

2016年8月北海道豪雨災害 調査団報告書

2016年8月31日の南富良野町における空知川の氾濫状況



写真提供 国土交通省・北海道開発局

土木学会

2016年8月北海道豪雨災害調査団

2017年4月

目次

1. はじめに	2
2. 気象・水文の状況に関する結果と考察	5
2.1 気象に関する結果と考察	5
2.2 流出に関する結果と考察	29
2.3 第2章のまとめ	46
3. 石狩川水系の状況に関する結果と考察	49
3.1 石狩川水系における水害被害の概要	49
3.2 石狩川上流域における被害状況	56
3.3 空知川幾寅地区における被害状況	59
4. 十勝川水系の状況に関する結果と考察	76
4.1 札内川・戸蔦別川合流点における堤防決壊および氾濫被害について	76
4.2 札内川・上札内観測所付近(KP40.5)における堤防決壊	81
4.3 道管理河川周辺市街地の被害状況	87
4.4 ペケレベツ川の被害状況について	90
4.5 十勝川水系のまとめ	96
5. 常呂川水系の状況に関する結果と考察	98
5.1 常呂川流域における降雨の概況および河道状況	98
5.2 中・下流域における調査内容	99
5.3 上流域における調査内容	114
5.4 常呂川流域における被災状況のまとめ	119
6. 3大水系（石狩川・十勝川・常呂川）以外の状況に関する結果と考察	121
6.1 三大水系以外の被災概要	121
6.2 釧路川流域における降雨概況と被災状況	123
6.3 沙流川流域における降雨概況と被災状況	131
7. おわりに	136
8. 調査団からの提言	139
謝辞	141

1. はじめに

2016年8月17日から8月23日の1週間に7号、11号、9号の3個の台風が続々と北海道に上陸し、北海道東部を中心に大雨により河川の氾濫や土砂災害が発生した。また、8月29日からの前線と台風10号の接近による大雨で十勝川水系や石狩川水系・空知川上流で堤防の決壊や河川の氾濫、日高山脈東側での道路や橋梁の流失などが相次ぎ、大きな災害となった。このことを受け、土木学会水工学委員会では2016年8月北海道豪雨災害調査団（団長・清水康行（北海道大学教授）ほか団員の構成は表1.1参照）を結成し、緊急調査を開始した。調査団の目的は、「上記のような異例ともいえる現象・事象の原因を究明し、その対策についても提案する。その際に今後の気候変動で予想される災害の激化についても留意する。」としている。また、調査活動の状況は、逐次土木学会・水工学委員会・水害対策小委員会のFacebookページ¹⁾や土木学会・社会支援部門のホームページ²⁾を通して積極的に情報発信している。このたび、このような経緯で行われてきた調査、分析をとりまとめ報告するものである。

本論に入る前に、既報³⁾に基づき、災害の概況について簡単にまとめておく。まずは当時の気象と被害の概要を示す。歴史的に見ると、わが国で台風の統計を開始した1951年以降で北海道に3個の台風が上陸したことはなく、また、10号は初めて太平洋側から東北地方に上陸するという特異なコースをとった。台風が次々に日本の南海上で発生し、このようなコースを辿った理由は、同域の海水温が平年より高かったことと、太平洋高気圧の西への張り出しが弱かったことで日本の東側を北上するような結果をもたらしたためと考えられる。さらに台風接近に伴い流入した暖湿気は日高山脈にぶつかって地形性降雨を発達させ、日高山脈を中心に500mm以上の北海道としては記録したことの無い大雨をもたらした⁴⁾。また、それまで断続的に降り続いた雨で土壌水分が飽和状態となったうえさらなる大雨が流出量を増大させ、被害の増加につながったことも考えられる。このような大雨で発生した被害（2016年10月11日現在）⁵⁾は、表1.2に示すとおり人的被害

表 1.1 土木学会水工学委員会「2016年8月北海道豪雨災害調査団」の構成

土木学会 水工学委員会		
調査団員一覧（団長・幹事・団員（五十音順））		
団長	清水 康行	北海道大学大学院 工学研究院
幹事	中津川 誠	室蘭工業大学大学院 工学研究科
	石田 義明	㈱水工技研 技術部
	泉 典洋	北海道大学大学院 工学研究院
	今井 素生	日本工営㈱ 札幌支店
	川口 貴之	北見工業大学 工学部
	川尻 峻三	北見工業大学 工学部
	川村 育男	㈱建設技術研究所 北海道河川室
	木村 一郎	北海道大学大学院 工学研究院
	久加 朋子	北海道大学大学院 工学研究院
	田中 岳	北海道大学大学院 工学研究院
	西村 聡	北海道大学大学院 工学研究院
	早川 博	北見工業大学 工学部
	船木 淳悟	国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所
	松岡 直基	一般財団法人 日本気象協会 北海道支社
	山崎 睦史	㈱ドーコン 河川部
	山田 朋人	北海道大学大学院 工学研究院
	Adriano Coutinho de Lima	北海道大学大学院 工学研究院
	渡邊 康玄	北見工業大学 工学部

が死者4名および行方不明者2名、住家被害が全壊29棟、床上浸水273件および床下浸水989件ほか、住民避難については最大687個所の避難所が開設され、最大11,176名の避難者があった。ライフラインについては、道路、鉄道、電気および水道に大きな被害が及んだ。国道では道央と道東を結ぶ幹線の274号線は被災から4か月余り経った2017年1月時点でも復旧に至っておらず、道路管理者からは開通は2017年秋以降との見通しが示されている。また、鉄道に至る所で橋梁の流出等で大きな損傷を受け、とくに根室本線の不通により札幌と帯広・釧路を結ぶ特急も長期間の運休を余儀なくされた。なお、この区間は2016年12月に開通した。さらに産業被害については、基幹産業の農業に40,258haにわたる被害が出ているほか、水産業、林業、商業および工業にも被害が及んでいる(図1.1)。以上のような被害額は総額で2,803億円に及ぶ北海道での過去最大規模となり、表1.2に示すとおり、昭和56年(1981年)8月「通称56水害」による被害額2,705億円を上回るまさに歴史的な水害となった。このような人的・物的に甚大な被害発生を受け、国は今次災害を復旧事業の国の補助率をかさ上げして被災自治体の財政支援を後押しする激甚災害へ指定している。

洪水にともなう河岸侵食、堤防決壊、氾濫の状況を示す。断続的に襲来した台風による洪水で



図 1.1 2016年の台風第10号、第13号からの低気圧による大雨による主な被害状況等⁵⁾

表 1.2 昭和56年(1981年)以降の主な豪雨災害の被害の内訳⁵⁾

災害名	昭和56年 8/3~6	昭和56年 8/21~23	平成4年 8/8~10	平成15年 8/9~10	平成28年 8/16~9/11
原因	前線・台風	前線・台風	台風から変わった低気圧	前線・台風	台風・低気圧
被災地域	全道	全道	道南・道東	日高・十勝等	全道
被災市町村数	185市町村	198市町村	58市町村	61市町村	集計中
死者	8名	2名	0名	10名 (行方不明1名)	4名 (行方不明2名)
床上浸水	6,115棟	2,850棟	108棟	129棟	273棟
床下浸水	20,948棟	13,479棟	357棟	438棟	989棟
農作物被害(田)	41,060ha	14,206ha	2,889ha	1,383ha	40,258ha
農作物被害(畑)	134,920ha	75,186ha	3,314ha	8,431ha	
土木被害	4,777ヶ所	1,604ヶ所	1,063ヶ所	1,139ヶ所	2,269ヶ所
総被害額	2,705億円	904億円	509億円	1,100億円	道・市町村分1,979億円(10/25現在) 国交省公表分824億円(9/14現在)

※ 囲みは表中で最も被害の大きいことを示す。
 いずれの災害も激甚災害(本激)の指定を受けている。

計2,803億円

多くの河川が氾濫した。全体では国と北海道が管理する、合わせて79河川で浸水被害があったと報告^{6), 7), 8)}されている。調査団では、河岸侵食や堤防・橋梁に大きな被害があった河川を中心に緊急調査を実施した。このなかで常呂川については、8月20日からの降雨により太茶苗（ふとぢやなえ）観測所で観測史上第1位の水位を記録し、越水が4箇所発生し、支川柴山沢（しばやまさわ）川では堤防が決壊した。この際の外水氾濫で約430haが浸水し、出荷を目前に控えていた地元特産のタマネギなどに大きな被害が出た。また、石狩川水系空知川では、8月20日からの大雨及び台風第10号に伴う出水により、南富良野町幾寅（いくとら）地区の国管理区間の2箇所で上流部300m、下流部150mにわたって堤防が決壊し、北海道管理の支川ユクトラシュベツ川からは氾濫と相まって約130haが浸水し、住家約189戸および食品加工工場等が大きな浸水被害を受けた。さらに、十勝川水系においては、12箇所の観測所で観測史上第1位の水位を記録し、国管理の札内川の堤防が200mあまり決壊し、北海道管理の支川戸蔦別（とつたべつ）川の堤防決壊と相まって両川合流部付近で約50haの浸水が起きた。十勝川水系ではこのほか北海道管理のパンケ新得川（新得町）、ペケレベツ川（清水町）、芽室川（芽室町）で河岸侵食にともなう橋梁や住家に大きな被害が発生した。このパンケ新得川に架かる橋梁被害でJRの札幌と帯広・釧路を結ぶ特急列車の長期運休が余儀なくされた。なお、交通網という点では、沙流川に架かる橋梁被害などで道央と道東を結ぶ幹線の国道274号も復旧の見通しが立たないなか、高速道路（道東自動車道）が機能したことで致命的なダメージが回避されたことはインフラのセーフティネットという点で特筆すべきと考える。

第1章の参考文献

- 1) 中津川誠（2016）：2016年8月北海道豪雨による災害報告，土木学会誌，Vol. 101，No. 12，pp. 38-39.
- 2) （公社）土木学会 水工学委員会水害対策小委員会Facebookページ：
<https://www.facebook.com/JSCEsuigai/>（閲覧日2017/1/11）
- 3) （公社）土木学会 社会支援部門ホームページ：<http://committees.jsce.or.jp/report/>
（閲覧日2017/1/11）
- 4) 国土交通省北海道開発局河川管理課（2016）：平成28年8月20日からの大雨及び台風第10号による出水の概要，2016. 9. 10.
- 5) 北海道総務部危機対策課（2016）：平成28年8月から9月にかけての大雨等災害について，第1回災害検証委員会資料2，2016. 10. 26，
<http://www.pref.hokkaido.lg.jp/sm/ktk/saigaikensyou.htm>（閲覧日2017/1/11）
- 6) 国土交通省（2016）：台風第7号による被害状況等について【第3報】，2016. 11. 16，
http://www.mlit.go.jp/saigai/saigai_160817.html（閲覧日2017/1/11）
- 7) 国土交通省（2016）：8月20日から続く大雨による被害状況等について【第9報】，2016. 11. 16，
http://www.mlit.go.jp/saigai/saigai_160821.html（閲覧日2017/1/11）
- 8) 国土交通省ホームページ：台風第10号による被害状況等について【第22報】，2016. 11. 16，
http://www.mlit.go.jp/saigai/saigai_160830.html（閲覧日2017/1/11）

（第1章とりまとめ 清水康行）

2. 気象・水文の状況に関する結果と考察

2.1 気象に関する結果と考察

2.1.1 気象概況と降雨の特性

気象庁では1951年から台風の統計を開始しているが、これまで北海道では1年間に1個以上の台風が上陸することはなかった。しかし、2016年8月には半月ほどの間に3個の台風が上陸、1個の台風が接近し（図2.1.1.1）、未曾有の大雨をもたらした。上陸した3個の台風はいずれも前線と台風の組み合わせで、これは北海道に大雨をもたらす天気図パターンである。前線の位置や台風の通過コースによって降雨域も変わり、3個の前線と台風による降雨域を足し合わせると、ほぼ北海道を覆うようになった（図2.1.1.2左）。一方、台風10号は初めて太平洋側から三陸地方へ上陸するという、特異なコースを取った。このため北海道では東寄りの湿った暖かい風が三日間に渡って吹き続け、日高山脈や大雪山系の南東斜面で“地形性降雨”を発達させ、山脈沿いで特異な大雨を記録した（図2.1.1.2右）。

図2.1.1.3は十勝管内の、ぬかびら源泉郷アメダスの時間雨量と積算雨量の経過図である。3個の台風によって一週間で500mmを超える雨量となり、台風10号によって更に350mm以上の雨が

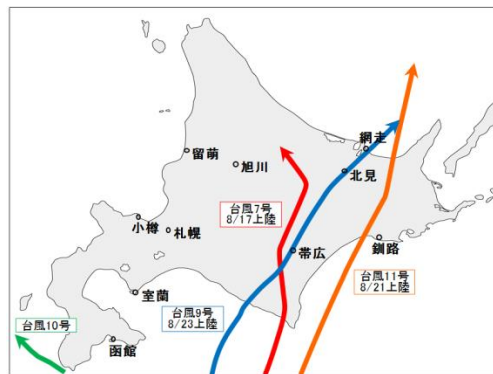


図2.1.1.1 2016年8月に北海道に上陸・接近した台風の経路

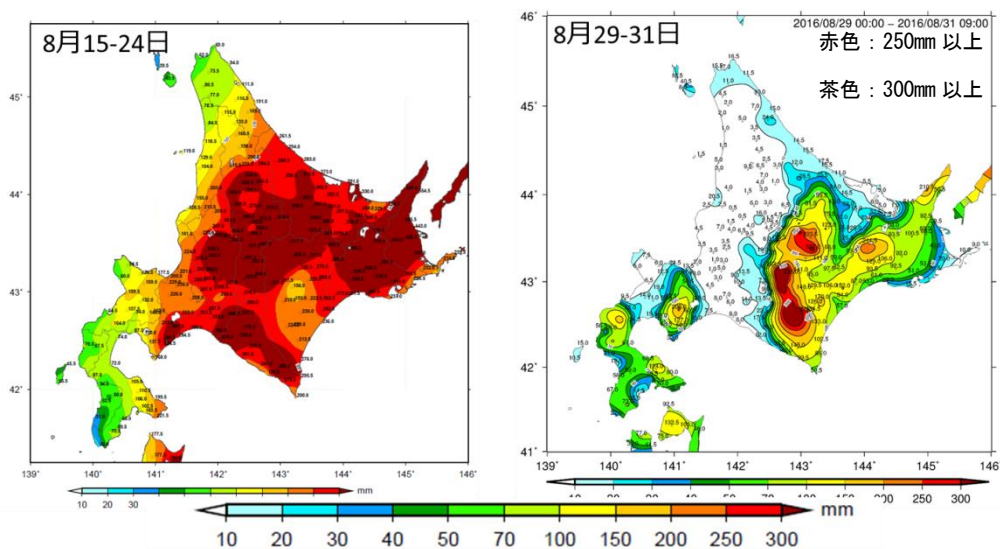


図2.1.1.2 雨量分布図の比較 日本気象協会北海道支社配布資料。左：前線と台風による大雨 右：地形性降雨と台風による大雨。2016年8月15日～24日および、2016年8月29日～31日

加わって 858.5mm という、まさに記録的な大雨となった。

台風が同じようなコースを取ったのは、**図 2.1.1.4** に示すように日本付近が太平洋高気圧とチベット高気圧の気圧の谷になり、この中を北上したためである。このような気圧配置が現れたのは、2015 年から 2016 年春まで継続したエルニーニョ現象の影響と推定される。

一番大きな被害をもたらした台風 10 号による主な観測所の総雨量を**表 2.1.1.1** に示すが、日高山脈沿いでは 500mm を超える大雨となった。

図 2.1.1.5 は“ひまわり 8 号”の可視画像である。日高山脈は高いところで 2000m 程度の標高であるが、衛星写真では山脈沿いの雨雲の雲頂は 6000m 前後で、一部発達した雲域は 10000m まで達している。しかし、山脈を越えて西側の日高管内や道央圏から空知中部、そして留萌地方にかけては、黒い晴天域が広がっている。山岳由来の地形性降雨が非常に発達していることが見てとれる。

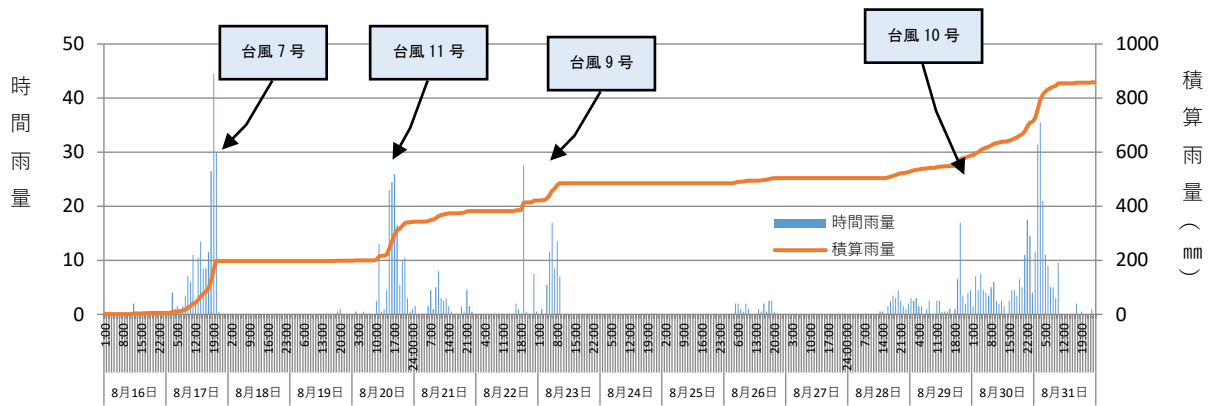


図 2.1.1.3 んかびら源泉郷アメダス降雨経過 2016 年 8 月 16 日～31 日

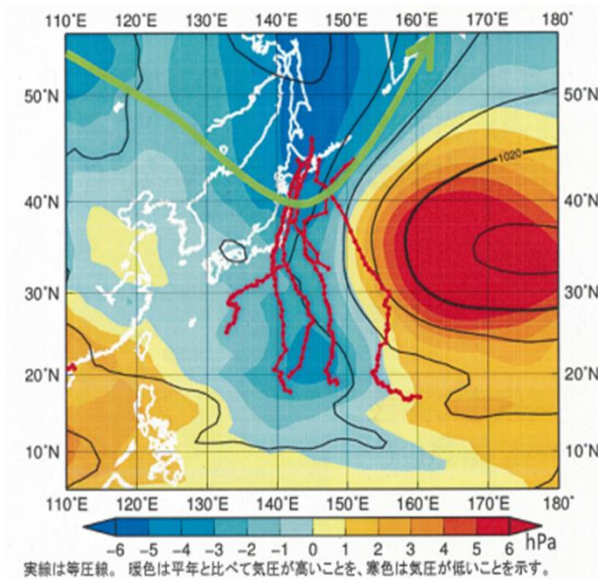


図 2.1.1.4 2016 年 8 月 1 日～21 日の地上平均天気図と台風 5 号～11 号の経路
札幌管区気象台配布資料から抜粋

表 2.1.1.1 台風 10 号による主な観測所の総雨量 [mm]

雨量観測所	総雨量
狩勝(河川)	512
日勝(河川)	367
ぬかびら源泉郷(ア)	351
札内川ダム(河川)	507
戸鳶別(河川)	530
野塚(道路)	713

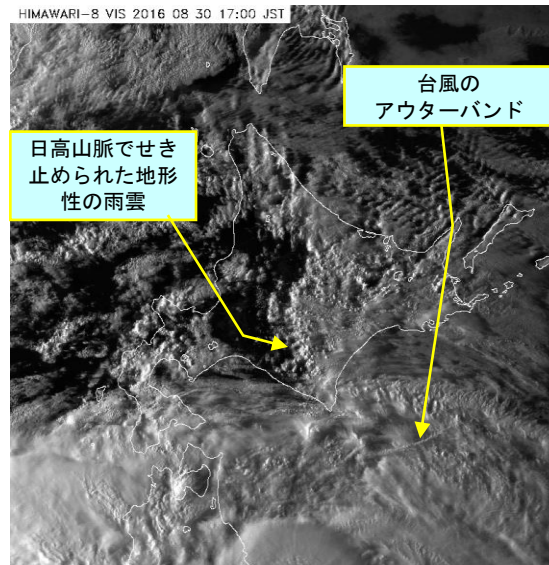


図 2.1.1.5 ひまわり 8 号可視画像 (2016 年 8 月 30 日 17 時)

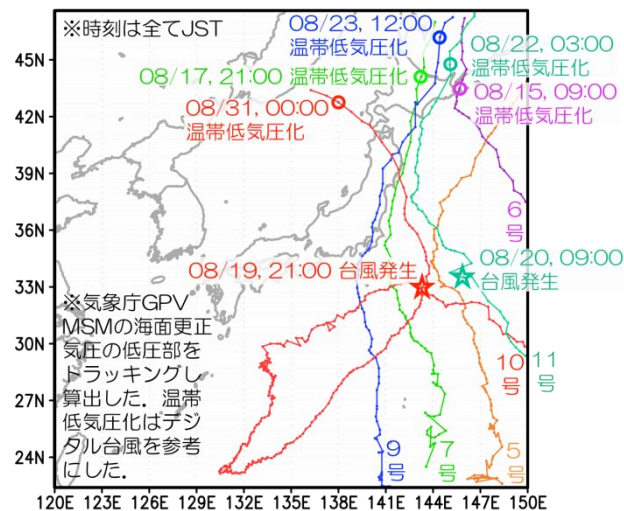


図 2.1.2.1 2016 年 8 月に北海道に上陸もしくは周辺を通過した台風の経路 (台風発生以前の熱帯低気圧、及び温帯低気圧化後の進路も含む)。気象庁 GPV (MSM) の海面更正気圧の低圧部を 1 時間おきに抽出し経路を同定した²⁾。図中の星印は台風発生地点、丸印は温帯低気圧化した地点。台風発生、温帯低気圧化の時刻はデジタル台風を参考にした³⁾。2016 年 8 月北海道豪雨災害調査団速報第一報より転載。著者らが作成⁴⁾。

2.1.2 大気の大規模場の特徴と 1961 年以降に北海道周辺を通過・上陸した台風の統計的解析

2.1.2.1 2016 年 8 月における日本周辺の大気場の概要

2016 年 8 月 17-23 日にかけて、台風 7, 11, 9 号が北海道に上陸し、北海道全域に豪雨が発生し河川の氾濫や土砂災害が発生した¹⁾。8 月下旬には台風 10 号が太平洋側から岩手県大船渡市付近に上陸し日本海へと移動した。8 月 30, 31 日には台風 10 号本体により岩手県に大雨が、アウターバンドにより北海道日高山脈東斜面を中心に地形性の豪雨が発生した²⁾。平年では約 3 年に 1 回の頻度で台風は北海道へ上陸するが、2016 年は 8 月だけで 3 つの台風が上陸した。東北沖に台風が上陸する進路はいずれも観測史上初であった。8 月上旬には台風 5, 6 号が北海道東部沿岸を通過し、8 月に北海道は合計 6 つの台風から影響をうける異例の年であった(図 2.1.2.1^{2, 3, 4, 5)})。

図 2.1.2.2(a)-(e) は 2016 年 8 月各週の海面水温と平年偏差を示す。緑線、黒線は、各図の該当期間、該当期間外における台風経路を示す。白抜き丸は台風発生地点、黒丸は温帯低気圧化した地点である。図 2.1.2.2(f) に台風の中心気圧の時系列を示す。台風 5, 6, 7, 9 号は例年でも台風が多く発生する北緯 20 度付近で、台風 10, 11 号は関東の沿岸で発生した。平年よりも海面水温が高い日本列島南部の海域を通過した際に中心気圧が低下したことがわかる。特に台風 10 号は 8 月下旬に海面水温が 0.5-1.5°C 高い海域を通過し中心気圧が約 940hPa まで低下した。

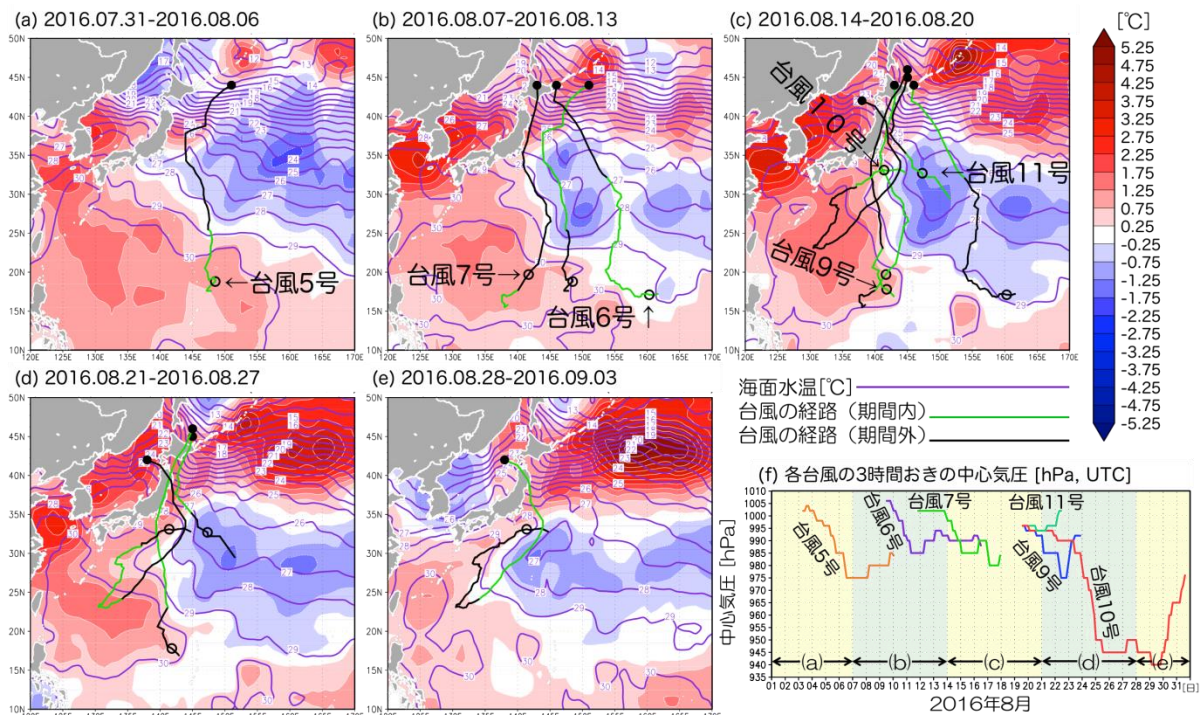


図 2.1.2.2 2016 年 (a) 7 月 31 日-8 月 6 日、(b) 8 月 7 - 13 日、(c) 8 月 14 - 20 日、(d) 8 月 21 - 27 日、(e) 8 月 28 日-9 月 3 日 (以下該当期間) における週平均の海面水温(°C, 紫色の線)と平年偏差(°C, 青-赤色)。平年値は 1982-2016 年 8 月の海面水温から求めた。図中の緑色の線は、該当期間における台風 5, 6, 9, 10, 11 号の移動経路であり、黒線は該当期間外の移動経路を示す。白抜き丸は台風発生地点、黒丸は温帯低気圧化した地点である。(f) は台風の中心気圧の時系列。海面水温は National Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA) Optimum Interpolation (OI) Sea Surface Temperature (SST) V2⁶⁾ を、台風の位置と中心気圧はデジタル台風³⁾のデータを用いた(文献³⁾より転載)。

図 2.1.2.3 は 2016 年 8 月の 500hPa 面における月平均ジオポテンシャル高度場を実線で、風向風速を矢印で示す。図中の色は平年値に対して 1 標準偏差以上の 500hPa 面ジオポテンシャル高度場が記録された日が 2016 年 8 月に何日記録されたかを示す。日本列島の東西に位置する高気圧性循環が 8 月のほとんどの期間に維持された。日本西部の高気圧性循環が朝鮮半島、九州付近に北風を形成したため、日本東部の高気圧性循環による太平洋沿岸の南風に流され多くの台風が北進し北海道周辺を通過した。台風 10 号が東北地方を横断した際は 8 月の中では例外であり太平洋高気圧がオホーツク海付近にまで張り出し、日本海に低気圧性の渦が形成されていた (2.1.2.3 節詳述)。

上述の大気場・台風の進路の特異性に着目し過去の気象場と比較を行う。2.1.2.2 節では過去に北海道周辺を通過した台風の分類を行い、2.1.2.3 節にて台風の進路と大気場との関係を考察する。2.1.2.4 節でまとめを示す。

2.1.2.2 過去に北海道に接近した台風の特徴

2.1.2.1 節で取り上げた通り、2016 年台風 5、6、7、9、11 号は 8 月に連続して北海道の東部を通過した。1961 年以降に北海道に接近した台風について以下に記す。台風の経路、中心気圧については台風経路データ⁷⁾を用い、経路が離島を除く北海道の陸域から 300km の範囲に入ったものを「北海道に接近した台風」と定義した。なお、温帯低気圧化後も除外せず台風経路として扱っ

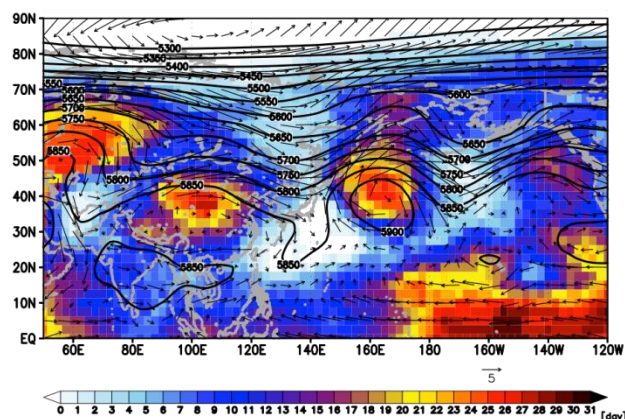


図 2.1.2.3 2016 年 8 月の 500hPa 面月平均ジオポテンシャル高度場 (m, 実線) と風速場 (m/s, 矢印)。色は平年値 (1948-2016 年、8 月から算出) に対して 1 標準偏差以上の 500hPa 面日ジオポテンシャル高度場が記録された日が 2016 年 8 月に何日あったかを示す。NCEP/NCAR 再解析データを使用⁶⁾ (文献³⁾ より転載)。

表 2.1.2.1 北海道に接近した台風のルート区分 (参考文献⁸⁾ より転載)

接近ルート	ルート説明	詳細区分など
日本海ルート	台風の中心が日本海上を北上するもの。	中国大陸から回り込むもの、九州や近畿・中部地方を横断してから日本海を北上したもの、日本海から東北を横断して太平洋に抜けたものも含む。
本州縦断ルート	本州の関東・東北地方を縦断して北上するもの。	関東から東北まで中心気圧位置の経路が本州にあるもの。東北から太平洋に抜けたものも含む。中国、近畿、中部地方を縦断するが日本海に出たものは除く。
太平洋ルート	太平洋を北上してくるもの。	太平洋場から直接北海道に接近するもので、中心気圧位置が本州を通過し関東付近から太平洋上を北上したものも含む。

た。この条件で「北海道に接近した台風」を抽出し、表 2.1.2.1 に記す基準で日本海ルート、本州縦断ルート、太平洋ルートに分類した。これらの台風の経路を図 2.1.2.4 に記す。図 2.1.2.5 は 1961 年から 10 年毎（最後の年代は 2011-2016 年の期間）の北海道に接近した台風の数と割合をルート別に記す。北海道に接近した台風の総数自体は 1 年あたり約 3 個と年代に大差ない。ただし 2011 年以降は 3 つのルートの内、太平洋ルートが 6 年の間に 11 個と多い。内 2016 年 8 月に発生したものは台風 5、6、7、10、11 号の 5 つであった。

表 2.1.2.2、表 2.1.2.3 は、北海道に接近した台風について、北海道に接近する直前の緯度帯である北緯 30-40 度に着目し、中心気圧の上昇をまとめた結果である。北緯 40 度は北海道南端の緯度として、北緯 30 度は台風が多く発生する緯度帯よりも北方であり、かつ北海道にあと数日で

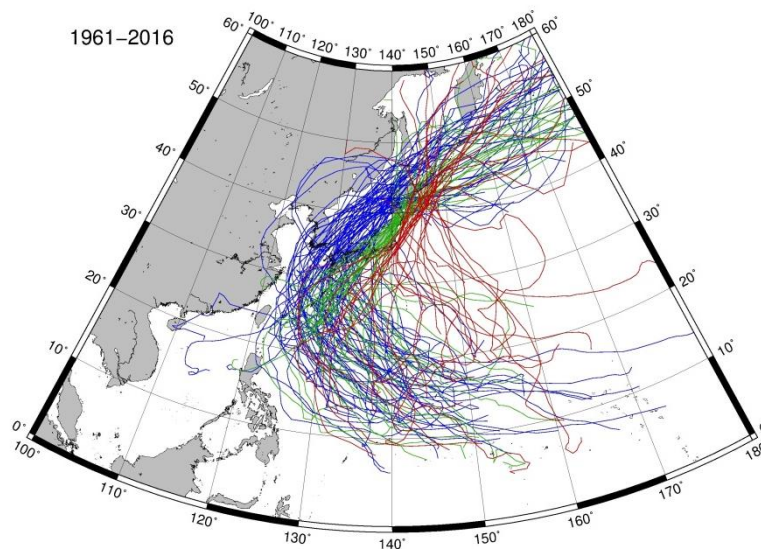


図 2.1.2.4 北海道に接近した台風のルート。青、緑、赤線はそれぞれ日本海、本州縦断、太平洋ルートに該当するものを示す。参考文献⁸⁾の図を近年の事例を含め更新（文献³⁾より転載）。

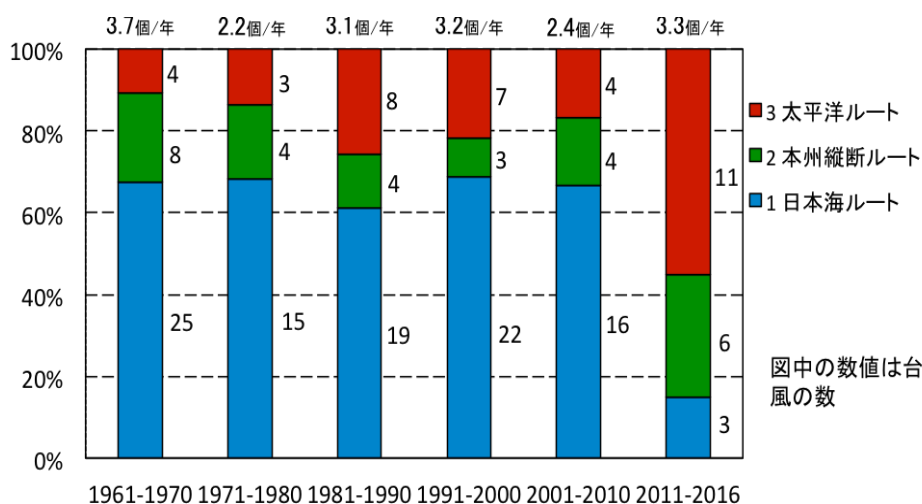


図 2.1.2.5 北海道に接近した台風のルートを年代別に割合で記す。図中の数字は台風の個数。2016 年については 8 月までのデータを用いた。参考文献⁸⁾の図を近年の事例を含め更新（文献³⁾より転載）。

到達する、予測に重要な緯度と考え設定した。表 2.1.2.2 は北緯 30 度を中心気圧が 980hPa 以下で通過した台風について、北緯 40 度を通過した時の中心気圧を、表 2.1.2.3 は北緯 30 度から北緯 40 度までの中心気圧の変化を記す。表 2.1.2.2 より、太平洋ルートを通して北海道に接近した台風は他のルートに比べ、北緯 40 度で低い中心気圧を記録することがわかる。さらに、表 2.1.2.3 より、太平洋ルートの台風は、北海道以南の北緯 30-40 度帯で中心気圧が、他のルートに比べ上昇しにくい。一般に、海流の影響で日本海側の方が海面水温が高い年・月もあるが、地表面摩擦が効くことで日本海・本州縦断ルートは緯度の上昇と共に台風の強度が低下しやすい傾向にあるためと考えられる。

表 2.1.2.2 北緯 30 度を中心気圧が 980hPa 以下で通過した北海道に接近した台風の、北緯 40 度を通過した時刻での中心気圧 (hPa) と数 (N)。参考文献⁸⁾ の図を近年の事例を含め更新。

平均期間	年数	全ルート		1 日本海ルート		2 本州縦断ルート		3 太平洋ルート	
		P (hPa)	N	P (hPa)	N	P (hPa)	N	P (hPa)	N
1961-2016	56	984.48	116	986.27	67	984.37	24	979.79	25
1961-1970	10	985.74	19	986.50	11	985.36	6	982.72	2
1971-1980	10	987.49	17	988.04	11	987.23	4	985.00	2
1981-1990	10	984.87	23	985.00	13	980.09	3	986.69	7
1991-2000	10	983.12	25	986.05	17	983.92	3	972.67	5
2001-2010	10	985.06	20	986.45	13	981.84	4	983.33	3
2011-2016	6	979.32	12	984.13	2	986.11	4	973.19	6

P : 中心気圧 [hPa] , N : 対象台風数

表 2.1.2.3 北緯 30 度から北緯 40 度までの中心気圧の変化 (表 2.1.2.2 に対応)。参考文献⁸⁾ の図を近年の事例を含め更新。

平均期間	年数	全ルート		1 日本海ルート		2 本州縦断ルート		3 太平洋ルート	
		気圧変化度	N	気圧変化度	N	気圧変化度	N	気圧変化度	N
1961-2016	56	2.62	116	2.90	67	2.68	24	1.82	25
1961-1970	10	3.08	19	3.06	11	2.89	6	3.81	2
1971-1980	10	2.58	17	2.96	11	2.22	4	1.27	2
1981-1990	10	2.24	23	2.39	13	2.88	3	1.68	7
1991-2000	10	2.54	25	2.89	17	1.73	3	1.85	5
2001-2010	10	3.10	20	3.32	13	3.06	4	2.20	3
2011-2016	6	2.04	12	2.41	2	2.99	4	1.29	6

気圧変化度 : 中心気圧の変化量 [hPa] / 緯度変化量 [°] , N : 対象台風数

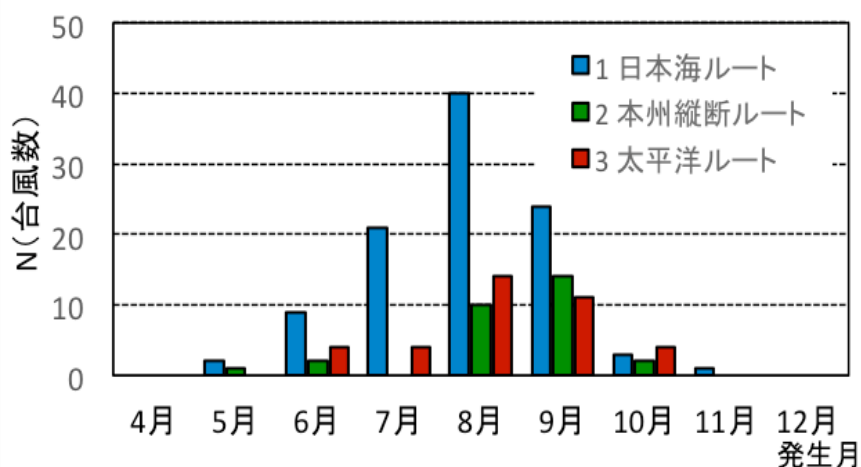


図 2.1.2.6 各ルート別・月別に記した北海道に接近した台風の個数。1961 年から 2016 年 8 月までを対象とした。参考文献⁸⁾ の図を近年の事例を含め更新 (文献³⁾ より転載)。

2.1.2.3 台風の経路と大気場

本に接近する台風は太平洋高気圧の縁を通る点に着目し、北緯 20-50 度、東経 120-180 度の海面更正気圧 (SLP) に対し、経験的直交関数展開 (Empirical Orthogonal Function analysis、以下 EOF) を行い、K-means 法⁹⁾を用いて大気場の分類を行った。NCEP/NCAR 再解析データ⁶⁾の 1961-2016 年に関して、7月1日-7月14日、7月15日-7月28日、7月29日-8月11日、8月12日-8月25日、8月26日-9月8日、9月9日-9月22日と、夏季の2週間平均の SLP を用いた (2016年9月9-22日はデータ取得の都合上除外)。これらの期間を、累積寄与率が 87.1%となる第6モードまでを採用し、これらのモードに対し K-means 法を用いて6個のクラスタ (C1-6) に分類した結果を **図 2.1.2.7** に示す。黒い実線は各クラスタの期間における台風の経路を、青い実線は太平洋ルート³⁾の台風の経路を示す。太平洋ルートを進行し、北海道全域に被害をもたらした 1981 (昭和 56) 年の台風 12 号と 2016 年台風 10 号については緑線で経路を示す。**図 2.1.2.8** は **図 2.1.2.7** に対応するクラスタの 850hPa 面風速場 (矢印) 及び、東西風の年間偏差 (色) である。多くの台風は、2週間平均では 1010hPa の等値線付近に沿って進行することがわかる。青線で示す太平洋ルート³⁾の台風は、クラスタ 4, 5 (C4, 5) に多発し、太平洋ルートの中でも太平洋の沖合いを東に流されず北進するルートが多く含まれる。同クラスタでは、太平洋高気圧は北緯 20-30 度付近では弱いが、北緯 40 度付近に張り出している。2016 年台風 5, 6, 7, 11 号、北海道全域に被害をもたらした 1981 (昭和 56) 年の台風 12 号は C4, 5 である。一方、クラスタ 1, 2, 6 (C1, 2, 6) に含まれる太平洋ルートを進行する台風は日本列島の沿岸に沿うように進行し、場の風とともに東進するものが多い。クラスタ 3 (C3) に発生した太平洋ルート³⁾の台風は 2016 年台風 10 号 (8月26-31日の後半の期間) のみである。なお、台風 10 号の経路の前半 (8月19-25日) は C4 に含まれる。

表 2.1.2.4 は、クラスタの期間ごとの発生数を示し、C1 は 7 月、C2 は 8 月、C6 は 9 月に多発

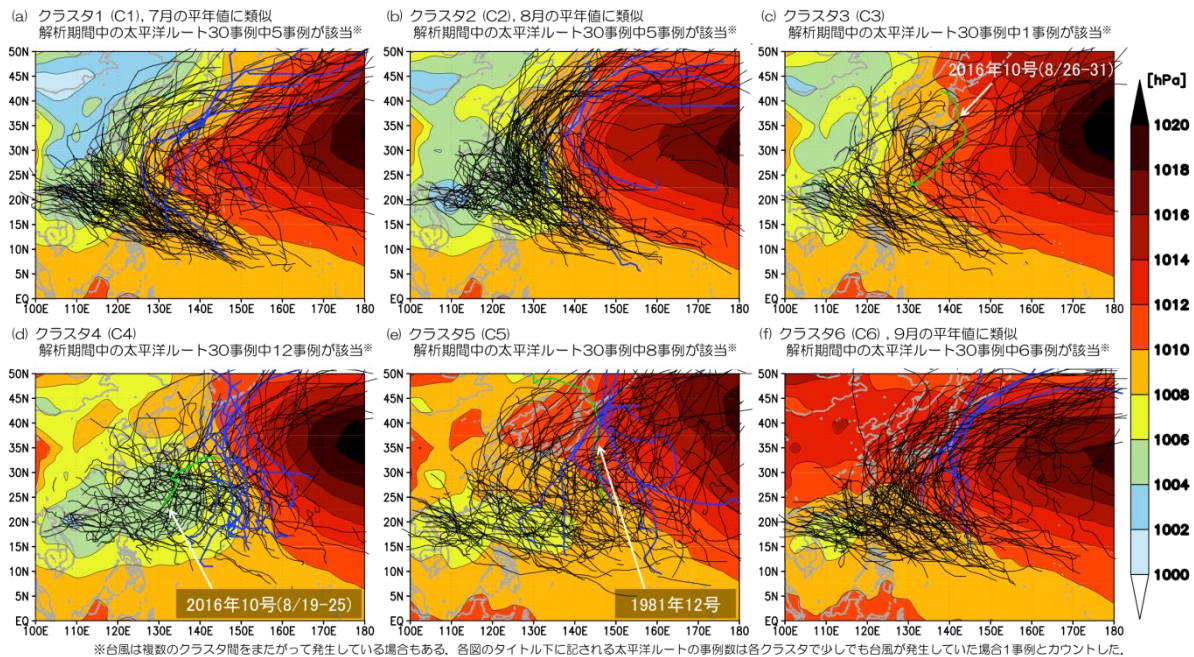


図 2.1.2.7 クラスタごとの SLP のコンポジット。黒線は各クラスタの期間の台風の経路を、青線は太平洋ルート³⁾の台風の経路を示す。太平洋ルートであり、北海道全域に被害をもたらした 1981 年の台風 12 号と 2016 年台風 10 号については緑線で示す (文献³⁾より転載)。

する。図 2.1.2.9 は、7-9 月の SLP の平年値を示すが、それぞれ C1, 2, 6 に類似する。平年とは異なる気圧配置である C4, 5 は解析期間中に発生した太平洋ルート 30 事例中 20 事例を含む。表 2.1.2.5 は年代毎の各クラスタ、C4 と C5 の和が占める割合を示す。太平洋ルートが多発した 2016 年は C4, 5 が多く、そのため 2011-2016 年は C4 と C5 の割合が高い。

図 2.1.2.7 にて緑色の線で示す 1981 年台風 12 号 (C5) と 2016 年台風 10 号 (C3, 4) は、進路を北海道付近で西に変えるという特徴的な事例であった。この二つの台風と同様の進路を記録した太平洋ルートの台風は、対象期間においては観察されない。図 2.1.2.10 は、1981 年台風 12 号と 2016 年台風 10 号が発生した際の 2 日おきの 500hPa 面高度場を示す。各日時までの台風進路を黒線で、その後の進路を白線で示す。高緯度から低気圧性の渦が張り出し、この低気圧性の渦と融合するように台風の進路が西にずれた。

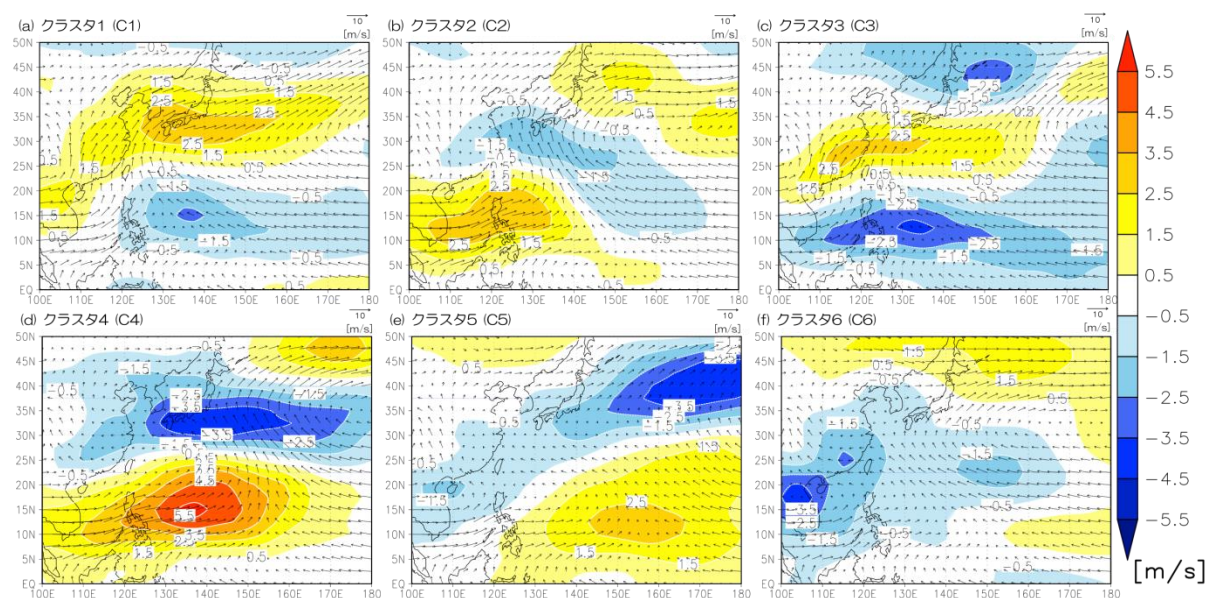


図 2.1.2.8 EOF、K-means 法を用いた分類したクラスタごとの 850hPa 面風速場のコンポジット (矢印)。色は、各クラスタの 850hPa 面東西風速場の平年偏差。赤色の領域が平年より西風が強く、青い領域は弱い (文献³⁾より転載)。

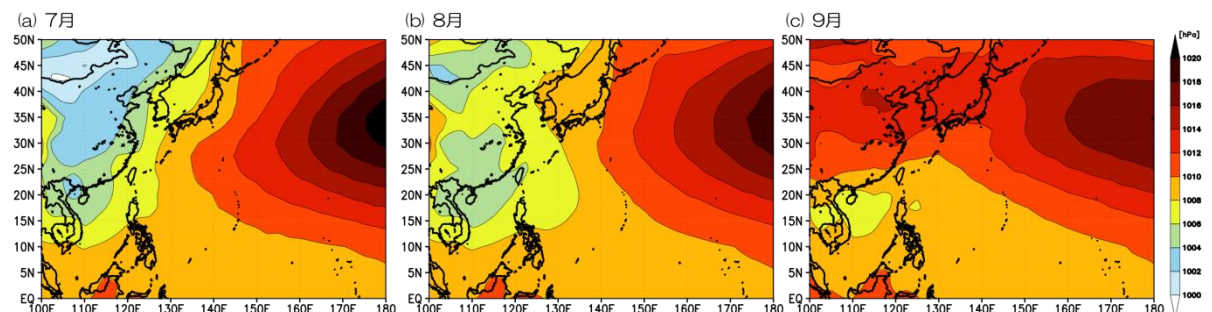


図 2.1.2.9 (a)7 月、(b)8 月、(c)9 月の SLP の平年値 (1961-2016 年、NCEP-NCAR 再解析データを使用) (文献³⁾より転載)。

2.1.2.4 2.1.1節および2.1.2節のまとめ

2016年8月は、上旬から下旬にかけて6つの台風が北海道周辺を通過し3つの台風が北海道に上陸するという異例の進路を記録し（図2.1.2.1、図2.1.2.2）、北海道、東北地方に豪雨が発生し河川の氾濫や土砂災害が多発した。2016年8月は日本列島の東西に高気圧性循環が停滞するという特徴的な大気場が見られた（図2.1.2.3）。過去56年間に北海道に到達した台風を、日本海ルート、本州縦断ルート、太平洋ルートに分類した。北海道に到達する台風の進路として、2016年8月に発生した台風の多くが該当する太平洋ルートは2011年以降に多く、同ルートの台風は北緯30-40度帯で、他のルートに比べ勢力が衰えにくい（図2.1.2.4、表2.1.2.2、表2.1.2.3）。台風の経路を決定づける太平洋高気圧について、7-9月を対象に、EOF、K-means法を用いて分類した。太平洋ルートのうち、太平洋を東にそれずに北進する経路を有するものの多くは太平洋高気圧の張り出しが弱いクラスに分類された。また、太平洋を北進し、北海道付近で西に進路を変えた太平洋ルートの台風は稀であり、解析期間である7月上旬から9月中旬では、1981年8月に北海道全域に豪雨災害をもたらした台風12号と、2016年8月末に東北、北海道の各地にて同様災害をもたらした台風10号のみであった（図2.1.2.7、図2.1.2.11）。これらは高緯度に張り出した低気圧性の渦により進路を東へ移したと考えられる（図2.1.2.10）。

表 2.1.2.4 クラスターの期間ごとの発生数。

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	合計
7/1-7/14	29	8	18	0	1	0	56
7/15-7/28	18	8	16	8	6	0	56
7/29-8/11	17	17	6	9	5	2	56
8/12-8/25	9	13	5	10	10	9	56
8/26-9/8	4	9	8	6	16	13	56
9/9-9/22	0	2	1	3	11	38	55
合計	77	57	54	36	49	62	335

表 2.1.2.5 年代毎の各クラスターが占める割合 (%)

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C4+C5
1961-1970	38.3	21.7	10.0	10.0	10.0	10.0	20.0
1971-1980	23.3	20.0	15.0	13.3	11.7	16.7	25.0
1981-1990	11.7	20.0	21.7	10.0	16.7	20.0	26.7
1991-2000	25.0	10.0	18.3	10.0	18.3	18.3	28.3
2001-2010	18.3	15.0	18.3	8.3	15.0	25.0	23.3
2011-2016	20.0	14.2	11.4	14.3	17.1	22.9	31.4

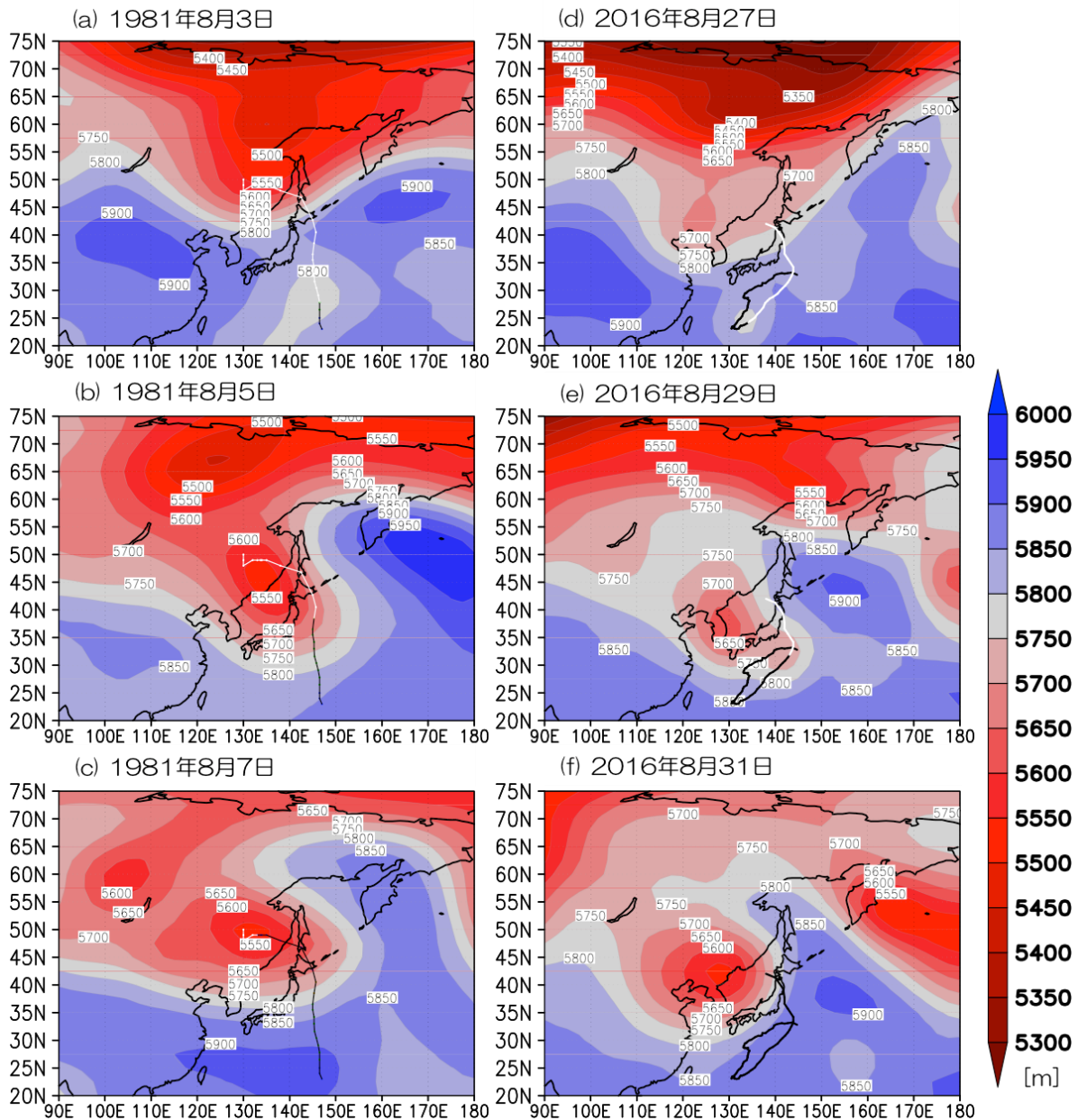


図 2.1.2.10 (a)–(c) 1981 年台風 12 号と (d)–(f) 2016 年台風 10 号が日本周辺を通過した際の 500hPa 面高度場 [m] (色、NCEP/NCAR 再解析データを使用) と各台風の経路 (黒、白線)。(a) 1981 年 8 月 3 日、(b) 5 日、(c) 7 日、(d) 2016 年 8 月 27 日、(e) 29 日、(f) 31 日。黒線はその日までの経路、白線はその後の経路 (文献³⁾より転載)。

2.1.3 数値計算モデルによる降雨量の再現・予測結果及び考察

2.1.3.1 2016 年台風 10 号による大雨被害の概要

台風による降雨は、台風に直接起因するものに加え、周囲の気象場や地形との相互作用により、台風の中心から数 100km 離れた地域であっても起こり得る。領域気象モデルを用いた複数の仮想的な条件を付与した数値実験を行い、2016 年台風 10 号について、直接・間接的にもたらされる水蒸気と地形効果に着目した検討を行う。

2.1.3.2 使用モデルの構成及び数値実験の条件

(1) モデル構成

本研究では使用したモデルは米国 NCAR (National Center for Atmospheric Research) が開発した領域気象モデル WRF-ARW (Advanced Research core of the Weather Research and Forecast)¹⁰⁾である。WRF-ARW は非静力学モデルであり、鉛直方向には σ 座標系を使用、頂端部の気圧を 5hPa とした鉛直 40 層からなる。このモデルでは、雲微物理過程に水・氷 6 種を表現する WSM6 スキーム及びグリッドスケールの降水スキーム¹¹⁾、長波放射に RRTM(Rapid Radiative Transfer Model)¹²⁾、Dudhia 短波放射スキーム¹³⁾、海洋上における地表面フラックスに MM5 Monin-Obukhov スキーム¹⁴⁾、Unified Noah land surface model¹⁵⁾、Yonsei University (YSU) 大気境界層スキーム¹⁶⁾、new Kain-Fritsch 対流パラメタリゼーション¹⁷⁾を適用している。

本研究では 3 段の双方向ネスティングによる力学的ダウンスケールを実施し (図 2.1.3.1)、水平解像度 9km の Domain2(D2)は台風の構造と循環場、最内側の水平解像度 3km の Domain3(D3)は降雨の解析に用いた。ただし水平方向の解像度が高い D3 において対流パラメタリゼーションは使用していない。初期値及び境界条件には米国 NCEP(National Center for Environmental Prediction) 最終全球解析データ (以下 FNL) を用いた。海面水温には水平解像度 $0.083^{\circ} \times 0.083^{\circ}$ の NCEP リアルタイム全球高解像度解析値を用い、計算期間中は常に一定の値とした。Domain とモデル構成の詳細は表 2.1.3.1 に示す。

(2) 数値実験の条件

本研究では 3 種類の数値実験を行った (図 2.1.3.2)。初期値や実験条件を変えない対照実験 (以下 CTL 実験) では FNL の元の値をそのまま側方境界条件として使用した。台風の影響を除く実験 (以下 NoTC 実験) は、WRF に実装されている typhoon bogus scheme¹⁸⁾を用いて初期状態の台風 10 号に関連する渦度を FNL から除いた。この 2 つの実験の結果の差は循環場における台風の影響として考えることができる。モデル内の地形を取り除く実験 (以下 noTopo 実験) では、北海道において標高 1m 以上の地域を一律に標高 1m と設定した。これら 3 つの実験によって、今回の局地降雨事例に台風 10 号のアウトバウンドと北海道の地形の相互作用がいかに関与したかを調べる。

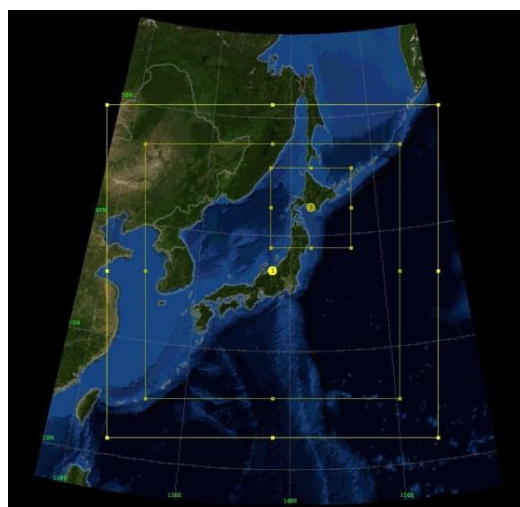


図 2.1.3.1 本研究の対象となる 3 つの Domain (計算領域)

表2.1.3.1 本研究におけるモデルのDomain (計算領域)、物理式、初期及び境界条件

	Domain 1 (D1)	Domain 2 (D2)	Domain 3 (D3)
計算期間	2016年8月29日3時 - 8月31日9時 (日本時間, 計54時間)		
数値計算モデル	WRF-ARW V3.6.1		
初期値 及び側方境界条件	NCEP 最終全球解析データ (FNL) (1°×1°, 鉛直32層, 6時間インターバル)		
格子数	121 x 121	277 x 277	262 x 262
空間解像度	27km	9km	3km
鉛直層数	40層	40層	40層
積雲対流	KF スキーム	KF スキーム	Explicit
雲微物理	WSM6 スキーム		
長波放射	RRTM スキーム		
短波放射	Dudhia スキーム		
地表面	MM5 Monin-Obukhov スキーム		
大気境界層	YSU 大気境界層スキーム		
土壌モデル	Unified Noah land surface model		
海面水温	Daily NCEP RTG_SST_HR analysis		

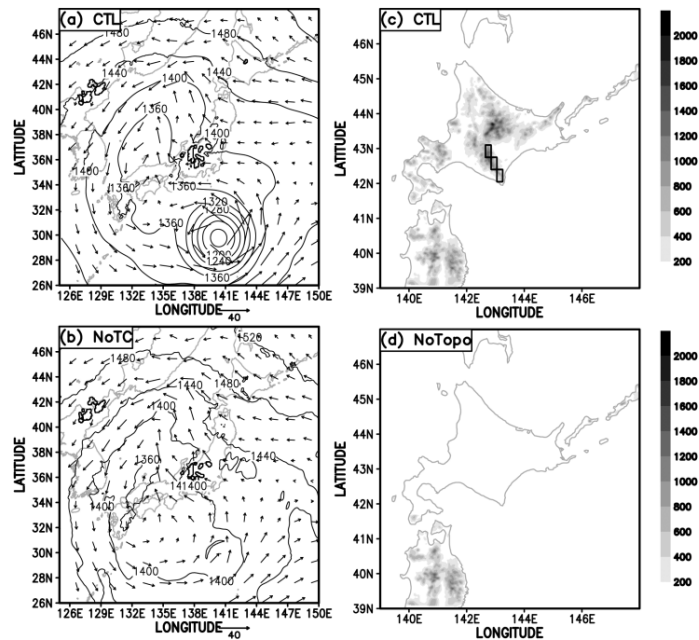


図 2.1.3.2 2016年8月29日3時 (以下の図は日本時間) における (a) CTL実験, (b) NoTC実験のジオポテンシャル高度 (40gpm間隔) 及び850hPa高度面の水平方向の風速場と、(c) CTL実験, (d) noTopo実験における北日本の標高 (陰影はm)。 (c) の黒四角は面積平均雨量を計算した日高山脈に沿った領域を指している。

2.1.3.3 数値実験の結果

(1) 台風10号の進路及び強度

図2.1.3.3は気象庁ベストトラックとWRFを用いたシミュレーションにおける、台風の強さ及び進路を表している。北海道の地形は台風の経路にほとんど影響を与えていないことがわかる。モデルは台風の進路をよく再現しているものの移動速度がわずかに早い。この原因として数値モデルが台風の減衰効果を過小評価していたこと、計算期間中の海面水温が一定であること等が考えられる。しかし、モデルと観測値との差はそれほど顕著ではないことから、次章で議論する台風10号が北海道で起こった降雨イベントに与えた影響の評価において支障はない。

(2) 雨の生成効率及び周囲の循環場に与える台風10号の影響

台風10号の周囲を取り囲むアウターバンドが、北海道に対して南東方向から暖湿な空気塊を輸送している(図2.1.3.4)。アウターバンドによる南東風は台風10号と日本海低気圧の複合的な効果で強められ、さらにこれらの低気圧によって、東に位置する亜熱帯高気圧との間の圧力勾配も強められた。

NoTC実験(図2.1.3.5)では北海道に対する南東風がCTL実験に比べはるかに弱かった。このことが海洋から北海道への水蒸気供給の減少に繋がったと考えられる。水蒸気供給の観点からNoTC実験とCTL実験を比較するべく、水蒸気の収束による降水の維持率 P を以下の式で計算した。

19)

$$P = -\nabla \cdot \int_0^{p_0} \frac{qV}{g} dp \quad (2.1.3.1)$$

ここで g 、 p_0 、 q 、 V はそれぞれ重力加速度[m/s²]、地表面気圧[mbar]、比湿[kg/kg]、風速[m/s]である。

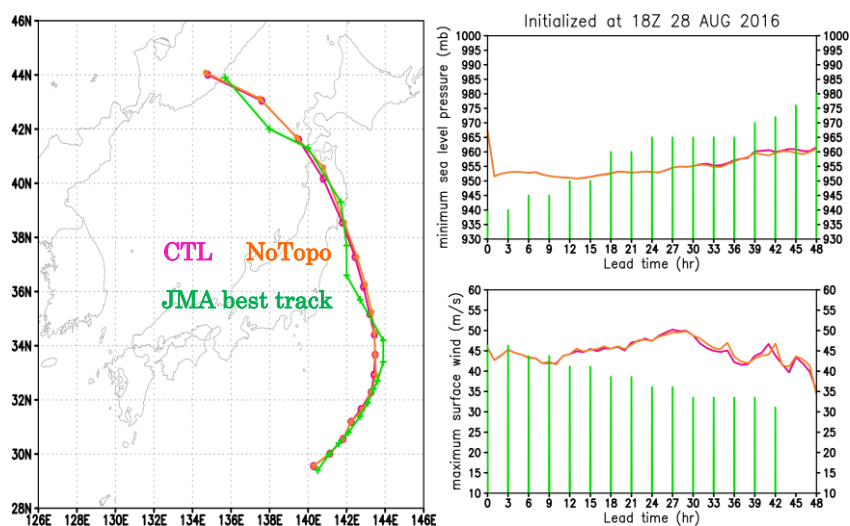


図2.1.3.3 3時間における台風の経路(左図)、海面更正気圧の最小値(単位mb)(右上図)、2016年8月29日3時から8月30日世界標準時18時(日本時間31日3時)における地表面風速の最大値(右下図)。緑色線はJMAベストトラック、ピンク色線はCTL実験、オレンジ色線はnoTopo実験の結果である。

CTL 実験では台風を中心付近で最も大きな水蒸気フラックスの収束が見られ、北海道中部から南東部にかけても多く見られた。それに対し、NoTC 実験では台風に起因する水蒸気の収束は予想通り弱まり、北海道上空における水蒸気フラックスの収束も大きく減少していた。しかし、北海

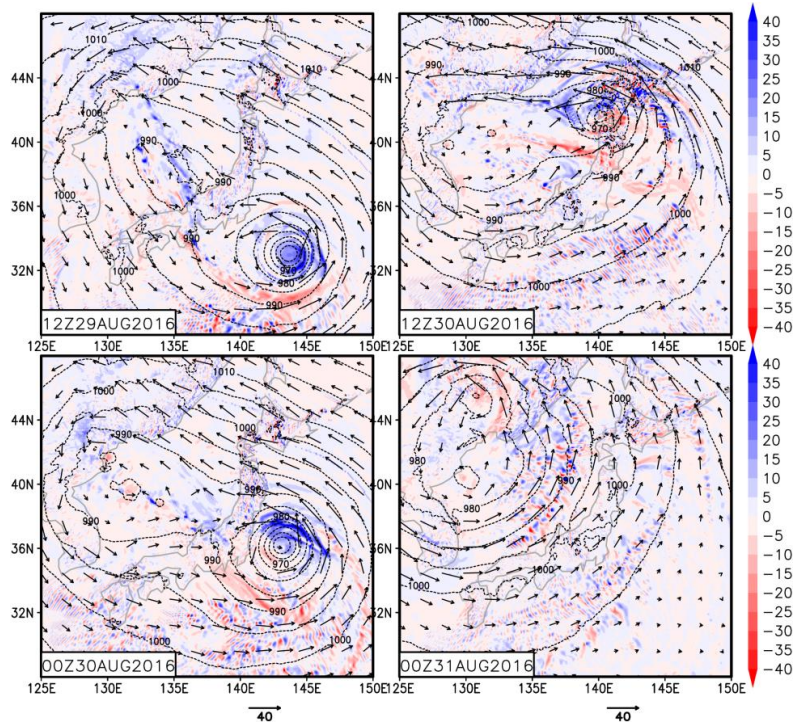


図2.1.3.4 2016年8月29日世界標準時12時（日本時間29日21時）から8月31日世界標準時0時（日本時間31日9時）におけるCTL実験の850hPa等圧面の水平風速（ベクトル）海面更正気圧（5hPa間隔）、水蒸気フラックスの収束量P（単位 mm/hr）

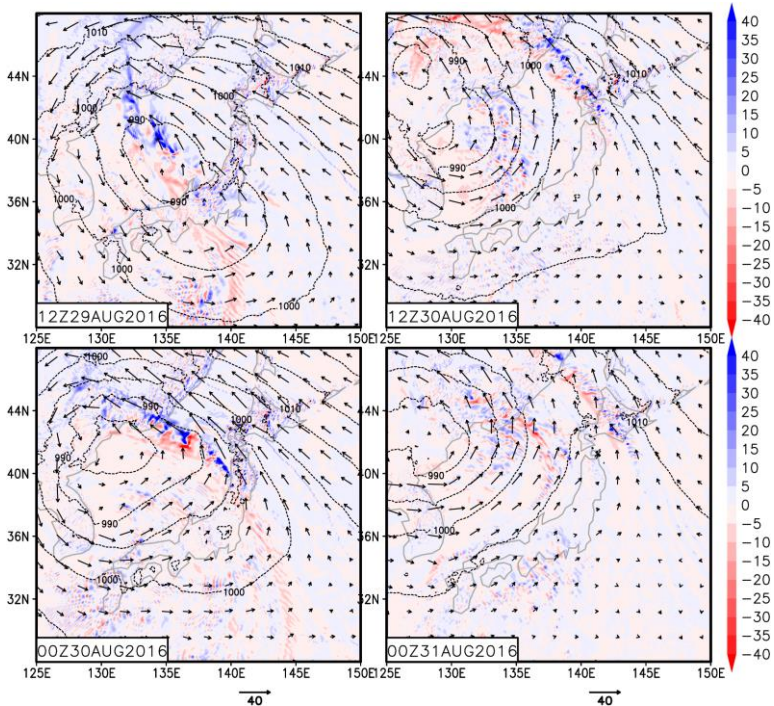


図2.1.3.5 NoTC実験における図 2.1.3.4と同様の図。

道において大量の水蒸気の集中および収束のほとんどが中部から南東部に位置する日高山脈で発生していることに着目すると、地形効果が降雨と深く結びついていると考えられる(図 2. 1. 3. 6)。この可能性を検証するために noTopo 実験を行った。その結果、北海道における水蒸気フラックスの収束はあまり見られず、降雨生成率も減少していた。これは今回の豪雨において地形効果が大きな要因であることを示唆している。以降、降雨データを解析することによって上記の検証を行う。

(3) 北海道における降雨強度

図 2. 1. 3. 7 は気象庁レーダーアメダス解析雨量および全実験条件における、2016 年 8 月 29 日 9 時(以下日本時間とする)から 31 日 9 時にかけての累積降雨量を表したものである。CTL 実験は北海道と東北における降雨量及び降雨の空間分布をよく再現していた。それに対し北海道における降雨量は NoTC 実験では大きく減少しており、図 2. 1. 3. 5 に示される領域で水蒸気の収束量が大きく減っていたことと一致している。また予想と同じく noTopo 実験では強降雨はほぼなくなっていた。このことは当該地域では地形による強制力が降雨過程の主な要因であることを示している。一方で東北地方における雨は特に NoTC 実験で減少しており、この地域では台風 10 号が直接影響していたことを示唆している。

図 2. 1. 3. 8~図 2. 1. 3. 10 はシミュレーションにおける北日本周辺の短期間の降雨の発達及び下層の循環場を示す。CTL 実験と NoTC 実験では南東風が吹いているときに北海道に降雨が存在していることがわかる。CTL 実験では、台風 10 号が北海道から遠くに位置していたにも関わらず、29 日から連続した強い雨が北海道中部から南東部にかけて降っていた。台風が北海道に接近するに連れて雨量は増加し、東北地方を通過した 8 月 30 日の早朝には最大で 12 時間に 200mm の降雨が見られた。それに対し、NoTC 実験では北海道に対する南東風は弱まっており、その結果日高山脈に沿った地形性降雨は大きく減少し、また東北地方の豪雨は現れなかった。CTL 実験と類似した下層の南東風の影響はあったが、特に noTopo 実験では北海道東部における降雨強度は約 12 時間あたり 30mm/h 減少していた。

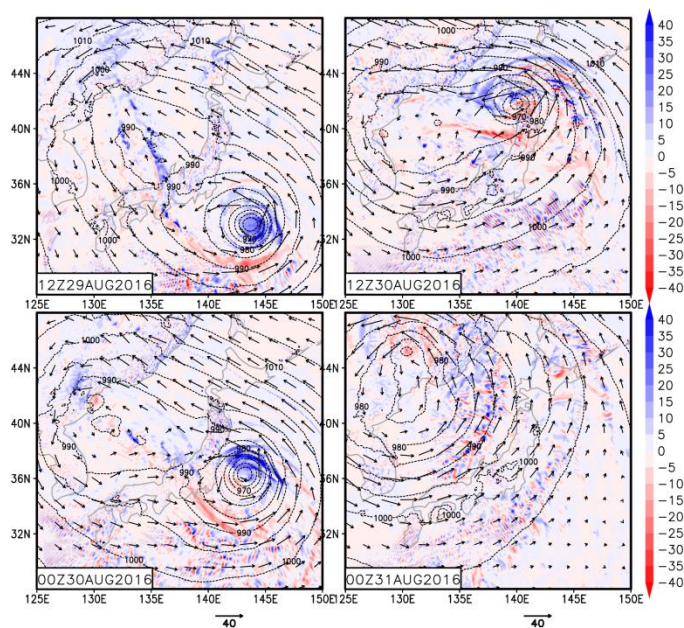


図 2. 1. 3. 6 noTopo 実験における図 2. 1. 3. 4 と同様の図

図 2.1.3.11 にて日高山脈における 1 時間ごとの面積平均雨量 (図 2.1.3.2(c) の四角の内部が対象地域) の時間発展を示すことで地形性降雨に関する更なる検証を行う。CTL 実験は総降雨量を良好に再現しているが (図 2.1.3.7)、降雨のピークは 2-3 時間ほど早まっている (図 2.1.3.8)。これは、シミュレーション結果では台風の移動が実際より早いためである (図 2.1.3.3)。一方、8 月 30 日において NoTC 実験の降雨の減少は顕著であり、シミュレーションの結果は 1 時間当たり 10mm/h ほど減少した。台風 10 号の地形性降雨への寄与は大きく 2 つの時期に分けられることが示唆される。台風が北海道から離れて位置していた 8 月 29 日においては日本海低気圧の影響が顕著であり、接近した 8 月 30 日 9 時頃では、台風の強力なアウターバンドがその後の豪雨にとって重要な要素となった。

2.1.3.4 2.1.3 節のまとめ

2016 年台風 10 号による北海道での豪雨の物理的特徴を明らかにするため、領域気象モデル WRF-ARW を用いた数値実験を行った。NCEP FNL 解析値を初期値及び境界条件に用いた CTL 実験は、台風の経路及び北海道・東北地方における降雨を精度よく再現していた。北日本の降雨に対する台風 10 号の寄与を明確にするため、台風の渦度を除いた NoTC 実験を行った。その結果、低気圧シアーと北日本及びその周辺海域の降雨が大きく減少していた。北海道の地形効果を取り除いた

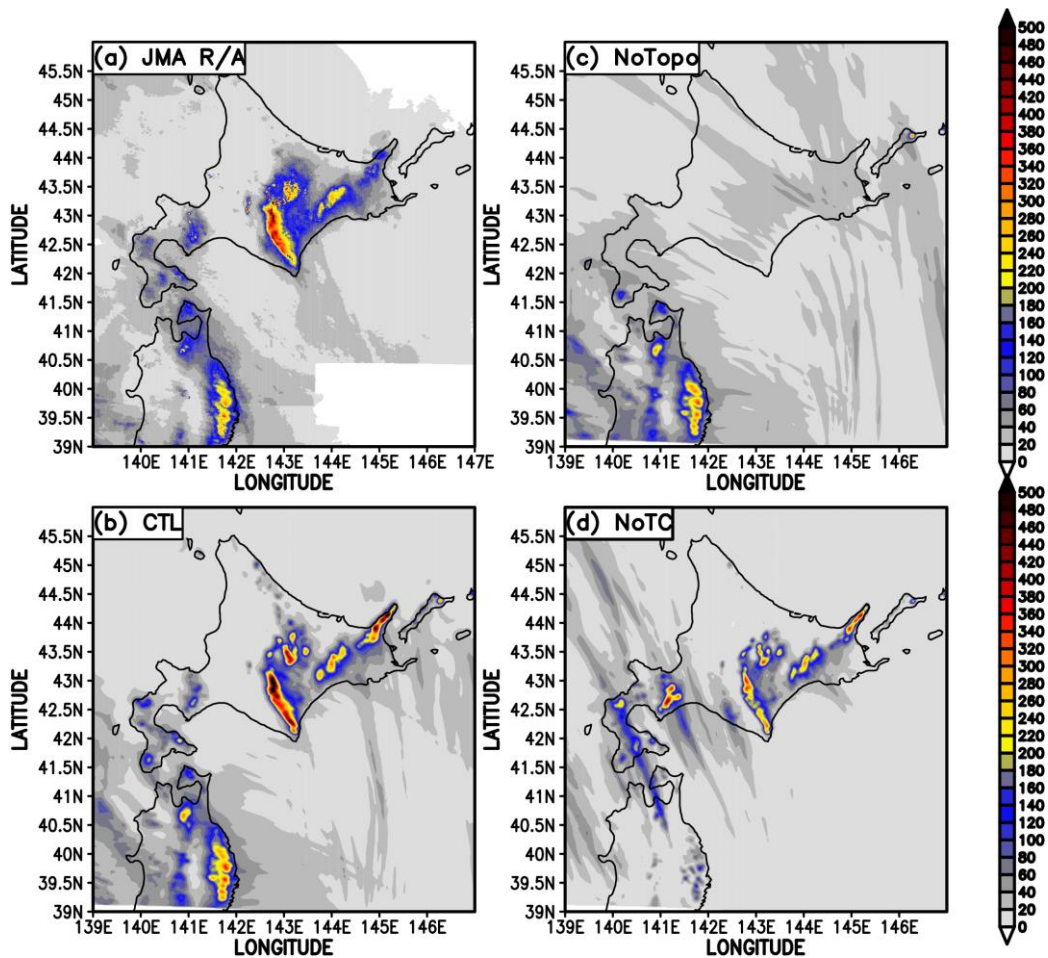


図 2.1.3.7 2016 年 8 月 29 日世界標準時 0 時 (日本時間 29 日 9 時) から 8 月 31 日世界標準時 0 時 (日本 31 日 9 時) における (a) 気象庁レーダーアメダス解析雨量, (b) CTL 実験, (c) noTopo 実験, (d) NoTC 実験の日本上空の累積降雨量。

(noTopo)実験を行ったところ、降雨量は観測値および他の2実験に比べ大きく減少した。この結果は日高山脈の地形が今回の豪雨事例において最大の要因であることを示している。また台風10号は雨の生成効率上昇に大きく寄与している。日本海上空の寒冷渦と地形効果の組み合わせにより、太平洋側から豪雨地域への水蒸気の流入が促進された。

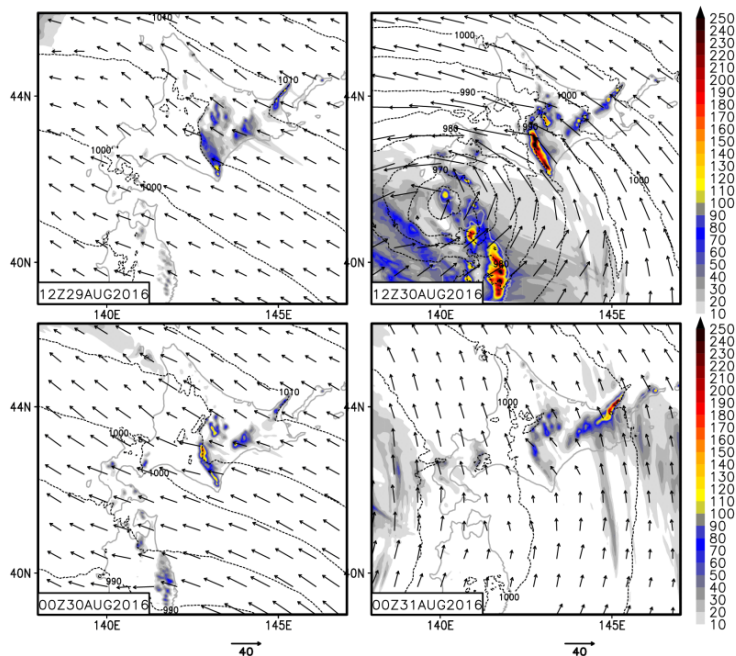


図 2.1.3.8 北日本の 2016 年 8 月 29 日世界標準時 0 時（日本時間 29 日 9 時）から 8 月 31 日世界標準時 0 時（日本時間 9 時）における CTL 実験の 850hPa 等圧面の水平風速（ベクトル）、海面更正気圧（5hPa 間隔）、12 時間累積雨量（単位は mm）。

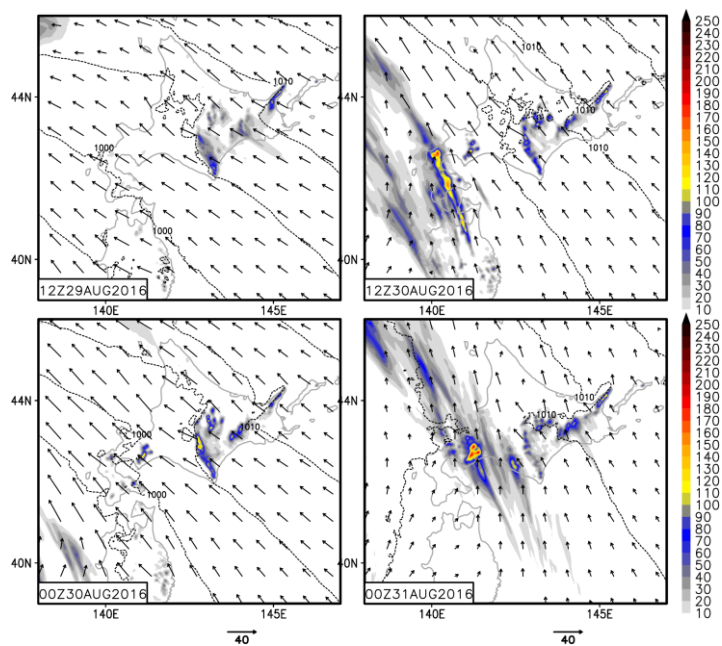


図 2.1.3.9 NoTC 実験における図 2.1.3.8 と同様の図

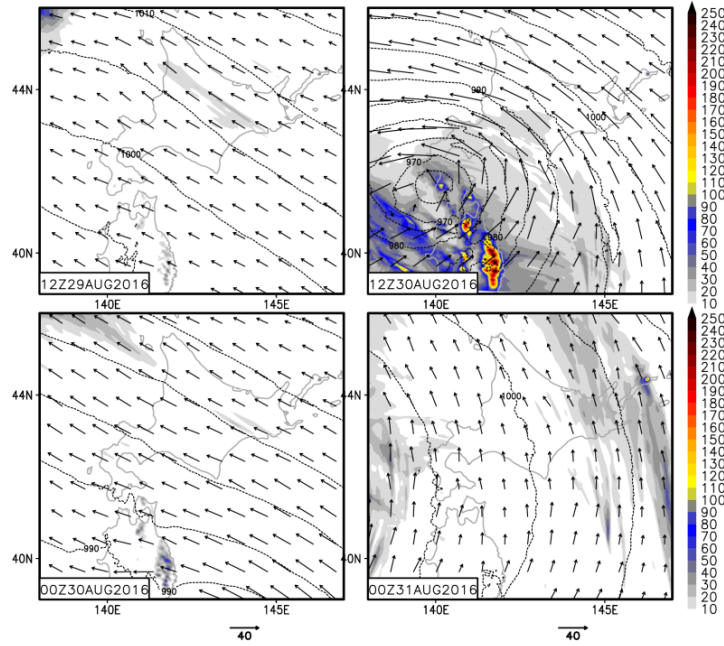


図 2.1.3.10 NoTopo 実験における図 2.1.3.8 と同様の図

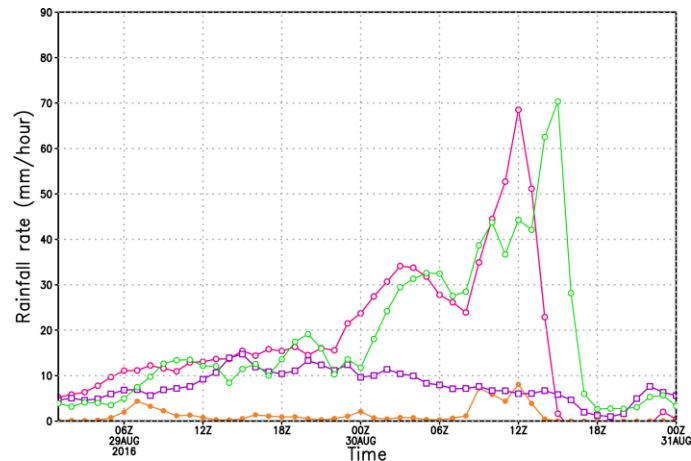


図2.1.3.11 2016年8月29日世界標準時0時（日本時間29日9時）から8月31日世界標準時0時（日本時間31日9時）における図2.1.3.2(c)の四角で示す領域内平均降水量の時間発展

2.1.4 降雨量の観測結果と考察

2.1.4.1 はじめに

降雨観測方法は地上で直接雨滴を観測する地上雨量計と、レーダリモートセンシングで間接的に降雨強度を推定するレーダ雨量計の2通りに大別される。主な地上雨量計は、気象庁 AMeDAS²⁰⁾ (Automated Meteorological Data Acquisition System、以下アメダス) と国土交通省によるものがある。アメダスは全国で約 1300 箇所、国土交通省の地上雨量観測所は全国で約 2800 箇所存在し、北海道の一級水系流域においては 114km² に 1 つある計算となる。一方、主なレーダ雨量は、時間解像度 10 分、空間解像度 1km、気象庁 C-Band 気象レーダ²⁰⁾ (以下、気象庁 C-band) と、時間解像度 5 分、空間解像度 1 km で利用可能な国土交通省 C-Band 気象レーダ²¹⁾ (国交省 C-band) がある。気象庁 C-Band は全国で 20 基、国交省 C-Band は全国で 26 基稼働しており、北海道においては 3 基の気象庁 C-Band、4 基の国交省 C-Band によって観測が行われている。C-Band

気象レーダは一般にレーダから 120km 遠方まで観測すると言われている。地上雨量計は直接降雨量を観測するが、観測密度は小さく、また転倒ます雨量計の受水口直径 20cm にて捕捉した雨量であるため、局地的な偏りを有している可能性があること、山間部において観測地点数が乏しいことなどの課題がある。レーダ雨量計は面的かつ高解像度での観測が可能だが、間接的に降水強度を推定していること、またレーダ遠方での降雨減衰などの問題もあり、精度限界をある程度有する。これらの 2 つの観測手法を組み合わせた解析結果に解析雨量が存在する。解析雨量はレーダで観測した面的なデータを、量的に信頼性の高い地上雨量との比較で補正したものである。本稿で用いる降雨データは、国交省 C-band、気象庁 C-band、地上雨量計(アメダス及び国土交通省保有のもの)及び解析雨量である。

2.1.4.2 基礎情報としての降雨の空間分布

図 2.1.4.1 は、気象庁 C-Band、国交省 C-Band、解析雨量の 3 種類の降雨データによる台風 7、11、9、10 号の累積雨量を示す。台風 7 号に関しては、降雨は北海道全域に見られる。台風 11 号は、主に道央及び道東に存在した。台風 9 号は、道央及び沙流川・鶴川流域に豪雨をもたらした。台風 10 号時は、日高山脈に沿うように 500mm 前後の累積雨量が分布していることがわかる。

2.1.4.3 流域ごとの降雨の空間分布

2.1.4.2 節で取り上げた観測手法による降雨の空間分布を、出水のあった空知川上流域、札内川上流域及び常呂川流域ごとに比較する。図 2.4.1.2 は気象庁 C-Band、国交省 C-Band、解析雨量の降雨データを用いた空知川上流域、札内川上流域及び常呂川流域の台風の影響を受けた時期の累積雨量を示す。空知川上流域の北部において、国交省 C-band 及び解析雨量によると数 km² 規模の 480mm を超える強降水域が存在する一方で、気象庁 C-band によると同地域は 240mm 以下である。常呂川流域において台風 7 号による強降水域の分布は、国交省 C-band が最も広い。同流域における台風 11 号時の強降水域の分布をみると、同様に国交省 C-band が最も広いが、台風 7 号時より観測手法による差は小さい。

2.1.4.4 流域ごとの降雨の時間分布

2.1.4.3 節で取り上げた 3 流域について、観測手法による降雨の時間分布を比較する。図 2.1.4.3 は、一連の 4 つの台風の影響期間である 8 月 16 日 01 時から 9 月 2 日 00 時(以下、日本時間)における a) 空知川上流域、b) 札内川上流域及び c) 常呂川流域の流域平均時間降雨強度及び累積雨量を 6 つの各観測雨量について示す。表 2.1.4.1(a)、(b) は、空知川上流域及び札内川上流域における 4 つの台風の影響期間及び台風 10 号の累積雨量、(c) は常呂川流域における 4 つの台風の影響期間及び各台風の累積雨量を示す。空知川上流域については 4 つの台風の影響期間では、観測手法によって累積雨量は最大で 142mm の差が存在していた。一方、台風 10 号に起因する豪雨期間では、最大 119mm であった。すなわち、前述の最大 142mm の差のうち 119mm は台風 10 号によるものである。同様に、札内川上流域においては最大 239mm の差のうち 152mm は台風 10 号によるものである。

常呂川流域における 4 つの台風の影響期間の観測手法による累積雨量の差は最大で 63mm である。そのうち、台風 7、11、9、10 号に起因する豪雨期間では、それぞれ 15mm、3mm、14mm、30mm だった。4 つの台風のうち台風 11 号がもたらした累積雨量が最大であり、観測手法によって 152~165mm を記録した。一方で、観測手法による差が 30mm と最大となったのは台風 10 号による降雨であり、累積雨量は 35~63mm である。これは地形性降雨では観測手法による特徴が反映されやすいことを意味するものであろう。

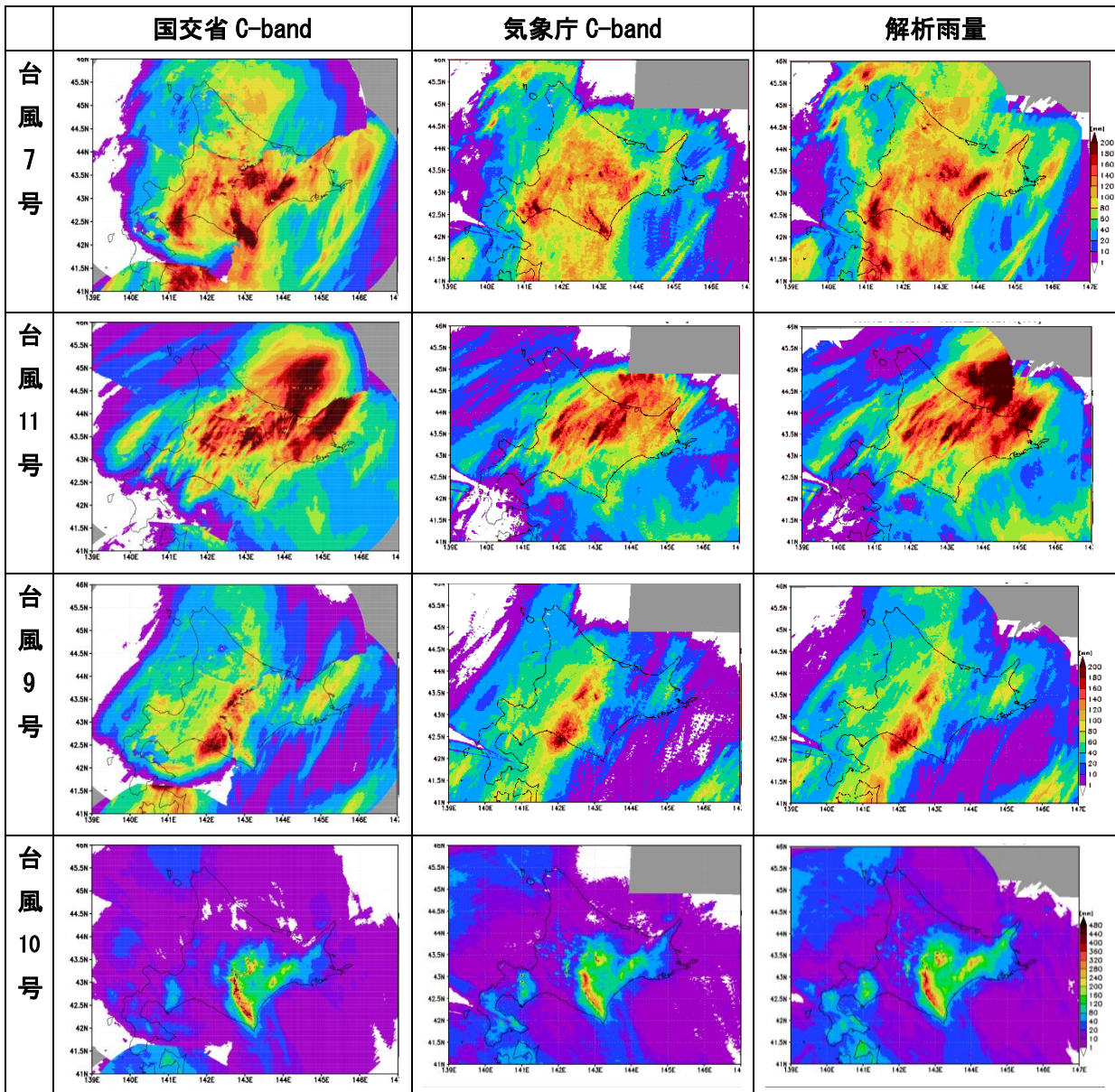


図 2.1.4.1 2016 年 8 月 16 日から 9 月 2 日までの台風ごとの累積雨量。国交省 C-band、気象庁 C-band 及び解析雨量から算出。なお、台風 7、11、9、10 号の期間はそれぞれ 8 月 16 日 0 時-18 日 0 時、参考文献²³⁾の結果を含めて示す。

2.1.4.5 雨量計の位置の入れ替え計算

河川整備計画や防災対策は主に地上雨量観測値を用いて行われている。雨量計とは、2.1.4.1 節で述べた通り、地上に到達した雨滴を直径 20cm の転倒ますで計測するものであり、北海道には 1 級水系流域内に 114km²に 1 個の密度で存在する。しかし、豪雨をもたらす積乱雲の空間スケールが数 km であり、山間部は地形による降雨強度の時空間的なばらつきが大きい特徴を有することを考慮すると、雨量計の空間分布の有する流域代表性に関して不確実性が存在する。雨量計の値はあくまでも現存の雨量計に支配されており、その値は真値ではなく分布を有する。分布を調べるために、対象流域において現存の雨量計の位置を入れ替えた雨量の計算を行った。データは 1km メッシュの気象庁の解析雨量(Radar-Raingauge Analyzed Precipitation) の 1 時間値の 2006 年 1 月～2016 年 9 月を用いた。台風 10 号による降雨イベントを対象として、各流域内に存

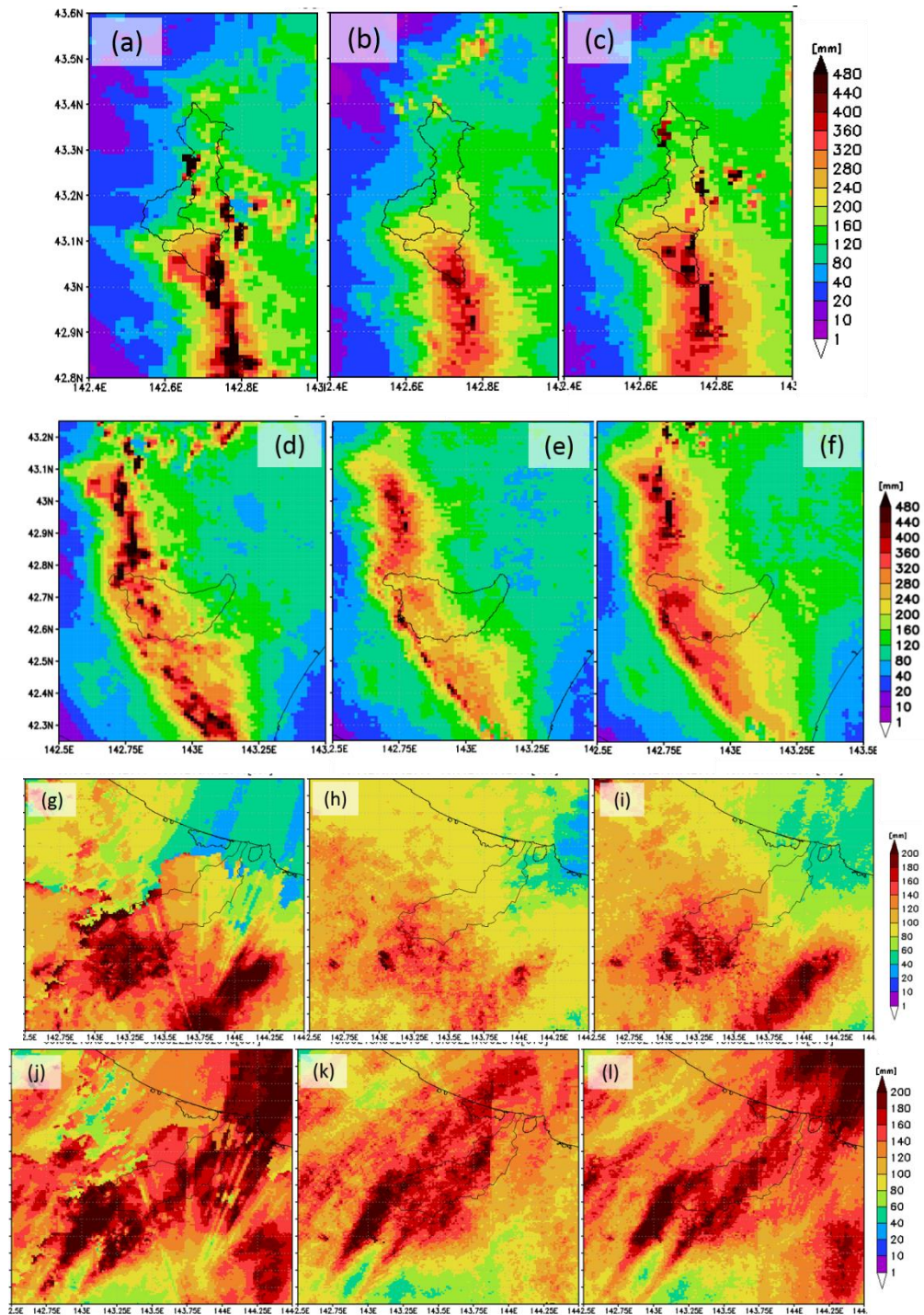


図 2. 1. 4. 2 3 流域における影響を受けた台風による累積雨量[mm]。左から、国交省 C-band、気象庁 C-band、解析雨量。(a)～(c)空知川上流、(d)～(f)札内川上流、(g)～(l)常呂川。(a)～(f)台風 10 号(8 月 29 日 0 時～9 月 1 日 0 時)、(g)～(i)台風 7 号(8 月 16 日 0 時～18 日 0 時)、(8 月 19 日 0 時～22 日 0 時)。参考文献²³⁾の結果を含めて示す。

在する雨量計の数分だけランダムにグリッドを抽出する。なお、雨量計は国土交通省(河川)保有のものを 2258 箇所、アメダスを 1305 箇所、計 3563 箇所を用いた。抽出したグリッドの算術平均を行う試行を 100,000 回繰り返し、標準偏差、標本平均及び変動係数を求めた。試行で求めた雨量は、3 日間累積雨量である。

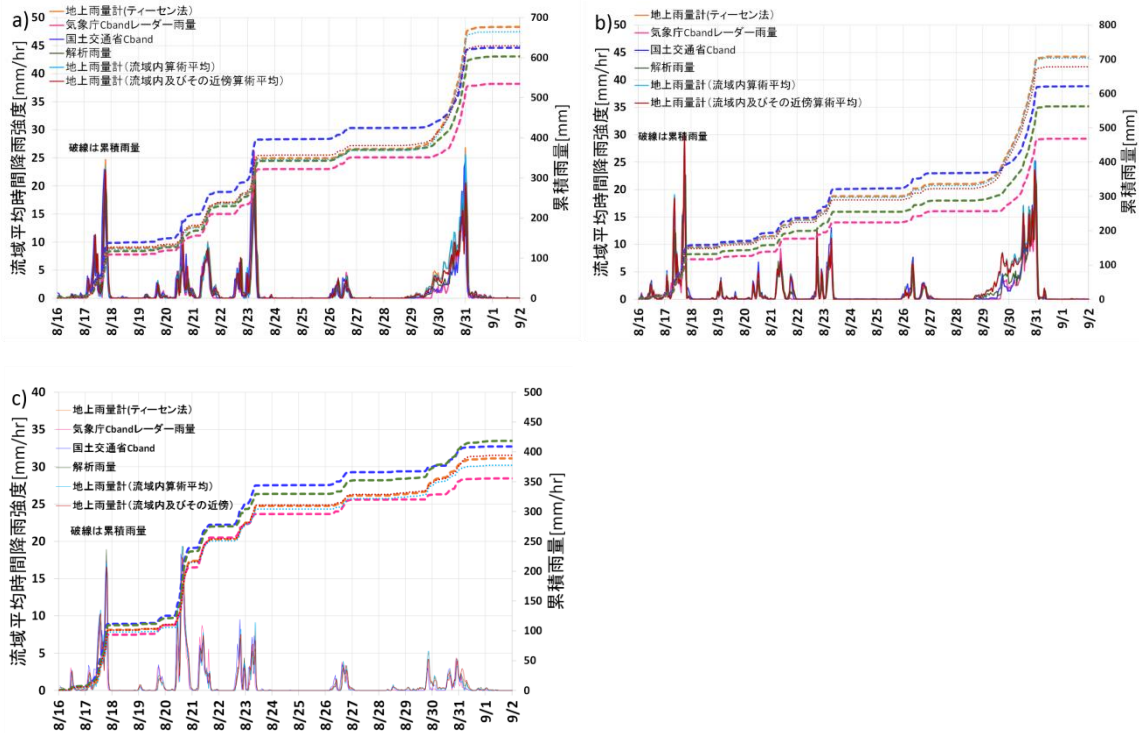


図 2.1.4.3 3流域における各観測手法による流域平均降雨強度[mm/h]と累積雨量[mm]。期間は8月16日から9月2日。地上雨量計については、ティーセン分割、流域内に存在する地上雨量計を用いた算術平均、ティーセン分割に用いた流域内及びその近傍の雨量計を用いた算術平均の3手法がある。(a)空知川上流、(b)札内川上流、(c)常呂川。参考文献²³⁾の図を更新。

表 2.1.4.1 (a)、(b)空知川上流域及び札内川上流域における各流域における台風7、11、9、10号のあった8月16日1時から9月2日00時、8月29日1時から9月2日00時(台風10号)の累積雨量、(c)常呂川流域における4つの台風の影響期間及び8月16日1時から18日00時(台風7号)、8月19日1時から22日00時(台風11号)、8月22日1時から24日00時(台風9号)、8月29日1時から9月2日00時(台風10号)の累積雨量[mm]。参考文献²³⁾の図を含めて示す。

	(a)	8/16~9/1	8/29~9/1	(b)	8/16~9/1	8/29~9/1
気象庁C-Band		534	183	気象庁C-Band	469	212
国交省C-Band		625	200	国交省C-Band	622	252
地上雨量計		676	303	地上雨量計	708	366
解析雨量		603	232	解析雨量	563	272

(c)	8/16-9/1	8/16-8/17	8/19-8/21	8/22-8/23	8/29-9/1
気象庁C-Band	356	94	162	40	35
国交省C-Band	409	112	166	66	41
地上雨量計	389	102	152	56	60
解析雨量	419	109	165	54	63

図 2.1.4.4a)、b)は、台風 10 号時における金山ダム及び札内川流域を対象にした雨量計の位置入れ替え計算の頻度分布図を示す。標準偏差はそれぞれ 44.5mm/h 及び 22.59mm/h である。変動係数は 0.19 及び 0.10 である。日本一級水系において 1000km²程度を標準として設定した 235 流域区分²²⁾を対象に、過去上位 10 降雨イベントについて同様の計算を行ったところ、北海道の 37 流域の各イベントの変動係数は 0.01~0.25 の範囲であった。この値と比較すると特に空知川上流域の雨量のばらつきは大きかったことが分かる。

2.1.4.6 2.1.4 節のまとめ

各流域においていくつかの降雨イベントについて、各観測手法による降雨の時空間分布について比較した。北海道全体では、国交省 C-band が広く強降雨域を捉えていたが、流域ごとにみると、他の観測手法と比べて局所的に小さく雨量を捉えている地域もある。流域スケールでは、各観測手法に空間分布のおおよその強弱の傾向は国交省 C-band が強く気象庁 C-band が弱いことが分かる。流域ごとの累積雨量を算出すると気象庁 C-band が小さいことには変わらないが他の 5 つの観測値については強弱の傾向が見られなかった。つまり、雨量の真値がないうえで、流域スケールの雨量を用いるときは、ひとつの観測手法に頼りすぎることなく全ての観測雨量を考慮して検討すべきである。また、山地流域である空知川上流及び札内川流域において雨量計の位置入れ替え計算を行ったところ、台風 10 号時の現存の雨量計が取りうる総雨量の分布の変動係数は過去の北海道の降雨イベントと比較しても大きい値だった。局地的及び集中豪雨に備え、雨量計の数が比較的乏しい山間部における雨量計の増設やレーダ観測網の充実が必要不可欠である。

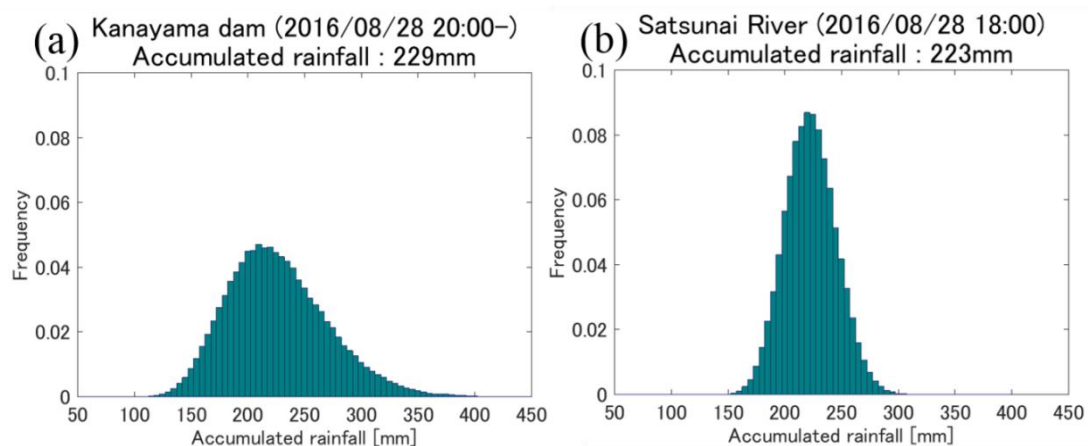


図 2.1.4.4 台風 10 号時における (a) 金山ダム及び (b) 札内川流域を対象にした雨量計の位置入れ替え計算の頻度分布図。対象期間、流域内の全グリッドを用いた累積雨量はそれぞれ 8 月 28 日 20 時、8 月 28 日 18 時から 72 時間、229mm 及び 223mm である。

(2.1 節執筆 松岡直基、山田朋人)

2.2 流出に関する結果と考察

2.2.1 流出の状況と特徴

2.2.1.1 全体的な特徴

2.1.1 節に示したとおり、2016年8月、北海道において4つの台風が連続して上陸及び接近し、広域にわたって甚大な被害をもたらした。北海道東部の常呂川流域では、下流に位置する上川沿水位観測所において、図2.2.1.1のとおり計画高水位を超過し、観測史上最大の水位を記録した。また、8月30日には台風10号によりもたらされた降雨により、石狩川水系や十勝川水系では堤防の決壊や河川の氾濫が発生するなど甚大な被害となった。さらに、今回の災害ではとりわけ中小河川での被害が多数発生したことから、そのような観測情報がないか不十分、あるいは欠測になった河川での流量推定をどうするかも今後の対策を考えるうえでの課題である。

改めて述べるが、今回の洪水の特徴として、先行する3つの台風により土壌水分が高い状態

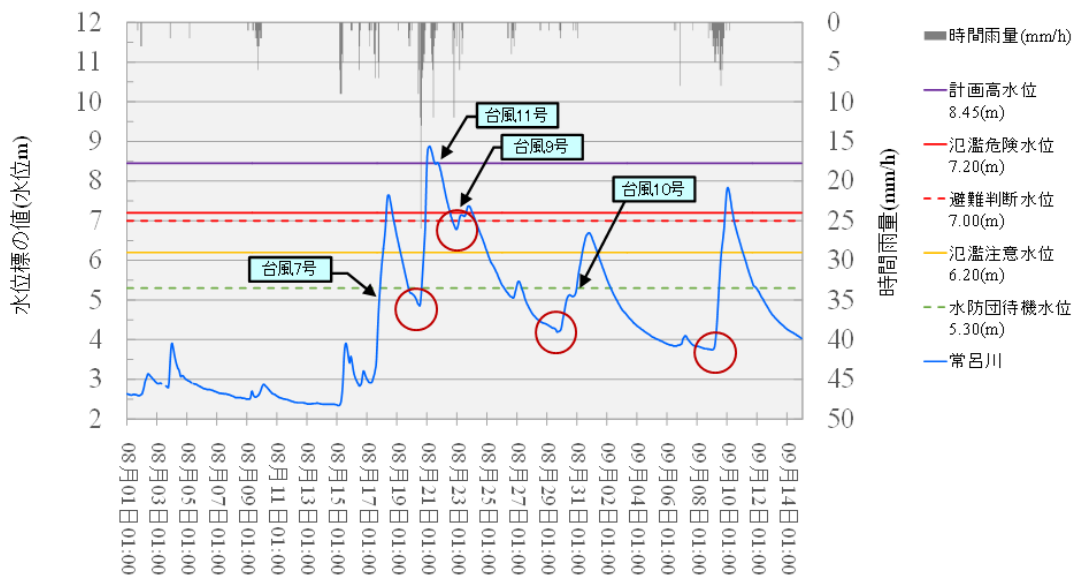


図 2.2.1.1 常呂川流域 上川沿地点水位 (2016/8/1~2016/9/14)

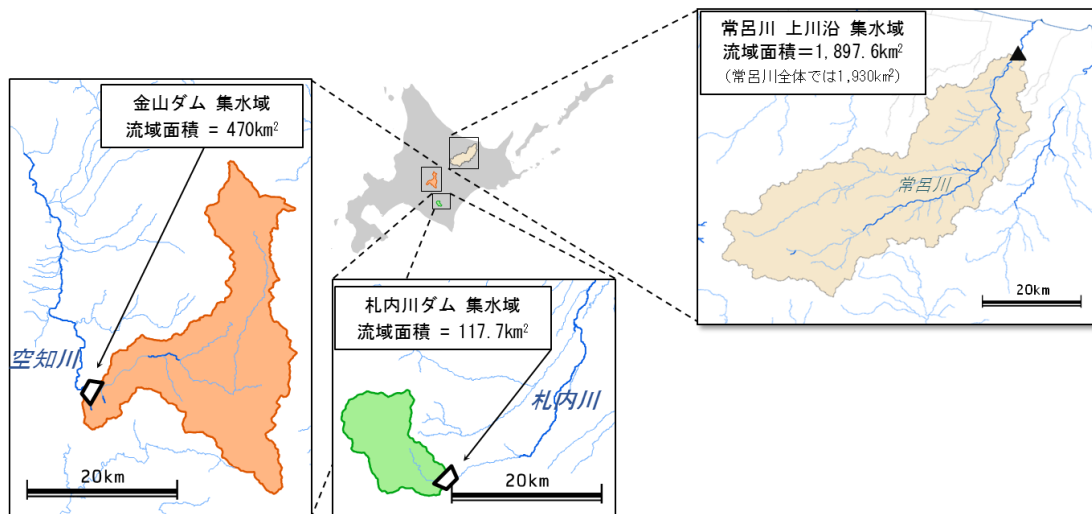


図 2.2.1.2 2016年8月~9月の降雨・流出関係を整理した集水域の位置図

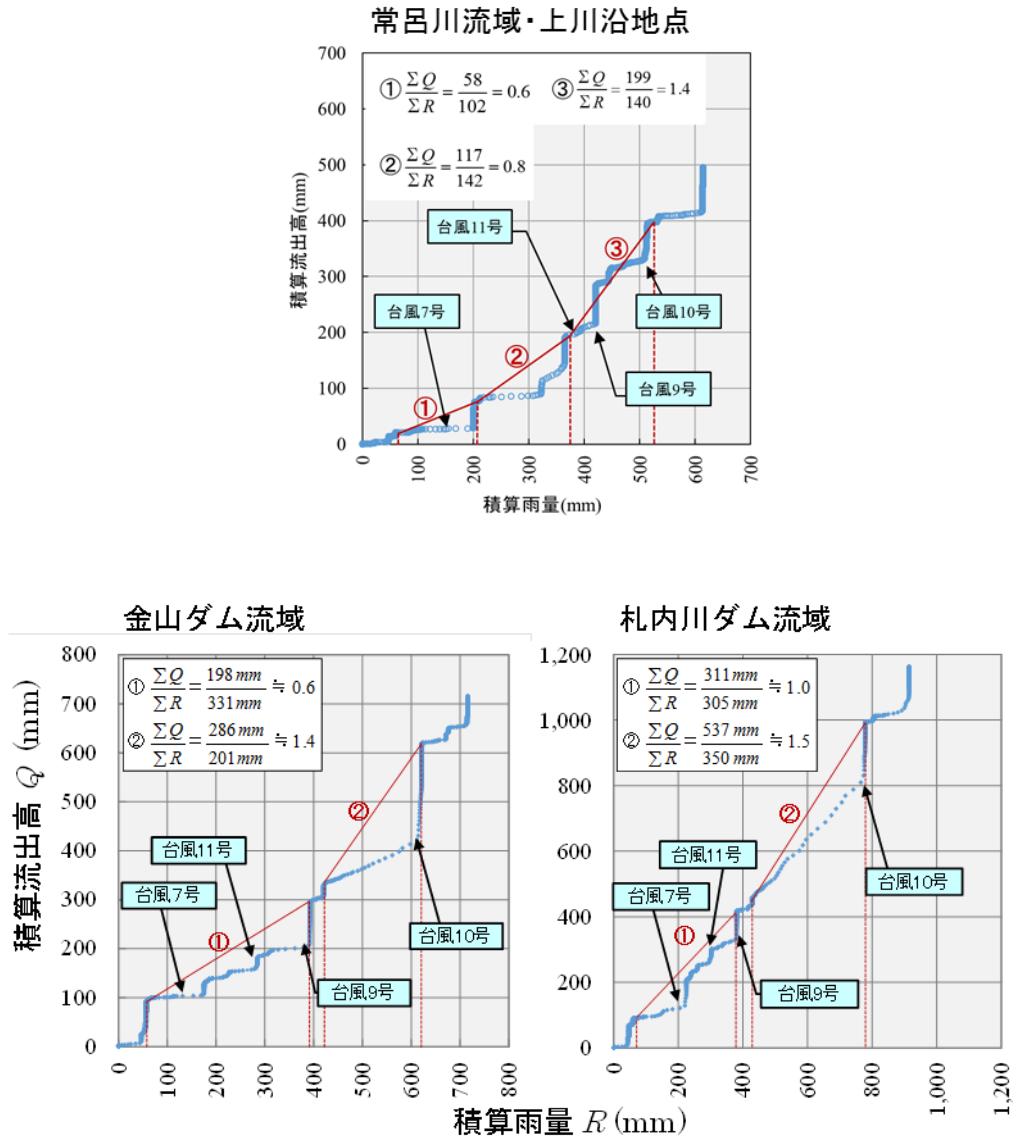


図 2.2.1.3 各集水域の積算雨量-積算流出高の関係 (2016.8.1 1:00~2016.9.15 0:00)

で維持されたことで、台風 10 号の降雨による流出を増大させた点が挙げられる。図 2.2.1.2 に常呂川流域の位置図、図 2.2.1.3 に洪水期間前後の同流域・上川沿地点における積算雨量-積算流出高(R-Q)の関係および各台風由来の降雨期間に区切った流出率を示す。③の台風期間では、積算流出高が積算雨量を上回る形になっており、流出率は 1.0 もしくはそれを上回る状態になっていたことが分かる。これは、土壌の湿潤により、もはや浸透貯留せずに表面流出が卓越する状態となっていたことを示唆するものである。一方、図 2.2.1.2 に示す空知川流域・金山ダム集水域および十勝川水系の札内川ダム流域における同年 8 月 1 日 1:00 から 9 月 15 日 0:00 までの期間の積算雨量およびダム積算流入高の関係および流出率を図 2.2.1.3 に示す。この事例でも先行する台風のもたらした降雨により土壌中の湿潤状態が増大した中で台風 10 号の降雨がダム押しとなり、最終的には流出率が 1.0 もしくはそれを上回る状態となっていたことがわかる。

2.2.1.2 常呂川水系の流出量の推定について

常呂川水系（流域面積 1,930km²）では8月17日から23日の1週間に上陸した3個の台風の影響を受け、この7日間降水量は図2.2.1.4のように上流域を中心に400mm以上に達した。そのため、今回の出水は下流の太茶苗や上川沿地点で流出の遅れによって雨が小降りになってから流量のピークを迎え、太茶苗地点では河川水位が堤防天端に達する既往最大の出水であった。忠志～太茶苗間は河道狭窄部にあたり、内水氾濫も顕著であり、この区間に流入する中小河川では破堤被害も生じるなど、河川水位の高い状態が3日以上も続く結果となった。

今回の洪水流量規模を推定するため、グリッドサイズ 250m の分布型流出モデル 1K-DHM による流出解析を試み、モデルパラメータは図2.2.1.5に示す2009年9月出水で最適同定した結果を今回の出水に適用した²⁴⁾。図2.2.1.6は最下流の上川沿と中流の上常呂地点の推定結果である。ほぼ同規模出水で同定したパラメータを適用したことで、8月18日のピーク流量は暫定流量を良好に再現している。一方、8月20日～21日の第2ピーク流量は暫定流量より過大になっている。下流の上川沿地点は太茶苗地点付近での内水氾濫し流量計算等を暫定流量では考慮していないためと考えられるが、内水氾濫が顕著でなかった中流の上常呂地点でも推定結果が暫定流量より過大となっている。今後、観測流量の精査と共に、流出解析モデルのパラメータ更新が必要になる。

2.2.1.3 釧路川水系について

北海道東部地域では8月17日から23日の1週間に3個の台風が上陸し、釧路川水系（流域面積 2,510km²）では20日から21日かけて上陸した台風11号が釧路川水系を北上しながら縦断した。この間の7日間降水量は奥久著呂観測所では400mmに迫り（図2.2.1.7）、3時間降水量分布も奥

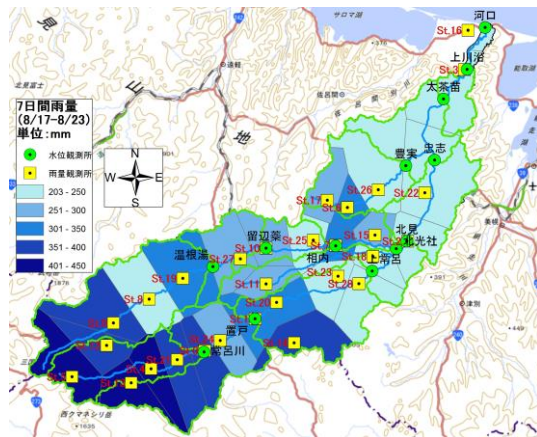


図 2.2.1.4 常呂川流域の7日間降水量分布 (8月17日～23日)

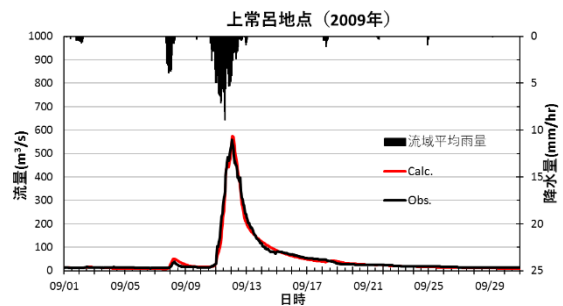


図 2.2.1.5 流出モデルパラメータの同定結果

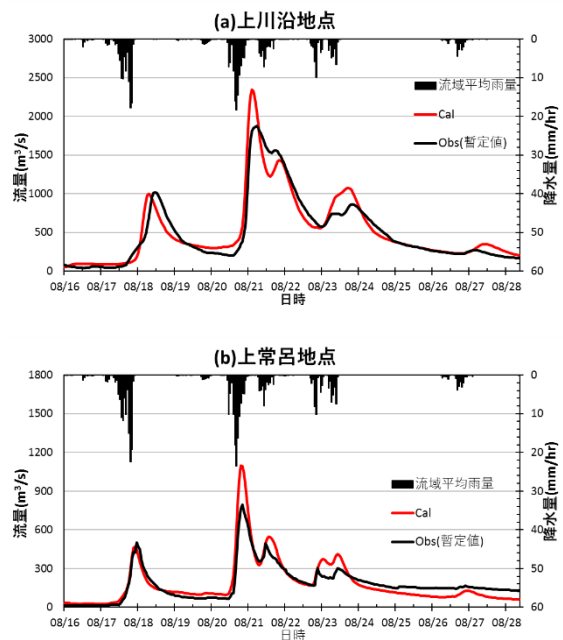


図 2.2.1.6 流出解析結果

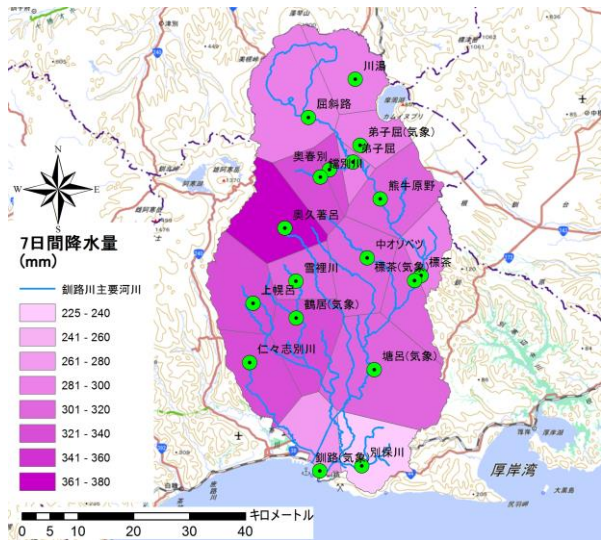


図 2.2.1.7 釧路川流域の7日間降水量分布
(8月16日～22日)

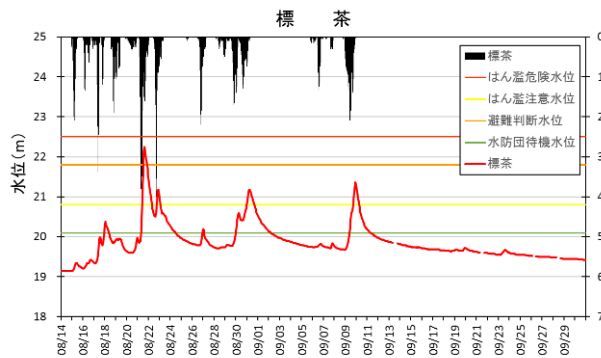


図 2.2.1.8 降雨・水位の経時変化

久著呂が84mm(8月21日8～10時)を記録した。また、8月の月降水量は全ての観測所が既往最大を更新し、奥久著呂観測所は728mmと年間降水量の半分以上となっている。

釧路川流域は最上流に屈斜路湖(湖水面積80km²)という天然の貯水池をもつため、中流域の標茶観測所では既往2位の水位を記録したものの、避難判断水位を超過した水位に留まっている(図2.2.1.8)。また、中・下流域には日本最大の釧路湿原をかかえ、湿原の貯留効果が十分に発揮された。湿原の出口付近にあたる岩保木観測所や広里観測所では既往最大水位を記録し(図2.2.1.9)、数週間に渡って高水位を維持していた(写真2.2.1.1)。

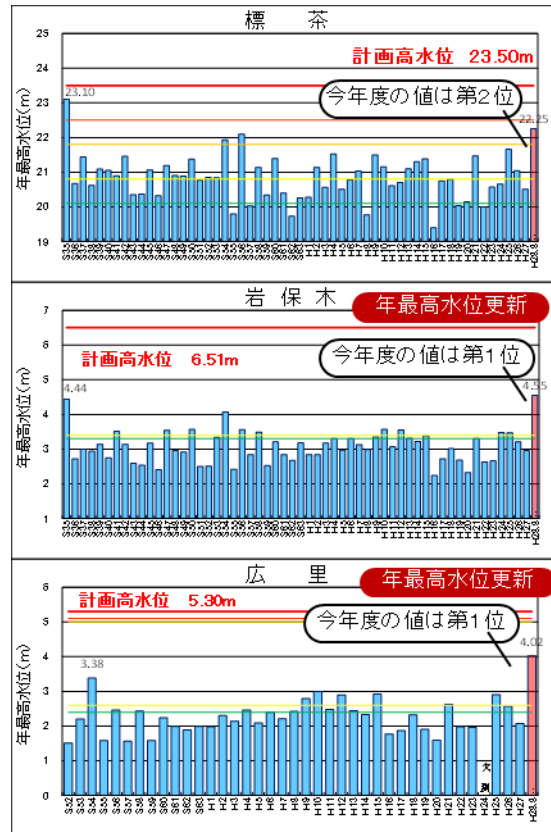


図 2.2.1.9 最大水位の経年比較

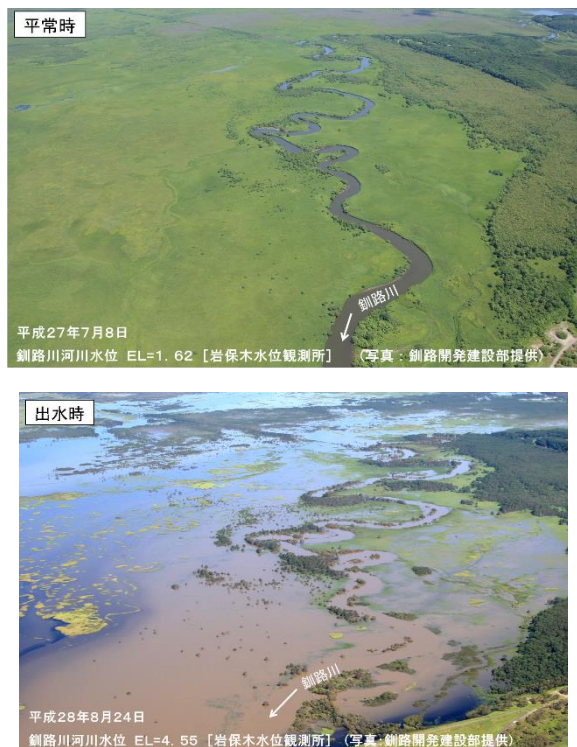


写真 2.2.1.1 釧路湿原の流況(岩保木水位観測所周辺の平常時と出水時)

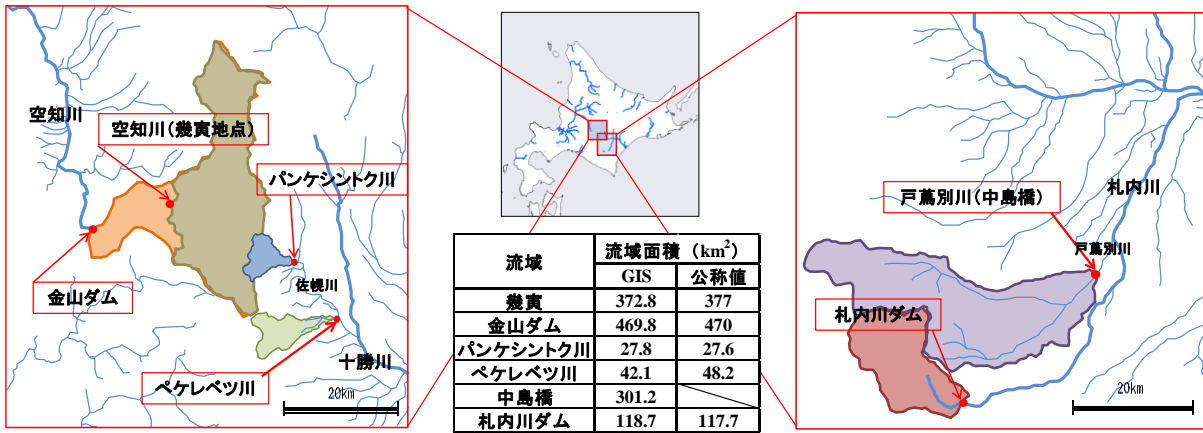


図 2.2.1.10 流出計算を行った流域の位置図

2.2.1.4 石狩川水系、十勝川水系の中小河川流域の流出量の推定と留意点

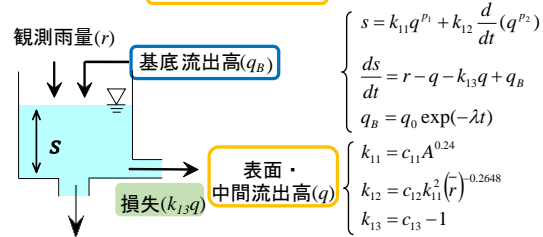
2016年8月の豪雨期間中に、特に雨量が多く氾濫が起こった十勝川水系のパンケ新得川、ペケレベツ川、戸蔦別川（中島橋地点）、石狩川水系の空知川（幾寅地点）を対象に流出量の推算を行った。また、パラメータを検討する際に、実績流入量データのある金山ダム、札内川ダムを選定した。図 2.2.1.10 に各地点及び各ダムの流域界を示す。計算対象期間はパンケ新得川、ペケレベツ川、戸蔦別川（中島橋地点）では2016年8月29日1時～8月31日24時(72h)、空知川（幾寅地点）では2016年8月29日11時～9月1日10時(72h)になるよう抽出しており、どちらも台風10号の影響により豪雨となった期間である。雨量データは1kmメッシュ合成レーダーエコー強度を利用し、流域界内の雨量データを切り出し、時間毎に集計したもの（以下、レーダー解析雨量）を用いた。流域界の切り出し及び流域面積の算出に関しては、公称値も参考しつつ ArcGIS を用いて行った。

流出量の計算には iRIC ソルバー SRM を用いた。図 2.2.1.11 に示すように SRM では1段タンク型貯留関数法（以下、1段法）、2段タンク型貯留関数法（以下、2段法）が利用可能であり、各々について雨量から流量を計算する機能、モデルパラメータを最適化する機能を持つ。

次に観測流量データの無い地点にて流量を計算するため、実績流入量データの得られた金山ダム、札内川ダムに着目

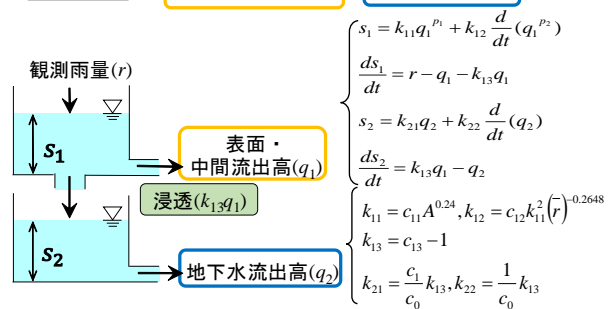
〈1段タンク型貯留関数モデル〉

$$\text{計算流出高} = \text{表面・中間流出高}$$



〈2段タンク型貯留関数モデル〉

$$\text{計算流出高} = \text{表面・中間流出高} + \text{地下水流出高}$$



S : 貯留量(mm), S_1 : 1段タンク貯留量(mm/h), S_2 : 2段タンク貯留量(mm/h), q : 表面流出高(mm/h), q_B : 基底流出高(mm/h), q_0 : 初期流出高(mm/h), q_1 : 表面流出高(mm/h), q_2 : 中間・地下水流出高(mm/h), r : 観測雨量(mm/h), \bar{r} : 平均有効雨量強度(mm/h), f : 流出率, n : 等価粗度(s/m^{1/3}), i : 平均斜面勾配, A : 流域面積(km²), $k_1, k_2, k_{11}, k_{12}, k_{21}, k_{22}, p_1, p_2$: モデルパラメータ, c_{11}, c_{12}, c_{13} : モデル定数, c_0, c_1 : 定数, λ : 減衰係数

図 2.2.1.11 iRIC SRM に実装されている貯留関数モデルの概要

表 2.2.1.1 設定されたパラメータの一覧

流域	パラメータ	1段法				2段法			
		C_{11}	C_{12}	C_{13}	λ	C_{11}	C_{12}	C_{13}	Tc
金山ダム	I 地域パラメータ	11.092	0.142	1.690	0.019	7.919	0.308	2.275	59.9
	地質設定パラメータ	14.567	0.076	1.744	0.011	9.588	0.276	2.759	75.7
	9号最適化パラメータ	10.650	0.276	1.600	0.001	9.000	0.215	1.800	76.0
	10号最適化パラメータ	6.400	0.276	1.000	0.011	4.000	0.844	1.600	28.0
札内川ダム	IV 地域パラメータ	12.152	0.125	1.568	0.019	8.535	0.303	2.305	60.6
	地質設定パラメータ	11.372	0.085	1.625	0.010	8.229	0.230	2.168	69.0
	7号最適化パラメータ	7.250	0.276	1.400	0.001	7.000	0.215	1.400	64.0
	10号最適化パラメータ	4.700	0.276	1.000	0.001	3.000	1.264	1.200	28.0

し、各パラメータの再現性の検証を行う。再現期間は降雨量の大きい事例として金山ダムは2016年8月30日1時～9月1日7時(55h)、札内川ダムは2016年8月29日19時～8月31日16時(46h)としている。ここで、 C_{ij} は図 2.2.1.11 に示すモデルパラメータであり、I 地域パラメータ、IV 地域パラメータ、地質設定パラメータの意味は小池ら²⁵⁾の報告を参照されたい。また、2016年8月の台風7、9号及び10号による豪雨の事例で各ダムの実績流入量を再現できるパラメータを試行錯誤によって選び出す。この際、総雨量に対して総流出高が大きい事例では、損失係数 $k_3 (=C_{13}-1)$ が負の値をとらない様に $C_{13} \geq 1$ と下限値を設定している。この方法により推定されたパラメータを、以下、最適化パラメータとする。また、台風 X 号事例で最適化したパラメータを「X 号最適化パラメータ」と称する。各ダム流域で方法論別に設定されたパラメータを表 2.2.1.1 に示す。また、表中の台風 10 号事例で最適化されたパラメータを用いた再現結果を図 2.2.1.12 に示す。台風 10 号事例の最適化では両ダム C_{13} のパラメータが下限値の 1 となったものの、実績流入量のピークが精度よく再現された(表 2.2.1.2)。損失に関わるパラメータ C_{13} が下限値付近に最適化されたことから、先行する台風 7、9、11 号の影響で地中が飽和状態となり、降雨が浸透せずに流出していることを示唆している。

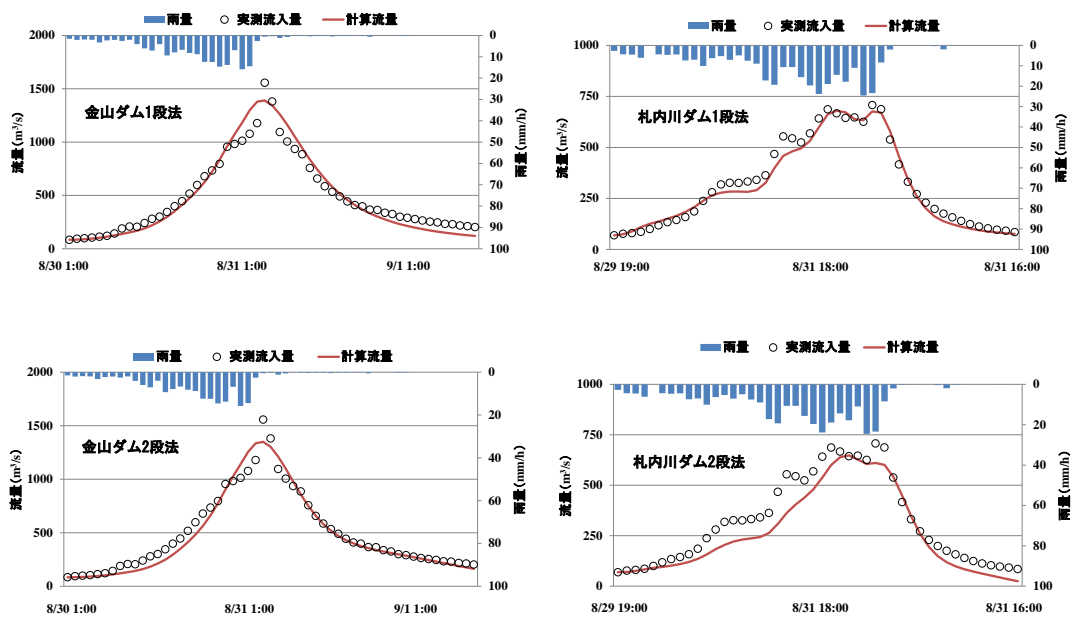


図 2.2.1.12 台風 10 号事例の最適化パラメータによる流量再現結果

表 2.2.1.2 台風 10 号事例での最適化による計算結果

	流域面積 (km ²)	対象期間	総雨量 (mm)	ピーク流量 (m ³ /s)				誤差指標			
				ピーク流量 (m ³ /s)		Nash ^{※1}		Jpe ^{※2}			
				1段法	2段法	1段法	2段法	1段法	2段法		
金山ダム	469.8	8/30 1:00~9/1 7:00 (55h)	208	1,390	1,349	1,556	0.95	0.96	0.11	0.13	
札内川ダム	118.7	8/29 19:00~8/31 7:00 (46h)	446	680	648	707	0.98	0.88	0.04	0.14	

※1 Nash-Sutcliffe係数：0.7以上でモデルの再現性は高い ※2 ピーク相対誤差：0に近いほど精度が高い

また、パンケ新得川、ペケレベツ川流域の地質構成をみると札内川ダム流域に類似していると判断した。また、金山ダム流域に含まれる空知川幾寅地点の地質構成が類似していることも確認された。以上より、パンケ新得川、ペケレベツ川、戸蔭別川中島橋では札内川ダムの 10 号最適化パラメータを、空知川幾寅では金山ダムの 10 号最適化パラメータを採用し、流出計算を行った。各地点の計算結果を図 2.2.1.13~2.2.1.16 に示す。さらに、計算結果のクロスチェックのため、パンケ新得川、ペケレベツ川においては合理式により求めたピーク流量との比較を行った。

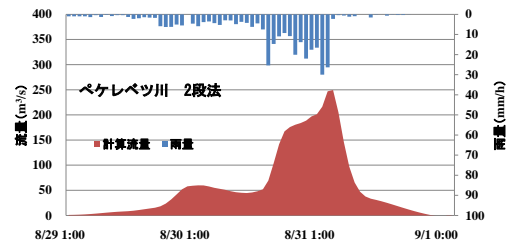
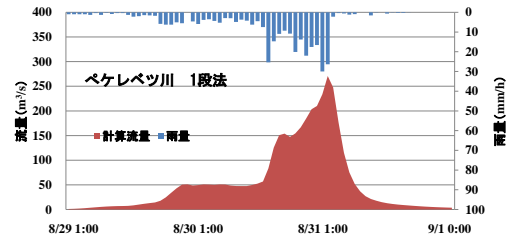
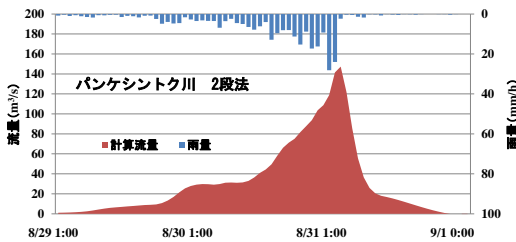
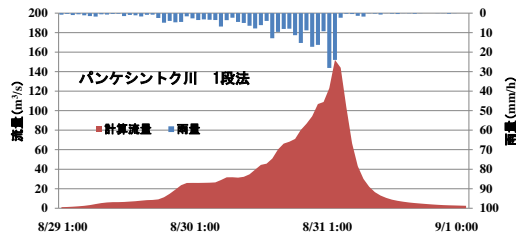


図 2.2.1.13 パンケ新得川の計算結果

図 2.2.1.14 ペケレベツ川の計算結果

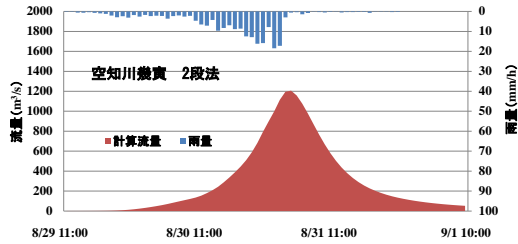
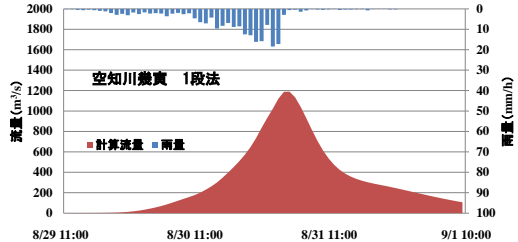
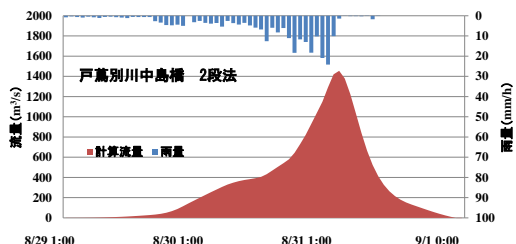
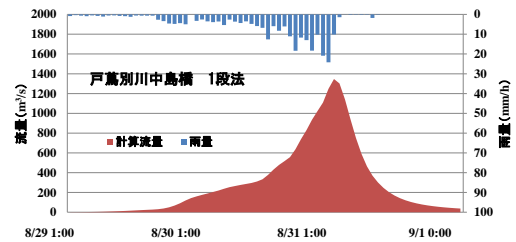


図 2.2.1.15 戸蔭別川（中島橋）の計算結果

図 2.2.1.16 空知川（幾寅）の計算結果

$$Q = \frac{1}{3.6} frA \quad (2.2.1.1)$$

ここで、 Q : 流量 (m³/s)、 f : 流出係数、 r : 到達時間内における平均降雨強度 (mm/h)、 A : 流域面積 (km²) である。今回は、両河川にてペケレベツ川の数値 (流出係数 $f=0.73$ 、洪水到達時間: 1.6h (北海道建設部河川砂防課より聞き取り)) を使用した。iRiC SRM の計算によるピーク流量と合理式によって求めたピーク流量は表 2.2.1.3 に示すとおりほぼ同じ値となり、これから対象地点上流域の貯留効果が失われた状態で流出していることが結果として示された。

次に以上で算出したパンケ新得川及びペケレベツ川に関して水理的手法の結果とクロスチェックを行った。具体的には両河川の管理者である北海道が被災時の痕跡水位を基に等流計算によって算出された流量と比較した結果、表 2.2.1.4 より、水文的的手法による計算流量が、貯留関数法、合理式ともに水理的手法による算定流量を大幅に過小評価していることがわかった。その原因として以下の点に留意して再計算をおこなった。

(1) 雨量データの見直し

これまでレーダー解析雨量を流域平均雨量に用いていたが、被災時の山岳部における局地的な豪雨を勘案し、パンケ新得川、ペケレベツ川の近傍観測所である狩勝観測所、日勝観測所の地点雨量に着目した。また、レーダー解析雨量と地点雨量を同地点にて比較した (図 2.2.1.17)。図に示すとおり、レーダー解析雨量は地上雨量を過小評価しており、流量の過小評価を招いていることが示唆される。そこで、同地点におけるレーダー解析雨量と地点雨量の総雨量の比を本研究で用いていたレーダー解析雨量 (流域平均雨量) に掛け合わせ補正したものを流量の再検討に用いることとした。

(2) パラメータの見直し

上記に合わせ、パラメータに関してもハイドログラフのピーク値に関する C_1 の見直しをおこなった (表 2.2.1.5)。

以上によって流量を再計算した結果を図 2.2.1.18 および図 2.2.1.19 に示す。図に示すとおり、パンケ新得川、ペケレベツ川の両河川で水理的手法による算定流量と同様の結果を得ることが出来た。以上より、中小河川でも山岳部と平地で雨量が大きく異なる場合があり、流量推定の際の雨量の与え方に注意する必要があること、連続した豪雨に伴う洪水の流量再現では土壌が飽和状態であることを考慮したパラメータ設定に留意する必要があることがわかった。

表 2.2.1.3 計算流量と合理式によるピーク流量の比較

流域	流域面積 (km ²)	対象期間	総雨量 (mm)	ピーク流量 (m ³ /s)		
				計算流量		合理式
				1段法	2段法	
パンケシントク川	27.8	8/29 1:00~8/31 24:00 (72h)	281	152	147	150
ペケレベツ川	42.1	8/29 1:00~8/31 24:00 (72h)	388	271	250	244
中島橋	301.2	8/29 1:00~8/31 24:00 (72h)	265	1,347	1,455	-
幾寅	372.8	8/29 11:00~9/1 10:00 (72h)	217	1,206	1,190	-

表 2.2.1.4 水理的手法による算定流量との比較

河川	パンケシントク川			ペケレベツ川		
	本研究		水理的手法	本研究		水理的手法
	2段法	合理式		2段法	合理式	
ピーク流量 (m ³ /s)	147	149	343	250	244	402

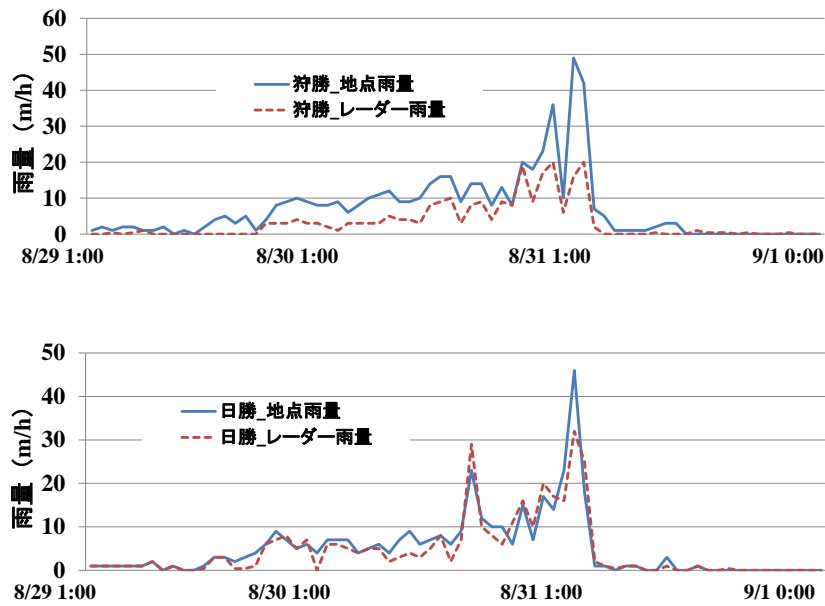


図 2. 2. 1. 17 レーダー解析雨量と地点雨量の比較

表 2. 2. 1. 5 パラメータ C_{11} の見直し

河川	パンケシントク川		ペケレベツ川	
パラメータ	C_{11}			
モデル	1段法	2段法	1段法	2段法
検討前	4.700	3.000	4.700	3.000
検討後	5.300	3.600	2.500	2.000

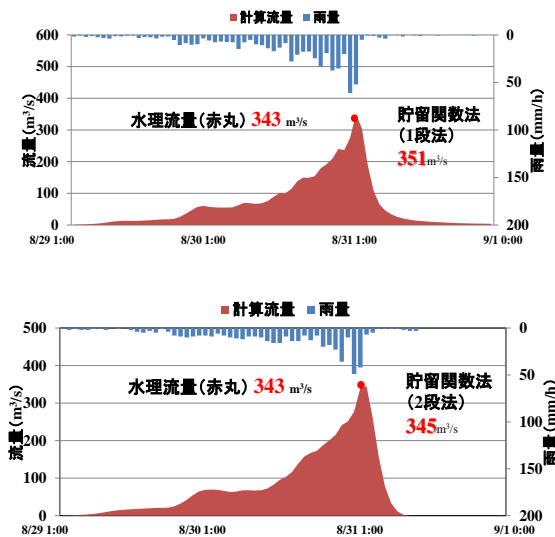


図 2. 2. 1. 18 パンケ新得川の再計算結果

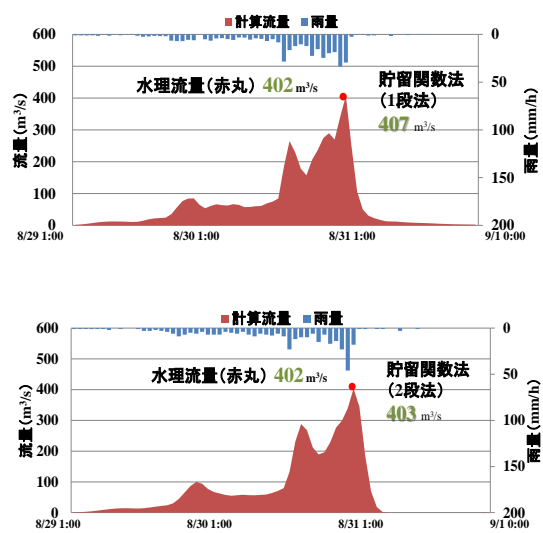


図 2. 2. 1. 19 ペケレベツ川の再計算結果

2.2.2 不確実性を考慮した流出予測

2.2.2.1 はじめに

2.1.4 節で雨量には完全な真値は存在せず、観測手法によって異なることを述べた。また、雨量計の数や位置によっても我々が代表値として扱う流域平均雨量は影響を受ける。流出計算では雨量を入力値として計算するが、同一の降雨イベントのハイドログラフを描いたとしても、前述の通り観測手法や雨量計の数や位置によって値が異なる。本稿では、流出計算入力値としての雨量が有する時間的および空間的な不確実性が、出力値である流出量に与える影響について検討する。

2.2.2.2 使用データ・解析手法

降雨データは 2.1.4 節と同様のものを用いた。流出計算では、鉛直浸透機構と斜面計算を分離した降雨流出の基礎式²⁷⁾を用いた。斜面における降雨流出経路としては表面流、飽和側方流、不飽和側方流、地下流出等があり、大規模出水もしくは斜面深層の流れを考慮した流出計算を行なうためには、斜面内流れを多層構造として扱う必要がある。そこで、山腹斜面が複数の層で構成されていると考えた鉛直浸透機構が提案された。

$$\frac{ds_n}{dt} = V_{n-1} - \gamma_{nm} - V_n \quad (2.2.2.1)$$

$$\frac{dq_{nm}}{dt} = \alpha_{nm} q_{nm}^{\beta_{nm}} (r_{nm} - q_{nm}) \quad (2.2.2.2)$$

$$\begin{cases} r_{nm} = 0 & (S_n \leq h_{nm}) \\ r_{nm} = a_{nm}(S_n - h_{nm}) & (S_n \geq h_{nm}) \end{cases} \quad (2.2.2.3)$$

$$q_{\text{Loss}} = V_n = b_n s_n \quad (2.2.2.4)$$

ここに、 n ：層数、 m ：各層における側方成分の数である。また、 S_n ：各層の土壌内水位[mm]、 a_n 、 b_n ：各側方成分浸透成分の比例定数[1/h]、 h_{nm} ：流出成分発生の閾値[mm]、 r_{nm} ：雨量の斜面流出成分[mm/h]、 V_n ：鉛直浸透量[mm/h]、 α_{nm} 、 β_{nm} ：土壌地形特性を示す流出パラメータである。この流出計算手法は、降雨が流出に寄与する遅れ時間や損失雨量を表現することができる。本研究では、2段3層のモデルを用いて解析を行った。

2.2.2.3 流域の流出特性

図 2.2.2.1 に幾寅観測所の水位および空知川上流域の流域平均時間雨量を示す。なお、幾寅観測所の水位計は 8 月 30 日 18~21 時の間は欠測、8 月 31 日 00 時以降より閉局となった。8 月 16、17 日の降雨の影響による水位上昇後、8 月 16 日 01 時時点の水位には戻らず、続いて襲来した台風 11、9 号による大雨によってピーク水位は上昇し続けた。また、流出率は、累積流出高と累積雨量の比で表され、1 に近いほど降雨が損失せずにそのまま流出していることを意味する。幾寅水位観測所から 12km 下流に堰のある金山ダム流域において、8 月 16 日 00 時から 8 月 28 日 18 時までの流出率は 0.62、8 月 28 日 19 時から 9 月 5 日 18 時までの流出率は 1.06 であった。水位が下がりきる前に、連続して大雨が降ったことによりで土壌の湿潤状態が飽和に近づき、降雨に対し流出が増加しやすい条件となったと考えられる。

2.2.2.4 領域気候モデル及び降雨流出モデルを用いた検討

領域気候モデルを用いた台風 10 号時のアンサンブル予報計算結果を入力値として、空知川上流域において降雨流出計算を行った。アンサンブル予報計算には 2.1.3 節で述べた ver3.6.1 of the Advanced Research core of the Weather Research and Forecast (WRF-ARF) を用いた。境界値および初期値として、NCEP (米国国立環境予測センター) の the GFS Global ENsemble (GENS) を用い、21 アンサンブルメンバーの計算を行なった。また、領域気候モデルの計算期間は 8 月 29 日 3 時から 9 月 1 日 9 時までとした。計算の対象範囲やモデルの物理過程などの計算条件は 2.1.3 節に譲る。降雨流出モデルのパラメータの推定は、解析雨量を用いた空知川上流域における流域平均雨量や幾寅水位観測所の 12km 下流にある金山ダムの流入量データを用いて行なった。対象期間は、8 月 29 日から 9 月 3 日の台風 10 号とした。

図 2.2.2.2 は、空知川上流域に存在する雨量計ならびに、同流域内のシーソラプチ川とルーオマンソラプチ川を示す。本稿では、シーソラプチ川流域、空知川流域及びルーオマンソラプチ川流域の 3 つの小流域に分けて流出計算を行った。図 2.2.2.3 に WRF-ARF モデルの計算結果による空知川上流域のハイトおよびハイドログラフを示す。アンサンブル予報結果の降水強度の標準偏差は最大で約 5mm/h であり、時間の経過と共に増加する。平均としては、雨の降り始め、終わりを除き、解析雨量の流域平均雨量よりも小さい値をとる。アンサンブル予報の平均値がピークに達した時、標準偏差として約 750~1,100m³/s を予測した。一方、観測雨量による再現計算結果のピーク流量は解析雨量で約 1,400[m³/s]、金山ダムで計測された流入量では約 1,600m³/s だった。なお、上述の期間において幾寅観測所の水位計は欠測・閉局したため、観測値としての幾寅地点のピーク流量は不明である。

2.2.2.5 流域内の降雨分布の不確実性

2.1.4.5 節で述べた雨量計の位置交換計算を用いて流出計算を行う。図 2.2.2.2 より空知川上流域に現存する雨量計の数は、409km²に 6 箇所であり、10,000 通りの雨量計の位置をランダムに選び降水強度の分布を計算した。降雨流出モデルのパラメータの推定は、2.2.2.4 節と同様に行なった。図 2.2.2.4 は雨量計の位置交換計算結果を用いた空知川上流域のハイトおよびハイドログラフを示す。降水強度の標準偏差は、最大で約 12mm/h である。ピーク流量では、標準偏差として、約 1,050~1,700m³/s である。

2.2.2.6 2.2.2 節のまとめ

空知川上流域において入力値として領域気象モデルによるアンサンブル予報計算結果及び雨量計の位置交換計算結果を用いた流出量の比較を行った。2 日前からの予測を用いた降雨量は、概ね妥当であった。両者の流出計算結果が示すピーク流量はそれぞれ約 750~1,100m³/s 及び 1,050~1,700m³/s、標準偏差は約 175m³/s 及び約 325m³/s であり、予測値のばらつきよりも雨量計の位置が異なることによるばらつきが大きい結果となった。従って、雨量計の値のみに頼るのではなく、気象モデルから河川流量まで動的かつ詳細な予測が不可欠である。

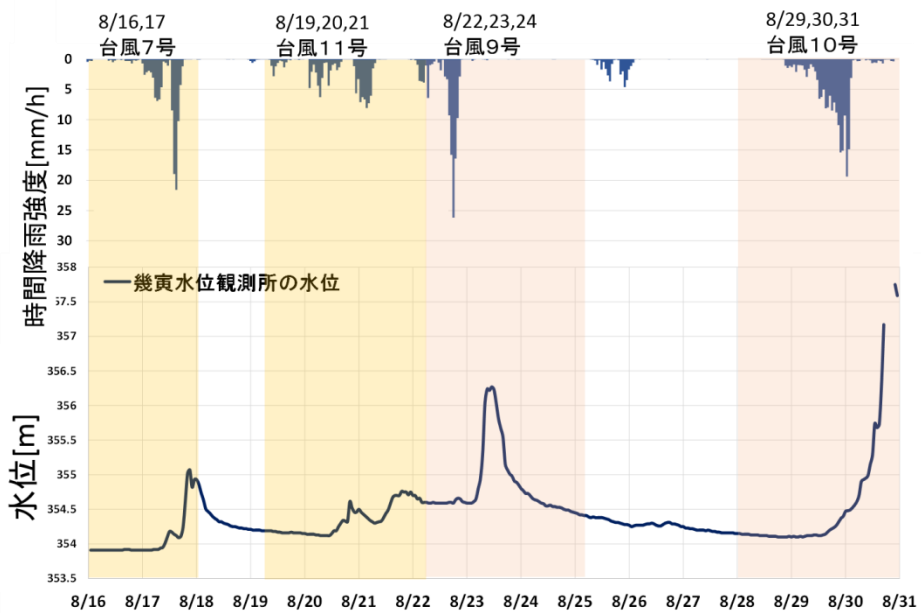


図 2.2.2.1 幾寅観測所の水位及び幾寅地区上流の気象庁 C-band レーダが観測した流域平均時間雨量[mm/h]



図 2.2.2.2 空知川流域（左上図）と、図中の赤破線内を拡大した上流域（中央図）。赤点は国土交通省、気象庁の地上雨量計の場所を示す。

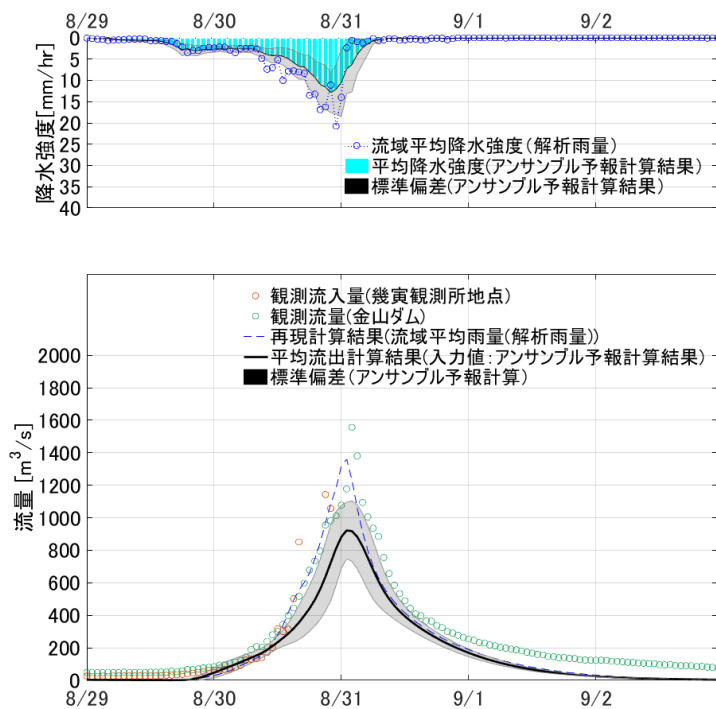


図 2.2.2.3 領域気候モデルの再現・予測結果を用いた空知川上流域のハイト及びハイドログラフ

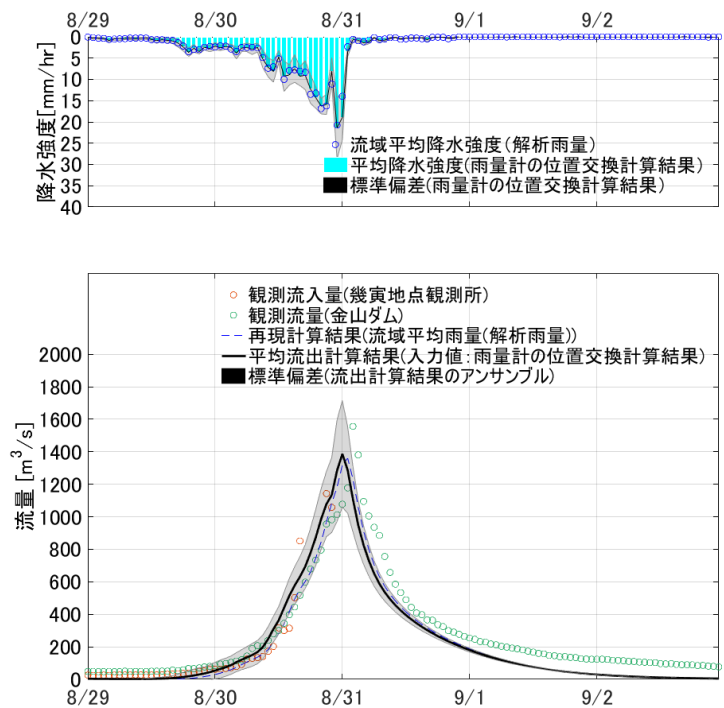


図 2.2.2.4 雨量計の位置交換計算結果を用いた空知川上流域のハイト及びハイドログラフ

2.2.3 湿潤状態の変化を考慮した流出計算手法

現在現業化されている洪水流出計算モデルでは、流量のピークが複数発現する事例では再現性が低下する可能性がある。そこで土壌水分状態の変化を洪水流出計算に組み込むことで、連続降雨による流出量の増大を再現できるように、現行の流出計算モデルの改良を試みた³¹⁾。

対象流域は図 2.2.3.1 に示すとおり、2016 年 8 月の台風による洪水被害を受けた空知川上流の金山ダム流域および札内川上流の札内川ダム流域とした。土壌水分状態の評価手法として、気象庁が警報等発令基準に採用している土壌雨量指数³²⁾ (Soil Water Index, 以下 SWI) を用い、図 2.2.3.2 に示す直列 3 段タンクモデルに 2016 年 7 月 1 日から 2016 年 9 月 14 日までのレーダー解析雨量を入力して算出した。タンクモデルのパラメータは現在気象庁で用いられている値を使用し、雨量データは 1km メッシュレーダー解析雨量を流域界内で切り出し、その平均値を用いた。各流域の SWI の推移を図 2.2.3.4 に示す。図より台風の連続により土壌水分状態が長期間高い状態で維持されていたことが推測できる。

北海道開発局の現業部門で用いられている洪水流出計算モデルとして、「2 段タンク型貯留関数モデル」がある³³⁾。以降これを「現行モデル」と称し、図 2.2.3.5 にその模式図と基礎式を示す。現行モデルではパラメータの設定を事例ごとに行うことは難しく、また、特定ケースのみの降雨と流出の関係に基づいて固定されたパラメータを用いるため、連続して発生し、ピークを複数もつような降雨についてはピーク流量の再現性が低下することが予想される。このような降雨による流出を再現するため、本研究では土壌中への浸透に関するパラメータ k_{13} に着目し、既往の複数

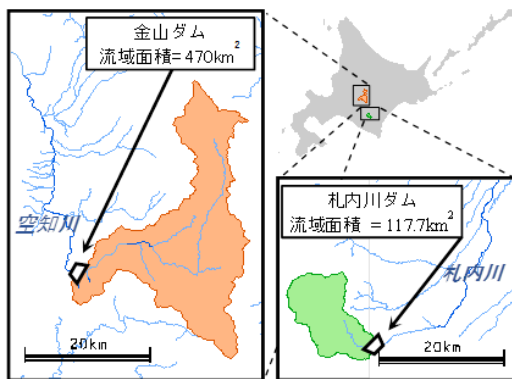


図 2.2.3.1 計算対象流域の位置図

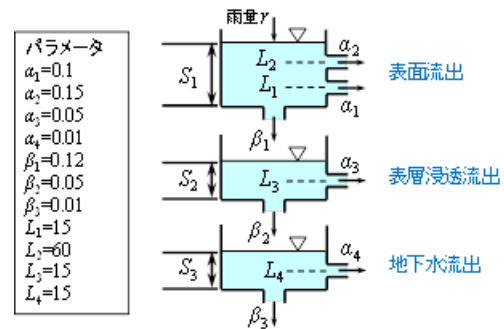


図 2.2.3.2 土壌雨量指数の模式図

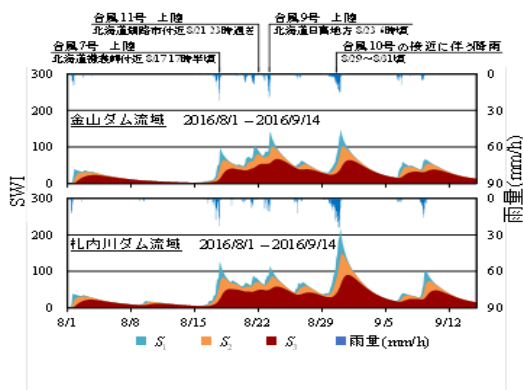


図 2.2.3.4 SWI の各タンク貯留高

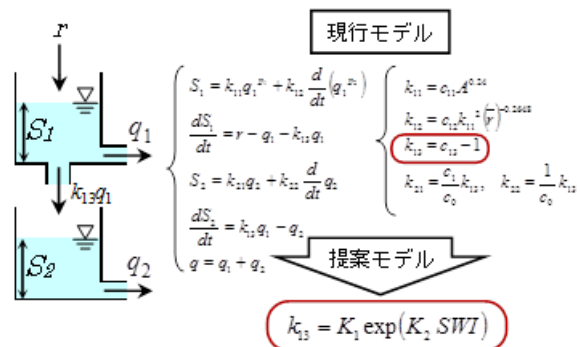


図 2.2.3.5 現行モデルと提案モデルの相違

の洪水事例に対して現行モデルによるパラメータの決定を個別に行い、各事例における k_{13} と流量ピーク時の SWI との相関関係をとった。以下にその近似式を、図 2.2.3.6 に k_{13} と SWI の相関関係を示す。

$$\text{金山ダム流域;} \quad k_{13} = 113.26 \exp(-0.036 SWI) \quad (2.2.3.1)$$

$$\text{札内川ダム流域;} \quad k_{13} = 0.8653 \exp(-0.007 SWI) \quad (2.2.3.2)$$

ここで、 k_{13} は浸透係数、 SWI は土壤雨量指数である。これにより、土壤水分状態が大きいほど土壤への浸透が小さくなる関係が表される。図 2.2.3.6 より、金山ダム流域については SWI が減少するにしたがって k_{13} が顕著に増大する結果となったのに対し、札内川ダム流域では SWI の変動に対する k_{13} の応答が小さいことがわかる。この関係を 2 段タンク型貯留関数モデルに組み込んだものを提案モデルと称し、土壤水分状態の変化を考慮した流出モデルを作成した。

2016 年 8 月 1 日 1:00 から 9 月 15 日 0:00 までのレーダー解析雨量を入力値として、金山ダム、札内川ダム両流域について現行モデルおよび提案モデルによる流出計算を行ったものを図 2.2.3.7 に示す。この際、提案モデルにおける k_{13} 以外のパラメータは現行モデルにより最適化した値を用いて計算を行った。図より、金山ダム流域の事例では最も土壤水分状態が高くなった台風 10 号のピーク流量について、現行モデルよりも安全側に評価する結果となった。また、台風 10 号以外のピーク流量についても、現行モデルと比較して提案モデルでは各台風の大小関係をよく再現する結果となっている。よって、土壤の水分状態によって変動するパラメータを用いた提案モデルは流出計算の精度向上に寄与すると考えられる。しかしながら、提案モデルでは降雨が終了した後も流量が収束せずに高い状態で推移する結果となっており、これは SWI が小さくなると土壤への浸透が過大に算出されることが原因と推測される。一方、札内川ダム流域の事例では、両モデルで計算した流量に大きな差は見られなかった。これは SWI の大小に対して k_{13} の応答が小さいため、現行モデルのパラメータに近い値となり、変動が小さくなったためと推測できる。

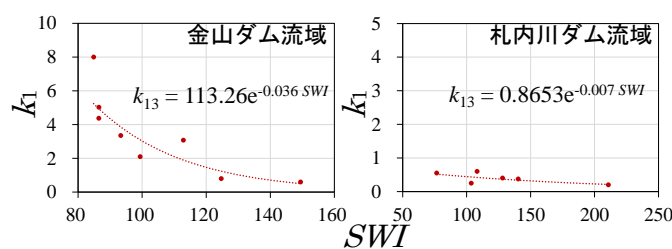


図 2.2.3.6 SWI とパラメータ k_{13} の対応

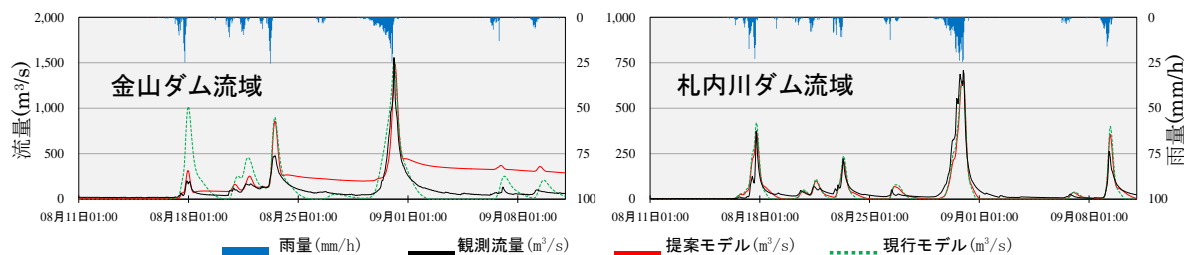


図 2.2.3.6 流出量の再現結果

2.2.4 水文情報の機械学習による流出予測手法

北海道東部の常呂川流域では、下流に位置する上川沿水位観測所において計画高水位を超過し、観測史上最大の水位を記録した。このような被害を事前に予測し被害を軽減させるためには、水防活動、避難場所の開設、住民の避難等といった防災・減災対策に要する時間（リードタイム、以下、LT と称す）の確保が望まれ、LT が長く、ピーク水位について精度の良い河川水位予測が望まれる。河川水位の計算手法としては、上流部の河川水位との相関をとる方法（以後、水位相関法）がある。ここでその考え方を拡張し、下流地点の水位に関する説明変数の抽出に機械学習を用い、水位予測の精度向上を試みた³⁴⁾。ここでは説明変数の寄与度を算定できる機械学習法の一つである Random Forest 法³⁵⁾（以下、RF 法）によって水位予測を試みる。さらに、現業での実用性を鑑み、寄与度の高い説明変数を用いて関連要因相関法による水位予測を行い、説明変数の選別、LT の延長といった面で検討を行った。以下に研究手順を示す。

- 1) RF 法を用いて過去の洪水事例を学習させて作成した予測モデルより、2016 年 8 月の洪水事例を予測した。ここでは、過去のデータのみで 2016 年 8 月の洪水事例を予測検証した。
- 2) 1)において算出された寄与度から、上位の説明変数を用いて重回帰式を算定し、LT 延長の検証を行った。

対象河川は北海道東部に位置する一級河川常呂川における下流の上川沿地点とした。図 2.2.4.1 に対象河川の概略図を示す。この上川沿地点は北見市街中心部付近の地点に位置しており、2016 年 8 月の洪水時は、水位が下がりきらないうちに次々と台風が連続して接近したため、少量の雨量でも水位が上昇しやすい状態が続いた。また、本研究ではこの 2016 年 8 月 4 日～9 月 14 日までの台風接近期間を対象事例とし、上川沿地点でのピーク水位の予測精度向上および LT の延長を目指した。また、水位予測を行う上で必要な要素として用いた 62 次元の関連要因の概要を表 2.2.4.1 に示す。

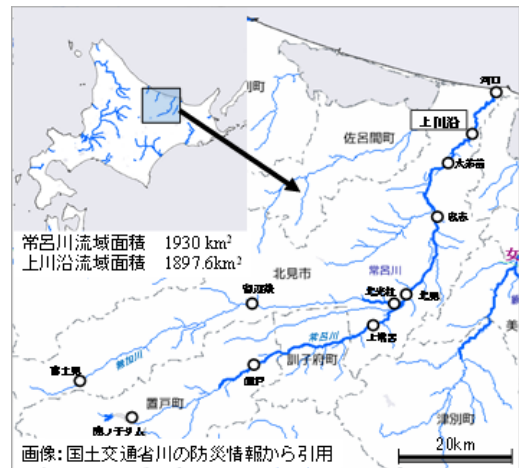


図 2.2.4.1 計算対象流域の位置図

表 2.2.4.1 関連要因の概要

観測項目	地点・流域	データ概要	観測に必要な時間 (LT)
水位 (mm)	上川沿 大茶臼 岩倉 北見 上常呂 重戸	地点観測水位 (テレメータ水位)	6-10時間前 の水位
	上川沿 北見 重戸		
時間雨量 (mm)	上川沿 北見 重戸	地点観測雨量 (テレメータ雨量)	6-10時間前 の雨量
	常呂川流域	流域平均雨量 (レーダ解析雨量)	6-10時間前 の流域平均雨量
SWI [※] (mm)	常呂川流域	流域平均雨量、レーダ解析雨量)を入力した3段タンクモデルの1段目貯留高	6-12, 24, 36, 48, 60, 72時間前の SWI

※ 深層土壌雨量指数 (Soil Water Index Surface)

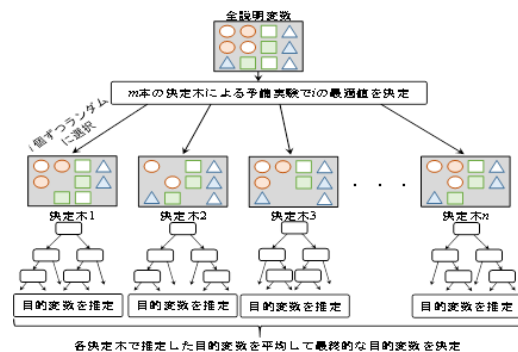


図 2.2.4.2 RF 法のイメージ図

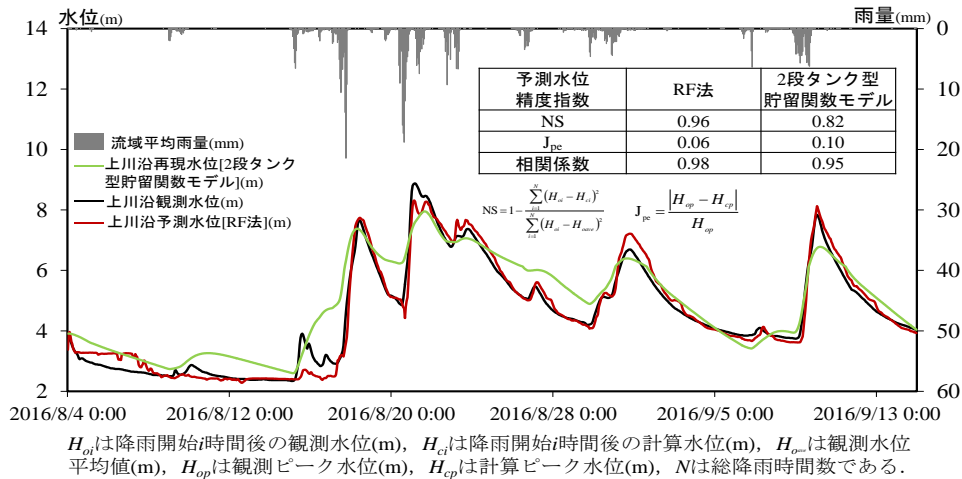


図 2.2.4.3 RF 法の水位予測結果

(1) ランダムフォレスト (RF) 法

RF 法とは、多数の決定木を組み合わせることで性能を高める機械学習アルゴリズムである。図 2.2.4.2 に RF 法の概略図を示す。決定木とは、全データの集合に対して、複数の変数を組み合わせた分割をデータから自動的に生成したものである。また、元データの分布を問わず外れ値に対して頑健な予測ができる特徴を持ち、非線形データ分析に多用される。RF 法では、学習ごとに m 本の決定木による予備実験によって i 個の最適な値を決定し、1 つの決定木の作成に全説明変数から i 個ずつランダムに重複を許して選出を行うことで、 n 本の決定木を作成する。その後、各決定木の目的変数の推定値を平均して最終的な目的変数の値を決定する。決定木は、各説明変数の寄与度を分割の良さを表す Gini 係数を用いて算出できる。したがって、RF 法も各決定木の寄与度を統合して全説明変数の寄与度を分析できる。本研究では、 $m = 200$ 、 $n = 2,000$ として、表 2.2.4.1 の説明変数を使用することで RF 法による上川沿の水位予測及び説明変数の寄与度の算定を行った。

(2) 関連要因相関法

前節の RF 法において表-2 に示す過去 3 事例の洪水を学習させることにより算定した説明変数の寄与度から、上位 10 個の説明変数を抽出して重回帰式を作成した。その後、過去 3 事例の洪水の平均回帰係数を用いることで、2016 年 8 月洪水事例における上川沿での水位予測を行った。

図 2.2.4.3 に示す RF 法の予測結果は、ピーク水位に関して若干誤差があるものの、全体的に観測水位の挙動をよく予測している。同様に、常呂川流域において過去の事例からパラメータを設定した 2 段タンク型貯留関数モデル³⁶⁾による水位予測の結果を図中に緑線で示すが、ピーク水位において RF 法が安全側に予測していることが分かる。これより、対象事例のような今までに経験したことのない洪水事例に対しても RF 法において過去のデータを学習することで予測が可能であることが

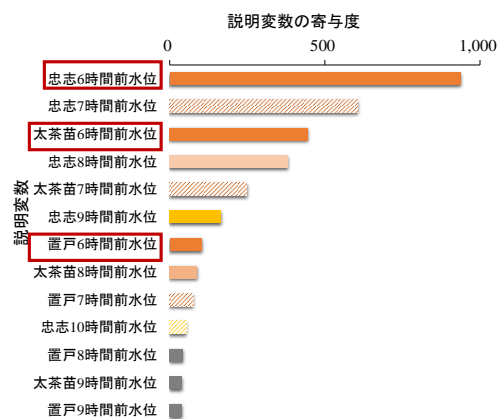


図 2.2.4.4 RF 法から算出された寄与度

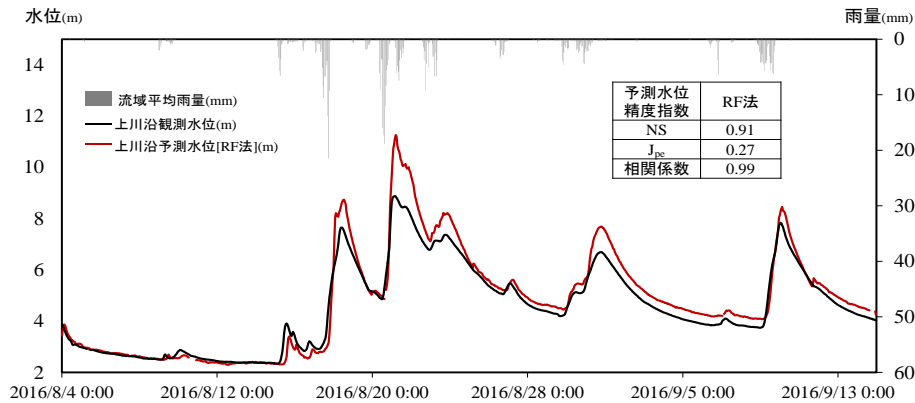


図 2.2.4.5 関連要因相関法による水位予測結果

示された。

次に図 2.2.4.4 に RF 法で得られた寄与度の算出結果を示す。図には説明変数の寄与度の大きい順に全説明変数の上位 20%を示している。図 から各観測所の水位が寄与度の上位を占めた。次に現業における実用性を鑑み、寄与度上位 10 個から LT を 6 時間となるものを説明変数として抽出した。それに基づき関連要因相関法で LT6 時間の予測結果を行った結果を図 2.2.4.5 に示す。これより、RF 法よりも説明変数を少なくした関連要因相関法においても、ピーク水位を安全側に予測できることが示された。

(2.2 節執筆 中津川誠、早川博、山田朋人)

2.3 第 2 章のまとめ

- 1) 2016 年 8 月に立て続けに北海道を直撃した 3 個の台風による雨は“前線と台風”によるものであった。さらに、4 個目として太平洋側から接近した台風 10 号は“地形性降雨”が発達したこれまでにないパターンとなった。
- 2) 太平洋側から接近する台風は勢力が衰えづらく、近年接近頻度が増加する傾向にあることが示唆された。
- 3) 水位が下がりきる前に何波にもわたり降った大雨で土壤の湿潤状態が飽和に近づき、降雨に対し流出が増加しやすい条件となっていたことがわかった。
- 4) 今後の気候変動で頻発する洪水への対応を考えたとき、河川流出量を推定・予測するために必要な局地的な雨量の設定や不確実性、土壤の湿潤度を考慮したパラメータ設定といった点で留意すべき点を示した。
- 5) 気象モデルを用いた降雨予測手法で台風に伴う洪水リスクを 2 日前程度から適切に予測できること、機械学習手法を用いて高精度な水位予測が数時間前から可能であることを示し、今後の洪水への適応策へ実装できる有力な手法が提示された。

(2.3 節執筆 中津川誠)

第 2 章の参考文献

- 1) 国土交通省北海道開発局建設部河川管理課水害予報センター (2016): 平成 28 年 8 月 20 日からの大雨及び台風第 10 号による出水の概要 (2016.9.10).

- 2) 気象庁：メソ数値予報モデル GPV (MSM),
<http://www.jmbsc.or.jp/hp/online/f-online0c.html>, (2016年11月現在).
- 3) 国立情報学研究所：デジタル台風, <http://agor.a.ex.nii.ac.jp/digital-typhoon/> (2016年9月現在).
- 4) 土木学会北海道支部 (2016) : 2016年8月北海道豪雨災害調査団速報版第1報, 2016年9月12日 ver.
- 5) 北野慈和, 山本太郎, 小林彩佳, 山田朋人(2017): 2016年8月を含む1961年以降に北海道周辺を通過・上陸した台風の統計的解析, 水工学論文集, 第61号. 【受理】
- 6) Kalnay E. et al. (1996): The NCEP/NCAR 40-year reanalysis project, Bull. Amer. Meteor. Soc., Vol. 77, pp. 437-470.
- 7) (財) 気象業務支援センター：台風経路データ1951-2015年, 気象庁提示,
<http://www.jmbsc.or.jp/jp/offline/cd0750.html>, (2017年1月30日現在).
- 8) 山本太郎 (2015): 北海道に接近・通過した台風の経路と降雨の分布傾向について, 平成26年度土木学会北海道支部論文報告集, 第71号, B-02.
- 9) Hair, J. F., Anderson, R. E., Tatham, R. L. and Black, W. C. (1998): Multivariate Data Analysis, 5th ed. Prentice-Hall International.
- 10) Skamarock, W. C., and Coauthors, 2008: A description of the Advanced Research WRF version 3. NCAR Tech. Note NCAR/TN-4751STR, 113 pp.
- 11) Hong, S.-Y., and J.-O. J. Lim: The WRF single-moment 6-class microphysics scheme (WSM6). *J. Korean Meteor. Soc.*, Vol. 42, pp. 129-151, 2006.
- 12) Mlawer, Eli. J., Steven. J. Taubman, Patrick. D. Brown, M. J. Iacono, and S. A. Clough: Radiative transfer for inhomogeneous atmospheres: RRTM, a validated correlated-k model for the longwave. *J. Geophys. Res.*, Vol. 102, pp. 16663-16682, 1997.
- 13) Dudhia, J., 1989: Numerical study of convection observed during the Winter Monsoon Experiment using a mesoscale two-dimensional model. *J. Atmos. Sci.*, Vol. 46, pp. 3077-3107.
- 14) Beljaars, A.C.M.: The parameterization of surface fluxes in large-scale models under free convection. *Quart. J. Roy. Meteor. Soc.*, Vol. 121, pp. 255-270, 1994.
- 15) Tewari, M., F. Chen, W. Wang, J. Dudhia, M. A. LeMone, K. Mitchell, M. Ek, G. Gayno, J. Wegiel, and R. H. Cuenca: Implementation and verification of the unified NOAA land surface model in the WRF model. *20th conference on weather analysis and forecasting/16th conference on numerical weather prediction*, pp. 11-15, 2004.
- 16) Hong, S.-Y., Noh, Y., Dudhia, J.: A new vertical diffusion package with an explicit treatment of entrainment processes. *Mon. Wea. Rev.*, Vol. 134, pp. 2318-2341, 2006.
- 17) Kain, J. S.: The Kain-Fritsch convective parameterization: An update. *J. Appl. Meteor.*, Vol. 43, pp. 170-181, 2004.
- 18) Fredrick, S., Davis, C., Gill, D., and Low-Nam, S.: Bogussing of tropical cyclones in WRF version 3.1. *Tech. Doc. PI. 5, National Center for Atmospheric Research*, pp. 6, 2009.
 [Available online at

<http://www.mmm.ucar.edu/~wrf/users/workshops/WS2009/abstracts/P1-05.pdf>]

- 19) Chen, T. C. : On the global water vapor flux and maintenance during FGGE. *Mon. Wea. Rev.*, Vol. 113, pp. 1801-1919, 1985.
- 20) 気象庁 : <http://www.jma.go.jp/jma/>
- 21) 河川情報センター : <http://www.river.or.jp/>
- 22) 安田成夫, 川崎将生, 村瀬勝彦, 富澤洋介: 水循環評価指標に関する研究報告書, 国総研資料, 第 321 号.
- 23) 小林彩佳(2016): 平成 28 年 8 月北海道豪雨の降雨特性と降雨流出の予測可能性, 平成 28 年度土木学会北海道支部論文報告集, 第 73 号.
- 24) 丸谷ら (2016) : 水文気象データが乏しい流域を対象とした気候変動影響評価手法の検討, 水工学論文集, 第 60 巻, 2016.
- 25) 小池達也, 中津川誠, 2016 年 8 月の連続した大雨に伴う洪水流出量再現検証, 平成 28 年度土木学会北海道支部論文報告集, 第 73 号, B-14, 2017.
- 26) 土木学会北海道支部:2016 年 8 月北海道豪雨災害調査団速報版第 1 報, 2016 年 9 月 12 日 ver., 2016.
- 27) 吉見和紘, 山田正 : 鉛直浸透機構を考慮した流出計算手法の長短期流出解析への適用, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol. 70, No. 4, I_367-I_372, 2014.
- 28) 平成 27 年 9 月関東・東北豪雨による関東地方災害調査報告書, 2015 年関東・東北豪雨災害土木学会・地盤工学会合同調査関東グループ.
- 29) 小林彩佳 (2017) : 平成 28 年 8 月北海道豪雨の降雨特性と降雨流出の予測可能性, 平成 28 年度土木学会北海道支部論文報告集, 第 73 号, 2017.
- 30) 国土交通省北海道開発局 : 平成 28 年台風第 10 号による出水の概要, http://www.hkd.mlit.go.jp/topics/press/press_h2809/02_gaiyou.pdf (閲覧日 : 2016/9/3)
- 31) 田中雅人, 中津川誠, 谷口陽子, 宮崎嵩之 (2017), 連続降雨による土壌水分状態の変化を考慮した洪水流出計算手法の提案, 平成 28 年度土木学会北海道支部論文報告集, 第 73 号, B-19, 2017.
- 32) 気象庁 : 土壌雨量指数, <http://www.jma.go.jp/jma/kishou/known/bosai/dojoshisu.html> (閲覧日 : 2016/10/26)
- 33) (財) 北海道河川防災研究センター・研究所 (2006) : 実践流出解析ゼミ 講義テキスト編, 第 4 回.
- 34) 岡崎亮太, 中津川誠, 小林洋介, 谷口陽子 (2017) : 機械学習手法に基づく 2016 年 8 月の常呂川連続洪水を対象とした水位予測の研究, 平成 28 年度土木学会北海道支部論文報告集, 第 73 号, B-19, 2017.
- 35) 速水悟 : 事例+演習で学ぶ機械学習, ビジネスを支えるデータ活用のしくみ, 第 5 章, 森北出版株式会社, 2016.
- 36) (財) 北海道河川防災研究センター・研究所 (2006) : 実践流出解析ゼミ・講義テキスト編, 第 12 回.

(第 2 章とりまとめ 中津川誠)

3. 石狩川水系の状況に関する結果と考察

3.1 石狩川水系における水害被害の概要

3.1.1 はじめに

今回の北海道豪雨では、図 3.1.1 に示すように石狩川中上流域や空知川上流域において多くの被害が生じている。石狩川中流部納内地区では、8月23日に上陸した台風第9号に伴う降雨により溢水氾濫(氾濫面積約120ha、床上浸水家屋4戸)、石狩川上流部の支川美瑛川等では8月17日より立て続けに上陸した3つの台風に伴う降雨により、各地で道路の決壊や落橋が相次いだ。さらに、支川空知川上流域の幾寅地区では、8月30日に接近した台風第10号に伴う降雨により、堤防が決壊し氾濫水が市街地に流入し甚大な被害を及ぼした。

本稿では、これらの状況を含めて、石狩川水系における水害被害の概要について報告する。

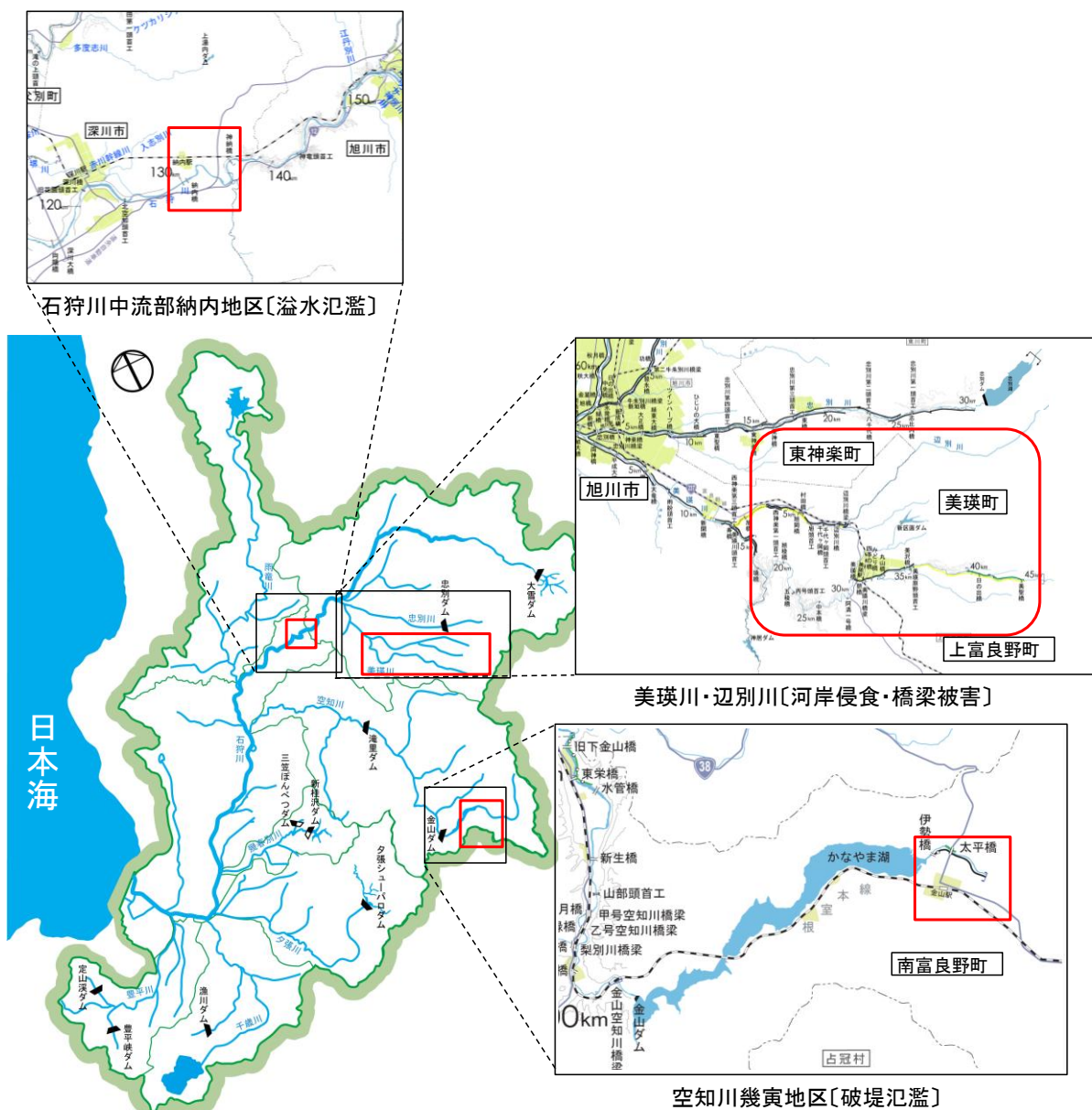


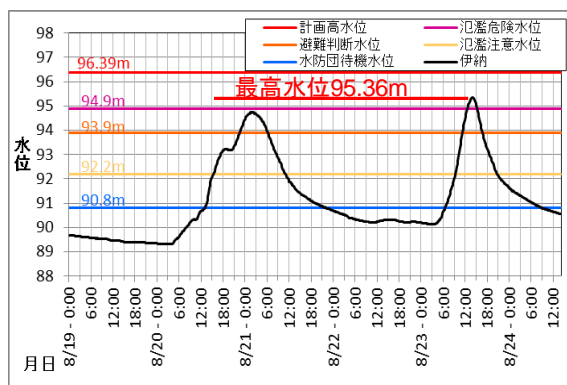
図 3.1.1 石狩川流域と主な被害地域位置図

3.1.2 河川の水位状況

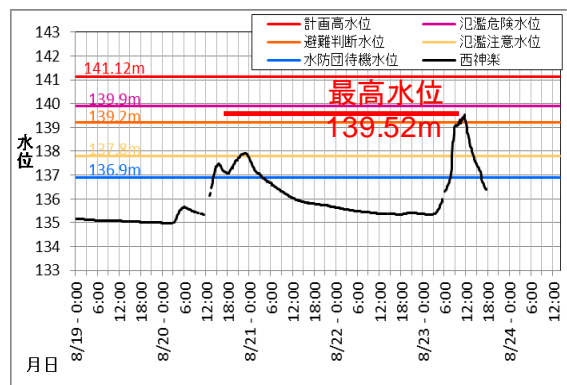
(1) 石狩川上流域の河川水位状況

石狩川上流域では、特に8月23日に上陸した台風9号に伴う降雨により、各地で水位が上昇している(図3.1.2)。

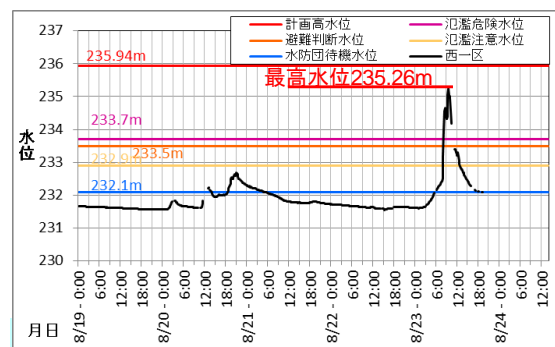
北海道開発局旭川開発建設部で管理している水位観測所のうち、13観測所で水防団待機水位を超過した。特に、道路の決壊や落橋が相次いだ石狩川支川的美瑛川では、下流の西神楽観測所で避難判断水位を、上流の西一区観測所では氾濫危険水位をそれぞれ超過している。美瑛川支川の辺別川でも18号観測所で避難判断水位を超過しており、美瑛川全体で水位が大きく上昇した。また、石狩川本川でも上流域の基準地点である伊納観測所でも氾濫危険水位を超過し、昭和50年8月洪水及び昭和56年8月洪水以来の水位を記録している。



伊納観測所 [石狩川]



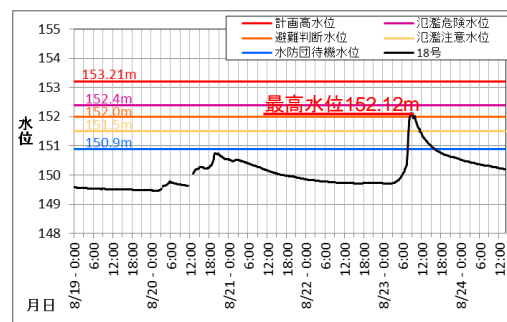
西神楽観測所 [美瑛川]



西一区観測所 [美瑛川]



水位観測所位置図



18号観測所 [辺別川]

※北海道開発局作成資料

図3.1.2 石狩川上流域の主な水位観測所における水位ハイドログラフ

(2) 石狩川中流域の河川水位状況

図 3. 1. 3 および図 3. 1. 4 に示すとおり石狩川中流本川の納内観測所では、8月18日(台風7号)、8月21日(台風11号)、8月23日(台風9号)で大きな水位上昇がみられた。特に3回目の8月23日では、最高水位が61.40mと氾濫危険水位を0.2m超過し、周辺一帯で溢水氾濫が発生した。石狩川は昭和56年8月洪水以降、大きな出水が発生してなく納内観測所においても、昭和56年8月、昭和50年8月に次ぐ水位を記録している。また、1週間に3度の水位上昇がみられたのは過去に例がない状況である。

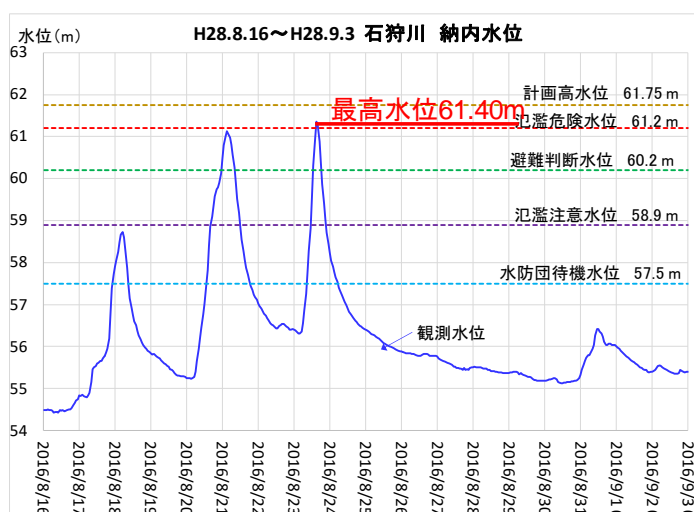


図 3. 1. 3 納内観測所水位ハイドログラフ
(8月16日～9月3日)

3.1.3 ダムの状況

今回の出水で降雨量が大きかった石狩川上流域には、大雪ダムと忠別ダム、空知川上流域には金山ダムが設置されている。ともに直轄が管理する多目的ダムで、今回出水においても洪水調節によりダム下流域の被害軽減に大きく寄与している。

(1) 石狩川上流域(大雪ダム、忠別ダム)の運用状況

石狩川上流にある大雪ダム及び支川忠別川にある忠別ダムの洪水調節容量は、それぞれ 30,000 千 m³、20,000 千 m³ となっており、ともに洪水吐ゲートを有したダムである。

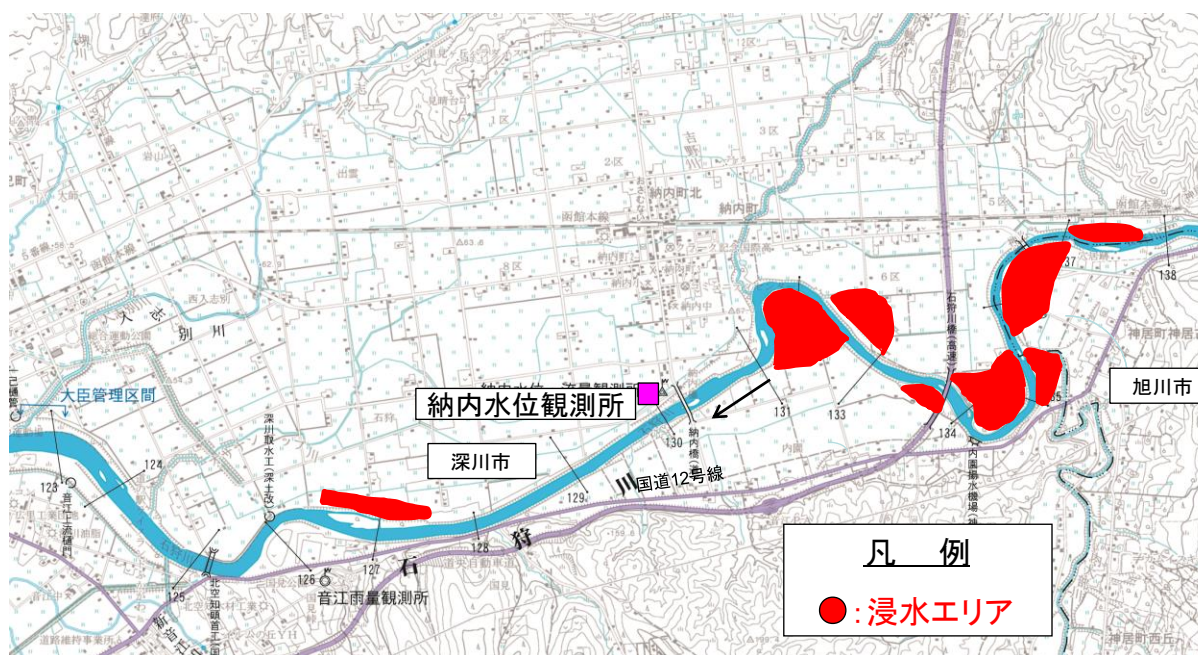


図 3. 1. 4 納内観測所位置図と周辺の浸水状況 (北海道開発局作成資料)

8月20日～23日における大雪ダム、忠別ダムの降水量、貯水状況及び流入量放流量は図3.1.5、図3.1.6に示すとおりである。洪水調節は両ダムとも、8月17日、8月20日～21日、8月23日、8月30～31日の4度実施している。

最も流入量が大きかった8月23日の大雨では、大雪ダムにおいてピーク流入量約500m³/sに対し約430m³/sの洪水調節、忠別ダムではピーク流入量約920m³/sに対し約830m³/sの洪水調節を發揮し、下流の被害軽減に寄与している。

一方で、8月20日～24日にかけて防災操作開始から、大雪ダムでは約27,000千m³、忠別ダムでは約9,600千m³貯水し、両ダムともほぼ満水の状態であった(図3.1.7)。

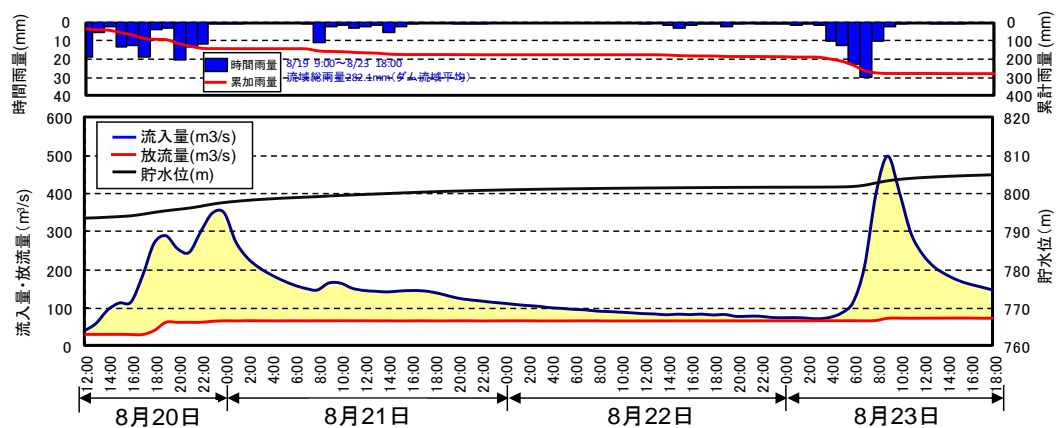


図3.1.5 大雪ダム洪水調節状況図(8月20日～23日)(北海道開発局作成資料)

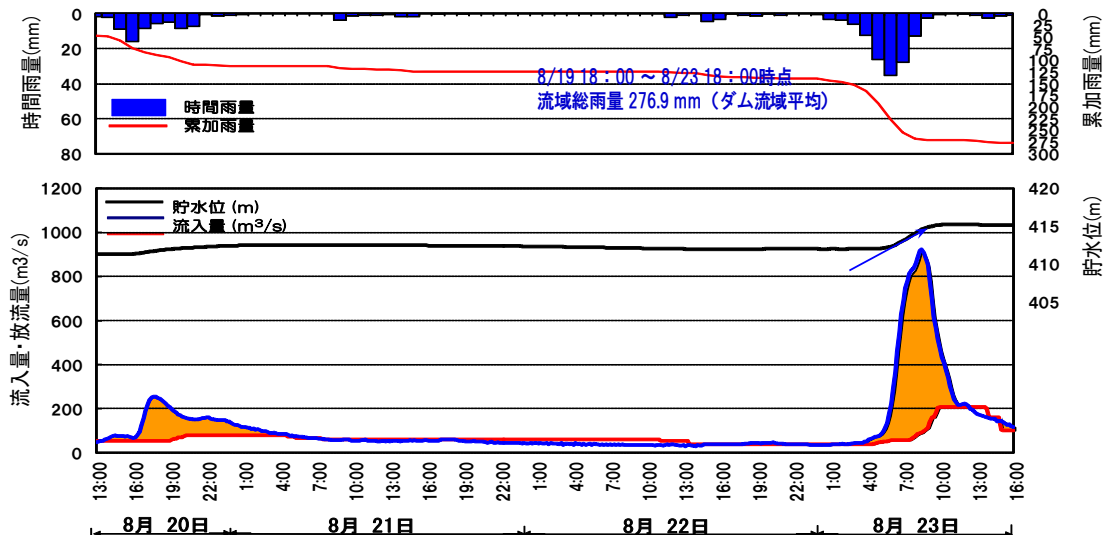


図3.1.6 忠別ダム洪水調節状況図(8月20日～23日)(北海道開発局作成資料)



〔大雪山ダム〕



〔忠別ダム〕

図 3.1.7 洪水時ダム貯水状況写真 (8月23日撮影)

(2) 空知川上流域(金山ダム)の運用状況

空知川上流部にある金山ダム(図 3.1.8)の洪水調節容量は、51,400 千 m^3 となっており、洪水吐ゲートを有したダムである。

8月29日～9月1日における金山ダムの降水量、貯水状況及び流入量、放流量は図 3.1.9 に示すとおりである。洪水調節は両ダムとも、8月17日、8月20日～21日、8月23日、8月30～31日の4度実施している。



図 3.1.8 洪水時ダム貯水状況写真 (8月31日撮影)

最も流入量が大きかった8月30日の大雨では、ピーク流入量約1,600 m^3/s に対し約1,300 m^3/s の洪水調節を發揮し、下流の被害軽減に寄与している。一方で、8月30日～31日にかけて防災操作開始から、約54,000 千 m^3 貯水し、ほぼ満水の状態であった。

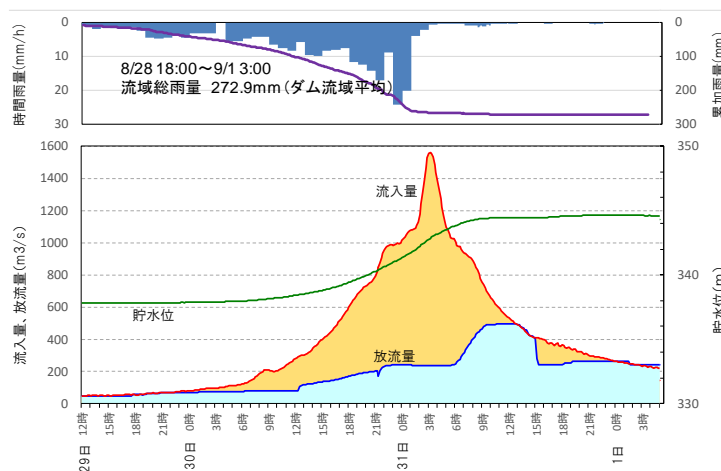


図 3.1.9 金山ダム洪水調節状況図 (8月30日～31日) (北海道開発局作成資料)

3.1.4 破堤氾濫の概要

今回の豪雨では、台風9号による降雨で石狩川中流部の深川市納内地区で溢水氾濫(8月23日)が発生したほか、台風10号による降雨で空知川上流部の南富良野町幾寅地区で破堤氾濫(8月30日)が発生した。

(1) 石狩川中流部納内地区の氾濫の概要

8月23日に上陸した台風9号による降雨で石狩川本川の水位が上昇し、深川市納内地区で溢水氾濫が発生した。石狩川本川からの外水氾濫は昭和56年8月洪水以来である。氾濫は無堤部の地盤の低い水田として利用されている箇所を中心に、浸水面積120ha、浸水家屋4戸の被害であった(図3.1.10および図3.1.11)。

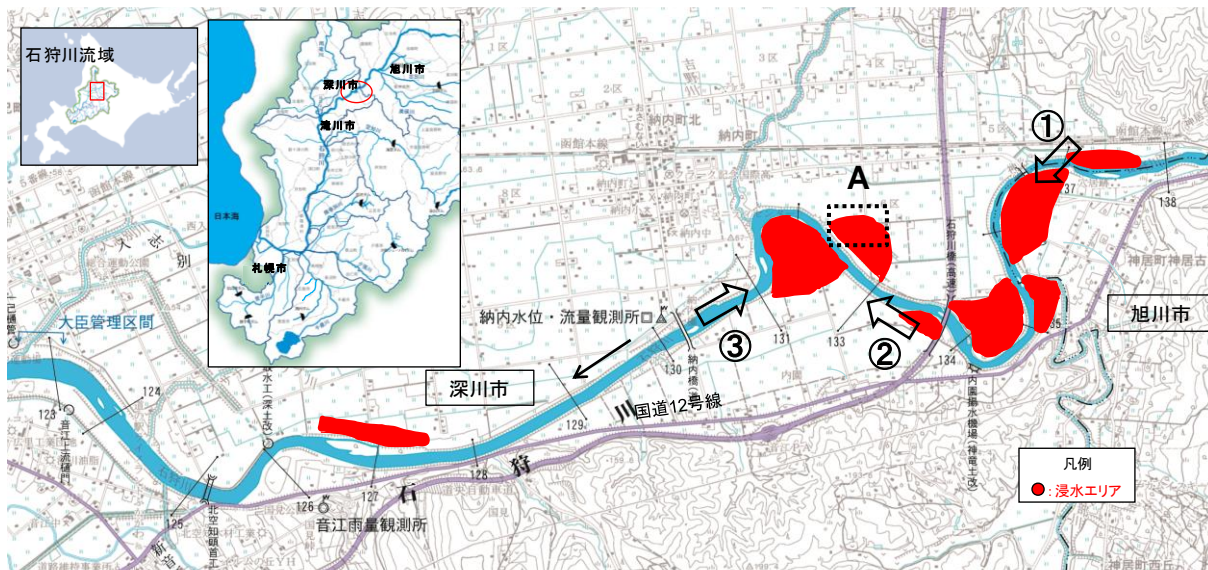


図 3.1.10 石狩川納内地区浸水状況図 (北海道開発局作成資料)

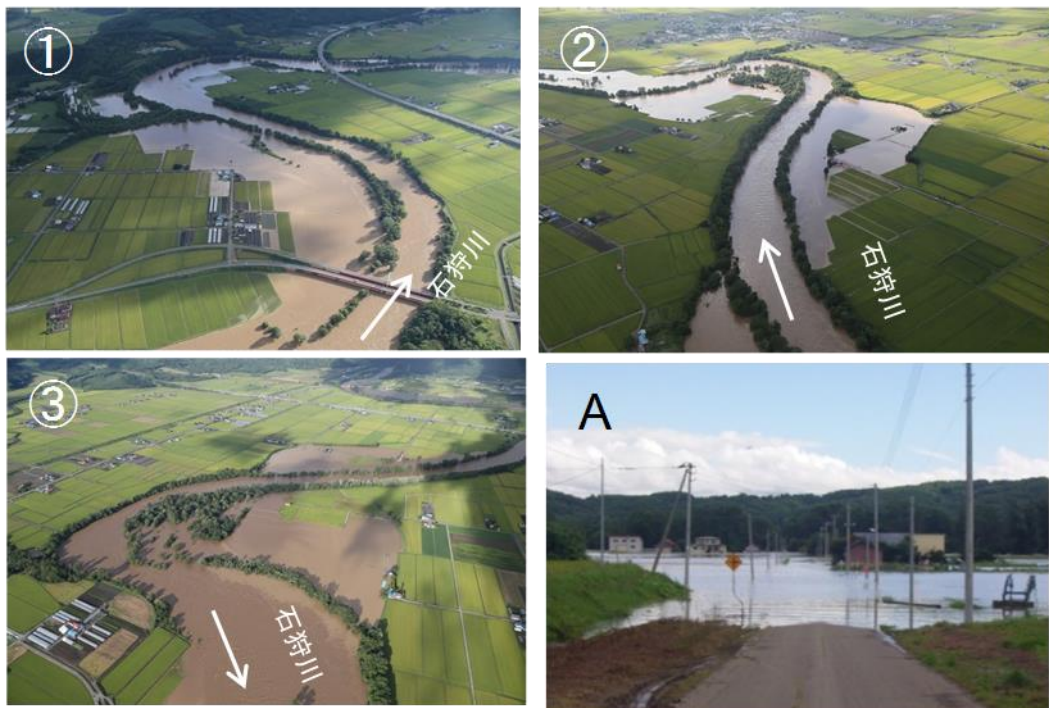


図 3.1.11 氾濫状況写真 (8月23日撮影)

(2) 空知川上流部幾寅地区の氾濫の概要

8月29日に北海道に接近した台風10号による降雨で空知川の水位が上昇し、上流の南富良野町幾寅地区で破堤氾濫が発生した(図3.1.12)。石狩川の直轄管理区間での破堤氾濫は昭和56年8月洪水以来である。破堤は、幾寅築堤の2箇所が発生し、上流側は破堤幅300m、下流側では破堤幅150mであった。この破堤氾濫と近傍を流れるユクトラシュベツ川からの氾濫を併せて、浸水面積約130ha、浸水家屋189戸及び食品加工工場などが浸水し、南富良野町に甚大な被害を及ぼした(図3.1.13)。なお、詳細については3.3節にて記述を行う。

(3.1節執筆 空閑健、山崎睦史)

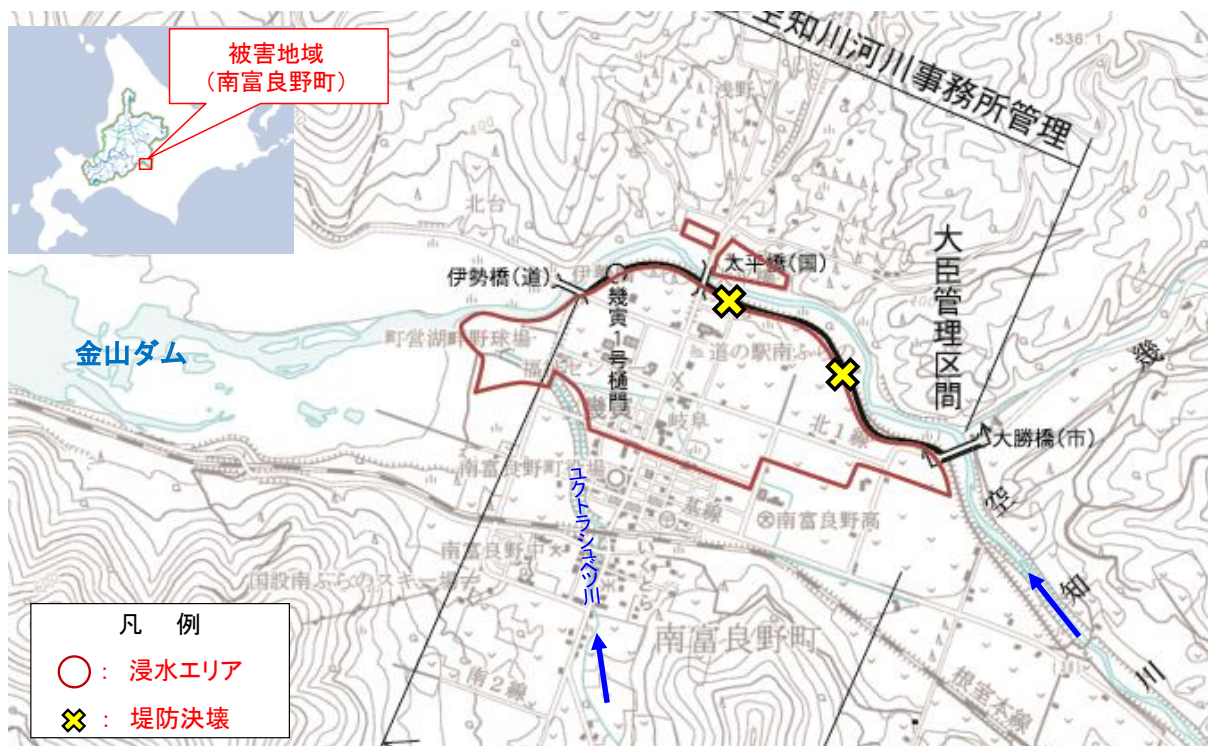


図3.1.12 空知川上流幾寅地区浸水状況図

※北海道開発局作成資料



図3.1.13 破堤後の氾濫状況写真(8月31日撮影)

3.2 石狩川上流域における被害状況

3.2.1 辺別川における河岸侵食・破堤および橋梁の被害状況

石狩川上流域において最も被害が大きかったのは辺別川である。辺別川の18号水位観測所では、台風7号、8号、11号の影響を受け、8月23日に避難判断水位を上回る水位が観測された。直轄管理区間では、7箇所で河岸侵食が発生し、このうち3箇所では堤防の一部が洗掘された。辺別川直轄管理区間の被災の特徴としては、低水護岸が設置されていたにもかかわらず、高流速により高水敷（低水護岸の背面）の洗掘が進行したことが挙げられる（図3.2.1）。指定区間では、複数箇所で大規模な河岸侵食が発生し、破堤に至る地点も見られた（図3.2.2）。また指定区間の上流端付近に架かる九線橋（美瑛町）では、右岸橋台と中央橋脚間の橋桁がねじれながら落下した。今回の洪水で橋上面や取り付け道路が浸水した形跡は無く、洪水時にその場にいた美瑛町職員の話では、橋台はゆっくりと沈んでいったことから、河岸侵食によって橋台を支持する土砂が徐々に流出し、橋台沈下に至ったと推測される（図3.2.3）。



図 3.2.1 河岸侵食状況 (KP7.2 右岸, 提供: 北海道開発局)



図 3.2.2 河岸侵食状況 (指定区間, 提供: 北海道開発局)



図 3.2.3 九線橋の被災状況 (提供: 寒地土木研究所)

3.2.2 辺別川における河道災害の要因分析

ここでは、九線橋を対象に橋台沈下のメカニズムと、河岸侵食をひき起こした要因を調べるために実施した現地調査と数値解析について報告する。九線橋は平成 22 年洪水時にも中央の橋脚が被災しており、右岸橋台が被災した今回の洪水と比較することにより、被災要因の抽出を試みる。なお、平成 22 年洪水では、河岸侵食は起らず、河床低下が発生し中央部橋脚が被災している。

災害後の現地調査によると、九線橋の右岸が長さ 176m、幅 23m にわたって侵食されており、河岸の高さは約 5m であった。平成 21 年の測量データでは河岸高は約 7m であり、平成 22 年洪水後は河床が低下したことを鑑みれば、今回の出水で 2m 以上河床が上昇したと推定される。また河岸に強い粘性はなく、河岸の粒径は河床の粒径とほぼ同じサイズであった（河床材料の d60 粒径が 43mm、河岸材料の d60 粒径が 37mm）。

次に、平面 2 次元河床変動モデル (iRIC Nays2D) を用い、流量規模、洪水継続時間、土砂供給の影響分析を行った。解析結果によると、流量規模は河岸侵食幅に大きな影響を与え、300m³/s (平成 28 年洪水の推定流量) を与えた場合の侵食幅は 20m、200m³/s (平成 22 年洪水の推定流量) で 3m、100m³/s だと河岸侵食は発生しなかった (図 3.2.4)。なお、初期地形は平成 21 年測量データ、河床材料粒径は上述の調査結果から 40mm、河岸崩落角度は 45 度、計算時間は 3 時間とした。洪水継続時間は、河岸侵食幅に影響を与えるが、3 時間以降侵食幅はあまり変わらない結果となった (図 3.2.4)。これは、左岸側の砂州が 3 時間程度で概ね平衡に至り、流れがそれ以上右岸側へ寄らなくなるためと推測される (図 3.2.5)。なお、流量は 300m³/s 一定とし、その他の条件は流量規模の影響検討時と同じとした。

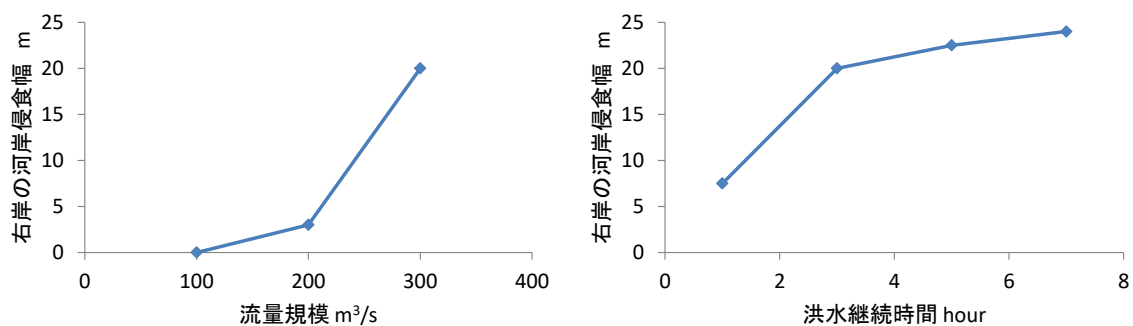


図 3.2.4 平面 2 次元河床変動計算による解析結果

(左：河岸侵食幅と流量の関係、右：河岸侵食幅と洪水継続時間の関係)

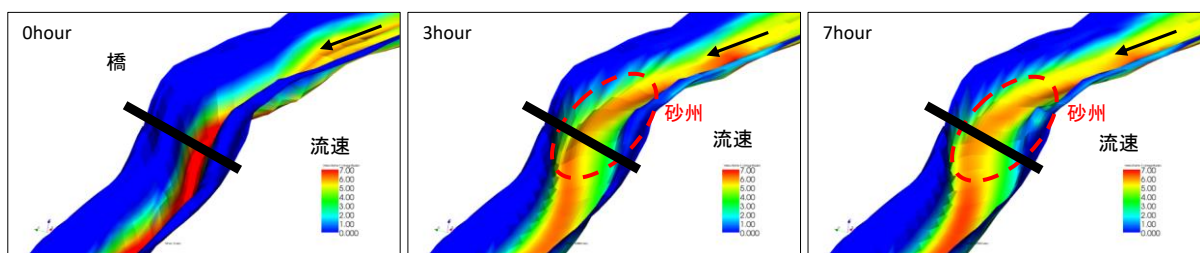


図 3.2.5 洪水継続時間と砂州の発達状況

コンター色は流速を表し、赤色が 7m/s

前ページの計算結果は、上流端を動的平衡とした場合であり、どのケースでも橋脚付近の河床が上昇し（図 3.2.6）、平成 22 年洪水で発生した中央橋脚の被災を説明できない結果となった。九線橋の約 200m 上流は砂防流路工となっており、土砂供給が常にあるとは限らない。そこで、土砂供給がない場合の計算も行った（図 3.2.7）。土砂供給なし流量 200 m³/s の場合、橋脚周辺の河床が 0.7m 低下した。一方、300m³/s の場合、河岸侵食による土砂供給があるため、河床低下は起こらなかった。ただし、侵食幅は 10m と土砂供給がある場合に比べ小さくなった。

以上のことから、今回の大規模河岸侵食は、洪水流量が大きく土砂供給が十分にあったことによって発生したと推定される。一方、平成 22 年洪水では、流量が小さく河岸侵食が抑制され、上流からの土砂供給も少なかったため、河道中央部が低下し橋脚の被災に繋がったと推定される。

(3.2 節執筆 井上卓也)

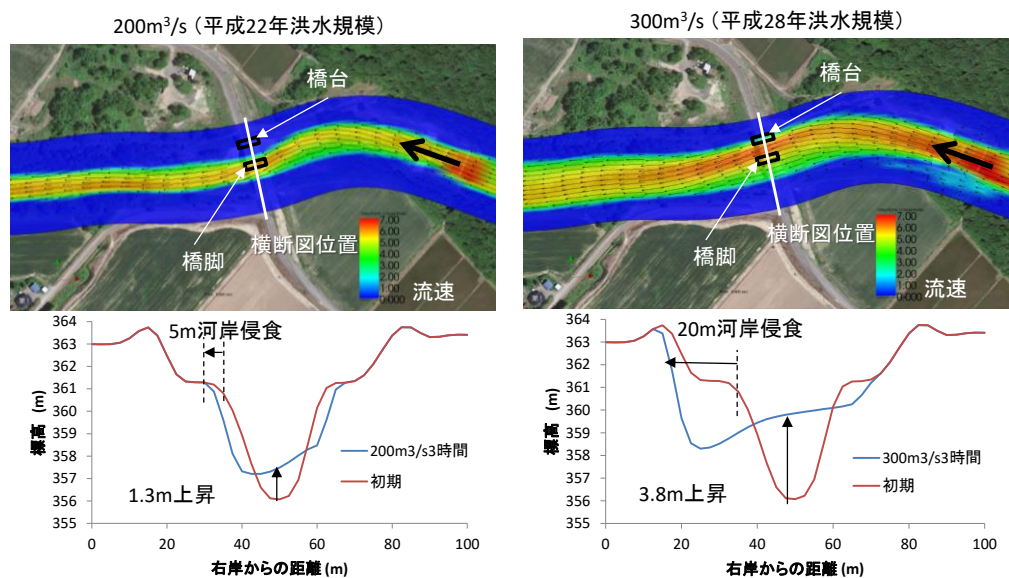


図 3.2.6 土砂供給がある場合の解析結果

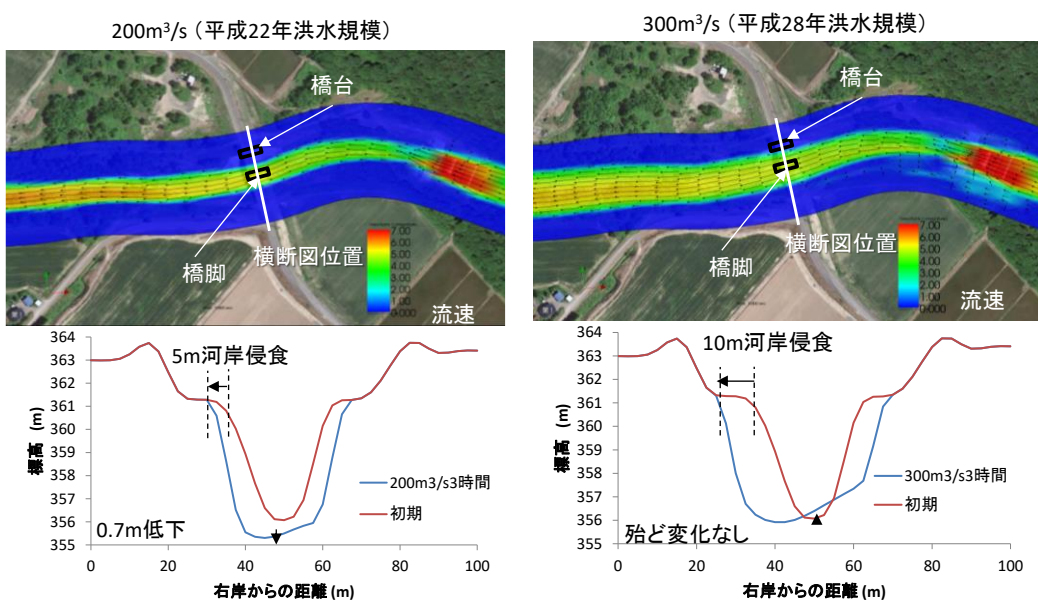


図 3.2.7 土砂供給がない場合の解析結果



図 3.3.1.1 空知川の破堤（南富良野町）

3.3 空知川幾寅地区における被害状況

3.3.1 破堤・氾濫状況

空知川幾寅地区における破堤・氾濫状況を図 3.3.1.1 に示す。空知川幾寅地区では、2016 年 8 月 31 日深夜未明に破堤が始まり、図 3.3.1.1 に示すように、大勝橋下流と太平橋下流の 2 か所で堤防が決壊し、堤防背後地は広範囲に浸水被害が生じた。

(1) 降雨概況，河道内の水位・流量等の概況

空知川の上流域では、図 3.3.1.2 に示す串内観測所と狩勝観測所にて降雨量を観測している。8/29～8/31 にかけての台風第 10 号接近に伴う大雨では、串内観測所にて 12 時間雨量 292mm、狩勝観測所にて同 255mm を記録した。これは、観測史上最大に相当する降雨量であった（但し、雨量は速報値）。図 3.3.1.3 に、金山ダムと幾寅における水位・流量観測データを示す。図 3.3.1.3 より、幾寅地区近傍において水位・流量を観測しているのは金山ダムと幾寅であり、金山ダムにおいては計画流入量を超える約 1600m³/s を観測したことが分かる。幾寅水位観測所においては、1 時間の水位上昇量が 0.80m 観測（8/30 16:00～17:00）し、その後欠測状態が続いた。ただし、河道の最高水位を推測しうる痕跡水位（図 3.3.1.4）によると、大勝橋～太平橋の区間で計画高水位を越えており、大勝橋付近の上流決壊箇所では、越水や溢水があったと考えられる。

(2) 空知川幾寅地区における堤防決壊

図 3.3.1.5 に、幾寅地区における氾濫状況の概要を示す。図 3.3.1.5 の上図に示す通り、上流破堤部は大勝橋下流左岸側に位置し、約 300m 堤防が流出した。一方、下流破堤部は太平橋直上流に位置し、約 150m 堤防が流失した。現地での聞き込み調査によると、下流破堤部は 8/31、4:40 頃には確認されており、この時間帯までには既に上流、下流共に破堤していたことが分かる。ただし、正確な時間は不明である。また、現地調査による堤防決壊状況、堤



図 3.3.1.2 雨量観測所

防周辺の植生倒伏状況、および航空写真を利用した検討より、下流破堤部は空知川本川の影響による決壊ではなく、上流破堤部からの氾濫水が空知川に逆流することで破堤したと考えられた。

図 3.3.1.5 の下図は、大勝橋下流の上流破堤部を拡大したものである。図 3.3.1.5 の下図より、上流破堤部上流域の左岸水衝部には、低水護岸が残っている状況が確認できる。このことから、8/31 の氾濫では危険な水衝部は低水護岸で補強されていることから破堤には至らず（ただし、護岸裏の洗掘は認められる）、低水護岸の直下流部において高水敷の洗掘が始まり、堤防決壊に至ったと推測された。

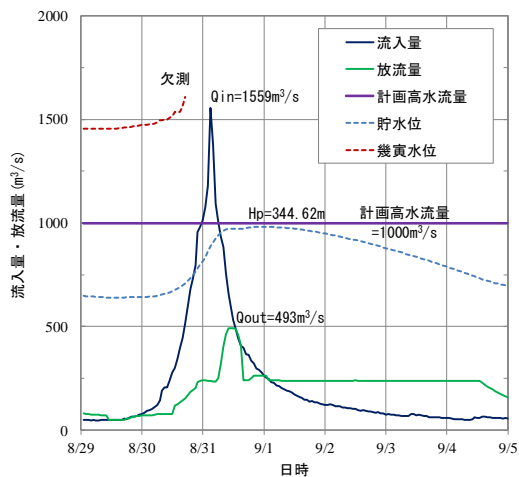


図 3.3.1.3 金山ダムと幾寅観測所の観測記録

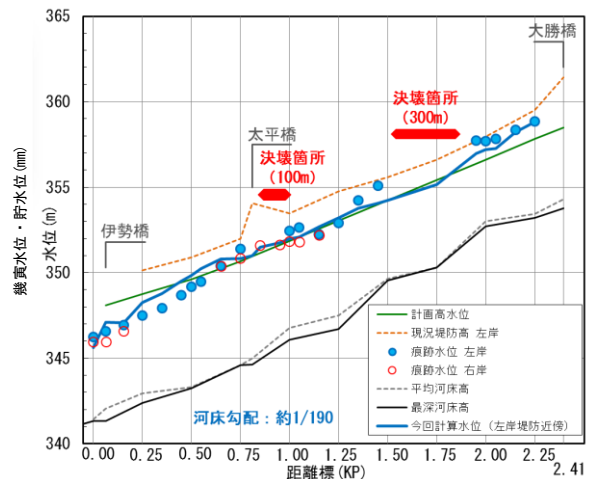


図 3.3.1.4 河道内の実績痕跡水位

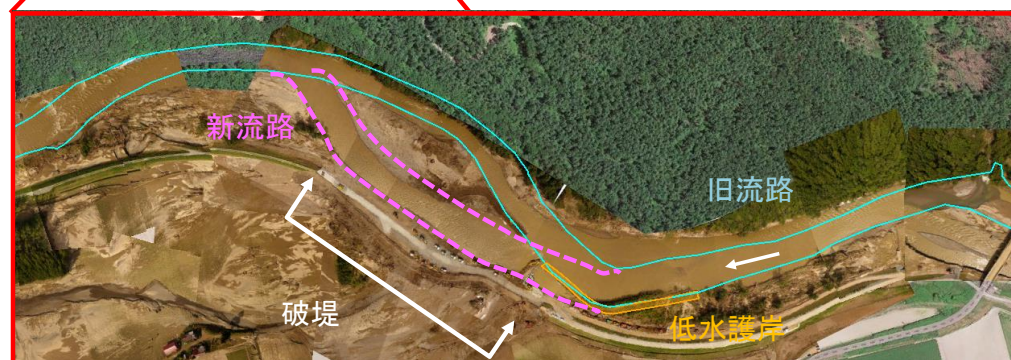


図 3.3.1.5 破堤状況，上)全体，下)大勝橋付近

3.3.2 氾濫域の被害状況

本節では幾寅市街地における浸水被害の状況を分析する。幾寅市街地は南富良野町役場が立地している南富良野町の中心市街地である。平成 27 年の国勢調査（総務省）によると、幾寅市街地が含まれる字幾寅には南富良野町の人口（2,555 人）のうち約 7 割が居住し、平成 26 年の経済センサス基礎調査（総務省）によると、字幾寅地域には南富良野町の全事業所数（173 事業所）のうち約 7 割が立地している。市街地の北側に空知川、西側にユクトラシュベツ川が流れ、市街地中央部を松井川が東西に貫流している。

図 3.3.2.1 に幾寅市街地において浸水したと考えられる範囲を示す。これは、浸水発生時に国土交通省がヘリコプターから撮影した映像、国土地理院が撮影した斜め写真を用いて目視によりおよその浸水範囲を特定したものである。図の背景は地理院地図及び基盤地図情報数値標高モデル（国土地理院）であり、メッシュの水平解像度は 5m である。図より幾寅市街地においては、空知川に近い市街地の北側が浸水している。図には、市街地に水が流入した主な地点及び市街地から水が流出した主な地点を示している。流入地点 1 は空知川の堤防が破堤した地点である。空知川では幾寅市街地より上流の複数の地点において溢水が発生しており、これらの溢水による水が流入地点 2 より市街地に流入している。市街地に流入した水が流出した主な地点は、流出地点

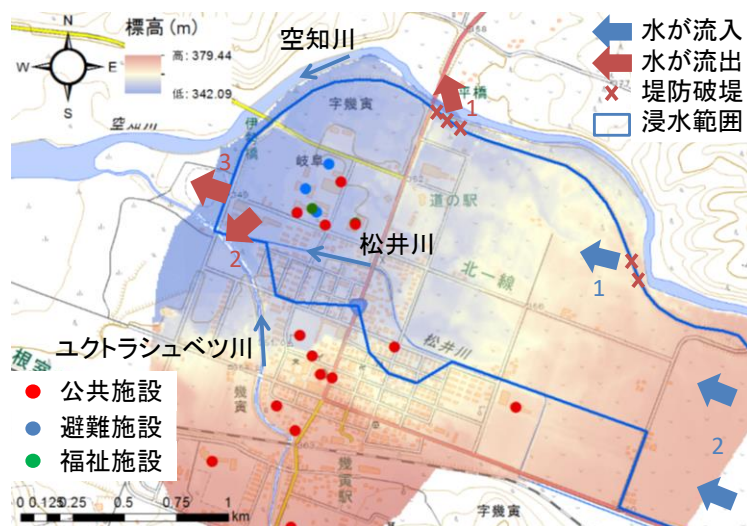


図 3.3.2.1 幾寅市街地の浸水範囲，標高分布，施設配置



図 3.3.2.2 幾寅市街地の治水地形分類

1 の空知川の堤防が破堤した地点、流出地点 2 のユクトラシュベツ川と松井川の合流点付近において松井川に流出した地点、流出地点 3 の町道を横断して空知川に流出した地点の 3 地点である。また、市街地を貫流している松井川は無堤の堀込河川であることから、松井川を通じた排水もなされたと考えられる。

図 3.3.2.1 及び図 3.3.2.2 に示した幾寅市街地の治水地形分類図（国土地理院）から市街地に流入した水が流出するまでの流れを分析する。両図を概観すると、標高の高い市街地の南東側から流入した水が、標高の低い市街地の北西側に向かって流れている。市街地南側の幾寅駅周辺は、標高が高い扇状地に位置しているため、浸水の被害を受けていない。前述したように松井川は無堤の堀込河川であることから、市街地に流入した水を排水する機能があり、市街地の南側（松井川左岸）における浸水範囲が拡大するのを防いだ可能性がある。また、図 3.3.2.1 より流入地点 1 と流出地点 1 にかけては、両地点をつなぐ筋のような標高の低い箇所があり、この筋のような地形は図 3.3.2.2 より旧流路であることがわかる。流入地点 1 から流入した水は、主としてこの旧流路を通じて流出地点 1 に向けて流れたと考えられる。その後、流出地点 1 付近に到達した水は、北側の空知川の堤防と東側の国道 38 号の太平橋へのアプローチ部に囲まれて行き場を失い、最終的に空知川の堤防を破堤させて流出地点 1 より流出したと考えられる。国土地理院の治水地形分類図解説書によると、氾濫平野では破堤・越流による氾濫の他、砂州・砂堆や自然堤防等で出口を塞がれた谷底平野では内水氾濫が起りやすいこと、旧流路は河川改修によって、かつての流路を横切って堤防を決定したような場所や、堤防と旧河道が重なっているような区間では、表層地質が周囲より軟弱であったり、浅い地下水の流れが残っていたりする場合があります。破堤や液状化対策に注意が必要であることが示されており、幾寅市街地において浸水したと想定される範囲は、概ね治水地形分類の特徴を反映していると考えられる。

図 3.3.2.1 には、国土数値情報（国土交通省）を用いて幾寅市街地の施設配置を併せて示した。ここで、公共施設は全国の官公署、学校、病院、郵便局、社会福祉施設等のデータであり、平成 18 年度に作成されている。避難施設は、地域防災計画に示される避難施設のデータであり、平成 24 年度に作成されている。福祉施設は、高齢者福祉、障がい者福祉、児童福祉に関する施設のデータであり、平成 27 年度に作成されている。図は、災害時に重要な役割を担う施設、避難に時間がかかる人が多く利用していると考えられる施設の大まかな配置を捉えるために作成したものであり、2016 年 8 月時点のデータではなく、今回の浸水時に避難所として開設されたかどうかは確認していない。図 3.3.2.1 を見ると、幾寅駅周辺及び市街地の北西側に施設が集中している箇所がある。このうち、幾寅駅周辺には町役場、駐在所、消防署が立地しているが、標高が高いため、浸水の被害を受けていないと考えられる。このため、今回の浸水時には、防災行政に関わる施設は被害を受けていないと考えられる。一方で、市街地北西側の施設が集中している箇所には、避難施設及び福祉施設が多いが、標高が低く、浸水被害を受けた範囲に含まれている。幾寅市街地は南東から北西に向かって標高が低くなり、市街地に流入した水は市街地北西側に向かうことから、市街地北西側は浸水時間が長くなること、浸水深が大きくなることが想定される。浸水被害が想定される際に、このような箇所に避難所を設置すると、避難者を危険な箇所に誘導し、孤立させてしまう可能性がある。このため、想定される災害の種類及び避難所の立地を踏まえ、避難所として開設するかどうかの判断が必要と考えられる。

3.3.3 流路変動の実態

空知川、幾寅地区においては洪水流によって流路が大きく変動すると同時に、破堤に伴う氾濫流により堤内地にも流路が形成された。特に、上流側破堤地点は、流路の湾曲外岸に位置しており、流路変動に伴う洪水流の集中や、高水敷の侵食、堤防侵食等が破堤氾濫に影響した可能性がある。図 3.3.3.1a, b は、洪水前後における空知川、幾寅地区の様子を示したものである。洪水前の航空写真からわかるように、空知川は幾寅地区の市街地、耕作地を迂回するように流れていた。上流側破堤地点の湾曲部では、低水路は内岸側を流れており、外岸側には植生が繁茂した高水敷が確認できる。一方、洪水後にはこの地点の流路は大きく変動しており、図 3.3.3.1b よりわかるように、洪水後には主流路は外岸側に移動することで、破堤した堤防が位置していた場所まで達していることがわかる。このような湾曲部に見られる河床変動、流路移動特性によって、外岸側に位置していた高水敷は著しく侵食され、その上に繁茂していた植生の大部分が流出していることがわかる。また、流路が堤防付近まで達していることから、流路変動に伴い、堤防にも洪水流が集中し、大きな侵食を受けた可能性があり、破堤のきっかけや進行、またその後の氾濫流に大きな影響を与えたことが示唆される。

上流側の破堤地点から氾濫した洪水流は、耕作地を流下することで太平橋まで流下し、国道 38 号線の盛土と河川堤防に囲まれた部分に滞留した後に、水位の上昇により堤内側から堤外側に越水することで、空知川に戻ったと推測されている。この際、耕作地は氾濫流により下刻され、新たな流路が形成された。この地点の流路形成には旧流路が影響している可能性がある。図 3.3.3.1c は、1948 年に米軍が撮影した築堤以前の空知川の航空写真である。図よりわかるように、築堤以前には、現在の堤防に囲まれた主流路以外にも湾曲部から直線的に流れているもう一つの流路を見ることができる。すなわち、今回の氾濫流はこの旧流路跡に沿って流れることで以前の地形を浮き上がらせたものと考えられる。図 3.3.3.2 は、洪水前後に取得された幾寅地区の地形データから作成した地形の様子であるが、氾濫以前にも旧流路付近は標高が低くなっていることがわかる。この部分に流れが集中することで、氾濫後には明瞭な流路が形成されたと考えられる。



図 3.3.3.1 幾寅地区における空知川と堤内地の様子 a) 洪水前 (2014 年 6 月 25 日時点, Google Earth), b) 洪水後 (2016 年 9 月 2 日時点, 寒地土木研究所提供), c) 築堤以前の様子 (1948 年時点, 米軍撮影)

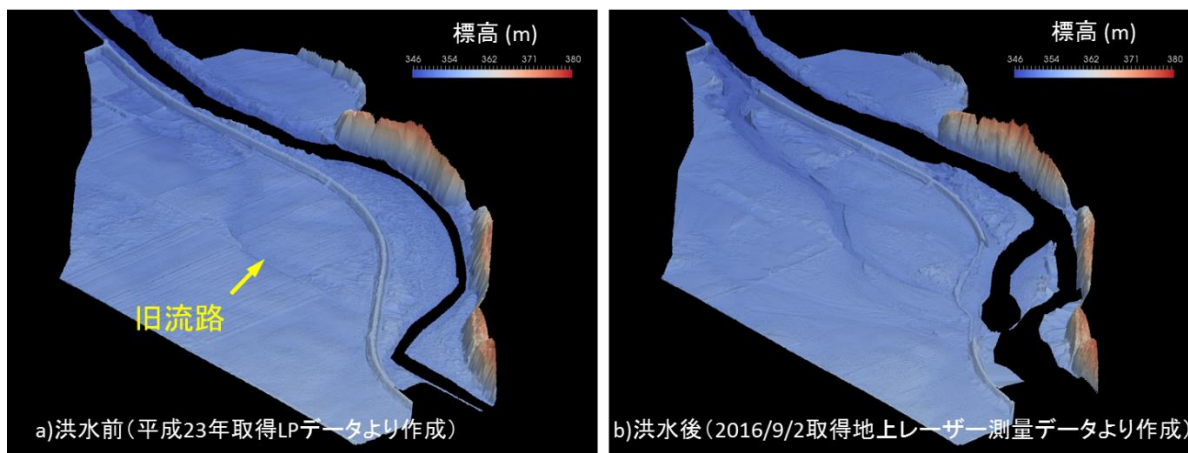


図 3.3.3.2 幾寅地区における洪水前後の地形 a) 洪水前（平成 23 年取得 LP データより作成，北海道開発局提供），b) 洪水後（2016 年 9 月 2 日取得地上レーザー測量データより作成，寒地土木研究所提供）

3.3.4 氾濫の要因分析

ここでは、現在までに取得されたデータや調査情報等より幾寅地区において生じた氾濫の要因について分析する。図 3.3.4.1a は、幾寅と幾寅地区下流に位置する金山ダムにおける流量の観測値である。図より、金山ダムにおいては計画流入量を超える約 $1600\text{m}^3/\text{s}$ を観測したことが分かる。幾寅水位観測所においては、1 時間の水位上昇量が 0.80m (8/30 16:00~17:00) を観測した後、欠測状態が続いた。ただし、図 3.3.4.1b に示す河道の痕跡水位によると、大勝橋～太平橋の区間で計画高水位を越えて堤防天端高さまで水位が達している様子が見取れ、大勝橋付近の上流決壊箇所では、越水や溢水があったと考えられる。図 3.3.4.2 は破堤後に撮影された上流決壊箇所の上流端付近の様子である。堤防法面に繁茂する芝の倒れ方より、堤外から堤内側に明らかに越流した痕跡がある。また、堤防天端部には流木が残されており、越流時には流木が乗り上げるほどの越流水深が生じていたと推測される。図 3.3.4.3 は、洪水前後における地形変動量を示したものである。上流側破堤地点近傍の侵食範囲より、氾濫流の挙動について推定する。まず、破堤

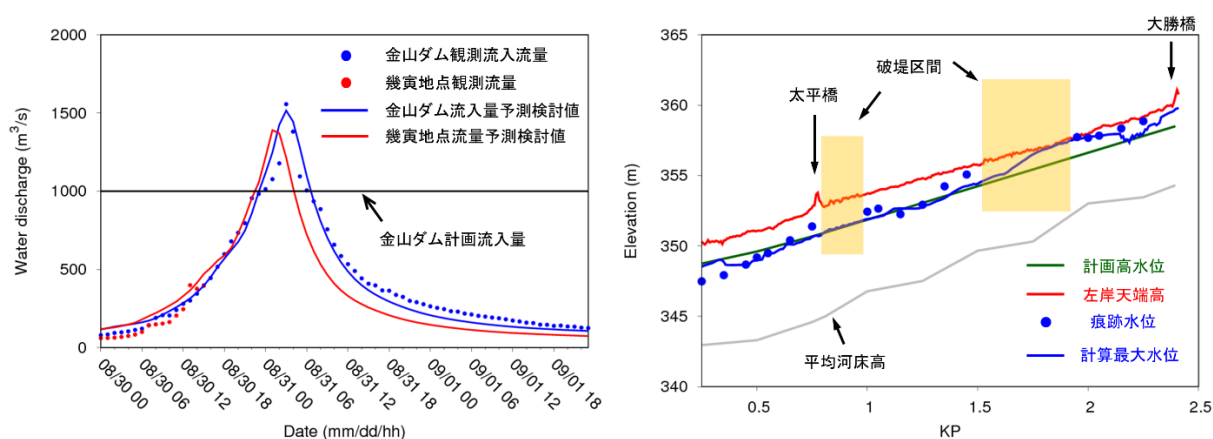


図 3.3.4.1 a) 観測流量と分布型流出モデルを用いた予測検討値（北海道開発局提供），b) 左岸痕跡水位，左岸堤防高さ，左岸近傍の計算水位の関係

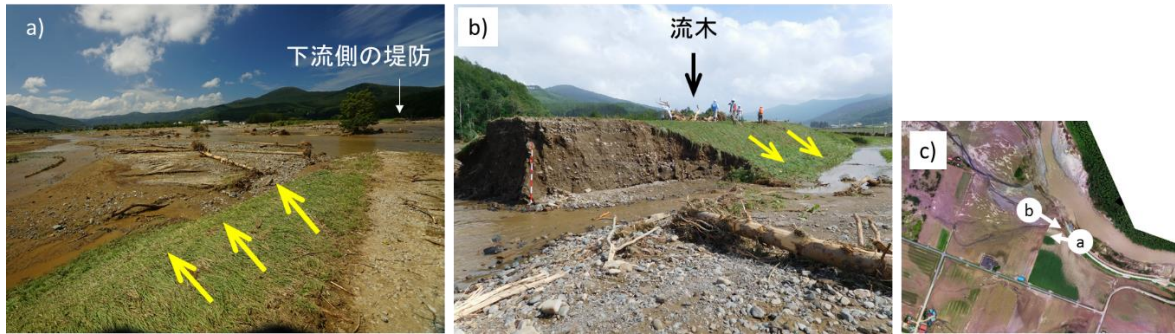


図 3.3.4.2 幾寅地区，大勝橋下流破堤地点の様子 a) 破堤地点からみた堤内側の様子 (2016年9月1日撮影，石田義明氏提供)，b) 破堤した堤防断面 (2016年8月31日14頃撮影，寒地土木研究所提供)，c) 写真撮影位置。

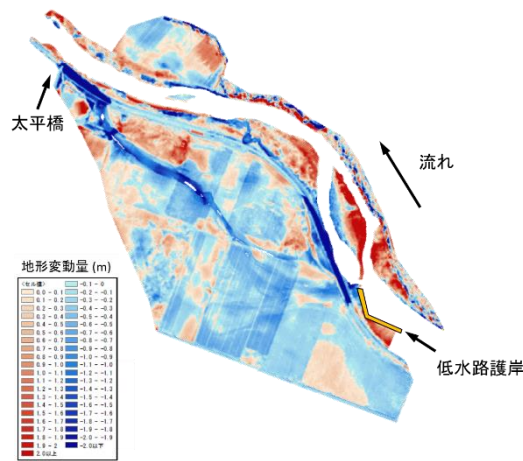


図 3.3.4.3. 幾寅地区，洪水前後の地形変動量

地点上流部付近では堤防に対して垂直に近い形で落ち掘れと思われる侵食域が形成されていることがわかる。この地点においては、図 3.3.4.2 より越流の影響を受けていること、また流路変動の影響はその下流付近で最も堤防まで近接している様子を鑑みると、越流破堤による氾濫流によって形成されたものと思われる。その後、越流と流路変動による主流の堤防付近への接近により破堤が進行し、大規模な氾濫流となったと考えられる。

大勝橋下流の破堤は8月30日未明に発生したと推定されており、越流や流路変動と氾濫の要因については不明な点が多い。ここでは、越流と流路変動が氾濫に与えた影響を考察するために、平面二次元河床変動モデルを用いた検討を行った。解析モデルとして、iRIC-Nays2DHを用いている。上流端流量は図 3.3.4.1a に示す分布型流出モデルを用いた幾寅地点流量推定値を与えている。マニング粗度係数を 0.045 で一定とし、樹木の影響は氾濫前の航空写真から判別できる地点において考慮した。計算領域全体で粒径 60mm の均一粒径を与え、平衡流砂量式を基本とした河床変動計算を行っている。これらの条件は、基本的に河道内の流れと、低水路の河床、流路変動を検討することに主眼を置いて設定されている。すなわち、本計算では越水と流路変動の関係について考察するものであり、高水敷の侵食や堤防破堤の進行過程、堤内地側の水理、地形変動特性の再現までを目指すものではないことに注意を要する。

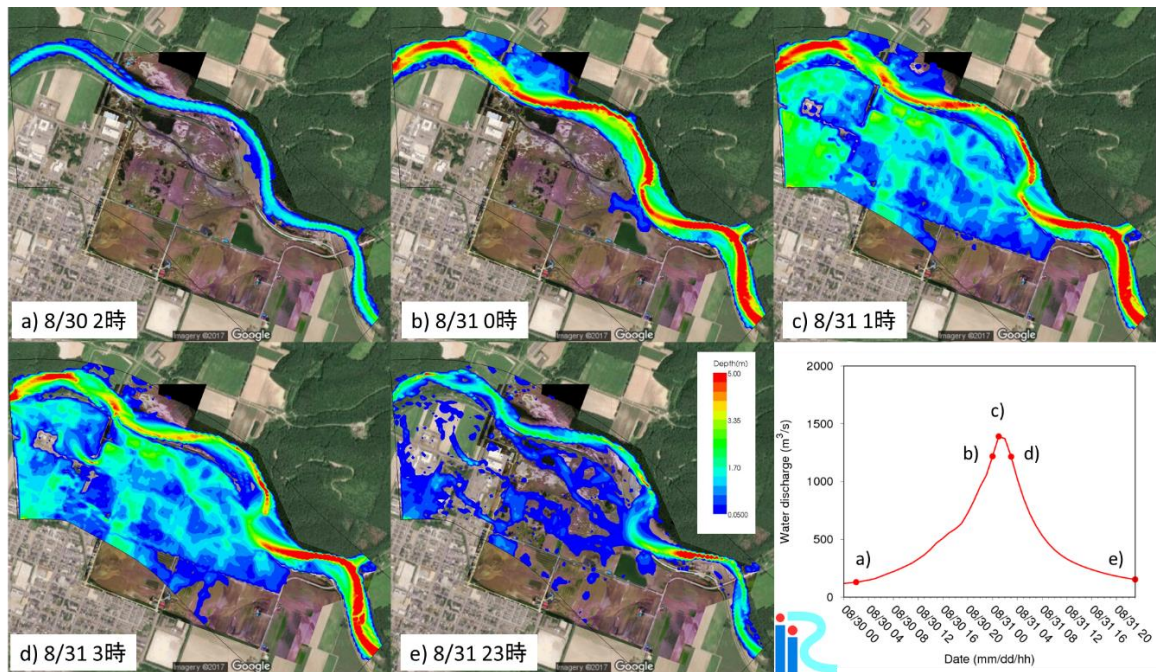


図 3.3.4.4 平面二次元河床変動モデルによる氾濫計算結果

まず、設定条件とモデルの妥当性について河道内の痕跡水位と計算結果における最大水位を比較したものを図 3.3.4.1b に示すが、上流側破堤地点における痕跡水位をよく再現していることがわかる。上流側破堤部下流側や太平橋上流の水位は過小評価される傾向にあるが、後に示すように破堤の進行過程が実際より速いと考えられること、太平橋で見られた流木の河道閉塞による水位せき上げ効果を考慮していないためと考えられる。次に、氾濫流の挙動について計算結果より考察していく。計算結果より、越流開始時の時刻は 8 月 31 日午前 0 時頃、流量が $1218\text{m}^3/\text{s}$ 程度で発生している。実際に、太平橋付近では 8 月 31 日午前 2 時頃には湛水が確認されており、やや早めではあるが氾濫開始時刻としては妥当な値と判断される。また、越流位置は図 3.3.4.2 に示す越水跡、並びに図 3.3.4.3 に示される落ち掘れ形成地点とおよそ同位置であり、この地点から越水により氾濫が進行したものと考えられる。図 3.3.4.4 に示すように、洪水前には湾曲部内岸を流れていた低水路は、越水開始時点では既に堤防付近まで接近し水衝部となっており、高水敷の侵食や堤防侵食を引き起こしていたと推測される。その後、堤防の破堤と破堤幅の増大により、外岸側に寄っていた流れが堤内地に流れ込むことで大規模な氾濫被害となったと考えられる。本計算では、堤防の締め固め等の地盤の侵食性効果は考慮しておらず、破堤の発生と進行過程を正確に予測できるモデルではないため、越流後比較的短時間で破堤が進行しているとみるべきであるが、実際にも破堤後には類似の現象が起きていたものと推測される。また、図 3.3.4.4e は計算終了時の水深を示しているが、破堤部左岸側高水敷に形成された流路をうまく再現しきれていない。これは、高水敷の侵食をうまくモデル化できていないことと、破堤が現実よりも早く進行していることから、この流路が形成される前に破堤が進行し、堤内側に向かう流れが卓越したためと思われる。この点については、越水と侵食がどのような関係で破堤の進行に寄与したかを議論する上で重要であり、現地データ等を踏まえた条件設定や高水敷、堤防侵食をより適切に表すモデルを導入した上で更なる検討を加える必要がある。

3.3.5 破堤の要因分析

出水時の破堤のメカニズムとして、一般的に①越流・裏法洗堀、②侵食（表法洗堀）、③浸透が考えられる。浸透については、堤体内の間隙水圧が高くなり堤体裏法が進行性破壊を起こす形態と、基盤砂層の動水勾配が限界値に至りパイピングが発生する形態の2つが考えられ、特に後者は平成24年の矢部川堤防の主要な決壊メカニズムとされ、近年その重要性が強く認識されている。幾寅地区で決壊した2箇所については、手がかりとなる痕跡や記録が十分でなく、そのメカニズムの解明に関しては多分に推論や状況証拠に頼らざるを得ないものの、直後の踏査やその後の地盤調査等からわかった情報とともに、どの上記メカニズムが卓越したと考えられるか以下に推論する。

(1) 上流側破堤区間

当該区間は、平成19年の一斉点検実施の際に安定照査がなされており、浸透流解析・円弧滑り安定解析¹⁾の結果、浸透破壊に対して十分な安全率を有すると判定されている。この調査時のボーリング位置（図3.3.5.1中■）は上流側破堤区間・下流側破堤区間からそれぞれ約100m・500m離れた中間地点にあった。一方で、上流側の破堤区間（約300m）は旧河道に位置するため、基礎地盤構成が他の区間と大きく異なることも想定された。これをうけて北海道開発局は直轄管理区間内に約100-200m間隔で6本の追加ボーリング調査を行い（うち3本は基盤層のみを対象とする）、堤体・基盤層の縦断構造をより詳細に把握した。その結果、粒径分布により判断される堤体・基盤層の土質は縦断方向に比較的均一であり、堤体と下位の凝灰岩層に挟まれた砂礫基盤層の厚さも概ね均一であることが判明した。よって、上流破堤区間の堤体下に存在する旧河道堆積砂礫が浸透・パイピングに対し特別に脆弱であったという証拠は見つからなかった。事後の踏査では噴砂などは確認されていないが、破堤箇所近辺の堤内地は踏査時にすでに冠水していたため、断定は難しい。

堤体に関しては、細粒分含有率が概ね15%以下と比較的低く、砂礫が主体であり（写真3.3.5.1左）、透水係数は $10^{-6} \sim 10^{-4}$ m/sec と高いオーダーにある。安定解析にCU三軸試験強度を適用すると、外水位を計画高水位ではなく堤防天端高に設定した場合に対しても、滑りに対する安全率は5程度と非常に高い値が得られた。一方、上記の高い透水性を考慮しCD三軸試験強度を適用した場合の検討が現在行われている。いずれにせよ、浸透による堤体・基盤の不安定化が卓越した可能性を示すものは見つかっていない。

一方で、左岸の痕跡水位は上流側破堤箇所の両端付近で堤防天端高さに一致しており、越流が起こった可能性は高い。1:2~2.5という比較的急な裏法勾配や細粒分含有率の低い堤体材料を考慮すると、越流時の侵食耐性は極めて低いと考えられ、これが上流側破堤区間の主要な破堤メカニズムであったとするのが妥当である。しかし、当該区間は水衝部に相当し、外水による表法の侵食が起こっていた可能性も考えられる。

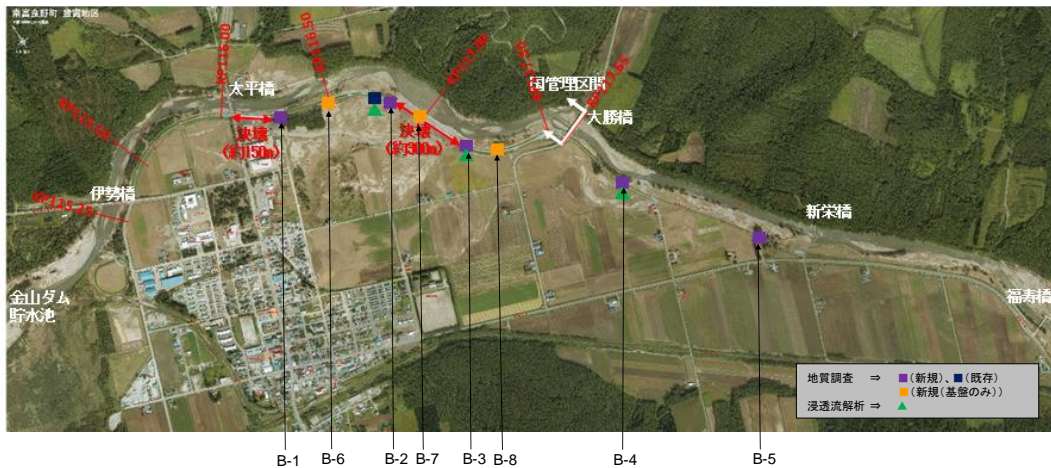


図 3.3.5.1 出水前（平成 19 年）および出水後のボーリング調査地点
（北海道開発局札幌開発建設部提供）



写真 3.3.5.1 破堤部の様子

（左：下流側から望む上流側破堤部、右：下流側から望む下流側破堤部）

(2) 下流側破堤区間

国道 38 号線太平橋の直上流部にあたる下流側破堤部では約 150m にわたって破堤が起こった。こちらは、上流側破堤部から堤内地である幾寅地区市街地に氾濫した水の流下が国道 38 号の盛土などに遮られ、堤外に戻る際に越流が起こったことが撮影とともに報告されている（8 月 31 日未明）。また、8 月 31 日昼の時点での踏査の結果、太平橋の橋台背面盛土の痕跡水位が実際に破堤部天端と同等の高さに実際に認められている。このことから、下流部の破堤メカニズムとしては、堤内側からの越流が主要であったと考えられる。堤体材料・断面や基盤条件は上流側破堤部と同等であることから（写真 3.3.5.1 右）、浸透に関しては上流側破堤部とほぼ同じ安定解析結果となり高い安全率が得られることが想定される。川表からの侵食・洗堀の影響については明確に判断する材料がない。破堤部のすぐ上流側の低水護岸は損傷が少ないものの、破堤部のものは越水により損壊しており、侵食の痕跡は（もしあっても）消された形になっている。十勝川水系のペケレベツ川をはじめとし、多くの急流河川で橋梁の橋台背面盛土が侵食により流出（流木滞留による橋脚間流下能力の減少が一因と考えられる）したことを考えると、当該箇所にも外水による侵食が何らかの形で進んでいた可能性も否定できない。

3.3.6 緊急復旧工事について

(1) はじめに

2016年8月豪雨により、空知川の南富良野町幾寅地区堤防が破堤し、1週間後の9/6に無事緊急復旧工事が完了している。被災概要や工事の内容は北海道開発局のHP²⁾にて紹介されているため、ここでは破堤部の堤防締切工事における問題点と対応および今回工事で得られた知見を示す。

(2) 破堤部の堤防締切工事の問題点

- ① 上流側の破堤部の左岸高水敷が流出したために低水路からの氾濫がなかなか止まらず、下流側の破堤部の締切作業に着手できない。また、仮設道路が造成されるまでダンプトラックが上流側の破堤部に近付くことができない。
- ② 上流側の破堤部に仮堤防を築造するために破堤部の右岸中州を掘削し左岸側の主流路を締切することで流路を右岸側に切替えようとしたが、締切りが進行すると徐々に開口部の流速が早くなり、砂利や大きな石を投入しても流出してしまう。
- ③ 上下流合わせた破堤部の堤体積が大きく、当初計画した購入土だけで仮堤防を築造しようとすると、土砂の供給能力が不足するため、工期を守ることができない。

(3) 問題点に対する対応

- ① 氾濫を止める小堤防（こていぼう）の造成を最優先し、施工の安全性を確保しつつ、バックホウ2台で深掘れ状況、地耐力を確認しながら、流れがある中で周辺土を寄せ集め、小堤防を造成した。
- ② 根固めブロックや周辺から集めた流木を開口部に投入することで締切りに成功した。
- ③ 締切った左岸側に堆積していた大量の土砂を仮堤防の盛土に流用することで盛土材料の供給能力不足を解消するとともに、土砂の運搬時間が大幅に短縮されることで工期を守ることができた。堆積土量は3次元レーザースキャナ等を用いて即時に把握した。

(4) 今回工事で得られた知見

上記を踏まえ、今回工事で得られた知見を以下に示す。

- ・大量の資機材を搬入できる仮設道路、仮設ヤードの早期確保が重要である
- ・今回のように破堤箇所が近接する場合には、氾濫状況の情報共有や調達資材の調整など、施工現場間での調整が欠かせない
- ・低水路からの氾濫が止まらない状況では小堤防の造成が有効である
- ・緊急復旧工事は工期が重要となるが、破堤部の堤体積が大きい場合には盛土材料の現地採取を検討することや、プラントを早期に複数確保することが重要である
- ・水位低下とともに状況は常に変化するため、3次元レーザースキャナやドローン等を活用し常に状況把握に努め、その時の最良の工法を選択し続けることが重要である

(5) まとめ

今回工事で得られた知見は、必ずしも他の破堤現場にあてはまるとは限らない。そのため、地域や河川の特性を熟知した関係者同士が密に連絡をとりあい、最良の案を選択し続けることが重要である。今回の現場では、監督員及び河川防災エキスパートが現地に24時間体制で常駐することで、課題解決等を速やかに行うことができた。現場状況に合わせて臨機応変に対応をとることが、破堤部の緊急復旧工事を成功させるために重要である。

3.3.7 流木の発生量と影響

(1) 水位痕跡データに基づく流木影響量推算

空知川・幾寅地区では平成28年8月豪雨・出水に伴い発生した流木が橋脚に捕捉され、大勝橋では流木が橋桁に乗り上げ、欄干が変形する様子が確認された(図3.3.7.1)。図3.3.7.2に大平橋上流の痕跡水位と平面二次元不定流計算の計算水位縦断面図を示す。平面二次元不定流計算の上流端に与える流量ハイドロは、流出計算による幾寅地点ハイドロを越水破堤開始時刻(3.3.4 氾濫の要因分析)の流量 $1,218\text{m}^3/\text{s}$ (8/31 0:00 時点)で頭打ちにして設定した(図3.3.7.2b)。痕跡水位は粗度係数 $n=0.040$ で概ね再現できているが、大平橋上流の距離標0.8kmから1.2km付近においては計算水位が痕跡水位より0.9m程度水位が低い。この区間の痕跡水位を再現する粗度係数をトライアル計算で求めた結果、大平橋上流の150m区間の粗度係数は $n=0.085$ となった。式(3.3.7.1)の摩擦抵抗力の変化量 ΔW_f が流木による抗力 W_w と等しいとすると、流木による河積阻害率は $A_B/A=2.3\%$ となる。橋梁に捕捉された流木が水位に与える影響は大きいと考えられるため、今後、出水後の堆積流木量、形状等についてデータを蓄積していくことが重要であると考えられる。



図 3.3.7.1 空知川 幾寅地区における橋脚の流木捕捉状況

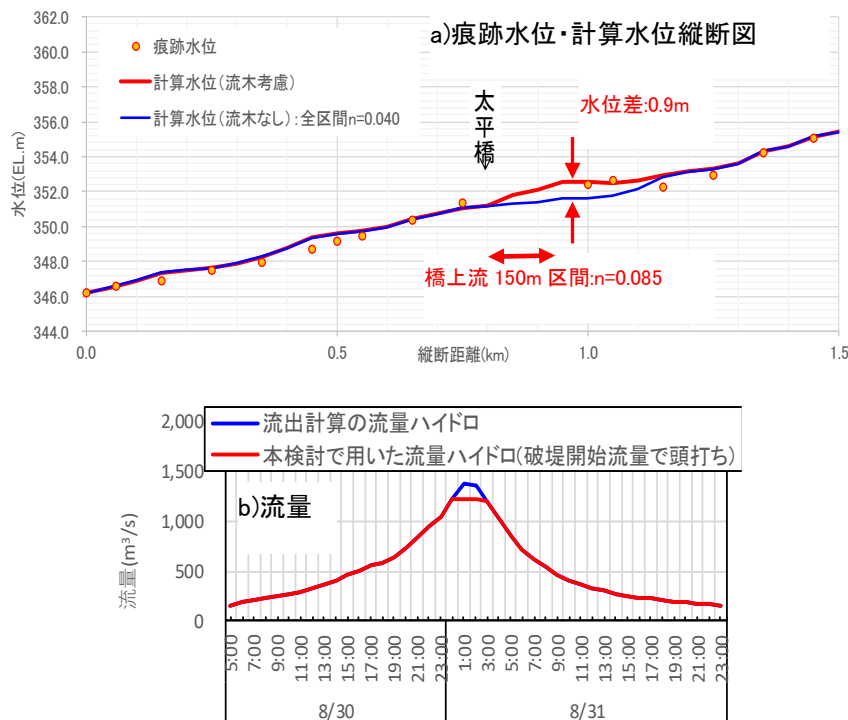


図 3.3.7.2 a) 痕跡水位と計算水位縦断面図, b) 流量ハイドロ (北海道開発局提供)

$$\text{摩擦抵抗力: } W_f = \frac{\rho g u^2 n^2 A}{R^{4/3}} L, \quad \text{流木による抵抗力: } W_w = \frac{1}{2} \rho C_B A_B u^2 \quad (3.3.7.1)$$

(2) 流木発生量の推定

倉橋ら³⁾は国土交通省、水機構管理の44の管理ダムを対象に、年流木回収量と年堆砂量、年最大流入量の相関分析を行い、流木量と流入量に相関性が見られることを示している。ここで得られた年比流木回収量と年最大流入量の関係式(図3.3.7.3a)を金山ダムに適用すると平成28年8月出水(Q≒1,500m³/s)の推定流木量は7.5千m³となり、出水後の空中写真(図3.3.7.3b)で計測した流木面積に流木直径(0.01m~0.03m)を乗じて概算した3.4千m³~10.2千m³と概ね整合する。特に大規模出水が長期間発生していない流域では、推定式を超える大量の流木を生産する可能性を有するため、河道やダムの維持管理、リスク管理に向けて、出水後の流木発生量、形状等のデータ蓄積、推定手法の精度向上が重要と考える。

(3) 流木スタックが氾濫および河床変動へ及ぼす影響

今回の水害では流域に大量の流木が発生したことは痕跡からも明らかである。しかし、流木が災害に及ぼしたインパクトについては不明な点が多い。ここでは、流木が今回の災害に大きな影響を及ぼした事例の一つとして、大勝橋下流の事象について考察を試みる。図3.3.7.4は空知川堤防調査委員会資料⁴⁾からの抜粋であり、左図は被災前の大勝橋を上空からみたもので、流路は右岸側に沿っている。しかし、災害後(右図)をみると、流路が左岸側に寄っていることがわかる。これは、洪水時に橋脚に大量の流木がスタックされ、これが元の流路を閉塞したため、流路が左岸にシフトしたことによる。

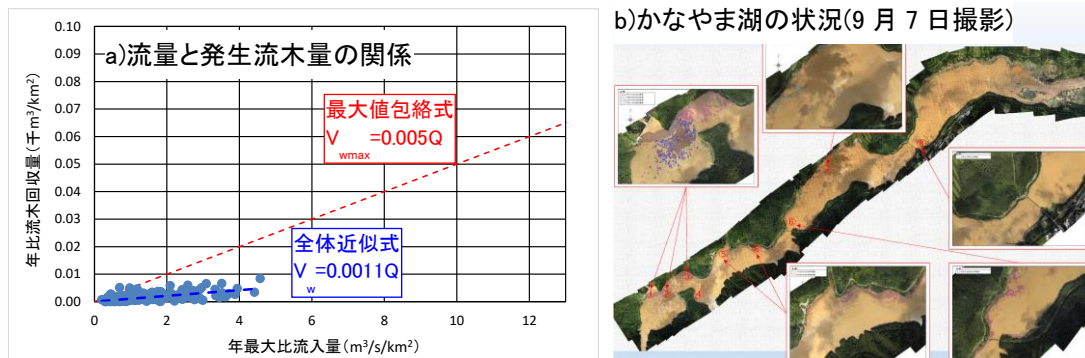


図 3.3.7.3 a) 流木発生量と流量の関係、b) 金山ダム湖の空中写真(北海道開発局提供)



図 3.3.7.4 大勝橋付近の様子(左:被災前, 右:被災後)⁴⁾

大勝橋の下流側では左岸側の堤防が破堤し、下流の太平橋上流で本川に再流入する際に堤内地側から破堤するという特徴的な事象が見られた。この氾濫において、流木スタックによる流路シフトの影響を検討するため、iRIC, Nays2DH ソルバーを用いた河川流、河床変動の数値シミュレーションを試みた。

図 3.3.7.5 は、氾濫開始時点付近 ($t=33\text{hr}$) の流況について、流木スタックを考慮しない場合 (左) と考慮した場合 (右) について比較したものである。流木スタックを考慮した場合は、大勝橋下流の流路が左にシフトしているが、破堤箇所については両者ではほぼ一致している。破堤付近は旧川との分岐点であることが指摘されており、これによる地形的、地質的要因が破堤箇所を決定づけている可能性が高く、流木が破堤箇所に及ぼした影響は認められない。しかし、破堤時間についてはスタックを考慮した方が若干遅くなっている。これは流路が左に寄ることで流路が左岸に沿ったものとなり、水衝部の衝突角度が小さくなったことが一因と考えられる。

図 3.3.7.6 は洪水収束時 ($t=151\text{hr}$) の河床高の変化量を比較したものである。スタック有の場合、大勝橋の下流側の流路の両側に土砂が堆積されている様子がわかる。これは、大勝橋付近で流路が左岸高水敷にシフトしたため、高水敷付近の樹木が流出するとともに、河床が侵食し、土砂が流出した後、大勝橋下流側で堆積したためと推測され、このような土砂の流出が堤防破堤を遅らせる一因となったものと考えられる。

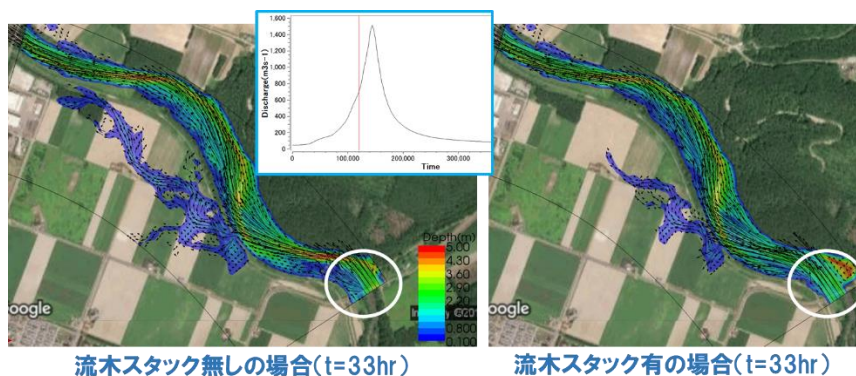


図 3.3.7.5 数値解析における氾濫開始時点付近 ($t=33\text{hr}$) の流況

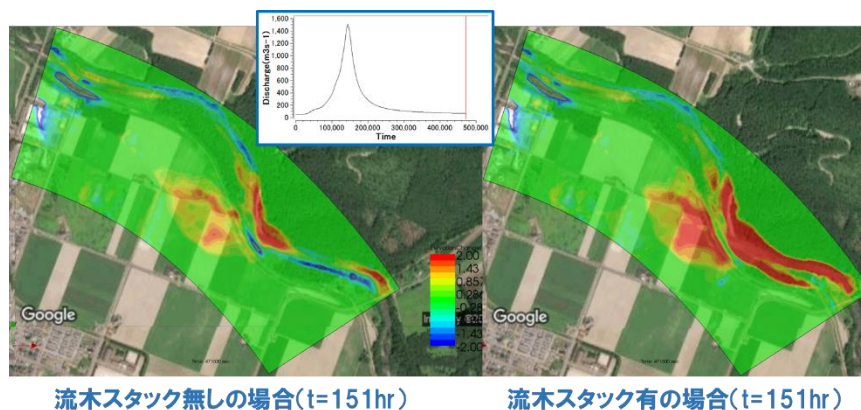


図 3.3.7.6 洪水収束時の河床高変化量の比較 ($t=151\text{hr}$)

3.3.8 南富良野町における避難行動状況の実態と問題点

ここでは、南富良野町において避難指示の対象となった地域を含む南富良野町幾寅地区の三つの町内会、東町（105戸）、西町（130戸）、岐阜（122戸）、合わせて357戸に実施した避難行動に関するアンケート調査の結果（2017年2月17日現在）を報告する。

本調査は、各町内会の会長に調査用紙の全戸配布を依頼し、個々の回答結果は郵送によって回収した。本調査用紙を2016年12月下旬より順次配布され、合わせて107件（回収率：30.0%）の回答があった（2017年2月17日現在）。

調査項目は、①災害の発生する前の状況（4項目）：事前の情報収集、災害の予想、身の危険を感じてたかの有無、災害を予想した理由；②災害が発生した時の状況（13項目）：災害発生時の状況（4項目）、避難・待機等の行動（4項目）、避難に関する情報収集（5項目）；③日ごろからの準備と今後について（6項目）：日頃の取組、ハザードマップの活用（2項目）、避難場所（2項目）、今後の備え；④自身について（6項目）：年齢、家族、援護者の有無、住居形態（2項目）、被災経験である。なお、ここでは速報として回答結果の一部（情報と行動を中心）について報告する。

災害の発生を事前に予想していたかに関して尋ねた項目では、94名（全回答者の87.9%）がその後に発生した水害を予想していなかった（**図 3.3.8.1**）。70名（同65.4%）が警報・注意報を事前に入手していたが、その後の災害にまでつながることは考えていなかったようである。

災害の発生時の所在については、自宅にいたのが95名、外出していたのが10名、無回答が2名であった。この自宅にいた95名に対してその後の行動について尋ねた項目では、そのおよそ半数にあたる49名（自宅にいた回答者の51.6%）が自宅待機し、37名（同38.9%）が避難所もしくは安全な場所に避難していた（**図 3.3.8.2**）。この自宅に待機していた状況は、他の回答結果も踏まえると、回答者が災害の発生に気付いたのが午前2時頃であったことや、後述のように避難に関する情報が入出できていなかったことや、その結果として既に周囲が浸水していたことなどが影響したものと考えられる。

災害の発生時の避難に関する情報の取得状況を尋ねたところ、60名（全回答者の56.1%）がそれらを「多分、聞いていない」もしくは「まったく聞いていない」と回答している（**図 3.3.8.3**）。個々の回答者で異なるが、その理由としては、広報車、防災無線、屋外スピーカー等からの呼び掛けが激しい風雨の音に遮られ聞き取れなかったこと、ラジオ音に含まれた雑音、停電や携帯電話の不通にともない情報の入手が困難な状況に置かれていたこと、就寝中であったことなどが挙げられた。一方で、災害の発生時に自宅にいた回答者（95名）のなかで、避難に関する情報を「聞いた」（23名）あるいは「多分、聞いた」（11名）回答者のその後の行動は、**図 3.3.8.4**に示す結果となった。回答者が明確に認知した避難に関する情報は、避難行動を促すようにも考えられるが、これについては別途検討を要する。

また、今回の一連の災害時に限らず、避難に関する情報の分かりやすさを尋ねたところ、全回答者107名の83.2%にあたる89名の回答者が、「よくわからない」または「まったくわからない」と述べた（**図 3.3.8.5**）。直近の災害時の状況を強く反映した結果とも考えられるが、避難に関する情報が確実に地域に伝わるように、情報インフラの整備、発信とその伝達の仕組みについては検討が必要と考えられる。

この他にも、災害に備えた取り組みとして、ハザードマップの活用や、避難する場所を事前に

決めているか等についても尋ねているが、概してハザードマップは活用されておらず（21名が保管。その内14名が内容を確認。）、避難場所も決めていない状況にあった（60名が特に決めていない）。特に後者については、日常の活動する範囲や家族構成などにも影響することもあると考えられるため、他の回答結果も精査したうえで更なる検討が必要であると考えられる。

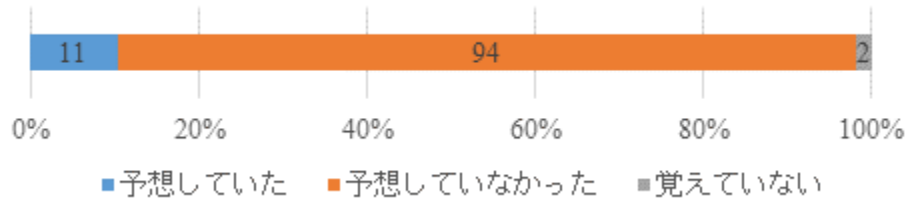


図 3.3.8.1 災害発生を事前に予想（回答者数）

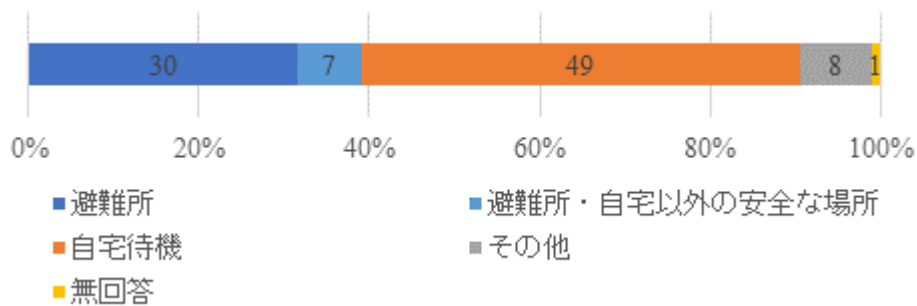


図 3.3.8.2 災害発生後の行動（回答者数）

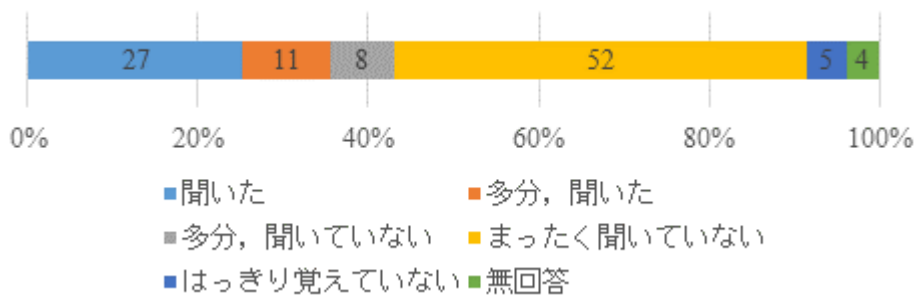


図 3.3.8.3 避難に関する情報の取得状況（回答者数）

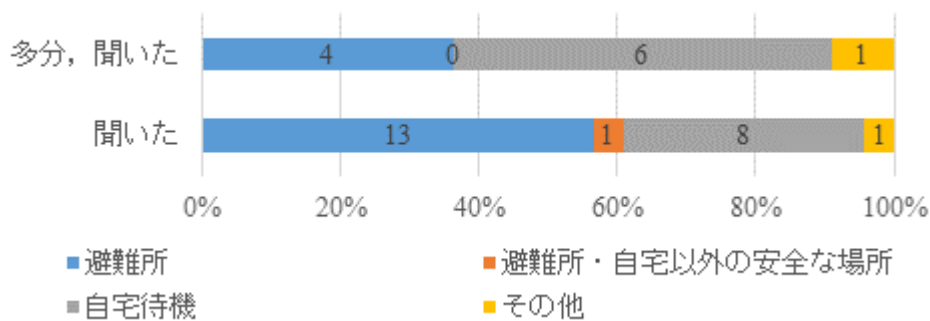


図 3.3.8.4 避難の情報を取得した回答者の行動（回答者数）

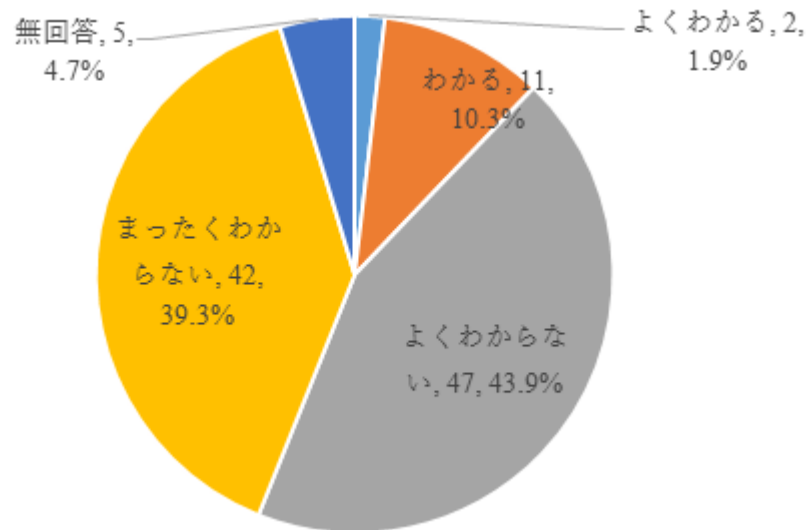


図 3.3.8.5 避難に関する情報の分かりやすさ（回答者数，割合）

（3.3 節執筆 石田義明、岩崎理樹、川村育男、木村一郎）

（3.3 節執筆 久加朋子、田中岳、西原輝雅、西村聡）

第 3 章の参考文献

- 1) 財団法人国土技術研究センター（2012）：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）192pp，2012
- 2) http://www.hkd.mlit.go.jp/topics/gijyutu/giken/pdf_files/aa/AA-25.pdf
- 3) 倉橋実、永谷言、川村育男、石田裕哉、水野直弥、角哲也（2017）：ダム貯水池における流木発生特性に関する研究，河川技術論文集第 23 巻（投稿中）。
- 4) 北海道開発局（2016）：第 1 回空知川堤防調査委員会資料，（平成 28 年 9 月 30 日）。

（第 3 章とりまとめ 清水康行）

4. 十勝川水系の状況に関する結果と考察

4.1 札内川・戸蔦別川合流点における堤防決壊および氾濫被害について

4.1.1 被災箇所の概要

H28年8月、札内川流域と支川の戸蔦別川流域では、台風第10号に伴う大雨で累加雨量が既往最大を記録、計画高水流量を上回る大出水となった。この出水で、図4.1.1に示されるように、戸蔦別川との合流地点で札内川左岸堤防が約200m決壊し、一連堤防の戸蔦別川右岸が約300m決壊した。決壊が確認された時点（8月31日午前5時20分頃）で、図4.1.2のように上流側決壊箇所（戸蔦別川右岸）からの氾濫流が下流側決壊箇所（合流地点）で札内川へ還流していた。堤内では、住宅2世帯や倉庫、ソーラー発電施設、田畑等の約50haが浸水し、下流側決壊付近では倉庫等の建物流失や大規模な基盤侵食等の被害が生じた。本報告は、堤防決壊要因の解明と被害特性を把握することを目的とする。

4.1.2 戸蔦別川右岸における堤防決壊の要因と被災状況

戸蔦別川右岸堤防の決壊付近において残存している堤防の越流痕跡や痕跡水位などを調査した（図4.1.3）。残存している堤防においては上下流側ともに越流の痕跡が見られず、また、堤外側の痕跡水位も堤防天端よりも低いことが確認できたことから、ここでの決壊は、主流路の移動に伴う側方侵食が要因であったと考えられる。図4.1.4に被災直後（9月2日）にドローンで空撮した画像をオルソ化したものを示す。決壊箇所では、主流路が右岸側に大きく蛇行して、内

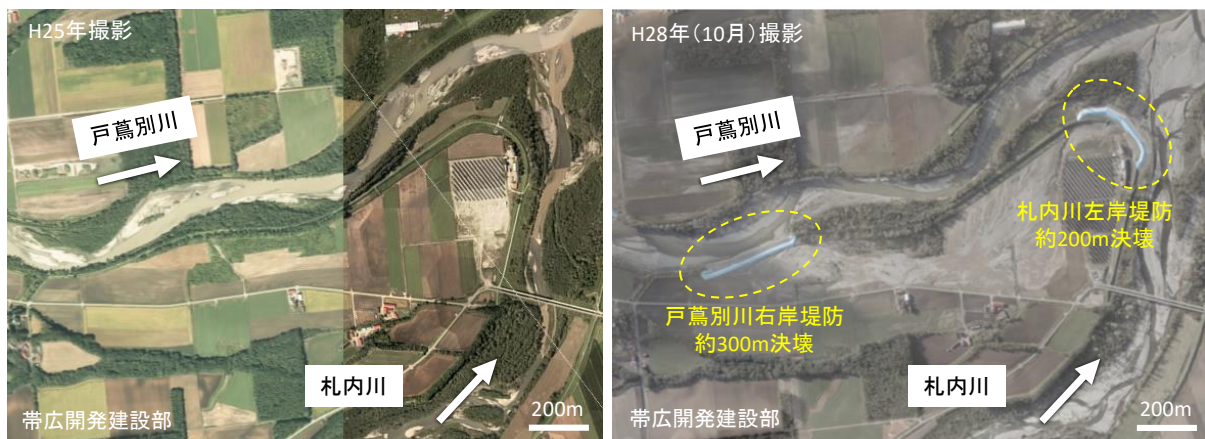


図 4.1.1 被災前後の航空写真（左：H25年；右：H28年（被災後））

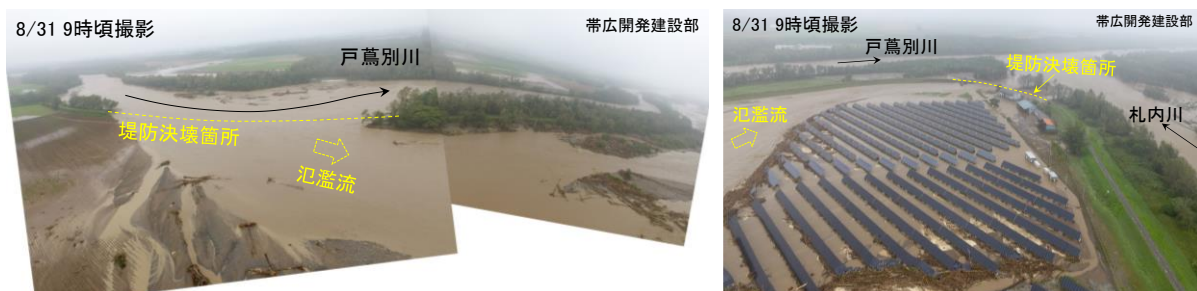


図 4.1.2 被災確認直後の空撮画像

（左：戸蔦別川右岸堤防決壊箇所；右：札内川左岸堤防決壊箇所）



図 4.1.3 戸蔦別川右岸堤防決壊箇所（左：上流を望む；右：下流を望む）



図 4.1.4 戸蔦別川右岸堤防決壊箇所（ドローン空撮によるオルソ化画像）



図 4.1.5 札内川左岸（戸蔦別川合流地点）堤防決壊箇所での痕跡調査

岸側の砂州幅が本来の堤間幅にまで達している状況がみられる。この砂州の発達が、側方侵食や氾濫現象に大きく影響したと考えられる。

4.1.3 札内川左岸（戸蔦別川合流地点）における堤防決壊の要因と被災状況

札内川左岸（戸蔦別川合流地点）においても同様に越流痕跡や痕跡水位などを調査したところ、堤内の痕跡水位は堤防天端標高とほぼ同じであることや残存している堤防天端を越流した痕跡が確認された（図 4.1.5）。また、越水が目撃された証言（第 2 回十勝川堤防調査委員会資料）もあり、ここでの決壊は、堤内から堤外への越流が要因で決壊したと考えられる。つまり、堤内に一度湛水し、下流側（合流地点）の堤防を越水した際に堤防が決壊したものと考えられる。ここでの主な被災は、倉庫などの流失（図 4.1.6 中の①、図 4.1.7）と大規模な基盤の侵食（図 4.1.7 中の②、図 4.1.8）である。この 2 箇所において、特に高速な流れが生じたと考えられる。

4.1.4 氾濫現象の検証

一連の氾濫現象を検証するために数値シミュレーションによる再現を行った。平面二次元河床変動計算による堤防侵食とそれともなう氾濫現象の再現を試みた。計算には iRIC (<http://i-ric.org/>) Nays2D を利用した。戸蔦別川の流量ハイドログラフについては、**図 4.1.9** のように貯留関数法により推定されているものを使用した。計算領域は、戸蔦別川河道内および右岸側堤内を含む範囲を設定した。計算の上流端は、戸蔦別川右岸堤防決壊箇所より 1 km 以上上流に設定している。また、本計算では、戸蔦別川のみを対象としており、札内川の流れは考慮していない。地形標高には、H18 年に計測された LP データ（帯広開発建設部）を使用した。河道内の護岸等については、詳細な情報が入手できなかったため、過去の航空写真や現地調査より確認

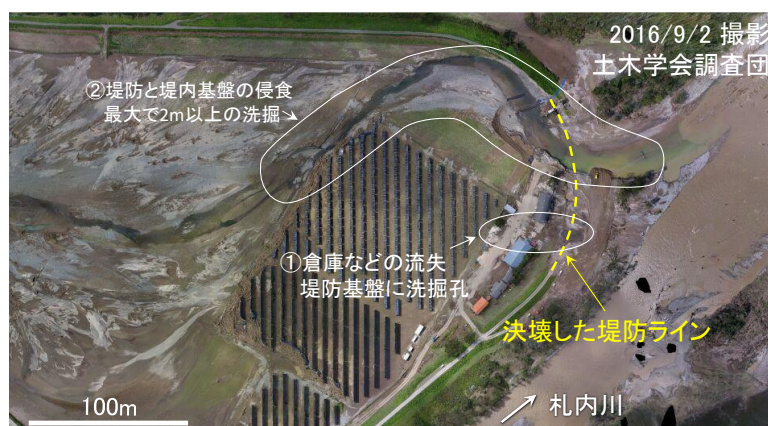


図 4.1.6 札内川左岸（戸蔦別川合流地点）堤防決壊箇所（ドローン空撮によるオルソ化画像）



図 4.1.7 札内川左岸（戸蔦別川合流地点）堤防決壊箇所の被災状況（図 4.1.6 中の①）



図 4.1.8 札内川左岸（戸蔦別川合流地点）堤防決壊箇所の被災状況（図 4.1.6 中の②）

できた護岸箇所を固定床として設定した。植生域については、航空写真を参考に設定した。その他の計算条件は以下の通りである。計算格子サイズは縦横断方向ともに約 4 m とし、河床材料の設定は札内川の代表粒径を参考に 50 mm の均一粒径とした。マニング粗度係数は堤内外ともに 0.03 とし、ソーラーパネルの設置箇所のみ 0.1 とした。流砂量式には芦田・道上式を使用し、崩落による側方侵食を考慮した条件で計算を実施した。

再現計算結果を図 4.1.10 に示す。①出水初期の氾濫開始前の状況である。流量規模が約 600 m³/s を超えると戸蔦別川右岸の側方侵食が急速に進行することを本計算より確認しており、流量規模が約 1,000 m³/s に達しているこの段階では、既に側方侵食は堤防位置まで進行していることが確認できる。②戸蔦別川右岸から氾濫し始めた時点の状況である。堤防が側方侵食によって流失することで氾濫が生じた過程が再現されている。計算では流量ピークより約 3 時間半前に氾濫が始まっている。③氾濫流が堤内に湛水し、下流側（合流地点）の堤防を越流し始めた時点の状況である。計算では流量ピークより約 2 時間半前に越流が始まっている。つまり、上流側での氾濫開始（②）から 1 時間程度と比較的短い時間で湛水し、下流側の堤防を越流し始めたことになる。目撃証言（第 2 回十勝川堤防調査委員会資料）によると、9 月 1 日午前 0 時（流量ピークの 2 時間前）に堤内から堤外への越水が確認されており、30 分程度のずれはあるものの、本計算結果はある程度この氾濫現象を再現していると考えられる。④堤内側からの越流によって下流側（合流地点）の堤防侵食が発生している状況である。越水開始箇所が前出の倉庫などが流失した被災箇所と一致することから、ここでの被災は越流初期に生じた高速流によるものと考えられる。堤内側からの越水の場合、堤防天端が最も低い箇所から越水が始まるため、その周辺で高速流が発生しやすいことがわかる。⑤流量ピーク時の状況である。堤内に湛水していた水が流れ出すと、その流れが集中する箇所で流速が大きくなるため、下流側（合流地点）の堤防では越流初期とは異なる箇所で侵食が進行していることがわかる。また、上流側の戸蔦別川右岸堤防は侵食によって決壊幅の拡幅が既に進行していたことに加え、河道内の土砂堆積によって、ピーク時には大規模な氾濫量が生じていたことが計算結果より確認できる。このように、ピーク時には既に堤防が決壊していて、大規模な氾濫量が比較的高速な状態で堤内を通過していたと考えられる。⑥出水後期の流量減衰後の状況である。下流側（合流地点）では堤防決壊地点の侵食域が上流側へ拡大している状況が再現されている。

このように、流量ピークよりも数時間前に上流側の堤防が側方侵食により決壊し氾濫が生じたことや、その氾濫流が比較的短時間で堤内に湛水した後、下流側の堤防が越流により侵食・決壊した過程が検証された。

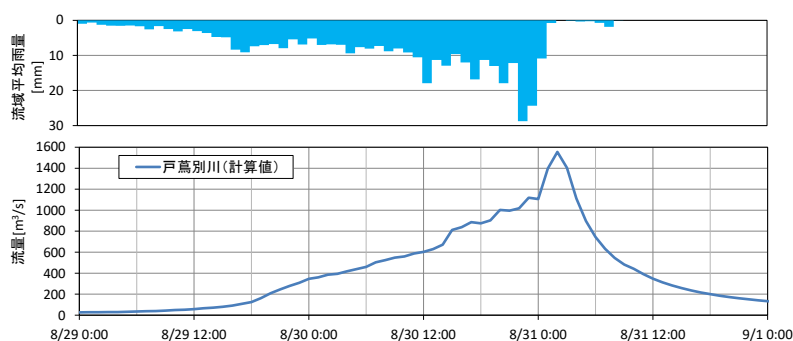


図 4.1.9 貯留関数法により推定された戸蔦別川の流量ヒドログラフ（帯広開発建設部）

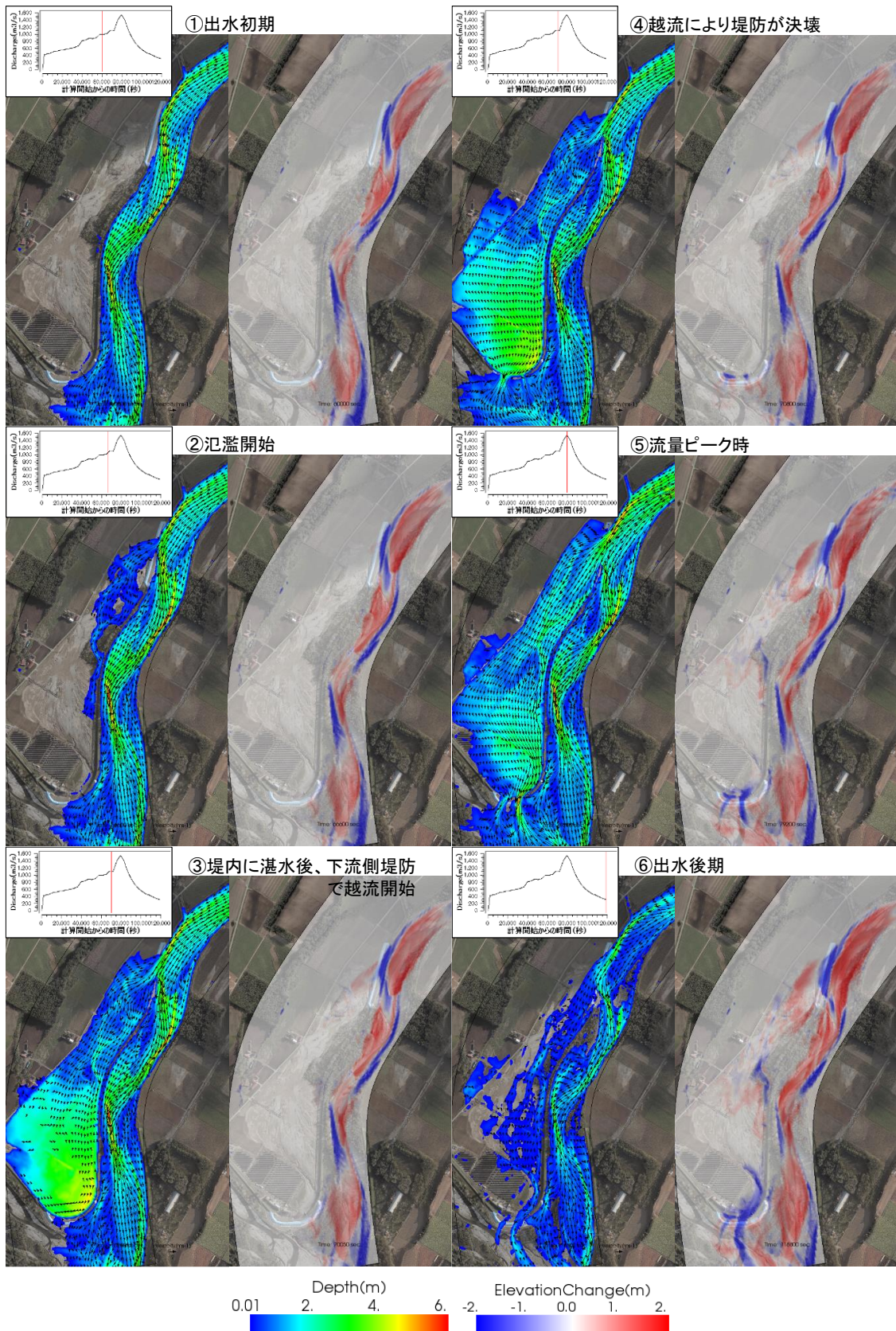


図 4.1.10 再現計算結果 (①~⑥それぞれ左図：水深コンター図；右図：河床変動量)

(4.1 節執筆 川村里実)

4.2 札内川・上札内観測所付近(KP40.5)における堤防決壊

4.2.1 堤防決壊状況

札内川上流域の上札内観測所付近(KP40.5 km付近)における堤防決壊状況を図4.2.1および図4.2.2に示す。札内川では近年、河道内への樹木の侵入に伴う流路の蛇行化が懸念されていたが、本出水により、札内川全川に渡って河道内樹木の大部分が流出すると共に、川幅の著しい拡幅が認められた。なかでも、札内川 KP40.5km 付近(上札内観測所付近)では、もともと左岸側付近を流れていた流路が出水により左岸堤防まで到達し、堤防侵食が生じ、左岸堤防が約130mにわたって決壊する被害が生じた(図4.2.1の下図の赤丸の場所)。ただし、周辺に人家等は存在せず、本災害による浸水被害はなかった。

図4.2.2に堤防決壊区間付近の近景写真を、図4.2.3に堤防決壊区間付近の蛇行流路の波長変化を示す。図4.2.3に示す近景写真によると、堤防決壊区間の上流側では中洲上に大規模な河道内樹木の残存が認められる。また、図4.2.4によると、本堤防決壊区間においてのみ、出水後の蛇行波長が明瞭に短くなっていることが分かる。これより、堤防決壊区間の上流域では流れが中洲上の樹木群を避けるように左岸堤防へと向かったものと推察される。

河道内樹木は流路の横方向の移動を励起し、蛇行化を促すことが知られている。このため、本出水においても、河道内樹木が流れの抵抗となり流路の蛇行化を促し、堤防侵食および決壊のきっかけを与えた可能性が推察される。そこで、本報告では本出水において、KP40.5km 付近にて堤防侵食および堤防決壊が生じた要因について検証を行う。

図4.2.5に上札内観測所における年最大流量の経年図を示す(ただし、2015年および2016年は未公表のため、2016年度のみ速報値を記載)。図4.2.5より、今回の出水は、過去のものに比



図4.2.1 出水前後の札内川 KP40km 付近、上) 2016年8月出水前、下) 2016年8月出水後

べて数倍以上と規模の大きいものであったことが分かる。次に、**図 4.2.6** に本出水時の水位およびハイドログラフの速報値を示す。**図 4.2.6** より、出水時の水位は計画高水位を超えておらず、現地調査でも札内川左岸の痕跡水位は決壊箇所前後で現況堤防高を下回っていることが確認されたことから、KP40.5km の堤防決壊は越水によるものではなく、流路の蛇行に伴う堤防侵食であると推察される。なお、現地での目視によると、堤防侵食は9月1日午前11時ごろには確認されており、おそらく8月31日深夜未明～9月1日午前にかけて生じたものと考えられ、出水ピークより遅れて堤防侵食が生じたことが確認されている。

4.2.3 堤防侵食の検証

現地調査結果より、札内川 KP40.5km 付近の堤防決壊は、越水によるものではなく流路の蛇行化に伴う堤防侵食によるものと推察された。また、堤防決壊区間の上流域には中州上に大規模な河



図 4.2.2 堤防決壊状況、左) 災害前 (開発局提供)、右) 決壊箇所の状況 (開発局提供)



調査団撮影 (2016年9月2日)

開発局(2016年9月1日)

図 4.2.3 破堤箇所近傍の写真、左) 上流側から下流側を望む、右) 下流側から上流側を望む



図 4.2.4 堤防侵食区間付近の蛇行流路の波長変化

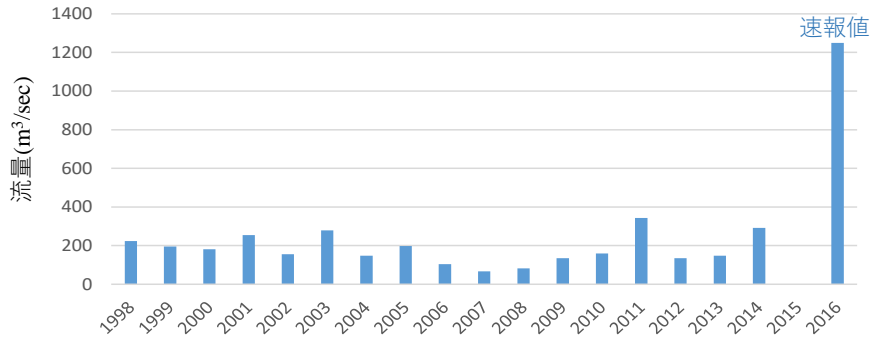


図 4.2.5 上札内観測所における年最大流量の比較

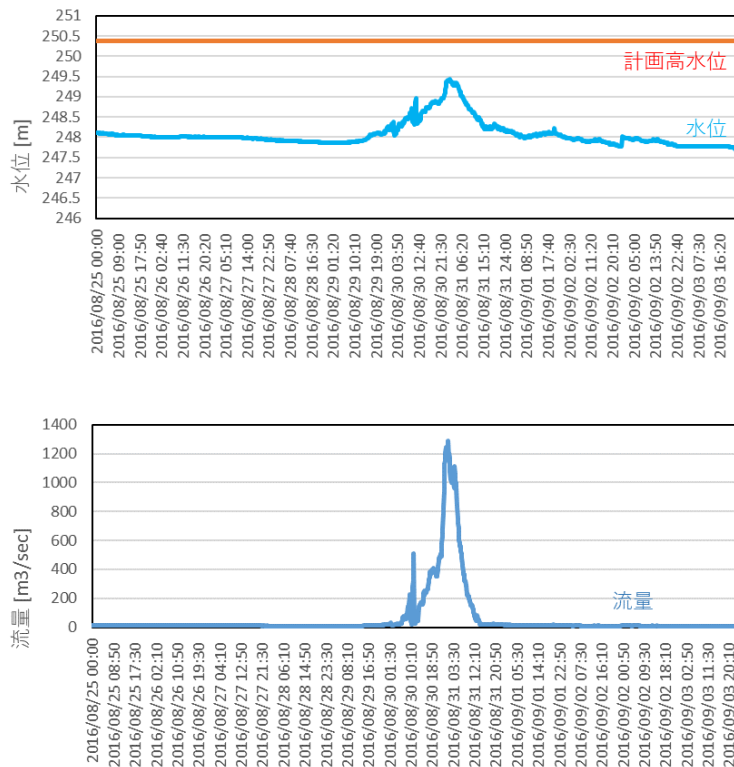


図 4.2.6 上札内観測所における本出水時の水位および流量(速報値)

道内樹木が残存しており、出水時に河道内樹木の存在が流路の蛇行化に影響を及ぼした可能性も懸念された。そこで、ここでは河道内樹木が流路の蛇行化に及ぼした影響を考察するため、平面二次元河床変動モデルを用いた検討を行った。

解析モデルには、iRIC-Nays2D に樹木の流出モデルを加えたものを用いている。上流端流量(図 4.2.7)は、図 4.2.6 に示す流量速報値を、本被災区間上流に位置する札内川ダム放流量を用いて一部修正したものを用いている(出水後半部の流量のみを修正)。河床材料は一様粒径とし、過去の現地調査結果¹⁾に従い 46mm の均一粒径を与えている。また、現地調査によると堤防には粘着性土がほとんど含まれていない状況

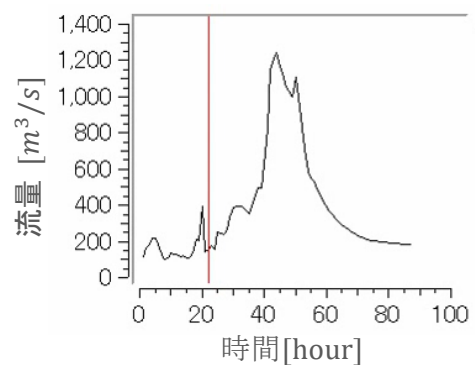


図 4.2.7 計算における上流端流量

が確認されたため、堤防にも河床材料と同じく 46 mm の均一粒径を与えている。マニング粗度係数は 0.025 で一定とし、樹木の存在は出水前の航空写真から判別できる地点において考慮している。樹木は流れの計算において抵抗として考慮されるが、樹木の流出モデルにより、計算中に河床が初期河床よりも 20cm 低下した時点¹⁾ で流出するものとしている。堤防侵食の計算には斜面崩壊モデルを用い、隣り合う計算格子間の局所的な河床勾配が安息角 ($\tan \theta = 0.5$) を超えた場合、勾配の高い計算メッシュから低い計算メッシュに砂を落とす補正を行う方法を用いている。

計算は、図 4.2.8 に示す Case1 と Case2 を実施した。Case1 は KP40.5km 付近の出水前の河道内樹木の繁茂状況を考慮したものであり、Case2 は河道内樹木が存在しなかった場合を比較するためのものである。Case1 では、図 4.2.8 の上図に示す赤色の領域にて河道内樹木の存在を考慮し、樹木密生度は既往研究¹⁾ を参考に 0.03 の一定値として与えている。

図 4.2.9 に、Case1 の流路変動の時間変化を、流速ベクトル図および河床変動量コンター図を用いて示す。図 4.2.9 より、Case1 では出水終了時において KP40.5km 付近の流路が左岸堤防まで到達し、堤防決壊した状況が良く再現されている。また、堤防決壊区間付近における蛇行流路の波長に関しても、現地調査結果と同様に、その他領域に比べて短い蛇行波長の流路が形成された状況が良く再現されている。そこで、次に本出水時の流路変動の特徴について考察する。まず、図 4.2.9 より出水時の流路変動の時間変化を比較すると、出水ピーク時 ($T = 45$ hour) には流路は左岸堤防には到達しておらず、計算領域全体に渡って比較的に波長の大きな蛇行流路が形成されることが分かる。数値計算によると、堤防侵食に伴う堤防決壊は計算開始から約 60 時間後 (図 4.2.7 参照) に生じており、現地での目視情報と比較して妥当な時刻であると判断される。その他、本計算では、出水ピーク時の水位が堤防高を超えることはなかったため、数値計算からも KP40.5km 付近の堤防決壊要因は、越水による破堤ではなく、流路の蛇行化に伴う堤防侵食であると判断される。

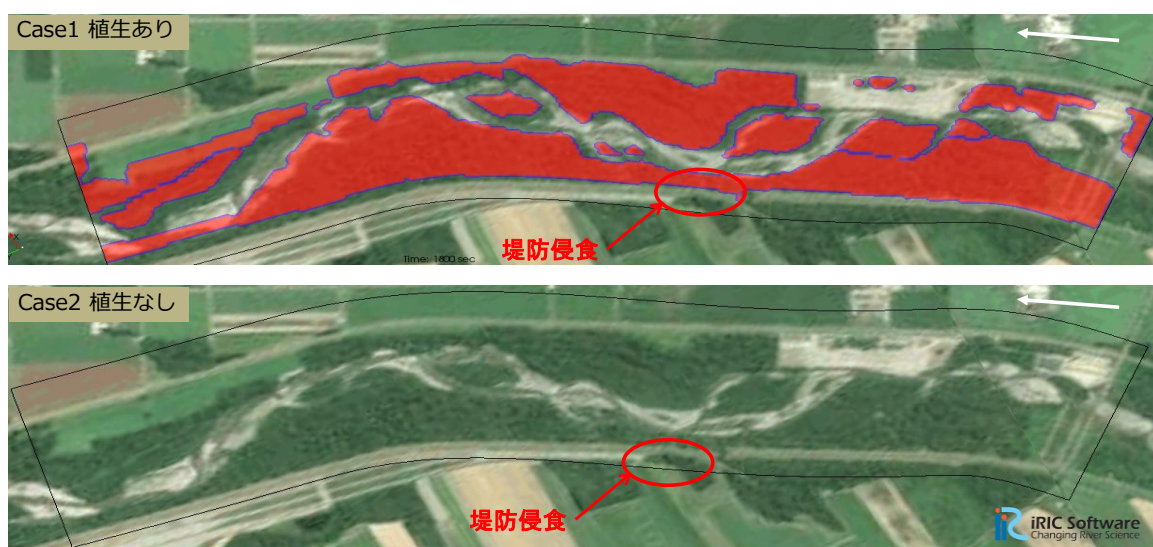
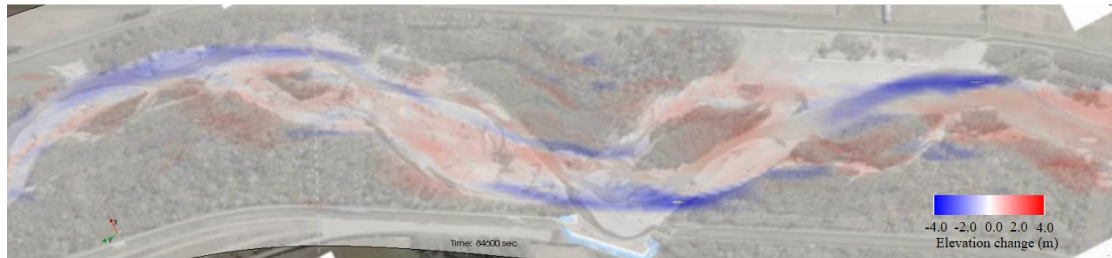
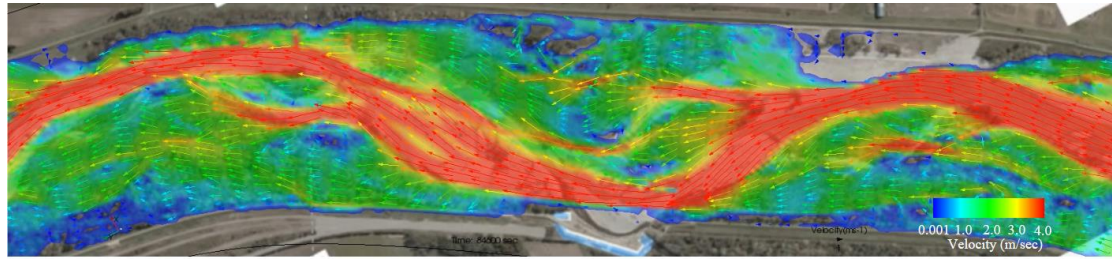
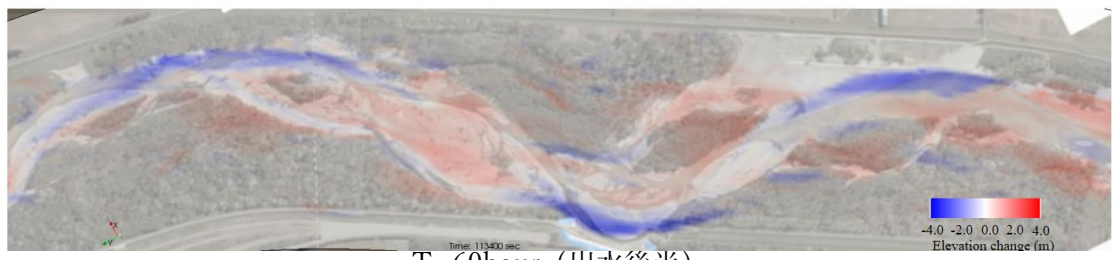
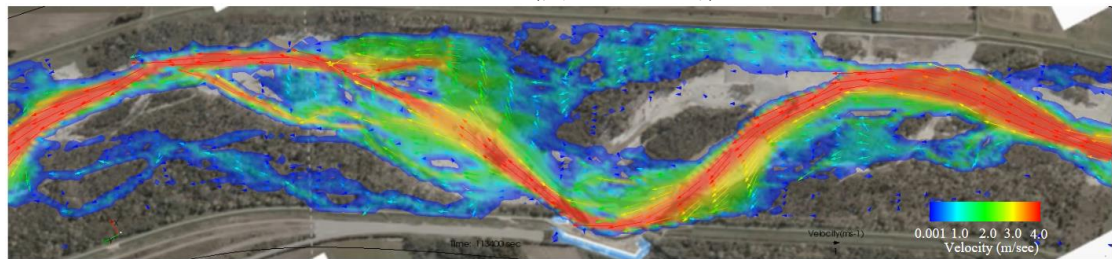


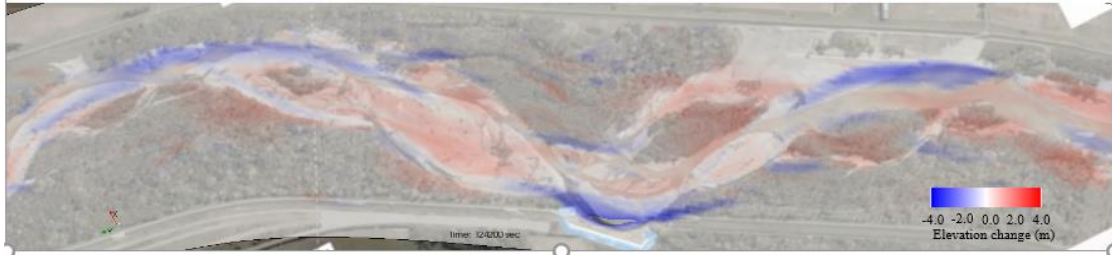
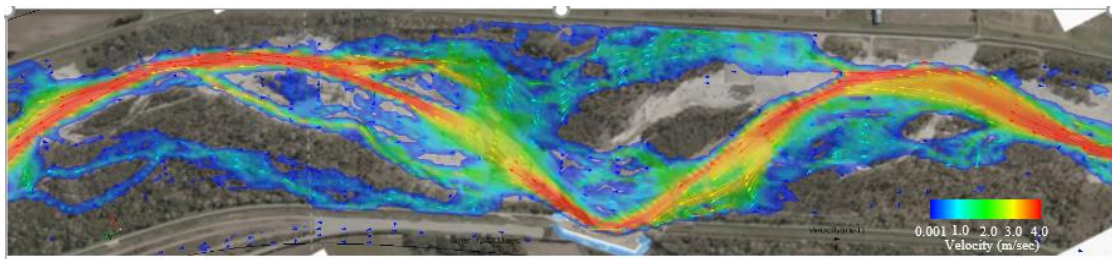
図 4.2.8 計算範囲 (札内川 KP38.5~KP42.5) と樹木考慮の有無 上) Case1 (木考慮あり、赤い領域が計算初期の樹木繁茂領域) 下) Case2 (樹木考慮なし)



T=45hour(出水ピーク時)



T=60hour (出水後半)



T=85hour (計算終了付近)

図 4.2.9 Case1 の計算結果、上) 流速ベクトル図 下) 河床変動量コンター図

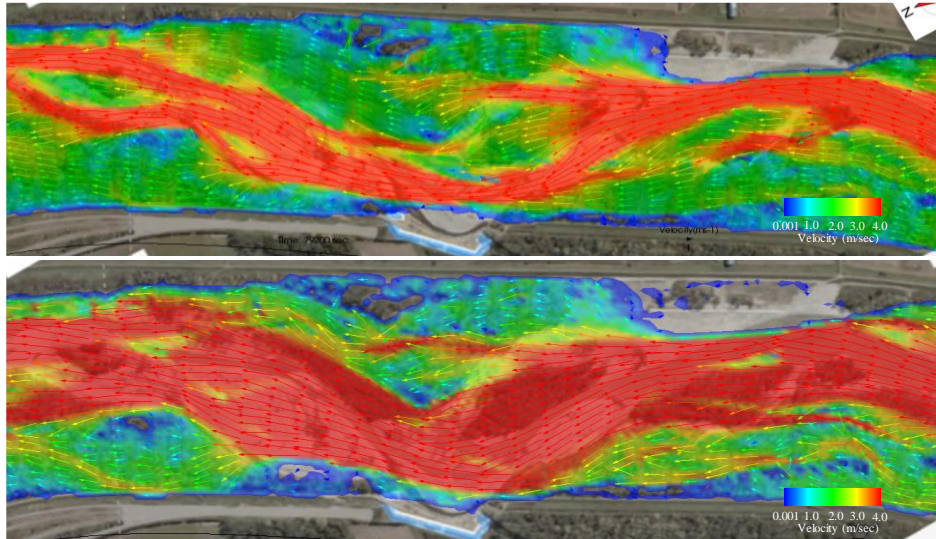


図 4. 2. 10 出水ピーク時 (T=45hour) における流速ベクトル図、上) Case1、下) Case2

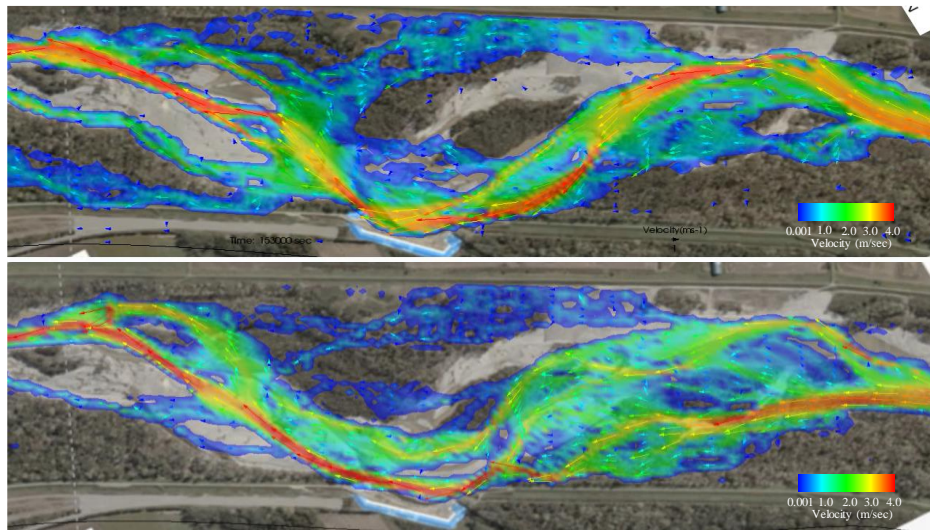


図 4. 2. 11 出水終了時付近 (T=85hour) における流速ベクトル図、上) Case1、下) Case2

次に、河道内植生が存在しなかった場合の流路変動を検討した Case2 について、Case1 と比較し、河道内樹木による流路変動特性の違いを考察する。図 4. 2. 10 および図 4. 2. 11 に、Case1 と Case2 の出水ピーク時および計算終了時付近の流れの状況を示す。図 4. 2. 10 より、樹木の有無による堤防侵食区間付近の出水ピーク時の流れの状況を比較すると、Case1 では流れが集中することで明瞭な流路の蛇行化が生じていることが分かる。一方、樹木を考慮しない Case2 では、出水時の流れは集中せず、比較的幅広い状態で流れることが確認できる。これは、樹木は流れの抵抗となるため、出水時の流れの直進を妨げるように働くためである。次に、図 4. 2. 11 より、出水後半における流れの状況を比較すると、Case1 では出水後半においても流れが集中しやすい状況が維持されており、Case2 に比べて明瞭な水衝部が形成されることが分かる。出水後半は流量変化が少なく水衝部が移動しにくい状況下にあったと考えられるため、図 4. 2. 11 のような流れが流路を堤防方向に移動させる要因となった可能性が推察される。

(4. 2 節執筆 久加朋子)

4.3 道管理河川周辺市街地の被害状況

4.3.1 新得市街地

新得市街地は新得町役場が立地している新得町の中心市街地である。平成 27 年の国勢調査（総務省）によると、新得市街地には新得町の人口（6,288 人）のうち約 6 割が居住し、平成 26 年の経済センサス基礎調査（総務省）によると、新得市街地には新得町の全事業所数（378 事業所）のうち約 5 割が立地している。市街地の東側に佐幌川、北側にパンケ新得川、南側にパンケオタソイ川が流れ、中新得川が市街地中央部に東西に貫流している。

図 4.3.1 に新得市街地において浸水したと考えられる範囲を示す。これは、浸水時に国土交通省がヘリコプターから撮影した映像、国土地理院が撮影した斜め写真を用いて目視によりおおよその浸水範囲を特定したものである。図の背景は地理院地図及び基盤地図情報数値標高モデル（国土地理院）であり、メッシュの水平解像度は 5 m である。図より新得市街地においては、市街地の東側が概ね国道 38 号に沿って浸水したことがわかる。図には、市街地に水が流入した主な地点及び市街地から水が流出した主な地点を併せて示した。流入地点 1 は佐幌川とパンケ新得川が合流する付近のパンケ新得川右岸であり、JR 根室線の橋梁が流出した地点付近である。流入地点 2 は市街地中央部の中新得川であり、中新得川はこの付近において概ね 90°に屈曲している地点が複数見られる。市街地に流入した水は、市街地南側の流出地点 1 においてパンケオタソイ川に流出したほか、中新得川は無堤の堀込河川であることから、中新得川を通じて流出地点 2 より流出したと考えられる。図より新得市街地に流入した水が流出するまでの流れを分析する。流入地点 1 から市街地に流入した水は、新得駅周辺の標高が高いことから、駅の東側を回り込むように、佐幌川に沿って南東に流下している。その後、国道 38 号の標高が周辺と比較して若干高いことから、国道付近において南に向きを変え、町役場付近に達している。流入地点 2 から市街地に流入した水は、概ね中新得川に沿って流下し、町役場付近に達している。町役場付近に到達した水は、さらに南下して流出地点 1 からパンケオタソイ川に流出したものと中新得川を通じて流出地点 2 を通じて流出したものに分けられると考えられる。

図 4.3.1 には、国土数値情報（国土交通省）を用いて新得市街地の施設配置を併せて示した。ここで、公共施設は全国の官公署、学校、病院、郵便局、社会福祉施設等のデータであり、平成 18 年度に作成されている。避難施設は、地域防災計画に示される避難施設のデータであり、平成 24 年度に作成されている。福祉施設は、高齢者福祉、障がい者福祉、児童福祉に関する施設のデータであり、平成 27 年度に作成されている。図は、災害時に重要な役割を担う施設、避難に時間がかかる人が多く利用していると考えられる施設の大まかな配置を捉えるために作成したものであり、2016 年 8 月時点のデータではなく、

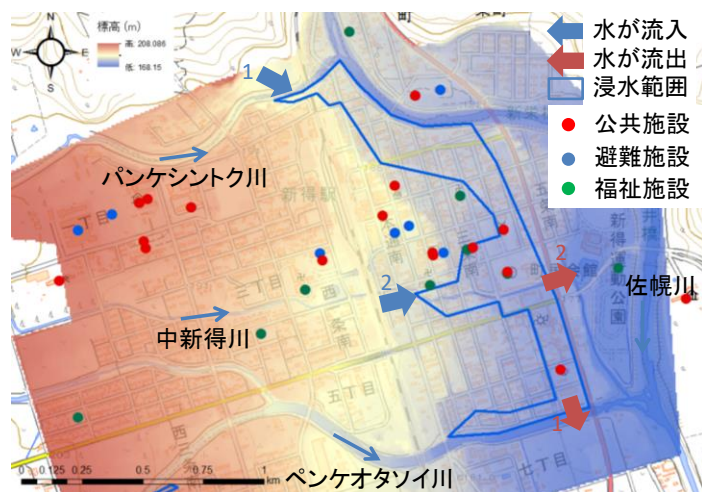


図 4.3.1 新得市街地の浸水範囲、標高分布、施設配置

今回の浸水時に避難所として開設されたかどうかは確認していない。図より施設の多くが市街地東側の標高が高い範囲に立地している。しかし、一部の公共施設及び避難施設が標高の低い市街地の西側に立地しており、浸水範囲に含まれている。流入地点1及び流入地点2から市街地に流入した水の両方が流下したと想定される付近は、市街地を流下した水が集まり易い箇所と考えられるが、この付近に新得町役場及び消防署が立地していること、さらに、この付近から流出地点1に向かう水が流下しやすい箇所には警察署が立地していることから、防災行政に関わる施設が浸水による被害を受けた可能性がある。

4.3.2 清水市街地

清水市街地は清水町役場が立地している清水町の中心市街地である。平成27年の国勢調査（総務省）によると、清水市街地には清水町の人口（9,599人）のうち約6割が居住し、平成26年の経済センサス基礎調査（総務省）によると、清水市街地には清水町の全事業所数（525事業所）のうち約6割が立地している。市街地の北東側郊外に佐幌川、南側にペケレベツ川が流れている。図4.3.2に清水市街地において浸水したと考えられる範囲を示す。特定した方法は新得市街地と同じである。図の背景は地理院地図及び基盤地図情報数値標高モデル（国土地理院）であり、メッシュの水平解像度は10mである。図より清水市街地においては、国道274号及び国道38号に沿って浸水したことがわかる。図には、市街地に水が流入した主な地点及び市街地から水が流出した主な地点を併せて示した。流入地点1は市街地西側のペケレベツ川であり、この付近では河岸が大きく侵食され、複数の橋梁が被災している。流出地点は特定できなかったが、市街地を流下する過程で市街地の排水施設により処理されたものと考えられる。図より清水市街地は、図示した標高分布より、市街地西側の標高が高く、東側の標高が低いことが分かるが、水平解像度が10mのデータであるため、微地形を捉えておらず、図4.3.2を用いて

清水市街地の北東側郊外に佐幌川、南側にペケレベツ川が流れている。図4.3.2に清水市街地において浸水したと考えられる範囲を示す。特定した方法は新得市街地と同じである。図の背景は地理院地図及び基盤地図情報数値標高モデル（国土地理院）であり、メッシュの水平解像度は10mである。図より清水市街地においては、国道274号及び国道38号に沿って浸水したことがわかる。図には、市街地に水が流入した主な地点及び市街地から水が流出した主な地点を併せて示した。流入地点1は市街地西側のペケレベツ川であり、この付近では河岸が大きく侵食され、複数の橋梁が被災している。流出地点は特定できなかったが、市街地を流下する過程で市街地の排水施設により処理されたものと考えられる。図より清水市街地は、図示した標高分布より、市街地西側の標高が高く、東側の標高が低いことが分かるが、水平解像度が10mのデータであるため、微地形を捉えておらず、図4.3.2を用いて

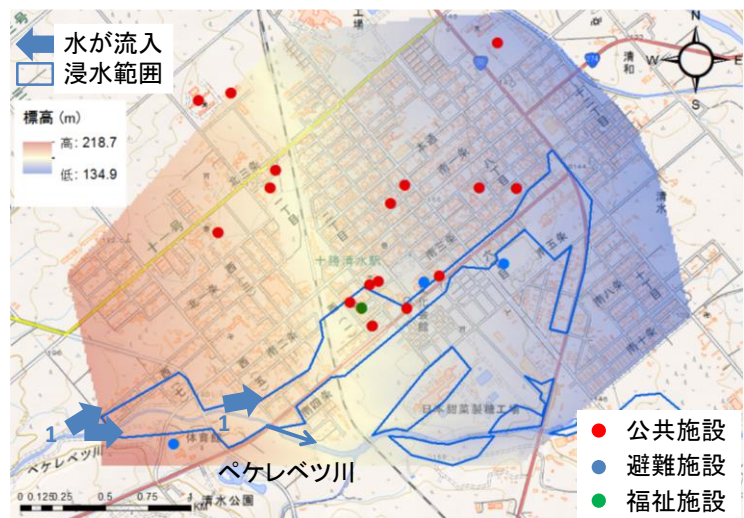


図 4.3.2 清水市街地の浸水範囲、標高分布、施設配置



図 4.3.3 清水市街地における水の流れを支配した
主な地形と施設

市街地の水の流れを分析するのは困難である。そこで、流入地点 1 から流入した水により浸水したと考えられる範囲を現地踏査し、水の流れを追跡した。清水市街地は北東から東に向かって標高が低くなっていることから、流入地点 1 から流入した水は、全体的に北東から東に流下しやすいと考えられる。図 4.3.3 に流入地点 1 から市街地に流入した水の流れを支配した主な地形及び施設を示す。順に追跡すると、流入地点 1 から市街地に流入した水は写真 1 の地点に到達する。ここは、国道 274 号が JR 根室線を跨ぐ跨線橋があることから水は北東に誘導される。次に写真 2 の地点に達するが、周辺と比較して国道の標高が低いことから（国道に交差する町道のセンターラインから確認できる）、水は国道上を北東に誘導される。次に写真 3 の地点に達するが、東側にかさ上げされたグラウンドがあることから水は北東に誘導される。次に写真 4 の地点に達するが、東側の周辺と比較して標高が数 m 低い箇所にソーラー発電所があることから、この地点において水は東に向きを変える。東に向きを変えた水は、写真 5 に示したように国道 38 号の標高が周辺と比較して高いことから、国道 38 号に沿って南に向きを変える。以上のように地形及び施設の影響を受けた結果、国道 274 及び国道 38 号に沿って、水が市街地を流下したと考えられる。

図 4.3.3 には清水市街地の施設配置併せて示した。使用したデータは新得市街地と同じである。図より施設の多くがペケレベツ川から離れた箇所に立地している。しかし、ペケレベツ川から市街地に水が流入した場合に水が誘導されやすい国道 274 号沿いにいくつかの公共施設及び避難施設が立地している。ここには、清水町役場及び交番が立地していることから、防災行政に関わる施設が被害を受けた可能性がある。

4.3.3 芽室市街地

芽室市街地は芽室町役場が立地する芽室町の中心市街地である。また、隣接する帯広市のベッドダウンの性格を併せ持つ。平成 27 年の国勢調査（総務省）によると、芽室市街地には芽室町の人口（18,484 人）のうち約 7 割が居住し、平成 26 年の経済センサス基礎調査（総務省）によると、芽室市街地には芽室町の全事業所数（790 事業所）のうち約 5 割が立地している。市街地の北側に十勝川、西側に芽室川、東側に美生川が流れ、市街地中央部の西側をピウカ川が南北に貫流している。

図 4.3.4 に芽室市街地において浸水したと考えられる範囲を示す。特定した方法は新得市街地と同じである。図の背景は地理院地図及び基盤地図情報数値標高モデル（国土地理院）であり、メッシュの水平解像度は 5m である。図より芽室市街地においては、市街地の西側が芽室川及び国道 38 号に沿って浸水したことがわかる。図には、市街地に水が流入した主な地点及び市街地から水が流出した主な地点を併せて示した。流入地点 1 及び 2 は芽室川の堤防が破堤した地点である。市街地に流入した水が流出した主な地点は、流出地点 1 の芽室公園内におけるピウカ川である。図 4.3.4 より、芽室市街地は、芽室川及びピウカ川に挟まれた範囲の標高が低いこと、ピウカ川及び美生川に挟まれた範囲の標高が高いことがわかる。治水地形分類図（初期整備版昭和 51 年度～昭和 53 年度）（国土地理院）を確認すると、主として芽室川及びピウカ川に挟まれた範囲が氾濫平野、ピウカ川及び美生川に挟まれた範囲が扇状地であり、河川沿いに氾濫平野が分布している。この氾濫平野の分布は図 4.3.4 における標高が低い範囲に、扇状地の分布は図-4.3.4 における標高が低い範囲と概ね対応している。芽室市街地に流入した水が流出するまでの流れを分析する。市街地の西側の芽室川から流入した水は、芽室川に沿って北に流下している。国道 38 号

に達すると、国道 38 号の標高が周辺と比較して若干高いことから、この付近において水が東に向きを変える。東に向きを変えた水は、このまま国道 38 号に沿って流下し、芽室公園内においてピウカ川に流出している。

今回浸水した範囲は、河川管理者により浸水想定区域が平成 21 年 10 月に指定されていることから、今回浸水した範囲と国土数値情報（国土交通省）から入手した浸水想定区域を比較したものを図 4.3.5 に示す。

図の背景は地理院地図（国土地理院）である。今回のように芽室川から市街地に水が流入した場合を想定すると、浸水想定区域は今回浸水した範囲と概ね一致している。

図 4.3.4 には芽室市街地の施設配置を併せて示した。使用したデータは新得市街地と同じである。芽室市街地の立地している施設は概ね標高の高い範囲にあり、浸水被害を受けづらい箇所に立地していることがわかる。ただし、いくつかの避難施設は標高の低い河川沿いに立地していることから、想定される災害の種類を踏まえ、避難所として開設するかどうかの判断が必要になると考えられる。

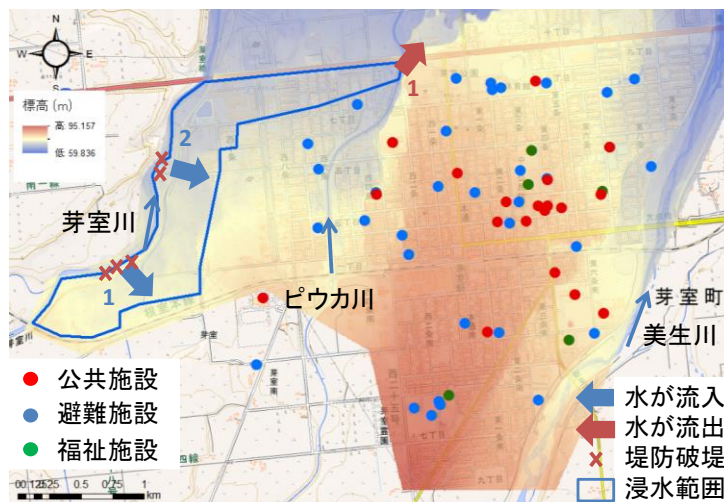


図 4.3.4 芽室市街地の浸水範囲、標高分布、施設配置

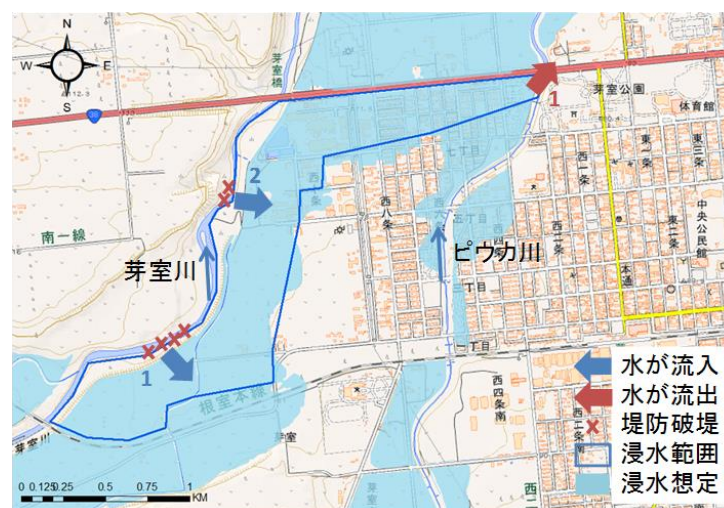


図 4.3.5 芽室市街地の浸水範囲と浸水想定区域の比較

(4.3 節執筆 西原輝雅)

4.4 ペケレベツ川の被害状況について

4.4.1 ペケレベツ川における河岸侵食、堤防決壊、橋梁の被害状況

2016 年 8 月、北海道に連続して到来した 4 つの台風により、十勝管内の多くの河川では計画高水を超える既往最大流量を観測した。なかでも、最も被害規模の大きかった清水町を流れるペケレベツ川（図 4.4.1）では、1 晩で川幅が 3～5 倍程度まで拡幅（約 35m から約 150m など）し、上流の被災区間（計画勾配：1/48）では蛇行流路が直線化し、下流の被災区間（計画勾配：1/66）では比較的直線的に整備された流路が振幅の大きな蛇行流路へと発達した。これより、市街地付近では左右岸が連続的に河岸決壊すると共に、落橋、家屋の流出、市街地の浸水被害等が生じた。

(1) 上流側の被災区間の状況

図 4.4.2～図 4.4.3 にペケレベツ川の上流側被災区間における町道ペケレベツ川橋付近の前後の状況を示す。現地調査の結果、砂防区間では上流側は多数被災したが、砂防区間下流域にあたる砂防ダム直下の流路工区間では被災が認められなかった。一方、流路工区間の終了地点に位置する町道ペケレベツ川橋下流からは大規模な河床低下と側岸侵食が確認され、出水時、下流域への土砂供給源となったものと推察された（図 4.4.2）。

図 4.4.3 に示す上流側の被災区間では、蛇行部にて流路が切り替る（Chute cutoff）ことで流路が直線化すると共に、図 4.4.3 や図 4.4.4 のように数mに及ぶ河床低下が生じたことが確認された。このような急激な河床低下は、出水時、本区間において河床下に埋没していた洪山層が露出したためと考えられる。洪山層が露出することで、出水中、流路の縦方向の侵食が抑制されることで流路が横方向へと広く拡幅したと共に、出水後半には流れが集中することで、未固結の洪山層が洗掘され、縦方向に侵食されたと推察される。

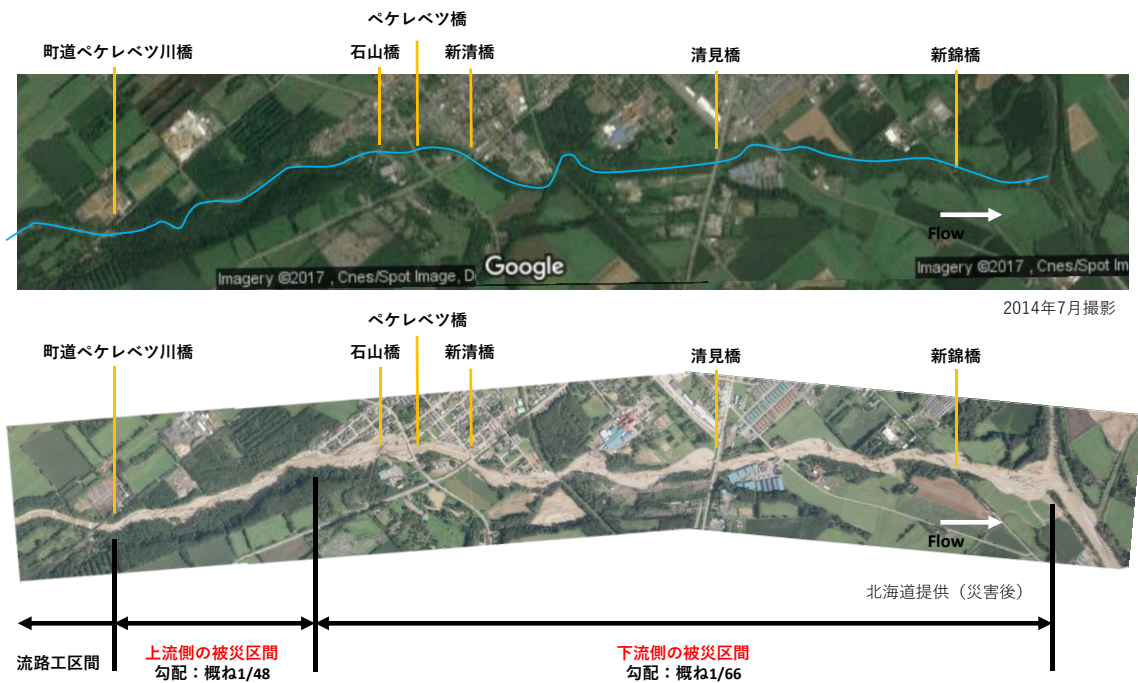


図 4.4.1 出水前後のペケレベツ川、上) 出水前、下) 出水後



図 4.4.2 町道ペケレベツ川橋付近の被害状況、左) 北海道提供（整備直後の撮影、下流からペケレベツ川橋を望む）、右) 出水後（11/17 調査団撮影、左岸側からペケレベツ川橋を望む）

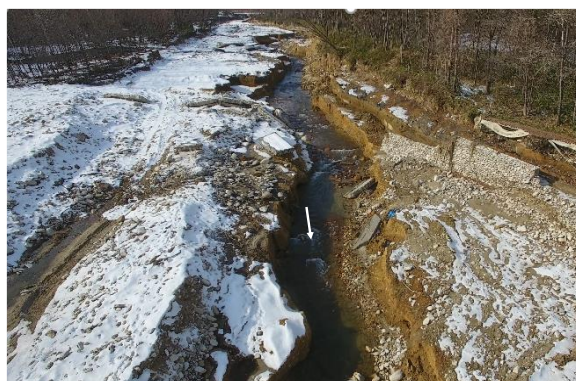


図 4.4.3 上流側の被災区間における蛇行部の被害状況、
蛇行流路が直線化した状況（11/17 調査団撮影、下流から上流側を望む）

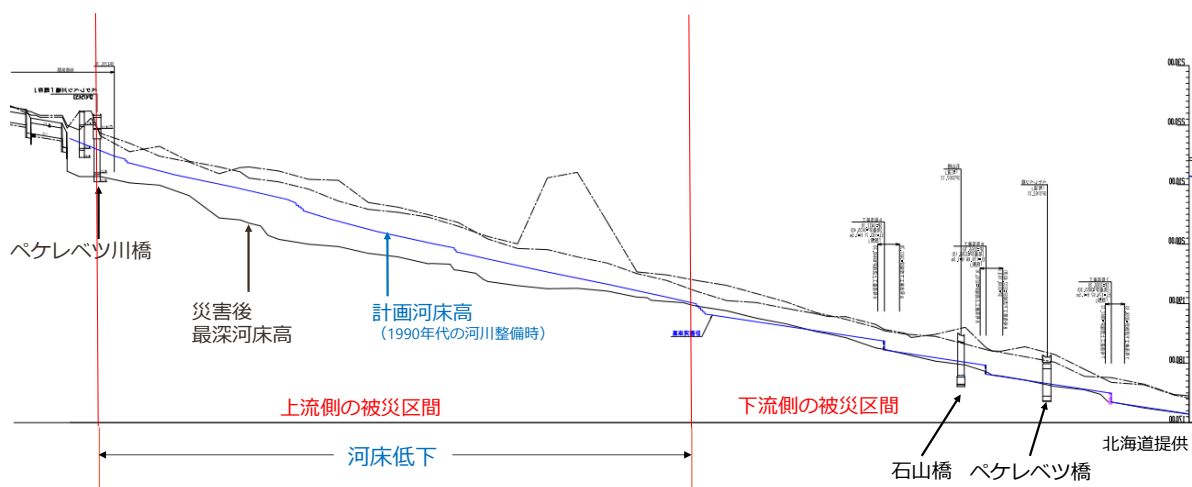


図 4.4.4 最深河床高の縦断図（北海道提供）、
青線：計画河床高（1990年代の河川整備時）、黒線：災害後最深河床高

(2) 下流側の被災区間の状況

図 4.4.5～図 4.4.6 にペケレベツ川の下流側被災区間における河岸侵食、堤防決壊、橋梁の被害状況を示す。図 4.4.5 より、下流側の被災区間では上流側と異なり、流路が大きく蛇行することで左右岸の連続的な河岸決壊が生じたことが分かる。ならびに、この流路の蛇行化に伴う河岸決壊により、石山橋、ペケレベツ川橋、新清橋、および清見橋、いずれも河岸侵食により橋台裏の土砂が洗掘され、橋台沈下したと推察される。

4.4.2 ペケレベツ川における災害の要因分析

ここでは、ペケレベツ川における災害状況の分析を目的に、用いて平面 2 次元河床変動解析を実施した。解析には iRIC Nays2DH に、埋没基岩の高さを横断側線ごとに設定できるように修正を加えたものを用いている。上流端流量（図 4.4.7）は、分布型流出モデルを用いた流量推定値を用いている。河床材料は一様粒径とし、現地調査結果より 90mm の均一粒径を与えている。マニング粗度係数は 0.03 で一定とし、出水中の土砂移動を考慮しない場合を Case1、考慮した場合を Case2、Case3 とし、Case2 では上流からの土砂供給量を 50%減じて埋没していた基岩が露出する



図 4.4.5 下流側の被災区間における河岸決壊状況、左) 石山橋周辺 (9/1 撮影、左右岸の連続的な河岸決壊状況)、右) 石山橋下流 (9/6 調査団撮影、河岸決壊の状況)



出水状況 7 (SP3200~3300 左岸)

図 4.4.6 下流側の被災区間における橋梁被害状況

場合 (今回の出水を再現)、Case3 では上流からの土砂量が十分であった場合 (平衡流砂量であった場合) について、流路変動に及ぼす影響の違いを比較した。

図 4.4.8 に、Case1 の流量ピーク時における水深コンター図を示す。図 4.4.8 より、土砂の移動を考慮しない場合、ペケレベツ川の市街地付近の浸水被害規模は比較的小さいことが分かる。つまり、今回のペケレベツ川における災害は、想定以上の流量に伴う大量の土砂の移動により、河道が外力に耐えられず、大規模に拡幅し流路変動が生じたことが要因だと推察される。

次に、図 4.4.9 に Case2 の河床・流路変動の時間変化の様子を示す。数値解析によると、上流

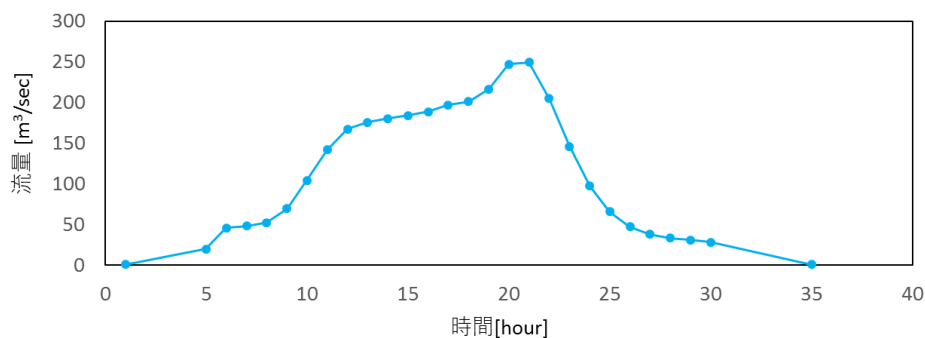


図 4.4.7 計算における上流端流量

側の被災区間では蛇行流路を維持できず、流路の切り替わり（Chute cutoff）が生じ、流路が直線化すると共に、河道全体に渡って河床低下が生じる様子が再現された。一方、勾配変化点より下流側の被災区間では、蛇行部が下流側へ伝播する状況が再現された。これは、勾配の若干ゆるい下流区間では、河道内に大量に土砂が堆積し、それによって流路の蛇行化が促されたためと

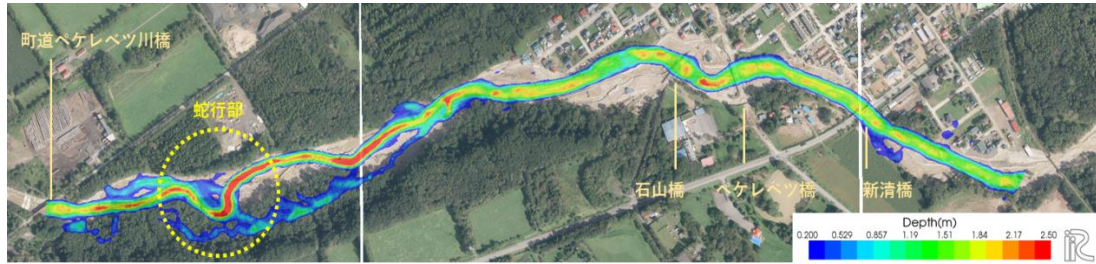
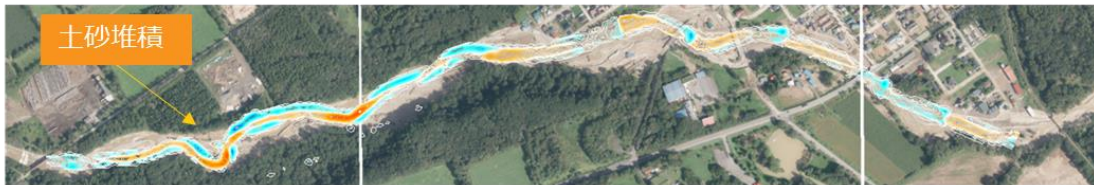


図 4.4.8 Case1（土砂の移動考慮なし）における流量ピーク時の水深コンター図

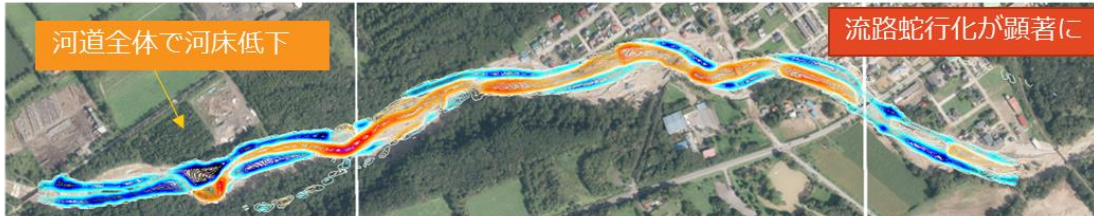
$Q \approx 100\text{m}^3/\text{sec}$



$Q \approx 180\text{m}^3/\text{sec}$



$Q \approx 200\text{m}^3/\text{sec}$



$Q \approx 250\text{m}^3/\text{sec}$ （ピーク流量）



$Q \approx 50\text{m}^3/\text{sec}$ （出水後半）

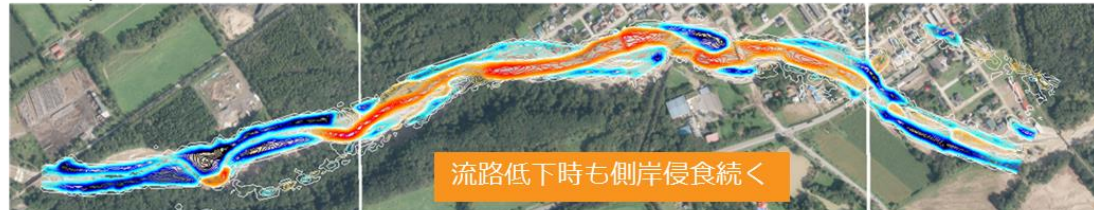
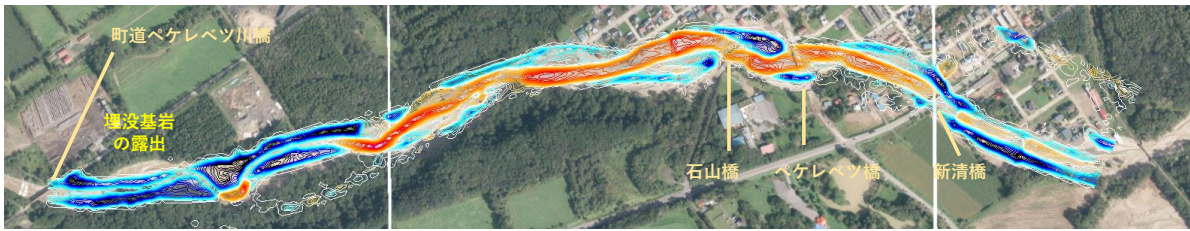


図 4.4.9 Case2（上流端から 50%給砂、基岩露出）における河床変動量コンター図

Case2



Case3

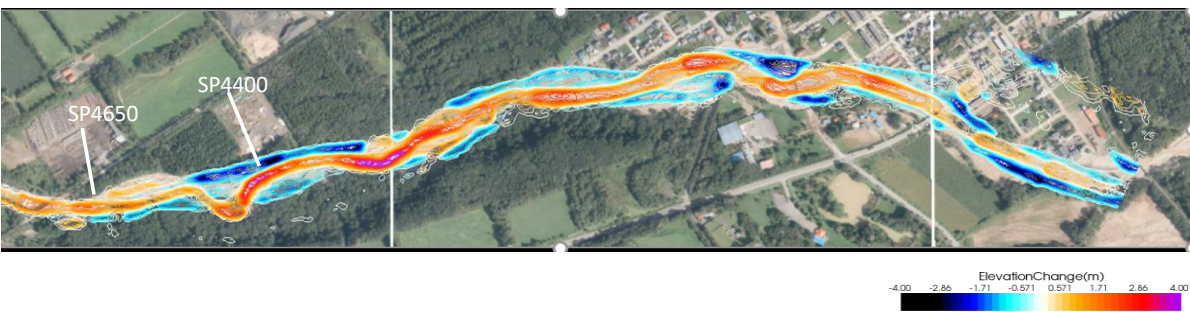


図 4.4.10 Cas2 と Case3（上流端から平衡流砂量を給砂）における
出水終了後の河床変動量カウンター図

考えられる。なお、解析によると、流量 $200\text{m}^3/\text{s}$ あたりから流路の横方向への移動が活発化することが示された。

次に、図 4.4.9 に上流からの土砂供給量が十分存在し、基岩が露出しなかった Case3 の河床変動量カウンター図を示す。図 4.4.9 および図 4.4.10 より、Case2 と Case3 の河床・流路変動を比較すると、上流端から十分な土砂供給がある Case3 では Case2 と異なり、上流の被災区間において埋没していた基岩が露出せず、河道全面に渡って著しい河床低下が認められないことが分かる。つまり、上流側の被災区間では、今想定以上の流量が流れ、上流からの土砂供給が少なかったため、基岩が露出するまで河床低下が生じたと考えられる。基岩が一度露出すると不可逆的に基岩露出域の拡大が進行しやすいため、河道全面にわたって河床低下が生じたものと推察されるが、このような埋没基岩が露出するような場における流れ、河床変動特性に関する既往研究は少なく、今後の詳細検討が望まれる。

一方、図 4.4.9 および図 4.4.10 より下流側の被災区間を比較すると、Case2 と Case3 では上流側の被災区間における流路変動がかなり異なるにも関わらず、下流側では類似する流路変動が生じることが確認された。このことから、今回のペケレベツ川の出水では、勾配変化点がクッションのようになって土砂が堆積したため、この場所で流路変動が一度リセットされるような形となり、上流から進行してきた基岩露出が止まったと推察される。ならびに、上流側の被災区間において著しい河床低下が生じない場合においても、下流側では同等程度の流路変動が生じたことから、上流側からの土砂流出抑制対策にて下流側の流路変動を抑制することは難しかったと推察される。つまり、本出水規模では、上流側だけでなく、下流側でも、想定以上の流量に伴い大量の土砂が移動したことによって、外力に耐えられず河道が拡幅した。一連の計算結果からも示されるように、河道が拡幅する際に、蛇行が大きく増幅しており、この流路変動の性質が被害を大きくしたと推察される。今後、このような土砂の移動と流路変動の性質を踏まえた上で、土砂移動

を抑制する対策に加えて、河岸の護岸を強化するなど、河道の安定性を高めて流路の横方向への移動を抑止するような対策が望まれる。

(4.4 節執筆 久加 朋子)

4.5 十勝川水系のまとめ

今回の豪雨災害では、8月30日に接近した台風10号によって日高山脈東麓および石狩山地南麓に記録的な豪雨が発生し、十勝川水系に大きな被害をもたらされた。すでに8月15日から24日にかけて台風7号、11号、9号の三つの台風が北海道に上陸し大雨を降らせていたため、北海道各地の土壌は大量の水を含んで飽和状態にあった。保水機能を失った土壌に降った大雨は、ほとんど地面に染み込むことなく河道に流出し、日高山脈および石狩山地南部に源流を持つ十勝川水系の支川に大きな被害をもたらした。特に、札内川および音更川では堤防決壊、ペケレベツ川では堤防決壊、落橋、住宅の流出、パンケ新得川では落橋が発生した。

札内川 KP25.0 付近の戸蔦別川との合流点付近で発生した堤防決壊について、現地調査および数値シミュレーションによって次のような堤防決壊過程が明らかとなった。

- ・ 洪水ピークの5時間余り前に、流路変動に伴う側岸侵食によって戸蔦別川の堤防が決壊した。
- ・ 決壊口から堤内地に流れ出した水が札内川と戸蔦別川に挟まれた堤内地に湛水した。
- ・ 洪水ピークの2時間半前に、湛水した水が堤防を越流することで、札内川、戸蔦別川合流地点付近の堤防が決壊した。
- ・ 流量減少時に、決壊口に生じた局所侵食が上流側へ拡大することで、堤内地地盤が大きく侵食された。

札内川の上札内観測所付近（KP40.5 付近）では、本出水により河道内樹木の大半が流出すると共に、堤防が一部決壊する被害が確認された。数値計算によって、植生流出を考慮した状況での堤防侵食区間付近の河床・流路変動を再現したところ、既往研究報告と同じく、樹木は流れを集中させ、流路の蛇行化を促すことが確認できた。一方、樹木がない場合、出水時の流れの集中は起きず、比較的幅広い状態で流れることが明らかとなった。砂州および高水敷上に河道内樹木が存在する場合、樹木が存在しない場合に比べて出水後半時においても明瞭な水衝部が形成された。出水後半は流量変化が少なく水衝部が移動しにくい状況下にあった可能性があり、樹木の存在による流れの集中が堤防侵食をもたらしたと推察される。

ペケレベツ川の現地調査によって、次のような災害発生のプロセスが明らかになった。落橋および住宅流出が発生した被災地周辺には、流路工の設置された砂防区間およびその直下流に位置する上流側の被災区間、さらにその下流側の被災区間が存在した。今回の出水では、上流の砂防ダム下流区間ではほとんど河床変動等は起きておらず、被害も発生していない。一方、勾配の大きい上流側の被災区間では河床が激しく侵食された。下流区間では活発な流路変動および側岸侵食が生じ、住宅地や橋梁に大きな被害が発生した。

今回の洪水災害で特徴的だったのは、記録的な豪雨によって大量の水が河道を流れただけでなく、それに伴って上流域から大量の土砂が下流に供給されたことである。上流から供給された大量の土砂が中下流の河道内に堆積することで、活発な流路変動および側岸侵食が発生した。これによって堤防決壊や落橋、住宅流出が生じた。数値シミュレーションによると、土砂の移動と堆

積が活発な流路変動および側岸侵食の引き金になること、流量の減少時にも側岸侵食は活発に発生することが確認できた。想定以上の流量に対しても、このような土砂の移動と流路変動の性質を踏まえた上で、河岸の護岸を強化するなど、流路の横方向への移動を抑止するような対策が望まれる。今後、気候変動によって北海道の雨量が増加するようなことがあれば、しばらくの間上流からの土砂供給量が継続的に増加することから、今回のような活発な流路変動に起因する水害が発生しやすくなることが危惧される。

また、札内川や音更川等の十勝川水系の河川では、それらが作り上げた扇状地面の全てが旧河道であり、現河床より10m近い深さまで広く砂礫が分布している。したがってこれらの河川では、材料の現地調達が原則である堤防は砂礫で作るしかない。砂礫質の多く含まれた材料で作られた堤防では、浸透によって漏れだす外水量は多いが、透水係数が大きくせん断にも強いパイピングや法すべりなどの浸透破壊に対してかなりの抵抗力を持つことが期待できる。その一方で、粘着力が弱く側岸侵食や越流侵食に対する抵抗力を期待することはほとんどできない。札内川や音更川、ペケレバツ川では、流量の減少時に側岸侵食および堤防決壊が発生したと考えられるが、これは、これらの河川の堤防が砂礫質を多く含むことから、粘着力が弱く側岸侵食や越流侵食に対する抵抗力をほとんど持たないことに起因している。砂礫質の多く含まれた堤防の場合、護岸や水制を効果的に使うことによって侵食を防ぐ方策が必要となる。

十勝川は、かつては水害が頻発する暴れ川であった。北海道開拓がはじまった明治初期、水がなく土地がやせた丘陵地では農業に適さず、農業に適した十勝川沿いの沖積地では度重なる洪水によって大きな農業被害がたびたび発生した。北海道の他の土地に比べて帯広十勝の開拓が最も遅かったのはこのような事情があったのである。十勝川では、治水に対する先人達のたゆまぬ努力によって近年大きな水害は激減した。しかし、どんなに治水安全度が上げても、それを上回る水害の頻度が下がるだけで、水害をゼロにすることは不可能である。しかも、気候変動によって雨量や豪雨の頻度が増加すれば、現在の治水安全度を上回る水害の頻度自体も将来的に増加する。十勝川はもう安全、水害が起こるはずはないという先入観を捨てて、水害への備えを怠ってはならない。特に、平日頃は小さい流量しか流れていない小さな支川でも、大量の雨が降ればいつでも恐ろしい荒ぶる神へと変身する。今回の豪雨災害は、そのこと如実に物語っている。

(4.5 節執筆 泉典洋)

第4章の参考文献

- 1) 住友・渡邊・泉・山口・横濱：河道攪乱のためのフラッシュ放流による旧流路の維持に関する研究、土木学会論文集 B1 (水工学) Vol. 72(4), pp. 751-756, 2016

(第4章とりまとめ 泉典洋)

5. 常呂川水系の状況に関する調査内容

5.1 常呂川流域における降雨の概況および河道状況

図 5.1.1 は国土交通省「水文水質データベース」のデータ¹⁾を用いて、常呂川流域の各地点における雨量・水位の経時変化を 2016 年 8 月 16 日～23 日についてまとめたものである。上流域（観測地点：留辺蘂、置戸）と下流域（観測地点：上川沿、太茶苗）での降雨量を比較すると、時間雨量は概ね同程度あるものの、降り止み後 5 時間までの累積雨量の最大値は、上流域で 130mm 程度であり、下流域よりも 40mm 程度多い。一方、下流域で河川水位は、時間雨量および累積雨量の最大値を示した時間にピークを示しておらず、下流域での河川水位の上昇は上流域での観測された記録的な降雨に起因していると言える。これによって下流域での上川沿と太茶苗では、計画高水位を超過した。特に太茶苗では、2016 年 8 月 18 日には 6 時間程度、8 月 20 日～22 日には 32 時間程度の期間で計画高水位を超過した。また、8 月 23 日にも計画高水位に迫る河川水位を観測している。以上に示したように、常呂川流域では、他河川とは異なり、一連の降雨によって堤防の設計を超えるような外力が繰り返し作用した。

図 5.1.2 は常呂川の KP0～KP50 までの中・下流域における川幅を示している²⁾。後述する破堤、越水侵食などの被害が集中した KP15～28 付近では、上下流と比較して平均川幅が 200m 程度狭くなっている。このことから、堤防への被害は集中した流域は、水位上昇しやすく、水位の高い状

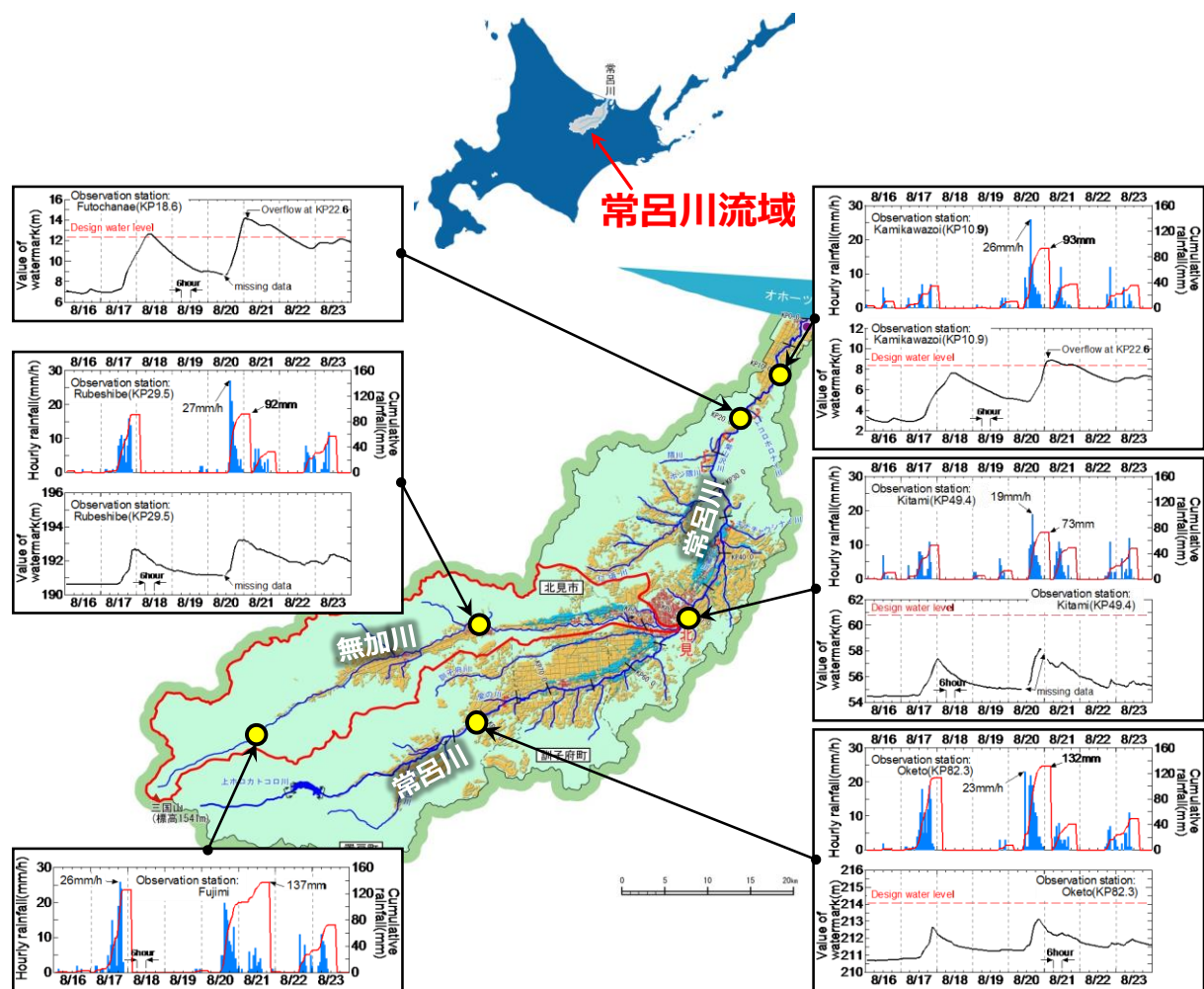


図 5.1.1 2016 年 8 月 16 日～23 日における常呂川流域での降雨および河川水位の経時変化

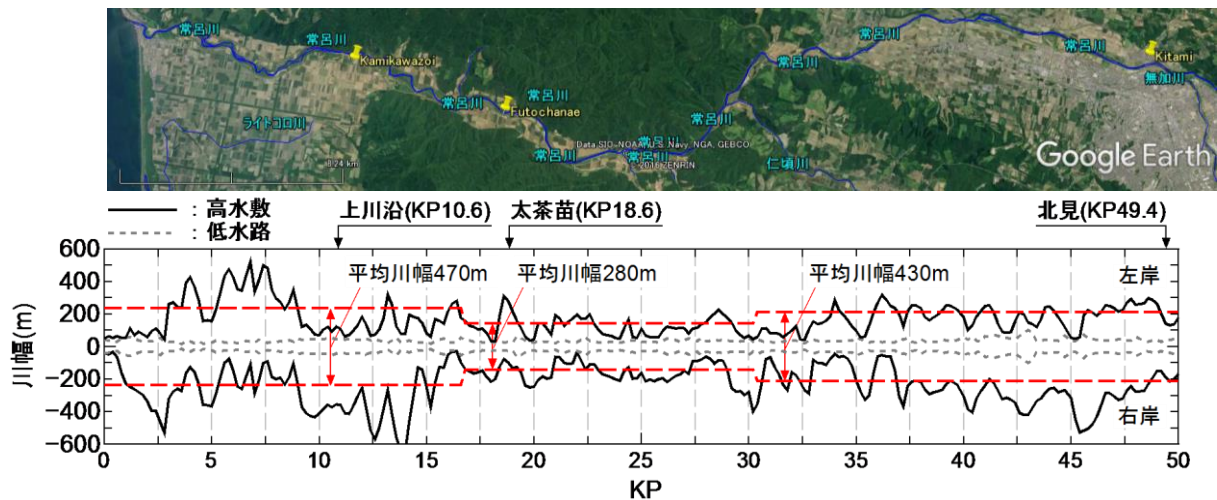


図 5.1.2 中・下流域 (KP0~KP50) における河道特性

態が長時間に継続する区間であった。

(5.1 節執筆 川尻峻三)

5.2 中・下流域における調査内容

5.2.1 KP7.6 付近における共立橋と KP12.8 付近における太幌橋

図 5.2.1 は共立橋および太幌橋の位置を示している。また、図 5.2.2 は 2016 年 8 月 22 日における KP7.6 付近の共立橋を上流側から撮影した状況である。図 5.2.2 を撮影した 8 月 22 日の段階では、河川水位は高水敷にまで達しており、当該橋梁における橋台取付盛土は流水を受けていた。取付盛土に着目すると、橋台躯体周辺の盛土のり面では図中の破線に示す領域ですべり破壊が起きているように見える。一方で、橋台から離れた箇所では、河川水位増加による痕跡は確認できるものの目立ったのり面変状などは確認できない。これは橋台躯体周辺の盛土のり面はまきこぼ



図 5.2.1 共立橋および太幌橋の位置



図 5.2.2 共立橋左岸橋台の状況



図 5.2.3 太幌橋の全景（右岸下流から撮影）



図 5.2.4 橋台背面盛土の流出状況



図 5.2.5 太幌橋の全景（右岸橋上から撮影）



図 5.2.6 橋脚への流木の堆積状況

し盛土であり十分な転圧ができなかったため、相対的な弱部となった可能性がある。

次に、図 5.2.3 は、左岸下流方から撮影した太幌橋の全景である。また、図 5.2.4 は橋台背面盛土が流出した左岸橋台部分を上流方から撮影した様子である。路盤部も含めた道路舗装構造物のすべてが崩落している。この箇所は高水敷の低い部分であり、氾濫流の集中によるものと考えられる。図 5.2.5 は、右岸側の橋台付近から左岸上流方向を撮影したものであり、橋台付近に袋型根固めが施されている。また、本橋は 1963 年に架設された橋梁である。橋台はいわゆるピアアバット形式になっている。架設から 50 年以上が経過しており、床版地覆の凍結融解による欠け落ちなどの劣化が顕著で、今回の豪雨災害以前から橋梁点検によって把握されていた。ウイングが完全に露出した状態になっているが、上述の劣化のほかに今回の豪雨で損傷した形跡は認められなかった。また、図 5.2.6 のように橋脚の上流側に若干の流木の堆積があるが、橋脚においても損傷は認められなかった。

今後、共立橋と太幌橋での被災形態の違いを説明するため、外力となる流水条件の推定や、盛土部での簡易動的コーン貫入試験等の実施による地盤強度に関する調査を行う予定である。

5.2.2 破堤および堤体の越流侵食

図 5.2.7 は破堤および堤体の越流侵食に関する主な調査箇所を示している。

KP18.6 付近では、太茶苗観測所の建屋および CCTV カメラが設置されているが、建屋および CCTV カメラを設置する際に堤体本体に腹付したと考えられる堤体の裏のり面において、図 5.2.8 に示すように河川からの越流によって侵食崩壊が発生していた。現地に繁茂している植生の状況から、越流幅は堤体延長方向に約 20m、越流時の堤体天端での水深は約 5cm であると予想される。のり面侵食の崩壊幅は最大で約 3m、崩壊深は 1m 程度であった (図 5.2.9)。侵食崩壊は、のり面に設置されているコンクリート製の階段付近や CCTV カメラの基礎コンクリート付近など、構造物と堤体の境界周辺に集中している。なお、顕著な流水跡が確認できるものの構造物が設置されていない箇所では、のり面の侵食は発生していなかった (図 5.2.10)。このことから、当該箇所では構造物設置に伴って堤体を掘削して埋め戻し、再転圧した相対的な弱部箇所において、流水によるのり面の侵食が発生したと考えられる。



図 5.2.7 越流侵食および破堤に関する主な調査箇所



図 5.2.8 侵食箇所の全景

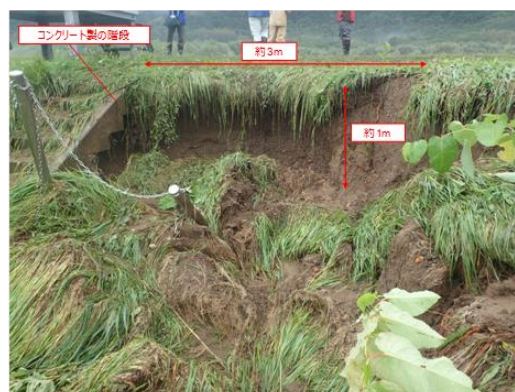


図 5.2.9 主な侵食箇所の状況



図 5.2.10 侵食崩壊が発生していない箇所の状況

図 5.2.11 は常呂川の支川である東亜川での破堤状況を示している。現地の状況としては、完全に流失している区間と堤内側のみ侵食されている区間が連続している。周辺は越水した痕跡が堤防天端に存在しているものの周辺の草本の倒伏状況からはそれほど越流水深は大きくなかったものと推察される（図 5.2.12）。完全に流失している箇所では調査時点（23 日午後 5 時）段階においてもわずかではあるが堤内側へ河川水が流出している状況がうかがえた（図 5.2.13）。



図 5.2.11 現地の全景写真（東亜川上流側から撮影）



図 5.2.12 現地の全景写真（東亜川下流側から撮影）



図 5.2.13 東亜川河川水の流出状況

図 5.2.14 は常呂川の支川である柴山沢川での堤体流出状況を示している。常呂川の支川である柴山沢川は、常時は調査箇所から約 1km 下流の地点で常呂川と合流している。当該箇所では柴山沢川の左岸堤体が約 100m に亘って流出した（図 5.2.14、図 5.2.15）。この堤体の流失によって常呂川右岸堤内の畑および民家の地下室が浸水した他、民家駐車場の一部が損壊する被害を受けている（図 5.2.16）。堤防上に柴山沢川から堤内側に越水した痕跡があり、越流を伴った堤体の流出であったと判断される。

図 5.2.17 は破堤箇所における開削調査時の堤体断面を柴山沢川下流から撮影した状況である。



図 5.2.14 堤体の流出状況①



図 5.2.15 堤体の流出状況②



図 5.2.16 民家付近の状況



図 5.2.17 開削調査時の断面および現場密度・透水試験の実施箇所

表 5.2.1 柴山沢川破堤箇所での原位置地盤調査の結果

実施箇所	乾燥密度(g/cm ³)	含水比(%)	飽和透水係数(m/s)
表のり面	1.15	34.2	5.66×10 ⁻⁵
裏のり面	1.67	9.9	7.30×10 ⁻⁵
基礎地盤	1.01	42.3	3.66×10 ⁻⁵

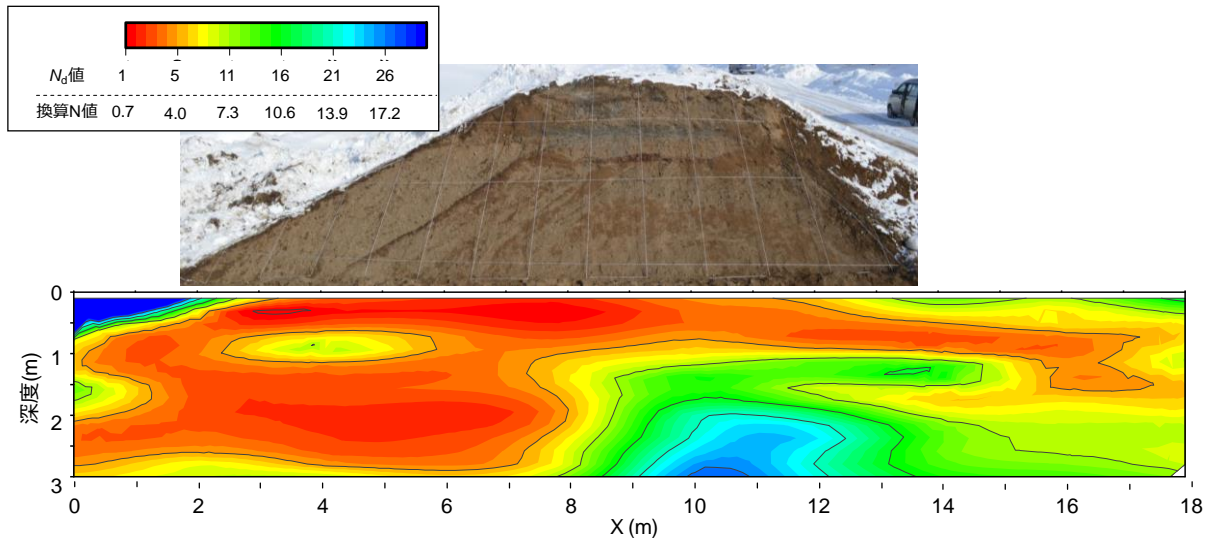


図 5.2.18 柴山沢川破堤箇所の堤体基礎地盤における N_{60} 値の分布状況

図中の赤破線で示すように当該堤体は、堤防拡幅履歴を有している。旧堤体と拡幅部裏のり面の土質は、目視ではどちらも礫混じり砂質土であった。一方、表のり面では明らかに礫分が少なく細粒質な土質であった。また、図中に示す位置で砂置換法による原位置密度試験およびマリOTT管を用いた原位置透水試験を行った。表 5.2.1 に試験結果のまとめを示す。拡幅部分においての表および裏のり面を比較すると、乾燥密度や含水比が大きく異なり、土質が異なることが伺える。基礎地盤では、乾燥密度が 1.01g/cm³ となり、比較的小さな値であった。透水係数は計測地点に依らず概ね 10⁻⁵m/s であった。今後、現在実施している突き固め試験や粒度試験などの室内土質結果から、原位置試験から得られた値の比較検討や妥当性について検討する予定である。

図 5.2.18 は開削断面の基礎地盤で実施した簡易動的コーン貫入試験から得られた N_{60} 値のコンター図である。破堤箇所基礎地盤の堤内側 (X < 10m 程度) では、 N_{60} 値 = 5 以下 (換算 N 値で 4 以下) の比較的緩い砂質土が深度 3m まで分布している。一方、堤外側 (X > 10m 程度) では、 N_{60} 値 = 5 以下の領域は堤体下 1m 程度の深度に分布している。今後はこのような破堤箇所の基礎地盤における土質構成を反映した浸透流解析によって、詳細に破堤原因について検討することが望まれる。

図 5.2.19 は越水による堤体侵食が発生した常呂川日吉 30 号樋門の状況を示している。崩壊箇所は、道道 7 号から堤体への取付け道路と 30 号樋門の間に位置している。崩壊は常呂川からの越流水によって、裏のり面で発生した。越流幅は約 70m 程度であるが、崩壊幅は 15m 程度あった。北見河川事務所担当者からの聞き取りでは、崩壊は円弧状に発生し、堤体天端がやや沈下したと

のことであった。現地調査時にはすでに大型土のうとシート張り工による応急復旧が行われていた（図 5.2.20）。先述したように、崩壊に伴い堤体天端が沈下したため、裏のり肩の大型土のうは現状のり肩よりもやや高い位置まで設置されており、表のり肩には土のうが 2 段程度積まれていた。

図 5.2.21 は越水侵食箇所付近で行った表面波探査から得られた堤体天端直下での S 波速度 V_s の 2 次元分布（ V_s 分布）および被災後における堤体天端高を示している。 V_s は地盤剛性に関するパラメーターであるため、その増減が間接的に地盤の硬さの指標となる。当該箇所の堤体高さは概ね 5m 程度であるが、 V_s 分布の深度 5m 程度において $V_s = 30 \sim 40\text{m/s}$ が異なっており、この箇所が堤体と基礎地盤の境界である判断できる。このため、 V_s 分布は現地の状況を表現できると言え



図 5.2.19 越流時の状況（8月22日4時頃の状況）



図 5.2.20 応急対策の状況（8月22日14時頃の状況）

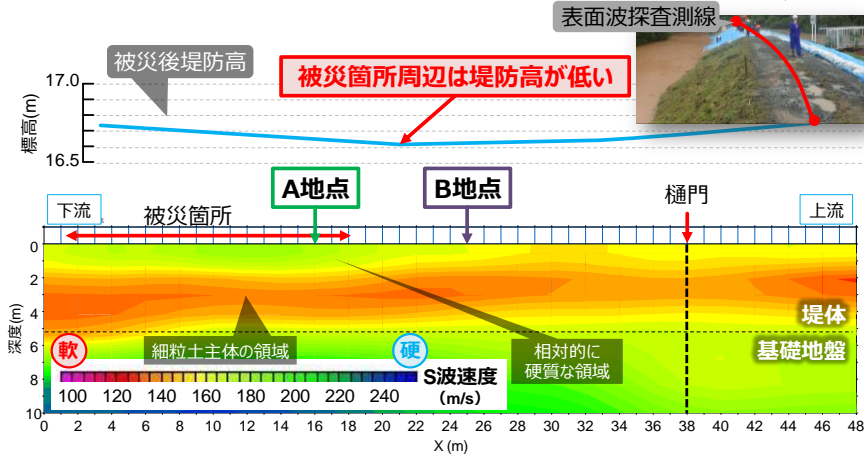


図 5.2.21 越水侵食箇所付近における V_s 分布

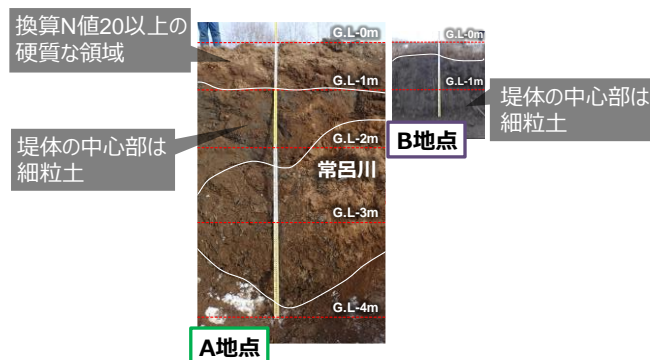


図 5.2.22 開削調査時の断面状況

る。ここで、被災箇所付近の天端下 1.0~1.5m 程度では k_s が相対的に大きくなっている領域が確認できる。図 5.2.22 は開削調査時の A 地点および B 地点の断面の状況を示している。当該箇所では G.L-1.0m 程度と境界に土質構成が異なり、G.L-1.0m よりも上部では比較的礫が多く、G.L-1.0m よりも下部では細粒土が主体であった。なお、別途行った簡易動的コーン貫入試験から G.L-1.0m よりも上部では、換算 N 値で 20 以上の硬質な状態であった。このことから、被災箇所では天端下 1.0m 程度までは硬質な地盤（図中の緑色の領域）であり、その下部は細粒土（図中の橙色の領域）である。さらにこの細粒土は、 $X > 24m$ 付近から天端付近にまで分布している。また、被災後の堤体高は、 $X = 20m$ 付近で最も低くなっている。以上のことから、越水侵食箇所は、堤体高が低かったものの、天端が周辺の堤体よりも比較的硬質であったため、河川水の越流に対する侵食抵抗が高かったと考えられる。また、堤体中心部は細粒土を多く含む堤体材料で構成されていたため、侵食抵抗が高かったと推察される。今後、採取試料の土質試験などから堤体構成材料の粒度分布を判断し、上述した柴山沢川の破堤との比較検討を行う予定である。

5.2.3 噴砂および空気湧出発生箇所、裏のり面崩壊および農地流出

図 5.2.23 は噴砂および空気湧出発生に関する主な調査箇所を示している。当該地区では、山間部の狭窄した箇所を常呂川が蛇行して流れている。このため当該地区周辺の河道幅は、上下流に比べて概ね 100 ~ 200m ほど狭くなっており、被災が集中した当該地区は水位上昇しやすく、水位の高い状態が長時間継続する区間であった。

KP22.8 付近では、8 月 18 日の計画高水位超過後に裏のり尻付近において、空気の湧出が確認された（図 5.2.24）。8 月 21 日の調査時には、堤防天端から 3m 程度堤内側で湧水が確認された（図 5.2.25）。湧水発生箇所付近は、この空気の湧出が確認された後、8 月 19 日に湧出箇所付近を試掘（図 5.2.26）した際には、比較的硬質なシルト層が 1.5m 程度堆積しており、その下部に均質



図 5.2.23 噴砂および空気湧出に関する主な調査箇所



図 5.2.24 空気湧出の状況



図 5.2.25 堤内地盤からの湧水の発生状況



図 5.2.26 試掘状況

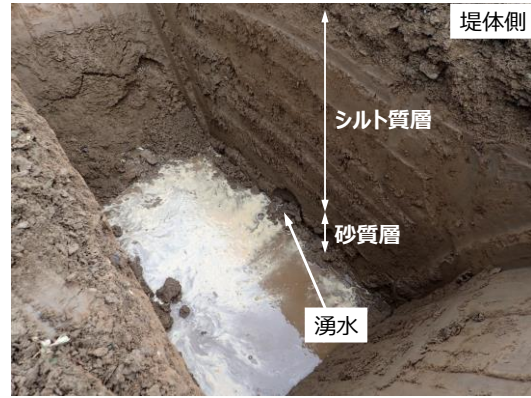


図 5.2.27 試掘断面からの湧水の状況

な砂質土が堆積していることを確認している（図 5.2.27）。試掘時にはこの砂質土層から水が湧出し、試掘によるトレンチを崩壊させるほどの湧出量であった。このような状況からも、8月21日の調査時に確認した湧水は、堤体基盤の透水性が良い砂質土層を通り、堤外から堤内に湧出している水である可能性が高いと判断できる。

図 5.2.28 は発生した噴砂の面積 A_b と裏のり尻からの発生位置 L_t の関係を KP 別に整理した結果である。なお、噴砂の発生規模は噴砂量や体積などの指標を用いることが望ましいが、オルソ写真からは高さの判断が困難であるため、発生した噴砂の面積を噴砂の発生規模とした。全体的な傾向として、 L_t が大きくなると A_b が低下する傾向にあるものの、 A_b の小さい噴砂については裏のり尻近傍でも多数発生している。これは噴砂が発生している実際の地盤は、単純な土質構成ではなく、基礎地盤や堤内・外地盤には様々な土質が層状分布していることや、局所的な緩み領域が存在しており、噴砂規模と裏のり尻からの噴砂発生距離の相関性は限定的であったと推察される。主な噴砂発生箇所を示している。

噴砂の発生やパイピングの進行性に及ぼす透水性基盤の影響については、縮尺模型実験や解析による検討が行われ、理想的な条件での支配要因は明らかになりつつある。一方で、先述したように実際の噴砂は、噴砂の規模と裏のり尻から発生箇所までの距離の相関性が低い等、実地盤の

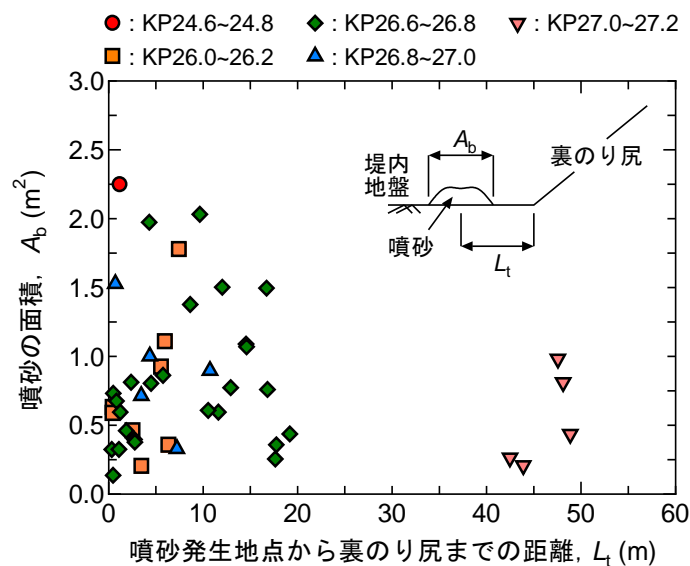


図 5.2.28 噴砂規模と裏のり尻までの距離

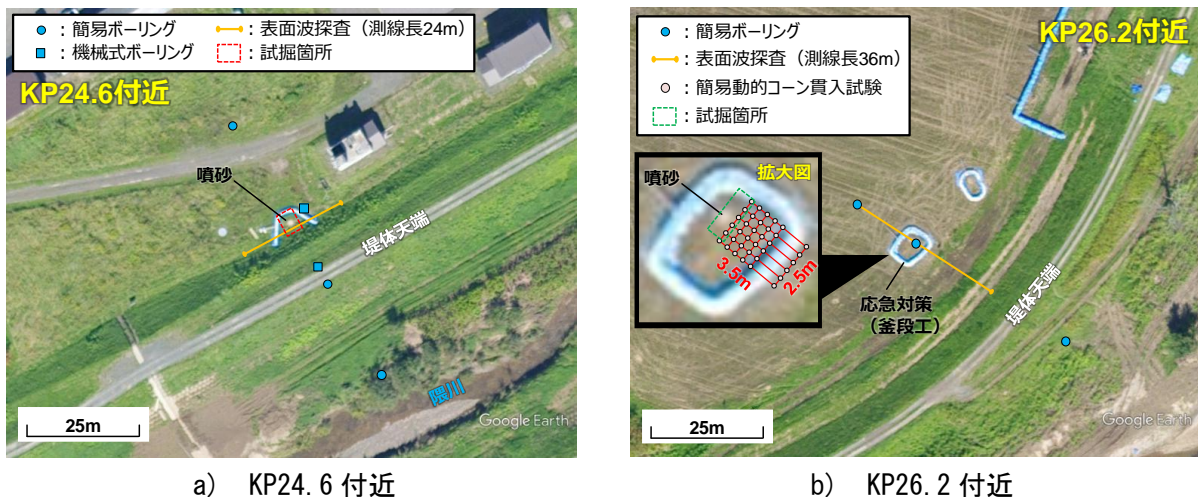


図 5.2.29 地盤調査箇所および内容の概要

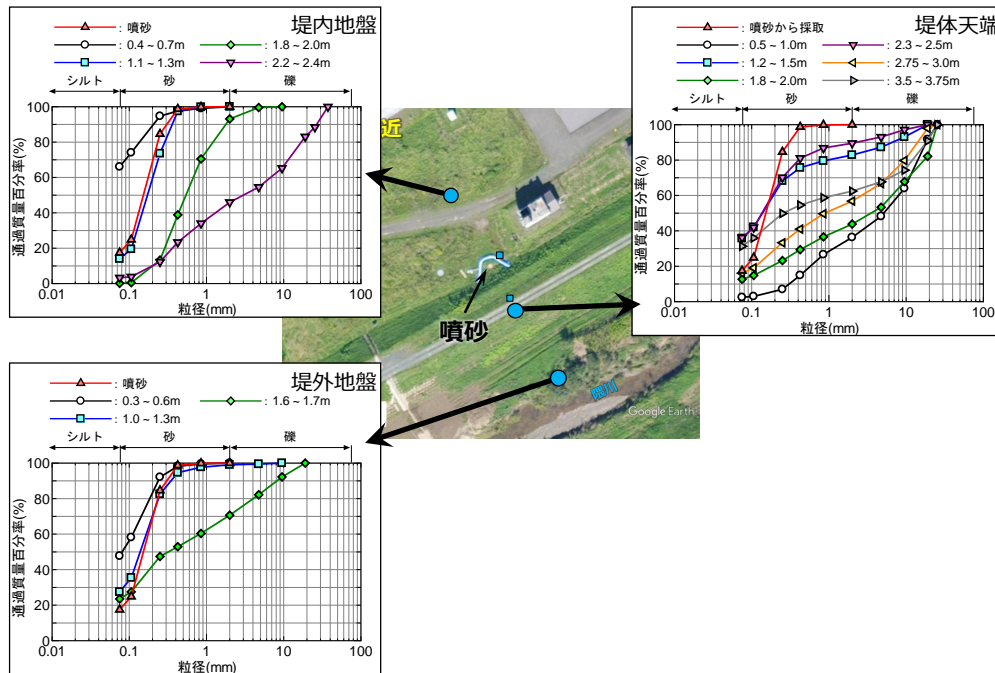
条件が模型実験や解析で想定しているモデルと大きく異なる可能性がある。しかし、噴砂が発生した周辺地盤の地盤工学的な特徴の把握を目的として、網羅的に地盤調査を行った事例は少ない。そこで、噴砂の発生位置や規模の違いに着目し、裏のり尻と裏のり尻から堤内側の離れた地点の噴砂を対象として、堤内・外地盤および堤体で表面波探査、簡易ボーリング調査、簡易動的コーン貫入試験、試掘調査などの地盤調査を行い、噴砂の発生形態・機構の違いについて検討を行った。

図 5.2.29a)、b)はそれぞれ地盤調査を行った地点の平面図と調査内容を示している。KP24.6 付近の裏のり尻で発生した噴砂は直径 2.2m 程度、高さ 0.5m 程度であり、今回、常呂川で発生した噴砂の中では最も規模が大きい。この地点では、堤体横断方向の土質構成を把握し、噴砂の供給源を明らかにすることを目的として、堤内・外地盤および堤体で簡易ボーリングと機械式ボーリングを行った。さらに噴砂とボーリングから得られた一部の試料については、粒度試験を行った。簡易ボーリングで用いた装置は油圧式ブレーカーでサンプラーを地盤内に打ち込む、パーカッションタイプのボーリング装置である。基本的にはサンプラー径は 120mm を用いたが、打ち込みが困難な場合にサンプラー径は 80mm と 60mm の径が小さいサンプラーに適宜交換した。サンプラーの打ち込みを継続し、礫質土などの硬質な土質によって打ち込みが困難となった時点で掘り止めとした。また、当該箇所には埋設管が存在している可能性があったため、後述する簡易動的コーン貫入試験の実施が困難であった。KP26.2 付近では、裏のり尻から堤内側に 8m 程度離れた位置で直径約 1.5m、高さ約 0.3m 程度の噴砂が発生していた。裏のり尻から離れている点で、KP24.6 とは発生形態が異なる可能性がある。この地点においても、堤体横断方向の土質構成から噴砂の供給源を把握することを目的として、簡易ボーリングを行った。また、噴砂発生地点の周辺地盤における緩み領域を把握するため、噴砂発生地点と堤体裏のり尻間の 2.5m×3.5m の領域内に 0.5m 間隔（一部で 1.5m 間隔）で測点を設け、深度 2m までの簡易動的コーン貫入試験を行った。

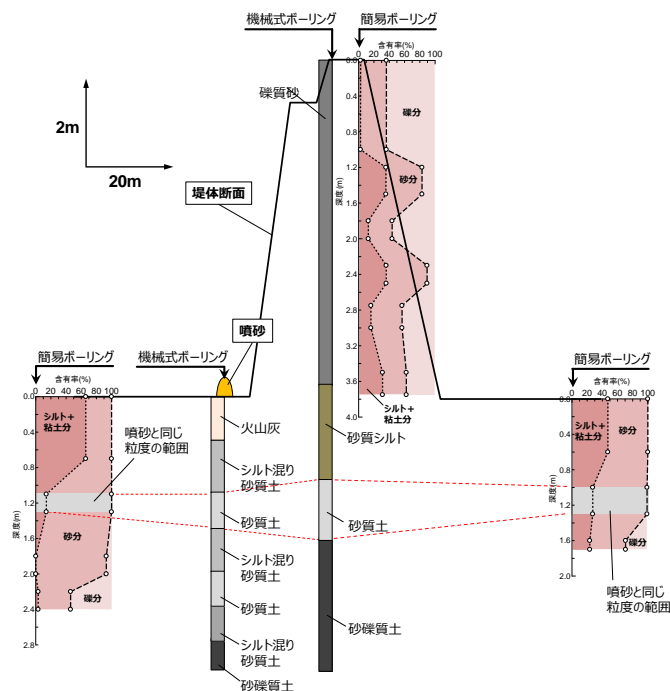
図 5.2.30a)、b)はそれぞれ KP24.6 で実施した簡易ボーリングによって各深度で採取した試料の粒度特性と、機械式ボーリングと簡易ボーリングの結果を堤体断面に反映させたものである。図 5.2.30a)の粒度特性を見ると、噴砂の粒度は分級された砂質土である。この噴砂と同様の砂質土は堤内地盤では採取深度 1.1~1.3m、堤外地盤では採取深度 1.0~1.3m で確認される。また、堤

体天端の結果については、簡易ボーリングではサンプラーを堤体基盤まで打ち込むことができなかったため、堤内・外地盤の採取深度 1.0~1.3m に相当する深度からの試料採取は困難であった。このため、堤体天端で行った簡易ボーリングからは砂質土の分布深度は不明であった。

次に図 5. 2. 30a) の各地点の粒度特性を堤体断面にさせたものが図 5. 2. 30b) である。なお、粒度特性は礫分、砂分、シルト+粘土分の含有率を深度方向に整理した結果で示している。各ボーリング地点の堤内・外ともに深度 1.0m 程度までの表層地盤は、シルトと粘土分を 40~60%程度含ん



a) 各地点での粒度分布



b) 堤体断面における土質構成

図 5. 2. 30 KP24. 6 付近における土質試験結果と推定土質断面

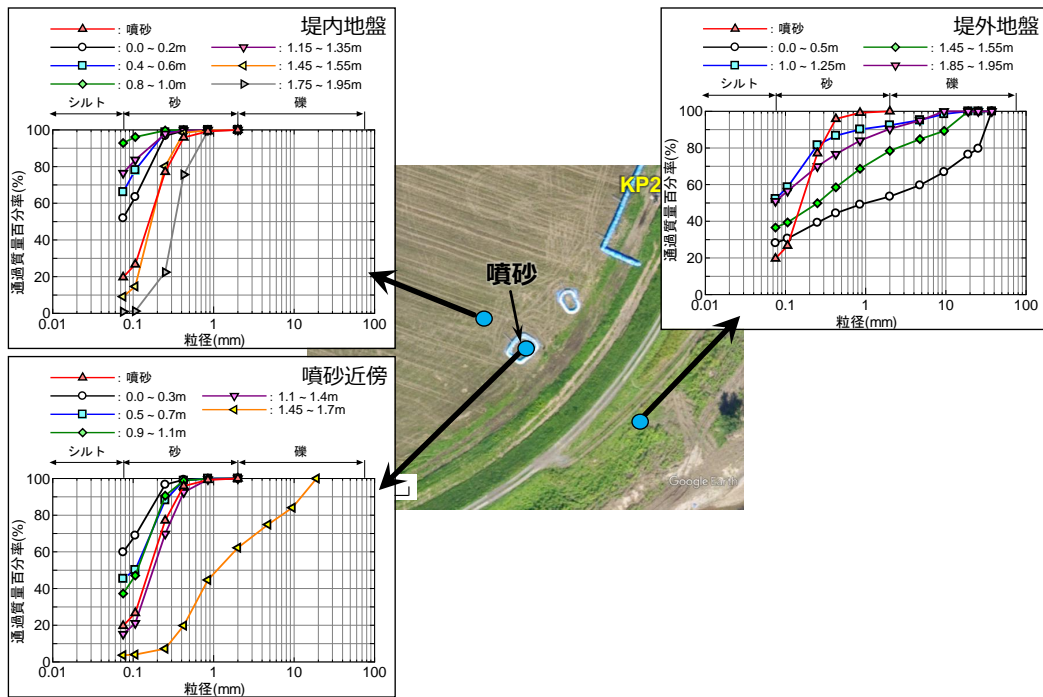
でいる細粒土である。その下層には、噴砂と同程度の粒度特性を有する砂質土が堆積している。堤体天端および噴砂近傍で行われた機械式ボーリングから得られたコアの土質情報を反映すると、噴砂と同様の粒度特性を有する砂質土は、堤体直下では厚さ 1.0m 程度で堆積し、堤内・外に向かって厚さが 0.4 ~ 0.6m と薄くなるようなレンズ状に分布していると予想される。また、この砂質土層は堤内から堤外まで連続する、いわゆる連通した状態で分布している。

図 5.2.31a)、b) はそれぞれ KP26.2 で採取した試料の粒度特性と、粒度特性を堤体断面に反映させた図である。図 5.2.31a) の堤内地盤の結果を見ると、噴砂と同様の粒度特性を有する砂質土は、堤内地盤では採取深度 1.45 ~ 1.55m、噴砂近傍では 1.1 ~ 1.4m の範囲で分布していることがわかる。砂質土層上部は細粒土が地表まで分布しているが、KP26.2 の堤内地盤が耕作地であるため、KP24.6 と比較して細粒分量が多いことがわかる。また、噴砂近傍よりも噴砂より堤内側の地点で耕作土の細粒分が多い。堤外地盤の粒度特性を見ると、噴砂と同様の粒度特性を有する砂質土は確認できず、KP24.6 とは土質構成が異なる。図 5.2.31b) に示した堤体断面における土質構成を見ると、噴砂と同様の粒度特性を有する砂質土が堆積している深度は、噴砂より堤内側の地点よりも噴砂近傍において浅く、さらに砂質土層が厚く分布している。また、噴砂より堤内側の地点では、砂質土上部の耕作土の細粒分含有率が 90% を超えて、粘性土が局所的に分布している箇所がある。

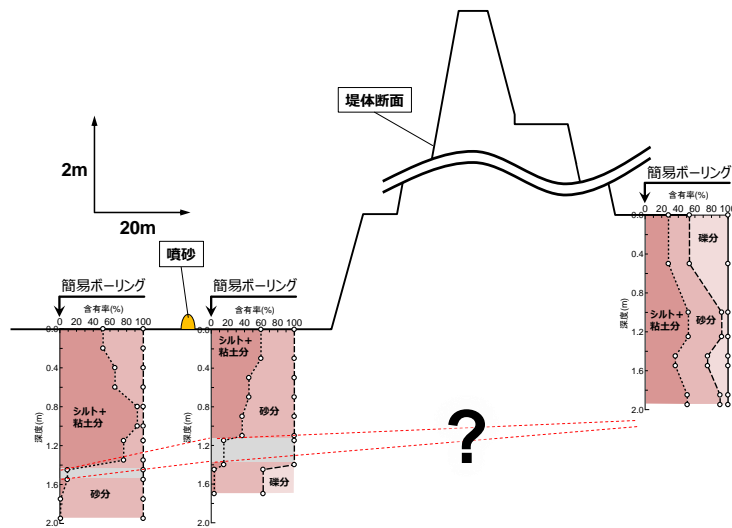
裏のり尻付近で噴砂が発生した KP24.6 付近では、噴砂の供給源と考えられる砂質土は、地盤表層部のシルト質土の下部に位置しており、この砂質土は堤内地盤から堤外地盤まで連なるように同程度の厚さで層状に分布していた。また、噴砂近傍における砂質土層では局所的に S 波速度が変化していた。以上のことから、KP24.6 では河川水位上昇に伴い基礎地盤内の砂質土層に浸透圧が作用し、この浸透圧が最も解放されやすい裏のり尻において噴砂が発生したと解釈できる。また、KP24.6 付近では河岸が露出しているため、河川水位上昇時には露出した河岸において透水性が良い砂質土層から河川水が集中的に流入し易い状態にあると考えられる。さらに、砂質土層が堤体から堤外まで連通していることで、噴砂地点へ供給される砂質土が多いため、噴砂の規模が大きくなったと推察される。

一方で、裏のり尻よりも堤内側の離れた箇所で噴砂が発生した KP26.2 付近では、噴砂の供給源となった砂質土は地盤表層部のシルト質土の下部に位置していた。しかし、この砂質土の横断方向の分布形状は KP24.6 とは異なり、噴砂位置より堤体側の砂質土層は堤内側よりも浅い箇所に分布しており、噴砂位置より堤内側ではシルト質土が厚く分布していた。また、堤外には噴砂と同様の粒度特性を有する砂質土の分布は確認できなかった。さらに試掘調査の結果から、噴砂に伴う明瞭な空洞やサンドパイプは確認できなかった。以上の現地の状況から噴砂のメカニズムを考察すると、KP26.2 では KP24.6 とは異なり、砂質土層が堤外に露出していないため、基礎地盤に流入する河川水量は少ないものの、浸透圧は堤内側の砂質土層に作用した。しかし、砂質土層内を水平に伝播する浸透圧の進行を遮るように存在するシルト質土の影響によって、浸透圧の行き場が水平方向から地表面方向へ変化し、その際に噴砂が発生したと考えられる。また、噴砂となり得る砂質土層の分布は堤体横断方向には限定的であるため、噴砂地点へ供給される砂質土は KP24.6 より少なく、規模が大きい噴砂に至らなかったと推察される。

今後も丁寧な地盤調査を継続することに加えて、模型実験や数値解析によって、より定量的に噴砂形態と堤体の安定性について検討を進め、効率的かつ効果的な噴砂発生時の応急・本復旧手



a) 各地点での粒度分布



b) 堤体断面における土質構成

図 5.2.31 付近における土質試験結果と推定土質断面

法の検討に資するデータを蓄積・公表する予定である。なお、本文で検討した一連の噴砂発生区間では、堤体の機能回復を目的として、従来から実績のある矢板の打設など適切な対策工が行われる。

図 5.2.32 は、常呂川の支川であるポン隈川の左岸裏のり面における崩壊の状況を示している。当該箇所は道道 7 号から 50m 程度の左岸側裏のり面であり、光ファイバケーブル敷設のために既設堤体に腹付された盛土である。このため、のり面勾配は 1:1.2 程度とやや急勾配であり、他の堤体よりも天端幅が広い状態にある。崩壊幅は 5~6m 程度であり、崩壊したのり長は 6~7m 程度である。崩土は 3~4m 程度のり尻側の畑へ流出している (図 5.2.32)。調査時にはポン隈川の水位は上昇した状態であったが、崩壊面からの湧水等は確認できなかったため、堤体の機能は維持し

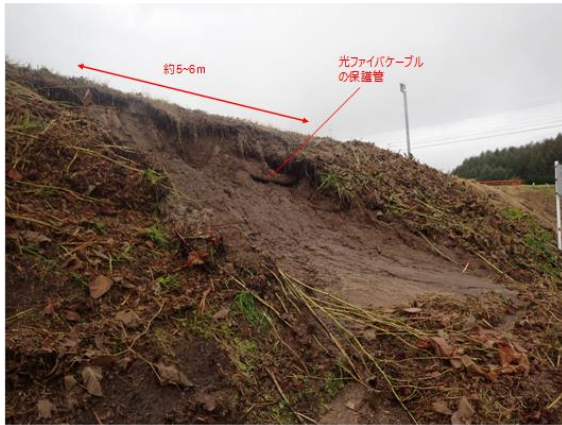


図 5. 2. 32 のり面崩壊の状況



図 5. 2. 33 のり面中腹のクラックの状況

ていると判断できる。上記の結果からも、当該のり面の崩壊は、降雨浸透に伴い堤体内の飽和度が上昇し、それによって土の強度が低下したために発生したと予想される。なお、崩壊箇所よりもポン隈川下流方ののり肩やのり面中腹ではクラックや段差が確認できた（図 5. 2. 33）。降雨や融雪水による崩壊拡大を防止することを目的に、現在はブルーシート張り工による応急対策が行われている。

常呂川下流部では無堤地区が存在するが、河川沿いに存在する農地に勢いを持った河川水が氾濫し、農地の表土が広範囲に流失した。図 5. 2. 34 は、2016 年出水後と 2008 年に取得された LP データを比較して、北海道開発局網走開発建設部が河道内に存在する農地における洗掘堆積状況を把握したものである³⁾。低水路から農地に氾濫流が同じように乗り上げたにもかかわらず KP30. 0-30. 8 では表土の流出が著しく（洗掘地点 1）、KP35. 4-36. 0 では堆積（堆積地点 1）が生じている。

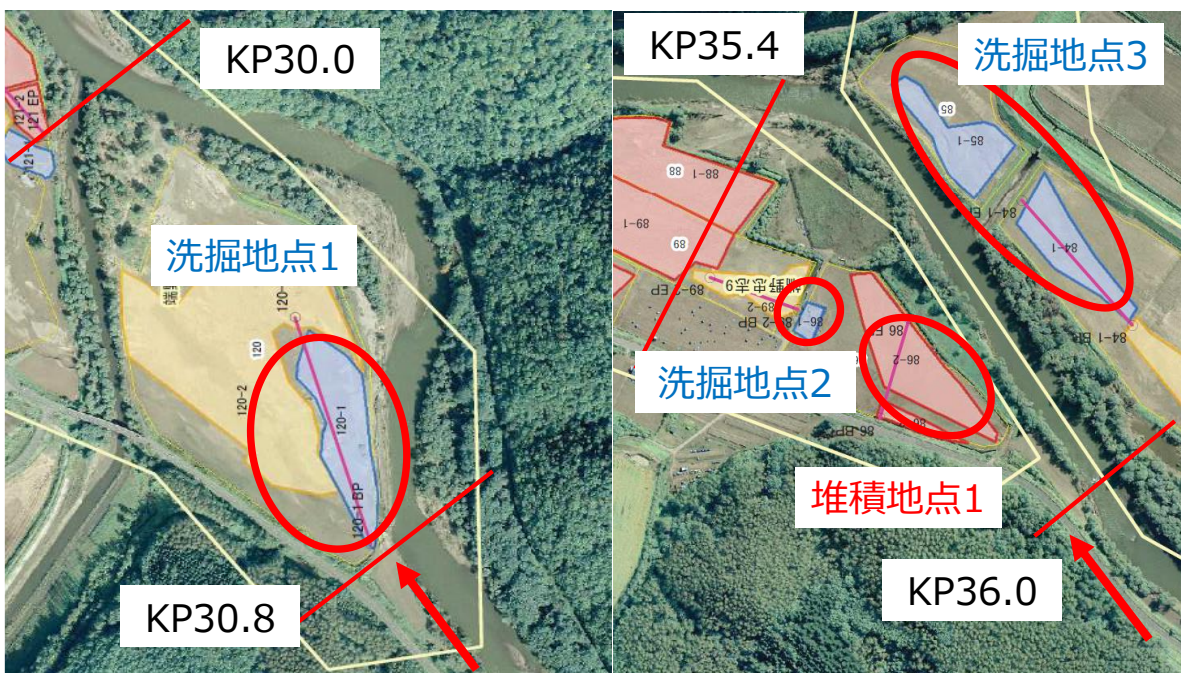


図 5. 2. 34 農地の堆積・洗掘状況

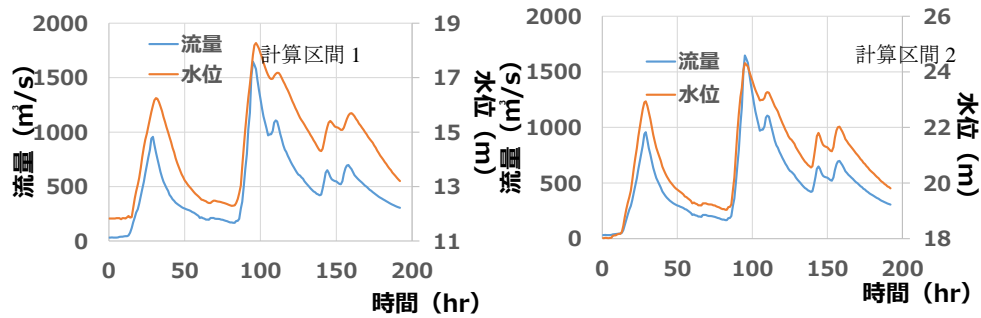


図 5.2.35 計算に用いた実測の水位・流量

この2地点を比較し、現象の把握を行うことで、農地の表土流出の原因と対策手法の検討が可能となる。しかしながら、洪水時の流れと河道の変化は、把握されていない。そこで、河川シミュレーションソフト iRIC Nays2DH を用いて、表土流出が生じた箇所の流れと河道変化を再現し、現象の把握を試みることにした。計算に用いた上流端の境界条件である流量と下流端の境界条件である水位¹⁾を図 5.2.35 に示す。図 5.2.36 および図 5.2.37 は、それぞれ、水位が下がった時点(t=192hr) および最高水位時(区間 1 t=97hr 区間 2 t=95hr)で流れと河床変動を再現した結果である。図 5.2.35 と図 5.2.36、37 の比較より、計算結果は実際の農地における洗掘・堆積を精度よく再現していることが確認できる。両区間の氾濫流が低水路から乗り上げた箇所である洗掘地点1と堆積地点1周辺の流れのベクトルの向きに着目すると、洗掘地点1では河岸に直線的に乗り上げているのに対し、堆積地点1周辺では流れが上流で分岐し右岸側の高水敷にも流れている。このため、乗り上げ時の流速が減速し著しい洗掘が生じなかったものと推定される。このように、上流側の河道も大きく影響していると考えられる。また、区間2の洗掘地点2で局所的に洗掘が生じている。ベクトルの向きに着目すると、流れが集中してことがわかる。これは、地形が周りよりも低く、流れが集中し、流速が増加したため、局所的流出が起こったものと考えられる。一方、区間2の洗掘地点3では、時間差をもって洗掘場所が変化している。最高水位時(95hr)では、地点上流側の農地が洗掘していないのに対し、計算終了(192hr)では上流側も洗掘が生じている。このように、時間とともに洗掘位置が変化することが判明した。このことは、現象を理解するためには、洪水期間の流れの変化を十分抑える必要があることを示すものである。

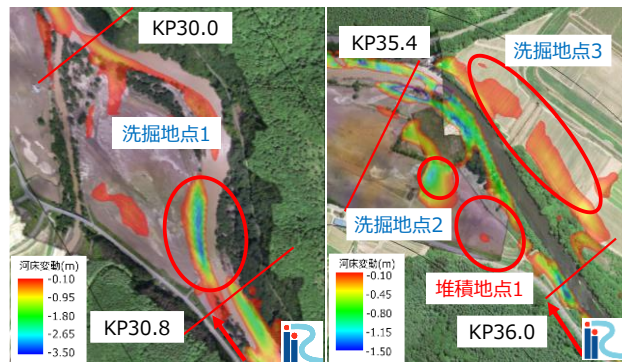


図 5.2.36 洗掘・堆積の計算結果

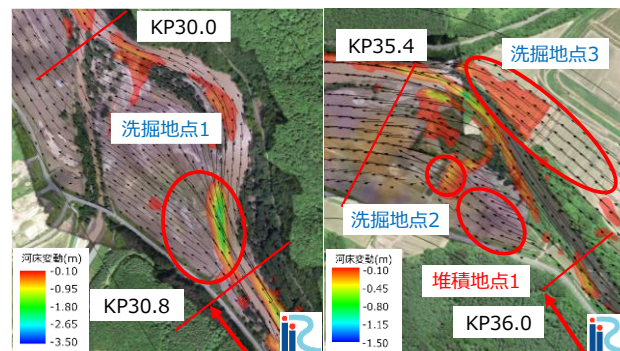


図 5.2.37 最高水位時の河床変動
および流速ベクトル

このように、時間とともに洗掘位置が変化することが判明した。このことは、現象を理解するためには、洪水期間の流れの変化を十分抑える必要があることを示すものである。

(5.2 節執筆 川口貴之、川尻峻三、早川博、宮森保紀、渡邊康玄)

5.3 上流域における調査内容

5.3.1 無加川の被災状況

図 5.3.1 は常呂川の上流域に相当する無加川での主な調査箇所を示している。温泉街での氾濫土砂の堆積、橋台背面盛土の流出・侵食、橋脚への流木の堆積などが発生した。

清見橋は現在、河道拡幅のため架け替え工事中で、この仮橋の右岸橋台が被災した。被災状況を図 5.3.2 に示す。橋台基礎部の河床洗掘により、橋台裏から土砂が流出したものと推定される。

図 5.3.3 に示すように、橋台基礎部底面まで矢板を水平方向に追加するとともに流出した裏込め材の充填が復旧工事として実施されていた。また、図 5.3.4 に見られるようにこの仮橋の橋脚に流木が大量に集積しており、流れの偏向の影響も考えられる。網走開発建設部北見道路事務所の調査では、中央の2つの橋脚に亘って幅 26.5m 縦断方向 36.2m の集積が確認されている。この流木集積部の高さは、高いところで 2.5m を超えるものであった。



図 5.3.1 無加川における主な被災箇所



図 5.3.2 清見橋（仮設橋）の被災状況



図 5.3.3 清見橋（仮設橋）の右岸橋台裏の被災状況



図 5.3.4 清見橋（仮設橋）の流木の集積状況

図 5.3.5 は温根湯温泉市街地の状況を示している。河道からの溢水によって市街地には土砂が堆積している状況であった。8月20日夜に図 5.3.6 に示す位置から溢水し、市街地に泥を大量に含んだ河川水が氾濫した。この近傍の最高水位の痕跡が氾濫敷の高さとほぼ同じ程度であったことから、局所的に標高の低い個所からの溢水と推定される。溢水個所の直上流河岸では侵食も生じていた。出水後、溢水個所の直下流に図 5.3.7 で確認される流木の集積があった。この流木の集積による断面の減少により氾濫が生じたものとも考えられる。

水郷橋の橋脚に、図 5.3.8 に示される大量の流木の集積が確認された。調査時点（21日18時25分頃）で、流木による堰上げが確認された。また、出水後の調査で、この集積部の右岸において、低水護岸の破壊が確認された。なお、網走建設管理部による調査では、一条橋、二条橋の流木も含めて、流木の材積は 74m^3 、細い木等の材積は 497m^3 であった。また、右岸橋台付近では図



図 5.3.5 温根湯温泉市街地の状況



図 5.3.6 水郷大橋下流右岸の溢水による侵食



図 5.3.7 溢水箇所下流の流木の集積



図 5.3.8 水郷大橋橋脚の流木と堰上げ



図 5.3.9 水郷大橋右岸橋台付近の護岸工の流出および変状

5.3.9 のように護岸工付近の地盤が侵食され、護岸工の一部が流出および変状していた。

国道 39 号から 18 号線の花丘橋方面に入り、無加川に架かる花丘橋周辺の平里地区では、農地および道路盛土が流出・崩壊していた（図 5.3.10）。図 5.3.10 は 8 月 25 日にドローン空撮による盛土崩壊箇所の全景である。道路は延長 14m に渡って路体まで全て押し流されていた。また、植生の倒伏状況から道路路面を越水した様子が伺え、その結果、下流側ののり肩が侵食していた。Google Earth との合成写真を図 5.3.11 に示す。現地踏査したところ、越水地点①の溢水規模は比較的小さく、さらに上流から右岸沿いに流路痕跡が見つかった。越水地点②は 19 号線が突き当たる右岸であり、その地点の上流は対岸が山付き河岸になっているため、反転してきた流れが右岸に向いていることと、Google Earth との合成写真から河道には交互砂州の前縁線が確認できるので、溢水箇所が水衝部になっていた可能性が高い。その結果、溢水した流れは右岸沿いを走り、越水地点②で道路法面に当たり、圃場へと流入したものと考えられる。



図 5.3.10 ドローン空撮による現地状況

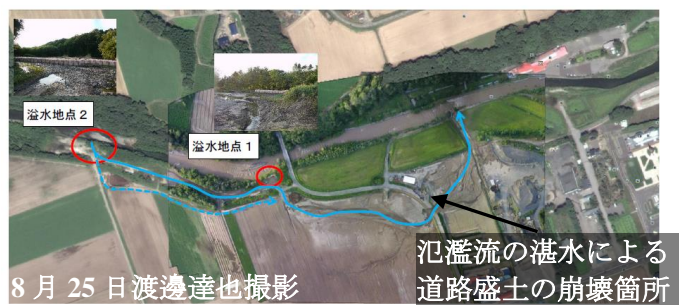


図 5.3.11 平里地区の溢水と農地の流失状況

図 5.3.12 は無加川の支川である 22 号沢川に架かる川上橋における被災状況を示す。当該橋梁では、橋梁が周辺の土地よりも低い谷地形に架けられ、道路勾配により雨水が橋梁に集まり橋台背面に流入した例である。右岸 A2 橋台背面の土砂が下流側に流出した。周辺は畑地で前後の取り付け道路は橋に向けて下ってきており、降雨時の雨水は橋梁に向けて集まりやすい。このため、雨水が沢に流れ込む際に橋台背面土も流出したものと推測される。橋面上から観察した限りでは橋梁本体には特別な損傷は見受けられなかった。

図 5.3.13 および図 5.3.14 無加川の支川である 25 号沢川に架かる白花橋の被災状況を示す。白花橋での被害は、橋台側面やフーチング上の盛土の流出およびそれによる基礎杭の露出である。25 号沢川は谷底にあり氾濫流や河岸侵食により土砂が流出したとは考えづらい。図 5.3.13 では、道路と平行に側溝と排水管が設置されており、それらが破断している。これにより、側溝と排水管からそのまま雨水が流れ、橋台側面の土砂が流出した。図 5.3.14 のように、橋梁には橋面の雨水を処理する排水管が取り付けられている。白花橋の被害は、この橋梁に取り付けてある排水管からの雨水も関係している。過去の点検でも排水管からの雨水により盛土が流出していることが報告されていた。今回の豪雨災害では、排水管から多量の水が放出されたと考えられる。そのため、側溝からの雨水と合わせてさらに盛土を流出させた。上流側では、側溝からの雨水の流入と排水



図 5.3.12 川上橋の被災状況（右岸側）



図 5.3.13 白花橋の被災状況
(橋上から撮影)



図 5.3.14 白花橋の被災状況
(左岸上流側から撮影)

管からの排水の複合により、基礎杭が露出している。下流側は、排水管からの排水のみにより盛土の流出が見受けられる。このような状況は、これまで橋梁の設計では重要視されていなかった要因の複合により、構造安定性に影響を及ぼす可能性があることを示した。

5.3.2 無加川における追加調査

無加川では、比較的高い水位が継続していたため、河川横断工作物の被災の程度が不明であったことから、水位が低くなるのを待って、被災状況の追跡調査を実施した。

清見橋の下流に位置する第5落差工では、11月11日の調査において、**図 5.3.15**に見られるように、下流側の軟岩の侵食による河床低下と迂回流により、魚道の破壊や落差工下流河岸部の擁壁および低水護岸が破壊されていた。

無加川第2頭首工では、**図 5.3.16**にみられる取水口直上流の左岸が大きく侵食を受けていることを確認した。この侵食は、低水護岸の前面への倒れ込みや頭首工上流に形成されている左岸付きの砂州の存在から、流れが頭首工直上流左岸の凹岸となる湾曲流となって、凹岸部の局所洗掘が生じたためであると考えられる。

第1頭首工の左岸側堰柱に**図 5.3.17**に見られるように大量の流木が集積していた。また、堰の左岸側高水敷の落差部において**図 5.3.18**に示す洗掘が生じていた。さらに、下流側の河道は出水前に比較して1m程低下しており、直下流の護岸の根固工が露出している状況であった。



図 5.3.15 無加川第5落差工の被災状況



図 5.3.16 第2頭首工直上流の河岸侵食



図 5.3.17 第1頭首工堰柱への流木の集積状況



図 5.3.18 第1頭首工左岸高水敷の洗掘状況

5.4 常呂川流域における被災状況のまとめ

5.4.1 河道および河川構造物の被害について

河川横断工作物の被災は、常呂川の支川である無加川において顕著であった。この要因としては、上流からの流木の集積や軟岩河床の洗掘によるものや迂回流の発生、さらには中規模河床波による局所洗掘等、様々考えられた。今後詳細な調査および流況の再現により原因の究明が必要である。

5.4.2 農地の流失について

常呂川下流部の無堤区間において、河川区域内農地の表土流失が顕著であった。河川シミュレーションソフト iRIC Nays2DH の計算結果では、これらの原因として、低水路内の高速流の農地への乗上や、農地の局所的な高低差による流れの集中によるものであると推察された。一方、無加川における農地の流失は、河道からの溢水によるものであったが、氾濫流が道路盛土により湛水され、その後越水による道路盛土の流失に伴う高速氾濫流により、道路盛土の下流側では、激しい表土流失が生じていた。この被災事例より、道路盛土は 2 線堤の役割を持ち氾濫被災を軽減する可能性はあるものの、その役割を持たせる場合には越水対策が必要不可欠であることが明確となった。

5.4.3 堤体の破堤・越水侵食について

常呂川において破堤した柴山沢川では、常呂川からの背水で発生した越流水によって侵食崩壊が発生し、最終的には破堤したと推察される。開削調査の結果から、破堤箇所付近の堤体は旧堤体の拡幅履歴があり、堤体土質は礫混じり砂質土であった。越流水に侵食破壊が発生した日吉 30 号樋門付近の堤体は、開削調査から堤体中心部では細粒分を多く含むシルト質土であった。また、越水箇所付近の堤体天端は、堤体中心部よりも相対的に硬質な状態であった。このことから、越水侵食箇所は相対的な堤体高さは低いために越水が発生したものの、堤体天端が硬質であったため越流水に対する粘りを発揮したと推定される。

5.4.4 噴砂について

裏のり尻近傍で規模の大きい噴砂が発生したケースでは、噴砂と同様の粒度特性を持つ砂質土が堤内・外地盤および基礎地盤に層状に連なって分布する、いわゆる連通している状態であった。また、堤体横断方向に砂質土層厚は大きな変化は無く、その上部には地表まで主にシルト質土が堆積していた。裏のり尻から 8m 程度堤内側で噴砂が確認されたケースでは、噴砂を境界として土質構成が異なっていた。噴砂より堤体側では、噴砂と同様の砂質土が比較的浅い位置に分布しており、その上部にはシルト質土が地表面まで分布していた。一方で、噴砂より堤内側では、砂質土の分布深度は深くなり、上部のシルト質土層の細粒分は多かった。このことから、砂質土層に作用した浸透圧の作用方向が、細粒分の多いシルト質土層の存在によって水平方向から地表面方向に変化し、その際に噴砂が発生したと推定される。

5.4.5 橋梁および橋台背面盛土の被害について

橋台背面土の洗掘および流出の被害形態にはおおまかに 2 つのパターンがあり、河川型と道路型に分けられる。河川型の被害は、橋台背面土の大規模流出を引き起こす、また、橋台や橋脚の基礎部が洗掘され、橋台および橋脚の傾斜も引き起こす。今回、下部構造の傾斜が確認されたの

は直接基礎形式のみであった。被害の大きさは河川そのものの特性も関係していると考えられ、橋梁分野以外での対策も必要となる。道路型の被害は、側溝や橋梁の排水管の雨水処理など、今まで重要視されていなかった要因の複合により被害を大きくさせていることが分かった。今回の災害では、流木の堆積による直接的な橋梁の被害はなかったが、塞き上げにより河岸の変化や侵食が発生し、出水時には管理用道路まで水が流れたため、対策を考える必要がある。

(5.4 節執筆 渡邊康玄)

第5章の参考文献

- 1) 国土交通省；水文水質データベース，<http://www1.river.go.jp/>
- 2) 網走開発建設部；第1回 常呂川堤防調査委員会資料，資料-2，2016年9月.
- 3) 網走開発建設部提供資料，2017年1月

(第5章とりまとめ 渡邊康玄)

6. 三大水系（石狩川・十勝川・常呂川）以外の状況に関する結果と考察

6.1 三大水系以外の被災概要

今回の北海道豪雨災害は三大水系（石狩川・十勝川・常呂川）以外にも北海道全域に渡って甚大な被害を与えている。図 6.1.1 に示す国管理河川の浸水被害以外にも北海道が管理する二級河川や市町村管理の普通河川において河岸侵食や河道溢水、橋梁の橋台背面の盛土流出による橋台倒壊や落橋、さらには橋脚・橋桁への流木の集積などの橋梁被災が各地で生じていた。一例として、図 6.1.1 中の星印に位置するオホーツク海へ注ぐ湧別川支川武利川に架設された町道の武利橋の状況を記す。

武利橋は図6.1.2に示すように右岸側と左岸側で構造形式が異なり、流出した右岸側主径間は支間長20m弱の単純桁で、残存している左岸側は1径間6m程度の3径間連続形式である。図6.1.2の右岸側A1橋台の背面土が流出して橋台が倒壊し、右岸側主径間の主桁も落橋し押し流されたと考えられる。図6.1.3の写真1には右岸側の主桁落橋の様子や左岸側P2橋脚に流木の集積状況も確認できる。また、写真2はA1橋台の上流側を保護していたふとん籠が変形して背面土が流出している状況である。写真3は右岸の流出した橋台跡に応急処置として直径数10cm程度の碎石を投入した状況である。さらに写真4は右岸の河岸において植生の倒伏状況が上流を向いており、右岸側A1橋台付近で閉塞した流れが渦を巻いていた状況が推測される。このように今回の豪雨災害は中小河川における橋梁被災が特徴的であり、その被災状況について今後も調査を継続し、対応策を検討する必要がある。

本章では河川水位が避難判断水位を超過した程度の釧路川で発生した堤防表法面の崩壊個所についての詳細な現地調査結果と、日高山脈の山間部を流れる沙流川上流域の特徴的な被災状況について報告する。

(6.1 節執筆 早川博、宮森保紀)

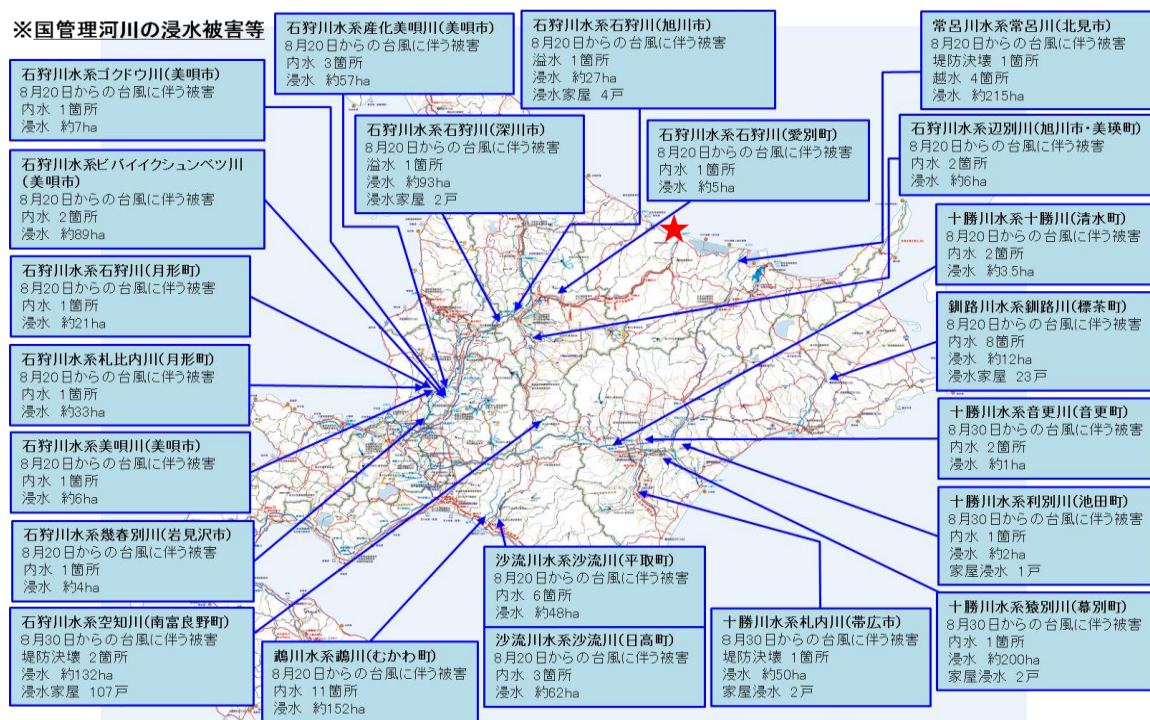


図 6.1.1 2016年8月の氾濫による被災状況（北海道開発局作成）

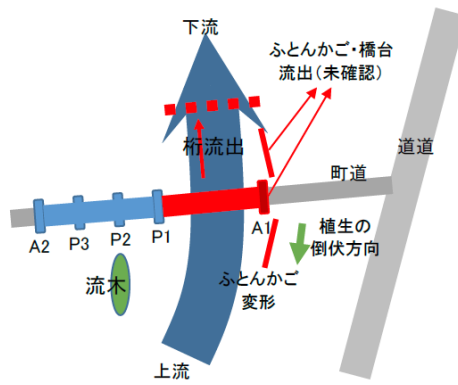


図 6.1.2 武利橋見取り図（橋台・橋脚番号は便宜上付する）



写真1 現場全体状況（右：右岸、左：左岸）



写真2 右岸より上流側

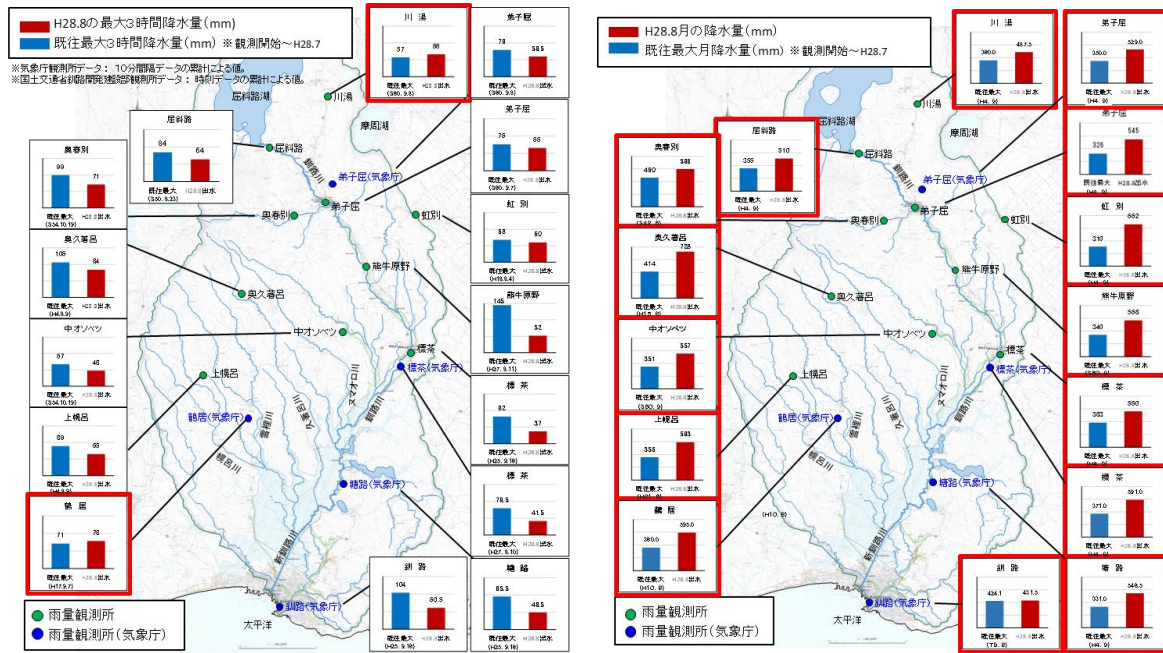


写真3 右岸より下流側



写真4 右岸上流側の植生の倒伏状況

図 6.1.3 武利橋の橋梁被害（上流から撮影）



資料作成：釧路開発建設部

図 6.2.1.1 2016年8月の3時間降水量（左）と月降水量（右）（既往最大降水量との比較）

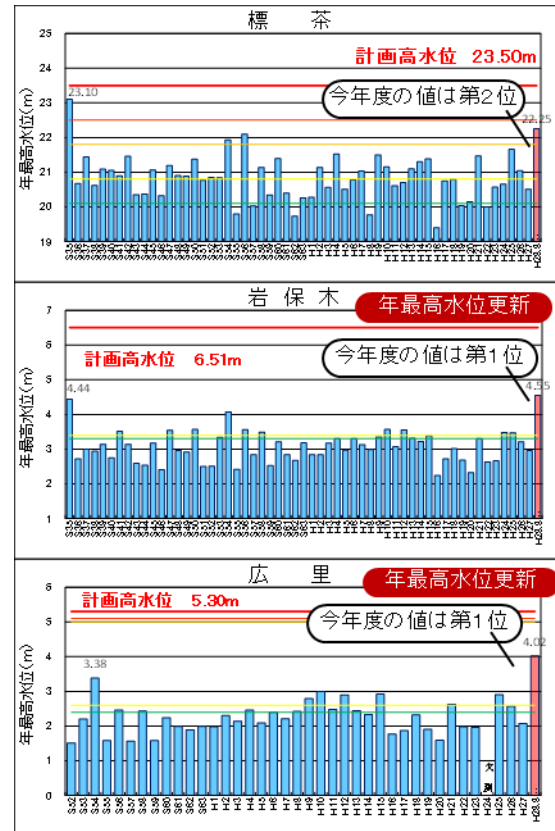
6.2 釧路川流域における降雨概況と被災状況

6.2.1 降雨・水位概況と被災状況

釧路川流域における2016年8月の降雨の状況は、図6.2.1.1に示すように3時間降水量については流域内15観測所中、2観測所（川湯と鶴居）で観測史上第1位を記録し、最多3時間降水量は流域北西部の奥久著呂観測所の84mmであった。また、8月の月降水量は流域内全観測所で観測史上第1位を記録し、最多月降水量は3時間降水量と同じく奥久著呂観測所の728mmであった。今回の一連の3つの台風がもたらした降雨は、9月も含めると釧路市の年間降水量約1,000mmに匹敵する規模であった。

一方、図6.2.1.2に示す最大水位の経年変化は、中流域の標茶観測所では近年では最大水位を示し、下流域の岩保木・広里観測所では最大値を更新した。しかしながら、釧路川流域は上流域に屈斜路湖という天然の貯水池を抱え、さらには下流域にはラムサール条約登録地である釧路湿原を有するため、最下流に位置する釧路市では大きな洪水被災を免れている。以下、今回の被災状況の概況を記す。

図6.2.1.3は釧路川流域の標茶水位観測所およ



資料作成：釧路開発建設部

図 6.2.1.2 最大水位の経年比較

び熊牛原野雨量観測所での河川水位と時間雨量の経時変化である。北海道釧路地方では、停滞する前線の影響により平成28年8月20日から各地で雨が降り続き、8月21日には台風第11号の影響により釧路川流域に強い雨が降り続いた。特に標茶雨量観測所における8月の降水量は観測記録史上最多雨量となる561mmを記録するなど、各観測所で最多雨量を観測した。この大雨により、釧路川で急激に水位が上昇、標茶水位観測所（北海道標茶町）では、21日14時から21日の7時間にわたり避難判断水位を超過し、観測史上2番目となる水位を記録した。この大雨により、釧路川左岸 KP46.0k 付近の堤防法面ですべり破壊が発生した。

図 6.2.1.4 は標茶町付近での浸水状況および河川水位に状況を示している。標茶市街地は内水による浸水被害が発生し、標茶水位観測所地点付近では高水敷（堤外側法尻）より 0.5~1.0m 程度の高さまで水位が上昇した。この地点で生じた堤防法面でのすべり破壊については次節で詳述する。

この他の釧路川の被災状況は標茶地点より上流では低水路の河岸侵食が顕著であり、図 6.2.1.5

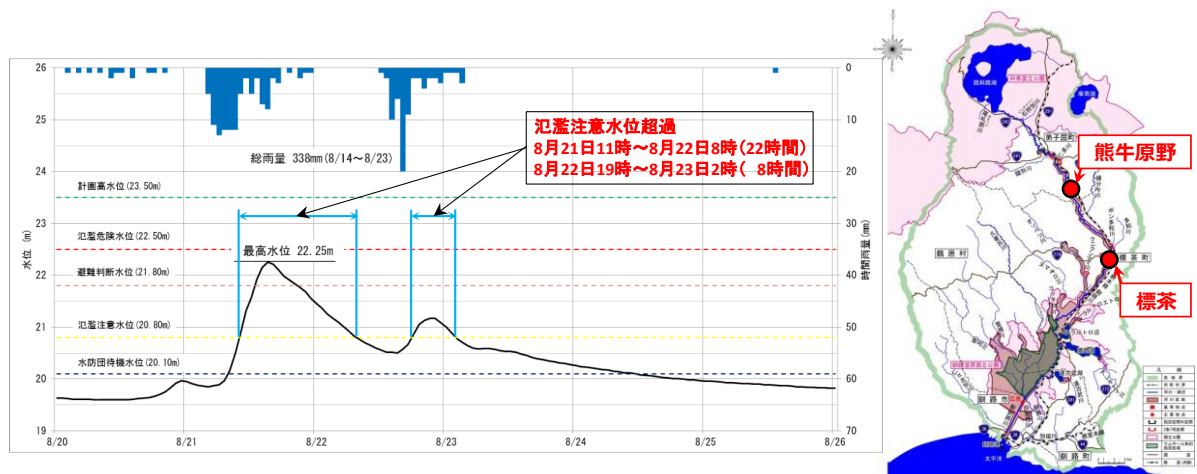


図 6.2.1.3 2016年8月20日~26日における被災箇所付近の降雨と河川水位の経時変化

(釧路川堤防調査検討会：平成28年8月の大雨により発生した釧路川の堤防法面被災に係る報告書(案)に加筆修正)



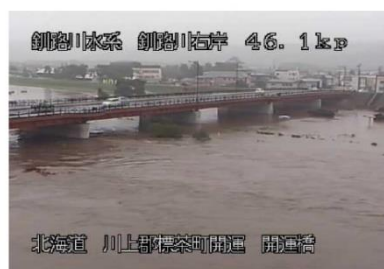
標茶町市街地の浸水状況（内水）



標茶地点（KP46 付近）河道状況



平成28年8月20日（土）13時頃

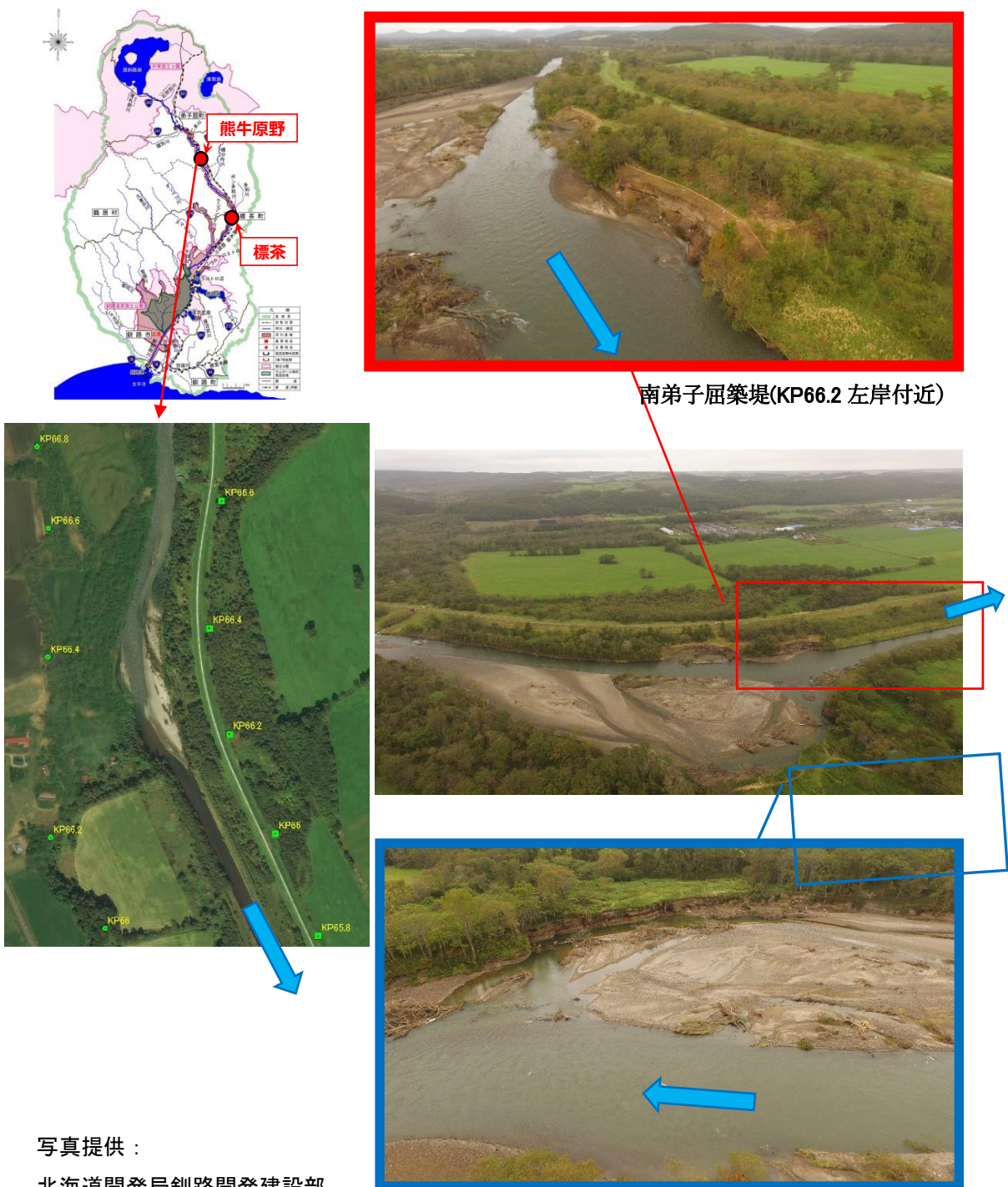


平成28年8月21日（日）14時頃

図 6.2.1.4 標茶町市街地および河川水位の状況

(釧路川堤防調査検討会：平成28年8月の大雨により発生した釧路川の堤防法面被災に係る報告書(案)に加筆修正)

に示す KP66 付近では低水路の主流が拡幅した河道の右岸に寄って流れていた状況から、出水中に右岸の河岸侵食が 50m 程度も進み、その反転流で左岸に河岸侵食が生じている。出水後は右岸を侵食した流れから、出水前の主流に近い左岸の内岸に沿う流れが主流となっている。このように釧路川は蛇行河川を直線的な低水路に切り替えているため、護岸が敷設されていない区間では本来の蛇行河川へ回帰する傾向がみられる。



写真提供：
北海道開発局釧路開発建設部

南弟子屈築堤(KP66.2 右岸付近)

図 6. 2. 1. 5 2016 年 8 月 20 日～26 日における被災箇所 (KP66. 2 南弟子屈築堤)

一方、下流域の被災状況は釧路湿原の出口に位置する岩保木や広里水位観測地点が図 6. 2. 1. 6 に示すように既往最大水位となり、平常時には湿原内を蛇行する河道であったが、今回の出水では河道周辺へ溢水が広がり、岩保木水位観測所の水防団待機水位 3.29 (m) を下回ったのは 9 月 20 日の約一か月を要した。このように防災面から釧路湿原の貯留効果は下流の釧路市にとって多大な恩恵を受けている。

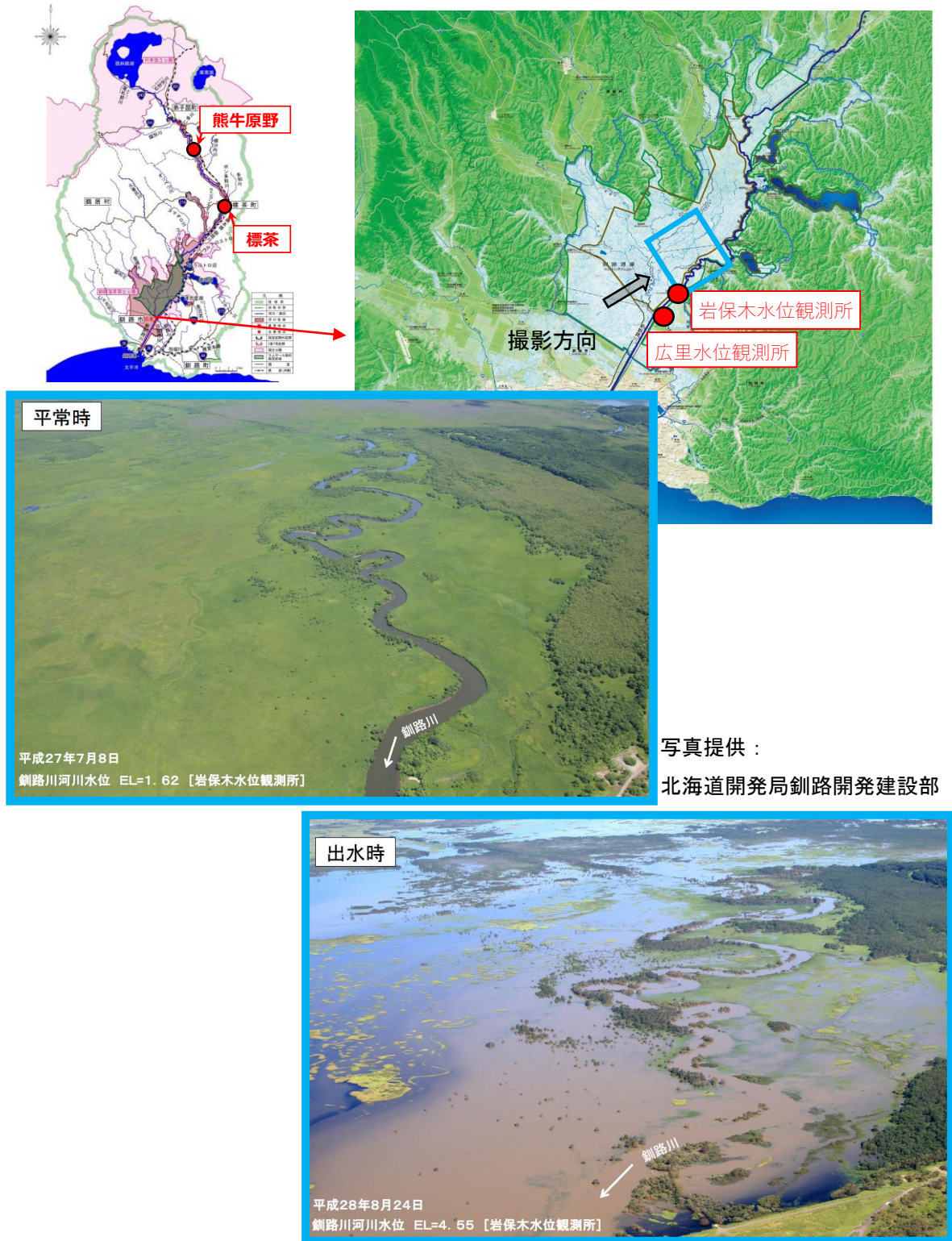


図 6. 2. 1. 6 2016 年 8 月 24 日における釧路湿原の出水前後の状況

6.2.2 堤防のり面崩壊の状況

標茶市街地の開運橋（左岸 KP46.2）～富士樋門（左岸 KP45.7）の区間では、堤外側法面で表層すべりが発生したほか、表法肩亀裂も確認された（図 6.2.2.1）。崩壊①～②は、台風第 11 号による 8 月 21 日 14 時頃に発見され、崩壊③は、台風第 10 号による 8 月 31 日に発見された。当区間では、平成 26 年 8 月にも堤外側の法すべりが発生しており、今回発生した区間は、平成 26 年の被災箇所を除く区間であった。8/25 の調査時には補修履歴を有する箇所では大きな変状はないものの、未補修箇所でのり肩やのり中腹を頂部としたすべり破壊の発生が認められた。9/5 の調査時には、最も下流方の変状箇所と樋門の間の表のり尻部での孔とその周辺での土砂流出跡や、進行性破壊による段差の発生が確認できた（図 6.2.2.2）。一方、補修箇所の表のり尻にも同様の孔があった。



図 6.2.2.1 被災状況のまとめ

（釧路川堤防調査検討会：平成 28 年 8 月の大雨により発生した釧路川の堤防法面被災に係る報告書(案)に加筆修正)



図 6.2.2.2 被災箇所の詳細状況

6.2.3 堤防の地盤調査結果

図 6.2.3.1 に崩壊メカニズム推定のために実施した地盤調査箇所の概要を示す。被災箇所では堤体を開削して断面観察，各種室内試験に用いる試料採取，原位置透水試験，簡易動的コーン貫入試験を行った。また，未被災箇所においてものり面表層から試料採取を行った。さらに，堤体および基礎地盤の地盤構造の連続性を把握するため，測線長 200m の表面波探査を行った。

図 6.2.3.2 は下流側被災箇所における断面観察の結果を示している。拡幅に伴い実施された段切り面が明瞭に確認できる。のり面崩壊は，一部の箇所で段切り箇所に及んでいるものの，大部分は拡幅の際に施工したのり面表層で発生している。のり面表層では，細粒分含有率が 70% を越えており，粘性土に分類される。一方，堤体中央部では段切り箇所付近と土質が異なっている。段切り箇所付近では細粒分が 37% 程度の火山灰質土であるものの，堤体中央部では細粒分含有率

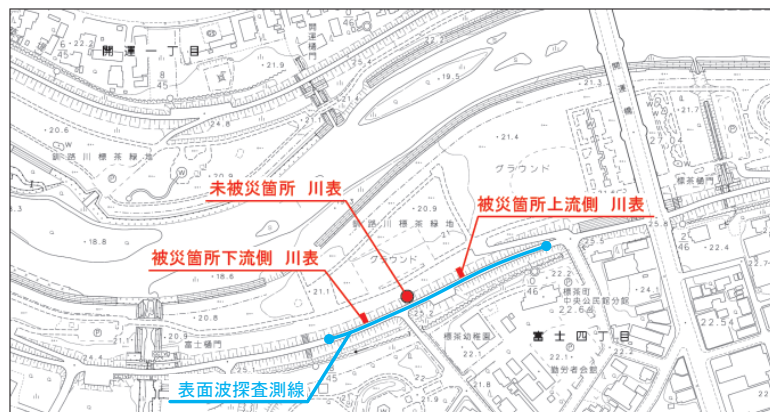


図 6.2.3.1 地盤調査箇所

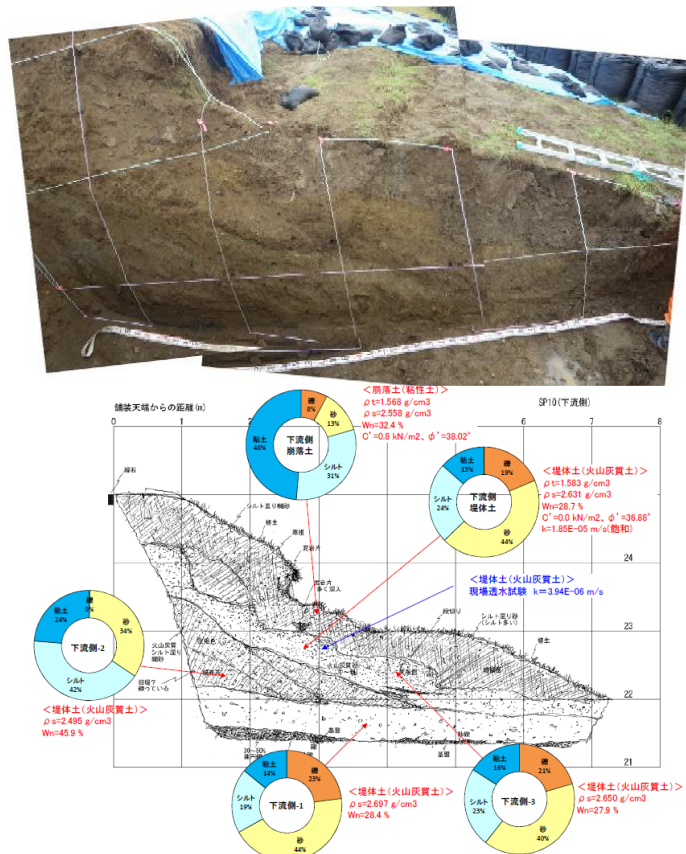


図 6.2.3.2 下流側被災箇所における断面観察結果

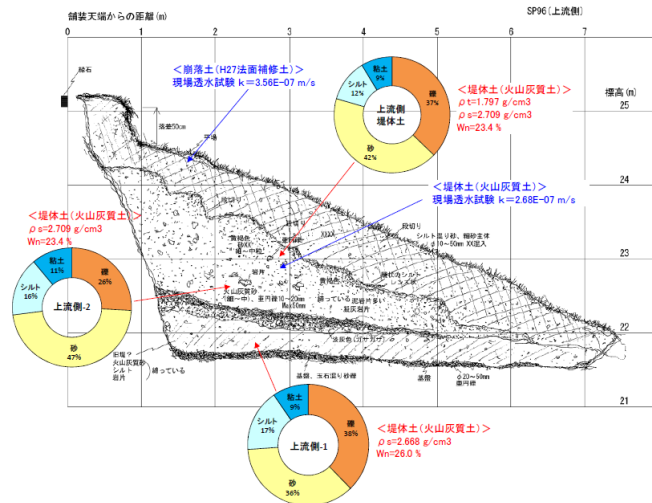
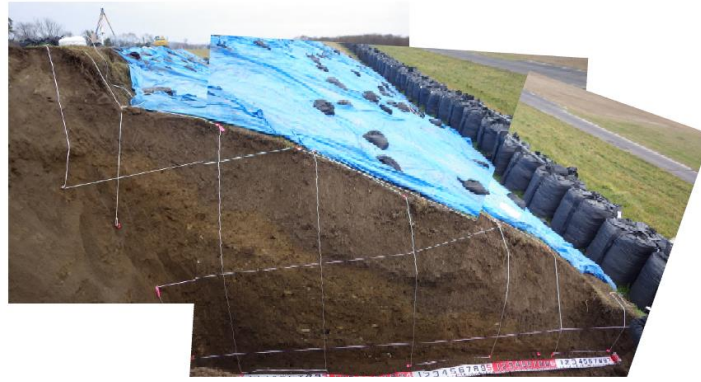


図 6.2.3.3 上流側被災箇所における断面観察結果

が 60%を超えている。このことから、堤体中央部は旧堤もしくは自然堤防の跡と考えられる。すなわち、当該箇所の堤体では 3 回の築堤履歴があると推察される。

次に図 6.2.3.3 は、上流側被災箇所における断面観察の結果を示している。下流側と同様に、拡幅に伴い実施された段切り面が明瞭であり、のり面崩壊は拡幅の際に施工した箇所で見られている。土質試験は行っていないものの、のり面表層は下流箇所と同様の土質であることを目視で確認している。段切り箇所より下の堤体土質は概ね一様であり、旧堤体や自然堤防の存在を示唆するような土質の違いは確認できない。

図 6.2.3.4 は、堤体縦断方向に行った表面波探査から取得した S 波速度分布を示している。S 波速度は地盤内伝播するせん断波速度であるため、その大小は地盤剛性と関連している。このことから、基本的には S 波速度は地盤の密度の大小関係と整合し、さらに密度変化が小さい場合に雨水浸透した地盤においても S 波速度が低下することが知られている。ここで、高水敷高より上部の堤体における S 波速度に着目すると、被災が発生した箇所（ブルーシート敷設付近）では、未被災箇所と比較すると S 波速度が小さいことがわかる。このことから、被災箇所では相対的に堤体の密度が小さい状態にあったか、降雨による雨水浸透がしやすい条件にあったと推察される。

今後は土質試験結果から浸透流・安定解析に必要なパラメータを取得し、さらに S 波速度分布を有限要素モデルに反映した数値解析を行い、より詳細な被災メカニズムの解明と具体的な対策工の提案に資するデータを取得する予定である。

(6.2 節執筆 早川博、川尻峻三、川口貴之)

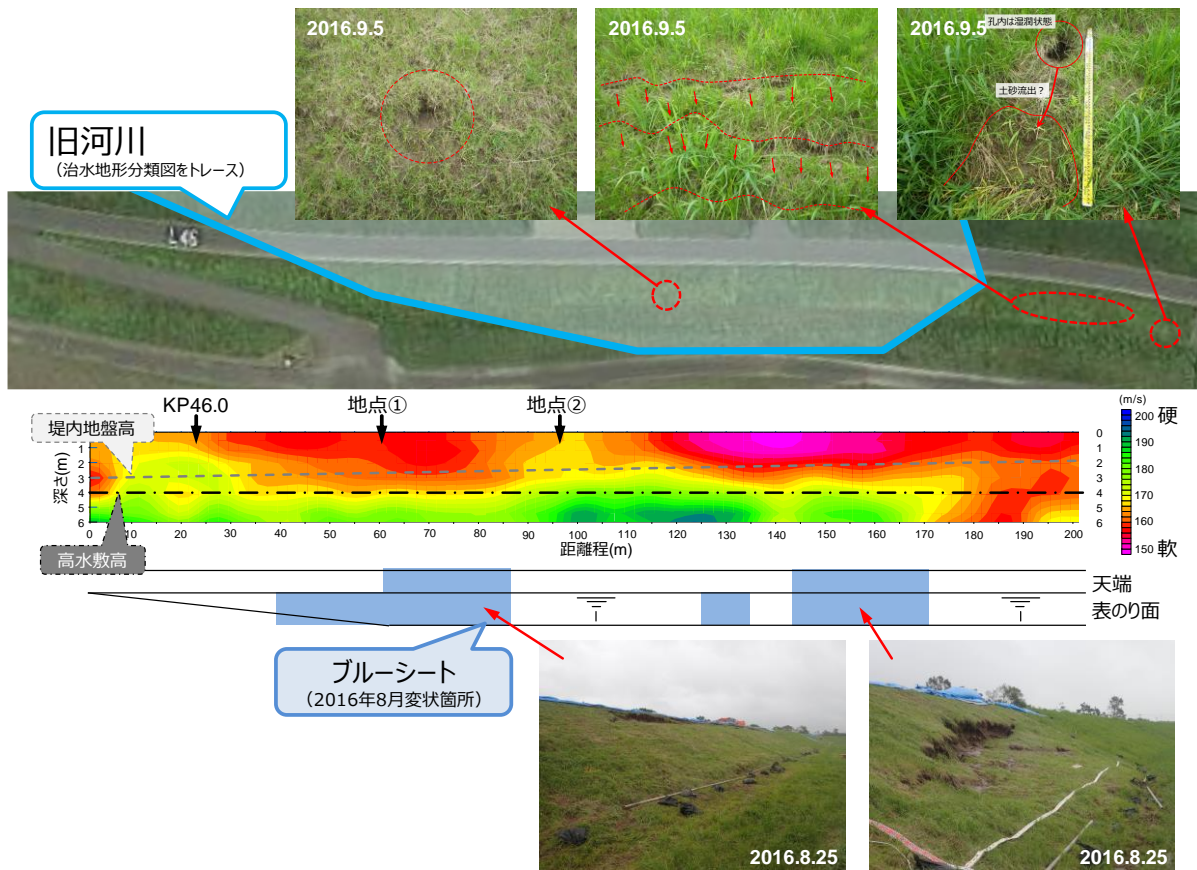


図 6.2.3.4 S波速度分布と被災状況の対応

6.3 沙流川流域における降雨概況と被災状況

6.3.1 降雨と水位の概況

沙流川流域は北海道南部の日高山脈に源を発し、南西～北東にのびた流域平均幅が約 13 km の細長い形状をしており、幹川流路延長 104 km、流域面積 1,350 km² の一級河川である (図 6.3.1.1)。最上流部の日高山脈は山腹斜面が急峻で、中流部は標高 200～400 m の範囲にあり、斜面はやや緩やかになるとともに河岸段丘の発達が顕著である。下流部は河岸段丘がさらに広く発達し、平取本町から下流部には沖積平野の発達も見られる。中流部には図 6.3.1.1 に示す発電専用ダムの岩知志ダムとその下流の二風谷ダムが機能し、今回の 8 月 21 日～23 日の豪雨では中・下流域の河川水位は図 6.3.1.2 の平取観測所のピーク水位が観測第 6 位と氾濫注意水位を下回っており、一部地域で内水浸水箇所が見られた程度であった。



図 6.3.1.1 沙流川流域の概要図

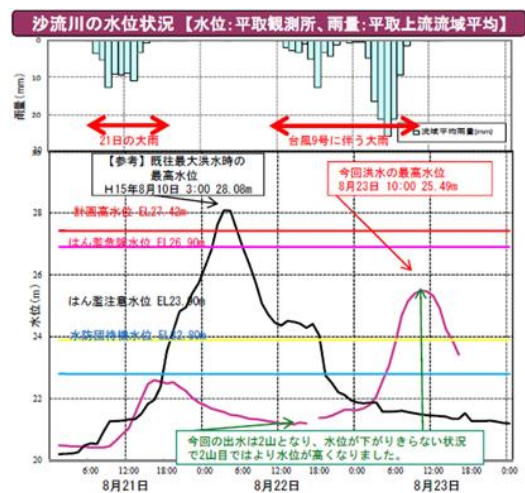


図 6.3.1.2 平取観測所の水位経時変化

(出典：北海道開発局室蘭開発建設部作成)



図 6.3.1.3 上流域の降雨観測所と被災箇所 (背景地図：国土地理院標準地図に加筆)

一方、8月29日からの台風10号の接近による大雨は、図6.3.1.3に示す日高山脈の東側、十勝川流域だけでなく西側の沙流川流域上流の日高町においても多大な被害をもたらし、日高山脈をまたぐ国道274号の日勝峠は2017年度末の復旧を余儀なくされている。この間の降雨状況は図6.2.1.4に日高山脈に向かって日高、千栄、ウエンザル、日勝へと標高順に示した。日勝峠手前のウエンザル雨量観測所では8月29日の1日だけで400mmを超える雨量があり、8月17日から

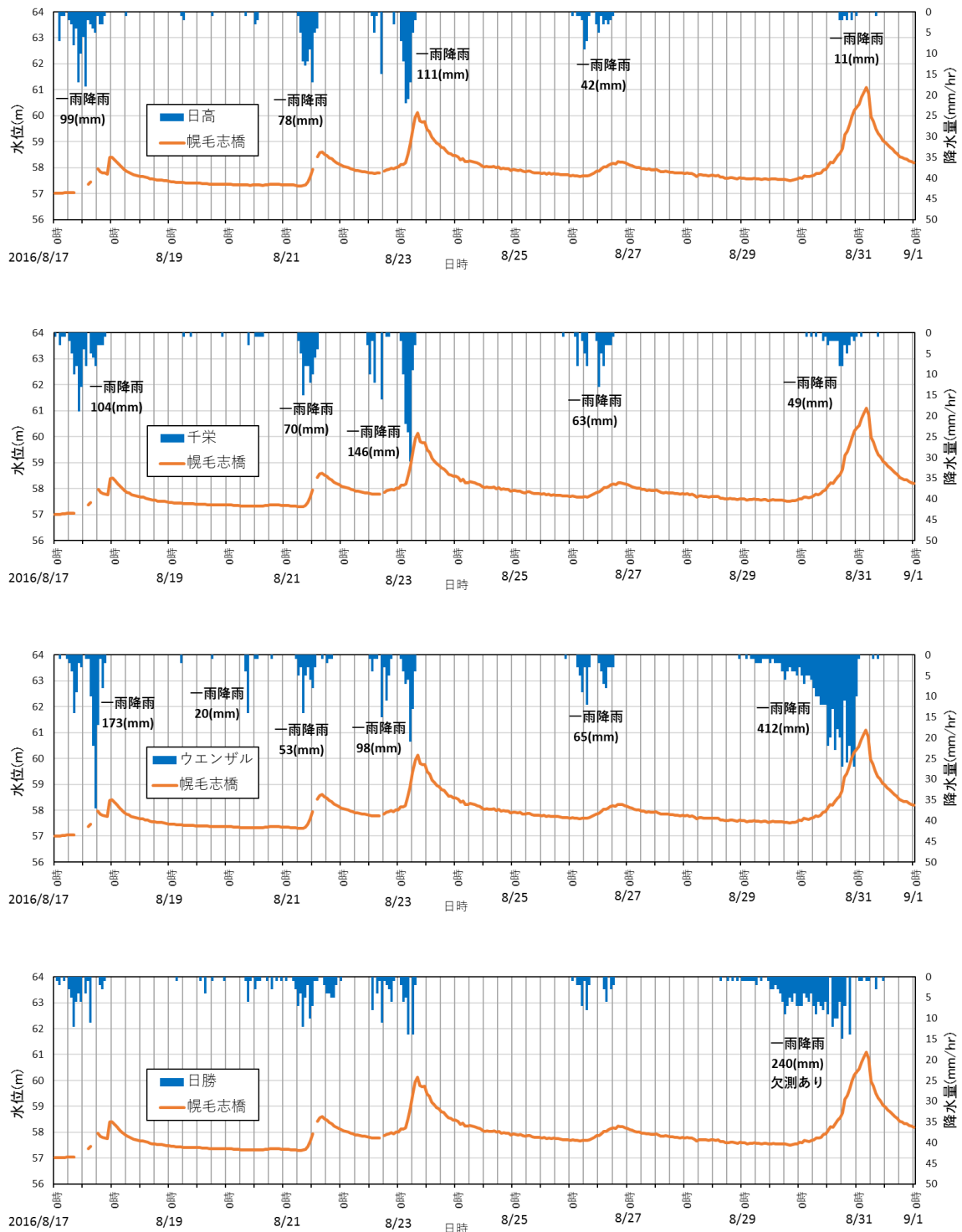


図 6.3.1.4 上流域の降雨と水位の経時変化

の半月間でも 800mm を超えていた。つまり、岩知志発電ダム下流の幌毛志橋観測所における 8 月 29 日からの水位上昇は、日高山脈山間部にもたらした降雨によるもので、**図 6.3.1.3** に示す河道被災箇所も千栄から日勝に至る区間に集中している。

6.3.2 河道被災状況

8 月 29 日からの大雨によって、日高町より上流域の河道は至る地点で被災を受け、道路の陥没や欠損、のり面の崩壊、橋の崩落など 66カ所の被災箇所が確認されている（室蘭開発建設部）。**図 6.3.2.1** は**図 6.3.1.3** に示す千栄地点より上流で沙流川を跨ぐ国道の千呂露橋の落橋箇所前後の河道区間を陸域観測衛星 SENTINEL-2 の False color 画像で表示した図であり、植生部が赤くなり、人工的なものが黒く見えます。したがって、出水前の河川（国土基盤情報参照）である図中の青線の両側が黒く見えるのは、今回の出水によって河岸が侵食されて河道拡幅した部分であり、さ

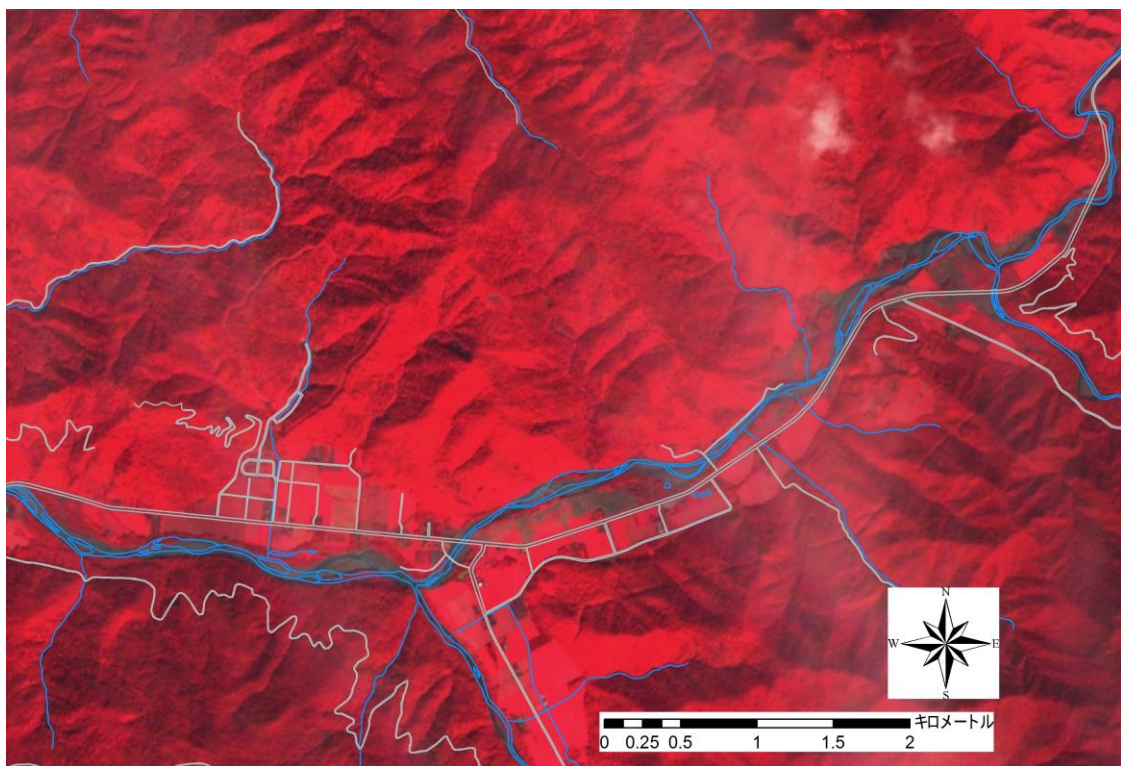


図 6.3.2.1 千呂露橋前後の河道状況（SENTINEL-2 False color 衛星画像 2016 年 9 月 20 日撮影）



図 6.3.2.2 千呂露橋の落橋



図 6.3.2.3 国道路盤の流出

らに河道の湾曲も顕著になっている様子が千呂露橋の上・下流でも確認できる。図 6.3.2.2 は千呂露橋の落橋の状況であり、右岸橋台の上流からの河岸侵食が橋台の背面土まで及び、橋台を押し流して落橋に至ったもので、これより上流区間でも同様な橋梁被災がみられる。

次に、図 6.3.2.3 は図 6.3.2.1 の左岸に沿った国道の路盤が足元の河岸侵食によって流出した個所である。流出個所の上流は図 6.3.2.1 にみられるように右岸を河岸侵食しながら大きく張り出し、その反転流が路盤流出個所に集中したことが被災要因となっている。

また、図 6.3.2.4 は更に上流の岩瀬橋からニセクシュマナイ橋の同じく False color 衛星画像による河道状況であり、出水前の河道（青線）の至る所で河道拡幅している。その結果、図 6.3.2.5 の岩瀬橋では左岸の河岸侵食が橋台背後の背面土を流出させ、橋台は流されず落橋は免れたが左

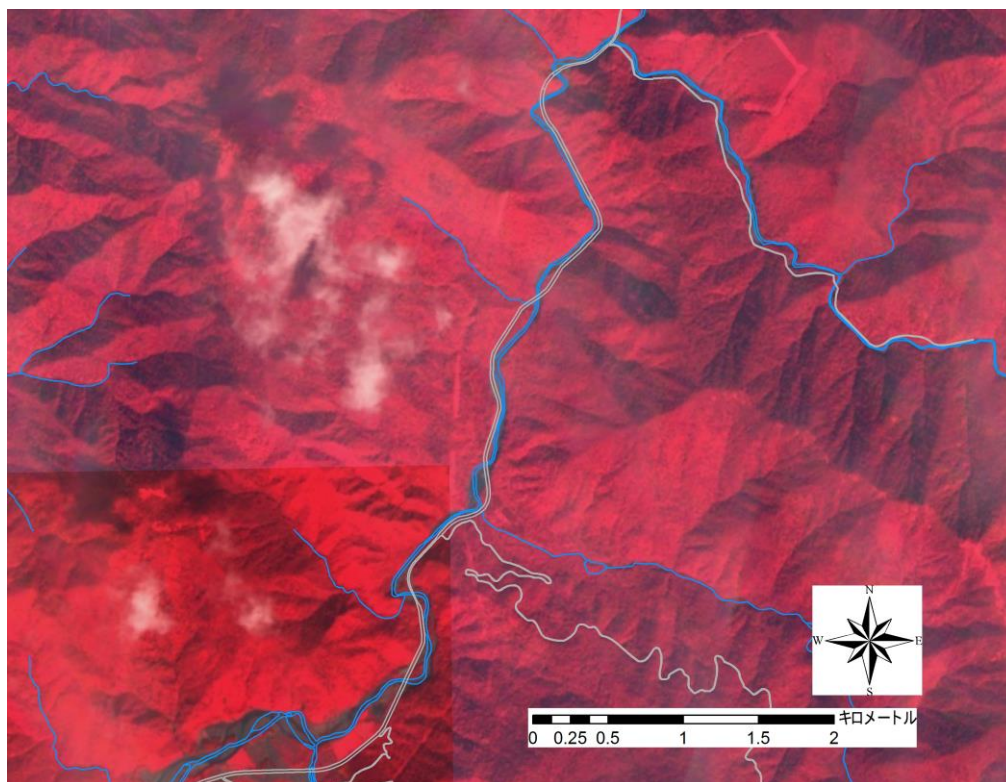


図 6.3.2.4 岩瀬橋からニセクシュマナイ橋の河道状況

(SENTINEL-2 False color 衛星画像 2016 年 9 月 20 日撮影)



図 6.3.2.5 岩瀬橋の路盤流出



図 6.3.2.6 ニセクシュマナイ橋の路盤流出

岸側の国道路盤が広範に流出している。ニセクシュマナイ橋は直上流に取水施設があり、取水施設を迂回するように左岸の国道を溢水した流れが橋台背面土を流出させ、橋台は流されなかったものの、国道路盤の流出まで拡大している（図 6.3.2.6）。

最後に、日勝峠周辺の山腹斜面の状況を図 6.3.2.7 に示す。出水前の河道（青線）が河道拡幅しているのは勿論、流入してくる沢が黒くなっており、山腹斜面の土砂流出が活発化している様子が伺える。図 6.3.2.8 と図 6.3.2.9 は山頂のトンネル出口の沢沿いに土砂が流出して、路盤自体を挟り取っている状況である。このような路盤流出は日勝峠に至る道路と交差する沢沿いで多々見られ、道路復旧工事の困難さを物語っている。

以上、沙流川上流域の被災状況は溢水等による河道災害だけでなく、橋梁の背面土を流出させただけでなく、広範囲に渡る路盤流出も誘引している。また、山腹斜面でも沢沿いの土砂流出が活発となり、国道以外の一般道や山道でも甚大な被害が生じており、今後の調査が待たれる。

(6.3 節執筆 早川博)

(第6章とりまとめ 早川博)

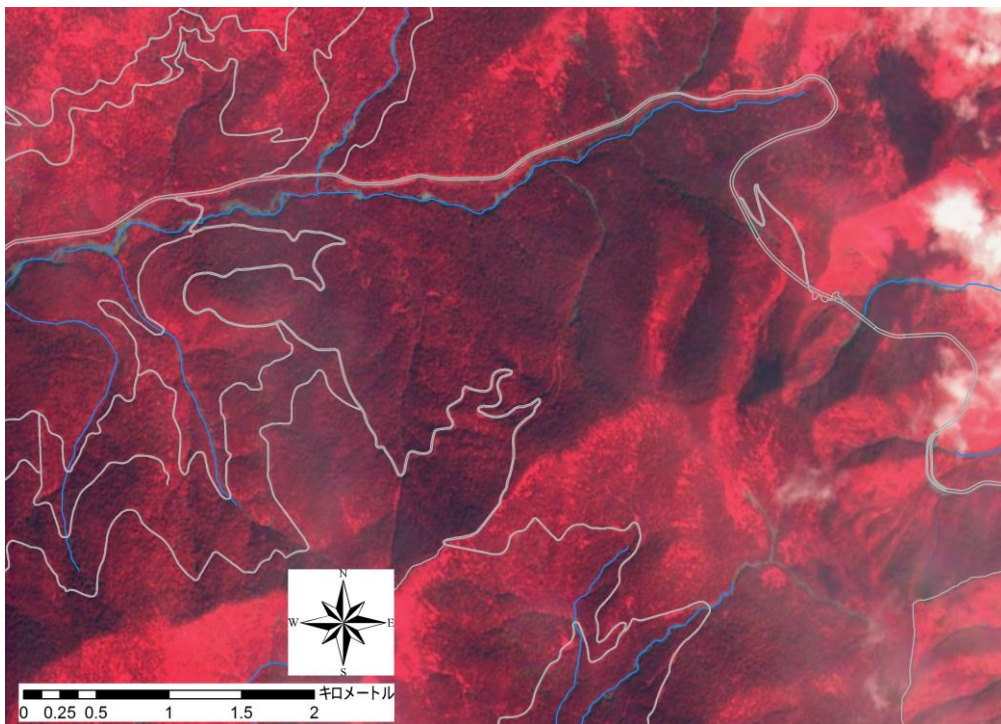


図 6.3.2.7 日勝峠周辺の山腹斜面状況

(Sentinel-2 衛星画像 2016 年 9 月 20 日撮影)



図 6.3.2.8 日勝トンネル出口の路盤流出



図 6.3.2.9 石山トンネル出口の路盤流出

7. おわりに

今回の調査を通して得られた結果およびそれに基づく今後の方策、考察を以下に要約する。

7.1 気象・水文に関して

- 2016年8月に立て続けに北海道を直撃した3個の台風による雨は“前線と台風”によるものであった。さらに、4個目として太平洋側から接近した台風10号は“地形性降雨”が発達したこれまでにないパターンとなった。
- 太平洋側から接近する台風は勢力が衰えづらく、近年接近頻度が増加する傾向にあることが示唆された。
- 水位が下がりきる前に何波にもわたり降った大雨で土壌の湿潤状態が飽和に近づき、降雨に対し流出が増加しやすい条件となっていたことがわかった。
- 今後の気候変動で頻発する洪水への対応を考えたとき、河川流出量を推定・予測するために必要な局地的な雨量の設定や不確実性、土壌の湿潤度を考慮したパラメータ設定といった点で留意すべき点を示した。
- 気象モデルを用いた降雨予測手法で台風に伴う洪水リスクを2日前程度から適切に予測できること、機械学習手法を用いて高精度な水位予測が数時間前から可能であることを示し、今後の洪水への適応策へ実装できる有力な手法が提示された。

7.2 石狩川水系の状況に関して

- 石狩川水系では昭和56年の大水害以降、多数の大型多目的ダムや遊水地が建設されてきたが今回の出水ではこれらのダム、遊水地の治水効果が明確に表れた。特に、ダムの効果は歴然で、ダムの下流では被害はほとんど無かった。これに対してダムの無い河川やダムの上流では浸食・氾濫などの大きな被害が多発し、改めて治水目的のダムの重要性が明らかになった。
- 空知川の破堤部の堤防では、流木が天端に乗り上げるほどの越流水深が生じていたと考えられ、越流による侵食が発生していたと考えられる。一方、低水路についても湾曲部特有の外岸掘れ、河岸侵食を引き起こし、堤防まで接近している様子が見られた。越流破堤の進行と、流路変動による堤防への主流の偏りによって、破堤、氾濫が進行したと考えられる。
- 南富良野町における氾濫流が作り出した堤内地側の流路は築堤以前に形成されていた旧流路とほぼ同じ位置に形成されており、大出水により原始河川が再形成されたような現象となった。今後はハザードマップの作製や防災教育においては昔の河川の跡を周知させるなどの配慮が必要である。
- 辺別川における橋梁被害は、河川の蛇行と河岸侵食による橋台裏側の侵食によるものであること、またこの蛇行の発達には上流からの土砂供給量の大小と密接に関係していることなどが明らかになった。

7.3 十勝川水系の状況に関して

- 札内川 KP25.0 付近の戸蔦別川との合流点付近で発生した堤防決壊は、流路変動に伴う側岸侵食によって戸蔦別川の堤防が決壊し、そこから流れ出した水が札内川と戸蔦別川に挟まれた堤内地に湛水し、再び堤防を越流することで下流の札内川、戸蔦別川合流地点付近の堤防が決壊したことが、現地調査および数値シミュレーションによって再現された。

- 札内川の上札内観測所付近（KP40.5付近）では、本出水により河道内樹木の大半が流出すると共に、堤防が一部決壊する被害が確認された。数値計算によって、植生流出を考慮した状況での堤防侵食区間付近の河床・流路変動を再現したところ、樹木は流れを集中させ、流路の蛇行化を促すことが示された。これが堤防決壊の一因であると考えられる。
- ペケレベツ川では、上流側の被災区間で激しい河床の侵食が生じ、それによって発生した土砂が下流区間に堆積したこと、またそれによって活発な流路変動および側岸侵食が生じたことが現地調査および数値シミュレーションによって明らかになった。これが、住宅地や橋梁に大きな被害が発生した一因であると考えられる。
- 今回の豪雨災害の特徴の一つは、上流からの供給された大量の土砂が中下流の河道内に堆積することで、活発な流路変動および側岸侵食が発生したことである。このような現象が、流量の減少時にも発生することが数値シミュレーションによって再現された。このことを踏まえた上で、護岸の強化など、流路の横方向への移動を抑制するような対策が望まれる。
- 札内川や音更川等の十勝川水系の河川は、河道周辺に広く砂礫を堆積させている。砂礫で構成された堤防や地盤は、透水係数が大きくせん断にも強いパイピングや法すべりなどの浸透破壊に対して強いが、側岸侵食や越流侵食に対して弱い。したがって、これらの河川では護岸や水制を効果的に使うことによって侵食を防ぐ方が必要となる。

7.4 常呂川水系の状況に関して

- 本川中流部で被害が少なかったものの、支川や上流部で被害が集中していることから、これらの箇所の整備が早急に取られる必要がある
- 農地の表土流失は、氾濫流の局所的集中と低水路内の高速流の乗上げが要因である。
- 道路盛土は2線堤として機能する可能性もあるが、防災機能（越流対策）の考えを取り入れることが必要である。
- 流木の構造物への集積による被害の助長があったため、発生を抑える、集積させない対策の検討が必要である。
- 破堤した箇所、しなかった個所の違いには、土質条件および内水の湛水状況が大きく関与（湛水により堤脚部の侵食抑制？）している。
- 噴砂の発生規模・位置には周辺地盤性状が大きく関与し、堤体から離れた噴砂は、破堤と直接結び付かない可能性がある。
- 様々な要因の橋梁被災が多発していることから、橋梁工学、河川工学、地盤工学の融合による対策手法の立案が急務である。

7.5 3大水系（石狩川・十勝川・常呂川）以外の状況に関して

- 釧路川は中流域の直線化した低水路河道の河岸侵食が、旧蛇行河道との交差部区間でみられ、河道の維持管理上の要注意箇所である。また、堤防法面の崩壊は、堤防堤体の密度が相対的に小さく、堤防天端から雨水が浸透し易い地点で発生した。今後は堤防の天端舗装に加え、堤防法面の緩傾斜化対策を検討する必要がある。
- 沙流川は日高山脈を流下する上流域において、河岸侵食による河道拡幅と河道変動が活発となり、河岸侵食に起因する道路の陥没や欠損、のり面の崩壊、橋の崩落などが顕著である。

- 国管理河川以外に、北海道や市町村管理の中小河川においても河岸侵食や河道溢水、橋梁の橋台背面の盛土流出による橋台倒壊や落橋、さらには橋脚・橋桁への流木の集積などの橋梁被災が各地で生じており、中小河川の被害状況を整理して、対応策の検討が急務である。

(第7章とりまとめ 清水康行)

8. 調査団からの提言

一連の調査結果を踏まえてとりまとめた提言を以下に示す。

2016年8月北海道豪雨災害調査団からの提言

2017年4月20日

土木学会災害調査団団長

清水康行

はじめに

2016年8月17日から8月23日の1週間に7号、11号、9号の3個の台風が連続して北海道に上陸し、北海道東部を中心に大雨により河川の氾濫や土砂災害が発生した。また、8月29日からの前線と台風10号の接近による大雨で十勝川水系や石狩川水系・空知川上流で堤防の決壊や河川の氾濫、日高山脈東側での道路や橋梁の流失などが相次ぎ、甚大な災害となった。このことを受け、土木学会水工学委員会では2016年8月北海道豪雨災害調査団を結成し、緊急調査を行った。調査団の目的は、上記のような異例ともいえる現象・事象の原因を究明し、その対策についても提言することである。調査結果については別添の調査報告書にまとめられているが、本文は、今回の調査を通じて明らかになってきた事項を踏まえての、今後の河川・流域管理、治水対策および、これに関連する研究や行政に対する提言である。

提言

災害の原因となった降雨の観測については、とくに山岳部では地上観測点も少なく、レーダー解析雨量の精度も低下することが確認されたため、その改善を図る必要がある。また、水位に関しては、観測所の少ない河川や機器の不具合等で欠測となる場合においてもリアルタイムでの把握が重要である。以上を踏まえ降雨や水位といった水文情報の充実化、気象学分野や情報工学分野と連携した新たな予測技術の開発、それらを生かした道路の通行止めや避難など減災対策技術を検討していく必要がある。

今後の災害への対応は、単発の台風だけでなく、複数の台風、台風と前線と地形性降雨のカップリング、線状降水帯、融雪と大雨といった「気象要因」、繰り返す大雨で土壌の湿潤状態が増大し流出量の増大をもたらすような「水文要因」、山岳部だけでなく、低平地や都市域といった災害の素因となる「脆弱性要因」をリスクとして予断なく勘案する必要がある。今後の気候変動の適応策を考えるうえで、このようなリスクの設定を先端的な気象や水文のモデルを用いるなどして適切におこなうべきである。

今回の台風出水ではダムや遊水地の効果が明瞭に認められたが、下流の水位低減効果なども含めてその効果を定量的に明らかにする必要がある。これを踏まえ、既存ダム貯水池の運用計画の見直し、事前放流の検討などを行うとともに、被害が大きかった河川では新たなダムも含めた治水計画の再検討を行う必要がある。

従来の治水計画はいかにして洪水流を安全に河川の中（堤防の中）で流すかということが優先

されて来たが、今後はこれに加えて、河川は溢れることもあるということを念頭に置いた治水計画を考えるべきである。具体的には越水や破堤で河川から溢れ出た洪水流を、道路や都市施設、農業施設も合わせて安全にコントロールし、如何に河川へ戻すかということが重要である。その際、人命を最優先とし、災害弱者への配慮も十分に行う必要がある。霞堤や二線堤などの先人の知恵も再認識すべきである。

急流河川では低水路の蛇行や拡幅、河岸侵食が各所で発生し、低水路の横方向侵食が堤防まで達し、破堤に至るケースが各所で確認された。侵食防止工法としての護岸工も、洪水流が護岸背後に回る場所では著しい被害を受ける例も数多く見られ、洗掘に対する弱さが露呈した。これらの河川では降雨開始から洪水の到達時間も非常に短いため、これに応じた予警報システムの確立や水防活動の迅速化も必要であり、水防備蓄資材配備の充実や緊急復旧工法の研究開発も急務である。河岸決壊や堤防決壊箇所の復旧工事や予防的措置としての護岸工事も、対象箇所を含む上下流に十分な延長を取って施工すべきである。横断方向に対しても低水路のみではなく、高水敷や堤防まで一体となった侵食防御工法が必要である。さらに、これら急流河川においては従来の複断面河道と堤防の治水方式では今回のような激しい出水には対応しきれないということが明らかになってきており、新たな概念の治水対策が必要である。すなわち、河川は蛇行する、河岸・河床は侵食する、堤防は場合によっては越水や決壊の可能性があることを前提とした防災計画を立案すべきである。一方で、越流が起きたにも関わらず破堤に至っていない箇所も見られたことから、堤防の破壊メカニズムに関する学術的・実証的追及を推進することも重要である。堤体土の特性や状態を適切に評価したうえで堤防の安定性・健全性の担保に資するために、詳細点検時に得られた地盤調査結果をどのように生かすべきか、枠組みの議論と創出が望まれる。

今回、おびただしい数の橋梁や道路が被害を受け、通行止めが長期に及んだ。橋梁の被害では、橋梁自体の被害もさることながら橋台背面や橋梁と接続する道路盛土の侵食が多発した。このため、洪水後も長期間周囲から孤立した集落が存在するとともに、出水時の避難中に橋梁の被災を知らずに渡ろうとして尊い人命が失われた。橋梁および取り付け道路の出水時の安全確保は、住民の生命や生活に直接かかわることから、今後の防災・減災のためにも、現況復旧だけではなく河川の変動も考慮して道路や橋梁の設計に反映すべきである。さらに、出水中の橋梁の状態についての情報や危険性を住民にどう伝えていくのか等も含め、都市計画として水害時の避難も踏まえた道路や橋梁の計画も今後考えていかなければならない。

石狩川、十勝川などの大河川における長年の河川改修の効果は明かであり、治水安全度は着実に向上している。しかしながら、これら大河川の上流部や中小河川では河川改修・整備が極端に遅れており、甚大な被害が生じた。一刻も早い治水安全度の向上が望まれる。また、これら中小河川・急流河川の災害は、上流や河岸からの大量の土砂流入と密接に関係していることが明らかになった。単に河川改修だけではなく、上流の治山事業や砂防事業、さらには海岸事業も含めて流域全体の土砂移動を考慮した計画・対策が必要である。

台風豪雨が北海道農業に与えた被害は甚大であり、その影響は我が国全体の食料問題に波及しつつある。最近ニュースで話題になっているポテトチップスやスイートコーンの値上がり問題は氷山の一角であり、食料問題の全体像は計り知れない。さらにこの影響は単年に止まらず長期に及ぶことが懸念されている。また、鉄道・国道の被害も甚大であり、道民の生活のみならず、今後の基幹産業である観光産業に与えた影響も計り知れない。これら水害の影響を、単に土木構

造物の被害額のみならず、様々な分野での被害額も含めて把握し、北海道経済、ひいては日本経済に与えた影響を勘案した対策を進めるべきである。

近年の計測・解析技術の向上に伴い、LP 測量データ、UAV による空中からの画像や動画、レーダー雨量計の時空間データ、地上写真、各種の測量データなどが全道各地の河川、氾濫域で比較的簡単に集められるようになった結果、各研究機関や行政機関、コンサルタント、個人など幅広い組織で莫大な災害関係のデータが蓄積されている。さらに、これらを解析用や公開用に加工したもの、解析結果の動画、報告書やプレゼン用スライド、論文などの2次的、3次的データの量も膨大なものとなっている。これらのデータは、今後の災害関連の研究や、行政が行う事業の企画、計画、実施などにおいて貴重な資料となることは勿論、データそのものが持つ歴史的価値も高く、可能な限り完全な形で後世に残すことも我々に与えられた責務である。これらのデータの散逸を防ぐための仕組みを構築し、誰もがアクセスできる形で持続的に共有していくことが可能な環境を作り上げるべきである。

今回の大規模災害を踏まえて新たなステージに対応する水災害防止対策の推進に際しては、社会全体で危機感を共有しながら取り組む必要がある。とりわけ今回、提起された水防災に関する科学的・技術的な課題については、学・民・官が連携して取り組む体制の構築が不可欠である。

謝辞

本報告は公益社団法人土木学会で組織された2016年8月北海道豪雨災害調査団による災害調査を公益財団法人河川財団・河川基金の助成のもとで遂行し、とりまとめたものである。調査にあたり、国土交通省北海道開発局、北海道建設部、一般財団法人・北海道河川財団、土木学会北海道支部事務局の関係各位には多大なご協力をいただいた。ここに記して深甚なる謝意を表す。

平成 29 年 4 月

(第 8 章とりまとめ 清水康行)