

## 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

研究担当者：西本聡、林宏親、橋本聖、城戸優一郎

### 【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～19 年度の 2 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の一部が提案できた。さらに、中層混合処理工法および敷き金網併用プラスチック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、中層混合処理、プラスチックドレーン

### 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<sup>1)2)</sup>、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<sup>3)</sup>。

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た。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<sup>3)</sup>。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 に地盤の縦断面図と平成 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

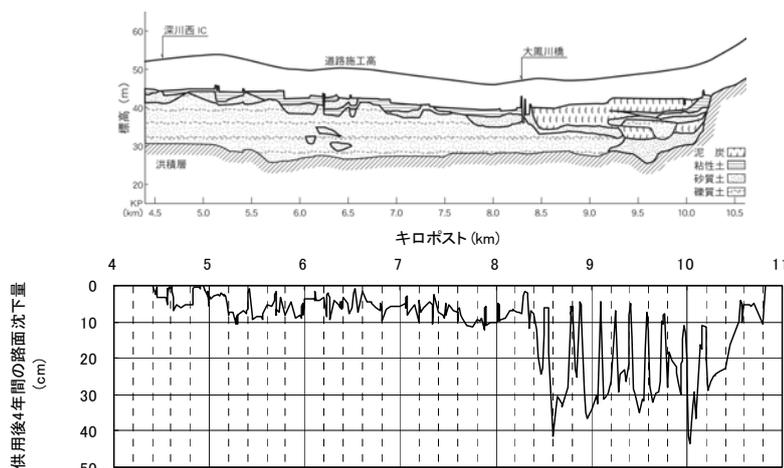


図1 当該地盤縦断と供用4年目の路面沈下

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。

### 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<sup>2)</sup>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



写真1 供用4年目の路面沈下(上:粘土地盤、下:泥炭地盤)

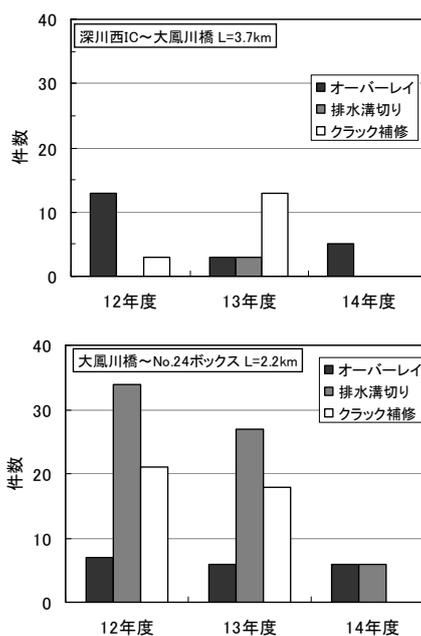


図2 小規模補修の件数

出ることがわかる。

### 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<sup>4)5)</sup>

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、膨張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  $C_c$  と膨張指数  $C_s$  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  $\phi$  から、 $M = 6 \sin \phi / (3 - \sin \phi)$  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  $\phi$  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  $\phi$  は高い。泥炭では、 $50^\circ$  を超える  $\phi$  があった。また、 $Li$  の増加すなわち有機物量が増えるに従い、 $\phi$  がほぼ直

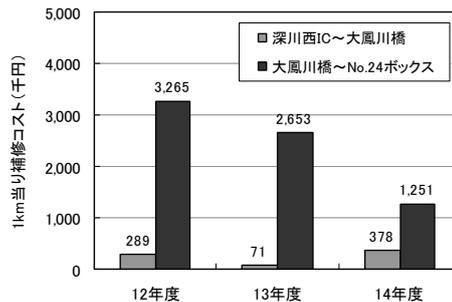


図3 小規模補修のコスト

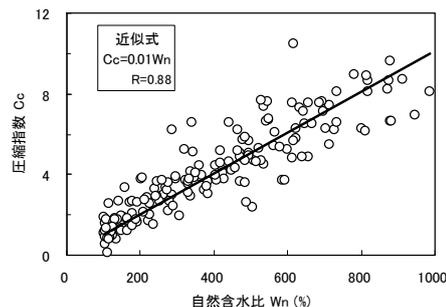


図4 泥炭の自然含水比と圧縮指数

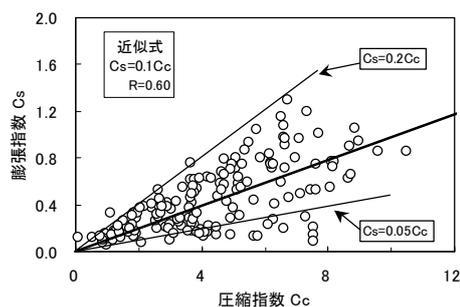


図5 泥炭の圧縮指数と膨張指数

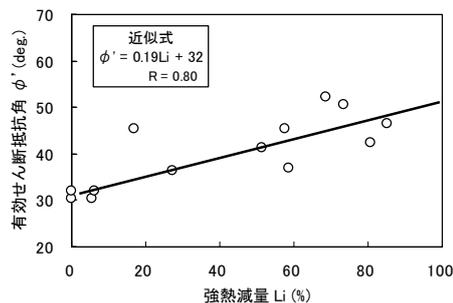


図6 強熱減量と有効せん断抵抗角

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

#### 2. 2. 2 静止土圧係数

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<sup>6)</sup>と Marchetti<sup>7)</sup> 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

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。 $k_i$  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<sup>8)</sup>は、泥炭地盤中の大きな植物遺骸や灌木類の周りが通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、 $k=k_0 \exp((e-a)/C_k)$  で関係づけられる。ここで、 $k_0$  は初期透水係数、 $a$  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。

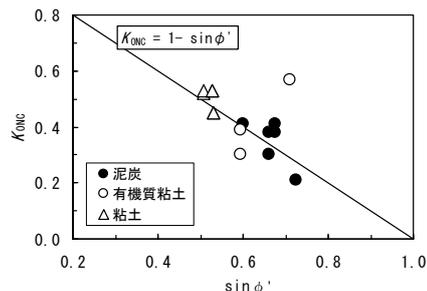


図7  $\sin\phi$  と  $K_{0NC}$

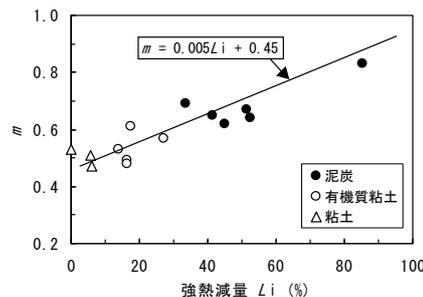


図8 強熱減量と  $m$

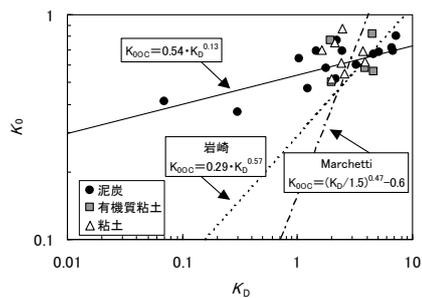


図9  $K_0$  と  $K_D$

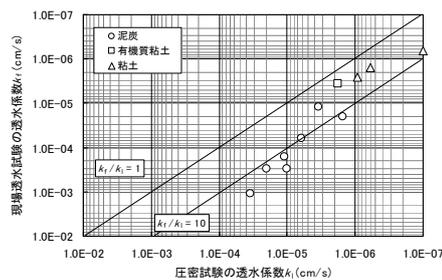


図10 室内透水係数と現場透水係数

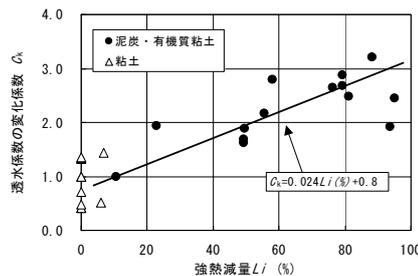


図11 強熱減量と透水係数の変化係数

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ため、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 泥炭性軟弱地盤の長期沈下解析

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<sup>9)</sup>を用い、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 Ohta<sup>10)</sup>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うと仮定し、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。

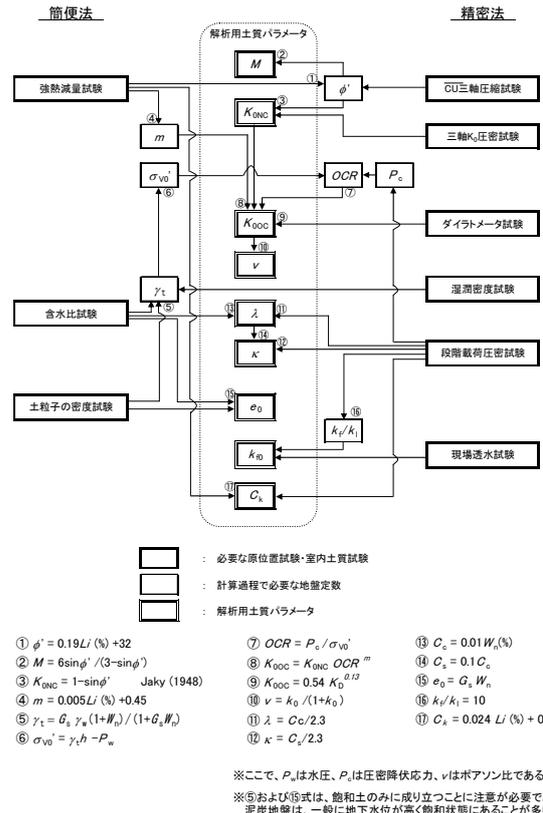


図 12 泥炭地盤の弾塑性 FE 解析用土質パラメータの決定法

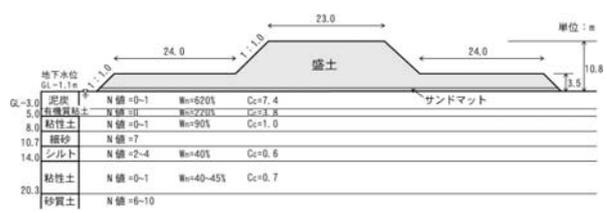


図 13 解析断面

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 <sup>1)</sup> の最大値
	2	考慮	20cm	1569日	
	3	考慮	10cm	2459日	現行マニュアル <sup>1)</sup> の最小値

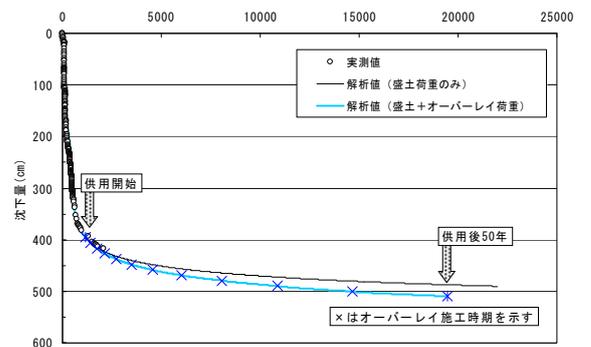


図 14 解析結果

### 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った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みの場合より 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 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の一部が提案できた。

今後の課題として、残されたパラメータ（二次圧密係数、体積ひずみ係数）の決定法に関する研究を継続するとともに、解析事例を増やすことで有効性の議論を深める予定である。

## 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、中層混合処理工法と敷き金網併用プラスチック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



写真 2 トレンチャー式混合処理工法

表 2 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 (%)	$\sigma_{\text{avg}}$ (kN/m <sup>2</sup> )	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

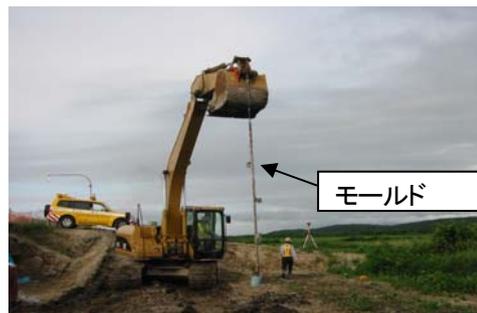


写真 3 モールド法

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<sup>11)12)</sup>。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 2 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<sup>13)</sup>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、①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) ②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) ③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15、16)<sup>14)</sup>。泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル<sup>1)</sup>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・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い場合は全体の約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、代表値と大きな差違が見られる。TMMで施工された改良強度のばらつきはDMM相当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。

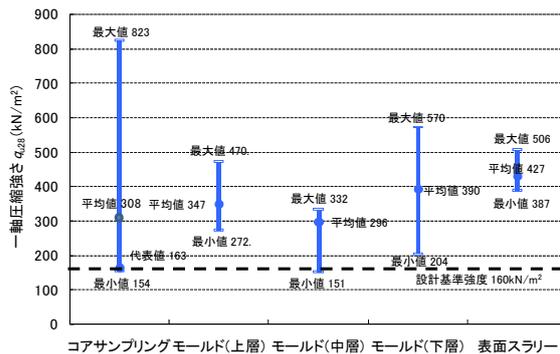


図15 3パターンの品質管理法の比較(現場A)

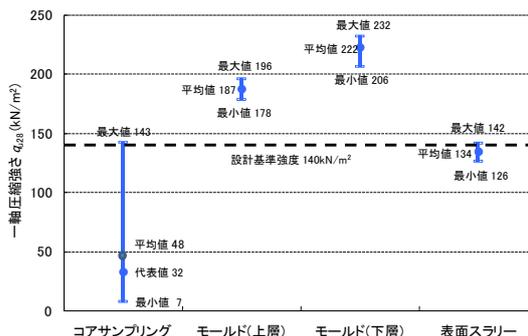


図16 3パターンの品質管理法の比較(現場B)

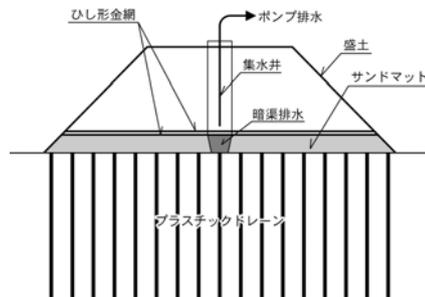


図17 敷き金網併用PD工法の概念図

## 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<sup>15)</sup>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、高盛土箇所にも適用するには、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17)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<sup>16)</sup>。

### 3. 2. 2 安定性と敷き金網の張力

松尾・川村の安定管理図を図 18 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断し、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 19 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。敷き金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、網目の接点が緊張してから、敷き金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 20 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良く合致した。実設計にこの方法を使用する場合、能登の方法<sup>9)</sup>で解析される沈下曲線とフィッティングすることで、水平圧密係数  $C_h$  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<sup>17)</sup>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、敷き金網用 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。敷き金網用 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 21 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 日目で 1.2m 分の盛土撤去を行って最終的な盛土

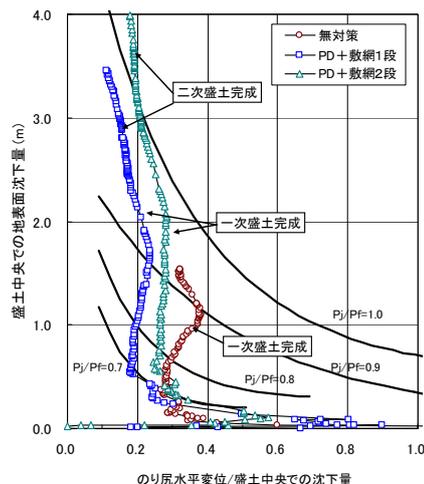


図 18 松尾・川村の安定管理図

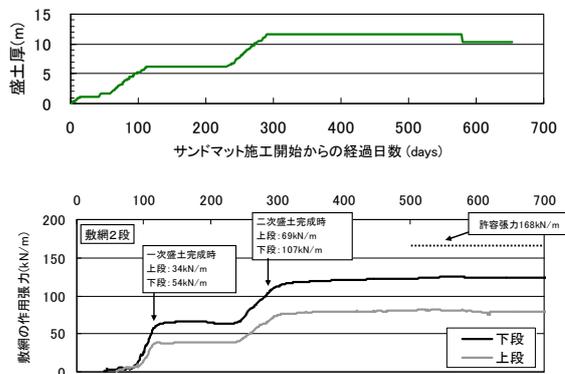


図 19 敷き金網の張力の経時変化

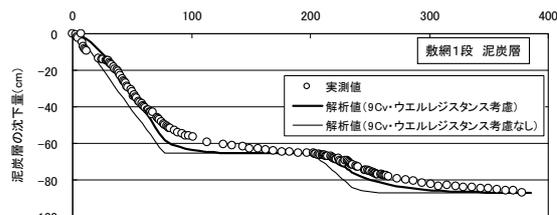


図 20 PD 区間における泥炭層の実測と解析沈下

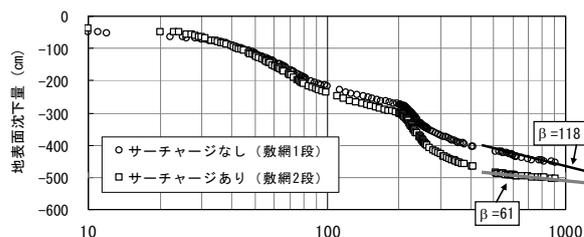


図 21 サーチャージの有無と長期沈下

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 $\beta(\text{cm}/\log t) = \Delta S \log(t/t_0)$ は異なっている。ここで、 $\Delta S$ 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。

#### 4. 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。

- ① 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。
  - ② したがって、維持補修値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。
  - ③ 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。
  - ④ 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の一部が提案できた。
- さらに、中層混合処理工法 (TMM) と敷き金網併用プラスチック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。
- ⑤ 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。
  - ⑥ 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。
  - ⑦ 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。
  - ⑧ 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。

- ⑨ 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。
- ⑩ 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。

#### 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) 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。
- 7) Marchetti, S.: In situ tests by flat dilatometer, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. GT3, pp.229-321, 1980.
- 8) 木暮敬二：高有機質土の地盤工学、東洋書店、pp.56-59、1995。
- 9) 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。
- 10) 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.
- 11) 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。
- 12) 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。
- 13) 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・施工方法及び物性評価に関するシンポジウム発表論文集、p.74、2006。
- 14) 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.

- 15) 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
- 16) 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.
- 17) 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 III-27、pp.59-68、1994.

## 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 elasto-plastic FE analysis of peat is proposed.

An effect of new ground improvement technology such as the trencher mixing method and the plastic drain with reinforced fill using iron wire netting was evaluated.

**Key words** : peaty soft ground, long-term settlement, life cycle cost, trencher mixing, plastic drain