

第6回 河川堤防技術シンポジウム

論 文 集

2018年12月3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6回 河川堤防技術シンポジウム論文集

目 次

1. ワイヤレス傾斜計による河川堤防の変形モニタリング手法の開発～西日本豪雨時のモニタリング結果～
栗栖直之（山口大学大学院），森啓年，倉田大輔，中田幸男，安藤竜馬 ……………1
2. 電気探査を用いた堤内地における行止まり構造の把握手法
倉田大輔（応用地質），新清晃，小西千里，山下善弘 ……………5
3. 山口県防府市の佐波川に分布する中世の遺跡と土石流発生溪流・河川流路との位置関係
片岡知（山口大学大学院），鈴木素之，川島尚宗，松木宏彰，阪口和之 ……………9
4. 河川堤防の浸透破壊と堤体材料の土質特性との関連
小高猛司（名城大学），李圭太，久保裕一，中山雄人，梅村逸遊，森智彦 ……………13
5. 堤体基礎地盤のパイピング発生条件に関する研究
森聖智（中部大学），寺西剣悟，杉井俊夫 ……………17
6. 堤内地の不陸及び支川からの流入による浸透流の局所化が河川堤防の安定性に及ぼす影響
西村柁哉（名古屋工業大学），前田健一，高辻理人，牧洋平，泉典洋 ……………21
7. 異なる堤体材料を用いた透水性基盤を有する河川堤防の浸透破壊進展メカニズム解明
高辻理人（名古屋工業大学），前田健一，西村柁哉，牧洋平，泉典洋 ……………25
8. 河川堤防基礎地盤におけるパイピング進行評価の検討
田中秀岳（国土技術政策総合研究所），笹岡信吾，下津隆介，福島雅紀 ……………29
9. 旧河道の地下水分布と堤防周辺の基盤漏水発生箇所との関係
佐藤豊（キタック），大淵貴，福岡捷二 ……………33
10. 礫混合による堤防の浸透によるのり尻からの崩壊抑制効果と強度定数推定
杉山詠一（土木研究所），石原雅規，佐々木亨，佐々木 哲也 ……………37

11. 陥没孔周辺の堤体表面の動態観測 山中大智（愛媛大学），岡村未対	41
12. 出水時における河川堤防内の浸透挙動の計測事例 竹下祐二（岡山大学大学院），片山頌嵩，鳥越友輔，佐藤亜海，今岡俊和	45
13. 河川を横断する落差工周囲の河川流と浸透流の相互作用 細山田得三（長岡技術科学大学），楊宏選，福元豊，大塚悟	49
14. 拘束圧の変化と飽和条件が透水係数へ与える影響に関する一考察 佐々木亨（土木研究所），石原雅規，佐々木哲也	53
15. 堤防前面河岸に土丹が露出する帯工袖部に設置された袋詰玉石工による侵食対策の効果検討 福田朝生（中央大学研究開発機構），福岡捷二，澁谷慎一	55
16. サクション効果を記述する弾塑性構成式を用いた堤体の浸透破壊の空気～水～土連成有限変形シミュレーション 吉川高広（名古屋大学），野田利弘，小高猛司，崔瑛	59
17. 堤防基盤漏水によるパイピング発達過程の実験結果に対する鉛直準二次元固液二相流解析の適用性に関する研究 田端幸輔（中央大学研究開発機構），福岡捷二	63
18. 遠心模型実験によるパイピングの観察と3次元的進展の検討 堀越一輝（東京工業大学），野田章太，瀧澤歩実，高橋章浩	67
19. 物理探査による実物大破堤実験の堤防内浸透状況の把握 川尻峻三（北見工業大学），小西千里，木佐貫寛，小笠原明信，西村聡，島田友典	71

ワイヤレス傾斜計による河川堤防の変形モニタリング手法の開発 ～西日本豪雨時のモニタリング結果～

河川堤防 モニタリング 盤ぶくれ

山口大学大学院創成科学研究科 学生会員 ○栗栖 直之
正会員 森 啓年
正会員 倉田 大輔
正会員 中田 幸男
エコマス(株) 安藤 竜馬

1. はじめに

1.1 背景

河川の増水時に河川堤防の基礎地盤の間隙水圧の上昇により、堤内地に土砂と地下水が噴出するパイピングは、河川堤防の決壊を引き起こし、深刻な被害をもたらす危険性のある現象である。パイピングによる決壊が確認された事例として、平成 24 年に九州北部で発生した梅雨前線に伴う豪雨が挙げられる¹⁾。決壊箇所付近の水位は計画高水位を 5 時間以上超過し、水位が下がり始めたところで決壊が発生した。決壊が生じた箇所は粘性土で構成される堤体下の基礎地盤に透水性の高い砂層・砂礫が分布しており、この透水層に間隙水圧が作用し、パイピングが発生したと報告されている。決壊前には、基礎地盤から濁った漏水が吹き上げていたことが目撃されており、高水位が作用し続けることによって河川堤防が進行的に破壊されたと考えられる。このようなパイピングによる決壊の予兆として漏水や盤ぶくれ(図-1)が起こることが知られている。

佐波川左岸堀地区は堤防詳細点検の結果²⁾、パイピングに対する安全性を満足していないことが判明した。一般的なパイピング対策として、遮水シートや鋼矢板によって基礎地盤への浸透を遮水する工法が用いられている(図-2)。しかし、佐波川左岸堀地区では周辺の地下水利用から、その流れを遮断する遮水シートや鋼矢板の使用が困難である。そこで、土木研究所が開発した「堤内基盤排水対策」が採用・施工された。盤ぶくれの発生が懸念される個所に図-3 に示す工法を施工することで、透水層の排水を促し、間隙水圧を低減させるものである。しかし、実績が蓄積されていない新工法であるため、堤体内水位のモニタリング等による対策効果の確認が必要である³⁾。

1.2 目的

本研究は堤内基盤排水工法の効果確認のため、ワイヤレス傾斜計(以下、センサ)によりパイピングの前兆現象である河川堤防の変形(盤ぶくれ)を観測する技術を開発することを目的とする。本研究で使用したセンサは安価であるが、観測される傾きは温度の影響を受け、気温の変化によって実際とは異なる観測値を出力することが課題である。そこで本研究はセンサを地上と地中にそれぞれ設置し、外気温の影響を受けにくい地中のセンサの計測値は温度補正後の精度検証のために用いて、外気温の影響を受けやすい地上のセンサの観測値から温度の影響を補正することを試みる。また、今年発生した西日本豪雨時、2018 年 7 月 5 日から 7 月 8 日における佐波川左岸堀地区の水位上昇・降雨継続による堤体内水位⁴⁾の変化とセンサの動きを分析した結果を報告する。

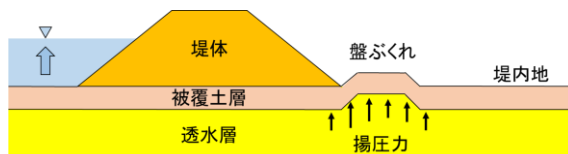


図-1 盤ぶくれの概略図

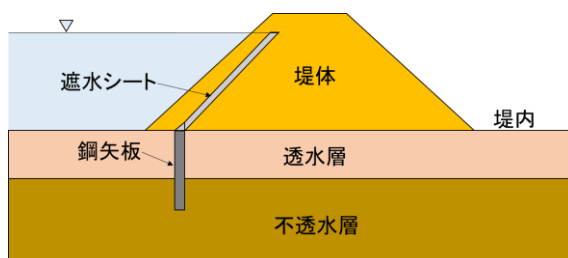


図-2 鋼矢板や遮水シートによるパイピング対策

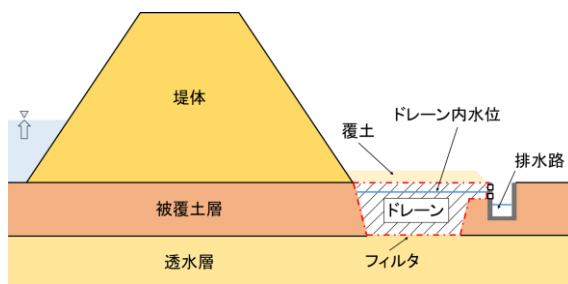


図-3 堤内基盤排水工法の概略図

2. センサの概要と設置

2.1 概要

地上センサ(図-4)は傾きと温度を観測できる。地中センサも地上の太陽電池で発電された電力を使用して傾きと温度の観測を行い、観測したデータを地上センサに有線で送信する。10分毎に観測された各センサのデータは地上センサから無線によって集約ユニットに送信された後、クラウドにアップロードされ、ほぼリアルタイムでインターネットから観測データを取得できるシステムとなっている。(図-5)

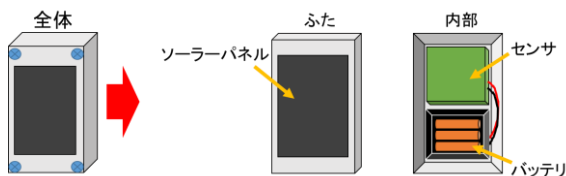


図-4 地上センサ



図-5 センサのデータ取得方法

2.2 設置

2.2.1 位置

佐波川左岸掘地区の河川堤防において堤内基盤排水工法の効果確認のため、対策工無区間 50m と対策工有区間 150m の合計 200m に、法肩、法尻と擁壁に図-6 に示すように傾斜計を計 18 個設置した。

2.2.2 方法

図-6 に示した 18 個のセンサは法肩、法尻、擁壁のそれぞれによって設置方法が異なる。図-7 に法肩センサ設置概略を示す。単管パイプを打ち込み地上から高さ 700mm 程度に地上センサと、覆土を 200mm 程度掘り下げて、地中センサをそれぞれ設置した。法尻においても単管パイプを打ち込み、高さ 700mm 程度に地上センサのみを設置した。

図-8 に擁壁センサ設置方法の概略を示す。法尻が擁壁になっている対策工有区間においては、擁壁に穴を開け、プラスチックボルトを用いてセンサを固定した。

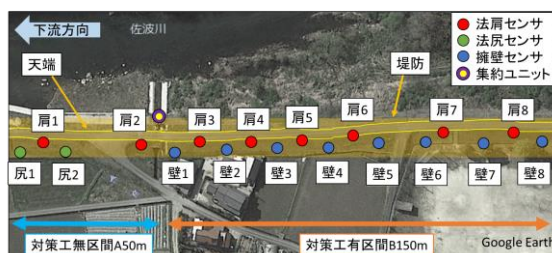


図-6 センサの設置位置

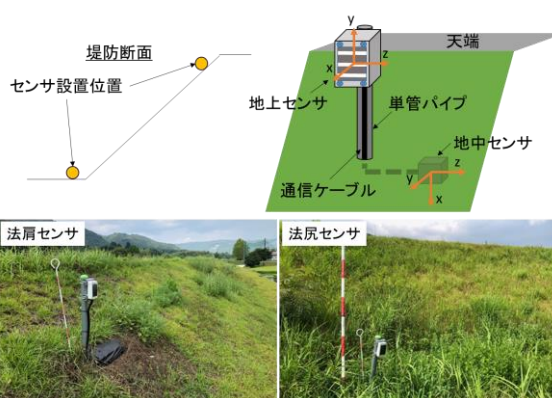


図-7 法肩センサ設置方法

3. 観測精度の向上

図-9 に 2018 年 6 月 20 日から 6 月 30 日における肩 1 地上センサの傾きの計測値の時系列を示す。グラフが断続的になっている部分は欠測で、電力の不足等によりセンサと集約ユニット間の通信電波強度が一時的に弱くなることにより、観測がストップしたことが原因である。なお、観測期間中に出水はなく、堤防の変形は生じていない。

図-10 は 2018 年 6 月 20 日から 6 月 30 日における肩 1 地上センサの傾きと温度の観測値の散布図である。これから温度と傾きの観測値には高い線形相関($R^2=0.9466$)があることがわかる。そのため、直線の回帰式(図-10 に示す y)を用いることで温度による影響を相当程度補正することが出来る。地上センサの傾きを温度と傾きの関係を表す回帰式を用いて補正を行い、温度による影響を受けにくい地中センサの傾きと比較した。以下に温度による影響の補正の手法を示す。散布図から式(1)のような線形の回帰式が得られた。ここで、 x が温度であり、 a, b は回帰係

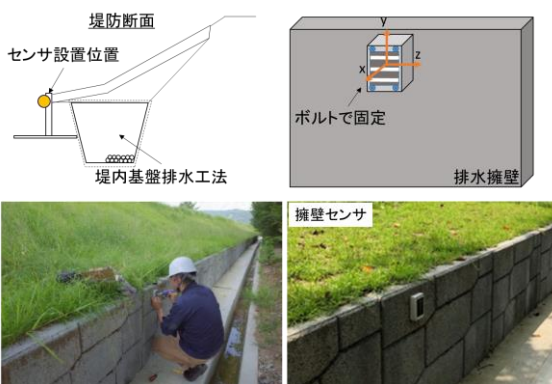


図-8 擁壁センサ設置方法

$$y' = ax + b \quad (1)$$

数である。式(1)の x に地上センサの温度の観測値を代入し、温度による影響を受けた傾きの値である y' を計算する。その上で実際の傾きの観測値から y' の値を引くことによって、温度による影響を補正した傾きの値を求める。

図-11 に温度の影響を補正した肩 1 地上センサの補正值と地中センサの傾きの時系列を示す。これより、回帰式を用いた補正によって温度の影響を軽減し、温度の影響を受けやすい地上センサによっても傾きを精度良く観測出来るようになったことがわかる。

図-12 に示す様に他の肩センサについても同様の補正方法によって観測値の分散を約 $0.02(^{\circ})^2$ 以下と地中センサとほぼ同等に軽減できた。



図-9 肩 1 地上センサの傾きの時系列

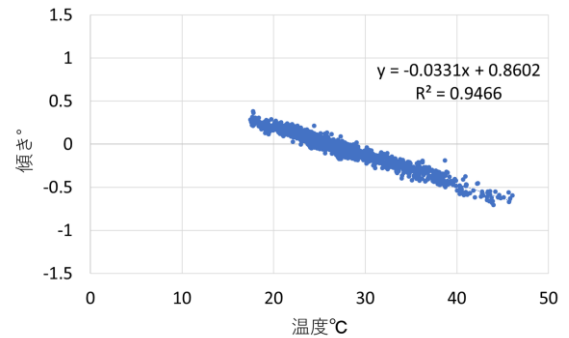


図-10 肩 1 地上センサの温度と傾きの散布図

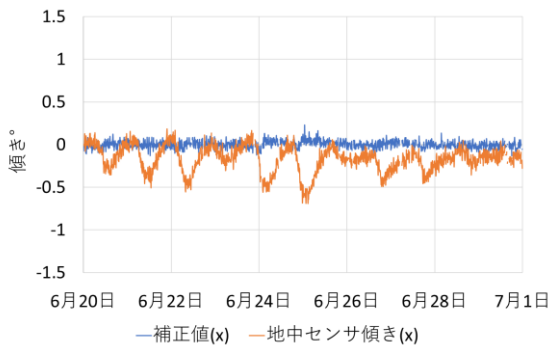


図-11 肩 1 地上センサの補正值と地中センサの傾きの時系列

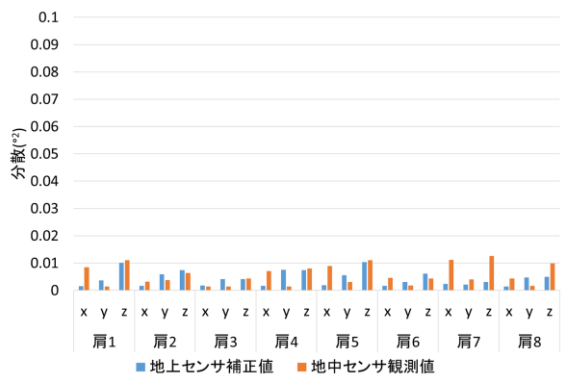


図-12 肩地上センサの補正值と地中センサの傾きの分散

4. 西日本豪雨時のモニタリング

4.1 概要

今年発生した西日本豪雨は河川の氾濫、土砂災害による甚大な被害を及ぼした。センサ設置位置である佐波川左岸堀地区の水位は今回の豪雨により氾濫注意水位近くまで達した。そこで、2018年7月5日から7月8日における佐波川左岸堀地区の河川水位上昇・降雨継続による堤体内水位の変化とセンサの動きを分析した。

4.2 分析結果

4.2.1 河川水位・降雨量と堤体内水位

図-13 に 2018年7月5日から7月8日における佐波川堀観測所が観測した河川水位・降雨量の時系列を示す。図-14 に 2018年7月6日16:25時点における分析期間内の堤体内水位計の設置位置とその最高観測値と、それを繋ぎ合わせた堤体内浸潤線を示す。

図-13 より、分析期間内の最高河川水位は 2018年7月6日16:00時点で 2.97(m)、最高降雨量は 2018年7月6日6:00時点で 34(mm/h)を記録したことより、降雨量の増加後、河川水位が増加したことが分かった。また、図-14 より、分析期間内の最高堤体内水位は 2018年7月6日16:25時点であった。これから、河川水位・降雨量の増加に伴い堤体内水位計の観測値も上昇したこと

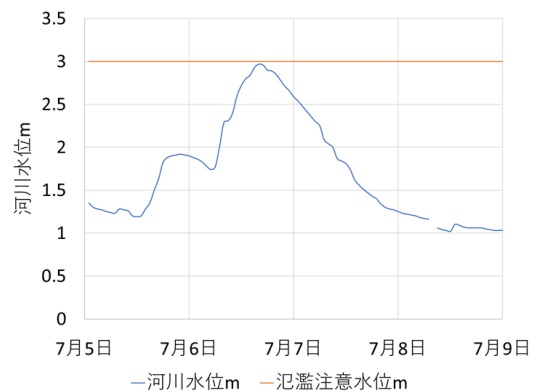
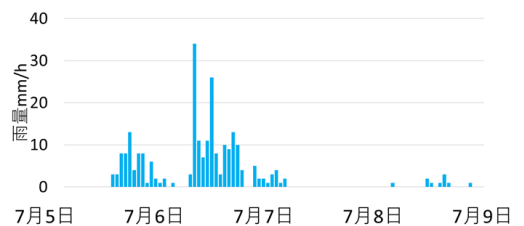


図-13 河川水位と降雨量の時系列

が確認された。一方で、堤体内水位計の観測値は堤内地盤高よりも低く対策効果の確認までは出来なかった。

4.2.2 センサの観測値

図-15, 16 に2018年7月5日から7月8日における肩8地上センサと壁6センサの補正值と温度の時系列を示す。肩8地上センサと壁6センサはどちらも(x)軸の動きはなく、(y), (z)軸の微小な傾きの変化を観測した。これは、堤防縦断方向つまり上下流方向の動きとなっている。堤体内水位計の観測値から堤体に変形が発生することは考えにくいことから、豪雨発生時の温度変化に前述の回帰式で十分な補正ができなかったことが原因の可能性が高い。よって、温度変化に着目した更なる精査が必要である。

5. まとめ

本研究で得られた結果を以下にまとめる。

- (1) ワイヤレス傾斜計の地上センサが観測する傾きは、温度の影響を受ける。地上センサの傾きと温度の相関性を散布図によって比較したところ、両者には高い線形相関があり、傾きの観測値と温度の回帰直線の式を求め、回帰式を利用して温度が傾きの計測値に与える影響を補正できることが明らかになった。
- (2) 西日本豪雨時のモニタリングでは、降雨量増加と河川水位上昇に伴う顕著なセンサの動きは確認されなかった。一方で急激な温度変化では補正が十分できない可能性が示唆された。

謝辞

本研究は、科学研究費補助金(基盤研究 B JP16H03152)、(一財)中国建設弘済会技術開発支援事業の助成を受けたものである。本研究の実施にあたり国土交通省中国地方整備局山口河川国道事務所のご協力を頂きました。厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 矢部川堤防調査委員会報告書, 平成 25 年 3 月, 矢部川堤防委員会
http://www.qsr.mlit.go.jp/chikugo/site_files/file/torikumi/01-plan_course/tyosa/saisyu/houkokusyo.pdf
 (2018年10月閲覧)
- 2) 佐波川堤防詳細点検結果情報図
http://www.cgr.mlit.go.jp/yamaguchi/river/pdf/sabagawa_teibousyousai.pdf(2018年10月閲覧)
- 3) (国研) 土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム: 堤内基盤排水対策マニュアル(試行版), 平成 29 年 1 月, はじめに
https://www.pwri.go.jp/team/smd/pdf/170113_teinaikiban.pdf(2018年10月閲覧)
- 4) 国土交通省 水文水質データベース
<http://www1.river.go.jp/cgi-bin/SiteInfo.exe?ID=107071287715070>(2018年10月閲覧)

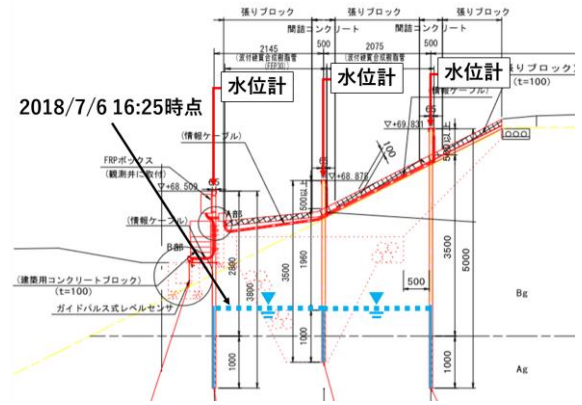


図-14 堤体内水位計の観測値

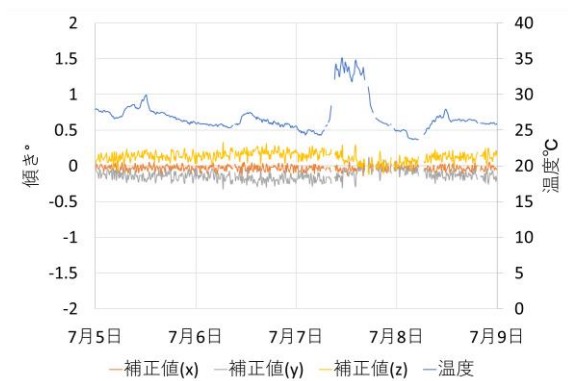


図-15 肩8地上センサの補正值と温度の時系列

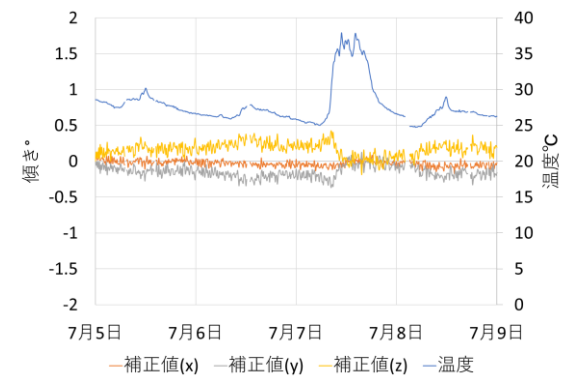


図-16 壁6センサの補正值と温度の時系列

電気探査を用いた堤内地における行止まり構造の把握手法

河川堤防 行止まり構造 電気探査

応用地質株式会社 正会員 ○倉田大輔 新清 晃
応用地質株式会社 小西千里 山下善弘

1. はじめに

透水性基礎地盤を有する河川堤防において、河川水位上昇に起因する堤内地側でのパイピングやそれに伴う堤体のすべり等の被災が発生している。平成 24 年の矢部川での被災を契機に、パイピング破壊のメカニズムについて研究が進められている。パイピング破壊は、堤防のり尻から堤防敷幅の約 1.5 倍の範囲内の浅部に行止まり型構造が存在する場合に発生しやすいとされている¹⁾。今後の堤防整備を効率的に行うためには、堤内地において深度 3~4m 程度の浅部地盤構造の把握が有効と考えられる。堤内地は民有地であることが多いため、調査を行う場合は、非破壊調査である物理探査が望ましい。一方、従来の物理探査では浅部の分解能が低く、浅部の地盤構造の把握が難しい状況にあることから、浅部の分解能をいかに確保するかが課題となっている。

パイピング破壊の要因となる堤内地の行止まり地盤構造等の把握を目的として、新たな電気探査機器を開発し、噴砂が多数発生した常呂川で開発した機器の試験・検証を行った。本研究では、浅部の分解能を向上させた改良版の牽引式電気探査機器を開発した。あわせて改良機器の機能検証のため、浅部にターゲットを絞った高密度電極設置型電気探査を行った。

2. 試験概要

2.1 電気探査箇所

試験位置図を図-1に示す。平成 28 年 8 月北海道豪雨による出水で噴砂が多数発生した常呂川水系常呂川左岸 KP26.6~KP27.1 付近を試験箇所とした。噴砂が集中している区間のうち、測線 1 は噴砂箇所を含む測線、測線 2 は噴砂が発生していない箇所の測線とした。また、測線 3 は、のり尻から約 30m の噴砂箇所を含む測線とした。

なお、試験箇所周辺の堤防敷幅は約 25m であり、既往のボーリング調査結果によると、試験箇所周辺の地下水位は GL-5m 程度である²⁾。

2.2 電極設置型電気探査の概要

浅部の土質情報を得るために、図-1 の 1~3 測線を対象として実施した。浅部の分解能を上げるため、写真-1 に示すように 0.5m 間隔で電極を打設し、電極同士をケーブルで接続する方式で測定して、測線沿いの地盤の比抵抗分布を求めた。測線長は 47.5m とした。

2.3 改良版牽引式電気探査の概要

牽引式電気探査は、オームマップパー (Geometrics, Inc.) と呼ぶ探査装置を用いた。写真-2 に示すように、牽引台車を用いて測定器を牽引する方式で測定し、測線沿いの地盤の比抵抗分布を求め、測定時は RTK-GNSS を同期させ、位置情報を同時に取得した。従来版のオームマップパーで不足していた深度 2m 以浅のデータを密に取得するため、キャパシタ電極の長さを短くした改良版

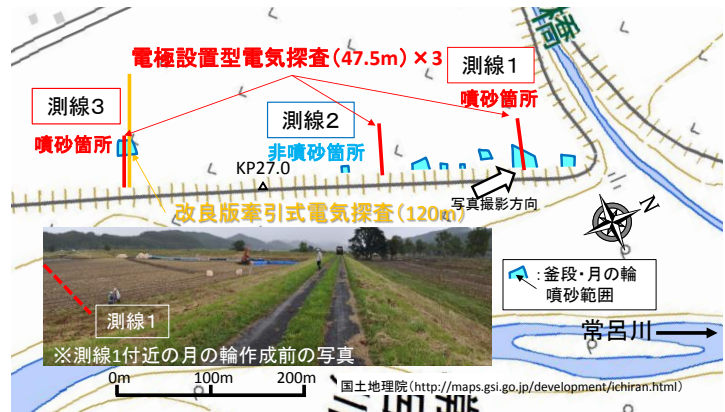


図-1 電気探査試験位置図 (常呂川水系常呂川左岸)



写真-1 電極設置型電気探査と測定状況



写真-2 改良版牽引式電気探査 (オームマップパー) と測定状況

を新たに開発した。キャパシタ電極の長さを短くすることは、電極設置型電気探査において電極の打設間隔を小さくすることと原理的に等価である。測線長は120mとした。

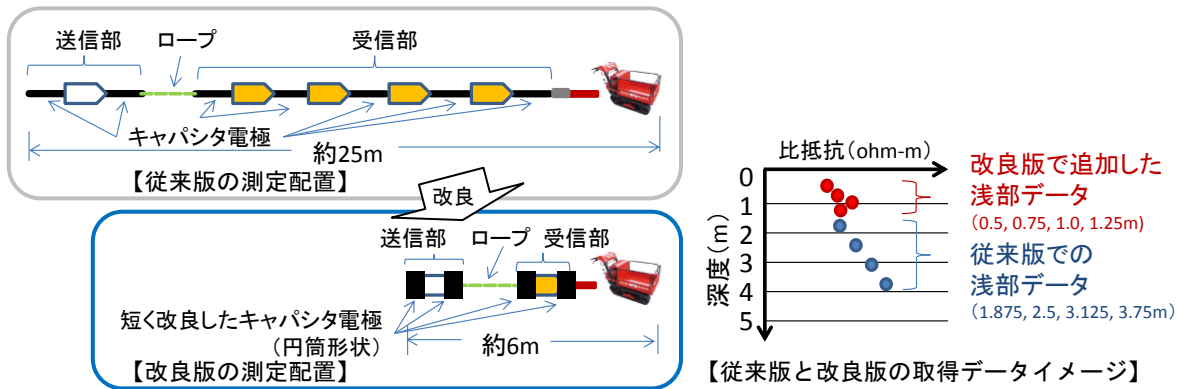


図-2 改良版牽引式電気探査概要図

3. 試験結果

3.1 電極設置型電気探査の結果

電極設置型電気探査の結果を図-3に示した。図-3の横軸は堤防尻部からの距離を示すが、噴砂が発生した測線1では、地表面には比抵抗値が約120 Ω・m以下の低比抵抗部が測線全体に分布し、その下位の深度1m以深に、比抵抗値が約800 Ω・m以上となる高比抵抗部が、のり尻から25m付近まで連続して分布する。その高比抵抗部の堤内側端部は月の輪区間（噴砂範囲）の堤内側端部と一致した。

噴砂が発生していない測線2でも、深度1m以深に高比抵抗部がのり尻から堤内側に連続して分布し、のり尻から25m付近で途切れていることを確認した。なお、高比抵抗部の比抵抗値は測線1よりやや低い傾向を示した。

のり尻から25m以上離れた位置で噴砂が発生した測線3では、高比抵抗部がのり尻付近から堤内地にかけて連続してしない構造を確認した。また、噴砂箇所となる釜段区間では、表層に被覆する比抵抗値が約100 Ω・m以下となる低比抵抗部が途切れていることを確認した。

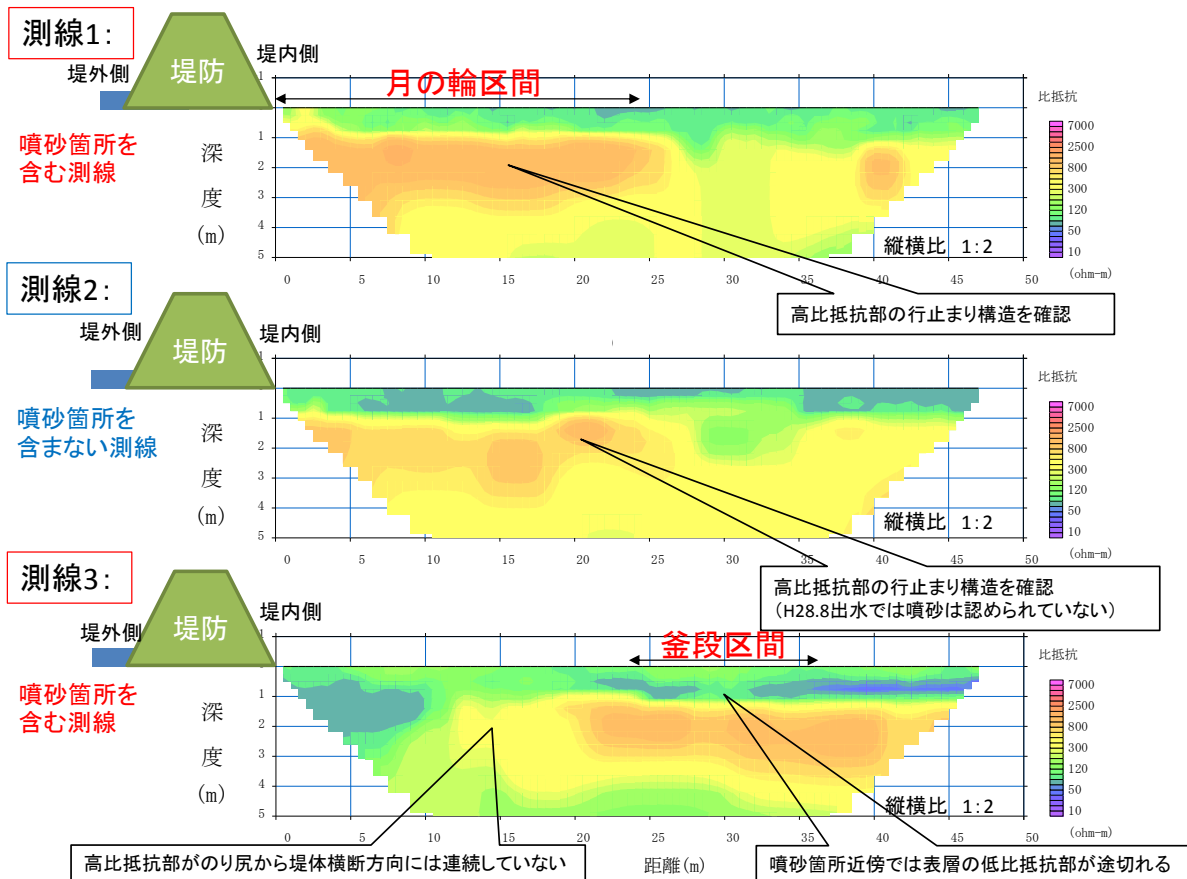


図-3 電極設置型電気探査による比抵抗分布図

のり尻から 25m 付近で高比抵抗部が途切れて分布する測線 1 と測線 2 にて実施したオーガーボーリングによる試料採取結果と、採取試料の粒度試験結果を図- 4 と図- 5 に示す。

図- 4 より、測線 1 は、深度約 0.4m までの低比抵抗部は粘性土であり、地表を被覆して分布している。法尻から 25m 付近までの深度 1m 以深の高比抵抗部は、細粒分を 20%~40% を含む礫混じり砂や砂が連続して分布している。また、30m より先には細粒分を 25%~40% 含む細~中砂が分布する。その間の 28m 付近は $300 \Omega \cdot m$ 以下の比抵抗を示し、細粒分が約 40%~50% の砂混じり粘性土や粘性土が分布している。

測線 2 は、測線 1 と同様に、地表面付近の低比抵抗部は粘性土である。図- 5 より、法尻から 21m 付近までの深度 1m 以深の高比抵抗部は、細粒分含有率が 30%~40% の火山灰質シルト混じり砂が分布し、25m 付近は火山灰質砂混じりシルトが分布する。なお、30m 付近は $120 \Omega \cdot m$ 以下の比抵抗を示し、細粒分含有率が 50% 以上の火山灰質砂混じりシルトが分布する。

測線 1 および 2 では、 $800 \Omega \cdot m$ 以上の高比抵抗部には礫混じり砂、 $300 \Omega \cdot m$ 前後は砂~粘性土混じり砂、 $120 \Omega \cdot m$ 以下の低比抵抗部には砂混じり粘性土~粘性土が分布する。よって、当該地の土質区分は比抵抗値と相関関係があると考えられ、測線 1 と測線 2 の高比抵抗分布は、砂質土が行止まり型構造で分布していることを示していると判断される。以上より、電極間隔を 0.5m とした電極設置型電気探査は、浅部の地盤構造の把握に有効であることが示唆された。

また、行止まり型構造で分布する砂質土は、噴砂が発生した測線 1 では礫混じり砂、噴砂が発生しなかった測線 2 では火山灰質シルト混じり砂があることから、細粒分の混入量の違いが噴砂発生の一因の一つとして挙げられる。

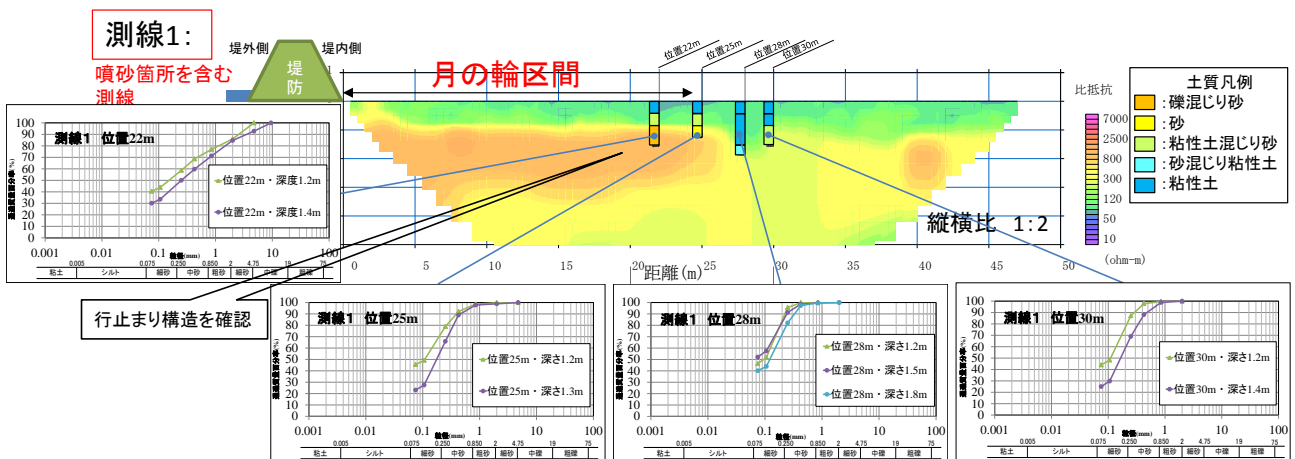


図- 4 電極設置型電気探査による比抵抗分布図と採取試料の粒径加積曲線（測線 1）

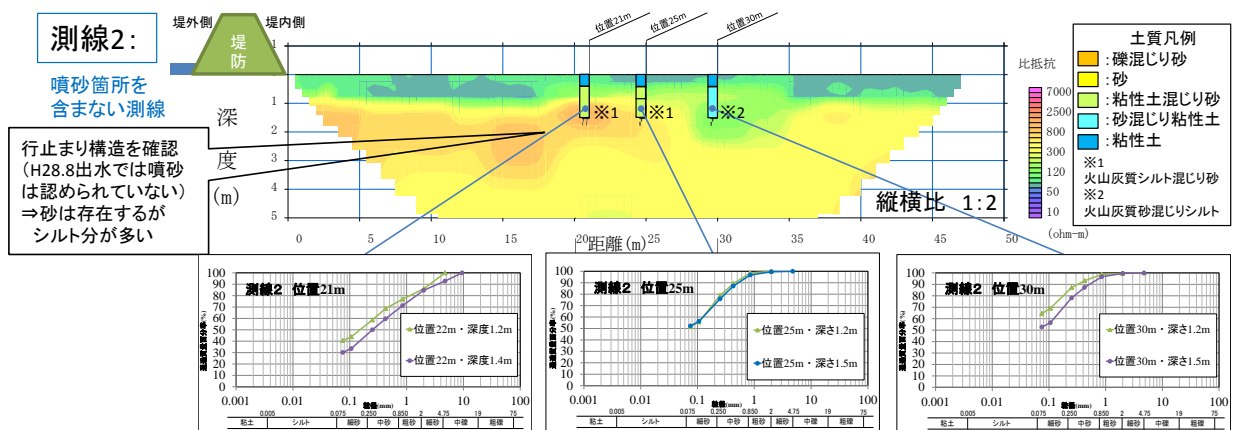


図- 5 電極設置型電気探査による比抵抗分布図と採取試料の粒径加積曲線（測線 2）

3.2 改良版牽引式電気探査の結果

測線 3 で実施した、電極設置型電気探査と従来版および改良版オームマップの比較図を図- 6 に示す。測線 3 はのり尻から 20m 付近より堤内側で、深度 1m 以深に高比抵抗部が分布していることを電極設置型電気探査で確認した。

従来版オームマップでは、電極設置型電気探査で確認した高比抵抗部を示す砂質土層の分布を正確に捉えることは

できていない。また、地表面付近の低比抵抗部も不明瞭となっている。一方、改良版オームマップパーでは、高比抵抗部を示す砂質土層の分布を捉えており、この層はのり尻から 20m 付近から 60m 付近まで分布すると考える。また粘性土である地表面の低比抵抗部も明瞭となっている。以上より、改良版オームマップパーは、電極間隔を 0.5m とした電極設置型電気探査と同様、浅部の地盤構造の把握に有効であることが示唆された。

なお、位置 30m 付近で発生した噴砂は、高比抵抗部の分布状況から、川表側からではなく河川上流から堤内地を經由して浸透水が供給されて発生した可能性がある。

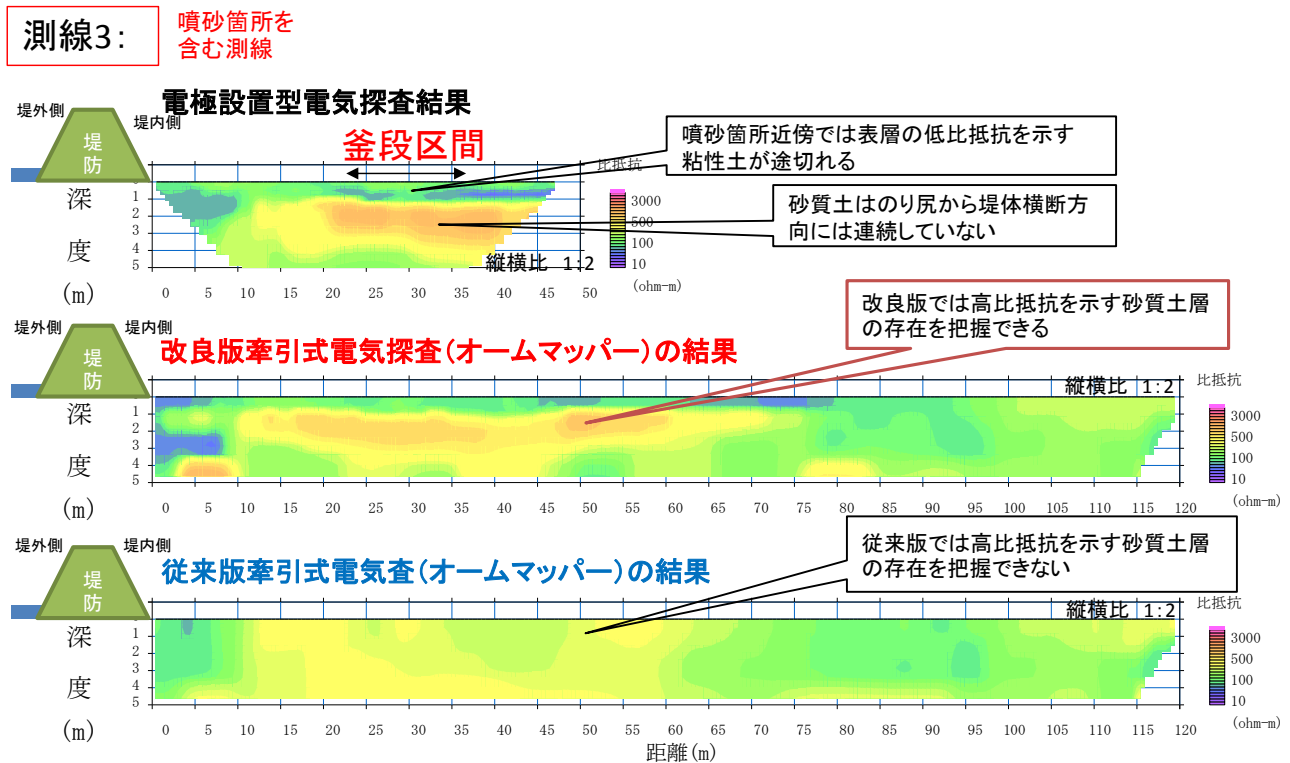


図-6 比抵抗分布図による計測手法の比較 (測線3)

4. まとめ

浅部にターゲットを絞った高密度電極設置型電気探査および開発した改良版牽引式電気探査 (オームマップパー) で、堤内地に分布する深さ 3~4m 程度までの透水層の行止まり構造を把握できることが示唆された。特に改良版オームマップパーは、電極打設が不要で電極設置型より作業効率が高く、広範囲の浅部を探査できる。なお、牽引式電気探査は、牽引する電極と地表面との接地状態によっても測定値が変化するため、堤内地が畑等で高い畝がある場合は、畝に沿う方向での測定か、電極設置型電気探査で測定となる。また、地下水位が高い場合等、地盤条件によっては行止まり構造を把握できない場合がある。

この手法の活用例としては、電極設置型電気探査と改良版牽引式電気探査を組み合わせることで、堤防整備に資する要注意箇所の絞り込みが挙げられる。堤防縦断方向での牽引式電気探査によって要注意箇所を広い範囲から抽出し、抽出箇所における堤防横断方向での牽引式電気探査によって行止まり構造や距離を把握し、要注意箇所の絞り込みを行う。要注意箇所のうち重要度が高い地区は、透水層に水圧計・水位計を設置による監視対象とする。

参考文献

- 1) 西村 証哉, 前田 健一, 櫛山 総平, 高辻 理人, 泉 典洋: 河川堤防のパイピング危険度の力学的簡易点検フローと漏水型水防工法の効果発揮条件, 河川技術論文集第 24 巻, pp613-618, 2018.
- 2) 国土交通省北海道開発局網走開発建設部, 第 3 回常呂川堤防調査委員会資料, 2017

山口県防府市の佐波川に分布する中世の遺跡と土石流発生溪流・河川流路との位置関係

土石流 遺跡分布 河川流路

山口大学大学院創成科学研究科	学生会員	○片岡 知
山口大学大学院創成科学研究科	正会員	鈴木素之
島根大学法文学部山陰研究センター	非会員	川島尚宗
復建調査設計	法人会員	松木宏彰
アジア航測	正会員	阪口和之

1. はじめに

筆者らは、山口県教育委員会が所管する集落などの遺跡と土石流発生溪流および河川との位置関係を検討することにより、集落立地選定条件と先人の防災意識を明らかにすることを目的とした研究を行っている。2009年7月21日の集中豪雨により崩壊・土石流が多発した山口県佐波川沿いに分布する遺跡の中には、現在の河川氾濫の浸水想定区域や土砂災害警戒区域内に位置するもの、旧河川と接するまたは重なるものがある。そこで、本報告では、中世における集落立地選定条件を把握するために、各遺跡の位置、面積および勾配、河川および谷口から遺跡までの距離、さらに浸水想定区域との重なりを解析した結果について述べる。また、当時の佐波川流路に対する集落の立地状況を捉えるために、旧河道と遺跡の位置関係についての考察を述べる。

2. 解析方法

図-1, 2 に佐波川下流域および中流域に分布した中世における遺跡分布（図中に No.1~20 と表記）²⁾、土砂災害特別警戒区域³⁾、2009年の土砂災害発生箇所⁴⁾、現河川の中心線⁵⁾を示す。なお、図-2 より上流側にある遺跡分布は紙面の都合により割愛した。まず、GISを用いて遺跡の面積および勾配を算出した。次に、本川または支川の中心線から遺跡の境界までの最短距離を計測して、河川から遺跡までの距離を算定した。最後に、図-1の右下図に示すように、等高線地図の下流側に谷線が引けなくなる地点を谷口とし、谷口から流下方向にある遺跡の境界までの最短距離を計測することで、谷口から遺跡までの距離を算定した。ただし、これらの計測は現在の地形・河川の流路をもとに行ったものであり、当時の地形状況はその後の地形変化により変化していると考えられる。これより、佐波川に対する集落立地選定条件の際には、この点に注意した。

図-3, 4 にそれぞれ佐波川下流域および中流域に分布した中世における遺跡分布、浸水想定区域⁶⁾、現河川の中心線を示す。ただし、図-4 より上流側には浸水想定区域は指定されていないため割愛した。これを用いて、浸水想定区域と重なる遺跡数を浸水深さ別に算出した。図-5, 6 に佐波川下流域および中流域の旧河道^{7), 8)}と中世における遺跡分布、現河川の中心線を示す。ただし、これらの図面は河村^{7), 8)}の地形分類図中の特徴的な地形箇所に位置座標を付与し、

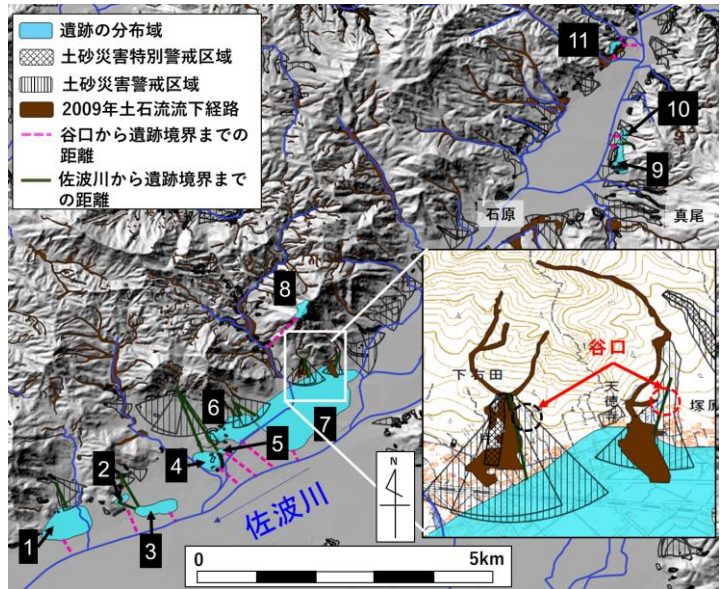


図-1 佐波川下流域の遺跡分布（図中のデータは文献 1)-5) より引用

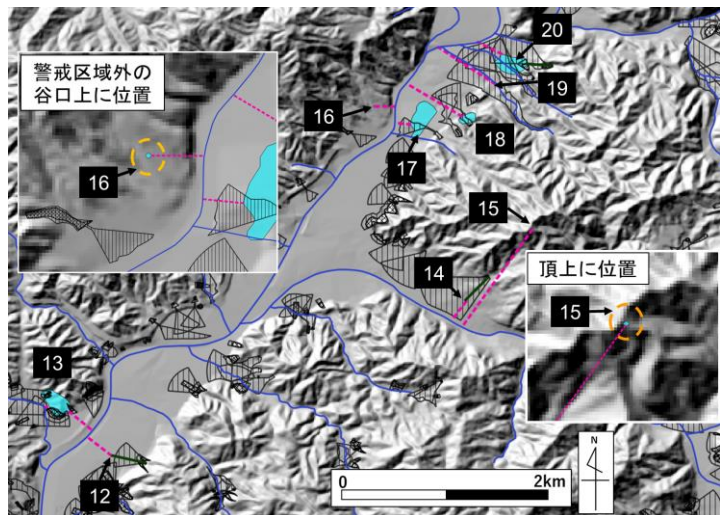


図-2 佐波川中流域の遺跡分布（図中の引用データは図-1と同じ）

GIS 上に展開した後、引用図面から旧河道および破堤箇所を抽出して作成したものである。このような図面作成の方法により、現地地形とのズレが生じていると考えられ、遺跡と旧河川との距離は厳密なものではないこと、また対象の範囲も限定的であることに留意する必要がある。

3. 解析結果

図-7 に面積区分ごとの遺跡数を示す。全 22 箇所の遺跡の内、1~10ha の遺跡が最も多く 9 箇所であった。最も広い遺跡は No.7 の下右田遺跡（「集落跡」、「その他」の遺跡と分類）であり、その面積は 118ha であった。ただし、範囲が特定できていない遺跡（例：図-2 の No.15, 16）は「不明」とされており、これらは「城館跡」「散布地」「社寺跡」などであった。

図-8 に現地地形に基づく遺跡における勾配の平均値、遺跡範囲内での勾配の最頻値、土石流が発生～掃流までの勾配区間を示す。なお、10m メッシュの DEM から勾配値を算出したデータと遺跡分布とを重ね、遺跡範囲内の勾配の平均値を平均勾配とし、最も多い勾配を最頻値とした。勾配の平均値でみると、15°以上（発生区間）の遺跡が最も多く 15 箇所存在する。しかし、勾配の最頻値でみると、0~2°（掃流区間）にある遺跡が最も多く 10 箇所あり、現地地形勾配が急であった所ほど遺跡数が少なくなる傾向がある。このように勾配の平均値と最頻値で異なる傾向を示したのは、集落形成後に発生した崩壊・土石流によって移動・運搬された土砂が遺跡内の一部分を急勾配にしたため、現地地形での平均勾配を増加させてしまったためと考えられる。したがって、遺跡の大部分が現地地形で緩勾配である場所に位置していることが分かる。また、このことが当時の地形状況に近い集落等の立地条件を表している。

図-9 に河川から遺跡境界までの距離を示す。佐波川本川の近辺に位置する遺跡は全 19 箇所あり、その内 100~200m の遺跡が最も多く 6 箇所存在した。一方、本川が通過する遺跡は見つからなかった。支川の近辺には遺跡が全 12 箇所存在し、その内 0~100m 未満にある遺跡が最も多く 9 箇所であった。この内 5 箇所に関しては、遺跡内を支川が通過していた。また、河川から 600m 以上離れた 3 箇所の遺跡は「城館跡」であった。図-10 に谷口から遺跡境界までの距離を示す。これをみると、谷口から距離が 0~100m 未満の遺跡が最も多く 9 箇所であった。また、これら全ての遺跡は谷口上に位置し、「土砂災害特別警戒区域」が重なる遺跡は 3 箇所、2009 年の「土砂災害発生箇所」と重なる遺跡は 2 箇所存在した。また、土砂災害警戒区域に指定されていない谷口上に位置する遺跡は図-2 の No.16 の遺跡のみであった。なお、頂上に位置する 3 箇所の遺跡は全て「城館跡」であった。

次に、図-11 に浸水深さごとの浸水想定区域と重なる遺跡数を示す。全 22 箇所の内、浸水想定区域と重なる遺跡は 10 箇所あり、この内 7 箇所が下流域に存在する。想定浸水深さ 2.0~5.0m 未満の区域内に位置する遺跡が最も

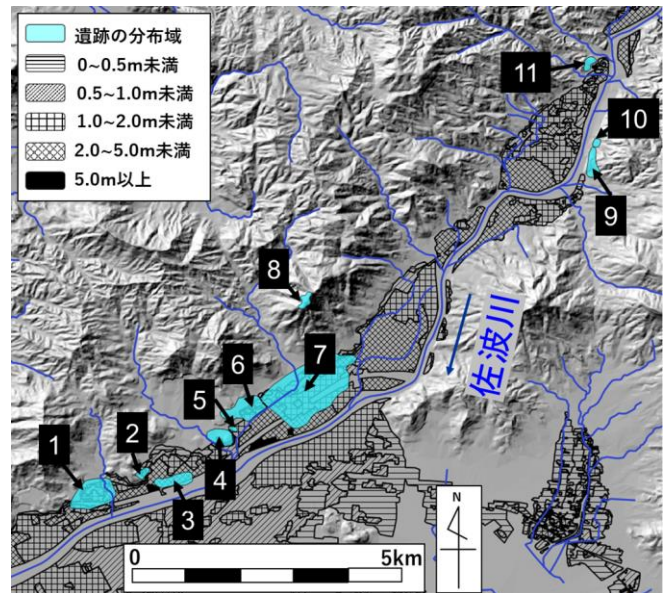


図-3 佐波川下流域の遺跡分布と浸水想定区域（図中のデータは文献 1), 2), 5), 6) より引用）

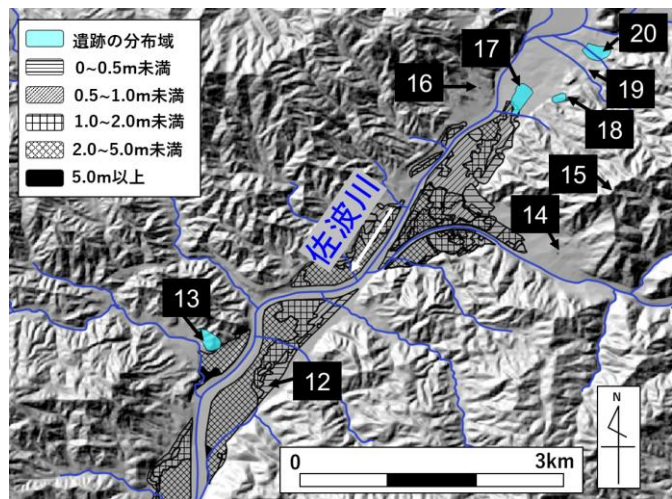


図-4 佐波川中流域の遺跡分布と浸水想定区域（図中の引用データは図-3 と同じ）

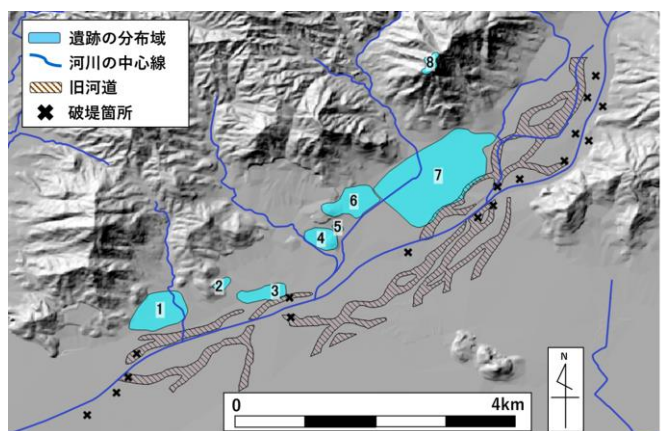


図-5 佐波川下流域の遺跡分布と旧河道との位置関係（図中のデータは文献 1), 2), 5), 7) より引用）

多く5箇所であり、これより浅い浸水深の浸水想定区域内には5箇所存在する。一方、5.0m以上の浸水深の浸水が想定された区域には遺跡は存在しなかった。また、下流域にある遺跡11箇所中7箇所が「集落跡」であり、中流域より上流側に位置する遺跡の中に集落跡は無く、その多くが土器や石製品等が散布する「散布地」「城館跡」などであった。

図-5, 6に佐波川下流域および中流域における旧河道の位置情報を現地地形に当てはめた結果を示す。これらを見ると、旧河道は現河川と違って佐波川本川沿いに複数の流路を形成していた。これは当時の人々が河川に対して、現在のように人工的な堤防整備を行っていなかったためだと考えられる。図-5の旧河道と遺跡分布について注目すると、No.3(「集落跡」とNo.7(「集落跡等」)の遺跡が旧河道と一部重なっていることが分かる。No.3に関しては破堤箇所に近い場所に位置しており、No.7の遺跡に関しては旧河道の流路に沿うように位置している。図-6の佐波川中流域の旧河道と遺跡分布を見ると、No.12の遺跡(「社寺跡」)のみ旧河道上に位置していた。その他では、No.17のみ旧河道と破堤箇所に近いものが存在したが、旧河道とは重なっていなかった。

4. 結果の考察

各遺跡の面積を算出した結果、1~10haの面積が最も多かった。なお、10ha以上の遺跡や範囲が特定できていない遺跡も存在するため、集落地選定条件に面積が考慮されているか判断はできなかった。

次に、現在の地形図に中世の遺跡分布を当てはめた結果、現地形で勾配が緩い場所に集落等が集まっている傾向が認められた。また、遺跡が支川付近に多く存在したのは、集落があった場所にその後の土石流や洪水により支川が形成されたため、あるいは、当時の人々が利水を優先して支川の近くに集落を形成していたためと考えられる。このことから、当時の人々は中小河川の氾濫の危険性を認知していなかったか、もしくは認知していても許容していたと考えられる。また、土石流が発生する可能性が高い谷口付近に多数の遺跡が存在したことから、前述の緩勾配に集落等が集まっていたことを合わせて考えると、当時の人々が、土石流被災リスクよりも住居の形成しやすさを優先していたことが示唆される。このことは、現代人と共通しているようである。

次に、浸水想定区域と中世の遺跡分布を現地地形に当てはめた結果、中流域~上流域に比べて下流域に分布する遺跡のほとんどが浸水想定区域と重なっていた。とくに、下流域に「集落跡」が集中しており、中流域より上流側には集落は存在しなかった。加えて、近世には中流域・下流域に田畑の用水として水をせき止める井堰が河川に複数箇所設置されていたという記録^{7)・8)}が残っており、中世も同様な河川利用をしていた可能性は高いだろうと考えられる。このことか

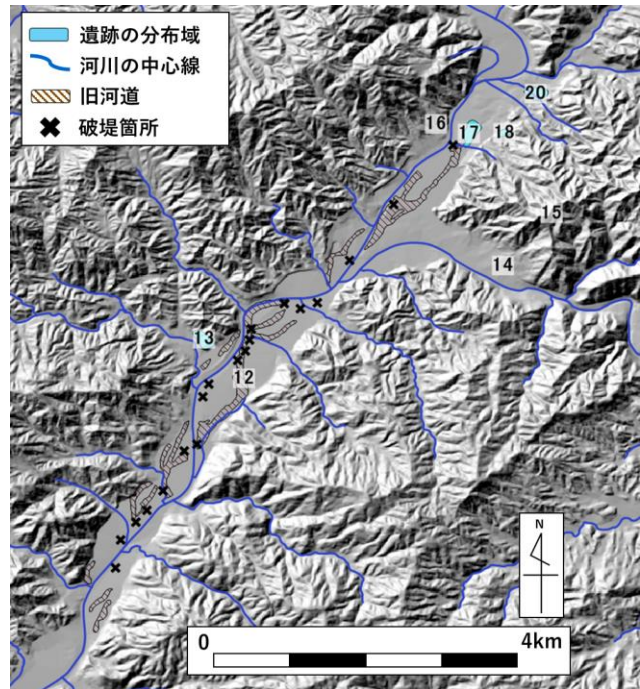


図-6 佐波川中流域の遺跡分布と旧河道との関係 (図中のデータは文献1), 2), 5), 8)より引用)

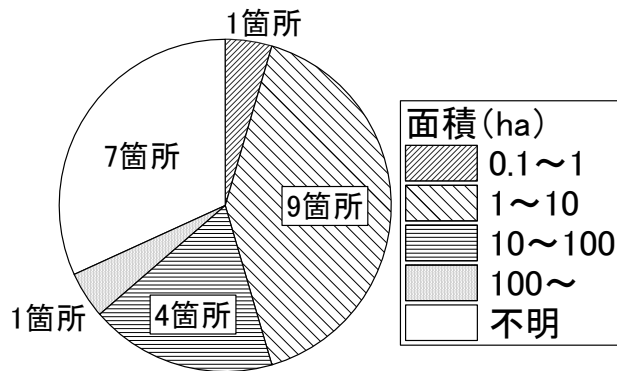


図-7 面積区分ごとの遺跡数

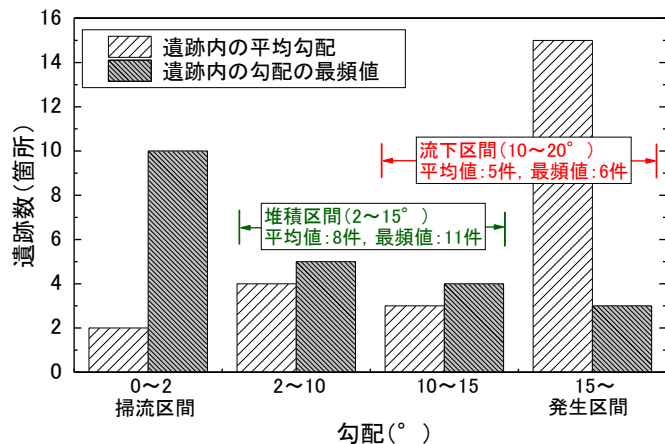


図-8 遺跡内における勾配分布

ら、当時の人々が下流域の中でも浸水の可能性が高い地域に集落を形成したのは、やはり河川氾濫による被災リスクよりも生活の利便性を優先していたのではないかと推察される。

また、図-5, 6 で言及したように、佐波川下流域の旧河道に沿うように遺跡が存在したのは、河川流路の変遷によって当時の人々が形成した集落の一部が流されてしまったため、または利水を考えて河川に沿って集落を形成したためと考えられる。佐波川中流域の旧河道上に存在した「社寺跡」(No.12)の範囲が特定できていないのは、流路変遷によって範囲を特定するための遺物のほとんどが流されてしまった可能性がある。

5. 結論

本研究は、中世の遺跡分布について、現地地形、土砂災害警戒区域、河川、浸水想定区域データ等から、土石流および河川氾濫に対する当時の人々の集落立地選定条件について分析したものである。以下、その結論をまとめる。

- 1) 中世における佐波川流域沿いにある遺跡は 22 箇所であり、面積が 1~10ha のものが最も多く、9 箇所存在した。
- 2) 遺跡内の勾配の最頻値は 0~2° のものが最も多く 10 箇所あり、現地地形の勾配が大きかった所ほど遺跡数は少なくなる。
- 3) 佐波川の支川から 100m 以内にある遺跡は 9 箇所あり、この内 5 箇所においては現河川が遺跡内を通過している。
- 4) 谷口付近に存在する遺跡は 9 箇所あり、これらは土石流被災リスクよりも住居の形成しやすさを優先していたと考えられる。
- 5) 現河川の浸水想定区域と重なる遺跡は 10 箇所あり、この内 7 箇所が下流域に位置する遺跡であった。また、下流域に存在する遺跡の多くが集落跡であったが、中流域より上流側には集落は 1 箇所も存在しなかった。
- 6) 佐波川下流域の旧河道と重なる遺跡が 2 箇所あり、その内 1 箇所は旧河道に沿うような範囲で形成されていた。佐波川中流域の旧河道と重なる遺跡は 1 箇所であった。

謝辞：本研究は JSPS 科研費 JP15H04038, JP17K18954, 公益財団法人河川財団河川基金助成事業、山口大学・山科学研究プロジェクトによって実施した。ここに記して、謝意を表すしだいである。

参考文献

- 1) 国土地理院, 国土基盤地図情報, 2016.
- 2) 山口県: 山口県文化財地図情報システム, 2008.
- 3) 国土地理院, 国土数値情報 土砂災害危険区域データ, 2016.
- 4) 阪口和之, 鈴木素之, 松原輝明, 高山陶子: 平成 21 年 7 月に山口県防府市で発生した土砂災害における源頭部崩壊と土石流の状況とその地形的特徴, 地盤工学ジャーナル, Vol.10, No.3, pp.403-414, 2015.
- 5) 国土地理院, 国土数値情報 河川データ, 2008.
- 6) 国土地理院, 国土数値情報 浸水想定区域データ, 2012.
- 7) 河村克典: 近世佐波川下流域における洪水 - 絵図の分析を通して -, 地図, Vol.41, No. 1, pp.14-25, 2003.
- 8) 河村克典: 近世絵図に描かれた佐波川中流域の洪水, 歴史地理学, 44-5(211), pp.38-51, 2002.
- 9) 砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説, 国土技術政策総合研究所資料, 第 364 号, p.9, 2007.

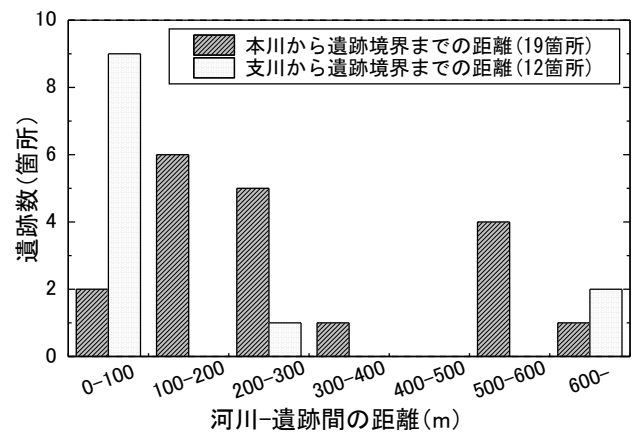


図-9 河川から遺跡境界までの距離

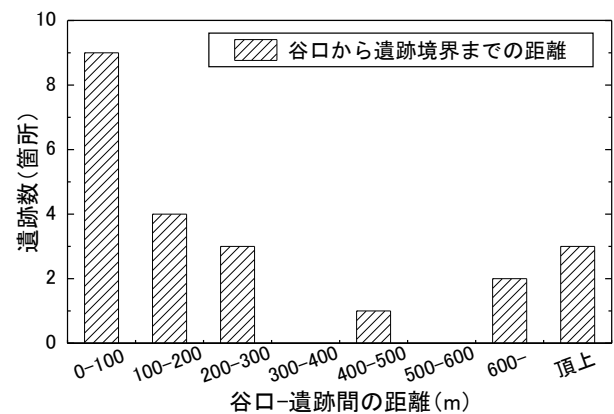


図-10 谷口から遺跡境界までの距離

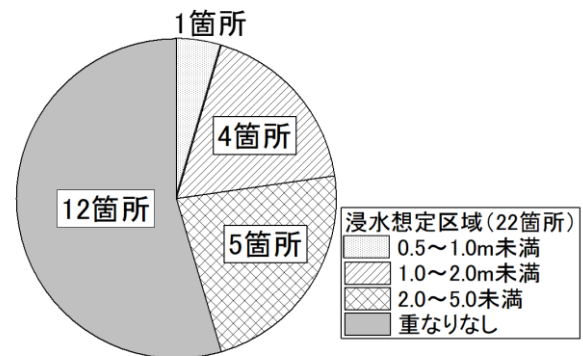


図-11 想定浸水深さごとの遺跡数

河川堤防の浸透破壊と堤体材料の土質特性との関連

浸透破壊 吸水軟化試験 せん断強度

名城大学 正会員 小高猛司
 建設技術研究所 正会員 李 圭太
 中部土質試験協同組合 正会員 久保裕一
 名城大学大学院 学生会員 中山雄人・梅村逸遊・森 智彦

1. はじめに

近年、集中豪雨などにより河川堤防の漏水や越水、場合によっては決壊に至る被災も発生し、治水対策が喫緊の課題となっている。河川堤防の決壊の多くは越流によるが、2012年の矢部川堤防の決壊をはじめとして浸透による被災事例も報告されている。これまで筆者らは様々な堤体材料を用いた室内模型実験、礫質土堤体の力学試験、実堤防の現地調査などにより、河川堤防の浸透破壊と堤体材料の土質特性との関連について調べてきた。本報でははじめに、模型実験の堤体材料を用いた三軸試験の結果から、堤体材料の力学特性が浸透模型実験における堤体崩壊の進行度に及ぼす影響について述べる。次に平成28年台風10号において浸透によって破堤した青森県二ツ森川堤防で採取した堤防土の三軸試験結果から、現地堤防土の浸透破壊の耐性について考察する。最後に、屋外模型堤体湛水実験の結果、耐浸透破壊、耐越流侵食の性能が高いことが確認された礫質土堤体試料を用いて実施した大型三軸試験の結果から、浸透破壊の耐性が大きい堤体材料について考察する。

2. 浸透模型実験の堤体土の力学特性と崩壊度との関係

本研究グループでは、模型堤体の浸透実験によって高透水性基礎地盤を有する河川堤防の崩壊メカニズムを検討してきた結果、大きく分けて3つの崩壊パターンが存在することを示した(図1)¹⁾。特に、砂質堤体の場合に堤体崩壊の進行度が高いものは崩壊パターン2であることを指摘した。すなわち、高透水性基礎地盤の存在によって法先付近に局所的な動水勾配の集中による高い過剰間隙水圧が発生することによって、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急激に低下し、基礎地盤を巻き込むすべり破壊が堤体内で進行する。そこで、崩壊パターン2を

呈する模型実験の堤体と同じ条件(表1)で供試体を作製して三軸試験を実施した。なお、模型実験の条件や堤体崩壊の進行度などについては文献²⁾を参考にされた。

模型実験で使用した砂質堤体材料の力学特性を比較するために、拘束圧50kPaでの非排水せん断試験(CU試験)の結果をまとめて図2に示す。軸差応力～軸ひずみ関係において、赤、青、黒線で示す堤体材料はひずみ軟化し、有効応力経路においても軸差応力のピークを通過した後に原点に向けて軟化している。このようなゆる詰め傾向を示す堤体材料は、浸透模型実験においても天端まで堤体の崩壊が進展する崩壊進行度が高いと分類される結果が得られている。また、図2には8号砂で間隙比を3種類変えて三軸試験を実施した結果も示しているが、間隙比によって、密、中密、ゆる詰め傾向の3つを示している。同じ間隙比の堤体による浸透模型実験においては、図2でゆる詰め傾向を示す間隙比が大きな堤体ほど、堤体崩壊の進行度が高い結果を示した。以上より、堤体崩壊の進行度は、堤体材料の力学特性に大きく影響を受けることが示された。

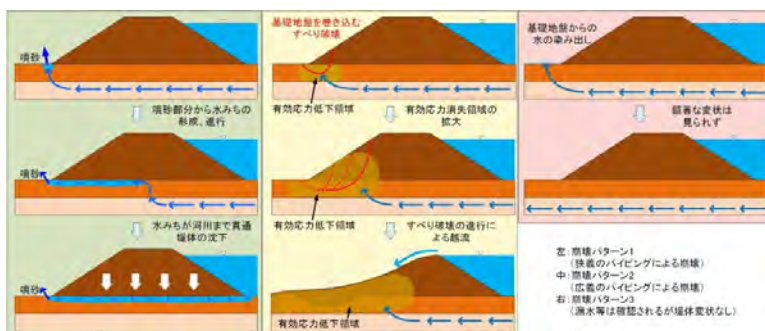


図1 崩壊パターンの類型化¹⁾

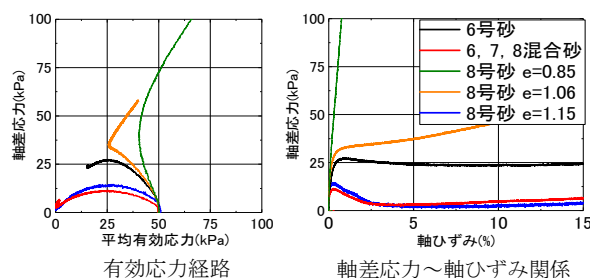


図2 堤体材料のCU試験結果

表1 堤体材料概要

堤体材料 (三河珪砂)	間隙比	含水比
6号砂	1.06	4%
678混合砂	1.06	
8号砂	1.15	
	1.06	
	0.85	

3. ニツ森川堤体土の力学特性

3.1 試料概要

平成 28 年台風 10 号によって青森県の高瀬川水系のニツ森川堤防が越流せずに浸透によって破堤した。ニツ森川被災箇所状況を図 3 に示す。東らの報告により、越流は発生しておらず浸透破壊によって破堤したと考えられている³⁾。また、浸透流解析などの一連の調査の結果、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ことにより、上下流と比べて堤防断面が小さい被災箇所では、法尻付近に集中した高い動水勾配によって安全性が低下し、破堤被害に大きく影響したとしている³⁾。本研究グループでは、破堤箇所の開削調査時に不攪乱試料の採取を行い、その力学特性を求めるための三軸試験を実施した。試料の採取状況を写真 1 に示す。左は破堤箇所下流側を 2 段で開削した断面であり、1 段目ならびに 2 段目（堤防底面）において右に示す簡易サンプリング⁴⁾を実施した。具体的には、内径 71mm、長さ 500mm の塩ビ管 VU65 を内管とする特製の 2 重管サンブラーを打ち込む方法である。開削堤防の各段において、上段で 14 本、下段で 7 本を採取した。本報の三軸試験では、川裏側の上段（堤体）で採取した試料を用いた。

試験で使用した現地堤体土試料の粒径加積曲線を図 4 に示す。被災箇所周辺は全体的にシルト～砂質土で構成されており、細粒含有率は 35～55% で細粒分質砂～シルトである。

3.2 試験結果

試験は三軸 \overline{CU} 試験を拘束圧 50kPa、100kPa の 2 種類で実施した。図 5～8 に試験結果を示す。有効応力経路から、この堤防土はゆる詰め傾向でやや正規圧密土的な挙動を示すことがわかる。拘束圧 50kPa の条件においては、軸差応力がピークに到達した後、やや軟化している。限界応力比 q/p' は 1.2～1.4 程度であり、有効応力経路も応力ひずみ曲線もどの位置の試料でも類似していることから、この堤体の力学特性は総じてゆる詰め傾向であることがわかる。

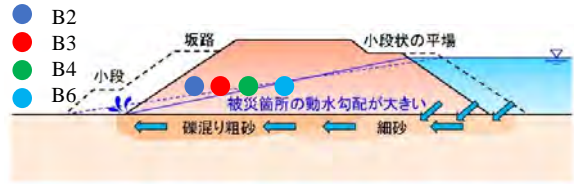


図 3 ニツ森川被災箇所状況³⁾に加筆



写真 1 ニツ森川試料の破堤箇所と試料採取状況

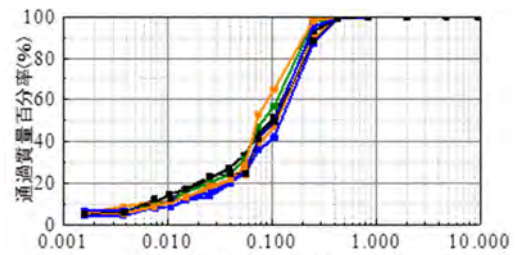


図 4 ニツ森川堤防試料の粒度分布

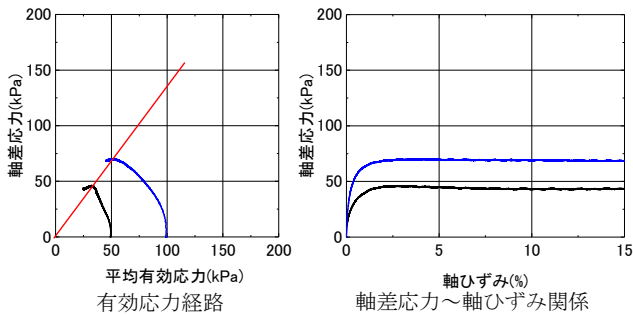


図 5 ニツ森川 B2 試料の \overline{CU} 試験結果

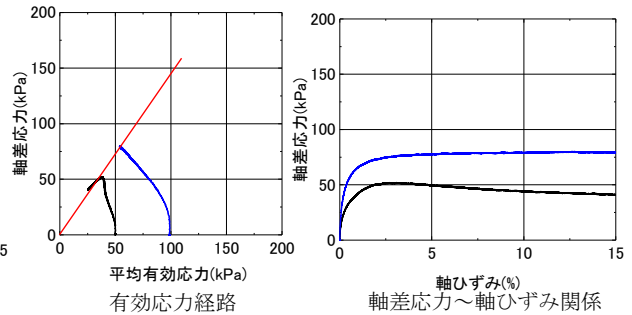


図 6 ニツ森川 B3 試料の \overline{CU} 試験結果

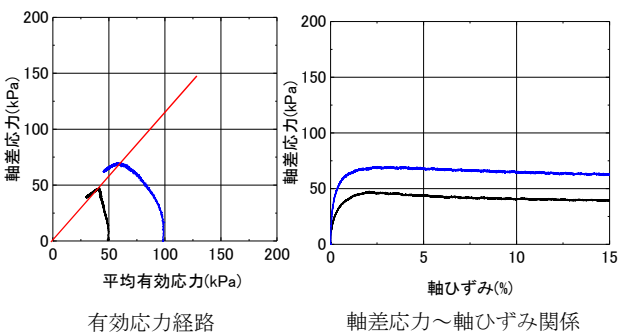


図 7 ニツ森川 B4 試料の \overline{CU} 試験結果

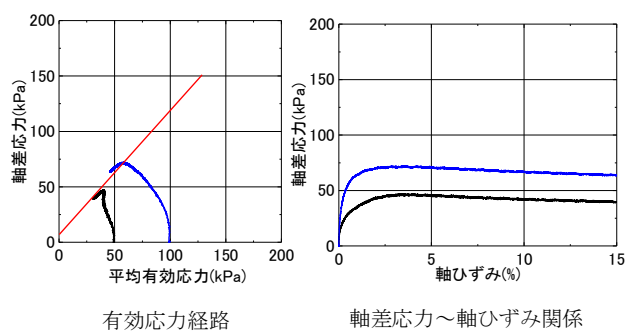


図 8 ニツ森川 B6 試料の \overline{CU} 試験結果

浸透による被災は、堤体内部の浸潤面上昇に伴う有効応力の低下により、堤体が不安定化して崩壊すると我々は考えており、三軸試験で求められる応力状態とは異なることから、得られる強度定数の評価も難しい。そこで本研究グループでは吸水軟化試験を提案している⁵⁾。吸水軟化試験は三軸試験装置を用いた試験である。三軸試験と同様に等方圧密過程を行う。その後、排水条件で所定の軸差応力の異方応力状態にした後、軸差応力を一定に保ちつつ間隙水圧を上昇させて破壊に至らしめる試験である。間隙水圧を1kPaずつ供試体の軸変位が落ち着くことを確認しながら、徐々に上昇させていくと、低いひずみレベルで軸ひずみが急激に上昇し供試体が破壊する。この試験は、有効応力経路を精密に制御することによって対象土の骨格構造が急激に変化しはじめる有効応力条件を探出し、浸透破壊を引き起こす時点の強度定数を把握することが可能である。実際に、供試体は破壊に至る直前まで軸ひずみ、体積ひずみともにほとんど発生しない。これまで複数の現地堤体試料を用いた吸水軟化試験によって、堤体土の浸透破壊に対する耐性の評価のパターンの分類を行った⁶⁾。この実堤防土での吸水軟化試験でのパターン分類について簡単に説明する。図9は吸水軟化試験での有効応力経路の3つのパターンを示したものである。実線はCU試験での限界応力比を、点線は吸水軟化試験での破壊応力比を示す。左図はCU試験と吸水軟化試験での q/p' を比較すると同程度の値となり、高いせん断強度がどの応力条件下でも期待できず浸透破壊の耐性が最も低いものとなる。中図は低応力条件下ではある程度のせん断強度を保持するが、高応力条件になるにつれ徐々に破壊応力比は低くなる。右図はどの応力条件下においても高い応力比を示し浸透破壊に対しても高い耐性を保持する。

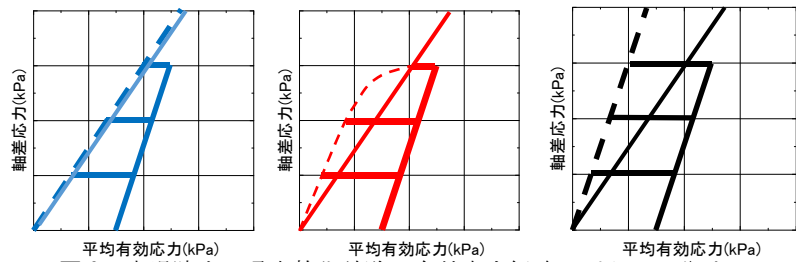
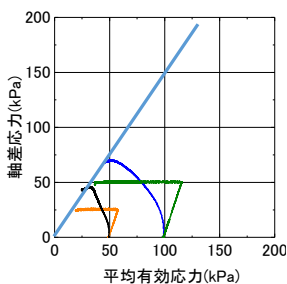


図9 実堤防土の吸水軟化試験の有効応力経路のパターン分け

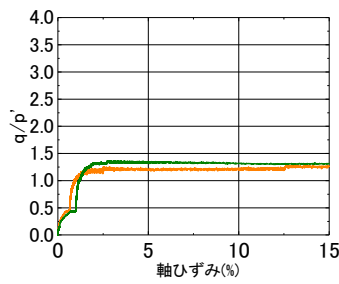
二ツ森川堤体土の吸水軟化試験結果を図10~13に示す。破壊応力比 q/p' ~軸ひずみ関係に着目すると、初期有効拘束圧50kPa、一定軸差応力25kPaの条件において、破壊応力比 q/p' は1.1~1.5程度となった。したがって、既往の試験結果を参照すれば、図9の左図に分類することができ、二ツ森川堤防の堤体材料は浸透破壊に対する耐性は低いことがわかる。東らによる堤体下に透水性の砂層が存在していたという報告³⁾とあわせれば、この堤防が長時間にわたる浸水によって、我々の模型実験で示した崩壊パターン2に近い破壊形態で決壊したことが推測できる。



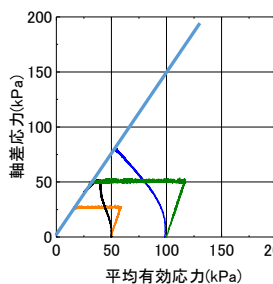
平均有効応力(kPa)

有効応力経路

図10 二ツ森川 B2 試料の吸水軟化試験結果



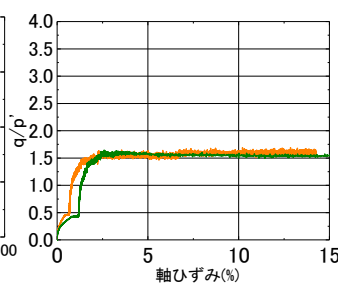
破壊応力比~軸ひずみ関係



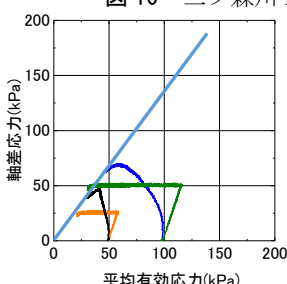
平均有効応力(kPa)

有効応力経路

図11 二ツ森川 B3 試料の吸水軟化試験結果



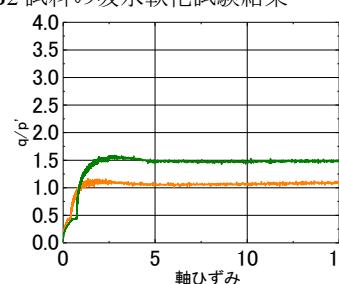
破壊応力比~軸ひずみ関係



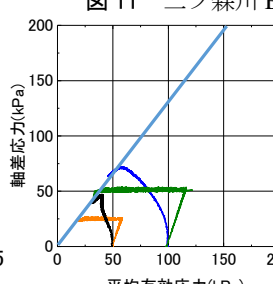
平均有効応力(kPa)

有効応力経路

図12 二ツ森川 B4 試料の吸水軟化試験結果



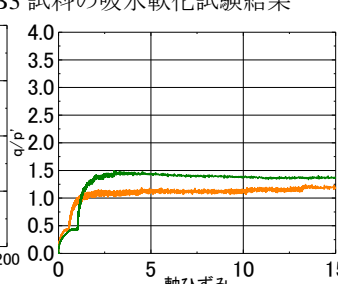
破壊応力比~軸ひずみ関係



平均有効応力(kPa)

有効応力経路

図13 二ツ森川 B6 試料の吸水軟化試験結果



破壊応力比~軸ひずみ関係

4. 浸透破壊耐性の高い礫質土堤体試料の力学特性

4.1 試験条件

杉井ら⁷⁾は屋外模型堤防湛水実験を実施したが、この湛水実験では越水後も容易に破堤に至らなかったことが報告されている。屋外模型実験後、堤体試料を実験室に搬入し、自然乾燥させた後、4分法を用いて均等に小分けした。写真2に湛水実験の様子、写真3に堤体試料、図14に試料の粒径加積曲線を示す。礫分が全体の8割を占める礫質土であったため、締固め試験は困難と判断し、礫の最大・最小密度試験を実施した。この結果から供試体密度は、最大乾燥密度(1.874g/cm³)と現場でRI計測した堤体の乾燥密度を参考に、相対密度60%(1.713g/cm³)となるように作製した。供

試体作製時の試料の含水比は、現場で測定した堤体部分の含水比に近い 8% に調整し、所定の密度となるように 5 層に分けて慎重に密度管理を行いながら締め固めを行い、直径 20cm、高さ 40cm の大型三軸試験用の供試体を作製した。三軸試験の拘束圧は、50, 100, 150kPa、吸水軟化試験において初期せん断として与える応力は 15, 25kPa の 2 種類とした。

4.2 試験結果

図 15 に三軸試験結果を示す。CU 試験の結果より、せん断初期に大きく塑性圧縮を起し、軸ひずみ 5%程度でわずかに変相が見られることから、ややゆる詰め材料であることがわかる。吸水軟化試験の有効応力経路は水平線で表され、有効応力の低下に伴い右から左に推移するが、CU 試験の破壊線の左側まで到達している。土の軟化の閾値を破壊応力比で評価する場合、本試験においては、吸水軟化試験による低有効応力条件下での破壊応力比は、通常の CU 試験で得られるものより大きく、低有効応力では軟化しづらいことがわかる。

図 16 に示すモールの応力円より、CU 試験の内部摩擦角は 39 度と比較的大きい。一方、吸水軟化試験においては、軸ひずみが急増して急激に吸水軟化し、供試体の骨格構造が大きく変化する時点の有効応力状態を用いてモールの応力円を作成している。その結果、CU 試験結果と比較すると内部摩擦角は小さくなったものの粘着力は 6kPa と比較的大きな値を示し、低拘束圧下では吸水軟化試験の破壊規準線の方が、CU 試験による破壊規準線を上回ることが示された。ここでは、実務の設計を意識して内部摩擦角と粘着力の強度定数を示しているが、個々の値に物理的な意味があるわけではなく、せん断強さを規定する破壊規準線のパラメータと考えるべきである。そのように考える場合、必ずしも破壊規準線は直線である必要はないが、仮に直線とした場合には、吸水軟化試験によってせん断応力に大きな切片、すなわち粘着力が評価される。これは礫材料が極低有効拘束圧条件下でも粒子のかみ合わせによってある程度のせん断強さを有するためと考えると良い。模型実験の際、越流後も安定していた堤防法面の状態等から判断すると、今回の吸水軟化試験で評価された比較的大きな粘着力、すなわち最小せん断強さは、実際の模型堤防においても発揮されていたと考えられる。

以上より、一見ゆる詰めの礫質土であっても、低有効拘束圧条件下においては、礫粒子同士の噛み合わせによって、浸透力時のすべり外力や越流水のせん断力に抵抗しうるせん断強さが発揮されると考えられる。

5. まとめ

本報では、室内模型実験の堤体材料、実際の破堤した実堤防の堤体材料、湛水試験で高い浸透破壊の耐性が発揮された礫質土堤体材料などを用いて三軸試験をした結果、堤体の崩壊は堤体材料の力学特性に大きく影響することが示された。特に、堤防の浸透破壊は低有効応力条件下、かつ、低ひずみレベルで発生することから、浸透破壊の耐性を評価するためには、通常の三軸試験だけでは不十分であり、吸水軟化試験の有効性が併せて示された。以上より、河川堤防の対策優先度の判断には、堤体や基礎地盤の透水性だけではなく、力学特性の評価が重要であることを強調したい。

謝辞： 中部大学杉井俊夫教授には、屋外湛水実験時の堤体築造時の RI 密度計測の結果をはじめ、種々のデータをご提供いただきました。土木研究所の石原雅規氏には二ツ森川堤防にて現地堤防土の採取にご協力いただきました。記して謝意を表します。

参考文献： 1) 小高ら：浸透に伴う基礎地盤の弱体化に起因する堤防法すべり崩壊に関する考察，第 5 回河川技防技術シンポジウム，2017。2) 小高ら：高透水性基礎地盤を有する河川堤防の崩壊メカニズムと評価手法に関する研究，河川技術論文集，2018。3) 東ら：台風 10 号による二ツ森川の破堤箇所における開削調査，第 5 回河川技防技術シンポジウム，2017。4) 小高ら：砂質堤体土の簡易サンプリングとその力学特性，第 3 回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，2015。5) 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。6) 小高ら：吸水軟化試験における河川堤防の低拘束圧下のせん断強度の評価，第 5 回河川技防技術シンポジウム，2017。7) 杉井ら：小型堤防による越水から決壊現象における堤体粒度の影響，第 72 回土木学会年次学術講演会，2017。



写真 2 屋外模型実験全体の様子



写真 3 堤体試料の様子

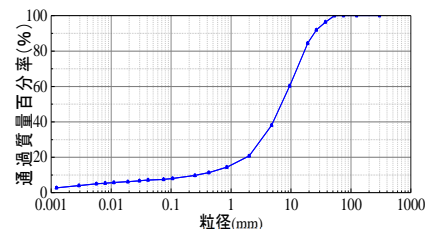


図 14 屋外模型実験堤体試料の粒度分布

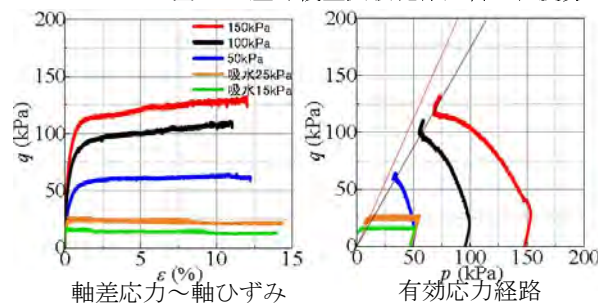


図 15 三軸試験結果

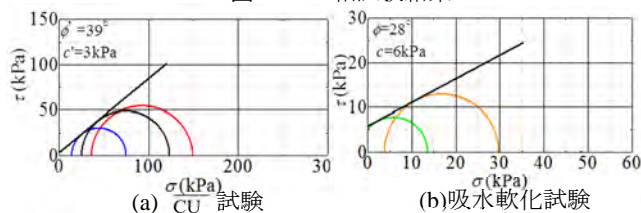


図 16 モールの応力円

堤体基礎地盤のパイピング発生条件に関する研究

多粒子限界流速 パイピング 堤体基礎地盤

中部大学工学部 学生会員 ○森 聖智
 中部大学大学院 学生会員 寺西 剣悟
 中部大学工学部 正会員 杉井 俊夫

1. はじめに

近年、堤体基礎地盤のパイピングがクローズアップされている。著者らは、これまでに多粒子限界流速を提案するとともに、他の研究者らの実験、および本研究室の実験結果に基づき、局所鉛直流速を数値解析により求め、多粒子限界流速で破壊することを確認してきた。本報告は、堤体基礎が透水性地盤、堤体が不透水層の場合の簡易な堤体基礎のパイピング発生条件について、多粒子限界流速の適用とより簡単に使用できる方法について提案するものである。

2. 多粒子限界流速の概要¹⁾

干渉沈降により単一粒子の沈降速度よりも遅くなることが化学工学では知られている。単一粒子の沈降速度に、間隙率(空隙率)の関数によって補正される多粒子限界流速は、粒子に対する相対速度を考え、多粒子干渉沈降速度を援用したものである(図1)。なお、単一粒子の沈降速度式には、層流域から乱流域まで幅広く使用できる、式(1)に示す Rubey 式²⁾を用いている。

$$\text{Rubey 式} \quad V_n = \frac{6\mu}{\rho_w d} \left\{ \sqrt{\frac{\rho_w g d^3 (\rho_s - \rho_w)}{54\mu^2} + 1} - 1 \right\} \quad (1)$$

ここに、 ρ_s :土粒子の密度(g/cm³)、 ρ_w :液体の密度(g/cm³)、 μ :水の粘性係数(g/(cm・s))、 d :粒子径(cm)、 g :重力加速度(cm/s²)である。

式(2)には、Rubey 式に、Richardson³⁾の補正係数(式3)と間隙率を組み合わせた間隙率関数を掛けることによって導いた多粒子限界流速¹⁾を示す。

よって多粒子限界流速式は式(2),(3)として得られる。

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

Richardson の補正係数 $1/m$ は以下による。

$Re \leq 0.2$	$1/m = 4.65 + 19.5d/D$	} (3)
$0.2 < Re \leq 1.0$	$1/m = (4.46 + 17.6d/D)Re^{0.03}$	
$1.0 < Re \leq 500$	$1/m = 4.45Re^{0.1}$	
$500 < Re$	$1/m = 2.39$	

ここに、 D :管径(mm)、 d :粒子径(mm)、 n :間隙率(-)、 Re :粒子 Reynolds 数($Re = V_c \cdot d / \mu$)である。

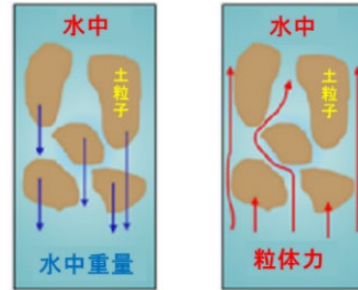


図1 干渉沈降速度(左側)、多粒子限界流速(右側)

3. 水平流が卓越する場への多粒子限界流速の適用性²⁾

多粒子限界流速は土粒子の鉛直つり合いから導かれた式であるが、土粒子の移動においては、粒子が浮上する現象を伴う必要があると考え、水平流れが卓越する地盤への、多粒子限界流速の適用性について、検証を行うためにパイピング現象を対象にした吉岡ら³⁾の実験結果を基に浸透流解析を行った。図2に、吉岡らが行った実験装置を示す。これはアクリル製の二次元土槽および変動可能な給水装置からなり、土槽内部に砂層を作成し、粘土層を砂層上部に作成して、浸透水が砂層内を水平に流れるようにした実験である。砂層に用いられた砂は、吉岡らは3種類に分けた川砂である。そして砂層内部の流速の動きを可視化するために、数値解析により汎用ソフト(2D-FLOW)を使用した。

図2には砂層の流速ベクトル図を示しており、砂層から噴砂発生箇所(法尻部)の最大流速ベクトルの鉛直成分を最大流速とし、間隙部分を通る真の流速を求めるために、間隙率で割ることにより、鉛直成分における限界実流速を算出した。なお、流速ベクトルの大きさはメッシュのサイズが小さくなるほど流速が大きくなるように、メッシュサイズ依存することがわかっている。これについては4.で後述するように、次の方法で算出した。

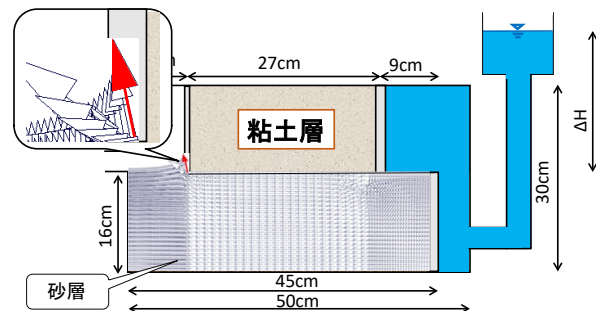


図2 吉岡ら³⁾の実験装置と解析による流速ベクトル

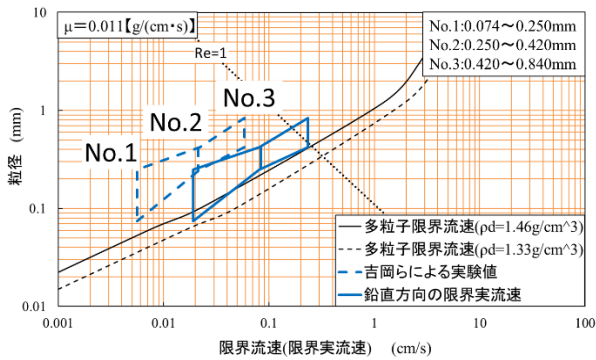


図3 多粒子限界流速と限界実流速(吉岡ら)

複数のメッシュサイズで計算し、メッシュサイズと流速ベクトルの線形回帰した切片（計算上メッシュサイズゼロ近似した）の値を流速ベクトルとした。

図3には、解析結果より得られた粒径と多粒子限界流速を示す。なお、黒実線は最も乾燥密度が大きい場合と黒破線は最も乾燥密度が小さい場合の多粒子限界流速である。青破線は吉岡らが流量から算出した実験値（平均流速）であり、青実線は本研究数値実験で求めた噴砂発生箇所鉛直方向の限界実流速である。各試料の粒径範囲は図3の右上に示してある。粒径が細かい粒子の鉛直流速は多粒子限界流速と一致する結果を得た。噴砂発生箇所では粒径の細かい粒子が流出していることがわかる。これらの結果から、水平流れが卓越する場合においても一度粒子が浮き上がり流出することで多粒子限界流速が適用できると推察される。

次に、実際に吉岡らの実験を模擬した実験を行った（図4）。砂層の上に浮力を考慮して錘を入れた発泡スチロールを不透水層とし、砂層には豊浦砂を用いている。本研究では、不透水層の位置を移動させることで、流出幅による流速ベクトルの向きの影響を考慮し、表1のようなケースで実施した。

検証には、実験時の間隙率の均一性について課題があったため

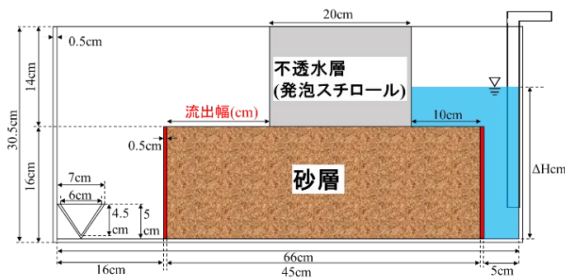


図4 実験装置

表1 実験ケース

	流出幅 (cm)	乾燥密度 (g/cm ³)	間隙率(-)	透水係数 (cm/s)
caseA	20	1.657	0.375	6.53×10 ⁻³
caseB	15	1.413	0.467	1.73×10 ⁻²
caseC	10	1.451	0.453	1.50×10 ⁻²
caseD	5	1.502	0.433	1.23×10 ⁻²

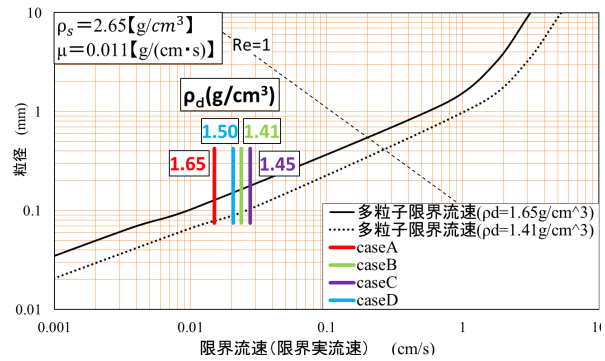


図5 多粒子限界流速と限界実流速

噴砂発生前の安定状態での平均流量と水位差から逆解析的に透水係数を求め、さらに Kozeny 式によって間隙率を決定、噴砂発生時の水位と流量を確認し、局所的な流速ベクトルから鉛直方向の最大流速を求めた。

多粒子限界流速と噴砂発生時の鉛直方向の最大流速を図5に示す。黒実線と黒破線は前述同様、最大乾燥密度の場合と最小乾燥密度の場合の多粒子限界流速である。4つのケースはいずれも豊浦砂の粒径範囲の細かい粒径で一致していることがわかる。細かい粒子から噴き上げ、周辺に拡大進行していくことが推察される。また、一部を除いて概ね乾燥密度が小さくなると限界実流速は大きくなる結果となり、多粒子限界流速に一致した。

また、豊浦砂の粒径範囲の細かい粒子で多粒子限界流速と一致しており、吉岡らの実験同様に細かい粒子から噴き上げ、周辺に拡大進行していくことが推察される。噴き上げ時の粒径は約0.12~0.13mmであり、これは豊浦砂の粒度分布からD₁₀(通過質量10%径)~D₂₀(通過質量20%径)に相当する。またこれは他3つのcaseでも同様のことがいえる。水平流れが卓越している場でも、粒子が水平に直接には移動せず、隣の粒子を乗り越える必要があることから、粒子は一度上向きに浮き上がる必要があり、鉛直流れである多粒子限界流速は、水平流れが卓越している地盤でも適用可能となると考えられた。

4. 多粒子限界流速を用いた破壊時の水位条件

水平方向が卓越する場合においても多粒子限界流速を適用できることが明らかになったが、数値解析を行う必要がある。そこで解析を行わず、簡易的に評価する方法として、堤体幅幅や透水係数などのパラメータを用いて無次元化した指標の作成を行った。

河川堤防の構造検討の手引きには、鉛直方向の分割数が堤防高の1/10程度以下になると、局所動水勾配や流速ベクトルは、ほぼ一定の値になると記載されている。しかし、メッシュの依存性が考えられるため、鉛直方向のメッシュ幅を変更した場合で、表2に示すパラメータと図6に示す解析モデルを用いて浸透流解析を行った。

噴砂発生箇所の鉛直方向の流速を求め、解析で得られた鉛直方向の最大流速とメッシュ幅の関係を図7に示す。メッシュ幅としては0.25mmまで計算しているがメッシュ幅が限りなく小さくなると計算される流速が鉛直方向の流速が僅かであるが上昇していく。

表2 各種解析パラメータ

透水係数(cm/s)	1.005E-2/2.01E-2/4.02E-2	3種
堤体敷幅(cm)	10/15/20/25/30	4種
水位差(cm)	3/5/8/10/13/15	5種
メッシュ幅(cm)	1/0.5/0.33/0.25	4種

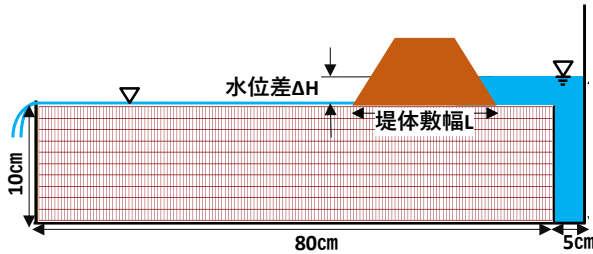


図6 解析モデル(メッシュ図)

そのため、複数の大きさのメッシュで解析し、メッシュサイズと流速ベクトルの線形回帰近似することでメッシュサイズを最小(ゼロ)近似した切片の値の流速を最大流速と決めた(図7)。このことにより、メッシュ幅による依存性は考慮せずに、解析を行うことができると考えられる。以下、切片の流速を鉛直方向の流速成分とする。また、解析に用いた透水係数ごとの水位差と鉛直方向の流速成分の関係を図8示す。この関係から、透水係数ごとに水位差と堤体敷幅左端(法尻部)の鉛直方向の流速成分は線形関係にあることがわかる。また、表2のパラメータである3種の透

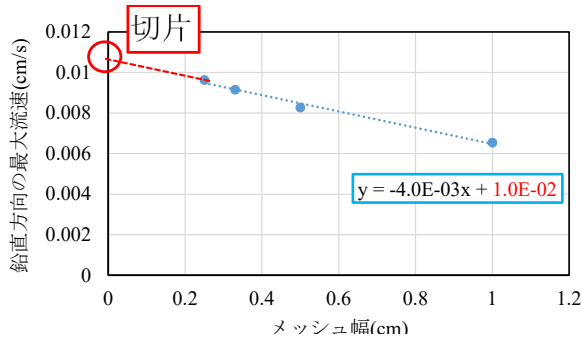


図7 メッシュ幅毎の流速ベクトル

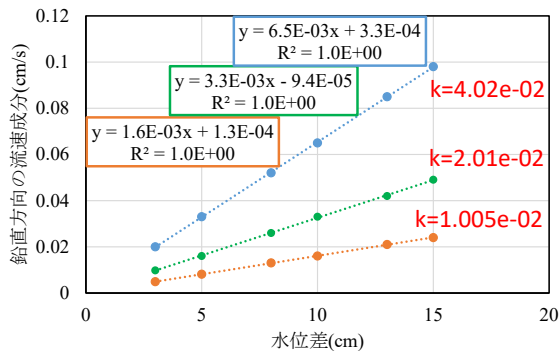


図8 透水係数毎の各水位差の流速成分

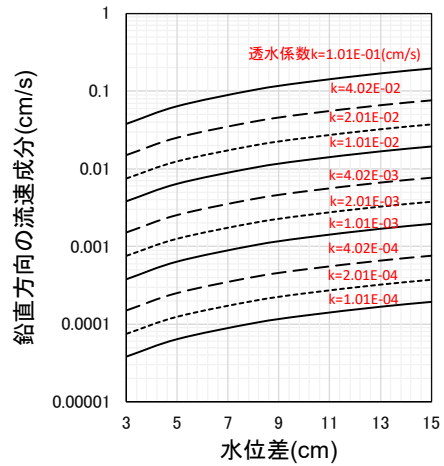


図9 水位差と鉛直方向の流速成分

水係数にオーダーを変更した透水係数(計10種)の場合の鉛直方向の流速成分を算出した。これを用いた各透水係数の場合の鉛直方向の流速成分と水位差の関係(堤体敷幅15cmの場合)を図9に示す。このグラフは、水位差 ΔH が負荷された場合の堤体法尻部の最も大きい鉛直方向の流速成分を示すものである。しかし、透水係数や堤体敷幅が異なる場合には、本グラフは適用できない。そこで縦軸の鉛直方向の流速成分(v)を透水係数(k)、横軸の水位差(ΔH)を堤体敷幅(L)で除して両者を無次元化した(図10)。結果を図10に示す。縦軸は最大鉛直流速ベクトルを透水係数で除しており、局所の鉛直動水勾配とみることができる。また、横軸は水位差を堤体敷幅で除しており、最も短い浸透距離における動水勾配とみることができる。その勾配が2.0となることから、鉛直一次元流れの場合が、勾配が1.0となることが容易に推定できる。以上のことから透水性基礎地盤に不透水堤体がある場合は、式(2)のように鉛直一次元流れの場合に比べて局所の鉛直動水勾配は負荷動水勾配($\Delta H/L$)の2倍になることが得られる。

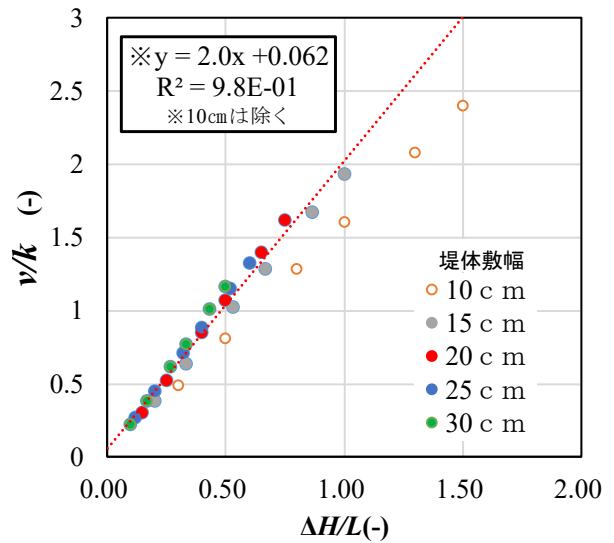


図10 v/k と $\Delta H/L$

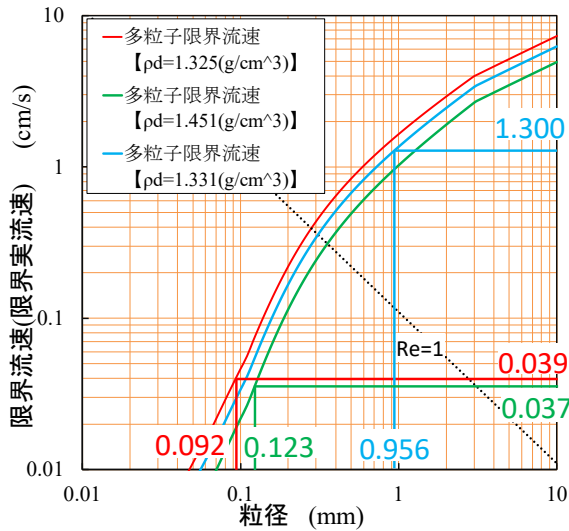


図 11 縦軸と横軸を変更した多粒子限界流速

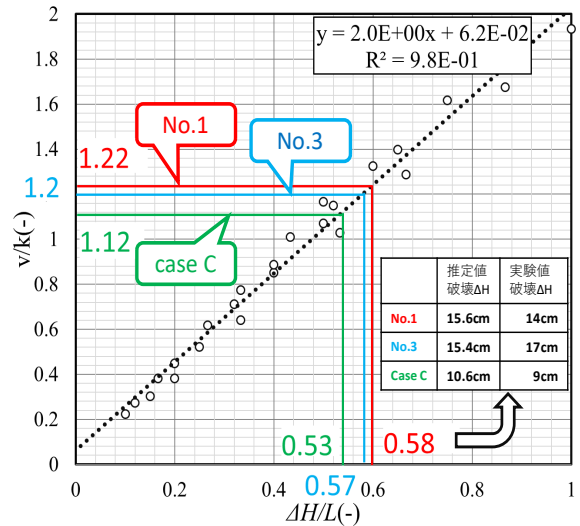


図 12 検証結果(v/k と ΔH/L)

$$v/k \approx 2.0 \times (\Delta H/L) \quad (4)$$

ここに、 v : 局所の最大鉛直方向の流速ベクトル、 k : 透水係数、 ΔH : 水位差、 L : 最短浸透距離 (堤体敷幅) である。

なお、堤体敷幅 (L) が 10 cm の場合について、他の敷幅と関係がやや乖離した結果 (勾配 1.6 程度) となっている。敷幅が小さいと流速ベクトルの勾配が急激な変化や砂層厚、堤体下部のメッシュの影響等があるものと考えられ、今後の検討は必要が考えられ、敷幅 10 cm を除いて両者の関係近似式を導き、図中に示した。

5. 多粒子限界流速による堤体基礎のパイピング評価

図 10 の関係を使用し、多粒子限界流速の適用を検討する。吉岡らの No.1,3 と本試験 Case C を用いて検証した。吉岡らの多粒子限界流速の適用性の検証の際に用いた多粒子限界流速と v/k と $\Delta H/L$ が、一致するか検証したものを図 11、図 12 に示す。図 11 に、吉岡らの実験と本試験に用いた試料の D_{10} に相当する粒径を適用し多粒子限界実流速を読み取ることができる。多粒子限界流速はダルシー流速を間隙率で除しているため、間隙率を掛けることによって鉛直方向の流速を算出し、さらに透水係数で割ることにより、図 12 の縦軸である v/k を決定し、 $\Delta H/L$ が得られる。本検証では、図中の表にあるよう破壊時の実験値と推定値では約 10~15% の誤差があったが概ね実験値を説明する値を得た。なお、吉岡らの実験では用いた試料の粒度分布がないため D_{10} を算出する際に、直線近似をしているために誤差が生じたと考えられる。さらなる精度を上げるために、堤体地盤試料の粒度分布だけでなく、移動粒子を評価する間隙径分布の情報が必要となると考えられる。

6. おわりに

以下には、本研究で得られた結果をまとめる。

- (1) 実験データと数値解析による局所の最大鉛直流速ベクトルから、鉛直流れに基づく多粒子限界流速は、水平流れが卓越している場でも適用可能であることが得られた。粒子が水平に直接には

移動せず、隣の粒子を乗り越える必要があり鉛直方向の流速を受け浮上し、多粒子限界流速が適用可能と推察された。

- (2) 噴き上げ時の粒径は約 0.12~0.13mm であり、豊浦砂の粒度分布から D_{10} (通過質量 10%径)~ D_{20} (通過質量 20%径)に相当する。
- (3) 数値解析結果の流速のメッシュ依存性について、メッシュサイズと流速の関係の線形近似式から切片を使う方法を提案した。
- (4) 透水性基礎地盤に不透水堤体がある場合は、鉛直一次元流れの場合に比べて局所の鉛直方向の最大動水勾配は水位による負荷動水勾配 ($\Delta H/L$) の 2 倍になっていることがわかった。
- (5) 多粒子限界流速を用いた無次元化により、透水性基礎地盤に不透水堤体がある場合のパイピング破壊時の水位差を求めることができた。

本報告では、透水性基礎地盤上に不透水堤体がある単純な場合の検討を行った。堤体が透水性を有する場合や多層基礎地盤となった場合には、最大流速ベクトルの鉛直成分が得られる箇所を特定化し、複数サイズのメッシュで解析し、今回示した線形近似から最大鉛直流速を算出して適用していくことが考えられよう。

謝辞 本研究は JSPS 科研費 18K04353 基盤研究 (C) および中部大学総合工学研究 (プロジェクト II) の助成を受けた。

【参考文献】

- 1) 杉井・佐藤・宇野・山田: 浸透破壊の発生プロセスと土の非均質性, 土と基礎, 第 37 巻, 第 6 号, pp.17-22, 1988.
- 2) Rubey, W. W. : Settling Velocities of Gravel, Sand, and Silt Particles., American journal of science, Vol.25, pp.325~338, 1933.
- 3) Richardson, J. F., et al. : Sedimentation and Fluidisation, Trans. Instr. Chem. Engrs., Vol.32, pp.35-53, 1954.; Vol.38, pp.33-42, 1960.; Vol.39, pp.348-356, 1961.
- 4) 杉井・余川・寺西・朱: 多粒子限界流速を用いた堤防の耐侵食性能の評価, 河川技術論文集, 第 24 巻, pp.619-624, 2018.
- 5) 吉岡・久楽・佐藤: 水平方向の浸透流によるパイピングについて, 第 39 回年次学術講演会講演概要集, pp.707-708, 1984.

堤内地の不陸及び支川からの流入による浸透流の局所化が河川堤防の安定性に及ぼす影響

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 高辻 理人 学生会員 牧 洋平
 北海道大学 正会員 泉 典洋

1. はじめに

河川堤防について、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たり。さらに、複層構造基礎地盤の被覆土層厚・透水係数比、行き止まり境界までの距離、堤外地への透水層の露出の有無、堤内地の不陸（高低差）といった堤内外の地盤条件もパイピング破壊を助長する重要な評価項目であり、これらの危険要素が組み合わさることでパイピング破壊のリスクが大幅に増大することも明らかになってきた²⁾。

そこで、著者らは図-1に示すような堤体及び堤内外の基礎地盤条件の組み合わせを考慮した「河川堤防のパイピング破壊に対する簡易な点検フロー」を作成し、重要水防箇所を抽出するための指標を提案している。本稿では、この点検フローの評価項目の一つである堤内地の不陸と、新たな評価項目である支川からの流入について、実際の被災箇所の再現モデルを用いて三次元飽和・不飽和浸透 FEM 解析を実施し、その影響を検討した。

2. 北海道常呂川左岸 KP26.8 地点について

使用する解析モデルは北海道常呂川左岸 KP26.8 地点を参考に作成した。同地は 2016 年 8 月に発生した台風 11 号の出水により被災し、堤内で多数の噴砂・漏水が発生した。また、既往の調査からはパイピング破壊を助長する特徴的な透水性複層基礎地盤及び行き止まり地盤の存在が確認されており、噴砂等が発生しやすい地盤条件であったことが分かっている。

図-2(左図)に常呂川左岸 KP26.8 地点の航空写真に噴砂

箇所をプロットした図を示す。図より、噴砂は常呂川とその支川であるポン隈川との合流部付近で、特に密集して発生していることが分かる。支川との合流部は水位が上昇しやすく、さらに本川と支川の二方向から浸透圧を受けるため、他の地点より被害が発生しやすいことが指摘されている。また、図-2(右図)に同地の LP データから作成した標高のコンターを示す。図より噴砂密集地帯は、周囲よりも標高が 60cm 程度低くなっていることが分かる。標高が低い地点は、浸透流が地表面に吹き出しやすく周囲から水を引き寄せる性質があるため、支川からの流入と組み合わさることで被害が集中した可能性がある。そこで、これらの条件がそれぞれ河川堤防の安定性にどのような影響を及ぼしていたのか、浸透流速と圧力伝播の二つのパラメータから比較、検討した。

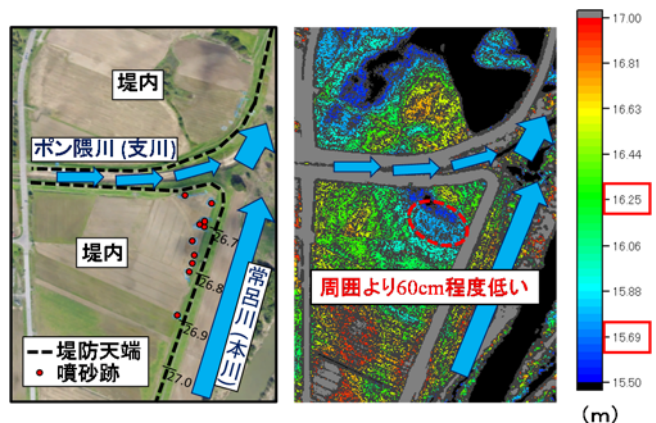
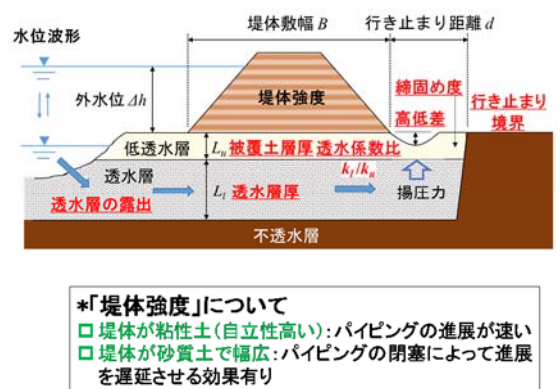
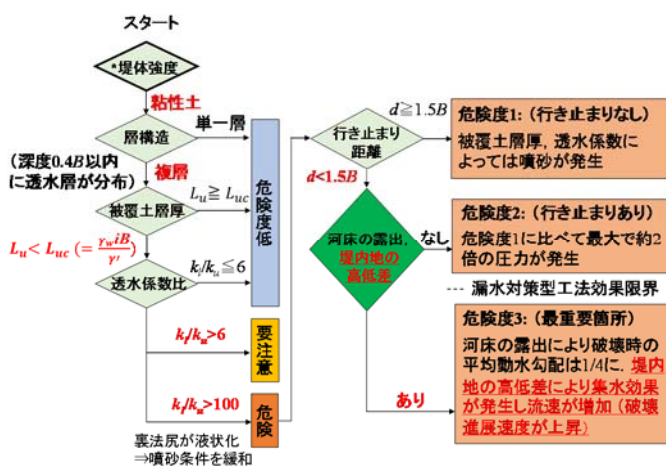


図-2 常呂川左岸 KP26.8 地点(国土交通省・北海道開発局提供) 左図；航空写真，右図；標高コンター



*「堤体強度」について
 □ 堤体が粘性土(自立性高い):パイピングの進展が速い
 □ 堤体が砂質土で幅広:パイピングの閉塞によって進展を遅延させる効果有り

図-1 河川堤防のパイピング破壊に対する簡易な点検フロー

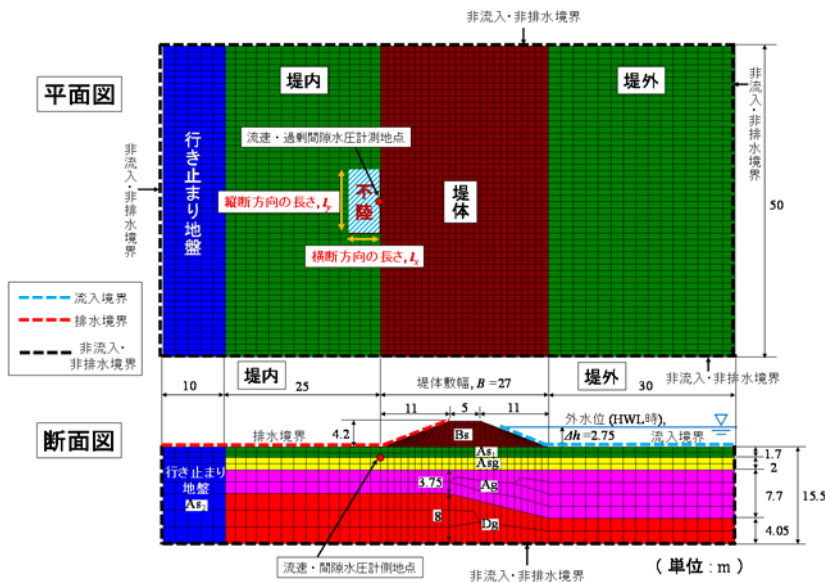


図-3 解析モデルの概要図

表-1 各材料の透水係数

区分	記号	土質	透水係数 k (m/s)
堤体	Bs	シルト砂質土	1.0×10^{-8}
基礎地盤 (難透水性上層)	ASs	砂質土	1.0×10^{-6}
基礎地盤 (透水性下層)	ASg	砂礫質土	1.0×10^{-4}
基礎地盤 (透水性下層)	Ag	礫質土	1.0×10^{-3}
基礎地盤 (透水性下層)	Dg	礫質土	2.0×10^{-4}
行き止まり地盤	ASs2	砂質土	1.0×10^{-6}

表-2 検討ケース一覧

不陸の横断方向の長さ l_x (m)	不陸の縦断方向の長さ l_y (m)	不陸の深さ l_z (m)	ケース数
1	5	1	※1ケースは不陸を設置していないケース
5	10	0.6	
10	25	0.9	
15	50	1.2	
20		1.5	
25			
6通り	4通り	5通り	$(6 \times 4 \times 5) + 1 = 121$

3. 堤内地の不陸が河川堤防の安定性に及ぼす影響

3.1 解析概要

図-3 に解析モデルの概要図を示す。設定した各材料の透水係数は表-1 に示す。透水係数は常呂川堤防調査委員会報告書及び各土質分類から推定した代表値³⁾を設定した。検討ケースの一覧は表-2 に示す。解析モデルの堤内中央の法尻に不陸を設置し、不陸の横断方向の長さ l_x 、縦断方向の長さ l_y 、不陸の深さ l_z をそれぞれ変化させた。

境界条件は堤外側にHWL時の外水位2.75mを一樣に作用させ、堤内側の地表面と裏側法面は浸出面に設定し、定常解析を行った。なお、不陸部分には不陸の深さ分の静水圧を作用させ、低地に水が溜まった状況を再現している。

3.2 浸透流速による検討

図-4 に不陸を設置していないケースと不陸を設置したケース($l_x=5m$, $l_y=10m$, $l_z=0.9m$)の中央断面における浸透流速のコンターを示す。図より、不陸を設置したケースでは、不陸箇所において通常よりも速い浸透流速が発生していることが分かる。不陸箇所は透水性の低い被覆土層が周囲よりも薄くなっているため、浸透流の浸出が容易であり、より水の流れやすい不陸箇所に浸透流が集中したためだと考えられる。

図-5 に各ケースの不陸箇所における浸透流速を、不陸を設置していないケースの同地点での浸透流速で除した値を示す。(流速計測地点は図-3 を参照)。分かりやすく言いかえると、図-5 は不陸の条件(形状、大きさ、深さ)によって、流速が何倍に増加したかを示した図である。まず、いずれのグラフにおいても、不陸の深さ l_z が大きくなると、不陸の横断方向の長さ l_x がより小さいケースほど、流速の増加倍率は大きくなっていることが分かる。また、4つのグラフを比較すると、不陸の縦断方向の長さ l_y が小さいケースの方が流速の増加倍率は大きくなっている。つまり、不陸の面積($l_x \times l_y$)は小さく、深さはより深いほど流速の増加倍率は大きくなると言える。不陸による浸透流速の増加は、周囲との水の流れやすさの対比によって生じるもの

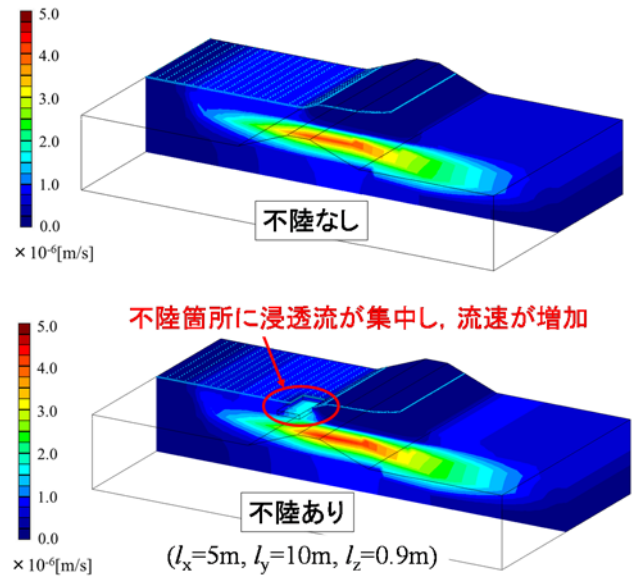


図-4 断面中央の浸透流速コンター

上段；不陸なし，下段；不陸あり

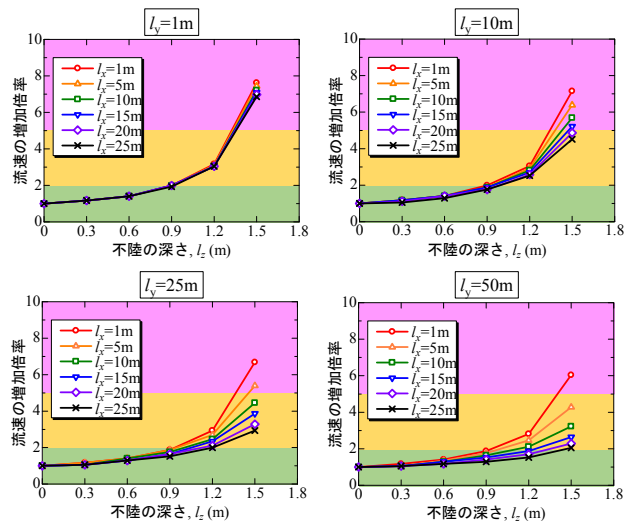


図-5 各ケースの不陸箇所の浸透流速の増加倍率

表-3 不陸の条件と不陸箇所における浸透流速の増加倍率の対応表

不陸の深さ \$l_z\$ (m)	不陸の面積 (\$m^2\$)																	
	1	5	10	15	20	25	50	100	125	150	200	250	375	500	625	750	1000	1250
0.3	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.11	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06	1.06
0.6	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.35	1.29	1.29	1.29	1.29	1.17	1.17
0.9	1.99	1.99	1.99	1.99	1.99	1.91	1.88	1.88	1.88	1.88	1.76	1.76	1.64	1.64	1.52	1.52	1.41	1.29
1.2	3.17	3.11	3.05	3.05	3.05	2.99	2.87	2.81	2.70	2.70	2.58	2.48	2.34	2.11	1.99	1.88	1.70	1.52
1.5	7.62	7.44	7.18	7.09	6.98	6.77	6.21	5.69	5.39	5.22	4.87	4.42	3.87	3.25	2.93	2.64	2.29	2.05

1~2倍 他の地点より水を集めやすく損傷が蓄積している可能性あり
2~5倍 現行の基準 (\$i < 0.5\$) ぎりぎりの地点は地盤が液状化する危険大
5倍以上 噴砂・パイピングの危険大 (HWLではかなり危険な状態に)

※面積が概ね25m四方以下で、被覆土層が半分上削られている地点は要注意

であり、不陸が鉛直方向に長いパイプ状の形状で最も効果を発揮する結果は妥当であると考えられる。

図-5 の検討から、不陸の影響は面積 (\$l_x \times l_y\$) と深さ \$l_z\$ によって整理できることが推察された。そこで、各ケースの流速の増加倍率を面積ごとに整理した三次元グラフを図-6 に示す。なお、不陸の面積が等しいケースが複数ある場合については、その平均値を用いている。例えば不陸の面積が 250m² のプロットは、\$l_x \times l_y = 5m \times 50m\$、10m \$\times\$ 25m、25m \$\times\$ 10m の3 ケースの結果の平均をとっている。平均をとった中で、最も誤差が大きかったケースは \$l_x = 5m\$、\$l_y = 10m\$ と \$l_x = 1m\$、\$l_y = 50m\$ の深さ 1.5m のケースで、誤差は 5.8%であった。この誤差は、不陸の大きさ(面積)や深さによる流速の増加倍率に比べて非常に小さく、不陸が縦断方向に長い横断方向に長いといった不陸の形状は、流速増加にあまり影響していないことが分かった。

図-6 より、不陸の深さが 0m~0.9m までは不陸の面積にかかわらず流速は 1~2 倍程度しか増加していないが、不陸の深さが 0.9m を超えると流速が急激に増加し始め、面積の大きさによる違いもより顕著になっていることが分かる。不陸が深くなるほど、より広範囲から浸透流を集水可能になり、それを排水する不陸箇所の鉛直パイプが細いほど流速は増加するためと考えられる。また、参考として本解析モデルの被覆土層の層厚は 1.7m であるので、不陸の深さが 0.9m という条件は被覆土層が半分以下の薄さになっていることを意味している。

また、不陸による流速の増加倍率が 2 倍及び 5 倍になる条件を閾値として、噴砂・パイピング発生の危険度を分類した一覧表を表-3 に示す。まず、2 倍を閾値とした理由について述べる。現行の照査基準では堤防裏法尻の局所動水勾配を 0.5 以下に抑えることが一つの指標となっているが、不陸によって通常の 2 倍以上の流速が発生した場合には、ダルシー則により局所動水勾配も 2 倍の 1.0 に近づき地盤が液状化する可能性があるからである。地盤が液状化することで、支持力の低下や土粒子の流動性が高まり、堤体に大きな損傷を与える危険性がある。次に、5 倍を閾値とした理由は、全国の一級河川の HWL 時の平均動水勾配は概ね 0.2 以下に収まっており、この外力が不陸などによって 5 倍以上に増長させられた場合、同様に地盤が液状化する危険性が高いからである。表-3 の分類結果から、不陸の面積が 625 m² 以下、すなわち 25m 四方以下で、被覆土層の半分以上の深さの不陸には注意が必要といえる。

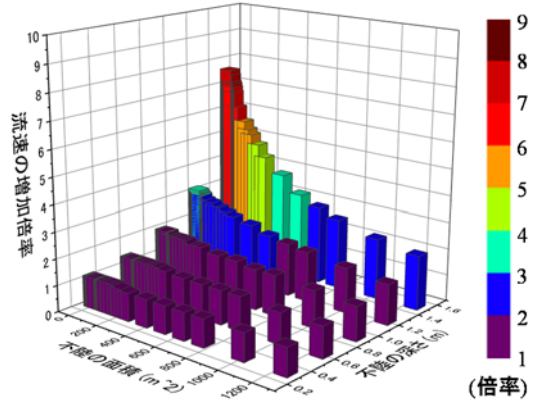


図-6 不陸の面積(\$l_x \times l_y\$)と深さによる浸透流速の増加倍率

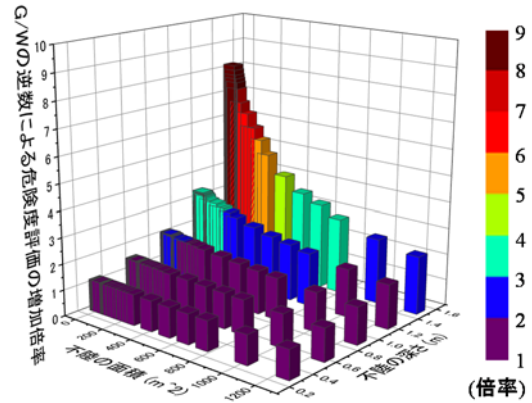


図-7 G/Wの逆数による危険度評価の増加倍率

3.3 圧力伝播(G/W)による検討

ここまで浸透流速に着目して検討したが、本節では圧力伝播(G/W)によって検討を行う。G/W は被覆土層の重量 G と揚圧力 W の比によって表され、数値が小さくなるほど安全率は低下する。つまり G/W の逆数は危険度を表す数値であり、その値を流速同様、不陸の面積と深さで整理した三次元グラフを図-7 に示す。図-6, 7 を比較すると G/W による危険度評価は流速の増加倍率と非常に近い結果となっており、流速と圧力による評価の互換性を確認できた。

なお被覆土層の重量 G は、As 層を被覆土層とみなし、式(1)で求めた。

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

(γ' :水中単位体積重量, 被覆土層厚 $L_u=1.7m$, 不陸の深さ l_z , 土粒子の比重 $G_s=2.65$, 間隙比 $e=0.90$, 水の重量 $\gamma_w=1.0t/m^3$)

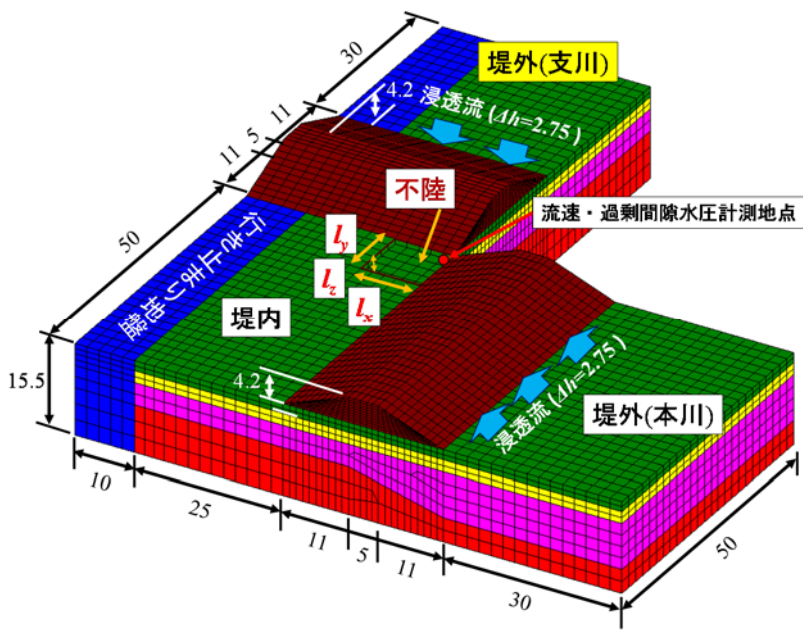


図-8 支川を考慮した解析モデルの概要図

揚圧力 W は不陸箇所の裏法尻直下（位置は図-3 を参照）の過剰間隙水圧の圧力水頭に水の重量 $\gamma_w=1.0\text{t/m}^3$ を掛けた値として算出した。

4. 支川からの流入が河川堤防の安定性に及ぼす影響

4.1 解析概要

図-8 に解析モデルの概要図を示す。図-3 の解析モデルを基本とし、支川となる堤体及び基礎地盤を堤内側の側面に設置した。設定した各材料の透水係数は表-1 と同様である。検討ケースの一覧は表-4 に示す。本川と支川が交差する地点の堤内側の法尻に不陸を設置し、不陸の面積 ($l_x \times l_y$)、不陸の深さ l_z をそれぞれ変化させた。

境界条件は本川、支川ともに堤外側に HWL 時の外水位 2.75m を一様に作用させ、堤内側の地表面と裏側法面は浸出面に設定し、定常解析を行った。なお、不陸部分には不陸の深さ分の静水圧を作用させ、低地に水が溜まった状況を再現している。

表-4 検討ケース一覧

不陸の面積 $l_x \times l_y$ (m ²)	不陸の深さ l_z (m)	ケース数
1 ($l_x=1, l_y=1$)	0.3	※1ケースは不陸を設置していないケース
100 ($l_x=10, l_y=10$)	0.6	
625 ($l_x=25, l_y=25$)	0.9	
	1.2	
	1.5	
3通り	5通り	(3×5)+1=16

4.2 浸透流速及び圧力伝播(G/W)による検討

不陸の面積と深さが等しい条件で、支川の設置前後の流速及び G/W の逆数の変化率を算出した。（流速及び過剰間隙水圧の計測地点は図-8 を参照）。図-9 は支川設置後の不陸箇所の流速を支川設置前の流速で除した値を示している。図より、支川がある場合には流速が 1.2～1.5 倍程度増加していることが分かる。しかし、不陸の面積及び深さは、支川による流速増加にほとんど影響していない。また、3.3 節と同様の方法で算出した G/W の逆数を、流速同様、支

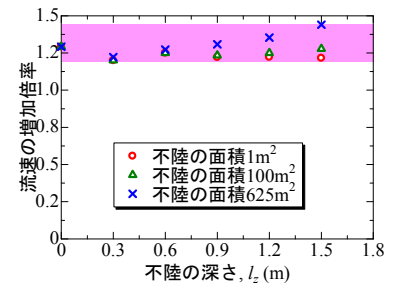


図-9 支川による浸透流速の増加倍率

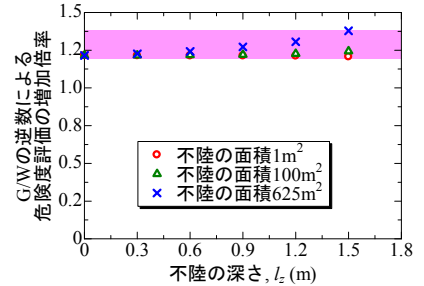


図-10 G/W の逆数による危険度評価の増加倍率

川の設置前後で比較したグラフを図-10 に示す。図より、圧力による評価においても、危険度は 1.2～1.4 倍程度の狭い範囲で増加し、不陸の面積及び深さによる明確な違いは確認できなかった。しかし、支川からの流入による 1.2 倍の危険度増加も、堤内地の不陸や行き止まり地盤といった他の危険要素が積み重なった条件下では、掛け合わせにより大きな影響を及ぼす危険性があり、注意が必要と考える。

5. まとめ

本解析から以下のような知見が得られた。

- 1) 堤内地の不陸は、低地部分に浸透流が集中する流れの局所化を生じさせ、従来の断面で評価する場合の 2～8 倍程度の流速が発生する。
- 2) 不陸の集水効果は、不陸の面積と高低差によって整理することができ、面積が小さく、高低差が大きいほど集水効果は強くなる。（最大で約 8 倍；表-3 参照）
- 3) 支川からの流入は、不陸の条件に依存せず、噴砂・パイピング発生の危険度を 1.2～1.5 倍程度増加させる。
- 4) 堤内地の不陸及び支川からの流入によって生じる噴砂・パイピング発生の危険度の変化を、流速と圧力の 2 つのパラメータで検討したが、両者の結果は概ね一致し、流速と圧力による評価の互換性を確認できた。

参考文献

- 1) 西村 証哉, 前田 健一, 榎山 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.
- 2) 西村 証哉, 前田 健一, 榎山 総平, 高辻 理人, 泉 典洋: 河川堤防のパイピング危険度の力学的簡易点検フローと漏水対策型水防工法の効果発揮条件, 河川技術論文集, 第 24 巻, pp.381-386, 2018.
- 3) 地盤工学会, 土質試験—基本と手引き—, pp91, 2014.

異なる堤体材料を用いた透水性基盤を有する河川堤防の浸透破壊進展メカニズム解明

パイピング 噴砂 堤体材料

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

1. はじめに

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、パイピング危険度が高いことが定性的に明らかになってきた¹⁾。今後はこれらの情報から実際の現場に適用可能な評価指標を作成する必要がある。これに基づき、パイピング破壊に対する評価指標として複層構造基礎地盤の被覆土層厚の影響、行き止まり境界の影響等、主に堤体を支持する基礎地盤構造について詳細な評価指標の検討がされているが²⁾、より現実的な評価指標を作成していく上では、堤体の材料や強度等を含め堤体-基礎地盤の組み合わせを把握することが重要である。そこで、本稿では同一の基礎地盤構造を有する河川堤防の堤体の材料や強度を変化させ、堤体の破壊進展メカニズムや破壊形態について考察した。

2. 実験概要

図-1 に実験模型概略図を示す。基礎地盤は水中落下法で堆積させ、上層は硅砂7号、下層は硅砂2号を使用し、相対密度が70%程度になるように締め固めた。また、基礎地盤の下流端は行き止まり構造となっており、堤外側の河床には透水性下層の露出部を作成した。堤体部分は藤森粘

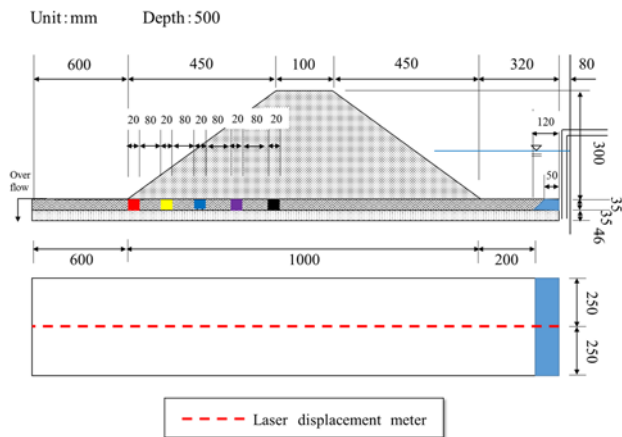


図-1 実験模型概略図

表-1 実験ケース一覧

	堤体材料	堤体間隙比	破堤の有無
case1	藤森粘土	0.49	パイピングで破堤
case2	硅砂7号	0.99	破堤せず
case3	硅砂7号	0.87	破堤せず

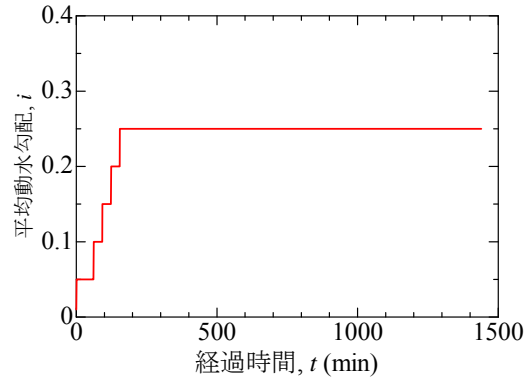


図-2 平均動水勾配の経時変化

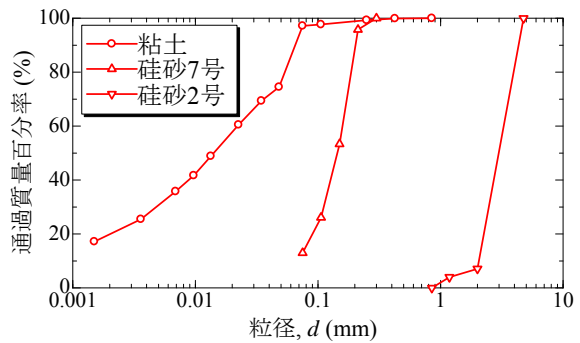


図-3 粒度分布

土または硅砂7号を用いて、それぞれ含水比20%で作成した。表-1に実験ケースの一覧表を示す。case1に関しては堤体部分を藤森粘土で築堤した。一方case2, 3は堤体を硅砂7号で築堤し、堤体間隙比をそれぞれ0.99, 0.87とした。水位条件は図-2に示す。今回の実験ではパイピングおよび法すべり等により堤体が破堤した場合または、実験時間が24時間経過した段階で破堤に至らなかった場合を実験終了とした。また、実験で用いた各材料の粒度分布は図-3に示す。実験中は堤内側の漏水流量、堤体の変状を測定した。

3. 実験結果

3.1 堤体材料による破壊形態の違い

まず、堤体材料の違いに着目しcase1とcase2の破壊形態を比較する。図-4にcase1の実験時の様子を示す。実験開始後、水位上昇に伴い行き止まりで噴砂が発生し ($t=63\text{min}09\text{sec}$ ($i=0.10$: i は堤体幅と河川水位高さの比で

ある平均動水勾配を表す)), その後, 法尻付近でも噴砂が発生した ($t=63\text{min}24\text{sec}$ ($i=0.10$)). さらに, 堤体直下の赤色着色上層砂が噴砂に伴い流出し ($t=67\text{min}36\text{sec}$ ($i=0.10$)), 水位をさらに上昇させたタイミングで噴砂発生箇所の堤体法尻部分で小規模の沈下が発生した ($t=94\text{min}4\text{sec}$ ($i=0.15$)). その後も水位を上昇させると堤体直下の空洞が堤外側に進展していき最終的にはパイピング孔が堤外側に貫通し, パイピングした ($t=139\text{min}10\text{sec}$ ($i=0.20$)). case1 については破堤に至るまで堤体の変状はほとんど観察されなかった (図-5 参照).

図-6 に case2 の実験時の様子を示す. 実験開始後, 水位上昇に伴い堤内で噴砂が発生した ($93\text{min}39\text{sec}$ ($i=0.15$)) 後, 法面が法尻から法肩に向かって徐々にすべり始めた. その後, 崩壊した土砂が法尻付近の基礎地盤表層に堆積し, 法尻周辺の噴砂を塞ぎパイピングの進展を妨げるような

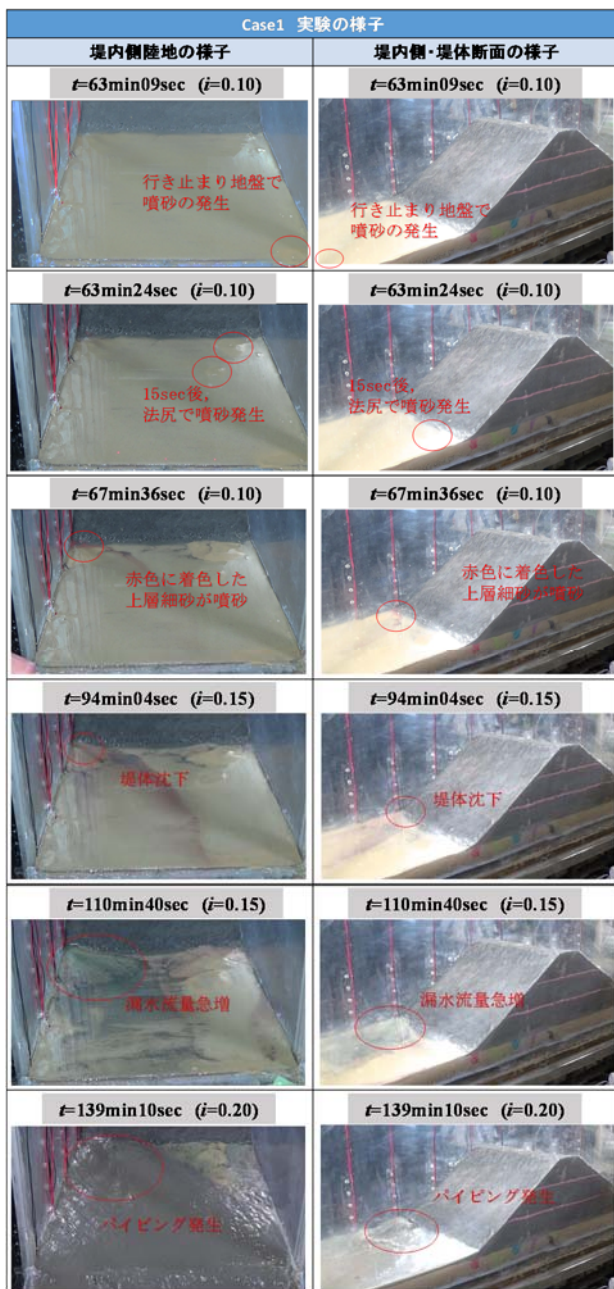


図-4 実験時の様子 (case1 堤体材料: 藤森粘土)

閉塞効果を示した ($125\text{min}00\text{sec}$ ($i=0.20$)). さらに水位を上昇させると法すべりが進展していく様子が確認された ($163\text{min}00\text{sec}$ ($i=0.25$)) が, 法すべりが法面に対して法尻から 8 割程度まで進展した後は ($270\text{min}00\text{sec}$ ($i=0.25$)) すべりがほとんど進展せず ($1320\text{min}00\text{sec}$ ($i=0.25$)), 最終的に破堤までは至らなかった ($1440\text{min}00\text{sec}$ ($i=0.25$)). case3 も case2 同様に堤体を砂質土 7 号で築堤しているため同様の破壊進展メカニズムとなった (3.2. で詳細に記載). 今回の水位条件 (最大平均動水勾配 $i=0.25$) では, 堤体を粘性土で築堤した case1 はパイピングにより破堤したが, 砂質土で築堤した case2, 3 に関しては破堤までは至らなかった. これらのことから, 透水性複層構造基礎地盤を有している河川堤防において堤体材料を大きく粘性土と砂質土に分けた場合, 粘性土の場合は砂質土の場合と比較してパイピングにより破堤に至る可能性が高く, 高い外力が作用した際に短時間で破堤してしまう可能性が高いことが言える. 逆に堤体材料が砂である場合は法すべり後のパイプ閉塞効果により, パイピングによる破堤の可能性は極めて低く, 透水性複層構造基礎地盤を有している河川堤防であっても堤体材料によってパイピング対策の必要性を判断することができると思われる.

3.2. 堤体強度による破壊形態の違い

次に, 堤体材料が砂質土である場合の堤体強度に着目し, case2 と case3 の破壊形態を比較する. case2 に関しては 3.1. に記載した通りである. 図-7 に case3 の実験時の様子を示す. case3 についても, case2 同様に水位の上昇に伴い堤内で噴砂が発生し ($94\text{min}20\text{sec}$ ($i=0.15$)), 法すべりの進展 ($210\text{min}00\text{sec}$ ($i=0.25$)) に伴い発生した土砂が基礎地盤表層に堆積し噴砂が閉塞されパイピングが妨げられた. 最終的には破堤までは至らなかった ($1440\text{min}00\text{sec}$ ($i=0.25$)). 両ケースともに最終的に破堤には至らなかったが, すべりの進展程度に差が見られた. case2 は実験終了時に法崩れが法肩付近まで進展しているのに対し (図-5, 6 参照), case3 では法面中段付近で法すべりの進展が止まっている (図-5, 7 参照). また, 図-8 に両ケースの

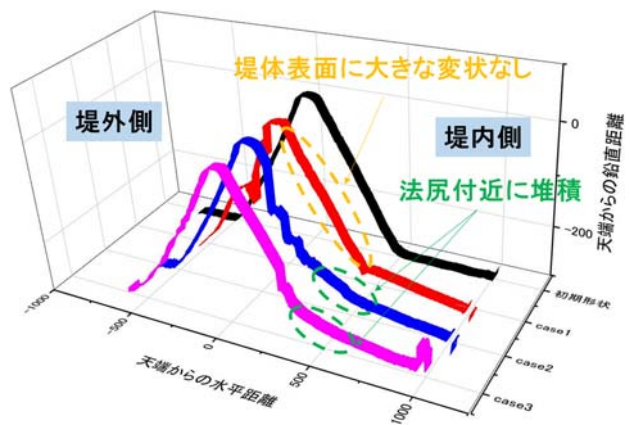


図-5 各ケースの堤体最終形状の比較

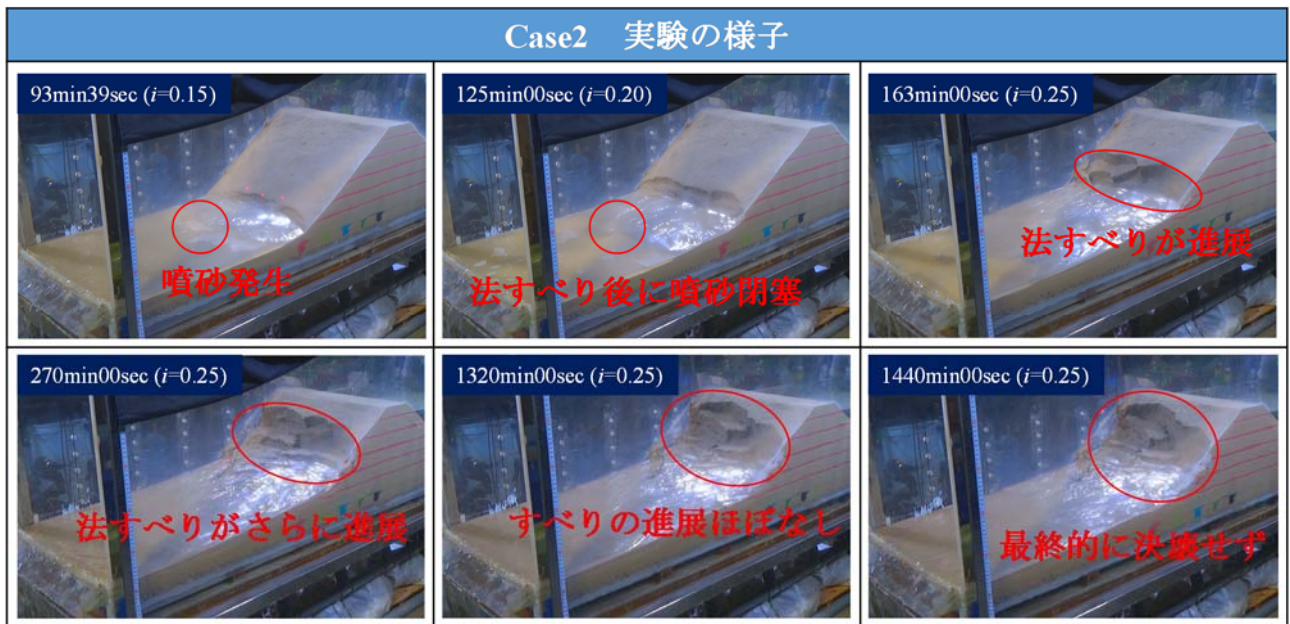


図-6 実験時の様子 (case2 堤体材料：硅砂7号)



図-7 実験時の様子 (case3 堤体材料：硅砂7号)

法すべり進展度 (法すべり進展度=法すべりの高さ/堤防高さ) を示す。両ケース共に水位上昇に伴い段階的に法すべりが進展していく様子が確認できたが、水位上昇終了後に法すべりが一定の進展を終えると、法すべりがほとんど進展しなくなった。これらのことから、堤体材料が単一の砂質土で築堤されている場合、水位の上昇に伴う堤体浸潤により堤体の強度が下がるため、法すべりが発生するが、法すべりが一定の進展を終えた後は、一定の外力を継続的に作用させても法すべりが進展せず、堤体-基礎地盤が定常に近い状態に移行していったと考えられる。また、堤体の間隙比の大きさによって法すべりの進展程度に顕著な差が見られたため、法すべりの危険度について堤体間隙比を用いて定量的に評価できる可能性が示唆された。今後も堤体間隙比等の堤体強度に着目したケースについて検討する必要がある。

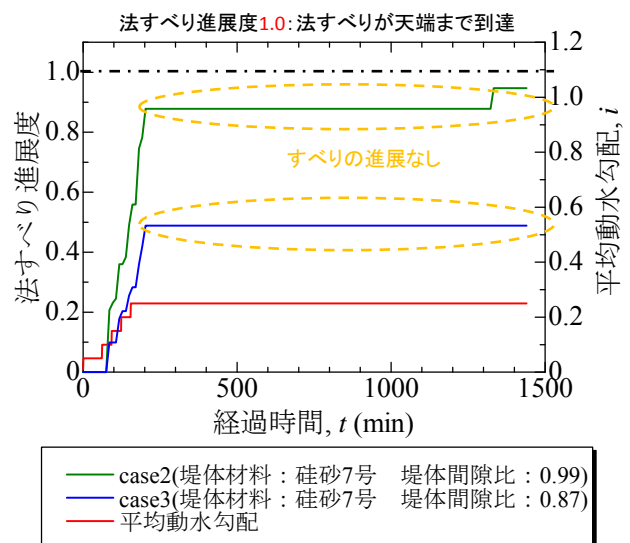


図-8 法すべり進展度

3.3. 堤内の漏水流量

図-9 に case2 と case3 の堤内側漏水流量の経時変化を示

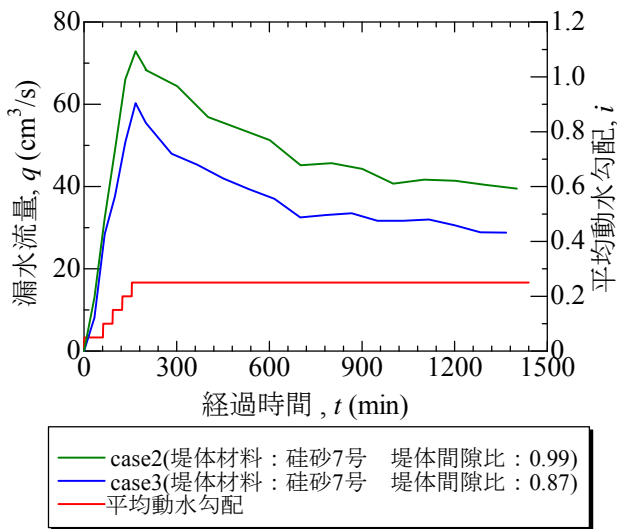


図-9 漏水流量の経時変化 (case2 と case3)

す。両ケース共に水位の上昇に伴って漏水流量が増加していく様子が確認された。特に堤体の間隙比が大きい case2 については間隙比が小さい case3 に対して漏水流量が多く、堤体透水性の差による影響であると考えられる。また case2, 3 とともに水位上昇終了後 (平均動水勾配 $i=0.25$)、一定の外力条件では漏水流量が減少していった。これは法すべりによって崩壊した土砂が法尻付近の基礎地盤に堆積したことによるパイプ閉塞効果に伴い噴砂が抑制されたためであると考えられる。また、減少した後は値の変動が徐々に小さくなっている。3.2.でも述べたように水位上昇終了後に法すべりが一定の進展を終えると、法すべりが進展しなくなり堤体-基礎地盤が定常に近い状態に移行していく様子が見られたが、漏水流量についても法すべりの定常化に伴い変化が小さくなっていったと考えられる。これらの結果から、比較的高い外力が作用した場合でも、外見上の破壊の進展や漏水流量がほとんど変化しなくなった場合、一定の外力条件の下ではそれ以上の破壊の進展は起きにくいと考えられる。しかし、水位の上昇や下降が

繰り返されるような外力条件の場合、堤体中の土粒子の目詰まりの解消により破壊の進展が再開する可能性も考えられる。今後は高い外力を繰り返し作用させることによる堤体の破壊進展メカニズムについて検討する。

4. まとめ

今回の実験結果から得られたことを以下に記す。

- (1) 透水性複層構造基礎地盤を有する粘性土堤防は、自立性を有することから、噴砂の発生に伴う土粒子の流出により形成された空洞を埋める効果はなく、パイピングが継続的に進行してしまい破堤に至る可能性が高い。一方で、透水性複層構造基礎地盤を有する砂質土堤防は、その特性から、堤体の法すべりによって崩壊した土砂が法尻付近の基礎地盤表層に堆積するため、噴砂に伴い形成された空洞部分を埋めるような閉塞効果を示すため、パイピングの進行を抑制させると考えられる。したがって、これまで検討してきた項目²⁾に堤体の材料・強度を加えた簡易点検フローは図-10 ようになる。
- (2) 今回の実験では、透水性複層構造基礎地盤を有する砂質土堤防は、堤体に一定の高外力を継続的に作用させた場合、破壊の進展や漏水流量がほぼ定常状態になっていく様子が確認された。一方で、堤体に高い外力が繰り返し作用するような外力条件であれば異なる破壊の進展が見られる可能性もあるため、今後検討していく必要がある。

参考文献

- 1) 齊藤啓, 前田健一, 泉典洋: 基礎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) 西村柁哉, 前田健一, 榎山総平, 高辻理人, 泉典洋: 河川堤防のパイピング危険度の力学的簡易点検フローと漏水対策型水防工法の効果発揮条件, 河川技術論文集第 24 巻, pp.613-618, 2018.

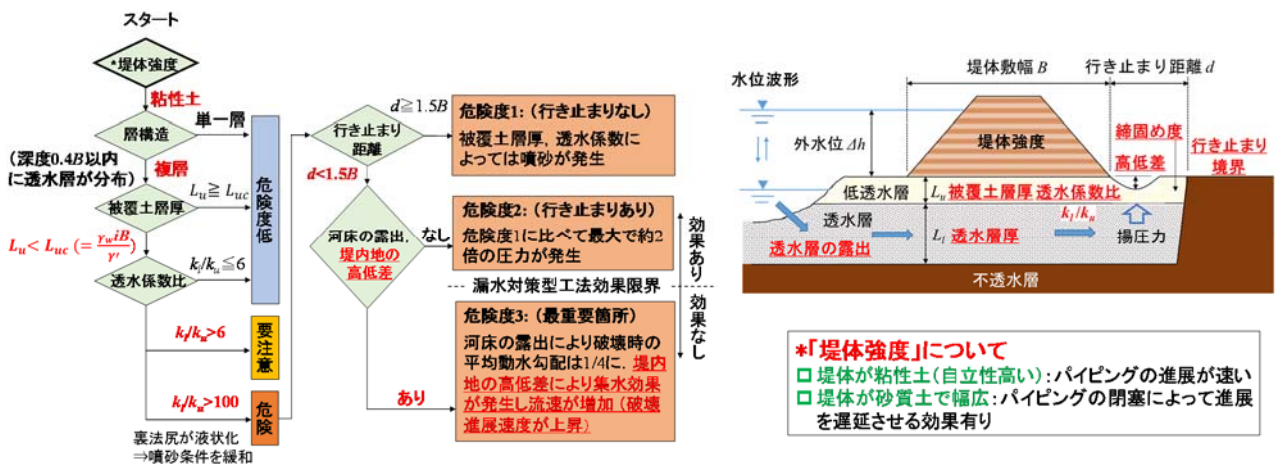


図-10 堤体強度の影響を考慮し改良したパイピングの危険度を判定する簡易点検フロー

河川堤防基礎地盤におけるパイピング進行評価の検討

パイピング 進行性 複層構造 国土交通省国土技術政策総合研究所 ○田中秀岳 笹岡信吾 下津隆介 福島雅紀

1. はじめに

平成24年7月九州北部豪雨による矢部川の被災を契機に河川堤防のパイピングによる破壊現象が着目されており、その破壊メカニズムの解明が強く求められている。

河川堤防においては、パイピングが原因となって破堤につながったと推定されるケースがある一方で、漏水や噴砂等が発生させるが、堤防の破壊までには至らず、水位の低下と共にパイピング現象が終息する、もしくは水防工法によりパイピング現象が終息するケースも多く存在する。

既往研究においては、基礎地盤が透水性の異なる複層構造で、かつ上層に対して下層の透水性が高い場合（以下「複層」）にパイピングが生じやすく、堤防決壊に至る危険性が高いことがわかってきた。西村ら¹⁾は、砂層の下位に透水性の高い礫層がある複層において、上層の層厚が薄いことや上下層で透水性の差が大きいため、堤内側が行止り構造であること等の条件で、堤体と基礎地盤の境界においてパイピングが発達しやすいことを明らかにした。これは河川の水圧が複層における透水性の高い下層を通じて、川裏側基礎地盤に作用することによることである。

一方、基礎地盤が単一層である場合（以下「単層」）や、複層であっても上層に対して下層の透水性が低い場合は、川裏側基礎地盤の間隙水圧が高まりにくいいためパイピングは発生しづらい。上野ら²⁾は、単層に対して法尻部抽出模型を用いて大きな水圧作用条件下でパイピング現象を再現し、基礎地盤の間隙水圧が高まる条件では単層でもパイピングの進展が見られることや水平方向の浸透が卓越し水ミチの進行が見られることを示した。

また、漏水は発生するもののパイピングがある程度進行した後に進行が止まってしまう事例も確認されている。パイピングの進行性に関する研究として、笹岡ら³⁾は堤防模型実験で、堤防模型でのパイピングの進行と停止を確認し、水ミチの透水性を仮定した浸透流解析を行うことで、パイピングの進行と停止を再現している。こうした、水ミチの進行性を評価できればパイピングによる堤防の破壊メカニズムの解明につながるとともに、進行性の有無は対策優先度の検討に活用できると考える。

本論文では、まず、仮定の解析モデルを用いて浸透流計算によるパイピング進行性評価の可能性を示した。その後、堤防模型実験結果の再現解析を試み、実現象への

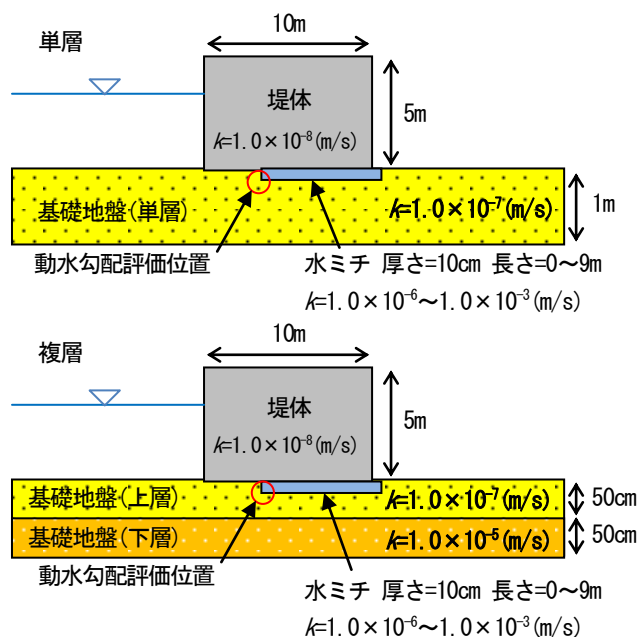


図-1 解析モデル図

適応性について検討した。

2. パイピングの進行性に関する浸透流計算

(1) 計算条件

堤防のパイピングの進行は水ミチの形状や透水性に規定されると考えられることから、水ミチをモデル化して、パイピングの進行性を評価するための浸透流解析を行った。パイピング発生時の土層では、複雑な現象が発生していると推測されるが、今回は現行の河川堤防の評価手法として広く用いられている浸透流解析を用いてパイピングの進行性を簡易に評価することとした。

解析モデルの概要を図-1に示す。基礎地盤のパイピング破壊を評価するため、堤体は透水性の低い粘性土とした。基礎地盤は比較的透水性の高い砂層とし、単層と複層を想定した計算条件とした。なお、複層の場合は上層に対して下層の透水性が高い組合せとした。堤体と基礎地盤の境界付近に位置する基礎地盤の透水性を10～10,000倍に変更し、擬似的な水ミチとして計算を行った。水ミチの長さはそのパイピングの進行を模擬するために、長さを1～2m単位で変更し、川裏法尻からの距離としてL=0m～9mとした。厚さは一律で10cmとした。外水位は堤防天端高と同じ高さとし、定常計算を行った。

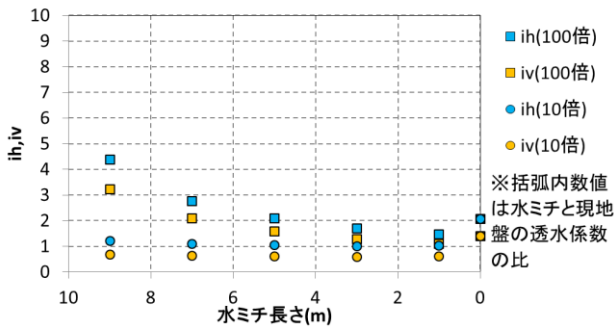


図-2 水ミチの長さとし所動水勾配 (単層)

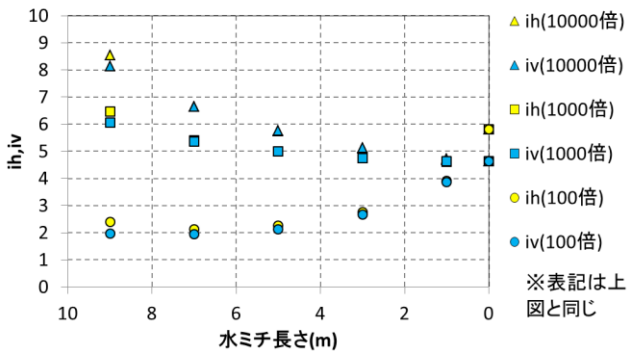


図-3 水ミチの長さとし所動水勾配 (複層)

(2) 計算結果

図-2, 図-3には基礎地盤の水ミチ先端部と接触する土層における局所動水勾配を示した(評価位置は図-1に示した)。どのケースでも水ミチが発生することで一旦局所動水勾配が低下したが, 設定した水ミチの透水係数により局所動水勾配の値の傾向が変化した。複層, 単層によって値は異なるが, 設定した透水係数が相対的に大きいと水ミチの発達とともに局所動水勾配は大きくなり, 透水係数が小さい場合, 水ミチが発達すると局所動水勾配がやや下がる, もしくはほぼ横ばいとなる。なお, 基礎地盤層厚を変更すると, 水ミチの発達に伴う勾配の拡大傾向がやや変化するが, 大きな傾向の変化はないことを確認している。

(3) 計算結果の評価と実現象との整合性について

以上に示したように, 基礎地盤に水ミチが発生し, 評価位置の平均動水勾配が大きくなっても, 局所動水勾配が下がるケースが確認できた。局所動水勾配が低下することは, 水ミチが川表まで進行せずに終息する可能性を示すものと考えられる。

逆に, 水ミチ内の透水係数が大きく, 速やかに圧力が低下する場合は徐々に動水勾配が大きくなり, 水ミチは川表まで発達すると推定される。以上のことから, 実現象において, 水ミチ先端部での圧力値がどのように変化するかを確認することが水ミチの進行性を評価することにつながると考えられる。

単層構造では水ミチの透水係数が元の透水係数の100

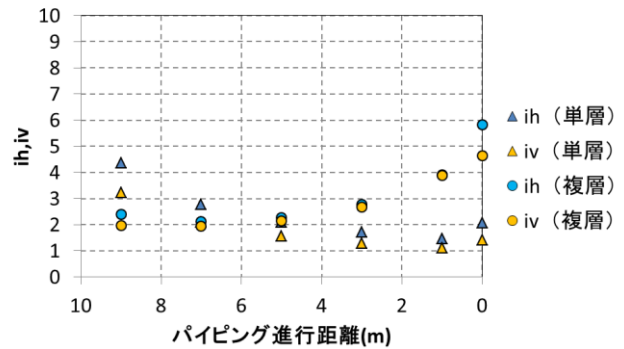
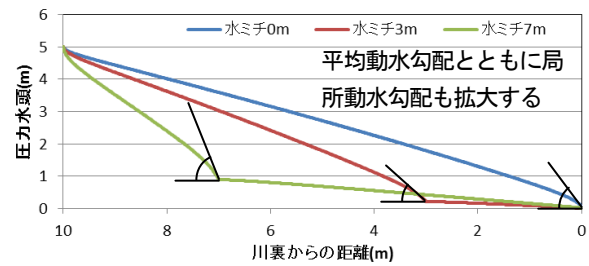
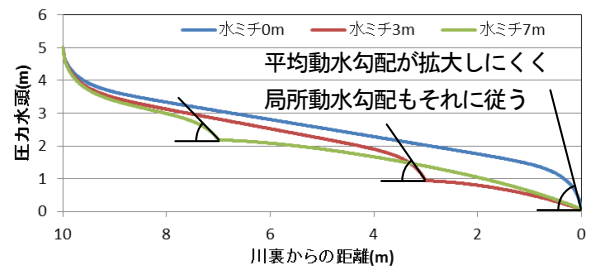


図-4 単層と複層の局所動水勾配の比較

(※水ミチの透水係数はどちらも100倍)



(a) 単層



(b) 複層

図-5 圧力水頭の分布

倍程度 ($k=1.0 \times 10^5(m/s)$) で拡大傾向を示すが, 複層構造では透水係数が1,000倍程度 ($k=1.0 \times 10^4(m/s)$) で拡大傾向を示す。ただし, 図-4に示したとおり, 複層構造では初期値の局所動水勾配が高く, 水ミチの進行と共に局所動水勾配が低下しても局所動水勾配が比較的高い値を保つため水ミチの形成が継続されると考えられることから進行性が高いことが推測される。単層については, 水ミチ発達前の局所動水勾配が小さく, 水ミチ発達後に局所動水勾配が複層同様に低下するが, 低下した局所動水勾配は複層と比較して小さく, そのため水ミチの形成が継続されにくいと考えられ, 進行性が低いことが推測される。しかし水ミチがある程度まで発達すると局所動水勾配が拡大する傾向となり, 川表まで水ミチが進行する可能性があると言える。単層と複層での傾向の違いは, 図-5に示すとおり, 単層では水ミチの発達とともに単に平均動水勾配が大きくなり, その影響で局所動水勾配も拡大していく。一方, 複層では常に下層から浸透水の供給があり, 水ミチ内と砂層上層の圧力差がつきにくい

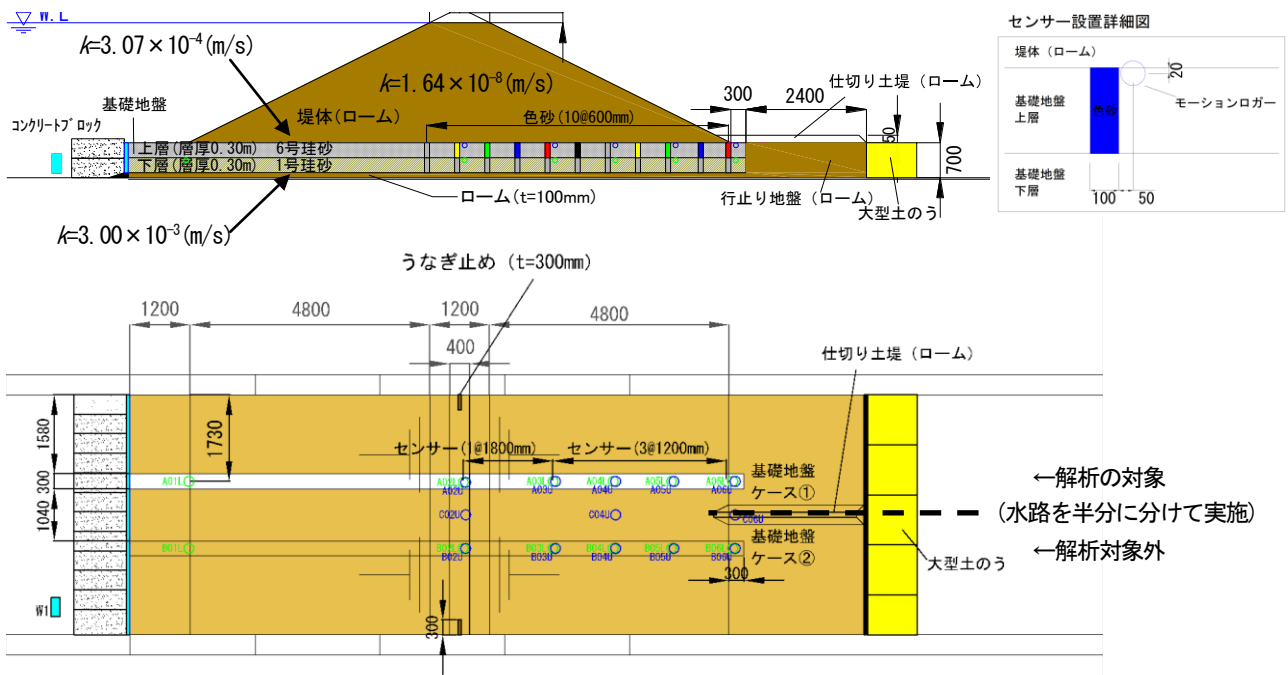


図-6 堤防模型模式図

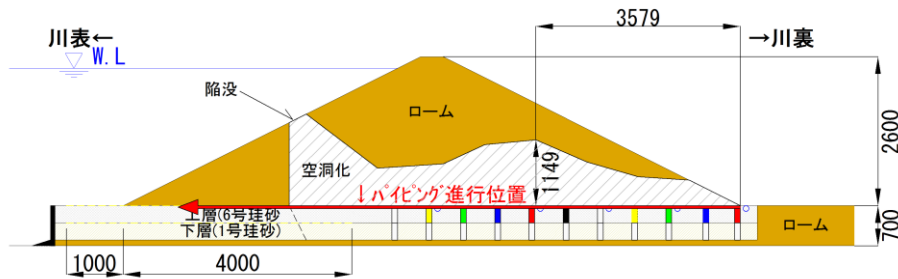


図-7 実験後の開削断面の模式図

め、水ミチ内の透水係数が100倍程度では局所動水勾配が拡大しにくいものと推定される。

3. 堤防模型実験の再現解析による検証

図-6に堤防模型の模式図を示すが、本検討では図-6のケース①を用いて再現計算を行う。この実験は実物大堤防模型を用いて水位上昇に対して水ミチの発生状況の確認等を目的に実施されたものである。基礎地盤内に設置した加速度計の観測結果があるため、水ミチの進行を時系列的に整理可能であった。このことから、水ミチの進行性を評価するための再現解析の対象として適していると考えられるため、当該断面において浸透流計算を用いた再現解析を実施した。なお、ケース②は単層構造で表層に被覆土を有する構造であったが、実験ではパイピングが発生しなかった。

(1) 実験条件

堤体は高さ2.6m、法勾配1:2.0として堤体材料を関東ロ

ームで作製した。基礎地盤を複層とし、上層は比較的細粒な砂（平均粒径 $D_{50}=0.3\text{mm}$ 、層厚0.30m）、下層は比較的粗粒な砂（平均粒径 $D_{50}=2.9\text{mm}$ 、層厚0.30m）を用いて透水層の幅を0.3mとした。また、室内透水試験によって得られた透水係数は図中に示した。試験時の外力として、基礎地盤の上端をGLとして、GL+2.4mまで水位を与えた。

(2) 実験結果

実験では、パイピング発生後、川表法面中腹まで水ミチが進行し、川表法面が陥没して漏水量が増大した時点で実験を終了した。実験終了後の開削断面の模式図を図-7に示す。図-7に示すように基礎地盤のパイピング跡と堤体の広範囲な流出が確認できた。これは、川表法面が陥没したことで水ミチに直接水が流入し、堤体全体の流出が起こったものと推定される。パイピングにより生じた水ミチは基礎地盤内に設置した色砂の流出や加速度センサーの観測結果により図-8のように進行したと推定される。水ミチは長さ $L=3.6\text{m}$ に至るまでは比較的緩やかに進行し、 $L=3.6\text{m}$ 以降は急速に進行する傾向が確認され

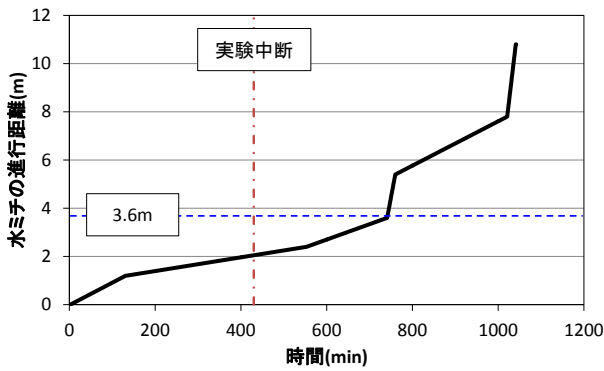


図-8 実験における水ミチの進行距離

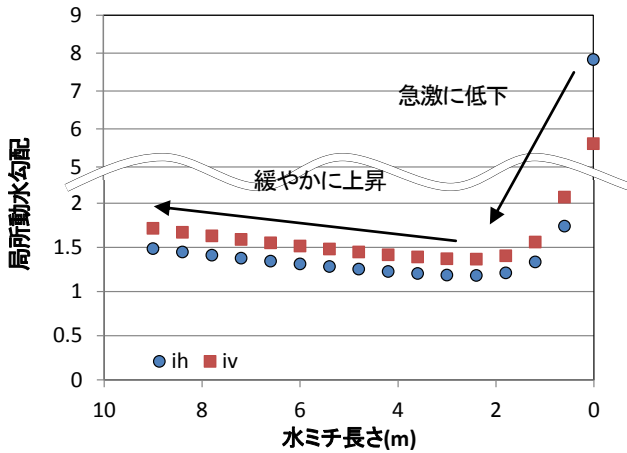


図-9 水ミチの長さ と局所動水勾配

た。

ただし、実験においては430分に一度試験を中断している。中断後に一旦水位を下げ、翌日再度水位を上昇させ実験を続行した。

(3) 解析条件

以上に示した実験結果の再現をするために浸透流解析を実施した。水ミチの厚さはセンサーの設置された深度から2cmとし、水ミチの進行を模擬するため長さを0m～9mと変更して計算した。透水係数は実験時に得られた値を用い、その他の地盤定数は手引き⁴⁾を参考に設定した。水位は実際の試験での値をもとにGL+2.4mと設定した。

(4) 解析における局所動水勾配の変化

定常計算における局所動水勾配の計算結果を図-9に示す。水ミチの透水係数を砂質土の100倍とすると、水ミチが進行することにより局所動水勾配が低下する傾向が得られた。得られた局所動水勾配は1.2m～3.6mにおいては $i_h=1.18\sim 1.33$ である。三木ら⁵⁾は、堤防模型を用いた実験において、局所動水勾配が1.1～1.2程度で噴砂に至っていることを再現解析で確認している。局所動水勾配はメッシュサイズによる影響があるため、参考値となってしまうが、今回の計算値は三木らの値に近く水ミチの進行性はかろうじて保たれていたものと推定される。ただ

し、局所動水勾配が低下することで、水ミチの進行速度が低下したことも推測される。これは図-8に示した水ミチの進行状況と概ね合致する結果となった。

4. まとめ

本論文ではパイピング現象における水ミチの進行性を、浸透流解析で簡易に表現することが可能か検討した。

水ミチの発達に伴い、局所動水勾配が低下するケースがあることを浸透流解析により示すことができた。また、実験での再現計算においては、水ミチが堤防模型の破壊につながる進行性を有していたことと、水ミチの進行により局所動水勾配が低下し、水ミチの進行が一時的に緩やかになった原因となった可能性を示すことができた。本検討で示したような、簡易に進行性評価が可能となれば、堤防の安全性評価や対策優先度の検討に活用できると考えられる。しかし、今回検討では、堤体の変状が進行した場合のパイピング現象への影響を考慮していないことや3次元性を考慮していない。また、局所動水勾配の評価方法も考慮する必要がある。

西村ら¹⁾や小高ら⁶⁾、笹岡ら³⁾などによりパイピングによる河川堤防の破壊に関して重要となるパラメータやその進行過程が明らかになってきた。これらとあわせ、今後の検討ではパイピングの進行を助長する要因についてさらに検討を進め実務への反映を目指したい。

参考文献

- 1) 西村 柁哉, 前田 健一, 榎山 総平, 高辻 理人, 泉 典洋: 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点検フローの提案, 第5回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.13-16, 2017.
- 2) 上野 俊幸, 笹岡 信吾, 中村 賢人, 福島 雅紀, 諏訪 義雄: 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, 第5回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.63-66, 2017.
- 3) 笹岡 信吾, 上野 俊幸, 福島 雅紀, 諏訪 義雄, 栗原 朋之, 坂本 淳一, 神原 隆則: 実流速による河川堤防基礎地盤の水みち進行判定の試算, 河川技術論文集, 第24巻, pp.607-612, 2018.
- 4) 財団法人国土技術研究センター: 河川堤防の構造検討の手引き(改訂版), 2012.
- 5) 三木 博史, 山田 哲也, 藤井 厚企, 野口 典孝, 佐藤 正博: 堤防基礎地盤のパイピング破壊に関する模型実験, 土木研究所資料, 第3399号, 1996.
- 6) 小高 猛司, 李 圭太, 崔 瑛, 森 智彦, 森 三史郎, 林 愛美: 浸透に伴う基礎地盤の弱体化に起因する堤防法すべり崩壊に関する考察, 第5回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.55-58, 2017.
- 7) 国土交通省: ドレーン工設計マニュアル, p.11, 2013.

旧河道の地下水分布と堤防周辺の基盤漏水発生箇所の関係

河川堤防, 基盤漏水, 旧河道, 水圧分布, 準二次元浸透流解析法

キタック 正会員 佐藤 豊
大淵 貴
中央大学 フェロー 福岡捷二

1. はじめに

筆者ら¹⁾は, 基盤漏水発生箇所は旧河道との交差付近で多く発生していることから, 堤防裏のり尻付近の旧河道分布と土質縦断面を整理し, 漏水発生位置と漏水形態を調べることで, これらの関係を説明できる可能性を示した. さらに, 旧河道と周辺氾濫原の土質構成及び透水性との相違を示してきた.

本研究では, さらに具体的に旧河道部分での地下水分布, 土質特性を把握し, 基盤漏水発生箇所との関係を準二次元浸透流解析法²⁾で定量化し, 解析法の有効性を示している.

2. 検討方法

筆者ら³⁾は, 千曲川の飯田地区の地下水位観測データから, 旧河道部分で地下水位が高くなることを示した(図-1). ここでは, 信濃川など他の河川の地下水位観測結果から地下水コンター図と地形分類図とを重ね旧河道部分の地下水分布の特性を把握し, 飯田地区と同様の機構がみられるのかを確認する. 次に断面二次元飽和-不飽和浸透流(FEM)解析を用いて, 堤内地側に存在する旧河道の位置, 土質と水圧分布の関係を把握する. これらの結果をもとに田端・福岡²⁾が示す準二次元浸透流解析を用いて, 千曲川と梯川の堤防漏水発生箇所について, 準二次元浸透流解析法の適用性を検討する.

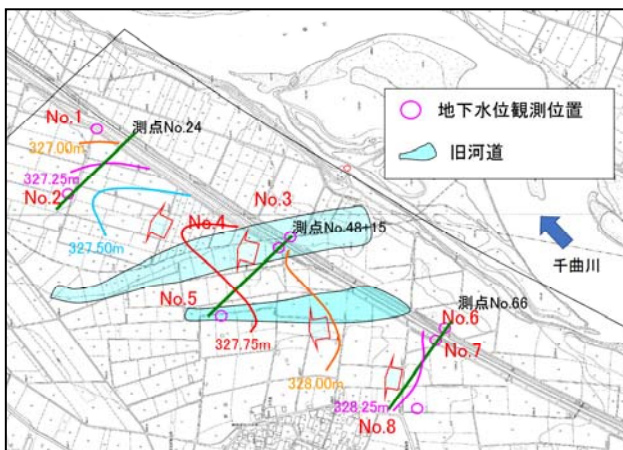


図-1 千曲川飯田地区の地下水コンター図

3. 堤内地の地下水位観測データから見た本川と旧河道の関係

図-2, 図-3には, 信濃川流域で観測された旧河道部分の地下水位分布を地形分類と重ね整理している. 地下水は, 旧河道から氾濫原側に向かう流れとなっている. 旧河道は, 信濃川本川とつながっているため, 図-4の地下水位変動は信濃川河川水位と連動していることがわかる.

図-5, 図-6の五十嵐川流域の地下水分布は, 山地から抜け出て形成された扇状地で, 周囲の丘陵から地下水涵養を受けながら流れている. 渡瀬橋付近の左岸氾濫原には, 表層に粘性土, 砂質土が分布し, 扇状地の砂礫に比べ透水性が小さいことから, 渡瀬橋左岸付近では水圧が高まり地下水の尾根が形成されている(図-6). これに対し右岸側は扇状地が広く分布することから地下水の尾根は形成されていない.

渡瀬橋上流左岸付近では過去の出水で何回か漏水が発生しており, 川表側に遮水矢板が施工されている. 平成23年の出水では, 渡瀬橋左岸上流で漏水が発生した. 地



図-2 信濃川前須田地区の地形分類図

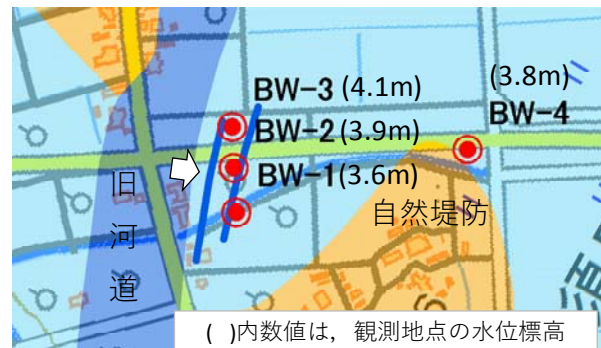


図-3 信濃川前須田地区の地下水分布図

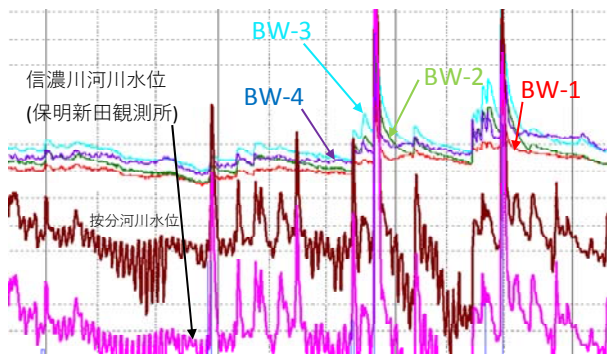


図-4 信濃川前須田地区の地下水位変動図



図-5 五十嵐川の地下水分布図

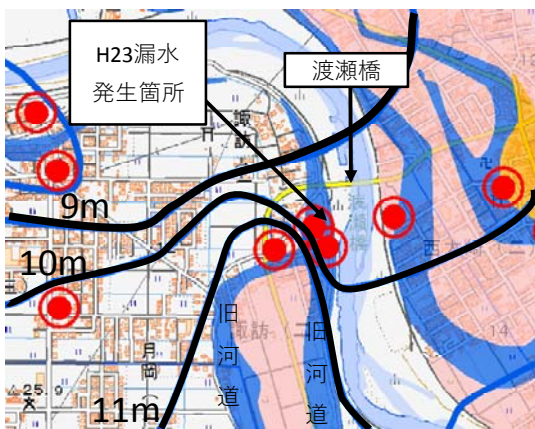


図-6 五十嵐川のH23漏水発生箇所と地下水分布図

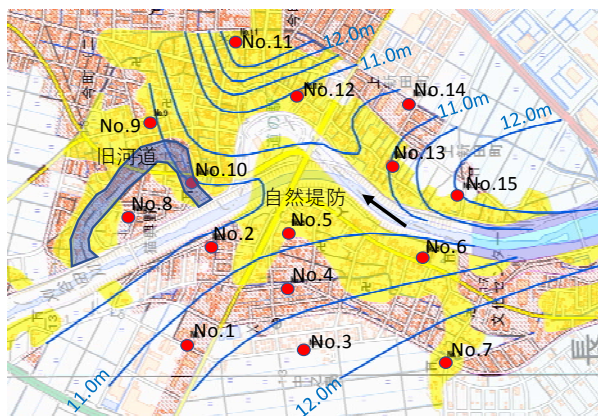


図-7 刈谷田川の地下水分布図と土地条件図

元住民からのヒアリングでは透明で冷たい水が浸出したとのことであり、渡瀬橋左岸上流側の堤内地側の地下水尾根の部分に旧河道を通じて浸出したものと考えられる。

図-7の刈谷田川は氾濫原を流れる河川で、地下水分布より、周辺からの地下水涵養を受けていることがわかる。最下流の旧河道付近のNo. 8, 9, 10では旧河道に位置するNo. 10がやや高い水位を示しており、旧河道の水位の影響を受けていると考えられる。

以上の整理から、旧河道が本川に近い場合には、旧河道の地下水位は河川水位の影響を受けており、本川から旧河道へ地下水がつながっており、さらに周辺の氾濫原低地部へと流れている。五十嵐川扇状地では、周辺丘陵からの地下水の涵養を受けて流れており、透水性の異なる氾濫原との境界付近では高い地下水位を形成し、旧河道を通じ、本川へ伏流する流れもある。

4. 千曲川穂高地区の旧河道と氾濫原の地下水位分布

地下水位観測データから、旧河道では水圧が高くなることを確認した。ここでは、断面二次元飽和-不飽和浸透流(FEM)解析で堤内地側に分布する旧河道の位置による水圧分布を比較検討した。解析対象は、図-8に示す旧河道と氾濫原の土質構成が把握されている千曲川の穂高地区¹⁾の裏のり尻付近である。ケース1は、旧河道1沿いで表層全体に粘性土(シルト質粘土)が分布する土質構成でモデル化した。ケース2は、氾濫原の表層全体に砂質土(細砂)が分布する土質構成とし、ケース3は、旧河道2が堤内地

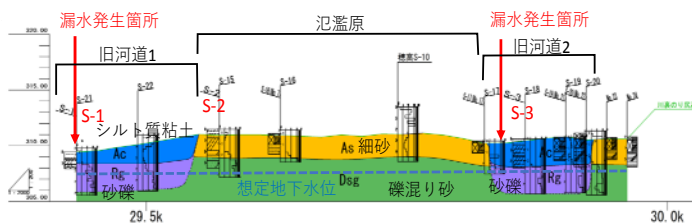
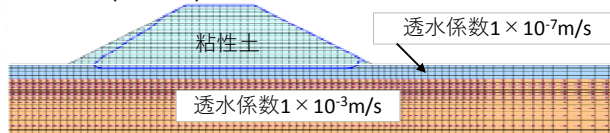
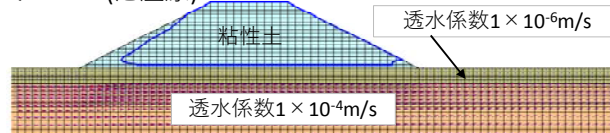


図-8 千曲川穂高地区の堤防裏のり尻付近の土質縦断面図¹⁾

ケース1 (旧河道)



ケース2 (氾濫原)



ケース3

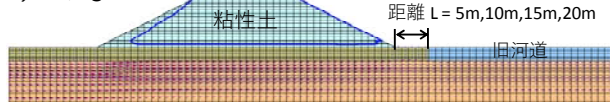


図-9 FEM解析モデル図

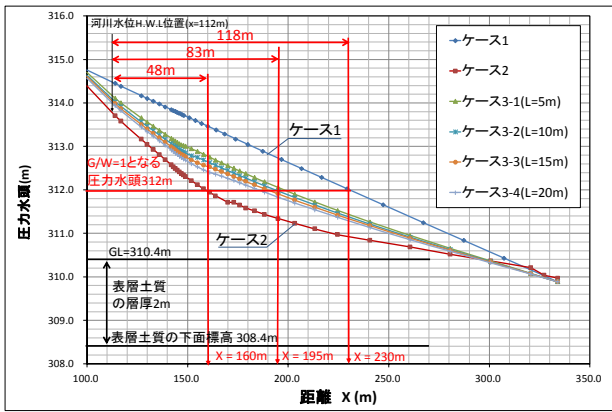


図-10 千曲川穂高地区の堤内地側の水圧分布図

側の堤防裏のり尻から5m, 10m, 15m, 20mに位置し, 旧河道に粘性土が分布するモデルとした(図-9)。

図-10に示すように, ケース1の表層が粘性土で覆われた場合が最も高い水圧分布となり, ケース2の表層に砂質土が分布する氾濫原では最も低い水圧分布となる。表層土質を層厚2mとすると図-10に示すように, 盤ぶくれの破壊安全率基準 $G/W=1$ 以上となる圧力水頭を求めると312mとなる(表層土質の密度 $1.8g/m^3$ とした場合)。これより, 河川水位からの盤ぶくれ範囲を求めると, ケース1で約118m, ケース2で約48m, ケース3では約83mとなる。このことは, 既往研究³⁾で明らかにした千曲川山王島地区の基盤漏水が, 河川水位から約95m離れた旧河道部分で発生していることと対応している(図-11)。穂高地区では, 水圧分布が最も高くなる堤防裏のり尻付近で漏水が発生したが, 山王島地区の堤防は上信越自動車道の盛土と一体化した大きな断面形状であり, 自動車道の盛土が薄くなる部分で漏水が発生している。以上のことから, 裏のり尻付近の土質を旧河道と氾濫原でモデル化し, 水平方向に連続した地層モデルで計算する準二次元浸透流解析法で基盤漏水の危険箇所を抽出できるものと考えられる。

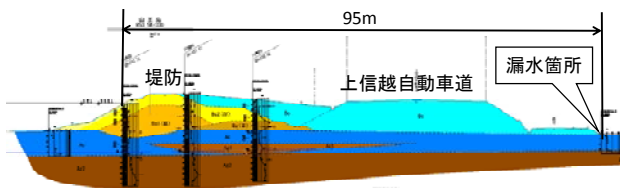


図-11 千曲川山王島地区の漏水箇所の地質断面図

5. 準二次元浸透流解析法による基盤漏水箇所の検討

ここでは, 田端・福岡²⁾による準二次元浸透流解析法を用いて, 盤ぶくれの破壊安全率基準 G/W を求め, 千曲川堤防の穂高地区と梯川の古府地区⁴⁾の基盤漏水の発生について検証した。

図-4に示す地下水位変動から河川水位と地下水位が連動しており, 基盤浸透は河川水位上昇の影響を受けている。複合土層の透水係数 k_d は流れが土層に平行として式(1)を用い, 高水敷の透水係数は $k_a=k_d$ として用いる。基盤

$$k_d = \frac{k_0 \cdot d_0 + k_1 \cdot D_1 + k_2 \cdot D_2 + \dots + k_n \cdot D_n}{d_0 + D_1 + D_2 + \dots + D_n} \quad (1)$$

$$\Psi(x, t) = \Psi_b(t) - \frac{\Psi_b(t) - \Psi_0}{\zeta(t)} x \quad (2)$$

$$\zeta(t) = \sqrt{(\Psi_b(t) - \Psi_0) \frac{2k_d \cdot D(d_0 + D) + k_a \cdot B_f^2}{\lambda D(d_0 + D)} t} \quad (3)$$

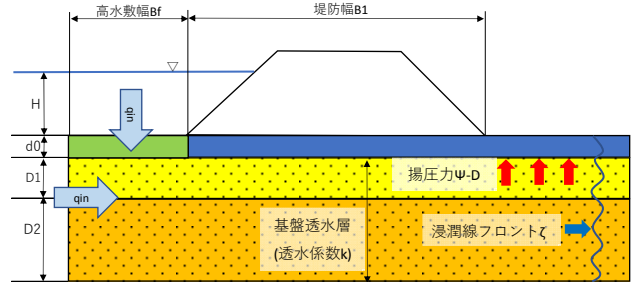


図-12 準二次元浸潤線解析モデル

透水層内の圧力水頭 Ψ , 浸潤線フロント位置 ζ は, 基盤透水層内で, 行き止まりがない条件の式(2), (3)で求める。

4章で示したように千曲川堤防の穂高地区では, 堤防裏のり尻付近の土質縦断面図から旧河道と氾濫原の土質の違いにより, 透水性に差異が生じ, 旧河道部分で基盤漏水が発生している。

旧河道の漏水発生箇所と氾濫原の非発生箇所を盤ぶくれの破壊安全率基準 G/W を求め表-1に示す。旧河道箇所では, 裏のり尻付近で盤ぶくれ破壊安全率基準が0.37と1を下回る結果となり, 漏水発生に対応する。氾濫原では, 盤ぶくれ破壊安全率基準が1.32となり, 非発生に対応する。穂高地区では, 図-13に示したように基礎地盤の砂礫層(D_{sg})下に礫層(D_g)が連続して厚く分布している。計算上は D_g 層の層厚が35m以上あると G/W が1よりも大きくなり, 漏水が発生しない結果となる。対岸の地質データを含め, 土質を精査すると D_{sg} 層と D_g 層の間に粘性土層が分布しており, 解析の基盤透水層の対象層を D_{sg} 層までとすると漏水発生条件となる。したがって, 深度方向の透水層厚さの設定が重要となる。

次に, 梯川の古府地区8.4kの漏水発生箇所, すべり破壊発生箇所と8.2kの非発生箇所を対象に解析すると, 8.2kの複合土層の透水係数 k_d は8.4kの複合土層の透水係数 k_d より大きい, 表層の粘性土層が3m以上と厚いため, $G/W=3.13$ と漏水が発生しない結果となった。これは, 既往研究⁴⁾の基礎地盤透水層の透水係数と表層土層の層厚の関係図で漏水が発生しない範囲に分布しており, 計算値と一致している。古府地区の8.4kの漏水発生箇所は, 旧河道に囲まれた氾濫原で, 図-8の千曲川の土質構成とは異なり, 表層に粘性土が分布することで, 高い水圧となり漏水が発生している。

次に, 図-1に示した飯田地区における旧河道と氾濫原の水圧分布の相違を検討した。図-14, 15に氾濫原と旧河

表-1 準二次元浸透流解析結果

地区	解析区分	地層名	土質名	層厚 (m)	透水係数(m/s)		G/W	備考	
					単層	複合 k_d			
千曲川 穂高地区	旧河道	Ac	粘性土	1.2	8.4E-09	4.1E-04	0.37	漏水発生箇所	
		Rg	砂礫	2.5	1.6E-03				
		Dsg	礫混り砂	8	9.2E-05				
			合計	11.7					
	旧河道 (参考)	Ac	粘性土	1.2	8.4E-09	2.6E-04	1.03	漏水発生箇所	
		Rg	砂礫	2.5	1.6E-03				
		Dsg	礫混り砂	35	9.2E-05				
			合計	38.7					
	氾濫原	As	粘性土	2	3.2E-06	8.0E-05	1.33	漏水無し	
Dsg		礫混り砂	13	9.2E-05					
		合計	15						
梯川 古府地区	8.4k	Ac1-1	粘性土	0.5	1.0E-07	7.8E-04	0.41	漏水、すべり発生箇所	
		As1-1	砂	2.2	3.6E-05				
		Ag1-1	砂礫	2.5	1.6E-03				
			合計	5.2					
	8.2k	Ac1-1	粘性土	3.5	1.0E-07	9.0E-04	3.13	漏水無し	
		Ag1-1	砂礫	4.5	1.6E-03				
			合計	8					

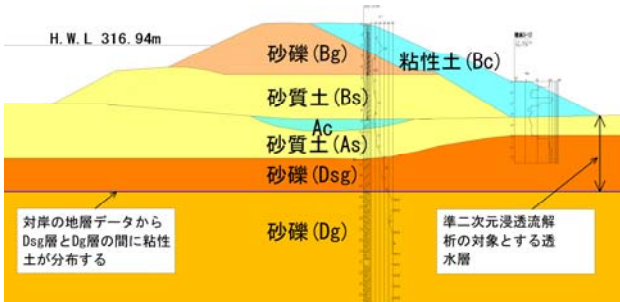


図-13 穂高地区(氾濫原)の地質断面図

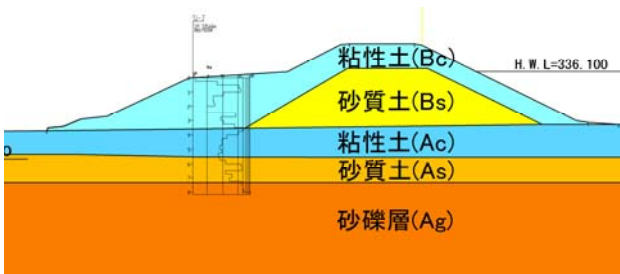


図-14 千曲川飯田地区No. 24付近(氾濫原)の地質断面図

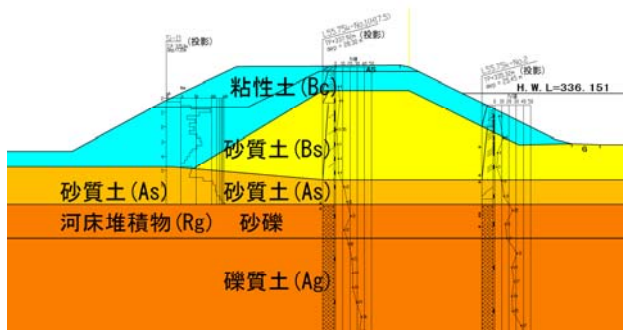


図-15 千曲川飯田地区No. 48付近(旧河道)の地質断面図

表-2 千曲川飯田地区No. 48付近の土質試験結果

地層名	土質	細粒含有率FC(%)	20%粒径 (mm)	透水係数 k(m/s)
As層	細砂	24.7	0.057	4.9E-06
Rg層	砂礫	4.8	0.43	5.1E-04
Ag層	砂礫	8.1	0.37	4.2E-04

透水係数は、20%粒径からクレーガーの近似式で求めた値

道の地質断面図を示し、表-2には、各地層の土質試験結果を示した。図-15の旧河道部分の砂礫上面部分は、旧河

床堆積物(Rg)と推定される、以深の砂礫層(Ag)層に比べ細粒含有率が少なく、20%粒径も大きいことから、透水係数が大きい。このことは、既往研究¹⁾の穂高地区でも同様の粒度組成を確認している。これをもとに氾濫原の複合土層の透水係数 k_d は式(1)より $3.3 \times 10^{-4} \text{m/s}$ で旧河道の k_d は $3.6 \times 10^{-4} \text{m/s}$ とわずかであるが大きい値を示し、旧河道部分で水圧分布が高くなっている。

6. まとめ

- ・信濃川流域の地下水位観測データから、本川に近い旧河道の地下水位は河川水位の影響を受け、地下水は本川から旧河道へ流れ、周辺の氾濫原に広がっている。
- ・五十嵐川のような扇状地では、周辺丘陵からの地下水の涵養を受け、透水性が異なる氾濫原との境界付近で高い地下水位を形成し、旧河道を通じ本川へ伏流している。
- ・断面二次元飽和-不飽和浸透流(FEM)解析結果から、旧河道のように表層に粘性土層が分布する箇所では河川水位上昇により高い水圧分布が形成され、漏水が発生しやすい状況となる。
- ・田端・福岡の準二次元浸透流解析法²⁾は、基礎地盤の表層の土質構成及び透水係数の影響を考慮できるため、堤防裏法尻付近の土質縦断面図を整理することで基盤漏水を判定することが可能である。解析は、地形ごとに土質構成及び透水係数が異なるため地形分類で透水層をモデル化する。解析において重要なポイントは、旧河道の場合は、旧河道直下に分布する河床堆積物の透水係数の把握にあり、氾濫原では表層の粘性土の分布の有無が重要である。

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、新潟県土木部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) 佐藤豊, 河原武志, 大淵貴, 福岡捷二: 千曲川堤防における基盤漏水・噴砂発生箇所の土質・地下水位と旧河道特性の関係, 河川技術論文集, 第24巻, pp. 571-576, 2018.
- 2) 田端幸輔, 福岡捷二: 堤防基礎地盤のパイピング発生箇所に対する準二次元非定常浸透流解析の適用, 第4回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp. 5-8, 2016.
- 3) 佐藤豊, 大淵貴, 上野優, 福岡捷二: 河川堤防の基盤漏水発生箇所と旧河道の関係, 第5回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp. 17-20, 2017.
- 4) 佐藤豊, 大淵貴, 福岡捷二: 梯川における基盤漏水が発生する地形・地質及びパイピングによる堤防破壊, 土木学会論文集B1(水工学)Vol. 74, No. 4, 2018.

(2018. 11. 5受付)

礫混合による堤防の浸透によるのり尻からの崩壊抑制効果と強度定数推定

浸透対策 礫混合土 強度定数

(国研) 土木研究所 正 会 員 ○杉山 詠一
 (国研) 土木研究所 国際会員 石原雅規
 (国研) 土木研究所 正 会 員 佐々木亨
 (国研) 土木研究所 国際会員 佐々木哲也

1. はじめに

浸透により河川堤防がのり尻から進行的に崩壊することが知られている。このような崩壊のメカニズムは徐々に明らかにされつつあり、メカニズムに対応した対策の検討も必要であると考えられる。これまでの検討結果¹⁾から、通常のものすべり対策と同様に、堤体ののり付近の強度増加や堤体内水位の低下が有効であると考えられる。

その一方で、礫堤防は、漏水等の事象が発生したとしても、陥没やのりすべり等のより深刻な被害に進展しにくいと言われることが多い。

そこで本研究では、礫を混合した土（礫混合土）を用いてのり付近の堤体の一部を置換する対策方法を提案し、その効果を模型実験により確認した。ここでは、礫混合率の違いによる影響を確認するために小型模型実験と、模型スケールを大きくした場合の礫混合土の効果および堤体内水位状況を確認するための中型模型実験を実施した。また、礫混合土の強度は、一般的な三軸圧縮試験では評価が難しいとされていることから、中型模型実験の結果から円弧すべり計算により逆解析的に強度定数を推定した。

2. 小型模型実験

2.1 実験概要

図 1 に実験模型の概要図、表 1 に堤体材料に使用した砂質土（香取砂）の物性値、図 2 に使用した堤体材料および礫混合土の粒径加積曲線を示す。プラスチック容器の中に、奥行き 0.3m、幅 0.35m（天端幅 0.05m、のり面水平幅 0.3m、半断面）、高さ 0.15m、のり面勾配 1 : 2 の堤体の一部を模擬した小型模型を作製した(写真 1)。締固め度 86%となるように層厚 2cm ごとに突き固めて密度管理を行った。また模型の背後は穴の開いた木板で仕切り、水を供給するための貯水槽とした。礫混合土は、5号砕石および6号砕石を質量比 1:1 で混合したものを堤体材料(砂質土)に所定の量を混合した。置換範囲の締固め度は 100%とした。

実験条件は表 2 に示すように、礫混合率が 0%、15%、35%、45% の 4 ケースとした。堤体背後の水位を堤防高の 90%の高さに保ちながら堤体の変状を観察した。実験開始から 3 時間経過、または堤体に変状が発生した時点で水位を下げた。堤体に変状が生じなかったケースに関してはのり面を削り取り、勾配を急にして繰り返し実験を行った(のり面勾配 1.6 割まで実施)。

2.2 小型模型実験による変状状況

表 3 に、各ケースにおける模型の変状発生時の様子を示す。礫を混合していないが良く締め固めたケース 1 では、2 割の勾配で、水位を上昇させてから約 1 時間後にのり尻が泥濁化し変状が生じた。一方、礫を混合したケース 2~4 では、のり勾配が 2 割の実験において、変状は発生しなかった。礫混合率が 15%のケース 2 はのり面勾配が 1.8 割、礫混合率が 35%のケース 3 ではのり面勾配が 1.6 割で進行性破

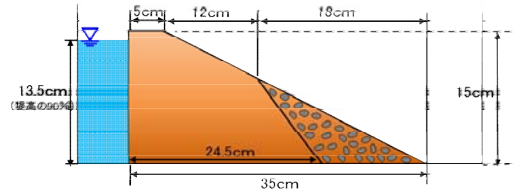


図 1 実験模型図(小型模型実験)



写真 1 作製した小型模型

表 1 堤体試料の物性値

堤体試料		香取砂
土質	土粒子密度	g/cm ³ 2.696
	最大乾燥密度	g/cm ³ 1.692
	最適含水比	% 18
目標締固め度		% 86
目標密度		g/cm ³ 1.455
透水係数(室内)		m/sec 2.9 × 10 ⁻⁵ (D85%)

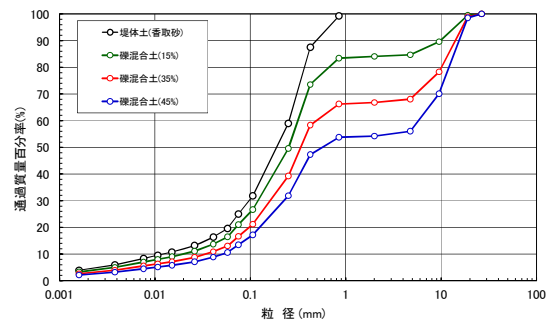


図 2 試料の粒径加積曲線

表 2 実験条件(小型模型実験)

	置換材料	礫混合率 (%)	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	最適含水比 w_{opt} (%)	堤体部締固め度 D_c (%)	対策工部締固め度 D_c (%)
ケース1	堤体土	0	1.692	17.6	86	100
ケース2		15	1.891	13.6		
ケース3	礫混合土	35	1.947	11.7		
ケース4		45	2.030	10.6		

The effect to suppress progressive failure of river embankment from the foot due to seepage with mixing gravel

Eiichi, SUGIYAMA Public Works Research Institute
 Masanori, ISHIHARA Public Works Research Institute
 Toru, SASAKI Public Works Research Institute
 Tetsuya, SASAKI Public Works Research Institute

壊が生じた。礫混合率が 45% のケース 4 はのり面勾配を 1.6 割まで急にした条件でも変状は発生しなかった。これらのことから、堤体土に礫を混合し良く締め固めることで、せん断強度が大きくなり進行性破壊を抑制すると考えられる。また、礫の混合率が高いほど進行性破壊を抑制する効果が大きいと考えられる。

3. 中型模型実験

3.1 実験概要

実験模型の横断面図・平面図を図 3 に示す。礫混合の有無による堤体内水位状況の確認や対策工部の強度を評価するために中型模型実験を実施した。堤体は厚さ 0.2m の基盤層（ローム）の上に、香取砂を用いて奥行き 1.5m、幅 1.75m（天端幅 0.25m、のり面水平幅 1.5m、半断面）、高さ 0.75m、のり面勾配 1:2 となるように平均含水比 15%、目標締固め度 86% で作製した。堤体背後には水を供給するための水槽を設けた。水位観測孔により堤体内の水位や堤体底部の間隙水圧等を計測した。また、実験時の模型の経時的な変形をとらえるために複数台のカメラを設置し、30 秒間隔で撮影した。

実験ケースを表 4 に示す。実験は礫混合度 0%、35% の 2 ケースで実施した。礫は小型模型実験で使用したものと同一のものである。

実験前に給・排水層に基礎地盤上面の高さ（底面から 0.2m）まで給水し、2 日間静置して基盤層を飽和させた。基盤層の全体が飽和していることを確認した後、給水槽の水位を堤防高の 90%（堤防高 75cm に対し水位 67.5cm）になるまで上昇させた後、一定に保った。変状がある程度進行した時点で給水槽の水位を下げ、実験を終了した。

3.2 中型模型実験による変状状況

写真 2 に、中型模型実験における模型の変状開始時点の状況及び破壊進行状況を示す。ケース 1（礫混合率 0%）では、実験開始から約 1 時間 15 分後にのり尻部が泥濁化し、約 1 時間 33 分後にのり尻で小規模な変状が発生した。その後、崩壊が天端方向に進行した。ケース 2（礫混合率 35%）では、実験開始後 53 分程でのり尻が泥濁化し、ケース 1 の最初の変状範囲よりもやや大きな範囲で変状が発生した。その後、天端方向に徐々に崩壊が進行した。ケース 1 は、最初の変状が発生した後の進行が早い。ケース 2 は、ケース 1 と比較

して変状の進行は緩やかであり、崩壊範囲も小規模であった。中型模型実験の礫混合土による置換では、崩壊の発生を防ぐには至らなかったが、変状の進行速度や崩壊範囲に差が見られた。十分とは言えないまでも、これらの差も対策効果で

表 3 各ケースの変状状況(変状発生時)

ケース	礫混合率(%)	のり面勾配		
		2割	1.8割	1.6割
ケース1	0			
ケース2	15	変状なし		
ケース3	35	変状なし		
ケース4	45	変状なし	変状なし	変状なし

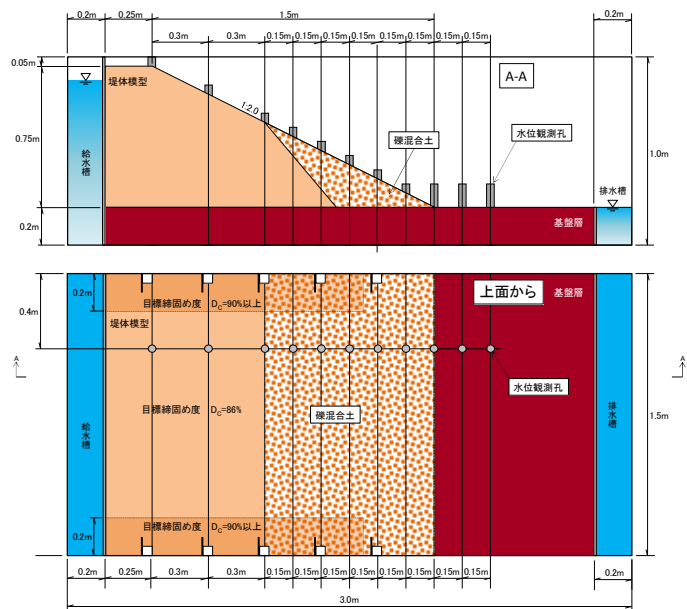
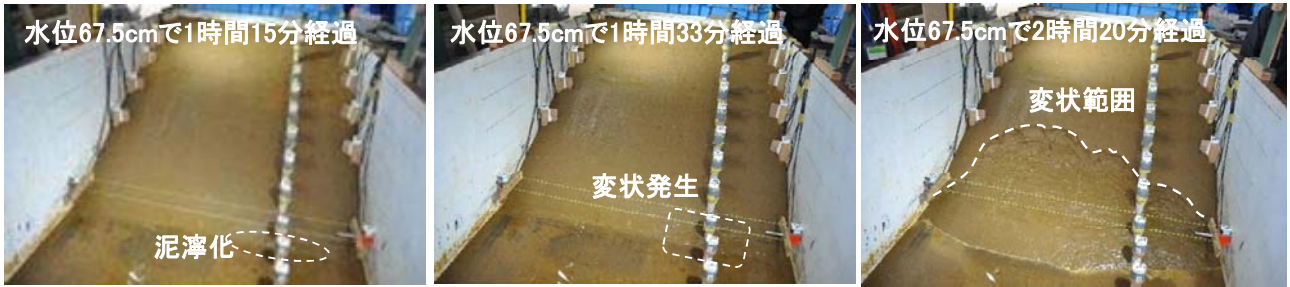


図 3 実験模型図(中型模型実験)

表 4 実験条件(中型模型実験)

	対策種別	礫混合率(%)	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	最適含水比 w _{opt} (%)	堤体部 締固め度 D _c (%)	対策工部 締固め度 D _c (%)
ケース1	無対策	0	1.692	17.6	86	-
ケース2	礫混合	35	1.947	11.7	86	100



ケース1(礫混合率0%)



ケース2(礫混合率35%)

写真2 模型変状状況

あると考えられ、礫を混合したことにより物性が変化、特に強度が増加していることが推測される。

3.3 円弧すべり計算による堤体強度の推定

中型模型実験より得られた模型の最初の変状範囲、その時の堤体内水位をもとに円弧すべり計算による堤体土および礫混合土の強度定数の推定を行った。進行性破壊は時間経過とともに崩壊形態が変化していき、崩壊形態の違いによっても強度定数が影響を受けると考えられることから、最初に確認された変状範囲を計算の対象とした。

ケース1の最初の変状は、水平距離で0.06mの範囲で確認された。ケース2の最初の変状は、水平距離で0.13mの範囲で確認された。その時点の堤体内水位を図4に示す。のり面中腹より上部で差が見られるが、のり尻付近ではほぼ同じ水位である。強度定数推定のための円弧すべり計算を行う際には、図4に示す水位から静水圧分布を仮定した水圧を用いた。

強度を推定する際には、変状が発生した時点で、円弧すべり安全率の最小値が1であることを仮定した。また、安全率が最小となる円弧がのり面を切る範囲が、実験で確認された変状範囲と一致することも条件とした。様々な粘着力と内部摩擦角の組み合わせで円弧すべり計算を行い、最小安全率と円弧すべりの範囲が上記条件に整合する粘着力と内部摩擦角の組

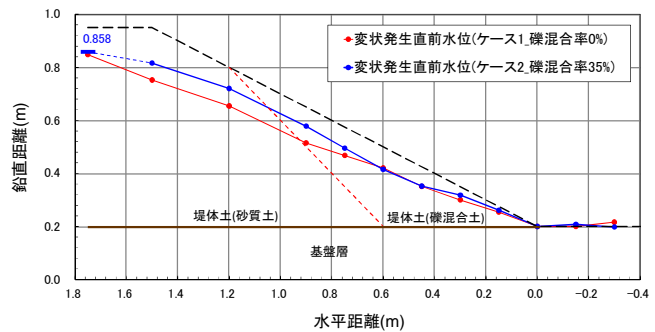


図4 堤体内水位

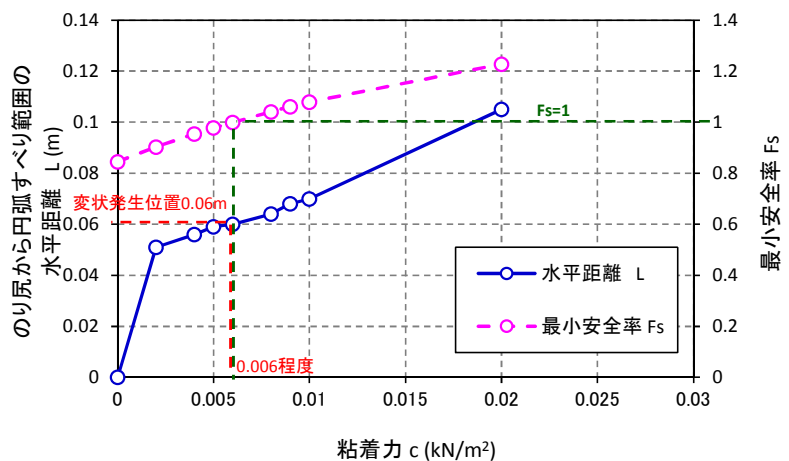


図5 粘着力とのり尻から円弧すべり範囲の水平距離の関係(ケース1)

み合わせを逆算的に求める方法である。

図5にケース1の円弧すべり計算の一部の結果を示す。内部摩擦角を $\phi=38.5^\circ$ に固定し、粘着力を変化させた場合の最小安全率と円弧すべりの範囲の関係である。粘着力が大きくなるほど円弧すべり範囲の水平距離および最小安全率は大きくなる傾向にある。図5では内部摩擦角の値が適切であるために、最小安全率が1となる粘着力と、円弧すべりの範囲と変状発生範囲が一致する粘着力がほぼ同じ値である。内部摩擦角の値が不適切であると、この2つの粘着力の値は乖離する。図5の結果から、ケース1(堤体土)の強度定数の組み合わせとしては、粘着力 0.006kN/m^2 、内部摩擦角 38.5° が求められる。

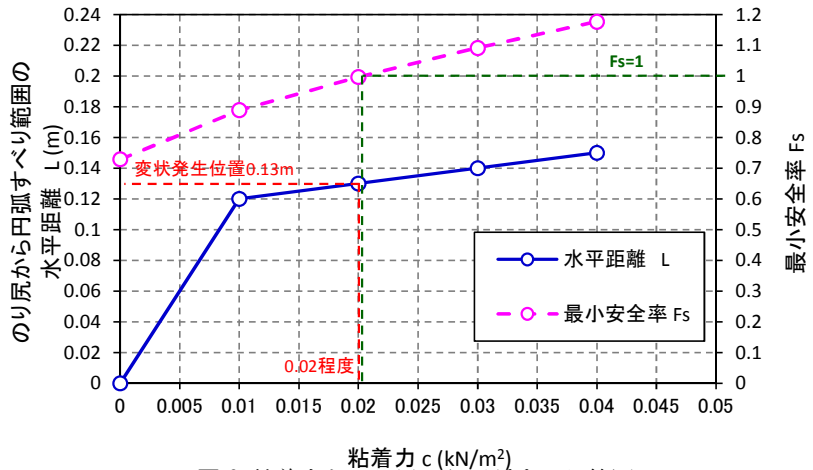


図6 粘着力とのり尻から円弧すべり範囲の水平距離の関係(ケース2)

図6にケース2(礫混合35%)における粘着力と円弧すべり範囲のり尻からの水平距離および最小安全率の関係を示す。内部摩擦角は $\phi=38.9^\circ$ とした。最小安全率が1となる粘着力と、円弧すべりの範囲と変状発生範囲が一致する粘着力は $c=0.02\text{kN/m}^2$ 程度とほぼ同じ値となった。

表5 推定した強度定数一覧

	堤体土(砂質土)	礫混合土(混合率35%)
推定 c (kN/m^2)	0.006	0.02
推定 ϕ ($^\circ$)	38.5	38.9
締固め度 D_c (%)	86	100

以上より、表5に示すように、密度増加の効果も含め礫混合土は堤体土に比べ強度定数(特に c)が若干大きくなっているという結果が得られた。ここでの粘着力は、粘土のような粘着力ではなく、礫同士の噛み合わせによって発揮される強度であり、見かけの粘着力であると推測している。

4. まとめと今後の課題

浸透による堤防のり尻からの進行性破壊の対策工法として、礫を混合した土を用いてのり尻付近の一部を置換する方法を提案し、その効果を小型模型実験及び中型模型実験で確認した。

中型模型実験の結果から、実験で用いた材料の強度を逆算的に求めた結果、密度増加の効果も含め礫混合土は堤体土に比べ、強度定数(特に c)が若干大きくなっているという結果が得られた。

礫混合土による置換対策の確立に向けて、礫混合率等の実験条件を変えた模型実験による効果検証や強度評価法に係る検討を継続して行う予定である。

参考文献

- 1) 東, 佐々木, 石原 : 河川堤防の浸透による進行性破壊に対するドレーン工法の対策効果に関する模型実験, 第53回地盤工学会研究発表会, 2018.7

陥没孔周辺の堤体表面の動態観測

陥没，被災事例，表面形状

愛媛大学工学部 山中大智
正会員 岡村未対

1. はじめに

重信川では近年堤体表面の陥没が複数箇所において発生している。2017年9月には右岸2.3kの堤内側小段において、直径約15cm深さ1.2mの陥没孔が堤内側小段に発生した。このような陥没は、堤体内部に空洞によって引き起こされるので、堤防の止水機能にとって危惧すべき事象であり事前に発見することが望ましい。道路の陥没対策としての地中空洞調査には地中レーダーが用いられる。地中レーダーは厚さ数十cmの硬い路床や路盤直下に存在する比較的大きな空洞に対しては有効であるが、堤防に生じる陥没は数メートル以上の堤体深部から細い穴が堤体表面の陥没孔に伸びることが多い。また、堤防の止水機能を考えると、鉛直方向に伸びる細い穴よりも陥没の原因となっている、より深部の緩み域や空洞を発見することが重要であるが、探査深度が1、2m程度の地中レーダーをはじめとする現在の物理探査技術には限界がある。

堤体内部に空洞や緩みが発生すれば、内部の応力状態が変化し堤体は変形するはずである。すなわち、内部の状態変化や不安定化に応じた特有の変形パターンが堤体表面に現れるはずである。これまで計測されていない小さなレベルの表面変位を知ることによって、堤体の状態評価に結びつく可能性があるものと考えられる。近年、様々な測定・解析技術が急速に発展しており、短時間に広い範囲の表面形状を面的にcmオーダーで測定できるようになり、詳細な表面形状の情報を堤防の弱部の発見や危険度の評価に利用するための研究も始められている（岡村ら，2017）。さらに、測定精度は今後急速に高まることも予想される。そこで本研究では、陥没が生じる前兆として堤体表面に現れる小さな変形を捉えることを目的とし、重信川右岸2.4k地点の小段に発生した陥没周辺の堤体表面形状を1年間に亘り計測した。

2. 重信川で近年に生じた堤体陥没

重信川で近年発生した陥没箇所を表1に示す。2015年には左岸13.6kの天端に陥没孔が現れ、原因調査が行われた。陥没孔に石灰水をトレーサーとして流し入れ、その後堤体を掘削して石灰で白化した部分を追跡した。空洞部は細く深度1.5m付近から消失した。また、堤体がレキを多く含む粗粒度であったため石灰水が陥没に続く穴だけではなく堤体土中に拡散するように広がっていたことも穴の追跡を困難にし、地中の空洞の発見や陥没の直接の原因を特定することができなかった。しかしながら、この地点ではさらに深部まで掘削したところ、堤体底面付近から空積みの旧護岸が現れ、護岸背面土の吸出しによる空洞化が生じていた可能性も考えられた。その後2016年は右岸15.8k地点の天端で、2017年は右岸2.3k地点の堤内側小段と支川の石手川左岸0.5kの天端近くの堤外側法面で直径1.5m深さ0.4mの陥没が発生した。

表1 近年重信川堤防で発生した陥没

発生時期	場所	位置	陥没孔規模
2015年 10月	重信川左岸 13.6k	天端	直径1.0m深さ 50cm
2016年 11月	重信川右岸 15.8k	天端	直径0.6m深さ 10cm
2017年 9月	重信川右岸 2.3k	堤内側小段	直径15cm深さ 1.2m
2017年 9月	石手川左岸 0.5k	天端近くの 堤外側法面	直径1.5m深さ 0.4m

3. 調査地点と調査方法

本研究で調査対象としたのは、重信川右岸2.3k周辺である。重信川では2017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、右岸2.2kから2.7kの区間を含む多くの個所で法尻から漏水した。また、右岸2.4kでは漏水及び裏法滑りが発生し、その後の調査で地盤浅部の透水層の水圧上昇が



写真1 小段上の陥没孔 (2017/9 松山河川国道事務所)

面の不安定を引き起こしたことがわかった。この出水直後の堤防点検によって右岸 2.3k 地点の小段に写真 1 に示す直径約 15cm 深さ 1.2m の陥没が発見された。陥没孔にはセメントミルクを流し込む応急復旧が行われた。

調査地点のオルソ画像及び測定箇所を平面図を図 1, 図 2 に示す。天端と小段の縁石ブロック及び小段上に 6 測線を設置し、GNSS 受信機を用いた RTK 観測により測線上標点の位置を計測した。天端測線と測線 B は約 80m の範囲を、その他の測線は陥没周辺の 8m の範囲を計測した。使用した GNSS は水平精度 8mm, 鉛直精度 20mm で計測が可能であり、今回の計測では各標点で 10 回の計測結果を平均し位置を求めた。10 回の測定結果の標準偏差は、水平方向 5mm, 鉛直方向 8mm であった。また、天端を走行する車両からのレーザー測量による MMS, および写真撮影と SfM による DEM も作成した。図 4 に計測期間中の日降雨量を示す。

測定時期は陥没が発見された後の 2017 年 11 月から 2018 年 11 月までの 1 年間で、その間には西日本豪雨による出水 (2018 年 7 月) と台風 24 号による出水 (2018 年 9 月) があつた。これらの出水時期と測定日時との関係を表 2 に示す。小段は舗装されていない砂利道で、2017/11 までには応急復旧が終わり陥没孔周辺は概ね平坦になっていたが、2018/11 には写真 2 に示すように陥没孔の下流側小段表面に最大 5cm 程度の窪みが生じていた。なお、2018 年のこれら 2 回の出水ではこの地点での漏水は確認されていない。

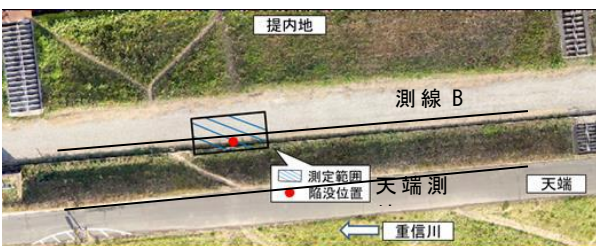


図 1 陥没箇所と地表面形状測定範囲

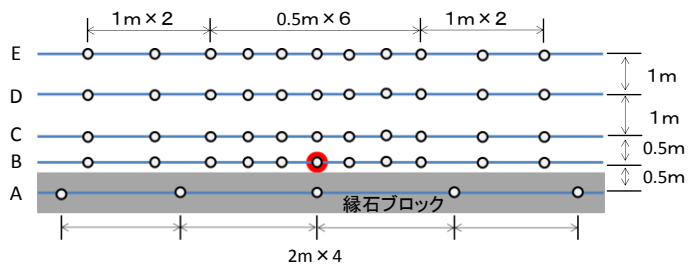


図 2 測線と測定点

表 1 測定時期と出水時期

年月日	測定方法	出水履歴：出地点, TP
2017/9/17		台風 18 号 戦後最大水位 5.7m, 陥没発生?
2017/11	MMS	
2018/7/8		西日本豪雨 最大水位 4.6m
2018/7/9	GNSS	
2018/9/26	GNSS	
2018/9/30		台風 24 号 最大水位 4.7m
2018/11/2	GNSS, SfM	



写真 2 2018/11 の陥没孔周辺の沈下状況

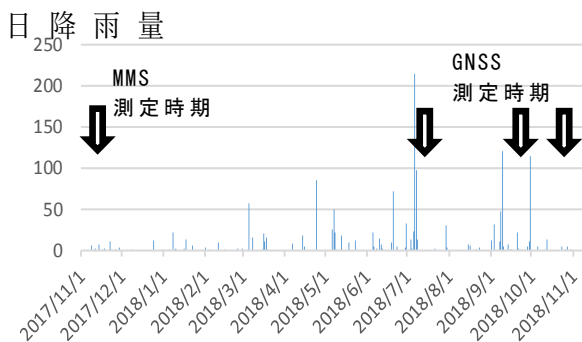


図 3 日降雨量 (南吉田。矢印は計測時期)

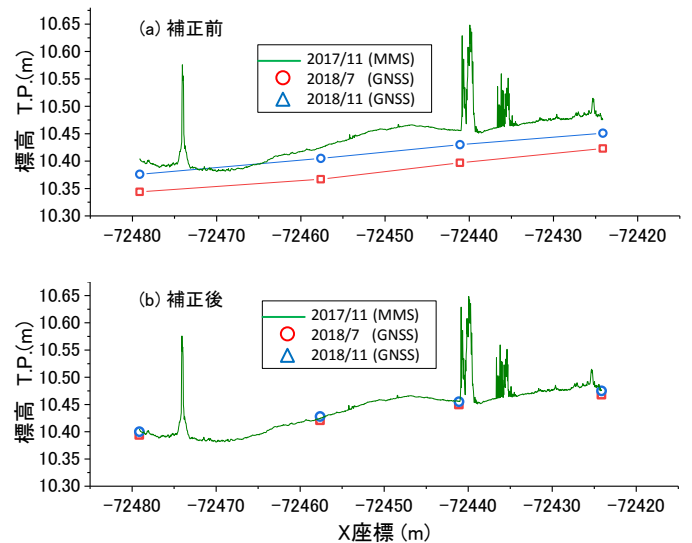


図 4 天端の縦断方向標高測定結果

4. 調査結果

陥没地点から離れた舗装された天端で測定した結果を図 5(a) に示す。図の横軸は世界測地系座標の x 座標 (堤防縦断方向とほぼ平行), 縦軸は標高 (T.P.) である。使用した GPS 測定器の

標高の精度は 20mm であり、標高は測定日によって若干異なっている。2018/7 の測定値に 1.5cm を、2018/9 の測定値に 4cm をそれぞれ加えると 3 時期の標高が一致した (図 5(b))。天端標高の縦断形状が変化していないことより、天端はこの期間中に沈下しておらず、これらの補正值は GNSS の測定誤差であると考えられる。

測線 B の広範囲の広い範囲の測定結果を図 5 に示す。陥没孔は $x=-72455.5$ 付近である。ここでも MMS (2017/11) と GNSS による標高は陥没地点から十分離れた地点で約 5cm 程度異なり、また GNSS も測定日によって 10~15mm 異なっている。この誤差の原因は GNSS 装置が細くできる衛星の状況が異なるためであり、数分内に計測できる各測線上の測点間の誤差は同程度であるが、異なる測点や異なる測定日の標高を mm オーダーで比較するのは適当ではない。本論文では、標高の絶対値ではなく、主に各測線の標高の縦断形状を比較することにする。

図 5 の $x=-72456$ 付近より上流側および $x=-72480$ では MMS と GNSS 計測結果 (形状) がほぼ一致している。しかしながら陥没孔付近の $-72450 > X > -72460$ 区間では、2017/11 では応急復旧直後で概ね平坦になっているが、2018/7 には大きく沈下していることがわかる。この約 9m の区間では最大で 5cm 程度沈下している。2018/11 に撮影した写真 2 および現地を目視観察では、沈下の範囲はおおよそ直径 1.5m であったが、今回行った詳細な計測により沈下範囲は直径おおよそ 9m の広い範囲に及んでいることがわかる。

A から D 測線の表面標高を図 6 に示す。ここでも GNSS 測定値には各図の両端部で標高がほぼ一致するよう補正を加えてあり、沈下分布の形状を見ることにより沈下の進行を考察する。なお、A 測線の MMS 計測結果は植生の影響を強く受けているために除外してある。また、他の測線でも一部に植生の影響と考えられる大きなノイズが入っているが、その区間は除外して考察する。

図 6(a) に示す A 測線は、小段の縁石ブロック上面の標高である。 $X=-72455$ 付近の測定値が端部よりも約 2cm 低くなっている。他の測線 (特に B, C 測線) と比べると、最も低い位置が約 1m 上流側になっているが、これは縁石ブロックの長さが 4m で、堤体の沈下には

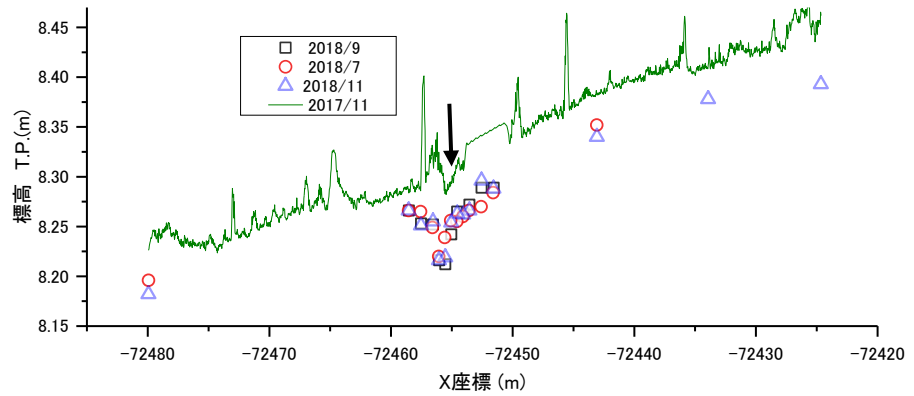


図 5 測線 B の広領域測定結果

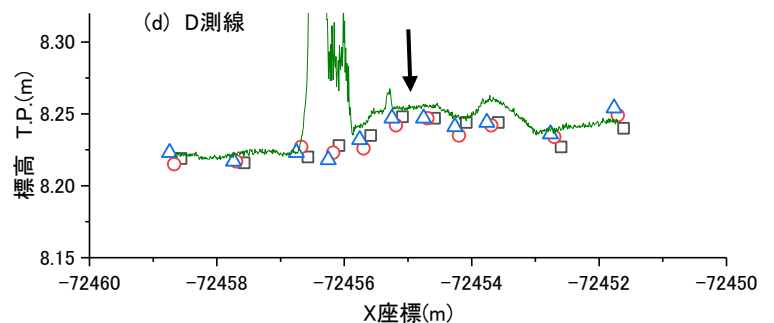
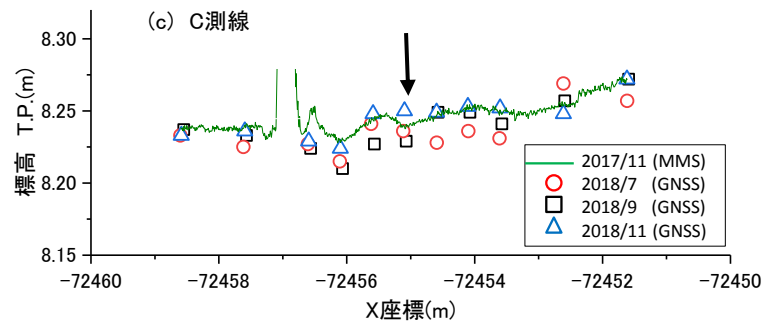
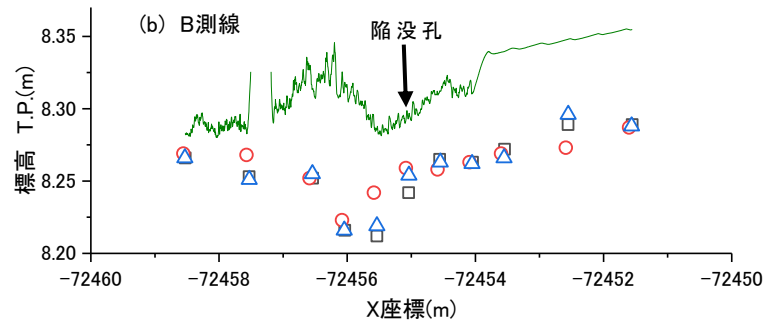
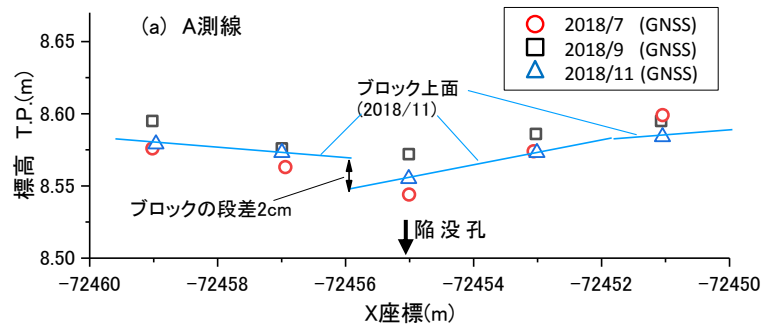


図 6 各測線の標高の変化

柔軟に追従していないためである。下流側のブロックと上流側のブロックの間の段差の実測値は 2cm であり、GNSS の測定結果と一致している。2018/7 から 2018/11 の間の沈下は明確ではない。

小段上の測線の計測結果を図 5(b)から(d)に示す。ブロック上の測定点(測線 A)では他の測線と比較して計測時期によるばらつきが小さい。これは他の小段上の測線では表面が砂利で覆われているため車両の走行等によって表面状態が変化したこと、およびわずかな測定位置のずれによって砂利 1 個分の高さ(1-2cm 程度)が計測結果に現れることは避けられないためである。

(1) 2017 年 11 月から 2018/7 高水翌々日まで沈下量

測線 B は、陥没地点の直上を通る測線である。測線 B の図 6 に示す範囲では、2017/11 の MMS と 2018/7 以降の GNSS 測定による形状が大きく変化していることがわかる。この形状の変化は西日本豪雨による出水の翌々日まで生じた。この間に最も大きく沈下した位置は、2017/9 に発生した陥没孔位置(図中の矢印)から約 1m 下流側に移動している。2018 年は 9 月に台風 24 号による出水があったものの、この前後の形状変化は明確ではない。

陥没地点から横断方向に 0.5m 離れた C 測線では、2017/11 と比べて 2018/7 以降では $x=-72456$ 付近に深さ 1-2cm 程度の凹みが存在する。2017/11 の MMS では幅 1m、深さ約 1.5cm の凹みであったが、2018/7 以降は幅が約 2.5m、深さが約 3cm となり、範囲、沈下量ともに増加している様子が見られる。陥没地点から堤内側に 1.5m 離れた測線 D では 2cm 程度以下の小さな沈下が見られ、さらに、最も離れた E 測線ではほとんど沈下が生じていない。このように、陥没地点を中心にすり鉢状の沈下形状を呈している。

2018 年 7 月の西日本豪雨による高水では、この付近の水位は HWL-15m 程度まで上昇した。これによりこの付近に存在する地下の空洞が拡大し、このように表面がわずかにすり鉢状の沈下を生じた可能性がある。なお、この高水後の目視による点検では、変状は報告されていない。

(2) 2018 年 7 月高水翌々日から 11 月までの沈下量

この期間には、各測線の形状の変化は明確でない。すなわち、2018/7 の計測時点までに堤体の形状変化が現れ、それ以後は大きな変化は見られない。2018 年の出水は西日本豪雨(2018/7)と台風 24 号によるもの(2018/9)の 2 回であり、西日本豪雨では沈下が生じ、台風 24 号の出水ではほとんど生じなかったことになる。これら 2 回の出水での最高水位はそれぞれ 4.6m、4.7m とほとんど同じであるが、降雨量(24 時間)には 215mm、120mm と大きな違いがあった。また、陥没が生じた 2017/9 の出水では河川水位は 5.7m と 1m 以上高いが、24 時間降水量は 149mm であった。この地点で陥没や沈下を引き起こしている堤体内のゆるみ領域と高水時浸潤面の位置関係、降雨による飽和領域の位置関係が陥没や沈下の進行に影響を及ぼしていることは検討する必要がある。一方、重信川で陥没が生じている他の地点では高水や降雨との関係は明らかでなく、定常的な地下水流により空洞が進行している可能性も否定できない。

当面の期間は堤体表面の動態調査を継続し降雨化河川水位との関係を検討し、今後行われる本格復旧時の開削調査で内部状況を明らかにしたい。

4. まとめ

本研究では、堤体表面の小さな沈下量分布が、堤体内部空洞の有無の判別に繋がる可能性を検討した。HWL 近くの出水が生じた 2017/9 に直径約 20cm、深さ約 1.2m の孔が生じた地点において、2018/7 の中規模出水により鉢状の沈下が生じたことがわかった。またその後の 2017/9 の中規模の出水では河川の最高水位はほぼ同じだが降水量はおよそ 1/2 であり、ほとんど沈下は進行しなかった。詳細な表面の沈下量計測は堤体内部空洞や緩み域早期発見の有力な手掛かりになる可能性があることがわかった。

謝辞

本研究では、国土交通省松山河川国道事務所より 2017 年 11 月に MMS で取得した DEM を提供していただいた。記して謝意を表す。

参考文献

松山河川国道事務所(2018): 重信川堤防詳細委員会資料,
<http://www.skr.mlit.go.jp/matsuyam/river/img/teiboutyousaiinkai/dai4/05dai4siryou.pdf>

出水時における河川堤防内の浸透挙動の計測事例

河川堤防 現地計測 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
 岡山大学大学院環境生命科学研究科 学生会員 鳥越友輔
 岡山大学環境理工学部環境デザイン工学科 佐藤亜海
 国土交通省中国地方整備局岡山河川事務所 今岡俊和

1. はじめに

河川堤防の浸透に対する安全性を照査するためには、河川水や降雨によって発生する堤防内での浸透挙動を精度良く把握することが重要である。本文では、河川堤防の基盤透水層および堤体内部の浸透挙動を定量的に評価するために、堤防基盤層および堤防盛土層内に複数本の水位観測井戸を、裏のり面表層部分に雨量計を設置して、台風や集中豪雨による出水時における河川堤防内の浸透挙動を計測した事例を報告する。計測された浸透挙動は2次元断面浸透流解析によりシミュレートし、異なる出水イベントにおける堤防内の浸透挙動を比較して、地盤調査によって得られた堤防地盤モデルの妥当性および浸透に対する安全性照査に有用な計測システムの検討を試みる。

表1 対象堤防の土質分類と地盤定数¹⁾

記号	層区分	土質名	代表N値	間隙率(%)	透水係数(cm/s)
B1	堤体盛土層1	まさ土	-	38.0	4.74×10^{-4}
B2	堤体盛土層2	シルト質砂	5	38.5	8.24×10^{-5}
B3	堤体盛土層3	礫質砂	3	38.3	1.18×10^{-2}
B4	堤体盛土層4	シルト混じり砂	5	43.4	1.33×10^{-3}
As	沖積砂質土層	礫質砂	8	42.1	1.10×10^{-2}
Ds	洪積砂質土層	砂礫	26	-	2.56×10^{-3}

2. 対象堤防の状況と浸透挙動の計測方法

対象河川堤防は一級河川小田川（岡山県）の右岸堤防である。本堤防右岸5k400～6k200区間では、堤内地側に広く存在する耕作地において出水時に漏水が多発する地区であり、川裏のり先部分からの漏水発生や川裏側の水田部において、明確な噴砂跡や水田面の変色などが確認されている。右岸5k600付近では堤防川裏側の法尻に石積が存在しており、石積に崩壊・歪み・押出しといった明瞭な変状は見られないが、その隙間からの土砂の流出（濁水流出の痕跡）が確認されている。また、石積には明らかに色調が異なる痕跡があり、出水時にはこの位置まで水が溜まると推定されることから、堤防のり先部分から土粒子の流出や浸透破壊の発生が懸念されている。そこで、計測対象堤防断面として右岸5k600地点を選定した。

地盤調査¹⁾によって推定された土質断面モデルと観測井の設置位置を図1に、土層分類を表1に示す。堤体基礎地盤としては、As層（緩い砂、層厚3～4m程度）とDs層（比較的締った砂および礫、層厚4m以上）が概ね水平に堆積している。H29年4月のボーリング調査時の孔内水位標高は河川水位と同等であった。堤防川裏のり先に存在するB1層は堤内地側の圃場整備事業に伴い施工された層厚0.9m程度の盛土地盤であり、B1層下部には明確な粘土層の存在は確認されていない²⁾。また、B4層は旧堤防盛土であると考えられる。

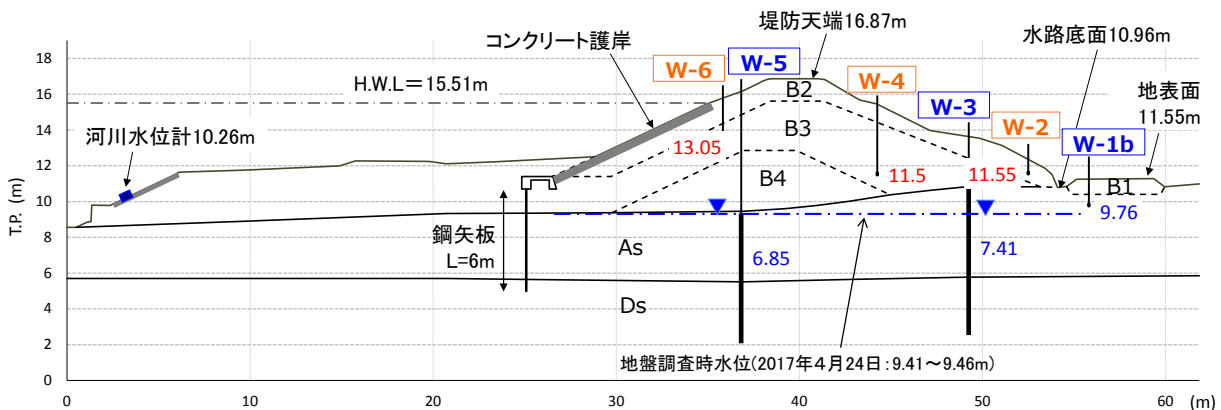


図1 堤防土質断面および観測井の配置（各観測井における数値は水位計の設置深度を示す）

表 2 解析対象とした出水の概要

出水期間	名称	累積降雨量(mm)		最高河川水位(T.P., m)	
		原位置	矢掛観測所 ⁶⁾	計測日時	計測水位
H29年 10月 21日～23日	台風 21号	134.6	120.5	10月 23日 0:40	14.53
H30年 9月 30日～10月 1日	台風 24号	104.4	111.0	9月 30日 23:30	14.79
H30年 7月 5日～7月 8日	集中豪雨	欠測	293.5	7月 6日 2:20	14.25
				7月 7日 0:50	16.25

観測井(W-6,4,2)は堤防内の浸潤線観測を目的として、先端がストレナ加工(直径51mm,長さ50cm)された観測孔³⁾をB3層内の所定深度まで動的貫入試験装置を用いて打設して設置した。同様の観測孔を用いて、観測井(W-1b)をB1層下部のAs層内に設置した。観測井(W-5,3)はボーリング調査孔を利用した観測孔(VP管)であり、堤防基盤透水層の水位観測のためにAs層とDs層の両層を連続したストレナを設置した。河川水位を計測するために、5k600右岸の低水護岸部分に水位観測用のステンレスパイプを設置した。これらの水位計測にはメモリ内蔵型絶対圧水位計⁴⁾を用い、観測孔内に吊り下げ設置した。

各水位データは観測井W-4内に設置した大気圧測定用センサー(バロメータ)により大気圧補正を行って、T.P.(東京湾平均海面)表示した。また、裏のり面中腹付近の地表面上に簡易型転倒降雨量計⁵⁾を設置した。水位計測は10分間隔で、降雨量の計測は30分間隔でH29年6月より継続中である。

3. 出水時に計測された浸透挙動

本堤防において、計測開始後から現時点まで、台風や集中豪雨による出水は4回であり、本文では河川水位の上昇が顕著であった表2に示す3回の出水において計測された浸透挙動について報告する。それぞれの出水における雨量および河川水位と堤防内水位の変動状況を図2～図4に示す。

(1) H29年台風21号およびH30年台風24号

図2, 図3によれば、台風の通過に伴う降雨による河川水位の変動はいずれも1日程度であり、河川水と堤防内の水位は、ともに単調に上昇、降下する状況が計測されている。河川水位と堤防内水位の相関図を図5に示す。

基盤透水層内の水位は河川水位の上昇に応じてタイムラグなく上昇し、その水位上昇量は河川水位がT.P.14mを越えると河川水位の上昇量と一致する傾向が認められた。台風21号では、河川水位がT.P.14.2mを超過すると堤防内B3層には浸潤線が形成された。一方、台風24号では、河川水位はT.P.14.79mまで上昇したが、その上昇過程においては、堤防内に浸潤線は計測されず、河川水位の降下過程において浸潤線が発生した。いずれの台風時においても、基盤透水層や堤防内の水位は河川水位の最高水位時より遅れて最高水位に到達し、それらの水位は河川水位が降下する過程においても上昇する現象が計測された。

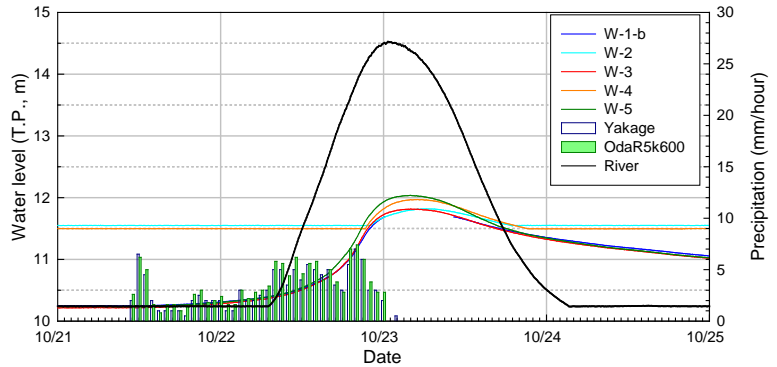


図 2 河川水位と堤防内水位の変動状況 (H29年台風 21号)

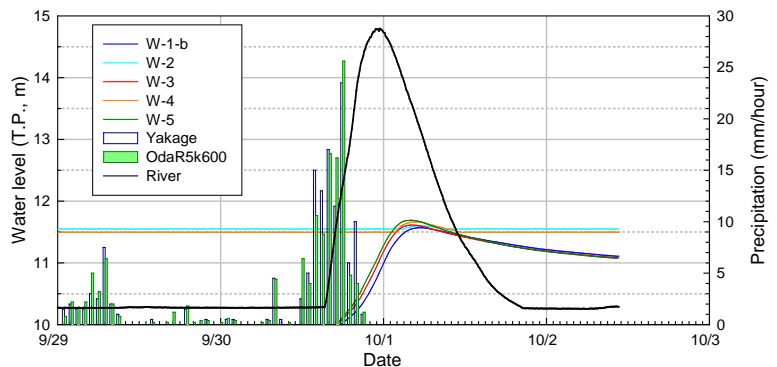


図 3 河川水位と堤防内水位の変動状況 (H30年台風 24号)

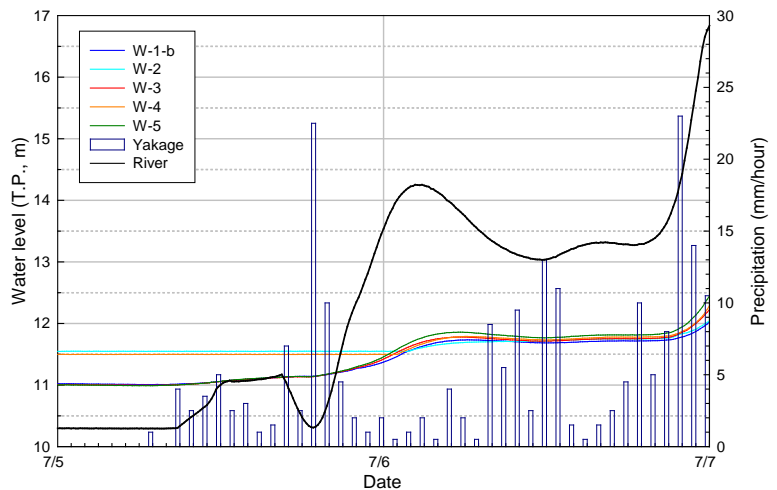


図 4 河川水位と堤防内水位の変動状況 (H30年 7月豪雨)

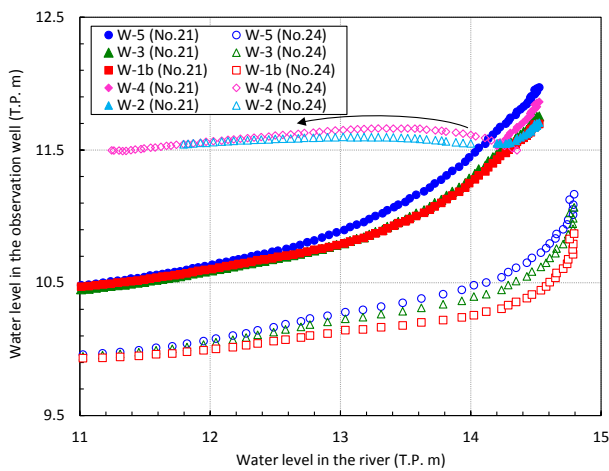


図5 河川水位と観測水位の相関
(H29年台風21号およびH30年台風24号)

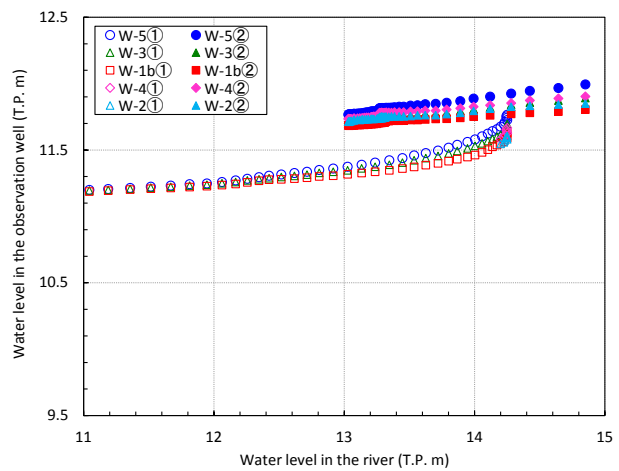


図6 河川水位と観測水位の相関
(H30年7月豪雨)

(2) H30年7月豪雨

図4に示すように、記録的な集中豪雨により5k600地点では河川水位の上昇が2回計測され、2回目の上昇時にH.W.L. (計画高水位; T.P.15.51m) を超過した。このような河川水位上昇により、6k400左岸および3k400左岸においては堤防決壊が発生した。これらの決壊の主たる原因は、河川水位が計画高水位を長時間超過し、堤防を越水した河川水により、堤防川裏のり面が侵食されたことによるものと推定されている⁷⁾。また、小田川右岸4k200付近に合流する真谷川0.5k左岸堤防の決壊⁸⁾ (7月7日0時頃と推測、正確な時刻は不明) により、小田川堤防右岸4k400~6k200区間では内水氾濫も発生したが、5k600右岸堤防は決壊には至らなかった。

河川水位と堤防内水位の相関図を図6に示す。1回目の河川水位上昇時(図6の凡例①)において、基盤透水層や堤防内の水位上昇挙動は前述の台風時と類似した傾向が見られるが、2回目の河川水位上昇時(図6の凡例②)では、河川水位がHWLを超過した後もほぼ単調に水位が上昇する傾向が見られた。

(3) 出水時に共通的な浸透挙動の特徴

前述の出水期間において観測された共通的な浸透挙動の特徴として、以下の3点が考えられる。

- ①表のり面直下のB3層に設置した水位計W-6 (センサー設置深度T.P.13.05m) では、いずれの出水においても水位は計測されておらず、表のり面のH.W.L.より下方に設置されているコンクリート護岸には遮水効果が認められる。基盤透水層内の水位は河川水位に応じて上昇していることから、基盤透水層に打設された鋼矢板(打設長6m)が、基盤透水層や堤防内の水位上昇や浸透流量を抑制する効果は小さいと思われる。また、B3層に発生した水位は基盤透水層内の水位とほぼ等しい。これらのことから、堤防内の浸潤線は基盤透水層内の水位上昇によって発生すると思われる。
- ②河川水位がH.W.L.に達すると、B3層内にT.P.12m程度の水位面が発生し、裏のり先部分からの漏水発生が懸念される。
- ③H29年台風21号やH30年7月豪雨時にはB1層直下のAs層内の水位はB1層地表面 (T.P.11.55m) よりも高くなっており、基盤漏水(噴砂)が発生したと思われる。

4. 浸透流解析による出水時の浸透挙動の再現

断面2次元浸透流解析⁹⁾を用いて、出水時に計測された浸透挙動の再現を試みた。解析領域は図1に示す堤防断面について、表1に示す地盤定数を用いて行った。境界条件は、堤防裏のり面を降雨浸透境界とし、原位置で計測された降雨量(H30年7月豪雨時は矢掛観測所データを使用)を与え、堤防表のり面および基盤透水層部分は水位変動境界として、計測された河川水位を与えた。なお、コンクリート護岸および鋼矢板は不透水境界とした。H29年台風21号とH30年7月豪雨における堤防内水位の数値解析例を図7、図8に示した。水位計測値と数値解析値は概ね等しい傾向を示しており、出水時に生じる浸透挙動の特徴は再現できていると思われるが、水位変動量には差異が認められ、浸透挙動を十分に再現できていない。そのため、出水時に生じる浸透挙動を再現できる堤防モデルを構築するためには、堤防の土質構成や浸透特性値の評価、初期条件や境界条件の設定などについてのさらな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照査においては、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、対象堤防における河川水位と降雨浸透量の原位置計測や堤防基盤層および堤防盛土層内水位の連続的なモニタリングを行い、出水時における河川堤防内の浸透挙動を評価する必要がある。出水時に発生した外力(河川水位、降雨浸透量)と堤防内の浸透挙動(降雨浸透による土中水分量動態、浸潤線の形成、のり先部分での動水勾配の変化など)との相関性を把握することは、出水前後での目視点検項目の選定など堤防の維持管理に有用であると思われる。今後は浸透流解析による感度解析を行い、堤防の横断面および縦断面での計測地点の選定について検討を行う予定である。

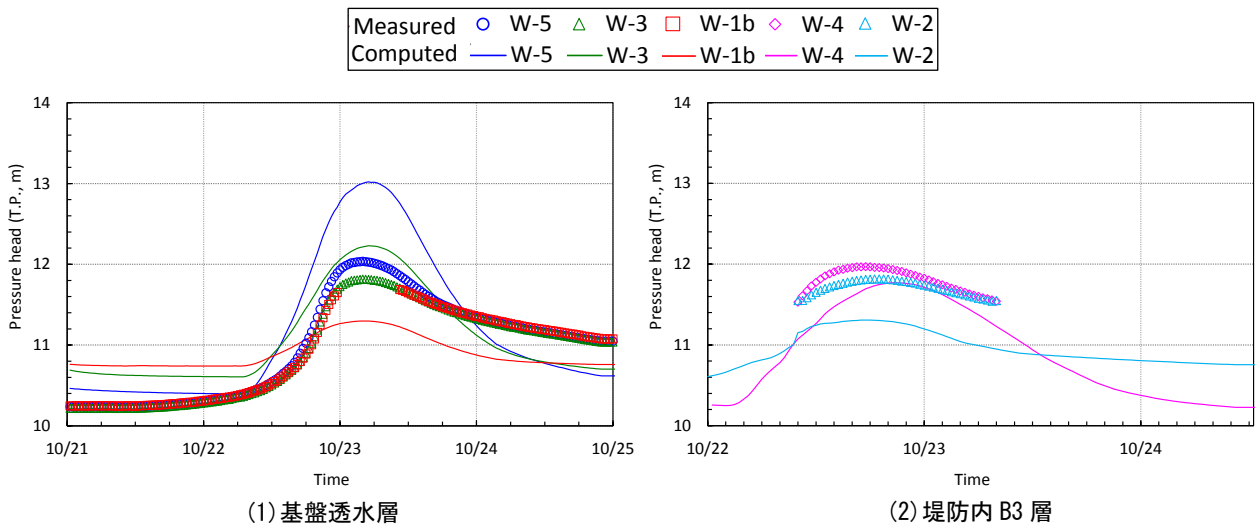


図7 水位計測値と数値解析値の比較 (H29 年台風 21 号)

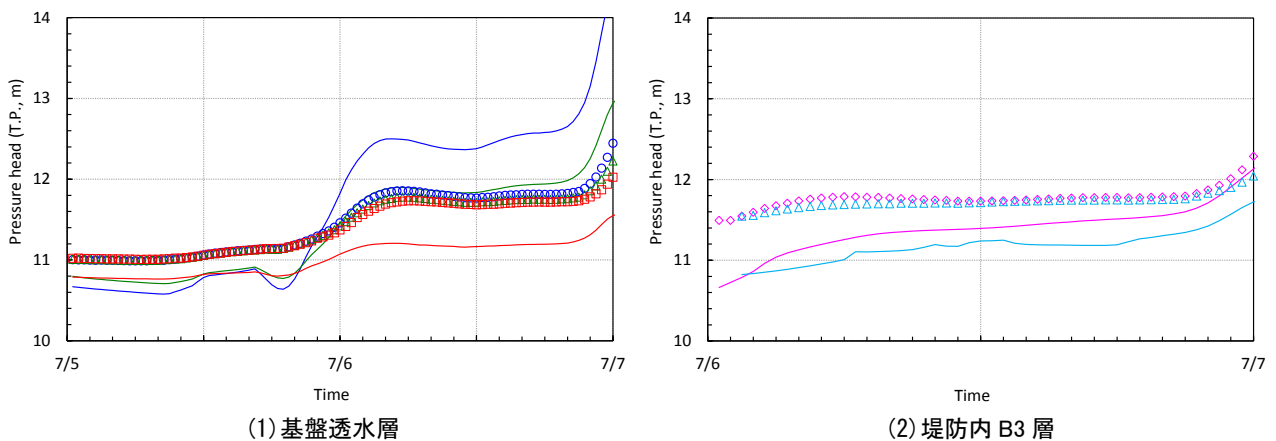


図8 水位計測値と数値解析値の比較 (H30 年7 月豪雨)

謝辞 本研究は国土交通省中国地方整備局岡山河川事務所による受託研究費（平成29～30年度）の助成を受けて実施しました。復建調査設計（株）上熊秀保氏、岡山地下水調査（有）西村 輝氏より河川堤防調査に関する助言をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) (株) エイト日本技術開発：平成28年度高梁川改修設計業務報告書，第11編 服部箇所地質調査，2017.
- 2) (株) エイト日本技術開発：平成29年度吉井川・高梁川改修測量設計業務報告書，第6編 服部箇所地質調査，2018.
- 3) 復建調査設計（株）：打ち込み式現場透水試験（特願2015-34106号），2017.
- 4) 応用地質（株）：S&DL mini MODEL-4800 取扱説明書，Rev.11，2016.
- 5) Delta-T Devices Ltd.：User Manual for the Raingauge type RG2, Ver. RG2-UM-1.1, 2003.
- 6) 気象庁 HP：過去の気象データ検索，岡山県矢掛.
- 7) 国土交通省中国地方整備局：第4回高梁川水系小田川堤防調査委員会，資料-1-1 被災要因の分析（小田川），
<http://www.cgr.mlit.go.jp/emergency/odagawateibochoa.htm>，2018.
- 8) 国土交通省中国地方整備局：第4回高梁川水系小田川堤防調査委員会，資料-1-2 被災要因の分析（末政川，高馬川，真谷川），
<http://www.cgr.mlit.go.jp/emergency/odagawateibochoa.htm>，2018.
- 9) Rassam, D., Simunek, J. and van Genuchten M. Th.: Modelling Variably saturated flow with HYDRUS-2D, International Ground-water Modeling Center, 2003.

河川を横断する落差工周囲の河川流と浸透流の相互作用

河川構造物 落差工 護床工 浸透流 跳水

長岡技術科学大学環境社会基盤工学 正会員 ○細山田 得三
長岡技術科学大学環境社会基盤工学 正会員 楊 宏選
長岡技術科学大学環境社会基盤工学 正会員 福元 豊
長岡技術科学大学環境社会基盤工学 正会員 大塚 悟

1. はじめに

治水・利水・環境を対象とする河川行政を適正に執行するためには河道の維持が最重要項目の1つと考えられる。河床勾配が大きい我が国では、上下流における河川水のエネルギーの差が大きい。そのため、河川計画において河道維持を目的としてエネルギーを消散させるための落差工が設置されることが多い。落差工本体とその周辺の護床ブロックを含む河床構造物の総合的な維持管理が河川工学上重要な課題となっている。河床構造物の安定性を照査するために移動床の実験や構造物が受ける流体力の評価法に関する研究が河川工学・水工学の分野で数多く行われてきた。具体的には、**1)**構造物下流部に生じる局所洗掘に関してその形状や最大洗掘深あるいはその時間変化を土砂粒度構成、摩擦速度や跳水等の水理量等の時間変化を用いて説明する研究¹⁾、**2)**護床工下部の河床材抜け出しおよびパイピング対策に関する実験的研究²⁾、**3)**水没粗度群やブロックの配置を考慮した流れの変化と河床やブロックの変動に関する研究³⁾、などが挙げられるが、いずれも基本的には河川流による流体力を中心とした研究となっている。落差工や護床工ブロックの沈下は、地盤内部の細粒成分を含む土砂の流出による支持力喪失の結果と考えられる。地盤中の浸透流と土砂流出はある程度長時間におよぶ微細な量を検出する必要があるため、室内実験における計測には限界があり、その細部を明らかにすることは容易ではない。一方、浸透流と土砂流出は、両者を関連づける物理モデルが確立していれば数値計算によって評価することが可能である。数値計算技法は計算環境の低廉化・高度化に伴い目覚ましく進展している。水工学の分野ではVOF法を駆使して自由水面を有する跳水の数値計算は多くの研究で実証されている。それにダルシー則を連成させれば非線形・非定常の浸透流も同時に解けると考えられる。また、地盤工学の分野では格子ボルツマン法(LBM法)と個別要素法(DEM法)を連成させることによって地盤骨格中の細粒土砂の動きを計算することが可能となってきた⁴⁾。これらの解析技法が実際の河川構造物の安定性評価にどの程度適用可能か検討が進められていくものと思われる。

本研究は、河川工学と地盤工学の知見を背景とした新しい水・地盤連成解析技術を河床構造物の安定性評価にどの程度適用可能かを確認するために数値計算を主体とした基礎的な研究を実施した。研究対象は断面2次元であり、上流から流入した河川流が落差工から越流して下流の水叩きに落水し、その後、高速流を生じて下流し、跳水を生じる一連の流れを再現した。一方、落差工や護床ブロック下部の地盤内部を流れる浸透流の計算を行い、河床構造物に作用する流体力および地盤中の土砂流出の特性について基礎的な検討を行った。

2. 数値計算および室内実験の概要

数値計算および実験は、跳水と浸透流全般を流体力学的に解く大領域と、地盤骨格中の細粒土砂の移動を粒子法で解く小領域に分けてそれぞれ行われた。大領域の計算の対象は室内実験用の断面2次元循環水槽(10×0.6×0.4m)であり、移動床として飽和砂地盤を作成し、その上に落差工、その下流部に護床ブロックを設置した。護床ブロックは横断方向(奥行方向)に複数個並ぶためこの部分だけ実験としては3次元性有することになるが、それ以外の条件はすべて横断方向に一樣であり、断面2次元となっている(図-1)。小領域の計算対象は小型の亚克力容器(60×150×150mm)に珪砂(厚さ60mm)と護床工ブロック(40×50×40mm)を設置したものであり、チューブポンプで一定量の水を循環させ砂地盤の内部の浸透破壊と細粒成分の移動が観察できる。

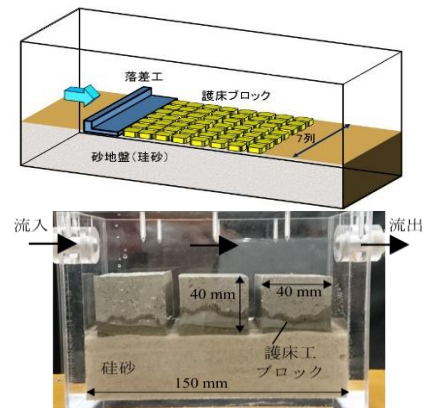


図-1 実験対象の水槽

上段：大領域(循環水槽水理実験)
下段：小領域(地盤実験)

2-1 大領域に対応した数値モデル(跳水・浸透流)

大領域の河川流に適用した数値モデルは、近年、オープンソースの流体計算プログラムとして利用されているOpenFoamであり、有限体積法による非圧縮性気液二相流モデルを基本としている。このプログラムにおいて落水や跳水を表現するための自由液面変動の取り扱いには表面張力項まで含めたVOF(Volume of Fluid)法⁴⁾であり、乱流成分は標準

k-ε モデルが採用されている。また、地盤内部の浸透流は多孔質物体中の流れを扱う Darcy-Forchheimer 則によって構成されており、OpenFoam の機能を用いて河川流のモデルに追加することで河川流と浸透流の連成が可能となる。

浸透流計の計算には Darcy-Forchheimer 則による浸透流の基礎式に間隙率と浸透流による抵抗項を追加して、以下に示した非定常非線形の浸透流運動方程式を用いて計算した。

$$\frac{\partial(\gamma\rho\vec{U})}{\partial t} + \nabla \cdot (\gamma\rho\vec{U}\vec{U}) - \nabla \cdot (\gamma\mathbf{T}) = -\gamma\nabla p + \gamma\rho\vec{g} + \gamma\vec{F}_\sigma - \left(\frac{\gamma^2\mu}{D}\vec{U} + \frac{\gamma^3F}{2}\rho|\vec{U}|\vec{U} \right) \quad (1)$$

ここで γ は間隙率、 F は Forchheimer 係数、 $1/D$ はダルシー係数、 D は透過度 (permeability, 単位[m²]) である。実際の計算において、式(1)を空隙率の定数 γ で除して右辺の第 4 項だけに γ が含まれる方程式で計算した。

2-2 小領域数値モデル (細粒成分移動)

河床地盤の浸透破壊現象を計算するため、粒子-流体連成の直接計算手法の開発と高度化(土粒子-浸透流連成シミュレータ)を行った^{5),6)}。土粒子は DEM(Discrete Element Method)、浸透流は LBM(Lattice Boltzmann Method)で解き、両者を連成して土粒子と浸透流の相互作用を並列化によって高速に計算した。具体的には a)浸透流、b)浸透流と土粒子の相互作用、c)土粒子の運動の3つの過程で構成され、その詳細について福元ら^{5),6)}に詳細に解説されている、以下の a)~c)にその概要を述べる。

a) 浸透流の計算

LBM は NS 方程式に対する離散化手法の 1 つで、直交格子上に配置した各方向 (例えば、45°ずつ 1 周 360°を区切った 8 方向と速度 0 で 9 方向) の速度成分 (=1 or 0) とそれらの方向に対応した重み関数(確率分布関数 \mathbf{f})との積の全方向の総和が単位体積あたり運動量輸送 $\rho\mathbf{u}$ であり、 \mathbf{f} の全方向の総和が流体の密度となる。この \mathbf{f} の各格子点での値の時間変化を追跡することが浸透流の流れ場の数値計算に相当する。 \mathbf{f} の時間発展は移流過程と流体の衝突による緩和過程および体積力等の外力作用による変化である。衝突による緩和過程は乱流による混合と類似するものであり、乱流モデルの 1 つである LES(Large Eddy Simulation)が導入されている。

b) 浸透流と土粒子の相互作用の計算

粒子-流体の連成計算を実現するため、移動する固液境界面の取り扱いと固体と流体の相互作用力を算出する必要がある。固体内部または固液境界面に位置する格子点における確率分布関数 \mathbf{f} を、その格子点が占める固体領域の体積分率と固体の移動速度に応じて再配分する。これは Noble and Torczynski の方法 (あるいは PS(Partially Saturated)モデル) と称され、詳細は福元ら⁵⁾に記述されているが、 \mathbf{f} の発展方程式の衝突項に修正が加わる。

c) 土粒子の運動に対する計算方法

土粒子の運動と土粒子間の接触則等は、標準的な DEM の方法に従うものとする。DEM では地盤骨格内部の土粒子 1 つ 1 つを剛体球と考えて並進運動と回転運動を時間積分してその変化を追跡するが、その粒子に作用する外力およびトルクとして粒子どうしの接触および浸透流による圧力等の流体力が考慮されている。なお、LBM による浸透流計算にも移動している土粒子や土粒子骨格から受ける力が衝突項として評価されており、これらを総合的に計算することによって、浸透流と土粒子の細粒成分の運動の計算が完結する。

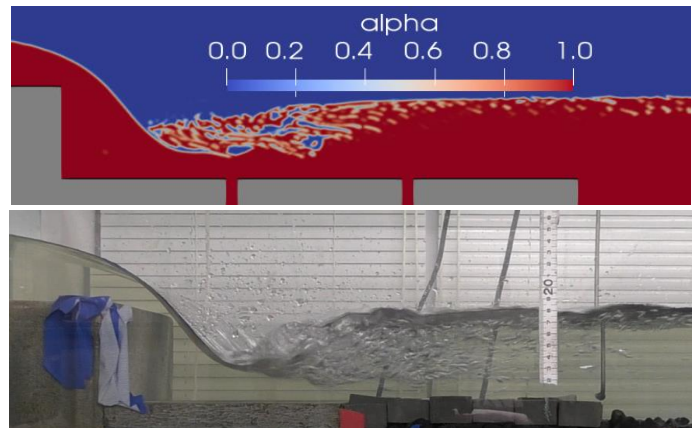


図-2 計算と実験による落水後の跳水の状況比較

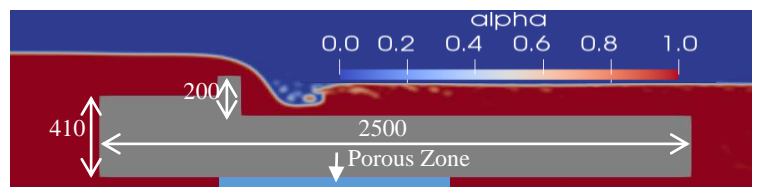


図-3 数値実験による跳水と透水試験 (単位: mm)

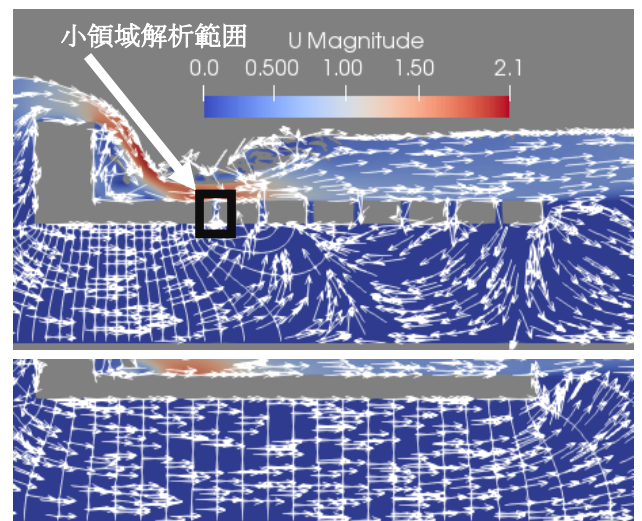


図-4 落差工及び護床ブロック周辺の流速ベクトルと等ポテンシャル線
黒いボックスは小領域解析対象範囲

3. 結果と考察

(1) 大領域 (跳水・浸透流)

本研究での大領域の計算は、実験水路の地盤形状全体に対応したものと（タイプ A）、落差工周辺に限定した落水に注目した領域（タイプ B）である。水路の奥行きは 40cm であるが、奥行き方向を 1 格子とした 3 次元、すなわち 2 次元に限定している。護床工ブロックに見立てられるブロックの長さは 30,10,6 cm の 3 種類を用いた。ブロックの数は 6 cm と 10 cm の場合に 7~9 個、30 cm の場合に 2~4 個設置した。時間ステップは 0.001s 固定、格子サイズは大きさの異なる 3 パターン（10, 5, 2.5 mm）を用いて、計算結果に有意の差がないことを確認した。計算時間(CPU, Intel® Xeon® Gold 6142)は同一条件に対して、格子サイズ 10, 5, 2.5 mm でそれぞれ 1 時間強、1 日弱、3 週間程度であった。格子サイズを半分にするると計算時間は約 18 倍になるので、計算時間は格子総数のおよそ 2 乗に比例すると推測される。

図-2 に流量 30L/s のケースで計算された水位変動(OpenFoam α 値)と実験の写真を示す。数値計算は跳水を概ね再現している。ただ、計算された水面形状が実験よりもやや平滑化されている。実験が 5m ほどの導流区間と整流フィルタを設けたにも関わらず上流水深の微小変動が除けず、その影響による違いと考えられる。

浸透流計算の検証は工夫が必要である。間隙率と透過度は実験でも正確に計測できず、現場状況によって変わり、ばらつきの大きい数値である。また、実験でも位置や時間で変動する浸透流速を正確に測定することは不可能と思われる。そこで、本研究は実験と比較せずに、数値計算は従来のダルシー則を正しく再現できるか、数値実験による透水試験を行った。その仕組みは図-3 に示されている。地盤中に長さ 100 cm、高さ 5 cm の透水層を設け、間隙率を透過度で除した係数(γ/D)を $2.5 \times 10^{-6} \text{ cm}^2$ として、堰を越流する跳水和透水層を通過する浸透流の計算を同時に進めて、計算で得られた透水層区間の流速 v と圧力勾配をダルシーの法則 $v = -ki$ に代入して透水係数を逆算すると $k=0.25 \text{ cm/s}$ であった。これは (γ/D)に($\rho g/\mu$)をかけて、速度の次元を持つ透水係数と一致する。以上より、本モデルは跳水の計算に Darcy-Forchheimer 則を正しく導入できたと判断した。

図-4 に流量=30L/s、 $\gamma/D=2.5 \times 10^{-6} \text{ cm}^2$ 時の流速ベクトルと等ポテンシャル線を示す。浸透流と跳水の流速ベクトルを同じ図面に示すために、矢印が流向を、背景色が流速の大きさを表すように工夫されている。(a)と(b)の計算条件の違いはブロック間の隙間の有無だけである。(a)に下流端ブロックの下に上流に向かう浸透流が見られるのに対し、(b)の浸透流はすべて下流向きである。動水勾配は、隙間がない場合にブロック下の透水層中でほぼ均等に分布するが、隙間があると堰本体の下に集中することが見て取れる。図-4 のブロック長は 10 cm であるが、30 cm でも同様な特徴を示す。動水勾配と土砂流出ルートを総合的に見て、土砂流出は水叩き先端の隙間で最も起こりやすいと考えられる。

本研究で構成した数値計算は非定常に対応しており、時間的に変化する流入流量に対する護床ブロックに作用する流体力（圧力とせん断力）のモニタリングを行った。図-5 にブロック長が 30 cm の場合に、落差工の水叩き直下流のブロックが受ける水平と鉛直方向の流体力 F_x, F_y の時系列を示す。変動流量は 30L/s から振幅 60L/s で $0 \sim \pi[\text{rad}]$ まで変化する正弦波で与えた。流体力はブロック表面格子の圧力と粘性摩擦力を積分して求められる。図-7 で流体力の増減は流量の変化に同期していないが、流量の変化パターン（周期・振幅）を変えれば同期するケースもあった。これは、跳水状態および跳水位置の変化による影響が大きい。定流量であれば流量が大きいほど跳水位置が下流に移動するが、可変流量の場合に上流流量と下流水位の変化に時間のずれがあり、跳水がより複雑になり、跳水位置の移動は流量の増減に必ずしも同期しない。

(2) 小領域（細骨材移動）

前項で述べた土粒子-浸透流連成シミュレータによる数値解析が対象とした範囲は、図-4 内部の黒いボックスで示される、護床ブロック間の溝を含む $100 \times 160 \text{ mm}$ の領域で、大領域の解析範囲の一部をそのままの寸法で切り取った。流体計算に用いる格子幅は $\delta x = 1 \times 10^{-4} \text{ m}$ 、解析領域は $1000 \times 1600 \delta x$ である。時間ステップ δt の値は、 $1 \times 10^{-5} \text{ s}$ とした。砂地盤を構成する土粒子の大きさは平均粒径 $50 \mu\text{m}$ で、粒子数は約 2 万個である。土粒子の初期配置は重力パッキングにより作成した。また、護床ブロックは固定とした。流体計算の境界条件は、護床ブロック下の河床地盤において上下方向の圧力差に起因する浸透破壊（ポイリング）が生じると仮定し、左右の境界を slip 境界条件、上下の境界を一定圧力境界条件とした。模型実験と異なる点があるが、大領域の計算で得られた圧力の値を時間変動まで含めて引き継いだ検討を今後行うために、以上のような解析条件を設定した。

図-6 には、圧力差の条件に応じた河床地盤の浸透破壊の様子を捉えることができた 3 つの解析ケースを示した。図-6 の上段は、解析開始から充分な時間が経過したある時間での解析領域全体のスナップショットである。図-6 の下段の応

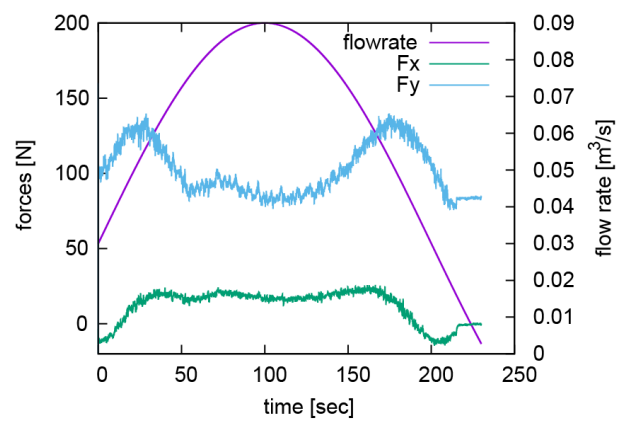


図-5 可変流量時にブロックの受ける流体力

力状態は応力鎖の図で、河床地盤を構成する土粒子の重心間をその太さが接触法線方向力と比例関係にある青色の線で結んでいる。図-6において、400Paは大領域で計算された上下方向の圧力差から静水圧分を差し引いた値である。圧力条件を徐々に変えると地盤の応力状態が変わる。とくに、圧力差700Pa（水柱高さ7cm相当）の場合はブロック間の溝に土粒子が持ち上がったボイレイング発生の状態であることが確認される。また、応力差の図からは地盤内に土粒子間の接触が失われた領域が多数生じており、ブロックに対する地盤の支持力が損なわれていることが推察される。

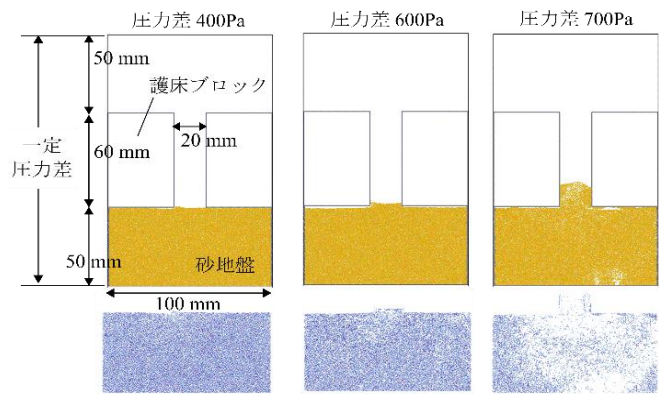


図-6 スナップショットと河床地盤の応力状態の様子

考察及び結論

河川構造物の破壊原因と形態は様々であると思われるが、本研究は水工学と地盤工学の解析手法を連携して、落差工周辺の河川構造物の安定性評価を試みた。流体力と地盤浸透破壊の視点からみて浸透破壊に対する安定性はこの手法で評価できると考えられる。

なお、解析は静的安定性を評価しているのに対し、実験では徐々にブロックと地盤が破壊していくので地盤定数などが時々刻々変化していく動的な問題と思われる。静的安定性を失う閾値を動的に状況が変化していく実験から正確には求められない。また、水理現象と地盤現象（浸透流）の現象の進行する速度や時定数にも大きな違いがあり、解決を困難にしている。しかし、図-7の大領域での実験結果に示されるように、水叩き先端区間でブロックが沈没していて、数値解析で得られた水叩き先端部が最も土砂が流出しやすい結果と定性的に一致している。一方、図-8の小領域での模型実験でもブロックの沈下が確認されており、実験と数値解析の定量的な比較が今後の課題である。



図-7 陥没する水叩き先端（大領域の模型実験）

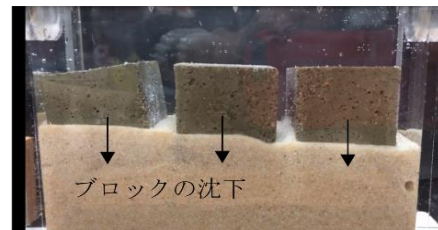


図-8 沈下する護床工ブロック（小領域の模型実験）

流体現象と地盤・構造物の変状の時間・空間スケールの違いなどの困難もあり、流体（大領域）と地盤（小領域）の現象について十分な連携が得られていない。そのため現段階でまだ定量的に構造物の安定性を評価できないが、室内実験と数値計算の高度化をすすめれば、定量的な安定性評価に到達する期待している。現時点では具体的な現場が設定されていないが、数値計算の妥当性が評価できれば国総研と連携して現場への数値モデルの適用を進めていきたい。

謝辞：本研究は平成 29 年度河川砂防技術研究開発（国土交通省）「落差工周辺の河床構造物の安定性評価のための水・地盤連成解析手法の高度化」（代表：大塚悟）の支援を受けた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 神田佳一, 村本嘉雄, 藤田裕一郎: 護床工下流部における洗掘過程の数値解析, 水工学論文集, 第 37 巻, pp.657-662, 1993.
- 2) 川口広司, 諏訪義雄, 高田保彦, 末次忠司: 護床工下の河床材料の抜け出し及び下流跳水の非正常性と護床工の応答特性, 河川技術論文集, 第 8 巻, pp.243-248, 2002.
- 3) 内田龍彦, 福岡捷二, 渡邊明英: 床止め工下流部の局所洗掘の数値解析モデルの開発, 土木学会論文集, No.768/II-68, pp.45-54, 2004.
- 4) Brackbill, J. U., Kothe, D. B. and Zemach, C.: A Continuum Method for Modeling Surface Tension, J. Comput. Phys., 100:335-354, 1992.
- 5) 福元豊, 大塚悟: 浸透流と土粒子の直接数値計算のための PS-MRT Lattice Boltzmann モデル, 土木学会論文集 A2, 第 72 巻, No.2, pp.I_335-I_343, 2016.
- 6) Fukumoto Y. and Ohtsuka S.: 3-D direct numerical model for failure of non-cohesive granular soils with upward seepage flow, Computational Particle Mechanics, pp.1-12, 2017.

拘束圧の変化と飽和条件が透水係数へ与える影響に関する一考察

透水係数 拘束圧 飽和条件

(国研) 土木研究所 正会員 ○佐々木 亨
 " 国際会員 石原 雅規
 " 国際会員 佐々木 哲也

1. はじめに

河川堤防の安全性照査では、降雨と河川水位を外力として与え、非定常浸透流解析によって堤体の浸潤挙動も含めて評価している。しかし、秋場ら¹⁾による既往の大型模型浸透実験結果に対する解析では、降雨浸透により形成される浸潤線は解析結果が実験結果を大きく上回る結果となった。降雨浸透に関する実験結果と解析結果が一致しない原因としては、透水係数の異方性や不飽和土の浸透特性などの影響が考えられるが、現状では明らかとなっていない。そのため、筆者らは様々な観点から降雨浸透による堤体内水位挙動について研究を行っている(例えば、²⁾)。本研究では、拘束圧の変化が土の透水係数に与える影響に着目し、三軸圧縮試験機を用いて、拘束圧を段階的に変化させながら透水試験を行った。ここでは、試験により得られた結果から拘束圧の変化と透水係数の関係、および飽和度の違いが透水係数に与える影響について報告する。

2. 試験概要

図1に三軸圧縮試験機を用いた透水試験(以下、三軸透水試験)の概要図³⁾を、図2に試験に用いた試料の粒度分布を、表1にケースごとの試験条件を示す。試験に用いた供試体はΦ50mm×H100mmの大きさで、既往の大型模型浸透実験⁴⁾と同様の材料を用い、締固め度86%、含水比18%で作製した。

供試体の飽和手順については、Case1では供試体をセットした後、炭酸ガスで供試体内の空気を置換し、負圧をかけた上で通水することで飽和した。一方、Case2では炭酸ガスによる置換及び負圧を作用させることはせず、通水のみで飽和させた。供試体の飽和度を評価する指標の1つであるB値はCase1で0.98、Case2で0.16であり、Case2ではほぼ飽和されていないことがわかる。

飽和作業終了後、まず、200kN/m²の背圧を作用させた状態で、拘束圧30kN/m²で60分間圧密した。圧密が終了した後、3cm(動水勾配0.3)の水位差を作用させて流量が一定となった時点で、流量を30分から3時間程度の時間で計測して透水係数を算出した。この作業を、表2に示す拘束圧ごとに3回行った。透水係数を計測する時間間隔は、流量に応じて設定した。

Case1については拘束圧載荷時と除荷時で透水係数にどのような違いがあるか確認するために、拘束圧を30kN/m²から400kN/m²まで増加させた後、同じように400kN/m²から30kN/m²まで減少させて試験を行った。

また、後述するように、Case2では拘束圧を上昇させると、透水量が著しく低下する現象が生じたため、20倍の動水勾配をかけて空気抜きを行った後に透水係数を計測している。

本研究では、同様の条件(材料・密度・含水比)で作製した供試体を用いて定水位透水試験も行っている。定水位透水試験では、供試体を浸水させることで飽和し、試験を行った。このときの透水係数は、 6.1×10^{-6} m/sであった。

3. 試験結果

図3に両ケースの透水係数と拘束圧の関係を示す。Case1に着

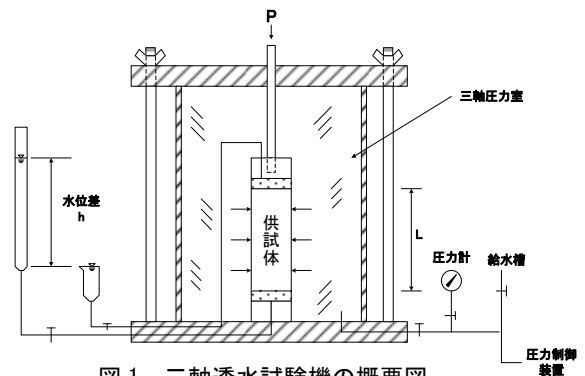


図1 三軸透水試験機の概要図

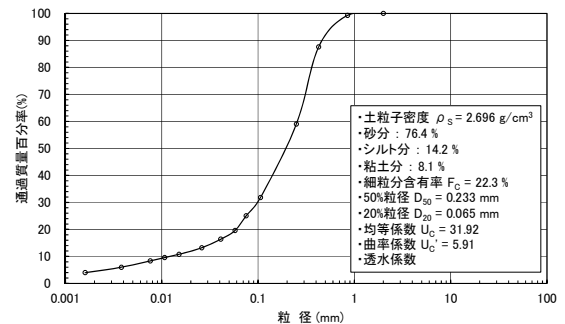


図2 粒度分布

表1 供試体の試験条件

		Case1	Case2
作成時	供試体直径(cm)	5	
	高さ(cm)	10	
	乾燥密度(g/cm ³)	1.456	
	含水比	13.9	13
	間隙比	0.844	0.851
試験時	締固め度	86.4	86
	初期飽和度	44.5	41.2
試験時	飽和方法	炭酸置換 負圧	通水のみ
	B値	0.98	0.16
試験前	乾燥密度(g/cm ³)	1.457	1.463
	間隙比	0.842	0.851
	締固め度	86.1	86.5

表2 試験ステップ一覧

試験ステップ	
Case1	30 → 60 → 100 → 200 → 400 → 200 → 100 → 60 → 30
Case2	30 → 100 → 200 → 400

目すると拘束圧が大きくなるにつれて徐々に透水係数が低下しており、拘束圧 30kN/m² (載荷時) 時点の透水係数は 3.66×10^{-5} m/s、拘束圧 400kN/m² 時点の透水係数は 9.56×10^{-5} m/s であった。また、載荷時と除荷時の透水係数を比較すると除荷時の透水係数の方が低くなっている。次に、Case2 に着目すると、拘束圧を増加させていくにつれて透水係数が大幅に低下している。拘束圧 30 kN/m² の時点の透水係数は 9.35×10^{-6} m/s、拘束圧 400kN/m² の時点の透水係数は 2.56×10^{-7} m/s であり、200 倍近く透水係数が低下する結果となった。Case1 と Case2 を比較すると、同じ拘束圧時点の透水係数は Case2 の方が小さく、拘束圧が大きいほどその差は大きくなる。

4. 拘束圧の変化と透水係数の関係に関する考察

図 4 に示す透水係数と間隙比の関係から、間隙比が小さくなると透水係数が低下しているのがわかる。これは、圧密によって間隙が減少したことが原因の 1 つであると考えられる。しかし、同じ間隙比でも飽和度の異なる Case1 と Case2 では透水係数に大きな差があり、間隙比変化に対する透水係数の変化にもさがある。また、透水係数と間隙比の関係として代表的な、 $k \propto e^3 / (1+e)^3$ と比べても、今回の試験結果は両ケースとも、間隙比の変化に対して、変化が大きい(図 4 の破線は、拘束圧 30kN/m² 時点を基準に、 $e^3 / (1+e)$ に比例した場合の変化を示す)。これらのことから、透水係数は拘束圧が大きいほど小さくなるが、その変化は、間隙比の変化だけでなく、飽和度や粒度等、他の影響を受けていることが考えられる。

5. 飽和条件と透水係数に関する考察

両ケースとも供試体の作成条件は同じであり、異なるのは供試体の飽和度のみである。ここでは、飽和度の違いによる影響について考察する。

ここで、図 5 に Case2 の拘束圧 100kN/m² 時点の経時的な透水量の推移を示す。Case2 では拘束圧を増加させると、水が流れない目詰まりのような現象が生じた。そのため、Case2 では一時的に水位差を 60cm (動水勾配 6.0) まで一気に上昇させ、通水していることを確認した後、水位差を 3cm まで低下させて、流量が一定になったことを確認してから透水係数の計測を行った。目詰まりのような現象が生じた原因は、間隙内に介在する空気が、圧密によって間隙が狭まることに伴って詰まり、水みちを塞いでいることが考えられるが、それだけで説明できる現象であるかは不明である。しかしながら、今回のように大きい動水勾配を与え、空気抜きのようなことを行わない場合、より透水係数が低下する(図 5 における 300 - 1150s) ことが予想される。これらのことから、Case2 の透水係数が、Case1 に比べて大幅に小さくなった要因は、飽和度が低く、間隙内に介在する空気が多かったためと考えられる。

6. まとめ

本研究では、拘束圧の変化が透水係数に与える影響に着目し、三軸透水試験機を用いて、拘束圧を段階的に変化させながら透水試験を行った。段階的に拘束圧を大きくしていくと、透水係数は低下し、同様の密度で作製した地盤の透水係数は、拘束圧の増加に対して、飽和度が低い方が大きく低下することがわかった。このことから、拘束圧を受ける地盤の透水係数は、圧密による間隙比の変化と飽和度の違いによる複合的な影響を受けていると考えられる。しかしながら、飽和度の高い Case1 でも代表的な間隙と透水係数の関係に対して変化していることから、透水係数の変化には、間隙比の変化と飽和度の影響だけで説明できない部分もあり、今後は粒度等の影響も含めて検討を進めていく必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 秋葉ら：大型実験の降雨・河川水上昇による堤体内浸透挙動に関する研究，第 72 回年次学術講演会，2017.9
- 2) 富澤ら：大型模型を用いた降雨実験による堤体内浸透挙動の検証，第 73 回年次学術講演会，2018.8
- 3) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 - 二分冊の 1 -
- 4) 東ら：河川堤防のり面の進行性破壊に関する大型模型実験，第 72 回年次学術講演会，2017.9

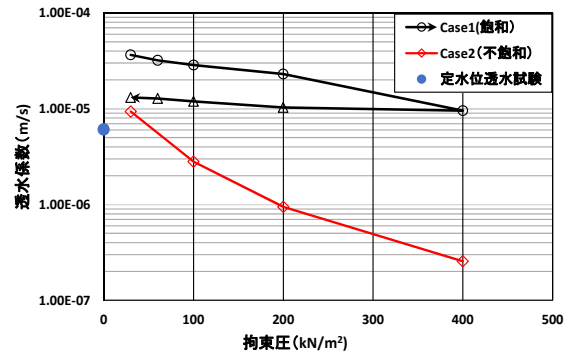


図 3 拘束圧に対する透水係

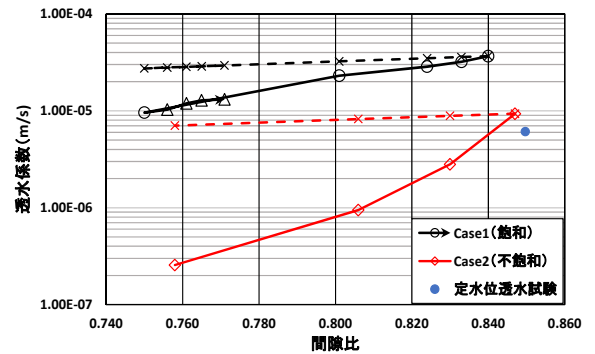


図 4 間隙比と透水係数の関係

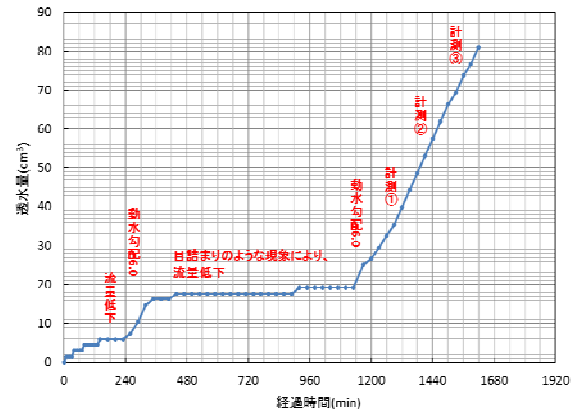


図 5 Case2 100kN/m² 時点の透水量の推移

堤防前面河岸に土丹が露出する帯工袖部に設置された 袋詰玉石工による侵食対策の効果検討

袋詰玉石工 固液混相流解析 土丹保護 河川構造物

中央大学研究開発機構

○福田朝生

中央大学研究開発機構

福岡捷二

国土交通省関東地方整備局京浜河川事務所 澁谷慎一

1 序論

河川堤防の侵食対策は、その前面河岸の侵食対策とともに一体的に考えることが基本である。しかしながら、河床が低下し、石礫消失が顕著で土丹が露出した河川では河岸侵食対策が容易ではない。河岸の侵食対策には一般的にコンクリート護岸が用いられるが、硬いコンクリート護岸等で土丹を保護すると、コンクリートは変形出来ないため土丹との隙間を埋めることができず、護岸と土丹の間が空洞化し護岸、ひいては堤防を破壊してしまう懸念が生ずる。一方、屈撓性材料である袋詰玉石工は、袋詰玉石工と河岸との間に多少侵食が生じて、侵食地形に応じて変形できるため、河川構造物の保護工として期待が持てる工法である。このような利点を有する袋詰玉石工は、土丹が露出する河岸の侵食対策として有効な工法と考えられるが、洪水中流出しやすい等、適切な施工が難しい欠点を有する。

図-1には、本研究で対象とする多摩川44.7k付近の土丹の露出状況と帯工袖部に設置された袋詰玉石工(上段)、平成29年10月洪水によって流出した後の土丹上の袋詰玉石工の状況(下段)を示している。多摩川では、帯工袖部や低水路河岸の土丹保護対策の一つとして、図-1に示す地点では土丹侵食が激しい帯工袖部や低水路河岸を守るために袋詰玉石工が設置されている。しかし、平成29年10月洪水で、特に帯工下流部の袋詰玉石工の多くは20m近く移動してしまった。

図-2には、移動した袋詰玉石工の近景を示す。袋詰玉石工は設置時には平面的に丸い形状をしているが、流出後は、流れの抵抗を受けやすい形状に内部の石が動き、大きく変形していた。現状の工法では、袋詰玉石工内部の石礫を密に詰めることが難しい。このため洪水中に袋内で石が動きやすく形を大きく変形する。袋詰玉石工のこのような変形は、対策工の弱点となっている。

このように河岸侵食対策工として、袋詰玉石工の屈撓性の利点を生かした河岸侵食対策が必要であるが、このためには、袋の中の石の投入方法などを含む構造上の弱点を改善し、また、河岸地形や現地流れ場に応じた流出しにくい適切な配置と、これらに基づく適切な設計方法を確立する必要がある。

まず洪水流中の袋詰玉石工の安定性を評価できる技術が必要となる。しかし、室内実験で幅2mもの大きな袋詰玉石工の洪水中の安定性を検討することは容易ではなく、また、複数の袋詰玉石工にどのような力が作用しているのか実験計測は困難である。多くの構造物の安定性

解析と同様に袋詰玉石工の安定性の詳細な分析には、数値解析による計算力学的アプローチが不可欠である。

袋詰玉石工のような屈撓性材料を取り扱う研究として、個別要素法によるソイルバッグの解析¹⁾などの研究例はあるが、水流と屈撓性材料である袋詰玉石の連成解析技術は著者らの知る限り構築されていない。

これに対し著者らは種々の形状の石礫と水流の三次元運動を詳細に解析することができる固液混相流解析手法を構築してきた²⁾。この手法では、石礫よりも小さな計算格子を用いて石礫周りの流れをEuler的に詳細に解析する。また種々の形状の石礫は、小球を隙間がないように重ね合わせた物体でモデル化され、これらの運動は剛体としてLagrange的に解析される。このような固液混相流解析法は袋詰玉石工の中の石礫群と水流の連成解析に極めて適した解析法である。

本研究では、さらに袋詰玉石の網袋を小球の連結としてモデル化し、その中に石礫群を入れることで、袋詰玉

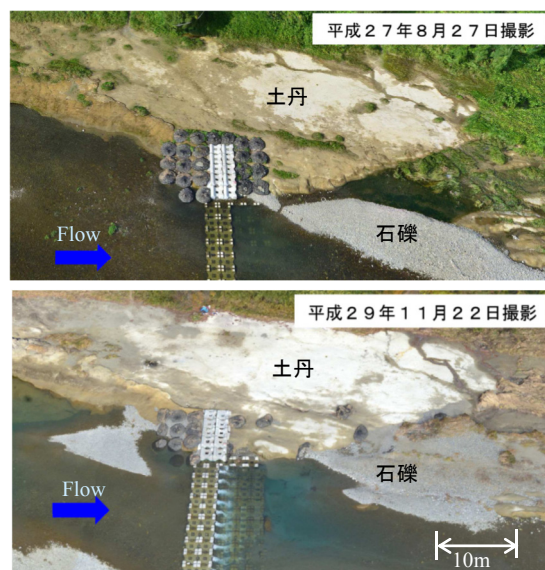


図-1 袋詰玉石工の流出前後の状況
(上段：流出前，下段：流出後)



図-2 移動した袋詰玉石工の近景

石工の解析モデルを作成する。これにより、高精度の固液混相流解析法の枠組みで、屈撓性材料である袋詰玉石工の洪水流中の安定性を適切に評価できる新しい数値解析法を構築する。

この解析法を用いて、最初に図-1 に示す多摩川の袋詰玉石工が流出した事例を解析する。次に、これらの解析と分析を踏まえて新しい構造と配置の袋詰玉石工を提案し、安定性解析からその有効性を明らかにする。

2 数値解析法

2.1 流体運動の解析法

最初に本研究の固液混相流解析法を概説する。液相の運動解析では、牛島ら³⁾の手法を参考に固相を密度の異なる流体として全体を非圧縮性流れとして解いている。乱流モデルとしてスマゴリンスキーモデルを用いている。以下に液相の解析の基礎式を示す。

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = g_i - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \{2(v + v_t)S_{ij}\} \quad (2)$$

$$S_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (3)$$

$$v = \mu / \rho \quad (4)$$

$$v_t = (C_s \Delta)^2 \sqrt{2S_{ij}S_{ij}} \quad (5)$$

ここに u_i は固相部分も考慮した計算格子内の質量平均の*i*方向速度。 ρ および μ は計算格子内の体積平均密度および粘性係数である。 g_i は重力加速度、 P は圧力とSGS応力の等方成分の和、 C_s はスマゴリンスキー定数、 Δ は計算格子サイズである。これらを直交格子差分法で離散化し、SMAC法を用いて時間積分を行っている。なお、自由水面の変化はVOF法⁴⁾で解析している。

2.2 袋詰玉石工のモデル

本研究で構築した袋詰玉石工のモデルを数値的な水路に設置して安定性を解析した例を図-3 に示す。図-3 に示すように本研究では小球を連結させて紐状とし、これらを網の様に連結させることで網袋のモデルを構築している。石礫は9つの小球を隙間が無いように連結して作成している。粒子に作用する流体力は、液相の運動解析で解かれた混相流体の粒子部分に作用する力を体積積分することで求めている。解析法の詳細は文献²⁾を参照されたい。

2.3 接触力の算定法

本解析における接触力の算定法は2パターンに分類される。1パターン目は、網袋の紐を構成する小球が結合相手の紐の小球と接触する場合であり（結合接触と呼ぶ）、2パターン目はそれ以外（通常接触）である。この通常接触には、石礫同士の接触、石礫と紐の小球との接触、結合されていない紐の小球同士の接触が含まれる。これらの2パターンの接触力は、バネ、ダッシュポット、摩擦スライダーを用いて解析している。通常接触は、結合されていない小球間の接触であるため、引張力を作用させない。一方、結合接触では引張力を考慮した接触とする。また、結合接触で、通常接触と同様に接平面上の方向のバネを考慮して接触力を求めてしまうと、バネに

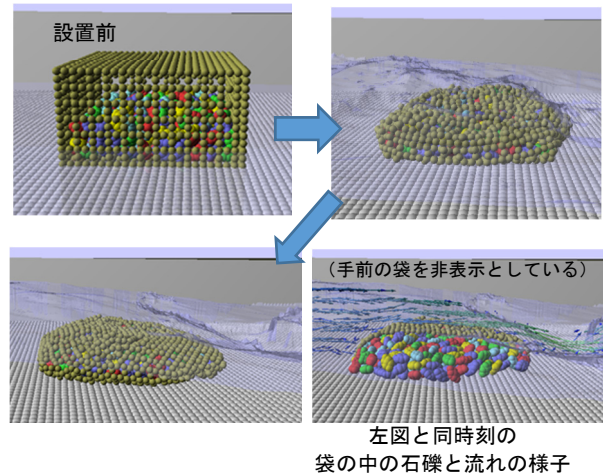


図-3 水路上の袋詰玉石工の安定解析例

表-1 袋詰玉石工のモデルの諸元

	単位	大袋モデル	小分け袋モデル
石礫径	m	0.2	0.2
石礫密度	kg/m ³	2,650	2,650
袋の小球径	m	0.1	0.1
袋の小球密度	kg/m ³	1,000	1,000
小袋内石礫数	—	—	84
小袋内石礫質量合計	kg	—	931
大袋内石礫数	—	334	336
大袋内石礫質量合計	kg	3,700	3,720

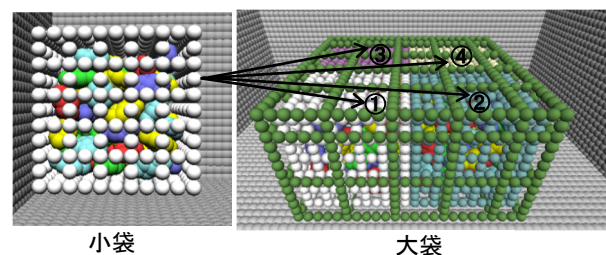


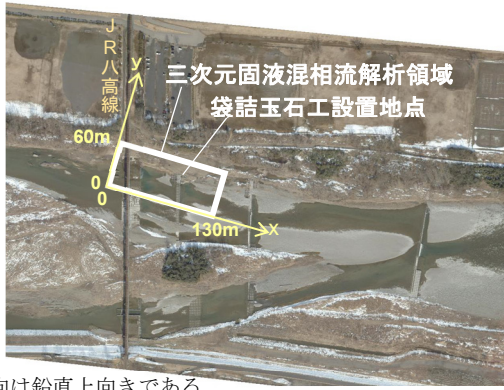
図-4 小分け袋詰玉石工モデル

よるエネルギーが蓄積され、剛性をもつ材料のような挙動となってしまふ。一方、袋の紐はしなやかに変形させる必要がある。このため、結合接触では法線方向のバネについては考慮するが、接平面上の方向のバネについては考慮していない。

3 現地を対象とした袋詰玉石工の洪水流中の安定性解析

3.1 解析ケース

本研究では、図-1 に示す JR 八高線多摩川鉄橋直下流の帯工袖部の袋詰玉石工を対象とし袋詰玉石工が流出した平成 29 年 10 洪水相当の外力を与え、袋詰玉石工の安定性解析を 2 ケース実施する。ケース 1（再現計算と呼ぶ）は、流出する前の袋詰玉石の大きさ、配置で安定性解析を実施する。再現計算では、現地に施工された袋詰玉石と同様に、図-3 に示すように 1 つの大きな袋で石礫を包んだ袋詰玉石のモデルを用いる（大袋モデルと呼ぶ）。大袋モデルの諸元を表-1 に示す。大袋モデルに詰めた石礫は 3,700kg である。この解析からモデルの袋詰玉石工の流出の再現性を確認し、また、実際に流出した袋詰玉石の配置の課題を明らかにする。



z 方向は鉛直上向きである。

図-5 固液混相流解析対象領域および座標系の定義

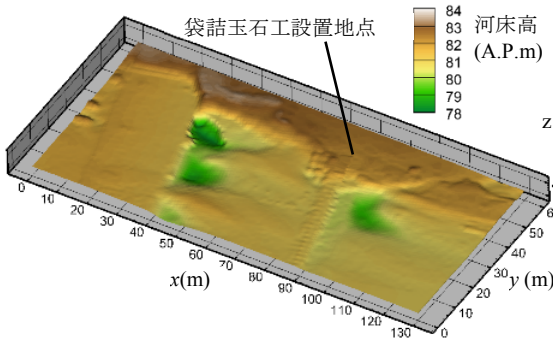


図-6 河床高コンター鳥瞰図

ケース 2 (新規案と呼ぶ) は, 再現計算の結果を踏まえて, 流出しにくいように工夫した新しい袋詰玉石の施工案で安定性解析を行い, その施工案の効果を評価した. 図-4 には, 新規案で用いた袋詰玉石工のモデル (小分け袋モデルと呼ぶ) を示す. 小分け袋モデルの諸元は表-1 に示している. 小分け袋モデルは, 袋の中の石礫の空隙を減じ, 動き(変位)を抑制するため, まず, 約 1t の石礫を含む小袋を作成し, この小袋 4 つ分を 1 つの大きな袋で包む新しい袋詰玉石工である.

3.2 解析領域

図-5 には三次元固液混相流の解析領域および本解析の座標系の定義を示す. 解析領域は縦断方向に 130 m 横断方向には 60 m である. 解析領域は, 計算負荷を考慮し, また, 帯工地点の高速流が及ばない帯工から離れた場所が境界となるように設定した. なお, 流体計算格子サイズは 0.25m とした.

3.3 境界条件

三次元の固液混相流の解析では, 境界条件として上下流端に水位を与えた. また, 横断方向は不透過とした. 本解析は, 詳細な三次元計算であり計算負荷が大きく, 平成 29 年洪水のハイドロ全体を対象に解析することが難しい. そのため, 当該洪水のピーク時の流況を定常で与えて袋詰玉石工の安定性を検討した. 上流端水位には, 近傍の 45k 地点で観測されたピーク水位 A.P.84.6m を与えた. 下流端は, まず平成 29 年洪水の当該地点のピーク流量相当の $2,000\text{m}^3/\text{s}$ を外力として固液混相流解析区間を含む広域を準三次元解析で解析し, その結果である A.P.83.4m を下流端の境界条件として与えた.

3.4 解析地形

袋詰玉石の安定性を評価するためには, 現地の詳細な

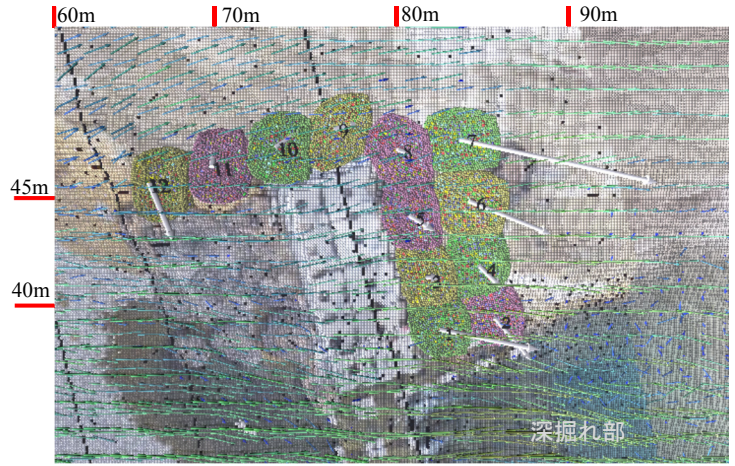


図-7 時間当たりの推定移動距離(再現計算)

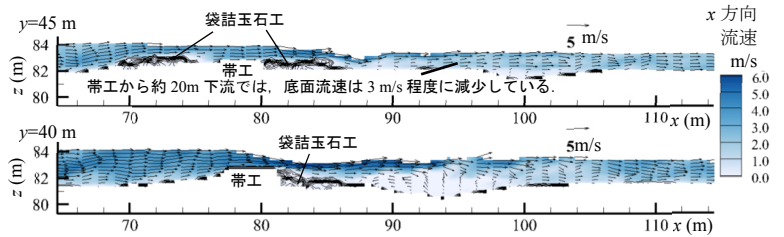


図-8 鉛直平面内の x 方向流速コンター図 (再現計算)

地形を境界条件として与える必要がある. 本研究では, 図-6 に示す ALB 測量により得られた 1m メッシュの地盤高データを解析地形データとして与えている. 具体的には, 河床と河岸の地形に合わせて 0.1m の小球を並べ地形を表現している. このようにすることで, 袋詰玉石工が河床や河岸との接触を保ち安定性の解析を可能としている.

3.5 再現計算結果

再現計算について袋詰玉石工の移動速度を算出し, 1時間当たりの移動距離としてベクトル表示したものを図-7 に示す. この図より, 帯工の下流部では, 1時間当たり 10 m 近くも移動することが推定されており, 解析結果は, 平成 29 年洪水で袋詰玉石工が移動した状況を概ね再現できていると考えられる.

図-8 には, $y=40\text{m}$ と $y=45\text{m}$ の鉛直平面内の x 方向流速コンター図を示す. 帯工を越流する付近では, 6 m/s 近い高速流が発生している. 一方で, 帯工からおよそ 20 m 程度下流の河岸では, 帯工を越流する局所流の影響は小さくなり, 河床付近で流速が 3 m/s 程度まで落ち込んでいることがわかる. 当該付近は, 図-1 (下段) で流出した袋詰玉石工の多くが停止している領域であり, また, 当該付近は河床に石礫の堆積が見られる. 現地状況からも, 帯工から 20 m 程度下流まで行くと流速が低くなっていることが示唆されている.

3.6 新規案の検討

再現計算結果を踏まえて流出しにくい袋詰玉石工 (新規設置案) の設置方針を図-9 に示す. 再現計算結果より, 帯工から 20 m ほど下流では, 帯工付近と比較し, 流速は大きく減じられている. このため, 新規設置案では, 帯工直下から約 20 m ほど下流まで袋詰玉石を連続的に配置した. そして, 最下流付近の比較的流速が減じ

られた位置に設置された袋詰玉石工がアンカー的役割を担い、上流の高流速部の袋詰玉石工を支えることを狙っている。なお、新規案では、49基の袋詰玉石を用いた。

図-10には、再現計算の図-7と同様に、時間当たりの移動距離を示している。この図より、再現計算(図-7参照)で見られた、帯工直下(x = 85 m 付近)の袋詰玉石の10mほどの大きな移動は、ほぼ抑制できていることがわかる。一方、新規案では、河岸の斜面部を守るため、斜面部にも袋詰玉石を配置したが、配置方法が必ずしも十分ではなく、図-10では斜面部の袋詰玉石は河道中央方向に移動している。

当該部分の移動状況の詳細を示すため、図-11に $x = 86$ m 断面の初期と計算終了時の袋詰玉石の頂部の高さ分布を示す。図-8に示すように帯工を越流する流れは6 m/s 近くになっており、このような高速流を受けて斜面部の袋詰玉石は、洗掘の最深部へずり落ちている。ずり落ちの対策として、第1に図-12に示すように、洗掘の最深部から密に、かつできるだけ鉛直方向に力を伝えやすいように、袋詰玉石を斜面でも水平になるように設置していくことが重要である。また、第2には袋詰玉石それぞれを結び、引張力を発揮できるようにして平坦部の袋詰玉石が斜面部の玉石のずり落ちを抑制することも効果的と考えられる。第3には、最深部に重量があり河床地形変化になじむことのできる大型のサンドバック⁵⁾(幅5m程度)などを配置し、上部の袋詰玉石工の基礎として用いることも有効と考えられる。これらの第2、第3の工法については、必ずしも礫河川の施工法として確立されていないため、今後これらの技術を確かなものとしていく必要がある。

4 結論

本研究では、屈撓性をもつ河岸保護工である袋詰玉石工について、石の動きを抑えて玉石内部の空隙を小さくし、安定性を高める工法を工夫し、かつこの袋詰玉石工の洪水流中の安定性を評価することができる新しい技術を開発した。

技術的に三つの特徴を有する。第一は袋詰玉石工を小分けすることによって内部の石の動きを抑制し、変形を小さくすることによって安定性を向上させることができる構造上の知見である。第二は、袋詰玉石工を連続的に配置する縦断方向の距離についての知見である。帯工を越流する高速流は空間的に限定される。このため、袋詰玉石工を安定させるためには、高速流がある程度減速する帯工の数メートル下流まで連続的に袋詰玉石を設置し、帯工直下の高速流部にさらされる袋詰玉石を、下流の袋詰玉石が支えるようにすることが重要である。第三は、斜面部に配置された袋詰玉石工の移動特性に関する知見である。帯工を越流する落ち込み流によって斜面に設置された袋詰玉石は、河道中央の洗掘部に向かうように斜面をずり落ちる傾向があることが明らかとなった。本稿では、この斜面部のずり落ちに対する対策として洗掘の最深部から袋詰玉石を十分に配置する方法、斜面部と平坦河岸部の袋詰玉石工同士を繋ぎ引張力でずり落ち

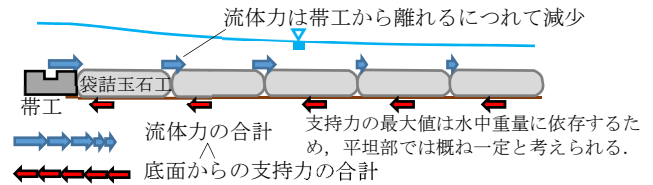


図-9 新規案の設置方針

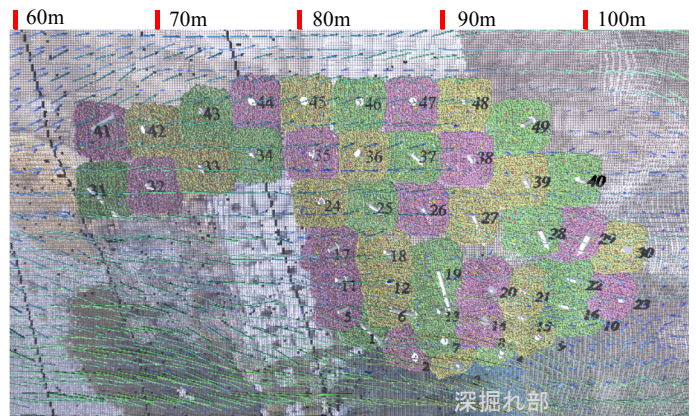


図-10 時間当たりの推定移動距離(新規案)

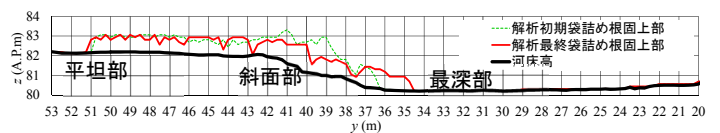


図-11 横断面内の袋詰玉石工の移動の様子(x=86m)(新規案)

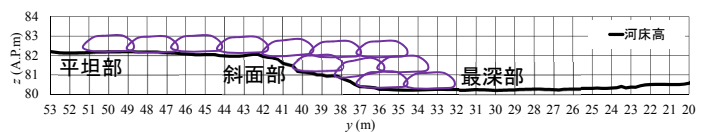


図-12 洗掘部へのずり落ちに対応した配置案(x=86m)

を防ぐ方法、また大型サンドバックを基礎として用いる方法などを提案した。今後は、現地施工を行いモニタリングを進めながら、より合理的な構造と設計法の検討を進めていく予定である。さらに、開発した屈撓性の高い河岸保護工を用いた管理手法は、治水だけでなく環境上も重要な役割を担うものと考えられる。

参考文献

- 1) H. Cheng, H. Yamamoto, K. Thoeni, Y. Wu: An analytical solution for geotextile-wrapped soil based on insights from DEM analysis, *Geotextiles and Geomembranes*, *Geotext. Geomembr.*, 45:361-376, 2017.
- 2) Tomoo Fukuda, Shoji Fukuoka: Interface-resolved large eddy simulations of hyperconcentrated flows using spheres and gravel particles, *Advances in Water Resources*, <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2017.10.037>
- 3) 牛島省, 山田修三, 藤岡奨, 禰津家久: 3次元自由水面流れによる物体輸送の数値解法(3D MICS)の提案と適用性の検討, *土木学会論文集 B*, Vol.62, 1, pp.100-110, 2006.
- 4) Hirt, C.W. and Nichols, B.D., 1981. Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries, *J. Comput. Phys.*, 39, pp.201-225, 1981.
- 5) 諏訪義雄, 野口賢二, 渡邊国広, 関口陽高, 石川祐介, 土橋和敬, 高垣勝彦, 弘中淳市: 浜崖後退抑止工の性能照査・施工・管理マニュアル-共同研究「海岸保全における砂袋詰工の性能評価技術に関する研究」報告書-, 国土技術政策総合研究所資料第745号2014年1月。

サクシオン効果を記述する弾塑性構成式を用いた 堤体の浸透破壊の空気～水～土連成有限変形シミュレーション

空気～水～土連成解析 サクシオン 浸透破壊

名古屋大学 ○吉川高広 野田利弘
名城大学 小高猛司 横浜国立大学 崔瑛

1. はじめに

平成 24 年 7 月の九州北部豪雨による矢部川堤防の被災は、局所的なパイピングをきっかけとして決壊した“越流なき破堤”として大きな衝撃を与え、複雑な地盤条件・水理条件においても合理的に河川堤防の安全性照査が可能な最新の地盤力学に基づく解析手法の構築が求められている。

著者らはこれまでに、土骨格の弾塑性構成式 SYS Cam-clay モデル¹⁾を搭載した空気～水～土連成有限変形解析コード²⁾を用いて、透水模型実験³⁾のシミュレーションを行い、浸透破壊する場合としない場合の違いを表現できることを示した⁴⁾。本稿では、京川ら⁵⁾、Zhang and Ikariya⁶⁾に倣ってサクシオン効果を考慮できる SYS Cam-clay モデル⁷⁾を新たに用いて、透水模型実験³⁾のシミュレーションを実施し、サクシオン効果の有無が浸透破壊挙動に与える影響について述べる。

2. 透水模型実験³⁾の概要と解析条件

図 1 は参照した透水模型実験³⁾の概要を示す。模型の右側から透水させる実験で、領域Ⅰに基礎地盤の高透水性層として三河硅砂 3 号を、領域Ⅱに上部砂質基礎地盤層（以後、地盤上部層）として三河硅砂 8 号を、領域Ⅲに堤体として三河硅砂 6 号、7 号、8 号を 5:2:5 で混合した砂を用いている。実験手順は、基礎地盤と堤体を構築した後に、(i)模型右端の水位を基準面から 100mm の高さで 1.5 時間放置後、(ii)水位を高さ 330mm まで上昇させる。著者ら⁴⁾はこれまでに、目立った変形が生じなかった (a)地盤上部層厚が 50mm（図 1 中の D = 50mm）の場合と、最終的には滑りが堤体天端部分まで到達した (b)地盤上部層厚が 30mm（図 1 中の D = 30mm）の場合をシミュレートし、(a)の場合は変形がほぼ生じない様子を、(b)の場合は基礎地盤の層境からボーリングする様子の再現に成功した。本稿では、大きな変形が生じた (b)のシミュレーションを、サクシオン

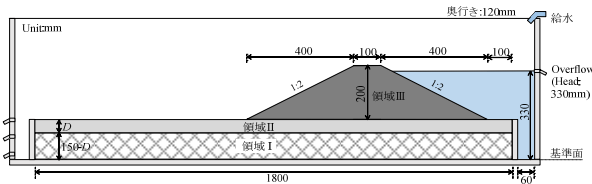


図 1 透水模型実験³⁾の概要

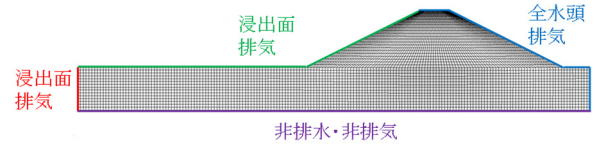


図 2 解析断面

表 1 土骨格の構成式に関する材料定数と初期値

弾塑性パラメータ		
CSL の切片（最大飽和度時）	Γ	1.82
CSL の切片（最小飽和度時）	Γ_r	1.86
限界状態定数	M	1.0
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.05
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.012
ポアソン比	ν	0.3
発展則パラメータ		
正規圧密土化指数	m	0.06
	a	2.2
構造劣化指数	b	1.0
	c	1.0
回転硬化指数	b_r	3.5
回転硬化限界面	m_b	0.7
初期値		
構造の程度	$1/R^*_0$	2.0
過圧密比	$1/R_0$	分布
間隙比（3号砂）	e_0	0.9
間隙比（8号砂，混合砂）	e_0	1.0
応力比	η_0	0.545
異方性の程度	ζ_0	0.545

効果を考慮できる SYS Cam-clay モデル⁷⁾を用いて行い、サクシオン効果有無の違いが堤防の変形挙動に与える影響を示す。なお、実験結果³⁾は、次章において解析結果と比較して示す。

図 2 は解析断面を示す。解析における変位の境界条件は、下端で鉛直・水平方向固定条件、左右端で水平方向固定条件とした。水と空気の境界条件は、水を浸透させる川表側を全水頭一定（位置水頭の基準が解析断面下端のとき、前述(i)の過程では全水頭 100mm、(ii)の過程では全水頭 330mm）・排気条件、水槽と接する下端を非排水・非排気条件、排水部である左端および川裏側を浸出面・排気条件とした。

表 1 は土骨格の弾塑性構成式 SYS Cam-clay model^{1), 7)}

に関する材料定数と初期値を示す。Noda et al.⁸⁾の三河
 砂 6 号の値を参考に決定した。表 2 は土の水分特性
 (van Genuchten 式⁹⁾, Mualem 式¹⁰⁾)に関する材料定数
 と初期値およびその他の物性値を示す。図 3 は水分特
 性曲線を示す。表 2 は飽和透水係数と乾燥透気係数の
 値を示す。杉井ら¹¹⁾の研究を参考に値を決定した。こ
 こでは簡単のために、土質の違いは飽和透水係数およ
 び乾燥透気係数の違いとして表現した。初期状態は、
 実験条件に合わせて決定し、初期の比体積、構造、応
 力比、異方性、飽和度、間隙空気圧 (0kPa) および間
 隙水圧 (水分特性曲線から計算) を地盤・堤体内で一
 定と仮定し、土被り圧に応じて過圧密比を分布させた
 12),13)。なお、堤体部分は土要素を1段ずつ追加・
 載荷¹⁴⁾して作製した。

3. 解析結果

まず、前述(i)の過程について、図 4 は、サクシ
 ョン効果無しの場合の水位 100mm 上昇前後の飽
 和度分布を示す。模型堤防は初期飽和度 10.6%で
 作製し、その後水位を 100mm まで上昇させ、十
 分に (1.5 時間) 放置すれば、図 3 に示す水分特
 性曲線を反映して、天端位置においてもほぼ飽和
 状態になる。なお、本研究では間隙

表 2 土の水分特性に関する材料定数と初期値
 およびその他の物性値

水分特性曲線			
最大飽和度 %	s_{max}^w		100.0
最小飽和度 %	s_{min}^w		0.0
van Genuchten パラメータ kPa ⁻¹	α		0.28
van Genuchten パラメータ ($m' = 1 - 1/n'$)	n'		12.898
初期飽和度 %	s_0^w		10.6
その他の物性値			
土粒子密度 g/cm ³	ρ^s		2.65
水の体積弾性係数 kPa	K_w		2.19×10^6
空気の気体定数 m ² /s ² /K	R		287.04
絶対温度 K	Θ		293.15

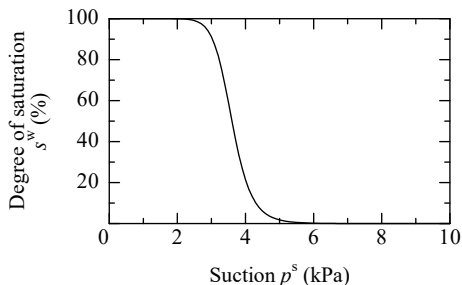


図-3 水分特性曲線

表 3 飽和透水係数と乾燥透気係数の値

		3号砂	8号砂	混合砂
飽和透水係数 m/s	k_s^w	4.60×10^{-3}	2.21×10^{-5}	8.25×10^{-5}
乾燥透気係数 m/s	k_d^a	7.60×10^{-1}	3.65×10^{-2}	1.36×10^{-1}

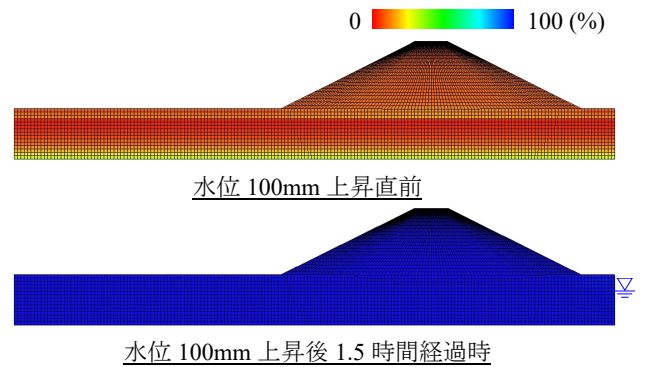


図 4 水位 100mm 上昇前後の飽和度分布

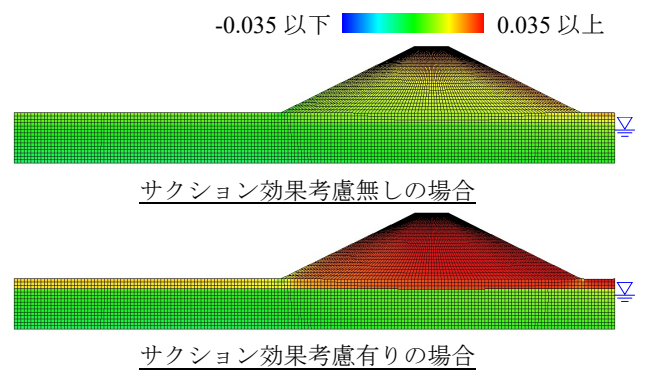


図 5 比体積変化分布の比較
 (水位 100mm 上昇後 1.5 時間経過時)

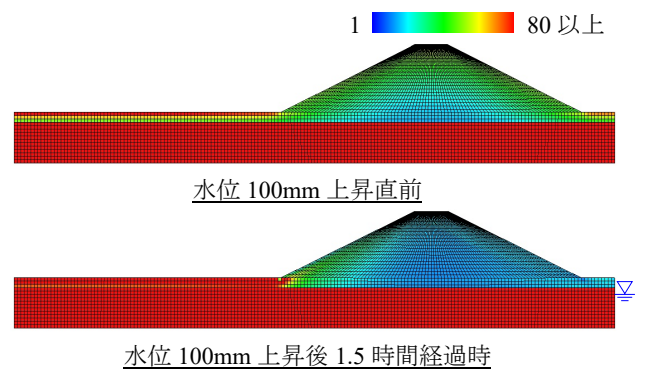


図 6 水位 100mm 上昇前後の過圧密比分布
 (サクシジョン効果考慮無しの場合)

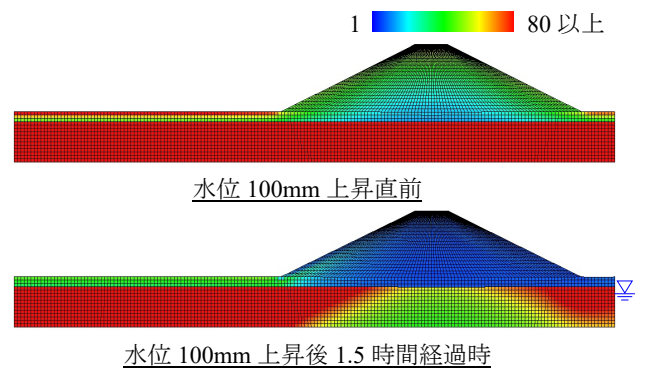


図 7 水位 100mm 上昇前後の過圧密比分布
 (サクシジョン効果考慮有りの場合)

比依存性の水分特性曲線を用いていないため、サクシオン効果の有無にかかわらず両者はほぼ同じ結果になる。図 5 は水位 100mm 上昇後 1.5 時間経過時の比体積変化分布（水位 100mm 上昇直前からの変化量，圧縮が正）を比較した図である。サクシオン効果有りの方が，吸水コラプスが生じるため，体積圧縮量が大きい。図 6 と図 7 はそれぞれ，サクシオン効果考慮無しと有りの場合の，水位 100mm 上昇前後の過圧密比分布図を示す。初期過圧密比は，サクシオン効果が無い場合と有る場合において等しくなるように解析条件を設定したため，水位を 100mm 上昇する直前（堤体構築後）の過圧密比もほぼ等しい。水位を 100mm 上昇後は，サクシオン効果有りの方が，吸水コラプス（塑性体積圧縮）に伴い正規圧密化している。

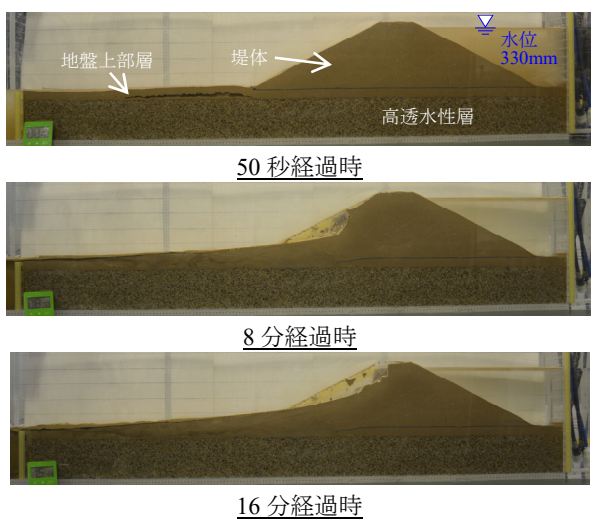


図 8 水位 330mm 上昇時の実験結果

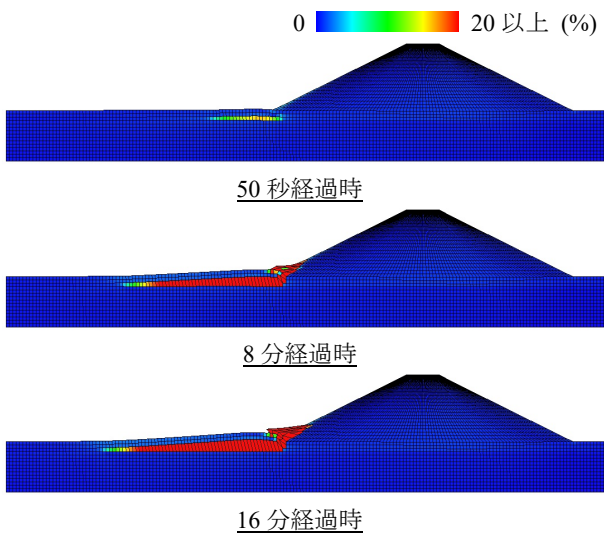


図 9 水位 330mm 上昇時のせん断ひずみの解析結果（サクシオン効果考慮無しの場合）

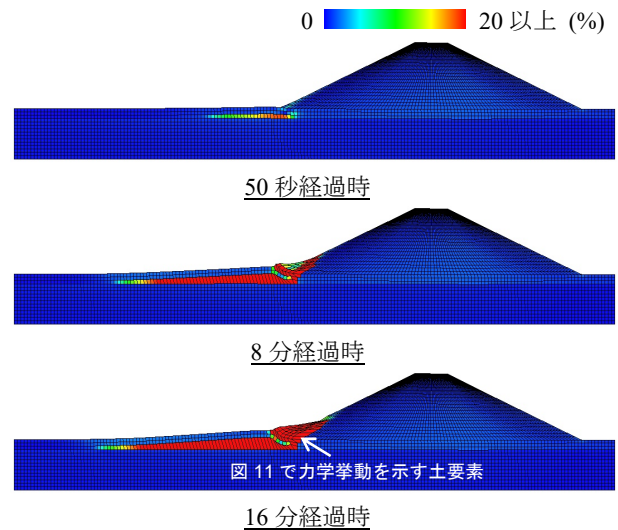


図 10 水位 330mm 上昇時のせん断ひずみの解析結果（サクシオン効果考慮有りの場合）

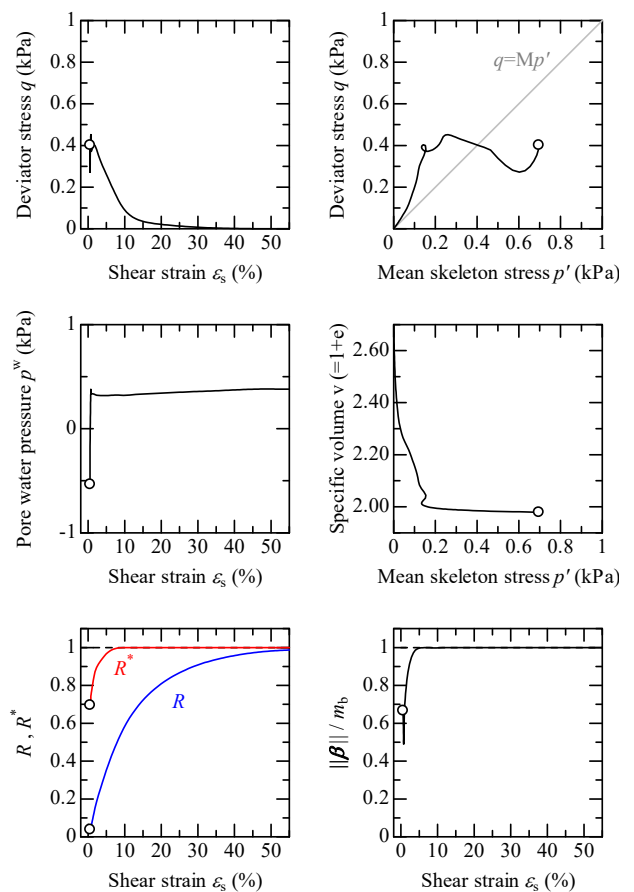


図 11 すべり面上に位置する土要素の力学挙動（図 10 中に矢印で示した土要素の力学挙動）

次に，前述(ii)の過程について，図 8 は実験結果，図 9 と図 10 はそれぞれ，サクシオン効果考慮無しと有り

の場合のせん断ひずみ分布の解析結果を示す。実験では、浸透開始から 50 秒経過時に基礎地盤の層境から変形が生じ、それをきっかけに堤体が進行的に崩壊していく。解析においても、基礎地盤の層境から変形し始め、これをきっかけに堤体が法尻から徐々に崩壊していく様子を捉えられている。実験結果のようにその後の大崩壊を表現できていないが、サクシオン効果有りの方が、堤体内部への変形が進行している。これは図 6 と図 7 で示したように、浸透による吸水コラプス（塑性体積圧縮）が正規圧密化を促進し、堤体の強度・剛性が小さくなったためである。図 11 は、図 10 中に矢印で示したすべり面上に位置する土要素の力学挙動を示す。図中の白抜き点は水位 330mm 上昇直前の点を示す。水位上昇により間隙水圧が上昇し、吸水軟化（塑性体積膨張を伴う軟化）で骨格応力経路が原点に近づいている。

4. おわりに

サクシオン効果を考慮できる SYS Cam-clay モデルを用いると、浸透時に生じる吸水コラプス（塑性体積圧縮）が正規圧密化を促進するため、堤体内部への変形が進行することを示した。実験結果のように、堤体が大崩壊する様子の表現までは至っていないが、基礎地盤の層境からの変形をきっかけに、堤体が進行的に崩壊する様子をよく捉えられた。

謝辞：JSPS 科研費 17H01289 および H29 年度国土交通省河川砂防技術研究開発の助成を受けた。ここに感謝の意を表す。

参考文献

- 1) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, 42(5), 47-57, 2002.
- 2) Noda, T. and Yoshikawa, T.: Soil-water-air coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, 55(1), 45-62, 2015.
- 3) 小高猛司, 崔瑛, 林愛実, 森三史郎, 李圭太: 基礎地盤の複層構造が河川堤防の浸透破壊に及ぼす影響, 第 52 回地盤工学研究発表会, 961-962, 2017.
- 4) 吉川高広, 野田利弘, 内藤誠也, 小高猛司, 崔瑛: 模型堤防の浸透破壊メカニズム解明のための空気～水～土骨格連成有限変形シミュレーション, 土木学会第 72 回年次学術講演会, 201-202, 2017.
- 5) 京川裕之, 菊本統, 中井照夫, Hossain Md. Shahin: サクシオン・飽和度・密度を統一的に考慮できる不飽和土の弾塑性モデル, 応用力学論文集, 12, 331-342, 2009.
- 6) Zhang, F. and Ikariya, T.: A new model for unsaturated soil using skeleton stress and degree of saturation as state

variables, *Soils and Foundations*, 51(1), 67-81, 2011.

- 7) 吉川高広, 野田利弘: 不飽和土の排気・排水三軸圧縮シミュレーションを通じた水分特性モデルにおける間隙比依存性考慮の必要性, 第 22 回計算工学講演会, F-04-5 (CD-ROM), 2017.
- 8) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, 48(6), 771-790, 2008.
- 9) van Genuchten, M.T.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, 44, 892-898, 1980.
- 10) Mualem, Y.: A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resources Research*, 12, 513-522, 1976.
- 11) 杉井俊夫, 山田公夫, 奥村恭: 飽和時における砂の不飽和透水係数に関する考察, 平成 13 年度土木学会中部支部研究発表会講演概要集, 267-268, 2002.
- 12) Noda, T., Asaoka, A. and Yamada, S.: Some bearing capacity characteristics of a structured naturally deposited clay soil, *Soils and Foundations*, 47(2), 285-301, 2007.
- 13) Nakano, M., Yamada, E. and Noda, T.: Ground improvement of intermediate reclaimed land by compaction through cavity expansion of sand piles, *Soils and Foundations*, 48(5), 653-671, 2008.
- 14) Takaine, T., Tashiro, M., Shiina, T., Noda, T. and Asaoka, A.: Predictive simulation of deformation and failure of peat-calcareous soil layered ground due to multistage test embankment loading, *Soils and Foundations*, 50(2), 245-260, 2010.

堤防基盤漏水によるパイピング発達過程の実験結果に対する鉛直準二次元固液二相流解析の適用性に関する研究

基盤漏水, パイピング, 鉛直準二次元固液二相流解析,
パイピング実験

中央大学研究開発機構 ○田端 幸輔
中央大学研究開発機構 福岡 捷二

1. 序論

洪水時の堤防基盤漏水に伴うパイピング破壊は、目に見えないところで徐々に進行する破壊現象であるため、危険箇所を推定することが困難であるとともに、どの程度パイピングが発達すると堤防破壊に繋がるかについて、十分明らかにされていない。我が国では、堤防のパイピング破壊は、土構造物の変形・破壊問題の一つとして、主に地盤工学分野で扱われてきた。そこでは変形や破壊中の状態を議論することが多いが、河川工学的には、どの程度パイピングが進行・発達すると堤体の変形・破壊が生じる危険性が高くなるのかを明らかにし、有効なパイピング対策を考えていくことが必要である。このためには、パイピングを水と土砂が混ざり合っただけのダイナミックな移動現象として捉えた解析法を打ち出し、これと堤防の変形・破壊を関係付けていくことが求められている。

本研究では、河川水の基盤透水層への浸透により基盤層内の圧力が高まることで噴砂孔が形成され、堤体直下に現れる空隙部分で水と土砂が移動することにより、パイプが拡大・進行することを解析する。このために、鉛直準二次元固液二相流モデルを構築し、模型実験データを用いて、パイプの発達に伴うピエゾ水頭の変化、噴砂孔発生箇所の境界条件の影響について検討を行い、本手法の有用性や今後の課題を示す。

2. 解析手法

堤防詳細点検では、パイピング破壊の危険性を、堤防裏法先付近の浸透圧力が被覆土重量を越えるかどうかにより評価している。この手法は土中の浸透水のみに着目したもので、パイピングの発達・進行と、これによって堤防がどの程度危険な状態となるかを判断することは難しい。

堤防のパイピングの進行・発達に関連し、水と土砂の混ざり合った場の運動を力学的に扱った研究については、例えば Shamy, *et al.*²⁾が、Euler-Lagrange 法により水を連続体、砂粒子を DEM でモデル化し、構造物との連性解析を行い、砂粒の移動に伴う構造物安定性を検討している。また、Wang, *et al.*³⁾は、土中のパイプ内の水の流れを定常 1 次元管路の運動方程式を用いて表現し、パイプのフロント部に作用する内部侵食力を考慮することで、パイプの進行・発達を解析している。齊藤ら⁴⁾は、粒子法に土の応力ひずみ関係を記述する構成則を導入することで、パイピング発生時の堤体土の変形解析を行っている。藤澤ら⁵⁾は、砂が有効応力を失った状態における鉛直方向の砂の移動速度を、二

流体モデルから理論的に導いている。

本研究では、水と土砂のダイナミックな運動を考慮し、パイピングの進行・発達過程を表現できるモデルを構築する。図-1 に示すような不透水性土で出来た堤防の直下の透水性基盤層を考える。初期状態の地下水位に比べて河川水位が十分高まると、動水勾配が最大となる x 方向（堤防を横切る方向）の浸透流が卓越する。これにより基盤透水層内のピエゾ水頭 h_L が高まり、堤防法先付近の土の重量を越えると噴砂が生じ、堤防と基盤層の間の部分で微小な空隙が拡大・進行することでパイプが形成されることを想定する。パイプは噴砂孔から川表側に向かって 1 本のみ形成されるものとし、堤体は不透水性土として解析対象としない。パイプ断面形状は半径 r_p の半円形と仮定し、以下に示す方程式群を用いて、水と土砂の運動に伴って変化するパイプ下端高 ($z_{GL}-r_p$) の時空間分布を解析する。

2.1 基盤透水層の流れと圧力

基盤透水層内の流れは Darcy 則に従うとし、 y 方向(堤防長手方向)の流れは無視できるとして、Richards の式を透水層断面で積分すると、以下の式が得られる。

$$A_L S_s \frac{\partial h_L}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(-k_{Lx} A_L \frac{\partial h_L}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(-k_{Lz} A_z \frac{\partial h_L}{\partial z} \right) = 0 \quad (1)$$

ここに、 A_L , A_z は透水層の x , z 方向の通水断面面積、 S_s は比貯留係数、 h_L は全水頭、 k_{Lx} , k_{Lz} は x , z 方向の透水係数である。この式より透水層内のピエゾ水頭 h_L を求める。

透水層が図-1 のように互層構造を成している場合は、砂層(s)、礫層(g)のそれぞれに対して式(1)を考える。異なる基盤層間、またはパイプと基盤層間での鉛直方向の水のやり取りは、左辺第三項において考慮される。

2.2 噴砂孔発生条件と噴砂孔の水面高、空隙率

土の重量と鉛直方向の水の圧力との釣り合い条件から導かれるクイックサンドの限界動水勾配 i_c 及び噴砂孔部分の鉛直方向の動水勾配 i_z は、以下のように表される。

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e}, \quad i_z = \frac{h_L - h_0}{d_0 + \Delta z} \quad (2)$$

ここに、 G_s は土粒子の比重、 e は空隙比、 h_0 は噴砂孔出口での全水頭、 d_0 は被覆土層厚、 Δz はクイックサンドとなる部分の鉛直長さである。なお、下付き 0 は噴砂孔箇所であることを示している。

本検討では、堤体裏法先部分において、 i_z が i_c と一致した瞬間からクイックサンド状態となり、噴砂が生じると考える。よって、式(2)から Δz を以下のように表し、これを噴砂孔箇所のパイプ直径 r_{p0} とし、 $z_{GL}-r_{p0}$ を噴砂孔箇所の

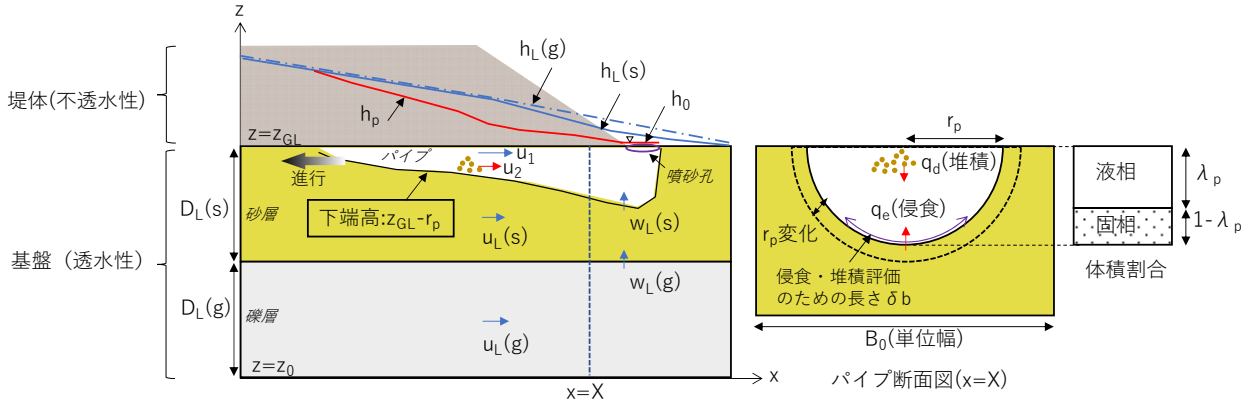


図-1 本解析モデルのイメージ図

パイプ下端高として定義する.

$$r_{p0} = \Delta z = \frac{(1+e)(h_L - h_0)}{G_s - 1} - d_0 \quad (3)$$

r_{p0} の初期値には微小値を与え、式(2)により算出される Δz が粒径 d_r の n 倍(ここでは $n=5$ と仮定)より大きくなると噴砂が生じ、噴砂孔箇所のパイプ下端高が下がるとした.

噴砂孔部分では、圧力及び空隙率に関する境界条件が必要となる. クイックサンド状態になると、水と土砂が噴砂孔から排出され、ある段階から噴砂孔の目詰まりが生じ、再びクイックサンド前の状態に戻る. 外水位が作用し続ける限りこれが繰り返され、液状化した噴砂孔の境界面は上下に揺動すると推察される. この一連の現象を表現することが本質的に重要であるが、本検討では一旦噴砂が生じるとクイックサンド状態が維持されると仮定し、水面 h_0 の揺動を振幅 A 、周期 T の正弦波で表現する.

$$h_0(t) = z_{GL} + A + A \sin\left(\frac{2\pi}{T} t\right) \quad (4)$$

ここに、 z_{GL} は地表面の高さである. 噴砂孔の空隙率は、式(2)の i_z と i_c が一致する状態が維持されると仮定し、以下のように与えるものとした.

$$e_0 = \frac{G_s - 1}{i_c} - 1, \quad \lambda_0 = \frac{e_0}{1 + e_0} \quad (5)$$

2.3 パイプ断面の変化

噴砂孔部分のパイプ下端高が決まることにより、その箇所では噴砂孔部分に向かう斜面が形成されることになる. パイプ下端面の粒子は、斜面沿いを移動するとともに、パイプ内と基盤透水層との圧力差に起因して斜面の垂直方向に移動することで、パイプ下端面が侵食を受けると考えられる. 本検討では、パイプ下端面を x 方向に移動する土砂量の変化と、斜面から垂直な方向への粒子運動による侵食と、パイプ内の土砂の堆積を考慮した以下の連続式より、パイプ断面積 A_p の変化を算定し、パイプ半径 r_p を求める.

$$\frac{\partial A_p}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial x} = q_e - q_d, \quad r_p = \sqrt{\frac{2A_p}{\pi}} \quad (6)$$

Q_s はパイプ底面を移動する土砂量、 q_e 、 q_d は侵食及び堆積量フラックスである. ここでは、パイプ下端に存在する粒子の斜面方向及び垂直方向の運動を考え(図-2)、動水勾配の増大により粒子が動き出す時の斜面とそれに垂直な方向の速度 v_s, v_n を式(7),(8)より求め、 Q_s 、 q_e を算定した.

$$\rho_2 \frac{dv_s}{dt} = -\rho_1 g I_z \sin \theta + \rho_1 g I_x \cos \theta + \rho_2 g \sin \theta - (\rho_2 - \rho_1) g \tan \phi \cos \theta \quad (7)$$

$$Q_s = v_s (1 - \lambda_s) \delta b \cdot n d_r \quad (8)$$

$$\rho_2 \frac{dv_n}{dt} = \rho_1 g I_z \cos \theta + \rho_1 g I_x \sin \theta - \rho_2 g \cos \theta$$

$$q_e = v_n (1 - \lambda_s) \delta b$$

ここに、 ρ_1 、 ρ_2 は水及び土砂の密度、 g は重力加速度、 I_x 、 I_z は水平・鉛直方向の動水勾配、 θ はパイプ下端高の x 方向の傾斜角、 ϕ は砂の内部摩擦角、 λ_s は基盤層の空隙率、 δb は半円形パイプにおける浮上・沈降量評価のための代表長さで、ここでは $0.7\pi r_p$ と仮定した. 式(6)の q_d は堆積量フラックスで、Rubey の沈降速度式を用いて算定した.

$$\frac{v_d}{\sqrt{sgd_r}} = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{sgd_r^3}} - \sqrt{\frac{36v^2}{sgd_r^3}}, \quad q_{2,out} = v_d (1 - \lambda_s) \delta b \quad (9)$$

ここに、 v_d は沈降速度、 s は土粒子の水中比重、 v は水の動粘性係数、 d_r は粒径である.

2.4 パイプ内の水と土砂の運動

噴砂発生後のパイプ内における水と土砂の運動を二相流モデルによって表現する. パイプ内の水(液相)の連続式と運動方程式を式(10),(11)、パイプ内の土砂(固相)の連続式と運動方程式を式(12),(13)で示す.

$$\frac{\partial \rho_1 \lambda_p A_p}{\partial t} + \frac{\partial \rho_1 \lambda_p A_p u_1}{\partial x} = \rho_1 (q_{1,in} - q_{1,out}) \quad (10)$$

$$\lambda_p \left(\frac{\partial u_1}{\partial t} + u_1 \frac{\partial u_1}{\partial x} \right) = -\lambda_p g \frac{\partial h_p}{\partial x} - \frac{\tau_1}{\rho_1 R_p} - \frac{F}{\rho_1} \quad (11)$$

$$\frac{\partial \rho_2 (1 - \lambda_p) A_p}{\partial t} + \frac{\partial \rho_2 (1 - \lambda_p) A_p u_2}{\partial x} = \rho_2 (q_e - q_d) \quad (12)$$

$$(1 - \lambda_p) \left(\frac{\partial u_2}{\partial t} + u_2 \frac{\partial u_2}{\partial x} \right) = -(1 - \lambda_p) \frac{\rho_1}{\rho_2} g \frac{\partial h_p}{\partial x} - \frac{\tau_2}{\rho_2 R_p} + \frac{F}{\rho_2} \quad (13)$$

ここに、 λ_p はパイプの空隙率、 $q_{1,in}$ 、 $q_{1,out}$ は鉛直方向の流入出力フラックス、 R_p はパイプの径深で、半径 r_p を用いると $R_p = \pi(2\pi + 4)r_p$ で表される. h_p はパイプ内のピエゾ水頭、 τ はせん断応力、 F は相互作用力、添え字 1, 2 はそれぞれ液相、固相を表している. 式(10)の右辺は基盤層とパイプ、パイプと地表面との水のやり取りで、鉛直方向の圧力差、透水係数を考えた Darcy 則より評価する.

τ は液相とパイプ壁面間のせん断力で、Darcy-Weisbach の式を用いて以下のように表す.

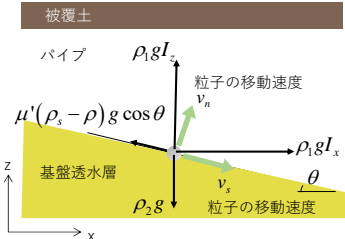


図-2 侵食計算における粒子運動のイメージ図

$$\tau_1 = \rho_1 \lambda_p g R_p \left(\frac{f' u_1^2}{R_p 2g} \right) \quad (14)$$

f' はパイプ壁面の摩擦抵抗係数で、層流から乱流に遷移する場合に対応できるように、層流の場合には $64/Re$ 、乱流の場合には $f=f_0$ の一定値で表すようにした。

μ_2 は固相のせん断応力で、塑性流体としてのせん断抵抗特性を表現するため、動き出す前のせん断抵抗力は、パイプ内の土砂の重量と静止摩擦係数（ここでは $\tan\phi$ 、 ϕ : 内部摩擦角）の積により表現し、動き出した後は速度ひずみに比例するとし、以下のように表すものとした。

$$\begin{cases} u_2 = 0: & \tau_2 = \rho_2 (1 - \lambda_p) g R_p \tan\phi \\ u_2 \neq 0: & \tau_2 = (1 - \lambda_p) \mu_2 \frac{\partial u_2}{\partial r} \end{cases} \quad (15)$$

ここに、 μ_2 は固相の粘性係数で、Boyer, et.al⁶⁾が提示した水と粒子群が混ざり合った場でのせん断特性に関する実験式を用いて、土砂濃度の関数として与えるものとした。

$$\mu_2(c) = \left\{ 1 + \frac{5}{2} c \left(1 - \frac{c}{c_m} \right)^{-1} + \mu^*(c) \left(\frac{c}{c_m - c} \right)^2 \right\} \mu \quad (16)$$

$$\mu^*(c) = \mu_a + (\mu_b - \mu_a) / \left[1 + I_0 c^2 (c_m - c)^{-2} \right]$$

c はパイプ内の土砂濃度で、 $1 - \lambda_p$ である。 c_m は最大濃度で0.6とした。 μ は水の粘性係数である。 μ_a や μ_b 、 I_0 は実験から同定されたパラメータであるが、値を変化させても μ_2 と c の関係に大きな違いが生じないことが確認できたことから、本検討ではBoyer, et.alが提示している値($\mu_a=0.32$ 、 $\mu_b=0.7$ 、 $I_0=0.005$)を準用するものとした。

液相と固相の相互作用力 F は、多孔質体を流れる水の抵抗則から定義する。壁面せん断力は F に比べて十分小さいとして無視し、圧力勾配と F が釣り合った平衡状態を考える。Darcy-Weibach式により圧力勾配を速度水頭に比例した形で表し、見かけの速度が $\lambda_p(u_1 - u_2)$ に対応する⁵⁾と考えると、以下の式形が得られる。

$$\frac{F}{\rho_1} = \lambda_p g \left(-\frac{\partial h_p}{\partial x} \right) \approx \lambda_p g \left\{ \frac{f_p}{\lambda_p R_p} \frac{\lambda_p^2 (u_1 - u_2) |u_1 - u_2|}{2g} \right\} \quad (17)$$

ここで、多孔質体の空隙にHagen-Poiseuille流れを適用することで得られるKozenyの浸透流速式を参考に、空隙率 λ_p 、粒径 d_r を用いて $R_p' = d_r / 6 \cdot \lambda_p / (1 - \lambda_p)$ で表すと、相互作用力を以下の式形で表すことができる。

$$\frac{F}{\rho_1} = \frac{3(1 - \lambda_p)}{d_r \lambda_p} f_p \lambda_p^2 (u_1 - u_2) |u_1 - u_2| \quad (18)$$

なお、流れが層流の場合には、摩擦係数 f_p が Re 数に反比例するとして $f_p = \alpha / Re$ で表し、 $\lambda_p(u_1 - u_2)$ を見かけの流速 u_a を用いて表して式(17)を整理すると、以下の式が得られる。

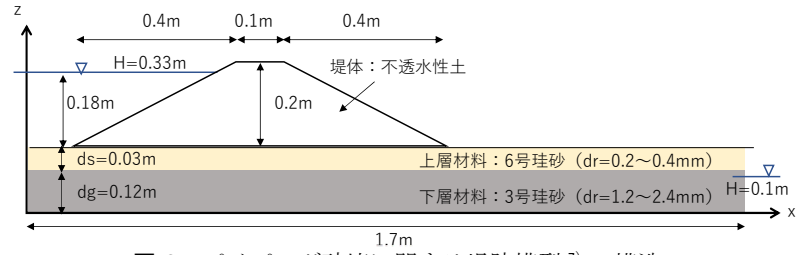


図-3 パイピング破壊に関する堤防模型⁷⁾の構造

$$-\lambda_p g \frac{\partial h_p}{\partial x} = \frac{3}{d_r \lambda_p} (1 - \lambda_p) \frac{\alpha}{R_p'} u_a |u_a| \quad (19)$$

$$\therefore u_a = C \frac{\rho g d_r^2}{\mu} \frac{\lambda_p^3}{(1 - \lambda_p)^2} \left(-\frac{\partial h_p}{\partial x} \right)$$

$$\text{ここに、} Re = \frac{|u_a| R_p'}{\mu / \rho_1}, \quad R_p' = \frac{d_r}{6} \frac{\lambda_p}{1 - \lambda_p}$$

係数 C は、 λ_p を0.4とした時に、右辺の動水勾配以外の部分が基盤層の透水係数 k_L と一致するように定義する。

2.5 計算手順

上記の方程式群を以下の手順で解くことで、噴砂孔発生後に形成されるパイプ下端高の時空間分布を解析した。

- ①まず、式(1)から基盤透水層のピエゾ水頭 h_L を求める。
- ②次に、式(2)より噴砂発生の有無を判定し、噴砂孔部分におけるパイプ下端高 r_{p0} を式(3)より求める。
- ③これより、噴砂孔部分に向かってパイプ下端面が低くなり、斜面が形成されることを考慮し、式(6)よりパイプ断面 A_p の変化を解き、パイプ半径 r_p を求める。
- ④パイプ部分において、式(10)の水の連続式を満たすように、式(11)の水の運動方程式を解き、水の水頭 h_p とピエゾ水頭 h_p を算出する。
- ⑤求められたピエゾ水頭 h_p を用いて、式(13)を解くことで土砂の速度 u_2 を求める。
- ⑥式(12)よりパイプ内の空隙率 λ_p を求め、①に戻る。

3. パイピング模型実験への適用

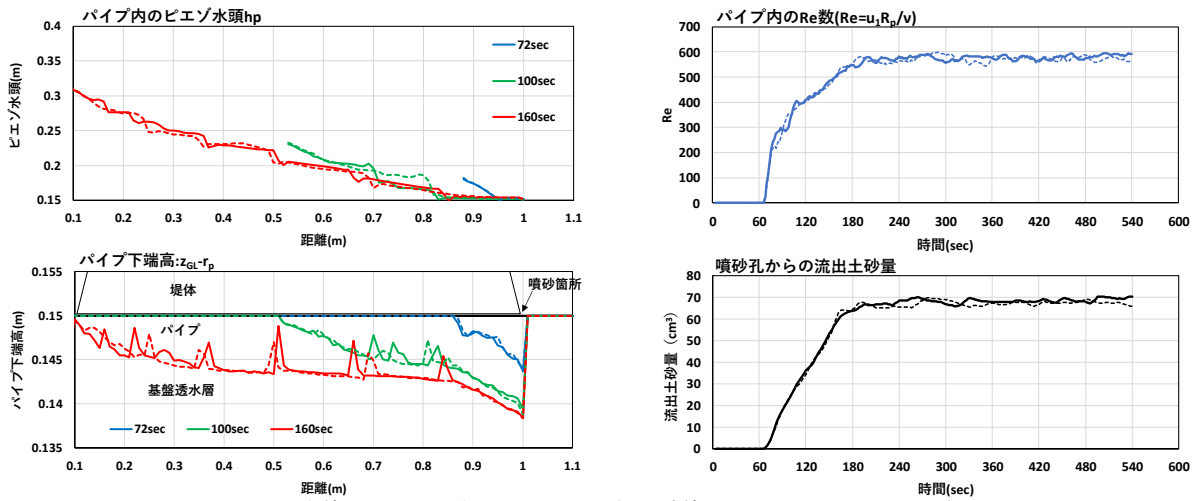
3.1 模型実験の概要

名城大学地盤工学研究室では、様々な地盤条件における堤体変状のメカニズム解明のため、基礎地盤の材料・層厚など変化させた二次元浸透模型実験が行われている⁷⁾。ここでは、粘性土の堤体直下の基盤層のパイピング発生・発達の観察を目的とした実験case3を対象とし、構築した解析モデルの適用性を検討する。以下に模型実験の概要を示す。粘性土で作られた高さ0.2mの堤体が、長さ1.7m、厚さ0.15m、幅0.16mの透水性基盤層上に設置された(図-3)。外水位作用位置から堤体裏法先までの距離は1mで、作用させた水頭差は最大0.23mである。透水性基盤は、下層が礫(3号珪砂)、上層が砂(6号珪砂)の互層構造である。実験開始から28秒で噴砂が発生し、11分12秒で水みちが形成、41分で裏法面に亀裂が生じた。

実験開始から28秒で噴砂が発生し、11分12秒で水みちが形成、41分で裏法面に亀裂が生じた。

3.2 計算条件

計算メッシュサイズは水平方向に0.01m、刻み時間 dt は0.005秒とした。初期条件は、模型実験と同様、0.1mの高



※実線：case1(h_0 に揺動を与えた場合), 破線：case2(h_0 を z_{GL} とした場合)
 図-4 パイプのピエゾ水頭とパイプ下端高, パイプ内の Re 数と噴砂孔からの流出土砂量の時間変化

さまで水を満し静水状態とし, この状態から上流端($x=0$)で一気に水位を 0.33m まで上昇させ, 下流端($x=1m$)では初期の圧力水頭を保つようにした. 基礎の透水係数は, 砂層で 0.002m/s, 礫層で 0.007m/s とし, 基礎層及び初期のパイプ空隙率を 0.4 とした. また, 粒径 d_r を 0.2mm, 内部摩擦角 ϕ を 35 度, 摩擦係数 f_0' を 0.05, 相互作用力の係数 f_p を 0.01, 初期のパイプ半径 r_p を 0.1mm とした. 本検討では噴砂孔部分の境界条件の与え方によるパイプ発達の違いを調べるため, 噴砂孔部分の水面高 h_0 の振幅 A を 0.005m, 周期 T を 1 秒とした場合(case1)と, 水面高を z_{GL} で一定とした場合(case2)について検討を行った.

3.3 計算結果

図-3 に, パイプ内のピエゾ水頭及びパイプ下端高の時間変化, パイプの Re 数($=u_i R_p/\nu$)と流出土砂量の解析値を示す. パイプ下端高は噴砂発生以降, 徐々に下がっていき, 川表側に向かってパイプ下端高が高くなる. このとき, パイプ下端に一時的に土砂が堆積する箇所において局所的に動水勾配が大きくなり, 土砂を排出させるとともに, 段波状になって圧力が川表側に向かって伝わっていくことが確認できる. このことは, パイプ内の圧力変化が段波となって伝わることによって, 土砂が水平方向に連行される過程を, 本解析モデルが表現できることを示している.

ただし, 噴砂の発生は模型実験で 28 秒であったのに対し, 本計算では 78 秒とやや遅かった. また, パイピングの進行は, 実験では 11 分 12 秒頃に確認されたが, 本計算では 2 分 40 秒頃から大幅に早いタイミングで発生した. 実験では, 噴砂孔からの土砂の排出と目詰まりが繰り返して生じることで, パイプ内の水と土砂の移動が間欠的に起き, 徐々にパイプが拡大・進行したと考えられる. これに対して, 本計算では噴砂発生以降は, 噴砂孔の目詰まりを考慮せず, 排出させ続けるように計算したことで, パイプ径とパイプの進行速度が過大に評価されたものと推察される.

ここで, 噴砂孔の水面に揺動を与えた case1 と, 一定水位とした case2 を比較する. case1, case2 とともに, パイプ内の Re 数はパイプの形成とともにすぐに 1 を超え, 乱流状態で流れる. パイプ下端高について見ると, case1 の方

が, 土砂堆積箇所がやや多く現れ, この影響がパイプ内のピエゾ水頭に現れている. この結果, 土砂の流れ方に若干の差が生じ, 噴砂孔からの流出土砂排出量は case2 に比べてやや小さめに算定される傾向が確認された.

4. 結論と課題

鉛直準二次元二相流解析モデルを構築し, パイピング実験データを用いて検証した. この結果, 本解析モデルにより, パイプ内の圧力変化が段波となって伝搬し, 土砂が連行される状況が解析できることが確認できた.

今後は, パイピング進行速度に大きな影響を及ぼす噴砂孔部分の境界条件の与え方と, パイプ断面変化の考え方について, より高い物理性を考慮することが課題である. このためには, パイピング模型実験により, 噴砂孔が液状化した場合のパイプ内の圧力, 空隙率, パイプ形状の変化機構を明らかにしていく必要がある.

参考文献

- 1) 財団法人国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き (改訂版), 2012.
- 2) Usama El Shamy and Firat Aydin: Multiscale Modeling of Flood-Induced Piping in River Levees, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering/ Volume 134 Issue 9, 2008.
- 3) Da-yu Wang, Xu-dong Fu, Yu-xin Jie, Wei-jie Dong and Die Hue: Simulation of pipe progression in a levee foundation with coupled seepage and pipe flow domains, Soils and Foundations, 54(5), pp974-984, 2014.
- 4) 齊藤 啓, 前田健一, 今瀬達也, 伊藤 嘉: 豪雨と高水位の継続作用を受けた河川堤防の安定性とその対策, 第1回地盤工学から見た河川堤防技術シンポジウム委員会報告・講演概要集, pp.41-44, 2013.
- 5) 藤澤和謙, 村上 章: 鉛直上向きに生じる浸透破壊後の浸透流速と土粒子速度の予測理論, 地盤工学ジャーナルVol.9, No.4, pp511-520, 2014.
- 6) Francis Boyer, Elisabeth Guazzelli, and Olivier Pouliquen : Unifying Suspension and Granular Rheology, PHYSICAL REVIEW LETTERS, 188301, 2011.
- 7) 小高猛司, 崔 瑛, 林 愛実, 森 三史郎, 李 圭太: 基礎地盤の複層構造が河川堤防の浸透破壊に及ぼす影響, 第52回地盤工学研究発表会, 2017.

遠心模型実験によるパイピングの観察と3次元的進展の検討

パイピング 侵食 遠心模型実験

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

1. はじめに

基礎地盤のパイピング現象は、河川堤防の決壊の主な要因の一つである。このパイピングに関して、筆者らは、遠心模型実験装置を用いた模型実験により不透水性の粘土堤防の下に透水性の基礎地盤が存在する場合に生じる基礎地盤の後退的なパイピング現象と、その進展に伴う粘性土堤防の変状をしている再現している¹⁻³⁾。本報告では、これまで筆者らが実施した実験中に視覚情報として得られた模型地盤のパイピングの進展の様子を詳細に分析、検討することで、パイピングの進展メカニズムを推察する。

2. 実験概要

図1に実験模型の断面図と平面図を示す。模型は、堤防の堤内地側の粘性土堤防とその下の透水性の基礎地盤をモデル化したものである。模型の奥行は150mmである。模型地盤は、図中に示す寸法で作製した。実験中、模型に与える遠心加速度は50Gであり、実物換算で盛土の長さ10m、高さ3.5m、基礎地盤の厚さ2.5mの堤防でのパイピングの進展挙動を調べた。なお、奥行方向の盛土の中心には、切り欠きを作成し、意図的に浸透路長が短い部分を作成した。実験に使用した材料は、基礎地盤として珪砂8号(平均粒径0.16mm, 相対密度30%, 透水係数 $9.6 \times 10^{-3} \text{cm/s}$)もしくは珪砂5号を、盛土としてカオリン粘土(含水比55%, 飽和密度 1.38Mg/m^3 , 一軸強度14kPa, 変形係数 0.13MN/m^2)もしくはアガーで凝固した水を選定した。これらの材料で作製した盛土は、基礎地盤のパイピングが進み、形成されたパイプがある程度拡大すると、その重みによってパイプを押しつぶすことが可能である。

実験に用いた土槽の両端には、それぞれ給水溝と排水溝を設置している。浸透水は給水溝から、模型地盤の基礎地盤表面以下の部分から模型地盤に流入する。下流側の排水境界は越流堰であり、この堰の高さは基礎地盤表面と同じ高さである。実験中、法尻で観察させる噴砂の初期配置を推定するため、図1のI~Vの領域には色付き焼成珪砂8号を配置している。この配置は、実験ケースによって異なる。筆者らは上記の実験システムを用いて、遠心場での模型浸透実験を実施し、パイピング現象とそれに伴う堤防の変状の再現¹⁾、パイピングの発生・進展に及ぼす繰り返し浸透履歴²⁾や基礎地盤構造の影響³⁾を検証してきた。各実験中の土槽側面から模型の横断面を、上面から基礎地盤の表面と堤防の法面を観察した。本稿では特に、堤防盛土と基礎地盤の境界と法尻付近に着目し、実験中の噴砂状況やパイプの伸長の様子からパイピングの進展メカニズムについて検討する。なお、アガーで凝固した水で作成した盛土模型は、透明度が高く、図1のAの位置の配置することで、その上面から基礎地盤で進展するパイピングの様子を確認することができる。この透明盛土のケースにおいては、給水堰と模型の境界部の止水と盛土の滑動をある程度抑えるため、図1のBに対応する部分にカオリン粘土を使用した。

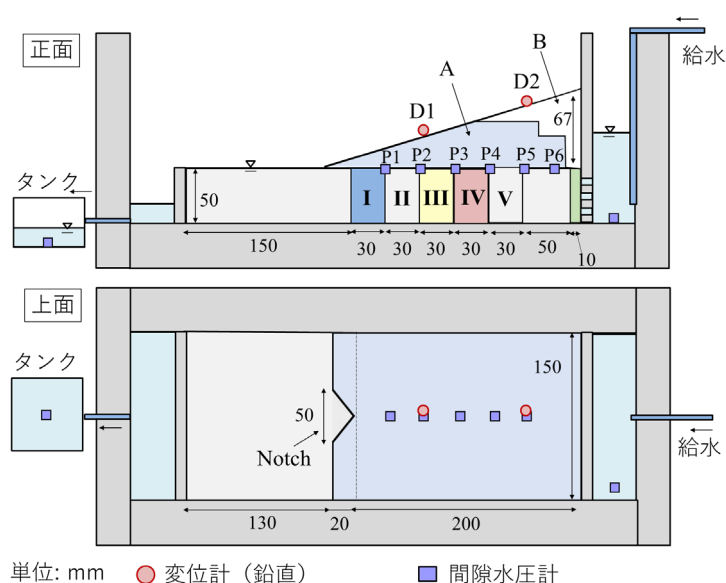


図1 実験装置の模式図

3. 実験結果および考察

3.1 法尻付近の噴砂，土槽側面の観察による堤防横断面における2次元的なパイピングの進展の推定

図2は実験中の法尻付近の噴砂の様子の一例である。実験条件は，盛土材として粘性土を基礎地盤材料として下層に珪砂5号，上層に珪砂8号を使用し，模型に与えた水位は段階的増加である(詳細は文献3に詳しい)。このケースにおける色砂の配置は図1の模式図と同様であり，時系列で噴砂の様子を見ると，(a)浸透路長さの最短部分である切り欠き部から，噴砂(青)が開始した。(b)噴砂は継続し，卓越した噴砂の位置は切り欠き部の左方向に移動する(図2「イ」)。(c)切り欠き部分以外を始点とする噴砂が発生。領域III(黄)からの流出が開始した。(d)先ほど(c)で発生した噴砂孔からは領域I(青)を起源とする噴砂が確認された(「ハ」)。(e)「ニ」および「ホ」の噴砂孔から主として領域III(黄)を起源とする噴砂が確認できる。(f)「へ」の位置にある噴砂孔からは，領域I(青)を起源とする噴砂が確認でき，「ト」の位置からは，盛土部にクラックが発生し，その部分から領域III(黄)を起源とする噴砂が卓越的に流出した。その後，法尻の切り欠き部から確認できる噴砂は，領域III(黄)およびI(青)を起源とするものの繰り返しとなった(図2の(g)→(l)を参照)。そして，図2の(k)より，領域IV(赤)からの噴砂も確認することができた。

以上の法尻の付近の観察で確認できたことをまとめると，1. 噴砂の開始位置は，浸透路長の最も短い部分であった。2. 卓越した噴砂孔は，パイピングの進展に伴って移動していく。3.パイピングの進展中に法尻から流出した噴砂の起源から，パイピングは単純に堤内地側から堤外地側に順々に進むわけではない。このことから，進展段階におけるパイピングは，必ずしも最も短い浸透路長に沿って進展しているわけではないことが言える。

次に同じ実験ケースにおける実験中の土槽側面のガラス面の観察から確認できる法尻直下を起点とするパイピングの様子を図3に示す。これを順に見ると，堤内地側の法尻直下を起点とするパイプは，常に均質な厚さで進行するのではなく，厚くなったり，上部の盛土の上載圧によって，それがつぶれたりを繰り返しながら，堤外地側へと拡大していく。粘土を盛土材として実験は，これまで11ケース実施したが(詳細は文献1-3を参照)，土槽側面の観察からパイプの存在が確認できたケースにおいて，発生・進展中のパイプの厚さは，1.5-4.0mmの範囲にあった。これは，発達するパイプの断面がある程度大きくなると，上部にある盛土の荷重を負担できなくなり，断面を維持することが困難となり，断面が縮小するためであると推察できる。紙面の関係上，本報告では，詳しく議論しないが，この盛土圧によるパイプの閉塞は，基礎地盤直上の盛土の局所的な沈下を引き起こすことが，これまでの実験で確認されている¹⁾。この縮小もしくは閉塞したパイプは，河川水位の上昇に伴い，再形成し，これが伸長する。図3ではこれが再度閉塞し，再び形成，

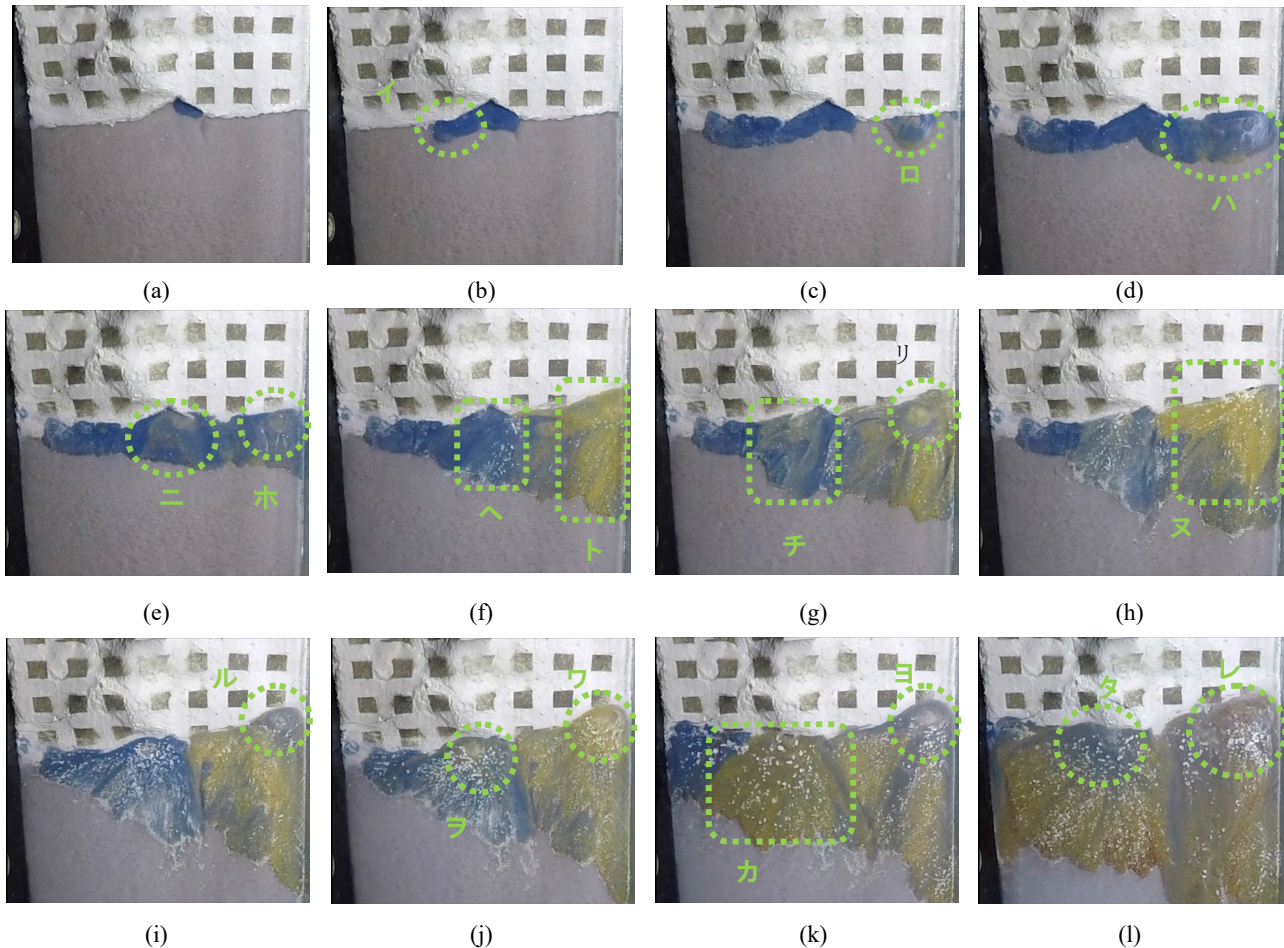


図2 実験中の法尻の様子

伸長する様子が確認できる。以上から、パイピングの進展は、パイプの閉塞、再形成、伸長のサイクルを繰り返しながら堤外地方向に進行すると考えられる。なお、この観察結果は、土槽側面と模型地盤の境界における堤防横断面の2次元的な観察結果であるが、この結果にはある程度のガラス面との境界の影響もあることに留意が必要である。図4は実験前後の基礎地盤表面の様子である。実験後の基礎地盤を観察することによって、実験中に発生したパイプの痕跡を見ることができる。このパイプ跡には蛇行や枝分かれの様子が見られた。このことから、実験中にパイピングが、浸透路長の最短部を經由して（切り欠きから横方向に一直線）で、進展しているわけではないことがわかる。これは、上述の上面からの法尻付近の観察結果と同様な傾向である。このような結果は、Silvisの大規模な模型実験⁴⁾においても確認されており、Vandenboerらが実施した模型実験はアクリルを通してのパイピングの可視化に成功し、現象の3次元的進展を実験的に再現し、この要因を検討している⁵⁾。

3.2 透明盛土を使用した実験における基礎地盤の観察によるパイピングの3次元的進展の検討

筆者らは、上記のパイピングの3次元的な進展の要因が、図3で見られたようなパイピングの閉塞とそれによる浸透流の迂回であると考えている。盛土材としてアガーで凝固した水を使用したケースは、盛土の透過性によって、実験中のパイピングの進展を図5のように可視化することができ、粘土盛土と同様に、ある程度拡大したパイプの押しつぶしも再現できる。図6は、透明盛土を通して観察した基礎地盤が顕著な変化が確認された時点の様子をスケッチしたものである。このスケッチから確認できることは、パイプは河川水位上昇に伴い、領域I（青）からの噴砂が始まり、その後、後退的に発展したこと。パイプは直線的ではなく後発した他のパイプと合流・蛇行しながら進展したこと。各パイプの幅が異なることが確認された。なお、このアガーを使用した実験は、盛土材と土槽と接着が不十分になりやすく、噴砂の開始位置を切り欠き部に誘導することが困難であった。

以上の粘土盛土を使用した実験における法尻付近の噴砂、土槽側面および実験前後の基礎地盤、透明盛土を使用した実験中の基礎地盤の観察結果から、下記のような3次元的なパイピングの進展のプロセスの仮説を立てる。

1. 堤内地側の法尻付近でパイプが形成する。
2. 河川水位の上昇に伴って、形成されたパイプが拡大、後退的に進展する。
3. 拡大したパイプの断面がある程度大きくなると、上部にある堤防盛土から受ける荷重を支えることができず、パイプは上部の盛土によって押しつぶされ、閉塞もしくは縮小する。このとき、閉塞したパイプの直上の盛土は局所的な沈下を引き起こす。
4. パイプ閉塞部では、これを迂回するような水みち（もしくは新たなパイプ）が形成される。
5. 外力である河川水位のさらなる上昇（もしくは高水位状態の継続）によって、閉塞・縮小したパイプが再度形成す

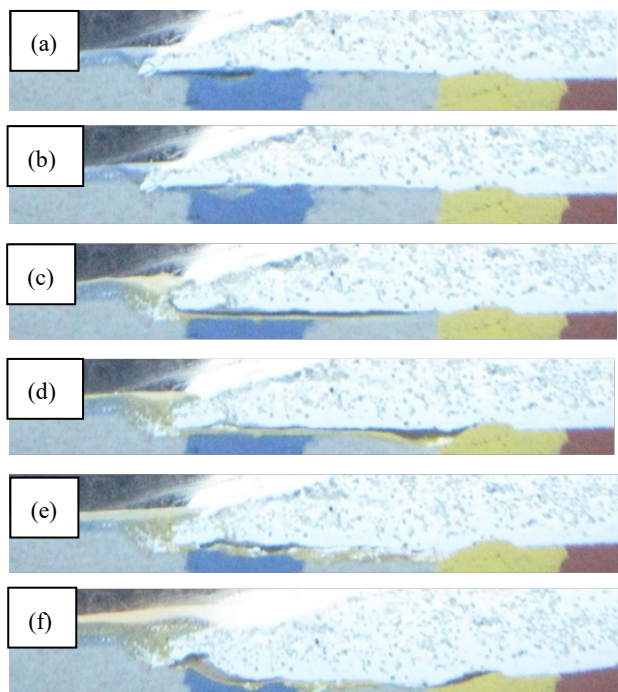
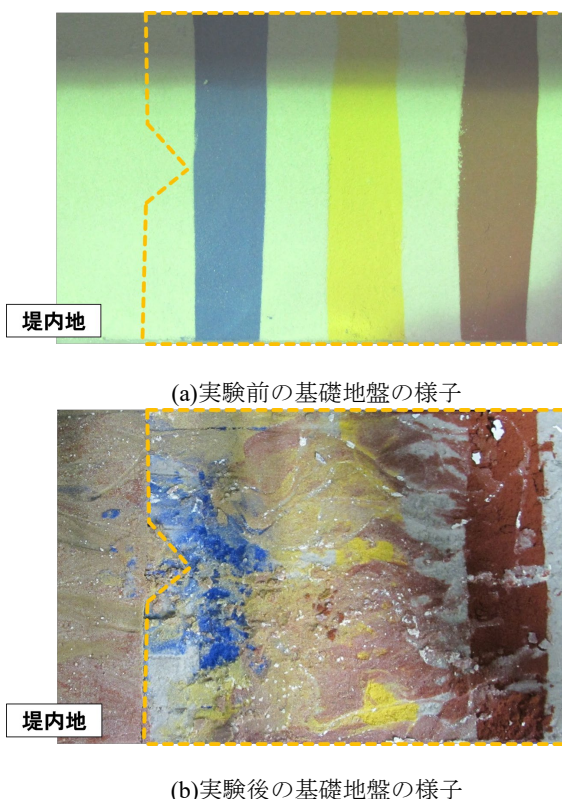


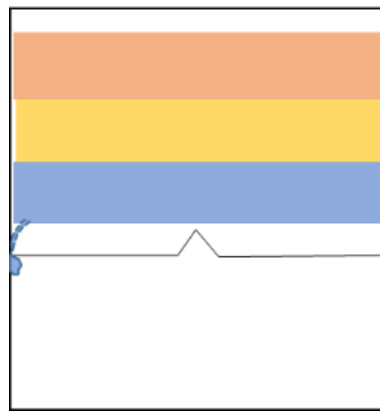
図3 土槽側面から観察したパイピングの発達と局所的な盛土の沈下



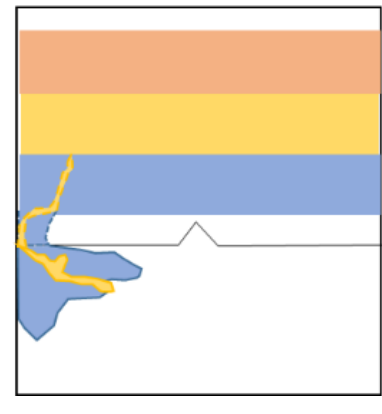
(a)実験前の基礎地盤の様子
(b)実験後の基礎地盤の様子
図4 実験前後の基礎地盤の様子



(a) 実験前



(a) $i=0.147$



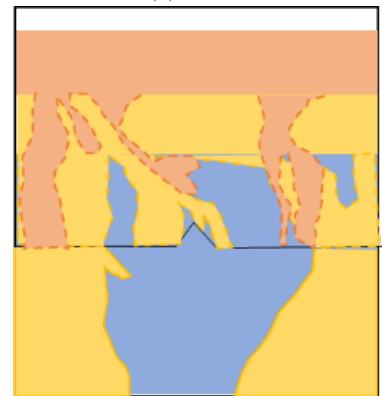
(b) $i=0.162$



(b) 実験途中



(c) $i=0.199$



(d) $i=0.25$

図5 透明盛土を使用した実験の様子

図6 透明盛土を使用した実験におけるパイプの進展挙動

る。閉塞部分を避けるように発生した水みちにおいても新たなパイプを形成する。6. パイプは2～5の伸長・拡大、閉塞・縮小、水みちの形成、再形成のサイクルを繰り返しながら堤外地側へ進展し、最終的に破堤を引き起こす原因となる。

4. まとめ

本報告では、遠心模型実験装置を用いたパイピングに関する模型浸透実験で得られた流出噴砂や土槽側面から確認できるパイプの観察から、横断面におけるパイピング進展メカニズムの検討を行った。さらに、この実験後の模型基礎地盤表面で観察したパイピング跡と流出噴砂の様子は、パイピングの進展プロセスを詳細に理解するうえで、横断面における2次元的な進展のみならず、現象を3次元的に捉えることの重要性を示唆するものである。このパイピングの3次元的な進展を把握するため、透明盛土を用いた浸透模型実験も実施した、

これらの実験結果からパイピングの進展形態を次のように推察した。法尻部で発生したパイピングは、拡大・伸長、縮小・閉塞、再形成のサイクルを繰り返して、堤外地側へ発達する。進展する方向は、パイピングの発生位置から最も短い浸透路長に沿うわけではなく、盛土圧によって閉塞したパイプ部分を迂回する水みちによって、パイピングは蛇行・枝分かれ、3次元的な進展を示す。

参考文献

- 1) Koito, Horikoshi and Takahashi: Physical modelling of backward erosion piping in foundation beneath levee, *Proceedings of the 8th International Conference on Scour and Erosion*, pp. 445-451, 2016.
- 2) Takahashi, Horikoshi and Maruyama: Physical modelling of backward erosion piping in levee foundation subjected to repeated flooding, *Book of Abstracts for 25th Meeting European Working Group on Internal Erosion in Embankment Dams & their Foundations*, pp. 4-5, 2017.
- 3) Takizawa, Horikoshi and Takahashi: Physical modelling of backward erosion piping in layered levee foundation, *Proceedings of the 9th International Conference on Scour and Erosion*, pp. 33-38, 2018.
- 4) Silvis: Verificatie Piping Model; Proeven in de Deltagoot, Rp. GeoDelft, CO317710/7., 1991. (Reference from Van Beek : Backward erosion piping, initiation and progression. PhD thesis, TU Delft, 2015.)
- 5) Vandenoer, van Beek and Bezuijen: 3D character of backward erosion piping, *Géotechnique*, Vol.68, 1, pp.86-90, 2017.

物理探査による実物大破堤実験の堤防内浸透状況の把握

実物大堤防 物理探査 浸透状況

北見工業大学
応用地質株式会社
北見工業大学大学院
北海道大学大学院
寒地土木研究所

正会員 ○川尻峻三
正会員 小西千里, 木佐貫寛
学生会員 小笠原明信
正会員 西村聡
正会員 島田友典

1. はじめに

出水によって被災を受けた堤防では変状・崩壊の発生メカニズムの検討や、変状・崩壊が発生していない堤防では出水による損傷箇所を迅速に把握して性能回復を図る必要がある。しかし、堤防は延長が長い土構造物であり、堤防の局所的な弱点箇所を出水後、迅速かつ簡便に抽出する方法が必要となっている。近年では物理探査を用いた堤防の現状把握手法について提案されており、既存手法であるボーリング調査よりも迅速かつ広範囲に非破壊で堤防の内部状況を把握できることが報告されているものの、出水中や出水直後での堤体状況について検討した事例は少ない。一方で、出水中や出水直後の堤防の内部状況の把握手法として、これまでに提案されている物理探査の有用性が確認できた場合には、洪水後における堤防の状態把握および応急対策箇所の迅速な抽出手段の一つとしての利用価値が高まる。

そこで本稿では、国土交通省北海道開発局と寒地土木研究所が十勝川千代田実験水路で実施した実物大破堤実験における河川水位の上昇過程において、堤体内への浸透状況を把握するための物理探査として表面波探査および電気探査を実施した事例について、その結果の一部を報告する。

2. 調査の概要

図-1 は国土交通省北海道開発局が十勝川千代田実験水路で実施した破堤実験に用いた実物大堤防（以下、実験堤防とする）の概要を示している。本稿で報告する物理探査は、この実験堤防の上流部で実施した。図-2 は実験堤防の代表的な地点で採取した地盤材料の粒度分布を示している。堤防表層は粘性土もしくはシルト質土で、堤防内部は礫質土によって構成されている。このような実験堤防の図-1a)に示すような箇所において、表面波探査および電気探査のそれぞれの測線を配置して、外水位上昇中の一定時間間隔でそれぞれの探査を実施した。なお、表面波探査については縦断方向に、電気探査について縦断および横断方向に測線を配置した。

図-3 は表面波探査および電気探査の実施状況を示している。表面波探査¹⁾は弾性波探査の一つであり、地盤の地表面付近を伝播する表面波を複数個設置した地震計で測定し、表面波の分散性を利用して解析することで、2次元的なS波速度分布を求める手法である。S波速度は地盤のせん断剛性率を間接的に表すパラメータであり、河川水が堤防内に浸透することによる飽和度上昇や間隙水圧上昇によって土のせん断剛性が低下した際にはS波速度が低下するため、堤防内の浸透状況を把握できると予想される。

電気探査²⁾については、地盤内に電気を流し、その際の電気応答を測定・解析することによって、地盤内の比抵抗分布を求める手法である。この探査から取得できる地盤の比抵抗は、土の粒度特性や飽和度と関連しており、比抵抗分布から堤防の土質構成や浸潤状況を

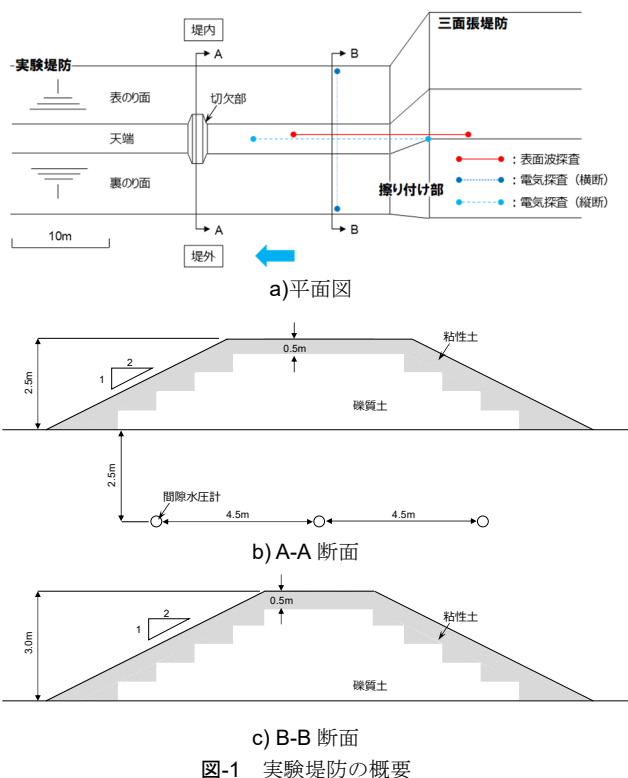


図-1 実験堤防の概要

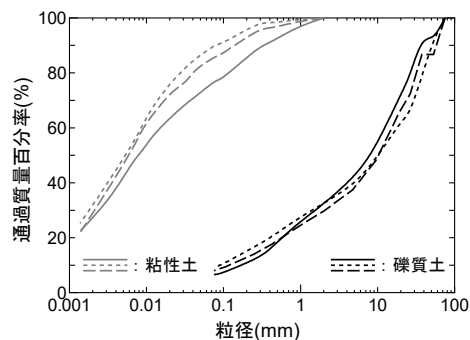


図-2 実験堤防に用いられた地盤材料の粒度分布

把握できる。

3. 実験結果および考察

図-4は外水位上昇中に実施した表面波探査から取得した堤防内のS波速度分布、外水位、堤体内水位を示している。なお、堤体内水位については、図-1b)のA-A断面での計測結果を示している。また、表面波探査は実施時の安全性を考慮し、外水位が上昇して越水する前までの3回の実施とした。全体的な傾向として既設の三面張堤防や支持地盤よりも、今回の越水破堤実験のために新設した実験堤防のS波速度が低いことから、表面波探査から取得したS波速度分布は概ね妥当であると判断した。距離程 $X=0\sim 2\text{m}$ 、標高 $Y=14\sim 14\text{m}$ の堤防下部の範囲では、経過時間とともにS波速度がわずかに低下する傾向にある。堤体内水位は外水位上昇とともに上昇しているため、堤体下部でのS波速度の低下は堤体内水位の形成と上昇によるものと予想される。また、実験終了後の16:10~16:24に実施した結果を見ると、図中に示した実験中の最大堤体内水位よりも下部の領域でS波速度が低下している。さらに実験後には破堤口の拡大に伴い、表のり面の大部分が流出していた。このことから実験終了後のS波速度の低下は、水位上昇による堤体土の剛性低下や表のり面流出による応力開放の影響を受けていると考えられるが、いずれにしてもS波速度分布は実験堤防の状況を表現できると言える。

図-5は先述した表面波探査と同様に外水位上昇中に実施した電気探査から取得した横断面での比抵抗変化率を示している。比抵抗変化率については、越水実験前日に取得した比抵抗分布を基準としている。のり面表層と堤防内部において比抵抗変化率が異なり、比抵抗分布によって堤防を構成している土質の違いを表現できていると言える。堤体内水位の上昇に伴い、10:30には距離程8~12m程度の範囲で比抵抗の変化率が大きくなり、低比抵抗化が認められる。しかし、支持地盤から鉛直上向きに低下比抵抗化(変化率がマイナス)しているように見え、これについては解析上の誤差の可能性もある。しかし、裏のり面において堤体内水位が認められる11:00の段階においても低比抵抗な状態にあり、比抵抗分布と堤体内水位の分布は調和的な結果と言える。今後は、浸透流解析を実施して、解析結果と比抵抗分布およびS波速度分布を比較・検討し、より詳細に物理探査結果の解釈を試みる予定である。

4. まとめ

越水破堤実験時に実施した一連の物理探査から、各種物理探査結果と堤体内水位の状況は、概ね整合していた。しかし、一部の結果については解析上の誤差と判断できる結果があった。このことから、今後は浸透流解析結果と物理探査結果を比較・検討して、より詳細な物理探査結果の解釈を試みる予定である。なお、本研究は北海道河川財団(研究代表者:川尻峻三)の助成を受けたものである。また、本物理探査の実施に際して、国土交通省北海道開発局から多大な協力を受けた。記して深甚なる謝意を表す。

参考文献

- 1) 土木学会・物理探査学会:河川堤防の統合物理探査-安全性評価への適用の手引き-, 2013.

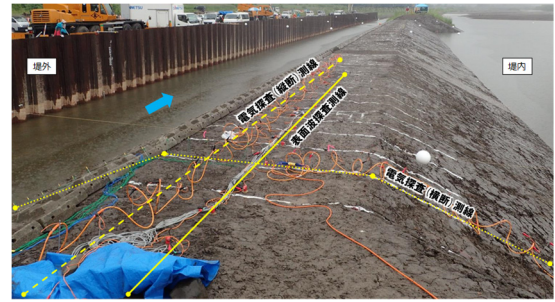


図-3 実験堤防および物理探査測線の状況

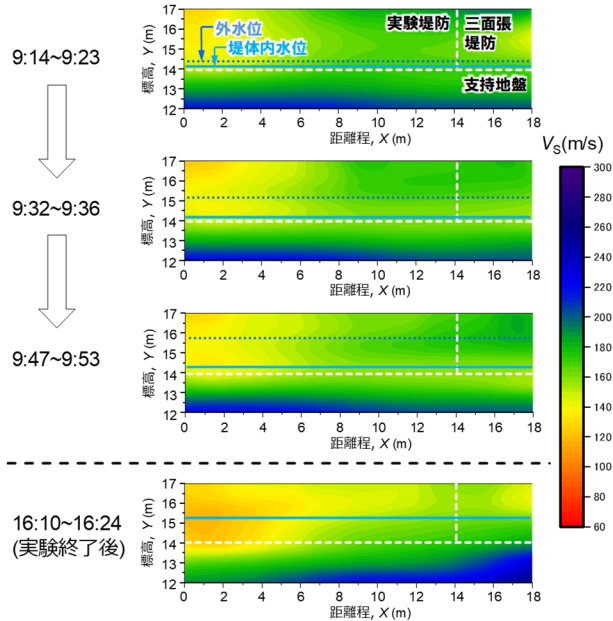


図-4 外水位上昇中のS波速度分布

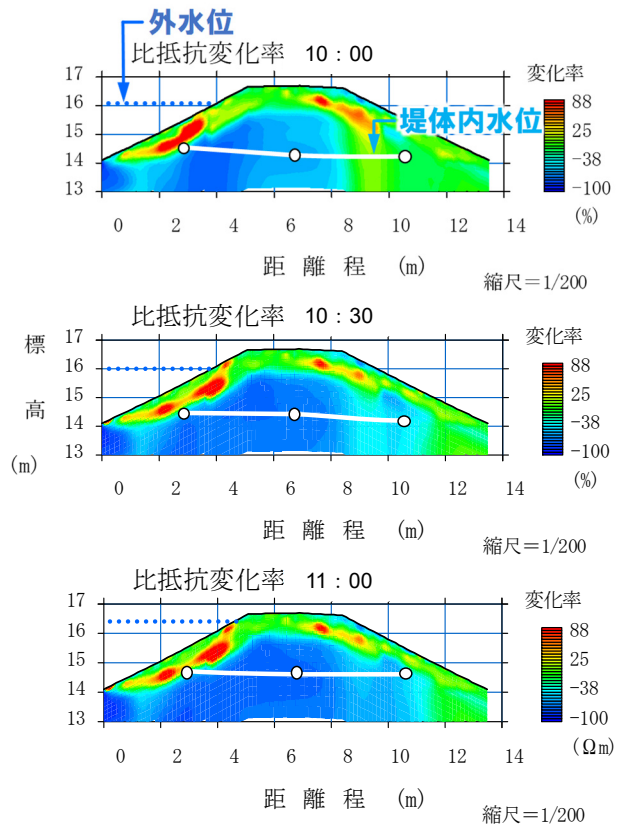


図-5 外水位上昇中の比抵抗変化率