

河川洪水で消失する橋台背面盛土の保全対策技術の実験的研究

Experimental study of the maintenance measures and techniques against the flood erosion of the back embankment of abutments

(国研) 土木研究所寒地土木研究所 ○正員 青木卓也 (Takuya Aoki)
 (国研) 土木研究所寒地土木研究所 正員 井上卓也 (Takuya Inoue)
 (国研) 土木研究所寒地土木研究所 正員 畠山乃 (Osamu Hatakeyama)
 (国研) 土木研究所寒地土木研究所 正員 橋本聖 (Hijiri Hashimoto)

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、歴史的で記録的な豪雨となり、道東を中心に河川堤防からの越水や決壊による氾濫、道路の崩壊や落橋など大惨事となった。とりわけ道路交通網の被災は、社会経済や日常生活にも影響を与え、孤立集落を生むなど重大な損害をもたらした。その中でも橋梁被災の復旧に要する費用と時間は莫大であった。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¹⁾を取りまとめた。しかし、河床変動等の計算力学研究事例はあるが、新たな対策工提案に至る研究は見当たらない。そのためか現況復旧工事が主で同規模の洪水が発生すると再度被災されるのは必然である。そこで、既往研究では橋台背面盛土の保全対策を立案することを目的に、橋梁被災箇所の状況分析を行った。この結果、被災箇所は支川上流部に集中しており、橋梁背面盛土の被災誘因の多くは、直接的な洪水の流体力による洗掘、あるいは河川水が構造物境界に浸透することによる吸い出しであることが確認された。また、橋台背面盛土が被災されない場合、橋梁本体に影響しない場合があることも判明した²⁾。

本研究では、既往研究の調査結果をもとに、恒久復旧や予防保全に寄与できる橋梁背面盛土の保全技術を選定するとともに、水理模型実験により被災変状メカニズムを解明しつつ、選定した対策工技術の効果を検証した。



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被災状況

2. 対策工案の選定

今回の洪水では護岸・根固めブロックが散乱、消失したため、高い流体力や局所的な河床低下に対応できる最適な工法を選定することが必要である。既往研究²⁾では、即時性や様々な機能性から1次選定を行い、土構造物Ⅱ(軽量剛性繊維網かご+透気防水シート)と土構造物Ⅲ(連続箱型鋼製枠+透気防水シート)³⁾が適切と評価した。本研究では、耐塩害、再利用などを評価項目として追加し、最終的な2次選定を行った。土構造物Ⅱ(以下、土Ⅱと記す)は、追加した屈撓性、再利用等においても評価が高く、土構造物Ⅲ(以下、土Ⅲと記す)は屈撓性において評価された。しかし、焦点は耐洗掘・河床変動追従・恒久性・迅速性であることから、総合評価では土Ⅱに加え土Ⅲも高い評価となった。そこで、この2工法の効果を検証するために水理模型実験を行った。

3. 水理模型実験

3.1 実験概要

図-1に示す十勝川水系小林川に架かる橋梁の被災をモデルとして被災メカニズムの把握および対策工(土Ⅱと土Ⅲ)を講じた場合の被災軽減効果の検証を目的に水理模型実験を行った(図-2)。表-1に実験諸元を示す。実験縮尺は現地の1/80とし、基盤面積37m²、水路延長13.75m、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の低水路を模した水路を整形した。河床材料および給砂材料は、4号珪砂(0.77mm)単一粒径とし、粘着性は考慮していない。

表-1 水理模型実験諸元一覧

項目	現地	実験水路	備考
全体縮尺	1.00	1/80	
川幅(B)	m	10.00	Q=50m ³ /s相当の三才筋幅
河床こう配	1/60	1/60	現地調査
マンングの粗度係数	0.029	0.014	マンングストリッカー式で算出
河床材料粒径(d)	mm	61.7	現地代表粒径、4号珪砂
無次元限界掃流力(τ_{*c})	0.050	0.035	実験水路では砂礫が動き易い

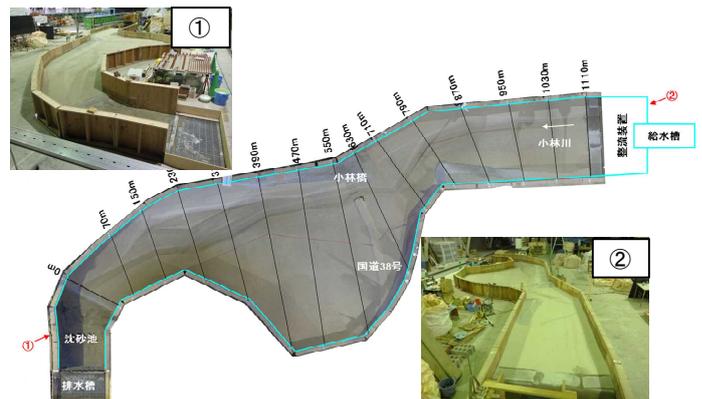


図-2 水理模型実験装置全景

表-2 恒久的復旧工事あるいは予防保全工を想定した橋台背面盛土対策工（案）の比較（2次選定）

対策工種大別		コンクリート構造物	鋼構造物	土構造物Ⅰ	土構造物Ⅱ	土構造物Ⅲ
対策工程		擁壁類(逆T型・もたれ)、ブロック工(積み、根固め)	鋼矢板杭構造物	土壁工(フロンかご・耐候性大型土のう)+透気防水シート工	土壁工(軽量剛性繊維網かご)+透気防水シート工	土壁工(連続箱型鋼製枠)+透気防水シート工
検討項目	検討細目					
屈中性	なし	なし	なし	一体的にも変形する	一体的に対応する	一体的に対応する
再利用	欠損したら不能	変形したら不能	変形したら不能	変形したら不能	散乱しても再生可能	変形したら不能
耐塩害	腐食・劣化	表面劣化する	腐食する	金網劣化する	繊維のため劣化しない	海岸での10年間の実績有り
特殊な箇所への形状の自在性	現地に合わせ可能だが、型枠から製作するので時間を要する	現地に合わせ可能だが、全ての工程で時間を要する	ほぼ可能	◎	◎	◎
早期の道路啓開への適応性	不適	不適	被災規模にもよるが概ね適当	◎	◎	◎
今後の総合的な課題	設計・施工の迅速さ、河床低下への対応、コスト	設計・施工の迅速さ、打込み機械が大型のため現場ヤードの問題、河床低下への対応、コスト	◎	◎	◎	◎
仕様上の注意	各地にブロック類のストックがあれば有効だが、ほぼストックは無い	鋼管杭は市場性が低く施工も高度のため省いている。河床低下した場合は根入れ不足となる、先端支持形式なら可	◎	◎	◎	◎
総合評価	(焦点)耐洗掘・耐河床変動・恒久対策、迅速さ	地すべりなど恒久対策工として選定される工法が、河床低下に対応できない、全ての工程に時間を要する	◎	◎	◎	◎
本研究に最適な工法(最終的に上位2案まで)	◎	◎	◎	◎	◎	◎

実験流量は、流域がほぼ同程度で既に解析されている近隣河川の数値をもとに洪水初期（前期）と洪水後期の2段階で設定した。また、定常状態とし、低水路満杯程度40m³/s（洪水前期）から洪水後期平均程度150m³/sに推移させた。実験流量としては、0.007~2.6ℓ/sとなる。また、事前実験でリップルの発生が無い事も確認した。計測は、表-3に示すとおり、通水後、レーザースキャナーを用いて河床形状を計測した。計測区間は上流端から0m~14mの14m区間とし、計測幅は横断方向に約2.7mの範囲とした。観察記録では、河岸洗掘、砂州形成、橋台背面盛土の浸透・洗掘・消失の時間的な変状を写真や簡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を、下流部に黄色の塗料を埋設し、その出色過程を観察した。実験条件を表-4に示す。case1では、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。case2では、対策工（土Ⅲ）を橋台背面盛土延長分

設置した。case3では、さらに対策工を道路幅員分延伸させて実施した（土Ⅱ+土Ⅲ）。case4では、対策工基礎の深掘れ対策として根固め必要幅を算出⁴⁾して土Ⅱ（1段・W=6m）を対策工の前面に設置した。case5ではcase4の根固め範囲を平坦幅（1段・W=2m）として実施した（図-3）。なお、透気防水シートは、case1以外の全ケースで使用した。

3.2 被災の再現による変状メカニズムの検討

モデルとした橋梁の被災過程を聞き取り調査したところ、河道からの洪水がA1橋台背面の道路側に浸水し、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（直接基礎）の河床洗掘により移動し上部が落橋した。無対策のcase1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-4各左写真）。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。

表-3 計測仕様一覧

項目	タイミング	位置・範囲	備考
レーザースキャナー	実験前後	全体	
水位・河床縦断	通水中1時間毎	流心5点	SP230・SP390・SP550・SP710・SP870
垂直写真1	5分毎	橋梁付近	一眼レフカメラ
垂直写真2	通水前後30分毎	全体	CPデジカメの多点撮影による構造化
録画	通水中連続	A1橋台上下流	録画機2台
PIV	河岸侵食進行時	橋梁付近	5分間程度、各ケース1回
状況写真	随時	橋台	デジカメ
トレーサー	通水1時間毎	全体	色染
侵食状況	1~5分毎	全体	デジカメ
浸透状況	随時	全体	デジカメ

表-4 実験条件一覧

項目	case	単位	現地	case1	case2	case3	case4	case5	備考
流量 (Q)		m ³ /s	40	0.007	0.026	0.006	0.017	0.31	H28洪水前期流量 H28洪水後期流量
水深 (H)		m	0.49	0.97	0.017	0.31	0.38		B=30mとした場合 B=45mとした場合
流速 (V)		m/s	2.75	3.43	0.38	0.31	0.38		
フルード数 (Fr)			1.26	1.11	1.11	1.11	1.11		射流
無次元掃流力 (τ)			0.082	0.165	0.082	0.165	0.165		無次元限界掃流力以上
給砂量		ℓ/min				0.1~1.0			平衡流砂量
流況						定常流			
通水時間		h		40 m ³ /s → 1:10	150 m ³ /s → 1:10				
固定床		式		あり					高速道路部
橋梁模型 (A1・A2・P・上部)		基				アクリル製			旧橋再現
背面盛土対策工案				なし	なし	土Ⅲ	土Ⅱ+土Ⅲ		工法選定参照
対策工前面に河床低下対策				なし	なし	なし	なし	なし	軽量剛性繊維網かご
対策工延長				なし	なし	背面盛土	橋台背面盛土+道路幅員		

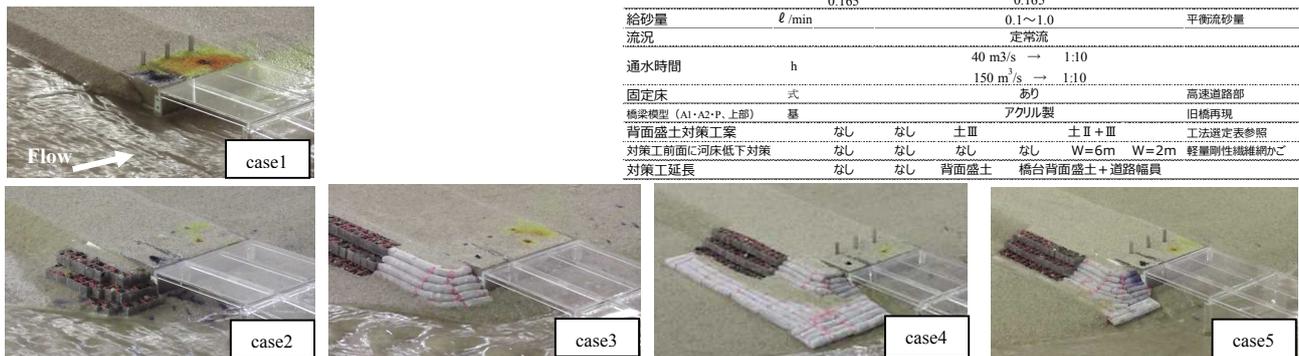


図-3 各ケース（各対策工）初期状態の橋台背面盛土部全景

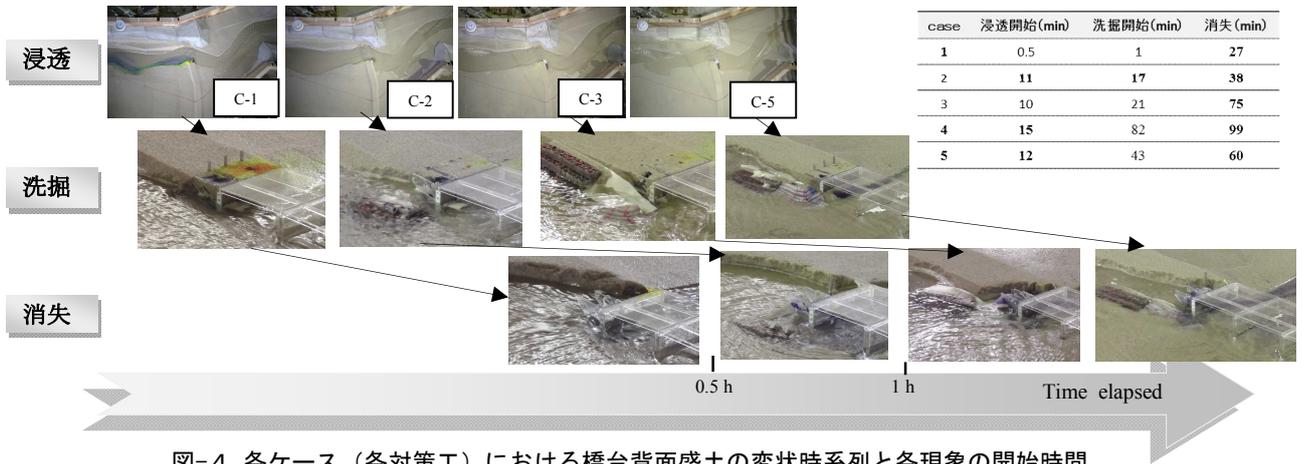


図-4 各ケース (各対策工) における橋台背面盛土の変状時系列と各現象の開始時間

3.3 橋台背面盛土部への浸透と透気防水シートの効果

図-4 (上段) より黄色塗料がにじんだ時間は, case1 で約 0.5 分後, case2 (土Ⅲ) で約 11 分後, case3 (土Ⅱ+土Ⅲ) で約 10 分後, case5 (土Ⅱ+土Ⅲ+根固め工 2m) で約 12 分後だった. case4 (土Ⅱ+土Ⅲ+根固め工 6m) の浸透時系列を図-5 に示す. 何れのケースでも黄色塗料のにじみ出しから始まり, 青色塗料がにじみ出し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ぼこが出現した (図-5 下右). 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, 盛土内水位の計測結果から, シートがある場合は水位の低下が認められた.

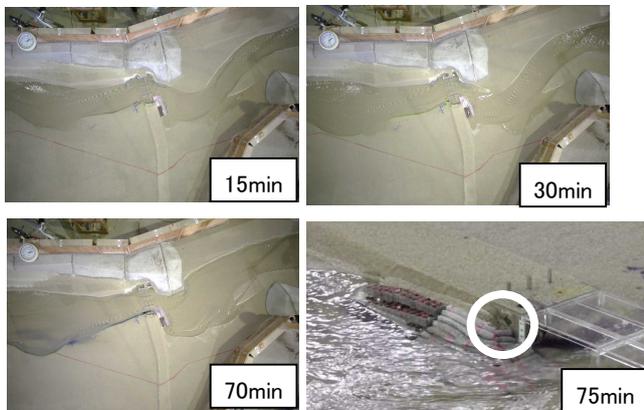


図-5 case4 浸透状況と橋台ウイング部に出現した穴ぼこ

3.4 橋台背面盛土部の洗掘と消失

図-4 (中段・下段) に示す橋台背面盛土の河川流による洗掘と消失の時系列から, 対策工の無い case1 では 1 分後に上流側の橋台背面盛土部から洗掘が開始され, その後, のり尻付近の深掘れによる河岸崩落も始まり, 27 分後に道路の消失に至った. 対策を実施した場合の洗掘開始と道路消失の時刻は, case2 で 17 分と 38 分, case3 で 21 分と 75 分, case4 で 82 分と 99 分 (図-6), case5 で 43 分と 60 分となり, 何れも無体策に比べ遅くなった. 道路盛土の洗掘開始箇所は, ケース毎に異なり, 河川流の盛土への浸入路に応じて変化した. 河川水が対策工を越水する場合は, 越水箇所から洗掘され始め, 河川流が

対策工の終点背面から廻って浸入してくる場合は, そこから洗掘された. しかし, どの箇所から洗掘開始しても最初に道路が消失する箇所は, 盛土と橋台の構造物境界付近であった. この要因として, 浸透流動や吸出しによって, 構造物境界付近の土が脆弱になっており, 流水の作用で侵食されやすかったこと, 構造物周辺で生じた河川流の渦が侵食を助長したことなどが考えられる. その後, 道路の消失は, 構造物境界から橋梁の無い道路側へ拡大した.

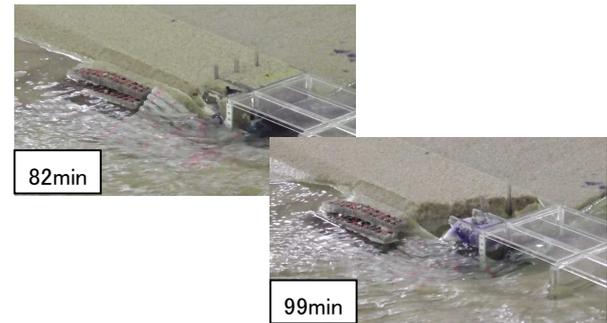


図-6 case4 洗掘開始・消失状況

3.5 対策工前面の河床低下に対する屈撓性と追従性

河川流が盛土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 (表-5). しかし, 全ケースにおいて, 河床低下に対して本対策工の屈撓性が確認された (図-7 左). また, 土Ⅱ・Ⅲとも構造物が一体的に深掘れに追従したことが確認され (図-7 右), 何れも流体力による構造物が破壊, 分裂することなく最終的にはその近隣に留まっていた. 特に土Ⅱは, 回収可能な材料・形状であり, 再利用も十分可能である.

表-5 対策工基礎の深掘れ値

case	河床GH	備考
初期値	169.00	低水路中央部
2	168.50	上流側・対策工前面
3	168.26	同上
4	167.62	同上
5	167.30	同上

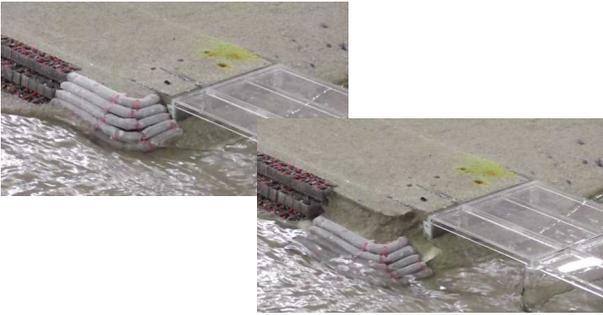


図-7 case3 河床低下に対応する屈撓性(左)と追従性(右)の状況

3.6 対策工効果の考察

本研究では対策工の効果を、より大きな流体力により長い時間耐えられるかという観点で評価する。具体的には、洗掘が開始される時間と消失してしまう時間の差について、無対策工の case1 を基準とし、case3, 5 とで比較した(図-4, 8)。変状時間を示す図-8 から、case3 における洗掘に至る時間差は $x=20$ 分、消失に至っては $y=48$ 分だった。case5 では洗掘に至る時間差は $x'=42$ 分で消失に至っては $y'=33$ 分と計測された。

ここで開始直後の実験流量 $Q=40\text{m}^3/\text{s}$ は河川整備計画の30年確率規模に相当する。この結果を現地スケールに換算すると前者で約5時間、後者では約11時間の洗掘開始の遅れが確認された。この場合の時間縮尺は、フルード則を基に算定しており、 $15.73(Q=40\text{m}^3/\text{s}$ 通水時)、 $10.79(Q=150\text{m}^3/\text{s}$ 通水時)である。

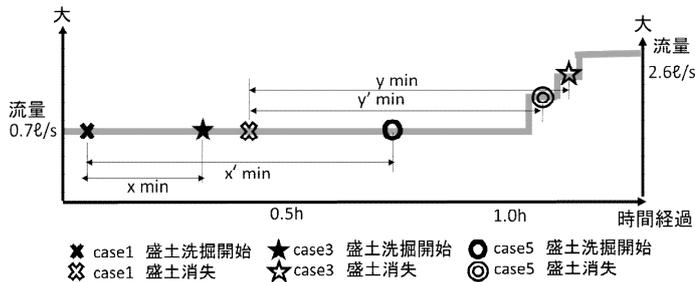


図-8 case1・3・5の橋台背面盛土の変状過程

4. 対策工の検証結果と今後の研究計画

河川洪水は、大きな流体力で河岸や河床を多様に変動させる。図-9に示すように、最適な対策工として選定した土構造物Ⅱ、Ⅲについて、時間軸でその効果を検証した。最終的には大きな流体力が長時間発生することで背面盛土は消失してしまったが、case5の場合で30年確率規模の洪水流量で最大11時間、洗掘を遅延させることができた。消失してしまったとは言え、この結果は、大きな成果と思われる。なぜなら30年確率規模の流量が10時間以上計測されるのは非常にまれだからである。

以上、冒頭選定した本対策工の適応性が認められたが、今後さらに明らかにすべき事項がある。河床低下への対策(想定方法・根入れ深度)、対策工の施工範囲(延長)、さらなる構造物自体の剛体力の向上、端部処理、対岸側や下部の背面盛土対策の必要性、流体力の目標値、橋台や橋脚防護への適用などである。特に、対策工前面の河床低下は最大で1.7mにおよぶため、砂礫層地

盤の場合は、河床低下を考慮した根入れ深さの設定が重要となる。この課題を解決するためには、河床低下量予測のための現地地盤調査手法の確立、河床変動解析⁵⁾と変形解析のカップリング、提案した手法を検証するための実物大実験などが必要となる。

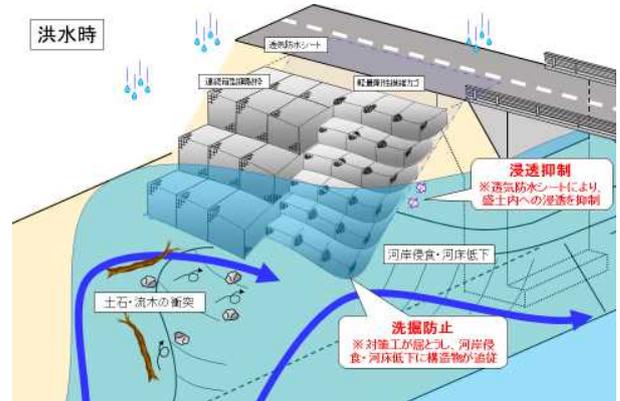


図-9 洪水時に発生する河床変動に対する対策工の機能

5. まとめ

以上、水理模型実験より以下のようにまとめられる。

- ・浸透流動や吸い出しは盛土を被災させる主要因ではないが、盛土を緩ませ河川流による洗掘を助長させる可能性が示唆された。これに対し、透気防水シートは、盛土内水位を低下させ、浸透流動や吸い出しを遅延させる効果が確認された。
- ・対策工Ⅱ・Ⅲは、現地スケール $Q=40\text{m}^3/\text{s}$ の洪水に対し、case3で約5時間、case4で約20時間、case5で約11時間、洗掘開始時刻を遅延させることが確認された。
- ・対策工前面では局所的な河床低下が生じるが、対策工Ⅱ・Ⅲは一体性や屈撓性を有しているため、沈下しても河床に追従することが確認された。
- ・case4, 5で設置した根固め工は、河床低下発生箇所を誘導させることで、対策工本体の沈下を遅延させることが確認された。
- ・水理模型実験から、橋台背面盛土を防護するためには、洪水の流体力に耐えられ、河床変動に追従する対策が必要であることが改めて確認された。

参考文献

- 1) 北海道開発局 HP : <http://www.hkd.mlit.go.jp/>, 河川。
- 2) 青木ら, 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, 第73回年次学術講演会(札幌), III-262, pp885-886, 2018.
- 3) 青木ら, 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: 寒地土木技術研究, 月報, No.781, pp12-16, 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, pp100-116, 2007.
- 5) <http://i-ric.org/ja/>