

泥炭地盤における河川堤防の安定性向上に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 27～平 30

担当チーム：寒地地盤チーム

研究担当者：畠山 乃、林 宏親

【要旨】

泥炭や粘性土から構成される軟弱地盤上の堤防建設において、その築造中に大きな変状が発生しており、円滑な事業実施の妨げとなっている。変状が発生した堤体では、掘削発生粘性土を良質土と混合することで粒度改善した堤体材料を用いている。このような堤体において、堤体内に高い水頭（間隙水圧）の発生が目視にて確認されているが、その発生メカニズムは明らかとなっていない。さらに、この堤体内の間隙水圧と堤体の変状との関連性も不明確なままである。

そこで、本研究では、堤体内間隙水圧の測定、堤体材料の土質試験および円弧すべり解析などを実施し、上記の変状メカニズムの解明を行った。その結果、含水比が高い粘性土を堤体材料とした場合、堤体の非排水圧縮が生じることで堤体内に間隙水圧が発生し、安定性の低下を招いていることがわかった。さらに、その変状メカニズムを考慮した対策として、堤体の施工管理に含水比の管理を加えることとした。同様に堤体内ドレーン工法の適用性について明らかにした。

キーワード：河川堤防、掘削発生土、安定性、間隙水圧、施工管理、堤体内ドレーン工法

1. はじめに

遊水地建設や河川改修において、従前と比べて規模の大きい断面の堤体が施工されることが多くなってきており、泥炭あるいは粘性土から構成される軟弱地盤の場合、堤体築造時の安定性の確保が重要な課題となっている。とりわけ、遊水地の周囲堤建設では、大断面堤体を新規から短期間で築造する必要があるため、厳しい条件での施工となる。加えて、河川土工の場合、河道の流下能力の増大を図る目的で工事が実施される場合が多いこと、また多量の土材料を必要とするために経済性や施工性を重視することから、掘削などで発生した土が堤体材料としてしばしば使用される¹⁾が、軟弱地盤を掘削した土はそのままでは堤体材料に適さないことが多い。

石狩川水系千歳川流域の治水対策として建設が進められている一連の千歳川遊水地群では、基礎地盤が粘性土あるいは泥炭から成る軟弱地盤であることや、掘削に伴い発生する含水比の高い粘性土を堤体材料に用いる必要があるなど、上記の厳しい地盤工学的条件が複合した下で建設が進められている。ここの掘削発生粘性土は、そのままでは堤体材料に適さないため、良質土（砂質土）との混合による粒度改善などの対策を行っている。しかしながら、この改善を行っているにもかかわらず、堤体施工時にのり面のはらみ出しやのり肩の段落ち程度の小

規模変状、ならびに基礎地盤を含む大規模な変状がいくつか発生しており²⁾、円滑な事業実施の大きな妨げとなっている。

この問題を解決するために、寒地地盤チームでは、千歳川遊水地の事業主体である北海道開発局札幌開発建設部千歳川河川事務所と連携し、堤体内間隙水圧の測定、堤体材料の土質試験および円弧すべり解析などを実施し、変状メカニズムの解明を行った。さらに、変状対策として、堤体材料の新たな施工管理方法ならびに堤体内ドレーン工法について検討した。

2. 堤体の変状事例

平成 25 年度～平成 26 年度の間に千歳川遊水地群において堤体施工時に発生した変状の件数を表 1 に示す。ここで、小規模変状とはのり面のはらみ出しやのり肩の段落ち程度のもの、大規模変状とは基礎地盤を含むもの（写

表 1 平成 25 年度～平成 26 年度の間に千歳川遊水地群において堤体施工時に発生した変状の件数

場所	大規模変状	小規模変状
北島遊水地	3箇所	1箇所
晩翠遊水地	1箇所	2箇所
東の里遊水地	—	2箇所

真1)をいう。小規模変状は、複数の遊水地において多く生じており、その都度、堤体の一部撤去と再施工を繰り返して行わざるを得ない状況であった。大規模変状では、基礎地盤の破壊が確認されたため、堤体の全てを撤去した後、さらに地盤改良を行ってから堤体を再施工する大掛かりな復旧工事を要した。

3. 堤体内の間隙水圧の実態調査

堤体の施工時変状が生じた遊水地では、複数箇所において堤体内における高い水頭（間隙水圧）の発生が、本来は沈下測定用に設置されていた沈下板のガス管内の水位として目視にて確認されていた（写真2）。当初、この間隙水圧の発生要因として以下の点が推測されたが、どれが支配的要因であるかは不明であった。

- ①基礎地盤の圧密に伴う過剰間隙水圧の伝搬
- ②盛土自重による盛土の非排水圧縮
- ③降雨や融雪水の盛土表面からの浸潤

3.1 調査方法

いずれにせよ、堤体内に間隙水圧が発生しているのであれば、堤体施工時の安定性の低下を招くと考えられたことから、堤体内の間隙水圧挙動をより正確に把握するために、平成25年に東の里、北島、晩翠の各遊水地において、堤体内に水位観測孔を設けて経時的に計測を開始した。いずれの観測箇所とも、軟弱地盤上に掘削発生土（比較的高含水な粘性土）を材料とした堤体が、複数年にわたって築造（段階的盛土）されている。水位観測孔は、1年目の堤体築造終了後に堤体天端からボーリングをすることで、堤体中央と堤体のり面の横断方向2箇所を設置した。

3.2 調査結果の分析

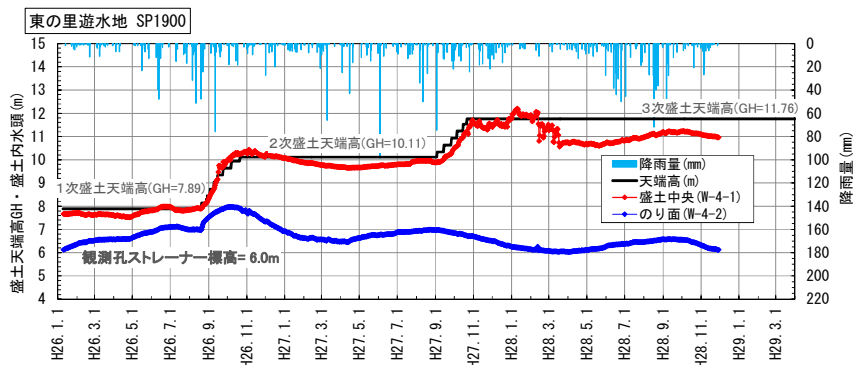
図1に東の里遊水地での堤体内間隙水圧の計測結果および観測箇所の横断図を示す。図1(a)では、堤体内間隙水圧の経時変化を水頭の標高で表示し、堤体中央の天端標高と日降水量も併記した。当該箇所では、泥炭や粘性土から構成される軟弱地盤上に3ヶ年の段階施工で堤体（以下、1年目の盛土を1次



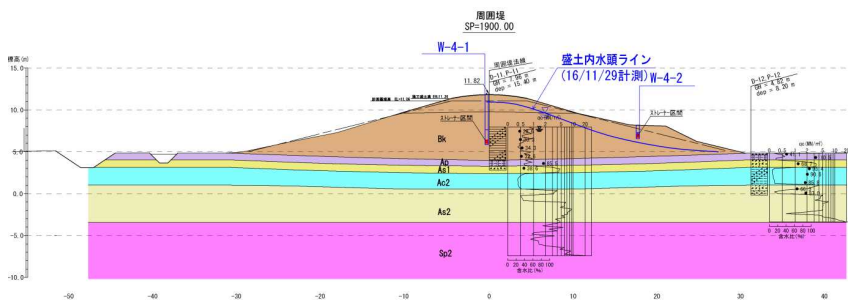
写真1 施工途中で発生した堤体の変状



写真2 堤体天端よりも高い水頭が観察された事例



(a) 堤体内間隙水圧の経時変化

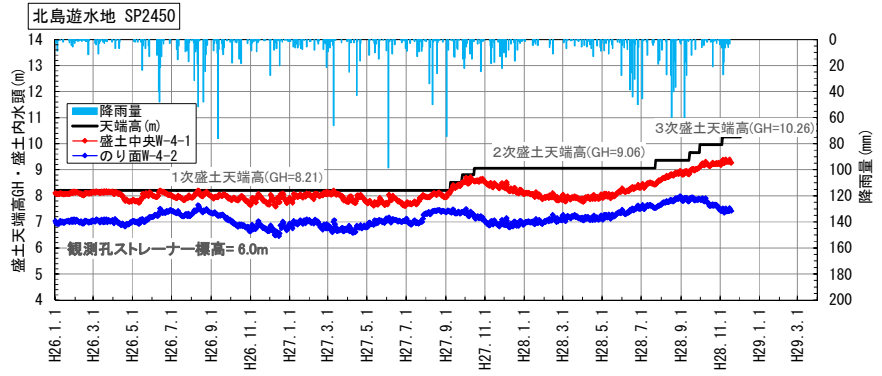


(b) 観測箇所の横断図

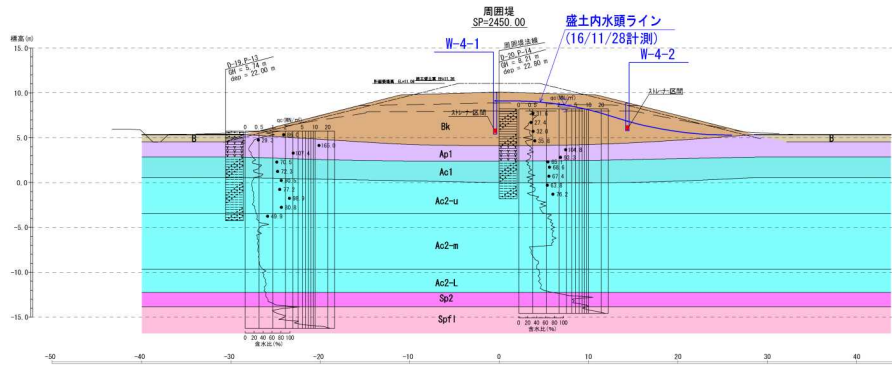
図1 東の里遊水地における観測結果

盛土、以降順に2次盛土、3次盛土と表記する)が築造された。観測孔ストレーナーは、両方の観測孔とも標高6m付近に設けられているが、堤体中央において1次盛土で 20kN/m^2 (水頭2m)程度の間隙水圧が発生し、その後堤体施工による荷重増加に伴って、敏感に間隙水圧が上昇している。この最大水圧は、 60kN/m^2 にも及んでおり、3次盛土完成後にわずかな減少が見られるものの高い水圧が継続している。なお、部分的には堤体天端の標高より高い水圧の水頭標高が得られており、写真2に示したような目視確認と符合している。一方、のり面では、1次盛土と2次盛土で 20kN/m^2 程度の水圧が発生したが、こののり面観測位置の直上での堤体施工が行われていない3次盛土での増加はない。また、降雨量と水圧挙動に明確な関係は見受けられない。これは、降雨の影響を受けにくい堤体内の比較的深い位置で水圧が測定されていることによると思われる。

図2に北島遊水地、図3に晩翠遊水地における結果を、図1と同じデータの表記方法で示す。北島・晩翠ともに、巨視的には東の里と同様な間隙水圧挙動といえ、堤体荷重の増加に伴って時間遅れなく間隙水圧が上昇している。また、3次盛土完成後にその一部を高さ2.9m程撤去している晩翠では、この荷重の減少によって間隙水圧が時間遅れなく減少していることも興味深い。なお、堤体中央における最大間隙水圧は、北島で約 30kN/m^2 、晩翠で約 50kN/m^2 であった。以上のように、堤体築造時に堤体内に高い間隙水圧が発生することが、千歳川遊水地の一連の堤体において広く確認された。その共通した特徴として、堤体荷

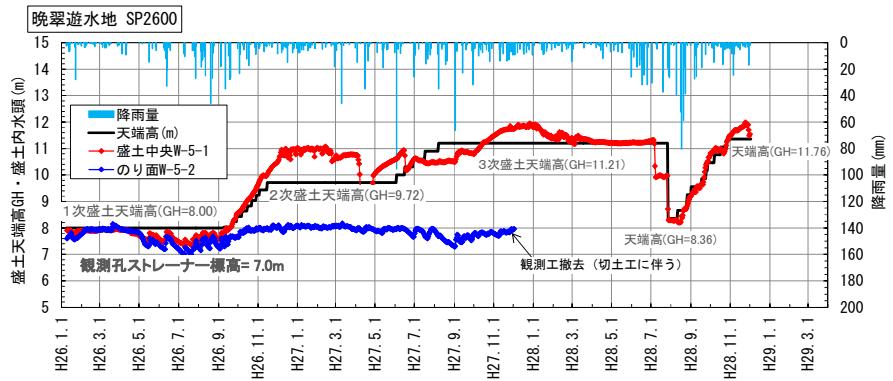


(a) 堤体内間隙水圧の経時変化

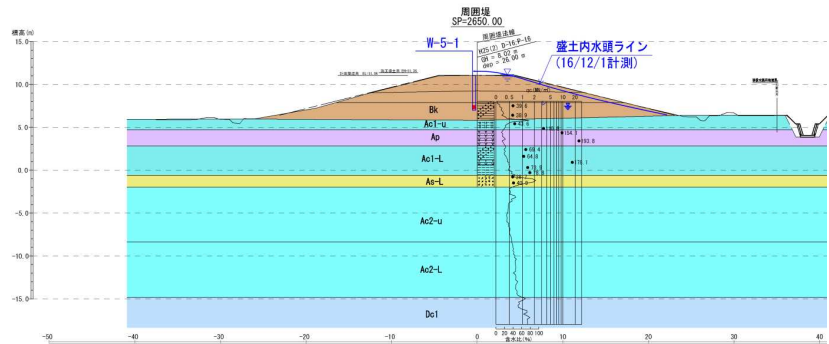


(b) 観測箇所の横断面

図2 北島遊水地における観測結果



(a) 堤体内間隙水圧の経時変化



(b) 観測箇所の横断面

図3 晩翠遊水地における観測結果

重の変化に伴って時間遅れなく敏感に堤体内の間隙水圧が変化していることが挙げられる。これは飽和した粘性土の非排水圧縮時における間隙水圧挙動と似ている。この点については、4章において詳しく述べる。

4. 堤体内間隙水圧の発生メカニズム

4.1 堤体材料の含水比

本節では、堤体材料の物性から堤体内間隙水圧について考える。千歳川遊水地群のうち堤体変状が多く発生した東の里、北島、晩翠遊水地においては、掘削発生土が細粒分を多く含む粘性土であり、そのままでは堤体材料として適さないことから、砂質土と混合して粒度分布の改善を行って使用してきた(図4)。しかし、平成26年までに前述の通り堤体築造時の変状がいくつか生じたことと、堤体内に高い水頭(間隙水圧)の発生が確認されたため、平成27年度に東の里遊水地において堤体材料の詳細な調査を実施した。

図5に堤体材料の締固め曲線(A-c法)を示す。図中には、砂置換法によって得た現場乾燥密度と施工含水比を併記した。全ての現場乾燥密度が締固めの基準³⁾である最大乾燥密度の90%以上を満足しているものの、施工含水比は30~38%の範囲であり、堤体は最適含水比と比べて相当に湿潤側の含水比で施工されたことがわかる。結果として、平均的な飽和度は93.6%と比較的高い。また、砂質土を混合しているとはいえ、細粒分の多い粘性土を母材とした混合土を使用しているため、低い透水係数(2.1×10⁻⁶~4.4×10⁻⁷m/s)を有していることが確認された。つまり、平成27年度に築造された堤体は、透水性が低く、かつ比較的高含水で飽和度の高い状態といえる。

4.2 堤体内間隙水圧の解析

土のせん断強さ*t*は、式(1)で示される破壊基準によって表される。ここで、*c*は粘着力、 σ' は鉛直有効応力、 σ は鉛直全応力、*u*は間隙水圧、 ϕ はせん断抵抗角である。

$$\tau = c + \sigma' \tan \phi = c + (\sigma - u) \tan \phi \quad (1)$$

堤体の安定性が材料のせん断強さに大きく左右されることは言うまでもない。式(1)から自明な通り、高い間隙水圧が発生すると有効応力が減少し、せん断抵抗角に依存するせん断強さが低下する。3章までで述べてきた間隙水圧が、堤体荷重による鉛直全応力と比べて無視し得ない程度であれば、この間隙水圧によって安定性が損な

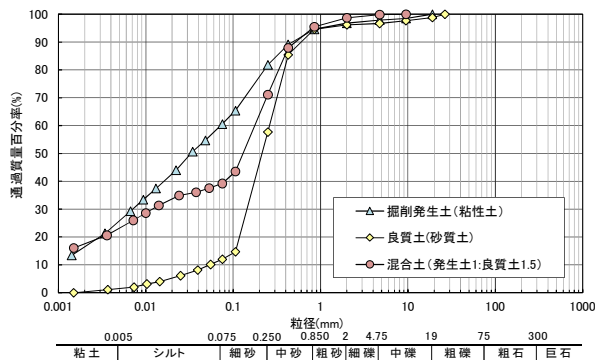


図4 千歳川遊水地における掘削発生土、良質土および混合土の粒度分布例(平成29年度東の里遊水地)

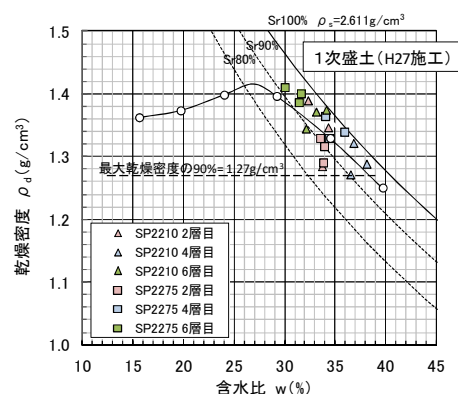


図5 東の里遊水地(平成27年度)における堤体材料の締固め曲線と砂置換による現場密度試験の結果

表2 実測された最大間隙水圧と鉛直応力の関係

箇所	鉛直応力 σ (kN/m ²)	最大間隙水圧 <i>u</i> (kN/m ²)	($\sigma - u$)/ σ
東の里	115	60	0.48
北島	86	30	0.65
晩翠	89	50	0.44
東の里試験施工(ドレーンなし)	83	35	0.58

われ、千歳川遊水地群で発生した堤体の変状が説明できると考えられる。そこで、本節ではここまで述べてきた間隙水圧を詳細に検討し、その発生メカニズムを述べる。

図1~図3ならびに後述する図22で示す堤体中央における最大間隙水圧とその位置での鉛直応力の関係を表2に示す。ここで、鉛直応力は、最大間隙水圧が観測された時点の堤体高に堤体の湿潤単位体積重量(17kN/m³と仮定)を乗じて求めた。測定箇所によって堤体高が異なることから鉛直全応力 σ は83~115kN/m²の範囲であり、それから間隙水圧*u*を減じた有効応力($\sigma - u$)は、鉛直全応力の0.44~0.65倍であった。つまり、間隙水圧の発生

によって、有効応力が全応力の 1/2 程度までに抑えられたことがわかる。この抑制レベルは、載荷速度（堤体の施工速度）や土の透水性に支配されると考えられるが、これらの条件がいずれの測定箇所でも大きく変わらなかったため、全て 1/2 程度の有効応力の抑制となったと考えられる。文献4)において、東の里遊水地の堤体材料の強度特性を検討しているが、少なからずせん断抵抗角を有した材料であり、この程度の有効応力の抑制は、堤体の安定性に大きく影響を与えると思われる。

3章で述べた通り、ここまで示してきた堤体内間隙水圧は、その経時変化挙動などから、飽和した透水係数の低い粘性土の非排水圧縮時における間隙水圧挙動と似ている。このことから、中野渡・西村⁵⁾は、この現象を非排水条件下の圧力増加と捉え、いわゆる Skempton の B 値⁶⁾で評価が可能としている。具体的には、次式^{例えは7)}によって B 値を求めている。ここで、 K_b は土骨格の弾性係数(=1/ m_v : m_v は体積圧縮係数)、 n は土の間隙率、 S_r は土の飽和度および P_a は盛土施工箇所の大気圧である。

$$B = (1 + K_b n (1 - S_r) / P_a)^{-1} \quad (2)$$

そこで、間隙水圧と堤体の飽和度や鉛直応力の関係を明らかにするために、堤体内最大間隙水圧（表2）と式(2)によって計算される値を比較する。なお、計算には、東の里遊水地における堤体材料（平成27年度）の圧密試験結果（図6と図7）を用いた。図8に鉛直応力と飽和度をパラメータにして計算した間隙水圧の関係を示し、実測値（表2）も併記した。飽和度が得られているのは後述する東の里試験施工（ $S_r=93.6\%$ ）だけだが、施工状況から考えて他の3現場も同様な値だったと推測される。その飽和度の範囲（90～95%程度）での計算結果は実測値に近い値を与えている。つまり、中野渡・西村⁵⁾の非排水条件下の圧縮現象との仮定は妥当であったことを示している。

4.3 発生メカニズム

以上の堤体材料の物性調査結果（4.1）に加えて、堤体内間隙水圧の挙動（3章および4.2）から、堤体施工中に確認された堤体内間隙水圧の発生メカニズムは図9のように考える。すなわち、含水比が高く細粒分を多く含む粘性土が掘削発生土であるため、良質土との混合により粒度の改善を行っても、最適含水比より湿潤側で施

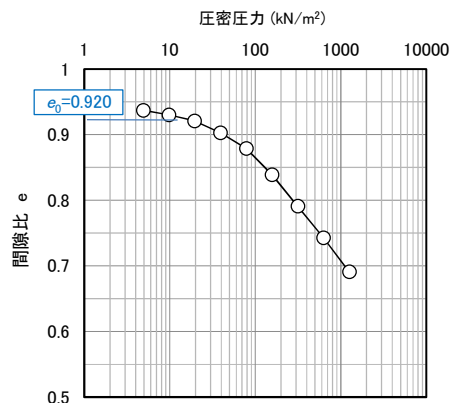


図6 東の里試験施工（1次盛土）の e - $\log p$ 関係

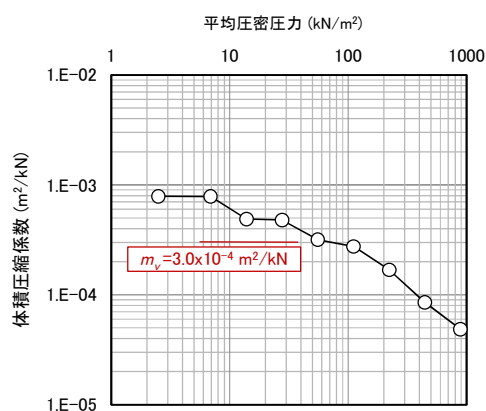


図7 東の里試験施工（1次盛土）の m_v - $\log p$ 関係

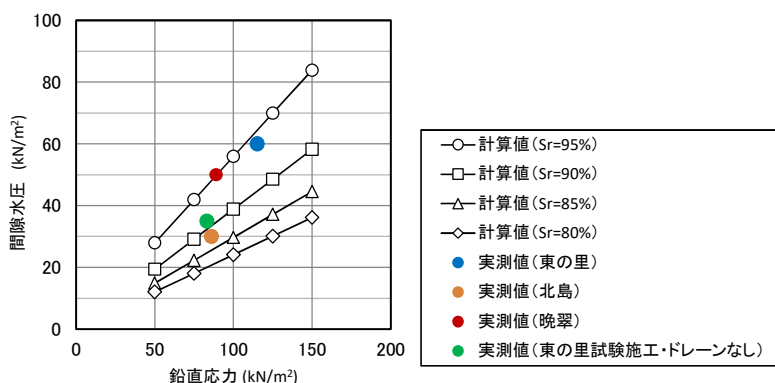


図8 鉛直応力と盛土内最大間隙水圧の関係

工せざるを得ないことから、比較的飽和度の高い盛土となり、その結果として堤体内に浸潤面（水頭がゼロとなる面）が形成される。この浸潤面より下方の比較的飽和度の高く、かつ細粒土故に透水性の低い領域に堤体荷重が作用し、この領域の非排水（あるいは非排水に近い）圧縮が発生したものである。換言すると、堤体材料の含水比を極力最適含水比に近い状態で施工することができ

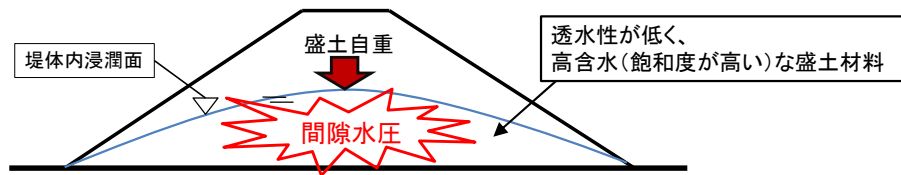


図9 堤体内間隙水圧の発生メカニズムの概念図

表3 東の里、晩翠遊水地での新たな堤体(周囲堤)の施工管理

施工管理項目	盛土材の細粒分含有率 F_c	
	$15\% \leq F_c < 30\%$	$30\% \leq F_c < 50\%$
締固め度 D_c	90%以上	
含水比 w	$W_{opt} \sim W_{opt} + 4\%$ の範囲	$W_{opt} \sim W_{opt} + 6\%$ の範囲
ポータブルコーン指数 q_c	550kN/m ² 以上	

W_{opt} : 最適含水比(%)

れば、所定の締固めを行ったとしても、飽和度を抑えることができ、結果として間隙水圧の発生抑制に繋がると考えられる。

5. 堤体の施工管理方法をアプローチとした対策

5.1 新たな堤体の施工管理方法

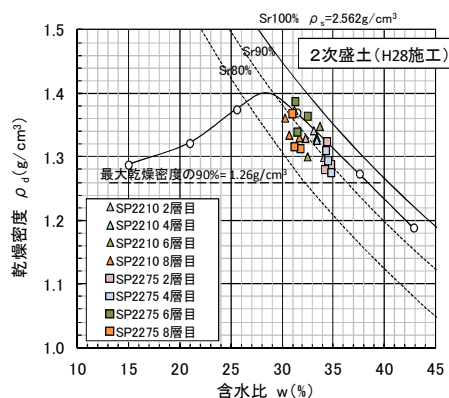
ここまでで述べたメカニズムを踏まえて、平成28年度以降、東の里、晩翠遊水地における堤体の施工管理には、それまでの締固め度管理に含水比とコーン指数の管理を加えて(表3)、堤体の品質向上を図っている。図10(a)と(b)に28年度と29年度の堤体の締固め曲線(A-c法)および砂置換法によって得た現場乾燥密度と施工含水比を示す。この2ヶ年の施工含水比は、27年度(図5)と比べて最適含水比に近い範囲の含水比であった。新たな施工管理と含水比の低下に配慮した施工による結果である。この新たな施工管理が導入されて以降、先に述べたような変状は発生していない。

以下、この含水比管理の有効性を力学的に明確にすることを目的として、実際に東の里遊水地の工事で使用された土材料を対象に圧密非排水三軸圧縮試験や圧密試験などを実施し、その強度・変形特性をまず把握した。次に、既往の研究成果に基づき、圧密試験結果から施工中に生じる間隙水圧を推定した上で、それを考慮したすべり安定解析を行い、堤体の含水比が施工時安定性に与える影響を評価した。

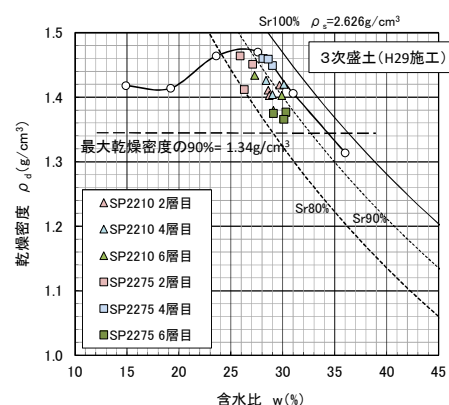
5.2 室内試験による新たな施工管理方法の妥当性検証

5.2.1 実験条件

東の里遊水地において、平成29年度に使用された堤体材料(掘削発生土と砂質土を重量比1:1.5で混合)を試験に供した。表4に物性値を示す。河川工事設計施工要領(北海道開発局)⁸⁾によれば、堤体材料として望ましい土の細粒分含有率 F_c の範囲は15%~50%とされている。東の里遊水地の掘削発生土は、細粒分を多く含む土



(a) 平成28年度施工の堤体



(c) 平成29年度施工の堤体

図10 東の里遊水地における締固め曲線と砂置換による現場密度試験の結果

($F_c=60.1\%$)であり、この範囲を逸脱していたため、砂質土との混合により $F_c=37.6\%$ まで改善をしている。

この堤体材料の含水比 w の違いが力学特性に与える影響を見るために、締固め度を $D_c=90\%$ に固定して、 w を最適含水比 ($w_{opt}=25.7\%$) から $w=34.2\%$ までの範囲で4ケース設定した(表5、図11)。この条件で段階的圧密試験と締固めた土のコーン指数試験を実施した。また、平成29年度の施工含水比(図10(b))の平均値($w=28.4\%$)で、直径10cmおよび高さ20cmの供試体を作成し圧密非排水三軸圧縮試験(CU条件)を行った。この際、供試体を30, 60, 120kN/m²で等方圧密した後、軸ひずみ速度0.1%/min.で載荷している。

5. 2. 2 含水比が強度および圧縮特性に与える影響

図12に w とコーン指数 q_c の関係を示す。 w_{opt} での q_c は1739kN/m²であったが、 w が最も高いケースでは309kN/m²まで低下しており、当該堤体材料は同じ D_c (90%)であっても、 w の増加に伴い急激に強度が低下することがわかる。

図13に圧密試験から得た平均圧密圧力 p と体積圧縮係数 m_v の関係を示す。ここまでで述べてきた通り、堤体内間隙水圧が細粒分の多い粘性土の非排水圧縮によって発生しているとすれば(図9)、細粒土の圧縮性を示す m_v が重要なパラメータとなる。 $P=10$ kN/m²から1000 kN/m²の範囲において、 w が増加するにつれて m_v が増加、つまり圧縮性が増している。東の里遊水地で詳細な調査を行った堤防の断面を図14に示す。当該箇所は、泥炭と軟弱な粘性土から成る軟弱地盤であり、3ヶ年に分けて段階的に堤体が築造されている。堤体が完成した段階で1年目に施工された堤体の中央深度(GL+0.94m)では、その後の堤体施工によって概ね80kN/m²の増加応力 Δp が作用したと考えられる。この応力での m_v と w の関係を図15に示す。 w_{opt} で 1.1×10^4 m²/kN だった m_v は $w=34.2\%$ では 5.3×10^4 m²/kN まで増加した。細粒土の圧縮ひずみ ε を表す式(3)から $\Delta p=80$ kN/m²の時の ε を計算すると、 $m_v=1.1 \times 10^4$ m²/kN (w_{opt}) では $\varepsilon=0.93\%$ 、 $m_v=5.3 \times 10^4$ m²/kN ($w=34.2\%$) $\varepsilon=4.70\%$ となり、含水比の違いが盛土の圧縮性に大きく影響を与えることがわかる。

$$\varepsilon(\%) = m_v \Delta p \times 100 \quad (3)$$

以上のことは、細粒分を多く含んだ土を堤体材料に使う場合、締固め度管理に加えて含水比も管理することの重要性を示している。

表4 試験に用いた堤体材料の物性値

土粒子の密度 (g/cm ³)	2.626	
自然含水比 (%)	31.2	
細粒分含有率 (%)	37.6	
液性限界 (%)	48.1	
塑性限界 (%)	19.3	
塑性指数	28.8	
統一分類	粘性土質砂	
最大乾燥密度 (g/cm ³)	1.490	
最適含水比 (%)	25.7	
三軸圧縮試験 (CU)	c (kN/m ²)	5.0
	ϕ_{CU} (deg.)	12.7

三軸圧縮試験は、表3に示す条件で実施

表5 実験条件

ケース	供試体作成条件		実施した試験		
	乾燥密度 (g/cm ³)	含水比 (%)	圧密	コーン指数	三軸圧縮 (CU)
①	$\rho_{dmax} \times 90\% = 1.341$	25.7 (w_{opt})	○	○	-
②		28.4	○	○	○
③		31.0	○	○	-
④		34.2	○	○	-

w_{opt} : 最適含水比 (%)
 ρ_{dmax} : 最大乾燥密度 (g/cm³)

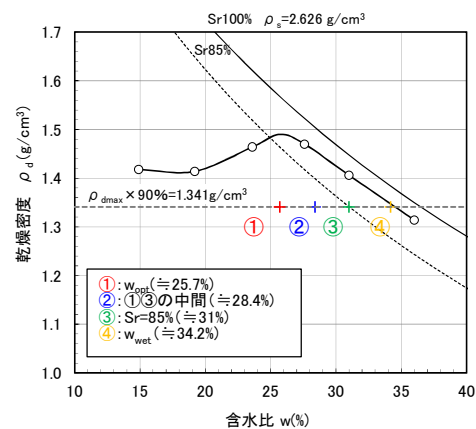


図11 設定した含水比と締固め曲線の関係

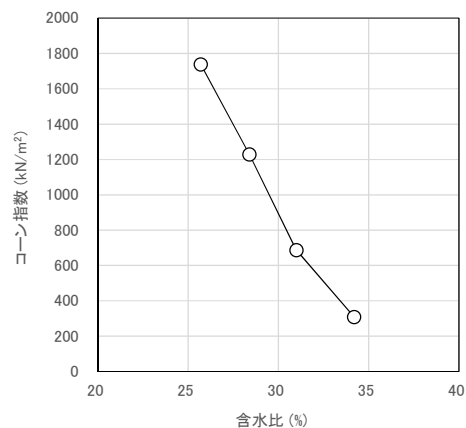


図12 含水比とコーン指数の関係

5.3 安定解析による新たな施工管理方法の妥当性検証

ここでは、千歳川遊水地において堤体内でしばしば確認されてきた比較的高い間隙水圧が、堤体の施工時安定性に与える影響をその w に着目して検討する。4.2において述べた通り、堤体内間隙水圧は式(2)で求めた B 値から推定することができる。この B 値は式(4)の通り間隙水圧比 $\Delta u/\Delta\sigma$ と言い換えることができる。ここで、 $\Delta\sigma$ は全応力の増分、 Δu は間隙水圧の増分である。

$$B = \Delta u/\Delta\sigma \quad (4)$$

圧密試験結果などから式(2)および(4)によって求めた $\Delta u/\Delta\sigma$ と w の関係を図16に示す。 w が $\Delta u/\Delta\sigma$ に著しく影響を与えることが改めて定量的にわかる。千歳川遊水地において新たに採用している施工管理(表3)によれば、当該堤体材料での $F_c=37.6\%$ の場合、 w は w_{opt} から $w_{opt}+6\%$ の範囲にすることが求められている。この w の範囲では $\Delta u/\Delta\sigma = 0.07 \sim 0.29$ であるが、この範囲よりも湿潤側の $w=34.2\%$ では $\Delta u/\Delta\sigma = 0.65$ であった。つまり、この施工管理基準を用いることで、堤体施工に伴い発生する堤体内の間隙水圧を抑制できることが改めてわかる。

次に、この間隙水圧が堤体の施工時安定性に与える影響を明らかにするために、円弧すべり解析による堤体材料の w の感度分析を実施した。細粒土の w は、その強度にも影響を与えることから、 w が強度と間隙水圧の両方を変化させるとして解析を行うべきではあるが、ここでは間隙水圧が与える影響に限って考察するために、堤体材料の強度定数を表4に示す実験値に固定した。その他のパラメータを表6に示す。なお、言うまでもなく土のせん断強さ τ は、式(1)で示される破壊基準によって表される。本解析では、図16で示される堤体材料の間隙水圧比に応じて式(4)の有効応力が減少し、結果として ϕ に依存する τ が低下すると捉える。

解析に用いた断面は図14の通りであるが、堤体内の浸潤面(水位)を地盤面からの高さ1.88m(1ヶ年目盛土と2ヶ年目盛土の境界)と4.44m(2ヶ年目盛土と3ヶ年目盛土の境界)の2ケース仮定するとともに、のり面変状のような小規模変状を想定してすべり円弧ラインを堤体内に限定するケース(以下、堤体内すべり)と基礎地盤にも及ぶケース(以下、基礎地盤すべり)を設定した。

解析から得たすべり安全率 F_s を図17に示す。まず、

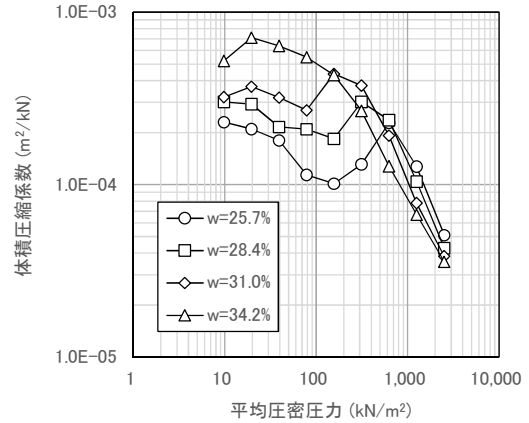


図13 平均圧密圧力と体積圧縮係数の関係

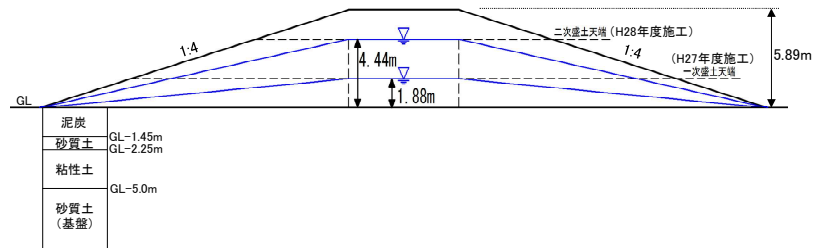


図14 解析対象の堤防断面(東の里遊水地)

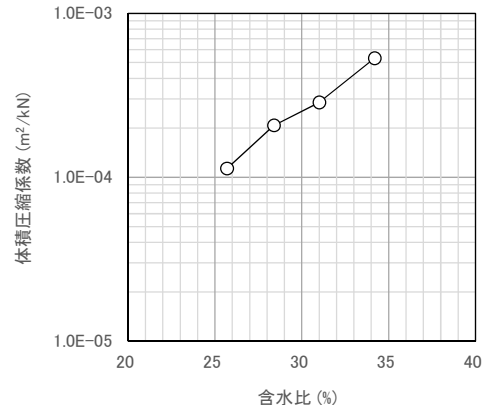


図15 含水比と体積圧縮係数の関係

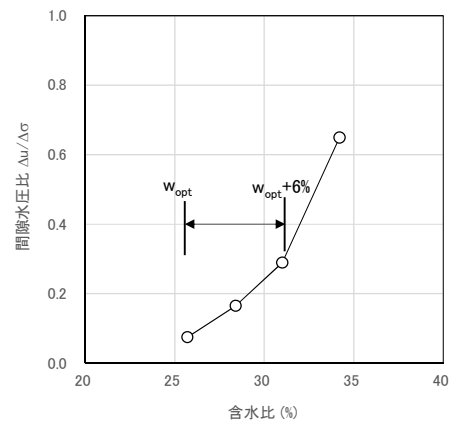


図16 含水比と間隙水圧比の関係

堤体内すべり (図 17 (a)) では、堤体材料の w 増加に伴い F_s が明瞭に低下している。また、当然ながら水位が高いケースの F_s が小さいが、水位が高いケースでは、新たな含水比管理で許容される w の範囲の F_s が 1.0 以上であった一方で、含水比が最も高いケースでは 1.0 を下回った。

基礎地盤すべり (図 17 (b)) でも、堤体材料の w 増加に伴い F_s が低下したが、盛土内すべりほど顕著ではなかった。また、盛土内すべりと比べて水位の影響が少ない。これらの傾向は、 F_s に対して基礎地盤の強度が相対的に強く影響したことによると考えられる。ここでも、水位が高いケースにおいて許容される w の範囲の F_s が 1.0 以上であった一方で、含水比が最も高いケースでは 1.0 を下回った。なお、実務において当該解析断面のような軟弱地盤の安定性を照査する場合、堤体内に水位が設定されることは一般的ではない。この条件で基礎地盤すべりの F_s を計算したところ、 $F_s = 1.20$ であり、所要の F_s を満足する結果であった。このことは、通常的设计手法において安定性を満足すると評価されたとしても、堤体内に高い間隙水圧が発生すると基礎地盤を含む大規模な堤体変状を起こす可能性を示唆している。

以上の解析は、いくつかの仮定を含んでおり、試算の域を出るものではないが、千歳川遊水地において新たに施工管理として実施している含水比管理の妥当性を示したと考えている。

6. 堤体内ドレーン工法による対策

堤体内に発生する間隙水圧の消散を図る目的で堤体内ドレーン工法を用いた試験施工を東の里遊水地周囲堤において実施した。本章において、この対策技術の効果について検討する。

6. 1 堤体内ドレーン工法の概要と試験施工での仕様

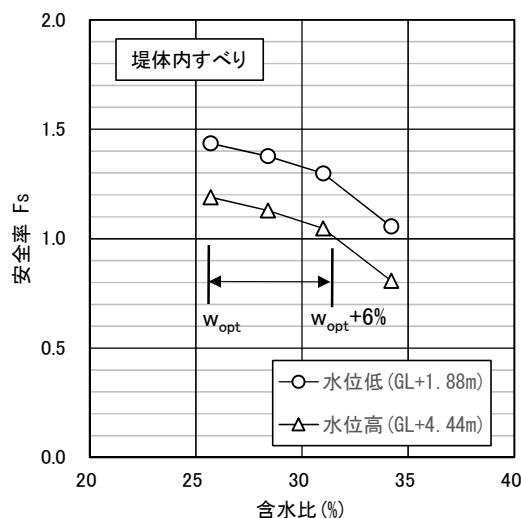
堤体内ドレーン工法 (図 18) は、堤体の川裏側のり尻付近を透水性の良い材料に置換え、堤体に浸透した間隙水を速やかに排水するもので、浸透に対する堤防強化工法のひとつとして多くの実績を有している⁹⁾。

図 19 に試験施工の断面図を示す。ドレーン工法の構造や材料の仕様は関係マニュアル類^{9) 10)}に従って決定した。特に重要な断面の決定について以下に述べる。ドレーン工前面における平均動水勾配 (図 19 における H/D) が 0.3 を上回らない範囲でドレーン工の幅を最大とした (24m)。この際、基礎地盤の沈下 (図 19 における $S=1.5m$)

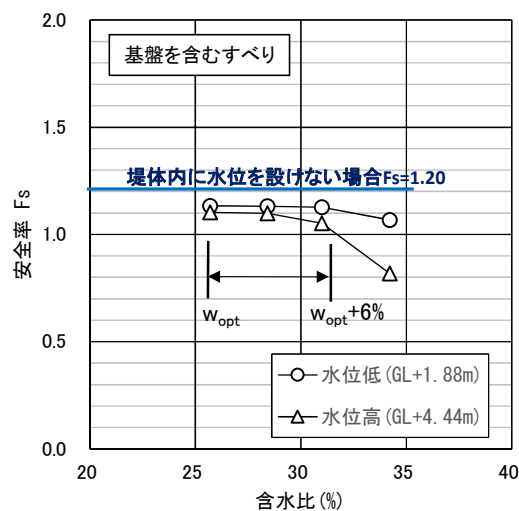
表 6 解析に用いたパラメータ

土質区分	湿潤重量 (kN/m ²)	粘着力 (kN/m ²)	せん断抵抗角 (deg.)	強度増加率 [*]
盛土	17.6	5	12.7	—
泥炭	11.0	10	0	0.3
砂質土	17.0	0	26	—
粘性土	15.0	13	0	0.25
砂質土(基盤)	17.0	0	26	—

^{*}泥炭層と粘性土層については、圧密(圧密度は85%と仮定)による強度増加を考慮した



(a) 堤体内すべり



(b) 基礎地盤すべり

図 17 すべり安全率に与える含水比の影響

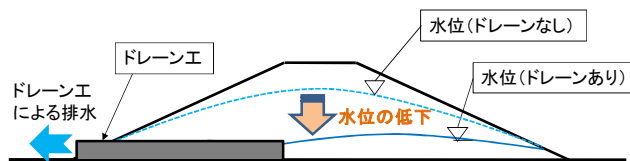


図 18 堤体内ドレーン工法の概念図

によってドレーン工の位置が低くなり見かけ上、計画高水位とドレーン工前面の水頭差が大きくなることを考慮した(図19の $H=H_w+S=6.5$)。ドレーン工の厚さについては、堤内地盤高より少なくとも0.5m以上のドレーン工高さとする必要があることから、のり尻部での基礎地盤の沈下を考え、厚さ1.0mとした。

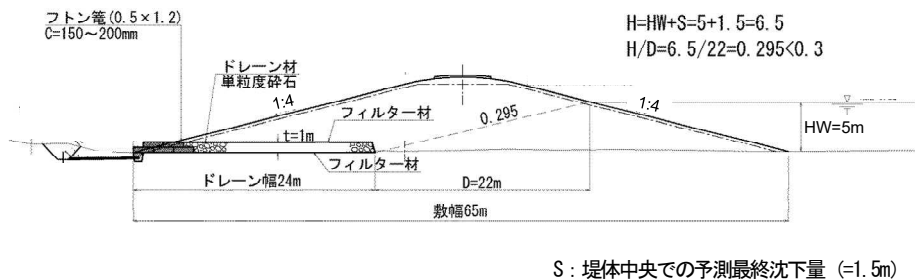
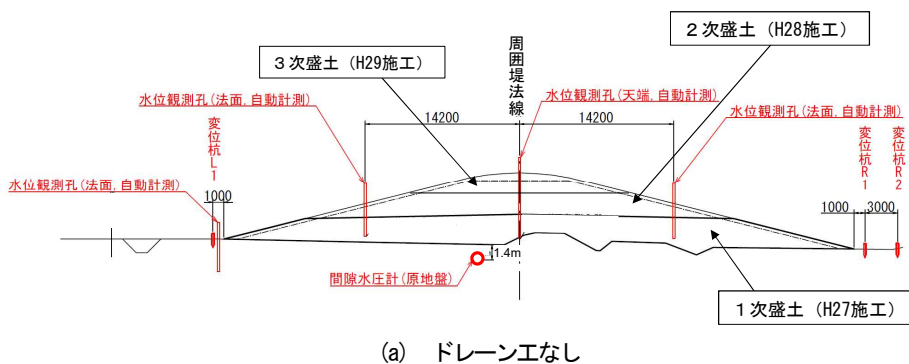


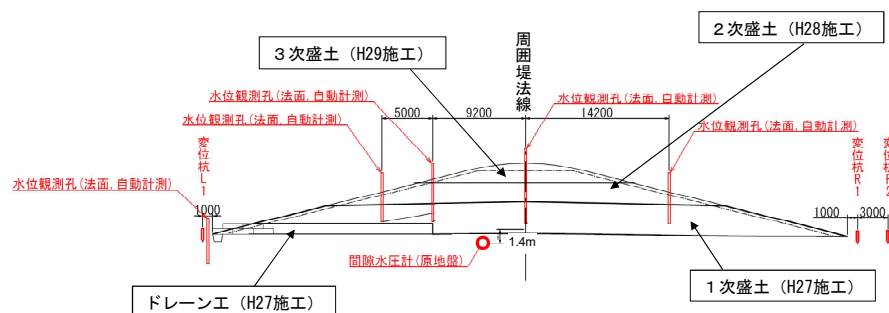
図19 試験施工の断面図

6.2 堤体の施工と動態観測

図20に動態観測配置図を示す。当該試験施工箇所においては、厚さ約6.5mの堤体が1:4のり面勾配で計画されている。基礎地盤は泥炭などから構成される軟弱地盤であり、所要のすべり安全率を確保するため、段階的荷重施工が採用されている。平成27年度に1次盛土とドレーン工が、平成28年度に2次盛土、平成29年度に3次盛土が施工されている。1次盛土施工前に基礎地盤(泥炭層)に間隙水圧計(堤体中央付近)と基礎地盤の地下水観測孔(堤内側のり尻付近)を設置し、1次盛土完成後に堤体内の水位観測孔を設けた。また、比較検討のため、ドレーン工法を用いた堤体近傍のドレーン工のない通常堤体箇所においても、同様な動態観測を行っている。なお、基礎地盤の間隙水圧は、2次盛土の完成までの計測である。



(a) ドレーン工なし



(b) ドレーン工あり

図20 動態観測配置図

表7 堤体材料の物性

項目		1次盛土 (H27施工)	2次盛土 (H28施工)	3次盛土 (H29施工)
含水比	最適含水比 (%) ①	26.9	28.5	25.7
	施工含水比 (%) ②	33.9	32.7	28.6
	②/①	1.26	1.15	1.11
締固め	最大乾燥密度 (g/cm ³)	1.415	1.400	1.490
	現場乾燥密度 (g/cm ³)	1.342	1.327	1.373
	締固め度 (%)	94.8	94.8	92.1
	空気間隙率 (%)	3.1	4.8	8.4
	飽和度 (%)	93.6	90.0	82.3
現場透水係数 (m/s)		4.4×10^{-7}	2.1×10^{-6}	5.4×10^{-7}

施工含水比、現場密度、空気間隙率および飽和度は、砂置換データの平均値

6.3 試験施工の結果と考察

6.3.1 盛土材料の特性

堤体材料の物性を表7に示す。前述の通り、現地の掘削発生土は含水比の高い粘性土であり、そのままでは堤体材料には適さない土であった。そのため、1次盛土においては掘削発生土と良質な砂質土を体積比1:1で混合し、

物性の改良を図った。2次および3次盛土では、1次盛土よりもさらに物性を改善するため、同1:1.5とした。1次盛土と比べて2次および3次盛土の施工含水比の改善が確認できた。最大乾燥密度および最適含水比には、有意な差は認められない。締固め特性および現場密度試験の結果は、図5および図10(a)に示した通りである。

6.3.2 基礎地盤の間隙水圧

図21に堤体厚および基礎地盤(泥炭層)の過剰間隙水圧の経時変化を示す。過剰間隙水圧は、基礎地盤の地下水位と沈下による補正を行った値である。ドレーン工堤体と通常堤体で若干の差はあるが、平均的に1次盛土の堤体厚は約2.4m、2次盛土の厚さは約3.0mであり、いずれも概ね3cm/日の緩速施工であった。この载荷に伴い、通常堤体の基礎地盤では、最大で20kN/m²程度の過剰間隙水圧が生じているが、ドレーン工堤体の基礎地盤ではほとんど過剰間隙水圧が発生していないことから、ドレーン工によって基礎地盤の圧密による排水が促進されたことがわかる。

6.3.3 堤体内の水位

図22に堤体内の水位の経時変化を示す。水位はいずれも標高表示である。試験施工箇所近傍のアメダス観測所(恵庭島松)で測定された日降雨量と盛土高(標高表示)も併記した。堤内側(ドレーン工堤体においてドレーン工が設置された側)において、ドレーン工の有無による差が明瞭に確認できた。つまり、ドレーン工なし(通常堤体)では、最大25kN/m²程度の間隙水圧が発生したが、ドレーン工堤体では、ほとんど水圧の上昇なく、ド

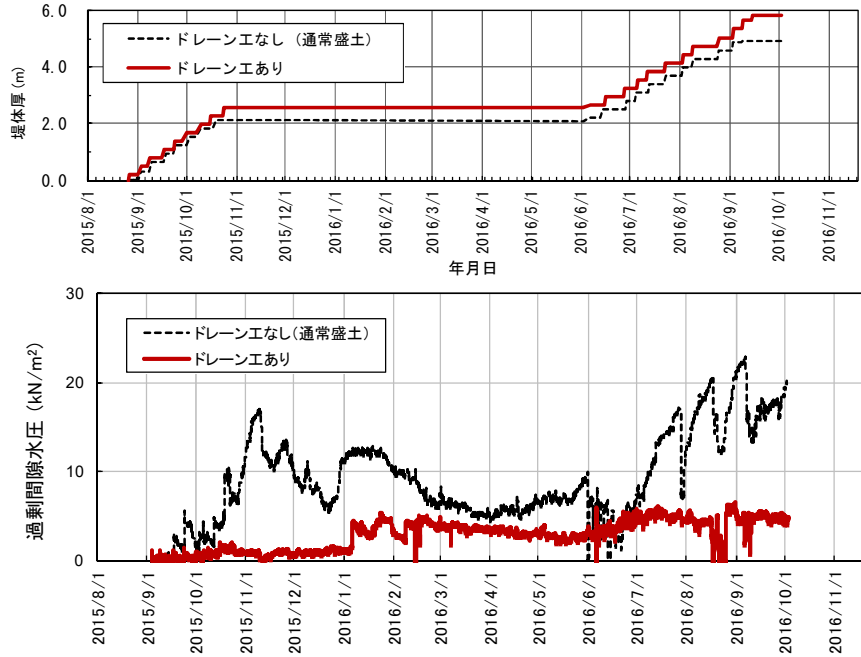
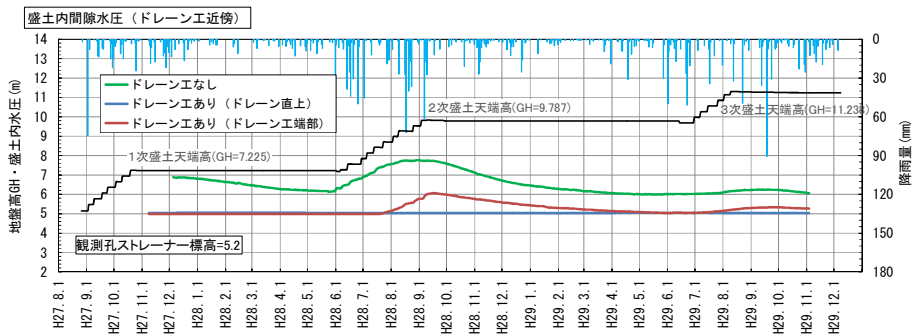
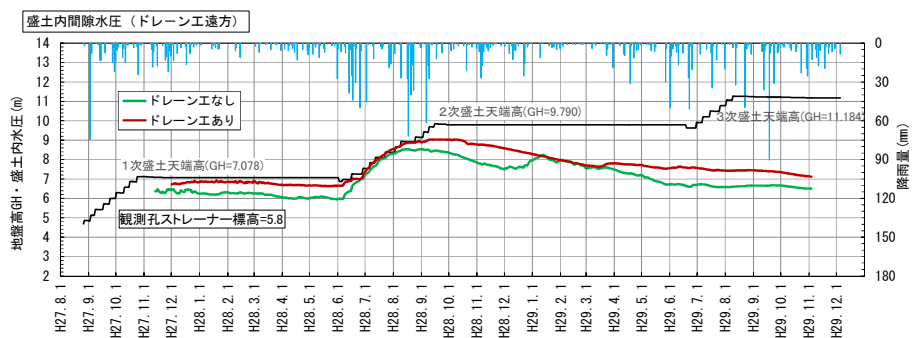


図21 基礎地盤の過剰間隙水圧の経時変化



(a) 堤体内水位 (堤内側・ドレーン工近傍)



(b) 堤体内水位 (堤外側・ドレーン工遠方)

図22 堤体内水位の経時変化

レーン工の近傍では、その明らかな排水効果が見られた(図22(a))。

一方、堤外側では、ドレーン工堤体と通常堤体に堤体内水位の差がなく、堤体施工中または施工直後の短期的にはドレーン工の排水効果が限定的であったことがわかる。当該盛土の透水係数は比較的低かった(表7)ことから、ドレーン工から離れた位置にドレーン工の排水効果が及ぶには時間を要すると考えられる。全体を通じての最大間隙水圧は、約35kN/m²であった。また、ここでも、図1～図3と同様に、堤体内水位と降雨には関係が認められない。水位観測位置が盛土の深部であり、降雨浸透の影響を受けにくいことによると考えられる。

7. まとめ

本研究において得られた結論を要約すると以下の通りである。

- ①細粒分を多く含んだ粘性土を堤体材料にする場合、含水比が高い状態で使用すると非排水(あるいは非排水に近い)圧縮が生じ、結果として施工時に堤体内に高い間隙水圧が発生する。
- ②締固めを十分に行ったとしても、この間隙水圧に起因する堤体の変状が生じる場合がある。
- ③したがって、細粒分を多く含んだ粘性土を堤体材料に使う場合、締固め度管理に加えて含水比も管理することが重要である。
- ④泥炭地盤上の堤体施工における堤体ドレーン工法は、基礎地盤の圧密促進には効果が認められるが、堤体内の排水に関しては限定的な効果にとどまった。

謝辞

本研究の実施にあたり、国土交通省北海道開発局札幌開発建設部千歳川河川事務所の関係各位には、多大なるご協力を頂いた。また、北海道大学大学院工学研究院の西村聡准教授には、貴重なご助言を賜った。ここに記して、厚く謝意を表します。

参考文献

- 1) 国土技術研究センター：河川土工マニュアル、pp.62-70、2009。
- 2) 館井恵、岩井聖、川岸智樹：堤防盛土安定性検証のための試験施工について、平成23年度北海道開発局技術研究発表会論文集(CD-R)、2012。
- 3) 国土技術研究センター：河川土工マニュアル、pp.71-79、2009。
- 4) 林宏親、山梨高裕、西村聡、三浦勝義：掘削発生土を用い

た河川堤防築造時に発生した堤体内間隙水圧挙動、地盤工学会北海道支部技術報告集、No.58、pp.193-200、2018。

- 5) 中野渡博道、西村聡：混合土盛土材の非排水圧縮特性と築造時水圧挙動への影響の検討、第51回地盤工学研究発表会講演集、pp.1027-1028、2016。
- 6) Skempton, A. W.: The Pore-pressure Coefficient A and B, *Geotechnique*, 4(4), pp.143-147, 1954.
- 7) Yang, J.: Pore Pressure Coefficient for Soil Rock and its Relation to Compressional Wave Velocity, *Geotechnique*, 55(3), pp.251-256, 2005.
- 8) 北海道開発局河川工事課：河川工事設計施工要領、p.2-2-31、2015。
- 9) 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)、pp.77-80、2012。
- 10) 土木研究所 土質・振動チーム：河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント、pp.42-44、2013。

IMPROVEMENT OF STABILITY OF RIVER LEVEE ON PEAT GROUND

Abstract : This paper discusses the deformation mechanism of river levee constructed by using excavated surplus clayey soils and its countermeasure technology. In levee construction projects over soft ground, several number of serious deformation in the levee constructed by using excavated surplus clayey soils containing a large amount of fines occurred. In order to clarify this deformation mechanism and establish a countermeasure technology, measurement of pore water pressure in the levee, laboratory soil tests of the levee material and stability analysis were conducted. As a result, it was found that when a clayey soil with a high water content is used as the levee material, pore water pressure is generated in the levee body due to non-drainage compression of the levee body, resulting in a decrease in stability. Furthermore, as a measure taking into consideration the deformation mechanism, addition of the management of moisture content for levee material to the construction management of the levee has been adopted. The applicability of the internal drainage method was clarified as well.

Key words : River levee, Excavated surplus soil, Stability, Pore water pressure, Construction management, Internal drainage method