

2016年8月北海道豪雨時における 高原大橋の被災要因と対策の効果

松田 朋也¹・渡邊 康玄¹

The causes of damage to Kougen Ohashi Bridge during 2016-flood in Hokkaido and effects of the countermeasures

Tomoya MATSUDA¹ and Yasuharu WATANABE¹

Abstract

In August of 2016, a huge flood attacked the Ishikari River upstream basin. The Kougen Ohashi Bridge in Kamikawa town over the upstream of Ishikari River suffered great damage. The collapse of the abutment and the sinking of the piers occurred during the flood. We conducted a numerical simulation of the river channel processes during the flood using a numerical simulation software iRIC Nays2DH. It was clarified that the causes of the damage were the concentration of flow and the riverbed fluctuation accompanying the plane shape of the river course. And it was clarified that the extension of the bridge length for the purpose of changing the shape of the river course is a very effective measure.

キーワード：河川災害，河道変化，河床洗堀，橋梁被害，橋長伸長

Key words: river disaster, river channel change, riverbed scouring, bridge damage, extension of bridge length

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。

北海道では，2016年8月17日から8月30日にかけて襲来した台風7号，11号，9号および10号の影響で，北海道内の各地で河川が氾濫し，甚大な被害（以下，2016年8月出水と称す）が発生し

た。これらの被害のうち，北海道上川町の一般国道273号高原大橋では，川幅が拡大し，水衝部となった橋台背面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¹⁾。被災直後に，橋梁の被害状況からその要因が推定されたが，被災に直接結びつくとされる出水中の河道や流れの変化の状況については，推察にとどまっており明確にされていない。この橋台背面盛土の流出は，2016年8月出水

¹ 北見工業大学
Kitami Institute of Technology

において、北海道内の橋梁で多数確認されており、2016年8月出水における代表的な被災形態であった。また、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⁾。この二次元流況解析は、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。なお、同流況解析は、被災後の河道に流れのみを与えるもので、河床変動は考慮されていない。

今後、出水時に橋台背面盛土の流出がどのような河道変化によって起こるか、また、河道変化による河床変動が橋脚位置河床にどのような影響を及ぼすかを把握しておくことは、再度災害防止に向けた対策を講ずる際や、橋梁を維持管理する際に有効である。そのためには、出水中の河床や流れの変化を考慮した検討が重要となる。以上のことから、本研究では、河床変動を考慮し、2016年8月出水の再現と、橋長を伸長した場合の河道における同規模出水を想定した二次元河床変動計算を行うこととした。なお、橋脚周辺には局所洗堀が存在するが、ここでは、河道の大局的な変動に着目することとし、河床変動計算時には橋脚を配置しないこととした。橋脚周辺の局所洗堀深については、別途簡易的に、河床変動高に平衡局所洗堀深を加える形で検討することとしている。計算モデルには、さまざまな実河川で再現性が検証されている平面二次元河床変動計算ソフトiRICNays2DHを用いた。

2. 被災橋梁の位置と諸元

高原大橋は、図1に示されるように大雪ダム湖の直上流に位置し、石狩川に架かる橋梁である。図2に、被災橋梁の側面図¹⁾を示し、橋梁の諸元¹⁾を表1に示す。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。

3. 2016年8月の洪水の概要

図3は、高原大橋から約1.5 km 上流に位置する石狩平観測所において、2016年8月17日から9月1日に観測された流量³⁾の時間変化を表したも

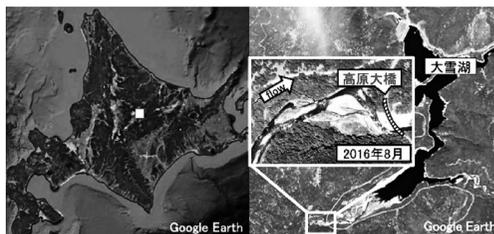


図1 高原大橋の位置

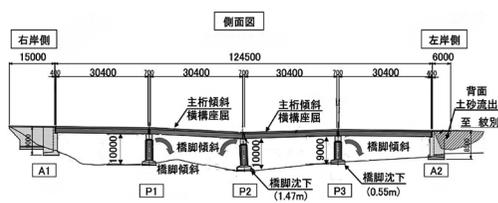


図2 被災橋梁側面図¹⁾

表1 橋梁諸元¹⁾

橋梁諸元	
竣工年	1973年
適応基準	S47鋼道路橋設計示方書
橋長	124.5 m
幅員	車道7.5 m
上部工形式	単純活荷重合成鋼鈹桁
下部工形式	逆T式橋台(直接基礎) 円形橋脚(直接基礎)

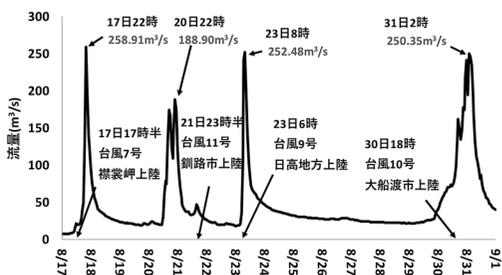


図3 石狩平観測所における観測流量³⁾

のである。8月17日17時半頃裳岬付近に上陸した台風7号の影響に伴い、17日20時に、2016年の石狩平観測所における最大観測流量となる259 m³/sを観測した。その後、20日には、台風11号に刺激された前線の影響に伴い、13時から流量が増え始め、22時に189 m³/sを観測した。なお、台風11号の北海道への上陸による直接的な流量の増加はみられなかった。23日6時頃に、北海道日高地方に上陸した台風9号の影響に伴い、6時から流量が増え始め、8時に252 m³/sを観測した。流量が20~30 m³/sに落ち着いてからおよそ5日後の30日0時頃から台風10号の北上に伴って、30日0時頃から流量が増加し始め、31日2時に250 m³/sを観測した。

表2は、石狩平観測所における1998年から2017年の最大流量、豊水流量、平水流量、低水流量、渇水流量、平均流量³⁾を示したものである。20年間の最大流量に着目すると、200 m³/sを超える流量を観測した年が2016年以前に2回しかなく、200 m³/sを超える流量を相次いで観測した2016年8月は異常な事態であったと言える。

表2 石狩平観測所における1998年から2017年の最大流量、豊水流量、平水流量、低水流量、渇水流量、平均流量³⁾

単位: m ³ /s						
年	最大流量	豊水流量	平水流量	低水流量	渇水流量	平均流量
1998	240.48	10.99	7.26	5.2	2.63	9.61
1999	193.43	11.58	6.4	4.5	1.41	9.9
2000	72.94	13.54	6.32	4.79	3.43	10.5
2001	101.88	15.78	7.72	5.52	1.49	12.02
2002	135.22	10.18	7.35	6.28	3.53	8.86
2003	108.57	10.76	5.83	4.91	4.55	8.98
2004	66.1	6.62	5.49	5.07	4.52	8.08
2005	115.3	11.1	9.41	6.7	4.09	11.1
2006	167.33	欠測	欠測	欠測	欠測	欠測
2007	67.69	7.82	5.02	2.52	2.25	7.18
2008	68.12	6.36	4.1	2.74	2.17	5.6
2009	66.49	10.65	5.07	2.25	1.83	8.55
2010	299.96	12.09	4.55	2.8	1.87	10.13
2011	167.54	12.55	6.11	2.82	2.28	10.04
2012	104.77	9.07	5.28	3.06	2.03	8.18
2013	88.76	8.26	5.27	3.32	2.26	9.48
2014	126.8	8.41	4.79	3.19	2.18	7.9
2015	73.32	8.66	4.83	2.68	1.62	7.45
2016	258.91	14.8	6.09	2.78	2.3	11.84
2017	106.66	6.45	4.42	3.16	2.45	8.13
20年間平均	131.51	10.30	5.86	3.91	2.57	9.13

4. 橋梁被害の概要

2016年8月17日から21日の台風7号および前線に刺激された台風11号の影響で、A2橋台護岸の洗掘と法面崩壊が発生し、同橋は8月20日に通行止めとなった¹⁾。水位上昇に伴って、橋梁の上流側左岸が水衝部となってA2橋台護岸付近の河岸浸食が進行して被災したものと推定される。次に、8月23日の台風9号の影響により、P2橋脚がA1橋台側に傾斜し、最大1.47 m沈下した¹⁾。図4に示されるように、橋脚の沈下によって、主桁のねじれ、高欄の損傷など、上部工の変形が発生した¹⁾。また、図5に示されるように、8月27日時点で、A2橋台護岸は、横断方向に41.5 m、縦断方向に29.0 mにわたって崩壊・消失している¹⁾。また、法面崩壊が進行し、A2橋台の背面盛土が流出している。さらに、8月30日の台風10号の影響により、P3橋脚がA2橋台側に傾斜し、0.55 m沈下した¹⁾。P2、P3橋脚はいずれも直接基礎であり、



図4 被災後の高原大橋¹⁾



図5 A2橋台の被災¹⁾

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。また、P1橋脚は、直接基礎であるものの洗堀による沈下は発生しなかったが、A2橋台側に傾斜した¹⁾。

このように、高原大橋は、相次いで襲来した4個の台風により、3度被災した。その被災形態は、橋台護岸の洗堀・法面崩壊、橋脚の傾斜・沈下であり、車両を安全に通行させる橋梁としての機能を完全に失うこととなった。

5. 2016年8月出水の再現計算

5.1 計算条件

計算モデルには、平面二次元河床変動計算ソフト iRIC Nays2DH を用いた。ここでは、出水中の河道の移動を把握することも目的の一つであることから、河岸浸食が再現可能となる斜面崩落モデルを使用している。なお、崩落による河岸浸食の程度を表現するパラメータである河岸の安息角は、一般的に使用される30度を使用することとした。

計算対象期間は、石狩平観測所の流量データを基に2016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、図6に示されるように、高原大橋から上下流に600mの範囲とした。被災前の地形データは、2009年のLPデータを用いた。しかし、図6に示される2009年と、図7に示される被災年である2016年とでは、河道状況が大きく異なることから、地形高の一部変更を、図8のように行うこととした。すなわち、図7において被災直前に撮影された2016年の航空写真における橋梁の上流側左岸で大きく

広がっている箇所(白枠部)を表現するために、図8に示される2009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である811.5m(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概ね一致している。そこで、上流端の境界条件として与える流量ハイドロは、石狩平観測所での実測流量を用いて、石狩平観測所流域(113.2 km²)と高原大橋流域(125.2 km²)の流域面積比(1:1.1)で算出した。その結果を図9に示す。また、河道データを人為的に修正していることから、対象出水直前の河道形状に近づけることが必要となる。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、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 m³/sを7日間与えることとした。この融雪出水流量は、図10に示される2016年5月13日から6月1日の融雪および降雨による出水⁴⁾のうち、大雪ダムにおいて時間雨量が

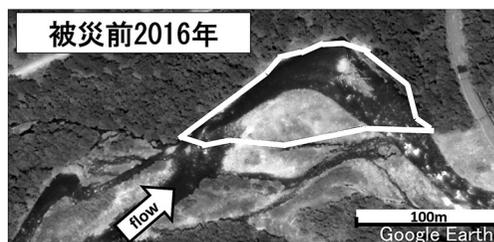


図7 2016年の河道状況

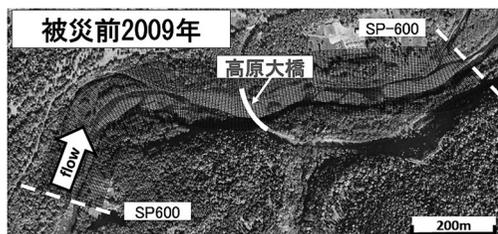


図6 計算区間

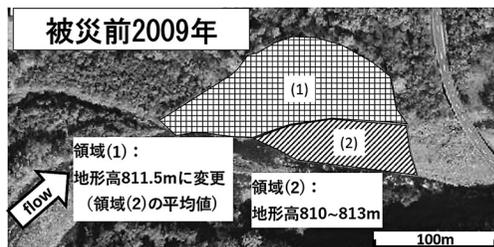


図8 地形高の変更

観測されなかった, 2016年5月13日0時から5月25日12時に, 石狩平観測所で観測された流量の平均値とした。図11は計算結果における融雪出水後の河床形状で, 黒い矢印はその時点における流路を示したものである。図11に示される融雪出水後の河床形状と, 図12に示される2016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。また, 式(1)で表されるマンニングの式に, 平均的な川幅 B , 平均河床勾配 i , 平均粒径 d , マニングの粗度係数 n を与えて, 式(2)で表される無次元掃流力 τ^* が限界無次元掃

流力である流量 Q を算出したところ, おおむね $30 \text{ m}^3/\text{s}$ であったことから, $30 \text{ m}^3/\text{s}$ 以下の流量は除いて計算することとした。

$$Q = \frac{1}{n} \times B \times h^3 \times i^2 \quad (1)$$

$$\tau^* = \frac{hi}{sd} \quad (2)$$

ここで, h : 水深, s : 河床材料の水中比重である。なお, 計算に用いた値は, 平均的な川幅 $B = 70 \text{ m}$ (2014年航空写真より), マニングの粗度係数 $n = 0.033$ (2016年8月出水後に北海道旭川開発建設部によって実施された二次元流況解析²⁾において用いられた値), 平均河床勾配 $i = 1/70$, 平均粒径 $d = 50 \text{ mm}$, 砂の水中比重 $s = 1.65$ である。下流端の境界条件は, 等流条件とした。植生は, 図13に示されるように, 出水直前の航空写真を基に斜線部のように設定した。また, 植生密度は, 現地の状況を考慮して0.05とし, 樹木の抵抗係数は1.0とした。なお, 植生は, 水没しない条件としている。計算格子の大きさは, 横断方向におよ

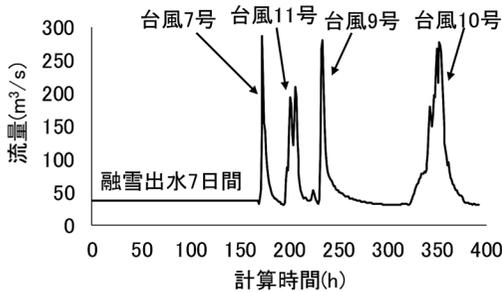


図9 上流端に与えた流量ハイドログラフ

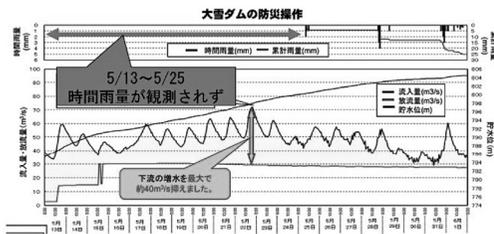


図10 大雪ダムの防災操作 (2016/5/13~6/1)⁴⁾

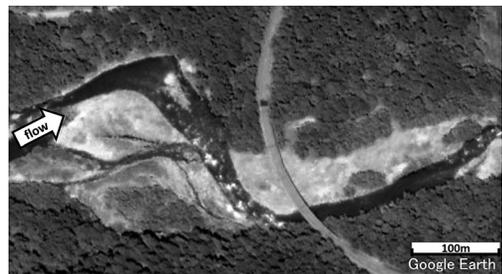


図12 2016年の河床形状

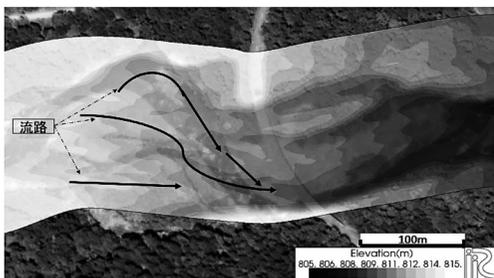


図11 融雪出水後の河床形状

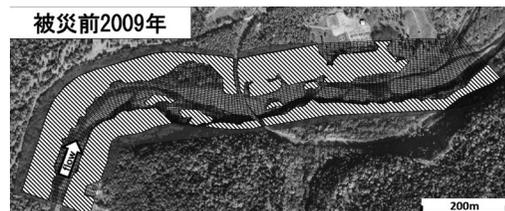


図13 植生の設定

そ4m、縦断方向におよそ8mとした。計算のタイムステップは0.1sとし、上流からの給砂量は平衡給砂量とした。

5.2 計算結果の検討

最初に、被害が特に大きかったA2橋台、P2橋脚、P3橋脚位置近傍の流れに着目する。2016年8月17日から21日の台風7号および台風11号の影響によって、実現象では、図5に示されるようにA2橋台護岸の洗堀と、法面崩壊が発生し、高原大橋は8月20日に通行止めとなっている。図14は、台風7号によるピーク流量生起時および台風11号によるピーク流量生起時における河床変動量のコンターと流速ベクトル図である。凡例は、白色になるほど堆積することを、黒色になるほど洗堀することを表している。これを見ると、A2橋台の上流側の河床に流向を示すベクトルが集中し、水衝部となり、河床を洗堀することが示されている。

続いて、台風9号の影響によって、実現象では、A2橋台護岸の洗堀と法面崩壊が進行することに加えて、図4に示されるように、P2橋脚が最大1.47m沈下している。計算結果において、台風9号による流量の影響によって、最もP2橋脚位置の

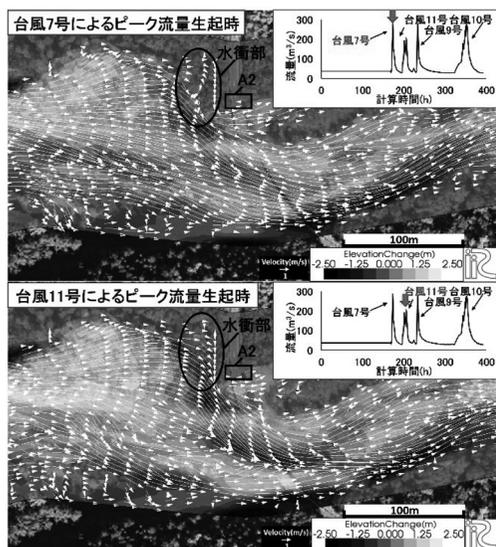


図14 台風7号および11号によるピーク流量生起時における河床変動量と流速ベクトル

河床が洗堀されたのは、台風9号によるピーク流量生起時から1.5時間前であり、その時の河床変動量のコンターと流速ベクトル図を、図15に示す。この時、橋梁に沿うように流れが集中し、P2橋脚位置の河床が0.96m洗堀されている。この洗堀深は、着目した時間の河床高から融雪出水後の河床高を引いて算出している。実際の橋脚周辺の河床は、ここで得られる河床の変化のほかに、橋脚による局所洗堀が発生する。本来であれば、この現象をモデルに組み込む必要があるが、局所的な三次元流れを求める必要がある。また、橋脚の沈下には、洗堀深以外にも地盤の支持力やフーチングの形状等様々な影響が考えられる。そこで、参考のため、平衡状態での橋脚周辺の局所洗堀深を算出し、求めた河床高からこの局所洗堀が発生した場合にどの程度の深さまで洗堀を受ける可能性があるかを見ることとした。なお、局所洗堀深を求める式は、平衡洗堀深さの推定式である、式(3)に示す、Laursen-Tochの式⁵⁾を用いた。

$$\frac{Z_s}{D} = K \left(\frac{h_0}{D} \right)^{0.3} \quad (3)$$

ただし、 Z_s は最大洗堀深(m)、 D は橋脚幅(m)、 h_0 は平均水深(m)、 K は定数(円形:1.35、方形:1.5)である。なお、この式は種々の局所洗堀深の算定式の中でも洗堀深が大きく算定される手法である。河床変動計算結果における河床洗堀深0.96mに式(3)で求めた局所洗堀深2.79mを加えると、合計の洗堀深は3.75mであった。融雪出水後の河床高810.211mから、合計洗堀深3.75mを

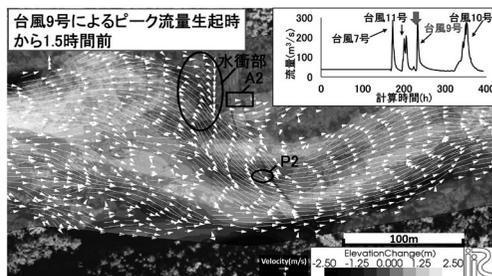


図15 台風9号によるピーク流量生起時から1.5時間前における河床変動量と流速ベクトル

引くと、806.465 m となり、P2橋脚のフーチング下端の標高805.97 mを下回らなかったもののその差は0.5 m程度あり、大局的な河床の変動と局所洗堀による洗堀の両者によって、橋脚の沈下が発生したものと推察される。

最後に、台風10号の影響によって、実現象では、P3橋脚が0.55 m沈下している。計算結果において、台風10号による流量の影響によって、P3橋脚位置の河床が最も洗堀されたのは、台風10号によるピーク流量生起時から5.5時間後であった。その時の河床変動量のコンターと流速ベクトル図を、図16に示す。この時、橋梁に沿うように流れが集中し、P3橋脚位置河床が0.64 m洗堀されている。ここで、局所洗堀深2.72 mを加えると、合計の洗堀深は3.36 mであった。融雪出水後の河床高810.483 mから、合計洗堀深3.36 mを引くと、807.122 mとなり、P3橋脚のフーチング下端の標高806.42 mを下回らなかったもののP2橋脚と同様その差は0.5 m程度であり、大局的な河床の変動と局所洗堀による洗堀の両者によって、橋脚の沈下が発生したものと推察される。

次に、面的な河床形状の変化について着目する。図17は、2016年8月出水後に測量された地形データを基に作成した河床コンター図である。これと、図18に示される計算の最終的な河床コンター図を比較すると、橋梁が存在する横断面付近で洗堀部が2箇所に分かれる状況やその河床位は、概ね再現されている。しかしながら、計算結果では上流の堆積が過大に見積られるなど、一致しない箇所も存在している。この点については、上流から

の土砂供給が過多であることが要因として考えられる。上流の土砂供給は、平衡給砂量を用いていることから、実際の現象は、平衡給砂量より少なかった可能性があるものと推定される。

以上の結果から、2016年8月の出水では、流れが上流側左岸を浸食し、A2橋台護岸・法面、A2橋台盛土が水衝部となって橋台背面盛土が流出したものと推定される。また、流れが水衝部において向きを変え、橋梁に沿うような流れがP2橋脚、P3橋脚位置に対していずれも流れが集中し、局所洗堀が発生して沈下したことが考えられる。今回の計算にて用いた地形データは、2009年のLPデータで、現象の発生した時点に対してやや古い地形データであり、また、地形高を想定で変更したこともあり、地形高の細かい再現には至らなかった。しかしながら、出水後の地形の再現にはおおむね成功しており、今回の被災の状況を再現できたものと考えられる。

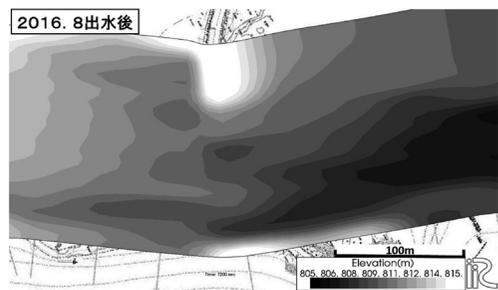


図17 2016年8月出水後の河床形状

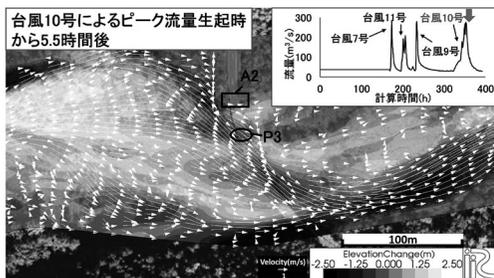


図16 台風10号によるピーク流量生起時から5.5時間前における河床変動量と流速ベクトル

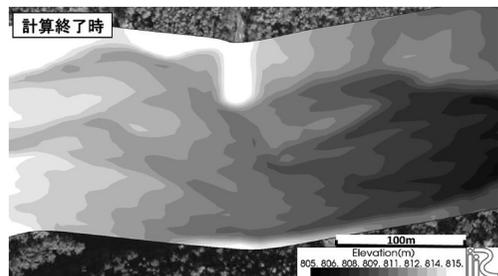


図18 計算終了時の河床形状

6. 同規模出水を想定した河床変動計算

6.1 2016年8月出水後の状況

2016年8月出水後に、高原大橋が2016年8月出水と同規模の出水で被災することが無いようにするための対策手法の検討が、北海道開発局旭川開発建設部において行われている。対策は、A2橋台盛土を掘削し、橋長の延長によるものである。この検討は、二次元流況解析手法が用いられている。図19に示されるように、掘削延長が河川側の盛土法尻から10 m (Case1)、20 m (Case2)、30 m (Case3)、40 m (Case4) の4ケース設定され²⁾、比較検討が行われた。図20に示される二次元流況解析の結果、道路盛土を40 m掘削(橋台位置を36 m 伸長)することで、水衝部が解消されることが確認されたことから、新橋の橋長は、旧橋より45.8 m 長い170.3 m に設定された¹⁾。道路盛土を40 m掘削した際の横断面を図21に、新橋の側面図⁶⁾を図22に、新橋の諸元⁶⁾を表3に示す。本

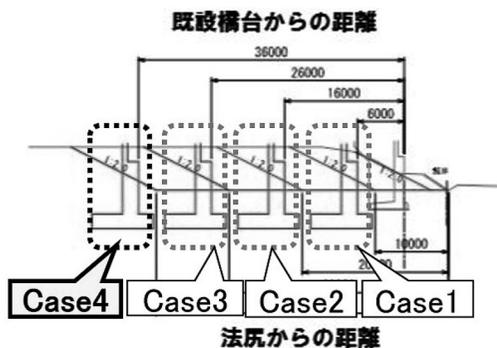


図19 道路盛土の掘削ケース²⁾

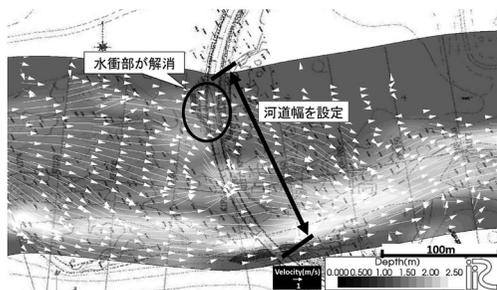


図20 旭川開発建設部における二次元流況解析の結果 (Case4断面)

研究では、被災後の河道における出水時の応答を明らかにすることを目的に、同規模出水を想定した二次元河床変動計算を行う。

6.2 計算条件

計算モデルには、2016年8月出水の再現計算で用いたものと同じ平面二次元河床変動計算ソフト iRICNays2DH を用いた。

初期河床は、被災後の平成28年測量結果を基に、A2橋台側の道路盛土を40 m掘削した場合の横断面形状の変化を考慮したデータを用いた。図23に、河川測量データを iRIC 上にインポートした画像を示す。なお、新たに2018年11月にドローンにて

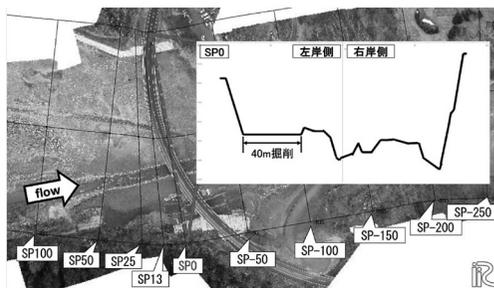


図21 SP0における横断面図

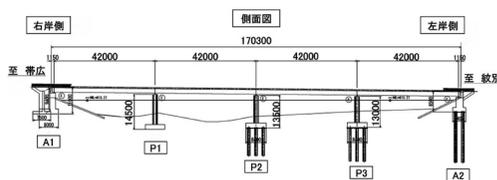


図22 新橋の側面図⁶⁾

表3 新橋諸元⁶⁾

新設橋梁諸元	
供用	2018年9月
適用基準	H24道路橋示方書
橋長	170.3 m
幅員	8.68 m
上部工形式	4径間連続鋼箱桁橋
下部工形式	逆T式橋台 壁式橋脚

撮影した航空写真を背景画像として用いている。ここで、橋梁上流側の SP300, SP350付近(白丸部)をみると、河道が河川測量データの左岸側線の外側になっていることがわかる。この状態で計算を行うと、左岸の浸食が制限され、正確な河道の変化を予測することができないため、初期河床として与えた河川測量データの法線を、図24に示されるように、左岸側に延長することとした。左岸の形状が滑らかになるように、SP350の法線をおよそ30 m, SP300の法線をおよそ30 m, SP250の法線をおよそ25 m, SP200の法線をおよそ15 m, 左岸側に延長した。図25に示す境界条件として上流端に与えた流量ハイドロは、2016年8月出水を想定した。植生は、図26に示されるように、2018年11月の航空写真を参考に斜線部のように設定した。なお、植生密度は、2018年11月に撮影した航空写真から、植生が2016年8月出水時よりまばらであることが見受けられたが、ここでは、今後、植生が繁茂することを想定して、先の2016年8月出水の再現計算と同じ0.05とした。なお、植生は、水没しない条件としている。その他、縦断方向の

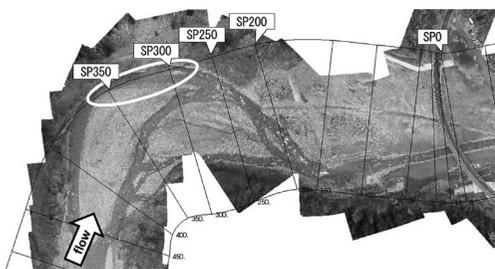


図23 はじめにインポートした河川測量データ

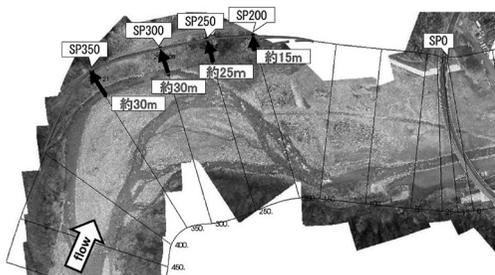


図24 河川測量データの法線の延長

計算区間をはじめ、計算の諸条件は先の2016年8月出水の再現計算のものと同じに設定した。

6.3 計算結果の検討

図27に、上流端に与えた流量ハイドログラフと、各時間における計算結果における河床コンターと流速ベクトル図を示す。なお、計算結果の各図に付したアルファベットは、流量ハイドログラフにアルファベットで示す時点における図であることを表している。

最初に、流路および流況の変化について時系列でみることとする。a) 台風7号によるピーク流量生起時をみると、水衝部が解消され、流れが分散されている。橋長を伸長することで、流れを阻害しない河道の確保がなされている。b) 台風7号によるピーク流量生起時から10時間後をみると、主流路(黒点線部)が右岸側に寄っている。c) 台風11号によるピーク流量生起時をみると、水衝部が解消され、流れが分散されている。d) 台風11号によるピーク流量生起時から10時間後をみると、主流路(黒点線部)が河道の中心部にある。e) 台風9号によるピーク流量生起時をみると、水衝

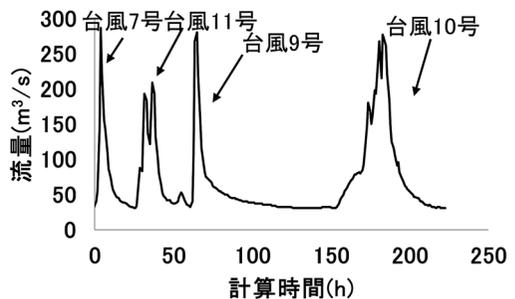


図25 上流端に与えた流量ハイドログラフ

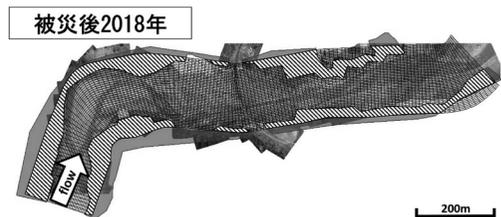


図26 植生の設定

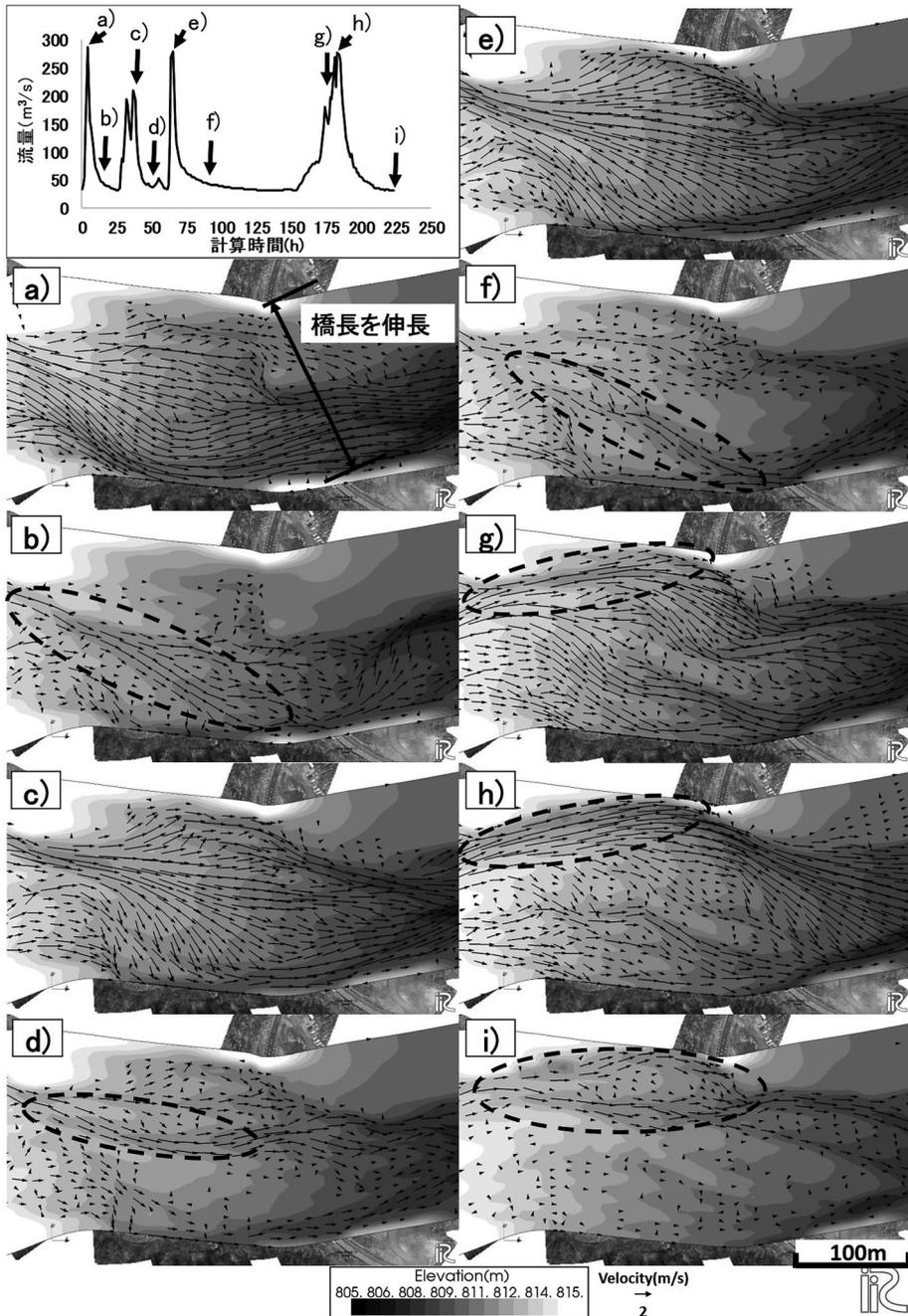


図27 上流端に与えた流量ハイドログラフおよび河床形状と流速ベクトル
 (a) 台風7号によるピーク流量生起時, (b) 台風7号によるピーク流量生起時から10時間後, (c) 台風11号によるピーク流量生起時, (d) 台風11号によるピーク流量生起時から10時間後, (e) 台風9号によるピーク流量生起時, (f) 台風9号によるピーク流量生起時から20時間後, (g) 台風10号によるピーク流量生起時から5時間前, (h) 台風10号によるピーク流量生起時, (i) 計算終了時)

部が解消され、流れが分散されている。f) 台風9号によるピーク流量生起時から20時間後をみると、主流路（黒点線部）が右岸側に寄っている。g) 台風10号によるピーク流量生起時から5時間前をみると、流路（黒点線部）が左岸側に集中し始めている。h) 台風10号によるピーク流量生起時をみると、主流路（黒点線部）が左岸に沿っている。i) 計算終了時をみると、主流路（黒点線部）が左岸側に寄っている。次に、主流路が左岸側に変動した要因を考察する。図28に、計算結果における河床変動量のコンターと流速ベクトル図を示す。c) 台風11号によるピーク流量生起時をみると、橋梁上流側の湾曲部左岸（黒丸部）が大きく洗堀されている。e) 台風9号によるピーク流量生起時を

みると、台風11号ピーク流量生起時と同様に、橋梁上流側の湾曲部左岸（黒丸部）が大きく洗堀されている。g) 台風10号によるピーク流量生起時から5時間前をみると、橋梁上流側の湾曲部左岸（黒丸部）の洗堀が縦断方向に進行している。このことから、連続する台風規模の流量によって橋梁上流側の湾曲部左岸（黒丸部）の洗堀が縦断方向に進行して、主流路が左岸側に変動したと考えられる。

計算結果より、水衝部が解消され、流れが分散されることが確認された。また、台風を想定した流量が連続することで、流路が横断方向に変動しやすいことが明らかとなった。新橋は、出水時の河道の変化に対応したものになっているものの、河道の変化には注意を要することが把握された。

続いて、新橋の被災に直結する各橋脚位置の河床に着目する。図29に示されるグラフは、P1橋脚、P2橋脚、P3橋脚位置河床の河床高の変化を表し、縦軸に河床高、横軸に計算時間を示す。P2橋脚位置の河床高は、初期河床高を下回る時間帯がなく、P2橋脚は河床洗堀を受けづらい位置であることがわかる。P1橋脚およびP3橋脚位置の河床に着目すると、P1が最大でおよそ1.2 m 洗堀（通水開始から3.5時間後）、P3が最大でおよそ0.6 m 洗堀（通水開始から172時間後）されるが、実際の新橋においては、河床から橋脚のフーチングの天端まで、P1橋脚およびP3橋脚のいずれも、およそ6.5 m の高低差があることから、沈下の可能性はないものと推定できる。次に、再現計算と同様参考のため、式（3）を用いて局所洗堀深を求め、

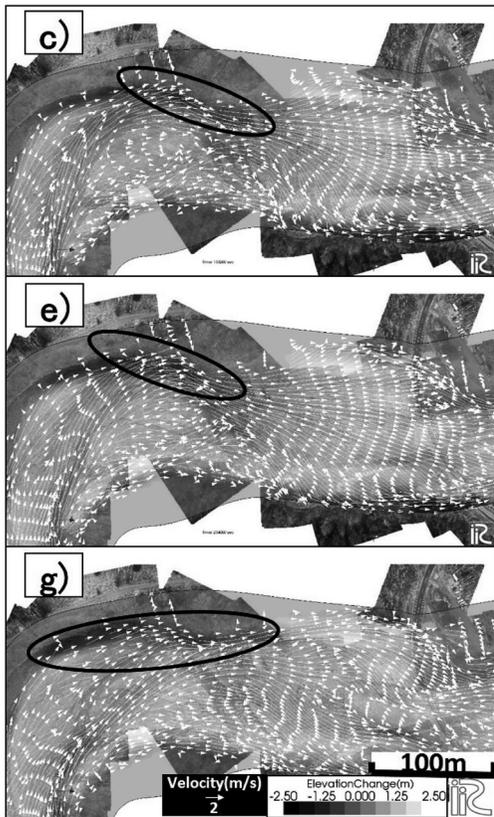


図28 河床変動量と流速ベクトル
(c) 台風11号によるピーク流量生起時, e) 台風9号によるピーク流量生起時, g) 台風10号によるピーク流量生起時から5時間前)

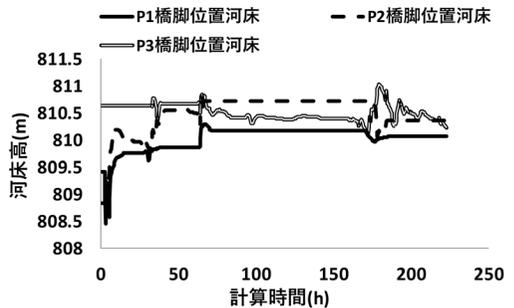


図29 P1, P2, P3橋脚位置の河床高の変化

河床変動計算による洗堀深との合計洗堀深を求める。局所洗堀深を求める式は、平衡洗堀深さの推定式である、式(3)に示す、Laursen-Tochの式⁵⁾を用いた。各橋脚について局所洗堀深を求めて、合計洗堀深をまとめたものを表4に示す。表4における「②計算結果における河床変動量(m)」は、橋脚周辺の格子点における水深が最大値となる時点の、同格子点における河床変動量である。その時点は、P1橋脚が通水開始から3.5時間後、P2橋脚が通水開始から4時間後、P3橋脚が通水開始から174時間後である。表4を見ると、各橋脚における局所洗堀深を考慮した場合でも、フーチング天端まで十分に距離が確保されていることがわかる。また、新橋では、河床低下による橋脚の洗堀対策として、図30に示されるように、各橋脚で根固めブロックの設置と土被り圧の確保がなされている⁶⁾。また、洗堀による被害が特に大きかったP2橋脚、P3橋脚には、地質条件より杭基礎が

表4 局所洗堀を考慮した際の各橋脚の洗堀深

	①局所洗堀深 Zs (m)	②計算結果に おける河床変 動量 (m)	合計洗堀深 (m) (=-①+②)	地盤高～ フーチング 天端 (m)
P1橋脚	2.78	-1.15	-3.93	6.5
P2橋脚	2.74	0.25	-2.49	4.9
P3橋脚	2.79	-1.12	-3.92	6.5

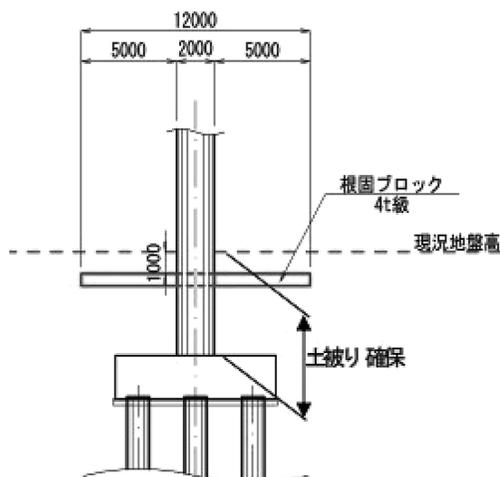


図30 新橋の河床洗堀対策⁶⁾

採用されている。以上のことから、同規模出水の際、新橋の各橋脚は被害を受けづらいものと判断される。

7. おわりに

本研究において、2016年8月出水中の河道変化を検討した結果、A2橋台盛土が水衝部となって盛土の土砂が流失したことや、流れの集中する位置が時間的に変化していき、流れの集中が橋脚位置で生じた場合に橋脚が被災していることなどを確認した。同規模出水を想定した河床変動計算では、橋長を伸長することで、水衝部が解消され、流れが分散されることが確認できた。また、各橋脚位置の河床については、河床変動計算による河床変動量に加えて、局所洗堀深を考慮した場合でも、フーチング天端までの距離が十分に確保されていること、そして、河床洗堀対策が有効であることが確認された。新橋における河道では、連続する台風が襲来した際に、横断方向に流路が変動する結果を得たことから、今後、台風の襲来や豪雨の際には、河道状況をモニタリングしていくことが必要である。

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る。

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本復旧について－再度被害防止を踏まえた橋梁計画と早期復旧－、<https://www.hkd.mlit.go.jp/ky/jg/gijyutu/splaat0000016711-att/splaat000001676a.pdf>, 2018年11月24日
- 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) 国土交通省、国土交通省水文水質データベース、<http://www1.river.go.jp/>, 2018年10月23日
- 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, <https://www.hkd.mlit.go.jp/as/tisui/ho92810000003kx5-att/ho92810000003pr1.pdf>, 2018年12月4日

- 5) 土木学会：水理公式集 [平成11年度版], 丸善, pp.220, 1999.
- 6) 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完了につ

いて－早期供用に向けた工程管理について－, <https://www.hkd.mlit.go.jp/ky/jg/gijyutu/splaat0000001iejik-att/splaat0000001iepo.pdf>, 2019年3月1日

(投稿受理：2019年3月31日
訂正稿受理：2019年7月3日)

要 旨

2016年8月, 石狩川上流で洪水が発生した。この洪水において, 石狩川上流に位置する上川町の高原大橋は, 橋台背面盛土の浸食や, 橋脚の沈下など甚大な被害を受けた。本研究では, 平面二次元河床変動計算ソフト *iRIC Nays2DH* を用いて, 洪水における河道変化の過程の数値計算を行うこととした。その結果, 被災要因が, 流れの集中と, 河道の平面形状に伴う河床変動によるものであることが明らかになった。また, 出水時の流れの集中の解消を図るための河道平面形状を修正することを目的とした橋長の伸長が, 極めて有効な対策であることが確認された。