

第5回 河川堤防技術シンポジウム

論 文 集

2017年11月21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

後援：水工学委員会河川部会・公益社団法人 地盤工学会

第5回 河川堤防技術シンポジウム論文集

目 次

特別講演

- 河川堤防の調査・研究分野に期待すること—これからと100年後と
福岡捷二（中央大学研究開発機構）……………1

一般論文

1. X線を用いたパイピング破壊に伴う緩み領域の進行と水位履歴の影響
新清晃（応用地質），倉田大輔，川原孝洋，京野修，小西千里……………5
2. 浸透破壊における内部浸食の発生メカニズムと評価法
杉井俊夫（中部大学），末松知奈，小竹亮太……………9
3. 透水性基礎地盤を有する河川堤防のパイピング条件に基づく簡易な点検フローの提案
西村柁哉（名古屋工業大学），前田健一，櫛山総平，高辻理人，泉典洋……………13
4. 河川堤防の基盤漏水発生箇所と旧河道の関係
佐藤豊（キタック），大淵貴，上野優，福岡捷二……………17
5. 重信川での噴砂・漏水箇所における高水前後の堤防表面形状の比較
岡村未対（愛媛大学大学院），陣内尚子，新清晃……………21
6. 河川堤防の雨水排水による被災と対応
佐古俊介（国土技術研究センター），工藤勝次，藤川保則……………25
7. 2016年台風10号における二ツ森川の破堤箇所における開削調査
東拓生（土木研究所），秋場俊一，石原雅規，佐々木哲也……………27
8. 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
谷瀬敦（寒地土木研究所），矢部浩規，新目竜一……………31
9. 表面波探査による異なる季節における河川堤防の性状把握
田中悠暉（北見工業大学大学院），川尻峻三，川口貴之，小笠原明信，古溝幸永……………35
10. 河川堤防の限られた断面における安全性指標の評価結果から同指標の河川延長方向の分布特性を定量化するための基礎的研究
山本優介（群馬大学），佐竹亮一郎，若井明彦……………39

11. 河川堤防における土中水分量計測データを用いた浸透特性値の推定方法に関する考察 竹下祐二（岡山大学大学院），片山頌嵩，児子真也	41
12. 吸水軟化試験による河川堤防土の低拘束圧下のせん断強度の評価 小高猛司（名城大学），李圭太，石原雅規，久保裕一，田中貴之，梅村逸遊	45
13. 地震・洪水・津波複合災害用実験水路の製作と基礎実験 二瓶泰雄（東京理科大学），倉上由貴，桜庭拓也，安井智哉，佐藤佑太	49
14. 砂質土堤防の降雨に対する水理応答：計測事例と解析 西村聡（北海道大学），山添誠隆，西家翔，花田智秋	51
15. 浸透に伴う基礎地盤の弱化に起因する堤防法すべり崩壊に関する考察 小高猛司（名城大学），李圭太，崔瑛，森智彦，森三史郎，林愛実	55
16. 河川堤防盛土の原位置透水特性に関する考察 李圭太（建設技術研究所），小高猛司，石原雅規，久保裕一，御手洗翔太	59
17. 模型実験に基づくパイピング発生パターンと局所動水勾配の関係 上野俊幸（国土技術政策総合研究所），笹岡信吾，中村賢人，福島雅紀，諏訪義雄	63
18. 浸透による堤防のり尻からの崩壊に関する大型模型実験と室内土質試験 石原雅規（土木研究所），秋場俊一，東拓生，吉田直人，佐々木哲也	67
19. 河川堤防の被災実態と堤防脆弱性指標の関係 中村賢人（国土技術政策総合研究所），笹岡信吾，上野俊幸，福島雅紀，諏訪義雄	71
20. 大規模堤防浸透実験に基づく洪水位の上昇・降下に伴う河川堤防浸潤線の推定法に関する研究 上村勇太（中央大学大学院），福岡捷二，田端幸輔	75
21. 現地堤防と模型堤防の浸透破壊を規定する力学的相似条件—堤防脆弱性指標 福岡捷二（中央大学研究開発機構），小高猛司，田端幸輔	79
22. 堤防断面形状が破堤拡幅に与える影響に関する一考察 島田友典（寒地土木研究所），渡邊康玄，横山洋，米元光明	83

特別講演

1. まえがき

河川堤防は洪水時に河川水（外水）が堤内地へ流れ出すことを防ぐ最も重要な河川施設である。洪水時の堤防の安全性確保は、我が国の社会、経済の安定な発展、氾濫から人々の生活を守るうえで極めて重要な社会資本であり、自然条件や経済社会、人々の生活スタイルは変化するが、水災害から守る堤防の役割は変わらない。流域における人々の生活の変化も取り込んだ河川堤防の絶え間ない技術の発展が求められる。本報告では、このような背景の下で、今後の河川堤防の地盤工学分野、水工学分野の調査・研究に期待することを述べてみたい。

2. 河川堤防の役割と使命

わが国の国土面積の93%は河川流域からなっており、また洪水氾濫によって形成された国土の10%に人口の約50%、資産の約75%が存在していることから、わが国は、洪水および洪水氾濫と共存する社会である。自然の外力である洪水流が発生すると、洪水の勢いは、もはや人為で抑えることが出来ない。堤防の決壊による氾濫が生じると、氾濫は広域に及び、著しい被害が発生する。このことは、同じ盛り土構造物でも河川堤防と道路ではその管理に大きな違いがある。このため、洪水時の堤防は、変状が生じないように維持管理がおこなわれて来た。このような厳しい条件にさらされる河川堤防の今日の計画、設計、維持管理の考え方が、報文¹⁾に示されているので参考にされたい。

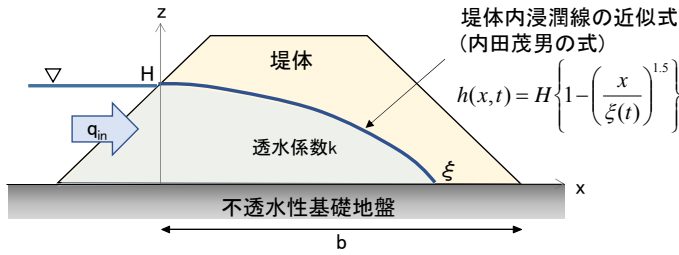
3. これまでの堤防研究—評価出来るようになったことと出来ていないこと

河川堤防は土で出来ていることや、河川行政の伝統的な考えから、堤防の調査研究は、長年にわたって土質力学、地盤工学分野が中心となって進めて来た。堤防の浸透機構、破壊機構を模型実験等で系統的に調べ、河川堤防の設計や管理のための技術指針が作られ活用されてきた。この間、河川工学・水工学分野は河道内の流れと洪水災害軽減に関心があり、

堤防技術への関与は相対的に小さかった。

河川堤防の設計、施工、管理には、堤防土の力学特性、構造物の応力とひずみの関係、土中の間隙中の水の挙動、さらにはそれらの相互の力学関係に基づく科学的考え方が重要であることは論をまたない。地盤工学分野からの堤防研究は、堤防内部の土質構造と堤防の変位、変形、破壊機構に注目し、近年では精緻な有限要素法解析や堤防模型実験に基づく技術検討が行われている。実堤防における締固め度、含水比、材料のバラつきなどによる盛り土材料の強度に対する影響など分からない点が多く、また精緻な数値解析に回答を与えるデータが乏しいことなどもあって、この延長上で堤防研究の回答が得られるかどうか分からない面がある。一方において、河川堤防が有する実務上の要請から、粗々でもよいから河川堤防の危険箇所を判定する指標等の必要性が強く求められて来た。そのような背景の中で、地盤工学と河川工学分野が一体となって堤防技術を検討することになり、着実に調査研究の方向性が見えてきた。

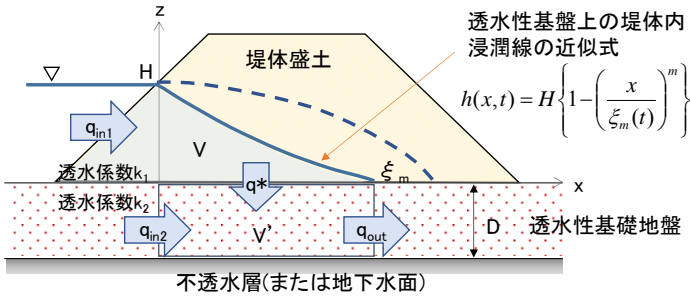
このようないろいろな考え方がある中で、堤防は土で出来た縦断的に長い構造体であり、土質的な弱点が局所的にあったとしても、構造体としてはかなりの抵抗力があることを認めて堤防の破壊危険性の検討が必要でないかとの考えに基づく検討が行われている。実務における河川堤防の安全性照査、設計のために、堤防縦断方向に収集された土質ボーリングデータを活用し、水理的な方法で堤防の破壊を推定する、すなわち、堤体内の流れはダルシー則に従うポテンシャル場であり、まず間隙の流れを考える単純な浸透流に立ち戻って検討することも地盤工学分野と水工学分野の協働の一つの表れとなっている。その結果、間隙水の移動に着目した浸透流解析は、洪水時の堤防の破壊危険発生確率や堤防脆弱性指標等に基づく堤防弱点箇所の推定につながり、河川現場でも適用されるようになってきた。図-1に示す堤防脆弱性指標は、河川で実際に起こった破堤や法崩れ等についてはかなりの精度で説明でき、堤防模型実験の結果も現地堤防と同様に説明できるようになってきた³⁾ (図-2)。



堤体直下が不透水層である場合の堤防脆弱性指標:

$$t^* = \frac{8 H k t'}{3 \lambda b^2}$$

H: 河川水位, k: 堤体透水係数, 洪水継続時間 t' ,
 λ : 空隙率, b: 水際から裏法先までの水平距離.



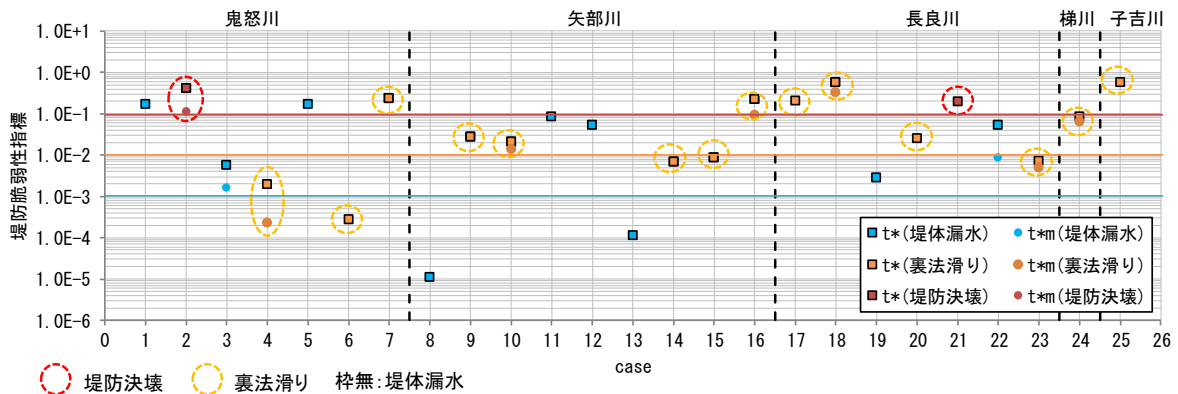
基礎地盤の透水性を考慮した堤防脆弱性指標:

$$t_m^* = \frac{2(m+1) m k_1 H - m(2m-1) k_2 D}{2m-1} \frac{H t'}{m H + (m+1) D} \frac{1}{\lambda b^2}$$

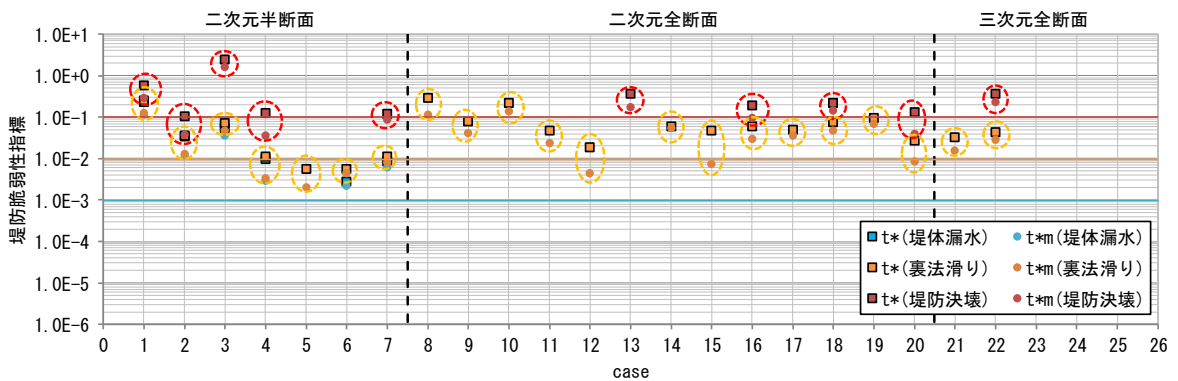
k_1 : 堤体透水係数, k_2 : 基盤の透水係数,
D: 透水性基盤の層厚(または堤体直下から地下水面までの深さ)
m: k_2/k_1 とD/Hの関係より以下の表より求まる堤体内浸潤線の形状を決めるパラメータ

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

図-1 堤防脆弱性指標



(a) 現地堤防



(b) 堤防模型

図-2 現地堤防及び堤防模型の堤防脆弱性指

このことは、堤防脆弱性指標は現地堤防と模型堤防の破壊機構の力学的相似条件を与える唯一の無次元量であると判断され³⁾、この無次元指標の有効性は高く、長年にわたる堤防研究が到達した成果の一つであると言える。しかし、どこで大規模破壊、局部破壊が起こるかとなると、指標の予測精度は不十分であり、検討事例を増やし、精度の向上を図る必要がある。

パイピング破壊については、模型実験等によって現象の理解は進んできたが、間隙の増大、空洞化、局部崩壊へと進展する機構の理解が堤体の浸透破壊に比して不十分である。パイピングを起こしている砂の移動がキーであり、これを引き起こす水の流れとの関係について、地盤工学、水工学の両面から徹底的に検討し解明をすることがパイピング破壊問題解決の道筋であると考えられる。

4. 堤防研究のこれから

河川の洪水時の水面形の観測が重要視され、洪水時のダム群、河道の水量の時空間分布が分かるようになってきたことは、河川流域の治水のあり方にこれまでとは異なる展望を与えてきた⁴⁾。流域全体の効果的な治水を考えるとときには、河道も洪水を貯留させながら流すことにより、流下能力の小さいところに負担をかけない治水が可能になる。しかし、その時には、現況よりも洪水水位は高くなり、洪水継続時間は長くなり堤防への影響は大きくなる。当然、堤防の信頼性が不確かなまま、水位、継続時間等を変える方法は、地域住民の理解を得ることは難しい可能性が高い。重要なことは、堤防技術が進歩し、治水安全度に関する堤防のポテンシャルが上がると、治水行政は今よりももっと、河川流域全体を捉え、広がりを持った治水、環境行政の展開が可能になるであろう。

河川堤防に関わる地盤工学分野で蓄積されてきた基礎技術、数値解析技術は、脆弱性指標などと共に、堤防破壊の予測精度向上に生かされなければならない。成果を活かす一つの方法は、堤防脆弱性指標を用いて推定した破壊危険性の高い個所について、集中的に堤防および基礎地盤調査を行い、より信頼度の高い堤防、基礎地盤の情報を得て、解析精度の向上につなげ、また、現地堤防との相似性の高い模型堤防を用いた系統的な実験により、より詳細な破壊機構を理解することは、同様に重要となる。堤防や基礎地盤の検討や解析に必要なデータの収集は、調査研究の基本である。

堤防破壊危険個所の対策に当たっては、今後、破

壊危険発生確率や脆弱性指標に基づく検討と危険箇所への対策の効果評価が行われ、堤防の安全性の技術向上をもたらすことが期待される。時代に合わせた新しい堤防の技術基準を作るための不断の努力がなされなければならない。

5. 50年から100年後の堤防研究

今後、気候変動や我が国の経済社会の変化に対して、流域の水害リスクの軽減のための治水方策と河川管理のあり方は変わらざるを得ないであろう。堤防の整備は進むが、洪水災害をもたらす外力には上限がないので破堤の危険性は常に存在する。計画レベルを超える超過洪水に対する治水対応は、洪水中にいつ、どこで、どのように堤防が損傷、破壊をするかの予測技術が出来なければならないが、浸透による破堤危険個所については、現在の技術の延長上でおおよそ推定できるようになると想定される。しかし、パイピング破壊については、堤防の基礎地盤が洪水氾濫によって出来たものであることから、氾濫地形の成り立ちと地質構造、現況河道周辺の旧河道の分布と土質構造、陸域からの地下水流と河川からの浸透流の堤防付近の重畳作用による高い地下水位の発生等、現地での目的を持った調査が特に重要になる。地盤工学、水工学のみならず関係する分野と一緒に検討していくべき重要な課題である。

土で出来た堤防は、堤防天端の越流による破堤を免れることが難しい。越流破堤は天端の高さの違いから生じる越流水深が大きくなる区間から起こる危険性が高いので、堤防天端の越流水深を出来るだけ一様になるような河道の作り方、堤防天端高が検討され、実行されることも重要な課題になるであろう。土堤防は、浸透破壊、越流破壊さらには地震破壊に対しても安定性があることが重要で、堤防幅を広く、大きな堤防にすることを常に心がける大切である。また、堤防の破壊に対し、早く堤防を締切り、氾濫被害を小さくするための技術開発は、土木技術の総力を挙げて検討されるべきであろう。

気候変動等に伴う洪水外力の増大は、河川流域の水害リスクの増大となり、治水政策の変更につながる可能性が高い。それは、流域における治水施設の有効な使い方、安全性確保と密接に関係する。現在、洪水水位が計画高水位を超えると堤防は破堤する可能性が高いという考え方で河川管理が行われている。破壊しにくい堤防の構造は、地域社会における土地利用や人間活動と密接に関係し、流域水害リスク軽減のための非常に重要な要素である。今後の堤防の研究は、流域の水害リスク軽減、豊かな地域づくり

「流域総合河川計画」に基づく流域治水と水害リスク検討手順

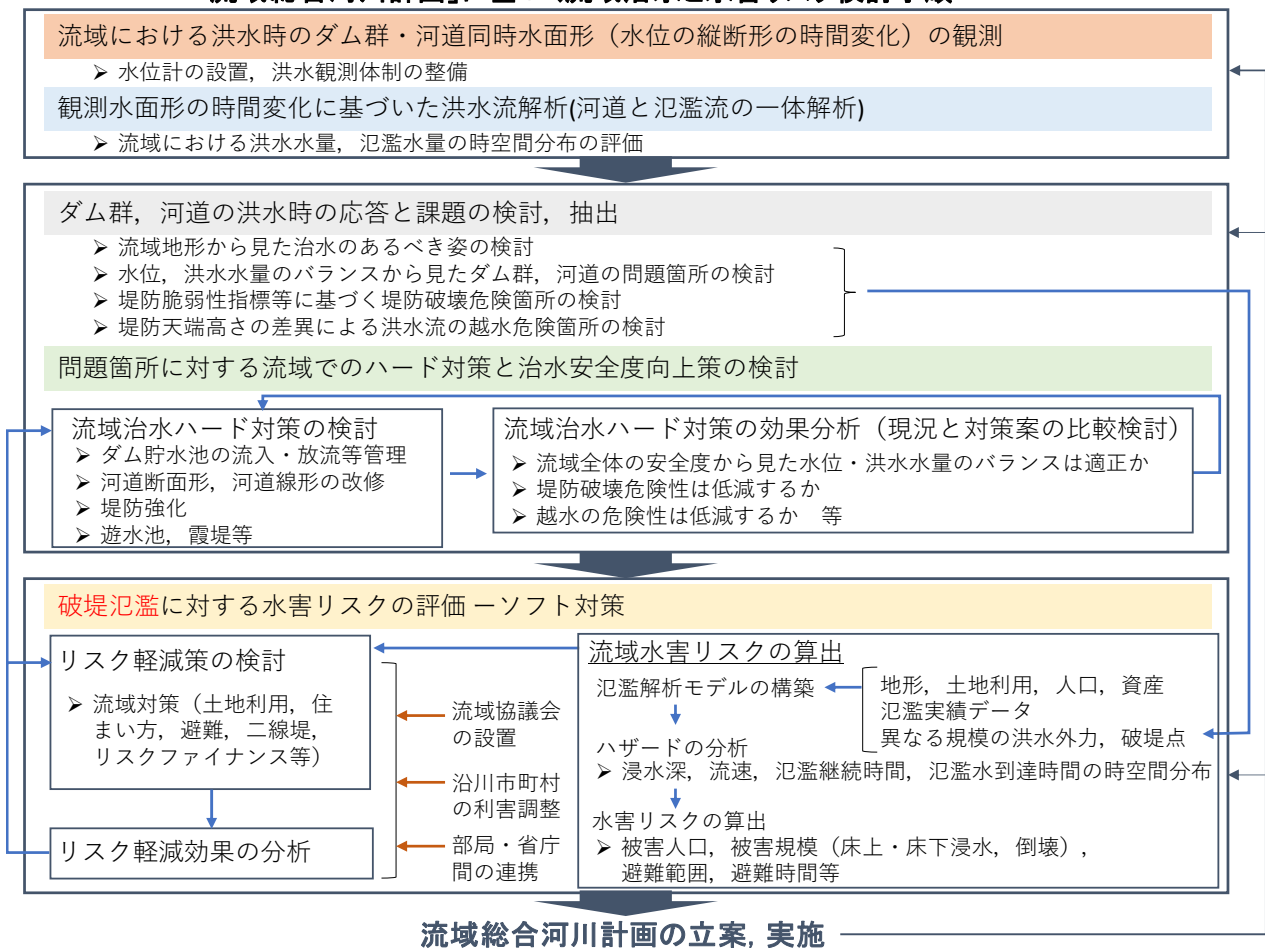


図-3 流域総合河川計画の考え方

という具体的視点で議論されなければならないであろう。長い延長を有する堤防がどこで，どのような破壊形態をとるのかわからなければ，流域リスクの確かな検討が出来ない。私達は，このことを流域住民に分かり易く説明することが求められるであろう。

図-3 は，河川，ダム等の治水施設と流域，地域が一体となって水害リスクを軽減することの必要性を示したもので，私の主張する流域総合河川計画の考え方である⁵⁾。100年後には，河川流域の水害リスクをできるだけ小さく保つうえで，最も重要な施設は堤防であり，水災害が起こっても回復が容易な流域のあり方を含めて，地域づくり，まちづくりに地盤工学分野も，水工学分野も積極的に貢献することが期待される時代になるであろう。

参考文献

1) 小俣 篤：河川堤防の安全確保の考え方を踏まえた堤

防強化工法のあり方について，土木技術資料，58-8，pp. 44-51，2016。

- 田端幸輔，福岡捷二：大規模洪水時における堤防の浸透，裏のり滑りによる破壊確率の評価法に関する研究，第2回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，委員会報告・講演概要集，pp. 55-58，2015。
- 田端幸輔，福岡捷二：堤防破壊確率と堤防脆弱性指標に基づいた堤防危険個所の推定法，第3回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，講演概要集，pp. 60-63，2016。
- 福岡捷二：洪水水面形観測情報の広域的・統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. 387-392，2017。
- 福岡捷二：基調講演，都市の水害リスクの軽減に向けて，No.121，日本不動産学会誌，pp.5-10，vol31，No.2，2017。

一般論文

X線を用いたパイピング破壊に伴う緩み領域の進行と水位履歴の影響

河川堤防 パイピング破壊 水位履歴

応用地質株式会社 正会員 ○新清 晃 倉田大輔
 応用地質株式会社 川原孝洋 京野 修 小西千里

1. はじめに

河川堤防でのパイピング破壊過程における砂層の緩み・空洞の形成や、水位低下後の状態、その後の水位上昇時に緩みや空洞が再び進行するのか等、水位履歴の影響を確認することを目的として模型実験を実施した。中島ら¹⁾は鉛直方向のパイピング破壊について緩み領域の進行状況をX線撮影により可視化している。本実験では、水平方向のパイピング破壊に着目し、X線撮影を用いて地盤内部の緩みや空洞の進行状況を観察した。

2. 模型実験概要

写真-1にパイピング破壊実験で使用した堤防模型を示した。写真-1に示した堤防模型は、左が堤外側、中央が堤体部、右側が堤内側を想定して作製したものである。

図-1には実験に使用した土槽の諸元を示し、表-1には堤防模型の作製条件を示した。パイピング破壊実験は、齊藤ら²⁾が実施した既往の実験結果を参考に、透水層部分に珪砂2号 ($k=1.8 \times 10^{-2}$ m/sec) と珪砂7号 ($k=3.3 \times 10^{-5}$ m/sec) の2層構造で、かつパイピング破壊が起こりやすい条件として、珪砂2号が堤外側と堤内側で地表に露出する模型で実施した。なお、堤体に見立てた粘土(藤森粘土)については含水比20%で調整し、透水層の珪砂(2号, 7号)は相対密度 $D_r=70\%$ を目安に締め固めて作製した。

X線の撮影は写真-2に示すように、X線撮影装置を用いて実施した。本装置を使用して撮影したX線写真の例としてシンウォール試料を押し出す前に撮影した写真を写真-3に示した。X線写真は、密度変化の濃淡を表したもので、黒色は低密度部分を、白色は高密度部分を、示している。

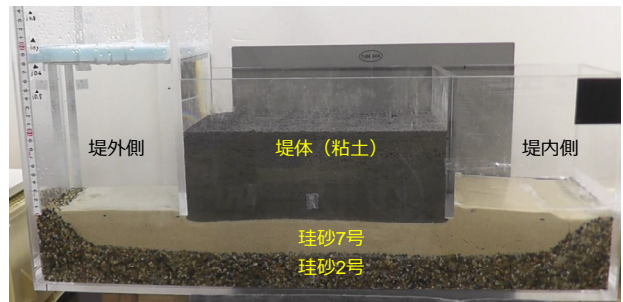


写真-1 パイピング破壊実験 堤防模型

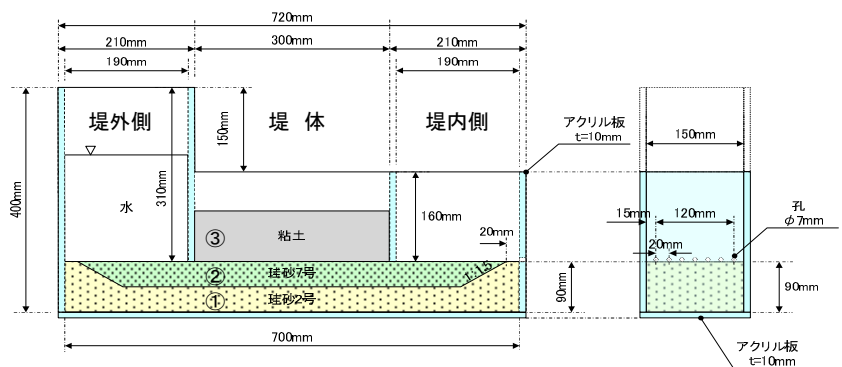


図-1 実験に用いた模型土槽の寸法概要図

表-1 堤防模型の作製条件

敷設位置 (○番号は図-1に対応)	①透水層	②透水層	③堤体部
使用材料	珪砂2号	珪砂7号	藤森粘土
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.69	1.49	1.50
備考	透水層①,②は, $D_r=70\%$ 程度を目標に作製		

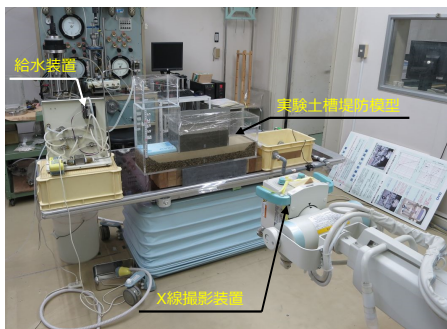


写真-2 X線撮影状況

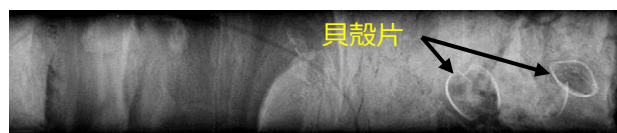


写真-3 X線撮影写真の例(シンウォール試料)

3. 模型実験結果

パイピング破壊実験は、表-2に示す3ケースで実施した。実験開始後は5分間隔を目安にX線撮影を行った。実験は原則としてパイピング破壊（堤内地側と堤外地側が貫通した状況）に至った時点で終了とした。

表-2 パイピング実験ケース

Case	動水勾配	外力条件	備考
Case1	0.6~0.8	段階	
Case2	0.0~0.9	繰返し	
Case3	0.0~0.6	繰返し	初日
	0.0~0.9		9日間放置後

(1) Case1

Case1は図-2に示すように、動水勾配を段階的に増加させて、透水層内に形成される緩み・空洞の状態変化を確認した。実験開始時は動水勾配を $i=0.60$ と設定したが、外観ならびにX線画像において緩みの進行が確認されなかったため、72分後から段階的に $i=0.70$ まで増加させ、実験を継続した。浸透に伴う緩み度合いを確認するため、写真-2には各段階でのX線画像と初期状態のX線画像の密度変化を表す差分図を示した。このX線画像の差分図に示すように82分過ぎから珪砂7号部分の堤内地側において緩みが形成され、その後約50分間に渡って徐々に緩みが堤外地側に進行する様子が確認され、開始後140分にて破壊に至った。

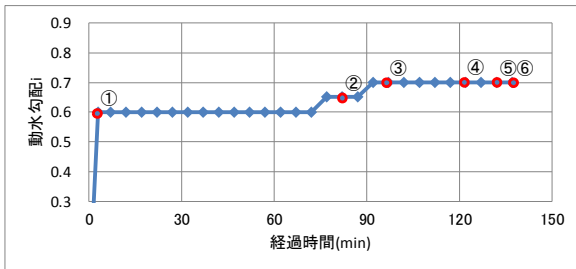


図-2 動水勾配の変化 (Case1)

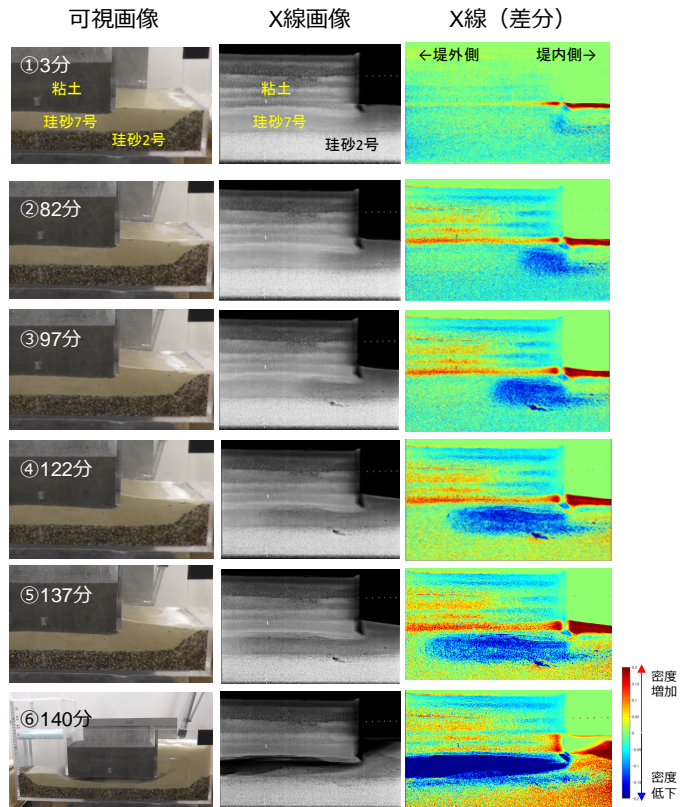


写真-4 実験経過写真 (Case1)

(2) Case2

Case2は図-3に示すように、動水勾配の増減を繰り返し、その際の透水層内に形成される緩み・空洞の状態変化を確認した。撮影したX線画像のうち、図-3に赤丸で示す時点のX線画像を写真-5に示した。なお、堤内地側での緩み・空洞を詳細に把握できるようX線画像は図-4の破線で示す範囲を拡大して表示した。

$i=0.70$ 以下ではわずかな緩みが形成される程度で、その後の進行は確認されなかったが、 $i=0.80$ 以上では徐々に緩み・空洞が進行した。最初の緩み・空洞は堤内地側で形成され、形成された緩み・空洞は排水により $i=0.0$ まで減じた後にも明瞭に残存した (写真-5 ⑥, ⑩)。また、排水後に再度動水勾配を増加させることにより緩みが継続して進行した (写真-5 ⑨, ⑫ほか)。 $i=0.90$ で緩みが進行 (写真-5 ⑤) した以降に、排水後に再び動水勾配を $i=0.70$ に増加しても緩みは進行しなかった (写真-5 ⑦) が、その後 $i=0.80$ に増加させると、わずかに緩みが進行した (写真-5 ⑧)。一方で、再度 $i=0.90$ とし緩みを進行させた (写真-5 ⑨) 後に、 $i=0.80$ とした場合には緩みが進行しなかった (写真-5 ⑪)。

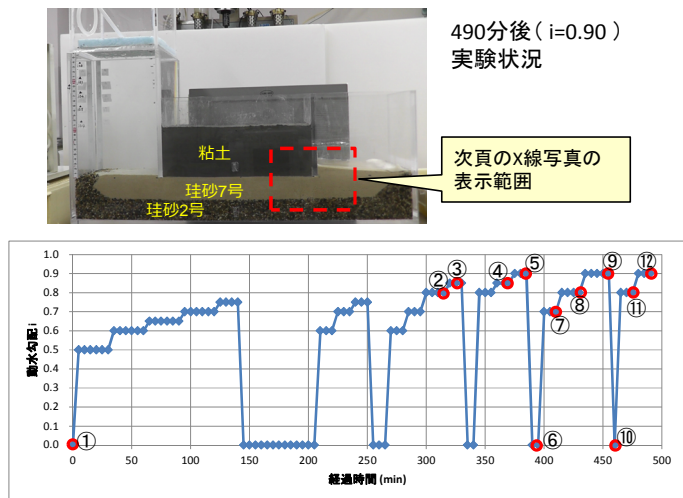
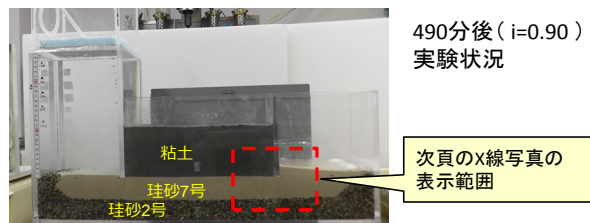


図-3 動水勾配の変化と X線撮影の範囲 (Case2)



490分後 ($i=0.90$)
実験状況

次頁のX線写真の
表示範囲

(3) Case3

Case3の実験条件は、緩み・空洞を形成後に一度抜水し、長時間放置した際の緩み・空洞の状態確認、さらにその後の外力の繰返し载荷による緩み・空洞の進行状況の確認を目的として実施した。抜水後の放置期間は9日間とし、その抜水期間中は透水層の飽和状態を維持した。撮影したX線画像のうち、図-4に赤丸で示す時点のX線画像を写真-6に示した。

実験では、緩み・空洞は堤内側で形成され始め、形成された緩みは9日間放置した後にも明瞭に残存した(写真-6

④)。9日後に再び動水勾配を作用させることで緩みが継続して進行した(写真-6 ⑤)。緩み・空洞は地層境界面付近でより強く発達する様子が確認された。実験終盤(i=0.80)には、破壊直前に珪砂7号が土塊として下流側に移動(流動)する状況が確認された(写真-6 ⑦, ⑧)。

写真-7には差分図を示した。写真-7より、緩み・空洞は地層境界部に形成されやすいこと、境界部に形成される空洞が進行すると透水層の緩みも進行すること、緩みの範囲は境界部に形成される空洞の先端より堤外側に及ぶことが確認された。

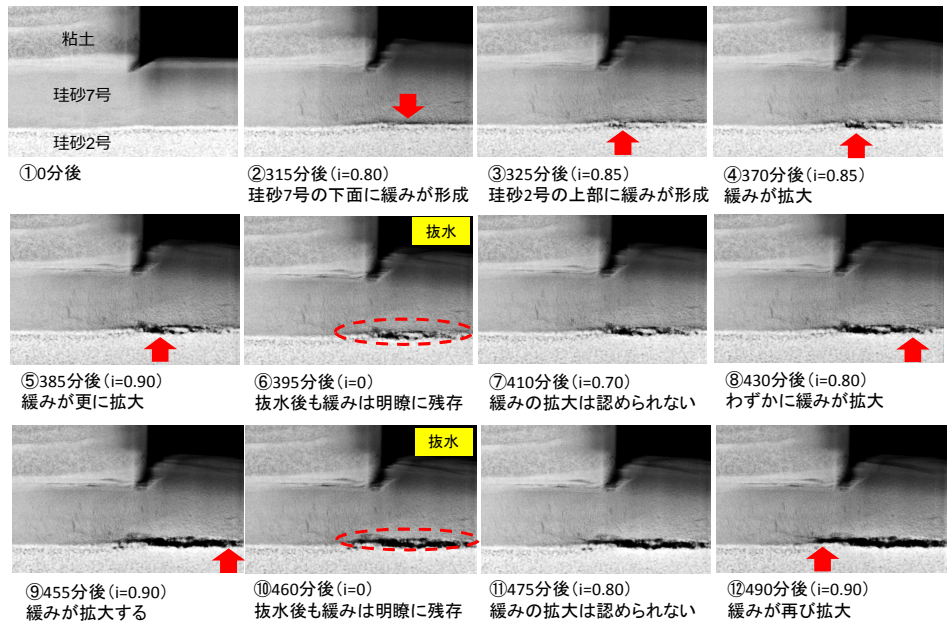


写真-5 実験経過写真 (X線, Case2)

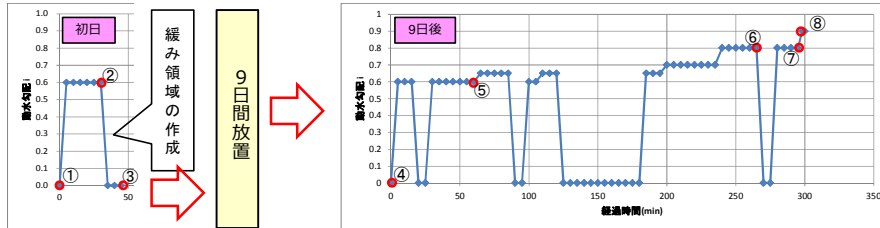


図-4 動水勾配の変化 (Case3)

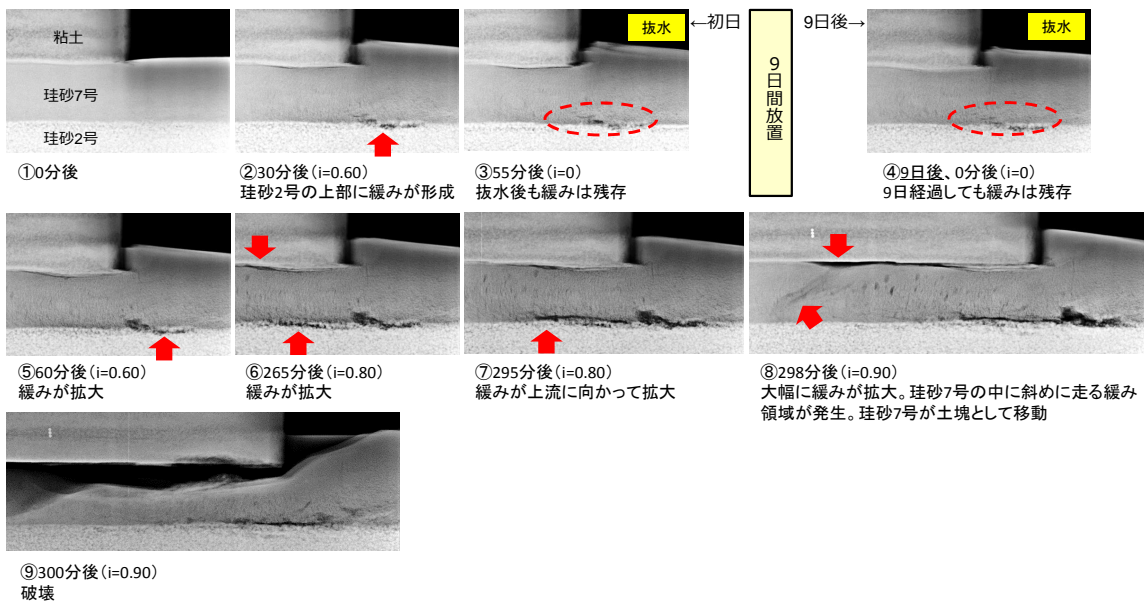


写真-6 実験経過写真 (X線, Case3)

4. 考察

以上の実験結果によれば、いずれのケースにおいても、浸透に伴う緩み・空洞は、堤内側で形成が始まり堤外側に向かい進行することを確認した。

Case1では、動水勾配 $i=0.60$ の条件にて、初期段階で緩み・空洞の形成が認められたものの、その後の緩み・空洞の

進行は認められなかった。その後 $i=0.70$ に増加させたところ、緩み・空洞が堤外側に向かい進行し続け、限界に達した時点で破壊に至った。

Case2, Case3では、最初の動水勾配作用時に形成された緩み・空洞は出水後も地盤内に履歴として残存し、残存した緩み・空洞は、以降に繰り返される動水勾配の作用により累積して進行することが確認された。当該実験結果より、浸透に伴う透水層の緩み・空洞の進行は、ある動水勾配の作用下で緩みが定常状態に至った場合、それより小さい動水勾配では生じないと考えられる。また、動水勾配がある一定条件を超えて大きくなると、堤外側に向かい徐々に進行し、最終的に破壊に至ると考えられる。

実際の河川堤防においては、高水履歴は裏法尻付近の透水層に緩み・空洞として地盤内に蓄積され、この緩み・空洞の程度と広がりにはパイピング破壊に対する進行度・危険度を示す指標の一つになる可能性がある。また、パイピング破壊は裏法尻付近の特に浅部の地盤構造の影響を強く受けるため、この地盤構造と材料特性を把握した上で、例えば透水層の間隙比 e や乾燥密度 ρ_d を計測することで堤防の健全度の評価に利用することや、出水時に透水層の間隙比 e や乾燥密度 ρ_d の変化を堤防横断方向でリアルタイム観測することで、避難指示や水防活動に利用できる可能性がある。

パイピングは噴砂を伴い、やがては堤防決壊につながる現象である。緩み・空洞が堤防横断方向に貫通するには、堤防の敷幅に応じて、あるまとまった噴砂量が必要となる。このような観点から出水時に観察される噴砂量は、継続して記録することで堤防の健全度の指標になり得ると考える。加えて、大量の噴砂が認められた場合には、堤防の切返しを伴う透水層の締固めが、その後の被災を防止、または破壊までの時間を遅らせる上で有効と考える。また、出水直後には岡村ら³⁾が提案する堤防表面形状の把握から堤体内の空洞量を推定することも、今後の維持管理において重要と考える。

5. まとめ

模型実験より、動水勾配の作用下で生じる浸透によって形成される浸透に伴う緩み・空洞は、堤内側から堤外側に向かい進行し、一度形成された緩みは地盤内に履歴として残存するとともに、その後繰り返し動水勾配が作用した場合は緩みが累積して進行することが確認された。また、透水層の緩み・空洞の進行は、ある動水勾配の作用下で緩みが定常状態に至った場合、それより小さい動水勾配では緩みは進行しないと考えられる。したがって、実際の河川堤防においても、洪水時の水位履歴は裏法尻付近の透水層に緩み・空洞として地盤内に蓄積し、この緩み・空洞の程度と広がりには、パイピング破壊に対する進行度・危険度を示す指標の一つになる可能性がある。

参考文献

- 1) 中島秀雄, 長瀬迪夫, 飯島豊: X線を用いた土の浸透破壊実験とその考察, 応用地質年報, pp.21-42, 1987.
- 2) 齊藤啓, 前田健一, 李兆卿, 山口敦志: 透水性基盤のパイピングとすべりに着目した河川堤防の安定性, 第2回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, pp.23-26, 2014.
- 3) 岡村未対, 平尾優太郎, 前田健一: パイピングにより堤体表面に現れる沈下分布の特徴, 河川技術論文集 第23巻, pp.399-404, 2017

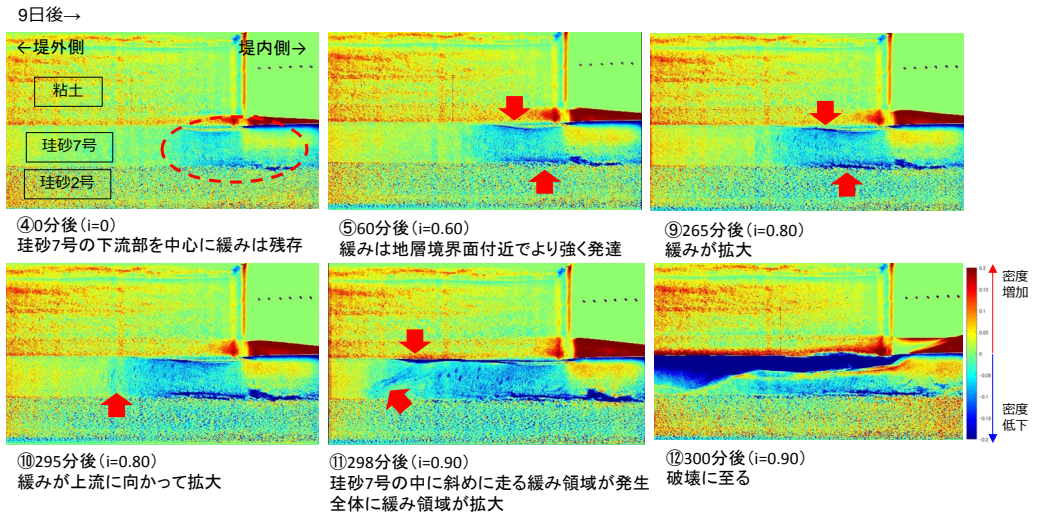


写真-7 実験経過写真 (X線差分図, Case3)

浸透破壊における内部浸食の発生メカニズムと評価法

限界流速 間隙くびれ径 粒子レベル

中部大学工学部 正会員○杉井俊夫
中部大学学生 長瀬弘己 末松知奈
国土交通省中部地方整備局 小竹亮太

1. まえがき

地盤の内部浸食の発生機構には、土塊(連続体)として扱う動水勾配だけでは難しく、粒子レベルの考え方が必要となる。Kenney ら¹⁾は粒状性フィルターの内部安定性として「粒度分布」と「間隙くびれ径」の実験的關係から安定、不安定を判断する指標を提案してきたが、実務では不安定と評価されるケースが多かった。著者らはこれまでに、間隙率を考慮した限界流速である多粒子限界流速²⁾を提案してきたが、水平流れの適用まで至っていなかった。本稿は、Kenney らの指標を土の排水過程の水分特性曲線から間隙径分布を計測することで修正可能であること、多粒子限界流速が水平流れにも適用できることから両者を用いることで浸食発生の評価が可能であることについて言及する。

2. 内部浸食の発生に関する粒子レベルから考える誘因と素因

(1) 粒子レベルからみた素因

土粒子が移動することを考えると移動スペースが必要となる。すなわち移動する粒子径よりも間隙の径が大きくなければならない。いくら大きな流速を受けても間隙径よりも大きな粒子は移動しない。試料によっては、あるところまで粒子が移動して小さな間隙径に捕獲され、試料内部での粒度分布の再配分が生じ、局部的に動水勾配が大きくなり最終的に土塊として移動することになる。単一粒径の場合には、Terzaghi の限界動水勾配に一致するのは、土粒子が移動する間隙が小さいため、土塊として動くことと、すべての粒子が同一流速で浮上することからも説明できる。これらのことから、土粒子の径がそれらで作る間隙径よりも小さい条件が素因となる。

(2) 粒子レベルからみた誘因

内部浸食は粒子の移動が継続的に拡大していく進行性破壊であり、そのトリガーである粒子移動速度に着目できる。鉛直方向流れの一粒の土粒子の浮上する速度は、等速運動で沈降する球状を仮定した場合 Stokes の式や Allen の式のように力のつり合いから算定できる。しかし、複数の粒子群の中で浮上する速度は、粒子周りの干渉流れの影響を受けるために、単粒子の場合よりも小さな流速で力がつり合って浮上を開始する。一方、水平に移動する場合、土中にあっても地表面にあっても粒状材料である土は、よほどに緩い間隙の場合以外は、隣の粒子を乗り越える必要がある(図1)。そのためには、粒子は上向きに上昇する必要がある。このように、粒子レベルのからみた誘因には間隙中を流れる実流速が誘因となる。

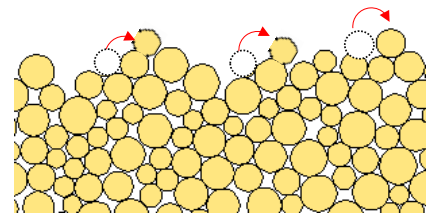


図1 土粒子の水平移動開始時

3. 粒子レベルからみた素因の評価

(1) Kenney のフィルターの内部安定指標

Kenney らは、8種類の孔を開けた板を用いての浸透及び振動試験より、粒状材料が形成する間隙の「くびれ径」を求め、ある粒径が形成する最小のくびれ径から内部安定指標を提案した。図2に示すように粒子群によって形成されるくびれ径を「間隙くびれ径」(Constriction size of filter) : D_c' とし、それら試料を通過してくる中で最大粒子の径を支配間隙くびれ径「Controlling Constriction Size」: D_c^* と定義するとともに、浸透長さが D_c^* の値の200倍を超えると、 D_c^* は最小粒径の約0.25倍に等しくなることを得た。この D_c^* を用いることにより、図3(a)に示すような粒度のフィルター材が内部侵食を起こさないためには、対象となる粒径 D の4倍粒径($4D$)の粒子質量含有率 (H) が、粒径 D の質量通過百分率 (F) 以上存在する必要があることを示した。すなわち、「 $H/F \geq 1$ 」のときには安定、「 $H/F < 1$ 」のときは不安定、と内部安定性を判断する指標を提案した。すべての粒子が安定であるには図3(b)のような粒度分布で比較することで容易になる。なお、 $H+F \leq 1$ であるため、 F は最大50%までを検査すればよい。図4に示すように $H \geq F$ の試料Aは安定、 $H < F$ の試料Bは不安定な試料と判断される。なお、Kenney らは、振動機による締め固めを行い、粗密について厳密には定義して

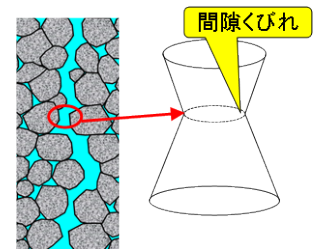


図2 間隙くびれ径

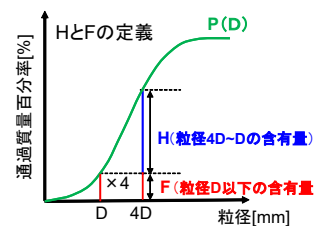


図3(a) HとFの定義

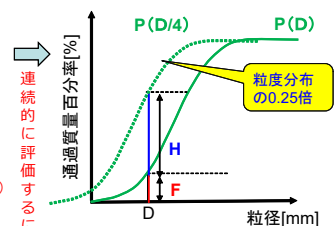


図3(b) 粒度分布とHF

おらず、相対密度も示されていない。砂のような均等係数が小さい土試料の場合には最大乾燥密度に近い値になると考えられるが、均等係数が大きい土試料では最大乾燥密度になっているとは判断しにくいことが考えられ、本研究では次に示すように、高密度を考慮した間隙くびれ径を求めることを検討した。

(2) 水分特性曲線からの間隙径分布

神谷³⁾は、水分特性曲線から得られる間隙径分布を「水分法」として呼び、「水銀圧入法」や「空気圧入法」によ

て得られる間隙径分布と異なること、また「水分法」による間隙径分布は、粒度分布と形状が類似しており、砂の場合には粒度分布の粒径の 0.2-0.3 倍であることを示した。著者らは、この結果が最大の間隙くびれ径の 4 分の 1(=0.25) に非常に近い値であることと粒度分布と形状が類似していることから、Kenney らのくびれ径分布が排水過程の「水分法」⁴⁾による間隙径分布に相当するものと仮説をたてた。排水過程の水分特性曲線は、図 5 のように排水過程の水分特性曲線の負の圧力水頭（サクション）は間隙水を含んでいる毛管の中で最も細い毛管径（くびれ）によって決定されることから Kenney らの間隙くびれ径に相当すると推察できる。そこで本研究では 2 連式の加圧型保水性試験装置を用いて、均等係数の違い、乾燥密度の違いによる間隙径分布を計測した。図 6 に示すような試験装置を用い、供試体は 100mL 定容量モールドに締固め飽和状態とした。用いた試料の諸元を表 1 に示す。

(3) 水分特性曲線から間隙径分布の算出

間隙径分布を求めるために、水分特性曲線（排水過程）（図 7）から式(1)の van Genuchten モデルを同定する。式(2)のように毛管径(間隙径)と毛管上昇高の関係から、式(1)に代入することで累積間隙体積率 V_r を求めた（図 8）。

$$Se = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left(1 + |\alpha h_p|^{n^*} \right)^{-(1-n^*)/n^*} \quad (1)$$

ここに、 Se ：有効飽和度、 θ ：体積含水率、 θ_s ：飽和体積含水率、 θ_r ：最小含水量、 α 、 n^* ：van Genuchten パラメータ である。

$$h_p = \frac{4\sigma}{\rho_w g d_m} \quad (2) \quad V_r = \left[1 + \left(\alpha \frac{4\sigma}{\rho_w g d_m} \cdot 10 \right)^{n^*} \right]^{-1 + \frac{1}{n^*}} \quad (3)$$

ここに、 h_p ：負の間隙水圧、 ρ_w ：水の密度(g/cm³)、 g ：重力加速度(cm/s²)、 σ ：水の表面張力(水温 15℃時 73.46dyne/cm)

(4) 間隙くびれ径分布の測定結果

表 1 で示すように 3 つの土試料について水分特性曲線から得られた間隙くびれ径分布を図 9~図 11 に示す。それぞれには同時に粒度分布および Kenney らの間隙くびれ径である粒度分布の 0.25 倍にしたものを示している。この結果から、豊浦砂は、乾燥密度が大きくなるほど Kenney らの値に近づいていくことがわかり、Kenney らは最も密な状態に対応していることが推察できる。一方、サバ土、堤防土では Kenney らの間隙くびれ

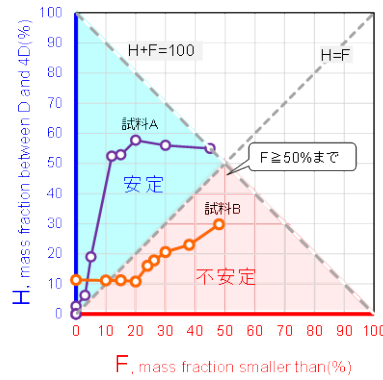


図 4 Kenney らの H-F shape Curve

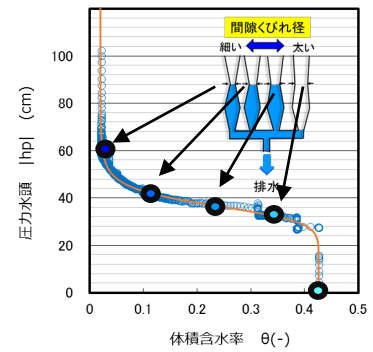


図 5 間隙くびれ径と水分特性曲線

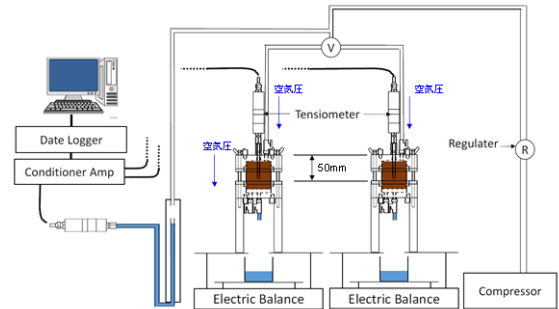


図 6 保水性試験概略図

表 1 試験試料

ケース	試料	均等係数 Uc	乾燥密度 γ_d (Mg/m ³)	相対密度 Dr (%)
Case T1	豊浦砂	2.3	1.517	57.5
Case T2			1.546	66.8
Case T3			1.620	90.4
Case S1	サバ土	10	1.495	-
Case S2			1.569	-
Case S3			1.827	-
Case L1	堤防土 (粒度調整後)	608以上	1.414	-
Case L2			1.501	-
Case L3			1.721	-
Case L4			1.733	-

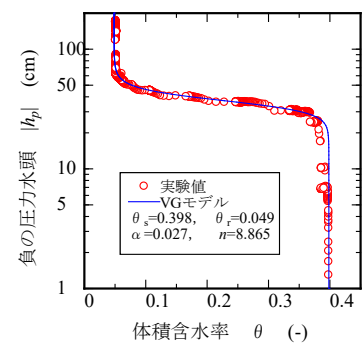


図 7 豊浦砂の水分特性曲線（排水過程）

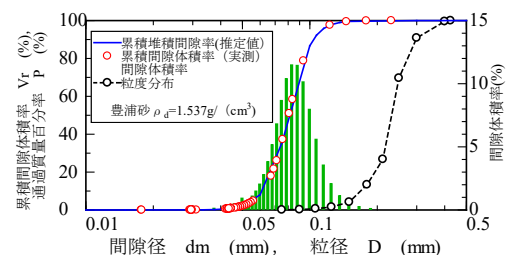


図 8 間隙径分布と粒度分布

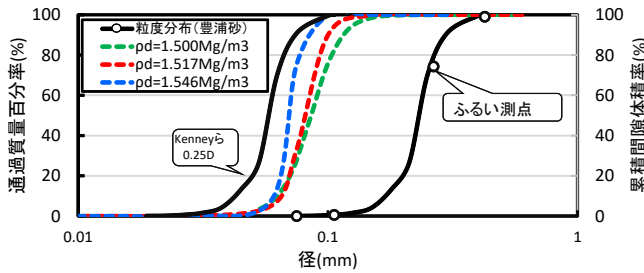


図9 豊浦砂の Kenney の間隙くびれ径と提案法

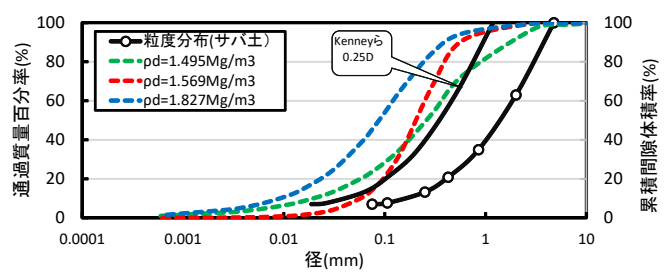


図10 サバ土の Kenney の間隙くびれ径と提案法

径よりも小さな間隙くびれ径分布が現れている (図10, 11). これより, サバ土や堤防土に Kenney らの 0.25D の値を用いて H/F を求めると小さな値となり, 不安定に評価されることになる. これは, Kenney が $Uc=1\sim 12$ の試料で振動法により締固めを行い実験で求めていることから, 均等係数が小さな試料においては最大乾燥密度近くになるが, 均等係数が大きな粒径範囲が広い土では, 間隙径を大きく評価してしまうことから不安定と評価されることが生じると考えられる. 以上より, 提案する排水過程の水分特性曲線からの間隙くびれ径分布から H/F 指標を使用することが適切であると考えられる.

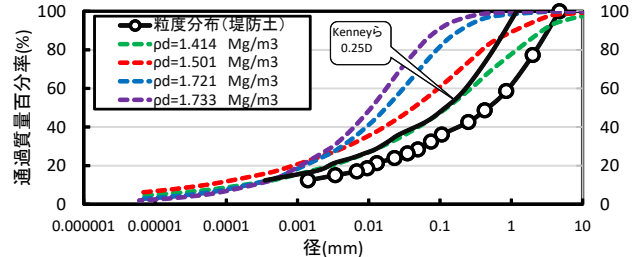


図11 堤防土の Kenney の間隙くびれ径と提案法

4. 粒子レベルからみた誘因の評価

(1) 多粒子限界流速の概要

著者らは鉛直方向の沈降速度式である多粒子限界流速式 (式(4)) を提案した. 多粒子限界流速式は Richardson の補正係数によって周辺粒子の影響を考慮した限界流速である. その補正係数には, 間隙率 (乾燥密度) の関数となっており, 間隙率が大きくなるほど限界流速が速く, 間隙率が小さいほど限界流速が遅くなることを評価することができる.

$$V_{cm} = n^{1/m} \frac{6\mu}{\rho_w d} \left\{ \sqrt{\frac{\rho_w (\rho_s - \rho_w) g d^3}{54\mu^2} + 1} - 1 \right\} \quad (4)$$

ただし, n : 間隙率, ρ_s : 土粒子密度 [g/cm³],
 ρ_w : 液体の密度[g/cm³], μ : 液体の粘性係数[g/(cm·s)],
 d : 粒子径[cm], g : 重力加速度 [cm/s²],

$$k_K = \frac{\gamma_w}{\eta} C_k \frac{e^3}{1+e} D_s \times \frac{1}{10^4} \quad (6)$$

ここに, γ_w : 水の単位体積重量, η : 水の粘性係数 (Pa·s),
 C_k : 形状係数 (Kozeny の半理論式 $8.2=0.0084 \times g$ 使用),
 D_s : 粒径(cm), e : 間隙比

多粒子限界流速式は, 式(4)で分かるように, 間隙率 n が大きくなると流速が大きくなるのがわかる. 検証のために粒子 Reynolds 数 <1 において多粒子限界流速と Terzaghi の限界動水勾配 $i_{cr}=(Gs-1)(1-n)$ と式(6)に示す透水係数を表す Kozeny の式(k_K)⁹⁾を用いて算出された浸透破壊時の実流速 ($V=k_K \times i_{cr}/n$) との比較を行った. 乾燥密度 $\rho_d=2.0, 1.5, 1.0, 0.5\text{g/cm}^3$ について算出した結果を図12に示す. これより, ダルシー則が成り立つ層流域では多粒子限界流速のように乾燥密度が大きくなるほど流速は大きくなり両者の速度は一致することが確認できる.

(2) 水平流れにおける多粒子限界流速式の適用

多粒子限界流速は, 鉛直流れにおけるつり合いから算出されているために, 水平流れが卓越する場合には適用できないものと考えられてきた. 一方, 岩垣の式⁶⁾の限界摩擦速度および久楽らの実験結果は水平方向が卓越する流

$$\begin{aligned} Re < 0.2 \quad & \text{のとき} \quad 1/m' = 4.65 + 19.5 \cdot d/D \\ 0.2 < Re < 1.0 \quad & \text{のとき} \quad 1/m' = (4.46 + 17.6 \cdot d/D) Re^{-0.03} \\ 1.0 < Re < 500 \quad & \text{のとき} \quad 1/m' = 4.45 Re^{-0.1} \\ 500 < Re < 7000 \quad & \text{のとき} \quad 1/m' = 2.39 \end{aligned} \quad (5)$$

ここに, d : 粒子径[cm], D : 円筒管直径[cm],

Re : 粒子 Reynolds 数 ($Re = \frac{V_c d \rho_w}{\mu}$) である.

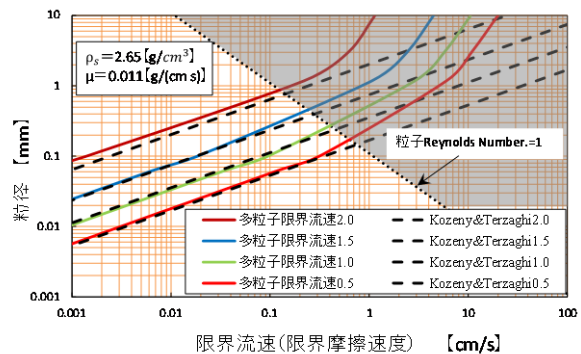


図12 乾燥密度の違いと多粒子限界流速と Kezeny&Terzaghi の限界動水勾配による流速の比較

れを対象としており、それ以外に図 13 に示した実験値は鉛直方向の一次元流れである。岩垣の限界摩擦速度と実験結果をみると卓越する流れの方向によっても異なるが、実験値と大きく乖離しており、現象が異なることが推察される。しかし、多粒子限界流速式と岩垣の限界摩擦速度式が $\rho_s=1.11\text{g/cm}^3$ の乱流域で一致していることがわかる。岩垣の論文によると、30 秒間に何個の砂粒が移動するなど計測し、0.1mm 以下の実験値がないので信頼性についてかけることを述べている。

久楽・吉岡ら^{7),8)}の実験は水平流れが卓越する場合を対象としており、図 13 からは多粒子限界流速式と離れていることがわかる。そこで、論文の実験データから

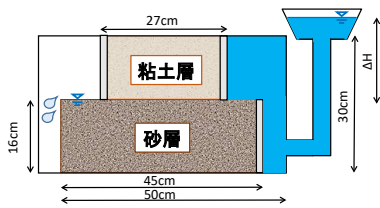


図 14 吉岡らの実験⁷⁾

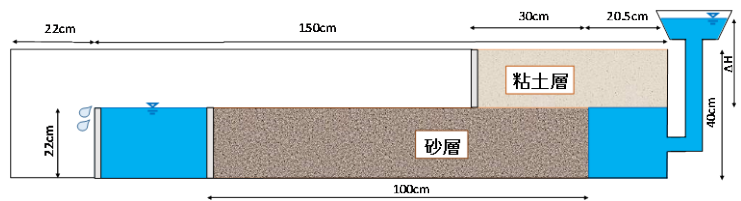


図 15 久楽らの実験⁸⁾

(図 14 及び 15) について飽和浸透流解析により破壊時の流速の鉛直成分の最大値を求め、多粒子限界流速と比較を行った結果が、図 16, 17 である。黒の実線が実験値の間隙率の最も大きいもの、破線が間隙率の小さいもの多粒子限界流速を示している。どちらの図も実験値の排水流量から得られた流速(緑実線)では、平均流速を表しているため、小さめに出ているが、解析で算出した流速の鉛直成分(青破線)は大きく、間隙率で除して実流速に算出した(赤実線)は黒の実線、破線に掛かってくる。また、いずれも各粒径範囲の小さい径(縦線の下方)の多粒子限界流速で破壊していることが分かり、徐々に拡大進行していくと考えられ、現象を説明することが可能である。なお、図 17 の久楽らの実験値で Reynolds 数>1 を超える領域では、ダルシー則から乖離するため、層流から乖離した実験データとダルシー則を使った数値解析において差が現れたのではないかと考える。

これらの結果から水平流れが卓越する場合においても鉛直成分の流速が多粒子限界流速に達したときから粒子移動が生じ破壊につながるものと考察でき、水平流れが卓越する場合にも先の図 1 に示した仮定が成り立つものと考えられる。

5. おわりに

内部浸食破壊の素因と誘因についての評価法を提案した。実際には、間隙率によって異なってくる間隙くびれ径の分布と粒度分布を比較し、移動する可能性の粒子径に着目する。その粒径に対する多粒子限界流速を計算することで粒子が移動流出することを評価できる。その後、粒度分布、間隙くびれ径分布の再配分が生じ、間隙内の流速(実流速)が変化し安定することになる。今後、浸食拡大現象の表現についての検討および DEM による多粒子限界流速を用いた粒子の浸食のシミュレーションについて検討していく予定である。

【参考文献】 1)Kenneyら: Internal Stability of Granular Filters: Reply. Canadian Geotechnical Journal, 23, 1986, pp.420-423 2) 杉井ら: 浸透破壊の発生プロセスと土の非均質性, 土と基礎, Vol.37, No.6, pp.17-22, 1989. 3)神谷: 砂質土の間隙径分布の評価とその利用, 岐阜大学学位論文, 1999, 107p. 4)Haverkampら: Predicting the water-retention curve from a particle-size distribution 1. Sandy soils without organic matter, Soil Science, 142, 1986, pp.325-339. 5)久保田ら: 透水設計へのアプローチ, 鹿島出版会, p.75~79, 1976. 6)岩垣: 限界掃流力に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第 41 号, pp.1-21, 1956. 7) 吉岡ら: 水平方向の浸透流によるパイピング現象について, 土木学会年次学術講演概要集, 1984. 8)久楽ら: 水平方向浸透流下における砂地盤の“変化”について, 第 20 回土質工学研究発表会, pp.1483~1484, 1985.

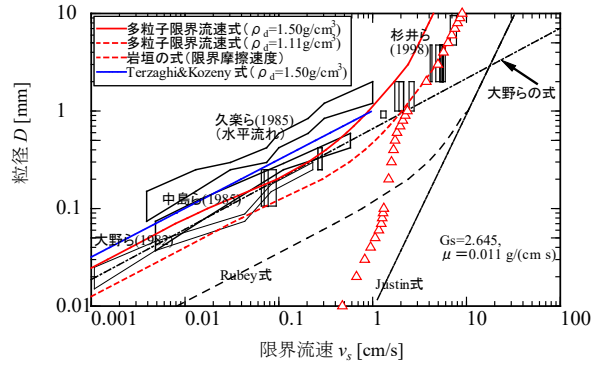


図 13 多粒子限界流速と他の実験式

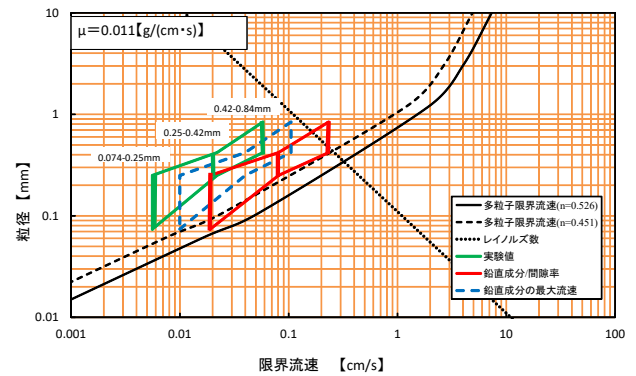


図 16 吉岡らの実験⁷⁾と多粒子限界流速

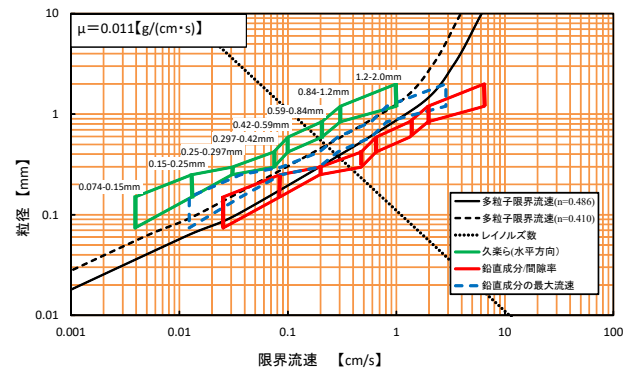


図 17 久楽らの実験⁸⁾と多粒子限界流速

透水性基礎地盤を有する河川堤防のパイピング条件に基づく簡易な点検フローの提案

パイピング 複層構造 浸透流

名古屋工業大学 学生会員 ○西村 柁哉 正会員 前田 健一
 名古屋工業大学 学生会員 櫛山 総平 学生会員 高辻 理人
 北海道大学 正会員 泉 典洋

1. はじめに

堤体の強度が高く、基礎地盤が透水層の上に難透水層が被覆した複層構造の場合パイピング破壊の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指標を作成する必要がある。そこで、模型実験と比較しながら簡易的なモデルを作成し飽和・不飽和浸透 FEM 解析を実施し、透水性基礎地盤の層厚（堤内の高低差を含む）、堤外への透水層の露出、行き止まり境界及び透水係数がパイピングに及ぼす影響を噴砂発生危険度 G/W と漏水流量に着目して定量的に評価した。

2. 解析概要

図-1 に基本となる解析モデルの概要図を示す。堤体は粘土を使用し基礎地盤は上層難透水層・下層透水層の複層で作成した。堤内側の基礎地盤の右端（図-1 参照）は浸透流が浸出しないよう設定し、いわゆる行き止まり境界になっている。また、透水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堤外に 2cm の露出部を設置したモデルも作成した。

外力条件は堤外に地表面から 6cm の水位を一様に作用させ平均動水勾配 0.20 で定常解析を実施した。外力条件を平均動水勾配 0.20 に設定したことに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 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²⁾。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³⁾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 0.20 以下に収まっており平均動水勾配 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、材料の透水係数は模型実験と比較するため粘土 $k=3.00 \times 10^{-8}(\text{m/s})$ 、難透水層 $k=1.40 \times 10^{-5}(\text{m/s})$ 、透水層 $k=1.80 \times 10^{-3}(\text{m/s})$ に設定した。

3. 複層基礎地盤の層厚の影響

上層下層それぞれの層構造の鉛直方向の厚さがパイピング破壊に及ぼす影響を定量的に検討するため、上層厚下層厚をそれぞれ変化させたときの噴砂発生危険度 G/W と堤内側地表面全体の漏水流量を比較した。

解析条件の一覧は表-1 に示す。解析モデルは図-1 を基本とし基礎地盤の上層厚を 4 通り、下層厚を 5 通りに変化させ全 20 通りの組み合わせについて解析を実施した。さらに下層の河床への露出の有無も変化させ合計 40 ケースについて解析を実施した。ただし全ケース裏法尻から行き止まり境界までの距離は $d=20\text{cm}$ で固定し、外力条件は平均動水勾配 0.20 で一定に保った状態を想定し定常解析を実施した。

表-1 解析条件一覧（層厚）

上層厚 L_u (cm)	下層厚 L_l (cm)	下層の河床 への露出
2	1	あり
3	2	なし
4.5	3	
7	4.5	
	7	

3.1 噴砂発生危険度 G/W による検討

噴砂は浸透水圧が上載荷重を超えて地表面に噴出する現象であり、被覆土層重量と基礎地盤内の揚圧力の比 (G/W) により決まる。本稿では難透水層の土粒子密度を $G_s=2.65\text{g/cm}^3$ 、間隙比を $e=0.90$ 、水の重量を $\gamma_w=1.0\text{g/cm}^3$ とし、被覆土層重量は式(1)のように求めた。

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

G : 被覆土層重量 γ' : 水中単位体積重量 L_u : 上層厚
 揚圧力 W は裏法尻直下の上層と下層の層境（図-1; 間隙水圧計測地点）における飽和状態（河川水位 0cm）からの過剰間隙水圧の圧力水頭とする。各ケースの G/W と

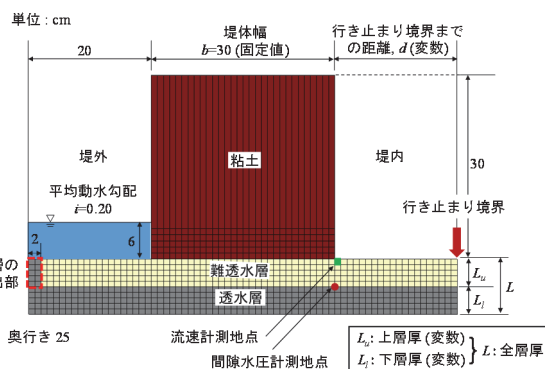


図-1 解析モデル概要図

下層厚の関係を図-2に示す。

図-2より上層が薄く、下層が厚いほど G/W が小さくなっていることが分かる。また、グラフの波形は上層厚、下層の露出の有無に関わらずいずれも下層厚が 5cm 程度あれば G/W は一定値に収束していることが確認できる。よって、下層の影響範囲は上層厚及び下層の露出の有無に関わらず 5cm 程度であると考えられる。また、上層厚が 7cm のケースではいずれの条件でも G/W が 1 以下にならず、上層厚が一定以上の厚さであれば噴砂発生の危険性は低いと考えられる。ここで噴砂発生の境界となる上層厚 L_{uc} について考える。揚圧力 W は外水位 Δh が地盤内に伝播して発生するものであり、揚圧力が外水位以上になることはない。また、外水位 Δh は平均動水勾配 ($i=\Delta h/B$) より $\Delta h=iB$ と表すことができる。よって上層厚 L_{uc} は G と W の釣り合い式より式(2)と表せる。

$$L_{uc} = \frac{\Delta h}{\gamma} = \frac{iB}{\gamma} \quad (2)$$

本解析条件の場合 $L_{uc}=6.9\text{cm}$ となり解析結果と一致している。

以上よりパイピングに影響を及ぼす基礎地盤の深さ方向の範囲は上層厚が最大 7cm 程度、下層厚も最大 5cm 程度であり合わせて最大で約 12cm の深度までが影響範囲だと考えられる。これを堤体幅 30cm で除して無次元化すると堤体幅の 2/5 程度の深度までが影響範囲になる。

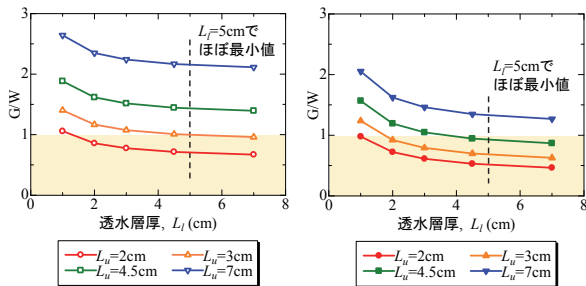


図-2 透水層厚 L_i と G/W の関係

左図；下層の露出なし 右図；下層の露出あり

3.2 漏水流量による検討

漏水流量はパイピングの進展速度に影響を及ぼす重要なパラメータである。各ケースの全層厚と堤内側地表面全体からの漏水流量の関係を図-3に示す。漏水流量は堤外から堤内に透過する基礎地盤の断面積に依存するため下層厚ではなく上層厚と下層厚の和である全層厚によって整理を行った。

図-3より上層が薄いほど漏水流量は大きく全層厚(下層厚)による漏水流量の変化も大きくなっている。一方、上層が厚いケースでは全層厚(下層厚)による漏水流量の変化は小さい。また、図-3(右図)より下層が河床に露出している場合、露出していない場合に比べて漏水流量は平均で 1.24 倍に増加し、全層厚(下層厚)による漏水流量の増加率も大きくなっている。

以上より、上層が薄い場合や下層が河床に露出している場合など漏水流量が大きなケースでは下層厚の影響を顕著に受けるが、全層厚が大きくなるにつれていずれ

のケースも漏水流量は一定値に収束する傾向を示している。また、図-3(左図)では全層厚が 8cm 程度で、右図では全層厚が 12cm 程度で漏水流量は収束傾向を示しており、 G/W 同様概ね約 12cm (堤体幅の 2/5) の深度までが影響範囲だと考えられる。この結果は浸透経路を考えれば妥当な結果だと言える。河川水が透水層を透過して堤内に浸出するためには、堤外⇒被覆土層⇒透水層⇒被覆土層⇒堤内の浸透経路をたどり被覆土層を二度透過せねばならない。つまり被覆土層を層厚の 2 倍の距離だけ透過する必要がある。最短経路である堤体幅ではなく上記の浸透経路を選択するためには、被覆土層厚が堤体幅の半分以下でなければならない。また透水層を透過する際の圧力の損失を考慮すると影響深度が堤体幅の約 2/5 という結果は妥当であると考えられる。

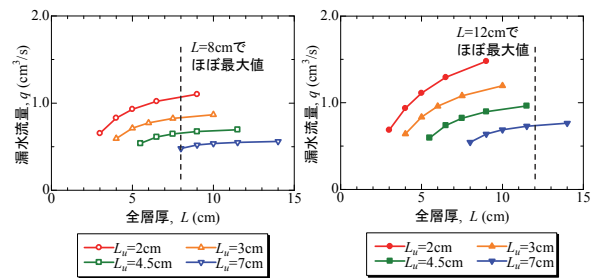


図-3 全層厚 L と漏水流量の関係

左図；下層の露出なし 右図；下層の露出あり

4. 堤内の行き止まり境界の影響

透水性基礎地盤が堤内地で行き止まりになっているいわゆる行き止まり境界の存在が漏水・噴砂を助長する要因の一つとして挙げられる。そこで、裏法尻から行き止まり境界までの距離 d を変えたときの基礎地盤の圧力水頭の変化を比較し、行き止まり境界までの距離が基礎地盤の圧力伝播に与える影響を検討した。解析条件の一覧を表-2に示す。解析モデルは図-1を基本とし裏法尻から行き止まり境界までの距離 d を 5 通りに変化させた。さらに下層の河床への露出の有無も変化させた。また基礎地盤の影響範囲内で検討を行うため全層厚は 9cm に固定したうえで上層厚を変化させた。外力条件は平均動水勾配 0.20 で定常解析を実施した。

表-2 解析条件一覧 (行き止まり)

行き止まり境界までの距離 $d(\text{cm})$	上層厚 L_u (cm)	下層の河床への露出
5	2	あり
10	3	なし
20	4.5	
40	7	
100		

図-4は各ケースの裏法尻直下の基礎地盤の上層と下層の層境の圧力水頭である。なお横軸は裏法尻から行き止まり境界までの距離 d を堤体幅 $B=30\text{cm}$ で除して無次

元化している。図-4 よりいずれの基礎地盤でも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。 $d/B=0.17$ と $d/B=3.33$ のケース比較すると圧力水頭は約 2cm 増加しており行き止まり距離は外力の 1/3 程度の影響を及ぼす重要な評価項目と考えられる。また、被覆土層厚、下層の露出の有無に関わらず d/B が 1.5 以上では圧力水頭にほとんど変化が見られず、この解析条件における行き止まり境界の影響範囲は裏法尻から堤体幅の 1.5 倍程度の距離であると考えられる。本稿では被覆土層厚と透水層の露出の有無は行き止まりの影響範囲に無関係であることが分かったが、今後は堤体幅、外力、透水係数などを変化させた場合の行き止まりの影響についても検討する。

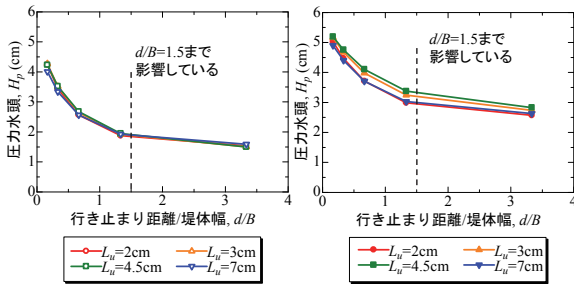


図-4 行き止まり境界までの距離 d と圧力水頭の関係
左図；下層の露出なし 右図；下層の露出あり

5. 透水係数の影響

危険とされる複層基礎地盤の透水層及び難透水層の粒度分布や透水係数について、これまで定量的に検討されていなかった。そこで、基礎地盤の透水係数を変化させ、各条件における G/W 及び裏法尻の局所動水勾配を算出することで噴砂の発生危険度を評価した。また、噴砂孔を簡易的にモデル化し噴砂孔の浸透流速を Justin の限界流速式と比較することで噴砂の発生・継続条件についても評価を行った。また、粒度分布は Creager の式を用いて透水係数から逆算して求めた。

5.1 G/W 及び裏法尻の局所動水勾配による検討

解析条件の一覧は表-3 に示す。解析モデルは図-1 を基本とし上層の透水係数 k_u を 3 通りに変化させ、それぞれ上層の透水係数 k_u に対する下層の透水係数 k_l の比 (k_l/k_u) を 6 通りに変化させ全 18 通りの組み合わせについて解析を実施した。透水係数比 k_l/k_u が 1 のケースは上層と下層の透水係数は等しく単一基礎地盤となり、透水係数比 k_l/k_u が 0.1 のケースは下層の透水係数が上層の透水係数よりも低く透水層と難透水層が逆転した複層基礎地盤のモデルになる。なお基礎地盤の透水係数の影響を比較しやすくするため堤体の粘土の透水係数を $3.00 \times 10^{-8}(\text{m/s})$ 、上層厚を $L_u=4.5\text{cm}$ 、下層厚を $L_l=4.5\text{cm}$ 、行き止まり境界までの距離を $d=20\text{cm}$ に固定し、下層の露出部は設置していないモデルについて平均動水勾配 0.20 で定常解析を実施した。

表-3 解析条件一覧 (透水係数)

上層の透水係数 k_u (m/s)	透水係数比 k_l/k_u
1.0×10^{-4}	0.1
1.0×10^{-5}	1
1.0×10^{-6}	10
	100
	1000
	10000

図-5 に各ケースの G/W と透水係数比の関係を示す。ただし G/W は透水層の上に難透水層が被覆した複層構造の場合に適用可能な値であるため透水係数比 k_l/k_u が 0.1 と 1 のケースは除外している。図-6 に各ケースの裏法尻(図-1；流速計側地点)の流速 v を上層の透水係数 k_u で除して求めた局所動水勾配 (v/k_u) と透水係数比の関係を示す。

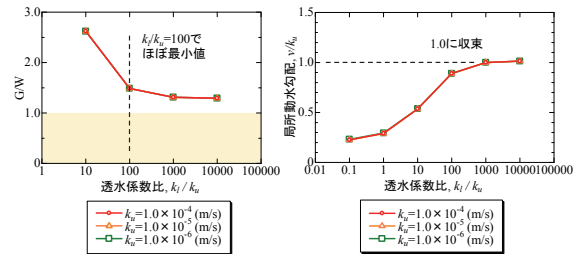


図-5 透水係数比 k_l/k_u と G/W の関係 図-6 透水係数比 k_l/k_u と局所動水勾配の関係

図-5 より透水係数比が大きくなるほど G/W が小さくなり危険度が増加しているが、透水係数比が 100 を超えると G/W はほぼ一定値に収束している。透水係数比が 10 と 100 のケースを比較すると G/W は 1.76 倍異なることから上層と下層で透水係数が 100 倍以上異なる条件が噴砂発生危険度を評価する際の重要な指標であると考えられる。

図-6 より透水係数比が大きくなるほど局所動水勾配は大きくなっているが、透水係数比が 100 付近で局所動水勾配は約 1.0 に収束している。模型実験の条件に最も近い透水係数比が 100 のケースの局所動水勾配は 0.9 で液状化に近い状態になっている。模型実験においても平均動水勾配が 0.20 の条件で裏法尻の基礎地盤が液状化している様子が確認されており、地盤の液状化が土粒子の摩擦を低減し噴砂の発生を助長している可能性がある。よって、土の流動性の観点からも透水係数が 100 倍以上異なる条件が重要な指標であると考えられる。

上層の透水係数が同じ条件下で下層の透水係数が大きくなっていくと、下層を透過する際の圧力水頭の損失は上層での損失に比べて相対的に小さくなり、上層における損失が支配的要因になる。そのため透水係数比が 100 以上大きくなると G/W 、局所的所動水勾配ともに一定値に収束したと考えられる。また、 G/W と局所的所動水勾配は透水係数の絶対値ではなく二層の透水係数の比によって変化している。透水係数の絶対値は流速・流量に

影響を与えパイピングの進展速度に関係すると考えられる。しかし、二層の透水係数の比も圧力伝播や浸透経路を決定するパラメータであり破壊モードに影響を与える重要な指標になることが分かった。

5.2 限界流速による検討

図-7 に噴砂孔を簡易的にモデル化した解析モデルの概要図を示す。解析モデルの中心部分の堤内側法尻に噴砂孔を模擬した縦横 1cm 深さ 4.5cm の縦穴を設置し噴砂孔底面の浸透流速を計測した。噴砂孔には深さ分の静水圧を作用させている。また、Creager の透水係数の推定式⁴⁾を用いて、上層の透水係数 k_u から D_{20} 粒径を算出した。さらに Justin の限界流速式を用いて上層の D_{20} 粒径の限界流速を推定した。表-4 に求めた D_{20} 粒径とその限界流速を示す。なお解析条件は表-3 と同様である。

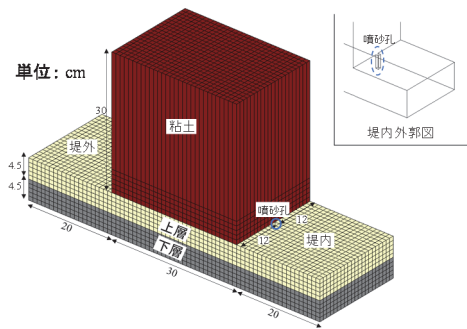


図-7 解析モデル概要図 (噴砂孔あり)

表-4 透水係数と D_{20} 粒径, 限界流速の関係

上層の透水係数 k_u (m/s)	D_{20} 粒径 (mm)	Justin の限界流速 v_c (m/s)
1.0×10^{-4}	0.20	4.6
1.0×10^{-5}	0.08	2.9
1.0×10^{-6}	0.03	1.8

図-8 に各ケースの透水係数比と噴砂孔の流速 v を限界流速 v_c で除した数値 (v/v_c) の関係を示す。図より透水係数比が大きくなるほど噴砂孔の流速は限界流速に近くなっていることが確認できる。また、透水係数の絶対値が大きい、すなわち粒径が大きいケースほど限界流速に近い浸透流速が発生することが分かる。しかし、最も v/v_c が大きいケースでも限界流速の 3 割程度の流速しか発生しておらず、浸透流解析では噴砂速度を再現できていないと考えられる。局所動水勾配による検討でも述べたように、地盤が液状化することで実際には浸透流解析よりも速い流速が発生している可能性がある。また、模型実験で観察された噴砂速度を画像解析によって算出した結果、粒子の移動速度は 4~6(cm/s) になり実験で使った珪砂 7 号の平均粒径の限界流速とほぼ一致している。模型実験の条件を再現した三次元浸透流解析の噴砂速度は 0.11(cm/s) で実験値の約 1/50 程度である。今後は液状化に伴う土の流動状態も考慮した流速の検討を行う必要がある。

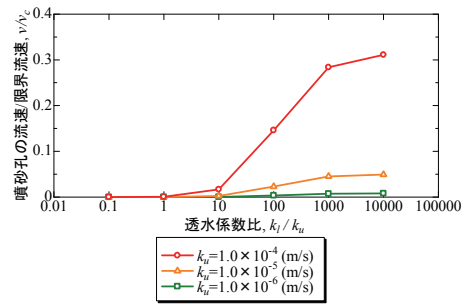


図-8 透水係数比と v/v_c の関係

6. まとめ

層厚による検討からパイピングが進展する可能性がある被覆土層厚の条件は式(2)より地盤材料と堤体形状で表せることが分かった。さらに、行き止まりや透水層の露出の有無、二層の透水係数の比によって危険度が大きく変化し、これらは重要な評価項目になることが分かった。本稿の結果に模型実験及び現地調査による検討結果を加えた簡易な点検フローを図-9 に示す。今後は基礎地盤だけでなく堤体の土質や外力波形の影響も考慮し、実際の被災事例と比較しながら検討を進める。

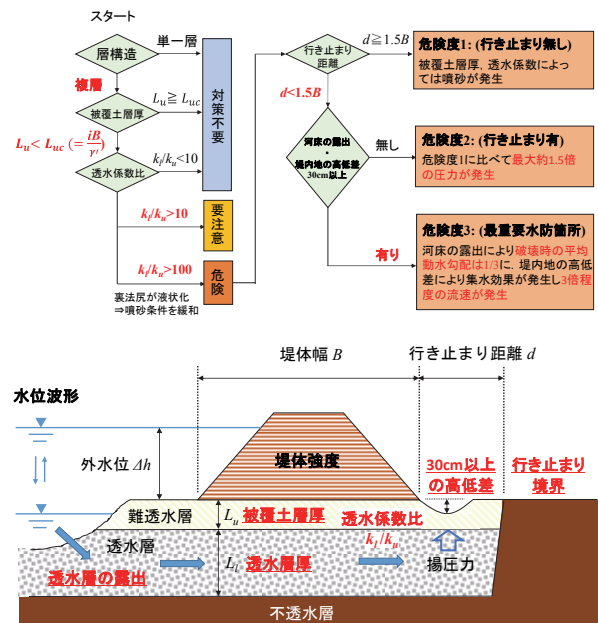


図-9 力学に基づく簡易なパイピング点検フロー

参考文献

- 1) 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, 第 22 巻, pp.251-256, 2016.
- 2) 西村征哉, 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, 第 23 巻, pp.381-386, 2017.
- 3) http://www.nilim.go.jp/lab/fbg/download/detailed_inspection_of_seepage/detailed_inspection_download.html (最終ログイン 2017.10.20)
- 4) 土質工学会, 土質工学ハンドブック, pp.70

河川堤防の基盤漏水発生箇所と旧河道の関係

河川堤防, 基盤漏水, 旧河道, 空中写真判読, 断層

キタック 正会員 佐藤 豊
大淵 貴・上野 優

中央大学 フェロー 福岡捷二

1. はじめに

2012年7月の九州北部豪雨による矢部川の堤防決壊(右岸7.3k)は, 基盤漏水によるパイピングが原因とされている。決壊箇所の地形は, 旧河道と現堤防の交差付近で発生しており, 上流側右岸11.8kにおいても旧河道付近で堤体の陥没, 漏水が発生している¹⁾。千曲川においても, 基盤漏水は旧河道付近での発生が数多く, 基盤漏水の発生は旧河道との関係が深い。堤防弱点箇所を精度良く予測するためには, 基盤漏水発生箇所と旧河道との関係を河道形成過程, 旧河道の状況, 土質特性等から検討する必要がある。

本稿は, 千曲川堤防の漏水事例をもとに基盤漏水と旧河道の関連性について現地データに基づいて検討した。

2. 検討範囲

検討範囲は, 図-1の枠囲いで示された飯山盆地(距離標25k~40k付近), 長野盆地における山王島地区(右岸距離標54k付近), 飯田地区(左岸距離標54.5k~56.5k付近)である。千曲川は, 甲武信岳を源に長野県の佐久市, 上田市を北西に流れ, 千曲市付近から流れが北北東方向に変わり, 長野盆地, 飯山盆地を流下する。千曲市の距離標80k付近から上流は, 扇状地で河床勾配1/180~1/350と急流河川の特徴を示す。距離標80k付近から下流は, 氾濫原となり, 河床勾配1/860~1/1,470と緩流河川の特徴を示す。

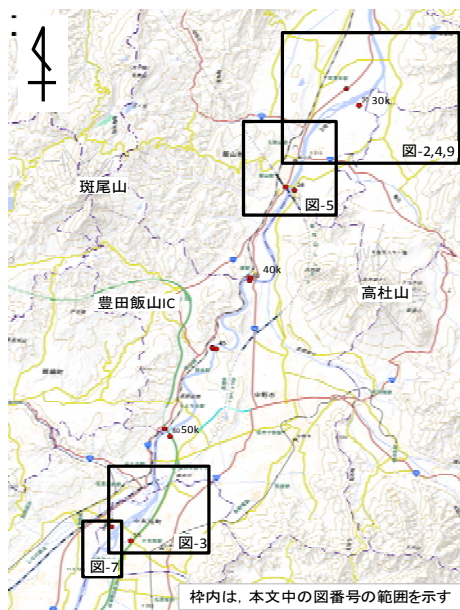


図-1 本論文での検討範囲²⁾

3. 千曲川堤防の基盤漏水発生箇所と旧河道の関係

飯山盆地における

基盤漏水発生箇所を図-2に示す。同図には, 戦後米軍が撮影した空中写真により判読した旧河道分布図³⁾を示した。漏水発生箇所は, 旧河道と堤防の交差付近または旧河道で囲まれた位置にある。しかし, すべての旧河道で発生しておらず, 旧河道の形状や振幅等の特性を検討する必要がある。

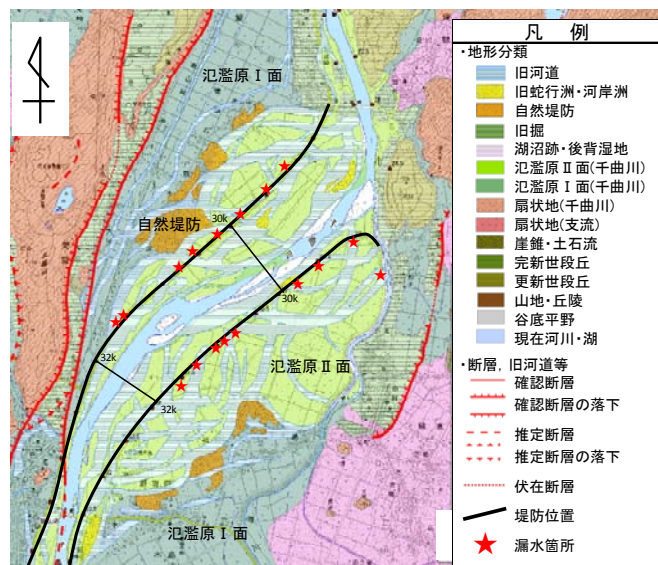


図-2 飯山盆地における旧河道分布図, 基盤漏水発生箇所

「地形の辞典」⁴⁾によれば, 旧河道 (abandoned river channel) における堆積物は, シルトや粘土などの泥質物を主体とし, しばしば泥炭が形成されていると示されている。また, 裏のり尻付近に粘性土からなる旧河道が分布する場合, 「行き止まり地盤」として浸透に対して問題のある地盤構成とされており, 旧河道の土質特性を検討する必要もある⁵⁾。

また, 平成18年出水の山王島地区(長野盆地, 右岸53.8k付近)においては, 堤防から約100m離れた地点で漏水が発生した³⁾。同地区は堤防盛土と上信越道の高速道路の盛土が複合した大規模な盛土形状で, この盛土と背後の松川扇状地に挟まれた低地部分(旧河道)で漏水が発生している(図-3)。このことから, 連続した旧河道で現在の河道部分とつながっている場合には河川水位の影響を受けるとともに, 周辺からの地下水の影響を受けていると考えられる。本論文では, 旧河道の形状等と漏水発生箇所の検討および旧河道の土質検討, 河川水位と旧河道

との関係等を検討した。

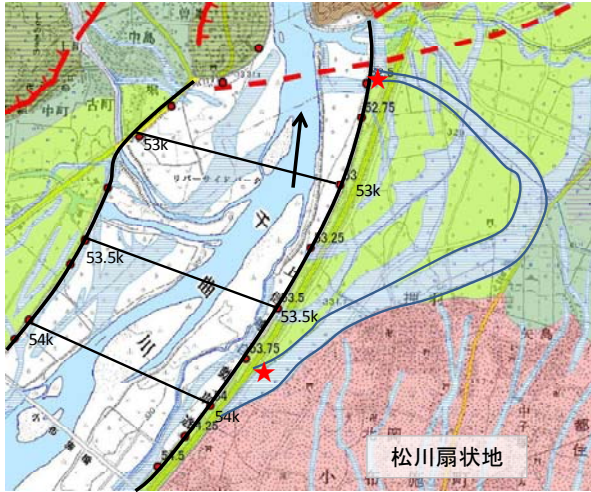


図-3 山王島地区の漏水発生位置

4. 漏水箇所と旧河道の特性検討

4. 1 旧河道の形成過程の検討

図-2に示した旧河道分布図について、旧河道の連続性や振幅等に注目して旧河道の形成過程を検討する。

現在の千曲川は氾濫原Ⅱ面を流れており、それよりも高位面にある氾濫原Ⅰ面はかつて千曲川の河道部分であった。氾濫原Ⅰ面の旧河道は氾濫原Ⅱ面の旧河道の川幅よりも狭く網状流路状を呈している。次に、現在の河道が左右岸の旧河道を分断しているため、河幅や振幅が類似するものについて枠線を付けてつなぎ、不連続な旧河道と識別できるようにした。この連続した旧河道をみると大きく4本の蛇行した流れが確認できる。この4本の旧河道の外側に分布する旧河道は、河幅が小さく不連続なもので古い旧河道と思われ、洪水等によって分断されたものと考えられる。

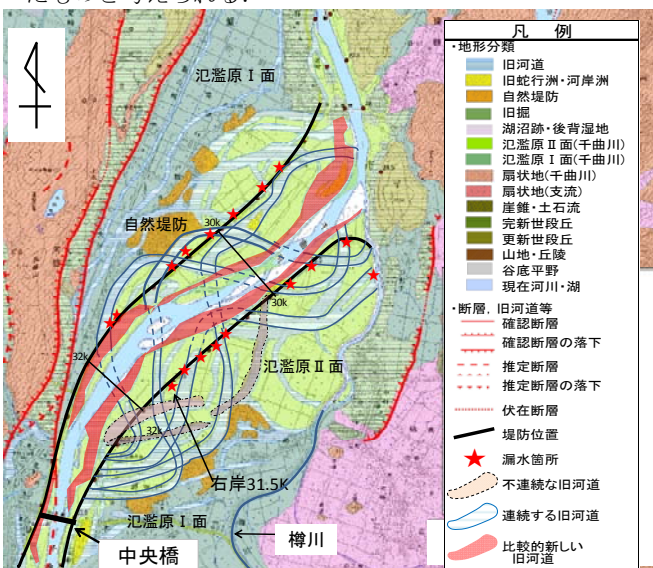


図-4 旧河道の分布

この4本の蛇行した旧河道はいずれも中央橋下流右岸から始まっている。また、同付近に4本の連続する旧河道の

中に不連続な旧河道が分布しており、この不連続な旧河道の開始位置は、4本の連続する旧河道よりも下流側に位置し、古い旧河道と考えられる。

図-5には中央橋～上流の綱切橋付近の拡大図を示す。千曲川の流れは、綱切橋右岸の丘陵・山地に規制され、左岸側の氾濫原Ⅰ面(飯山城址)に向かう2本の旧河道が確認できる。飯山城址は山地・丘陵で氾濫原Ⅰ面よりも高い。また、下流側の完新世段丘も氾濫原Ⅰ面よりも高く、綱切橋右岸の山地・丘陵で流れを規制され左岸側に向かい、飯山城址や完新世段丘の高地に規制され、中央橋下流右岸の蛇行へと向かっている。

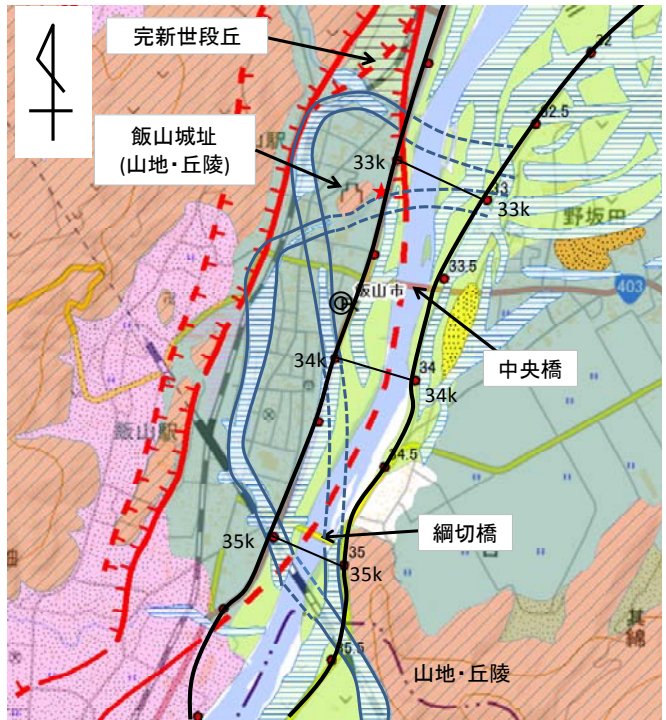


図-5 中央橋～綱切橋付近の旧河道分布

また、同図に断層⁶⁾を示したが、現在の千曲川の中央橋～綱切橋付近の河道は伏在断層(図中の点線の断層)に規制され直線的に流れている。この断層は逆断層で北西側上がり、南東側下がりであり氾濫原Ⅰ面は氾濫原Ⅱ面に比べ高い。氾濫原Ⅰ面にある旧河道はさらに西側にある断層によって流れが規制されている。したがって、飯山盆地における千曲川の流れは、かつては中央橋～綱切橋付近の山地・丘陵を抜け出て扇状地地形を呈し、網状流路を形成していたものと思われる。このことは図-4の氾濫原Ⅰ面の旧河道形状から推定される。この後、断層の活動の東側下がりによって地形勾配が緩くなり、千曲川は蛇行するようになった。さらに断層の活動が続き、中央橋～綱切橋付近の千曲川の流れが断層に規制され、直線的な流れとなったものと思われる。このことは、図-4の塗りつぶした旧河道(比較的新しい旧河道)が蛇行した旧河道を分断していることでも読み取れる。基盤漏水発生箇所は、この蛇行した旧河道で発生している。しかし、中央橋下流右岸の蛇行した旧河道部分では漏水が発生しておらず、次節の河川水位との検討を行う。

4. 2 河川水位と漏水発生箇所を検討

昭和57年～平成25年で発生した漏水箇所と近傍の定期横断面を用いて平均動水勾配H/Dを求め、漏水発生箇所と漏水が発生していない旧河道との関係を図-6に示した。ここに水位差Hは洪水痕跡が測定されている平成25年9月水位を敷幅Dは表のり面痕跡水位位置と裏のり戻までの距離を用いた⁷⁾。図から、漏水発生箇所は、平均動水勾配H/D=0.029以上の範囲にある。中央橋下流右岸の平均動水勾配は、0.012前後と漏水発困発生の閾値0.029よりも小さく、漏水履歴が無いことと一致する。分断された不連続な旧河道の平均動水勾配は、0.012～0.031の閾値付近または低い値の範囲にあり、連続する旧河道は不連続な旧河道よりも低い位置に分布していることを示す。このことは断層の活動による盆地部の沈降によって新しい旧河道ほど低い位置を流れているものと思われる。

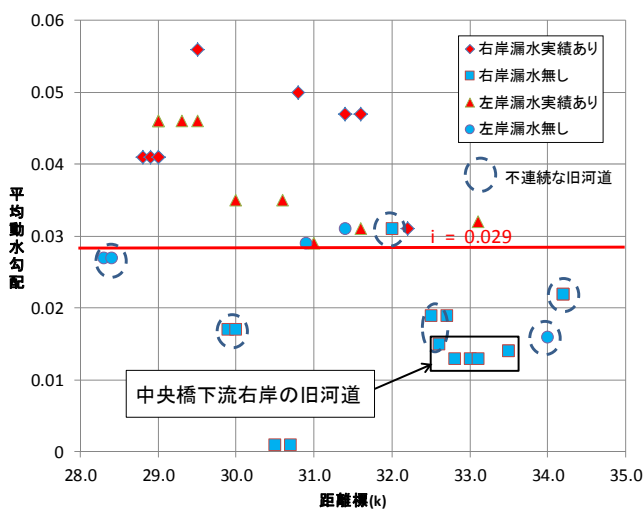


図-6 旧河道での漏水発生の有無と平均動水勾配の関係

上記の関係図から、旧河道部分では河川水の影響を受けていることが推測される。千曲川の飯田地区(左岸距離標54.5k～56.5k付近)では旧河道部分を含めた地下水位観測が行われており、地下水位コンター図を図-7に示す。堤防および堤内地に8箇所の水位計を設置し、遮水矢板施工後の地下水位観測を実施し、2010年2月の地下水位コン

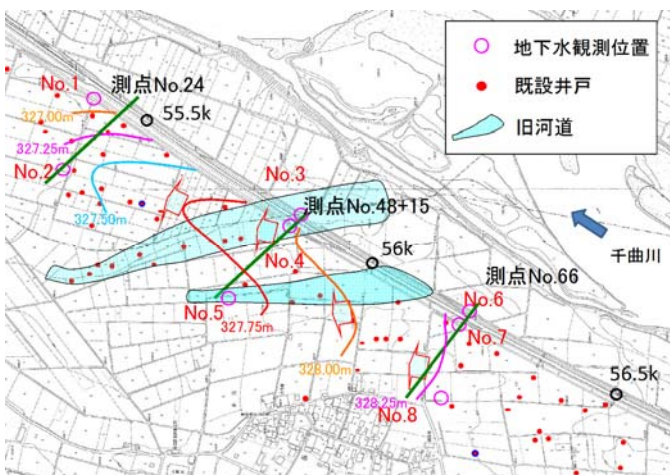


図-7 飯田地区の地下水位コンター図

ター図を作成した。同図から、旧河道が分布していない測点No. 66(水位計No. 6, 7, 8)では、地下水位コンター線が堤防横断方向に並行した形状となっているが、旧河道部分に設置している測点No. 48+15(水位計No. 3, 4)での地下水位は堤防横断方向の堤内地側に設置したNo. 5に対して高く、旧河道付近から地下水位コンター図の尾根が形成されていることから、旧河道部分で河川水が流入し、地下水位が高くなっていると考えられる。

次に、漏水発生箇所は、旧河道と現堤防の交差点付近で発生しているほか、前記の山王島地区のように現堤防と旧河道に囲まれた部分でも漏水が発生している。ここで、水位差H(河川水位と裏のり戻付の高さの差)と堤内地側に分布する旧河道までの距離Lの関係を図-8に示す。同図から、漏水が発生する箇所の河川水位差と堤内地側に分布する旧河道との距離の関係性が高く、河川水位差4m程度で旧河道との距離は80～100m程度、河川水位差が6～8m程度で旧河道との距離は120～160m程度である。山王島地区(図-3)は、背後の松川扇状地の地下水の影響を受けた漏水でH/L=0.055である。最小値の右岸31.5k地点のH/Lは0.037で同地区も背後の支川樽川(図-4)からの伏流水の影響を受けた漏水と考えられている。同地区の漏水調査では融雪期に漏水箇所から湧水を確認しており、背後の広域地下水の影響を受けていることを確認している(写真-1)。堤防弱点箇所の抽出では、広域地下水の影響を含めた現地踏査も重要で、図-8の関係図をさらに充実させると、河川水位差に応じた踏査範囲を求めることが可能と考えられる。

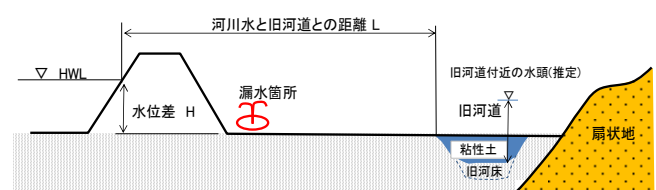
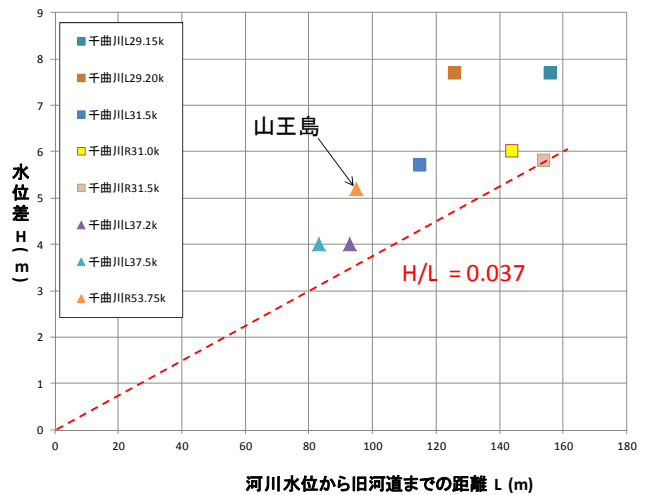


図-8 漏水発生箇所における水位位置と堤防前面から旧河道までの距離の関係



写真-1 2013年9月右岸31.5k付近の漏水発生箇所の融雪期の湧水状況(2014年3月調査時)

4. 3 旧河道に分布する土質検討

飯山盆地で実施したボーリングデータを用いて、旧河道の土質と旧河道以外の氾濫原、自然堤防の土質を確認し、図-9に示した。27k付近から上流では旧河道の土質は粘性土であり、旧河道以外の氾濫原、自然堤防の土質は砂質土である。27kから下流では地形に関係無く、粘性土が厚く分布する。これは下流に狭窄部があり、洪水時は滞留時間が長く細粒土が厚く堆積する環境にあると考えられる。

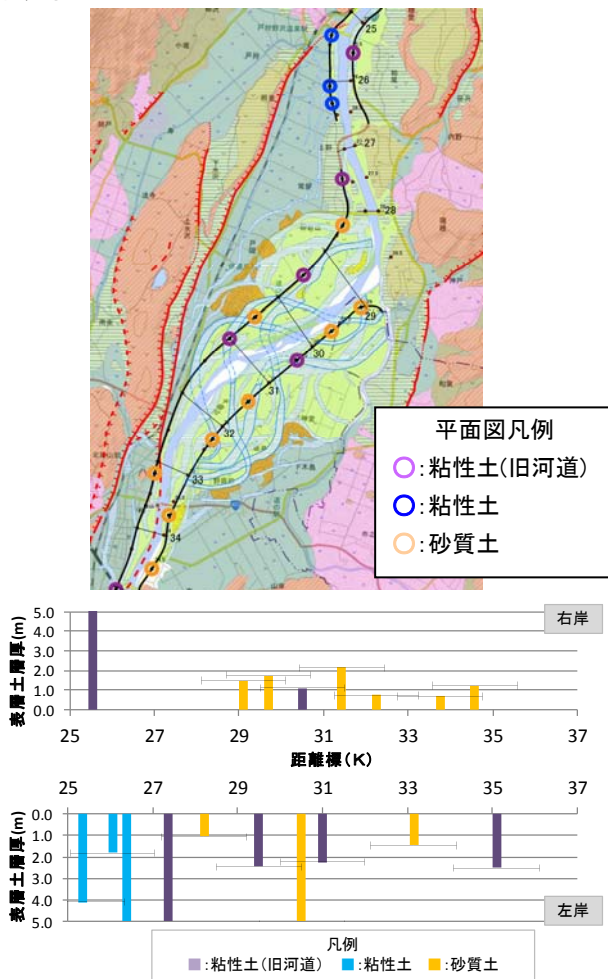


図-9 飯山盆地の旧河道および氾濫原等の土質分布図

図-4の旧河道が蛇行している範囲では旧河道の土質は粘性土で、堤防が交差する付近では「行き止まり地盤」が形成されている。しかし、必ずしもすべての交差箇所でも漏水が発生しているわけではなく、河川水位および背後の地下水位の影響を受けて漏水が発生するものと考えられる。

5. まとめ

旧河道存在の視点から基盤漏水発生箇所を整理し、河川水位差(平均動水勾配)、旧河道の特性、旧河道分布位置が大きく影響することを示した。旧河道と漏水発生箇所の関係を明らかにするためには、その河川の河道形成過程を確実に把握することが重要である。千曲川では断層の活動によって河道が規制されている部分が多い。このため、旧河道分布図には自然堤防、段丘等のほかに断層位置を示すことで古い旧河道(不連続な旧河道)と新しい旧河道(連続する旧河道)を区分することができた。旧河道が蛇行する範囲では旧河道の土質は粘性土が分布し、行き止まり地盤を形成している。図-8に示した漏水実績箇所における堤防前面位置と旧河道の距離の関係図や飯田地区の地下水位コンター図から、旧河道では河川水の影響を受けて高い地下水が存在しており、これが漏水に影響を及ぼしていると考えられる。また、背後に分布する扇状地等からの広域地下水の影響も受けた漏水もある。千曲川の漏水実績から、水位差に応じて影響を及ぼす旧河道の範囲の推定の可能性を示した。

今後は、これらの結果をもとに千曲川上流の漏水発生箇所や他の河川の漏水実績をもとに図-8のデータを充実させ、旧河道分布、基盤透水層の透水係数に応じた影響範囲等の検証を進めていきたい。

謝辞

本稿作成にあたり、国土交通省北陸地方整備局および千曲川河川事務所のご協力を賜りました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 矢部川堤防調査委員会：矢部川堤防調査委員会報告，2013。
- 2) 国土地理院：電子国土基本図。
- 3) 国土交通省北陸地方整備局 千曲川河川事務所：千曲川堤防質の整備計画検討業務報告書，2008。
- 4) 日本地形学連合[編集]：地形の辞典，pp.732，2017。
- 5) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き，2012。
- 6) 地質調査所：飯山地域の地質 地域地質研究報告 5 万の1地質図幅 新潟(7)第73号 NJ-54-35-11. 2001。

(2017. 10. 25受付)

重信川での噴砂・漏水箇所における高水前後の堤防表面形状の比較

高水, パイピング, 被災事例, 表面形状, 浸透

愛媛大学大学院 正会員 岡村未対・陣内尚子
応用地質株式会社 正会員 新清 晃

1. はじめに

重信川では平成 29 年 9 月 17 日に台風 18 号の豪雨により戦後最高水位を記録し、下流域を中心に、多くの地点で変状が発生した。重信川堤防は、急流河川であるが故に川表側の侵食被害がこれまでに度々発生してきたが、堤体は粗粒の砂やレキを中心に構成されているため、今回の出水では多くの地点で漏水や噴砂が発生した。

堤体や基盤に比較的透水性の良い土層が存在すると、降雨や高水の繰り返し作用により、土が徐々に吸い出され劣化が進行し、高水時のパイピング破堤に結びつく可能性がある。これに対し、現存の堤体や基礎地盤に関する主なデータは、およそ延長 1km 毎のボーリング調査である。堤体の不均一性が極めて高く、状態が経時的に変化し、さらにごく局部的な欠陥が破堤に繋がる被災の特徴からして、この調査頻度で危険箇所を抽出するのは現状では不可能といつて良い。また、膨大な延長のために、既往の調査法やセンサーの設置で内部の状態を把握することは極めて困難である。一方、UAV 等からの高精度の写真やレーザー測定により取得できる高密度・高精度の地表面形状情報から堤防内部の損傷度を評価する技術の研究が行われている（岡村ら、2017）が、実河川において漏水発生前後の表面形状データが揃って取得されている事例が無かったため、実堤防での技術の検証が行われていなかった。

重信川では、今次高水のおよそ 10 日前（平成 29 年 9 月上旬）に被害区間を含む堤体の形状情報を測定していたため、高水により発生した噴砂や漏水箇所における堤体表面形状変化を知ることができた。そこで、被災区間における高水前後の堤体表面形状の変化、およびそれと漏水や噴砂の発生箇所との関係を報告する。

2. 高水と堤防被害の概要

平成 29 年 9 月の台風 18 号による大雨で、重信川流域では間屋雨量観測所において時間雨量 56mm（17 日 15 時）、降り始めの 17 日 11 時から 21 時までの雨量は 289mm を観測した。これにより重信川の出合基準地点では 17 日 17 時 30 分に避難判断水位、19 時 00 分に氾濫危険水位を超えてさらに上昇し、20 時 00 分に戦後最高水位を 0.7m 更新となる 5.65m を観測した。その後、水位は下降に転じ、18 日 3 時 00 分に氾濫注意水位を下回った。水位と降雨量の時間変化を図-1 に示す。なお、出合水位観測所のゼロ点高は、TP4.09m である。この高水によって重信川堤防では多くの地点で漏水や法面崩壊などが発生した。図-2 に堤体に変状が生じた箇所を示す。図中の青丸は、重信川本線において漏水や噴砂、裏法滑りが発生した地点、赤丸は支川において川表側護岸が基礎の洗掘により崩壊した地点である。本川右岸においては、2.4k~2.6k で漏水が発生し、その中で 2.4k 付近では約 50m にわたって裏法面の滑りが生じた（写真 1）。左岸では 1k~5k 付近ではほぼ連続的に漏水が発生し、3.8k 付近では大きな噴砂と法面の陥没が生じた（写真 2）。6k より上流で漏水被害が生じなかったのは、この区間での河川水位が低かったことが理由であると考えられる。

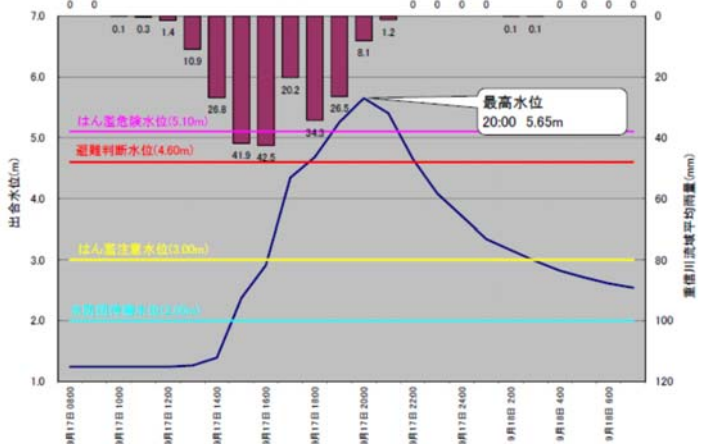


図-1 出合水位観測所における水位変化（松山河川国道事務所 HP）

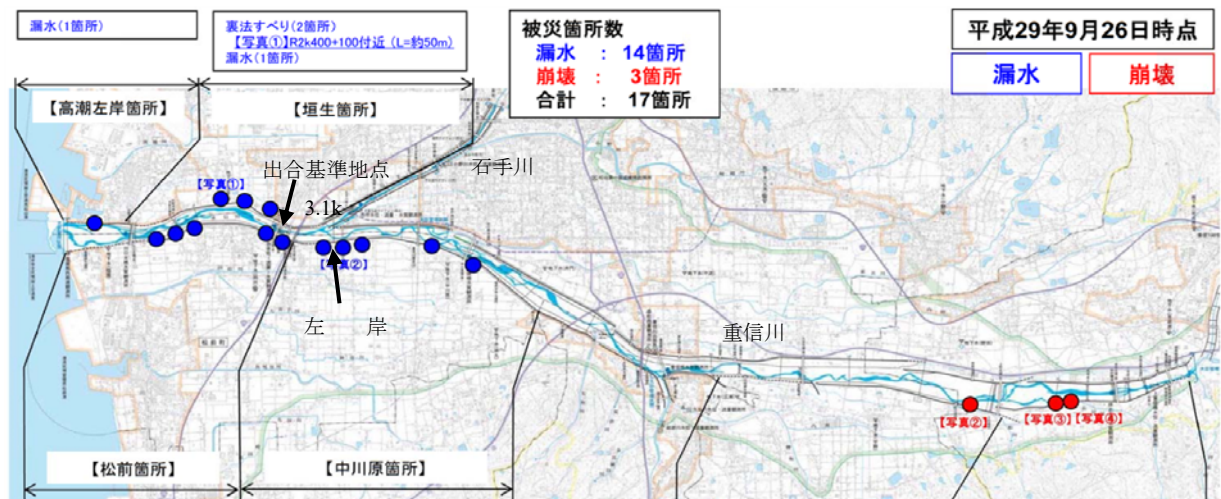


図-2 重信川堤防に生じた主な変状箇所（松山河川国道事務所 HP）



写真-1 右岸 2.4k 付近の裏法面滑り



写真-2 左岸 3.8k 付近の噴砂と法面陥没

3. 左岸 3.8k での噴砂と法面陥没状況

左岸 3.80k-035 地点の法尻部において噴砂が、その 2m 下流側の法面に陥没孔が生じた。3.8k 地点の横断面を図-3 に示す。表法、裏法共に小段を除き 2 割勾配で、噴砂孔位置と痕跡水位から求めた平均動水勾配は 0.10 である。法尻部の水路から 2m の位置に直径約 20cm の噴砂孔が生じ、その周りに直径 2.6m の範囲に厚さ 10~25cm の噴砂が堆積していた。この噴砂は中砂を主体とし、最大で直径 15cm の礫も含んでいた。この噴砂口から上流方向に 5m、下流方向に 10m の範囲に、ごく小規模な噴砂や漏水によるものとみられる小さな孔（直径 2cm 程度）が散在（6 個）していた。また、法尻部における枯草の堆積状況から、法尻部では 10~15cm の水位があったものと考えられる。陥没孔は幅（堤防縦断方向）2.3m、長さ 3.3m で最大 50cm 程度の深さであった。陥没孔の中心は噴砂孔から下流側に約 2.9m、天端方向に 1.5m の位置にあった。

4. 表面形状の測定

左岸 3.8k を含む区間において、高水の約 2 週間前（平成 29 年 9 月 4 日）に堤体形状の 3 次元計測が行われた。計測は、屋根にレーザースキャナーを搭載した車両で堤防天端を走行しながら行われた。使用したレーザープロファイラーは、レーザー発射レートとスキャンレートがそれぞれ 300kHz、100Hz、レーザー測距精度 10mm のものである。本報告での解析対象は、図-4 に示す、噴砂地点を含む縦断方向に 40m、横断方向に法尻から 22m の範囲である。この範囲内の測定点密度は 6300 点/m² であり、平均で 1.2cm 間隔にデータが存在する。表面形状測定値は植生の影響を受けるため、測定範囲では計測実施の数日前に除草作業が行われた。

また、高水後の 9 月 19 日に噴砂・陥没地点周辺を歩きながら堤体表面を様々な位置と角度から撮影した約 400 枚の写真を用い、SfM (Structure from Motion) 解析を実施して法面の 3D データを作成した。SfM では画像間で特徴点をマッチングし、各写真でのカメラの位置・姿勢の推定値と特徴点から生成された点群から 3 次元座標を計算し、この点群からメッシュデータを作成し元画像を貼り付けることで 3D データが生成される。今回は 5cm メッシュの点群データを用いた。図-4 は今回の写真から作成した 3D データのオルソ画像である。図-5 に代表的な横断面として陥没地点を通る A 測線、また陥没地点を通る縦断面として C 側線、さらに C 測

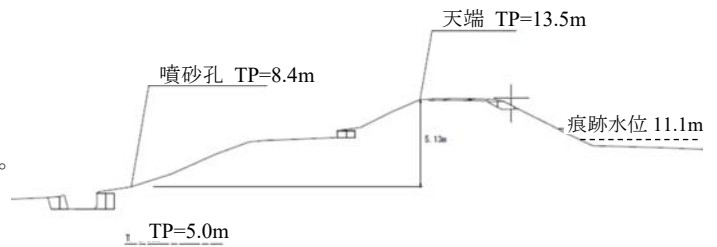


図-3 左岸 3.8k での堤防横断面図（定期横断測量）

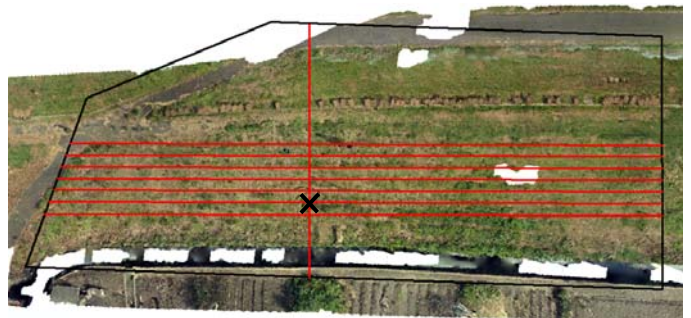


図-4 噴砂・陥没地点周辺のオルソ画像（高水後、SfM）と測線の位置（×印は陥没箇所位置）

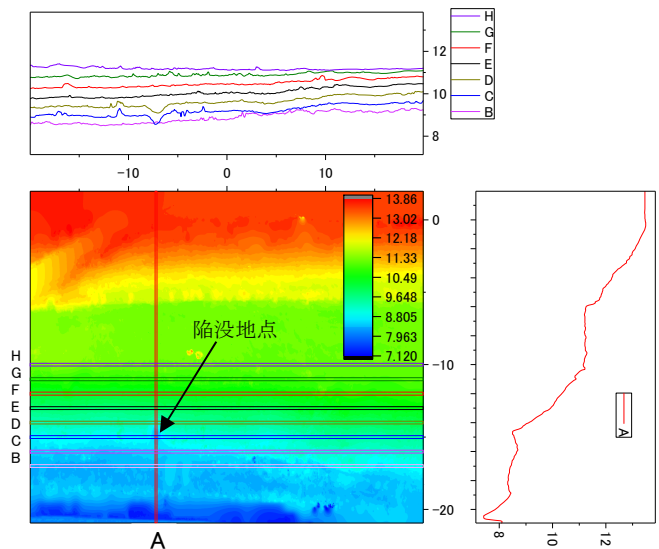


図-5 法面高さの等高線図と測線上の断面（高水後、SfM）

線を横断方向に水平距離 1m ずつ平行移動した B~H 測線での断面形状を示す。これらの断面形状は、各測線を中心に 20cm 幅の矩形を作成し、矩形内に存在する点群データをプロットしたものである。

5. パイピングにより現れる特徴的な表面形状

岡村ら(2017)は、堤体内にパイピングによる局所的な土砂流出を模擬した実験を行い、法面表面に現れる変位パターンと変位量を定量的に明らかにし、それを基に地表面変位から地中のパイピング孔の位置、幅、流出土砂体積を評価する方法を構築した。そこでは、図-6(a)に示すような地中での 2 次元的な体積損失を考え、損失部の高さや損失位置深さと地表面に現れる沈下形状との関係を示した。また、この評価方法を用い、平成 27 年 9 月関東・東北豪雨によって噴砂が生じた鬼怒川左岸堤防においてパイピング位置を推定すると共に、貫入試験を行ってパイピングによる緩み位置を特定し、推定結果の妥当性を確認した。これによると、地中で一様な大きさの損失部が法尻から川表側に向かって進展した場合、堤体裏法面に生じる沈下分布の形状は図-6(b)に示すように法尻近くでは狭く幅で深さは大きく、法肩に近づくにしたがって浅く広い形状となる。

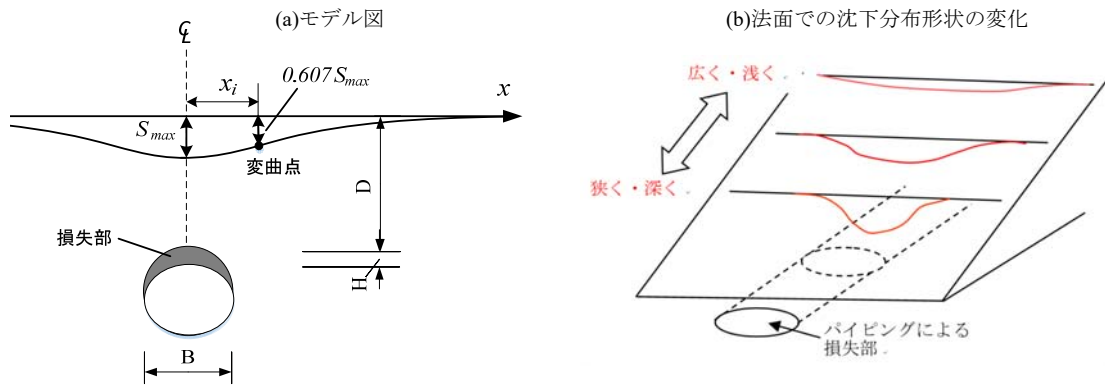


図-6 地中での体積損失による地表面変位分布のモデル

6. 高水前後での法面形状の変化

高水前後の縦断方向測線上の表面高さを図-7に示す。ここで、Cは陥没穴の中心を通る縦断方向の測線であり他の測線は堤体横断方向に水平距離で 1m ずつの間隔とした。図-6に示したモデル図や、これまで噴砂発生日点周辺部での堤体表面に現れた図-6(b)に示すような特徴的な沈下量分布の幅は、1m~4mのものが多い。これを基に高水後の表面形状を見ると、まず、今回の洪水で生じた陥没位置（水平距離-7.5m）において、幅約 2m で深さ 50cm の凹部が測線 C、D に確認できる。また、水平距離+4.5m と水平距離+15.0m での測線 B~G に特徴的な形状の凹部が見られ、これらの個所では地中でのパイピング等による体積損失が生じたことが疑われた。

図-7の断面形状は、除草後約 2 週間経過した時点で測定したものであり、草がある程度成長していた。写真-3はその時に撮影した SfM 用の写真の 1 枚であり、測線 C の位置も示してある。この周辺では、植生がほぼないに等しい部分と、密度は低いが高さ 30cm 程度の草が生えた箇所が混在していた。堤体表面形状を精度良く計測するためには、植生によるノイズを除去することが必要になる。図-7の測線 C では、陥没孔の左右にのこぎり歯状のノイズがあり（図中の青矢印）これは写真-3の破線で示した植生に対応している。図-7におけるこのようなノイズは、上述した特徴的な表面の凸凹形状を抽出するうえで障害となるため適切に除去する必要があるが、この箇所のように植生の生育状況が様でない場合には、一度の操作で解析領域全体のノイズを除去するのは容易ではないことがわかる。

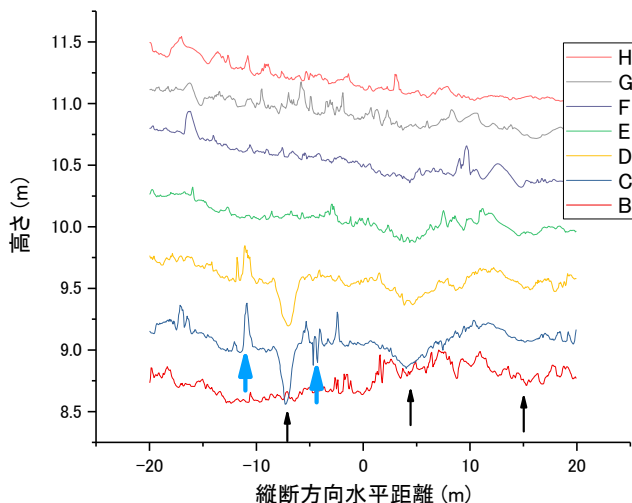


図-7 縦断側線の高さ（高水後）

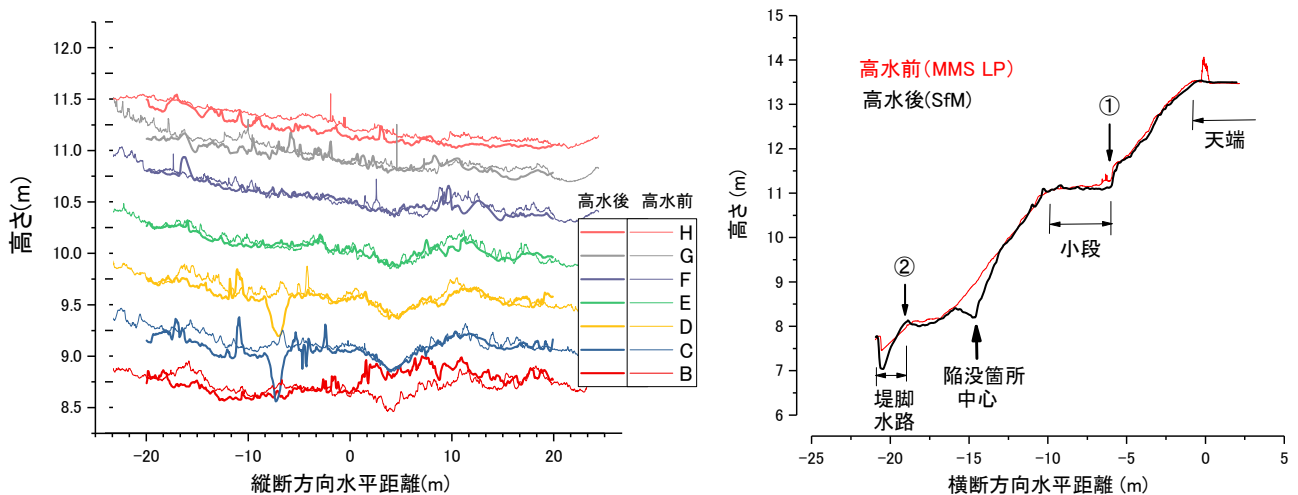


写真-3 陥没箇所を通る縦断測線 C 上の植生状況

図-8は高水前後の堤体表面形状を測線ごとに比較したものである。なお、解析に用いた被災前後のデータには、いずれも植生等によるノイズを除去するためのフィルター処理は施していない。(a)の縦断面形状では、測線C、Dの水平距離が-5~+20m(陥没箇所から右側)や測線E、Fでは前後の高さの差は数センチ以下であり、よく一致している。図-7に黒矢印で示した水平距離+4.5mと+15mの2カ所の凹形状は今回の高水で生じたものではないことがわかるが、これらの凹形状が過去のパイピングにより生じたものなのかどうかは不明である。重信川堤防は堤体が砂礫でできており、近年複数の個所で陥没も発生していることから、雨水や地下水流により堤体や基礎地盤の土砂が流出した可能性も否定できない。いずれにせよ、今回の高水による漏水や噴砂と堤体表面形状の相関性を検討するためには、高水後だけでなく高水前後の表面形状データが揃っていることが重要である。

陥没は測線B、Cの縦断方向水平距離-8.5mを中心とする深さ50cmのものであり、図でも明確に確認できる。測線B、Cでは陥没から左側(縦断方向水平距離-10~-20m)でも10cm~20cm程度の沈下が認められるが、測線Eから上方(測線E~H)では沈下量は小さく、また特徴的な凹形状は見られない。また、この陥没から左側の区間では、数個の小さな噴砂が発生していた。これらより、縦断方向水平距離-10~-20mでは、法尻から測線Dの直下部までの範囲で漏水や噴砂に伴った土砂流出が発生したものと考えられる。このことは、今後貫入試験等によって堤体や地盤のゆるみ領域が特定されることにより確認できることが期待される。

図-8(b)は陥没箇所中心を通る堤体横断面形状を高水前後で比較したものである。ここでも横断方向水平距離で-14mを中心とする陥没の形状が確認できる。また、この陥没箇所以外では高水前後の表面形状は非常によく一致している。ただし、高水前の形状は天端を走行する車両からLPで測定したものである。図中の①には小段脇のコンクリートブロックが設置してあり、また②では堤脚水路があり、これらの構造物の側面は鉛直に近い傾きとなっている。そのため、天端からのLP測定では照射されたレーザーがこれらの面から反射することはなく、そのため断面形状の急変点が曖昧になっている。また、SfMで計測した事後の形状でも、堤脚水路の内部は水があるために、その水平な面は再現できていない。



(a) 縦断面 (測線 B~H)

(b) 横断面 (測線 A)

図-8 高水前後の表面形状の比較

7. まとめ

本研究では、平成29年9月の高水により漏水や噴砂、法面陥没等の変状が発生した重信川左岸堤防を対象とし、堤体法面に生じた沈下と変状の関係を調べた。パイピングによる内部土の損失を表面沈下分布から特定するための研究の一環であり、そのためには堤体の沈下量分布を10cmかそれ以上の精度で計測する必要がある。高精度の堤防表面データが取得され始めたのは最近のことであり、今回の重信川の被災堤防は被災前後のデータが存在する、おそらくわが国で初めての事例である。

洪水前後のデータを比較することにより、法面に沈下が生じた区間が特定でき、それは複数の噴砂孔が散在する区間とほぼ一致した。高水前後の計測は異なる手法(天端からのLPとSfM)で行い、計測時期には2週間の違いがあったが、変状の発生していない区間では表面形状はよく一致した。今回発生した陥没の深さは比較的大きかったが、パイピングを表面形状から特定するためには数cmオーダーの小さな沈下量を計測する必要がある。そのため、測定精度や植生によるノイズの除去方法を高度化していく必要がある。

謝辞

本研究では、国土交通省松山河川国道事務所が高水前にLPにより計測した堤防表面形状データを使用した。ご提供いただいた事務所に対し、記して深甚なる謝意を表す。

参考文献

岡村未対, 平尾優太郎, 前田健一 (2017): パイピングにより堤体表面に現れる沈下分布の特徴, 河川技術論文集, 第23巻, pp. 399-404.

河川堤防の雨水排水による被災と対応

表層すべり 雨水排水 MMS

(一財)国土技術研究センター
国土交通省九州地方整備局
国土交通省九州地方整備局筑後川河川事務所

正会員 ○佐古 俊介
工藤 勝次
藤川 保則

1. はじめに

河川堤防については、浸透対策上、天端舗装が推奨されていることや、鬼怒川破堤を契機とした危機管理型ハード対策を受けて、約 1,800kmの延長にわたり天端のアスファルト舗装を行う施策が打ち出されているところである¹⁾。一方で、地球温暖化や異常気象による降雨外力の増大等に伴い、近年、これまで破堤に直結しないため重要視されていなかった、雨水排水の集中が原因と推定される堤防の法すべり等の被災が多発しており、堤防の雨水に対する対策や管理が求められている。本報告は、降雨に起因した堤防のり面における表層すべり被災の事例を分析することにより、そのメカニズムを推定し、雨水に対する今後の堤防管理や対策手法について示すものである。

2. 代表被災事例からみた被災原因の検討

降雨に起因した堤防のり面の表層すべりの代表的被災事例として、平成 27 年 8 月の台風 15 号の影響により表のり崩れを発生した、筑後川における被災を示し、被災原因について検討した²⁾。

2.1 被災の概要

筑後川は、流域面積 2,860km²、幹川流路延長 143km の九州最大の一級河川である。平成 27 年 8 月の台風 15 号の影響により、総雨量としては約 140mm、時間雨量の最大値で 75mm(筑邦観測所)という猛烈な雨が降る一方で、水位は平常時よりも 40cm 高い程度(瀬の下観測所)であったが、筑後川左岸大善寺地先 18.310k~18.360k 区間において表法面の法崩れが 2 箇所発生した。のり崩れの規模は、上流側では延長約 11m(天端道路亀裂を含むと 15.2m)、下流側では延長約 10m であった。

2.2 被災箇所の調査

被災要因の検討にあたり、被災堤防の形状的特徴について把握するために、モバイル・マッピング・システム(以下「MMS」)調査の結果を用いた。MMS 調査は、被災断面を中心に約 800m の区間において堤防天端の連続的な形状の把握を行った。(図 2 参照)

MMS 調査によると、被災箇所付近の天端路面部標高図は、上下流堤防の標高の高い区間(薄く着色されている箇所)で挟まれた標高の低い区間(濃く着色されている箇所)に位置していることが分かる。堤防天端標高の縦断形状で切り出してみると、約 50m の区間で低い部分が存在した可能性がある。

また、天端の排水状況に関しては、川裏側の歩車道境界ブロックには約 10cm の半円状の雨水排水のための孔が 8m 間隔で設けられているが、被災後の調査によると、これらの排水孔には土砂が堆積して完全に閉塞したものや、排水孔が詰まりかけたもの等が確認された。したがって、短時間の豪雨時には、排水不良によって天端に溜まった雨水が川表側に越水するような状況があったことが推察された。

また、土質調査については、被災箇所 2 断面(断面③、④)、上下流概ね 400m にそれぞれ 2 断面(下流側:断面①、②、上流側:断面⑤、⑥)の計 6 断面に対してボーリング調査や土質試験等を行い、崩壊した Bc2 層表層部は、深部の透水係数($k=6.16 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$)よりもやや高い透水性($2.27 \times 10^{-3} \text{ cm/s} \sim 3.06 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$)であることがわかった。なお、これらの構造は、調査した 6 断面で大きく変化することはなかった。

2.3 被災要因の検討

被災原因の検討にあたっては、解析を主体として行うこととした。解析は被災時降雨と水位を外力として与え、飽和—不飽和浸透流解析と円弧滑りによる安定解析により行った。

なお、降雨外力については、被災箇所近傍の筑邦雨量観測所の被災時の実績降雨に加えて、天端の上下流から集中してきた雨水を雨水排水として付加した。雨水排水の付加にあたっての考え方は以下の通りである。(図 3 参照)

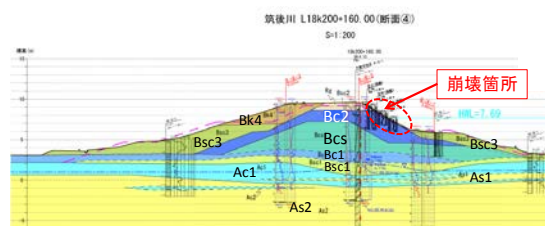


図 1 筑後川被災断面の土質



写真 1 上流側被災箇所



写真 2 下流側被災箇所

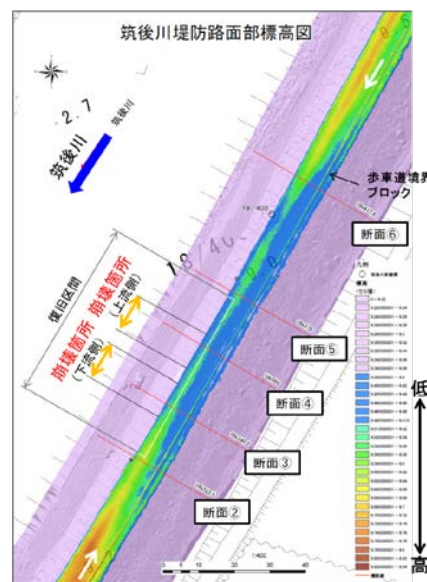
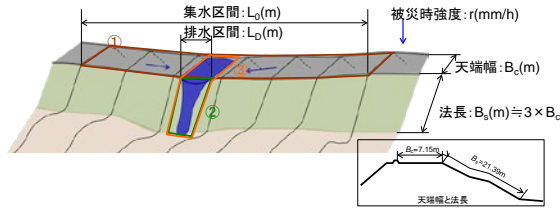


図 2 MMS 調査による堤防路面部標高所構造

集水区間に降った雨は表法の最も低い区間(以下、排水区間)に集中するため、集水区間に降った降雨量を用いて崩壊区間ののり面に与えられたと推定される降雨強度を算定することとし、「集水区間に降る雨量①」と「排水区間の表法面に降る雨②」は、「排水区間の天端と法面に排水される水量③」に等しいと仮定し、式1により行った。被災前の表法肩標高の低い区間50mが排水幅に相当すると考え、集水区間の延長を、被災箇所上下流の堤防天端の標高変曲点から推定して約370mの区間だったと仮定すると、天端からの排水量を勘案した降雨強度 r' は被災時降雨強度 r の2.5倍に相当したと推定される。そこで、被災箇所における、被災時降雨外力に雨水排水集中を考慮した解析においては、天端からの排水量を降雨を2.5倍に引き延ばすことによって与えることとした。



$$r \times (L_c \times B_c) + r \times (L_d \times B_s) = r' \times (L_d \times (B_c + B_s))$$

集水区間に降る雨量① 排水区間の表法面に降る雨量② 排水区間の天端と法面の面積③

$$r' = \left(\frac{L_c}{L_d} + 3 \right) / 4 \quad \xrightarrow{\text{を代入すると}} \quad \frac{r'}{r} = \left(\frac{370}{50} + 3 \right) / 4 \approx 2.5$$

図3 雨水排水集中状況の雨量強度への換算概念

被災原因の検討を行うにあたっては、大きな崩壊が生じた断面④と、下流側無被災断面の①、上流側無被災断面の断面⑥について、築堤履歴や土質調査結果をもとにモデル化を行った。

被災断面④と近傍無被災断面の①、⑥に対して、飽和-不飽和浸透流解析と円弧滑りによる安定解析を実施した。その結果、被災時降雨の条件では被災断面である断面④の $F_s=1.38$ 、また無被災断面である断面①、⑥についてはそれぞれ $F_s=1.39$ 、 $F_s=1.42$ と、崩壊の有無の基準である $F_s=1.0$ を上回る結果となったが、天端への雨水排水の集中を考慮して被災断面である断面④について解析を行った結果、 $F_s=0.96$ となり、崩壊の有無の基準である $F_s=1.0$ を下回る結果となった。したがって、被災の一因としては、降雨に加えて天端からの雨水排水が堤防表法面に浸透し、法面表層の間隙水圧が上昇した結果土質強度が低下し法面の崩壊に至ったと考えられた。

表1 感度分析計算結果

降雨外力	断面①	断面④	断面⑥
	安全率	(被災断面) 安全率	安全率
被災時降雨	1.39	1.38	1.42
被災時降雨+天端排水集中	-	0.96	-

3. 全国における被災事例と特徴 雨水による堤防の被災メカニズムと対策

筑後川と同様の被災事例について、過去10年に遡って、全国の直轄堤防を対象として収集すると、水位が低いにも関わらず堤防ののり面すべりが発生した事例は20事例ある。これらの特徴を示すと天端舗装がなされており、また被災時降雨量についてみると、最大時間雨量が10mm、累加雨量50mm程度でも被災を生じていることがわかった。

そこで、これらののり面すべりから検討された被災原因も踏まえて、舗装された天端からの雨水排水の集中から堤防の被災までの被災メカニズムのフローを図4に示した。これによると、天端の縦断的に低い区間があると、①天端に降った降雨がそこに集中し、②天端の横断的に低い箇所から堤防ののり面に流出する。③その後、流出した降雨が堤防表法面に浸透し、土質強度が低下しやすい箇所だとのりすべりを生じる、もしくは直接のり面を侵食してのりすべりを生じると考えられる。

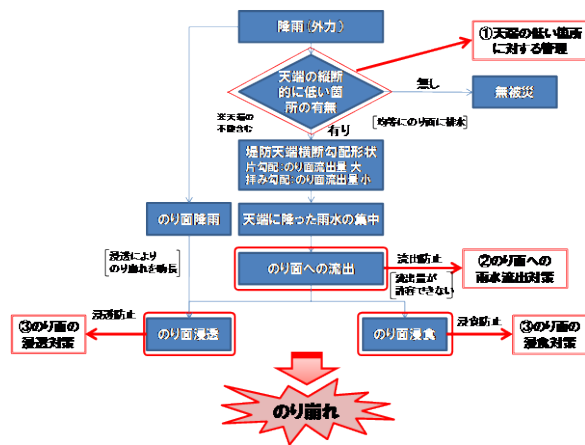


図4 天端からの雨水排水を原因とする“のり崩れ”のメカニズムと対応策のフロー

したがって、天端からの雨水排水に対する対策と管理としては、以下が考えられる。

- ① MMS等を用いた天端の低い箇所の把握や、巡視等による雨天時路肩の水たまりや、雨水の法面集中の有無確認
- ② 天端横断方向への適切な雨水排水や、それが困難な場合は縦排水溝や堤脚水路等の設置による、のり面への雨水流出対策
- ③ 除草の適切な時期設定等、植生管理によるのり面浸透防止や、ジオテキスタイル等を用いた侵食に対する補強

4. おわりに

これまで雨水排水を原因とする堤防すべり被災については、それが直ちに破堤に結びつく現象ではないこともあり、堤防管理において重要視されてこなかった項目であった。本報告では、全国における堤防すべり被災の実態調査結果や、筑後川における代表被災事例をもとに、天端からの雨水排水によるのりすべりの被災メカニズムを明らかにするとともに、その対策と管理について示した。今後、これらの成果を活用して、堤防管理のさらなる高度化を目指し、また安全性の確保を図っていくことが重要であると考えられる。

参考資料

- 1) 大規模氾濫に対する減災のための治水対策のあり方について 平成27年12月 社会資本整備審議会
- 2) MMS計測を活用した堤防管理について～堤防排水集中区間の抽出～ 2016.9 九州技報 第59号

2016年台風10号による二ツ森川の破堤箇所における開削調査

堤防 浸透破壊 災害調査

土木研究所	正 会 員	○東 拓生
前土木研究所	正 会 員	秋場俊一
土木研究所	国際会員	石原雅規
土木研究所	国際会員	佐々木哲也

1. はじめに

2016年8月30日～31日の台風10号により、高瀬川水系二ツ森川左岸0.1km付近（青森県上北郡七戸町）において堤防が決壊した。被災箇所の痕跡水位より越流は発生しておらず、また川表側の河道及び河岸の樹木の根等の状態から破堤口以外での流速は低く侵食による破堤も考えられないことから、浸透により破堤したものと推測された。

本文は、この被災要因の分析を行うことを目的として行った、開削による破堤箇所の断面の観察・記録、現場透水試験、土質試料の採取及び採取試料による室内土質試験（室内透水試験等）等の結果を報告するとともに、これらの調査結果に基づく浸透流解析結果について報告するものである。

2. 被災の概要

2.1. 被災箇所の概要及び被災時の状況

被災箇所及び被災状況を図-1に示す。二ツ森川は、青森県東部を流れる高瀬川の支川である坪川の支川であり、青森県上北郡東北町から七戸町までを流れる小規模な河川である。

台風10号における降雨量は、8月28日～8月31日における観測では、二ツ森川水域に近い気象庁の七戸町鶴児平の観測所で最大時間雨量21mm程度、累加雨量108mm程度であったが、坪川上流域の降雨量が非常に多く、上北鉱山雨量観測所において、最大時間雨量42mm、累加雨量273mmを記録している。また、図-2に示すとおり被災時の河川水位については、坪川の間館館水位観測所のデータによると、8月30日の22時40分に観測史上最高水位5.17mに達した。

被災直後の9月2日に国土技術政策総合研究所河川研究室とともに被災箇所の現地調査を実施した。被災箇所の上下流における痕跡水位を確認したが、堤防天端より低く、越流は発生していないものと考えられる。また、破堤口周辺は川幅が比較的広いとともに、川表側で多く見られた倒木の根が土を抱えたままの状態（写真-1参照）であったことから、流速は高くなかったと推測され、侵食により破堤した可能性は低いと考えられる。

図-3に、破堤範囲付近の縦断面図を、図-4に測量結果に基づく被災箇所周辺の地形を示す。被災箇所の堤内地盤高は、一連区間の中で低く、直上流では耕作面が約55cm高くなっているとともに、下流側では堤防と堤脚水路の間に坂路があるため堤防断面が大きくなっており、坂路のさらに下流～坪川合流部の間は、のり尻付近が一段高い平地になっている。川表側には天端から約0.5m低い位置に小段状の平地があるが、被災箇所付近では、この小段状の平地の幅が最小となっている。

また、川裏側の側溝には変位や角欠け等の力を受けた痕跡は見つけられず、側溝の堤防側の土が侵食を受けた痕跡は確認できたが、それ以外の変状は確認できなかった。側溝の堤内地側は元々少し盛り上がりしており（図-4参照）侵食作用を受けた痕跡はあるが、それ以外の変状は一切確認できなかった。堤内地の耕作地の状況も同様で、侵食以外の変状は確認できなかった。以上のことから、のり尻の下の基礎地盤からパイピングを起こした可能性も低いと考えられる。

最初に現地調査を実施した際には、応急復旧済みであったため、破堤断面全体は観察できなかったが、川表側の下部に断面が露出した部分があり、ここで透水性が良いとみられる砂質土を主体とした土層が確認された。この土層の高さは裏

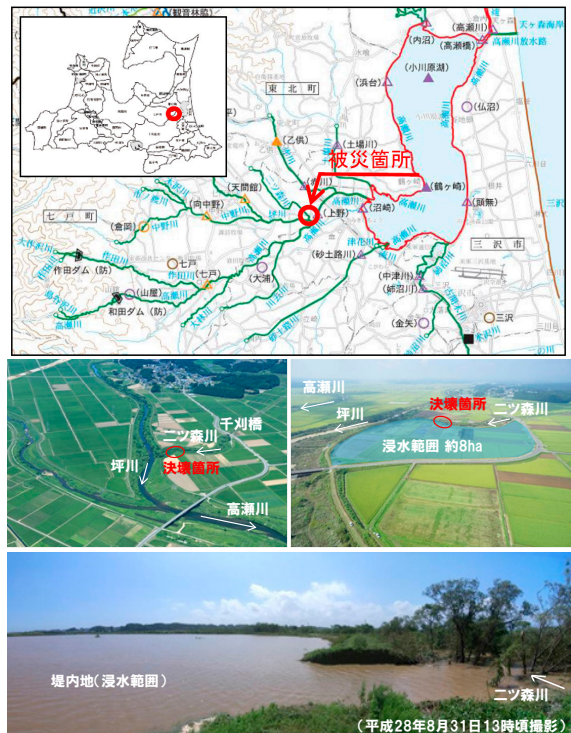


図-1 二ツ森川の被災箇所及び被災状況

（出典：青森県提供資料）

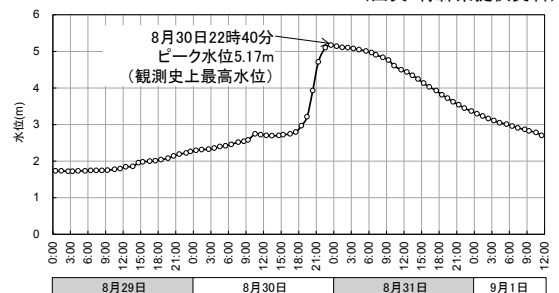


図-2 坪川天間館水位観測所での河川水位

（出典：青森県提供資料に基づき作成）



写真-1 川表側の樹木根の状況

のり尻の高さに近く、限られた範囲ではあるが、水平に連続している様子も確認された。また、堤内地側に堆積した土砂の中には、かなりの量の垂角礫（角の取れた礫）や粗砂が含まれていたが、これらの礫や粗砂は少なくとも川表側の破堤断面が露出していた範囲では確認されなかった。

2.2. 被災箇所周辺の地形とその変遷

被災箇所周辺における空中写真による河道の変遷を写真-2に示す。1948年の写真には、坪川本川の旧河道が確認でき、被災箇所の上流に位置する千刈橋付近より下流は、この坪川旧河道が現在のニツ森川の河道の一部となっており、今回破堤した箇所もその範囲に位置している。千刈橋より西側の旧河道は、1948年以降の空中写真では確認できず、田畑となっており、現在に至っていることが確認できる。

2.3. 被災箇所周辺の地質

被災箇所の下流近傍で実施された地質調査結果を図-5に示す（地質調査の平面位置は図-4参照）。堤体は6段階の築堤履歴が確認されており、全体的にシルト～砂質土で構成されている。第3、第4盛土層においては、試験方法が明確ではないが、現場透水試験が行われており、その結果によれば透水係数が $1.51 \times 10^{-5} \sim 2.29 \times 10^{-5}$ m/sec 程度となっており、透水性は比較的高いものと考えられる。また堤体下には沖積砂質土層が6～7m程度があり、その下層には沖積粘性土層が堆積している。

3. 調査結果

3.1. 開削調査の結果

開削調査は、本復旧前の平成29年2月18日～19日に実施した。開削断面の状況を図-6に示す。開削断面を観察すると、堤体の川裏側～天端部分はシルト混り砂で構成されているが、川表側の堤体はやや細粒分の少ない砂質土を主体としており、両者の境界は不明瞭であった。また、川表側のり面から数mの範囲には樹木根の混入がみられた。

シルト混り砂層の下部（天端から-3m）からは、内部に薄いシルト層を多数挟んだ砂質土層が確認され、この層は図-5の柱状図のAS1層の最上部の砂層に相当すると考えられ、この層以深が自然堆積層（基礎地盤）であると推測される。

さらにこの自然堆積の砂質土の下部には、厚さ40cm程度の礫混り粗砂層が分布しており、これは図-5のH28-B1ボーリングの柱状図の5m以深の礫混り砂層に相当すると考えられる。図-5のボーリング柱状図は開削断面よりやや下流側のものであり、開削断面では礫混り砂層が天端から3.4mと浅層で出現していることから、破堤箇所においては、より浅い位置に分布していたことが想定される。

礫には角がなく、長径が数cm程度のもので含まれており、2.1で述べた堤内地側に堆積していた大量の垂角礫や粗砂は、この層由来のものであると考えられ、その量から推定すると破堤箇所では礫混り砂層が厚かった可能性もある。礫は、上層ほど大きな粒子が多く含まれ、下層ほど少なくなり、下層の細粒分の少ない細砂層との境界は不明瞭につなが

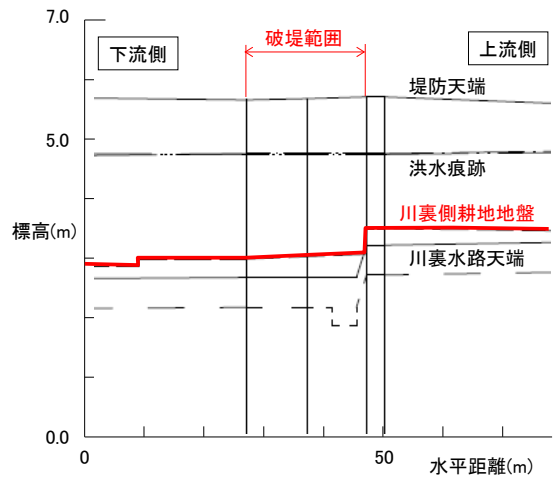


図-3 破堤範囲付近の縦断面

(出典:青森県提供資料に基づき作成)

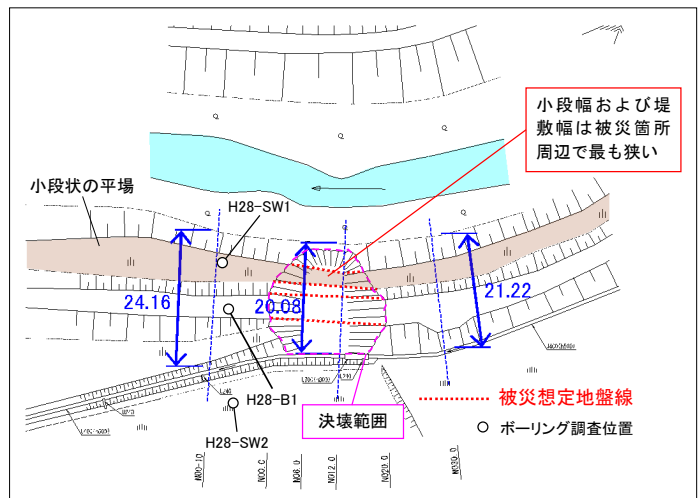


図-4 測量結果に基づく被災箇所周辺の地形

(出典:青森県提供資料に基づき作成)

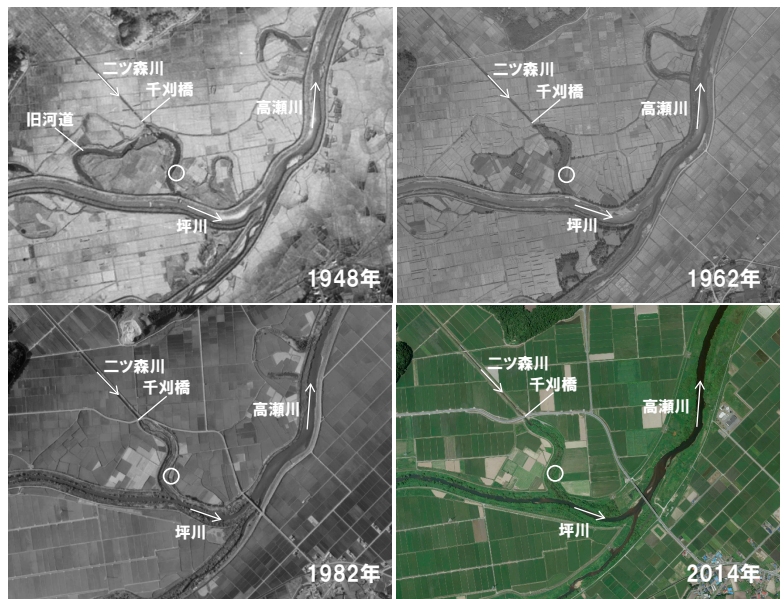


写真-2 ニツ森川及び周辺の変遷

(出典:国土地理院 地図・空中写真閲覧サービス)

っている。この細粒分の少ない細砂層と礫混り粗砂層は川表側から川裏側まで横断的につながっているものとみられ、川表側から浸透した河川水がこれらの層を浸透し、容易に裏のり尻付近に到達できたと考えられる。

細砂の下部には粘性土層が分布していると考えられるが、川裏側まで広がっているかは、今回の開削調査では確認できなかった。

3.2. 開削断面の透水係数分布

開削調査の際に行った現場透水試験及び現地から採取した試料を用いた室内透水試験の結果に基づく、開削断面の透水係数の分布を図-7に示す。試験結果には、ばらつきがみられるが、細砂層及び礫混り粗砂層の透水係数は、堤体のシルト混り砂層より平均的に10倍程度、下層の粘性土層より約400倍高くなっており、透水性が低いシルト混り砂層と粘性土層の間に、比較的透水性の高い細砂層及び礫混り粗砂層が挟まれたような断面となっていることがわかる。

4. 調査結果に基づく被災要因の分析

現地調査および開削調査結果を踏まえて、被災の要因を分析した。前述のとおり、被災箇所は図-8に示すとおり、堤体幅が狭小で動水勾配が大きくなりやすい条件であり、上下流と比較すると浸透安全性が低かったと推定される。

また、土質の面からみると、堤体直下の比較的浅層に、透水性の高い砂質土及び礫混り粗砂層が横断的に分布しており、これらの砂層を河川水が浸透したことで、川裏側のり尻付近に高い動水勾配を発生させたものと推測される。

これらの外形的要因及び土質的要因により、浸透破壊により破堤したものと推測される。

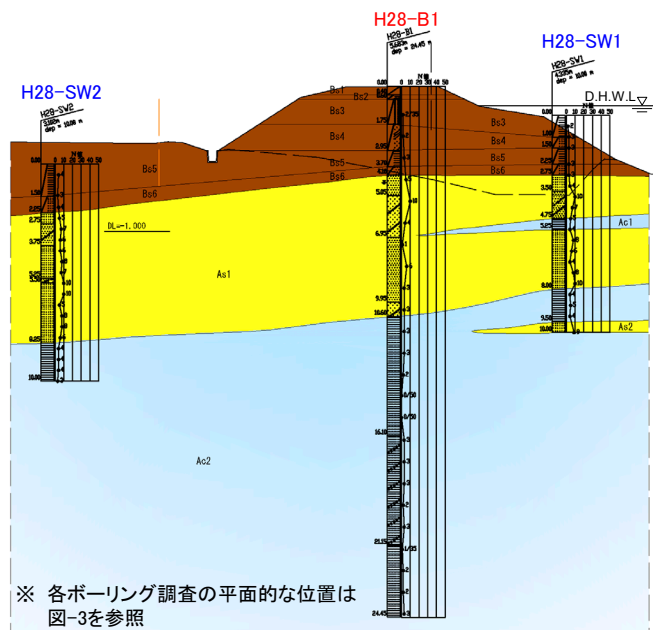
5. 浸透流解析

5.1. 解析方法及び解析モデル

開削調査を行った断面を対象として、2次元非定常浸透流解析により破堤の検証を行った。

解析モデルを図-9に、解析に使用した透水係数及び解析ケースの一覧を表-1に示す。解析モデルは、開削調査及び測量等で得られた断面形状及び土層分布を再現し、各層の透水係数については、現場透水試験及び現場から採取した試料を用いた室内透水試験から得られた透水係数の対数平均値を用いた。

Case-1では、破堤範囲の断面を想定し、堤体下層に比較的透水性の高い砂質土層、礫混り粗砂層、細砂層を再現したモデルで解析を行った。



地質時代	地層名	記号	土質構成	N値	γ _{sat} (kN/m ³)	γ _{sat} (kN/m ³)	C (kN/m ²)	φ (°)	透水係数 k(m/s)	
									試験値	クレーガー法
新世	第1礫土層	Bs1	砕石	-	20.0	-	0	40	-	-
	第2礫土層	Bs2	礫混りシルト	-	18.0	-	50	15	-	-
	第3礫土層	Bs3	有機質土	2	15.2	15.4	17	18	2.29 × 10 ⁻⁶	2.34 × 10 ⁻⁶
	第4礫土層	Bs4	シルト質砂	2	15.2	17.2	5	34	1.51 × 10 ⁻⁶	6.21 × 10 ⁻⁷
	第5礫土層	Bs5	シルト	3	18.0	-	50	15	-	1.77 × 10 ⁻⁹
	第6礫土層	Bs6	細砂	-	19.0	-	30	25	-	-
第四紀 (新世末)	沖積第1砂質土層	As1	細砂 礫混り砂・礫石混り砂	4	17.0	-	0	25	-	8.48 × 10 ⁻⁶
	沖積第1粘性土層	Ac1	粘性土 (推定)	-	-	-	-	-	-	-
	沖積第2砂質土層	As2	砂質土 (推定)	-	-	-	-	-	-	-
	沖積第2粘性土層	Ac2	シルト 貝殻混りシルト	2	14.0	-	15	10	-	-

図-5 被災箇所近傍の地質断面図

(出典: 青森県提供資料より抜粋)

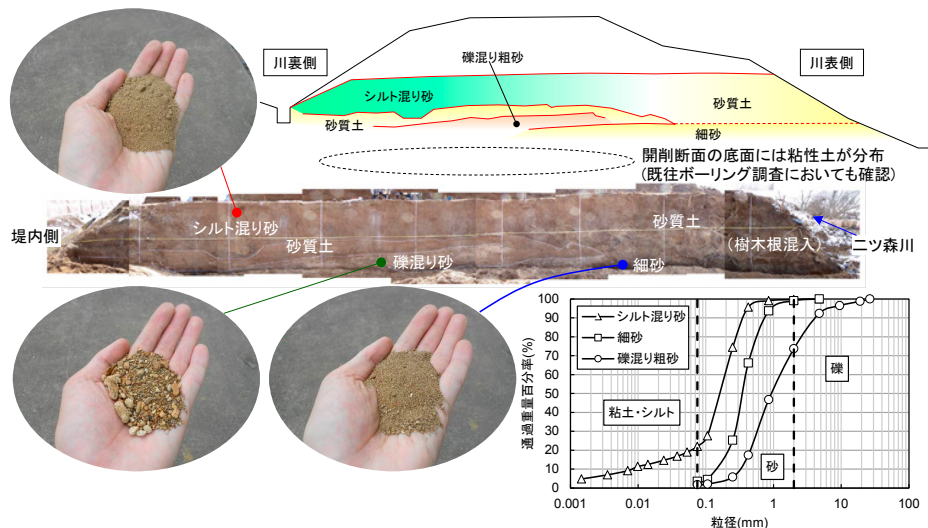


図-6 開削断面の状況

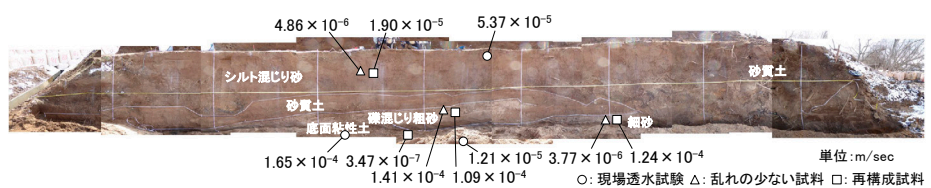


図-7 開削断面の透水係数分布

Case-2 については、これらの透水性の高い砂層を、堤体と同じシルト混り砂層に置き換えたモデルとして解析を行い、透水性の高い砂層が川裏側ののり尻付近の動水勾配の発生に及ぼす影響について検討した。

5.2. 解析結果

図-10 及び表-1 に浸透流解析結果を示す。

開削断面を想定した Case-1 では、川裏側ののり尻に 0.93~0.96 の高い動水勾配が発生している。一方、透水性の高い砂層を堤体と同じシルト混り砂に置き換えた Case-2 では、Case-1 と比較して堤体内水位が低く抑えられており、川裏側ののり尻の動水勾配も 0.62~0.71 と、Case-1 と比較して 0.67 倍~0.74 倍に抑制されている。これらのことから、透水性の高い砂層が浸透安全性を低下させ、今回の破堤被害の発生に大きく影響を及ぼしたものと考えられる。

6. まとめ

2016 年 8 月の台風 10 号により破堤被害が発生した高瀬川水系二ツ森川において開削調査等を行い、破堤被害の要因分析を行うとともに、浸透流解析を行い破堤の検証を行った。開削調査や測量等の結果、破堤が発生した範囲は、前後（上下流）と比較して堤体幅が狭小であるとともに、堤体下部の浅層に透水性の高い細砂層及び礫混り粗砂層が分布していた。

また、浸透流解析によると、破堤が発生した断面を想定したケースでは、川裏側ののり尻付近の動水勾配が 0.93~0.96 と高い結果となった。一方、堤体下層にある比較的透水性の高い砂質土層、礫混り粗砂層、細砂層を、堤体と同じシルト混り砂層に置き換えて解析を行った結果、堤体内水位が低く抑えられ、川裏側ののり尻付近の動水勾配も 0.62~0.71 と、透水性の高い砂層がある場合と比較して 0.67 倍~0.74 倍に抑制されていることから、堤体下層の透水性の高い砂層が浸透安全性と低下させ、今回の破堤被害に大きく影響を及ぼしたものと考えられる。

7. 謝辞

開削調査の実施にあたっては、青森県県土整備部、上北地域県民局地域整備部の皆様に多大なご協力を頂いた。厚く謝意を表す。

参考文献

- 1) (財)国土技術センター:河川堤防の構造検討の手引き(改訂版),平成 24 年 2 月

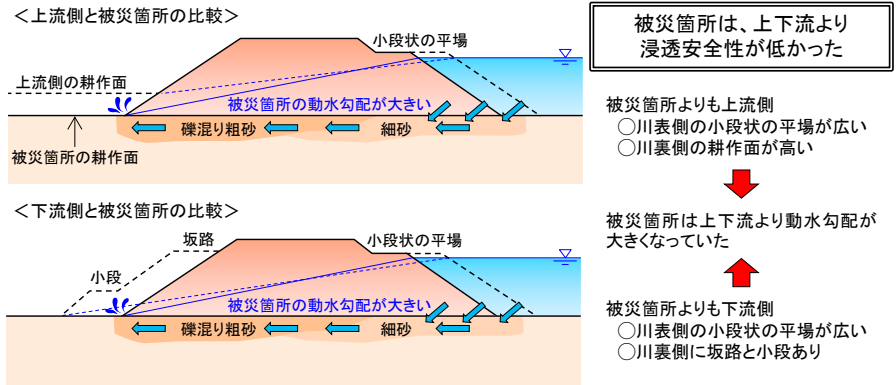


図-8 被災箇所とその上下流との浸透安全性の比較(イメージ)

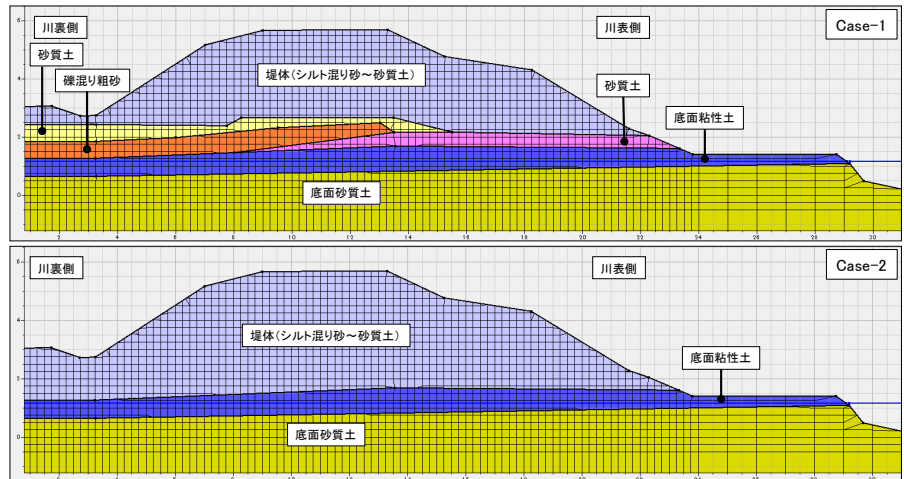


図-9 解析モデル

表-1 解析に用いた透水係数、解析ケース一覧及び解析結果

層	透水係数 (m/sec)	ケース名	条件	法尻での最大局所動水勾配
堤体	2.6×10^{-6}	Case-1	開削断面を再現	1.251
砂質土	1.2×10^{-5}	Case-2	開削断面のうち、堤体下部の砂層をシルト混り砂として計算	0.710
礫混り粗砂	1.4×10^{-4}			
細砂	2.2×10^{-5}			
底面粘性土	3.5×10^{-7}			
底面砂質土	1.2×10^{-5}			

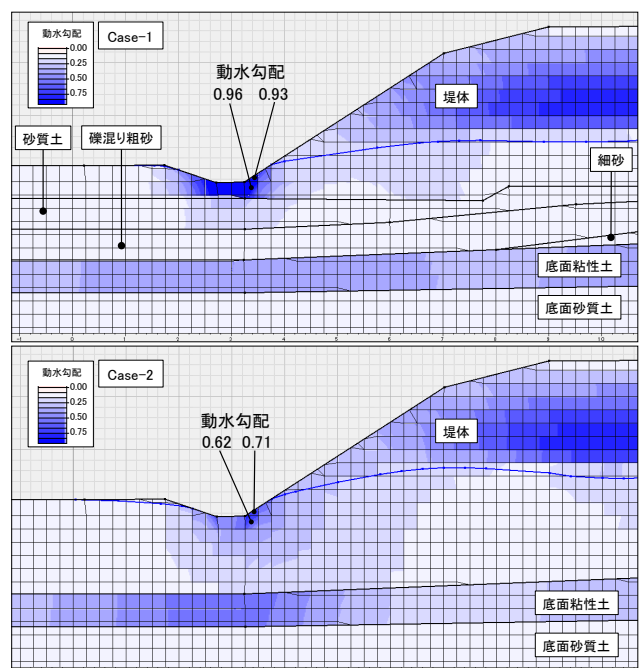


図-10 浸透流解析結果

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

越水破堤 耐侵食 根毛量

(国研) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○谷瀬 敦
 正会員 矢部 浩規
 正会員 新目 竜一

1. はじめに

河川堤防や河岸の植生の雨水や流水に対する耐侵食性については多くの研究事例があり、定量的な評価もされるようになっており、平均流速 2m/s 以下では侵食に起因する破壊が生じないとの報告もされている^{1),2),3)}など。水理公式集⁴⁾では、「耐侵食性の機能としては、植生が流水抵抗となり地表面近傍の流速が低減されるためと考えられる。流水抵抗となる部分は、植生の地上部に当たる葉や茎および地下部である根および地下茎に大きく分けられるが、シバやチガヤでは、侵食に伴って地中から洗い出された根や地下茎が重なり合い地表面を被覆する層であることが判明している。」と記述されている。本稿では、植物の根および地下茎の重量（以下、根毛量）と流水に対する耐侵食機能の関係についての既往の研究結果を参考にして、平成 28 年 8 月の北海道・東北豪雨により越水破堤した常呂川水系の河川堤防について、現地調査した植生の根毛量等の結果を基に、越流水に対する耐侵食性を評価したので、その結果を報告する。

2. 常呂川水系の堤防被災状況⁵⁾

平成 28 年 8 月 16 日から 23 日にかけて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、常呂川の一次支川 2 箇所（河川法施行令 2 条 7 号による国工事施行区間 1 箇所、道管理区間 1 箇所）において越水によ

り堤防が決壊、また本川の複数箇所では越水による堤防崩れなどによる被害が発生した（図-1）。この 3 個の台風による総降雨量は流域内の北見観測所で 365mm、常呂観測所で 364mm であった。常呂川中下流部の国による堤防整備は昭和 38 年から平成 15 年にかけて実施されている。堤防が決壊した支川の柴山沢川（国工事施行区間）も、昭和 38 年～39 年に堤防が築造され、平成 11 年に腹付け盛土が実施された箇所である。堤防決壊や噴砂、低水護岸の流出等が確認された範囲は KP12.5 ～KP40.0 の中流域であり、特に KP 16.0～KP27.0 付近に集中している。柴山沢川は常呂川 KP 21.0 付近で本川に合流している。柴山沢川堤防の決壊箇所は本川合流地点から約 1km 上流で、決壊発生の推定時刻は 8 月 20 日深夜から 21 日未明にかけてであり、決壊延長は約 100m である。越流水深は最大 30cm 程度と推定される。推定される堤防決壊の原因は、常呂川からの背水による水位上昇が決壊原因の一つであり、侵食による堤防決壊の可能性は低い。浸透が堤防決壊の主要因であることは考えにくいと整理されている。一方、道管理区間で決壊した東亜川は常呂川 KP 19.5 付近で本川に合流しており、決壊延長は約 35m、越流水深は最大で 30cm を超えると推定される。東亜川の堤防決壊の原因は明らかにされていないが、堤防決壊箇所が常呂川の背水区間であることから、柴山沢川と同様に背水による水位上昇が決壊原因

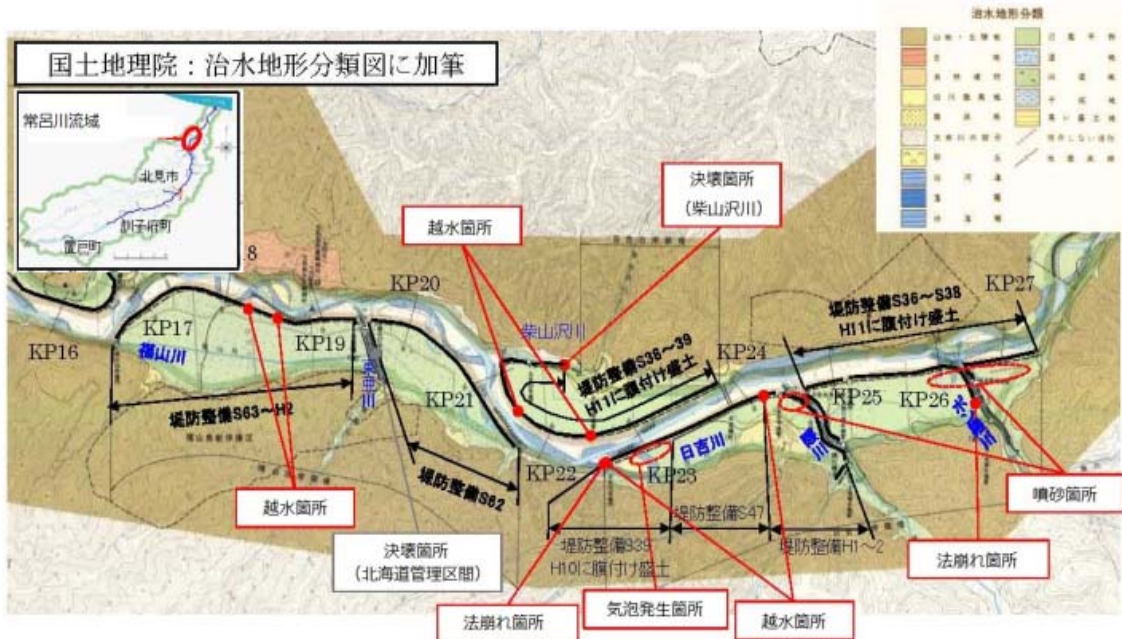


図-1 常呂川被災箇所図（常呂川堤防調査委員会報告書⁵⁾の図を加筆修正）

の一つであると推察する。決壊破堤した2箇所以外に、常呂川本川においては堤防天端から越水した箇所が複数あり、中には決壊破堤までは至らないものの、越水により部分決壊した箇所もあった。決壊箇所を含め、越水により堤体が被災した主な地点の諸元を表-1に示す。常呂川左岸kp22.5の日吉30号樋門付近の越水箇所の堤防高は約3.0m、法勾配は2割5分、柴山沢川の決壊箇所の堤防高は2.4m、法勾配は2割5分、東亜川の決壊箇所の堤防高は3.5m、法勾配は2割であり、東亜川の堤防は柴山沢川などと比較して高く、法勾配が急である。

3. 植生による堤防耐侵食の推定

堤防植生の流水に対する耐侵食性を評価する方法として、既往の研究²⁾では植生の根毛量に着目して、底面の摩擦速度 u_* と平均根毛量 σ_0 （地表から深さ3cmまでの単位体積当たりの土中に含まれる根および地下茎の総重量）と侵食深 z の関係が実験により次式の様に提案されている。

$$z = \alpha u_* \log t, \quad \alpha = -50\sigma_0 + 9 \quad (1)$$

ここで、 t は時間(分)である。上式は堤防法面植生の河川の流水に対する耐侵食性の効果を推定するために提案された実験式であり、この式が適用できる範囲は式を提案するために行った実験の範囲内であるとされているが、本検討では堤防越流水に対する植生の耐侵食効果を推定するため、この予測式を用いて評価を行うこととする。

3.1 根毛量調査の方法および結果

根毛量の試料採取は被災から約2ヶ月経過した平成28年10月20日～21日にかけて実施した。採取した地点は表-1に示した3箇所の外、比較のため常呂川本川の3箇所でも採取した。決壊した2地点では、決壊箇所近傍の上流、下流の2箇所で試料採取した。試料採取は川裏法面で行い、採取位置は法面上段や中段、下段など法面の植生状況などを勘案して地点毎に異なっている。試料は、一端をナイフエッジ加工した長さ150mm、内径100mmの塩ビ管を、植生を刈り取った任意の地点に10cm以上打ち込み、採取位置毎に3検体採取した。重量の計測は後日、室内で行った。塩ビ管に詰まった土を地表面とは逆側から計測厚毎に押し出し、カッターで切り取り、層毎に土に含まれる根および地下茎を水で洗い出した。計測は、地表面から1cm、その後2cmピッチで深さ9cmまでの5層に分割し、取り出した根および地下茎を、根毛と根茎・地下茎の2つに分離して、それぞれの湿重量を測った。表-2に計測して得られた平均根毛量 σ_0 と α の結果を示す。試料を採取したそれぞれの地点の植生種は異なっていたが、東亜川の下段および中段を除いて、地表面はイネ科の植物が優勢した植生でほぼ覆われていた。常呂川KP22.5下段では、採取地点の地表面に越流水による土砂が堆積していたことにより、根毛量が少なかった。東亜川の下段および中段で他の地点と比較して根毛量が少なかった理由の一つは、試料採取位置にはオオイトダリの繁茂により、下草が殆ど生えていなかったためと考えられる。

表-1 越流により堤防が被災した主な箇所の諸元

地点	被災状況	堤防高	堤防法勾配	越流水深(推定)
常呂川 KP22.5	堤体侵食	3.00m	2割5分	30cm
柴山沢川	決壊	2.40m	2割5分	20cm
東亜川	決壊	3.50m	2割	30cm超

表-2 各地点の根毛量および α 値

地点	採取位置	根毛量 σ_0 (g/cm ³)	$\alpha = -50 \cdot \sigma_0 + 9$	植生優占種
常呂川 KP22.5	中段	0.108	3.58	カモガヤ、オニウシノケガサ
	法尻	0.031	7.46	不明
柴山沢川	破堤点上流中段	0.041	6.93	カモガヤ
	破堤点下流中段	0.049	6.54	クサヨシ
東亜川	破堤点上流上段	0.040	7.02	コヌカグサ
	破堤点上流下段	0.012	8.40	オオイトドリ
	破堤点下流上段	0.034	7.30	ヒロハウシノケガサ
	破堤点下流中段	0.008	8.63	オオイトドリ、ツルヨシ

表-3 流速、水深、摩擦速度の推定値

地点	越流水深(代入値)	法尻付近流速 u_f (m/s)	法尻付近水深 h_f (m)	摩擦速度 u_* (m/s)
常呂川 KP22.5	30cm	3.75	0.075	0.54
柴山沢川	20cm	2.94	0.052	0.45
東亜川	30cm	4.01	0.070	0.59

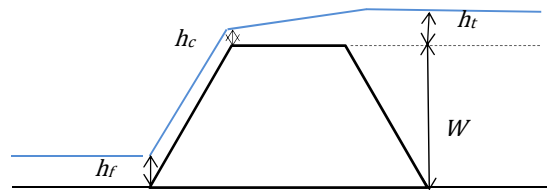


図-2 堤防断面と越流水の模式図

3.2 摩擦速度 u_* の推定

次に、侵食深推定に必要な摩擦速度 u_* の推定を行う。 u_* は幅水路上の流路を仮定すると、マンニングの平均流速公式から以下の通りとなる。

$$u_* = \sqrt{gh_e} = g^{1/2}vn/h^{1/6} \quad (2)$$

ここで、 u_* を求めるために必要な値は、重力加速度 g のほか、マンニングの粗度係数 n と流速 v 、水深 h である。本検討では、粗度係数 n は高水敷の草地の値を参考にして一律0.03とした。流速 v 、水深 h は越流時の流速が速く、洗掘が初めに生じるとされている堤防法尻付近の値を次の様に求める。まず越流水深 h_t と単位幅流量 q の関係は、表法尻上と堤防天端上の流れを、エネルギー保存則を仮定して関係づけることにより、次の2式で表現できる。

$$h_c = \frac{1}{3(h_t + W)^2} h_c^3 + \frac{2}{3} h_t, \quad q = \sqrt{gh_c^3} \quad (3)$$

ここで、 W :堤防高さ、 h_c :天端で生じる限界水深である(図-2参照)。裏法尻付近での水深 h_f と流速 v_f は、裏法での等流を仮定した場合(4)式の様に表示される。

$$h_f = \left(\frac{n^2 g}{i}\right)^{\frac{3}{10}} h_c^{\frac{9}{10}}, \quad v_f = \frac{q}{h_f} \quad (4)$$

ここで、 i は堤防の法面勾配である。なお、加藤ら⁶⁾が行った実験では、越流水深が2m程度までは模型実験による流速と、(3)、(4)式から求めた裏法尻付近の流速 v_f は同程度であったという結果が得られている。但し、その実験は植生のない法面で行われたため、植生がある今回の様な場合への適用については、更なる検証が必要であると考えられるが、本研究では、これらの式を使用し、粗度を0.03として検討した。

表-1の堤防諸元と式(2)~(4)を用いて推定された各地点の流速、水深、摩擦速度の一覧を表-3に示す。流速、水深の計算に当たって内水による湛水は考慮しなかった。東亜川の越流水深は30cmとして計算した。計算の結果、柴山沢川で法尻付近の流速2.94m/s、水深5.2cm、摩擦速度0.45m/sと他の2地点と比較して小さい値となった。この差は越流水深の違いと、堤防高が他と比較して低いことによるところが大きい。越流水深を同じ30cmとして計算した東亜川と常呂川の比較では、堤防高が高く、法勾配も急な東亜川の流速および摩擦速度が常呂川と比べ大きな値となったが、その差は僅かであった。

3.3 侵食深および耐久時間の推定

3.1および3.2で得られた α および u_* を用いて、時間毎の侵食深を求めることとする。なお、計算は式(1)を時間 t で微分し、侵食速度形式の式(1)'に変換して行った。

$$dz/dt = (\alpha u_* / \ln 10) \times 10^{-z/\alpha u_*} \quad (1)'$$

式(1)を適用できる範囲はこの式を導く際に行われた実験の条件と仮定から以下の通りとされている²⁾。

- ・イネ科の植物が優占種である植物群落が繁茂している。
- ・地面の構成材料がシルト~シルト混じり砂である。
- ・摩擦速度が約0.27m/s以下である。
- ・平均根毛量が0.02~0.12g/cm³の範囲内であること。

現地で計測した平均根毛量 σ_0 と計算で得られた摩擦速度 u_* は表-2、表-3に示す通り、上記の適用範囲内に収まってはいないが、今回の検討では、式の適用は可能であると仮定して計算を行った。なお、堤体の土質条件の確認は実施していない。

また、福岡ら⁷⁾は、植生による堤防の耐侵食は主に根毛層で発揮されるが、侵食は平均的に進むのではなく弱い部分が局部的に侵食を受けて根がはがされ、それが全体的に及んでいく。そのため、根毛層厚の半分程度が許容侵食限界であるとし、現地調査の結果から多摩川及び小貝川ではその深さを2.5cmとしている。本検討においても、侵食深が2.5cmに達すると植生による耐侵食機能が大幅に低減し破壊が急激に進むと仮定して、耐久時間の評価を侵食深2.5cmに到達する時間で行った。

図-3(1)~(3)に計算で得られた推定侵食深さの時間変化のグラフ、表-4に侵食深2.5cmに到達する時間の表を示す。 α は各地点の根毛量から得られた表-2に示す値を用いたが、常呂川 KP22.5 については、法尻の根毛量を正確に計測できなかったため中段の値 $\alpha=3.58$ を用いた。柴山沢川については、破堤地点上下流の中段のそれぞれの値 α

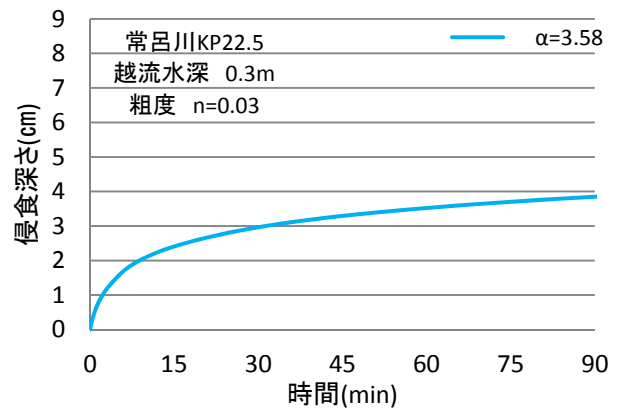


図-3(1) 侵食深さの計算結果 (常呂川)

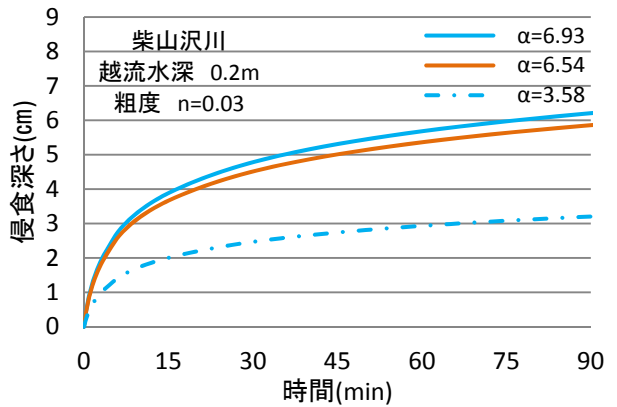


図-3(2) 侵食深さの計算結果 (柴山沢川)

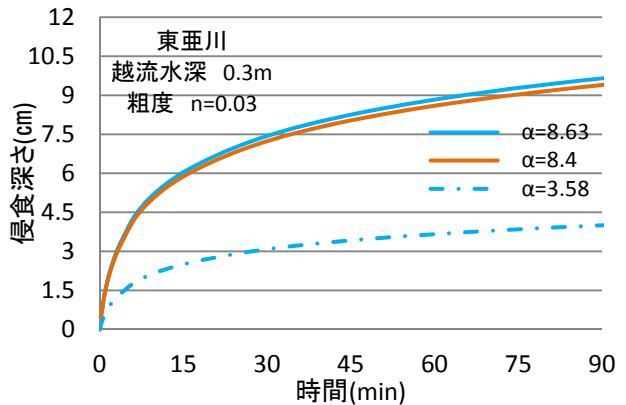


図-3(3) 侵食深さの計算結果 (東亜川)

表-4 侵食深2.5cmに達するまでの時間

地点	α	侵食深2.5cm 到達時間
常呂川 KP22.5	3.58	17分
	(3.58)	(17分)
柴山沢川	6.93	5.2分
	6.54	6.0分
	(3.58)	(32分)
東亜川	8.63	2.1分
	8.40	2.2分
	(3.58)	(14分)

=6.93,6.54 の他に、比較的根毛量が豊富であった常呂川 KP22.5 中段の値 $\alpha=3.58$ を比較・検討のため計算に用いた。東亜川については、流速および摩擦速度の推定を行った法尻に近い破堤点上流中段および破堤点下流中段の値 $\alpha=8.63,8.40$ の他、比較・検討のため常呂川 KP22.5 中段の

値 $\alpha=3.58$ を用いた。

常呂川 KP22.5 地点の計算結果を考察する。この地点は、越水はしたが破堤までは至らなかった箇所であり、計算結果でも侵食深 2.5cm までに達する時間は 17 分と他の 2 地点と比較して耐侵食性が高い結果が得られた。このことより、根毛による耐侵食効果もある程度発揮されたことが、破堤まで至らなかった要因の 1 つに上げられると考えられる。これと比較して、柴山沢川と東亜川は初期の侵食速度が速く傾きが急であり、侵食深 2.5cm に到達するまでの時間の計算結果は、それぞれ 5~6 分と 2.1~2.2 分である。破堤した 2 河川の堤防は根毛による耐侵食効果は小さく、僅かな時間で侵食が急激に進んだと推定される。仮にこの 2 地点の根毛量が常呂川 KP22.5 と同程度であったとすると、柴山沢川と東亜川の侵食深 2.5cm に到達するまでの時間はそれぞれ 32 分、14 分となり、一定の耐侵食効果が得られていたと想定される。

4. まとめ

今回行った植生の根毛による耐侵食性の評価は、地表面から僅か 2.5cm までに達するまでの耐久時間の評価である。堤防が決壊に至るかどうかは、堤体の土質条件にも左右されるが、今回は、根毛量のみに着目して、越水により被災した常呂川水系の堤防の越流水に対する耐侵食性を既往の実験式を用いて評価した。現地で計測した根毛量や推定した摩擦速度については、既往の実験式の適用範囲外の値もあったが、試行的に評価を行った結果、越水したにも係わらず破堤までに至らなかった箇所については、根毛量が比較的多く、根毛による耐侵食の効果が発揮されたことも破堤しなかった要因の 1 つではないかと推定された。

今後は、今回用いた侵食深推定式の適用可能範囲の拡大や、水深の時間変化を考慮した侵食深の推定が可能となる様検討を進め、越水による堤防決壊の予測や堤防の耐久性の向上に繋げたい。

謝辞：本検討を行うに当たり、データの収集に国交省北海道開発局網走開発建設部治水課に多大なるご協力を得た。また、国総研河川研究部河川研究室には検討を開始するに当たり貴重なアドバイスを頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 福岡捷二, 渡辺和足, 柿沼孝治: 堤防芝の流水に対する侵食抵抗, 土木学会論文集第 491 号/II-27, pp31-40,1994.
- 2) 宇田高明ら: 洪水流を受けた時の多自然型河岸防衛工・粘性土・植生の挙動, 土木研究所資料第 3489 号, 1997.
- 3) 金高州吾, 渡邊康玄, 長谷川和義, 亀田祐二: 芝を生やした河岸における大型水理実験, 土木学会北海道支部論文報告集第 50 号, pp231-236,1993.
- 4) 土木学会: 水理公式集 (平成 11 年版), 1999.

- 5) 常呂川堤防調査委員会: 常呂川堤防調査委員会報告書, 平成 29 年 3 月
- 6) 加藤史訓ら: 津波の越流に対して粘り強く減災効果を発揮する海岸堤防の構造検討, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.70, No.1, pp31-49, 2014.

表面波探査による異なる季節における河川堤防の性状把握

河川堤防 季節変動 S波速度

北見工業大学大学院
北見工業大学
北見工業大学大学院
北海道開発局網走開発建設部

学生会員 ○田中 悠暉
国際会員 川尻 峻三, 川口 貴之
学生会員 小笠原明信
非会員 古溝 幸永

1. はじめに

2016年8月17～23日の1週間において、北海道では観測史上初となる3つの台風(7号, 11号, 9号)が上陸した。これらの台風や接近した台風の影響で、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。その中でも、常呂川水系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、山間部の狭窄した箇所を蛇行して流れているため、河川水位が上昇しやすい。特に、常呂川とその支川である柴山沢川とその合流地点付近では堤体が決壊(破堤)し、常呂川本川の日吉30号樋門付近では越流による堤体の浸食が発生した。さらに、下流域の太茶苗水位観測所では、計画高水位を2度(台風7, 11号上陸時)超過し、堤体からの越水が発生した¹⁾。

このような地盤災害時において、地盤内の性状を迅速に取得する代表的な地盤調査として近年では、非破壊で広範囲の地盤性状を把握できる表面波探査が利用されている²⁾。この表面波探査を今後の河川堤防の維持管理に積極的に活用するためには、表面波探査から取得できるS波速度 V_s と堤体内の密度や含水状態の変化の関係性を把握する必要がある。

そこで本研究では、破堤や越流浸食が発生した堤体内の水分挙動を把握することを目的に、越流が発生した堤体に対して各種計測機器を設置した。さらに融雪期や降雨後などの異なる時期に表面波探査を行い、堤体内の V_s と水分挙動の関連性について考察した。

2. 計測箇所における越流による堤体の被災概要

図1は、本研究での現地計測箇所から20m上流に位置する太茶苗水位観測所(KP18.6)での、越流による堤体浸食の状況を示している¹⁾。KP18.6付近には、水位観測用の建屋およびCCTVカメラの支柱が設置されており、被災箇所はこれらを設置する際に堤内側の堤体本体に腹付けした盛土である。図1に示すように、河川からの越流によって浸食による崩壊が発生しており、のり面浸食の崩壊幅は最大で約3.0m、崩壊深は約1.0mであった。この浸食による崩壊は、のり面に設置されているコンクリート製の階段付近や、CCTVカメラの支柱の基礎コンクリート付近といった、構造物と堤体の境界部分に集中している。なお、構造物が設置されていない堤体部分では、越流によるのり面の浸食は発生していなかった。



図1 越流浸食による被害状況

3. 地盤調査方法および計測機器の概要

図2は本研究で実施した表面波探査の原理を概略的に示したものである³⁾。表面波探査は地盤の地表付近を伝わる表面波(レイリー波)を測定・解析することで地盤のS波速度 V_s を求めることができる調査方法である。ハンマーやかけや等で人工的に地表面を起振すると表面波が発生する。この表面波の時間領域の波形記録をフーリエ解析することで周波数と位相速度の関係を算出し、すべての受振計での結果を重ね合わせることで位相速度と周波数の

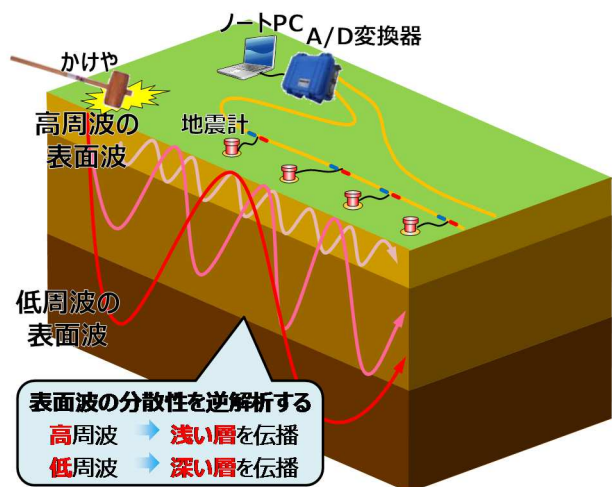


図2 表面波探査の概略図³⁾

関係である分散曲線が取得できる。一般的に表面波は、その周波数によって伝播する深度が異なり、高周波数の波は浅い地盤を、低周波数の波は深い地盤を反映している。経験的に波長の3分の1が深さに相当するという関係を利用して解析の初期モデルを作成し、波形記録から算出した分散曲線を最も良く再現するS波速度構造を逆解析によって推定する。この解析を各受振計での分散曲線に応じて行い、各地震計で得られたS波速度構造を測線方向に補間して V_s の2次元分布が取得できる。また、地盤剛性を表すせん断剛性は、 V_s の二乗に比例するため、 V_s の増減は地盤剛性の大小を間接的に表す。図3は表面波探査の実施例を示している。なお、起振には金属ハンマーと金属プレートを使用している。ここで川尻ら⁴⁾は、表面波探査で通常用いられる木製かけやよりも高周波の表面波を発生可能な金属ハンマーと金属プレートを用いた起振方法を提案しており、本研究においてもこの手法を用いた。受振計の設置間隔は1.0mとしたため、精度が保証される探査深度は概ね10mである。

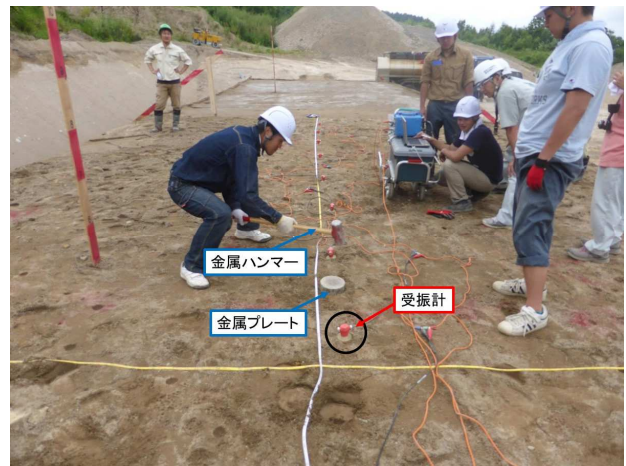


図3 表面波探査の実施例

図4は当該計測箇所断面図を示している。計測箇所は国土交通省北海道開発局が設置し、管理している太茶苗観測所から、20m程度下流の地点である。設置した計測機器は、土壌水分計、地中温度計、水位計である。土壌水分計および水位計は堤内・堤外それぞれの、のり中腹に設置しており、地中温度計は堤内・堤外それぞれの、のり肩とのり尻に設置している。また、土壌水分計は深度0.1, 0.2, 0.4, 0.6, 0.8mに、地中温度計は深度0.0, 0.2, 0.6, 1.0mに設置した。なお、土壌水分計および地中温度計の計測間隔は60分間隔とし、水位計は20分間隔とした。

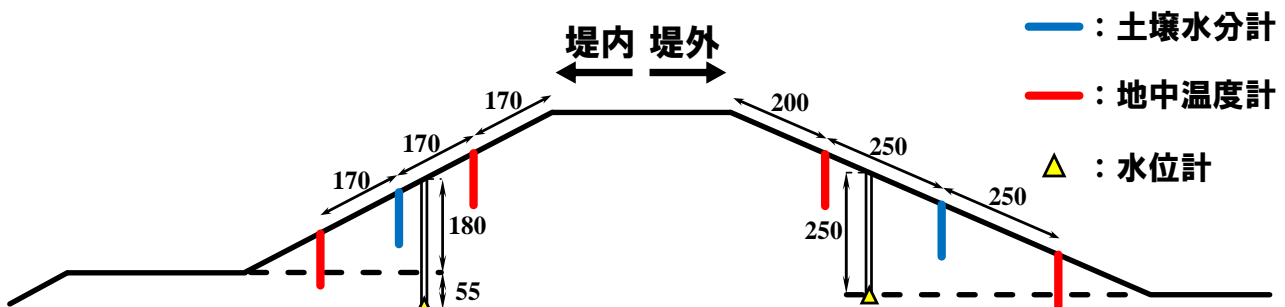


図4 計測箇所の堤体断面および計測機器の設置状況

4. 地盤調査と計測結果およびその考察

図5はそれぞれ、計測箇所から8km下流の上川沿観測所における雨量、太茶苗観測所における河川水位、堤内・外における堤体水位および体積含水率 θ の経時変化を示している。太茶苗観測所では雨量を観測していないため、雨量は計測箇所にもっとも近い上川沿観測所の観測データを用いた。また、太茶苗での河川水位は、国土交通省水管理・国土保全局が公開している「水文水質にかかわる観測データベース」から引用している⁹⁾。

堤内水位は、2017年4月6日の河川水位上昇に対応するように堤内側の水位が0.1m程度上昇している。しかし、堤内における水位計は図4に示しているように、堤体下の基礎地盤に設置してあるため、堤内のり中腹では水位は形成されていないと考えられる。なお、この際の河川水位の上昇は、降雨は確認できないものの外気温が 0°C を上回る日が多くなっているため、常呂川流域全体での融雪が進んだ影響と予想される。次に θ の挙動に着目すると、外気温が 0°C を下回り、積雪が観測されている期間におけるのり表層部(深度0.1m~0.2m)では堤内外ともに θ に増減に大きな変動は確認できない。先述した河川水位が上昇した2017年4月6日には、のり表層部(深度0.1m~0.2m)の θ は増加しているものの、深度0.4m~0.8mで θ が顕著に増加している。深度0.1m~0.2mには張芝工に伴う細粒の黒色土が分布しているが、この黒色土は保水性が良く含水比が高いために融雪水が浸透した場合での θ の上昇量が小さく、その下部の堤体土では含水比が低いために融雪水浸透時には θ が大きく上昇したと予想される。融雪期以降は、積雪が無くなったために蒸発散の影響によってのり表層部(深度0.1m~0.2m)での θ は低下するが、降雨浸透によって上昇する傾向にある。当該箇所の詳細な土質構造などは不明なため、今後ボーリングなどの地盤調査や室内試験を実施し、本文での考察と土質特性の関連性を検討する予定である。

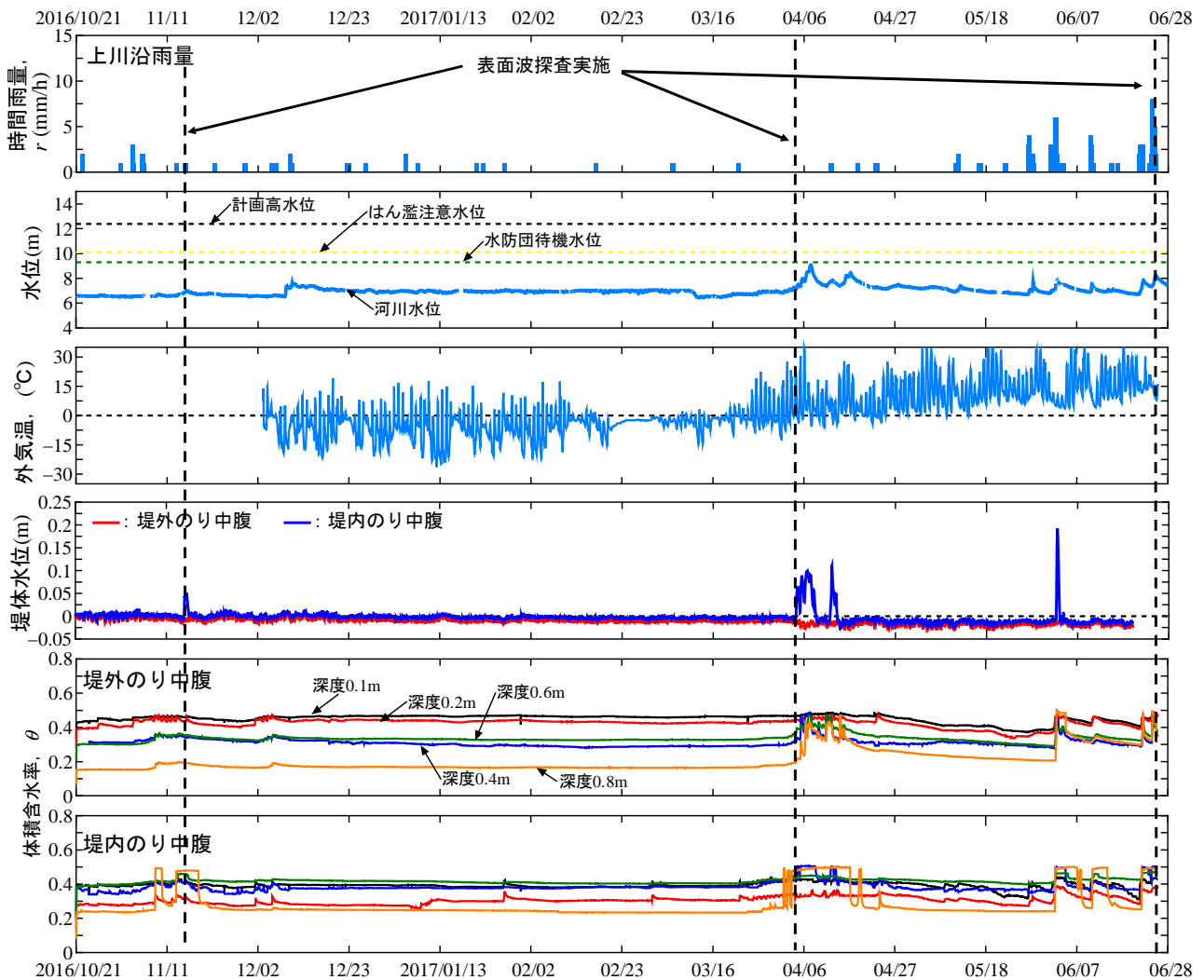


図5 KP18.6地点での計測結果

図6は当該箇所で行った表面波探査から得られた V_s の2次元分布を示している。本研究では、図5中の破線部で示した箇所で行った表面波探査を実施している。2016年11月15日の V_s の2次元分布は、堤体表層から3.0m付近までの $V_s = 110 \sim 120 \text{ m/s}$ 程度、堤体内部では $V_s = 120 \sim 140 \text{ m/s}$ 程度の範囲で分布している。これは、当該箇所は過去に堤体の拡幅を実施しているため、 V_s の2次元分布は築堤履歴の影響を反映している可能性がある。また、のり尻付近では堤内外ともに、 $V_s = 100 \text{ m/s}$ 程度の低速度領域が分布している。次に、2017年4月5日の V_s の2次元分布では、堤内のり尻付近で $V_s = 100 \text{ m/s}$ 程度の低速度領域が広範囲に分布していることがわかる。降雨後の2017年6月26日の結果においても、のり尻付近ではS波速度の低速度領域が存在している。ここで、筆者ら⁷⁾が過去に行った検討では、降雨浸透によって盛土内の飽和度が上昇している場合には V_s が低下することを確認している。現地状況として、表面波探査実施時には当該箇所ののり尻付近では湿潤な状態であった。以上のことを勘案すると、のり尻付近の低速度領域は地盤内の飽和度や水位上昇に応じて変化していると予想される。一方で、のり面中腹については、2017年6月26日の結果などについては、 θ と V_s の増減の関係性が必ずしも一致しておらず、今後、堤体から採取した土質の影響など、詳細に検討していく予定である。

5. まとめ

融雪後に湿潤状態にあった堤体のり尻では、S波速度の低速度領域が広範囲に分布するなど、S波速度分布は概ね現地の状況と整合した。一方で、のり面中腹では、 θ と V_s の増減の関係性は必ずしも一致しなかった。現在は堤体内の土質構成が不明なため、今後ボーリングや室内試験などを行い、その結果を用いて堤体内のS波速度の変化要因についてより詳細に検証していく予定である。

謝辞：本研究の一部は北海道財団の研究助成を受けたものである。末筆ながら記して深甚なる謝意を表す。

参考文献

- 1) 土木学会 2016年8月北海道豪雨災害調査団：2016年8月北海道豪雨災害調査団報告書，p.101，2017.

- 2) 小西千里, 林宏一, 阿部知之, 田中敏彦: 河川堤防における非破壊調査手法の研究—非破壊調査手法の検討と物理探査の適用—, 応用地質技術年報, No26, pp.19-43, 2006
- 3) Park, C.B., Miller, R.D. and Xia, J.: Multichannel analysis of surface waves, *Geophysics*, Vol. 64, No. 3, pp.800-808,1999.
- 4) 川尻峻三, 川口貴之, 鈴木信太郎, 台丸谷俊輝, 中村大, 山下聡: 浅層地盤の S 波速度構造把握に対する表面波探査の適用性, 第 50 回地盤工学研究発表会概要集(DVD-ROM), pp. 181- 182, 2014.
- 5) 公益社団法人 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, JGS1433-2012 簡易動的コーン貫入試験方法, 2013.
- 6) 国土交通省 水文水質データベース: <http://www1.river.go.jp/>
- 7) 田中悠暉, 川尻峻三, 橋本聖, 川口貴之, 中村大, 佐藤厚子, 山田充: 締固め条件を変えた試験盛土の降雨前後における S 波速度分布の変化に関する研究, 地盤工学会北海道支部技術報告集, Vol.56, pp.329-338, 2016.

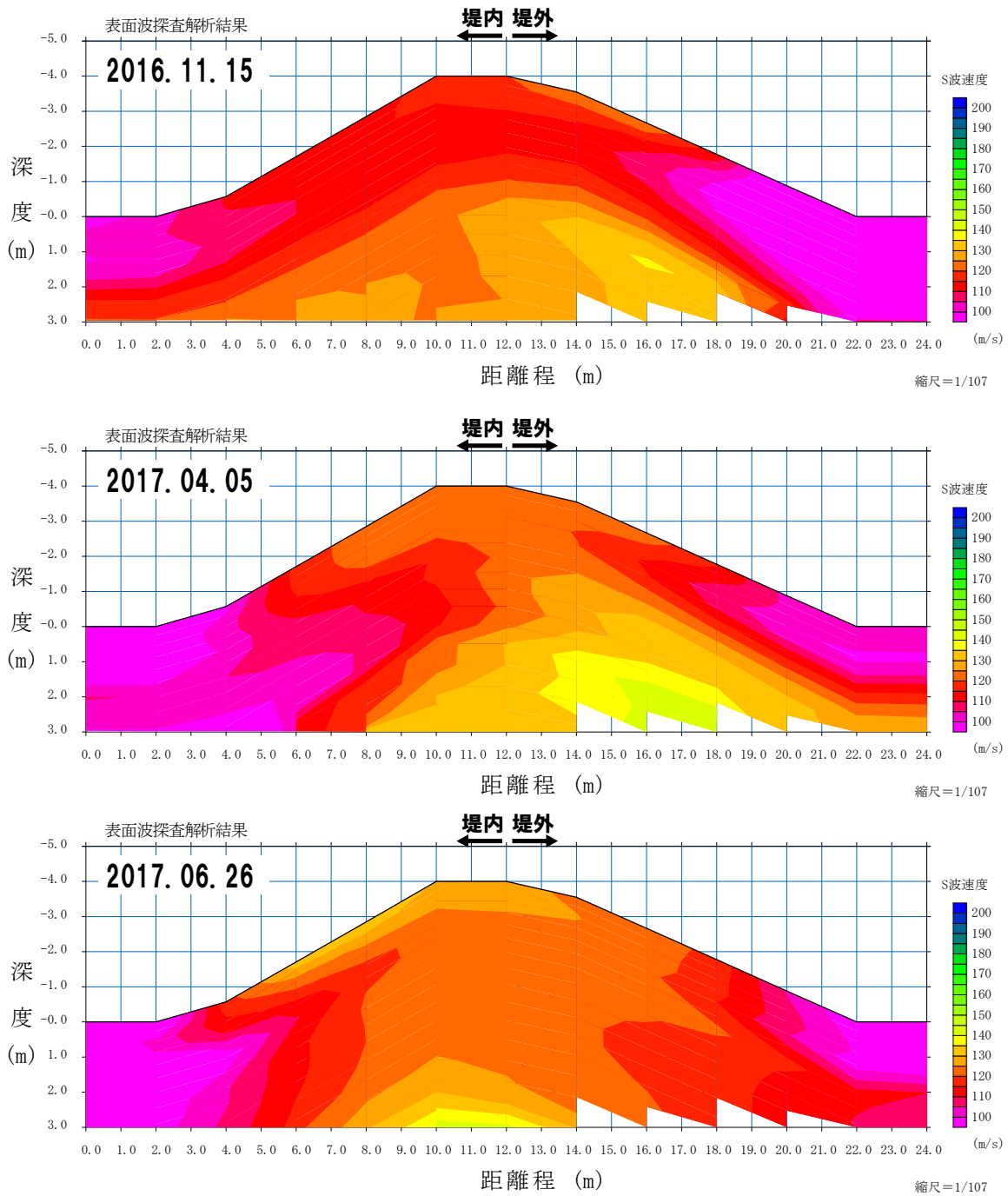


図7 各期間における S 波速度分布の比較

河川堤防の限られた断面における安全性指標の評価結果から 同指標の河川延長方向の分布特性を定量化するための基礎的研究

安全率 自己相関性 モンテカルロ・シミュレーション

群馬大学 学生会員 ○山本 優介
群馬大学 学生会員 佐竹 亮一郎
群馬大学 正会員 若井 明彦

1.はじめに

河川堤防のように極めて長い延長を有する構造物の安全性をもれなく評価するには膨大な労力を要する。一般には、ある一定の距離間隔などを目安にした有限箇所の断面を抽出して各々の箇所での検討を行い、それらの箇所における評価結果が所定の規準を満足しているかどうかに基づいて、延長全体の安全性を評価したものと見なすことが多い。そこで本研究では、実際にはある空間的相関性を有する各断面の安全性指標（今回は安全率）の空間分布から有限箇所の評価値を抽出し、母数の推定量を計算する。これを1回の試行としてモンテカルロ・シミュレーションを行い、推定量と母数との誤差をある範囲内に抑えるために必要な抽出間隔について考察を行った。

2.検討対象

本検討では、富士川水系である釜無川の左岸 8.9km-18.5km 区間の 9.6km を検討対象とした。また、左岸堤防のうち川裏法面のみを対象とした。対象区間の堤体は主に礫質土と砂質土で構成されている。

3.斜面の安全率の計算

対象区間では、100m 間隔で堤体の形状等の詳細な調査が実施されている¹⁾。これらの調査結果に基づいて、97 地点それぞれについて、有限要素モデルを作成し、2次元弾塑性有限要素法より裏法面の安全率を求めた。解析に用いた地盤の材料パラメータを表-1 に示す。なお、ヤング率については、道路橋示方書²⁾と今井³⁾の式を用いて、内部摩擦角 ϕ から決定した。今回の研究では、堤体を構成する地盤材料についての詳細な情報が少ないため、対象区間全体で一律の材料パラメータを仮定した。安全率の確率分布を図-1 に示す。この図より、安全率の分布は安全側に裾の長い分布であることが分かる。安全率の平均値と標準偏差および歪度はそれぞれ、1.66, 0.42, 0.75 であった。次に、安全率の確率分布を確率密度関数によって近似する。

正規分布、対数正規分布、Weibull 分布および Burr 分布のなかで、Burr 分布が今回の安全率の確率分布を最も精度良く近似できたため、本検討では Burr 分布を使用する。Burr 分布は、式-1 のような確率密度関数を持ち、形状パラメータの c , k およびスケールパラメータの λ によって分布形状が規定される。各パラメータの決定に際し、Burr 分布の平均値、標準偏差、歪度が安全率の確率分布のそれらに一致するように c , k , λ の値を定めた。 c , k , λ はそれぞれ 6.23, 1.46, 1.76 であった。この時の Burr 分布を図-2 に示す。Burr 分布と安全率の確率分布が概ね近似していることが確認できる。

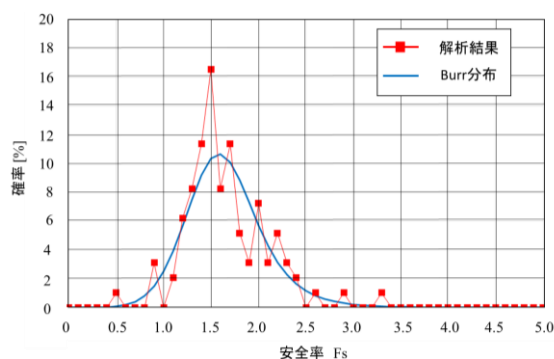


図-1 安全率の確率分布

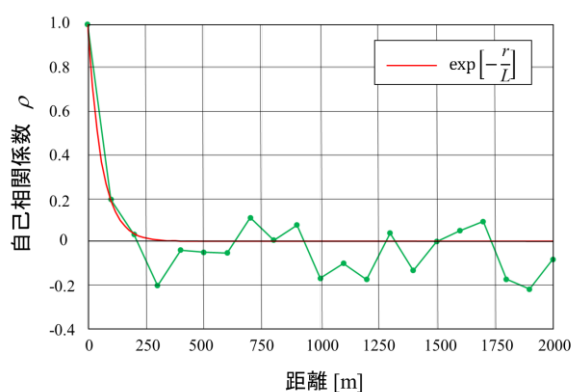


図-2 断面間の距離と自己相関係数

表-1 地盤パラメータ

ヤング率	ポアソン比	粘着力	内部摩擦角	ダイレイタンシー角	単位体積重量
E [kN/m ²]	ν	c [kN/m ²]	ϕ [deg]	ψ [deg]	γ [kN/m ³]
291000	0.35	0	35	35	19

$$f(x) = \frac{ck}{\lambda} \left(\frac{x}{\lambda}\right)^{c-1} \left[1 + \left(\frac{x}{\lambda}\right)^c\right]^{-k-1} \quad (1)$$

$$\rho = \exp\left[-\frac{r}{L}\right] \quad (2)$$

4.安全率の自己相関性

一般に、河川堤防のような線状構造物のある断面の安全率は、2つの断面の距離が近い場合、互いに同じような値になりやすい。このような性質は、一般に自己相関性といわれる。そこで、3章の解析結果をもとに、断面間の距離ごとに、安全率の自己相関係数を算出したものが図-2である。この図より2点間の距離の増加によって、自己相関性が急速に失われていることが確認できる。

次に、距離に応じた自己相関係数の通減を表現するものとして、式-2のような指数型の自己相関関数を仮定する。 r は2点間の距離であり、 L は自己相関距離である。式形が示すように、 L が大きい場合には2点間の相関性は保持されやすくなる。積率法を用いて推定したところ、推定値は $L = 60\text{m}$ であった。 $L = 60\text{m}$ の場合の自己相関関数を図-2に示す。

5.モンテカルロ・シミュレーション

一般に、乱数を用いた繰返し計算を行うことにより数値的に近似解を求める手法を、モンテカルロ・シミュレーションという。この手法を本検討では用いる。

3, 4章で決定した Burr 分布および自己相関性に基づき、乱数を用いて対象区間 9.6km に対して 10m 間隔毎に安全率を割り当てる。この割り当てられた安全率を 100m, 200m, 500m, 1000m 間隔でそれぞれ抽出し、分布の標本平均をそれぞれ算出する。抽出されるサンプル数はそれぞれ、100, 50, 20, 10 個である。これを1回の試行として、同様の試行を 1000 回実施した。各抽出間隔における標本平均の分布を図-3に示す。また、このときの抽出間隔と標本平均の標準偏差との関係を図-4に示す。図-3と図-4より、抽出間隔が大きくなる

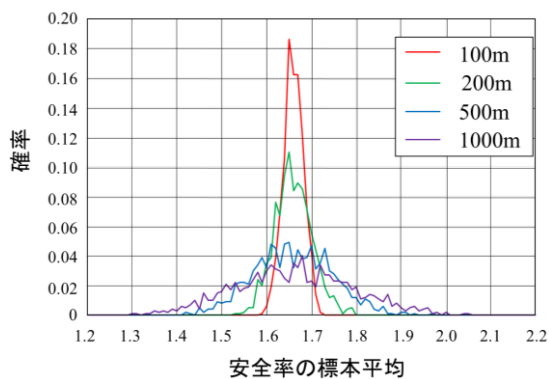


図-3 抽出間隔と安全率の標本平均の分布

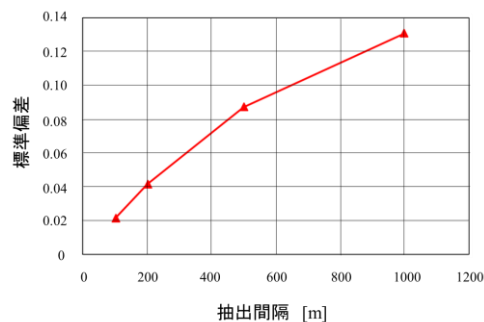


図-4 抽出間隔と標本平均の標準偏差

にしたがって、抽出されるサンプル数が減少するため、標本平均のバラつき(標準偏差)が増加していることが確認できる。具体的には、図-4より、対象区間約 10km に対し抽出間隔が 1000m の場合、標本平均の標準偏差は 0.130 であり、抽出間隔 100m の場合(0.0219)の約 6 倍のバラつきを有することが分かる。

ここで、標本平均は正規分布に従うものとする。標本平均の標準偏差を σ とおくと、ある1回の試行によって求められた標本平均が母平均から $\pm 2\sigma$ 以内の値となる確率は約 95%である。このことから、逆に、標本平均と母平均との誤差を95%の確率である範囲内に収めるための抽出間隔を求める。たとえば、 $2\sigma = 0.1$ と設定すると、 σ は0.05となり、図-4から抽出間隔として約 220m という値を読み取ることができる。したがって、約 10km の対象区間に対し、約 46 本のサンプリングを確保すればよいことが分かる。

6.まとめ

本検討では、堤体材料に関する情報が少ないため、均質材料を仮定した。その結果、安全率は堤体の形状に強く依存し、安全率の自己相関距離は $L = 60\text{m}$ となった。堤体材料の延長方向の空間分布を考慮すると、実際には、自己相関距離は 60m よりもさらに大きくなる可能性が考えられる。また、本検討では標本平均と母平均との誤差をある範囲内に抑えるために、10km に対する抽出間隔を求めた。これらは、あくまで本対象区間における一例に過ぎず、より普遍的な知見を得るためには、本対象以外の河川堤防においてさらなる検討が必要であると考えられる。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所, 2015, 河川堤防の浸透に対する安全性の詳細点検結果情報, http://www.nilim.go.jp/lab/fbg/download/detailed_inspection_of_seepage/data_files/83_ktr/0308_Fuji_River.zip
- 2) 道路橋示方書・同解説, 社団法人日本道路協会, 1993.
- 3) Imai, T. 1997, P and S wave velocities of the ground in Japan, Proceedings of 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, Vol. 2, pp. 257-260.

河川堤防における土中水分量計測データを用いた浸透特性値の推定方法に関する考察

不飽和浸透特性 土中水分量 浸透流解析

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 ○片山頌嵩
 国土交通省中国地方整備局岡山河川事務所 非会員 兒子真也

1. はじめに

河川水や降雨によって発生する河川堤防内での浸透挙動を把握するためには、堤防表層部分の浸透特性値を評価する必要がある。本文では、河川堤防のり面における土中水分動態と降雨量の計測値を浸透流解析によりシミュレートし、不飽和浸透特性の関数モデルを同定する手法を用いて不飽和浸透特性値の推定を試み、河川堤防調査における土中水分量計測の有用性について考察した。

2. 河川堤防と土中水分量計測の概要

対象とした河川堤防は一級河川高梁川（岡山県倉敷市）右岸4k900地点であり、降雨後、川裏のり先部分からの漏水が頻繁に発生している。堤防はシルト混り砂～シルト質砂で築堤されており、堤体盛土の下部には砂分を含む粘性土（Asc層、層厚2.8～0.8m程度）とその下方に砂質土（As3層、層厚2.0～2.5m程度）が河床の標高付近に存在している¹⁾。対象堤防の川裏側断面モデルと土中水分計及び簡易型転倒升雨量計（感度0.2mm、精度±2%、最大計測雨量2.4mm/分）の設置位置を図1に示す。用いた挿入型土中水分計では、1地点で6深度（計測中心深度＝7, 17, 27, 37, 57, 97cm）における円筒領域（中心深度の上下に各5cm、直径12cm程度）の平均的な誘電率が計測され、校正式を用いて体積含水率が算定（精度±0.06m³/m³）される。土中水分量及び降雨量の計測は2015年6月より30分間隔で継続中である。

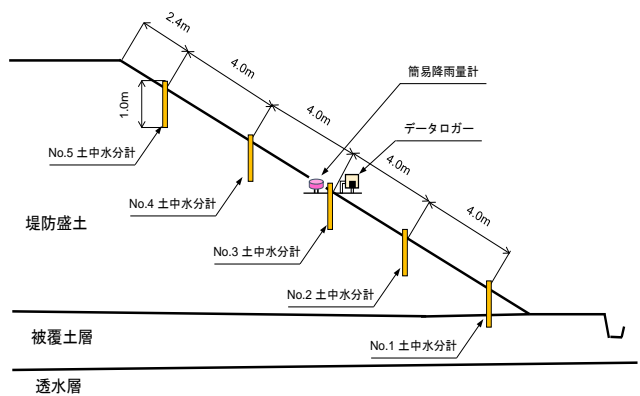


図1 河川堤防検討断面における観測機器配置

3. 不飽和浸透特性モデルの同定方法

不飽和浸透特性の関数モデルとして、次式で定義されるvan Genuchtenモデル²⁾（以後、VGモデルと記す）を用いた。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left[\frac{1}{1 + (\alpha h)^n} \right]^m \quad (1)$$

$$k(S_e) = k_s S_e^{0.5} \left[1 - \left(1 - S_e^{1/m} \right)^m \right]^2 \quad (2)$$

ここで、 S_e :有効飽和度、 h :圧力水頭、 θ_s :飽和体積含水率、 θ_r :残留体積含水率、 $k(S_e)$:不飽和透水係数、 k_s :飽和透水係数、 α 、 n :土の種類や状態に依存した定数、 $n > 1$ 、 $m = 1 - 1/n$

VGモデルの同定には、市販の浸透流解析ソフトウェア³⁾に組み込まれた非線形最小二乗法による逆解析手法を用い、土中水分動態（体積含水率 θ の経時変化）を目的関数として、次式で示される重み付き残差平方和 $OF(\mathbf{b})$ を最小にするVGモデルパラメータ \mathbf{b} の推定を行った。

$$OF(\mathbf{b}) = \sum_{j=1}^N [w_j \{ \theta_m(t_j) - \theta_c(t_j, \mathbf{b}) \}]^2 \quad (3)$$

Parameter estimation of unsaturated soil hydraulic properties by using soil water content measured in the river levee; Yuji Takeshita, Okayama Univ., Nobutaka Katayama, Okayama Univ., Shinya Nigo, Ministry of land, infrastructure, transport and tourism

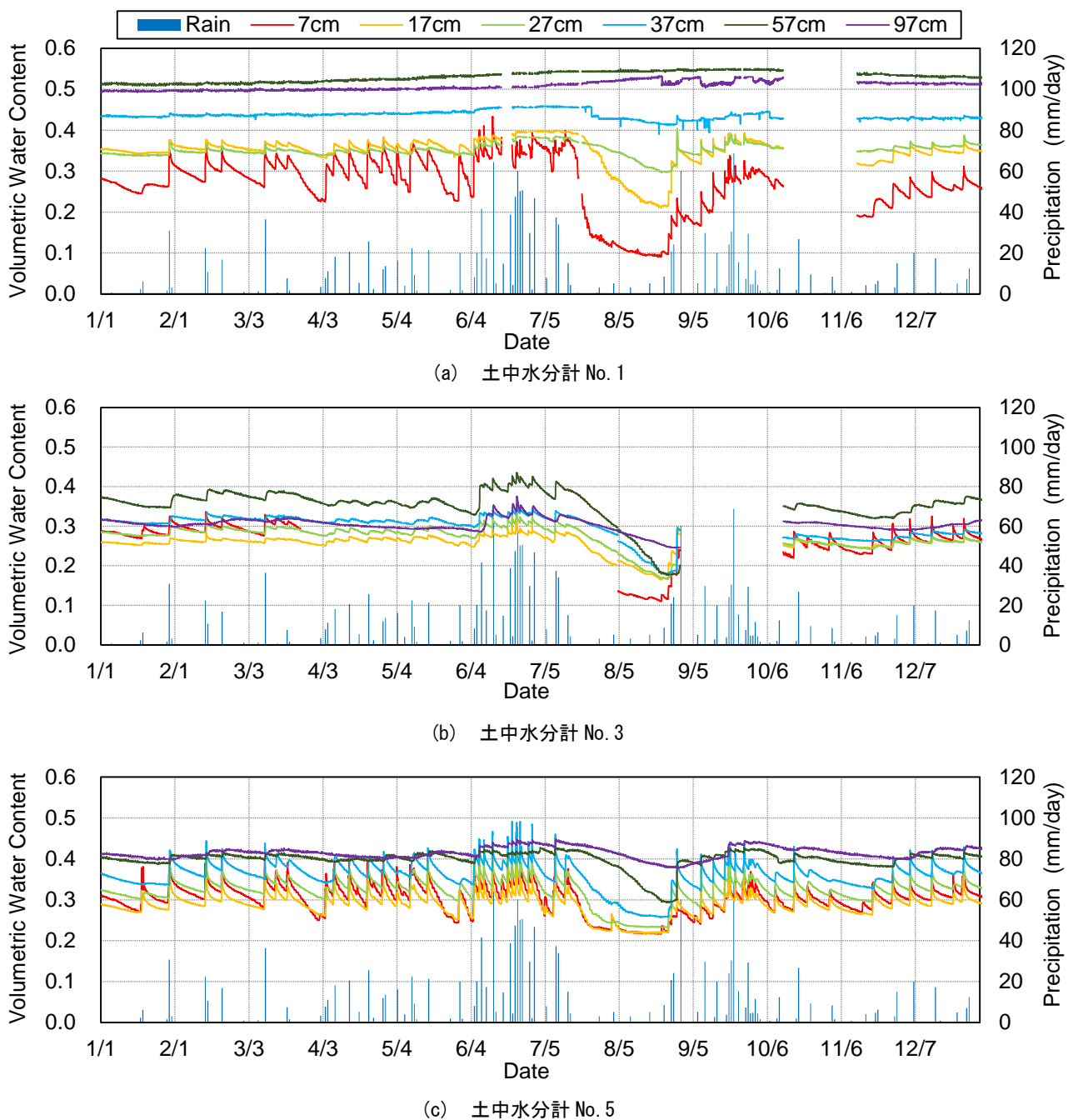


図2 堤防のり面で計測された土中水分動態と降雨量 (2016年)

ここに、添え字 m, c はそれぞれ、計測データと浸透流解析によって得られた解析値を表す。また、 N は計測データ数、 t は計測時間である。 w は重みであり、本解析では、体積含水率の測定値は全て同程度の誤差を含むと考えて1.0とした。VGモデルの未知パラメータは飽和浸透特性 (θ_s, k_s) と不飽和浸透特性 (θ_r, a, n) の計5個であるが、解の唯一性が満足されないため、これらを同時に推定できない。そこで、土中水分計の設置点の近傍において、原位置透水試験⁴⁾を実施して現場飽和透水係数 k_{fs} を測定し、また、乱れの少ない試料を採取して飽和体積含水率を測定した。したがって、推定すべき未知パラメータは (θ_r, a, n) である。

4. 土中水分動態によるVGモデルパラメータの推定

堤防のり面表層領域の土中水分量は降雨や蒸発散などの気象条件によって長期的に変動し、その動態は表層からの深度やのり面上の位置 (のり先, のり肩など) によっても異なる状況が計測された。その一例として、図2に土中水分計 (No.1, No.3, No.5) による計測データ (2016年、一部未計測期間を含む) を示す。降雨や蒸発に対する土中水分量の変動量はのり面の表層から深度40cm程度までの領域では大きいですが、それよりも深い領域では小さく、57cm以深では、常時高い土中水分量が計測されており、飽和に近い水分状態が維持されていると推測される。また、土中水分量は降雨浸透に対しては迅速に増加するが、蒸発散による減少は緩やかに進行している。

浸透流解析による土中水分動態のシミュレートは、各土中水分計の計測領域である地表面から深さ100cm、直径12cmの円筒領域を解析領域として、均質地盤を仮定した軸対称モデルを用いて行った。境界条件は地表面を降雨境界とし、堤防原位置で計測された降雨量と無降雨時においてはHamon式⁵⁾を用いて推定された年間可能蒸発量による蒸発量を考慮した。また、解析領域の下部境界は重力排水境界とした。

堤防のり面で147.5mmの累積降雨量（最大時間雨量18mm）が観測され、堤防のり面の土中水分量が増加した2016年6月1日0時から6月16日16時30分の期間に対して浸透流解析を実施した。欠測があった土中水分計No.3を除く4本の土中水分計（No.1,2,4,5）のそれぞれにおいて、計測中心深度7cmで計測された土中水分量（各754データ）を再現できるVGモデルパラメータの推定を試みた。実施した解析条件を表1に示す。パラメータ推定に用いた初期値は、浸透流解析ソフトウェア³⁾に組み込まれた土質データベースを用いて、対象堤防表層の粒度組成（砂、シルト、粘土）に類似したVGモデルパラメータを算出した。

推定されたVGモデルパラメータを表2に、それらの水分特性曲線と不飽和透水係数を図3に示した。推定に用いた土中水分量の観測地点によって、土中水分動態に応じた不飽和浸透特性値が推定されていると思われる。土中水分計No.1とNo.5における土中水分量の計測値に対して、それぞれ推定されたVGモデルパラメータを用いて浸透流解析を行い、解析された体積含水率の変動を深度別に比較したものを図4に示す。VGモデルパラメータの推定に用いた計測深度7cmでは、雨水により体積含水率が上昇する状況は計測値と数値解析値で概ね等しい。また、降雨後、体積含水率が減少する過程についても同様であり、土中水分動態の特徴を浸透流解析によって再現できていることから、妥当な不飽和浸透特性値が推定できていると思われる。しかし、他の計測深度においては、土中水分動態を十分に再現できていないことから、浸透特性値の不均質性の評価に対する検討が必要であると思われる。

5. おわりに

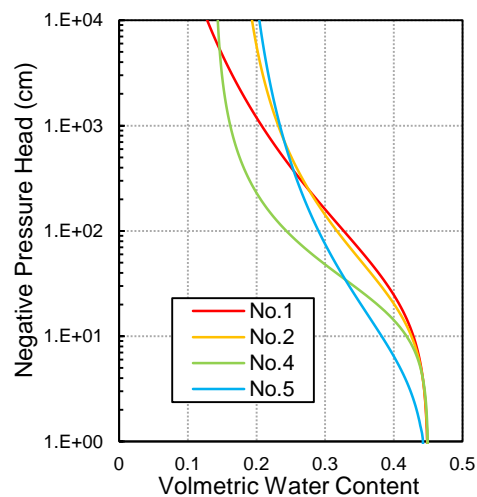
浸透に起因した河川堤防の安全性を評価するためには、原位置計測データを再現できる堤防モデルの構築が重要である。そのため、多深度での土中水分量が計測可能な土中水分計を堤防表層部分に複数本設置し、計測された土中水分動態の鉛直プロファイルを浸透流解析によりシミュレートして不飽和浸透特性値を推定する方法は、河川堤防の浸透特性値をフィールドスケールで評価できる有用な調査方法であると思われる。今後は浸透流解析モデルによる感度解析を行って、堤防の横断面および縦断面での土中水分量計測地点の選定について検討を行う予定である。

表1 VGモデルパラメータの推定条件

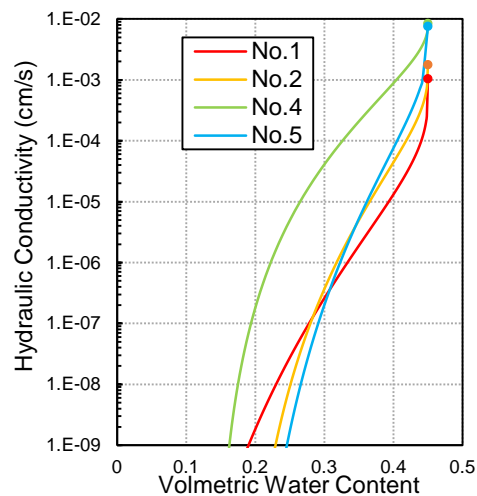
Case	土中水分計 No.	既知飽和浸透特性		未知パラメータ初期値		
		k_{fs} (cm/s)	θ_s	θ_r	α (1/cm)	n
1-1	1	1.04×10^{-3}	0.45	0.05	0.03	1.41
2-1	2	1.76×10^{-3}				
4-1	4	8.33×10^{-3}				
5-1	5	7.50×10^{-3}				

表2 推定されたVGモデルパラメータ

Case	θ_r	α (1/cm)	n	残差平方和
1-1	1.9E-04	0.040	1.21	0.1090
2-1	0.165	0.051	1.37	0.1402
4-1	0.139	0.049	1.67	0.2204
5-1	0.170	0.212	1.28	0.1535

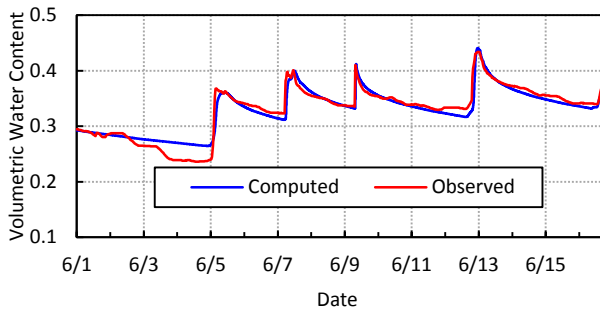


(a) 水分特性曲線

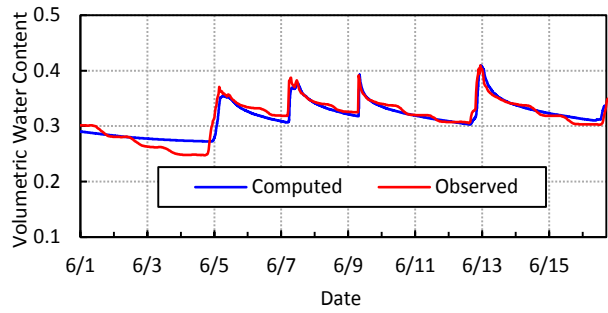


(b) 不飽和透水係数と体積含水率の関係

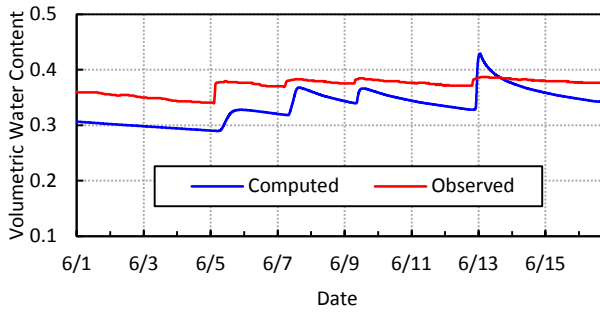
図2 推定されたVGモデルによる水分特性曲線



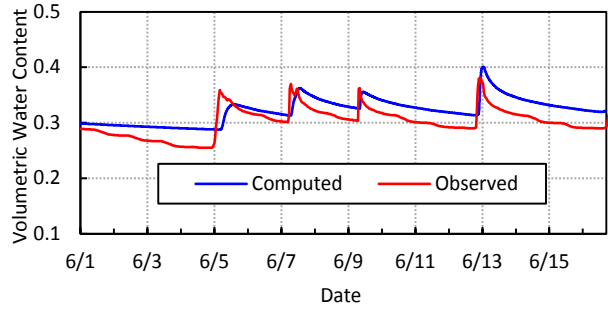
(a)土中水分計 No.1 (計測中心深度 7cm)



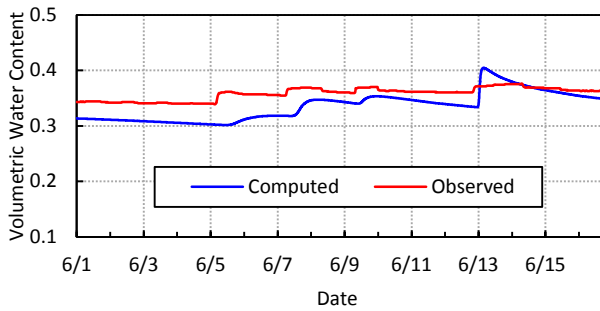
(e)土中水分計 No.5 (計測中心深度 7cm)



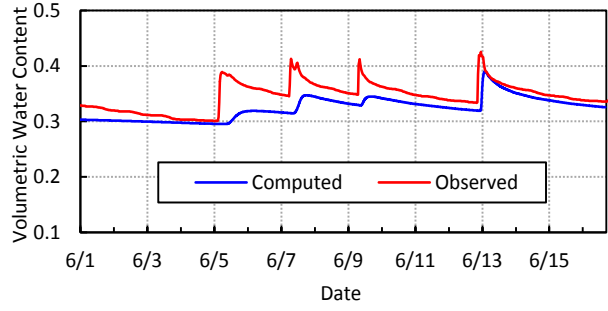
(b)土中水分計 No.1 (計測中心深度 17cm)



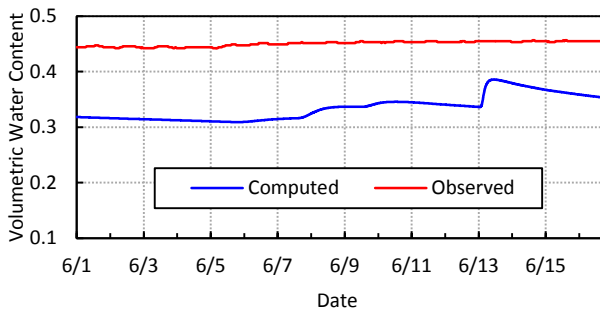
(f)土中水分計 No.5 (計測中心深度 17cm)



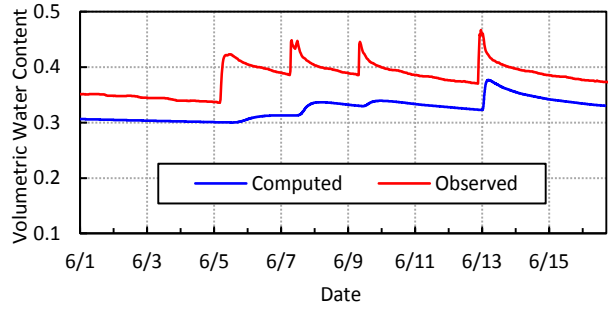
(c)土中水分計 No.1 (計測中心深度 27cm)



(g)土中水分計 No.5 (計測中心深度 27cm)



(d)土中水分計 No.1 (計測中心深度 37cm)



(h)土中水分計 No.5 (計測中心深度 37cm)

図 4 推定された VG モデルを用いた体積含水率変動の再現

参考文献

- 1) 応用地質株式会社:高梁川堤防耐震点検業務報告書(第5編 高梁川上成地区他浸透安定検討), 2012.
- 2) van Genuchten, M.Th.:A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, Vol. 44, pp.892-898, 1980.
- 3) Rassam, D., Simunek, J. and van Genuchten M. Th.: Modelling Variably saturated flow with HYDRUS-2D, International Ground-water Modeling Center, 2003.
- 4) 森井俊広, 井上光弘, 竹下祐二: プレッシュチャーインフィルトロメータ法を用いた原位置透水試験の測定精度, *農業土木学会論文集*, No.207, pp. 29-37, 2000.
- 5) Hamon, W.R.: Estimating potential evapotranspiration. *Am. Soc. Civ. Eng. Proc.*, 87(HY3), 107-120, 1961.

吸水軟化試験による河川堤防土の低拘束圧下のせん断強度の評価

河川堤防 浸透 吸水軟化試験
堤防土, せん断強度

名城大学
建設技術研究所
土木研究所
中部土質試験協同組合
名城大学大学院
正会員 小高猛司
正会員 李 圭太
正会員 石原雅規
正会員 ○久保裕一
学生会員 田中貴之・梅村逸遊

1. はじめに

近年, 集中豪雨などにより堤防の漏水や越水, 場合によって決壊に至る被災も発生し, 河川災害対策が喫緊の大きな課題となっている。堤防決壊の多くは越流によるものが多いが, 2012 年の矢部川堤防の決壊に見られるように浸透による被災事例も報告されている。また, 堤防は古くから現地の河床材料で作られてきたものが多く, 築堤材料は地域によっても異なるばかりか, 同じ堤防断面の中にも複数の土質が存在する場合も少なくない。堤防土の安定解析を実施する場合の強度定数を求めるために, 堤体土質材料の粒径の大きさにかかわらず三軸圧縮試験が一般に用いられている。しかしながら, 浸透による堤体変状は, 堤体内部や堤体直下の基礎地盤内の有効応力の低下に起因して発生することから, 高い拘束圧やひずみレベルでせん断強度を評価する通常の三軸圧縮試験では浸透時の堤防の応力状態とは異なっており, それから得られる強度定数に対する評価も難しい。このため筆者らは, 低有効応力条件下でのせん断強度を評価することに適した吸水軟化試験を提案し¹⁾, 全国各地の開削調査で得られた礫質土から粘性土まで幅広い土質を対象とした実験を重ねている²⁻³⁾。本報ではこれらで得られた知見をいくつか紹介する。

2. 吸水軟化試験

吸水軟化試験の試験方法を概説する。まず「土の圧密非排水三軸圧縮 \overline{CU} 試験 (JGS-0523)」に準じ, 圧密過程を終了させる。次に実堤防法面の異方応力状態を再現するため, 等方圧密を終了させた供試体を排水条件で所定の軸差応力まで増加させ, 初期せん断を与える。この際, 細粒分が多い場合は, 軸差応力を与える載荷速度や載荷時の圧密に留意する。次に, 堤体内への浸透に伴う有効応力の低下を考慮するため, 初期せん断状態にある供試体を応力制御にて軸差応力を一定に保ちながら, 徐々に間隙水圧のみを上昇させ破壊に至らしめる。この際, 細粒分が多い場合は供試体内部に間隙水が十分浸透するように, 間隙水圧の上昇速度に留意する必要がある。また使用機器では小容量ロードセルを使用するなど, 機械に対する配慮も必要である。

3. 6号珪砂を用いた吸水軟化試験

3.1 実験条件

まず, 基礎的研究として珪砂を用いて実験を試みた⁴⁾。試料は三河珪砂 6号を使用し, 空中落下法にて $D_r=30, 40, 50, 60$ および 80%の密度の異なる 5種類の供試体を作製した。供試体はごく僅かな負圧を作用させ自立させ, 二重負圧法と背圧 200kPa を加え飽和化し, 飽和度 B 値 0.95 以上を確認し実験を行っている。今回は破壊応力比の確認のため通常の三軸圧縮試験も実施している。試験の拘束圧は 50kPa と 100kPa の 2種類, 吸水軟化として与える初期せん断応力は 25kPa と 50kPa とした。三軸試験のせん断速度は 0.1%/min, 吸水軟化試験の背圧の上昇速度は 5kPa/min とした。

3.2 試験結果

図 1 に吸水軟化試験の有効応力経路と三軸圧縮試験の限界応力比を示す。灰色実線で示す三軸圧縮試験の限界応力比は約 1.4 であるが, これは密詰め供試体の硬化挙動時の有効応力経路を参考に求めた値である。吸水軟化試験の有効応力経路では, x 軸から上昇する部分は排水条件で初期せん断を与えた部分であり, 傾きは 1:3 となり, ここから左に折れた水平部分が過剰間隙水圧を上昇させている部分を示す。左下に折れる崩壊部分に着目すると, ゆる詰めの $D_r=30\%$ では緩やかに折れているが, 密詰めの $D_r=80\%$ では急激に折れている。これは, 相対密度が高く密詰めの砂ほど急激に崩壊することを示している。三軸圧縮試験の限界応力比と比較して, $D_r=80\%$ では変曲点が左に位置し, $D_r=30\%$ では右に位置していることから, 密詰めになるほど低拘束圧条件下での浸透耐性は大きくなるのがわかる。時間~軸ひずみ関係の最大曲率部分を崩壊点とみなして, 相対密度と破壊応力比の関係を整理したものを図 2 に示す。破壊応力比は相対密度が高くなる程大きな値となる。いずれの拘束圧ならび初期せん断力によって大きな差異はないものの, 拘束圧 50kPa の低拘束圧条件において $D_r=30\%$ と $D_r=80\%$ で破壊応力比はやや高い値を示した。

Evaluation of shear strength of river embankment soils under low confining pressure using by water absorption softening test

T. Kodaka (Meijo Univerisy), K.-T. Lee (CTi Engineering),
M. Ishihara (PWRI), Y. Kubo (Geo-Labo Chubu),
T. Tanaka, I. Umemura (Meijo University)

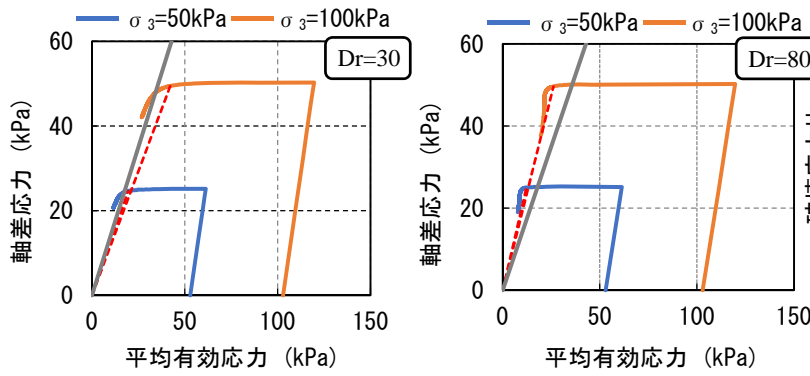


図1 6号珪砂での有効応力経路

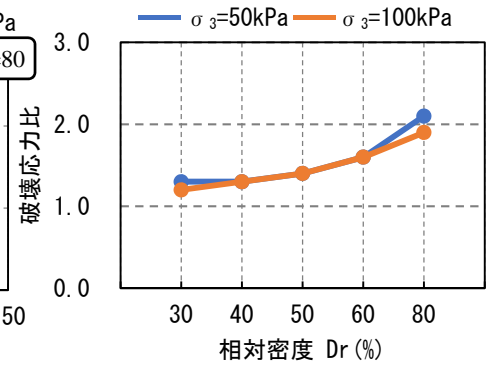


図2 相対密度～破壊応力比関係

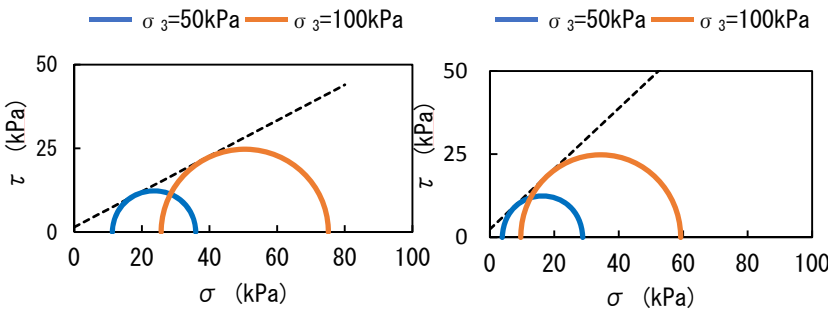


図3 吸水軟化時で評価したモールの応力円

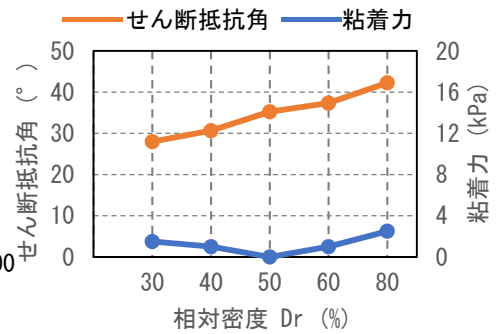


図4 相対密度～せん断抵抗角と粘着力関係

次に、これらの数値からモールの応力円を描いた結果を図3に示す。今回は2種類の拘束圧から求められた包絡線を使い、あえて粘着力を0に固定せずに包絡線を引いた。相対密度が低いDr=80%ではせん断抵抗角は42.2度の高い値となり、Dr=30%と比較して14度以上の差異となった。これら相対密度とせん断抵抗角と、粘着力の関係を図4に示す。これらから相対密度が高くなるほどせん断抵抗角は高い値を示すことがわかった。

4. 中間土の吸水軟化試験

4.1 実験条件

次に、全国各地の実堤防から採取した細粒分が卓越した3試料について吸水軟化試験を試みた。こちらも珪砂の実験と同様に三軸圧縮試験も実施した。試料は、宮城県渋井川、石川県梯川⁵⁾、秋田県子吉川である。これらは、筆者らが提案している簡易サンプラーを用い丁寧に採取した不攪乱試料である。それぞれの粒度試験結果を図5に示す。拘束圧は50kPaと100kPaの2種類とし、与える初期せん断応力は25kPa、50kPa、75kPaとし、珪砂と同様に二重負圧法と背圧200kPaを加え飽和化した。また、試験条件と供試体の諸元を表1に示す。

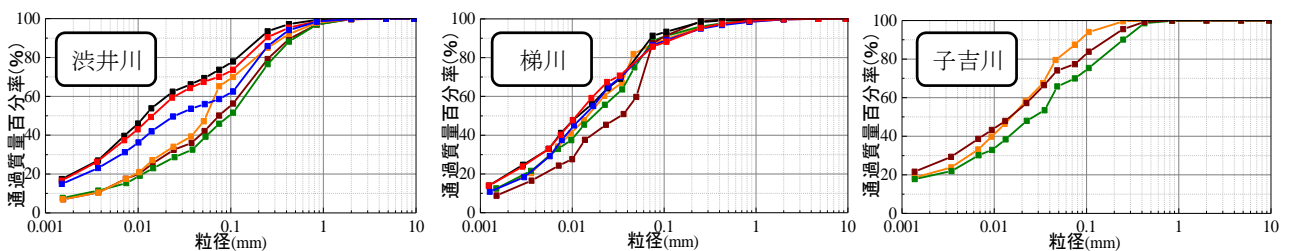


図5 各河川の粒度試験結果

4.2 実験結果

図6～8に吸水軟化試験の結果と三軸圧縮試験結果を示す。図6の梯川堤防土の応力比 q/p' ～軸ひずみ関係を見ると、三軸圧縮試験で得られる限界応力比を大きく超えて $q/p'=3$ 近くに到達している。 $q/p'=3$ に達するまで軸ひずみは1%程度しか発生しておらず、到達して以降は軸ひずみが急激に発生することがわかる。この $q/p'=3$ の値は側方の有効圧がゼロとなったことを表している。したがって、この梯川堤防土は浸水に伴って有効拘束圧が急激に低下しても一定のせん断強度を保持することを示唆している。一方、初期せん断の軸差応力が大きくなるにしたがい到達する q/p' の値は2以下となり、徐々に三軸圧縮試験で得られた限界応力比に近づいている。

表 1 試験条件と供試体の諸元

試料名	拘束圧 (kPa)	軸差応力 (kPa)	含水比 (%)	初期間隙比	圧密後間隙比
梯川	50	25	35.0	1.00	1.02
	100	50	-	-	-
	100	75	35.4	1.00	0.96
渋井川	50	25	33.3	1.85	1.71
	100	50	26.1	1.53	1.39
	100	75	30.5	1.76	1.53
子吉川	50	25	50	1.38	1.36
	100	75	52.7	1.49	1.36

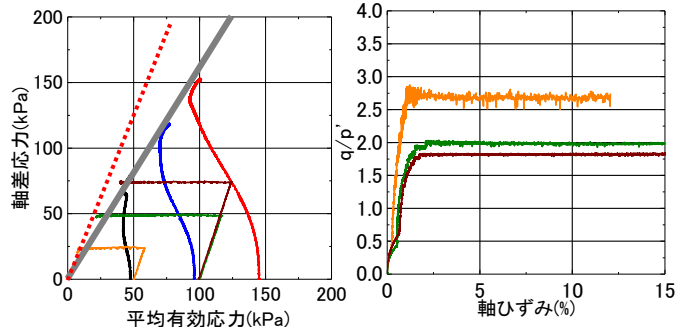


図 6 梯川の有効応力経路と q/p' 関係

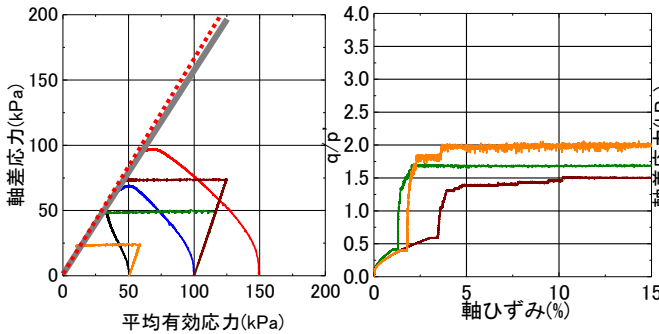


図 7 渋井川の有効応力経路と q/p' 関係

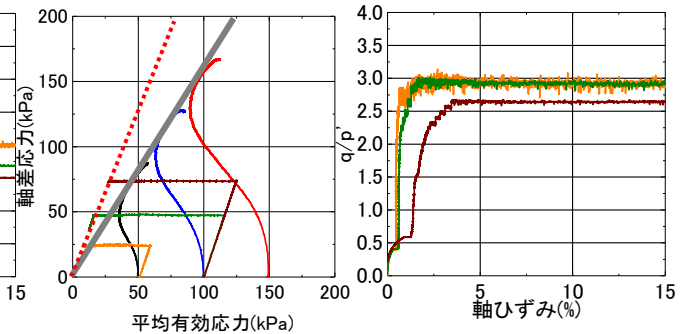


図 8 子吉川の有効応力経路と q/p' 関係

図 7 の渋井川堤防土の場合、三軸圧縮試験の限界応力比とほぼ同じ q/p' に到達した時点で軸ひずみが急激に発生しはじめ、一気に破壊した。平成 27 年関東・東北豪雨時の渋井川堤防の破堤は堤体のパイピング破壊が疑われているが、本実験の結果からも渋井川堤防土が浸潤に伴い弱化する懸念のある材料であることが示された。図 8 の子吉川堤防土の場合、どの軸差応力であっても q/p' は 3 に近い値を維持しており、梯川堤防土以上に浸透耐性が高いことがわかる。

現在、堤防土の吸水軟化試験において、①応力比 $q/p'=3$ まで到達できるもの。②軸差応力が小さい場合には $q/p'=3$ となるもの。③三軸圧縮試験の破壊応力比で破壊するもの。この 3 種類のパターンがあることを確認している (図 9)。細粒分が多く粘性土と判定されても③のパターンでは危険側となることに留意する必要がある。

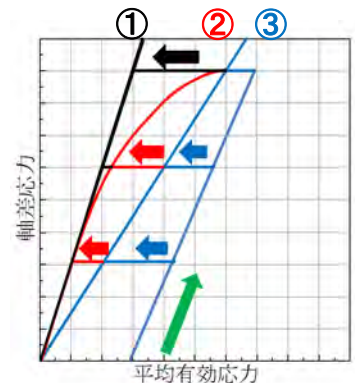


図 9 吸水軟化試験のパターン

5. 礫質土の吸水軟化試験

5.1 実験条件

全国の開削調査時に採取された礫質土について共に直径 20cm の吸水軟化試験と大型三軸圧縮試験を実施し、浸透耐性について検証した。採取した試料は岡山県小田川⁹⁾、高知県物部川 (上部・下部)⁹⁾ の 3 種類である。物部川については現場密度を水置換法により計測し、せん断粒度と補正乾燥密度 (53mm以下の試料のみで構成する部分の乾燥密度を新たに算出したもの) により供試体を作製した。小田川については現場密度が不明なため、締固め試験を実施し最大乾燥密度の 90% (締固め度 90%) として供試体を作製した。ただし、初期含水比は全て 5%とした。また、三軸圧縮試験の拘束圧は、50, 100, 150kPa, 吸水軟化試験において初期せん断として与えた応力は 15kPa と 25kPa の 2 種類を実施した。今回、実施した試験試料の粒径加積曲線を図 10 に、試験条件と供試体の諸元を表 2 に示す。

5.2 実験結果

各河川での三軸圧縮試験と吸水軟化試験の有効応力経路を図 11 に示す。三軸圧縮試験の有効応力経路より、現場密度の物部川試料のせん断特性は、締固め度 90%の小田川試料と類似性が高く、かつ、ゆる詰め傾向を示していることがわかる。すなわち、礫質堤防は締固め度が 90%程度であっても、通常三軸圧縮試験の拘束圧レベルで評価すれば、比較的ゆる詰め傾向と評価されることを示しており、実際の密度を再現した礫質土堤防においても同様の傾向であることがわかる。一方、今回提案する吸水軟化試験から得られた有効応力経路に着目すると、全てのケースで三軸圧縮試験の破壊応力比を超えている。そこで吸水軟化試験結果から図 3 に示した珪砂 6 号のモールの応力円と同様な方法で求めたモールの応力円と三軸圧縮試験から得られたモールの応力円を図 12 に示し、比較を行った。その結果、全ての試料において三軸圧縮試験よりも大きなせん断抵抗角を示す結果となり、同時に粘着力も確認することができた。すなわち、通常

の三軸試験では評価できない礫質土の低拘束圧下でのせん断強さを吸水軟化試験で評価できることが確認できた。なお、物部川（下部）の乾燥密度が、上部と比較しても非常に小さい値を示している。今回の密度計測には水置換法を用いたが、掘削孔内の壁面の凹凸が大きい礫質土堤防では、隅々まで水が行き渡るために体積は大きく評価される一方、すべての試料回収には多大な手間がかかるため、密度は小さめに評価される可能性がある。物部川（下部）のせん断抵抗角が若干小さく評価されているが、密度評価の精度の影響も考えられる。現場密度計測は今後の課題としたい。

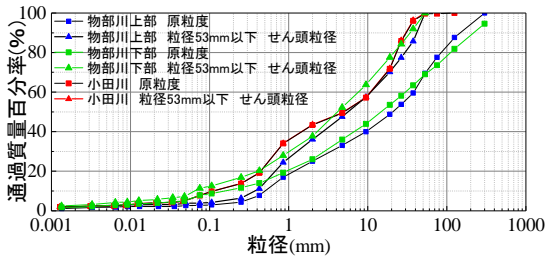


図 10 各河川の粒径加積曲線

表 2 試験条件と供試体の諸元

試料	乾燥密度 [g/cm ³]	初期含水比	試験条件	締固め度
小田川	1.86	5%	CU 試験 吸水軟化試験	90%
	1.96			95%
物部川(上部)	1.84			補正乾燥密度
物部川(下部)	1.58			補正乾燥密度

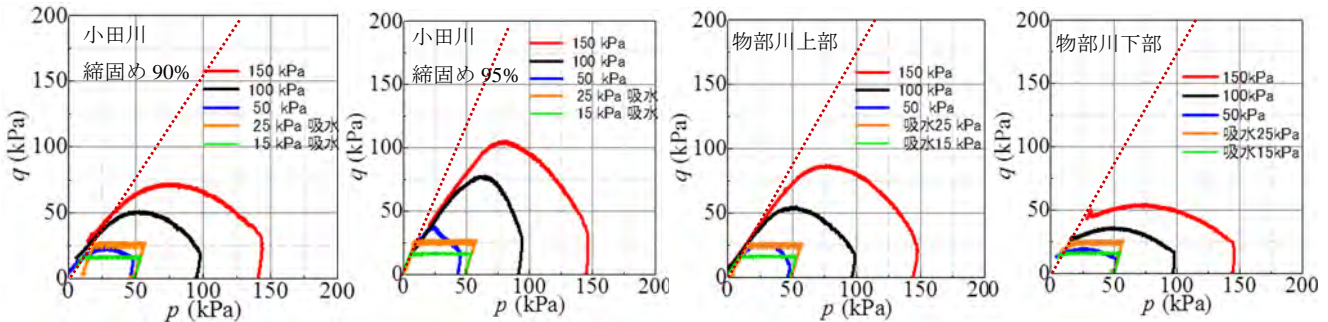
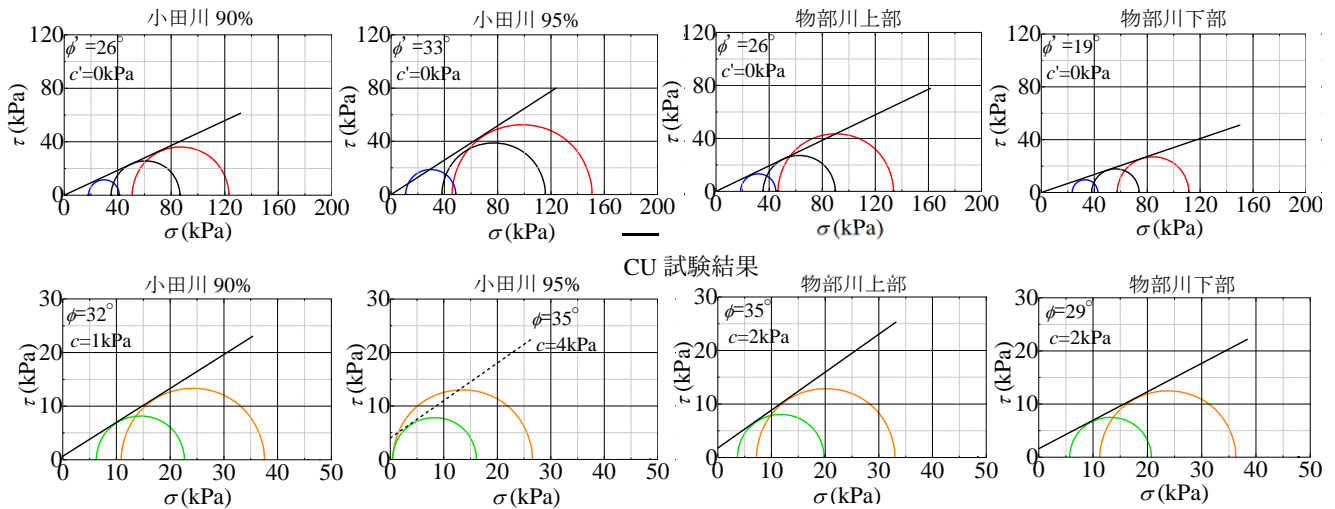


図 11 各河川の吸水軟化試験と三軸圧縮試験の有効応力経路



吸水軟化試験結果
図 12 試験結果から得られたモールの応力円

6. まとめ

複数の種類の試験結果より、河川堤防の浸透耐性を吸水軟化試験によって検討するうえで、いくつかの知見が得られた。まず、砂質土においては密詰め傾向であるほど、破壊応力比や内部摩擦角が大きくなり、浸透耐性が高くなることが示された。また、実堤防の中間土では、供試体密度や粒度分布により吸水軟化に 3 パターンがあることが確認され、細粒分が多く粘性土とされる場合でも適正な浸透耐性を評価することが可能となった。礫質土では通常の三軸圧縮試験からでは、ゆる詰め傾向と評価され、同時に非常に小さなせん断強度しか得られないが、吸水軟化試験においては、低拘束圧条件下での礫質堤防土の比較的大きなせん断強度を評価することができた。今後、様々な実堤防での試験を継続することで吸水軟化試験のデータの蓄積を行い、堤防土の適正な強度評価につなげたい。

参考文献：1)小高ら：弾塑性論と吸水軟化試験による砂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：「粘性土」堤体土の浸透時の力学特性の評価，第 4 回河川堤防技術シンポジウム，2016。3)小高ら：吸水軟化試験による細粒分が卓越した堤防土の浸透耐性の評価，第 52 回地盤工学研究発表会，2017。4)久保ら：吸水軟化試験による砂質土の浸透耐性の評価，第 72 回土木学会年次学術講演会，2017。5)石原ら：梯川旧堤で実施した現地堤防地盤調査，第 4 回河川堤防技術シンポジウム，2016。6)梅村ら：三軸試験による礫質土の力学特性の評価における供試体密度の影響，第 72 回土木学会年次学術講演会，2017。

地震・洪水・津波複合災害用実験水路の製作と基礎実験

複合災害 地震 洪水

東京理科大学 国際会員 二瓶 泰雄
 東京理科大学 学生会員 倉上 由貴
 東京理科大学 非会員 桜庭 拓也, 安井智哉, 佐藤佑太

1. はじめに

河川堤防の設計で扱う外力は、洪水に起因する侵食（洗掘）・浸透と地震があるが、それぞれ別々に扱われている。これは、地震と洪水の同時発生する可能性が少ないことや地震被災後の土堤の復旧が比較的容易なためである¹⁾。しかしながら、地震と洪水の複合災害は過去にも発生している。最も有名な事例としては、1948年6月23日に発生した福井地震（ $M_w=7.1$ ）とその約1ヵ月後の九頭竜川豪雨による堤防決壊、および56年後（2004年）の足羽川豪雨災害の大規模破堤が挙げられる²⁾。最近では、2016年熊本地震とその後の約2ヵ月後（6月20日）の豪雨により、熊本県緑川水系木山川の堤防が決壊した³⁾。このように、近年の気候変動の進行や東日本大震災以降の地震動の活発化により、洪水・地震の複合災害に対応した河川堤防強化技術の開発やそのための実験用水路が必要である。複合災害用実験水路としては、津波と地震を対象としたものは大型スケールを含めて存在しているが、洪水・地震用実験水路は著者の知る限りでは皆無である。本研究では、加振実験用水路と洪水・津波用水路を結合した地震・洪水・津波複合災害用実験水路を新たに製作する。この水路を用い地震・洪水（越水・浸透）発生下における堤防被災状況の基礎的実験を実施し、複合災害条件下における土堤の耐震性を検討する。

2. 地震・洪水・津波複合災害用実験水路の概要

地震・洪水・津波による複合災害を実験水路上で再現するために、**図-1**に示すように、地震・洪水・津波複合災害用実験水路（榊丸東製作所製）を新たに製作した。実験水路の寸法は、全長33m、奥行き幅0.60m、高さ1.0mであり、越水・津波用水路（長さ26m）と加振用水路（長さ5.0m）、その間の接続用水路（長さ2.0m）から構成される。越水・津波用実験を行うには、**図-1**上側のように、3つの水路を連結した状態で実施する。一方、加振実験は、**図-1**下側のように、接続用水路を取り外し加振装置を取り付けて加振用水路を振動させる。これらの水路や加振装置の取り外し・付替えに関しては、それぞれ1~2時間程度の時間を要する。越水・津波用水路には、大型ポンプ一台（最大流量0.126 m^3/s ）が備え付け、一方向流れを起こせる。また、 $X=17$ mには、津波実験用として、油圧制御の自動段波装置を設置し、扉の前後にて最大0.9mの水位差 Δh を設定可能としている。この津波の規模を大きくするため、段波装置の上流側（ $X \leq 15$ m）の水路高さを1.2mとする。

加振用水路は水平方向（ X 方向）で加振が可能であり、駆動方式は空圧式エアシリンダーである。エアシリンダーは圧縮空気を生成するエアコンプレッサーとレギュレータを介して配管で接続し、シリンダ内におけるピストン往復運動の方向切替用センサ2つが設置されている。この中で、レギュレータの空気圧 P_a 、スピードコントロール用バルブの開度 V_{ap} 、切替用センサ間隔 L の3つの指標により加振条件を調整する。

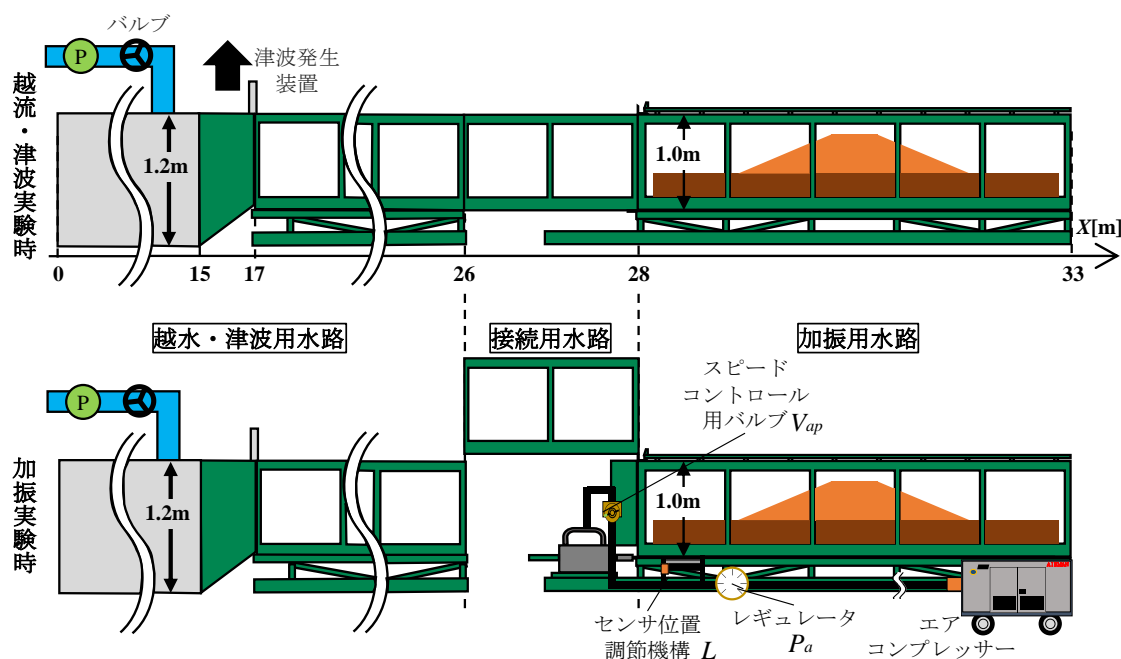


図-1 地震・洪水・津波複合災害用実験水路の概要

3. 地震・越水複合災害用実験

(1)実験概要：本水路を用いた地震・洪水（越水・浸透）実験を行う。本実験では、表-1 に示す 3 ケースを設定した。まず、Case 1（加振+越水）では、加振用水路に堤体模型を作製後、①加振用水路内に作成された堤防を所定の条件で加振、②表・裏のり面側を定水位にした浸透実験（基礎地盤上面）を実施、③所定の条件で加振、④越水実験を行うために、加振水路を取り外し、接続用水路を取り付け、⑤所定の流量（越水水深）でポンプを作動させ、堤防上を越水、の 5 ステップである。①と③では、目標加速度を 400-500 gal, 800-900 gal の順に正弦波 30 波ずつ与えた。⑤の越水実験では、堤防天端からの越水水深が 0.10 m となるように、流量 $Q=0.029\text{m}^3/\text{s}$ と設定した。Case 1 の堤体模型には、堤体高さ 0.50 m, 天端幅 0.5 m, 表・裏のり面が 2 割勾配, 基礎地盤厚さ 0.30 m である。堤体材料としては鉾田砂 ($D_{50}=0.174-0.195\text{ mm}$, 細粒分含有率 $F_c=8.4-11.0\%$, 最適含水比 $w_{opt}=13.5\%$) を用いた。堤体変形計測用に複数のビデオカメラ等を設置し、可視化用に白色の硅砂 7 号を各層に撒いた。また、堤体内水位用に自記式小型水位計 (U-20, Onset 製), 加振中の間隙水圧変化用に間隙水圧計 (BPB-A, 共和電業㈱製) をそれぞれ水路底面に固定設置した。Case 1 を踏まえ 2 種類の堤体形状の越水実験を行う。Case2-1（越水 1）では、Case1 と同じ寸法の模型堤防とし、加振時の変形が無い場合における土堤の耐越水性を検証する。一方、Case2-2（越水 2）では、Case 1 における加振後の堤体変形形状を計測し、その変形後の堤防に近い寸法を与えた（表・裏のり面は 3.5 割勾配）。その他は Case1 の⑤と同じである。

(2)実験結果：Case1 の加振実験における堤体変形形状を図-2 に示す（浸透後の③, 目標 800gal）。加振開始直後から 15 波目では亀裂が天端や表・裏のり面に発生した。20 波目では、これらの亀裂が多くの箇所が発生し、かつ、堤体変形も顕著となり、天端が沈下し始めた。25 波目では、水平であった天端は表のり面側に傾くと共に、表・裏のり面にてはらみだしが発生し。最後の 30 波目では、天端が約 15 cm（=堤体高さの 3 割）も沈下し、大きなはらみだしが見られ、堤体幅は加振前の 2.5 m から加振後の 3.4 m と 0.9 m も広がった。

全ケースにおける越水時の堤体侵食過程を比較するために、堤体の侵食過程の時間変化を図-3 に示す。Case2-1 と 2-2 では、概ね裏のり面に沿って侵食が表のり面方向に進み、決壊に至る状況になっている。一方、Case1 では、越水開始初期は侵食が進むものの、 $t=120\text{ s}$ 以降ではその侵食速度が低下し、180 sec 後では他の 2 ケースとは異なり堤体の半分も侵食されていない。このように加振後の Case1 では、初期は越水のみの場合と同様に侵食されているが、表面のある程度の厚さが侵食され天端から裏のり面の勾配が緩やかになると、侵食速度が急激に低下し、堤体面積・高さを維持できていることが分かる。

この加振後の Case1 において越水による侵食速度が低下した要因としては、基礎地盤や堤体の液状化が考えられる。すなわち、加振により基礎地盤や堤体に液状化が発生し、基礎地盤や堤体土が密詰め状態となり、耐侵食性が向上したものと考えられる。実際に、加振実験前後で堤体土を採取し、締固め度を求めたところ、締固め度は 5~20% 上昇した。これらの結果から浸透・加振実験を行うことで基礎地盤周辺にて液状化が発生し、それに伴い締固め度が上昇して堤体侵食を抑制している。

<参考文献>

- 1) (財)国土技術研究センター編：改定 解説・河川管理施設等構造令, 技法堂出版, pp.103-164, 2000.
- 2) 中央防災会議 災害教訓の継承に関する専門調査会：1948 福井地震報告書, http://www.bousai.go.jp/kyoiku/kyokun/kyokunnokeishou/rep/1948_fukui_jishin/index.html (閲覧日：平成 29 年 9 月 20 日)。
- 3) 桜庭拓也, 二瓶泰雄, 倉上由貴, 入江美月：2016 年熊本地震と 6 月 20 日豪雨による複合災害の発生状況調査, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.73, No.4, pp. I_1297-I_1302, 2017.

表-1 実験ケース

Case名	加速度 [gal] (周期)		越流実験
	浸透前	浸透後	
Case1 (加振+越流)	①478(0.38s) ②922(0.43s)	①467(0.40s) ②858(0.43s) ③765(0.45s)	0.1m
Case2-1 (越流1)	加振なし		
Case2-2 (越流2)			

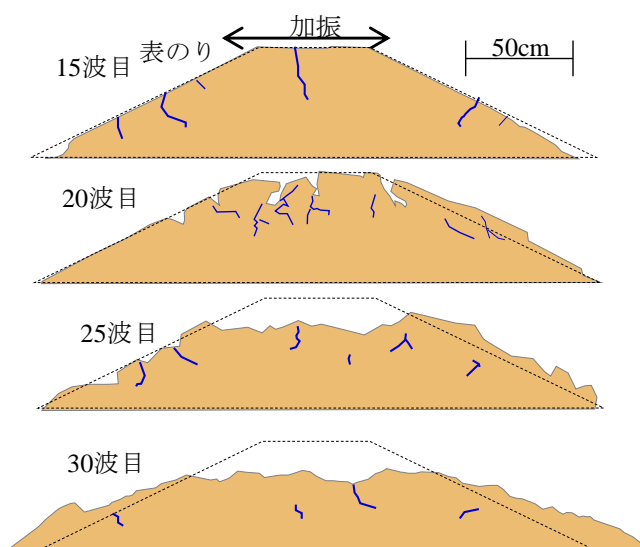


図-2 加振時の堤体変形過程 (Case1)

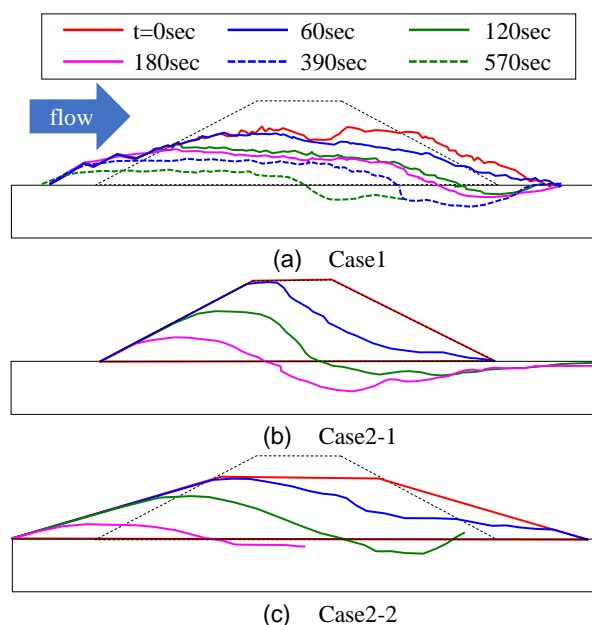


図-3 越水時における堤体侵食過程

砂質土堤防の降雨に対する水理応答：計測事例と解析

河川堤防 地下水 浸透

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
 北海道大学 西家 翔
 秋田工業高等専門学校 花田智秋

1. はじめに

砂質土堤防は透水性が高いため短期的な堤内水圧の増減が大きく、外水位上昇に先立つ豪雨による不安定化や、地震時の堤体液状化が懸念される。「河川堤防の構造検討の手引き」¹⁾には浸透流解析による事前降雨の応答計算手法が記されているものの、継続的なモニタリングに基づきその精度を検証した例は少ない。また、当然想定されることながら、堤体土質のみならず基盤層の透水性も堤内水位に大きく影響する。第一・第二著者は土木学会地盤工学委員会の堤防研究小委員会 WG2 において、種々の気候・地質条件下にある堤防の水理（湿潤）状態の体系的な予測法を確立するため、調査事例・解析手法の増強に従事している。本論文では、秋田県八郎潟町に位置する馬場目川堤防においてテンシオメーターを用いて継続的に水圧・サクションを計測した事例を紹介し、その再現に対する浸透流解析の有用性を検証した。特に、同地域は2017年夏季に2度の大規模な豪雨被害を受けており、今後頻度の増加が懸念されるこのような極端な短期降雨事象に対する応答を議論する。なお、本論文は速報を意図しており、詳細な土質調査や、より綿密な条件設定による数値解析は現在実施中である。

2. サイト（馬場目川州先地区堤防）と観測方法の概要

図-1 左にサイト位置を示す。州先地区は二級河川馬場目川が八郎潟調整池に注ぐ箇所であり、比高2~3m程度の砂質堤防が設けられている。観測位置の断面幾何を図-1 右に示すが、過去の調査記録によると、少なくとも約2kmにわたり類似した盛土断面が推定されている。堤内側には水路が設けられており、水理境界条件が明確であるのが特徴である。後（図-4）に示す通り、この水路の水位は外水位よりも常時1m程度低く、堤外から堤内に緩やかに浸透流が常時存在すると考えられる。天端より約1mの深度にごく薄い礫層があるものの、堤体はほぼ均一な砂質土からなると推定される。堤内側の比高は約2.8m、法勾配は1:2であり、法面は植生に覆われている（図-2）。堤内側法肩からボーリング調査を実施するとともに、2つの礫混じり砂層では回復法による原位置透水試験を実施し、上層・下層それぞれに対し透水係数を 2.7×10^{-5} m/sec・ 4.9×10^{-5} m/sec と推定した。堤体上部の透水係数は未測定であるが、 D_{20} 粒径に基づきクレーガーの方法から推定すると 2×10^{-5} m/sec 程度である。図-1 右に想定地質断面を示すが、シルト混じり砂層は法尻では必ずしも確認されず、水平に連続的であるかは不明である。簡易動的コーン貫入試験を法肩から法尻にかけて多数実施したが、その抵抗からは地層区分を明確に行うことはできなかった。主な観測項目は堤内側法面に沿っての間隙水圧であり、負圧・正圧ともに観測するために絶対圧センサーを用いた電気式テンシオメーターを自作し、1時間ごとに記録した。設置深度は図-3 に示す通りである。テンシオメーターは二重管チューブを用いることでフラッシングによる再飽和が可能である。圧力センサーは地表近くに設置したため、大気圧変動補正に加え、記録値から位置水頭を補正して先端

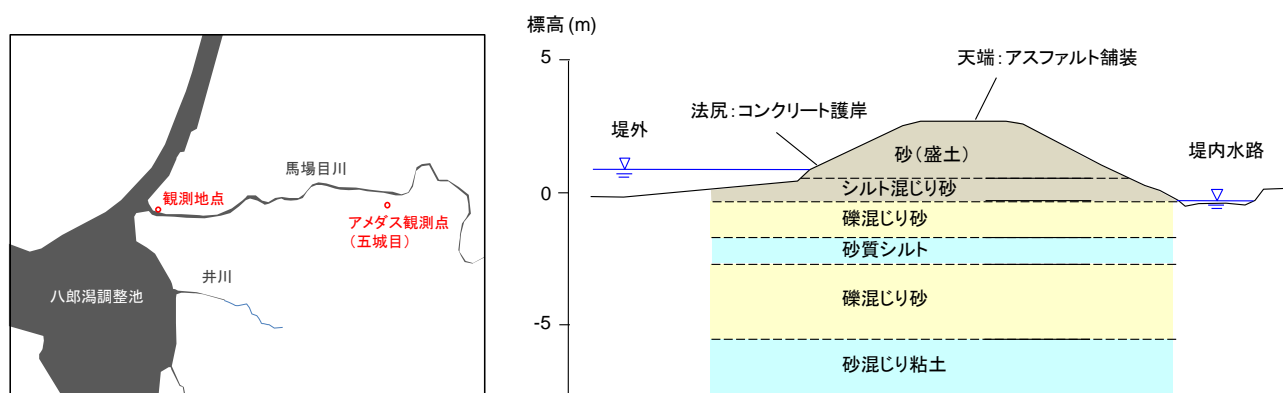


図-1 馬場目川州先地区観測地点および堤防・地層断面

Internal hydraulic responses of river dykes against rainfall: An example of monitoring and simulation

Satoshi Nishimura, Hokkaido University
 Nobutaka Yamazoe, National Institute of Technology Akita College
 Sho Nishiie, Hokkaido University
 Tomoaki Hanada, National Institute of Technology Akita College

間隙水圧とした。16bit 分解能の 16ch データロガーもマイコンを用いて自作しており、テンシオメーター8 本を含めて 10 万円以下の廉価なシステムをつくった。この他、定点カメラで観測法面を常時観察するとともに、外水位と水路水位をそれぞれ HOBO CO-U20L-04 ロガー内蔵水位計で計測した。雨量については、アメダス（五城目）観測地点が近傍にあるため計測を省略した。



図-2 観測断面堤内側の様子（2017年6月23日）

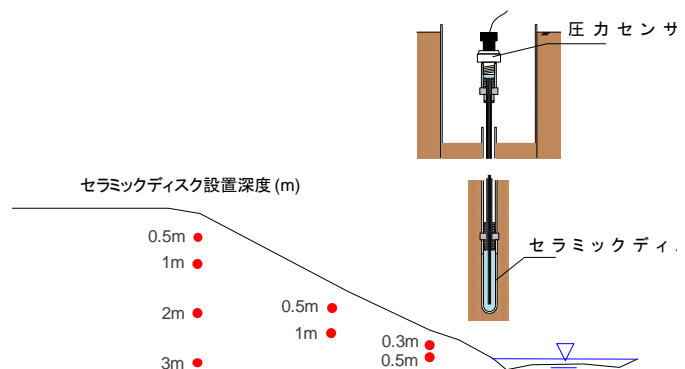


図-3 テンシオメーターの構造と観測深度

3. 主要な水理状態観測結果

堤体内間隙水圧の計測は 2017 年 6 月 23 日より開始した。計測した間隙水圧と堤外側・堤内側水位を、AMeDAS 五城目観測所での雨量データとともに図-4 に示す。ロガーの電源トラブルなどにより、9 月 27 日に修復するまで欠損期間が長く、また圧力計ケーブル接続部の不十分な防水に起因すると思われる不自然なデータ（法尻深度 0.3m）が見られるなど、システムには改善の余地がある。また、センサーを地表近くに設置したため、計測値は気温日変化の影響を大きく受けた。現在、別のサイトではこれらの経験に基づき改良したシステムで新たに計測を開始している。秋田県は 7 月・8 月にそれぞれ豪雨に見舞われ、雄物川が氾濫するなどの被害を受けたが、五城目観測所でも 7 月 17 日に計 132mm、7 月 22～23 日に計 189mm、8 月 24～25 日に計 108mm の降雨を観測している。これらを受けて、堤体外水位・堤体内間隙水圧ともに一時的に上昇しているが、これらの増分はいずれも水頭にして 0.5m 程度と比較的小さく、速やかに降雨前の水準に戻っている。堤体外水位に比べて堤体内水頭は減少にやや時間がかかっており、この期間は堤体内に水位が残留し、法尻から流出している状態に相当する。

以上の結果を、土木学会の堤防研究小委員会 WG2 で一斉解析対象としている阿武隈川枝野地区堤防内の水理挙動（例えば文献 2）と比較すると、本堤防の間隙水圧・浸潤線位置は極めて変動が小さく、降雨に鈍感であることがわかる。枝野地区堤防は本サイトのそれと比べ、法勾配がやや緩く（1:2.5～1:3 程度）、比高が 5m 程度と大きく小段を有するといった相違があるが、堤体の透水係数が 10^{-5} m/sec 程度という点で類似している。枝野地区堤防では、2015 年 9 月 9～11 日に計 193mm の降雨をうけ（AMeDAS 丸森観測所）、堤体内水位が底面より約 2.5m 上昇している。これは馬場目川州先地区堤防が 7 月 22～23 日の 189mm の降雨に対して 0.5m 程度の水頭上昇しか示さなかったことと対照的である。この主要な理由としては、枝野地区堤防では基礎層がセメント固化処理された粘土層であり、基本的に非排水端であった一方、州先地区堤防では、盛土下部のシルト混じり砂層が不連続的であり、底面が排水端となっていたことが推測される。この比較は、堤体内水位を予測するにあたり、堤体の透水係数や保水性はもちろんのこと、底面の地盤特性が非常に大きな影響を持つことを示している。その定量的な評価については、実測値に対し十分にキャリブレートされた浸透流解析によるパラメトリックスタディを実施することが有効であると考えられる。

4. 不飽和浸透流解析による堤体内間隙水圧・浸潤線位置のシミュレーション

馬場目川州先地区堤防での観測期間に合わせ、同堤防への降雨浸透流解析を有限要素法により行い、時間降雨量を入力とする逐次解析による堤体内間隙水圧および浸潤線位置の再現可能性を検証した。手法については、基本的に文献 2) に記したものを踏襲している。モデル化断面を入力値とともに図-5 に示す。今回の解析では堤体外水位は一定とした。また、堤体下部と原地盤の境界層（図-1 のシルト混じり砂、図-5 の Asc 層）は連続性や境界が不明であるため、Case 1 ではこれをその上位の盛土層（Bk 層）と同一として、Case 2 では独立のシルト層としてモデル化した。飽和透水係数 k_s については、先に示した計測結果あるいはクレーガーの手法による D_{20} に基づく推定値を適用し、不飽和水理特性・比貯留係数については文献 1) 中の関数をそれぞれの土質分類に応じて適用した。しかし、クレーガーの方法から推定した透水係数と原位置での実測値は数オーダーの相違が存在することがあり（例えば文献 3））、Case 3 として、盛土（Bk）層の透水係数を 1 オーダー大きく設定したケースの解析も実施した。代表的な結果として、堤内側法肩から深度 3m 地点に対し計算された間隙水圧の時刻歴を計測値とともに図-6 に示す。気温変化によるデータの不確定性を加味し

ても、明らかに解析は豪雨時の短期的な圧力増加を過大評価している。Case 2 では解析でも圧力増加が小さくなっているが、これは出力点（法肩から深度 3m）が低透水性を仮定した Asc 層下端に位置するからであり、Bk 層内の水圧は、むしろ堤防底面からの排水が妨げられることにより逆に大きく増加している。これは 7 月 22 日 0:00 と 12:00 の時点での浸潤線位置を比較した図-7 に明確に見られる。この理由の一つとして、今回実施した水-空気非連成型の浸透流解析では、豪雨時の空気圧封入効果を無視していることなどが考えられる。解析と実測からの推定を比較すると、今回実施

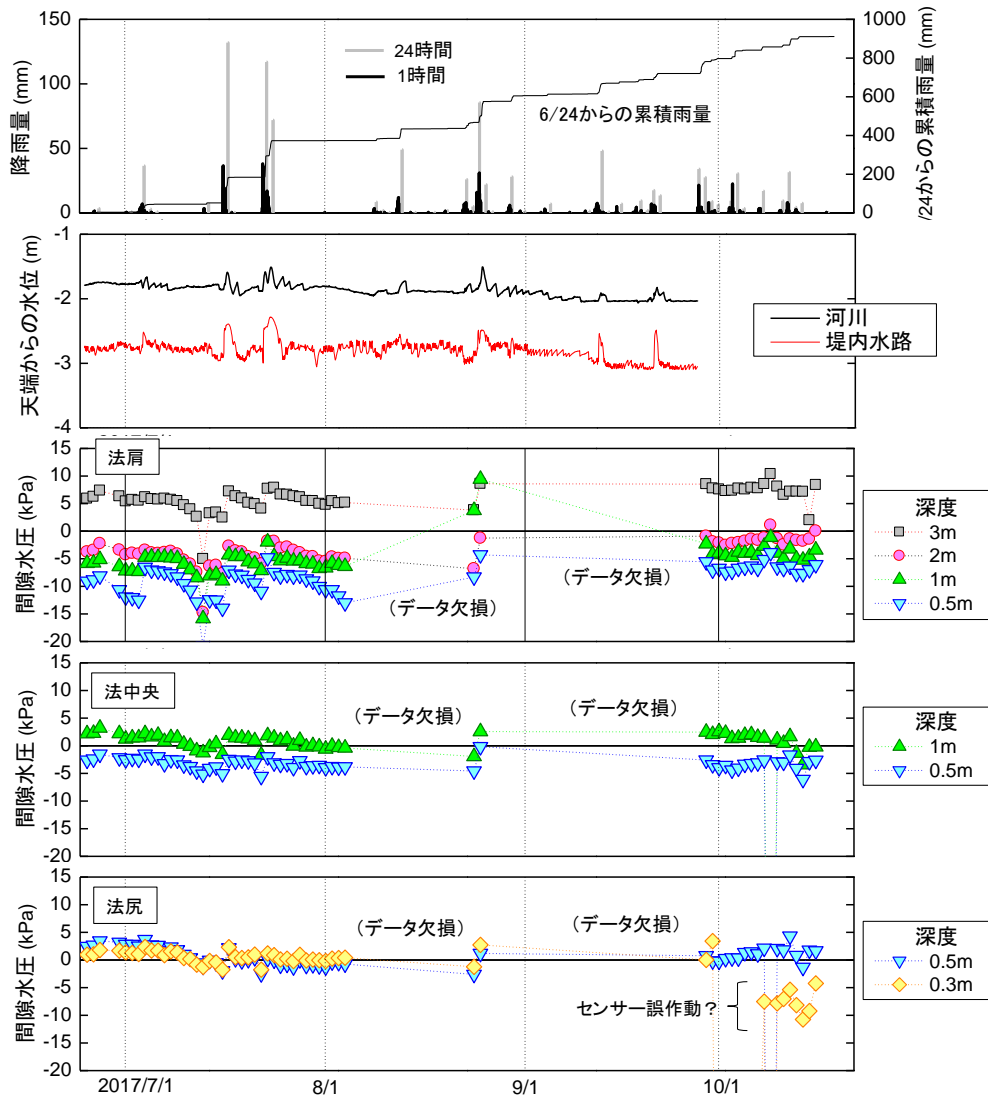


図-4 観測した堤体内間隙水圧 (9/27 以前の受感素子は温度日変化の影響を受けたため、1 点/日 (午前 1:00) のみ表示している)

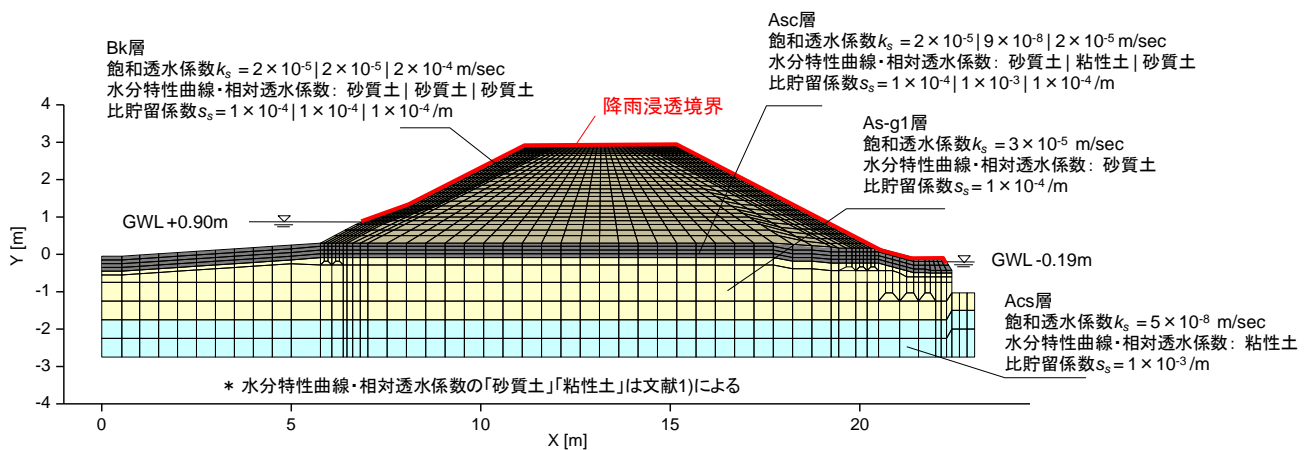


図-5 堤防断面の有限要素モデル (入力物性値のうち「|」で区切られたものは、順に Case 1~3 での入力値)

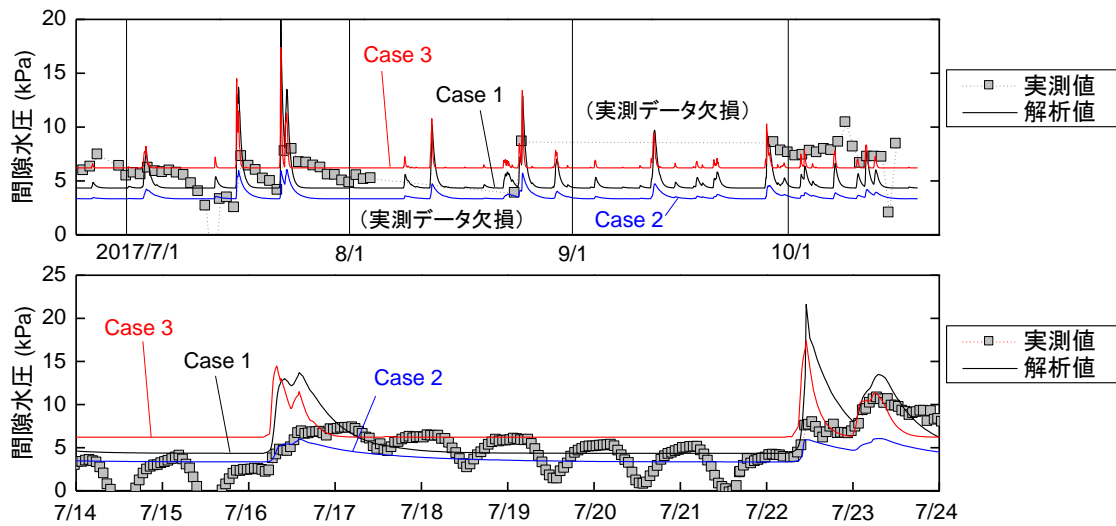


図-6 堤内側法肩から深度 3m 地点での間隙水圧：解析値と実測値（上段は午前 1:00 のみ、下段は毎時：日温度変化の影響を受けている）

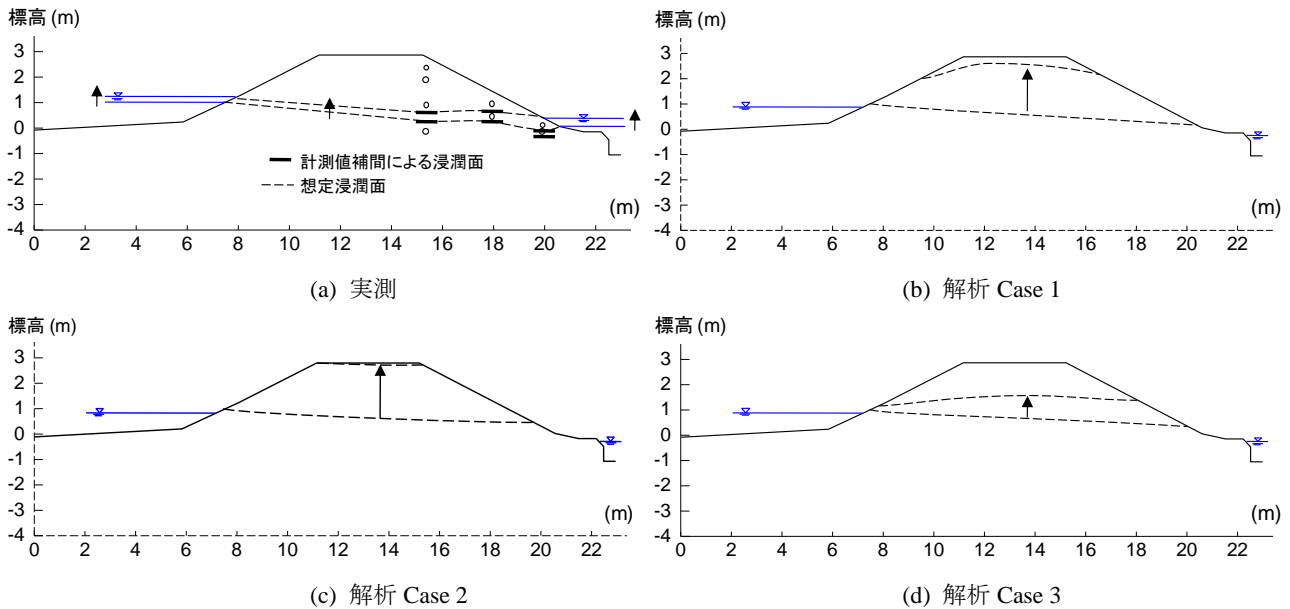


図-7 2017年7月22日豪雨時の浸潤線上昇の様子（0:00 から 12:00：降雨量計 110mm）：解析結果と実測からの推定

した解析ケースの中では Case 3 が最も実測に近く、外水位の変化を入力すれば、実測値に見られる間隙水圧の細かい上下動をさらに忠実に再現できる可能性があるものと思われる。いずれのケースでも、堤体の高透水性を反映し、常時はほぼ堤体外水位と同水準に浸潤線が位置する点は再現されている。低透水盛土では排水が遅く浸潤線が常時高く位置することが多いが、解析はこの点の区別には成功した。

5. まとめ

本論文では、秋田県八郎潟町先地区の馬場目川堤防を対象とし、その間隙水圧計測と解析による再現検討結果について報告した。堤体・基礎層がともに高透水性土からなる対象断面では、法尻および底面からの排水が迅速に行われ、2日降雨量が 189mm に至る豪雨に対しても、水頭上昇は 0.5m 程度と小さかった。豪雨時の間隙水圧変化の原位置計測や解析による再現には課題が残されたが、浸潤線は常時は外水位とほぼ平衡状態にあるという挙動は解析から説明できた。

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) 西村 聡、降雨浸透と盛土・基礎地盤圧縮に起因する堤体内水位変動の予測、地盤工学会北海道支部技術報告集、第 55 号、pp.235-244、2015. / 3) 李 圭太・小高猛司・石原雅規・上山高史、河川堤防盛土を対象とした原位置透水試験に関する考察、第 52 回地盤工学研究発表会、名古屋、pp.1-2.

浸透に伴う基礎地盤の弱化に起因する堤防法すべり崩壊に関する考察

浸透破壊 模型実験 複層構造基礎地盤
有効応力 すべり破壊

名城大学 正会員 小高 猛司
建設技術研究所 正会員 李 圭太
横浜国立大学 正会員 崔 瑛
名城大学大学院 学生会員 ○森 智彦・森 三史郎・林 愛実

1. はじめに

近年、矢部川堤防の破堤¹⁾、子吉川堤防の法すべり²⁾等、高透水性の基礎地盤に起因すると思われる被災事例が報告されている。これらの被災事例においては、堤体と基礎地盤の両者を含めた地層構成、およびそれらの地盤材料に被災要因を求めることができるが、堤体変状のメカニズムを含めてその解明は十分に進んでいない。本研究グループでは、透水性が大きく異なる2層の基礎地盤を有する2次元浸透模型実験を行い、基礎地盤の透水が堤体変状に与える影響およびメカニズムについての検討を行ってきた³⁾。その結果、下部基礎地盤に比べて上部基礎地盤の透水性が低い場合には、透水性基礎地盤に行き止まりや平面的な狭窄部が無くても、法先付近の上部砂質基礎地盤に高い動水勾配が作用することによって局所的な崩壊が発生し、それをきっかけに破堤や大変状へ進展するという知見を得てきた。

2. 崩壊パターンの類型化

我々は、2次元浸透模型実験の結果から大きく分けて3つの崩壊パターンに類型化した(図1)。崩壊パターン1は低透水性の堤体直下に水みちが形成し、それが連通して堤体が崩壊するパターン。崩壊パターン2は上部砂質基礎地盤の有効応力の低下により堤体が法先から進行的に崩壊するパターン。崩壊パターン3は、基礎地盤からの漏水が見られる程度で、基礎地盤の浸透が堤体の崩壊に関与しないパターン。

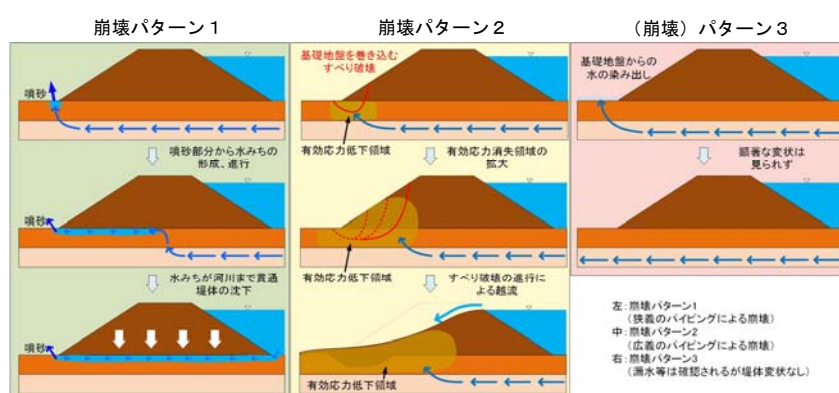


図1 崩壊パターンの類型化

本研究グループでは、特に崩壊パターン2に着目し検討している。崩壊パターン2をさらに具体的に説明すると、複層構造の透水性基礎地盤に起因して、法先付近の上部基礎地盤に局所的に大きな間隙水圧が発生することにより、その周辺の基礎地盤と堤体法先の有効応力ならびにせん断強度が低下し、基礎地盤を巻き込むすべり破壊が進行していく崩壊パターンである。その際、有効応力が低下した領域では水みちの形成や噴砂が見られる。我々はこの崩壊パターン2を広義のパイピングと位置づけている。本報では、崩壊パターン2に着目し、上部砂質基礎地盤の層厚を変化させた浸透模型実験に加え、より一般性の高い堤防縦断方向に奥行きを持たせた3次元浸透模型実験の結果について報告する。

3. 浸透模型実験概要

本研究で用いた浸透模型実験装置の概要を図2と3に示す。実験装置は通水孔の空いたアクリル板によって給水槽、土槽、排水槽に分けられている。領域Ⅰに三河珪砂3号(間隙比 $e=0.95$ 、透水係数 $k=2.67 \times 10^{-3} \text{m/s}$)、領域Ⅱに三河珪砂8号($e=1.06$ 、 $k=3.98 \times 10^{-5} \text{m/s}$)、領域Ⅲには三河珪砂6, 7, 8号を5:2:5の重量比で混合したもの(以下678混合砂、 $e=1.06$ 、 $k=9.96 \times 10^{-5} \text{m/s}$)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(層厚の50mm未満の場合は層厚分)締め固めを行い、模型地盤を作製した。その後、実堤防において地下水位が高透水性基礎地盤の中にある場合を再現するため、給水槽の水位を水槽底面から100mmで一定となるように給水続け、約90分間地盤材料を飽和させた。飽和後、水位を急激に上昇させ330mmの位置(堤体高さ9割の部分)でoverflowさせ、排水槽の水位が150mmとなるように維持しながら、浸透に伴う堤体および基礎地盤の挙動を観察した。すべての実験過程において、模型地盤の正面および側面からビデオ撮影を行い、越流によって破堤するまで、もしくは堤体の変状がほぼ見られなくなるまで実験を続けた。

実験ケースは2次元模型実験において上部砂質基礎地盤の層厚を30mm, 50mm(高透水性基礎地盤層厚120mm, 100mm)とした2ケース、河川縦断方向に10倍延長した3次元模型実験にて上部砂質基礎地盤の層厚30mmの1ケースの計3ケースである。

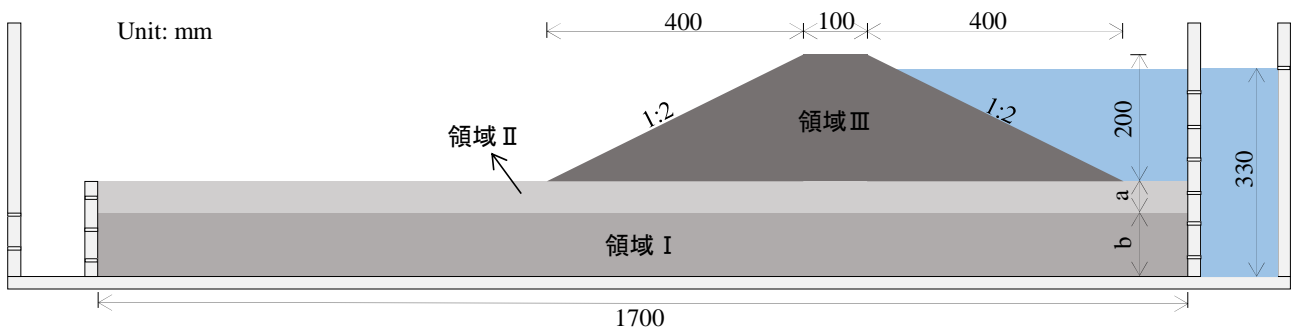


図 3 2次元浸透模型実験装置の概要

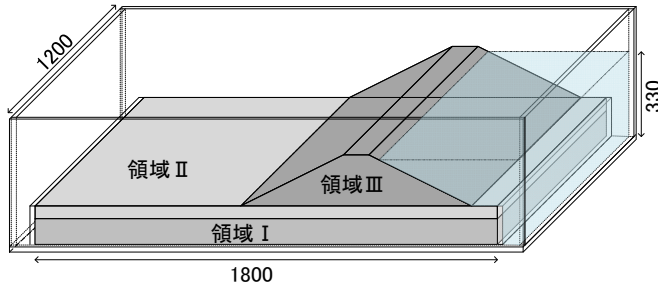


図 2 3次元浸透模型実験装置の概要

表 1 領域別の使用した地盤材料

領域	間隙比	透水係数(m/s)
I	0.95	2.67×10^{-3}
II	1.06	3.98×10^{-5}
III		9.96×10^{-5}

4. 実験結果

4.1 2次元模型実験

図 4 に 2 次元模型実験における上部砂質基礎地盤の層厚が 30mm のケースの結果を示す。右側は崩壊過程におけるすべり破壊に着目し、液状化していると思われる部分で強度が低下し有効応力がゼロに近い状態を赤、ある程度の有効応力が残留している領域を黄で示しており、黒点線は次に発生するすべり面である。実験開始から 30 秒程で法先部分から約 400mm 堤内地側の広い範囲に盤ぶくれが発生し、その後、盤ぶくれ部分から噴砂が発生した。噴砂の発生に伴い、上部砂質基礎地盤と高透水性基礎地盤の境界部分に沿うように堤体内部へと水みちが形成されていった。水みちは天端直下付近まで進行したあたりで塞がったが、その間に噴砂口の位置も同様に河川側へと変位していった。その際、堤体部分は噴砂口が法先付近へと到達したあたりから噴砂口に沈み込むような形で崩壊が進行していき、形成された水みちが塞がるまで続いた。これはボイリングにより堤体の法先から有効応力が喪失していくことによる崩壊と水みちによる地盤材料の流出による支持力低下が主な原因だと考えられる。水みちが塞がって以降の崩壊は沈み込むようなものからすべり破壊へと変化した。すべり破壊の主な発生要因としては高透水性基礎地盤の存在により、堤体内の水圧が単一層のものと比較すると高いことが予想されることから、沈み込む崩壊と同様に有効応力の低下が関与している可能性があることに加え、堤防形状の不安定化、また河川水との横断方向の距離が近くなることにより崩壊部分への浸透が速くなること等が挙げられる。すべり破壊の際に離れている場所で噴砂が確認されたが、水圧を消散しようとする働きがあったにも拘わらず堤体部分の強度低下が著しいことから高透水性基礎地盤の存在による基礎地盤を含めた堤体内の過剰間隙水圧の発生は最終的に越流にまで至る進行性のすべり破壊において大きな影響力を持っていると考えられる。

では、基礎地盤が複層構造になっており透水性が大きく異なる構成であればそれだけで危険かと言うと必ずしもそうとは言いきれない。図 5 に示してあるのは上部砂質基礎地盤の層厚が 50mm の実験ケースにおける実験終了時（この時は水位を上げてから 100 分後）の様子である。こちらのケースにおいては実験終了までの間、図に示すようにほとんど変化が見られなかった。上部砂質基礎地盤の重量が増したことにより、基礎地盤内の境界部分に作用する揚圧力を抑制し、噴砂ならびにそれに付随する水みちの形成を妨げていると考えられる。すなわち、上部砂質基礎地盤が低透水性かつ強固なものであれば、高透水性基礎地盤は堤体部分の損傷に影響しない。

4.2 3次元模型実験

図 6 に 3 次元模型地盤の変化を正面、および側面から撮影した実験結果を示す。実験開始から約 40 秒後、被覆土層において法先から約 200mm 堤内側、縦断方向にほぼ全域に盤ぶくれが発生した。発生から約 50 秒間、盤ぶくれの発生領域は拡大し続け、その後盤ぶくれ部分から噴砂を確認した。Overflow に達してから数秒後、噴砂は図に示すように偏った部分で発生はせず、広い範囲で次々と発生した。法先から離れた位置で発生した噴砂は法先に向かって進行していく、もしくは法先付近で新たに噴砂が発生するなど河川側へと進行していく様子が見て取れた。噴砂が法先付近にまで進行したあたりで堤体の崩壊が始まり、崩壊においても噴砂と同様に縦断方向において均一に進行していった。堤体の崩壊が進行している間も噴砂は崩壊部分に割り込むように河川側へと変位していた。約 5 分後、平行に近い形で進行していた崩壊が縦断方向に 4 等分するような場所に集中するようになっていった。崩壊が偏っている場所と水みちの進行方向が一致していたことから、ボイリングにより有効応力が喪失していたと考えられる。崩壊が発生している 3 点が等間隔に近い場所であること、また横断方向における進行領域が 3 点を比較すると横並びの状態となっていることから、縦断

方向に延長したとしても崩壊部分の偏りはあっても局所的なものではなく、広い範囲での水みちの進行、崩壊の発生が推測される。水みちの発達過程に関しては図 6 の側面画像から高透水性基礎地盤と被覆土層の境界部から堤体下部に向かって進んでいることがわかる。この水みちに限らず 3 点で進行していた噴砂、水みちについても盤ぶくれ部分、つまり高透水性基礎地盤と被覆土層の境界部分から発生したものであったことから同様のものだと考えられる。進行していた水みちは約 7 分あたりで確認できなくなり、同時に堤体の崩壊形態は基礎地盤に沈み込むようなものから円弧すべりのような崩壊へと切り替わり、この変化と同じタイミングで法先から離れた堤内側の位置で新たに噴砂が発生した。このすべり破壊は間隙水圧の上昇による有効応力の低下、法先からの堤体破壊に伴う堤防形状の不安定化が要因であると推測できる。崩壊形態の切り替わりと同じくして天端部分にも変位が及び、12 分 35 秒には図に示すように大きく沈下していた。すべり破壊の進行に伴い、断続的に天端部分の変位も大きなものとなり、約 14 分で天端部分に広範囲で亀裂が生じた。この亀裂からの崩壊により、変位を続けていた天端部分が河川側の水位以下まで沈下したところで越流に達し、実験を終了とした。

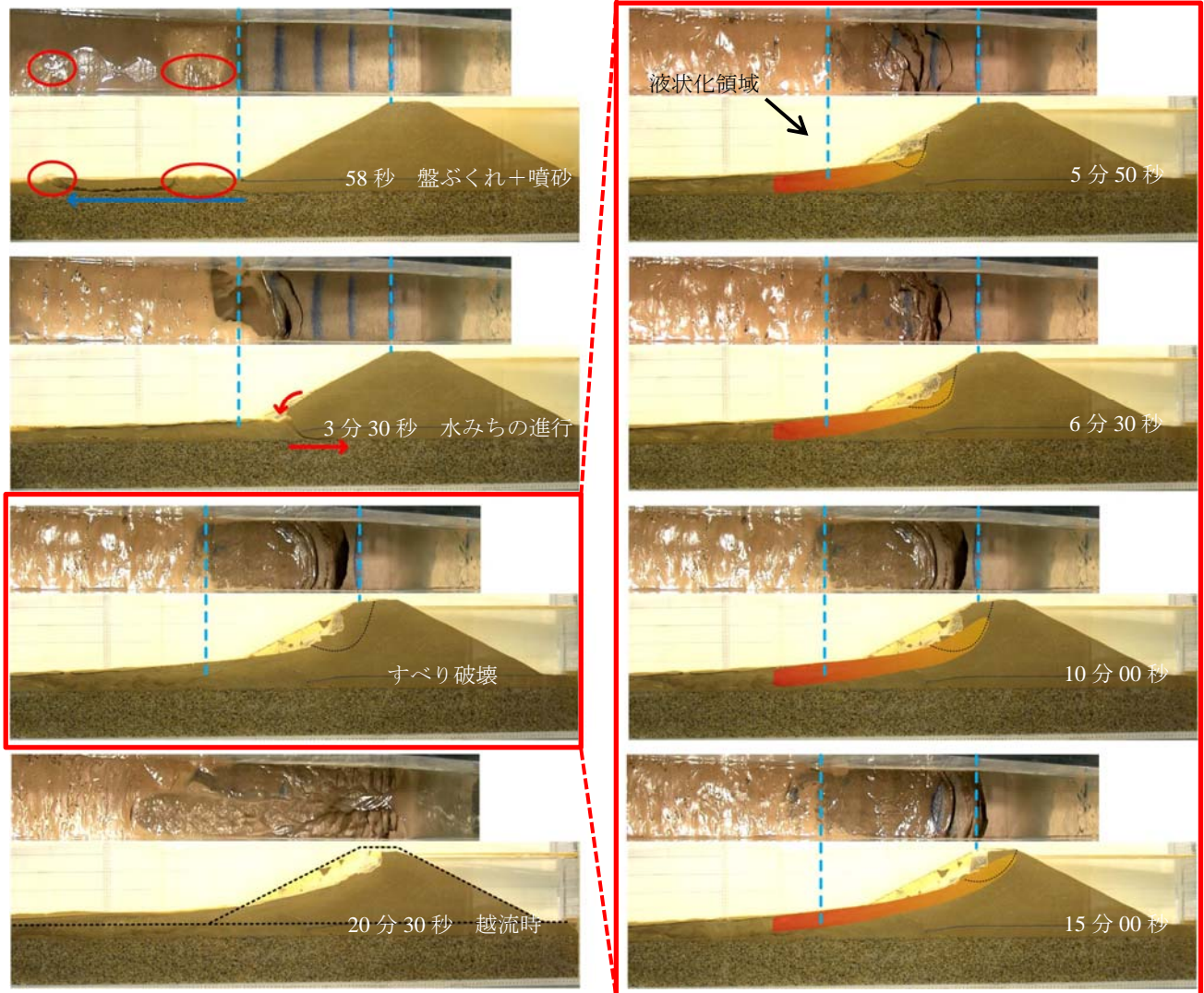


図 4 2次元浸透模型実験結果 (上部砂質基礎地盤層厚 30mm)

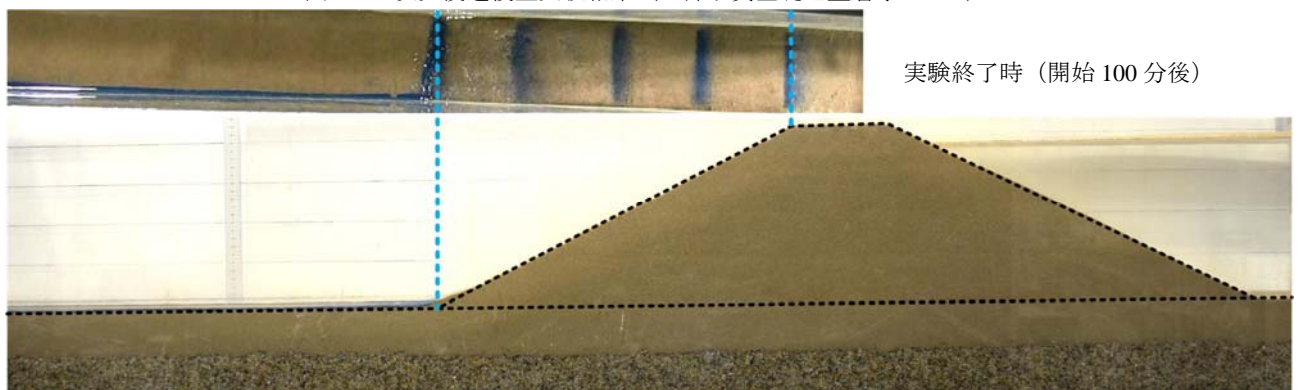


図 5 2次元浸透模型実験結果 (上部砂質基礎地盤層厚 50mm)

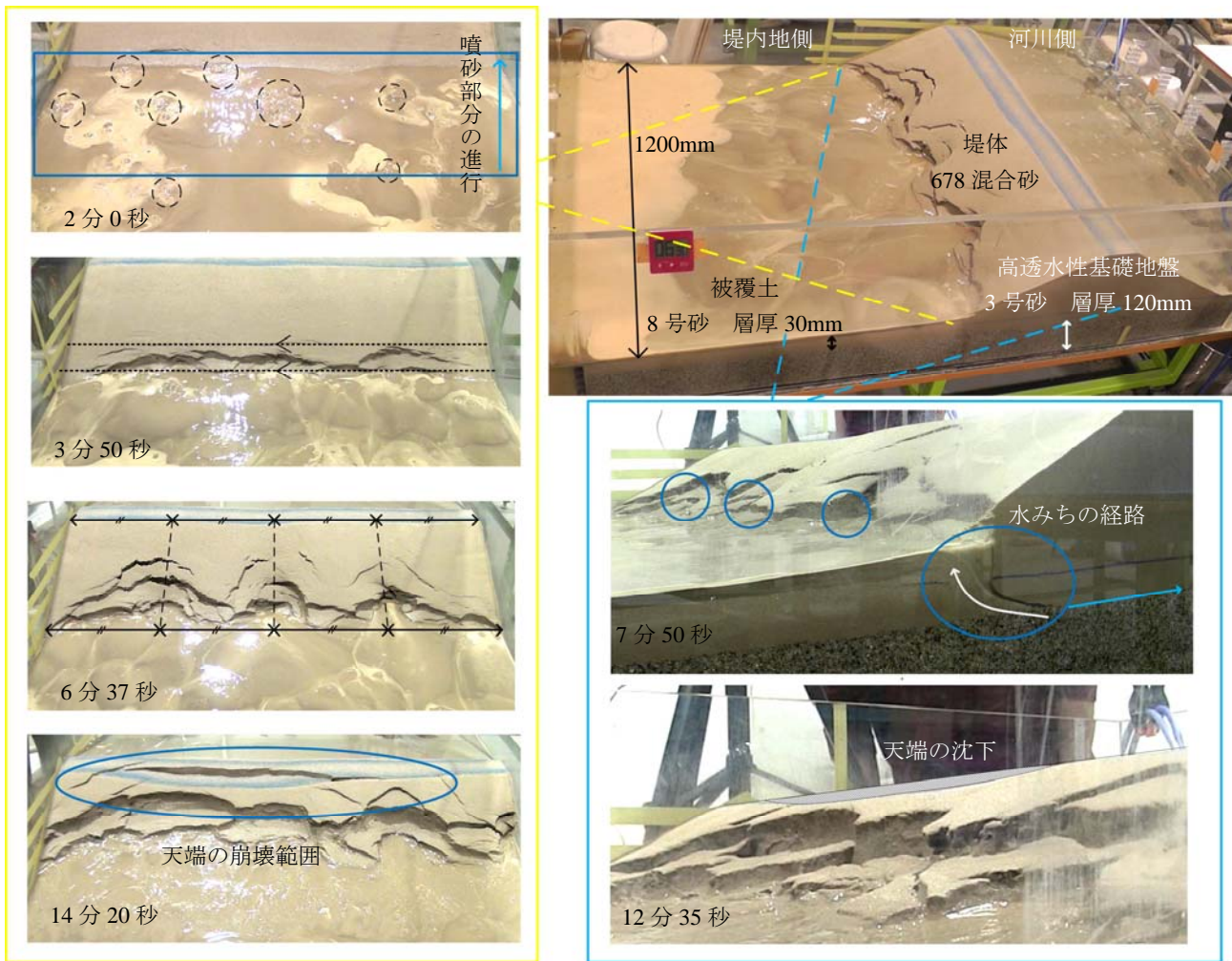


図 6 3次元浸透模型実験結果

5. 噴砂発生箇所

噴砂の発生機構は前述したように高透水性基礎地盤の存在により法先に高い動水勾配が作用することに起因して法先付近に発生するものが基本である。現状、法先から離れた箇所での噴砂の発生は発生箇所潜在的な弱部が存在することや、水が集まりやすい特殊な境界条件が考えられがちである。しかし、図 4 に示した 2 次元模型実験の上部砂質基礎地盤層厚 30mm のケースの噴砂発生位置、および図 6 の 2 分 00 秒に示した 3 次元模型実験での噴砂位置を見るとわかるように特殊な境界条件がない場合においても法先から離れた場所での噴砂の発生が確認された。この要因として複層構造基礎地盤の境界部分に流入する浸透流が挙げられる。2 次元模型実験に示す盤ぶくれの様子がそれである。法先付近の土質状況によっては、法先付近の基礎地盤を破壊させて噴砂、噴水を発生させるよりも、層境界に水みちが形成して、より楽に水圧を逃せる場所を探す方を優先する場合があることを示している。これが、法先から離れた部分で噴砂が発生する理由のひとつと考えており、必ずしも噴砂は局所的な地盤条件、境界条件によるものばかりではない。

6. まとめ

上部砂質基礎地盤の層厚の違いによって、最終的に決壊する場合から堤体変状がほとんどない場合まで、堤体の崩壊パターンが変わることが確認できた。次に、縦断方向に堤防が長い 3 次元実験においては、2 次元実験のものと同様に盤ぶくれに伴う噴砂、水みちの発生による地盤材料の流出、支持力の低下による堤体部分の沈下、そして水みちの進行停止以降にすべり破壊へと切り替わる一連の流れが確認できた。噴砂の発生位置に関しては、法先近傍ではなく離れた位置に発生したことから複層構造基礎地盤内の境界部分に流入する浸透流が関与していることが明らかとなった。

一般に、パイピングに起因する堤防決壊は、局所的に潜在的な弱部が存在することや、水が集まりやすい特殊な境界条件が考えられている。しかし、本報における 3 次元模型実験の噴砂の発生から堤防の崩壊、その後の決壊に至るまで、縦断方向の広い範囲にほぼ均一に進行していく様子が見てとれ、横断方向における噴砂は法先から離れた位置で発生したことが確認できた。すなわち、浸透破壊は必ずしも局所的な弱部を有する堤防に限定した問題ではなく、逆に複層構造基礎地盤を有するどの堤防でも起こりうる問題であることがわかる。

参考文献：1) 矢部川堤防調査委員会：調査報告書、筑後川河川事務所 HP, 2013. 2) 高橋祐輔：第 2 回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム災害報告特別セッション試料、愛媛大学岡村研究室 HP, 2014. 3) 例えば、森三史郎ら：全断面堤体模型を用いた高透水性基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊に関する検討、第 71 回土木学会年次学術講演会, 2016.

河川堤防盛土の原位置透水特性に関する考察

原位置透水試験 河川堤防 粒度特性

建設技術研究所	正会員	○李 圭大
名城大学	正会員	小高 猛司
土木研究所	正会員	石原 雅規
中部土質試験協同組合	正会員	久保 裕一
名城大学	学生会員	御手洗翔太

1. はじめに

近年、豪雨災害による河川堤防の被災により甚大な被害が多く発生しており、河川堤防の破堤のメカニズムの解明、河川堤防の質的な評価、河川堤防の質的強化が実施されている。これらの検討にあたり河川堤防盛土の透水係数は重要な地盤特性となる。直轄河川での河川堤防の評価・設計では「河川堤防の構造検討の手引き」を準用しており、この手引きでは堤体：室内土質試験（粒度試験・室内透水試験）、基礎地盤：現場透水試験・土質試験（粒度試験）と示されている。堤体部の透水係数を粒度試験からの算出には D_{10} を用いる Hazen 式、 D_{20} を用いる Creager の方法があるが締固め度が考慮されていないことから築造が古い盛土の特性を考慮し難いと思われる。また、室内透水試験では攪乱試料を用い密度調整した供試体で行うことから、寸法効果を考慮した場合、最大粒径の大きな土では原位置と供試体との相違が生じると考える。そこで、筆者らは原位置における乱さない状態での透水試験である、JGS 1316-2003 の「締め固めた地盤の透水試験方法」を適用した。この試験方法はロックフィルダムのコア材などの低透水性材料を対象としたもので、その透水係数は $1.0 \times 10^{-8} \text{m/sec}$ 程度であることから、試験孔内の水位を 0.25m、試験孔の半径を 0.15m とし、定常状態の流入流量が $2 \times 10^{-9} \text{m}^3/\text{sec}$ 程度となる。このような低透水であれば定常状態に近くなるためには 20 日の試験期間が必要となるが実際には約 1 日で定常と見なし実際の透水係数より 2~3 倍大きな値を算定していると考えられている。筆者らは透水性が高く締固めが容易でない礫質土を有する河川において新規築堤に伴い旧堤を撤去する現場において河川堤防調査をする機会を得た。そこで、堤防撤去時に大型バックホウを用いて河川堤防盛土を採取し現場密度を計測した。採取した試料は 300mm を超える巨石が点在していることから約 1m^3 を採取し全量粒度試験を実施した。河川堤防の浸透特性の把握に重要である透水係数の把握にあたり盛土を対象として現場透水試験を実施した。せん断強度特性の把握は別途論文において報告する。あわせて、これまでに河川堤防盛土で実施した「締め固めた地盤の透水試験方法」の結果と室内透水試験結果とを示し考察を行う。

2. 河川堤防盛土で実施した調査・試験の概要

図 1 に示すように、調査箇所は堤防高は約 4m となっている。堤防開削は堤防天端より下方 1m まで掘削し、平場を 4m 設け中央付近で約 1m 四方を写真 1 に示すように小型バックホウで約 1m^3 を採取（盛土上部：1,714.6kg）した。この採取ピットにおいて、速やかにビニールシートを 2 枚重ねたものを布設し、写真 2 に示すように河川水を注水した。この注水量を写真 2 の左上にある水道メーターを設置し満水になる量を計測した（水置換法）。この満水量で採取ピットの体積（ 0.84m^3 ）とした。次に天端から下方 3m まで掘削し盛土上部と同様に平場を設け中央付近で試料採取（盛土下部：1,997.2kg）を行った。次に盛土下部試料採取ピットを対象として水置換による体積の計測（ 1.10m^3 ）を行った。本調査箇所は、巨石を含む礫質土であったことから平地の整形に不陸があるため、正確な満水容量を計測することは困難であったが、掘削表面からの溢水が約半周となる時点満水容量と設定した。ここで、約

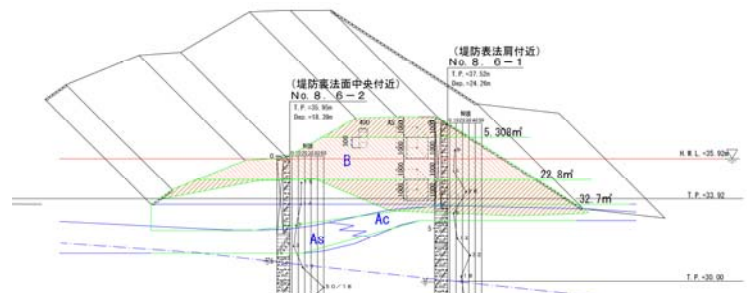


図 1 堤防開削計画横断面図



写真 1 試験試料採取状況



写真 2 現場密度試験/水置換状況

A study on in-situ permeability properties of a river embankment: K-T. Lee (CTi Engineering), T. Kodaka (Meijo University), M. Ishihara (PWRI), Y. Kubo (Geo-Labo Chubu), S. Mitarai (Meijo University)

1m³の試料採取を行ったのは、粒度試験において最小質量の目安として最大粒径が75mmで30kgと考えられており、本調査箇所では75mmを超える粗石を含んでおり300mmを超える巨石も点在していることによる。なお、基礎地盤に関しては試料採取のみを行った。これら採取した試料を試験室内において全量を対象として粒度試験を実施した。その際、53mm未満を対象に四分法により約40kgを対象としてふるい分析、沈降分析を行った。ここで、53mm未満を四分法の対象としたのは、別途この試料を用いて大型三軸試験に用いることを考慮したためである。この全量粒度試験に関しては文献を参照されたい。現場透水試験は締め固めた地盤の透水試験はJGS 1316-2003に示されているマリOTTサイフォンを用いた透水試験を適用した。この試験装置・方法の概要は既往関連文献を参照されたい。

この試験孔の諸元（半径，水位）は、最小値として基準に示されている諸元を適用するが、掘削土から判断し、石分（75mm）が5%程度未満では最小値（半径0.15m，水位0.25m），石分が5%以上15%程度未満では半径0.15m，水位0.3mとし石分が15%以上と判断した場合は半径0.2m，水位0.4mと設定している。この設定にあたっては、これまでの堤防開削調査、この試験時の削孔面から右図に示すように、盛土ではあるものの粗礫（19mm～75mm）以上は長辺が地盤面に概ね水平に堆積していることから短辺の約10倍の水位と半径を考慮することで寸法効果に配慮できると考えたものである。

河川堤防築造にあたっては、年代に応じて建設機械の進歩に関連するものの、何らかの締め固めによって造成されていることから、写真3の盛土状況が想定される。このように造成された地盤は層状になるため、水平方向の透水係数と鉛直方向の透水係数とに差が生じる。JGS試験基準の結果の解釈と利用には、室内で締め固めた供試体による試験結果より水平方向が鉛直方向の1オーダー以上大きくなることが示されており、本試験から得られる値は水平方向の透水係数に近くなる。そこで、本文においては筆者らが実施した梯川旧堤における堤防調査²⁾

において方法Aでの簡易サンプリング試料を用いて不攪乱試料により供試体の設置方向を90度回転させて、鉛直方向・水平方向の室内透水試験を行った。



写真3 石混じり礫質盛土の状況

3. 調査・試験結果

図2に既往ボーリング調査（Bor.）での盛土部と本調査の粒径加積曲線を示す。盛土上部と下部を比較すると、盛土下部の方が、砂分（0.075mm～2mm）が4%程度多く、細粒分（0.075mm以下）も同程度多い結果となった。盛土上部では2mm以下が約24%で0.075mm以下が約3%となり、上下ともに75mm以上の石分は約25%であり、礫分が主体の粒度特性を有している。基礎地盤浅層部の粒径加積曲線に着目すると、2mm以下の粒度特性は盛土下部と同様となっているが石分（75mm以上）は約44%となっており盛土と比較して20%程度含有率が高い結果となった。この結果より、砂分以下が同様であることからこの基礎地盤を盛土として流用したと考えられ、その際石分を取り除いたことが想定される。既往ボーリング調査（Bor.）での盛土部ではボーリング調査による採取試料はボーリング径に依存することから26.5mmふるいを通過する試料となり、石分、礫分を正確に調査することはできない。2mm以下の

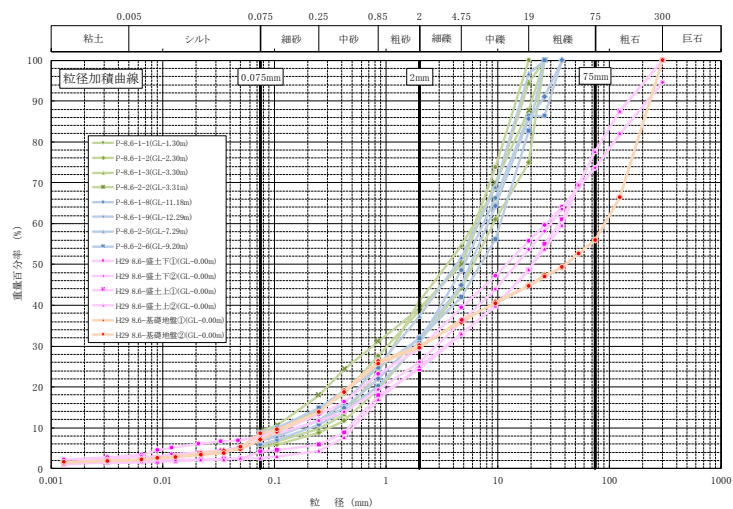


図2 粒径加積曲線

表1 代表粒径の整理結果

	Bor. 盛土部	Bor. 基礎地盤	開削盛土部	開削基礎地盤
D ₁₀ (mm)	0.09 ~ 0.30	0.10 ~ 0.20	0.14 ~ 0.50	0.12
D ₂₀ (mm)	0.30 ~ 0.90	0.50 ~ 0.85	0.60 ~ 1.20	0.50
D ₅₀ (mm)	3.500 ~ 6.00	4.20 ~ 7.00	12.0 ~ 20.0	40.0
D ₆₀ (mm)	6.00 ~ 9.00	6.50 ~ 10.1	26.5 ~ 38.0	90.0

表2 含有率の整理結果

含有率(%)	細粒分	砂分	礫分	石分
Bor.盛土部	5.3 ~ 9.2	25.8 ~ 31.7	59.1 ~ 68.9	—
Bor.基礎地盤	5.8 ~ 8.7	25.0 ~ 28.6	62.7 ~ 69.2	—
開削盛土部	2.6 ~ 8.0	21.3 ~ 21.7	49.3 ~ 53.3	22.4 ~ 26.4
開削基礎地盤	7.1 ~ 8.5	21.7 ~ 22.5	33.5 ~ 34.3	44.0

粒度特性に着目すると盛土部では1試験を除き約38%、基礎地盤では32%となっており、全量粒度試験と比較して10%程度多くなっている。0.075mm以下の細粒分は盛土基礎地盤ともに7%程度となっており、全量粒度試験の盛土下部と同程度である。

表3 透水係数の比較表

k (m/sec)	Bor. 盛土部	開削盛土部	Bor. 基礎地盤	開削基礎地盤
D_{10} (Hazen 式)	6.3E-5 ~ 7.0E-4	1.5E-4 ~ 2.0E-3	7.8E-5 ~ 3.1E-4	1.1E-4
D_{20} (Creager)	2.2E-4 ~ 2.8E-3	1.1E-3 ~ 5.5E-3	7.5E-4 ~ 2.5E-3	7.5E-4
現場透水試験	-	4.5E-4 ~ 7.2E-4	-	-

表1に各粒径加積曲線から得られる、代表粒径 ($D_{10}, D_{20}, D_{50}, D_{60}$) を示す。現場透水試験では盛土上部で調査孔の半径 (r_0) 19.2cm, 孔内水位を40cmとなるように定水位保持管を設置したが、試験開始段階で孔内水位を40cmに保持することができなかった。盛土下部においても半径17.2cm, 孔内水位26cmになるように定水位保持管を設置したが盛土上部と同様に試験準備段階のポンプ最大容量ではこの水位を保持することができなかった。上部ではポンプ最大容量 (Q_0 : 8.30秒, 235cm³/s) を約1時間継続し調査孔底から20cmで孔内水位が一定となり、下部ではポンプ最大容量 (Q_0 : 7.44秒, 259cm³/s) を約1時間継続し調査孔底から15.8cmで孔内水位が一定となった。このポンプ容量と一定水位を用いJGS-1316に示されている算出式より透水係数を求めた。粒径から得られる透水係数、現場透水試験から得られた透水係数を表3に示す。

また、過去10年間にわたるJGS1316による掘削土で、粒度試験と室内透水試験を実施したデータの粒度構成は、図3に示すように、概ね粘性土から礫質土まで一様に分布したものである。

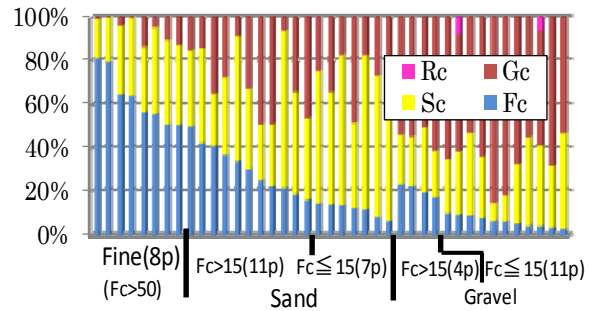


図3 考察に用いた透水試験試料の粒度構成

図4に試験孔掘削土による粒度試験 (D_{20}) より

Creagerを用いて推定した透水係数 k_{D20} と室内透水試験結果 k_{inlab} の関係を示す。室内透水試験は再構成試料によるものである。推定値と比較し、試験結果は1オーダー程度小さい値を示しているが、一定の相関性は見られると考えられる。

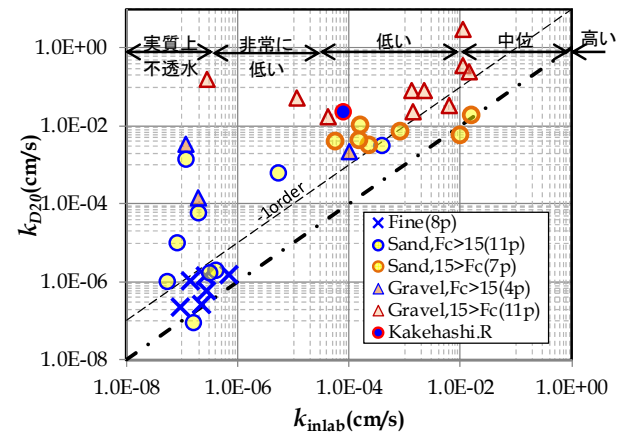


図4 Creagerによる透水係数 k_{D20} と室内透水試験結果の関係

図5には原位置透水試験であるJGS1316による透水係数 k_{MS} と Creagerにより推定した透水係数 k_{D20} の関係を示す。粘性土と細粒分含有率 $F_c \geq 15\%$ 以上の砂質土や礫質土では、JGS1316の結果は推定値より概ね1~3オーダー程度と幅広く分布している。一方、 $F_c < 15\%$ 未満の砂質土では概ね一致しているのに対し、 $F_c < 15\%$ 未満の礫質土では粘性土などとは逆に1オーダー程度低い値となっている。

図6にJGS1316と室内透水試験による透水係数との関

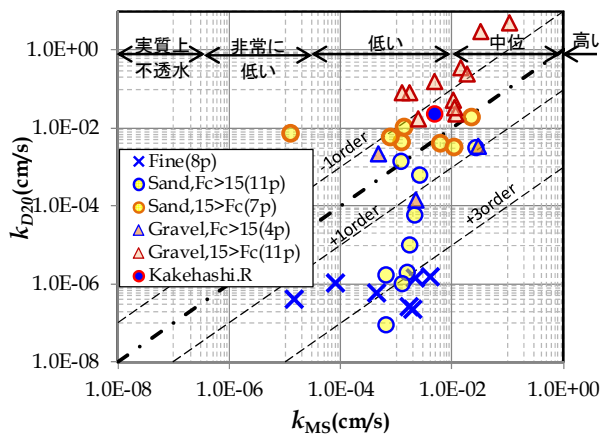


図5 JGS1316による透水係数 k_{MS} と k_{D20} の関係

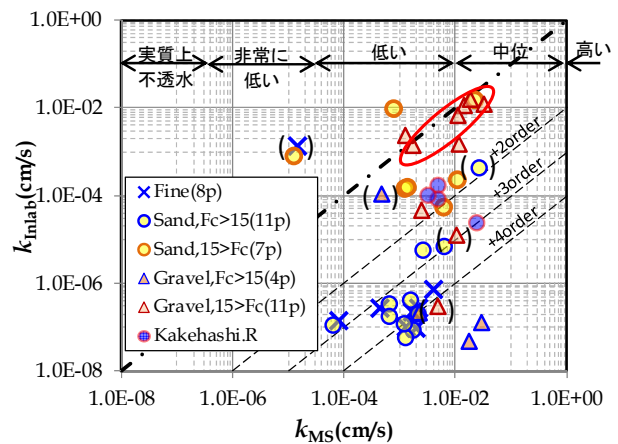


図6 JGS1316と室内透水試験の結果比較

係を示す。この結果では、()で示す例外もあるが粘性土では室内試験結果が $1.0 \times 10^{-7}(\text{cm/s})$ 程度であるのに対し、原位置試験である JGS1316 では概ね $1.0 \times 10^{-3}(\text{cm/s})$ 程度となっており、概ね4 オーダー程度大きな値を示している。砂質土・礫質土では細粒分含有率 $F_c \geq 15\%$ 以上の場合、粘性土に近い4~3 オーダー程度大きな値を示している。 $F_c < 15\%$ 未満の場合には、概ね2~0 オーダー程度の値で、特に $F_c \leq 7.5\%$ 以下の礫質土ではよく一致しているように見える。

4. まとめ

これまでの研究報告²⁾や今回の調査結果から、室内透水試験と原位置透水試験の結果の相違が生じる原因として、土質の相違による影響を挙げることができるであろう。しかしながら一方で、盛土の異方性も要因として考えられる。Kakehashi.Rの堤防開削調査では、乱れの少ない試料による室内透水試験とJGS1316を実施しており、図7に示すように概ね0~3 オーダー程度、原位置試験の透水係数が高い結果となった。ここで示す結果は鉛直方向の透水試験結果であるが、水平方向の透水試験も実施しており、その結果では鉛直方向より1 オーダー以上高い透水係数が得られている。このことから、原位置透水試験では、地盤の異方性の影響を受けている可能性も考えられる。

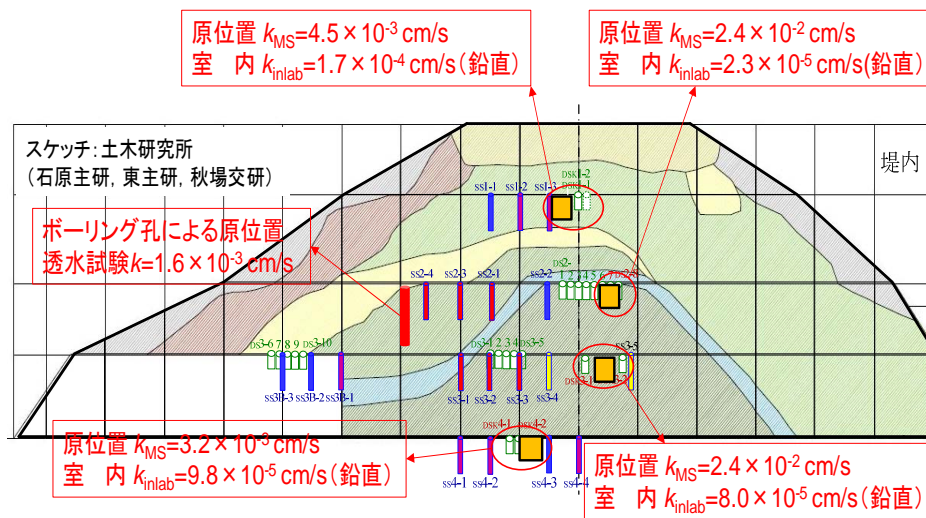


図7 Kakehashi.RにおけるJGS1316と室内透水試験の比較

不飽和地盤における透水特性について、これまでは主に土質に着目した研究を行ってきたが、今後は盛土の透水係数の異方性についても考慮し、乱れの少ない試料を用いた鉛直水平両方向の室内透水試験の実施や、JGS1316における水平方向への浸透に係する試験深度や半径、試験時間などの設定方法や結果の利用方法などについて、これまで得られた知見に加えて研究を積み重ねていく必要があると考えている。

参考文献: 1)李ら: 不飽和地盤における現場透水試験に関する考察, 第41回地盤工学研究発表会, 2006.

2)石原ら: 梯川旧堤で実施した現地堤防地盤調査, 第4回河川堤防技術シンポジウム, 2016.

模型実験に基づくパイピング発生パターンと局所動水勾配の関係

模型実験 パイピング 動水勾配

国土技術政策総合研究所 正会員 ○上野俊幸 笹岡信吾 中村賢人
福島雅紀 諏訪義雄

1 はじめに

透水性基礎地盤上の河川堤防では、洪水時にパイピングを伴う堤防決壊などの被災発生が懸念される。浸透に対する堤防の安全性照査では、このパイピング破壊の危険度を砂層内においては“鉛直あるいは水平方向の局所動水勾配 (i_v, i_h) < 0.5 ”，難透水性被覆土に対しては“揚圧力に対する被覆土重量の比 (G/W) > 1 ”によって評価している¹⁾。このうち局所動水勾配は、耐力のメカニズムを反映した力学的照査ではないため粒径の影響が考慮できない。また、パイピングが進行する力学的メカニズムが未解明のため、パイピングの前兆現象と考えられる噴砂が生じて、それが決壊に至る進行性破壊なのか途中で安定状態となるのかを判定する手法がない。

森ら²⁾は、砂層基礎地盤に過剰間隙水圧が作用する状態になると、せん断抵抗が低下して堤体の崩壊が起こることを明らかにした。櫛山ら³⁾は、透水性の高い礫層の上に砂層がある複層基礎地盤において、上層の層厚が薄いことや堤内側が行止り構造となっていると、堤体法尻部の砂層と堤体との境界においてパイピングが発生しやすいことを明らかにした。上野ら⁴⁾は数種類の粒径の砂礫を用いた複層基礎地盤上の堤防模型について浸透実験を行い、上層が粒径0.3mmの中砂でパイピングが発生する一方で、粒径1mmの粗砂ではパイピングが発生しなかったことを報告した。本論文は、堤防の裏法尻部の基礎透水層に高い間隙水圧をかけることができる実験装置を用いて、基礎地盤透水層の構成を変えた浸透模型実験を行い、パイピングの発生・進行状況を観察し、川裏法尻部の局所動水勾配との関係を整理したものである。



図-1 実験模型全景

2 実験概要

2.1 実験模型

図-1、図-2 に実験模型の写真および模型の断面図を示す。深さ0.9m、奥行0.5mの水路内に厚さ0.3mの基礎地盤を作成し、その上にロームで高さ0.6m、敷幅1.5mまたは2mの堤体法尻部模型を作成した。堤体模型は法尻部が泥濘化しやすいため、厚さ0.2mの矩形として良く締め固めた。また、外水位を上げると揚圧力で堤体が持ち上がるため、押えとして約1m分の盛土高に相当する土嚢を上にした。基礎地盤に高い間隙水圧が作用する条件下におけるパイピング現象を観察するため、浸透水は堤体法尻部抽出模型の川表側に立ち上げた給水塔から基礎地盤にのみ供給されるようスリットを介して給水塔とつながる構造とした。基礎地盤は、堤体模型裏法尻から0.4m堤内側のところで行止り構造とした。

実験は、図-2 に示す全5ケースの基礎地盤構造に対して行った。基礎地盤の土層構成は、層厚0.1mの難透水層（ローム）の上に層厚0.2mの透水層が載る構造とした。各土層の締め固めは、人力による転圧や水締めにより行った。基礎地盤には粒径の異なる3つの材料（0.3mm中砂、1.1mm極粗砂、3.0mm細礫）を用いた。ケース1～3は0.3mm中砂のパイピングを、ケース4～5は1.1mm極粗砂のパイピングをそれぞれ観察するためのケースとした。

2.2 土質条件

表-1 に基礎地盤および堤体の土質条件一覧表を、図-3 に粒径加積曲線を示す。材料名に示した粒径は50%粒径の値である。密度は現場密度試験、透水係数は室内透水試験により求めた。

2.3 水位条件

外水位の設定は給水塔内の水位調節で行った。初期水位は基礎地

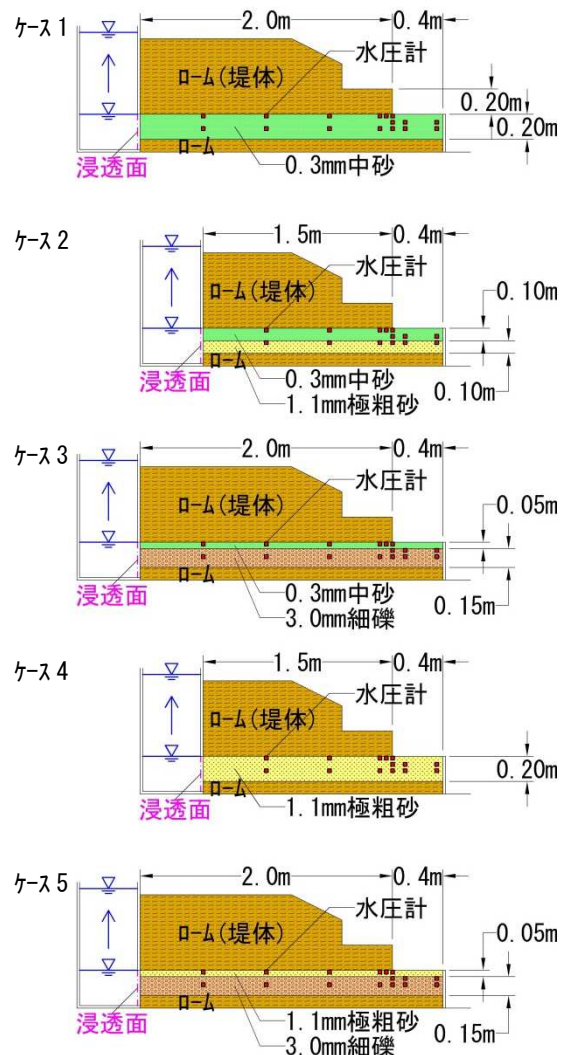


図-2 実験模型概要図

盤上面（以下、GL）とし、0.05m/min の速度で外水位を上昇させた。水位 0.5m ごとに堤内側の行止り箇所の基礎地盤（ケース 1, 3~5 は GL-0.07cm, ケース 2 は GL-0.12cm）に設置したマンメータで間隙水圧の変化が収束した（1 分間で変化がない）ことを目視確認して次のステップに進めた。

2.4 計測内容

実験では、ガラス面や模型表面からの外観観察および間隙水圧の計測を行った。外観観察は目視およびカメラ撮影により行い、主に川裏法尻部周辺の基礎地盤の動態に着目した。間隙水圧計は、図-2 に示すとおり川裏法尻部付近に密に配置し、計測間隔は 1 秒とした。

3 実験結果

3.1 ケース 1

ケース 1 は、基礎地盤に 0.3mm 中砂の単層構造透水層が層厚 20cm 存在する基礎地盤である。

図-4 に動水勾配の時刻歴と動水勾配最大時点の法尻周辺のピエゾ水頭コンター図を示す。コンター間隔は 1cm である。外水位は、堤防敷幅で除して平均動水勾配 i_{ave} として整理した。局所動水勾配は、のり尻直下で鉛直方向 i_v と水平方向 i_h に 5cm 間隔で配置した計測器より算出した。本ケースは、給水塔と堤防模型の境界で水ミチが形成され、 $i_{ave}=0.805$ までの外水位しか作用できなかった。その中で、局所動水勾配は最大で $i_v=1.591$, $i_h=2.039$ であった。コンター図からもわかるように局所動水勾配は i_h が卓越する。なお、照査基準値 0.5 や限界動水勾配 $i_c=0.809$ は超過したにも関わらず、堤体土と基礎地盤透水層の境界における空隙の発生や 0.3mm 中砂透水層内での砂粒の移動は観察されなかった。

3.2 ケース 2

ケース 2 は、層厚 10cm の 1.1mm 極粗砂上に層厚 10cm の 0.3mm 中砂が載っている複層構造透水層の基礎地盤である。

図-5 に動水勾配の時刻歴とパイピング時のピエゾ水頭コンター図を示す。 i_v は、のり尻下方 10cm (0.3mm 中砂下端) の計測器も使って 0.3mm 中砂層下端の G/W に対応した値も算出した。本実験では、 $i_{ave}=0.260$ となる外水位まで作用させた段階で、堤体直下の 0.3mm 中砂と堤体土の境界法尻端部で 0.3mm 中砂が水平方向に流出することでパイピングが発生し、境界の隙間（パイプ）が川表側に向かって発達し続ける進行性破壊が起きた。パイピング発生時の局所動水勾配は $i_v=1.457$, $i_h=1.274$ を示し、照査基準値 0.5 や $i_c=0.809$ を大幅に超過していた。一方で 0.3mm 中砂層全体では $i_v=0.716$ で $i_c=0.809$ (G/W=1) を下回っていた。

本ケースは $i_v > i_c$ にも関わらず、0.3mm 中砂の移動・流出は、堤体土との境界面の水平方向の移動のみが観察され、鉛直方向の流動（噴砂）は確認されなかった。

3.3 ケース 3

ケース 3 は、層厚 15cm の 3.0mm 細礫上に層厚 5cm の 0.3mm 中砂が載っている複層透水層の基礎地盤で

表-1 土質条件一覧表

区分	土質	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	湿潤密度 ρ_t g/cm ³	飽和密度 ρ_{sat} g/cm ³	50% 粒径 D ₅₀ mm	透水係数 k m/s
堤体	ロ-土	2.754	0.632	1.316	1.403	0.01	2.0E-8
基礎地盤	0.3mm中砂 (珪砂6号)	2.671	1.294	1.654	1.809	0.33	1.9E-4
	1.1mm極粗砂 (珪砂3号)	2.657	1.361	1.509	1.849	1.09	9.1E-4
	3.0mm細礫 (珪砂1号)	2.669	1.409	1.460	1.881	3.01	2.8E-3

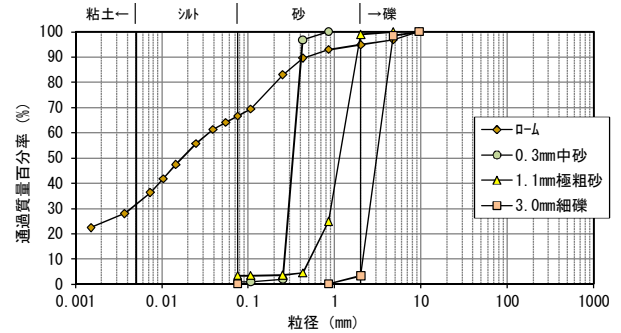


図-3 粒径加積曲線

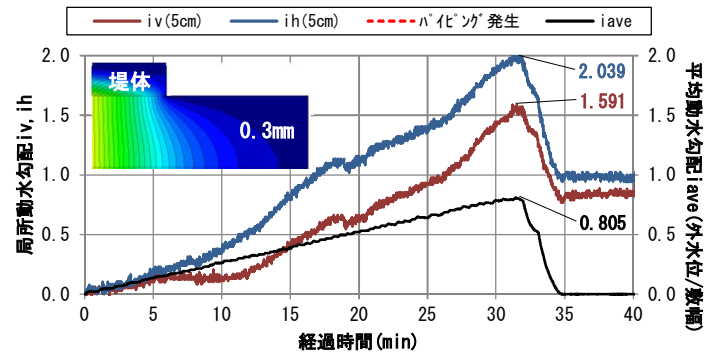


図-4 動水勾配の時刻歴（ケース 1）

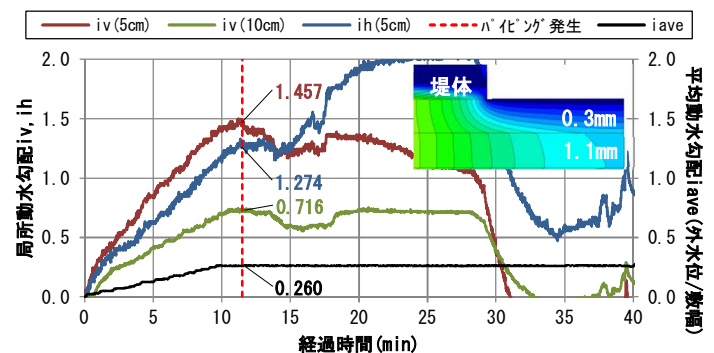


図-5 動水勾配の時刻歴（ケース 2）

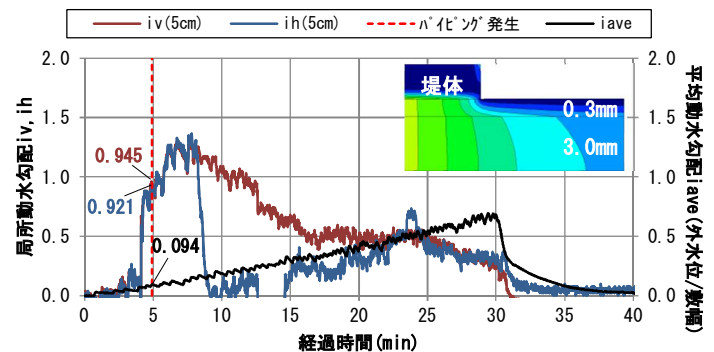


図-6 動水勾配の時刻歴（ケース 3）

ある。

図-6 に動水勾配の時刻歴とパイピング発生時のピエゾ水頭コンター図を示す。本実験では、 $i_{ave}=0.094$ となる外水位まで作用させた段階で、法尻付近に 3.0mm 細礫層上面から 0.3mm 中砂層を鉛直方向に貫通する砂粒の鉛直方向流動（噴砂）が発生し、0.3mm 中砂と水が基礎地盤上に流出した。これがパイピング発生にあたる。パイピング発生後も、0.3m 中砂粒の流動・移動・流出は進行する。堤体土と 0.3mm 中砂層の境界部から 2~3cm 程度の厚さで 0.3mm 中砂の緩み層が生じる。0.3mm 中砂粒の鉛直方向流動（噴砂）の発生箇所が法尻部から川表側に移動するにつれ、緩み層内の砂粒群の水平方向移動も川表側に広がっていく。緩み層内の砂粒群移動と砂粒の流出によって堤体土と 0.3mm 中砂層の境界に隙間（パイプ）が生じる。これらは、間欠的に進むが、停止することはないので進行性破壊である。

パイピング発生時の局所動水勾配は $i_v=0.945$, $i_h=0.921$ を示し、照査基準値 0.5 や $i_c=0.809$ ($G/W=1$) を超過していた。

3.4 ケース 4

ケース 4 は、層厚 20cm の 1.1mm 極粗砂による単層構造の透水層基礎地盤である。

図-7 に動水勾配の時刻歴とパイピング時のピエゾ水頭コンター図を示す。本実験では、 $i_{ave}=1.061$ となる外水位まで作用させた段階で、堤体と 1.1mm 極粗砂の境界で 1.1m 極粗砂の砂粒が水平方向に移動して法尻から流出するパイピングが発生し、法尻から空隙が川表側に向かって発達する進行性破壊が起きた。パイピング発生時の局所動水勾配は $i_v=0.669$, $i_h=1.534$ を示し、コンター図と同様に i_h が卓越する。

同じ単層構造の 0.3mm 中砂透水層であるケース 1 では本ケースを上回る局所動水勾配 ($i_v=1.591$, $i_h=2.039$) でもパイピングが発生しておらず、パイピング発生を 1 つの局所動水勾配で表現することはできない。

3.5 ケース 5

ケース 5 は、層厚 15cm の 3.0mm 細礫上に層厚 5cm の 1.1mm 極粗砂層が載っている複層構造の透水層基礎地盤である。

図-8 に動水勾配の時刻歴とパイピング時のピエゾ水頭コンター図を示す。本実験では、 $i_{ave}=0.204$ となる外水位まで作用させた段階で、堤体と 1.1mm 極粗砂層の境界で 1.1mm 極粗砂粒が水平方向に移動して法尻から流出するパイピングが発生し、法尻で形成された空隙が川表側に向かって発達する進行性破壊となった。パイピング発生時の局所動水勾配は $i_v=0.625$, $i_h=0.729$ を示し、照査基準値 0.5 は超過するものの $i_c=0.849$ ($G/W=1$) は下回っていた。コンター図からわかるように i_h が卓越している。パイピング発生後には最大 $i_v=0.974$ となり、 i_c ($G/W=1$) を上回ったものの 1.1mm 極粗砂粒の鉛直方向流動は確認されなかった。

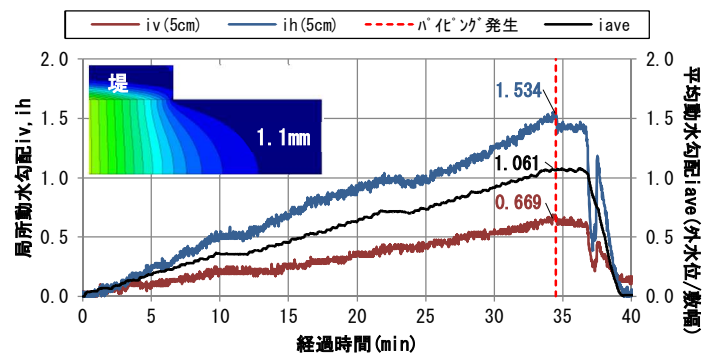


図-7 動水勾配の時刻歴（ケース 4）

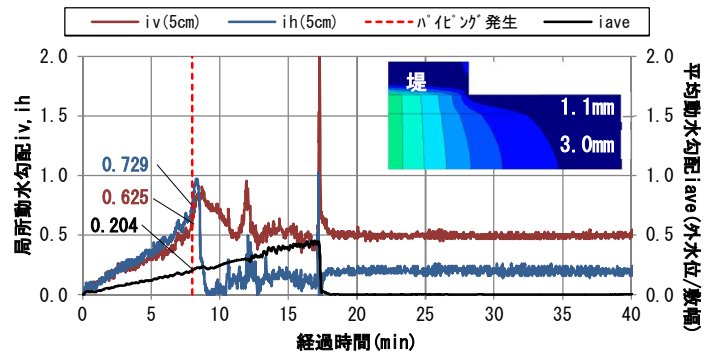


図-8 動水勾配の時刻歴（ケース 5）

4 パイピング発生状況と局所動水勾配の関係

4.1 パイピング発生状況

模型実験では、図-9 に示す 2 パターンのパイピング発生状況を確認した。

パターン 1 は、透水層下層上面から透水層上層を貫通する鉛直方向流動（噴砂）とともにパイピングが発達するもので、ケース 3 の厚さ 15cm の 1.1mm 極粗砂層上に厚さ 5cm の 0.3mm 中砂層が載っている複層構造透水層の 0.3mm 中砂層でのみ確認された。0.3mm 中砂粒の鉛直方向流動（噴砂）によって 0.3mm 中砂粒が流出した後に、堤体土と 0.3mm 中砂層の境界から厚さ 2~3cm 程度の 0.3mm 中砂の緩み層が形成されて水平方向に流動し、0.3mm 中砂層が薄くなったところで 1.1mm 極粗砂層上面から 0.3mm 中砂を貫通する鉛直流動（噴砂）が川表側に移動するのに伴って緩み層内の

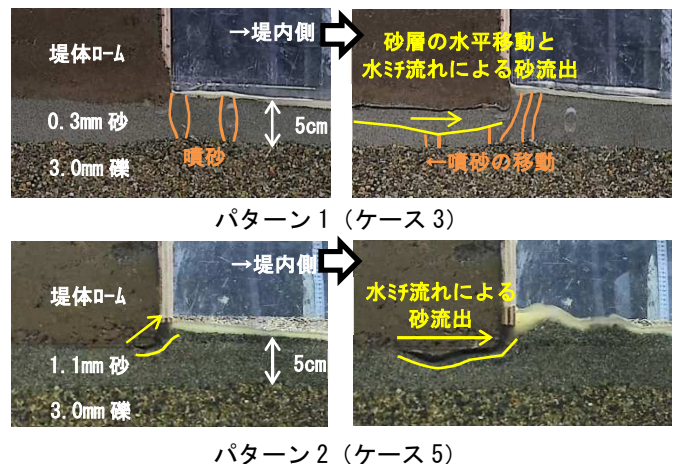


図-9 パイピング発生状況のパターン

0.3mm 中砂粒群が徐々に川裏側に移動・流出するサイクルを繰り返してパイピングが進行した。このパイピング発達形態は、堤防高 2.6m の大型模型実験でも観察されている⁵⁾。

パターン 2 は、堤体土と基礎地盤透水層の境界で基礎地盤透水層の砂粒が水平方向に移動・流出して空隙（パイプ・水ミチ）が川表側に広がって進行していくもので、ケース 2, 4, 5 で確認された。空隙（パイプ・水ミチ）が形成された後は、水ミチ内の流速によって底面（基礎地盤上層の上面）の砂が流されることでパイピングが発達した。

4.2 パイピング発生時の局所動水勾配

図-10 および図-11 にパイピングに至るまでの平均動水勾配 i_{ave} と局所動水勾配の関係を整理し、図-12 に複層地盤における G/W と鉛直方向の局所動水勾配 i_v の関係を整理した。

局所動水勾配は、 $i_v \cdot i_h$ とともに単層より複層で高まりやすい。これは、浸透流解析によるピエゾ水頭コンター図でも確認できる。

単層地盤について、ケース 1 (0.3mm 中砂) では、局所動水勾配が照査基準 0.5 や i_c を超過してもパイピングは生じなかった。一方で、ケース 4 (1.1mm 極粗砂) では $i_v < i_c < i_h$ でパイピングが発生した。

複層地盤について、上層が 0.3mm 中砂のケース 2 (層厚 10cm) とケース 3 (層厚 5cm) を比較すると、上層厚で整理した i_v が i_c を超過する場合に噴砂が確認された。中島ら⁹⁾の鉛直一次元の浸透実験では、下端の水圧作用側から徐々に空隙が上方に進行し噴砂が起きる過程が確認され、揚圧力で砂が持ち上げられるときに内部に微小な変形を生じてフラクチュアが発生することがきっかけと整理されている。また、砂粒が動く流体力が働くだけの流れが生じるには十分な水量の供給も必要と考えられる。以上を踏まえると、0.3mm 中砂層の中で局所的に $i_v > i_c$ となっても 0.3mm 中砂の透水量では水量の供給が十分でないため、0.3mm 中砂粒の鉛直流動（噴砂）が生じることができない一方、0.3mm 中砂層全体で $i_v > i_c$ ($G/W > 1$) となった場合には 1.1mm 極粗砂層から十分な水量が供給されることから 0.3mm 中砂粒の鉛直流動（噴砂）が発生するものと考えられる。

水平方向のパイピングが生じたケース 2 (上層 0.3mm 中砂) およびケース 5 (上層 1.1mm 極粗砂) を比較すると、上層厚で整理した i_v は同等であるが、 i_h は 0.3mm 中砂が 1.274 で 1.1mm 極粗砂が 0.729 と大きく異なる。両ケースとも $i_v < i_c$ のため、 i_h がパイピング発生に影響した可能性がある。透水係数の違いから、ダルシー流速は 0.3mm 中砂より 1.1mm 極粗砂の方が大きくなるため、水平方向の流速とパイピング発生に関連が伺える。

5 おわりに

本実験では、パイピング発生形態は、鉛直方向の噴砂とともに緩んだ砂流出を伴うもの（パターン 1）と、堤体と透水層の境界で透水層の砂粒が水平方向に移動・流出するもの（パターン 2）が確認された。パイピング現象には粒径と流速の関係が支配的と考えられるため、砂粒子の移動方向に応じて鉛直は沈降速度、水平は掃流力による評価を試みたい。また、本論文の整理は単一粒子の材料を用いた実験に基づくものであるため、今後はパイピング被災のあった砂層の特徴を分析し、粒度のばらつきを評価したい。

【参考文献】

- 1) 財団法人国土技術研究センター：河川堤防の構図検討の手引き（改訂版），2012
- 2) 森三史郎，林愛美，小高猛司，崔瑛，李圭太，原大知：全断面堤体模型を用いた高透水性基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊に関する検討，第 71 回年次学術講演会，2016
- 3) 榎山総平，前田健一，齊藤啓，西村証哉，李兆卿，泉典洋：漏水・噴砂の動態に着目した河川堤防のパイピングの進行性に及ぼす地盤条件と水位条件，第 4 回堤防技術シンポジウム，2016
- 4) 上野俊幸，笹岡信吾，森啓年，中村賢人，福島雅紀，諏訪義雄：模型実験に基づいた河川堤防のパイピング発達に係わる土質条件の分析，河川技術論文集 第 23 巻，2017
- 5) 笹岡信吾，上野俊幸，森啓年，中村賢人，福島雅紀，諏訪義雄：大型模型実験に基づく河川堤防におけるパイピング発達過程の考察，河川技術論文集 第 23 巻，2017
- 6) 中島秀雄，長瀬迪夫，飯島豊：X 線を用いた土の浸透破壊実験とその考察，応用地質年報，1987

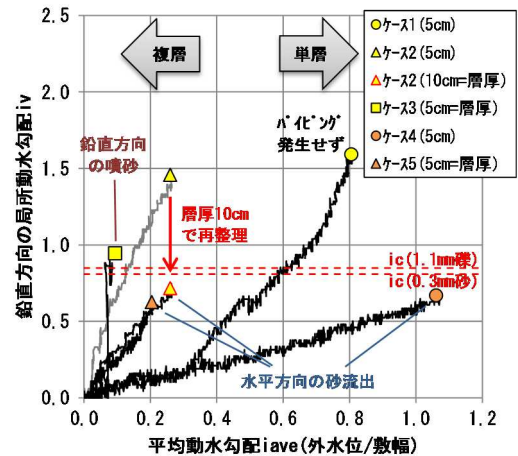


図-10 平均動水勾配 i_{ave} と i_v の関係

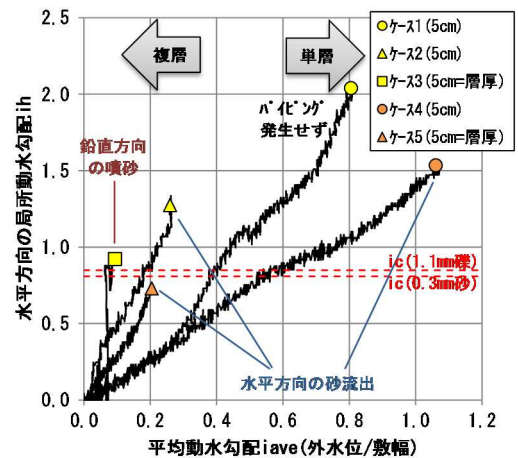


図-11 平均動水勾配 i_{ave} と i_h の関係

浸透による堤防のり尻からの崩壊に関する大型模型実験と室内土質試験

浸透 模型実験 三軸試験

(国研) 土木研究所 国際会員 ○石原 雅規
 " 正会員 秋場 俊一
 " 正会員 東 拓生
 元 " 正会員 吉田 直人
 " 国際会員 佐々木哲也

1. はじめに

砂質土によって作られた河川堤防においては、河川水位の上昇時や降雨時などにり尻が小崩壊した後、崩壊が徐々にり面の上方に拡大する進行性の崩壊が発生することがある。このような堤防の進行性破壊は、浸透水の作用に起因する現象と考えられているが、一般的に知られているすべり破壊やパイピング現象とは異なり、破壊時の挙動などについて必ずしも明らかとなっていない状況にあった。

これまで土木研究所では、上記の現象に係る大小の模型実験を繰返し実施し、細粒分の多寡によって一般的に知られているすべり破壊から進行性破壊に遷移すること¹⁾、良く締め固められている場合や礫がある程度含まれるとりのり尻からの進行性破壊は極めて生じにくくなること^{1),2),3)}、初期のり尻の小崩壊に関してはり尻付近の極めて狭い範囲の局所的な動水勾配が影響していること⁴⁾を明らかにし、模型実験の結果を三軸試験から得られる強度定数を用いた円弧すべり計算で表現するのは簡単ではないこと^{5),6)}を示してきた。

ここでは、小崩壊の発生後の法面上方への崩壊の進行を詳細に把握し、砂質土の中でも崩壊しやすい土とそうでない土が存在するのか、存在するのであれば室内土質試験で区別することができるか等の観点から実施した2つの大型模型実験と室内土質試験の結果の一部を示す。

2. 大型模型実験

(1) 実験概要

模型の形状、計測機器の配置を図1に示す。どちらも堤防半断面を模擬した模型となっている。天端の幅が異なるが、高さ3m、法勾配2割、奥行き6.5mは同じである。計測機器の配置は良く似た配置となっており、間隙水圧計を堤体下端に、堤体内水位観測孔を1測線設置した。図には示していないが、土壌水分計も多数埋設した。

まず基礎地盤として関東ロームを30cm厚で敷設し、その上に、高さ3mの堤体部分を作成した。堤体は少し広めの範囲に仕上がり層厚15cm分の堤体材料を敷き均し、手押し式の振動ローラーを用いて締め固めた。途中、所定の位置に計測機器を設置しながら、この作業を繰り返した。のり面は、余分な範囲を削り取ることによって成形した。

堤体材料の諸元を表1に、粒径加積曲線を図2に、締め固め曲線を図3に示す。2つの材料は、いずれも千葉県香取市の同じ土取場から入手したもので、採取位置が少し異なる。手で触れば、一方はすぐに塊ができ、一方は塊が作りにくいという違いが明らかであるが、粒径加積曲線だけでは、そのような違いには気づきにくい。一方、突き固め試験の

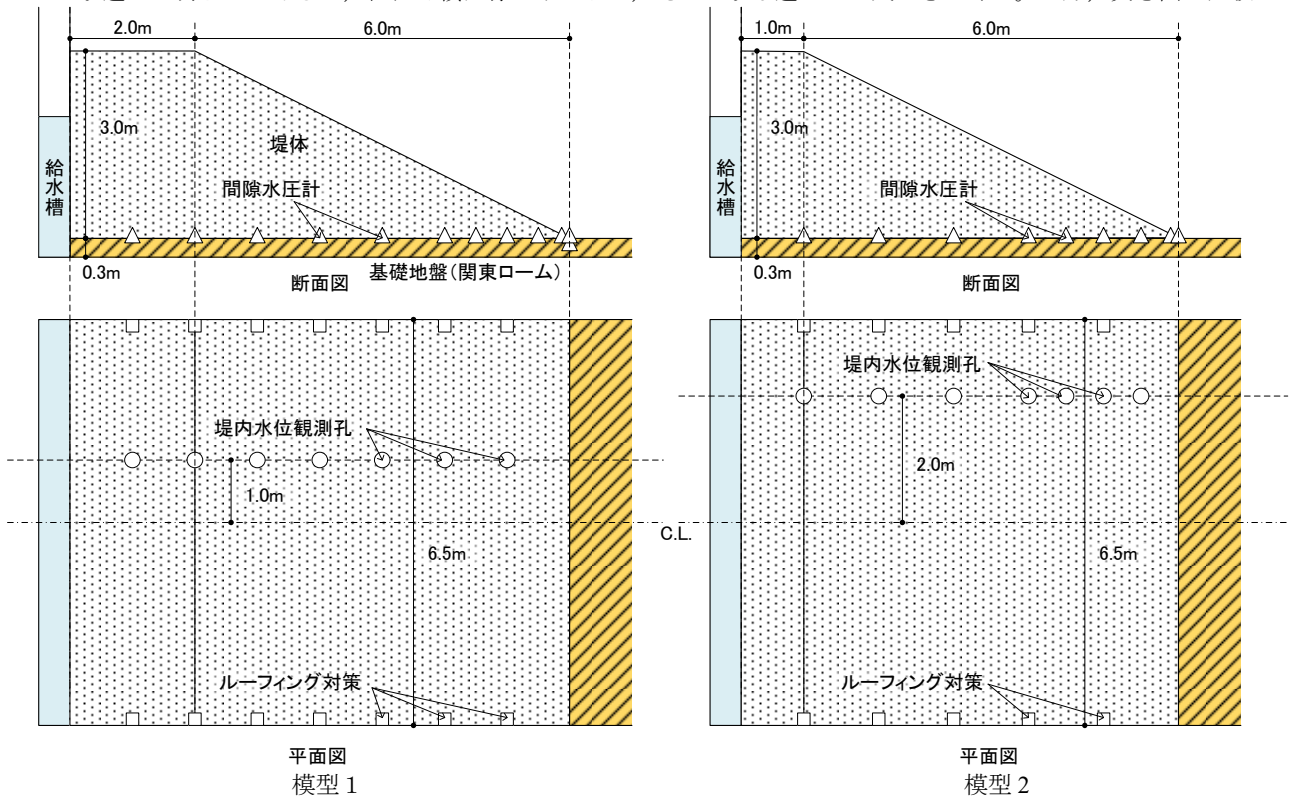


図1 大型模型の形状および計測機器の配置

表1 模型と堤体土の諸元

		模型1	模型2	
実施年度		H27	H28	
堤体材料		堤体材料1	堤体材料2	
土質	土粒子密度	g/cm ³	2.790	2.696
	礫分	%	0.2	1.4
	砂分	%	72.7	76.4
	シルト分	%	14.3	14.2
	粘土分	%	12.8	8.1
	最大乾燥密度	g/cm ³	1.544	1.692
	最適含水比	%	26.1	18.0
	目標締固め度	%	90	86
目標密度		g/cm ³	1.390	1.455
透水係数(室内)		m/sec	5.3×10 ⁻⁷ (D90%)	2.9×10 ⁻⁵ (D85%)

堤体材料2の値は複数の試験結果の平均値

結果によると、堤体材料1が堤体材料2に比べ、細粒分を多く含む土の挙動を示していることが分かる。また、室内透水試験結果を比較すると、約50倍も透水係数が異なる。

模型作成後、まず1mm/hrの降雨を約2週間与える降雨実験を行った^{7),8)}。降雨実験の後、堤体内の水位が十分に低下するのを待った上で、給水槽からの浸透実験を行った。給水槽と堤体土の間の壁には多くの孔が開いており、さらに壁と堤体土の間に繊維ポラス材を設置することによって、堤体土の給水槽側を比較的一様な浸透境界条件とした。

(2) 実験結果

給水槽内水位と堤体内水位の経時変化を図4に示す。水位は基礎地盤上面の高さを基準としている。

模型1では、給水槽内の水位を階段状にゆっくりと上昇させた。堤体内の水位の代表として、給水槽に比較的近いのり肩の水位を示していることもあり、給水槽の水位を上昇させると、すぐに定常に近い状態になっている。365時間頃にのり尻付近に写真1に示す変状を確認したが、ほとんど進行しなかった。変状が中々発生しなかったために、実験後半には、天端に土嚢を設置し、天端よりも給水槽内の水位を高くしている。それでも変状は進行しなかったため、実験を終了した。

模型2では、一度に給水槽内の水位を上昇させた。その結果、堤体内の水位も急激に上昇している。4時間頃には、写真2のように法尻に小さな変状が生じ始め、これが徐々に拡大した。写真3に示すように崩壊範囲が法面の2/3程度に達したところで、実験を終了した。堤体内の水位が上昇するに従って、徐々に変状が進行したことが確認されている⁹⁾。

室内透水試験では堤体材料に約50倍の透水性の違いが確認されているが、実験継続時間は約20倍しか変わらない。このことから、模型1で大きな変状が発生しなかった理由の1つとして、実験継続時間が十分でなかったことも考えられる。しかし、図4(B)ののり肩の水位の応答を比較すると、給水槽内の水位の上げ方が模型1と模型2で異なるため比較は簡単ではないが、堤体材料1と2の透水性に、室内透水試験の結果ほどの差は無いように見える。また、図5に堤体内水位を示す。模型1の実験終了間際(350hr)の堤体内水位は、模型2の変状開始時(4hr)の堤体内水位よりも遥かに高く、模型2の実

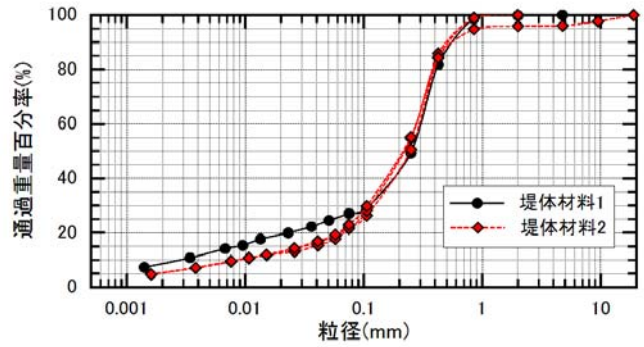


図2 堤体材料の粒径加積曲線

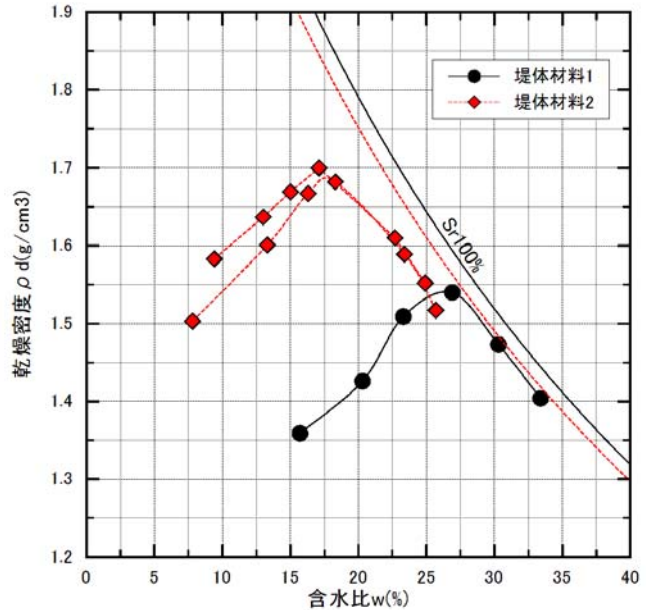


図3 堤体材料の締固め曲線

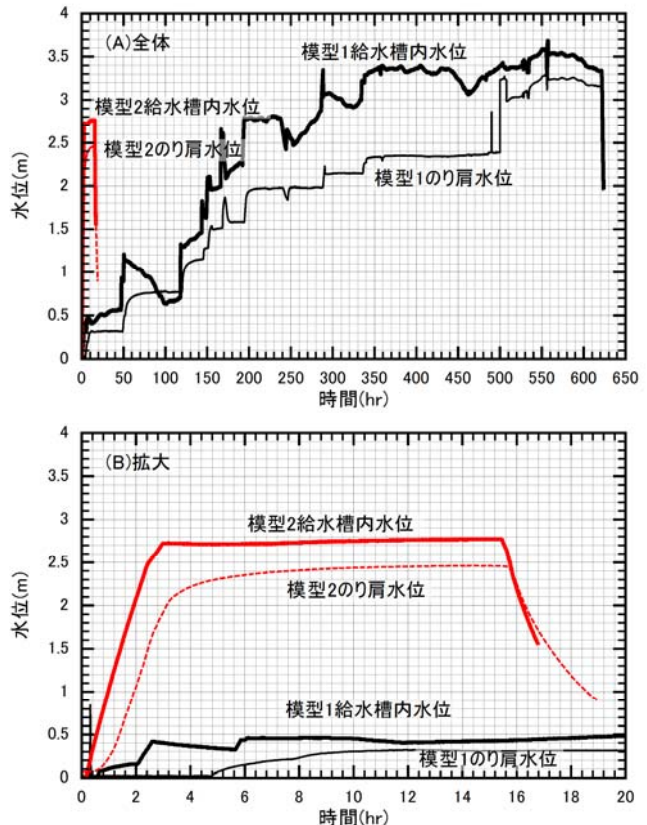


図4 給水槽と堤体内の水位の経時変化



写真1 模型1の変状



写真2 模型2の変状開始時



写真3 模型2の実験終了時

験終了間際 (15.5hr) に近い状態まで上がったことが確認されている。これより、模型1と模型2の崩壊の発生の有無は、堤体内水位の影響ではなく、堤体土の持つ強度の影響だと考えられる。

3. 室内土質試験

(1) 試験概要

上述の2つの大型模型実験結果の違いは、堤体土の強度の影響だと考えられるが、これを室内土質試験で評価できるかを調べた。

本検討では2種類の試験を実施した。1つは、CUB条件による三軸試験である。もう1つは、同じく三軸試験機を用いて行う試験であり、圧密後に、小さな軸荷重を加え、これを維持した状態で、軸ひずみが急増するまで徐々に間隙水圧を増加させるものである。近年、小高等が行っている試験法¹⁰⁾と基本的には同じものである。

供試体の作成方法は、以下のとおりである。まず、模型作成時と同じ含水比に調整した試料を準備した。次に、 $\phi 150\text{mm}$ の円筒状モールド内に、高さ20mm分の試料を投入、敷き均し、突き固め、表面を荒らすという作業を7回繰り返す、高さ140mmの大きな円柱状の土塊を作った。押し出しによる脱型後、90度ずつ4等分し、それぞれから $\phi 50\text{mm} \times \text{H}100\text{mm}$ の円柱供試体を作成した。

堤体材料1は締固め度90% (乾燥密度 1.390g/cm^3)を、堤体材料2は締固め度86% (乾燥密度 1.455g/cm^3)を目標とした。結果的に、成形後の平均値は、堤体材料1で締固め度92.5% (乾燥密度 1.429g/cm^3)、堤体材料2で締固め度87.3% (乾燥密度 1.468g/cm^3)であった。

(2) 試験結果

CUB条件による強度定数を図6に示す。全応力の場合には、堤体材料2に比べ低拘束圧下における強度が小さい傾向が見て取れる。堤体材料1にバラツキが見られ線が引きにくい、強度定数を算出してみると、堤体材料2の粘着力 c は堤体材料1の2倍以上となった。2つの模型実験の結果と整合しない強度定数である。

一方、有効応力の場合には、応力円が堤体材料1と2でほぼ同じような位置になった。強度定数を算出すると、堤体材料1の粘着力 c' は堤体材料2のそれよりも若干小さい結果が得られたが、モールの応力円の位置や大きさが微妙に変われば、逆転する可能性もある微妙な差でしかない。2つの模型実験の結果とは整合的ではあるが、明瞭な違いが表れているとは言えない。三軸試験の結果だけから、上述の模型実験の結果となることを想像することは難しい。

次に、間隙水圧上昇試験の結果を示す。堤体材料1の供試体に対して、目標 12.5kN/m^2 の軸差応力を与えた場合の試験結果を図7に示す。約400秒までの間に、約 12.5kN/m^2 の軸差応力を排水条件の元で与えている。その後、条件切り替えに数分の時間を要し、750秒辺りから間隙水圧を $0.25\text{kN/m}^2/\text{分}$ の速度で線形に増加させた。これにより、徐々に、有効応力が低下し、8000秒辺りで軸ひずみが急増したため、試験を終了している。

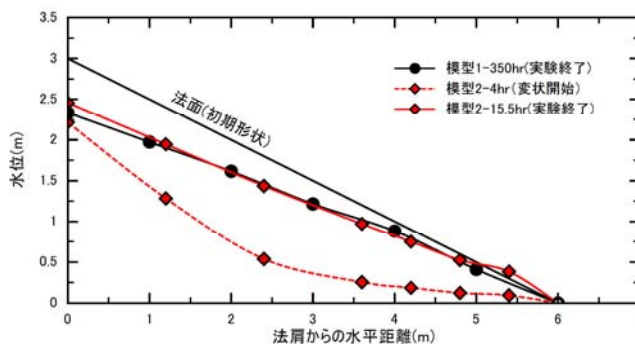


図5 堤体内水位分布

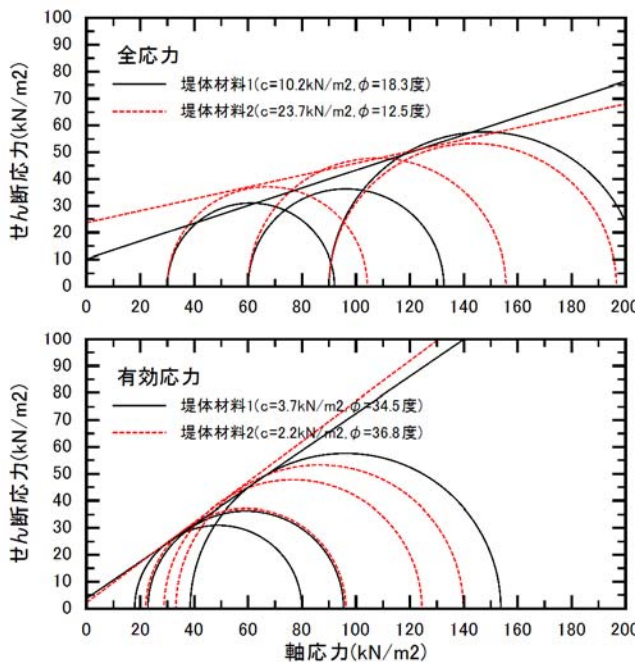


図6 CUB試験の結果

CUB 条件の三軸圧縮試験と間隙水圧上昇試験から得られた応力経路を図9に示す。大きな軸差応力を与えた場合には概ねCUB条件の試験結果に擦りつき、軸差応力が小さい場合には横方向が引張り応力となる1:3の直線の左側に若干突き抜けて終わっている。ただし、1:3の直線に達した辺りで、軸ひずみが急増(図8の軸ひずみ時刻歴参照)し、一気に破壊に至っている。したがって、1:3の直線の左側に飛び出ているとは言え、実際には粘着力をほとんど期待できない材料と考えられる。堤体材料1と2の試験結果を比較すると、堤体材料1の方が大きな軸差応力でも1:3の直線に達しており、低拘束圧下で相対的に高い強度を発揮すると考えられる。

このような試験結果を三軸試験と同様、応力円で表したのが図10である。多くの試験で脆性的な破壊の様子を示していることから、比較的小さなひずみレベルである軸ひずみ2%における応力状態を以て、各供試体の代表的な応力状態とした。堤体材料1と2の応力円を崩落する範囲を超低拘束圧下(例えば、0~10kN/m²)で比較すると、せん断強度に大きな差があることが明瞭であり、模型実験の結果とも整合的である。

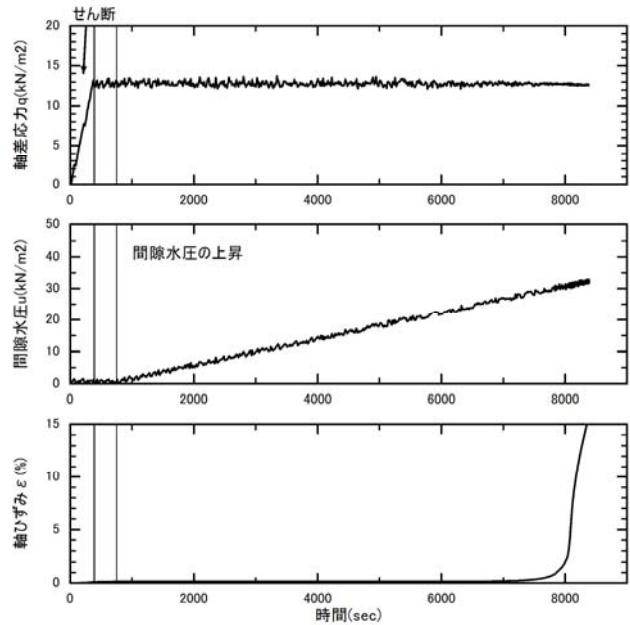


図8 間隙水圧上昇試験の試験結果例(堤体材料1)

4. まとめ

高さ3mの堤防を模擬した大型模型実験を細粒分の量が少し異なる盛土材を用いて2ケース実施した。粘土分が比較的多く含まれる盛土材を用いたケースでは、水位を上げ十分な時間浸透させても法尻に若干の変状が見られた程度ではほぼ無傷であったのに対し、粘土分の比較的少ない盛土材を用いたケースでは、水位を上げて数時間後からのり尻の小崩壊が始まり、約半日後にはのり面の2/3程度の高さまで崩壊が拡大した。

この2つの盛土材の再構成試料を用いた三軸試験を実施した。CUB条件では強度定数に有意な差は見られなかったが、軸差応力を与えた後に間隙水圧を上昇する試験では、低拘束圧下の強度に明瞭な差が確認できた。

参考文献 1) 齋藤, 森, 佐々木: 砂質土堤防の浸透による破壊形態と土質定数に関する大型模型実験, 河川技術論文集, Vol.17, 2011, 2) 川井, 石原, 吉田, 佐々木: 内部侵食とのり尻付近の動水勾配の関係, 第1回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, 2013, 3) 佐々木, 石原, 齋藤, 吉田, 秋場, 川井: 浸透に起因する河川堤防ののり尻からの進行性破壊現象に関する実験, 土木研究所資料第4300号, 2015, 4) 秋場, 吉田, 石原, 佐々木: 河川堤防の進行性破壊とのり尻付近の局所動水勾配の関係に関する解析的検討, 第1回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, 2014, 5) 塚本, 齋藤, 石原, 佐々木: 砂質土堤防のせん断強度特性に関する低拘束圧三軸圧縮試験, 土木学会第67回年次学術講演会講演概要集, 2012, 6) 齋藤, 石原, 塚本, 佐々木: 密な砂質土堤防の浸透安全性評価に関する大型模型実験, 土木学会第67回年次学術講演会講演概要集, 2012, 7) 秋場, 吉田, 石原, 佐々木: 河川堤防の降雨・河川水の上昇による堤体内浸透挙動に関する検証, 第4回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, 2016, 8) 秋場, 東, 石原, 佐々木: 大型模型実験の降雨・河川水の上昇による堤体内浸透挙動に関する検証, 土木学会第72回年次学術講演会講演概要集, 2017, 9) 東, 秋場, 石原, 佐々木: 河川堤防のり面の進行性破壊に関する大型模型実験, 土木学会第72回年次学術講演会講演概要集, 2017, 10) 田中, 小高, 李, 久保, 石原: 中間土堤体土の吸水軟化試験による浸透耐性の評価と供試体作成方法の影響, 土木学会第72回年次学術講演会講演概要集, 2017.

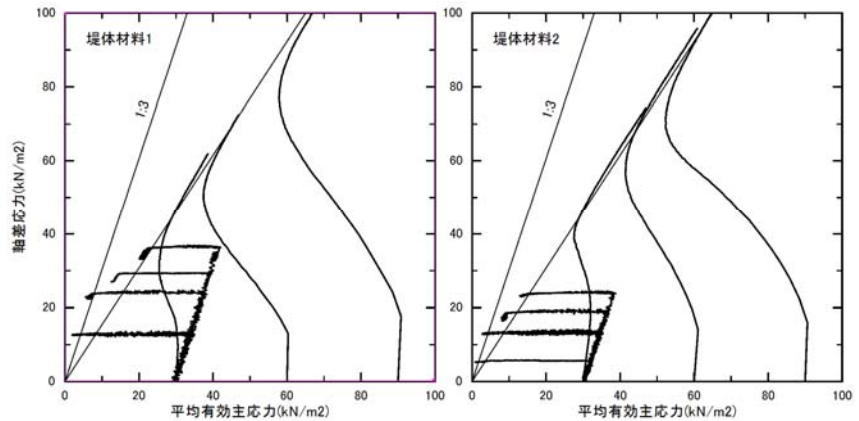


図9 強度試験の応力経路

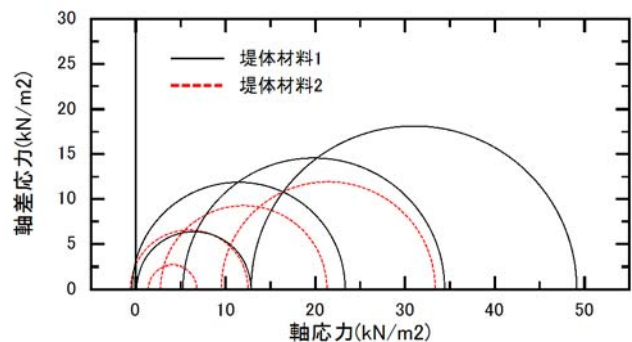


図10 間隙水圧上昇試験による応力円

河川堤防の被災実態と堤防脆弱性指標の関係

浸透破壊 被災調査 堤防脆弱性指標

国土技術政策総合研究所 正会員 ○中村賢人 笹岡信吾 上野俊幸
福島雅紀 諏訪義雄

1.はじめに

国土交通省は、各河川の既往の被災実績等から平均動水勾配や裏法勾配等の指標を用いて、河川堤防の機能に支障を及ぼす変状が生じる可能性が相対的に高い区間を重点監視区間として設定し、効果的かつ効率的な浸透、侵食の監視を行っている¹⁾。重点監視区間を抽出するために用いられている指標に加え、堤防の被災履歴とその対策の設置状況等を縦断的に整理した堤防情報整理図を笹岡ら²⁾が作成しており、堤防川裏法尻における土質と併せて整理することにより、すべりや基盤漏水といった浸透による被災に対して、相対的に弱点となる箇所を抽出を試みている。また、重点監視区間の設定は、基盤漏水を平均動水勾配、川裏法すべりを川裏法勾配によって抽出している。

一方、田端ら³⁾は、洪水継続時間における堤体内の浸潤線の変化を考慮することにより、堤体漏水や川裏法すべりに対する弱点箇所の抽出を試みており、その指標として堤防脆弱性指標（以下、 t^* と呼ぶ）を提案している。 t^* は時間の概念を取り入れることによって、従来指標よりも堤防にかかる外力をより適切に表現しているため、堤防の機能に支障を及ぼす変状が生じる可能性が高い箇所（以下、弱点箇所と呼ぶ）をよりの確に抽出できると期待される。ただし、現地で生じる被災は、堤体漏水、浸潤線の上昇に伴うすべりの発生など、一つの要因で生じているものばかりでなく、降雨の影響、浸透対策の実施状況、築堤履歴などが複合的に関係している。そこで、著者らが調査した被災事例の中から t^* によって表現可能と考えられる2河川の被災事例を t^* によって評価した。その結果、 t^* を現地で適用する上での留意点が確認された。

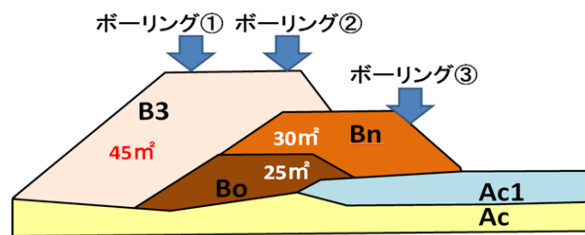
2.堤防脆弱性指標の算出及び被災状況の整理

2-1.堤防脆弱性指標の算出方法

田端らの提案した堤防脆弱性指標は式(1)の通りである。

$$t^* = \frac{8 H(t) \cdot k \cdot (t - t_0)}{3 \lambda \cdot B(t)^2} \quad (1)$$

ここに、 $H(t)$ ：出水における最高水位、 k ：堤体の透水係数、 t ：水位 H に上昇した時刻、 t_0 ：水位が高水敷高に上昇した時刻、 λ ：堤体の空隙率、 $B(t)$ ：水際から川裏法尻までの距離である。堤体の透水係数 k は図-1 に示すとおり堤体の各土質の面積を考慮して算出した。なお、本論文で使用した t^* は、不透水性基礎地盤上にある堤体への河川水の浸透に着目したものをを用いた。



$$\text{堤体全体の透水係数} = \frac{(B3\text{層の透水係数} \times B3\text{面積}) + (Bo\text{の透水係数} \times Bo\text{面積}) + (Bn\text{の透水係数} \times Bn\text{面積})}{B3\text{面積} + Bo\text{面積} + Bn\text{面積}}$$

図-1 堤体の透水係数の算出方法

2-2.堤体土質及び浸透対策実施状況の整理

被災状況を確認するに先立ち、堤体土質や被災時点における浸透対策の実施状況を確認した。堤体土質については、既往のボーリング調査結果より、土層構造とその土質を確認した。対策工については、河川水の堤体への浸透対策である遮水シート、及び河川水の基礎地盤への浸透対策である止水矢板に着目し、その施工状況を確認した。

子吉川及び吉田川において、 t^* の算出結果と堤体の被災が発生した箇所、堤体の透水係数、川表における対策工の施工状況、堤体土質の縦断的な位置関係を図-2～図-4に示す。 t^* の算出に用いる出水は過去10年間で最も大きい出水とし、子吉川では平成25年7月、吉田川では平成27年9月に発生したものとした。

2-3.子吉川（右岸）の被災概要

検討区間は右岸 6.0～18.0k 区間とした。この出水によって、①10.72～10.78k 区間では川裏法すべりと基盤漏水（噴砂あり）が、②11.19～11.21k 区間では川裏法すべりが、③11.54～11.60k 区間では川裏法すべりがそれぞれ発生した。

2-4.吉田川の被災概要

検討区間は右岸 4.0～13.2k 区間、左岸 9.8～17.2k 区間とした。この出水によって、①右岸 7.1k 付近で川裏小段における堤体漏水が、②右岸 10.1k 付近で川裏法尻付近における堤体漏水が、③右岸 10.3k 付近で川裏法尻付近における堤体漏水が、④左岸 15.7～16.0k 区間で川裏法尻付近の第二小段における堤体漏水がそれぞれ発生している。

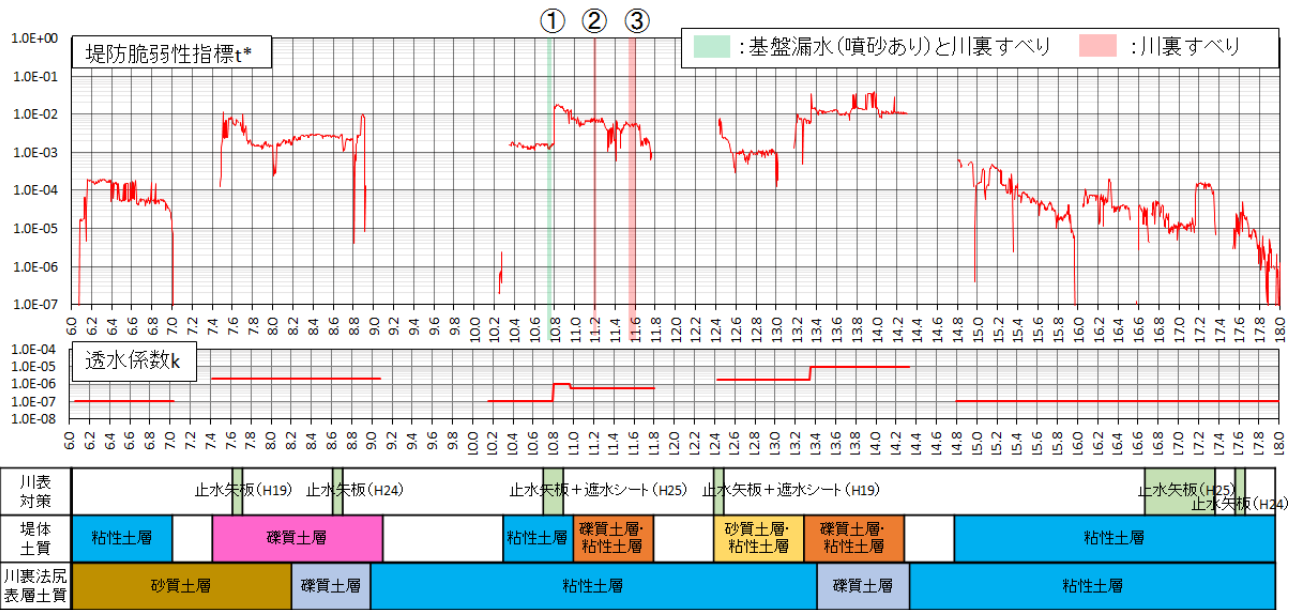


図-2 堤防脆弱性指標・被災位置・堤体の透水係数・対策工の施工状況・堤体と川裏法尻表層土質の整理（子吉川右岸）

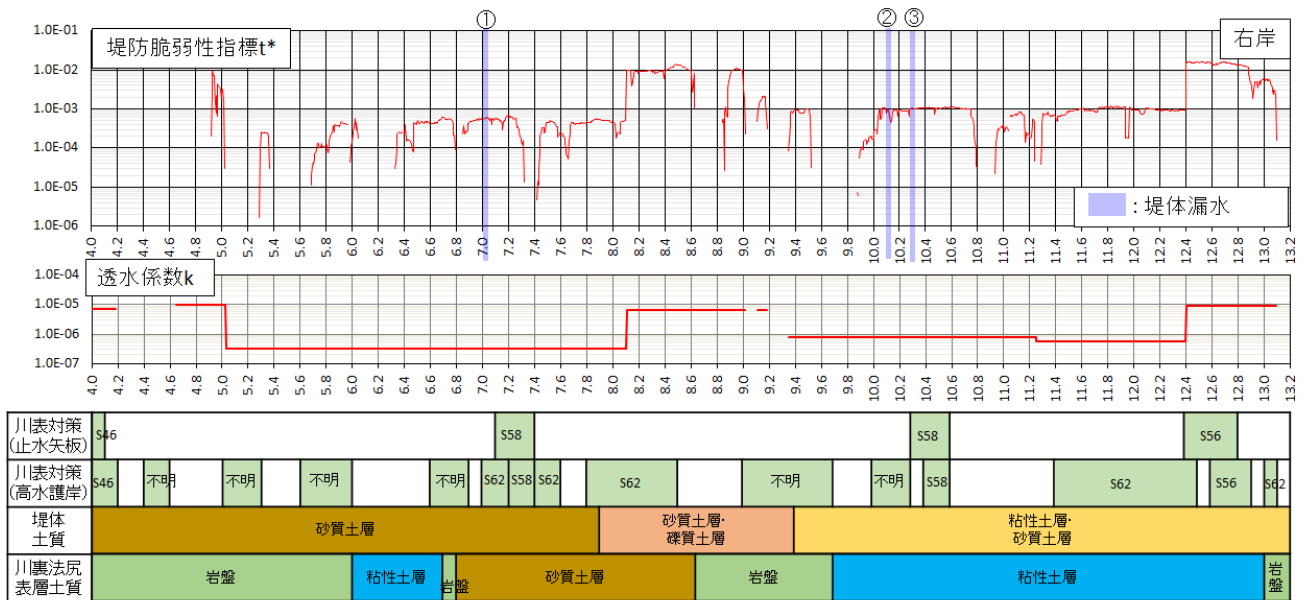


図-3 堤防脆弱性指標・被災位置・堤体の透水係数・対策工の施工状況・堤体と川裏法尻表層土質の整理（吉田川右岸）

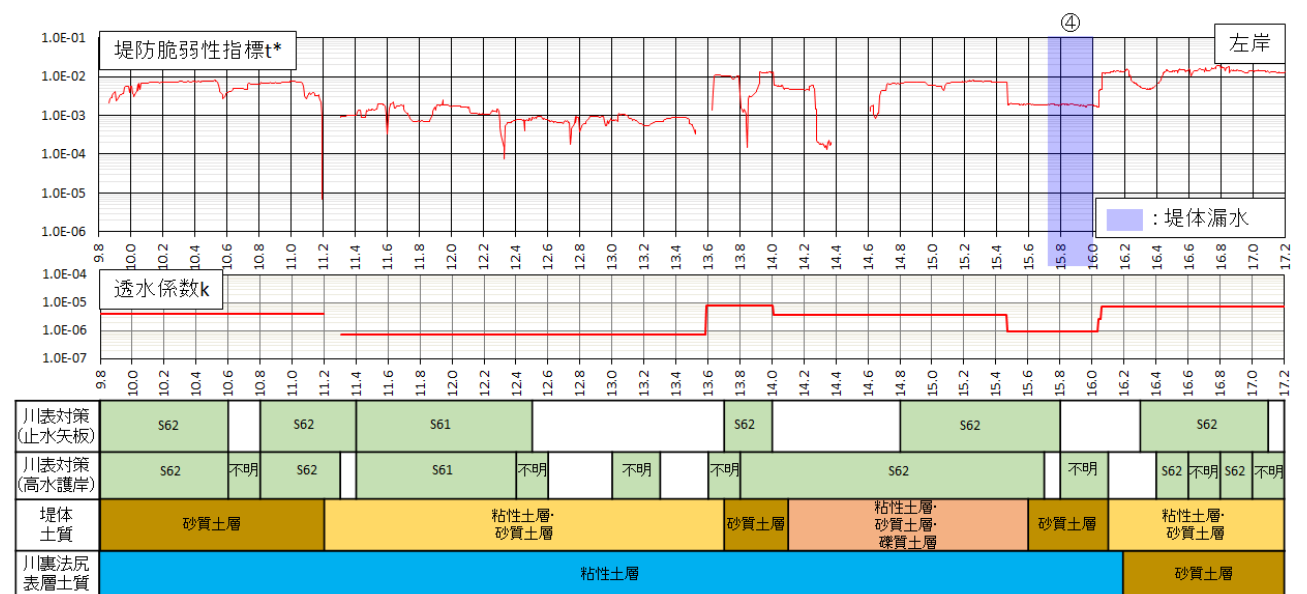


図-4 堤防脆弱性指標・被災位置・堤体の透水係数・対策工の施工状況・堤体と川裏法尻表層土質の整理（吉田川左岸）

3.被災箇所と堤防脆弱性指標の関係

3-1.子吉川 (右岸)

①右岸 10.72～10.78k 区間で発生した川裏法すべりと基盤漏水(噴砂あり)の被災状況及び考えられる被災要因は中川⁴⁾によって検討されている。降雨記録, 基礎地盤のトレンチ調査結果, 浸透流解析の結果から, 基礎地盤における透水層からの浸透により基盤漏水が生じるとともに, 基礎地盤上層に分布している粘性土層及びその下の砂層の強度が低下した影響により被災が発生したと推定されている。

②右岸 11.189～11.207k 区間, ③右岸 11.543～11.603k 区間の川裏法すべりについては, ①とは異なり基盤漏水は発生していない。また, 基礎地盤に粘土層が分布していることや, 川表に遮水シートなどの対策工を施工していないことから, ②③の被災要因は河川水が堤体へ浸透したことによるものと考えられた。

また, 各被災箇所における t^* の値は①が $1.2E-03 \sim 1.9E-03$, ②が $7.0E-03 \sim 9.0E-03$, ③が $4.4E-03 \sim 5.8E-03$ となった。①について, t^* の値が②の $1/3 \sim 1/8$ 倍程度, ③の $1/2 \sim 1/5$ 倍程度と②③に比べて小さいにも関わらず, 被災が発生したのは, 基盤漏水が発生していたことも一つの要因であろう。

3-2.吉田川

川裏小段において漏水が発生した①7.1k 付近では, 遮水シートが川表に施工されているが, 検討対象の出水では河川の水位が遮水シートの施工してある高さよりも高かった。また, 被災の発生した地点は図-5 に示す通り, 小段で発生していることから, この被災要因は遮水シートの設置範囲の上部から河川水が堤体へ浸透したことによるものと考えられた。

川裏法尻付近で堤体漏水が発生した②10.1k 付近では, 遮水シートが施工されておらず, 基礎地盤上層には不透水層が分布していることから, 堤体を通じて河川水が川裏法尻まで浸透したことが主たる要因と考えられた。

川裏法尻付近の堤体漏水が発生した③10.3k 付近では, 透水性の堤体に遮水シートは施工されていないが, 川表法尻に止水矢板が施工されていることから, ②と同様に堤体を通じて河川水が川裏法尻まで浸透したことが主たる要因と考えられた。

各被災箇所における t^* の値は①が $5.6E-04$, ②が $9.1E-04$, ③が $1.0E-03$ となった。①の t^* が, ②③の $1/2$ 倍程度と小さいにも関わらず被災が発生したのは, 小段天端から浸透した雨水が漏水として浸出した結果と考えられた。

④15.7～16.0k 区間で発生した川裏法尻付近の第二小段における堤体漏水は森ら⁵⁾によって検討されており, 川裏法尻付近の堤体表層と基礎地盤表層に透水性が低い層が存在するため, 行き場を失った浸透水が川裏法尻付近の堤体表層で透水層と不透水層の境目となる川裏法尻付近の第二小段で漏水を引き起こしたとされている。このことから, この被災要因は河川水の堤体への浸透によるものではあるが, 川裏法尻部付近の局所的な地盤構成によって引き起こされたものと考えられる。また, ④の t^* は $1.79E-03 \sim 1.99E-03$ と上下流に比べて小さく, 例えば 16.1k 地点の t^* の $1/10$ 倍程度である。この要因として, t^* では考慮していない局所的な地盤構成の違いが影響したのと考えられた。

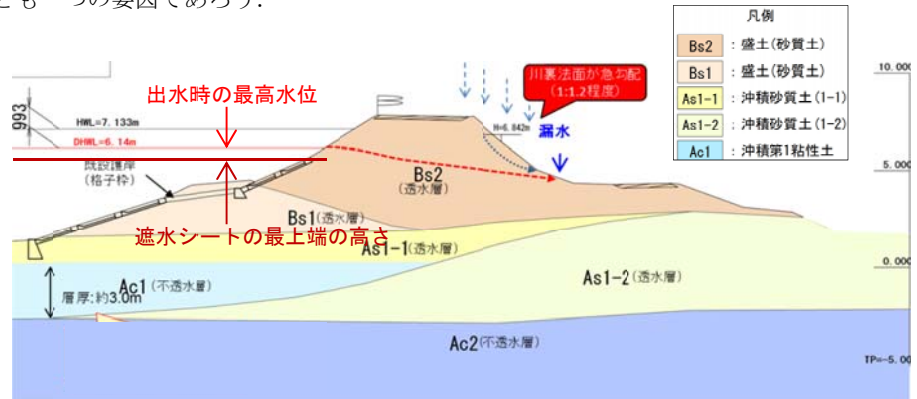


図-5 吉田川被災①の断面図

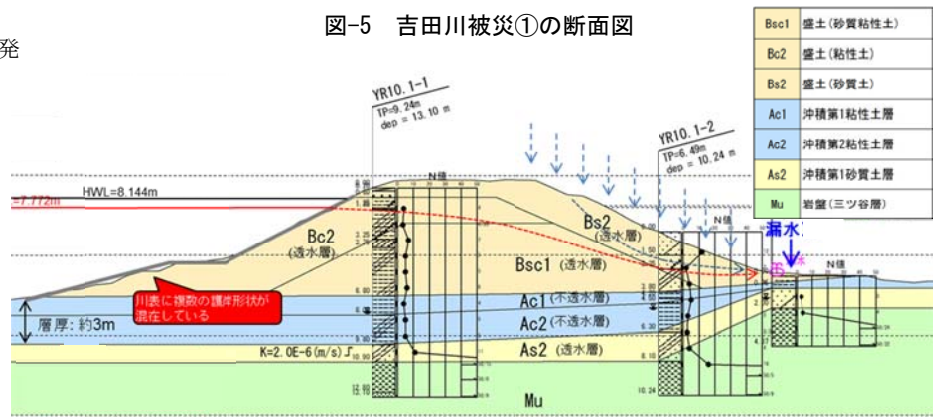


図-6 吉田川被災②の断面図

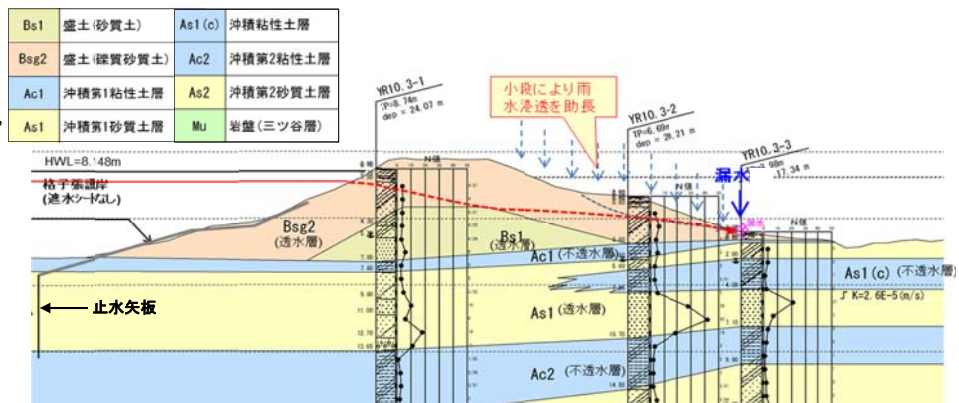


図-7 吉田川被災③の断面図

4.堤防脆弱性指標を弱点箇所抽出に用いるにあたっての留意点

前節において t^* と被災箇所との関係を確認した結果、被災箇所において特に t^* が高くなる傾向は見られなかった。これは、 t^* がそもそも対策工の施工状況や川裏法尻表層の土質等を考慮していないことによると考えられる。こうした観点で図-2～図-4を確認すると、子吉川①及び吉田川①③は対策区間と未対策区間との境界で被災が生じている。

こうした点を勘案し、弱点箇所抽出にあたっての留意点を整理した。

- ① 河川水が堤体へ浸透したことによって生じた可能性が高い被災であり、かつ小段で発生していない被災の中で t^* が最も低い値を、被災が起きる閾値として設定し、閾値以上の箇所を抽出する。
- ② ①で抽出した箇所において、川表に H.W.L まで施工された遮水シート等の堤体へ浸透が起りにくくする対策工が施工されている箇所は除外する。
- ③ 川裏法尻表層の土質が礫質土層と砂質土層の透水性の高い土質の場合は除外する。
- ④ 堤体が礫質土の場合は t^* の性質上高い値が算出されるが、礫質土の堤体においては河川水の堤体への浸透現象による被災事例が少ないため、①で抽出した箇所において堤体土質が礫質土の場合は除外する。

これらの点に留意して弱点箇所を抽出したところ、子吉川右岸では 11.0～11.6k 区間、13.2～13.4k 区間、吉田川右岸では 10.2～10.3k 区間、10.6～10.8k 区間、12.5～12.6k 区間、12.9～13.0k 区間が弱点箇所として抽出された。なお、吉田川においては、高水護岸が設置されている箇所は遮水シートが施工されていると仮定して弱点箇所を抽出したため、実際の遮水シートの施工状況によっては弱点箇所が増える可能性がある。また、吉田川左岸においては、検討対象の出水で発生した被災が 1 件のみであり、前述した地盤状況によって引き起こされた被災であることから、 t^* の閾値を設定できず、弱点箇所を抽出していない。

5.まとめ

t^* にて検討が可能と考えられる被災について弱点箇所の抽出を行った。弱点箇所の抽出に必要な対策工の施工状況等を取りまとめた堤防情報整理図に t^* を追加することによって、効率的に弱点箇所を抽出可能と考えられる。

謝辞

本研究の遂行にあたり、河川砂防技術研究開発公募「透水性基礎地盤に起因する河川堤防の変形に関する技術研究開発」における意見交換会に携わる関係者の方々より多くのご助言を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 国土交通省 水管理・国土保全局 河川環境課 河川保全企画室：河川管理者のための浸透・侵食に関する重点監視の手引き(案)，2016。
- 2) 田端幸輔，福岡捷二，内堀寿美男，上村勇太：堤防脆弱性指標に基づいた堤防破壊危険性評価に関する研究—鬼怒川中下流部平成 27 年 9 月大洪水を例として—，河川技術論文集 第 23 巻，pp387-392，2017。
- 3) 笹岡信吾，上野俊幸，諏訪義雄，森啓年：被災履歴を考慮した河川堤防の弱点箇所抽出手法の提案，河川堤防技術シンポジウム講演概要集 第 4 回，pp.57-60，2016
- 4) 中川博樹：子吉川における堤防被災メカニズムと調査分析結果について，地盤工学から見た堤防技術シンポジウム 第 2 回，災害報告特別セッション（発表資料）
- 5) 森啓年，笹岡信吾，上野俊幸，諏訪義雄：縦断方向の土質の不均質性に着目した河川堤防の被災原因調査，河川技術論文集 第 23 巻，2017

大規模堤防浸透実験結果に基づく 洪水時の水位上昇・降下に伴う河川堤防浸潤線の推定法に関する研究

河川堤防, 非正常堤体内浸潤線, 大規模堤防浸透実験, 流線網解析

中央大学大学院
中央大学研究開発機構
中央大学研究開発機構

学生会員 ○上村 勇太
フェロー会員 福岡 捷二
正会員 田端 幸輔

1. 序論

洪水時に河川堤防がいつ、どの程度危険になるのかを縦断的に把握することは、河川管理の大きな課題である。近年、洪水継続時間が長く 2~3 波形の連続する豪雨に起因する洪水が見られるようになり、長時間の堤体浸透に起因する堤体崩落、決壊等の被災が懸念されている。このような洪水時の堤防の浸透破壊危険性を評価するためには、洪水時の水位上昇から降下までの一連の変化に対する堤体内浸潤線の挙動を合理的に推定することが必要である。福岡・田端¹⁾は、堤防脆弱性指標を用いて洪水時の堤体浸透破壊危険箇所の縦断的評価を行ってきた。しかし、これまでは、水位上昇時からピークまでの堤防の浸透についての議論が中心であり、水位降下時の堤防の浸潤線の変化や、2~3 波形の連続した水位ハイドログラフに対する堤防の安定性については十分検討されていない。本研究では、土木研究所で実施された水位の上昇から降下に至る堤体内水面形が計測された大規模堤防浸透実験結果²⁾を用い、堤体内浸潤線形状の挙動を把握する。次に、内田³⁾の非正常浸潤線形成の考え方を拡張し、外水位上昇・降下時の堤体内浸潤線の推定法を構築する。最後に、この推定法が大規模堤防浸透実験で計測された堤体内浸潤線形状の時間変化を適切に説明できることを示す。

2. 土木研究所による大規模堤防浸透実験

2.1. 堤防浸透実験の概要

国立研究開発法人土木研究所が中心となり、堤体内水位計測手法の確立を目的として、屋外に設置された半断面と全断面の大規模な堤防模型(図-1(a), (b))を用いた浸透実験が実施された²⁾。堤防模型の堤体部分は、高さ 3 m, 天端幅 3 m, のり勾配 1:2 である。図-1(c), (d)に示す外力条件で、堤体下部に 1~1.5m 間隔で設置されたマンメータにより、外水位上昇から降下までの時間帯において 1 時間ピッチで堤体内水位が測定されている。模型 1 では二山洪水を想定した実験が行われた。本文では、図-1(a), (b)に示す 2 種類の堤防浸透実験時に堤体内で測定された水位データを用いて浸潤線の検討を行う。

2.2. 堤防浸透実験時の堤体内浸潤線の挙動

大規模堤防浸透実験で観測された外水位上昇時、降下時の堤体内浸潤線の挙動を分析し、これに伴う堤防浸透機構について考察する。図-2(a), (b)には模型 1, 2 にお

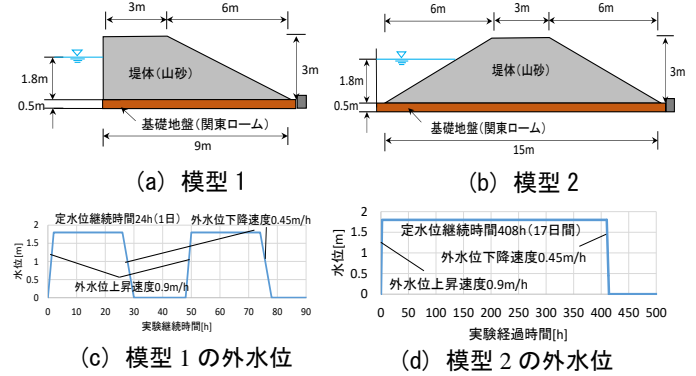


図-1 土木研究所大規模堤防模型の断面形状と外水位

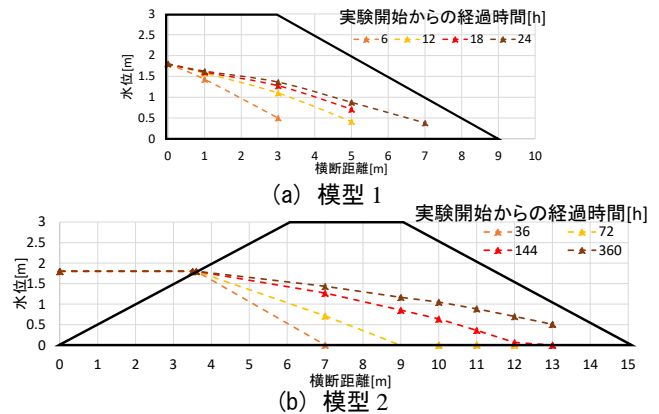


図-2 外水位上昇・湛水時の堤体内浸潤線の観測値

ける外水位上昇時の堤体内水位の観測値を示す。時間は実験開始からの経過時間を示す。基礎地盤は難透水性の関東ロームである。水位観測は、模型 1 で $x=7m$, 模型 2 では $x=13m$ の位置まで行われた。裏法先での水位は観測されていないが、浸潤線形状より判断すると、模型 1 では外水位降下前に浸潤線が裏法先には到達してはず、模型 2 では到達していたと推定される。図-3(a), (b)には模型 1, 2 の外水位降下時の堤体内水位の観測値をプロットで示す。両模型とも浸潤線には頂部が出現し、頂部位置は外水位降下前の浸潤線に沿って裏法側に徐々に移動していることが確認できる。堤体内飽和域の体積は外水位降下に伴い減少しているものの、多くは堤体内に残留し、出現した水位頂部から表法、裏法両側に上に凸の浸潤線が形成される。また、模型 1 では、図-3(a)の赤の破線で囲まれた $x=7m$ における外水位降下時の水位ハイドログラフから、堤体内水位が徐々に上昇していることが確認でき、浸潤線の進行が見られる。一方、湛水時間の長い模型 2

On evaluation method of the time changing of seepage lines in river levees during floods based on the results of large-scale seepage test

Y. Uemura (Chuo University), S. Fukuoka (Research and Development Initiative, Chuo University) and K. Tabata (Research and Development Initiative, Chuo University)

では、外水位降下前に浸潤線が既に裏法に到達しており、外水位降下時には堤体中央から裏法側にかけての水位に変動がないことが分かる(図-3(b))。以上より、外水位降下時には表法側からの排水により、堤体内に水位頂部が発生し、その位置が裏法側へ移動すること、裏法側の浸潤線フロントは進行し続けることが分かった。

3. 非定常堤体内浸潤線の推定法

ここでは、大規模堤防浸透実験結果を参考に内田の外水位上昇時の非定常浸潤線の推定式の有効性を確認し、内田の解析法を水位降下時に拡張する。これにより洪水時の水位上昇・降下の全期間に適用できる浸潤線解析法を構築する。

3.1. 内田の非定常浸潤線の推定式

流線網解析を用いた内田の非定常浸潤線の推定式の拡張のため、式の導出過程を以下に示す。不透水性基盤上の盛土内の浸透流ではダルシー則が成り立つと考え、流線が全て水平である流れをとると任意の高さにおける水面の移動速度は式(1)で表せる。

$$\frac{dx}{dt} = \frac{u}{\lambda} = \frac{k}{\lambda} \frac{H-z}{x} \quad (1)$$

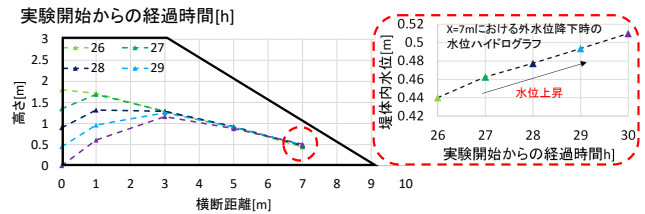
ここに、 x : 盛土内の水位に対応する浸潤線の位置、 t : 浸透時間、 u : 浸透流速、 λ : 空隙率、 k : 盛土内の透水係数、 H : 外水位、 z : 盛土内浸潤線の水位である。式(1)を初期条件 $t=0, x=0$ を与えて積分することで盛土内浸潤線の式(2)が求まる。

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

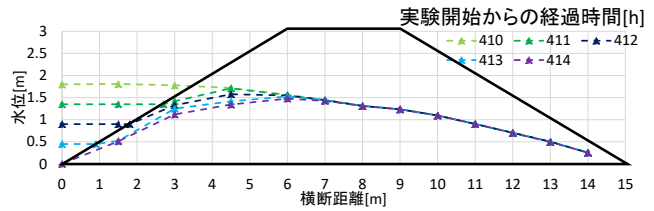
ここで、 ξ : 浸潤線フロントの位置である。式(2)は水面の移動が水平方向に卓越すると仮定した場合に、浸潤線の形状は x/ξ によって決まり、 x 方向に縮尺可能な相似形であることを示している。また、この式形は、自由水面の運動学的条件の近似解と同じ形である³⁾。次に、図-4に示すように式(2)の水面形状を初期の境界とし、外水位、基盤層との境界面に囲まれた領域はポテンシャル場であることから、フローネット(流線網)が作成出来る。作成した流線網に基づき自由水面の移動距離 d を式(3)で計算する。

$$d = \frac{u}{\lambda} \delta t = \frac{k}{\lambda} \frac{\delta h}{\delta s} \delta t \quad (3)$$

ここで、 δt : 浸透時間(s)、 δh : 損失水頭(m)、 δs : 流線長(m)である。算出された d に基づいて、浸潤線を移動させた後、相似条件により、浸潤線を一様に縮小して浸潤線フロントの位置を元のフロント位置に一致させる。すると、図-4の赤線で示す浸潤線が描ける。移動後の浸潤線と元の浸潤線の飽和域の体積の差(図-4の赤ハッチ部分)が小さくなるまでこの手順を繰り返すことにより、境界条件を満たすポテンシャル流場に基づく浸潤線形状に収束していく。最終的に、 x/ξ の乗数が修正され以下に示す内田の非定常浸潤線の推定式(4)が導かれる。



(a) 模型 1



(b) 模型 2

図-3 外水位降下時の堤体内浸潤線の観測値

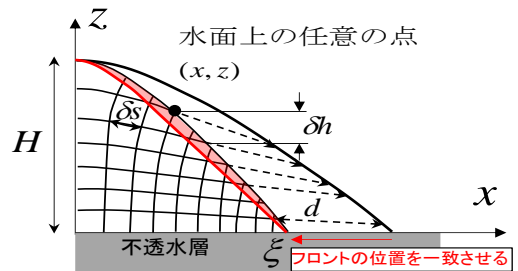


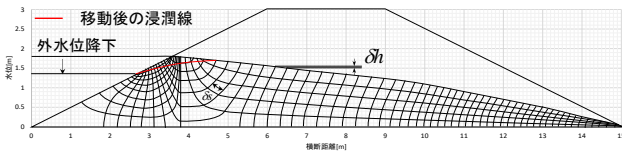
図-4 不透水性基盤上の浸透流場の流線網解析

$$\frac{z}{H} = \left\{ 1 - \left(\frac{x}{\xi(t)} \right)^{1.5} \right\}, \xi(t) = \sqrt{\frac{8kH}{3\lambda} t} \quad (4)$$

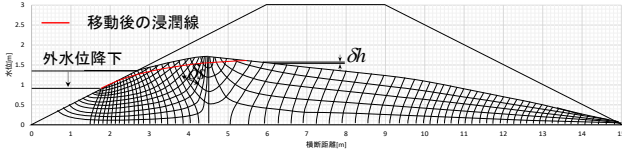
3.2. 外水位降下時の堤体内浸潤線推定法の構築

(1) 流線網解析法に基づく外水位降下時の浸潤線の近似式と堤体内流速場

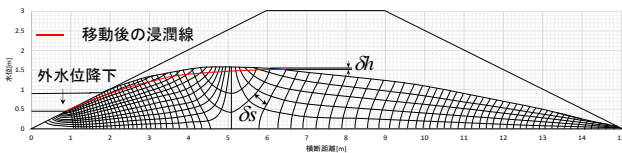
ここからは全断面の模型 2 の実験で得られた結果を対象に外水位降下時の表法側の浸潤線の近似式を求める。外水位降下直前の最高外水位時の堤体内浸潤線形状を境界条件とし、堤体内がダルシー則の成り立つ浸透流場として、試行錯誤的に流線と等ポテンシャル線が直交するよう正方形流線網を作成する。次に自由水面上の点の移動距離を式(3)により計算する。 $\delta t=3600s, \lambda=0.4$, とし、 k は、実験で計測された水面を追尾するような $1.2 \times 10^{-4} m/s$ を与えた。図-5に外水位降下開始から1時間毎の流線網による解析結果を示す。外水位の降下により水位の頂部では鉛直下方へ、頂部の周囲では表法と裏法の両方向へそれぞれ向かう流線が描かれる。等ポテンシャル線の間隔は表法面が最も狭く、堤体水位頂部に近づく程広くなり、それに伴い単位時間当たりの水面の移動速度も小さくなる。結果として水面の動きが小さい裏法側に向かって水位の頂部位置が移動する。また、流線の向きに着目すると水位頂部付近では水面の移動は鉛直方向に卓越しているが、頂部から離れるにつれて水平方向の流れが卓越する。裏法側の浸潤線が進行途中である場合は、流線網から頂部付近のピエゾ水頭との水頭差を外力として進んでいくと考えられる。図-6に流線網解析により得られた1時間毎の堤体内浸潤線形状を示す。水位頂部付近を除き水面の動きは水平方向が卓越しているため、浸潤線



(a) 外水位降下開始から一時間後の流線網



(b) 外水位降下開始から二時間後の流線網



(c) 外水位降下開始から三時間後の流線網

図-5 水位降下時の流線網解析結果

形状の相似条件が成り立つと考え、水位頂部の移動に追従する x' , z' 座標系で定義した式(5)の関数形で表法側の浸潤線形状を表現する。

$$\frac{z'}{h_T} = \left\{ 1 - \left(\frac{x'}{\xi_f} \right)^m \right\} \quad (5)$$

ここに、 ξ_f : 外水位降下による表法側の浸潤線フロントの位置である。図-7 に解析浸潤線と近似式による浸潤線をそれぞれ h_T と ξ_f で無次元化し整理した結果の比較を示す。外水位ピークから降下後一時間 (411時間後) の浸潤線は少し上部が低い形状になっているが、式(5)に概ね $m=2$ を与えることが出来ると判断する。この解析段階では、外水位降下時の浸潤線フロントの位置 ξ_f が未知である。

(2) 外水位降下時の堤体内水位頂部位置の解法

ここでは、外水位の降下時の ξ_f を求めて堤体内浸潤線解析法を完結する。図-8 の橙色でハッチした領域の単位時間当たりの飽和域の体積変化量と、外水位が δh 降下することにより生じる堤体からの排水量が一致するように堤体内水位の頂部位置が時間的に変化すると考える。この時、式(6)が成立する。

$$\lambda \delta V = q \delta t \quad (6)$$

ここに、 λ : 堤体内の空隙率、 δV : 浸透時間あたりの堤体内の飽和域の体積、 q : 単位時間当たりの表法側への浸出量、 δt : 浸出時間である。ここで、先に示した大規模堤防浸透実験における水面形観察結果から明らかになったように、堤体内水位の頂部位置は、外水位降下直前の浸潤線上を移動するものとする。流線網解析による検討から、表法側に形成される浸潤線形状は、 $m=2$ を用いた式(5)で表され、一方、外水位降下直前の堤体内浸潤線形状は、式(4)の内田の式で表されることから、図-8 に示す ab ,

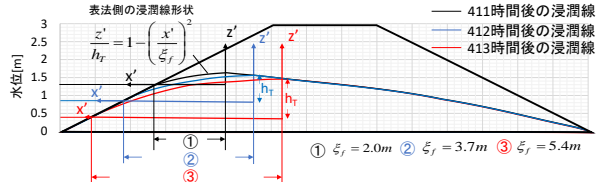


図-6 流線網解析で得た1時間ごとの堤体内浸潤線形状

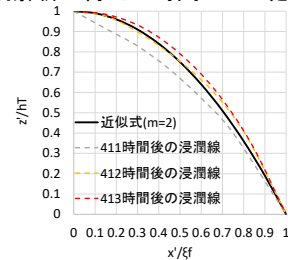


図-7 近似式と解析浸潤線の比較

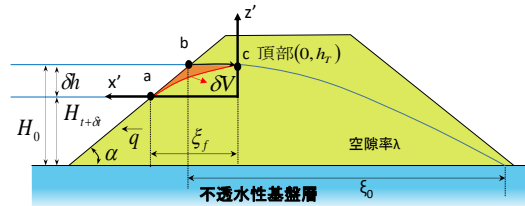


図-8 外水位降下時の堤体内浸潤線解析法のご概念図

bc , ac 間の z' はそれぞれ式(7), (8), (9)で表現出来る。

$$z' = -x' \tan \alpha + \xi_f \tan \alpha \quad (7)$$

$$z' = H_0 \left[1 - \left\{ \frac{(x' - \xi_f + \delta h / \tan \alpha) / -\xi_0}{1} \right\}^{3/2} \right] - H_{t+\delta} \quad (8)$$

$$z' = h_T \left\{ 1 - \left(x' / \xi_f \right)^2 \right\} \quad (9)$$

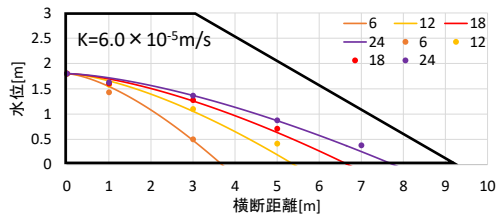
図-8 の橙色でハッチした飽和領域の単位時間当たりの変化量は、 $x'=0$ から ξ_f の間で ab , bc の2区間に分割し、 ab 区間では、式(7)–式(9)、 bc 区間では式(8)–式(9)を積分することにより、式(10)で表される。

$$\lambda \delta V = \frac{\lambda \delta h^2}{2 \tan \alpha} - \lambda \left(-\xi_f + \frac{\delta h}{\tan \alpha} \right) \left\{ \frac{2}{5} (\delta h + H_{t+\delta}) \left(\frac{-\xi_f + \delta h / \tan \alpha}{-\xi_0} \right)^{3/2} - \delta h \right\} - \frac{2}{3} \lambda \xi_f \left\{ \delta h - (\delta h + H_{t+\delta}) \left(\frac{-\xi_f + \delta h / \tan \alpha}{-\xi_0} \right)^{3/2} \right\} \quad (10)$$

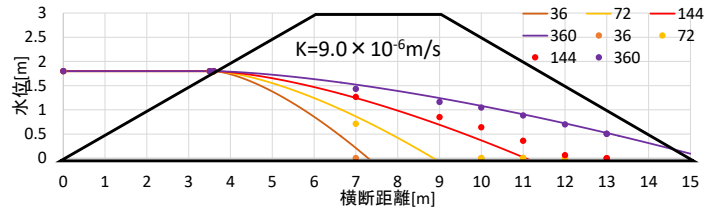
また、流線網解析により表法側の流れ場は水位頂部付近を除いて水平方向が卓越しており準一様流とみなせることから、外水位降下に伴う排水量 q を式(11)に示す Deputit-Forchheimer⁴⁾型で表現した。

$$q \delta t = \frac{k}{2 \xi_f} \left[(\delta h + H_{t+\delta}) \left\{ 1 - \left(\frac{-\xi_f + \delta h / \tan \alpha}{-\xi_0} \right)^{3/2} - H_{t+\delta} \right\} \right]^2 \delta t \quad (11)$$

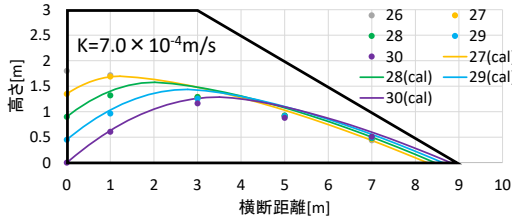
式(10)と(11)は等しいことから水位頂部位置 ξ_f を時系列的に求める。 ξ_f の値は、数値的に求めた。裏法に浸潤線が到達していない場合は、求めた堤体内水位頂部を外力として、内田の非定常浸潤線の推定式を裏法側の浸潤線に適用する。解析で得られた結果では、表法側に比較して裏法側の等ポテンシャル線の間隔が広く、浸潤線の



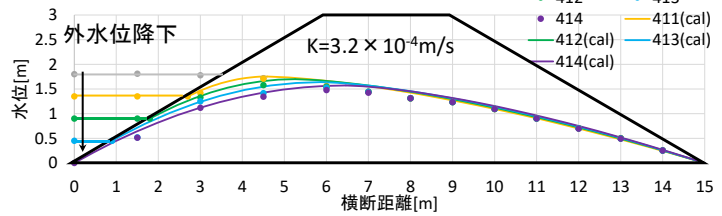
(a) 外水位上昇時から湛水時の比較(模型 1)



(b) 外水位上昇時から湛水時の比較(模型 2)



(c) 外水位降下時の比較(模型 1)



(d) 外水位降下時の比較(模型 2)

図-9 堤体内浸潤線の解析結果と観測値の比較

進みが遅いため、裏法先に進行する浸潤線による飽和域の体積変化量は無視できるものとした。

4. 大規模堤防浸透実験結果に対する本解析法の適用性

導いた解析法を大規模模型実験に適用し、本浸潤線推定手法の妥当性を調べる。外水位上昇時には、内田の非定常浸潤線の推定式を適用し、外水位降下時には新たに構築した解法を適用する。 $\lambda=0.4$ 、 $\delta t=3600s$ とした。 k は実験の浸潤線測定結果を再現出来る値を与えた。図-9(a), (b)は外水位上昇時に実線で示す内田の式とプロットで示す観測値の比較を示す。内田の式は両模型とも k を同定することにより概ね堤体内浸潤線形状の時間変化を再現できている。(b)において144時間の解析値(赤の実線)の進行が観測値(赤プロット)と比較して若干遅くなっているが、これは図-10に示すように144時間経過時点前後で発生した降雨が堤体内に浸透し、堤体と基盤の境界付近に飽和領域が形成され、表法側から浸入してきた堤体内浸潤線が裏法側へ進行しやすくなったことが原因であると考えられる。図-9(c), (d)に模型1, 2の外水位降下時における浸潤線時間変化の解析値と観測値の比較を示す。実線が本手法による解析値、プロットが観測値を示している。両模型において、上記の簡易的な解析手法によって求めた表法側の浸潤線形状は、概ね実験結果を再現できている。また、(c)の模型1を見ると外水位降下時にも進行し続ける裏法先の浸潤線の挙動は、内田の式の原点を水位頂部にとり、適用することにより概ね説明可能である。

本文で示した手法により、外水位上昇時から水位降下時に至る洪水時の堤体内水位頂部位置と表法、裏法側の浸潤線の解析が可能となった。今後は、現地堤防について、本検討結果を適用し堤体内浸透流による堤防表法、裏法の安定性を検討する。

5. 結論

以下に主要な結論を示す。

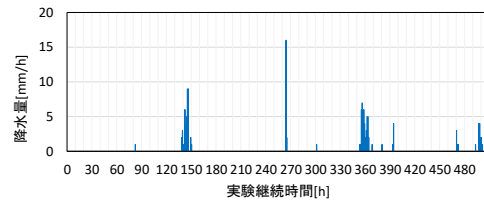


図-10 実験時の降雨量(模型 2)

- (1) 土木研究所で実施された大規模堤防浸透実験結果を用い、一連の外水位変化に伴う堤体内浸潤線の時間変化について分析した結果、外水位降下時には表法側からの排水により堤体内に水位頂部が発生し、頂部は時間経過とともに裏法側へ移動すること、浸潤線は裏法側へ進み続けることを明らかにした。
- (2) 外水位上昇時には、堤体内の浸潤線は内田の式で表現できることを確認した。外水位降下時には、堤体内の流れはほぼ水平方向とみなせること、浸潤線の時間変化が相似形であることから、外水位上昇・降下時の堤体内浸潤線推定法を構築した。
- (3) 構築した推定法は、大規模堤防浸透実験における外水位上昇時・降下時の堤体内浸潤線形状の一連の時間変化を概ね説明できることを示した。

謝辞: 国立研究開発法人土木研究所地質・地盤研究グループより貴重な実験データの提供をいただいた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 福岡捷二・田端幸輔：堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標に基づく堤防破壊危険タイムラインを用いた被災プロセスの見える化、第4回河川堤防技術シンポジウム, pp. 61-64, 2016.
- 2) 小橋秀俊, 斎藤由紀子, 森啓年ら：堤防管理技術高度化のための堤体内水位観測方法の開発に関する共同研究報告書, 国立研究開発法人土木研究所, 2008.
- 3) 内田茂男：自由境界を有する非定常浸透流について, 土木学会誌, pp. 58-62, 1952.
- 4) Muskat: the flow of homogeneous fluid through porous media, p. 316, 1937.

現地堤防と模型堤防の浸透破壊を規定する力学的相似条件—堤防脆弱性指標

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

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

1. 序論

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

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

2. 堤防浸透破壊に関する力学的相似条件—堤防脆弱性指標の導出

2.1 次元解析手法に基づいた堤防脆弱性指標の導出

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

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

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

図-1 に示すような不透水性基盤上の堤体内の浸透を表す関係式を、次元解析によって求める。堤体内の浸透に関連する物理量として河川水位 H 、堤体内の水位 $h(=p/\rho g)$ 、水平方向の浸透距離 x 、時間 t 、透水係数 k 、土粒子の粒径 d 、水の密度 ρ 、土粒子の密度 σ 、堤防の空隙率 λ 、重力加速度 g の 10 個を選び、 π 定理を適用すると、式(1)の関係が得られる。なお、圧力は静水圧分布を仮定している。

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

ここで、堤体内水位 h を求めるべき量とすると、以下の関数形が得られる。

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

堤体内浸潤線のフロントが時刻 T において距離 b の位置に達すると考えて $t=T, x=b, h=0$ とし、更に、粒径 d は透水係数 k の関数で表せるとすると、式(2)は 3 つの代表的な無次元量で記述される。

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

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

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

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

ここで、浸透時間 T と洪水継続時間 t' を用いて表される以下の無次元量 t^* を、堤防脆弱性指標として定義する。

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

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

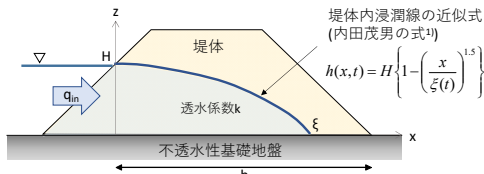


図-1 不透水性基礎地上の堤体内の浸潤線

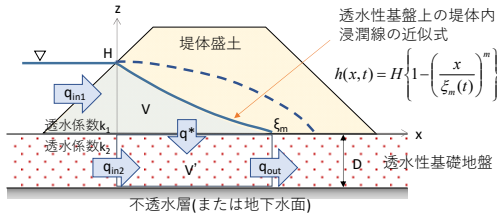


図-2 透水性基礎地上の堤体内の浸潤線

表-1 k_2/k_1 , D/H に対する m 値の分布表³⁾

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

2.2 透水性基盤層がある場合の堤防脆弱性指標

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

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

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

ここに、 k_1 ：堤体の透水係数、 k_2 ：基盤層の透水係数、 D ：堤体直下から不透水性基盤までの厚さ、または堤体直下から地下水面までの深さである。不透水性基盤が地下水面よりも十分深い位置にある場合は、地下水面より下層には水は抜け出さないと考え、 D は地下水面までの深さと定義し、この範囲内の平均透水係数を k_2 とする。 m は k_2/k_1 と D/H の関係より求まる堤体内浸潤線の形状を決めるパラメータ³⁾で、表-1 の関係から求める。不透水性基盤上では式(6)の m を $=1.5$ とすることで浸潤線形状を良好に近似できる¹⁾。式(7)から ξ_m が裏法先に到達したときの時間を求め、洪水継続時間 t との比をとると透水性基盤層を有する場合の堤防脆弱性指標 t_m^* が得られる。

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

式(8)は、先に示した不透水性基盤層上の堤体の堤防脆弱性指標(式(5))を、透水性基盤層への抜け出しを考慮し、より一般化したものである。式(8)で $k_2=0$, $D=0$, $m=1.5$ とすると、係数部分はほぼ $8/3 (=5/2)$ となることから、不透水性基盤条件の堤防脆弱性指標と一致する。

3. 現地及び模型の堤防脆弱性指標の検討

3.1 現地堤防への適用

(1) 検討対象の河川と洪水

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

(2) 現地河川堤防の被災形態の分類

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

① 堤体漏水

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

② 裏法滑り

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

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

③ 堤防決壊

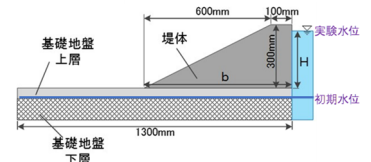
「堤防決壊」とは、堤体漏水、裏法滑りを経て、最終的に堤防が決壊に至ったものを指す。基本的には、長良川 33.8k 右岸のような越水が生じずに堤体内を河川水が浸透したことによって最終的に破堤したものを対象とする。ただし、越水で決壊した場合でも、越水前に河川水が堤体内に長時間浸入し、堤体漏水や裏法滑りの危険性が高まっていたと考えられるようなケース(例：鬼怒川 21.0k 左岸)も含めるものとする。

(3) 現地被災箇所における堤防脆弱性指標

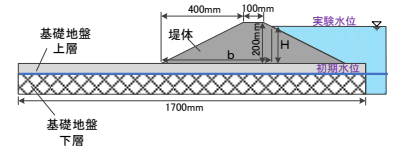
表-2 の上段に現地堤防被災地点と堤防脆弱性指標算出に用いたデータを、図-3(a)に各地点における堤防脆弱性指標の値をそれぞれ示す。堤防脆弱性指標は、基盤層の透水性を考慮した式(8)を用いて算出した。ただし、基盤が透水性である箇所についても参考のため、不透水層を仮定した堤防脆弱性指標も示した。図-3 の赤枠、黄色枠で囲ったデータはそれぞれ堤防決壊、裏法滑りが生じたもので、

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

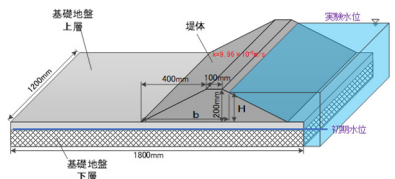
被災堤防	H (m)	B (m)	λ (-)	k_1 (m/a)	k_2 (m/a)	D (m)	m	t^* (a)	t_m^* (a)	堤防被災の分類	
河川											
1	18.5k左岸	3.4	17.1	0.4	4.9E-6	—	—	46,800	1.6E-1	○堤体漏水	
2	21k左岸	4.9	17.7	0.4	8.5E-6	9.2E-5	2.0	118	4.1E-1	○堤体漏水	
3	22.2k左岸	1.2	17.6	0.4	8.9E-6	7.5E-6	0.4	1.33	5.6E-3	○堤体漏水	
4	26.5k左岸	1.3	32.3	0.4	8.4E-6	2.7E-6	1.7	1.24	1.9E-3	○裏法滑り	
5	39k左岸	3.0	14.4	0.4	4.9E-6	—	—	39,000	1.9E-1	○堤体漏水	
6	29.5k右岸	2.5	19.0	0.4	1.9E-7	—	—	39,000	2.9E-2	○裏法滑り	
7	41.7k右岸	4.4	24.8	0.4	1.3E-4	—	—	39,600	2.4E-1	○裏法滑り	
8	5k左岸	3.3	21.5	0.4	1.0E-8	—	—	23,400	1.1E-5	○堤体漏水	
9	11.4k左岸	2.8	22.3	0.4	3.1E-3	—	—	23,400	2.8E-2	○堤体漏水	
10	11.8k左岸	3.7	23.1	0.4	1.5E-4	7.1E-7	1.0	1.90	2.2E-2	○堤体漏水	
11	16.8k左岸	4.1	22.5	0.4	4.5E-6	—	—	35,400	8.5E-2	○堤体漏水	
12	17.2k左岸	4.5	22.2	0.4	3.9E-6	—	—	31,800	5.4E-2	○堤体漏水	
13	6k右岸	2.3	22.3	0.4	1.9E-7	—	—	22,800	1.1E-4	○堤体漏水	
14	9k右岸	5.5	24.5	0.4	3.3E-6	—	—	33,600	6.8E-3	○堤体漏水	
15	11k右岸	5.2	24.6	0.4	4.8E-6	1.7E-4	2.0	—	8.9E-3	○堤体漏水	
16	11.8k右岸	3.9	22.9	0.4	1.5E-4	5.0E-5	1.5	1.49	2.3E-1	○堤体漏水	
17	28.0k左岸	6.1	33.2	0.4	2.1E-3	—	—	262,800	2.1E-1	○裏法滑り	
18	34.0k左岸	2.9	31.9	0.4	1.4E-4	1.1E-6	1.0	1.90	2.19E-1	○裏法滑り	
19	31.8k右岸	6.6	40.4	0.4	4.0E-7	8.1E-5	2.0	—	2.9E-3	○裏法滑り	
20	32.4k右岸	4.8	28.3	0.4	2.9E-6	—	—	262,800	2.9E-2	○裏法滑り	
21	33.8k右岸	7.3	35.7	0.4	2.0E-6	—	—	262,800	2.0E-1	○裏法滑り	
22	35.0k右岸	4.0	33.0	0.4	8.4E-6	2.0E-5	4.0	0.68	262,800	5.4E-2	○裏法滑り
23	37.4k右岸	6.5	36.6	0.4	8.5E-7	2.4E-7	1.0	1.90	268,400	7.3E-3	○裏法滑り
24	8.4k右岸	3.1	15.6	0.4	3.6E-5	2.2E-6	0.4	1.50	28,800	8.7E-2	○裏法滑り
25	10.8k右岸	3.9	14.2	0.4	4.3E-5	—	—	104,400	5.7E-1	○裏法滑り	



(a) 二次元半断面堤防模型



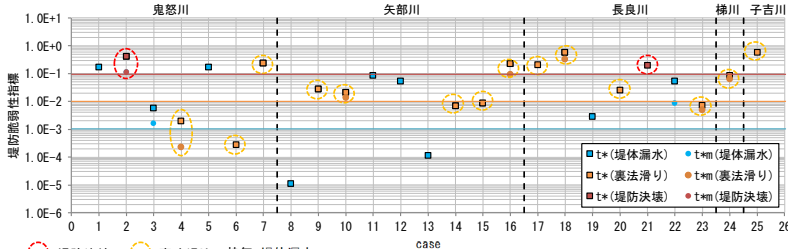
(b) 二次元全断面堤防模型



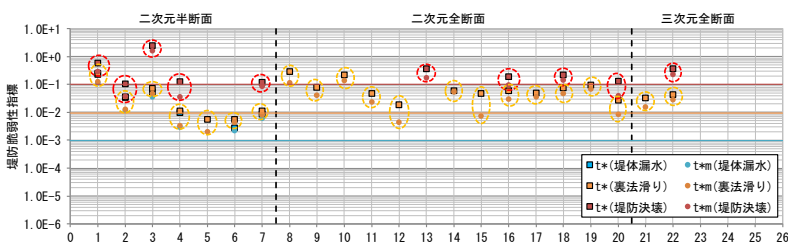
(c) 三次元全断面堤防模型

図-4 堤防模型の諸元^{4),5)}

模型	H (m)	B (m)	λ (-)	k_1 (m/a)	k_2 (m/a)	D (m)	m	堤体漏水 t^* (a)	裏法滑り t_m^* (a)	堤防決壊 t^* (a)	堤体漏水 t_m^* (a)	堤防決壊 t^* (a)	裏法滑り t_m^* (a)	変形	破壊の状態		
1	0.27	0.70	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.05	1.40	130	140	330	2.4E-1	2.5E-1	6.0E-1	1.2E-1	1.3E-1	3.0E-1	○堤体漏水
2	0.27	0.70	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.05	0.83	120	130	370	3.4E-2	3.7E-2	1.1E-1	1.2E-1	1.3E-1	3.8E-2	○堤体漏水
3	0.27	0.70	0.51	6.3E-4	6.3E-4	0.03	1.50	30	40	1380	5.4E-2	7.3E-2	2.5E+0	3.6E-2	4.8E-2	1.7E+0	○堤体漏水
4	0.27	0.70	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.02	1.25	35	40	440	1.0E-2	1.1E-2	1.3E-1	2.9E-3	3.3E-3	3.7E-2	○堤体漏水
5	0.27	0.70	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.05	0.83	—	—	—	—	—	—	—	—	—	○堤体漏水
6	0.27	0.70	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.02	1.50	10	20	—	2.9E-3	3.7E-3	—	2.3E-3	4.5E-3	—	○堤体漏水
7	0.27	0.70	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.02	1.50	30	40	430	8.6E-3	1.1E-2	1.2E-1	6.1E-3	8.2E-3	8.8E-2	○堤体漏水
8	0.18	0.54	0.51	6.3E-4	6.3E-4	0.05	1.31	—	—	—	3.0E-1	—	—	—	—	—	○堤体漏水
9	0.18	0.54	0.51	6.3E-4	6.3E-4	0.03	1.43	—	—	—	8.1E-2	—	—	—	—	—	○堤体漏水
10	0.18	0.54	0.51	6.3E-4	6.3E-4	0.02	1.49	—	—	—	2.2E-1	—	—	—	—	—	○堤体漏水
11	0.18	0.54	0.51	2.9E-4	6.3E-4	0.03	1.11	—	—	—	4.9E-2	—	—	—	—	—	○堤体漏水
12	0.18	0.54	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.05	0.74	—	—	—	1.9E-2	—	—	—	—	—	○堤体漏水
13	0.18	0.54	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.03	0.83	—	—	1.180	—	1.9E-2	3.8E-1	—	1.8E-1	—	○堤体漏水
14	0.18	0.54	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.02	0.83	—	—	—	6.1E-2	—	—	—	—	—	○堤体漏水
15	0.18	0.54	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.05	1.07	—	—	—	4.8E-2	—	—	—	—	—	○堤体漏水
16	0.18	0.54	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.03	1.09	—	—	190	6.2E-2	6.1E-2	2.0E-1	3.0E-2	9.9E-2	—	○堤体漏水
17	0.18	0.54	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.02	1.09	—	—	—	3.1E-2	—	—	—	—	—	○堤体漏水
18	0.18	0.54	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.03	1.50	—	—	240	7.1E-2	2.3E-1	—	4.9E-2	1.4E-1	—	○堤体漏水
19	0.18	0.54	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.02	1.50	—	—	300	—	9.6E-2	—	6.9E-2	—	—	○堤体漏水
20	0.18	0.54	0.51	4.0E-5	6.3E-4	0.03	0.67	—	—	220	1.05E-1	2.8E-2	1.3E-1	8.5E-3	4.1E-2	—	○堤体漏水
21	0.18	0.54	0.51	1.0E-4	6.3E-4	0.03	0.83	—	—	105	—	3.3E-2	—	1.8E-2	—	—	○堤体漏水
22	0.18	0.54	0.51	1.0E-4	4.0E-5	0.03	1.50	—	—	140	1.17E-1	4.5E-2	3.7E-1	2.8E-2	2.4E-1	—	○堤体漏水



(a) 現地堤防



(b) 堤防模型

図-3 現地堤防及び堤防模型の堤防脆弱性指標

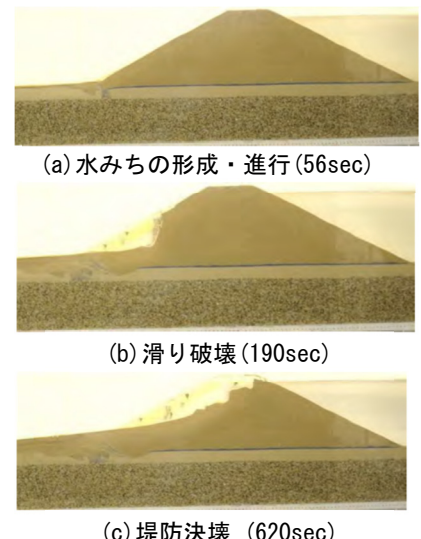


写真-1 模型実験の様子(case16の例)⁶⁾

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

3.2 堤防模型実験への t^* の適用

(1) 検討に用いる堤防模型実験データ

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

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

(2) 決壊または変状が生じた堤防模型の堤防脆弱性指標

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

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

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

4. 相似則としての堤防脆弱性指標 t^* の解釈

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

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

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

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

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

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

表-3 模型実験における被災形態毎の t^* 集計結果

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

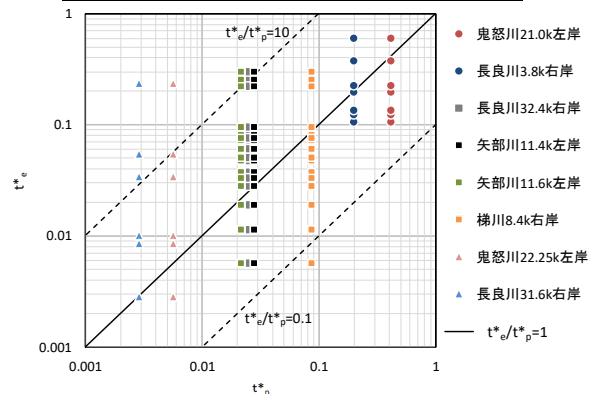


図-5 現地堤防と模型実験における t^* の関係

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

5. 結論

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

参考文献

- 1) 内田茂男：自由境界を有する非定常浸透流について、土木学会誌、pp.58-62、1952。
- 2) 福岡捷二、田端幸輔：堤体基礎地盤の透水性・堤防強化対策を考慮した堤体内非定常浸潤線解析法の開発と堤防破壊危険率の低減効果の見積りに関する研究、河川技術論文集、第 22 巻、pp.261-266、2016。
- 3) 田端幸輔、福岡捷二、内堀寿美男、上村勇太：堤防脆弱性指標に基づいた堤防破壊危険性評価に関する研究—鬼怒川中下流部平成 27 年 9 月大洪水を例として—、河川技術論文集、第 23 巻、pp.387-392、2017。
- 4) 崔 瑛、小高猛司、李 圭太、森 三史郎、林 愛実：高透水性基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊メカニズムの検討、第 28 回中部地盤工学シンポジウム、2016。
- 5) 林 愛実、森 三史郎、森 智彦、小高猛司、崔 瑛、李 圭太：複層構造基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊実験における三次元効果の検討、第 72 回土木学会年次学術講演会、2017。
- 6) 名城大学小高研究室提供資料、2017.9。

破堤現象 堤防断面積 堤防断面形状

(国研) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○島田友典
 北見工業大学 正会員 渡邊康玄
 (国研) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 横山 洋
 北海道開発局 帯広開発建設部 米元光明

1. はじめに

近年、台風や局所的な集中豪雨などに起因した出水により、大規模な水害発生のリスクが高まってきており¹⁾、河川の堤防整備が進んでいる今日でも堤防決壊が発生している。北海道においても2016年8月には半月の間に3個の台風が上陸するなど道内各地で大雨となり、石狩川など4河川で計画高水位を超え、空知川など複数の河川において堤防決壊が生じ、浸水など甚大な被害をもたらした²⁾。

過去の事例では堤防決壊の8割以上が越水に起因³⁾するものであるとされており、被害軽減に向けて研究開発の観点からは河道から堤防を越水した場合の堤体耐侵食性を向上させる技術(超過洪水を対象とした越水から堤防決壊に至るまでの時間を引き延ばす)について検討が行われている^{4), 5)}。一方で現時点における実用化の観点(堤防設計は形状規定方式・土堤原則)⁶⁾から、限られた予算の中、効率的な堤防の管理や災害時の迅速な復旧等を考えると、土堤を基本とした対策メニューを考慮しておくことも重要である^{4), 6)}。

様々な堤体条件を有する既往の土堤による破堤現象については実物大規模による実験⁴⁾が行われているが、越水から堤防裏法面の侵食～下刻～天端が崩壊するまでを対象としている。一方で越水箇所から堤防が決壊したのち、破堤開口幅の拡幅が進行することで氾濫流量が増加、その結果、浸水範囲が拡がり被害規模が大きくなると考えられることから、堤防断面形状が異なる場合の破堤拡幅過程の相違について理解しておくことは堤防管理や被害軽減技術の検討にとっても重要である。

本論文では縮尺1/20の千代田実験水路の模型⁷⁾による実験、および破堤拡幅計算モデル「Nays2D Breach」⁸⁾を用いて、堤防断面形状(断面積・天端幅・裏法勾配)が異なる条件における破堤現象について比較検討を行った。

2. 堤模型実験

ここでは縮尺模型を用いて堤防断面形状を変えた破堤模型実験、並びにNays2D Breachによる再現性検証を行う。

2.1 実験概要

実験に用いた縮尺模型を図-1に示す。なお実物大規模の実験結果との比較のため、以下に示す水路諸元、水理量、時間はフルード相似則で全て現地規模に換算している。

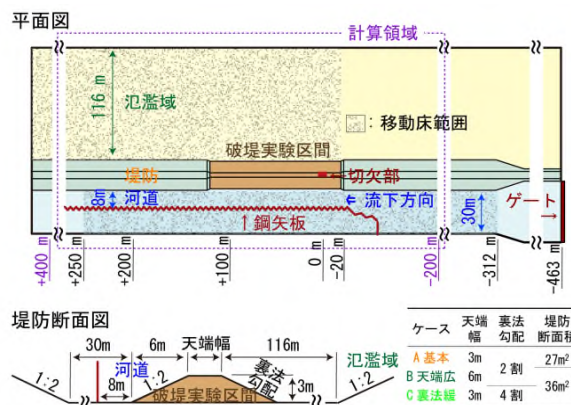


図-1 実験水路概要・実験ケース

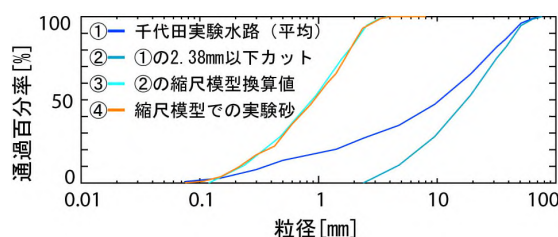


図-2 実験で用いた材料の粒度分布

実験区間の川幅は8m、氾濫域幅は116m、ハッチ部分は深さ3.8mの移動床としている。堤防断面形状は高さ3m、天端幅3m、裏表法勾配2割、堤防断面積27m²を基本ケースAとし、堤防断面形状の異なるケースとして、天端幅を6mと広げたケースB、裏法勾配を4割と緩くしたケースC(いずれも堤防断面積36m²)の全3ケースの実験を行った。いずれも破堤のきっかけとして切欠(深さ0.6m・上幅2.0m・下幅0.8m)を設けている。

実験に用いた材料の粒度分布を図-2に示す。実験砂は千代田現地実験の浮遊成分である2.38mm以下をカットした粒径加積曲線の1/20になるようにした混合砂を用いた。現地実験の堤防は細粒分を含んだ若干の粘性がある材料⁹⁾のため、坂野¹⁰⁾が用いた手法を参考に堤体材料の体積に対してベントナイトを15%配合したものをを用いた。また表法面は流水による侵食を防ぐため透明ラッカープレーを吹き付けて乾燥固定させた。

実験は水路上流端のゲートから一定の河道流量70m³/sを概ね破堤拡幅が停止するまで通水を行った。

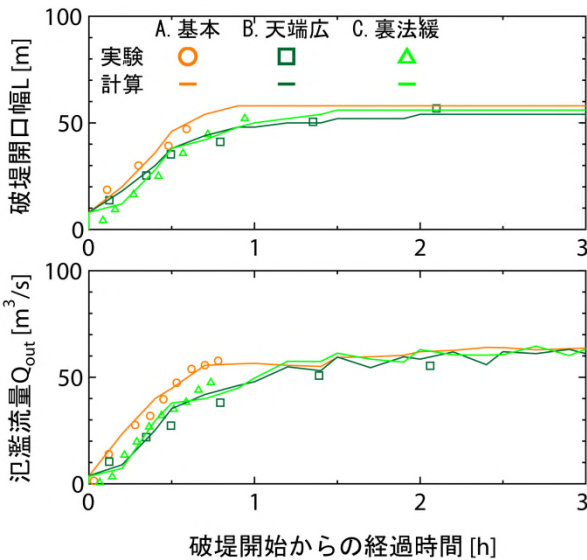


図-3 実験結果と計算結果の時系列比較

2.2 計算概要

Nays2D Breach の基本となるモデルは iRIC Nays2D¹¹⁾ であり、河道や氾濫域は 2 次元浅水流河床変動計算を行い、堤防部分の破堤拡幅進行のみ千代田実験水路での破堤実験結果より得られた無次元掃流力と堤体崩壊量の関係式(1)を組み入れてモデルの改良を行っている¹²⁾。

$$q_* = \frac{dV}{dt} \frac{1}{\sqrt{sgd_{50}^3 B_m}} (1 - \lambda) = \alpha_* (\tau_* - \tau_{*c})^{\beta_*} \quad (1)$$

ここで、 q_* : 無次元堤体崩壊量、 V : 堤体崩壊量、 t : 時間、 s : 砂粒の水中比重、 g : 重力加速度、 d_{50} : 砂粒の 50% 通過粒径、 B_m : 堤体下幅、 λ : 空隙率、 τ_* : 無次元掃流力、 τ_{*c} : 無次元限界掃流力、 α_* 、 β_* : モデル定数を示す。 τ_* は破堤開口部近傍の上流、及び下流の氾濫流の水量より算出しこれを堤体に作用する外力とし、堤体崩壊量 dV/dt を算出することで破堤拡幅が進行するが、詳細については柿沼らの文献⁸⁾、¹²⁾を参照されたい。

計算領域は図-1 に示す通りである。マンニングの粗度係数は 0.023、計算格子は 2m×2m、計算時間刻みは 0.05 秒とした。下流端は河道、氾濫域ともに自由流出とし、河道上流端より通水している。なお Nays2D Breach では、越水から破堤拡幅過程に至る堤体下刻の侵食過程は表現できない。このため、越水から破堤拡幅に至る過程を簡略化して破堤開始箇所の河道水深が 2.60m (模型実験で設けた切欠部の越流水深 0.10m 相当) に到達したのち、既往の千代田実験水路での破堤実験⁹⁾を参考に 4m 幅にわたって下刻決壊するものとして設定している⁸⁾、¹²⁾。

2.3 実験および計算結果

図-3 に破堤開口幅と氾濫流量の時系列結果を示す。いずれのケースも破堤幅拡幅に伴う氾濫流量の増加、拡幅速度低下に伴う氾濫流量の増加量の低減など、Nays2D Breach は実験結果を概ね現象再現が出来ていることから、実験と計算結果を用いて考察を行う。

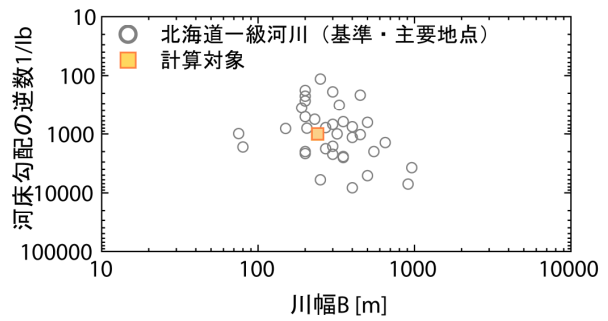


図-4 北海道河川の河道形状と計算対象

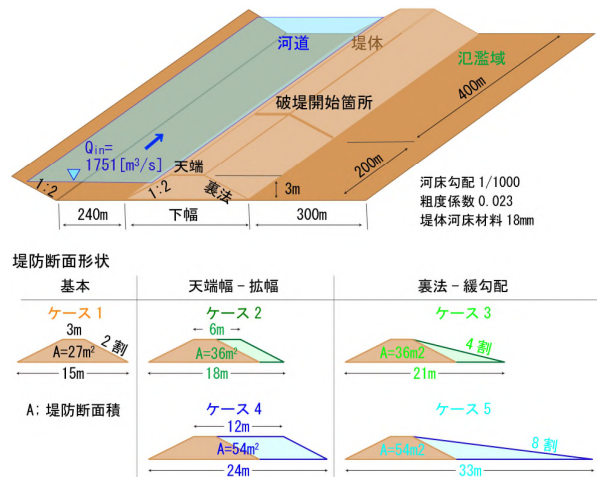


図-5 計算水路形状と計算ケース

破堤開口幅は基本形状のケース A に対して堤防断面を拡張したケース B・C の拡幅速度は遅く、氾濫流量も増加しづらくなっていることから、堤防断面を拡張することで被害軽減につながる可能性がある。

一方で堤防断面積が同じで断面形状が異なるケース B と C を比べると明瞭な差は見られず、さらに計算で長時間の通水を行うと 3 ケースとも概ね同程度の破堤開口幅、氾濫流量となっている。これは実験施設の制約から川幅が 8m と実河川に比べると狭く、破堤拡幅とともに河道内流量の 8 割以上が氾濫することで河道水位が低下し、堤体に作用する外力自体も小さくなるため、明瞭な差が見られなかった可能性がある。

そこで次項では実河川規模を想定した河道形状を対象に、堤防断面形状の相違が破堤現象に与える影響を把握することを目的に Nays2D Breach を用いて検討を行う。

3. 堤防断面形状の相違が破堤拡幅に与える影響

3.1 計算条件

実河川規模を想定した検討を行うにあたり河道条件の整理を行った。図-4 に北海道一級河川の河川整備基本方針にある基準・主要地点における川幅と河床勾配の関係を示す。これを参考に中央値に近い川幅 240m・勾配 1/1000 を検討に用いる河道形状とした¹³⁾。

図-5 に検証に用いる河道形状と堤防断面形状を変えた計算ケースを示す。堤防断面形状についてはケース 1 を前述

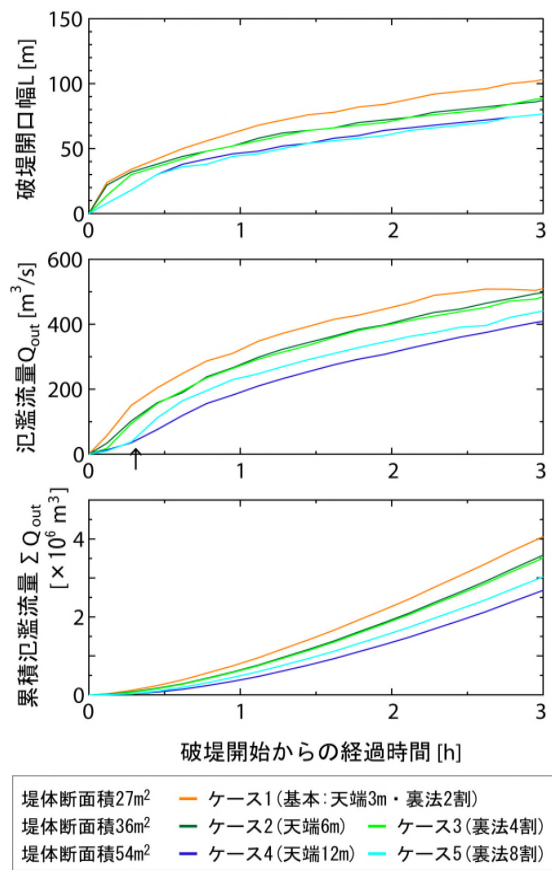


図-6 破堤進行過程の時系列変化

の実験と同様に基本ケースとして高さ3m、天端幅3m、裏表法勾配2割、堤体断面積27m²とした。次に堤防断面積を36m²(基本ケースの1.3倍)に拡張し、このうちケース2は天端幅を6m、ケース3は裏表法勾配を4割とした(前述の実験ケースA・Bと同様)。更に堤体断面積を54m²(基本ケースの2倍)にまで拡張し、このうちケース4は天端幅を12m、ケース5は裏表法勾配を8割とした。

通水は定常流で破堤開始から3時間としているが、これは経験式による破堤開口幅の算出にあたり破堤開始から1時間で最終破堤幅に到達すると仮定¹⁴⁾していることから、それより長い時間とした。その他の条件は前述の再現性検証と同様である。なお汎濫域については汎濫流により水位がせき上がると破堤進行速度に影響を与えることが考えられるため、側方は自由流出とし汎濫域幅300mでせき上げが生じないことを確認し設定した。

3.2 破堤進行過程

図-6に堤防天端の破堤開口幅、汎濫流量、および累積汎濫流量の時系列変化を示す。

破堤開口幅について拡幅速度はケース1が最も早く、次にケース2と3、そしてケース4と5が最も遅い。堤防断面積が大きくなるに従い、破堤拡幅速度が小さくなっているが、同じ堤防断面積であれば堤防断面形状が異なる場合でも拡幅速度に大きな差は見られない。堤防天端で破堤開口幅を評価する場合、今回の条件では堤防断面形状の相違

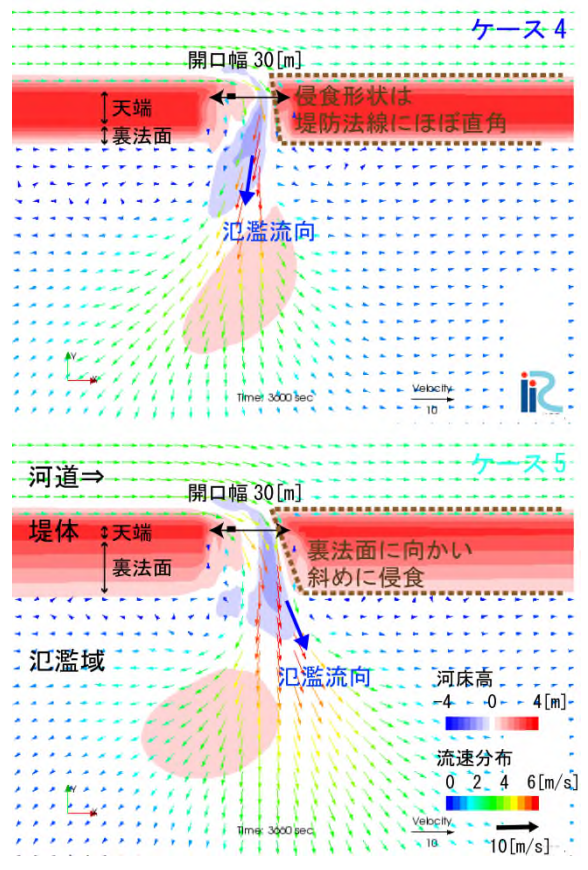


図-7 破堤開口幅30m地点の形状及び流況(ケース4・5)

が破堤拡幅に与える影響は小さいことが推察される。

汎濫流量についても同様の傾向を示しているが、矢印で示したようにケース4とケース5で堤防天端の開口幅が概ね同じであるにも関わらず差が生じている。

ここで図-7にケース4・5の破堤開始から0.5時間程度経過した破堤開口幅30mにおける開口部周辺の形状、および流況を示す。これより天端開口幅は同じにも関わらずケース5では裏法面が斜めに侵食し、流況も汎濫域方向に斜め方向に流出していることがわかる。一方、ケース4では開口部断面は堤防法線に対してほぼ直角であり、汎濫域に向かう流れは河道から堤体にぶつかり少し上流に向くような流況となっている。これは同じ堤防断面積であっても裏表法勾配を緩くすることで裏法尻に向かうに従い堤防高が低くなることで汎濫域に流れが向かいやすくなること、裏法面の堤防横断幅の単位幅あたりの土量(=堤体断面積/堤防横断幅)が小さくなることで、同じ外力であっても天端幅を広げた場合に比べると裏法面が先行して崩壊しやすくなったことが要因の一つと考えられる。

3.3 累積汎濫流量

累積汎濫流量は汎濫域の汎濫面積や浸水深、到達時間など破堤被害規模に直接関係する重要な指標である。ここで堤防断面を変化させたことによる汎濫流量の低減量を把握するため、図-8に破堤開始から1時間後、および3時間後の累積汎濫流量のうち、基本ケース1に対する割合(各ケ

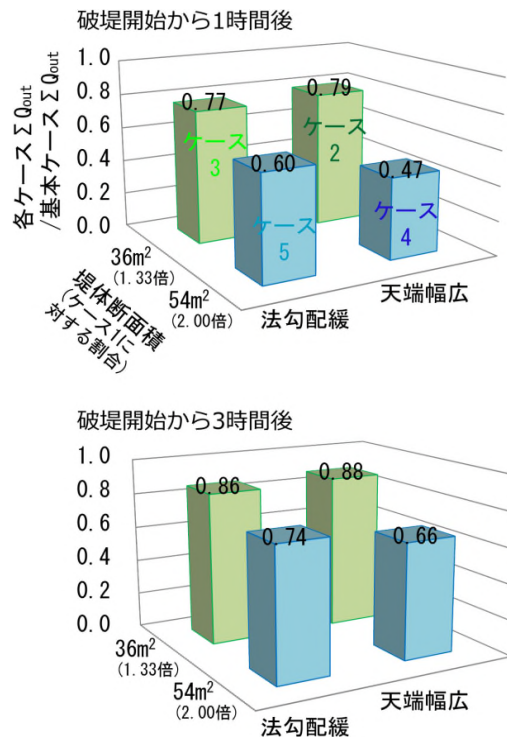


図-8 基本ケースに対する累積氾濫流量の割合

ースの累積氾濫流量/ケース1の累積氾濫流量)を示す。

ケース2・3は1時間後ではケース1の8割弱、3時間後では9割弱ほどの累積氾濫流量であり、基本形状の堤防断面面積を1.3倍程度に拡張した場合でも被害軽減に寄与する可能性がある。なお堤防断面形状に関しては天端幅広、裏法勾配を緩くしたい場合の両ケースで明瞭な差は見られなかった。

ケース4・5は1時間後では基本の5~6割、3時間後では7割前後の累積氾濫流量であり、堤防断面面積を2倍にすることでより被害軽減が期待できるとともに、本検討ケースでは裏法勾配を緩くするよりも天端幅広のほうが、より効果が高い可能性を示している。

なお数値計算モデルの特性上、破堤幅広以降の現象について検討を行っているが、堤防断面形状の相違は越水から堤防決壊に至るまでの時間の長短にも影響を与えるため、破堤被害の軽減に向けてはこれらを総合的に判断する必要がある。

4. まとめ

越水に起因する堤防決壊が生じる懸念がある中、現時点における実用化の観点(堤防設計は形状規定方式、土堤原則)から、堤防断面形状が異なる場合における破堤幅広進行過程について、模型実験と数値計算を用いた検討を行った。

この検討の結果、堤防断面面積が大きくなると破堤幅広速度の低減、氾濫流量の増加低減につながり、その結果として累積氾濫流量が小さくなることで、氾濫域への被害軽減に効果があることが期待できる可能性を示した。これは日常の効率的な堤防管理だけでなく、災害直後の迅速な復旧

が必要とされる場合にも、土堤を基本とした対策メニューとして検討の意義があると考えられる。

謝辞：本実験を行うにあたり、十勝川千代田実験水路アドバイザー委員会と同検討会より、多くの助言を頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 社会資本整備審議会：水災害分野における気候変動適応策のあり方について(答申)，国土交通省，2015。
- 2) 国土交通省北海道開発局：災害・防災情報，<http://www.hkd.mlit.go.jp/topics/saigaikanren/saigai.html>
- 3) 吉川勝秀：河川堤防学，技報堂出版，pp.98，2008。
- 4) 河川堤防の耐侵食性機能向上技術の開発(1)：平成22年度重点プロジェクト研究報告書，土木研究所，2010。
- 5) 森田麻友，倉上由貴，二瓶泰雄，板倉舞，吉森祐介，浅野友里，二見捷：GRS 河川堤防の耐越流侵食性向上に関する堤体材料の効果，土木学会論文集 B1(水工学)，vol.1，No.4，pp.I_1279-I_1284，2015。
- 6) 小俣篤：河川堤防の安全確保の考え方を踏まえた堤防強化工法のあり方について，土木技術資料，58-8，2016。
- 7) 伊藤幸義ほか：模型事件による氾濫域を含む越流破堤メカニズム検討，河川技術論文集，Vol.16，pp.371-376，2010。
- 8) 破堤計算ソフト(Nays2D Breach)，<http://river.ceri-go.jp/contents/tool/nays2d-breach.html>
- 9) 河川堤防の越水破堤現象のうち破堤幅広機構に関する実験報告書：国土交通省北海道開発局，土木研究所寒地土木研究所，2012。
- 10) 坂野章：樹林帯による破堤後の減災効果に関する検討，国土交通省国土技術政策総合研究所，2003。
- 11) iRIC，<http://i-ric.org/ja/>
- 12) 柿沼孝治，飛田大輔，横山洋，井上卓也，武田淳史：千代田破堤実験と数値計算モデルの開発，寒地土木研究所月報，No.732，pp.10-19，2014。
- 13) 島田友典，渡邊康玄，岡部博一，岩崎理樹，中島康博：河床勾配と川幅に応じた破堤幅広現象の分類，土木学会河川技術論文集，第23巻，pp.411-416，2017。
- 14) 氾濫シミュレーションマニュアル(案)-シミュレーションの手引き及び新モデルの検証-，建設省土木研究所資料，第3400号，1996。