

河川洪水の流路変動による橋台背面盛土 の安定対策技術の研究

RESEARCH ON MEASURES TO STABILIZE ABUTMENT BACKFILLS AGAINST RIVER CHANNEL MIGRATION

青木卓也¹・井上卓也²

Takuya AOKI and Takuya INOUE

¹正会員 工博 寒地土木研究所 寒地地盤チーム (〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34)

²正会員 工博 寒地土木研究所 寒地河川チーム (〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34)

Bridge failures due to bank erosion have been experienced in many locations in the world. For instance, during heavy rainfalls in 2016 in Hokkaido, large-scale changes in river channel resulted in the failure of many bridges. Of the failed bridges, 96% were in steep slope rivers and 58% lost the abutment backfill due to bank erosion.

In this study, the situation of bridge failures was clarified based on surveys made after flooding, and a flume experiment and numerical analysis were conducted to develop a measure against abutment backfill loss. The developed method proved able to delay the start of abutment backfill erosion.

Key Words : *abutment, bank erosion, counter measure, flume experiment, numerical simulation*

1. まえがき

平成28年8月, 3個の台風に続き, 前線と台風が接近したことで, 歴史的な豪雨となり, 道東を中心に河川堤防の決壊による氾濫, 道路の崩壊や落橋など大惨事となった(図-1). その中でも被災した橋梁の復旧に要する費用と時間は莫大であり, 社会経済や日常生活に影響を与え, 孤立集落を生むなど重大な損害をもたらした. また被災した橋への転落事故により3名の尊い命を失った. これを受け, 管理関係機関は今後の水防災対策のあり方について検討委員会を設け, 橋台背面の洗掘等による橋梁被災要因の分析と有効な対策の検討が急務, との提言を取りまとめた.

流路変動に関する既往研究の多くは, 実験や観測に基づく地形変化の把握や, 計算力学的な予測モデルの構築に着目しており, 具体的な対策工提案に至る研究は少ない. このため, 未だに現況復旧工事が主流であり, 再び大洪水が発生すれば再度被災するのは必至である. そこで, 損傷した128の橋梁の被災形態を分析し, 水理模型実験を用いて, 橋台と背面盛土の保全対策技術の選定と効果検証を行った. また, 対策によって背面盛土が流出しない場合の浸水影響評価を数値解析により分析した.



図-1 平成28年8月北海道豪雨による十勝川水系小林川に架かる橋梁の被災状況

2. 橋梁被災の実態

管理者聞き取り調査で, 被災により改めて工事を行わなければならない橋梁は, 国, 地方自治体全体で128例に及んだ(表-1, 図-2は表-1を図化したもの). 被災した橋梁の96%(123例)はセグメントIの急流河川に位置し(図-2a), 洪水が直接あるいは河岸侵食から波及し

表-1 橋梁被災形態の調査結果

	基数	セグメント別基数		
		I	II	III
上部工の変状	10	10	0	0
橋台の転倒・変状	6	6	0	0
上部工+背面盛土の変状	11	11	0	0
橋台+背面盛土の変状	11	11	0	0
背面盛土の流出	52	50	2	0
護岸・根固工の変状	38	35	3	0
合計	128	123	5	0

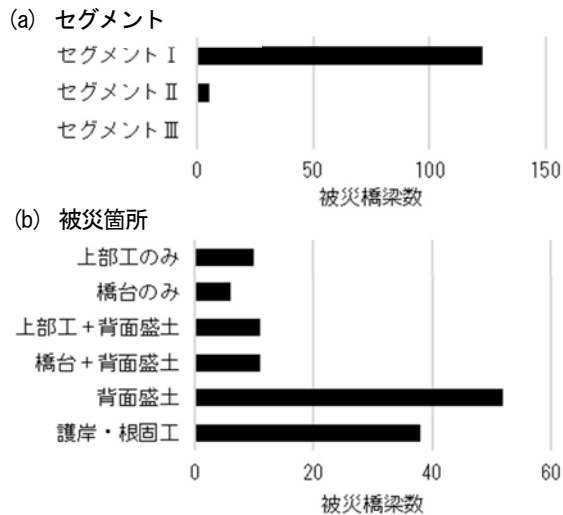


図-2 橋梁被災形態

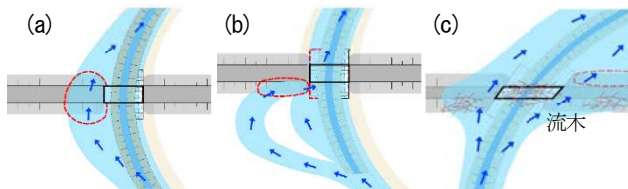


図-3 背面盛土の被災パターン

て橋台背面盛土が洗掘されて消失していることが多く、背面盛土の消失が絡む被災数は全体の58% (74例) に及んでいた (図-2b)。背面盛土の消失から上部工や橋台の変状へ波及したケースも22例あり、上部工や橋台が被災すると復旧費用と期間が増大する傾向にあった。したがって、背面盛土を保全することが橋梁自体の保全に繋がり、被害の最小化に有用であると考えられる。

背面盛土の被災に特化すると被災形態は大きく分けて3パターンあり、図-1の小林川のように橋梁の上流側から河岸侵食が進行して背面盛土へ到達するパターン (図-3a)、空知川のように上流で氾濫した洪水流により道路が洗掘され橋台背面に達するパターン²⁾ (図-3b)、橋梁付近に堆積した流木による河道閉塞で越水した氾濫流が道路上を流下し洗掘されるパターンがあった (図-3c)。割合としては、図-3aに示す河岸侵食による被災が最も多かった。



土II (軽量剛性繊維網) 土III (連続箱型鋼製枠) 透気防水シート

図-4 選定した対策工 (実物)

表-2 実験における対策工の条件

	対策工法	対策工延長	深掘対策
case 1	なし	なし	なし
case 2	土III	橋台支持必要幅	〃
case 3	土II+III	橋台支持必要幅 +道路幅員	〃
case 4	土II+III	〃	対策工前面 6 m
case 5	土II+III	〃	対策工前面 2 m

3. 対策工の効果検証実験

(1) 対策工選定

対策工選定の詳細は、著者らの既往報告³⁾に記載されているため、ここではその概要を記載する。

全ての洪水に対して背面盛土が消失しない対策が理想だが、費用面から実現性は乏しい。加えて、平成28年洪水のような確率規模が1/100を上回る超過洪水時に盛土が消失しないことで、氾濫被害を拡大させる懸念もある (4章に詳述)。そこで、対策工の立案に当たっては、橋梁本体が被災しなければ低コストで早期復旧できることに着目し、1/30確率規模の洪水流量に対し、背面盛土の侵食を遅延させ、橋梁本体の被災リスクを低下させることを目指した。

背面盛土の恒久復旧が目的の対策工案を想定した場合、考えられる対策工法はコンクリート構造物、鋼矢板杭構造物、土構造物の3つである。コンクリート及び鋼矢板杭は、剛性自体は高いが、構造物周辺の局所洗掘によって転倒や滑動した場合、容易な補修は困難である。また新たな用地の確保、予算、工期、早期の道路啓開など困難を極める。

土構造物としては、I:フトンかご、II:軽量剛性繊維網かご、III:連続箱型鋼製枠が挙げられる。高い流体力の侵食に耐えられる構造と、局所的な河床低下に対応できる屈撓性や追従性を選定条件とすると、図-4に示すIIとIIIがIより有利である。この工法は、普通作業員で簡易に施工でき、複雑な施工管理が伴わないこと、広い施工ヤードが不要、複数の大型機械は不要、施工計画の立案が容易なことなど利点が多い。なお、透気防水シートは盛土の浸透破壊及び土砂の吸出し防止のために採用した。

表-2に実験における対策工の条件を示す。case 1では、

表-3 実験の水理条件

	現地	実験
縮尺	1	1/80
川幅 (m)	10	0.125
河床勾配	1/60	1/60
河床材料 (mm)	61.7	0.77
流量 (m ³ /s)	40-150 *	7×10 ⁻⁴ -26×10 ⁻⁴
水深 (m)	0.49 *	0.15
流速 (m/s)	2.75 *	0.31-0.38
シールズ数	0.082	0.082
フルード数	1.26-1.11	1.26-1.11
給砂量 (ℓ/min)	—	0.1-1.0

*流出解析及び等流計算による推定値

被災メカニズムを再確認することを目的に対策工無しで実施した。case 2では、土構造物IIIを構造上橋台支持に必要な背面盛土延長分設置した。case 3では、土構造物IIとIIIを組み合わせ、対策工の設置範囲を道路幅員分延伸させた。case 4では、道路盛土の対策工法はcase 3と同じまま、基礎の深掘れ対策として根固め必要幅を算出⁴⁾して現地スケールで6m分を対策工前面に土構造物IIを設置した。case 5ではcase 4の根固め範囲を2mとして実施した。模型で使用する対策工は当該製品と同じ材料で作成した。

(2) 実験水路と水理条件

本実験では、図-1に示す十勝川水系小林川に架かる橋梁周辺をモデルとした。本地域はセグメント1に属し、河岸侵食幅も大きく、今回の代表的な被災例である。表-3に実験水路の諸元と実験条件を示す。実験縮尺は現地の1/80とし、基盤面積37 m²、水路延長13.75 m、水路幅1.5-2.0m、水路こう配1/60、初期河床には幅1.5-2.0m、深さ0.15mの低水路を整形した。橋梁模型はアクリル製、河床材料及び給砂材料は、4号珪砂 (0.77mm) 単一粒径とし、粘着性は考慮していない。

平成28年8月洪水のハイドロは二段階であり、1/30確率に相当する平均40 m³/sの流量が続いた後、1/100を超える超過洪水流量 (平均150 m³/s) へ推移していった。実験流量としては、フルード則を用いて0.7~2.6 ℓ/sとし、通水開始から70分まで0.7 ℓ/s、その後10分要して流量を2.6 ℓ/sに上げ、2.6 ℓ/sで70分間通水した。なお、シールズ数は現地と一致させており、事前実験でリップルの発生が無い事も確認した。

(3) 計測方法

河床形状は、通水前後にレーザースキャナーを用いて計測した。計測区間は、上流端から0 m~14 m区間とし、計測幅は横断方向に約2.7 mの範囲とした。

本実験の観察記録では、河岸侵食・洗掘、砂州形状、橋台背面盛土の浸透・洗掘・消失の経時変化を写真や簡

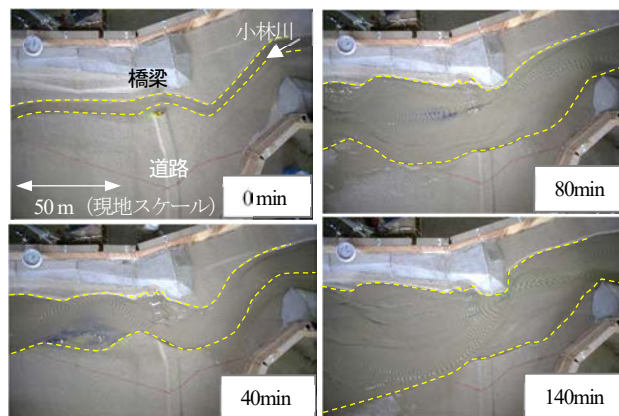


図-5 case 1における流路経時変化 (垂直写真)、黄色の点線は河岸を示す。

易計測を用いて記録した。また、浸透 (にじみ出し) を確認するため、橋台背面盛土の上流部に青色の塗料、下流部に黄色の塗料を埋設し、その出色過程を観察した。河床変動後の河床高さの実測では、橋台底面高さや低水路河床高さ及び橋脚底面高さとの関係も調査した。

(4) 実験結果

平成28年洪水時に、小林橋の被災過程を観察していた道路管理者から聞き取り調査したところ、河道からの洪水がA1橋台背面 (左岸) の道路側に浸水し、橋梁背面盛土辺りから洗掘された後、道路本体を消失させ、さらにA1橋台の沈下により移動した上部が落橋した。無対策のcase 1では、聞き取り調査とほぼ同様の被災過程が観測された (図-5)。また、実験後の最終的な河床変動傾向や浸水範囲も被災後の現地 (図-1) と類似していた。

土構造物III (軽量剛性繊維網) を橋台支持に必要な盛土幅分だけ設置したcase 2では、河岸侵食の進行にしたがって、対策工の基礎部の河床が局所的に洗掘し、対策工がずり落ち、通水開始17 minに盛土の侵食が始まった。その後、橋台を回り込むように盛土の侵食が進行し、通水開始27分には橋台を支持するのに必要な盛土部分が完全に消失した (図-6 case 2)。

case 3では、橋台付近の対策工を土構造物II (連続箱型鋼製枠) に変えるとともに、case 2で対策工を設置していない方 (水路の左側) から回り込むように侵食が進行し、盛土が消失したことを踏まえ、対策工の設置範囲を道路幅員分延伸した。この結果、盛土の侵食開始時刻は大きく変わらなかったものの、盛土の消失までの時間が伸びた (図-6 case 3)。

case 4では、盛土の侵食開始時刻を遅らせるために、対策工の前面に土構造物IIを実河川スケールで6m分設置し、対策工下部 (基礎部) の局所洗掘の抑制を試みた。この結果、盛土の侵食開始は大幅に遅くなるとともに、盛土の消失の時間も遅くなった (図-6 case 4)。またcase 4だけが1/30規模の流量では侵食が開始せず、1/100規模の流量に達してから盛土の侵食が始まった。

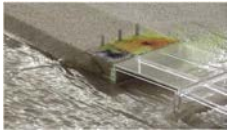


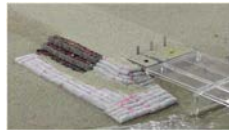
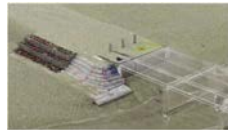









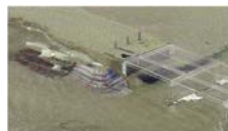





case 1 対策工無し	case 2	case 3	case 4	case 5
				
 通水開始 0-0.5 min	 通水開始 11 min	 通水開始 10 min	 通水開始 15 min	 通水開始 12 min
 通水開始 1 min	 通水開始 17 min	 通水開始 21 min	 通水開始 82min	 通水開始 43min
 通水開始 27 min	 通水開始 38 min	 通水開始 75 min	 通水開始 99 min	 通水開始 60 min

図-6 水理模型実験による対策工の変状状況（一段目：初期，二段目：浸透開始，三段目：侵食開始，四段目：盛土消失）

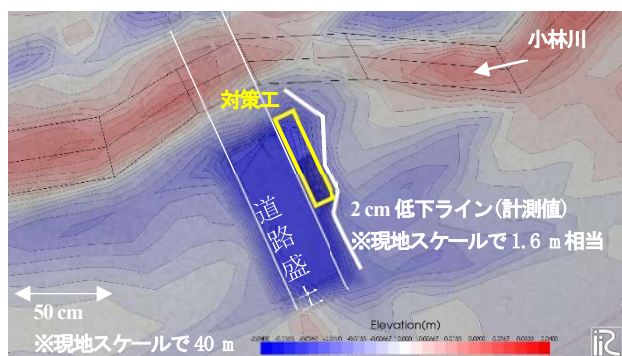


図-7 実験前後の河床高変化 (case 3)

対策工の前面の6 m幅に深掘抑制の対策を設置しようとすると、新たな用地買収が必要となる場合が多くなり、実現性が乏しい。そこで、case 5では対策工前面の施設幅を2 mへ減少させた。この結果、盛土の侵食開始時刻は、case 3とcase 4の間になった（図-6 case 5）。一方、盛土の消失時間はcase 3より早くなった。この要因としてcase 3では透気防水シートが対策工の沈下よりも長く留まっていたことが考えられる。

土構造物Ⅱ・Ⅲともに、構造物が一体的に深掘れに追従していたが、河川流が対策工に衝突する付近では、河床が局所的に低下するため、設置した対策工が沈下した。各実験後の河床低下高を計測し、現地スケールに換算したところ、初期河床に対し0.5m～1.7mの範囲で深掘れ（対策工基礎の地盤低下のこと）していた（図-7）。これを抑制するためには、対策工前面に屈撓性の高い部材を設置することが有効であることが示された。

(5) 実験の考察

転落事故防止の観点では、橋台背面盛土の侵食開始時刻が重要となる。侵食が開始される時間経過について、無対策のcase 1を基準とし、case 3, 4, 5で比較すると、case 3では21分、case 4ではcase 87分、5では43分と侵食開始を遅延できた。移動床実験の時間を現地スケールに換算するのは難しく、フルード則に加えシールズ数も考慮した換算方法なども提案されているが、実時間との整合が良くならない場合もある⁵⁾。そこで、本研究では簡易的にフルード則のみによる時間換算を行った。これによると、case 3では約5時間、case 4で約22時間、case 5では約11時間、侵食開始が遅れたこととなる。

橋梁本体の変状防止の観点では、橋台の支持に必要な盛土の消失時間も重要となる。盛土の侵食開始から盛土消失までの時間をみると、case 2で10分、case 3で55分、case 4で17分、case 5で17分であり、対策工の延長を延伸させたcase 3, 4, 5の方が、延伸前のcase 2より長くなった。今回の実験では、case 1およびcase 2で見られた迂回流の位置と流向を参考に、case 3以降の対策工延長を決定したが、対策工延長は河道の平面形などに依存する可能性が高いため、今後さらに研究が必要である。

次に、透気防水シートの効果を検証するために、橋台背面盛土に埋め込んだ塗料の流出時間を整理する。黄色塗料がにじんだ時間は、case 1で約0.5分後、case 2（土Ⅲ）で約11分後、case 3（土Ⅱ+土Ⅲ）で約10分後、case 5（土Ⅱ+土Ⅲ+根固め工2m）で約12分後だった。何れのケースでも橋台背面盛土の下流部に埋設した黄色塗料のにじみ



図-8 case 4 浸透状況と橋台ウイング部に出現した穴

出しから始まり (図-6 二段目), 次に上流部に埋設した青色塗料がにじみ出て河川に流出していく過程が確認された. その流出後, 上流の橋台ウイング内部に穴が出現した (図-8). ウイング内部に河川流は接触していないため, 流れのせん断力による洗掘が要因ではなく, 浸透流動による破壊か, 河川流と盛土内浸透流の流速差による土砂の吸い出しが要因と想定される. また, シートがある場合は盛土内水位の低下が認められた. 無対策の case 1 では, 浸透と同時に流体力による侵食も行われるため, 浸透が盛土消失に与える影響は少ないと類推される. しかし, 対策工を行うことにより, 盛土の消失が遅くなると盛土内の水圧差が生じ, 構造物周りの転圧不足などの要因により, 図-8 のような穴が出現しやすくなると考えられる. これを少しでも抑制するために透気防水シートを設置する方が望ましいと考えられる.

4. 解析による対策施工時の浸水域の変化

前章で提案したいずれの対策工も1/30規模の流量に対し, 盛土の消失を抑制する効果を発揮したが, 1/100を超える超過洪水には耐えられなかった. しかし, 超過洪水にも耐えられるより強固な対策工を施し, 盛土が消失しない場合, 氾濫域の増加が懸念される. そこで, iRIC のNays2DH[®]を用いて浸水域の分析を行った.

小林川では流量観測が行われていなかったため, 流出解析から求めた流量を用い, 計算対象期間は流量の大きい洪水後期の14時間とした. 実験では, 流量のコントロールが難しいため, 二段階の一定流量を用いたが, 計算では流量ハイドロをそのまま与えた. 実験と同様に, 粒径は河床材料調査をもとに単一粒径として扱い, 流入土砂量は動的平衡で与えた. Run 1では対策工を考慮せず, Run 2では橋梁背面道路の法面に強固な侵食対策を施した場合を想定し, 道路部を固定床として扱った.

図-9にRun1における初期から河床変動高と流量ピーク時の水深を示す. 小林橋付近における左岸の河岸侵食幅は65mであり, 実際の侵食幅80mよりは若干少ないものの, 河岸侵食の形状などは概ね再現できている. 水深の最大値は2~3 mであり, 橋の下流側と比べ橋の上流側の

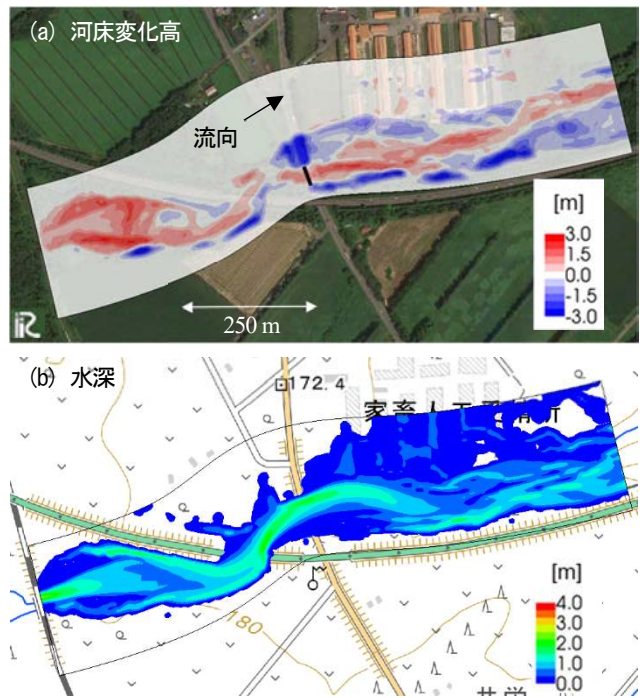


図-9 数値計算結果 (Run 1)

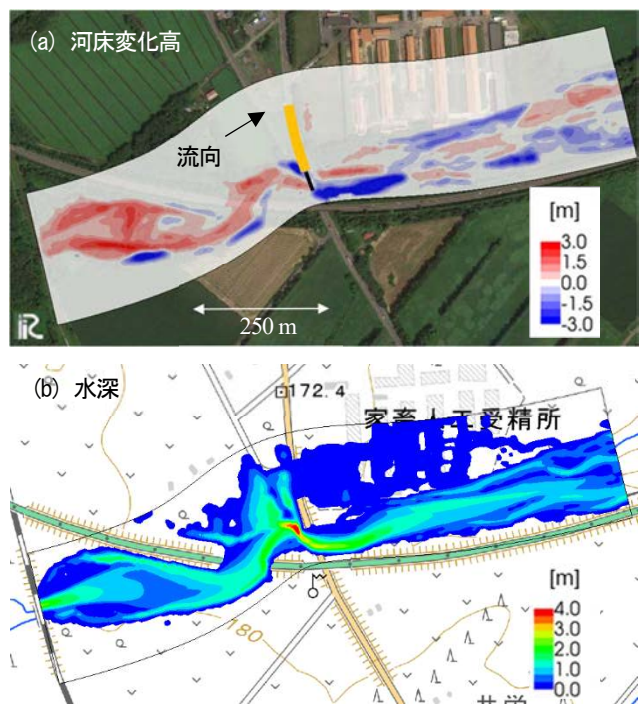


図-10 数値計算結果 (Run 2)

浸水範囲は小さい.

図-10にRun 2の計算結果を示す. 道路に侵食対策を施した場合を想定し, オレンジ色の部分を固定床としている. 道路を固定すると, 左岸の侵食は抑制されるが, 右岸側の侵食が顕著となった. また, 川幅が大きく広がらないため, 道路上流側の湛水範囲・水深ともに大きくなり, 洪水ピーク時に道路を越流する流れが生じた.

今回対象とした小林川の場合, 橋の上流側に家屋がないが, 地域によっては橋の上流側に家屋や重要な施設が

存在する場合がある。そのような地域においては、盛土対策を含め、浸水被害域を想定した総合的な計画が必要である。

5. 平成30年洪水時の保全対策

平成30年7月の洪水によって、石狩川水系安足間川の橋台背面盛土が侵食された(図-11a)。この際は、橋梁の上流側に設置されていた新規護岸も破壊されていた(図-11b)。

安足間川に流量観測所が設置されていないため、安足間川が石狩川に合流した後の中愛別流量観測所の流量を調べると、平成30年7月洪水は1/5～1/10程度の確率規模流量であり、現状復旧しても中規模洪水で再び盛土が侵食される恐れがあった。

そこで、被災の復旧対策として本研究成果を活用し、軽量剛性繊維網工による施工が行われた(図-11c, d)。次の中規模洪水が発生するまで、継続的にモニタリングし、対策工効果を検証する予定である。

6. まとめ

平成28年8月の北海道豪雨で被災した128の橋梁の多くは、山地河川と扇状地を結ぶセグメントI区間に位置していた。被災パターンとしては、河川の大規模な流量変動に伴い橋台背面盛土の流出し、そこから橋梁本体も被災するケースが多かった。

橋台背面盛土を保全する対策工として、土構造物の軽量剛性繊維網かご、連続箱型鋼製枠を選定して、水理模型実験を行った結果、河岸侵食を伴う道路盛土の消失時間を大幅に遅延させることができた。ただし、100年に1度を超える大規模洪水に対して、今回選定したいずれの対策工法も盛土の侵食を防ぐことはできなかった。

数値計算を用いて、盛土がより強固な対策工で守られ、被災しないで存在し続けた場合の氾濫域の変化を分析した結果、道路上流側の湛水範囲・水深ともに大きくなった。このことは、盛土対策後の浸水被害域を想定し、道路と河川の総合的な計画を行う必要性を示唆している。



図-11 平成30年洪水の被災状況と対策工写真

今後は、被災例の多かったセグメントIIにおける特徴的な河川線形、蛇行波長、蛇行振幅を複数パターン選択し、水理模型実験と数値解析を用いて、対策工の必要延長や構造物の根入れ幅について明らかにする所存である。また、大規模洪水時に転落防止を防ぐソフト対策も平行して開発して行きたい。

参考文献

- 1) 平成28年8月北海道大雨激甚災害を踏まえた水防災対策検討委員会報告書、平成28年8月北海道大雨激甚災害を踏まえた今後の水防災対策のあり方～気候変動への適応により、命を守り国土の保全と発展へ～、p.24、北海道開発局HP、https://www.hkd.mlit.go.jp/ky/kn/kawa_kei/ud49g7000000f010-att/splaat000000h6w1.pdf (2020年5月確認)
- 2) 2016年8月北海道豪雨災害調査団報告書、土木学会、2017。
- 3) 青木卓也、山梨高裕、橋本聖：河川の超過洪水に対応する橋台背面盛土の保全対策技術の検討、寒地土木研究所月報、No. 781, 2018。
- 4) (財)国土技術研究センター編：護岸の力学設計法、第5章設計外力の算定と護岸諸元の安定照査、pp.100-116, 2007。
- 5) 柿沼孝治、飛田大輔、桃枝英幸、横山洋：破堤模型実験の時間縮尺に関する検討、土木学会第67回年次学術講演会、II-046, 2012。
- 6) iRICソフトウェア、Nays2DH Solver Manual, <https://i-ric.org/solvers/nays2dh/>. (2020年5月確認)

(2020. 4. 2受付)