

14.4 泥炭性軟弱地盤における盛土の戦略的維持管理手法に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤）

研究担当者：林 憲裕、林 宏親、橋本 聖、山木正彦

【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、維持管理関連の予算が削減されている中、泥炭性軟弱地盤上の盛土を合理的に維持管理する技術、あるいは複雑な現場条件を考慮した対策技術を確立するものである。具体的には、道路の重要度に応じた泥炭性軟弱地盤上の盛土の許容残留沈下量ならびに、長期沈下予測技術を活用した道路盛土の維持管理方法を提案するとともに、既設盛土のかさ上げや拡幅工事に適用可能な対策工法の設計法・施工管理法を提案する。

平成 26 年度までに、泥炭性軟弱地盤上の盛土の補修実態調査および泥炭性軟弱地盤の特異な性質を考慮した長期沈下解析を行い、地盤を過圧密にすることによって長期沈下を抑制する技術の効果を明らかにした。さらに、新しい対策工法の確立を目指して、二次元熱伝導解析によりセメント改良地盤に生じる低温域の再現を行った結果、冬期にセメントを用いた中層混合処理工法などを確実に施工するため、温度緩衝材としての覆土の適用性を明らかにした。また、経済的な「砕石マット併用低改良率地盤改良工法」の改良効果を把握した。

キーワード：泥炭性軟弱地盤、盛土、維持管理、長期沈下、セメント安定処理、冬期施工

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⁾、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²⁾。

一方、大きな長期沈下が発生する泥炭性軟弱地盤上の盛土では、供用後に発生する沈下（以下、残留沈下）の管理が重要であるが、管理する期間と値は経験的に決められている。結果として、構造物との取り付け部等でのオーバーレイが繰り返され、通常の地盤よりも多額の維持管理コストが必要となっているケースもあり、許容残留沈下量の再検討が必要である。当該地盤上には、既に相当な延長の道路盛土などが供用・管理されており、これらの盛土を合理的に維持管理していく技術が求められている。また、既設盛土のかさ上げや拡幅工事など複雑な現場条件が増える中、それらにも対応可能な合理的な泥炭性軟弱地盤対策工の開発が従前以上に求められている。

以上の背景を受けて、本研究では、道路の重要度に応

じた泥炭性軟弱地盤の盛土の許容残留沈下量ならびに、長期沈下予測技術を活用した道路盛土の維持管理方法をそれぞれ提案するとともに、既設盛土のかさ上げや拡幅工事に適用可能な新工法・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. 泥炭性軟弱地盤上の盛土の長期沈下

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、許容残留沈下量などが経験的に設定されており、最適化を図る必要がある。

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および補修の実態調査

北海道の泥炭性軟弱地盤（図-1）上に建設されている高規格幹線道路（図-2）ならびに一部の地域高規格道路の管理担当者に対し、供用後の残留沈下やその補修工事の実態調査を行った。その結果、深川留萌自動車道、日高自動車道において、供用後に想定以上の残留沈下が発生しており、その沈下に伴う路面の段差解消などのため維持補修工事を要していることがわかった。

2.1.1 深川留萌自動車道における調査結果

泥炭性軟弱地盤上に建設された深川留萌自動車道の深川西 IC～秩父別 IC 間の残留沈下および維持補修履歴の実態調査を行った。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。当該地盤は、主に粘土から構成される軟弱地盤と泥炭が堆積している軟弱地盤に大別できる。供用 4 年目に実施された路面の沈下調査の結果、粘土地盤における路面沈下は数 cm から最大で 10cm 程度に収まっていたのに対し、泥炭地盤では 40cm を超える沈下が発生していた。

この残留沈下によって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、平成 12 年度から段差解消を目的とした舗装の切削とオーバーレイが実施された。さらに、所定の排水勾配が取れなくなり路面に雨水が溜まるようになったため路面排水溝の切削、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も残留沈下対策として行われた。図-3 にこれらの維持補修費用（平成 12 年度から 14 年度までの 3 ケ年）を示す。粘土地盤区間では、3 年間で 1km 当り約 74 万円の維持補修費用だったのに対し、泥炭地盤区間では、その約 10 倍の 1km 当り 720 万円程度の補修費用を要した。

また、泥炭地盤区間では、年々維持補修に要した費用が減少しているものの、供用後 4 年経過しても粘土地盤区間と比較して多額の費用となっている。現行の許容残留沈下量は、供用後 3 年の間に発生する沈下量で規定されているが、ここではその期間を超えても維持補修を要したことがわかる。

2.1.2 日高自動車道における調査結果

日高自動車道の供用区間（苫小牧東 IC～日高門別 IC）のうち、広範囲に泥炭性軟弱地盤が分布している KP15km～KP30km 付近まで（暫定 2 車線）を調査対象とした。図-4 に当該区間の土質縦断図と供用開始時期を示す。

道路盛土の残留沈下によって生じる維持管理上の問題点は、深川留萌自動車道においてみられたように橋梁やボックスカルバート前後の段差である。道路の供用性の観点からは、段差は走行時の乗り心地と密接な関係がある。そこで、乗り心地の定量的な評価指標である国際ラフネス指数 (IRI) の測定結果 (KP28km～KP30km 間) を図-5 に示す。なお、IRI 測定結果は、当所の寒地道路保全チームの提供によるものである。IRI は数値が大きいほど乗り心地が悪いことを示し、高規格幹線道路のように高い平坦性が要求される路面では IRI=0～2 程度が求められており、IRI=4 を超えると不完全な表層といわ



図-1 泥炭性軟弱地盤の分布



図-2 高規格幹線道路の路線図

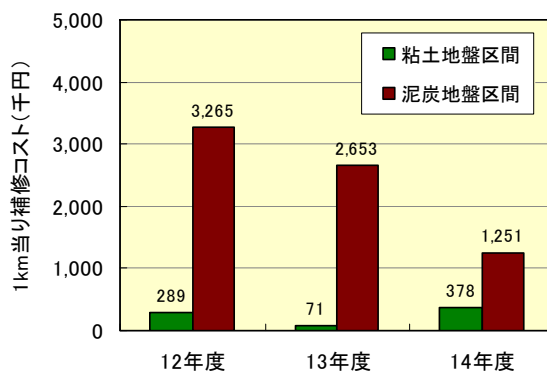


図-3 維持補修に要した費用

れている。橋梁やボックスカルバートの前後で 4 を超える IRI となっており、それ以外では高規格幹線道路に要求される平坦性を満足している。このことは、構造物前後での段差が問題となることを再認識させる。また、KP29km より終点側と比較して、起点側の IRI が大きく、比較的平坦性が悪い。KP29km より起点側には、泥炭が堆積しており (図-4)、その影響と考えられる。

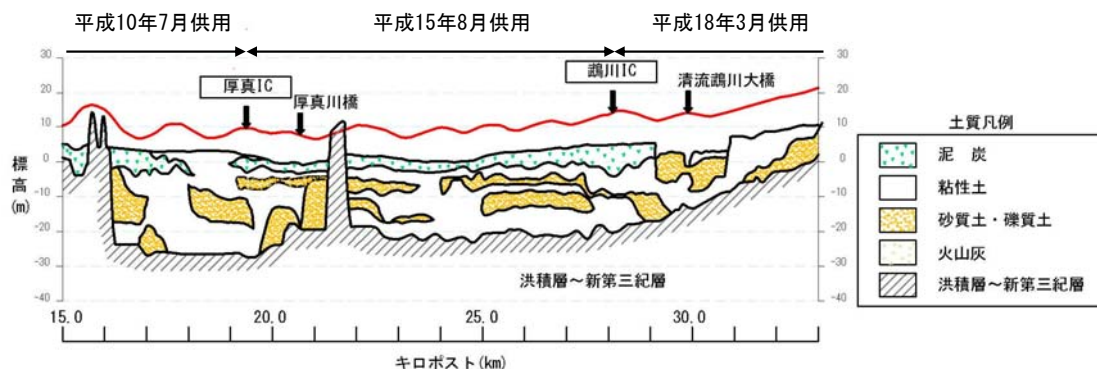


図-4 土質縦断と供用開始時期

図-6 に IRI の比較的大きかった IC 函渠部の段差レベル測量結果を示す。函渠端部から 30m 離れた箇所において、26cm と 46cm の段差であった。各々を段差勾配 D/L (段差量 D 、距離 L) で表現すると 0.9% と 1.5% となる。この程度の段差量や段差勾配が乗り心地を示す指標である IRI では 5 程度に対応している。図-7 は IC 函渠部の段差の状況写真である。

2. 2 泥炭性軟弱地盤の長期沈下挙動の分析

ここでは、前節で述べた供用後に発生する段差の要因である泥炭性軟弱地盤の長期沈下について、実測データ（一般国道 337 号道央圏連絡道路・美原道路、一般国道 38 号釧路新道、一般国道 276 号岩内共和道路）の分析を行い、泥炭の沈下特性を明らかにする。さらに、慣用的な沈下予測法である Terzaghi 理論と泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル³⁾に示されている泥炭地盤の沈下予測法（以下、泥炭式）との比較を行い、各々の予測法の適用性を確認する。

図-8 に美原道路における泥炭層の計測沈下と解析沈下の時刻歴を示す。本現場では、不攪乱泥炭の圧密試験が実施されており、その結果を用いて Terzaghi 理論による沈下計算も行った。この際、盛土による増加応力の $1/2$ の圧密圧力における圧密係数 ($c_v=60\text{cm}^2/\text{day}$) を用いて沈下速度を見積もった。Terzaghi 理論による解析値は、実際の沈下速度より相当に遅い。特に、圧密の初期においてその傾向が著しい。一方、実測沈下と泥炭式による解析沈下はほぼ一致しており、泥炭式の適用性の高さがわかる。

図-9 と図-10 に釧路新道と岩内共和道路における泥炭層の計測沈下と解析沈下の時刻歴を示す。これらの現場においても、実測沈下と泥炭式による解析沈下はほぼ一致しており、泥炭式の適用性の高さがわかる。なお、長期間の沈下計測を実施した釧路サイトは、泥炭層の厚さが比較的小さい、圧密に要する排水距離が短いことから、

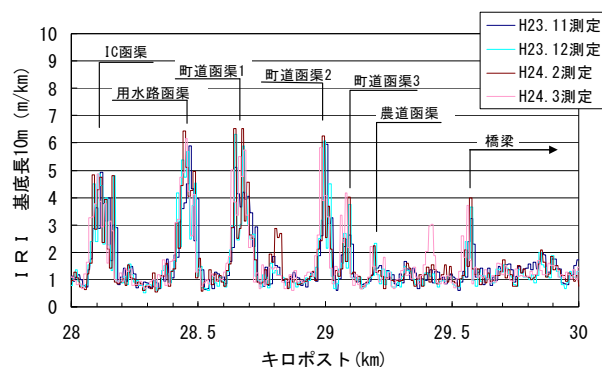


図-5 IRI 測定結果

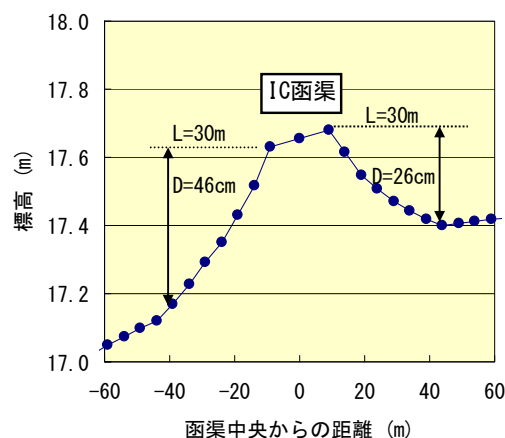


図-6 IC 函渠部での段差量



図-7 IC 函渠部での段差状況（終点側から撮影）

14.4 泥炭性軟弱地盤における盛土の戦略的維持管理手法に関する研究

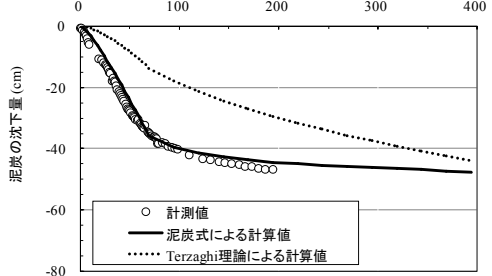
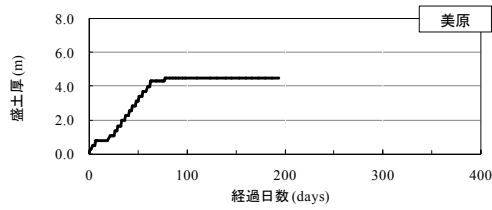


図-8 美原道路における実測と計算沈下

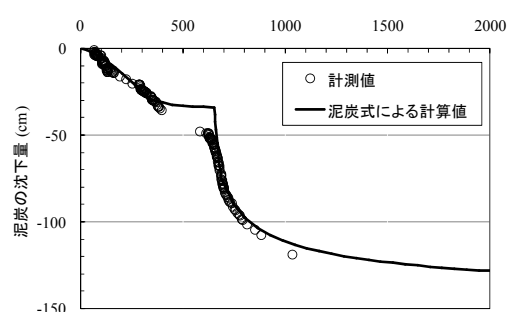
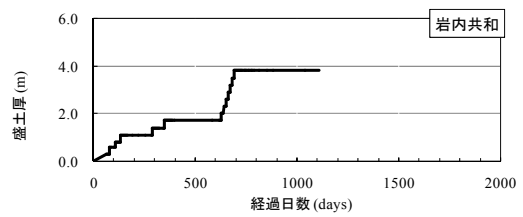


図-10 岩内共和道路における実測と計算沈下

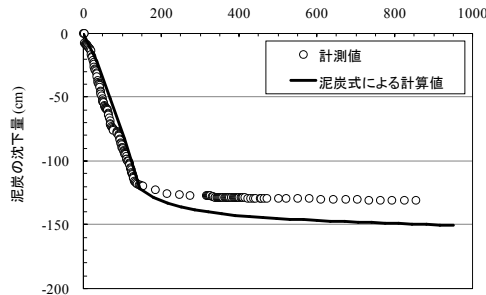
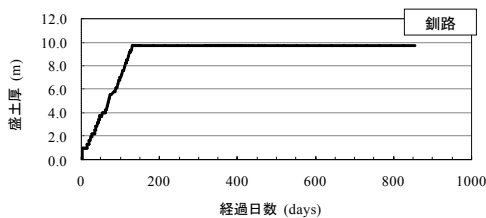


図-9 釧路新道における実測と計算沈下

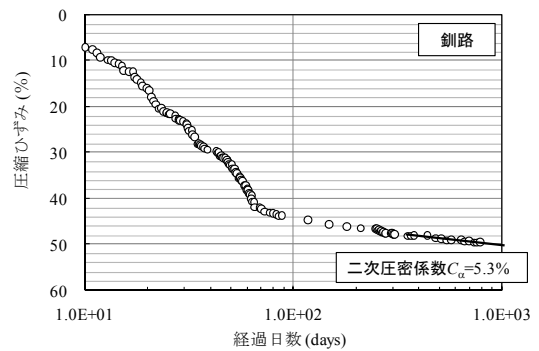


図-11 釧路新道における泥炭の圧縮ひずみ

一次圧密が比較的早く終了すると考えられる。したがって、計測値の後半は、二次圧密挙動を示していると考えられる。

次に、沈下挙動を一次圧密と二次圧密に分けて詳細に分析することとする。代表的な結果として、図-11 と図-12 に釧路新道における泥炭の圧縮ひずみ ϵ ($=S/H_0$, S : 沈下量, H_0 : 泥炭の初期層厚) と ϵ の速度 $\dot{\epsilon}$ の時刻歴を示す。釧路新道で実測された沈下から求めた一次圧密領域における α (ϵ の時間変化) は -0.65 であった。Terzaghi 理論において、圧密初期の圧密度と \sqrt{t} (t : 時間) の関係は直線になる。すなわち、圧密初期の圧密速度と時間の関係は両対数上で直線であり、かつ、その勾配 α は -0.5 となる。 α が -0.5 より小さいことは、Terzaghi 理論と比べて、泥炭の一次圧密速度が初期において速く、圧密後半

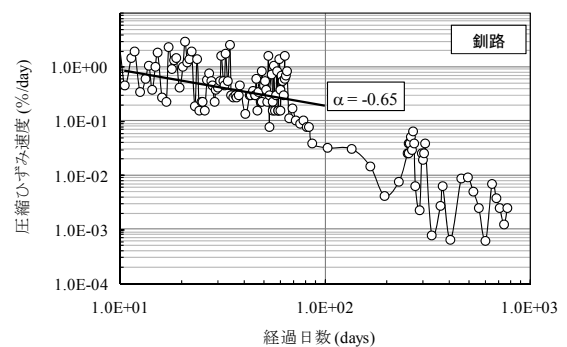


図-12 釧路新道における泥炭の圧縮ひずみ速度

になると遅れることを意味している。図-8 において、その傾向が見取れる。次に、この要因を考えることにする。泥炭の圧密速度を支配する透水係数は初期において粘土と比べてかなり大きく、かつ、圧密の進行に伴い著しく低下することがわかっており⁴⁾、透水係数の低下は、

圧密の収束の遅れを意味している。供用後に発生する残留沈下を考えると、この透水係数の低下によって生じる一次圧密の遅れの影響は無視できないと思われる。

同様な方法で他の 2 現場の沈下データから α を求めたところ、-0.60~-0.67 の範囲にあり、Terzaghi の理論より小さい値であった。すなわち、泥炭の一次圧密の遅れが、全ての現場データから確認ができた。泥炭では、顕著な二次圧密が生じる⁹⁾ので、供用後に発生する残留沈下の要因は、二次圧密と考えられてきた。このことは、釧路新道の沈下データから確認できる。しかし、残留沈下の要因は二次圧密のみではなく、一次圧密の遅れの影響も大きいことがわかった。

3. 長期沈下予測技術を活用した道路盛土の維持管理方法の検討

2. で述べた泥炭性軟弱地盤の長期沈下による路面の段差については、オーバーレイ舗装によって対処療法的に補修がされている現状にある。この際、オーバーレイ舗装によって荷重が増加し、再沈下が生じる。泥炭性軟弱地盤の場合、圧縮性が極めて高いため、わずかな荷重増でも、無視できない量の再沈下が発生し、オーバーレイ舗装が繰り返す必要となる。したがって、従来行われてきたオーバーレイ舗装のような対処療法的な対応ではなく、抜本的な維持管理方法を確立する必要がある。

竜田ら⁷⁾、稲垣ら⁸⁾および石垣ら⁹⁾は、軟弱地盤上の道路盛土の維持管理マネジメントに対する有限要素解析 (FEM 解析) 活用の方向性を論じている。一方、川井田ら¹⁰⁾は、軟弱地盤の長期沈下に起因する路面段差の補修として発泡スチロール (EPS) を用いた置換えを実施し、対処療法的にオーバーレイ舗装を繰り返す従来型の

対応以外の対策例を示しているが、その合理的な設計法の提案には至っていない。そこで、泥炭性軟弱地盤上の道路盛土を対象に FEM 解析を実施し、EPS 置換えの厚さや施工時期の違いが、置換え後に発生する沈下の抑制効果に与える影響を検討した。

3. 1 FEM 解析の条件

平成 18 年度~22 年度に実施した重点プロジェクト研究「泥炭性軟弱地盤対策工の最適化に関する研究」において、泥炭性軟弱地盤の長期沈下解析法として粘弾塑性モデル (関口太田モデル) を用いた FEM 解析が有効であることを明らかにするとともに、泥炭の特異な工学的性質に対応した解析用土質パラメータの決定法を提案した。

この長期沈下解析技術を利用して、2. で取り扱った IC 函渠部を対象に解析を行った。図-13 に解析対象箇所断面を示す。GL-21.65m 以深の火山灰混り細砂は、N 値が 6~33 と比較的強固なことなどから基盤層と判断し、それより浅い粘性土までを解析の対象とした (表-1)。極力、試験結果に忠実にパラメータを決定したが、適当な試験結果がない場合、粘性土層では Iizuka & Ohta¹¹⁾に従って推定した。泥炭層では林・西本の方法¹²⁾によった。ただし、沈下速度の問題に強く影響を与える透水係数 k については、次節で述べる感度分析で決定した。

3. 2 FEM 解析による実現象の再現と将来予測

再現解析として、泥炭層の k に関する感度分析を行った。ここでは、圧密に伴う k の減少を考慮し、 $k = k_0 \exp((e-e_0)/\lambda_k)$ とした。ここで、 k_0 は初期の k 、 e は間隙比、 e_0 は初期の e 、 λ_k は k の変化係数である。泥炭の k_0 を圧密試験から求めると実際の値を著しく過小評価することがわかっている⁴⁾が、当該箇所では原位置透水試験は実

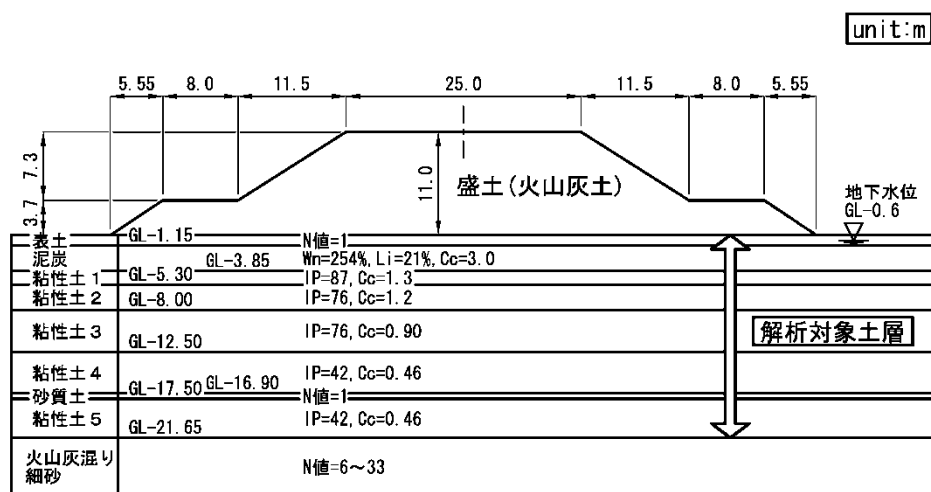


図-13 解析対象箇所の地盤と盛土

表-1 解析に用いたパラメータ

土層	モデル	単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数 λ (kN/m ²)	ポアソン比	圧縮指数 λ_c (自然対数)	膨張指数 λ_e (自然対数)	応力比 M	初期間隙比 e_0	原位置での静止土圧係数 K_{acc}	正規圧密での静止土圧係数 K_{unc}	初期鉛直透水係数 k_{v0} (m/s)	初期水平透水係数 k_{H0} (m/s)	透水係数の変化係数 λ_k (自然対数)	二次圧密係数 ω (自然対数)	初期体積ひずみ速度 v_0 (1/day)
盛土(火山灰土)	線形弾性体	15.0	22400	0.33	-	-	-	-	0.50	-	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}	-	-	-
表土	線形弾性体	15.0	2800	0.33	-	-	-	-	0.50	-	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}	-	-	-
泥炭	関口太田モデル	11.2	-	0.30	1.28	0.16	1.46	5.4	0.55	0.44	表2の通り		1.40	0.019	2.6×10^{-4}
粘性土1	関口太田モデル	14.4	-	0.45	0.58	0.07	0.81	3.0	0.94	0.81	1.0×10^{-8}	1.0×10^{-8}	0.61	0.007	1.7×10^{-6}
粘性土2	関口太田モデル	14.1	-	0.43	0.53	0.07	0.85	2.6	0.84	0.76	8.5×10^{-9}	8.5×10^{-9}	0.78	0.007	8.4×10^{-7}
粘性土3	関口太田モデル	15.3	-	0.43	0.39	0.06	0.85	2.0	0.92	0.76	5.5×10^{-9}	5.5×10^{-9}	0.53	0.006	1.3×10^{-6}
粘性土4	関口太田モデル	18.5	-	0.38	0.20	0.03	1.01	1.3	0.78	0.62	2.5×10^{-8}	2.5×10^{-8}	0.20	0.004	1.6×10^{-5}
砂質土	線形弾性体	18.0	22400	0.33	-	-	-	-	0.50	-	1.0×10^{-4}	1.0×10^{-4}	-	-	-
粘性土5	関口太田モデル	18.5	-	0.38	0.20	0.03	1.01	1.3	0.66	0.62	2.5×10^{-8}	2.5×10^{-8}	0.20	0.004	6.9×10^{-5}
EPS	線形弾性体	0.3	20000	0.12	-	-	-	-	0.50	-	1.0×10^{-9}	1.0×10^{-9}	-	-	-

施されておらず、圧密試験から推定せざるを得ない。そこで、まず表-2 に示す条件で k_0 の感度分析を行い、沈下挙動に与える影響を調べた。

盛土中央における地表面沈下量の供用時(経過日数1200日)からの残留沈下を図-14 に示す。供用後9.5年の実測残留沈下量は26cm~46cm(図-6)であった。まず、ケース1における供用時からの残留沈下は、他のケースと比べて大きい。今回の解析では、透水係数のみを変化させているので、各ケースの最終沈下量はほぼ等しい。つまり、ケース1の残留沈下量が比較的大きいということは、他のケースと比べて沈下が遅れて発生することを示している。この沈下の遅れは、実測値の傾向とも離れていることから、圧密試験から得られた k_0 を解析に用いると沈下速度を遅く見積もる可能性がある。一方、圧密試験結果の50倍の k を用いたケース3が、実測値の平均的な沈下と概ね合致している。したがって、圧密試験結果の50倍の k を用いた解析はおおよそ妥当な結果を示したと言える。よって、以降の解析ではこの k_0 を用いることとした。さらに、解析結果より、このままでは今後も沈下は進行し続けることもわかる。

3.3 EPS置換えによる長期沈下抑制効果の検討

前述の通り、泥炭性軟弱地盤の残留沈下の要因は、一次圧密の遅れと二次圧密と考えられる。このうち二次圧密は、泥炭性軟弱地盤に顕著に表れる現象として広く知られている。サーチャージ盛土の除荷¹³⁾¹⁴⁾、あるいは真空圧密工法における真空ポンプ停止に伴う真空圧の除荷¹⁵⁾によって過圧密となった泥炭性軟弱地盤の二次圧密が、無対策と比べて抑制されることが既に明らかとなっている。この技術を既設道路の段差対策に応用する場合、軽量盛土材であるEPSによる部分置換えが現実的である。そこで、3.2節で述べた解析と同じ箇所において、EPS

表-2 設定した泥炭の初期透水係数

ケース	条件	初期鉛直透水係数 k_{v0} (m/s)	初期水平透水係数 k_{H0} (m/s)	透水係数の異质性	備考
1	圧密試験結果	5.0×10^{-8}	2.5×10^{-7}	5	$k_{case1} = c_v m_v \gamma_w$
2	圧密試験結果の10倍	5.0×10^{-7}	2.5×10^{-6}	5	$k_{case2} = 10 k_{case1}$
3	圧密試験結果の50倍	2.5×10^{-6}	1.25×10^{-5}	5	$k_{case3} = 50 k_{case1}$
4	圧密試験結果の100倍	5.0×10^{-6}	2.5×10^{-5}	5	$k_{case4} = 100 k_{case1}$

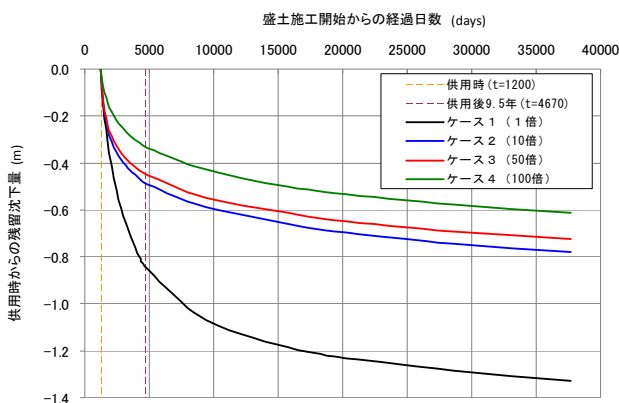


図-14 再現解析結果(供用開始からの残留沈下量)

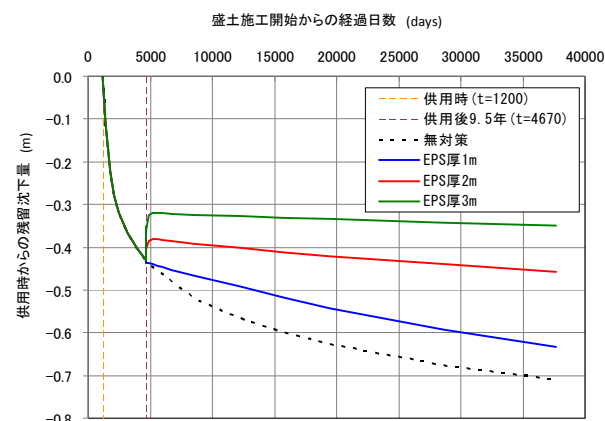


図-15 EPS置換え厚の違いが残留沈下量に与える影響

による置換えの効果を検討した。

3.3.1 EPS 置換え厚の影響

供用後 9.5 年に EPS 厚 1m、2m、3m の置換えを行うと仮想して解析した (図-15)。無対策では、供用後 9.5 年以降も沈下が継続するが、

ただし、EPS 厚 1m では、施工後も大きな沈下が継続しており、段差補修としての効果は薄い。一方、EPS 厚 2m や 3m では、施工後にリバウンドが認められることから、EPS 置換えによる除荷効果が十分に発揮されており、その後の沈下も大きく低減されている。許容される段差量を 10cm 程度¹⁶⁾とすると、今回の条件では EPS 厚 2m で十分な効果が得られると判断できる。

EPS 置換えによって得た過圧密比 OCR と残留沈下の低減率 (無対策に対する EPS 置換えの残留沈下) の関係を図-16 に示す。OCR と残留沈下低減率には明瞭な関係があり、OCR が 1.2 程度であれば 20%程度まで低減できることがわかる。今回の条件では盛土厚が 11m と高いため、EPS 厚が 2m 以上なければ、十分な効果がなかったが、盛土厚が低いケースでは、より薄い EPS 厚でも効果が得られる可能性がある。

3.3.2 EPS 置換えの施工時期の影響

EPS 置換えによる段差補修を実務に適用する場合、その施工時期の判断が必要となる。そこで、前述の供用後 9.5 年に加えて供用後 20 年、さらにまだ一次圧密が進行中と思われる供用後 300 日に施工する 3 ケースを仮想し、その影響を調べた (図-17)。いずれも EPS 厚は 2m とした。供用後 300 日に施工を行った場合、施工後の沈下速度には無対策と大きな違いはないが、施工時期を供用後 9.5 年以降とした場合には明瞭な効果が認められた。つまり、一次圧密進行中に置き換えるのと二次圧密に移行してから行うのでは、同じ EPS 厚であっても効果に有意な差が生じると想定される。したがって、EPS 置換えの施工時期を十分に検討する必要がある。

3. 4 EPS 置換えの設計法の提案

前節までの検討結果を踏まえ、本節では地盤の過圧密化 (EPS による置換え) による長期沈下対策の設計法について提案する。図-18 に提案する設計フローを示す。

粘弾塑性 FEM によって泥炭地盤の長期沈下が予測可能なことが明らかになったことを踏まえ、まず対象箇所の沈下挙動 (沈下の時間推移) を粘弾塑性 FEM によって再現し、現況の圧密ステージ (一次圧密中なのか、二次圧密に移行しているのか) の判定を行う。その結果、一次圧密中と判定されれば、EPS による置換え効果を十分に発揮させるには施工時期が早いので、オーバーレイなどによる補修を継続する。一方、二次圧密に移行して

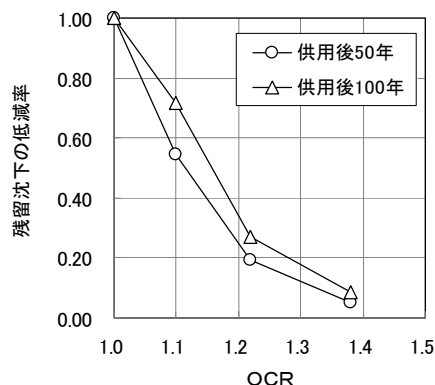


図-16 OCR と残留沈下の低減率

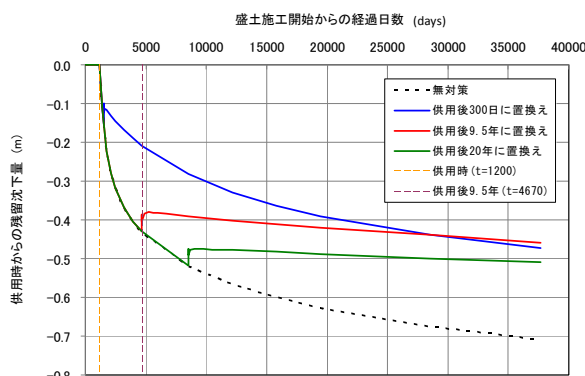


図-17 EPS 置換えの施工時期の違いが残留沈下量に与える影響

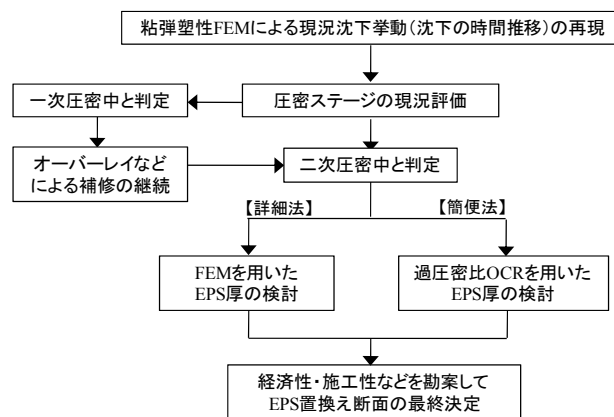


図-18 EPSによる長期沈下対策の設計フロー

いと判定されれば、適切な EPS 置換え厚の検討を行う。

EPS 置換え厚の検討には、二つの方法を提案した。すなわち、粘弾塑性 FEM を使って解析的に検討する詳細法と、図-16 を使って過圧密比 OCR から求める簡便法である。詳細法は、EPS 置換え厚と施工時期の関係を定量的に計算できる利点を持つが、照査に比較的時間がかかる。簡便法は、特に煩雑な計算を必要としない反面、

施工時期の影響などを把握することが出来ない。設計の重要度などに応じて、これらの方法を使い分けることが望ましい。

最終的には、経済性や施工性等を勘案して、EPS 置換え断面や施工時期の決定を行う。

4. 冬期におけるセメント改良地盤の強度発現に関する検討

積雪寒冷地である北海道においても、冬期に地盤改良工事が実施されることは少ない。道路の拡幅工事などは、工期の厳しい場合が多く、冬期に地盤改良を行わざるを得ないことがままある。また、河川堤防のかさ上げや拡幅工事などは、非出水期に実施する必要があり、冬期施工が避けられない(図-19)。これらの工事では、工期の限定された短期間で改良効果が期待できるセメントや石灰などを用いた固化処理工法が多く実施されている。このように冬期に実施される固化処理工法において、施工された改良地盤の地表面が低温の外気に晒されることによって強度発現が阻害され、設計基準強度を大きく下回る事例が報告された¹⁷⁾。



図-19 冬期施工の様子

低温下において地表面近くの改良地盤の強度発現に資する最も簡易な対策方法は、地表面上に覆土を施して外気を遮断し、強度発現に必要な養生温度を確保すれば良いと考えられる。ただし、施工地域や覆土材によっては改良地盤の強度発現に必要な覆土厚が異なることが想定され、最適化に向けて検討の余地が残されていた。

4.1 二次元熱伝導解析によるセメント改良地盤の凍結指数に応じた温度分布

過年度まで実施した重点プロジェクト研究「泥炭性軟弱地盤対策工の最適化に関する研究」において、拡幅盛土の安定対策で実施した中層混合処理工法による改良地盤(改良深度 $z=3.3\text{m}$)をモデル化して二次元熱伝導解

析(以降、熱伝導解析、とする)を実施した¹⁸⁾¹⁹⁾。

熱伝導解析の目的は、実際の工事で得られた改良地盤内の温度分布を解析上で再現することが可能か判断するためである。熱伝導解析の結果、凍結指数 $F=80^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ の改良地盤内の温度分布を概ね再現することができた。また、凍結指数 F が大きくなるに従って、改良地盤内の温度が低減する状況を再現することができた(図-20)。

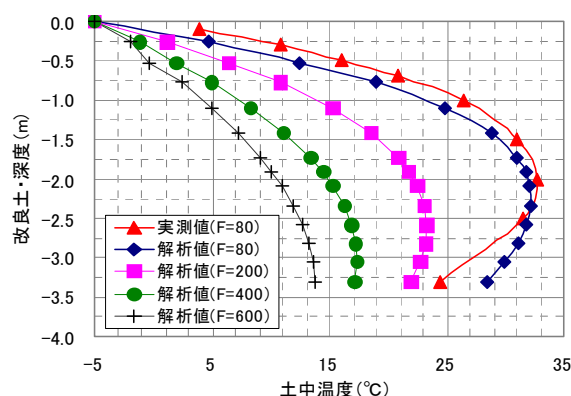


図-20 改良地盤内温度分布の再現と予測

4.2 解析パラメータ(熱伝導率)の検証

改良地盤表層部の強度低下を防ぐ対策として、改良地盤への覆土対策が有効であることが報告されている¹⁸⁾。

対策工(覆土)の効果を把握するには、主要な土質の解析パラメータ(熱伝導率 λ)が解析結果に与える影響を定量的に評価する必要がある。そこで、Kersten の実験式²⁰⁾で導出される熱伝導率の精度について検証した。

熱伝導率 λ の検証は、熱伝導率計測機器を用いて2種類の覆土材(砂質土、粘性土)の熱伝導率 λ を計測し、計測結果と Kersten の実験式から導出された数値を比較した(図-21)。

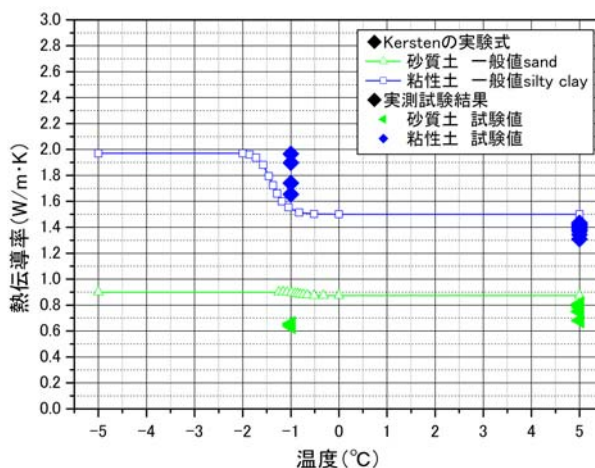


図-21 覆土材の熱伝導率の比較

表-3 解析ケース（覆土材料のみ）

解析ケース	覆土材料							
	砂質土			粘性土				
	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
湿潤密度 (g/cm ³)	1.700	1.800	1.900	1.500			1.600	1.700
含水比 (%)	10.0			20.0	60.0	100.0	60.0	
熱伝導率 (J/s・m ² ・°C)	1.462	1.667	1.899	0.844	0.777	0.678	0.850	0.930
(上:未凍土、下:凍土)	1.145	1.406	1.729	0.956	1.452	1.645	1.648	1.871
凍結潜熱 (J/m ³)	1.932 × 10 ⁸	1.703 × 10 ⁸	1.932 × 10 ⁸	8.38 × 10 ⁷	1.884 × 10 ⁸	2.513 × 10 ⁸	2.010 × 10 ⁸	2.136 × 10 ⁸
体積熱容量 (J/m ³ ・K)	1.747 × 10 ⁶	1.849 × 10 ⁶	1.952 × 10 ⁶	1.936 × 10 ⁶	3.022 × 10 ⁶	3.673 × 10 ⁶	3.223 × 10 ⁶	3.425 × 10 ⁶
(上:未凍土、下:凍土)	1.423 × 10 ⁶	1.507 × 10 ⁶	1.591 × 10 ⁶	1.413 × 10 ⁶	1.844 × 10 ⁶	2.103 × 10 ⁶	1.967 × 10 ⁶	2.090 × 10 ⁶
体積含水率 (%)	15.5	16.4	17.3	25.0	56.3	75.0	60.0	63.8

その結果、砂質土および粘性土のうち未凍土の計測値は Kersten の実験式とほぼ一致した。一方、凍土の計測値は砂質土では Kersten の実験式とほぼ同等であったが、粘性土は逆に上回る傾向にあった。これは、解析上、粘性土は熱が伝わりにくいことを示すが、粘性土の実測の最大値は Kersten の実験式では -2°C 以下で網羅されるため、得られる解析結果に大きな差異が生じていないことから、Kersten の実験式で導出した熱伝導率は解析パラメータとして妥当であると判断した。

4. 3 改良地盤表層部の強度発現に資する覆土厚の検討

セメント改良地盤の表層部の強度発現に資する対策として、セメント改良地盤上の覆土が有効であるか定量的に評価するため、凍結指数 F や覆土材の物性値をパラメータとした熱伝導解析を実施した。

解析モデルは 4.1 をベースとして、改良地盤上に覆土を施したものである。熱伝導解析のパラメータを表-3 に示す。解析パラメータは、凍結指数 F と地盤条件（改良

地盤、粘性土地盤、覆土材料）の熱物性値（熱伝導率 λ、体積熱容量 c、体積含水率 V など）である。

凍結指数 F は 100°C・days ごとに 100~600°C・days の 6 パターンとした。地盤条件の熱物性値は、乾燥密度 ρ_d と含水比 w から一義的に決定される。覆土材は砂質土と粘性土の 2 種類を選定し、湿潤密度 ρ_t と含水比 w をパラメータとした計 8 ケース実施した。

熱伝導解析の流れとして、はじめに定常解析を行ってから非定常解析を実施した（図-22）。定常解析は粘性土地盤および覆土材地表面に位置する上面境界温度を +5°C、下面境界温度を +10°C に設定し、土中の深度方向に温度勾配を持たせ、改良地盤の外縁部を +30°C に設定した。なお、これらの温度設定は、過年度に実施した試験施工で得られた実測データより決定した。

土中温度分布が定常状態になった解析モデル断面に、上面境界温度を -5°C にして非定常解析を実施した。-5°C とした理由は、地表面に作用する日平均気温が -5°C より下がっても、各土質の未凍結の体積含水率 V および土の熱伝導率の特性から進行する凍結深さの推移に大差ないことが確認されたためである¹⁹⁾。

非定常解析時の凍結指数 F は、上面境界温度（地表面温度）に凍結指数 F=100~600°C・days の 6 ステップ実施した。最大凍結指数を F=600°C・days とした理由は、北海道内で寒気の影響を受ける期間（日平均気温がマイナス温度となる期間）を、12月~3月までの120日間と仮定したためである。

4. 4 凍結指数に応じた覆土厚の簡易な算定法の提案

図-23 は凍結指数 F=100~600°C・days における、改良地盤上の上面温度が 0°C を確保できる覆土厚について、覆土材の湿潤密度 ρ_t と含水比 w の関係で整理した。改良地盤上面温度を 0°C と設定したのは、当研究所の室内強度試験結果によるものである²¹⁾。

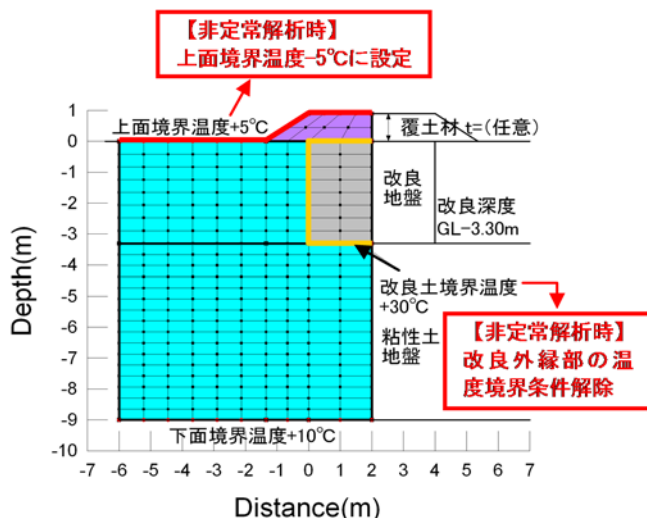


図-22 温度境界条件（定常解析 → 非定常解析）

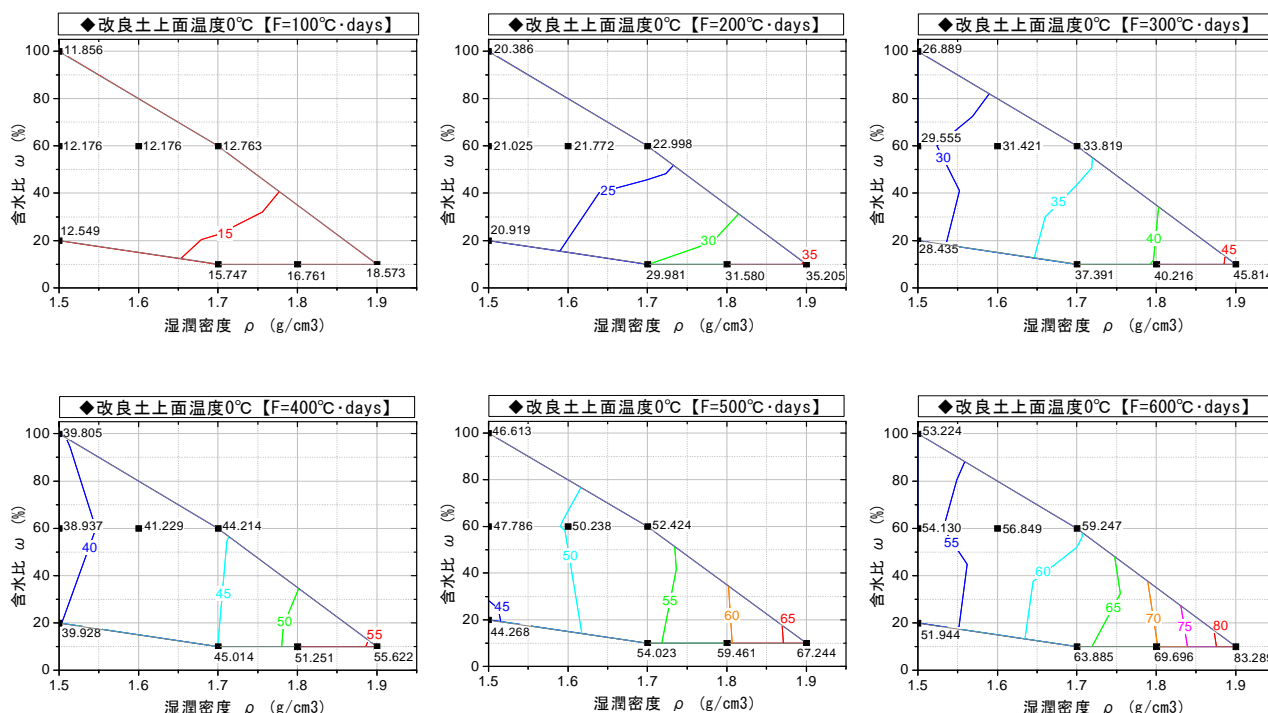


図-23 改良地盤上の上面温度が0°Cを満足する覆土厚（単位：cm 覆土材の湿潤密度 ρ_t と含水比 w の関係）

図中の■の数値は、解析ケース①～⑧において必要な覆土厚さを示している。この■の値の範囲内において、凍結指数 F に応じて、改良地盤上の上面温度が0°Cを満足する覆土材の湿潤密度 ρ_t と含水比 w から得られる数値（実線）を5cmラウンドで示した。

冬期に地盤改良する際に必要な覆土厚を算定する方法は次のとおりである。

1) 覆土厚を決定する凍結指数の求め方

凍結指数は、地盤改良工事を終えた直後を起点日として、施工する地域の日平均気温がプラス温度になるまでの凍結指数（積算寒度）であり、施工箇所近くのAMeDASデータを基に決定する。

2) 覆土材の物性値の決定方法

覆土材の物性値（熱伝導率 λ 、体積熱容量 c 、体積含水率 V など）は、覆土材の乾燥密度 ρ_d と含水比 w から決定される。したがって、物理試験で覆土材を土質分類し、砂置換え法による土の密度試験（JISA 1214）あるいはコアカッターによる土の密度試験（JGS 1613）によって、原位置の覆土状態（例えば、軽く敷き均す程度や最大乾燥密度の90%など）に応じた乾燥密度 ρ_d と含水比 w を求める。

以上より、図-23を用いて、改良地盤に作用する凍結指数 F 、覆土材に応じた湿潤密度 ρ_t （ $=\rho_d \times (1+w/100)$ ）、含水比 w を求めることで、現場条件および覆土材の物性による覆土厚を算定することが可能である。

5. 泥炭性軟弱地盤の拡幅盛土構築に資する新技術に関する検討

1. で述べたとおり、北海道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、無対策で盛土を構築する際に、泥炭が非常に厚く堆積している現場や盛土の施工速度が設計よりも速い場合には、長期的な沈下やすべり破壊などの問題が生じる可能性がある。

このような地盤上に早期に拡幅盛土工事を構築するためには、セメントや石灰などを用いた固結工法が採用されるが、泥炭の工学的性質を考慮して改良率 $a_p=50\%$ で設計、施工されるケースが多く経済性に難がある。そこで、早期に拡幅盛土が構築できる経済的な『砕石マット併用低改良率（ $a_p=10\%$ ）地盤改良工法』による試験施工を実施し、拡幅盛土の安定性および周辺地盤への変形などの改良効果について確認した。

5.1 砕石マット併用低改良率地盤改良工法とは

本工法は、深層混合処理工法などによる改良体を従来より低い改良率（ $a_p=10\sim30\%$ 程度）で拡幅盛土直下に全面的に配置し、その上に砕石層をジオテキスタイルで覆い囲んだ「砕石マット」を敷設した（図-24）。

以下、本工法の特長について述べる。

- ① 従来の設計と比較して改良体の本数を減らすことが可能になるため、施工性および建設コストの縮減に大きく寄与する。

- ② 「碎石マット」は一定の剛性が期待できる版（スラブ）として機能し、改良体間の不同沈下を軽減することが期待できる。
- ③ 「碎石マット」には盛土の安定性に寄与するせん断抵抗が期待できるため、未改良地盤の側方流動を抑制できる。

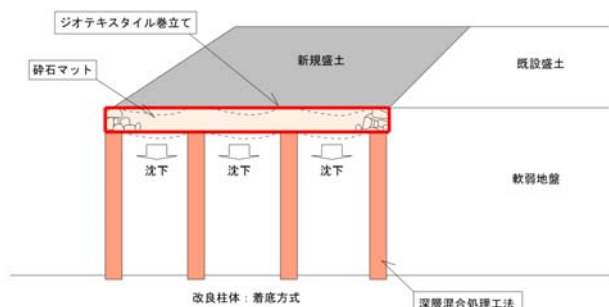


図-24 碎石マット併用低改良地盤改良工法断面

5. 2 試験施工

5.2.1 現場概要および地盤特性

試験施工は、国土交通省北海道開発局が稚内市郊外で建設を進めている一般国道 40 号の更喜苦内防雪事業区間内の国道盛土脇で実施された。

試験施工箇所における地盤の深度方向の力学、物理特性を表-4 に示す。試験施工箇所の地盤は地表面近くに泥炭 (Ap 層)、下位に粘性土 (Ac1)、粘性土 (Ac2-1,2 層) が堆積し、その下に砂質土層 (As2) と砂礫層 (Ag) を挟んで基盤となる砂岩 (Yt) が続く構成であった。

ボーリング調査から得られた地下水位は GL-0.6m であり、泥炭 (Ap 層) の自然含水比は $w_n=300\%$ 、粘性土 (Ac2-1) の自然含水比は $w_n=140\%$ 、粘性土 (Ac2-1,2 層) の自然含水比はそれぞれ $w_n=380$ 、 275% であった。原位置試験の結果、地表面から GL-13.5m までの N 値は $N=0$ 、非排水せん断強さは $c=7\sim 11\text{kN/m}^2$ と非常に低い値であった。

5.2.2 設計条件

改良体は拉幅盛土の下で格子式の杭式改良 (改良径 $\phi=1\text{m}$) とし、改良体の中心間隔は 2.8m (改良率 $a_p=10\%$) とした。改良体上に厚さ $t=0.5\text{m}$ の碎石層をジオテキスタイル (横断方向：製品基準強度 $T_{\max}=200\text{kN/m}$ 、設計強度 (120 年耐久時) $T_A=133\text{kN/m}$) で覆い囲んでマットレス状の碎石マットを構築した。改良体の設計基準強度 (q_{ack}) は、全盛土荷重が改良体頭部に集中すると仮定して $q_{\text{ack}}=560\text{kN/m}^2$ とした。また、盛土のすべり破壊に対する検討は、泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル³⁾ に準拠して、盛土立ち上がり時のすべり安全率 $F_s>1.2$ を

表-4 試験施工箇所の土層構成図

地下水位 GL-(m)	土層名	土層記号	深度 Z (m)	層厚 (m)	N値 N (回)	コーン貫入抵抗値 qc (kN/m^2)	含水比 Wn (%)	単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	粘着力 C (kN/m^2)
▽ -0.60m	泥炭	Ap1	1.00	1.00	0	180	300	11.0	9.0
	粘性土 (腐植土質)	Ac1	4.10	3.10	0	-	140	13.0	10.0
	粘性土 (腐植土質)	Ac2-1	7.70	3.60	0	-	380	13.0	7.0
	粘性土 (腐植土質)	Ac2-2	13.50	5.80	0	-	275	13.0	11.0
	砂質土	As2	14.60	1.10	4	-	-	-	-
	砂礫	Ag	15.80	1.20	25	-	-	-	-
	砂岩	Yt	-	-	$50>$	-	-	-	-



図-25 ジオテキスタイル敷設状況



図-26 2次盛土の施工状況

満足するものとした。ただし、碎石マットは円弧すべりに対して十分に抵抗できると考えられたが、定量的にせん断抵抗力を評価していないため、今回の設計では碎石マットのせん断抵抗は考慮しなかった。

5.2.3 施工条件および計測箇所

地盤改良は中層混合処理工法の一つである MITS 工法

にて軟弱層厚に応じて必要な深度 $z=5.0, 11.5, 12.3\text{m}$ の改良体を構築した。なお、砂質土層 (As2) は被圧しているために良好な改良体の施工は困難と判断し、改良体を支持地盤まで構築しない「浮き型式地盤改良」とした。改良体施工後 28 日材齢における現場強度は $q_{ult28}=700\sim 3,600\text{kN/m}^2$ と設計基準強度 $q_{uck}=560\text{kN/m}^2$ を上回っていることを確認した。地盤改良後、拡幅盛土の下を GL-0.5m 掘削し、ジオテキスタイルを盛土の横断方向に敷設した (図-25)。敷設したジオテキスタイル上に切込み碎石混入砂利 (0-80mm 級) を仕上がり厚 $t=0.5\text{m}$ となるよう $\rho_{dmax}90\%$ で締固めし、その後、ジオテキスタイルで切込み碎石混入砂利を覆い囲んでマットレス状にした。

盛土材料は礫混り細粒分質砂 (SF-G) が用いられ、除雪車の旋回場として利用する盛土であることから、バックホウによって敷均し転圧が実施された。施工手順は、拡幅盛土全幅で $t=0.8\text{m}$ を 1 次盛土として構築した。その後、拡幅盛土 (天端幅 $W=18\text{m}$) のうち既設盛土側 $W=10\text{m}$ を施工速度 $30\sim 60\text{cm/day}$ で所定の盛土高まで構築 (以降、2 次盛土とする) し、残りの半断面 $W=8\text{m}$ (以降、3 次盛土とする) を施工速度 $7.5\sim 10\text{cm/day}$ にて旋回場に必要の拡幅盛土幅を完成させた (図-26)。

計測機器は周辺地盤の変位抑制効果、不同沈下の軽減および未改良地盤に作用する応力を確認するために、沈下板、地中変位計および間隙水圧計を設置した (図-27)。

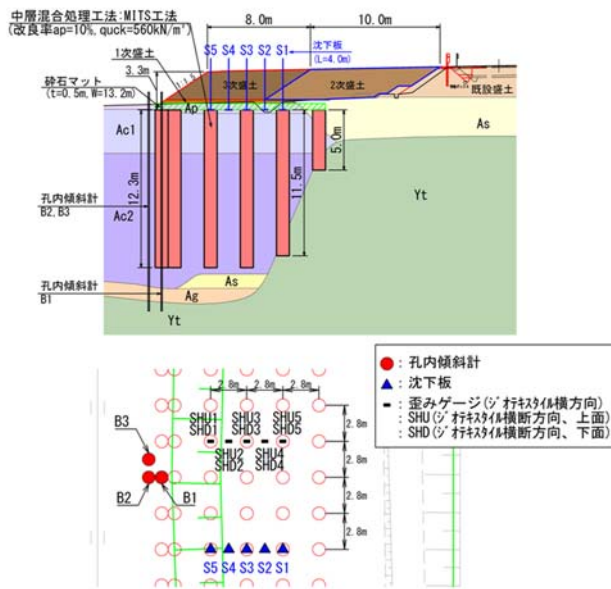


図-27 計測機器配置箇所

5.2.3 試験結果

(1) 沈下量

1 次盛土で拡幅盛土全幅 ($W=18\text{m}$) を 2 層 ($t=0.8\text{m}$) 施工したところ、改良体直上 (S1、S3、S5) の沈下量は

は $S_p=5\sim 7\text{cm}$ 、未改良地盤上 (S2、S4) の沈下量は $S_c=10\sim 12\text{cm}$ であった (図-28)。後述するが、盛土厚 $t=0.8\text{m}$ にも拘わらず、地盤内地中変位量が $\delta_h=30\text{mm}$ 超に達したことやジオテキスタイルのひずみに変化が無いことから一時的に盛土を中止した。厚さ $t=0.8\text{m}$ の盛土にも拘わらず沈下が急速に進んだ理由として、①:「碎石マット」は一定の剛性を見込める材料と期待したが、土被り厚が薄いためジオテキスタイルの重ね合わせ部は拘束されず、応力が未改良地盤に作用した、②: 盛土荷重が改良体を介して改良体下に存在する非常に軟弱な粘性土 (Ac2) に伝達した、の 2 つが要因であると推測された。ただし、2 次盛土開始 (1,100 日) までは沈下が生じなかったが、これは、静的な載荷重 ($t=0.8\text{m}$ の盛土荷重) に対しては碎石マットがある程度の剛な構造物として機能していることを示唆している。

2 次盛土は図-29 に示すジオテキスタイルを重ね合わせた箇所を先行して盛土して、その後に 3 次盛土で残りの断面を施工する計画とした。2 次盛土は施工速度 $v=30\sim 60\text{cm/day}$ で構築したが、2 次盛土完了時の沈下量は $S1, S2=2\text{cm}$ と非常に小さく、 $S3\sim S5$ は沈下量が計測されなかった。3 次盛土では盛土高が高くなるに従って改良体直上、未改良地盤のいずれも沈下量が増加する傾向であり、3 次盛土完了時の沈下量は $S1, S3, S5$ が $3\sim 5\text{cm}$ 、 $S2, S4$ が $10, 14\text{cm}$ であった。その後約 3 ヶ月間に渡り $S1\sim S5$ のいずれも沈下量は漸増したが最大 3cm で、 $S1$ と $S2$ 以外は既に収束していた。1 次盛土を開始してから収束するまでの改良体直上の総沈下量は $S_c=11\sim 15\text{cm}$ 、同じく、未改良地盤の総沈下量が $S_p=23\text{cm}$ であり、相対的な沈下量の差は $S_c=10\text{cm}$ 前後であった。漆山ら²⁸⁾ は、粘性土地盤においてジオテキスタイルを併用した低改良率深層混合処理工法による盛土の試験施工を実施したところ、不同沈下量が 20cm 超でも

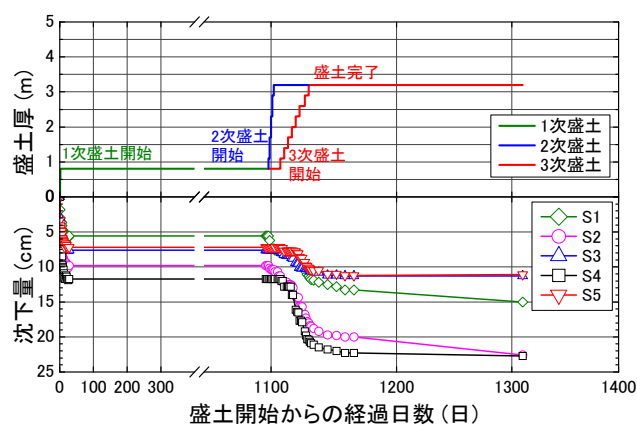


図-28 盛土による沈下の経時変化



図-29 ジオテキスタイルの重ね合わせ部

盛土天端に道路機能を阻害するような影響が生じなかったと報告している。

上記の現場と比較して、本現場は $S_G=10\text{cm}$ 前後の不同沈下量であったこと、拡幅盛土の天端にクラック等が発生していないことから、本工法における改良体と未改良地盤は複合地盤として機能していると考えられる。

(2) 地中変位

図-30 a)~c) は地盤内水平変位の計測結果である。1次盛土終了時(盛土 $t=0.8\text{m}$ を施工後)の地盤内水平変位をみると、B1~B3 のいずれも深度 5m 附近において最大水平変位量 ($\delta_h=30\text{mm}$ 超) が確認された。その後、2次および3次盛土を構築するに従って地盤内水平変位量は大きくなる傾向にあった。しかし、3次盛土完了後から1ヶ月後、3ヶ月後の経時変化をみると、B2(改良地盤背面部)では深度 0~5m において最大 $\delta_h=10\text{mm}$ の水平変位の増加が確認されたものの B1、B3 では B2 ほどの変位は確認できなかったことから、地盤内水平変位は収束する傾向にあると判断できる。ここで、あらためて図-30 a)~c) をみると、いずれも1次盛土、2次盛土を構築する段階で深度 5m 附近をピークとした曲げ変形モードだが、3次盛土では倒れ込むような挙動であった。盛土による側方変形を完全に抑止できる状況ではないが、各計測箇所における変形モードおよび変形量は概ね同じであること、未改良地盤に大きな側方変形などが確認されていないことから、改良体と未改良地盤は一体として挙動したと考えられる。

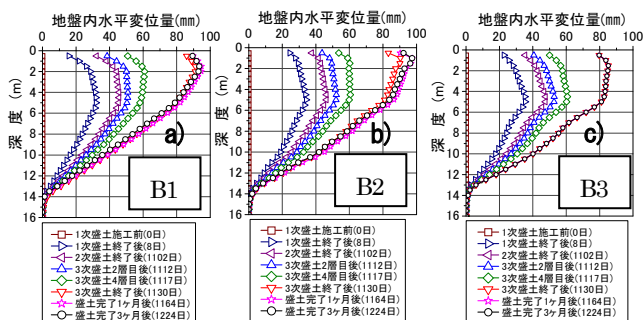


図-30 地中変位計による計測結果

(3) ジオテキスタイルのひずみ

「砕石マット」は一定の剛性が期待できる材料として機能し、改良体間の不同沈下を低減することを期待している。これは、砕石のみでは砕石マットとしての役割を果たすことはできないが、ジオテキスタイルを用いて砕石を覆い囲むことによってある程度剛性を有した構造体としての機能を期待するものである。しかし、コンクリート床版に比べると剛性ははるかに小さいために、砕石マットは盛土の荷重によって変形する、すなわち、ジオテキスタイルにひずみが生じるものと思われるが、ジオテキスタイルは盛土、改良体、未改良地盤(泥炭)といった剛性の異なる材料とそれぞれ接するために、どの程度のひずみが生じるかは定かでない。仮に、設計強度以上のひずみが発生すれば、砕石マットとしての機能を果たせず盛土の安定性に影響を及ぼす可能性があることから、ジオテキスタイルに生じるひずみの経時変化を把握する必要がある。

図-31 a)、b) は砕石マットのジオテキスタイルに設置したひずみの経時変化である。図-31 a) は砕石マットの上側、図-31 b) は砕石マット下側のジオテキスタイルのひずみ(%)で+が引張りを示す。図をみると、1次盛土で最大 $\varepsilon=0.2\%$ 程度のひずみが発生しているが、2次盛土開始まで(1,100日後)の期間および2次盛土ではひずみに大きな変化は見られなかった。この理由として、5.3.1でも述べたが、静的な荷重 ($t=0.8\text{m}$ の盛土荷重) に

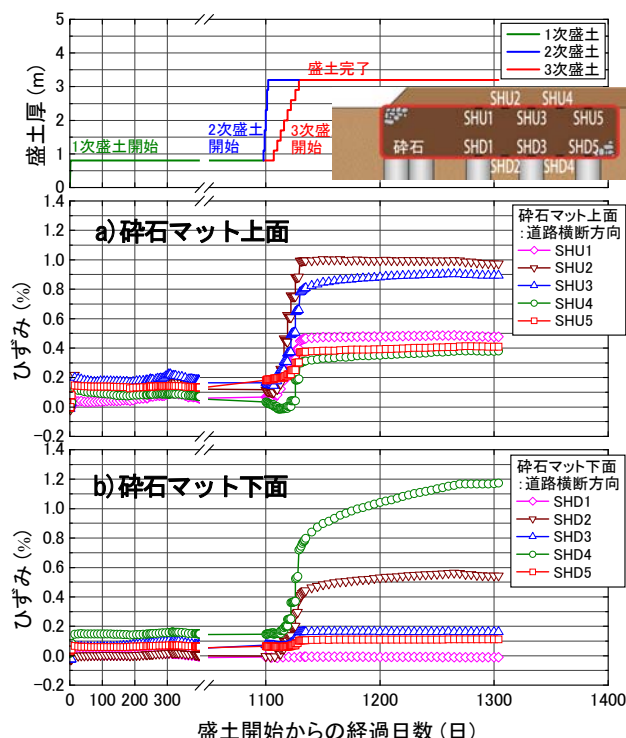


図-31 ジオテキスタイルひずみの計測結果

表-5 解析に用いたパラメータ

必要なパラメータ	修正カムクレイモデル			線形弾性体モデル					ジオグリッド パラリンク
	ApとAc1	Ac2-1	Ac2-2	盛土	碎石	改良体	As	Yt	
単位体積重量 γ_t kN/m ³	13.12	10.56	11.53	16.50	20.00	13.43	19.00	20.00	---
自然含水比 w_n %	140.8	383.5	276.5	---	---	---	---	---	---
強熱減量 L_i %	14.1	38.4	27.7	---	---	---	---	---	---
有効内部摩擦角 ϕ °	34.7	39.3	37.3	---	---	---	---	---	---
限界状態応力比 M	1.404	1.605	1.517	---	---	---	---	---	---
静止土圧係数 k_0	0.431	0.367	0.395	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	---
過圧密比 OCR	2.30	1.40	1.20	---	---	---	---	---	---
初期間隙比 e_0	3.457	8.161	5.997	---	---	---	---	---	---
有効ポア心比 ν'	0.301	0.268	0.283	0.330	0.330	0.330	0.330	0.330	---
圧縮指数 λ	0.930	2.585	1.918	---	---	---	---	---	---
膨張指数 κ	0.118	0.339	0.243	---	---	---	---	---	---
鉛直透水係数 k_y cm/sec	1.58E-05	2.20E-04	4.06E-05	0.01	0.01	5.90E-05	0.01	0.01	---
水平透水係数 k_x cm/sec	7.88E-05	1.10E-03	2.03E-04	5.00E-02	5.00E-02	2.95E-04	5.00E-02	5.00E-02	---
鉛直透水係数 k_y m/day	1.36E-02	1.90E-01	3.51E-02	8.64E+00	8.64E+00	5.10E-02	8.64E+00	8.64E+00	---
水平透水係数 k_x m/day	6.80E-02	9.50E-01	1.75E-01	4.32E+01	4.32E+01	2.55E-01	4.32E+01	4.32E+01	---
透水係数変化係数 ck	0.0	0.0	0.0	---	---	---	---	---	---
変形係数 E kN/m ²	---	---	---	14000	87500	141368	11200	140000	---
引張力 EA kN/m	---	---	---	---	---	---	---	---	1760

水係数に50倍した値²³⁾とした。なお、泥炭層(Ap)の水平方向の透水係数は鉛直方向の3~7倍である²⁾ことを考慮して鉛直方向の5倍とした。また、初期間隙比が非常に大きい泥炭では、圧密によって間隙比が急激に減少して、それに伴って透水性も著しく低下すること知られていることから、過圧密比OCRは圧密対象層の有効土被り圧と圧密試験で得られた先行圧密圧力(圧密降伏応力)の比から設定した。

5.3.2 盛土履歴

盛土の実測および沈下量の経時変化を図-33に示す。5.2.3(1)でも述べたが1次盛土に伴う沈下量は、改良体直下 $S=5\sim7\text{cm}$ 、素地盤上 $S=10\sim12\text{cm}$ となり、当初予測に対して大きい結果となった。その原因として、①「碎石マット」の重ね合わせた箇所が拘束されず、引張力発揮できない状態である、②改良体下に存在する軟弱地盤が非常に軟らかいこと、と想定された。このため、FEM解析では「碎石マット」の不同沈下量を抑制する機能を

検討することが主目的のため、「碎石マット」に作用する応力(盛土荷重)と沈下量の関係が顕著に表れている3次盛土開始時以降について同定解析を行った。

5.3.3 再現解析の結果

3次盛土施工以降における沈下量の経時変化を図-34に示す。未改良地盤であるS2とS4の沈下量の再現は良好である。一方、改良体S1、S3およびS5の沈下量をみるとS1は良好に再現できているが、S3とS5については観測値より解析値が大きくその差は約5cmであった。改良体の沈下量(S1、S3、S5)に着目すると、解析値は盛土荷重が最も大きく地盤に作用するS3で大きく、S1では改良体が基盤層に着底している影響で最も小さい結果であるが、複雑な地盤構成を大胆にモデル化していることを踏まえると、経時的な沈下傾向および沈下量を解析上で概ね再現している。

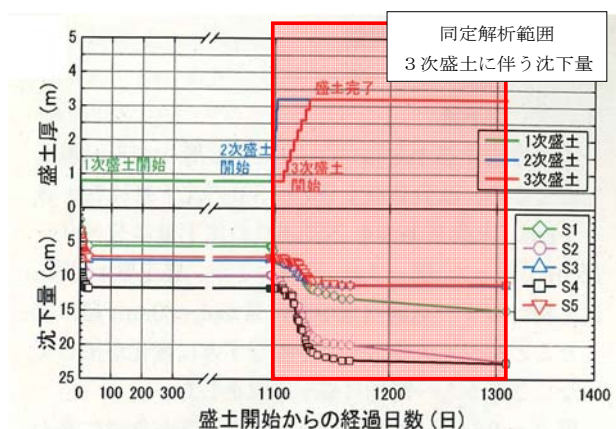


図-33 同定解析

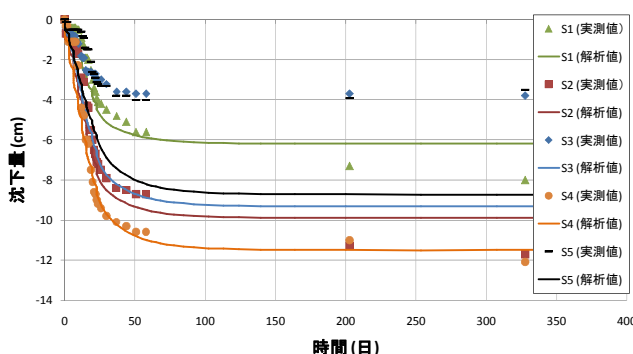


図-34 S1, S2, S4における3次盛土施工時の沈下量

5.3.4 不同沈下抑制効果の検討

図-35 は固結工法とジオテキスタイルの有無、碎石マットを併用したことによる不同沈下量の違いを模式化したものである。ジオテキスタイルの敷設効果は、盛土によって改良体と未改良地盤の間に生じる相対的な沈下をジオテキスタイルが受け持つことで、不同沈下量を低減させることができる。

ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル²⁴⁾ (以降、ジオテキマニュアル) では、固結工法とジオテキスタイルを併用した場合に設計上、許容する不同沈下量 S_G' を満足する比例係数 α は下記の(1)式から算定する。 α が求まると改良体間の斜距離 l (図-36)、すなわち、改良率に応じて必要となるジオテキスタイル引張剛性 EA は、図-37 より決定される。

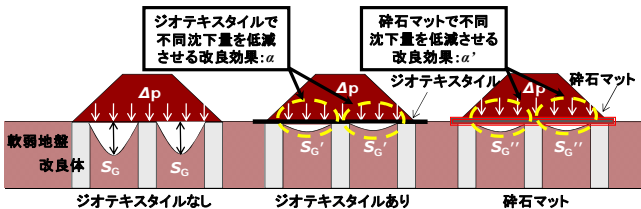


図-35 ジオテキスタイルの有無および碎石マットによる不同沈下量の違い (イメージ)

$$S_G' = \frac{S_G}{1 + 2\alpha(S_G/\Delta p)} \quad (1)$$

ここに、 S_G : 改良体と未改良地盤の不同沈下量 (ジオテキスタイルなし) (m)、 S_G' : 同左 (ジオテキスタイルあり) (m)、 S_G'' : 同左 (碎石マット併用) (m)、 α : 比例係数 (ジオテキスタイル単独)、 α^* : 比例係数 (碎石マット)、 Δp : 全盛土荷重による鉛直土圧 (kN/m²)

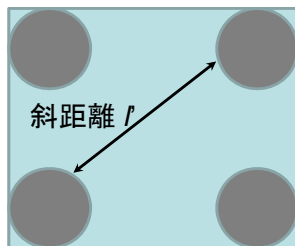


図-36 改良体間の斜距離

上記式の比例係数 α とは、未改良地盤に作用する盛土荷重を設置したジオテキスタイルの引張力によって低減させる改良効果を間接的に入れた係数である (図-35)。ジオテキスタイルに作用する引張力はジオテキスタイルの EA と改良率 a_p に起因しており、 α はジオテキスタイル単独で敷設した際に生じる S_G' と、未改良地盤に作用

する応力が比例関係にあると仮定している。しかしながら、図-37 はジオテキスタイルと柱状タイプの固結工法を併用した図なので、碎石とジオテキスタイルを併用する碎石マットでは碎石の剛性などを考慮する必要があるため、この図を適用して α を決定できない。

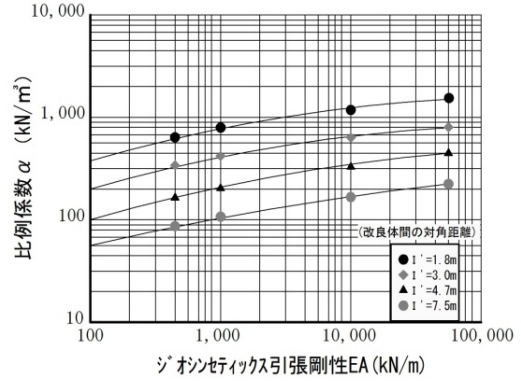


図-37 ジオテキスタイルの引張剛性と比例係数の関係²⁴⁾

そこで、試験施工箇所の地形や軟弱層厚および動態観測結果を 2 次元弾塑性 FEM 解析により再現したモデル (前項の結果) をベースに、盛土高 h 、改良率 a_p 、碎石マットのジオテキスタイル EA を変化させたパラメトリックスタディを実施して、碎石マットによるジオテキスタイルの EA と碎石マットの比例係数 α^* の関係を整理した。なお、 α^* とは碎石マット使用による不同沈下量の低減効果を示すが、ジオテキスタイル単独で用いた α と同様に不同沈下量の低減効果が期待できるとし、碎石マットを用いても下記 (2) 式で不同沈下量 (S_G'') が得られると仮定した。

$$S_G'' = \frac{S_G}{1 + 2\alpha^*(S_G/\Delta p)} \quad (2)$$

5.3.5 パラメトリックスタディ

(1) 解析条件

碎石マットを使用した場合のジオテキスタイル引張剛性 EA と碎石マットの比例係数 α^* の関係を整理するために、4.2 の再現解析で得られたパラメータを用いてパラメトリックスタディを実施した。解析ケースを表-6、代表的な解析モデルを図-38 に示す。解析ケースは改良率 $a_p=10, 20, 30\%$ の 3 ケース、盛土高 $h=3, 6\text{m}$ の 2 ケース、ジオテキスタイル引張剛性はジオテキマニュアルに準拠して、EA=400、1000、10000、40000kN/m の 4 ケースとした。軟弱地盤は粘性土層 (Ac1) 5m、粘性土層 (Ac2-2) 15m の 2 層構成とし、改良体は基盤に 0.5m 着底させた。

なお、水理境界はGL-1.0mと下端、左端を排水条件とし、盛土法尻から両端面までの距離は盛土高の5倍以上に相当する50mとした。改良体間の距離は各改良率の正方配置における改良体間の斜距離 l' である。盛土の諸元は天端幅 $2l'$ 、法勾配1:1.5、施工速度10cm/dayとし、盛土構築後から約5,000日を放置期間とした。

表-6 解析ケース

盛土高 h (m)	改良率 a_p (%)		
	10 ($l'=3.96$ m)	20 ($l'=2.83$ m)	30 ($l'=2.29$ m)
3	○	○	○
6	○	○	○

○: ジオテキスタイルの引張剛性 $EA=400, 1000, 10000, 40000$ (kN/m)

(2) 解析結果および考察

図-39 は上記の解析条件によって得られた碎石マットによるジオテキスタイルのEAと α^* の関係である。

a_p および h の大小に拘わらず、いずれもEAと α^* の関係は右肩上がりの傾向にある。ここで、 h ごとに α^* のトレンドを比較する。

$h=3$ mにおいて $a_p=10\sim 30\%$ を比較した場合、 $a_p=20\%$ と30%のEAと α^* に大差が無いことがわかる。 $h=3$ mにおける本解析の軟弱地盤条件では、 $a_p=20\%$ と30%の不同沈下量(5.3.4の S_G に相当)に大差が無いため、得られる不同沈下量(5.3.4の S_G' に相当)に対して必要なEAが同等になったと思われる。これに対して、 $a_p=10\%$ と

20(30)%を比較すると、各EAに応じた α^* の範囲は $a_p=10\%$ では $\alpha^*=55\sim 130$ kN/m³、 $a_p=20\%$ は $\alpha^*=200\sim 570$ kN/m³と差が生じた。これは、改良率が低い場合と高い場合を比較して、 S_G と S_G' の差が大きくなるが、得られた α^* の僅かの違いでも要求されるEAが極端に変化することを意味し、ジオテキスタイルを選択する際に注意が必要である。

同様に $h=6$ mに対して各々の a_p を比較したところ、 a_p が低くなるに従って同じEAに相当する α^* も小さくなる傾向にあり、 $a_p=10\%$ の場合、EA=400kN/mに相当する比例係数は $\alpha^*=10$ にシンボルがあるが、実際には限りなく0に近い数値であった。これは、EA=400kN/mの碎石マットによる不同沈下量の低減効果が期待できないことを示唆している。

ジオテキマニュアルでは、図-36 に関して軟弱地盤に関する地盤条件が明記されていないが、本解析結果から S_G' と a_p 、 l' ならびに S_G には、未改良地盤の圧縮特性に密接な関係があると考えられる。

今回実施したパラメトリックスタディで設定した有機質粘性土の自然含水比は、 $w_f=140\sim 276\%$ と北海道に分布する泥炭と比較して圧縮性が低い。そのため、図-39 の適用範囲は上記の自然含水比内での運用となる。

本工法におけるジオテキスタイル引張剛性EAと比例

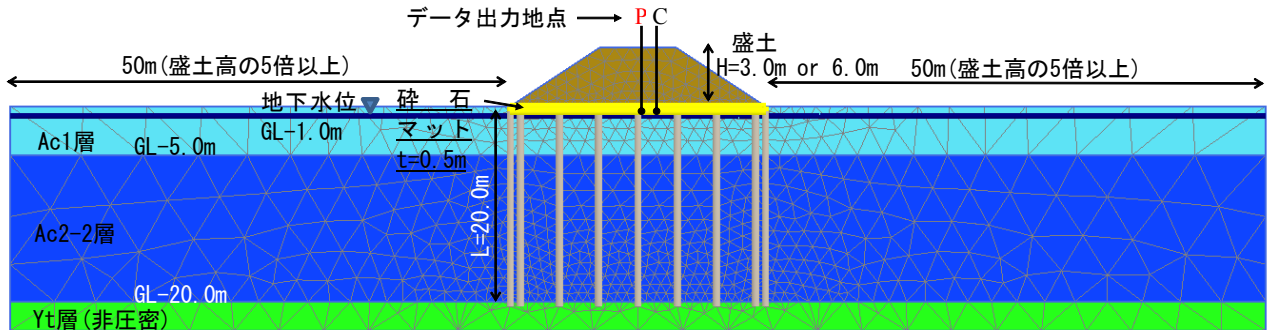


図-38 盛土高3・6m、改良率10%の解析モデル

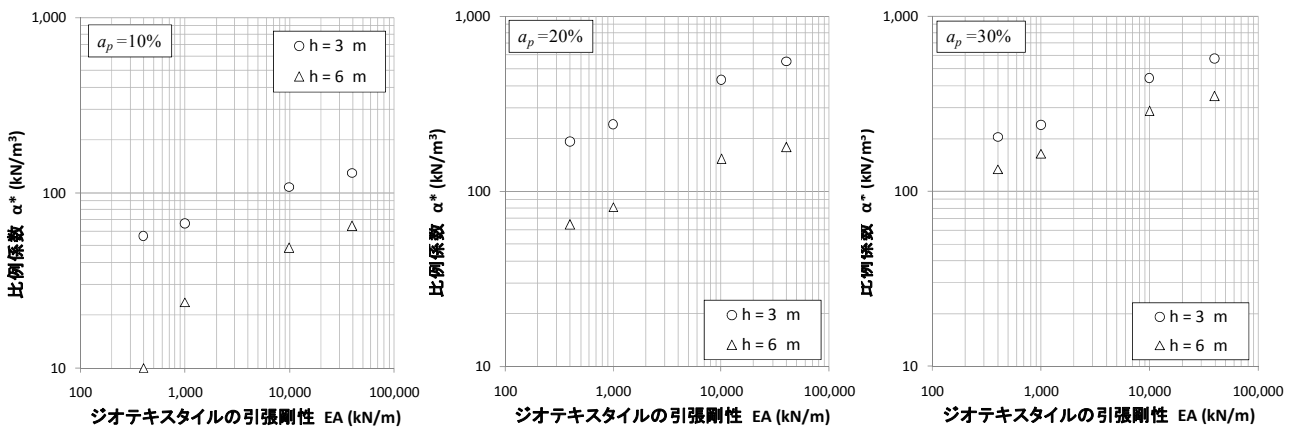


図-39 碎石マットにおけるジオテキスタイル引張剛性EAと比例係数 α^* の関係

係数 α^* の関係について、より汎用性を持たせるには、自然含水比の高い泥炭の圧縮性を考慮した検討を行う必要がある。

6. まとめ

本研究において、泥炭性軟弱地盤上の盛土の補修実態調査を行うとともに、泥炭性軟弱地盤の特異な性質を考慮した長期沈下解析を行い、地盤を過圧密にすることによって長期沈下を抑制する技術の可能性を検討した。その結果、以下のことがわかった。

- (1) 深川留萌自動車道、日高自動車道において、供用後も沈下（残留沈下）が発生しており、その沈下に伴う路面の段差解消などのため補修工事を要していることが明らかとなった。
- (2) 泥炭性軟弱地盤の残留沈下の問題は、一次圧密の遅れと二次圧密が複合的に関与していることが明らかとなった。
- (3) EPS 置換えによって泥炭性軟弱地盤を過圧密化することで、残留沈下を抑制できることが明らかとなった。また、EPS 置換え厚さや施工時期が、残留沈下の抑制効果に与える影響を明らかにした。

二次元熱伝導解析によりセメント改良地盤内の温度変化を再現して、凍結指数に応じたセメント改良地盤の地表面の強度発現に資する覆土厚の算定法について検討した。その結果を要約すると以下の通りである。

- (4) 任意（現場）の凍結指数ならびに、覆土材（砂質土、粘性土）の湿潤密度 ρ_t と含水比 w により、中層混合処理工法の冬期施工において、改良地盤の強度発現に資する覆土厚の簡易算定図を提案した。

早期に拡幅盛土が構築できる新技術として『砕石マット併用低改良率地盤改良工法』の試験施工を実施し、拡幅盛土の安定性および周辺地盤への変形など種々の改良効果について確認した。その結果を要約すると以下の通りである。

- (5) 試験施工の結果、砕石マット併用低改良率地盤改良工法は、低改良率（ $a_p=10\%$ ）であるにも拘わらず、未改良地盤の側方変形が生じず、改良体と未改良地盤が複合地盤として機能することがわかった。
- (6) 試験施工の各条件をFEM解析で忠実にモデル化し、実際の経時的な沈下傾向および沈下挙動を再現することによって、砕石マット併用低改良率地盤改良工法的设计の際、所定の不同沈下量に応じたジオテキスタイル引張剛性を選定できる図を提案した。

参考文献

- 1) 能登繁幸：泥炭地盤工学、技報堂出版、pp.1-54、1991
- 2) 北海道開発土木研究所：泥炭地盤対策工マニュアル、2002
- 3) （独）土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル（平成23年改訂版）、pp.44-46、2011
- 4) 林宏親、三田地利之、西本聡：原位位置透水試験および圧密試験による泥炭地盤の透水特性の評価、土木学会論文集 C、Vol.64、No.3、pp.495-504、2008
- 5) Matsuo, K., Yamaguchi, H. and Ohira, Y.: Coefficient of Secondary Consolidation of Peats, Soils and Foundations, 26(1), pp.139-150, 1986
- 6) Mesri, G.: Coefficient of Secondary Compression, Proceedings of ASCE, 99(SM1), pp.123-137, 1973
- 7) 竜田尚希、稲垣太浩、三嶋信雄、藤山哲雄、石黒健、太田秀樹：軟弱地盤上の道路盛土の供用後長期変形挙動予測と性能設計への応用、土木学会論文集 No.743/III-64、pp.173-187、2003
- 8) 稲垣太浩、三嶋信雄、武部篤治、藤山哲雄、石黒健、太田秀樹：軟弱地盤上の道路盛土に対する性能設計の試み、土木学会論文集 No.771/III-68、pp.91-110、2004
- 9) 石垣勉、尾本志展、竹山智英、ピパットボンサーティラボン、飯塚敦、太田秀樹：土/水連成解析を用いた道路アセットマネジメント支援の試み、応用力学論文集 Vol.10、pp.971-982、2007
- 10) 川井田実、森井慶行、堀越研一、飯塚敦、太田秀樹：道路盛土の除去および EPS 置換に伴う軟弱地盤の挙動解析、土木学会論文集 No.645/III-50、pp.209-221、2000
- 11) 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
- 12) 林宏親、西本聡：泥炭地盤の新しい長期沈下解析手法に関する検討、寒地土木研究所月報 No.666、pp.11-19、2008
- 13) 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
- 14) 白子博明、杉山太宏、外崎明、赤石勝：サーチャージ除荷後の二次圧密沈下挙動、土木学会論文集 C、Vol.65No.1、pp.275-287、2009
- 15) 林宏親、西本聡：真空圧密による泥炭地盤の二次圧密低減効果とその予測、第10回地盤改良シンポジウム論文集、pp.395-400、2012
- 16) 寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル（平成23年版）、2011
- 17) 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.81-84、2006

- 18) 梶取真一、西本聡、林宏親、橋本聖、牧野昌己、伊藤浩邦、松下恭司：冬期におけるトレンチャー式攪拌工法の試験施工、地盤工学会北海道支部技術報告集第50号、pp.121-126、2010
- 19) 梶取真一、西本聡、林宏親、橋本聖：セメント改良地盤の凍結深さの推定に関する一考察、地盤工学会北海道支部技術報告集第51号、pp.137-144、2011
- 20) M.S.Kersten : Thermal properties of Soils, University of Minesota, Institute of Technology, Engineering Experiment Station, Bulletin, No.28,1949
- 21) 橋本聖、西本聡、林宏親：低温養生条件におけるセメント改良泥炭の強度発現、地盤工学会北海道支部技術報告集第51号、pp.145-150、2011
- 22) 漆山北斗、梅本博文、大平英生：上越三和道路の軟弱地盤対策における試験結果を踏まえたコスト縮減について、平成24年度北陸地方整備局事業研究発表会、Aグループ/Iイノベーション（施工）2012
- 23) H.Hayashi&S.Nishimoto : Measurement of Hydraulic Conductivity for Peat Ground Using CPTU , 2nd international conference on geotechnique, Construction Materials and Environment, Kuala Lumpur Malaysia, Nov, 14-16, 2012
- 24) 財) 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル第二回改訂版、2013

STRATEGIC METHOD FOR MAINTENANCE MANAGEMENT OF EMBANKMENT ON PEATY SOFT GROUND

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2011-2015

Research Team : Cold-Region Construction

Engineering Research Group

(Geotechnical)

Author : HAYASHI Toshihiro

HAYASHI Hirochika

HASHIMOTO Hijiri

YAMAKI Masahiko

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 development of a strategic method for maintenance management of embankments (e.g. road embankment and river levee) constructed on peaty soft ground. Concretely the following issues are examined.

- 1) Development of the new technologies for maintenance management of road embankments using the advanced prediction solution of long-term settlement for peaty soft ground.
- 2) Proposal of the design and the quality control method for new ground improvement technologies which can apply to a rising or a widening embankment construction on peaty soft ground.

Until FY2013, an investigation of the settlement of the existing road embankments, feasibility study of the EPS method as a countermeasure against a residual settlement and a heat conduction FE analysis were conducted. It was found that the EPS method can mitigate long-term settlement of peat. The effects of a cover fill as a mitigation material of low temperature for cement stabilization method executed in winter were revealed. And also the effects of the cement mixing method with low improvement ratio combined with crashed stone mat were confirmed.

Key words : peaty soft ground, embankment, maintenance management, long-term settlement, cement stabilization, execution in winter