

# 洪水時の堤体浸透流による破壊危険箇所の推定に関する研究

## A study on estimation of vulnerable levee points by seepage flow during floods

16N3100005J 上村 勇太 (河川工学研究室)  
Yuta UEMURA/ River Engineering Lab.

**Key Words** : river levee, vulnerable levee points, streamline network analysis, flood, seepage lines

### 1. 序論

近年、大きな洪水が頻発しており、洪水時に長大な堤防がいつ、どの程度危険になるかを縦断的に把握する技術が求められている。これまで河川工学の分野では、主として河川水位が上昇し、堤防天端からの越流により、堤防の破壊危険性が高まることに着目された研究が多く行われてきた。しかし、堤防を越流せずとも堤体、基盤層内の浸透流に起因する破壊も発生しており、堤防浸透破壊の危険箇所を縦断的に推定し、対策を検討することが河川管理を行う上で非常に重要な課題となっている。

福岡ら<sup>1)</sup>は、堤体内へ浸入した水が裏法先まで到達し集中することに起因して生じる堤体浸透破壊の危険性を表す指標として堤防脆弱性指標を提案し、これにより現地堤防、模型堤防両者で起こる堤防浸透破壊の発生可能性を説明してきた。しかし、洪水水位の上昇からピーク付近にかけての議論が中心となっており、洪水水位下降時や連続した二波形以上を有する洪水に対する堤体浸潤線の変化やそれに伴う堤体安定性については十分明らかとされていなかった。

本研究では、大規模堤防浸透実験結果<sup>2)</sup>に基づき流線網解析を行い、外水位下降時の浸透流が堤体の不安定化を助長する可能性を示す。また、外水位変化に対する一連の堤体内非定常浸潤線式を導出し、外水位下降時における堤体内浸潤線の挙動に対応した堤防脆弱性指標の持つ意味を考察する。この指標を用いて平成 27 年 9 月鬼怒川洪水を対象に、外水位下降時の堤体内浸潤線の挙動が堤防の安定性に与える影響を明らかにする。

### 2. 大規模堤防浸透実験結果に基づく堤体内非定常浸潤線式の導出

#### (1) 実験で観測された堤体内浸潤線の挙動

土木研究所が中心となり、堤体内水位計測手法の確立を目的として、屋外に設置された大規模な堤防模型(図-1)を用いた浸透実験が実施された<sup>2)</sup>。堤体下部に1~1.5 m間隔で設置されたマンメータにより、図-2に示す外力条件の、外水位上昇から下降までの時間帯において1時間ピッチで堤体内水位が測定されている。本文で

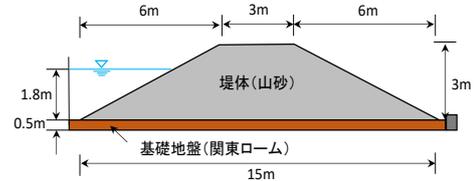


図-1 土木研究所大規模実験模型の断面形状

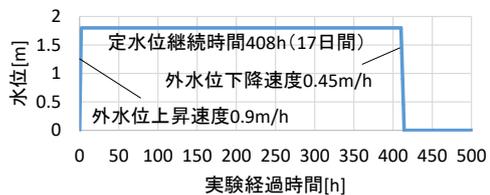


図-2 実験の外力条件

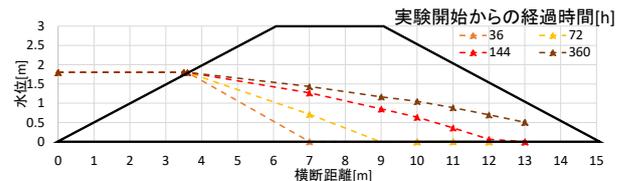


図-3 外水位上昇・湛水時の堤体内浸潤線の観測値

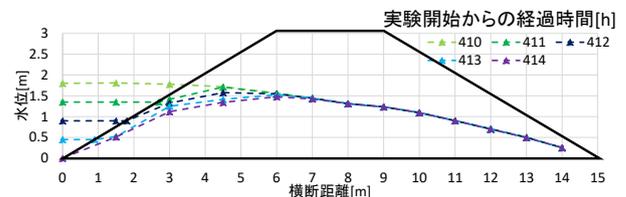


図-4 外水位降下時の堤体内浸潤線の観測値

は、堤体内で測定された浸透実験水位データを用い浸潤線の検討を行う。

図-3には外水位を0.9 m/hで上昇させ、堤体内水位1.8mを一定に保った時間帯における堤体内水位の観測値を示す。時間は実験開始からの経過時間を示す。基礎地盤は難透水性の関東ロームである。水位観測は、 $x=13$  mの位置まで行われた。浸潤線形状は上に凸の形を保ったまま裏法先に向かって進行しており、裏法先での水位は観測されていないが、浸潤線形状より判断すると、外水位降下前に浸潤線が裏法先に到達していたと推定される。図-4には外水位を0.45 m/hで下降させた時の堤体内水位の観測値をプロットで示す。堤体内の浸

潤線には頂部が出現し、頂部位置は外水位下降直前の浸潤線に沿って裏法側に徐々に移動していることが確認できる。以上より、外水位下降時には表法側からの排水により、堤体内に水位頂部が発生し、その位置が裏法側へ移動することが確認された。

## (2) 流線網解析による堤体内浸透流場の把握と非定常堤体内浸潤線式の導出

### a) 流線網解析に基づく堤体内流速場の見える化

ここでは、大規模堤防浸透実験を対象に堤体内がポテンシャル流場であるとして、流線網解析より浸透流場を把握する。外水位下降直前の最高水位時の堤体内浸潤線形状を境界条件として、試行錯誤的に流線と等ポテンシャル線が直交するように正方形流線網を作成する。これに基づき、自由水面の移動距離  $d_f$  を式(1)により計算した。

$$d_f = \frac{u}{\lambda} \delta t = \frac{k}{\lambda} \frac{\delta h}{\delta s} \delta t \quad (1)$$

ここで、 $u$ ：浸透流速、 $\lambda$ ：空隙率、 $\delta h$ ：損失水頭、 $\delta s$ ：流線長、 $\delta t$ ：浸透時間である。 $\delta t=3600\text{s}$  とし、 $k$  は、実験で計測された水面を再現するように  $1.2 \times 10^{-4} \text{m/s}$  とした。図-5に水位低下開始から3時間後の流線網による解析結果を示す。外水位の下降により水位の頂部では鉛直下方へ、頂部の周囲では表法と裏法の両方向へそれぞれ向かう流線が描かれる。等ポテンシャル線の間隔は表法面が最も狭く、堤体水位頂部に近づく程広くなり、それに伴い単位時間当たりの水面の移動速度も小さくなる。結果として水面の動きが小さい裏法側に向かって水位の頂部位置が移動する。また、流線の向きに着目すると水位頂部付近では水面の移動は鉛直方向に卓越しているが、頂部から離れるにつれて水平方向の流れが卓越する。なお、図-6に示すように同条件で行った飽和・不飽和浸透流数値解析においても流線網解析と同様の流速場や浸潤線形状が得られることを確認した。以上より、外水位下降時には、流線網解析から堤体内水位頂部水頭を外力水位とすると法先までの堤体長は減じ、動水勾配が大きくなり、浸透流は堤体裏法の不安定化を引き起こすように働く。よって、外水位下降時の堤防浸透破壊危険性を調べるため堤体内浸潤線頂部位置の解析法を導く。

### b) 非定常浸潤線式の導出

外水位上昇時における堤体内の流線網解析から得られた内田茂男<sup>3)</sup>の非定常浸潤線式(2)の考え方を参考に洪水水位下降時の浸潤線式を導出する。

$$z = H \left\{ 1 - \left( \frac{x}{\xi(t)} \right)^{1.5} \right\}, \xi(t) = \sqrt{\frac{8kH}{3\lambda}} t \quad (2)$$

ここに、 $z$ ：堤体内浸潤線の水位、 $x$ ：堤体内の水位に

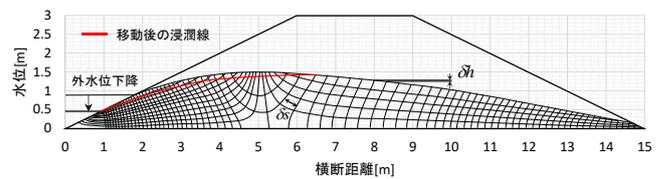


図-5 水位下降開始から3時間後の流線網解析結果

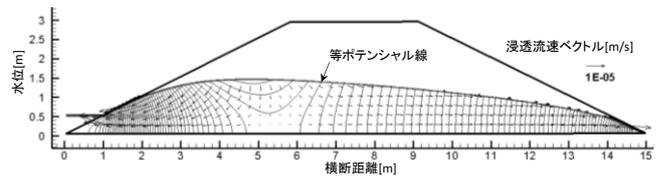


図-6 水位下降開始から3時間後の数値解析結果

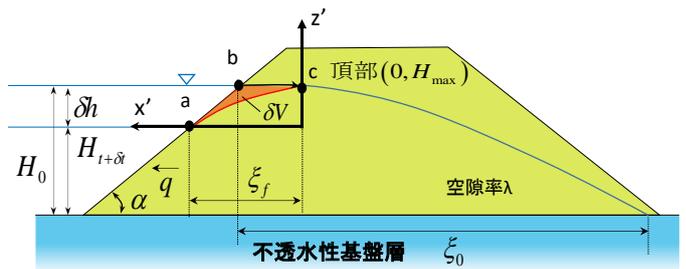


図-7 外水位下降時の堤体浸潤線解析法の概念図

対応する浸潤線の位置、 $H$ ：外水位、 $\xi$ ：浸潤線フロントの位置、 $k$ ：堤体内透水係数、 $\lambda$ ：空隙率、 $t$ ：洪水継続時間である。

まず、流線網解析結果に基づき表法からの排水によって形成される表法側浸潤線式を求める。水位頂部付近を除き水面の動きは水平方向が卓越しているため、浸潤線形状の相似条件が成り立つと考え、図-7に示すような水位頂部の移動に追従する  $x'$ 、 $z'$  座標系で定義した式(3)の関数形で表法側の浸潤線形状を表現する。

$$\frac{z'}{H_{\max}} = \left\{ 1 - \left( \frac{x'}{\xi_f} \right)^m \right\} \quad (3)$$

ここに、 $\xi_f$ ：外水位降下による表法上の浸潤線フロントの位置である。各時間の表法側の浸潤線形状は、流線網解析結果より、式(3)に概ね  $m=2$  を与えることで近似可能であることを確認した。

この解析段階では、外水位下降時の浸潤線フロントの位置  $\xi_f$  が未知である。よって、外水位下降時の  $\xi_f$  を求めて浸潤線解析法を完結する。図-7の橙色でハッチした領域の単位時間当たりの飽和域の体積変化量と、外水位が  $\delta h$  下降することにより生じる堤体からの排水量が一致するように堤体内水位の頂部位置が時間的に変化すると考える。この時、式(4)が成立する。

$$\lambda \delta V = q \delta t \quad (4)$$

ここに、 $\lambda$ ：堤体内の空隙率、 $\delta V$ ：浸透時間あたりの堤体内の飽和域の体積変化量、 $q$ ：単位時間当たりの表

法側への浸出量,  $\alpha$  浸出時間である. 先に示した大規模堤防浸透実験における水面形観察結果から明らかになったように, 堤体内水位の頂部位置は, 外水位下降直前の浸潤線上を移動するものとする. 流線網解析による検討から, 表法側に形成される浸潤線形状は,  $nF=2$  を用いた式(3)で表され, 一方, 外水位下降直前の堤体内浸潤線形状は, 式(2)の内田の式で表されることから, 図-7の橙色でハッチした飽和領域の単位時間当たりの変化量は, 式(5)で表される.

$$\lambda \delta V = \frac{\lambda \delta h^2}{2 \tan \alpha} - \lambda \left( -\xi_f + \frac{\delta h}{\tan \alpha} \right) \left\{ \frac{2}{5} (\delta h + H_{t+\delta t}) \left( \frac{-\xi_f + \delta h / \tan \alpha}{-\xi_0} \right)^{3/2} - \delta h \right\} - \frac{2}{3} \lambda \xi_f \left\{ \delta h - (\delta h + H_{t+\delta t}) \left( \frac{-\xi_f + \delta h / \tan \alpha}{-\xi_0} \right)^{3/2} \right\} \quad (5)$$

また, 流線網解析により表法側の流れ場は水位頂部付近を除いて水平方向が卓越しており準一様流とみなせることから, 外水位降下に伴う排水量  $q$  を式(6)に示す Deputit-Forchheimer 型で表現した.

$$q \delta t = \frac{k}{2 \xi_f} \left[ \left[ H_0 \left\{ 1 - \left( \frac{-\xi_f + \delta h / \tan \alpha}{-\xi_0} \right)^{3/2} \right\} \right]^2 - H_{t+\delta t}^2 \right] * \delta t \quad (6)$$

式(5)と(6)は等しいことから水位頂部位置  $\xi_f$  を時系列的に求める.  $\xi_f$  の値は, 数値的に求めた. 裏法側に浸潤面が現れていない場合は, 求めた堤体内水位頂部を外力水位として, 内田の非定常浸潤線式を裏法側の浸潤線に適用する. 解析で得られた結果では, 表法側に比較して裏法側の等ポテンシャル線の間隔が広く, 浸潤線の進みが遅いため, 裏法先に進行する浸潤線による飽和域の体積変化量は無視できるものとした.

### (3) 適用性の検証—大規模模型実験との比較—

図-8, 9にそれぞれ外水位上昇時, 下降時の浸潤線時間変化の解析値と観測値の比較を示す. 実線が本手法による解析値, プロットが観測値を示している. 式(3), (4)の組み合わせによって求めた浸潤線は, 透水係数  $k$  を同定することにより概ね実験結果を再現できている.

よって本手法により, 外水位上昇時から水位降下時に至る洪水時の堤体内水位頂部位置と表法, 裏法側の浸潤線の解析が可能となった.

### 3. 洪水時の堤防浸透破壊危険性評価手法

2章の手法を用いて, これまで明らかにされていなかった外水位上昇時から下降時にかけての堤防脆弱性指標の考え方を示す. 不透水性基盤上の堤体における外水位上昇時の脆弱性指標は, 図-10に示す浸透流場を想定して次元解析を行うことで外水位  $H$ , 堤防有効幅  $b$ , 洪水継続時間  $t'$ , 透水係数  $k$ , 空隙率  $\lambda$  の組み合わせにより式(7)の無次元形で表現される.

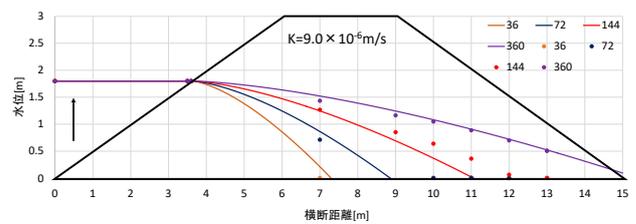


図-8 水位上昇時の堤体内浸潤線の解析結果と観測値の比較

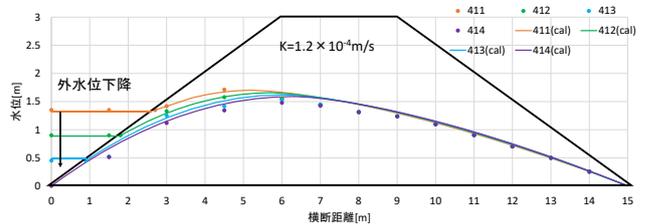


図-9 水位下降時の堤体内浸潤線の解析結果と観測値の比較

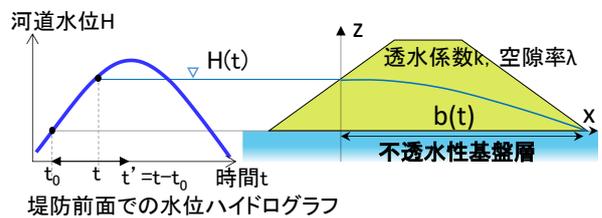


図-10 外水位上昇時の堤防脆弱性指標の概念図

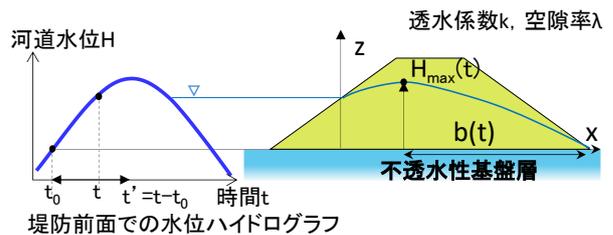


図-11 外水位下降時の堤防脆弱性指標の概念図

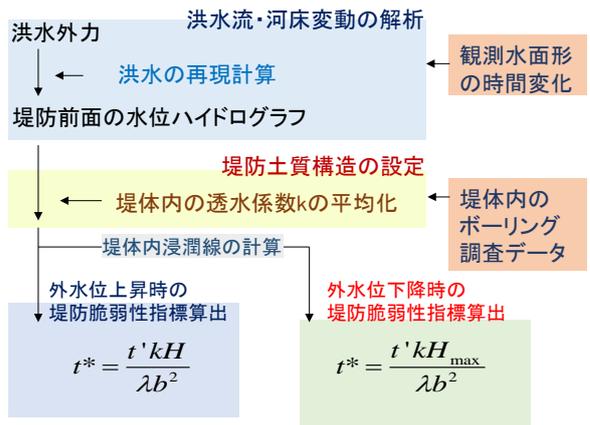


図-12 堤防脆弱性指標の算定フロー

$$t^* = \frac{t'}{T} = \frac{8 t' k H(t)}{3 \lambda b^2} \quad (7)$$

外水位下降時においては, 堤体内に残留した水により発生する堤体内浸潤線の頂部から裏法側へ向かう浸

透流が生じており、頂部位置の移動により裏法側に向かう浸透流の領域も変化する。このため、図-11に示すように式(7)に示す堤防脆弱性指標の物理量のうち外水位と水平距離の代表値が、堤体内頂部高さ $H_{max}$ と頂部位置から堤防裏法先までの距離となる。

図-12に現地堤防を対象に堤防脆弱性指標を適用する際のフローを示す。まず、対象とする洪水について河道内の観測水面形の時間変化に基づく洪水流解析を行い洪水を再現し、堤防際の縦断的な水位ハイドログラフを求める。次に堤防の土質・構造をボーリング調査データや堤防断面測量データに基づき設定する。外水位上昇時の堤防脆弱性指標は、求めた水位ハイドログラフと設定した透水係数、堤防断面形により算出する。外水位下降時の堤防脆弱性指標は式(3)、(4)の組み合わせにより求めた堤体内水位頂部位置に基づいて算出する。

#### 4. 鬼怒川平成27年9月洪水時における堤防脆弱指標の検討

大規模な超過洪水が発生し、多くの堤体浸透被害が生じた鬼怒川平成27年9月洪水を対象に浸潤線解析を行い堤防脆弱性指標を算出する。図-13には、鬼怒川左岸18.5 kmにおける外水位下降時の堤体内浸潤線の解析結果を示す。時間は、洪水継続時間を示しており、外水位には、図-14に示す鬼怒川堤防際の水位ハイドログラフを用いている。堤体の平均透水係数は $k=3.5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ である。堤体平均透水係数を用いて計算した浸潤線は、実線で示すように外水位下降終了時点においても堤体の中央付近までしか到達していない。実際は左岸18.5 kmで洪水時に大量の漏水が確認されており、水防活動が実施されていた。このことから、洪水中に浸潤線が裏法先に到達していたものと考えられ、図-13の破線で示す浸潤線が裏法先に到達する場合の透水係数を求めると堤体平均透水係数の7倍にあたる $k=2.1 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ となる。

図-15には、鬼怒川左岸18.5 kmにおける堤防脆弱性指標の時間変化を示す。緑線で堤体平均透水係数を用いた堤防脆弱性指標の値を、青線で漏水の発生事実に基づき同定した透水係数を用いた堤防脆弱性指標の値を示している。両条件共に外水位下降時の堤体内水位頂部位置の移動に伴う堤体裏法側での動水勾配の増加と、浸透継続時間の蓄積により堤防脆弱性指標の値は増加し続けることが分かった。透水試験やCreagerの推定法を用いると、求まる現地堤防内の透水係数は2オーダー程度の幅でバラつくことが知られている。今後本手法を現地堤防に適用する上では、洪水時の堤体内水位観測と共に浸透流の予測精度を高めるため、浸潤線の挙動について調べる必要がある。

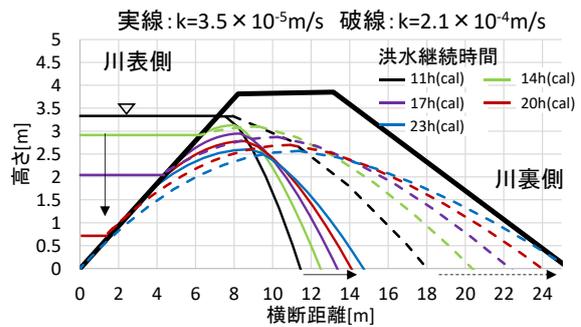


図-13 鬼怒川左岸 18.5 km堤防の外水位下降時の堤体内浸潤線

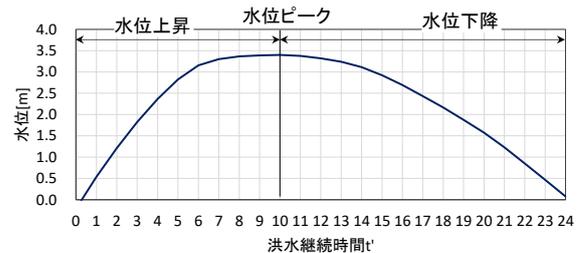


図-14 鬼怒川左岸 18.5 km堤防際の水位ハイドログラフ

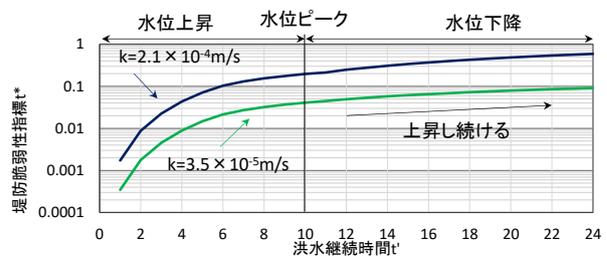


図-15 鬼怒川平成27年9月洪水時の左岸 18.5 kmにおける堤防脆弱性指標

#### 5. 結論

大規模堤防浸透実験結果に基づき流線網解析により導出した外水位の上昇から下降までの一連の変化に対する浸潤線式を用い、堤防脆弱性指標の代表値選定の考え方を示し、鬼怒川平成27年9月洪水に適用した。外水位下降時においても堤防脆弱性指標の値は、ピーク水位時の堤防脆弱性指標から高まり続けることを明らかにし、今後この点に着目した調査の重要性を示した。また、堤体内水位観測を行うと共に浸透流現象に対応した透水係数の適切な算定法の必要性を示した。

#### 参考文献

- 1) 福岡捷二, 小高猛司, 田端幸輔: 現地堤防と模型堤防の浸透破壊を規定する力学的相似条件—堤防脆弱性指標, 第5回河川堤防技術シンポジウム, pp79-82, 2017.
- 2) 小橋, 谷中, 森ら: 堤防管理技術高度化のための堤体内水位観測方法の開発に関する共同研究報告書, 独立行政法人土木研究所, 2008.
- 3) 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.