

堤防脆弱性指標に基づいた 堤防破壊危険性評価に関する研究 —鬼怒川中下流部平成27年9月大洪水を例として—

STUDY ON ESTIMATION METHOD OF LEVEE FAILURE RISK BASED ON LEVEE VULNERABILITY INDEX

田端 幸輔¹・福岡 捷二²・内堀 寿美男³・上村 勇太⁴
Kosuke TABATA, Shoji FUKUOKA, Sumio UCHIBORI and Yuta UEMURA

¹正会員 工博 中央大学研究開発機構 機構准教授 (〒112-8551 東京都文京区春日1-13-27)

²フェロー Ph.D 工博 中央大学研究開発機構 機構教授 (同上)

³正会員 国土交通省関東地方整備局下館河川事務所 激甚災害対策特別緊急事業推進室 室長
(〒308-0841 茨城県筑西市二本成1753)

⁴学生会員 中央大学大学院 (〒112-8551 東京都文京区春日1-13-27)

It is important to estimate the locations of levee failures during floods and consider countermeasures to reduce the risk of the levee breach. The authors have suggested the estimation method for the locations of levee failures by using the levee vulnerability index. However, it is not clear how is the adaptability of the levee vulnerability index in the reach with longitudinal changes in the soil structures of the levee and ground foundation like the Kinu River.

In this study, we estimate the levee vulnerability index during the 2015 large flood in the Kinu River. Also, the adaptability of the levee vulnerability index is investigated based on the locations of actual levee failures during the flood. It is furthermore shown that levee failure types are determined by the levee vulnerability index.

Key Words: levee, foundation ground, unsteady quasi-two-dimensional seepage analysis, levee vulnerability index, probability of levee failure, Kinu River

1. 序論

洪水氾濫災害から人々の生活を守る役割を持つ河川堤防は、最も重要な治水施設である。近年の洪水頻発化、洪水外力の巨大化を踏まえると、洪水時における河川堤防の破壊の危険性を推定し、堤防弱点箇所の強化や堤防の危機管理対策を検討していくことは極めて重要な課題である。河川水位が上昇し堤防天端から越水が生じると、土堤防の破壊が生じる危険性は高くなるとの理由から、水工学研究者は主に堤防の越流破壊に関する調査、研究を行ってきた¹⁾²⁾。しかし、堤防天端より低い洪水水位が長時間継続して生じる浸透・滑り破壊は、起こしてはならないことであり、縦断的に危険箇所を推定し、堤防の実力を把握することが、河川管理、堤防管理を行う上で最も重要な課題の一つである。

堤防の浸透破壊には、基盤漏水に起因するパイピング破壊と、堤体内への水の浸透によって裏法先が泥濁化し

破壊に至る堤体浸透破壊に分類される。また、堤体内の浸潤線が裏法面に到達するとともに、浸潤線が十分高まると、裏法滑り破壊を引き起こすおそれが高まる。前者のパイピング破壊について、田端・福岡³⁾は、堤防下の透水性基盤層内の水の流れを準二次元的に捉えてモデル化することで、基盤層内の流速と圧力を力学的に求め、盤膨れ、砂の抜け出しによる堤体安定性低下を評価する手法を提案した。本手法をパイピング破壊が生じた複数の河川堤防に適用し、破壊危険性と被災の程度を矛盾なく説明できることを示している。後者の堤体浸透及び裏法滑りによる破壊について、これまで福岡・田端⁴⁾は、洪水時における堤体浸透による破壊危険箇所を推定することを目的とし、堤体下の基盤の不透水性を仮定し、堤体浸透・裏法滑りによる破壊危険確率を算定する手法を提案した。また、洪水水位、継続時間、堤体透水係数、堤防幅、空隙率の組み合わせによって表される堤防脆弱性指標を導き、この値が堤防破壊危険確率と強い相関を

持ち、これらにより、堤体浸透に起因する破壊危険箇所の推定が概ね可能であることを示した。更に、堤体直下の基盤が透水性である場合には、堤体に浸透した水の一部が基盤層に抜け出すことにより堤体内浸潤線が低下し、堤防脆弱性指標が減少することに着目し、これを表現できる準二次元浸透流解析手法を考案した⁹⁾。しかし、堤体と基盤の土質が縦断的に異なる長い構造体としての堤防脆弱性指標と被災箇所・被災規模の関係は未だ十分明らかになっていない。また、被災が生じた箇所付近で堤防脆弱性指標が高くなることは分かっているが、適切な堤防の維持管理、水防活動のためには、堤防脆弱性指標の値と被災種類等とを関連付けていくことも必要である。

本研究では堤体浸透に起因する堤防破壊を扱う。まず、次元解析及び堤体内浸透流解析に基づいた堤防脆弱性指標の考え方を示す。次に平成27年9月大洪水によって複数箇所堤防被災が生じた鬼怒川中下流部の堤防を対象に堤防脆弱性指標を縦断的に算出し、手法の妥当性を実績被災データに基づいて検証する。また、今後の堤防維持管理に資するため、堤防脆弱性指標の値と被災規模、種類がどのような関係にあるのかを明らかにする。

2. 堤防破壊危険性の検討方法

(1) 堤防脆弱性指標

a) 堤体直下に不透水性基盤層がある場合

最も単純な場合として図-1に示すような不透水性基盤上の堤体内の水平浸透を表す関係式を、次元解析によって求める。堤体内の浸透に関連する物理量として河川水位 H 、堤体内の水の圧力 p 、水平方向の浸透距離 x 、時間 t 、透水係数 k 、水の密度 ρ 、土粒子の密度 σ 、堤防の空隙率 λ 、重力加速度 g の9個を選び、 π 定理を適用すると式(1)の関係が得られる。

$$f_1\left(\frac{H}{x}, \frac{p}{\rho(x/t)^2}, \frac{kt}{x}, \frac{gt^2}{x}, \frac{\sigma}{\rho}, \lambda\right) = 0 \quad (1)$$

ここで、堤体内圧力 p を求めるべき量とする。堤体内圧力を静水圧と仮定し、 $p = \rho gh$ で表し整理すると、以下の関数形が得られる。

$$\frac{p}{\rho(x/t)^2} = \frac{h}{x} \frac{gt^2}{x} = f_2\left(\frac{H}{x}, \frac{kt}{x}, \frac{gt^2}{x}, \frac{\sigma}{\rho}, \lambda\right) \quad (2)$$

堤体内浸潤線のフロントが時刻 T において距離 b の位置に達すると考えて $t=T, x=b, h=0$ とし、更に、空隙率 λ は透水係数と比例関係にあるとして分母に作用させると、以下のように表される。

$$\frac{h}{x} = f_3\left(\frac{HkT}{\lambda b^2} \frac{\sigma}{\rho}\right) = 0, \quad \frac{HkT}{\lambda b^2} \frac{\sigma}{\rho} = \text{const.} \quad (3)$$

通常 σ/ρ は一定値であることから無視でき、 T について整理することで最終的に以下の式形が得られる。この式は浸潤線が距離 b 進むために要する浸透時間を表している。

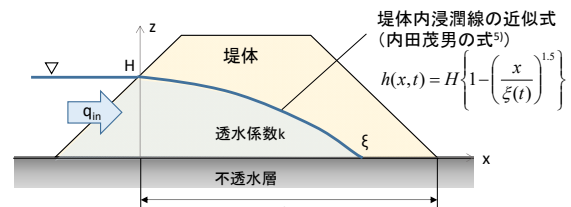


図-1 不透水性基盤上の堤体内の浸潤線

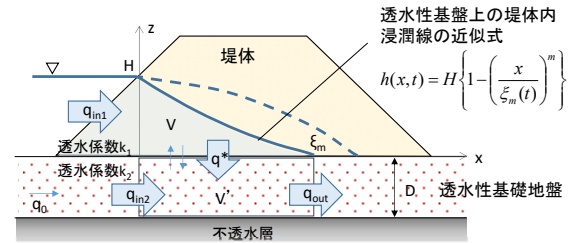


図-2 透水性基盤上の堤体内の浸潤線

表-1 $k_2/k_1, D/H$ に対する m 値の分布表⁴⁾

k_2/k_1	0	0.1	0.5	1	2	5	10	20
0	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500
0.1	1.500	1.500	1.500	1.500	1.426	1.060	0.858	0.711
0.5	1.500	1.500	1.472	1.075	0.823	0.660	0.588	0.545
1	1.500	1.500	1.118	0.860	0.700	0.591	0.546	0.524
2	1.500	1.384	0.866	0.710	0.614	0.547	0.524	0.510
5	1.500	1.014	0.671	0.592	0.549	0.519	0.509	0.504
10	1.500	0.821	0.591	0.548	0.524	0.509	0.504	0.501
20	1.500	0.691	0.548	0.524	0.510	0.504	0.501	0.501

$$T = \alpha \frac{\lambda b^2}{Hk} \quad (4)$$

ここに、 α は無次元係数である。 α を3/8とすると、式(4)は内田茂男⁹⁾が図解法により導いた不透水性基盤上の堤体内非定常浸透流の近似解と一致する。ここで、浸透時間 T と洪水継続時間 t' を用いて表される以下の無次元数を、堤防脆弱性指標として定義する。

$$t^* = \frac{t'}{T} = \frac{8Hkt'}{3\lambda b^2} \quad (5)$$

この指標は、堤防幅 B が大きいと浸透時間が長くなることから浸透破壊に対して安全性が高まることや、水位 H 、洪水継続時間 t' 、堤体透水係数 k が大きいと浸透時間が短くなり危険となるといった洪水時の堤体内浸透流の特徴を的確に捉えている。

b) 堤体直下の透水性基盤層を考慮した場合

堤防は、さまざまな土材料から構成される自然の堆積土上に築堤された人工構造物であるため、堤体直下の基盤層が透水性である場合も多く見られる。このため、堤体内に浸透した水の一部が基盤層に抜け出すことで、図-2に示すように堤体内浸潤線の形状やフロント位置の進行速度等に影響を与える。福岡・田端⁵⁾は、堤体内浸潤線を式(6)で近似し、堤体内及び基盤層内の水平方向浸透流と堤体から基盤層への水の抜け出しを考慮し、準二次元浸透流の連続式、ダルシー則を用いた運動方程式を解くことで、堤体の下に透水性基盤層が存在する場合の堤体内浸潤線のフロント位置を表す式(7)を導出した。

$$h(x, t) = H \left\{ 1 - \left(\frac{x}{\xi_m(t)} \right)^m \right\} \quad (6)$$

$$\xi_m(t) = \sqrt{\frac{2(m+1)mk_1H - m(2m-1)k_2D}{2m-1} \frac{H}{mH+(m+1)D} \frac{Ht}{\lambda}}$$

$$\frac{1}{2} < m < \frac{1}{2} \left(1 + \frac{k_1H}{k_2D} \right) \quad (7)$$

ここに、 m ：堤体内浸潤線の形状を決めるパラメータで、不透水性基盤上では式(6)の m を=1.5とすることで浸潤線形状を良好に近似できることが知られている⁹⁾。また、 k_1 ：堤体の透水係数、 k_2 ：基盤層の透水係数、 D ：基盤層の厚さである。式(7)から ξ_m が裏法先に到達したときの時間を求め、洪水継続時間 t' との比をとると不透水性基盤層を有する場合の堤防脆弱性指標 t_m^* は以下のように表される。

$$t_m^* = \frac{mk_1H - m(2m-1)k_2D}{mH+(m+1)D} \frac{Ht'}{\lambda b^2} \quad (8)$$

式(8)は、先に示した不透水性基盤層上の堤体の堤防脆弱性指標を、透水性基盤層への抜け出しを考慮し、より一般化したものである。 $k_2=0$ 、 $D=0$ 、 $m=1.5$ とすると、不透水性基盤条件の堤防脆弱性指標(式(5))と一致する。

c) m 値の決め方

式(6)～(8)には、浸潤線の形を規定する変数 m が含まれている。この値は、堤体内への流入量と基盤層への抜け出し量の関係によって決まるものと考えられ、実河川への適用を考えると、堤体と基礎地盤の透水係数 k_1 、 k_2 、水位 H と基礎地盤厚さ D の組み合わせから m 値を簡易に決定できることが望ましい。福岡・田端⁴⁾は、堤体及び基盤層を考慮し、 k_2/k_1 と D/H を変化させた鉛直二次元浸透流の数値解析により得られる堤体内浸潤線形状を式(6)で近似したときの最も近似の高い m 値を求めた(表-1)。これは、これまで被災を受けた河川堤防を中心に堤防ボーリング調査データから k_2/k_1 、 D/H のとり範囲を調べ、その範囲に対して作成されたものである。よって、基盤層の透水係数 k_2 や厚さ D がかなり大きく、表-1の範囲外にあるような場合には本手法の適用外となるが、このようなケースでは堤体浸透に起因した破壊危険性は十分低いものと考えられる。なお、 D は堤体直下の透水性基盤層の厚さであるが、基盤層内に地下水面が存在する場合は、それより低い部分への鉛直浸透は生じないとして、堤体直下から地下水面までの距離を D とする。

ここでは表-1の適用性を確認するために、十勝川千代田実験水路の実スケール堤防模型²⁾で計測された浸潤線データに基づいた検討を行った。実験は堤防天端幅や堤体土質等を変化させた複数ケースで実施されているが、本検討で対象とするCase1²⁾では、堤防全幅15m、天端幅3m、高さ3mであり、堤体及び基礎地盤は砂礫分主体の土材料から作られており、透水係数はそれぞれ $k_1=2.4 \times 10^{-3} \text{m/s}$ 、 $k_2=1.9 \times 10^{-3} \text{m/s}$ である。式(6)、(7)を適用し算出した堤体内浸潤線の時間変化と実測水位の比較を図-3に示す。図中のプロットは、間隙水圧計によって計測された堤体内水位を示している。また、実線は、浸潤線の計測値をなるべく再現する m 値を与えた浸潤線を、破線は、表-1の関係から内挿して求めた m 値0.61を与えた場合の

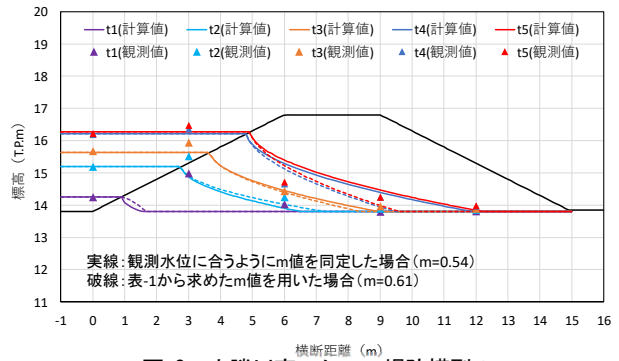


図-3 十勝川実スケール堤防模型の堤体内浸潤線の時間変化の計算値と観測値の比較

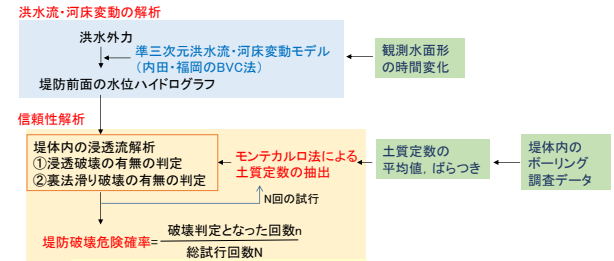


図-4 堤防破壊危険確率算定の流れ

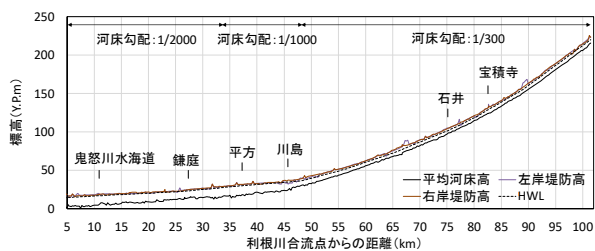


写真-1 鬼怒川平成27年9月洪水時の堤防被災箇所の例(左岸20.5k付近、堤体浸透破壊の危険性が大きかった箇所)

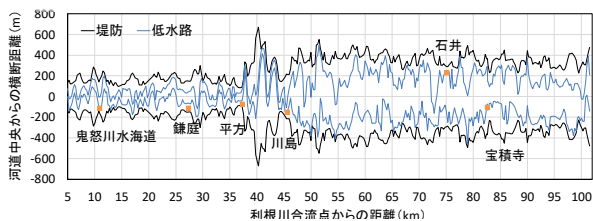
浸潤線をそれぞれ示している。千代田実験水路の堤防模型実験は越水破堤のメカニズムの理解と対策を目的に行われたものであるため、1時間に2mも水位を上昇させて実験が行われていた。このため、必ずしも計測された浸潤線を完全に説明することはできないが、 m 値を0.54とすることで浸潤線の形状とフロント位置 ξ_m の時間変化を概ね表現することができた。表-1から求まる m 値0.61を与えた場合は、浸潤線フロントまでの距離が実測値よりもやや小さく算定されたが、全体的に見て実測値及び m 値を同定した場合の浸潤線とそれほど大きな差がないことが確認できた。以上より、透水性基盤層を有する堤防に本提案手法を適用する場合、表-1を用いて k_2/k_1 と D/H から m 値を決定すれば、浸潤線の形状とフロント位置の時間変化を概ね表現できるものと考えてよい。

(2) 堤防破壊危険確率

3章で用いる堤防破壊危険確率算定⁴⁾の流れを図-4に示す。外力として洪水水面形の時間変化に基づいた非常洪水流解析により求めた堤防前面の水位ハイドログラフを境界条件として、堤体土質定数のばらつきを考慮し、堤体内浸潤線に基づく浸透・裏法滑り破壊確率をモンテカルロ法により算出する。このとき、堤体内浸潤線の解析に式(6)、(7)を用いることで、基盤層への水の抜け出しを考慮した浸潤線を表現する。基盤層への浸透がない



(a) 河床高の縦断分布⁸⁾



(b) 川幅の縦断分布⁸⁾

図-5 鬼怒川中下流部の河道特性

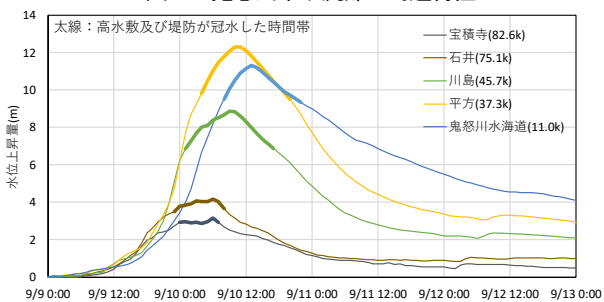


図-6 鬼怒川中下流部の水位上昇量の時間変化⁸⁾

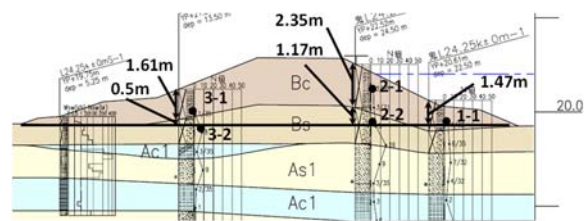
場合は、これまで通り⁴⁾ $m=1.5$ を用いる。本手法では、堤体内浸潤線が堤防裏法に到達すると浸透破壊の危険性が高まると考え、堤防土質定数のばらつきにより、裏法に到達した回数を全試行回数で割った値を浸透による破壊危険確率とする。また、円弧滑り計算により裏法滑りの安全率が1を下回る回数を全試行回数で割った値を、裏法滑りによる破壊危険確率とする。

3. 平成27年9月大洪水時における鬼怒川中下流部の堤防脆弱性指標の検討

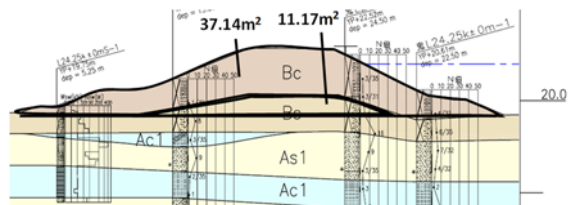
平成27年9月に発生した大洪水では、堤防決壊や溢水の他にも、写真-1に示すように複数箇所堤防被災が生じ、堤体浸透、裏法滑り破壊の危険性が大きくなっていった。ここでは、平成27年9月洪水における鬼怒川中下流部の洪水流下特性、堤防土質・構造を把握した上で、堤防脆弱性指標を算定し、堤防被災が発生した箇所との関係を検討した。

(1) 洪水流下特性

利根川の主要支川のひとつである鬼怒川は、流域面積1760km²、幹川流路延長176.7kmの一級河川である。上流域には4つのダム群が建設されており、利根川合流点から101.5kmまでの区間が直轄管理区間である。図-5に鬼怒川の河床高と川幅の縦断分布を示す。上流側は勾配、河幅とも変化は小さいが、46km付近で河床勾配が大きく

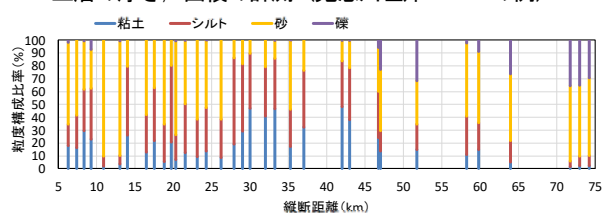


(a) 堤体の各土層の層厚

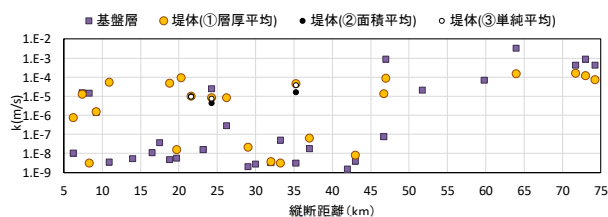


(b) 堤体の各土層の面積

図-7 堤防地質断面図と平均透水係数算定のための土層の厚さ、面積の計測 (鬼怒川左岸24.25kの例)



(a) 堤体の粒徑構成比率



(b) 堤体と基盤層の平均透水係数

図-8 粒徑構成比率と平均透水係数

変化し、また河幅の変化が顕著である。本論文では、46kより下流側の川幅変化の大きい区間を下流区間、46k~101.5kを中流区間と呼ぶ。洪水時の水位が縦断的に密に計測されている鬼怒川では、平成27年9月大洪水時における水面形の時間変化の把握が可能である。これまで福岡ら⁹⁾によって、鬼怒川の中下流区間を対象に観測水面形に基づいた洪水流河床変動解析が実施されており、平成27年9月洪水の水位、流量の時空間分布が得られている。本論文では、これらの結果を用いて、堤防破壊危険性の観点から平成27年9月洪水の流下特性を分析した。

図-6に水位観測地点における水位上昇量の時間変化を示す。ここに示す水位上昇量は、洪水が発生する直前の9/9 0:00の各観測所の水位を基準高として算出した。また、各観測所において高水敷及び堤防が冠水した時間帯の水位を太線で示している。中流区間の宝積寺から石井までの間は、水位上昇量は3~4m程度と小さく、また、水位波形はそれほど変化していない。一方、勾配が緩やかで、複断面蛇行流れの様相を呈して洪水が流下した下流区間では、水位上昇量が8m以上にも達する。特に、川幅が狭く河積の小さい平方地点では水位上昇量は12mにも達している。また、下流区間では水位波形の変化が

著しい。これは、縦断的な断面形の変化が大きいため水位が高まり、高水敷及び堤防が冠水した時間が概ね15時間以上に及んだためであり、中流区間よりも高水敷及び堤防が冠水した時間は7時間程度長い。

(2) 堤防の粒度構成と透水係数

鬼怒川の堤防ボーリング調査は、左右岸の堤防を対象に、縦断方向に概ね1km～5kmピッチ、横断方向に1～3箇所で行われている。ボーリング調査により採取された土材料に基づいて、堤体内の土層構造が調査されており、また、各土層の土材料を対象とした粒度試験も実施されている。ここでは、これらの調査データを基に、堤防の平均的な粒度構成比率、透水係数を縦断的に集計し整理した。各サンプリング材料の透水係数は、粒度分布の10%粒径、20%粒径からHazen, Creagerによる推定法によって求め、いずれか大きい方の値を採用した。透水係数の堤防平均値の算出にはいくつかの方法が考えられる。本論文ではボーリング調査結果を基に描かれた地質横断面から土層厚、土層面積を計測し(図-7)、①土層厚による重み付け平均、②土層面積による重み付け平均、③単純平均の3パターンにより算出した。図-8に粒度構成比率、透水係数の縦断分布を示す。ここでは左岸堤防の例を示している。粒度構成比率及び透水係数は縦断的にばらばらであるが、5～23kは概ね砂、23～48kは細粒土、48kより上流は礫を20%程度含む砂で構成されており、透水係数の大きさはこれらの土質区分に概ね対応している。また、21.57k、24.25k、32.25kの3断面では堤体内が複数の明瞭な土層から構成されていたが、平均化操作法の異なる3つの透水係数値(図中の黄、黒、白色プロット)には有意な差は見られないことから、透水係数の平均化操作法は、堤防脆弱性指標や透水係数の縦断分布の相対関係にはほぼ影響しない。以降の検討では層厚で重み付け平均した透水係数を用いるものとした。堤防脆弱性指標は、横断測量が実施されている250mピッチの断面毎で算出した。堤防脆弱性指標に用いる透水係数は、ボーリング調査が実施されている断面で設定した透水係数平均値を基に、縦断的に線形内挿補間して与えた。

(3) 堤防脆弱性指標と堤防破壊危険確率

表-2に鬼怒川左岸堤防の被災箇所⁷⁾を示す。水位が高く、洪水継続時間が20時間と長かった鬼怒川下流区間で堤防被災が集中した。図-9に最大水位時の堤防脆弱性指標の縦断分布を示す。堤防脆弱性指標と表-2の被災箇所を対照して検討する。22.3kや26.5kのように比較的被災規模の小さい箇所において堤防脆弱性指標は相対的に小さくなる。一方、13.17kや21k付近のように縦断的に被災箇所が連続し、被災規模も大きい箇所では、堤防脆弱性指標の値が大きい。このことは、堤防脆弱性指標が被災の程度とよく対応していることを示している。また、堤防、基盤ともに礫を多く含む中流区間では、透水係数

表-2 堤防被災箇所(鬼怒川左岸堤防)⁷⁾

No	距離(km)	被災内容
①	18.5	堤体浸透、月の輪工3ヶ所設置
②	20.15	堤体浸透(砂の流出を伴う)、月の輪工7ヶ所、釜段工3ヶ所設置
③	21.0	堤防決壊(越水) ※ただし越水前から堤体浸透破壊の危険性が高かったと推定される
④	21.5	堤体浸透(砂の流出を伴う)、月の輪工1ヶ所設置
⑤	22.3	堤体浸透(砂の流出を伴う)、釜段工1ヶ所設置
⑥	26.5	裏法滑り(幅3～4m)
⑦	35.1	堤体浸透、月の輪工1ヶ所設置

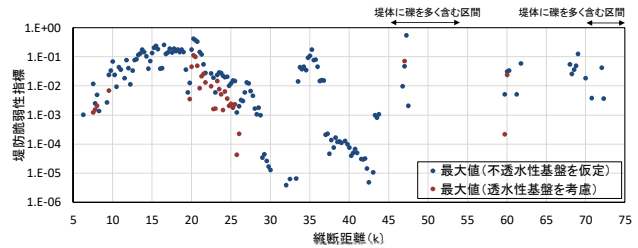
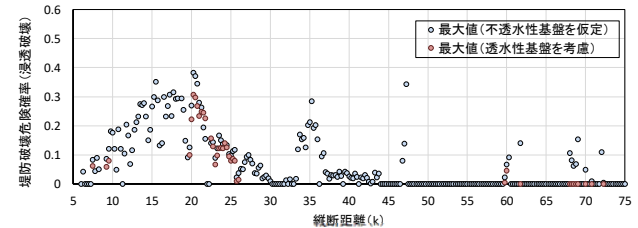
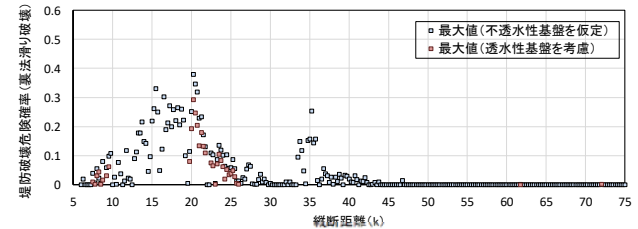


図-9 堤防脆弱性指標(鬼怒川左岸堤防)



(a) 堤体浸透破壊の危険確率



(b) 裏法滑り破壊の危険確率

図-10 堤防破壊危険確率(鬼怒川左岸堤防)

が大きいため堤防脆弱性指標が高く算出される結果となったが、実際には堤防被害は生じなかった。礫を多く含む堤防では堤体内水位が十分高くなり、礫同士の間隙を埋め合わせることで有効応力が増すことで破壊に対して安定であることがよく知られている。今後、礫堤防の粒度分布と透水係数の関係について十分な調査を行い、これに基づいて礫堤防の脆弱性指標の値の検討が必要である。

次に、基盤の透水性を考慮した堤体内浸潤線の式を用い、信頼性解析によって算出した鬼怒川左岸堤防の浸透及び裏法滑りによる破壊危険確率を図-10に示す。基盤の透水性を考慮した場合、不透水性を仮定した場合に比べて全体的に堤防脆弱性指標(図-9)、堤防破壊危険確率は減ることが分かる。特に、裏法滑りによる破壊危険確率は低減量が大きくなる。これは、基盤が透水性である場合は、堤体内浸潤線の形状が下に凸になることで円弧滑り面に水が入りにくくなり、滑り破壊に対する安全性が高まるということが適切に表現されているためである。

以上より、堤防脆弱性指標によって堤体浸透による破壊危険箇所を概ね推定できる。また、透水性基盤を考慮すると、不透水性基盤を仮定した場合に比べて堤防脆弱性指標が減ることが表現できるが、両者には大きな差

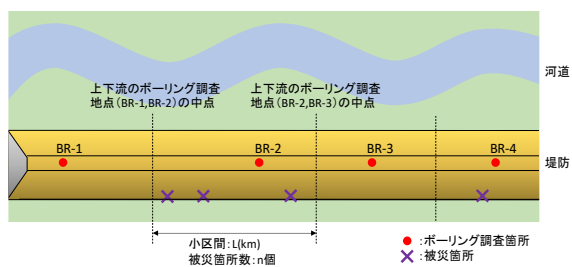


図-11 ボーリング調査箇所に基づいた被災箇所数の集計法

異は見られない。このことから、堤体浸透の観点から見た縦断的な危険箇所を推定する上では、不透水性基盤を仮定した堤防脆弱性指標を用いてよいものと考えられる。

4. 堤防脆弱性指標と堤体被災密度の関係

鬼怒川被災堤防に加えて、堤体浸透により破堤等の被害が生じた長良川昭和51年9月洪水¹⁰⁾、矢部川平成24年7月洪水¹¹⁾の法崩れ箇所を対象に、堤防脆弱性指標と堤体被災の関係进行分析した。堤体被災箇所数は、図-11に示すようにボーリング調査箇所に基づいて設定した小区間毎に集計し、1kmあたりの被災密度を算出した。図-12に堤防脆弱性指標と被災密度、被災種類の関係を示す。図の横軸に、ボーリング調査箇所またはその近傍における堤防脆弱性指標値を、縦軸に被災密度をとり、各河川堤防の値をプロットしている。堤防脆弱性指標が大きい区間では、被災密度が相対的に高くなる。更に、堤防脆弱性指標と被災の種類には明瞭な関係があり、概ね堤防脆弱性指標が0.001以上の範囲で堤体浸透、0.01以上の範囲で裏法滑り、0.1以上の範囲で堤防決壊の危険性が大きくなっていることが分かる。これらの値を閾値にとることで、堤体浸透破壊の危険性から見た水防箇所の合理的な設定等が可能になるものと考えられる。

以上より、洪水水位、洪水継続時間、堤体の透水係数と空隙率、堤防幅の組み合わせによって表現される堤防脆弱性指標を用いることで、縦断的な堤防被災危険箇所に加えて、どのような被災がどれ位の割合で生じる危険性があるのかを推定できることが明らかとなった。

5. 結論

次元解析及び透水性基盤を考慮した堤体内浸透流解析に基づいて導出される堤防脆弱性指標の考え方を示した。また、平成27年9月大洪水時に堤防決壊や堤体被災が多く発生した鬼怒川中下流区間を対象に、堤防脆弱性指標を縦断的に算定した。この結果、堤体被災が多く発生した下流部では、堤防決壊箇所周辺や、決壊には至らなかったが水防活動が集中的に実施された箇所等が堤防脆弱性指標の値が相対的に高くなり、実際の堤防破壊危険性を良好に説明することができた。

また、堤防被災箇所の脆弱性指標を集計した結果、堤防脆弱性指標と被災の種類・密度には明瞭な関係があり、

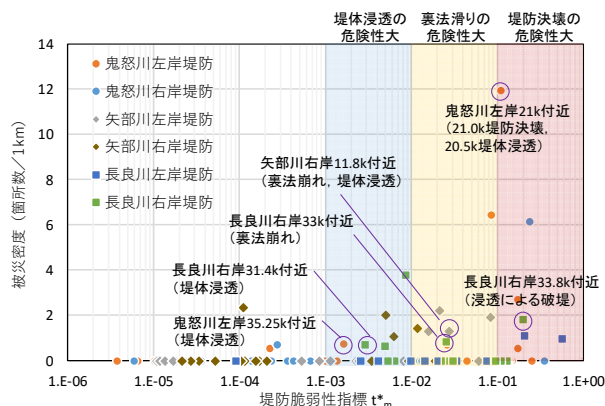


図-12 堤防脆弱性指標と被災箇所数、被災種類の関係

堤防脆弱性指標が0.001以上の範囲で堤体浸透、0.01以上の範囲で裏法滑り、0.1以上の範囲で堤防決壊の危険性が大きくなることが分かった。以上より、堤防脆弱性指標を用いることで、堤体浸透の観点から見た縦断的な被災危険箇所や、どの程度の被災がどれ位の割合で生じる危険性があるのかについて推定可能であることを示した。

謝辞：本研究は、国土交通省河川砂防技術研究開発制度（流域計画・流域管理課題分野）の助成を受けた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 越水堤防調査最終報告書一解説編一，土木研究所資料，第2074号，建設省土木研究所，1984。
- 2) 飛田大輔，柿沼孝治，柏谷和久，武田淳史：実物大河川堤防を用いた破堤実験の破堤進行特性に関する考察，第二回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，pp.37-40，2014。
- 3) 田端幸輔・福岡捷二：準二次元非定常浸透流解析に基づいたパイピングによる堤防破壊危険度の評価法，土木学会論文集B1(水工学) Vol.73, No.4, I_1327-I_1332, 2017。
- 4) 福岡捷二・田端幸輔：堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標に基づく堤防破壊危険タイムラインを用いた被災プロセスの見える化，第4回河川堤防技術シンポジウム，pp.61-64，2016。
- 5) 福岡捷二・田端幸輔：堤体基礎地盤の透水性・堤防強化対策を考慮した堤体内非定常浸潤線解析法の開発と堤防破壊危険確率の低減効果の見積りに関する研究，河川技術論文集，第22巻，pp.261-266，2016。
- 6) 内田茂男：自由境界を有する非定常浸透流について，土木学会誌，pp.58-62，1952。
- 7) 国土交通省関東地方整備局：第2回鬼怒川堤防調査委員会資料，2016。
- 8) 福岡捷二，田端幸輔，出口桂輔：平成27年9月洪水における鬼怒川下流区間の流下能力，河道貯留及び河道安定性の検討，河川技術論文集，第22巻，pp. 373-378，2016。
- 9) 福岡捷二：洪水流の水位と流量の今日的考え方—多点で観測された洪水水位と水面形から河道の水理システムをみる—，土木学会論文集B1(水工学) Vol.73, No.4, I_355-I_360, 2017。
- 10) 建設省土木研究所，建設省中部地方建設局：長良川破堤に関する検討報告書，1980。
- 11) 矢部川堤防調査委員会：矢部川堤防調査委員会報告書，2013。(2017. 4. 3受付)