

屋外開水路実験による橋台背面盛土の侵食対策工法の検討と
対策工法の実河川への試験施工

北見工業大学 地球環境工学科	川 尻 峻 三
北見工業大学 地球環境工学科	川 口 貴 之
北見工業大学 地球環境工学科	中 村 大
北見工業大学 地域未来デザイン工学科	早 川 博
北見工業大学 地域未来デザイン工学科	宮 森 保 紀

屋外開水路実験による橋台背面盛土の侵食対策工法の検討と 対策工法の実河川への試験施工

COUNTERMEASURE AGAINST EROSION FOR BACK-FILL OF ABUTMENT DUE TO FLOOD BY OPEN CHANNEL AND TRAIL CONSTRUCTION

川尻 峻三¹・川口 貴之²・中村 大¹・早川 博²・宮森 保紀¹
Shunzo KAWAJIRI, Takayuki KAWAGUCHI, Dai NAKAMURA,
Hiroshi HAYAKAWA and Yasunori MIYAMORI

¹ 北見工業大学 准教授

² 北見工業大学 教授

要 旨

2016年8月中旬に観測史上初めて1週間に3つの台風が北海道に上陸し、8月下旬には前線と台風の接近によって、北海道の東部の広範囲で記録的な降雨災害である2016年北海道豪雨災害が発生した。この豪雨災害において特徴的な被災として同時多発的に発生した橋りょう被害がある。さらに令和元年東日本台風では千曲川中流域での田中橋において橋台背面盛土が侵食・流出し、被害者が出た。近年の洪水頻度や規模の増大によって、橋台背面盛土は全国的な問題となりつつある。そこで本研究では、背面盛土の土質特性の影響や橋台変位の挙動など、より多面的な現象把握を目的とした屋外開水路実験を行った。さらにこれまでの一連の実験結果を反映した対策工の実河川への試験施工を行った。その結果、盛土材料の細粒分が大きい場合には、盛土の侵食よりも河床の侵食が先行し、支持力を失った上流側盛土法面が一気に崩壊した。また、河床の侵食はフーチング下面でも進行しており、上流側では局所的に流速が大きい箇所や流向の変化が発生したことで、橋台の傾斜が河道側の上流で発生した。対策工の試験施工は、狭隘な施工現場でも2日程度で施工が完了し、さらに融雪・融凍期後において有害な変状が発生していないことを確認した。

《キーワード：橋台背面盛土；侵食・流出；洪水；屋外開水路実験；実河川；試験施工》

1. はじめに

2016年8月中旬に観測史上初めて1週間に3つの台風が北海道に上陸し、8月下旬には前線と台風の接近によって、北海道の東部の広範囲で記録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)}。この豪雨災害において特徴的な被災として同時多発的に発生した橋りょう被害がある。鎌田ら³⁾の調査によると、上記の豪雨災害によって北海道内で被災した橋りょうは114橋のうち、橋台背面盛土の流出や橋台支持地盤の洗掘による橋台の変状は50橋であり、被災橋りょうの半分程度を占めている。このような橋台背面盛土が流失した被災事例では、背面盛土の流失に伴う道路陥没に気づ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名と行方不明者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・行方不明者の半数にあたる。人的被害に加えて橋りょうに水道管を併設している場合には、橋台背面盛土の流失とともに水道管が流失し、断水の原因となった。

このような背景から筆者らは、基礎的な検討として縮尺比1/30の小型模型盛土に対する開水路実験を行い、橋台背面盛土の基本的な侵食・流出メカニズムについて検討した。その結果、盛土の侵食は橋台との構造物境界から発生し、舗装面では下部盛土の流出によってオーバーハングとなり不安定な状態になることが判明した。また、対策工としては洪水時の河川水の勢いを低減させることを目的として、碎石を詰めた鋼製かごを設置し、この鋼製かごに補強材を取り付けた土構造物（以下、ギャビオン補強土壁）としての粘りを発揮することを確認した。縮尺模型実験では、河床、盛土、橋台の各模型における相似則のすべてを満足することが困難であった。そのため、ギャビオン補強土壁が有する屈撓性の再現については、模型サイズで鋼製材料の力学特性を十分に再現できる構造物材を入手することが困難であった。このことから、実物大もしくはそれに準ずる規模での実験を行い、洪水時のより詳細な挙動について検討する必要が生じた。そこでH30年度には北見工業大学の管理用地内に延長70mの屋外大型開水路を構築し、縮尺比1/5での河川、盛土、橋台を再現した実験を行った⁴⁾。この一連の実験から、対策工としてギャビオン補強土壁を用いた場合には、河床洗掘によって基礎地盤の洗掘が進行するもののギャビオン補強土壁は屈撓性を発揮して流出することなく、橋台背面盛土の侵食・流出は限定的であった(図1参照)。これによって、洪水時の舗装面の沈下抑制などの交通地盤構造物としての性能を担保できることを実証した。

上記のような洪水時の橋台背面盛土に関する研究を進める中で令和元年東日本台風が発生し、千曲川中流域での田中橋において橋台背面盛土の侵食・流出被害を受けて、3名の犠牲者が出た(図2参照)。筆者らは2016年北海道豪雨災害を契機に本研究に取り組んでいるが、研究開始当初には橋台背面盛土の侵食・流出被害は無堤区間が多い北海道特有の被災と考えていた。しかし、2018年西日本豪雨でも橋台背面盛土の侵食被害は確認されており、近年の洪水頻度と規模の増大によって、これまでは被害の可能



図1 ギャビオン補強土壁による対策工の検証



図2 千曲川田中橋での被災事例

性が低いと考えられていた北海道以外でも被災リスクが高まっており、背面盛土の土質特性の影響や橋台変位の挙動など、より多面的な検討が必要な社会情勢となった。また、縮尺比1/5の模型盛土で効果検証を行ったギャビオン補強土壁については、今後の実河川での適用を念頭として、実大規模の試験施工による施工性の確認や、内部性状の変化をモニタリングして設計へと反映させる必要がある。

そこでH31年度は、橋台背面盛土の多様な状況に対応可能な対策工を提案することを目的に、橋台背面盛土の土質をこれまでに検討した砂質土よりも細粒分が多い土質に変更し、屋外開水路実験を行った。最終的にはこの実験結果をもとに、対策工であるギャビオン補強土壁の実河川での適用性の検証として、北見市内の普通河川にギャビオン補強土壁の試験施工を行い、施工性の確認や補強土壁内の間隙水圧モニタリングを行った。

2. 盛土の土質を変化させた橋台背面盛土の侵食・流出実験

(1) 実験に用いた屋外開水路および模型盛土の配置と計測内容

図3は本研究で使用した屋外大規模水路の全景を示している。水路延長は70mであり、この水路の上流・下流端に貯水槽を設けている。この貯水槽には実験前に水を湛水させ、下流貯水槽に設置したポンプによって水を水路内に循環させた。模型橋台は水路の中央部に設置している。中央部から上下流に15mの範囲には、河道の蛇行や河床低下を促進させる領域として、礫まじり砂 (S-G, 最大粒径 $D_{max} = 27.0\text{mm}$, 平均粒径 $D_{50} = 0.44\text{mm}$, 細粒分含有率 $F_c = 8.1\%$) に分類される土を河床面から0.8mまで堆積させた。その上下流10mの領域は、細粒分質礫質砂 (SFG, $D_{max} = 27.0\text{mm}$, $D_{50} = 0.25\text{mm}$, $F_c = 38.6\%$) に分類される地山を所定の形状に掘り込み、開水路とした。この地山の領域よりも上下流10mの貯水槽付近には、河川水の流れを整流することも目的として、河床および河岸に護岸工を配置した。なお、河床勾配は1/100とした。本実験では、河川に設置されている橋台および背面盛土を縮尺比1/5の縮尺模型によって再現しており、もっと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に設置した。また、本研究では中小規模河川の上流における無堤防区間や堤外

に設置された生活道路における小規模橋梁の橋台背面盛土へ河川水が正面流として作用する状態を想定している。

図4は模型盛土の概要を示している。図5は左岸上流側から撮影したCase-2の実験前の模型盛土の状況を示している。Case-2では開水路長さ70m、幅3.3m、深さ0.3mとし、河川蛇行を再現するために河幅を拡幅した。また、Case-2では橋台背面盛土の土質が侵食・流出に与える影響を確認するため、礫まじり砂から開水路の地山部と同様の細粒分質礫質砂（SFG、 $D_{max} = 27.0\text{mm}$ 、 $D_{50} = 0.25\text{mm}$ 、 $F_c = 38.6\%$ ）で模型盛土を構築した。また、左岸に細粒分質礫質砂で、右岸に礫まじり砂によって橋台背面盛土を構

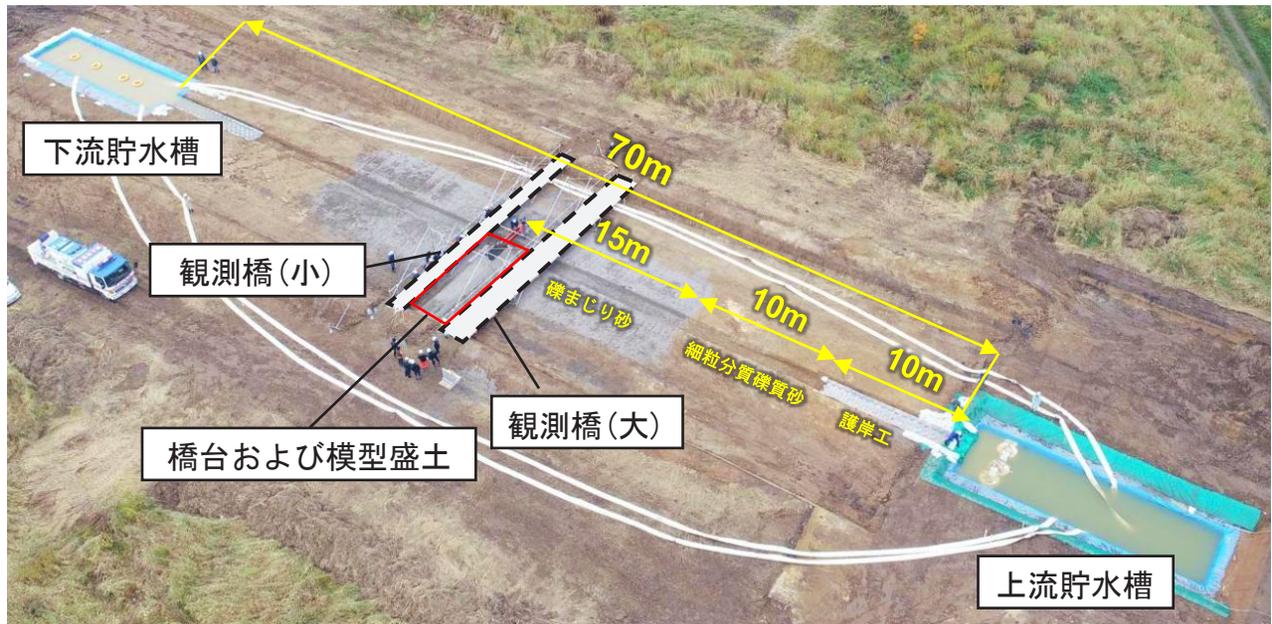


図3 屋外大規模水路の全景

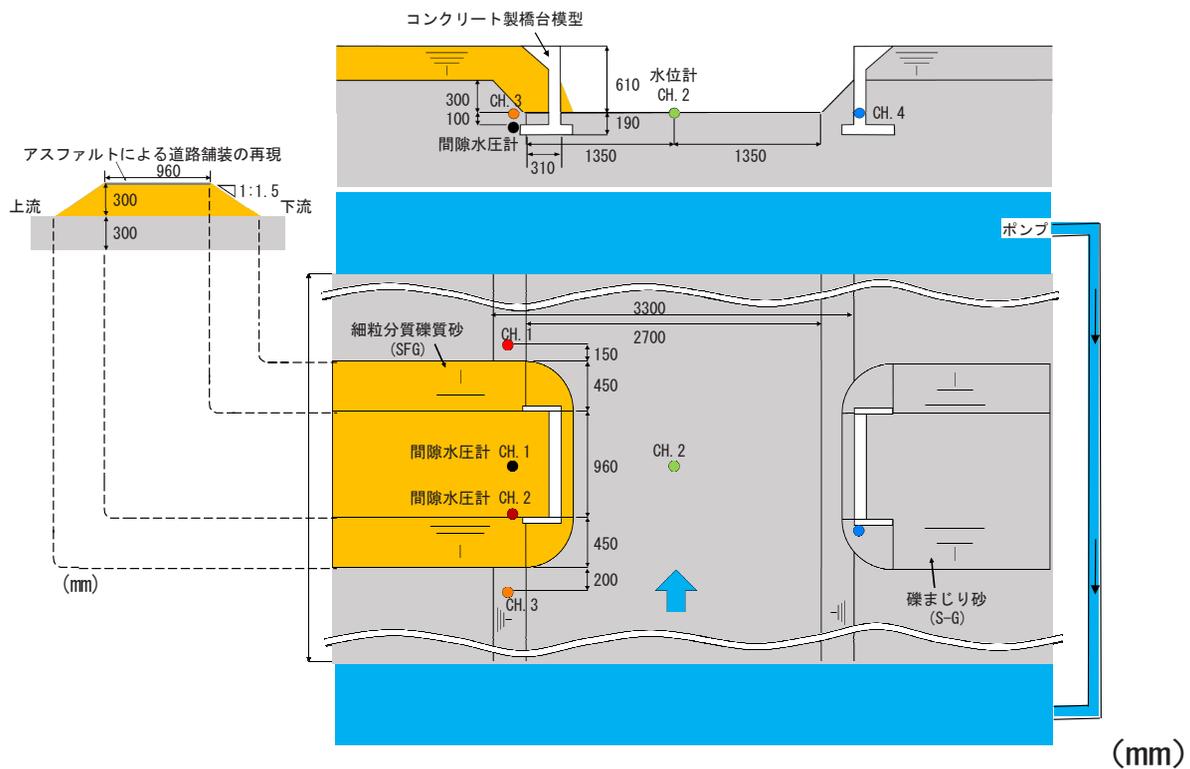


図4 模型盛土および屋外大規模水路の概要

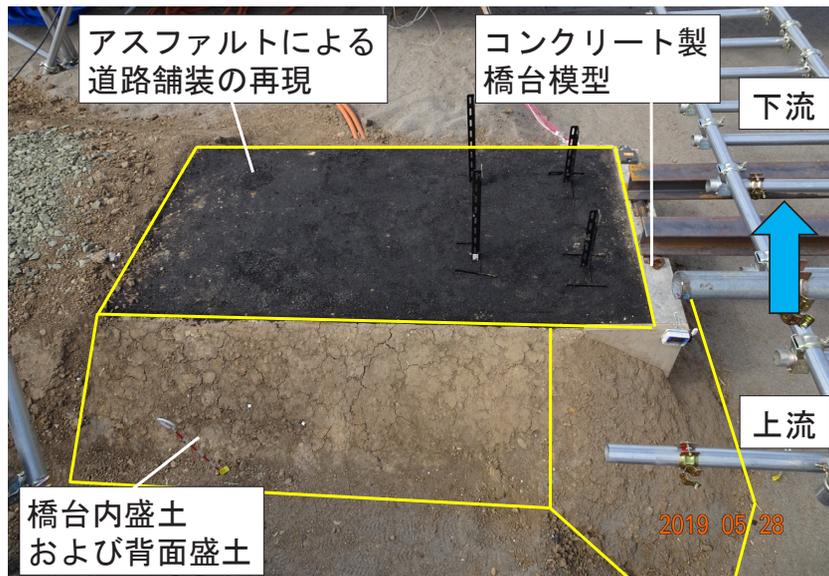


図5 左岸上流側から撮影した模型盛土の状況

築した。

実験で用いた模型橋台は、高さ0.8m、幅0.96mの逆T形式の鉄筋コンクリート造である。この模型橋台を0.3m河道へ突出させて意図的に河積阻害率を大きく設定し、河積阻害率が厳しく制限される前の橋梁の再現を試みた。

実験中の主な計測項目は、間隙水圧計による模型盛土内の間隙水圧、水位計による河道の河川水位、測量による模型盛土天端の変位、流速計による橋台周辺の流速、橋台側面に設置した傾斜計による橋台の傾斜である。

(2) 実験結果および考察

図6は模型盛土の経時的な状況を示している。過去に実施した盛土材料として礫まじり砂 (S-G) を用いた実験では、河川水が上流側の模型盛土のり面へ到達直後から、盛土のり面と橋台堅壁前面部ののり面が侵食されて流失した。その後、模型盛土と橋台模型の境界部分から橋台内部へ侵食が進行した。

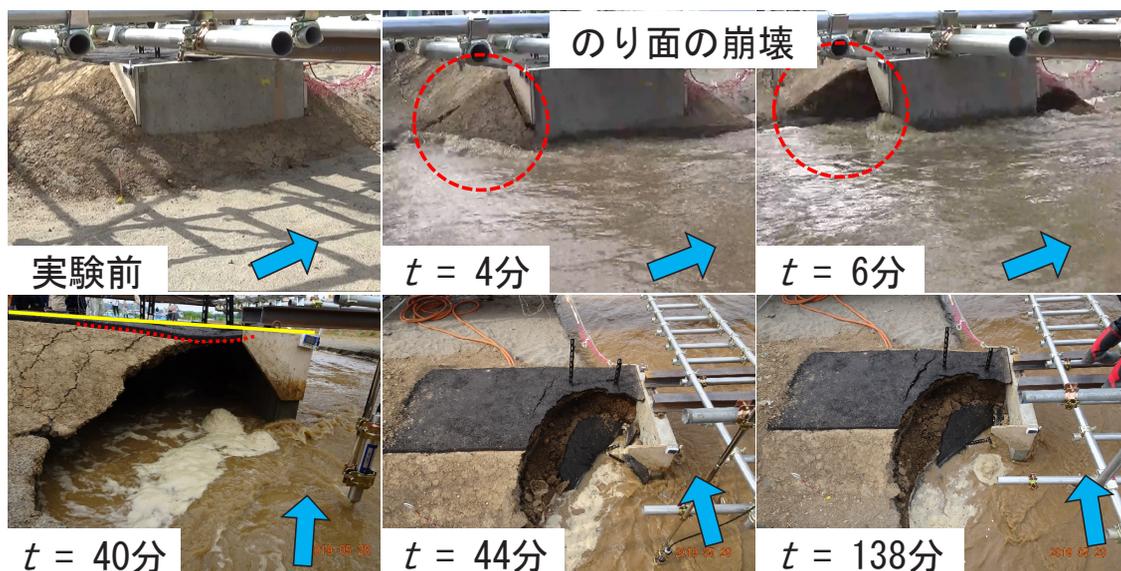


図6 橋台背面盛土の経時変化

最終的には橋台背面盛土内に上流から下流に向かうトンネル状の空洞が発生し、経過時間 $t=138$ 分に支持力を失った舗装面が完全に崩壊した。しかし、今回実施した盛土材料として細粒分質礫質砂 (SFG) を用いたケースでは、 $t=4$ 分に上流側のり面にクラックが発生して上流側盛土のり面が土塊として崩壊し、流失した。その後はこの崩壊面から侵食と流出が進み、実験開始から40分後には舗装面がオーバーハング状態となっていることが確認され、 $t=44$ 分に支持力を失った舗装面が崩壊した。盛土材料として細粒分質礫質砂を用いた場合では、細粒分含有率が大きいため流水による法面侵食抵抗は高いが、礫まじり砂である盛土支持地盤で局所洗堀が発生して支持地盤が流出し、支持力を失った盛土法面は一気に崩壊したと考えられる。このことは、洪水流への対策として盛土材料と支持地盤の土質に応じた対応が必要であることを示唆するものである。

図7は各計測項目の経時変化を示している。局所的に河川水位 H_r が低い箇所はあるものの $t=30$ 分程度までは最大で $H_r=280$ mm程度の河川水位となった。 $t=30$ 分以降は河床洗堀が進行したことで H_r は徐々に低下した。先述したように上流側法面が一気に崩壊したため、 d_v の上流側の測点(□と○)が $t=50$ 分までには測量での計測が不可能となり、その後は下流側測点で沈下が進行することを確認できる。すなわち、橋台背面盛土天端での広範囲で沈下が発生しており、このような傾向は橋台に近い天端部での沈下が顕著であった砂質土を用いた実験と傾向が異なる。 h_w については、上流側法面下部に設置した

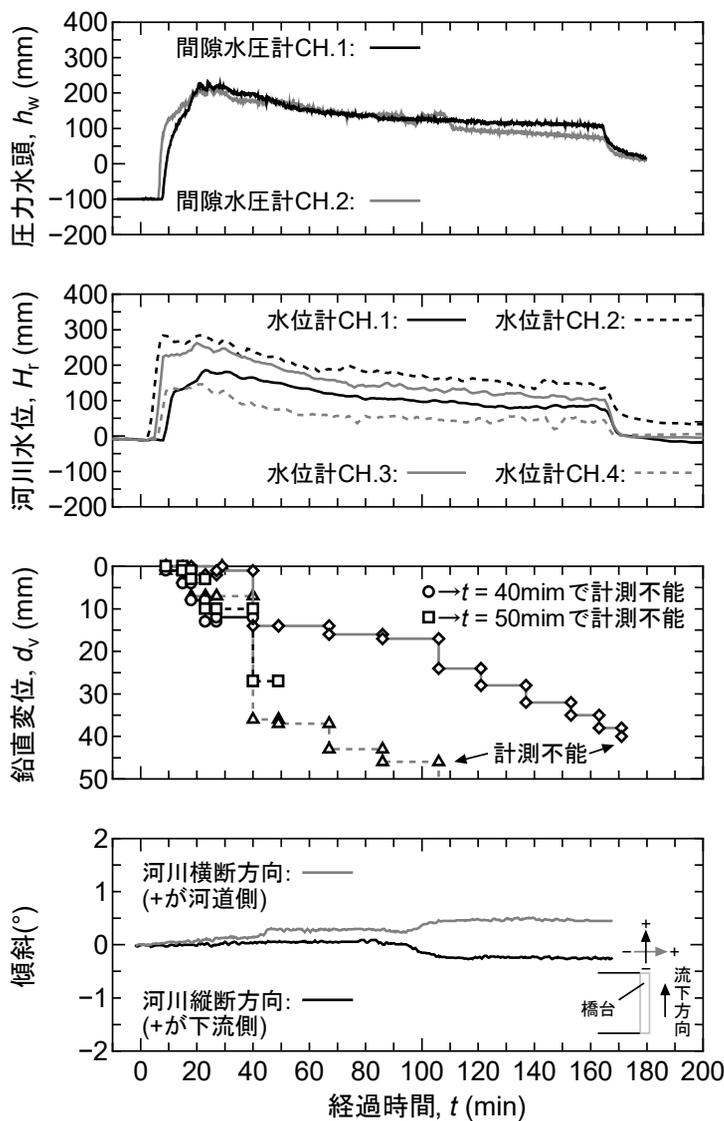


図7 各計測項目の経時変化

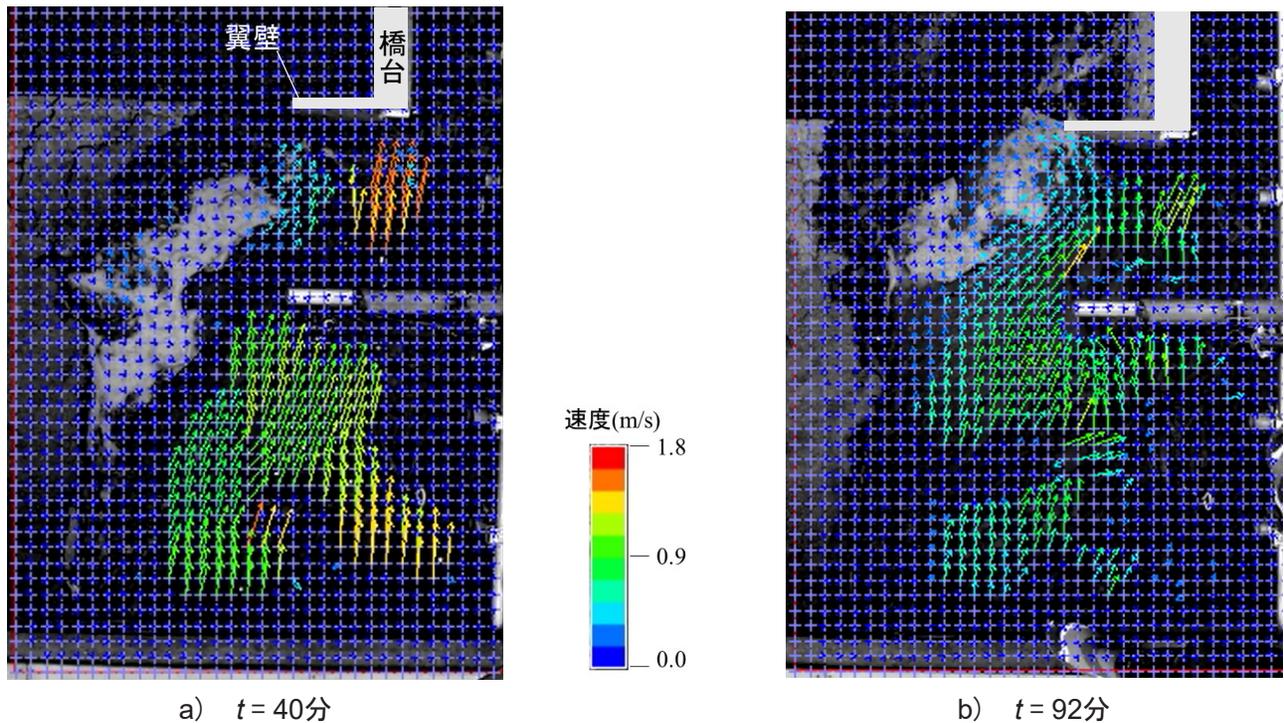


図8 PIV解析による橋台周辺の表面流速の分布

CH.2で早く上昇する傾向にあるが、盛土中央部（CH.1）および法面下部（CH.2）ともに h_w の増減と橋台背面盛土の崩壊挙動に有意な関係性は確認できない。橋台の傾斜は、 $d_v = 10\text{mm}$ 程度となった $t = 20$ 分以降から河道方向への傾斜量が増加している。 $t = 95$ 分には河道側への傾斜と上流側への傾斜量が急激に増加している。この時間帯に h_w がわずかに上昇する傾向にあり、これは間隙水圧計周辺の地盤の洗堀が進行して間隙水圧計の位置が下方に移動したためと推察でき、当該時間に橋台フーチング付近の基礎地盤の洗堀が進行したことが伺える。

図8は模型盛土上流側に設置した固定カメラ動画に対するPIV解析から得られた橋台上流周辺の流速分布を示している。 $t = 40$ 分には橋台上流側で局所的に流速が大きくなり、 $t = 92$ 分には橋台周辺へ回り込むような流向が確認できる。洪水時における橋台の傾斜に対する外力として、このような橋台周辺での局所流の変化が影響していると考えられる。

図9は実験終了後の左岸橋台のフーチング下面地盤における洗堀量を示したものである。水路内の排水が十分に完了後、上流側および河道側フーチング端面が完全に露出している状況であった。図中には、露出したフーチング端面から計測した外観としての洗堀量を計測して折れ線グラフで示している。また、外観の洗堀量を計測後、橋台をクレーンによって慎重に吊り上げて撤去した。その後、フーチング下面に5cmメッシュを作成し、メッシュの交点における洗堀量を計測し、コンター図として表した。なお、このコンター図では計測値において最も平坦となっている点を洗堀深さ0mmとした。外観から確認できるフーチングの洗堀は上流の河道側で発生しており、上流側のフーチング端面において最大で4cm程度の洗堀が発生していた。次にフーチング下面全体における洗堀量に着目すると、橋台の吊り上げ時にフーチング周辺の河床が崩壊したため、フーチング外縁部では土砂が堆積している状況にある。しかし、外観での洗堀量が大きかった箇所の延長線上のフーチング下面の領域（ $X = 15 \sim 30\text{cm}$ 、 $Y = 20 \sim 30\text{cm}$ ）で洗堀量が大きくなっており、最大で4cm程度となっている。この値は外観での洗堀量と一致しており、このことから橋台フーチング下面の河道側の上流には最大で4cm程度の空洞が発生していたと考えることができる。この結果は橋台の傾斜が河道側の上流に発生したことを裏付けている。

次に実験中における流況について考察する。実験中の流況として図10に示す3測線において、3次元

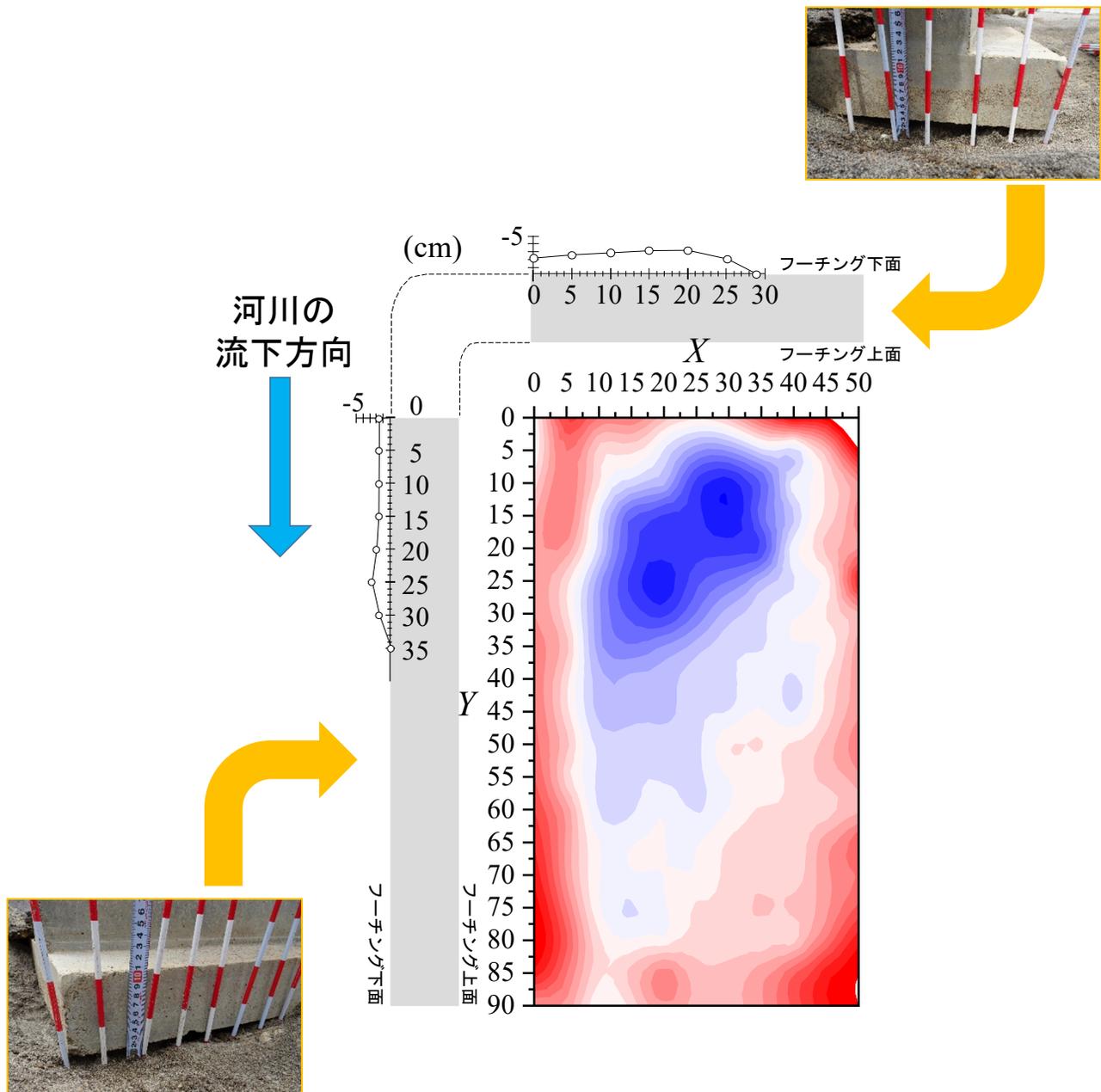


図9 フーチング下面（支持地盤）の洗堀量

流速計によって流速の観測を行った。図11は図10中の測線①での流速から算出した流量の経時変化を示している。全体的な傾向として、測線①については実験中の流量は水深に対する計測割合に依らないことがわかる。実験を開始した14：45頃の流量は $0.78\text{m}^3/\text{s}$ 程度であるが、時間経過とともに流量は徐々に低下し、15：45程度からは $0.45\text{m}^3/\text{s}$ 程度で概ね定常状態となった。このことから通水による河道形成は15：45から定常状態にあると考えて、図10中に示す橋台周辺での流速観測を随時実施した。

図12は橋台周辺における流速観測結果として、平均流速のベクトル図を示している。ここでの平均流速は、図10中に示した測線②、③における各測点での深度方向の流速の平均値である。橋台周辺の流速の観測には、測線②-1から測線③-3まで概ね50分程度の時間を有し、先述したように流量は定常状態であるものの、局所的な洗堀が進行して水深方向の流速データのバラツキが大きいと考え、水深方向の平均値を採用した。今回得られた流速データのベクトルを見る限りでは、流向は左岸であることがわかる。これは図6で示したように実験開始40分後には上流側の盛土が流出したため、流速計測時には流向が左岸へ変化したと考えられる。流速は河道中央で $1.0\text{m}/\text{s}$ 程度であるが、橋台上流側の測線②-2で

も橋台と並行して1.0m/s程度の比較的速い流れが観測されている。この結果は図9に示したPIV解析結果と整合している。一方で、上流側橋台背面部の測線②-1では他の箇所として比較するとより左岸へ流れているが、流速は小さい。これはPIV解析からも確認できたように、盛土の流出によって測点付近では渦が発生し、流速が比較的遅くなった現象を平均な流速ベクトルでも捉えているためと推察される。今後は河床変動解析を実施し、得られた流速データの解釈の深度化や精度検証が必要であると考えている。

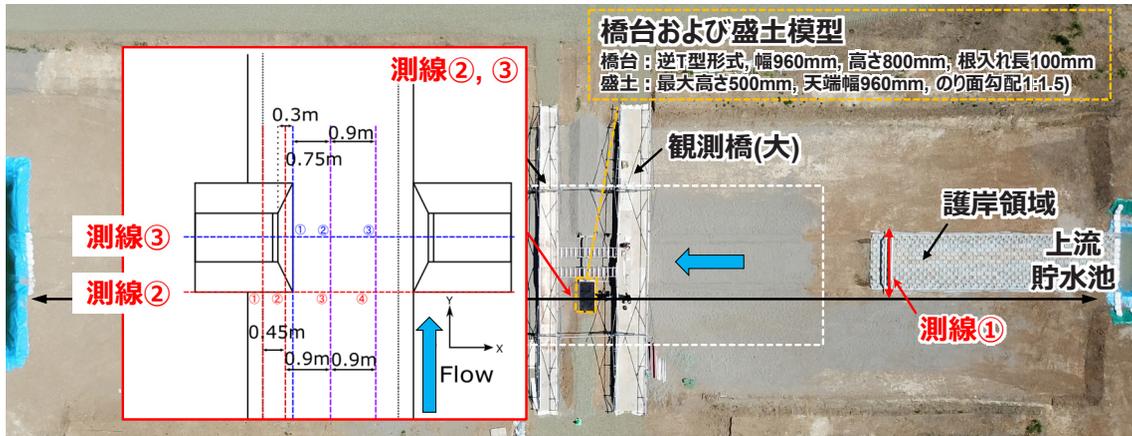


図10 流量の観測地点（測点①～③）

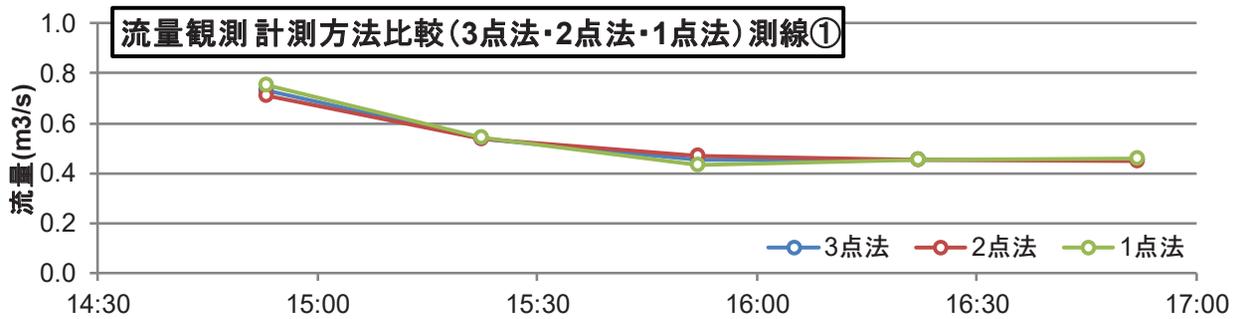


図11 測線①における流量の経時変化

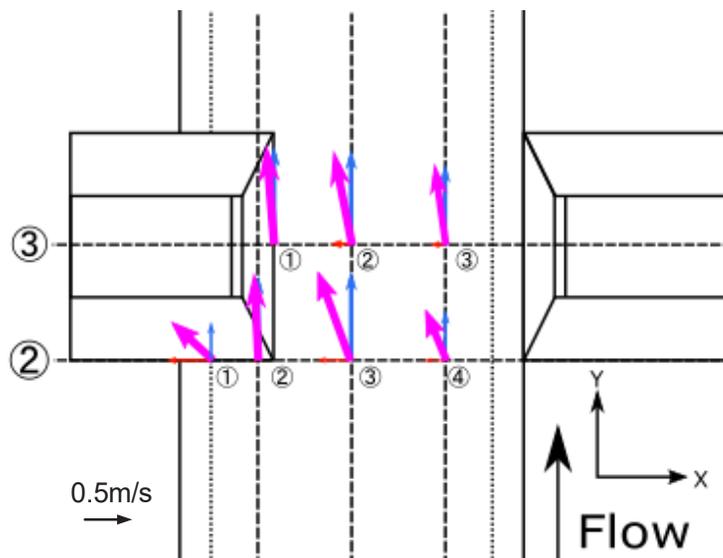


図12 橋台周辺における平均流速のベクトル

以上の検討から、盛土材料の細粒分が多い場合には、河床の侵食によって支持力を失った上流側盛土法面がクラックの発生直後に一気に崩壊した。その後も侵食と流出は進み、舗装面の一部が崩壊した。この結果は橋台背面盛土の土質に応じて、基礎地盤洗掘を考慮して根入れを深くするなど、対策工の実施範囲拡大の措置が必要である可能性を示唆するものである。

3. 実河川における対策工の試験施工

(1) 対策工の概要

本研究では、具体的な対策工の提案の基本的な検討として、図13に示すようなふとんかごを壁面材としたギャビオン補強土壁^{5),6)}による対策効果を検証する。図14はギャビオン補強土壁による橋台背面盛土の侵食対策のコンセプトを示している。礫材を中詰め材としたふとんかごを壁面材としているため、河川水がふとんかご内へ流入するものの、この際に流速が低減されることで盛土を侵食させる流体力の低減が期待できる。また、根入れ部についてもギャビオン補強土壁を用いることで河床内部の流水を円滑に下流へ排出できるため、通常用いられるコンクリート護岸工などで発生する護岸工前面や基礎部の洗掘とそれに伴う不安定化を軽減できると予想される。外力規模が大きく、仮にギャビオン補強土壁の基礎部が洗掘された場合には、補強土壁としての機能を発揮できるため地盤構造物として直ちに不安定化することはなく、盛土天端部について交通地盤構造物としての性能を確保できると考える。なお、本研究で検証するギャビオン補強土壁については、積雪寒冷環境における耐凍上性能や、融雪期および記録的降雨時における安定性について、図13に示した試験施工例で別途確認済みであり^{5),6)}、侵食対策のみならず記録的な降雨に対する既設盛土の対策工としても有用である。



図13 ギャビオン補強土壁の試験施工例^{5),6)}

図15は試験施工を実施した箇所を示している。試験施工は無加川支川の屯田川で行った。対象とした橋梁は無加川との合流地点から約2kmの位置している東栄橋である。当該橋梁は北見市が管理する橋梁であり、右岸上流側の橋台背面盛土を対象とした。

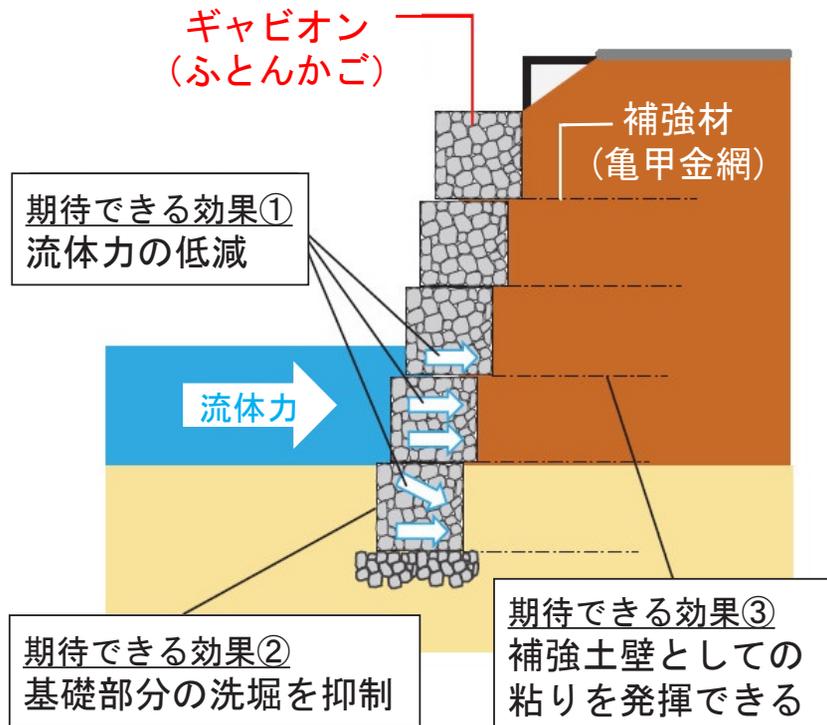


図14 ギャビオンによる対策効果のコンセプト



図15 試験施工箇所の位置図

図16a) は2018年8月2日における左岸から撮影した東栄橋全景を示している。右岸橋台の上流には河岸法面の崩壊土と考えられる土砂が河道内に堆積している。図16b) は右岸から撮影した橋台背面盛土の状況を示している。図16b) を見ると、翼壁背面の一部が露出していることがわかる。本来は翼壁天端と盛土法面の表面は一致しているため、盛土法面の一部が流出したと考えられる。図17は2019年7月6日での東栄橋の状況を示している。2018年に確認できた右岸橋台下流の土砂は撤去されている。しかし、橋台背面盛土については盛土下部も含めて修繕された様子は確認できなかった。

本研究では、上記に示した東栄橋では次の大規模出水時には橋台背面盛土の侵食がさらに進行すると考え、対策工の試験箇所として選定した。図18は対策工の概要図を示している。既設の橋台基礎が直接基礎かつ橋台背面盛土の盛土材料が砂質火山灰土であることが事前にわかったため、2.に示したような基礎地盤の洗堀による盛土法面の急激な崩壊は発生しないと考え、ギャビオンの底面は既設護岸工の最下部と一致させて、3段積みとした。ここで補強材については、本来であれば鋼製かごに長さ2mの鋼製補強材が取り付けられた状態にあるが、当該箇所では既設道路の制約によって長さ2mの補強材を敷設することが困難であった。そこで盛土掘削範囲を最長補強材長(約0.8m)とした。また、試験施工した対策工のモニタリングとして、図中に示す位置に間隙水圧を、右岸橋台前面に自記式水位計を設置した。

図19a) ~ c) は主な施工状況を示している。施工は渇水期かつ東栄橋の桁における補修工事が実施された2019年12月20日と21日に実施した。1) 所定の深度まで床掘りを行い、2) ギャビオン補強土壁底面において間隙水圧計を埋設した。その後、3) 事前に組み上げた鋼製かごを設置し、バックホウによ



a) 左岸から撮影した全景



b) 右岸から撮影した橋台背面盛土

図16 2018年8月2日における東栄橋の状況



図17 2019年7月6日における東栄橋の状況

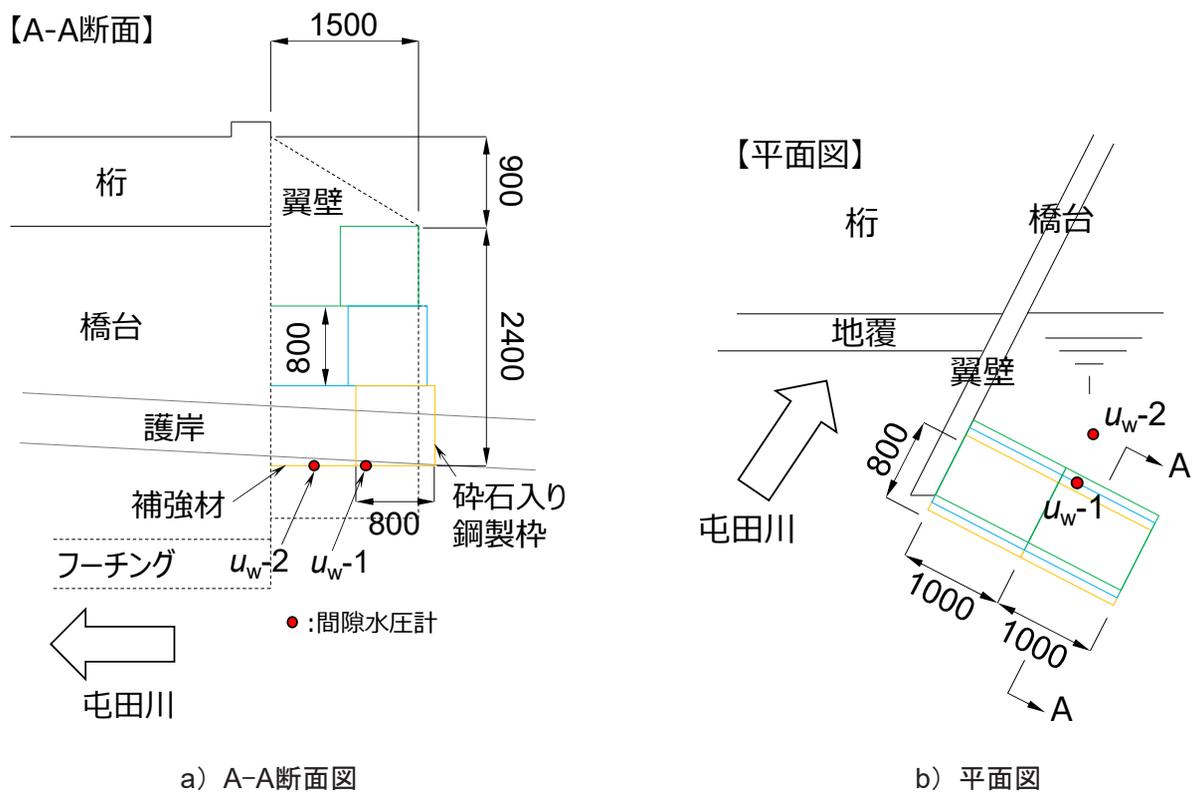


図18 試験施工したギャビオン補強土壁の概要



図19 ギャビオン補強土壁の施工状況

って栗石を鋼製かご内に投入した。そして、4) 裏込め土として砕石 (C40) を撒き出し、入念に締固めを行った。この作業を所定の段数まで行い、5) 最終的には上部の盛土法面を整形して完了である。工期は2日間であり、比較的短期間で施工が完了した。

図20は2020年3月27日における試験施工したギャビオン補強土壁の状況を示している。融雪に伴い左岸側の橋台背面盛土では小規模な法面崩壊が発生している。特に水面に近い盛土下部で多く発生しており、融雪出水に伴う水位上昇の影響による可能性がある。一方で、試験施工を行ったギャビオン補強土



図20 2020年3月27日におけるギャビオン補強土壁の状況

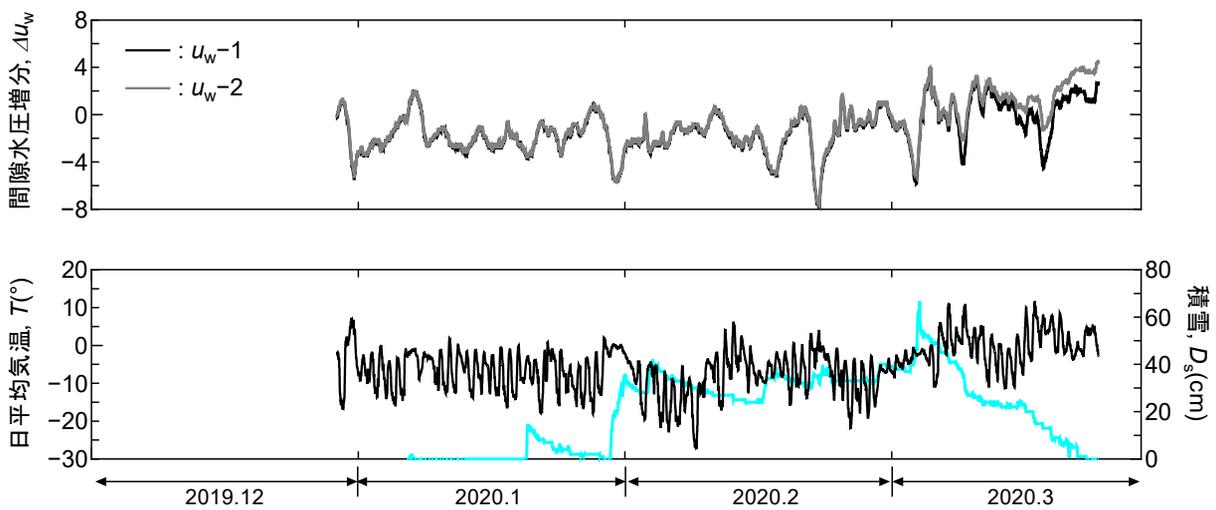


図21 ギャビオン補強土壁内の間隙水圧増分と気象データ

壁については、その上部盛土も含めて融雪に伴う目立った被害は発生していない。流路が左岸であるため、流水による影響は確認できないことから、今後の出水時に注意深く状況の変化を観察する必要がある。図21はギャビオン補強土壁の水理挙動として、間隙水圧増分値の経時変化と近傍のアメダスから取得した気象データの比較である。融雪が始まる2020年3月上旬までは、間隙水圧の増分は設置位置に依らず同様の挙動を示している。しかし、融雪開始からは河道と反対側の道路側に設置した間隙水圧の値 (u_w-2) が増加する傾向にある。これは周辺地盤から河道への流入水が道路盛土内を浸透している可能性を示唆しており、今後は河川水位の計測結果とともに観測を続け、最もが水位が高い状態を把握したうえで安定解析を行う予定である。

4. まとめ

本研究では、橋台背面盛土の多様な状況に対応可能な対策工を提案することを目的に、橋台背面盛土の土質をこれまでに検討した砂質土よりも細粒分が多い土質に変更し、屋外開水路実験を行った。また、この実験結果をもとに、橋台背面盛土の侵食・流出に対する対策工であるギャビオン補強土壁の実河川での適用性の検証として、北見市内の普通河川にギャビオン補強土壁の試験施工を行い、施工性の確認や補強土壁内の間隙水圧モニタリングを行った。得られた知見を以下にまとめる。

- ・盛土材料として細粒分質礫質砂を用いた場合には、河床の侵食により支持力を失った上流側のり面がクラックの発生直後に崩壊した。その後も侵食と流出は進み、舗装面の一部が崩壊した。
- ・河床の侵食はフーチング下面でも進行しており、上流側では局所的に流速が大きい箇所や流向の変化が発生したことで、橋台の傾斜が河道側の上流で発生したと考えられる。
- ・対策工であるギャビオン補強土壁の実河川への試験施工は、狭隘な施工現場であったが工期は約2日程度完了し、施工性の大きな問題は確認できなかった。
- ・対策工を施していない法面では、融雪後に小規模な法面崩壊が確認できたものの、ギャビオン補強土壁は融雪・融凍期後にも大きな変状などは確認できず、北海道の厳しい冬期環境に対応可能である。
- ・融雪の開始とともにギャビオン補強土壁内部の間隙水圧が上昇する傾向にあり、融雪浸透に伴う流入水が浸透しているものと考えられる。

謝辞

本研究の実施にあたり、北見市道路管理課および美幌貨物自動車株式会社から多大な協力を得た。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) 鎌田啓市，宮森保紀，渡邊康玄，川口貴之，川尻峻三，三上修一：2016年北海道豪雨による橋梁の被災状況と被災メカニズムの基礎的検討，土木学会第72回年次学術講演会講演概要集，CS6-004，2017.
- 4) 中村大，川口貴之，川尻峻三，早川博，宮森保紀：橋台背面盛土の洪水時における侵食対策に関する実物大模型実験と試験施工による動態観測，(一財)北海道河川財団研究所紀要，XXX，pp.131-145，2019.
- 5) 川俣さくら，川口貴之，中村大，倉知禎直，林啓二，川尻峻三，山下聡：透水性断熱材を用いたギャビオン補強土壁の積雪寒冷環境における性能評価，ジオシンセティックス論文集，Vol.31，pp.119-126，2016.
- 6) 川俣さくら，川口貴之，川尻峻三，中村大，倉知禎直，林啓二，山下聡：積雪寒冷環境におけるギャビオン補強土壁の適用性に関する研究，ジオシンセティックス論文集，Vol.32，pp.109-116，2017.