

堤防破壊危険性評価と洪水流・氾濫流解析に基づいた流域水害リスクの分析と被害軽減策に関する研究

中央大学研究開発機構 機構准教授 田端幸輔

概要：

水害リスク軽減に向けた危機管理対策を検討するためには、堤防決壊箇所と氾濫水挙動を適切に評価することが課題となる。近年、浸透による堤防破壊危険性を表す無次元力学指標である堤防脆弱性指標が提示され、堤防脆弱性指標の値が 0.1 を超えると堤防決壊の危険性が高まる傾向にあることが確認されている。よって、堤防脆弱性指標を用いることで、大洪水時の浸透による破堤条件を科学的に推定できる可能性がある。

本検討では、実際に堤防決壊による氾濫被害が生じた鬼怒川平成 27 年 9 月洪水を対象に、堤防脆弱性指標を算定する。そして、実際の堤防決壊箇所（左岸 21.0k）の他にも決壊の危険性の高い箇所が存在していたことを示す。そして、堤防脆弱性指標に基づいて設定される堤防決壊条件の下で氾濫流解析を実施し、実績氾濫結果と比較することで、堤防決壊箇所の違いが氾濫水の伝わり方や浸水深に及ぼす影響について検討した。

キーワード：堤防脆弱性指標、堤防決壊、氾濫計算、水害リスク、鬼怒川平成 27 年 9 月洪水

1. 序論

水害リスク軽減に向けた危機管理対策を検討するためには、堤防決壊箇所と氾濫水挙動を適切に評価することが課題となる。これまで、浸透による堤防破壊の発生条件が明確でなかったことから、実務上は洪水水位が HWL またはピーク水位を越えると、堤防が決壊すると仮定して、氾濫計算が実施されてきた。しかし、現実には HWL を超過しても決壊しない場合や、その逆の状況も多く発生している。近年、福岡・田端¹⁾は、浸透による堤防破壊危険性を表す無次元力学指標である堤防脆弱性指標を提示した。この指標を現地堤防及び模型堤防に適用した結果、堤防脆弱性指標の値が 0.1 を超えると堤防決壊の危険性が高まる傾向にあることが確認されている。よって、堤防脆弱性指標を用いることで、大洪水時の浸透による破堤条件を科学的に推定できる可能性がある。

本検討では、実際に堤防決壊による氾濫被害が生じた鬼怒川平成 27 年 9 月洪水を対象に、堤防脆弱性指標 t^* を算定する。そして、実際の堤防決壊箇所（左岸 21.0k）の他にも決壊の危険性の高い箇所が存在していたことを示す。そして、 t^* に基づいて設定される堤防決壊条件の下で氾濫流解析を実施し、実績氾濫結果と比較すること

で、堤防決壊箇所の違いが氾濫水の伝わり方や浸水深に及ぼす影響について検討した。

2. 鬼怒川の堤防脆弱性指標の算出

(1) 検討方法

福岡・田端¹⁾は、洪水時における堤防の浸透に対する破壊危険性を評価するための無次元指標である堤防脆弱性指標 t^* を示している。

$$t^* = \frac{5}{2} \frac{kHt'}{\lambda b^2} \quad (1)$$

ここに、 H は水位、 b は堤防幅、 t' は水位が高水敷に冠水してからの洪水継続時間、 λ 、 k は堤体内の空隙率と透水係数である（図-1(a)）。

一方、洪水水位が低下すると、図-1(b)に示すように堤体内浸潤線の頂部が徐々に裏法先に向かって移動する²⁾。その結果、水位下降中も浸透流は引き続き生じ、堤防破壊危険性は増加し続ける。これは主に浸潤線の最大高さ位置の移動に伴う式(2)の水平長さ b の減少が原因である。上村・福岡²⁾は、水位低下時における上記の非定常浸透現象を表現するための解析法を提案した。

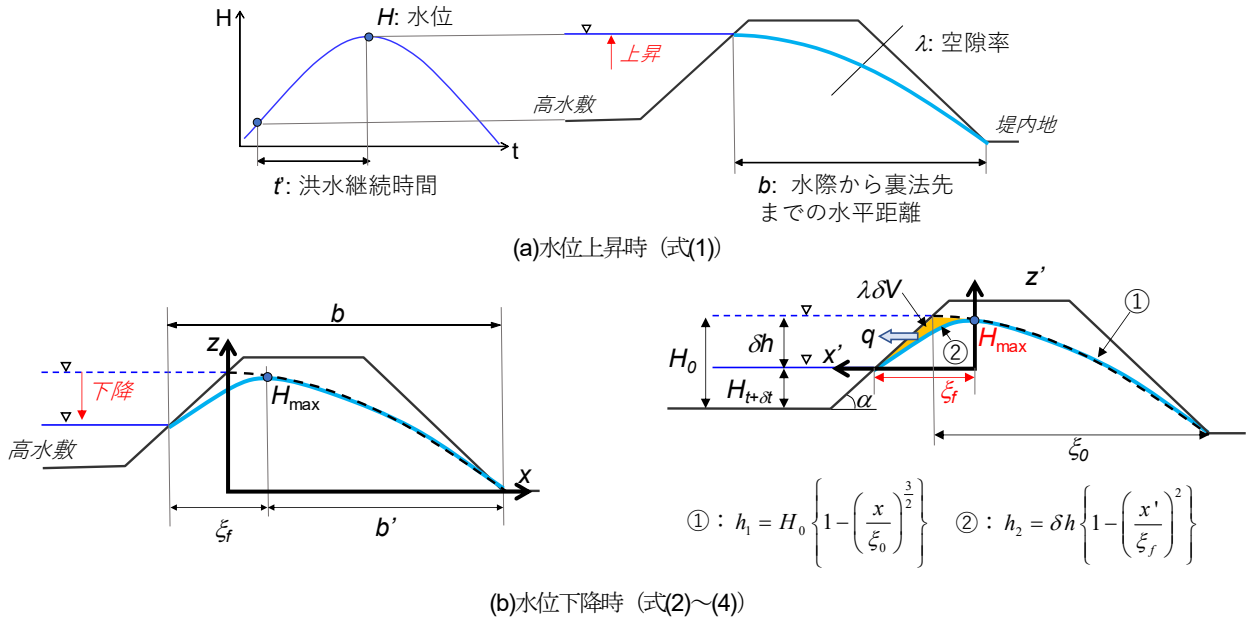
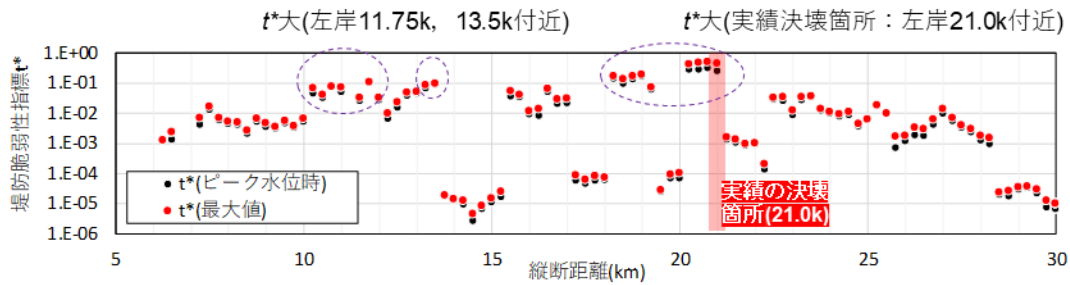


図-1 水位下降時における堤防脆弱性指標の算定に用いる各物理量の定義



以下にその概要を示す。堤防内の水の体積変化 $\lambda\delta V$ が、水位低下に伴う堤体表法からの排水量 $q\delta t$ と一致する連続条件を考える。 $\lambda\delta V$ は図-1(b)のオレンジ色の領域であり、式(3)で表される。

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

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

各変数の定義は、図-1(b)に示す通りである。また、 $q\delta t$ は表法からの排水量で、Deput-Forchheimer 型の式で表現される。

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

式(3)と式(4)が一致するように、浸透ラインの上部の水平位置 ξ (図-1(b)) を数値的に求める。そして、河川水位がピークとなった時の堤体内浸潤線 (図-1(b)の①) に沿って、浸潤線ピーク位置が移動すると仮定することで、浸潤線のピーク高さ H_{max} を求める。これより、水位低下時

の堤防脆弱性指標は、式(2)の H と b の代わりに H_{max} と $b' (=b-\xi)$ を用いることで、式(5)のように表される。

$$t^* = \frac{5}{2} \frac{kH_{max}t'}{\lambda b^{12}} \quad (4)$$

式(2)、(5)を用いて、水位上昇～下降期における鬼怒川堤防の脆弱性指標 t^* を算出した。

(2) 算定結果

図-2に、算出した鬼怒川左岸堤防の脆弱性指標 t^* を示す。実績堤防決壊箇所 (左岸 21.0k) の付近で t^* が最も高く、堤防決壊の危険性が大きい範囲($t^*>0.1$)にプロットされる。この他に左岸 11.75k、13.5k 付近でも t^* の値が 0.1 を超えていたことから、左岸 21.0k で決壊が生じていなければ、これらの地点で決壊していた可能性が高かったものと推察される。

図-3に左岸 11.75k、13.5k、21.0k の水位と t^* の時間変化を示す。堤防脆弱性指標は、水位の低下によってすぐに低減するのではなく、高い値を維持または微増していることが確認できる。このことは、水位低下時にも浸透破壊の危険性が継続されていることを意味している。

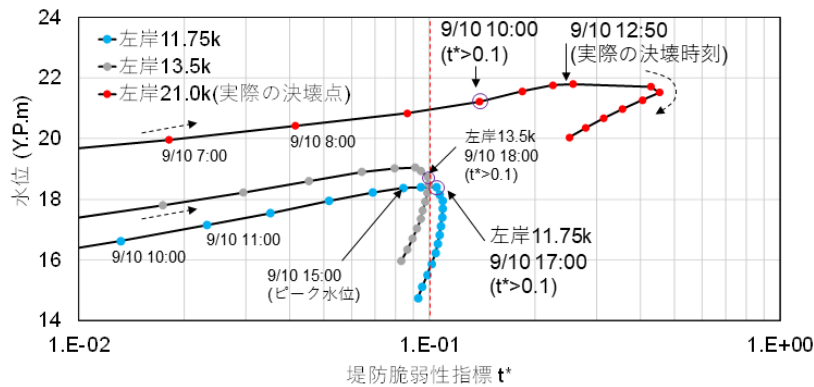


図-3 堤防破壊危険性の高い箇所での河川水位と堤防脆弱性指標の関係

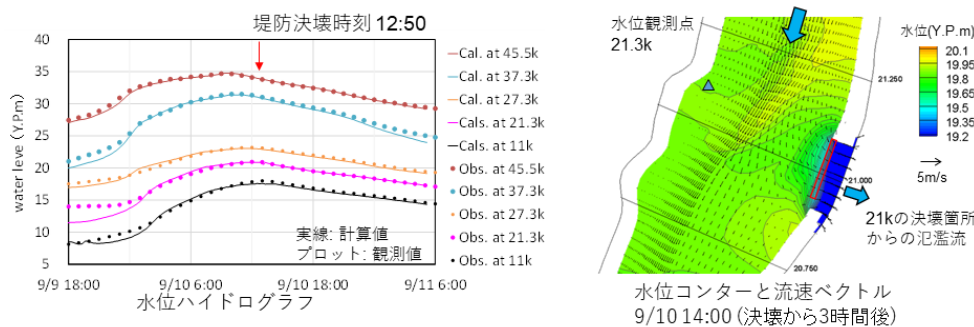


図-4 洪水流と氾濫流の一体解析

算定結果によると、13.5k より先に、11.75k の t^* が 0.1 を越え危険となることが確認される。また、 t^* が 0.1 を超えると堤防決壊が生じると仮定すると、11.75k では水位ピークから 2 時間後となる 9/10 17:00 付近が、決壊時刻として設定される。

3. 鬼怒川下流域における氾濫流解析

(1) 洪水流と氾濫流の一体解析法

福岡³⁾は、水面形には平面形状や断面変化などの影響が全て現れるという考えに基づいて、観測された洪水水面形の時間変化を用いた洪水流河床変動解析法を提案している。この考えに基づき、鬼怒川の平成 23 年 9 月洪水時に観測された水面形の時系列データを用いて洪水流氾濫流の一体解析モデル(図-4)を開発した⁴⁾。

堤防の越流及び崩壊が発生した 25.35k では、水位が堤防の高さを超えると崩壊するようにして氾濫流を計算した。また、21.0k の堤防決壊点については、実績の決壊時刻と決壊幅を考慮し、決壊点付近の水面形の解析値と観測値が一致するように、決壊点からの氾濫流を計算した(図-4)。このモデルは、鬼怒川の洪水伝播だけでなく、溢流、堤防決壊に伴う氾濫流量ハイドログラフについても推定することが可能である。

(2) 洪水流と氾濫流の一体解析法

鬼怒川の洪水流と氾濫流の一体解析モデルを用いて、

左岸 11.75k が決壊した場合の氾濫流解析を実施した。ただし、左岸 25.35k 付近からの溢水は考慮していない。図-5 に氾濫域の平面図と浸水範囲を、図-6 に氾濫流量と、図-5 の A~C 地点の浸水深の時間変化を示す。図-5(a)、図-6(a)には 21.0k の決壊と 25.35k の溢水によって実際に起こった氾濫流の検証計算結果⁴⁾を比較のため示す。

左岸 11.75k が決壊した場合、実績と同様、最大氾濫流量は 500m³/s 程度と算定された。水位低下時の決壊となるため、氾濫ボリュームは実績に比べて小さいが、決壊点が密集市街地(図-5 の下方、白色の領域)に近いことから、A 地点の浸水深は決壊後ただちに上昇し、3 時間後には 2m 近くまで上昇する(図-6(a)黒線)。

実際の氾濫では、氾濫水の到達は堤防決壊から約 8 時間後と遅かったが、浸水深は 1m を超えていた(図-6(b)黒線)。また、氾濫流の向きが南北方向に規定される国道 294 号と八間堀川の間 B 地点も、決壊点に依らず浸水深は大きくなる(図-6 紫線)。よってこれらの地域では、堤防決壊箇所に依らず大きな浸水被害を受ける危険性がある。

一方、八間堀川東側の標高の低い地域にある C 地点では、実際の氾濫時に左岸 25.35k 付近の溢水と左岸 21.0k の決壊による氾濫水が合わさったことで、氾濫水本体が八間堀川左岸堤防を乗り越えて流れ、この地点に大量に流入した。これにより浸水深は 3.5m を超えたが、この地域により近い左岸 11.75k の決壊を想定した場合は、実績に比べ浸水深がかなり小さくなることが分かった(図-6 黄色線)。

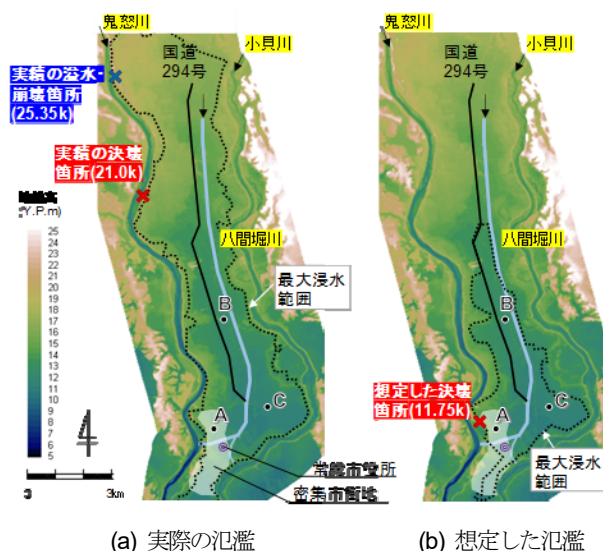


図-5 鬼怒川下流部左岸側の氾濫域（常総市）

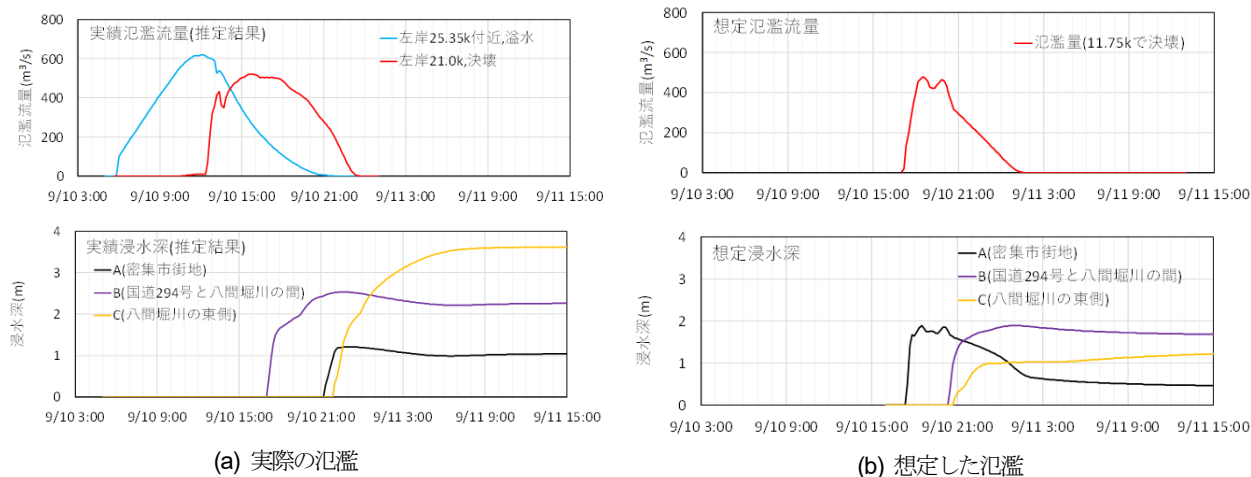


図-6 氾濫流量と浸水深の時間変化

4. 結論と今後の課題

平成27年9月洪水で破堤氾濫被害が生じた鬼怒川流域を対象に、水害リスク検討を行う上で重要となる破堤地点の推定及び氾濫流挙動について、一連の検討を行った。堤防脆弱性指標を用いることで、洪水時の堤防決壊危険箇所及びその時間を推定できることを示した。堤防脆弱性指標を用いて設定した破堤シナリオの下で破堤氾濫計算を実施し、流域の氾濫特性を分析した。これにより、常総市の密集市街地や、国道294号と八間堀川間の地域では、決壊箇所に依らず浸水規模が大きくなること、八間堀川東側は、破堤地点がかなり上流で生じると浸水規模が大きくなることを明らかにした。また、常総市街地はどの地点が決壊しても同様の被害が生じる危険性があることを示した。このため、鬼怒川下流部では堤防強化対策の重要性が極めて高い。

今後は、堤防脆弱性指標に基づいて想定される全ての破堤シナリオでの流域水害リスク特性を明らかにし、浸

水被害を最小限にとどめるために優先して整備すべき堤防強化対策箇所や、氾濫原対策の在り方について検討を行っていく予定である。

参考文献

- 1) 福岡捷二・田端幸輔：浸透流を支配する力学指標と堤防浸透破壊の力学的相似条件—浸透流ナンバー S_{Fn} と堤防脆弱性指標 t^* ，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.74，No.5，I_1435-1440，2018.
- 2) 上村勇太・福岡捷二：堤防脆弱性指標に基づく洪水位下降時における裏法安定性に関する研究，河川技術論文集，第24巻，pp.547-552，2018.
- 3) 福岡捷二：実務面からみた洪水流・河床変動解析法の最前線と今後の調査研究の方向性，河川技術論文集，第20巻，pp.253-258，2014.6.
- 4) 田端幸輔・福岡捷二・吉井拓也：平成27年9月鬼怒川流域における洪水流・氾濫流の一体解析に基づく水害リスク軽減策に関する研究，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.74，No.4，pp.I 1399-I 1404，2018.