

平成20年度（財）港湾空港建設技術サービスセンター研究開発助成報告書

助成番号：平成21年 2月 9日付 第08 — 1号

研究開発項目：（番号）②港湾・空港のアセットマネジメントに
関する研究に関するもの

港湾・空港施設を対象とした 統一様式による地盤性能報告書の 作成方法に関する研究

平成22年4月30日

広島大学大学院工学研究院

土 田 孝

目 次

1. 研究の背景と目的	3
2. 性能設計の観点から見た地盤改良設計の現状と課題	4
2.1 概説	4
2.2 地盤改良工法に対する現行設計法の概要と課題	6
2.3 性能設計に求められる地盤変形解析の要件と課題	13
2.4 地盤変形解析の予測精度に関する既往の研究	13
2.5 改良地盤のモデル化手法に関する研究	26
2.6 性能設計の観点からみた改良地盤の変形解析の課題	30
参考文献（第2章）	31
3. 港湾空港事業における地盤改良性能評価のための新たな構成モデルと そのバーチカルドレーン工法による改良地盤への適用	36
3.1 異方圧密粘土の構成モデル	36
3.2 要素シミュレーション	38
3.3 サンドドレーン工法による改良地盤における変形性能評価	45
3.4 まとめ	53
参考文献（第3章）	54
4. サンドコンパクション（SCP）改良地盤における変形性能評価	56
4.1 工事概要	56
4.2 解析条件	57
4.3 解析結果	58
4.4 まとめ	62
参考文献（第4章）	62
5. 真空圧密工法で改良された地盤における変形性能評価	63
5.1 はじめに	63
5.2 真空圧密工法の設計に関する既往の研究	63
5.3 真空圧密工法による浚渫埋立地盤の改良	66
5.4 有限要素解析	72
5.5 修正関口・太田モデルを用いた二次元有限要素解析による解析結果	76
5.6 修正カムクレイモデルを用いた場合の計算結果との比較	80
5.7 まとめ	83
参考文献（第5章）	84

6. 港湾・空港施設の地盤品質報告書作成マニュアル（案）	86
6.1 性能評価のために必要な情報の検討	86
6.2 バーチカルドレーン工法で改良された地盤の品質報告書に必要な内容	87
6.3 サンドコンパクションパイル工法で改良された 地盤の品質報告書に必要な内容	89
6.4 真空圧密工法で改良された地盤の品質報告書に必要な内容	91
6.5 地盤の品質報告書作成の方法について	93
7. 結論	94

1. 研究の背景と目的

技術基準の国際整合性に対する世界の潮流に追随して、我が国の土木構造物に対する設計基準においても、仕様規定型設計から性能規定型設計への移行が進められている。また、極限時の安定照査のみでなく施工過程を考慮した変形照査を行い、より合理的な断面を追求する設計事例が増えている。しかし、コンクリート構造物や鋼構造物の設計に比べ、それらを支える地盤に関しては性能設計の手法はまだ十分に確立しているとはいえない。

港湾・空港構造施設の多くは軟弱な地盤の上に構築されており、建設にあたっては何らかの地盤改良が実施されている。特に近年の港湾空港事業では、新規に構造物を構築する場合は減少している反面、近接施工が強いられる現場が今後ますます増加すると思われる。例えば、既設護岸前面の水域を埋立てて新たな造成地を拡張して建設する場合、既存の施設に隣接した臨港道路・場内道路の整備などが挙げられる。いずれにしても、周辺には既設構造物の杭基礎、建屋、ライフライン埋設物などが近接していることが多く、埋立や盛土によって生じる地盤変形量を定量的に予測して既設構造物へ与える影響を評価し、必要に応じて対策工を実施する必要がある。

以上のように、土木構造物の設計が仕様規定型の基準から性能照査型の設計へ移行する中で、軟弱地盤上に構築される港湾・空港構造物においても、破壊安全率や短期的な沈下予測だけでなく、当該地盤および周辺地盤の長期的変形、地震時の変形挙動など、詳細な「地盤の性能」とそれらを反映した施設の維持管理計画が求められている。このためには、港湾空港施設を支える地盤の性能・品質に関する必要十分な情報を報告書にまとめ、建設後長期間にわたって地盤の維持・管理に利用できる環境を整えることが不可欠であるが、地盤の情報に関する現状をみると、建設後時間が経過するとともに散逸するなど管理が十分に行われていないのが実状である。本研究は、港湾・空港施設における地盤改良・基礎工事において性能規定型設計に対応した地盤性能報告書として、含むべき情報、設計・解析事項を分析し、統一した様式と作成要領を提案して、港湾・空港施設のアセットマネジメントに資することを目的とした。

2. 性能設計の観点から見た地盤改良設計の現状と課題

2.1 概説

軟弱な粘性土地盤上に土構造物を築造する場合は、何らかの地盤改良工事が本体工事に先行して実施されるのが一般的である。地盤改良を行う際の調査、計画、設計、施工の典型的な流れを図 2.1 に示す。設計段階では通常、図 2.1 の中段にあるように「対策工法の比較設計」が実施される¹⁾。選択肢に挙げた工法についての比較設計の主題は、構造物の機能を満足させるかどうかの検討であり、ここで改良地盤の挙動予測が行われる²⁾。

近年、導入が進められている土構造物に対する性能規定型設計（以下、性能設計と呼ぶ）においてもこのような検討の流れに準ずることには変わりはないが、性能設計では改良地盤の挙動予測がとりわけ重要となってくると考えられる。しかしながら、地盤改良工法はそれぞれが独自に開発されてきた工法であり、設計法も独立して整備されてきた経緯がある。そのため、本来は同じ設計手法で進められるべき比較設計は、それぞれの地盤改良工法毎に実施されているのが現状である。

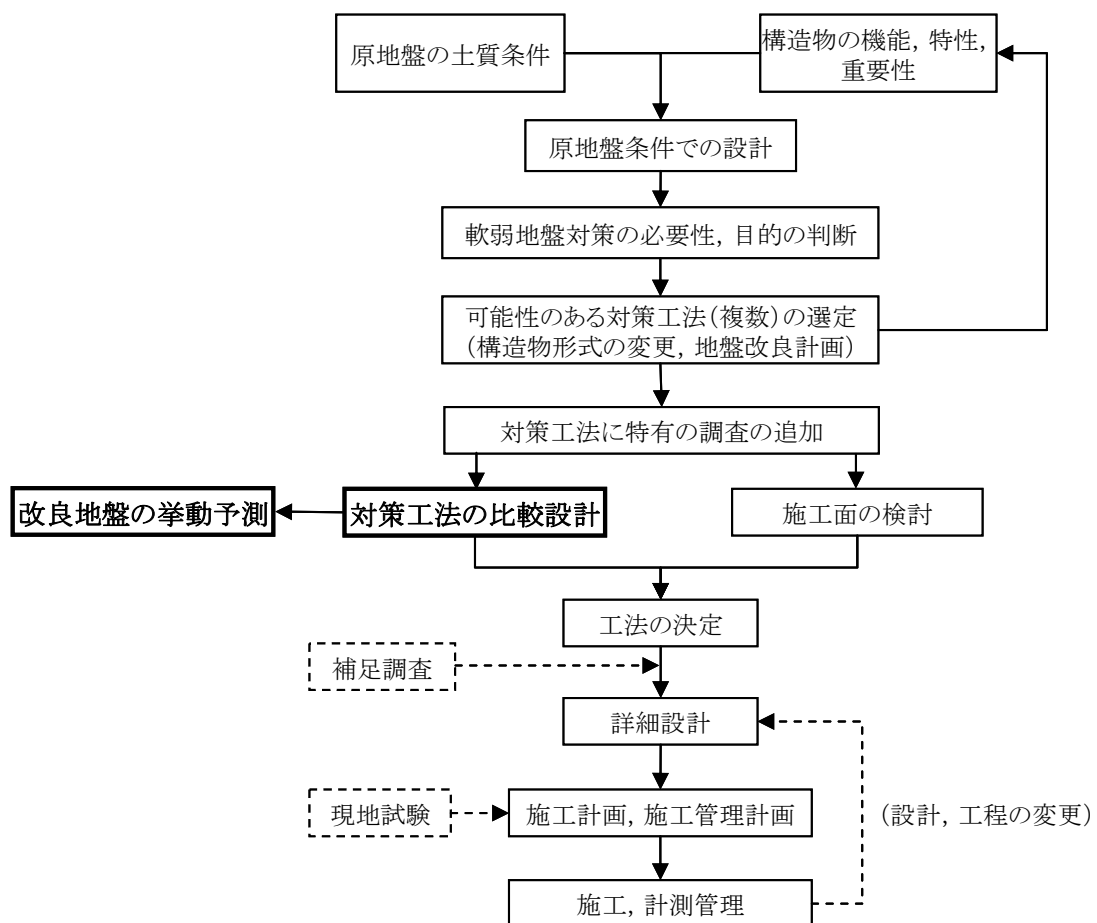


図 2.1 地盤対策実務のフロー（文献¹⁾に加筆）

また、性能設計においては、新しい工法や新しい材料の採用の可否を設計者の判断で行うことができる。すなわち、仕様規定型設計に比べて設計の自由度が高いことが大きな特徴である。例えば、サンドコンパクションパイル工法（SCP 工法）の杭材にスラグ類などのリサイクル材料を使用したい場合を考える。スラグ類のうち、高炉水砕スラグや製鋼スラグは水硬性があり、打設後の力学特性は通常自然砂とは大きく異なる。しかしながら、現行設計法における地盤変形挙動の予測手法に準じる限りは、こうした杭材料の力学特性を反映させることが困難なため、このようなリサイクル材料はあくまでも砂の代替品であるという位置づけに留まる。そのため、リサイクル材料を使用した設計断面の優位性は十分に発揮されない。さらに言えば、合理的な設計断面を選定することはおろか、地盤変形量を大きく見誤る可能性もある。

以上のように、土構造物の性能設計を推進していくためには、設計手法の統一化を図るとともに、新工法あるいは新材料を採用した場合の地盤変形や安定を評価できる解析手法を整備することが必要となる。これを可能とする技術として、有限要素法による地盤変形解析が有力であると考えられる。土木学会地盤工学委員会・土構造物の性能評価に関する研究小委員会の報告³⁾では、性能設計の方向性に関して次のように述べられている。

「性能設計体系を導入して、構造物の機能や性能を直接的に評価するためには、地盤の変形予測といった、未だ研究途上にある技術を用いる必要が生じる。設計手法がより複雑・高度化することや、照査結果への信頼性への配慮が必要になる等の課題が新たに生じるが、設計の自由度が増して、現場固有の条件に柔軟に対応できることや、長期的なライフサイクルコストの検討が可能になること等、構造物設計のさらなる合理化が期待できる。」

しかしながら、現状では有限要素法による地盤変形解析が汎用的な設計ツールとして十分に活用されていないことも事実である。これは、地盤変形解析結果の信頼性やばらつきなど不確実な要素が大きいこと、地盤改良工法に対するモデル化が現行設計法において扱われている考え方から脱却できておらず、上述のような新しい材料を用いた場合の検討に十分に対応できていないことなどが原因として考えられる。性能設計のなかで地盤変形解析をいっそう活用していくためには、このような不確実要因をできるだけ無くし、信頼性の高い解析手法として確立していくことが必要であるが、このような必要性は認識されているものの、解決に向けて体系的に検討を行った研究は見あたらない。

このような背景からここでは、各種の地盤改良工法に対する現行設計法（地盤変形予測手法）の概要を述べ、導入が進む性能設計に向けての課題についてまず整理する。次いで、性能設計の観点から有限要素法による地盤変形解析に求められる要件とその現状について述べる。そして、1)地盤変形解析結果の予測精度、2)SCP 改良地盤のモデル化手法、に焦点を当てて既往の研究をレビューし、整理した課題の解決に向けた本研究のアプローチについて述べる。

2.2 地盤改良工法に対する現行設計法の概要と課題

ここでは、代表的な地盤改良工法としてバーチカルドレーン工法、サンドコンパクションパイル工法（SCP 工法）、深層混合処理工法、真空圧密工法を取りあげ、各工法において標準的に定められている地盤変形量（圧密沈下量および水平変位量）に関する予測手法（設計手法）の概要を述べる。また、性能設計の観点からこれらの設計手法が有する課題についても述べる。

2.2.1 バーチカルドレーン工法

(a) 沈下量の慣用設計法

バーチカルドレーン工法は、1948 年に Barron⁴⁾によって理論的解析法が提案され、設計法はほぼ確立され、今も基本的な考え方は変わらない。すなわち、圧密速度以外は通常の載荷重工法の設計法と変わらず、慣用設計法では m_v 法、 C_c 法、 $e\text{-log } p$ 法などにより最終沈下量 S_f が求められる。

$$m_v \text{ 法} : S_f = \sum_{i=1}^n m_{vi} \cdot \Delta H_i \cdot \Delta p \quad (2.1)$$

$$C_c \text{ 法} : S_f = \sum_{i=1}^n \frac{C_{ci}}{1 + e_{0i}} \cdot \Delta H_i \cdot \log \frac{p_{0i} + \Delta p}{p_{0i}} \quad (2.2)$$

$$e\text{-log } p \text{ 法} : S_f = \sum_{i=1}^n \frac{e_{0i} - e_i}{1 + e_{0i}} \cdot \Delta H_i \quad (2.3)$$

ここに、 i : 粘土層を n 層に分割したときの層番号、 Δp : 荷重増分、 ΔH_i : i 層の層厚、 C_{ci} : i 層の圧縮指数、 p_{0i} : i 層中央の初期鉛直応力、 e_{0i} : p_{0i} に対する間隙比、 e_i : $p_{0i} + \Delta p$ に対する間隙比、 m_{vi} : $p_{0i} + \Delta p/2$ に対する体積圧縮指数

(b) 圧密速度

圧密速度に関して、1) ドレーンの透水性は無有限大である、2) サンドマットの透水性は無有限大である、3) ドレーンへの応力集中は起こらない、4) ドレーン周辺部にスミアドゾーンは生じないとの仮定を適用し、鉛直方向の排水が無視できる場合の圧密方程式は次式で表される。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \quad (2.4)$$

Barron はこの式の厳密解を導いているが、慣用設計法では次の近似式が多用される。

$$U(T_h) = \frac{S(T_h)}{S_f} = 1 - \exp \left\{ \frac{8T_h}{F(n)} \right\} \quad (2.5)$$

$$T_h = \frac{c_h}{d_e^2} t \quad (2.6)$$

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln n - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (2.7)$$

$$n = \frac{d_e}{d_w} \quad (2.8)$$

ここに、 c_h ：水平方向圧密係数、 d_w ：ドレーン径、 d_e ：等価有効円の直径である。また、 d_e とドレーン打設間隔 d の関係は、次式の通りである。

$$\left. \begin{array}{l} \text{正三角形配置} : d_e = 1.05d \\ \text{正方形配置} : d_e = 1.13d \end{array} \right\} \quad (2.9)$$

最終沈下量を式(2.1)～式(2.3)のいずれかの方法で算定し、圧密速度を Barron の近似解で求めることによって、時間～沈下関係を予測することができる。なお、水平方向圧密係数 c_h は一般に垂直方向圧密係数 c_v よりも大きく、図-2.2 に一例を示すが、1～3 倍となっている。しかし、実際の設計ではほとんどの場合、

$$c_h = c_v \quad (2.10)$$

が用いられている。これは、ドレーン打設時に粘土地盤が攪乱されるため c_h が低下して c_v とほぼ等しくなるため推定させているが、その検証は必ずしも十分でないのが現状である。

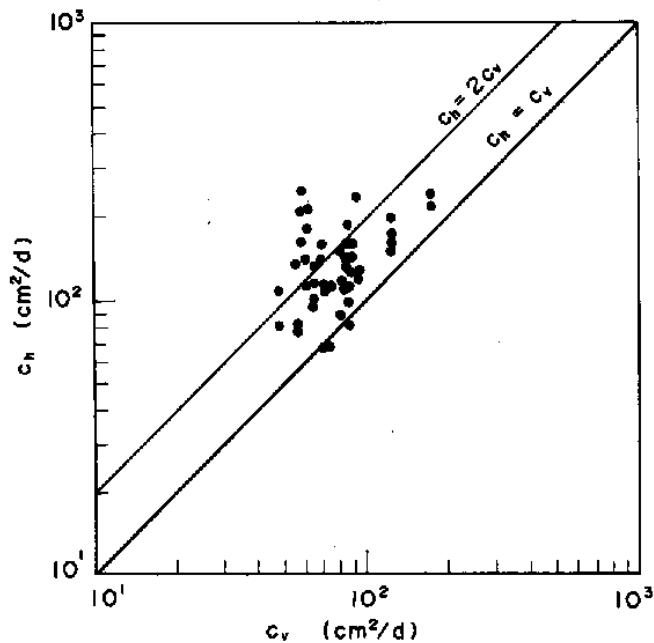


図-2.2 水平方向圧密係数と鉛直方向圧密係数の関係（大阪湾沖積粘土）

上記の方法ではドレーン材の透水係数を無限大と仮定している。しかし、長尺ドレーンや透水性の悪いドレーン材を使用すると圧密速度は慣用計算法よりも遅くなることが知られている。この場合の圧密過程は吉国⁵⁾によって検討され、ウェルレジスタンス係数、マットレジス

タンス係数を用いて予測する手法が提案されている．すなわち，ウェルレジスタンスを考慮した吉国の式（圧密度の近似解）は次式で表される．

$$U(T_h) = 1 - \exp\left\{-\frac{8T_h}{F(n) + 0.8L_w}\right\} \quad (2.11)$$

ここに， L_w はウェルレジスタンス係数で次式で与えられる．

$$L_w = \frac{32}{\pi^2} \frac{k_c}{k_w} \left(\frac{H}{d_w}\right)^2 \quad (2.12)$$

k_c は粘土の透水係数， k_w はドレーン材の透水係数， H は改良層厚である．

また，サンドマットの透水性が有限な場合は，ドレーン材の透水性が有限な場合と相似関係にあるため，式(2.11)のウェルレジスタンス係数 L_w を式(2.13)のマットレジスタンス係数 L_m に読み替えて，マットレジスタンスの影響を考慮することができる．

$$L_m = \frac{32}{\pi^2} \frac{1}{n^2} \frac{H}{H_m} \frac{k_c}{k_m} \left(\frac{B}{d_w}\right)^2 \quad (2.13)$$

ここに， k_m はサンドマットの透水係数， H_m はサンドマットの層厚， B はサンドマットの排水距離である．

(c) 慣用設計法の課題

Barron の理論に代表される慣用設計法は一次元的な圧密のみを対象としているため，二次元のおよび三次元的荷重が作用した場合の荷重分散効果や非排水せん断変形の影響を考慮できないことは明らかである．故に，側方変形量を予測することができない点，未改良部の連れ込み沈下量を計算できない点など，その用途は限定される．さらに，地盤条件や施工工程が複雑な場合に，初期条件や境界条件の設定が忠実に考慮できないなどの適用限界がある．未貫通ドレーンなど適用する場合や通常のドレーン間に補間ドレーンを打設する場合などがその最たる例である⁶⁾．

このような問題に対して有限要素法による地盤変形解析が有効であるが，二次元平面ひずみ条件で改良地盤をモデル化する場合，杭状に打設したドレーンを壁状に配置せざるを得ない問題が生じる．そこで，Barron による放射流れ状の理論解と Terzaghi の一次元圧密理論による理論解がある圧密度で一致するように圧密係数あるいは透水係数を補正する手法^{7,8)}が実務の解析では多用され，その適用性は数多くの事例解析で確認されている．また，杭状ドレーンによる排水効果を近似できるマクロエレメント法⁹⁾やドレーンの剛性も考慮したマルチリンクエレメント法¹⁰⁾なども提案されている．

また，地盤の長期的な変形を予測するためには二次圧密を考慮する必要があるが，現行のバーチカルドレーンの慣用設計法では二次圧密の取り扱いが十分確立されていない．港湾・空港構造物の場合，これまで地盤の二次圧密が大きな影響を及ぼしてこなかった面はあるが，多くの地盤で一定量の二次圧密が発生していることは確かであり，地盤の性能評価という観点から

は、慣用設計法でも何らかの評価は不可欠である。二次圧密沈下についてはサンドコンパクションパイル工法においても同様の問題がある。

2.2.2 サンドコンパクションパイル工法

(a) 沈下量の慣用設計法

大口径の砂杭を締固めて改良地盤を造成する SCP 工法における圧密沈下量の慣用設計法は、バーチカルドレーン工法に対する設計法の準用である。ただし、砂杭への応力集中を考慮して沈下量の低減を行う。すなわち、最終沈下量 S_f は一般的に次式で表される。

$$S_f = \beta \cdot S_{f0} \quad (2.14)$$

ここに、 S_{f0} は式(2.1)～式(2.3)によって求められる原地盤（無改良地盤）の圧密沈下量で、 β は沈下低減係数である。図 2.3 は、SCP 改良地盤の実測沈下量と計算沈下量の関係を整理し、沈下低減係数 β と砂置換率 a_s の関係として提案されたものである¹¹⁾。この図から、慣用設計法においては、次式で沈下低減係数が計算される。

$$\text{低置換率 } (a_s < 50\%) : \beta = \frac{1}{\{1 + (n-1)a_s\}} \quad (2.15)$$

$$\text{高置換率 } (a_s \geq 50\%) : \beta = 1 - a_s \quad (2.16)$$

ここに、 n は応力分担比である。ここで、 n の設定が問題となるが、港湾の基準¹²⁾では $n=4$ 程度が実測値との対応が良いとしている。

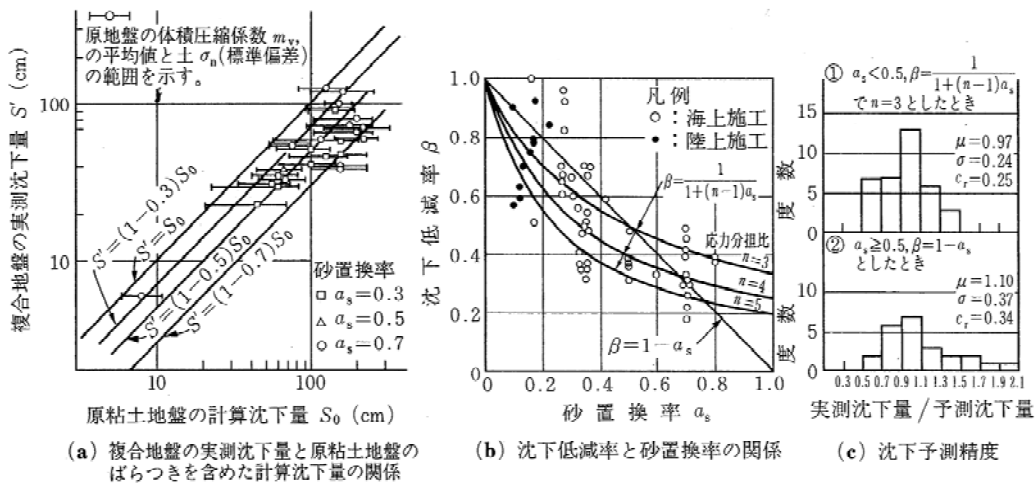


図 2.3 複合地盤の実測沈下量と沈下低減率 β ¹¹⁾

(b) 圧密速度

SCP 改良地盤における圧密速度の計算もバーチカルドレーン工法において適用している Barron の理論解を準用している。しかし、圧密速度は砂杭打設による乱れの影響によって、水平方向圧密係数 c_h として室内圧密試験から求まる圧密係数 c_v を用いた予測計算値よりも遅れることが知られている。このことはバーチカルドレーン工法でも当てはまるが、SCP 工法では攪乱がより大きいいためその影響が無視できない。過去の施工事例から、沈下速度の遅れを圧密

係数の低下として整理した結果が図 2.4 である¹³⁾。図 2.4 によれば、砂置換率が大きくなるほど圧密遅れが顕著になることがわかる。慣用設計法では、次式の修正係数 α を用いて圧密係数の低減を考慮する場合がある。

$$\alpha = 0.25 + \frac{0.016}{a_s} \quad (2.17)$$

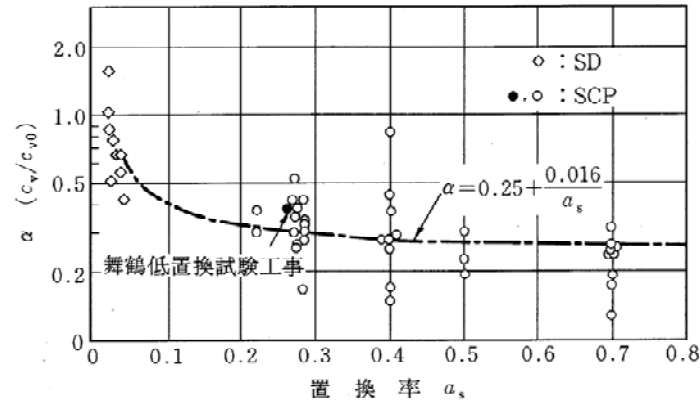


図 2.4 圧密係数の修正係数 α ¹³⁾

(c) 慣用設計法の課題

SCP 工法に対する地盤変形予測の慣用設計法は、バーチカルドレーン工法の準用であるため、バーチカルドレーン工法と同様の課題がある。さらに、応力分担比 n 、沈下低減率 β 、圧密係数の修正係数 α など、経験的なパラメータや補正係数を導入しているため、現場の土質条件や施工条件、材料条件によっては実測される圧密沈下量が予測値と大きく異なることも見受けられる。この場合、土質定数や補正係数の逆解析を行って、予測計算を修正することがしばしば行われる。この方法は実務的には簡便であり、実測値に合わせて予測値を見直すため、予測精度はある程度向上する。しかし、このようなパラメータの同定は物理的な根拠が乏しく、個別の現場の対処法であると考えられる。

SCP 改良地盤上に構築された構造物の性能を評価するという観点に立つと、慣用設計法では求めることができない側方変形量や改良部と未改良部の遷移領域の変形量を精度良く算定することも必要となってくる。また、杭材として自然砂を用いる場合は、応力分担比に代表されるこれまで蓄積されてきた経験値が役に立つが、自然砂と力学特性が大きく異なる材料を用いる場合には、過去の経験値がそのまま利用できず、予測計算自体が行えない問題が生じる。

二次圧密沈下に関して慣用設計法における取り扱いが確立していないことも大きな課題である。サンドコンパクションパイル工法で改良を行った地盤でも二次圧密沈下は発生する。図-2.5 は広島県東部浄化センターの造成工事において、層厚 17m の海底粘土地盤(正規圧密粘土)を低置換 SCP 工法(改良率 27%)で改良した後に構築された埋立護岸の建設後の年沈下量の推移である。図のように沈下速度は建設後 5 年間で当初の 7.0~10.0 cm/年から 1.0cm/年に減少するが、その後もほぼ 0.5cm/年程度の沈下が継続的に発生している。少なくとも 5 年経過後に発生している沈下は二次圧密沈下であり、地盤改良を行った場合、改良後の地盤の性能としてこのような二次圧密沈下について何らかの評価を行うことは重要であり、慣用設計法においても早急な対応が求められる。

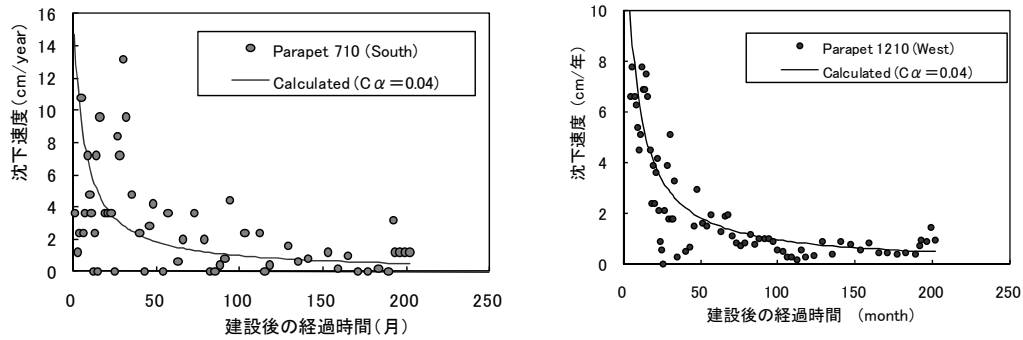


図 2-5 沈下速度と経過時間（広島県東部浄化センター埋立護岸）

以上のような慣用解析法が十分対応できない問題に対して有限要素法による地盤変形解析が有効である点は、バーチカルドレーン工法の場合と同様であるが、複合地盤のモデル化に対する地盤変形解析の検証事例は少なく、上述した性能設計におけるアウトプットの要件を、地盤変形解析が満足しているかどうかは不明である。

2.2.3 深層混合処理工法

深層混合処理工法は、安定材の種類や攪拌・混合の方法により各種タイプの工法が存在する。代表的な工法としては、改良材としてセメントスラリーを用いる CDM（Cement Deep Mixing）工法¹⁴⁾と粉粒体を直接噴射し原地盤と攪拌・混合する DJM（Dry Jet Mixing）工法¹⁵⁾がある。

深層混合処理工法によって改良された地盤は、原地盤に比べて強度や変形係数が著しく増加するため、一般にひずみ量が小さく改良体は一種の剛な構造物として扱われる。設計項目としては、改良地盤全体としての外部安定の検討、構造物自体の内部安定の検討、剛体としての沈下、水平変位、回転の検討がある。

深層混合処理工法は、改良地盤上に構築する構造物の種類、規模、用途等に応じてさまざまな改良率が適用される。特に、改良率が低い場合や未改良部分を残した浮き型改良を採用した場合、着底型であってもその下部に粘性土層が存在する場合に、圧密沈下の検討が必要となる。この場合は、SCP 工法で述べた方法と同じように複合地盤としての圧密沈下量を計算する¹⁵⁾。この時間問題となるのが応力分担比 n の設定であるが、通常は $n=10\sim20$ の範囲で仮定するとされている。図 2.6 に式(2.15)で計算される置換率 a_s と沈下低減率 β の関係を示す。図より、応力分担比 n が沈下低減率 β に及ぼす感度は、深層混合処理工法において想定される $n=10\sim20$ と、低置換率 SCP 工法における $n=3\sim5$ はほぼ同程度と評価できる。また、応力分担比を $n=20$ とした場合、置換率 $a_s < 20\%$ の範囲で沈下低減率は $\beta=1.0$ から $\beta=0.2$ へ大きく変化するため、式(2.15)の適用に際してはパラメータの感度を理解しておくことが重要である。

盛土基礎に杭式改良を適用した幾つかの工事例（改良率 $a_s=14.8\%\sim24.2\%$ ）によると、実測された最終沈下量は、式(2.14)による計算沈下量（ $n=20$ を仮定）より小さい¹⁶⁾。したがって、深層混合処理工法の技術マニュアル¹⁵⁾では、式(2.14)に対して次式に示すように適正な補正を行っても良いとしている。

$$S_f = (\beta \cdot S_{f0}) \cdot \alpha \quad (2.18)$$

ここに、 α は補正係数である。過去の事例¹⁶⁾では $\alpha=0.15\sim0.40$ となっている。

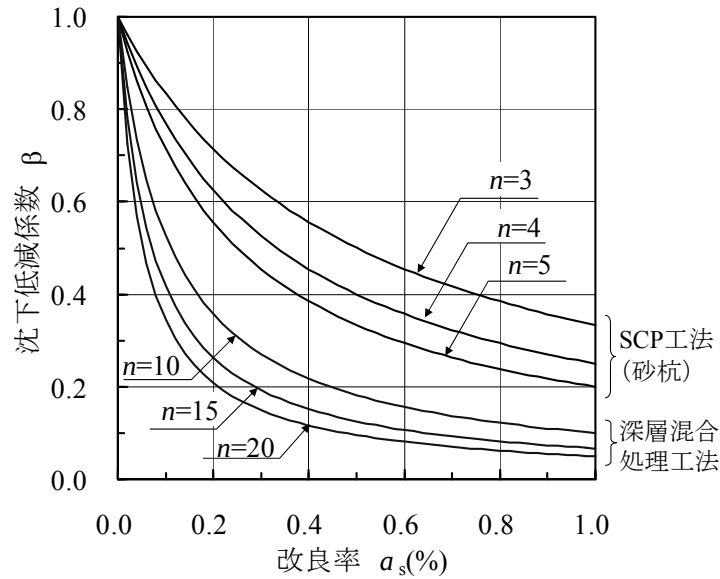


図 2.6 置換率と応力分担比の関係

また、深層混合処理工法の技術マニュアルでは¹⁵⁾、水平変位量の評価方法として、有限要素法を別途用いることを推奨している。しかし、圧密沈下量については、上記のように沈下低減係数を考慮した慣用計算法を用いることとしているので、有限要素法による地盤変形解析は改良地盤全体の変形挙動を評価する手法として位置づけられていない。

2.2.4 真空圧密工法

真空圧密工法に対する地盤変形予測の慣用設計法についても、バーチカルドレーン工法における慣用設計法を準用したものである。すなわち、改良域に作用させる負圧 Δp_{vi} と式(2.2)における荷重増分 Δp は等価であるとして、次式に示すように圧密沈下量を算定する。また、圧密度についても式(2.5)による Barron の近似式を採用する。

$$C_c \text{ 法} : S_f = \sum_{i=1}^n \frac{C_{ci}}{1+e_{0i}} \cdot \Delta H_i \cdot \log \frac{p_{0i} + \Delta p_{vi}}{p_{0i}} \quad (2.19)$$

ここに、 i : 粘土層を n 層に分割したときの層番号、 Δp_{vi} : i 層の作用負圧、 ΔH_i : i 層の層厚、 C_{ci} : i 層の圧縮指数、 p_{0i} : i 層中央の初期鉛直応力、 e_{0i} : p_{0i} に対する間隙比

しかし、真空圧を上載荷重と見なした一次元的な慣用計算法は、真空圧密工法特有の引き込み型の変形を示す点、改良域端部で圧密沈下量が小さくなる点、改良域外側で大きな連れ込み沈下が生じる点など、実際の地盤変形状況を全く表現できず、適用上は多くの課題を有していると思われる。また本工法では、改良域中央の実測沈下量が計算沈下量よりも小さく観測される事例が多く報告されている。これを「部分改良による沈下低減効果」と解釈し、設計上も最終沈下量を低減する手法も考案されている¹⁷⁾。

真空圧密工法は、通常のバーチカルドレーン工法とは地盤変形状況が大きく異なるため、慣用設計法の適用性については、現場の実測データを基にした検証作業が強く望まれているのが

現状と言える。これに対して、設計段階で有限要素法による地盤変形解析を積極的に活用している技術資料もあるが¹⁷⁾、地盤変形解析結果についても実測値との比較による検証作業が今後とも必要と思われる。

2.3 性能設計に求められる地盤変形解析の要件と課題

現行設計法における改良地盤の圧密沈下計算手法（慣用設計法）は、上述したようにいくつかの適用限界があるため、土構造物の性能設計の観点からはより高度な計算手法が望まれる。有限要素法を用いた土～水連成の多次元有効応力解析（以下、地盤変形解析と呼ぶ）は、性能設計を実現する有効な計算手法の一つに挙げられる。しかし、現状では円弧滑り解析法や慣用圧密計算法などに比べて、汎用的なツールとして使用されるには至っていない。特に性能設計の観点から見ると、地盤変形解析は以下のような課題を有していると考えられる。

- 1) 地盤変形解析結果の予測精度は、円弧滑り解析法などの極限安定解析手法や慣用圧密計算法と比べて信頼性が低い。あるいは予測結果が解析技術者や解析プログラムによって大きくばらつく。
- 2) 特に水平変位（せん断変形）の予測精度は、鉛直変位（圧密沈下）に比べて低く、過大評価される場合が多いとされる。このため、解析結果を直接的に使用した場合、不経済な設計断面になる可能性がある。また、杭基礎等への影響に対しては、地盤変位量を部分的に安全側で評価したとしても、変形モードによっては必ずしも安全側の評価とはならない場合がある³⁾。
- 3) 軟弱地盤上に土構造物を構築する場合には、何らかの地盤改良が先行して実施されるが、改良地盤のモデル化手法が曖昧であり、体系的な解析手法が確立されているとは言えない。したがって、対策工法や断面形状を比較検討する際の解析手法がバラバラとなり、土構造物の性能を統一された手法で評価することができない。
- 4) 性能設計では、施設や構造物に要求される機能や性能を満たせば、いかなる断面や材料を採用することが可能であり、設計断面の合理化を期待することができる。しかし、地盤変形解析は新しい材料を用いた場合に柔軟に対応できるかどうか不明である。

例えば、低置換 SCP 工法に高炉水砕スラグを採用しようと考えた場合、応力分担比に関する現場の実績がないため、これを基にして計算される現行設計法では全く対応できない。一方、地盤変形解析はこのような現行設計法を補う詳細かつ高度な解析手法として期待されているものの、肝心の「杭と杭間粘土の複合地盤をどのようにしてモデル化したら良いか」、「杭材のパラメータや杭間粘土の乱れをどのようにして評価したら良いか」、といった課題については、これまでほとんど検討されないため、地盤変形解析が適切に実施され、土構造物の性能が合理的に評価されているかどうかを担保することが難しい。

このような背景から、まず、地盤変形解析の予測精度はどの程度であるか、地盤改良工法のモデル化はどのように行われているかを整理した上で、上記課題の解決に向けて研究を進めることが重要と考えられる。

2.4 地盤変形解析の予測精度に関する既往の研究

軟弱粘性土地盤における有限要素法による地盤変形解析の適用性や予測精度については、過去に多くの研究者や実務に携わる技術者によって検証されていることは疑う余地もない。しか

しながら、解析による予測値は実測値とよく一致すると結論付けられた事例が公表されることが一般的に多く、予測精度を左右する要因を詳細に分析した報告例は少ない。また、「地盤変形解析による水平変位は実測値に比べて過大評価される」ことを経験した技術者、研究者は少なくないと思われるが、予測値と実測値の不一致を報告したような事例が公表されることはあまりない。そのため、地盤変形解析の予測精度を過信する者や逆に地盤変形解析を適用することに懐疑的な者も少なくないと思われ、混沌とした状況にあると言える。

技術基準の国際標準化、性能規定化が進む社会情勢の中で、地盤変形解析技術が抱えるこのような状況を打開すべく、地盤工学会本部の研究委員会^{18),19),20)}や支部における活動^{21),22),23)}において、地盤変形解析の予測精度や性能設計に向けた課題に関する調査研究活動が、時期を同じくして実施されている。また、個々の研究者や研究グループによっても、水平変位の予測精度に関する議論は、ここ数年活発に行われている。本章では、これらの調査研究活動の成果をできる限りレビューし、特に地盤変形解析による水平変位の予測精度の現状について整理する。

2.4.1 軟弱地盤上の試験盛土に対する一斉解析^{18),19),20)}

地盤工学会本部の「地盤工学における FEM の設計への適用に関する研究委員会（H14～H16 年度）」では、地盤工学における有限要素解析の信頼性向上を目的に、圧密解析、掘削土留めの変形解析、アースダムや重量式擁壁の動的解析、岩盤構造物の掘削時挙動解析を対象に複数の解析プログラムによる比較解析を実施し、有限要素解析による予測精度の現状を詳細に報告している¹⁸⁾。

圧密解析では、軟弱地盤上の道路盛土（神田試験盛土）を検討対象としており、複数のプログラムによる解析結果のばらつきを評価している¹⁹⁾。また、一つのプログラム（ここでは DACSAR²⁵⁾）を用いて、境界条件（水理、変位）や初期応力条件、メッシュ分割が解析結果に及ぼす影響についても調べている²⁰⁾。

前者の検討では、構成モデルとして関口・太田モデル²⁴⁾を共通して用いているが、プログラムの違いによって変位と水頭の離散化の方法は異なっており、Christian 系と Sandhu 系とに分類される。比較解析の結果の一部を図 2.7 に示す。各プログラムの長期的な沈下量のばらつきは大きく、最大 279mm（約 8%）の差が生じている。実測値と比較すると、いずれの解析結果も沈下量は過大評価となっている。間隙水圧については、水圧の消散速度に大きな差があり、圧密度を議論する上で無視し得ない差が生じているとしている。側方変位については、プログラムの違いによって最大 9%の差が生じており、ばらつきは沈下量と大差ない。しかし、10cm 未満の実測値に対して、解析結果は 1.2m を越える側方変位を計算している。沈下量が過大評価である点や本現場における側方変位の計測結果に不可解な点があることを差し引いても、関口・太田モデルを用いたときの側方変位が過大評価であることは間違いないと思われる。

後者のパラメトリックな検討²⁰⁾では、各種境界条件や解析メッシュ、解析ステップなどの基本的な条件設定の違いにより、沈下量、水平変位量、間隙水圧は 10%～20%の差が生じることが報告されており、これらが複合的になると解析結果の差はさらに大きくなると指摘されている。この検討結果は、有限要素解析の予測精度を議論する上で、非常に重要な着眼点を示唆している。しかし、「有限要素解析による水平変位量の予測値は、実測値の 2～3 倍程度過大である」といわれる経験的な事実と比較すると、これらの影響が必ずしも主要因ではないようにも感じられる。

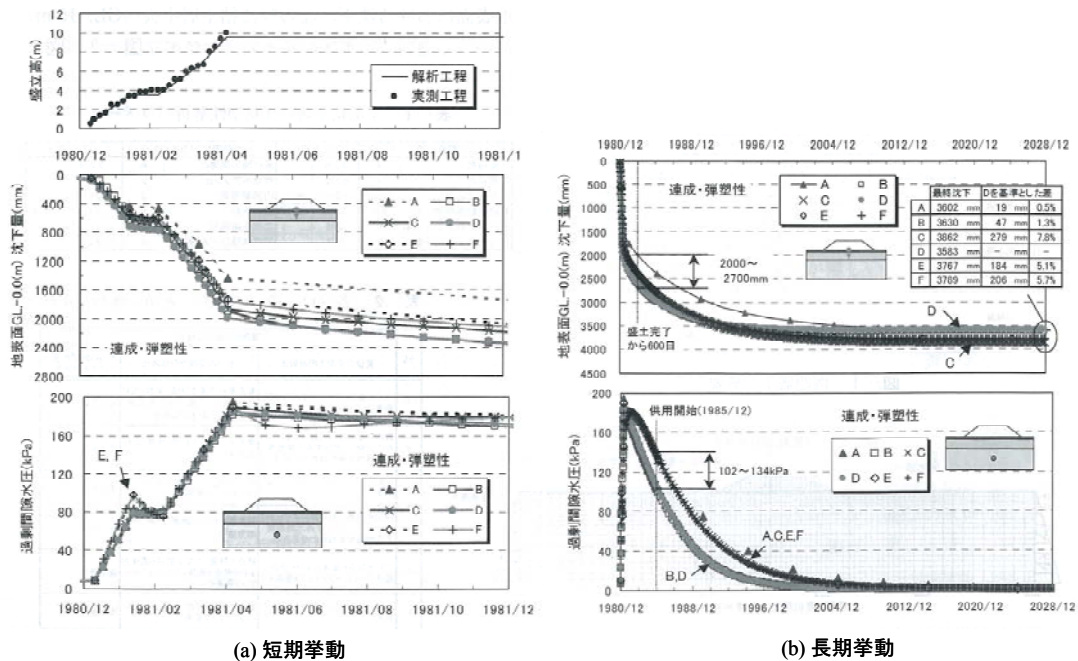


図 2.7 解析プログラムによる解析結果の違い¹⁹⁾

2.4.2 土構造物の品質評価に関する研究²¹⁾

地盤工学会関西支部の「土構造物の品質評価に関する研究委員会（H13 年度～H15 年度）」では、理念、山岳、平野、海の4つのWGに分かれて、「土構造物の品質評価」に関する現状、問題点および課題に関する議論を産学官共同で行い、その成果を報告している²¹⁾。

このうち平野WGでは、盛土構造物の圧密問題を一次元慣用計算法(m_v 法)、FEM弾性、FEM弾塑性(Cam-clayモデル)、FEM弾・粘塑性(関口・太田モデル)で比較解析を行っている。FEM(有限要素解析)による予測精度について、詳細な分析を行うまでには至っていないが、計測結果をブラインドとした予測解析結果は、実測値と大きな乖離を持つことが端的に示されている。

また、海WGでは、地盤調査や計測結果の品質評価に関して課題の整理と将来への展望が報告されている。この中で、調査・設計・計測に携わる技術者の視点から、現状の沈下量の予測精度は50～80%、水平変位に関しては40%程度と述べられている。特に傾斜計による水平変位の計測については、ガイド管が地盤変形に追随しているかどうか、沈下によるガイド管の摩擦はカットされているかどうかまで注意して計測結果の解釈を行う必要があると指摘されており、予測精度の評価を実測データに基づいて行う場合の有用な情報と思われる。

2.4.3 水平変位の予測精度に関する一斉解析および事例解析^{22),23)}

地盤工学会中国支部の土質工学セミナー(広島地域)では、有限要素解析による水平変位の適切な予測および評価手法の確立を目的として、「地盤変形解析における水平変位の評価法に関する調査・研究(H16年度～H17年度)」を産学共同で行っている。その活動は現在も引き継がれているが、研究当初に掲げた検討課題は、有限要素解析の特性把握、実測値と予測値の乖離傾向の把握、側方変形の適切な予測手法の確立、近接構造物への影響把握である。

地盤変形解析の特性把握を行うために、初年度はコンペ形式による仮想盛土地盤の圧密解析および解析領域や土質パラメータに関する感度解析が実施されている²²⁾。コンペ解析への参加

グループは 11 グループ、解析に使用されたプログラムは全て市販品で 5 種類であった。1 グループ (Cam-clay モデル) を除いて、関口・太田モデル (弾塑性あるいは弾・粘塑性) を採用しており、実務において関口・太田モデルがいかに普及しているかが伺える。

このコンペ解析では、断面形状や土質条件は開示するものの、「地盤工学における有限要素解析の設計への適用に関する研究委員会」の一斉解析¹⁸⁾のように土質パラメータを細かく指定していない。したがって、解析に使用される土質パラメータの設定方法も参加グループによってさまざまであった。その結果、解析結果は大きくばらつき、沈下量は 1.22m~2.76m と 2 倍以上の差があり、沈下速度についても実務上無視し得ない違いが見られる。水平変位の変形モードは概ね一致していたが、水平変位の最大値については 0.53m~1.28m と大きな差が開いている。「地盤工学における FEM の設計への適用に関する研究委員会」と同様に解析条件を統一すれば、結果のばらつきも小さくなると思われる。しかし、いずれの解析プログラムを用いたとしても、関口・太田モデルを採用する場合は、沈下量に対する水平変位量の比が 0.5 程度となっており、せいぜい 0.2~0.3 程度と言われる実現現象と比較すると解析結果は過大な水平変位量を予測していると言える。

次年度は、実測値と予測値の乖離傾向の把握を目的として、5 事例 (堤防盛土 2 例、宅地盛土、埋立護岸、海面埋立) に対する実測データの再現解析が詳細に行われた²³⁾。いずれの解析も関口・太田モデル (弾塑性あるいは弾・粘塑性) を採用しているが、上述のように検討に用いた解析プログラムはそれぞれ異なる。再現解析は、土質試験結果に基づいて標準的に土質パラメータを設定して行う「初期予測解析」と、沈下量および水平変位量ができる限り実測値と一致するように土質パラメータの見直しを行う「フィッティング解析」の 2 段階で行われた。

いずれの事例も「初期予測解析」による予測精度はあまり高くなく、沈下量の予測結果が実測値と大きく異なる事例もあった。「初期予測解析」において沈下量がそれなりに再現できていた事例においても、水平変位量は実測値を 2~5 倍過大評価している事例が多くあった。表 2.1 はフィッティング解析結果を整理したものである。フィッティング解析では、主に粘土の土質パラメータを修正し、沈下量をフィッティングさせることとしている。さらに水平変位量についても、上部砂層や盛土層の剛性を補正するなどして、水平変位をできる限り抑えるような条件としている。その結果、水平変位の解析結果は実測値の 1.0~3.6 倍となり予測精度の改善が確認されたものの、過大評価の傾向が解決されるには至っていない。

表 2.1 フィッティング解析による側方変位の実測値との比較²³⁾

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÷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

以上の研究成果は、関口・太田モデルによる有限要素解析結果の不一致例を端的に示した貴重な報告であり、実務設計において予測精度を向上させるための具体的な解決策を模索したものである。しかし、土質パラメータの補正のみでは、水平変位の予測精度の改善に限界があることも示しており、別のアプローチが望まれる。

2.4.4 有機質地盤上の多段階試験盛土に対するブラインド解析^{26),27),28)}

泥炭層 (3.1m) および石灰質土層 (4.7m) で構成される軟弱地盤上の多段階試験盛土 ($H=3.9\text{m}$) に対するブラインドテストが複数の研究グループによって行われた (図 2.8 参照)。ここでは、そのうちの 3 グループの結果を紹介する^{26),27),28)}。

1 つ目のグループ²⁶⁾は、関口・太田モデルと異方性を考慮した修正 Cam-clay モデルを適用した結果を報告している。関口・太田モデルでは沈下量を過小評価、水平変位量を過大評価しており、これまでの解析結果の傾向を追認するものとなっている。一方、異方性を考慮した修正 Cam-clay モデルによれば、沈下量、水平変位量ともに過小評価する結果となっている。このモデルは 3 章で提案しているモデルと類似した構成モデルである。沈下量の実測値が整合するように土質パラメータの見直しを行えば、沈下量、水平変位量ともに実測値と良く対応するのではないと思われる。

2 つ目のグループ²⁷⁾は、有限変形計算²⁹⁾を用いた SYS カムクレイモデル^{30),31)}による解析結果を報告している。SYS カムクレイモデルの正規降伏面は、修正 Cam-clay モデルに異方性を考慮したものだが、異方性の発展は塑性変形の進展に伴って起こる変数としている点で 1 つ目のグループの構成式とは異なる。また、上負荷面、下負荷面を導入している点も異なる。解析結果は沈下量を 30%過小評価しているが、水平変位量は実測値と良く対応している。また、段階載荷後に実施された破壊実験の挙動については、実測のすべり挙動を良く表現している。

3 つ目のグループ²⁸⁾は、3 次元解析を行ったものである。使用した構成モデルは異方性を考慮した修正 Cam-clay モデルで、1 つ目のグループと同様と思われる。解析結果は、実測沈下量と概ね一致したが、水平変位は下部の石灰質土層で 1/2 程度の過小評価となっている。また、土質パラメータの見直しによる同定解析による結果では、沈下量、水平変位量ともに精度良い解析結果が得られている。

以上の 3 つのグループの解析では、上・下負荷面の考慮・非考慮、微小変形解析と有限変形解析の違い、2 次元平面ひずみ条件と 3 次元解析の違いが混在するため、予測精度に影響を及ぼす要因の分析は容易ではない。しかし、修正 Cam-clay 型の降伏曲面に異方性を考慮した構成モデルを共通して採用している点が興味深い。これによりいずれのグループも水平変位を過大評価するような結果は報告していない。

2.4.5 微小変形解析と有限変形解析

軟弱地盤上の変形解析における水平変位の過大評価の要因として、幾何学的線形性を仮定した微小変形解析の限界と幾何学的非線形性を仮定した有限変形解析の必要性を指摘する研究も幾つかある。幾何学的非線形性を仮定した有限変形解析とは、地盤変形に伴い刻々と変化する座標を Lagrange 座標と見なし、updated Lagrangian 法を用いてその座標を逐一更新していく解析方法を意味する。これに対して、微小変形解析で計算される変形量は、初期形状を元に計算される増分量の積み重ねである。

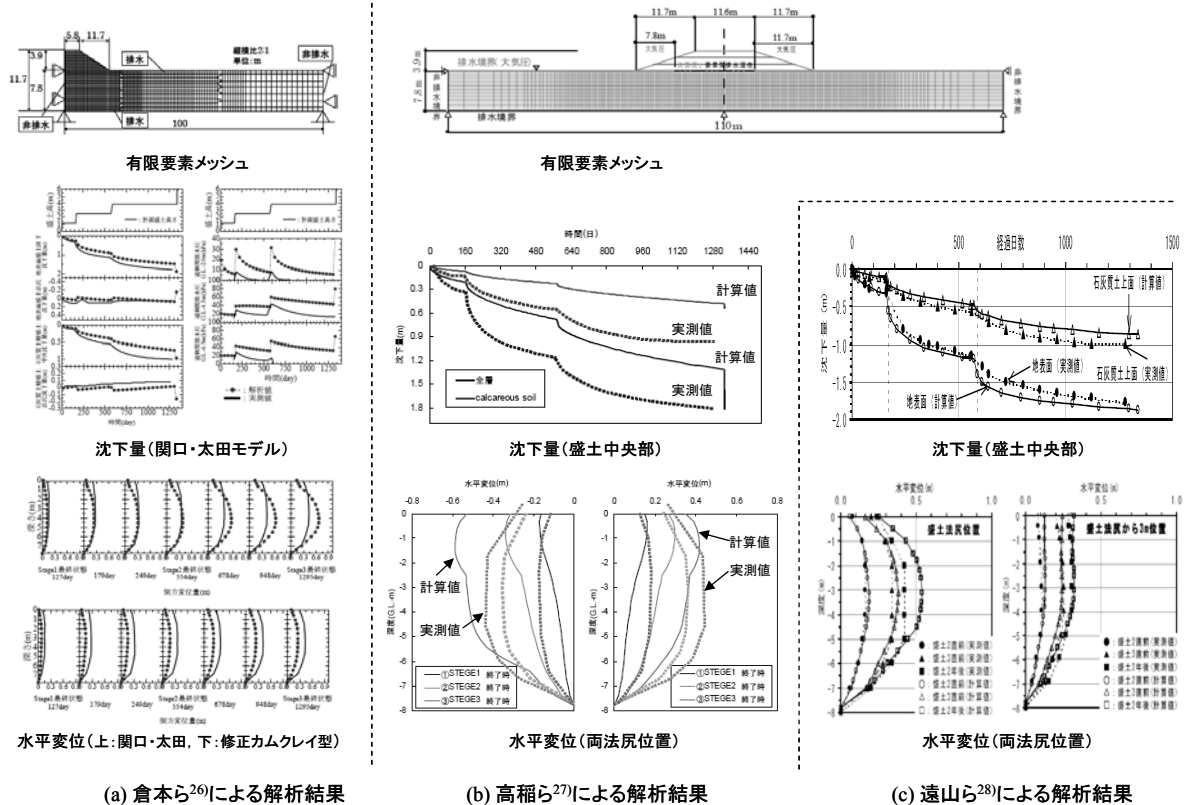


図 2.8 多段階盛土のブラインド解析結果 ^{26),27),28)}

Asaoka ら ³²⁾, 野田ら ³³⁾, 竹内ら ³⁴⁾は, 仮想的な粘土地盤の盛土載荷問題を対象に, 微小変形解析と有限変形解析の比較を行っている. ここで用いている土の構成モデルは, 名古屋大学で開発された SYS カムクレイモデル ^{30),31)}である. 図 2.9 に示すように, 比較解析の結果では, 有限変形解析は微小変形解析に比べて水平変位が抑制されている. この原因は, 幾何学的非線形性を考慮したことによって, 圧密沈下によって傾いた地表面の接線方向に力が作用し, 盛土内部への「引き込み」効果が現れるためであると考察している.

亀井ら ³⁵⁾は, マレーシア・ムーア地域の試験盛土工事に対して, Cam-clay モデルによる有限変形解析事例を報告している. 解析結果は, 最大水平変位の経時変化にやや不一致な部分も見られるが, 地表面の沈下形状や水平変位の深度分布の実測値を良好に再現している. ただし, Cam-clay モデルは等方硬化型のモデルであり, 土の異方性については考慮されないため, 解析結果にはこの影響も含まれていると推察される.

山添は ^{36),37)}, 泥炭地盤における盛土併用型真空圧密工法に対して, Cam-clay モデルと修正 Cam-clay モデルによる事後解析を行い, Cam-clay モデルについては微小変形解析と有限変形解析の比較を行っている. 解析結果は, 微小変形解析では盛土載荷時の改良域外側への水平変位を過大評価したのに対し, 有限変形解析では微小変形解析よりも実測値を良好に再現できている. また, Cam-clay モデルより修正 Cam-clay モデルの方が実測値の再現性は高いことが示されている. 山添 ^{36),37)}の研究は等方硬化型の構成モデルを用いている点で課題を残しているが, 幾何学的非線形性を考慮することが, 水平変位の予測精度を向上させる解決策の一つである点は, 竹内ら ³⁴⁾の研究成果と一致する.

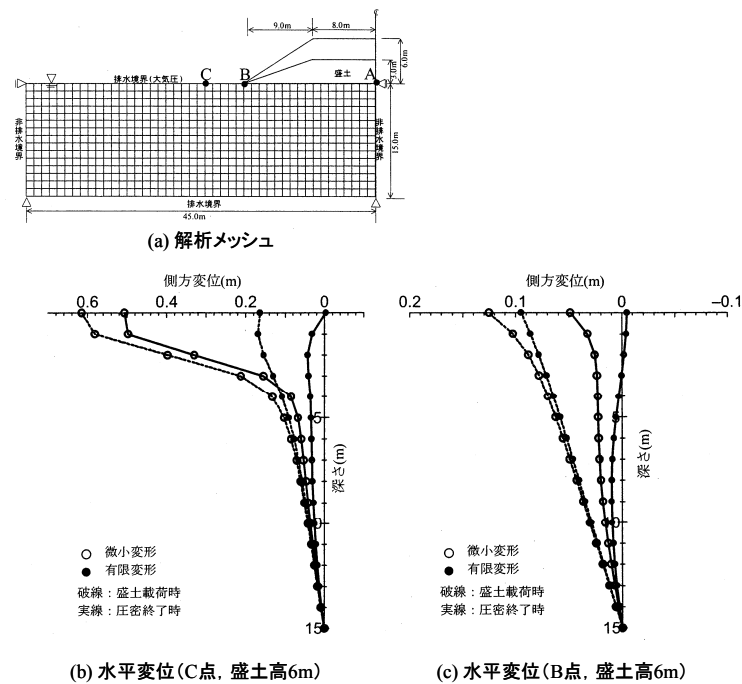


図 2.9 有限変形と微小変形の違い³⁴⁾

幾何学的非線形性を仮定した有限変形解析は、粘土供試体の三軸試験結果に見られる、ひずみの局所化や分岐現象、せん断体の形成過程の解析など、要素レベルの大変形挙動を追跡する場合に適用されることが多かった。今後は、臨海部の護岸・埋立工事など比較的大きな水平変位が観測される実地盤に対して、有限変形解析の適用性を検証することが望まれる。

2.4.6 その他の事例解析

上記でレビューした研究成果は、比較的体系的に地盤変形解析の予測精度を評価しているものと言える。それ以外にも多くの研究者や実務に携わる技術者によって、有限要素法による地盤変形解析の予測精度の検証は行われてきたが、それらの全てを網羅して予測精度の議論へと展開するのはやや困難である。ここでは、本研究の位置づけを明確にする意味においても、関口・太田モデルタイプの構成モデルを採用し、水平変位の予測精度にも言及している幾つかの研究成果を引用することにする。

(a) 倉敷試験盛土

倉敷試験盛土工事 ($H=5\text{m}$, 未改良地盤)³⁸⁾は、構成モデルや解析プログラムのベンチマークテストとして、幾つかの研究グループによって先駆的に解析が行われた事例である。

関口・柴田³⁹⁾は、二次元平面ひずみ条件による解析結果を詳細に報告している。盛土完了時の実測水平変位は8~10cm程度と小さいが、解析結果は実測値を良好に再現している。ただし、変位杭によって計測された地表面水平変位の減衰傾向を過小評価しており（すなわち、水平変位を過大評価しており）、その原因として盛土荷重の三次元効果の可能性を指摘している。

亀井ら⁴⁰⁾は、亀井が提案する土質定数決定法⁴¹⁾に基づいて、関口らと同じ解析メッシュおよび境界条件で解析を実施している。解析結果から工学的に十分な精度で沈下予測が可能なことを示しつつ、水平変位の予測精度あるいは計測結果の信頼性には課題が残るとしている。なお、水平変位に関する詳細な記述はない。

杉江⁴²⁾は、関口・柴田³⁹⁾による解析条件をそのまま引用して、二次元平面ひずみ条件と三次元条件による比較解析を実施している。二次元計算よりも三次元計算の方が水平変位は抑制され、地表面水平変位の距離減衰についても実測値の再現性は向上している。しかし、その影響はそれほど大きくなく、三次元計算を行った場合も解析結果は実測値の2倍程度過大評価となっている。

関口ら^{43),44),45)}も、関口・柴田³⁹⁾による解析条件を引用して、二次元平面ひずみ条件による比較解析を行っている。関口らの着眼点の一つは、複数の弾・粘塑性構成モデル（関口・太田の弾塑性モデルおよび弾・粘塑性モデル²⁴⁾、足立・岡モデル⁴⁶⁾、超過応力型の関口・太田の弾・粘塑性モデル⁴⁷⁾）の比較である。なお、本研究で採用している関口・太田モデルは、超過応力型の関口・太田の弾・粘塑性モデル⁴⁷⁾に該当する。4つの構成モデルによる解析結果の差は小さく、いずれも地中部の水平変位量を1.5～2倍程度過大評価している。

(b) 武雄北方 I.C. プレロード盛土

関口・太田モデルの開発グループである東京工業大学・太田研究室や神戸大学・飯塚研究室によって、長崎自動車道武雄北方 I.C. の5つのプレロード盛土の挙動解析⁴⁸⁾が行われ、予測精度に関する詳細な分析結果が報告されている（図 2.11 および図 2.12 参照）。

竹山ら^{49),50)}は、施工過程を詳細にモデル化し、簡易なパラメータ推定法ではなく室内試験結果に基づいて土質パラメータを推定することの重要性を指摘している。すなわち、沈下分の盛土量の考慮、浮力の考慮、限界状態応力比などの強度定数の見直し、バーチカルドレーンによる改良部の透水係数の見直しを行うことによって、実測値との整合性が向上することを示している。これらを考慮しない解析では、解析による水平変位は実測値を1.5～2.5倍過大評価していたが、解析条件の詳細な見直しによって、1.0～1.5倍の過大評価まで精度を向上させている。さらに、竹山ら⁵¹⁾は原位置のベーンせん断試験、室内一面せん断試験および非排水三軸試験結果に基づき、原位置静止土圧係数 K_0 と限界状態応力比 M を見直すことによって、解析精度がより向上することを示している。ただし、水平変位はいずれのプレロード盛土も依然として過大評価である。

大野ら⁵²⁾は、解析プログラム DACSAR²⁵⁾における関口・太田の弾・粘塑性モデルの負荷判定法の改良を行い、予測精度の再検証を行っている。従来の方法では、粘塑性体積ひずみ増分による負荷判定をある決められた値を基準として行っていたが、この方法は解析ステップが粗いと負荷判定の精度が悪くなり、常に正しい判定がなされることを保証できないとしている。そして、改良した負荷判定法によって解析プログラムの数値計算上の信頼度を保証するとともに、特に水平変位の予測精度が向上することを武雄北方 I.C. のプレロード盛土解析で示している（図 2.12 参照）。

解析プログラム DACSAR²⁵⁾については、赤井・田村による水頭の空間離散化手法が抱えるメッシュ分割依存の問題点を克服した手法の提案⁵³⁾、弾・粘塑性モデルにおける応力緩和項の計算上の不安定性問題を解消するマクローリン展開の適用⁵⁴⁾、陰解法による応力更新メカニズム

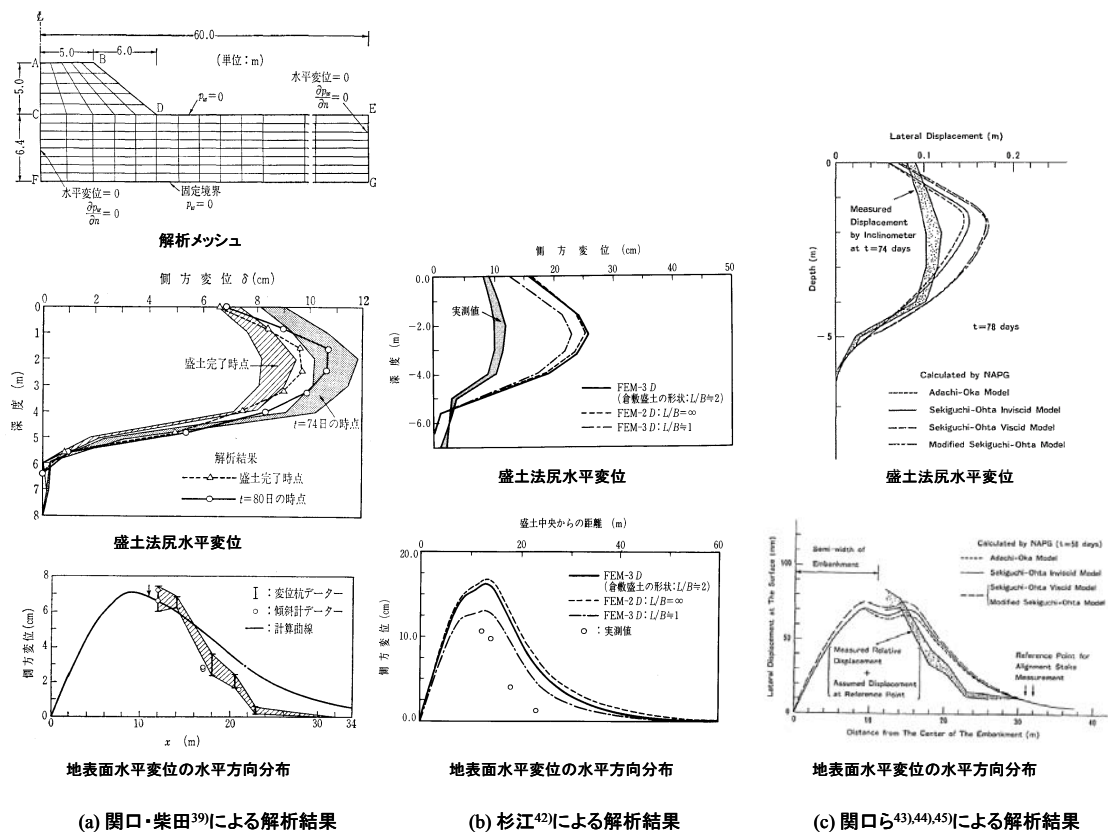


図 2.10 倉敷試験盛土の解析結果^{39),42),43),44),45)}

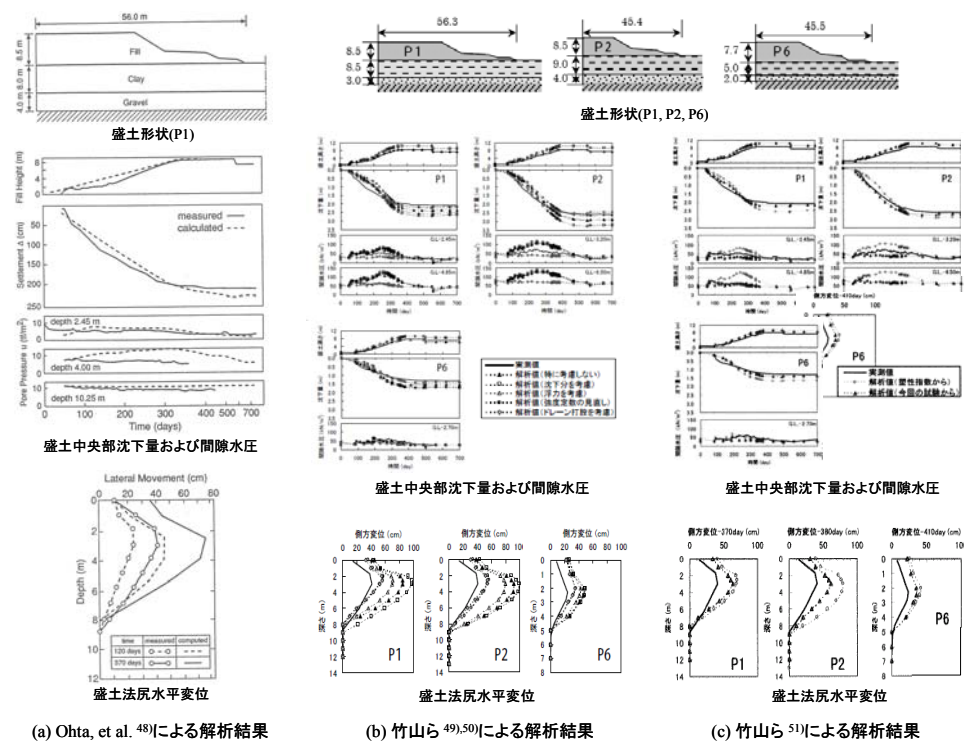


図 2.11 武雄北方 I.C.プレロード盛土の解析結果 (その 1)^{48),49),50),51)}

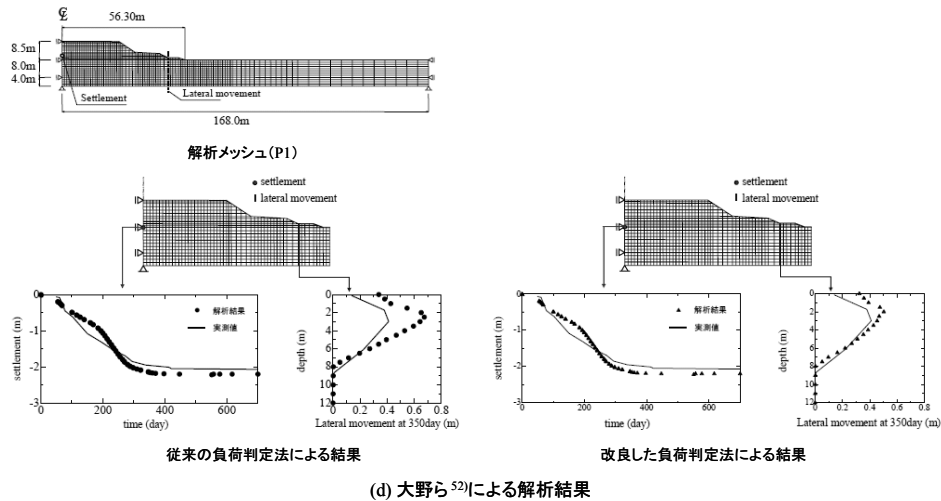


図 2.12 武雄北方 I.C.プレロード盛土の解析結果 (その 2) ⁵²⁾

(後退差分による時間離散化し，Newton 法によって反復的に解く方法) の適用によって解析ステップに依存した数値計算誤差を解消しようとする試み⁵⁵⁾，関口・太田モデルの特異点（尖り点）問題を Koiter の関連流動則の適用によって解決した研究⁵⁶⁾など，数値計算上の信頼度を保証するための研究が弛まず実施されている．ただし，これらの数値計算に関わる諸問題がどの程度水平変位の予測精度に影響を及ぼしているかは判断が難しく，事例解析による検証が望まれる．

(c) 酒田試験盛土

山田ら⁵⁷⁾は，山形自動車道酒田地区の試験盛土工事に対して，盛土体を弾性および弾塑性と仮定した場合の比較解析結果を報告している（図 2.13）．盛土を弾塑性体とした解析結果は，盛土中央部の沈下量を精度良く予測できている．しかし，解析は載荷中の法尻部地表面水平変位をかなり過大評価している．

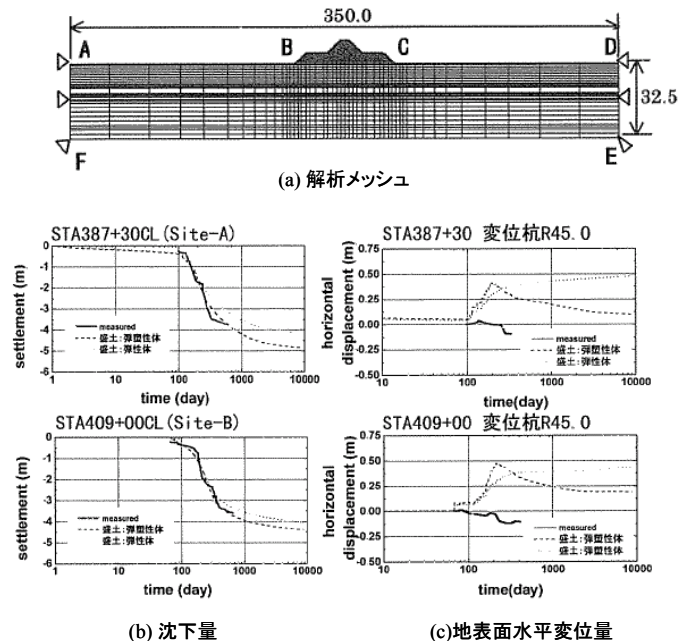


図 2.13 酒田試験盛土の解析結果 ⁵⁷⁾

(d) 浮島試験盛土

大古殿ら⁵⁸⁾は、建設残土と浚渫土で埋め立てられた浮島地区において、サンドドレーン(2m×2m)と载荷盛土工法($H=5\text{m}$, 正方形)による改良地盤の二次元有限要素解析を報告している(図 2.14). 解析は二次元平面ひずみ条件と軸対称条件で行われており、軸対称条件は地表面水平変位量の実測値を良く再現している. 一方、平面ひずみ条件では盛土外側への水平変位を過大評価しており、三次元的な荷重分散効果を考慮することが重要であるとしている.

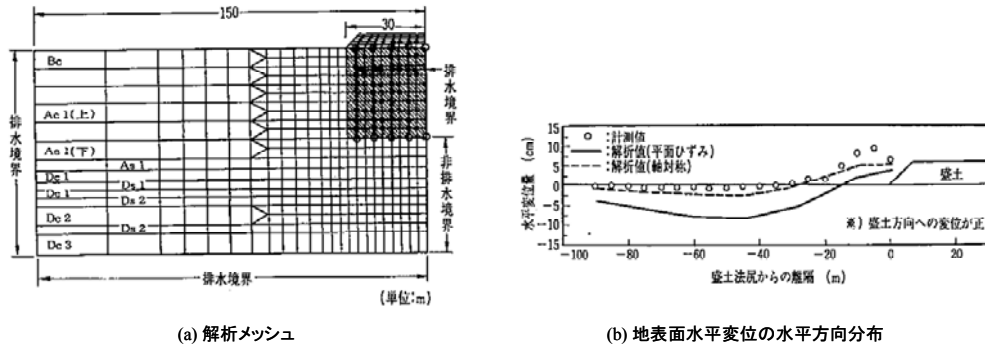


図 2.14 浮島試験盛土の解析結果⁵⁸⁾

(e) 関西国際空港 1 期事業

及川ら⁵⁹⁾は、関西国際空港 1 期島の緩傾斜護岸に対して二次元有限要素解析を実施している. 護岸部は海上サンドドレーン工法による地盤改良が行われている(図 2.15). 解析結果は、護岸中央部の沈下量をやや過大評価しているものの、護岸前面や背面の沈下量は実測値を良好に再現している. 一方、護岸前面(A 測線)と背面(E 測線)の水平変位量は、解析結果が実測値を大きく上回り、水平変位の予測精度は良くない. 護岸中央部の沈下量がやや過大評価された原因もせん断変形による水平変位量の過大評価と関係している可能性がある.

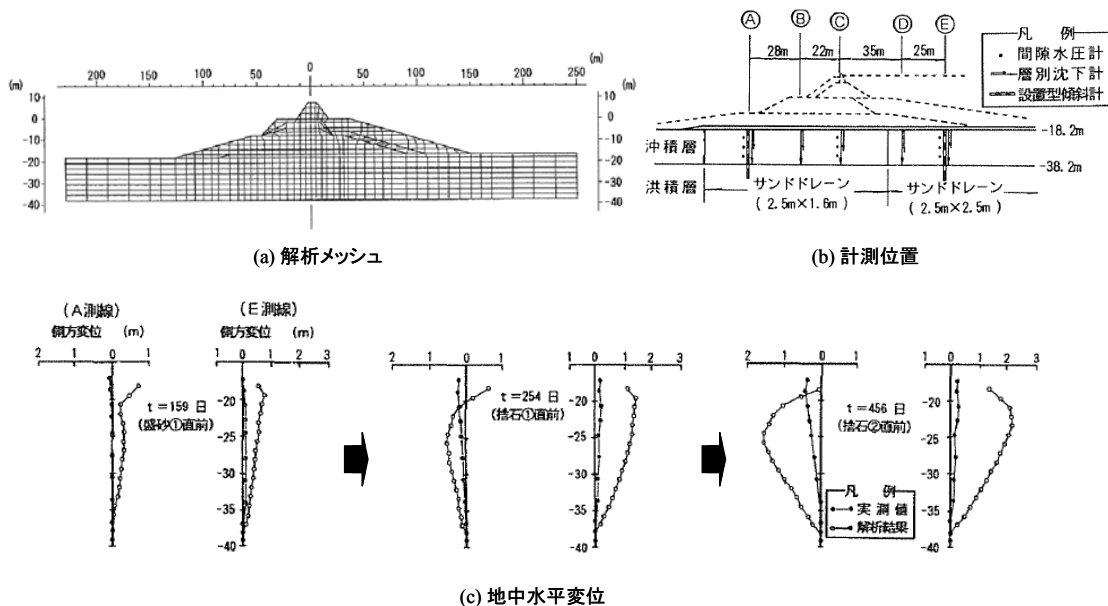


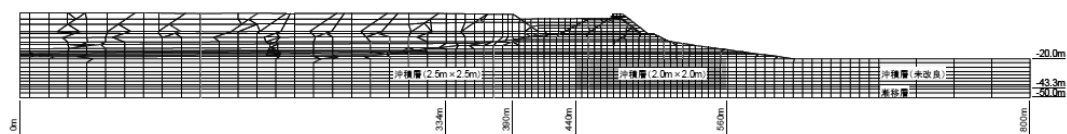
図 2.15 関西国際空港 1 期島護岸の解析結果⁵⁹⁾

(f) 関西国際空港 2 期事業

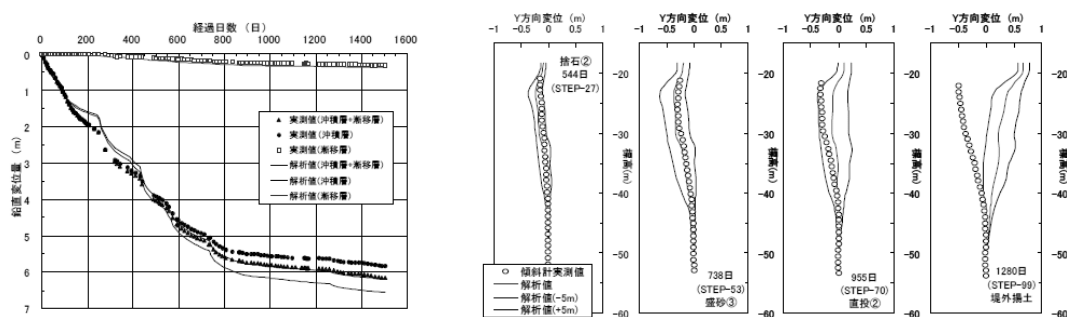
水野ら⁶⁰⁾や金子ら⁶¹⁾は、関西国際空港 2 期島の緩傾斜護岸に対して、異なる解析プログラム (GeoFem⁴⁷⁾および DACSAR²⁵⁾) を用いて、関口・太田の弾・粘塑性モデルによる二次元有限要素解析を実施している (図 2.1)。両解析は同じ解析メッシュで実施しているが、土質定数の設定方法やサンドドレーン改良部のモデル化方法がそれぞれ異なる。護岸部の水平変位の実測値は、背後の埋立に伴い徐々に島内側へ引き込まれているが、両解析結果はいずれも埋立荷重が作用するに伴い、護岸は全体に海側へ押し出され、実測値と解析値は徐々に乖離していく傾向がある。

(g) 東京国際空港沖合展開事業

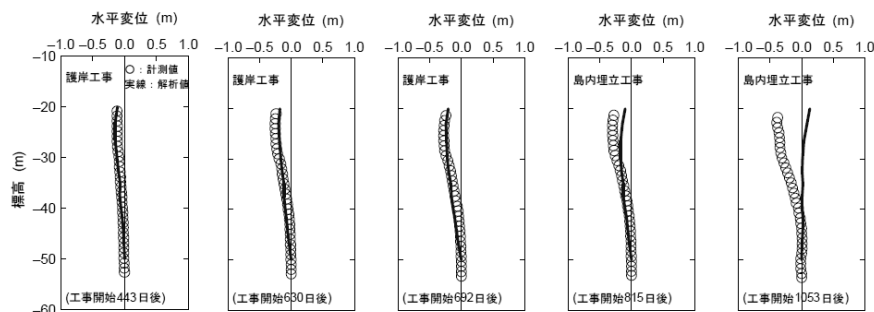
長尾ら⁶²⁾は、東京国際空港沖合展開事業の中央誘導路断面に対して、サンドドレーンおよびパックドレーンによる改良地盤 (浚渫埋立地盤+在来沖積粘土) に対するプレロード盛土 ($H=12.8\text{m}$) の二次元有限要素解析を実施している (図 2.17)。解析結果は、実測沈下量を良好に再現しているものの、盛土短辺をモデルした断面では水平変位を 2 倍程度過大評価し、盛土長辺をモデル化した断面は水平変位をやや過小評価している。



(a) 解析メッシュ (共通)



(b) GeoFemによる解析結果⁶⁰⁾



(c) DACSARによる解析結果 (マクロエレメント法を適用)⁶¹⁾

図 2.1 関西国際空港 2 期島護岸の解析結果^{60),61)}

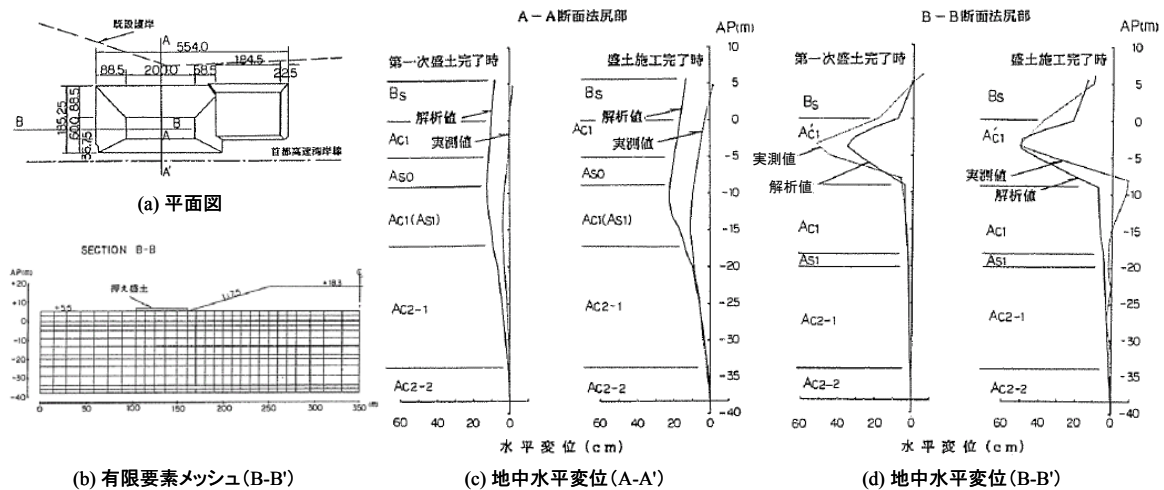
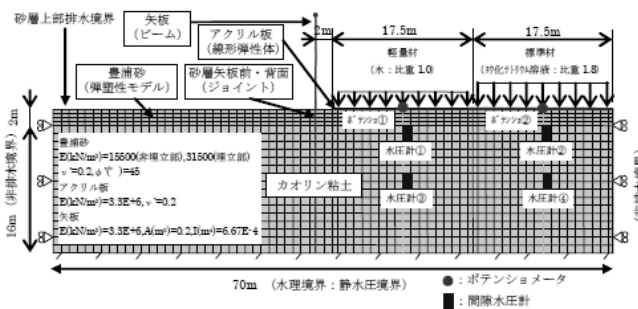


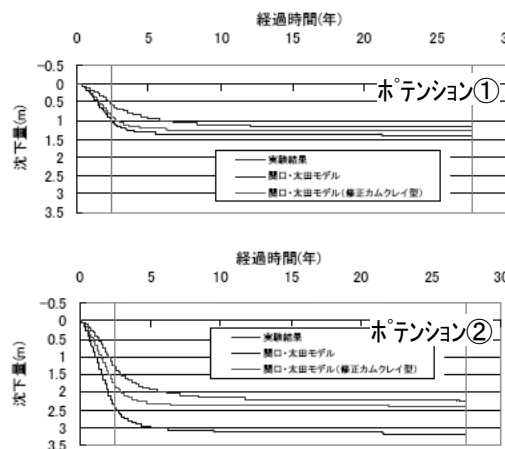
図 2.17 東京国際空港沖合展開事業の解析結果⁶²⁾

(h) 羽田再拡張事業 D 滑走路建設工事

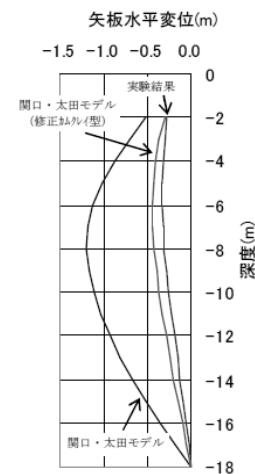
村上ら⁶³⁾や坂梨ら⁶⁴⁾は、羽田再拡張事業 D 滑走路建設工事の埋立／栈橋接続部護岸の実施設計に際し、関口・太田モデルや関口・太田モデルの降伏曲面を修正 Cam-clay モデル型に変更したモデルの適用性を遠心模型実験および複数の事例解析によって検証している。遠心模型



(a) 有限要素メッシュ



(b) 沈下量



(c) 水平変位量(矢板)

図 2.18 遠心模型実験の解析結果^{63), 64)}

実験では、実スケールで 1.17m の沈下量、0.33m の最大水平変位量が生じており、その比は $0.33/1.17=0.19$ であった。これに対し、関口・太田モデルによる解析結果は、沈下量が 1.40m、水平変位量が 1.20m、その比は 0.86 となっており、沈下量、水平変位ともに過大評価である。一方、修正モデルによる解析結果は、沈下量が 1.28m、水平変位量が 0.44m、その比は 0.34 であり、実測値の再現性が高いことが確認されている。また、複数の事例解析においても関口・太田モデルによる水平変位は実測値の 3 倍以上過大評価となっており、修正 Cam-clay モデル型に変更したモデルにより水平変位の予測精度に改善が見られることを示している。

2.5 改良地盤のモデル化手法に関する研究

軟弱地盤上に土構造物を構築する場合には、何らかの地盤改良が先行して実施されることが一般的である。代表的な地盤工法として、バーチカルドレーン工法（サンドドレーン工法、プラスチックボードドレーン工法など）、高置換率および低置換率サンドコンパクションパイル工法（SCP 工法）、深層混合処理工法、床堀置換工法などがある。また、圧密促進の方法として、盛土や埋立土を上載荷重として作用させる載荷盛土工法やドレーン材を通して真空圧を作用させる真空圧密工法などがある。

これらの地盤改良工法で改良された地盤に対して、有限要素法による地盤変形解析を適用し、工法の効果や土構造物の長期的な品質を評価した事例は数多く見られるが、改良地盤が極端に単純化されていたり、改良地盤の土質パラメータが原地盤と全く同一であったりするなど、地盤変形解析がそれぞれの工法に対応して体系的に実施されているとは言い難い。特に置換率が 30% 程度の低置換率 SCP 工法は、砂杭と杭間粘土の複合地盤であり、砂杭の打設による杭間粘土の乱れやその回復、杭材の力学特性を適切に評価し、経験的にわかっている砂杭と杭間粘土の応力分担特性を解析でも再現することが重要である。しかし、杭間粘土の乱れの影響や応力状態、杭材の力学特性や透水特性が解析結果の予測精度に及ぼす影響について詳しく検討した事例は数少ない。一方、バーチカルドレーン工法については多くの解析事例があるが、改良地盤の透水性の評価方法を除けば、そのモデル化の方法は SCP 工法に比べて比較的統一されている。すなわち、ドレーン材（サンドドレーン、プラスチックボードドレーン）の造成あるいは貫入過程で原地盤は大きく乱されることはなく、改良地盤の物性値は原地盤と同一と見なして解析が実施されることが多い。また、ドレーン材自体は解析上は無視されて、水理境界条件として扱われる場合が多い。

本節では、特に SCP 工法に焦点を当て、地盤変形解析を適用した事例をレビューする。表 2.2 に文献調査によって整理した SCP 改良地盤に対する地盤変形解析の適用事例を示す。表の上段部には、対象施設名、護岸形式、改良率（置換率）、改良仕様、改良長、置換材料を示した。下段部には、有限要素解析における SCP 改良部のモデル化の方法についてまとめている。

表 2.2 に示すように、本研究で整理した範囲では、高～中置換率 SCP 工法に対する適用事例（No.1, 2, 3, 4, 5, 6, 11, 12, 13）が低置換率 SCP に対する適用事例（No.7(8), 9(10), 14, 15）よりも若干多い。また、高置換率 SCP は比較的軟弱層厚が薄い場合に採用されており、軟弱層厚が 30m 程度になると、改良形式を T 型に工夫したり（No.12）、下部層の改良率を低減したり（No.13）する事例が見られるなど、より経済性を意識した設計が行われている。なお、改良率の欄で括弧内に示す値（例えば、No.13 の改良率 25%）は、高置換率 SCP 改良部と背面埋立部の沈下差を緩和するための緩衝エリアの改良率を示している。

地盤変形解析を行う上での SCP 改良部のモデル化について以下に整理する。

高置換率 SCP の場合, No.11 を除くほとんどの事例は SCP 改良部を一様な粘性土と仮定しており, 砂杭による沈下低減を考慮するための沈下低減率 β の算定式として, $\beta=1-a_s$ を採用している。ここに, a_s は砂置換率である。この場合の粘性土の構成モデルは, 関口・太田の弾・粘塑性モデルが 5 例 (No.1, 2, 3, 4, 12) で, 修正 Cam-clay モデルが 1 例 (No.13)である。粘性土を仮定していない No.11 は, SCP 改良部をモール・クーロン弾塑性モデルと仮定している。置換率 50%程度の中置換率 SCP の場合 (No.5, 6) についても, 高置換と同様に SCP 改良部を一様な粘性土と仮定している。

一方, 低置換率 SCP (25%~40%) の場合 (No.7, 8, 9, 10, 14, 15) は, 砂杭と杭間粘性土を別々にモデル化している (以下, 分離モデルと呼ぶ) のが大きな特徴と言える。図 2.19~図 2.21 に分離モデルによる解析メッシュ図 (No.7, 9, 14) を示す。分離モデルの場合, 砂杭を壁状にモデル化するのは二次元平面ひずみ条件であるため各事例共通しているが, そこで用いる砂杭の構成モデルは, 線形弾性モデル, バイリニア型の線形弾性モデル, モール・クーロン弾塑性モデル, Zhang et al.⁸⁷⁾による弾塑性モデルとさまざまである。実測値との対応結果からは, バイリニア型の線形弾性モデルあるいは弾塑性モデルの再現性が高いと報告されている。なお No.8 の柳井火力発電所の事例は, 砂杭と粘性土を複合体と見なし, No.7 の解析結果を参考にして粘性土のパラメータを決定したものであり, 他の手法とは異なる考え方を採用している。

分離モデルにおける杭間粘性土の取り扱いについては, 各文献で詳細な記述が見られないものの, 原地盤の物性と杭間粘土の物性は同じとして解析されていると思われる。砂杭の拡張過程によって生じる過剰間隙水圧の消散による圧密現象, K_0 値の増加, 粘性土の強度低下と回復等を解析に取り込むことが実務上煩雑であることが第一の理由であると考えられる。

実際の砂杭は三次元的に配置されているので, 忠実にモデル化するならば三次元解析を必要とする。しかし, 実務的には三次元解析が実施されているケースは要素試験や室内試験レベルなどの単純な条件の場合に限られるようである。このようなことから, 改良地盤を二次元問題に置き換えるための手法に関する研究についても過去には多く実施されている^{88)~92)}。

低置換 SCP 工法の置換材にリサイクル材を採用した場合の応力分担や変形特性を, 地盤変形解析によって検討することを想定すると, まず通常の砂材を用いた場合に実現象を再現できるかどうかの精度検証が求められる。しかしながら, 表 2.2 に示したように, 特に低置換率 SCP 工法については, 事例解析による精度検証が十分に行われているとは言えず, 更なる検証事例の蓄積が望まれているのが現状と思われる。

表 2.2 SCP 工法に対する地盤変形解析の適用事例

No.	1	2	3	4	5
参考文献No.	65)	66),67)	68)	68)	69)
発表年度	1988	1989,1990	1983	1983	1999
対象施設	関西国際空港一期島 連絡橋取付部	新長崎港南防波堤	- (臨海部埋立地護岸)	- (仮想モデル)	橘火力発電所西護岸 (大型載荷試験)
護岸形式	鋼製セル式	ケーソン式	捨石L型ブロック式	ケーソン式	捨石式
改良率 α_s (改良形式)	70%	C工区:70% B工区:70%(+30%)	70%	70%	50%
改良仕様	-	-	$\phi 1600\text{mm}$ 1.7m正方形	$\phi 1600\text{mm}$ 1.7m正方形	$\phi 2000\text{mm}$ 1.5m $\times$ 2.1m千鳥
改良長	約15m	約18m	約13m	約20m	約15m
置換材料	砂	砂	砂	砂	砂
SCP部のモデル化	一様粘性土 $\beta=1-\alpha_s$	一様粘性土 $\beta=1-\alpha_s$	一様粘性土 $\beta=1-\alpha_s$	一様粘性土 $\beta=1-\alpha_s$	一様粘性土 $\beta=1-\alpha_s$
沈下低減率 β 応力分担比 m					
粘性土構成モデル	弾・粘塑性 (関口・太田)	弾・粘塑性 (関口・太田)	弾・粘塑性 (関口・太田)	弾・粘塑性 (関口・太田)	弾塑性 (関口・太田)
砂杭構成モデル	-	-	-	-	-
砂杭の材料特性	-	-	-	-	-

No.	6	7	8	9	10
参考文献No.	70),71)	72)	73)	74),75)	76)
発表年度	2004,2004	1986	1987	1983,1983	1992
対象施設	舞洲C護岸	柳井発電所護岸	柳井発電所護岸	舞鶴港 現地破壊実験工事	舞鶴港 現地破壊実験工事
護岸形式	鋼管矢板式	捨石式	捨石式	ケーソン式	ケーソン式
改良率 α_s (改良形式)	50%	40%	40%	25%(+70%)	25%(+70%)
改良仕様	-	$\phi 1200\text{mm}$ 1.7m正方形	$\phi 1200\text{mm}$ 1.7m正方形	$\phi 1700\text{mm}$ 3.0m正方形	$\phi 1700\text{mm}$ 3.0m正方形
改良長	約14m	約19m	約19m	約13m	約13m
置換材料	砂	砂	砂	山砂	山砂
SCP部のモデル化	一様粘性土	砂壁+杭間粘土	一様モデル (複合体地盤)	砂壁+杭間粘土	砂壁+杭間粘土
沈下低減率 β 応力分担比 m	$\beta=1-\alpha_s$	$\beta=1/\{1+(m-1)\alpha_s\}$ $m=5$	置換率に応じて平均的 な λ , κ , M を算定	-	-
粘性土構成モデル	弾・粘塑性 (関口・太田)	線形弾性 弾塑性(修正Cam-clay)	弾塑性 (修正Cam-clay)	線形弾性 弾・粘塑性(関口・太田)	弾塑性 (Cam-clay)
砂杭構成モデル	-	線形弾性 バイニリヤ弾性	-	線形弾性 モール・クーロン弾塑性	弾塑性 (Cam-clay)
砂杭の材料特性	-	$E=100\text{N}, 400\text{N}, 700\text{N}$ $\phi=30\text{度}, 35\text{度}, 40\text{度}$	-	$E=700\text{N}$ $\phi=37\text{度}$	-

No.	11	12	13	14	15
参考文献No.	77)	78), 79), 80), 81)	82), 83), 84)	85)	86)
発表年度	1993	2001,2004,2004,2005	2005,2004,2004	1990	2007
対象施設	東京湾横断道路 浮島(川崎側)取付部	神戸港第八防波堤	石巻港雲雀野地区	遠心模型実験	遠心模型実験
護岸形式	二重鋼管矢板式	ケーソン式	ケーソン式	ケーソン式想定	盛土式想定
改良率 α_s (改良形式)	65%	70%+50%(+25%) (I型)	75%(+25%)	28%	31%
改良仕様	-	-	-	$\phi 1000\text{mm}$ 1.65m正方形(実物換算)	$\phi 1600\text{mm}$ 2.56m正方形(実物換算)
改良長	約30m	約30m	約27m	10m(実物換算)	19.2m(実物換算)
置換材料	砂	砂	砂	標準豊浦砂	硅砂5号
SCP部のモデル化	一様砂質土	一様粘性土	一様粘性土	砂壁+杭間粘土	砂壁+杭間粘土
沈下低減率 β 応力分担比 m	-	$\beta=1-\alpha_s$ $\beta=1/\{1+(m-1)\alpha_s\}$, m =不明	$\beta=1-\alpha_s$	-	-
粘性土構成モデル	-	弾・粘塑性 (関口・太田)	弾塑性 (修正Cam-clay)	弾・粘塑性 (関口・太田)	弾塑性 (Zhang et al.,2007)
砂杭構成モデル	モール・クーロン弾塑性	-	-	モール・クーロン弾塑性	弾塑性 (Zhang et al.,2007)
砂杭の材料特性	$E=10000\text{kPa}$ $\phi=30\text{度}$	-	-	$E=10000\text{kPa}$ $\phi=35\text{度}$	-

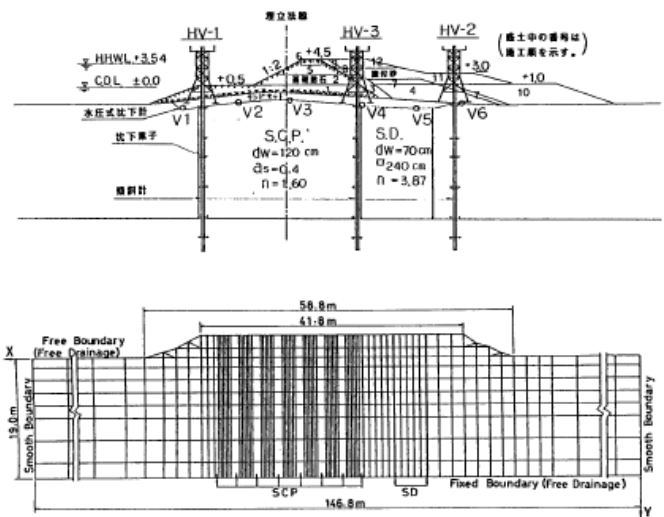


図 2.19 分離モデルによる有限要素解析事例 (No.7: 柳井発電所護岸)⁷²⁾

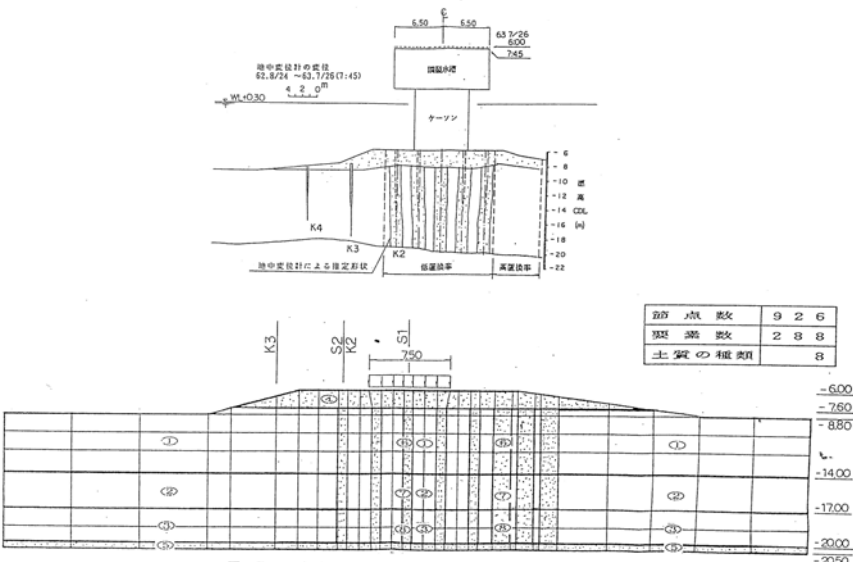


図 2.20 分離モデルによる有限要素解析事例 (No.9: 舞鶴港破壊実験)⁷⁴⁾

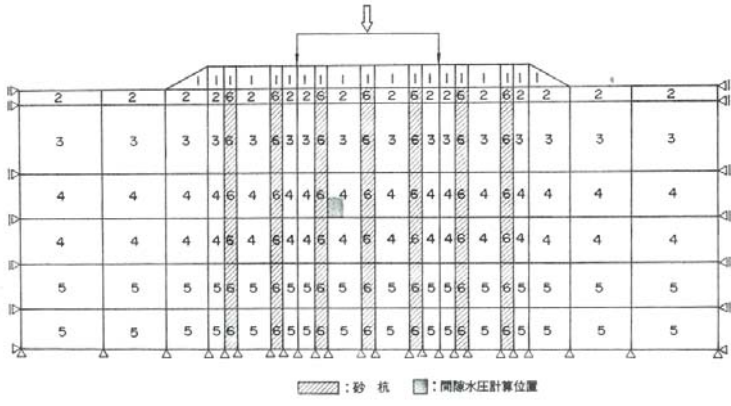


図 2.21 分離モデルによる有限要素解析事例 (No.14: 遠心载荷実験)⁸⁵⁾

2.6 性能設計の観点からみた改良地盤の変形解析の課題

軟弱地盤上の盛土や埋立工事を対象に、有限要素法による地盤変形解析の予測精度や SCP 工法に対するモデル化手法に関するこれまでの研究成果の概要をレビューした。限られた検証事例を示したに過ぎないが、実務で多用されている関口・太田モデルは、水平変位を過大評価することが多く見受けられた。しかし、地盤工学会の研究委員会などの成果における指摘^{18)~23)}や関口・太田モデルの開発グループによる詳細な検証データ^{48)~56)}が示すように、構成モデルそのものの以外の要因も複雑に影響し合っており、地盤変形解析の予測精度は複合的に決まっていると考えらるべきであろう。

以上を踏まえて、地盤変形解析に必要な情報と予測精度を左右する影響因子を、まとめると以下ようになる。

(A) 解析の前提となる情報

1. 原地盤の物性値、成層状態に関わる情報とそのばらつき
2. 地盤調査や室内土質試験から求められる土質定数の量とその精度
3. 原位置における初期応力および境界条件（変位、排水）に関する情報とその精度
4. 地盤改良、埋立、護岸の構築など施工履歴に関する情報
5. 施工中の沈下、変形などの計測の信頼性

(B) 解析時のモデル化に関する情報

6. 慣用解析法か数値解析法のいずれを用いたか。
7. 慣用解析法を用いた場合
 - 1) 解析に用いた手法
 - 2) 解析に用いたパラメータの決定方法
 - 3) 解析結果
8. 数値解析法を用いた場合
 - 1) 原地盤の力学特性の構成モデルの選択とモデルの精度（力学挙動の再現性）
 - 2) 解析に用いるパラメータの決定方法（簡易決定法、あるいは、土質試験からどのように決定しているか、など）
 - 3) 改良後の地盤特性の変化の考慮の有無（改良による攪乱の効果など）
 - 4) 盛土や埋立土のモデル化の方法あるいは与えた剛性など
 - 5) 使用した解析プログラム（ソフト）の特徴とその解析結果への影響
 - ・ 数値計算法の違い（応力積分法、収束計算法、負荷判定法、特異点処理法）
 - ・ 変位と水頭の離散化手法
 - ・ 解析次元（二次元か三次元か、荷重分散効果の考慮の有無）
 - ・ 微小変形理論（幾何学的線形性）と有限変形理論（幾何学的非線形性）
 - 6) 解析技術者の習熟度
 - 7) 解析結果（建設後の地盤の経時的な変形の予測値。）

参考文献

- 1) (社)地盤工学会：軟弱地盤対策工法－調査・設計から施工まで－，1988.
- 2) (社)地盤工学会：地盤改良効果の予測と実際，pp.5-7，2000.
- 3) 土木学会地盤工学委員会 土構造物の性能評価に関する研究小委員会 WG(1)：盛土構造物の性能規定化における課題と展望，土木学会論文集 C，Vol.63，No.4，pp.993-1000，2007.
- 4) Barron, R. A.: Consolidation of fine-grained soils by drain wells, Trans. of ASCE, pp.113-718, 1948.
- 5) 吉国洋：バーチカルドレーン工法の設計と施工管理，技報堂出版，pp.49-58，1979.
- 6) 塩見雅樹：バ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) 赤井浩一：バーチカルドレーンの圧密機構について，土木学会論文集，No.277，pp.137-140，1978.
- 8) 新舎博・原久夫・安部豊彦・田中昭人：サンドドレーンによる部分改良地盤の圧密沈下と側方変位，土と基礎，Vol.30，No.5，pp.7-12，1982.
- 9) 関口秀雄・柴田徹・藤本朗・山口博久：局部載荷を受けるバーチカル・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論文集，pp.111-116，1986.
- 10) 石崎仁：複合地盤の準三次元圧密変形解析，土木学会論文集，No.457/III-21，pp.137-145，1992.
- 11) 一本英三郎：サンドコンパクションパイル工法の実用設計と実施結果，第36回土木学会年次学術講演会研究討論会資料，pp.51-55，1981.
- 12) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説（下巻），pp.728-740，2007.
- 13) 神田勝巳・寺師昌明：粘性土地盤を対象とする SCP 工法の実用設計法－感度分析と実態調査－，港湾技研資料，No.669，pp.44-45，1990.
- 14) 沿岸開発技術研究センター：海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル，1999.
- 15) 土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル（改訂版），2005.
- 16) 大谷政敬：実際に役立つ軟弱地盤対策工の設計・計算例－性能設計を目指して－ 2.7 低改良率（高強度）深層混合処理工法による盛土基礎の沈下・安定対策，土木施工 2002 年 5 月号別冊，pp.46-49，2002.
- 17) 真空圧密ドレーン工法協会：真空圧密ドレーン工法－キャップ付ドレーンを用いた圧密排水工法－技術資料，2007 年 3 月.
- 18) (社)地盤工学会：地盤工学における FEM の設計への適用に関する研究委員会成果報告書，平成 17 年 3 月.
- 19) 藤山哲雄・杉江茂彦：複数の FEM プログラムによる解析結果の比較と考察－軟弱地盤上における盛土の圧密解析の場合－，土と基礎，Vol.53，No.8，pp.13-15，2005.
- 20) 三村衛・幸繁宣弘：FEM 解析結果に影響する因子の評価－圧密解析を題材に－，土と基礎，Vol.53，No.8，pp.28-30，2005.
- 21) (社)地盤工学会関西支部 土構造物の品質評価に関する研究委員会：土構造物の品質評価と性能設計－土構造物の品質評価に関する研究委員会報告－，平成 17 年 9 月.
- 22) (社)地盤工学会中国支部 土質工学セミナー（広島地域）：地盤変形解析における水平変位の評価法に関する調査・研究，平成 17 年 8 月.
- 23) (社)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～，平成 18 年 8 月.

- 24) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive equations of soils, *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp.229-237, 1977.
- 25) Iizuka, A. and Ohta, H.: A Determination Procedure of Input Parameters in Elasto-Viscoplastic Finite Element Analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
- 26) 倉本匠・太田秀樹・飯塚敦・大野進太郎・竹山智英：盛土を載荷した軟弱地盤の力学挙動に関する Class A 予測，第 42 回地盤工学研究発表会，pp.253-254，2007.
- 27) 高稲敏浩・田代むつみ・野田利弘・浅岡顕・竹内秀克・椎名貴彦：軟弱地盤上の他段階試験盛土の崩壊過程の予測シミュレーション，第 42 回地盤工学研究発表会，pp.793-794，2007.
- 28) 遠山雅茂・本多隆・軽部大蔵：弾塑性 3 次元有限要素法による試験盛土の挙動予測と同定解析，第 42 回地盤工学研究発表会，pp.781-782，2007.
- 29) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Soil-water coupled behavior of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.1, pp.91-105, 1994.
- 30) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly structures soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.2, pp.99-110, 2000.
- 31) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K., and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.45-57, 2002.
- 32) Asaoka, A., Noda, T., and Fernando, G. S. K.: Effects of changes in geometry on the linear elastic consolidation deformation, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.1, pp.29-39, 1997.
- 33) 野田利弘・高稲敏浩・竹内秀克：盛土載荷に伴う粘土地盤の圧密変形における幾何学的非線形性の効果，第 41 回地盤工学研究発表会，pp.901-902，2006.
- 34) 竹内秀克・高稲敏浩・野田利弘：飽和粘土地盤の圧密変形に及ぼす幾何学的非線形性の効果，応用力学論文集，Vol.9，pp.539-550，2006.
- 35) 亀井健史・珠玖隆行・志比利秀：Cam-clay 有限変形解析によるマレーシア軟弱海成粘土地盤上に建設された試験盛土の力学的挙動の評価，地盤工学ジャーナル，Vol.1, No.3, pp.71-83, 2006.
- 36) 山添誠隆・三田地利之：真空圧密併用盛土下における泥炭地盤の変形挙動解析，地盤工学ジャーナル，Vol.1, No.4, pp.143-156, 2006.
- 37) 山添誠隆・三田地利之：真空圧密工法を適用した泥炭地盤の有限変形弾塑性 FEM 解析，土木学会論文集 C，Vol.63, No.4, pp.1113-1131, 2007.
- 38) 望月公夫・広山利之・森田悠紀雄・酒巻章：軟弱地盤の側方変形－倉敷の場合－，第 15 回土質工学研究発表会，pp.861-864，1982.
- 39) 関口秀雄・柴田徹：盛土基礎地盤の側方流動解析上の問題点，土と基礎，Vol.30, No.5, pp.47-54, 1982.
- 40) 亀井健史・阪上最一：弾粘塑性モデルを用いた盛土基礎地盤の沈下解析，土と基礎，Vol.41, No.2, pp.23-28, 1993.
- 41) Kamei, T.: A study on the mechanical behavior of normally consolidated cohesive soils, Doctor Thesis presented on the Tokyo Institute of Technology, 1985.
- 42) 杉江茂彦：実務分野における三次元土／水連成 FEM 解析の利用状況，土と基礎，Vol.43, No.7, pp.11-14, 1995.
- 43) Sekiguchi, K.: On the choice of finite elements in elasto-viscoplastic consolidation analyses, 第 26 回土質工学研究発表会，pp.1167-1761, 1991.

- 44) Sekiguchi, K., Rowe, R. K., Ogawa, T. and Lo, K. Y.: Predicted behavior of a test embankment using elasto-viscoplastic constitutive models, 第 29 回土質工学研究発表会, pp.1327-1330, 1994.
- 45) 関口宏二・南部俊彦・房前 貢・植村俊郎: 軟弱粘性土地盤における二重矢板式護岸の長期応力～変形挙動解析, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.1175-1186, 1996.
- 46) Adachi, T. and Oka, F.; Constitutive equations for normally consolidated clay based on elasto-viscoplasticity, *Soils and Foundations*, Vol.22, No.4, pp.57-70, 1982.
- 47) 小林正樹: 地盤の安定・沈下解析における有限要素解析の適用に関する研究, 東京工業大学学位論文, 1990.
- 48) Ohta, H., A., Iizuka, A., Mitsuhashi, Y. and Nabetani, M.: Deformation analysis of anisotropically consolidated clay foundation loaded by 5 embankments, *Proc. Int. Conf. of the Int. Assoc. for Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Cairns, Vol.2 pp.1017-1022, 1991.
- 49) 西田行宏・水田富久・竹山智英・太田秀樹・鍋谷雅司: 軟弱地盤上の盛土構造物の挙動解析－施工過程の詳細な表現－, 第 37 回地盤工学会研究発表会, pp.1307-1308, 2002.
- 50) 西田行宏・水田富久・鍋谷雅司・竹山智英・太田秀樹: 軟弱地盤上の盛土構造物の挙動解析－長期的な性能－, 第 37 回地盤工学会研究発表会, pp.1309-1310, 2002.
- 51) 水田富久・稲垣太浩・岩村浩一・酒井運雄・鍋谷雅司・竹山智英・太田秀樹: 有明粘土地盤における静止土圧係数および限界状態定数推定法の精査, 第 38 回地盤工学会研究発表会, pp.299-230, 2003.
- 52) 大野進太郎・竹山智英・飯塚敦・ピパットポンサー ティラポン・太田秀樹: 関口・太田モデルによる弾粘塑性構成モデルにおける負荷判定の改良, 第 42 回地盤工学会研究発表会, pp.261-262, 2007.
- 53) 竹山智英・飯塚敦・太田秀樹: 一次関数近似を用いた水頭の空間離散化, 第 41 回地盤工学会研究発表会, pp.321-322, 2006.
- 54) 飯塚敦・竹山智英・大野進太郎・ピパットポンサー ティラポン・太田秀樹: 関口・太田による弾・粘塑性モデルにおける応力緩和項へのマクローリン展開の適用, 第 41 回地盤工学会研究発表会, pp.315-316, 2006.
- 55) 竹山智英・大野進太郎・ピパットポンサー ティラポン・飯塚敦・太田秀樹: 陰解積分法を用いた関口・太田による弾・粘塑性モデルに対する応力更新アルゴリズム, 第 40 回地盤工学会研究発表会, pp.573-574, 2005.
- 56) 竹山智英・太田秀樹・飯塚敦・ピパットポンサー ティラポン・大野進太郎: 関口・太田モデルにおける特異点処理法, 第 3 回地盤工学会関東支部研究発表会(Geo-Kanto2006), pp.313-317, 2006.
- 57) 山田隆之・渡辺大輔・大森晃治・石川勇・太田秀樹: F.E.M.による軟弱地盤上の盛土解析と盛土材の変形・強度パラメータの決定, 第 34 回地盤工学研究発表会, pp.1071-1072, 1999.
- 58) 大古殿利直・津田 誠・岡山 隆・渡部一己・堀田芳樹・長廻幹彦: 浮島地盤改良工事における圧密変形解析の適用, 土と基礎, Vol.43, No.7, pp.40-42, 1995.
- 59) 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.
- 60) 水野健太・渡部要一・早矢仕雅弘・金子俊輔・小瀬木克己・樋口豊久・森川嘉之: 大規模埋立工事における護岸部変形挙動に関する有限要素解析の精度検証, 第 40 回地盤工学研究発表会, pp.999-1000, 2005.

- 61) 金子俊輔・渡部要一・小瀬木克己・樋口豊久・水野健太・早矢仕雅弘・森川嘉之：大規模埋立工事における緩傾斜護岸部の水平変位挙動と計測管理について，第 40 回地盤工学研究発表会，pp.1001-1002，2005.
- 62) 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.
- 63) 村上武志・山田岳峰・上本勝広・森川誠司・小林一三・宮田正史・福本裕也：地盤の変形を考慮した鋼管矢板井筒護岸の設計（その 2）－遠心模型実験に対する弾・粘塑性構成式の適用性検討－，第 42 回地盤工学研究発表会，pp.1459-1460，2005.
- 64) 坂梨利男・田島新一・村上武志・渡邊洋介・山田岳峰・上本勝広・加藤浩司：D 滑走路 埋立/ 栈橋接続部護岸の変形予測解析と計測施工～自重解析による護岸構造の設計と動態観測計画～，東京国際空港（羽田空港）再拡張事業技術報告会（第 3 回）技術報告集，pp.5-1～5-10，平成 19 年 7 月 13 日.
- 65) 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，第 31 号，B-2，pp.123-145，1988.
- 66) 三村衛・柴田徹・廬尚鉉・大槇正紀：大水深防波堤の安定性について，京都大学防災研究所年報，第 32 号，B-2，pp.145-167，1989.
- 67) 三村衛・関口秀雄・柴田徹：海底地盤の変形解析，土と基礎，Vol.38，No.7，pp.13-18，1990.
- 68) （社）建設コンサルタンツ協会近畿支部：弾・粘塑性モデルを用いた地盤の変形予測，1983.
- 69) 内田滋・野口俊介・福島英晃・野津光夫・濱里青史：SCP 改良地盤上の大型載荷試験による改良効果の評価，第 34 回地盤工学研究発表会，pp.1125-1126，1999.
- 70) Mamoru MIMURA and Wooyoung JANG: Generalized Assessment of Long-term Settlement of Quasi-overconsolidated Pleistocene Clay Deposits in Osaka Bay Using Elasto-viscoplastic finite element procedure, Annuals of Disas. Prev. Res. Inst., Kyoto Univ., No.47B, 2004.
- 71) 張裕榮・三村衛・池田侑哉：数値解析による大阪港舞洲 C 護岸の長期変形の評価，土木学会第 59 回年次学術講演会，pp.73-74，2004.
- 72) 吉国洋・森脇武夫・新谷登・住岡宣博・山本康治：部分改良された軟弱粘性土地盤の沈下予測，第 31 回土質工学シンポジウム論文集，pp.101-106，1986.
- 73) 吉国洋・森脇武夫・住岡宣博・山本康治・梶山佳晴：サンドコンパクションパイルを打設した地盤の沈下予測，第 22 回土質工学研究発表会，pp.1003-1006，1987.
- 74) 岡田靖夫：低置換サンドコンパクションパイルによる改良海底地盤の変形・強度特性に関する研究，京都大学学位請求論文，1993.
- 75) 岡田靖夫・柳生忠彦・幸田勇二：低置換率サンドコンパクション工法による改良地盤の現地破壊実験，土と基礎，Vol.37，No.8，pp.57-62，1993.
- 76) 浅岡顕・小高猛司・松尾稔：複合地盤の非排水支持力に関する研究，土木学会論文集，No.448/III-19，pp.63-71，1992.
- 77) 小林宣保・吉沢昭寿・飯島清次・光石一成・滝昌和・福田直三：軟弱地盤上における二重鋼管矢板護岸の逆解析事例，地盤と建設，Vol.11，No.1，1993.
- 78) 石井歩・勝海務・秋山敬吾：経済的な地盤改良工法検討調査，沿岸センター研究論文集，No.1，pp.21-24，2001.
- 79) 梅木康之・白石悟・金子英久：経済的なサンドコンパクションパイル工法の設計について，沿岸センター研究論文集，No.4，pp.9-12，2004.

- 80) 田中泰雄・中道正人・中井章・藤井陽介・白石悟・梅木康之：経済的な地盤改良工法（T型 SCP 工法）を適用した防波堤の設計及び施工，第 39 回地盤工学研究発表会，pp.989-990，2004.
- 81) 和泉大祐・西田博文・飯塚敦：SCP 工法を伴う防波堤の長期的品質予測，第 40 回地盤工学研究発表会，pp.1099-1100，2005.
- 82) 足立雅樹・北詰昌樹・渡辺孝：情報化施工を活用した低置換率改良地盤上におけるケーソン式岸壁の築造，沿岸センター研究論文集，No.5，pp.5-8，2005.
- 83) 北詰昌樹・渡辺孝・村木高：低改良地盤に構築されたケーソン式岸壁の変形解析，平成 16 年度土木学会東北支部技術研究発表会，pp.418-419，2004.
- 84) 渡辺孝・北詰昌樹・足立雅樹：低改良地盤に構築されたケーソン式岸壁の動態観測及び情報化施工，平成 16 年度土木学会東北支部技術研究発表会，pp.482-483，2004.
- 85) 寺師昌明・北詰昌樹：低置換率 SCP 工法により改良された粘性土地盤の支持力，港湾技術研究所報告，第 29 巻，第 2 号，pp.119-148，1990.
- 86) 叶冠林・福田光治・長屋淳一・叶斌・和田眞郷・具本暁・安成模・張鋒：貫通・未貫通 SCP 改良地盤上の埋立護岸に関する数値解析，第 42 回地盤工学研究発表会，pp.875-876，2007.
- 87) F. Zhang, B. Ye, Toshihiro Noda, Masaki Nakano and Kentaro Nakai: Explanation of Cycric Mobility of Soils: Approach by Stress-Induced Anisotropy, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.4, pp.635-648, 2007.
- 88) 石崎仁・松岡元・中井照夫：三次元挙動をする複合地盤の二次元有限要素解析法，土木学会論文集，No.400/III-10, pp.113-121，1988.
- 89) 山上拓男・鈴木壽・宮川俊介・岡田雅寿：砂杭打設地盤の最適 2 次元モデル化について，第 34 回土質工学シンポジウム，pp.257-264，1989.
- 90) 落合英俊・安福規之・大嶺聖・大野司郎：平均化手法に基づく改良地盤の変形解析，平成 7 年度土木学会西部支部研究発表会，pp.744-745，1996.
- 91) 鷹崎徹・落合英俊・安福規之・大嶺聖・今西肇：平均化手法に基づく SCP 打設改良地盤の変形解析とその適用，平成 8 年度土木学会西部支部研究発表会，pp.630-631，1997.
- 92) 鷹崎徹・落合英俊・安福規之・大嶺聖・今西肇：SCP 打設改良地盤の改良効果とその解析的手法，平成 9 年度土木学会西部支部研究発表会，pp.602-603，1998.

3. 港湾空港事業における地盤改良性能評価のための新たな構成モデルとそのバーチカルドレーン工法による改良地盤への適用

2章ではわが国の沿岸域に建造された幾つかの港湾・空港施設建設工事の現地計測データを用いて土～水連成の有限要素解析を詳細に実施し、水平変位の予測精度について検討してきた^{2),3),4),5)}。これらの事例解析は、主に我が国の実務において使用実績が多い関口・太田モデル⁶⁾を用いたものであるが、特に地盤の水平変位の解析結果に関して、①水平変位の解析精度は沈下の精度よりも劣る、②解析による水平変位が実測値に対して最大3倍程度の過大評価となる、③護岸や岸壁において水平変位の出現モードが逆向きになる場合がある、という傾向が明らかになった。

広島大学地盤工学研究室では、地盤変形解析における予測精度の向上を目的として、自然堆積粘土に対する構成モデルを新たに提案している（以下、修正関口・太田モデルと称す）。本章では、本モデルの適用性を世界各地で採取された自然堆積粘土試料の K_0 圧密非排水三軸試験^{7),8),9)}において確認し、次にバーチカルドレーン工法で改良された地盤における2つの事例^{2),4),5)}に対して適用し、関口・太田モデルによる解析結果との比較を行って本モデルの効果を説明する。

3.1. 異方圧密粘土の構成モデル

3.1.1 関口・太田モデルの降伏関数

Sekiguchi and Ohta⁶⁾による正規圧密粘土の弾塑性構成モデルの降伏関数は、以下の式で表される。

$$f(\sigma', \varepsilon_v^p) = M D \ln \left(\frac{p'}{p'_0} \right) + D \eta^* - \varepsilon_v^p \quad (3.1)$$

ここに、 M は限界状態の応力比、 D はダイレイタンス係数で $D = (\lambda - \kappa) / M(1 + e_0)$ （ λ ：圧縮指数、 κ ：膨潤指数、 e_0 ：初期間隙比）で表される。 p' は平均有効応力、 p'_0 は初期平均有効応力、 ε_v^p は塑性体積ひずみである。

式(1)の η^* はSekiguchi and Ohta⁶⁾による応力比パラメータで次式により表される。

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} (\eta_{ij} - \eta_{ij0})(\eta_{ij} - \eta_{ij0})} \quad (3.2)$$

ここに、 η_{ij} は応力比テンソルで $\eta_{ij} = s_{ij} / p'$ 、 s_{ij} は偏差応力テンソルで $s_{ij} = \sigma'_{ij} - p' \delta_{ij}$ （ σ'_{ij} ：有効応力テンソル、 δ_{ij} ：クロネッカーのデルタ）、 η_{ij0} は異方圧密終了時の応力比テンソルで次式により表される。

$$\eta_{ij0} = \frac{s_{ij0}}{p'_0} = \frac{\sigma'_{ij0} - p'_0 \delta_{ij}}{p'_0} \quad (3.3)$$

3.1.2 提案モデルの降伏関数

提案モデルは、式(1)の関口・太田モデルにおけるオリジナルCam-clay型の降伏関数を、楕円形状の修正Cam-clay型降伏関数に変更したもので、次式で表すものとする。

$$f(\sigma', \varepsilon_v^p) = MD \ln \left(\frac{p'}{p'_0} \right) + MD \ln \left(\frac{M^2 + \eta^{**2} - (q_0 / p'_0)^2 / 9}{M^2} \right) - \varepsilon_v^p \quad (3.4)$$

ここで、 η^{**} は提案モデルにおける応力比パラメータで次式により表すものとする。

$$\eta^{**} = \sqrt{\frac{3}{2} \left(\eta_{ij} - \frac{2}{3} \eta_{ij0} \right) \left(\eta_{ij} - \frac{2}{3} \eta_{ij0} \right)} \quad (3.5)$$

図-3.1に p' - q 応力空間における関口・太田モデルおよび提案モデルの降伏曲面の比較を示す。提案モデルのように降伏曲面を楕円関数で表現することにより、圧縮側の応力経路の勾配は立ち上がり、その結果、塑性せん断ひずみ増分が関口・太田モデルに比べて低減される効果がある。また、提案モデルの破壊時の非排水せん断強度（B点）は、圧縮側も伸張側も関口・太田モデル（C点）よりも大きく計算される。提案モデルの大きな特徴は、式(2)と式(5)を比較してわかるように、Banerjee and Yousif¹⁰⁾による降伏関数に倣って降伏曲面の回転を初期応力比 η_0 の2/3と規定している点である。これにより、伸張側の初期の非排水せん断挙動は、降伏曲面の内側に存在するために過圧密応答（弾性応答）となる。

太田らは、修正Cam-clayモデル¹¹⁾に対してSekiguchi and Ohta⁶⁾による応力比パラメータ η^* を導入する場合の入力パラメータの取り扱いを理論的に整理し、入力パラメータに関する補正方法を提案している¹²⁾。その一つは、限界状態応力比の変化に対する補正である。図-1に示すように、提案モデルにおける軸対称応力条件下の限界状態応力比 M^{**} の理論解は

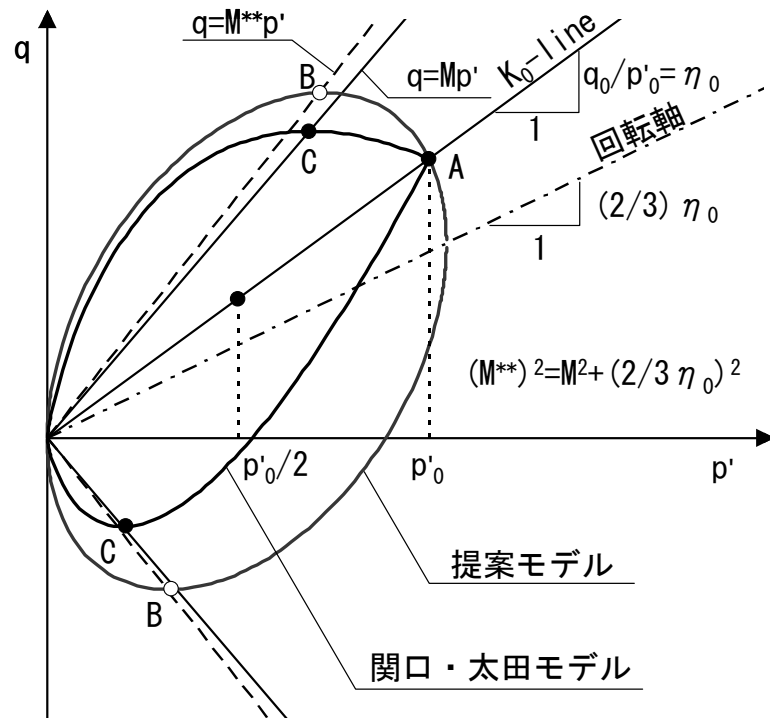


図-3.1 p' - q 空間における降伏曲面

$M^{**} = \sqrt{M^2 + \{(2/3)\eta_0\}^2}$ で表されるため、非排水せん断試験から求まる限界状態応力比 M と一致しない。この問題を回避するためには、 M^{**} と試験結果の M が等しくなるように、入力パラメータとしての限界状態応力比を低減する方法がある。しかし、実際に想定されるパラメータの組み合わせにおいては、提案モデルは内部摩擦角を3～4度大きく評価する程度であり、実務上は M^{**} と M の差は小さいと考えられる。したがって、以下の検討では限界状態応力比の補正は行なわないものとした。

もう一つは、側方ひずみ拘束時の K_0 値は一定であるとする K_0 条件の保証に関する問題である。 K_0 条件についても太田ら¹²⁾によって理論式および補正方法が提案されている。この問題に関して、提案モデルは降伏曲面の回転角を一律に $(2/3)\eta_0$ としていることにより、太田らのパラメータ補正を簡易的に行っているモデルと解釈できる。 $\beta = (2/3)\eta_0$ の妥当性については、次章の K_0 圧密条件による要素シミュレーションにおいて示す。

3.1.3 提案モデルの位置づけ

土の力学挙動を忠実に再現するための構成モデルとして、異方性の発展が塑性変形の進展に伴って起こるとする回転硬化の概念¹³⁾、土の構造を記述可能な上負荷面の概念^{14),15)}、繰り返し応力に代表される過圧密領域の塑性変形挙動を記述可能な下負荷面の概念¹⁶⁾などが提案されている。これらの新しい概念を取り入れた構成モデルによって、土の様々な特性をより統一的に解釈することが可能となっており、実地盤の変形問題に対するモデルの検証が強く望まれる。一方、我が国の実務においては、関口・太田モデルが数多くの使用実績を有し、地盤変形問題の現象解明に多大な貢献を果たしてきた。提案モデルは、基本的には関口・太田モデルに改良を加えたものと位置づけられるが、これは、実務で使用実績が多い関口・太田モデルを修正し、精度をより向上させることが、変形照査型の設計へ移行する上で意義が大きいと考えたからである。また、提案モデルに必要となる土質パラメータは、従来の関口・太田モデルと変わらないため、土質パラメータの設定に関しても提案モデルの実用性は高いと言える。

なお、後述する事例解析では、実測値との比較という観点から、提案モデルの弾・粘塑性版を使用している。本研究では新たに降伏曲面を提案していることから、次章の要素シミュレーションでは弾塑性モデルを基本として関口・太田モデルとの比較を行い、一部の自然堆積粘土については弾・粘塑性版による比較も行った。

3.2 要素シミュレーション

3.2.1 K_0 圧密挙動

1 要素の有限要素モデルを用いて、提案モデルによって計算される K_0 値を調べた。解析は平面ひずみ条件で行い、初期条件を等方圧密状態とし、側方変位を拘束 (K_0 条件) した上で要素上面の節点に等ひずみを与えた。

解析パラメータを表-1に示す。解析ケースとして内部摩擦角を $\phi' = 20$ 度～45度の範囲で変化させ、式(6)に示す Jaky の式より K_0 値を、式(7)、式(8)より限界状態応力比 M および降伏曲面の回転角 β を求めた。ポアソン比 ν は、地盤を弾性体と仮定した式(9)より算定した。

表-3.1 解析パラメータ (K_0 圧密)

λ	κ	e_0	σ'_{v0}	OCR	K_0
0.4	0.06	2.0	98kPa	1.0	$1-\sin\phi'$

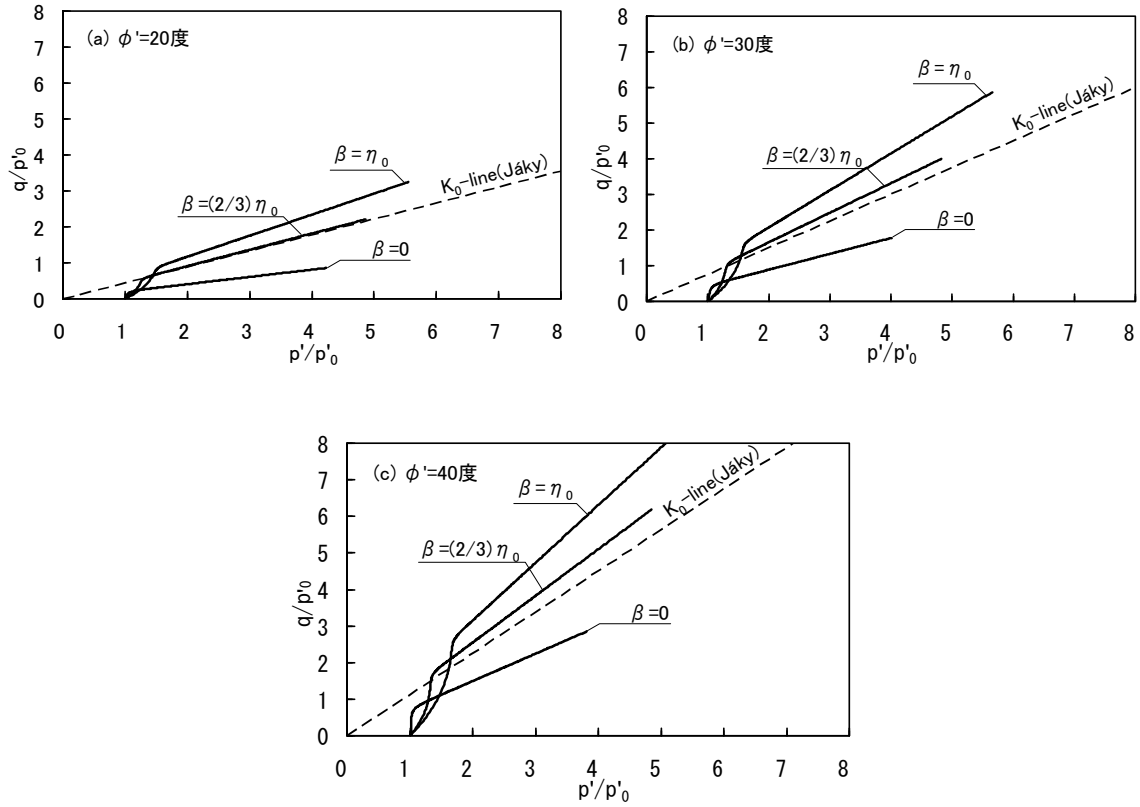


図-3.2 p' - q 空間における K_0 条件の有効応力経路

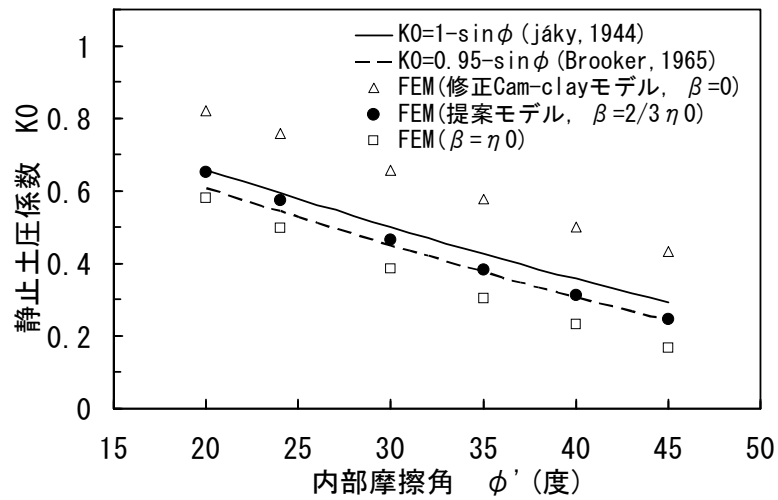


図-3.3 内部摩擦角と K_0 値の関係

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (3.6)$$

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (3.7)$$

$$\beta = \frac{2}{3} \eta_0 = \frac{2}{3} \frac{3(1 - K_0)}{(1 + 2K_0)} \quad (3.8)$$

$$\nu' = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (3.9)$$

図-3.2は、 $\phi'=20$ 度、30度および40度の3ケースに対する p' - q 応力空間の K_0 圧密有効応力経路を示したものである。比較のために、降伏曲面の回転角を $\beta=\eta_0$ としたケースと $\beta=0$ （修正Cam-clayモデルに帰着）の結果も併せて示す。図-3.2より、提案モデルは内部摩擦角が大きいほど、入力した K_0 値と解析による終局の K_0 値の乖離が大きくなっている。しかし、 $\beta=\eta_0$ や $\beta=0$ のケースに比べると、その差は歴然と小さい。図-3.3は内部摩擦角 ϕ' と K_0 値の関係をまとめたものである。この図からも、提案モデルによる終局の K_0 値は、Jákyによる理論値（入力値）とそれほど乖離していないことがわかる。

太田ら¹¹⁾は、修正Cam-clay型降伏関数を用いる場合は、所定の K_0 条件を満たすように、導出した K_0 条件の理論式を用いて降伏曲面の回転 β を補正する方法を提案している。本研究の提案モデルでは、 $\phi'=20$ 度～45度の範囲で、Jákyの式から求められる K_0 値と大きくずれていないことから、 K_0 条件はほぼ満足されていると判断できる。

3.2.2 自然堆積粘土への適用

世界各地で採取された自然堆積粘土試料の K_0 圧密非排水三軸試験^{7),8),9)}に対して、提案モデルの適用性を調べた。対象とした自然堆積粘土は、有明粘土、大阪湾沖積粘土(Ma13)、大阪湾洪積粘土(Ma12)、CanadaのLouiseville粘土、NormayのDrammen粘土およびSingapore粘土の6種類である。

試験に用いた供試体の寸法は直径35mm、高さ85mmである。試験は、有効土被り圧 σ'_{v0} の3～4倍の鉛直荷重 σ_1 によって側方向ひずみ ε_3 一定条件下の K_0 圧密を行った後、0.1%/minの軸方向ひずみ速度で圧縮および伸張せん断を実施している。すなわち、せん断試験は完全に K_0 正規圧密状態とした粘土の非排水せん断特性を調べたものである。

各粘土の物理試験結果^{7),8),9)}を表-3.2に、要素シミュレーションに用いた代表的な土質パラメータを表-3.3に示す。図-3.3は定ひずみ速度圧密試験（以下、CRS試験と略す）による e -log p' 曲線であり、解析に用いた計算曲線（赤破線）も併記している。表-5に示す限界状態応力比 M は、三軸試験より得られた軸ひずみ15%時の有効応力比であり、圧縮時の内部摩擦角は $\sin \phi' = 3M/(6+M)$ 、伸張時の内部摩擦角は $\sin \phi' = 3M/(6-M)$ でそれぞれ求められる。

Singapore粘土は、圧縮時の内部摩擦角（ $\phi'=20.2$ 度）が伸張時（ $\phi'=40.1$ 度）よりもかなり小さく、他の粘土と比較しても圧縮側の内部摩擦角が小さいのが特徴である。このような傾向は、カオリン粘土でも見受けられ⁹⁾、カオリナイトを多く含む粘土の特徴を示していると思われる。また有明粘土は、間隙比が大きく、土粒子密度が $\rho_s=2.6\text{g/cm}^3$ 程度と小さいのが特徴である。

表-3.2 物理試験結果^{7),8),9)}

Marine Clay	Depth (m)	w_L (%)	w_P (%)	I_p	w_n (%)	ρ_s (g/cm ³)
有明	12.0	112.0	44.2	67.8	105.5	2.611
大阪湾Ma13	21.0	87.3	29.5	57.8	83.8	2.662
大阪湾Ma12	53.0	95.7	36.4	59.3	74.7	2.620
Louiseville	12.1	70.4	21.6	48.8	64.9	2.777
Drammen	8.5	48.1	21.1	27.0	39.9	2.813
Singapore	23.7	76.2	23.0	53.2	54.5	2.776

表-3.3 要素シミュレーションに用いた土質パラメータ

Marine Clay		K_0	λ	κ	e_0	M	ϕ (度)
有明 (佐賀)	圧縮	0.43	0.80	0.080	3.47	1.90	46.2
	伸張					1.00	36.9
大阪湾Ma13 (泉州沖)	圧縮	0.54	0.44	0.044	2.20	1.28	31.8
	伸張					0.98	35.8
大阪湾Ma12 (泉州沖)	圧縮	0.52	1.16	0.039	1.97	1.40	34.6
	伸張					1.00	36.9
Louiseville (Canada)	圧縮	0.55	2.17	0.022	1.71	1.31	32.5
	伸張					0.99	36.4
Drammen (Norway)	圧縮	0.50	0.21	0.021	1.03	1.36	33.7
	伸張					1.21	49.3
Singapore (Singapore)	圧縮	0.70	0.43	0.043	1.56	0.78	20.2
	伸張					1.06	40.1

図-3.3より、Louiseville粘土や大阪湾洪積粘土（Ma12）は、圧密降伏応力付近で急激に圧縮性が増す傾向を示している。これはセメンテーションによって構造が発達しているためと考えられているが、提案モデルはこのような構造の発達した粘土に見られる e - $\log p'$ 曲線のかさばりを表現できない。そこで、解析に用いる圧縮指数 $\lambda(=0.434C_c)$ は、図-3.3に示すように e - $\log p'$ 曲線の最急勾配 C_c を採用した。また、膨潤指数 κ は、 e - $\log p'$ 曲線に適合するように圧縮指数 λ の1/10～1/100を仮定した。したがって、表-5に示すLouiseville粘土や大阪湾洪積粘土（Ma12）の圧縮指数は、沈下解析を行う際の値よりも大きな値となっている。

限界状態応力比が圧縮側と伸張側で大きく異なるような地盤を対象に変形解析を行う場合、限界状態応力比としてどのような値を採用したらよいかは判断するのが難しい。ここでは、圧縮側と伸張側それぞれの非排水せん断特性に対する提案モデルの適用性を確認することを目的としているため、試験結果で得られた圧縮側と伸張側それぞれの限界状態応力比を解析条件として与えることとした。また、大阪湾粘土（Ma12, Ma13）については、圧縮側、伸張側ともに $M=1.5$ とした場合の解析結果を併せて示し、後述の実地盤を対象とした解析事例に対する提案モデルの妥当性を調べた。

図-3.4～図-3.9に各粘土の試験結果と解析結果の比較を示す。各図の左側が軸ひずみ ε と初期有効土被り圧 σ'_{v0} で正規化した軸差応力 q/σ'_{v0} の関係で、右側が初期有効土被り圧 σ'_{v0}

で正規化した有効平均応力 p'/σ'_{v0} ～ 軸差応力 q/σ'_{v0} の関係である。

まず、圧縮側のせん断挙動に着目すると、図-6の有明粘土を除いて、関口・太田モデルはピーク時の非排水せん断強度を過小評価し、一方、提案モデルはピーク時において試験結果に近い非排水せん断強度を計算しているのがわかる。いずれの試験結果もせん断初期の有効応力経路は直上からやや右上方へ推移しているが、提案モデルは関口・太田モデルと比較して、せん断初期における応力経路の再現性が向上していると評価できる。

次に伸張側のせん断挙動について考察する。圧縮側以上に、関口・太田モデルは伸張側の非排水せん断強度を過小評価しているのに対し、提案モデルは、試験結果に近いせん断強度が計算されているのがわかる。いずれの試験結果も、伸張側はひずみ硬化挙動を示しているため、関口・太田モデルも提案モデルも限界状態に近づくほど、試験結果との差が

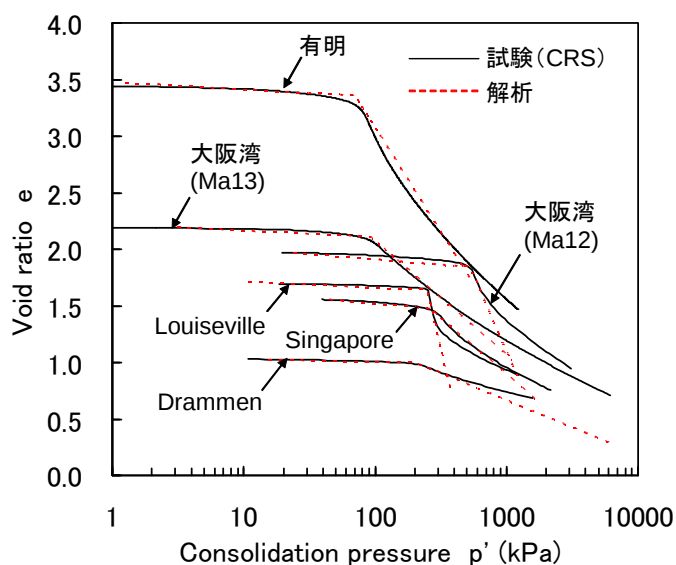


図-3.3 CRS試験による e - $\log p'$ 曲線

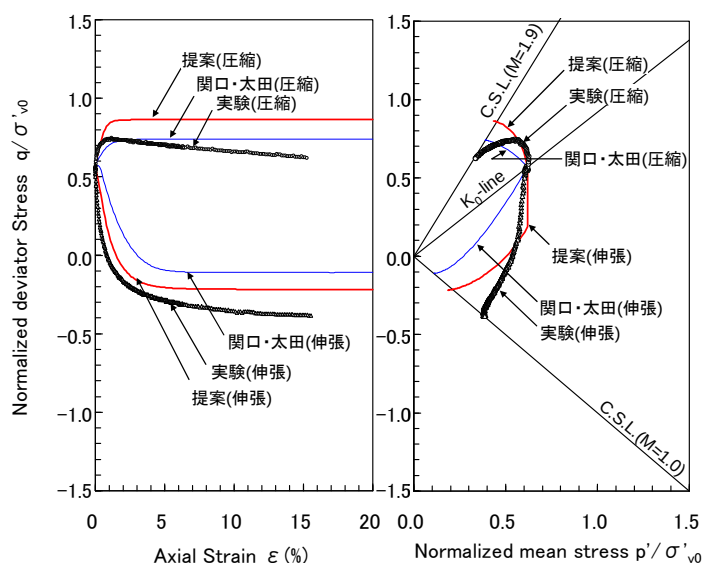


図-3.4 K_0 圧密非排水三軸試験（有明）

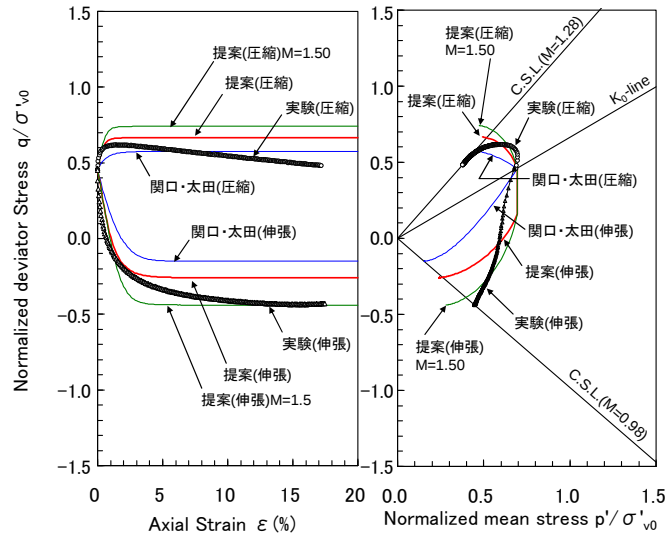


図-3.5 K_0 圧密非排水三軸試験（大阪湾Ma13）

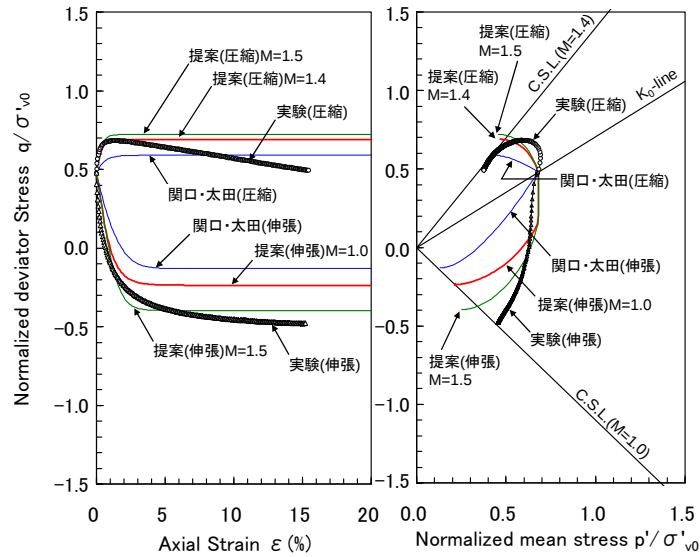


図-3.6 K_0 圧密非排水三軸試験（大阪湾Ma12）

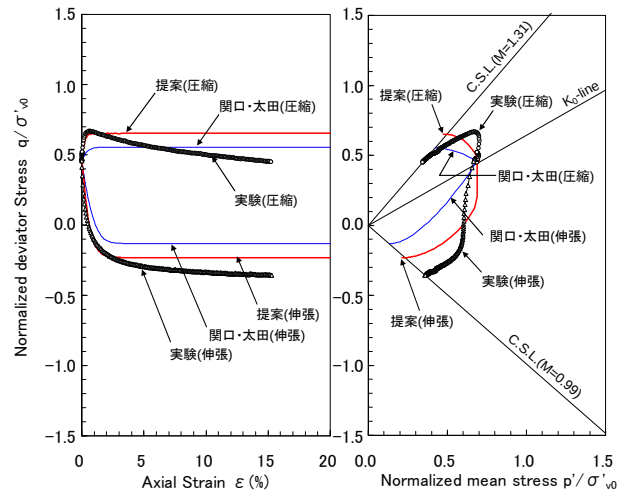


図-3.7 K_0 圧密非排水三軸試験（Louisville）

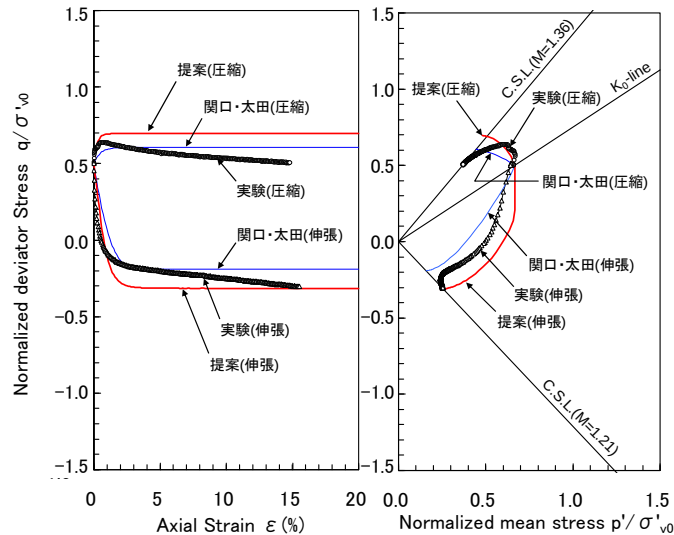


図-3.8 K_0 圧密非排水三軸試験 (Drammen)

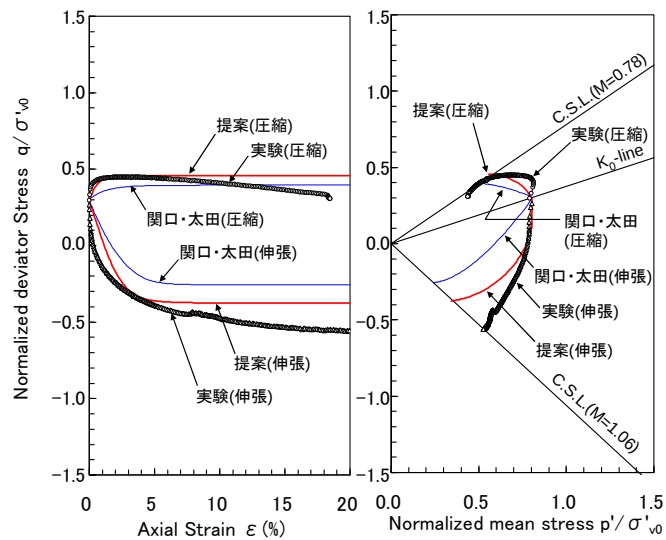


図-3.9 K_0 圧密非排水三軸試験 (Singapore)

明瞭に現れる．しかし，せん断初期の挙動に着目すれば，提案モデルは試験結果を比較的よく再現していると思われる．特に，有明粘土，大阪湾洪積粘土(Ma12)，Singapore粘土については，提案モデルの伸張時弾性挙動が，結果として試験値と良く整合する効果をもたらしている．

以上より，提案モデルは，自然堆積粘土の K_0 正規圧密状態からの非排水せん断特性に対して，破壊時までの挙動を完全には再現できないものの，特にせん断初期の要素挙動を関口・太田モデルよりも良く再現し，関口・太田モデルでは過小評価となっていた非排水せん断強度についても，試験結果と比較的よく一致することがわかった．提案モデルのこうした特徴が，後述の事例解析において水平変位の精度向上に寄与した主要な要因であると考えられる．

ただし，構造の発達した粘土のようにひずみ軟化が顕著な場合は，ひずみが大きくなるにしたがって，残留強度が過大評価される問題がある．粘性項を考慮することにより，ひずみ速度効果による軟化現象を表現できる場合もあるが，提案モデルの適用にあたっては，限界状態応力比などの強度定数の設定に慎重な判断が要求される．

3.3 サンドドレーン工法による改良地盤における変形性能評価

3.3.1 工事概要

実工事に対する提案モデルの検証事例（その1）として、関西国際空港2期空港島建設工事を取り上げる²⁾。当該工事の護岸の大部分は、緩傾斜石積式護岸が採用され、護岸工事に先立ちサンドドレーン工法による地盤改良が実施されている。護岸部および埋立部には改良地盤の強度増加を確認するチェックボーリング孔を兼ねた沈下板（CB沈下板と称す）が、護岸部で36箇所、埋立部で15箇所設置されており、緻密な動態観測によって長期沈下予測へのフィードバックを行っている。図-3.10に2期空港島における計測器の平面配置図¹⁸⁾、図-3.11に緩傾斜石積式護岸の標準断面図を示す。図-3.10に示す護岸部計測位置のうち、CB4およびCB7は先行確認部（調査工区）となっており、図-3.11に示すBライン（護岸法線から埋立側へ10mの位置）において、挿入式傾斜計による地盤内水平変位が継続的に計測されている。本研究では、二次元条件でモデル化が可能なCB4沈下板設置断面を検討対象として選定した。

3.3.2 解析条件

解析に使用した有限要素メッシュを図-3.12に示す。載荷荷重は、実際の施工記録を参考に各工種の施工日や施工層厚をできるかぎり忠実に再現し、一次揚土までの工種は77個の載荷ブロックに細分化し、二次揚土以降の工種は分布荷重として作用させた。なお、載荷荷重に相当する盛土要素は線形弾性モデルとし、湿潤単位体積重量を $\gamma=19.6\text{kN/m}^3$ 、水中単位体積重量を $\gamma'=11.8\text{kN/m}^3$ とした。

解析に用いた原地盤の土質パラメータを表-6に示す。長期的な圧密沈下量を算定する目的から、粘性土は二次圧密を考慮できる弾・粘塑性モデルとした。弾・粘塑性モデルは、2章で述べた弾塑性タイプの提案モデルに対して、Sekiguchi and Ohta⁶⁾による粘性項を考慮したものである。また、洪積砂質土は線形弾性モデルとした。

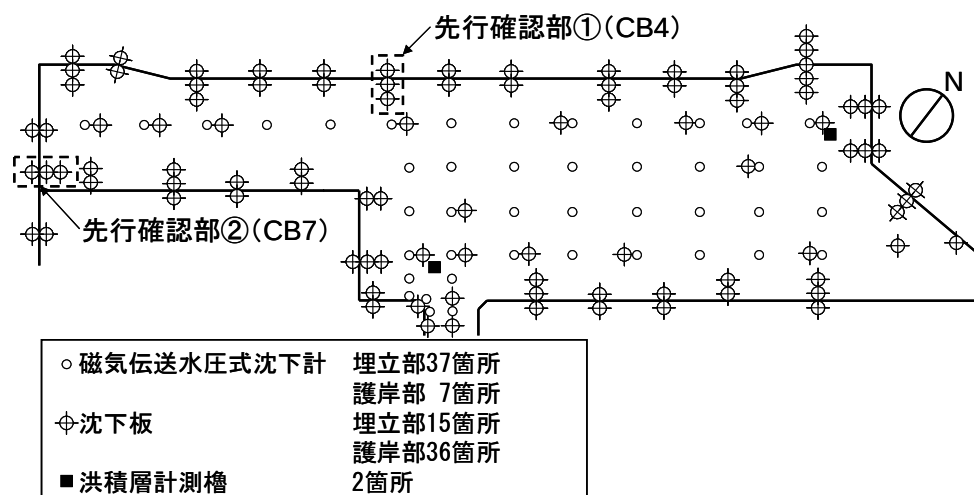


図-3.10 関空2期島の計器配置（文献18に加筆）

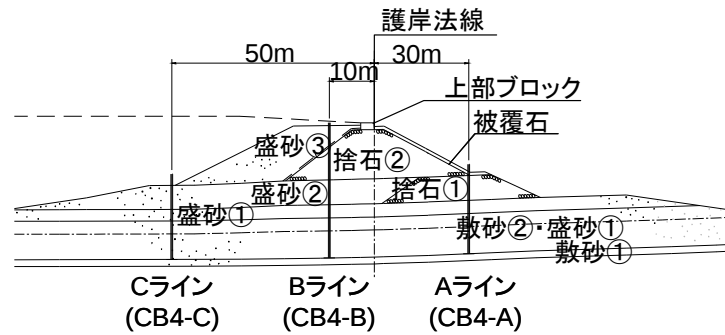


図-3.11 護岸部断面図

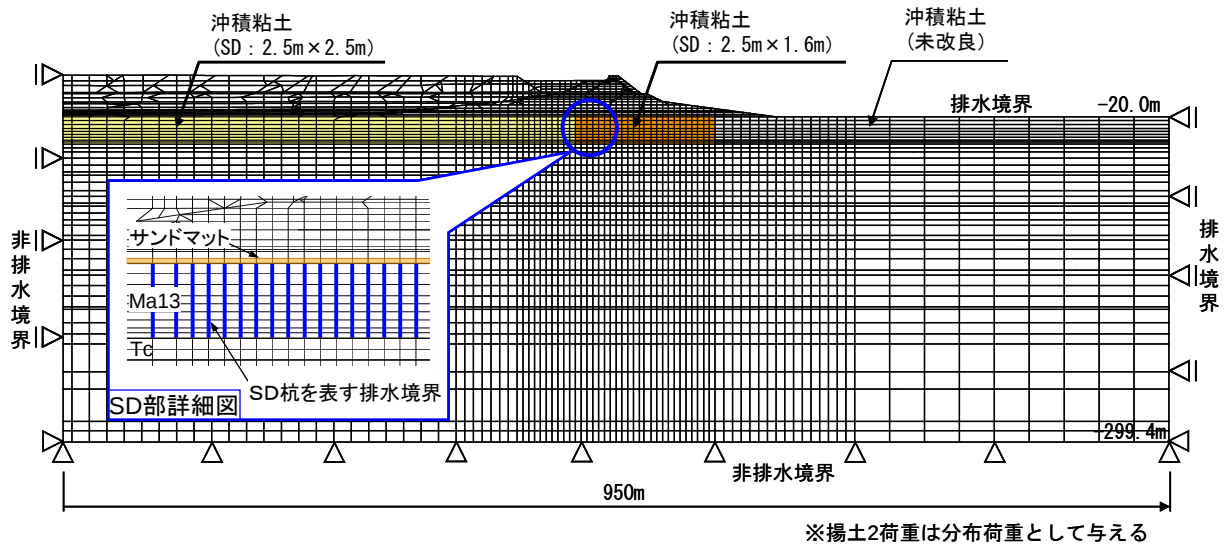


図-3.12 有限要素メッシュ（関空2期空港島）

原地盤における土質パラメータの設定方法を述べる。Ma13層（沖積層）およびTc層（漸移層）は、直近の土質調査結果より土質パラメータを決定した。ただし、限界状態応力比は、Tc層にて実施された K_0 圧密非排水三軸試験結果をその他の粘性土にも援用し、全ての粘土層で $M=1.5$ を仮定した。 $M=1.5$ とした場合の提案モデルは、Ma13層の圧縮時非排水せん断強度をやや過大評価するものの、伸張側の非排水せん断挙動は概ね再現していると判断できる。この $M=1.5$ より求めた内部摩擦角 $\phi'=36.8$ 度を用いて、Jakyの式より正規圧密時の静止土圧係数 $K_0=0.4$ を求め、ポアソン比は $\nu'=K_0/(1+K_0)$ 、現在の静止土圧係数 K_1 はSchmidtの式($K_1=K_0 \cdot (OCR)^{\sin \phi'}$)からそれぞれ算定した。ただし、Tc層の K_0 値は K_0 圧密非排水三軸試験結果の値である。Ma13層およびTc層の二次圧縮指数 α ($=\alpha_c/(1+e_0)$)は、 $\alpha_c=0.05\lambda$ と仮定し、初期体積ひずみ速度 $\dot{v}_0$ ($=\alpha/t_c$)は、自然堆積状態における90%圧密時間 t_{90} ($=12400$ 日)を特性時間 t_c と見なして算定した。

洪積粘土層であるMa2～Ma12の土質パラメータは、Shibata and Karube¹⁹⁾における値を参考に設定したものである。このうち二次圧縮指数は $\alpha=5 \times 10^{-3}$ 、初期体積ひずみ速度は $\dot{v}_0=5 \times 10^{-5} \text{ day}^{-1}$ を仮定しており、特性時間は t_c ($=\alpha/\dot{v}_0$) $=100 \text{ day}$ となる。洪積層の特性時間はMa13層よりも2オーダー小さいが、これらの値を用いた本研究の解析では、総沈下量だ

表-3.4 解析に用いた土質パラメータ（原地盤）

土層	上端深度 (m)	γ_t (kN/m ³)	OCR	K_0	K_i	β	E (kN/m ²)	λ	κ	e_0	v'	M	α	$\dot{v}_0$ (1/day)	k_x (cm/sec)	λ_k
Ma13U1	-20.0	14.9	1.00	0.40	0.40	0.667	—	0.425	0.060	2.180	0.286	1.50	0.0067	5.40E-07	4.15E-07	0.425
Ma13U2	-30.0	15.2	1.00	0.40	0.40	0.667	—	0.404	0.057	2.010	0.286	1.50	0.0067	5.42E-07	2.60E-07	0.404
Ma13L1	-35.0	15.8	1.00	0.40	0.40	0.667	—	0.352	0.049	1.810	0.286	1.50	0.0063	5.06E-07	2.04E-07	0.352
Ma13L2	-40.0	16.1	1.00	0.40	0.40	0.667	—	0.273	0.038	1.430	0.286	1.50	0.0056	4.54E-07	2.17E-07	0.273
Tc	-43.3	17.4	1.00	0.46	0.46	0.563	—	0.104	0.015	1.100	0.320	1.50	0.0024	1.94E-07	2.17E-07	0.104
Ds1	-50.0	19.6	—	—	0.50	—	100000	—	—	—	0.330	—	—	—	8.50E-03	—
Dtc	-55.4	17.0	1.30	0.40	0.47	0.667	—	0.200	0.043	1.270	0.286	1.50	0.0050	5.00E-05	8.80E-08	0.200
Ds2	-67.3	19.6	—	—	0.50	—	100000	—	—	—	0.330	—	—	—	8.50E-03	—
Ma12U	-70.2	15.7	1.30	0.40	0.47	0.667	—	0.438	0.043	1.790	0.286	1.50	0.0050	5.00E-05	6.50E-08	0.438
Ma12L	-83.3	15.7	1.30	0.40	0.47	0.667	—	0.438	0.043	1.790	0.286	1.50	0.0050	5.00E-05	6.50E-08	0.438
Ds3	-94.0	19.6	—	—	0.50	—	100000	—	—	—	0.330	—	—	—	4.00E-03	—
Ma11U	-96.6	16.9	1.30	0.40	0.47	0.667	—	0.200	0.043	1.290	0.286	1.50	0.0050	5.00E-05	3.90E-08	0.200
Ds4	-108.4	19.6	—	—	0.50	—	100000	—	—	—	0.330	—	—	—	3.50E-03	—
Ma11L	-113.2	16.8	1.30	0.40	0.47	0.667	—	0.220	0.043	1.350	0.286	1.50	0.0050	5.00E-05	4.00E-08	0.220
Ds5	-121.8	19.6	—	—	0.50	—	100000	—	—	—	0.330	—	—	—	4.50E-03	—
Ma10	-125.8	16.4	1.30	0.40	0.47	0.667	—	0.380	0.043	1.470	0.286	1.50	0.0050	5.00E-05	4.50E-08	0.380
Ds6	-151.7	19.6	—	—	0.50	—	100000	—	—	—	0.330	—	—	—	2.50E-03	—
Ma9	-155.9	16.5	1.30	0.40	0.47	0.667	—	0.350	0.043	1.400	0.286	1.50	0.0050	5.00E-05	4.20E-08	0.350
Ds7	-183.2	19.6	—	—	0.50	—	100000	—	—	—	0.330	—	—	—	1.50E-03	—
Doc5	-185.4	17.1	1.30	0.40	0.47	0.667	—	0.300	0.043	1.360	0.286	1.50	0.0050	5.00E-05	1.15E-04	0.300
Ds8	-196.9	19.6	—	—	0.50	—	100000	—	—	—	0.330	—	—	—	2.00E-03	—
Ma8	-206.4	17.1	1.30	0.40	0.47	0.667	—	0.300	0.043	1.360	0.286	1.50	0.0050	5.00E-05	1.15E-04	0.300
Ma7	-215.1	17.0	1.30	0.40	0.47	0.667	—	0.387	0.043	1.240	0.286	1.50	0.0050	5.00E-05	1.30E-08	0.387
Ds10	-239.1	19.6	—	—	0.50	—	100000	—	—	—	0.330	—	—	—	4.00E-03	—
Ma3	-253.8	17.0	1.30	0.40	0.47	0.667	—	0.410	0.043	1.260	0.286	1.50	0.0050	5.00E-05	3.50E-07	0.410
Ds12	-281.7	19.6	—	—	0.50	—	100000	—	—	—	0.330	—	—	—	4.00E-03	—
Ma2	-289.8	18.4	1.30	0.40	0.47	0.667	—	0.290	0.022	0.860	0.286	1.50	0.0050	5.00E-05	2.30E-06	0.290

Ma# : 海成粘土（UはUpper, LはLowerの略）、Ds# : 砂層、 γ_t : 湿潤単位体積重量、OCR : 過圧密比、 K_0 : 正規圧密時の静止土圧係数、 $K_i=K_0(OCR)^{sin\phi}$: 現在の静止土圧係数、 $\beta=(2/3) \cdot \eta_0=(2/3) \cdot 3(1-K_0)/(1+2K_0)$: 降伏曲面の傾き、 E : 弾性係数、 $\lambda=(0.434C_c)$: 圧縮指数、 $\kappa=(0.434C_c)$: 膨潤指数、 e_0 : 初期間隙比、 $v'=K_0/(1+K_0)$: ポアソン比、 M : 限界状態応力比、 $\alpha=(0.05\lambda(1+e_0))$: 二次圧縮指数、 $\dot{v}_0$: 初期体積ひずみ速度、 k_x : 水平方向透水係数、 $\lambda_k(=\lambda) : e-\log k_x$ の傾き。注) 表中の値は、原地盤におけるパラメータである。

けでなく洪積層沈下量の実測値も精度よく再現していることを確認している。

解析に用いる初期体積ひずみ速度は、圧密試験より得られる圧密降伏応力（過圧密比）に対応したひずみ速度として設定すべき粘土固有のパラメータであると考えられる。ひずみ速度が大きい圧密試験ほど圧密降伏応力は大きく評価されるのが一般的な実験事実だが、本解析の洪積粘土の過圧密比は、OCR=1.3とやや大きめの設定値を採用していることにより、解析上の初期体積ひずみ速度は実際の地盤で想定される体積ひずみ速度より大きめの値を設定する必要があったと解釈している。同様に擬似過圧密状態である沖積粘土を解析上は正規圧密状態としているため、沖積層の初期体積ひずみ速度として小さめの値を採用している。大向・今井の研究²⁰⁾に代表されるように、大阪湾洪積粘土については圧密降伏応力や沈下特性が特殊であるため、解析に用いる初期体積ひずみ速度は、より詳細に検討する必要がある。ここでは、沈下の実測値の再現性に優れている点、沈下が再現できたときの地盤全体の変形状況や水平変位の再現性に着眼している点を重視して、Shibata and Karube¹⁹⁾におけるオリジナルの設定値をそのまま援用することとしている。

サンドドレーン改良部については、透水係数を除いて原地盤における設定値と同じ土質パラメータを仮定した。すなわち、図-3.12の詳細図に示すように解析メッシュの鉛直線上に排水境界（過剰間隙水圧 $\Delta u=0$ ）を設けてドレーン境界を表現し、解析上の排水特性を実際の放射求心流れに適合させるために、Barronの理論解と水平一次元流れのTerzaghiの解が50%圧密時間で一致するように、水平方向の透水係数を換算した^{21),22)}。改良地盤における初期体積ひずみ速度 $\dot{v}_0$ の設定が問題となるが、 $\dot{v}_0$ としてどのような値を用いるかは合理的

な設定根拠がないのが現状である。上述したように、初期体積ひずみ速度は、ひずみ速度に依存する圧密降伏応力と整合して設定すべき粘土固有の物性値であると考ええる。したがって、地盤改良によって粘土の物性値は大きく変わらないと見なし、本解析では未改良部と改良部の初期体積ひずみ速度は同じ値を用いることとした。

水理境界条件は、洪積層における粘性土の排水が介在砂層（Ds層）を通して行われることを表現するために、モデル右側面（海側）を排水境界、左側面（埋立側）を非排水境界とした。

3.3.3 解析結果

a) 沈下量

図-3.13に実測値と解析結果を比較する着目位置を示す。図-3.14は、Bライン上の粘土要素のうちMa13L1, Ma12UおよびMa11Lについて、提案モデルによって計算された e - $\log p'$ 関係を示したものである。また、図中の実線は、解析条件として入力した e - $\log p'$ 曲線（以下、計算曲線と称す）である。図-3.15はCB沈下板で計測した実測総沈下量と解析値の比較である。また、図-3.16は総沈下量を水平分布図で比較したものである。

図-3.14より、沖積粘土（Ma13L1）ではひずみ速度効果によって、解析結果は計算曲線を超過して上方を推移し、時間の経過と共に e - $\log p'$ 計算曲線に漸近していく様子がわかる。これに対して洪積粘土（Ma12U, Ma11L）は、過圧密領域では膨潤線上を、正規圧密領域では圧縮線上をほぼ推移しており、計算曲線どおりの弾塑性的な挙動を示している。洪積粘土の e - $\log p'$ 関係を詳細に見ると、途中で除荷の方向にわずかに推移しているが、これは、

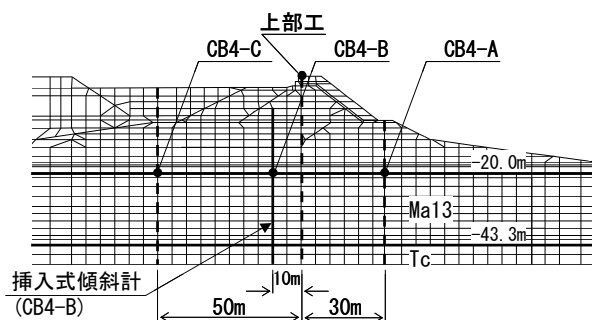


図-3.13 着目位置

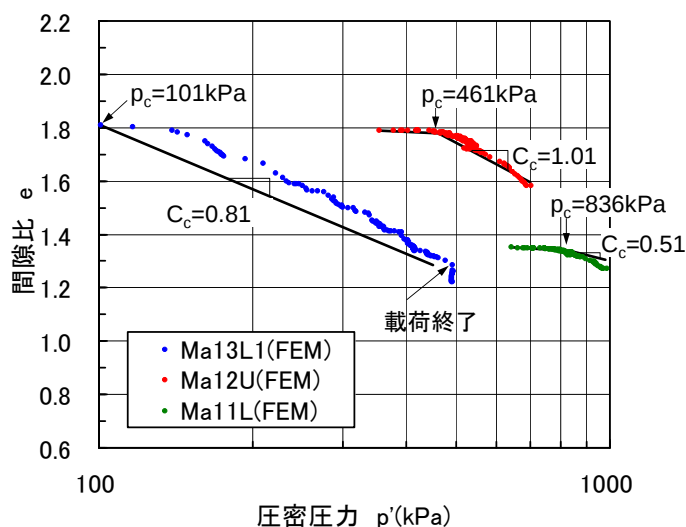


図-3.14 e - $\log p'$ 曲線（提案モデル）

荷重の増加速度に対して間隙水圧の消散が追いつかず、有効応力が減少したことによる現象と考えられる．以上の e - $\log p'$ 計算曲線や実測値との対応結果から、本解析で設定した土質パラメータは妥当な値であると判断できる．

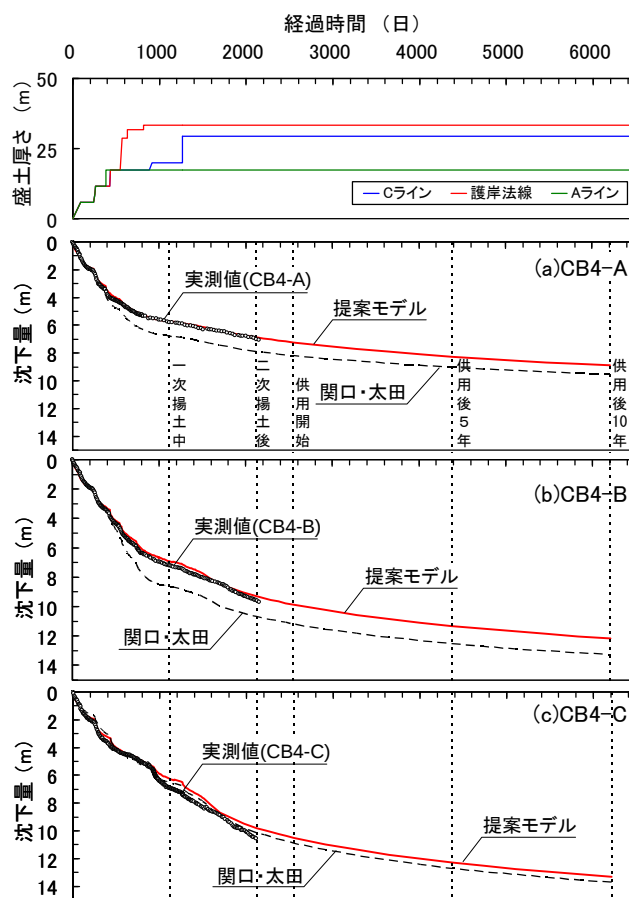


図-3.15 実測沈下量と解析結果の比較

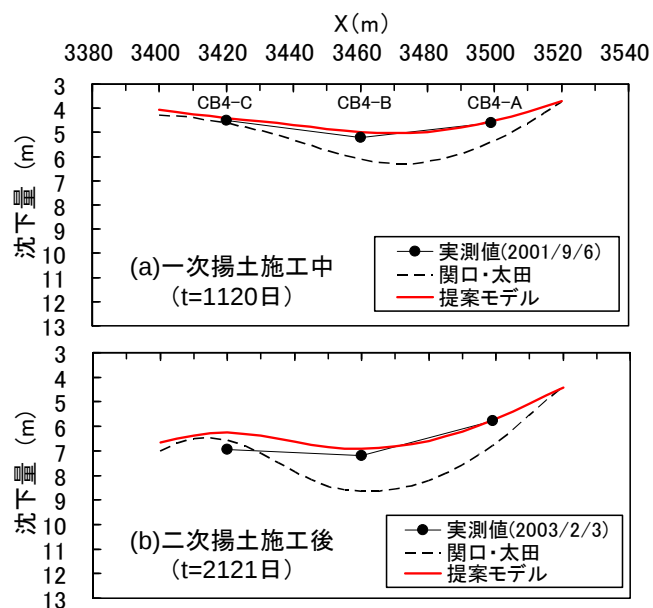


図-3.16 総沈下量の水平分布図

図-3.15に示すように、提案モデルはCB4-AおよびCB4-Bにおいて実測値との対応が非常に良いのに対し、関口・太田モデルによる解析値は、CB4-AおよびCB4-Bにおいて沈下がやや過大評価となっている。また、図-3.16の水平分布図より、提案モデルは埋立側のCB4-Cの位置でやや過小評価となっているものの、護岸法線を中心線とした±50m区間の沈下形状は、実測値と同様の傾向を示していると評価できる。これらの差は、降伏曲面における塑性せん断ひずみの発現の違いによって生じているものと考えられる。すなわち、護岸部のようにせん断が大きく作用する箇所では、せん断変形の差が沈下量にも影響を及ぼし、関口・太田モデルにおいて沈下量を過大評価させたと考えられる。興味深いのは、これまで比較的精度が良いとされてきた沈下量の解析精度についても、せん断変形の影響を考慮することが重要であることをこれらの解析結果が示唆している点である。したがって、沈下と水平変位の両方の解析精度に着目して、構成モデルの適用性や土質パラメータの選定を検討することが本質的に重要であると言える。

b)水平変位量

図-3.17および図-3.18にCB4-B沈下板および護岸法線における地中水平変位量の解析結果を示す。これらの図より、解析による地中部水平変位は、沖積層（Ma13）のみならず、その下部の洪積層においても生じているのがわかる。一方、実測値は標高-55m付近を不動点と見なして整理されているため、図-3.17と実測値は単純に比較できない。そこで、解析結果と傾斜計実測値とを対応させるために、解析モデルのDs2層上端を不動点と見なし、解析結果の再整理を行った。その結果を図-3.19に示す。

図-3.19より、関口・太田モデルによる解析結果では、堤外揚土時（1280日）に水平変位が海側へ大きく生じている。これに対して提案モデルでは、水平変位は揚土に伴って徐々に埋立側へ生じており、実測に見られるような引き込み型の護岸部変位モードと一致する。ただし、水平変位の絶対値は実測値の1/3程度と過小評価となっている。

計測位置における水平変位の過小評価について以下に考察する。CB4-Bから15m埋立側における水平変位について、Ds2層を不動点とする同様の整理を行った結果を図-3.20に示す。なお、この位置では、水平変位の実測値が得られていないので、参考値としてCB4-Bにおける実測値を併記している。図-3.20より、着目位置を少し埋立側にずらした箇所における実際の水平変位が、CB4-Bにおける実測値と大きく変わらないと仮定すれば、提案モデルによる解析値は実際の変形をよく再現していると思われる。一般に、関口・太田モデルを用いた場合は、このような大規模埋立護岸によく見られる埋立地内への変形挙動^{18),23),24)}を再現することが難しく、水平変位の解析精度に大きな問題を残していたが^{2),3)}、提案モデルの適用によって、このような問題点は改善されたと言える。

最後に、計測値の信頼性について補足する。及川ら²⁵⁾や坂口ら²⁶⁾は、埋立地内へ推移する護岸の水平変位を粘土層の不同沈下に起因する護岸の剛体回転運動として解釈している。この解釈に間違いはないと思われるが、本研究の解析結果を見る限り、傾斜計において不動点と見なしている浅部の洪積層が、側方に移動している可能性を否定できない。すなわち、傾斜計から得られる水平変位量は相対的な変位量である可能性があり、そのことを念頭において計測値を解釈することが重要であると考えられる。

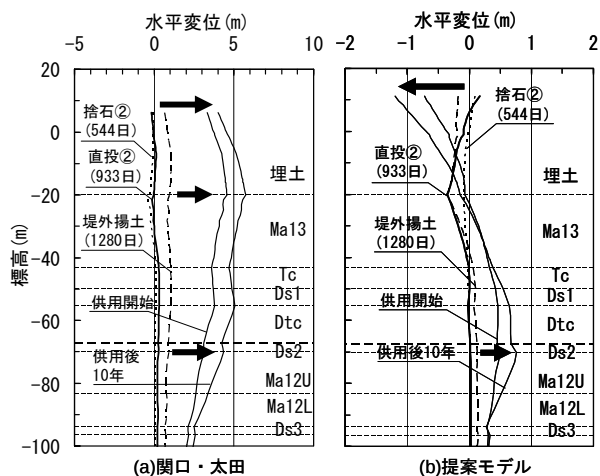


図-3.17 地中水平変位解析結果 (CB4-B)

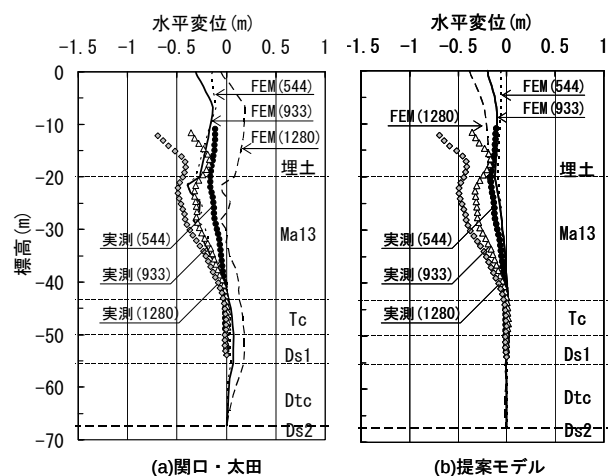


図-3.19 Ds2層を不動点とした地中水平変位 (CB4-B)

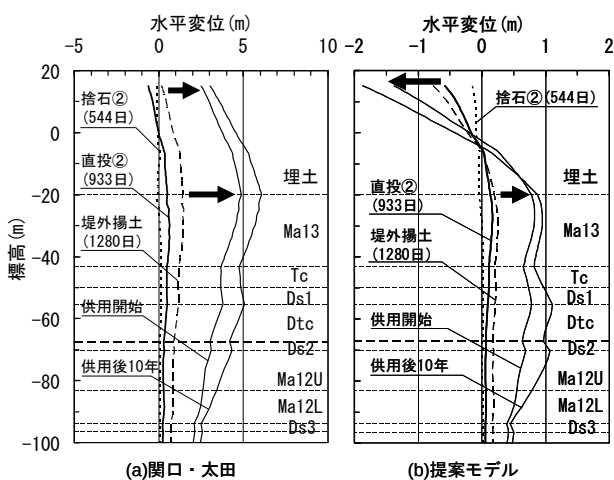


図-3.18 地中水平変位解析結果 (護岸法線)

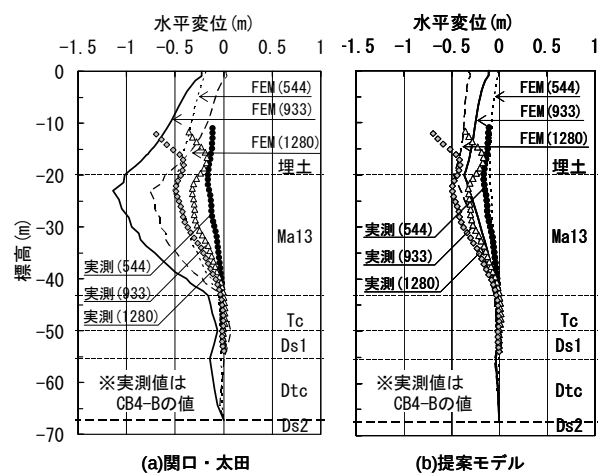


図-3.20 Ds2層を不動点とした地中水平変位
(CB4-Bから15m埋立側)

c)上部ブロックの水平変位量

図-3.21に上部ブロックの天端における水平変位量の比較を示す。図より明らかなように、提案モデルは上部ブロックの水平変位を精度良く再現しているのがわかる。一方、関口・太田モデルでは、上部ブロック設置後、揚土の施工に伴い水平変位は一貫して海側へ生じており、実測値との乖離は無視できないほど大きい。図-3.18を見てもわかるように、関口・太田モデルでは地中部の水平変位が大きく計算されているために、上部ブロックはそれに追従して海側へ変位し、結果的に実測値と一致しなかったと推察される。以上のように、護岸法線の出入りを議論する場合にも、原地盤の水平変位挙動を適切に評価することが重要であることがわかる。

d)地盤内のせん断ひずみ分布

図-3.22に堤外揚土時 (1280日) の地盤内せん断ひずみ分布の比較を示す。関口・太田モデルによる解析結果では、護岸法先部 (CB4-Aライン付近) において、せん断ひずみの最大値は概ね20%となっている。これに対して提案モデルでは、同じ位置でのせん断ひずみは4~6%の範囲にあり、関口・太田モデルとの差は大きい。20%にも及ぶせん断ひずみは、

すべり現象に近いオーダーと判断できるが、実際の工事では、すべりが発生することなく安定的に施工が進捗している。このことから関口・太田モデルによる水平変位の解析結果は過大評価の可能性が高いと考えられる。

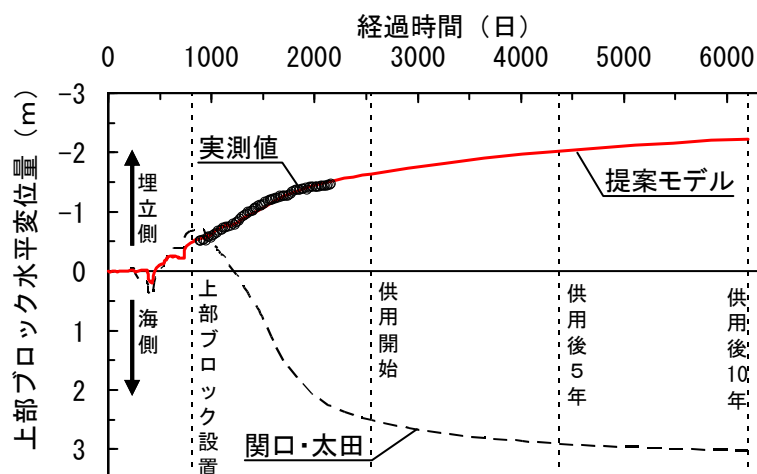


図-3.21 上部ブロックの水平変位

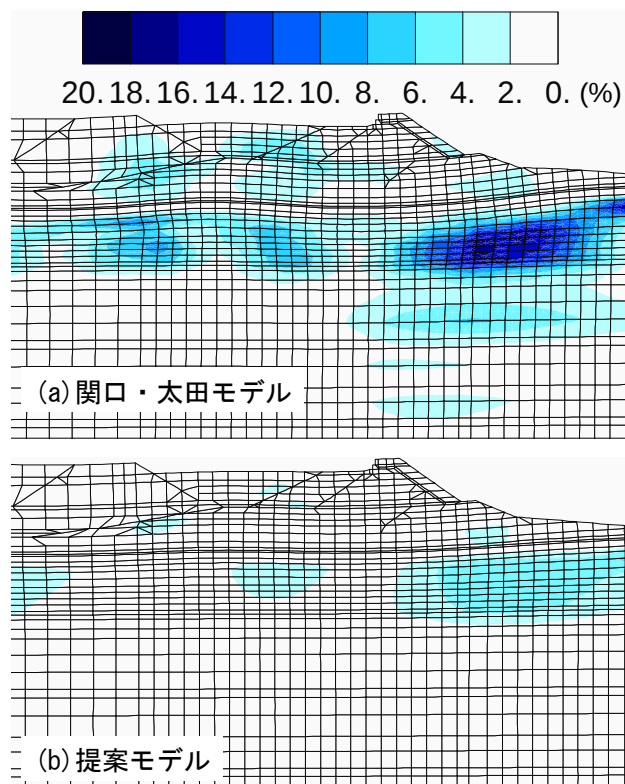


図-3.22 せん断ひずみ分布（堤外揚土時，1280日）

3.4 まとめ

本章では、有限要素法による地盤変形解析の予測精度を向上させることを目的に、自然堆積粘土に対する構成モデルを新たに提案し、自然堆積粘土試料の K_0 圧密非排水三軸試験および現地計測事例に対して、提案モデルの適用性を検討した。本研究によって得られた結論は以下の通りである。

- (1) 提案モデルは、関口・太田モデルにおけるオリジナルCam-clay型降伏関数を、楕円形状の修正Cam-clay型降伏関数に変更し、降伏曲面の回転角を初期応力比 η_0 の2/3と規定したものである。
- (2) 提案モデルによって計算される K_0 値は、 $\phi'=20$ 度～45度の範囲において、Jákyの式から求められる K_0 値と大きくずれない。したがって、 K_0 条件はほぼ満足されているモデルである。
- (3) 提案モデルによって計算される K_0 圧密非排水三軸試験の強度比 s_{ue}/s_{uc} は概ね0.5であり、過去の試験事実に近い強度異方性を計算できる。
- (4) 自然堆積粘土試料の K_0 正規圧密状態における非排水せん断挙動に対して提案モデルを適用した。提案モデルは破壊時までの挙動を完全には再現できないものの、特にせん断初期の挙動を良く再現した。また、関口・太田モデルでは過小評価となっていた非排水せん断強度についても試験結果とよく一致した。
- (5) 関空2期空港島建設工事の護岸部変形挙動に対して、提案モデルを適用した。提案モデルは、護岸部の総沈下量および沈下の水平方向分布形状を精度良く再現した。また、上部ブロックの水平変位も実測値と一致する結果を得た。
- (6) 地盤内の水平変位について、Ds2層を不動点と見なして解析結果を整理した。提案モデルは、計測位置における水平変位のモード（埋立地内への変位）を再現することはできたが、その絶対値は実測値の1/3程度であった。一方、関口・太田モデルによる解析結果では、水平変位は揚土時に海側へ推移しており、実測のモードと一致しなかった。
- (7) 計測位置周辺の水平変位量を比較したところ、提案モデルは、水平変位挙動を大局的に再現していると判断できた。

参考文献

- 1) 中井照夫：側方流動予測の現状と予測，土と基礎，Vol.50，No.2，pp.4-6，2002.
- 2) 水野健太，早矢仕雅弘，渡部要一，金子俊輔，小瀬木克己，樋口豊久，森川嘉之：大規模埋立工事における護岸部変形挙動に関する有限要素解析の精度検証，第40回地盤工学研究発表会（函館），pp.999-1000，2005.
- 3) 水野健太，松本英雄，土田孝：サンドコンパクションパイル工法による改良地盤に建造されたケーソン式岸壁の圧密変形解析，第50回地盤工学シンポジウム論文集，pp.385-392，2005.
- 4) 水野健太，松本英雄，土田孝，近井玲子：サンドコンパクションパイル工法による改良地盤に対する有限要素解析の適用事例，第7回地盤改良シンポジウム論文集，pp.249-254，2006.
- 5) 水野健太，近井玲子，土田孝，松本英雄，来山尚義：低置換率 SCP 工法における二次元有限要素圧密変形解析の精度検証，第41回地盤工学研究発表会（鹿児島），pp.1021-1022，2006.
- 6) Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced anisotropy and time dependency in clays, Constitutive equations of soils, *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp.229-237, 1977.
- 7) Watabe, Y.: Comparative study on characteristics of triaxial shear of five worldwide marine clays, *Proceedings of the 11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Seoul, pp.145-148, 1999.
- 8) Watabe, Y., Tsuchida, T. and Adachi, K.: Undrained shear strength of Pleistocene clay in Osaka Bay, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.128, No.3, pp.216-226, 2002.
- 9) Watabe, Y., Tanaka, M., Tanaka, H. and Tsuchida, T.: K_0 -consolidation in a triaxial cell and evaluation of in-situ K_0 for marine clays with various characteristics, *Soils and Foundations*, Vol.43, No.1, pp.1-20, 2003.
- 10) Banerjee, P. K., and Yousif, N. B.: A plasticity model for the mechanical behavior of anisotropically consolidated clay, *Proceedings of the International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics*, Vol.10, pp.521-541, 1986.
- 11) Roscoe, K. H. and Burland, J. B.: On the generalized stress-strain behavior of 'wet' clay, *Engineering Plasticity*, Cambridge University Press, pp.535-609, 1968.
- 12) 太田秀樹，大野進太朗，飯塚敦，ピパットポンサー ティラボン，竹山智英：異方圧密粘土を想定した弾塑性構成モデルの破壊条件と K_0 条件の理論式，第3回地盤工学関東支部研究発表会（Geo-Kanto 2006），pp.309-312，2006.
- 13) Hashiguchi, K. and Chen, Z. -P.: Elastoplastic constitutive equation of soils with the subloading surface and the rotational hardening, *International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics*, Vol.22, pp.197-227, 1998.
- 14) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.: Superloading yield surface concept for highly saturated soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.2, pp.99-110, 2000.
- 15) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.
- 16) Hashiguchi, K.: Subloading surface model in conventional plasticity, *International Journal of Solids and Structures*, Vol.25, pp.917-945, 1989.
- 17) 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.

- 18) 大阪湾地盤情報の研究協議会：ベイエリアの地盤と建設－大阪湾を例として－，2002.
- 19) Shibata, T. and Karube, D.: Settlement prediction of Kansai International Airport, *Proceedings of the Symposium on Geotechnical Aspects of Kansai International Airport*, pp.87-96, 2005.
- 20) 大向直樹・今井五郎：自然堆積粘土の圧密降伏応力にみられるひずみ速度依存性の評価，土木学会論文集 C，Vol.62，No.3，pp.579-592，2006.
- 21) 赤井浩一：バーチカルドレーンの圧密機構について，土木学会論文集，No.277，pp.137-140，1978.
- 22) 新舎博，原久夫，安部豊彦，田中昭人：サンドドレーンによる部分改良地盤の圧密沈下と側方変位，土と基礎，Vol.30，No.5，pp.7-12，1982.
- 23) 神田勝己，鈴木慎也：沖合空港の建設技術－沈下対策を中心として－，土木学会論文集，No.510/VI-26，pp.1-12，1995.
- 24) 松井保，阿部信晴，中谷浩一，大野真一：埋立造成地盤の残留沈下・側方変形特性について，第33回土質工学シンポジウム論文集，pp.93-98，1988.
- 25) 及川研，新井洋一，鈴木慎也，元野一生：沖合人工島の護岸近接区域における沈下と変形，第27回土質工学研究発表会（高知），pp.1327-1330，1992.
- 26) 坂口博三，奥田豊，鈴木慎也，神田勝己，及川研：洪積層の沈下に伴う水平変位について，第29回土質工学研究発表会（盛岡），pp.1313-1314，1994.
- 27) 松田博，高橋総一，藤原克久，来山尚義：サンドコンパクションパイルの打設が地盤改良域外の粘土地盤の強度に及ぼす影響，土木学会論文集，No.596/III-43，pp.101-110，1998.
- 28) 岡田靖夫，柳生忠彦，幸田勇二：低置換率サンドコンパクションパイル工法による改良地盤の現地破壊実験，土と基礎，Vol.37，No.8，pp.57-62，1989.

4. サンドコンパクション(SCP)改良地盤における変形性能評価

前章ではサンドドレーン工法による改良地盤を対象として修正関口太田モデルを用いた変形性能評価の検証を行った。その結果、埋立護岸の鉛直変位、水平変位について十分な精度で予測できることがわかった。本章では徳山下松港（徳山地区）土砂処分場工事を取り上げ、低置換サンドコンパクションパイル工法で改良した地盤の変形性能評価について検討する^{4),5),27)}。

4.1 工事概要

図-4.1に地盤改良平面図、図-4.2に検討対象とした北護岸の標準断面図を示す。当該工事の護岸は、緩傾斜石積式護岸が採用され、護岸直下は低置換率サンドコンパクションパイル工法（置換率30%、杭径2.0m、杭間隔5.0m×4.2m千鳥配置。以下、SCP工法と略す）による地盤改良が実施されている。背後地は、護岸概成後に順次浚渫土砂が投入されている。

低置換率SCP工法を全面的に採用した当該護岸は、杭間粘性土の強度増加を見込んだ設計となっており、実施工においては図-4.2の工種名に示すように段階施工が採用されている。また、港内外に4箇所の挿入式傾斜計と5箇所の沈下板が設置され、緻密な動態観測に

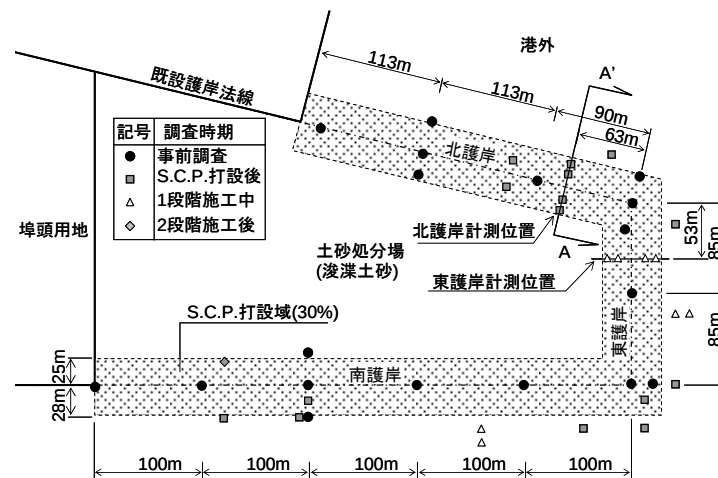


図-4.1 地盤改良平面図および土質調査位置

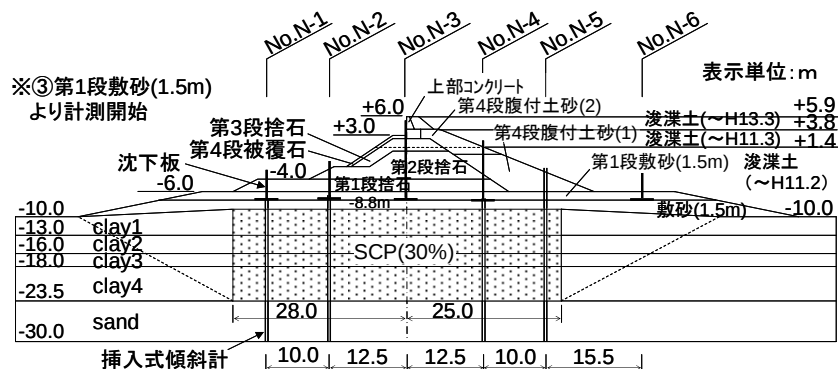


図-4.2 標準断面図（北護岸、図-25のA-A'断面）

よる安定管理が行われている。

4.2 解析条件

二次元平面ひずみ条件において低置換率SCP改良地盤をモデル化する手法は、砂杭と杭間粘性土を一体の均質地盤として扱う手法（以下、一様モデルと称す）と砂杭と杭間粘性土を別々の力学モデルで分離して扱う手法（以下、砂杭モデルと称す）とに大別される。

前者の一様モデルでは、粘性土の圧縮性（圧縮指数 λ や膨潤指数 κ ）を低減させることによって、砂杭の応力分担効果を考慮する方法がよく用いられ、実務設計における応力分担比 m や沈下低減係数 ξ と関連づけることが可能である。しかし、砂杭が陽にモデル化されていないため、砂杭の剛性による側方変形の抑制効果などが評価できない問題が残る。一方、

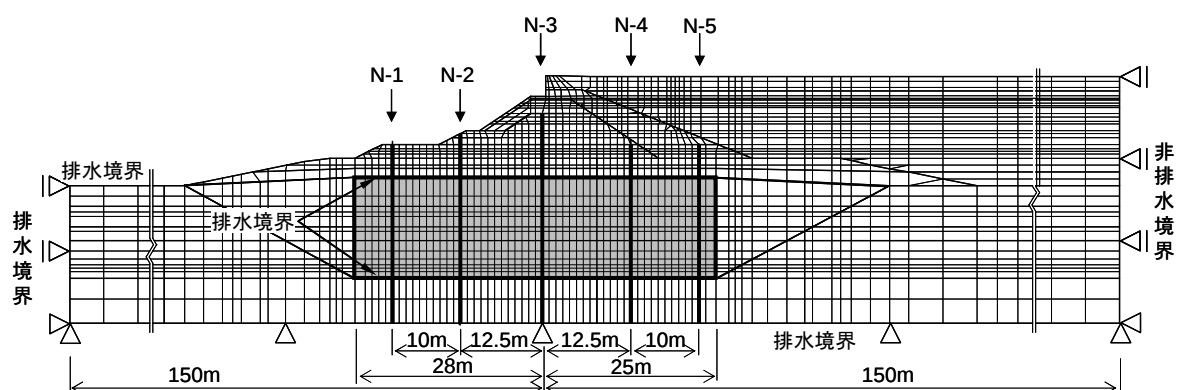


図-4.3 有限要素メッシュ（徳山下松港）と着目位置

表-4.1 解析に用いた土質パラメータ（原地盤）

土層	層厚 (m)	γ' (kN/m ³)	OCR	K_0	K_i	β	E (kN/m ²)	$\lambda^{(注)}$	$\kappa^{(注)}$	e_0	ν'	M	$\alpha^{(注)}$	$\dot{v}_0$ (1/day)	c_v (cm ² /day)
clay1	3.0	3.44	2.69	0.381	0.702	0.703	—	0.695	0.070	3.744	0.276	1.50	0.0059	1.0E-6	87
clay2	3.0	3.68	1.48	0.323	0.420	0.824	—	0.695	0.070	3.454	0.244	1.50	0.0062	1.0E-6	87
clay3	2.0	3.99	1.17	0.329	0.366	0.810	—	0.695	0.070	3.316	0.247	1.50	0.0067	1.0E-6	87
clay4	5.5	4.67	1.09	0.296	0.314	0.885	—	0.538	0.054	2.586	0.228	1.50	0.0060	1.0E-6	94
sand	7.5	9.80	—	0.500	0.500	—	21000	—	—	—	0.333	—	—	—	—

γ' : 水中単位体積重量, OCR: 過圧密比, K_0 : 正規圧密時の静止土圧係数, $K_i=K_0(OCR)^{\sin\phi'}$: 現在の静止土圧係数, $\beta=(2/3) \cdot \eta_0=(2/3) \cdot 3(1-K_0)/(1+2K_0)$: 降伏曲面の傾き, E : 弾性係数, $\lambda(=0.434C_c)$: 圧縮指数, $\kappa(=0.434C_s=0.434C_e/10)$: 膨潤指数, e_0 : 初期間隙比, $\nu'=K_0/(1+K_0)$: ポアソン比, M : 限界状態応力比, $\alpha(=0.04\lambda/(1+e_0))$: 二次圧縮指数, $\dot{v}_0$: 初期体積ひずみ速度, c_v : 圧密係数。注) 表中の値は、原地盤におけるパラメータである。SCP改良部は、 $\xi \cdot \lambda$, $\xi \cdot \kappa$, $\xi \cdot \alpha$ とする。

表-4.2 解析ケース（徳山下松港）

Case	構成モデル	応力分担比 m (沈下低減率 ξ)	限界状態応力比 M	
			原地盤	S.C.P.
A	提案モデル(修正関口・太田モデル)	$m=4$ ($\xi=0.455$)	1.5	1.5
B1	関口・太田	$m=4$ ($\xi=0.455$)	1.5	1.5
B2	関口・太田	$m=5$ ($\xi=0.526$)	1.5	2.0

後者の砂杭モデルは、砂杭と杭間粘性土の応力分担機構を時々刻々と追跡することが可能である。しかし、砂杭モデルの適用にあたっては、解析における砂壁と実際の砂柱との互換性、砂杭の剛性や強度、杭間粘土の乱れの影響等を適切に評価する必要があり、こうしたモデル化やパラメータの選定に対して高度な判断が必要となる。

水野・土田らは、幾つかの護岸断面に対して、上述の2つのモデル化手法の適用性を検証し、いずれのモデル化手法でもパラメータを適切に選択することで実現象を説明できることを報告してきた^{3),4),5)}。ここでは、粘土地盤の構成モデルの違いが地盤変形に及ぼす影響を比較することを目的とし、一様モデルによる解析結果を報告する。

解析に使用した有限要素メッシュを図-4.3に、原地盤の土質パラメータを表-4.1に示す。原地盤の層序構成や土質定数は、事前土質調査結果より設定した。粘性土は関口・太田モデルおよび提案モデル（共に弾・粘塑性モデル）、原地盤砂質土、築堤材料、浚渫埋立土は線形弾性モデルとした。このうち、粘性土の限界状態応力比は $M=1.5$ とし、二次圧縮指数 α ($=\alpha_e/(1+e_0)$) は、 $\alpha_e=0.04\lambda$ を仮定した。初期体積ひずみ速度 $\dot{v}_0$ ($=\alpha/t_c$) は、自然堆積状態における90%圧密時間 t_{90} を特性時間 t_c と見なして算定した。すなわち、 t_{90} はclay1～clay4を両面排水、 $c_v=87\text{cm}^2$ として計算すると概ね5000dayとなるため、全ての粘土層に対して一律に $\dot{v}_0=1\times 10^{-6}(1/\text{day})$ を仮定した。なお、検証事例（その1）と同様の理由で、SCP改良部における $\dot{v}_0$ は未改良域と同じ値を仮定した。

解析ケースを表-4.2に示す。Case-AおよびCase-B1では、応力分担比として $m=4$ を仮定し、式(10)によって計算される沈下低減係数 ξ を表-4.3に示す圧縮指数 λ 、膨潤指数 κ および二次圧縮指数 α に乗じて、SCP改良地盤の沈下低減効果を表現した。

$$\xi = \frac{1}{1 + (m-1)a_s} \quad (10)$$

ここに、 m は応力分担比、 a_s は砂置換率である

Case-B2は、関口・太田モデルにおいて、沈下量の再現を試みたケースで、応力分担比として $m=5$ を仮定した。さらに、SCP改良部の限界状態応力比としてCase-B1 ($M=1.5$, $\phi'=36.9$ 度) よりも大きな $M=2.0$ ($\phi'=48.6$ 度) を仮定し、砂杭の剛性による側方変形の抑制効果を便宜的に考慮した。

SCP改良部における間隙水の排水は、図-4.3に示すように改良部の上下端に排水境界を設け、3.3のサンドドレーン場合と同様の手法^{21),22)}で、Barronの理論解とTerzaghiの解が50%圧密時間で一致するように、表-4.1に示す圧密係数 c_v を換算した。なお、解析モデル全体の水理境界条件は、モデル右側面（埋立側）を非排水境界、左側面（海側）を排水境界とした。

4.3 解析結果

4.3.1 沈下量

N-2（海側）、N-3（護岸法線）およびN-4（埋立側）における実測沈下量と解析結果の比較を図-4.4に示す。また、図-4.5は総沈下量を水平分布図で比較したものである。

図-4.4より、応力分担比としてを $m=4$ と仮定した提案モデル（Case-A）と $m=5$ を仮定した関口・太田モデル（Case-B2）による解析結果は、それぞれ実測沈下量を良く再現していることがわかる。一方、提案モデルと同じ土質パラメータを用いた関口・太田モデル（Case-B1）による解析結果は、N-2～N-3において、沈下量を過大評価している。岡田ら²⁸⁾は現場破壊実験の各種計測結果から低置換率SCP工法における砂杭の応力分担比を推定している。その報告によれば、砂杭の応力分担比は、平均的に $m=2.5\sim3.8$ とされており、今回の提案モデルによる解析条件（ $m=4$ ）は、岡田らの報告した応力分担比と概ね整合する。一方、関口・太田モデルでは、 $m=5$ とやや大きめの応力分担比を仮定する必要があった。また、港湾施設の技術基準²⁹⁾における標準的な応力分担比（ $m=3$ ）と比較しても、関口・太田モデルで仮定した応力分担比（ $m=5$ ）は、若干整合しない。

図-4.5において、解析条件が同じ提案モデル（Case-A）と関口・太田モデル（Case-B1）を比較すると、関口・太田モデルは護岸法線で過大な沈下を計算し、護岸法線から埋立側

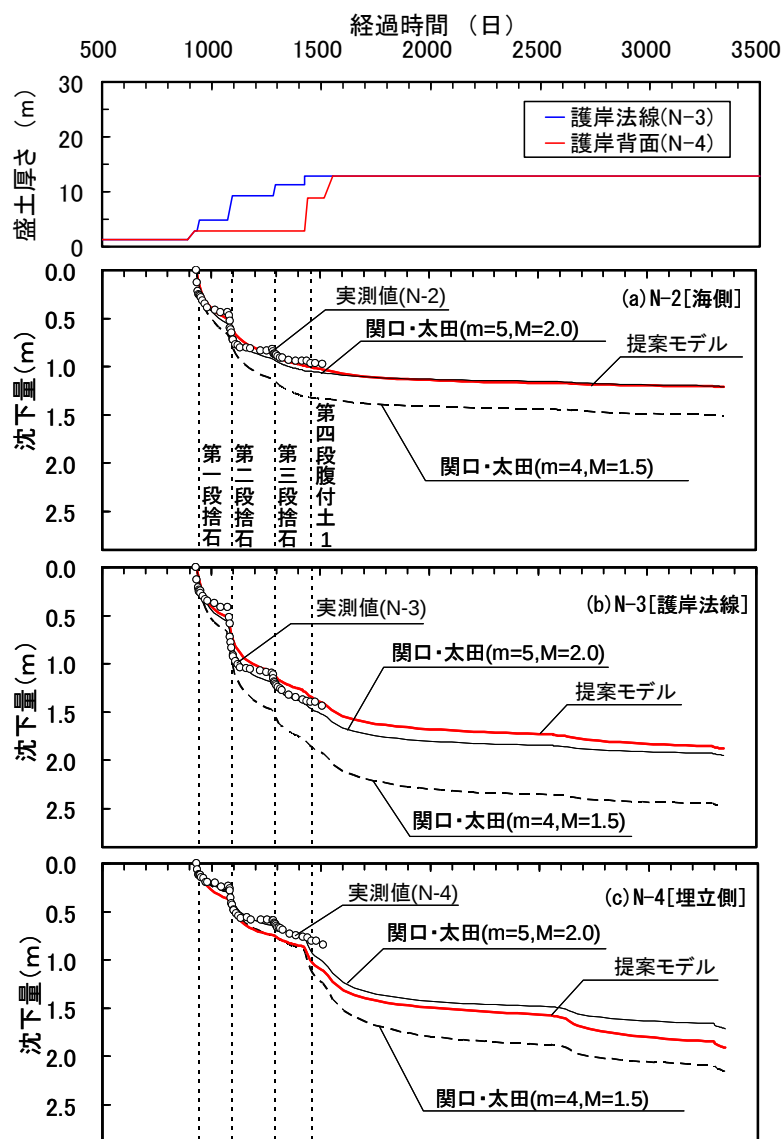


図-4.4 実測沈下量と解析結果の比較

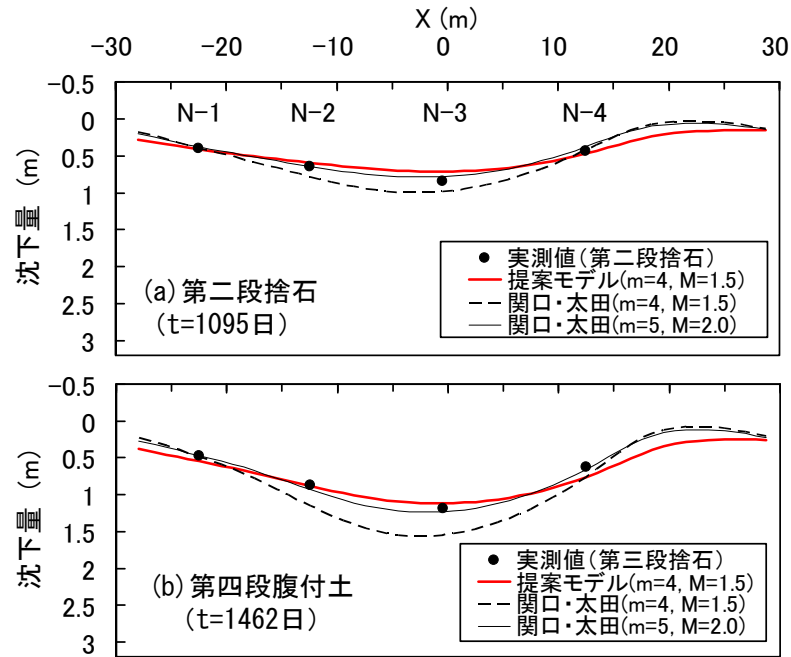


図-4.5 総沈下量の水平分布

15m～25mの範囲で盛り上がりを示していることがわかる．両モデルによる沈下傾向の違いは，降伏曲面における塑性せん断ひずみの発現の違いによるものと推察されるが，これは，図-3.15および図-3.16で示した関空2期空港島の解析事例と共通の傾向である点が興味深い．いずれの比較事例においても，提案モデルは実測に見られるこのような沈下分布形状を精度良く再現しているため，実地盤への適用性が高いと評価できる．

4.3.2 水平変位量

図-4.6に，第二段捨石時と第四段腹付土(1)時におけるN-1，N-2，N-4およびN-5の実測水平変位量と解析結果との比較を示す．

図より，提案モデル（Case-A）による解析結果は実測の水平変位挙動と非常に良く一致しているのがわかる．一方，提案モデルと同じ解析条件を課した関口・太田モデル（Case-B1）による解析結果は，水平変位量が3倍程度過大評価となっており，図-28に示した沈下量の過大評価と対応する．関口・太田モデルにおいて実測沈下量の再現性が高いCase-B2では，水平変位はCase-B1の半分程度であり精度に改善が見られたが，実測値と比較すると依然として解析結果は2倍程度過大評価となっている．また，水平変位のピーク位置も，実測値よりも深い位置となっている． $M=2.0$ の設定根拠が希薄である点も考え合わせると，関口・太田モデルにおいて，水平変位の実測値を再現するためのパラメータの調整には，限界があると思われる．

なお，提案モデルにおいても，N-1やN-5では原地盤面付近（-10m）から上部で解析結果と実測値が一致しない傾向にある．これは，線形弾性モデルとしてモデル化した築堤材の剛性が影響していると考えられる．本解析では築堤材の弾性係数を土被りの大きさによらず一定と仮定しているため，N-1やN-5など土被りの小さい法先部分では，剛性が過大評価となり，変形が拘束されたと考えられる．

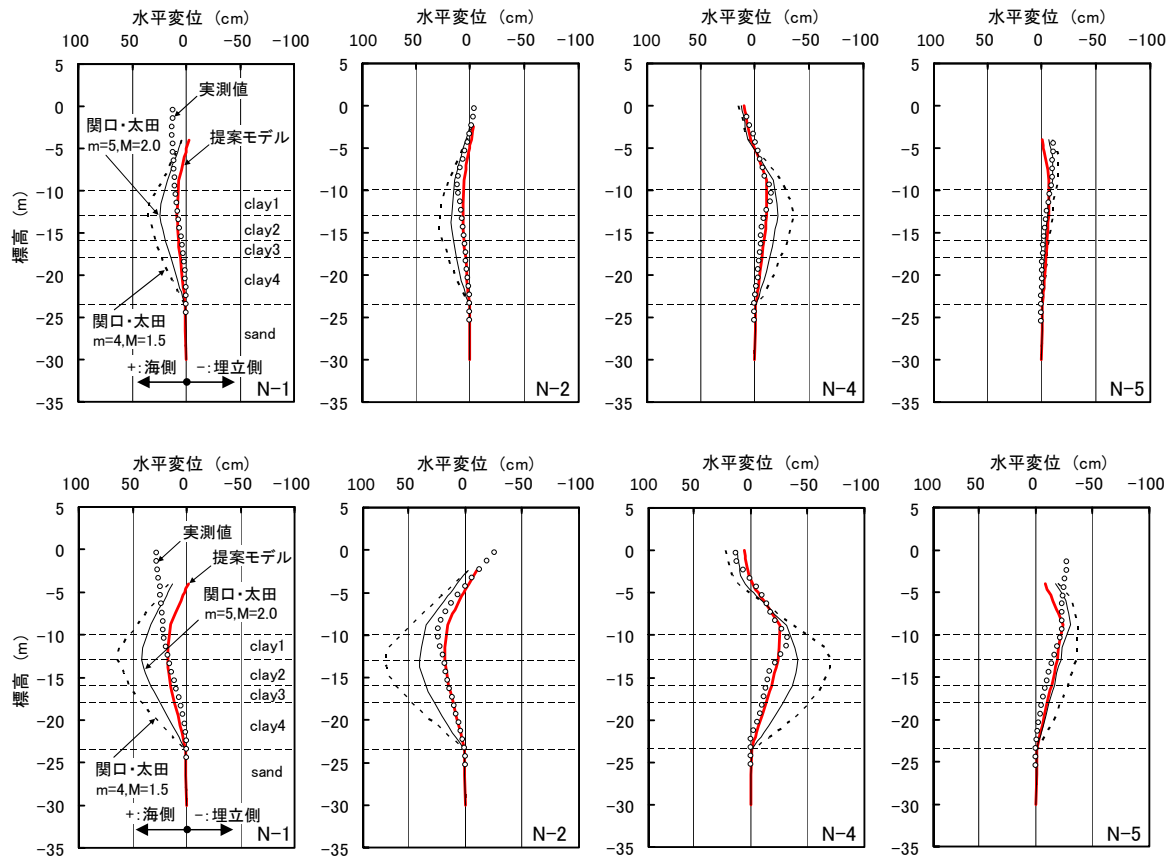


図-4.6 実測水平変位と解析結果の比較（上段：第二段捨石，下段：第四段腹付土(1)）

4.3.3 地盤内のせん断ひずみ分布

図-4.7に地盤内せん断ひずみ分布の比較を示す．関口・太田モデル（Case-B1）による解析結果では，せん断ひずみの発現は，護岸法線を中心線としてほぼ対称形をなしており，くさび状にせん断ひずみが分布しているのがわかる．その大きさは第四段腹付土(1)時で約10%であり，沖積粘土層下部から中央部にかけてのひずみ大きい．これに対して提案モデルでは，せん断ひずみは4～6%で関口・太田モデル（Case-B1）の約半分である．

以上の比較検討より，低置換サンドコンパクションパイルで改良された地盤においても，修正関口・太田モデルを粘土の構成モデルとして用い，改良地盤を適切にモデル化することで沈下量および水平変位量を工学的に十分な精度で予測することができることがわかった．

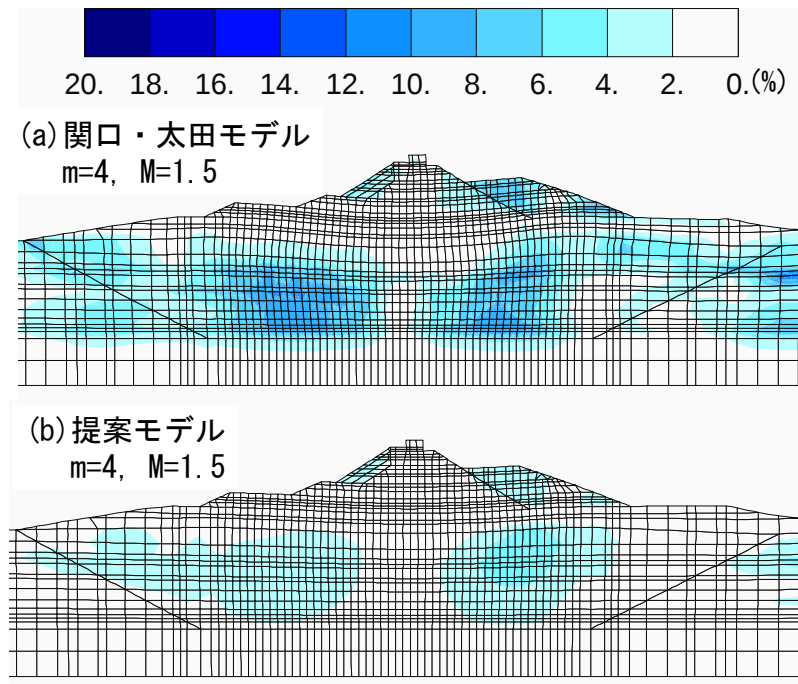


図-4.7 セン断ひずみ分布（第四段腹付土(1), $t=1462$ 日）

4.4 まとめ

本章では、サンドコンパクションパイル工法で改良した地盤について、広島大学地盤工学研究室が提案している修正関口・太田モデルを用いて地盤変形解析の適用性を検討した。その結果をまとめると以下ようになる。

- (1) 徳山下松港（徳山地区）土砂処分場工事の護岸部変形挙動に対して提案モデルを適用した。SCP改良部を一様地盤としてモデル化し、応力分担比を $m=4$ （沈下低減率 $\xi=0.455$ ）とした場合に、提案モデルは護岸部の総沈下量および沈下の水平分布形状を精度良く再現した。また、4箇所で計測された水平変位についても、提案モデルは実測の変形挙動を精度良く再現した。
- (2) これに対して、関口・太田モデルによる解析結果は、応力分担比を $m=5$ （沈下低減率 $\xi=0.526$ ）、SCP改良部の限界状態応力比を $M=2.0$ とした場合に、護岸部の総沈下量および沈下の水平分布形状を精度良く再現した。しかし、この条件においても、水平変位量は実測値よりも2倍程度過大評価であった。

参考文献

3章と同じ

5. 真空圧密工法で改良された地盤における変形性能評価

5.1 はじめに

真空圧密工法は、急速施工が可能な点や載荷重としての盛土材が不要な点など、工期短縮、コスト縮減、環境保全の観点から注目される地盤改良技術の一つである。軟弱地盤の支持力増加や圧密促進のみならず、浚渫埋立地の減容化、湖沼や内湾の水深確保などその用途は幅広く、近年になって着実に施工実績を伸ばしている。

真空圧密工法の技術的な課題は、いかにして改良対象地盤の気密性を確保し、所定の負圧を改良地盤内に安定的に作用させるかにあるといっても良い。また設計的には、工法の原理を適切にモデル化した上で沈下量や側方変位量を精度良く予測し、ドレーンの改良ピッチや真空載荷期間などの設計条件を合理的に設定することが重要である。特に真空圧密工法では、改良域内へ大きな引き込み型の変形が生じるほか、改良域外においても、かなり広範な範囲まで真空載荷に起因する沈下や側方変位が観測される事例が多い。このような周辺地盤に及ぼす変形の影響範囲およびその程度を定量的に事前予測し、必要に応じてこれらの影響を軽減する補助工法の効果を評価することが、真空圧密工法を選定する上で重要である。

しかしながら、実務の設計段階で実施される圧密計算では、間隙水圧の減少分 $-\Delta u$ を圧密荷重の増加分 $+\Delta p_v$ と見なし、一般的なバーチカルドレーン工法において採用されている Barron の理論に基づいた一次元圧密計算が行われているのが現状である。このような慣用計算法では、真空圧密特有の引き込み型の変形を考慮できない点や改良域中央の一次元的な沈下を示す箇所ですえも深度方向の拘束条件の違いによる地盤内の応力状態を適切に表現できないなど問題点も多い。

このような問題に対する検討方法の一つとして、有限要素解析が有効であると考えられるが、真空圧密工法に対する有限要素解析の適用事例は、サンドドレーン改良地盤などに比べると圧倒的に少ないのが現状である。また、真空圧密工法の場合は、境界条件に応じて変化する地盤内応力状態を適切に表現できる構成モデルを適用することが、工法原理を理解する上で重要であるが、このような観点に立って構成モデルの適用性を検証した事例はほとんどない。

このような背景から本研究では、真空圧密工法が採用された浚渫粘土埋立地における地盤改良工事に対して、土～水連成の二次元有限要素解析を実施し、その適用性や解析精度を検証した。解析では、構成モデルとして修正関口・太田モデルを適用し、地盤内の応力状態と変形挙動の関係について考察するとともに、一次元的な慣用計算法との比較も行った。また、従来の研究で採用実績が多い修正カムクレイモデル¹⁾についても同様の解析を実施し、解析結果の比較を行った。

5.2 真空圧密工法の設計に関する既往の研究

5.2.1 真空圧密時の地盤の変形の考え方

我が国では 1990 年代から真空圧密工法が徐々に普及するに従って、工法原理に関する研究が梅崎ら²⁾、三田地ら³⁾、今井⁴⁾、Chai et al.⁵⁾によって相次いで報告された。

梅崎ら²⁾は、図 5.2 に示すように、真空載荷時の地盤変形状態から、地盤内を A)側方変形状態と B)側方拘束条件に大きく分類した。すなわち、改良域端部の浅層部分 (A) は等方圧密に近似できるような変形が生じ、改良域中央部の深層部分 (B) は一次元圧密 (K_0 圧密) に近似できるような変形が生じると考えた。そして、これらの応力状態を三軸圧縮試験機および一次元圧密試験機内で再現し、試験結果に基づいて、上記のモデル化の妥当性と強度増加特性・圧密特性について考察を行った。三田地ら³⁾も異方応力条件による三軸圧縮試験を行い、真空解除後の過圧密効果による強度増加特性に着目した報告をしている。

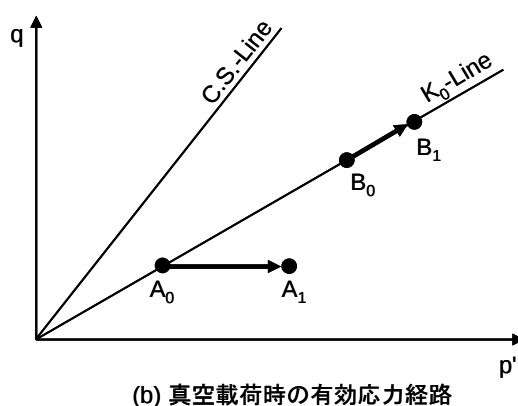
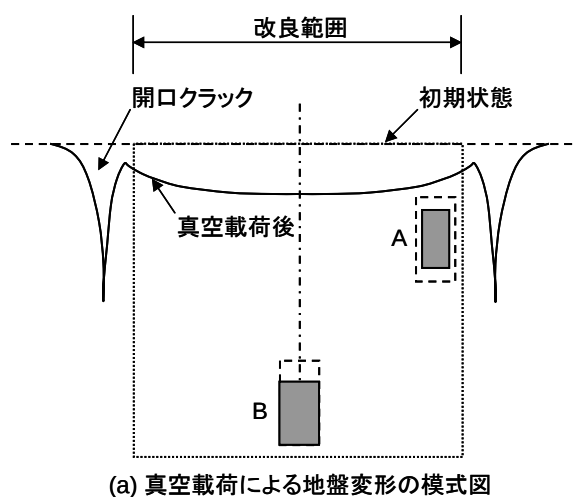


図 5.2 真空圧密工法による地盤変形と応力履歴の関係

今井⁴⁾は、梅崎ら²⁾のモデル化をより単純化し、改良域の上部は水平方向のひずみ拘束がないので、水圧の減少によってどこでも一様に等方圧密し、改良域の下端は水平方向にひずみが拘束されているため K_0 圧密すると考えた。そして、改良域内部は上部から下部に向けて等方圧密状態から K_0 圧密状態へ変化するとした。さらに、改良域外周の土塊は主動状態にあると見なし、改良域内外の地盤変形（地表面沈下）を予測する理論を組み立てた。

Chai et al.⁵⁾は、引き込み型の側方変形が生じる条件を静止土圧係数、有効土被り圧、真空圧による増加応力の関係で導くとともに、開口クラックの深さに着目して地盤内の応力状態をモデル化した。すなわち、土要素に作用する側方応力は、開口クラック下端より浅い部分では真空圧による増加応力のみで、深い部分では真空圧による増加応力と経験的に求められる土圧

係数を考慮した側方応力の和で表されると考えた。そして、これらのモデル化に基づいて沈下量や側方変形量を予測する理論を構築し、実工事の計測データに対してモデルの適用性を検討している。

いずれの研究も、真空圧密工法のメカニズムの把握、あるいは地盤変形量の予測理論を構築することを目的としているため、地盤内の応力状態は極めて単純化されて扱われている。三田地ら³⁾や今井⁴⁾は、実際の地盤における応力状態はより複雑で、これを合理的に扱う場合は有限要素解析が有用であることを指摘している。

5.2.2 真空圧密工法で改良された地盤への有限要素解析の適用性に関する研究

工法原理に関する研究と並行して、真空圧密工法で改良された実地盤に対して有限要素解析を適用し、地盤変形量の予測精度や設計、安定管理への応用の可能性を検討した事例は幾つか報告されている。

松本⁶⁾は、浚渫埋立地盤に対して関口・太田の弾塑性モデルを用いた解析事例を報告している。この事例における真空圧密の改良仕様は、改良範囲が $20\text{m} \times 20\text{m}$ の正方形、改良深さが 27m となっており、気密シートタイプの真空圧密工法が採用されている。解析結果は、改良域内の沈下挙動を精度よく再現しているが、改良域外の地盤変形量を過大評価している。この原因として、解析では地表面に生じる開口クラックを表現できていない点を挙げている。

山添・三田地⁷⁾は、北海道の泥炭性軟弱地盤に対して修正カムクレイモデルを用いた解析事例を報告している。この事例は盛土併用型の地盤改良工事で、改良範囲が $48\text{m} \times 88.8\text{m}$ の平行四辺形、改良深さが約 20m となっている。本工事でも気密シートタイプが採用されている。泥炭という特殊な地盤を対象としているが、地盤を代表する土質パラメータを適切に設定することにより、弾塑性解析の枠組みの中で過剰間隙水圧挙動、盛土中央部の沈下挙動、盛土法尻部の地中側方変位挙動を概ね再現している。ただし、改良域周辺の地盤変形の予測精度については詳しく報告されていないため不明である。また、地盤の変形挙動と安定性を盛土中央部要素の有効応力経路から考察し、負圧载荷は応力点を破壊線から遠ざけ、地盤を安全側に移行させる働きを持つことを示している。山添⁸⁾はさらに泥炭性軟弱地盤の大変形問題に対応するために有限変形理論を組み入れた解析も実施しており、カムクレイモデルと修正カムクレイモデルの比較や微小変形理論と有限変形理論の比較を行っている。

Chai et al.⁹⁾は、佐賀平野の道路盛土工事に対して修正カムクレイモデルを用いた解析事例を詳細に報告している。帯状盛土下の真空圧密改良範囲は、延長約 1km 、幅 $16\text{m} \sim 18\text{m}$ であり、改良深度は $10\text{m} \sim 11.5\text{m}$ である。本工事でも気密シートタイプ（厚さ 0.5mm 、ポリ塩化ビニール製）が採用されている。解析結果は、真空载荷時の改良域内沈下量を概ね再現しているが、改良域端部から 4.2m 離れた改良域外の沈下量をやや過小評価している点、真空除荷時のリバウンド量の不一致、改良域端部の地中側方変位量を過小評価している点など、解析は依然として多くの課題を有していることが報告されている。また、透水係数や境界条件の設定の難しさなど複雑な自然地盤を対象とする上での解析の限界を指摘している。

このように、真空圧密工法を適用した実地盤に対する幾つかの有限要素解析事例を見ると、本工法特有の引き込み型の側方変位や改良部中央の圧密沈下量を比較的精度よく予測できていることがわかる。しかしながら、改良域外を含めた施工エリア全体の地盤変形量の予測精度については依然として未解明な部分が残されている。また、梅崎ら²⁾や今井⁴⁾が仮定したような地盤内応力状態と変形挙動の関係について、有限要素解析がどの程度合理的に評価できてい

るかを詳細に検討した事例は少なく、地盤変形の予測精度の検証と併せて、応力状態の妥当性についても詳細に検討する必要があるように思われる。

5.3 真空圧密工法による浚渫埋立地盤の改良

5.3.1 工事概要

検討対象とした現場は、浚渫土が投入されてから数年が経過した徳山下松港(徳山地区)T-9埋立地である。浚渫埋立部は非排水せん断強度が $\alpha_u=1.4\text{kN/m}^2$ 程度の超軟弱な未圧密地盤であるため、この埋立地内において臨港道路を建設する際の圧密促進および支持力増加を目的とした地盤改良工法として、キャップ付ドレーンを用いた真空圧密工法¹⁰⁾が採用された^{11),12)}。

図 5.3 に施工位置平面図、図 5.4 に動態観測機器の平面配置図を示す。改良範囲は幅 44.4m、中心線延長 250m、改良層厚 28m、設計真空圧は -65kN/m^2 である。図 5.4 に示すように施工中は地表面沈下および地表面側方変位、作用負圧(ポンプ元圧、集水管端部、ドレーン内)、地盤内間隙水圧、排水量、傾斜計による地中側方変位を計測した。特に「区域 B」は集中計測管理区域と位置づけ、密な計測を行っている。したがって、後述の有限要素解析においても「区域 B」を検討対象とした。

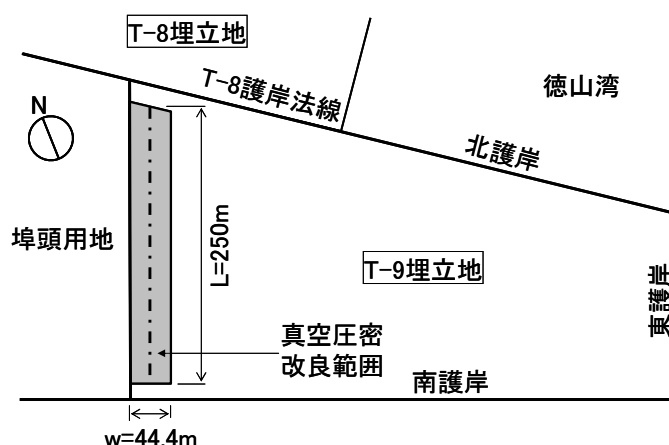


図 5.3 施工位置平面図

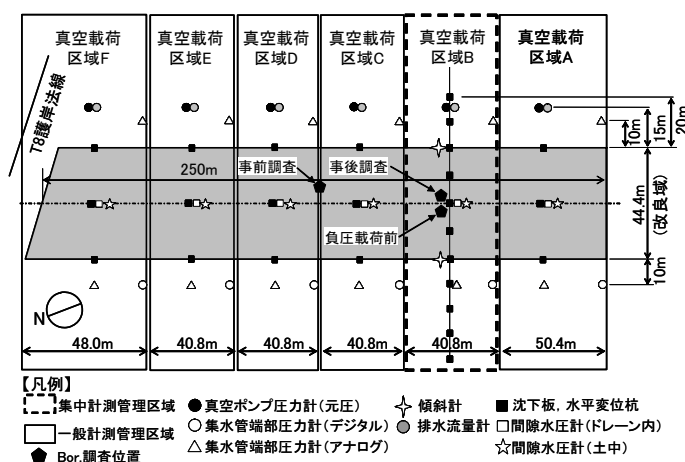


図 5.4 動態観測機器の平面配置図

5.3.2 地盤概要

図 5.5 に土層構成と間隙水圧計の設置深度を示す。真空圧密工法による地盤改良は、図 5.5 に示すように浚渫粘土である埋立粘土 1、埋立粘土 2 および在来粘土である沖積粘性土を対象に実施した。表 5.1 に地盤物性値を一覧する。当該地域の在来粘土に関する元々の地盤特性は、既往の文献^{13),14),15)}が詳しいのでここでは省略するが、浚渫粘土の埋立に起因する圧密によって、含水比 w_n は 97~143% から 72~122% へと 20% 程度低下している。負圧載荷前の在来粘土は含水比が小さく、湿潤密度が大きい傾向にあるが、サンプリング位置（ドレーン近傍か、ドレーン間中央か）の違いによるばらつきの可能性が考えられる。渫粘土の含水比 w_n は約 120%，湿潤密度 ρ_t は 1.42g/cm^3 で比較的均質な地盤を形成していることがわかる。その物理特性は浅部の在来粘土と大きく変わらない。

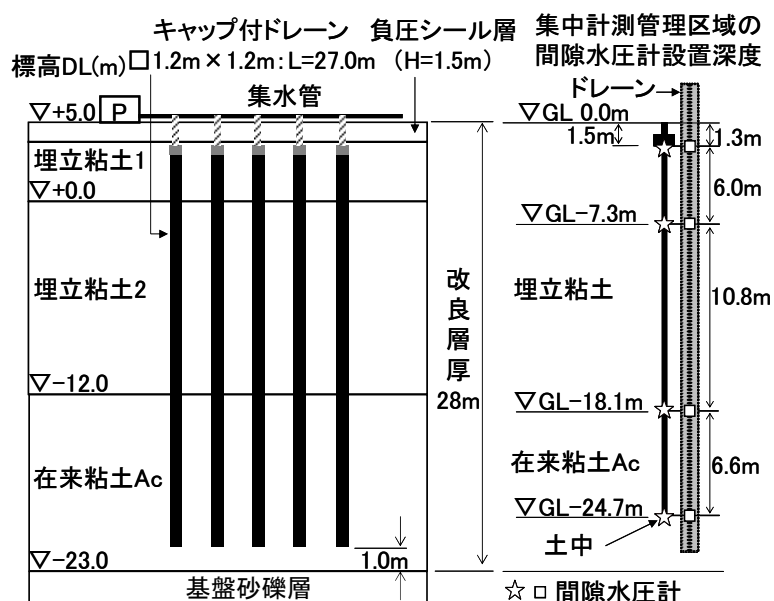


図 5.5 土層構成および間隙水圧計の設置深度

表 5.1 地盤物性値

パラメータ	単位	埋立粘土 1	埋立粘土 2	在来粘土
層厚	m	5.0	12.0	11.0
湿潤密度 ρ_t	g/cm^3	1.42	1.42	1.51
含水比 w_n	%	119	120~129	72~122
せん断強度 α_u	kN/m^2	1.4	$1.4+0.3z$ ($z=0$ at DL=0)	$4.0+0.7z$ ($z=0$ at DL=0)
圧縮指数 C_c	—	1.026	1.026	1.035
圧密係数 α_v	cm^2/d	180	180	130

5.3.3 キャップ付ドレーン工法による地盤改良

本工事で採用したキャップ付ドレーン工法^{10),16)}は、表層の粘性土を上部シール層として利用することによって、気密シートが不要となる点が大きな特長である。ドレーン 1 本毎に気密キャップを接続し、負圧は気密キャップを介してドレーン内に直接作用させるため、負圧の伝

達効果が高い。また、改良層の中間に透水性の良い層が存在する場合には、該当深度のドレーン材にあらかじめ遮水シーลを取り付けることにより、改良効果が低下することを防ぐことができる。気密シートタイプと比較して、水上や泥土上の施工も可能な点が長所として挙げられる。一方、表層（上部シーล層）が未～弱改良層となる点、キャップ部は地下水位以下に維持する必要がある点、ドレーン打設時に生じる打設孔の漏気対策が必要な点など留意が必要である¹⁷⁾。

本工事では図 5.5 に示すように、鉛直ドレーン材は基礎砂礫層より 1.0m 上部まで泥土施工機（PDF 船）によって打ち込み（下部シーล層 1m）、地表面から 1.5m の埋立粘土を上部シーล層とした。ドレーン打設長さは 27m、ドレーンの打設間隔は 1.2m ピッチの正方形配置、ドレーンの総打設本数は 8,053 本、総延長は 217,431m である。また、区域 A および区域 F は、護岸築造時の築堤材が介在していたため、鉛直ドレーンに遮水シーล処理を施している。実際の工事は真空圧の停止後に二段階の盛土（二回目の真空圧密を含む）が施工されているが¹⁸⁾、本論文では真空載荷のみに起因する地盤の応力変形挙動を有限要素解析によって考察することに主眼を置き、盛土載荷前の真空載荷期間 133 日間（真空除荷を含まない）を解析対象とした。

5.3.4 地盤改良効果^{11),12)}

図 6 および図 5.7 に事前調査、負圧載荷前および事後調査（一次負圧除荷後）の含水比、湿潤密度、一軸圧縮強さ、圧密降伏応力の深度分布図を示す。図 6 および図 5.7 より、事前調査から負圧載荷前にかけて自然含水比の低下、湿潤密度の増加、一軸圧縮強さの増加が見られる。これは改良対象地盤が未圧密地盤であり、鉛直ドレーンの打設によって自重圧密が促進されたこと（平均放置期間約 160 日）によるものと考えられる。これは、図 5.7 の圧密降伏応力の深度分布図において、負圧載荷前に圧密降伏応力が有効土被り圧とほぼ一致していることから理解できる。

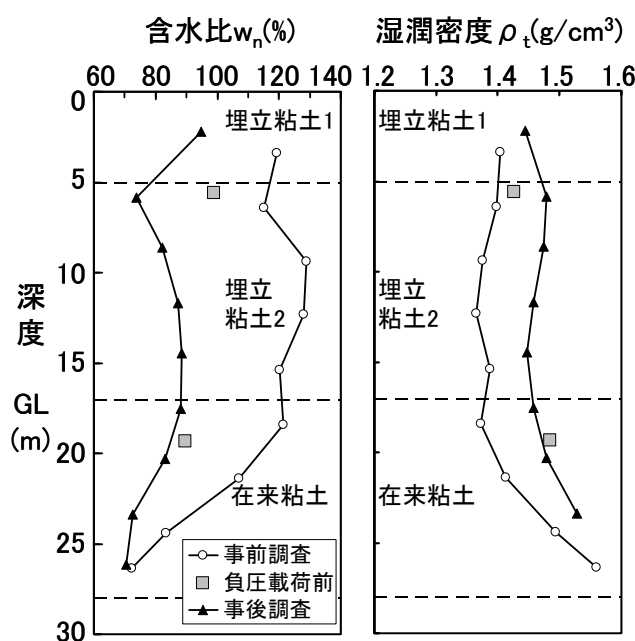


図 6.5 真空載荷前後の物理特性の変化

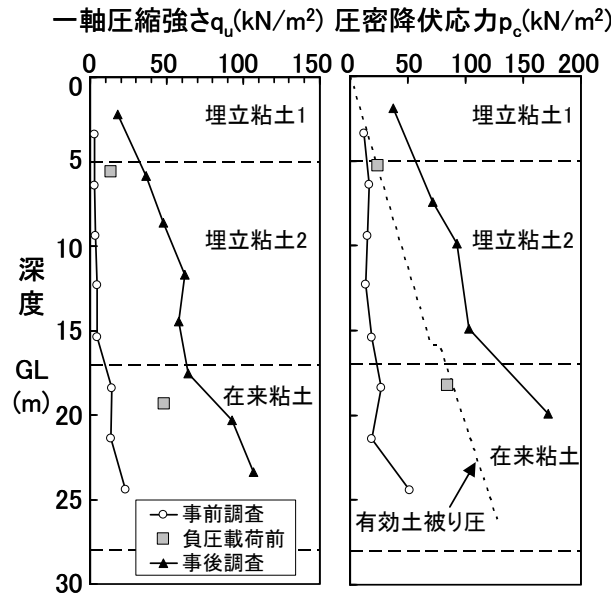


図 5.7 真空载荷前後の力学特性の変化

真空载荷後は、自然含水比は平均で 82%に低下し、湿潤密度は 1.42g/cm^3 から 1.48g/cm^3 へと増加した。一軸圧縮強さの増加は、平均で $\Delta q_u = 54\text{kN/m}^2$ であった。事前の三軸 CU 試験結果 ($\phi = 22.4$ 度) より強度増加率 $m (= \Delta \sigma_u / \Delta p)$ を 0.28、圧密度 U を 80% (浅岡法による真空载荷後のひずみに関する圧密度の推定値は平均 82%程度¹³⁾) と仮定すると、設計真空圧 65kN/m^2 による非排水せん断強度の増加量は、 $\Delta \sigma_u = 15\text{kN/m}^2$ と計算される。一方、一軸圧縮試験による未圧密状態からの強度増加量は平均的に $\Delta \sigma_u (= \Delta q_u / 2) = 27\text{kN/m}^2$ 、负压载荷後の強度増加量はその半分程度であり、真空载荷による強度増加量はほぼ理論計算どおりの値が得られていると判断できる。また、圧密降伏応力は有効土被り圧よりも大きくなり、真圧除荷によって対象地盤が過圧密化 ($OCR = 1.5 \sim 2.1$) していることがわかる。

5.3.5 地盤挙動

図 5.8 は間隙水压計による過剰間隙水压の経時変化を示したもので、上段が真空ポンプの元圧、集水管端部の負圧、ドレーン先端の負圧、下段が地盤内 (ドレーン間中央) の負圧を示したものである。なお、図 5.8 は経過時間の基準日を负压作用開始時 (ドレーン打設から 178 日後) としている。30~40 日、55 日、70~75 日にかけてポンプ元圧が一時的に低下する期間はあるが、ポンプ元圧は $-90 \sim -95\text{kN/m}^2$ 、集水管端部およびドレーン先端部の負圧は概ね -65kN/m^2 を達成しており、設計真空圧が均一に作用していると判断できる。一方、地盤中の負圧は、ほぼ直線的に経時低下しており、シール層 (-1.5m) を除くと改良終了時の負圧は、 $-35 \sim -54\text{kN/m}^2$ となっていることがわかる。

図 5.9 は「区域 B」の改良域中心、改良域端部、改良域中心から 52.2m における時間~沈下量関係、図 5.10 は改良域縦断方向の沈下形状、図 5.11 は「区域 B」横断方向の地表面沈下形状、図 5.12 は「区域 B」横断方向の地表面側方変位形状を示したものである。なお、図 5.9 ~ 図 5.12 は、ドレーン打設時を経過時間の基準日としている。これらの図を見てわかるように、改良地盤はドレーンの打設によって自重圧密が促進され、改良域中心部で最大 1.8m 程度の沈下量が生じている。図 5.9 より、改良域においては自重圧密挙動はほぼ終息状況にある。

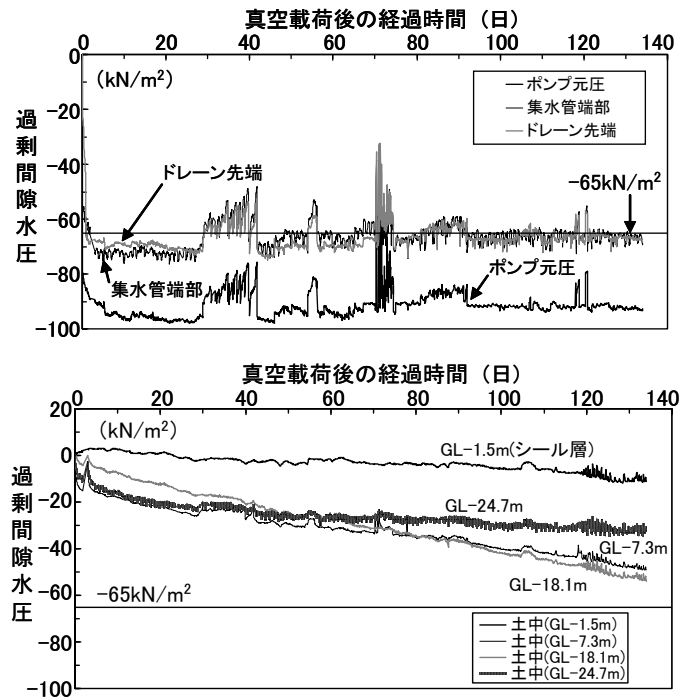


図 5.8 ポンプ元圧と過剰間隙水圧の経時変化

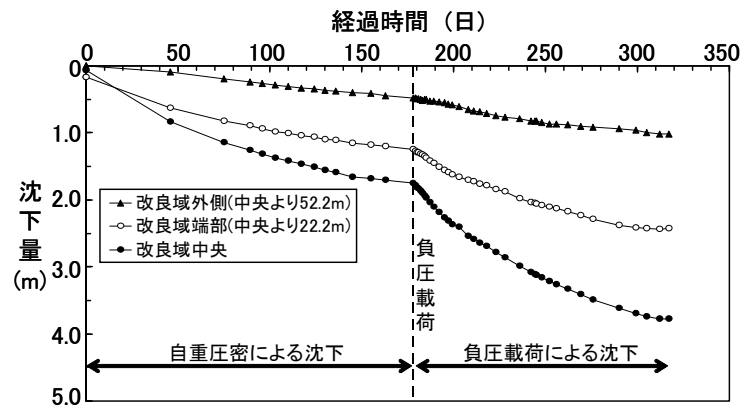


図 5.9 時間～沈下関係 (区域 B)

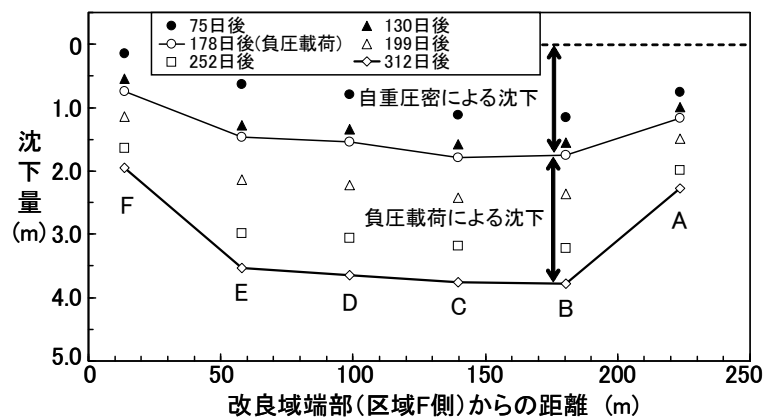


図 5.10 縦断方向の地表面沈下形状 (区域 A~F 中央部)

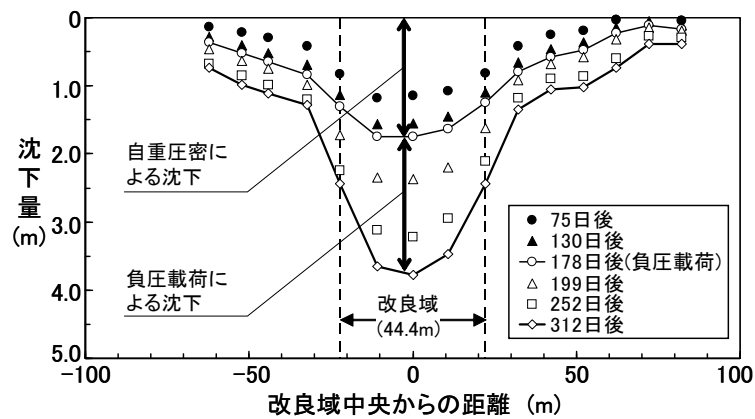


図 5.11 横断方向の地表面沈下形状（区域 B）

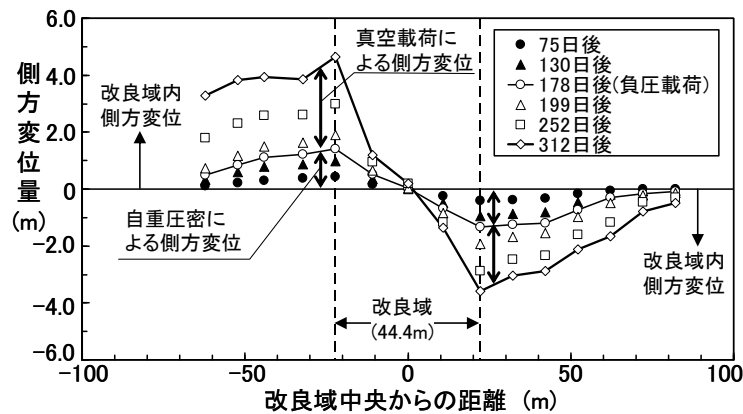


図 5.12 横断方向の地表面側方変位（区域 B）

自重圧密による沈下と負圧载荷による沈下を合わせると、改良域中心部で 2.0m～3.8m の沈下量が生じており、区域 B～区域 E においてはほぼ様な沈下を示している。これに対して区域 A および区域 F は、既設護岸における築堤材が介在していることと、在来地盤が低置換率 SCP 工法による地盤改良が行われていることが原因で沈下量が小さくなっていると思われる。

図 5.11 の地表面沈下に着目すると、横断方向の沈下形状はすり鉢状となっており、改良域中央部と改良域端部の沈下比は、約 0.64（＝端部沈下量／中央部沈下量）であった。また、改良域端部から 40m 離れた地点においても 70cm 程度の沈下が生じている。この周辺地盤の沈下の原因としては、1)天日乾燥、2)自重圧密沈下の進行、3)介在砂層の存在と負圧の伝搬による圧密沈下、4)改良域の沈下に伴う連れ込み沈下などが考えられるが、各要因の影響度を解明するためには詳細な分析を行う必要がある。

図 5.12 より、地表面の側方変位は改良域内へ一貫して引き込まれており、真空载荷時の典型的な地盤変形性状を示している。地表面側方変位の最大値は、改良域端部において 4.6m である。地表面沈下量と同様に、側方変位量についても周辺地盤への影響が大きく、改良域端部から 40m 離れた地点において、2～3m 程度の大きな側方変位が生じている。また、地表面には引っ張りクラックが観察された。

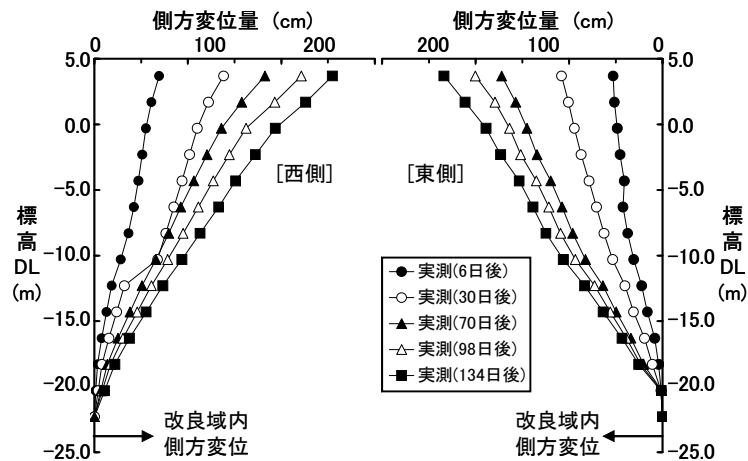


図 5.13 改良域端部の側方変位深度分布（区域 B）

図 5.13 は「区域 B」の改良域端部における地中側方変位の深度分布図である，傾斜計は負圧载荷の数日前に設置し，負圧载荷に併せて自動計測を行っている．図 5.13 に示す値は，負圧载荷開始時を初期値として整理したものである．改良域端部の側方変位は地表面で最大値を示し，改良域内へ倒れ込むような変形モードを示していることがわかる．

5.4 有限要素解析

5.4.1 解析の前提条件

前章の計測結果で詳述したように，真空载荷時は地盤改良域内だけでなく，改良域外においても広範囲に及ぶ地盤変形を誘発していることがわかる．これらの影響を定量的に評価する手法として有限要素解析が有効である．

対象とする浚渫埋立地は未圧密粘土地盤であり，ドレーンの打設によって自重圧密が生じている．このような地盤を対象とした圧密解析では，粘土の沈降から圧密沈下に至る過程を一貫して扱うことのできる解析手法が本来必要となる．しかし図 5.9 より自重圧密過程がほぼ終息状況にあると考えられること，図 5.7 の圧密降伏応力の深度分布図から，真空载荷前の地盤はほぼ正規圧密状態にあると判断できることから，ここでは，真空载荷前の地盤を初期状態と見なし，浚渫埋立粘土は正規圧密地盤（ $OCR=1.0$ ）を仮定して解析を行った．したがって，検証解析は負圧载荷後を対象として行い，実測値との比較も負圧载荷日を基準日として整理した．

5.4.2 解析条件

図 5.14 に解析に使用した有限要素メッシュ図および载荷工程図を示す．解析は負圧载荷開始から負圧除荷前までを対象とした．地盤改良中心から片側断面をモデル化し，平面ひずみ条件で解析を行った．水平方向の解析範囲は改良層厚の約 3 倍の 80m とした．土層構成は，埋立粘土 1，2（浚渫土）と在来地盤（沖積粘土）が成層状態で均質に堆積しているものとしてモデル化した．

変位境界条件は側面を水平変位固定，底面（基盤砂礫層上面）を水平および鉛直変位固定とし，水理境界条件は右側側面を非排水境界，上面および底面を排水境界（ $\Delta u=0$ ）とした．鉛

直ドレーンは 1.2m 毎の鉛直メッシュ線上に水圧固定境界を設けて表現し、設計負圧（ -65kN/m^2 ）を 2 日間で徐々に作用させた。なお、図 5.8 に示したような元圧の一時的な低下は考慮していない。解析次元は平面ひずみ条件であるため、改良域の透水係数を軸方向流れの Barron の理論解と Terzaghi の一次元圧密理論解が 50%圧密時間で一致するように換算した¹⁹⁾。図 5.14 の詳細図に示すように、1.2m 間隔の鉛直ドレーン間には 4 つの要素が存在する。以後の解析結果の評価においては、鉛直ドレーン間の粘土要素を代表する着目点として、黒丸（●）で示したドレーン間中央要素の応力値を参照することとした。

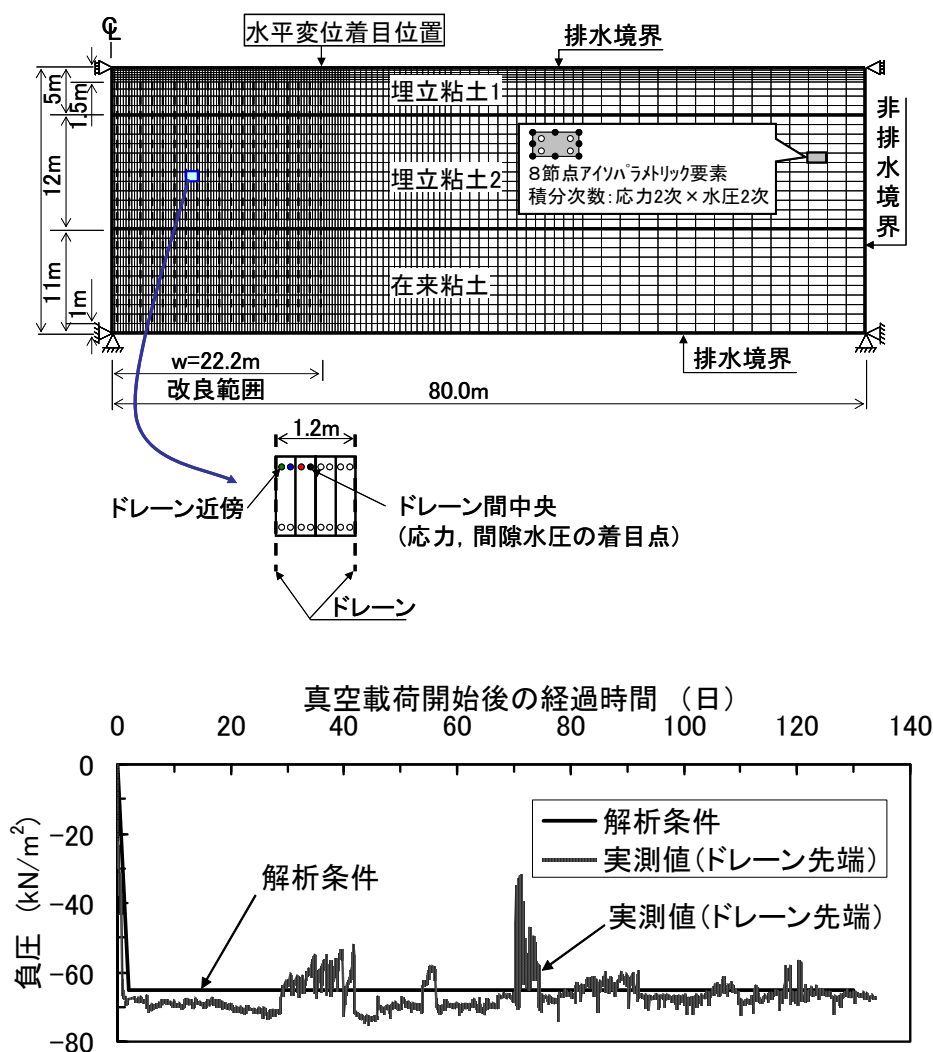


図 5.14 有限要素メッシュ図および载荷工程図

5.4.3 土質パラメータ

埋立粘土および在来粘土の構成モデルは、修正関口・太田モデルを適用した。表 5.2 に解析に用いた土質パラメータおよびその算定式を示す。土質パラメータは、事前ボーリング調査結果を参考に設定した。ただし、 ϕ' と M については、海成粘土の一般的な値である $\phi'=30$ 度 ($M=1.20$) を採用した。また、膨潤指数 κ は圧縮指数 λ の 1/10 を仮定し、正規圧密時の静止土圧係数 K_0 は Jaky の式から算定した。有効ポアソン比 ν' は地盤を弾性体と仮定した式

($v'=K_0/(1+K_0)$) から算定した。地盤の透水係数 k は、 $e\text{-}\log k$ 関係で直線的に低下すると仮定し、このときの傾き λ_k は圧縮指数 λ と同じ値とした。地盤の初期状態は、表 5.2 に示すような初期間隙比を仮定し、応力積分点で有効土被り圧を計算し初期応力状態とした。土被り圧がゼロに近い地表面要素では計算が発散しやすくなるが、本解析では載荷ステップを可能な限り細かくして ($\Delta t=0.05\text{day}$)、計算が発散しないよう配慮した。

表 5.2 解析に用いた土質パラメータ

パラメータ	単位	埋土粘土 1	埋土粘土 2	在来粘土
湿潤単位体積重量 γ_t	kN/m ³	14.0	14.0	14.8
圧縮指数 λ	—	0.445	0.445	0.449
膨潤指数 κ	—	0.045	0.045	0.045
非可逆比 A	—	0.90	0.90	0.90
初期間隙比 e_0	—	2.90	2.40	2.10
限界状態応力比 M	—	1.20	1.20	1.20
内部摩擦角 ϕ	度	30.0	30.0	30.0
過圧密比 OCR	—	1.0	1.0	1.0
降伏曲面の回転角 β	—	0.500	0.500	0.500
透水係数 k	cm/sec	8.38E-7	3.79E-7	1.86E-7
$e\text{-}\log k$ の傾き λ_k	—	0.445	0.445	0.449
ポアソン比 ν'	—	0.333	0.333	0.333
先行時静止土圧係数 K_0		0.500	0.500	0.500
原位置静止土圧係数 K_i		0.500	0.500	0.500

パラメータの算定式： $\lambda=0.434C_c$, $\kappa=0.434C_s(C_s=C_c/10)$,

$A=1-\kappa/\lambda$, $M=6\sin\phi/(3\cdot\sin\phi)$, $\beta=(2/3)\cdot\eta_0=(2/3)\cdot 3(1-K_0)/(1+2K_0)$,

$\lambda_k=\lambda$, $\nu'=K_0/(1+K_0)$, $K_0=1-\sin\phi$ (Jáky,1944), $K_i=K_0(OCR)^{\sin\phi}$ (Schmidt,1966)

5.4.4 軸対称モデルによる検証

真空載荷時における修正関口・太田モデルの基本的な応答性能を確認するために、図 5.14 に示す軸対称モデルを用いて、地盤内の有効応力状態を調べた。図 5.14 の右図に示すように、典型的な変位境界条件として、a) K_0 圧密条件（側方拘束）、b) 等方圧密条件（側方変形）を仮定した。負圧は、対称軸（鉛直ドレーン打設位置）に水圧固定境界として設計真空圧 -65kN/m^2 を 2 日間で作用させた。解析に用いた土質パラメータは、表 5.2 に示した値と同じである。

図 5.15 に 3 深度の着目要素における $p\text{-}q$ 面の有効応力経路を示す。上段は修正関口・太田モデル、下段は修正カムクレイモデルによる結果である。修正関口・太田モデルの場合、側方拘束条件では深部の要素ほど K_0 ラインからややずれているが、概ね K_0 ライン上を推移しており、側方拘束条件下の K_0 圧密挙動をほぼ満足していることがわかる。これに対して側方変形条件の場合は、いずれの深度においても軸差応力 q がほぼ一定のまま平均有効応力 p が増加する応力経路を示しており、図 5.2 に示したような等方圧密挙動を再現していると判断できる。それぞれの条件における沈下量については後述の「慣用計算法との比較」において詳述する。

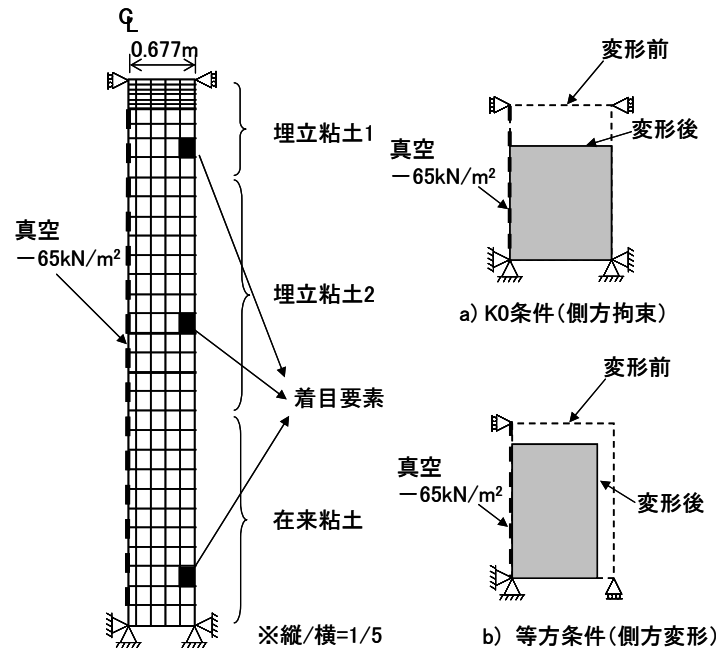


図 5.14 軸対称モデルによる修正関口・太田モデルの検証

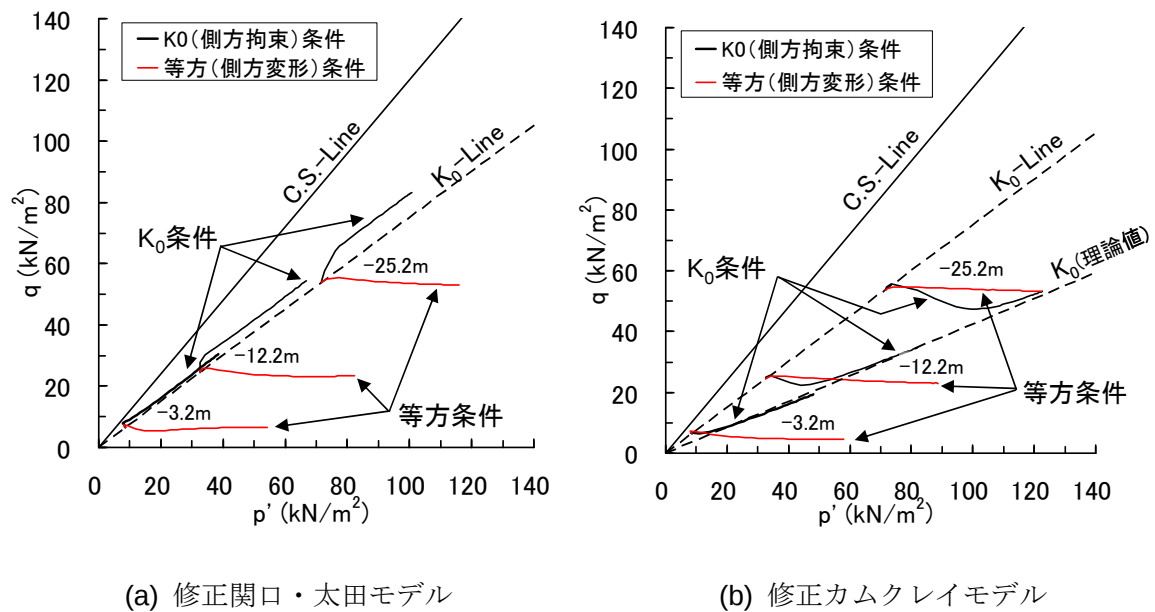


図 5.15 着目要素の有効応力経路

一方、修正カムクレイモデルの場合は、初期応力条件として与えた K_0 値 ($=0.50$) は、ポアソン比 ν' 、限界状態応力比 M および非可逆比 λ ($=1-\kappa/\lambda$) から導出される K_0 理論値 ($=0.66$) と異なるため、側方拘束条件では理論 K_0 ラインに漸近するような応力経路を描き、結果として軸差応力 q がいったん低下することも起こりうる。

有効応力経路から真空載荷時の応力状態を考察する観点に立つと、修正カムクレイモデルを適用する場合は、初期応力条件として入力する K_0 値をモデルにより導出される K_0 値 (理論値)

と一致させるか、あるいは入力値と理論値が異なる場合は、図 5.15(b)のような応力経路を取りうることを前提にして、解析結果の解釈をすることが重要と考えられる。

5.5 修正関口・太田モデルを用いた二次元有限要素解析による解析結果

5.5.1 沈下量

図 5.16 に時間～沈下量関係、図 5.17 に地表面沈下量の水平分布の実測値との比較をそれぞれ示す。なお、図 5.16 はドレーン打設日、図 5.17 は真空載荷開始日を経過時間の基準日として整理している。

図 5.16 および図 5.17 より、解析結果は実測値に比べて初期の沈下速度がやや速いものの、改良域内に生じた圧密沈下量を実務上十分な精度で再現できていると思われる。また、図 5.17 において改良域端部付近で沈下形状がわずかに波打つ傾向を示すが、改良域境界の局所的な変形による影響と考えられる。改良域端部に近い未改良域は、改良域の圧密沈下に連れ込まれるため、圧密による強度増加量が小さいにも関わらず伸張方向にせん断力が作用するため、局所的な大きなせん断ひずみが生じたと思われる。後段の修正カムクレイモデルによる解析結果（図 5.24）では、このような局所的な変形が生じていない。これは、修正カムクレイモデルを異方圧密粘土に適用した場合は、非排水伸張条件で弾性応答を示すことが影響している可能性がある。

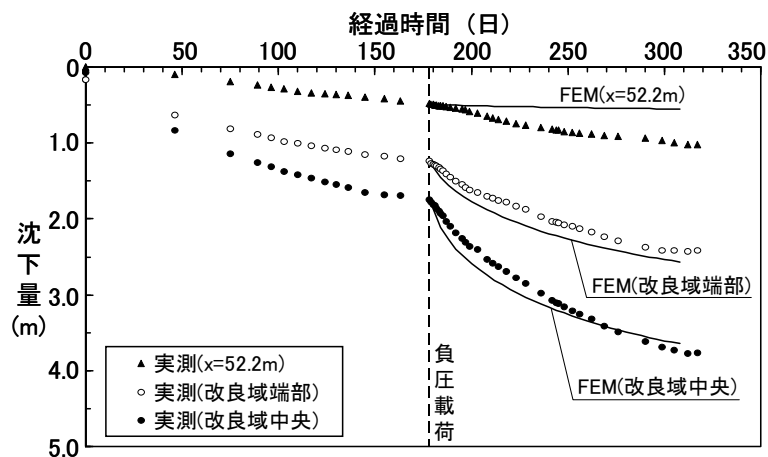


図 5.16 時間～沈下量関係

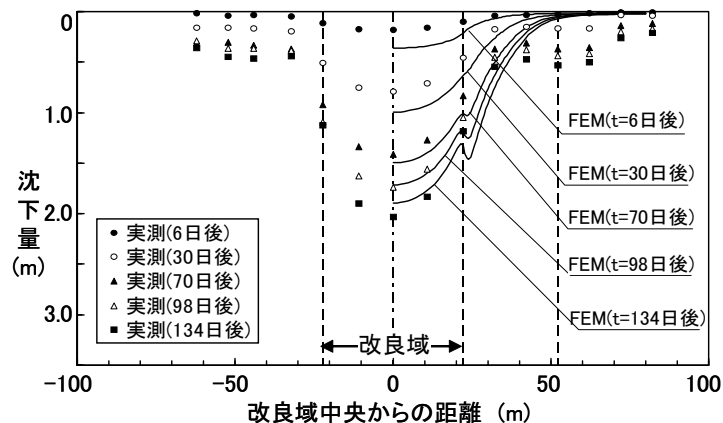


図 5.17 地表面沈下量の水平分布

改良域外の沈下量に着目すると、解析は全般的に過小な評価となっており、周辺地盤への影響予測を行う観点からは、課題の残る結果となっている。前章で述べたように、改良域外の沈下の要因として、1)天日乾燥の影響、2)自重圧密沈下の進行、3)介在砂層の存在と負圧の伝搬による圧密沈下、4)改良域の沈下に伴う連れ込み沈下などが考えられるが、本モデルは、4)の連れ込み沈下以外の影響を考慮できない。本工事の事前ボーリング調査結果の記事によれば、シルト質である浚渫埋立粘土中には、「所々微細砂を不規則に混入する」、「GL-12.4m 付近にレンズ状に砂を挟む」とある。そこで、3)の影響について着目し、介在する高透水層を仮想的にモデル化した感度解析を別途実施している²⁰⁾。その結果によれば、仮に層厚 1m の連続した透水層が $1 \times 10^{-3} \text{cm/sec}$ 以上の透水係数を有すれば、真空圧の影響が改良域外にも伝搬し、実測値にみられる程度の沈下を起こす可能性があることが示された。ただし、この仮説が成立するかどうかは、より詳細な地盤調査結果や動態観測結果に基づいて判断する必要がある。

なお、上述の要因のうち、2)の影響が相対的に大きい可能性がある。これについては、自重圧密過程を考慮した解析手法を構築する必要があるが、今後の課題として挙げられる。いずれにしても、浚渫粘土地盤を正規圧密地盤とみなすことができれば、有限要素解析によって真空載荷に起因する改良域内の圧密沈下量を実務上十分な精度で予測することができると思われる。真空圧密工法による浚渫埋立地の減容化工事など、圧密沈下量の予測が重要となる案件に対しては、本解析手法が非常に有効であると考えられる。

5.5.2 側方変位

図 5.18 は地表面側方変位量の水平分布を実測値と比較したもので、図は改良域端部における地中側方変位の深度分布と比較したものである。図 5.18 より、地表面側方変位については、解析結果は実測値に比べて全体に過小評価となっているが、改良域内への引き込み変形モードを示している点や改良域端部で最大値を示している点は再現できている。図の改良域端部の側方変位の深度分布についても、解析結果は深部ほどやや過小評価となっているが、地表面付近では実測値をほぼ再現できている。

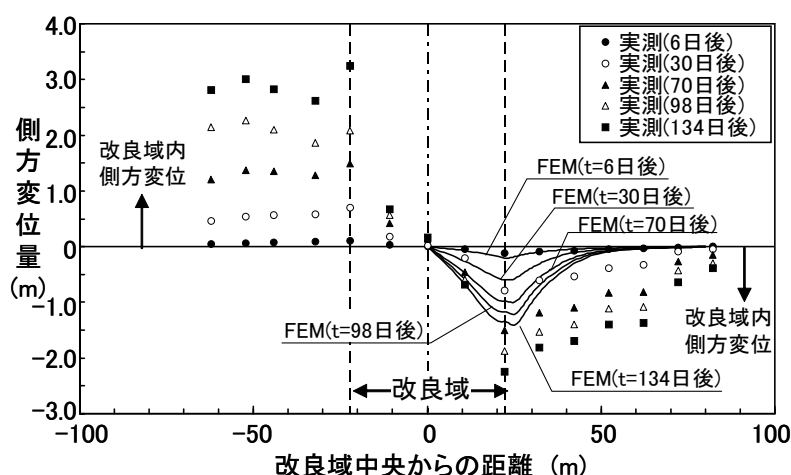


図 5.18 地表面側方変位量の水平分布

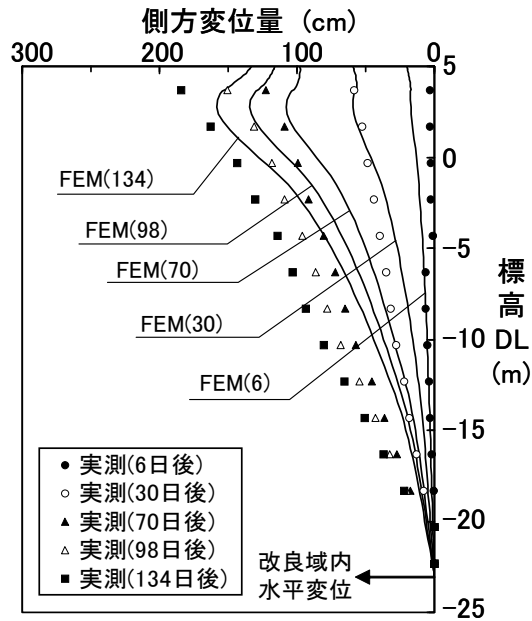


図-5.19 改良域端部の地中側方変位の深度分布

5.5.3 過剰間隙水圧

図 5.20 は、改良域中央部のドレーン間中央要素における過剰間隙水圧の経時変化を比較したものである。着目要素は排水境界から最も遠く、解析の初期段階では非排水条件に近い正の過剰間隙水圧が発生している。その後は実測値と同様の傾向で過剰間隙水圧は経時的に低下していることが読み取れる。すなわち、解析による時間～沈下量関係が実測値とよく対応していること（図 5.16）を過剰間隙水圧の挙動からも確認することができる。Biot の圧密理論では、ポアソン比が $\nu'=0.5$ 以外の場合に間隙水圧が初期上昇することが知られており、この現象は Mandel-Cryer 効果²¹⁾と呼ばれている。本解析モデルにおいてポアソン比を $\nu'\approx 0.5$ とし、その他の定数は変化させないで計算したところ、正の過剰間隙水圧が発生しないことを確認している。このことから、図 5.20 の過剰間隙水圧の初期上昇は Mandel-Cryer 効果の可能性が考えられる。後述するように、正の過剰間隙水圧が発生することにより、 p - q 面上の有効応力経路は非排水せん断挙動を示す。

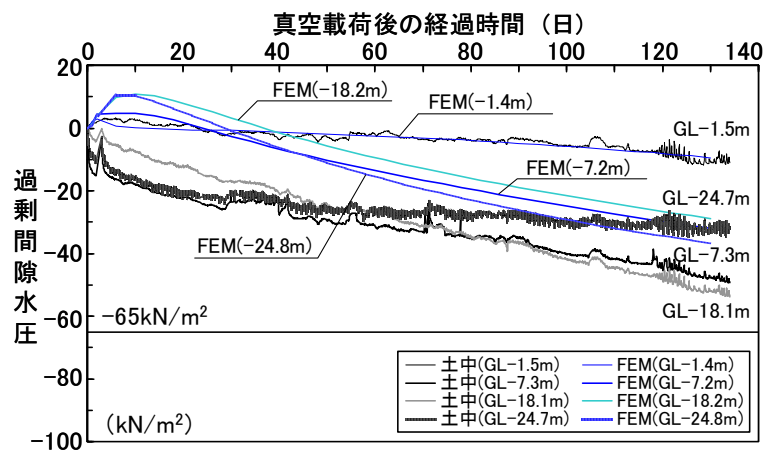


図 5.20 改良域中央部の過剰間隙水圧の経時変化

5.5.4 有効応力経路

図 5.21 に、改良域中央部，中央部から 9.6m，改良域端部および改良域端部から 4m（未改良部）における 3 深度（浅層部：G.L.－3.2m，中央部：G.L.－12.2m，深層部：G.L.－25.2m）の有効応力経路を示す．なお，実工事では負圧期間は 133 日間であるが，ここでは有効応力経路の終局状態を調べるために，負圧期間を 360 日まで延長した結果（負圧除荷は考慮しない）を示している．

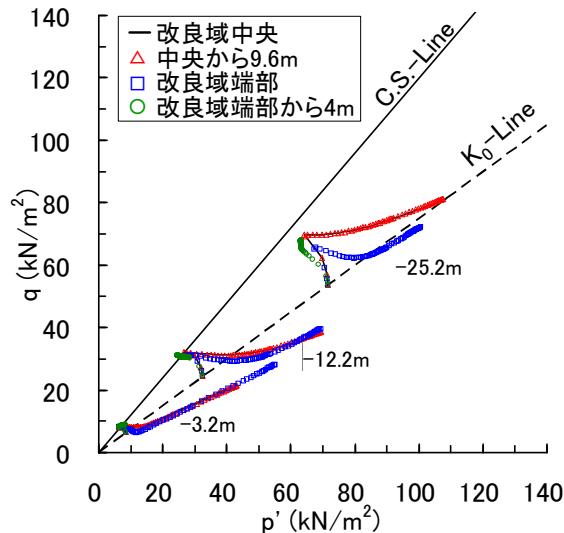


図 5.21 有効応力経路

改良域中央部と中央から 9.6m の位置では有効応力経路に有意な差は見られないが，改良域端部は改良域中央部とはわずかに異なる応力経路を示している．深度毎に見ると，中央部（－12.2m）は全般的には等方圧密状態に近く，深層部（－25.2m）は K_0 ラインに漸近していることから K_0 圧密条件に近い応力状態にあると考えられる．浅部（－3.2m）は K_0 ラインを超えてやや右上がりの応力経路を辿っており， K_0 圧密状態か等方圧密状態かを判断するのは難しい．これは，キャップ付ドレーン工法では表層部が排水境界となっていることも影響していると考えられる．以上をまとめると，修正関口太田モデルによる数値解析で求めた真空載荷時の地盤内応力状態は，深部では「 K_0 圧密状態」，それ以外では「等方圧密状態」で概ね近似でき，今井⁵⁾の仮定したモデル化がほぼ妥当であると判断できる．

5.5.5 慣用計算法との比較

図 5.22 は改良域中央部の沈下量について，二次元 FEM，前述の軸対称 FEM（側方変形条件，側方拘束条件），Barron 理論および今井による提案式⁴⁾を実測値と比較したものである．ここでは，Barron 理論を慣用計算法と呼ぶが，最終沈下量 S_f は水圧の減少分 $-\Delta u$ を圧密荷重の増加分 $+\Delta p_v$ と見なし C_α 法によって算定している．また，今井による真空載荷時の沈下量 S_f^* は次式によって表される．

$$S_f^* = \frac{1+K_0}{1+2K_0} S_f \quad (1)$$

ここに， K_0 は静止土圧係数， S_f は圧密荷重を上載荷重として作用させた場合の圧密沈下量であ

る．図 5.22 には $K_0=0.4, 0.5, 0.6$ の 3 ケースを示している．

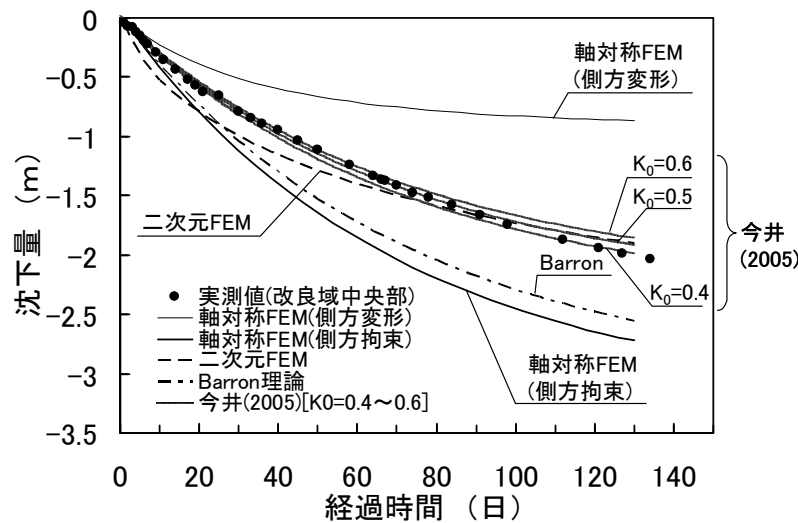


図 5.22 改良域中央部の沈下量

図 5.22 より慣用計算法は実測沈下量を過大評価しているのに対し， K_0 値に応じて沈下量が低減される今井の式は，実測値に非常に近い沈下量を計算しており，実用性が高いことがわかる．一方，前述した軸対称モデルについては，側方拘束条件（ K_0 圧密条件）は慣用計算法とほぼ同じ沈下量を計算し，側方変形条件（等方圧密条件）は実測値を過小評価している．これに対し，二次元 FEM は軸対称 FEM よりも実測値の再現性が相対的に高いと言える．これらのことより，真空圧密工法による圧密沈下量を有限要素解析で予測する場合は，境界条件の極端な単純化は予測を見誤る可能性が示唆され，平面ひずみ条件の二次元有限要素解析手法が有効であると思われる．

なお，改良域中央部の沈下量が慣用計算法で計算される沈下量より小さく観測される理由として，いわゆる「部分改良効果」の影響が指摘されている²²⁾．すなわち，改良深さ H に対して改良幅 b が十分広くない場合 ($b/H < 2.0$)，改良域中央部の沈下量が慣用計算法で算定される一次元圧密沈下量の $0.8 \sim 0.9$ 程度しか生じない実績が多い．このような沈下量の低減が b/H に依存するのか，改良域深度方向の境界条件に依存するのか，それとも工法の違い（気密シート式，キャップ式）によるものかは，今後もデータの蓄積を図って検証していく必要がある．

5.6 修正カムクレイモデルを用いた場合の計算結果との比較

5.6.1 検討ケース

従来の事例解析で採用実績が多い修正カムクレイモデルについても 5.5 と全く同じ条件，同じプログラムで解析を実施し，地盤変形量および応力状態の違いについて考察を加える．前述したように，修正カムクレイモデルを適用する場合は K_0 値の設定が問題となるが，本検討では修正関口・太田モデルで解析した条件と同様に，Jáky の式 ($K_0 = 1 - \sin \phi$) で計算した K_0 値 ($K_0 = 0.50$) を初期条件として仮定した．なお，関口・太田モデル²²⁾による解析も実施したが，修正関口・太田モデルよりも改良域端部における局所変形が卓越し，改良域中央部の沈下

量の精度にも影響を及ぼした。したがって、関口・太田モデルは有意な比較が行えないと判断し、本論文では比較の対象外とした。

5.6.2 解析結果

図 5.23～図 5.26 に修正カムクレイモデルによる解析結果を示す。それぞれ、図 5.16～図 5.18 の修正関口・太田モデルによる解析結果と同様の整理を行っている。なお、図示は省略するが、過剰間隙水圧挙動は、修正関口・太田モデルによる結果とほぼ同じ傾向を示した。

図 5.23 と図 5.16、図 5.24 と図 5.17 の比較より、修正カムクレイモデルの方が、改良域内の沈下量をわずかに大きく計算している。これは修正関口・太田モデルによる解析結果に見られた改良域端部における局所的な変形が、修正カムクレイモデルでは生じなかったためと考えられる。地表面沈下量に関しては、大局的には両構成モデルによる大きな差はないと言える。

図 5.25 と図 5.18 の比較より、地表面側方変位量についても両モデルによる傾向の大きな違いはないが、修正カムクレイモデルの方が、改良域内外ともに地表面側方変位量がわずかに小さく、実測値をやや過小評価する結果となった。また、図 5.26 と図 5.19 の比較より、改良域端部の地中側方変位については両モデルの差は大きく、修正カムクレイモデルによる側方変位は実測値を 1/2 程度に過小評価している。ただし、修正関口・太田モデルも全体的には地中側方変位は過小評価である。真空載荷時における側方変位の過小評価の傾向は、Chai et al.⁹⁾による解析結果においても報告されており、原因の一つとして地盤の異方性を考慮していない修正カムクレイモデルの適用限界の可能性を述べている。本解析結果は、Chai et al.⁹⁾の推察を裏付けるものと言えるが、その他の要因の可能性も考えられることから、今後もこのような比較解析が必要であると考えられる。

図 5.27 は、修正カムクレイモデルによる真空載荷時の有効応力経路を示したものである。深部（G.L.-25.2m）の要素では、理論 K_0 ラインに漸近している様子が分かるが、そこに至る経路は等方圧密状態に近い。ただし改良域端部の深部要素は、軸差応力 q が減少しつつ理論 K_0 ラインを大きく超えており、図 5.21 に示す修正関口・太田モデルによる傾向とはやや異なる。図 5.15 で示したように、完全に K_0 圧密状態であれば、理論 K_0 ラインに沿って右肩上がりにより推移するはずなので、全体的にやや等方圧密に近い状態にあると考えられる。このように、降伏曲面の硬化タイプの違いと修正カムクレイモデルにおける K_0 値の問題が複雑に影響して、両モデルによる有効応力状態は異なる経路を示し、側方変位の解析結果にも差が生じた可能性が考えられる。

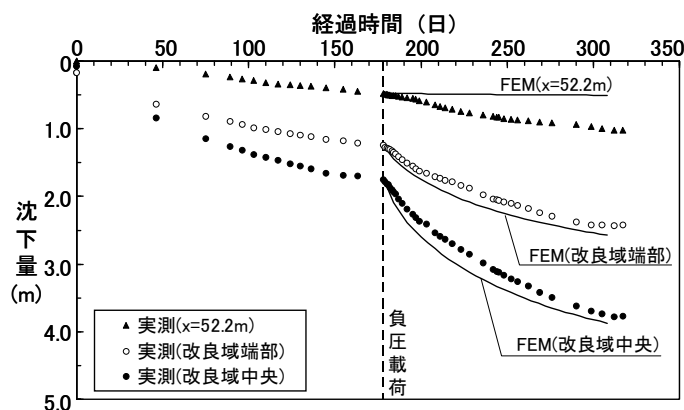


図 5.23 時間～沈下量関係（修正カムクレイモデル）

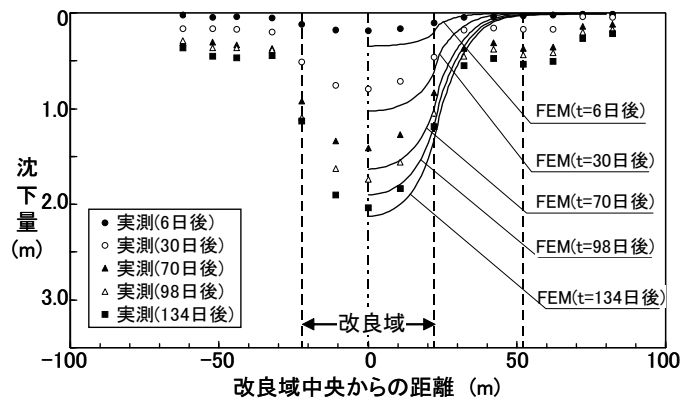


図 5.24 地表面沈下量の水平分布（修正カムクレイモデル）

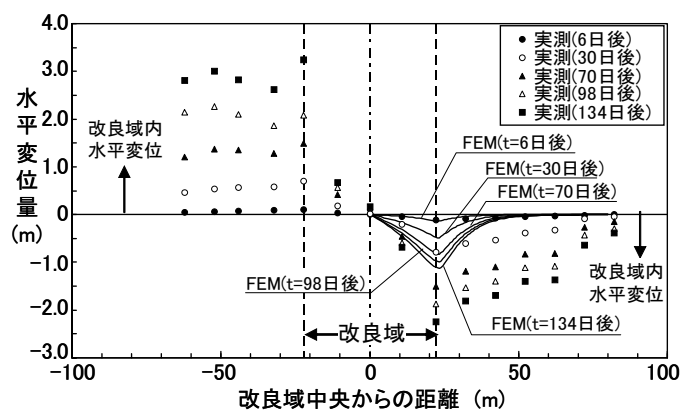


図 5.25 地表面側方変位量の水平分布（修正カムクレイモデル）

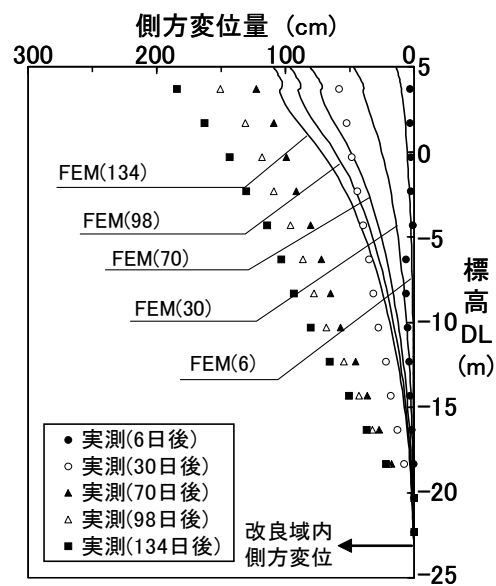


図 5.26 改良域端部の地中側方変位量（修正カムクレイモデル）

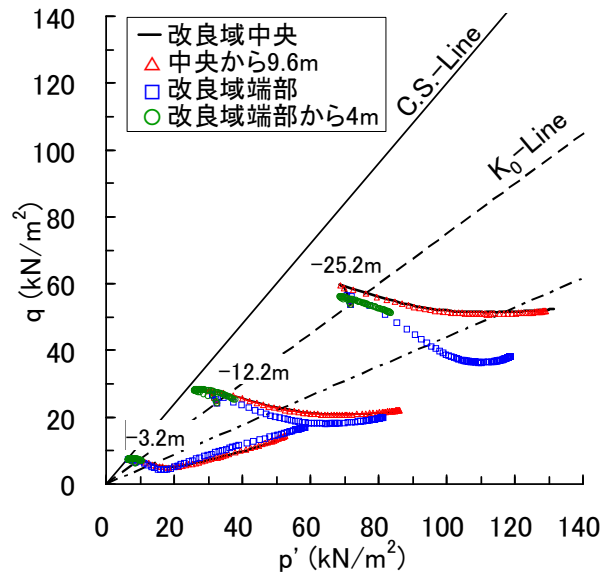


図 5.27 着目要素の有効応力経路（修正カムクレイモデル）

以上をまとめると，修正カムクレイモデルを適用することにより，改良域内の沈下量は概ね再現できることがわかった．しかし，地表面側方変位量や改良域端部における地中側方変位量は，解析値が実測値の半分程度となっており，これまでも報告されている過小評価の傾向⁹⁾を本事例は追認するものであった．また，修正カムクレイモデルにおいて，理論的に導出される K_0 値と大きく異なる K_0 値を初期条件として入力した場合は，地盤内の有効応力状態の解釈が難しくなるなど，適用には注意が必要である．

5.7 まとめ

本論文では，真空圧密工法で地盤改良された浚渫粘土埋立地盤の動態観測結果を報告するとともに，有限要素解析による地盤変形予測精度の検証と真空載荷時の応力状態に関する考察を行った．本研究によって得られた主要な結論を以下に示す．

- 1) 在来粘土および浚渫粘土から成る埋立地盤に対してキャップ付ドレーンを用いた真空圧密工法を採用したところ，改良域内では最大 3.8m のすり鉢状の沈下形状と最大 4.2m の引き込み型の側方変位を示した．また，改良域端部から 40m 離れた地点でも 70cm の沈下を観測した．
- 2) 関口・太田モデルにおける降伏曲面を楕円関数に変更したモデル（修正関口・太田モデル）による真空載荷時の応力状態を鉛直ドレーン 1 本分の軸対称モデルで検証した結果，側方拘束条件（ K_0 圧密条件）および側方変形条件（等方圧密条件）における有効応力状態を適切に表現できることがわかった．
- 3) 浚渫埋立地盤を均質な正規圧密粘土地盤と仮定した二次元有限要素解析では，負圧載荷による改良域内の圧密沈下量，側方変位量，地盤内間隙水圧の実測値を良好に再現した．しかし，改良域外の広範囲にわたる沈下量や側方変位量は過小評価した．

- 4) 修正関口・太田モデルによる有効応力経路から、深部は「 K_0 圧密状態」、それ以外は「等方圧密状態」で近似することでき、今井によるモデル化がほぼ妥当と考えられる。
- 5) 水圧の減少分を鉛直方向の圧密荷重の増加分と見なす従来の慣用的な圧密沈下計算法は、改良域中央部の沈下量を過大評価した。一方、 K_0 値に応じて沈下量を低減する今井の式は実測値を良好に再現しており、実用性が高いことを示した。
- 6) 実務で多用される修正カムクレイモデルによる同様の解析を実施した。修正カムクレイモデルは改良域内の圧密沈下量を良好に再現したが、地表面側方変位や改良域端部の地中側方変位は総じて実測値を過小評価しており、過去の解析事例を追認する結果であった。
- 7) 有限要素解析によって真空載荷時の地盤変形量を精度良く予測するためには、改良深さに対する改良幅の影響（部分改良効果）、自重圧密の影響、介在砂層による負圧伝搬の影響などに対する解析手法の構築と実測値による検証作業が今後必要である。

参考文献

- 1) Roscoe, K. H. and Burland, J. B.: On the generalized stress-strain behavior of 'wet' clay, *Engineering Plasticity*, Cambridge University Press, pp.535-609, 1968.
- 2) 梅崎健夫, 河村隆, 鈴木俊介, 飯塚貴久: 真空圧密工法の施工過程を考慮した粘土の圧密および強度増加特性, 施工過程を考慮した地盤の変形・破壊予測に関するシンポジウム, pp.93-100, 2002.
- 3) 三田地利之, 高橋秀彰, 香西篤: 真空圧密工法による地盤の変形と強度増加ー三軸試験によるシミュレーションー, 土木学会論文集, No.722/III-61, pp.245-252, 2002.
- 4) 今井五郎: 「真空圧密工法」のさらなる発展に向けてー真空圧を利用した地盤改良の原理とその適用ー, 土木学会論文集, No.798/VI-68, pp.1-16, 2005.
- 5) Chai, J.-C., Carter, J.P. and Hayashi, S.: Ground Deformation Induced by Vacuum Consolidation, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.131, No.12, pp.1552-1561, 2005.
- 6) 松本江基: 軟弱地盤上の急速盛土施工への真空圧密工法の適用に関する研究, 九州大学学位論文, 2002.
- 7) 山添誠隆・三田地利之: 真空圧密併用盛土下における泥炭地盤の変形挙動解析, 地盤工学ジャーナル, Vol.1, No.4, pp.143-156, 2006.
- 8) 山添誠隆: 真空圧密工法を適用した泥炭地盤の変形挙動とその予測に関する研究, 北海道大学学位論文, 2006.
- 9) Chai, J.-C., Carter, J.P. and Hayashi, S.: Vacuum Consolidation and its combination with embankment loading, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.43, No.10, pp.985-996, 2006.
- 10) 真空圧密ドレーン工法協会: 真空圧密ドレーン工法ーキャップ付ドレーンを用いた圧密排水工法ー技術資料, 2007年3月.
- 11) 中岡淳二, 米谷宏史, 仁井克明, 本永博明: 浚渫粘性土を埋め立てた未圧密地盤への真空圧密工法の適用（その1）～施工概要と地盤挙動～, 第40回地盤工学研究発表会（函館）, pp.1053-1054, 2005.
- 12) 中岡淳二, 藤木泰宏, 仁井克明, 新舎博: 浚渫粘性土を埋め立てた未圧密地盤への真空圧密工法の適用（その2）～改良効果と地盤強度～, 第40回地盤工学研究発表会（函館）, pp.1055-1056, 2005.
- 13) 松田博, 石井一郎, 横山壽一, 本田一光, 中川義守: SCP 打設後の粘土地盤の強度・変形特性に関する研究, 地盤と建設, Vol.11, No.1, pp.31-41, 1993.
- 14) 松田博, 高橋総一, 藤原克久, 來山尚義: サンドコンパクションパイルの打設が地盤改良域外の粘土地盤の強度に及ぼす影響, 土木学会論文集, No.596/III-43, pp.101-110, 1998.
- 15) 水野健太, 土田孝, 松本英雄, 近井玲子: サンドコンパクションパイル工法による改良地盤に対する有限要素解析の適用事例, 第7回地盤改良シンポジウム論文集, pp.249-254, 2006.
- 16) 小林正樹, 土田孝: 錦海湾における真空圧密工法現地実験, 港湾技研資料, No.476, 1984.

- 17) 新舎博, 米谷宏史, 長津辰男:真空圧密工法の変化・変遷について, 土と基礎, Vol.54, No.7, pp.16-18, 2006.
- 18) 津守嘉彦, 米谷宏史, 本永博明, 新舎博, 大久保泰宏:浚渫粘性土を埋め立てた未圧密地盤への真空圧密工法の適用(その3)～二次負圧による改良効果～, 土木学会第62回年次学術講演会(広島), pp.703-704, 2007.
- 19) 新舎博, 原久夫, 安部豊彦, 田中昭人:サンドドレーンによる部分改良地盤の圧密沈下と側方変位, 土と基礎, Vol.30, No.5, pp.7-12, 1982.
- 20) 水野健太, 土田孝, 新舎博:真空圧密工法で改良された浚渫埋立地盤の変形とその解析, 地盤と建設, Vol.25, 2007(登載決定).
- 21) 最上武雄編著:土質力学 第4章 圧密, 技報堂, pp.417-421, 1969.
- 22) 熊谷隆宏, 新舎博, 椎名貴彦, 池野勝哉:キャップ付きドレーンを用いた真空圧密工法による改良域周辺部の沈下特性, 第42回地盤工学研究発表会(名古屋), pp.837-838, 2007.

6. 港湾・空港施設の地盤品質報告書作成マニュアル（案）

3章から5章において改良された地盤の変形性能が粘土の構成モデル（修正関口・太田モデル）によって良好に評価できることを述べてきた。

本章では、これらの性能評価のために必要な情報を整理してこれを統一的な様式に報告する方法について検討を行い、「港湾・空港施設の地盤・基礎品質報告書作成マニュアル（案）」としての提案を行う。

6.1 性能評価のために必要な情報の検討

2章で検討したとおり、地盤の性能評価に必要な情報をまとめると以下のようになる。

(A) 解析の前提となる情報

1. 原地盤の物性値、成層状態に関わる情報
2. 地盤調査や室内土質試験から求められる土質定数
3. 原位置における初期応力および境界条件（変位、排水）に関する情報
4. 地盤改良、埋立、護岸の構築など施工履歴に関する情報
5. 施工中の沈下、変形などの計測結果

(B) 解析時のモデル化に関する情報

6. 慣用解析法か数値解析法のいずれを用いたか。
7. 慣用解析法を用いた場合
 - 1) 解析に用いた手法
 - 2) 解析に用いたパラメータの決定方法
 - 3) 解析結果
 - 4) 長期的な沈下（二次圧密）、周辺地盤への影響の検討（これらは現行の慣用解析法では確立した手法はないが、地盤の性能評価の観点で何らかの対応が必要）
8. 数値解析法を用いた場合
 - 1) 原地盤の力学特性の構成モデルの選択とモデルの精度（力学挙動の再現性）
 - 2) 解析に用いるパラメータの決定方法（簡易決定法、あるいは、土質試験からどのように決定しているか、など）
 - 3) 改良後の地盤特性の変化の考慮の有無（改良による攪乱の効果など）
 - 4) 盛土や埋立土のモデル化の方法あるいは与えた剛性など
 - 5) 使用した解析プログラム（ソフト）の特徴とその解析結果への影響
 - ・数値計算法の違い（応力積分法、収束計算法、負荷判定法、特異点処理法）
 - ・変位と水頭の離散化手法
 - ・解析次元（二次元か三次元か、荷重分散効果の考慮の有無）
 - ・微小変形理論（幾何学的線形性）と有限変形理論（幾何学的非線形性）
 - 6) 解析技術者の習熟度
 - 7) 解析結果（建設後の地盤の経時的な変形の予測値。）

6.2 バーチカルドレーン工法で改良された地盤の品質報告書に必要な内容

バーチカルドレーン工法による改良地盤において地盤の性能評価のために必要な情報をまとめると以下ようになる。

1. 現場の位置情報
2. 構造物と地盤改良の平面図，代表断面の位置図
3. 代表断面の断面図
4. 土質柱状図と土質特性
 - 粘性土：深度と自然含水比，液性限界，塑性限界，単位体積重量
深度と非排水せん断強さ s_u （あるいは一軸圧縮強度 q_u の1/2）
深度と圧密降伏圧力 p_c ，圧縮指数 C_c ，正規圧密領域の圧密係数 c_v
代表試料による有効応力に関する内部摩擦角 ϕ' ，静止土圧係数 K_0
 - 砂質土：深度とN値および細粒分含有率
5. 設計時の情報
 - 5.1 改良の目的・考え方
 - 5.2 設計に用いた代表断面（数値解析の場合はメッシュ図）
 - 5.3 設計に用いた地盤のパラメータ（数値解析の場合は構成モデル）．パラメータ設定の根拠．水平方向圧密係数の設定方法．強度増加率の設定とその根拠．
 - 5.4 ドレーンの配置とドレーンの長さ，ドレーン材の種類，砂の場合は粒度，透水係数
 - 5.5 サンドマットの粒度，透水係数
 - 5.6 載荷履歴（設計時）
 - 5.7 安定解析の方法．
 - 5.8 各施工段階での安定解析結果．
 - 5.9 沈下解析の方法．水平変位の計算方法．二次圧密の計算方法
 - 5.10 各段階での時間～沈下関係．各段階での時間～水平変位関係
 - 5.11 （数値解析を用いた場合）
 - 1) 使用した解析プログラム（ソフト）．プログラムの特徴，たとえば応力積分法，収束計算法，負荷判定法，特異点処理法，変位と水頭の離散化手法，微小変形理論（幾何学的線形性）か有限変形理論（幾何学的非線形性か，など
 - 2) 解析次元．二次元の場合，三次元を二次元にモデル化するために用いた仮定．
6. 施工時の情報
 - 6.1 施工に用いたドレーン，サンドマットの情報．
 - 6.2 ドレーンの打設方法．
 - 6.3 施工時の地盤の載荷履歴．
 - 6.4 沈下，水平変位の計測データ．設計時の沈下予測との比較．
 - 6.5 強度増加，間隙水圧消散の確認データ．設計時の予測値との比較．

7. 改良地盤の性能評価

造成した地盤の施工後 50 年間の変形予測および強度予測、周辺地盤への影響予測。
(設計時に予測、施工時に問題がなければ設計時の予測値、施工中および施工後に見直した場合は見直した予測値)

6.3 サンドコンパクションパイル工法で改良された地盤の品質報告書に必要な内容

サンドコンパクションパイル工法による改良地盤において地盤の性能評価のために必要な情報をまとめると以下のようになる。

1. 現場の位置情報

2. 構造物と地盤改良の平面図，代表断面の位置図

3. 代表断面の断面図

4. 土質柱状図と土質特性

粘性土：深度と自然含水比，液性限界，塑性限界，単位体積重量

深度と非排水せん断強さ s_u （あるいは一軸圧縮強度 q_u の1/2）

深度と圧密降伏圧力 p_c ，圧縮指数 C_c ，正規圧密領域の圧密係数 c_v

代表試料による有効応力に関する内部摩擦角 ϕ' ，静止土圧係数 K_0

砂質土：深度とN値および細粒分含有率

5. 設計時の情報

5.1 改良の目的・考え方

5.2 設計に用いた改良平面図（数値解析の場合はメッシュ図），配杭図，改良率

5.3 設計に用いた地盤のパラメータ（数値解析の場合は構成モデル）．パラメータ設定の根拠．水平方向圧密係数の設定方法．強度増加率の設定とその根拠．数値解析の場合は複合地盤のモデル化の方法（砂杭と杭間粘性土を一体の均質地盤として扱う一様モデルか，砂杭と杭間粘性土を別々の力学モデルで分離して扱う砂杭モデルか）

5.4 砂杭の強度定数とその考え方．応力分担比の設定とその根拠．

5.5 施工および地盤の载荷履歴（設計時）

5.6 改良地盤の安定解析の方法．複合地盤の強度算定方法．

5.7 各施工段階での安定解析結果（改良後の安全率）．安定解析の安全率の計算方法．

5.8 改良後の沈下量の計算方法．沈下低減係数の考え方（ c_h の設定法）．水平変位，二次圧密の計算方法．

5.9 各段階での時間～沈下関係．各段階での時間～水平変位関係

5.10 盛り上がり形状の推定結果（設計）

5.11 （数値解析を用いた場合）

1) 使用した解析プログラム（ソフト）．プログラムの特徴，たとえば応力積分法，収束計算法，負荷判定法，特異点処理法，変位と水頭の離散化手法，微小変形理論（幾何学的線形性）か有限変形理論（幾何学的非線形性か，など

2) 解析次元．二次元の場合，三次元を二次元にモデル化するために用いた仮定．

6. 施工時の情報

6.1 施工進捗図（改良順序，打設方向）

6.2 施工方法（打設方式，1ステップの造成長さ）

6.3 サンドマットの有無．使用した砂の産地と粒度特性．砂の細粒分含有率，最大，最小

密度.

- 6.4 砂投入量（食い込み率）
- 6.5 杭心における N 値. N 値の測定頻度. その他の品質確認の有無（コーン貫入試験など）.
- 6.6 動態観測データ（周辺地盤の変位計測などあれば）
- 6.7 盛り上がり量の計測結果.
- 6.8 盛り上がり土に対する対処（撤去, 撤去しない場合の処理方法[SD,SCP の打設]）
- 6.9 上載構造物施工後の沈下量および側方変位量（あれば）

7. 改良地盤の性能評価

造成した地盤の施工後 50 年間の変形予測および強度予測. 周辺地盤への影響予測.
（設計時に予測. 施工時に問題がなければ設計時の予測値. 施工中および施工後に見直した場合は見直した予測値）

6.4 真空圧密工法で改良された地盤の品質報告書に必要な内容

真空圧密工法による改良地盤において地盤の性能評価のために必要な情報をまとめると以下ようになる。

1. 現場の位置情報
2. 構造物と地盤改良の平面図，代表断面の位置図
3. 代表断面の断面図
4. 土質柱状図と土質特性
 - 粘性土：深度と自然含水比，液性限界，塑性限界，単位体積重量
深度と非排水せん断強さ s_u （あるいは一軸圧縮強度 q_u の1/2）
深度と圧密降伏圧力 p_c ，圧縮指数 C_c ，正規圧密領域の圧密係数 c_v
代表試料による有効応力に関する内部摩擦角 ϕ' ，静止土圧係数 K_0
 - 砂質土：深度とN値および細粒分含有率
5. 設計時の情報
 - 5.1 改良の目的・考え方
 - 5.2 設計に用いた改良平面図（数値解析の場合はメッシュ図），配杭図，改良率
 - 5.3 設計に用いた地盤のパラメータ（数値解析の場合は構成モデル）．パラメータ設定の根拠．水平方向圧密係数の設定方法．強度増加率の設定とその根拠．
 - 5.4 真空負荷と盛土施工（盛土併用の場合）による地盤の載荷履歴（設計時）
 - 5.5 改良地盤の安定解析の方法．
 - 5.6 各施工段階での安定解析結果（改良後の安全率）．安定解析の安全率の計算方法．
 - 5.7 改良中および改良後の沈下量の計算方法．沈下低減係数の考え方（ c_h の設定法）．水平変位，二次圧密の計算方法．
 - 5.8 各段階での時間～沈下関係．各段階での時間～水平変位関係
 - 5.9 （数値解析を用いた場合）
 - 1) 使用した解析プログラム（ソフト）．プログラムの特徴，たとえば応力積分法，収束計算法，負荷判定法，特異点処理法，変位と水頭の離散化手法，微小変形理論（幾何学的線形性）か有限変形理論（幾何学的非線形性か，など
 - 2) 解析次元．二次元の場合，三次元を二次元にモデル化するために用いた仮定．
6. 施工時の情報
 - 6.1 真空ポンプの配置図
 - 6.2 施工に用いたドレーン，サンドマットの情報．
 - 6.3 ドレーンの打設方法．
 - 6.4 真空負荷中のポンプ元圧の経時変化
 - 6.5 施工時の地盤の載荷履歴（盛土併用の場合）．
 - 6.6 沈下，水平変位の計測データ．設計時の沈下予測との比較．
 - 6.7 強度増加，間隙水圧消散の確認データ．設計時の予測値との比較．

7. 改良地盤の性能評価

造成した地盤の施工後 50 年間の変形予測および強度予測．周辺地盤への影響予測．

（設計時に予測．施工時に問題がなければ設計時の予測値．施工中および施工後に見直した場合は見直した予測値）

6.5 地盤の品質報告書作成の方法について

6.2～6.4では、それぞれバーチカルドレーン工法、サンドコンパクション工法、真空圧密工法について改良された地盤の品質報告書に記載されるべき情報を具体的に提示した。これらの情報は、改良された地盤上に構築された港湾・空港構造物が長期間使用される間の維持管理や地震時の被災調査などにおいて基本となる情報として活用することができると考えられる。

本報告書の記載内容は、地盤改良やその上載構造物の設計時において記載される内容と、施工時において記載されるべき内容から構成されている。地盤改良工事の特性を考慮すると、現場の状況によって設計時と同条件で施工が実施されるとは限らない。また、施工中に観測されたデータにより、設計時の予測が修正される場合があることも地盤の設計の大きな特徴である。改良された地盤の品質を評価するには、設計および施工の両方の情報が不可欠といえる。

しかし、一般には、設計者と施工者が提出した報告書は別個に発注者の元で保管されており、このことが地盤に関わる情報を港湾・空港施設の維持補修に長期間使用していく上での一つの障害になっている可能性がある。

本研究が提案する地盤の品質報告書の作成手順は以下のような方法が考えられる。

- ①設計コンサルタントが設計書とともに、地盤の品質報告書に設計時の情報を記載して発注者に提出する。
- ②発注者は施工者に本報告書を渡し、施工時の情報の追加を求める。施工者は施工時の情報を本報告書に追加して発注者に提出する。
- ③発注者は施工時の情報が含まれた報告書を設計者に渡し、地盤の性能に関して再検討を依頼する。設計者は設計時の予測と施工時の情報を比較検討し、改良後の地盤の性能評価を行い、「改良した地盤の性能報告書」を完成させる。

以上の手順で作成された改良地盤の品質報告書は、その上に構築される港湾・空港施設において今後発生する地盤の変形とそれによる維持補修の計画を立案する上で有用な情報となる。また、建設後年月を経て施設を改変する際にも地盤の条件が明確になり大きく役立つと予想される。また、耐震強化策の検討や、地震等で被災した際の復旧においても直ちに活用でき、港湾・空港施設のアセットマネジメントにおいて基本となる情報になると考える。

7. 結 論

土木構造物の設計が仕様規定型の基準から性能照査型の設計へ移行する中で、軟弱地盤上に構築される港湾・空港構造物においても、破壊安全率や短期的な沈下予測だけでなく、当該地盤および周辺地盤の長期的変形、地震時の変形挙動など、詳細な「地盤の性能」とそれらを反映した施設の維持管理計画が求められている。このためには、港湾空港施設を支える地盤の性能・品質に関する必要十分な情報を報告書にまとめ、建設後長期間にわたって地盤の維持・管理に利用できる環境を整えることが不可欠である。しかし、港湾・空港施設の地盤の情報に関する現状をみると、建設後時間が経過するとともに散逸するなど管理が十分に行われていないのが実状である。

本研究は、港湾・空港施設における地盤改良・基礎工事において性能規定型設計に対応した地盤性能報告書として、含むべき情報、設計・解析事項を分析し、作成要領を提案して、港湾・空港施設のアセットマネジメントに資することを目的とした。

- (1) 現行設計における各種地盤改良工法に対する地盤変形予測手法（慣用計算法）を概観すると、低置換率SCP工法や真空圧密工法に対する慣用計算法は、導入が進む性能設計や変形照査型設計に十分対応しきれないといえる。
- (2) 慣用計算法にかわる変形予測手法として、有限要素法による地盤変形解析の利用が期待されるが、実務の地盤変形解析で多用されている関口・太田モデルを用いた解析結果は水平変位を過大評価する場合が多い。
- (3) 異方圧密粘土に対する構成モデルとして修正関口・太田モデルを考案し、世界各地で採取された自然堆積粘土試料の K_0 圧密非排水三軸せん断試験結果に対して提案モデルの適用性を調べた。その結果、自然堆積粘土の K_0 正規圧密状態からの非排水せん断特性に対して、破壊時までの挙動を完全には再現できないものの、特にせん断初期の要素挙動を関口・太田モデルよりも良好に再現できることを示した。
- (4) サンドドレーン工法が採用された関空2期島護岸を対象とした検証解析の結果、修正関口・太田モデルは護岸部の沈下量の水平分布形状や上部工の水平変位挙動を非常に良く再現した。これに対して、関口・太田モデルは護岸背後の埋立に伴う護岸部の連れ込み沈下挙動を再現できず、海側へ大きく変位する変形モードを示し、結果的に沈下量の予測精度も悪くなったと考えられる。護岸法線背後で計測した地中水平変位については、提案モデルによる解析結果は過小評価となったが、計測位置から15m埋立側へ離れた場所に着目すると、埋立側へ推移する実測の水平変位挙動を解析は良好に再現できており、提案モデルは護岸の沈下挙動だけでなく、水平変位挙動についても精度良く予測できることを確認した。
- (5) 低置換率SCP工法が採用された徳山下松港（徳山地区）土砂処分場護岸を対象とした検証解析では、SCP改良部を砂杭の応力分担による沈下低減率を考慮した一様な粘性土地盤と見なしたモデル（一様モデル）を採用した。提案モデルは、応力分担比として $m=4$ （沈下低減率0.526）を仮定することによって、沈下量の水平分布形状や地中水平変位分布を高い精度で予測できることがわかった。これに対して、関口・太田モデルは応力分担比として $m=5$ （沈下低減率0.455）、粘性土の限界状態応力比として $M=2.0$ をすることで、沈下量の水平分布形状を再現することはできたが、水平変位量は2倍程度過大評価した。

(6) 真空圧密工法で地盤改良された浚渫粘土埋立地盤を対象に、提案モデルの適用性について検証した。浚渫埋立地盤を均質な正規圧密粘土地盤と仮定し、二次元平面ひずみ条件による検証解析を行った結果、提案モデルは負圧载荷に伴う改良域内の圧密沈下量、水平変位量、地盤内間隙水圧の実測値を良好に再現した。これに対して、関口・太田モデルでは改良域端部のせん断ひずみが大きくなり、計算が途中で発散したために有意な比較はできなかった。また、修正Cam-clayモデルは、改良域内の圧密沈下量を良好に再現したが、地表面水平変位や改良域端部の地中水平変位は総じて実測値を過小評価した。

(7) 港湾・空港構造物において改良された地盤の変形性能を照査した結果をまとめると、地盤の品質評価に必要な情報は以下のようにまとめることができる。

(A) 解析の前提となる情報

1. 原地盤の物性値、成層状態に関わる情報
2. 地盤調査や室内土質試験から求められる土質定数の量とその精度
3. 原位置における初期応力および境界条件（変位、排水）に関する情報
4. 地盤改良、埋立、護岸の構築など施工履歴に関する情報
5. 施工中の沈下、変形などの計測の信頼性

(B) 解析時のモデル化に関する情報

6. 慣用解析法か数値解析法のいずれを用いたか。

7. 慣用解析法を用いた場合

- 1) 解析に用いた手法
- 2) 解析に用いたパラメータの決定方法
- 3) 解析結果
- 4) 長期的な沈下（二次圧密）、周辺地盤への影響の検討（これらは現行の慣用解析法では確立した手法はないが、地盤の性能評価の観点で何らかの対応が必要）

8. 数値解析法を用いた場合

- 1) 原地盤の力学特性の構成モデルの選択とモデルの精度（力学挙動の再現性）
- 2) 解析に用いるパラメータの決定方法（簡易決定法、あるいは、土質試験からどのように決定しているか、など）
- 3) 改良後の地盤特性の変化の考慮の有無（改良による攪乱の効果など）
- 4) 盛土や埋立土のモデル化の方法あるいは与えた剛性など
- 5) 使用した解析プログラム（ソフト）の特徴とその解析結果への影響
 - ・ 数値計算法の違い（応力積分法、収束計算法、負荷判定法、特異点処理法）
 - ・ 変位と水頭の離散化手法
 - ・ 解析次元（二次元か三次元か、荷重分散効果の考慮の有無）
 - ・ 微小変形理論（幾何学的線形性）と有限変形理論（幾何学的非線形性）
- 6) 解析技術者の習熟度
- 7) 解析結果（建設後の地盤の経時的な変形の予測値。）

(8) パーチカルドレーン工法、サンドコンパクション工法、真空圧密工法について、それぞれの事例解析結果に基づき、これらの工法で改良された地盤の品質報告書に記載されるべき情報を具体的に提示した。記載内容は、地盤改良やその上載構造物の設計時において記載され

る内容と、施工時において記載されるべき内容から構成されている。地盤改良工事の特性を考慮すると、設計および施工の両方の情報が品質評価に不可欠であるためである。

- (9) 本研究が提案する地盤の品質報告書の作成手順は以下のような方法が考えられる。
- ①設計コンサルタントが設計書とともに、地盤の品質報告書に設計時の情報を記載して発注者に提出する。
 - ②発注者は施工者に本報告書を渡し、施工時の情報の追加を求める。施工者は施工時の情報を本報告書に追加して発注者に提出する。
 - ③発注者は施工時の情報が含まれた報告書を設計者に渡し、地盤の性能の再検討を依頼する。設計者は設計時の予測と施工時の情報を比較検討し、改良後の地盤の性能評価を行い、「改良した地盤の性能報告書」を完成させる。
- (10) 以上の手順で作成された改良地盤の品質報告書は、改良された地盤上に構築された港湾・空港構造物の維持管理あるいは地震時の被災調査において、基本となる情報であり、今後の港湾・空港施設の整備において地盤の品質報告書の作成を確実に実施することが望まれる。