

第7回 河川堤防技術シンポジウム

論 文 集

2019年12月12日

公益社団法人 土木学会 地盤工学委員会 堤防研究小委員会

第7回 河川堤防技術シンポジウム論文集

目 次

1. 堤体基礎の噴砂発生に関する局所動水勾配の推定
森聖智（中部大学大学院），寺西剣悟，杉井俊夫 ……………1
2. 河川堤防の安定性に及ぼす堤内地の行き止まり境界の影響
牧洋平（名古屋工業大学），前田健一，高辻理人，伊神友裕，泉典洋 ……………5
3. 堤外側の基礎地盤特性が河川堤防の安全性に及ぼす影響
高辻理人（名古屋工業大学），前田健一，牧洋平，伊神友裕，泉典洋 ……………9
4. 透水性基礎地盤を有する河川堤防前面の高水敷掘削にあたっての留意点
田中秀岳（国土技術政策総合研究所），笹岡信吾，福島雅紀 ……………13
5. 地盤の緩み領域を簡便に把握可能なパイプロコーンの開発
上野俊幸（応用地質），新清晃，大藪剛士，田中悠暉，小野哲治 ……………17
6. 模型実験による河川堤防のパイピング破壊抑止排水工の検討
小高猛司（名城大学），李圭太，久保裕一，中山雄人，福永葵，山田紘太郎，大橋健司
……………21
7. 平成28年北海道豪雨で空気湧出および噴砂が発生した常呂川堤防の土質構成について
御厩敷公平（北見工業大学大学院），小笠原明信，川尻峻三，川口貴之，天野広之 ……23
8. 越流が生じた河川堤防の耐侵食性能調査の重要性について
笹岡信吾（国土技術政策総合研究所），森本洋一，田中秀岳，諏訪義雄，福島雅紀 ……25
9. 深層学習を用いた出水時における河川堤防内水位の変動予測
竹下祐二（岡山大学大学院），鳥越友輔，山本純也，入江大輝 ……………29

10. 釧路川流域標茶地区の高水敷から採取した試料の土質試験結果について 御厩敷公平（北見工業大学大学院），川尻峻三，大平緩斗，庄山弘祐，左近利秋，若松延幸	33
11. 河川堤防の浸透時のせん断強度試験法 小高猛司（名城大学），李圭太，久保裕一，石原雅規，中山雄人，李朝暉，藤田薫	35
12. 複層を有する堤防周辺地盤の浸透現象 泉典洋（北海道大学工学研究院），前田健一，岡村未対	37
13. 堤防直下の透水性基盤層の浸透流と砂粒子の運動に伴うパイピング発達機構に関する研究 田端幸輔（中央大学研究開発機構），福岡捷二	41
14. 鋼管杭により強化した堤防内部の空洞発生と未然防止策の検討状況の報告 久保宜之（国土交通省高知河川国道事務所），中山雅登，新谷大吾	45
15. 旧河道の形成過程と表層土質構成の把握と漏水位置の関係 佐藤豊（キタック），福岡捷二	47
16. 堤防への降雨浸透に対する水分特性曲線ヒステリシスおよび気液連成の影響 西家翔（北海道大学），西村聡，山添誠隆	51
17. L2 地震動に対するグラベルドレーン工に関する動的遠心模型実験 梶取真一（土木研究所），田川央，石原雅規，佐々木哲也	55
18. 洪水パターンの違いが堤防基礎地盤のパイピングに及ぼす影響の検討 堀越一輝（東京工業大学），野田章太，高橋章浩	57
19. 河道と堤防の一体的設計による破堤危険性の小さい河川を考える 福岡捷二（中央大学研究開発機構），田端幸輔	61
20. 河道特性と堤防被災 諏訪義雄（国土技術政策総合研究所），笹岡信吾	65

堤体基礎の噴砂発生に関する局所動水勾配の推定

パイピング 堤体基礎地盤 局所動水勾配

中部大学大学院 学生会員 ○ 森 聖智
 (株)葵エンジニアリング 正会員 寺西 剣悟
 中部大学工学部 国際会員 杉井 俊夫

1. はじめに

近年、堤体基礎地盤でのパイピング現象が注目されている。著者らは、パイピング発生のトリガーとして、裏法尻直下の鉛直方向の局所動水勾配が影響していることを得てきた¹⁾²⁾。また、透水性基礎地盤上の不透水性堤体において定常流解析の過程で、水位差を堤体敷幅で除した平均動水勾配から裏法尻直下の鉛直方向の局所動水勾配を容易に推定することを見出した。本報告では、単層の透水性基礎地盤上の堤体が透水性の場合の局所動水勾配の推定法について言及するとともに、不透水性堤体の堤体基礎地盤が複層の場合の裏法尻直下の局所動水勾配の鉛直成分を推定し検証を行った。

2. 解析条件と鉛直方向の流速成分の定義

2.1 解析条件

今回の解析においては、降雨浸透は無視し外水位の浸透のみを考え、定常流解析を汎用浸透流解析ソフト 2D-FLOW により実施した。図 1 に示すような基礎地盤のパイピングのトリガーとなる堤体裏法尻直下の局所動水勾配の鉛直成分を各種条件のもとと求めることとした。解析モデルは、過去の実験モデルでの検証を行ったことから室内模型のスケールで解析を行っているが、結果的に無次元化により実スケールにも対応可としている。表 1 に今回用いた解析条件を変えた解析ケースを示す。堤体敷幅を 15 cm、20 cm、25 cm、30 cm の 4 ケースに分けて、それぞれのパラメトリックスタディーを実施した。

2.2 鉛直方向の流速成分の定義

数値解析において局所流速、局所動水勾配の結果はメッシュサイズに依存することが知られている。河川堤防の構造検討の手引き³⁾には、鉛直方向のメッシュ幅が堤防高の 1/10 程度以下になると、局所動水勾配(流速ベクトル)は、ほぼ一定の値になると記載されているが、1/10

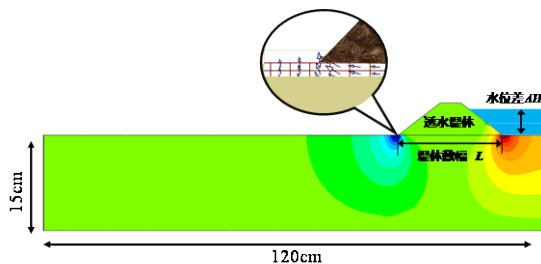


図 1 解析モデルと裏法尻直下の流速ベクトル

表 1 解析ケースとパラメータ

L:堤体式幅=15(cm), 堤高=3(cm), 2割勾配															
k_f :堤体基礎透水係数	$2.01 \times 10^{-2}(\text{cm/s})$														
k_b :堤体透水係数	$2.01 \times 10^{-3}(\text{cm/s})$	$2.01 \times 10^{-4}(\text{cm/s})$	$2.01 \times 10^{-5}(\text{cm/s})$												
AH:水位差(cm)	0.3	0.5	0.9	1.2	1.5	0.3	0.5	0.9	1.2	1.5	0.3	0.5	0.9	1.2	1.5
L:堤体式幅=20(cm), 堤高=4(cm), 2割勾配															
k_f :堤体基礎透水係数	$2.01 \times 10^{-2}(\text{cm/s})$														
k_b :堤体透水係数	$2.01 \times 10^{-3}(\text{cm/s})$	$2.01 \times 10^{-4}(\text{cm/s})$	$2.01 \times 10^{-5}(\text{cm/s})$												
AH:水位差(cm)	0.3	0.5	0.9	1.2	1.5	0.3	0.5	0.9	1.2	1.5	0.3	0.5	0.9	1.2	1.5
L:堤体式幅=25(cm), 堤高=5(cm), 2割勾配															
k_f :堤体基礎透水係数	$2.01 \times 10^{-2}(\text{cm/s})$														
k_b :堤体透水係数	$2.01 \times 10^{-3}(\text{cm/s})$	$2.01 \times 10^{-4}(\text{cm/s})$	$2.01 \times 10^{-5}(\text{cm/s})$												
AH:水位差(cm)	0.3	0.5	0.9	1.2	1.5	0.3	0.5	0.9	1.2	1.5	0.3	0.5	0.9	1.2	1.5
L:堤体式幅=30(cm), 堤高=5(cm), 2割勾配															
k_f :堤体基礎透水係数	$2.01 \times 10^{-2}(\text{cm/s})$														
k_b :堤体透水係数	$2.01 \times 10^{-3}(\text{cm/s})$	$2.01 \times 10^{-4}(\text{cm/s})$	$2.01 \times 10^{-5}(\text{cm/s})$												
AH:水位差(cm)	0.3	0.5	0.9	1.2	1.5	0.3	0.5	0.9	1.2	1.5	0.3	0.5	0.9	1.2	1.5

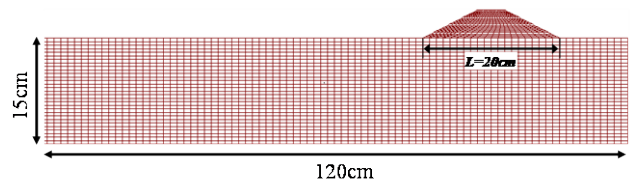


図 2 解析メッシュの例 (L=20cm, $k_f=2.01\text{E}-03\text{cm/s}$, $k_b=2.01\text{E}-02\text{cm/s}$, 堤高=4cm, 2割勾配, メッシュ幅 0.5cm)

以下の場合において増加傾向が続く。そこで、安全側を取り 1/10 以下の場合で鉛直方向のメッシュ幅を変更した場合で計算を行い、解析ケースは表 1 に示す堤体敷幅毎に 15 ケース、堤体敷幅が 4 種あるので 60 ケース、鉛直方向のメッシュ幅それぞれ 1 cm、0.5 cm、0.33 cm、0.25 cm の 4 ケースで解析、計 240 ケース実施した。図 2 には、解析メッシュの 1 例を示しておく。

図 3 は、堤体法尻先直下における鉛直方向の最大流速 (図 1 参照) とメッシュ幅を堤体敷幅で割ったものの関係を示しており、メッシュ幅が 1/25 以下の場合での流速を示したものである。図 3 では、メッシュ幅が小さくなるに連れて鉛直方向の最大流速は際限なく上昇する。当初は、線形関数として切片を採っていた²⁾が、誰もが任意のメッシュ幅で計算しても同一の結果が得られるような原点との距離が最小となる勾配が変更する点を対数関数上にとり、その点の鉛直成分を鉛直方向の流速成分と定義した。なお、河川堤防の構造検討手引き³⁾の条件を満足した値となっている。

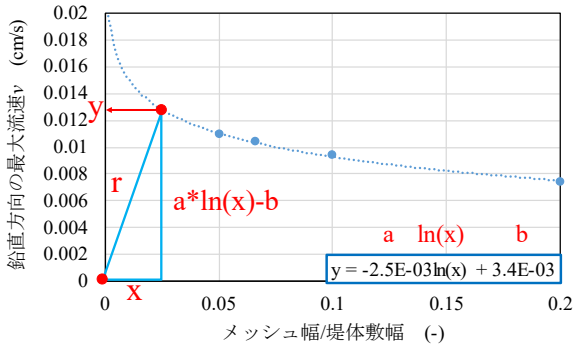


図3 メッシュ幅/堤体敷幅と鉛直方向の最大流速

3. 透水性堤体における裏のり尻直下の局所動水勾配

著者らは、これまで堤体を不透水として解析を行い、鉛直方向の局所動水勾配 (v_w/k) と平均動水勾配 ($\Delta H/L$) の比が 2 : 1 という結果を得てきた⁴⁾。今回解析を行った透水堤体の場合も、不透水堤体の場合と同様に図3のように鉛直方向の流速成分を決定し、表1の3種の堤体の透水係数(k_b)の場合で図4を作成した。なお、縦軸は鉛直方向の流速成分(v_w)を堤体基礎地盤の透水係数(k_f)

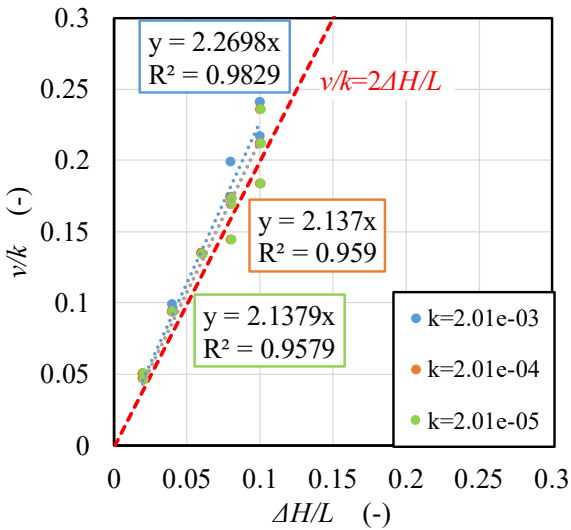


図4 v_w/k_f と $\Delta H/L$

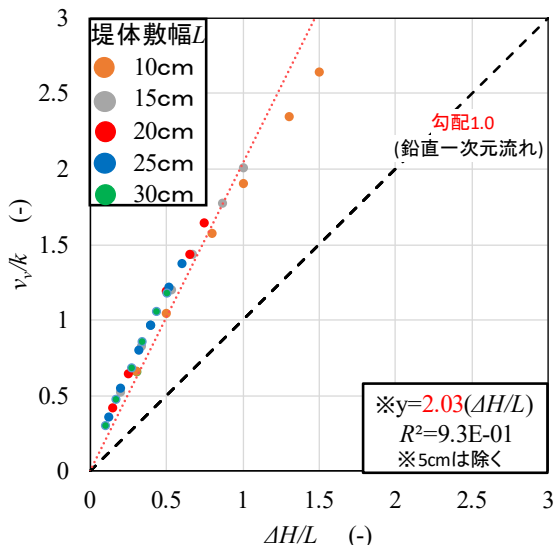


図5 v_w/k と $\Delta H/L$ (不透水堤体)

で除した裏法尻直下の局所動水勾配を、横軸は水位差 (ΔH) を堤体敷幅 (L) で除した平均動水勾配を意味する $v_w/k_f - \Delta H/L$ の関係を示している。両軸とも動水勾配の値とし無次元化したグラフとなっている。比較として不透水堤体の場合の $v_w/k_f - \Delta H/L$ のグラフを図5に示した。透水堤体の場合の $v_w/k_f - \Delta H/L$ のグラフの勾配は図5より約 2.0 という結果を得ている⁴⁾。図4より、堤体の透水係数が堤体基礎地盤の透水係数の 1/100 以下になると、不透水堤体と同様にグラフの勾配が約 2.0 となっていることがわかる。このことから、透水堤体の場合でも堤体の透水係数が堤体基礎地盤の透水係数の 1/100 以下になる場合は不透水堤体と同様の結果となることがわかる。一方、堤体の透水係数が大きくなると $\Delta H/L$ の 2 倍以上になることが推察されるが、さらなるデータケースの解析が必要と考えられる。

図4のばらつきがある原因として、分割数の上限により、堤体敷幅が大きくなるにつれメッシュの大きさが大きくなったことによるものと考えられる。

4. 堤体基礎が複層断面における局所動水勾配の推定

4.1 解析条件

本報告では、単層断面については堤体透水の場合で解析を行っていたが、複層断面の場合については不透水堤体の場合で解析を行った。本検証では、堤体基礎地盤が透水性地盤、堤体が不透水層の場合で行った。解析パラメータを表2に、解析モデルを図6に示す。解析ケースは、下層堤体基礎の透水係数を3種類とし、それぞれ水位差3種、層厚5種の45ケースの解析を実施した。なお、堤体敷幅は 20cm の場合で上層透水層の透水係数は k_u 、下層透水層の透水係数は k_l とし、上層の透水層の透水係数が下層透水層の透水係数よりも低い場合とする。

表2 解析パラメータ

L: 堤体式幅=20(cm)															
k_u : 上層堤体基礎の透水係数	1.01×10 ⁻² (cm/s)														
k_l : 下層堤体基礎の透水係数	2.01×10 ⁻² (cm/s)					4.01×10 ⁻² (cm/s)					8.01×10 ⁻² (cm/s)				
ΔH : 水位差(cm)	5	10	15	5	10	15	5	10	15	5	10	15	5	10	15
S_u : 上層堤体基礎の層厚(cm)	1	9	1	9	1	9	1	9	1	9	1	9	1	9	1
S_l : 下層堤体基礎の層厚(cm)	2	8	2	8	2	8	2	8	2	8	2	8	2	8	2
S_e : 上層堤体基礎の層厚(cm)	3	7	3	7	3	7	3	7	3	7	3	7	3	7	3
	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4
	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5

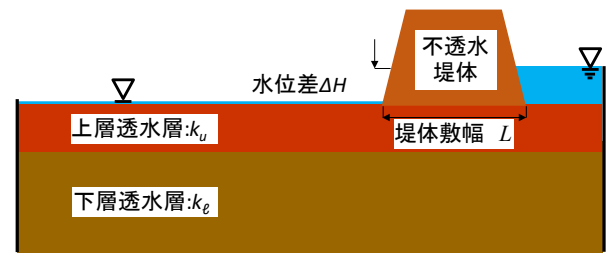


図6 解析モデル

4.2 複層の堤体透水性基礎における関係

得られた解析結果から、**図 3** のように鉛直方向の流速成分を決定し、単層断面と同様に $v_v/k_u - \Delta H/L$ のグラフを作成した。透水係数は、上層透水係数の k_u を使用した。例として、上層透水層の透水係数が $1.005e-02\text{cm/s}$ 、下層透水層の透水係数が $8.04e-02\text{cm/s}$ の $v_v/k_u - \Delta H/L$ のグラフを**図 7**に示す。なお、図中左上には、透水係数比として $k_u : k_\ell$ を示しており今回の場合は 1:8 となる。しかし、上層透水層と下層透水層の関係である透水係数比ごとにグラフが存在することになるため不便である。

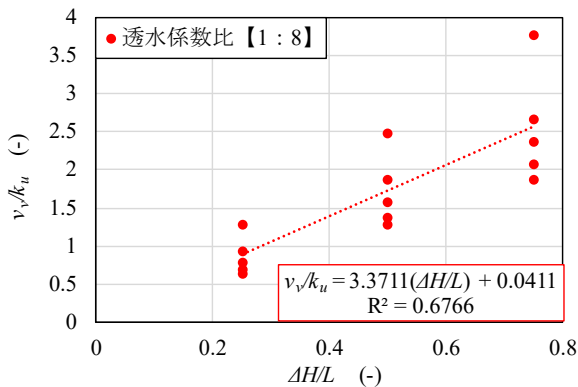


図 7 v_v/k_u と $\Delta H/L$

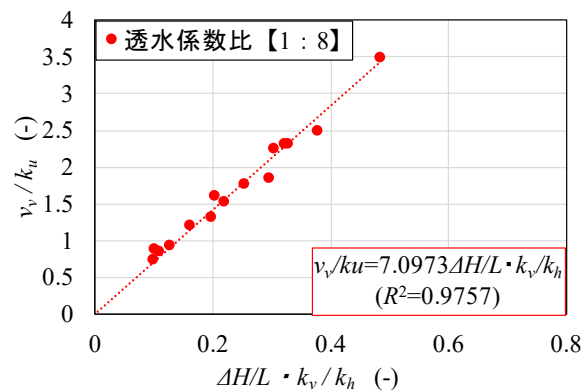


図 8 $v_v/k_u - \Delta H/L \times k_v/k_h$

そこで、**図 7**の横軸である平均動水勾配($\Delta H/L$)に鉛直方向の等価透水係数を水平方向の等価透水係数で割った k_v/k_h を乗ずることとした。

$$\text{等価透水係数(水平)} \quad k_h = \frac{k_u S_u + k_\ell S_\ell}{S_u + S_\ell} \quad (1)$$

$$\text{等価透水係数(鉛直)} \quad k_v = \frac{S_u + S_\ell}{S_u/k_u + S_\ell/k_\ell} \quad (2)$$

例として、**図 8**に**図 7**と同様の条件である上層透水層の透水係数が $1.005e-02\text{cm/s}$ 、下層透水層の透水係数が $8.04e-02\text{cm/s}$ の場合の $v_v/k_u - \Delta H/L \times k_v/k_h$ の関係を示す。これにより、複層の堤体基礎地盤を一つの層とみなして透水性を考慮した。なお縦軸は v_v/k_u のままとし、単層同様に鉛直方向の局所動水勾配の値となっている。さらに、透水係数比毎に**図 9**に示すような近似式の m (勾配)と、下層透水層の透水係数を上層透水層の透水係数で割った k_ℓ/k_u の関係を**図 9**に示す。また、**図 9**の図中の赤

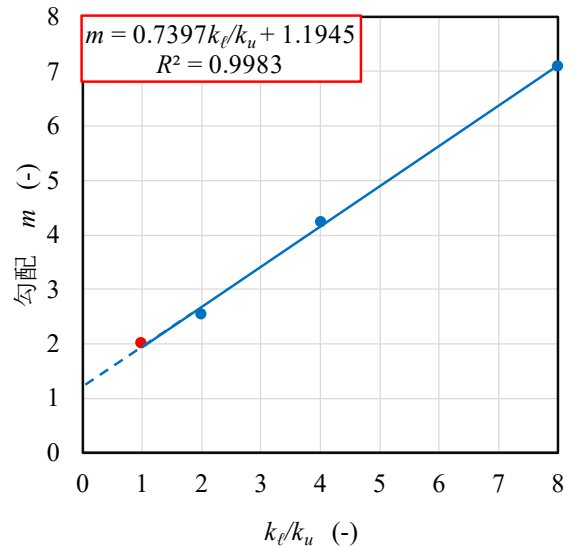


図 9 m と k_ℓ/k_u

点は、 k_ℓ/k_u が 1 の場合であり、これは、上層透水層と下層透水層の透水係数が同一の場合であり、堤体基礎地盤が単層の場合である。これらの関係を基にパイピングを評価する方法として、まず**図 9**を使用し、実際の上層透水層の透水係数を下層透水層の透水係数で割った透水係数比(k_ℓ/k_u)から、近似式を用いて**図 8**のグラフの勾配にあたる数値 m を算出する。さらに、算出した勾配に実際の水位差(ΔH)や堤体敷幅(L)、等価透水係数比(k_v/k_h)を乗ずることにより、**図 8**の縦軸にあたる局所動水勾配(v_v/k_u)を算出することが可能である。このことから、**図 8**、**図 9**は堤防のパラメータだけでパイピングの評価をすることが可能であり、数値解析を要せず、水位差に対応する裏法面法尻先直下の局所動水勾配を算出することが可能である。

5. 小型堤防モデルでの検証

前項で作成した**図 8**、**図 9**の関係を利用して、小高ら⁹⁾が行った実験結果⁹⁾を基に作成した無次元化したグラフの適用性を検証した。**図 10**に示す小型堤防を地盤材料を変えた 16 ケースの堤防が築堤され、外水位を上昇させてパイピングの発生の有無についての実験を行っている。なお、実験では、領域Ⅲも透水性を有しているため、堤体の透水性の低い 6 ケースに限り不透水堤体と考え著者らの提案する裏法尻直下の局所動水勾配で検証を行った。また、実験破壊時の水位が不明であるため、本検証では、破壊時の水位を天端までの高さ 20cm を用いている。**図 11**の領域Ⅰと領域Ⅱの透水係数、局所動水勾配である $i_v = v_v/k_u$ 、局所動水勾配の評価、さらに実験での破壊形態を表 3 に示す。なお、評価には局所動水勾配である $i_v = v_v/k_u$ が河川堤防の構造検討の手引きに記載してあるパイピング破壊に対する安全性の照査基準³⁾と同様に 0.5 以内であればパイピング破壊に対する安全性があるものとし、0.5 以上であればパイピング破壊に対する安全性がないものとして評価を行った。これより、

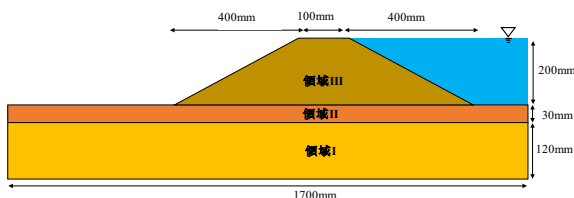


図 10 小型堤防モデル

表 3 検証結果

	透水係数(cm/s)			等価透水係数(cm/s)		局所動水 勾配 V_v/K_u	パイピング 評価 $0 < 0.5 \leq \times$	実験 破壊形態
	領域 I	領域 II	領域 III	k_e (cm/s)	k_f (cm/s)			
CASE4	2.70E-01	4.90E-02	4.00.E-03	1.42E-01	2.26E-01	0.762	×	越流
CASE5	2.70E-01	4.90E-02	5.60.E-05	1.42E-01	2.26E-01	0.762	×	パイピング
CASE9	2.70E-01	4.00E-03	6.60.E-03	1.89E-02	2.17E-01	1.006	×	越流
CASE10	2.70E-01	4.00E-03	4.00.E-03	1.89E-02	2.17E-01	1.006	×	パイピング
CASE11	2.70E-01	4.00E-03	3.00.E-03	1.89E-02	2.17E-01	1.006	×	パイピング
CASE16	2.70E-01	2.7E-01	3.00.E-03	2.70E-01	2.70E-01	0.460	○	越流

CASE 16 のみ、水位が天端まで達した場合でも局所動水勾配の値が 0.5 以内であり、パイピング破壊に対する安全性があることが推察できる。実験結果の破壊形態でもパイピング破壊ではなく越流によって破堤したとされている。また、局所動水勾配が 0.5 を超えている CASE 5、CASE 10、CASE 11 においては、実験結果の破壊形態でもパイピング破壊が生じ崩壊度が完全破堤まで至っていない。一方、CASE 4、CASE 9 においては、CASE 16 と同様に実験結果が越流によって破堤したとされているが、本検証結果ではパイピングによって崩壊したという結果が算出された。これは、小高らの実験では透水性を有する堤体で実験を行っているが、本検証では不透水堤体で解析を行っているため透水性が低いケースに限って検証を行ったが、この 2 ケースについては、透水堤体と不透水堤体での前提条件の違いが差としてでた形となった。また、CASE 4、CASE 9 は実験結果では越流となっているが、検証に用いた他の 4 つのケースの破壊パターンと違い、堤体基礎地盤で水みちが進行し堤体が沈み、さらに堤体裏法尻先直下において堤体基礎地盤を巻き込むすべり破壊が発生し破壊に繋がるパターンであったと記載されている。そのため、他の 4 つのケースと破壊パターンが異なることによっても差が生じたのではないかと考えられる。

6. おわりに

本研究で得られた知見を以下に述べる。

(1)数値解析におけるメッシュ幅の依存性については、任

意のメッシュ幅で解析を行っても同一の解析結果が得られるような対数関数の勾配が変更する点、すなわち原点との距離が最小となる点を対数関数上にとり、その点の鉛直成分を鉛直方向の流速成分と定義した。

(2)透水堤体においては、堤体の透水係数が堤体基礎地盤の透水係数の 1/100 以下の場合には、不透水堤体と同様の解析結果を得ることが可能である。

(3)透水性基礎地盤に不透水層がある複層断面の場合には、2 つのグラフの関係を用いてパイピング破壊に対する安全性を概ね評価できると考えられる。

(4)複層断面における勾配と k_e/k_u の関係は $k_e : k_u$ が 1 : 1 の場合(堤体基礎地盤が単層断面の場合)においても使用可能であることが確認された。

本報告では、堤体基礎地盤が単層断面については、透水性基礎地盤に透水堤体がある場合の検討を行ったが、堤体基礎地盤が複層断面の場合は不透水堤体の場合でしか検討を行っていないため、複層断面において透水堤体の場合で検討を行い、今回提示した鉛直方向の流速成分を算出し適用していくことが必要である。

謝辞：本研究は中部大学総合工学研究所 平成 30 年度プロジェクトⅡの援助および JSPS 科研費 18K04353 基盤研究(c)の補助を受け遂行されたものであり、ここに謝意を表します。

【参考文献】

- 1)杉井俊夫・余川弘至・寺西剣悟・朱発瑜：多粒子境界流速を用いた堤防の耐侵食性の評価，河川技術論文集，第 24 巻，pp.619-624，2018.
- 2) 森聖智・寺西剣悟・杉井俊夫：堤体基礎地盤のパイピング発生条件に関する研究，第 6 回河川堤防技術シンポジウム論文集，pp.17-20，2018.
- 3)財団法人国土技術研究センター：河川堤防の構造検引の手引き(改訂版)，pp.66~67，H24.02.
- 4)森聖智・杉井俊夫・余川弘至・寺西剣悟：堤体基礎の平均動水勾配と鉛直方向の局所動水勾配の関係，第 74 回年次学術講演会講演概要集，III-61，2019.9.
- 5)小高猛司・李圭太・石原雅規・久保裕一・森智彦・中山雄人：高透水性基礎地盤を有する河川堤防の崩壊メカニズムと評価手法に関する研究，河川技術論文集，第 24 巻，2018.

河川堤防の安定性に及ぼす堤内地の行き止まり境界の影響

パイピング 噴砂 行き止まり境界

名古屋工業大学 学生会員 ◦牧洋平 正会員 前田健一
 名古屋工業大学 学生会員 高辻理人 学生会員 伊神友裕
 北海道大学 正会員 泉典洋

1. はじめに

河川堤防において、堤体強度が高く、基礎地盤が透水層の上に低透水層が被覆した複層構造の場合パイピングの危険度が高いことが定性的に明らかになってきた¹⁾²⁾。また、上記の条件に加えて、堤内地に行き止まり境界が存在することで堤内側の浸透流が局所化し、パイピング危険度がさらに上昇することも示唆されている。そこで、本稿ではパイピングの進展に影響を及ぼす行き止まり境界までの距離の閾値を整理することを目的に、堤内地における裏法尻から行き止まり境界までの距離を変化させ、行き止まり境界までの距離が噴砂の発生やパイピングの進展にどの程度の影響を及ぼすのかについて堤内側基礎地盤内の圧力や流量等に注目しながら検討した。

2. 実験概要

図-1 に実験模型概略図を示す。基礎地盤は水中落下法で堆積させ、上層は珪砂7号、下層は珪砂2号を使用し、相対密度が70%程度になるように締め固めた。また、行き止まり境界は基礎地盤の下流端に設けており、堤外側の河床には透水性下層の露出部を作成した。堤体部分は藤森粘土を用いて、含水比20%で作成した。表-1 に実験ケースの一覧表を示す。表-1 には、各ケースにおける裏法尻から行き止まり境界までの距離 d (mm) の値を、堤体幅 B (本実験では $B=300$ mm に固定している) で除して無次元化した値 (以後、 d/B とする) を示している。水位条件は図-2 に示す。今回の実験ではパイピングおよび法すべり等により堤体が破堤した場合または、実験時間が $t=87$ min ($i=0.20$: i は堤体幅と河川水位高さの比である平均動水勾配を表す) を経過した段階で破堤に至らなかった場合を実験終了とした。また、実験で用いた各材料の粒度分布及び透水係数は図-3 に示す。実験中は裏法尻行き止まり箇所における上層と下層の境界部分の間隙水圧および堤内側の漏水流量を測定した。

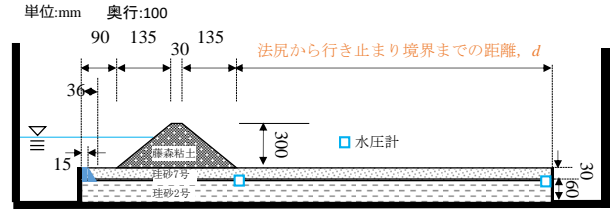


図-1 実験模型概略図

表-1 実験ケース一覧

	法尻から行き止まり境界までの距離 d (mm)	d/B
case1	150	0.50
case2	300	1.00
case3	375	1.25
case4	450	1.50
case5	600	2.00

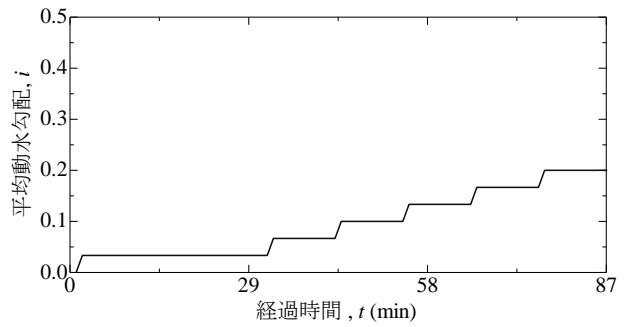


図-2 平均動水勾配の経時変化

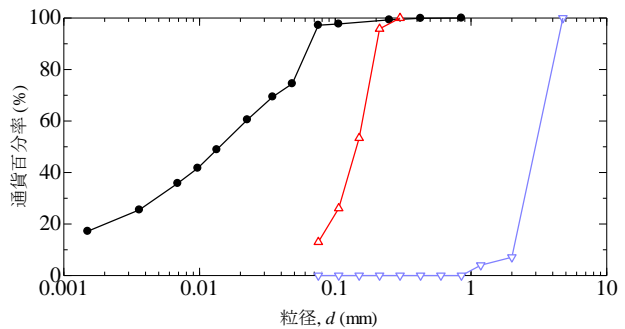


図-3 粒度分布

3. 実験結果

3.1. 行き止まり境界までの距離と間隙水圧の関係

既往の研究より、三次元飽和・不飽和浸透 FEM 解析において行き止まり境界までの距離は堤体に作用する外力に影響を及ぼす重要な評価項目であることが報告されている²⁾。そこで、まず同解析ソフトを用いて本実験と同一のモデルおよび外力条件で解析を実施し、解析結果から得られた間隙水圧を実験で計測した値と比較した。図-4 に各ケースの実験と三次元飽和・不飽和浸透 FEM 解析にお

ける裏法尻の間隙水圧の経時変化を示す。ただし、実験では一定の水位に達すると堤内側で噴砂が発生し、基礎地盤内の圧力が消散されるため、解析と同一条件で比較ができ

ないため、間隙水圧の値は噴砂が発生する前の段階である $t=43\text{min}$ までを解析結果と比較することにする。図-4より、解析、実験共に行き止まり境界までの距離が小さいほど高い圧力が伝播していることが分かる。よって、実験でも行き止まり境界までの距離は裏法尻に作用する間隙水圧を増加させる効果があり、本実験において case1 ($d/B=0.50$) と case5 ($d/B=2.00$) のケースを比較すると水圧が約 1.3~1.5 倍に増加していることが確認できた。

3.2. 行き止まり境界までの距離と噴砂動態の関係

裏法尻から行き止まり境界までの距離の違いに着目し、噴砂動態を比較する。表-2 に各ケースにおける実験開始段階から最初に噴砂が発生した時間と位置を示す。表-2 より各ケースの噴砂発生箇所を比較すると、case1, case2, case3 は行き止まりで噴砂が発生したが、case4, case5 では法尻付近で噴砂が発生した。したがって、行き止まり境界までの距離によって、噴砂が発生する場所が異なることから、噴砂発生のメカニズムが異なる可能性が考えられる。行き止まり境界までの距離が小さいケースでは、行き止まり地盤との境界部分に集中する浸透流が大きく、それに伴い上向き浸透流速が増加するため、噴砂の発生は流速による影響が支配的になると考えられる。一方で、行き止まり境界までの距離が大きいケースでは、行き止まり地盤との境界部分に集中する浸透流速は低下するため、噴砂の発生は圧力による影響が支配的となり、理論上、最も圧力が高くなる裏法尻周辺で噴砂が発生したと考えられる。図-5 に代表ケースとして case1, case3, case4 における実験開始段階から最初に噴砂が発生した時と実験終了時の堤内側を上空から撮影した様子を示す。case1 では、3 回目の水位上昇に伴い行き止まり境界で噴砂が発生した ($t=44\text{min}16\text{sec}$ ($i=0.10$)). その後、最初に噴砂が発生した場所から約 65mm 法尻方向へ近づいた場所で噴砂が発生し ($t=54\text{min}46\text{sec}$ ($i=0.13$)), 実験終了時まで噴き続けた。case2 でも case1 と同様に、水位上昇に伴い行き止まり境界で噴砂が発生し ($t=54\text{min}33\text{sec}$ ($i=0.13$)), その後最初に噴砂が発生した場所から約 100mm 法尻方向へ近づいた場所まで噴砂が移動した ($t=80\text{min}20\text{sec}$ ($i=0.20$)). case3 では、5 回目の水位上昇に伴い行き止まり境界で噴砂が発生した ($t=65\text{min}48\text{sec}$ ($i=0.16$)). しかし、case1, case2 とは異なり、その後噴砂は法尻側へ近づくことなく、実験終了時まで行き止まり境界付近で噴き続けた。case4 では 4 回目の水位上昇に伴い、case1~3 までとは異なり法尻で噴砂が発生し ($t=54\text{min}33\text{sec}$ ($i=0.13$)), その後、実験終了時まで法尻で噴砂が噴き続けた。case5 についても case4 と同様に水位上昇に伴い法尻で噴砂が発生し ($t=44\text{min}46\text{sec}$ ($i=0.10$)), 実験終了時まで法尻で噴砂が噴き続けた。

以上より、裏法尻から行き止まり境界までの距離が短いほど、噴砂が行き止まり境界で発生しやすくなると考えられる。噴砂の発生場所が行き止まり境界となる範囲は、実験より $d/B=1.25\sim 1.50$ 倍程度、つまり堤体幅の約 1.25~1.50 倍の長さであるといえる。この結果について、解析から求めた、行き止まり境界までの距離と裏法尻・行き止ま

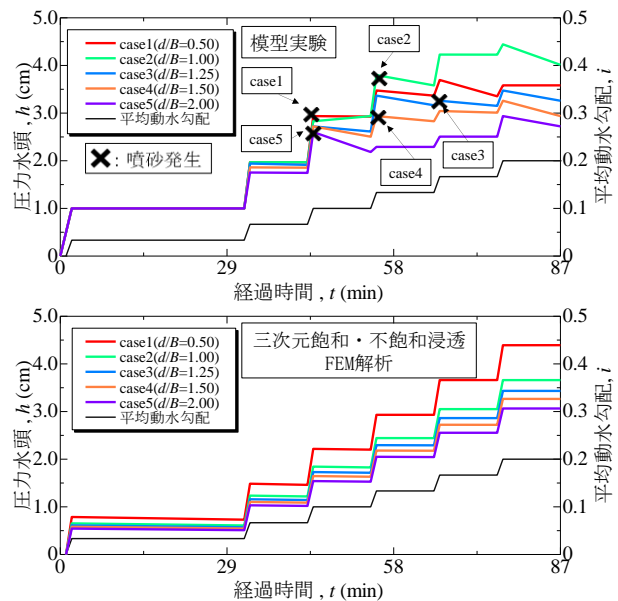


図-4 各ケースにおける裏法尻の水圧の経時変化
上図；模型実験
下図；三次元飽和・不飽和浸透 FEM 解析

表-2 各ケースの噴砂の発生時間と場所

	d/B	噴砂発生時間(min)	最初の噴砂発生箇所
case1	0.50	44	行き止まり境界
case2	1.00	54	行き止まり境界
case3	1.25	65	行き止まり境界
case4	1.50	55	法尻
case5	2.00	44	法尻

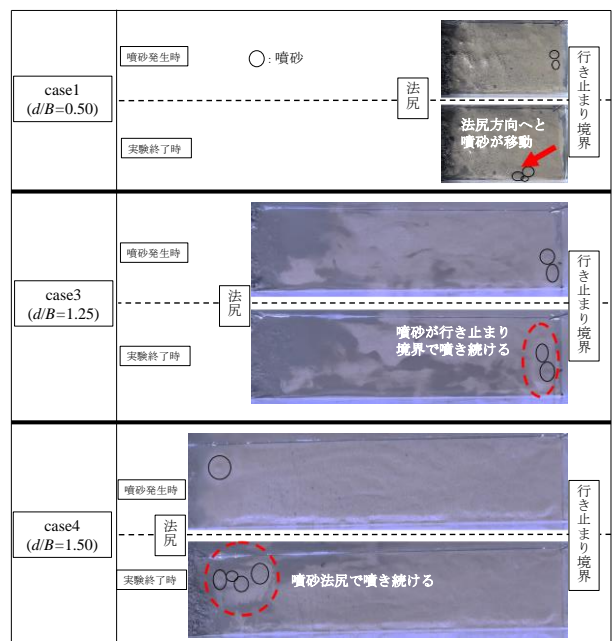


図-5 噴砂の様子 (case1, case3, case4)

り境界の局所動水勾配の関係から検討する (図-6 参照)。なお、局所動水勾配は各地点における浸透流速を上層(珪

砂 7 号) の透水係数で除して求めた。図-6 より、まず裏法尻の局所動水勾配の変化は d/B が大きくなるほど小さくなっており、局所動水勾配が一定の値に収束していくことが推測できる。よって、行き止まり境界までの距離が裏法尻にパイピングの危険度に影響を及ぼす範囲には限界があり、図から d/B が 1.5 程度であると考えられる。一方、行き止まり境界の局所動水勾配は、値が収束する様子がなく、 d/B が大きくなるほど小さくなっている。 d/B が大きくなる分だけ浸透流が行き止まり境界まで到達しにくくなり、やがて局所動水勾配がゼロに近づいていくと考えられる。以上より、 d/B が大きくなることで行き止まり境界では局所動水勾配がその分小さくなるため噴砂が発生しなくなり、 d/B が 1.5 以上からは、行き止まり境界の影響がない状態でも、パイピングの危険度がある一定値を取る裏法尻で噴砂が発生したと考えられる。

これらのことより、現地においても行き止まり境界の有無だけではなく、裏法尻からの距離の情報を蓄積することで、噴砂が発生しやすい箇所を事前に把握し、対策箇所を選定することで効率的な対策に繋がると考える。

3.3. 行き止まり境界までの距離による漏水流量の違い

図-6 に各ケースの堤内側漏水流量の経時変化を示す。各ケースとも、水位の上昇に伴い漏水流量が増加していく様子が確認された。特に、各ケースにおいて、実験を開始してから最初の噴砂が確認された時間において流量が急激に増えていることがわかる。

また、行き止まり境界までの距離が大きいほど漏水流量も多くなっている。ここで、図-7 に 3.1 節と同様に解析と実験の $t=43\text{min}$ における漏水流量をプロットしたものを示す。ここで $t=43\text{min}$ ($i=0.067$) における漏水流量を代表値として取り上げた理由は、全ケースの中で最も早い段階で噴砂が発生する case1 における噴砂発生時刻の直前の時刻であり、噴砂による漏水流量の大幅な上昇の影響を無視するためである。図-7 より実験・解析においても行き止まり境界までの距離が大きいほど漏水流量も多くなっていることがわかる。よって、行き止まり境界までの距離は堤内側の流量を増加させる効果があることが考えられる。

また、図-7 において case1 ($d/B=0.50$) と case2 ($d/B=1.00$) を比較すると漏水流量が約 2 倍に増加していることがわかる。これは、case1 と case2 では行き止まり境界までの距離が 2 倍、つまり流出面の面積が 2 倍となっていたことから漏水流量も 2 倍近く増加したと考えられる。しかし、case3 以降は行き止まり境界までの距離を延長させても漏水流量の増加率は減少していき、case1 の漏水流量に対して約 2.5 倍で収束していく様子が確認された。本実験において収束していく範囲は図より $d/B=1.50\sim 2.00$ 程度、つまり堤体幅の約 1.5~2.0 倍の長さであった。

以上より、噴砂が発生する前に関しては、堤内側の流出領域を大きくしていくと、流出面積が大きくなりその分漏水流量も多くなっていくが、その漏水流量は次第に収束していくことが推察できる。これは、流出面積が増えたとし

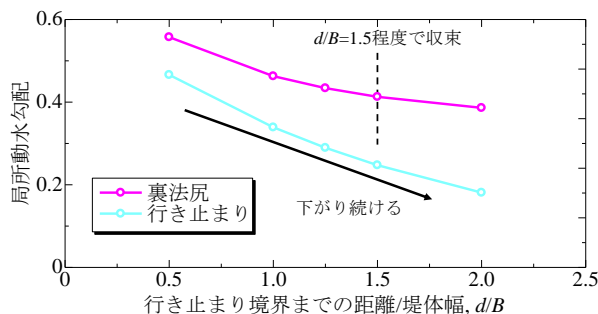


図-6 行き止まり距離と局所動水勾配の関係

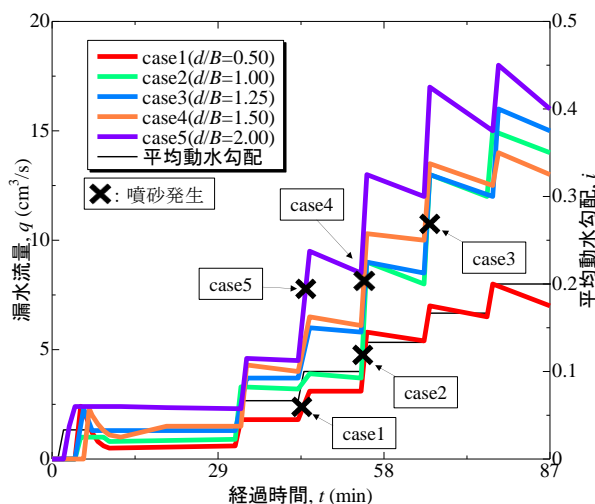


図-6 各ケース漏水流量の経時変化

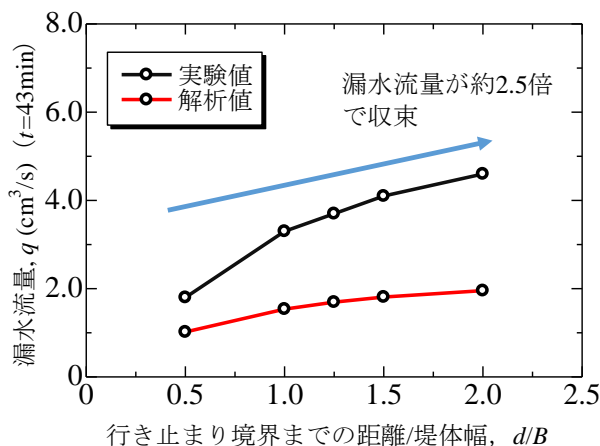


図-7 漏水流量 ($t=43\text{min}$)

ても、その途中である堤体下の基礎地盤を流れることができる流量に限界があるためであると考えられる。流出領域の増加によって漏水流量が大きくなると堤体下の浸透流速が大きくなりより危険な評価となるが、堤内がある一定の大きさの流出領域に達するとその危険性が収束していくことが考えられる。しかし、前述のように噴砂が発生した場合には流量は急激に増加し、その後基礎地盤の流動化が進んだ場合には流量の限界値は大きくなることが考えられるため注意が必要である。

3. 4. 噴砂の発生による間隙水圧の変化

図-8に case3 と case4 の裏法尻と行き止まり境界における間隙水圧計の経時変化を示す。ここで case3 ($d/B=1.25$) と case4 ($d/B=1.50$) を比較対象として取り上げた理由は、3. 2. 節でも述べたように、行き止まり境界までの距離が case3 から case4 に変化したときに噴砂の発生する位置が異なったため、その違いによって水圧にどのような影響があるかを確認するためである。図-8 より case3 では $t=64\text{min}$ までは平均動水勾配の増加に伴って間隙水圧が徐々に上昇しているが、噴砂が行き止まり境界で発生した $t=65\text{min}$ に行き止まり境界の水圧が低下していることがわかる。噴砂の発生によって透水層に伝播していた水圧が瞬時に開放され水圧が低下したと考えられる。このように、行き止まり境界で噴砂が発生した場合に行き止まり境界の水圧が低下する現象は、同じく行き止まり境界で噴砂が発生した case1, case2 においても確認された。一方, case4 では $t=54\text{min}$ までは平均動水勾配の増加に伴って間隙水圧が徐々に上昇しているが、噴砂が法尻で発生した $t=55\text{min}$ 以降の法尻の水圧が、case3 の行き止まり境界での水圧の減少と比較してほとんど低下していないことがわかる。以上より、噴砂の発生位置によって水圧の消散に違いが表れることがわかる。

また、図-9 に各ケースの裏法尻における実験終了時の間隙水圧を示す。図-9 より、case1 と case2 で行き止まり境界までの距離が小さい case1 が case2 よりも間隙水圧が低い値になっていることが分かる。理論的に考えると裏法尻から行き止まり地盤までの距離が小さいほど裏法尻における圧力は高くなるが、実験終了段階における噴砂の発生箇所は case1 では裏法尻から約 9mm, case2 では約 20mm ということから、裏法尻に近い箇所では噴砂が発生している case1 の方が噴砂箇所（圧力消散箇所）に圧力が引き込まれており、case1 と case2 の圧力の大小関係が逆転したと考えられる。このように噴砂が発生している箇所からの距離によって間隙水圧の値は変化する可能性も示唆されたため、今後は法尻から噴砂発生箇所までの距離と裏法尻の圧力等を定量的に検討していく必要がある。

4. まとめ

今回の実験結果から得られたことを以下に記す。

- (1) 既往の研究より、三次元飽和・不飽和浸透 FEM 解析において行き止まり境界までの距離は堤体に作用する外力に影響を及ぼす重要な評価項目であることが報告されているが、本実験においても $d/B=0.50$ と $d/B=2.00$ のケースを比較すると水圧が約 1.3~1.5 倍に増加しており、伝播してくる圧力に影響を及ぼすことが確認できた。
- (2) 堤内側の流出領域を大きくしていくと、流出面積が大きくなりその分漏水流量も多くなっていくが、その漏水流量は次第に収束していく。しかし、噴砂が発生した場合には流量に急激に増加し、その後基礎地盤の流動化が進んだ場合には流量は大幅に上昇する。
- (3) 裏法尻から行き止まり境界までの距離が短いほど、

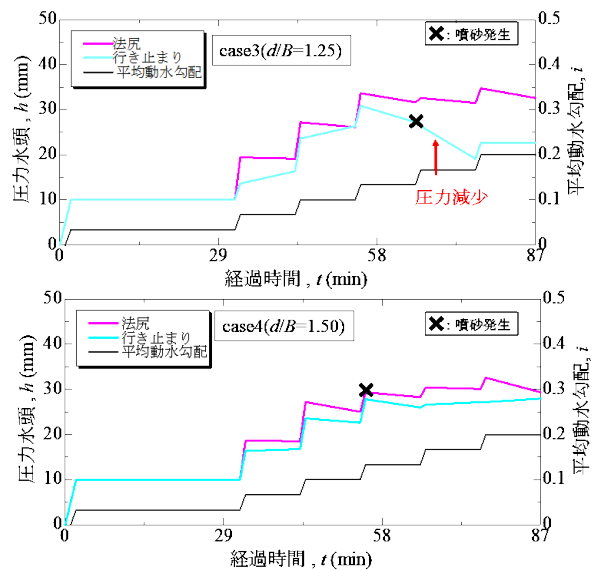


図-8 間隙水圧の経時変化 (case3 と case4)

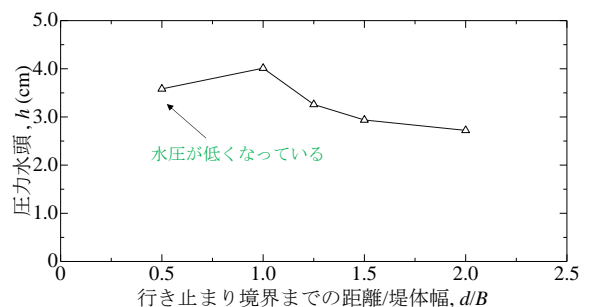


図-9 各ケースにおける実験終了時の間隙水圧

噴砂が行き止まり境界で発生しやすくなり、噴砂の発生場所が行き止まり境界となる範囲は、堤体幅の約 1.25~1.5 倍の長さであると考えられる。行き止まり境界までの距離によってパイピングのメカニズムが異なるため、行き止まり境界までの距離によって対策方法を変えていく必要があると考える。

- (4) 本実験により、噴砂からの距離によって間隙水圧の低減効果が異なることが示唆されたため、今後は法尻から噴砂発生箇所までの距離と裏法尻の圧力等を定量的に検討していく必要がある。

参考文献

- 1) 西村 柁哉, 前田 健一, 榎山 総平, 高辻 理人, 泉 典洋: 河川堤防のパイピング危険度の力学的簡易点検フローと漏水対策型水防工法の効果発揮条件, 河川技術論文集第 24 巻, pp.613-618, 2018.
- 2) 西村 柁哉, 前田 健一, 高辻 理人, 牧 洋平, 泉 典洋: 実堤防の調査結果に基づいた河川堤防のパイピング危険度の力学的点検フローの提案, 河川技術論文集第 25 巻, pp.499-504, 2019.

堤外側の基礎地盤特性が河川堤防の安全性に及ぼす影響

パイピング 浸透 堤外地盤

名古屋工業大学 学生会員 ○高辻理人 正会員 前田健一
 名古屋工業大学 学生会員 牧洋平 学生会員 伊神友裕
 北海道大学 正会員 泉典洋

1. はじめに

河川堤防において、基礎地盤が透水層の上に低透水層が被覆した複層構造の場合、パイピング危険度が高いことが定性的に明らかになってきた¹⁾。今後はこれらの情報から実際の現場に適用可能な評価指標を作成する必要がある。これに基づき、西村らによってパイピング破壊に対する評価指標として複層構造基礎地盤の行き止まり境界の影響や堤内地の不陸の影響等、主に堤内側の基礎地盤特性について詳細な評価指標の検討がされている²⁾。一方で、より詳細に危険度を評価していくためにも、堤外側の基礎地盤特性や流域地形等にも着目し、浸透流が局所化しやすい流入境界を整理していくことで、浸透破壊の弱点箇所をさらに精度よく抽出することができると考えられる。そこで、本稿では堤外地の基礎地盤における透水性下層の露出部に着目し、露出部の位置が河川堤防の安定性にどのような影響を及ぼすのか、三次元飽和・不飽和浸透 FEM 解析を実施し、浸透流速と圧力伝播、流入量の三つのパラメータから考察した。

2. 堤外側基礎地盤の集水範囲に関する検討

2.1. 解析概要

図-1 に基本となる解析モデルの概略図を示す。堤体は粘土を使用し、基礎地盤は上層低透水層・下層透水層の複層で作成した。基礎地盤の全層厚は 90mm と固定したうえで上層厚 L_u を 3 通り変化させている。堤内側の基礎地盤の右端(図-1 参照)は浸透流が浸出ないように設定し、いわゆる行き止まり境界となっており、行き止まり境界までの距離は $d=450\text{mm}$ としている。また、透水性下層が河床へ露出している場合の影響を調べるため河川水が下層に直接流入するように堤外に露出部を設置したモデルも作

成した。本章では、堤外側の基礎地盤の集水範囲について検討を行うため、表法尻から堤外側端部までの距離 L_a を 10 通り変化させることで基礎地盤の浸透流速と圧力水頭、流入量の変化を比較し、堤外側の流入境界の範囲が河川堤防の安全性に及ぼす影響を検討した。また、解析結果に基づき堤外側の解析領域の範囲設定について検討した。検討ケースの一覧は表-1 に示す。

外力条件は堤外に地表面から 60mm の水位を一様に作用させ平均動水勾配 $i=0.20$ で定常解析を実施した。外力条件を平均動水勾配 $i=0.20$ に設定したことは二つの理由がある。一つ目は解析モデルと同様のスケールの模型を用いて実験を行い、基礎地盤内の間隙水圧分布を模型実験と解析で比較した結果、模型実験で噴砂が発生し始める平均動水勾配 $i=0.20$ までは高い精度で解析結果が適応可能であることが確認されているためである³⁾。二つ目は国総研 HP で公開されている全国の河川堤防断面データ⁴⁾より、矢部川、庄内川、千歳川の三河川の左右岸について HWL 時の河川水位と裏法尻を結び簡易的に平均動水勾配を求めた結果、値は概ね $i=0.20$ 以下に収まっており平均動水勾配 $i=0.20$ が国の管理する一級河川に作用する最大級の外力であると考えたためである。

また、材料の透水係数は粘土 $k_c=3.00 \times 10^{-8}(\text{m/s})$ 、低透水層 $k_u=1.40 \times 10^{-5}(\text{m/s})$ 、透水層 $k_l=1.80 \times 10^{-3}(\text{m/s})$ に設定した。

2.2. 浸透流速による検討

図-2 に各ケースの裏法尻(図-1; 流速計測地点)における浸透流速 v を上層低透水層の透水係数 k_u で除して求めた見かけの局所動水勾配 v/k_u と、表法尻から堤外側端部までの距離 L_a を堤体幅 B で除した値との関係を示す。図-2 より透水性下層が露出なしのケースについては、表法尻から堤外側端部までの距離 L_a が大きくなるほど上層の見か

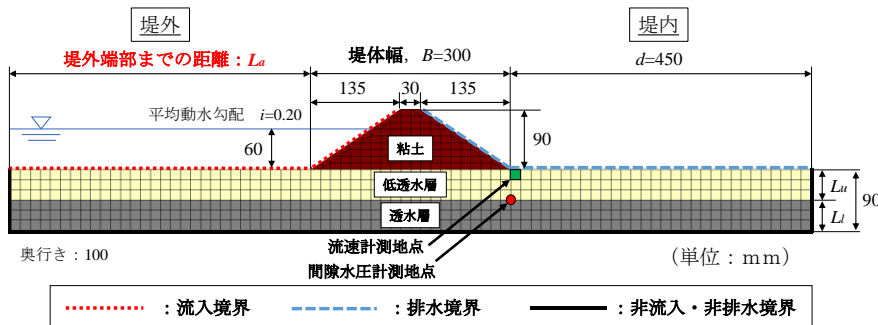


図-1 解析モデル概要図 1

表-1 解析ケース一覧表 1

表法尻から堤外側端部までの距離 $L_a(\text{mm})$	上層厚 $L_u(\text{mm})$	下層の河床への露出	ケース数
90	30	あり	10×3×2=60
180	45	なし	
270	60		
360			
450			
540			
630			
720			
810			
900			
10通り	3通り	2通り	

けの局所動水勾配 v/k_u は大きくなり、 L_a/B が3程度あると局所動水勾配は収束していることがわかる。局所動水勾配が大きくなると上層の有効応力は低下し液状化状態に近づくため地盤の耐力は低下する。また、 $L_a=90\text{mm}$ と $L_a=900\text{mm}$ のケースを比較すると、局所動水勾配の値が約2.2倍に上昇するため、堤外側の解析領域の基準を正確に設定しないと安全率を過少評価してしまう危険性があると考えられる。一方で透水性下層が露出ありのケースについては、表法尻から堤外側端部までの距離 L_a が大きくなっても裏法尻の局所動水勾配 v/k_u の値はほとんど変化していないことがわかる。したがって、堤外側の解析領域の設定に関しては、堤外側の基礎地盤表層が低透水性上層の場合または透水性下層の場合といったように、基礎地盤条件によって整理する必要があると考えられる。

図-2の検討より、堤外側に透水性下層が露出ありのケースと露出なしのケースで、堤外側の解析領域をそれぞれ変化させた結果、局所動水勾配に差が見られた。この理由について断面の流速ベクトルと流速コンター（図-3, 4参照）により考察する。露出なしのケースでは堤外側の流入領域を大きくしていくと、流入面積が大きくなりその分流入量も多くなっていることがわかる。流入量が大きくなると堤体下や堤内側の基礎地盤においても浸透流速が大きくなるため、より危険な評価となる。一方で、露出ありのケースでは流入領域を大きくしても堤体下や堤内側の基礎地盤において流速の値に大きな変化は見られない。これは流入箇所が表法尻周辺（透水層と低透水性層の境界部分）に集中しており、堤外から堤内に至るまで最短経路で浸透していることが原因であるといえる。すなわち堤外側に透水性下層が露出している場合は、露出部の面積の大きさに関わらず、露出部が存在していること自体が河川堤防の浸透破壊の危険性を上昇させるといえる。

2.3. 圧力伝播(G/W)による検討

これまで浸透流速に着目して検討してきたが、本節では圧力伝播(G/W)によって検討を行う。G/Wは被覆土層の重量Gと揚圧力Wの比によって表され、数値が小さくなるほど安全率は低下する。その値を流速同様、表法尻から堤外側端部までの距離 L_a で整理したグラフを図-5に示す。なお被覆土層の重量Gは、式(1)で求めた。

$$G = \gamma' L_u = \frac{G_s - 1}{1 + e} \gamma_w L_u \approx 0.86 L_u \quad (1)$$

(γ' :水中単位体積重量, L_u :被覆土層厚, 土粒子の比重 $G_s=2.65$, 間隙比 $e=0.90$, 水の重量 $\gamma_w=1.0\text{t/m}^3$)

揚圧力Wは裏法尻直下（図-1; 間隙水圧計測地点）の過剰間隙水圧の圧力水頭に水の重量 $\gamma_w=1.0\text{t/m}^3$ を掛けた値として算出した。図-5よりG/Wの評価においても、透水性下層の露出なしのケースについては、表法尻から堤外側端部までの距離 L_a が大きくなるほどG/Wは小さくなり、 L_a/B が3程度あるとG/Wは収束していることがわかる。一方で、透水性下層が露出ありのケースに関しては、堤外側端部までの距離 L_a が大きくなってもG/Wはほとんど変化していない。浸透流速による検討と同様に堤外側の浸透流の流入境界条件は、露出なしの場合には表法尻から堤外

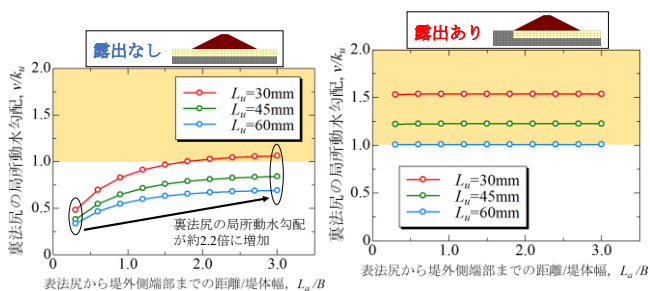


図-2 表法尻から堤外側端部までの距離と v/k_u の関係

左図; 透水性下層の露出なし ($i=0.20$)

右図; 透水性下層の露出あり ($i=0.20$)

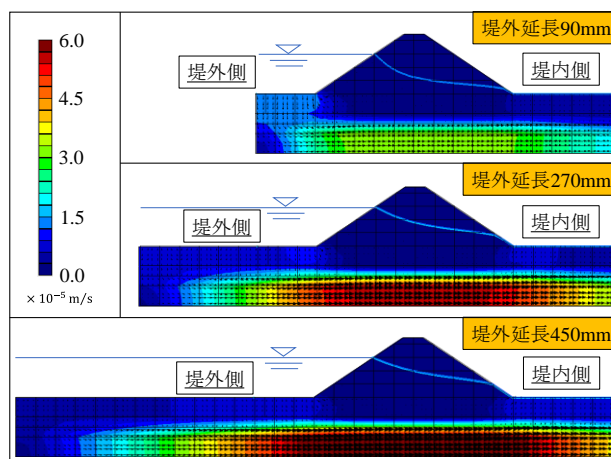


図-3 モデル断面の流速ベクトルと流速コンター

(透水性下層の露出なし, $i=0.20$)

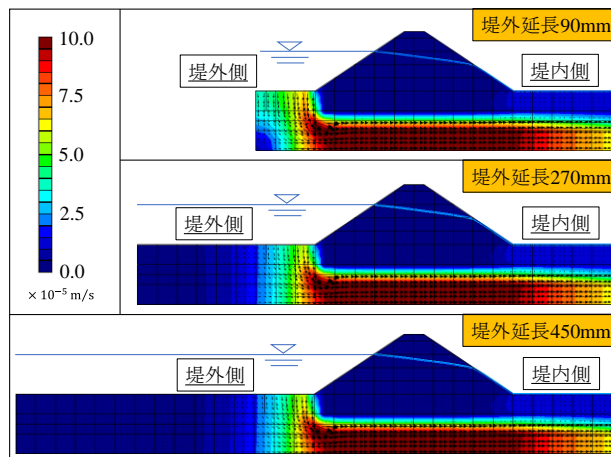


図-4 モデル断面の流速ベクトルと流速コンター

(透水性下層の露出あり, $i=0.20$)

側端部までの距離 L_a を堤体幅の3倍程度確保する必要があることがわかる。

2.4. 流入量による検討

次に表法尻から堤外側端部までの距離 L_a の大きさの違いによる流入量の変化について検討を行う。図-6, 7に表法尻から堤外側端部までの距離 L_a と累積流入量の割合および流入量についての関係を示す ($L_u=45\text{mm}$)。本節にお

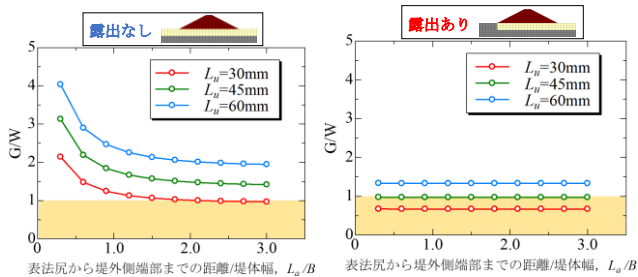


図-5 表法尻から堤外側端部までの距離と G/W の関係
 左図；透水性下層の露出なし ($i=0.20$)
 右図；透水性下層の露出あり ($i=0.20$)

ける累積流入量とは解析モデルの堤外側の地表面を通過した流入量を表法尻に近い箇所から順に足していくことで求めたデータであり、グラフの立ち上がりが多いほど法尻から近い箇所における流入量の割合が大きいのことである。図-6 より、露出なしのケースでは表法尻から堤外側端部までの距離 L_a が大きくなるほど流入量は増加するが増分は次第に低下し、 $L_a/B=3$ 程度でほぼ収束する。これは、全流入量自体は堤体下の基礎地盤モデルの深さ、および透水係数によって支配されるため限界値があり、収束すると考えられる。また、 L_a を大きくすると流入量は増加していくが、各ケースの堤外側同一箇所の流入量は低下していることがわかる（流入量と各ケースの堤外側同一箇所における累積流入量の割合との掛け合わせより）。図-3 からもわかるように、表法尻から堤外側端部までの距離 L_a が大きくなるほど表法尻から離れた堤外側基礎地盤中の浸透流速も大きくなっている。流入面積が広がると流入が分散することで地点ごとの流入量は減少し、流入の局所化が緩和されていると考えられる。さらに流入量が全体の 8

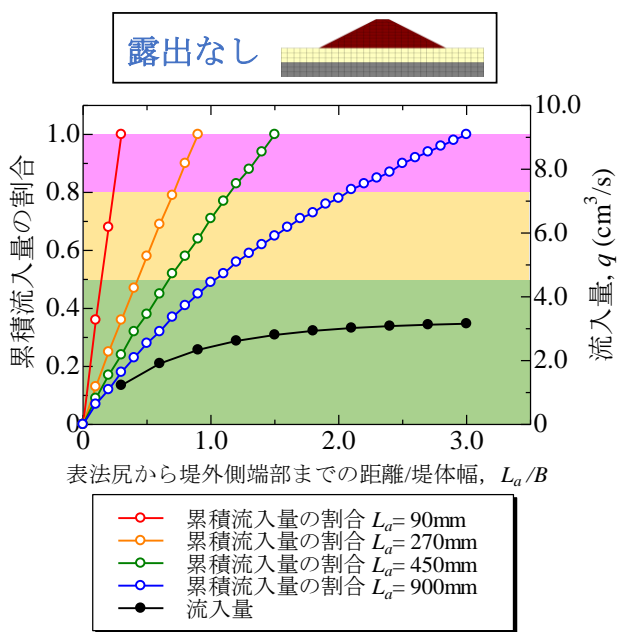


図-6 表法尻から堤外側端部までの距離と流入量の関係
 (透水性下層の露出なし, $L_u=45\text{mm}$, $i=0.20$)

割程度に達する影響範囲は表法尻から堤外側端部までの距離 L_a の大きさによって変わってくる。一方で、露出ありのケースについては堤外側端部までの距離 L_a を大きくしても総流入量の 8 割程度が $L_a/B=0.5$ つまり、堤体幅の 0.5 倍程度の範囲で流入していることがわかる（図-7 参照）。また、 $L_a=270$, $L_a=450$, $L_a=900$ のケースを比較すると堤外側同一箇所の流入量がほとんど同じ値となっており、浸透流速による検討と同様に露出部の面積の大きさの違いによって流入量の上昇効果はないといえる。したがって、堤外側地表面に透水性下層が前面に露出しているような場合には、堤外側の解析領域は堤体幅に対し 0.5 倍程度設定すれば十分である。また、同一の条件で流出量に関する検討も実施している。流出量については、露出の有無によって総流出量に変化は見られたが、裏法尻を基準とした累積流出量の割合はほとんど同じ結果となった。これは流出側の基礎地盤条件が同一であるため流出の割合自体には変化がなかったと推察される。

3. 透水性下層の露出部の位置に関する影響

3.1. 解析概要

図-8 に基本となる解析モデルの概略図を示す。解析モデルは図-1 を基本としているが、本章では表法尻から堤外側端部までの距離 $L_a=900\text{mm}$ と固定したうえで、表法尻から露出部までの距離 l_a を 10 通り変化させている。ただし、 $l_a=900\text{mm}$ のケースについては解析モデルの都合上、露出部が基礎地盤表面に存在していないため、本章で実施した解析においては堤外側の基礎地盤左端（図-8 参照）にも平均動水勾配 $i=0.20$ に相当する水頭を設定することで、露出部を再現させ、流入境界としたうえで定常解析を実施している ($l_a=900\text{mm}$ のケースは露出部を基礎地盤表面に設けたケースも別途実施しており、本論文に記載して

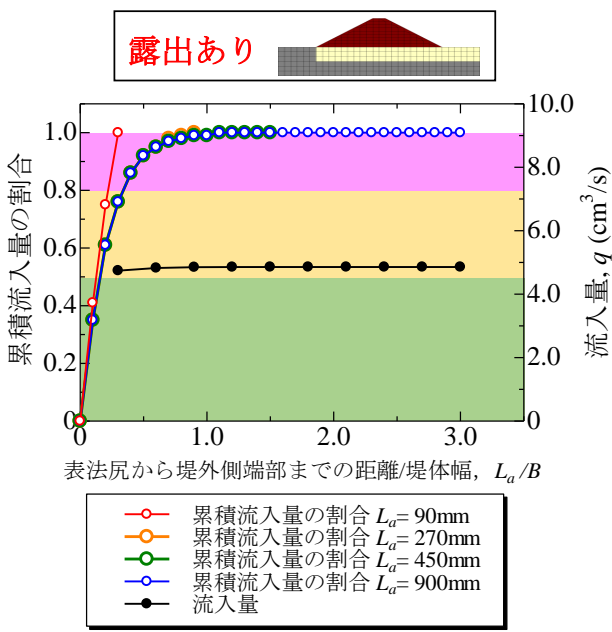


図-7 表法尻から堤外側端部までの距離と流入量の関係
 (透水性下層の露出あり, $L_u=45\text{mm}$, $i=0.20$)

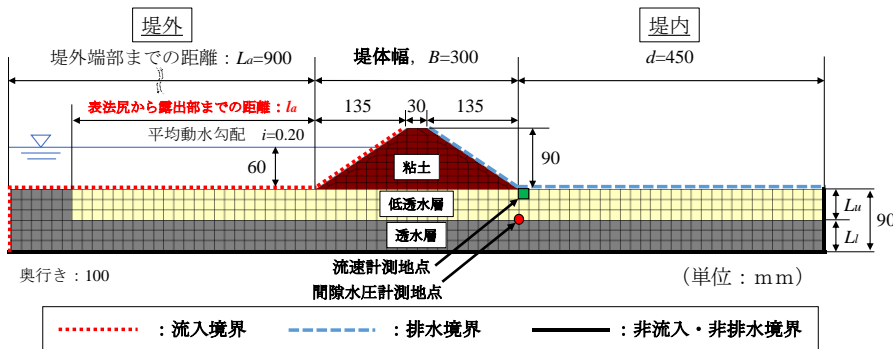


図-8 解析モデル概要図 2

表-2 解析ケース一覧表 2

表法尻から露出部までの距離 l_a (mm)	上層厚 L_u (mm)	ケース数
90	540	30
180	630	45
270	720	60
360	810	
450	900	
10通り	3通り	10×3=30

いるデータとの差は微小あったことは確認している.)。これにより、堤外側基礎地盤における透水性下層の露出部の位置が浸透破壊に及ぼす影響を検討した。検討ケースの一覧は表-2 に示す。

3.2. 浸透流速による検討

図-9 に各ケースの裏法尻 (図-8; 流速計測地点) における浸透流速 v を上層低透水性層の透水係数 k_u で除して求めた見かけの局所動水勾配 v/k_u と、表法尻から露出部までの距離 l_a を堤体幅 B で除した値との関係を示す。図-9 より表法尻から露出部までの距離 l_a が大きくなるほど上層の見かけの局所動水勾配 v/k_u は小さくなり、 l_a/B が 3 程度あると局所動水勾配は収束していることがわかる。また、 $l_a=900\text{mm}$ と $l_a=90\text{mm}$ のケースを比較すると局所動水勾配の値が約 1.3 倍に増加するため、露出部の位置は堤内側の浸透流速の大きさに影響を及ぼすといえる。また、図-2 の左図と図-9 中の最も右にプロットされている値について、両者の関係は $l_a=900\text{mm}$ という条件の下、 $l_a=900\text{mm}$ の位置に露出部が存在しているのか存在していないのかを比較しているものであり、両者の局所動水勾配がほとんど同じ値であることがわかる。すなわち、透水性下層の露出部が表法尻から堤体幅の 3 倍程度離れていれば、露出部の存在による堤内地への浸透流速の上昇効果はほとんどないといえる。したがって、堤外側基礎地盤を難透水性層で被覆するブランケット工法等の浸透抑制対策を実施する

場合には、堤外側に表法尻から堤体幅の 3 倍程度の範囲で十分であるといえる。

4. まとめ

本解析から以下のような知見が得られた。

- 1) 堤外側において、低透水性上層が地表面全体を被覆している場合には、堤外側の解析領域を表法尻から堤体幅の 3 倍程度にする必要がある。
- 2) 堤外側において、透水性下層が地表面全体に露出している場合には、浸透流は表法尻周辺 (透水性層と低透水性層の境界部分) からの流入割合が非常に大きいため、露出部の面積の大きさによる浸透流速や過剰間隙水圧の上昇効果はほとんどない。したがって、堤外側の解析領域の範囲はほとんど関係なく、本検討結果に基づく堤外側の解析領域は表法尻から堤体幅の 0.5 倍程度で十分である。
- 3) 堤外側において、表法尻から透水性下層の河床への露出部までの距離が近いほど浸透流速の値は増加し、噴砂・パイピングの危険度が最大で 1.3 倍程度まで上昇する。
- 4) 堤外側において、透水性下層の河床への露出部までの距離が表法尻から堤体幅の 3 倍程度離れていれば、露出部の存在による堤内地への浸透流速の上昇効果はほとんどなくなる。

参考文献

- 1) 西村 柁哉, 前田 健一, 櫛山 総平, 高辻 理人, 泉 典洋: 河川堤防のパイピング危険度の力学的簡易点検フローと漏水対策型水防工法の効果発揮条件, 河川技術論文集第 24 巻, pp.613-618, 2018.
- 2) 西村 柁哉, 前田 健一, 高辻 理人, 牧 洋平, 泉 典洋: 実堤防の調査結果に基づいた河川堤防のパイピング危険度の力学的点検フローの提案, 河川技術論文集第 25 巻, pp.499-504, 2019.
- 3) 西村 柁哉, 前田 健一, 櫛山 総平, 泉 典洋, 斎藤 啓: 異なる基礎地盤特性の堤防の噴砂動態・パイピング挙動と漏水対策型水防工法の効果, 河川技術論文集第 23 巻, pp.381-386, 2017.
- 4) http://www.nilim.go.jp/lab/fbg/download/detailed_inspection_of_seepage/detailed_inspection_download.html, 2017.10.20

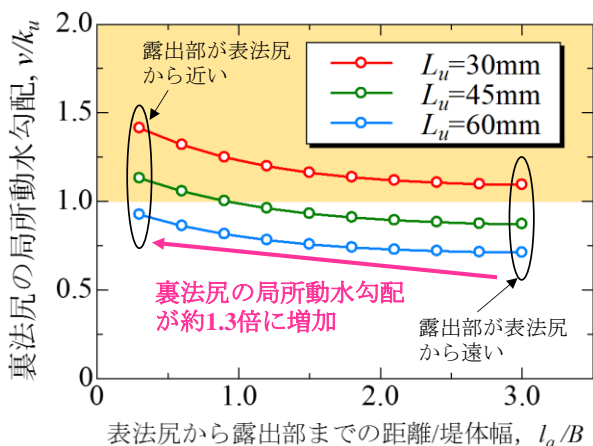


図-9 露出部の位置と裏法尻の v/k_u 関係 ($i=0.20$)

透水性基礎地盤を有する河川堤防前面の高水敷掘削にあたっての留意点

パイピング 高水敷掘削 国土交通省国土技術政策総合研究所 ○田中秀岳 笹岡信吾 福島雅紀

1. はじめに

河川堤防における盤ぶくれ、漏水、噴砂といった被災事例は透水性基礎地盤を有し、堤防川裏法尻における水圧が高まることで発生していることがほとんどである。河川水の浸透しやすさは、低水路や高水敷といった堤防前面の形状によって変化すると考えられ、高水敷掘削は川表側の河川水と接する面と川裏との距離を近くし、浸透路長を短くする可能性がある。そのため、高水敷掘削は出水発生時の川裏法尻における水圧上昇を増長させる可能性が考えられる。現状河川整備においては河積を確保するための高水敷掘削が頻繁に実施されているが、浸透に対する堤防の安全性照査において、高水敷掘削前後の川裏法尻の水圧変化に着目した事例は少ない。

宮城県北部を流れる五ヶ瀬川水系北川の川坂地区（北川左岸12.8k~13.7k）においては、出水時に繰り返し噴砂・陥没が発生しており、その発生メカニズムの解明および対策の検討のための調査、研究が実施されてきた¹⁾²⁾³⁾。川坂地区では平成9年に高水敷掘削を実施しており、土質構成によってはパイピングの安全性に影響を与える可能性がある。北川流域の高水敷の調査として、服部ら⁴⁾は北川流域の本村地区（11k~12k）、的野地区（8.8k~9.8k）において高水敷の土質分布状況を調査しており、高水敷の複雑な地層構成を明らかにしている。

本検討では北川の川坂地区をモデルとし、河道掘削前後の断面をモデル化した浸透流解析を実施してパイピングの安全性照査値の変化を確認した。掘削前後の値の変化を踏まえて、基礎地盤浸透に対する安全性といった観点から、高水敷掘削にあたっての留意点を整理した。

2. 高水敷の土質分布状況

(1) 近隣地区の高水敷の土質分布状況について

服部ら⁴⁾が現地調査にて確認した的野地区の高水敷の土質分布状況を図-1に示す。服部らは高水敷掘削時に掘削断面を観察することで高水敷の詳細な土質分布状況を確認している。その中で図-2に示すような高水敷の形成プロセスを推定しており、砂礫堆の形成と拡大、その背面における微細土の堆積によって高水敷の土質分布状況が複雑化していることを示している。本検討の対象とした川坂地区では平成9年に高水敷掘削が行われた。掘削前の川坂地区の高水敷は図-2に示す(4)的野地区の土質分布と類似した構造を有していた可能性がある。

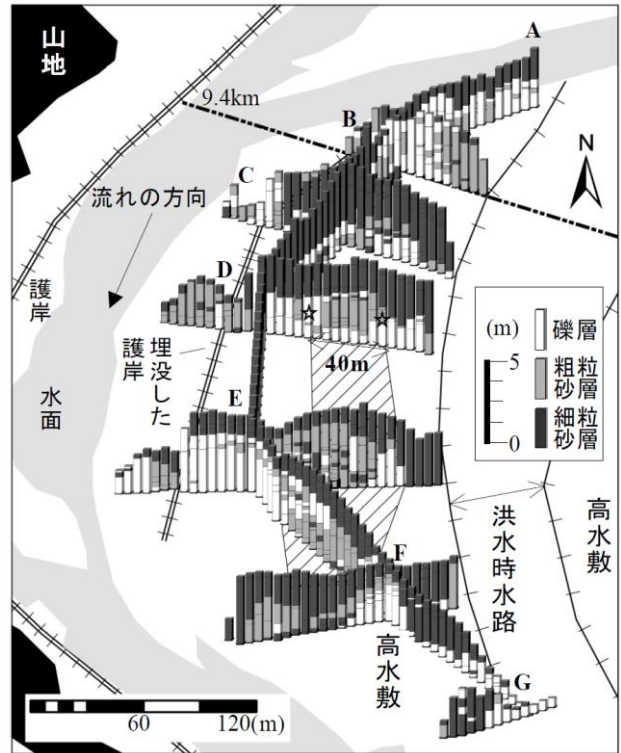


図-1 的野地区の地質構造調査結果⁴⁾の図を引用

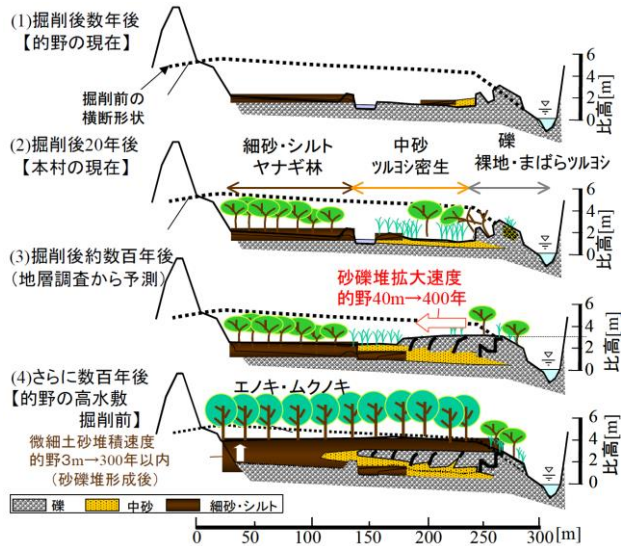


図-2 高水敷再形成プロセスの模式図⁴⁾の図を引用

(2) 川坂地区の高水敷の土質分布状況について

川坂地区の高水敷の土質分布状況を確認するために地質調査を実施した。調査内容はオーガーボーリングと簡易サンプリングである。図-3に調査地の平面図を示す。図中には調査地点を示し、調査で明らかになった被覆土の深度分布コンターを示した。高水敷は主に砂礫から構成されるが、表層は砂質土で被覆されていることが確認

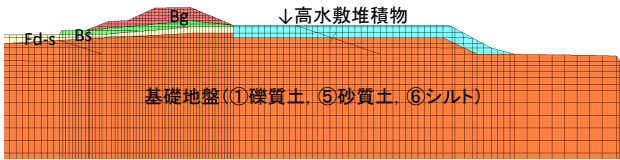


図-5 基本となるモデル断面 (①, ⑤, ⑥)

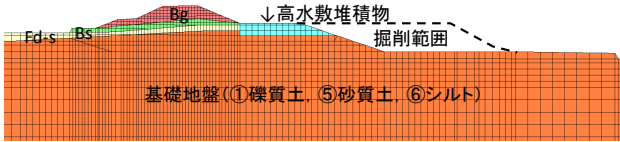


図-6 掘削後の断面 (①, ⑤, ⑥)

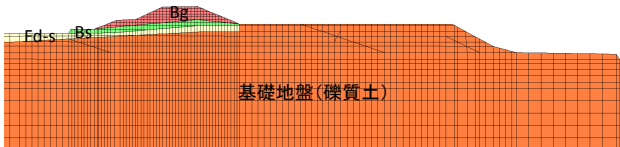


図-7 高水敷堆積物がない断面 (②)
(掘削前, 掘削範囲は図-6と同範囲, 以下同様)

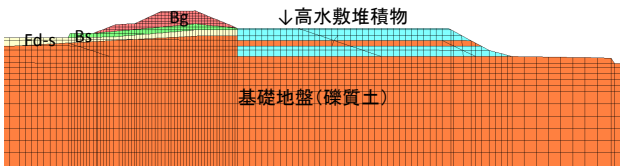


図-8 高水敷堆積物が互層状の断面 (③)

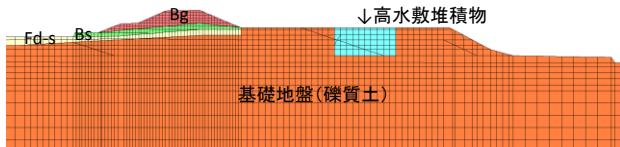


図-9 粘性土と礫が交互に分布する断面 (④)

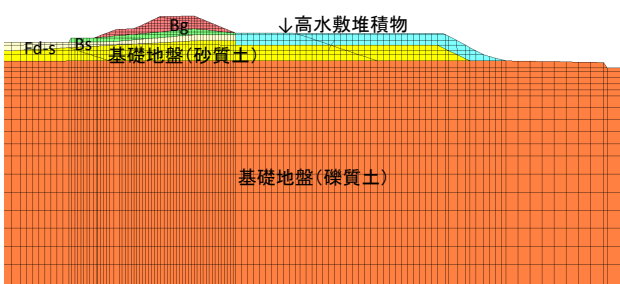


図-10 基礎地盤表層付近が砂質土の断面 (⑦)

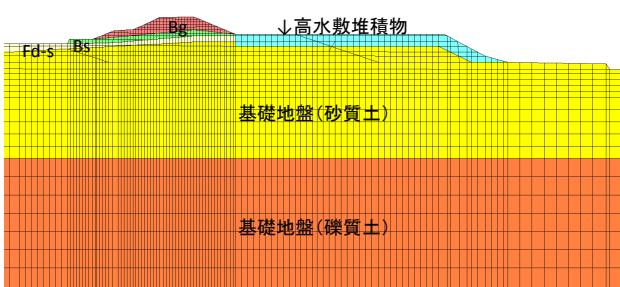


図-11 基礎地盤の半分が砂質土の断面 (⑧)

原因として考えられる。一方で、掘削後は①, ③でG/Wの値が低下するが、②, ④ではほとんど変化しない。こ

表-2 土質定数一覧

土質分類	透水係数 (m/s)	備考
Bg	4.5×10^{-5}	既往調査結果
Bs	1.4×10^{-7}	既往調査結果
Fd-s	1.9×10^{-7}	既往調査結果
高水敷堆積物	1.0×10^{-7}	粘性土を想定
基礎地盤礫質土	5.1×10^{-4}	既往調査結果
基礎地盤砂質土	5.1×10^{-5}	礫質土の1/10倍程度
基礎地盤粘性土	1.0×10^{-6}	シルト程度と想定

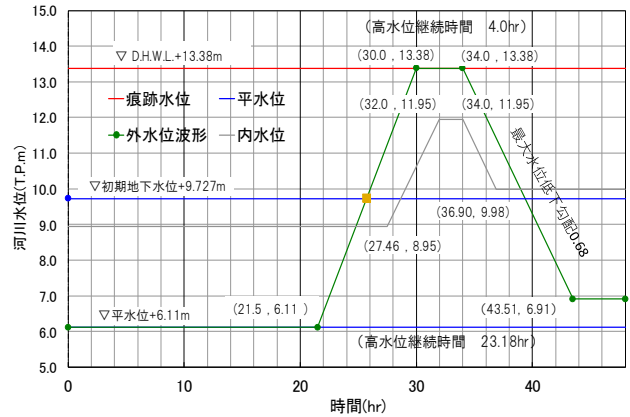
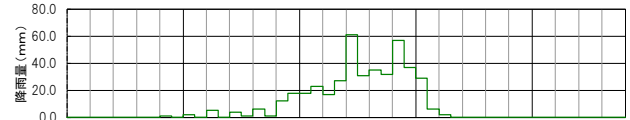


図-12 使用した外力

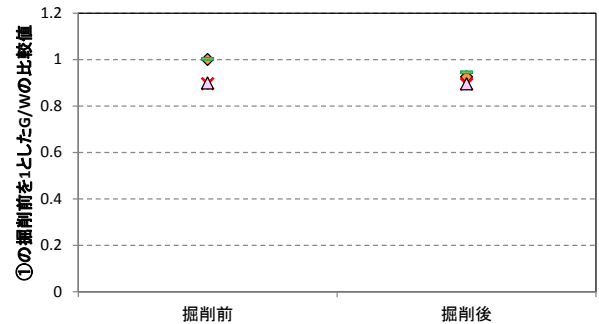


図-13 高水敷の堆積状況を変化させた計算結果

これは礫質土の透水係数が高く、川裏への圧力伝播が速やかに生じるために②, ④の掘削の前後で浸透路長が短くなってもほとんど結果に影響しないためと考えられる。そのため、高水敷掘削を行う場合は、高水敷に透水性の低い被覆土層が分布する場合、掘削前後のパイピングの安全性が大きく変化する可能性があることに留意する必要がある。

(3) 基礎地盤土質を変化させた計算 (①, ⑤, ⑥)

基礎地盤の透水係数のみを変更させたケースのそれぞ

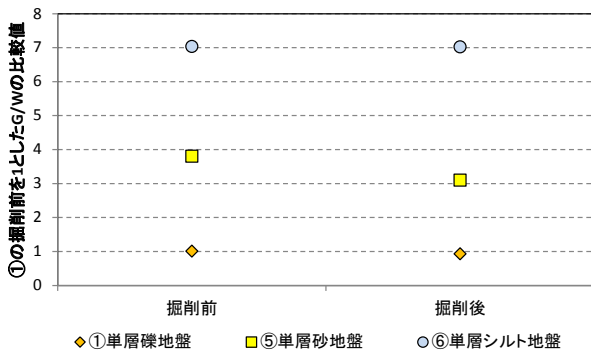


図-14 基礎地盤土質を変化させた計算結果

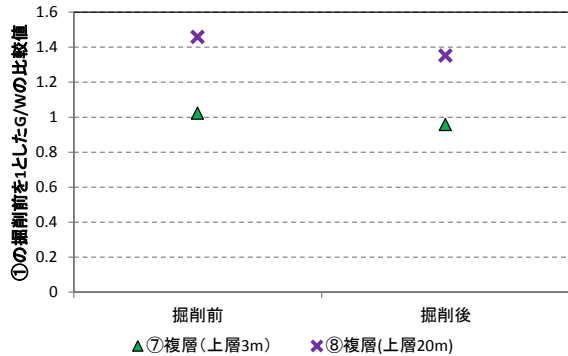


図-15 基礎地盤堆積状況を変化させた計算結果

れのピーク値の比較を図-14に示す。掘削前のG/Wは透水係数が高いほど低い値を示す。河川水が浸透しやすいことで川裏側の圧力が上昇しやすくG/Wが低下するものと考えられる。掘削後は、⑥ではほとんど変化なし、⑤では2割程度の低下、①では1割程度の低下が確認できる。⑥では透水係数が小さいため圧力の伝搬速度が小さく、法尻までほとんど圧力が伝播していないことから、浸透路長が変化しても圧力差が生じていないものと推測される。①では外水位の圧力伝播が速やかに進行し、掘削による浸透路長の変化が与える影響が比較的に小さいため⑤に比べて変化が小さいものと考えられる。

(4) 基礎地盤堆積状況を変化させた計算 (①, ⑦, ⑧)

基礎地盤堆積状況を変化させた計算でのピーク値の比較を図-15に示す。掘削前の値では⑧に比べて⑦の値が3割程度低い。河川水は川表から表層の砂質土層を経由し主に下位の礫質土層を浸透して川裏に圧力を伝播すると考えられる。そのため、砂質土層厚が薄い⑦では川裏への圧力伝播がしやすく、G/Wの値が低くなったものと推測される。掘削前後の変化では⑦、⑧の変化割合に大きな差はないが、河川水が直接礫質土層に浸透する⑦の方が掘削の影響が小さいため変化の割合がわずかに小さい。

4. 高水敷掘削時の留意点

本検討で明らかとなった特徴を以下に示す。

- ① 高水敷の透水性が高い場合、掘削の有無にかかわらず安全性照査値が低い（危険側である）。
- ② 高水敷表層に透水性の低い層がある場合、高水敷掘削前後で安全性照査値が大きく減少する。
- ③ 基礎地盤が砂質土である場合、掘削前後で安全性照査値が大きく減少する。
- ④ 複層地盤では上層の透水性が低い層が薄いほど安全性照査値は低い。

本検討では、高水敷の土質構成による影響を評価しやすいように、簡略化した土質構成を用いて計算を行った。しかし、図-1に示したように実際の高水敷では3次元的に複雑に土砂が堆積することを考慮すると、堤防断面の評価においては安全性照査値が今回の検討結果と異なる傾向を示す可能性がある点に留意すべきである。

以下に、高水敷の評価時における留意点を示す。

- ① 高水敷幅が広く、層厚も厚い断面においては高水敷のある現況断面と高水敷のない仮想断面の両方で浸透流計算を行い、高水敷の土質構成に左右されない安全側の安全性照査値を確認するべきである。
- ② 今後高水敷の掘削が予定されている断面においては掘削後の形状を考慮した安全性照査を検討するべきである。

なお、川坂地区で確認された実際の高水敷堆積物は、砂質土主体であり、層厚が薄く、基礎地盤の礫質土と同程度の透水係数を有している（礫質土 $k=5.1 \times 10^{-4}$ (m/s)、高水敷堆積物 $k=1.2 \times 10^{-4}$ (m/s)）ため、掘削による影響は小さいと考えられる。

謝辞：本検討は宮崎県延岡土木事務所の支援・協力を受けたものです。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 岡村未対, 前田健一, 西村柁哉, 高辻理人, 石原雅規, 品川俊介, 今村衛: 北川で繰返し発生した陥没を伴う噴砂の詳細メカニズム調査, 河川技術論文集, 第25巻, pp.487-492, 2019.
- 2) 石原雅規, 上田秀一, 安部知之, 品川俊介, 笹岡信吾, 富澤肇仁, 佐々木亨, 杉山詠一, 佐々木哲也: 北川における漏水の変遷と地形及び堤防構造等の関係, 河川技術論文集, 第25巻, pp.517-522, 2019.
- 3) 前田健一, 岡村未対, 石原雅規, 新清晃, 上野俊幸, 西村柁哉, 高辻理人, 品川俊介, 笹岡信吾: 北川で繰返し発生した噴砂による堤内・裏法尻箇所のゆるみ調査, 河川技術論文集, 第25巻, pp.535-540, 2019.
- 4) 服部敦, 瀬崎智之, 福島雅紀, 伊藤政彦, 末次忠司: 五ヶ瀬川支流北川における河道掘削による河原形成システムの変質について, 水工学論文集, 第48巻, pp.991-996, 2004.

現地試験を行った。

3.1 地区 A

地区 A は、過去に噴砂（パイピング）が確認された被災箇所である。当該箇所は既往調査にてミニラムサウンディングによる堤体内の緩み領域が確認されている。調査地点は、既往調査にて緩み領域を確認した地点（Aa+00, Aa+05）の直近である Af+05 地点でパイプロコーンを実施した（図-3 参照）。

試験結果を図-4 に示す。図-4 左側には Aa+05 地点のミニラムサウンディングによる N_d の深度分布を示し、図-4 右側にはそこから川裏側に水平距離 0.5 m 離れた Af+05 地点のパイプロコーン

による動的コーン貫入抵抗 q_{cd} (=荷重/コーン断面積) の深度分布を示した。 q_{cd} は 0.03 s ごとのデータ群であり、これはパイプロコンの 1 打撃サイクルの中で約 3 回のデータ収録をしていることになり、打撃貫入中の様々な状態における先端抵抗を含む。これを踏まえここでは深度 1 cm 毎のデータ群の最大値の包絡線を地盤の抵抗値として整理した。

パイプロコーンでは T.P.+13.8 m 付近で緩みを確認し、ミニラムサウンディングで確認した緩み領域に整合した。ミニラムサウンディングではその上部の T.P.+14 m~15 m 間にも緩みが確認されたが、これはパイプロコーンの調査位置と異なるため地盤が同一条件では無いことが原因と考えた。

3.2 地区 B

地区 B は、過去に漏水や擁壁の傾斜が確認された被災箇所である。当該箇所では、田畑内の川裏法尻に沿って 1 m 毎にミニラムサウンディングとパイプロコーンを交互に実施した（図-5 参照）。

隣接する 2 箇所（Vi+13, Ra+14）の試験結果を図-6 に示す。図-6 左側にはミニラムサウンディングによる N_d の深度分布を示し、図-6 右側にはパイプロコーンによる動的コーン貫入抵抗 q_{cd} の深度分布を示した。

当該地では、堤体直下の透水路とみられる As1 層に明瞭な緩み領域は確認されなかった。

ミニラムサウンディングでは、表層の耕作土である Bc 層と下位の As1 層で N_d が大きく異なるが、パイプロコーンの q_{cd} には Bc 層と As1 層で N_d 程の明確な違いは認められなかった。一方で、縮まった As1 層では軟弱な Bc 層に比べて取得データの密度が大きいことが分かる。

3.3 N_d との相関関係

パイプロコーンで得られるデータは打撃貫入時の 0.03 s ごとの動的コーン先端抵抗 q_{cd} である。ここでは N_d との相関関係を整理した。

図-4 及び図-6 より、 q_{cd} と N_d の深度方向の変化の傾向は合うも

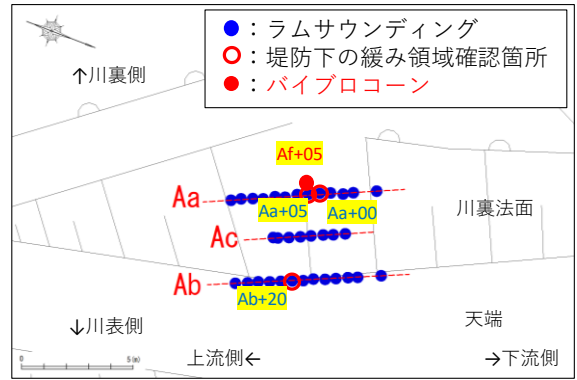


図-3 試験位置図（地区 A）

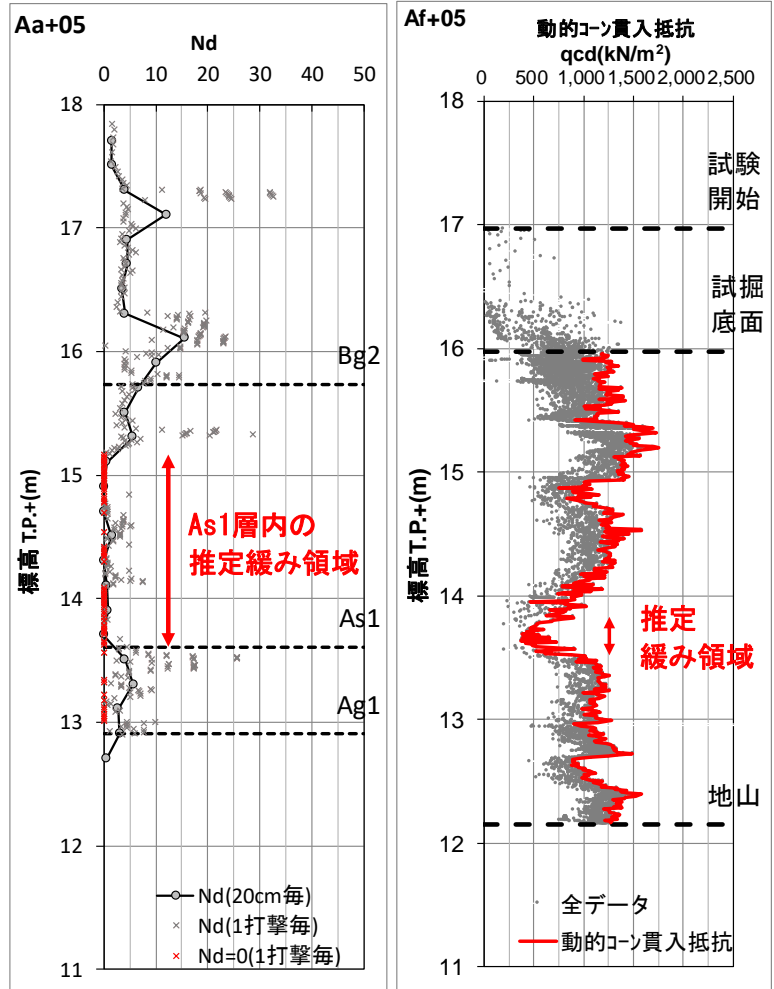


図-4 試験結果図（地区 A）

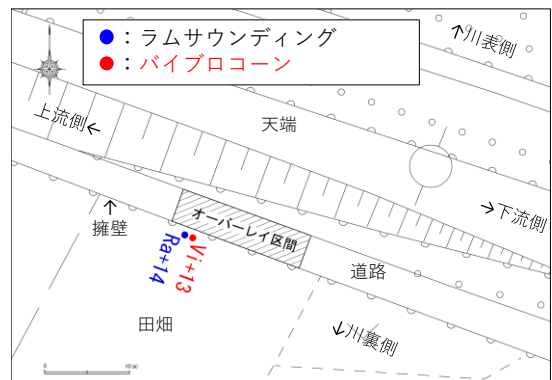


図-5 試験位置図（地区 B）

の、 N_d が大きくなると q_{cd} の変化量は小さくなる。これは、締まった地盤では試験装置の重量や打撃エネルギー以上の荷重を作用させられないことから、 q_{cd} の値は頭打ちとなるためと考えられる

図-7には2地区で調査した N_d と q_{cd} との比較図を示した。同図は深度1cmごとの N_d と q_{cd} の対応を整理したものである。上述のように、 N_d が小さい範囲では q_{cd} の値のばらつきが大きく、 N_d が大きいと q_{cd} の値が収束するデータ分布がみられ、 q_{cd} のみでは N_d との相関関係を導くことが難しい。

そこで、図-8の各地区の左側に示すパイプロコーンの深度1cm当たりのサンプリング数 n_v (データ数)に着目すると、緩い地盤では少なく、締まった地盤では多くなる。このことに着目して、 q_{cd} と n_v を用いて N_d との関係を整理した。相関式は、 N_d を目的変数とし、 q_{cd} と n_v を説明変数とした重回帰分析で求めた(深度1cm間隔で分析)。そこで以下の相関式が得られた。

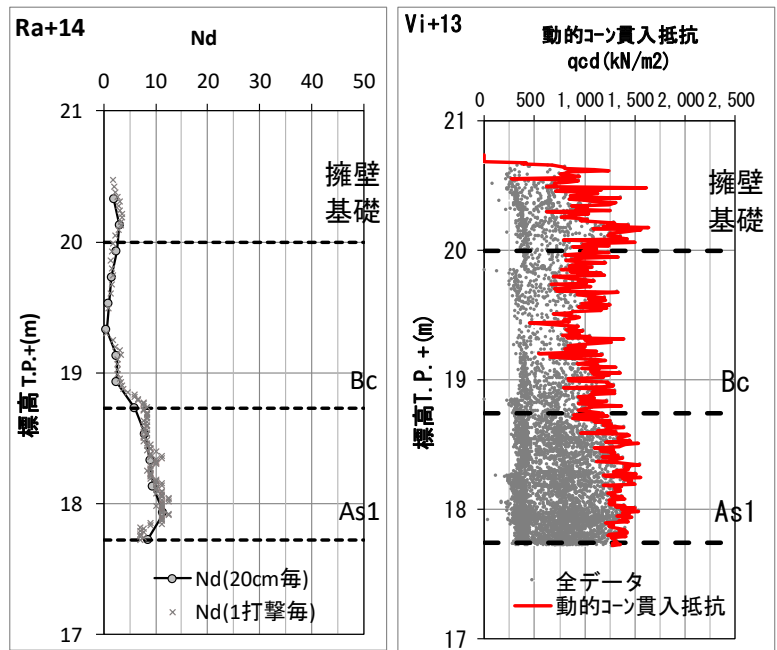
$$\text{換算 } N_d = 10^{(1.76 \text{Log}(q_{cd}) + 0.68 \text{Log}(n_v) - 5.68)}$$

ここに、換算 N_d :パイプロコーンの試験結果から推定したミニラムサウンディングによる N_d 相当値

q_{cd} : 動的コーン先端抵抗(kN/m²)

n_v : データ数(個)

図-8の各地区の右側にミニラムサウンディングの N_d にパイプロコーンの換算 N_d を併記したところ、調査地点が異なるため一部異なる区間は認められるものの、 N_d に対して換算 N_d は概ね近い値を示すことがわかる。なお、ミニラムサウンディングによる N_d は N 値と同等であるとされることから、上記換算 N_d も N 値と同等と考える。



ミニラムサウンディング パイプロコーン
図-6 試験結果図 (地区 B)

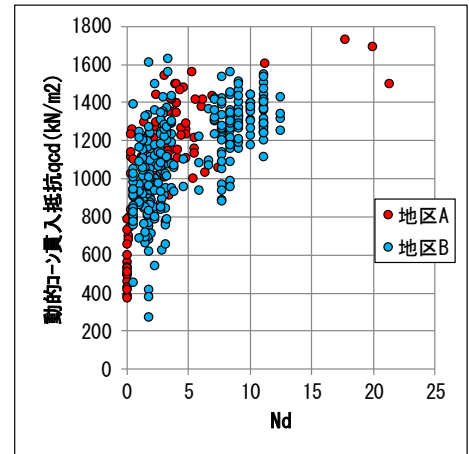


図-7 N_d と q_{cd} の関係図

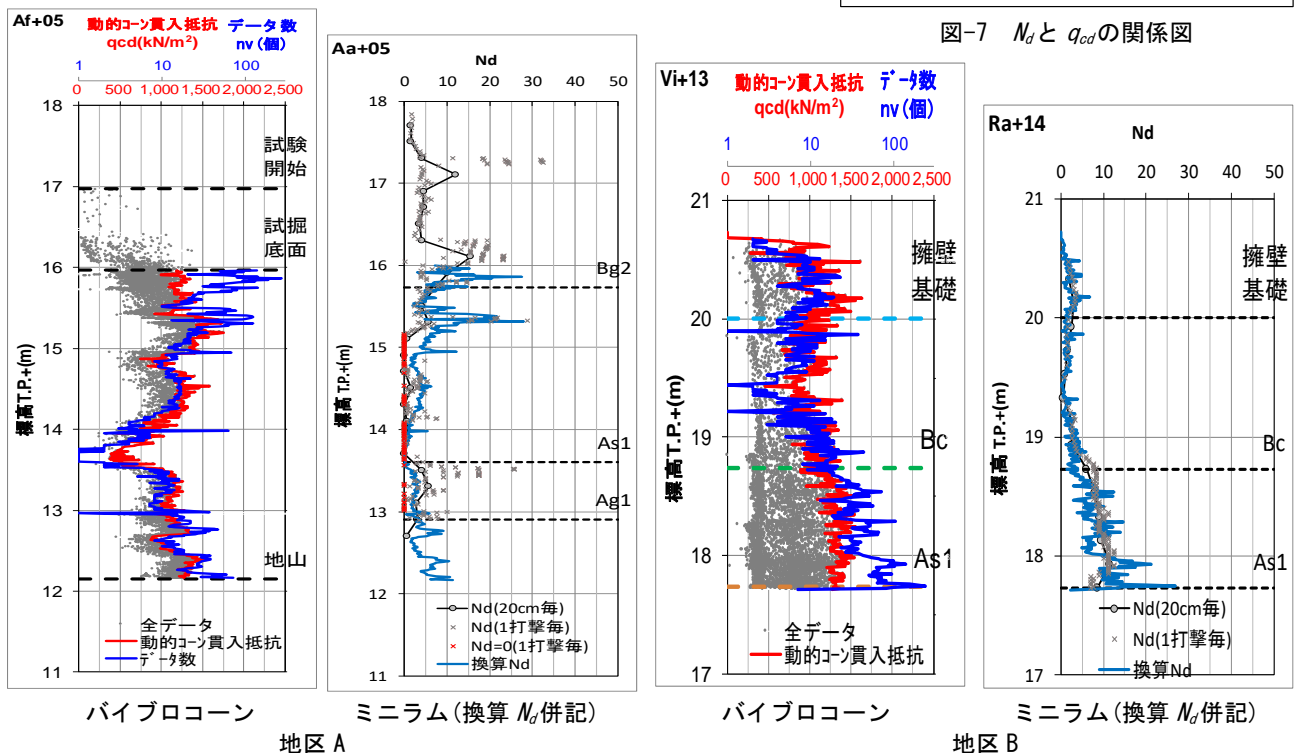


図-8 N_d と換算 N_d の対比

図-8 に示すように地区 A では貫入途中に N_d が 10~20 の締まった区間が薄層ではあるものの存在し、これら区間では貫入速度が遅く、計測に時間を要す問題も明らかとなった。これはコーン断面積に比べパイプロコンの打撃力が相対的に低かったことを示している。このため、現在コーン断面積を小さくした機材も開発し検証中である。

4 他河川の被災箇所での検証

前述の 3.3 節で求めた相関式を他河川に適用し、その整合性を検証した。繰返し噴砂が発生した北川（宮崎県延岡市）のパイピング被災箇所において、パイプロコンの現地試験を行った。当該地では川裏法尻周辺の緩み領域の調査を目的としてパイプロコン以外に前田らによる簡易動的コーン貫入試験も行われた²⁾。相関式を用いてパイプロコンによる換算 N_d を算出し、図-9 に整理した。同図は地点ごとの調査結果をまとめたもので、VC はパイプロコンを指し、堤防縦断方向に 0.6 m 間隔で 3 箇所実施した。簡易動的コーン貫入試験は、堤防横断方向に 0.5 m 程度離れた地点で実施したものである（川表側は川側、川裏側は山側と表記）。図示のとおり、両者には高い整合性が認められた。なお、図-9 に示す簡易動的コーン貫入試験値を N 値相当に換算するため、試験値を 3 で除した値を示した³⁾。

北川での換算 N_d は全体に 1~3 と緩いこともあり、パイプロコンによる貫入は 1 m あたり 30 秒~1 分程度と短く、作業性が高いことを確認した。

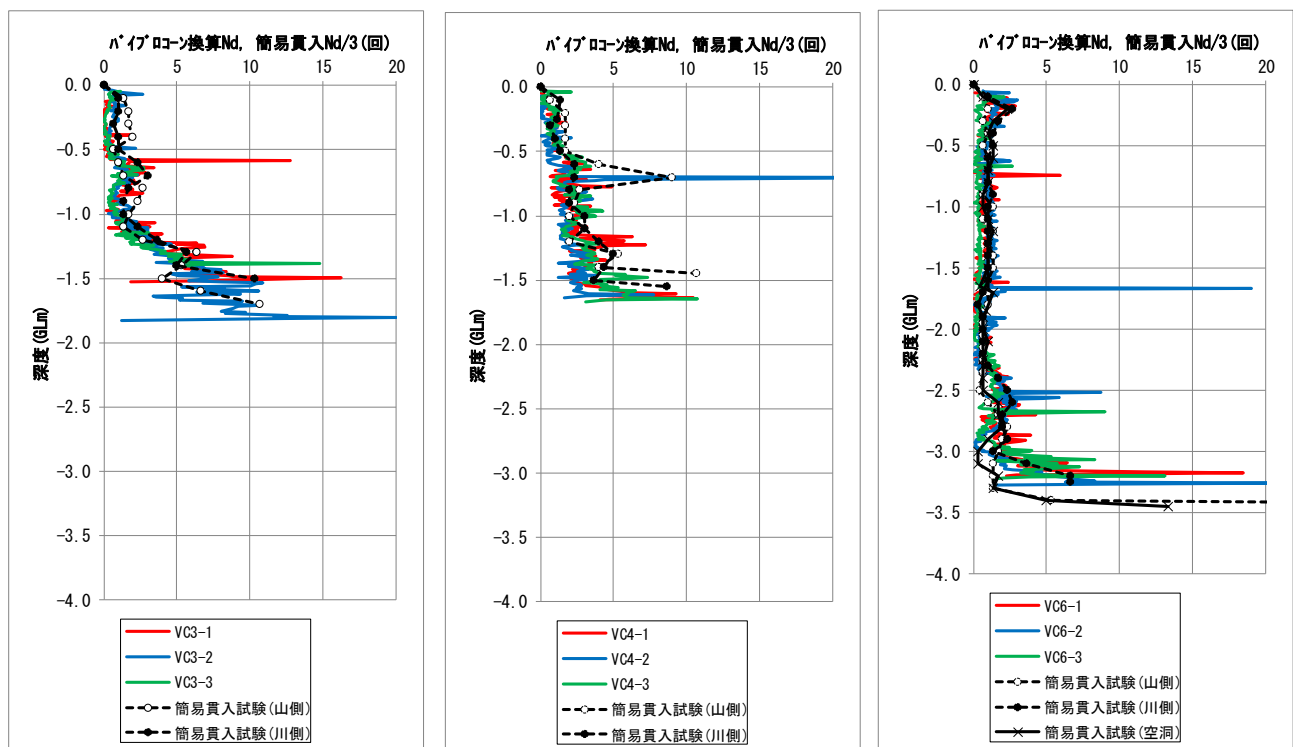


図-9 簡易動的コーン貫入試験の N_d とパイプロコンの換算 N_d の関係

5 おわりに

今回開発したパイプロコンにより、噴砂等のパイピング発生箇所において局所的な緩み領域を捉えることができた。また、過去に実施されたミニラムサウンディング結果と今回近接地点で実施したパイプロコン結果から、ミニラムサウンディングによる N_d への相関式を算出した。この相関式を別河川である北川に適用したところ、簡易動的コーン貫入試験結果と整合性が高いことを確認した。現在コーン断面積を小さくした機材も開発しており、引き続き今後も様々な地盤を対象に検証予定である。

【参考文献】

- 1) 公益社団法人地盤工学会：地盤調査の方法と解説，pp.317-324，2014
- 2) 前田健一，岡村未対，石原雅規，新清晃，上野俊幸，西村証哉，高辻理人，品川俊介，笹岡信吾：北川で繰返し発生した噴砂による堤内・裏法尻箇所の緩み調査，河川技術論文集，第 25 巻，pp.535-540，2019
- 3) 公益社団法人地盤工学会：地盤調査の方法と解説，p.322，2014

模型実験による河川堤防のパイピング破壊抑止排水工の検討

浸透破壊 河川堤防 排水工

名城大学	正会員	小高猛司
日本工営株式会社	正会員	李 圭太
中部土質試験協同組合	正会員	久保裕一
名城大学大学院	学生会員	中山雄人
名城大学		福永葵衣, 山田紘太郎, 大橋健司

1. はじめに

我々の研究グループは、透水性が大きく異なる 2 層の基礎地盤を有する堤防の小型模型実験を行い、基盤の漏水が堤体変状に対して与える影響およびメカニズムに関する検討を行ってきた^{例え 1) 2)}。その結果、非常に透水性の高い基礎地盤上に、それより透水性が低い基礎地盤が存在する複層構造の基礎地盤上の堤防では、川表の水位上昇によって、法尻付近に高い動水勾配が集中し、有効応力が低下・消失することによって、破堤に結び付くすべり破壊やパイピングの発生が確認された。本研究では、そのような危険な複層構造の基礎地盤を有する河川堤防に対して、最も動水勾配が集中する堤体の法尻部分に設置する排水工が、パイピング破壊に対して高い抑止効果を発揮することを示す。

2. 模型実験概要

本研究では、図 1 に示す 2 層構造の基礎地盤を有する堤防模型を用いて、堤防法尻近傍に、大きさ、設置位置を様々に変えた排水工を設置し、その効果を検討した。本報ではその中でも、図 2~4 のように堤防法尻部に設置位置と大きさを変えた 3 種の排水工についての結果を示す。なお、無対策の場合には、堤外水位の上昇に伴い、堤体法尻部近傍から噴砂・噴水ならびに水みち発生といった一連のパイピングの前兆現象が発生し、それをトリガーとして、堤体法尻部から有効応力の低下に伴う進行的なすべり破壊が発生する^{1) 2)}。一方、堤体外の基礎地盤に排水工を設置した場合には、法尻からの設置位置や大きさに拘わらず、満足な排水工の効果は得られず、堤防法尻部から発生・発達する進行的なすべり破壊を完全に防ぐことはできなかった³⁾。そこで、本報では、法尻部に設置する排水工に焦点を絞って示す。

全ケースにおいて、領域 I には三河珪砂 3 号砂（間隙比 $e=0.95$ ，透水係数 $k=2.67 \times 10^{-3} \text{m/s}$ ），領域 III には三河珪砂 6, 7, 8 号を混合したもの（以下 678 混合砂）（間隙比 $e=1.06$ ，透水係数 $k=9.96 \times 10^{-5} \text{m/s}$ ）を用いた。領域 II に関しては、Case1, 2 には三河珪砂 8 号砂（間隙比 $e=1.06$ ，透水係数 $k=3.98 \times 10^{-5} \text{m/s}$ ），Case3 には三河珪砂 6 号砂と同粒径の色砂を 10% 混合したもの（以下 6 号カラー）（間隙比 $e=1.06$ ，透水係数 $k=4.90 \times 10^{-4} \text{m/s}$ ）を用いた。排水工には、領域 I と同様の三河珪砂 3 号を用いた。いずれの地盤材料も含水比を 4% に調整した後、所定の間隙比となるように厚さ 50mm ずつ締め固めを行い、模型地盤を作製した。その後、給水槽の水位を水槽底面から 100mm 一定水位を保つように給水を行い、約 90 分基礎地盤の地盤材料を飽和させた。その後、水位を急激に上昇させ 330mm の位置（堤体高さ 9 割の部分）で維持し、排水槽の水位も 150mm に維持しながら、浸透に伴う堤体の挙動を観察した。すべての実験過程において、模型実験の正面および側面からビデオ撮影を行い、堤体の変状がほぼ見られなくなるまで実験を続けた。

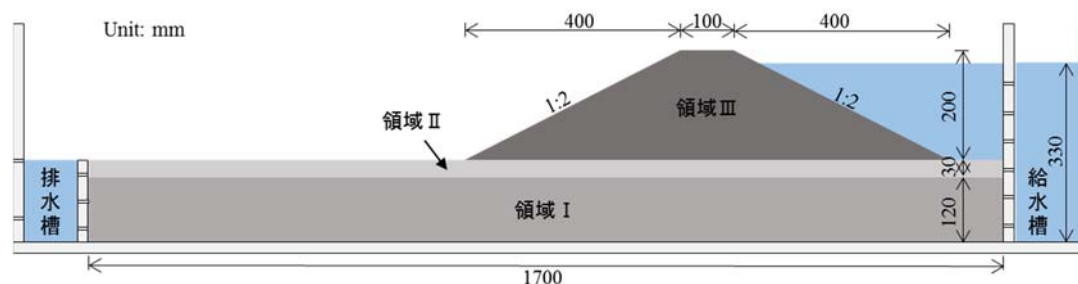


図 1 浸透模型実験装置の概要

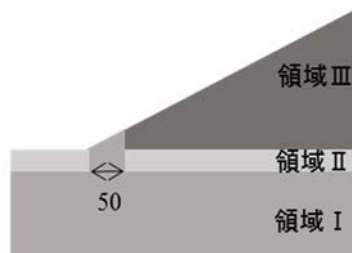


図 2 Case1 の排水工設置位置

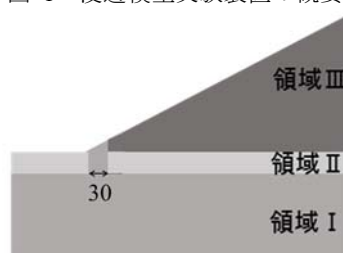


図 3 Case2 の排水工設置位置

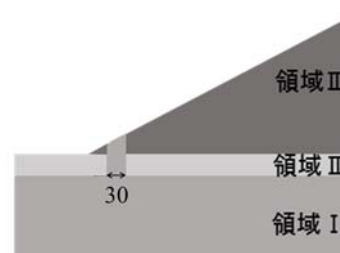
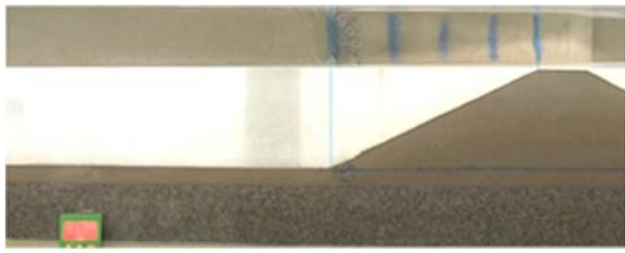


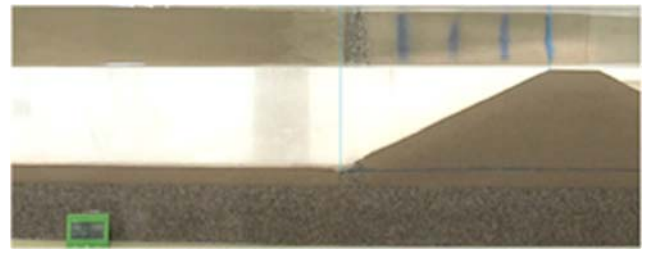
図 4 Case3 の排水工設置位置

Evaluation of drainage in levee toe against piping failure by model test:

T. Kodaka, Y. Nakayama, A. Fukunaga, K. Yamada, K. Ohashi (Meijo Univ.), K.-T. Lee (Nippon Koei Co. Ltd), Y. Kubo (Geo-Lab Chubu)

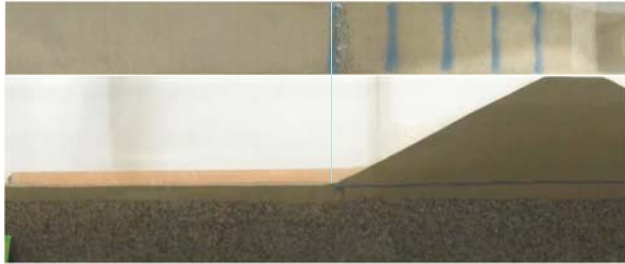


実験開始後 23 秒

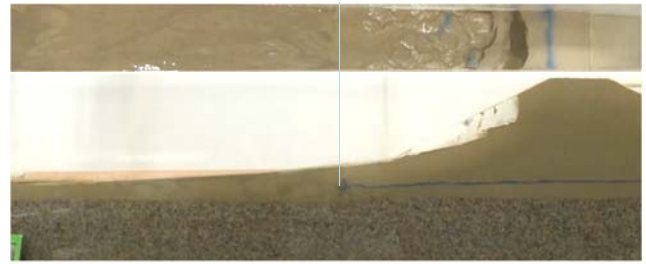


実験終了時

写真 1 Case1 の浸透破壊過程



実験開始後 14 秒

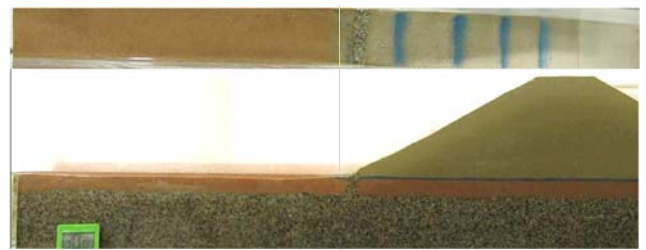


実験終了時

写真 2 Case2 の浸透破壊過程



実験開始後 17 秒



実験終了時

写真 3 Case3 の浸透破壊過程

3. 実験結果

写真 1～3 に各 Case の浸透過程を示す。写真 1 の法尻堤体内に横幅 50mm の排水工を設置した Case1 では、実験開始 23 秒後に排水工から顕著な排水が見られるが堤体に変状等は確認できなかった。写真 2 の法尻堤体内に横幅 30mm の排水工を設置した Case2 では、実験開始 14 秒後に排水工部分から噴き出すような顕著な排水が見られ、その後排水工付近の堤体から泥濘化が発生し、実験開始 1 分 48 秒後に排水工上に泥濘化した堤体が堆積してしまうことにより、無対策に近い状態となり堤体が徐々に変状した。その変状は堤体法面の 9 割程進行した後に停止した。決壊には至らなかったが、天端付近まですべり破壊が進行したことにより、排水工の設置によるすべり破壊を抑制する効果は見られなかった。さらに、写真 3 の法尻堤体内に排水工を設置した Case3 では、Case2 と同様の大きさの排水工を法尻から 20mm 内側の堤体内に設置した。Case1、2 と同様に実験開始 17 秒後には排水工から顕著な排水が見られ、排水工から堤内側の法尻部分は泥濘化し実験開始 28 秒後には流失したが、排水工から堤外側の堤体本体に変状等は一切確認できなかった。したがって、Case2 と 3 の結果より、Case2 では対策効果が十分に得られなかった原因は、排水工の排水性能が足りなかったのではなく、設置位置に問題があったと言える。先述のように、排水工を法尻から離して設置した実験でも、排水工の大きさに拘わらず泥濘化に伴う変状が発生した³⁾。したがって、排水工は、法尻法面内に設置することがまず第一に重要であり、かつ、進行的なすべり破壊のトリガーとなる法尻の泥濘化を発生させないだけの領域を法先に確保する必要がある。その点に注意することによって、パイピングに起因する堤体変状を抑制する効果が格段に向上する。

4. まとめ

本研究では、高透水性基礎地盤を有する河川堤防において、パイピングに起因するすべり破壊に対する対策工の検討を行った。結果として、過剰間隙水圧の上昇による有効応力の低下、それに伴う進行的なすべり破壊を抑止するために、堤体法尻に設置する排水工が劇的な効果を発揮することを示した。また、排水工を法尻外や法先でもごく小さな範囲に設置したのでは、その効果は十分に得られないことを同時に示し、設置位置が特に重要であることを明らかにした。

参考文献：1) 小高ら：浸透に伴う基礎地盤の弱화에起因する堤防すべり崩壊に関する考察，第 5 回 河川堤防技術シンポジウム論文集，2017. 2) 小高ら：基礎地盤の複層構造が河川堤防の浸透破壊に及ぼす影響，第 52 回地盤工学研究発表会，2017. 3) 小高ら：透水性基礎地盤上の河川堤防の排水工の模型実験，第 54 回地盤工学研究発表会，2019.

平成 28 年北海道豪雨で空気湧出および噴砂が発生した常呂川堤防の土質構成について

河川堤防 噴砂 地盤調査

北見工業大学大学院
北見工業大学
国土交通省北海道開発局網走開発建設部

学生会員 御厩敷公平, 小笠原明信
国際会員 ○川尻峻三, 川口貴之
非会員 天野広之

1. はじめに

観測史上初めて、2016年8月17日～23日の1週間で北海道に台風が3度上陸した。これらの台風や台風の接近で刺激を受けた前線の影響で、北海道各地では記録的な降雨を観測し、数多くの地盤災害が発生した。ここで河川における地盤災害に着目すると、北海道北見市を流れる常呂川の下流域に位置する北見市常呂町日吉・福山地区では多様な災害形態が確認されている。例えば、常呂川の支川である柴山沢川との合流地点付近での堤防破堤、常呂川本川での堤防越水による浸食崩壊、堤内での噴砂および空気湧出が発生した¹⁾。この中でも噴砂は、約4kmの範囲内の多数の箇所を確認されており、2016年出水の常呂川における特徴的な被災の一つであると言える。

噴砂は近年の洪水被害において多数確認されており、発生メカニズム解明や危険箇所抽出のための原位置地盤調査、模型実験、解析な検討が精力的に報告されている。一方で、噴砂の前兆現象と考えられる空気湧出の発生箇所と噴砂発生箇所について、発生時の堤外水位との関係、堤内・外地盤および堤体の土質や内部状況を網羅した報告例は少ない。

そこで本研究では、堤体裏のり尻近傍で発生した空気湧出と、裏のり尻から堤内側に離れた箇所を確認された噴砂の地盤工学的な発生状況の違いを明らかにすることを目的として、一連の地盤調査を行った。本文では、堤内外・堤体の土質構成を把握するための簡易ボーリング、ボーリング結果を補間するために行った表面波探査から取得したS波速度の2次元分布、簡易動的コーン貫入試験の結果について述べる。

2. 調査対象箇所の概要

図-1は北見市常呂町日吉・福山地区から最も近い、太茶苗水位観測所(KP18.6左岸、調査箇所から8km程度下流)で観測された河川水位と、北見雨量観測所(KP49.4右岸)で観測された時間雨量の経時変化を2016年8月17日～23日について示している。図-2は本研究の調査対象である日吉・福山地区周辺KP22.8～27.0付近における噴砂の発生箇所を示している。当該地区では、山間部の狭窄した箇所を常呂川が蛇行して流れているため、当該地区周辺の河道幅は上下流に比べて約100～200mほど狭くなっており、被災が集中した当該地区は水位上昇しやすく、水位の高い状態が長時間続く区間であった。8月17日の台風7号の出水に伴い、KP22.8では裏法尻付近の堤内地盤において空気湧出が発生した。その後の20日の台風11号による降雨によって再度、河川水位が上昇し、KP24.6付近およびKP26.0～27.6付近の広範囲の堤内地盤で噴砂が発生した。

本研究では、噴砂の発生位置や規模の違いに着目し、裏のり尻と裏のり尻から堤内側に離れた地点の噴砂を対象として、堤内・外地盤および堤体で表面波探査、簡易ボーリング調査、簡易動的コーン貫入試験、試掘調査などの地盤調査を行い、空気湧出および噴砂の発生箇所の土質構成の違いについて検討を行った。

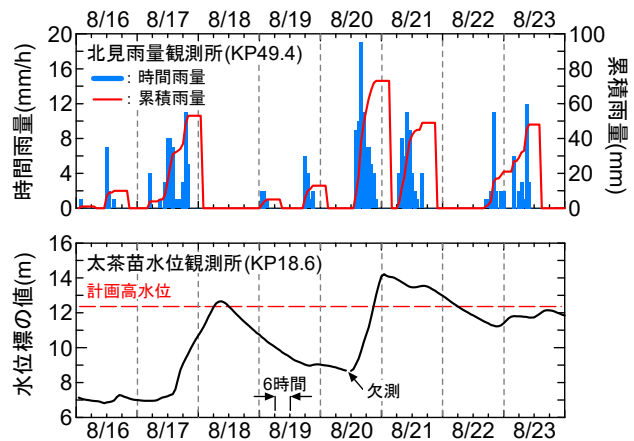


図-1 降雨量と河川水位の経時変化

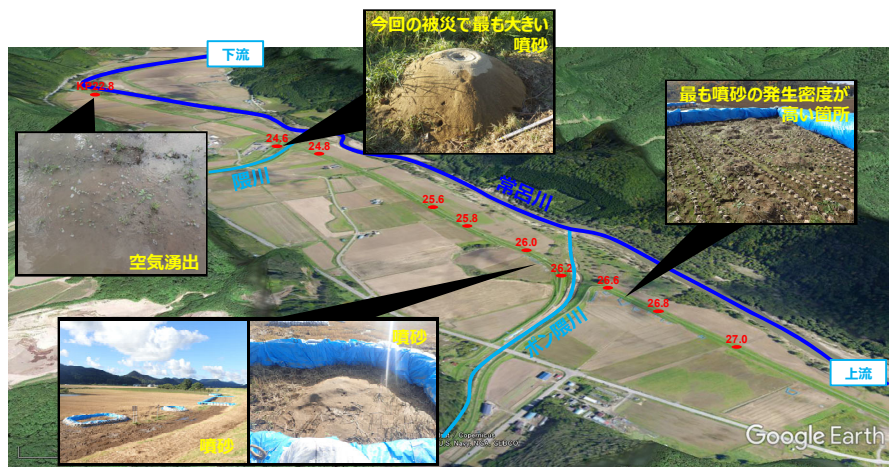


図-2 被災地区での空気湧出および噴砂の発生状況(Google Earth に加筆)

3. 調査結果および考察

図3は表面波探査から取得したS波速度 V_s の2次元分布(以下, V_s 分布)と簡易ボーリングから取得した土質区分の比較を示している。空気湧出が発生したKP22.8堤内地盤では、地盤表層から2m程度までは $V_s = 100\text{m/s}$ 以下の地盤が一様に分布している。この $V_s = 100\text{m/s}$ の地盤は、主にシルト質土およびシルト混じり砂質土で構成されている。この層の下部では $V_s = 130\text{m/s}$ 以上の領域が比較的一様に分布しており、この速度域は距離程5mや距離程50m地点では砂まじりの礫質土に対応している。なお、堤体から遠い箇所(132m地点)では、局所的に $V_s = 100\text{m/s}$ の土層が分布しており、それに伴い礫質土の層はより下部に位置している。次に噴砂が発生したKP27.1では、地盤表層から2m程度まではKP22.8と同様に相対的な V_s の低速領域となっているが、 $V_s = 100 \sim 120\text{m/s}$ となっておりKP22.1より V_s の値は大きい。この低速領域の分布形状を見ると、一様であったKP22.1よりも複雑な分布形状を呈しており、噴砂が発生した地点付近では V_s の低速領域は地盤表層から1m程度の深さに分布している。 V_s の低速領域の土質構成は主にシルト質であり、この下層は礫まじりの砂質土や砂まじりの礫質土で構成されている。地盤表層と同等に下部層においてもKP22.1よりも土層構成の一様性は低く、複雑に土質構成が変化していることが予想される。また、すなわち、噴砂発生箇所では空気湧出の発生箇所と比較すると、表層地盤および下層地盤ともに土質構成が複雑に変化しており、行き止まり不透水性層や局所的な河川水などの流入経路の存在を示唆する結果となった。

図4は V_s 分布と簡易動的コーン貫入試験から取得した N_d 値の比較を示している。 N_d 値は V_s の結果を反映し、KP22.1における V_s の低速領域では、深度方向に一様に N_d 値=5以下であった。なお、裏法付近において N_d 値が大きい理由は、トラクターなどの耕作機器の往来による局所的な密度増加と考えられる。噴砂が発生したKP27.1では表層の低速領域では相対的な N_d 値は低いものの、KP22.1の N_d 値よりは大きく、この結果は V_s 分布の妥当性を裏付けている。 V_s 分布において V_s が急激に変化する(コンター線が密になっている)シルト質土と礫まじり砂質土の境界付近の深度では、 N_d 値が局所的に低下している。これは岡村ら²⁾が指摘するパイピングの発生に伴う緩み域を捉えている可能性があるのが、裏法尻近傍や噴砂よりも堤内側(堤防より遠く)でも上述の傾向は確認でき、噴砂を発生させるための経路が複数あった可能性を示唆している。

4. まとめ

空気湧出発生箇所と噴砂発生箇所では、堤内地盤に分布している土質に大きな違いは確認できないものの、土質分布の一様性などの分布状況には大きな違いがあった。

なお、簡易動的コーン貫入試験の実施にあたり、名古屋工業大学 前田健一先生、愛媛大学 岡村未対先生から貴重なご意見を頂いた。記して深甚なる謝意を表す。

参考文献

- 1) Kawajiri, S. et al. : Investigation report of geotechnical disaster on river area due to typhoon landfall three times on Okhotsk region, Hokkaido, Japan, *Soils and Foundations*, Vol.59, No.3, pp. 764-782, 2019.
- 2) 岡村ら, : 堤体表面沈下分布と貫入試験によるパイピング緩み領域の把握, 河川技術論文集, Vol.24, pp.529-534, 2018.

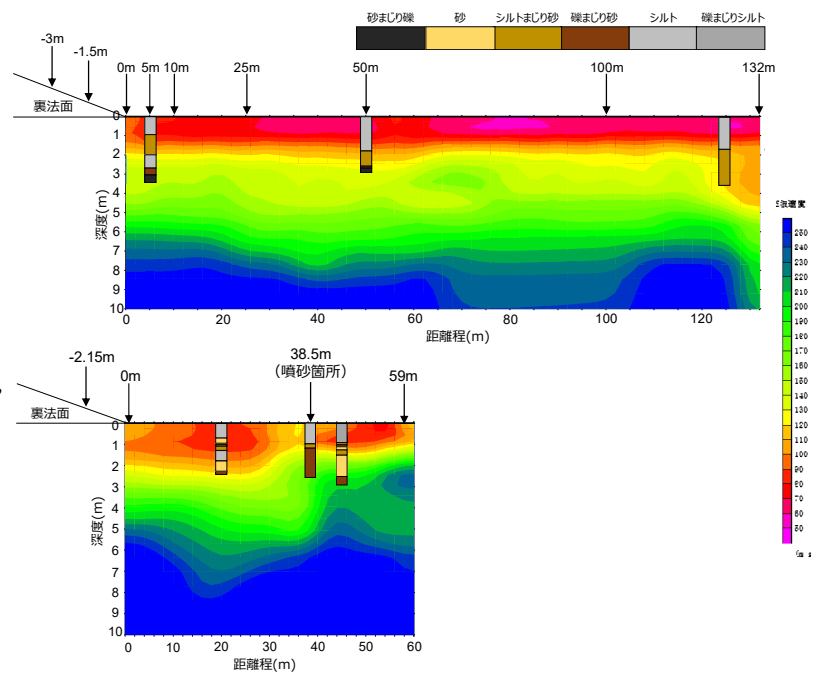


図3 V_s 分布および土質区分の比較
(上: KP22.8(空気湧出), 下: KP27.1(噴砂))

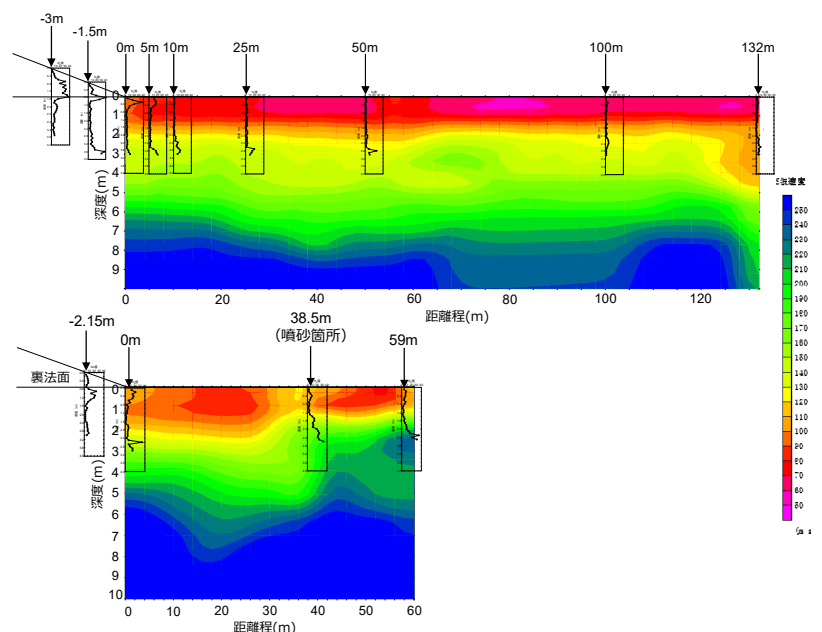


図4 V_s 分布および N_d 値の比較
(上: KP22.8(空気湧出), 下: KP27.1(噴砂))

越流が生じた河川堤防の耐侵食性能調査の重要性について

越流 侵食

国土交通省国土技術政策総合研究所 正会員 ○笹岡 信吾
森本 洋一
田中 秀岳
諏訪 義雄
福島 雅紀

1. はじめに

令和元年8月九州北部豪雨では長崎県、佐賀県、福岡県を中心に多数の河川において大規模な氾濫が生じ、堤防天端を超える水位によって堤防川裏の越流侵食が多数発生した。しかし、幸いにも決壊は発生せず、特にその一つである六角川水系牛津川では少なくとも1時間を超える越流が生じたが軽微な侵食が発生したのみであった。また、令和元年台風19号においては、東北、北陸、関東の広域にわたって河川氾濫等の被害が生じた。特に越流による決壊が多く発生し、直轄河川堤防においては12箇所が越流により決壊に至ったが、それ以外の堤防においても越流が生じたものの決壊に至らない箇所も多くあった。

河川堤防は、背後地の氾濫ブロックを外水氾濫から守るため、氾濫ブロックを守る一連区間の全ての堤防が適切に機能しなくてはならない。越流を想定した場合、通常であれば超過外力が作用している状態であるため、堤防が本来備えている機能から逸脱しており、外水氾濫を防ぐことは期待できないが、越流侵食によって堤防が決壊しなければ氾濫ブロックの浸水は大きく軽減される。そのため、一連区間における河川堤防の越流に対する耐侵食力を調査・検証することは、越流に対する減災の工夫を検討する上で重要である。

これまでの検討においては、例えば平成16年7月に五十嵐川で発生した越流による破堤においては、越流が生じた実堤防の決壊・破堤の要因を絞り込むために、宇多ら¹⁾が整理した植生の被度とせん断力の関係図から読み取れる限界摩擦速度算と越流によるせん断力を比較している²⁾。また、平成16年10月に円山川において発生した越流を主原因とした決壊については、越流水によるせん断力と限界摩擦速度を比較するとともに、植生が流出した後については、堤体土を非粘着性材料と捉え、粒径から推定される限界摩擦速度と越流により生じた摩擦速度を比較して、堤体土が流失しえたことを確認している³⁾。次に笹岡ら⁴⁾は谷瀬ら⁵⁾を踏まえ、平成28年8月に北海道地方を通過した台風7号、11号、9号による降雨の影響により常呂川水系常呂川及びその支川の柴山沢川、東亜川を対象に宇多ら²⁾が植生土羽に高流速を作用させた水理実験をもとに提示した植生根毛層内の侵食深計算法を用いて、越流により生じる堤防川裏法面における根毛層

内の限界侵食深を根毛量鉛直分布調査結果を基に計算した。また、堤体土の持つ耐侵食力については現地調査による堤体土の引張り破壊応力と侵食限界流速より、越流に対する耐侵食力の考察を行っている。ここでいう堤体土の引張り応力とは、堤体土の力学特性を直接測定でき、侵食限界流速を直感的かつ簡便に推定できる手法として提案されており²⁾、これを用いて測定している。これは異なる土質を有する複数の堤体土の耐侵食力を比較する場合、有用である。

本論文では、令和元年8月九州北部豪雨で越流により被災した松浦川及び牛津川において、堤体土の引張り破壊応力について現地調査した結果より、越流発生箇所の堤体土の侵食限界流速の算定から耐侵食力を評価した。その上で、越流時の堤防耐侵食力の粘り強さを増す工夫の方向性について考察し、越流後の耐侵食性能調査の重要性について述べる。

2. 検討対象箇所の概要

平成28年8月に北海道を通過した台風7、9、11号により、常呂川水系常呂川では、越流によって堤防法崩れが、支川の柴山沢川及び東亜川（道管理区間）の背水区間では、越流によって決壊が発生した。また、令和元年8月九州北部豪雨により、六角川水系牛津川及び松浦川水系松浦川では、堤防川裏法面の侵食が発生した。常呂川及び柴山沢川、東亜川の被災概要については笹岡ら⁴⁾を参照したい。

令和元年8月九州北部豪雨では、九州北部地方を中心に8月26日からの総降水量が600ミリを超えたところがあるなど記録的な大雨となった。洪水は松浦川及び牛津川の広範囲において河道満杯状態であったと考えられ各箇所越流が発生していた。今回調査対象箇所とした松浦川右岸31.1k付近では、河道満杯状態で流れた洪水が広範囲で越流したが決壊には至らなかった。近隣住民や巡視員の話では、越流時には堤内地が1.5m程度湛水していたとのことである。また、越流時間は30分～1時間程度であったことがわかっている。牛津川左岸12.2k付近では、河道湾曲部の外岸側であり、越流は1時間程度継続したと考えられるが決壊には至らなかった。どちらも川裏法面の植生は法尻に向かって激しく倒伏しており、ほぼ正面越流であったことが考えられる。越流状況及び越流後の堤防川裏法面における植生の倒伏状況を図-1及び

図-2に示す。牛津川においては、一部、階段工の裏込め材が洗い出されている箇所があったが、部分的に川裏法面の侵食があったものの、一連区間において大きな変状は生じなかった（図-3）。また、牛津川においてはCCTVによる映像や周囲の痕跡より、堤内地側の湛水深は1.5m以上であったと考えられ、松浦川、牛津川の両河川ともウォータークッションにより堤防川裏法尻の侵食が軽減された可能性がある。

3. 堤防の耐侵食力調査について

(1) 堤防形状、越流時作用外力

対象とした松浦川右岸31.1k、牛津川左岸12.2kの2カ所の堤防形状を図-4及び図-5に示す。松浦川右岸31.1kでは堤防高は3.2m、裏法小段から天端までの高さは2.3m、堤防川裏の法勾配は2割であった。牛津川左岸12.2kでは堤防高は4.8m、裏のり小段から天端までの高さは1.7m、堤防川裏の法勾配は2.5割であった。

松浦川右岸31.1k付近では、現地調査を実施し洪水痕跡より越流水深が0.1m～0.2mであったと推定した。牛津川左岸12.2k付近では左岸12.25kに設置されているCCTV映像とオルソ写真を用いて、左岸12.2kより下流で発生していた越流の縦断延長を推定し、MMSによる3次元点群データより堤防天端の縦断図を表-1及び図-6のとおり作成した。これより、越流範囲の縦断延長を約120m、平均越流水深を0.11mと推定した。

(2) 堤体土の引張り破壊応力と侵食限界流速の試算

侵食限界流速を推定するため、被災箇所近傍の堤防川裏法面において、堤防法面を50cm程度除去し、植生の影響を取り除いた上で、供試体を作成し、堤体土の引張り破壊応力を宇多ら²⁾の示す手法により調査した（図-7）。その結果から、引張り破壊応力と侵食限界流速の関係から侵食限界流速を推定したところ、図-8のようになり、松浦川右岸31.1kでは侵食限界流速が6.1m/s、牛津川左岸12.2kでは2.2m/sとなった。

松浦川右岸31.1kと牛津川左岸12.2kでは、侵食限界流速において約3倍の差が生じた。差が生じた原因の詳細は、堤体土の粒度分布等を分析する必要があるが、牛津川左岸12.2kでは礫が多く混在しており（図-9）、粘着力が小さく、引張り破壊応力が低く推定されたものと考えられる。

引張破壊応力から求まる侵食限界流速と笹岡ら⁴⁾が整理した常呂川、柴山沢川、東垂川における越流水深、裏法勾配、裏法小段もしくは法尻に作用したと想定する等流流速、引張破壊応力から求まる侵食限界流速に今回の調査結果を追記したものを表-2に示す。ここでは、越流水深0.3mの越流が法面勾配2割に作用した場合に等流となる法肩からの斜距離を不等流計算により計算すると約2.4mとなったため、各河川の法長を考慮すると越流が作用したと思われる川裏法尻もしくは川裏小段においては



図-1 牛津川左岸12.2k越流状況
(九州地方整備局提供)



図-2 越流による植生の倒伏状況



図-3 階段工周辺の侵食状況

等流に至っていたと想定して整理した。

常呂川左岸22.6k、松浦川右岸31.1kは裏法面の等流流速が侵食限界流速を下回っており、柴山沢川では裏法面等流流速が侵食限界流速を上回っていた。東垂川、牛津川左岸12.2kでは侵食限界流速と裏法面等流流速がほぼ同等であった。常呂川左岸22.6k、松浦川右岸31.1kでは

堤体土羽の耐侵食力が大きいことが被災を小さくしていた可能性がある。しかし、実際には局部的に裏法侵食が確認されており、不陸や法勾配、植生や堤体土の引張り破壊応力等の局所的な違いが存在していたことが考えられる。柴山沢川では被災した要因が堤体土の耐侵食力の小ささからも説明できる。東亜川では堤体土の耐侵食力と裏法面流速がほぼ同等であり、耐侵食力の不均一性も踏まえると被災したと整合していると考えられる。また、牛津川左岸12.2kでは侵食限界流速と裏法面流速がほぼ同等であり、これ以上の外力が作用すれば侵食が進行したことが考えられる。局部的に越流が集中しやすい箇所や、締固めの難しい階段工の周辺等においては一部侵食を受けており、調査結果から得られた侵食限界流速と堤体の引張り破壊応力が同程度であったことと整合する。

仮に裏法侵食が進行した場合、侵食により法面勾配が急になると法面に作用する流速は大きくなるため、侵食が容易に止まらないことが考えられる。笹岡ら⁴⁾は常呂川22.6kが半壊でとどまった要因について、堤内側の湛水が一定程度有ったことによるウォータークッションにより越流落水水による裏法尻侵食が生じにくかった可能性を述べている。牛津川における侵食においても同様に、堤内側の湛水が1.5m程度痕跡から確認されていることから、局所的な侵食に留まったものと思われる。また、牛津川においては越流により倒伏した植生が堤体表面が見えなくなるほど密に覆っていた(図-10)。堤防表面を覆う植生の耐侵食力効果についても今後、定量的な評価が必要と考える。

4. まとめ

平成28年8月に北海道を通過した台風7, 9, 11号により被災した、常呂川、柴山沢川及び東亜川と令和元年8月九州北部豪雨により被災した牛津川及び松浦川において現地調査を実施し、堤体土の引張り破壊応力から侵食限界流速を試算し、越流が発生した際の堤防川裏法面の侵食耐侵食力を評価した。

礫質土で腹付けされていた柴山沢川同様、牛津川においては引張り破壊応力が低い結果となった。粘着性の高い材料を川裏法面に使用すると、河川水や雨水による浸透を考慮した場合、マイナスの影響が出る可能性も考えられるため、築堤等する際には留意が必要であるが、特に完成堤防となっていない箇所においては、法面を構成する使用材料等の粘り強さに特に配慮することが越流に対する堤防の耐久性向上につながるものと思われる。

令和元年台風19号においては、越流による決壊が多数発生したが、越流しても決壊に至らない箇所も多く見受けられた。今後も設計水位を超過する外力は起こりえるものであり、堤防が越流にどの程度耐えるのか、把握しておくことは減災上重要である。

また、今回調査においては植生の根毛による耐侵食性

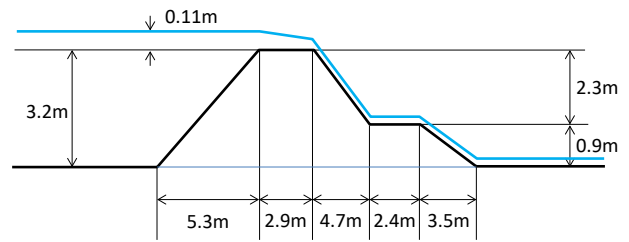


図-4 松浦川右岸31.1k横断概略図

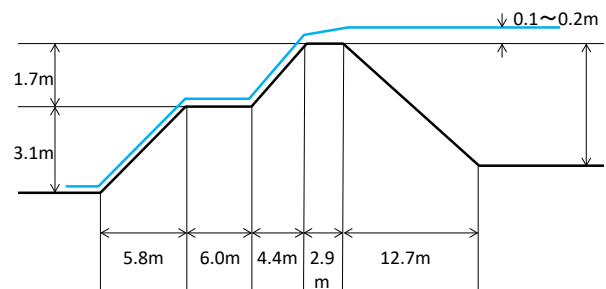


図-5 牛津川左岸12.2k横断概略図

表-1 牛津川左岸12.2k下流における越流区間の推定

	縦断距離	堤防高	越流水深(推定)	平均越流水深
越流区間	12.07	10.05		0.11
	12.08	9.9	0.15	
	12.09	9.93	0.12	
	12.10	9.9	0.15	
	12.11	9.9	0.15	
	12.12	9.94	0.11	
	12.13	9.98	0.07	
	12.14	9.95	0.1	
	12.15	9.95	0.1	
	12.16	9.92	0.13	
	12.17	9.95	0.1	
	12.18	9.98	0.07	
12.19	10.06			

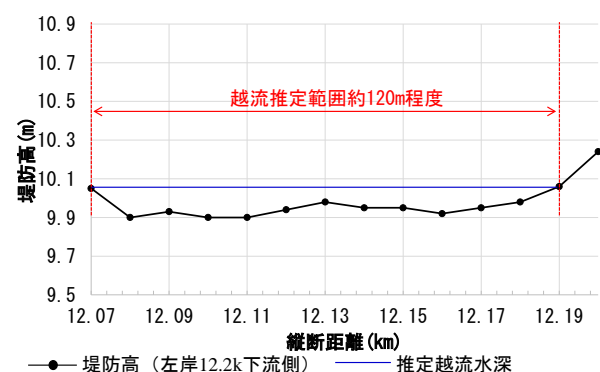


図-6 牛津川左岸12.2k下流堤防天端高及び越流推定図

の評価の比較に至らなかったが、今回調査と併せ整理を継続的に進めることで、除草等の管理水準や堤体土質の施工管理水準、堤防の越流に対する耐侵食力の向上等や減災に向けた検討につながるものと考えられる。



図-7 引張り破壊試験実施状況(牛津川左岸12.2k)

表-2 引張り破壊応力と侵食限界流速

地点	裏法勾配	引張り破壊応力 (gf/cm ²)	侵食限界流速 (m/s)	越流水深 (m)	等流速 (m/s)
常呂川左岸22.6k	2.5割	31.0	5.0	0.3	3.8
柴山沢川	2.5割	7.7	2.5	0.2	2.9
東垂川	2割	21.0	4.0	0.3	4.0
松浦川右岸31.1k	2割	47.6	6.1	0.1~0.2	2.2~3.3
牛津川左岸12.2k	2.5割	5.5	2.2	0.11	2.3

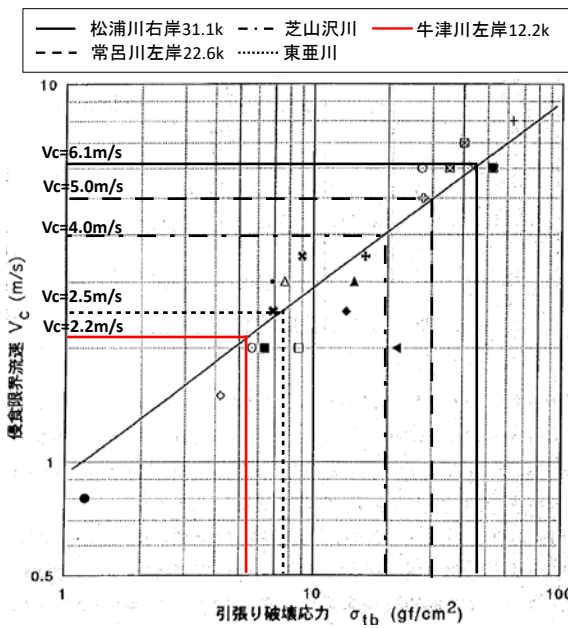


図-8 引張り破壊試験から得られる侵食限界流速



図-10 堤防川裏の植生繁茂状況(牛津川左岸12.2k)

謝辞：本検討を行うにあたり、データの収集等において九州地方整備局河川部に多大なるご協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。



図-9 堤体土の礫混在状況(牛津川左岸12.2k)

参考文献

- 1) 宇多高明, 望月達也, 藤田光一, 平林桂, 佐々木克也, 服部敦, 藤井政人, 深谷涉, 平館治: 洪水流を受けた時の多自然河岸防御工・粘性土・植生の挙動, 土木研究所資料第3489号, 1997.1.
- 2) 7.13 新潟豪雨洪水災害調査委員会報告書, 2005.5
- 3) 円山川堤防調査委員会報告書, 2005.3
- 4) 笹岡信吾, 鈴木淳史, 上野俊幸, 諏訪義雄: 河川堤防の築堤材料や管理状況等が越流時の侵食耐侵食力に与える影響についての考察, 河川技術論文集, 第24巻, pp.601-606, 2018.6
- 5) 谷瀬敦, 矢部浩規, 新目竜一: 平成28年8月洪水により決壊した常呂川堤防の耐侵食評価, 第5回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.31-34, 2017.

(2019. 11. 18受付)

深層学習を用いた出水時における河川堤防内水位の変動予測

河川堤防 水位予測 深層学習

岡山大学大学院環境生命科学研究科 正会員 竹下祐二
岡山大学大学院環境生命科学研究科 学生会員 ○鳥越友輔
岡山大学環境理工学部環境デザイン工学科 非会員 山本純也
岡山大学環境理工学部環境デザイン工学科 非会員 入江大輝

1. はじめに

河川堤防における浸透破壊の状態をリアルタイムに可視化するためには、堤防内の浸透挙動を精度良く把握することが重要である。現在、堤防内の浸透挙動の定量的な把握手法としては、飽和・不飽和浸透流解析手法を用いた数値シミュレーションが多用されている。しかし、河川堤防は解析対象領域が広域で、堤防構成材料の不均一性などにより、浸透流解析に対して十分な地盤情報が得られている状況にあるとは言い難く、河川堤防内の浸透挙動を良好に再現できる浸透流解析モデルの構築は容易ではない。そのため、堤防内の浸透挙動の評価技術の高度化は急務であると考えられる。

本研究では、出水時における堤防内の浸透挙動の迅速な予測手法として、深層学習を用いたニューラルネットワーク (Artificial Neural Network; ANN) の適用を試みた。ANNはAI (人工知能) 技術の代表的な手法として、水工学や地盤工学分野においてもその応用が試みられており、深層学習は中間層を多層化したANNを用いた機械学習の方法論として、画像や音声認識、言語処理など種々の分野で多用されている。そこで、河川堤防内の浸透挙動を長期間連続して計測し、出水時に計測された河川水位や堤防内の水位変動状況などをANNに学習させておき、新たな出水が発生した場合には、学習済のANNを用いて現時点での河川水位と堤防内での水位変動状況に基づいて、任意の時間経過後の堤防内水位を準リアルタイムに予測する方法の提案を行う。提案する堤防内水位の予測方法の有用性は、一級河川堤防において実際に計測された4回の出水時における河川水位および堤防内水位の変動を用いて検証した。

2. 対象堤防の状況と浸透挙動の計測方法²⁾

対象とした河川堤防は一級河川小田川の右岸堤防5k600地点 (岡山県倉敷市真備町服部地内) である。本堤防右岸5k400~6k200区間では、堤内地側に広く存在する耕作地において出水時に漏水が多発する地区である。推定された堤防土質断面モデルと観測井の設置位置を図1に示す。基礎地盤としては、透水性の良好なAs層 (透水係数 $k=1.10 \times 10^{-2}$ cm/s) とDs層 ($k=2.25 \times 10^{-3}$ cm/s) が概ね水平に堆積しており、その水位観測のために、ボーリング調査孔を利用した観測井 (W-5, W-3; As層とDs層の両層にストレーナ加工をしたVP管) を設置した。5k600右岸の低水護岸部分には、水位観測用のステンレスパイプを設置し、河川水位を計測した。これらの水位計測にはメモリ内蔵型絶対圧水位計³⁾を用い、観測孔内に吊り下げ設置した。各水位データは観測井W-4内に設置したパロメータにより大気圧補正を行って、T.P. (東京湾平均海面) 表示した。また、裏のり面中腹付近の地表面上に簡易型転倒升雨量計を設置した。水位計測は10分間隔で、降雨量の計測は30分間隔で2017年6月より現在も継続中である。

3. 出水時に計測された浸透挙動の特徴

本堤防では、2017年と2018年の2年間に3回の台風と2018年7月西日本豪雨により、計4回の出水が発生した。各出水時に計測された河川水位と基礎地盤の水位 (観測井W-3) の挙動を図2に示す。各出水時の水位変動の特徴は次のようにまとめられる。①台風通過に伴う降雨による河川水位の変動はいずれも1日程度であり、河川水位と基礎地盤内の水位は、ともに単調に上昇、降下する状況が計測されている。②基礎地盤の水位は河川水位の上昇に応じてタイムラグなく上昇しており、その上昇量は河川水位の上昇速度等に応じて変化する。③基礎地盤の水位は河川水位の最高水位時刻よりもやや遅れて最高水位に到達し、河川水位が降下する過程においても上昇を続ける状況が計測された。④2018年7月西日本豪雨では、記録的な集中豪雨により河川水位の上昇が2回計測され、2回目の上昇時には計画高水位 (T.P.15.51m) を超過した。⑤堤体内の水位は、いずれの出水においても基礎地盤の水位上昇によって発生していること

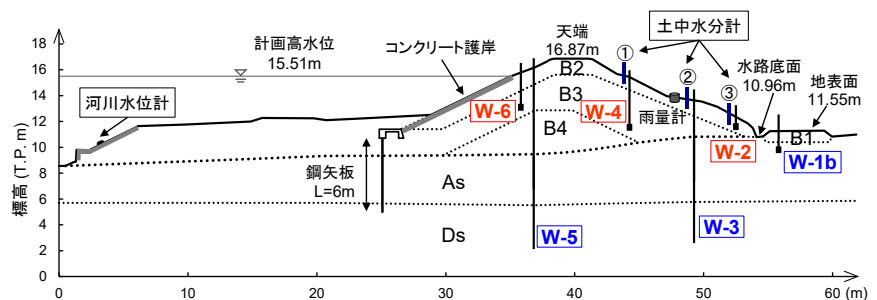


図1 対象堤防の推定地層断面と計測機器配置

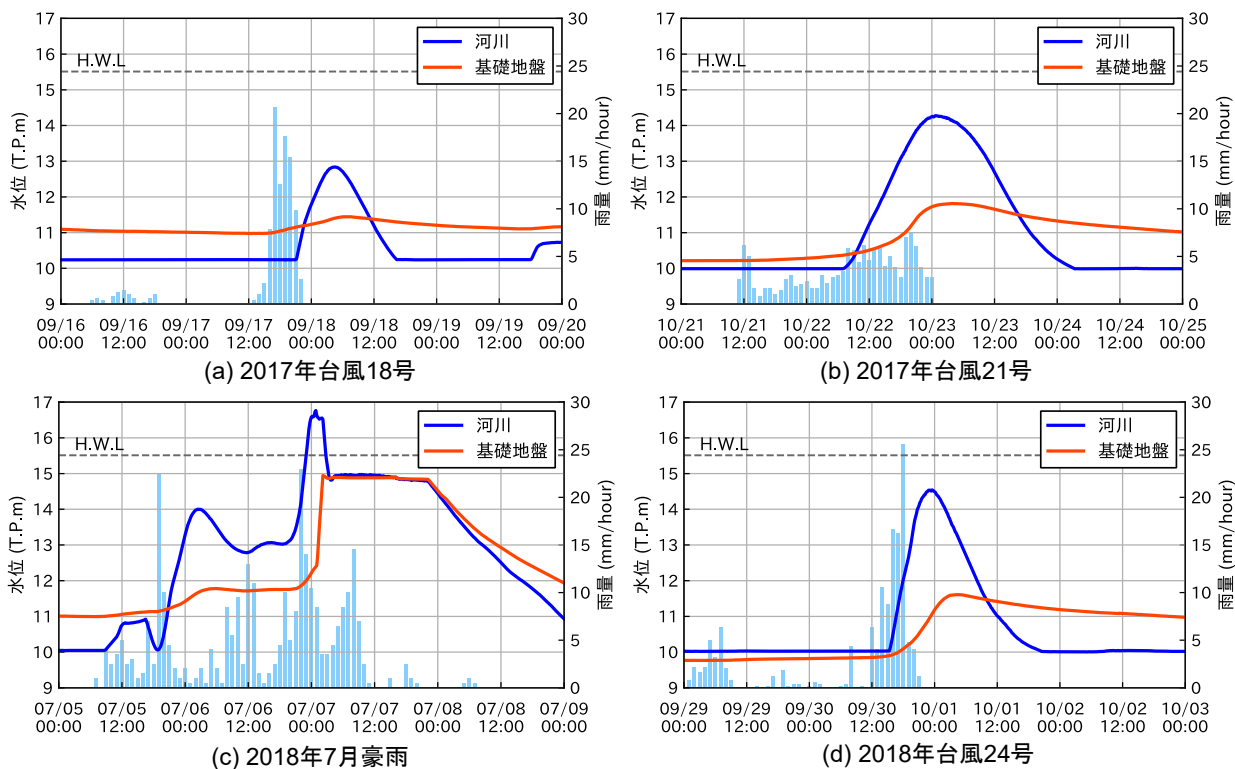


図2 出水時における河川水位と基礎地盤水位の変動状況

が確認され、堤体内に水位が発生した場合には、それらの水位標高は堤体裏のり先の水路底面および盛土地盤の標高を越えているため、堤体裏のり先部分や堤内地において漏水や噴砂の発生が懸念される。

4. 深層学習を用いた出水時における堤防内水位の学習方法

対象堤防において、前述した4回の出水時に計測された河川水位と基礎地盤水位（観測井W-3）の変動状況を入力層、2層の中間層および出力層から構成される階層型ANNに学習させた。ANNからの出力値は現時刻から任意の時間経過後の基礎地盤水位であり、ANNへの入力値は基礎地盤水位および河川水位である。ANNの学習においては、入力層には、現時刻から120分前までの5時刻（120分前、90分前、60分前、30分前、現時刻）における基礎地盤水位と現時刻から180分前までの7時刻（180分前、150分前、120分前、90分前、60分前、30分前、現在刻）における河川水位の合計12時刻での水位計測値を与えた。また、出力層には現時刻から30分後、60分後、120分後の基礎地盤の計測水位を教師データとして与え、これらの各時刻における基礎地盤水位を予測するために、それぞれの予測時刻に対応したANNを構築した。

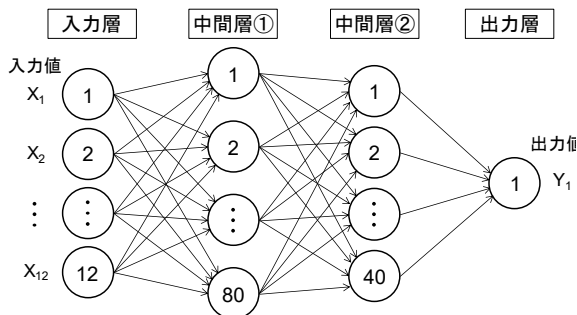


図3 用いた階層型ニューラルネットワークの構造

ANNの学習誤差を評価するための損失関数としては、式(1)で定義される平均平方二乗誤差(Root Mean Square Error; RMSE)を用い、この値を最小化するようにAMSGrad⁴⁾によるミニバッチ勾配降下法を用いた誤差逆伝播法によってANNの各層の重みパラメータを調整した。なお、各ノードからの出力値の決定に必要な活性化関数は、出力層には恒等関数を用い、それ以外の層ではReLU関数⁵⁾を用いた。

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (h_{oi} - h_{pi})^2} \quad (1)$$

ここに、 h_{oi} : 実測水位、 h_{pi} : 予測水位、 n : 水位データ総数である。

なお、2層の中間層のノード数は、ノード数の組み合わせと学習回数を変えたケーススタディに基づいて、図3に示す中間

表1 ANNによる出水時の水位予測

Case	学習させた出水	推定する出水	予測時間によるRMSE (cm)		
			30分	60分	120分
1	a	2017年台風18号 2018年7月豪雨	4.9	11.0	11.0
	b	2017年台風21号 2018年台風24号	14.9	18.6	27.9
2	a	2017年台風18号 2017年台風21号 2018年台風24号	1.9	2.7	8.7
	b	2017年台風18号 2017年台風21号 2018年7月豪雨	1.3	5.2	32.8

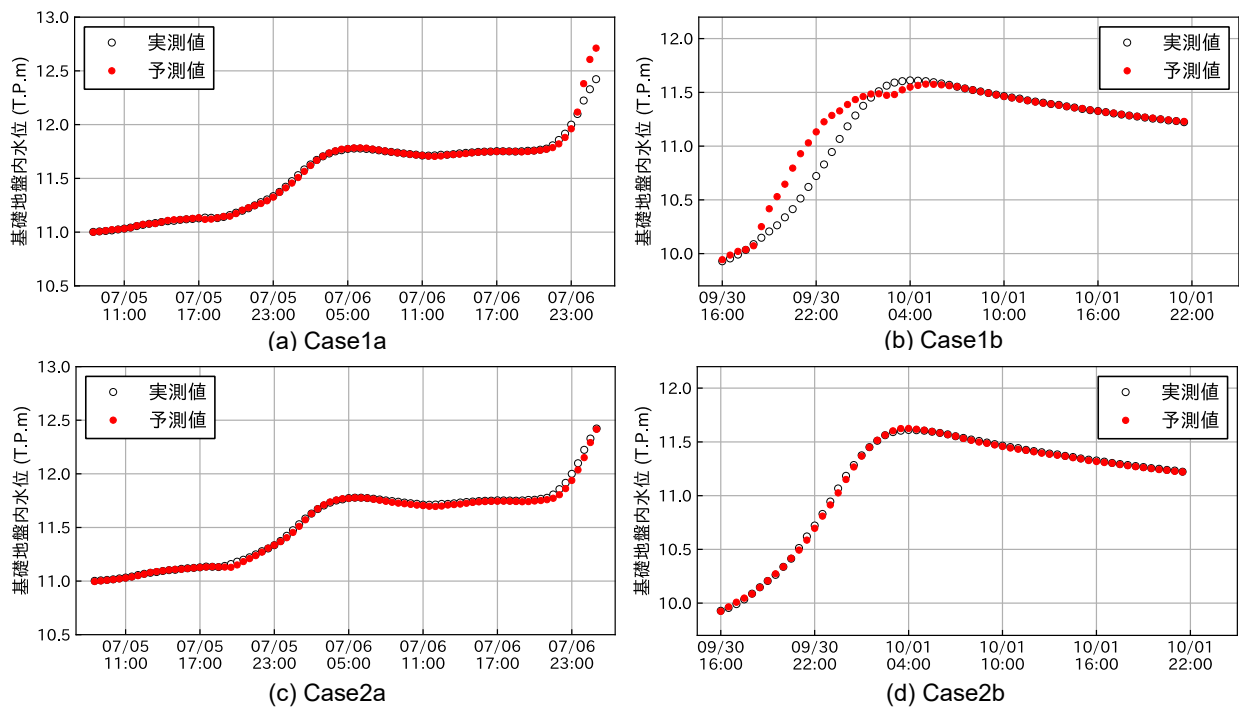


図4 基礎地盤の実測水位と予測水位の比較（現時刻から30分後の水位予測）

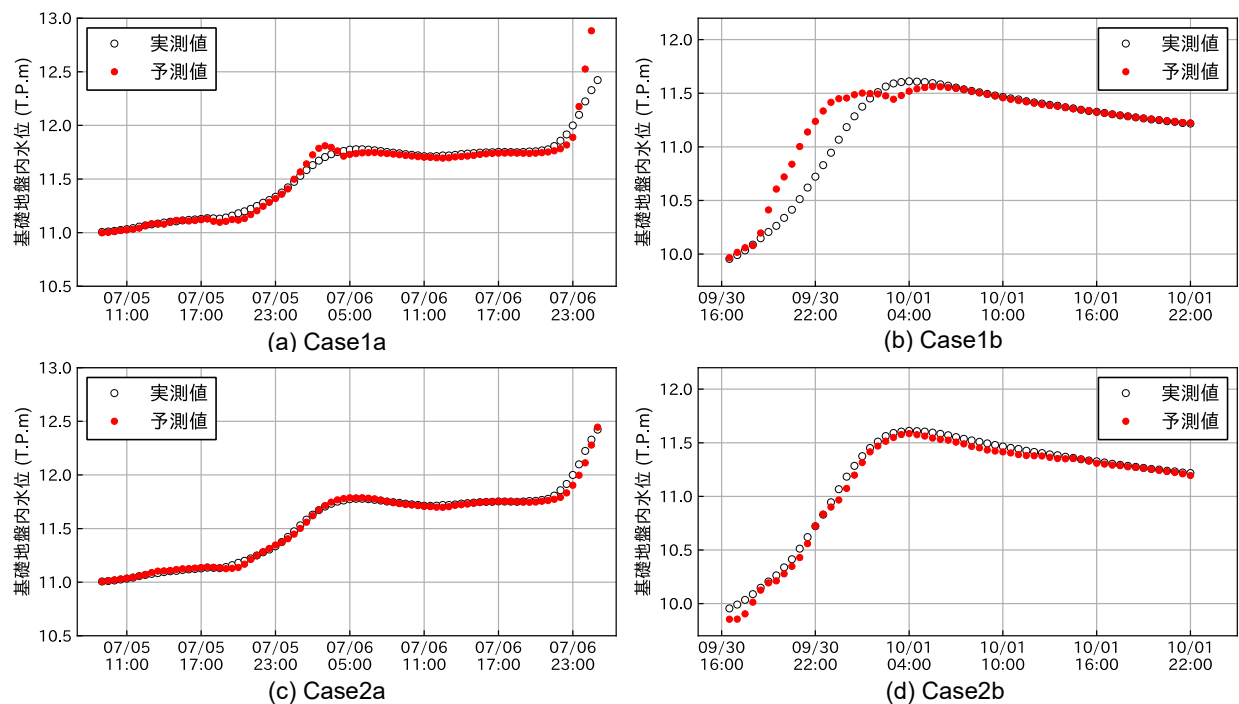


図5 基礎地盤の実測水位と予測水位の比較（現時刻から60分後の水位予測）

層1が80、中間層2が40のANNを採用し、ANNの学習回数は30,000エポックとした。

5. 出水時における基礎地盤水位の予測事例

深層学習を用いた出水時の堤防内水位予測方法の有用性を確認するために、2018年7月豪雨および2018年台風24号による出水時に計測された水位変動を評価すべき事例として選定し、表1に示すように異なる出水時の水位変動を学習させた4CaseのANNを用いて、基礎地盤の水位変動予測を行う。学習済みANNの入力層に現時刻から120分前までの5時刻（120分前、90分前、60分前、30分前、現時刻）における基礎地盤の水位と現時刻から180分前までの7時刻（180分前、150分前、120分前、90分前、60分前、30分前、現在刻）における河川水位の合計12時刻の計測水位を与え、現時刻から30分後、60分後、120分後の基礎地盤の水位予測をそれぞれ試みた。

図4～図6に基礎地盤における実測水位とANNによる予測水位との比較を示す。これらの水位の予測精度を比較するために実測水位と予測水位とのRMSEを表1に併記した。現時刻から30分後の水位予測では、学習させた出水事例数に応じ

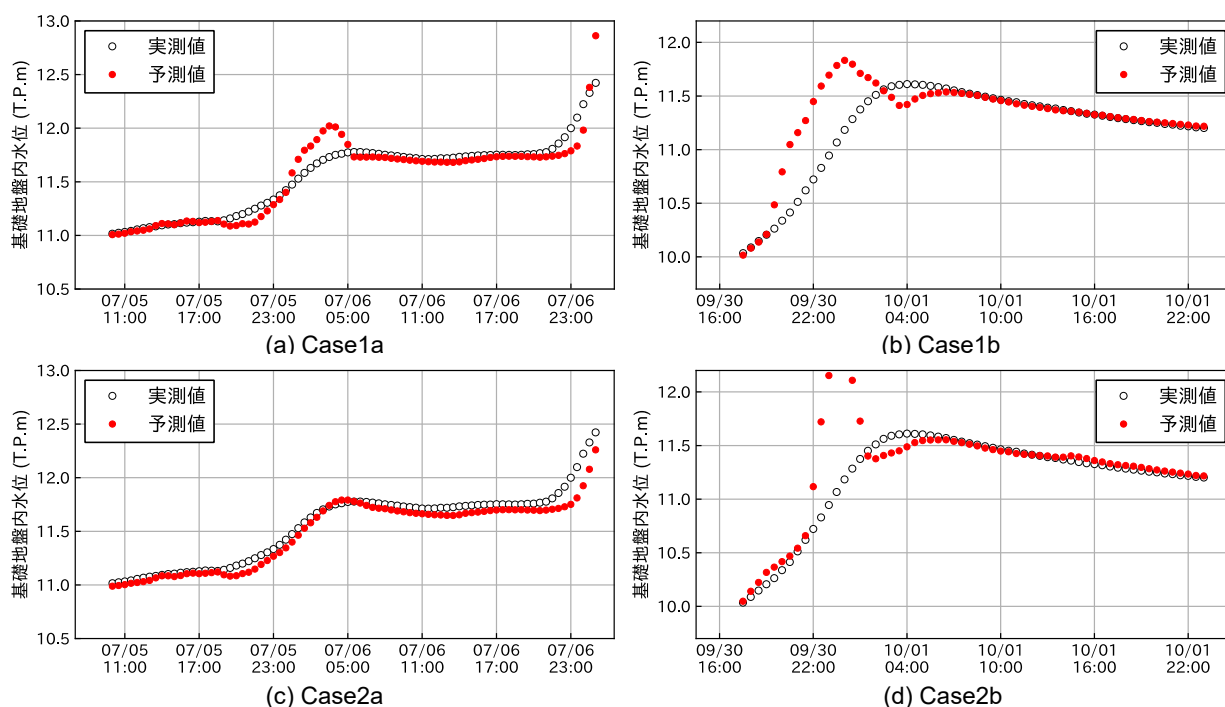


図6 基礎地盤の実測水位と予測水位の比較（現時刻から120分後の水位予測）

てRMSEは小さくなっており、Case2aとCase2bでの予測水位は実測水位にほぼ中している。そのため、出水時の浸透挙動の計測事例を蓄積してANNに学習させることは、水位予測の精度向上に有用であると思われる。

一方、予測時間が長くなると水位の予測誤差は大きくなっている。例えば、現時刻から120分後の水位予測では、RMSEは大きく増加する傾向にあり、2018年台風24号による水位を予測したCase1bとCase2bでは、水位上昇時の9月30日22時頃において実測水位より高い水位（最大で130cm程度）が予測された。これは、ANNに学習させる水位として、基礎地盤水位およびそれらに関連性の高いと思われる河川水位のみを用いているため、予測される基礎地盤水位は河川水位の変動状況に強く影響されていることが考えられる。ANNを用いて精度良い予測を行うためには、深層学習に用いるデータの質と量が重要であり、ANNの学習方法は今後の課題であると思われる。なお、本研究で使用したパーソナルコンピュータ（Core i7-9700K(8-Core 3.6GHz) CPU, 32GB(DDR4)メモリ）による各ANNの学習時間は5分程度であった。学習済みANNによる予測水位の計算は瞬時に終了するため、ほぼリアルタイムでの水位予測が可能であると思われる。

6. おわりに

深層学習を用いたニューラルネットワークによる堤防内の浸透挙動の予測方法を提案し、出水時に実河川堤防で計測された河川水位と堤防基礎地盤の水位挙動を学習させ、出水時の基礎地盤の水位挙動の予測を試みた。提案した方法よれば、堤防の基礎地盤水位を迅速に予測することが可能であり、堤防の維持管理業務の効率化や避難までのリードタイムを確保した早期避難勧告発令への支援に貢献できると思われる。水位の予測精度をさらに向上させるためには、ニューラルネットワークの学習に用いる計測データの質と量が重要であり、今後の課題としては、堤防内浸透挙動の計測点配置、計測間隔、計測すべき物理量の選定などの計測システムについての検討が必要である。

謝辞 本研究は国土交通省中国地方整備局岡山河川事務所による受託研究費（平成29～30年度）および平成30年度JSPS科研費JP18K04347の助成を受けて実施しました。また、復建調査設計（株）上熊秀保氏、片山頌嵩氏、岡山地下水調査（有）西村 輝氏には、河川堤防での計測にご協力をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 吉田 均・野村泰稔・広兼道幸・一言正之・小田和広・秋山孝正・宇津木慎司：AIのインフラ分野への応用，電気書院，2019。
- 2) 竹下祐二・片山頌嵩・鳥越友輔・佐藤亜海：出水時における河川堤防内の浸透挙動の計測事例，土木学会論文集「平成30年西日本豪雨災害特別企画」（2019年12月掲載予定）
- 3) 応用地質（株）：S&DL mini MODEL-4800 取扱説明書，Rev.11，2016。
- 4) Sashank J. Reddi, Satyen Kale, and Sanjiv Kumar：On the Convergence of Adam and Beyond, *International Conference on Learning Representations (ICLR-18)*, 2018。
- 5) 斎藤康毅：ゼロから作るDeep Learning—Pythonで学ぶディープラーニングの理論と実装，オライリージャパン，pp.51-66，2016。

釧路川流域標茶地区の高水敷から採取した試料の土質試験結果について

北見工業大学大学院	学生会員	○御厩敷公平
北見工業大学	国際会員	川尻峻三
北見工業大学大学院	学生会員	大平緩斗
北見工業大学 非会員	非会員	庄山弘祐
(株) ドーコン	正会員	左近利秋
国土交通省 北海道開発局 釧路開発建設部	非会員	若松延幸

1. はじめに

2016年8月に北海道釧路地方では、停滞する前線の影響により8月20日から各地で雨が降り続き、8月21日には台風第11号の影響により釧路川流域に強い雨が降り続いた。特に標茶雨量観測所における8月の降水量は観測史上最多雨量となる561mmを記録するなど、各観測所で最多雨量を観測した。この大雨により釧路川で急激に水位が上昇し、標茶水位観測所（北海道標茶町）では21日14時から21時の7時間にわたり避難判断水位を超過した。この大雨により釧路川左岸富士樋門上流地先（KP45.8）では図-1に示すような堤防表法面のすべり崩壊が発生した。この被災箇所では延長約65mにわたり、表法面の中央付近より下部が崩落した。これらの被災を受けて、被災要因の解明と今後の対策を検討するための技術委員会が設立された¹⁾。図-2には、被災した堤体開削調査の結果を示している。崩壊が発生した堤体は、砂質土系火山灰質土の堤体表層に粘性土系火山灰質土が覆土されている土質構成となっており、崩壊は粘性土系火山灰質土で発生していた。この被災事例から、釧路川流域の標茶地区では、釧路川で発生した同様の法面被災実績を考慮し、雨水浸透による表層崩壊対策として堤防法面の緩勾配化が検討されている¹⁾。この堤防法面の緩勾配化では堤体拡幅を伴うため、新たな堤体材料が必要なる。その一方で、釧路川では流下能力向上のための河道掘削が検討されており、河道掘削に伴う現地発生土を堤体材料として流用することが期待される。

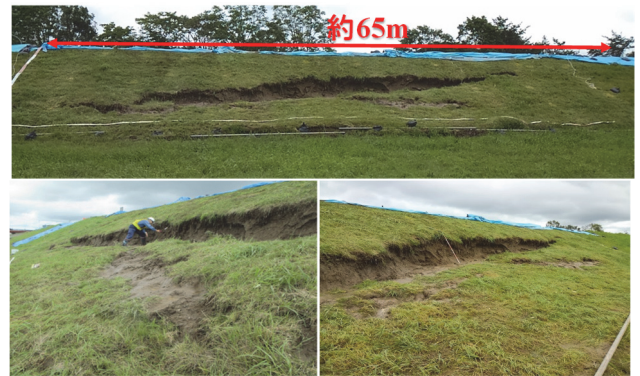


図-1 KP45.8地点の被災状況（2016年8月21日）

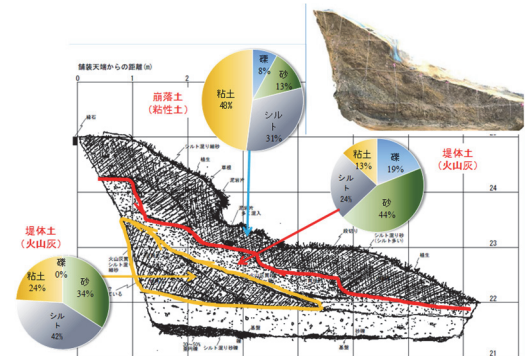


図-2 被災箇所の堤体断面のスケッチと土質構成

本稿では、今後掘削が予定されている高水敷において採取した土試料に対して土質試験を実施し、2016年被災箇所の堤体材料との比較・検討した結果について報告する。

2. 試料採取箇所

図-3は土試料の採取箇所（2019年7月に実施）と2016年被災箇所を示したものである。図中の青の着色は旧河道の分布状況を示している。採取箇所はKP39.8, KP40.8, KP41.6, KP43.2, 山砂採取場の5箇所である。KP39.8, KP40.8,

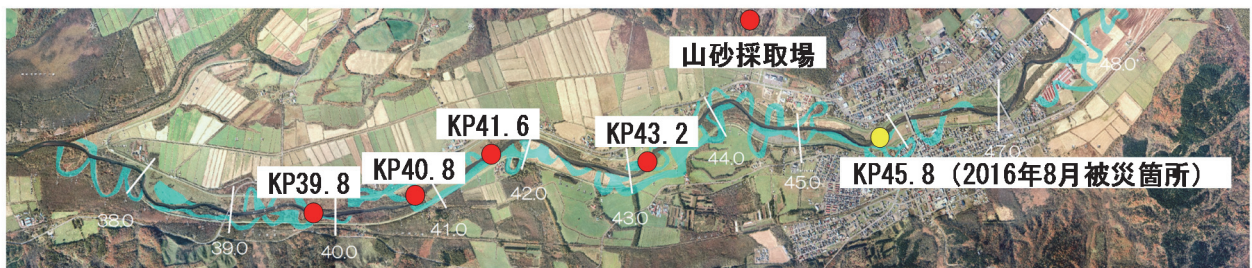


図-3 土質試験に用いた試料の採取箇所（2019年7月）

KP41.6, KP43.2については流下能力向上のための河道掘削の予定箇所であり、山砂採取場については図-3に示した砂質土系火山灰質土の採取箇所である。

3. 土質試験結果と2016年被災箇所の比較

図-4は粒度試験(JIS A 1204)の結果から得られた粒径加積曲線を示している。また、表-1は土粒子の密度試験(試験はJIS A 1202に準拠)、土の粒度試験(JIS A 1204)、液性限界・塑性限界試験(JIS A 1205)、透水試験(JIS A 1218)の結果のまとめである。透水試験は変水位透水試験であり、供試体は最適含水比 w_{opt} に調整した土試料を締固め度 D_c (乾燥密度 ρ_d /最大乾燥密度 $\rho_{dmax} \times 100$) = 90%で締固めたものを用い、飽和方法は水浸脱気法とした。

粒度試験の結果から、KP39.8, KP40.8, KP41.6の3箇所の粒度分布は近似している。シルトが多く含まれており、2016年8月の被災箇所の崩落土に最も近い F_c を示している。しかし、被災箇所に最も近いKP43.2は F_c が35.2%となっており、前述した3か所と比較すると F_c は低い値であり、堤体土に近いと言える。次に、均等係数と曲率係数に着目すると、粒径幅の広い土の条件である均等係数 $U_c \geq 10$ かつ曲率係数 U'_c が1~3を満たすのはKP39.8と山砂採取場の2か所である。しかし、 U_c は細粒分5%未満の粗粒度に対し判断をするため、 F_c が比較的高いKP39.8と山砂採取場の2か所は均等係数の判断の条件を満たしていないと言える。また、 U'_c が1~3という条件のみではKP43.2以外の4地点で条件を満足することとなる。液性限界・塑性限界試験の結果から、 w_L , w_P , I_P のいずれも採取箇所が下流から上流に向かう(KPが大きくなる)と減少する傾向にあり、山砂採取場の塑性限界はNPとなった。なお、2016年8月の被災箇所の崩落土では $w_L = 42.5\%$, $w_P = 30.8\%$, $I_P = 11.7$ となっており、これはKP40.8と類似した値である。次に透水試験の結果から、KP39.8, KP40.8, KP43.2の3箇所は透水係数 $k(m/s)$ が 10^{-6} となり低い値となった。一方、KP41.6と山砂採取場の2箇所は透水係数 $k(m/s)$ が 10^{-5} であり、前述した3箇所と比較すると高い値となった。

4. まとめ及び今後に向けて

今回調査を行った範囲の高水敷では、2016年被災箇所とは異なる土試料が採取された。また、今回の調査範囲では採取箇所によって粒度分布などの物理的性質が異なり、高水敷の掘削土から一律な堤体材料を確保することは困難と言える。このことから、堤体材料として高水敷の掘削土を用いる際には、採取箇所の物理的性質および力学特性を踏まえたうえで、他材料との混合や締固め度の管理等を行うことが必要である。また、現在、採取試料に対して力学試験や保水性試験を行っており、すべての試料の試験が終了後に、浸透流解析や安定解析などの詳細な検討を行い、堤防改修に用いられる試料の選定を進める予定である。

参考文献

- 1) 釧路川堤防技術検討委員会：釧路川堤防技術検討委員会報告書，2019。

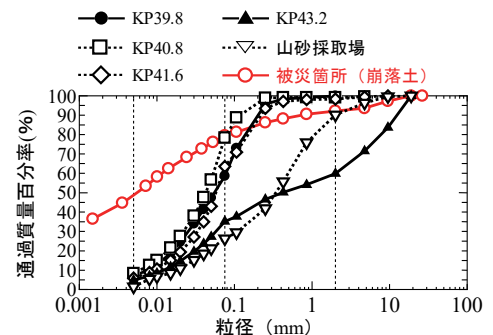


図-4 採取した試料の粒径加積曲線

表-1 採取した試料の試験結果のまとめ

	KP39.8	KP40.8	KP41.6	KP43.2	山砂採取場	被災箇所 (崩落土)
自然含水比 w_n (%)	44.18	33.05	28.27	19.79	26.97	32.40
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.539	2.606	2.640	2.629	2.643	2.558
50%粒径 D_{50} (mm)	0.051	0.043	0.057	0.42	0.33	0.0056
細粒分含有率 F_c (%)	58.6	78.3	63.6	35.2	26.3	79.5
均等係数 U_c	14.4	8.50	7.90	153.3	27.41	-
曲率係数 U'_c	1.78	1.44	1.70	0.147	1.31	-
液性限界 w_L (%)	58.8	45.2	36.8	34.1	34.0	42.5
塑性限界 w_P (%)	42.0	34.5	29.6	31.3	NP	30.8
コンシステンシー指数 I_c	0.87	1.14	1.18	5.11	NP	11.7
透水係数(代表値) k_{15} (m/s)	2.13×10^{-6}	2.56×10^{-6}	1.35×10^{-5}	2.37×10^{-6}	5.98×10^{-5}	-
地盤材料の工学的分類	シルト(高液性限界) (MH)	シルト(低液性限界) (ML)	シルト(低液性限界) (ML)	細粒分質砂質礫 (GFS)	細粒分礫まじり砂 (S-FG)	砂礫まじりシルト(低液性限界) ML-SG

河川堤防の浸透時のせん断強度試験法

浸透破壊 吸水軟化試験 セン断強度

名城大学	正会員	小高猛司
日本工営株式会社	正会員	李 圭太
中部土質試験協同組合	正会員	久保裕一
土木研究所	正会員	石原雅規
名城大学大学院	学生会員	中山雄人・李朝暉・藤田薫

1. はじめに

本研究グループではこれまで礫質土から粘性土まで様々な現地堤体土を採取し、その力学試験を実施してきた。その結果、被災経験が無くてもせん断強度が低く評価される礫質土や、逆に細粒分を多く含んだ硬質な粘性土であるにも拘わらず湿潤時にすべり破壊した細粒土など、通常の三軸試験では適切な材料特性の評価が難しい堤体土が存在することがわかった。本論文では、それら浸透時のすべり破壊耐性の評価が非常に難しい堤体土を含む、河川堤防の浸透時のせん断強度を評価するために、我々が提案する吸水軟化試験¹⁾を用いた河川堤防土のせん断強度試験法について述べる。

2. 試料概要

本論文で使用する試料は岐阜県犀川²⁾の細粒土試料と岡山県物部川³⁾の礫質土試料である。犀川は平成 29 年度台風 21 号によって延長約 100mm、法肩部の段差約 1.2m にわたって大雨による降雨のみで法すべりを起こしている。犀川堤体試料は被災箇所付近を 2 段で開削し、その上段と下段でサンプリングを実施した。内径 71mm、長さ 500mm の塩ビ管 VU65 を内管とする特性の 2 重管サンプラーを打ち込む方法でサンプリングを実施した。その後塩ビから取り出し高さ 100mm、直径 50mm なるよう成型した。一方、物部川堤体試料は堤体の上部と下部でバックホウを用いて大量に採取し、細粒分に注意しながら自然乾燥させ、四分法を用いて均等に小分けした。その後、最大粒径 53mm でせん頭粒度調整して、5 層で現場密度に調整し直径 200mm、高さ 400mm に供試体を作製した。図 1 に犀川、図 2 に物部川堤体試料の粒径加積曲線を示す。犀川は開削断面での細粒分含有率が 80%程度で、そのうちシルトが上段は 40%、下段は 60%程度であり、物部川は石混じり礫質土である。

3. 吸水軟化試験¹⁾

吸水軟化試験は三軸試験装置を用いた試験法である。通常の三軸試験と同様の過程で圧密過程を行う。そして、排水条件で所定の軸差応力の異方応力状態した後、軸差応力一定に保ちつつ間隙水圧を上昇させ、供試体を破壊に至らしめる。間隙水圧は供試体の軸変位が落ち着くことを確認しながら、1kPa ずつ徐々に上昇させていく。この試験は有効応力を精密に制御することによって対象土の骨格構造が急激に変化し始める有効応力状態を探索し、浸透条件下での破壊条件を正確に把握できる。なお、破壊に至る直前まで、間隙水圧を上昇させても供試体内へ吸水もせず、軸ひずみもほとんど変化しないが、ある有効応力状態に到達した途端に軸ひずみが発生し破壊に至る。 \overline{CU} 試験では完全非排水で無理矢理に軸差応力を载荷するために、最大軸差応力に達した時点で相当量のひずみ軟化が発生、すなわち土の骨格構造が変化しているが、吸水軟化試験では破壊時の有効応力状態で土の骨格構造がほとんど変化しないため、初期状態の堤体が有するせん断強度の評価が可能となる。

4. 試験結果

図 3, 4 に犀川堤体土の試験結果を示す。左側の有効応力経路図には、 \overline{CU} 試験と吸水軟化試験結果の結果を示す。 \overline{CU} 試験では変相後に塑性膨張を伴う硬化によって軸差応力は増加し続け、限界応力比は 1.5 程度を示す。また、右側には吸水軟化試験時の破壊応力比 q/p' を示し、過剰間隙水圧の上昇によって有効応力比が高まり、それに伴い軸ひずみが増加する様子が示されている。最終的な破壊応力比 q/p' は引張破壊を示す最大値の 3 に近い値を示すほど、その堤体土は高い浸透すべり耐性を有していると考えられる。吸水軟化試験結果に着目すると、どの初期拘束圧条件下においても

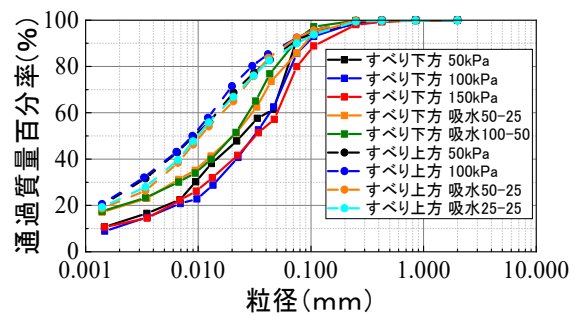


図 1 犀川試料粒径加積曲線

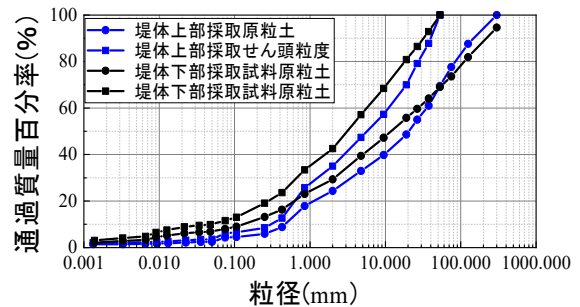


図 2 物部川試料粒径加積曲線

破壊応力比 q/p' が 1.5~1.7 程度と比較的小さく、 \overline{CU} 試験と同程度の破壊応力比を示す。また、浸透破壊によって破壊した宮城県渋井川³⁾や青森県二ツ森川⁴⁾は同じ傾向を示した。以上のことから犀川堤体土は浸透時に土が摩擦抵抗以上のせん断強度を發揮しない砂質土に近い性状を示す結果となった。細粒分含有率が 80%程度を示し、一軸圧縮試験においても 80kPa 以上發揮することから一見硬質な粘性土と判断されるが、吸水軟化試験によって浸透時に脆弱な性質であると判明し、浸透時のせん断強度からも降雨によるすべり破壊を裏付ける結果となった。

次に物部川堤体土の試験結果を図 5, 6 に示す。左側の有効応力経路図から \overline{CU} 試験では有効応力経路が原点に向かう静的液状化の挙動を示す。 \overline{CU} 試験ではゆる詰め構造であり、礫質土堤防は脆弱な地盤材料であると判断せざるを得ない。一方の吸水軟化試験では \overline{CU} 試験の限界応力比と比べ、破壊応力比が明らかに大きくなっている。また、右側にはモールの応力円を示すが、破壊時の有効応力を用いて描いたモールの応力円においても \overline{CU} 試験結果と比べ内部摩擦係数が大きくなっており、粘着力も発現する。このような現象は礫質土同士の噛み合わせによるせん断抵抗の発現などの要因が考えられ、礫質土堤防は河川堤防で発生しうる浸透条件下においても比較的高いせん断強度を示すことが吸水軟化試験から明らかとなった。

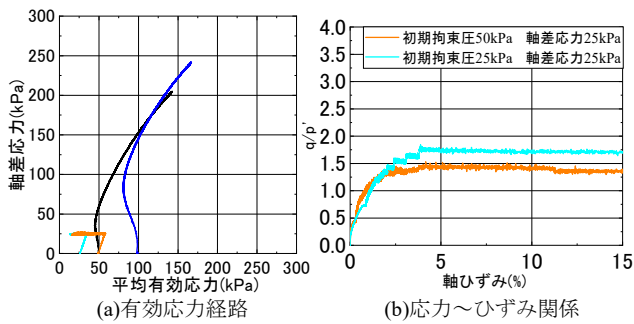


図 3 犀川堤体土（上段採取試料）試験結果

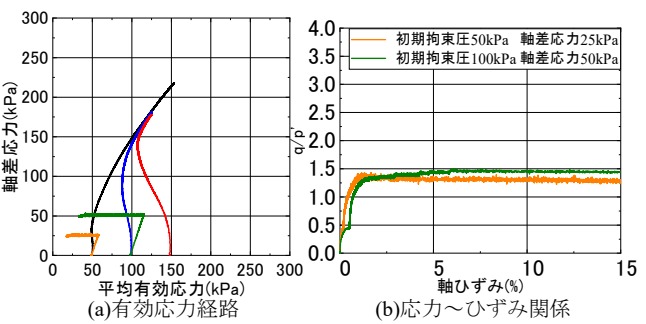


図 4 物部川堤体土（下段採取試料）試験結果

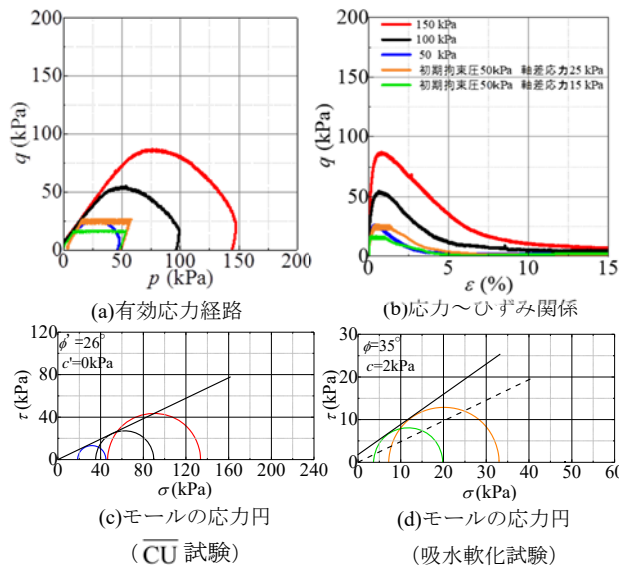


図 5 物部川堤体土（上部採取試料）の試験結果

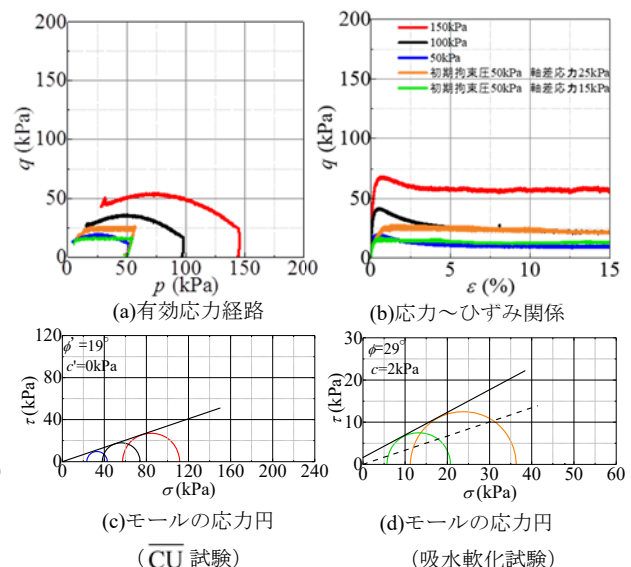


図 6 物部川堤体土（下部採取試料）試験結果

5. まとめ

本論文では吸水軟化試験を用いることによって河川堤防土の浸透のせん断強度を適正に評価する試験法を示した。従来の照査法では硬質な粘性土であるとされる細粒土が浸透時にせん断強度を發揮せず脆弱な材料であることや、逆に通常の三軸試験でゆる詰めと判断され強度定数は小さく評価されがちな礫質土は低遊拘束圧下において比較的高いせん断強度を發揮することが確認できた。従来の試験法では過大にも過小にも評価しうるため、河川堤防の浸透すべりの照査を適切に評価するために吸水軟化試験の実施が重要である。

参考文献：1)小高ら：弾塑性論と吸水軟化試験による礫質土の強度定数に関する考察，第 70 回土木学会年次学術講演会，2015. 2)小高ら：細粒土が卓越した疑似粘性土堤防の強度評価の注意点，第 54 回地盤工学研究発表会，2019. 3)小高ら：吸水軟化試験における河川堤防の低拘束圧下のせん断強度の評価，第 5 回河川堤防シンポジウム，2017. 4)小高ら：河川堤防の浸透破壊と堤体材料の土質特性との関連，第 5 回河川堤防シンポジウム，2018.

複層を有する堤防周辺地盤の浸透現象

浸透, 堤防, 複層

北海道大学工学研究院 〇泉 典洋
 名古屋工業大学工学研究科 前田健一
 愛媛大学理工学研究科 岡村未対

1. はじめに

豪雨災害が頻発する昨今にあって、河川水の氾濫から住宅地等を守る河川堤防の重要性はますます大きくなっている。力学に基づいた築堤技術の確立が急務であり、そのためには越水や浸透、侵食に対する堤防の耐久性能を定量的に評価する技術が必要不可欠である。本研究では、中でも堤防にパイピング破壊をもたらす浸透現象を対象とする。

堤防周辺の浸透現象については古くから数多くの研究が行われているが、近年、前田らのグループは、基礎地盤において透水層の上に不透水層が被覆している複層構造ではパイピングの危険度が高くなることを明らかにしている [1, 2]。さらに彼らのグループは、浸透流解析と実験を行って、複層構造の被覆層が薄いほど、浸透層の行き止まり位置が堤防に近いほど水圧が上昇し噴砂しやすいことを明らかにするとともに、それらの結果を基にパイピングの発生フローチャートや漏水対策型水防工法などを提案している [3, 4, 5, 6]。また、これらの結果を現地観測によって検証している [7, 8]。

本研究は、重要な無次元パラメータの抽出や、メカニズムの理解をより容易にすることを目的として、山村、久楽 [9] が提案した Dupuit-Forchheimer 型の簡単な浸透流モデルを用いた理論解析によって、前述の複層を有する堤防周辺地盤の浸透現象について再考を行なったものである。

2. 定式化

図 1 は河川の主流方向と垂直な面で切り取った、複層を有する堤防周辺地盤の断面の概念図である。二層の透水層が低水路から堤防の下を通って堤内地に向かって広がっている。透水性の高い下層の透水層が透水性の低い薄い上層に覆われているような状態を仮定する。その時、下層内での浸透流量 \tilde{q} は次式で表される。

$$\tilde{q} = -\tilde{k}\tilde{D}\frac{d\tilde{\phi}}{d\tilde{x}} \quad (1)$$

ここで $\tilde{\phi}$ は下層内のピエゾ水頭であり、 \tilde{x} は堤外地側の法尻を原点とした横断方向の座標、 \tilde{D} は下層の層厚である。また、 $\tilde{\cdot}$ は次元量を表し、後に無次元化を行った無次元量はこれを落として表す。

ここで問題を簡単にするために堤防は不透水性であると仮定する。堤防幅を \tilde{B} とし、堤内地側の堤防法尻の点を $\tilde{x} = B$ とすると堤防下の部分 ($0 \leq \tilde{x} \leq \tilde{B}$) では流量は一定であるので、次式が成立する。

$$\frac{d\tilde{q}}{d\tilde{x}} = 0 \quad (2)$$

一方、堤防法尻より堤内地側 ($\tilde{x} > \tilde{B}$) の地表面からは流速 \tilde{v} で浸透流が湧き出している。その時、流量保存の関係から次式が成立する。

$$\frac{d\tilde{q}}{d\tilde{x}} = -\tilde{v} \quad (3)$$

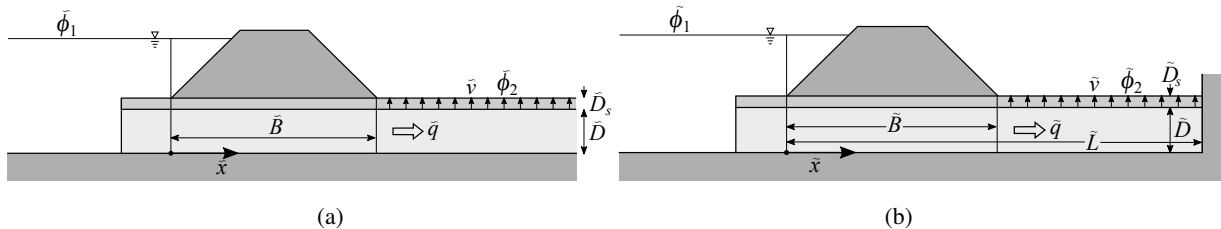


図 1 Conceptual diagram of the multiple permeable layers behind an embankment. (a) The case of the permeable layers extending infinitely behind the levee. (b) The case of the permeable layers extending to a limited area.

堤内地側の地表面に湧出した水は少量であるため、湛水深は無視できるかあるいは瞬時に流失してしまうものと仮定し、そこでのピエゾ水頭は一定値 $\tilde{\phi}_2$ であるとする。透水性の低い表層の厚さが十分薄いと仮定すると、浸透流速 v は地表面でのピエゾ水頭 $\tilde{\phi}_2$ と下層におけるピエゾ水頭の差を用いて次のように表される。

$$\tilde{v} = \tilde{k}_s \frac{\tilde{\phi} - \tilde{\phi}_2}{\tilde{D}_s} \quad (4)$$

ここで \tilde{D}_s は上層の厚さである。

河道内のピエゾ水頭は一定値 $\tilde{\phi}_1$ であるとする。その時、 $\tilde{x} = 0$ における境界条件は次式で表される。

$$\tilde{\phi} = \tilde{\phi}_1 \quad \text{when} \quad \tilde{x} = 0 \quad (5)$$

また、図 1(a) に示すように透水層が堤内地側に無限に広がっているような場合、堤防より無限遠点 ($\tilde{x} \rightarrow \infty$) でピエゾ水頭は $\tilde{\phi}_2$ に漸近する。この境界条件は次式で表される。

$$\tilde{\phi} \rightarrow \tilde{\phi}_2 \quad \text{as} \quad \tilde{x} \rightarrow \infty \quad (6)$$

一方、図 1(b) に示すように堤内地における透水層の広がりが限られているような場合、透水層が $\tilde{x} = \tilde{L}$ までであるとすると次の境界条件が成立する。

$$\tilde{q} = 0 \quad \text{when} \quad \tilde{x} = \tilde{L} \quad (7)$$

3. 無次元化

次のような無次元化を導入する。

$$(\tilde{x}, \tilde{B}, \tilde{L}) = \tilde{B}(x, 1, L), \quad \tilde{\phi} - \phi_2 = (\tilde{\phi}_1 - \tilde{\phi}_2) \phi, \quad \tilde{q} = \tilde{Q}q, \quad \tilde{v} = \frac{\tilde{Q}}{\tilde{B}}v, \quad \tilde{Q} = \tilde{k}\tilde{D} \frac{\tilde{\phi}_1 - \tilde{\phi}_2}{\tilde{B}} \quad (8a, b, c, d, e)$$

また、次のような無次元パラメータを導入する。

$$\kappa = \frac{\tilde{k}_s}{k}, \quad \delta = \frac{\tilde{D}_s}{\tilde{D}}, \quad \beta = \frac{\tilde{B}}{\tilde{D}} \quad (9a, b, c)$$

上の無次元化を用いて支配方程式 (1)–(4) を無次元化するとそれぞれ次のようになる。

$$q = -\frac{d\phi}{dx} \quad (10)$$

$$\frac{dq}{dx} = \begin{cases} 0 & (0 \leq x \leq 1) \\ -v & (1 \leq x) \end{cases} \quad (11)$$

$$v = -\lambda^2 \phi \quad (12)$$

ここで λ は次式で表される。

$$\lambda = \beta \sqrt{\frac{\kappa}{\delta}} \quad (13)$$

無次元化した境界条件 (5)–(7) は次のようになる。

$$\phi = 1 \quad \text{when} \quad x = 0 \quad (14)$$

$$\phi \rightarrow 0 \quad \text{as} \quad x \rightarrow \infty \quad (15)$$

$$\frac{d\phi}{dx} = 0 \quad \text{when} \quad x = L \quad (16)$$

4. 透水層が無限に広がっている場合の解

堤防直下の領域 ($0 \leq x \leq 1$) では、式 (10) を式 (11) に代入して次式が得られる。

$$\frac{d^2\phi}{dx^2} = 0 \quad (17)$$

境界条件 (15) を用いて上式を解くと次のような解が得られる。

$$\phi = (\phi_B - 1)(x - 1) + \phi_B \quad (18)$$

ここで、 ϕ_B は $x = 1$ におけるピエゾ水頭である。

堤内地の領域 ($x > 1$) における支配方程式は、式 (10) および (12) を式 (11) に代入して次のように得られる。

$$\frac{d^2\phi}{dx^2} = \lambda^2\phi \quad (19)$$

式 (19) を境界条件 (15) を用いて解くと次のような解が得られる。

$$\phi = \phi_B e^{-\lambda(x-1)} \quad (20)$$

$x = 1$ では流量が連続であるから式 (18) および (20) の一階微分が等しくなる。その条件から ϕ_B を求めると次式が得られる。

$$\phi_B = \frac{1}{\lambda + 1} = \frac{\delta^{1/2}}{\kappa^{1/2}\beta + \delta^{1/2}} \quad (21)$$

したがって透水層が無限に広がっている場合の下層内のピエゾ水頭は次のように表される。

$$\phi = \begin{cases} -\frac{\lambda}{\lambda + 1}x + 1 & (0 \leq x \leq 1) \\ \frac{1}{\lambda + 1}e^{-\lambda(x-1)} & (1 \leq x) \end{cases} \quad (22)$$

5. 透水層の広がり有限である場合の解

解法の手順は §4 とほぼ同様である。この場合も堤防直下の領域 ($0 \leq x \leq 1$) における解は式 (18) で表される。堤内地の領域 ($x > 1$) における解は、支配方程式 (19) を境界条件 (16) および $x = 1$ における流量の連続条件を用いて解くと次のような解が得られる。

$$\phi = \begin{cases} \frac{\cosh \lambda(L-1) - (x-1)\lambda \sinh \lambda(L-1)}{\cosh \lambda(L-1) + \lambda \sinh \lambda(L-1)} & (0 \leq x \leq 1) \\ \frac{\cosh \lambda(L-x)}{\cosh \lambda(L-1) + \lambda \sinh \lambda(L-1)} & (1 \leq x \leq L) \end{cases} \quad (23)$$

6. 解析結果と考察

下層内のピエゾ水頭 ϕ の分布を決める無次元パラメータは $\lambda (= \beta\sqrt{\kappa/\delta})$ および L である。ここでは $\beta = 10$ および $\delta = 0.1$ と仮定し κ および L による ϕ の分布の変化を見ることにする。

透水層の広がり無限である場合 ($L = \infty$) および $L = 2$ の場合についてピエゾ水頭 ϕ の分布の κ による変化を図示したのがそれぞれ図 2(a) および (b) である。解の形からもわかるようにピエゾ水頭は、 $0 \leq x \leq 1$ では x 方向に線形に減少し、 $x \geq 1$ の領域では x 方向に指数関数的に減少するが、 κ が減少するに従って全体的に ϕ が大きくなる様子がわかる。また透水層の広がり有限な場合、無限な場合に比べて行き止まりの位置である $L = 2$ 付近で ϕ が大きくなっている様子がわかる。 κ は表層の透水係数と下層の透水係数の比である。したがって表層の透水係数が下層の透水係数と比較して小さければ小さいほど ϕ が増加することがわかる。堤内地領域における ϕ が大きければ噴砂を起こしやすくなる。したがって、透水係数の差の大きい複層の場合に噴砂が起こりやすくなることがわかる。

透水層の広がり L が ϕ の分布に与える影響について見たのが図 3 である。(a) および (b) はそれぞれ $\kappa = 0.01$ および 0.001 の場合である。透水層が無限に広がる場合に比べて、行き止まりの位置付近で ϕ が数倍程度大きくなることがわかる。また κ が小さいほど行き止まりの影響を受けて ϕ が増加する領域が広がる。

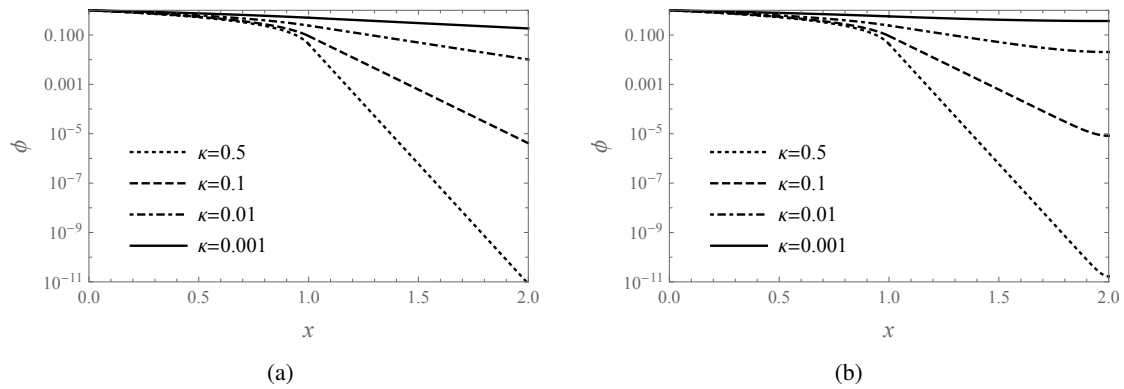


図2 The piezometric head ϕ as a function of x and κ in the cases (a) $L = \infty$, and (b) $L = 2$. $\delta = 0.1$, $\beta = 10$.

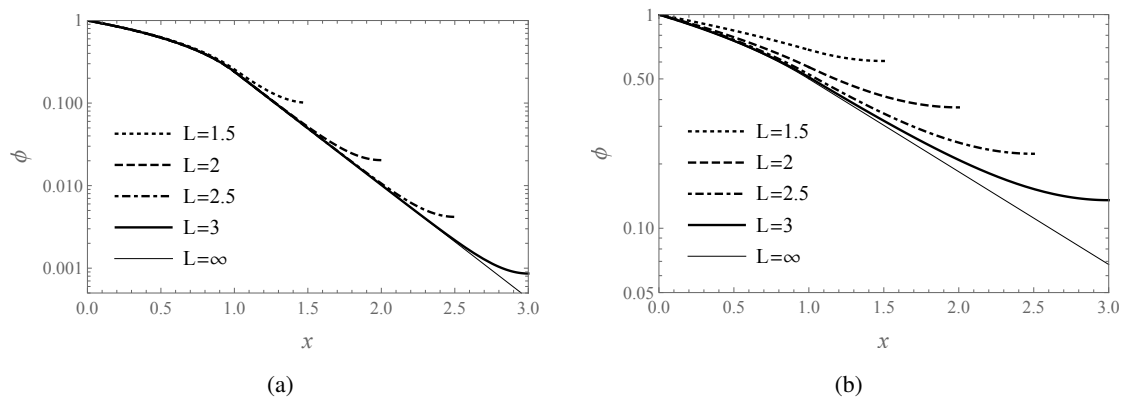


図3 The piezometric head ϕ as a function of x and L in the cases (a) $\kappa = 0.01$, and (b) $\kappa = 0.001$. $\delta = 0.1$, $\beta = 10$.

7. 結論

透水層が複層になっている場合の浸透現象について簡単なモデルを用いて理論解析を行った。その結果によると、複層の上層の透水係数が下層の透水係数と比較して小さければ小さいほど噴砂が起きやすくなり、透水層の広がりが限られており行き止まりの位置が堤防に近いほど噴砂が起きやすくなることが明らかとなった。

参考文献

- [1] 櫛山総平, 前田健一, 齊藤啓, 李兆卿, 透水性基盤の層構造による噴砂口動態およびパイピング進行性への影響, 第51回地盤工学研究発表会, 1093-1094, 2016.
- [2] 齊藤啓, 前田健一, 泉典洋, 基盤漏水に伴う噴砂及びパイピング進行条件の検討, 河川技術論文集, Vol. 22, 251-256, 2016.
- [3] 西村柁哉, 前田健一, 櫛山総平, 泉典洋, 齊藤啓, 異なる基礎地盤特性の堤防の噴砂動態・パイピング挙動と漏水対策型水防工法の効果, 河川技術論文集, Vol. 23, 381-386, 2017.
- [4] 齊藤啓, 前田健一, 二次元浸透流解析によるパイピング照査の高度化に向けた基礎研究, 河川技術論文集, Vol. 23, 375-380, 2017.
- [5] 西村柁哉, 前田健一, 櫛山総平, 高辻理人, 泉典洋, 河川堤防のパイピング危険度の力学的簡易点検フローと漏水対策型水防工法の効果発揮現象, 河川技術論文集, Vol. 24, 613-618, 2018.
- [6] 西村柁哉, 前田健一, 高辻理人, 牧洋平, 泉典洋, 実堤防の調査結果に基づいた河川堤防のパイピング危険度の力学的点検フローの提案, 河川技術論文集, Vol. 25, 499-504, 2019.
- [7] 岡村未対, 前田健一, 西村柁哉, 高辻理人, 石原雅規, 品川俊介, 今村衛, 北川で繰返し発生した陥没を伴う噴砂の詳細メカニズム調査, 河川技術論文集, Vol. 25, 487-492, 2019.
- [8] 前田健一, 岡村未対, 石原雅規, 新清晃, 上野俊幸, 西村柁哉, 高辻理人, 品川俊介, 笹岡信吾, 北川で繰返し発生した噴砂による堤内・法尻箇所ゆるみ調査, 河川技術論文集, Vol. 25, 535-540, 2019.
- [9] 山村和也, 久楽勝行, 堤防の地盤漏水に関する研究, 土木研究所報告, 1-23, 1972.

堤防直下の透水性基盤層の浸透流と砂粒子の運動に伴う パイピング発達機構に関する研究

基盤構造, パイピング, 浸透流, 砂粒子の運動,
固液二相流二流体解析

中央大学研究開発機構 ○田端 幸輔
中央大学研究開発機構 福岡 捷二

1. 序論

重要な治水施設である堤防の破壊危険性を科学的に推定し, 堤防強化対策に生かすことのできる技術の確立が強く求められている. 堤防下の基盤層のパイピング破壊は, 見えないところで徐々に進行する破壊現象である. これまで模型実験や地盤工学的解析法により, パイピング破壊の発生危険性に関する研究が行われてきたが, 水と土砂が混ざり合った運動として水工学の視点から現象を捉え, 新しい考え方を打ち出していくことも重要である.

本研究では, 固液二相流二流体解析手法によりパイピング進行を表現できるモデルを構築し, 堤防模型実験で確認されてきた基盤層の構造の違いによるパイピング進行特性の再現を試み, 堤防破壊の危険性を高める要因について検討を行った.

2. 既往研究のレビューと本手法の位置付け

図-1 にパイピング進行の概念図を示す. パイピングは, 堤防直下の基盤層内の浸透流によって徐々に進行する現象であり, 洪水水位, 堤体, 基盤層, 堤内地被覆土の土質構造や粒径によってその発生危険性は大きく異なることが経験的に知られてきた.

小高らは, 基盤層の浸透に伴う堤防破壊機構を解明するため, これまで多くの模型実験を実施してきた. この結果, 明確な行き止まり構造が無くても, 基盤が互層構造を成している場合, パイピングを伴う堤防崩壊が発生し得ることを見出した¹⁾. 崩壊パターンは大きく3つに分類されており, I: 基礎地盤内, あるいは基礎地盤の透水性が高く, 堤体の透水性が十分低い場合, II: 上部基礎地盤が厚い場合, III: Iほどの極端な透水性の差がない場合である.

現地堤防がどの崩壊パターンに分類されるかを把握し, 破壊の規模を評価・予測するための技術が求められるが, このためには, パイピングの進行を適切に表現できる数値解析技術が必要となる. 現行の堤防照査法では, 鉛直二次元 Richards 式により基盤層内の浸透流場を解析し, 堤防裏法先付近の浸透圧力を求める. これが被覆土重量を越えるかどうか, または地表面近傍の局所動水勾配が 0.5 を越えるかどうかにより, パイピング発生の危険性が判定される²⁾. この手法により, 互層構造や行き止まり構造をもつ基盤層内の浸透流場の解析が可能で, 噴砂発生危険箇所の推定はできるが, その後パイピングが進行するのか, 堤体が致命的な破壊に至るのかどうかまでは判断できない.

一方, 地盤工学分野では, 有限要素法による間隙水の浸透と土の弾塑性変形の連成解析が行われており, 高い河川

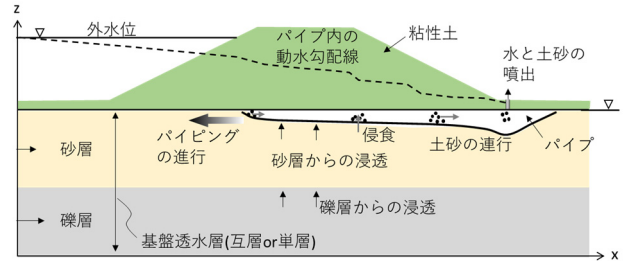


図-1 堤体直下のパイピング進行の概念図

水位が長時間継続すると被覆土直下のせん断ひずみの増加とともに骨格応力が失われ, 局所的に含水比の高い領域, すなわちパイピングの形成が推定可能であることが示されている³⁾.

本研究では, パイピングの進行が水と砂粒子のダイナミックな運動の結果起こると考え, 水と砂粒子の混合体の無限の変位を追跡するため, 地盤工学的アプローチよりも土砂水理学的アプローチにより得られた基本式を用い, 小高らの実験結果の説明を行う.

3. 解析手法

3.1 基礎方程式

固液二相流二流体解析手法を用いて, 基盤層内の間隙水と砂粒子の非平衡運動を表現する. この手法は, 液相, 固相をそれぞれ連続体として扱い, 十分な個数の土粒子を含む空間領域を考え, その内部で空間平均化して得られる各相の支配方程式を連立して解くものである⁴⁾.

水(液相)の連続式と運動方程式を式(1), (2)に, 土砂(固相)の連続式と運動方程式を式(3), (4)に示す.

$$\frac{\partial \rho_1 \lambda}{\partial t} + \frac{\partial \rho_1 \lambda u_1}{\partial x} + \frac{\partial \rho_1 \lambda w_1}{\partial z} = 0 \quad (1)$$

$$\lambda \frac{D u_1}{D t} = -\frac{\lambda}{\rho_1} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{1}{\rho_1} \left(\frac{\partial \lambda \tau_{1x}}{\partial x} + \frac{\partial \lambda \tau_{1z}}{\partial z} \right) - \frac{F_x}{\rho_1} \quad (2)$$

$$\lambda \frac{D w_1}{D t} = -\lambda g - \frac{\lambda}{\rho_1} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{1}{\rho_1} \left(\frac{\partial \lambda \tau_{1z}}{\partial z} + \frac{\partial \lambda \tau_{1x}}{\partial x} \right) - \frac{F_z}{\rho_1}$$

$$\frac{\partial \rho_2 (1-\lambda)}{\partial t} + \frac{\partial \rho_2 (1-\lambda) u_2}{\partial x} + \frac{\partial \rho_2 (1-\lambda) w_2}{\partial z} = 0 \quad (3)$$

$$(1-\lambda) \frac{D u_2}{D t} = -\frac{1-\lambda}{\rho_2} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{1}{\rho_2} \left\{ \frac{\partial (1-\lambda) \tau_{2x}}{\partial x} + \frac{\partial (1-\lambda) \tau_{2z}}{\partial z} \right\} + \frac{F_x}{\rho_2} \quad (4)$$

$$(1-\lambda) \frac{D w_2}{D t} = -(1-\lambda) g - \frac{1-\lambda}{\rho_2} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{1}{\rho_2} \left\{ \frac{\partial (1-\lambda) \tau_{2z}}{\partial z} + \frac{\partial (1-\lambda) \tau_{2x}}{\partial x} \right\} + \frac{F_z}{\rho_2}$$

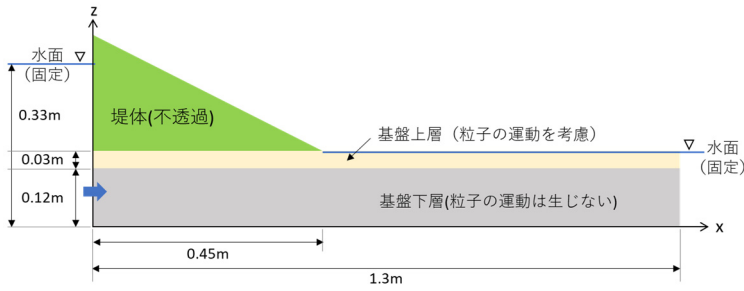


図-2 計算対象とした基盤透水層の諸元

添え字 1, 2 はそれぞれ液相, 固相を表しており, ρ は密度, u, w は水平方向, 鉛直方向の速度, p は間隙水圧, τ は応力テンソル, λ は空隙率, g は重力加速度, F は相互作用力である.

3.2 基礎方程式の解法

式(1)~(4)は古くに導出され, 山地溪流河川や海岸域の碎波帯のような水と土砂の相互干渉が顕在化する場の非平衡運動を記述するために用いられてきた. これらの式を実際に解くためには, 特に固液間の相互作用力と固相の応力テンソルに何らかの物理モデルを適用する必要がある.

本研究では, 固液間の相互作用力, 粒子の動き出す条件, 固相の構成則, 噴砂箇所境界条件を, 以下に示すようになるべく簡潔に取り扱い, 小高らが模型実験により明らかにした基盤層の構造や空隙率, 粒径に応じたパイピング進行特性を, 二相流二流体モデルにより再現する.

① 相互作用力

相互作用力は, 液相と固相の運動量交換を表す項であり, 液相と固相の相対速度の関数で表される. 間隙水の運動が平衡状態にある場合, 式(2)の相互作用力と圧力項及び重力項が釣り合うと考えれば, 間隙水の速度と動水勾配の関係が得られる. よって浸透流を扱う場合には, 相互作用力を Darcy 則等の浸透流式と対応させて表現されることが多い. 本研究では, 空隙率と粒径が含まれる Kozeny-Carman 式に基づいて相互作用力を表すものとした.

$$F_x = 150 \frac{(1-\lambda)^2}{\lambda^2} \frac{\mu_l}{d_r^2} (u_1 - u_2), F_z = 150 \frac{(1-\lambda)^2}{\lambda^2} \frac{\mu_l}{d_r^2} (w_1 - w_2) \quad (5)$$

ここに, μ_l は水の粘性係数, d_r は砂粒子の平均粒径である. 相互作用力項は, 土の透水性と, 間隙水と土粒子の運動量交換を表す重要な項であるため, なるべく浸透流式に頼らず, 力学的に表現することが望ましいと考えるが, これについては今後の検討課題とする.

② 砂粒子の動き出す条件

静止している土粒子が間隙水による流体力を受けて動き出す条件を厳密に扱うには, 土粒子骨格がもつ有効応力の変化を考慮する必要がある. 本研究では, 液状化発生条件としてよく用いられるクイックサンドの限界勾配 i_c^5 を導入する. 間隙水の圧力 p の空間分布と位置水頭から鉛直方向の動水勾配を求め, これが i_c を越えた箇所では砂粒子の流動化が起こると仮定することで, 簡易的に取り扱った.

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} \quad (6)$$

ここに, G_s は砂粒子の比重, e は間隙比 ($=\lambda/1-\lambda$) であ

表-1 検討 Case

Case	基盤の構造	平均粒径	空隙率
1	互層	上層: 0.2mm ^{※1} 下層: 1.2mm ^{※2}	上層: 0.50 下層: 0.47
2	単層	0.2mm	0.50
3	互層	上層: 0.12mm ^{※3} 下層: 1.2mm	上層: 0.50 下層: 0.47

※1: 珪砂6号に相当, ※2: 珪砂3号に相当, ※3: 珪砂7号に相当

る. 式(6)は土の重量と釣り合うときの間隙水の鉛直動水勾配を表している. 砂の流出によって空隙率が大きくなり, 土の重量が減ると, i_c が減少し液状化が生じやすくなる.

③ 流動状態での固相の構成則

液状化し, 運動が開始された後の固相の構成則については, Boyer, et.al⁶⁾の実験を参考に土砂濃度の関数によりモデル化することで, 土砂濃度の変化に伴うせん断応力の増減特性を表現する.

$$\tau_{xy} = \mu_2(c) \frac{\partial u_{2x}}{\partial x_j}, c = 1 - \lambda \quad (7)$$

$$\mu_2(c) = \left\{ 1 + \frac{5}{2} c \left(1 - \frac{c}{c_m} \right)^{-1} + \mu^*(c) \left(\frac{c}{c_m - c} \right)^2 \right\} \mu_1$$

$$\mu^*(c) = \mu_a + (\mu_b - \mu_a) \sqrt{1 + I_0 c^2 (c_m - c)^{-2}}$$

c は土砂濃度, c_m は最大土砂濃度で 0.6 とした. μ_a や μ_b , I_0 は実験から同定されたパラメータで, Boyer, et.al が提示している値 ($\mu_a=0.32$, $\mu_b=0.7$, $I_0=0.005$) を準用した.

④ 噴砂箇所の境界条件

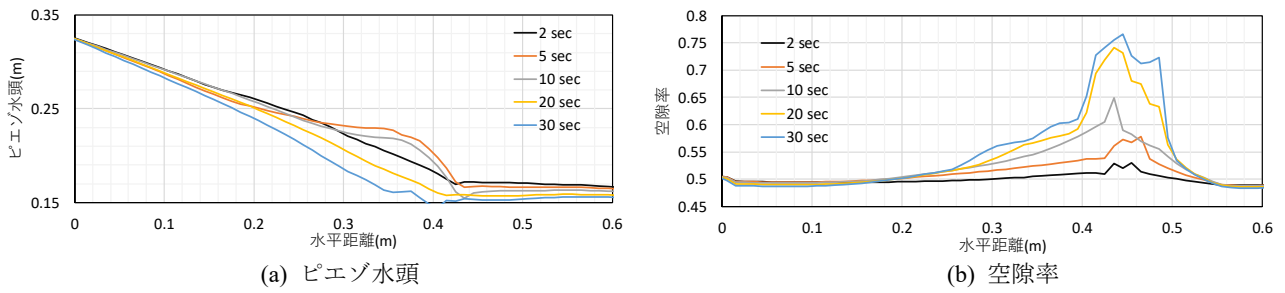
著者ら⁷⁾はこれまでに, パイプを一次元的に扱い, 周囲の浸透層との水と土砂のやりとりを考えた固液二相流解析モデルを提案してきたが, 噴砂箇所での水と土砂の流出量の変化を考慮するため, 水位変動を強制的に与えており, 普遍的なモデルになり得ていない. 本研究では, 地表面は大気に接するため圧力ゼロを境界条件とした. このとき, 基盤から地表面に噴出される水と砂は, 即座に拡散され消失するものとして取り扱った.

4. パイピングの進行解析

4.1 解析条件

本研究では, 先に述べた小高らの崩壊パターン分類に基づいた検討を行う. まず, 崩壊パターン I と II に相当する条件に対し, 提示した計算手法を適用し, パイピング進行機構の違いを検証する. 次に, パターン I の上部基礎地盤の粒径を小さくした場合の噴砂量, パイピング進行領域等の変化を調べ, 粒径とパイピング規模の関係を考察する. なお, 堤体崩壊規模としては, パターン III が最も大きくなるのが模型実験により確認されているが, これは基盤漏水と堤体浸透が組み合わせられた複合的な破壊現象であり, 現時点では検討対象としない.

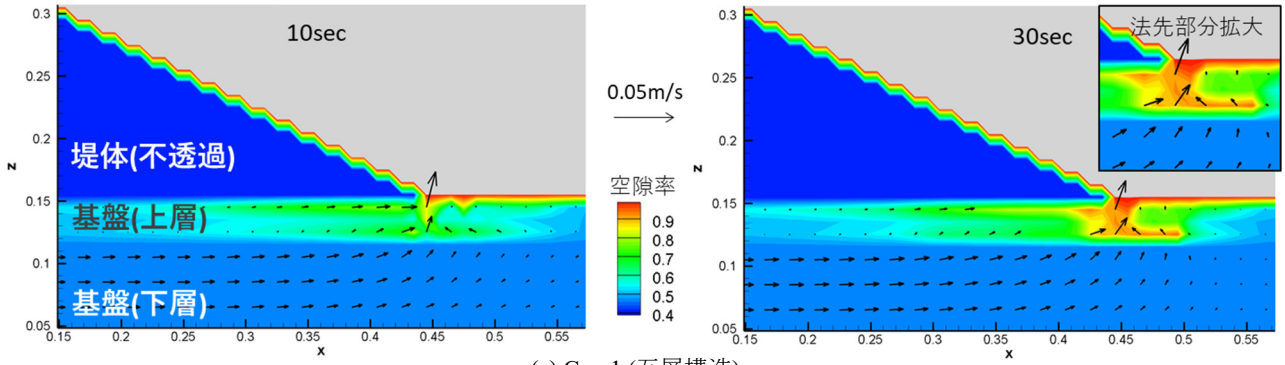
小高らによる堤防模型実験を参考に, 堤防, 基盤層の諸元と水位条件を図-2 のように設定した. 検討 Case を表-1 に示す. 基盤構造, 上部基礎地盤の粒径の異なる 3 つの



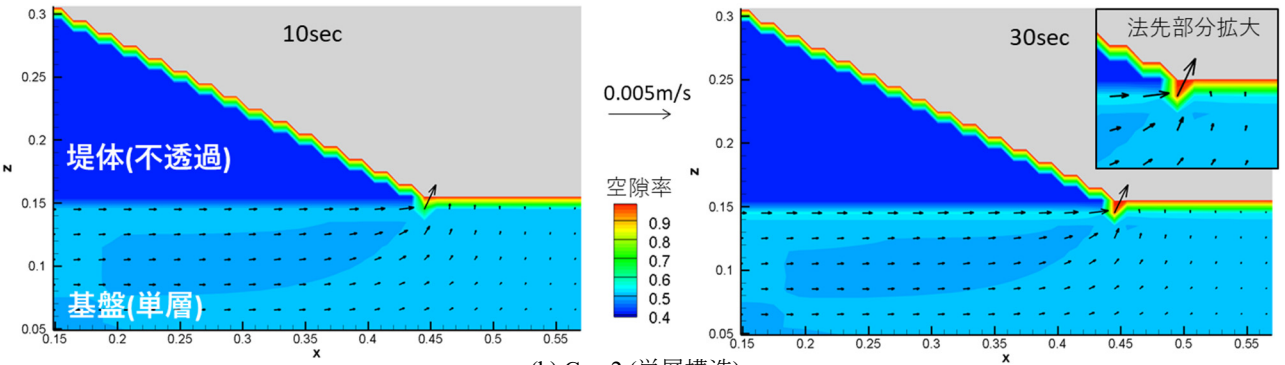
(a) ピエゾ水頭

(b) 空隙率

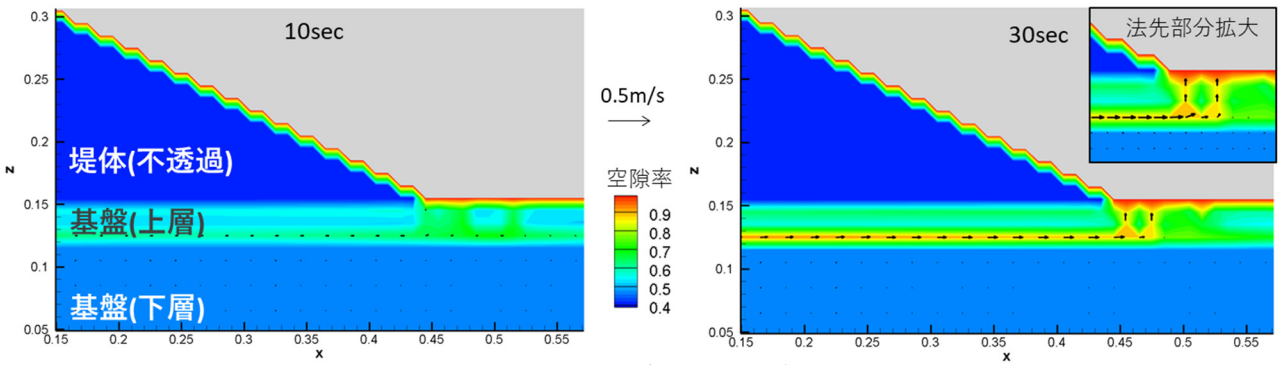
図-3 Case1 の上層のピエゾ水頭と空隙率の時間変化



(a) Case1 (互層構造)



(b) Case2 (単層構造)



(c) Case3 (互層構造, 上層の粒径小)

図-4 空隙率コンターと間隙水の速度ベクトル

Case を対象とした。Case1 の基礎地盤の上層には珪砂 6 号，下層には珪砂 3 号に相当する粒径を与えた。Case2 は単層構造とし，珪砂 6 号に相当する粒径を与えた。Case3 は，Case1 の上部基礎地盤の粒径を半分の大きさに設定した。空隙率は，小高らの実験条件を参考に，材料に応じて 0.47 または 0.50 を与えた。

上下流端にはいずれも水位を境界条件として与えた。上流端境界条件となる河川側の水位は 0.33m，下流端境界条件となる地下水位は，堤内地側の地表面高と同じ 0.15m を一定で与え続けた。堤体直下部分の水平方向の平均動水勾

配は 0.73 となる。基礎式は有限体積法を用いて離散化し，圧力の解法には SMAC 法を用いた。メッシュサイズは $0.01\text{m} \times 0.01\text{m}$ とし，時間刻み Δt は 10^{-5}sec とした。

4.2 解析結果

図-3 に Case1 における基盤上層部分 ($z=0.12 \sim 0.15\text{m}$) の平均ピエゾ水頭及び空隙率の時間変化を，図-4 に解析により得られた各 Case の空隙率コンターと間隙水の速度ベクトルをそれぞれ示す。Case1 では，堤防裏法先の地表面露出箇所付近につれて急激にピエゾ水頭が低減する (図-3(a))。特に 10sec 時点までは，空隙率は 0.5~0.6 程度

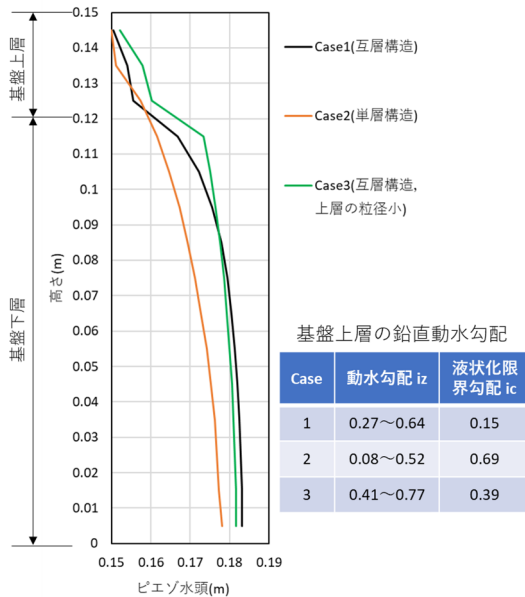


図-5 裏法先での鉛直方向動水勾配の深度分布 (x=0.45m, t=30sec)

と小さく、間隙水が砂粒子から受ける抵抗が大きいいため、法先付近の水平動水勾配は局所的に 1.0 を越える。大きな動水勾配が作用することで砂粒子が水平方向に移動し、空隙率の大きい領域が河川側へと広がっていくことが確認できる (図-3(b), 図-4 の Case1(30sec))。本解析では、完全な空洞は形成されなかったが、基盤上層の空隙率は法先付近で局所的に 0.9 程度となり、法先から 0.2m の範囲で 0.6 を上回っていることから、河川側に向かうパイピングの進行が表現できていると判断できる。

一方、基盤層を全て単一材料とした Case2 では、パイピングの進行は見られなかった (図-4 の Case2)。この結果は、小高らの実験結果と同様であり、単一層の場合には堤内地側に明確な行き止まり構造がない限り、そう簡単にパイピングが進行しないことが本解析によっても表現された。また、基盤上層の粒径を小さくした Case3 では、Case1 に比べて砂粒子の移動が活発で、特に上層と下層の間の狭い部分でパイピングの進行が顕著となる一方、噴砂孔やパイプ径はやや小さくなる (図-4 の Case3)。

図-5 に、噴砂が発生箇所となっている裏法先部分の鉛直方向動水勾配の深度分布を示す。互層構造とした Case1 (黒色)、Case3 (緑色) では、透水性の高い下層と移動性粒子群で構成される上層との境界付近で、鉛直方向の動水勾配が大きくなり、単層とした Case2 (黄色) よりも明らかに液状化しやすくなっている。

これまで、模型実験や地盤工学的解析手法により、基盤の層構造や粒度構成が、パイピングの発生に影響を及ぼすことが確認されてきたが、固液二相流二流体モデルを用いた手法においてもこの傾向を概ね矛盾なく説明出来ることが確認できた。

4.3 現地堤防のパイピング破壊危険性評価に向けた課題

鉛直上向きの浸透流と土砂移動により、地表面からの噴砂が活発に生じれば、パイピングは水平方向に容易に進行する。よって、活発な噴砂が広範囲で発生し続けるかどうか

かを判定することが、パイピング破壊危険性を評価する上で重要となると考えられる。

基盤が互層構造を成しており、かつ、下層の透水性が高く、上層の厚さが薄いことが活発な噴砂を引き起こす要因となる。しかし、Case3 のように上層材料の透水性が低い場合には、形成される噴砂孔幅が小さく、上層と下層の境界部の狭い範囲でのみパイピングが形成されるため、堤体崩壊の規模はそれほど大きくならない可能性もある。

今後は、矢部川のようにパイピング或いは顕著な噴砂による被災経験があり、基盤土質データが豊富に計測された現地堤防において本解析手法を適用し、洪水時における基盤上層の鉛直動水勾配、粒度構成、空隙率と、地表面への流出土砂量、パイピング形成領域を調べ、パイピング発生危険度と各諸量との関係を明らかにするとともに、危険度把握のために有効な調査項目を提示していく必要がある。

5. 結論

間隙水と砂粒子の運動を扱う固液二相流二流体解析モデルにより、堤防模型実験で確認されてきた基盤層の構造の違いによるパイピング進行特性の再現を試みた。

現時点では相互作用力、砂粒子の動き出し条件、固相の構成則の取り扱い等を単純化しており、必ずしも現象を精緻に再現できないが、堤防法先付近で噴砂が生じ、その付近の動水勾配が局所的に大きくなることで砂が水平方向に連行されること、基盤が互層構造を成している場合、上層と下層の境界部付近で鉛直動水勾配が増大し、これが上層材料の液状化を引き起こし、噴砂とパイピングの進行に大きな影響を及ぼすことが表現された。

今後は、現地堤防に本手法を適用し、基盤の土質・構造と地表面への流出土砂量、パイピング形成領域の関係を明らかにし、パイピングによる堤防破壊危険度の定量評価法の構築に繋げたい。

参考文献

- 1) 小高猛司, 李圭太, 崔瑛, 森智彦, 森三史郎, 林愛実: 浸透に伴う基礎地盤の弱体化に起因する堤防法すべり崩壊に関する考察, 第5回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.55-58, 2017.
- 2) 財団法人国土技術研究センター: 河川堤防の構造検討の手引き (改訂版), 2012.
- 3) 加藤健太, 吉川高広, 野田利弘, 小高猛司, 高稲敏浩, 李圭太: 空気~水~土骨格連成有限変形解析に基づく河川堤防基礎地盤の透水性がパイピング破壊に及ぼす影響評価, 第50回地盤工学研究発表会, 519, 2015.
- 4) 芦田和男ら: 固液混相流における支配方程式の構造について, 水工学論文集, 第38巻, pp.563-570, 1994.
- 5) 例えば, 石原研而: 地盤の液状化 発生原理と予測・影響・対策, 朝倉書店, 2017.
- 6) François Boyer, Elisabeth Guazzelli, and Olivier Pouliquen: Unifying Suspension and Granular Rheology, Physical Review Letters, 188301, 2011.
- 7) 田端幸輔, 福岡捷二: 堤防基盤漏水によるパイピング発達過程の実験結果に対する鉛直二次元固液二相流解析の適用性に関する研究, 第6回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.63-66, 2018.12.

鋼管杭により強化した堤防内部の空洞発生と未然防止策の検討状況の報告

堤体内の空洞 高知海岸

国土交通省高知河川国道事務所 正会員 ○久保 宜之
国土交通省高知河川国道事務所 中山 雅登
国土交通省高知河川国道事務所 新谷 大吾

1.本稿の主旨

高知河川国道事務所では、高知海岸約13kmの海岸整備を担っている。2018年12月に長浜工区の堤防内部で空洞が発生し、開削調査により深さが4m程度あることが確認された。高知海岸の海岸堤防・護岸の上部は、県道として車道、歩道となっている区間があるほか、それ以外の区間においても人が通行できる空間となっており、陥没等が発生するようなことがあれば人的被害が発生していた恐れがあるほか、このような状態は堤防機能としても問題がある。今回の事例は海岸堤防で発生した事例ではあるものの、河川堤防においても高潮区間など類似の構造で同様の事態となる可能性がある。このため、空洞の確認とその後の対応、今後の再発防止の検討状況について報告する。

2.長浜工区で確認された空洞の概要及び空洞発生原因の推定

空洞発生箇所の上部は県道の歩道部となっており、海側への転落防止のための柵を設けていた。この転落防止柵の基礎が直前の巡視の際よりも約3cm沈下していることを委託巡視員が発見し(図-1)、歩道部を開削したところ空洞が見つかった(図-2)。空洞発生原因が基礎下からの土砂の吸い出しである可能性が高いため、波返工のコンクリートを削孔し更なる調査を行ったところ、基礎周辺にも空洞が確認され、あわせて30m³程度の土砂の流出が判明した。特に当該箇所では、地震・津波対策として鋼管杭を堤防縦断方向に連続的に施工しており、従来から存在する波返工と鋼管杭との間で空洞が止まっており、鋼管杭よりも堤内側には空洞は確認されなかった(図-3)。

なお、空洞箇所の発生原因の究明、海岸堤防及び道路施設の空洞調査、効果的・効率的な管理方法の検討などについて学識経験者に技術的に助言を求めるため、海岸管理者であり道路管理者でもある高知県と共同で、「高知海岸・県道春野赤岡線 管理技術検討委員会(委員長:佐藤慎司高知工科大学教授(就任時は東京大学大学院教授))」(以下、検討委員会という)を設立した。検討委員会での審議の結果、長期における砂浜の著しい消失に加え、台風来襲などによる高波が護岸基礎部に短期的に作用したことなどが要因となって、空洞が発生・拡大したと推定した。

3.空洞発生箇所の対応及び周辺調査

上部の空洞については、堤防上部から土砂を投入し、締め固めることで復旧し、基礎部の空洞については更にセメントミルクを充填することで今後の再度の流出防止を兼ねた(図-4)。削孔等により近傍に更に空洞が拡大していないことは確認できたものの、同様の原因で高知海岸のその他の箇所においても空洞が発生していないか確認する必要があると考えた。しかし、地震・津波対策のため連続的に鋼管杭を施工しているため、電気探査や弾性波探査などの物理探査により非破壊で調査する手法は有効でなく、基礎下からの土砂の流出現象そのものを捉えることも困難である。一方で、すべての区間の堤防天端を削孔するにしてもその間隔等を検討する必要がある。

このため、今回の事象が砂浜の減退及び基礎下からの波浪による短期的な土砂の吸い出しが原因であることを踏まえて、高知海岸全区間の砂浜の経年変化を確認し、近年侵食傾向の高い箇所については5m間隔で堤防天端を削孔し、簡易貫入試験により空洞有無の確認をすることとし、同構造のその他の区間は念のため100m間隔で確認することとした(図-5)。この結果、今回確認された箇所以外では同様の空洞は確認されなかった。

4.空洞発生の未然防止策の検討

前述のとおり、現時点で空洞が確認されていないものの、今後の空洞発生の懸念は残るため、これらの早期把握や未然防止策について引き続き検討する必要がある。一方で、今回削孔により確認せざるを得なかった理由と同様に空洞発生を非破壊で把握することは困難だと考えている。このため、如何に空洞が発生しにくい環境を形成し、かつ、その発生のリスクを負った箇所を早期に把握し、重点的に調査するような体制の構築が重要である。このため、空洞発生の主要因である前浜の侵食の監視体制を強化する方向で検討を進めている。

5.今後の海岸の管理に向けて

高知海岸では地震・津波対策として、鋼管杭の施工を行っている区間のほか、二重鋼矢板による対策を実施している区間など様々な構造を有しており、構造毎の分析が必要である。また、侵食対策、高潮・越波対策としては、長浜工区を含む区間では突堤を延伸し、ヘッドランド構造にした上で維持的な養浜を続けていく計画であるが、その完成にはまだ長い時間を要する。空洞の早期把握や未然防止策の検討を進め、海岸整備の過程においても海岸の利用者の安全を確保し、魅力ある空間として地域に活用されるよう努めて参りたい。最後に検討の過程で適切に助言をいただいている検討委員会委員の皆様へ感謝申し上げる。



図-1 発見時の状況（転落防止柵の基礎がわずかに沈下）



図-2 開削し空洞を発見した際の様子



図-3 今回確認された空洞（上部）の状況



図-4 復旧後の堤防天端の様子



図-5 周辺の空洞確認のための簡易貫入試験

旧河道の形成過程と表層土質構成の把握と漏水位置の関係

旧河道の形成過程, 空中写真判読, 旧河道分布図, 盆地, 表層土質構成

キタック 正会員 佐藤 豊
中央大学 フェロー 福岡捷二

1. はじめに

筆者ら¹⁾は、基盤漏水発生箇所は、旧河道と氾濫原について、旧河道の新旧区分、旧河道と堤防との交差状況、堤防裏の尻付近くの土質縦断面図から抽出できることを示した。旧河道の区分及び表層の土質構成の把握のためには、河道を含めた平野、盆地等の状況が読み取れる旧河道分布図の作成が重要である。

本研究では、米軍撮影の空中写真判読や古地図等の文献資料から作成した旧河道分布に断層等を加えた地形分類図を作成することで盆地及び河道の形成過程を把握し、現地踏査で段差を確認することで旧河道の新旧を区分できることを示した。また、狭窄部や縄文海進の影響を受けた海岸付近の河川堤防では、表層に粘性土が分布し、旧河道と堤防に囲まれた部分で漏水が発生すること、腐植土を浸透する漏水があることを確認した。

2. 検討方法

千曲川で、米軍撮影の空中写真判読や文献資料から作成した旧河道分布に山地、扇状地、氾濫原等の地形、さらに断層を加えた旧河道分布図を作成した。この図から盆地形成過程を調べ、旧河道形成過程を検討した。さらに千曲川堤防直下の地質断面図等から扇状地、氾濫原、狭窄部の表層の土質構成と基盤漏水発生箇所を検討した。つぎに海岸低地を流れる梯川について、旧河道形成過程を検討し、表層の土質構成と基盤漏水発生箇所を検討した。

3. 千曲川の地形ごとの旧河道形成過程、表層の土質構成と基盤漏水発生箇所

(1) 旧河道分布図の作成

空中写真の判読は、地盤改変が少ない昭和22, 23年の米軍撮影による写真を用いた。空中写真2枚を並べ立体鏡(双眼鏡倍率3倍, 双眼鏡視野70mm)により立体視することにより高低差を読み取る。判読は、広域的な地形をまず読み取り、千曲川周辺では盆地と山地を区分し、盆地内には山地間から流れ出した扇状地の地形を区分する。その次に千曲川沿いに発達する平坦面を立体鏡により高さの違い等から大きく2つの平坦面に区分した(千曲川周辺を氾濫原Ⅱ面, その外側の平坦面をⅠ面とした)。その次に、

扇状地、氾濫原の中の旧河道を読み取った。扇状地面の旧河道は、扇頂を中心にして河川が放射状に流れ網目状に細かく分岐した流路形態となり、点在する集落の間を流れる。旧河道と集落には高低差があり、この網状に発達した低地部分を立体鏡から読み取る。氾濫原の旧河道は、扇状地に比べ河幅が大きくなり、屈曲も大きくなるのが特徴である。旧河道は、河川沿いに三日月形をした低地が分布しており、昭和22, 23年の撮影当時では水田として利用されているものが多い。撮影時に土地が改変されており、判読できない部分では、前後で判読した旧河道をつなぎ合わせることや古地図なども参考にして流れが確認できる旧河道分布図を作成した(図. 1, 図. 6)。

(2) 盆地の形成過程

図. 1及び図. 6に示すように長野盆地および飯山盆地は、いずれもその長軸方向を北東-南西方向とする細長い盆地である。その規模は、長野盆地で長軸方向約40km, 最大幅10km, 飯山盆地で長軸方向12km, 最大幅5kmである。

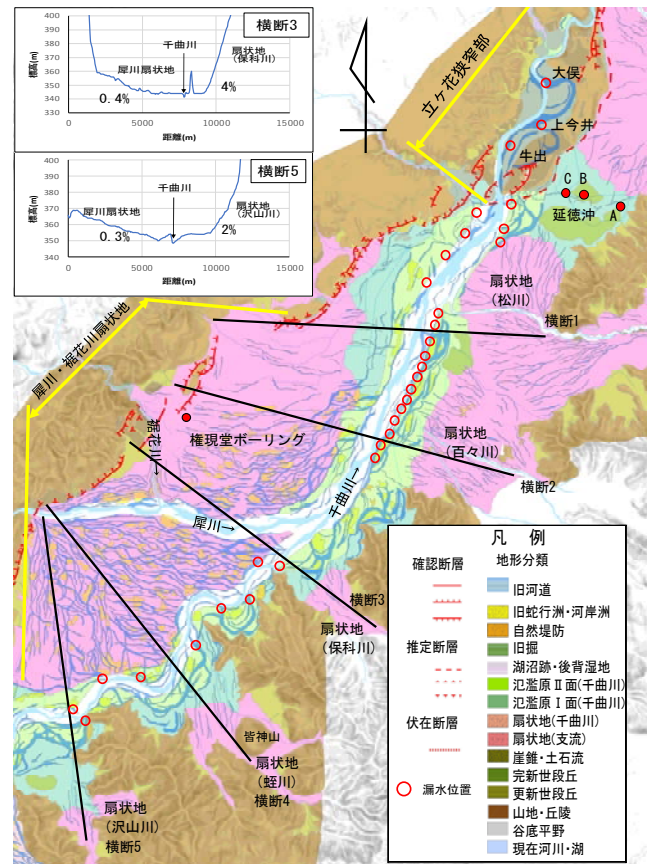


図. 1 長野盆地の旧河道分布図

Relationship between process of abandoned rivers and subsurface layer, and the levee foundation leakages

Y. Satoh (KITAC CO., LTD)
and S. Fukuoka (Chuo University)

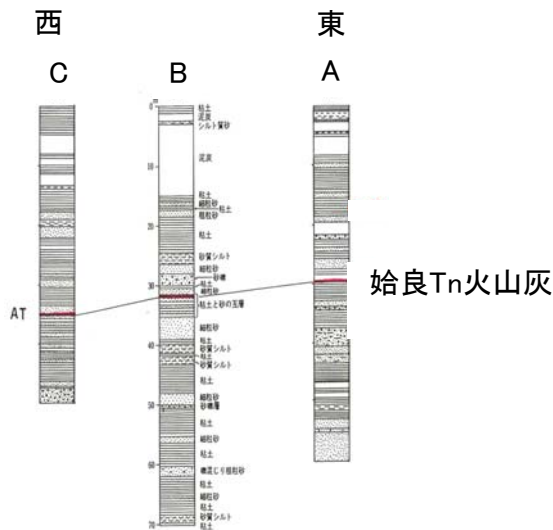


図. 2 中野市延徳沖でのボーリング柱状図³⁾一部加筆

盆地の西縁部は断層で境され、山麓は直線的な地形を形成している。一方、東縁部は、河東山地からのびる尾根の間を北から樽川、松川、百々川、保科川等の扇状地が発達する。西縁部から流れ出る犀川の地盤傾斜は緩く、東縁部の扇状地では地盤傾斜が急である。これは、盆地および河東山地が、北西方向に傾く傾動運動をしているためである²⁾。傾動運動を示すものとして、赤羽は³⁾図. 1に示す延徳沖で実施された3箇所でのボーリングコアから、図. 2に示す結果を得ており、始良火山灰Tn層(2万5年前)の分布深度が西側ほど深くなることを確認している。また、図. 1に示す権現堂ボーリングデータでは第四紀の砂礫層が深度765mまで分布していることが確認²⁾されており、断層の東側が沈降していることを示す。図. 1の断面線から横断面を作成し、犀川・裾花側扇状地の地盤と東側の支川扇状地の勾配を比較した。犀川・裾花側扇状地の地盤勾配が0.3~0.9%程度であるのに対して、東側の5つの支川の扇状地の勾配はいずれも2~4%程度と急勾配となっている(蛭川の扇状地は皆神山の隆起によって12%と急勾配となっている)。また、この運動の影響によって、各支川の扇状地の旧河道は網状を呈しておらず、直線状に伸びていることがわかる。

(3) 旧河道の形成過程と表層土質構成、漏水発生箇所の関係

a. 長野盆地

図. 1から、長野盆地を流れる千曲川は、西側からの犀川・裾花川扇状地の影響によって東側に追いやられ、東側は傾動運動の沈降によって山地がリアス式海岸状を呈している。図. 3のように山地の尾根が岬状、谷部が入江状となり、この部分に蛇行状の旧河道が読み取れる。旧河道の幅は現河道の河幅と同程度であり、現地調査では1m程度の段差をみる事ができる。現在の千曲川は、図. 1の横断面から犀川・裾花川の扇状地と東側支川扇状地との間の最も低い位置を流れている。これから、かつ

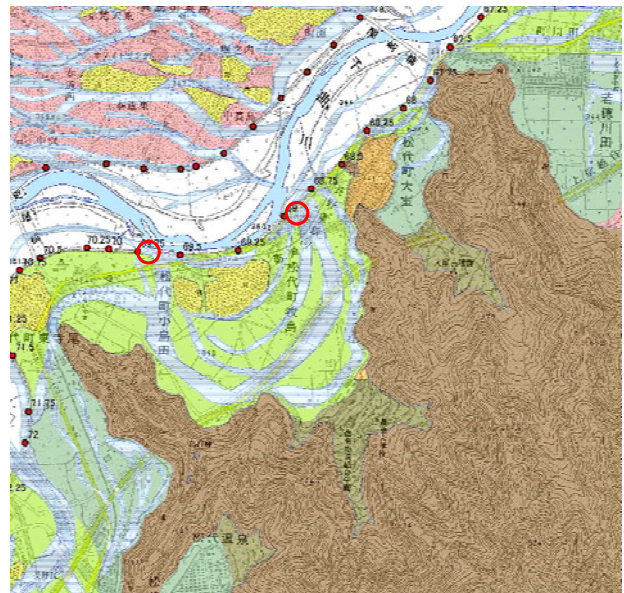


図. 3 リアス式海岸状の山地と旧河道分布(長野盆地)

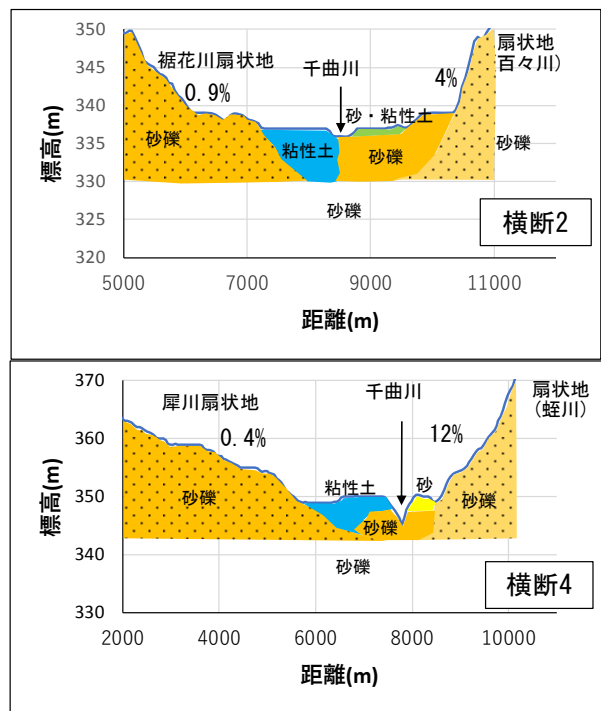


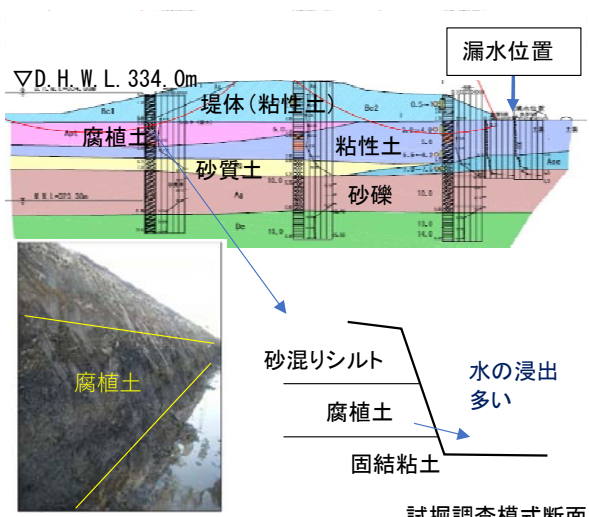
図. 4 千曲川周辺の地質想定断面図(長野盆地)

ての千曲川は東側のリアス海岸状の山地間を蛇行しながら流れていたが、傾動運動によって現在の河道部分を流れるようになったものと考えられる。長野盆地の漏水発生箇所は、犀川合流から上流の右岸では旧河道との交差付近で発生している。図. 4の地質想定断面図の横断4のように表層土質が砂主体であり、旧河道部分は、粘性土が薄く分布する。犀川合流から上流の左岸では犀川・裾花川の扇状地が迫っており、比較的規模の大きな自然堤防部分で発生している。この部分では、図. 4の横断面図の粘性土が薄く分布する箇所でも漏水が発生している。犀川合流から下流では右岸側で多く漏水が発生している。図. 4の地質想定断面図の横断2をみると右岸側で砂礫が分布とし、表層に薄く粘性土、砂質土が分布している。旧河道

が右岸側(東側)に分布していたことから、かつて河道部分では砂礫が分布し、現在の河道付近は、後背低地との境界であったと考えらる。左岸側は犀川・裾花川扇状地と千曲川に挟まれた後背低地で粘性土が厚く分布しており、漏水の発生は無い。

b. 立ヶ花狭窄部

立ヶ花狭窄部は、断層の運動によって丘陵が隆起し、千曲川は丘陵部分を流れるようになる。それまでの河幅が約1kmから200m程度に縮小する。このため、丘陵上流の旧河道は洪水時に丘陵にぶつかり転流を繰り返したような形状で蛇行状の旧河道が右岸側でみられる。前述した傾動運動によって旧河道が西側へ移動し、現在の河道位置となったと考えられる。丘陵部でも蛇行状の旧河道が右岸側に分布している。大俣～上今井の旧河道は明治3～5年の新河道の掘割工事によって埋め立てられた部分であり、ここでは旧河道の埋め土を浸透する漏水が発生している。牛出地区は図.5に示すように旧河道部分に腐植土層、粘性土層が4m程度分布している。この腐植土の分布は、切り離された旧河道が三日月湖のように残存し、植生の繁茂により堆積したものと考えられる。盆地内の旧河道は沈降運動によって低くなるため、洪水氾濫による埋積が進むため主に粘性土が分布する。立ヶ花の狭窄部は隆起量が大きく、切り離された旧河道は湖沼となり、盆地と比較して洪水による埋積が少なく、腐植土が堆積していると考えられる。北海道の泥炭の透水係数は、 10^{-5} m/s程度を示すものがあることが知られており、試掘調査結果からも腐植土からの地下水の浸出が多く、同層を浸透する基盤漏水と考える。同様の事例として、小貝川が利根川と合流する付近で発生する漏水がある⁴⁾。



表のり面の試掘状況
図.5 牛出地区の地質断面図と試掘状況

c. 飯山盆地

飯山盆地も長野盆地と同様に盆地の西側にある長野盆地から続く断層の運動によって、東側の沈降によって形成された。図.6に示すように中央橋～綱切橋付近の河道は、断層によって規制されていることがわかる。漏水発

生箇所は旧河道の河幅と蛇行振幅に着目して左右岸に分断された旧河道をつなぎあわせた4つの蛇行状の旧河道であることを確認している⁵⁾。この4つの蛇行状の旧河道以外は不連続な旧河道であり、現地調査から、連続する旧河道は不連続な旧河道面よりも低い位置に分布しており、1m程度の段差を確認することができる。これに対して、分断された旧河道の段差は20～30cm程度と小さく、分断された旧河道どうしの交差部分(図.7の①, ②)の段差は不明瞭である(分布位置の低さから①, ②, ③の旧河道の順で新しい)。これは、立ヶ花狭窄部の上流でみられるように転流(氾濫・堆積)を繰り返しており、古い旧河道ほど、埋積が進み段差が小さくなると考えられる。表層土質構成および漏水発生箇所は、穂高地区で確認されており¹⁾、旧河道の表層土質は、粘性土、以深に透水性の高い旧河床堆積物(砂礫)が分布している。氾濫原の表層土質は砂質土が分布し、以深に礫混り砂層が分布する。旧河道の地盤面は、氾濫原よりも低い位置に分布していることで河川水位との水位差が大きく、旧河道部分で漏水が発生している。

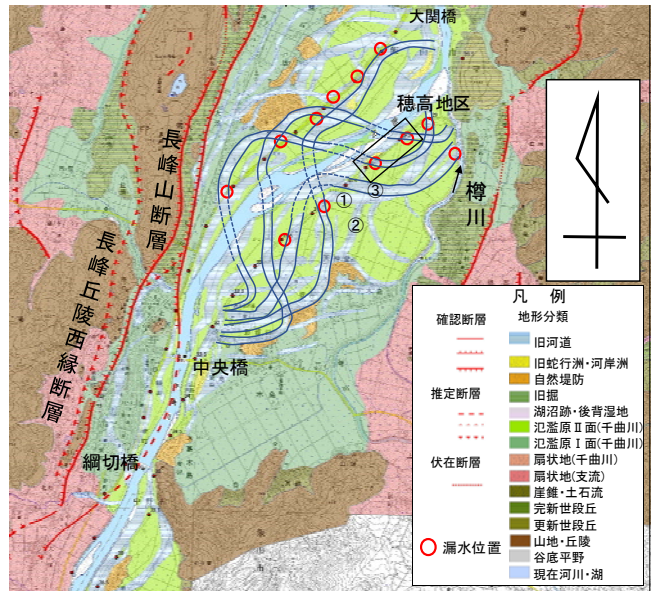


図.6 飯山盆地の旧河道分布図

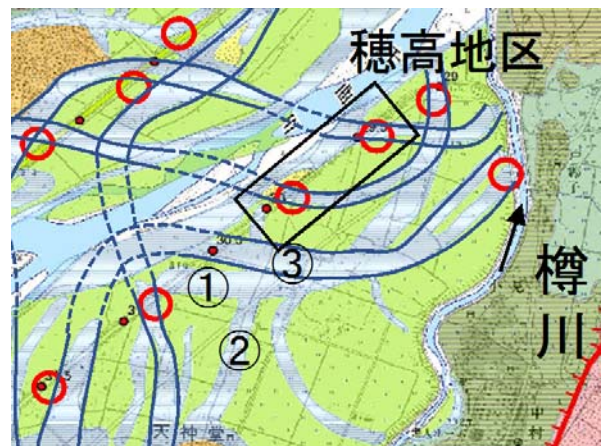


図.7 旧河道の交差状況

4. 梯川の旧河道形成過程と表層土質構成、漏水発生箇所との関係

梯川周辺の治水地形分類図(国土地理院)を図.8に示す。梯川は、西を砂丘、東は丘陵、南は海成段丘、北は手取川の扇状地があり、四方を高地に囲まれている。梯川下流は、標高は0m地帯であり、河口から鍋谷川合流付近までの河床勾配は1/4,500と緩く感潮区間である。鍋谷川合流付近から上流は急勾配となり、丘陵、山地間を流れる。旧河道の形成は、海岸近くを流下するため、海水準変動の影響を受けていたと考えられる。藤井⁶⁾によれば日本海側の縄文海進期の海面は現在面よりも2~6m程度高かったと言われている。鍋谷川合流付近の標高が5m前後であることから縄文海進時は入江の水際付近であったものと考えられ、その後の海退によって蛇行河道が形成されたものと考えられる。



図面位置	遺跡名	時代	種別	地形分類
1	白江梯川遺跡	弥生~中世	集落	氾濫平野
2	漆町遺跡群	弥生~中世	集落	氾濫平野
3	荒木田遺跡	弥生	集落	氾濫平野
4	軽海西芳寺遺跡	縄文~中世	集落	段丘、山地

図.8 梯川の治水地形分類図と周辺の遺跡分布⁸⁾

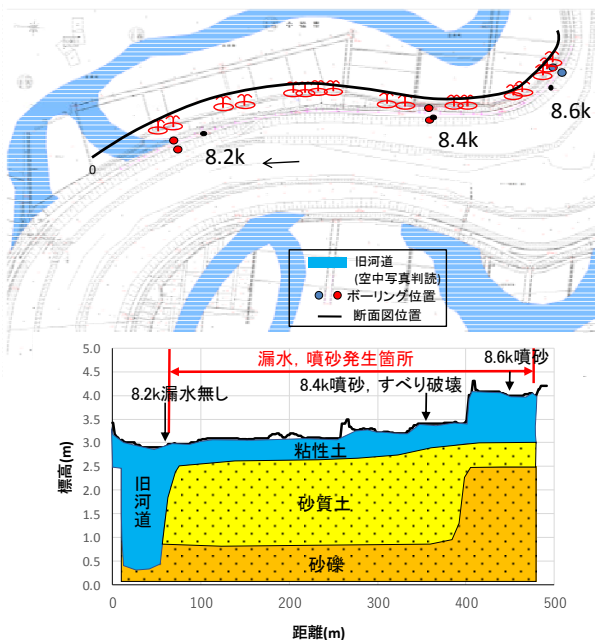


図.9 古府地区の漏水位置との裏のり尻の土質縦断面図

梯川(古府地区)の漏水発生位置は、図.9に示すように旧河道で囲まれた部分で発生している⁷⁾。この付近では水田に利用されており、小松市史⁸⁾によれば弥生時代の遺跡(白江梯川遺跡、荒木田遺跡)も確認されていることから、白江~荒木田付近は古くから水田利用された土地で表層に粘性土が分布しているものと考えられる。かつての汀線付近では段丘、山地から流れ出た砂礫が分布し、表層を粘性土が覆っている土質構成になっている。図.9の土質縦断から、8.2~8.6kでは表層の粘性土が薄く、以深に砂質土が分布する構造で、噴砂を伴う漏水が発生し、堤防断面が大きい8.4kですべり破壊が発生している。

5. まとめ

旧河道分布図に扇状地、氾濫原、三角州と断層等を記した地形分類を合わせた図面を作成することで、河川を流れる平野、盆地の形成過程が読み取れ、旧河道を把握することができる。この図を用いて、旧河道の連続性、段差等を読み取り、旧河道の区分を行い、旧河道における漏水発生を抽出することができる。さらに堤防裏のり尻付近の土質縦断図を作成することで効率的に精度良く弱点箇所を抽出することが可能となる。

狭窄部や縄文海進の影響を受ける部分では、表層に粘性土が分布する。千曲川の狭窄部では腐植土が厚く分布し、腐植土を浸透する基盤漏水がある。梯川の古府地区では基礎の透水性の高い砂礫層が縄文海進時の汀線付近に分布することから、表層の土質構成が、粘性土、砂質土、砂礫の複層構造となり、噴砂を伴う漏水、すべり破壊が発生している。

参考文献

- 1) 佐藤豊, 河原武志, 大淵貴, 福岡捷二: 千曲川堤防における基盤漏水・噴砂発生箇所の土質・地下水位と旧河道特性の関係, 河川技術論文集, 第24巻, pp. 571-576, 2018.
- 2) 信州大学「信州の4億年」編集委員会: 信州の4億年, 1994.
- 3) 赤羽貞幸: 最終氷期以降における長野盆地の古環境, 1995.
- 4) 建設省関東地方建設局: 利根川百年史, pp. 1004, 1989.
- 5) 佐藤豊, 大淵貴, 上野優, 福岡捷二: 河川堤防の基盤漏水発生箇所と旧河道の関係, 第5回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp. 17-20, 2017.
- 6) 藤井昭二, 藤則雄: 北陸における後氷期以降の海水準変動, 第四紀研究21(3), pp. 183-193, 1982.
- 7) 佐藤豊, 大淵貴, 福岡捷二: 梯川における基盤漏水が発生する地形・地質及びパイピングによる堤防破壊, 土木学会論文集B1(水工学)Vol. 74, No. 4, 2018.
- 8) 石川県小松市ホームページ: 小松市史

(2019. 11. 18受付)

堤防への降雨浸透に対する水分特性曲線ヒステリシスおよび気液連成の影響

堤防 浸透 浸透流解析

北海道大学 学生会員 ○西家 翔
 北海道大学 国際会員 西村 聡
 秋田工業高等専門学校 正会員 山添 誠隆

1. はじめに

河川堤防内の水理状態を推定する最も一般的な手法は、「河川堤防の構造検討の手引き」¹⁾に記載されている通り、Richards式に基づき降雨浸透・排水を再現する水のマスバランスのみを考慮した単相浸透流解析である。浸透流解析を行う際には水分特性曲線や比透水性係数などの不飽和浸透特性を入力する必要がある。水分特性曲線がヒステリシスを有していることは広く知られているが、河川堤防を対象とした浸透流解析において、その影響を長期実測に対して定量的に評価した例は少ない。また、単相浸透流解析は豪雨時の堤体応答の再現性に課題があると指摘されている²⁾。空気存在を定義しない単相解析では、豪雨時に堤体表面のみが部分的に飽和し、堤体内部に封入された空気が水の浸透を妨げる現象を再現できないためである。

そこで本研究では、水分特性曲線ヒステリシスおよび気液連成をそれぞれ考慮した浸透流解析を行い、原位置で長期的に観測した堤体内間隙水圧の再現を試みた。これらの解析から、河川堤防への降雨浸透過程に与える水分特性曲線ヒステリシスと気液連成の影響を明らかにし、より正確な堤体内間隙水圧変動の把握を目的とした。

2. 観測サイトと原位置間隙水圧モニタリングの概要

2. 1. 観測サイト概要

観測サイトは秋田県八郎潟町洲先・馬場目川堤防に設けた。原位置で実施したボーリング調査より推定した観測サイトの地質断面を図-1に示す。観測断面は天端から約1mの位置に薄い礫層が存在しているが、堤体・基礎地盤ともに概ね均質な砂質土で構成されていると考えられる。また、本サイトの特徴として、堤内側に水路が存在しており、堤内外両側で水理的境界条件が明確であることが挙げられる。堤外水位は堤内水位より常時約1m高く、堤体内に定常流が存在していると考えられる。堤防の比高は2.8m、法勾配は1:2であり、法面は堤内外とも植生で覆われている。

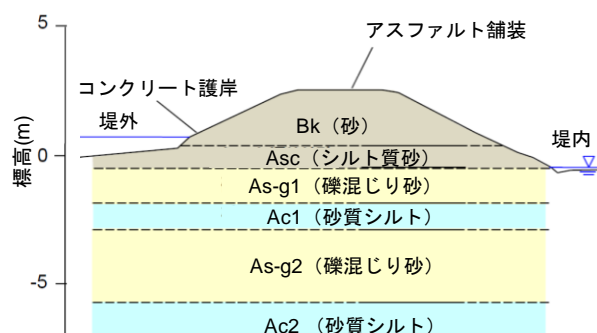


図-1 観測サイトの地質断面

2. 2. 原位置間隙水圧モニタリング

原位置においては自作の電気式テンシオメーターを用いて間隙水圧の長期断続的観測を実施した。テンシオメーターは図-2に示すように、堤内側の法肩・法中央の複数の深度に設置した。観測は2018年8月18日から開始し、現在も継続中である。また、堤外側の河川水位および堤内水路水位もロガー内蔵水位計を用いて行った。降水量についてはAMeDAS五城目観測所が近傍にあるため計測を省略した。

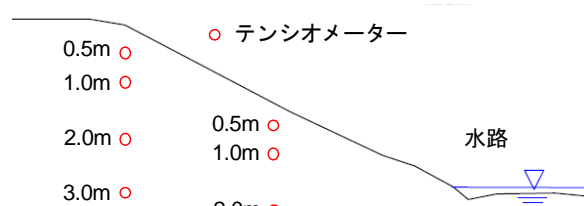


図-2 テンシオメーター設置位置

3. 浸透流解析

3. 1. 支配方程式

本研究では、水および空気のマスバランスのみを考慮した最も単純な単相・気液連成浸透流解析を行った。水のマスバランスのみを考慮した単相浸透流の支配方程式は次に示す式(1)である。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{k_{wr}}{\eta_w} k_{0x} \left(\frac{\partial u_w}{\partial x} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{k_{wr}}{\eta_w} k_{0y} \left(\frac{\partial u_w}{\partial y} + \rho_w g \right) \right] - c \frac{\partial u_w}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

ここに、 x, y : 座標軸、 k_{0x}, k_{0y} : x, y 方向の土の固有透過係数、 k_{wr} : 比透水性係数、 η_w : 水の粘性係数 (=0.001 Pa・sec)、

ρ_w : 水の密度、 g : 重力加速度である。未知数は水圧 u_w である。 c は比水分容量であり、 $\partial\theta_w/\partial u_w$ で定義される。また θ_w は体積含水率である。

水・空気のマスを考慮した気液連成浸透流の支配方程式は以下に示す式(2)~(4)である。

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{k_{wr}}{\eta_w} k_{0x} \left(\frac{\partial u_w}{\partial x} \right) \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{k_{wr}}{\eta_w} k_{0y} \left(\frac{\partial u_w}{\partial y} + \rho_w g \right) \right] - c \frac{\partial (u_w - u_a)}{\partial t} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{1}{\beta_a} \frac{k_{ar}}{\eta_a} k_{0x} \frac{\partial u_a}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial y} \left[\frac{1}{\beta_a} \frac{k_{ar}}{\eta_a} k_{0y} \frac{\partial u_a}{\partial y} \right] + \frac{c}{\beta_a} \frac{\partial u_w}{\partial t} - \left[\frac{\Phi(1 - S_w)}{p_{atm}} + \frac{c}{\beta_a} \right] \frac{\partial u_a}{\partial t} = 0 \quad (3)$$

$$c = \frac{\partial \theta_w}{\partial (u_w - u_a)} \quad \beta_a = \frac{p_{atm}}{u_a + p_{atm}} \quad (4)$$

ここに、 k_{ar} : 比透気係数、 η_a : 空気の粘性係数 (=0.1 Pa・sec)、 Φ : 間隙率、 S_w : 飽和度である。未知数は水圧 u_w に加えてゲージ圧での空気圧 u_a である。また、 p_{atm} は大気圧である。これらの非線形微分方程式を解くにあたり、有限要素法を用いた。

3. 2. 不飽和浸透特性

前項で示した各支配方程式を解くためには、水分特性曲線や比透水係数といった不飽和浸透特性を入力する必要がある。今回調査対象とした期間内においては、As-g1層は常に地下水水位以下であったため、Bk・Asc層についてのみ不飽和浸透特性を考慮する必要がある。本研究では、適応が容易な van Genuchten モデル³⁾ (VGモデル)を用い、室内試験から得られた水分特性曲線からパラメータを決定し、比透水係数を推定する手法を用いた。VGモデルは水分特性曲線・比透水・透気係数を以下の式(5)、(6)で表すものである。

$$S_e = \frac{\theta_w - \theta_r}{\Phi - \theta_r} = [1 + (-\alpha u_w)^n]^{-m} \quad (5)$$

$$k_{wr} = \sqrt{S_e} \left[1 - \left(1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^2 \right] \quad k_{ar} = (1 - S_e)^\gamma \left(1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^{2m} \quad (6)$$

ここに、 S_e : 有効飽和度、 θ_r : 残留体積含水率、 α 、 n : フィッティングパラメータ、 $\gamma = 0.5$ 、 $m = 1 - 1/n$ である。

水分特性曲線はヒステリシスを有しているが、現在の河川堤防に対する浸透流解析ではその効果は無視されていることが多い。本研究では、河川堤防への降雨浸透に与える水分特性曲線ヒステリシスと気液連成の影響を把握するために、表-1に示す3種類のケースの解析を実施した。ヒステリシス効果を再現するモデルは、Mualemが提唱したヒステリシスモデル⁴⁾を採用した。このモデルは、主乾燥曲線と主湿潤曲線を入力することで、乾燥と湿潤を繰り返す走査曲線を高精度で再現可能である⁵⁾。表-2に水分特性曲線に関する各VGパラメータ、図-3に入力値として用いた水分特性曲線を示す。主乾燥・湿潤曲線は図-3中に記載している α の値のみを変化させ入力しており、その他のパラメータはすべて同一である。これらのパラメータは、土の保水性試験 (JGS-0151・吸引法)により得られた主乾燥曲線・主湿潤曲線に、式(5)をフィッティングすることにより求めたものである。

表-1 解析ケース

Case	A	B	C
ヒステリシス効果	なし	なし	あり
気液連成	なし	あり	なし

表-2 各土層のVGパラメータ

土層	n	m	Φ	θ_r
Bk	2.45	0.59	0.34	0.10
Asc	2.20	0.55	0.40	0.31

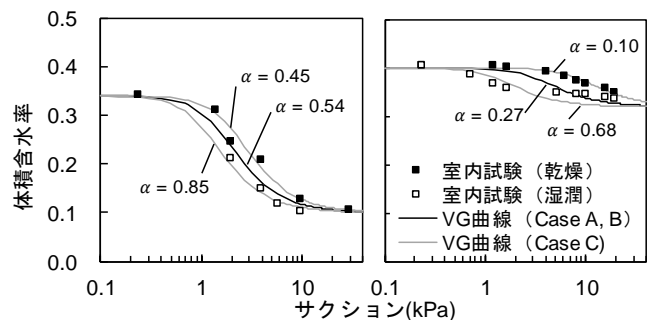


図-3 各土層の水分特性曲線と α (1/kPa)の値

3. 3. 有限要素モデルと入力パラメータ

図-4に今回用いた有限要素モデルと入力パラメータ、および設定境界条件を示す。Bk・Asc層の飽和透水係数は、不攪乱試料を用いた定水位透水試験により決定した。As-g1層は現場透水試験 (回復法)の結果をもとに飽和透水係数を決定した。Ac層についてはクレーガー法により推定した飽和透水係数を適応した。全層において異方透水性は考慮せず、 $k_{0x} = k_{0y}$ として解析を行った。

有限要素モデルの地表面において、外水位より上部 (図中の赤線部分)は降雨浸透境界とし、AMeDAS 五城目観測所

にて観測された観測された降雨に相当するフラックスを与えた。なお二相流解析においては、降雨浸透境界上のノードに空気圧 $u_a = 0\text{kPa}$ を規定した。降雨浸透境界以外の表面はすべて水圧規定境界・非透気境界とし、堤内外の水位に相当する静水圧を与えた。

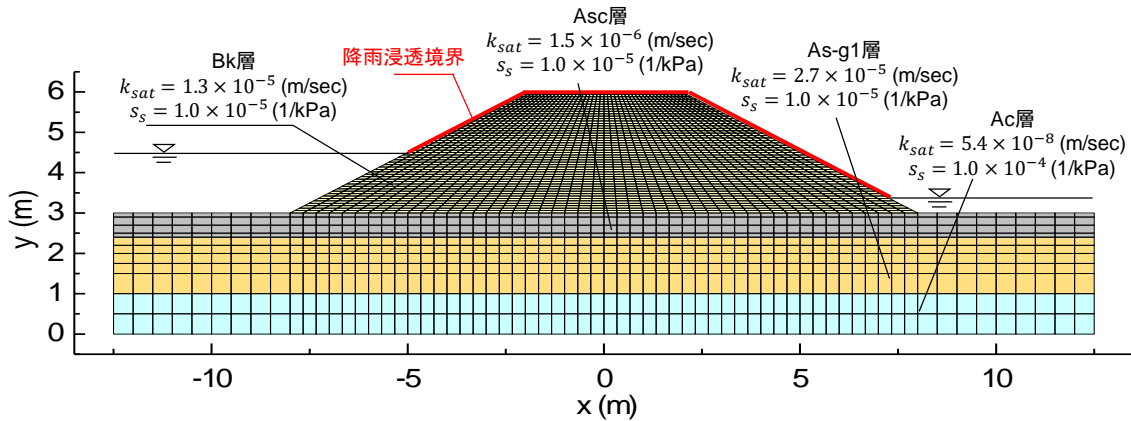


図-4 有限要素モデル、各層の入力飽和透水係数・比貯留係数及び設定境界条件

4. 原位置観測結果及び解析結果

図-5に間隙水圧の原位置観測値、各ケースの解析出力値、降水量（AMeDAS 五城目観測所）および外水位を示す。なおセラミックのキャビテーションや圧力計の不具合により、実測値が一部欠損している。今回調査の対象とした期間内に観測された最大の日降水量は89mm（2019/9/10）であった。法肩・深度0.5mの地点は、今回対象とした期間において常に不飽和状態にあった地点である。この地点の実測値・各解析結果を比較すると、ヒステリシスを考慮したケースCの解析結果が、より実測値に近い排水時の間隙水圧挙動を示している。これは、水分特性曲線のヒステリシスを考慮することにより、不飽和地盤における排水時の透水性が高くなるためであり、堤体内間隙水圧挙動のより正確な再現が可能になることを示している。一方で、対象期間中常に飽和状態にあった法肩・深度3.0mの地点では、すべてのケースの解析結果が実測値に対して高い再現性を示しているが、各解析がほぼ同じ間隙水圧挙動を出力している。今回実施した解析では、飽和領域の間隙水圧挙動に対して不飽和領域の水分特性曲線ヒステリシス及び気液連成が与える影響は大きくなかったといえる。

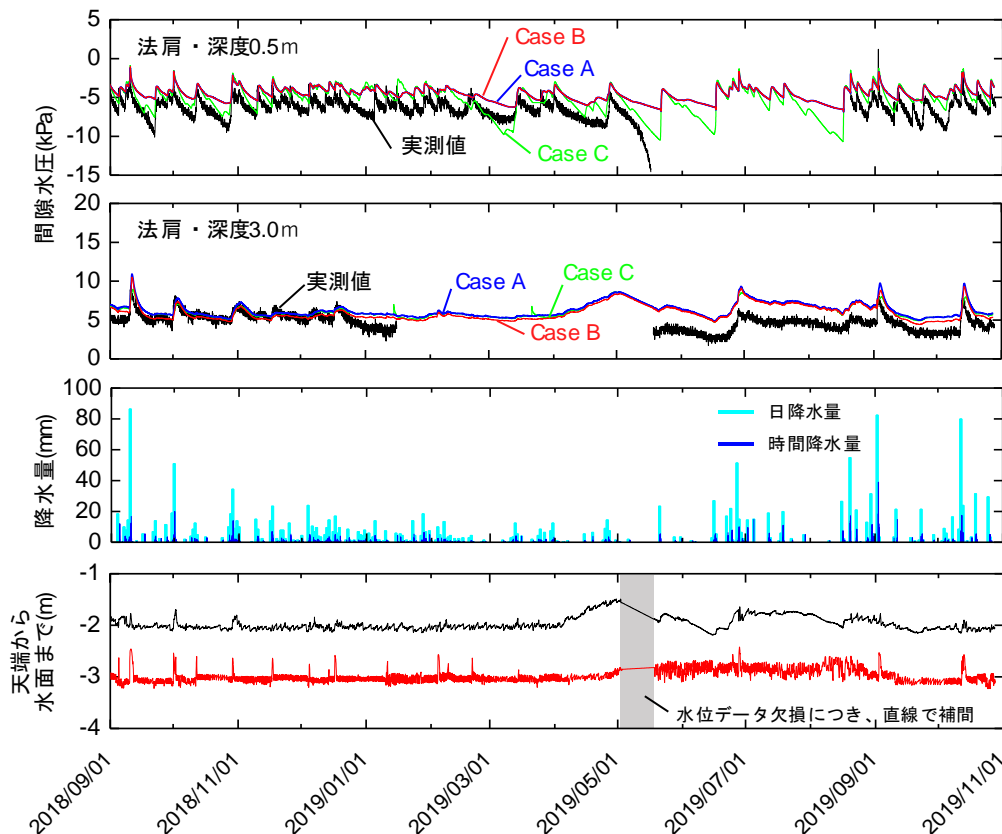


図-5 間隙水圧の原位置実測値、各ケースの解析出力値および入力降水量（AMeDAS 五城目観測所）

図-6に2018/10/26 18:00時点の実測・各解析による間隙水圧の法肩からの深度分布を示す。この時点では、直前の約2週間でまとまった降雨が観測されておらず、排水が進行し堤体上部の飽和度が比較的低くなっている。各ケースの解析結果を比較すると、飽和領域においては3つの解析結果に差異は見られないが、不飽和領域ではヒステリシスを考慮したケースCの解析結果がケースA・Bより低い間隙水圧を出力し、その差は浅く飽和度の低い深度でより大きくなることからわかる。深度2m以浅の領域に着目すると、ヒステリシスを考慮したケースCの解析結果がより実測値に近い堤体内間隙水圧分布を再現していることがわかる。またこの深度分布においても、ケースA・Bの解析結果は完全に一致しており気液連成の影響は見られなかった。

堤防や斜面などへの水の浸透過程で、気液連成の影響が出る場合は一般的に豪雨時である。今回調査対象とした期間内に起こった降雨イベントでは、堤体内に空気を封入させるほどの降雨量は観測されておらず、気液連成の影響が発現しなかった。しかし、平成30年7月豪雨や令和元年台風第19号に代表されるような短時間豪雨が増加している。これらの豪雨災害では、12時間降水量が200mmを超える短時間豪雨が全国各地で観測された⁶⁾。そこで、このような短時間豪雨を想定した仮想条件下で気液連成解析を行い、気液連成の影響を解明することを試みた。入力降雨量を表-3に示す。なお降雨分布は二等辺三角形型を仮定した。図-7にこの仮想条件下で行った気液連成解析による、モデル中央・深度2.2mのノードにおける間隙水圧・空気圧、およびケースIの入力降雨量を時系列で示す。ケースIでは降雨入力開始後から空気圧はほとんど上昇しておらず、地盤が飽和に至る過程でほとんど空気が封入されず、水の浸透が進んでいることがわかる。一方で、ケースII・IIIの解析では、降雨入力直後に約2kPaの間隙空気圧が上昇し、空気圧が定常状態に戻った後に間隙水圧が上昇している。これは豪雨により堤体表面のみが部分的に飽和し、堤体内部に封入された空気が水の浸透を妨げている状態を再現している。また、間隙水圧が上昇し地盤が飽和に至る前後の計算安定性に課題が残るため、今後アルゴリズムや時間ステップの設定を改善する必要がある。以上より、今回対象とした高透水性の河川堤防に対する降雨浸透過程において、気液連成の影響が現れる場合は、12時間降水量が150mmを超えるような短時間豪雨が発生したときに限られるといえる。また、今後原位置観測を継続して行う予定であり、実際の降雨イベントについてより詳細な浸透挙動の解明が期待される。

5. まとめ

本研究では、砂質土河川堤防を対象とした堤体内間隙水圧の原位置観測を行い、水分特性曲線ヒステリシスおよび気液連成を考慮した浸透流解析によるその再現を行った。水分特性曲線ヒステリシスの影響は、堤体の不飽和領域において常時再現性に比較的大きな影響を与える一方、気液連成は12時間降水量が150mmを超えるような短時間豪雨時のみ結果に影響を与えることが示された。今後、土質の異なる他のサイトも含めた原位置観測を継続して行い、河川堤防への浸透挙動をより詳細に考察する。

【参考文献】

- 1) 国土技術センター, 河川堤防の構造検討の手引き (改訂版), 2012.
- 2) 西家翔ほか, 砂質土河川堤防の強雨時浸透挙動に関する調査と解析, 地盤工学会北海道支部年次技術報告会, No59, 2019.
- 3) van Genuchten, M. Th., A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, 44, p.892-898, 1980.
- 4) Mualem, Y., A conceptual model of hysteresis, *Water Resources Research*, 10, pp.514-520, 1974.
- 5) Pham, Q. et al, A study of hysteresis models for soil-water characteristic curves, *Canadian Geotechnical Journal*, 42, pp.1548-1568, 2005.
- 6) 気象庁, 災害をもたらした気象事例 (平成元年~本年), https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/index_1989.html, 2019.

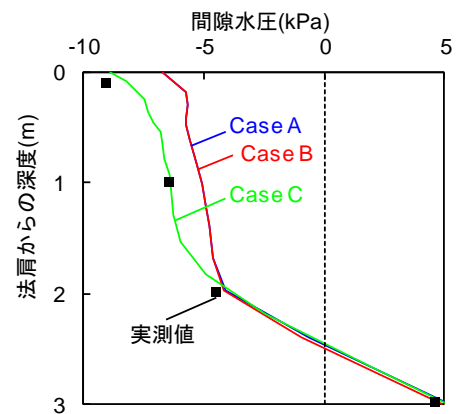


図-6 実測、各解析による間隙水圧の法肩からの深度分布 (2018/10/26 18:00 時点)

表-3 仮想条件下の入力降雨量

Case	I	II	III
12時間降水量(mm)	100	150	200

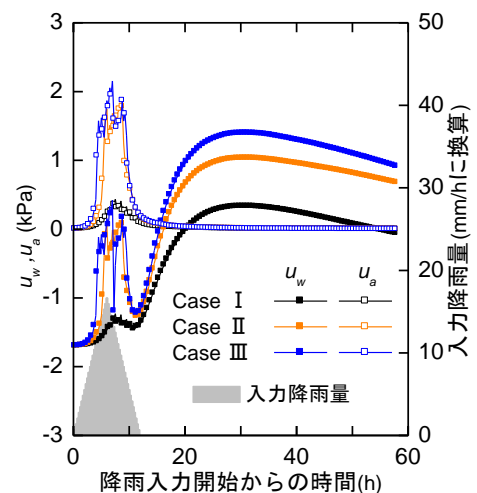


図-7 モデル中央・深度2.2mの二相流解析結果および Case I の降雨入力量

L2 地震動に対するグラベルドレーン工に関する動的遠心模型実験

動的遠心力模型実験 液状化 グラベルドレーン工

土木研究所 正会員 ○ 梶取真一 田川央
土木研究所 国際会員 石原雅規 佐々木哲也

1.はじめに

我が国では、河川堤防の液状化対策として、過剰間隙水圧の上昇抑制・早期消散を目的としたグラベルドレーン工法が採用され、東日本大震災や熊本地震等ではグラベルドレーンや排水機能付き矢板による対策が効果を発揮した事例が確認されている。しかし、現行の河川堤防の液状化対策手引き 1) では、大規模地震に対する適用性が明らかでなく、対策効果の評価法が未確立であることからグラベルドレーン工法は対象外となっている。

当研究所では、グラベルドレーンによる河川堤防の液状化対策の検討を進めてきた 2) が、グラベルドレーンが打設されていても、最終的には液状化状態となり、堤防の沈下に対して有意な効果は確認できなかった。その理由として、液状化時の水圧の発生が大きく、グラベルドレーンの横排水あるいは縦排水が追いつかず、効果が見られなかったことが考えられた。排水が追いつかなかった理由の一つとして、グラベルドレーン全体に液状化層の砂が混入し、目詰まりしたことが考えられた。過年度の経緯を踏まえ、実験の仕様、使用する材料、加振レベルを変更して動的遠心模型実験を実施したので、本報はその概要を報告する。

2.実験方法

2.1.模型概要

実験は、30G の遠心力場において、無対策 (Case1)、対策工有 (Case2) の 2 ケースを行った。Case2 の実寸換算した模型概要を図 1 に示す (以後、同様に実寸換算値とする)。模型地盤に用いた材料およびその透水係数を表 1 に示す。液状化層は三河硅砂 6 号を、グラベルドレーンは宇部硅砂 1 号 A を用いた。なお、間隙流体には、粘性を水の 30 倍にしたメトロローズ溶液を用いた。

2.2.模型作製方法

基礎地盤部として、層厚 1.2m の支持層 (相対密度 $D_r=95\%$) の上に、空中落下法により、層厚 7.5m の液状化層 ($D_r=60\%$) を作成した。Case2 の対策工は、堤防の右側と左側で異なる対策工を施した。堤防右側の対策工は、 $\phi 150\text{cm}$ のグラベルドレーンの中に、図 2 に示すようなパイプドレーン ($\phi 60\text{cm}$) を設置した。パイプドレーンは、ポリエステル製の XY メッシュで構成された、中空のものである。

堤防左側の対策工は、グラベルドレーンを $\phi 150\text{cm}$ で設置した。対策工の設置の仕方は、基礎地盤作製後の乾燥状態の地盤に対して $\phi 150\text{cm}$ のステンレスパイプを所定の位置に打設し、パイプ内の砂を吸引機で吸い取った後に、ドレーン材を投入し、パイプを抜き取ることで模した。パイプドレーンは、 $\phi 60\text{cm}$ のステンレスパイプ内に設置し、所定の位置に固定する。その後、 $\phi 150\text{cm}$ と $\phi 60\text{cm}$ のステンレスパイプ間にドレーンを投入し、 $\phi 60\text{cm}$ のステンレスパイプを引き抜き、パイプドレーンを設置した。対策範囲は、堤防の右側・左側とも同一とし、打設間隔は 3.0m、改良幅は 8.1m とし、堤体の両法尻部に配置した。

堤体は、最適含水比付近で含水調整を行い、締固め度 $D_c=90\%$ で作製し凍結を行った。液状化層を飽和させた後に、冷凍させた堤体を静置し、解凍を行った。液状化層の

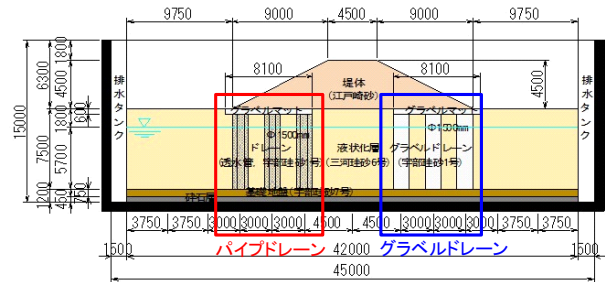


図 1 模型概要 (Case2 対策工有り)

表 1. 使用材料

	今回使用材料	過年度 ²⁾ 使用材料
堤体	江戸崎砂	江戸崎砂
液状化層	三河硅砂 6 号 ($1.4 \times 10^{-4}\text{m/s}$)	宇部硅砂 7 号 A ($6.0 \times 10^{-6}\text{m/s}$)
グラベルドレーン	宇部硅砂 1 号 A ($2.5 \times 10^{-2}\text{m/s}$)	宇部硅砂新特 5 号 A ($2.3 \times 10^{-4}\text{m/s}$)

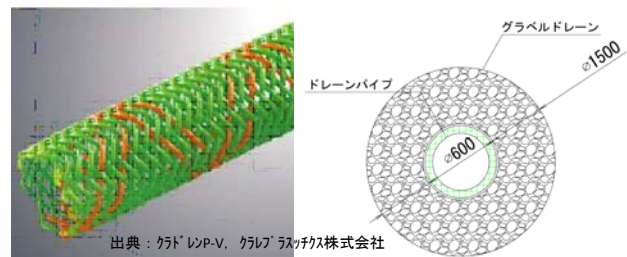


図 2 対策工に用いたパイプドレーン

加振ステップ	繰返し回数		加速度	周波数
	波数	gal		
①	道路橋示方書	I - I - 3 (進路翠橋)		
②	40	150	2	
③	40	300	2	
④	40	300	1	
⑤	40	500	1	

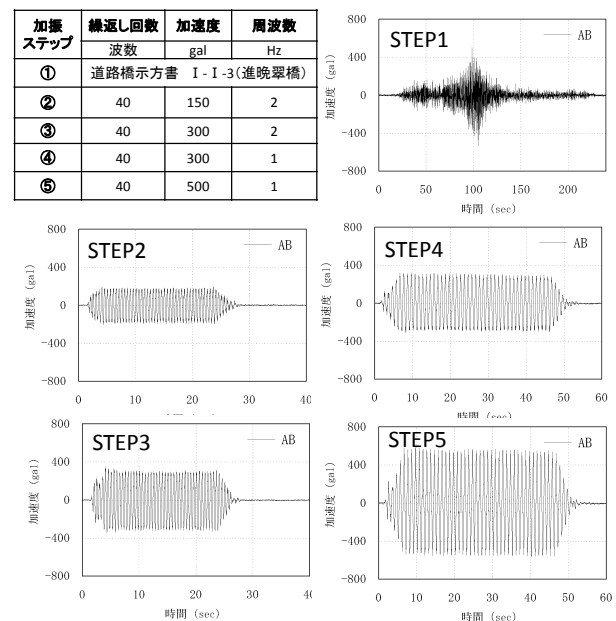


図 3 入力波形

飽和は、真空槽内で模型下端に設けた砕石層からCO₂ガスを注入し、できる限り空気と置換した上で、脱気し、模型下端の砕石層から間隙流体をゆっくりと浸透させた。なお、堤体とパイプドレーンまたはグラベルドレーンの間には、60cmのグラベルマットを敷設した。

2.3.入力地震動

加振実験は、図3に示す通り、5つの波形で実施した。まずSTEP1として、レベル2-1地震動における晩翠橋（I種地盤）の地表面加速度波形を、土槽下面境界以深への逸散減衰と振動台の加振能力を考慮し、振幅を0.8倍としたものを与えた。STEP2は150gal・40波・2Hz、STEP3は300gal・40波・2Hz、STEP4は300gal・40波・2Hz、STEP5は300gal・40波・1Hzとした。

3.実験の結果

3.1.過剰間隙水圧比の比較

図4にSTEP1における過剰間隙比として、水平地盤（P2-1・P3-1）、パイプドレーン間（P2-2・P3-2）、グラベルドレーン間（P2-7・P3-7）の結果を示す。水平地盤の無対策（Case1）の過剰間隙水圧比を見ると、瞬間的には過剰間隙水圧比は上昇しているが、長い時間高い水圧は保ってはおらず、完全に液状化状態にまでは達していない。加振が始まった直後から50秒あたりまでは、排水効果が伝播していないためか、Case1とCase2で大きな違いが見られない。しかし、図4の50秒以降は、明らかにCase2の水圧が抑えられていることから、排水効果によるものと考えられる。また、パイプドレーンまたはグラベルドレーンに挟まれた液状化層の水圧（P2-2・P3-2、P2-7・P3-7）を見ると、Case2の水圧は終始抑制されていることから、対策工より排水された効果と考えられる。

STEP4までは対策工による排水効果により、水圧の発生を抑制できていたが、STEP5ではその抑制効果が低い状況であった。一定の加振レベル（500gal）を繰返し受ける状況になると、排水が追い付かないことが示唆された。ただし、解体後のドレーン内の状況を観察すると、ドレーン内に液状化層の粒子が混入していたことから、繰返しの加振により、排水効果が弱まっていた可能性も考えられる。

3.2.堤体の変位量の比較

表2に各STEPの加振後の堤防天端の沈下量を示す。DV3はパイプドレーン側のり肩の沈下量、DV4は天端中央の沈下量、DV5はグラベルドレーン側のり肩の沈下量であり、DV3～DV5の位置は図4に示す通りである。なお、表中の沈下量は、各STEP終了時点の累積の沈下量である。また、STEP4とSTEP5の加振後の状況を写真1及び写真2に示す。水圧の抑制効果同様に、STEP4まではCase2の沈下量の方が小さく、概ね5割から8割程度の沈下量が抑制された。また写真1のように、液状化層の側方変位（黒い色砂）が小さいことが分かる。しかし、STEP5になると、Case1とCase2でほぼ同様な大きな変形が見られた。Case2の計測不可は、測定レンジを超えたものである。

4.まとめと今後の課題

本実験結果より、グラベルドレーンにより、加振時の過剰間隙水圧の抑制効果が確認できた。しかし、一定の規模を超える加振を行うと、大規模な変形が見られた。これは、繰返しの加振によるドレーンの目詰まりにより、効果が低減した可能性も考えられる。また、今回のパイプドレーン及びグラベルドレーンは、一般的な施工機械で用いられる径（40～50cm）と比べると、かなり大きな径（150cm）での検討となっている。

今後は、実施工を想定したグラベルドレーンの径やピッチの検討を行う予定である。また、透水係数がグラベルドレーンよりもより大きいパイプドレーンの有用性や実装化についても検討を行う予定である。

【参考文献】

1) 土木研究所：河川堤防の液状化対策の手引き、1997.10 2) 富澤、佐々木ほかグラベルドレーンを有する河川堤防の液状化対策効果に関する動的遠心力模型実験、第53回地盤工学研究発表会（CD）

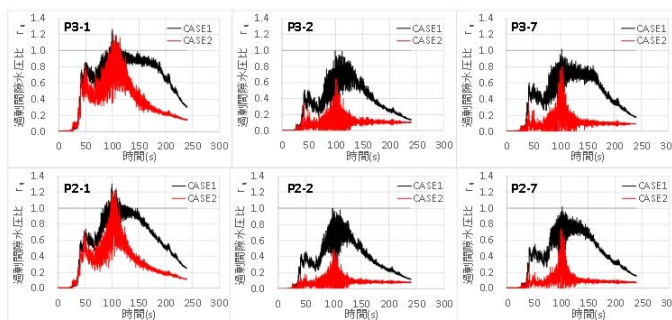
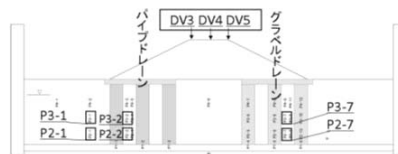


図4 過剰間隙水圧比の比較

表2 変位量の比較（各STEPの累積沈下量）

	CASE1（無対策）			CASE2（対策有り）		
	DV3 左のり肩	DV4 天端中央	DV5 右のり肩	DV3 左のり肩	DV4 天端中央	DV5 右のり肩
STEP1	0.42	0.47	0.43	0.25	0.26	0.26
STEP2	0.50	0.55	0.50	0.27	0.28	0.27
STEP3	0.74	0.74	0.78	0.70	0.44	0.61
STEP4	1.33	1.40	1.21	0.72	0.47	0.64
STEP5	1.87	1.88	1.67	計測不能	1.77	計測不能

（単位：m）



写真1 STEP4加振後の堤防の状況



写真2 STEP5加振後の堤防の状況

洪水パターンの違いが堤防基礎地盤のパイピングに及ぼす影響の検討

パイピング 遠心模型実験

東京工業大学 国際会員 ○堀越 一輝
東京工業大学 学生会員 野田 章太
東京工業大学 国際会員 高橋 章浩

1. はじめに

近年、洪水に対するリスクは上昇している。激烈な豪雨は、毎年のように日本に襲来し、これにより全国各地で多くの被害が生じている。これら近年の降雨災害の中には、線状降雨帯の発生や梅雨前線の停滞による長時間の降雨による水災害も存在している。将来的にも、日本においては、気候変動の影響により洪水頻度の増加や洪水外力の増加が推定されており、このような洪水リスクの増大に対して今後、河川堤防の役割はさらに重要なものになるといえる。

本稿では、河川堤防の決壊の主な要因の一つである浸透流によるパイピング現象に焦点を当て、このパイピングによる堤防損傷の評価方法の検討を行う。丸山らは、様々な繰返し浸透履歴を遠心模型に作用させ、実験中に観察された噴砂傾向や模型に与えた平均動水勾配と地盤を通過した流量、有意な浸透力を超える浸透時間の情報を使い浸透流による堤防の疲労曲線の描画の試みを線形累積損傷度の概念を用いておこなった²⁾。これらの遠心実験で対象とした洪水パターンは、河川水位の単調増加や上昇・下降の繰返しが短期間で生じるような日本において従来型の短期間の継続期間の洪水を対象としたのものであった。本研究では洪水継続期間が長く河川水が長期間高水位で維持されるような欧米や南アジアでの大河川で生じる洪水パターンを考慮した実験を実施した。この結果を用いて、丸山らがおこなった線形累積損傷度による堤防の損傷度の評価方法が洪水継続期間の長い洪水パターンでも適用できるかについて検討した。

2. 遠心場におけるパイピング実験

土構造物の挙動は自重応力に大きく依存する。遠心場模型実験装置は、1/N 縮小模型に重力の N 倍の遠心加速度を加え、縮小模型で実物と同じ応力状態を再現するものである。筆者らは、これまでに遠心模型実験装置を用いて、基礎地盤で発生する後退的なパイピング現象 (Backward erosion piping) の発生と、この進展に伴う堤防斜面の変状を再現している³⁾。パイピング現象に対して、遠心模型実験手法を用いる利点としては、実物スケールの実験と比較し a) 低コスト、短期間での実験が可能。重力場の縮小模型実験と比較し b) 現象の発生および進展段階でスケール効果が確認されているパイピング現象⁴⁾に対して、実大スケールの応力場を再現した実験の実施が可能。c) 応力依存が高い基礎地盤のパイピングに伴うその直上の堤防斜面の変形挙動の再現性が高いことが挙げられる。一方で、パイピングを含む地盤内の侵食現象に関する遠心場での相似則は現段階では整備されておらず、実験結果を解釈するには注意が必要である。しかし近年、遠心場での相似則はパイピングの進展と基礎地盤材料の粒径⁵⁾および遠心加速度の影響⁶⁻⁷⁾は検討がなされている。

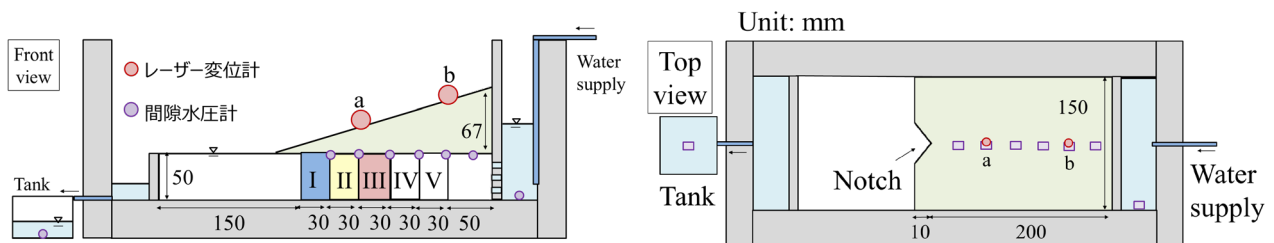


図-1 実験模型

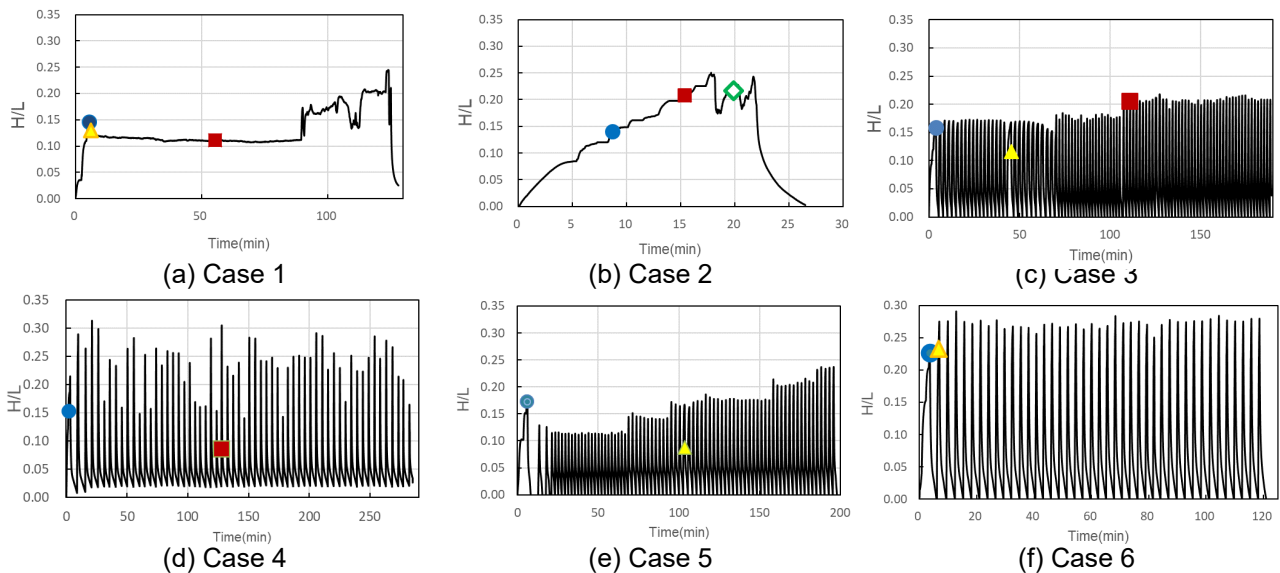


図2 実験中の洪水履歴（洪水外力）

3. 実験概要および実験条件

図1に実験模型の断面図と平面図を示す。この模型は、河川堤防の堤内地側の堤防斜面とその下の基礎地盤をモデル化したものである。模型の奥行は150mmある。模型材料として、珪砂8号(平均粒径0.16mm, 相対密度30%, 透水係数 9.6×10^{-3} cm/s)を基礎地盤に、カオリン粘土(含水比55%, 飽和密度 1.38Mg/m^3 , 一軸強度14kPa)を堤防斜面に使用した。実験に用いた土槽の両端には、それぞれ給水溝と排水溝を設置している。浸透水は上流側の給水溝から、模型地盤の基礎地盤表面以下の部分から模型地盤に流入する。模型の下流部には、越流堰を設けており、これによって実験中、下流側の水位は常に基礎地盤の表層と同じ高さに保たれる。また、法尻で観察させる噴砂の初期配置を推定するため、図1のI~Vの領域には色付き焼成珪砂8号を配置している。この実験システムを使用し、遠心加速度場50Gにおいて模型浸透実験を実施した。さらに詳細な実験システムの内容は文献³⁾に詳しい。本報告では、実験パラメータを洪水パターンとして、基礎地盤層厚5cm(実物換算2.5m)の単層構造の模型に対して実施した遠心模型実験の結果を分析する。

実験パラメータである洪水パターン(模型地盤に与えた浸透履歴)を図2に示す。これは基礎地盤の表層の高さを基準として、給水溝で計測された水頭増分を堤防の浸透路長さで除した平均動水勾配なのである。Case1は河川水位の単調増加によって法尻部に噴砂が確認された後、直ちにその水位を一定にしたケース。(以降、この噴砂開始時の平均動水勾配を H_i/L と記す) Case2以降は筆者らがこれまでに報告した実験で^{2,3)}、本稿ではこれらを再度、分析する。Case2は H_i/L 到達後も河川水位を単調増加させ続けたケースである。Case3は、 H_i/L に到達後、直ちに水位を下げ、この同じ水位の H_i/L を数回繰り返し与え、その後水位を上昇させ、上昇させた水位についても繰り返しを与えたケースである(繰り返し回数97)。Case4は、 H_i/L の0.8, 1.0, 1.2, 1.4倍の4つのレベルの上流側水位による浸透をランダムで60回、模型に与えたケースである。Case5は、 H_i/L に河川水位が到達後、この値より低い水位から繰り返しの浸透を加え、その値を徐々に上昇させたケースである(繰り返し回数77回)。Case6は、1回目の浸透で河川水位 H_i/L を与えた後、2回目以降の繰り返しの河川水位を常に高く設定したケースである(繰り返し回数42回)。図2において、●のプロットは「パイピングの開始」に対応する図1のI領域からの噴砂の確認位置を示す。以下、同様に△で、領域II、■で領域III、◇で領域Vからの噴砂が確認されて位置を示している。Case4については、領域Iと領域IIからの噴砂はほぼ同時に生じた。

4. 実験結果とその分析

4.1. 実験結果

各実験ケースにおける噴砂が開始した平均動水勾配は、Case1で0.146, Case2で0.145, Case3で0.169, Case4で0.153, Case5で0.172, Case6で0.226である。図3に高水位の維持であるCase1, 河川水位を堤防が破壊するまでほぼ線形に上昇させたCase2, そして、繰り返し浸透の実験ケースであるCase3における実験中に図1のaおよびbの位置で計測した鉛直変位の結果を示している。(マイナスが沈下) Case1については、aの位置のみで鉛直変位

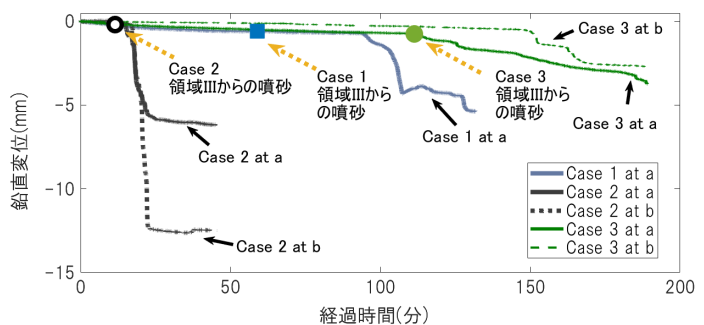


図3 実験中の鉛直変位(Case 1-3)

を計測した。この図において、■, ○, ●でプロットしている点が各ケースの図1の法尻付近での領域IIIからの噴砂の開始位置で、これはパイピングの先端が領域IIIに到達したことを意味している。これを見ると、噴砂が確認された段階でその水位を継続的に維持したCase 1は、パイピングが堤防斜面の1/3の位置に達した後も、著しい沈下は見られなかった。なお、このCase 1において、経過時間90分付近で急激な沈下がみられる。これは、一定の平均動水勾配下では、パイピングの進展がなかったため、図2(a)のように上流側の水位を急激に上げたためである。Case 1の水位一定時における噴砂の様子は、図1のNotchの部分から噴砂が時間を掛けて滲んでいくように進展していた。Case 2の線形型の水位上昇に関しては、領域IIIからの噴砂が確認されたあと、そのわずか後に盛土は急激に沈下を示した。この時の様子は、激しい局所的なボーリングや法尻付近の斜面の部分でのクラックが発生し、その後、そのクラックが生じた箇所からの激しい噴砂・噴水を確認した。また、このケースはパイピングの進展が上流境界付近まで進展し、最終的に模型が滑り破壊のような形で壊れたため、最終的に上流側に設置してあるbの位置での変位が大きくなった。Case 3に関しては、領域IIIまでパイピングが進展した後、aの位置で沈下が緩やかに発生した。bの位置では、aの沈下が顕著に見られはじめてから20サイクルほどの浸透履歴を受けた約40分後に顕著な沈下が開始した。このケースは、各浸透サイクルの頂点付近の際、激しい噴砂・噴水、斜面部でのクラックが発生したが、1サイクル当たりの有意な浸透の継続時間は短いため、上記の噴砂等は瞬時に発生し、すぐ落ち着きを見せ、このサイクルを繰り返した。

4.2. 結果の分析

パイピングの進展によって法尻で発生する噴砂の総量は、基礎地盤を流れる水の総流量に関係があると考え、実験結果の整理をおこなう。実験中においては、排水タンク内の水位を計測することによって流量を計測した。しかし、排水タンクの容量には限界があったため、実験の後半部には排水タンクが満タンとなり、実験を通しての流量は計測できなかった。そこで、総流量の代わりに式(1)のような総流量指標 T を用いて評価する。この評価にあたり、河川水位が比較的低い位置にあるとき、浸透力はパイピングの進展に影響を与えず、河川水位がある閾値を超えたときパイピング進展するものとした。この総流量指標 T は図4において斜線部の面積である。

$$T = \int_0^t H/L \times Y(H/L - H_{cr}/L) dt \quad (1)$$

ここでは、パイピングの進展に及ぼす浸透力の閾値を、平均動水勾配表記で H_{cr}/L で表し、 t は時間、 Y はヘビサイド階段関数である。 $(x \geq 0$ のとき $Y(x)=1$ で、それ以外は $Y(x) = 0$ である。筆者らは、 H_{cr}/L を法尻付近で初めて噴砂が発生した際の平均動水勾配 H_i/L として、上式において、総流量指標を計算し、この総流量指標と噴砂量の直線的な関係があることを示した。そして、この関係を用いて、堤防の損傷と浸透履歴の関係について検討した²⁾。しかしながら、この H_{cr}/L を噴砂発生時の平均動水勾配 H_i/L に設定した場合、浸透履歴の特性によっては、式(1)の総流量指標 T を堤防の劣化を評価するパラメータに適用できない場合がある。図2(a)の高水位が維持されるCase 1では、 H_i/L の平均動水勾配は図2(a)の●の位置である。このケースでは、噴砂開始後、 H_i/L の水位の維持を試みた。(実際には、浸透時間に伴ってわずかに減少していく)この場合は、式(1)は $T = 0$ となり、この区間の浸透はパイピングの進展に影響しないことになる。

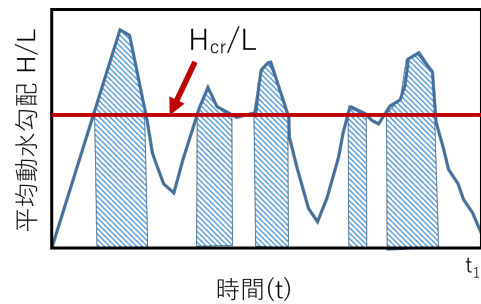


図4 総流量指標 T

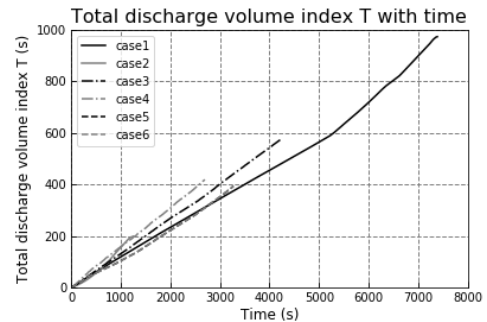


図5 閾値 $0.4 \times H_i / L$ による設定条件の検討

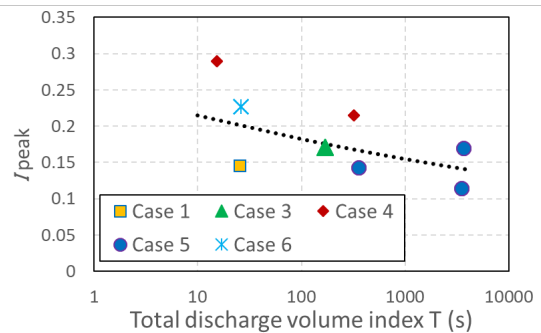


図6 疲労曲線

表 1 総流量指標 T と I_{peak}

	総流量指標 T (s)	I_{peak}	累積損傷度 D
Case 1	25.3	0.146	0.098
Case 3	169.8	0.171	2.085
Case 4	44.0	0.252	8.865
Case 5	149.9	0.128	0.229
Case 6	26.2	0.227	2.434

しかしながら、このような高水位が一定の *Case 1* においてパイピングは進展した(図2(a)の△と■の点は図1における領域IIとIIIを起源とした噴砂の開始位置である)。さらに、*Case 3,4*および5においては図2のように図中の●点の H_i/L より低い平均動水勾配においてもパイピングの進展が確認できる(領域IIおよびIIIを起源とする噴砂)。そこで閾値である H_{cr}/L を見直し総流量指標 T の時間関数を求めた。この閾値の値について、噴砂開始時の平均動水勾配が各実験ケースで異なることから各ケースの H_i/L 値の0.2~1.0までの倍率で0.1毎に検討したものと、実験ケースに関わらず H_{cr}/L を0.1, 0.05, 0.025と具体的な値を入れて検討した。本稿では、総流量指標 T と H_{cr}/L 以上の浸透の累積時間 t において、浸透履歴の違いがわずかであった $0.4 \times H_i/L$ の値の時間関数を図5に示す。この $0.4 \times H_i/L$ は各実験ケースで0.06-0.07程度の平均動水勾配である。(Case 6のみは0.09)

この総流量指標 T を使用し累積損傷度の考え方から、浸透による堤防の損傷と浸透履歴の関係の構築を試みた。この累積損傷度は金属疲労の分野で広く知られたものであるが、地盤工学でも液状化の程度を把握するために用いられる考え方である。本研究では、線形累積損傷度則を今回の遠心模型実験の結果に適用する。金属疲労における応力振幅を河川堤防に作用する平均動水勾配の変動に置き換え、ある値の平均動水勾配 H_j/L による浸透が N_j 回繰り返すことで堤防が損傷すると仮定する。この H_j/L が n_j 回繰り返し作用させたときの疲労損傷度 ΔD_j は式(2)で表される。 k 個の異なる複数の大きさの平均動水勾配 ($H_1/L, H_2/L, \dots, H_k/L$) が作用する場合、その堤防の損傷度 D は式(3)で計算する。この $D \geq 1$ となったとき堤防は損傷し、機能低下を引き起こすものと仮定する。

$$\Delta D_j = \frac{n_j}{N_j} \quad (2)$$

$$D = \sum_{j=1}^k \Delta D_j = \sum_{j=1}^k \frac{n_j}{N_j} \quad (3)$$

今回の実験では、*Case 2* を除き著しい堤防の破壊はなかったが、各ケースでパイピングの進展とそれに伴う堤防の変状が生じた。本稿では損傷度合のひとつとして、法尻から有意な噴砂が発生した段階に着目した(図1の領域IIを起源とする噴砂の確認)。繰り返し浸透を与えた実験ケースでの各サイクルの最大平均動水勾配を I_{peak} とし、高水位一定の *Case 1* では一定水位の基準値である H_i/L を I_{peak} とし定義し、これらの I_{peak} と閾値を $0.4 \times H_i/L$ として計算した総流量指標の関係を図6に示す。これによると総流量指標の増加によって I_{peak} が低下していく傾向が確認でき、この関係を各ケースの重みが同じになるようにフィッティングを行った結果が図6の破線になる。これを浸透による堤防の疲労曲線とした。この表1に各実験ケースでパイピングが領域IIまで到達した地点での総流量指標 T と I_{peak} 、疲労曲線から求めた累積損傷度 D を示す。なお、*Case 2* では領域にIIに色砂を配置していないため検討には含めていない。表1の各ケースの累積損傷度の値より、本研究で描いた疲労曲線は *Case 1* のような高水位が長期間一定に保たれた条件において累積損傷度を過小に評価し、*Case 4* のような不規則な洪水パターンにおいて累積損傷度を過大評価する。この不規則な洪水パターンに関しては、負荷のかかる順番を考慮にいれた分析が必要である。

5. まとめ

本報告によって、明らかにされた事項は次のように要約される。1) 洪水パターンの差異により、法尻で確認できる噴砂の様子や斜面部の沈下の傾向は異なる。2) 総流量指標と平均動水勾配の関係から、疲労曲線を作成した。高水位が継続するような浸透履歴や不規則な浸透履歴を対象とした場合、累積損傷理論における振幅の取り扱いに注意する必要でさらなる分析が必要である。

謝辞 本研究は、日本学術振興会科学研究費補助金若手研究18K13825(代表者：堀越一輝)を受けて実施したものである。深く感謝申し上げます。

参考文献 1) 国土交通省ホームページ：気候変動を踏まえた治水計画に係る技術検討会，第5回配布資料，2019。(http://www.mlit.go.jp/river/shinngikai_blog/chisui_kentoukai/dai05kai/index.html) 2) 丸山ほか：繰り返し浸透流による堤防基礎地盤の内部侵食の進展に関する遠心模型実験，第52回地盤工学研究発表会，pp.943-944,名古屋，2017. 3) Koito et al.: Physical modelling of backward erosion piping in foundation beneath levee, *ICSE8*, pp. 445-451, 2016. 4) Sellmeijer et al., Fine-tuning of the backward erosion piping model through small-scale, medium-scale and Ikdijk experiments, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Vol. 15, Issue 8, 2011. 5) 田村，岡村，金子：河川堤防の高水時パイピングの進展に及ぼす粒径の影響，第54回地盤工学研究発表会，pp.953-954, 2019. 6) 露口，田村，岡村：高水による堤防パイピングの遠心模型実験におけるスケール効果，第54回地盤工学研究発表会，pp.951-952,大宮，2019. 7) van Beek et al.: Piping: Centrifuge experiments on scaling effects and levee stability, *Proc. 7th Int'l Conf. Physical Modelling in Geotechnics*, pp.183-189, Zurich, 2010.

河道と堤防の一体的設計による破堤危険性の小さい河川を考える

河道計画・設計 治水ストック 河道断面形の式、
堤防脆弱性指標、堤防破壊危険箇所

中央大学研究開発機構 ○福岡 捷二
中央大学研究開発機構 田端 幸輔

1. 序論

人口減少、高齢化、財政不足等、社会・経済の変化は、治水事業を取巻く環境を大きく変化させ、また気候変動にともなう豪雨・洪水外力の巨大化は、大規模洪水災害発生の危険性を著しく高めている。このような状況変化の中で、堤防破壊に関する技術検討は、長年にわたり堤防断面の土質構造に着目し、土の飽和度、強度、変形を主眼に検討されてきているが、今必要なことは、長大な堤防がいつ、どこが、どのような破壊形態をとるかを推定し、避難時間をどの程度稼げるか等、堤防管理、強化対策に活きる技術の確立である。起こりうる甚大な洪水氾濫災害を避けるためには、堤防破壊危険確率と地域の水害リスクを考慮した治水と水防を着実に実行していくことである。

現在の河道計画では、堤防と河道は独立に検討され、洪水流という外力に対し、本来あるべき両者の一体的設計がなされていない。すなわち、流下能力の観点から合理的な河道の縦・横断面形を持ち、かつ越流、侵食、浸透破壊の危険性が小さい堤防を有する合理的な河道設計を狙いとした設計法となっていない。一体的設計となっていない理由は、河道と堤防は、災害を経験として国力に合わせて、時間をかけて徐々に強化され、現在の形に造られてきた経緯があり、一気に造られたものでないためであり、重要な治水インフラの設計理念が弱いのが課題である。

気候変動に伴う洪水規模の巨大化に対応するため、行政は気候変動シミュレーションに基づく計画降雨の検討、すなわち河川の計画規模の強化の検討を始めている。それは現行の基本方針河道達成の延長上に位置付けられるものであり、現在の計画規模の河川整備が急がれる。長大な土構造物としての堤防は、歴史的に徐々に拡大強化されてきた。このため、堤防設計が経験に頼るところが多く、河道整備の遅れもあって、洪水流量の増大につれて破堤の危険性が高まってきた。堤防の変形から破壊危険箇所等を推定するのでは遅すぎ、かつ手がかかりすぎる。むしろ、堤防破壊を起こす兆候、キッカケを見つけることが重要と考える。河川堤防の危険箇所の発生は、洪水流による河道及び堤防内の水の動きから生じる。長大な堤防のどこが、どのような破堤を生ずるかを判断するには、洪水時の水の動きから破堤に繋がる「キッカケ」を捉え、また「キッカケ」を生じさせないような堤防-河道システムを作ることが重要である。

本研究は、洪水時の河道流れと堤防内の水の流れの視点から、堤防の破壊危険性の小さい河川について論ずる。なお、本文では、基礎地盤のバイピングによる破壊は検討対象としていない。

2. 河道と堤防を一体化した河道計画・設計・整備に向けて

ダムと河道は、治水計画の主要な課題として長年にわたり検討されてきた。近年河川における洪水水面形の時間変化の観測・解析とそれらの河道計画、管理への活用によって、これまでの河道計画の考え方、維持管理の在り方が大きく変わり、ダムと河道・堤防等の治水ストックの効果的な活用の重要性を示してきた¹⁾²⁾。

近年、河川堤防の技術研究が進んできたことから、堤防等の治水ストックと堤防と河道のシステムを適切に活かし、流域全体の治水安全度の設定とそれに基づく河川整備・管理が重要となる。まずは堤防等、流域の治水施設のストックの実力を正しく評価できなければならない。

河道計画・設計の基本は、計画高水位以下で洪水を安全に流下させることの可能な河道と堤防づくりにある。堤防の役割は洪水氾濫を防ぐことである。これには、越流、洗掘、浸透による破壊危険性の小さい堤防と合理的な縦・横断面形持つ河道システムを設計できなければならない。

堤防は土で築造されていることから、堤防破壊については、地盤工学的な変形解析に基づく検討が一般的である。このような調査研究は重要であるが、堤防が変形し、破壊することによって人命・資産が損傷を受けることは、河川管理上許されることではない。堤防がどこで、どのような破壊を起こすのか、その「キッカケ」となる現象を事前に察知し、回避できるようにすることが河川管理上特に重要で、「キッカケ」を有する場所が分かってから堤防が変形し破堤に至る機構を調べればよいと考える。

堤防の破壊による洪水氾濫は、生命・財産を失わせることになり、最も避けなければならない。これまで、堤防について、その土質構造と強度、基礎地盤状況等がよくわからないことを理由に、技術検討が遅れてきた。これは、堤防の設計・管理が経験に基づくところが多いことも関係している。堤防構造とその安定性については、科学的に進められなければならない。前述したように、現在の河道計画では、河道と堤防を一体的に検討する設計法がとられていず、例えば流下能力の検討は堤防法線を与えて行う等、実態にそぐわない課題を有している。また、堤防の浸透、侵食、越流破堤の判定は個々に行われる。現在の判定法も一つの方法であるが、河道の流下能力と堤防の安定性は一体的に検討されるべきものである。

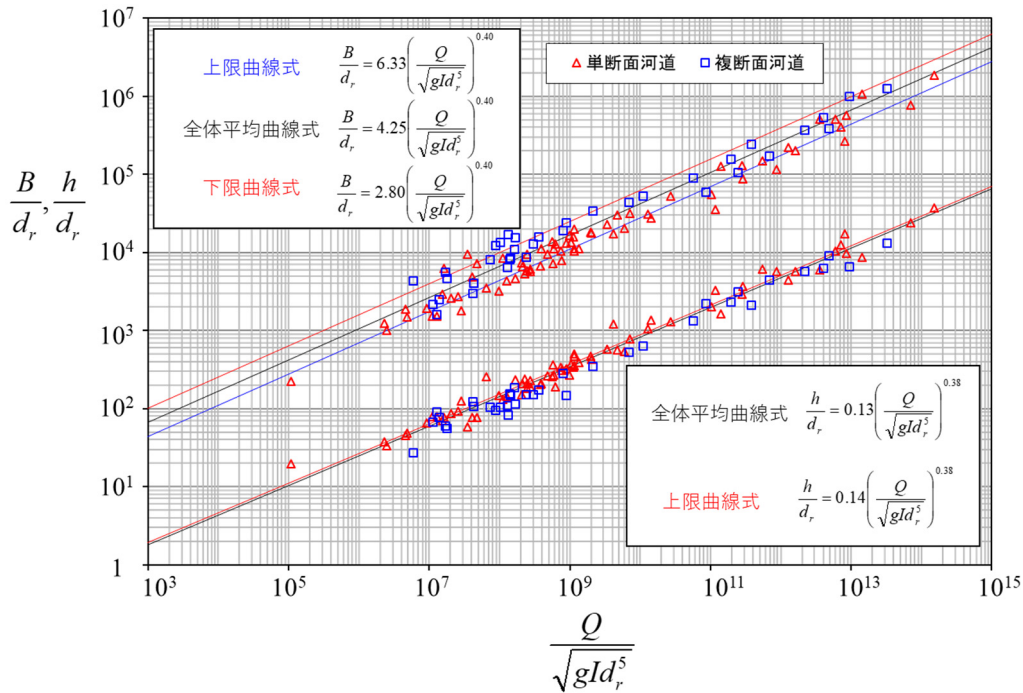


図-1 基本方針河道の無次元河道形成流量と無次元河道、無次元水深の関係

洪水時の堤防の浸食と浸透は同時に起こり、ある流量以上になると、堤防からの越流の危険性も高まることから、堤防の破壊に関わる3つの事象は、ほぼ同時に起こっていると考えるのがよいからである。

土で築造される堤防には、堤防構造を安定的に維持できる設計、管理技術が必要とされる。堤防の洗掘、越流、浸透による決壊を起こさないようにするためには、洪水時の河道及び堤体内において破堤に繋がる「キッカケ」となる流れを出来るだけ起こさない堤防-河道システムを作ることである。すなわち、堤防決壊の「キッカケ」は洪水によって起こることから、それぞれの破堤の「キッカケ」となる水理現象を出来る限り防止することが、3つの総合的な作用による「破堤」を防ぐことになる。

2.1 「越流破堤」の「キッカケ」を小さくする河道

土堤防は越流には極めて弱い特性を有しており、このため基本方針河道では、計画洪水が、計画高水位以下で流れるような河道断面を考えている。しかし、超過洪水に対しても、余裕高部分の流れ、堤防天端を越えないような河道断面を造ることが出来れば、越流破堤は生じにくいことになる。福岡は、沖積地河川における無次元河道形成流量に対する無次元河幅・水深の関係を、次元解析的手法を用いた²⁾。沖積地河川では、流下能力を超える流量が河道を流れると、土砂の移動により河道断面形は変化し断面積は広がる。このときの最大流量を、変形を受け広がった河幅の「河道形成流量」と呼ぶ。河道断面形状を規定する物理量は式(1)であらわされる。

$$f(Q, B, h, I, d_r, g, \rho, \sigma) = 0 \quad (1)$$

ここに、 Q ：河道形成流量、 B ：河幅、 h ：水深、 I ：河床勾配、 d_r ：代表粒径、 g ：重力加速度、 ρ ：水の密度、 σ ：土粒子密度である。式(1)について次元解析を行うことにより、8つの物理量は、式(2)の5つの無次元量で表現される。

$$\phi\left(\frac{Q}{\sqrt{g I d_r^5}}, \frac{B}{d_r}, \frac{h}{d_r}, I, \frac{\sigma}{\rho}\right) = 0 \quad (2)$$

福岡は、望ましい安定した河道断面形について、国内、国外の種々の河道特性、洪水特性を持つ多くの河川について式(2)を用いて検討した。図-1は、我が国の一級河川の直轄基準地点において計画河道を計画高水流量が流れるときの無次元計画高水流量と無次元河幅、無次元水深の関係を解析データに基づいて示す。図中には上限、平均、下限式を示す。無次元河幅については、図-1の上限式と、下限式の範囲に含まれると河幅は安定であることを示す。一方、望ましい無次元水深は、洪水流が望ましい無次元河幅の範囲内で流れ、かつ、計画高水位を越えなければ良いことから、上限式と平均式のみ示している。式(3)、(4)は、無次元河道形成流量と無次元平均水深、無次元平均水深の関係を示す。

$$\frac{B}{d_r} = 4.25 \left(\frac{Q}{\sqrt{g d_r^5}} \right)^{0.40} \quad (3)$$

$$\frac{h}{d_r} = 0.13 \left(\frac{Q}{\sqrt{g d_r^5}} \right)^{0.38} \quad (4)$$

堤防から越流させない河道の断面形は、式(3)、(4)より決める。

2.2 「洗掘破堤」の「キッカケ」を小さくする河道

堤防表法の洪水流による洗掘量を見積もるには、堤防表法面を構成する複雑な土の洗掘特性を知る必要があり、さらに堤防際の局所水理現象と洗掘を関係付けなければならない。複雑な流れと土質材料に対し、現在の水工学の知識で一般的に適用可能な河岸洗掘量を得ることは容易でない。もちろん、特定河川の特定河岸の洗掘深を見積もることは可能であるが、導かれた式は一般的な河岸洗掘深の評価式にはなり得ないのが実情である。しかし、上述の越流破堤に対して検討された河道断面について、船底型河道断面形を採用すれば、大きな洗掘や堆積を生じない河道断面形を維持することが明らかにされている³⁾。遠賀川で検討された船底型河道⁴⁾では、洪水流は断面内でよく制御され、堤防の洗掘破壊の危険性は著しく小さくなる。船底型河道断面形で、かつ、式(3)、式(4)を満足するような断面を持つ河道は、洗掘に対し安定な河道断面となる。今後、種々の土から構成されている堤防について、高精度な侵食解析が可能になれば、それをを用いることも選択肢の一つであるが、現在段階では、式(3)、式(4)により断面形を検討するのがよいと考えている。

侵食に耐え、望ましい流れをもたらす河道は、洪水流の抵抗が小さく、水面の上昇を抑制する河道であることから、上述のように、船底形河道等で、侵食破堤も越流破堤を起こさない河道の実現に向けた検討が期待される。

2.3 「浸透破堤」の「キッカケ」を小さくする河道

洪水時、堤防が変形すると破堤に繋がる可能性があるため堤防が変状を呈する前に、変状をきたす危険性の高い場所を見つけ、事前に対策をする必要がある。特に、浸透破壊が生ずる場合には、堤防の変形を伴うことが多い。この事実が、堤防の変形に着目する研究が多い理由である。

しかし、浸透破壊についても、堤防内の浸透流を「キッカケ」とする現象を如何に的確に表現するかが、浸透破壊危険性の高い箇所を見つけるカギとなる。堤防が変形し破堤に至る機構は重要であることは言うまでもない。浸透破壊を起こす浸透流の「キッカケ」となる場所が推定できたときに、変形・破壊の機構の蓄積はより重要性が増すことになる。

水理学的には、堤防の裏法先に浸透水が達することが浸透破壊の「キッカケ」の条件と考える。福岡、田端はこの条件に対して、堤防の浸透破壊を判定する式(5)で表現される堤防脆弱性指標 t^* を見出した⁵⁾。

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

ここに、 H ：堤防表法面における高水敷高からの洪水最大水位、 k ：堤体の平均透水係数、 t' ：高水敷高から最大水位までの洪水継続時間、 λ ：空隙率、 b ：最大水位になったときの堤防の敷幅である（図-2 参照）。

式(5)は、現地堤防と模型堤防の浸透現象に対する力学的相似条件を与える式である⁵⁾ことから、式(5)を用い、現地堤防や模型堤防で観測された浸透破壊や、崩壊時の t^* がとる値の範囲が明らかになった。堤防決壊時の t^* は 0.1 以上の範囲にプロットされる。また、裏法滑りは、 t^* が 0.01～0.1 の範囲で起こる。また、裏法先付近からの噴砂が確認されているケースは、0.001～0.1 の範囲で起こる。これにより、堤防の浸透破壊危険箇所が t^* を用いて科学的に推定することが可能になった。経験に基づく判断によることが多い堤防問題が、科学的に検討できるようになったのは、大いなる進展と考えてよい。

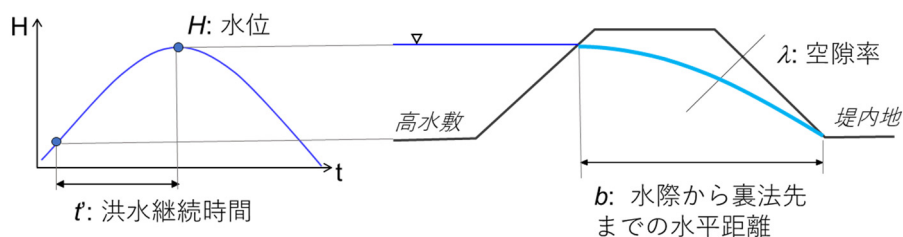


図-2 堤防脆弱性指標 t^* に用いる変数の定義

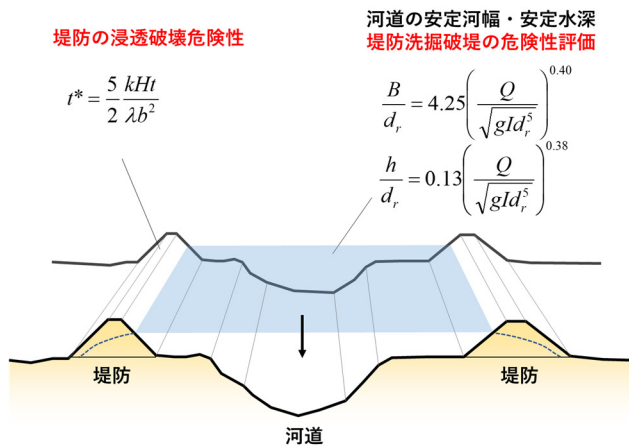


図-3 河道計画，設計の基本的考え方

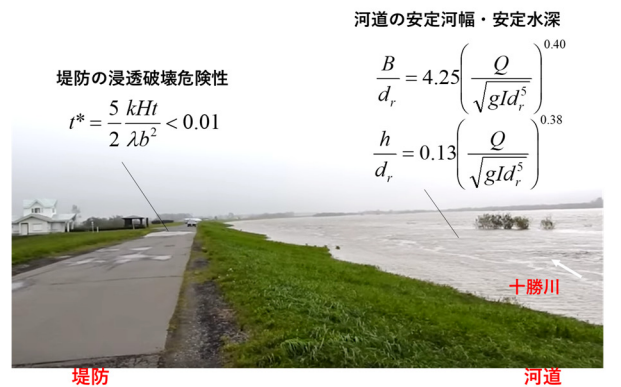


図-4 十勝川での堤防浸透破壊危険性，河道安定性の検討

画像：平成28年8月台風10号による十勝川の増水（豊頃町茂岩橋、ハルニレの木周辺十勝川左岸の映像）2016.8.31，10：30～11：30頃（撮影者片山昇一）

以上のことから 大規模洪水によって、越流，洗掘，浸透破堤の起こらない河道と堤防は，図-3，図-4 に示すように，大洪水(Q, H, t)が，堤防(k, λ, b)を有する河道(B, h)で起こったときに，福岡の安定な河道断面式(式(3)と式(4))及び脆弱性指標 t^* (式(5))の閾値の両方を同時に満たすように決められる。河道と堤防を一体とする考え方が，平成28年8月の北海道を襲った台風による十勝川大洪水時の河道と堤防に適用された。その結果，長時間に及ぶ計画高水位を超える洪水が，式(3)，式(4)，及び式(5)を満足していることが明らかにされた⁹⁾。

3. 結論

土の堤防はどのような材料を用いてどこまで大きくすれば，越流破堤，浸透破壊，侵食破壊に対して安全であるかの明確な判断基準はなかった。これは一つに，河道の設計と堤防の設計は，本来一体的に行われるべきものが長年にわたり別々に行われてきたことに関係する。洪水時，堤防が変形すると破堤に繋がり，大災害が発生する可能性が大きい。したがって，堤防が変状を呈する前に，危険性の高い場所を見つけ，事前に対策をする必要がある。それには，堤防破壊のキッカケとなる洪水時の流れを如何に適切に捉えるかが重要であることを示し，両者を一体的に考えた判断基準を検討した。

一体的設計にあつては，河道は，大洪水流量を HWL 以下で流す流下能力を持ち，堤防に重大な侵食をもたらさないこと（耐越水）（耐侵食），さらに，洪水流により堤体内を進む浸透水が，いつ裏法先に達したかを算定でき，堤防脆弱性指標の閾値 ($t^*=0.01$) より低い値をとること（耐浸透）を満足する河道－堤防システムでなければならない。

この河道計画の基本となる浸透，侵食破壊等の重要な課題に対し，河道の構造，堤防の構造・土質等が明確な十勝川の計画規模の大規模洪水に対して，河道流下能力に関する福岡の式と堤防脆弱性指標 t^* を用い評価を行い，両者が安全であることが実証された。

参考文献

- 1) 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利システムを見える化する—，土木学会論文集B1(水工学) Vol.73, No.4, I_355-I_360, 2017.
- 2) 福岡捷二：洪水水面形観測情報の広域的・総合的活用による流域治水の考え方の構築に向けて，河川技術論文集，第23巻，pp. 251-256, 2017.
- 3) 福岡捷二：温暖化に対する河川の適応技術のあり方—治水と環境の調和した多自然川づくりの普遍化に向けて（招待論文），土木学会論文集F, Vol.66, pp. 471-489, 2010.
- 4) 笹木拓真，宮原 幸嗣 福岡捷二：複断面から船底形断面河道への改修による洪水流況及び低水路河床高の変化，河川技術論文集，第20巻，pp. 277-282, 2014.
- 5) 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-SFn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.
- 6) 福岡捷二，石塚宗司，田端幸輔：堤防脆弱性指標を用いた平成28年十勝川大洪水時における丘陵堤整備区間の浸透破壊に対する安全性と破堤リスク軽減に向けた今後の堤防設計の考え方，土木学会論文集B1（水工学），Vol.75, No.2, 2019.

河道特性と堤防被災

国土交通省国土技術政策総合研究所 正会員 ○諏訪 義雄
笹岡 信吾

1. 河道特性

河川堤防は沖積平野につくられる。山本¹⁾は、河川が運搬する流砂が分級堆積して沖積平野が形成されることに着目し、沖積平野を流れる河道をセグメント区分する見方を提案している。図-1は、セグメントの特徴である。セグメントMは河道に岩が露出する山間地であるが、築堤されないのが一般的であるためここでは説明を割愛する。セグメント1は扇状地であり、河床勾配が1/60～1/400と急で、河床材料が粒径2cm以上の礫からなり、高水敷・河岸は形成されない。セグメント2-1は自然堤防帯・谷底平野であり、河床勾配はセグメント1よりも緩く1/400～1/5,000、河床材料は1～3cmの礫だが、高水敷・河岸の上部は河床材料よりも細かい細砂・シルト・粘土で形成されている。セグメント2-2も2-1と同様自然堤防帯河川であり、河床勾配は1/400～1/5,000と緩く、河床材料が1cm～0.3mmの細礫・粗砂・中砂であり、高水敷・河岸は河床材料よりも細かい細砂・シルト・粘土で形成されている。セグメント3はデルタを形成する河川であり、河床勾配は1/5,000以下と緩く、河床材料が0.3mm以下の細砂であり、河岸はシルト・粘土で形成されている。

沖積平野における低水路河道（河床勾配、水深、川幅、河床材料、河岸材料）は、流砂と河岸がバランスするよう形成されることから、各セグメントにおける洪水時に発生する流速の範囲がわかる。図-2は、山本¹⁾が作成した日本の沖積河道における河床材料の代表粒径と流速の関係に、セグメント区分及び実物供試体の水理実験から評価された高水敷・堤防材料の侵食限界流速²⁾の範囲を合わせて示したものである。日本の沖積平野では、流砂と河岸のバランスで形成される低水路河道の外側に高水敷を確保して堤防が作られる場合が多いので、大洪水時には水深が大きくなり発生する流速も大きくなる。図-2から、セグメントによって発生する流速の範囲が異なり、セグメント1では計画洪水流量時に流速が高水敷・堤体土の侵食限界流速を大きく上回ることで、セグメント2,3では流速が高水敷・堤体土の侵食限界流速を下まわるか同程度であることがわかる。

2. 堤防被災等の実態と河道特性（主として中規模出水）

図-3は、平成元年の直轄河川災害における堤防被災関係係3事例の被災細分、被災箇所河道特性内訳を示したものである。地震以外の洪水等による堤防の被災メカニ

各セグメントとその特徴 出典：山本¹⁾著、沖積河川—構造と動態—、p89,技術室出版

セグメント	M	1	2-1	2-2	3
地形区分	山間地	扇状地	谷底平野		デルタ
河床材料の代表粒径 d_{50}	さまざま	2cm以上	3cm～1cm	1cm～0.3mm	0.3mm以下
河岸構成物質	河床河岸に岩が出ていることが多い	表層に砂、シルトがのることがあるが薄く、阿庄材料と同一物質が占める	下層は河床材料と同一、細砂、シルト、粘土の混合物		シルト・粘土
勾配の目安	さまざま	1/60～1/400	1/400～1/5,000	1/5,000～水平	
蛇行程度	さまざま	曲がりが少ない	蛇行が激しいが川幅水深比が大きいところでは8の字蛇行又は島の発生		蛇行が大きいものもあるが小さいものもある
河岸侵食程度	露岩によって水路が固定されることがある。沖積層の部分は激しい	非常に激しい	中：河床材料が大きい方が水路はよく動く		弱：ほとんど水路の位置は動かない

図-1 各セグメントと特徴

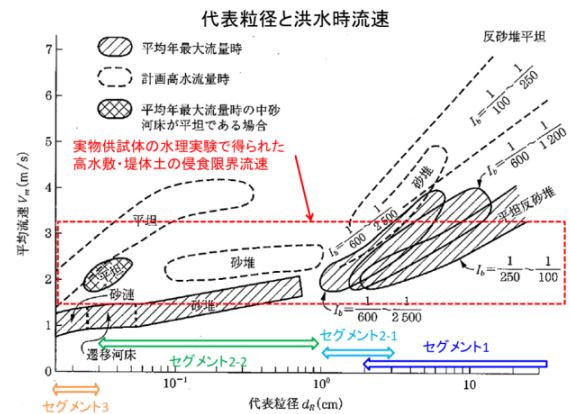


図-2 各セグメントの低水路平均流速¹⁾と高水敷・堤体土の侵食限界流速²⁾

ズムは、大きくは侵食、浸透、越水の3つに分類することができる。図-3から、平成元年の直轄河川の堤防被災内容としては浸透被災である漏水・裏のり被災・表のり被災が半数以上の37例と最も多く、次いで侵食被災である堤防侵食・道路侵食が23例、風浪越波が3例の順となっていることがわかる。セグメント区分としては、区分不能が6例あるものの、セグメント1が13例、2-1が22例、2-2が14例、セグメント3・湖沼が8例であった。

セグメント区分別の被災細分を見たものが、図-4である。図-4から、以下の特徴が考察できる。セグメント3・湖沼においては、堤防の侵食被災はなく、風浪・越波と漏水しかなかった。漏水・裏のり被災・表のり被災の浸透被災はすべてのセグメントで見られた。侵食被災はセグメント1から2-2まで見られ、占める割合がセグメント1>2-1>2-2の順に低くなる。図-2の洪水時平均流速と高水敷・堤体土の侵食限界流速の比較ともよく整合し

たものと判断できる。図-7の護岸の被災パターン分析で、「⑤天端からの破壊」の割合が小さかったのは、分析対象とする被災事例の洪水規模が中規模中心であったため、計画高水位を上回る被災事例が少なかったためであろう。

図-9は、セグメント1の高水敷を有する河川における側岸侵食による決壊・破堤の事例である。この事例では、出水前には小さかった河道幅が計画高水位を上回る洪水により拡大し、砂州の規模が大きくなって側岸侵食が堤防におよび決壊・破堤したものである。決壊・破堤時の水位が堤内地の地盤高より低かったため、氾濫被害は起きていない。写真-3は、セグメント1の護岸・道路の崩壊・流失事例であり、この被災は道路が冠水する規模の洪水で発生しており崩壊・流失が基礎洗掘のみで生じたか確定することはできない。しかし、写真は応急復旧時のものであり、対岸に発達した砂州の水衝部となったため流量が減少した後も水衝部となっており応急復旧の基礎部工事が難航した。このように、セグメント1では、堤防・護岸の被災に砂州が大きな影響を及ぼすことがわかる。

洪水規模が大きくなり、水位が堤防の天端高を超えると越水が起こる。図-10は、セグメント1における越水による決壊・破堤の事例である。ここでは、決壊・破堤後に堤内地に新たな河道が形成され水田であった地盤が侵食されて礫河原に変化した。このような堤内地の地盤が氾濫流により侵食され新たな河道が形成される事例は2017年九州北部豪雨の赤谷川、2019年台風19号豪雨における栃木県思川等セグメント1の河川で見られた。図-11は、セグメント2-1における越水による決壊・破堤の事例である。セグメント2-1以下になると堤内地の地盤侵食の範囲は決壊・破堤口周辺の高流速発生域のいわゆる落堀周辺に限定され小さくなる。

図-10、11に示す堤内地の氾濫流による地盤侵食がセグメント1では発生するがセグメント2-1になると発生しない理由は、図-2の平均流速と高水敷の侵食限界流速との関係から解釈することができる。すなわち、越水により決壊・破堤した直後は、堤内地の水位は地盤高程度であり堤防の内・外で水位差が大きいため決壊・破堤口の水面形は河道内よりも急となり高流速が発生する。落堀は主としてこの高流速による洗掘作用により発生する。この高流速発生は、主として堤防の高さにより決まるものであり河道特性とは関係がないので、落堀はセグメントに関わりなく形成される。氾濫流は堤内地に拡散することで単位幅流量が減少して水深が小さくなり、堤内地の地盤勾配に応じた流れとなる。堤内地の地盤勾配は、土砂の分級堆積により形成されていることから河床勾配と同程度となっている場合が多く、地盤表層が侵食されると図-2に示す河道特性（河床材料の代表粒径）に応じた平均流速（地盤勾配に応じた流れと地盤内砂礫の流砂がバランスする流速）が発生する。堤内地の多くを占める農地の土壌は砂・シルト・粘土で構成されており、そ

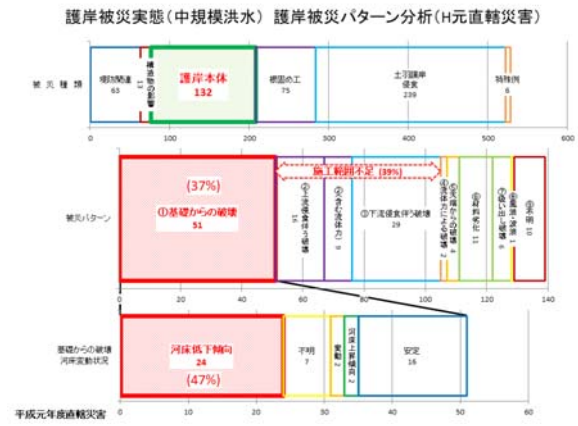


図-7 護岸被災パターンの分析結果



写真-1 基礎からの破壊例



写真-2 計画高水位超過洪水による法肩侵食 (セグメントM)



図-8 セグメント1侵食による決壊・破堤と護岸上部のり面の侵食

の侵食限界流速は、同じく砂・シルト・粘土の混合物で形成されるセグメント2-1、2-1の高水敷土羽の侵食限界流速と同程度と考えられるので、侵食限界流速よりも大きな平均流速が発生しやすいセグメント1では地食限界流速と同程度と考えられるので、侵食限界流速よりも大きな平均流速が発生しやすいセグメント1では地盤侵食範囲が広くなりやすい。



図-9 セグメント1における側岸侵食による決壊・破堤



写真-3 セグメント1における護岸・道路の崩壊・流失と応急復旧の難航



図-10 セグメント1の越水による決壊・破堤の事例



図-11 セグメント2-1における越水による決壊・破堤の事例

図-4のセグメント別の堤防被災細分で、漏水等の浸透被災はどのセグメントでも見られることを述べた。近年の漏水・噴砂等被災の事例から特徴を述べる。図-12は、2016年8月洪水の常呂川（セグメント2-1）の噴砂発生箇所の空中写真を、図-13は、基礎地盤の土層構造³⁾を示したものである。図-13の基礎地盤土層構造縦断面図から、常呂川は山付区間の沖積平野であり、基礎地盤に河床材



図-12 常呂川（セグメント2-1）の噴砂発生箇所

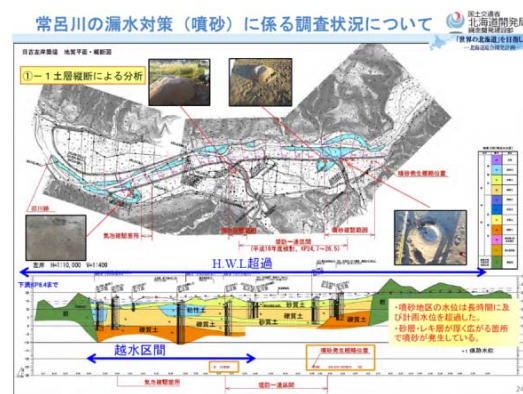


図-13 基礎地盤土層構造³⁾

料と同じ礫質土層がありその上に砂質土がのる複層構造であること、噴砂の状況（噴砂の高さ・噴砂の量）から基礎地盤内の水圧が高まっていたことがわかる。漏水が多数発生した2017年9月洪水重信川下流部（セグメント2-1）⁴⁾、石原⁵⁾により噴砂が度々発生していることが報告されている北川（セグメント1）でも、基礎地盤に礫層がある点が共通している。セグメント1、2-1、2-2のうち河床材料が小礫の河川は、その形成過程から旧跡等の基礎地盤に礫層を持っており、基礎地盤礫層の水圧が高まることに由来する漏水・噴砂が発生しやすい条件を持っている。

<参考文献>

- 1)山本晃一,沖積河川—構造と動態—,技法堂出版,2010年1月
- 2)宇多高明他,洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動,土木研究所資料第3489号
- 3)北海道開発局網走開発建設部,常呂川堤防調査委員会報告書,2017年3月
- 4)四国地方整備局松山河川国道事務所,重信川堤防調査委員会,http://www.skr.mlit.go.jp/matsuyam/river/teiboutyousaiinkai/index.html
- 5)石原雅規他,北川における漏水の変遷と地形及び堤防構造等の関係,河川技術論文集,2019年6月