

Flood Risk and Climate Change Hokkaido

WP2 Bank failure probability

クライアント



Flood Risk and Climate Change Hokkaido



WP2 Bank failure probability

最終報告書



著者紹介

植村郁彦（株式会社ドーコン）

Rongen, Guus（HKV コンサルタント）

PR3983

January 2022

目次

1	はじめに	1
1.1	目的	1
1.2	報告書の構成	1
2	研究方法	3
2.1	堤防決壊のメカニズム	3
2.2	本アプローチの概要	4
3	対象地域	5
4	越水による堤防決壊	6
4.1	堤防法面の損傷を考慮するオランダの方法	6
4.2	裏法面の越流による累積損傷	6
4.3	フラジリティカーブ：任意の水位に対する破堤確率	8
5	不確実性の要因	9
5.1	水位	10
5.2	堤防高	12
5.3	水位および天端高の不確実性	13
5.4	限界流速	13
5.5	不確実性の組み合わせ	14
6	破堤確率	15
6.1	破堤確率の算出	15
6.2	各セグメントの破堤確率をセクション毎に組み合わせる	16
6.3	各セクションの破堤確率	17
6.4	各河川におけるセクション確率の組み合わせ	17
6.5	算出された破堤確率の比較	18
7	氾濫発生確率	19
7.1	流量確率	20
7.2	氾濫発生確率	20
8	感度分析	22
8.1	堤防高、天端高、水位—流量曲線の不確実性	22
8.2	ハイドログラフの形状	23
8.3	まとめ	24

9	考察	25
9.1	破堤確率	25
9.2	氾濫発生確率	25
10	結論と提言	26
11	参考文献	30

1

はじめに

本報告書は、ワークパッケージ2（WP2）の研究の概要をまとめたものである。このWP2は、北海道の洪水氾濫リスク、特にケーススタディの対象である帯広市街地における洪水氾濫リスクについて研究する3つのワークパッケージのうちの1つである。WP1では極端な降雨時の河川水位に対して気候変動が与える影響について焦点をあてており、WP2ではそのときの氾濫発生確率に焦点をあてる。

極端な降雨が発生した場合の氾濫発生確率は、水位の超過確率と破堤確率から計算される。水位の超過確率の解析方法及び算定結果については、WP1報告書を参照されたい。本報告書では、WP1で算出された水位の超過確率を用いた氾濫発生確率の解析方法について記載する。

破堤確率は、越水による堤防破壊のメカニズムに着目し、フラジリティカーブを算出している。このフラジリティカーブには不確実性が含まれている。ここでの不確実性とは、水位と流速の関係、計画堤防と実際の堤防の高さ、堤防法面の張芝の状態などを考慮して評価したものである。

1.1

目的

WP2の目的は、堤防決壊のプロセスに含まれる不確実性を考慮した破堤確率を評価し、帯広市街地における氾濫発生確率を明らかにすることである。

1.2

報告書の構成

本報告書では、まず第2章において対象とする堤防決壊のメカニズムの概要と、それを確率的に評価するためのアプローチを紹介する。第3章では、対象とする流域及び地域について概説し、評価の対象とする区間の縦断的な分類の考え方について解説する。第4章では、堤防決壊の物理的なプロセスと、そのフラジリティカーブの作り方について解説する。第5章では、フラジリティカーブに含まれる不確実性について説明する。それらの不確実性は、水位（5.1）、堤防高（5.2）、裏法面の状態（5.3）である。破堤確率は、第6章にて算出する。本章では、下流の評価地点において、上流の破堤確率を考慮する方法も提案する（6.2）。第7章では、WP1から提供された水位の超過確率を用いて、氾濫発生確率を算出する。第8章では、不確実性の要素や想定するハイドログラフの形状に対する、フラジリティカーブの感度分析を行った。第9章で、この手法で得られた結果の特徴と今後の展望を述べ、第10章で結論を述べる。

2

研究方法

日本の治水計画では、計画水位を超えると堤防が決壊するという条件を用いて、浸水想定区域などを計算している。堤防の決壊条件は計画高水位を超えるか超えないか、すなわち 0 または 1 の確率で評価している。しかし、実際の堤防の決壊現象は、水位が計画高水位に達しても破堤しない場合もあれば、水位が計画高水位に達する前に破堤する場合もある。これは堤防の強度の不均質性や水理条件の時空間的な変化、堤防が決壊に至るメカニズムの違いなど、さまざまな要因によるものである。洪水氾濫のリスクを正しく評価するためには、堤防の決壊の発生有無を評価することが重要である。

オランダでは、フラジリティカーブを用いて堤防決壊を確率として取り扱い、氾濫リスクを評価し、政策に導入している。

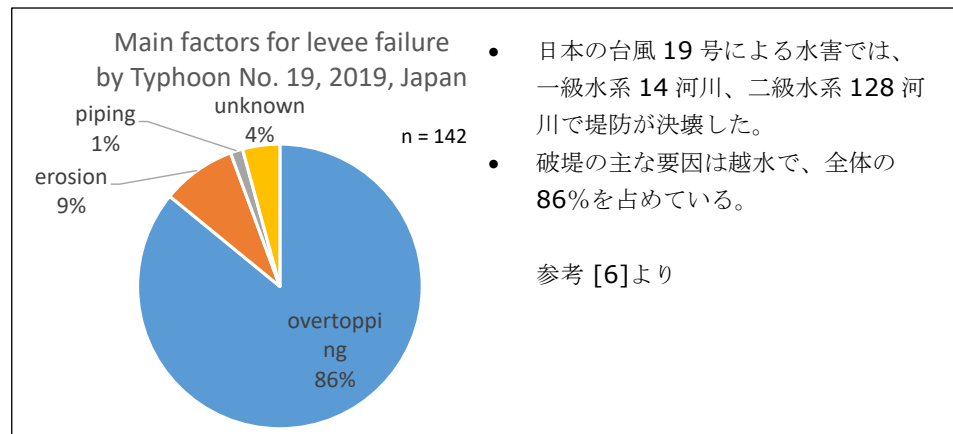
本研究は、オランダの堤防決壊確率の計算手法を基に、日本の洪水の特徴を踏まえ修正を加えたフラジリティカーブの作成手法を提案するとともに、対象流域における堤防決壊確率及び氾濫発生確率を評価したものである。

2.1

堤防決壊のメカニズム

堤防が決壊に至るには、いくつかの要因がある。日本における主な要因として、越水、浸食・洗掘、浸透の 3 つの要因が挙げられる。2019 年は台風 19 号による水害が日本各地で発生し、国が管理する一級河川で 14 件、都道府県が管理する二級河川で 128 件の堤防決壊が発生した。このときの堤防決壊の原因に関する調査結果では、越水が主要因である堤防決壊が 86% を占めていた[6]。以上を踏まえ、本研究では越水による堤防決壊に着目することとし、堤防決壊確率を算出した。

図1 台風19号(2019年)による堤防決壊の原因(日本)



2.2

本アプローチの概要

本研究で適用した手法は、VNK2[8]とオランダの堤防安全評価方法である BOI[9]に基づいている。以下の点について、この手法を改良した。

- 堤防決壊のメカニズムには、対象流域において最も主要な堤防決壊メカニズムと考えられる越水を対象とした。越水の継続時間も考慮し、堤防の損傷を時系列的に累積して評価する方法を適用した。
- 洪水のピーク流量の発生確率だけでなく、ハイドログラフの形状も考慮した。これにより、水位が高い状態が長く続くと、堤防に与える損傷が大きくなるため、堤防決壊確率が高くなる。
- 対象地域全体での堤防決壊確率を評価するため、上下流の堤防セクション間の依存関係を考慮可能な方法を用いた。
 1. 堤防決壊確率は、同一のピーク流量条件であっても異なるセクションが破堤しうるため、流量に応じた条件付き確率として評価している。
 2. 各セグメントの堤防決壊確率をセクションの確率へと統合する際には、各セグメントにおける流量別の堤防決壊確率の最大値を当該セクションの確率としている。つまり、各セグメント間の堤防決壊は非独立とみなす。
 3. 各セクションの堤防決壊確率を対象地域全体の確率へと統合する際には、上流側のセクションの堤防決壊確率に応じた、堤防決壊確率の減衰効果を考慮している。

セグメントとセクションの定義については、第3章で説明する。

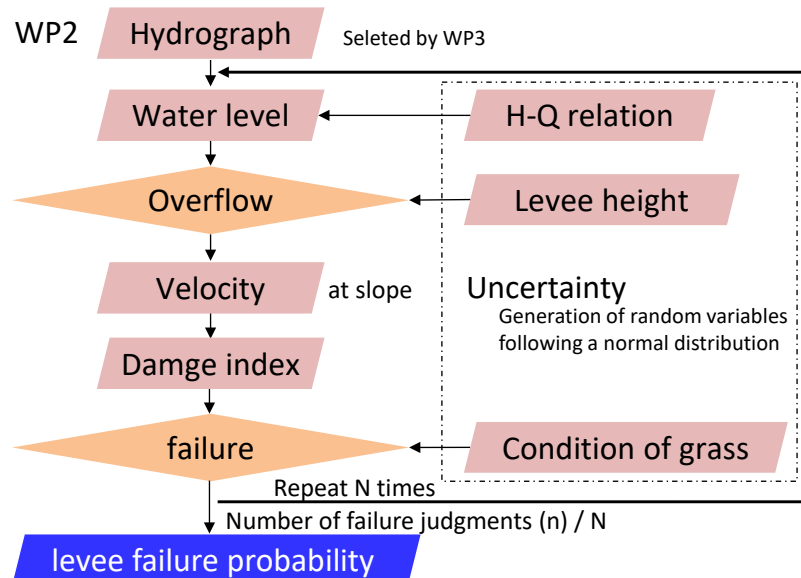


図2 不確実性を考慮した
破堤確率の算出フロー

3 対象地域

本研究では、帯広市街地に隣接する十勝川と札内川の堤防を評価した。この地域の概要は以下の通りである。

本研究における堤防の評価地点は、図中の●印で示した地点である。本研究では、各評価地点間をセグメントと定義している。セグメントは約 0.2km 間隔となっており、各地点でデータを収集・整理してした。本研究では、いくつかのセグメントをまとめたものをセクションと定義している。各セクションは、図中ラインで示しているものであり、それぞれ異なる色で表示している。WP3 で評価対象とする各セクションにおけるセグメントは、黒×印で示し、KP を付記した。

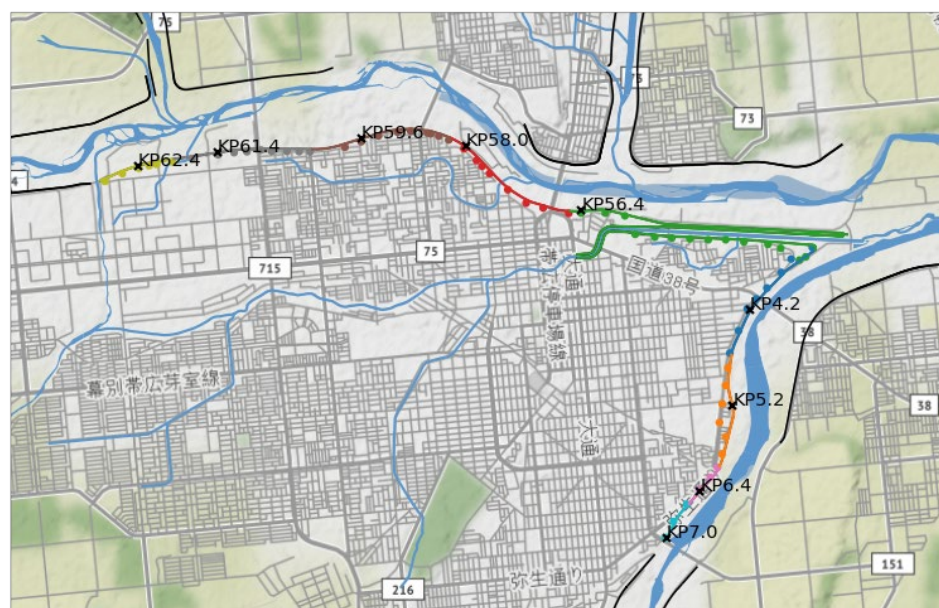


図3 各種データ収集・整理を実施した地点の概要

解説：川に沿って 0.2km の間隔で●印がつけてある。これらの印は、縦方向の距離を X として、KP X と表記される。印ごとに水位—流量関係式や氾濫シナリオなどのデータを収集する。各印の地点で堤防決壊確率を評価する。各セグメントにおいて、堤防上の印のついた部分を代表地点とする。堤防が決壊した場合の影響は近隣のセクションと同様であると考えられるため、セクションは主に 5～10 の堤防セグメントから成るものと定義する。×印はセクションにおける氾濫解析の結果を使用したセグメントの位置を示している。例えば、図の茶色のセクションは KP59.6 の氾濫解析結果を用いており、これは茶色の線に沿ったどの地点が決壊しても同様な氾濫を示すような代表的なセグメントである。

4 越水による堤防決壊

本研究では、越水による堤防決壊のメカニズムに着目し、越流水による堤防法面の浸食から堤防決壊の発生を判定するモデルを作成した。

4.1 堤防法面の損傷を考慮するオランダの方法

オランダでは、堤防の裏法面の損傷を計算するために、累積損傷法が用いられている。裏法面では、限界越流量（継続時間は考慮していない）が使用される。ただし、臨界値は表法面と同様に累積損傷法により求める。本研究では、裏法面にも累積越流方式を適用している。つまり、洪水が発生すると、各越流波により少しずつ被害が増していく。ある閾値を超えると、堤防が決壊する。これを数式で書くと、次のようになる。

$$D = \sum_{i=1}^N \max [(\alpha_M (\alpha_a U_i)^2 - \alpha_S U_c^2); 0] \quad (1)$$

ここで、 D は累積損傷、 N は波の数である。 α_M と α_S は、裏法面にある物体、例えば局所的に浸食を引き起こす樹木などを考慮するためのモデル係数（ M =負荷、 S =強度）である。 α_a は下り勾配での流れの加速を表現するための係数である。 U_i は波の最大水深における平均流速であり、 U_c は限界流速である。この限界値以上の流速が、堤防に損傷を与えることになる。

ここで問題として挙げられるのは、式1によるアプローチは波を対象としており、連続的な流れではないことである。式には時間的な要素はなく、波の数とそれぞれの波における最大流速が求められるだけである。波の数は時間に換算できるが、連続した流れには換算できない。

4.2 裏法面の越流による累積損傷

参考資料[7]に記載されている、累積損傷のもう一つの手法について説明する。ここでは、流速と継続時間に対応させて、越水と流量の変換を行う。一般的な手順を以下に示す。

越水時の堤防の天端上の水位に基づき、天端における流速から越水流量を算出する。

$$\begin{aligned} u_0 &= \sqrt{gh_0} \cdots 2 \\ q &= u_0 h_0 \cdots 3 \end{aligned}$$

これは、堰の越流公式（広頂堰）を使うことで改良できるが、便宜上、本研究では上記の公式を使うことにする。

水位が堤防の天端を越えると、裏法面の下り斜面で流速が大きくなる。浅水方程式を定常流に簡略化した式に基づき、Dean ら（2010）が提示したように堤防法面の勾配と摩擦係数から法尻における流速を算出する。

$$u_{\infty} = \left(\frac{8gq\sin\alpha}{f} \right)^{\frac{1}{3}} \dots 4$$

この流速を、限界流速と比較する。

$$E_W = K_W(W_i - W_c)t_i = K_W\beta_W(u_{m,i}^3 - u_{c,W}^3)t_i \dots 5$$

W は物理量（仕事）であり、限界流速を超える流速が堤防の損傷に寄与する仕事量を表している。良質の草に覆われた場合、 $E_W/K_W\beta_W = 0.492 \times 10^6$ とされている。もし、流速が $u_{m,i}^3 - u_{c,W}^3$ で示される強度を超過するとき、堤防が決壊する。限界流速は 1.80m/s 程度に調整されており、前述の波重視のアプローチと比較すると低い値となる。

この方法では、すべてのタイムステップにおける損傷を計算することとなる。それにより、さまざまなハイドログラフの形状を反映することができる。一方で、この方法の欠点は、堤防の強度に関する最新の知見が含まれていないことである。しかし、この方法では張芝の質による限界流速とその標準偏差が提供されており、実際の堤防法面の状況に合わせてそれらを使い分けることができる。

ハイドログラフの形状を仮定し、張芝の状態が良好な場合の計算事例を下図に示す。左図は水位の変化を示したものである。水位が天端高より高くなると、越流が発生する。中央の図は天端と法面における越流水の流速を示したものである。裏法面では流速が加速されるため、下部の流速は頂上よりも速くなる。右図は損傷の累積を示したものである。限界流速を超えると、損傷が累積される。堤防決壊は、損傷の累積がある閾値を超えたときに発生する。

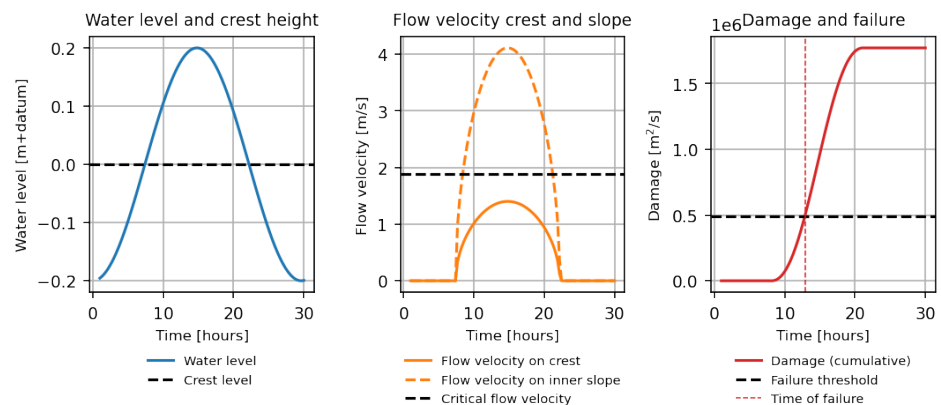


図4 累積越流アプローチによる越流損傷の計算例。

4.3

フラジリティカーブ：任意の水位に対する破堤確率

水位を変化させて（図式化されたハイドログラフの形状に従い）この手順を踏むと、各水位での堤防決壊確率が求められる。その他の不確実性は考慮しないものとし、水位により発生する総損傷が臨界値より低い場合は 0.0、高い場合は 1.0 となる。実際には、多くのモデルパラメータが不確実を有しているため、フラジリティカーブは 0.0 から 1.0 までより緩やかな曲線になる[10]。これらの不確実性については、次章で説明する。

5

不確実性の要因

前章では、水位と堤防決壊の関係（即ち、フラジリティカーブ）を求める方法について述べた。堤防決壊が完全な決定論的に設定される場合は、破堤確率が“破堤なし”（0.0）から“破堤”（1.0）に移行する特定の水位が存在する。実際には、いくつかの不確定要素により、この関係はもっと拡散する。本章では、これらの不確実性の定量化について説明する。

次の図は、越水による堤防決壊メカニズムに含まれるさまざまな不確実性、例えば損傷（または前節で説明した限界越流速度）、水位、天端高を示したものである。

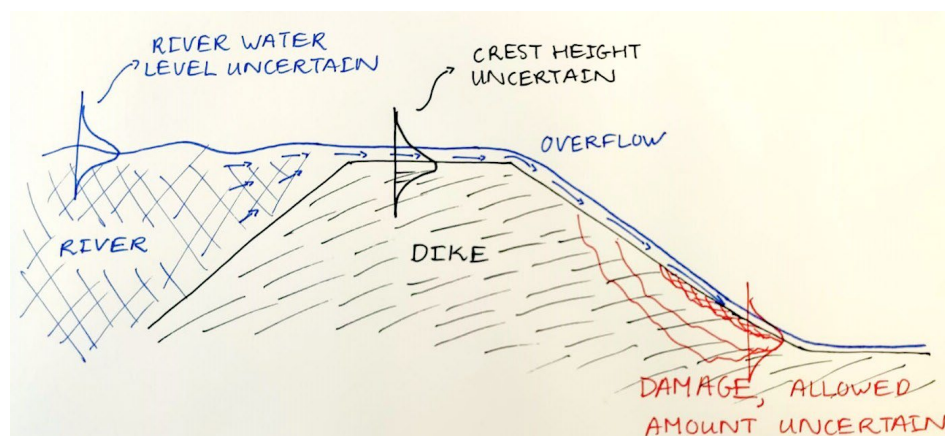


図5 不確実な変数を示す越流のスケッチ

5.1

水位

第3章で述べた KP 地点ごとに、流量 Q と水位 h との関係を整理した。この関係式は、流出解析に基づき複数の流量条件における各 KP における水位の関係から作成されたものであり、国土交通省北海道開発局帯広開発建設部より提供を受けたものである。これを水位—流量関係式（H-Q 式）と呼ぶ。下図は、H-Q 式から、ある流量における水位と計画堤防高の関係を示したものである。

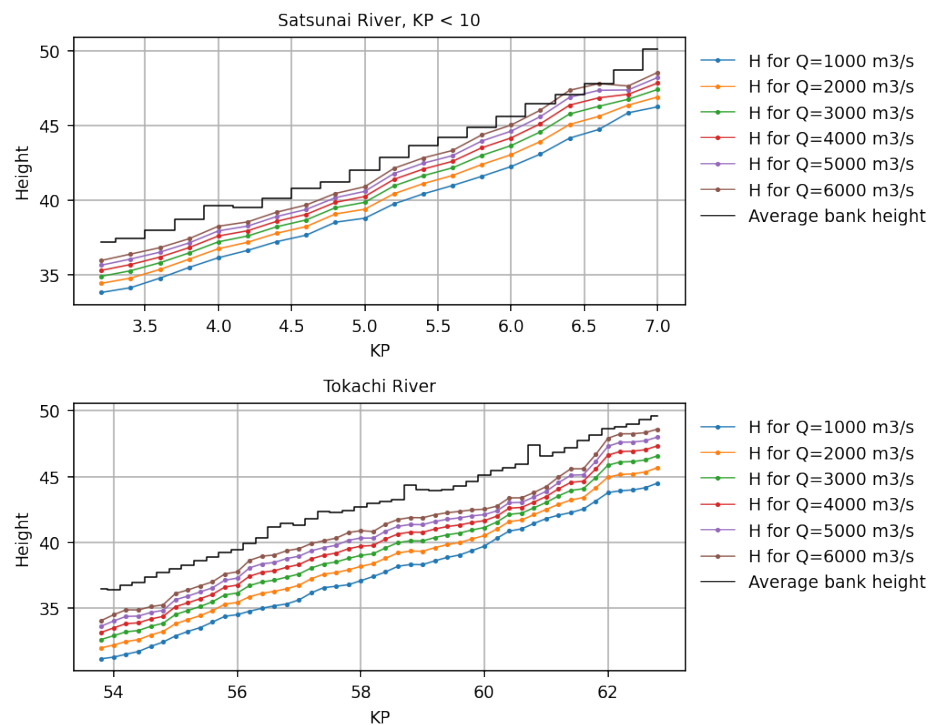


図6 複数の流量を想定した場合の計画堤防高と水位

河川水位の不確実性は、H-Q 式により算出した水位と対象河川における観測による水位との関係から評価した。観測データは、十勝川・帯広地点（KP56.73）、札内川・南大橋地点（KP15.00）で実施されたものを対象とした。データの収集期間は、2014 年から 2018 年までの 5 年分である。観測は週に 1 回、または出水時に実施されている。ある流量における、観測された水位と H-Q 式により算出した水位との差を整理した。これらの差の平均と分散を、水位と流量関係の不確実性として評価した。下図に、両地点における結果を示す。

図7 帯広地点
(KP56.73) における
流量に対する水位の平
均・分散

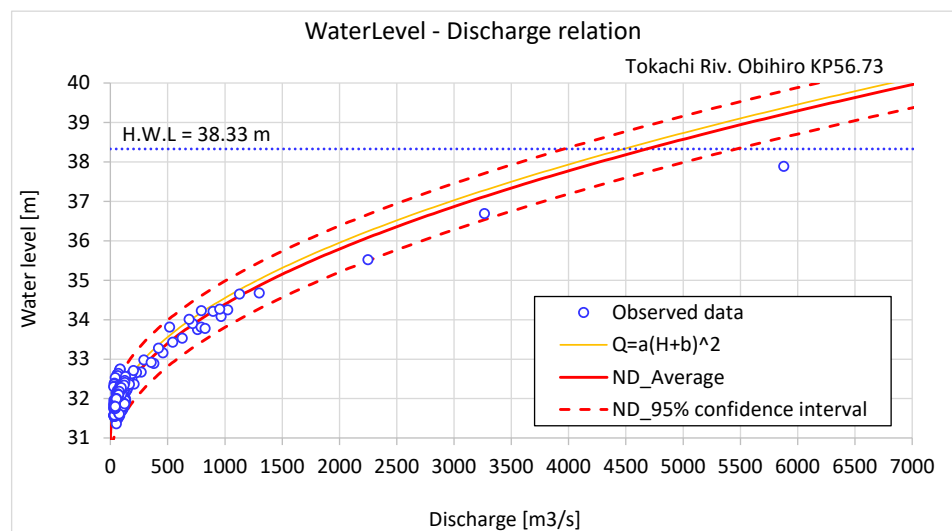


図8 札内地点
(KP15.00) における
流量に対する水位の平
均・分散

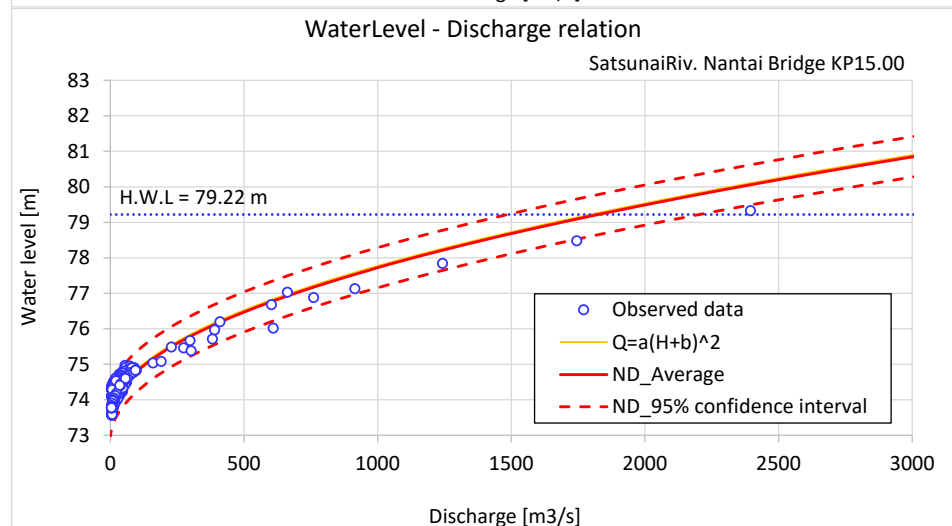


表1 H-Q 式に基づく水
位と観測による水位の
の平均と分散

破堤箇所	平均 [m]	分散 [m]
十勝 KP56.73	-0.1601	0.2937
札内 KP15.00	-0.0511	0.2831

堤防決壊確率の算出では、帯広地点における不確実性を十勝川、南帯橋地点の不確実性を札内川の全セクションに適用した。

5.2

堤防高

本研究では、十勝川及び札内川における河川計画で設定されている計画高水位を便宜上、「計画堤防高」と定義した。航空レーザ測量で得られた地上高データ（LP データ）を用いて、実堤防の天端高を縦断的に抽出し、計画堤防高に対する差の平均値と標準偏差を 0.2km 間隔で整理し、堤防高の不確実性とした。計画高水位、LP データは北海道開発局から提供されたものである。

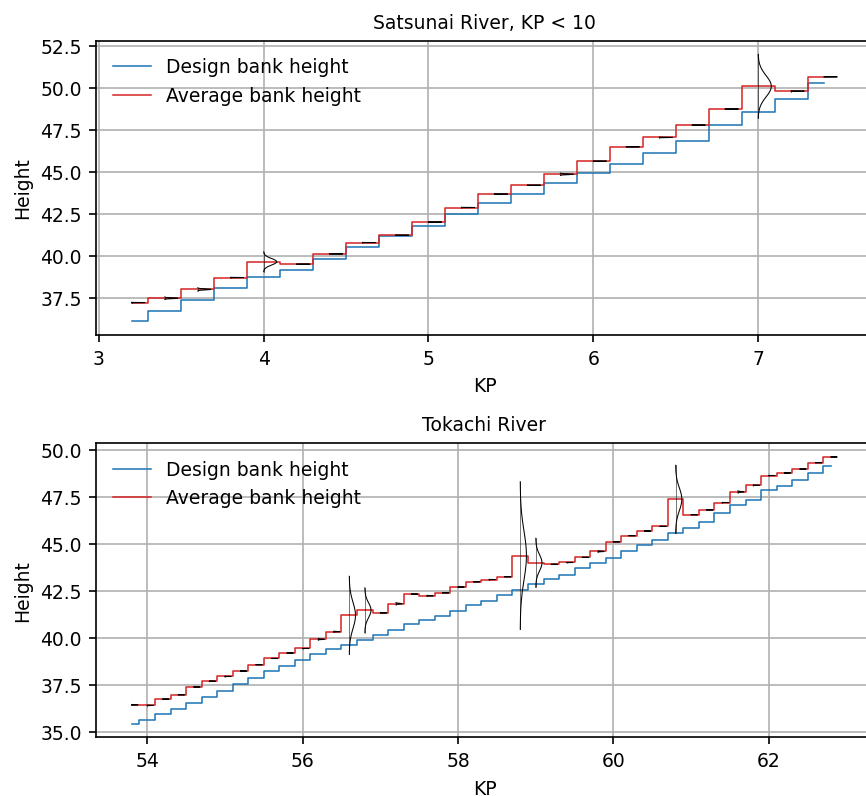


図9 計画堤防高と平均堤防高の不確実性

ほとんどの場所で、堤防高の不確実性は極めて僅かであった。一部の箇所（例えば KP58.8 付近）では計画堤防高よりも実際の堤防高が大きく、その偏差も大きくなっている。これは、橋梁の前後の取り付け区間などのため、計画上の高さより実際の高さが大きいためである。この偏差は正の値に偏ったものであるが、本アプローチでは不確実性の分布は正規分布を仮定している。そのため、このような箇所では堤防高の不確実性が大きくなり、結果的に破堤確率が高くなることが考えられる。このような箇所では不確実性に適用する確率分布を見直す必要がある。

5.2.1 水位および天端高の不確実性

水位と流量の関係（水位—流量曲線）は、洪水イベントごと、イベントの時間的な経過の中に変化する。これは、河床の浸食や堆積、ヒステリシス現象のような流体力学的効果に起因するためである。また、モデルの中で水位の不確実性と同様に越水の発生の要因となる天端高も正確にはわかっていない。この二つの不確実性は、「水位と天端高の差」の不確実性として、一つの変数にまとめることができる。

5.3 限界流速

第4章で述べた累積越流アプローチでは、限界流速の標準偏差が示されている。本検討では、これらの数値を強度面での不確実性を定量化するために用いた。

- 法面の芝生が良好な状態： $= 1.80 \text{ m/s}$ 、 $= 0.38 \text{ m/s} \mu_{u_c} \sigma_{u_c}$
- 法面の芝生が平均的な状態： $= 1.30 \text{ m/s}$ 、 $= 0.12 \text{ m/s} \mu_{u_c} \sigma_{u_c}$
- 法面の芝生が貧弱な状態： $= 0.76 \text{ m/s}$ 、 $= 0.04 \text{ m/s} \mu_{u_c} \sigma_{u_c}$

本アプローチでは、十勝川の堤防は適切に管理されていることから、芝生の状態は「良好な状態」の数値を用いることとした。

5. 4

不確実性の組み合わせ

ここでは、異なる不確実性（確率変数）を組み合わせ、一つのフラジリティカーブにまとめる方法を示す。数値計算手法としてモンテカルロ・シミュレーションを用いて、不確実性を考慮したフラジリティカーブを算出した。

評価した不確実性、水位、堤防高、堤防法面の状態を、それぞれの平均と標準偏差を持つ正規分布に従う乱数として与えた。式 6 は、正規分布の確率密度関数を表している。ピーク水位に関しては、対象ハイドログラフのピーク流量を H-Q 式で水位に変換し（式 7）、水位には前節で整理した H-Q 式の標準偏差を用いて、正規分布に従った乱数を発生させた（式 8）。同様に、堤防高については、計画堤防高と実際の堤防高の差の標準偏差を用いて、正規分布に従った乱数を発生させた（式 9）。

$$f(x) = (2\pi\sigma^2)^{-1/2} \exp\left(-\frac{1}{2\sigma^2}(x - \mu)^2\right) \dots 6$$

$$H_{peak} = \sqrt{\frac{Q_{peak}}{a}} - b \dots 7$$

$$h_{peak} \sim N(H_{peak}, \sigma_{H-Q}) \dots 8$$

$$h_{bank} \sim N(H_{bank}, \sigma_{bank}) \dots 9$$

$h_{peak} > h_{bank}$ の場合、式 2 および式 3 から越流水の流速を算出する。そして、式 4 に基づき堤防法面での流速を計算する。最後に、式 5 を用いて、損傷が破堤の閾値を超えるかどうかを判定する。式 5 では法面の勾配の状態（限界流速）も、正規分布に従った乱数により決定している。

上記の操作を堤防セグメントと水位ごとに 5,000 回繰り返し、堤防が決壊する（総損傷が限界損傷を超える）と予想される回数の頻度から破堤確率を算出した。参考までに、これらの繰り返しのうち 2 つを下図に示す。

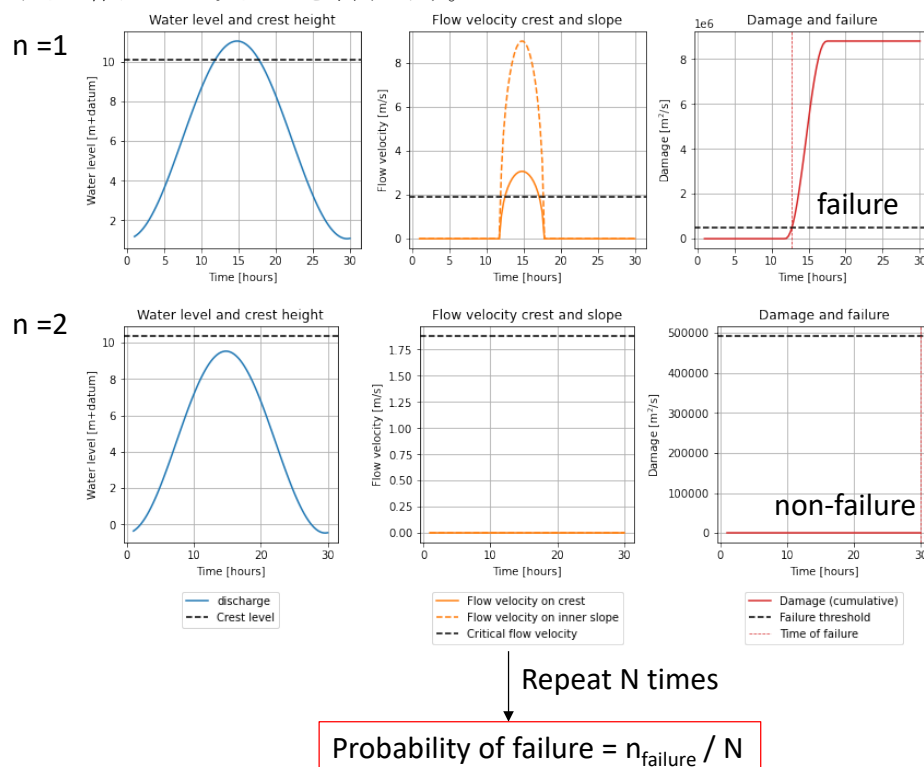


図10 モンテカルロ法による堤防の破堤確率算出の流れ

6

破堤確率

本章では、第4章のフラジリティカーブの作成方法と、第5章で記述した不確実性を用いて、破堤確率を算出する。まず、破堤確率を約0.2km間隔で計算する。次に、WP3のリスク評価のためのデータとして、あらかじめ定義された各セクションの破堤確率を整理した。最後に、上流部の破堤を考慮した場合の破堤確率も算出する。

6.1

破堤確率の算出

十勝川と札内川の破堤確率を算出した。約0.2kmの間隔で破堤確率を算出した。その結果、札内川の堤防の破堤確率は 10^{-5} ～ 10^{-3} 程度となる。十勝川の堤防の破壊確率は、場所によって大きく異なるものの、札内川と同様に 10^{-5} から 10^{-3} の範囲に収まっている。

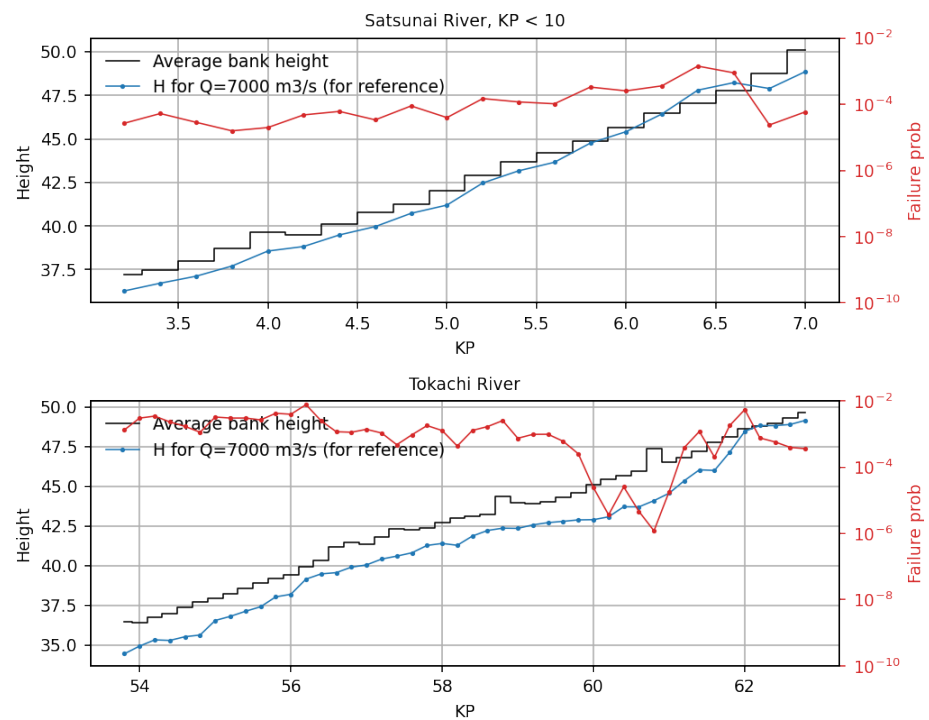


図11 各地点の破堤確率 (KP)。参考までに計画堤防高と7,000m³/s 流下時の水位を示す。

6.2

各セグメントの破堤確率をセクション毎に組み合わせる

これまで、破堤確率は堤防セグメントごとに計算してきた。本項では、これらの破堤確率をセグメントからセクション、さらに帯広地域全体の破堤確率へと組み合わせしていく（セグメントとセクションの定義については第3章を参照）。その際、同じ氾濫シナリオによる結果の重複を避ける必要がある。つまり、あるセグメントが決壊した場合、次のセクションの破堤確率が低減するということである。ただし、破堤する条件が独立している場合は別である。破堤確率を組み合わせるといことは、確率を互いに依存させるか、独立させるか、現実的な選択をすること必要がある。3

- まず、流量を条件として確率を組み合わせしていく。つまり、一度の洪水で、すべての氾濫に沿って高水位が発生すると想定する。これは、2つの川（札内川と十勝川）については多少簡略化されているかもしれないが、高水位は同じ雨によって引き起こされるため、おそらく非常に現実的な簡略化だと言える。
- 次に、類似した影響ごとに、セグメントをセクションにまとめる。これらのセクションは近接しているため、洪水から受ける外力には依存関係にあると仮定する。つまり、堤防は常に（その流量に対して）最も高い破堤確率を持つセグメントにおいて決壊する。
- 第三に、セクションは支流ごとに独立して組み合わせられるが（やはり流量を条件として）、セクションの順番を考慮する。各セクションは十分に離れているため、堤防の強度は独立するとみなす。ただし、上流側の堤防が決壊した場合、下流側の水位が下がるため、この場合においては下流の堤防は決壊しないこと想定する。

これをできるだけ具体的にするために、数学的に表現する。各セクションの破堤確率を組み合わせる。

$$P_{f,section}|q = \max_{i=1}^n(P_{f,segment,i}|q)$$

ここで、 $P_{f,section}$ はあるセクションにおける破堤確率を示しており、 $|q$ により流量 q を条件付き確率であることを意味している。 $P_{f,segment,i}$ はセグメント i における破堤確率である。セクションの中には n 個のセグメントがある。

各セクションを組み合わせ総破堤確率を求めるには、上流から下流の順（1, 2, 3, ..., n ）計算を行う。

$$\begin{aligned} P_{f,scenario,1}|q &= P_{f,indep,1}|q \\ P_{f,scenario,2}|q &= P_{f,indep,2}|q \cdot [1 - (P_{f,scenario,1}|q)] \\ P_{f,scenario,3}|q &= P_{f,indep,3}|q \cdot [1 - (P_{f,scenario,1}|q + P_{f,scenario,2}|q)] \\ P_{f,scenario,n}|q &= P_{f,indep,n}|q \cdot [1 - \sum_{i=1}^{n-1}(P_{f,scenario,i}|q)] \end{aligned}$$

$P_{f,scenario,1}|q$ とはシナリオに基づく破堤確率を示し、上流で発生しうる破堤が考慮されている。これは、氾濫リスクの算出に用いられるため、シナリオ確率と呼ぶ。

$P_{f,indep,1}|q$ はセクションにおける独立した破堤確率なので、上流での氾濫は考慮していない。

最上流セクションについては、さらなる上流での氾濫が考慮する必要が無いいため、シナリオと独立の破堤確率は同じとなる。2番目のセクションについては、上流セクションが決壊しない場合にのみ決壊するため、破堤確率が減衰する。そして3番目のセクションは、上流の二つのセクションの堤防の結果によって、破堤確率はさらに低減される。このように上流における破堤確率を考慮していく。

6.3

各セクションの破堤確率

各セグメントの破堤確率を一つのセクションの破堤確率として統合した結果を下図に示す。流量規模ごとに最大となる破堤確率を選択した結果が黒の実線となる。ほとんどのセクションでは1つのセグメントが支配的であるが、KP59.6のセクション（図12の中央下）は2つのセクションを組み合わせたフラジリティカーブとなった。

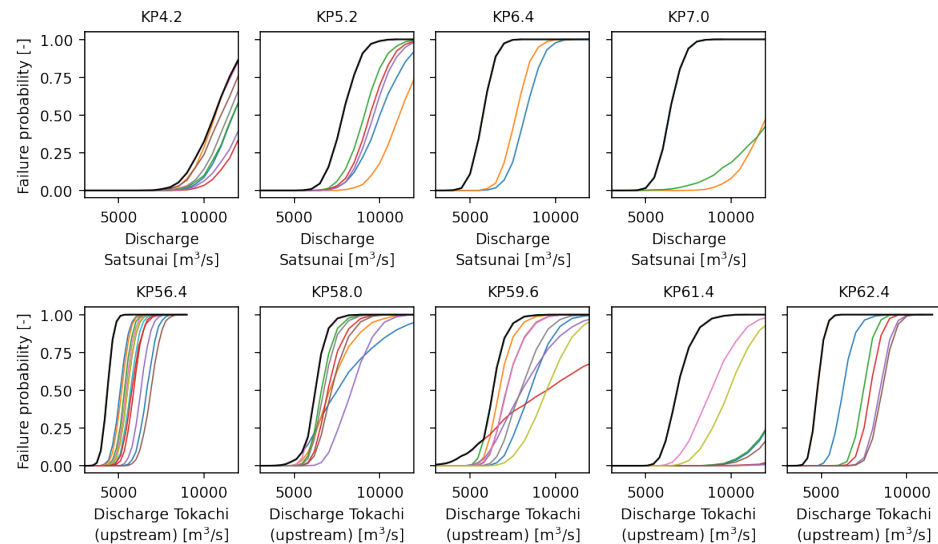


図12 全セグメントのフラジリティカーブ（カラー線）、および組み合わせたセクションの曲線（黒線）。

6.4

各河川におけるセクション確率の組み合わせ

対象とした十勝川、札内川での各セクションにおける破堤確率を下記2つの図に示す。黒いカーブは、上流セクションに依存しないオリジナルのフラジリティカーブである。赤色破線の曲線は、上流部で発生しうる決壊を考慮したものである。流量が大きい範囲では確実に上流における堤防決壊が発生し、これらの流量での下流における条件付き破堤確率を減衰させる。したがって、下流側のセクションは、比較的低い流量でのみ決壊することになる。

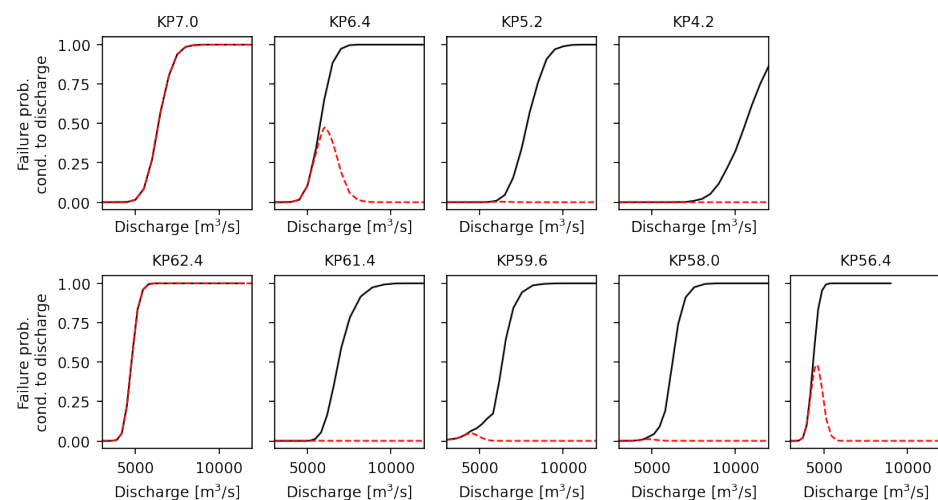


図13 十勝川全セクションにおいて、上流部の影響を考慮する前後のフラジリティカーブ

6.5

算出された破堤確率の比較

セクションにおける破堤確率の組合せの方法による感度を示すために、全てのセグメントを従属関係とした場合（完全依存）、すべてのセグメントを独立関係とした場合（完全独立）、本手法で提案したセグメントとセクションで独立と従属の関係を組み合わせた場合（応用手法）での対象範囲全体の総破堤確率を算出する。

表2 完全依存・独立の状況と比較した、応用メソッドの総合破堤確率。

手法	破堤確率
完全依存	0.00883
本検討で提案した手法（部分的な依存）	0.02564
完全独立	0.07476

本検討で提案した手法は、概ね独立した状況と依存した状況の間に存在する。なお、これらの確率は、将来シナリオにおける平均的な流量確率を用いて算出した。

7

氾濫発生確率

氾濫発生確率の計算方法については、第2章にて詳細を記述した。ここでは、流量確率（WP1）から影響（WP3）までのステップを簡単に紹介する。

- WP1では、札内川と十勝川の流量の超過確率を算出する。さらに、ハイドログラフの形状に関する情報も提供される。これは、異なる氾濫継続時間を持つ、いくつかのハイドログラフの分類を定義するために用いる。
- フラジリティカーブは、水位とその水位を条件とする破堤確率の関係を示すものである。したがって、堤防の強度を表す指標となる。WP2では、これらの曲線を破堤メカニズムの中でも越水について計算する。本研究で考慮したポイントを以下に示す。
 - 越水の継続時間が破堤確率に影響すること。ハイドログラフの分類が異なると、フラジリティカーブも異なる。
 - 護岸の状態、護岸の高さ、水位などの不確実性。モンテカルロ法により、これらの不確実性をフラジリティカーブに反映させる。これにより、ハイドログラフの分類ごとの各堤防セグメントの破堤確率が得られる。これらを算出することが、WP2の主な目的である。
- WP3では、氾濫発生確率とそれによる被害や死者数とを組み合わせ、氾濫リスクを算出することを主眼とする。同じ条件下において、多くのセクションが決壊する。しかし、あるセグメントが決壊すれば、他のセグメントが破堤する可能性は低くなる。算出された氾濫リスクを過大評価しないためにも、この点を考慮する必要がある。このため、下流部のフラジリティカーブを検討する際に、上流部で発生しうる氾濫を考慮し補正する。

7.1

流量確率

流量確率は WP1 において算出された結果を本ワークパッケージで用い、WP3 において氾濫リスクを決定する。本章では、氾濫発生確率について簡単にまとめる。氾濫発生確率を求めるための詳細は、WP1 の報告書に記載されている。

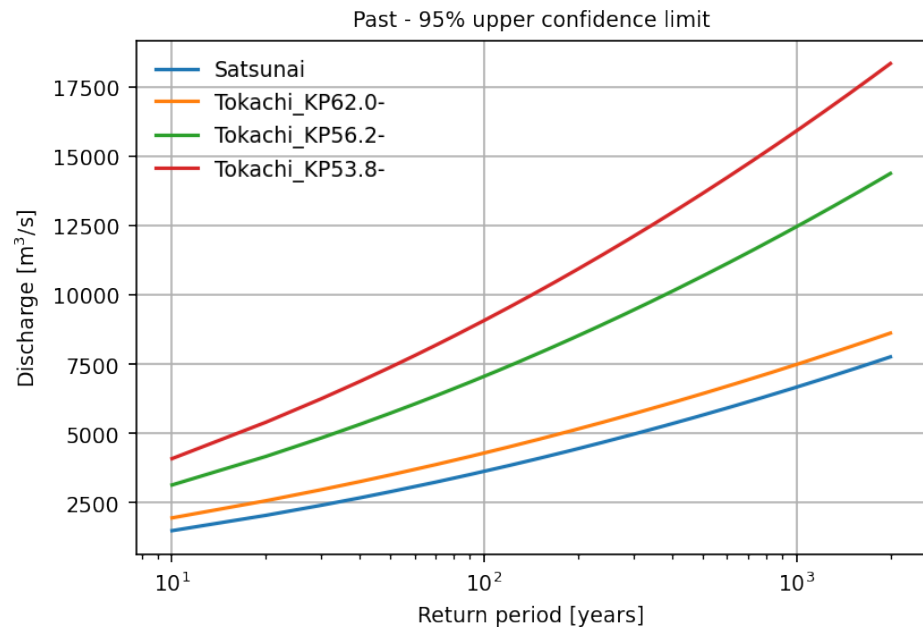


図 14 過去実験の流量統計

7.2

氾濫発生確率

氾濫発生確率は、WP1 で算出した流量の超過確率を用い、第 6 章で説明した方法で算出した。WP3 が使用するセクションごとの氾濫発生確率を算出した。これは堤防セクションの安全性を示す指標であり、下表の中央の欄に記載されている。上流部の破堤は下流部の破堤確率を下げるので、それを考慮したシナリオ確率も算出する。これらは、WP3 が使用する確率である。以下の 4 つの表の確率は、過去と将来のそれぞれのシナリオでの流量確率の平均値と上限値である。

破堤箇所	セクションの破堤確率	シナリオ確率
札内 KP7.0	2.53e-05	2.53e-05
札内 KP6.4	5.67e-05	3.79e-05
札内 KP5.2	4.62e-06	1.45e-07
札内 KP4.2	3.00e-07	6.52e-10
十勝 KP62.4	1.41e-04	1.41e-04
十勝 KP61.4	3.36e-04	9.93e-07
十勝 KP59.6	1.21e-03	5.36e-04
十勝 KP58.0	6.62e-04	4.49e-05
十勝 KP56.4	2.04e-02	1.06e-02

表 31
過去シナリオ、平均値
WP3 で用いるセクション
破堤確率。シナリオ確率
は、上流破堤を補正した後
の破堤確率である。

表 42
過去シナリオ、上限値
WP3 で用いるセクション
破堤確率。

破堤箇所	セクション破堤確率	シナリオ確率
札内 KP7.0	1.36e-03	1.36e-03
札内 KP6.4	2.11e-03	9.30e-04
札内 KP5.2	5.42e-04	3.75e-06
札内 KP4.2	1.22e-04	1.07e-08
十勝 KP62.4	6.85e-03	6.85e-03
十勝 KP61.4	1.36e-02	7.25e-06
十勝 KP59.6	1.98e-02	2.31e-03
十勝 KP58.0	1.76e-02	2.64e-04
十勝 KP56.4	8.52e-02	1.66e-02

表 53
将来シナリオ、平均値
WP3 で用いるセクション
破堤確率。

破堤箇所	セクション破堤確率	シナリオ確率
札内 KP7.0	8.87e-04	8.87e-04
札内 KP6.4	1.42e-03	6.52e-04
札内 KP5.2	3.26e-04	2.75e-06
札内 KP4.2	6.11e-05	3.37e-08
十勝 KP62.4	5.46e-03	5.46e-03
十勝 KP61.4	9.52e-03	5.72e-06
十勝 KP59.6	1.55e-02	2.07e-03
十勝 KP58.0	1.37e-02	2.56e-04
十勝 KP56.4	7.53e-02	1.60e-02

表 64
将来シナリオ、上限値
WP3 で用いるセクション
破堤確率

破堤箇所	セクション破堤確率	シナリオ確率
札内 KP7.0	1.47e-02	1.47e-02
札内 KP6.4	1.99e-02	6.27e-03
札内 KP5.2	7.99e-03	2.86e-05
札内 KP4.2	3.05e-03	3.49e-07
十勝 KP62.4	5.30e-02	5.30e-02
十勝 KP61.4	7.86e-02	1.57e-05
十勝 KP59.6	9.38e-02	3.46e-03
十勝 KP58.0	9.16e-02	5.66e-04
十勝 KP56.4	2.09e-01	1.88e-02

8

感度分析

本研究で算出された破堤確率は、不確実性の定量化を目的としている。本章では、まず、第5章で述べたパラメータの感度を比較する。さらに、想定されたハイドログラフの形状をシミュレーションと比較する。

8.1

堤防高、天端高、水位—流量曲線の不確実性

本研究では、3つの要因を確率変数としている。1つ目は水位と河川流量の関係、2つ目は堤防高、3つ目は堤防法面の状態である。ここでは、3つの不確実性が破堤確率にどの程度影響するか、感度分析を行った。

感度分析の方法は、以下の条件に基づく。

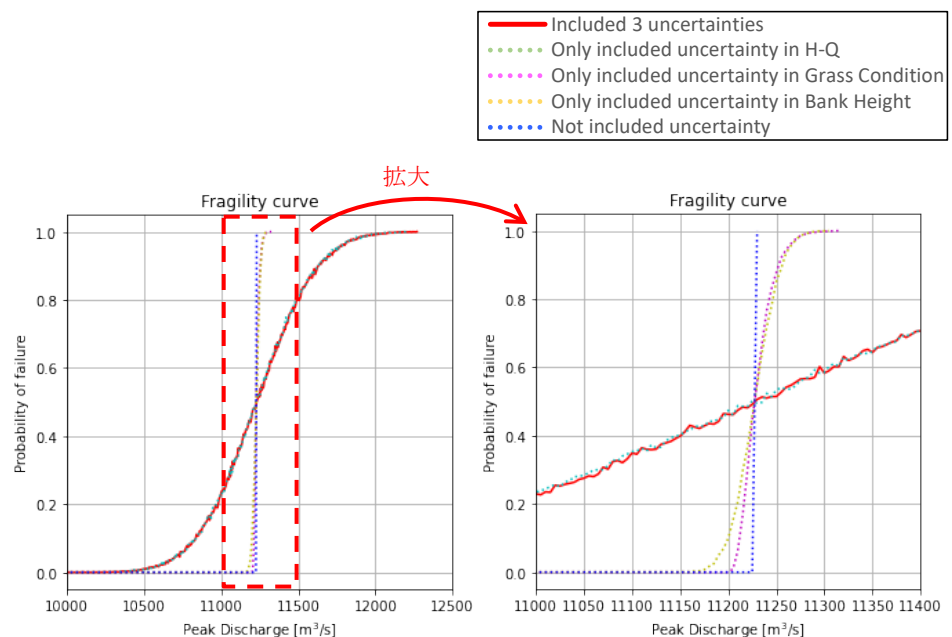
1. 3つの不確実性をすべて考慮した場合
2. 各項目より1つだけ考慮した場合（3つのケース）
3. 不確実性を考慮しない場合

十勝川帯広地点（KP56.7）を代表として解析を行った。

3つの不確実性を含めた場合、破堤確率は $10,500\text{m}^3/\text{s}$ から $12,000\text{m}^3/\text{s}$ の間に分布する。H-Qの不確実性のみを含む場合、分布はほぼ同じ範囲となる。一方、芝生の状態のみを含む場合と堤防高のみを含む場合では、 $11,150\text{m}^3/\text{s}$ から $11,300\text{m}^3/\text{s}$ の範囲に分布していることがわかる。この範囲は狭く、不確実性が考慮されない場合の範囲と似ている。これらの結果から、水位と流量の不確実性がこの地点の破堤確率に大きな影響を及ぼしていることがわかる。

感度分析により、破堤確率に影響を与える不確実性を解析することができる。また、影響が小さい不確実性については、考慮する必要がない可能性もある。

図 15 含まれる不確実性による fragility curve の比較



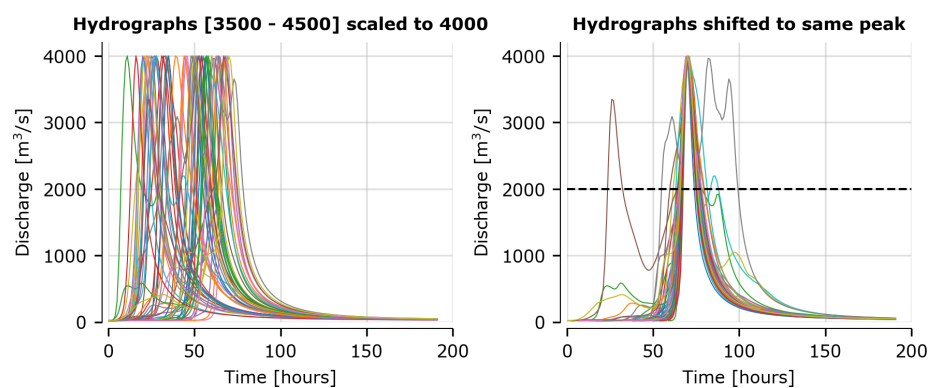
8.2

ハイドログラフの形状

本プロジェクトでは、ハイドログラフはサイン波形に基づく水位と時間の推移を仮定して、堤防の越水とそれによる破堤確率を算出した。ここでは、サイン波形を札内川沿いの一連のハイドログラフと比較することで、想定された形状の意味を考察する。具体的には、KP2.80 から KP24.60 間の、氾濫前のハイドログラフを比較する。解析では、ピーク流量を $4,000\text{m}^3/\text{s}$ とし、流量が $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上で越水する場合を検討する。実際には、ある水位を変換されて越水が発生するが、便宜上、水位に換算せず、流量のみについて考える。

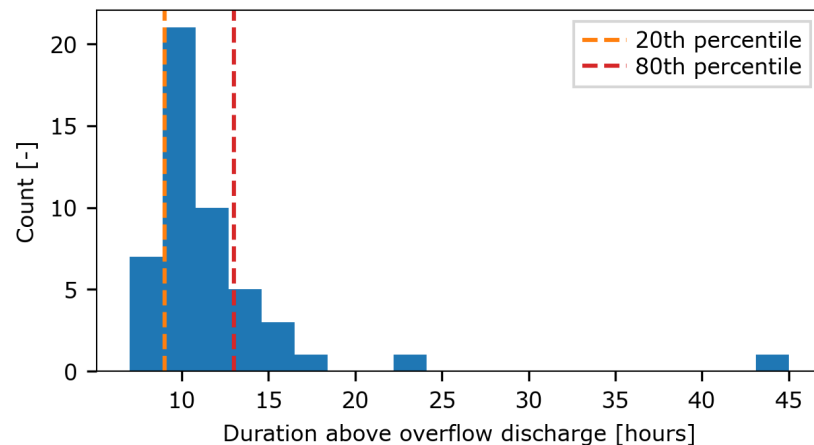
まず、下図左のようにピーク流量が $3,500\sim 4,500\text{m}^3/\text{s}$ のハイドログラフをすべて集める。この範囲は、ハイドログラフの数と一貫性（類似したピーク流量）のトレードオフである。次に、下図右のように、ハイドログラフを同じピーク時に移動する。

図16 左： $3,500\sim 4,500\text{m}^3/\text{s}$ のハイドログラフ、 $4,000\text{m}^3/\text{s}$ にスケールして表示。右：同じハイドログラフを、同じピーク時にシフトさせたもの。



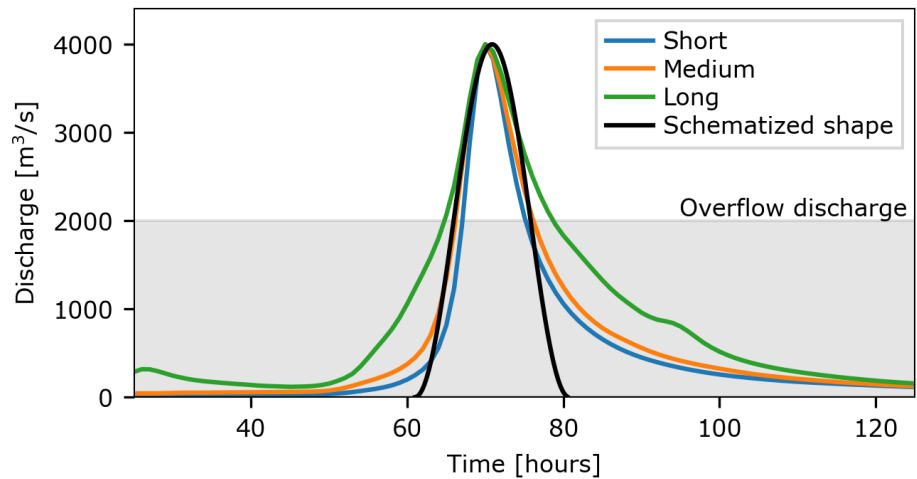
各ハイドログラフの継続時間は、越水流量 $2,000\text{m}^3/\text{s}$ 以上となる時間を基準として、分類した。これら継続時間の度数分布を以下に示す。

図17 選択した全ハイドログラフの越水流量レベルを超える継続時間の度数分布



ハイドログラフを、これら継続時間に基づき、越水継続時間の最短 20%、中間 60%、最長 20% の 3 つのクラスに分けた。これらの分類ごとに各タイムステップにおける平均流量を計算し、平均ハイドログラフ形状を算出する。この結果は下図の通りである。この図では、使用したサイン波形も模式的に示した。

図18 左 : 3500 ~ 4500m³/s のハイドログラフを 4000m³/s にスケールリングして表示。右 : 同じハイドログラフを、同じピーク時にシフトさせたもの。



3つに分類されたハイドログラフの形状のばらつきは、度数分布からも分かるように、それほど大きくない。模式化された形状は、堤防の安全性にとって最も重要な部分であるハイドログラフ形状のピークをうまくモデル化している。

越水時間の不確実性の影響を明示的に計算したわけではないが、この簡易分析により、ハイドログラフの形状が破堤確率に与える影響は比較的小さいと推測できる。異なる場所や支流においては、この結果は異なるかもしれない。もう一つ留意点を挙げるとすれば、今回使用した時間ステップごとの平均では、図16の右側に示したような二次的なピークが平均化されてしまうことである。次のプロジェクトでは、ハイドログラフの形状をさらに感度分析し、確率変数として取り入れることも可能である。

8.3

まとめ

第5章で述べた不確実性の要因のうち、破堤確率に最も大きな影響を与えるのは、水位一流量曲線の不確実性であった。

9

考察

このセクションでは、本検討で提案した破堤確率と氾濫発生確率の計算手法について考察する。

9.1

破堤確率

破堤確率の計算結果によると、十勝川の KP60.8 付近の破堤確率は、 10^{-6} 程度と小さいことがわかる。これは、この区間には橋があり、その前後の区間と比較して相対的に高いためと考えられる。一方、十勝川 KP58.8 付近の破堤確率は、その前後の区間に比べて相対的に高い。橋梁を含むため堤防の平均高さは高いが、橋梁前後の区間との堤防高さの差が大きく、区間内の堤防高さの不確実性が堤防破壊確率の上昇に影響しているものと考えられる。この点については、今後、不確かさを正の変動のみと評価することで、正確に評価する必要がある。

不確実性の感度解析の結果、水位-流量関係は対象地点の破堤確率に大きな影響を与えることが分かる。水位と流量の関係は、川底の地形が時間的に変化することに起因している。洪水イベントごと、また流出中の時間の経過と共に変化する。この結果は、流速が速く、水位が大きく変化するという対象流域の氾濫特性を表していると考えられる。破堤確率には、3 つの不確実性が考慮されている。この不確実性が WP3 のリスク評価にどの程度影響するかは不明である。リスク評価の結果への影響が小さい場合、ここでの不確実性は無視できるかもしれない。一方、影響が大きい場合は、不確実性をもたらす要因の再確認やデータの感度分析が必要となる可能性がある。今後は、リスク評価結果に対する各 WP の計算結果の不確実性の感度分析を行うべきと考える。

9.2

氾濫発生確率

氾濫発生確率については、同じ河川の同じ計画規模（流量）のセクション内において、破堤確率は上流ほど大きく、下流ほど小さいという結果が出た。例えば、十勝川の然別川合流点以降のセクション（KP59.6 から KP56.4 まで）では、再起確率年は上流で約 1.5×10^3 年、下流で約 4.5×10^6 年となった。札内川における再起確率年は上流側で約 3.0×10^3 年、下流側で約 4.9×10^6 年である。この結果は、下流の堤防の破堤確率を計算する際に、上流の堤防の破堤確率が差し引かれることに起因している。

日本で公表されているハザードマップは、計画された河川規模や想定される最大外力によって浸水被害を示す。破堤の条件は、計画高水位の超過である。氾濫解析結果は、想定されるすべての破堤箇所に対する氾濫解析の結果を重ね合わせたものである。つまり、堤防の安全度は一定であり、堤防の決壊は独立した現象と考える。この方法により、より安全側のハザード評価を住民に提供することができる。一方、氾濫リスク評価のために被害を定量化する場合、過大評価の可能性がある。

本研究では、各地点の破堤確率を確率論的に表し、上流の堤防決壊の発生を考慮した非独立なアプローチを採用した。その結果、この方法によってより現実的な氾濫発生確率を示すことができる。今後、氾濫原の治水対策を推進するためには、定量的な氾濫リスク評価が必要となる。本研究で提案した手法を採用することで、より精度の高い氾濫リスク評価が可能になるであろう。

10

結論と提言

本研究により、以下のような成果が得られた。

- 十勝川流域の堤防を対象に、越水による破堤現象を対象とした確率論的評価を実施した。そこで、堤防の決壊過程に関する3つの不確実性を確率論的評価に取り入れることを提案した。1つ目は水位と流量の関係、2つ目は計画高水位と実際の堤防高の関係、3つ目は堤防法面の状態である。
- 各評価地点における破堤確率を算出し、その結果をいくつかのセクションに統合した。統合の際に上流側の破堤確率を考慮し、下流側の破堤確率を算出するアプローチを提案した。
- WP1より得られた流量の超過確率と組み合わせて、氾濫確率を算出した。その結果、対象となる帯広市街地周辺では、氾濫発生確率の最大値が約 1.6×10^{-3} 、最小値が約 2.4×10^{-8} であることが分かった。

本研究で提案するアプローチは、対象流域における定量的な氾濫リスク評価に基づく治水対策の検討に貢献するであろう。以下、本研究で提案する今後の研究項目を示す。

- 本研究では、越水による破堤を評価対象としている。今回は越水による破堤に焦点を当てたが、日本では侵食やパイピングによる破堤も報告されている。したがって、今後、他の破堤メカニズムによる破堤確率を評価する必要がある。
- 本研究では、モデル波形を想定して氾濫（水理）解析を行う。日本における氾濫流出は、様々な形状のハイドログラフを持つことが特徴であり、氾濫時の破堤確率や被害に影響を与えることが予想される。したがって、氾濫発生確率は、ハイドログラフの形状を考慮して評価する必要がある。

- [1] 北海道開発局帯広開発建設部 平成 28 年 8 月発生 洪水記録(日本語のみ)
- [2] Interagency Performance Evaluation Task Force: Performance Evaluation of the New Orleans and Southeast Louisiana Hurricane Protection System – Final Report, Volume VII, pp.108-109, US Army Corps of Engineers, 2007.
- [3] 国土交通省 水管理・国土保全局, 水害の被害指標分析の手引き (平成 25 年度試行版), 2013,
https://www.mlit.go.jp/river/basic_info/seisaku_hyouka/gaiyou/hyouka/pdf/higaisihyou_h25.pdf .(日本語のみ)
- [4] 池内幸司ら、大規模水害時の氾濫形態の分析と死者数の想定, 土木学会論文集.B1(水工学) Vol.67, No.3, pp133-144,
2011.https://www.jstage.jst.go.jp/article/jscejhe/67/3/67_3_133/_article/-char/ja/ (日本語のみ)
- [5] Jonkman, S.N., Loss of Life estimation in flood risk assessment: Theory and applications, 2007,
<https://repository.tudelft.nl/islandora/object/uuid%3Aabc4fb945-55ef-4079-a606-ac4fa8009426> .
- [6] 国土交通省 水管理・国土保全局「令和元年台風第 19 号による被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会」第 3 回会合、資料 2、2020、
https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/gijutsu_kentoukai/dai03kai/pdf/doc2.pdf .(日本語のみ)
- [7] Dean, R. G., Rosati, J. D., Walton, T. L., & Edge, B. L. (2010). Erosional equivalences of levees: Steady and intermittent wave overtopping. Ocean Engineering, 37(1), 104-113.
- [8] Jongejan, R. B., & Maaskant, B. (2015). Quantifying flood risks in the Netherlands. Risk Analysis, 35(2), 252-264.
- [9] Slomp, R., Knoeff, H., Bizzarri, A., Bottema, M., & de Vries, W. (2016). Probabilistic flood defence assessment tools. In E3S Web of Conferences (Vol. 7, p. 03015). EDP Sciences.
- [10] Van der Meer, J. W., Ter Horst, W. L. A., & Van Velzen, E. H. (2009). Calculation of fragility curves for flood defence assets. Flood Risk Management: Research and Practice, 567-573.



本社

HKV

Botter 11-29

8232 JN Lelystad

オランダ

支社

Informaticalaan 8

2628 ZD Delft

オランダ

+31320 294242

info@hkv.nl

www.hkv.nl/en/