

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：山梨高裕、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 25 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「低改良率（ $a_p=10\%$ ）地盤改良+砕石マット併用工法」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、供用後の許容残留沈下量の設定が重要であるが、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、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

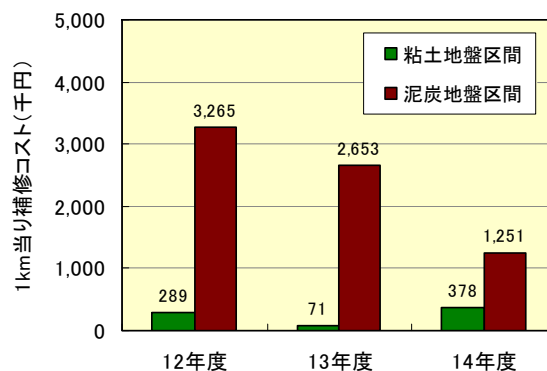


図-3 維持補修に要した費用

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。

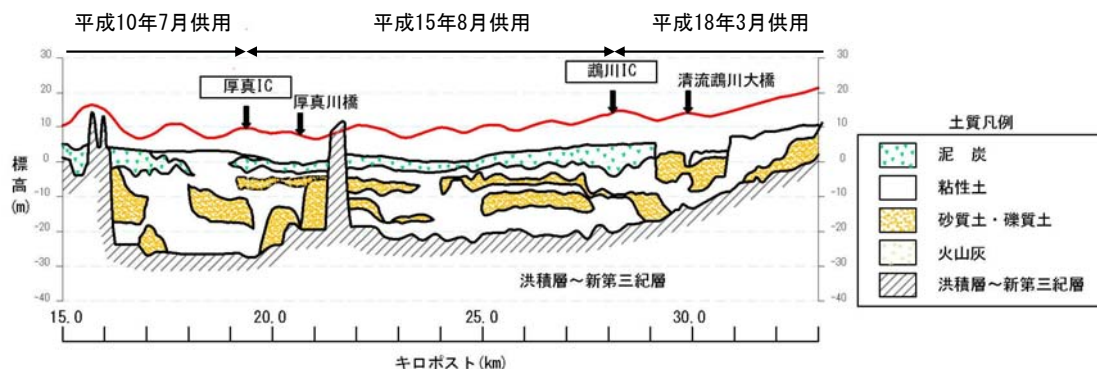


図-4 土質縦断と供用開始時期

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 程度と対応したことになる。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、

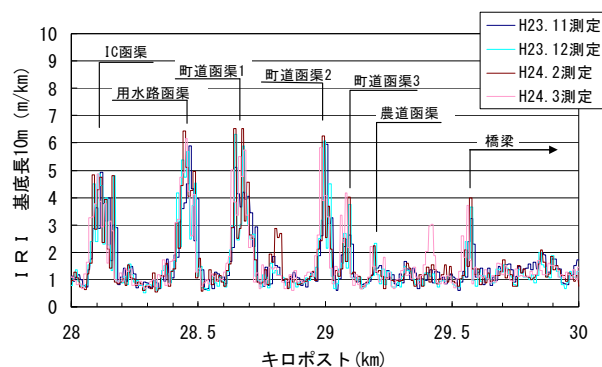


図-5 IRI 測定結果

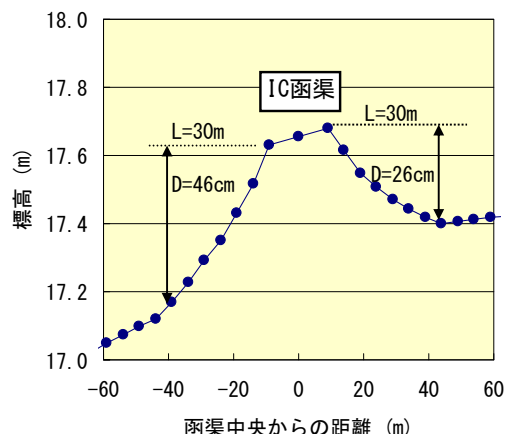


図-6 IC 函渠部での段差量



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

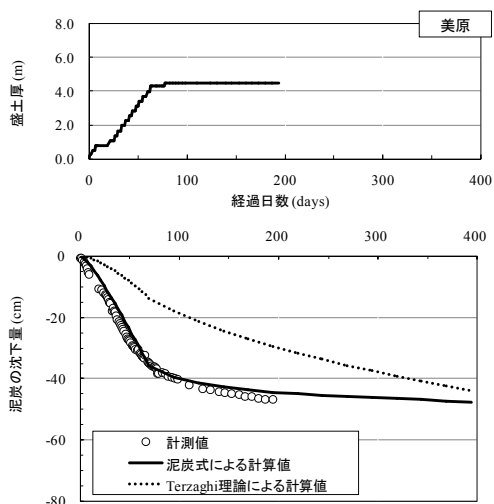


図-8 美原道路における実測と計算沈下

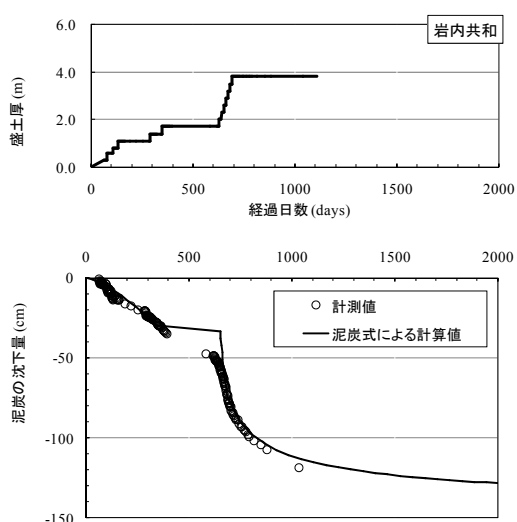


図-10 岩内共和道路における実測と計算沈下

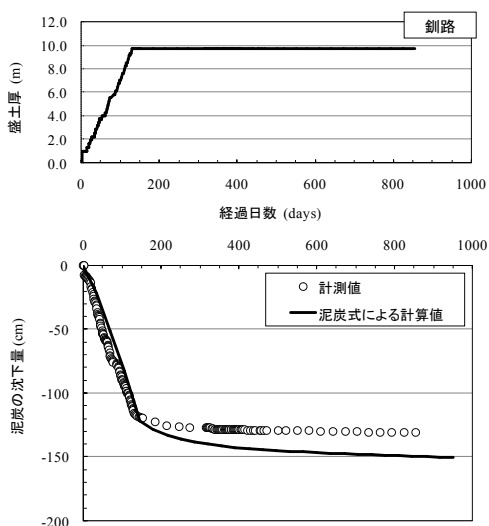


図-9 釧路新道における実測と計算沈下

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

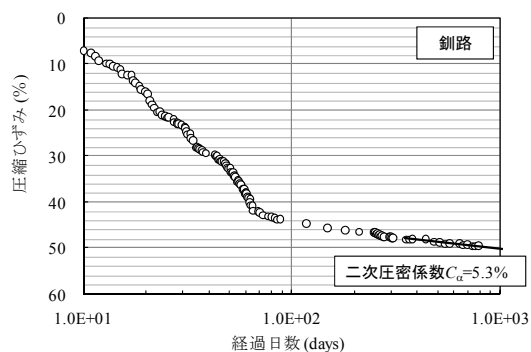


図-11 釧路新道における泥炭の圧縮ひずみ

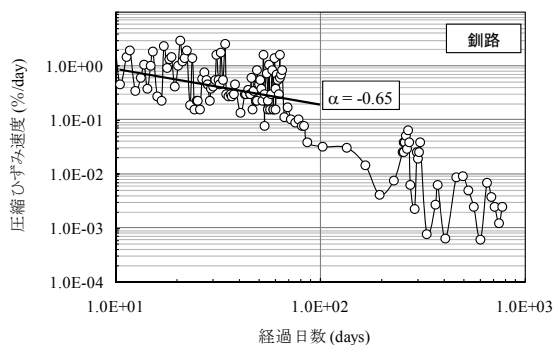


図-12 釧路新道における泥炭の圧縮ひずみ速度

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。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いる⁴⁾。透水係数の低下は、圧密速度の遅れを意味しており、沈下速度低下後に発生する長期沈下を考えると、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、 $-0.60 \sim -0.67$ の範囲にあり、Terzaghiの理論より小さい値であった。すなわち、泥炭の一次圧密速度の遅れが、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⁵⁾⁶⁾ので、供用後に発生する長期沈下の要因は、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、長期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し必要となる。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。

3.1 長期沈下解析による実現現象の再現と将来予測

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を用いた有限要素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。解析箇所断面を図-13に示す。当該地点には、表層に泥炭（自然含水比 $W_n=353.1\%$ ）、その下位に有機物が混じった粘性土（ $W_n=118.3\%$ ）、さらに軟弱な粘性土と砂質土層が混在する泥炭性軟弱地盤上に、盛土厚9.7mの盛土が施工された。図-14中の赤い線が、現況の解析結果を示している。別途実施されたボーリング調査などより、解析対象地点の現在（供用10年）の沈下量が概ね300cmであることがわかっているが、解析結果はこれを良く表現している。さらに、解析結果では、供用開始から現在（供用10年）までに25cm程度の残留沈下となっているが、これも実挙動（図-6）と概ね合致している。したがって、解析はおおよそ妥当な結果を示したと言える。また、このままでは沈下は進行し続けることがわかる。

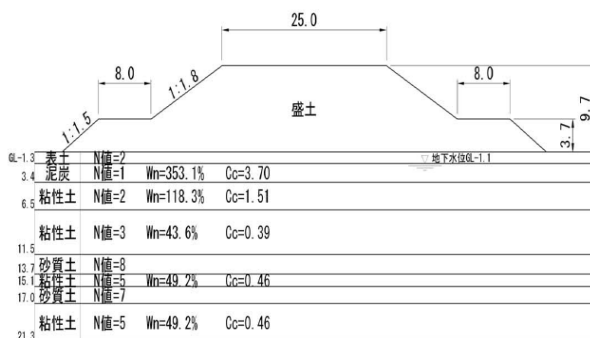


図-13 長期沈下解析対象断面

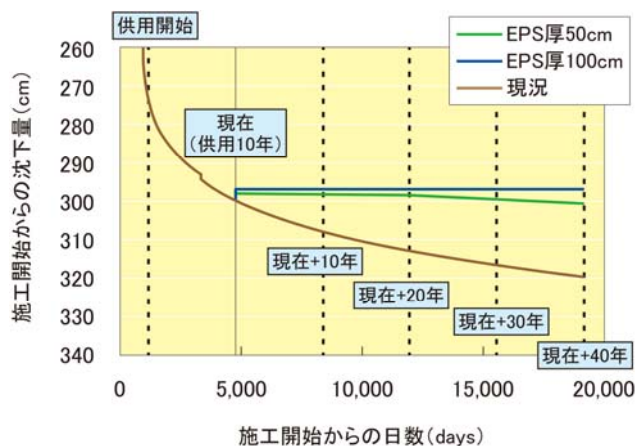


図-14 長期沈下解析結果

3.2 地盤の過圧密化による長期沈下抑制効果の検討

泥炭性軟弱地盤の長期沈下の主たる要因は、二次圧密と考えられる。サーチャージ盛土の除荷⁷⁾⁸⁾、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⁹⁾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、3.1節で述べた解析と同じ箇所において、EPSによる置換えの効果（EPS厚さ：50cmと100cmの2ケース）を検討した。図-14中の緑の線（50cm）と青の線（100cm）がEPS置換えのケースの結果を示している。EPS厚100cmであれば、今後の沈下をほぼ抑止できる。EPS厚50cmでは、20数年後にわずかな再沈下が予想されるが、ごくわずかであり、コストを考えると今回のケースではEPS厚50cmで十分な効果が得られると判断できる。EPS厚と効果の関係は、置換えを実施する時期などとも関係があると推測されるので、今後はその点も考慮に入れて検討を継続する予定である。

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くない。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る、冬期施工が避けられない（図-15）。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¹⁰⁾。

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。



図-15 冬期施工の様子

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¹¹⁾¹²⁾。

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-16）。

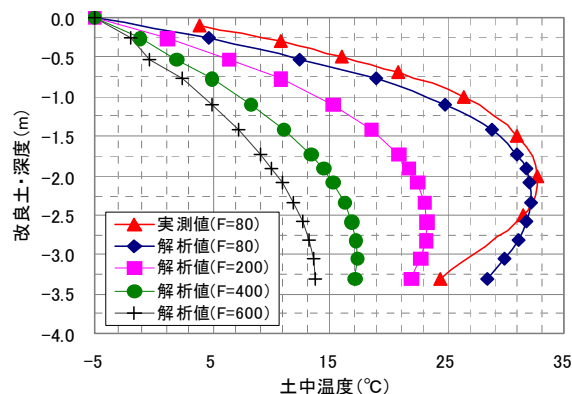


図-16 改良地盤内温度分布の再現と予測

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¹¹⁾。

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¹³⁾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-17）。

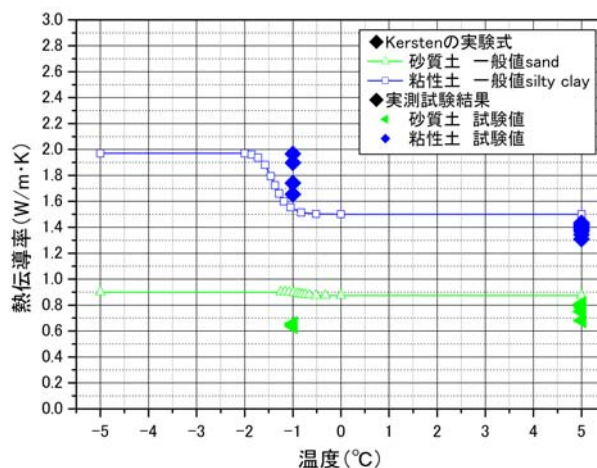


図-17 覆土材の熱伝導率の比較

表-1 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·°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-1 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、乾燥密度 ρ_d 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-18）。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

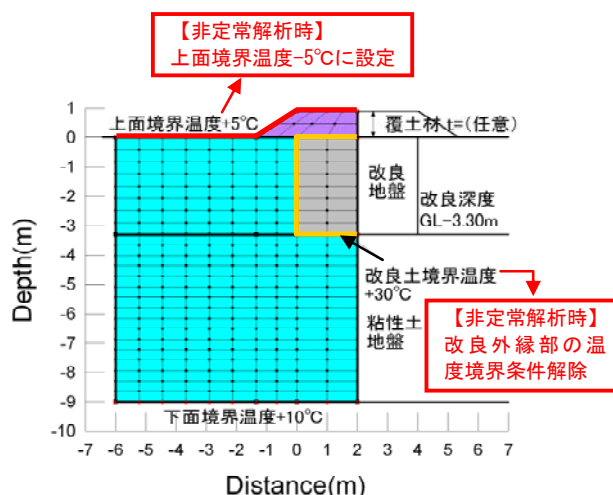


図-18 温度境界条件（定常解析 → 非定常解析）

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¹²⁾。

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。

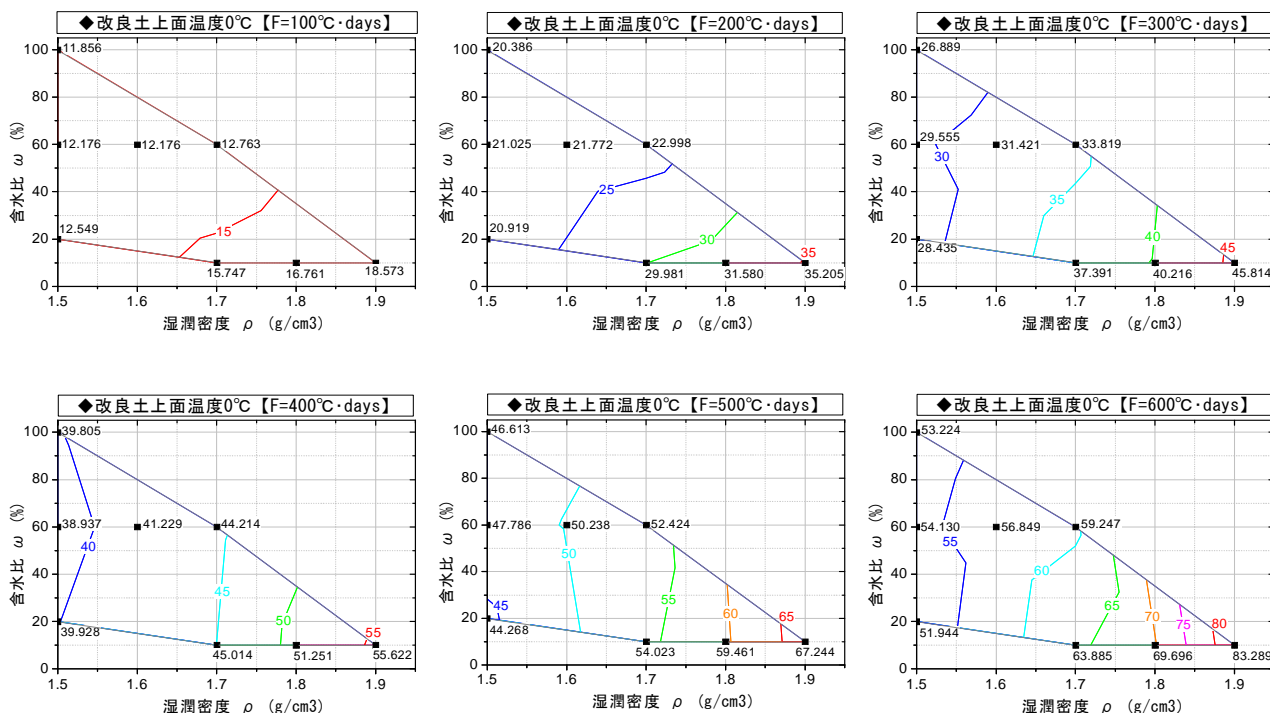


図-19 改良地盤上の上面温度が0°Cを満足する覆土厚 (単位: cm 覆土材の湿潤密度 ρ_t と含水比 w の関係)

4.4 凍結指数に応じた覆土厚の簡易な算定法の提案

図-19は凍結指数 $F=100\sim 600\text{ }^\circ\text{C}\cdot\text{days}$ 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¹⁴⁾。

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

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-19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『低改良率($a_p=10\%$)地盤改良+砕石マット併用法』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 低改良率地盤改良+砕石マット併用工法とは

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状態を「砕石マット」と称して敷設した(図-20)。

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 「砕石マット」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 「砕石マット」は施工機械のトラフィカビリティの確保と圧密排水層として機能し、拡幅盛土施工時の盛土の安定性を向上させる。

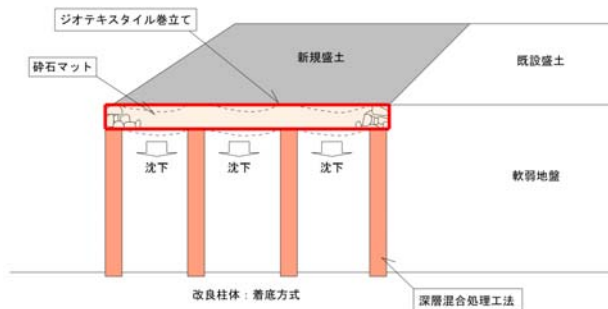


図-20 低改良地盤改良+砕石マット併用工法断面

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、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号の更喜苔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-2に示す。試験施工箇所の地盤は地表面近くに泥炭(Ap1層)、下に粘性土(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(Ap1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 $N=0$ 、同じく粘着力はオランダ式コーン貫入試験の貫入抵抗を $c=1/20 \cdot q_c$ の関係式^{2,3)}より、非排水せん断強さは $c=7\sim11\text{kN/m}^2$ と非常に低い値であった。

表-2 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 γt (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>	-	-	-	-

5.2.2 設計条件

改良体は拡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 $t=0.5\text{m}$ の砕石層をジオテキスタイル(横断方向:製品基準強度 $T_{\text{max}}=200\text{kN/m}$ 、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砕石マットを構築した。改良体の設計基準強度(q_{tick})は、全盛土荷重が改良体頭部に集中すると仮定して $q_{\text{tick}}=560\text{kN/m}^2$ 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 $F_s>1.2$ を満足するものとした。ただし、砕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、今回の設計では砕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 $z=5.0, 11.5, 13.0\text{m}$ 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。なお、28日材齢における現場強度は $q_{\text{uf28}}=700\sim3,600\text{kN/m}^2$ と設計基準強度 $q_{\text{tick}}=560\text{kN/m}^2$ 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-22)。敷設したジオテキスタイル上に切込み砕石混入砂利(0-80mm級)を仕上がり厚 $t=0.5\text{m}$ となるよう $\rho_{\text{dmax}}90\%$ で締固めし、その後、ジオテキスタイルで切込み砕石混入砂利を覆い囲んでマットレス状にした。

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-22 ジオテキスタイル敷設状況



図-23 2次盛土の施工状況

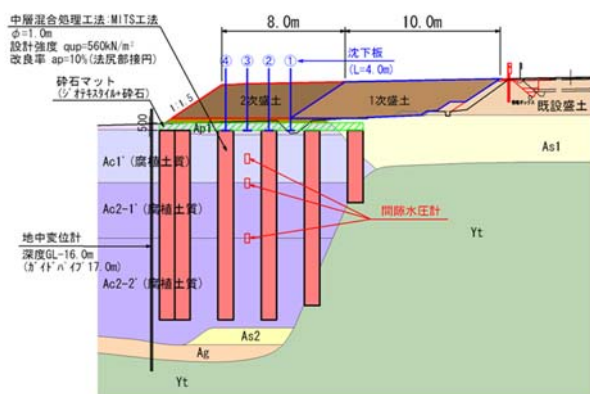
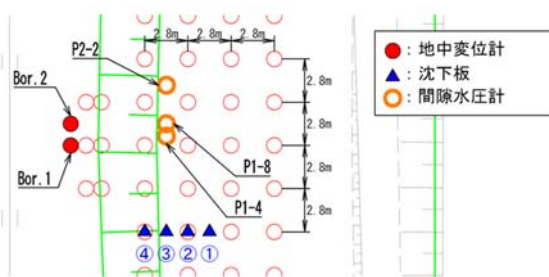


図-24 計測機器配置箇所



盛土材料は礫混り細粒分質砂 (SF-G) を用いたが、除雪車の巡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転圧した。施工手順は、拡幅盛土の天端幅 $W=18\text{m}$ 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、一次盛土とする) したあと、残りの断面 $W=8\text{m}$ (以降、二次盛土とする) を $7.5\sim 10\text{cm/day}$ にて施工した (図-23)。

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-24)。

5.3 試験結果

5.3.1 沈下量

沈下量は改良体上部2か所および未改良地盤2か所の計4箇所にて計測した (図-25)。1次盛土では未改良地盤上、改良体上ともに数 cm の沈下であった。これは、現道盛土側に近い改良体は、支持層まで構築されたことによると考えられる。一方、2次盛土は盛土厚 2m を越えた段階で、改良体上、未改良地盤ともに沈下量が増加する傾向が確認され、特に未改良地盤の沈下が卓越した。沈下は2次盛土の構築後も増加したが、盛土完了後3週間程度で収束した。

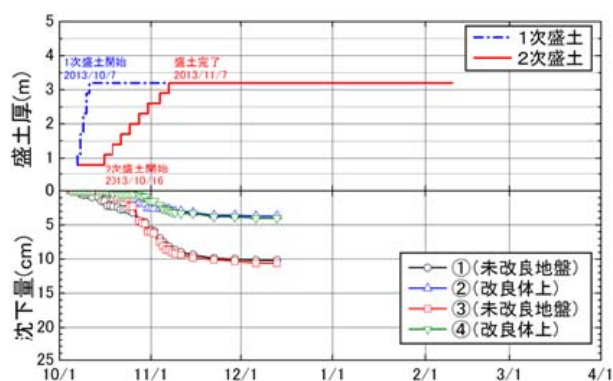


図-25 盛土による沈下の経時変化

5.3.2 地中変位

盛土の構築に伴う盛土法尻部の地盤内水平変位の経時変化を図-26 に示す。地中変位計は改良体および未改良地盤の変形モードを把握する目的で、盛土法尻部に施工された改良体の背面地盤 (Bor.1) および改良体間 (未改良地盤_Bor.2) に設置した。計測の結果、改良体および未改良地盤の最大水平変位は 70mm 程度発生したが、盛土構築後の変位は最大約 10mm で盛土構築後1ヶ月に収束した。改良体および未改良地盤の変形モードは、いずれも改良体底部から除々に倒れこむ挙動で変形量も同じであった。これは、改良率 $a_p=10\%$ と非常に低改良率であっても複合地盤として機能することを示唆している。

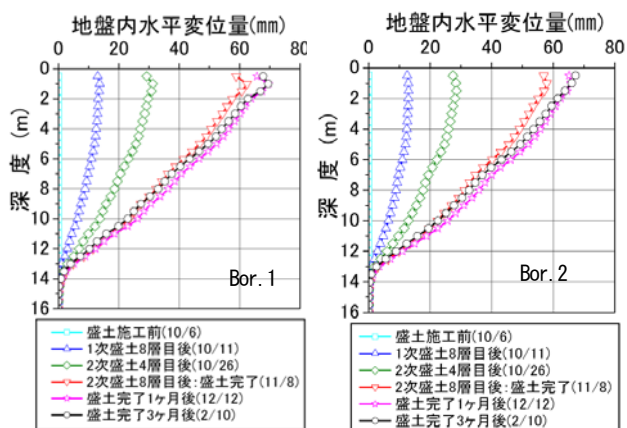


図-26 地盤内水平変位の経時変化

5.3.3 間隙水圧

間隙水圧計は砕石マット下の軟弱地盤内 GL-2,4,8mの3箇所に設置した。計測結果をみると1次盛土および2次盛土にて砕石マット上に盛土を構築したにも拘わらず、いずれの深度の間隙水圧に変化が生じなかったことがわかる(図-27)。これは、改良体上部に応力が集中して未改良地盤に応力が作用していないことを示しており、非常にせん断強度が低い泥炭に対して改良率 $a_p=10\%$ といった低改良率であっても、盛土による未改良地盤内の円弧すべりが生じることが無く、複合地盤として機能することを裏付けるものである。

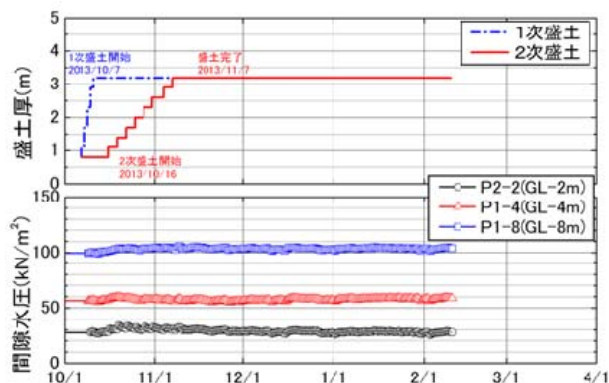


図-27 間隙水圧計の経時変化

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わかった。

(2) 泥炭性軟弱地盤の長期沈下の問題は、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わかった。
 (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、長期沈下を抑制できることがわかった。

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) 実際の改良地盤内の温度変化を二次元熱伝導解析により再現することができた。さらに、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。
 (5) 任意(現場)の凍結指数ならびに、覆土材(砂質土、粘性土)の乾燥密度 ρ_d と含水比 w により、冬期に施工される改良地盤の強度発現に資する覆土厚さを簡易に算定できる図を提案した。

早期に拡幅盛土が構築できる新技術として『低改良率 ($a_p=10\%$) 地盤改良+砕石マット併用工法』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。

(6) 低改良率 ($a_p=10\%$) であるにも拘わらず、盛土による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。

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) 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の長期沈下挙動、土木学会論文集 No.493 III-27, pp.59-68、1994
- 8) 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.65 No.1、

pp.275-287、2009

- 9) 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
- 10) 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
- 11) 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
- 12) 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
- 13) M.S.Kersten : Thermal properties of Soils, University of Minesota, Institute of Technology, Engineering Experiment Station, Bulletin, No.28,1949
- 14) 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

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 : YAMANASHI Takahiro
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