

11.1 泥炭性軟弱地盤対策工の最適化に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：寒地地盤チーム、寒地機械技術チーム

研究担当者：西本聡、林宏親、橋本聖、城戸優一郎
牧野正敏、五十嵐匡、高松茂

【要旨】

北海道のような寒冷地には、極めて軟弱で特異な工学的性質を有する泥炭性軟弱地盤が広く分布している。本研究は、泥炭性軟弱地盤対策工のライフサイクルコストを含めた最適化を目指すものである。具体的には、泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測手法を開発するとともに、新しい対策工法の設計法・施工管理法を提案する。平成 18 年度～20 年度の 3 ヶ年において、現場沈下実態調査ならびに有限要素解析、解析に用いる土質パラメータの決定法に関して検討を行った。その結果、供用後の適切な残留沈下の設定がライフサイクルコストに大きな影響を与えることが定量的に示された。また、泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法として粘弾塑性モデルを用いた有限要素解析が有効なことが明らかになるとともに、泥炭の特殊な工学的性質に対応した土質パラメータの決定法を提案できた。さらに、中層混合処理工法、敷き金網併用プラスチックドレーン工法およびキャップ付き真空ドレーン工法の泥炭性軟弱地盤に対する改良効果の評価に関する検討を行った。加えて、河川堤防を横断する樋門・樋管部の点検技術の簡素化・効率化のため、空洞探査技術の検討を行った。

キーワード：泥炭性軟弱地盤、長期沈下、ライフサイクルコスト、軟弱地盤対策工、空洞探査

1. はじめに

北海道のような寒冷地には、極めて軟弱な泥炭性軟弱地盤が広く分布している。泥炭は沖積粘土などの一般的な軟弱土とは異なる特殊な工学的性質を有しており¹⁾²⁾、長期的な沈下やすべり破壊などの問題が生じる。寒地土木研究所の既往研究により、泥炭性軟弱地盤の特殊性を考慮した沈下予測式や強度算定式が示され、実務に広く活用されてきている¹⁾。

しかし、近年はより安全・安心かつ経済的な社会基盤整備が求められており、泥炭性軟弱地盤上の土木施設においても、効果的かつ効率的な対策工法の選定が従前以上に重要となってきている。この際、ライフサイクルコスト、すなわち初期建設コストと維持管理コストのバランスを踏まえた対策工法を選定する必要がある。また、新しい軟弱地盤対策工法の開発や既存技術の改善が進められているが、全ての工法が特異な工学的性質を有する泥炭性軟弱地盤に対して効果があるとは限らず、その適用性の検証が必要である。

以上の背景を受けて、本研究では、泥炭性軟弱地盤の対策工法や維持補修履歴を的確に反映できる長期沈下予測手法を開発するとともに、新工法・新技術の泥炭性軟

弱地盤に対する適用性を明らかにし、泥炭性軟弱地盤における設計法・施工管理法を提案する。

2. 泥炭性軟弱地盤の長期沈下特性

泥炭性軟弱地盤の工学的な特徴のひとつである長期にわたる顕著な沈下現象が、土木施設の維持管理コストに大きな影響を与えることは明らかである。しかし、現行の設計法においては、供用後の許容残留沈下量などが経験的に設定されており、最適化に向けて検討の余地が残されている。

2.1 泥炭性軟弱地盤上に建設された高規格道路における沈下の実態調査

平成 18 年度、泥炭性軟弱地盤上に建設された高規格幹線道路である深川留萌自動車道・深川沼田道路の残留沈下および維持補修履歴の実態調査を行った³⁾。当該道路は、平成 10 年 7 月に暫定 2 車線で供用された高規格幹線道路である。

当該道路では、供用後に橋梁ならびにボックスカルバートの前後で段差がみられ、供用 3 年目の平成 12 年から補修工事が行われている。しかし、実際に生じた沈下が予測よりも大きかったことから、通常の補修では対応

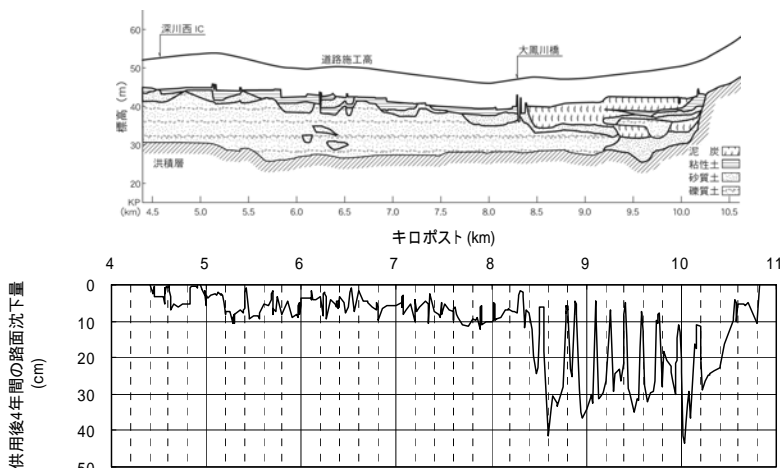


図1 当該地盤縦断と供用4年目の路面沈下

することができず、供用5年目にあたる平成15年に大規模な補修工事が余儀なくされている。

2.1.1 地盤の概要と沈下の実態

図1に地盤の縦断図と平成14年度に実施された供用4年目における路面沈下の計測結果を示す。当該地盤は、大鳳川橋を境にして大きく分けることができる。深川西ICから大鳳川橋まで (KP4.6km ~ KP8.3km、延長3.7km) は主に粘土から構成される軟弱地盤であり、大鳳川橋から終点側 (KP8.4km ~ KP10.6km:延長2.2km) には泥炭が厚く堆積している。道路の施工高は、全線において大きな変化はないが、路面沈下量には地盤構成の違いが明確に現れている。粘土地盤における路面沈下は数cmから最大で10cm程度に収まっているのに対し、泥炭地盤では40cmを超える沈下が計測された。両者の路面状況を写真1に示す。



写真1 供用4年目の路面沈下 (上: 粘土地盤、下: 泥炭地盤)

2.1.2 小規模な補修工事

次に、平成12年から14年にかけて実施された小規模な補修工事について述べる。この間、構造物前後の段差解消を目的とした舗装の切削とオーバーレイ、所定の排水勾配が取れなくなり路面に雨水などがたまるようになったことを解消するための路面排水溝の切削ならびにボックスカルバート付近において発生した舗装のクラック補修などが残留沈下対応として行われた。

図2に補修件数を示す。供用4年目までに15cm~40cmの残留沈下が発生した大鳳川橋からNo.24ボックスカルバートまでの延長2.2km間では、深川西ICから大鳳川橋間と比べ延長が短いにもかかわらず、12年度と13年度では3倍以上、14年度には2倍の補修件数となっている。

図3に上記の補修費用を示す。供用4年目までに15cm~40cmの残留沈下が発生した大鳳川橋からNo.24ボックス間では、3年間で1km当り720万円程度の補修費

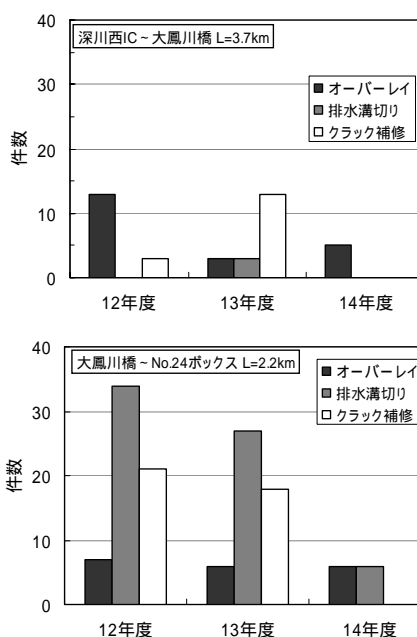


図2 小規模補修の件数

用であったのに対し、残留沈下が数 cm ~ 10cm であった区間では、その約 10% の 1km 当り 74 万円の補修費用で済んでいる。泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル²⁾によれば高規格幹線道路の許容残留沈下量（供用後 3 年間の目標値）は、10 ~ 30cm 程度となっているが、その最小値（10cm）と最大値（30cm）では、補修費に大きな差が出るのがわかる。

2.1.3 大規模な補修工事

ここでは、平成 15 年に実施された大規模補修工事について述べる。泥炭地盤区間では、予想以上に残留沈下が大きく、前述の小規模補修では対応ができなくなっていた。加えて、路面の縦断線形や防護柵の高さが規定値を満足しなくなる恐れが出てきた。そこで、路線全体の縦断線形の切り下げおよび舗装の打ち換えなどの大規模な補修工事が行われた。この大規模補修工事には、660 百万円の費用と 50 日間の夜間通行止めを要した。また、この通行止めに伴い、一般国道 233 号への迂回となるが、移動時間の遅れによる損失額は約 10 百万円と試算された。

2.2 有限要素解析による泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測に用いる土質パラメータの決定法⁴⁾⁵⁾

沈下の実態調査により、泥炭性軟弱地盤上の土木施設の性能確保やライフサイクルコストの最小化において、維持補修履歴を考慮した長期沈下の予測および許容残留沈下量の設定が重要なことが改めて認識された。

供用後に段階的に発生する舗装オーバーレイ荷重ならびに泥炭の特徴である著しい二次圧密を表現するためには、粘弾塑性モデルを用いた有限要素解析が有効と考えられる。しかし、泥炭の特異な工学的性質を考慮した土質パラメータの決定法が確立していないため、実務での活用が妨げられている。そこで、泥炭の自然含水比や強熱減量などから、解析に用いる土質パラメータを決定する方法を検討した。

2.2.1 圧縮指数、膨脹指数および限界状態の応力比

北海道内の泥炭地盤から採取した 173 個の不攪乱試料について、自然含水比 W_n と圧縮指数 C_c の関係を整理した（図 4）。泥炭の C_c は W_n の増加に伴い直線的に増加しており、 $C_c = 0.01 W_n$ (%) で近似できる。次に C_c と膨脹指数 C_s の関係を図 5 に示す。 C_c の増加に伴い C_s が増加している。全試料の 90% は $C_s = 0.05 \sim 0.2 C_c$ の範囲内にあるが、単純な荷重増加問題においては、この程度のばらつきは FEM 結果に大きく影響を与えないことが確認できた。したがって、 $C_s = 0.1 C_c$ で近似して良いと判断できる。

限界状態の応力比 M は有効せん断抵抗角 ϕ から、 $M =$

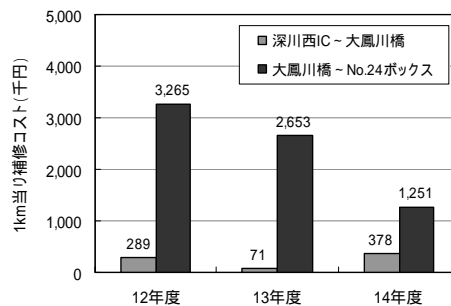


図3 小規模補修のコスト

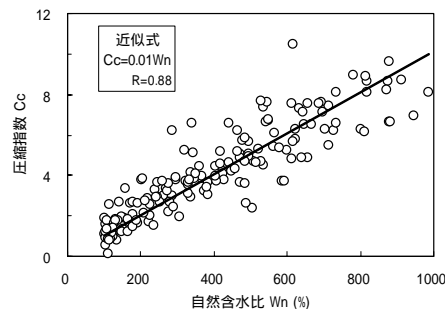


図4 泥炭の自然含水比と圧縮指数

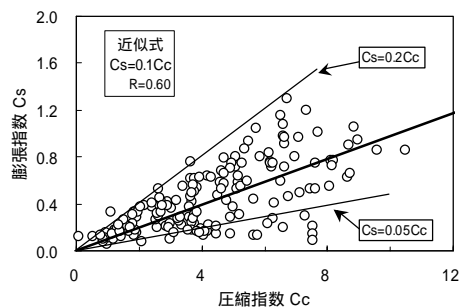


図5 泥炭の圧縮指数と膨脹指数

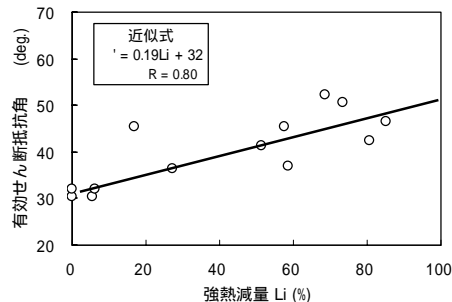


図6 強熱減量と有効せん断抵抗角

$6 \sin \phi / (3 - \sin \phi)$ で決まる。北海道の泥炭地盤において、泥炭、有機質粘土および粘土の不攪乱試料を採取し、等方圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。強熱減量 Li と ϕ の関係を図 6 に示す。粘土に比べ、有機質粘土および泥炭の ϕ は高い。泥炭では、50°を超える ϕ があつた。また、 Li の増加すなわち有機物量が増えるに従い、 ϕ がほぼ直

線的に増加し、その関係は $\phi = 0.19Li(\%) + 32$ で近似できる。

2.2.2 静止土圧係数⁶⁾⁷⁾

弾塑性モデルの場合、応力の増分が同じであっても、初期応力状態が違えば生じるひずみが異なる。したがって、初期の原位置応力を定義する静止土圧係数は、解析結果に大きな影響を与える。そこで、三軸圧縮試験と同じ箇所から採取した不攪乱試料の三軸 K_0 圧密試験を実施した。図7に $\sin\phi$ と正規圧密状態での静止土圧係数 K_{0NC} の関係を示す。泥炭や有機質粘土にも、Jaky の提案式 $K_{0NC}=1-\sin\phi$ が適用できることがわかる。次に、過圧密状態での静止土圧係数 K_{0OC} を $K_{0OC} = K_{0NC} OCR^m$ によって表現したときの定数 m と Li の関係を図8に示す。ここで、 OCR は過圧密比である。粘土と比較して泥炭の m は著しく大きく、応力履歴の影響を強く受けることがわかる。また、 Li の増加に伴って m が直線的に増加し、 $m=0.005Li(\%)+0.45$ で近似できる。

泥炭地盤の不均質性を考えると、連続的な情報が得られる原位置試験も有用である。図9にダイラトメータ試験から得たインデックス K_D と三軸 K_0 圧密試験結果を示す。岩崎⁸⁾ と Marchetti⁹⁾ が粘土地盤などを対象に K_D と K_0 の関係式を提案しており、図中に併記した。泥炭や有機質粘土には既往式の適用性は低く、泥炭性軟弱地盤には $K_0 = 0.54 K_D^{0.13}$ を用いて推定するべきである。

2.2.3 透水係数¹⁰⁾

図10は北海道の泥炭地盤4箇所において実施した現場透水試験(ボーリング孔を利用した回復法)から得られた透水係数 k_f および段階載荷圧密試験(以下、圧密試験)から求めた透水係数 k_i を示している。 k_f は有効土被り圧に対応する値である。室内に対する現場透水係数の比 k_f/k_i は、粘土で3~7程度なのに対し、泥炭では5~30の範囲のものが大部分であり、平均的には10程度であった。木暮¹¹⁾ は、泥炭地盤中の大きな植物遺骸や灌木類の周りが透水経路となりやすいことを指摘している。泥炭の圧密試験は供試体成形の関係上、大きな植物遺骸などを避けて実施せざるを得ない。したがって、圧密試験から得られた透水係数は、木暮の指摘した土層全体の透水性を評価しているとは考えにくい。

正規圧密領域の間隙比 e と透水係数 k は、 $k=k_0 \exp((e-e_0)/C_k)$ で関係づけられる。ここで、 k_0 は初期透水係数、 e_0 は初期間隙比である。泥炭、有機質粘土および粘土の Li と圧密試験から得た C_k の関係を図11に示す。 Li の増加に比例して C_k が線形的に大きくなることがわかる。泥炭の透水係数は圧密圧力に強く依存し、有機物量が多いほど間隙比の減少に伴う透水係数の低下

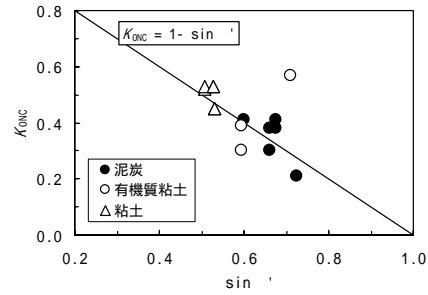


図7 $\sin\phi$ と K_{0C}

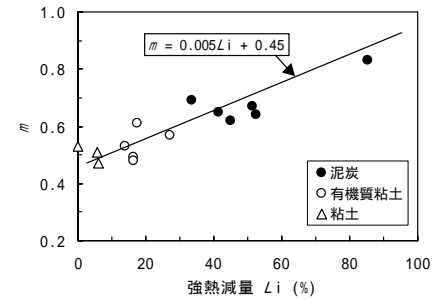


図8 強熱減量と m

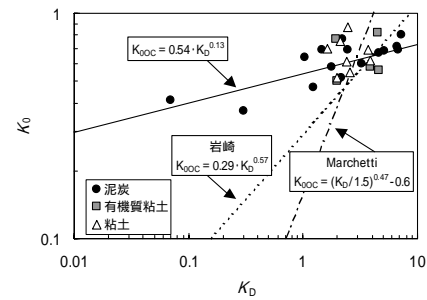


図9 K_D と K_0

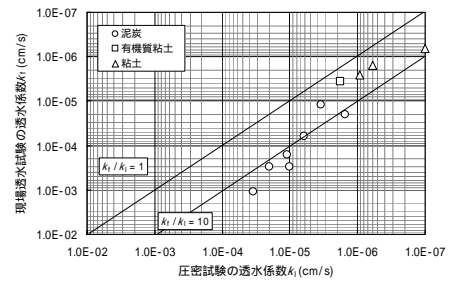


図10 室内透水係数と現場透水係数

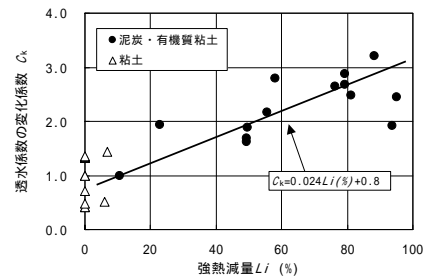


図11 強熱減量と透水係数の変化係数

が線形に著しくなり、 $C_k=0.024Li(\%)+0.8$ で近似できる。

以上のことより、泥炭地盤のFEM用透水係数については、土層全体の代表的な透水係数を与えられ現場透水試験から k_0 を求めた上で、圧密の進行に伴う透水係数の低下を圧密試験から得られる C_k をもって考慮することが望ましい。

2.2.4 パラメータの決定法

以上の結果を整理したものを図12に示す。このフローチャートを利用することによって、泥炭地盤の粘弾塑性FEMに用いる土質パラメータのうち、二次圧密係数と体積ひずみ係数を除いたものを圧密非排水三軸圧縮試験や圧密試験などの力学試験から決定(精密法)あるいは自然含水比や強熱減量など簡易な物理試験から推定(簡便法)することができる。

泥炭地盤は著しく不均質に堆積しているので、力学試験と併せて物理試験を数多く実施し、平均的な物理インデックスから推定される土質パラメータと力学試験から直接求めた土質パラメータの両者を勘案して、解析用パラメータを決定する方法が合理的である。

2.3 粘弾塑性モデルの泥炭性軟弱地盤の長期沈下解析への適用性

ここでは、粘弾塑性モデルを用いた有限要素解析結果と実測沈下の比較を行い、前節で述べた土質パラメータの決定手順および本解析法の有効性を検証する。

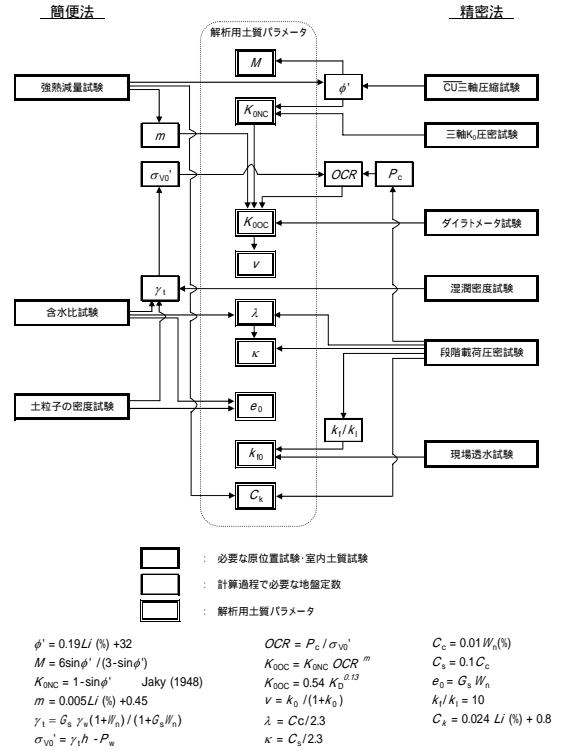
2.3.1 解析対象箇所の概要

札幌市近郊の地域高規格道路である道央圏連絡道路・美原バイパスを解析の対象とした。美原バイパスは泥炭性軟弱地盤上に建設されており、安定性の確保や残留沈下量の低減のために、プレロード(押え盛土併用2ヶ年段階載荷)が施工されている(図13)。当該道路は平成17年3月に供用が開始され、供用後も継続して沈下測定が行われている。

2.3.2 解析条件

解析ケースを表1に示す。まず、実測沈下と解析結果の比較を行い、構成モデルの選定およびパラメータの妥当性を検証した。長期沈下解析を行う場合、透水係数と二次圧密係数の決定が重要である。透水係数およびその他の弾塑性パラメータは前節で述べた方法を用いて土質試験結果から忠実に設定した。二次圧密係数は能登の方法¹²⁾を用い、初期体積ひずみ係数は適当な値を仮定した。粘土のパラメータはIizuka and Ohta¹³⁾の方法に従って決定した。

次に、供用開始から3年間の残留沈下が異なる3ケースの解析を行った。この際、地盤条件などは一定とし、盛土放置期間を変えて所定の残留沈下量を設定した。沈



ここで、 P_u は水圧、 P_c は圧密降伏力、 v はボアソン比である。
 および 式は、飽和土のみになり立つことに注意が必要である、
 泥炭地盤は、一般に地下水位が高く飽和状態にあることが多い。

図12 泥炭地盤の弾塑性FE解析用土質パラメータの決定法

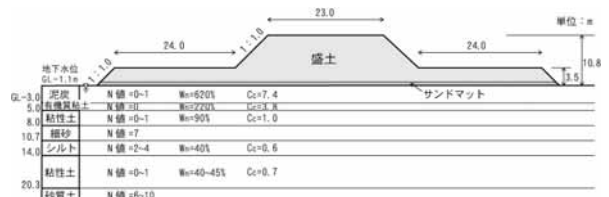


図13 解析断面

表1 解析ケース

ケース	解析条件			備考	
	オーバーレイ荷重	供用3年間の残留沈下	盛土放置日数 (盛土完成から供用開始まで)		
予備検討	なし	-	-	実測値との比較	
本検討	1	考慮	30cm	684日	現行マニュアル ¹⁾ の最大値
	2	考慮	20cm	1569日	
	3	考慮	10cm	2459日	現行マニュアル ¹⁾ の最小値

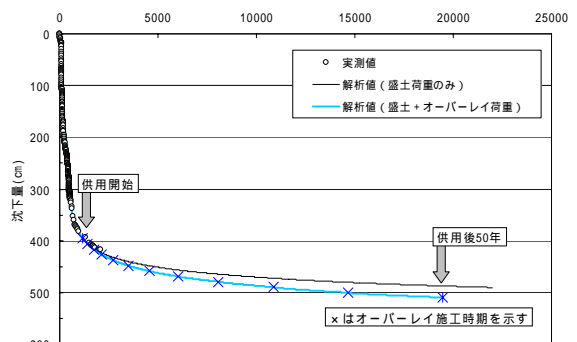


図14 解析結果

下によって生じる段差の補修（オーバーレイ舗装）については、前節で述べた実態調査結果に基づき沈下が10cm になった時点でオーバーレイ舗装を繰り返し行くと仮定し、その舗装厚に相当する荷重を盛土天端全幅に等分布載荷した。なお、段差によって生じる交通荷重は、高盛土であることから考慮していない。

2.3.3 解析結果

図 14 に解析結果と実測沈下を示す。当該箇所では、厚さ 10.8m の盛土が施工されたが、供用開始時で約 4m の実測沈下であった。当該地盤の圧縮性の高さがわかる。なお、解析を行った時点で経過日数 2075 日（供用 684 日）までの実測値が得られているが、それと解析結果がほぼ一致しており、粘弾塑性モデルを用いた FEM によって、泥炭性軟弱地盤の長期沈下を表現できることがわかった。さらに、今回用いたパラメータの決定手順がほぼ妥当であることが明らかとなった。

さらに、解析結果によると供用後も沈下は継続し、供用開始から 50 年間の残留沈下は盛土荷重のみの場合で約 92cm、盛土荷重に加えてオーバーレイ荷重を考慮すると約 114cm にも及ぶと予測される。通常の沈下解析では、オーバーレイ荷重を考慮することは少ないが、今回の解析結果では盛土荷重の場合より 22cm 残留沈下量が多くなったことに注目したい。残留沈下は 10cm オーダー程度で議論されることを考えると、残留沈下の検討においてオーバーレイ荷重は重要な要素といえる。

2.4 二次圧密を支配するパラメータ

泥炭性軟弱地盤に特徴的に見られる長期沈下現象を精度良く解析するためには、二次圧密を支配するパラメータである二次圧密係数と初期体積ひずみ速度の決定が重要である。しかしながら、泥炭に関してこれらのパラメータを決定する方法は、未だ確立していないのが現状である。したがって、泥炭の前節で述べた解析においては、これらのパラメータについて適当な値を仮定せざるを得なかった。本節では、この点について述べる。

2.4.1 二次圧密係数の感度分析

二次圧密を時間の常用対数 $\Delta \log t$ に対するひずみの傾きとして整理すると、二次圧密係数 $C_\alpha = (\Delta S/H) / \Delta \log t$ で表わすことができる。ここで、 ΔS は二次圧密による沈下量、 H は初期の泥炭厚である。能登¹²⁾は、泥炭の C_α を W_0 と関連付けて、 $C_\alpha = 0.033 + 0.000043 W_0(\%)$ で近似している。一方、Mesri & Godlewski¹³⁾は、泥炭の C_c に対する C_α の比が $C_\alpha/C_c = 0.07 \pm 0.02$ だったと報告している。ここでは、この 2 つの式によって推定された二次圧密係数の違いが解析結果に与える影響について検討す

る。なお、二次圧密が顕著に発生したと推測される泥炭層および有機質粘土層の二次圧密係数のみを変化させている。

ところで、関口・太田モデルでの二次圧密係数 α の定義は、等方応力下における体積ひずみの時間の自然対数

表 2 感度分析（二次圧密係数）の条件

ケース	土層	二次圧密係数 α (自然対数)	初期体積ひずみ速度 v_0 (1/day)	備考
1	泥炭	0.028	2.21×10^{-5}	能登の式より推定
	有機質粘土	0.019	3.33×10^{-5}	
2	泥炭	0.014	1.11×10^{-5}	Mesri & Godlewski の式の平均値より推定
	有機質粘土	0.018	3.12×10^{-5}	

表 3 感度分析（初期体積ひずみ速度）の条件

ケース	初期体積ひずみ速度 v_0 (1/day)	備考
1	10^{-9}	泥炭層・有機質粘土層とも同じ値と仮定
2	10^{-7}	
3	10^{-5}	
4	10^{-3}	
5	10^{-2}	

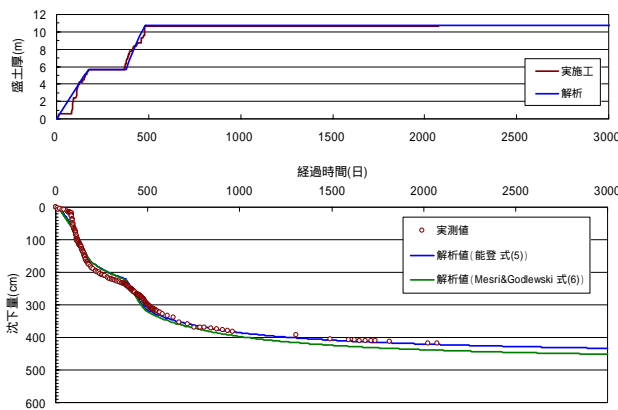


図 15 盛土中央での実測沈下と二次圧密係数を変化させた解析値

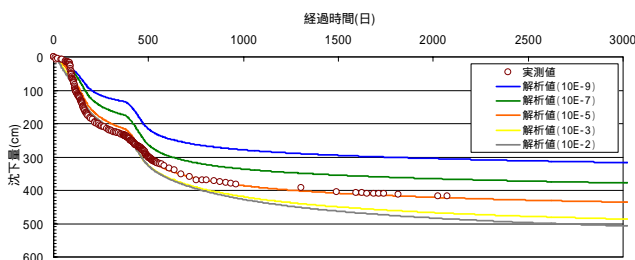


図 16 盛土中央での実測沈下と初期体積ひずみ速度を変化させた解析値

$\Delta \ln t$ に対する直線勾配であり、一般的な二次圧密係数 C_α とは異なることに注意を要する。 C_α を α に変換すると $\alpha = 0.434 C_\alpha / (1 + e_0)$ となる。解析に用いた泥炭層および有機質粘土層の α を表 2 に示す。

図 15 に盛土厚、盛土中央での実測地表面沈下ならびに二次圧密係数 α と初期体積ひずみ速度 v_0 を表 2 の通り変化させた場合の解析値の経時変化を示す。 v_0 は α の関数であることから、 α の変化に対応して値を変えている。能登の提案している式を用いて W_n から C_α を推定した上で、 α を推定した場合の解析値の方が実測沈下挙動と合致している。Mesri & Godlewski の式によって推定した α の方が、能登の提案式を用いた場合よりも小さいのにもかかわらず、大きな沈下量が解析されているのは、 v_0 の影響と考えられる。

泥炭地盤は極めて不均質に堆積しており、土層の代表的なパラメータを決定するためには、数多くの試験を実施する必要がある。そのため、簡単で安価な土質試験からパラメータを推定できることは利点である。以上のことから、泥炭地盤の場合、能登の提案式によって C_α を推定する方法が妥当と判断される。

2.4.2 初期体積ひずみ係数の感度分析

初期体積ひずみ速度 v_0 は、 $v_0 = \alpha / t_c$ で定義されるパラメータであり、対象地盤の堆積年代 t_c に大きく依存する。しかし、現時点では、地盤の堆積年代を正確に決定することは非常に困難である。関口・太田モデルを導入している FEM プログラムのマニュアル¹⁵⁾によれば、 $v_0 = 10^{-5} \sim 10^{-8} (1/\text{day})$ 程度を推奨しているが、その根拠や適用土質などは示されていない。一方、Iizuka & Ohta¹³⁾ は、 t_c を圧密試験から得られる圧密度 90% 時の時間 t_{90} とみなし、 $t_c = 0.848 H^2 / C_\alpha$ から求めることとしている。ここで、 H は土層の排水距離 (cm) である。この方法は、室内試験結果に基づいて客観的に決定できる利点を持つが、粘土のために提案された方法であり、泥炭への適用性を確認する必要がある。

そこで、表 3 に示した通り、泥炭層および有機質粘土層の v_0 を変化させて解析結果に与える影響を検討した。なお、表 3 の v_0 は、各土層の圧密試験結果を使って $t_c = 0.848 H^2 / C_\alpha$ から求めた t_c と前述した能登の提案式によって W_n から推定した C_α を $\alpha = 0.434 C_\alpha / (1 + e_0)$ に代入して算出している。

図 16 に盛土中央での実測地表面沈下と v_0 を表 3 の通り変化させた場合の解析値の経時変化を示す。 v_0 が大きくなるに伴い、顕著に解析沈下量が大きくなっており、 v_0 が沈下の解析結果に大きな影響を与えるパラメータであることがわかる。二次圧密沈下だけでなく、載荷後

初期に生じる一次圧密と考えられる沈下に対しても影響を与えている。ただし、沈下の速度にはあまり影響は与えないようである。

v_0 の持つ物理的な意味、特に t_c が年代効果に関連することを考えると、 v_0 の決定法に関しては、泥炭の堆積環境や応力履歴（過圧密比）などと関連づけて議論されるべきものと考えられるが、実測沈下挙動と解析値が最も近かったケースの $v_0 = 10^{-5}$ は、圧密試験結果から算出した値（表 3）とほぼ等しいことから、当面は泥炭の v_0 は圧密試験結果を使って $t_c = 0.848 H^2 / C_\alpha$ から求めた t_c と能登の提案式から推定した C_α を $\alpha = 0.434 C_\alpha / (1 + e_0)$ に代入して算出して差し支えないと考えられる。

2.5 泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測における課題

今年度までの研究によって、供用後の適切な残留沈下の設定がライフサイクルコストに大きな影響を与えることが定量的に示された。また、泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法として粘弾塑性モデルを用いた有限要素解析が有効なことが明らかになるとともに、泥炭の特殊な工学的性質に対応した土質パラメータの決定法が提案できた。

今後は、解析事例を増やすことによって解析精度の議論を深める予定である。さらに、本解析手法を用いて、オーバーレイ舗装などの維持補修における荷重増加を考慮した長期沈下解析を行い、泥炭地盤対策工のライフサイクルコストの最小化に向けた検討を予定である。

3. 新しい対策工法の泥炭性軟弱地盤への適用

新しい泥炭性軟弱地盤対策工として、中層混合処理工法、敷き金網併用プラスチックドレーン工法およびキャップ付き真空ドレーン工法の改良効果を検討した。

3.1 中層混合処理工法

3.1.1 概要と課題

トレンチャー式混合処理工法（以下、TMM：写真 2）は、深度 3～10m を対象とした中層改良工法であり、施工実績の豊富な深層混合処理工法（以下、DMM）と比



写真 2 トレンチャー式混合処理工法

較して経済的あるいは施工性が優れていることから、最近、急速に施工実績を伸ばしている。しかし、泥炭性軟弱地盤に対して適用された事例はほとんどなく、改良された地盤の強度特性ならびに室内配合試験の強度と現場強度の関係が明確でない。

平成 18 年度の研究において、TMM で改良された地盤の強度は、DMM の改良地盤と同程度のばらつきを有することなどが明らかになっている^{16) 17)}。それを踏まえ、平成 19 年度では、TMM で改良された地盤の強度特性と強度管理手法について検討した。

3.1.2 一軸圧縮強さのばらつき

表 4 は TMM で施工した改良地盤から得られた強度特性を示している。改良地盤強度のばらつきは変動係数 (C_v) で表され、9 現場から得られた TMM の変動係数は $C_v = 23 \sim 66\%$ の範囲にある。過去の研究では北海道内における DMM (スラリー系) の現場強度に対する変動係数は $C_v = 20 \sim 50\%$ の範囲¹⁸⁾との知見があり、現場で得た TMM の改良地盤強度は、DMM (スラリー系) と同程度かややばらつきを有している。したがって、その特性を考慮した強度確認方法を確立する必要がある。

3.1.3 強度管理手法の現状とその比較

TMM の品質管理は、所用の養生日数が経過し、固結した改良地盤に対してトリプルチューブコアサンプリングによる試料採取後、一軸圧縮試験で評価する方法(以降、コアサンプリング法とする) 施工直後の未固結地盤にモールドを深度方向に複数挿入して試料採取した後、室内にて養生し、一軸圧縮試験で評価する方法(写真 3 : 以降、モールド法とする) 施工直後の未固結地盤の地表面のみを採取し、モールドに詰めて室内養生し、一軸圧縮試験で評価する方法(以降、地表面スラリー法とする)のいずれかによって行われているのが現状である。しかし、前項で述べた通り改良地盤のばらつきが DMM (スラリー系) 相当以上であることなどを考慮すると、それぞれの方法で得られる一軸圧縮強さに差違が生じると考えられる。

そこで、実際の改良地盤 2 現場において、3 種類の方法でサンプリングを行い、それぞれの方法で得られた一軸圧縮強さ(モールド法と表面スラリー法は平均値、コアサンプリング法は平均値と代表値)を比較した(図 17、18)¹⁹⁾。泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル¹⁾では、泥炭地盤は元々極めて不均一に堆積していることから、代表値(= 平均値 - $1/2 \cdot$ 標準偏差)による管理方法を推奨している。この方法で管理すると、強度が正規分布に従う場合は全体の約 70% が設計強度を満足することになる。仮に正規分布に従わない場合でも平均値からばらつきに

表 4 調査現場における改良地盤の強度特性

調査箇所	サンプル数	標準偏差	平均値	変動係数 (%)	q_{lock} (kN/m ²)	地盤条件
千歳A	21	401	673	60	180	火山灰土
千歳B	17	923	1823	51	220	火山灰土
宗谷	30	129	559	23	200	泥炭性軟弱地盤
幌加内	64	519	1825	28	1000	粘性土
名寄	49	255	462	55	200	粘性土
幌延	51	368	981	38	100	泥炭性軟弱地盤
日高	43	866	2147	40	750	泥炭性軟弱地盤
稚内A	26	138	308	45	160	泥炭性軟弱地盤
稚内B	27	32	48	66	140	泥炭性軟弱地盤



写真3 モールド法

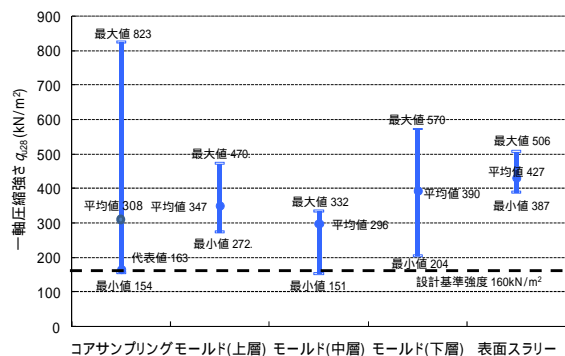


図17 3パターンの品質管理法の比較 (現場A)

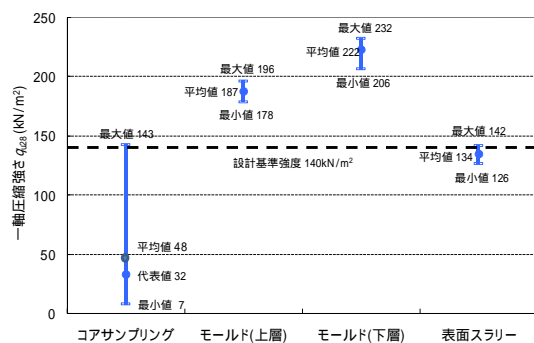


図18 3パターンの品質管理法の比較 (現場B)

応じた変数を減じることになるので、合理的な管理方法といえる。これらに基づいて、現場A、Bのコアサンプリング法で採取された試料の強度を評価すると、現場Aの代表値は設計基準強度を満足しているが、現場Bの代表値が設計基準強度を大きく下回っており、所定の品質は確保されていないと判断される。

一方、地表面スラリー法の平均値は、現場A、Bともにコアサンプリング法の平均値、代表値と大きな差が見られる。TMMで施工された改良強度のばらつきはDMMと同等程度であることを考慮すれば、地表面のみのサンプリングで改良地盤全体を評価することは合理的ではなく、この方法による品質管理は望ましくない。また、モールド法は、現場A、Bともに平均値が設計基準強度をクリアしているものの、現場Bはコアサンプリング法の平均値、代表値と比較して大きな隔たりが確認された。この要因として、モールドへの採取方法によって密度が異なるため、一軸圧縮強さに差が生じたと考えられる。このため、モールド法単独の品質管理で行った場合、改良地盤が設計基準強度を満たしていないにも関わらず、所定の品質が確保されたと誤った判断を行う恐れがある。

3.2 敷き金網併用プラスチックドレーン工法

3.2.1 概要と課題

当研究所が実施した既往の研究²⁰⁾によって、泥炭性軟弱地盤においてもドレーンの施工間隔を90cm以下にすることでプラスチックドレーン(PD)工法の圧密促進効果が期待できることがわかっている。しかし、高盛土箇所に適用するには、PD工法のみでは限界があると考えられる。そこで、盛土補強材(ひし形金網敷設)を併用する(図19)ことで高盛土箇所へのPD工法の適用を図る目的で、道央圏連絡道路の美原道路において、敷き金網併用PD区間と無対策区間を比較する試験施工を実施した²¹⁾。

3.2.2 安定性と敷き金網の張力

松尾・川村の方法による安定管理結果を図20に示す。無対策区間では、軌跡が $P_j/P_f=0.8$ を超えたあたりから軌跡が右に向かい始め、盛土厚5.9mの時点で $P_j/P_f=0.9$ に近づいたため、地盤破壊の予兆と判断し盛土施工を中止した。PD区間では、そのような地盤の不安定化を示す挙動はなく、安定性向上の効果が確認されたが、無対策との比較のため同じく盛土施工を中止し、100日程度の放置期間の後、二次盛土施工を行った。二次盛土中も不安定化を示す挙動はなく、所定の盛土が完成できた。

敷き金網に作用した張力の時刻歴を図21に示す。盛土厚の増加に伴って張力が増加しており、せん断抵抗の

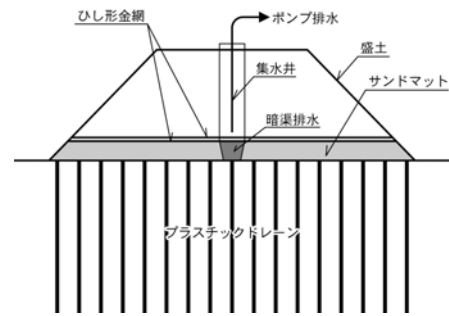


図19 敷き金網併用PD工法の概念図

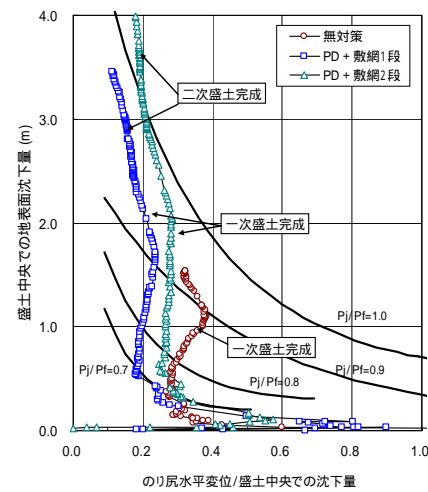


図20 松尾・川村の安定管理図

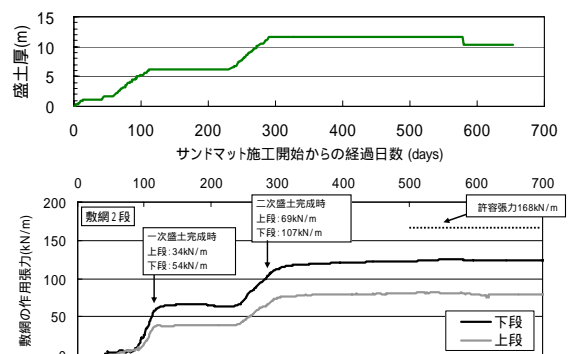


図21 敷き金網の張力の経時変化

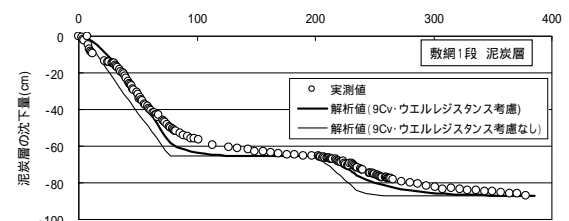


図22 PD区間における泥炭層の実測と解析沈下

増加に寄与したことがわかる。しかし、一次盛土施工開始直後に限ってみると、ほとんど張力が発生していないのがわかる。敷網材料のひし形金網には、網目同士の接点に遊びがある。そのため、地盤がある程度沈下し、網目の接点緊張してから、敷網全体の張力が発揮すると考えられる。

3.2.3 沈下挙動とその予測

PD工法区間での泥炭層の実測沈下と解析沈下を図22に示す。ここで、水平圧密係数 C_h は、無対策区間において逆算された C_v が圧密試験から得られた9倍であったことから、鉛直圧密係数 ($C_v = 30 \text{ cm}^2/\text{d}$) の9倍 ($C_h = 270 \text{ cm}^2/\text{d}$) とした。ウェルレジスタンスを考慮した解析値と実測値がよく合致した。実設計にこの方法を使用する場合、能登の方法¹²⁾で解析される沈下曲線とフィッティングすることで、 C_h の設定が可能である。

3.2.4 サーチャージによる長期沈下の抑制

深沢ら²²⁾は、サーチャージ盛土の除荷により過圧密となった泥炭地盤の二次圧密係数が、除荷前のそれよりも小さくなることを明らかにしている。ただし、泥炭地盤は極めてせん断強度の弱い地盤であり、高規格道路のような高盛土では、安定性の問題から深沢らの提案を実施することが困難であった。しかし、先に述べたように、敷網併用PD工法することで、安定性が改善されることがわかったことから、高盛土においてもサーチャージ盛土による二次圧密の低減対策が現実的となる可能性が出てきた。敷網併用PD工法の長所を積極的に活用して、泥炭地盤の残留沈下を低減する方法といえる。

図23にサーチャージありとサーチャージなしのケースの盛土中央における地表面沈下量の経時変化を示す。サーチャージありのケースでは、なしのケースよりも1.2m高いサーチャージ盛土を施工しており、その完成後290日目まで1.2m分の盛土撤去を行って最終的な盛土厚を同じにしている。いずれのケースにおいても、経過日数500日程度以降に時間の対数に二次圧密現象と考えられる直線的な沈下が生じていることがわかる。しかし、その傾きである二次圧密速度 $\beta (\text{cm}/\log t) = \Delta S / \log(t_1/t_0)$ は異なっている。ここで、 ΔS は時間 t_0 から t_1 までの二次圧密沈下量 (cm)、 t_0 は盛土開始から二次圧密算定開始日 (days)、 t_1 は盛土開始から二次圧密算定終了日 (days) である。サーチャージなしでは $\beta = 118 (\text{cm}/\log t)$ であったのに対し、サーチャージありではその約1/2の $\beta = 61 (\text{cm}/\log t)$ であり、顕著な二次圧密抑制効果が認められる。残留沈下の制限が厳しい現場に対しては、サーチャージ盛土と敷網併用PD工法の組み合わせが有効な方法のひとつと考えられる。

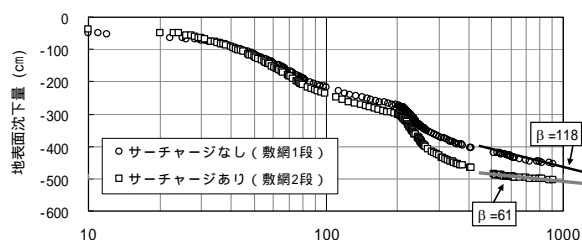


図23 サーチャージの有無と長期沈下

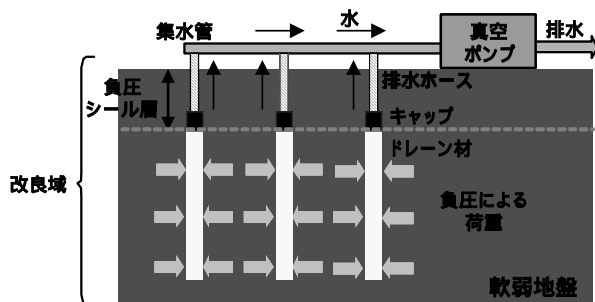


図24 キャップ付き真空ドレーン工法の概念図

3.3 キャップ付き真空ドレーン工法

3.3.1 概要と課題

最近、施工実績が増えてきている軟弱地盤対策工法のひとつである真空圧密工法は、対象地盤の地表面を気密シートで覆う方法（以下、気密シート式真空圧密工法）と鉛直ドレーン材と排水ホースをキャップで連結し、気密シートを用いない方法（以下、キャップ付き真空ドレーン工法と呼ぶ：図24）に大別できる。当研究所が実施した既往の研究^{23) 24) 25)}によって、特異な工学的性質を持つ泥炭性軟弱地盤に対する気密シート式真空圧密工法の改良効果が明らかになっており、泥炭性軟弱地盤における設計・施工管理手法も提案されている。しかし、後発のキャップ付き真空ドレーン工法については、泥炭性軟弱地盤への適用性などが十分に確認されていない。特に、キャップ付き真空ドレーン工法の特徴である負圧シール層の適切な設定法については不明確な現状である。そこで、泥炭性軟弱地盤におけるキャップ付き真空ドレーン工法の改良効果とその定量的な評価を検討するための試験施工を実施した²⁶⁾。

3.3.2 作用負圧

盛土載荷直前の負の過剰間隙水圧および真空ポンプ停止後の過剰間隙水圧の上昇量から求めた負圧の深度分布を図25に示す。図中には、設計負圧も併記した。気密シート式真空圧密工法の試験施工では、中間砂質土層以

深において、負圧の低下が確認されており²³⁾、中間砂質土層以深の設計負圧を半減する必要が指摘されている²⁵⁾。しかし、本試験施工では、そのような挙動は確認されなかった。中間砂質土層部分の鉛直ドレーン材に遮水シールを施した効果と考えられる。

一方、負圧シール層とした泥炭層では、ほとんど負圧が得られていない。本試験施工では、泥炭層の負圧シール効果が不明確だったため、安全側の判断として通常より厚いシール層厚とした。その結果、前述した通り負圧シール層としての気密保持効果を満足し、鉛直ドレーン先端においても設計負圧が確保されたが、泥炭層のほとんどに鉛直ドレーン材が設置されないことになり、泥炭層には設計負圧と比べ非常に小さな負圧しか作用しなかった。現行の負圧シール層の設計では、シール層内の負圧分布を図 26 のようにシール層下端からシール層上端に向かい直線的に減少すると仮定している²⁷⁾。しかし、泥炭のように初期の透水性が高い土質の場合、シール層内の負圧は設計値(図 26)よりも相当小さくなるのがわかった。泥炭性軟弱地盤において真空盛土併用方式のキャップ付き真空ドレーン工法を採用する場合、安定性や残留沈下の面で不利になる恐れがあることから、負圧シール層の最適化は重要な検討課題である。

3.3.3 圧密による地盤の強度増加

ここでは、圧密による地盤強度の増加を検討する。図 27 に施工前および真空ポンプ停止後の地盤の一軸圧縮強さとオランダ式二重管コーン貫入抵抗値を示す。いずれの土層においても、ポンプ停止後の強度は、施工前と比較して増加が確認できる。しかし、泥炭混じり粘土層と比べ、泥炭層の強度増加が小さいことがわかる。一般に泥炭の方が強度増加率が大きいと考えられるが、泥炭層には負圧がほとんど作用しなかったことに加え、圧密変形よりもせん断変形が卓越したことが要因と推測される。

4. 泥炭性軟弱地盤における河川構造部点検技術

泥炭性軟弱地盤は長期にわたり沈下が発生するため、樋門樋管下が空洞化し、水みちとなったり、函体や継手部の変形が問題となっている。また、樋門樋管部の空洞探査及び変位調査に多くの費用と時間を要し、狭い樋門樋管では、腰をかがめながら函内作業をしなければならず、苦労性を伴う。

上記の諸問題に対応するため、河川構造部点検技術の簡素化・効率化を目標として樋門・樋管部の空洞探査技術について検討した。

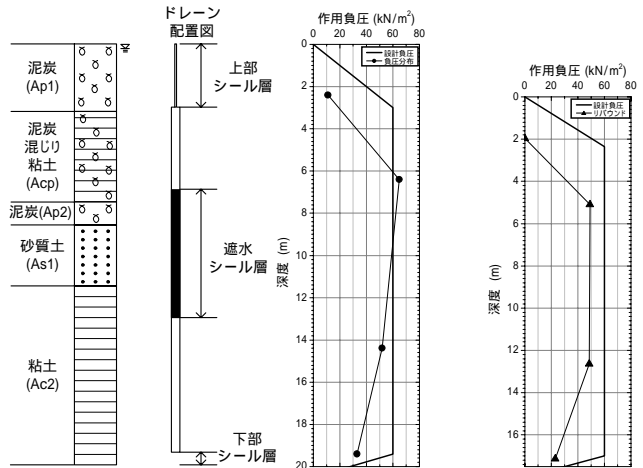


図 25 負圧の深度分布

(左：盛土載荷直前、右：真空ポンプ停止直前)

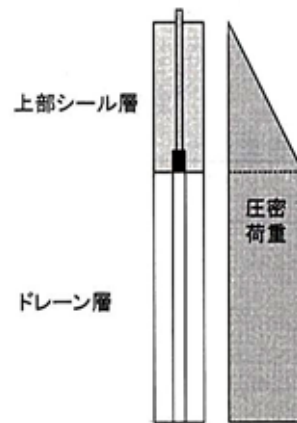


図 26 負圧シール層内の負圧分布の仮定²⁷⁾

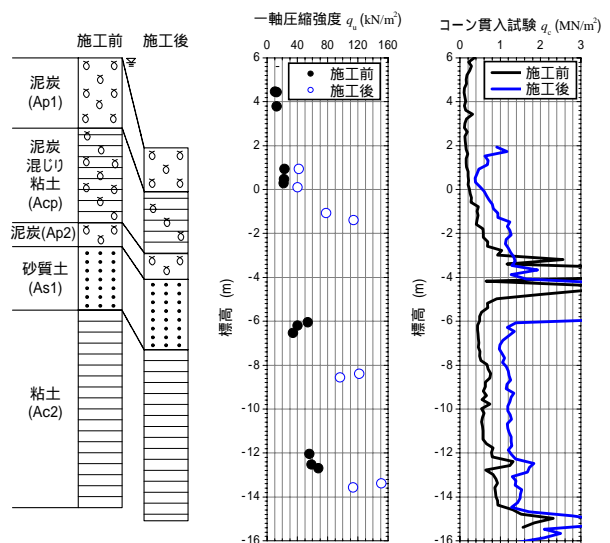


図 27 盛土中央における圧密による地盤強度の変化

4.1 樋門・樋管部の空洞探査技術

空洞探査技術については、新技術・新工法の活用も視野に入れ、平成19年度、樋門・樋管部の空洞探査に適応する技術の資料収集・調査検討を行った。その結果、鉄筋コンクリート下部の空洞探査能力が高い地中探査用電磁波レーダを用いた空洞探査技術を抽出した。この空洞探査技術の基礎データを得るため、性能試験を行った。性能試験は、主に防水性確認、浮力影響確認、堆砂厚・鉄筋間隔・空洞モデルの違いによる探査性能確認、牽引力調査を行った。

4.1.1 防水性確認

防水性確認試験は、寒地土木研究所内の2次元造波水路で行った。探査装置を用いて水深150cmまでの耐圧試験を行った結果、漏水は無く正常に作動した。探査装置を写真4に、防水性確認試験状況を写真5に示す。

4.1.2 浮力影響確認

浮力影響確認試験は、防水性確認試験と並行して行った。探査装置重量は186N、探査装置にかかる浮力は171Nであり、浮上はしなかった。また、牽引による水中走行試験も行ったが、探査装置は正常に作動し、漏水や走行中の浮上はないことを確認した。

4.1.3 試験ヤードの製作

樋門底版に見立てた鉄筋コンクリートの実験用ブロック100×200×50cm(配筋間隔125mm)100×200×50cm(配筋間隔250mm)、空洞モデルに見立てた発泡スチロール(20×20×10cm、60×60×10cm、20×20×20cm、60×60×20cm)堆砂用の砂を用いて、寒地土木研究所角山実験場に性能試験および牽引力調査のための試験ヤードを製作した。試験ヤード製作状況を写真6に、試験ヤード概略図を図28に示す。



写真4 探査装置

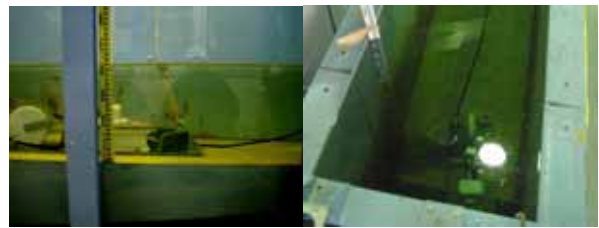


写真5 防水性確認試験状況



写真6 試験ヤード製作状況

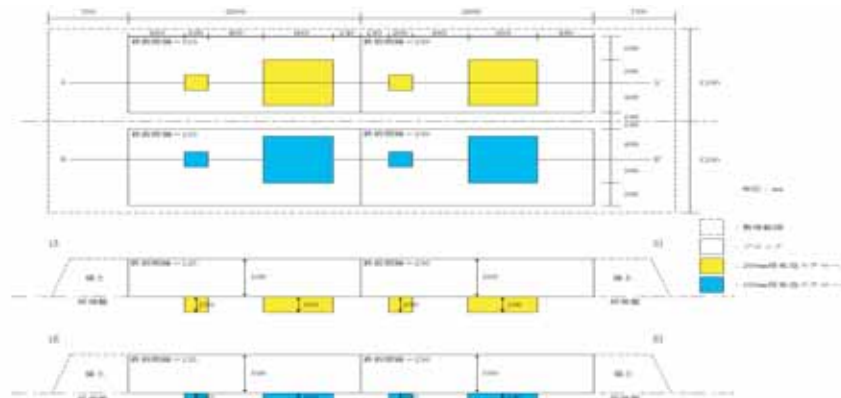


図28 試験ヤード概略図

4.1.4 堆砂厚・鉄筋間隔・空洞モデルの違いによる探査性能確認

角山実験場に製作した試験ヤードを用いて性能試験を行った。性能確認試験状況を写真7に示す。

表5に実験用ブロック配筋間隔125mmの試験結果を、表6に実験用ブロック配筋間隔250mmの試験結果を示す。配筋間隔250mmでも堆砂が有る状態で空洞が検出できたのは、空洞長60cmの時でも堆砂厚3cmが限界である。探査性能は、堆砂の有無にかなり影響されるので、実現場での探査計測時は、極力堆砂を除去する必要がある。

4.1.5 牽引力調査

空洞探査装置を自走装置等で牽引する場合を想定し、堆砂の有無別に牽引力を計測した。牽引力調査試験状況を写真8に、牽引力計測結果を表7に示す。

堆砂が有る場合、水平状態では探査装置先端部が土中に潜り込んでしまうため、牽引力が大きくなっているが、探査装置先端部の加工により解決できると考えられる。

探査装置を牽引するためには探査装置の先端部は土中に潜り込まない形状として、160N(牽引角度30°)程度の牽引力を確保する必要がある。



写真7 性能確認試験状況



写真8 牽引力調査試験状況

表5 性能確認結果(実験用ブロック配筋間隔 125mm)

実験ケース	配筋間隔 125mm			
	空洞長 20cm		空洞長 60cm	
	空洞厚 10cm	空洞厚 20cm	空洞厚 10cm	空洞厚 20cm
堆砂厚 0cm	×	×		
堆砂厚 0.5cm	×	×		
堆砂厚 1cm	×	×		
堆砂厚 2cm	×	×	×	×
堆砂厚 3cm	×	×	×	×
堆砂厚 4cm	×	×	×	×
堆砂厚 5cm	×	×	×	×

: 空洞検出可能、× 空洞検出不可

表6 性能確認結果(実験用ブロック配筋間隔 250mm)

実験ケース	配筋間隔 250mm			
	空洞長 20cm		空洞長 60cm	
	空洞厚 10cm	空洞厚 20cm	空洞厚 10cm	空洞厚 20cm
堆砂厚 0cm	×			
堆砂厚 0.5cm	×			
堆砂厚 1cm	×			
堆砂厚 2cm	×			
堆砂厚 3cm	×	×		
堆砂厚 4cm	×	×	×	×
堆砂厚 5cm	×	×	×	×

: 空洞検出可能、× 空洞検出不可

表7 各ケースの牽引力計測結果

堆砂	牽引角度	動き出す直前の牽引力		動き出しからの牽引力	
		牽引力(N)	摩擦係数	牽引力(N)	摩擦係数
無し	0°	118.67	0.64	96.30	0.52
	25°	122.30	0.66	108.50	0.58
	30°	125.10	0.67	111.75	0.59
	35°	126.16	0.68	118.71	0.64
	40°	125.50	0.67	114.40	0.61
有り	0°	198.40	1.06	171.80	0.92
	25°	175.53	0.94	159.23	0.85
	30°	160.16	0.86	156.40	0.84
	35°	169.00	0.91	152.10	0.81
	40°	168.30	0.90	152.60	0.82
	最大値		最小値		

全てのデータは3回の計測値の平均値

5. まとめ

本研究において、泥炭性軟弱地盤の沈下実態調査および長期沈下予測に用いる土質パラメータの検討を行った。その結果を要約すると以下の通りである。

泥炭性軟弱地盤対策工マニュアルに示される、高規格幹線道路の許容残留沈下量の最小値（10cm）と最大値（30cm）では、補修費に大きな差が出る。

したがって、維持補修履歴を考慮した長期沈下予測および許容残留沈下量について詳細に検討することがライフサイクルコストの最小化に結びつく。

泥炭性軟弱地盤の長期沈下予測法として粘弾塑性モデルを用いた有限要素解析が有効なことが明らかになった。

泥炭の特殊な工学的性質に対応した土質パラメータの決定法が提案できた。

さらに、中層混合処理工法（TMM）、敷き金網併用プラスチックドレーン工法およびキャップ付き真空ドレーン工法の試験施工を実施し、その改良効果を調査した。その結果は以下の通りである。

TMMの改良地盤強度は、DMM（スラリー系）と比較して、同程度のばらつきを有している。

同一地盤において3パターンの品質管理法を比較した結果、地表面スラリー法によって地盤全体の品質を評価することは望ましくないことがわかった。また、改良対象層の層構成によってはモールド法単独ではなく、モールド法とコアサンプリング法の併用による品質管理を行うことが望ましい。

泥炭性軟弱地盤に敷き金網併用プラスチックドレーン工法を適用したところ、2ヶ年段階施工で盛土厚約13mの高盛土を築造することができた。

盛土厚の増加に伴って敷網張力が増加しており、せん断抵抗への寄与が確認された。ただし、ある程度地盤が沈下してから張力が発揮された。

プラスチックドレーンで改良された泥炭層の沈下は、ウェルレジスタンスを考慮したバロン解とほぼ合致した。

サーチャージを併用することで、二次圧密の低減効果が得られた。

泥炭性軟弱地盤にキャップ付き真空ドレーン工法を適用したところ、気密シール層とした表層の泥炭層以深では、所要の負圧が確保された。しかし、シール層内の負圧は設計値よりも相当小さくなることがわかった。

いずれの土層においても、圧密による地盤の強度増加が確認された。結果として、極めて軟弱な地盤であっ

たにもかかわらず、高盛土を安全に築造することができた。

加えて、泥炭性軟弱地盤における樋門樋管下の空洞探査技術について検討した。その結果を要約すると以下の通りである。

空洞探査装置の防水性は問題無い。浮力の影響も問題無い。

空洞探査性能は、堆砂の有無にかなり影響されるので、実現場での探査計測時は、極力堆砂を除去する必要がある。

空洞探査装置を牽引するためには、探査装置の先端部が土中に潜り込まない形状とし、160N（牽引角度30°）程度の牽引力を確保する必要がある。

参考文献

- 1) 北海道開発土木研究所：泥炭地盤対策工マニュアル、2002.
- 2) 能登繁幸：泥炭地盤工学、技報堂出版、pp.1-54、1991.
- 3) 林 宏親、西本 聡、大場久義：泥炭地盤における道路の長期沈下とライフサイクルコスト、第50回北海道開発局技術研究発表会発表概要集(CD-R)、2007
- 4) 林 宏親、三田地利之、西本 聡：泥炭地盤の変形挙動解析に用いる土質パラメータの決定法、地盤工学会北海道支部技術報告集No.48、pp.283-290、2008.
- 5) H. Hayashi, T. Mitachi, H. Tanaka and S. Nishimoto: Determination Procedure of Soil Parameters for Elasto-plastic FE Analysis of Peat Ground, Proc. of 13th Asian Regional Conference on SMGE, Vol. 1, pp.145-148, 2007.
- 6) 林 宏親、三田地利之、田中洋行、西本 聡：泥炭性軟弱地盤の静止土圧係数とその評価、土木学会論文集C、Vol. 62、No. 1、pp.127-138、2006.
- 7) 林 宏親、西本 聡：ダイラトメーター試験による泥炭性軟弱地盤の静止土圧係数の評価、第61回土木学会年次学術講演会講演概要集（第3部門）、pp.347-348、2006.
- 8) 岩崎公俊：フラット・ダイラトメータ試験による静止土圧係数の評価、第30回土質工学研究発表会発表講演集、pp.271-272、1999.
- 9) Marchetti, S.: In situ tests by flat dilatometer, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT3, pp.229-321, 1980.
- 10) 林 宏親、三田地利之、西本 聡：原位置透水試験および圧密試験による泥炭の透水特性の評価、土木学会論文集C、Vol.64、No.3、pp.495-504、2008.
- 11) 木暮敬二：高有機質土の地盤工学、東洋書店、pp.56-59、1995.

- 12) 能登繁幸：「修正された泥炭地盤の沈下予測式」の簡略化、
開発土木研究所月報 No.460、pp.37-41、1991。資料、pp.16-26、2004.
- 13) 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.
- 14) Mesri, G. and Godlewski, P. M.: Time and Stress -
compressibility Interrelationship, Journal of the
geotechnical Engineering Division, ASCE, 1977.
- 15) 沿岸開発技術研究センター：地盤解析汎用プログラム
GeoFem マニュアル第二版、pp.80-81、1997.
- 16) 橋本 聖、西本 聡、林 宏親：トレンチャー式攪拌工法
による改良強度のばらつきについて、第 7 回地盤改良シン
ポジウム論文集、pp.134-135、2006.
- 17) 橋本 聖、西本 聡、林 宏親：トレンチャー式攪拌工法
で改良された改良地盤に関する評価、地盤工学会北海道支
部技術報告集第 47 号、pp.85-90、2007.
- 18) 地盤工学会：セメント及びセメント系固化材を用いた固化
処理土の調査・設計・施工方法と物性評価に関するシンポ
ジウム発表論文集、p.74、2006.
- 19) 橋本 聖、西本 聡、林 宏親：トレンチャー式攪拌工法で
施工された地盤の強度特性とその管理方法について、地盤
工学会北海道支部技術報告集 No.48、pp.15-20、2008.
- 20) 林 宏親、西川純一、江川拓也、前田広和、石塚達也：泥
炭性軟弱地盤に対するプラスチックドレーン工法の改良効
果、第 36 回地盤工学研究発表会講演集、pp.1047-1048、2001
- 21) 林 宏親、西本 聡、村上勇一：泥炭地盤の対する敷き金
網併用プラスチックドレーン工法の改良効果とその評価、
寒地土木研究所月報第 644 号、pp.11-20、2007.
- 22) 深沢栄造、山田清臣、栗原宏武：プレローディング工法で
改良した高有機質土地盤の長期沈下挙動、土木学会論文集
No.493 -27、pp.59-68、1994.
- 23) 林 宏親、西本 聡、澤井健吾、菅藤善之：泥炭性軟弱地
盤における真空圧密工法の改良効果とその評価、第 48 回地
盤工学シンポジウム論文集、pp.449-456、2003.
- 24) 林 宏親、西本 聡、澤井健吾、菅藤善之：真空圧密工法
のポンプ停止時期が残留沈下に与える影響、第 39 回地盤工
学研究発表会発表講演集、pp.959-960、2004.
- 25) 林 宏親、西本 聡：泥炭地盤における真空圧密工法の設
計法および施工管理法の提案、第 48 回北海道開発局技術研
究発表会概要集 CD-R、2005.
- 26) 林 宏親、西本 聡：泥炭性軟弱地盤におけるキャップ付
き真空ドレーン工法の改良効果、第 8 回地盤改良シンポジ
ウム論文集、日本材料学会、pp.149-152、2008.
- 27) 真空圧密ドレーン工法研究会：真空圧密ドレーン工法技術

OPTIMIZING GROUND IMPROVEMENT OF PEATY SOFT GROUND

Abstract : Peaty soft ground, which is commonly found in cold regions, is extremely soft and has unique engineering properties. The purpose of this study is optimizing the ground improvement, including its life cycle costs for peaty soft ground. Concretely the following issues are examined.

- 1) Development of the prediction method of long-term settlement for peaty soft ground
- 2) Proposal of the design and the quality control method for new ground improvement technology

In this research project, an investigation of the field settlement, finite element analysis (FE analysis) and examination on soil parameters for FE analysis were conducted. It was found that residual settlement of an expressway constructed on peaty soft ground significantly affects life cycle costs. As results, a practical determination procedure of soil parameters for visco-plastic FE analysis of peat is proposed.

An effect of new ground improvement technology such as the trencher mixing method, the plastic drain with reinforced fill using iron wire netting and the vacuum cap drain method was evaluated. A cavity exploration technique was examined for the development of simplified and efficient inspection technique for sluiceways.

Key words : peaty soft ground, long-term settlement, life cycle cost, countermeasure for soft ground, cavity exploration