大きいと考えられる。これらのことより、埋立土は弾・粘塑性体として扱うこととした。入力パラメータ設定にあたっては、非線形な圧縮特性を定めるために、図-18に示す森らの¹²⁾粗粒材に対する水中投下と陸上まき出しの比較実験データを用いた。すなわち、粘土層と同じく図-18を基に λ , κ を設定するとともに、圧密降伏応力(P_c)は100 (kN/m²)、過圧密比(OCR)は1.0に設定することとした。

ii) 沖積・洪積粘土層

沖積粘土層 (Ac1~Ac3, Asc)、洪積粘土層 (Ma12)における弾・粘塑性モデルの入力パラメータを以下のように変更した。

a) 圧縮指数 (C_c)

事前解析では C_{c1} を用いたが、図-13より圧密途上においても解析値の方が実測値よりも大きくなっていたので、再解析では C_{c2} を用いることとした。代表として、沖積粘土層について各試験結果より C_{c2} を読み取ってプロットしたものを図-19に示す。同図では再解析にあたっての採用値を赤線で示した。

b) 静止土圧係数 (K_0)

自然地盤での K_0 は、事前解析では $K_0=1-\sin\Phi$ (Jakyの

式)を用いたが、再解析ではデータ数の多い I_p を用いて、 $K_0=0.44+0.42I_p \times 10^{-2}$ (Massarsch)より算出した。また、SD部では砂杭によって水平方向に力が加わるために K_0 は大きくなると考えられるので、 $K_0=1.0$ と設定した。沖積粘土層での値を図-20に示す。

c) 過圧密度による土圧係数 (K)

自然地盤ではOCR=1.4程度であるが、SD部では打設

図-18 平均粒径と圧縮指数、膨潤指数の関係¹²⁾

図-19 事前解析と再解析における圧縮指数(C_c)

図-20 事前解析と再解析における K_0

により乱されたものと考え、OCR=1.0 が妥当と考えられる。このことより、SD部の K_f は1.0と設定した。

d) 膨潤指数 (κ)

事前解析では、一次元解析結果（沈下量）と同等の値を示す κ として、沖積層では $\kappa=0.552$ 、洪積層では0.12としていたが、膨潤時の傾き(C_v)は等方圧力条件下の値と異なるため、再解析では κ を $\kappa=(1-M/1.75) \cdot \lambda$ （軽部の式）より求めることとした。

図-21 実測値と解析値との比較（土圧計）

(2) 再解析結果

1) 有効土圧分布

今回使用した解析モデルでは、地盤の沈下に伴う浮力を考慮できない。このことより、参考データとなるが、D-1、D-3 地点における実測値と解析値との結果を図-21に示す。これによると、護岸法線前面および背面での有効土圧～時間関係は、実測値と解析値はほぼ同様な値を示している。詳しく見ると D-1 地点では護岸築造時は両者が一致しているが、完成に近づいた時点で解析値が大きくなっている。一方、D-3 地点では埋立途上の実測値しか得られていないが、両者はほぼ一致している。

図-22 沈下量の実測値と解析値との比較

2) 沈下量

実測値と解析値との比較を図-22に示したが、全体的に解析値は事前解析に比べると小さくなっている。図-22(1)は2002年2月末での実測値と解析値との比較、図-22(2)～(4)はC-1～C-4沈下板の時系列比較図である。これによると、C-1沈下板では両者の値はほぼ一致している。C-2も途中異なるところもあるが、時間の経過とともに両者の値がほぼ一致するようになっていく。これに対して、C-3、C-4は時間の経過とともに実測値の方が大きくなっている。ただ、計測は2006年初めまでしか行っていないが、沈下の傾向から見ると、それ以降、両者の値は近づく可能性はある。

次に各地層別の両者の比較を図-23に示したが、それによると、SD改良域表層部(Ac1, Ac2)の沈下量について、計測開始250日程度までは解析値が実測値と同等の値を示すが、これ以降は収束が早く、実測値を下回る結果となっている。一方、SD改良域下層部(Ac3-1, Ac3-2)は、実測値とほぼ整合した値を示しているが、2002年6月以降は実測値の方が大きくなっている。一方、SD改良域より下部のAsc層では両者の値がほぼ一致している。

3) 水平変位深度分布

図-24に実測値と解析値との比較を示す。実測値は深

度方向に直線的に減少し、旧海底面で最大変位が発生している。一方、解析においては、SD部に鉛直方向の排水境界を設けることにより実地盤の状態に近くなり、変形モードは実測値と一致している。すなわち、沖積層における深度方向の圧密進行度が一定となり、上下端に排水境界を設けた場合に比べて、地中内部の圧密が進み、剛性が増している。このことによって、変形モードが実測値と同じになったものと考察される。ただ、解析値は実測値と比較して約2倍程度の値が得られている。

4) 間隙水圧

図-25に実測値と解析値との比較を示す。モデルの改良により、圧密進行時におけるSD部の間隙水圧が多少残り、事前解析に比べて間隙水圧の消散が多少遅くなっている。このことによって、CB2の時点では実測値と解析値とが良く一致しており、間隙水圧の分布形状もMa13層中央部で大きくなり、実測値との形状と一致している。ただ、CB1時点では解析値が実測値を上回っており、SD間隔をより実際に近づけるなど、今後さらに改良を加えていく必要がある。

(1) SD改良域表層部 KP-53m以浅(Ma13+Asc層)

(3) SD改良域下層部 KP-27m～43m間(Ac3層)

(2) SD改良域表層部 KP-27m以浅(Ac1層+Ac2層)

(4) SD改良域より下部 KP-43m～53m間(Asc層)

図-23 層別沈下量

図-24 チェックボーリング時における地盤内水平変位の
実測値と解析値との比較

図-25 チェックボーリング時における間隙水圧の
実測値と解析値との比較

6. まとめ

本論文では、工事に先立つ事前解析での考え方と、工事施工開始後に得られた動態観測データに基づき、実測値と解析値との比較により、モデルの改良、入力条件の見直しを行って再解析した結果について述べてきた。それらの結果をまとめると以下ようになる。

- 1) 事前解析は、主に、護岸法線付近における沈下量を実測値より過大に評価している。また、水平変位は、弓なりの形状を示し、直線的な実測の変形モードと異なり、過大な水平変位を示している。
- 2) 埋立土は水中投下されるため、初期には非常に緩い状態にあり、圧縮性が高いと考えられる。このような変形特性を考慮するために、再解析にあたっては、埋立土を弾・粘塑性体でモデル化した。このことにより、埋立土下部の変形が沖積粘性土の変形と追従するようになり、水平変位の変形モードが3)で述べる排水境界の変更と連動して実測値と一致するようになった。
- 3) SD部の圧密過程を表現するために、SD改良部に排水境界を設定した。このことにより、水平変位分布が実測値と類似した変形モードが得られた。ただ、解析により得られた水平変位量は実測値よりも大きな値を示している。
- 4) モデル改良と入力条件の見直し効果により、護岸付近の沈下量は実測値と一致するようになった。土圧および間隙水圧の値も実測値と解析値とはほぼ一致している。

これらのことより、埋立形状が左右非対称である護岸付近の変形解析手法について、一定の方向性を示すことができた。神戸空港においては、本論文で示した変形解析手法により、その後に施工された空港大橋取付部や護

岸部、進入灯部においても変形解析を実施し、その結果に基づいて、工事後の管理を行っている。

謝辞：本検討にあたっては、前田建設工業技術研究所 石黒健氏、大林組技術研究所 杉江茂彦氏、不動建設ジオ・エンジニアリング事業本部（現不動テトラ）野津光夫氏、大林組 清水厚延氏に貴重なご意見を頂いた、ここに深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 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 Session 9, pp.306-315, 1977.
- 2) Yagiura, Y., Koda, S., Narumoto, K. and Takahashi, Y.: Monitoring system for seawall behavior in Kobe Airport construction project, *Engineering Practice Performance of Soft Deposits, IS-OSAKA*, pp.483-488, 2004.
- 3) 香田純忠, 成本克彦, 高橋嘉樹, 柳浦良行: 緩傾斜石積護岸建設工事における計測管理システム, 第4回地盤計測技術に関するシンポジウム, (社)地盤工学会関西支部, pp.51-56, 2002.
- 4) 長谷川憲孝, 柳浦良行, 高橋嘉樹, 和田昌大, 飯塚敦: 神戸空港護岸築造工事における沖積粘性土層の挙動とその考察, 地盤工学会電子ジャーナル, Vol.2, No.1, pp.25-35, 2007.
- 5) 長谷川憲孝, 松井保, 田中泰雄, 高橋嘉樹, 南部光広: 神戸空港海底地盤における洪積粘土層の原位置圧密挙動, 土木学会論文誌C, Vol.62, No.4, pp.786-92, 2006.
- 6) 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, p.59, 1998.
- 7) 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
発表会講演集 CD-ROM, 2007.
- 8) 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.
- 9) 長谷川憲孝, 松井保, 田中泰雄, 高橋嘉樹, 南部光
広: 神戸空港海底地盤における沖積層の圧密特性,
土木学会論文集 C, Vol.63, No.4, pp.923-935, 2007.
- 10) 矢部満, 阿部知之, 本多隆: 現場サンドドレーン改
良地盤に対する見かけの透水係数の評価事例, 第 32
回地盤工学会研究発表会, pp.1357-1358, 1997.
- 11) 世良至, 栗原則夫, 伊藤雅夫, 菅井正澄, 石黒健:
FEM によるパーチカルドレーンの沈下促進効果に関
する検討, 第 27 回地盤工学研究発表会, pp.1331-
1334, 1992.
- 12) 森吉昭, 内田善久, 中野靖, 吉越洋, 石黒健, 太田
秀樹: 現場転圧された粗粒材料の高応力下における
圧縮性状と材料定数, 土木学会論文集, No.687/III-56,
pp.233-247, 2001.
- (2008. 12. 8 受付)

ESTABLISHMENT OF SOIL DEFORMATION ANALYSIS METHOD AT KOBE AIRPORT

Takao YAMAMOTO, Toshihiko SAKAGAMI, Yoshiki TAKAHASHI,
Yoshiyuki YAGIURA, Mitsuhiro NAMBU and Atsushi IIZUKA

Kobe airport was constructed offshore Kobe port by reclamation and was opened at February 2006. The Holocene clay layer had accumulated sickly under the seabed that the airport was constructed, and it was important how the deformation of its soil layer influenced the airport facilities. Its deformation appeared to compose of the vertical and horizontal settlement, and the effective deformation analysis model was established by previous knowledge regard to predict its deformation, and besides, for grasping the deformation property the various monitoring apparatus were set up and the measurement of them had been made, and the analysis model had been reviewed by the measuring data. It was resulted that the soil deformation became to be predicted rightly and the improvement direction was presented.