

平成28年8月北海道豪雨時における高原大橋の被災原因の検討

Study on the causes of damage in Kougen Ohashi bridge at the 2016 flood in Hokkaido

北見工業大学社会環境工学科 ○学生会員 松田朋也 (Matsuda Tomoya)
北見工業大学社会環境工学科 正会員 渡邊康玄 (Watanabe Yasuharu)

1. はじめに

近年、台風による豪雨の影響で、河川の氾濫、土砂災害、浸水害、交通障害などの災害が日本各地で発生しており、的確な被害状況の把握と今後の対策の検討が課題となっている。

一般国道273号高原大橋は、北海道上川町の大雪ダム上流に位置する、橋長124.5m、幅員7.5m、単純活荷重合成鋼鈑4連の橋梁である。同橋は、平成28年8月17日から23日にかけて北海道に上陸した台風7号、11号、9号、及び8月30日北海道に再接近した4つの台風の影響により、川幅が拡大し、水衝部となった橋台背面の盛土の浸食や支持地盤の洗堀による橋脚の沈下など、甚大な被害を受け、一時通行不能となった。

新橋を設計するにあたり、北海道開発局旭川開発建設部では、iRICを用いた二次元流況解析を実施し、その結果を基に水衝部の解消を目的とした橋台盛土の掘削と橋桁の延伸が行われた²⁾。同二次元流況解析は、橋台盛土の掘削延長を変化させて、被災時の出水が再度生じた場合でも橋梁に被害を与えない河道幅を定める目的で実施され、迅速な復旧計画策定に極めて有効な手法であった。

本研究は、今後の他の橋梁の同種の被害を防止ならびに対策手法の立案を目的とし、土砂動態の観点から二次元河床変動計算(iRICNays2DH)を用いて同橋における平成28年8月出水の河道変化を伴う再現計算を行って被災状況を再現するとともに、同条件の橋梁被害防止を目的として、解析を行った。

2. 被害の特徴

平成28年8月出水による高原大橋の被災形態は、橋台背面盛土の浸食、橋台護岸の洗堀、橋脚まわりの河床低下による橋脚の傾斜・沈下であった³⁾。A1、A2橋台、P1、P2、P3橋脚はいずれも直接基礎であり、水の流れとそれに伴う河床変動の影響を大きく受けたとみられる。

まず、8月17日から21日の台風7号および11号の影響で、A2橋台護岸の洗堀と法面の崩壊が発生し、同橋は8月20日に通行止めとなった。カーブ線形を有する実橋

に対して、上流側左岸をえぐるように水が流れて浸食が進行し、A2橋台背面盛土が水衝部となったと予想される。次に、8月23日の台風9号によりA2橋台護岸の洗堀と法面崩壊が進行し、さらにP2橋脚がA1橋台側に傾斜し、最大1.47m沈下した。この時から主桁が折れ曲がるなど上部工の変形が進んでいた。そして最後に、8月30日に北海道に再接近した台風10号により、P3橋脚がA2橋台側に傾斜し、0.55m沈下した。

このように、同橋は下部工、上部工ともに致命的な被害を受けた。十勝地方とオホーツク地方および上川地方を結び、物流や観光面において重要な幹線道路である同橋の早期の復旧が求められた。

3. 平成28年出水の再現

3.1 計算条件

被災前断面での河床変動計算を行い、実現象の再現を行う。計算対象期間は高原大橋上流に位置する石狩平観測所の水位データを基に平成28年8月17日から9月1日とした。計算区間は橋梁近傍の流れが再現できるように橋梁上流の湾曲部上流から橋梁下流部までとし高原大橋から上下流に600mの範囲とした。被災前断面の地形データは、平成21年のLPデータを用いた。しかし、図-2に示される平成21年と被災年である平成28年とでは河道状況大きく異なることから、地形標高の一部変更を行うこととした。すなわち、図-2において被災直前に撮影された平成



図-1 被災した高原大橋

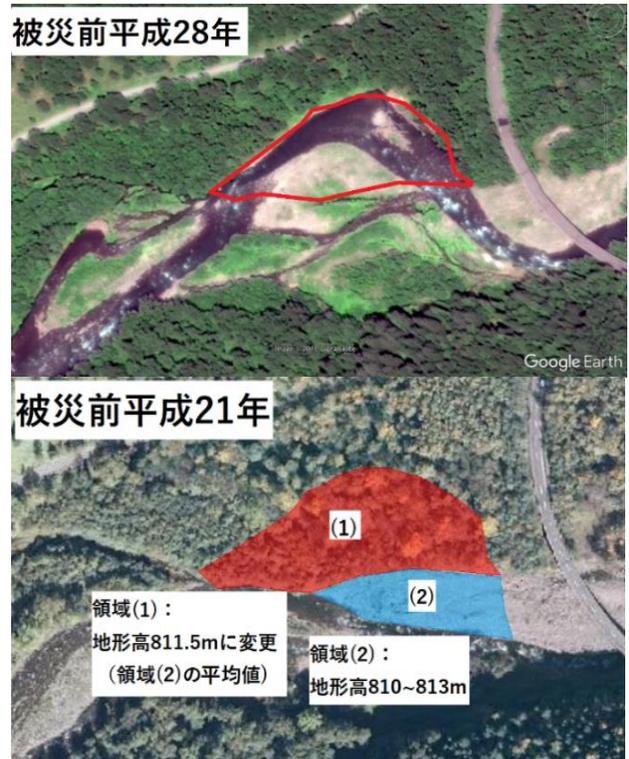


図-2 高原大橋上流航空写真

表-1 計算条件

	計算格子	マンニングの 粗度係数 ($s/m^{1/3}$)	河床材料 (mm)
H28.8出水 再現	横断方向144分割 縦断方向45分割	0.033	50
同規模出水			

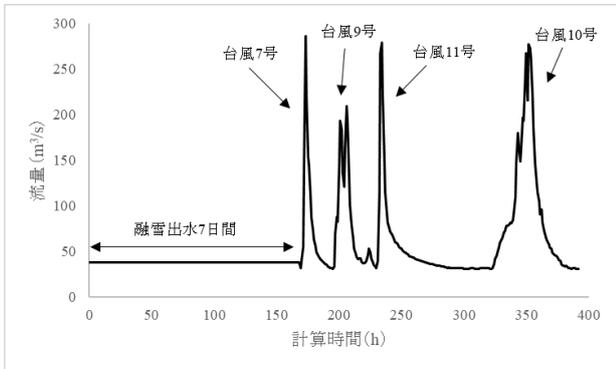


図-3 上流端に与えた流量

28年の航空写真における橋梁の上流側左岸で大きく川幅が広がっている箇所(赤枠部)を表現するために、平成21年に撮影された航空写真の領域(1)の地形高を、河床と同程度の高さ(領域(2)の平均値)に修正した。

北海道開発局旭川開発建設部が実施した流出解析によると、石狩平観測所における観測流量と流出計算による高原大橋地点での流量の比は、石狩平観測所地点の流域面積と高原大橋地点の流域面積の比による換算流量とおおむね一致している。そこで、上流端の境界条件として与える高原大橋における流量は、石狩平観測所での実測流量を用いて、石狩平観測所流域と高原大橋流域の流域面積比で算出した。また、一般に河道の形状は、融雪出水時の流量規模で形成されていることから、より実際の河道形状に近づけるため、対象とする出水の流量ハイドロを与える前に融雪出水流量として $37.2m^3/s$ を7日間与えることとした(図-3)。この融雪出水流量は、平成28年5月13日から6月1日の融雪及び降雨による出水⁴⁾のうち、大雪ダムにて時間雨量が観測されなかった、平成28年5月13日から5月25日に、石狩平観測所で観測された流量の平均値とした。図-4に示す融雪出水通水後の河床形状と、図-2に示す平成28年の航空写真を比較すると、おおむね対象出水直前の河床形状が形成されている。なお、試行計算の結果、計算対象期間のうち、河床変動に大きく影響しない $30m^3/s$ 以下の流量は除いて計算することとした。一方、下流端の境界条件は等流条件とした。その他の計算条件については表-1にまとめて示す。

3.2 計算結果の検討

まず、被害が特に大きかったA2橋台、P2橋脚、P3橋脚位置の河床に注目する。図-5は初期河床高からの変化を可視化した図である。はじめに、173時間後(台風7号によるピーク流量生起時)、206時間後(台風11号によるピーク流量生起時)を見ると、A2橋台付近に流向が集中し、水衝部となって河床が(最大およそ2.00m)洗掘されている。実現象では、A2橋台護岸の洗掘と法面の崩壊が発生している。次に、240.5時間後(台風9号によるピーク

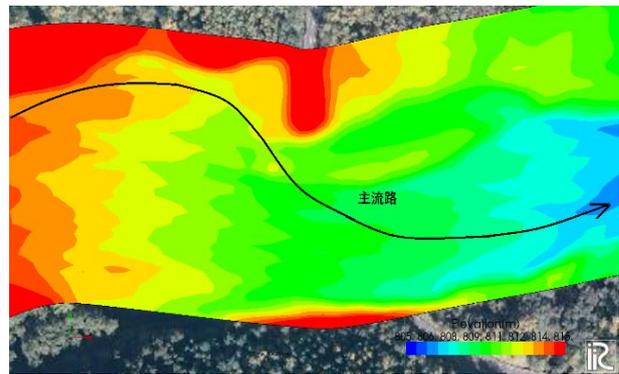


図-4 融雪出水後の河床形状

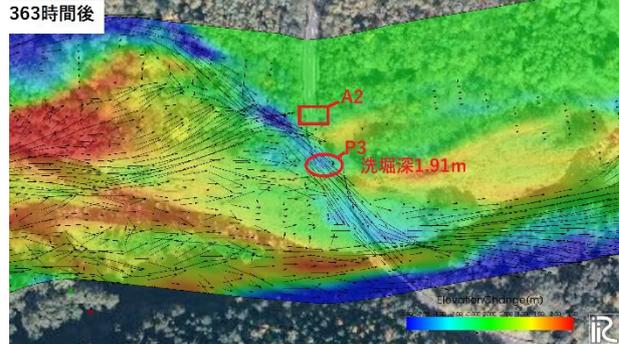
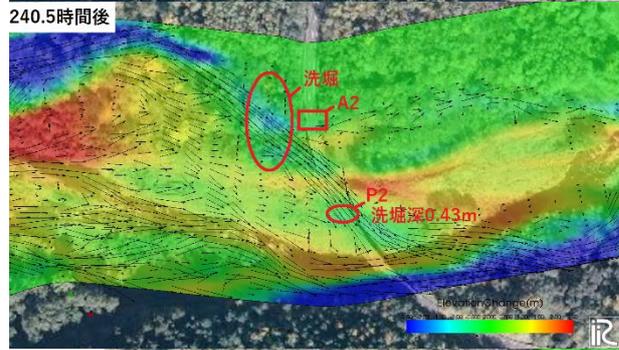
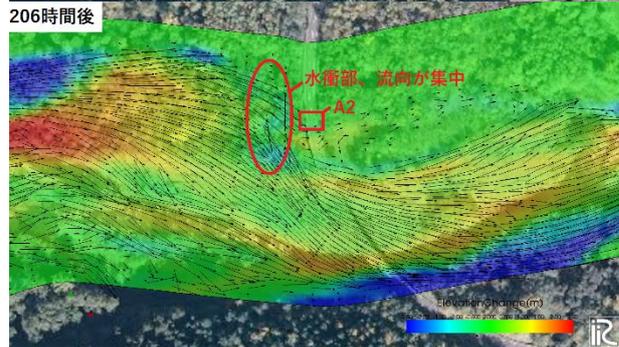
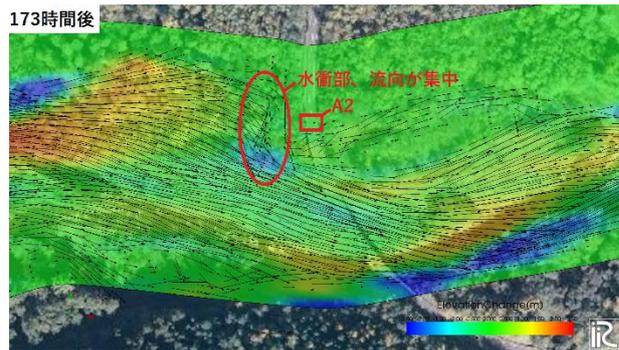


図-5 初期河床高からの変化

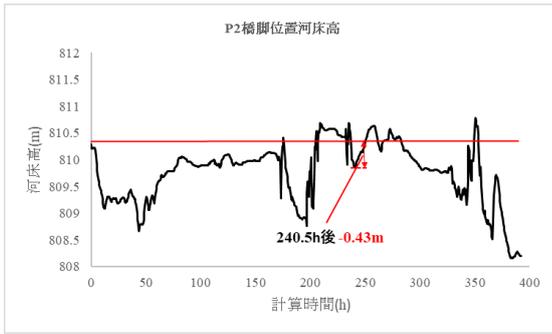


図-6 P2 橋脚の位置の河床高の変化

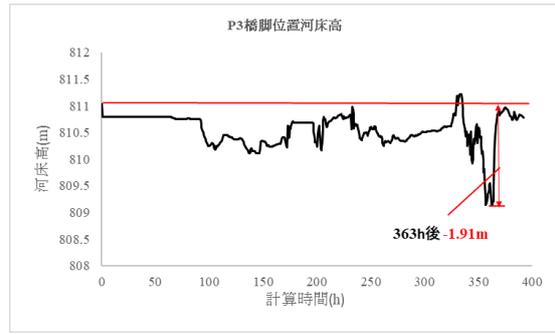


図-7 P3 橋脚の位置の河床高の変化

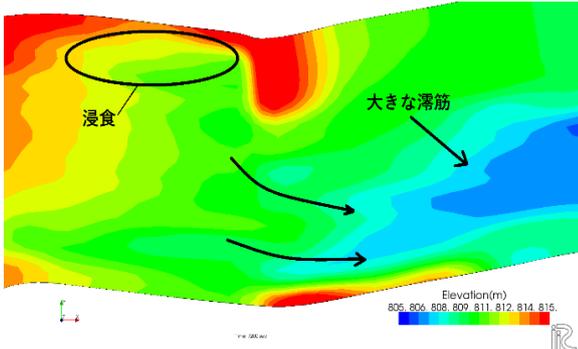


図-8 出水後河床コンター

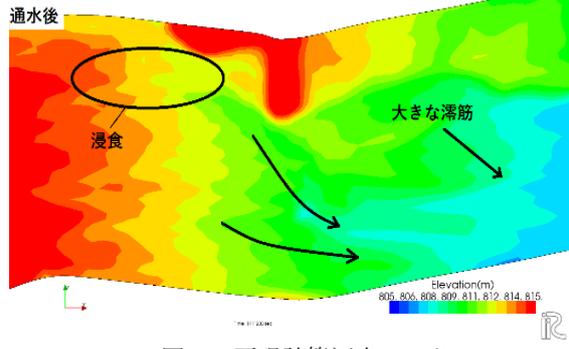


図-9 再現計算河床コンター

ク流量生起時から 6.5 時間後)を見ると、A2 橋台付近で河床が洗掘されている。実現象では、A2 橋台護岸の洗掘と法面崩壊が拡大している。また、P2 橋脚が最大で 1.47m 沈下しているが、計算結果では、P2 橋脚位置の河床高の時間変化を見た図-6 によると最大 0.43m の洗掘であった。さらに、363 時間後(台風 10 号によるピーク流量生起時から 11 時間後)における実現象では、P3 橋脚が 0.55m 沈下しているが、計算結果では、P3 橋脚位置の河床高の時間変化を見た図-7 によると最大 1.91m の洗掘であった。計算結果における河床の洗掘深と、実現象の橋脚の沈下量が異なった原因として、被災年の地形データではなく、平成 21 年の LP データを用いたこと、また、地形高の一部を変更したことがあげられる。これにより、洗掘箇所は再現出来たものの、沈下量までは再現することが出来なかったものと推定する。

続いて、流路の変化について着目する。図-8 は、平成 28 年出水後に取得された横断データを基に作成された河床コンターである。これと図-9 に示す計算の最終的な河床コンターを比較すると、橋梁の上流側で滞筋がいくつも形成され、橋梁下流側で大きな一つの滞筋となることが再現されている。また、上流側左岸が大きく浸食される様子もおおむね再現できている。

このように今回の出水では、流れが上流側左岸を浸食し、A2 橋台護岸・法面が水衝部となって橋台背面盛土が流出したことがわかる。また、流れが水衝部において向きを変え、大きな滞筋を形成し、P2、P3 橋脚周りの河床を洗掘することが明らかとなった。実際の橋脚の沈下量を河床洗掘で再現することは出来なかったものの、A2 橋台護岸・盛土が水衝部となること、P2、P3 橋脚位置の河床洗掘、流路の移動については再現できている。

4. 新橋における同規模出水を想定した河床変動計算

二次元流況解析では、新橋が再度被災することの防止を目的に被災時に水衝部となった A2 橋台盛土の掘削を計画しており、解析において設定された掘削幅は法尻から 10m (Case1)、20m (Case2)、30m (Case3)、40m (Case4) の 4 ケースである²⁾。流況解析の結果、道路盛土を 40m 掘削(橋台位置としては 36m 伸長)することで、水衝部が解消されることが確認され、新橋の橋長は旧橋より 45.8m 長い 170.3m となった³⁾。本研究では、今後、平成 28 年 8 月出水のような大規模な出水が起こった場合にどのような現象が生じるのかを検討するために、河床変動計算による解析を行う。

4.1 計算条件

横断面は、被災後の断面 (Case4) を用いることとする。図-11 に上流端に与えた流量を示し、その他、計算区間をはじめ、計算の諸条件は先の平成 28 年 8 月出水の再現時のものと同じに設定した。

4.2 計算結果の検討

図-10 は、計算後の河床コンターである。A2 橋台位置を伸長し川幅を拡幅した結果、A2 橋台盛土の水衝部が解消され、流れが阻害されることはなくなった。また、流路について、平成 28 年 8 月出水の橋梁付近の滞筋は上流側左岸から下流側右岸へ橋梁に沿うように横切っていたが、3 つの大きな滞筋になり流れが分散されることが確認された。さらに、図-12 に示される、流況解析における計算結果と比較すると、流れの状況がおおむね一致していることが確認された。

新橋における P1、P2、P3 橋脚位置の河床に注目する。新橋では、河床洗掘対策として、根固めブロックの設置、

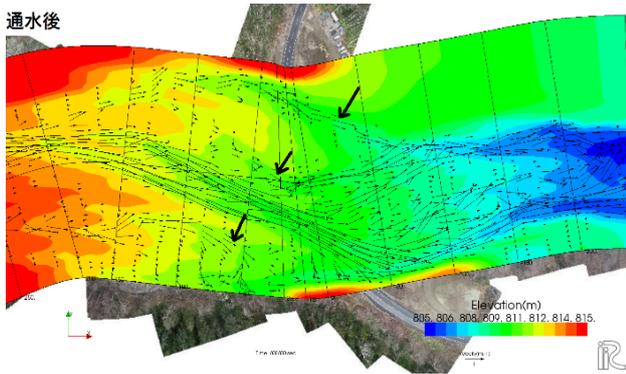


図-10 同規模出水計算の河床コンター

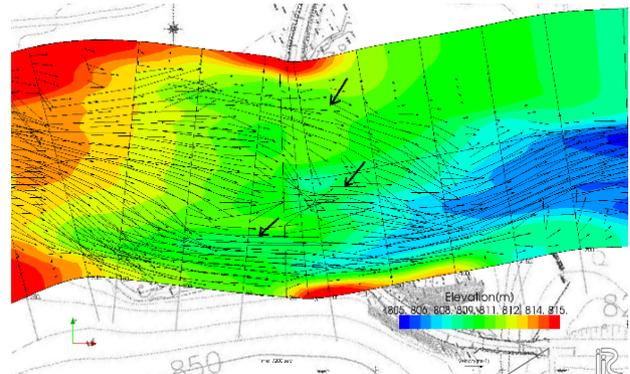


図-12 流況解析における計算の河床コンター

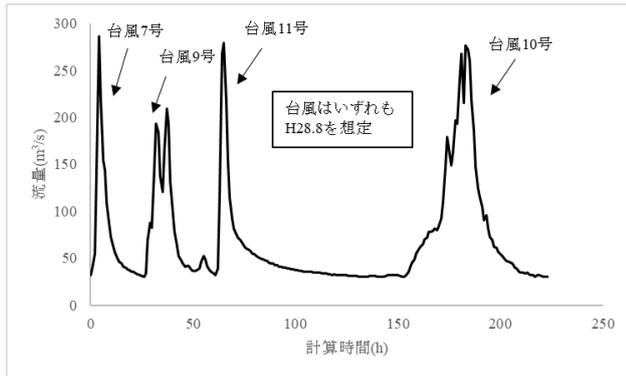


図-11 上流端に与えた流量

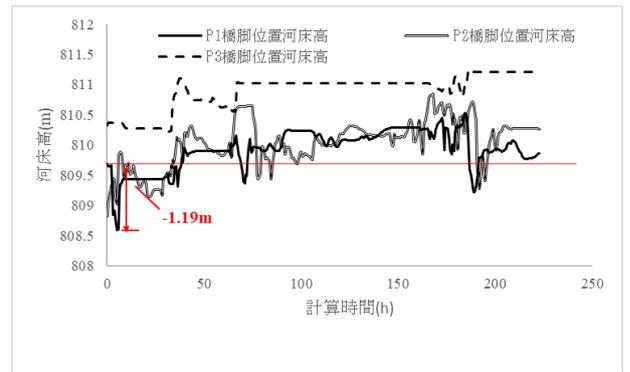


図-13 P1, P2, P3 橋脚位置の河床高の変化

土被りの確保, P2, P3 橋脚で杭基礎 (P1 橋脚は直接基礎) が採用されている。図-13 に示すように, 河床高の変化を見ると, それぞれの河床高が通水後より高くなっている。P2, P3 橋脚位置の河床は初期河床高より低くなる時間帯がなく, 河床洗堀を受けづらい位置であることがわかる。P1 橋脚位置の河床は, 最大 1.19m 河床が洗堀されているが, 実際には地盤高からフーチングまでの距離がおよそ 6.53m あることから, 河床洗堀により橋脚が沈下する可能性はないものと推定できる。このことから, 今後, 平成 28 年 8 月出水と同規模の出水が起きた場合, 同橋は, 橋台背面盛土の流出や, 橋脚の沈下による上部工の被災を受けづらい橋梁であると言える。すなわち, 橋台位置の伸長による水衝部の解消と橋脚の洗堀対策は, 橋梁被害防止のために極めて有効な方法であったと言える。

5. おわりに

本研究では, 平成 28 年 8 月出水の再現計算を行って被災状況の再現をすることができた。また, 同規模出水を想定した河床変動計算を行い, 流れが阻害されない河道の確保, また, 橋脚の洗堀対策が極めて有効であることが確認できた。しかし, 再現計算では地形データの一部変更により, 橋脚の沈下量や細かい流路の再現までには至らなかった。今後, 大規模出水による橋梁被害を防止していくには,

より詳細な河道変化を表現できるモデルを構築し, それに応じた対策を講じていく必要がある。そのためには, 同様にそれに似た実際の橋梁被害を基に, 河床変動計算を用いた解析を行っていくことが重要である。

謝辞

本研究で使用した現地の諸データは, 旭川開発建設部から提供を受けた。また, 構研エンジニアリングからは適切な助言を受けた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 北海道開発局旭川開発建設部: 台風の影響により被災した高原大橋の復旧について一工期短縮を可能にした受発注者の協力体制一, 2016.
- 2) 北海道開発局旭川開発建設部: 二次元流況解析 一般国道 273 号 上川町高原大橋応急復旧調査設計業務 平成 29 年 3 月 21 日, 2017.
- 3) 北海道開発局旭川開発建設部: 台風の影響により被災した高原大橋の本復旧について一再度被害防止を踏まえた橋梁計画と早期復旧一, 2017.
- 4) 北海道開発局旭川開発建設部: 平成 28 年 5 月 13 日 ~ 6 月 1 日融雪及び降雨における大雪ダムの防災操作効果, 2016.