

## 軟弱地盤の側方変形予測の評価と事例解析

## Evaluation and Prediction Analysis Examples of Lateral Displacement of Soft Ground

池上慎司	Shinji IKEGAMI	(中電技術コンサルタント(株))
水野健太	Kenta MIZUNO	(広島大学大学院)
来山尚義	Naoyoshi KITAYAMA	(復建調査設計(株))
木下洋樹	Hiroki KINOSHITA	(株)不動産テトラ
土田 孝	Takashi TUCHIDA	(広島大学大学院工学研究科)

実務レベルでの軟弱地盤の変形予測は、従来より、関口・太田モデルを中心とした弾塑性（弾粘性）FEM 解析を用いて行われており、盛土に関する変形問題では側方流動（側方変形）を過大評価する傾向が指摘されている。本研究では、盛土に伴う軟弱地盤の変形予測について4つの事例解析を行い、側方変形の再現性について検討するとともに、側方変形に着目した土質パラメータの設定方法について考察した。その結果、関口・太田モデルを用いた弾塑性FEM解析では、沈下量をフィッティングした場合、側方変形は実測値の数倍となる傾向があることを示した。

キーワード：軟弱地盤，有限要素法，側方流動，盛土，沈下（IGC：E-2，E-13，H-1）

## 1. はじめに

近年、実務における地盤変形解析のニーズが高まり、有限要素法に基づく数値解析（以下、FEM 解析）の設計実務へ適用頻度が増している。

FEM 解析は、その特徴から、従来の慣用設計法では困難であった複雑な地盤変形挙動を表現し得るため、その適正な利用によってより合理的な設計が可能と考えられる。

さらに各種設計基準の性能設計化に伴い、地盤ならびに地中構造物の変形量を評価する必要性が高まっており、FEM 解析の設計ツールとしての重要度は、今後益々、増すものと考えられる。

一方で、FEM 解析が実設計における標準ツールとして認知され広く普及するには、プログラムの品質や技術者の技術水準の確保、さらにはプログラム認定や資格制度といった環境整備など、解決すべき課題が山積されている。また、当然のことではあるが、FEM 解析は必ずしも万能な設計ツールではなく、理論上の適用限界や実現象との不一致が認められ、使用する技術者はプログラムや構成モデルの特徴ならびに得られるアウトプットの傾向などを十分把握し実設計に適用する必要がある。

このような視点から、本研究は実測値との乖離が指摘されることの多い粘性土地盤の側方流動について事例解析を実施し、評価方法について検討するものである。

## 2. 地盤変形解析における側方変形予測の現状

軟弱地盤上に道路盛土や堤防などを構築する場合、特に、杭構造物や埋設物などが近接する問題では、沈下量のみな

らず水平変位の予測に関して高い精度が要求される。

実務でこのような問題を取り扱う頻度は増えており、FEM 解析結果を利用して盛土周辺の近接構造物への影響評価を行う事例は少なくない。また、このような事例の多くは、施工時の計測管理を伴うことから、解析値と実挙動の比較がこれまでもなされている。

研究成果や工事の報告では、予測解析の精度が低い結果はアウトプットされにくく公表例は多くはない。しかし、時として解析的に予測した側方変位が定量的にも定性的にも傾向をもって実測値からずれることも多く、現在、実務での解析法として信頼性を持って事前予測がなされているとはいえない<sup>1)</sup>という現実がある。

特に盛土に伴う粘性土地盤の変形問題については、鉛直変位は比較的良好な予測が可能であるのに対し、水平変位に関しては、解析値が実測値より大きくなる傾向がこれまでも指摘されている<sup>2)~6)</sup>。ただし、前述のように論文や報文等で公表される解析例は、実測値と比較的一致している例が多く、両者の乖離の特性を地盤の特性や盛土の形状などによって分類・体系化されるには至っていない。

このような認識の上で、高度な実務設計を行うには、技術者がFEM解析の適用範囲を見極め、結果の評価を含めた数値解析の技術力を高めることが必要不可欠であり、そのためには、実測値と解析値の比較・分析の集積が重要と考えられる。また、その成果を公表することは、発注機関を含めた技術者の側方変形予測の実態（過大評価傾向）に関する認識を深めることになり、コスト低減に向けた合理的設計を実現するうえで重要となる。

以下に、盛土に伴う軟弱地盤の変形予測について4つの事例解析を行い、側方変形の再現性について検討するとともに、結果の評価について考察を加える。

### 3. 解析事例①（河川堤防試験盛土）

#### 3.1 試験盛土と地盤概要

本解析事例は、軟弱地盤上に高さ5m、幅34m、長さ150mの規模で実施された試験盛土の計測結果に対して比較を行うものである。

地盤状況は、概ねN=10前後の緩い砂質土層（As）とN=1~3の軟弱粘性土層（Ac）から成る沖積層が約23mの厚さで分布し、以深に洪積砂泥層・基盤層が分布する。試験盛土の断面図を図-1、盛立工程を図-2に示す。

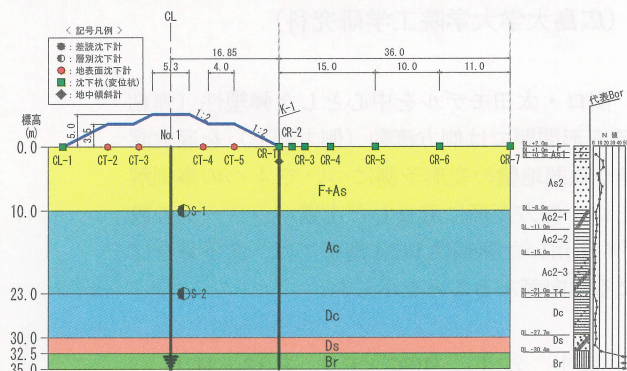


図-1 試験盛土の断面図

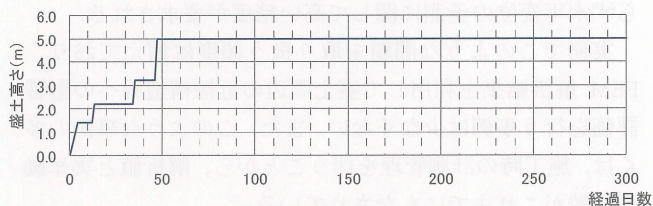


図-2 盛立工程

#### 3.2 初期予測解析

##### (1) 解析ソフトおよび構成モデル

表-1 解析ソフトおよび構成モデル

項目	内容
解析ソフト	AFIMEX ver. 4.3C (プログラム: DAGSAR)
構成モデル	粘性土 関口・太田モデルで粘性項を考慮しない弾塑性モデル
	砂質土 線形弾性モデル

##### (2) 解析メッシュ図及び境界条件

解析領域としては、盛土法尻より【原地盤面からDc層下端】×3程度の距離を目安として設定した。

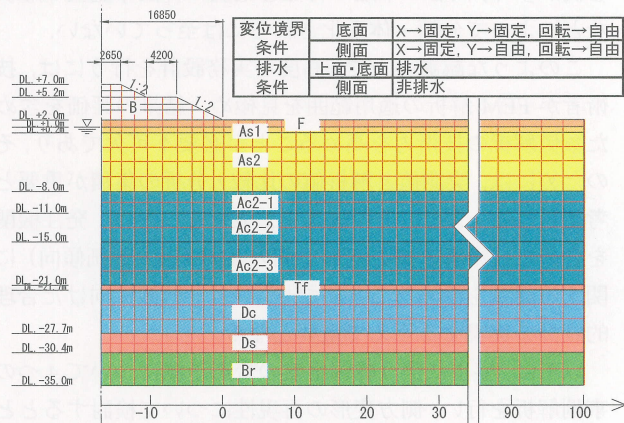


図-3 解析メッシュ図

##### (3) 初期予測解析における土質パラメータ

線形弾性体として設定する砂質土層において、弾性係数EはN値を用いて『E=700×N (kN/m<sup>2</sup>)』で設定する。

弾塑性体として設定する粘性土におけるパラメータは、塑性指数IPを用いる飯塚・太田の提案法<sup>7)</sup>による手法を用いており、表-2のとおりである。

表-2 弾塑性モデルのパラメータ（初期解析）

弾塑性体	塑性指数 IP	圧縮及び膨張特性				非可逆比	
		Cc	λ	Cs	K	Λ	sin φ'
Ac2-1	31.1	0.68	0.295	0.072	0.031	0.894	0.462
Ac2-2	66.6	1.33	0.577	0.175	0.076	0.868	0.385
Ac2-3	74.0	1.85	0.803	0.174	0.076	0.906	0.374
Dc	60.6	1.28	0.556	0.170	0.074	0.867	0.395
適用	試験結果より	試験結果より	=0.434Cc	試験結果より	=0.434Cs	=1-K/λ	=0.81-0.233logIP

弾塑性体	限界応力比 M	ダイレイタ ンシー係数 D	静止土圧 係数 K <sub>0</sub>	ポアソン 比 ν	過圧密比 OCR	原位置 静止土圧係数 K <sub>i</sub>	透水係数 k (m/day)
Ac2-2	0.883	0.1684	0.720	0.419	1.000	0.720	9.24E-05
Ac2-3	0.855	0.1933	0.751	0.429	1.000	0.751	1.20E-04
Dc	0.908	0.1773	0.695	0.410	1.177 ~1.157	0.733 ~0.729	2.04E-05
適用	=6sin φ'/(3-sin φ')	=λ/(M(1+e <sub>0</sub> ))	=0.44+0.42IP/10 <sup>-2</sup>	=K <sub>0</sub> /(1+K <sub>0</sub> )	=σ'v <sub>0</sub> /σ'v <sub>i</sub>	=K <sub>i</sub> (OCR) <sup>10.54</sup> exp(-IP/122)	=mv × cv × γw

なお、Dc層については、有効土被り圧と圧密試験結果におけるp<sub>c</sub>の関係より過圧密状態(Dc: p<sub>c</sub>=p<sub>0</sub>+30 kN/m<sup>2</sup>)として評価している。

##### (4) 初期予測解析結果

初期予測解析の結果は、沈下量・側方変形量共に、実測値を大きく上回る結果となった。図-4に時間～沈下量の結果を示す。（側方変形量の結果は省略する。）

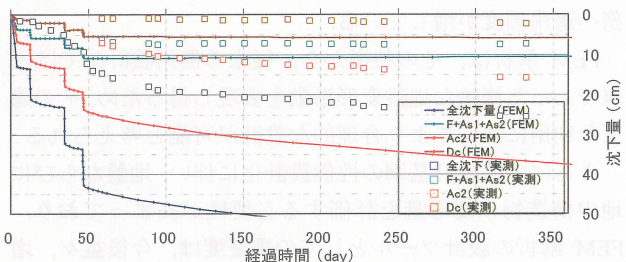


図-4 初期解析における時間～沈下量の結果

#### 3.3 フィッティング解析の方針

前項の初期解析結果を踏まえて、変形量のフィッティングに向けて以下の①～③を考慮して解析を行う。

##### ①砂質土層の弾性係数

変形量を低減させることを目的に初期解析の提案式の2倍として、『E=1400×N (kN/m<sup>2</sup>)』として再評価する。

##### ②粘性土の過圧密比 OCR

土質整理結果より、土被り圧から想定される粘着力と一軸圧縮試験の結果を図-5に示すように再整理した。図中には強度増加率Δc/Δp=0.35としたときに土被り圧から求められる粘着力の推定ラインを示している。

実測値と初期解析の沈下量に大きな差がある点を含めて土質試験結果を考察すると、全体的に過圧密である可能性が指摘出来る。そこで粘性土層において過圧密を考慮し、圧密降伏応力p<sub>c</sub>と土被り圧p<sub>0</sub>を次のように関係付ける。

$$\begin{aligned} \text{Ac2-1, Ac2-2} &: p_c = p_0 + 20 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Ac2-3, Dc} &: p_c = p_0 + 60 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad \left[ \begin{array}{l} p_c: \text{圧密降伏応力} \\ p_0: \text{土被り圧} \end{array} \right]$$



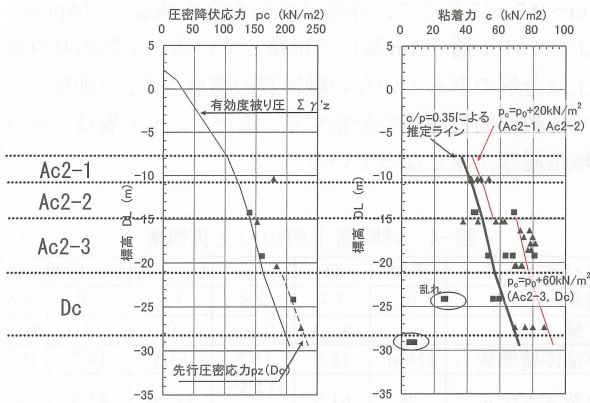


図-5 圧密降伏応力と有効土被り圧との関係(左図)  
土被り圧に対する粘着力cの傾向(右図)

③パラメータの設定手法

初期解析では塑性指数 IP を用いたパラメータの設定手法を用いたが、下図に示すような IP を用いない設定方法によりパラメータを設定した。

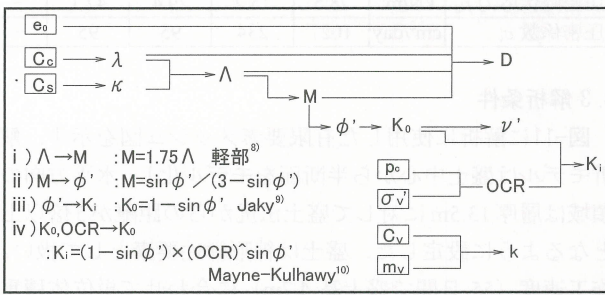


図-6 パラメータ設定手順(IP を用いずに設定)

以上①～③の項目を考慮して、以下の2ケースについて解析を行った結果について示す。

- ・ Case2 → 初期解析に対して①②の項目を反映
- ・ Case3 → Case2 に対して③のパラメータ設定を反映

表-3 Case2 と Case3 におけるパラメータの設定値

	Case2					Case3				
	M	D	K <sub>0</sub>	ν	K <sub>i</sub>	M	D	K <sub>0</sub>	ν	K <sub>i</sub>
Ac2-1	1.09	0.09	0.57	0.36	0.63	1.56	0.06	0.38	0.28	0.42
Ac2-2	0.88	0.17	0.72	0.42	0.78	1.52	0.10	0.39	0.28	0.43
Ac2-3	0.86	0.21	0.75	0.43	0.90	1.59	0.11	0.37	0.27	0.46
Dc	0.91	0.18	0.69	0.41	0.81	1.52	0.11	0.39	0.28	0.47

3.4 フィッティング解析結果

前項の Case2・Case3 の解析結果を図-7～図-8に示す。

結果に見られるように、砂質土層の弾性係数および OCR を見直した Case2 で初期解析から大幅に実測値に近づく結果が得られた。

さらに IP を用いないでパラメータを設定した Case3 において、法尻部の側方変形量およびその傾向が近づく結果を得ることが出来た。ただし、沈下量については実測値より僅かに小さくなる傾向が見受けられる。

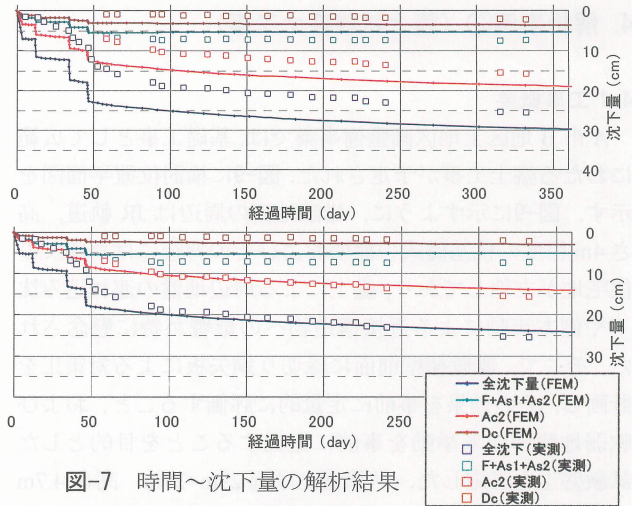


図-7 時間～沈下量の解析結果  
(上図：Case2, 下図：Case3)

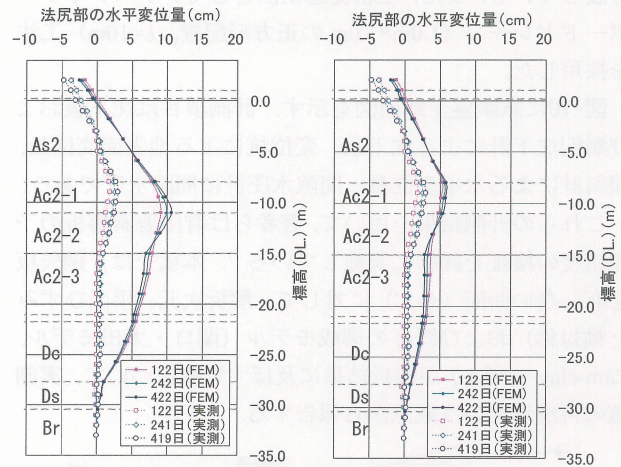


図-8 法尻部側方変形量の解析結果  
(左図：Case2, 右図：Case3)

3.5 まとめ

実施したフィッティング解析結果についてまとめる。

(1) OCR の設定

初期予測解析結果と実測値に大きな差があることを踏まえ、一軸圧縮試験の結果を再考察することで OCR の設定を見直し、沈下量および側方変形量が大きく近づく結果が得られた。

結果的に OCR の影響が極めて顕著であり、これを適切に判断する必要があることを再確認する結果となった。

(2) パラメータの設定手法

IP を用いずにパラメータを推定する手法で解析を行った結果、側方変形量が実測値に近づく傾向が得られた。逆に沈下量については過小評価する可能性がある。

ただし、側方変形量については、変形の絶対量ではかなり近づいたが、本事例では変形量自体が小さく、ピーク時の値では解析値は実測値の2倍程度となっていることに留意が必要である。

(3) 線形弾性モデルでの弾性係数

本稿では結果を省略しているが、線形弾性モデルで評価する砂質土層の弾性係数について感度解析した結果、沈下量・側方変形量共に顕著な相違が現れる結果が得られている。

## 4. 解析事例② (陸上試験盛土工事)

### 4.1 工事概要

A市B地区土地区画整備事業では、基礎工事として広範にわたる盛土工事が予定された。図-9に検討位置平面図を示す。図-9に示すように、当該地区の周辺はJR軌道、高さ4m程度の杭基礎式の擁壁およびその背後には戸建ての住宅地が立地しており、盛土による周辺地盤の連れ込み沈下や側方流動による近接構造物への影響が特に懸念された。そこで、既設擁壁前面に縁切り鋼矢板による対策工を計画し、その効果を事前に定量的に評価すること、および軟弱地盤の変形挙動を事前に把握することを目的とした試験盛土を実施した。試験盛土は幅29m×29m、高さ4.7mの正方形盛土で、その一辺に鋼矢板(IV型、L=13.5m)を打設している。また、圧密促進工法としてプラスチックボードドレーン(1.0m×1.0mの正方形配置、L=10m)工法を採用した。

図-10に試験盛土断面図を示す。計測項目は沈下板および層別沈下計による沈下量、変位杭による地表面変位量、傾斜計による水平変位量、間隙水圧計に間隙水圧である。

これらの計測結果を用いて、著者らは有限要素解析の予測精度の検証を詳細に実施している<sup>7)</sup>。本稿では、鋼矢板を有しない断面(A-A')に対して、解析次元(平面ひずみと軸対称)および既存の構成モデル(関口・太田モデル、Cam-clayモデル)が解析結果に及ぼす影響について、実測値の再現性という観点から報告する。

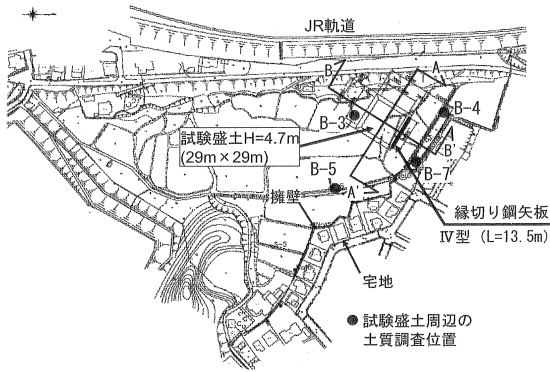


図-9 平面図

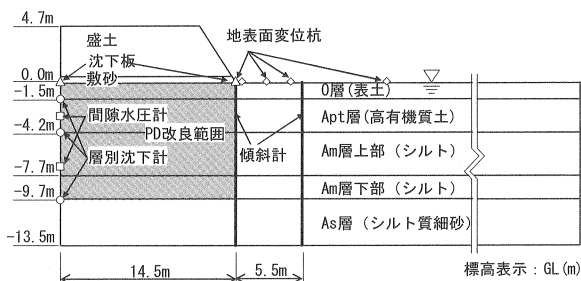


図-10 試験盛土断面図 (A-A')

### 4.2 地盤の概要

当該地盤は、沖積低地の一部で古くから田圃として利用されていたところである。表-4に試験盛土周辺の土質調査結果の概要を示す。図-10に示すように、地表面から深度

1.5m~9.7mにかけて、非常に軟弱な高有機質土(Apt層)およびシルト層(Am層)が堆積している。上部の高有機質土は分解の進んでいない繊維質の腐植土で、当地区において比較的同じ層厚で分布する。また、シルト層は北側ほど堆積層厚が厚くなっている。

表-4 試験盛土周辺の土質概要

パラメータ	単位	O	Apt	Am 上部	Am 下部	As
層厚	m	1.4	2.8	3.5	2.0	3.8
N 値	—	0~3	0~1	0	0	0~5
単位体積重量 $\gamma_t$	kN/m <sup>3</sup>	15.5	10.5	13.5	14.7	16.7
自然含水比 $w_n$	%	61.5	334.5~415.7	121.0	81.4	—
液性限界 $w_L$	%	91.7	NP	138.6	89.6	—
塑性限界 $w_p$	%	32.6	NP	47.9	37.3	—
塑性指数 $I_p$	—	59.1	—	90.7	52.3	—
間隙比 $e_0$	—	1.728	6.824~8.953	3.237	2.235	—
一軸圧縮強さ $q_u$	kN/m <sup>2</sup>	44.5~52.6	17.8~24.5	28.2~28.9	26.0~34.3	—
圧縮指数 $C_c$	—	0.63	4.36	1.37	1.54	—
膨潤指数 $C_s$	—	0.100	0.593	0.149	0.128	—
圧密降伏応力 $p_c$	kN/m <sup>2</sup>	78.5	15.7	29.4	47.1	—
圧密係数 $c_v$	cm <sup>2</sup> /day	1027	234	95	95	—

### 4.3 解析条件

図-11に解析に使用した有限要素メッシュ図を示す。解析モデルは盛土中心から半断面をモデル化し、水平方向の領域は層厚13.5mに対して盛土法尻からの距離が5倍以上となるように設定した。盛土は線形弾性要素として扱い、施工速度(55日間で盛土高4.7m)に合わせて単位体積重量と弾性係数を盛土要素に付与している。水理境界条件は、底面、上面、側面を排水境界(静水圧条件=過剰間隙水圧  $\Delta u=0$ )とした。ドレーン改良部は、鉛直方向のメッシュ上(1mピッチ)に排水境界を設け、ドレーンの集排水効果を表現した。また、地下水位はGL±0mの位置にあるため、盛土の水没による荷重の浮力補正を考慮する必要がある。ここでは、盛土中心部の実測沈下量から浮力相当荷重を別途計算し、上向きの分布荷重として盛土下に作用させた。

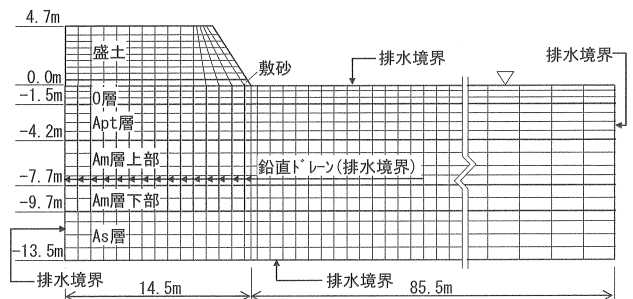


図-11 解析に使用した有限要素メッシュ (A-A')

表-5に解析に用いた土質パラメータを示す。O層(表土)およびAs層(シルト質細砂)は線形弾性モデル、Apt層(高有機質土)およびAm層(シルト)は、弾・粘塑性モデルとした。土質パラメータの設定方法は、紙幅の都合上省略する。詳細は参考文献<sup>11)</sup>を参照されたい。なお、土質パラメータ



のうち、Am層の圧密係数は間隙水圧測定値との整合性を考慮して、段階載荷圧密試験から得られた値(表-4)の5倍の圧密係数を仮定した。

表-6に解析ケースを示す。Case-1は、実務で使用実績の多い関口・太田モデル(弾・粘塑性)を採用したケースである。Case-2は、本例の盛土形状が正方形であることを考慮して、解析次元を軸対称条件に変更したケースである。

Case-3およびCase-4は、泥炭性軟弱地盤における適用性<sup>12)</sup>が多く調べられているCam-clayモデルを採用したケースである。ただし、本検討でのCam-clayモデルは関口・太田モデルと同様の粘性項を組み込んだものである。各ケースの土質パラメータは全て同じ設定値である。なお、解析に使用したプログラムは港湾空港技術研究所が開発したGeoFem(修補版)である。

表-5 解析に用いた土質パラメータ

パラメータ	単位	O	Apt	Am上部	Am下部	As
圧縮指数 $\lambda$	—	—	1.625	0.595	0.668	—
膨潤指数 $\kappa$	—	—	0.278	0.066	0.056	—
非可逆比 $\Lambda$	—	—	0.829	0.889	0.916	—
初期間隙比 $e_0$	—	—	7.889	3.237	2.235	—
限界状態応力比 $M$	—	—	2.00	1.56	1.60	—
内部摩擦角 $\phi'$	度	—	48.6	38.1	39.2	—
過圧密比 $OCR$	—	—	1.43	1.78	1.56	—
二次圧縮指数 $\alpha$	—	—	0.0119	0.0056	0.0083	—
初期体積ひずみ速度	1/day	—	2.31E-4	4.43E-5	6.52E-5	—
圧密係数 $c_v$	cm <sup>2</sup> /day	1027	234	475	475	—
弾性係数 $E$	kN/m <sup>2</sup>	2100	—	—	—	2800
ポアソン比 $\nu'$	—	0.263	0.167	0.249	0.241	0.333
先行時静止土圧係数 $K_0$	—	0.357	0.200	0.332	0.317	0.500
原位置静止土圧係数 $K_1$	—	0.357	0.262	0.475	0.420	0.500

表-6 解析ケース

Case No.	構成モデル	解析次元	備考
Case-1	関口・太田モデル	平面ひずみ	粘性考慮
Case-2		軸対称	粘性考慮
Case-3	Cam-clayモデル	平面ひずみ	粘性考慮
Case-4		軸対称	粘性考慮

4.4 解析結果

図-12より、Am層の圧密係数 $c_v$ を試験結果の5倍にすることによって、過剰間隙水圧の経時変化が実測値と良く一致することがわかる。図は省略するが、過剰間隙水圧を実測値にフィッティングさせることで、沈下量も実測値と解析値が一致する傾向に向かうことを確認している。

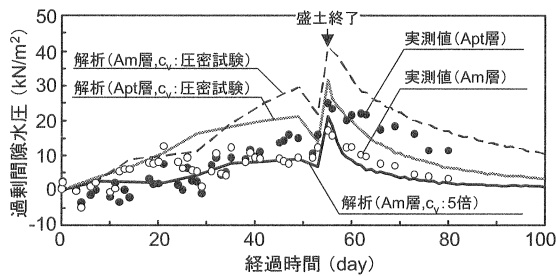


図-12 過剰間隙水圧の経時変化 (Case-1)

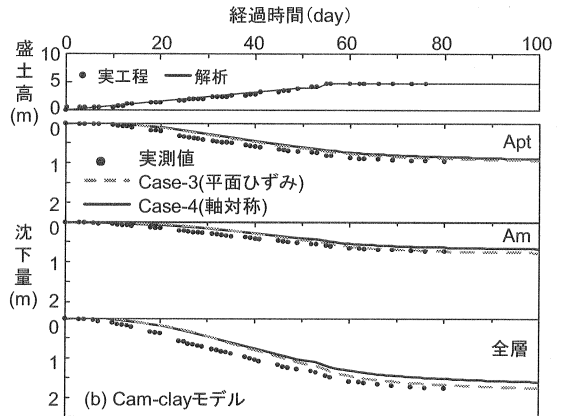
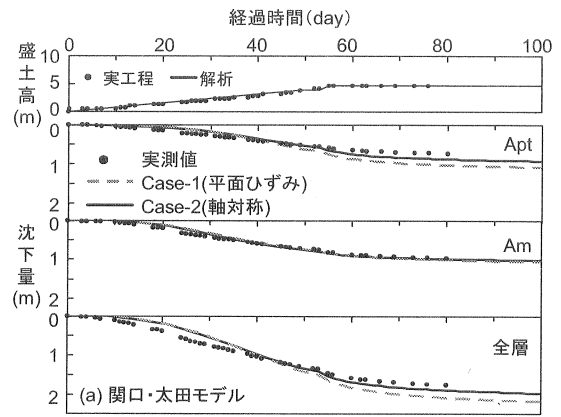


図-13 時間～層別沈下量の比較

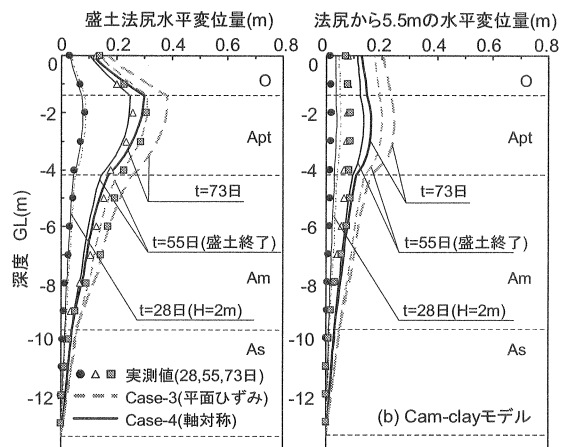
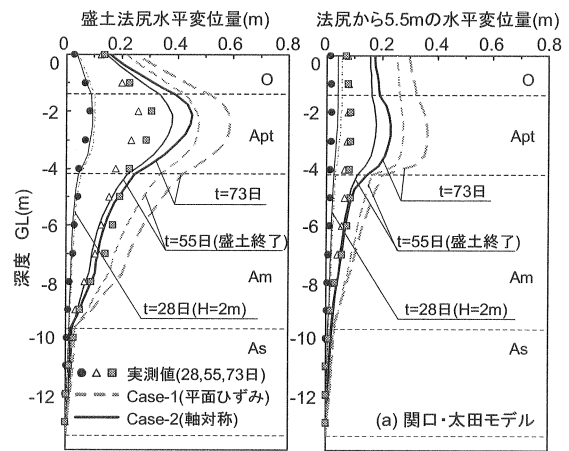


図-14 時間～層別沈下量の比較

図-13に時間～層別沈下量の比較、図-14に盛土法尻位置と法尻から5.5mの位置における地中水平変位の比較を示す。両図とも上段が(a)関口・太田モデル(弾・粘塑性)、下段が(b)Cam-clayモデル(粘性考慮)による解析結果である。まず、関口・太田モデルを仮定したCase-1とCase-2を比較すると、平面ひずみ条件としたCase-1は、沈下量、水平変位ともに過大評価していることがわかる。軸対称条件としたCase-2は、特に水平変位の予測精度がCase-1よりも向上しており、単純な盛土の場合でも三次元的な荷重分散効果を考慮することが重要であることを示している。しかし、Case-2においても、Apt層の水平変位を過大評価する問題が残った。一方、Cam-clayモデルを仮定したCase-4は、沈下量や盛土法尻の水平変位をやや過小評価しているものの、他のケースと比べると実測値の再現性は良好である。なお、修正Cam-clayモデルを適用した場合も、Cam-clayモデルとほぼ同等の結果を得ている。

#### 4.5 考察

図-15は、初期に異方圧密状態( $K_0=0.4$ )にある粘土に対する各種弾塑性構成モデルの非排水せん断挙動( $M=2.0$ )を比較したものである。等方硬化型モデルであるCam-clayモデルや修正Cam-clayモデルを異方圧密粘土に適用した場合は、図-15に示すように伸張時の非排水せん断挙動は、下負荷面の概念等を導入しない限り、弾性応答を示すことになる。また、異方性が大きいほどCam-clayモデルと修正Cam-clayモデルの非排水せん断挙動の差は小さくなる。前述の解析結果では、このような伸張側の弾性応答が原因で盛土前面の水平変位が抑制されたと考えられる。

しかし、これらのモデルでは強度の異方性<sup>13)</sup>を考慮できないなどの問題点も多い。実地盤の粘土は、多くの場合 $K_0$ 圧密状態にあり、強度も異方性を有する。したがって、実地盤を対象とした解析において、Cam-clayモデルや修正Cam-clayを適用する場合は、粘土の非排水せん断挙動や強度の異方性を三軸試験を実施して調べ、解析に使用する弾塑性構成モデルがそれらの特徴を表現できているかどうかを確認しておくことが本質的に重要である。

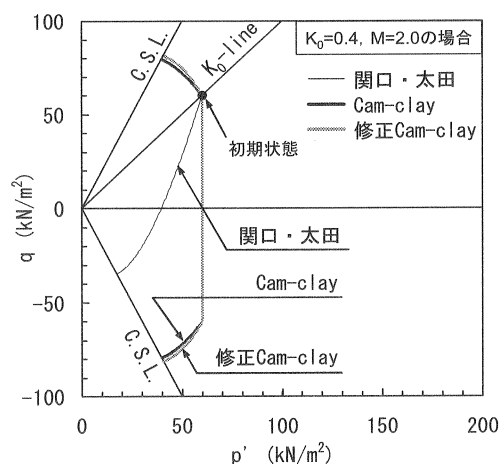


図-15 構成モデルにおける非排水せん断挙動の比較

### 5. 解析事例③(埋立護岸築堤工事)

本解析事例は、海面埋立工事に伴う護岸の側方流動量について、解析を行い実測値と比較したものである。

#### 5.1 工事概要

本工事は、C.D.L-2m程度の原地盤上に傾斜堤護岸を築堤し、背後を埋め立てるものである。図-16に平面図を、図-17に断面図を示す。

#### 5.2 地盤概要

当地区では、原地盤面より厚さ3.7mの上部砂層が堆積し、その下層には厚さ10m程度の粘土層が、さらにその下層には下部砂層が堆積している。

#### 5.3 初期解析

初期解析は、土質調査結果から土質パラメータを設定して解析を行い、実測値と比較した。構成モデルは、粘性土層は関口・太田の弾塑性体、埋立土・捨石・砂層は線形弾塑性体とした。粘性土層で設定した土質パラメータを表-7に示す。また解析結果を図-18に示す。

解析の結果、沈下量については実測値と解析値はほぼ一致した。しかし、側方変位量については、変形モードは実測値と解析値は近似しているものの、実測値が10cm程度であるのに対して解析値は50cm程度と、約5倍大きい値となった。

#### 5.4 フィッティング解析

初期解析において側方変位量と実測値に大きな違いが見られた。このため、ここでは、まず粘土層の $\phi'$ 、 $M$ および $K_0$ を種々変化させて実測値との比較を行った。

解析ケースを表-8に示す。

その結果、実測値と良い対応をしたCase1-1(初期解析条件)とCase1-3について、上部砂層、捨石の剛性を大きくした解析を行った。

なお、上部砂層の弾性係数は、 $E=700N$ および $E=2800N$ 、捨石層の弾性係数は、 $E=700N$ および $E_{50}=230\sigma_3^{0.8}$ (電中研報告の式<sup>14)</sup>の各2ケースとした

#### 5.5 フィッティング解析結果と考察

粘土層のパラメータを変化させた解析の結果、Case1-1およびCase1-3において解析沈下量は実測値と良い対応をしていて、その他のケースについては、いずれも実測値の方が大きい傾向を示していた。しかしながら、側方変位についてはいずれのケースも解析値は実測値より大きくなっていて、Case1-1では約5倍であった。

このため、解析値と実測値の沈下量が良い対応をしたCase1-1およびCase1-3について、上部砂層および捨石層の弾性係数を大きくした解析を行い、側方変位量の比較を行った。



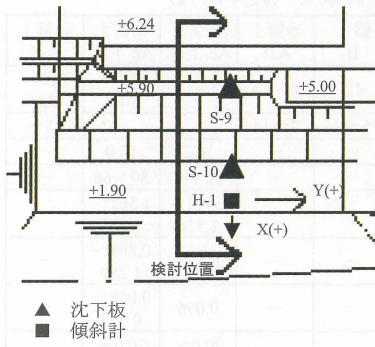


図-16 平面図

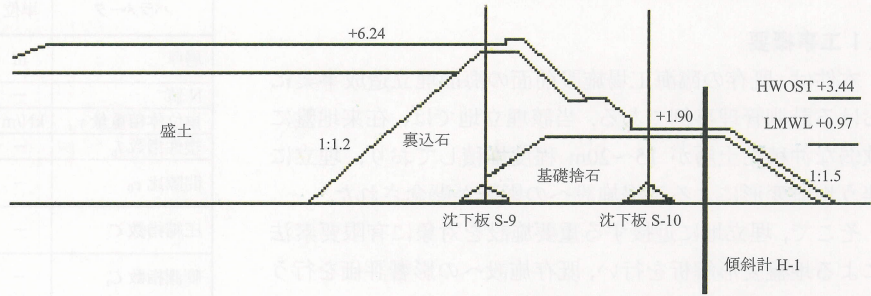


図-17 断面図

表-7 初期予測解析における土質パラメータ (粘土層)

層	湿潤単位体積重量 <sup>(1)</sup> $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ダイラテンシー係数 <sup>(2)</sup> D	非可逆比 <sup>(3)</sup> $\Lambda$	限界応力 <sup>(4)</sup> M	有効ポアソン比 <sup>(5)</sup> $\nu'$	静止土圧係数 <sup>(6)</sup> $K_0$	内部摩擦角 <sup>(7)</sup> $\phi'$ (deg)	塑性指数 <sup>(1)</sup> PI (%)
上部粘土層	15.8	0.000	0.55	0.96	0.37	0.58	24.5	49.5
下部粘土層1	14.5	0.000	0.51	0.90	0.38	0.61	22.9	63.6
下部粘土層2	15.7	0.000	0.55	0.96	0.37	0.58	24.5	49.5

(1)土質試験結果より (2) $D = \lambda \Lambda / (M(1+e_0))$  (太田<sup>15</sup>) (3) $M = 1.75 \Lambda$  (軽部<sup>8</sup>) (4) $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$   
 (5) $\nu' = K_0 / (1 + K_0)$  (6) $K_0 = 1 - \sin \phi'$  (jaky<sup>9</sup>) (7) $\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log PI$  (kenney<sup>16</sup>) (8)圧密試験結果より決定

表-8 解析ケース一覧表

Case	$\phi'$	M	$K_0$	$\Lambda$	上部砂層: 捨石の弾性係数 E
Case1-1	$\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log PI$	$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$	$K_0 = 1 - \sin \phi'$	$M = 1.75 \Lambda$	上部砂層: E=700N 捨石層: E=700N
Case1-2	$\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log PI$	$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$	$K_0 = 0.44 + 0.42 IP \times 10^{-2}$	$M = 1.75 \Lambda$	
Case1-3	$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$	qu から導出	$K_0 = 1 - \sin \phi'$	$M = 1.75 \Lambda$	
Case1-4	$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$	qu から導出	$K_0 = 0.44 + 0.42 IP \times 10^{-2}$	$M = 1.75 \Lambda$	
Case1-5	$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$	$M = 1.75 \Lambda$	$K_0 = 1 - \sin \phi'$	$\Lambda = 0.90$	
Case1-6	$M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$	$M = 1.75 \Lambda$	$K_0 = 0.44 + 0.42 IP \times 10^{-2}$	$\Lambda = 0.90$	

Case1-1 は初期予測解析条件

Case1-1 のうち、上部砂層を E=2800N、捨石層を E=700N とした場合の解析値と実測値を比較し、図-19に示す。このケースでは Case1-1 と比較すると側方変位量は小さくなったが、それでも実測値より 4 倍程度大きい。また、その他のケースでも側方変位量は実測値の 2 倍程度まで近づいたが、一致させることはできなかった。なお、捨石の弾性係数をさらに大きくしても、側方変位量に大きな違いは見られなかった。

以上のことより、粘土層のパラメータを土質試験結果の IP から  $\phi'$  さらに  $K_0$ , M,  $\Lambda$  を決定するか、一軸圧縮強度  $q_u$  から M を決定すると沈下量は実測値と良い対応を示すが、側方変位量は実測値より数倍大きくなる。上部砂層および捨石層の弾性係数を大きくすることによって側方変位量を実測値に近づけることができるが、反対に沈下量を小さく見積もる可能性が出てくる。このため、沈下量が主となるようなケースにおいては、IP または  $q_u$  からパラメータを設定し、側方変位量が主となるケースでは、さらに上部砂層などの弾性係数を大きくすることにより、実際の地盤変位を表現できると考えられる。

なお、 $\phi'$  については、いずれのケースでも 22~28 度程度になっており、三軸圧縮試験を行うともう少し大きくなる可能性もある。このため、FEM 解析を行う場合には、三軸圧縮試験(CU)を行うことが望ましいと考えられる。

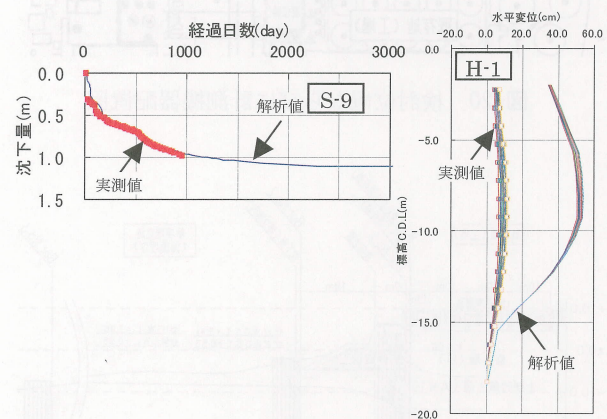


図-18 解析値と実測値の比較 (初期予測解析)

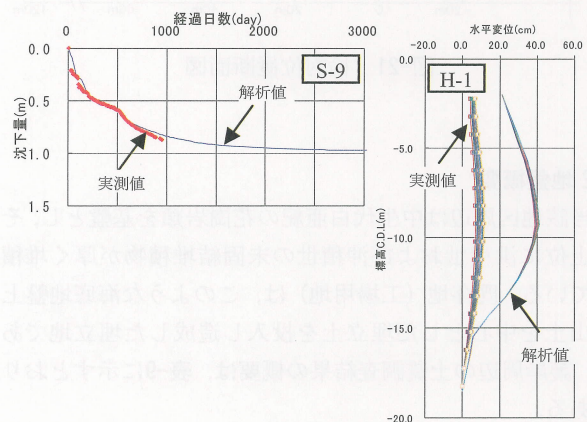


図-19 解析値と実測値の比較  
 (フィッティング解析 Case1-1'  
 上部砂層 E=2800N,  
 捨石層 E=700N)



6. 解析事例④（臨海土地造成工事）

6.1 工事概要

本件は、既存の臨海工場施設前面の海面埋立造成事業における計測管理事例である。当該埋立地では、在来地盤に軟弱な沖積粘土層が15~20m程度堆積しており、埋立に伴う地盤変形による工場施設への影響が懸念された。

そこで、埋立地に近接する重要施設を対象に有限要素法による地盤変形解析を行い、既存施設への影響評価を行うとともに、動態観測による施工管理を行った。

計測機器の設置位置平面図を図-20に、計測位置断面図を図-21に示す。

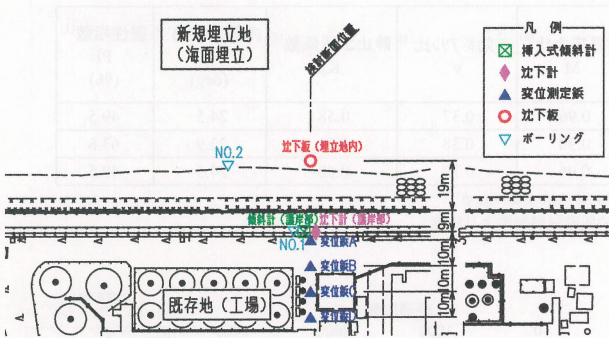


図-20 検討位置ならびに計測機器配置図

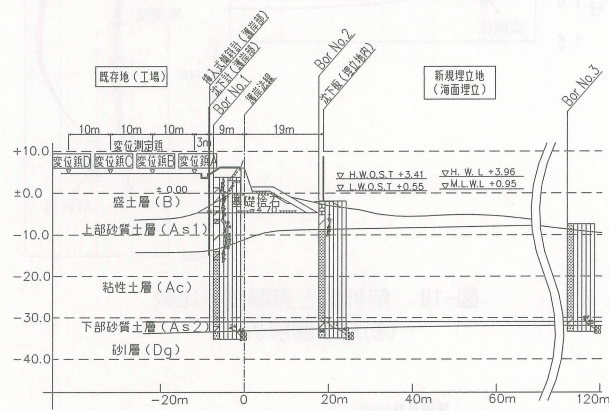


図-21 検討位置断面図

6.2 地盤概要

当該地区周辺は中生代白亜紀の花崗岩類を基盤とし、その上位に洪積世および沖積世の未固結堆積物が厚く堆積している。既存地（工場用地）は、このような海底地盤上に山土を中心とした埋立土を投入し造成した埋立地であり、護岸周辺の土質調査結果の概要は、表-9に示すとおりである。

6.3 初期予測解析

実測値を考慮したフィッティング解析に先立ち、事前に得られた条件のみによる予測解析を実施する。以下、初期予測解析の解析手法・条件、解析結果について説明する。

表-9 土質概要（護岸周辺）

パラメータ	単位	盛土 B	砂質土 As1	粘性土 Ac 上部	粘性土 Ac 下部	砂質土 As2
層厚	m	4.5	6.0~14.0	4.0~13.0	12.0~14.0	1.5~2.0
N 値	—	5~7	7~14	—	—	25~
単位体積重量 $\gamma_t$	kN/m <sup>3</sup>	—	—	16.2	16.0	—
塑性指数 $I_p$	—	—	—	44~86	59~66	—
間隙比 $e_0$	—	—	—	1.513~1.526	1.561~1.901	—
圧縮指数 $C_c$	—	—	—	0.743	0.861~1.280	—
膨潤指数 $C_s$	—	—	—	0.096	0.068~0.072	—
過圧密度 $\Delta p_c (= p_c - \sigma_{vd})$	kN/m <sup>2</sup>	—	—	20.0~40.0	20.0~50.0	—
透水係数 $k$	cm/sec	1.0E-03	1.0E-03	1.28E-07 ~ 1.36 E-07	1.28E-07 ~ 1.36 E-07	1.0E-03

(1) 解析条件

初期予測解析に用いた設定条件を表-10に示す。また、使用した解析モデルのメッシュ図ならびに幾何学的条件を図-22に示す。解析領域は、挙動の着目点である護岸法線付近より、軟弱層厚（粘性土層）の3倍以上確保した。

表-10 解析条件

項目	内容	
解析ソフト (ソースコード)	AFIMEX ver4.3A (DACSAR)	
構成モデル	砂質土 粘性土	線形弾性 関口・太田モデル（弾塑性）
	変位境界条件	側面 両端：水平変位固定+鉛直変位自由（ローラー） 底面 水平変位固定+鉛直変位固定
水理境界条件	側面	非排水
	上面	地下水位（平均水面 C.D.L.+2.0m）で水頭=0
底面	砂礫層上端にて水頭=0	

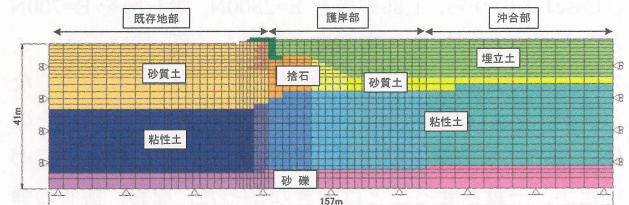


図-22 解析メッシュ図

(2) 土質パラメータの設定

線形弾性体として扱う砂質土ならびに捨石層の弾性係数 E は、N 値より Shultze-Menzenbach<sup>17)</sup>の式 ( $E=4900N+7100$  (kN/m<sup>2</sup>)) を用いて設定する。

粘性土は、関口・太田モデルで粘性項を考慮しない弾塑性モデルとして設定する。弾塑性パラメータは、同定方法の解析結果への影響を評価するため、以下の2つの方法で設定する。

方法①： $\lambda$ ,  $\kappa$  から  $\Lambda$  を決定する方法 (IP 不使用)

方法②：飯塚・太田の提案法<sup>7)</sup> (IP 使用)

上記2方法で設定した土質パラメータを表-11に示す。



表-11 弾塑性モデルのパラメータ (初期予測解析)

Case1-1(方法①:  $\lambda, \kappa$  から  $\Lambda$  を決定する方法)

土層	土被り圧 $\sigma'_{vi}$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部 摩擦角 $\phi'$ (°)	ポアソン比 $\nu'$	塑性指数 $I_p$	初期 間隙比 $e_0 (=e_c)$	圧縮指数 $\lambda$	膨張指数 $\kappa$	非可逆比 $\Lambda$	限界状態 応力比 $M$	ダレイン ン係数 $D$	圧密降伏応力 $\sigma'_{v0} (=p_c)$ (kN/m <sup>2</sup> )	静止 土圧係数 $K_0$	原位置 静止 土圧係数 $K_i$	初期 透水係数 $k_{x0}, k_{y0}$ (cm/sec)
粘性土 (Ac1)	116.53	37.4	0.282	44	1.531	0.322	0.042	0.870	1.522	0.073	156.533	0.393	0.439	1.36E-07
粘性土 (Ac2)	143.40	37.4	0.282	44	1.526	0.322	0.042	0.870	1.522	0.073	175.900	0.393	0.425	1.34E-07
粘性土 (Ac3)	167.80	39.6	0.266	59	1.561	0.406	0.031	0.924	1.616	0.091	217.800	0.363	0.396	1.00E-07
粘性土 (Ac4)	209.20	40.5	0.260	59	1.901	0.556	0.030	0.946	1.656	0.109	221.200	0.351	0.358	1.14E-06
算定根拠	—	③	④	室内試験 より	室内試験 より	室内試験 より	室内試験 より	⑨	⑧	⑫	室内試験 より	②	⑪	室内試験 ×10

Case1-2(方法②: 飯塚・太田の提案法)

粘性土 (Ac1)	116.53	25.3	0.364	44	1.531	0.322	0.042	0.570	0.997	0.073	156.533	0.573	0.641	1.36E-07
粘性土 (Ac2)	143.40	25.3	0.364	44	1.526	0.322	0.042	0.570	0.997	0.073	175.900	0.573	0.619	1.34E-07
粘性土 (Ac3)	167.80	23.4	0.376	59	1.561	0.406	0.031	0.523	0.915	0.091	217.800	0.603	0.658	1.00E-07
粘性土 (Ac4)	209.20	23.4	0.376	59	1.901	0.556	0.030	0.523	0.915	0.109	221.200	0.603	0.615	1.14E-06
算定根拠	—	①	④	室内試験 より	室内試験 より	室内試験 より	室内試験 より	⑧	③	⑫	室内試験 より	②	⑪	室内試験 ×10

①  $\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log I_p$  Kenny<sup>16)</sup>    ②  $K_0 = 1 - \sin \phi'$  Jaky<sup>9)</sup>    ③  $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$   
 ④  $\nu' = K_0 / (1 + K_0)$     ⑤  $\lambda = 0.434 C_c$     ⑥  $\kappa = 0.434 C_s$     ⑦  $k = m, c, \gamma_w$     ⑧  $\Lambda = M / 1.75$  Karube<sup>8)</sup>    ⑨  $\Lambda = 1 - \kappa / \lambda$   
 ⑩  $OCR = \sigma'_{v0} / \sigma'_{vi}$     ⑪  $K_i = K_0 (OCR)^{0.54 \exp(-0.77/22)}$  Alpan<sup>18)</sup>    ⑫  $D = \lambda \Lambda / [M(1 + e_0)]$  Ohta<sup>15)</sup>

(3) 解析結果

初期予測解析の結果のうち時間-沈下関係ならびに護岸部の水平変位の深度分布を図-23に示す。同図から分かるように、Case1-1の予測変形挙動については、沈下量が実測値に対し小さいにも関わらず、側方変形量は最終状態で実測値の2倍以上となっている。一方でCase1-2については、沈下量、側方変形量ともに実測値に対し大きく、いずれのケースでも側方変形を過大評価する結果となった。

パラメータの同定方法については、IPを使用する方法②(Case1-2)の方が、より変形量が大きくなることわかる。

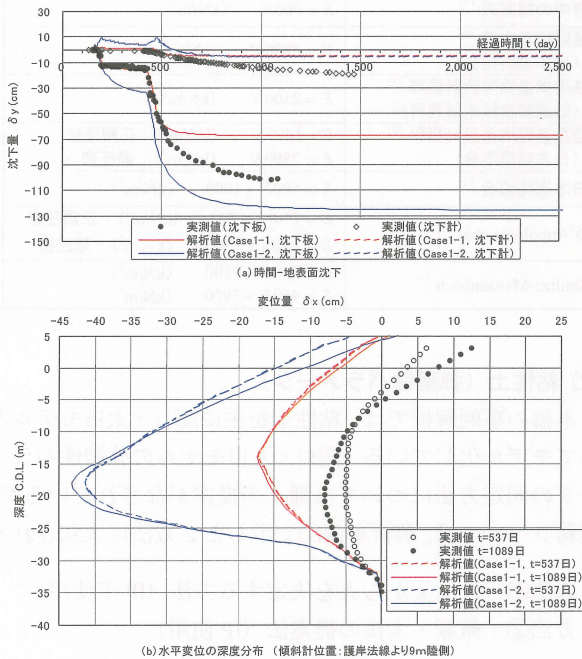


図-23 初期予測解析結果

6.4 フィッティング解析

初期予測解析より、本事例においては弾塑性パラメータ間に理論的整合性を保つ一般的な設定方法を行った場合、沈下量と側方変形の両方を実測値に一致させることは困難と予測される。よって、幾つかのフィッティング解析を行い、着目点(埋立部沈下板)の沈下挙動を再現出来たケースについて、側方変位の実測値との乖離状況を把握する。

表-12に各ケースのパラメータ設定内容と解析結果の概要を示す。また、沈下に関する再現性の高いケース(Case4)の解析結果を図-24に示す。

表-12 フィッティング解析総括

検討ケース	パラメータ設定	挙動の再現性		
		護岸部 地表面沈下	埋立部 地表面沈下	護岸部 水平変位
初期 予測 解析	Case1-1 基本ケース	× (過小)	× (過小)	× (過大)
	Case1-2	× (過小)	× (過大)	× (過大)
フィッティング 解析	Case2	△ (小)	○ (早い)	× (過大)
	Case3	△ (小)	◎ (再現)	× (過大)
	Case4	○ (僅小)	◎ (再現)	× (過大)
	Case5	○ (僅小)	○ (再現)	△ (形状に差)
	Case5	○ (僅小)	○ (再現)	△ (形状に差)

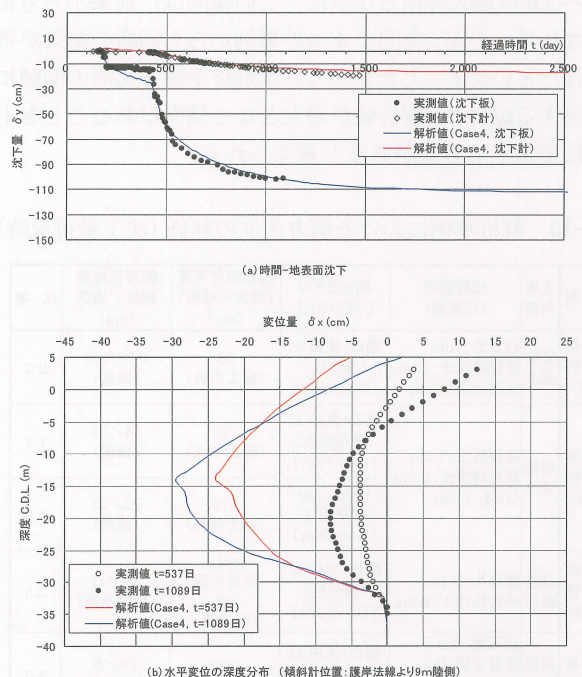


図-24 フィッティング解析結果 (Case4)

## 6.5 考 察

表-12からも分かるように、本事例ではパラメータの補正方法を変えた一連のフィッティング解析の結果、全般的に沈下量の増大に伴い側方変形も増大する傾向となった。

圧密降伏応力  $p_c$ 、圧縮指数  $C_c$  ( $\lambda$ ) の補正といった常識的なパラメータ補正により、埋立部ならびに護岸部の沈下挙動は再現可能であった、しかし、護岸部の地中水平変位は過大評価となり、このとき水平変位の最大値について解析値は実測値の3.6倍程度となった (Case4)。

非現実的なパラメータ設定により、沈下量・側方変形の両者の再現はある程度可能であった (Case5)。ただし、各パラメータの力学的意味や現実的な設定範囲を無視することは、高度な理論的背景を有する弾塑性 FEM 解析の実施意義をある意味否定することであり、本来選択すべき手法ではないと考えられる。

## 7. 4つの事例解析のまとめと考察

### 7.1 側方変形の解析値と実測値の関係

本稿においては、4つの盛土に関する軟弱地盤の変形解析事例を示したが、いずれの事例も側方変形は過大評価となる傾向にある。表-13に各解析事例において沈下量をフィッティングしたケースのうち、側方変位が最も実測値に近いものについて側方変位 (最大値) の実測値と解析値の比較を示す。

表-13に示すように関口・太田モデルによる予測解析では、パラメータの補正により側方変位を極力抑えたケースであるにも関わらず、側方変位の最大値について実測値の1.4~3.6倍過大評価となった。この傾向は、従来からも指摘されているが、今回の4つの事例からも同様の結果が得られたといえる。したがって、本解析手法を実際の問題に適用する際には、解析値が過大となる傾向があることを十分に留意する必要があると考えられる。

表-13 解析事例における側方変位の評価 (沈下量再現時)

事例	工事内容	成層構成 (成層順)	構成モデル [プログラム]	地表面沈下量 (実測と解析) (cm)	側方変位量 解析/実測 (cm)	比 率
解析事例 ①	堤防盛土	砂質土:10m 沖積粘性土:13m 洪積砂泥:9.5m	関口・太田 M (弾塑性) [DACSAR]	28 (盛土中央)	6.0/2.6 (法尻)	2.3
解析事例 ②	宅地盛土	有機質土:1.5m 高有機質土:2.7m シルト:5.5m	関口・太田 M (弾粘塑性) [Geo-Fem]	175 (盛土中央)	44/31 (法尻)	1.4
			Cam-clay (弾粘塑性) [Geo-Fem]	175 (盛土中央)	30/31 (法尻)	1.0
解析事例 ③	埋立護岸	砂質土:3.7m 沖積粘性土:9.8m	関口・太田 M (弾塑性) [DACSAR]	41 (捨石小段) 80 (護岸肩)	40/11 (捨石法肩)	3.5
解析事例 ④	海面埋立	捨石層:4m 砂質土層:9m 沖積粘性土:22m 砂礫層:2.5m	関口・太田 M (弾塑性) [DACSAR]	100 (埋立部)	29/8 (護岸部)	3.6

### 7.2 側方変形予測の観点からみた設計定数の決定方法

前項で述べたように解析から求められた側方変形は実測値よりも過大になっている。そこで、側方変形の予測精度を高める観点から、解析に用いるパラメータをどのように選択すれば良いかを考察すると以下のようにまとめられる。

#### (1) 砂質土 (線形弾性パラメータ)

本稿で実施した事例解析ならびに別途実施した感度分析結果<sup>7)</sup>より、表層砂質土層の弾性係数の設定が、沈下量のみならず軟弱層全体の側方変形量に大きく影響することが分かっている。弾性係数  $E$  は、 $N$  値から同定されることが多く、算定式は、表-14に示すものがある。一般的には、吉中の式が用いられることが多いが、表層砂質土層のように  $N$  値の小さい層を対象とする場合、算定される弾性係数は他の算定式に比べて小さくなる。

FEM 解析では側方変形を過大評価することを前提に考えると、対象とする事象が側方変形を主問題とする場合、実地盤の  $N$  値の範囲に留意し、弾性係数  $E$  を大きく算定する式を選択することが望ましい。ただし、 $E$  を大きく設定すると沈下量も小さくなることに留意する必要がある。

表-14 弾性係数と  $N$  値の関係式 (砂質土)

基準・提案者	関係式
吉中の提案式 <sup>19)</sup>	$E = 700N$ (kN/m <sup>2</sup> )
道路橋示方書 <sup>20)</sup> (日本道路協会)	$E = 2800N$ (kN/m <sup>2</sup> )
鉄道構造物等設計標準 <sup>21)</sup> (鉄道総合技術研究所)	$E = 2500N$ (kN/m <sup>2</sup> )
建築基礎構造設計指針 <sup>22)</sup> (日本建築学会)	$E = 1400N$ (kN/m <sup>2</sup> ): 正規圧密
	$E = 2800N$ (kN/m <sup>2</sup> ): 過圧密
日本道路協会 <sup>23)</sup>	$E = 600N + 1000$ (kN/m <sup>2</sup> )
D'Appolonia et.al <sup>24)</sup>	$E = 770(N + 26)$ (kN/m <sup>2</sup> ): 正規圧密
	$E = 1020(N - 41)$ (kN/m <sup>2</sup> ): 過圧密
Shultze-Menzenbach <sup>17)</sup>	$E = 490N + 7100$ (kN/m <sup>2</sup> )
	$E = 450N + 3900$ (kN/m <sup>2</sup> )

#### (2) 粘性土 (弾塑性パラメータ)

本稿の事例解析では、粘性土を主に関口・太田モデルとしてモデル化している。関口・太田モデルの弾塑性パラメータの同定方法については種々の提案がなされているが、実務レベルでは、解析事例④で示した2方法に大別される。

方法①:  $\lambda$ ,  $\kappa$  から  $\Lambda$  を決定する方法 (IP 不使用)

方法②: 飯塚・太田の提案法 (IP 使用)

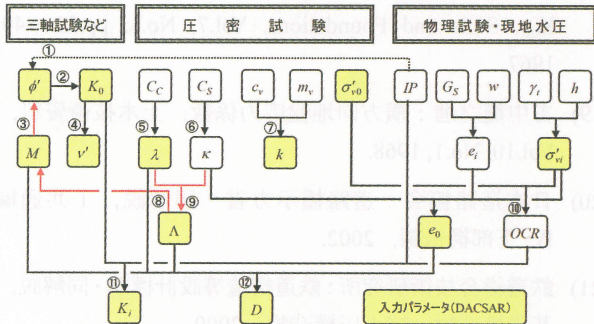
使用するパラメータの相関式は設計技術者で若干異なるものの、この2方法のパラメータ設定は、図-25に示す流れで行われる。

両方法を比較すると、表-15に示すように各弾塑性パラメータは、方法①により設定した場合は、方法②に比べて、限界応力比  $M$ 、非可逆比  $\Lambda$ 、ダイレイランシー係数  $D$ 、内部摩擦角  $\phi'$  が大きく、静止土圧係数  $K_0$ 、ポアソン比  $\nu'$  が小さくなる。

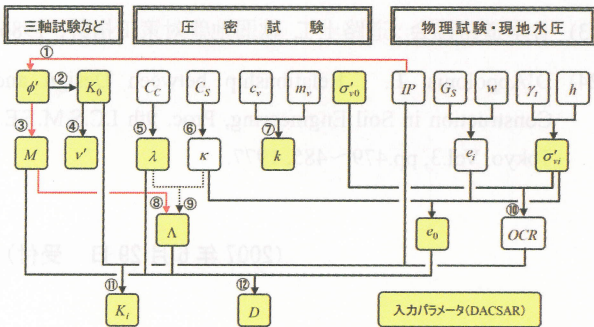


このことから方法①は、方法②よりもせん断変形を抑制する傾向のパラメータ設定であり、解析事例の結果と合致する。一般的に弾塑性 FEM 解析では側方変形は過大評価されることから、方法①よりパラメータを設定した予測解析では、より実挙動に近くなると考えられる。

よって、杭構造物などを対象とした近接工事など、着目すべき挙動が沈下量ではなく側方変形である場合は、方法①によるパラメータ設定が適していると考えられる。また、限界応力比  $M$  については、一軸圧縮強度  $q_u$  より決定する方法もあるが、今回の解析結果の範囲では得られる解析結果は、方法②に近かった。



(a) 方法①:  $\lambda, \kappa$  から  $\Lambda$  を決定する方法 (IP を使用しない)



(b) 方法②: 飯塚・太田の提案法 (IP を使用)

① $\sin \phi' = 0.81 - 0.233 \log Ip$ Kenny <sup>16)</sup>	② $K_0 = 1 - \sin \phi'$ Jaky <sup>7)</sup>
③ $M = 6 \sin \phi' / (3 - \sin \phi')$	④ $v' = K_0 / (1 + K_0)$
⑤⑥ $\lambda = 0.434 C_c, \kappa = 0.434 C_s$	⑦ $k = m_v c_v \gamma_w$
⑧ $\Lambda = M / 1.75$ Karube <sup>8)</sup>	⑨ $\Lambda = 1 - \kappa / \lambda$
⑩ $OCR = \sigma'_{v0} / \sigma'_{vi}$	⑪ $K_i = K_0 (OCR)^{0.54 \alpha \nu (-1P/122)}$ Alpan <sup>17)</sup>
⑫ $D = \lambda \Lambda / [M(1 + e_0)]$ Ohta <sup>15)</sup>	

図-25 関口・太田モデル弾塑性パラメータ同定フロー

表-15 同定方法による各パラメータの大小関係

弾塑性パラメータ	方法①	方法②
	$\lambda, \kappa$ から $\Lambda$ を決定する方法	飯塚・太田の提案法 (IP 使用) 法
限界応力比 $M$	大	小
非可逆比 $\Lambda$	大	小
ダイレイランシー係数 $D$	同値	
静止土圧係数 $K_0$	小	大
ポアソン比 $\nu'$	小	大
内部摩擦角 $\phi'$	大	小

## 8. まとめ

本検討では、現場計測 4 事例に対し有限要素法による予測解析を実施し、側方変形の評価に着目した分析を行った。

総括として、実務において FEM 地盤変形解析を実施する際の留意点について得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 盛土に伴う軟弱地盤の変形問題において、関口・太田モデルを用いた FEM 解析は、側方変形を過大評価する傾向にある。今回実施した解析事例においては、側方変形の解析値は沈下量を再現した状態で実測値の 1.4 倍～3.6 倍であった。
- (2) 弾塑性パラメータ同定方法については、「 $\lambda, \kappa$  から  $\Lambda$  を決定する方法」により、せん断変形を抑制する傾向のパラメータ設定となる。側方変形が問題となる場合には、同方法によるパラメータ設定が適している。
- (3) 軟弱層上部に砂質土層が存在し、線形弾性体としてモデル化する場合は、その弾性係数やポアソン比が下部層の水平変位の解析結果に大きく影響する。よって、粘性土の土質パラメータだけでなく、砂質土層のパラメータ設定を慎重に行う必要がある。
- (4) 非現実的なパラメータ設定により、沈下量・側方変形の両者の再現することはある程度可能である。ただし、各パラメータの力学的意味や現実的な設定範囲を無視することは、高度な理論的背景を有する弾塑性 FEM 解析の実施意義から、選択すべき手法ではない。
- (5) 実際の盛土や埋立工事で水平変位が問題となるような場合は、現状の有限要素解析結果が有する上記の傾向を十分認識して解析結果の評価を行い、より合理的に設計に用いる必要がある。

## 謝辞

本稿の内容は、地盤工学会中国支部土質工学セミナー(広島地域)の研究活動の成果である。本稿の取りまとめにあたり、筆者以外のメンバーから様々な支援を頂いた。セミナーメンバー各位に深甚な謝意を表する次第である。

## 参考文献

- (1) 中井照夫：側方変位・側方流動予測の現状と将来，土と基礎，Vol.50, No.2, pp.4～6, 2002.
- (2) 地盤工学会：盛土の挙動予測と実際，地盤工学・実務シリーズ 2, 地盤工学会, pp.321～322, 1996.
- (3) 長尾 毅, 細川泰廣, 土田 孝, 松田繁樹, 日野 努：東京国際空港における地盤の変形挙動，第 24 回土質工学研究発表会, pp.1145～1148, 1989.
- (4) 財沿岸開発技術研究センター：港湾構造物設計事例集(上巻)，沿岸開発技術ライブラリー No.1, pp.16～23, 1999.

- 5) 及川 研・樋口嘉章・小林正樹・鈴木真次：関西国際空港護岸におけるサンドドレーン改良地盤の圧密解析，第 24 回土質工学研究発表会，pp.1149～1152，1989.
- 6) 中井照夫：地盤の応力・変形挙動と地盤材料の力学特性の関連性，土と基礎，Vol.38，No.7，pp.19～25，1990.
- 7) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, 地盤工学会論文報告集，Vol.27, No.3, pp.71～87, 1987.
- 8) 軽部大蔵：規格以外の三軸圧縮試験方法とその問題点，第 20 回土質工学シンポジウム論文集，pp.45～60，1975.
- 9) Jáký, J.: "Talajmechanika (Soil Mechanics in Hungarian)", J.Hungarian Arch. & Eng., Budapest, pp.355～358, 1944.
- 10) Mayne, P.W. and Kulhawy, F.H. :  $K_0$ -OCR Relationships in Soils, J.Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol.108(GT6), pp.851～872, 1982.
- 11) 地盤工学会中国支部土質工学セミナー（広島地域）側方流動 G : FEM 地盤変形解析における側方流動の評価について～解析事例による考察～，土質工学セミナー配付資料，2006.
- 12) Hayashi, H., Nishikawa, J., Yamaguchi, S., Mitachi, T. and Fukuda, F. : Finite element analysis of peaty ground using a Cam Clay model, Proc. of IS-Tohoku'98, pp.123-127, 1998.
- 13) 土田孝：三軸試験による自然粘性土地盤の強度決定法に関する研究，港湾技研資料，No.688，1990.
- 14) 工藤康二・国生剛治・西好一・田中幸久：護岸基礎捨石マウンドの沈下予測（その 1）－捨石マウンド材料の物理特性ならびに静的力学特性－，電力中央研究所報告，No.384030，1985.
- 15) Ohta, H.: Analysis of Deformations of Soils Based on the Theory of Plasticity and Its Application to Settlement of Embankments, Dr. Eng. Thesis, Kyoto University, 1971.
- 16) Kenny, T.C.: Discussion on Proc. Parameter 1732 (Wu, 1958), JSMFED, Proc. ASCE, Vol.85, SM3, pp.67～79, 1959.
- 17) Schultze, E. & E.Menzenbach : Standard Penetration Test and Compressibility of Soils, Proc. of the 5th I.C.S.M.F.E., Vol. I, pp.527～532, 1961.
- 18) Alpan, I.: The Empirical Evaluation of the Coefficient  $K_0$ ,  $K_{0R}$ , Soils and Foundations, Vol.7, No.1, pp.31～40, 1967.
- 19) 吉中龍之進：横方向地盤応力係数，土木技術資料，Vol.10, No.1, 1968.
- 20) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I 共通編 IV 下部構造編，2002.
- 21) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造等設計標準・同解説，基礎構造物・抗土圧構造物，2000.
- 22) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.
- 23) 日本道路協会：道路土工 軟弱地盤対策工指針，1986.
- 24) D'Appolonia, E. : Relationship between Design and Construction in Soil Engineering, Proc. 9th I.C.S.M.F.E., Tokyo, Vol.3, pp.479～485, 1977.

(2007年6月29日 受付)