

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

堤防浸透破壊, 堤防脆弱性指標, 次元解析,
堤防模型実験, 力学的相似条件

中央大学研究開発機構 ○福岡 捷二
名城大学 小高 猛司
中央大学研究開発機構 田端 幸輔

1. 序論

洪水時の河川堤防の破壊危険性の高い箇所を見つけることは、地盤工学、河川工学上の重要な課題であり、堤防被災箇所の現地調査及び模型実験により破壊機構の現象解明が続けられている。しかし、模型実験と現地堤防破壊の力学的相似性は、十分検討されていない。

本論文では、次元解析手法を用い、浸透による堤防破壊を規定する無次元指標として堤防脆弱性指標を導く。これを用いて、現地堤防と模型堤防の堤体破壊現象について検討し、両者で起こる決壊、裏法滑り、漏水現象は、共通の堤防脆弱性指標値によって説明出来ることを示す。

2. 堤防浸透破壊に関する力学的相似条件—堤防脆弱性指標の導出

2.1 次元解析手法に基づいた堤防脆弱性指標の導出

洪水時の河川堤防内の浸透流は、連続方程式とダルシーの式で表される運動方程式を解くことによって求められる。しかし、土と水から成る複雑な構造の堤防の変形や破壊は、土中の水流によって土粒子が移動して起こる力学現象である。そのような現象解明は、実堤防の中で起こっている土中の水と粒子の移動を支配する基礎方程式に基づく検討によってなされるべきものである。しかし、このためには、堤防の変形、破壊現象の数多くの観測に基づく理解が必要であり、今のところ十分行える段階にない。このため、一般的手段として縮尺模型を用いた実験検討が行われる。縮尺化した実験模型で起こる現象と実スケールの現象は、幾何学的に相似であるとともに、力学的にも相似であることが要求される。しかし、堤防の浸透流の場合、これまで力学的相似条件に十分配慮せずに模型実験が行われてきたように思う。模型実験の意義を高めるためには、実堤防と模型堤防での浸透流の力学的相似条件が満たされていることが重要である。

力学的相似を規定する条件は、支配する基礎方程式を無次元化したときに原型と模型で同じ式となるように決めるのが一般的であるが、浸透流による堤体変形のように、支配する方程式系が明らかでないような場合には、次元解析手法によって力学的相似条件を求めることが多い。次元解析手法を適用するには、対象とする物理現象をしっかりと把握できていることが必要である。このことは、次元解析手法が力学的解析法の重要な手段のひとつであること

を物語っている。まずは、現象を支配する物理量を選び、物理量間の結合による無次元量を決定する。そして、最終的な解となる無次元量と、これを規定する無次元量の間の関係を物理的考察に基づいて見出すことが次元解析の目的である。

図-1 に示すような不透水性基盤上の堤体内の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 、堤体内の水位 $h(=p/\rho g)$ 、水平方向の浸透距離 x 、時間 t 、透水係数 k 、土粒子の粒径 d 、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 10 個を選び、 π 定理を適用すると、式(1)の関係が得られる。なお、圧力は静水圧分布を仮定している。

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

ここで、堤体内水位 h を求めるべき量とすると、以下の関数形が得られる。

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

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、粒径 d は透水係数 k の関数で表せるとすると、式(2)は 3 つの代表的な無次元量で記述される。

$$\frac{h}{x} = f_3\left(\frac{H}{b}, \frac{kT}{\lambda b}, \lambda\right) = 0 \quad (3)$$

ここで、 σ/ρ は一定値としている。最終的に 3 つの無次元量より浸透時間 T に関して式(4)が得られる。

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

この式は浸潤線が距離 b 進むために要する浸透時間に関係する量を表している。無次元係数 α を $3/8$ とすると、式(4)は内田茂男¹⁾が不透水性基盤上堤体内の非定常浸透流場を対象に図式解法によって導いた浸透時間の近似解の関数形と一致する。

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量 t^* を、堤防脆弱性指標として定義する。

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

この指標は、堤防幅 b が大きいと浸透時間が長くなり浸透破壊に対する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堤体が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。

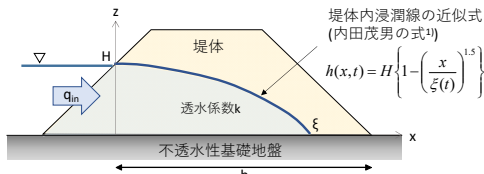


図-1 不透水性基礎地上の堤体内の浸潤線

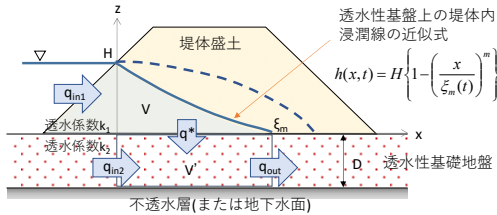


図-2 透水性基礎地上の堤体内の浸潤線

表-1 k_2/k_1 , D/H に対する m 値の分布表³⁾

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

2.2 透水性基盤層がある場合の堤防脆弱性指標

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構造物である。堤体直下の基盤層が透水性である場合も多く見られ、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²⁾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、ダルシーの式で表される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)を導出している。

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

$$\xi_m(t) = \sqrt{\frac{2(m+1)mk_1H - m(2m-1)k_2D}{2m-1} \frac{Ht}{\lambda}}, \quad \frac{1}{2} < m < \frac{1}{2} \left(1 + \frac{k_1H}{k_2D} \right) \quad (7)$$

ここに、 k_1 ：堤体の透水係数、 k_2 ：基盤層の透水係数、 D ：堤体直下から不透水性基盤までの厚さ、または堤体直下から地下水面までの深さである。不透水性基盤が地下水面よりも十分深い位置にある場合は、地下水面より下層には水は抜け出さないと考え、 D は地下水面までの深さと定義し、この範囲内の平均透水係数を k_2 とする。 m は k_2/k_1 と D/H の関係より求まる堤体内浸潤線の形状を決めるパラメータ³⁾で、表-1 の関係から求める。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¹⁾。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 との比をとると透水性基盤層を有する場合の堤防脆弱性指標 t_m^* が得られる。

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

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(式(5))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。式(8)で $k_2=0$, $D=0$, $m=1.5$ とすると、係数部分はほぼ $8/3(=5/2)$ となることから、不透水性基盤条件の堤防脆弱性指標と一致する。

3. 現地及び模型の堤防脆弱性指標の検討

3.1 現地堤防への適用

(1) 検討対象の河川と洪水

堤体浸透に起因した顕著な堤防被災が生じた鬼怒川平成27年9月洪水、矢部川平成24年7月洪水、長良川昭和51年9月洪水、梯川平成24年9月洪水、子吉川平成25年9月洪水を対象に、主な被災箇所における堤防脆弱性指標を算出した。

(2) 現地河川堤防の被災形態の分類

本研究では、洪水時に河川水が堤体内に浸透することで生じたと考えられる被災を、以下の3つの形態に分類する。なお、基盤漏水に伴う堤防のパイピング破壊については発生メカニズムが異なるため、ここでは検討対象外とした。

① 堤体漏水

「堤体漏水」とは、堤体内に浸入した河川水が、裏法先から浸出したものの内、堤体の変状は生じていないものを指す。なお、噴砂を伴った漏水についても、堤体に変状を及ぼしていない場合は、「堤体漏水」に含むものとする。

② 裏法滑り

ここで示す「裏法滑り」とは、堤体内浸潤線が上昇し飽和状態が継続することで、堤体裏法面の滑り等、裏法面に有意な変状が生じたものを指す。なお、堤防被災で以下のような呼び名を取っている事例も、本文では「裏法滑り」に含めるものとする。

- ・「裏法崩れ」：鬼怒川 41.75k 右岸、長良川 32.4k 右岸等
- ・「亀裂」：鬼怒川 11.4k 左岸、矢部川 11k 右岸等
- ・「陥没」：矢部川 11.8k 右岸

③ 堤防決壊

「堤防決壊」とは、堤体漏水、裏法滑りを経て、最終的に堤防が決壊に至ったものを指す。基本的には、長良川 33.8k 右岸のような越水が生じずに堤体内を河川水が浸透したことによって最終的に破堤したものを対象とする。ただし、越水で決壊した場合でも、越水前に河川水が堤体内に長時間浸入し、堤体漏水や裏法滑りの危険性が高まっていたと考えられるようなケース(例：鬼怒川 21.0k 左岸)も含めるものとする。

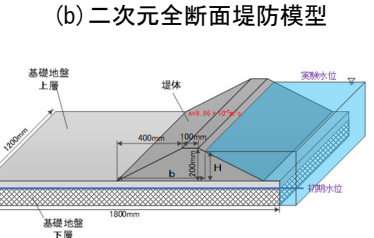
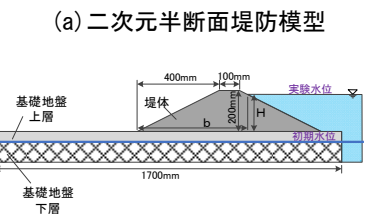
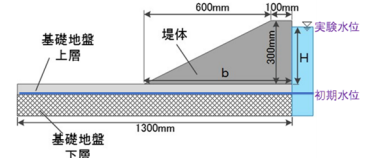
(3) 現地被災箇所における堤防脆弱性指標

表-2 の上段に現地堤防被災地点と堤防脆弱性指標算出に用いたデータを、図-3(a)に各地点における堤防脆弱性指標の値をそれぞれ示す。堤防脆弱性指標は、基盤層の透水性を考慮した式(8)を用いて算出した。ただし、基盤が透水性である箇所についても参考のため、不透水層を仮定した堤防脆弱性指標も示した。図-3 の赤枠、黄色枠で囲ったデータはそれぞれ堤防決壊、裏法滑りが生じたもので、

表-2 異なる被災形態に対する堤防脆弱性指標算定に用いた現地被災堤防と模型実験堤防データ

被災堤防	H (m)	B (m)	λ (-)	k_1 (m/a)	k_2 (m/a)	D (m)	m	t^* (a)	t_m^*	堤防被災の分類
河川										
1	18.5左岸	3.4	17.1	0.4	4.9E-6	—	—	46,800	1.6E-1	○堤体漏水
2	21右岸	4.9	17.7	0.4	8.5E-6	9.2E-5	2.0	118	4.1E-1	○堤体漏水
3	22.2右岸	1.2	17.6	0.4	8.9E-6	7.9E-6	0.4	1.33	5.6E-3	○堤体漏水
4	26.5右岸	1.3	32.3	0.4	8.4E-6	2.7E-6	1.7	1.24	1.9E-3	○裏法滑り
5	30右岸	3.0	14.4	0.4	4.9E-6	—	—	39,000	1.9E-1	○
6	28.5右岸	2.5	19.0	0.4	1.9E-7	—	—	39,000	2.9E-3	○
7	41.7右岸	4.4	24.8	0.4	1.3E-4	—	—	39,600	2.4E-1	○裏法滑り
8	5右岸	3.3	21.5	0.4	1.0E-8	—	—	23,400	1.1E-5	○
9	11.4右岸	2.8	22.3	0.4	3.1E-5	—	—	23,400	2.8E-2	○
10	11右岸	3.7	23.1	0.4	1.5E-4	7.1E-7	1.0	1.90	2.2E-2	○
11	16右岸	4.1	22.5	0.4	4.9E-6	—	—	35,400	8.5E-2	○
12	17.2右岸	4.5	29.2	0.4	3.9E-5	—	—	31,800	5.4E-2	○
13	6右岸	2.3	22.3	0.4	1.9E-7	—	—	22,800	1.1E-4	○
14	9右岸	5.5	24.5	0.4	3.3E-6	—	—	33,600	6.8E-3	○
15	11右岸	5.2	24.6	0.4	4.8E-6	1.7E-4	2.0	—	8.9E-3	○
16	11.8右岸	3.9	22.9	0.4	1.5E-4	5.0E-5	1.5	1.49	2.3E-1	○
17	28.8右岸	6.1	33.2	0.4	2.1E-5	—	—	262,800	2.1E-1	○
18	34右岸	2.9	31.9	0.4	1.4E-4	1.1E-6	1.0	1.90	2.19E-1	○
19	31.8右岸	6.6	40.4	0.4	4.0E-7	8.1E-5	2.0	—	2.9E-1	○
20	32右岸	4.8	28.3	0.4	2.9E-5	—	—	262,800	2.9E-2	○
21	33.8右岸	7.3	35.7	0.4	2.0E-5	—	—	262,800	2.0E-1	○
22	35.8右岸	4.0	33.0	0.4	8.4E-6	2.0E-5	4.0	0.68	2.62E-1	○
23	37.4右岸	6.5	36.6	0.4	8.5E-7	2.4E-7	1.0	1.90	2.68E-1	○
24	8.4右岸	3.1	15.6	0.4	3.6E-5	2.2E-6	0.4	1.50	2.88E-2	○
25	10.8右岸	3.9	14.2	0.4	4.3E-5	—	—	104,400	5.7E-1	○

模型実験	H (m)	B (m)	λ (-)	k_1 (m/a)	k_2 (m/a)	D (m)	m	堤体漏水 t^* (a)	裏法滑り t_m^* (a)	堤防決壊 t^* (a)	堤体漏水 t_m^* (a)	堤防決壊	裏法滑り	変形	破壊の状況		
二次元半断面	0.27	0.70	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.05	1.40	130	140	330	2.4E-1	2.5E-1	6.0E-1	1.2E-1	1.3E-1	3.0E-1	○堤体漏水
二次元全断面	0.27	0.70	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.05	0.83	120	130	370	3.4E-2	3.7E-2	1.1E-1	1.2E-1	1.3E-2	3.8E-2	○堤体漏水
三次元全断面	0.18	0.54	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.03	1.31	—	150	—	3.0E-1	—	—	1.2E-1	—	—	○堤体漏水

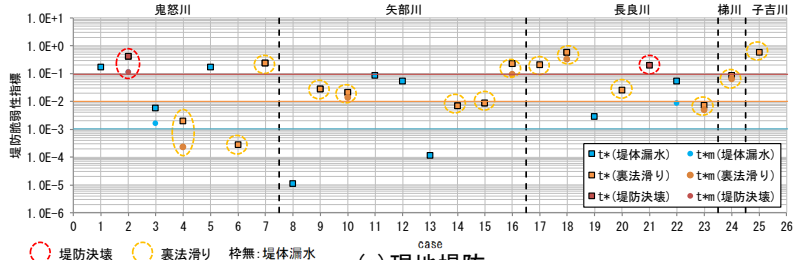


(a) 二次元半断面堤防模型

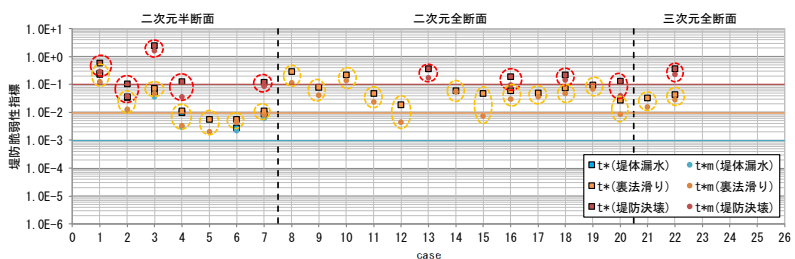
(b) 二次元全断面堤防模型

(c) 三次元全断面堤防模型

図-4 堤防模型の諸元^{4),5)}

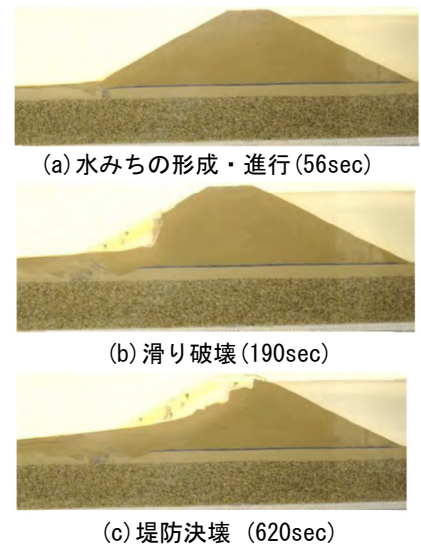


(a) 現地堤防



(b) 堤防模型

図-3 現地堤防及び堤防模型の堤防脆弱性指標



(a) 水みちの形成・進行 (56sec)

(b) 滑り破壊 (190sec)

(c) 堤防決壊 (620sec)

写真-1 模型実験の様子 (case16 の例)⁶⁾

い枠の無いデータは堤体漏水被害が生じたものを示している。t^{*}_mの値は、t^{*}よりも小さく算出されるが、その差はそれほど大きくない。このことから、t^{*}を用いた評価により、破壊危険性の相対的な関係を考察可能であると判断できる。算定されたt^{*}を見ると、堤防決壊(赤色枠)は、t^{*}が0.1~1の範囲で発生している。また、裏法滑り(黄色枠)は、t^{*}が概ね0.01~0.1の範囲付近に多く分布する。堤体漏水(枠無し)は、データのばらつきが大きいですが、概ねt^{*}が0.001より大きい範囲に分布している。以上より、全体的にはt^{*}が0.1~1の範囲で堤防決壊が、0.01~0.1の範囲で裏法滑りが、0.001~0.01の範囲で堤体漏水がそれぞれ生じると見ることができ、t^{*}によって堤体浸透に起因する堤防被災の程度、危険度を概ね説明できることが分かる。

3.2 堤防模型実験へのt^{*}の適用

(1) 検討に用いる堤防模型実験データ

小高らは、透水性基礎地盤を有する堤防の変状メカニズム解明を目的とした、浸透破壊に関する堤防模型実験を数多く行っている^{4),5)}。ここでは、図-4に示す二次元半断面、二次元全断面、三次元全断面の3種類の堤防模型を用いて、透水係数や基礎層の厚さを変化させて実施された計22ケースの実験データを用いて、堤防脆弱性指標の値と被災形態の関係について検討した。堤防模型のスケールは高さ0.2~0.3m、底幅0.7~0.9mである。また、いずれのケースも、基礎層内を上下2層の異なる透水性材料で充填させており、初期水位条件として下層部分のみ予め飽和させた状態から急速に外水位を高め、所定の実験水位を維持し、時

間経過と共に生じた堤体変状とその発生時刻が詳細に測定されている（写真-1）。

(2) 決壊または変状が生じた堤防模型の堤防脆弱性指標

表-2 の下段に検討ケース及び堤防脆弱性指標算出に用いたデータを、図-3(b)に決壊、変状が生じた堤防模型の堤防脆弱性指標の値を示す。なお、前述した通り基盤層の下層部分全体が飽和した状態を初期条件として実験が行われたことから、基盤層内の上下層の境界面が地下水面に相当するものと見なし、式(8)の基盤層厚さ D には基盤上層部の厚さを、 k_2 にはこの部分の材料の透水係数値を用いた。また、表-3 は、図-3(b)における各堤防被災形態に対する t^* のデータを、 $t^*=0.1\sim 1$ 、 $0.01\sim 0.1$ 、 $0.001\sim 0.01$ の範囲毎に集計した結果を示している。

堤防決壊（図-3(b) 赤色枠）となった実験の t^* は全て 0.1 以上の範囲にプロットされる。また、裏法滑り（図-3(b) 黄色枠）は、 t^* が $0.01\sim 0.1$ の範囲に集中し 16 個のデータがプロットされる結果となった。また、模型実験で裏法先付近からの噴砂が確認されているケースを対象に算出した t^* のほとんどが $0.001\sim 0.1$ の範囲にプロットされた。

以上より、上記結果は、先に示した実河川堤防で見られた被災形態毎にとる t^* の範囲とほぼ一致する。このことは、 t^* が現地堤防と堤防模型に共通して成り立つ堤防破壊の力学的相似条件であることを示している。

4. 相似則としての堤防脆弱性指標 t^* の解釈

堤防脆弱性指標 t^* が、ダルシー則の成り立つ浸透流場における原型と模型の力学的相似条件であることを用いると、ある共通の破壊形態をとった時の模型堤防と現地堤防の t^* の値は一致すると考えることが出来る。このとき、 t^* の相似条件は以下のとおりとなる。

$$\frac{t^*_e}{t^*_p} = \frac{H_e k_e t_e}{H_p k_p t_p} \left(\frac{\lambda_e}{\lambda_p}\right)^{-1} \left(\frac{b_e}{b_p}\right)^{-2} \quad (9)$$

ここに添え字 e は実験模型、 p は原型を示している。無ひずみ模型として H と b を共通の長さスケール L で代表し、空隙率 λ は模型と現地で大きな違いはないと考え、模型と実物の物理量について次の関係が得られる。

$$\frac{t^*_e}{t^*_p} \approx \frac{k_e t_e}{k_p t_p} \left(\frac{L_e}{L_p}\right)^{-1} \quad (10)$$

よって、式(10)に基づいて模型堤防におけるスケール、透水係数、水位継続時間を設定することが、原型に対する力学的な相似実験を行うための基本的な要件となる。

3.2 で示した堤防模型実験は、特定の現地堤防で起きた現象を再現したものではないが、仮に現地堤防をスケールダウンして行った実験であると考え、現地と模型で同一の被災形態をとったケースについては、式(10)の関係を満たしているものと予想される。ここでは、概ね共通の被災形態と見なせる現地河川堤防データと模型実験データの組み合わせに対して、 t^*_e と t^*_p の値がどのような関係となるのかについて検討した。図-5 に t^*_e と t^*_p の関係を示す。堤防決壊が生じた鬼怒川 21.0k 左岸、長良川 33.8k 右

表-3 模型実験における被災形態毎の t^* 集計結果

t^*	データ数	被災形態		
		堤体漏水	裏法滑り	堤防決壊
0.1	~ 1	1	3	9
0.01	~ 0.1	3	16	0
0.001	~ 0.01	2	2	0

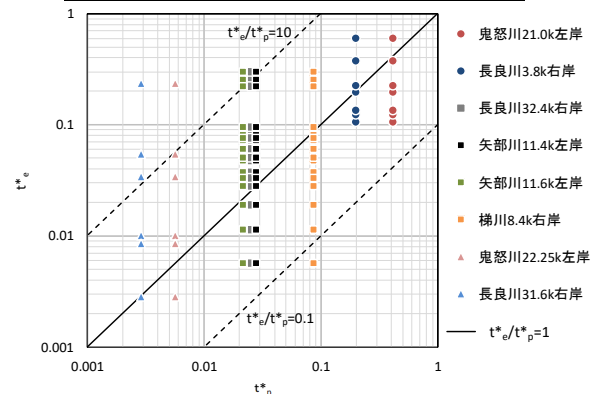


図-5 現地堤防と模型実験における t^* の関係

岸の t^* の値を t^*_p とし、模型実験によって堤防決壊に至った表-2 下段の 10 ケースの t^* を t^*_e とすると、 t^*_e/t^*_p は 1 に近い範囲に分布する。また、裏法滑り、堤体漏水が生じたケースについても同様に見ると、特に堤体漏水では堤防決壊の場合に比べてややばらつきが大きくなる。これは、漏水や堤防変状の程度は様々で時間的にも変化することから、現地と模型において同じ変状状態を規定することが困難であるためと考えられる。ただし、全体的に見ると現地と模型の対応関係、すなわち t^*_e/t^*_p の値は概ね $0.1\sim 10$ 程度となり、堤防決壊のように明瞭な破壊現象に対しては t^*_e/t^*_p の値は 1 に近くなることが分かった。

5. 結論

次元解析手法を用いて、浸透による堤防破壊危険性に関係する力学的無次元量として堤防脆弱性指標 t^* を導出した。また、堤体漏水、裏法滑り、堤防決壊のそれぞれの被災形態が生じた現地堤防及び堤防模型の t^* を算出した結果、同一の堤防破壊形態をとる現地堤防と堤防模型実験では、 t^* が概ね共通の値をとることを示した。これより、 t^* が堤防浸透流に関して原型と模型の力学的相似条件を示すものと考えられ、現地と模型の破壊の程度を t^* の値で判断可能であることを示した。

参考文献

- 1) 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。
- 2) 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。
- 3) 田端幸輔、福岡捷二、内堀寿美男、上村勇太：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—、河川技術論文集、第 23 巻、pp.387-392、2017。
- 4) 崔瑛、小高猛司、李圭太、森三史郎、林愛実：高透水性基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊メカニズムの検討、第 28 回中部地盤工学シンポジウム、2016。
- 5) 林愛実、森三史郎、森智彦、小高猛司、崔瑛、李圭太：複層構造基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊実験における三次元効果の検討、第 72 回土木学会年次学術講演会、2017。
- 6) 名城大学小高研究室提供資料、2017.9。