

泥炭性軟弱地盤における盛土の長期機能維持に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 22～平 25

担当チーム：寒地地盤チーム

研究担当者：林 宏親、橋本 聖、山木正彦

【要旨】

北海道に広く分布する泥炭性軟弱地盤は、その工学的性質から長期的な沈下やすべり破壊の問題などが発生するため、独自の沈下予測式や強度算定式が設定され、対応がなされてきた。直近の既往研究において、泥炭性軟弱地盤に顕著に表れる長期沈下が、当該地盤上に築造された道路などのライフサイクルコストに大きな影響を与えることが明らかとなったことから、泥炭性軟弱地盤の長期沈下を抑制することによって、より安全・安心かつ経済的な社会基盤整備の実現が可能となる。

本研究は、泥炭性軟弱地盤上の盛土（道路盛土・河川堤防など）の長期沈下を抑制する経済的な技術を提案する。さらに、提案する技術を用いた場合の沈下予測手法について、既往研究で提案した沈下予測法の適用性について明らかにするものである。平成 22 年度から平成 24 年度は、圧密促進工法として補助的な位置づけにあるセンタードレーン工法の泥炭性軟弱地盤に対する適用性を明らかにし、同工法の泥炭性軟弱地盤における設計・施工管理方法を提案することを目的として、排水ポンプによる強制排水によって圧密沈下の促進および二次圧密の低減に資する有効範囲を特定するために調査を実施した。平成 25 年度は平成 24 年度調査結果を踏まえて、浸透流解析および弾粘塑性解析を行い、センタードレーンの設置間隔を提案するとともに、その効果を定量的に把握した。

キーワード：泥炭性軟弱地盤、センタードレーン工法、サーチャージ、二次圧密、浸透流解析、弾粘塑性解析

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いるため¹⁾²⁾、新たな軟弱地盤対策工を導入したにも関わらず、盛土の安定性を損なうなどの問題が生じる恐れがある。

一方、近年では安全・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構造物においても、適切な対策工法の選定が従前以上に重要となっている。選定には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る必要がある。また、技術面において、新しい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有効とは限らず、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、泥炭性軟弱地盤上の盛土（道路盛土・河川堤防など）の長期沈下を抑制する経済的な技術として、現在、補助的な位置づけにあるセンタードレーン工法のサーチャージ効果が及ぶ影響範囲ならびに圧密促進効果、二次圧密低減効果（長期沈下

抑制効果）を定量的に把握する。さらに、センタードレーン工法の改良効果を設計時に考慮できるよう、センタードレーンの設置間隔を提案するとともに、既往研究で提案した沈下予測法の適用性について明らかにする。

2. センタードレーン工法とその位置づけ

センタードレーン工法は、盛土中央の底部に集水した盛土内水位を一般工事用の排水ポンプで強制的に排水し、盛土内水位を低下させることでサーチャージ効果が期待できる工法である（図 1）。

この工法の特長は二つある。一つはサーチャージ効果によって泥炭地盤の圧密沈下を促進させることで、目標とする残留沈下量に必要な時間（盛土の放置期間）を短縮することが可能である。もう一つは排水ポンプを停止させた後、泥炭地盤に沈み込んだ盛土内に地下水水位が回復することによって浮力が作用し、泥炭地盤の地表面に作用する荷重（応力）が小さくなるため、長期的な沈下量（二次圧密）を低減することが期待できる。原理的には載荷重工法と同じで非常に経済的な対策工法である。

東日本・中日本・西日本高速道路株式会社の設計要領

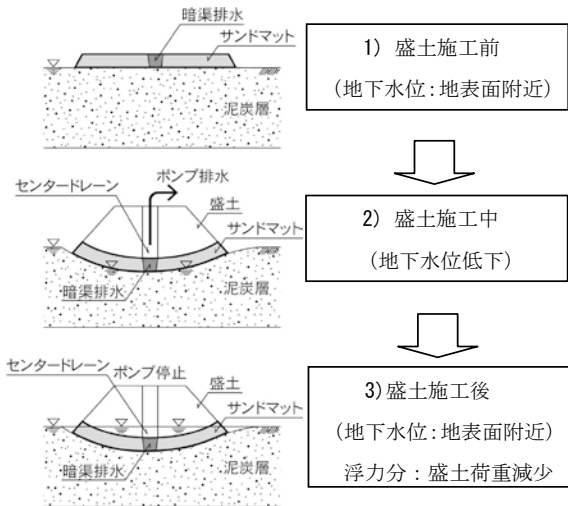


図1 センタードレーン工法の概要

には、強制排水工としてセンタードレーン工法に関する記述³⁾はあるものの概略的な内容に留まっている。これは、サーチャージ効果が及ぶ影響範囲や排水ポンプの効果的な稼働時間などが定量的に明らかになっていないためであり、検討の余地が残されていると考えられる。

3. 泥炭性軟弱地盤上に建設された地域高規格道路におけるセンタードレーン工法の調査

平成22年度に、泥炭性軟弱地盤上に建設された道央圏連絡道路（一般国道337号）美原道路（以降、美原道路とする）において、排水ポンプによる盛土内水位を低下する範囲を調査した。調査箇所は地域高規格道路に位



図2 試験施工の位置

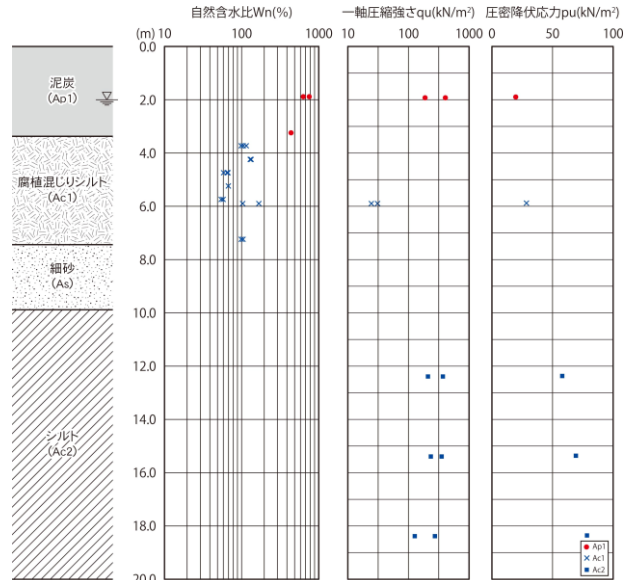


図3 調査箇所の地盤の物性値

置つけられている道央圏連絡道路のうち、美原バイパスと当別バイパスを結ぶ延長8.0kmの区間である(図2)。平成23年3月に暫定2車線で供用している。

具体的には、センタードレーン付近に観測孔を複数箇所設けて、盛土内の水位変動を観測した。

3.1 地盤条件

試験施工箇所の地盤は、未分解の泥炭層 (Ap1) の下に腐植混じりのシルト (Ac1)、細砂層 (As)、シルト層 (Ac2) と続く土層構成である。泥炭層 (Ap1) の自然含水比は $w_n = 400 \sim 700\%$ 、強熱減量 $L_t = 80\%$ 、圧縮指数 $c_c = 5.8$ 、圧密降伏応力 $P_c = 19.7 \text{ kN/m}^2$ と有効土被り厚の関係から、泥炭層および沖積粘性土層はほぼ正規圧密状態で堆積していた。図3に調査箇所の物性値を示す。

3.2 盛土条件

試験施工箇所の計画盛土高 ($H_p = 6.7\text{m}$) に対して必要盛土厚 $H_t = 11\text{m}$ であった。盛土は2ヶ年で必要盛土厚まで構築された。平成20年度は、施工速度は 5cm/day でサンドマット厚 $t = 1.0\text{m}$ を盛土開始の1ヶ月前に施工を終えて、その後、盛土厚 7.5m まで構築された。翌年 (平成21年) の6月中旬から10月上旬までに、施工速度は 5cm/day で必要盛土厚 $H_t = 11\text{m}$ まで構築した。排水ポンプによる強制排水は盛土が構築されてから約1年後のH22年6月9日~15日 (1週間) に実施した。

3.3 計測条件

盛土内水位の観測孔を図4 (平面図)、図6 (横断面) に示す。また、排水ポンプおよびその設置状況を図5に示す。盛土内水位の計測箇所は、排水ポンプ (センタードレーンの設置箇所・緑色: ●) 1箇所と、盛土内水位の

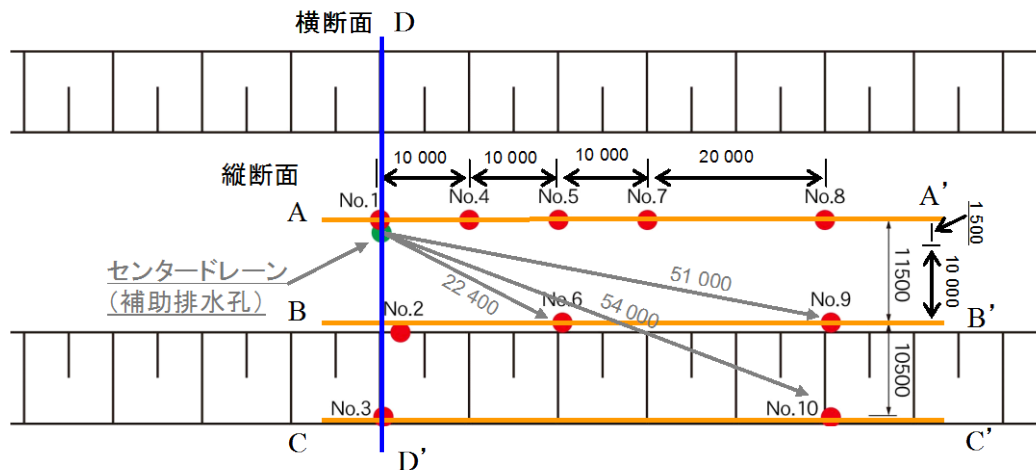


図4 地下水位の観測孔(平面図)



図5 (a) 排水ポンプ、(b) 排水ポンプの設置状況

観測孔 (赤色：●) 10 箇所 (No.1～10) である。排水ポンプは所要の揚程を有するもので、センタードレーンの底に溜まっている砂などの影響を回避するために、底から 1.56m の高さに設置した。

調査は排水ポンプ稼働時、排水ポンプ停止後の盛土内水位を計測して集水範囲を特定することである。

排水ポンプの稼働期間は 1 週間であり、排水ポンプ稼働前・稼働中・稼働後の地下水位の状態を把握するために、ポンプ稼働前 3 回 (5 月 18、24 日、6 月 7 日)、ポンプ稼働中 1 回 (6 月 14 日)、ポンプ停止後 6 回 (6 月 16 日、17 日、18 日、21 日、24 日、29 日) の計 10 回の計測を行った。

3. 4 計測結果

排水ポンプの稼働前、稼働中、稼働後における盛土内水位の変動状況を、盛土センター (縦断面 A - A' : 調査孔 No.1,4,5,7,8)、盛土のり肩 (縦断面 B - B' : 調査孔 No.2,6,9)、盛土のり尻 (縦断面 C - C' : 調査孔 No.3,10) の縦断方向ごとに整理した。また、排水ポンプを設置した盛土横断面 (D - D' : 調査孔 No.1,2,3) において、排水

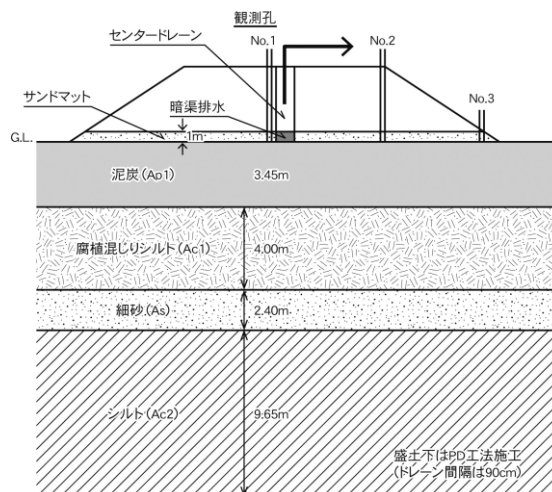


図6 調査箇所 (横断面)

ポンプが稼働してから 1 週間後 (6/14) と、排水ポンプを停止してから 2 週間後 (6/29) の地下水位の変動状況を整理した。

横断面 D - D' における排水ポンプ稼働中および排水ポンプ停止から 2 週間経過した地下水位変動を 図 7 に示す。センタードレーンの水位は、排水ポンプ稼働により約

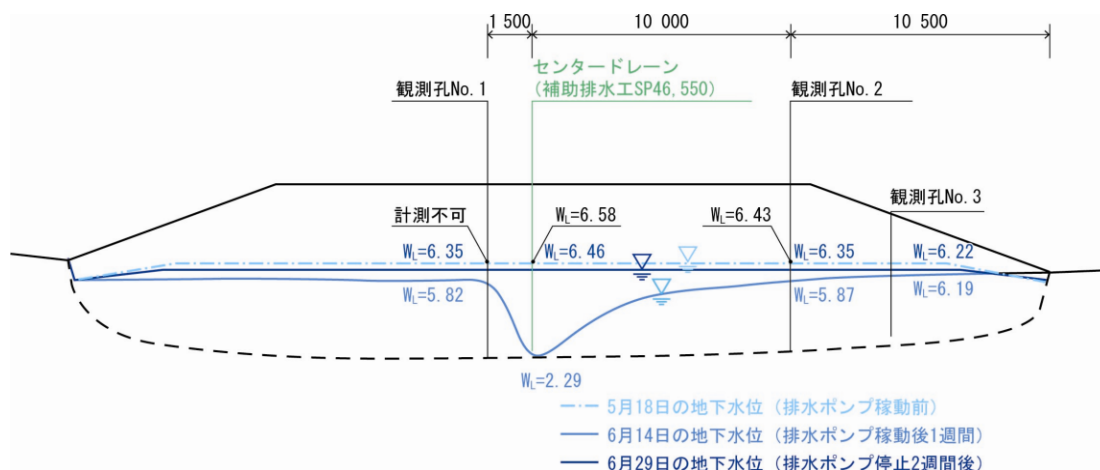


図7 補助排水溝を設置した横断方向の盛土内水位（横断面D-D'）

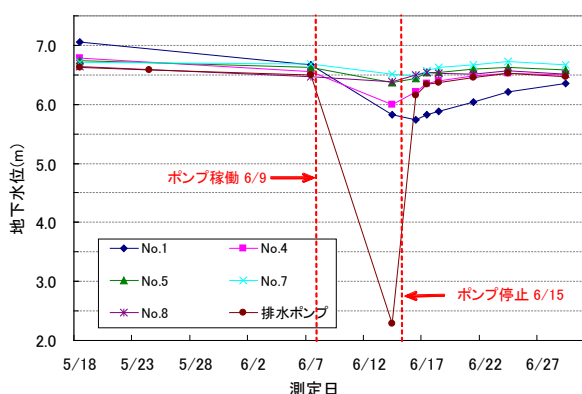


図8 盛土センター縦断方向の地下水位（縦断面A-A'）

4.3m 低下したが、排水ポンプ停止後は稼働前と同程度まで盛土内水位は回復した。センタードレーンから $L=1.5\text{m}$ 離れた観測孔 No.1 は、排水ポンプの稼働により約 70cm 低下したが、排水ポンプ停止後、50cm ほど盛土内水位は回復した。 $L=10.0\text{m}$ 離れた観測孔 No.2 は、排水ポンプ稼働により 50cm 低下したが、排水ポンプ停止後は稼働前と同程度まで盛土内水位は回復した。センタードレーンから $L=20.5\text{m}$ 離れた観測孔 No.3 は、排水ポンプの稼働前後において、顕著な盛土内水位の変動は見られなかった。

縦断面 A-A'（盛土センター）の盛土内水位（図8）に着目すると、排水ポンプ稼働後、センタードレーンの地下水位は 4.3m ほど低下した。一方、センタードレーン直近の観測孔 No.1 および No.4 の地下水位は、約 60cm～70cm 程度の低下が見られた。これは、盛土厚に換算すると約 30～40cm 程度（単位体積重量： $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ ）であり、盛土仕上がり厚 1 層分のサーチャージに相当する。ただし、センタードレーンから 20m 離れた観測孔 No.5、30m 離れた No.7、50m 離れた観測孔 No.8 の地下水位は、水位低下の傾向が見られるものの、数センチ程度の低下に留まっており顕著な変動は見られなかった。

一連の調査結果より、排水ポンプによりセンタードレーンからの離れが 10m 程度であれば、地下水位を 50cm 程度の低下させることが確認できた。

4. 泥炭性軟弱地盤上に建設された地域高規格道路におけるセンタードレーン工法の調査（その2）

泥炭性軟弱地盤上に建設された岩内共和道路の盛土において、センタードレーン工法による軟弱地盤対策が実施された。岩内共和道路は全長 7.6km のバイパス事業であり、H25 年度末の供用を目指している。本道路の特長として、路線全線にわたって泥炭性軟弱地盤が分布しているため、盛土やボックスカルバートなどを構築する上で軟弱地盤対策が必須な事業箇所である。

平成 24 年度、センタードレーン工法による改良効果（盛土内水位の低下に伴うサーチャージ効果および影響範囲）を把握するため、サンドマット内に暗渠排水、盛土の構築に合わせてセンタードレーンを設置して、ドレーン内に設置した排水ポンプの稼働、停止による経時的な盛土内水位、沈下に関する計測を行った。

4.1 地盤条件

図9に試験箇所の代表的な地盤物性値を示す。試験箇所の地盤は、地表面に砂質シルトを主体として繊維質な泥炭が混入した層厚 1.6m の表土 (Bk)、その下に層厚 7.4m の泥炭層 (Ap) がある。この泥炭層は層の上位では繊維質な泥炭で構成されているが、層の下位は分解が進んだ泥炭のほか腐植土混じりのシルトで、一部、腐木が混入していた。泥炭層 (Ap) より下位は粘性の強いシルトを主体とした洪積粘土層 (Dc 層) であり、層厚は 1.6m 以上でその下限は確認されていないが、電気式コーンの先端抵抗 ($q_t > 1\text{MN/m}^2$) が得られており基盤層と位置付けられる層である。

泥炭層 (Ap 層) は自然含水比 $w_n=127\sim 617\%$ 、強熱減量 $L_i=19\sim 67\%$ 、圧縮指数 $c_c=1.7\sim 5.4$ 、と北海道に分布

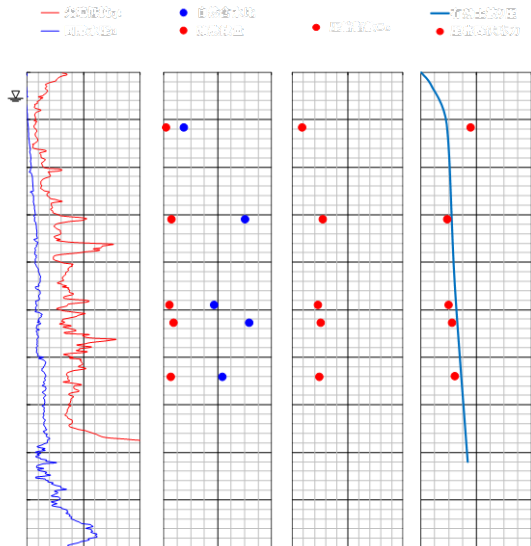


図9 試験箇所の地盤物性値

する一般的な泥炭地盤である¹⁾。圧密降伏応力 P_c と有効土被り圧の関係から表土部は過圧密であるが、泥炭層はほぼ正規圧密状態であるのがわかる。ボーリング調査で得られた地下水位はGL-0.6mであった。

4.2 センタードレーン・排水ポンプの仕様

サンドマット施工後、センタードレーン(φ=800mm、有孔管ルキブルパイプ)基礎部を縦横それぞれ $t=1m$ 、厚さ $t=150mm$ で基礎砂利(0-80mm)を用いてタンパで施工した(図10)。センタードレーンは有孔管であるので目詰まりを防止する不織布を巻き付けた。図11にセンタードレーン付近の排水系統を示す。

センタードレーン直近(No.1-①)から道路縦断方向(No.5-①)に岩内市街側へ $L=40m$ 、No.1-①、No.3-①、No.5-①の各位置から道路横断方向へ地下排水工(φ50mm/有孔管、 $L=17.25m$)を設置した(図15)。排水ポンプ(図12)は、センタードレーンの底から盛土頂部までの高さを満足する排水能力(全揚程9m)を有しており、地下水位が黄色のフロートに到達した段階で、オ



図10 センタードレーンの設置状況

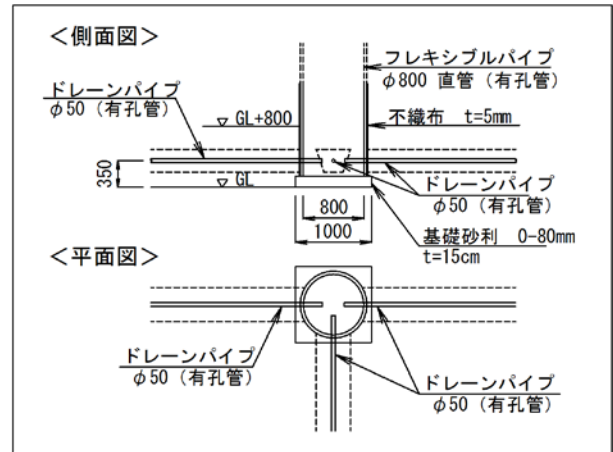


図11 排水系統詳細図



図12 排水ポンプ

レンジのフロートまで自動的に水位を下げる構造になっている。なお、センタードレーンの底に溜まっている砂などによる詰まりを回避するため、センタードレーンの底部から0.35mの高さに設置した。

4.3 計測条件および盛土条件

盛土内水位の観測孔(図13)は、盛土施工中の建設機械による破損を懸念して、ガス管($L=1m$ 、内径φ=60mm)

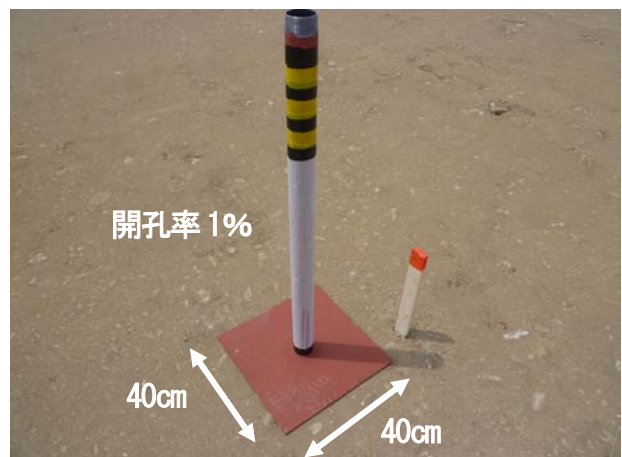


図13 盛土内水位観測孔排水ポンプ(ガス管)

を用いた。この際、ガス管自体の不同沈下を避けるために、ガス管の底に縦横40cm×40cmの鉄板を取り付けた。なお、ガス管内への地下水の円滑な流入を確保するため、最下部の開孔率は「河川堤防における堤体内水位観測マニュアル(案)⁴⁾」に準拠して1%とし、ガス管内への土砂の流入を防ぐためにガス管をネットで覆った。

試験箇所の計画盛土高は $H_p=1.6\text{m}$ 、必要盛土厚 $H_t=4.7\text{m}$ であった。盛土の施工は約5ヶ月(平成24年6月～10月)実施され、施工速度 3cm/day で必要盛土厚 H_t まで構築された。サンドマットの厚さは $t=0.8\text{m}$ である。

調査箇所の横断・平面図を図14、15に示す。盛土内水位・地下水位の計測箇所は、センタードレーン(排水ポンプの設置箇所・緑色：●)1箇所と、ガス管の観測孔(赤色：●)14箇所(No.1-①～No.5-④)である。

サンドマットおよび盛土1層施工を終えた日(サンド

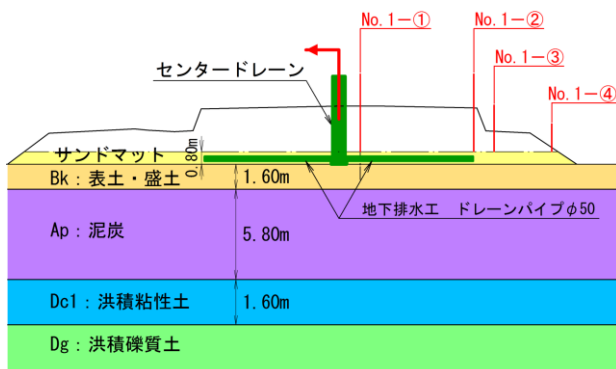


図14 調査箇所の横断面図(B~B')

マット施工後19日目)にセンタードレーン内に排水ポンプを設置し、センタードレーン内に地下水位が流入すると自動的に排水ポンプが稼働するよう設定した。

水位の計測は、自動水位計測と手動水位計測の併用とした。自動水位計測装置は、観測孔内の水位を水圧として計測する水圧式水位計($\phi 22\text{mm} \times L=158\text{mm}$)を用いた。なお、手動計測は不定期に実施した。

サンドマット施工から237日目まで排水ポンプを稼働させ続け、サンドマット施工から237日目～258日目までは排水ポンプの稼働を停止させて、盛土内水位の回復状況ならびに排水ポンプの影響範囲を確認した。

4. 4 試験結果

4. 4. 1 盛土内水位(縦断方向)の経時変化

図16にNo.3付近(B~B')における盛土の構築状況ならびに、サンドマット施工開始日を0日として、盛土中央部(CL)に設置した観測孔内(No.1-①、No.2、No.3-①、No.4)の盛土内水位(水位標高)の経時変化(自動水位計測、手動水位計測)、1日当りの降水量(mm/d)を示す。なお、排水ポンプが周辺地盤の地下水位に及ぼす影響を把握するために、盛土箇所から離れた位置(素地部)の地下水位も計測した。

経過日数77日目にNo.3-①で盛土内水位が観測され始め、以降、No.2、No.1-①、No.4の順に盛土内水位が観測された。盛土内水位は盛土厚が大きくなるのに従って低下し、ポンプ停止直前(経過日数237日目)で盛土内水位は15~59cm低下した。盛土内水位は1日当り降水量

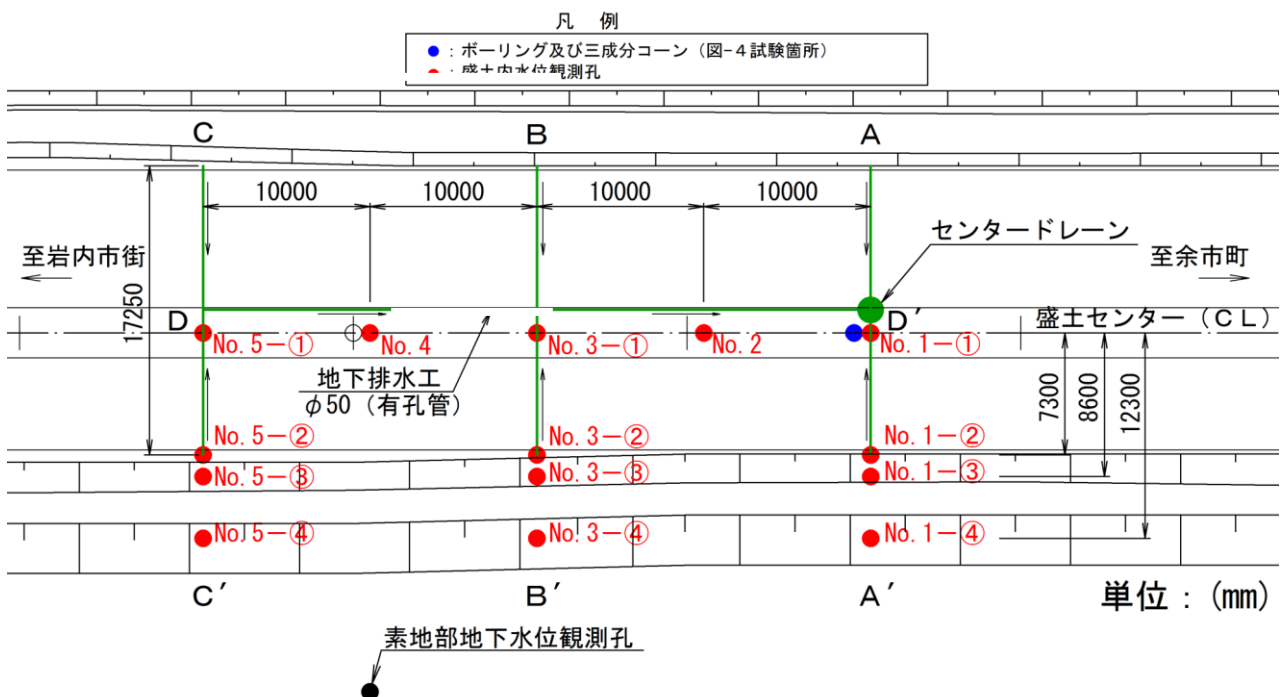


図15 調査箇所の平面図

の多少に拘わらず、盛土厚が大きくなるに従って低下し続ける傾向にあった。なお、センタードレーンから最も離れた No.5-①は盛土内水位が観測されなかったため、図に示していない。

経過日数 237 日目から 258 日目までポンプを停止したところ、センタードレーン内と No.1-①、No.2、No.3-①の盛土内水位は、44cm、42cm、44cm とほぼ同程度に回復した。また、No.4 の盛土内水位も 14cm と No.1-①～

No.3-①のそれと比較して回復が鈍いものの、排水ポンプの影響範囲にあることが確認された。

これらから、センタードレーン内の排水ポンプが盛土内水位に影響を及ぼす範囲は、センタードレーンから盛土の縦断方向に 30m 程度はあると推測され、そのうち、20m 以内ではセンタードレーンの盛土内水位と同様に推移することがわかった。

4. 4. 2 盛土内水位（横断方向）の経時変化

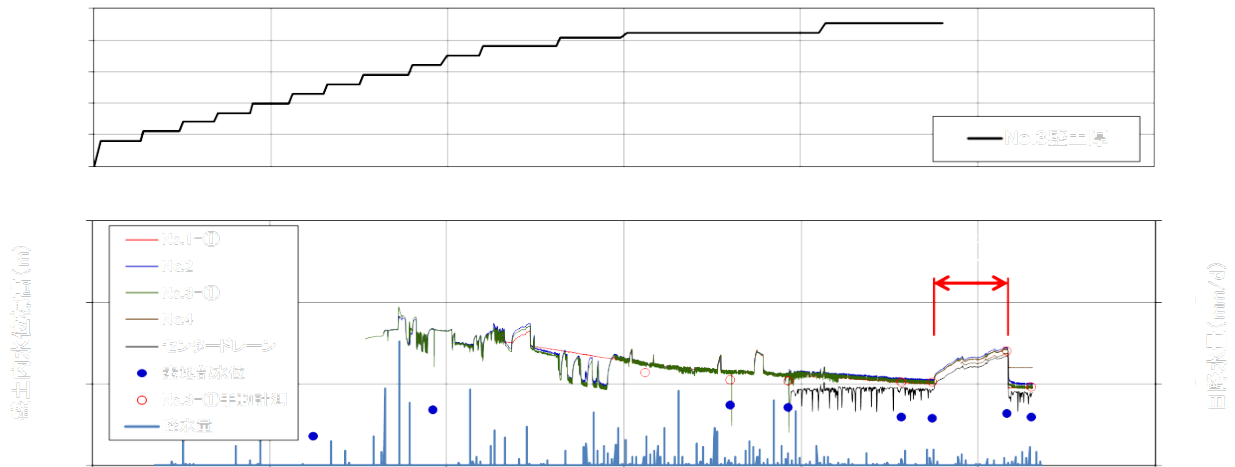


図 16 盛土の構築状況と盛土内水位（縦断方向_D~D'）の経時変化

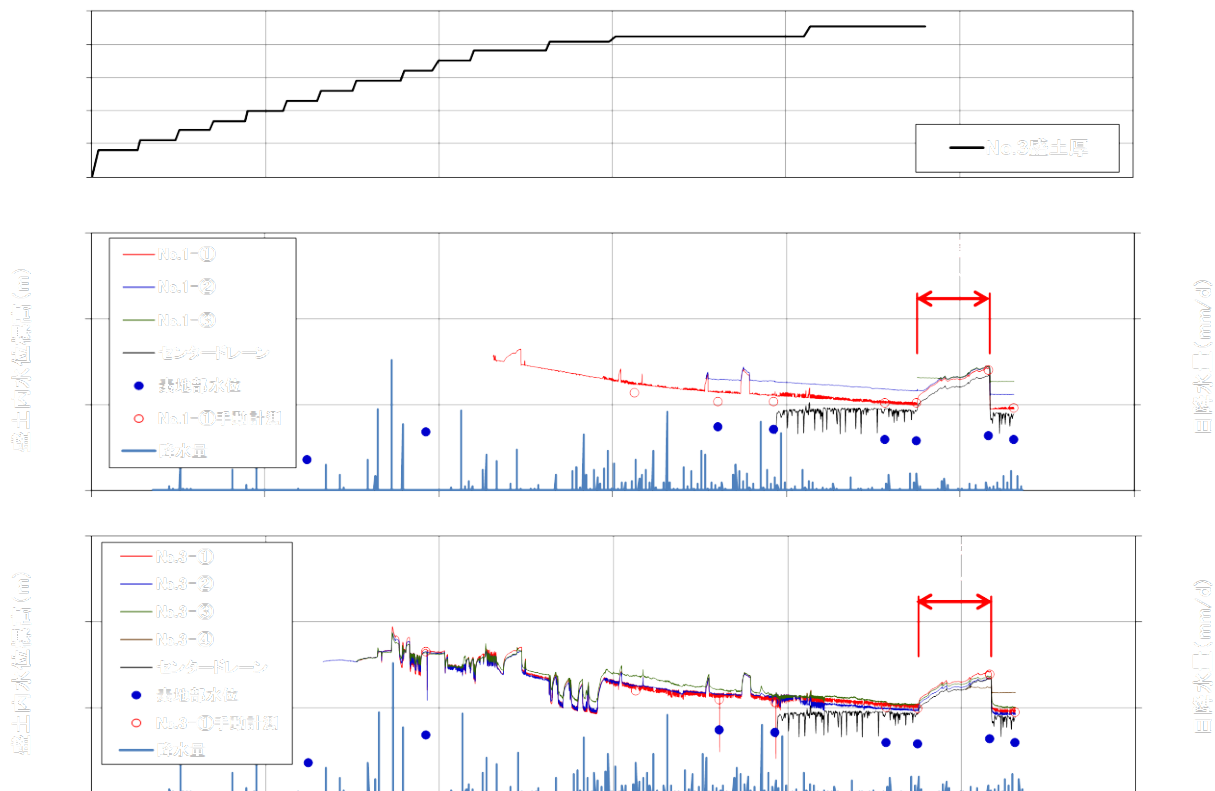


図 17 盛土の構築状況と盛土内水位（横断方向_A~A'，B~B'）の経時変化

図17にNo.3における盛土施工の時系列ならびに、センタードレーン内およびA~A'断面(No.1-①~③)、B~B'断面(No.3-①~④)に設置した観測孔内の盛土内水位の経時変化、計測期間中における1日の降水量(mm/d)を示す。ただし、No.1-④、No.3-④、C~C'断面(No.5-①~④)は盛土内水位が観測されなかったため、図に示していない。

これらの位置で盛土内水位が計測されなかった要因として、No.1-④、No.3-④の観測孔は押え盛土の法尻附近に設置されており、この位置の地盤に作用する応力は盛土中央部に生じるそれと比較して相対的に小さかったためであると推察される。また、C~C'断面では過年度、ボックスカルバートの軟弱地盤対策として緩速載荷盛土の一部がこの付近に構築され、泥炭地盤が過圧密となったことによるものと考えられる。

A-A'断面(No.1-①~③)、B-B'断面(No.3-①~③)の初期水位とポンプ停止直前における盛土内水位の経時変化をみると、盛土縦断方向と同様に盛土厚が大きくなるのに従って、それぞれ57,15,1cm、56,58,51cm低下した。No.1-②、③の盛土内水位はNo.1-①と比較して相対的に小さいのは、過年度に実施した載荷盛土による影響と推測される。その後、経過日数237日から258日までポンプを停止したところ、A-A'断面(No.1-①~③)、B-B'断面(No.3-①~③)の盛土内水位はそれぞれ44、29、14cm、44、39、34cm回復した。

今回の調査で得られた排水ポンプの影響範囲は、図18の網掛けの部分であると推測される。ただし、C~C'がB~B'のような正規圧密地盤であれば、排水ポンプの影響範囲はさらに広がることが想定される。

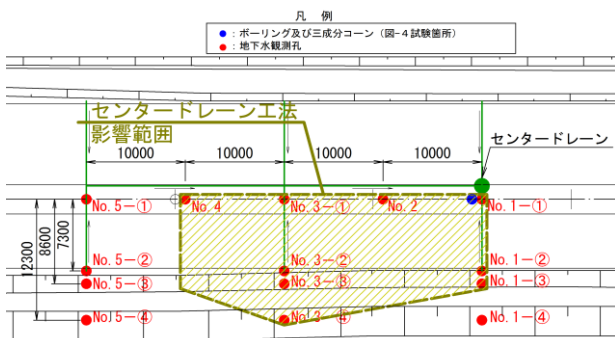


図18 推定されるセンタードレーン工法の影響範囲

4.4.3 サーチャージ効果

排水ポンプが継続して稼働することで盛土内水位が低下することは、泥炭層(Ap)に有効上載圧が作用してサーチャージ効果が期待できるといえる。排水ポンプの稼働の有無が盛土内水位に及ぼす影響を把握するために、

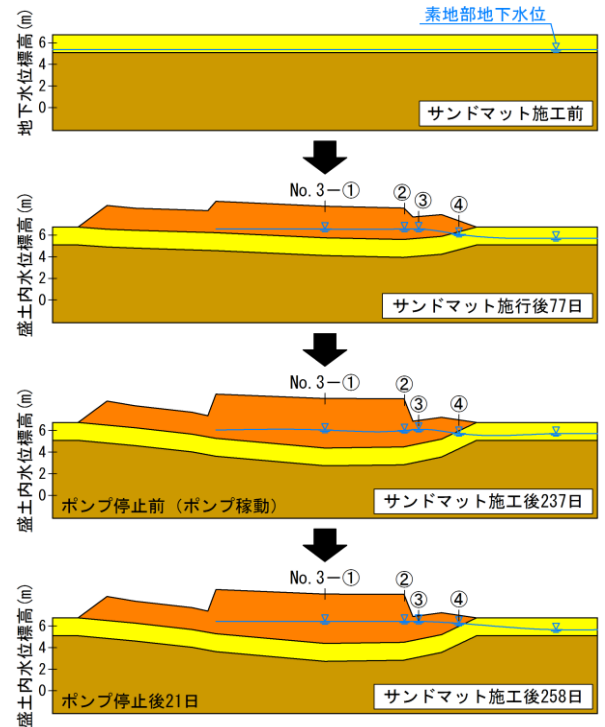


図19 地下水水位および盛土内水位の経時変化

盛土施工前からポンプ再稼働前までのB-B'断面の盛土内水位の経時的な変化を図19に示した。

図をみると、素地部の地下水水位は経時的に大きな変動はないが、盛土内の地下水水位はサクシオンによって、素地部の地下水水位と比較して高くなる傾向にあった。

ポンプ停止前(ポンプ稼働時)とポンプ停止後21日後の盛土内水位を比較すると、盛土内水位の回復が確認できた。これは、排水ポンプの稼働の有無が盛土内水位に影響を及ぼす、すなわち、サーチャージ効果が期待できることを示唆している。

そこで、各観測孔の定量的なサーチャージ効果を把握するために、必要盛土厚 H_t による泥炭層(Ap)厚の中央深度に作用する泥炭層(Ap)厚の中央深度に作用する増加応力 Δp を道路土工-軟弱地盤対策工指針(平成24年度版)⁵⁾に従って算出し、排水ポンプを停止させて最も盛土内水位が回復した状態の水位と、排水ポンプを再

表1 センタードレーン工法のサーチャージ効果

観測孔	増加応力 Δp (kN/m^2)	有効上載圧 σ_v (kN/m^2)		盛土厚さ (cm)	
		ポンプ停止	ポンプ再稼働		
		自然水位 p_1	水位低下 p_2		
No. 1-①	CL	74.99	84.36	88.80	25
No. 1-②	R-7.3	54.40	62.97	67.01	22
No. 1-③	R-8.6	45.63	54.04	56.55	14
No. 2	CL	74.99	84.43	88.72	24
No. 3-①	CL	74.99	84.43	88.96	25
No. 3-②	R-7.3	54.40	63.46	67.29	21
No. 3-③	R-8.6	45.63	54.60	57.78	18
No. 3-④	R-12.3	21.53	30.90	32.78	10
No. 4	CL	74.99	84.97	87.47	14

稼働させて最も盛土内水位が低下した地下水位からサーチャージの効果求めた。なお、No.1-④、No.5-①～④は、盛土内水位が計測されなかったために評価の対象外とした。

サーチャージ効果は、現場密度試験で得た盛土の単位体積重量 $\gamma_t=18\text{kN/m}^3$ を盛土厚に換算して $t = (p_2 - p_1) / \gamma_t$ で算出した。その結果、排水ポンプによる地下水位の低下は、センタードレーンからの離れが 30m 程度で盛土厚さ $t=10\sim 25\text{cm}$ 程度のサーチャージ盛土と同等の効果が見込めることがわかった (表 1)。

平成 22 年度に実施した美原道路の調査⁹⁾では、センタードレーンからの離れが 10m 程度であれば、盛土厚さ $t=30\text{cm}$ 程度のサーチャージ盛土と同等の効果が見込めると報告されているが、今回の調査結果は美原道路のそれと比較してサーチャージ効果は若干低下したものの、サーチャージの範囲は広いことがわかった。

5. センタードレーン設置間隔の検討 (二次元浸透流解析)

5.1 再現解析

4. で記した試験施工における観測結果を基に、センタードレーンを通る盛土縦断面 (サンドマット以浅) に関して、センタードレーン箇所から縦断方向に 200m の区間を有限要素法でモデル化した。解析モデル模式図を図 20 に示す。図中には観測箇所における水位 (標高) とサンドマット高さ (標高) を示している。浸透流解析は二次元の定常解析および非定常解析を実施した。両解析ともセンタードレーン箇所から 200m 離れた地点を固定水頭とし、センタードレーン箇所の水頭は定常解析では固定水頭、非定常解析では変動水頭とした。なお変動水頭は 1 時間で水位を標高 6.3m から 5.4m まで低下させることとした。これは、センタードレーン箇所の観測水位は 5.9m であったが、事前の解析の結果、先に示した排水ポンプの構造上、マイナス 50cm とした 5.4m の方が再現性が高いと判断したためである。再現解析における盛土およびサンドマットの地盤定数は表 2 に示す。なお比貯留

係数および不飽和浸透特性 (比透水性係数および負の圧力水頭) は河川堤防の構造検討の手引き⁷⁾から得た (図 21)。

定常、非定常による再現解析の結果を観測水位との関係で図 22 に整理した。図より定常、非定常とも観測水位より若干高くその傾向は非定常で顕著であるが、センタードレーンからの距離が離れると、解析結果と観測水位の差が一時大きくなり、その後再度小さくなるという傾向は同じである。以上、両解析結果は排水ポンプによる水位低下効果を実測値 (図 16) より低く見込んでおり、安全側の評価と言えるため、簡易な定常解析を良として、次節の検討に入る。

5.2 センタードレーン設置間隔

センタードレーン工はその構造上、基礎地盤の沈下量が大きいほど盛土内水位を低下させることができ、その影響範囲も広くなると思われる (図 23 参照)。そこでセンタードレーンの適切な設置間隔を検討すべく、図 23 で示す水頭差 (沈下量と初期水位の差分) をパラメータに二次元の定常解析を行った。なお地盤定数は再現解析と同じである。

解析はセンタードレーン箇所の水頭を 50cm で固定し、そこから 200m 離れた箇所の固定水頭をパラメータとした。センタードレーン箇所の水頭を 50cm としたのは、設置した排水ポンプの吸水口の位置を考慮したためである。なお基礎地盤の沈下は盛土縦断方向に一律に生じたものと仮定している。

図 24 に解析結果の一例を示す。横軸の 0 がセンタードレーン箇所を意味する。同じセンタードレーンからの距離で水位低下量を比較した場合、固定水頭が高いほど低下する水位は大きい。

以下に、センタードレーン設置間隔に関する考え方を示す。各固定水頭から αcm 以上水位低下する距離 (センタードレーンからの距離 $x_\alpha(\text{m})$) を、センタードレーンによる水位低下の影響範囲とみなし、水頭差 ($S-h$) (m) と αcm 水位低下を見込めるセンタードレーン間隔 D ($2x_\alpha(\text{m})$) との関係を図 25 に整理した。図では $\alpha=50$ 、



図 20 解析モデル模式図

表2 地盤定数一覧

項目	透水係数 k (m/sec)	比貯留係数 S_s (l/m)	不飽和浸透特性	
			比透水係数	負の圧力水頭
盛土	5.70×10^{-5}	1.0×10^{-4}	図20(a)	図20(b)
サンドマット	1.72×10^{-4}			

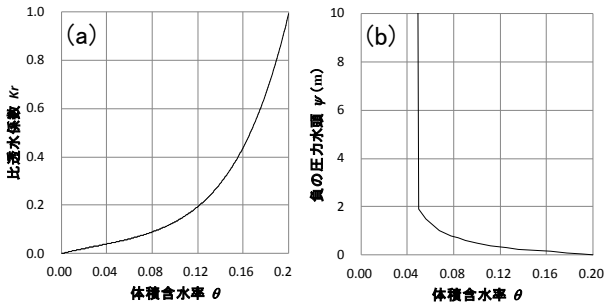


図21 不飽和浸透特性⁷⁾

(a) 比透水係数 (b) 負の圧力水頭

60、70、80、90、100cmの結果を示している。サンドマットを敷設した一般的な盛土であれば、この図より、初期水位と概略の沈下計算結果から、所定の水位を低下させることが可能なセンタードレーン間隔 D (m) を設定することが可能となる。

6. センタードレーン工による改良効果に関する考察(二次元弾粘塑性解析)

センタードレーン工法による泥炭性軟弱地盤の圧密促進効果、ならびに二次圧密低減効果(長期沈下抑制効果)を定量的に把握することを目的とし、4. で記した試験施工結果を基に二次元弾粘塑性 FEM 解析(関口・太田モデル)を行った。関口・太田モデルは、既往の研究により、泥炭性軟弱地盤に対する適用性が高いことがわかっている¹⁾。

6.1 再現解析

6.1.1 解析条件等

各種解析パラメータや解析手法等の妥当性を検証するために、4. で記した試験施工の再現解析を行った。解析モデルを図26に示す。解析領域の幅は、法尻から軟弱層厚の3倍程度を目安とし、図中の横軸0を起点に±50mの範囲とした。境界条件は、変位境界に関しては、左右側面は水平方向固定で鉛直方向自由、下端は水平・鉛直方向とも固定とした。水理境界に関しては、地表面と基盤層を排水条件とした。なお、解析モデルは、試験施工調査断面において最も沈下が顕著であった図15のB~B'断面の土層構成を対象としたが、地盤定数は図15のA~A'断面で実施したボーリング調査結果を基に設定した。

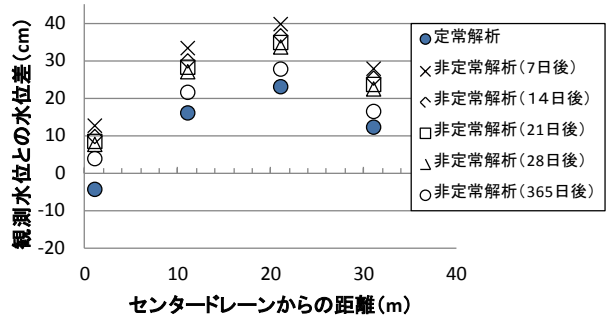


図22 再現解析結果と観測水位の比較

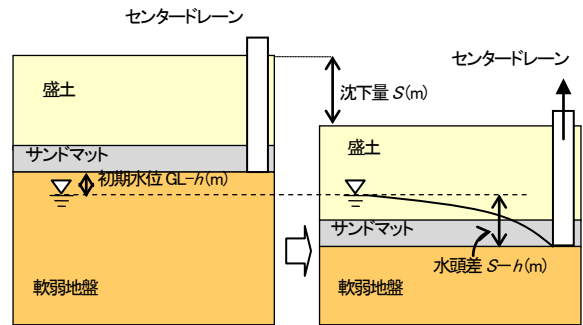


図23 センタードレーン工における沈下・水位の考え方(盛土縦断面)

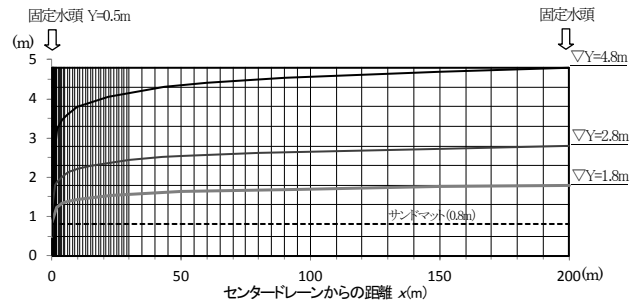


図24 二次元定常浸透流解析結果

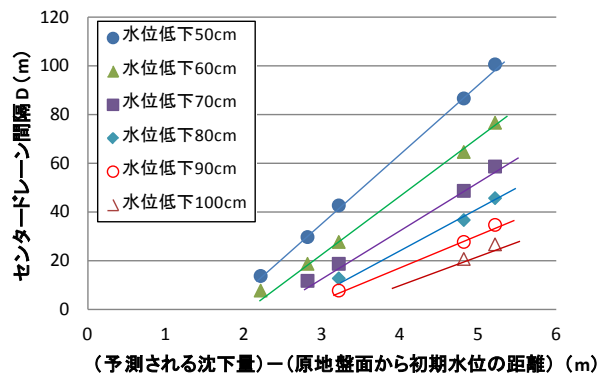


図25 センタードレーン設置間隔 D の設定図

排水条件に関しては、本解析では、圧密を伴う変形を扱うため、有効応力解析(水~土連成)とした。

解析に使用する各種パラメータおよびそれに係る関係式を表3に示す。

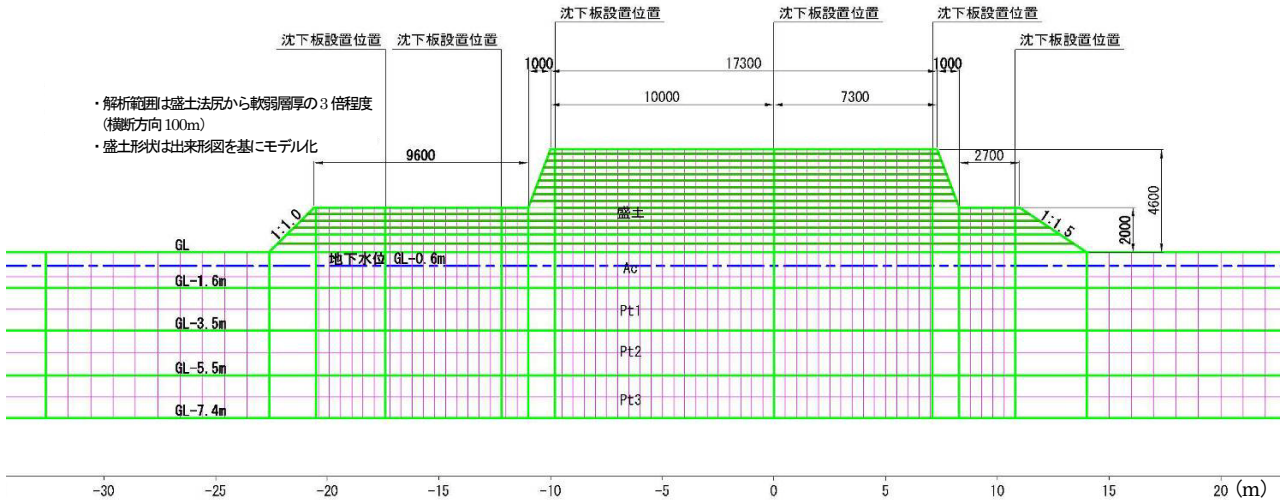


図26 解析モデル(盛土横断方向)

表3 解析パラメータ一覧

弾粘塑性体パラメータ

	ダイレイタンス係数 D	非可逆比 A	限界応力比 M	有効ポアソン比 ν'	水平方向透水係数 K_h (m/day)	鉛直方向透水係数 K_v (m/day)	先行圧密の上載圧 σ_{v0} (kN/m ²)	先行圧密の静止土圧係数 K_0	原位置での有効上載圧 σ_{v1} (kN/m ²)	原位置での静止土圧係数 K_i	二次圧密係数 α	初期体積ひずみ速度 V_0 (1/day)	圧縮指数 λ	先行鉛直応力に対する間隙比 e_0	e の傾き λ_k		
泥炭	Pt1	0.10	0.89	1.72	0.26	0.0459	0.0092	11.50	0.34	11.50	0.34	0.026	0.0000459	2.37	11.70	0.92	
	Pt2	0.09	0.89	1.84	0.23	0.3802	0.0760	12.60	0.30	12.60	0.30	0.026	0.0001630	2.20	10.59	0.72	
	Pt3	0.11	0.89	1.70	0.26	0.1227	0.0245	13.20	0.35	13.20	0.35	0.022	0.0000131	2.08	8.78	0.86	
粘土	Ac	0.15	0.87	0.87	0.37	0.4683	0.4683	18.00	0.58	9.60	0.75	0.009	0.0001784	0.74	2.95	0.50	
備考	泥炭	⑦式	=	⑧式	⑨式	現場透水試験結果	$K_v=K_h/5$	= P0	⑩式	試験値	⑫式	⑬式	⑭式	⑮式	⑯式 (平均圧密圧力時)	⑰式	⑱式
	粘土		$1-C_s/C_c$				$K_v=K_h$										試験値

弾性体パラメータ

	ラム定数 λ	せん断弾性係数 G (μ) (kN/m ²)	原位置での有効上載圧 σ_{v1} (kN/m ²)	原位置での静止土圧係数 K_i	水平方向透水係数 K_h (m/day)	鉛直方向透水係数 K_v (m/day)
盛土	10216.72	5263.16	0	0.5	8.64	8.64
備考	⑬式	⑭式	= P0	一般値	$K_v=K_h$	一般値

- ①式 $\phi' = 0.19 \times Li + 32$ ③式 $\alpha_e = 0.07 \times \lambda$
 ②式 $\sin\phi = 0.81 - 0.233 \log lp$ ④式 $\alpha_e = 0.05 \times \lambda$

- ⑤式 $e_0 = \rho_s \times W_n$ ⑬式 $K_i = K_0 \times OCR^{0.54 \exp(-lp/122)}$
 ⑥式 $e_0 = 3.78\lambda + 0.156$ ⑭式 $\alpha = (0.033 + 0.000043W_n) \times 0.434$
 ⑦式 $D = \lambda A / [M(1 + e_0)]$ ⑮式 $\alpha = \alpha_e / (1 + e_0)$
 ⑧式 $M = 6 \sin\phi' / (3 - \sin\phi')$ ⑯式 $V_0 = \alpha / tc$
 ⑨式 $\nu' = K_0 / (1 + K_0)$ ⑰式 $\lambda = Cc \times 0.434$
 ⑩式 $K_0 = 0.5 - 0.003Li$ ⑱式 $\lambda = \nu \times E / (1 + \nu)(1 - 2\nu)$
 ⑪式 $K_0 = 0.44 + 0.0042lp$ ⑲式 $G(\mu) = E / 2(1 + \nu)$
 ⑫式 $K_i = K_0 \times OCR^{(0.005Li + 0.45)}$

表4 解析ステップ

ステップ	経過日数	日数	盛土厚(m)	備考
1	1	1	0.0	初期値
2	3	2	0.8	サンドマット
3	15	12	1.1	1層目
4	26	11	1.4	2層目
5	36	10	1.7	3層目
6	46	10	2.0	4層目
7	57	11	2.3	5層目
8	67	10	2.6	6層目
9	77	10	2.9	7層目
10	91	14	3.2	8層目 (ポンプ稼働)
11	101	10	3.5	9層目
12	111	10	3.8	10層目
13	133	22	4.1	11層目
14	152	19	4.3	12層目
15	208	56	4.6	13層目
16	358	150		ポンプ停止前
17	359	1		ポンプ停止
18	388	29		最終計測
19	688	300		供用開始
20	1788	1100		3年後
21	9988	8200		
22	19988	10000		

6. 1. 2 解析手順

解析ステップは、4. で記した盛土施工時期、排水ポンプの稼働・停止時期、および想定される供用時期を踏まえ、22ステップとした(表4)。

センタードレーン工の特長は、排水ポンプの稼働による盛土内水位の低下、および排水ポンプの停止による盛土内水位の回復(上昇)、すなわち、水位変動に伴う盛土への浮力の作用によって基礎地盤の圧密促進効果もしくは二次圧密低減効果を期待するものである。しかし、本解析で使用した解析プログラムでは、①沈下し地下水以下となった盛土に働く浮力を考慮することができない、②解析の過程で水位を自由に変更することができない、といった課題があった。

そこで、①に対応すべく、沈下により地下水位以下となった盛土沈下量に応じ盛土の単位体積重量を小さくすることとした。しかし、4. で記した試験施工では、センタードレーン工における排水ポンプの影響を受けた盛土沈下量を測定しており、センタードレーン工が施工されていない場合の盛土沈下量は把握されていない。そのために、まず、浮力を考慮せず、かつ排水ポンプの稼働を考えない条件で、盛土沈下量を解析により求め、地下水位以下となる盛土沈下量を得た。

次いで②に対応すべく、排水ポンプの稼働に伴う地下水位の低下は、荷重を下方に加えることとし、排水ポンプの停止に伴う地下水位の回復（上昇）は荷重を上方に加えることとした。この際、地下水位の低下量および回復量は試験施工結果より 50cm とし、それに応じる荷重を作用させた。なお実際の盛土沈下挙動は経時的に変化するが、その再現は解析上困難であるため、ここでは、盛土の沈下に伴い排水ポンプが地下水面に到達した時点（ステップ 10）で水位低下量 50cm 相当の荷重を一度に下方向に作用させた。下方向荷重は排水ポンプの停止前（ステップ 16）まで作用させ、排水ポンプ停止時（ステップ 17）に同荷重を上方向に作用させることで作用荷重をキャンセルした。排水ポンプの稼働および停止時（ステップ 10 およびステップ 17）の解析メッシュを図 27 に示す。

6. 1. 3 解析結果

図 28 に、6. 1. 2 で述べた、浮力を考慮しない沈下解析結果（排水ポンプ考慮なし）、そこで得られた盛土沈下量をもとに浮力を考慮し盛土の単位体積重量を小さくした沈下解析結果（排水ポンプ考慮なし）、浮力を考慮しつつ排水ポンプの稼働・停止を荷重で表現した沈下解析結果、および試験施工の実測結果を示す。なお、浮力を考慮し排水ポンプを考慮しない解析とは、センタードレーン工を実施しない場合の沈下を想定した解析である。図より浮力を考慮しない場合、考慮した場合より 70～80cm 程沈下量を過大に評価する結果となった。また、実測結果は 388 日目までしか得られていないが、浮力を考慮した解析結果は実測結果をよく再現しているようである。図 28 (b) からは、排水ポンプを考慮することで若干実測結果より大きめの沈下量を算出しているが、図 28 (a) で、より大局的に見るとその差はわずかと言える。これにより、本解析手法はセンタードレーン工を考慮した盛土沈下量を再現可能であると判断し、次節以降で、具体的にセンタードレーン工による圧密促進効果および二次圧密低減効果を検証する。

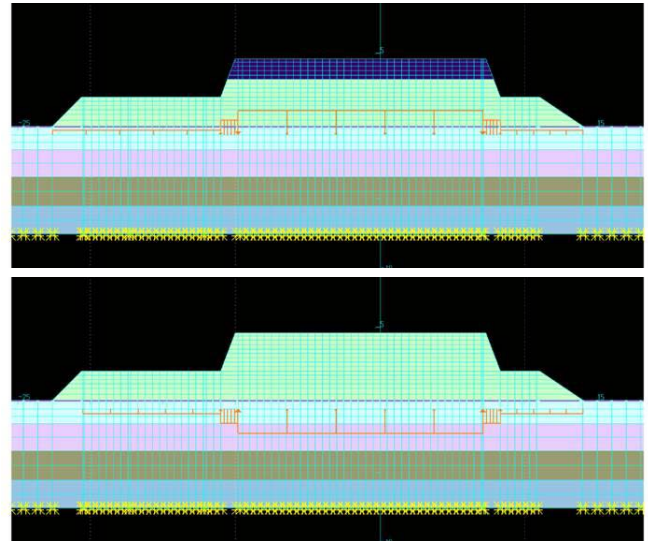


図 27 水位変動を荷重で考慮した解析メッシュ

(上図：ステップ 10)

(下図：ステップ 17)

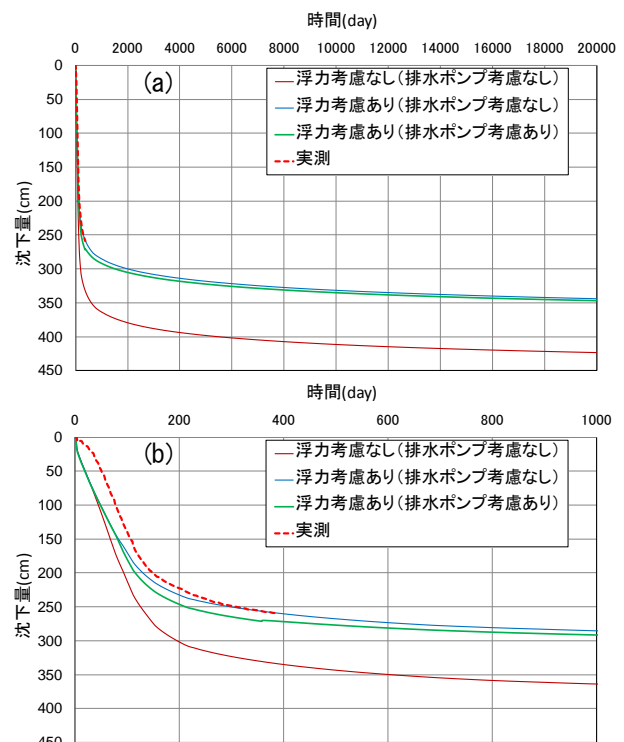


図 28 解析結果（両図は同一の結果）

(a) : 19988 日目までの結果

(b) : 1000 日目までの結果

6. 2 センタードレーン工による圧密促進効果および二次圧密低減効果

先の再現解析では実測結果を踏まえ、センタードレーン工における排水ポンプによる地下水位低下量は 50cm としたが、さらに地下水位低下量を 100cm、200cm とした解析を実施し、センタードレーン工を実施しない場合

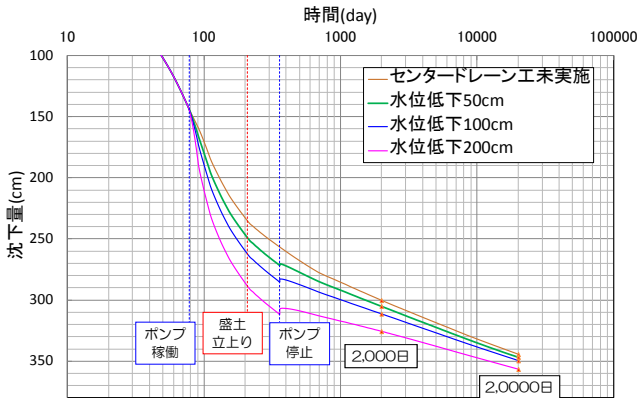


図 29 沈下量経時変化

表 5 解析結果一覧 (センタードレーン工の効果検証)

		センタードレーン工				
		未実施	水位低下量			
			50cm	100cm	200cm	
盛土荷重(4.6m×18kN/m ³)	ΔP_B (kN/m ²)	82.8	82.8	82.8	82.8	
水位低下に伴う荷重増分	ΔP_p (kN/m ²)	0	5	10	20	
過圧密比(ポンプ効果)	OCR	1.00	1.06	1.12	1.24	
沈下量	立上り時(208日)	$S_{i(立上り時)}$ (cm)	235	249	262	289
	想定供用時	$S_{i(688日)}$ (cm)	277	285	293	313
	供用後3年後	$S_{i(1788日)}$ (cm)	298	303	310	324
	2000日時	$S_{i(2千日)}$ (cm)	300	305	311	326
	最終(2万日)	$S_{f(2万日)}$ (cm)	344	347	350	357
	供用後3年間	$S_{r(3年間)}$ (cm)	21	18	16	11
盛土立上り時圧密度	最終2,000日とした場合	$U_{(立上り時)}$ 圧密促進率 α (%)	78	82	84	89
	最終20,000日とした場合	$U_{(立上り時)}$ 圧密促進率 α (%)	68	72	75	81
二次圧密係数		C_α	6.0	5.6	5.2	4.2
二次圧密低減率		R	1.00	0.94	0.87	0.70

の沈下量(解析値)と比較することで、基礎地盤における圧密促進効果および二次圧密低減効果を検証した。

図 29 は前節の解析手法を用いて、センタードレーン工未実施の場合(浮力を考慮し排水ポンプを考慮しない解析)、排水ポンプにより地下水位を 50cm 低下させた場合(浮力を考慮し排水ポンプを考慮した解析)、同じく地下水位を 100、200cm 低下させた場合の解析結果である。図より、排水ポンプを稼働させ、地下水位を低下させるとその低下量が大きいほど沈下量が大きいことがわかる。排水ポンプの稼働に着目すると、排水ポンプ稼働中は短期間で沈下が進行し、排水ポンプ停止後はその沈下勾配が緩やかになることが確認できる。

センタードレーン工の効果に関して、解析結果の一覧を表 5 に示す。表中の立上り時(208日)は本試験施工における盛土完成に要した時間である。なお泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル^リでは、設計上、盛土施工開始からおよそ 2,000 日後の沈下量を最終沈下量の目安としてよいこととなっているが、より長期の沈下検討として 20,000 日後までの解析結果を記載している。また、本検

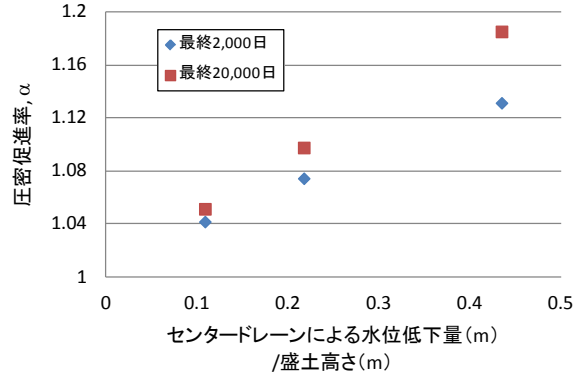


図 30 センタードレーン工による圧密促進効果

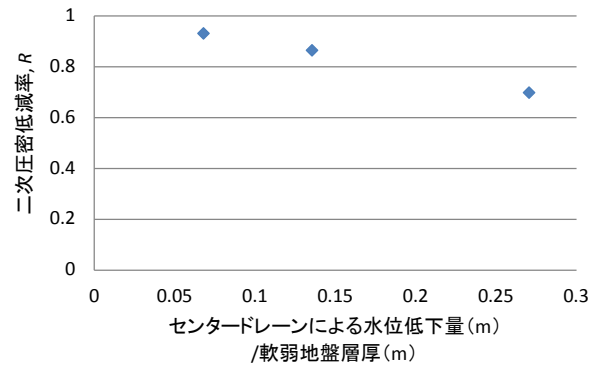


図 31 センタードレーン工による二次圧密低減効果

証において二次圧密係数 C_α は、2,000 日後から 20,000 日までの沈下量を基に算出している。

表中の圧密促進率 α は、センタードレーン工未実施の盛土立上り時圧密度 U と、センタードレーン工により向上した盛土立上り時圧密度 U' において、

$$U' = \alpha \times U$$

の関係で得られる係数 α として定義し、二次圧密低減率は、センタードレーン工未実施の二次圧密係数 C_α と、センタードレーン工により低下した二次圧密係数 C'_α において、

$$C'_\alpha = R \times C_\alpha$$

の関係で得られる係数 R と定義した。

表 5 を基に、図 30 に盛土立上り時の圧密促進率とセンタードレーンによる水位低下量を盛土高さで正規化した値の関係で、同様に、図 31 に二次圧密低減率とセンタードレーンによる水位低下量を軟弱地盤層厚で正規化した値の関係で整理した。なお図 30 においては、最終沈下量を 2,000 日後の沈下量とした場合と、20,000 日後とした場合の結果を併記している。

センタードレーンによる水位低下量は基礎地盤の沈下量に依存するため、効果は限られてはいるが、両図より、本解析手法を用いることで、センタードレーンによる水位低下量を把握すれば、圧密促進率もしくは二次圧密低

減率を算定可能となり、他方、必要となる圧密促進率もしくは二次圧密低減率から、低下させるべき水位を算定可能となる。

6.3 センタードレーン工法を用いた場合の長期沈下予測

センタードレーン工法は地下水位を下げた後、水位が回復するため、基礎地盤内はわずかではあるが過圧密状態になることが考えられる。同様に、基礎地盤内を過圧密状態にすることで長期沈下に対する改良効果を期待する工法として载荷重工法や真空圧密工法などがある。既往の研究¹⁾⁸⁾により、载荷重工法や真空圧密工法を用いた場合の長期沈下（二次圧密）を予測する手法として、過圧密比OCRと二次圧密低減率Rの関係が得られている。ここでは、それら载荷重工法および真空圧密工法における過圧密比OCRと二次圧密低減率Rの関係と、センタードレーン工法を用いた場合の同関係との対比を行う。

図32は载荷重工法および真空圧密工法における上記関係を示した図に、先述したセンタードレーン工法に関する弾粘塑性FEM解析により得た結果（表5参照）をプロットしたものである。センタードレーン工法においてはその工法の特徴により大きな過圧密比は得られず、過圧密比の範囲は限られているが、その関係に矛盾は見られない。センタードレーン工を実施した箇所の長期沈下を実際に計測し確認する必要はあるが、真空圧密工法と同様の長期沈下予測手法への適用可能性が示唆された。

7. センタードレーン工法適用に関する検討

ここでは、実際にセンタードレーン工法を適用する際の設計の流れを検討する。

軟弱地盤上に盛土の構築を計画する際、初期設計においては、無対策で検討される。その際、限られた工期内では盛土立上り時のすべり安全率1.2を若干満足しない、もしくは供用後の長期沈下量が30cmを若干超えてしまう時に、他工法と比較して経済的とも言えるセンタードレーン工法を選択する利点が生じると考える。

すべり安全率を満足させるのに必要となる圧密度 U' 、もしくは長期沈下の低減に必要な二次圧密係数 C_a' を設定すると、それらを満足させる圧密促進率 α もしくは二次圧密低減率 R が得られる。これら α もしくは R は図30、31より、センタードレーンによる水位低下量（盛土沈下量）に依存するため、6.で示した解析手法により当該現場で得られる水位低下量（盛土沈下量）を算出する。その上で、センタードレーン工法によりその必要

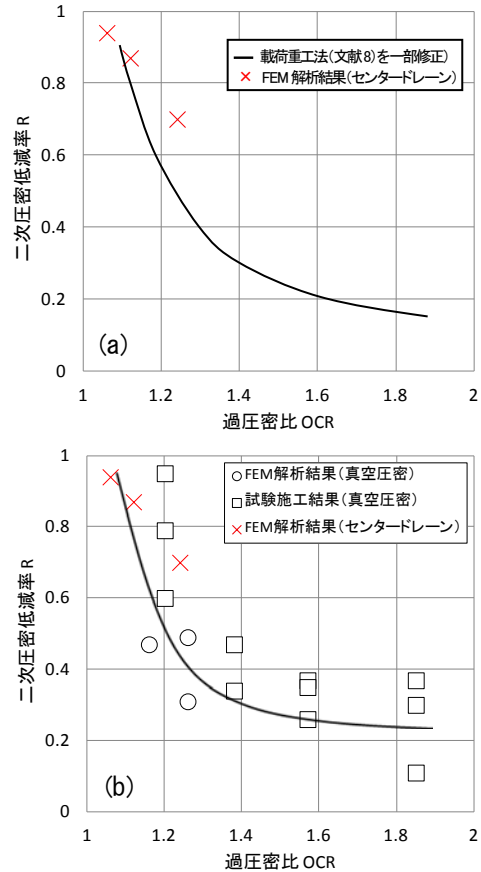


図32 過圧密比と二次圧密低減率の関係
(a) 载荷重工法、(b) 真空圧密工法

となる水位低下量（盛土沈下量）を満足するセンタードレーン間隔を図25により算定する。図33にセンタードレーン工法を適用するにあたっての設計フロー（案）を示す。

基本的な設計フローは上記の通りだが、幾度も述べたように、センタードレーン工法の効果および影響範囲は盛土の沈下量に依存する。基礎地盤はその地層構成や周

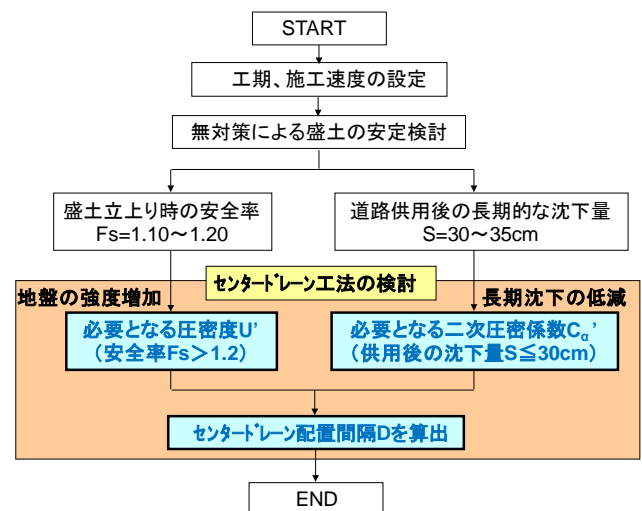


図33 センタードレーン工法の改良効果を考慮した設計フロー（案）

辺環境（地下水の流入・流出状況）によりその挙動は複雑に変わるため、設計の際は、軟弱層厚や盛土の沈下量を精度よく把握することが肝要である。また、センタードレーンの設置間隔は、現場の地層構成の特徴を良く理解した上で決定すべきである。

8. まとめ

本研究では、泥炭性軟弱地盤上に建設された美原道路および岩内共和道路において、排水ポンプによる地下水水位低下の範囲を調査した。併せて岩内共和道路の調査結果を基に、センタードレーンの設置間隔を浸透流解析により検討し、またセンタードレーン工法の効果について弾粘塑性解析により把握した。その結果を要約すると以下の通りである。

- ・ 美原道路の試験施工において、排水ポンプを1週間稼働させた場合、センタードレーンからの離れが10m程度であれば、地下水位の低下は50～70cm程度見込めることがわかった。これは、盛土厚さ30cm程度のサーチャージ盛土に相当する。
- ・ 岩内・共和道路の試験施工において、経時的に地下水水位を計測した結果、センタードレーンから盛土縦断方向で30m離れた位置まで、地下水位の低下が確認できた。
- ・ 岩内・共和道路の試験施工において、盛土センタードレーンからの離れが30m程度以内であれば、盛土厚さ $t=10\sim 25\text{cm}$ 程度のサーチャージ盛土と同等の効果が見込めることがわかった。
- ・ 試験施工結果を踏まえた浸透流解析により、盛土の沈下量から、センタードレーンの設置間隔を設定可能となった。
- ・ 弾粘塑性解析において、センタードレーン工法による盛土内水位の変動を荷重で表現することで、試験施工の盛土沈下量を再現できた。
- ・ 弾粘塑性解析により、センタードレーンによる盛土内水位の低下および回復（上昇）を考慮した圧密度促進率および二次圧密低減率を算出可能である。
- ・ センタードレーン工法による盛土内水位の低下および回復（上昇）を過圧密比で整理することで、既往の研究で得られた真空圧密工法による長期沈下予測法への適用可能性を示した。
- ・ センタードレーン工法の適用に関する設計フロー（案）を提示した。

本成果は、次期「泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル」の改訂時に反映させる予定であり、軟弱地盤対策工の一つとして、実務に利用されることを期待するものである。

参考文献

- 1) 独立行政法人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、2011.
- 2) (社)地盤工学会：軟弱地盤対策工法—調査・設計から施工まで—、p.23、1997.
- 3) 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社：設計要領 第一集 土工編、pp.5-69～5-72、2009.
- 4) 独立行政法人土木研究所ほか：「河川堤防における堤体内水位観測マニュアル（案）」、土木研究所共同研究報告書第377号、2008.
- 5) (社)日本道路協会：道路土工-軟弱地盤対策工指針（平成24年度版）、pp.120-122、2011.
- 6) 橋本聖、西本聡、林宏親、梶取真一：泥炭性軟弱地盤におけるセンタードレーン工法の改良効果に関する検討、寒地土木研究所月報No.700、pp.36-41、2011.
- 7) (財)国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）、2012.
- 8) 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.

STUDY ON LONG-TERM STABILITY MAINTENANCE OF THE EMBANKMENT ON SOFT, PEATY GROUND

Budget : Grants for operating expenses
General account

Research Period : FY2010-2013

Research Team : Cold-Region Construction
Engineering Research
Group
(Geotechnical Research)

Author : HAYASHI Hirochika
HASHIMOTO Hijiri
YAMAKI Masahiko

Abstract : This study proposes an economical method to mitigate the long-term-settlement of embankments (such as for roads and for levees) built on soft, peaty ground. In addition, this study clarifies the applicability of the settlement estimation method that was proposed in our previous study for estimating the settlement of embankments built by the proposed method.

The center drain method has been regarded as an auxiliary accelerated consolidation method. Between 2011 and 2013, we made a field installation test of road embankments applying the center drain method, to clarify the method's applicability to soft, peaty ground.

To propose a design and execution control method for application of the center drain method on soft, peaty ground, the study clarified the effective range of groundwater level reduction in the embankment that archives accelerated consolidation settlement and the reduction of secondary consolidation by forced drainage with pumps. In 2013, based on the study results of 2012, we made a seepage flow analysis and an elasto-visco-plastic analysis to propose the effective installation interval of center drains and to quantify the effects of center drains.

Key words : soft, peaty ground; center drain method; surcharge; secondary consolidation;
seepage flow analysis; elasto-visco-plastic analysis