

橋台背面盛土の地盤工学的な性状把握と 水理模型実験による侵食過程の観察

川尻 峻三¹・川口 貴之²・渡邊 康玄³・宮森 保紀⁴・川俣 さくら⁵・
御厩敷 公平⁶・金子 大輝⁷・高橋 大樹⁸

¹正会員 北見工業大学助教 工学部地球環境工学科 (〒090-8507 北海道北見市公園町 165)

E-mail: skawajiri@mail.kitami-it.ac.jp

²正会員 北見工業大学准教授 工学部地球環境工学科 (同上)

E-mail: kawa@mail.kitami-it.ac.jp

³正会員 北見工業大学教授 工学部地域未来デザイン工学科 (同上)

E-mail: y-watanb@mail.kitami-it.ac.jp

⁴正会員 北見工業大学准教授 工学部地域未来デザイン工学科 (同上)

E-mail: miyamoya@mail.kitami-it.ac.jp

⁵学生会員 北見工業大学大学院 工学研究科社会環境工学専攻 (同上)

E-mail: m1652200074@std.kitami-it.ac.jp

⁶学生会員 北見工業大学 工学部社会環境工学科 (同上)

E-mail: f1410700330@std.kitami-it.ac.jp

⁷非会員 北見工業大学 工学部社会環境工学科 (同上)

E-mail: f1410700371@std.kitami-it.ac.jp

⁸非会員 北見工業大学 工学部社会環境工学科 (同上)

E-mail: f1410700924@std.kitami-it.ac.jp

2016年8月に発生した北海道豪雨災害では、橋台背面盛土の侵食・流失とそれに伴う道路陥没による被害が顕在化した。そこで本研究では、既設道路橋と旧鉄道橋を対象として橋台背面盛土の性状を把握するため地盤調査を実施した。また、流水作用時における橋台背面盛土の基礎的な侵食過程を観察するために水理模型実験を行った。地盤調査から、右岸と左岸では盛土材料の土質に違いはなかったものの、S波速度分布は異なっていたため、右岸と左岸の橋台背面盛土では密度や含水比などの地盤性状が異なっていると考えられる。また、水理模型実験から模型盛土の侵食は橋台と盛土の境界部で発生し、橋台内部へ侵食が進行すること、最終的な崩壊形態は被災した橋台と同様であることが確認された。

Key Words: back-fill of abutment, soil investigation, S-wave velocity, open channel test, erosion

1. はじめに

2016年8月中旬に北海道では、観測史上初めて1週間に3つの台風が続々と上陸し、8月下旬には前線と台風の接近で、北海道の東部の広範囲で歴史的な降雨災害である2016年北海道豪雨災害が発生した¹⁾²⁾。この豪雨災害で顕在化した被害の一つとして、図-1に示すような橋台背面盛土の侵食・流失と、それに伴う道路陥没があった³⁾。この道路陥没に気付かず橋台内へ車ごと落下し、増水した河川に流されて死者2名と行方不明1名の人的被害が発生した。これらは一連の豪雨災害での死者・行

方不明者の半数を占める。また、水道管を併設している場合には広範囲な断水の原因となった。しかし、過去の降雨災害で発生した橋台背面盛土の侵食³⁾では、出水時



図-1 空知川太平橋での被災事例(文献³⁾に修正・加筆)

における河道変動や流向の変化等に焦点が当てられ、橋台背面盛土の地盤性状や侵食過程について検討した事例は少なく、現状として過去の被災事例を教訓とした具体的な対策工法は示されていない。

そこで本研究では、既設道路橋と旧鉄道橋の橋台背面盛土の地盤性状を把握するために物理探査やボーリング調査を実施し、橋台背面盛土の地盤工学的な特徴について検討した。また、流水作用時における橋台背面盛土の侵食過程を観察するため、縮尺模型によって再現した橋台背面盛土に対して移動床水理模型実験を行い、橋台背面盛土の侵食状況、間隙水圧挙動、天端沈下の進行過程などについて、詳細に検討した。なお、本研究における模型実験では、図-1 に示した事例のように橋台周辺での破堤や堤防の侵食による流向の変化によって橋台背面盛土へ正面流が作用する状態や、大規模出水時に谷底平野等における河岸段丘面を直線的に流下してきた氾濫流が堤内の道路盛土によって流れを遮られ、橋台背面盛土が侵食される事例等を想定している。

2. 橋台背面盛土に対する地盤調査の概要と結果

(1) 調査対象箇所および調査概要

本研究では、橋台背面盛土の基本的な性状を調べるため、河川に架かる2つの橋りょうの橋台背面盛土で地盤調査を行った。図-2 は常呂川 KP7.6 付近の共立橋における平面図（図-2a）と橋台背面盛土の状況（図-2b）を示している。当該橋りょうは、北見市が管理する道路橋である。図-3 は2016年8月22日における共立橋の状況である。この時点では河川水が低下し、道路盛土のり尻付近を河川水が流下しているものの、2016年北海道豪雨における常呂川での最大水位時には、痕跡水位などの状況から橋台背面盛土のほぼ全てが冠水したと予想される。次に、図-4 に示す常呂川水系無加川に架かる無加

川橋りょうは、旧国鉄池北線および旧ふるさと銀河線で利用されていた鉄道橋である。2016年8月北海道豪雨では、当該橋りょう近傍の水位観測所で氾濫注意水位を超過したが、橋台や盛土に目立った変状は発生していない。

地盤調査は、非破壊物理探査である表面波探査と簡易ボーリングを実施した。表面波探査は、地盤の地表付近を伝わる表面波（レイリー波）を測定・解析することで地盤のS波速度 V_s の分布（以下、 V_s 分布とする）を2次的に求めることができる地盤調査の手法である⁴⁾。地盤剛性を表すせん断剛性は V_s の二乗に比例するため、 V_s の増減は地盤剛性の大きさを間接的に表すことになる。また、近年では河川域での調査手法としての有用性が報告されている^{5,6)}。本研究では、図-2b)、図-4b)に示すように道路・線路延長方向に5つの測線を設けて、探査結果を補間することで準3次的な V_s 分布の取得を試みた。

また、橋台背面盛土の土質特性を調べるために簡易ボーリングを行った。簡易ボーリングの実施地点は、道路として供用中の共立橋では、図-2a)に示すように上流側の橋台翼壁端部付近の右左岸で実施した。また、無加川橋りょうでは、すでに交通インフラとして利用されていないため、図-4b)に示すように盛土延長方向の地盤性状の変化を調べるため橋台内盛土と背面盛土の中央部の2地点を選定して、右左岸で実施した。図-5 は本研究で用いた簡易ボーリングの概要を示している。簡易ボーリングで用いた装置は油圧式ブレイカーでサンプラーを地盤内に打ち込む、パーカッションタイプのボーリング装



図-3 共立橋の浸水状況



図-2 共立橋の平面図および橋台背面盛土の状況(Google Earth に加筆)



図-4 無加川橋りょうの平面図および橋台背面盛土の状況(Google Earth に加筆)

置である。なお、硬質な土質によって打ち込みが困難となった時点で掘り止めとした。

(2) 橋台背面盛土の V_s 分布と土質特性

図-6 は共立橋の橋台背面盛土における V_s 分布を準三次元的に示した結果と、簡易ボーリングから取得した深度方向の土質区分である。共立橋では橋台の仕様が把握できる図面を入手できなかったため、地盤調査時に計測した橋台のパラペット上端面と翼壁も含む側壁上端面を図中に示している。 V_s 分布の全体的な傾向として、右岸と比較して左岸の V_s は低い傾向にある。また、右岸の V_s は全体的には $V_s = 180 \sim 190 \text{ m/s}$ 程度であるが、上流側の側壁付近では局所的に $V_s = 150 \sim 170 \text{ m/s}$ 程度の低速度領域が存在している。ここで、図-7a) は右岸上流側における翼壁端部と盛土の境界付近の様子である。盛土材料が流出して盛土内部が空洞化しており、その深さは 1.3m 程度であった。この影響で周辺地盤に局所的なゆるみが発生し、当該領域では V_s が低下したと予想される。一方、左岸では橋台内部の盛土部全体が $V_s = 150 \text{ m/s}$ 程度の状態にあり、他の箇所よりも V_s が低下している。ここで、図-7b) は左岸にある橋台内の路面と側壁の様子であり、路面は 15cm 程度沈下していた。このことから、左岸の橋台内盛土は相対的に弱層となっており、これによって V_s が他の箇所と比較して低下していると推察される。すなわち、橋台内部の盛土や背面盛土の性状は右岸と左岸で異なっており、このような地盤性状の盛土に同じ条件の外力が作用した場合には、右岸と左岸で崩壊形態が異なることが予想される。

次に、簡易ボーリング調査から得られた土質区分を見ると、右岸と左岸では土質特性に大きな違いは無く、深度 2～2.5m 付近までにある単粒径の火山灰質土は盛土材料であり、その下部の砂質土は高水敷と判断できる。このことから、先述した V_s の違いは盛土材料の土質の違いによるものではなく、同じ土質において乾燥密度や含水比などの地盤性状の違いを反映したものと判断できる。

図-8 は無加川橋りょうの橋台背面盛土における V_s 分布と、各ボーリング地点での深度方向の土質区分を示している。また、図中には設計図面に記載されていた橋台についても示している。先述した共立橋とは異なり、橋

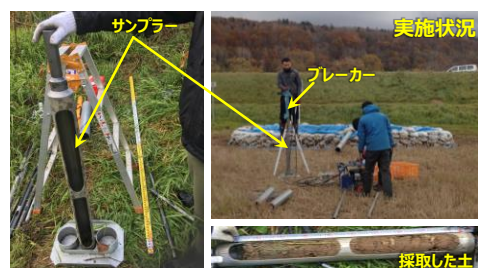


図-5 簡易ボーリングの実施例

台内盛土部の V_s は右岸で $V_s = 200 \text{ m/s}$ 程度、左岸で $V_s = 250 \text{ m/s}$ 程度となっており、橋台内の V_s が相対的に高速度状態となっている。これは交通荷重が作用した際に橋台内部では側壁や翼壁の存在によって橋台内部の盛土の移動が制限されるため、密度増加がし易い状態にあったことと、鉄道盛土では列車走行時の交通荷重が道路盛土よりも大きいために、密度増加が顕著であったためと推察される。また、右岸では盛土基礎部分の V_s が左岸よりも高速度となっている。図-4a) に示したように、右岸の高水敷では露岩が確認できるため、左岸と比較して右岸ではこの岩盤が盛土基礎付近の浅い位置に分布しているためと考えられる。なお、今後はボーリング採取試料に対して粒度試験などの土質試験を行い、高水敷等の周辺地盤の土質と比較することで、より詳細な地盤性状を把握することが必要である。

以上の結果から、右岸と左岸では盛土材料の土質は大きく変わらないものの、密度や含水状態が異なっているために V_s 分布が異なり、盛土支持地盤の性状についても異なる場合があることが確認された。また、鉄道盛土では橋台内盛土の V_s は相対的に大きくなり、交通荷重の種別が橋台内盛土の性状に影響を与えている可能性がある。すなわち、盛土や支持地盤の性状が右岸と左岸で異なっている状態で河川増水によって同程度の外力を受



図-7 側壁・翼壁付近の状況

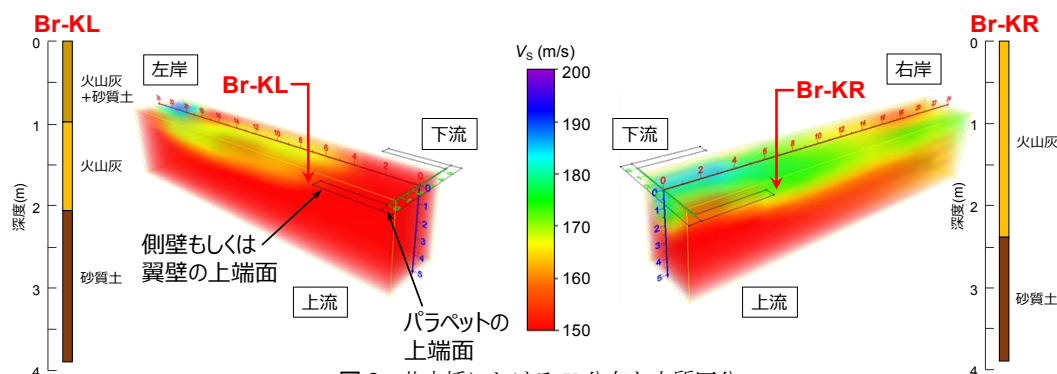


図-6 共立橋における V_s 分布と土質区分

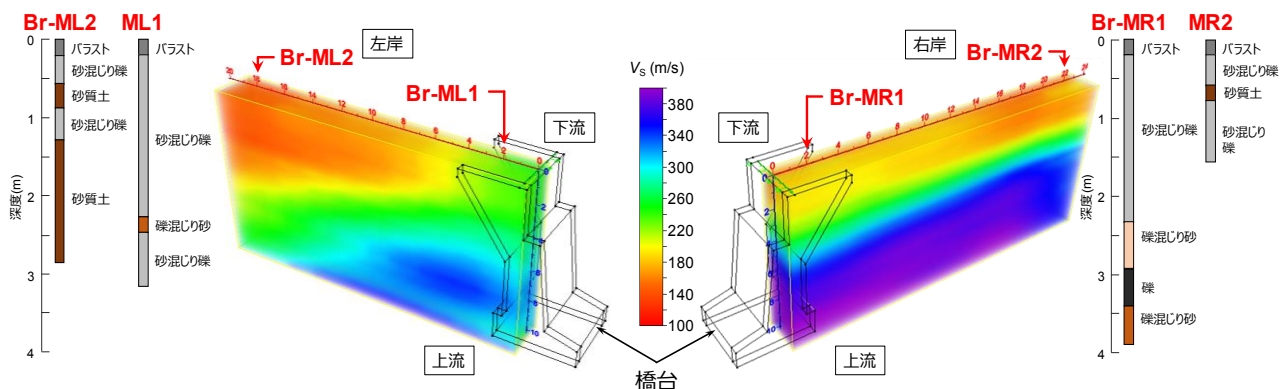


図-8 無加川橋りょうにおける V_s 分布と土質区分

けた場合には、盛土の侵食やそれに伴う道路路面・鉄道軌道の崩壊形態が右岸と左岸で異なることが予想され、河川増水によって侵食を受けた橋台盛土を調査する際には、盛土や支持地盤の違いを詳細に把握することが不可欠であると分かった。なお、上述の調査結果は、限定された地盤調査から得られたものである。今後は複数の橋台背面盛土に対して体系的な地盤調査を行い、地盤調査手法の妥当性を検証するとともに、橋台背面盛土の流失に着目した地盤性状の全容の把握を試みる予定である。

し、流水作用後にも橋台には有害な変状が発生していない状況の再現を意図している。ただし、河川増水による流路の蛇行で河岸侵食が進行し、橋台背面盛土が流失した事例⁷⁾も報告されており、今後は河岸や橋台が設置されている堤体の侵食を考慮した実験や対策工を施した実験を行い、災害調査結果と比較することによる実験の妥当性や効果的な対策手法について検討する予定である。

本実験では、図-9a)に示すように長さ 14000mm、幅 1600mm、高さ 240mm の幅広直線水路を用いた。この開水路内に珪砂 4 号（平均粒径 $D_{50} = 0.73\text{mm}$ 、最大間隙比 $e_{\max} = 0.77$ 、最小間隙比 $e_{\min} = 0.52$ ）を相対密度 $D_r = 50\%$ （間隙率 $n = 0.39$ ）となるよう、高さ 10cm で堆積させて河床とした。開水路の水路勾配は 1/400 とした。模型盛土については、縮尺比 1/30 とした場合に高さ 5m 程度の一般的な道路・鉄道盛土を想定し、模型盛土高さ 160mm、のり面勾配 1:1.5 とした。また、模型盛土の地盤材料は、先述した地盤調査で橋台内盛土や背面盛土は細粒分の少ない砂質土もしくは風化程度が小さい単粒径の火山灰土で構成されていたことを参考として、河床と同様の珪砂 4 号と $D_{50} = 0.02\text{mm}$ のファインサンド（非塑性）を 8:2 で混合したものとした。模型盛土の乾燥密度 ρ_d は、締固め度 D_c （乾燥密度 ρ_d / 最大乾燥密度 $\rho_{d\max} \times$

3. 開水路による模型橋台背面盛土の侵食実験

(1) 実験概要

図-9 は模型橋台背面盛土と開水路の概要を示している。本実験では、橋台および背面盛土の右岸側を縮尺模型によって再現しており、最も単純な条件として盛土のり面と橋台側面に正面流が作用した場合を想定して、模型盛土を開水路内に配置した。また、橋台は開水路に渡した梁を介して固定して、今回は河床洗掘や流水による橋台の変位は発生しない条件とした。これは先述した常呂川共立橋のように、堤外に橋台および背面盛土が存在

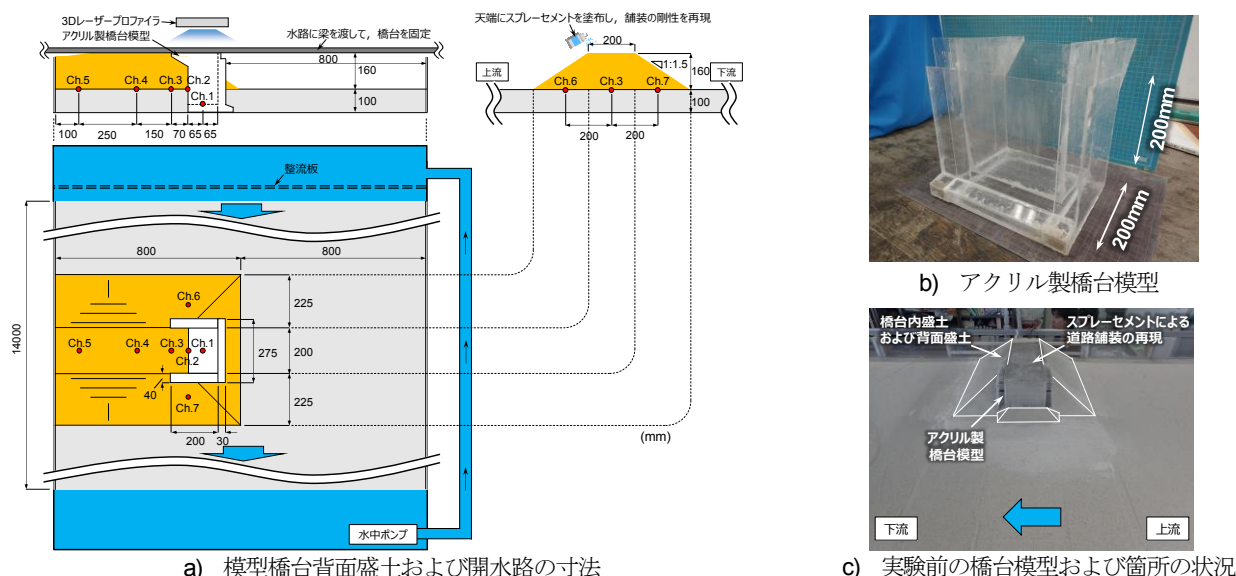


図-9 実験に用いた模型橋台背面盛土および開水路の概要

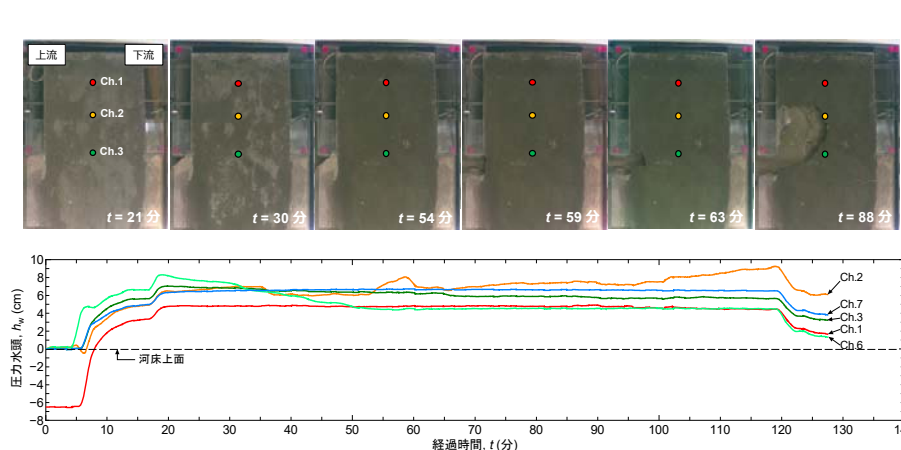


図-10 間隙水圧から換算した圧力水頭と模型盛土天端の経時変化

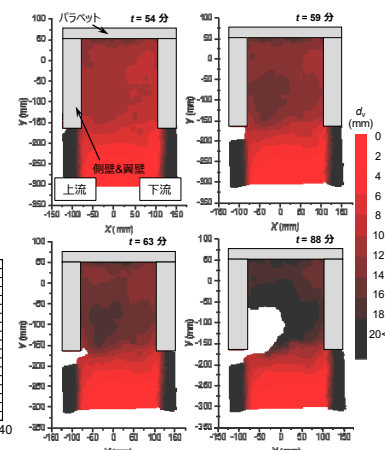


図-11 鉛直変位の分布

100) = 85%を目標とした。模型盛土は最適含水比 w_{opt} に調整した土試料を目標の D_c に必要な分だけ用意し、均一に巻き出した後に各層 20mm として所定の模型盛土高さに到達するまで締固めて作製した。また、道路舗装を模擬するために天端にスプレーセメントを塗布した。

実験では盛土部の水深が概ね 1m で、流れの状態が常流 ($F_r = 0.74$)、無次元掃流力 ($\tau^* = 0.062$) が限界掃流力 ($\tau^*_c = 0.034$) 以上となるように等流水深が 3cm の条件で行った。実験中の主な計測項目は、間隙水圧計による間隙水圧、3D レーザープロファイラ (3DLP) による模型盛土天端の変位の計測を行った。また、実験終了後にレーザー砂面計を用いて河床形状を計測した。

(2) 実験結果および考察

図-10 は圧力水頭 h_w に換算した Ch.1 ~ 3 と Ch.6, Ch.7 の計測結果の経時変化である。なお、 h_w は河床上面を基準 ($h_w = 0\text{cm}$) とした。図中には模型盛土上面から撮影した橋台も記載している。模型盛土の崩壊形態の概要として、模型盛土へ河川水が到達直後から上流側と橋台前面で盛土のり面の侵食と河床洗堀が進行した。その後、模型盛土と橋台模型の境界部付近で侵食が進行し、 $t = 30$ 分頃には図-10 中の写真に示すように、翼壁下部の盛土が流失し始めた。そして、境界部付近の侵食は時間経過とともに橋台内部へと拡大し、最終的には模型盛土天端の半分程度の範囲まで下部盛土が流失し、その上部の舗装面は陥没した (図-10 中の $t = 88$ 分参照)。このような崩壊形態は、図-1 に示した空知川太平橋や他の被災事例の状況と類似している。

図-11 は 3DLP から取得した模型盛土天端における鉛直変位 d_v の分布を示している。橋台模型のパラペット上端面を基準点 ($d_v = 0\text{mm}$) とし、沈下を正としている。最終的に舗装面の大規模陥没が発生した箇所の周辺では、陥没前から沈下が発生している。図-12 は上流側から撮影した $t = 30$ 分頃の模型盛土側面の状況である。模型盛土の侵食と流失は橋台模型との境界部付近から橋台内部



図-12 $t = 30$ 分頃の模型盛土側面の状況

へ進行している様子が伺える。また、盛土が侵食して流失した上部の舗装はオーバーハング状態になっている。このことから舗装面の陥没は、下部盛土の流失に伴って支持力を失い、発生したと解釈できる。

図-10 に示した h_w の経時変化において、水深は h_w の変化が緩慢となった $t = 20$ 分程度において、開水路下流端で設定水深である 3cm 程度となったが、 h_w は全ての地点で水深よりも大きな値を示している。これは模型盛土の存在によって模型盛土上流側で流水が堰上げられて水深が大きくなっていることと、土の毛管負圧によって模型盛土内には水深よりも高い位置に水位が形成されているためと予想される。このことは模型盛土天端が時間経過とともに湿潤して色が変化していることから伺える。Ch.1 の h_w を見ると、橋台内では他の箇所と比較して h_w が小さい。これは橋台内は 3 方向を不透水の壁 (側壁と堅壁) で囲まれているため、流入する水量が制限されているものと推察される。次に、橋台盛土と背面盛土の境界部であり、最終的な崩壊面の付近に設置していた Ch.2 に着目すると、他の箇所と比較して時間経過に伴う h_w の変化が大きい。これは盛土材料の侵食と流失に伴う水位低下と、崩壊土砂の再堆積による水位上昇が Ch.2 近傍で局所的に発生したことを示唆している。Ch.6 については、模型盛土の最も上流側に位置しているために他の間隙水圧計よりも早くに h_w の上昇が確認できるが、変化が緩慢となった直後から h_w は減少している。これは上流側の盛土のり面が最も早く侵食されて流出し、塞き上げられた水位が低下したためと推察される。

図-13 は実験終了後における河床形状を示している。

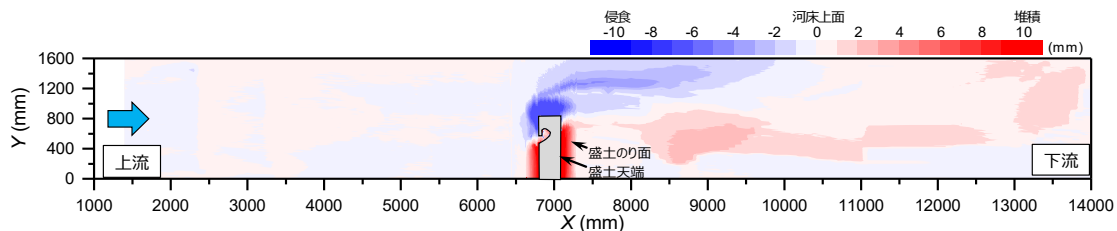


図-13 実験終了後の河床形状

盛土が流失した橋台内部では、洗堀による河床低下は確認できないものの、橋台内の崩壊面周辺には崩壊土砂が堆積している。河床洗堀は、橋台模型側壁の上流部と橋台前面から 400mm 程度離れた領域で顕著に発生しており、特に橋台前面については開水路下面が露出する（洗堀深さが 10cm 程度）ほどの洗堀が発生した。しかし、上流側 $Y=0\sim400\text{mm}$ 程度および下流側 $Y=0\sim800\text{mm}$ 程度の範囲における盛土のり面付近は、上流・下流ともに洗堀や目立った侵食は発生していない。これは盛土のり面付近では止水域となっていたためと考えられる。以上の結果から、橋台背面盛土の侵食は橋台と盛土の構造物境界部から局所的に発生し、この侵食が橋台内部へ進行するが、それより背後の盛土のり面付近では、止水域の影響で変状や崩壊の発生は限定的であることがわかった。この結果は、具体的な対策工法の検討や、その施工範囲を決める際に有用な情報になると考えられる。

5. まとめ

- 1) 橋台背面盛土に対する地盤調査の結果から、右岸と左岸では盛土材料に大きな違いはないものの、地盤性状として含水比や密度分布に違いがあることで I_s 分布が異なっていることがわかった。
- 2) 橋台を含む模型盛土に対する開水路実験結果から、盛土の侵食は橋台との構造物境界部で進行し、橋台内盛土の侵食と流失が顕著であった。さらに盛土が流失した上部の舗装面でオーバーハング状態

となった。このような実験結果は、現地の被災状況と概ね一致していた。

謝辞：地盤調査の実施に際して北見市の協力を得た。また、本研究は JSPS 科研費 17K17571 の助成を受けたものである。末筆ながら記して深甚なる謝意を表す。

参考文献

- 1) (公社)土木学会 2016 年 8 月北海道豪雨災害調査団：2016 年 8 月北海道豪雨災害調査団報告書，2017。
- 2) (公社)地盤工学会平成 28 年 8 月北海道豪雨による地盤災害調査団：平成 28 年 8 月北海道豪雨による地盤災害調査報告書，2017。
- 3) 上野鉄男，石垣泰輔：足羽川山地地域における 2004 年水害について，京都大学防災研究所年報，Vol.48B，pp.657-671，2005。
- 4) Park, C.B., Miller, R.D. and Xia, J. : Multichannel analysis of surface waves, *Geophysics*, Vol. 64, No. 3, pp.800-808,1999。
- 5) 森田大詞，川尻峻三，渡邊康玄，田中悠暉：河道水面下における表面波探査の適用性に関する基礎的研究，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.73, No.4, pp.I_547-I_552，2017。
- 6) 川尻峻三，川口貴之，早川博，中村大，渡邊康玄，森田大詞，田中悠暉：河川水位上昇による空気湧出時における堤体と堤内地盤の内部構造の把握，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.73, No.4, pp.I_1261-I_1266，2017。
- 7) 井上卓也，サムナー圭希，加藤一夫，六浦和明，矢部浩規，清水康行：2016 年北海道豪雨における九線橋被災メカニズムの調査と解析，河川技術論文集，Vol.23，2017。

(2017.9.29 受付)

GEOTECHNICAL PROPERTIES AND OBSERVATION OF EROSION PROCESS BY HYDRAULIC MODEL TEST OF BACK-FILL OF ABUTMENT

Shunzo KAWAJIRI, Takayuki KAWAGUCHI, Yasuharu WATANABE,
Yasunori, MIYAMORI, Sakura KAWAMATA, Kohei ONMAYASHIKI,
Taiki KANEKO and Hiroki TAKAHASHI

The back-fill of the abutment was eroded and a road collapse occurred due to Hokkaido heavy rain disaster in 2016. In this study, the geotechnical investigation was conducted to evaluate the properties of the back fill of the abutment. In addition, the open channel experiment was conducted to observe the basic erosion process of the back fill of the abutment during flowing water condition. Based on the results of the geotechnical investigation, the distribution of the S-wave velocity was different between the right bank and the left bank. From the results of the model test, the erosion of the embankment advanced at the boundary of the structure of the abutment and the embankment.