

第3回  
地盤工学から見た堤防技術シンポジウム

講演概要集

平成27年12月2日

公益社団法人 土木学会 地盤工学委員会 堤防小委員会

後援：水工学委員会河川部会・公益社団法人 地盤工学会

## 第3回 地盤工学から見た堤防技術シンポジウム

### 目 次

#### 特別講演

##### 堤防技術のあり方とその考察

岐阜大学名誉教授 宇野尚雄 .....1

#### 一般発表

##### セッション I

1. 平成 27 年 9 月関東・東北豪雨による破堤に伴う落堀に関する現地調査からの考察  
常田賢一（大阪大学大学院） .....8
2. 堤防における簡易な地盤調査方法の提案  
柳浦良行（基礎地盤コンサルタンツ），野村英雄，末政直晃，菅野安男 .....12
3. 河川堤防の進行性破壊における前兆となる地表変位の把握  
倉田大輔（国土技術政策総合研究所），笹岡信吾，福原直樹，森啓年，服部敦，佐々木  
哲也，石原雅規，吉田直人 .....16
4. 根固ブロックを用いた破堤氾濫流量抑制の基礎実験  
島田友典（寒地土木研究所），前田俊一，柏谷和久，飛田大輔，伊藤幸義，横濱秀明  
.....20
5. 陸域観測技術衛星 2 号 (ALOS-2) による河川堤防のモニタリングシステムの研究開発  
富井直弥（宇宙航空研究開発機構），佐々木善信，夏秋嶺，穴原琢摩 .....24
6. 合成開口レーダ干渉画像を利用した経年微小変化の堤防モニタリング  
穴原琢摩（宇宙航空研究開発機構），夏秋嶺，佐々木善信，富井直弥 .....26
7. ジオグリッド性能が GRS 河川堤防の耐越流侵食性に及ぼす影響  
倉上由貴（東京理科大学大学院），二瓶泰雄，森田麻友，大山光成 .....30

8. 実堤防内の降雨浸透挙動に関する多種センサーを用いた計測結果  
齊藤啓（日本工営），前田健一，小林剛，李兆卿 ……………34
9. 砂質堤体土の簡易サンプリングとその強度特性の評価  
小高猛司（名城大学），李圭太，石原雅規，崔瑛，武楊，田村太郎 ……………38
10. 透水性基礎地盤に起因する堤防の浸透破壊に関する考察  
小高猛司（名城大学），李圭太，崔瑛，尤源，森三史郎，林愛実 ……………42

## セッションⅡ

1. 堤防被害への地盤の影響の考察(その3, 堰や堤防の被害)  
那須誠（元前橋工科大学） ……………46
2. 実河川堤防の浸透安定性に関する危険箇所抽出方法の提案  
大竹雄（新潟大学），本城勇介，平松佑一，李圭太，小高猛司 ……………50
3. 基盤条件に着目したパイピングの進行特性及び相似則に関する一考察  
齊藤啓（日本工営）前田健一，泉典洋，李兆卿，櫛山総平 ……………52
4. 盛土堤体液状化を対象とした模型振動台実験の土-水-空気連成動的解析  
松丸貴樹（東京大学大学院），佐藤武斗 ……………56
5. 堤防破壊確率と堤防脆弱性指標に基づいた堤防危険箇所の推定法  
田端幸輔（中央大学研究開発機構），福岡捷二 ……………60
6. 粒度評価径を用いた地盤土性図の表現  
福田光治（大成ジオテック），宇野尚雄，南後和寛，田中徹，河野博，益戸宏 ……………64
7. 河川湾曲部における堤防侵食の評価手法に関する一考察  
羽田野袈裟義（山口大学大学院），永野博之，坂本淳一 ……………68
8. 地形種と動水勾配を用いた河川堤防基礎地盤の浸透安全性概略評価指標  
品川俊介（土木研究所），日外勝仁，佐々木靖人 ……………72

9. 堤防のりすべり事例を対象とした浸透力を考慮した円弧すべりの感度分析  
石原雅規（土木研究所），吉田直人，秋場俊一，佐々木哲也 ……………76
10. 透水性基礎地盤に起因する複合破壊過程の SPH 法による再現解析  
下川大介（国土技術政策総合研究所），森啓年，笹岡信吾，服部敦 ……………80

# 特別講演

# 堤防技術のあり方とその考察

科学 技術 築堤履歴 (流域地盤特性) 設計論

岐阜大学名誉教授 宇野尚雄

## 1. はじめに (科学と技術)

本文は、筆者が学習した科学と技術に関する基本的視点をベースに、河川堤防の特性は築堤履歴に代表されるが、“技術”に捕らわれ過ぎると科学的思考を誤って、研究や活動の是非が見え難くなることなどを指摘する。

堤防技術とは何か。「科学 Science と技術 Technology, Engineering」は何が違うかという問い掛けである。卒業研究を始めた頃に大学研究室で先輩机上の英国雑誌: *Geotechnique* を覗いて見た William John M. Rankine (1820-1872) の言葉に感動した。“In theoretical science, the question is -**what are we to think?** . . . . But in practical science is - **what are we to do?** . . . . A prompt and sound judgment in case of this kind is one of the characteristics of a **PRACTICAL MAN**, in the right sense of that term<sup>1)</sup>.” 科学と工学の比較である。1990年代には松尾 稔 (今年5月他界) 元・名古屋大学総長は「科学は文化であるが、技術は文明である」と筆者に言明された<sup>2)</sup>。

朝永振一郎～桑原武夫: 対談では、「科学は哲学者から、技術は奴隷から展開した」話題を発端に「真理を探究する“科学”の役立つことへの無関心に対して、科学を基礎にして人間社会がハード施設をつくる“技術”は社会科学的要求が入り込んでいる」趣旨の考えが示されていた<sup>3)</sup>。朝永「日本では、例えば災害防止に堤防をつくるなどというときは、とにかく科学以外の要素が非常に大きく出てくるでしょう。 . . . . 科学者や技術者でない人が、科学や技術をどう考えるかと言う問題ですね。」との発言もある。また朝永はオランダの専門家への信頼性が厚いことを特記していた。ゾイダルゼー干拓堤防を建設するべく国王・政府の命令を受けた物理・数学者H・A・ローレンツは、1918年から始めて1926年に科学的結論を得て建設を指導され、1953年の高潮がオランダを襲ったときのローレンツの計算結果は観測値と極めて高い精度で一致していたという。

## 2. 河川堤防の成り立ちと現実

本表題をキーワード5件 (河道変遷, 治水地形分類図, 築堤履歴, 堤体土質構造パターン, 地盤支持力の不揃い) で表現すれば、読者の皆様は御理解戴けると推測する。これらは巨大なアースダムでは懸念する必要が無い。H16年からの浸透照査プロジェクトは上記キーワードを客観的にデジタルデータとして評価・分析成果の筈で、公表されて活用せねばならない。後述の資料-(1)「弱点箇所を把握する基本方針」である。一方、古くから報告される「被災事例」の整理・分析活用した成果が見られないのは何故か。堤防管理者が責任を自覚して果たすには、被災を軽減する戦略として最終的目標を持たねばなるまい。この観点からの議論は、項目 (4. ～6.) へと継続する。

## 3. 河川堤防に関連する法律 (河川法, 管理施設等構造令, 砂防技術規準, 設計指針, 土工マニュアル)

経緯を省いて、最近の改定年代で考えると、河川法に治水・利水に環境が追加されたH9年に、砂防技術・土工マニュアルも公布され、さらにH12年の構造令, 砂防技術基準を補足する位置づけのH14年の「河川堤防の設計指針」(以後、部分的改訂あり)に規定されている現状である。しかし特筆すべきは、形状主義から性能・機能設計への転換が不十分なためか、「設計論」と「逐次補強論」が混在したとの解釈も聞く。高水位HWL～天端の外水位対応等に疑義がある。

## 4. 被災事例データとその分析 (被災履歴)

被災には、種々の被災形態を明確に記述すると同時に、被災現象の表現法、その被災時洪水条件等の記述、などが整理される必要がある。例えば、漏水という言葉だけではなく、紙コップで地表に出る漏水を集めて漏水量と時刻を観測するなどを記録したい (皆無な現状)。[表 - 1 モニタリングにおける目視項目と破壊形式など]及び資料-(2)「河川ごとの破壊形式から見た河川特性 (Digital Data 分析から見た)」を参照下さい<sup>4)</sup>。

モニタリングは管理に繋がる管理指針・整理棚すら未だ手探りだ。この状態からの脱却を図れねば、各地方整備局にある河川管理課は何時になっても本命の仕事が手抜き課になる (「河川カルテ」等の整備状況を見ない)。被災事例を河川距離表地点で記録した河川堤防評価図に記載して年別整理すれば、対策の効果を評価できる戦略にもなる。

## 5. 堤防技術を考える (維持管理へ)

以上の状況下にある堤防の技術を考えるのは何のためか? 被災があれば対策工事が必要である。その対策には土工技術が不可欠で、「盛土～掘削～締固め」作業の基本的過程を土質物性・土性に合致させる技術である。施工業者に任

---

Considerations of the Levee's Technology from the point of view for the Science and Engineering

Takao Uno<sup>1</sup> (<sup>1</sup> Emeritus Professor of Gifu University, Members of the JSCE, and the JGS.)

**KEY WORDS:** Science and Technology, Components of Levee's Soils, Design and Managing of River and Levee

せることで技術力向上は保証されない。地盤工学専門家にも少ない分野である。最上武雄先生は「近代工業の製品は多くの部品から成っていて、それらの部品が与えられた環境条件を満たすように科学法則に従って作動する」設計は科学法則で規則的に扱えるとした<sup>5)</sup>。この背景には2部門が指摘された。応用力学に準拠したA型部門で、土に関する仕事は地盤調査、試料採集、土質試験（応用力学の材料試験）で得られた数値による検討（応用力学計算に相当）より成っている。しかし、土質力学では経験、技術者判断（Engineering Judgement）を加える。このA型の応用力学的思考に対して、締固め、サンドドレーンなど土質改良、地盤改良に関するものはB型部門とされ、人間が欲する構造物又は地盤を作る、と分類した。

現在、情報化施工や信頼性設計の進展からテラウェア時代より新しい見方が必要となっていることに鑑みて、堤防監視・モニタリングを推進して、その整理やデータ集積しつつ、維持管理に継続させることになるうか。

後述の資料(3)「モニタリングから維持管理に向けた考察」で、維持管理の整理棚の要因を探る。

## 6. 設計論からの考察

上述した3.項の法的な取り扱いが関係する。河川計画論が流量配分計画とみれば、堤防設計はHWLという高水位と「その継続時間」の設定に依存するにも拘わらず、越流箇所の多発傾向は鮮明になっている<sup>6)</sup>。この検討（河川計画論が重視され、外水位決定論の確立）が主題であるべきだが、これらの課題がタブーのようにになっている行政官の現状意識と推測するに留める。代わりに、他に考察から抜けやすい、正しい設計論が広く認知すべき3段階論を指摘する。

### (1) 設計3段階論

- 「事前（外力・性能・施設構造の設定，材質，Life time）～事象（設計）～事後（予測，モニタリング）」
- 不確定要因の影響を見通す洞察力・決断力（設計要因・外力のパラツキや不確実物性に対応する）
- 「想定外」対応 ……総合判断能力の形成（天変地異，人為的仕業への対応）

### (2) 築堤技術や維持管理技術

- \*築堤技術 …… 締固め法，土質，層厚・段切り，堤体土質部と基礎地盤（特に軟弱地盤のとき）とその影響分析
- \*維持管理技術 …… 被災モニタリング分析の充実・多角化（情報化施工，性能設計など），河川流域特性

### (3) 堤防の社会科学的視点

河川堤防の強化戦略は無いのか？ H16年からの浸透照査プロジェクトは、公開まで含めた戦略だった筈ではないのか？ 組織体としての国交省という巨大組織の堤防強化戦略という声を聞かないのは何故か<sup>8)</sup>。土質で作った堤防は信用できないのか？ 本省の意図が明確に各地方整備局に伝達されてコミュニケーションできているのか。

堤防を管理する担当者に対して、調査設計コンサルタンツ、対策する施工業者の人的配置に対して、業務がいつWhen、堤防部位どこでWhere、なぜWhy、いかなる手段Howで、Who or Whom 分担するのか、組織的な対応を考えるとさまざまな視点が整理される。これを筆者は社会科学的視点と呼ぶ。近年の信頼性設計という見方も、また情報化施工も計測管理と相まって重要だ。それらの位置づけや体系づくりを理解しないからか？ 現場は混乱し易い。

## 7. 浸透破壊現象の研究視点（破壊とは何か？ 地盤工学会誌9月号特集内容について）

地盤工学会誌の「講座」，「特集号」における総説、総論、報告の違い、学会誌を、国交省の堤防担当者に渡して非常に参考になるから、学会に加入されませんか、と勧誘できますか？

7.1 報告、講座などのそれぞれには、研究論文でない特性を持つのが常である。多数の参考文献を挙げて、それを読まないで解らない「講座」は意図をはき違えていると考える。

7.2 今年の9月号特集について（学会誌：執筆者のスタンスの問題として）

自説と他人の意見・成果とを区別しない曖昧な表現を避けたい。自己中心の成果を述べることが多いため、他人の研究成果を正しく引用しているか（総説・総論では公平な論評が望ましい）、十分配慮すべき。

7.3 研究視点：現象の認識・定義、『目的、手段（実験等）、仮説の妥当性、推論の論理』は“科学～技術”の流れで理解可能か？（モデル化か、現象論か数式化か、基礎式か境界値問題か）

7.4 「土の破壊」（浸透破壊・パイピング現象などの「破壊」）について

本項で述べる現象は、浸透破壊とかパイピングと呼ばれている主に堤体裏法尻部の破壊現象である。筆者は、文献7)で、山口嘉一氏の研究論文（応用地質学会論文賞受賞）を引用して、フィルダムなどの基礎地盤の限界動水勾配は100とか500にもなるケースを直視して、土質強度が限界動水勾配にも影響することを認める意義を強調した<sup>7)</sup>。Terzaghiの限界動水勾配は鉛直方向の重量平衡式であるが、現場では側方土圧が影響すると訂正すべきだ。

岡村委員長から種々後輩に批判する意見をと所望されたので(?) 少し言及する。本シンポ第1回で「融けるような破壊」なる表現や地盤工学会誌9月号特集の内容には、“科学”の視点に違反する、気掛かり思考が散見される。

1) 総説で触れられた「矢部川堤防決壊」は研究対象になるまい。現実的には矢板工処理が既往の手段だった。

2) H24.2「手引き」改訂を受けて、強度定数設定法が提案されて貴重。土の粗密、礫質土対応も公認すべき問題だ。

- 3) 天端法面などから降雨浸透条件の設定<sup>9)</sup>…重要な問題。11/20までに約束した権威者の見解が提供されれば口頭で紹介する。数値計算者に任せられない。計算チェック能力ない現状は、妥当性もない病に陥っていると批判される。
- 4) 論説の多粒子限界流速(図-12)の横座標は実流速であれば、みかけのダルシー流速に換算すると、間隙率を乗じるので数割小さい値になる。その影響とRichardson式で知られる多粒子に伴う補正係数が間隙率の(1/m)べき乗という係数を乗じる結果との関係が判読困難。円筒内土質の多粒子限界流速は(側方応力ゼロ時に)破壊する定義か、応力条件?
- 5) 報文1つの法尻部の3角形をスライスにとった簡易式で算出する結果が、赤井の式に近い動水勾配を算出できるとしているが、応力状態を無視した議論ではないか。堤体土質の破壊の定義が必要ではないか。前項とも共通する。
- 6) その他

## 8. あとがき (幻想に落ち込まないため)

今岡亮司(国交省 0B)氏が JICE の勉強会で堤防にまつわる「神話」を付録的に提供された(2009/11/12)。筆者は「堤防の声を聴く」という講演を木曾三川流域開放講座第1回(2015/10/05)で話した。神話も堤防の声も正しくないという意味がない。米国ハーバード大学のケネディ School (官僚を送り出し且つその権力の腐敗を防ぐため官僚を批判する大学)の設立精神は、『権力を疑う者は権力に使われることは無い』である。

最上は次のコメントも残している<sup>5)</sup>。『Terzaghi が現場の周到な観察を強調したのは、現地観察に重点を置く地質学から彼が発したことも一因となっていると思う。A. Casagrande によると、1920年代の終わり頃に Terzaghi は『土質力学最悪の敵は、土質力学の基になる考え方を否定する人達ではない。最悪の害悪は純粋の理論家が土質力学を見つけた時に生じるであろう。彼らが努力すればするほど、土質力学の目的を根本から危うくしてしまうであろう』と言っていたそうである。』 思い当たる事項に「数値計算」の過剰な利用法には、類似した面を感じる。 以上

## 参考文献：

- 1) A. Casagrande: Control of Seepage through Foundations and Dams, Geotechnique, Vol.11, No.3, 161~182, 1961.
- 2) 松尾 稔：「科学は文化で、技術は文明である」が口癖になっておられた時代がある。
- 3) 朝永振一郎・桑原武夫対談「科学・技術の無用と有用」pp.281~294, & 「科学と技術と政治(ゾイダルゼー干拓事業の記述あり)」pp.252~265《書名：朝永振一郎著作集④「政治と人間」、みすず書房(桑原武夫解説)》, 2001.
- 4) 宇野尚雄：河川堤防の現状と照査から見た対策の方向性, 基礎工, Vol.39, No.7, pp.8~11, 2011.
- 5) 最上武雄：土質力学の流れ, 土質工学会九州支部 (S57年度 特別講演), 17 pp, 1982.
- 6) 三木博史：河川堤防の変化・変遷と今後(論説), 土と基礎(現地盤工学会誌), Vol.54, No.9, 23~26, 2006.
- 7) 宇野尚雄：浸透破壊現象の展望(総説), 地盤工学会誌, Vol.57, No.9, pp.1~5, 2009.
- 8) 宇野尚雄：戦略に替えた診断3ヶ条など 20140224 修正, 第3回堤防技術研究委員会資料, 6頁中のp.4, 2014/03/06.
- 9) 宇野・神谷・原田直樹・安藤隆憲：降雨浸透の数値シミュレーション, 第32回地盤工学研究発表講演概要集, 1997.

## Rankine Inaugural Address

### 上記文献1)の内容

William John M. Rankine (1820~1872, ギリス国籍)

(光の波動理論, 物理的研究の方法; Edinburgh大学生時代。著名な「土圧論」, 「応力とひずみ」定義した最初の人)  
(when he accepted the professorship at the University of Glasgow, in 1856.)

In theoretical science, the question is — what are we to think? — and when a doubtful point arises, for the solution of which either experimental data are wanting, or mathematical methods are not sufficiently advanced, it is the duty of philosophic minds not to dispute about the probability of conflicting suppositions, but to labor for the advancement of experimental inquiry and of mathematics, and await patiently the time when these shall be adequate to solve the question.

But in practical science the question is — what are we to do? — a question which involves the necessity for the immediate adoption of some rule of working. In doubtful cases, we cannot allow our machines and our works of improvement to wait for the advancement of science; and if existing data are insufficient to give an exact solution of the question, that approximate solution must be acted upon which the best data attainable show to be the most probable. A prompt and sound judgment in case of this kind is one of the characteristics of a PRACTICAL MAN, in the right sense of that term.

(A.Casagrande: Control of Seepage through Foundations and Abutments of Dams, Geotechnique, Vol.11, No.3, pp.161~182, September 1961): First Rankine Lecture

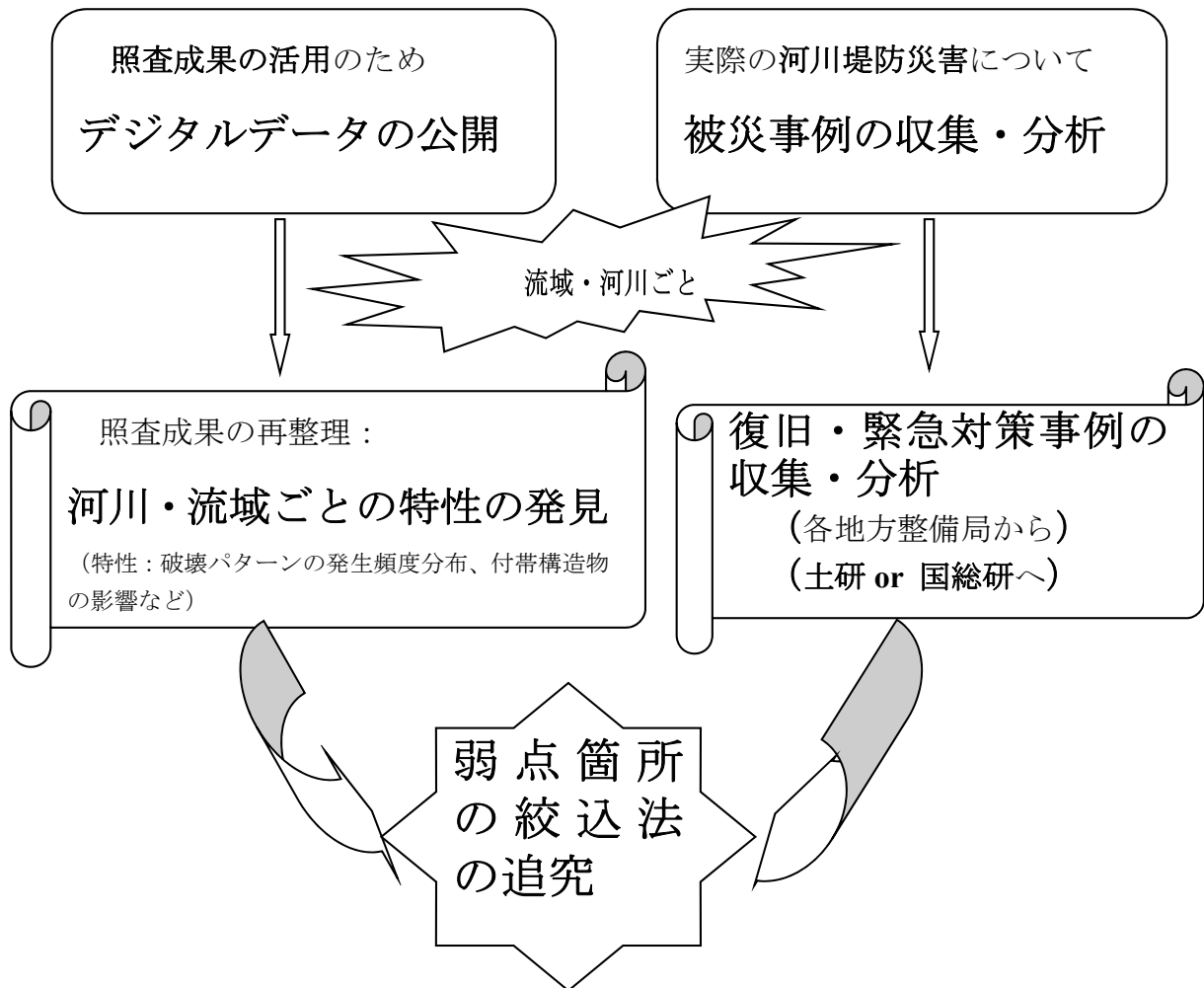


2011/10/23 11月頃 JICE 打合せ会で宮本補佐、佐古上席らへ  
 2012/02/08 淀川堤防 現地透水試験時の参加者(成宮・藤井・岡崎及び建技研・李ら)  
 2012/02/17 第3回堤防技術研究会 (JICE)にて  
 2012/02/27 近畿地整・堤防技術研究会(H23年度第2回)  
 2012/03/05 関東地整・復旧技術フォローアップ委・統合物理探査検討会合同現地見学会  
 2012/03/09H23 堤防技術研究会(JICEにて)

～河川堤防の照査成果を経て～

## 資料-(1) 堤防の弱点箇所を把握する基本方針 (試案)

宇野尚雄



○「構造検討の手引き」改訂 2012/02/09 の趣旨 -----2012/02/27 初, 03/05 修正

1) すべり面計算法は、一般全応力法による。その特性は、望月・三笠論文(1984)の図-6, 表-4, 表-5におけるスライス底面が、非排水層ではCU-試験法と規定されていたが、CUB-試験法による強度を推奨し、排水層ではCD-試験による強度で評価する。有効応力法と組み合わせるのが一般全応力法である。(有効応力法が土質力学の研究発展、土中応力の分析には不可欠であるが、すべり破壊を間隙水圧の推定無しで便法的に使用する趣旨の明確化。) 既往のCU-試験より、せん断破壊中の間隙水圧を計測して排水層でも評価できるようCUB-試験を推奨した。

2) 垂直応力が低レベル(30~50 kPa)を含むせん断試験結果から粘着力や摩擦抵抗角を評価するとした。理由は実際の堤防のすべり破壊面の応力レベルに近い状態を再現して、粘着力が過大にならないよう配慮。

3) 液性・塑性限界の各試験は、耐震設計でも活用するため、細粒分含有率により試験実施を強制した。

4) その他(すべり面の式名(修正フェレニウス式)明記、土質力学教科書等で多用される式と異なる等)

表—1 目視モニタリング項目（出水時と直後）の重要性（イメージ）と破壊形式

点検項目	重要性	破壊形式・危険な兆候	対応項目
<b>（基礎地盤）</b>			
ガマ（噴水）	○	噴出水量の他に、濁りや土砂噴出の有無、ガマ規模の拡大傾向の有無。ガマ発生の平面的分布に注目。	基礎地盤の土質
地盤の隆起・陥没	◎	地盤破壊の兆候で、原因を明確に把握する必要。	同上
<b>（堤体、裏法）漏水</b>			
小段漏水	◎	河川から浸透した水による：みずみち懸念。洪水によるものと、雨水によるものとは区別。	被災履歴
裏法尻漏水	◎	「濃みと水量と濁り」がポイント。濃みは排水性と、水量は堤体土の透水係数と対比。濁りは堤体土の内部侵食を懸念する。	同上
亀裂の有無	◎	浸透による滑り破壊か、地震後の発生か、いずれにせよ規模が重要点。亀裂両側の表面にズレの有る滑すべり破壊	同上
モグラ小孔漏水	△	小孔の内容と発生原因究明により、重要度が変わる。異物腐食による小孔もある。	同上
<b>（法尻）</b>			
漏水・濁り	◎	通常みられるが、「水量と濁り」が鍵。水量は堤体土の透水係数と対比。濁りは堤体土の空洞化を懸念する。	堤体土質（1）
浸潤状況	○	浸潤線の高さによっては、○に。すべり破壊への懸念	同上
<b>（天端）</b>			
天端の状況（わだち、低い天端等）	△	低い天端の沈下原因が判断の分かれ目。天端からの滑り懸念。堤体の「濃み」、基盤と堤体内部の空洞の発生懸念が怖いこと。	堤体土質（2）
亀裂の有無	◎	亀裂は法線方向が多い。亀裂の長さ、深さ。すべり破壊	耐浸透
<b>（表法）崩れ</b>			
陥没等の変状	◎	堤体内部の空洞発生を懸念。	耐浸食
亀裂の有無	◎	すべり破壊の懸念。	同上
ガリ浸食等	△	浸食規模による。	同上
<b>（高水敷）浸食</b>			
堤体本体への影響度合い。被災した洪水規模と対比。			
樹木の倒伏	△	高水敷への影響	耐浸食
浸食状況	△	堤体本体への影響の程度による	同上
表法面	△	堤体本体への影響の程度による	同上
法面浸食	○	堤体断面積、のり面勾配への状況により安定に影響する。	同上
護岸や堤防境界付近の侵食等の変状	◎	特に、見えない堤体部の変状の影響見極め。	附帯構造物周辺異常
構造物周辺の浸食等の変状	◎	接触部の隙間は浸食が拡大するので危険な要因。	同上
護岸の陥没等の変状	○	堤体の表層における空洞の発生を示唆する。内部を調査する必要。	同上
雨水の集中する箇所の有無	△	天端から表法面か裏法面を経て降りる通路沿いの雨水流下周辺	当該箇所

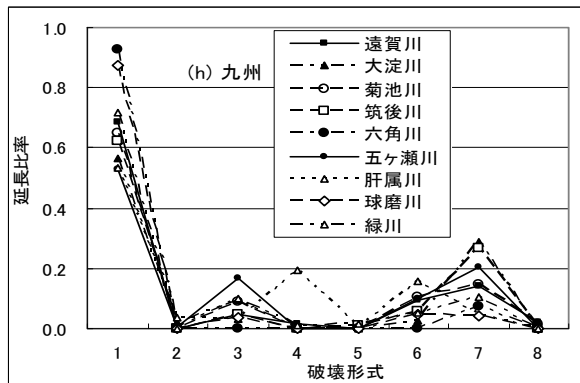
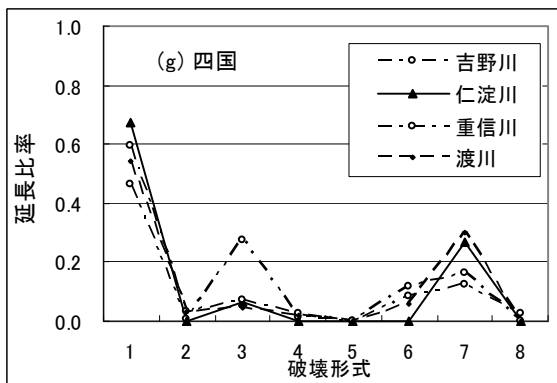
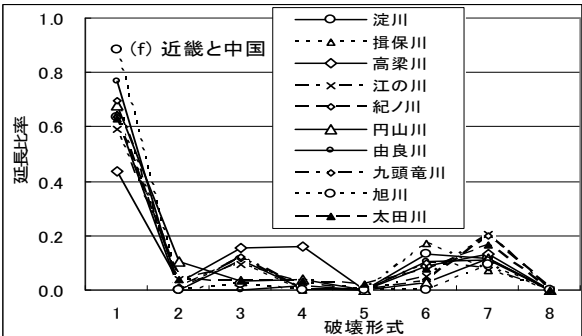
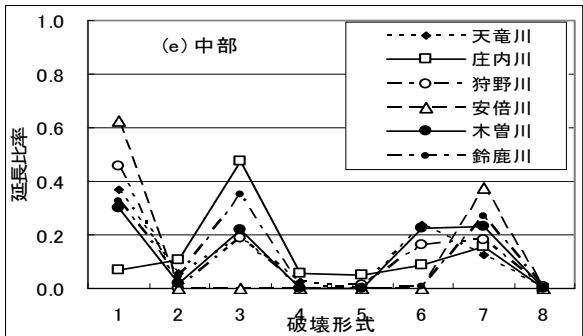
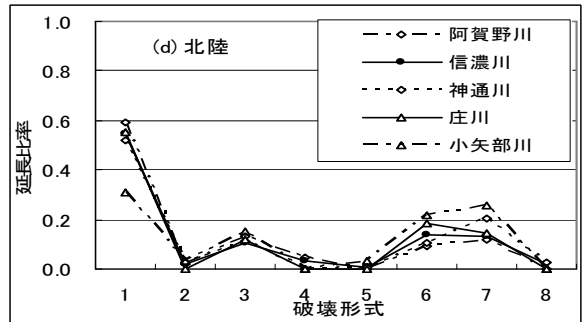
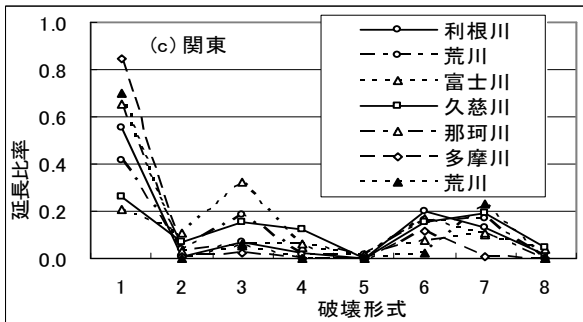
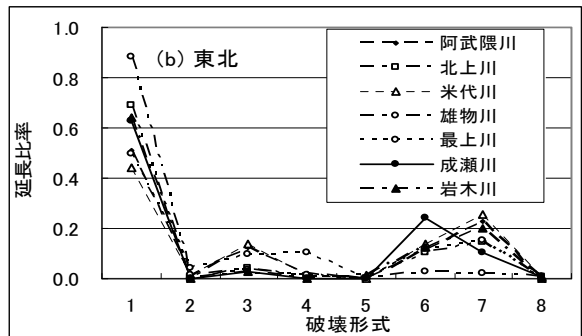
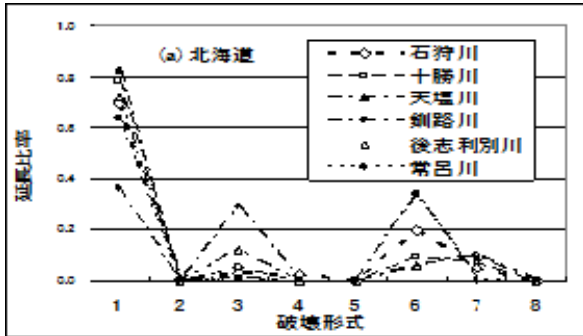
資料-(2) 河川地域：図(a)～(h)破壊形式の

延長比率分布, Digital Data から得る河川特性

下図から次の特性が読みとれる

- 1) 破壊形式は③、⑥と⑦が多い。 2) すべて安全な①が多いのは、北海道、東北、近畿と中国、九州である。関東は水系により2～8割に変化する。北陸と四国は5割程度であるが、中部は延長比率が0.1～0.6の間で変動がある。3) ④「裏・表」両法面のすべり破壊の発生が顕著な水系は、東北で最上川、中国の高梁川、九州の肝属川の各水系に認められる。

横座標の「破壊形式」：  
 1.すべてOK、2.すべてNG  
 3.裏法・Piping NG、4.裏法・表法NG  
 5.表法・Piping NG、6.裏法のみNG  
 7.PipingのみNG、8.表法のみNG



出典) 宇野尚雄：河川堤防の現状と照査から見た対策の方向性，基礎工，Vol.39, No.7, pp.8～11, 2011.

## 資料-(3) モニタリングから維持管理に向けた考察

### 1. まえがき

H26年3月に「戦略に替えた診断3ヶ条など(A4版6頁)」他の資料を作成した。或る本省幹部は、p.2~3の草稿段階のメモを見て「“河道の整理”が未だです」と。筆者は仰天した。河川計画論を優先・推進した河川局は、流量配分はしても、洪水時・河川の縦断水位分布形を示さないが多かったので、粗度係数、樹木による流水障害、・・・の把握が十分評価できていない現状ではないか。

本資料は白黒印刷の筈で、次に記す *灰色斜体文字* は薄くて、見えないと考えて、考察して見て下さい。

### 2. 現状堤防の把握

浸透照査成果： H21年には5ヶ年の成果→→ デジタルデータ公開（国総研 Home Page か）

- 1) どんな整理データが欲しいか？ 最終的な安全性評価（すべり破壊、浸透破壊の安全率及び破壊規模など）、それを決定づける要因（堤体土層構成、堤体か基礎地盤か：旧河道との関係：治水地形分類図の活用、浸透性状：透水係数、破壊安全率：強度定数）、被災履歴（被災の形態・位置・規模・時期などその形態の分析：被災対策後の増減）、
- 2) 何をするために欲しいか？
- 3) モニタリング項目の重要度は？ 浸食、亀裂、変形、漏水、泥濘化、噴砂、隆起、陥没、法肩滑落、
- 4) 重要度は何のための材料か？ *維持管理の整理座標の選択*
- 5) 被災事例が減少しない理由は何か？
- 6) 照査成果データ事例から弱部絞り込む方法（弱い堤防断面の推論）？

### 3. 維持管理の課題

- 1) 整理手法？ *利用価値のある整理手法？*  
整理する多数の要因間の関係図： どの課がやるか？（調査課、管理課、工事課、総務課？）
- 2) 要因の表示法？ 地図上の場所、堤断面での位置、被災事例の写真（撮影方向）、量、形態、発生時刻（外水位対応）、年代的变化の表現、  
附帯構造物との関係（周辺の堤体土質や地盤と）、  
*河道要因の選択（緩急、河幅の変化、氾濫原の存否；無堤防区間？）*
- 3) 地盤の縦断方向と横断方向の支持力特性は何かに関与するか？（堤体のすべり、亀裂発生防止）  
*「診断3ヶ条」第1頁・付則2およびpp.2~3 河道と堤防、参照*
- 4) 「河川カルテ」の整理方法？ A3版用紙？ 事例を未だ見ない、
- 5) 管理目的は何か？ 常時及び豪雨や洪水時の施設が要を得て果たしているか Up-Date メンテへ  
*デジタルデータ整備されれば時々の降雨条件の入力で、管理河川区間内の堤防弱点箇所を推論。安全率変化を即時計算しつつ区間の安全性を把握する・・・局部地域集中型・豪雨傾向*

### 4. 些細だが、重要なこと

ある地整の大河川堤防の被災事例：「被災が発生した箇所・年代・被災名（漏水か孕みか亀裂か等）」が、数年毎に分けて整理されて大きな壁紙に記していた。筆者は、そのコピーを所望したところ「先生には差し上げますが、非公開に願う」とされたため断念した。良い整理は真似してほしい。

何故良いのか？ *対策効果・整理棚！*

### 5. あとがき

デ・レーケの研究で著名な上林好之氏は「170年前からオランダでは Waterbouwkunde(水防災公共施設整備学)を展開」という状態を天皇陛下・皇后陛下に講義されたと聞く。すなわち、上林氏は、河川施設の強靱化が日本では思想的に遅れていて「どんな水外力が来ようとも耐える」設計が必要だと訴えておられる（冒頭の朝永振一郎先生が指摘された「ゾイダルゼー大干拓堤防」のローレンツの科学力を想起したい）。

筆者も「逐次補強論」では何時まで経っても水害は減少しないと懸念している。

# 一般発表

## 1. はじめに

平成 27 年 9 月 8 日から 10 日にかけて、関東地方では台風 18 号によって刺激された秋雨前線の降雨に加え、台風から変わった温帯低気圧と台風 17 号により、鬼怒川上流域では線状高水帯と呼ばれる状況になり、長時間にわたり強い雨が降り続いた。その結果、10 日の 12:50 頃、下流の左岸 21km 地点の常総市三坂地区において、堤防が約 200m に渡り決壊し、甚大な被害が発生した。

この堤防の越流、破堤の浸水により、堤防背後の堤内地の地盤が侵食され、大規模な落堀（おちぼり、おっぼり）が形成された。筆者は、落堀の形成特性を知るとともに、2011 年東北地方太平洋沖地震による津波（以下、3.11 津波）でも見られた落堀と比較し、洪水と津波による落堀の差異、侵食被害に関する類似点を明らかにするため、9 月下旬～10 月上旬に現地調査を実施した。

本文は、関東地方整備局が設置した鬼怒川堤防調査委員会（以下、調査委員会）の調査結果<sup>1)</sup>の多くを参考にするとともに、現地調査に基づいた考察を加えて、得られた知見を報告する<sup>2)</sup>。

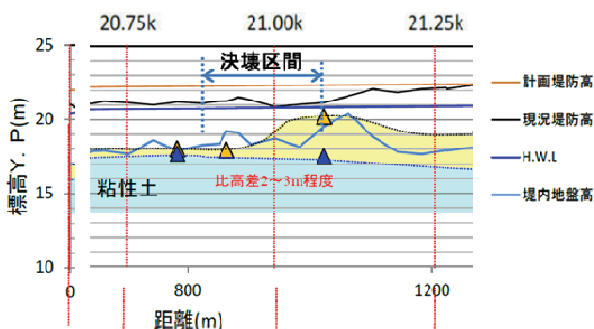
## 2. 越流, 破堤, 浸水の状況

本章では、主として調査委員会の結果を引用して、越流、破堤および浸水の基本的な状況を把握する。

### 2.1 破堤地点の堤防高

図—1 は、破堤区間付近を抜粋し、計画堤防高、現況（破堤前）堤防高、計画高水位（H.W.L）および堤内地盤高を比較している。同図によると、破堤区間の堤内地盤高は Y.P.18～19m 程度、現況堤防高は 21～21.5m 程度であり、図中の両者の比高差は 2～3m 程度とされている。

なお、破堤地点の堤防高 Y.P.20.88m、地盤高 Y.P.18.00m によれば、堤防高は 2.88m、ほぼ 3m である。なお、Y.P.（江戸川工事基準面）は Yodogawa Peil の略であり、江



図—1 調査破堤区間の各種の高さの比較<sup>1)</sup>

戸川堀江の水量標の 0 を基準とした江戸川、利根川、那珂川等の水位の基準である（Y.P.=T.P.+0.84m）。

さて、上流 160m 地点（堤防高 Y.P.22.08m）と下流 120m（同 Y.P.21.13m）地点の間で、堤防の天端高が線形的に推移していると仮定すると、破堤地点の天端高は 0.66m 低かったと推察される。

### 2.2 破堤地点のピーク水位とその時刻

写真—1 は 12:10 頃の越流の状況であるが、越流深は浅く、天端からパトロールのライトバンの車体底部までの高さ（約 20cm）が確認されている。さて、破堤箇所の上流の水位観測点の鎌庭地点（27.34k）では、水位のピークは 12 時に 5.76m であり、他方、下流側の鬼怒川海道地点（10.95k）では、水位のピークは 13 時に 8.06m である。これらによると、破堤地点（21k）では、上流の鎌庭地点から 23 分後の 12:23 に水位がピークに達したと推察できる。また、両観測地点のピーク水位から、破堤地点のそれを外挿すると、6.65m と推察される。

従って、12:10 頃に 20cm 程度の越流深は、ピーク水位となった 12:23 頃に、20cm より増加し、破堤したとされる 12:50 頃まで越流が続いたことになる。

ここで、鎌庭地点のピーク前の 6 時の水位 4.46m と 12 時の水位 5.76m からは、時間当たりの水位上昇量は 0.21m 程度になる。従って、破堤地点も同様な上昇率とすると、12:10 から 12:23 までは 0.05m 増加したと推察される。同様に、鬼怒川海道地点の水位変化からは 0.11m の増加になる。

以上から、破堤地点のピーク水位時の越流深は、 $20 + 5 \sim 11 = 25 \sim 31$ cm 程度であり、最大でも 0.3～0.5m 程度と推測される。

### 2.3 越流開始の時刻と越流継続時間

国土交通省の職員、情報把握員、河川巡視員の聞き取り、写真によると、遅くとも 11 時 11 分に越流が開始し、12:05 時点では破堤していないと推察される。また、破堤地点の対岸にある篠山水門のカメラは、破堤の開始に



写真—1 12:50 の越流状況<sup>1)</sup>

気が付いて撮影を開始したとされ、その時刻は12時52分16秒である。そのため、破堤の開始を12:52頃として、越流開始を11:11とすると、破堤開始までの越流の継続時間は1時間40分程度と推測される。

#### 2.4 破堤の進行継続時間と浸水が停止した時刻

破堤の経緯は、12:50頃に20mが決壊し、13:36に80mに拡大し、最終的に200mに拡大したとされる。その途中、破堤箇所の近傍で撮影された13:27、13:45、14:16、15:40の写真および15:18の空撮の**写真—2**によれば、13:27～15:18までの破堤幅がほぼ同じ程度であり、15:40では14:16よりやや下流側に侵食が拡大している。

従って、少なくとも、破堤開始の12:50から15:40までの2時間50分の破堤の範囲は、**写真—2**のGSの北側の80mの区間の付近に止まり、GSの南側（下流側）の破堤の拡大、進行はしていないと推測される。

その後、破堤区間の下流端の侵食が進行し、破堤は拡大を続け、16:19の写真によれば、GS背後の木立は流出し、破堤区間が200m付近まで拡大したが、想定水位の時刻歴によると、水位はY.P.20m程度に低下しているので、破堤幅80mから200mまでは39分の経過であり、80mまでの2時間50分より早かったと推察される。

以上から、破堤の進行継続時間は3時間30分程度と推測される。その後は、河川水位の低下により、浸水の勢いは低下し、10日の22:00頃に堤内地盤高のY.P.18mに達した時点で、堤内への浸水は止まったと推察される。

従って、破堤の進行終了後の堤内地への浸水時間は、16:19から22:00までの5時間40分程度であるので、堤内地への浸水継続時間は、11:11から22:00までの10時間50分程度と推測される。

#### 2.5 堤内地への浸水状況

浸水による堤内地の地盤の侵食、落堀の形成は、浸水状態（浸水方向、浸水時間など）に左右される。**写真—2**

の状況から、以下の侵食状況が推察される。

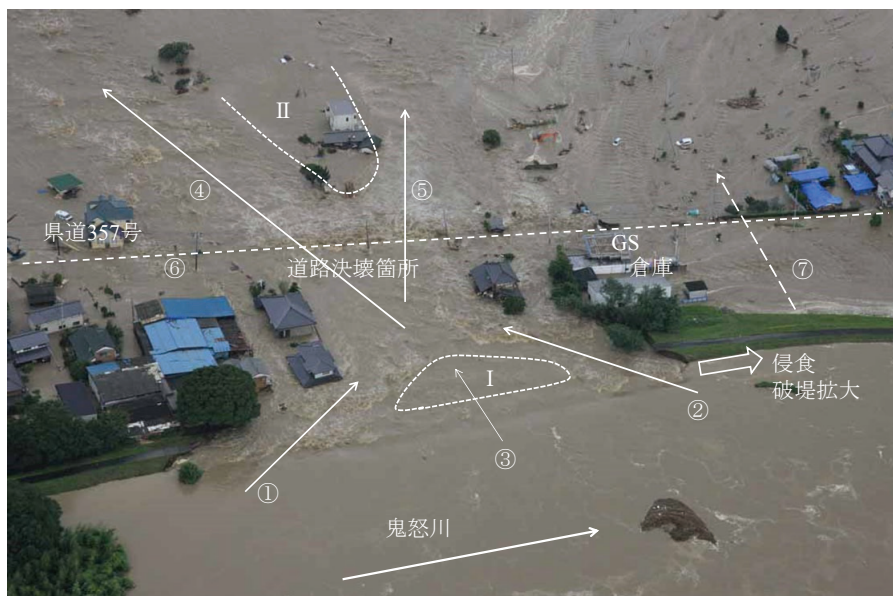
- (1)流れ①と②が波立って勢いよく流入し、これらの流路に当る現地盤の侵食、落堀の形成が顕著となった。
- (2)破堤区間の中央部の流れ③が緩やかなのは、ゾーンⅠの侵食が僅かであったからである。これは、浸水終了後の堤防底面の地盤の残留からも分かる。
- (3)堤内地での浸水の主たる流れは、流れ④と⑤であるが、破堤の初期に流れ④が先行したため、流れ④の流路の侵食が顕著であり、測量の結果からも分かる。その後、南側に拡大し、最終的に復旧延長の201mに至った。
- (4)破線⑥は県道357号であり、流れが乱れているが、道路を越流して落水している。従って、15:18時点では、道路の決壊箇所の舗装は残留していたと思われる。
- (5)ゾーンⅡの流れは穏やかな状態にあり、測量結果あるいは浸水終了後の現地の状況からも分かるが、侵食は軽微なゾーンである。
- (6)ガソリンスタンド（GS）の南側は、**写真—2**の15:18以降、侵食が拡大し、浸水するが、北側よりも⑦の浸水が遅れたため、堤内地の侵食、落堀の形成もGSの北側と異なり、小規模に止まった。そして、GSおよびその南側の道路の舗装は残留した（後述、**写真—5**）。
- (7)初期の破堤延長は20mとされているが、この破堤後は、破堤区間に隣接する堤防での越流は無く、浸水による上下流の破堤断面の侵食により、破堤が拡大している。

### 3. 落堀の形成特性

堤防の越流、さらには破堤による浸水により堤内地の地盤は侵食され、落堀が形成されている。現地調査では、落堀の形成状況の把握と水深の簡易計測を実施し、洪水による落堀の諸特性を把握している。さらに、類似の現象である津波による落堀との比較を行った。

#### 3.1 落堀の形成状況

**写真—3**は9月16日の破堤地点付近であるが、幅150m、



**写真—2** 15:18の破堤状況：国土交通省関東地方整備局の提供／追記は著者による（以下、同じ）

延長 400m～,500m ほどの範囲に、浸水痕、つまり落堀が形成されている。水が溜まっている部分は特に深掘れした箇所であり、浸水方向に細長く、落堀は卓越して形成されている。本文では、浅く広がる侵食を一次侵食(面)、さらに深い侵食を二次侵食と呼ぶ。

10月3日に侵食、言い換えると落堀の深度の把握を実施した。滞水域である二次侵食箇所(写真—4)の水深は、釣竿で重りと浮子を付けた釣り糸を投げ入れて計測した。計測した水深に水面と一次侵食面の比高差、一次侵食面と侵食前の地表面の比高差を加算して侵食深を算出した。計測結果は図—2であるが、最深部は4.9mであり、その分布から落堀の形成特性などが推察できる。

例えば、写真—2で堤内地の上流向きの流路④の形成原因は、破堤区間の下流端付近にあるGS背後の堤防拡幅部、倉庫が浸水による侵食に粘り強く抵抗したため、その間の浸水により形成されたと推察される。

### 3.2 舗装部の侵食のプロセス

図—2の計測結果と現地の状況から、侵食に対する道路舗装の粘り強さが分かる。図—3は浸水方向の落堀の深度分布の概念である。同図から、県道357号の部分が侵食に抵抗したため、侵食深が浅く、その下流側(写真—2の流れの乱れ位置)の侵食深が深い。

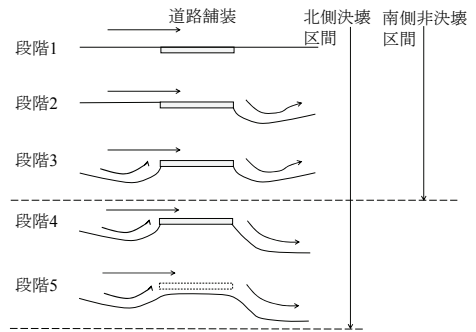
ここで、県道357号はGSの北側が延長40～50mで決壊したが、GS前と南側は舗装が残留している。これらの現地状況と図—3によると、浸水方向に直交する法線の舗装道路の侵食プロセスは図—4の概念で示せる。



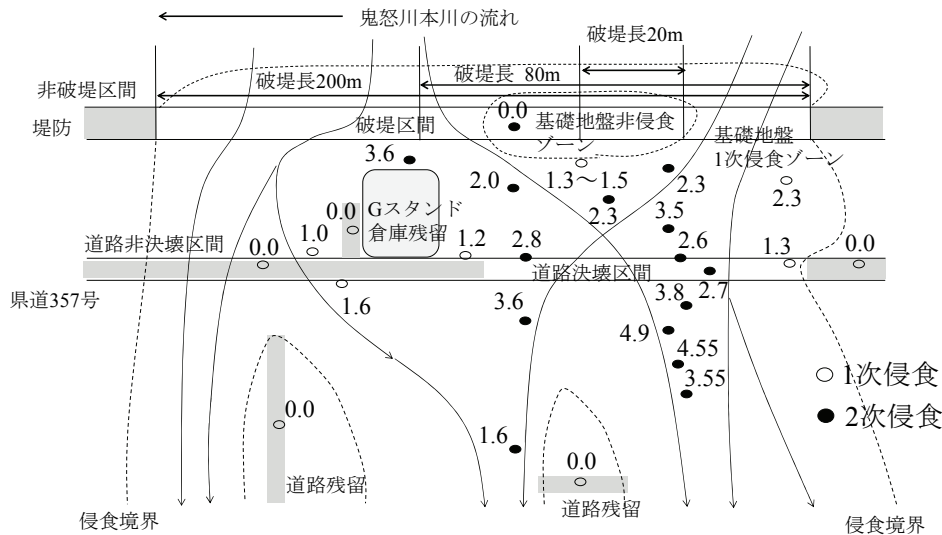
写真—3 堤内地の落堀： 国土交通省関東地方整備局の提供



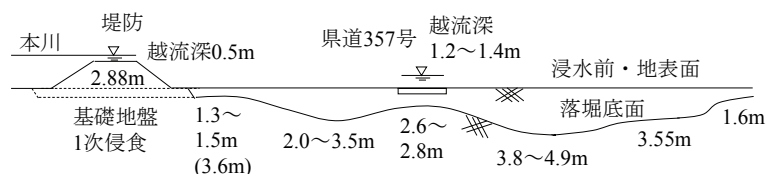
写真—4 堤内地に形成された落堀： 9月26日



図—4 道路舗装付近の侵食プロセスの概念



図—2 落堀（一次侵食および二次侵食）の深度の計測結果： 10月3日



図—3 浸水方向の落堀の深度分布の概要



#### 4. 洪水と津波の差異・類似と対策

著者は、2011年東北地方太平洋沖地震の津波による防潮堤背後の侵食痕を落堀と呼んできているが、その語源は洪水の落堀である。ここでは、両者の差異、類似点を概観し、越流、浸水に対する共通的な対策を考察する。

##### 4.1 落堀の形成形態

津波による落堀の状況<sup>3)</sup>を踏まえると、落堀の形成形態は図—5の概念で対比できる。津波では局所的な決壊による場合もあるが、基本的に、津波は幅広い越流、浸水であり、洪水は局所的な越流、浸水の違いがある。

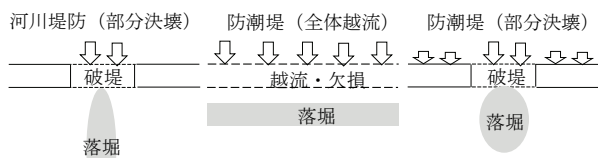
##### 4.2 落堀の形成要因

今次の三坂地区の落堀と2011年東北地方太平洋沖地震で津波が越流した井土浦地先の河川堤防の落堀に関する諸条件を比較すると表—1になる。つまり、洪水は越流深が浅く、長時間の越流、浸水であり、他方、津波は越流深が深く、短時間の越流である。

##### 4.3 舗装の耐侵食性と粘り強い堤防の対策

3.2節で示したように、舗装は浸水に対する粘り強さがある。写真—5では、浸水時間が短かったために、破堤しなかったGSの南側に残留した舗装である。また、浸水方向の法線の道路舗装も侵食し難い事例が見られる。

さて、洪水による堤防の越流、さらに破堤により、堤内地の浸水の被害が甚大になるので、津波の復興戦略で



図—5 浸水方向の落堀の深度分布の概念

表—1 洪水と津波の落堀の発生要件の比較

浸水要因 事例箇所 破堤の有無	越流の特性			盛土の状態 裏法先地盤の状態
	越流深 越流時間	流入時間*	浸水方向	
洪水 三坂地区 破堤20→200m	0.3~0.5m 1時間40分	10時間50分	一方向	湿潤 粘性土
津波 井土浦地先 非破堤	4m 最大30分	最大30分	押し波	不飽和 砂質土

\* 滞水時間は除く



写真—5 決壊していないGSの南側の道路舗装

掲げられている“粘り強さ”を、洪水に対する堤防構造の基本姿勢とすることが有効である。

ここで、堤防の粘り強さの向上策には、日常のおよび降雨・洪水時の堤体内の水の排除・不飽和化があり、舗装の活用、裏のり面の難侵食化などが考えられる。

#### 5. まとめ

鬼怒川堤防調査委員会の調査を参考にし、現地調査の結果を踏まえると、以下の整理と知見の提示ができる。

- 1)破堤地点の越流の開始時刻は 11:11 頃、河川水位のピークは 12:23 頃、越流深は 0.3~0.5m と推測される。
- 2)破堤の開始時刻は 12:52 頃、終了時刻は 16:19 頃、堤内地への浸水の終了時刻は 22:00 頃と推測される。
- 3)堤防天端の越流継続時間は 1 時間 40 分、破堤開始から終了までの時間は 3 時間 30 分、越流開始から浸水終了までの継続時間は 10 時間 50 分と推測される。
- 4)破堤初期の延長 20m 規模の破堤後は、破堤区間に隣接する堤防での越流は無く、破堤区間の上下流端の堤防側面の侵食により、破堤区間が拡大したと推察される。
- 5)堤内地に落堀が形成されるのに伴って、河川水位との落差が増加し、それにより浸水の勢いが増加し、堤防の侵食、破堤拡大が助長されたと推察される。
- 6)浸水により堤内地に形成される落堀の分布は様ではなく、浸水の流向、その継続時間などに応じて主たる流路が形成される。ここで、浸水の流向を左右する要因は、堤防の拡幅部、立木、住宅などがある。
- 7)洪水の越流により形成された落堀の最大深度は、2011年東北地方太平洋沖地震の津波による落堀(4.6m)とほぼ同一深度であるが、その平面形状は浸水方向に細長く、津波により防潮堤の直背後において防潮堤の法線方向に同一幅で形成される落堀とは異なる。
- 8)舗装道路は、洪水の浸水による侵食に対する抵抗性があり、津波の場合と同様である。
- 9)洪水の堤防の越流、破堤に対して、津波と同様に、堤防の“粘り強さ”向上を基本とすることが有効である。

謝辞：現地調査に際して、日本テレビ放送網(株)報道局社会部機動班の牧尾太知氏に情報提供、(一財)災害科学研究所の災害等緊急調査の支援を得ている。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省関東地方整備局：第1回鬼怒川堤防調査委員会(平成27年9月28日)、第2回鬼怒川堤防調査委員会(平成27年10月5日)の資料。
- 2) 常田賢一：平成27年9月関東・東北豪雨による鬼怒川の破堤箇所の現地調査による知見と考察、一般財団法人災害科学研究所平成27年度災害等緊急調査報告書、平成27年10月13日。(http://csi.or.jp/)
- 3) 常田賢一・谷本隆介：2011年東北地方太平洋沖地震の現地調査による防潮堤などの津波被害特性、土木学会論文集B2(海岸工学)、Vol. 68, No.2, P0014, 2012。

## 堤防における簡易な地盤調査方法の提案

サウンディング試験 地下水位 接地抵抗

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 正会員 ○柳浦 良行  
 基礎地盤コンサルタンツ株式会社 正会員 野村 英雄  
 東京都市大学 正会員 末政 直晃  
 ジャパンホームシールド株式会社 正会員 菅野 安男

### 1. まえがき

河川堤防における地盤調査は、旧地形や堤内地の土地利用状況などを考慮に入れて詳細調査箇所が計画される。しかし、河川堤防の総延長が長いこと調査費用の面から、全ての計画箇所で詳細調査を実施することは難しく、優先順位が高い箇所で詳細調査を行い、調査データが不足する区間はデータを補間する目的でサウンディング試験が実施されている。サウンディング試験の一種である SDS 試験は、一箇所あたりの調査時間が短時間であり調査結果から  $N$  値と地層判別を推定することが可能である。また、接地抵抗を活用した簡易地下水位測定法を用いることで、水位観測孔を設けることなく堤防の地下水分布を測定することができる。

ここでは、河川堤防の地盤調査において、調査データの精度向上を図るために有効な調査方法である SDS 試験による簡易な地盤調査方法について報告する。

### 2. SDS 試験の調査方法

SDS (スクレイドライバー式サウンディング) 試験は、従来の SWS (スウェーデン式サウンディング) 試験の測定内容に加えて、回転トルク、荷重、貫入量を連続して測定することが可能である。

従来の SWS 試験は荷重と半回転数の 2 段階荷重であるが、SDS 試験は図 1 に示す作業手順で最大 7 段階の荷重による連続的な回転貫入を行い、各荷重段階におけるトルク、ロッド 1 回転当りの貫入量を計測する。また、25cm 貫入後にロッドを 1cm 上げた後に 1 回転させ、このときのトルクをロッド周面摩擦の補正に用いる。

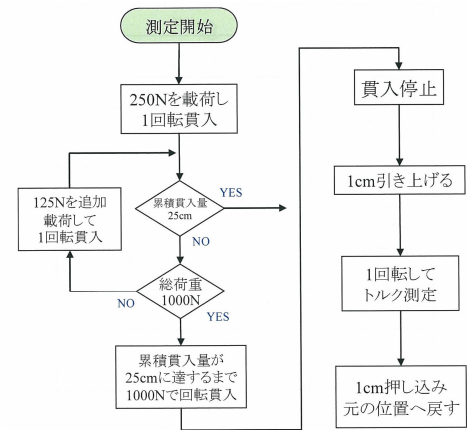


図 1 SDS 試験の手順

#### 2.1 $N$ 値の推定

図 2、図 3 に、SDS 試験から推定した  $N_{SDS}$  値と標準貫入試験の  $N$  値の関係を示す。 $N$  値との相関の検証には SDS 試験結果から算出されたパラメータのうち、次のパラメータを用いている。

- ・ 25 cm に要する貫入エネルギーを示す  $E_{0.25}$
- ・ 貫入エネルギーの増加傾向を示す非線形度  $C_{nl}$

回帰分析で求められた回帰式を式-1 に示す。

なお、式-1 の係数  $\alpha$  は、表 1 に示すとおり土質に応じた値を設定している。

$$N_{SDS} = \alpha_1 \times dT / d\Delta s_i + \alpha_2 \times E_{0.25} + \alpha_3 \times C_{nl} + \alpha_4 \quad \dots \dots \text{式-1}$$

表 1 土質に応じた係数  $\alpha$

土質	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$
砂質土	14.2	0.8	-2.8	5.4
粘性土	15.2	2.6	-2.4	3.0

図 2 は、砂質土を対象に整理した結果である。図 2 より、 $N=5$  程度までは  $N_{SDS}$  値と  $N$  値の間に概ね相関関係がみられる。 $N=5$  以上についてはバラツキが大きくなるが、傾向としては SDS 試験から推定した  $N_{SDS}$  値は  $N$  値より小さめの値を示しており、安全側の評価であるといえる。

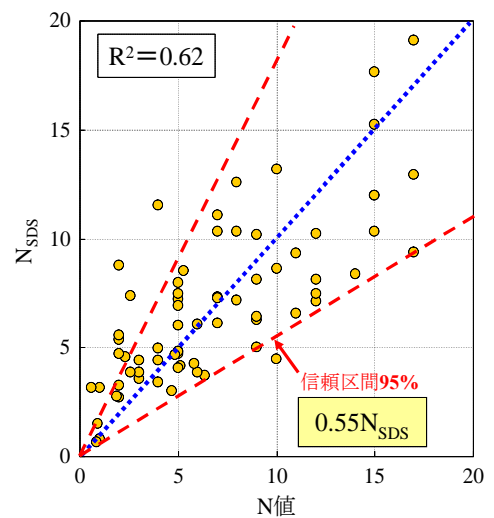


図 2 砂質土の  $N_{SDS}$  と  $N$  値の関係

Proposed a simple ground survey method in the bank

Yoshiyuki Yagiura, Hideo Nomura : Kiso-jiban consultants Co.,Ltd  
 Naoaki Suemasa : Tokyo city University  
 Yasuo Sugano : Japan Home Shield Co.,Ltd

図3は、粘性土を対象に整理した結果である。検証に用いた  $N$  値は5以下を主体とするが、SDS試験から推定した  $N_{SDS}$  値と標準貫入試験の  $N$  値の間には相関関係がみられる。

以上の結果から、地層区分の基礎資料として SDS 試験から推定した  $N_{SDS}$  値を用いることは有効であるといえる。

### 2.2 地層判別（細粒分含有率の推定）

図4に、SDS試験から推定した細粒分含有率（以下、 $F_{cSDS}$ ）と室内土質試験の  $F_c$  の関係を示す。 $F_c$  との相関の検証には SDS 試験結果から算出されたパラメータのうち、次のパラメータを用いている。

- ・ 25 cm に要する鉛直荷重を示す  $W_{0.25}$
- ・ 荷重増加に応じたトルクの増分を示す  $dT/dWD$

回帰分析で求められた回帰式を式-2に、表2に係数  $\alpha$  の値を示す。

$$F_{cSDS} = \alpha_1 \times W_{0.25} + \alpha_2 \times dT/dWD + \alpha_3 \quad \dots\dots \text{式-2}$$

表2 係数  $\alpha$

$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$
-0.2	-0.6	0.9

図4は、SDS試験から推定した  $F_{cSDS}$  と粒度試験から求めた  $F_c$  の相関関係を、細粒分50%以上と細粒分50%未満に区分して整理した。

図4より、SDS試験から推定した  $F_{cSDS}$  と  $F_c$  の関係は、細粒分50%未満は SDS 試験から推定した  $F_{cSDS}$  が大きい値を示す傾向にあるが、詳細調査を補間するデータとして、概略の地層判別（粘性土と砂質土の区分）に用いることは可能であると判断される。

### 2.3 液状化強度の推定

ここでは、SDS試験結果から繰返し三軸強度比の推定を行った検証結果について述べる。図5に、室内土質試験から得られた繰返し三軸強度比  $R_L$  と SDS 試験から直接推定した繰返し三軸強度比  $R_{LSDS}$  の関係を示す<sup>1)</sup>。

検証には SDS 試験から算出されるパラメータのうち、次のパラメータを用いている。

- ・ 回転貫入によるトルクの増分を示す  $dT/d\Sigma st$
- ・ 1 m あたりの半回転数 (NSD) をスクリーポイントの最大径 (D) で正規化した正規化半回転数 NSDD と正規化トルク  $\pi T/WD$  の比で表される土の硬軟を表す指標である  $cp$
- ・ 25 cm に要する貫入エネルギーを示す  $E_{0.25}$

回帰分析で求められた回帰式を式-3に、表3に係数  $\alpha$  の値を示す。

$$R_{LSDS} = \alpha_1 \times dT/d\Sigma s_i + \alpha_2 \times Cp + \alpha_3 \times E_{0.25} + \alpha_4 \quad \dots\dots \text{式-3}$$

表3 係数  $\alpha$

$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$
-0.1	-2.7E-03	6.6E-0.3	2.9E-0.1

図5より、 $R_L$  と  $R_{LSDS}$  の間には相関関係が見られ、SDS試験結果から繰返し三軸強度比  $R_L$  を直接推定することが可能であると判断される。なお、今後の課題としては、室内土質試験結果のデータ数を増やして検証データの精度を上げる必要がある。

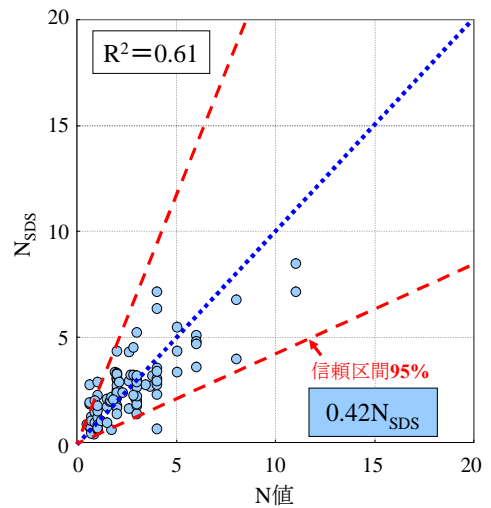


図3 粘性土の  $N_{SDS}$  と  $N$  値の関係

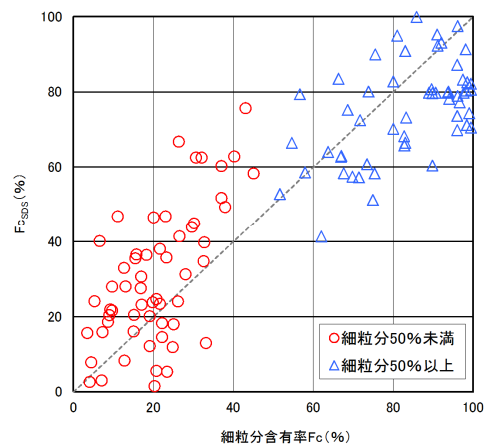


図4 SDS試験から推定した  $F_{cSDS}$  と室内土質試験の  $F_c$  の関係

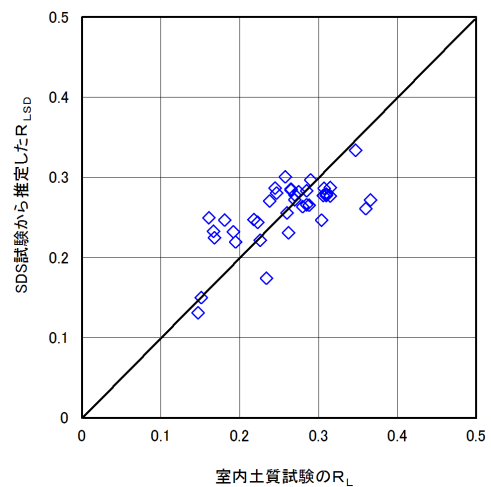


図5 SDS試験から推定した  $R_{LSDS}$  と室内土質試験の  $R_L$  の関係

### 3. 接地抵抗を用いた地下水位測定

#### 3.1 接地抵抗を用いた地下水位測定の方法

サウンディング試験のロッドを接地電極とすると、金属で作られた電極と、土という異なる性質の2つの物体の間の電気的接続には電気抵抗が存在し、この電気抵抗が「接地抵抗」である。

接地抵抗の概念を図6に、接地抵抗の構成要素を図7に示す。

接地抵抗の概念は、接地される電気設備機器である被接地体と地盤と接触している接地電極およびこれらを電気的に結ぶ接地線で構成される。1つの接地電極があり、これに接地電流 I (A) が流れると、接地電極の電位が周辺の地盤に比べて E (V) だけ高くなる。このとき、電位上昇値と接地電流の比 E/I (Ω) をその接地電極の接地抵抗とする。

接地電極の形状と寸法が定まると、その電極の接地抵抗は式-4 であらわされる<sup>2)</sup>。

$$R = \rho \times f \quad \dots\dots \text{式-4}$$

ここで、R：接地抵抗

ρ：大地抵抗率

f：電極の形状、寸法

土が完全に乾燥していれば電気を通さない絶縁体であるが、自然界の土が完全に乾燥していることはほとんどなく、大地抵抗率は、土に水分が含むと急激に低下して電気を通すようになる。このため、接地抵抗は大地抵抗率の値に大きく左右される。

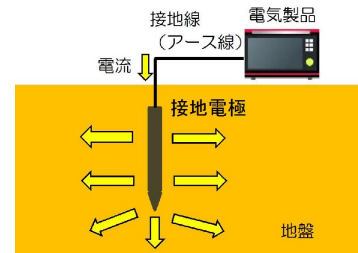


図6 接地抵抗の概念図

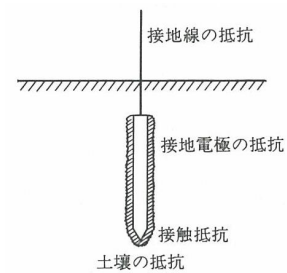


図7 接地抵抗の構成要素<sup>2)</sup>

#### 3.2 接地抵抗による地下水位の判定方法

図8に、接地抵抗による地下水位測定の方法を示す。

地下水位の測定は、接地電極となるサウンディングのロッドを連続して地中に貫入したときの接地抵抗を任意の間隔で測定して、測定結果より、次の2種類の方法で地下水位の判定を行う<sup>3)</sup>。

評価方法1：図9に示すとおり、接地抵抗が地下水位の上下で5~10倍以上変化する特性を利用して、接地抵抗が急激に変化する範囲の深度を地下水位と判定する。

評価方法2：地下水が存在しない地盤において大地抵抗率が深度方向で一様であると仮定した場合の理論値と比較して、実測の接地抵抗値が理論値を離れた深度を地下水位と判定する。

なお、棒状の接地電極が地盤中に挿入される場合の接地抵抗の理論値は、式-5より求まる。

$$R = \rho / 2\pi L \times \ln(2L/r) \quad \dots\dots \text{式-5}$$

ここで、R：接地抵抗 (Ωm)、

ρ：地下水位より上の大地抵抗率 (実測値より設定 Ωm)

L：接地電極の地中部の長さ(m)

r：接地電極半径(m)

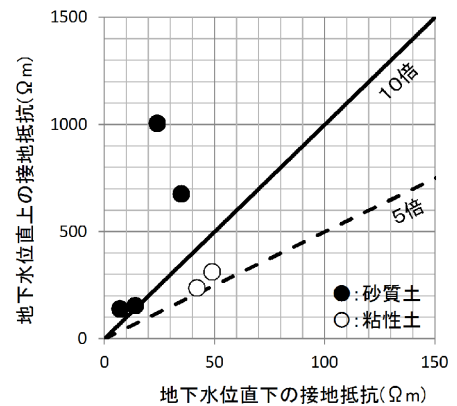


図9 地下水位上下の接地抵抗の比較

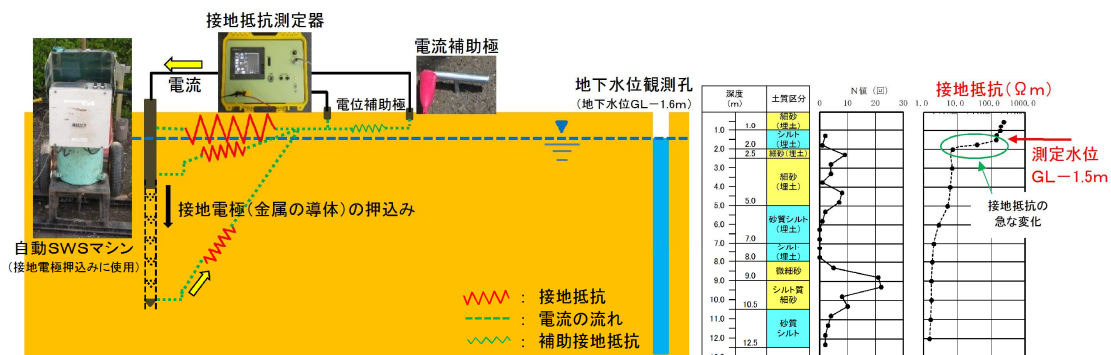


図8 接地抵抗による地下水位測定方法

### 3.3 接地抵抗による地下水位測定の実施例

測定はサウンディング試験機のロッドを接地電極として、ロッドを地盤に一定速度で挿入しながら、深度方向に任意の間隔で接地抵抗を測定した。

接地抵抗による地下水位の測定結果を図 10、図 11 に示す 4)。

図 10 は、砂質土を主体とする地盤における測定例である。

地層は、表層から GL-8.0m までは  $N \leq 10$  の埋土で、細砂とシルトの互層である。GL-8.0m 以深は  $N=10 \sim 20$  の砂質土、GL-10.5m 以深は  $N=3$  前後の砂質シルトである。

測定の結果より、地表 (GL-0.5m) の接地抵抗は  $235 \Omega m$  であり、深度方向に低下して GL-1.5m では  $139 \Omega m$  であった。この間の接地抵抗の変化は  $96 \Omega m$  である。地下水位は実測値が理論値の曲線から乖離した、GL-1.5~2.0m 区間であると判断した。近傍の地下水位観測孔の地下水位は GL-1.6m であり、接地抵抗の実測値が理論値の曲線から乖離する深度区間と一致する結果であった。

図 11 は、粘性土を主体とする地盤における測定例である。

地層は、表層から GL-0.7m まで  $N_{sw}=10$  前後の表土とシルト、GL-0.7~1.9m は  $N_{sw}=10 \sim 25$  のシルト、GL-1.9~3.0m は  $N_{sw}=50 \sim 150$  のシルトである。

図 11 より、地表 (GL-0.5m) の接地抵抗は  $237 \Omega m$  であり、深度方向に低下して GL-0.8m では  $164 \Omega m$  であった。この間の接地抵抗の変化は  $73 \Omega m$  である。地下水位は実測値が理論値の曲線から乖離した、GL-0.9~1.1m 区間であると判断した。

接地抵抗の測定から 30 分放置した時のサウンディング孔の地下水位は GL-1.0m であり、接地抵抗が理論値の曲線から乖離する深度区間と一致する結果であった。

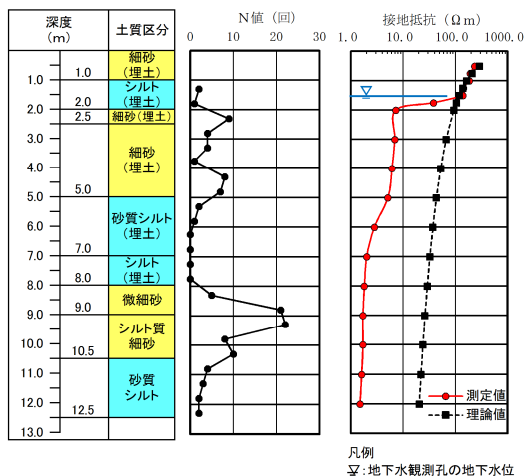


図 10 測定実施例 1

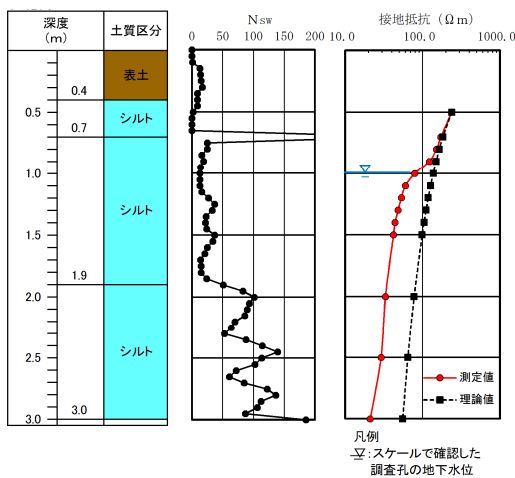


図 11 測定実施例 2

表 4 接地抵抗による地下水位測定結果一覧表

実施例	調査箇所 の地層	接地抵抗測定結果			地下水位	
		地下水位と 評価した深度 GL- (m)	地下水位と判断した直 上の接地抵抗 ( $\Omega m$ )	地下水位と判断した直 下の接地抵抗 ( $\Omega m$ )	測定	深度 GL- (m)
実施例 1	砂質土主体	1.5~2.0	139	7.2	観測孔	1.6
実施例 2	粘性土	0.9~1.1	122	60	試験孔	1.0

### 4. あとがき

SDS 試験は、一般的なサウンディング試験と同様に一箇所当りの調査時間が短く、短期間に広範囲での調査を実施することが可能である。SDS 試験結果から推定した  $N$  値、地層判別および繰返し三軸強度比を活用することで、堤防の基礎地盤および堤体の地層区分の判別の調査精度を向上させることが可能であり、詳細調査を補間するサウンディング試験として有効な調査手法のひとつであるといえる。

また、接地抵抗による地下水位の測定方法についても、地下水観測孔を必要としないで堤防の地下水分布を把握する測定する方法として有効な調査手法のひとつであるといえる。

#### <参考文献>

- 1) 前田ら：SDS 試験法による繰返しせん断応力比の推定 (その 2)、第 49 回地盤工学研究発表会、2014
- 2) 川瀬太郎、高橋健彦：図解 接地抵抗技術入門、オーム社、平成 22 年 5 月
- 3) 柳浦良行、千葉久志、武政学：接地抵抗を応用した地下水位簡易測定法、第 50 回地盤工学研究発表会、2015
- 4) 柳浦良行、千葉久志、武政学、石川敬祐：接地抵抗を応用した地下水位簡易測定法の実施例、第 50 回地盤工学研究発表会、2015

# 河川堤防の進行性破壊における前兆となる地表変位の把握

堤防 浸透 模型実験 国土技術政策総合研究所 正会員 ○倉田大輔, 笹岡信吾, 福原直樹, 森啓年, 服部敦  
 国立研究開発法人土木研究所 正会員 佐々木哲也, 石原雅規, 吉田直人

## 1. 実験の目的

河川水位上昇に伴う堤内地側でのパイピングやそれに伴う堤体のすべり等に起因した河川堤防の決壊や変形が生じる被災が発生している。現状では、限られた調査結果を基に、飽和不飽和浸透流解析を用いてパイピングの発生の有無を評価している<sup>1)</sup>。一方、実際の被災は局所的な弱部に起因して発生することが多く、その把握が課題となっている。

そこで、現地モニタリングを実施することで、川裏法尻の小規模法すべりや盤膨れ等の進行性破壊の前兆を把握することにより、危険箇所の絞り込みへの活用や迅速な水防活動の実現に繋がる可能性がある。

地表に変位が発生することが前兆のひとつと考え、本報告では、筆者らが行った堤防模型実験<sup>2)</sup>において、地表変位計測による基礎地盤への浸透に起因する堤防の進行性破壊の前兆把握を試みた。

## 2. 実験の概要

### 2.1 実験模型

模型実験における地表変位計測は透水層の分布状況を変えた2ケースを対象とした。模型の平面形状および各ケースの横断形状を図-1に示し、使用した材料の粒径加積曲線を図-2に示す。基本形状は珪砂1号（粒径1.7~4.8mm）ないし珪砂6号（粒径0.07~0.6mm）の砂からなる透水層と火山灰質粘性土（関東ローム）からなる難透水層を組み合わせて基礎地盤を作製し、その上部に難透水層と同じ材料の関東ロームを用いて、高さ1.0m、法面勾配1:2.0の堤防模型を作製した。透水層は行き止まり状となる法尻から1.0mまでの土層構造とした。基礎地盤および堤体の関東ロームは層厚0.15m毎にランマおよび突き棒で転圧し、締固め度 $D_c=85\%$ 以上を目標として施工し、確認した締固め度は平均93.8%であった。透水層は層厚20cm毎に撒き出して整地しつつ水締めで施工した。

ケース1は、透水層を地表面に露出させた土層構造とし、透水層は厚さ0.60mの珪砂6号とした。

ケース2は、齊藤ら<sup>3)</sup>の実験での土層構造を参考に、透水層はケース1と同一の珪砂6号と、より高い透水性を持つ珪砂1号の2層構造とし、法尻から0.5mまでを他のケースより厚く0.20mで被覆した土層構造とした。

### 2.2 給水方法

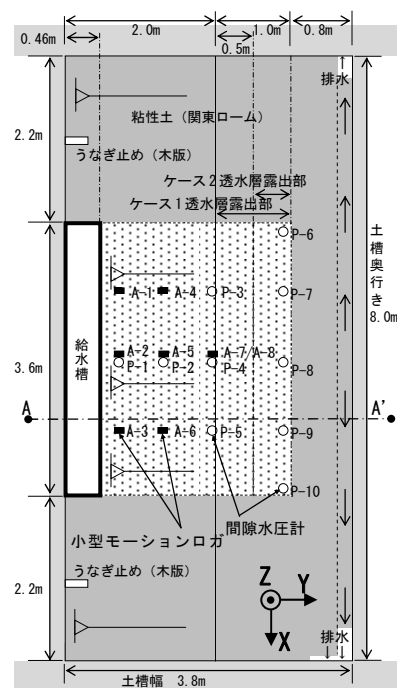
給水槽は外水位が堤体に直接作用しないよう、透水層部分のみ横スリット状に開口した給水面を設けて、浸透させた。2ケース共、実験開始前に給水槽水位を透水層上面から0.02m低い位置で12時間以上保持し、間隙水圧計で飽和状態を確認した。

外水位は給水ポンプ操作で上昇速度を一定に保った。ケース1は毎分0.01mの速度、ケース2は毎分0.02mの速度で水位を上昇させた。

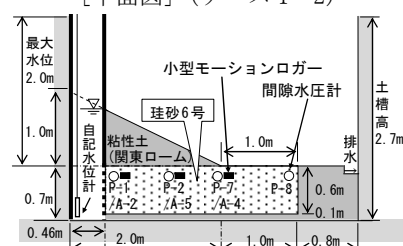
### 2.3 計測方法

透水層の水圧は、間隙水圧計を被覆土層の下面に設置して1分間隔で計測した。また給水槽内の水位は、圧力式自記水位計を設置し、1秒間隔で測定した。

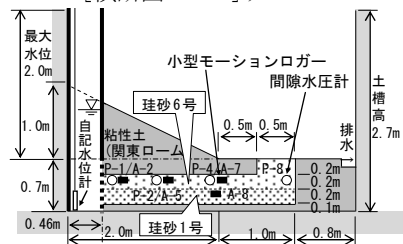
地表変位は、3Dレーザスキャナ（パルステック工業株式会社製 TDS-130L）を用いて面的に計測した。図-1平面図上方の土槽外にレーザスキ



[平面図] (ケース1・2)



[横断図 A-A'] ケース1



[横断図 A-A'] ケース2

図-1 実験模型概要図

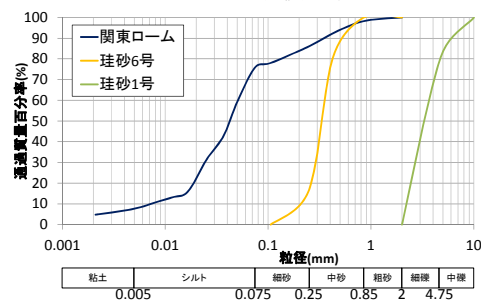


図-2 使用材料粒径加積曲線

ャナを設置し、透水層分布範囲を網羅する測定範囲とした。測定間隔はおよそ3分間隔とし、地表でのスキャン間隔はおよそ10cmとした。

### 3. 実験結果

#### 3.1 実験結果概要

各ケースでの実験経過状況模式図および写真を図-3に示す。以下に各ケースの実験結果の概要を述べる。なお、堤体を設けていない範囲を堤内地盤と定義した。

##### (1) ケース 1

開始15分経過後、外水位が堤内地盤上面（以下、GL）+0.10m（平均動水勾配（給水槽内水面と法尻を結んだ直線の勾配、以下  $i_{ave}$  とする）=0.06）で透水層露出部（以下、露出部）からの漏水がみられた。

①状況1 50分経過後、外水位 GL+0.45m ( $i_{ave}=0.29$ )で法尻部に縦断方向の堤体亀裂が発生した。

②状況2 72分経過後、外水位 GL+0.67m ( $i_{ave}=0.44$ )で亀裂がさらに開口し、漏水量が増加した。

③状況3 90分経過後、外水位 GL+0.85m ( $i_{ave}=0.55$ )縦断亀裂部分の土塊の水圧による側方移動で、堤防に大変形が生じた（本実験では、漏水や噴砂、法尻の側方流動等によって、堤体亀裂の開口や堤体の空洞化の発生に伴って大量の水が流出する状態を大変形と定義）。

##### (2) ケース 2

開始20分経過後、外水位 GL+0.09m ( $i_{ave}=0.06$ )で露出部からの漏水および堤内地盤の盤膨れが見られた。

①状況1 36分経過後、外水位 GL+0.39m ( $i_{ave}=0.25$ )に達し、模型中央から縦断方向1.9m位置（図-3(2)写真×印）にて、露出部境界付近の難透水層部に亀裂が発生、直後に亀裂から漏水と噴砂が発生した。続いて近傍の露出部隅角部で漏水と噴砂が発生、噴砂孔が露出部境界に沿って中央側へ約70cm拡大、噴砂に珪砂1号が混合する状況が確認された。

②状況2 38分経過後、外水位 GL+0.57m ( $i_{ave}=0.37$ )で法尻付近法面に縦断方向の堤体亀裂が発生、亀裂から漏水と噴砂が発生した。その後状況1と反対側（図-3(2)写真※印）でも難透水層部での亀裂からの漏水、続いて近傍の露出部隅角部で漏水と噴砂が発生、噴砂孔が露出部境界に沿って中央側へ約50cm拡大、模型中央部分を除く露出部境界の多くの部分で噴砂が生じた。

③状況3 42分経過後、外水位 GL+0.65m ( $i_{ave}=0.42$ )で法尻部に生じた堤体亀裂から大量の漏水および噴砂が発生し、盤膨れもさらに進行した。それに伴い堤体土塊が陥没、流出する様子が観察された。

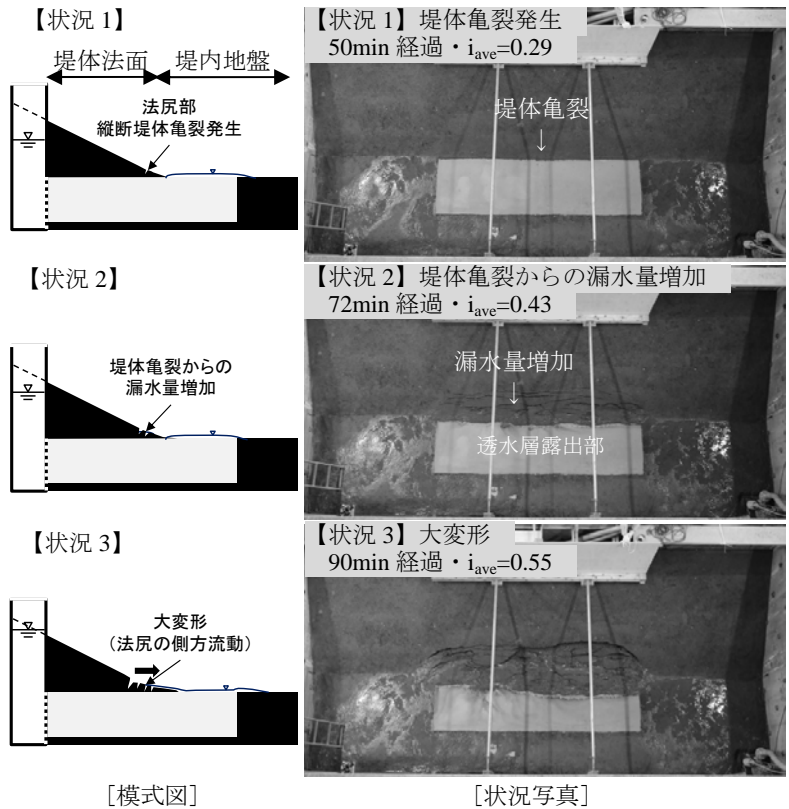


図-3(1) 実験経過状況模式図および写真（ケース1）

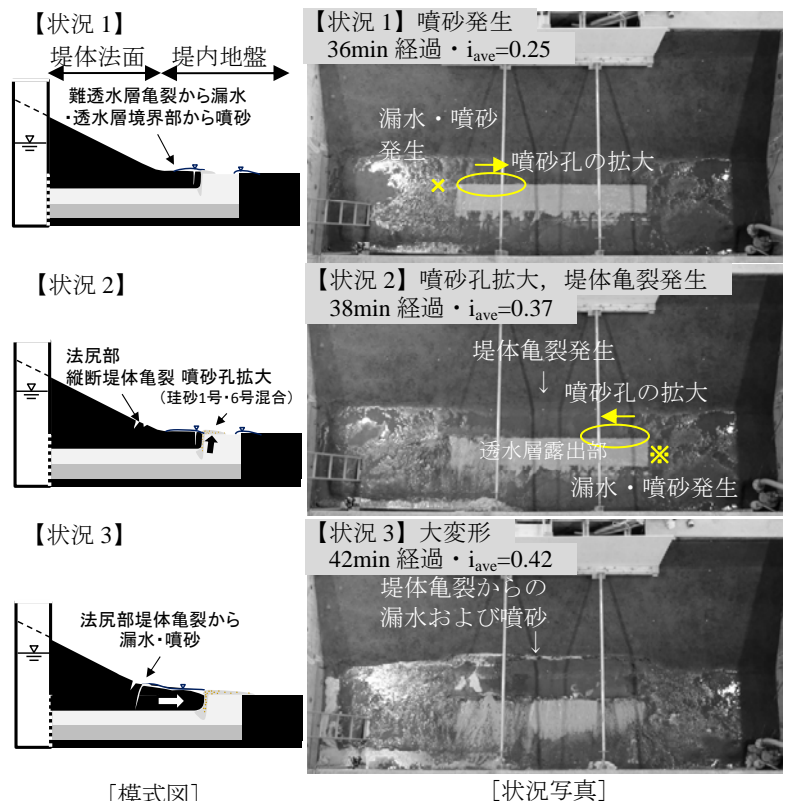


図-3(2) 実験経過状況模式図および写真（ケース2）

### 3.2 地表変位計測結果

レーザスキャナによる地表変位結果は、横断形状経時変化図（図-4、図-6）と、鉛直変位量コンター図（図-5、図-7）に示す。横断形状については、ケース1は模型中央部1断面、ケース2は図-7に示したように、模型中央部と、噴砂が最初に発生した側で最大地表変位が確認された位置の2断面としている。

#### (1) ケース 1

①状況1 50分経過後の堤体亀裂の発生時( $i_{ave}=0.29$ )では、鉛直方向の変位はほぼ見られない。

②状況2 72分経過後の堤体亀裂からの漏水増加時( $i_{ave}=0.43$ )では、法面では法尻からおよそ0.3mの範囲、堤内地盤では法尻より約0.1mの範囲にて変位が確認された（図-4）。鉛直方向の最大変位は約33mmとなっているが、実験時の挙動について目視および映像確認から、変位は法尻付近の法面が堤内地盤側へ側方移動した結果であり、堤内地盤自体が鉛直方向に変位する盤膨れではないと考えられる。図-5の鉛直変位量コンター図にて堤防縦断方向での変位分布状況を見ると、模型中央以外の箇所でも同様に法尻付近の法面で変位が発生し、堤内地盤では鉛直変位がほぼ発生していないことがわかる。コンター図では一部水面によるレーザ計測不可域が確認された。

③状況3 90分経過後の大変形時( $i_{ave}=0.55$ )の横断形状は、法尻部の鉛直方向の変位がおよそ100mmとなっているが、これは法尻部の堤内地盤側への側方移動が進行し、堤体亀裂がさらに開口したことで、堤体で法すべりが発生し、滑動した土塊が法尻部に堆積した結果である。

#### (2) ケース 2

①状況1 36分経過後の噴砂発生時( $i_{ave}=0.25$ )では、法面では法尻からおよそ0.25mの範囲、基礎地盤では法尻より約1mの範囲にて盤膨れが確認された。鉛直方向の最大変位は、模型中央では14.5mm、変位最大断面では20.5mmであった（図-6）。

②状況2 38分経過後の堤体亀裂からの更なる漏水および噴砂の発生時( $i_{ave}=0.37$ )では、法尻部での最大鉛直変位は変位最大断面で29.3mmであった。

③状況3 大変形発生時( $i_{ave}=0.42$ )では、法尻部での最大鉛直変位は、変位最大断面で83mmに達している。

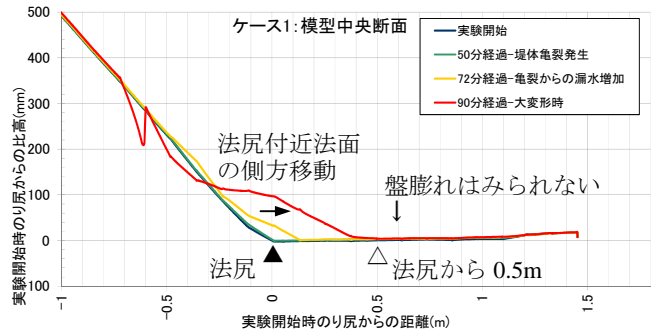


図-4 ケース1 横断形状経時変化図（模型中央）

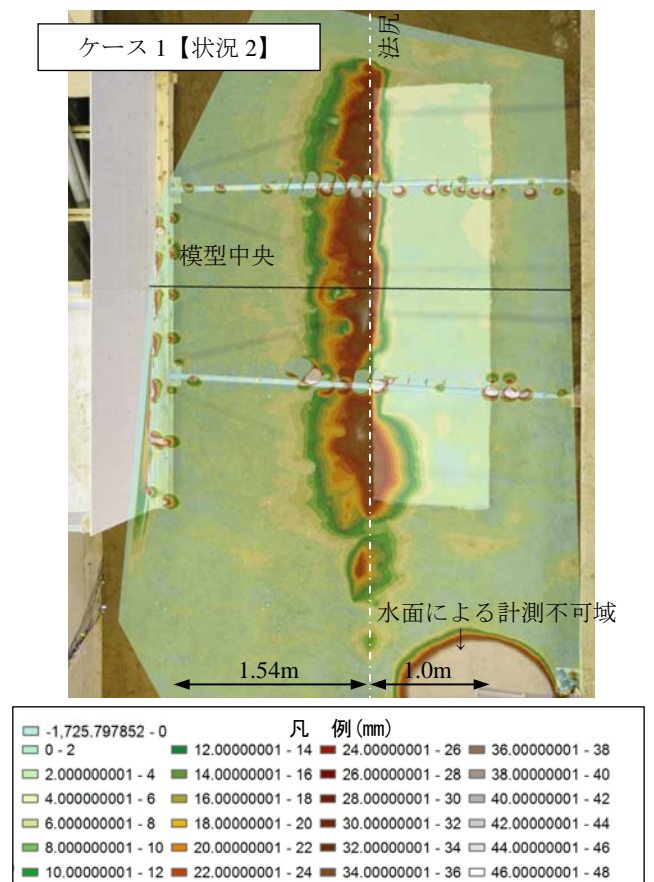


図-5 ケース1【状況2】鉛直変位量コンター図

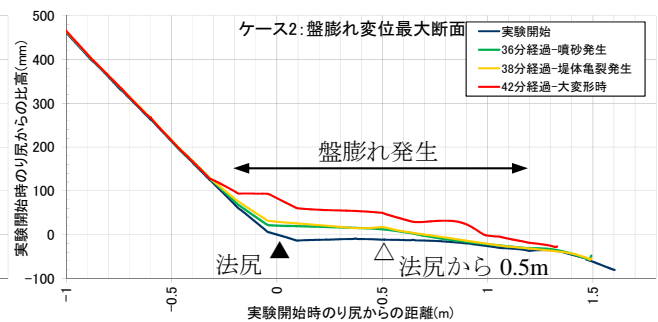
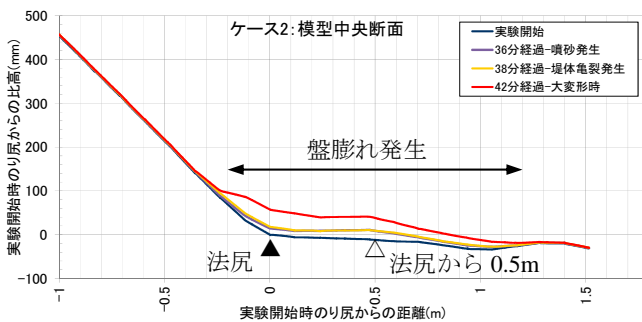


図-6 ケース2 横断形状経時変化図（模型中央、変位最大断面）



図-7の鉛直変位量コンター図にて堤防縦断方向での変位分布状況をみると、法尻から堤内地盤にかけて、つまり被覆土層から透水層露出部も同様に鉛直変位が発生し、その中でも状況1で噴砂が発生した付近では、法尻付近の鉛直変位が大きく発生している。図-6同様、コンター図では一部水面によるレーザ計測不可域が確認された。

### 3.3 比較と考察

法尻および法尻から0.5mに位置する堤内地盤における鉛直変位量と平均動水勾配の関係を図-8に示す。

法尻では、ケース1は、平均動水勾配が0.29で鉛直変位がほとんど発生していないが、ケース2は、0.23の時点で15mmを越える鉛直変位が発生している。

一方、法尻から0.5mに位置する堤内地盤でも、ケース1は動水勾配が0.5を超えても鉛直変位がほとんど発生していないのに対して、ケース2は、法尻と同様に平均動水勾配0.23の時点で20mmを越える鉛直変位が発生、かつ平均動水勾配の上昇に応じて鉛直変位量も増加している。

### 4. まとめ

実験の結果、単一構造の透水性基礎地盤では、法尻の小規模すべりが観測された。法尻に被覆土層が分布し、かつ透水係数が異なる層で構成された複層構造の透水性基礎地盤では、堤内地盤にて盤膨れが観測された。これらの破壊形態の違いは、土層構造の違いに起因すると考えられる。

地表変位については、単一構造の透水性基礎地盤では、平均動水勾配が0.5に達しても基礎地盤での盤膨れはみられず、法尻の側方移動による変位が法尻近傍のみで確認された。平均動水勾配0.55の時点で最終的に大変形に至った。一方、複層構造の透水性基礎地盤では、平均動水勾配が0.25の時点で、堤内地盤の広範囲で盤膨れが確認されている。最終的にケース1と比較して小さい平均動水勾配0.42の時点で大変形に至った。

以上より、外水上昇に伴う法尻から堤内地盤にかけての地表変位は、土層構造の違いで、発生外力、地表変位発生範囲および変形モードが異なることが示唆される。

よって、堤防の弱部となる可能性がある、透水係数が異なる層で構成される複層構造の透水性基礎地盤では、堤内側法尻および堤内地盤の変位量をモニタリングすることにより、弱部を把握できる可能性がある。ただし、今回

用いた一般的なレーザスキャナだと、図-5および図-7のように水面が発生することで計測不可域が生じる。つまり内水氾濫による湛水時は計測が困難となることから、モニタリングには変位計を併用する等の対応が必要と考えられる。

今後は、異なる土層構造における変位発生条件や大変形に至る閾値等について、引き続き検討していきたい。

### 参考文献)

- 1)財団法人国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き,2012
- 2)倉田大輔,福原直樹,森啓年,服部敦,吉田直人,石原雅規,佐々木哲也：透水性基礎地盤に起因する河川堤防の進行性破壊に関する模型実験,河川技術論文集,第21巻,pp.361-366,2015.
- 3)齊藤啓,前田健一,李兆卿,山口敦志：透水性基盤のパイピングとすべりに着目した河川堤防の安定性,第2回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム,pp.23-26,2014.

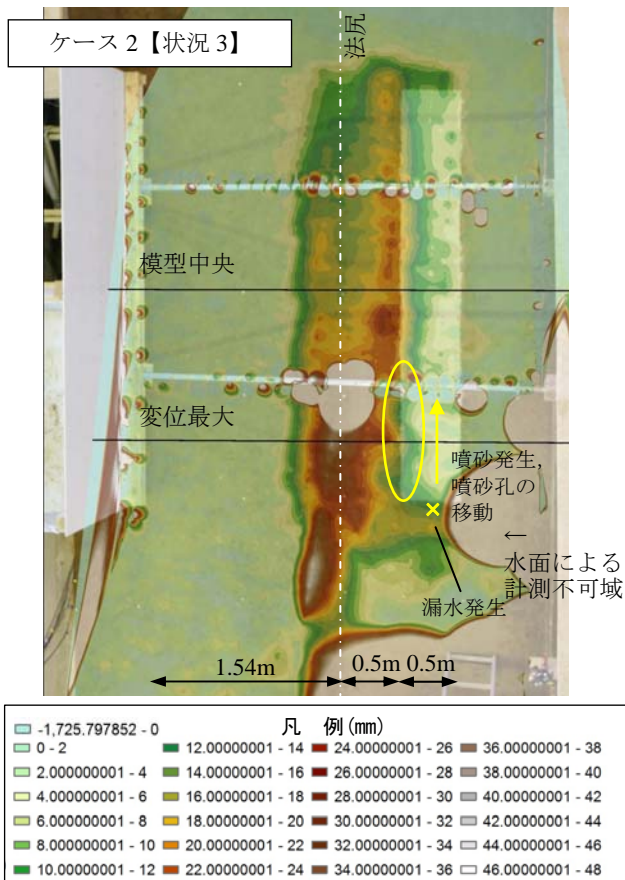


図-7 ケース2【状況3】鉛直変位量コンター図

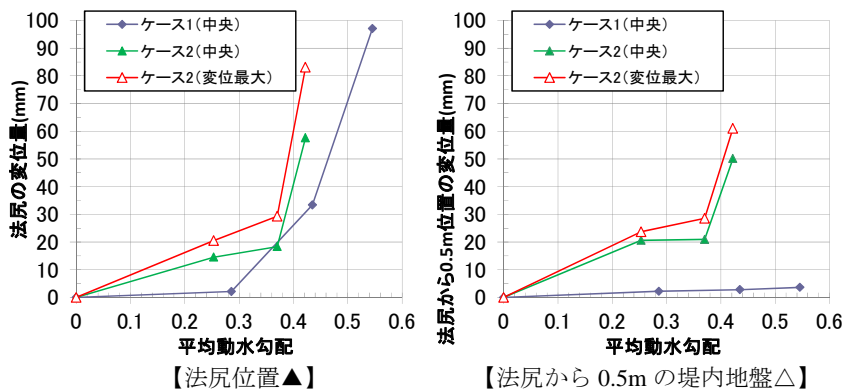


図-8 地表変位と平均動水勾配の関係図

# 根固ブロックを用いた破堤氾濫流量抑制の基礎実験

破堤氾濫流量抑制 破堤拡幅抑制 (国研) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○島田友典, 前田俊一, 柏谷和久  
 北海道開発局 帯広河川事務所 正会員 飛田大輔  
 (株)建設技術研究所 東京本社 水理センター 正会員 伊藤幸義  
 北海道開発局 帯広開発建設部 横濱秀明

## 1. はじめに

近年、台風や局所的な集中豪雨などによる出水により、大規模な水害発生リスクが高まってきており<sup>1)</sup>、河川の堤防整備が進んだ今日でもなお、河川堤防の決壊事例が見られている。近年でも2015年9月の関東・東北豪雨では鬼怒川において越水に起因するとされる堤防決壊が生じ、家屋流出など甚大な被害をもたらした<sup>2)</sup>。

越水破堤現象については越水、越流部の堤体侵食、破堤拡幅開始、破堤拡幅拡大といった過程で進行する<sup>3)</sup>。減災に向けては各過程の現象に応じた対策が必要となる。例えば時間の経過とともに被害拡大の懸念がある破堤拡幅拡大時には、樹林帯による氾濫流抑制に関する検討などが行われている<sup>4)</sup>。しかし出水前に対策を行っておく必要があり、また越水や破堤が生じる箇所の予測が困難であることから、備蓄している防水資材などを用いて、出水時に現地で柔軟に対応可能な減災技術の開発が重要となる。

飛田ら<sup>5)</sup>は実物大規模である十勝川千代田実験水路(以下、千代田実験水路と称す)を用いて、破堤拡幅拡大時における氾濫流量増加の抑制を目的に、出水時にも現地で対応可能な防水資材である根固ブロックを用いた実験(以下、現地実験と称す)を行い、破堤拡幅進行を抑制できる可能性を示すなど、多くの知見を得ている。一方で大規模な施設であるため実験準備に多くの時間を要することなどから、年間1ケース程度しか実験を行うことができない。

本論文では縮尺1/20の千代田実験水路の模型<sup>6)</sup>を用いた実験を行い、破堤氾濫流量抑制のため効果的で効率的なブロック設置方法に関する基礎的な検討を行った。

## 2. 実験概要

### 2.1 実験水路・通水概要

実験に用いた縮尺模型を図-1に示す<sup>7)</sup>。現地実験結果との比較も見越して、水路諸元や実験結果等については全て現地実験に換算した値を示す。

実験区間の河道幅は8m、氾濫域幅は116mであり、堤内外の比高差はなく河床勾配は1/500、図-1の斜線部は深さ3.8mの移動床としている。

破堤実験区間は延長185m、高さ3m、天端幅3m、裏表法勾配2割とし、破堤のきっかけとして切欠き(深さ0.6m・上幅2.0m・下幅0.8m)を設けている。また表法面は流水による侵食を防ぐために現地実験では連節ブロック(0.445m

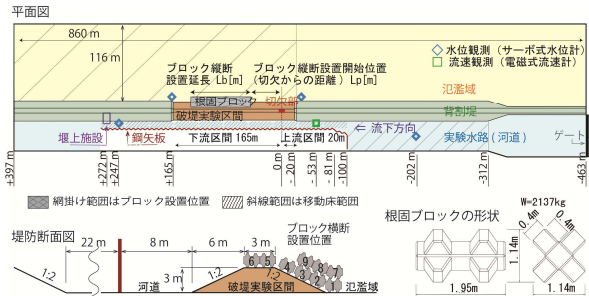


図-1 実験水路概要および用いたブロック形状

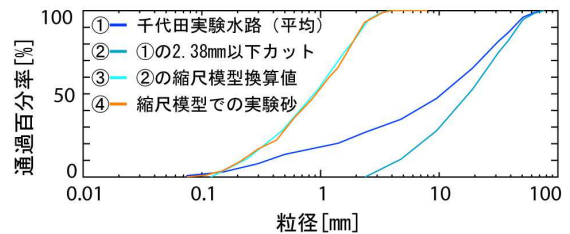


図-2 実験で用いた材料の粒度分布

×0.89m×0.09m/枚)を連結せず敷設しているが、模型では透明ラッカースプレーを吹き付けて乾燥固定させた。

実験に用いた材料の粒度分布を図-2に示す。実験砂は現地実験の浮遊成分である2.38mm以下をカットした粒径加積曲線を1/20の粒径加積曲線になるように混合砂を用いた<sup>7)</sup>。現地の堤防は細粒分を含んだ若干の粘着性がある材料であるため、坂野<sup>4)</sup>が用いた手法を参考に堤体材料の体積に対してペントナイトを15%配合したものを用いた。

縮尺模型に用いる水理量のスケール換算はフルード相似則で1/20とし、実験結果等についても全て現地換算値で示す。上流ゲートからの供給流量は全てのケースで70m<sup>3</sup>/sの定常流とした。

### 2.2 実験条件

実験ケースを表-1に示す。基本ケースはブロックを設置せず裸堤状態とし、破堤拡幅が自然に停止するまで通水を行った。

氾濫流量抑制実験の実施にあたりブロック設置方法は、図-3に示すような現地実験における破堤進行メカニズム<sup>8)</sup>を考慮して検討を行った。

ケースAではブロックを用いた氾濫流量抑制効果の把握を目的に、裏法が先行崩壊する区間を対象に実験を行った。

表-1 実験条件

ケース	縦断設置開始位置	縦断設置延長	横断設置位置	概要
基本	-	-	-	裸堤による基本ケース
A-1			1~3	ブロックによる氾濫流量抑制効果の検証 横断設置個数の検証
A-2	20m	60m	1~2	
A-3			1	
B-1	10m	20m	1~3	縦断設置開始位置の検証(B-1・2) 縦断設置延長の検証(B-1~4)
B-2	35m	15m		
B-3	10m	10m	1~2	
B-4	40m	40m	1~3	
C-1			1~3・7~9	横断設置位置の検証
C-2	10m	20m	1~6	



図-3 破堤進行メカニズムの模式図<sup>8)</sup>

裏法尻周辺を保護するため横断設置位置を1~3とし、縦断設置開始位置は切欠部から20m、縦断設置延長は基本ケースで破堤幅が自然に停止した位置を含むように60mとした。

ケースB-1・2では効果的な縦断設置開始位置の把握を目的に、設置開始位置を裏法が先行崩壊を始める地点より上流、および下流として実験を行った。

ケースB-1~4では効率的な設置区間の把握を目的に、ブロック設置延長を10~20mとし実験を行った。

ケースC-1・2ではメカニズムを考慮した効果的な横断設置位置の把握を目的に、設置開始位置を全面崩壊が始まる地点とし、C-1は裏法を強固にするためブロックを2段積み、C-2は天端まで含めた設置とした。

### 3. 実験結果

現地実験と同様<sup>3)</sup>に模型実験でも下流への破堤幅がほとんどであったことから、破堤幅は切欠から下流方向の天端中央破堤幅とした。また越水から拡幅開始までの時間にはばらつきが多いことから<sup>6)</sup>、スタート時刻を破堤幅5m時点からとした。

氾濫流量の算出にあたっては、既往の模型実験で伊藤らが行った手法<sup>6)</sup>と同様に河道内上下流の水位計の値からそれぞれ流量を推定し、氾濫流量=下流流量-上流流量として算出した。

以上の破堤幅、氾濫流量、および実験状況の観察より、ブロック設置による効果について検討を行う。

#### 3.1 基本ケース

図-3に破堤幅、氾濫流量を示す。破堤幅が50mを過ぎたあたりから徐々に拡幅速度は低下し、最終的には70m程度で自然に停止した。氾濫流量は破堤幅に合わせて増加するが、破堤幅が40m程度まで拡幅すると増加量は小さくなり、破堤幅が60mを過ぎるころには氾濫流量は概ね60m<sup>3</sup>/sで一定量に落ち着いた。

これはある程度の破堤幅になると、図-4に示すように開口部上流側に流速の小さな死水域が生じ、流速が速い有効

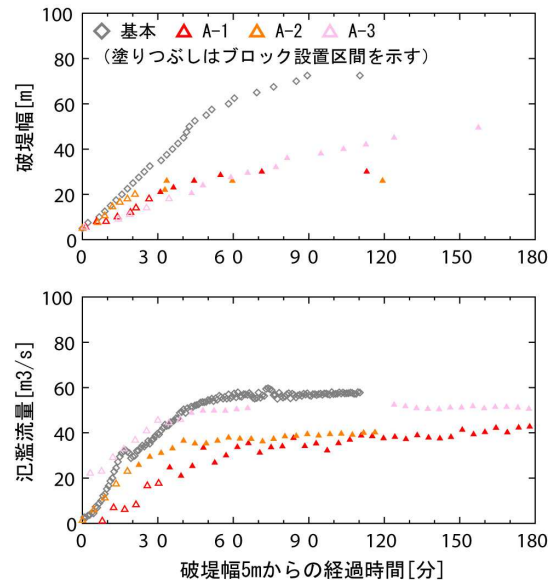


図-3 破堤幅・氾濫流量(基本・A)



図-4 基本ケースの開口部流況<sup>6)</sup>

な流れの幅(有効幅)が現れる。伊藤らによると千代田実験水路縮尺模型の場合、破堤幅20m程度から有効幅が現れ、破堤幅が約30mの時に有効幅は約12m、破堤幅が約45mの時に有効幅は約18mであると述べている<sup>6)</sup>。

そのため破堤幅が広がってもある段階で氾濫流量は一定に落ち着き、また有効幅が徐々に広がり堤体にぶつかる流速や掃流力が低下することにより、破堤幅が自然に停止するものと考えられる。

#### 3.2 ケースA(氾濫流量抑制効果の検討)

図-3に破堤幅、氾濫流量を示す。A-1、A-2ともにブロック到達以降、破堤幅速度は徐々に低下し、どちらも破堤幅30m程度の地点で停止した。氾濫流量は最終的に40m<sup>3</sup>/s程度で一定に落ち着き、基本ケースと比較してブロック設置による氾濫流量抑制効果を確認することができた。一方、A-3についてはブロック到達後も破堤幅は停止することなく、氾濫流量も基本ケースと同程度まで増加しており、ブロック設置による効果はほとんど見られなかった。

図-5に破堤幅30m時点の流況を示す。A-1では①河道から開口部に向かう流れが、②基本ケースのよう裏法尻から氾濫域に抜けることなく、③流れの方向が上流に向き、④その流れがブロック上を通過する際に拡散しており、さらに⑤裏法のブロックによる水位堰上がり、横断方向の水面勾配も緩くなり、結果として堤体に作用する掃流力が低下していたことが推察される。



図-5 A-1・A-2の開口部流況

一方、A-3では⑥河道から開口部に向かう流れはA-1と共通であるが、⑦基本ケースと同様に裏法尻から氾濫域に流れが抜けている様子がわかる。また⑧ブロック周辺やブロックと堤体間にも流れが生じており、A-1と比較して⑨横断方向の水面勾配が急であり、堤体に作用する掃流力も高かったことが推察される。

配置したブロックは粗度群の集まりと考えることができ、河道からの流れがブロックに向かうことで、流向の変化・集中した流れの拡散・流速の減速、水位の堰上げ・掃流力の低下が生じ、破堤開口部の堤体に作用する力が弱まることで破堤拡幅進行を抑制できたと考えられる。なおA-3のようにブロックの設置幅や設置高が小さい場合はこのような効果を期待出来ず、少なくとも裏法面の一部は保護する必要があると考えられるが、明確な定量化については今後の検討が必要である。

### 3.3 ケース B(縦断設置位置・設置延長の検討)

図-6に破堤幅、氾濫流量を示す。B-1はA-1の破堤停止位置より上流から設置したが、停止位置はA-1と同じ30m地点であり、氾濫流量も同程度であった。この30m地点は破堤進行メカニズムにおいて、裏法崩壊の先行に切り替わる地点であることから、ブロック設置位置は破堤進行のメカニズムを考慮した上で配置することで、効果的に機能を発揮できる可能性がある。またB-2はA-1の破堤停止位置より下流からブロックを設置している。ブロック到達後、破堤拡幅は停止しているが、破堤拡幅がある程度、広がった地点からの設置であったため、氾濫流量の抑制は見られないものの、その効果は小さなものであった。

次にB-3、B-4はそれぞれB-1、B-2に対して設置延長を10mと短くした条件である。結果はどちらも破堤拡幅の進行を抑制できず、ブロック設置区間を過ぎてなお破堤が進行したため、途中で通水を停止しているため、氾濫流量の抑制効果の評価はできない。

ここで図-7にB-4のうち、破堤拡幅がブロック末端に到

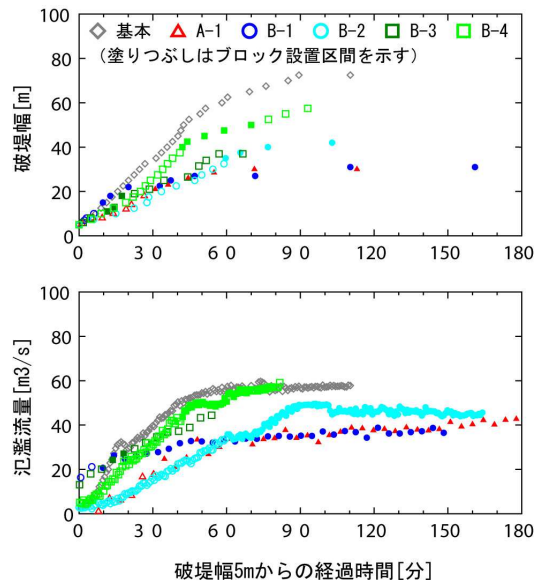


図-6 破堤拡幅・氾濫流量(基本・A-1・B)



図-7 B-4の開口部流況

達した時点の流況を示す。①河道から開口部に向かう流れが、②ブロック上を通過するが流れの拡散は確認できず、③ブロック背面や堤体にぶつかる流れが継続し、堤体の崩壊が継続している。そして④崩壊によりブロック末端と堤体間に隙間ができ、その間に流れが集中し破堤拡幅の進行がブロック区間を過ぎて継続していくようである。流況の目視観測ではあるが、堤体侵食を抑制させる流れの拡散には、氾濫流の有効幅程度以上のブロック設置延長が必要だと推察される。

### 3.4 ケース C(横断設置位置の検討)

図-8に破堤幅、氾濫流量を示す。C-1はB-1と設置開始位置、設置延長は同じであるが、裏法保護をより強固にするためブロックを2段積みとしている。しかしA-1やB-1と比較しても破堤進行の停止位置はほとんど変わらず、氾濫流量も同程度であった。これは破堤進行メカニズムを考慮した上でブロックを設置した場合、必要以上の個数を同地点に設置した場合でも、その効果に大きな差が生じない可能性を示唆するものである。

C-2はブロック到達後から破堤拡幅速度は低下し、破堤幅は20m程度、氾濫流量は20m³/s程度で一定に落ち着いた。ブロック設置区間は堤体が全断面同時崩壊や裏法先行崩壊区間であり、天端までブロックを設置したことでこの

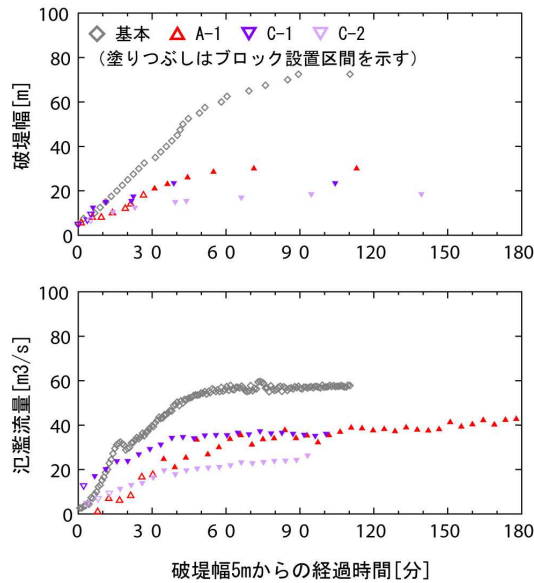


図-8 破堤開口幅・氾濫流量（基本・A-1・C）



図-9 C-2の開口部流況

メカニズムに対応でき、結果として他ケースとは異なる破堤箇所での幅停止したと考えられる。

図-9に流況を示すが、②堤体前面にブロックがあることで、③氾濫域への流れだけでなく、表法にぶつかる流れも拡散し勢いを抑制でき、また堤体自体もブロックで保護していた可能性も考えられる。

これらの結果は破堤進行のメカニズムを考慮することでブロックのより効果的な配置を行うことが出来る可能性を示唆している。

### 3.5 氾濫流量の流出低減率

図-10に氾濫流出率（各ケースで一定に落ち着いた氾濫流量を基本ケースの最終的な氾濫流量で除した値）と最終的に停止した破堤幅の関係を示す。裏法尻周辺に設置したA-1、A-2、B-1、C-1は設置開始位置や2段積みにするなど設置方法は異なるが、最終的な破堤幅や流出率は同程度であった。

また破堤幅と流出率は一定の関係性が見られるが、基本ケースの半分程度に破堤幅を抑制できた場合であっても、氾濫流出率は6割以上であるなど、如何に効率よく、より早い段階で破堤幅を抑制することが出来るかが、破堤氾濫流量の低減、そして減災につながると考えられる。

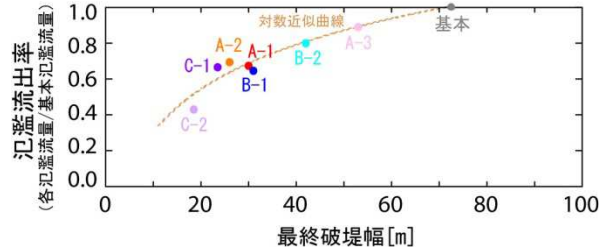


図-10 氾濫流出率と破堤幅の関係

## 4. まとめ

破堤進行メカニズム、氾濫流の流況を考慮することで効果的で効率的なブロック配置を行い、その結果、破堤進行抑制・破堤氾濫流量の低減により、減災につながる可能性を示した。

なお本結果は限られた条件下での結果を用いた検討であるため、実河川で適用するにあたっては、数値計算（例えば iRIC Nays 2D Breach<sup>9)</sup>）などにより、破堤進行メカニズムなどを考慮しつつ検討を行うことが必要であるとともに、平成19年度より全国の河川系事務所にて毎年、実施している“堤防決壊時の緊急対策シミュレーション”などと併せて検討を進めていくことが重要である。

## 謝辞

千代田実験の指導を賜った十勝川千代田実験水路等実験アドバイザー委員会及び同実験検討会に謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 社会資本整備審議会：水災害分野における気候変動適応策のあり方について（中間とりまとめ），国土交通省，2015。
- 2) 鬼怒川堤防調査委員会，関東地方整備局，<http://www.ktr.mlit.go.jp/river/bousai/index0000036.html>
- 3) 河川堤防の越水破堤現象のうち破堤幅機構に関する実験報告書：国土交通省北海道開発局，土木研究所寒地土木研究所，2012。
- 4) 坂野章：樹林帯による破堤後の減災効果に関する検討，国土交通省国土技術政策総合研究所，2003。
- 5) 飛田大輔ほか：千代田実験水路における根固めブロックによる破堤氾濫流量の抑制効果，河川技術論文集，Vol. 21，pp. 377-382，2015。
- 6) 伊藤幸義ほか：模型事件による氾濫域を含む越流破堤メカニズム検討，河川技術論文集，Vol. 16，pp. 371-376，2010。
- 7) 飛田大輔ほか：根固ブロックによる破堤抑制効果の検討，河川技術論文集，vol. 19，pp. 63-68，2013。
- 8) 島田友典ほか：千代田実験水路における越水破堤幅メカニズム検討，北海道開発局技術研究発表会，第55回，2013。
- 9) 柿沼孝治ほか：破堤計算ソフトウェア「Nays2D Breach」，寒地土木研究所月報，第745号，2015。

# 陸域観測技術衛星2号（ALOS-2）による河川堤防のモニタリングシステムの研究開発

SAR、干渉SAR解析、モニタリング

宇宙航空研究開発機構 非会員 ○富井 直弥、  
佐々木 善信、夏秋 嶺、穴原 琢摩

## 1. 背景

我が国では、インフラの高齢化が進む中で維持修繕費の更なる高まりや国・地方の職員定数削減が進む中、維持管理を担当する技術職員の減少という課題が顕在化されている。このような現状を踏まえ、インフラ長寿命化基本計画（平成25年11月策定）では、2020年頃にセンサー、非破壊検査技術等の活用により点検の高度化を実施することとしている。

国土交通省は、内閣府が進めるSIP（戦略的イノベーション創造プログラム）の対象課題の一つである「インフラ維持管理・更新・マネジメント技術」の「点検・モニタリング・診断技術の研究開発」を踏まえ「社会インフラへのモニタリング技術の活用推進に関する技術研究開発」事業を平成26年度より実施している。インフラの老朽化による重大事故リスクの顕在化や、維持管理水準を向上させ、低コストで実現するための技術を確立し、国内のみならず同課題を抱える各国のインフラ維持管理市場の創出を目指すものである。

一方、干渉SAR（合成開口レーダ）解析と呼ばれる手法が近年、急速に発展し、これによる国土の地盤変動や火山の監視が検討されつつある。本手法を活用できれば、地上での機器の設置や観測を行うことなく、インフラの変状を面的に把握できると期待されている。

JAXAは平成26年5月に、陸域観測技術衛星2号（ALOS-2）（図1参照）を打ち上げ、運用している。合成開口レーダ（SAR）を搭載した陸域観測技術衛星（ALOS）の観測機能の高度化を図った後継機である。

広域観測可能なALOS-2等のSARデータから河川堤防全体の変状を抽出する技術を開発することで、インフラの維持管理に必要な調査・点検に貢献することが可能となる。

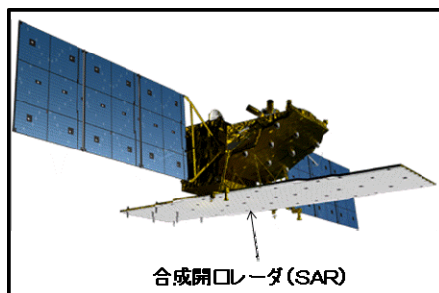


図1 ALOS-2の外観

JAXAは、一般社団法人国際建設技術協会を代表機関としてパシフィックコンサルタンツ株式会社と、また、日本工営株式会社を代表機関として、国土交通省の「社会インフラへのモニタリング技術の活用推進に関する技術研究開発」公募事業に26年11月に採択された。テーマはそれぞれ「衛星観測を活用した河川堤防モニタリングの効率化」、「リモートセンシング技術を活用した堤防管理の高度化・効率化に関する技術開発」であり平成26年度から着手している。

## 2. ALOS-2の概要

ALOS-2のミッションは、国内・海外で大規模な自然災害が発生した際、被災地の画像を広い範囲かつ昼夜天候を問わず観測し、そのデータを迅速に取得・処理・配信するシステムを構築することで、国及び自治体などの防災活動、災害対応に役立てることや国土情報の継続的な蓄積・更新等を主な目的としている。

ALOSからALOS-2の主な違いは、水平分解能を10mから3mへ向上し、観測可能領域を870kmから2,320kmに向上したことである。ALOS-2の主要諸元を表1に示す。

表1 ALOS-2主要諸元

運用軌道	種類	太陽同期準回帰軌道(14日回帰)
	高度	628km(赤道上)
	通過時刻	12:00(正午)@赤道上(降交軌道)
設計寿命	5年(目標7年)	
合成開口レーダ周波数	Lバンド(1.2GHz帯)	
観測性能	スポット	分解能:1×3m 観測幅:25km
	高分解能	分解能:3/6/10m 観測幅:50/50/70km
	広域観測	分解能:100/60m 観測幅:350/490km

災害時は、日本付近なら概ね12時間以内、アジア域であれば概ね24時間以内に観測を行い、観測後数時間で画像を提供する。地殻変動やインフラ等の変位計測のモニタリング頻度は、年間最大4回実施する計画である。

## 3. 研究開発の概要

JAXAが各土木コンサル機関と実施する研究開発内容は、基本的に同じであり、地震や豪雨などの災害による堤防変状の把握と定期モニタリングである。

定期モニタリングについて、図2に示すように河川堤防のような広域な範囲を定期的に一括スクリーニングを実施し、干渉SAR解析により変位箇所を抽出することで次の事項に貢献することを目指すものである。

- ◆ 定期堤防点検作業の縮約(点検対象区間全ての目視ではなく、要点検箇所のみ抽出)による工期短縮・コスト削減および、点検計画立案など管理者の意思決定支援
- ◆ 重大事故の未然防止過去からの変位量の推移から補修計画立案など管理者の意思決定支援

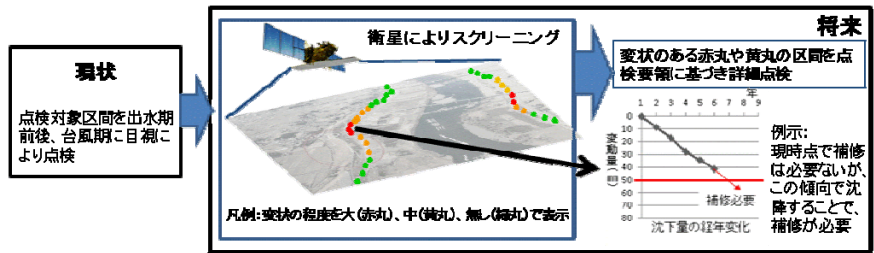


図2 衛星による河川堤防の定期モニタリング

#### 4. 干渉SAR解析手法の原理と特徴

ALOS-2等のSARで観測される物理量は、マイクロ波という波の特性を踏まえ、振幅に対応する強度と位相に対応する距離の2成分がある。沈下などの変状については、距離に対応する位相成分を利用する。すなわち、地形や施設の変状で生じた衛星と地表面の距離の変化を、図3に示すように変状の前後の観測の位相差から求めるもので、この技術を干渉SAR解析と呼ぶ。

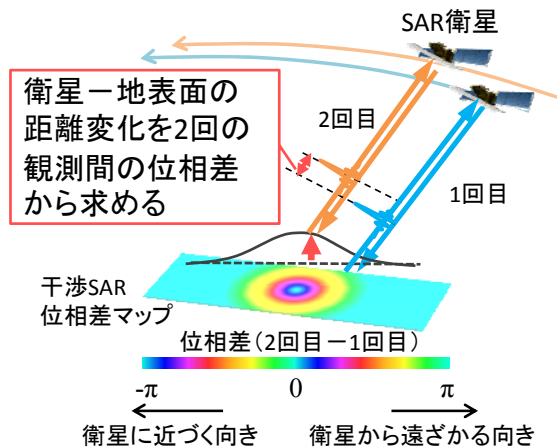


図3 干渉SARの概念

干渉SAR解析による河川堤防計測事例については、本稿別頁にある「合成開口レーダ干渉画像を利用した経年微小変化の堤防モニタリング」を参照されたい。

#### 5. まとめ

河川堤防の定期的なモニタリングでのALOS-2及び干渉SAR解析手法の特長は以下の通りである。

- ・水準測量や航空レーザ測量同様に、形状変位を主とする計測。そのため現場での要点検箇所を見つけるためのスクリーニング情報として活用可能
- ・広域エリアを数cmから数mmオーダーで面的に変位検出が可能
- ・現状の定期点検回数と同等以上でモニタリングが可能
- ・地域によらず世界中を定期的にモニタリングが可能
- ・現場に行かずに机上で変位の検出や異常箇所の特定が可能

#### 謝辞

河川堤防を対象とした本取り組みを共同で実施している一般社団法人国際建設技術協会、パシフィックコンサルタンツ株式会社、並びに日本工営株式会社には河川堤防の維持管理についてご教授頂き、この場を借りて御礼申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 富井 直弥：衛星及びソナーを利用した港湾施設のモニタリングシステムの構築、港湾vol.92 7月号、pp.30-31、2015.

# 合成開口レーダ干渉画像を利用した経年微小変化の堤防モニタリング

SAR、干渉SAR解析、モニタリング

宇宙航空研究開発機構 非会員 ○穴原 琢摩、  
佐々木 善信、夏秋 嶺、富井 直弥

## 1. 背景

合成開口レーダ (Synthetic Aperture Radar, SAR) を用いた解析手法の一つであるSAR干渉技術 (Interferometric SAR, InSAR) とは、SARによる同一地点の複数回の観測信号の変位量を計測することで、観測前後の地盤高などの変動量をcm~mm精度に計測する技術である。SARは可視光よりも波長の長いマイクロ波の照射により観測を行うため、大気中の雲などに遮られることなく、また昼夜問わずに観測を行うことが可能である。特に宇宙航空研究開発機構 (JAXA) が運用を続けてきたALOS (陸域観測技術衛星) およびALOS-2 (陸域観測技術衛星2号) はLバンド波長帯のマイクロ波 (波長24cm程度) を採用しており、Lバンドは地表面上の植生の影響を受け難いため他海外機関の運用する衛星 (波長3~6cm程度) による観測に比べ、堤防法面などの植生による計測値の誤差が小さく比較的高精度に地表面の変動量を計測することができる。運用中の衛星であれば現地に新たに機材を設置することなく定期的に全国を観測することが可能となっている。

ALOSの運用期間は2006年から2011年、ALOS-2は2014年から現在まで運用中である。ALOSおよびALOS-2を用いたSAR干渉技術の応用例としては、東日本大震災後の地盤変動の分析が行われた[1]ほか、地すべり監視への適用[2]、地下水くみ上げによる地盤沈下の監視[3]、ロックフィルダムの沈下監視への適用性の検討[4]、さらに近年メディア等に報道された箱根山などの火山活動に伴う地表面の隆起や沈下をcm精度で計測した事例、港湾施設のモニタリング[5]があり、それ等に代表されるように衛星搭載の合成開口レーダを用いた微小変化量計測の用途は多くの分野に広がっている。本研究ではJAXAで日本全国の観測を続けてきたALOSおよびALOS-2の計測データにより、高度約700kmから50km~70km四方の広域を詳細に一括で変化量を計測する技術の詳細を紹介する。計測可能な最小の空間分解能はALOSで6m、ALOS-2で3m程度となっており、経年的な微小変化量をcm精度からmm精度で把握する技術となっている。堤防計測事例の検証としてALOSによる過去データの計測を行うとともに、ALOS-2を用いた近年の計測を実施し、河川堤防の経年変化測定の利用に向けた研究開発を報告する。

## 2. 手法

本研究では2時期の観測データから前後の変動量の差分を計測する差分干渉解析と、それらの干渉を時系列的に処理することで高精度化を図る時系列干渉解析の二手法の解析を行い、堤防の変状計測の事例を検討する。後者の時系列干渉解析は差分干渉解析から各種の誤差 (大気による遅延、軌道誤差、参照する標高データの誤差など) を時系列上で推定し除去することで変動量を高精度に推定する手法となっている。時系列処理による精度向上のために複数シーンの観測データを蓄積する必要があるため、運用を終了したALOSの過去の観測データを用いて時系列干渉解析を行い、シーン数は少ないがセンサ性能の高いALOS-2の近年の観測データを用いて差分干渉解析を行った。それぞれの解析事例において、2時期間のみの差分干渉を用いたモニタリングと継時変化の時系列干渉を用いたモニタリングとして、堤体の変動傾向を衛星観測から可能であるかを検討する。時系列解析に対しては定期モニタリング利用の観点から、定常的に衛星から堤体を観測した上で年間変動量をセンチオダで算出し、経年的な堤体の変化が広域で観測可能かを検討する。JAXAで独自に開発した干渉解析処理アルゴリズムによりALOS過去データを用いて計測し、その妥当性を実証現場の適用事例で検討する。得られた現地の検証用のデータが不十分であるため、計測された変動量を定性的な評価の観点から有効性を検討した。

## 3. 使用した観測画像

時系列干渉解析に用いたALOS画像は2006/7/10から2011/3/8までの期間に観測された28シーンを用いており、干渉解析は使用するデータの観測方向が同一でないと行えないため、複数の観測方向が利用可能ではあるが昇交軌道 (観測方向は真東から北方向に約10度かつ天頂方向から約34度) による観測データのみを解析を行っている。差分干渉解析についてはALOSが降交軌道 (観測方向は真西から北方向に約10度かつ天頂方向から約34度)、ALOS-2が昇交軌道となっている。また、差分干渉の出力に必要な標高モデルは国土地理院の10mメッシュの数値標高モデル (©国土地理院) を使用した。衛星による変動量の観測は常に衛星の観測方向のみの値となるため、任意の方向での変動量の把握には異なる観測方向の干渉解析の合成などの追加的な解析が必要であるものの、堤体の鉛直方向の変動は水平方向への変動に比べて十分大きいものと考えられ、特別な事象がない限りは鉛直方向への変動が衛星の計測値に影響を及ぼすものと考えられる。実証現場の検証では、鉛直方向への変動が支配的と考えられる堤体の工事直後の個所の検証に加え、観測期



間中に根固ブロックが堤体に隣接する個所に設置されたケースも検証対象として議論した。根固ブロック併設のケースでは純粋に鉛直方向の変動のみならず水平方向への変動の可能性もあることから変動の傾向の違いも併せて分析している。

#### 4. 解析結果

まずALOSによる時系列干渉解析の結果を示す(図1、図2)。定性評価のみの検証ではあるものの、実証現場にて観測された変動量を工事の時期や根固ブロックの配置の時期と比較しながら検証した。参考のためALOS運用前に撮影されたGoogleEarth画像(図3)とALOSに搭載されている光学画像センサAVNIR-2の画像(図4)を示した。SARによる変動量の解析として北側の堤体では観測期間中は徐々に沈降している様子が見られており、一方で南部では2009年中ごろを境に異なる挙動が見られている。Google Earth画像からはALOS運用期間前に盛土と思われる堤体の改修工事が見受けられ、その為ALOS運用期間前に完了した盛土の沈下が今回の観測で確認されているものと考えられる。図3の画像からレーダ画像の観測開始時期直前に堤体を工事した形跡が確認でき、またレーダ画像によって観測された変動量は沈下の傾向を示していることから、工事後の堤体の沈下量がレーダ画像による変動量の計測から定性的に把握できる可能性が示唆されている。また南側の沈下の挙動が異なる点に関しては、同じく図4から確認するところでは根固ブロックの配置が2009年前半から中盤にかけて行われていることがAVNIR-2画像から確認でき(2008年12月の画像から配置の一部が見受けられ、2009年9月には完了している)、これは観測された変動量の挙動の変化する時期に大よそ相当する。実際に衛星観測で計測したのは根固ブロックが配置された個所と隣接する堤体であり、根固ブロックの荷重によって隣接する堤体が水平方向に変動した可能性が考えられる。このことから、堤体に変動を起こす事象のモニタリングに衛星観測データが利用できる可能性を確認した。

また、ALOSおよびALOS-2を用いた差分干渉解析による結果を表1にまとめた。比較は根固ブロック、堤体(川表側)、堤体(川裏側)、河道内の藪についてそれぞれ100ピクセルを抽出し、検知された視線方向の変位の平均値およびその標準偏差を算出することでおこなった(表1)。根固ブロックは非常に安定した明瞭な散乱源であるため計測値の標準偏差は低く抑えられる。一方で堤体の計測値は比較的偏差が高い値を示すものの、空間的なフィルタ処理などで堤体の変状を面的に計測することは可能であると考えられる。結果としてALOS-2によって変動量が計測された箇所を図5に例示している。解像度は3m×3mとなっており、従来のGPSなどによる点での測量と比較して、干渉解析による計測は観測域全面での面的な計測が可能となっている。

#### 5. 考察

本研究では衛星SARの干渉解析技術を用いた変動量の計測を行った。経年的な変動量の分析では時系列的な沈下を確認でき、また根固ブロックの隣接地帯では変化する変動傾向の可視化を行い、他の光学画像と比較・検討した。また対象物ごとの計測精度の安定性も算出して検証することで、技術の適用時の精度についても検討した。観測エリアについて計測された点を地図上に表示することによって、SAR干渉技術が面的かつ広範囲に計測できることを確認した。

本研究の事例にみられるように、従来のGPSと異なり面的に観測対象物の変動量の分布を可視化することで、現場管理の効率化や人的リソースの省コスト化、個人差のあるノウハウに頼らないモニタリング指標の均一化など、効果的なモニタリングシステムの構築が考えられる。追加の機器を設置する必要もなく、また過去のデータを用いることで過去に遡って変状を測量することも可能であるので、堤防モニタリングにおける幅広い用途が期待できる。



図1 利根川の実証現場上空のGoogle Earth画像(© Google)

北側の堤体(橙色円)と南部の堤体(青色円)で全体的な変動の計測を行った。

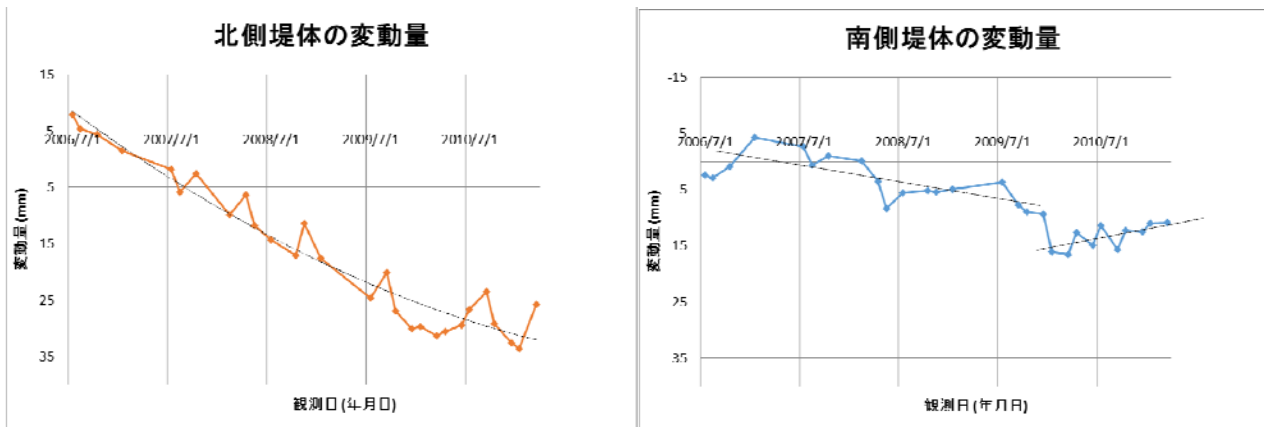


図 2 北部の堤体（左図）と南部の堤体（右図）で計測した変動量の経年変化  
衛星方向への変動量を示し、単位はmmで表示している。可視化のために補助線（点線）を入れている。



図 3 ALOS 運用期間前の 2004/4/16 の Google Earth 画像

Google Earth画像には堤体の工事現場（①）と根固ブロックの配置場所（②）を示している。

表 1 土地被覆状況別の位相安定性の比較

領域名	分解能(m)	視線方向の変位(cm)	標準偏差
根固ブロック	3	0.0	0.8
根固ブロック	6	0.0	0.6
堤体（川表側）	3	0.6	2.7
堤体（川表側）	6	0.4	1.8
堤体（川裏側）	3	-0.5	2.9
堤体（川裏側）	6	0.2	2.8
藪	3	0.4	2.5
藪	6	0.1	1.5

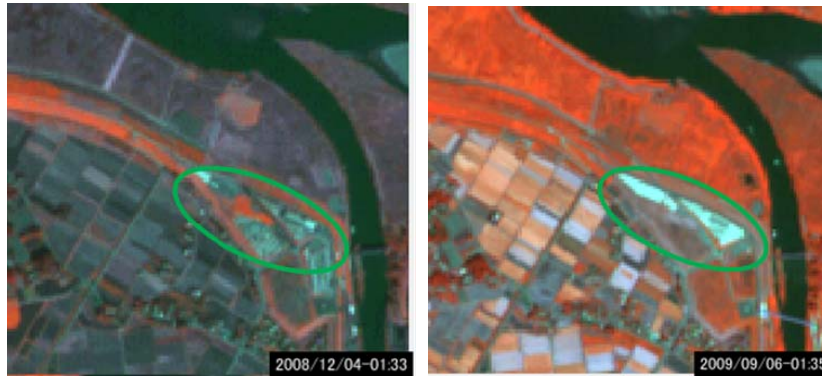


図 4 ALOS 運用期間中の ALOS/AVNIR-2 画像

AVNIR-2画像では赤に近赤外波長、青色と緑色は可視光の青色と緑色を割り当てており、観測時期を各画像の右下に併記している。図3の②の箇所を比較のため緑枠で囲んでいる。

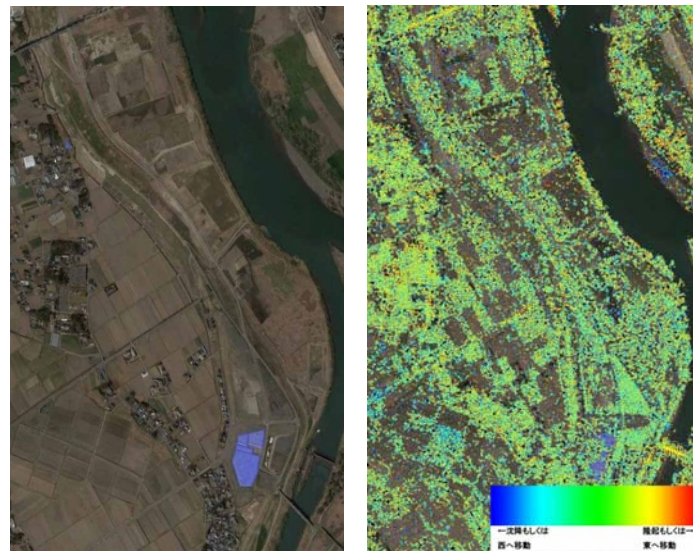


図 5 差分干渉解析の計測可能点と計測された変動量

左図のGoogle Earth画像の範囲について、変動量が計測された箇所について変動量を右図に色付けで示している。

#### 謝辞

河川堤防を対象とした本取り組みを共同で実施している一般社団法人国際建設技術協会、パシフィックコンサルタンツ株式会社、並びに日本工営株式会社には河川堤防の維持管理についてご教授頂き、この場を借りて御礼申し上げます。

#### 参考文献

- [1] T. Kobayashi, “The 2011 Tohoku Earthquake and the Related Disasters Observed by InSAR Using ALOS / PALSAR・: Mainshock , Induced Inland Earthquakes , and Liquefaction,” *Synth. Aperture Radar (AP SAR), 2013 Asia-Pacific Conf.*, pp. 540- 543, 2013.
- [2] 鈴木啓, 雨貝知美, 森下遊, 佐藤浩, 小荒井衛, “山形県月山周辺における SAR 干渉画像を用いた地すべりの検出 Landslides Movement Detection Using SAR Interferometry Image in Mt . Gassan Area , Yamagata Prefecture,” *国土地理院時報*, vol. 120, pp. 1- 7, 2010.
- [3] M. Shimada, M. Watanabe, and T. Motooka, “Subsidence Estimation of the Peatland Forest in the Central Kalimantan Using the Palsar Time Series,” *Geosci. Remote Sens. Symp. (IGARSS), 2013 IEEE Int.*, pp. 1846- 1849.
- [4] Y. Honda, K.; Nakanishi, T.; Haraguchi, M.; Mushiake, N.; Iwasaki, T.; Satoh, H.; Kobori, T.; Yamaguchi, “Application of exterior deformation monitoring of dams by DInSAR analysis using ALOS PALSAR,” *Geosci. Remote Sens. Symp. (IGARSS), 2012 IEEE Int.*, pp. 6649- 6652, 2012.
- [5] 富井直弥, “衛星及びソナーを利用した港湾施設のモニタリングシステムの構築,” *港湾*, vol. 92, pp. 30-31, 2015.

# ジオグリッド性能が GRS 河川堤防の耐越流侵食性に及ぼす影響

河川堤防 越流侵食 GRS

東京理科大学 学生会員 ○倉上 由貴  
 東京理科大学 正会員 二瓶 泰雄  
 東京理科大学 非会員 森田 麻友  
 東京理科大学 非会員 大山 光成

## 1. はじめに

近年、局所的な短時間異常豪雨が多発している。2015 年も台風 17, 18 号から形成された線状降水帯により、栃木県、茨城県域における多くの河川において計画規模を超える長時間の超過洪水が発生した。鬼怒川では、左岸 25km 地点にて越水が確認され、その後 21km 地点では決壊しており、その要因は越水によるものと報告されている<sup>1)</sup>。そもそも、河川堤防は、計画高水位を上回り、長時間越水するような超過洪水に耐えることを前提として堤防設計はなされていない。また、河川堤防は千年以上の長い年月にわたって、地先周辺の土のみで作られてきた土堤主義の構造物であり、土以外の材料を堤体内に入れることは一般的になされない<sup>2)</sup>。しかしながら、土堤のみでは越流や長時間の浸透により決壊する可能性があり、新しい堤防強化技術の開発が急務である。著者らは、耐震性に極めて優れている盛土補強技術であるジオシンセティック補強土 (GRS, Geosynthetic-Reinforced Soil) を河川堤防に導入した「GRS 河川堤防」を提案し、その効果を検討している<sup>3,4)</sup>。この工法は堤体表面のコンクリート製被覆工と堤体内に敷設したジオグリッド等の面状補強材を一体化した技術である。著者ら<sup>3,4)</sup> (以下、前報と呼ぶ) の結果より、GRS 河川堤防の耐越流侵食性向上効果が示された。その際に敷設されたジオグリッドの役割は、以下のように考えられる (図-1 中の番号と対応)。

- ① 堤体を侵食から保護する被覆工がジオグリッドを介して堤体と一体化するため、被覆工の流出を抑制できる。これによって、堤体本体が越流による侵食作用を直接受けることを防ぐことができる。
- ② 堤体内にジオグリッドが敷設され、さらに被覆工も堤体に留められるため、堤体材料の抜出しが大幅に抑制される。

図-2 に示すように、これらの効果により、洗掘防止工や被覆工がジオグリッドと結合されている GRS 河川堤防は従来の対越流補強工法であるアーマ・レビーと比べて、耐越流侵食性を大幅に向上できる。さらに、GRS 工法を河川堤防に導入することにより、以下二つのメリットが示唆されている

(図-2 (b) 中の番号と対応)。

① GRS 河川堤防はのり面勾配を急勾配化しても高い耐越流侵食性を有し、アーマ・レビーよりも堤体断面を小さくした省スペース化・低コスト化が可能である。

② GRS 工法を堤体全体に適用する“全体補強”のみならず、越流時に弱部となる裏のり面のみ補強した“部分補強”でも高い耐越流侵食性を有するため、既設堤防への適用が十分に可能である。

このように、ジオグリッドを堤体内に敷設し、被覆工と結合することにより、高い耐越流侵食性を有する堤体形式であると考えられる。しかしながら、これらの知見は、1 種類のジオグリッドのみの結果であり、ジオグリッドの物性が GRS 河川堤防の耐越流侵食性に及ぼす影響は不明確である。そこで本研究では、ジオグリッドの物性の一つである目合いの大きさに着目して、それが

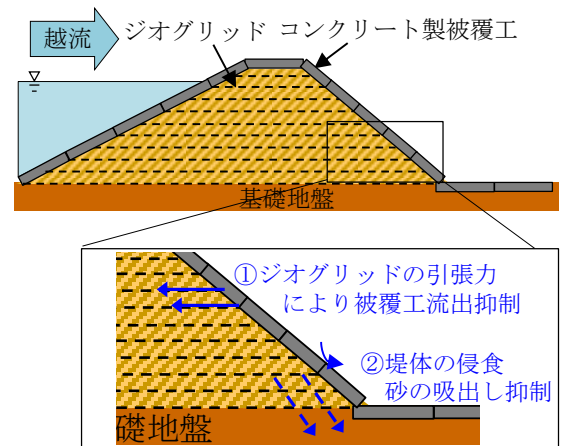
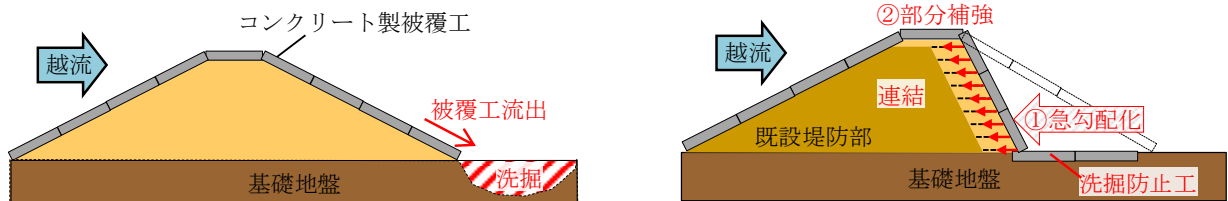


図-1 GRS 河川堤防の効果<sup>3,4)</sup>



(a) アーマ・レビーの概要と越流による破堤要因

(b) GRS 河川堤防の特徴

図-2 従来形式堤防 (アーマ・レビー) と GRS 河川堤防

Effects of geo-grid performance on resistance of GRS river levee against overflow erosion

KURAKAMI, Yuki Tokyo University Of Science  
 NIHEI, Yasuo Tokyo University Of Science  
 MORITA, Mayu Tokyo University Of Science  
 OHYAMA, Mitsunari Tokyo University Of Science

GRS 河川堤防の耐越流侵食性に及ぼす影響と耐越流侵食性向上につながる要因を把握した。具体的には、以下の三項目を検討した。

- ①越流実験：GRS 堤防の耐越流侵食性に対するジオグリッドの目合いの効果
- ②土中引抜き試験：ジオグリッドの堤体からの引抜けに対する引張抵抗力
- ③開孔径試験：ジオグリッドの堤体材料吸出し効果

## 2. 越流実験

### (1) 実験概要

図-3 に示す水平開水路（長さ 5.0 m，幅 0.20 m，高さ 0.35 m）を用いて，従来形式及び GRS 河川堤防の越流実験を行った。模型堤防のサイズは，模型縮尺  $\lambda$  を 1/25 とし，基礎地盤（厚さ 0.050 m）の上に，高さ 0.20 m（実スケール 5.0 m），天端幅 0.1 m，表のり面 2 割勾配，裏のり面 5 分勾配の堤防を設置した。本実験における流況としては，流量  $Q$  を  $5.61 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$ ，越流水深を 0.060 m（実スケール 1.5 m）とした。既存の堤防決壊資料をまとめた結果<sup>5)</sup>によると，堤防決壊を引き起こす越流水深と越流時間の関係より，実スケールの越流水深 1.5 m では，決壊にかかる越流時間は約 50 分となる<sup>5)</sup>。堤防越流模型実験にて一般的に用いられているフルードの相似則に従えば時間的縮尺は 1/5 となるため，模型実験では約 10 分間の越流に耐える必要がある。そのため，本実験では，10 分を基準時間とし，耐越流侵食性に対する優劣の判断材料の一つとした。堤体材料としては，豊浦標準砂（平均粒径  $D_{50} = 0.16 \text{ mm}$ ，標準プロクターによる最大乾燥密度  $\rho_{dmax} = 1.55 \text{ g/cm}^3$ ，最適含水比  $w_{opt} = 16.0\%$ ）を用い，最適含水比状態で堤体を作製した。また，従来形式に加えて，ジオグリッドの目合いの影響の有無を確認するために，前報にて用いていたジオグリッド（目合い中， $2 \text{ mm} \times 8 \text{ mm}$ ，引張強度  $16.0 \text{ kN/m}$ ，図-4 (a)，前田工繊株式会社）に加え，堤体材料の平均粒径  $D_{50}$  と同程度の小さな目合い（目合い小， $0.6 \text{ mm} \times 0.6 \text{ mm}$ ，同  $30.4 \text{ kN/m}$ ，図-4 (b)），堤体材料の平均粒径に対して極端に目合いの大きいジオグリッド（目合い大  $9 \text{ mm} \times 10 \text{ mm}$ ， $5.9 \text{ kN/m}$ ，図-4 (c)，共にユニチカ株式会社）の計 3 種類のジオグリッドを用いた。これらのジオグリッドを締め固め層厚 20 mm の鉛直間隔で敷設した。なお，ジオグリッドの敷設条件としては，表-1 に示すように，ジオグリッドの目合いを大・中・小と変えた状態で全体・部分補強にて検討した。越流実験における堤体・基礎地盤の侵食状況や被覆工の流出挙動を把握するために，側面と上面をデジタルビデオカメラ（HDR-XR550V，SONY 製）によって撮影した。側面からの撮影データを用いて，堤防全体の侵食量を定量化した。

### (2) 結果及び考察

ジオグリッドの目合いの効果を定量的に把握するために，全体補強及び部分補強における堤体面積残存率の時間変化を図-5 に示す。ここで，面積残存率は，堤体断面を側面から撮影したビデオカメラの画像から時々刻々の堤体断面面積を求め，それを堤体断面面積の初期値で除したものである。ここでは，目合い大・中・小のジオグリッドを用いた全体補強と部分補強のケース及び従来形式の結果を示しており，図中の赤色の破線は設定した基準時間 600 s を示している。これより，従来形式では，基準時間（600 s）の前に完全破堤したのに対し，GRS 堤防の場合は，いずれの目合いでも従来

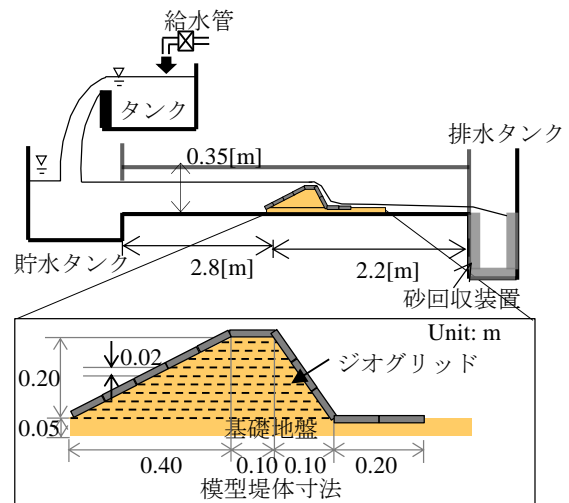


図-3 越流実験の概要

表-1 越流実験条件

分類	補強条件	$F_c$ [%]	裏のり面勾配	ジオグリッド目合い	$D_c$ [%]
従来形式	被覆工のみ	0	5分	-	85
GRS	全体補強	0	5分	大	90
				中	
	小				
	部分補強			大	
				中	
				小	

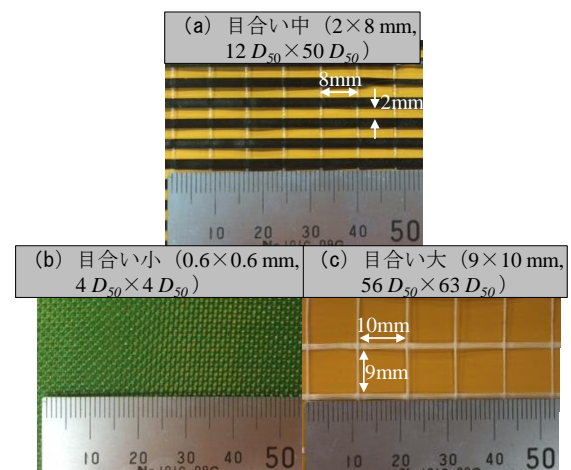


図-4 三種類のジオグリッド

形式よりも高い面積残存率を長時間維持し、基準時間を越えても初期断面形をほぼ維持していた。また、面積残存率が急減し始める時刻を限界経過時間  $t_{cr}$  と定義し（同図中に矢印を例示），異なる目合いの GRS 堤防の間で  $t_{cr}$  を比較すると，全体補強と部分補強の両者において，目合い小 > 中 ≒ 大となった。また，目合い小の限界経過時間  $t_{cr}$  は，目合い中・大の結果の 2~3 倍も大きく，極めて高い耐越流侵食性を有することが示されている。また，部分補強と全体補強のケースを比べると，目合い大・中の場合の限界経過時間  $t_{cr}$  は概ね同じであるが，目合い小の場合は部分補強での限界経過時間  $t_{cr}$  よりも全体補強での  $t_{cr}$  がかなり大きい。全体・部分補強の両者において，目合い小では，目合い中・大のときよりも砂の吸出しが大幅に抑制された。そのため，表のり面被覆工と裏のり面被覆工の両方が同一のジオグリッドに連結されている全体補強の方が，裏のり面被覆工の安定性向上や流出抑制効果が向上し，結果として耐越流侵食性が向上したものと考えられる。ただし，「堤体材料の吸出し抑制」と「引き抜き抵抗」のどちらが目合い小で優位かは不明であるので，以下の引き抜き試験と開孔径試験を経て検討する。

### 3. 引き抜き試験

#### (1) 試験方法の概要

被覆工は越流時には流体力により，のり面から流出しようとする力が作用する。これらの作用力に対して抵抗するのは，ジオグリッドの土中での引き抜き抵抗や，ジオグリッド単体の剛性（伸びやすさ）である。そこで，JGS0941-2009<sup>6)</sup> に規定されているジオシンセティックスの引き抜き試験法方法を応用して，土中にある補強材が引き抜き力を受ける条件を再現し，図-6 に示すような装置を用いて，引き抜き試験を行った。引き抜き箱の寸法は，長さ 300 mm，幅 200 mm，高さ 240 mm であり，この箱は上下に分かれている。豊浦砂を用いて，箱の中に 20 mm 毎 12 層に分けて最適含水比で，締め固め度 90% の地盤を作製し，地盤の中段に幅 100 mm のジオグリッドを長さ 300 mm となるように敷設した。なお，上下の箱の間にある引き抜き口はスポンジテープを用いて砂が漏れるのを極力防ぎ，ジオグリッドと巻き取り装置の間には荷重計を配置し，引き抜き力を計測した。なお，引き抜き速度は，約 2 mm/s の速度で引き抜き試験を行った。

#### (2) 結果及び考察

土中におけるジオグリッドの引き抜き特性を把握するために，引き抜き試験結果として，引抜け量と引き抜き摩擦力の関係を図-7 に示す。引抜け量は荷重計を載せた台車の移動距離とし，引き抜き摩擦力  $\tau$  は式 (1) のように，荷重計で計測した引き抜き力  $F$  を土中に残存しているジオグリッドの敷設面積（ジオグリッド供試体幅  $B$ ，土中のジオグリッドの長さ  $L$ ）で除して求めた。

$$\tau = \frac{F}{2BL} \quad (1)$$

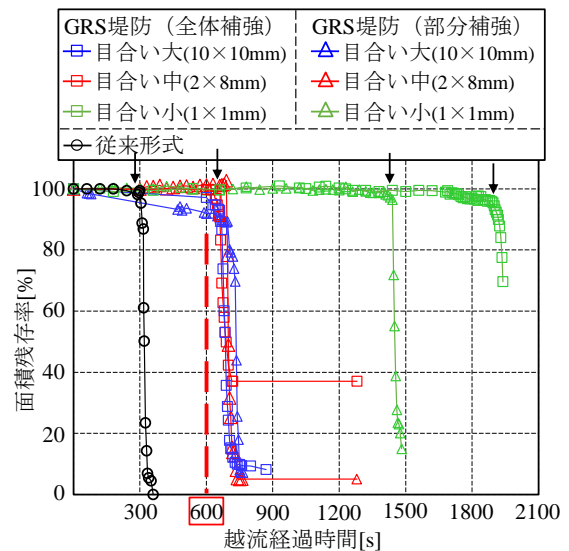


図-5 従来形式と GRS 堤防（目合い大・中・小）における面積残存率の時間変化（矢印は限界経過時間を示す）

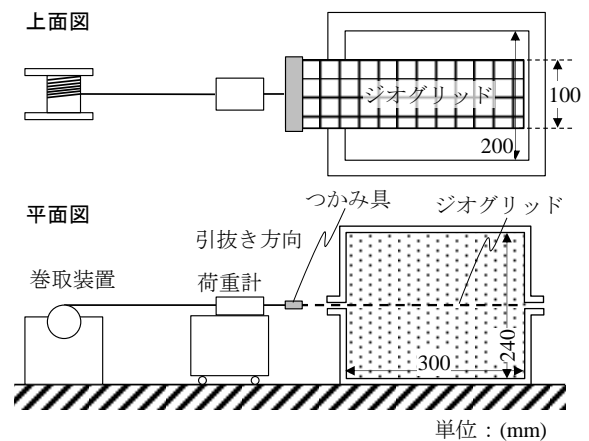


図-6 引き抜き試験装置の概要

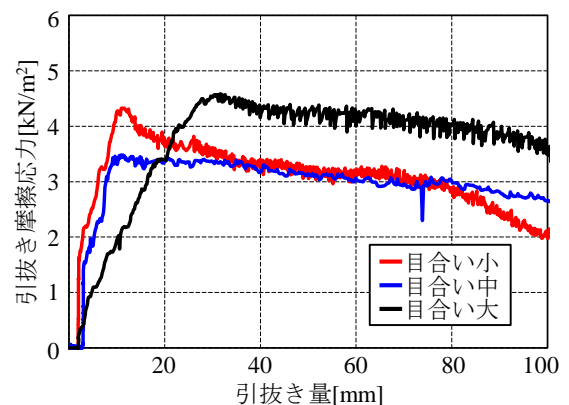


図-7 ジオグリッドの引き抜き摩擦力

図-7 より、引抜き量と共に引抜き摩擦応力が増加し、その後、ある応力点で増加しなくなり、ほぼ一定の力で引抜けることが分かる。また、目合いの大きさと比べると、最大引抜き摩擦応力は目合い大<small>≒小>中となった。しかしながら、引抜き摩擦応力が最大値に達するまでの引抜き量は、目合い大>小<small>≒中>となった。目合い小のサイズは  $4D_{50}$  と非常に小さいため、ジオグリッドが「シート」に近く、最大引抜き摩擦応力までの引抜き量が小さかったと考えられる。

#### 4. 開孔径試験

##### (1) 開孔径試験概要

2. の越流実験結果より、ジオグリッドの目合いの大きさ差の違いによって、堤体材料の流出、吸出しを抑制する効果が異なること分かった。そこで、JGS0911-2009 に規定されている開孔径試験を応用し、本研究で用いたジオグリッドについて砂の通過しやすさを調べた。図-8 のように、水平に張ったジオグリッドの上に一定量 (600 g) の砂試料を載せ、ジオグリッドの下に、受け皿と電子天秤を設置し、通過した砂試料の質量及び全ての砂 (600 g) がジオグリッドを通過するのに要した時間を計測した。この際、実験開始前まではジオグリッドの下に板をあてて砂の通過を防止し、実験開始と同時に板を引抜き、600 g の乾燥状態の砂がジオグリッドを通過するのに要した時間から「土砂通過速度」を求め、砂の通過しやすさを評価した。実験条件としては表-2 に示すように、無振動と 166-200 Hz の振動を与えた 2 ケース実施した。

##### (2) 結果及び考察

ジオグリッドの目合い大・中・小それぞれにおける土砂通過速度を図-9 に示す。図中には振動無・有の結果を表示している。それぞれの目合いにおける土砂通過速度は図-9 に、図示するように、目合い小の時に特に砂は通過しにくく、振動無だと全く通過しなかった。また、目合い中、大においても、通過速度に大きな差があり、目合いの大きさにより、砂の抜きやすさが大きく変わることが分かる。ジオグリッドが砂を通しにくければ、堤体材料が流出しにくく、耐越流侵食性の向上につながる。以上より、砂の通過のしにくさより目合い小が目合い中・大に比べて優れていると言える。また、適切な目合いのジオグリッドを選定することが、耐越流侵食性向上のために重要であると考えられる。

#### 5. 結論

3 種類の目合いのジオグリッド (目合い大, 中, 小) を GRS 堤防に用いた結果、破堤までの所要時間としては目合い小の結果が目合いの大・中の時よりも 3 倍以上に伸びた。その要因として、目合いを小さくすることにより堤体材料が流水により吸い出されにくくなるためであると考えられる。

##### <参考文献>

- 1) 国交省・関東地方整備局 HP：第一回鬼怒川堤防調査委員会資料，[http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr\\_content/content/000632889.pdf](http://www.ktr.mlit.go.jp/ktr_content/content/000632889.pdf)，(閲覧日：平成 27 年 9 月 29 日)。
- 2) 中島秀雄：河川堤防技術の変遷，河川，pp.17-28，2004。
- 3) 倉上由貴，二瓶泰雄，矢田孝次朗，山崎達也，山口晋平，川邊翔平，菊池喜昭，龍岡文夫：耐越流侵食性向上のための河川堤防補強技術の提案，土木学会論文集 B1 (水工学)，Vol.69, No.4, pp.I\_1219-I\_1224, 2013。
- 4) 倉上由貴，二瓶泰雄，川邊翔平，菊池喜昭，龍岡文夫：ジオテキスタイル補強土を用いた耐越流侵食河川堤防の提案，ジオシンセティックス論文集，Vol.28, pp.265-272, 2013。
- 5) 吉川勝秀 (編著)：河川堤防学 新しい河川工学，技報堂出版，pp.1-278, 2008。
- 6) 社団法人 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説-二分冊の 2-，第 9 編，第 6 章，pp.1058-1068, 2009。

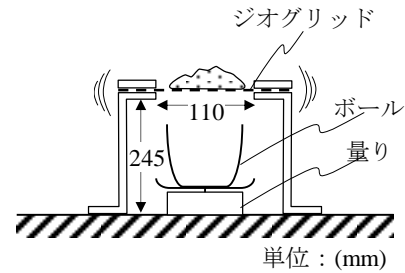


図-8 開孔径試験装置

表-2 開孔径試験の実験条件

基本条件	砂試料	珪砂6号
		含水比
ジオグリッド	目合い大・中・小	
振動	有・無	

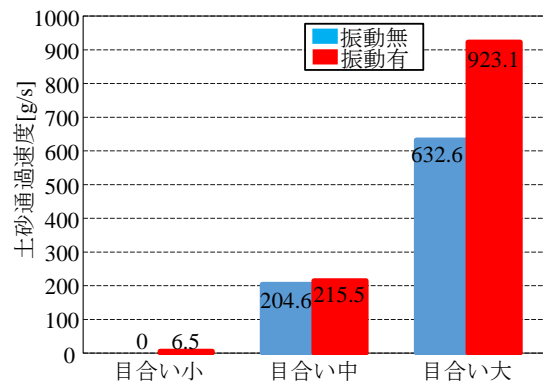


図-9 土砂通過速度

# 実堤防内の降雨浸透挙動に関する多種センサーを用いた計測結果

実堤防モニタリング 間隙空気 多種センサー

日本工営株式会社 国際会員  
名古屋工業大学 国際会員  
応用地質株式会社 国際会員  
名古屋工業大学 学生会員

齊藤 啓  
前田 健一  
小林 剛  
○李 兆卿

## 1. はじめに

2000年に発生した東海豪雨により新川堤防が決壊し周囲に甚大な被害を及ぼした。この破堤前に堤防から泡が噴いていたという目撃証言があることから、空気の噴出（以下エアブロー）が堤防を弱体化させた可能性がある。このようなエアブロー現象は各地で見られており図- 1では、2011年の福島・新潟豪雨、台風15号時に実堤防から気泡が噴出する様子を示している。また2015年に発生した台風18号の時には鬼怒川左岸で堤防の縦断方向に亀裂が走り、エアブローの様子が確認されている。

図- 2のように規模の大きなエアブローにより堤体内部からの損傷が起き、水道の形成（図中①、②）、浸潤線の上昇（②）、雨水の侵入（③）によるすべり破壊や浸潤破壊現象が誘発される危険性が考えられる。想定される降雨・洪水の作用力が大きくなる中、堤防を質的に整備するためには堤防内の間隙空気の挙動を評価することも必要であり、場合によっては制御しなければならないと考える。

本研究では後述する模型実験の結果<sup>2)</sup>を踏まえ各種計測機器を設置し実堤防で自然降雨を対象とした長期のモニタリングや、外力条件を固定するため人工的に散水した短期のモニタリングを行った。その挙動を計測原理の異なる各種計測器で計測することで、実堤防内の浸透及び間隙空気挙動について多角的な検討を行った。



図- 1 実堤防で見られたエアブロー現象

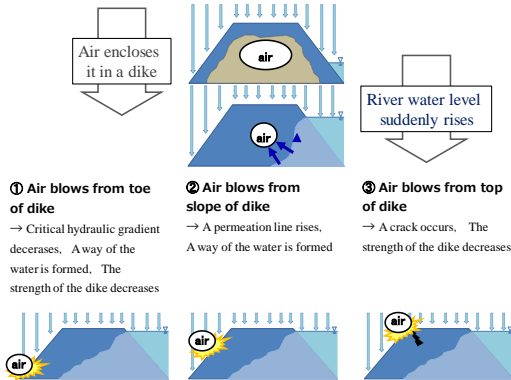


図- 2 規模の大きなエアブローによる堤防の弱体化

## 2. 模型堤防実験結果

これまで降雨強度を変えた模型堤防実験を実施してお

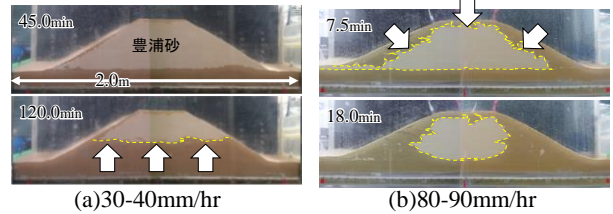


図- 3 降雨強度と透水係数の違いによる浸潤挙動の変化



図- 4 豊浦砂、降雨強度80-90mm/hr時に見られたエアブローと亀裂発生の様子

り、その結果を図- 3、図- 4に示す。降雨強度30-40mm/hr場合堤防の基盤層から浸潤線が発達するが、降雨強度80-90mm/hr場合堤防の表層から内部に向けて浸潤線が発達した。降雨強度80-90mm/hrの場合浸潤線に囲まれた領域に空気が封入され、図- 3のように堤防から空気の噴出やそれに伴う亀裂の発生等が見られた。

## 3. 自然降雨を対象とした長期モニタリング

### 3.1. 検討概要

モニタリングを実施する断面として、背割堤である矢田川右岸2.2K（庄内川左岸 20.2K）地点を選定し、水分計、マトリックポテンシャル計を設置した。図- 5では、乾燥した状態で比抵抗モニタリングにより計測した断面に水分計とマトリックポテンシャル計の設置箇所を重ねたものを示す。ここで各計測機器について説明すると、比抵抗モニタリングは地盤内の比抵抗値（電気の流れにくさ・流れやすさ）を繰返し計測し、地盤内部を二次元的に可視化できるもので、一般的に地盤内の間隙水の割合が大きくなるほど比抵抗値が小さくなる。水分計は誘電率から体積含水率を算出するもので、精度は体積含水率でおよそ3%程度である。マトリックポテンシャル計はポーラスカップを土中に埋設し、チューブを

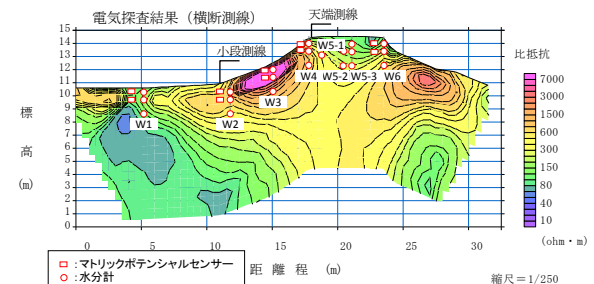


図- 5 乾燥状態における堤防内の比抵抗コンター及び水分計、マトリックポテンシャル計設置位置

Measurement result using many kinds sensor about the rain penetration behavior in the dike

H. Saito: Nippon Koei, K. Maeda & Z. Li : Nagoya Institute of Technology, T. Kobayashi: Oyo Corporation



介して接続された圧力計により地盤内のサクシオンを計測するもので、精度は5kPa程度である。

降雨強度の異なる次の2ケースについて、計測原理の異なる2つのセンサーを用いて浸潤挙動を比較した。

- (a) 2013/4/20-21, 総雨量23mm/hr, 瞬間最大降雨強度6mm/hr, 5日間事前降雨無し
- (b) 2014/8/23, 総雨量23mm/hr, 瞬間最大降雨強度72mm/hr, 5日間事前降雨無し

検討の方法は図-5の比抵抗モニタリングによる地盤状態と、水分計及びマトリックポテンシャル計の計測結果を比較することで地盤条件を考慮した浸透挙動を考察する。

### 3.2 モニタリング結果及び考察

#### 3.2.1 降雨強度の小さい雨が長時間作用する場合

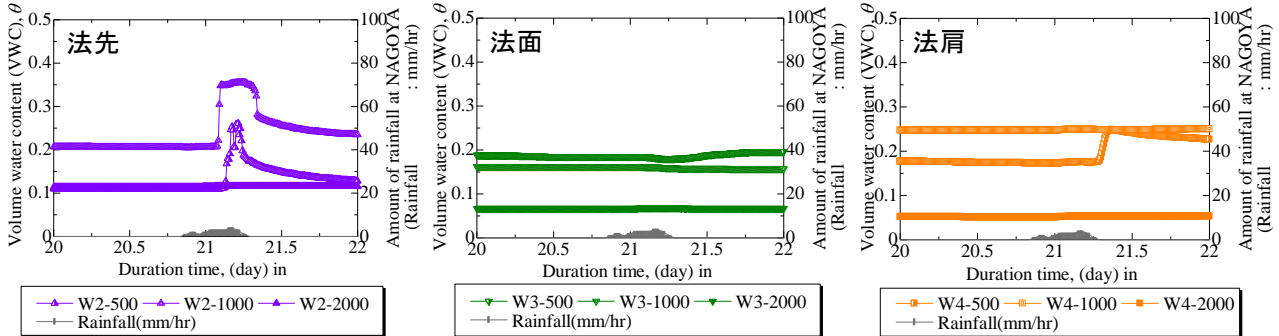


図-6 降雨強度の小さい雨が長時間作用する場合の水分計計測結果

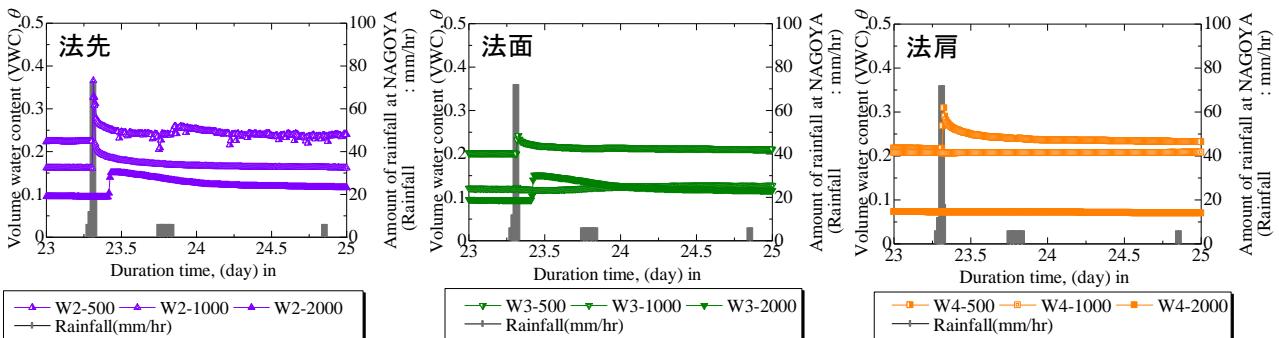


図-7 降雨強度の大きい雨が短時間作用する場合の水分計計測結果

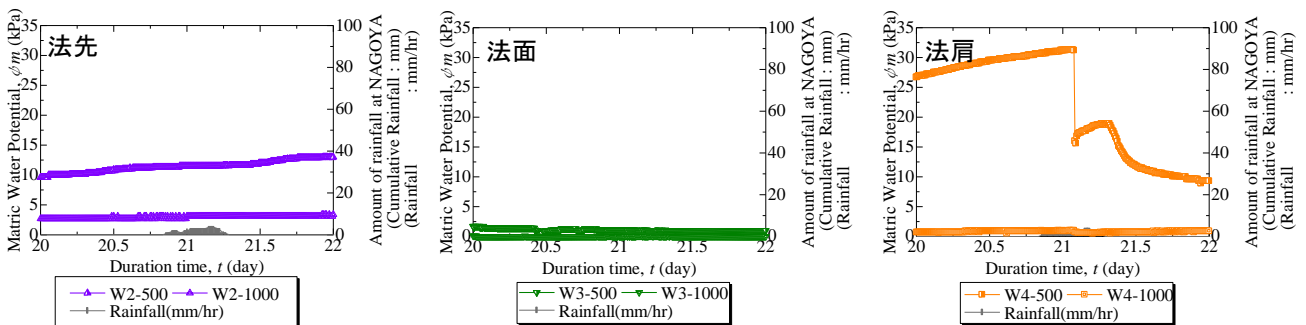


図-8 降雨強度の小さい雨が長時間作用する場合のマトリックポテンシャル計計測結果

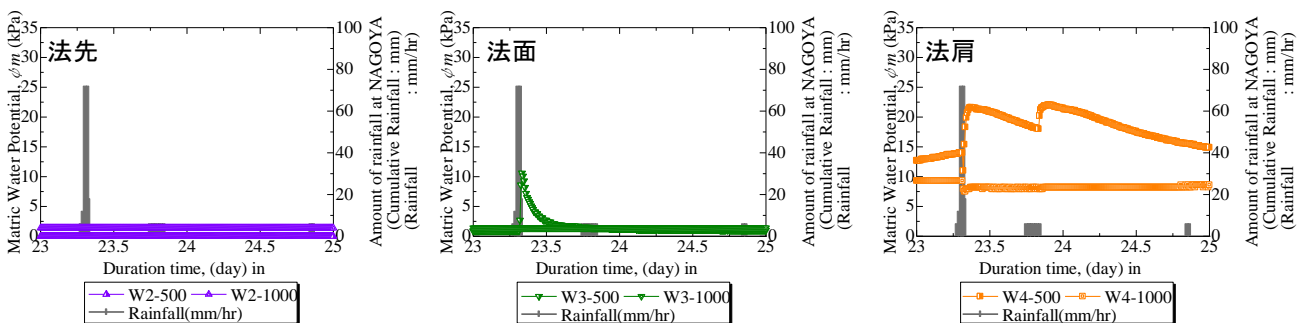


図-9 降雨強度の大きい雨が短時間作用する場合のマトリックポテンシャル計計測結果

図-6に水分計の計測結果を示す。法先(W2)で顕著な水分量変化が観察されたが、これは法面を流下する表流水が法先に集中するためだと考える。また法先の深度方向の浸潤挙動に着目すると地表面から500mm地点よりも1000mm地点の方が先に水分量が増加しており、堤防が表層からでなく基盤から順に飽和していると予想される。図-5より堤防法面は比較的透水性が高いため、降雨強度が小さい場合水と空気の入れ替わりが生じやすい。そのため降雨浸透水が基盤まで浸透し、間隙空気が封入されにくいと考える。

図-7にマトリックポテンシャル計の計測結果を示す。法先や法面では降雨による大きな変化がみられなかった。一方、法肩の500mm地点では降雨が発生した直後水分計よりも敏感に変化することがわかる。法肩の500mm地点と比較して他地点の応答が見られなかった理由として

初期のマトリックポテンシャルが小さいことや、降雨強度が小さいことからマトリックポテンシャルの微妙な変化を捉えることができなかったこと、また地盤内で空気圧や水圧の変化がなかったこと等が挙げられる。

### 3.2.2. 降雨強度の大きい雨が短時間作用する場合

図-7に水分計の計測結果を示す。降雨強度72mm/hrの集中豪雨相当の雨が降ったとき各地点で水分量が増加し、特に表層に近い500mmの地点で顕著であった。この時の浸潤挙動は基盤からでなく表層から浸潤前線が降下する形であると考えられる。

図-9にマトリックポテンシャル計の計測結果を示す。法先では変化が見られなかったが、法面や法肩の500mm地点では豪雨が発生したときに10kPa程度急上昇し、その後減少するという特徴的な挙動が見られた。短時間の急激な浸潤により堤防内に蓄積された間隙空気が放出される際、一時的にマトリックポテンシャルが大きくなり、その後浸潤することで下がったものと考えられる。土壌水分計ではこのような土中内の圧力変化が捉えられないため、両計測機器間で挙動が対応していなかったと思われる。

以上の結果から、総雨量が同じであっても雨の降り方が異なることで堤防内の浸潤挙動に影響を与え、堤防内部の圧力挙動に影響を与えることがわかる。

## 4. 実堤防散水実験

### 4.1. 実堤防散水実験の概要

外力を単純化することで、より詳細な現象の把握を目的として散水実験を実施した。矢田川側および庄内川



図-10 散水の様子 左：矢田川側，右：庄内川側

川側の法面にそれぞれ240m<sup>2</sup>（縦20m×横12m）の範囲でスプリンクラーを設置し、ポンプ車によって汲み上げた矢田川の河川水を用いて、降雨強度80mm/hrで360分散水した。散水の様子を図-10に示す。堤体内の浸潤挙動について水分計、マトリックポテンシャル計、比抵抗モニタリングによる計測を行った。また、降雨前後の堤防強度についてリバーテクノロジーによる計測を行った。

## 4.2. 実堤防散水実験結果及び考察

### 4.2.1. 水分計及びマトリックポテンシャル計

図-11に水分計の計測結果を示す。深度方向の挙動に着目すると、いずれも表層から基盤に向けて浸潤していることがわかる。各地点の500mmや1000mmにおいては実験開始から約120分後までに水分量が増加し安定した。また散水後の挙動に着目すると法面（W3）では変化が見られなかったが、法先（W2）の500mm地点や法肩（W4）では水分量が減少した。散水後、法肩から流下する間隙水により法面では水分量があまり減少しなかったと思われる。法先の500mm地点では堤体の間隙水の供給がないため水分量が減少するが、20

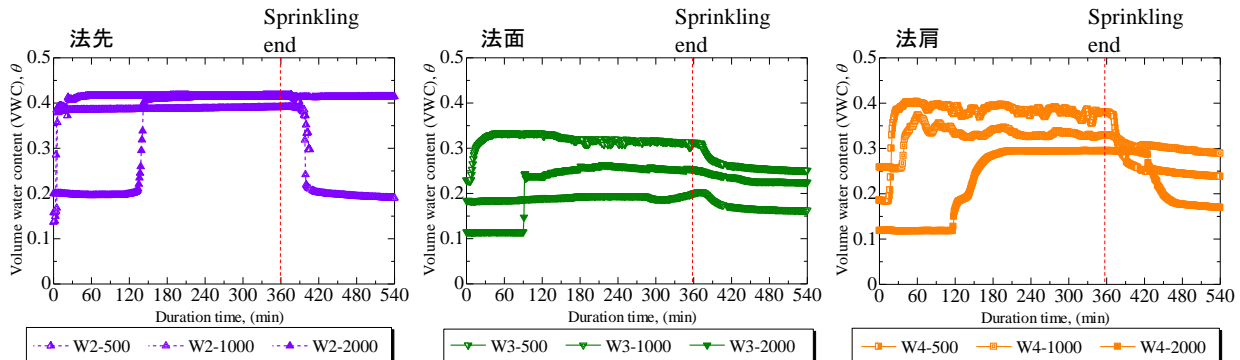


図-11 散水実験時の水分計計測結果

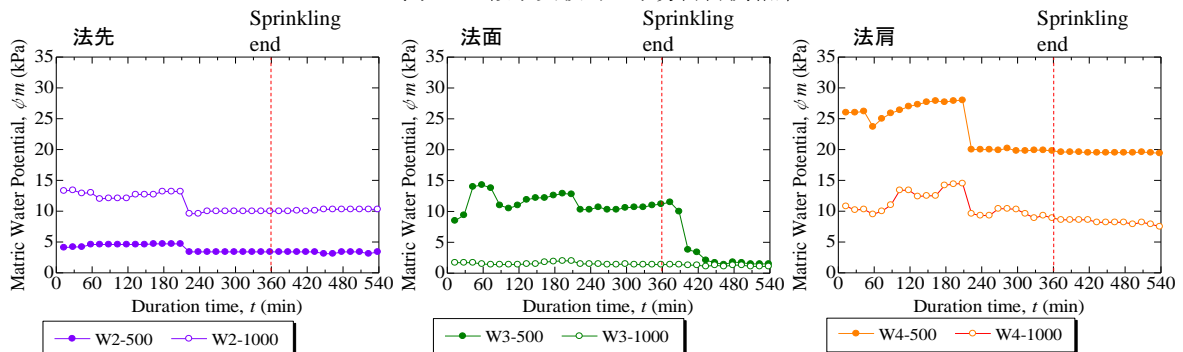


図-12 散水実験時のマトリックポテンシャル計測結果

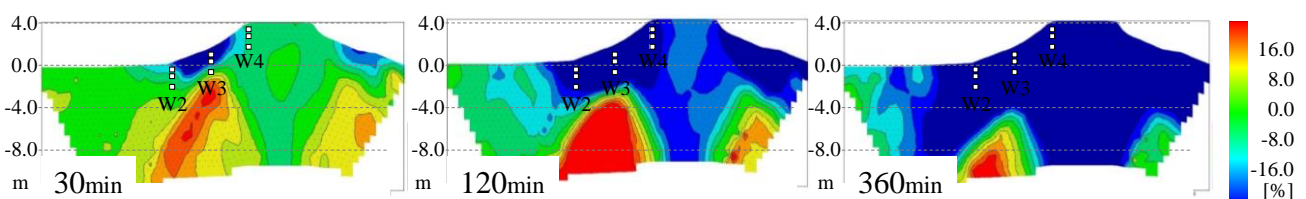


図-13 散水実験時の比抵抗モニタリング計測結果

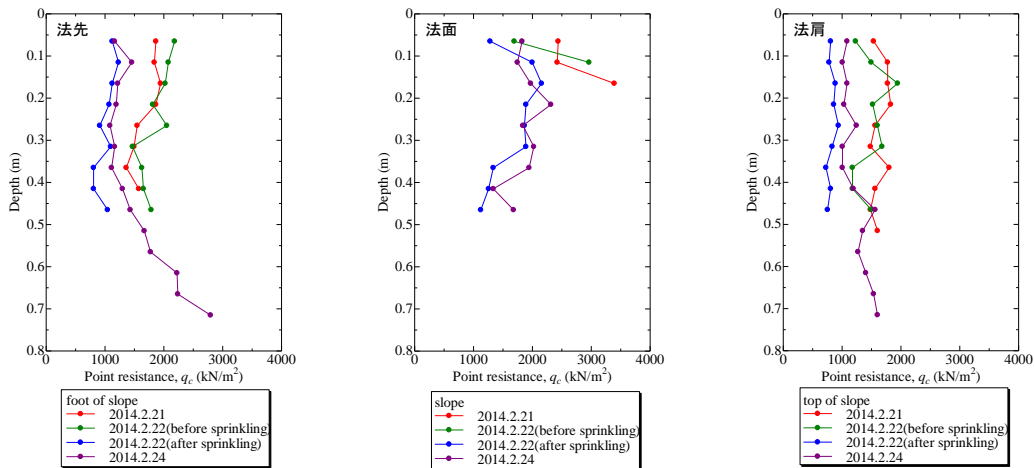


図-14 リバーテクノロジーによる計測結果

00mm地点では供給があるため水分量が減少しないと  
思われる。

図-12にマトリックスポテンシャル計の計測結果を示す。各地点の500mmにある挙動に着目すると、法先では約180分、法面では約360分、法肩では約200分にマトリックスポテンシャルが減少しており、水分計の結果と比較するとその応答が遅かった。地盤内では水分量の変化だけでなく間隙水圧や空気圧の変化があり、マトリックスポテンシャル計ではそれらの差異を感知するため水分計と応答が異なったものと思われる。

#### 4.2.2. 比抵抗モニタリング

図-13に比抵抗モニタリングにより計測された堤防断面の比抵抗変化率を示す。変化率 = [ (測定データ) - (基準データ) ] / 基準データ × 100 で算定し、基準データを散水前時点の比抵抗値とした。

散水開始から30分後を見ると、堤防法面では比抵抗変化率が減少した。図-5より、堤防法面は透水性の高い砂質土が腹付けされていると予想されるため浸潤が早く進んだと考える。W2や3の直下では比抵抗変化率が大きくなる領域が現れており、表層の浸潤に伴い間隙空気が封入されているものと思われる。散水開始から120分後には水分計が設置している箇所すべてにおいて比抵抗変化率が20%以上となった。この時の水分計の値を見ると、W2の2000mmやW4の2000mm以外では飽和していると見られる。W2やW4の2000mmで比抵抗と水分計で応答が異なる理由を、既往の結果<sup>3)</sup>も踏まえて検討すると、比抵抗では点でなく領域として測っていることから比較的水分量の変化を敏感に捉えるためだと考えられる。今のところ比抵抗値はあくまで電気的な応答値であり土質定数のような意味を持っていないため、比抵抗値の定量化について今後検討する。

#### 4.2.3. リバーテクノロジー

リバーテクノロジーとは、人力による荷重方式で垂直線に沿う土の変化を測定し、地盤の強度を測定する装置である。測定は実験断面の法先 (W2)、法肩 (W3)、法面 (W4) においてそれぞれ3回ずつ行い、読み取ったばね圧縮量の平均値を求める。

リバーテクノロジーによる計測を実施前日 (平成26年1月21日)、当日の実験前後 (平成26年1月22日)、及び翌々日の合計4回実施した。図-14にリバーテクノロジーによる得られた先端抵抗の結果を示す。ここで先端抵抗  $q_c = [ \text{測定部重量} + \text{先端コーン重量} + (\text{ロッド重量} \times \text{ロッド本数}) + (\text{ばね圧縮量} \times \text{ばね定数}) ]$

／コーン断面積で算定する。実験前日と実験当日の散水前における計測結果を比較すると、どの地点も同程度の強度であり、計測誤差としては200~300kN/m<sup>2</sup>程度であることがわかる。散水後を見るとどの地点においても最大1000kN/m<sup>2</sup>程度の強度低下が見られる。散水後の乾燥過程を見ると、法先や法肩では強度が回復しており、特に法肩において顕著に見られた。図-11の500mm地点に着目すると、散水直後に法先や法肩は水分量が大きく減少するが法面では比較的減少量が小さかった。堤防強度と水分量に相関があるといえる。

#### 5. 結論

実堤防における水分量について、同じ総雨量で降雨強度が異なる2つ気象条件について比較を行った結果、総雨量が同じであっても浸潤挙動が異なることがわかった。外力を単純化するため人工的に散水し、その挙動を計測原理の異なる計測機器で計測したところ、同じ浸潤現象を捉える際それぞれの計測機器に特徴が現れることがわかった。それぞれ目的に応じ適材適な利用が望まれる。更に、リバーテクノロジーの結果から散水前後で堤防強度の変化を定量的に計測し、水分計との相関も確認された。

#### 謝辞

この研究に用いた装置の一部は日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(B) 研究課題番号: 23360203, (B) 研究課題番号: 21360222及び国土交通省・河川技術研究開発制度・地域課題研究「雨量履歴・水位履歴を考慮した河川堤防の安定性のリアルタイム予測方法の開発と安全性向上に関する研究 (代表者: 前田健一)」によるものであり、深謝の意を表します。

また、モニタリング箇所を提供頂いた、国土交通省中部地方整備局・庄内川事務所に深謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省関東地方整備局: 第2回鬼怒川堤防調査委員会資料, 2015.
- 2) 前田健一, 柴田賢, 馬場千児, 小林剛, 梶尾孝之, 尾畑功: 模擬堤防土槽実験によるエアブローの確認と数値実験, 河川技術論文集, Vol.18, pp.306-310, 2012.
- 3) 小林剛, 前田健一, 齊藤啓, 伊藤嘉, 阿部知之: 河川堤防材料の浸潤挙動に及ぼす降雨強度及び浸潤挙動の影響とモニタリング手法の比較, 河川技術論文集, 第19巻, pp.69-74, 2013.6.

## 砂質堤体土の簡易サンプリングとその強度特性の評価

砂質堤防土，サンプリング，三軸試験

名城大学 国際会員 小高猛司・崔 瑛  
建設技術研究所 国際会員 李 圭太  
土木研究所 国際会員 石原雅規  
名城大学大学院 学生会員 武 楊・田村太郎

### 1. はじめに

堤防の開削工事や開削調査などの際は、堤体内部の堤体土を採取する絶好の機会であるが、短時間に効率よく、かつ高品質なサンプリングを実施することが望まれる。著者らは、平成 25 年度から現在まで、国内の数カ所の河川堤防の開削工事や開削調査の際に、簡易的ないくつかのサンプリング手法を用いて堤体試料の採取を行い、その試料を用いて三軸試験を実施することにより堤体土の力学特性の評価を試みてきた。本報では、新たに試作した打ち込み式簡易サンプラーを加えて、乱れの少ない堤体土を採取するとともに、三軸試験を実施して力学特性の観点から異なるサンプリング手法の試料の品質について検討した結果を示す。本報では紙面の都合上、一事例のみについて報告するが、シンポジウム当日は他の事例も紹介する。

### 2. サンプリングの概要

サンプリングを実施したのは、上流に花崗岩帯を擁するために、比較的均質なマサ土で築堤された砂質堤防である。樋管改築のための開削工事（図1）の機会に、堤体内部の堤体土のサンプリングを実施した。サンプリング方法は次の2種類である。方法A：短管太径の塩ビ管をそのまま堤体に打ち込む方法、方法B：長管細径の塩ビ管を内管とする特製の2重管サンプラーを打ち込む方法。

図2は方法A実施の様子である。内径100mmの塩ビ管（VP100）を長さ190mmに切断し、片側の端面をグラインダーで鋭利に削って刃先に加工している。この塩ビ管を、極力土を乱さないように丁寧に打ち込み、その後、手掘りで周囲の土を取り除いて取り出す（図3）。1本の塩ビ管につき、三軸試験の1本の供試体になるために、同一箇所から多数のサンプリングをする必要がある。図4は方法Bに使用した新たに作製した2重管サンプラーである。内径71mm、長さ500mmの薄肉塩ビ管（VU65）を内管としてセットでき、土質に応じて変更可能な脱落防止具も用意した。サンプリングの手順は、ハンマーを用いて打ち込み（図5）、打ち込んだサンプラーを引き抜き（図7）、解体して内管の採取試料を養生する（図7）。また、このサンプラーを用いて、堤体法面での採取を想定した斜め打ち込みによる採取（以下方法B-iと標記）も行った。図8が打ち込み中であり、図9は引き抜いた様子である。なお、このサンプラーは他の開削現場においても使用してきたが、当初は1mの塩ビ管を用いる仕様になっていたものの、使用性ならびに室内試験時の供試体の必要本数などを勘案しながらの試行錯誤の末に50cmの仕様とした。方法A、Bいずれの試料も、採取後に実験室に搬入してから凍結し、直径50mm、高さ100mmの円柱供試体に成型した。



図1 開削工事中の堤防



図2 塩ビ管の打ち込み（方法 A）



図3 塩ビ管の掘り出し（方法 A）



図4 2重管サンプラー



図5 サンプラーの打ち込み（方法 B）



図6 サンプラーの抜き出し（方法 B）

Simplified sampling method for river embankment soils and evaluation of strength properties of the sampled soils:

T. Kodaka, Y. Cui (Meijo Univ.), K.-T.Lee (CTI Engg.), M. Ishihara (PWRI), Y. Y. Wu and Tamura (Meijo Univ.)



図7 採取試料の養生(方法 B)



図8 斜め打ち込み(方法 B-i)

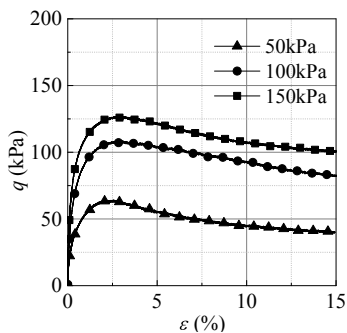


図9 斜め抜き出し(方法 B-i)

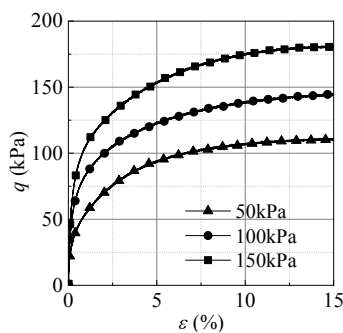
### 3. 室内試験結果

凍結供試体を三軸試験装置に設置し、二重負圧法による飽和化を行った後、15時間程度の静置によって供試体を完全に解凍した。初期有効拘束圧は50, 100 および 150kPa とし、 $\overline{CU}$  試験を実施した。載荷速度はいずれの試験でも 0.1%/min とした。図 10, 11 および 12 にそれぞれ、方法 A, 方法 B および方法 B-i で採取した供試体での試験結果を示す。

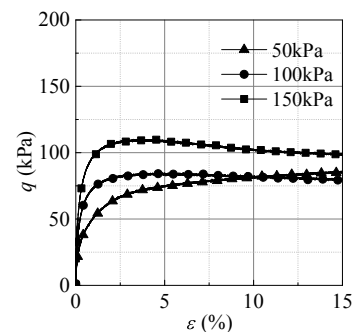
図 10 より、方法 A で採取したいずれの供試体においても、軸ひずみ 2.5%程度まで軸差応力が増加し、その後ひずみ軟化が見られる。図 11 の方法 B においては、いずれのケースでも有効応力経路を見ればわかるように、せん断初期で若干塑性圧縮した後に正のダイレイタンスが発現し、せん断終了まで軸差応力が増加し続けている。図 12 の斜め打ち込みした方法 B-i においては、有効拘束圧 50kPa のケースではせん断終了まで軸差応力が増加し続けているが、有効拘束圧 100kPa と 150kPa のケースでは軸ひずみ 3%程度まで軸差応力が増加し、その後ひずみ軟化挙動が見られる。



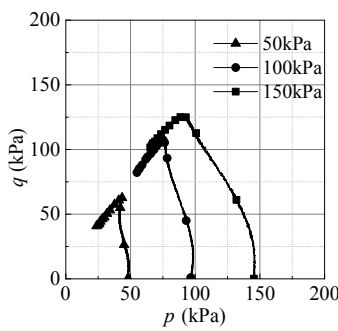
(a)軸差応力～軸ひずみ関係



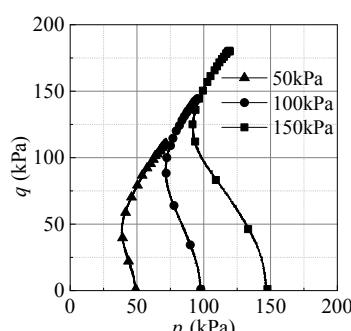
(a)軸差応力～軸ひずみ関係



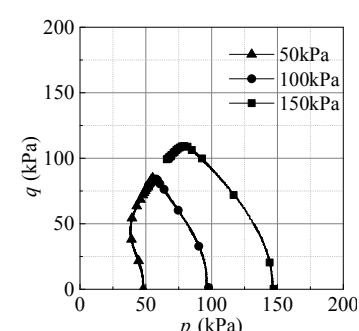
(a)軸差応力～軸ひずみ関係



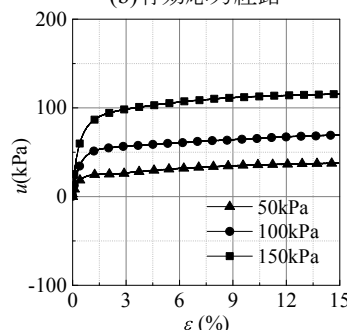
(b)有効応力経路



(b)有効応力経路

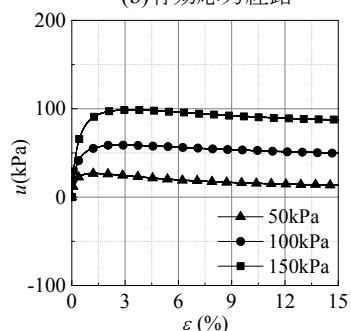


(b)有効応力経路



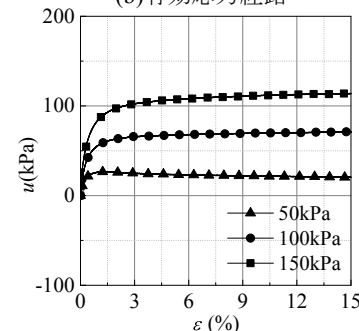
(c) 間隙水圧～軸ひずみ関係

図 10  $\overline{CU}$  試験結果 (方法 A)



(c) 間隙水圧～軸ひずみ関係

図 11  $\overline{CU}$  試験結果 (方法 B)



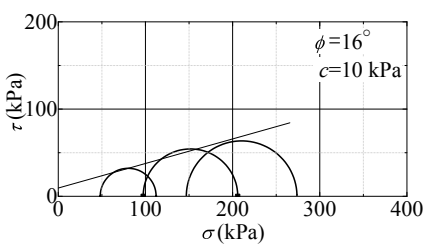
(c) 間隙水圧～軸ひずみ関係

図 12  $\overline{CU}$  試験結果 (方法 B-i)

方法 A と方法 B に用いた供試体の試験前の凍結状態での密度は、バラツキはあるものの両者の間に有意な違いは認められなかった。この試験結果のみで一般的な見方をすれば、方法 A はややゆる詰め砂、方法 B はやや密詰め砂の傾向が見てとれる。そのため、方法 B が現地の堤防土を忠実に表現しているとするれば、方法 A は何らかの要因による「乱れ」によりゆるんだと解釈できる。逆に、方法 A が現地の堤防土を忠実に表現しているとするれば、方法 B はサンプラー打ち込み時に密実化したと解釈できる。ただし、実際のところの判断は難しい。筆者らの既往の研究<sup>1)</sup>によれば、骨格構造が低位化した供試体ほど三軸試験のせん断中に正のダイレイタンスを發揮するのに対して、骨格構造が高位な供試体はせん断初期には頑張るものの、ある限度を超した途端にカタストロフィックな脆性破壊を呈することが実験と解析によって確認されている。その一面だけから見ると、方法 A で採取した供試体の方が高位な骨格構造を持つと解釈できないことはない。しかし、図 10 と 11 を比較すると、どの有効拘束圧においても、軸ひずみ 1%程度で方法 A が急激に軟化するまでは、応力ひずみ関係ならびに有効応力経路のいずれも両方法はほぼ一致しており、方法 A と方法 B は同じ試験結果と言える。骨格構造の違いは初期剛性などにも現れる<sup>1)</sup>はずであるが、今回の実験では両方法の間に違いが全く見られないことから、確信を持って骨格構造の高低についての判断、すなわちどちらが実際の堤防土を表現しているのかについての判断は現時点では難しい。今後、さらなる研究が必要と考えている。

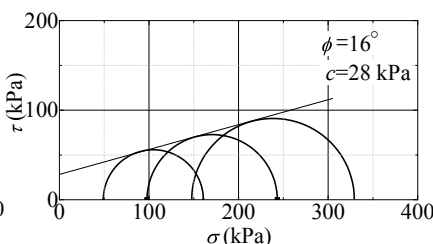
一方、斜めに打ち込みをした方法 B-i においては、試験前の供試体密度の段階で明らかに方法 A や B の供試体よりも密度が小さかった。法面に垂直になるように斜めにサンプラーを打ち込む時に、ハンマーの打撃がぶれやすくなり、塩ビ管に採取した土の密度が小さくなった可能性がある。場合によっては、図 8 に見えるように、鉛直打ち込みの位置(写真右の穴)と若干離れていることにより、堤体土質の差があった可能性も否定できない。現在、粒度分析などの検討中である。図 12 に示す試験結果では、有効拘束圧 50kPa のケースではせん断終了まで軸差応力が増加し続けているが、有効拘束圧 100kPa と 150kPa のケースでは軸ひずみ 3%程度まで軸差応力が増加し、その後ひずみ軟化挙動が見られる。図 11 に示す垂直打ち込みによる方法 B によって採取した供試体よりも、明らかにゆる詰め砂の傾向が見て取れる。

図 13~15 に三軸試験より得られたモールの応力円と破壊規準線を示す。それぞれ上下 2 つの図は、同じ CU 試験を全応力と有効応力で整理した結果であり、上側はいわば CU 試験結果と同等と解釈できる。全応力で整理した場合、見かけの粘着力が発生し、内部摩擦角は非常に小さくなる。見かけの粘着力については、図 13 と 14 の方法 A と B の間で差が生じていることがわかる。これは、全応力で評価する場合には、最大軸差応力の値をそのまま「(非排水)せん断強さ」として扱うことに起因している。砂質土のように正のダイレイタンスを示す材料においては、非排水条件下での体積拘束で増加する軸差応力の大きさがそのまま粘着力の増加として現れる。さらにその増加量は、砂質試料のわずかな乱れの影響などで簡単に変わりうることに注意が必要である。今回の方法 A と B においては、サンプリングの方法の違いによって両者の試験結果の後半に相違が見られたことから、この粘着力の差に最も大きく現れたと解釈でき、このように試料の状態に敏感な試験値は、設計定数として使用するには不確実性が大きく適切ではないと考えている。図 15 に示す方法 B-i についての全応力の整理では、拘束圧に拘わらずモールの応力円の大きさがほとんど同じであり、まるで粘性土に近い評価となっている。一方、有効応力で整理すると、せん断中のダイレイタンス特性が反映されるために、いずれの方法の供試体でも砂質土としては適正なモール円が得られている。内部摩擦角を比較すると、方法 B の方が密詰め砂の傾向を示していることを反映して、方法 B が A よりも若干大きくなっている。方法 B-i については、若干大きな粘着力が現れ、内部摩擦角は方法 A と B に比べて小さくなっている。



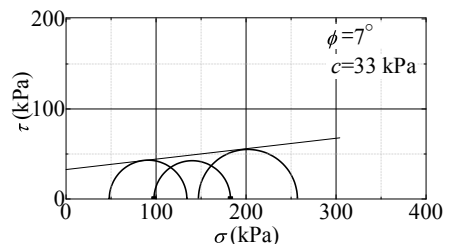
(a) 全応力

図 13 モールの応力円 (方法 A)



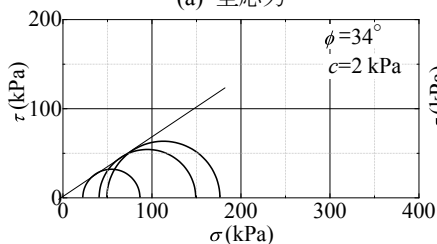
(a) 全応力

図 14 モールの応力円 (方法 B)

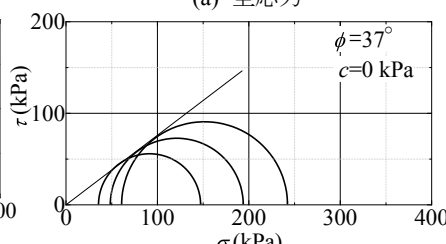


(a) 全応力

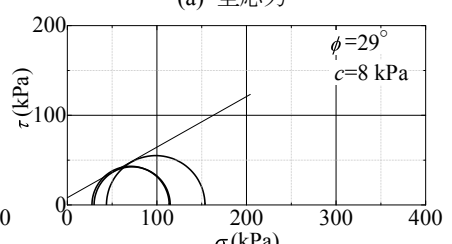
図 15 モールの応力円 (方法 B-i)



(b) 有効応力



(b) 有効応力



(b) 有効応力

#### 4. 変相状態での強度定数の評価

地盤工学会の三軸試験の試験基準においては、破壊を軸差応力の最大時か、最大値を持たない場合には便宜上軸ひずみ15%と定義している。しかし、河川水位上昇に伴う浸透時の河川堤防のすべり破壊は、堤体内の有効応力が低下しながら破壊に到達する現象であり、三軸試験のように軸ひずみ15%相当の大ひずみレベルまで到達してから破壊が発生するとは考えにくい。さらに、堤防土が密詰め砂の場合には、非排水せん断時に軸差応力は単調に増加し続ける場合が多いが、それは正のダイレイタンスを極度に拘束するために軸差応力が増加し続けるだけのことであり、自然状態で堤体土が発現できる非排水せん断強度とは異なる。

本報では、 $\overline{CU}$  試験における変相状態で整理した結果も示す。変相状態とは、図10に示すように最大軸差応力を示すようなゆる詰め傾向の場合はその軸差応力が最大となる状態と考え、図11のように密詰め傾向の場合には過剰間隙水圧が最大となる状態と考える<sup>2)</sup>。図16～18に変相状態の有効応力で評価したモールの応力円と破壊規準を示す。また、この変相状態で評価する内部摩擦角を $\phi$ と表記することとする。ゆる詰め傾向の方法Aの場合には、 $\phi$ は試験基準に従い決定する $\phi'$ より若干大きくなり、逆に密詰め傾向の方法Bの場合には、 $\phi$ は試験基準に従い決定する $\phi'$ より若干小さくなる。これは、図10と11との比較でも述べたとおり、方法AとBとでは、小ひずみレベルの変相状態までの試験結果がほとんど同じだったことを反映した結果である。現時点では、どちらの手法が実際の堤防を忠実に表しているのか不明瞭であることと、そもそも図11に示す方法Bにおける有効応力経路で現れている変相後の軸差応力の上昇は、完全非排水条件という半ば非現実的な条件下における正のダイレイタンスの拘束によるものであり、実際のすべり破壊時では期待できないことなどから判断すれば、両者の差が生じる前の変相状態で強度定数を評価することも不確実性の高い強度定数を決定するのにあたり、有効な手段である。

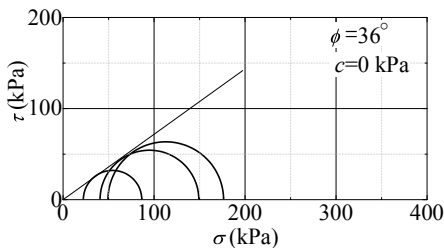


図 16 変相状態での評価 (方法 A)

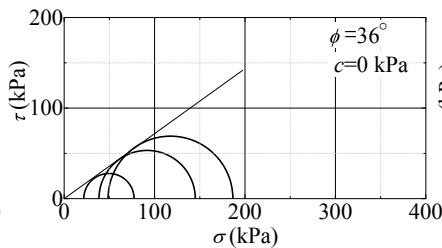


図 17 変相状態での評価 (方法 B)

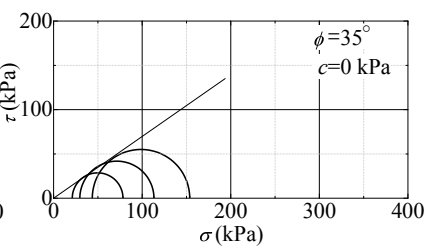


図 18 変相状態での評価 (方法 B-i)

#### 5. まとめ

本報で示した堤防は、均質なマサ土で構成された砂質土堤防であることから、三軸試験の結果のバラツキも少なく、系統的な傾向をよく観察することができた。著者らの過去の調査事例の中には、ボーリングによるサンドサンプラーで採取した試料を用いた場合<sup>3)</sup>であっても、今回と全く同じサンプリング方法 A で採取した試料を用いた場合<sup>2)</sup>でもあっても、同じ位置の供試体を同じ試験条件で三軸試験を実施しても結果に大きな差が生じることを頻繁に経験している。それを考慮すると、本報の試験結果はサンプリング方法について比較検討するには非常によい材料であったと言える。

今回の試験をまとめると、サンプリング方法 A と B のどちらが現地堤防を忠実に再現しているのかについては、まだ今後の研究を待たねばならないが、変相状態で土質定数を評価するのであれば、サンプリング方法による違いはそれほど大きなものではない。また、いずれの方法においても、サンプリングの場数を踏むに従って、乱れを少なくするための手順についても徐々に見えてきており、方法 A と B による供試体の試験結果は、今後より近づく余地は十分にあると思われる。ただし、方法 A と B にはそれぞれ長短があるため現場による使い分けが可能であるが、短時間でのサンプリングが必要であれば、現場でのハンドリングを考慮すると 2 重管サンプラーを用いる方法 B の方が有利であると考えている。特に、2 重管サンプラーを斜めに打ち込む方法 B-i は、堤防法面から試料採取する際に威力を発揮するはずである。今回の鉛直打ち込みによる試料との間に生じた実験結果の相違の主要因が、ハンマー打撃などのハンドリングによるものであるならば、今後改善が見込める余地は十分にある。また、方法 A と B に共通して、水分の少ない砂質試料の場合には凍結後も十分に固結しないことが多いため、試験に用いる供試体の成型が結構難しいという課題もあることも付記する。

**参考文献:** 1) 小高猛司, 崔瑛, 李圭太, 森涼香, 兼松祐志: 河川堤防の構造の程度が力学特性の評価に及ぼす影響, 河川技術論文集, 第 18 巻, pp.339-344, 2012. 2) 小高猛司, 崔瑛, 小林芳樹, 武楊, 李圭太: 河川堤防の安定性照査に用いる適切な強度定数の検討, 第 59 回地盤工学シンポジウム論文集, pp.145-150, 2014. 3) 小高猛司, 崔瑛, 李圭太, 兼松祐志, 小林芳樹: 三軸試験の試験条件が河川堤防土の強度定数に及ぼす影響, 河川技術論文集, 第 19 巻, pp.81-87, 2013.

# 透水性基礎地盤に起因する堤防の浸透破壊に関する考察

堤防, 浸透破壊, 透水性基礎地盤

名城大学 国際会員 小高猛司・崔 瑛  
 (株)建設技術研究所 国際会員 李 圭太  
 名城大学大学院 学生会員 尤 源  
 名城大学 学生会員 森三史郎, 林 愛実

## 1. はじめに

平成 24 年 7 月の九州北部豪雨により矢部川堤防 (右岸 7.3km) がパイピングによって、しかも構造物もない土堤区間において破堤した。この被災事例では、基礎地盤に粘性土の堤体の下に堤外地と直接連通している高透水性の砂層が、しかもその先が行き止まりの状態が存在したという特殊な地盤構造が明らかにされている<sup>1)</sup>が、近年なかった「越水なき破堤」のインパクトは絶大であった。また、平成 25 年 7 月に立て続けに発生した子吉川堤防の法すべりの被災<sup>1), 2)</sup>、梯川堤防の法崩れの被災<sup>2), 3)</sup>も、透水性基礎地盤の基盤漏水の影響があると考えられる。

本報では、高い透水性を有する基礎地盤の存在に着目し、透水性が大きく異なる 2 層の基礎地盤を有する堤防の浸透模型実験を行い、透水性基礎地盤の基盤漏水が堤体決壊に結びつくメカニズムについて検討した。なお、本実験の境界条件は、既往の先進的な研究<sup>4), 5)</sup>を参考にしている。

## 2. 模型実験の概要

図 1 に浸透模型実験装置の概要を示す。実験装置の外寸は、幅 1500mm、高さ 500mm、奥行 160mm であり、通水孔を有する仕切板によって土槽 (内寸: 1300mm×480mm×120mm) と水槽 (内寸: 120mm×480mm×120mm) に分けられている。本実験では、高い透水性基礎地盤に起因して、法尻付近の基礎地盤に発生すると予想される比較的大きな動水勾配の影響を検討するため、図 1 に示すように、模型地盤を領域 I、II、III に分け、それぞれの領域における地盤材料を変化させた計 3 ケースについて検討した。Case\_1 は基礎地盤および堤体地盤に、三河珪砂 6 号のみを用いたケース、Case\_2 は、Case\_1 から基礎地盤の領域 I を透水性の高い地盤に置き換えたケース、Case\_3 は Case\_2 からさらに堤体地盤を透水性の低い材料に変えたケースである。透水性の高い地盤材料には三河珪砂 3 号、透水性の低い地盤材料には三河珪砂 6, 7, 8 号を 5:2:5 の重量比で混合したものを使用した。それぞれの地盤材料の粒度分布を図 1 に示す。なお、より明確に浸透に伴う基礎地盤の力学挙動を観察するため、領域 II に設置する地盤材料には同粒径の色砂を 10% 混合した。

地盤試料はいずれも 4% に含水比調整した後、間隙比 1.0 (三河珪砂 3 号のみ 0.9) になるように、一層 20mm ずつ締め固めて模型地盤を作製した。この際、より均一な模型地盤を作製するため、各層をさらに横方向に 200mm ずつ区切り、それぞれのブロックに所定の土試料を投入した。堤防模型作製後、水槽部の水位を 420mm で一定に保持して、実験装置の正面および上部からビデオ撮影を行いながら堤防の浸透破壊の様子を観察した。

## 3. 浸透破壊過程

### 3.1 Case\_1 における浸透破壊過程

写真 1~3 に各ケースにおける、浸透開始から破壊までの一連の様子を示す。堤防を囲む点線は堤防の原型を示し、天端付近の実線は給水水槽の高水位の位置を示す。写真 1 に併記した矢印は、すべり破壊の発生位置を示している。

Case\_1 では、堤体および基礎地盤が均一な材料であることを反映し、ほぼ直線状の浸潤線が徐々に法尻に向かって進行して行く。実験開始後 17 分程度で法尻付近において水の浸出が見られ、そのおよそ 2 分後に法尻で泥濘化とも呼べる極めて浅いすべりが発生する。また、実験開始後 19 分 40 秒後には、泥濘化した地盤近くの法面上部でき裂が見られ、

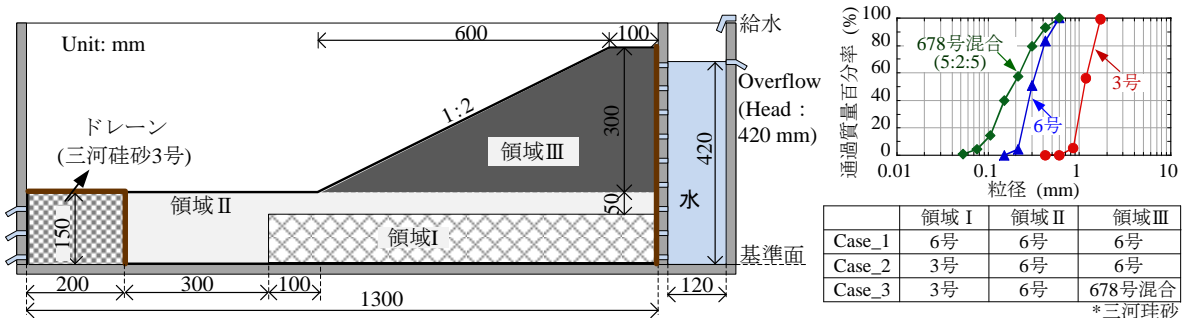


図 1 浸透模型実験装置の概要

Consideration of the seepage failure of river embankment due to the high permeability of foundation ground:

T. Kodaka, Y. Cui (Meijo University), K.T. Lee (CTI Eng.co., Ltd.), Y. You, S. Mori and M. Hayashi (Meijo University)



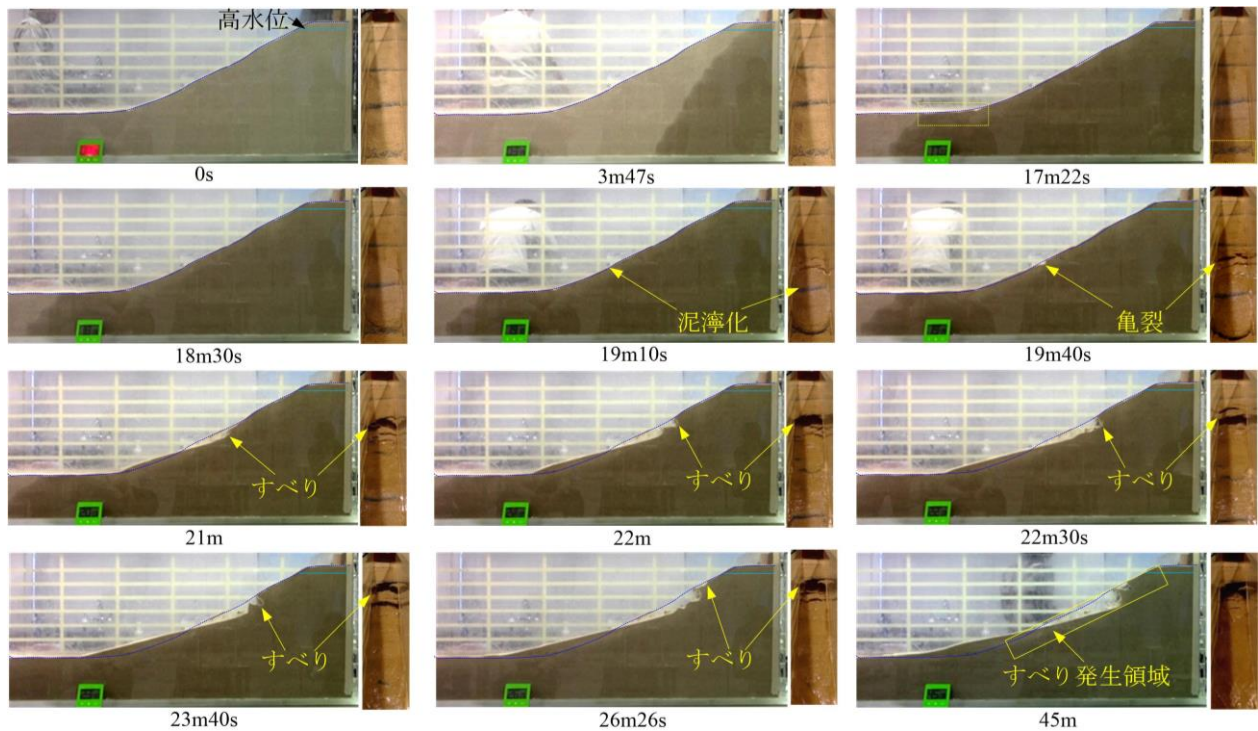


写真 1 Case\_1 における浸透破壊過程

極めて浅いすべりが発生する。また、実験開始後 19 分 40 秒後には、泥濘化した地盤近くの法面上部でき裂が見られ、21 分後にはそのき裂を境界に小さいすべり破壊が発生した。これは、法尻周辺地盤が泥濘化に伴って強度が低下することにより、その上部法面地盤のすべりに対する抵抗力が減少したためであると考えられる。その後、このような小さいすべり破壊は、天端に向かって次々と発生し、それに伴って法面が継続的に緩勾配化する様子が見られた。しかし、継続的なすべり破壊は堤防高の 2/3 程度の位置で停止し、破堤には至らなかった。

以上から、Case\_1 では法尻地盤の泥濘化を発端として、「すべり破壊→泥濘化→緩勾配化」の過程を繰り返す、進行性破壊の様子が見られた。一方、Case\_1 で発生したすべりは非常に浅く、法面の崩壊は表層部分のみに留まっている(写真 1 : 45 分後)。その理由として、堤体地盤が比較的透水性の良い砂質土であったため、浸潤線が法面まで到達し、法面が飽和することにより、次々と泥濘化とそれに伴うすべり破壊が生じたと考えられる。

### 3.2 Case\_2 における浸透破壊過程

Case\_2 では、基礎地盤領域 I の透水性が他領域より高いことを反映し、領域 I および領域 II 周辺地盤においては、水が非常に速い速度で堤内側に向かって浸透して行き、1 分 47 秒後には、基礎地盤からの浸透水が地表面に到達している。

実験開始 2 分 23 秒後には法尻から少し離れた位置で砂が噴き出すポイリング現象が確認され、その領域は徐々に広まって行くと同時に、法尻部分で基礎地盤の一部を巻き込む小さい円弧すべりが発生した。2 分 58 秒後には、法尻付近の領域 II の広い領域でもポイリング(液状化)が発生し、法尻部分では基礎地盤を巻き込む明瞭な円弧すべりが発生する。これは、法尻付近での液状化の発生により、法尻下部地盤の支持力が急激に減少したためであると考えられる。その後、円弧すべりにより明確なすべり境界(すべり線)が見られるが、それに囲まれたすべり土塊は徐々に斜め下にすべり落ち、領域 II まで滑り込むことにより、領域 II の地盤が押し出され、薄くなっている現象が見られる(3 分 35 秒)。これも、すべり線以下の地盤における液状化の発生による支持力の低下に起因するものと考えられる。なお、この過程では、堤体のすべり崩壊に伴い、基礎地盤の広い領域で堤体内部に向かってポイリング(液状化)が進行して行くことが観察できた。これは、円弧すべりの発生による緩勾配化により、領域 I から地盤表層までの距離が短くなることによって、法面下の領域 II の基礎地盤の動水勾配が増大するためであると考えられる。基礎地盤を巻き込む大きなすべり崩壊も、その基礎地盤の液状化に起因している。その後(4m2s 以後)も、比較的大きな円弧すべりが断続的に天端に向かって伝播する進行性破壊が確認できるが、これらは基礎地盤の液状化を伴っていない。さらに、基礎地盤まで滑り込むようなすべりは発生せず、法面の表層のみですべり崩壊が次々と発生して行き、天端ぎりぎりまで変形が続く。

図 2 に、浸透過程における典型的な地盤の変位ベクトルを示す。いずれのベクトルもある 1 秒間に発生した変位を示す。変位ベクトルより、法尻およびのり面下部では、基礎地盤(領域 II)を巻き込みながら円弧すべりが発生するのに対し、法面上部の破壊は基礎地盤まで到達しない現象が見られる。

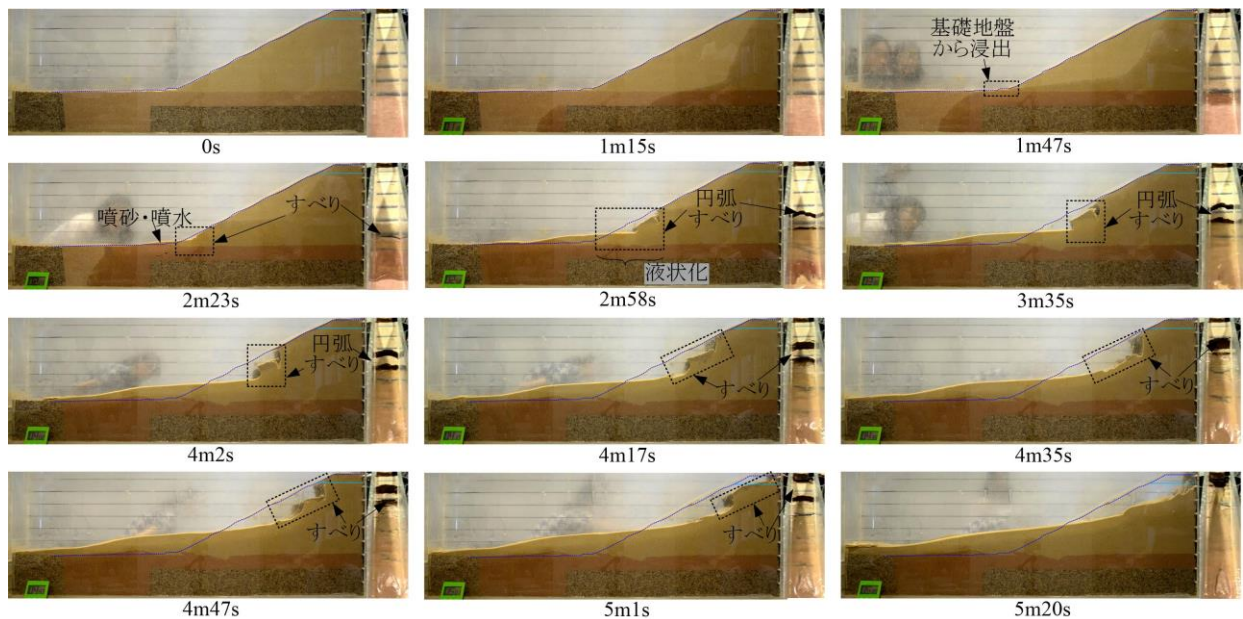


写真 2 Case\_2 における浸透破壊過程

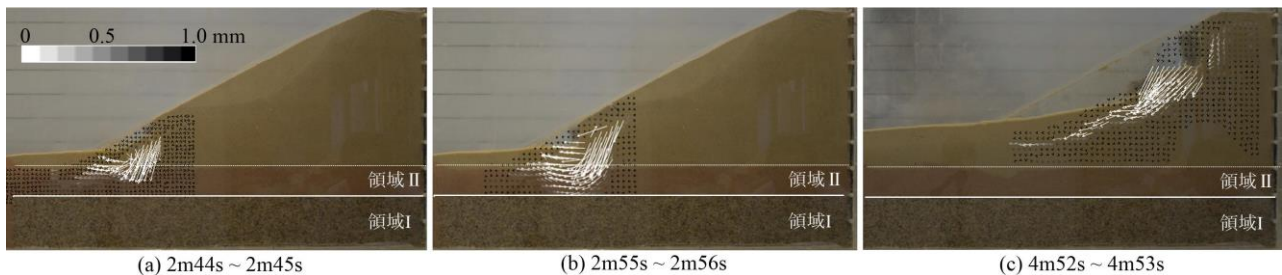


図 2 Case\_2 における典型的な変位ベクトル

以上の現象をまとめると、Case\_2 における堤防の破壊形態は二種類に分けることができる。一つは、実験開始後 2 分 23 秒から 3 分 35 秒までの基礎地盤の液状化を伴う円弧すべりで、二つ目は、4 分 2 秒以後の泥濁化による表層すべりである。本ケースでは、基礎地盤領域 I に高透水性地盤を設けることによって、同領域に高い水頭が作用し、局部的に動水勾配が大きくなるため基礎地盤領域 II にボイリングが発生し、一部表層まで貫通する水みちも確認できた。法先の支持力が低下したため、法面は基礎地盤に滑り込むような、円弧すべりを引き起こす。また、円弧すべりの発生に伴う緩勾配化により、堤体地盤が次々と限界動水勾配に達するためボイリングの領域が広まって行き、それに伴う円弧すべりも引き続き発生する。しかし、法面上部では堤体への浸透のみによる、法面の泥濁化を伴う表層すべりが発生している。

以上から、非常に透水性が高い基礎地盤が存在する場合は、基礎地盤を浸透することによる水頭のロスが少ないため、法尻付近地盤中の間隙水圧が上載圧を上回り、有効応力が喪失する現象、すなわち液状化現象が発生する恐れがある。基礎地盤の液状化（ボイリング）に伴って、基礎地盤の支持力が低下することにより法先が崩壊し、それをきっかけに法面全体のすべり崩壊に発展する可能性があると言える。

### 3.3 Case\_3 における浸透破壊過程

Case\_3 では、領域 I, II では Case\_2 とほぼ同じ浸透過程が見られるが、堤体（領域 III）材料の浸透性が低いため、基礎地盤から水が浸出した際、堤体の大部分はまだ浸透が進んでいない。実験開始約 2 分後に法尻付近で盤膨れが見られ、その 6 秒後に Case\_2 とほぼ同じ位置で噴砂が発生した。また、同時に法尻付近の領域 I が液状化し、Case\_2 と同様に法尻で小さな円弧すべりが確認できた（2 分 28 秒：点線で囲んだ部分）。2 分 47 秒で堤体に亀裂が生じ、ブロック状に土塊が破壊しつつ、基礎地盤に沈み込み、それに伴いブロック下側に沿って流れる水みちが確認された。3 分 56 秒には天端を含む大きなすべりが発生し、ブロックの下部に領域 II から法尻を結ぶような長い水みちが確認され、その水みちにより囲まれた崩壊土塊は一気に基礎地盤領域 II に沈みこむ。これにより天端が大きく沈下し、堤防は越流により崩壊した。すなわち、Case\_3 では液状化して支持力を喪失した基礎地盤に、すべり土塊が沈み込むことによって順次泥濁化し、それがさらに堤体内部まで基礎地盤の液状化を伝播させ、決壊に至るような堤体変状に進展する。

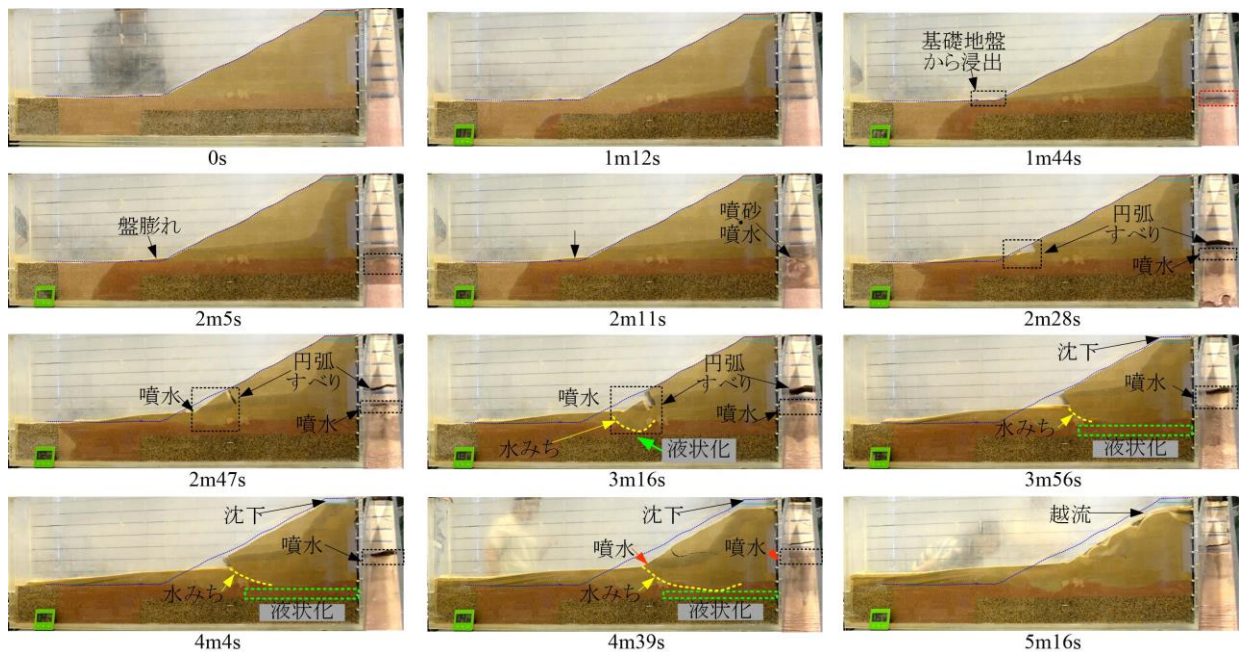


写真 3 Case\_3 における浸透破壊過程

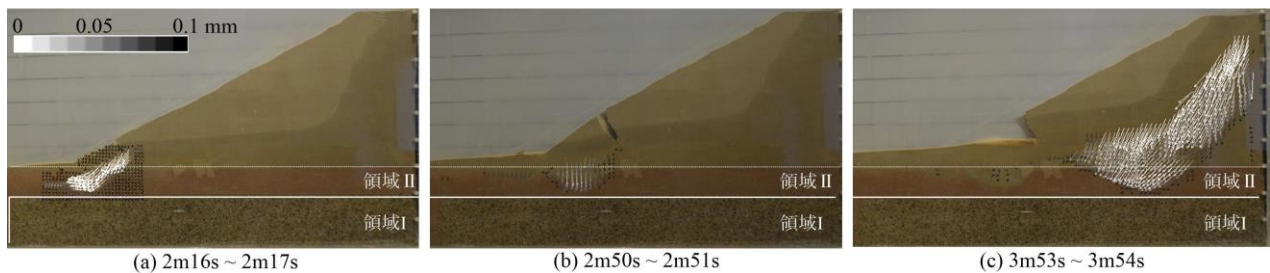


図 3 Case\_3 における典型的な変位ベクトル

図 3 に、Case\_3 の各円弧すべりの発生過程における典型的な地盤の変位ベクトルを示す。いずれのベクトル図からも、ブロック状の土塊が法先に向かって斜め下に変位するほか、一部の堤体および基礎地盤では鉛直方向の変位が見られる。これは、基礎地盤が液状化することにより、堤体下部地盤の支持力が急激に減少したため、堤体が基礎地盤内に陥没したためであると考えられる。

一方、Case\_3 では Case\_2 と共通して、大きな動水勾配の集中によって基礎地盤がボイリング（液状化）することにより、堤体に基礎地盤を巻き込むすべり破壊が発生しているが、Case\_3 で発生したすべり土塊の規模は非常に大きく、最終的には天端まで巻き込むような大きいすべり崩壊が発生している。これは、Case\_3 における堤体材料は透水性が低く、不飽和状態ではサクシジョンによる粘性が高いため、浸潤によってすぐに泥濁化は起こらず、基礎地盤のボイリングに伴う不安定化によって亀裂を伴うブロック状の崩壊が発生するためであると考えられる。

#### 4. まとめ

本論文では、堤体の下に堤外地と直接連通し、またその先が行き止まりになっている高透水性の基礎地盤が存在する場合、基盤漏水が堤体決壊に結びつくメカニズムについて検討した。高透水性の基礎地盤の上に、低い透水性の地盤が存在することにより、法尻付近に大きな上向き動水勾配が発生し、基礎地盤に液状化（有効応力を喪失した状態）する。それによって、基礎地盤を巻き込むすべり破壊や基礎地盤への堤体陥没を生じさせ、決壊に至るような堤体変状が発生する可能性が本模型実験によって示された。現在はより粘性の高い堤体材料による実験も進めている。

参考文献 1) 矢部川堤防調査委員会：報告書，九州地方整備局筑後川河川事務所，2013. 2) 第2回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム災害報告特別セッション配付資料，2014. 3) 大角一浩，餅田大輔，今森美穂：梯川古府地先漏水対策について，平成26年度北陸地方整備局事業研究発表会，2014. 4) 齊藤啓，前田健一，李兆卿，山口敦志：透水性基盤のパイピングとすべりに着目した河川堤防の安定性，第2回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，pp.23-26. 2014. 5) 倉田大輔，福原直樹，森啓年，服部敦，吉田直人，石原雅規，佐々木哲也：透水性基礎地盤に起因する河川堤防の進行性破壊に関する模型実験，河川技術論文集，第21巻，pp.361-366. 2015.

# 堤防被害への地盤の影響の考察(その3, 堰や堤防の被害)

堰、河川堤防, 被害, 地盤不連続点

元前橋工科大学 正会員 那須 誠

## 1. はじめに

豪雨等の影響で発生した堰や堤防等の被害箇所の地盤について調査結果を報告する. 第1, 2回の本ソポジウム<sup>1), 2)</sup>での発表後に引き続いて調べた結果で, 大河津分水の自在堰崩壊や同分水の洗堰漏水, 多摩川堤防の決壊, 2015年関東・東北豪雨の際の堤防被害の発生箇所の地盤を地形図や地質図その他で調べた結果を報告する.

## 2. 堤防被害箇所の地盤のまとめ

図-1に決壊等の被害が起きやすい堤防と地盤の関係を示す. 即ち, 堤防被害は旧河道締切部等((a)図)で多く発生しやすいが, 旧河道締切部に主として砂質土が堆積していれば増水時の地盤内の浸透流で盛土被害が発生しやすく((b)図), 粘性土が主として堆積していればその圧密沈下に伴って堤防に比較的大きく沈下が発生して溢水が発生しやすい((c)図). 旧河道部と自然堤防等に跨った堤防((d)図)は, 常時には旧河道部で沈下し増水時には浸食されやすいことが考えられる.

## 3. 大河津分水の自在堰崩壊や洗堰漏水箇所の地盤<sup>3)</sup>

1927年6月24日に信濃川にある大河津分水の自在堰の第6~8号ビア(堰柱)が傾斜し陥没崩壊した(図-2参照, 自在堰は純径間18.8mの8連構造)<sup>4)</sup>. 陥没前後の自在堰の構造を図-3に示す. 下流側の異常な河床洗掘に伴う下流水位の低下が崩壊原因の一つと考えられている. ここで, 1983年発行の新地形図<sup>7)</sup>に1914年<sup>8)</sup>と1919年<sup>9)</sup>発行の旧地形図上の河道を記入した図-4をみると, この崩壊位置は昔からある河道部に当たることが分かる. このことは自在堰が低水敷路につくられていたことから推定される. そのためその崩壊位置は元々緩詰め状態の砂質土等が堆積していて<sup>パ化ソク</sup>等が生じ易いところであり, 洪水で河川水位が上昇したときに高くなった水圧の影響で<sup>パ化ソク</sup>等が生じて河床洗掘が生じたことも考えられる.

なお, 最近の可動堰改築に伴う地盤調査によって旧可動堰下流における固定堰と水叩き部の河川横断方向の土質断面が図-5のように明らかにされており(上流側から下流側を望む), 土層B2が自在堰の陥没跡と考えられており<sup>10)</sup>, ここが旧河道部に相当するものと考えられる.

また, 1982年9月の台風18号の影響で, この洗堰の右岸側の取付橋台と護岸

から漏水が発生した(図-6<sup>11)</sup>参照). 1914年発行の地形図<sup>8)</sup>に1974年発行の地形図<sup>12)</sup>による護岸や河道や洗堰を記入した図-7をみると, 洗堰の右岸側は広葉樹があり砂礫地盤で自然堤防であること, 左岸側は田圃があり粘性土地盤であることが推定される. 即ち, 洗堰は右岸側の砂礫地盤と左岸側の粘土地盤の境界部につくられている. そのため, 洗堰右岸橋台と護岸の漏水は両地盤に跨ってつくられていたことに伴う不同沈下, あるいはコンクリート構造物・砂礫地盤境界部での相対沈下に伴って発生した

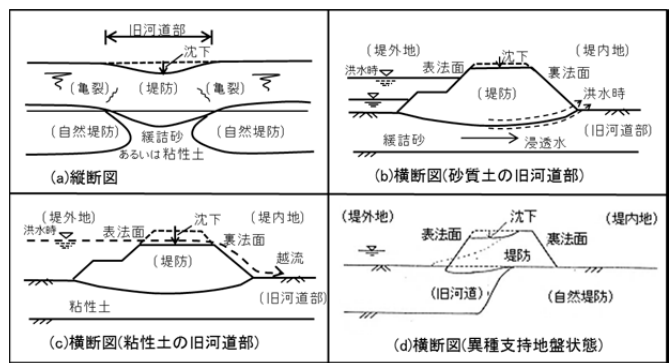


図-1 決壊や溢水等が起きやすい堤防と地盤の関係 (文献1)に加筆修正)

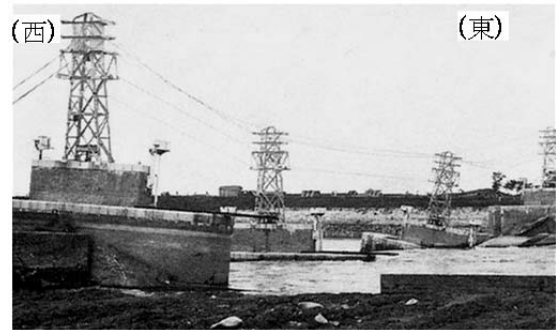


図-2 陥没した自在堰ビア<sup>5)</sup>

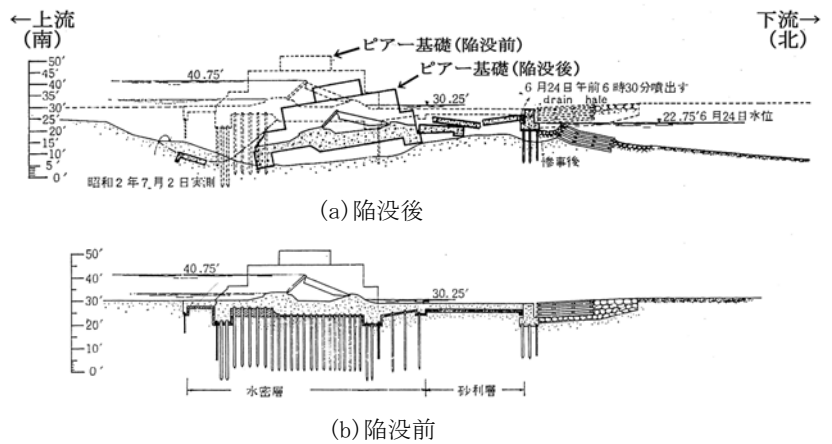
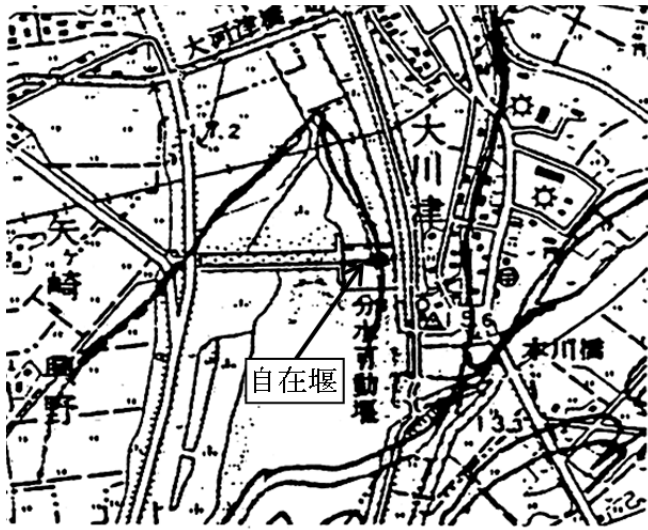


図-3 自在堰第7号ビア-陥没前後の比較図<sup>6)</sup>



旧河道等(旧地形図<sup>9)</sup>による)  
(分水可動堰は復旧工事で設置)

図-4 大河津分水自在堰と旧河道の関係(文献7)~9)を集成)

間隙での浸透水の大きい流速による細粒分流等の影響が考えられる。

#### 4. 多摩川堤防の決壊個所の地盤<sup>3)</sup>

1974年に台風16号の影響で多摩川堤防が長さ約50mにわたって決壊し、19棟の家屋流出が発生した(狛江市猪方, 図-8)。堤防の決壊は農業用水用の宿河原堰の固定堰を迂回する流れの浸食によって発生したと言われている。図-9に示すように、堤防決壊は宿河原堰の下流側から内堤防の下流側で最初に起き、次に上流側、本堤防と続いて起きて堤内地の地盤が浸食されたものと考えられている<sup>13)</sup>。

ここで1982年発行の地形図<sup>14)</sup>に旧地形図<sup>15), 16)</sup>による河道を記入した図-10をみると、内堤防は昔からの河道上につくられており、本堤防の堤内地側の地盤は多摩川の旧河道の蛇行跡であり、元々川が流れやすいところであることが分かる。従って、この地盤は元々緩詰め状態の砂質土あるいは比較的軟質な粘性土等が堆積していて、河川の増水時にパビング等が発生しやすかったり、堤防が浸食されやすかったりした地盤であったことが、堤防決壊に影響したことも考えられる。

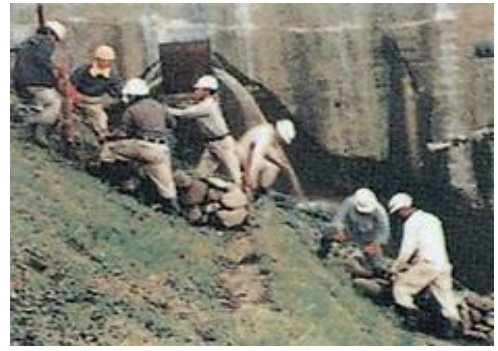


図-6 洗堰右岸取付橋台及び護岸部漏水状況<sup>11)</sup>



— : 1974年地形図<sup>12)</sup>による洗堰と護岸等  
X : 洗堰右岸漏水発生箇所

図-7 旧地形図<sup>8)</sup>上の洗堰の位置

#### 5. 平成27年9月関東・東北豪雨の際の堤防被害箇所の地盤

##### (1) 鬼怒川の左岸堤防(常総市)

鬼怒川は堤防決壊や溢水箇所の先で利根川に合流しており、利根川による背水効果(Back water)が考えられているが、決壊等の発生開始時点に限ってはその効果はなかったのではないかと推定されている<sup>17)</sup>。図-11<sup>18)</sup>をみると、堤防決壊が発生した三坂地区の堤防は、明治時代から昭和時代初期の旧地形図上では東側に大きく湾曲しているが、現在の地形図上では湾曲部の前後端と短絡したような直線に近い形状を示している。それは初期の堤防が川の昔の蛇行跡に沿ってつくられ

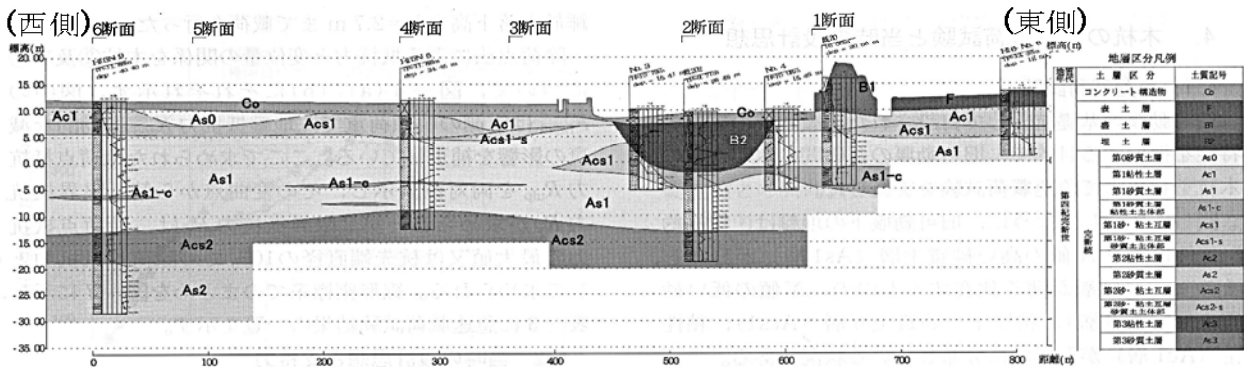


図-5 旧自在堰付近の推定地質図(旧大河津可動堰地盤調査(その1)報告書Iより)<sup>10)</sup>

ていたが、後になって蛇行跡(旧河道部)に堤防をつくって短絡したことが推察される。そのことは地盤調査結果(図-12,13)<sup>18)</sup>から確認できるようである。即ち、決壊区間全体にわたって地盤最上層に粘性土層(Ac1)が堆積しが、決壊区間下



図-8 狛江地区の多摩川堤防決壊状況<sup>13)</sup>

流端部で消滅しており、かつ同層底面が傾斜しているからである。なお、地盤調査結果<sup>18)</sup>をみると決壊区間上流端部では堤防横断方向に地盤の最上層に粘性土層(Ac1)がほぼ水平に堆積しており、ここは蛇行跡の端部ではなく蛇行跡内にあたるようにも思われるし、川裏側の地盤の地質調査結果<sup>19)</sup>によると粘性土層(Ac1)が全区間にわたって厚く堆積し、かつ中央部で谷状に厚く堆積しているからである。

また、若宮戸地区の溢水は自然堤防を削り取って低くしたために発生したと言われているが、その場所は治水地形分類図<sup>20)</sup>をみると等高線が川側に凸状になっており、以前からの地形の改変あるいはもともと谷状地形になっていたように思われる。

(2) 渋井川の左岸堤防(大崎市古川西荒井地区)

渋井川ではその先にある多田川との合流点から上流側の3ヶ所で堤防が決壊した。それに多田川の背水効果が効いたのではないかと考えられている<sup>21)</sup>。現在の地形図では渋井川に流入する小河川は圃場整備等が実施されていて分からないので、旧地形図で小河川が接続していないかどうか、図-14に示す2つの旧地形図(1901年の地形図<sup>22)</sup>と1891年の迅速測図<sup>23)</sup>)で検討する。1891年の迅速測図は歪んでいて1901年の地形図と地形が合わないの

ので後者の旧地形図と合うように歪みの補正を行っている。決壊箇所3ヶ所の2つの旧地形図上の位置(A~C)が図-14に示されている。(a)図の河川形状等は現在の地形図とほぼ同じである。これらの図によると、決壊箇所のA点は(b)図をみると北側からの小河川の渋井川との合流点に当たり、C点は(a)図をみると北側からの小河川の突き当りの集落地のある地盤で比較的良好な地盤の端部に当たっていて地盤の不連続点とみられる。B点は(a)図、(b)図とも北からの小河川との合流点から離れており、これらの図からは

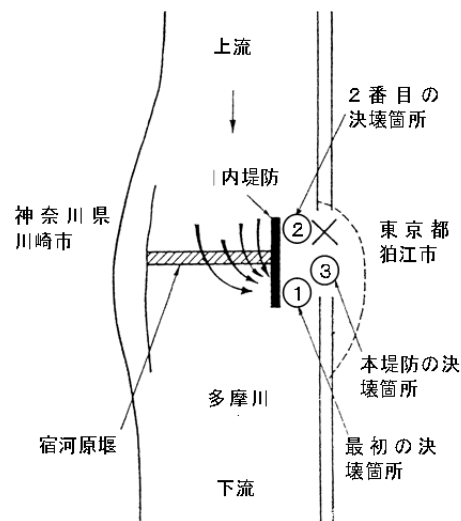
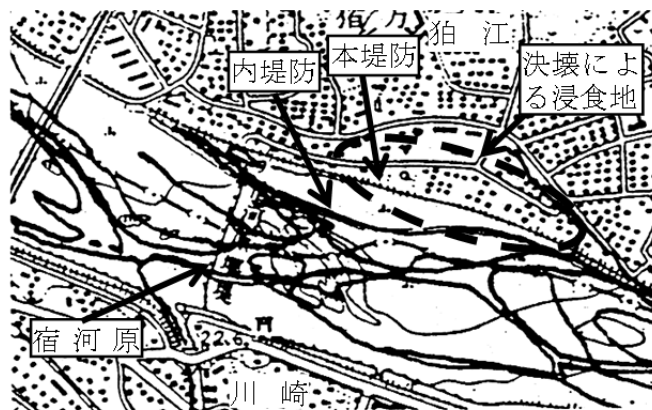


図-9 多摩川堤防決壊の様子<sup>13)</sup>



— 1912年,1919年発行の地形図<sup>15),16)</sup>による旧河道

図-10 多摩川の宿河原堰付近の新旧河道等(1982年発行の地形図<sup>14)</sup>に旧地形図による河道<sup>15),16)</sup>を追加)



(a) 明治末期(地理院地図) (b) 平成現在(地理院地図)

図-11 破堤位置の新旧地形図(文献18)に加筆、●決壊区間)

小河川との合流点かどうかは判断できず、詳細な地盤調査結果の発表が待たれる。

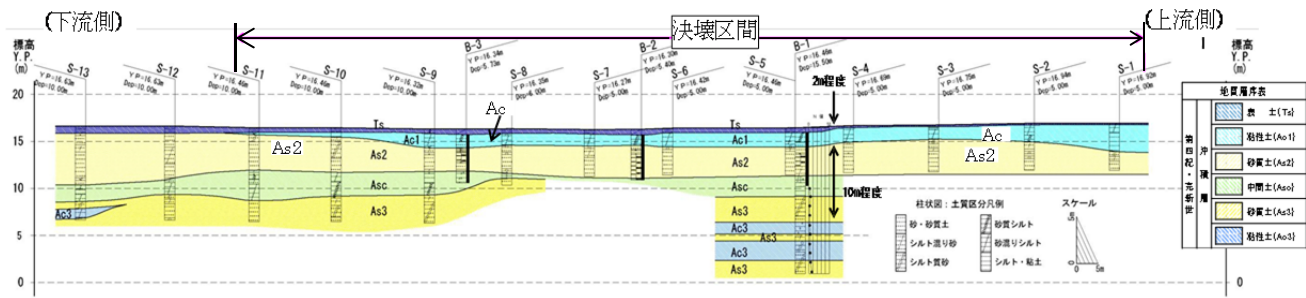


図-12 破堤位置の推定地質縦断面図(高水敷)<sup>18)</sup>

## 6. あとがき

以上に述べたように、豪雨等の影響で発生した堰や堤防等の被害は、一部の被害箇所を除くと、本シホゾリムでの前報と同様に、旧河道等の地盤条件変化点で多く発生しており、主として地盤不連続性の影響が大きいことが推察される。

おわりに、以上の調査に当たって参考にさせて頂いた多くの貴重な文献の著者に厚く御礼を申し上げます。

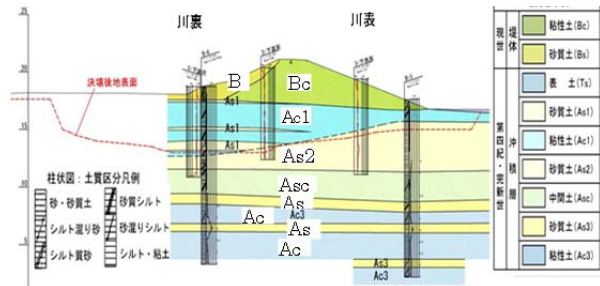


図-13 決壊区間下流端部推定地質断面図(文献18)に加筆

## 参考文献

- 1) 那須誠：堤防被害への地盤の影響の考察，第1回地盤工学から見た堤防技術シホゾリム委員会報告・講演概要集，pp. 51-54，2013. 11.
- 2) 那須誠：堤防被害への地盤の影響の考察（その2，漏水や地震被害），第2回地盤工学から見た堤防技術シホゾリム講演概要集，2014. 12. 9.
- 3) 那須誠：河川堤防と堰等の被害への地盤の影響の考察，土木建設技術シホゾリム2005 論文集，pp. 335-342，2005. 7. 26.
- 4) 宮本武之輔，大鹽政治郎，後藤憲一：信濃川補修工事概要，土木学会誌，18-6，pp. 555-574，1932. 6.
- 5) 国土交通省北陸地方整備局HP：大河津分水，<http://www.hrr.mlit.go.jp/shinano/>，2003.12.
- 6) 北陸建設弘済会編：信濃川百年史．pp. 573・646．1979. 3. 30.
- 7) 国土地理院編：地形図，1:50,000，三條，明治44年測量，昭和56年修正，1983年発行．
- 8) 国土地理院編：地形図，1:50,000，三條，明治44年測図，1914年発行．
- 9) 国土地理院編：地形図，1:50,000，三條，大正2年鉄道補入，1919年発行．
- 10) 大塚悟，高原利幸，保坂吉則：大河津旧可動堰の木杭の支持力特性，地盤工学会誌，Vol. 62，No. 4，pp. 34-37，2014. 4.
- 11) 国土交通省北陸地方整備局HP：大河津分水，<http://www.hrr.mlit.go.jp/shinano/>，2003. 12.
- 12) 国土地理院編：地形図，1:50,000，三條，1974年発行．
- 13) 台風16号の影響による多摩川付近の被害，土と基礎，Vol. 22，No. 12，pp. 90-91，1974. 12.
- 14) 国土地理院編：2.5万分1地形図，溝口，1982年発行．
- 15) 国土地理院編：5万分1地形図，東京西南部，1912年測量．
- 16) 国土地理院編：2.5万分1地形図地形図，溝口，1919年測量．
- 17) 芳村圭，木口雅司，内海信幸，鳩野美佐子，牧野達哉，向田清峻，石塚悠太，中村晋一郎，乃田啓吾，鼎信次郎，沖大幹：平成27年9月関東・東北豪雨による鬼怒川洪水に関する調査，第2報，東大生研H.P.，2015. 9. 18.

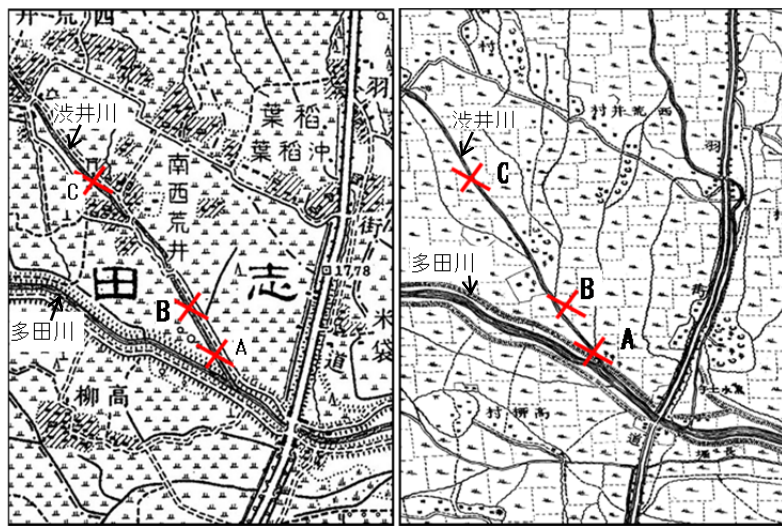


図-14 波井川決壊地点付近の2つの旧地形図(原図に加筆、×:決壊地点)

- 18) 国土交通省関東地方整備局編：第1回鬼怒川堤防調査委員会資料，2015. 9. 28.
- 19) 国土交通省関東地方整備局編：第2回鬼怒川堤防調査委員会資料，2015. 10. 5.
- 20) 国土地理院編：台風18号による大雨等に係る情報，005鬼怒川の破堤地点周辺の治水地形分類図，2015. 9. 12保存.
- 21) 平成27年9月東北地方大雨洪水調査，土木学会水工学委員会平成27年関東・東北水害調査団(東北グループ)，土木学会東北支部H27年東北水害調査団編，平成27年9月24日公開，堤防破堤被害調査報告，波井川における破堤.
- 22) 5万分1地形図，古川，1901年測量，国土地理院.
- 23) 2万分1迅速測図，古川，1891年測量，国土地理院.

# 実河川堤防の浸透安定性に関する危険箇所抽出方法の提案

河川堤防, 浸透安定性評価, 信頼性解析

新潟大学 正会員 ○大竹 雄  
 岐阜大学 国際会員 本城 勇介  
 建設技術研究所 正会員 平松 佑一  
 建設技術研究所 正会員 李 圭太  
 名城大学 正会員 小高猛司

## 1. はじめに

河川堤防の浸透安定性に対する連続的危険度評価モデルの開発を行った。「河川堤防の構造検討の手引き」<sup>1)</sup>ならびに「河川堤防設計指針」<sup>2)</sup>に定められている河川堤防の浸透安定性評価に準拠して, 種々の不確実性を考慮した危険度評価の方法を提案した. 対象とするのは実際のある都市一級河川であり, 対象区間は下流約 20km である.

## 2. 浸透・すべり破壊の安定性に対する支配的要因の抽出

堤防安定性に影響を与える要素を抽出し, その不確実性を定量化する. 地盤強度, 透水係数といった堤防安定性に大きく寄与する地盤物性値を整理した. 地盤強度は, 対象堤防堤体における支配的な土層である砂質土層(Bs 層)について, 対象区間内で行われた CUB 試験(データ数:54)から得られた  $\phi'$  ( $^{\circ}$ )とした. 平均値  $\mu=36.0$ , 標準偏差  $\sigma=4.1$  の正規分布としてモデル化した. 透水係数は堤体(ke)と基礎(kb)の透水係数の比として表現する. 強度と同じく Bs 層で行われた粒度試験(データ数: 66)から推定式により, 統計量を整理し, 対数正規分布としてモデル化した.

堤防安定性に寄与する重要な要素として, 堤体の断面形状が考えられる. そこで, 応答曲面の基本変数候補として断面形状を検討する. 河川堤防の断面形状情報を表現する為には, 高さ・幅・勾配といった情報を持った形状要素に分解する必要がある. そこで, 本研究では, 対象堤防の断面特性を考慮し, 図 1 に示す形状構成要素に分解した.

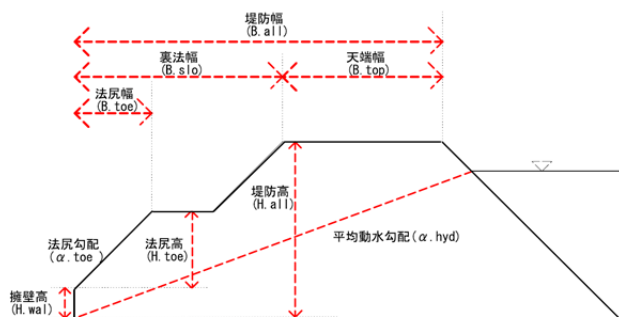


図 1 形状構成要素

対象区間において 200m ピッチに行われた測量調査データ(データ数:688)を基に, 図 1 に示した各形状要素の物理量を測定し, 統計的に整理した. 各形状要素のうち, 重複した情報を持つ要素を相関分析によって排除した. その結果採用された要素は, 堤防全体の幅・高さを表現する指標として堤防幅(B.all), 平均動水勾配( $\alpha$ .hyd), 法尻の規模・勾配を表現する指標としては, 法尻幅(B.toe), 法尻勾配( $\alpha$ .toe), さらに他の形状要素に対して独立性の高い法尻先端の擁壁の高さである H.wal, 以上 5 つの形状要素と 2 つの物性値要素を検討することとした. 各要素の統計量は表 1 に示す通りである.

表 1 各要素の統計量

Parameter	$\mu$ (Level=0)	$\sigma$	Level		
			-1	+1	
x1	$\phi'$	36	4.1	31.9	40.1
x2	ke/kb	1	0.79	0.21	1.79
x3	$\alpha$ .toe	2.4	0.63	1.78	3.03
x4	$\alpha$ .hyd	0.16	0.07	0.09	0.23
x5	B.toe	8.19	5.36	2.8	13.58
x6	B.all	26.36	7.08	19.28	33.44
x7	H.wal	1.19	0.69	0.5	1.88

## 3. 応答曲面の作成

本研究では, 定常解析に基づく地盤解析によって応答値(安全率, Fs)を求める. 応答曲面の作成のため, 基本変数の候補となる表 1 に示した各要因を変動させつつ地盤解析を繰り返す. 各要素の感度を調べる. 基本変数と応答値の関係を回帰分析によって回帰し, 近似関数である応答曲面を構築する. このとき, 構造物の限界状態(ここでは, 安全率  $Fs=1.0$  とする)付近での近似精度を重視するため, 限界状態付近での各要素の感度を調べる必要がある. 具体的な手順を以下に示す.

STEP.1: 各要素の平均値( $\mu$ )周りの感度分析を行う (Level=-1:  $\mu - \sigma$ , Level=1:  $\mu + \sigma$ のみを用いるため, 非線形応答は追跡できない). この方法は, T.Shuku ら(2014)<sup>9)</sup>の直行表を用いた実験計画法を参考にし, 最小限の地盤解析試行回数で感度分析を行った. 感度分析により, 感度の鈍い要素を把握し, 検討要素から排除する. また, 敏感な要素の応答を確認する.

STEP.2: 限界状態付近の感度を調べると同時に, ここでは, 各要素同士の相乗効果についても検討する. 例えば, 要素①と要素②の相乗効果がある場合, 要素①×要素②で定義され



る新たな要素が感度を持つこととなる。そのため、検討要素が増え、その組み合わせ数が膨大になるため、STEP.1にて特に感度が強い要素のみをここでは取り上げることとする。

限界状態付近での感度を調べる為、全ての要素を平均値から  $1\sigma$  (もしくは  $2\sigma$ )。限界状態付近で数多く応答値を出力することが重要) 不利側にずらす。この設定値を中心とし、STEP.1と同様(特に感度が強い要素のみ)、中心点  $\pm 1\sigma$  間の応答を調べる。

以上の手順で得られた限界状態付近での感度分析を基に回帰分析によって回帰式“応答曲面”を作成した (1)式。

$$\hat{F}_s = 1.382 + 0.066 \cdot \phi' - 0.030 \cdot ke / kb - 0.161 \cdot \alpha.toe - 0.081 \cdot \alpha.hynd + 0.027 \cdot \alpha.toe \cdot \alpha.hynd - 0.049 \cdot H.wal + 0.044 \cdot \alpha.toe \cdot H.wal + 0.125 \cdot H.wal \cdot B.toe \quad (1)$$

回帰式の決定係数は 0.94 と高く、限界状態付近での地盤解析の再現性は十分高いモデルとなった。

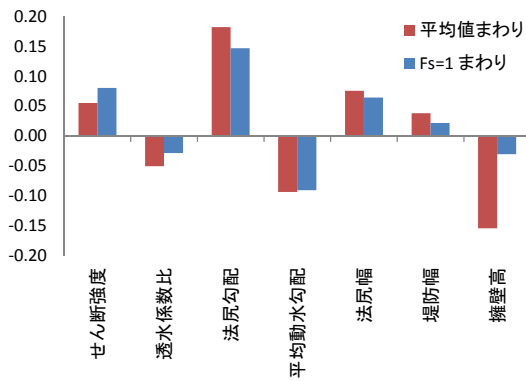


図2 各パラメータの感度

また、(1)式の変数は(2)式で標準化された値であるため、回帰係数は各パラメータの一標準偏差あたりの感度ととらえることができる。

$$x'_i = (x_i - \bar{x}_i) / \sigma_{x_i} \quad (2)$$

ここで、 $x_i$ : 入力パラメータの絶対量、 $\bar{x}_i$ :  $x_i$  の平均値、 $\sigma_{x_i}$ :  $x_i$  の標準偏差である。

図2は、(1)の平均値もしくは  $F_s=1$  まわりの勾配を表した図である。法尻部の局所的な形状要素 (勾配、幅、擁壁高) の感度が相対的に大きいことが分かる。また、限界状態付近  $F_s=1$  と平均値付近では感度が異なることが読み取れる。

図3は、対象河川堤防 20km における浸透安全性評価を行った結果である。主要パラメータ及びすべり安全率 1.0 を超過する確率 (危険度) が縦断方向に連続的に計算されている。図中の赤点は、各断面における詳細な信頼性解析結果である。一般化した応答曲面による信頼性解析結果と概ね一致していることから、本手法の有効性が読み取れる。

#### 4. まとめ

河川堤防の浸透安全性評価に対する堤防形状要素の影響度を定量化し、その重要性を指摘した。これら形状要素パラメータによる応答曲面の導出方法を提案し、河川堤防の危険箇所を抽出するための連続的な浸透安全性評価モデルを提案した。

#### 参考文献

- 1) 国技研院センター: 河川堤防の構造設計の手引き(改訂版), 2012
- 2) 国土交通省河川局: 河川堤防設計指針, 2002
- 3) Box and Draper: Empirical Model Building with Response Surface, John Wiley, 1987
- 4) 大竹雄, 本城勇介: 応答曲面を用いた実用的な地盤構造物の信頼性解析法: 液状化地盤上水路の耐震設計への適用, 土木学会論文集(C: 地盤工学), Vol.68, No.1, 68-83, 2012
- 5) 福田光台, 宇野尚雄: 透水係数に関する粒度分布と間隙指標, 土木学会論文集, No.561, III-38pp193-204, 1997
- 6) T.Shuku, S.Nishimura & T.Shibata: Sensitivity analysis of slope stability based on orthogonal design, Computer Methods and Recent Advances in Geomechanics, pp1043-1048, 2014

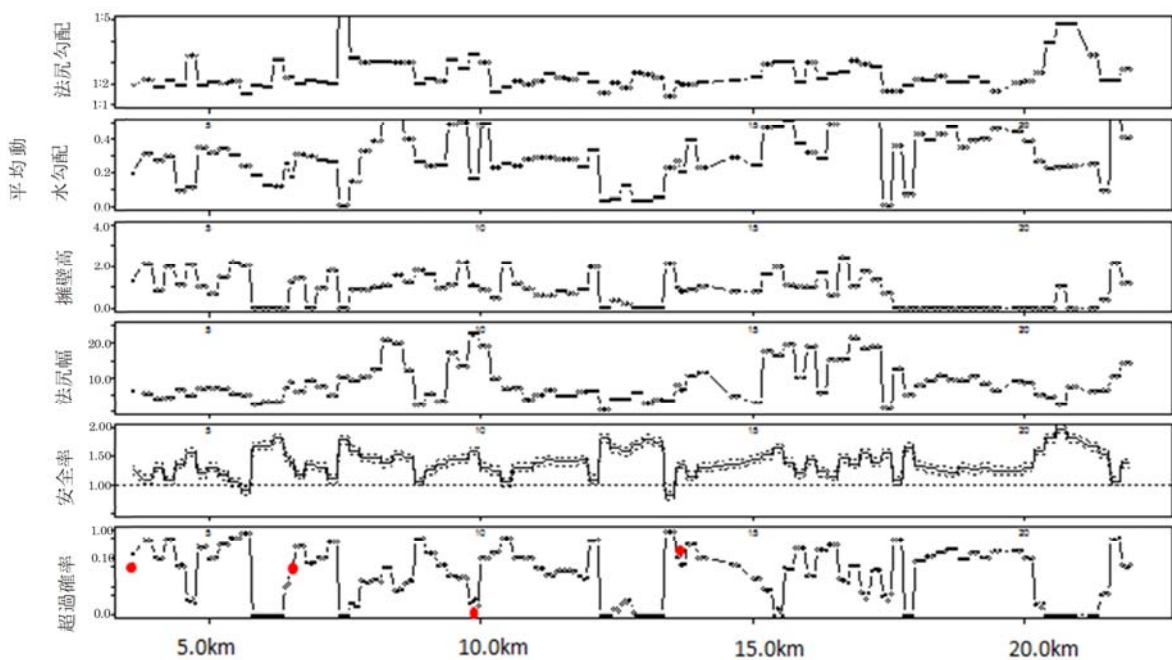


図3 対象河川堤防の浸透安全性評価結果

# 基盤条件に着目したパイピングの進行特性及び相似則に関する一考察

パイピング 相似則 基盤特性

日本工営株式会社 国際会員 ○齊藤 啓  
 名古屋工業大学 国際会員 前田健一  
 北海道大学 泉 典洋  
 名古屋工業大学 学生会員 李 兆卿, 榎山総平

## 1. はじめに

平成24年に九州北部で発生した梅雨前線に伴う豪雨により矢部川本川で18カ所の被災が発生し、特に矢部川右岸7.3k地点で堤防が決壊し付近に甚大な被害を及ぼした<sup>1)</sup>。破堤箇所付近では氾濫危険水位を5時間以上超過し、水位が下がり始めたところで決壊する、いわゆるパイピングによる被災であった。決壊箇所の土質構成に着目すると、図-1のように堤体は粘性土で構成され、基盤層に透水性の高い砂層や粘性シルト層など互層で分布しており、この砂層を通じパイピングが発生したと報告されている。パイピングが発生する箇所にはこうした細砂層と透水層の互層の存在が度々確認されており<sup>2)</sup>、2013年に法すべりにより被災した子吉川堤防も細砂-砂礫の互層基盤であった。一方、同河川延長上でも堤体の下に砂層の分布や旧河道と交差する箇所があり、決壊した地点以外に11カ所で基盤漏水が確認されている。

このような被災の程度を分ける条件については十分に整理されておらず、実際に洪水が起きた場合同様の被災事例がどこでも起こり得るのが現状である。そこで、出水時の被災程度を判別できる地盤や、外力としての水理条件を明確にすることが今後の河川堤防強化に重要と考える。

## 2. 実験概要

図-2に、久楽らの実験<sup>3)</sup>を参考にした本実験装置の概略図を示す。実験は全17ケース行い、珪砂7号のみからなるCase1-1、上層が珪砂7号、下層が珪砂2号からなるCase2-14について

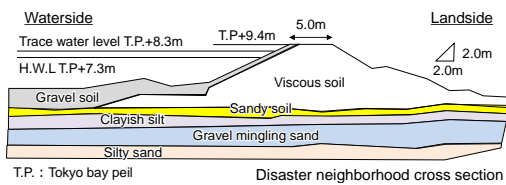


図-1 2012年矢部川破堤箇所の近傍断面、矢部川堤防調査委員会報告書を参考に

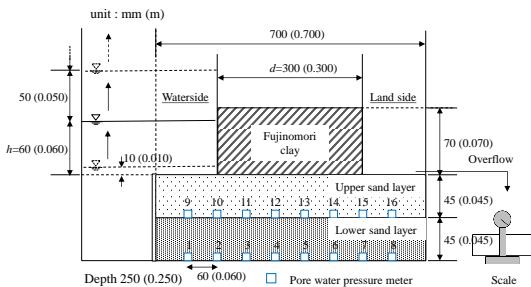


図-2 実験装置の概要

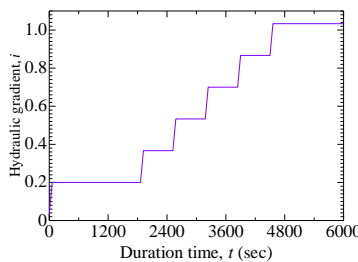


図-3 実験時の平均動水勾配

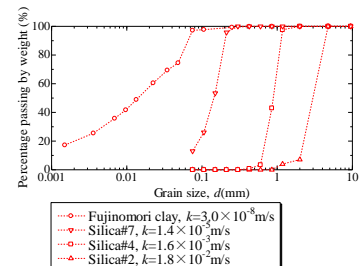


図-4 実験試料の粒度分布

て比較する。Case2-14は実験中に蛍光塗料を流下させ、模型断面から基盤浸透の様子を可視化できるようにした。基盤透水層の下流端は行き止まりとなっている。基盤層は水中落下で堆積させ、相対密度が70%程度になるように締め固めた。堤体部分は含水比20%の藤森粘土をアクリル壁で囲われた箇所に入れ締め固めた。図-3に実験時の平均動水勾配の変化、図-4に実験で使用した試料の粒度分布及び透水係数を示す。

実験時に基盤内の間隙水圧や漏水流量を計測しているが、紙面の都合上それらに関する考察は既報<sup>4)</sup>に譲る。

## 3. 実験結果

### 3.1. 空洞化の進行及びパイピング発生の様子

図-5に基盤を珪砂7号の単一層で構成した場合、図-6に基盤上層を珪砂7号、下層を珪砂2号の互層で構成した場合におけるパイピングの様子を示す。ここで、単一層では水位を水槽の上端まで上昇させてもパイピングが生じなかったため、堤内側基盤をスコップで数十mm掘削して人為的にパイピングのきっかけを与えた。(時間的には写真(a)の直前)

#### 3.1.1. 単一層基盤におけるパイピングの様子

図-5をみると、堤内側法尻で空洞化が生じてから完全に破壊するまで21秒程度と、後述する互層の場合と比較しても非常に早い現象であった。

堤内側法尻を観察すると、写真(a)以前では染み出すような流量の小さな漏水であったが、空洞が発生すると同時に堤内側法尻で突然噴砂が発生し、その後急激に漏水量が増加して破壊に至った。単一層の場合維持している水位が高いこともあり、一旦噴砂が発生すると河川水が一気に流れ込み急速に破壊が進行した。

### 3.1.2. 互層基盤におけるパイピングの様子

互層基盤では、透水の様子をわかりやすくするため蛍光塗料を流下させた。蛍光塗料は珪砂2号程度の大きな間隙を透水する場合視認できた。

空洞の発生から完全に破壊するまで375秒程度と、単一層の場合と比較して遅い現象であった。図-6(a)時点の蛍光塗料の様子から、堤内側法尻付近において基盤下層からの上昇流に伴い空洞が発生した。その後300秒程度空洞に大きな変化は見られず、図-6(b)の時点から空洞が堤内側に拡大した。空洞進行時に空洞直下の地盤に水平亀裂が発生し、噴砂が空洞内に流入する様子が見られた。これは空洞部において水圧が開放されることで基盤層と空洞間に一時的に圧力差が生じ、ハイドロリックフラクチャリング<sup>6)</sup>が発生したと考えられる。また空洞内に噴砂が流入することで空洞内の流量が増加し空洞の進行を助長したと思われる。

### 3.2. パイピングの進行過程比較

図-7に堤内外から進行するパイピングの経時変化を示す。

単一層では、平均動水勾配（堤内外水位差と浸透路長との比）が1.03でも破壊しなかった。空洞の進行に着目すると、堤内側の空洞が先行して拡大するが、実験開始から5638秒後に堤外側の空洞が加速度的に拡大することがわかる。そしてその5秒後に堤内外が貫通しパイピングしたとみられる。

互層では、平均動水勾配0.36に維持している時に空洞が貫通した。空洞の進行に着目すると、実験開始から2400秒を過ぎた辺りで堤内側より徐々に空洞が進行していき、約200

mmに達した時点で一度進行が止まり、その約15秒後に堤外側から空洞が急速に進行し空洞が貫通した。

それぞれのケースについて、堤外側から空洞が加速度的に発生する直前における平均動水勾配を求めると、単一層では約1.19、互層では約1.00であった。実験時における理論上の限界動水勾配は概算で式(1)の通りであり、破壊が急加速するときの平均動水勾配と理論上の限界動水勾配が近いことから、空洞が進行し破壊が急加速するタイミングは理論的に求められる限界動水勾配で判断できると考える。

$$i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e} \approx 1.00 \quad (1)$$

### 3.3. 噴砂、空洞化の進行、パイピング発生に関する考察

図-8に模型実験の結果を踏まえた噴砂、空洞の進行及び貫通の発生機構に関する概念図を示す。

図-8(a)より、噴砂の発生は被覆土層（実験では基盤上層）の重量と揚圧力の関係により決まると考えられ、噴砂の発生以降は水圧が消散する。（既報<sup>4)</sup>参照）

図-8(b)より、空洞の進行は空洞内に発生している流速によって決まる。空洞内には下層から噴砂が流入しており、空洞内の流量が増加することで流速が増加し洗掘が助長されると考える。

図-8(c)より、空洞の貫通は水位を、空洞先端から堤外までの浸透路長で除した動水勾配と限界動水勾配を比較することで判定できると考える。

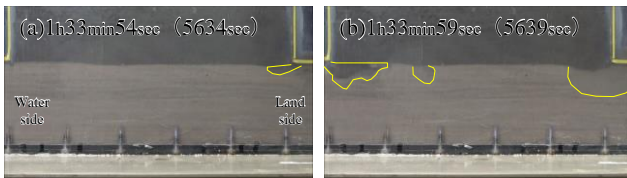


図-5 基盤が珪砂7号の単一層の場合におけるパイピングの様子

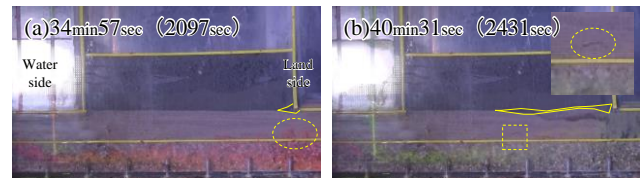


図-6 基盤上層：珪砂7号，下層：珪砂2号の互層の場合におけるパイピングの様子

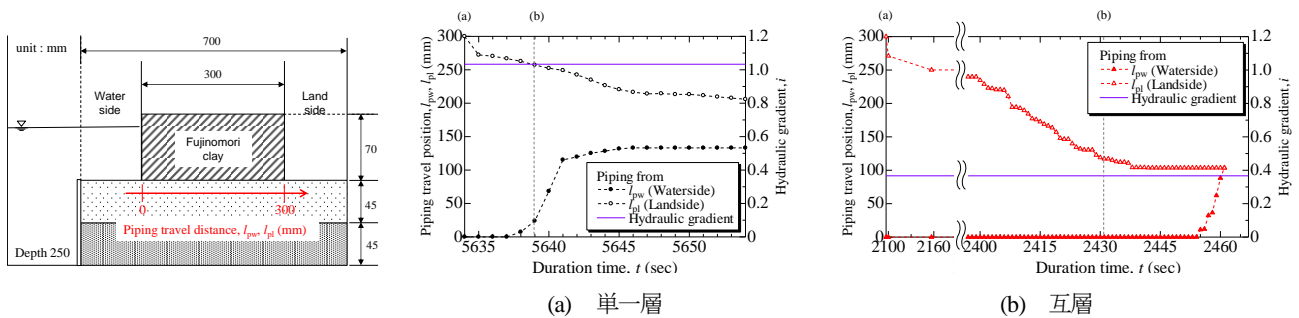


図-7 パイピング進行過程（実験開始時を0秒とする），グラフ上の文字は図-5，図-6と対応

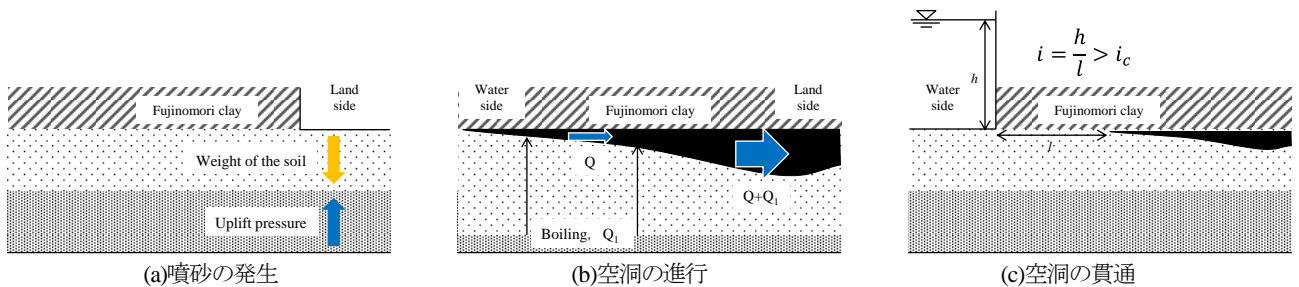


図-8 パイピング現象の概念図

### 3.4. 限界動水勾配-限界流速からみたパイピング条件

図-9にパイピング発生時（破壊時）の河川水位及び最短浸透路長から求めた平均動水勾配と、漏水流量から求めた平均流速の関係図を示す。従来の照査方法は限界動水勾配によるものだけだったが、これに限界流速の軸を加えることで2つの評価からパイピングを照査できる。図-9で示した関係図は、出水時の河川水位と漏水箇所からの流量から作成できると考えるが、それらのデータを集め整理した実測値の結果の理論的な裏付けが必要である。

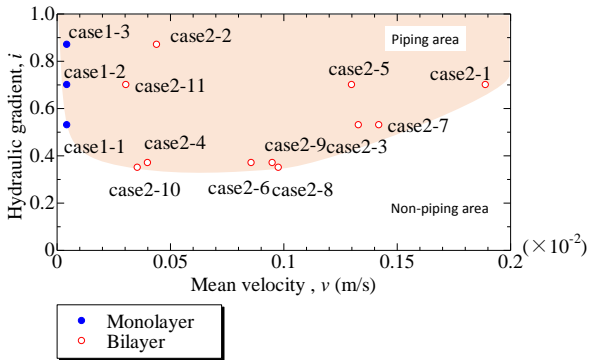


図-9 パイピング発生時の平均動水勾配-平均流速関係図

## 4. 相似則の検討

### 4.1. 背景, 概要

国土総合技術研究所では前章で検討した小型模型実験と類似した互層基盤条件（上層：珪砂6号，下層：珪砂1号）について大型の実験を行っている<sup>7)</sup>。大型実験では実験開始から約36分後（この時の平均動水勾配は約0.30）に珪砂1号が混合する噴砂が発生したとあり、噴砂孔では珪砂1号が流出するほどの流速が生じていたと考えられる。浸透現象についてダルシーの法則を仮定した場合、透水係数と動水勾配が同じであれば流速が同じになる。しかし、大型実験では小型実験よりもかなり大きな流速が発生しており、長さスケールで異なることで相似性を満足していないと思われる。特に図-8(b)の空洞化の進行においてスケール間で乖離があるとみられ、スケールの異なるそれぞれの現象を比較することでパイピングを支配する本質的な物理法則について検討する。本稿における検討は江守らの考え方<sup>8)</sup>をもとに行っている。

### 4.2. ダルシーの法則と適用範囲

ダルシー則には適用範囲があり表-1のようにまとめられている<sup>9)</sup>。地盤内の透水現象は通常層流であることが多いが、動水勾配が非常に高い場合や地盤が礫質土で構成されている場合にはダルシーの法則が成立しない。反対に粘性土の場合、動水勾配が小さい場合透水しない、もしくは透水しても理論値よりも小さくなりダルシーの法則が成立しない。つまり、浸透現象の相似実験を考える際には、動水勾配を合わせるだけでは相似性が確保されず、外力や構成する地盤材料を考慮しなければならない。

表-1 ダルシー法則の適用範囲

試料	砂質土, シルト	砂		砂礫	礫		
		細	粗		中	粗	巨
$D_{10}$ (mm)	0.075-0.02	0.25	0.6	2.0	9.5	26.5	75
浸透流の状態	通常の <i>i</i> では常に層流	緩い砂では <i>i</i> <0.2-0.3, 密な砂では <i>i</i> <0.3-0.5で層流		実質的には常に乱流			

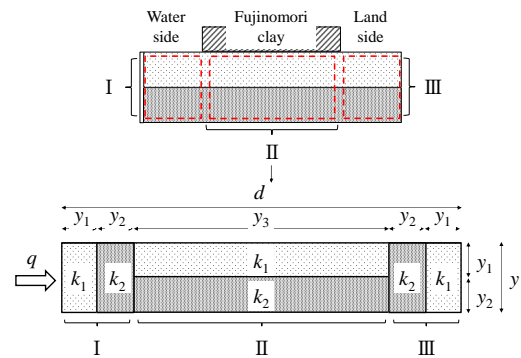
### 4.3. 模型実験におけるダルシー則の仮定

模型実験を行うにあたりこれまでダルシー則を仮定し検討を進めてきたが、ここでその妥当性について検証す

る。まず先述した通り倉田ら<sup>7)</sup>の大型実験と比較したところ噴砂の挙動に違いが見られており、スケール間で相似性を満足していないといえる。

また前章で行った模型実験について、漏水量から導かれる基盤内の実透水係数と、理論透水係数との比較を行った結果が図-11である。理論透水係数は、模型実験の基盤層を一次元浸透と仮定し、図-10のように水平、鉛直の透水層からなる基盤を仮定し算出した<sup>10)</sup>。図-11では実験ケースを基盤が単一層か互層かで分類を行っている。単一層の結果を見ると比較的理論透水係数と実透水係数が概ね一致した。一方互層の場合理論透水係数よりも実透水係数の方が2倍以上大きくなった。互層基盤における理論透水係数はダルシー則を仮定したものであるため、図-11の結果から互層基盤ではダルシー則が成立していない可能性がある。

以上の検討から、空洞の進行に関してダルシー則以外の別の物理法則が支配的であると考える、今後はその物理法則を予め仮定し実験を行ってから妥当性を検証することで現象解明を試みる。



$$k_{II} = (k_1 y_1 + k_2 y_2) / y \quad k_{1,III} = \frac{d}{y_1/k_1 + y_2/k_2 + y_3/k_{II} + y_2/k_2 + y_1/k_1}$$

$k_{II}$ : 領域IIの透水係数,  $k_{1,III}$ : 基盤層全体の透水係数

図-10 模型基盤を一次元の浸透モデルに置き換えた図

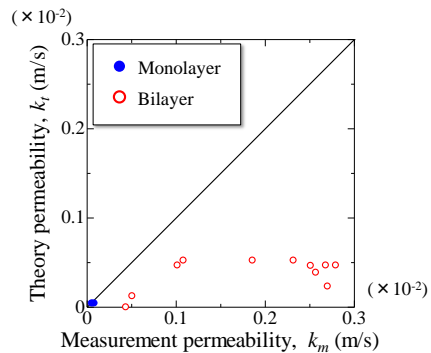


図-11 理論的に求めた透水係数と漏水流量から求められる見かけの透水係数との比較

### 4.4. フルード則の仮定

実験で互層基盤の下層を構成している珪砂1, 2号は透水性が大きく粘性による影響が小さいため、水位（重力）が現象の支配的な要因と考えた。そこでパイピングの進行過程において重力と慣性力の比であるフルード則を仮定した。

フルード則は下記の通りである。

$$\text{慣性力 } T \propto \rho V^2 L^2, \text{ 重力 } G \propto \rho g L^3 \quad (2)$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gL}} \quad (3)$$

ここで模型実験 (Model) と実現象 (Prototype) の相似を比較すると、式 (4) のようになる。

$$V_m = \sqrt{\frac{L_m}{L_p}} V_p \quad (4)$$

この仮定の妥当性を検証するには、①スケールの異なる2つ以上の実験、②遠心実験、③土粒子密度を小さくした実験の3つの手法が考えられる。遠心実験を行う際には式 (5)、(6)、(7) より長さスケール比で実験条件を決定する。今後、①、②を中心に検討を進め仮定の検証する。

$$\frac{V_m}{\sqrt{g_m L_m}} = \frac{V_p}{\sqrt{g_p L_p}} \quad (5)$$

ここで  $V_m = V_p$  とすると、

$$g_m L_m = g_p L_p \quad (6)$$

$$g_m = \frac{L_p}{L_m} g_p \quad (7)$$

### 5. 漏水特性における三次元的検討の必要性

漏水に関わる被災には、噴砂の有無、漏水孔の大きさや深さ方向の分布、漏水箇所空間的な広がりなどの様々な特徴がある。これらの被災事例を分析することで、実堤防におけるパイピングの発生条件や発達条件の解明に貢献できると思われる。本稿では、透水基盤層の三次元的流れによって漏水孔（ここでは直径0.5m）で発生する流速に関する簡単な検討を行った。

ここでは簡便のため地盤中の流れがDarcy則に従うと仮定し、漏水孔が堤防（堤体幅  $W$ ）からの法尻からの距離  $l$ 、縦断方向の発生間隔について等間隔を仮定し  $\lambda$  で発生したとして、漏水孔の流速を計算した（図-12）。ただし、解析条件や諸元の詳細は紙面の都合上省略する。図-13は、横断面で二次元のDarcy則で計算された流速に対する三次元的に計算された流速の比を示しており、三次元の集水効果によって二次元解析の3~5倍の流速が生じることになる。土粒子の移動や漏水孔同士の干渉などを考慮する場合には、さらに大きな流速が発生すると予想される。

図-13から、低い水位でも法尻から離れた箇所（ $l$ が大きい）に噴砂の可能性（ただし、間隔  $\lambda$  は小さい）があること、動水勾配が高くなれば法尻に近いほど（ $l$ が小さい）、噴砂間隔は小さくても高い流速が発生することなどがわかる。これは河川水位の上昇にともなって、漏水特性が空間的にも変化し、法尻に近く、狭い間隔で発生し得ることを示唆している。

### 6. まとめ

河川堤防における基盤透水層構造がパイピングに及ぼす影響について模型実験により検討を行った。断面で観察されるパイピングの様子から、基盤の層構造により破壊形態が異なった。断面で観察される破壊挙動以外にも基盤構造の違いが間隙水圧挙動や漏水流量に影響を与えることがわかっており（既報参照）、間隙水圧（動水勾配）と漏水流量を評価する必要があると考える。

模型実験の結果からパイピングメカニズムを把握する目的で相似則に関する検討を行った。パイピング現象を通じてダルシー則が支配的であるとはいえず、特に空洞進行時に別の支配法則があると考え今後検討を進める。

解析に関して、粒度、層構造、掃流力との関係（限界

流速や土砂流の式）を導入することで、漏水発生・発達条件、破堤に結びつく噴砂条件の理論的な導出を今後検討する。また、漏水・噴砂の特性把握（データ収集）の必要性があり、これらの分析によって水抜き対策工の適切な間隔と定量的な安全性評価に貢献できると考える。

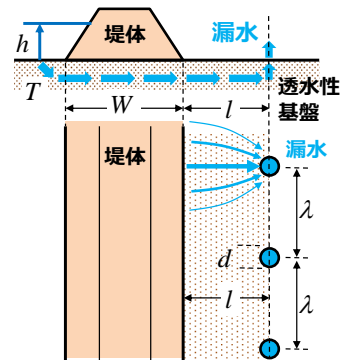


図-12 堤防の三次元性を考慮した漏水の概念図

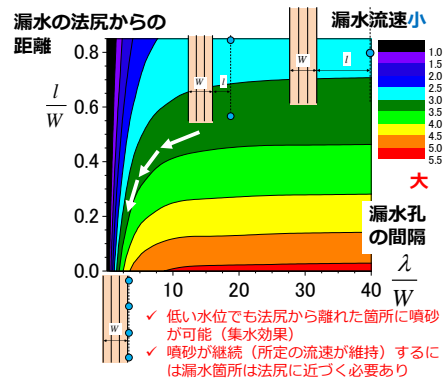


図-13 漏水孔の発生間隔及び堤防法尻からの距離に関する相関図

### 参考文献

- 1) 矢部川堤防調査委員会：矢部川堤防調査委員会報告書，2013。
- 2) 長瀬迪夫：浸透破壊に関する考え方と破壊発生の条件（その2），応用地質年報No.15，pp.4，1993。
- 3) 久楽勝行，吉岡淳，佐藤正博：水平方向浸透流下における砂地盤のパイピングについて，第20回土質工学研究発表会，pp.1483-1484，1985。
- 4) 齊藤啓，前田健一，李兆卿，山口敦志：透水性基盤のパイピングとすべりに着目した河川堤防の安定性，第2回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，pp.23-26，2014。
- 5) 齊藤啓，前田健一，泉典洋，李兆卿：基盤の地盤特性が異なる河川堤防の高水位の継続作用による漏水とパイピングの進行特性，河川技術論文集，第21巻，pp.349-354，2015。
- 6) 仲野良紀：ハイドロリックフラクチャリング，農業土木学会誌 第47巻 第12号，1979。
- 7) 倉田大輔，福原直樹，森啓年，服部敦，吉田直人，石原雅規，佐々木哲也：透水性基礎地盤に起因する河川堤防の進行性破壊に関する模型実験，河川技術論文集，第21巻，pp.361-366，2015。
- 8) 江守一郎，齊藤孝三，関本孝三：模型実験の理論と応用，技報堂出版，2000。
- 9) 土質試験 基本と手引き，社団法人地盤工学学会，2010。
- 10) 石原研而：第2版土質力学，丸善株式会社，pp.72-74，2001。

# 盛土堤体液状化を対象とした模型振動台実験の土-水-空気連成動的解析

不飽和土, 地震応答解析, 盛土

東京大学大学院  
鉄道総合技術研究所

正会員  
正会員

○松丸 貴樹  
佐藤 武斗

## 1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震では, 軟弱粘性土地盤上に構築された河川堤防が圧密沈下によって地下水位以下に浸水し, 堤体盛土自体に液状化被害が生じたことが報告されている<sup>1,2)</sup>. このような場合には地下水位以浅の不飽和土の領域においても, 保水性が高い材料であれば液状化が生じる可能性も考えられる. 本研究では, 不飽和土の力学挙動を表現できる弾塑性構成式を組み込んだ土-水-空気連成動的解析手法を用い, 盛土堤体液状化を模した振動台実験の解析を行い, 手法の妥当性を検証した. また, 水分特性曲線の設定を変えた解析や, 従来からの間隙空気を考慮しない二相解析を行い, 不飽和状態を考慮する解析手法の有用性を検討した.

## 2. 解析手法

土骨格の構成式には簡易な繰返し弾塑性構成式を用いた. 具体的には, せん断による降伏を考慮した相当応力比一定型の降伏関数, 非線形移動硬化則<sup>3)</sup>, 非関連流動則, Cam-Clay 型の塑性ポテンシャル関数を用いた. この構成式を基に, ダイレイタンシー係数がサクシヨンの大きさに応じて変化できるよう改良を行った<sup>4)</sup>. さらに, 液状化時のような大きなひずみを表現できるよう, 繰返し载荷ごとでリセットされる塑性相当ひずみに応じて塑性剛性の低減も行っている<sup>5)</sup>.

基礎式は多孔質体理論などにに基づき, ①土粒子自体は非圧縮, ②各相間の質量交換はない, ③間隙流体の土骨格に対する相対加速度・移流項は土骨格の加速度に対して十分小さい, などの条件のもとで, 土骨格の変位 $u^s$ , 間隙水圧 $p^w$  および間隙空気圧 $p^a$ を未知数とする基礎式 (混合体のつりあい式と間隙水・間隙空気の連続式) から成る<sup>6)</sup>. 空間離散化には混合型の有限要素法を, 時間積分にはNewmark の時間積分法を適用し, 弱形式を $\mathbf{a}^s$ ,  $\ddot{\mathbf{p}}^w$ ,  $\ddot{\mathbf{p}}^a$ について線形化し, 各計算時間ステップにおいてNewton-Raphson 法を適用した.

## 3. 盛土堤体液状化を扱う模型振動台実験と解析条件

### (1) 実験の概要<sup>7)</sup>

振動台実験に用いた盛土および地盤の概略図を図-1に示す. 盛土は高さ400mm, 天端幅300mm, のり勾配1:1.5の断面形状で作製を行った. 支持地盤である非液状化層は下限値 $D_c=90\%$ で稲城砂を用いて作成後, 逆台形状に掘削した後に盛土模型を構築することで, 供用中の沈下により地下水位以下に落ち込んだり込み層を模擬することとした. 盛土体は, 支持地盤と同様に稲城砂を用いるが, 相対密度 $D_r=60\%$  ( $\rho_a=1.108\text{g/cm}^3$ ) を目標とし, 支持地盤よりも小さな密度としている. 模型底面から炭酸ガス, 水道水を順に注入することで, 地表面高さまで飽和するように液状化層を作成した. その後, 2日間程度水位を保ったままオーバーフローさせることで模型内部の飽和度を高めたが, この間に生じた盛土の沈下は7mm程度とわずかであった. 盛土材料に使用した稲城砂の物理特性は, 土粒子の比重 $G_s=2.723$ , 50%粒径 $D_{50}=0.134\text{mm}$ , 均等係数 $U_c=9.29$ , 細粒分含有率 $F_c=23.6\%$ である. 計測機器は, 地盤内に加速度計・間隙水圧計を設置し, 加振時の挙動を計測する他に, 土壌水分計を設置し, 加振前の地盤内の飽和度の計測を行った. 盛土や地盤の変形については, レーザー変位計による地表面変位の計測や, 土槽ガラス面に設置した標点を高速カメラで撮影し, 画像解析を行うことで評価した. 加振に用いた入力加速度波形を図-2に示す. 周波数は5Hzであり, 加振開始から振幅を増加させ200galとなったところで振幅を一定としている.

写真-1に加振開始から70秒および加振終了時の盛土の変形の状況を示す. 加振とともに盛土の天端では慣性力に起因すると思われるテンションクラックが生じ, のり尻付近では間隙水の排水が見られた. その後, 鉛直方向への沈下, 水平方向への盛土の流動変形が進行し, 加振終了時には盛土天端と支持地盤の表面形状が同一になるような大きな変形が生じている. 一方, 初期

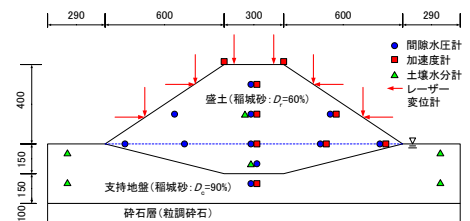


図-1 模型振動台実験の概要<sup>7)</sup>

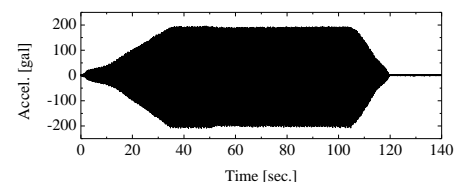
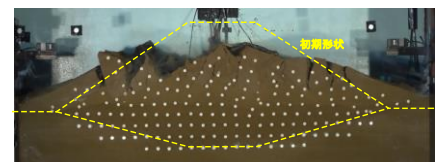
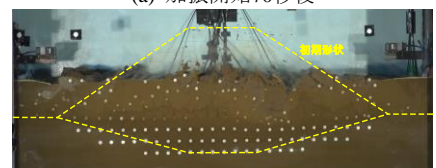


図-2 入力加速度の時刻歴



(a) 加振開始70秒後



(b) 加振終了時

写真-1 加振中の盛土の変形状況

の地下水位面より下部に位置するめり込み部では、加振中に過剰間隙水圧は上昇したものの沈下はほとんど見られず、盛土のめり込み部が完全に液状化に至ったとは考えにくい。

## (2) 解析条件

解析に用いた有限要素モデルを図-3に示す。境界条件としては、土骨格の変位境界条件として下端は全節点固定とし、支持地盤の左右端の節点については水平方向の変位を固定、鉛直ローラーとした。水理境界条件としては、モデルの下端および左右端は非排水境界とし、初期応力解析では地表面や盛土内部の地下水位の位置を間隙水圧が0となる条件を課した。一方、地震応答解析の際には、地表面および盛土ののり面や天端の位置においては間隙水圧が負の値からゼロとなると排水が始まる流出境界を設定した。間隙空気に関する境界条件は、モデルの下端および左右端を非排気境界とし、地表面および盛土ののり面や天端の位置で間隙空気圧がゼロとなる条件を与えた。

支持地盤を構成する粒調砕石と $D_c=90\%$ の稲城砂は、加振中に液状化や変形の発生が見られなかったことから、弾性体でモデル化した。一方、めり込み部を含めた $D_c=60\%$ の盛土部の稲城砂には、不飽和土の弾塑性構成式を用いた。その構成パラメータは、非排気・非排水条件下でサクシジョンの大きさを変えた不飽和繰返し三軸試験<sup>8)</sup>の結果に整合するよう試行錯誤で設定を行った。また、水分特性曲線には杉井・宇野<sup>9)</sup>のロジスティック関数モデルを用いている。要素シミュレーションで得られた平均骨格応力減少比の時刻歴を図-4に示す。設定したモデルパラメータは、初期サクシジョンが $p^s=1.5\text{kPa}$ のときに液状化に至り、それ以外では液状化には至らない挙動を再現できている。

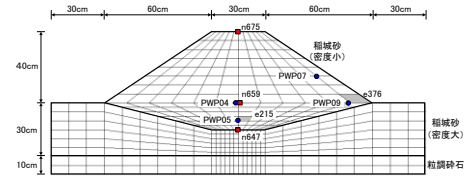


図-3 解析モデル

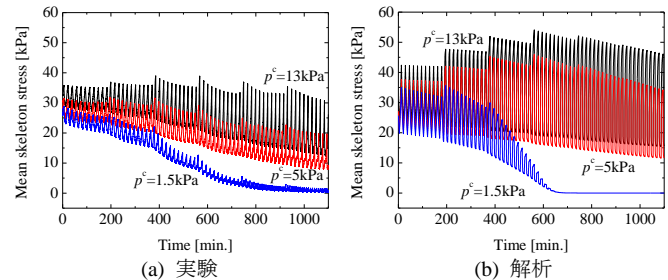


図-4 不飽和繰返し三軸試験のシミュレーション結果

## 4. 解析結果および考察

図-5に各間隙水圧計位置での過剰間隙水圧の時刻歴を示す。ここでは、盛土中央部のめり込み部のPWP05と水位線位置付近のPWP04、右側のり面のPWP07および右側のり尻付近のPWP09の時刻歴を示している。いずれの間隙水圧計位置においても、解析は実験での過剰間隙水圧が上昇を開始する時刻や、その上昇量を再現できている。ただし、PWP09では実験に比べて解析では過剰間隙水圧の上昇が20～30秒ほど早く、その上昇量は解析では実験の半分程度となっている。このうち過剰間隙水圧の上昇量については、実験では盛土が崩壊するとともにのり尻方向に向かって土塊が移動し、のり尻付近では初期状態と比べると上載圧が大きくなっている。このことに起因して、実験では上昇し得る過剰間隙水圧の量が增大することとなる。一方で、解析では初期の上載圧分の上昇しかできないために、実験と解析で過剰間隙水圧比の上昇量に違いが生じたと考えられる。

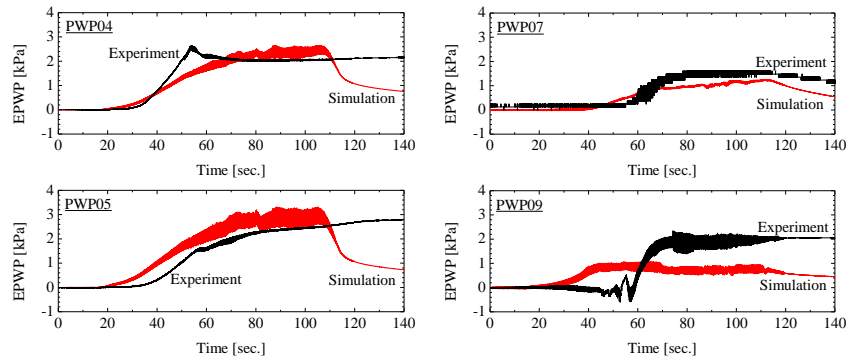


図-5 過剰間隙水圧の時刻歴

次に、盛土天端中央の鉛直変位およびのり肩（右側）での水平変位の時刻歴を図-6に、加振開始から70秒と加振終了時の盛土の変形状況と相当ひずみのコンター図を図-7に示す。解析では、盛土ののり尻から天端に向かって相当ひずみが発達し、のり尻部分が水平方向にストレッチングし、盛土の天端が沈下する挙動を再現できている。図-6に示す鉛直変位の時刻歴は実験と同等の規模となっている。ただし、解析で得られたのり尻付近での相当ひずみの大きさは非常に大きく、微小変形理論を仮定した解析での適用範囲を超過していると考えられる。今後、有限変形理論に基づく解析手法などを適用する必要がある。

図-8に、200galでの加振が終了となる100秒時点での平均骨格応力減少比のコンター図を示す。この図から、盛土ののり尻付近や盛土上方が不

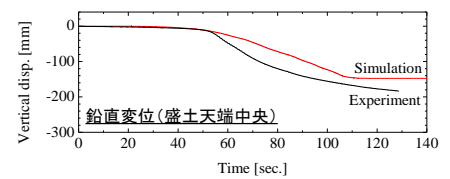


図-6 鉛直・水平変位の時刻歴

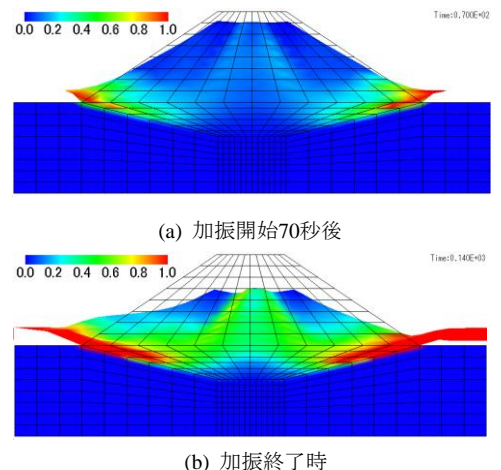


図-7 盛土の変形と相当ひずみのコンター

飽和状態であっても、のり面に近い箇所の一部では平均骨格応力減少比が1となり液状化に至っていると考えられる。一方で、盛土中央部のめり込み部から水位線にかけての領域では平均骨格応力減少比が1とはならず、液状化に至っていない。そこで、両者の挙動の違いを考察するために、図-3に示したモデル図中ののり尻付近の要素e376と、盛土中央のめり込み部e215での応力経路図(平均骨格応力と相当応力の関係)を図-9に示す。のり尻部の要素e376では、初期状態から平均骨格応力の大きさが小さく、加振によって平均骨格応力が原点に到達し液状化に至っていることがわかる。一方、盛土のめり込み部e215では、e376と比べると限界状態線に近い応力状態にある。これは、盛土の自重に起因する鉛直応力の影響を受け、初期から軸差応力が大きく作用していることに起因する。加振による繰返しせん断の影響を受け、応力状態が限界状態線に到達しながら増減を繰り返していることから、この要素では液状化ではなくせん断破壊に至ったと考えられる。

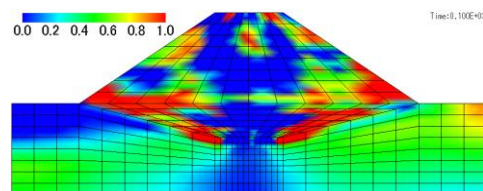


図-8 平均骨格応力減少比の分布 (100秒後)

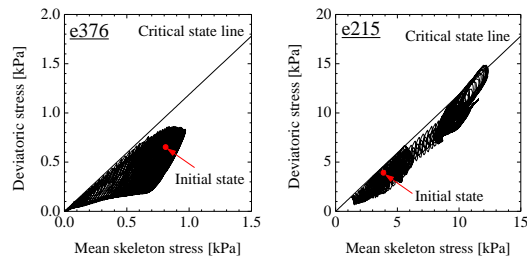


図-9 応力経路図

支持地盤の液状化によってその上の盛土が被害を受ける事例が多く報告されているが、模型振動台実験<sup>10)</sup>や有効応力解析<sup>11)</sup>から、盛土直下の地盤は液状化には至らないことが示されている。

その要因は初期から存在する軸差応力の影響により、応力経路が原点へは到達せずに、限界状態線に到達することでせん断破壊に至るとされている。ここで示した要素e215も、同様の挙動を示しているものと判断できる。

なお、他の遠心模型実験で盛土堤体液状化を扱ったものの中には、めり込み部自体が液状化に至っているものもある<sup>12), 13)</sup>。これらの実験での盛土材料の飽和透水係数は $10^{-6} \sim 10^{-5} \text{ m/s}$ となっており、本実験で構築した盛土の飽和透水係数 $k=1.86 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ はこれらの値よりも1~2オーダー程度大きくなっている。加えて本解析で対象とした模型実験では、模型の大きさは実物の1/10程度であることから排水距離も短い。盛土の透水係数が大きく、加振中に排水がなされることに起因して、水位線以下のめり込み部が液状化に至らなかった可能性も考えられる。

## 5. 水分特性曲線の設定や有効応力解析との比較

### (1) 解析条件

4の考察から、めり込み部より上方に位置する不飽和土の領域でも過剰間隙水圧の上昇が見られ、一部の領域では液状化に至ることが確認できた。このため、盛土堤体の液状化の予測においては不飽和土の領域のモデル化が重要となるが、不飽和土の繰返し载荷に対する力学特性だけでなく、水理特性の設定も大きく影響すると考えられる。そこで、ここでは不飽和状態の考慮の仕方が解析結果に及ぼす影響について考察を行うことを目的に、以下のCase1・2の2ケースの解析を行った。なお、以降ではこれまでの解析をCase0と呼ぶこととする。

まず、Case1としては、水分特性曲線の設定を変更し、図-10に示す形の曲線を用いることとした。水分特性曲線は実験結果とは整合せず、不飽和土の領域では大半が残留飽和度を示す設定としている。また、有効飽和度を使って透水係数および透気係数が記述されるため、Case0と比べ不飽和領域では全体で透水係数が低下し、透気係数は増加することとなる。次に、Case2では間隙空気を考慮しない土-水連成の二相系の有効応力解析を行うこととする。この解析では液状化地盤上の盛土を対象とした解析<sup>11)</sup>と同様に、地下水位以下の領域では土骨格の変位および間隙水圧を未知数とし、水位線より上方は全応力での扱いとして土骨格の変位のみを未知数とする。また、Case0・1とは異なり、地下水位位置より下部のめり込み部と上部の盛土堤体の間でも水理境界条件を設定する必要があるが、液状化地盤上の盛土の解析事例<sup>11)</sup>にならって排水境界を設定した。

### (2) 解析結果および考察

両ケースの解析で得られたPWP05での過剰間隙水圧の時刻歴を図-11に、また加振開始後100秒での平均骨格応力減少比(不飽和状態を考慮しないCase2では平均有効応力減少比)のコンター図を図-12に示す。水分特性曲線を変えたCase1の解析では過剰間隙水圧の上昇は早くなり、その最大値も大きくなっている。また、平均骨格応力減少比のコンター図に着目すると、要素e215を含めて地下水位以下のめり込み部において平均骨格応力減少比が1となり、液状化が生じているものと考えられる。これは、不飽和土の領域では大半が残留飽和度に近い状態にあり、不飽和土の領域での透水係数が小さくなったことに起因して、飽和領域から不飽和領域への間隙水の移動が困難となり、その結果飽和領域のめり込み部で液状化が生じたものと考えられる。一方、Case2の解析では、PWP05での過剰間隙水圧の上昇量は極めて小さく、平均骨格応力減少比が上昇する領域もわずかな箇所に限られている。Case0の解析では、図-5の過剰間隙水圧の時刻歴や図-8の平均骨格応力減少比のコンター図が示すように、

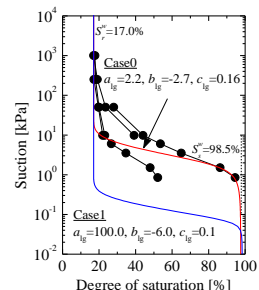


図-10 水分特性曲線

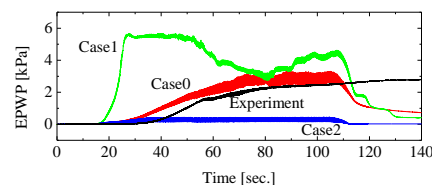


図-11 PWP05での過剰間隙水圧の時刻歴



不飽和領域を含めたのり尻付近から液状化が生じ、盛土のめり込み部中央付近では液状化には至らないことを確認している。一方でCase2の解析では、地下水位より上面では間隙水圧の上昇を考慮しておらず、地下水面では間隙水の排水境界が設定されている。このため、Case2の解析では間隙水圧が上昇しにくい状況となり、めり込み部での平均有効応力の減少はわずかなものとなったと思われる。

また、各ケースの盛土の沈下量の比較を図-13に示す。結果は図-3の解析モデルに示した各節点位置での鉛直変位量をもとに、地下水より下方のめり込み部（節点n659とn647の変位差）と盛土部（n675とn659の変位差）の各沈下量を算定し、それぞれの値を棒グラフの大ききで示している。Case0の解析では盛土の沈下のほとんどを盛土体の部分が占め、めり込み部ではわずかな値となっており、実験と概ね整合する結果が得られている。それに対して、Case1ではめり込み部の沈下が盛土の沈下の大半を占める形となっている。Case1の解析ではめり込み部でも液状化が生じたことにより、この部分で大きな圧縮沈下を生じたと考えられる。一方、このケースでは盛土部の沈下量がCase0よりも小さくなっている。盛土体の部分では水分特性曲線の設定によりほとんどの領域が残留飽和度を示しているため、繰返しせん断に対して大きな抵抗を示したものと考えられる。また、Case2の解析でも盛土体の沈下量が極めて小さく算定されているが、これは盛土体自体での間隙水圧・空気圧を考慮しておらず、液状化の発生をめり込み部のみでしか許容していないことに起因すると思われる。

以上の解析から、盛土堤体液状化の挙動を適切に表現するためには三相解析が有用であり、さらにその不飽和状態の適切な評価が重要であることが示された。

## 6. まとめ

本研究では、土-水-空気連成動的解析手法を用いて、盛土の堤体自体が液状化することで地震被害に至る現象を対象とした数値解析を行った。具体的には、模型振動台実験を対象とした解析を行い、手法の適用性を検討するとともに、盛土堤体液状化が生じるメカニズムの解明を行った。また、不飽和状態の考慮の仕方による盛土堤体での液状化の発生の程度や、盛土の変形量の評価に及ぼす影響について考察を行った。その結果、以下の結論を得た。

- (1) 盛土堤体液状化を模した模型振動台実験の解析を行い、解析手法の適用性の検討を行った。その結果、解析は実験で観察された盛土の沈下や間隙水圧の上昇を再現することができ、解析手法の妥当性を検証することができた。
- (2) 模型振動台実験を対象とした解析を題材に、盛土材料の水分特性曲線の設定を変えた解析や、従来からの土-水連成の二相解析を行った。その結果、盛土の液状化程度やこれに起因する変形量を適切に表現するためには三相解析が有用であり、不飽和状態を適切に評価することが重要であることがわかった。

## 参考文献

- 1) 河川堤防耐震対策緊急検討委員会：東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について報告書，2011。
- 2) Sasaki, Y., Towhata, I., Miyamoto, K., Shirato, M., Narita, A., Sasaki, T. and Sako, S.: Reconnaissance report on dam-age in and around river levees caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, Vol. 52, No. 5, pp. 1016-1032, 2012.
- 3) Armstrong, P.J. and Frederick, C.O.: A mathematical representation of the multiaxial Bauschinger effect, Technical report C.E.G.B.Report RD/B/N731, Berkeley Nuclear Laboratories, 1966.
- 4) 松丸貴樹, 渦岡良介: 不飽和土の繰返し弾塑性構成式を用いた三相系多孔質体理論に基づく盛土の地震応答解析, 土木学会論文集C (地圏工学), Vol. 70, No. 4, pp. 395-411, 2014.
- 5) 古田竜一: 粘土及び砂からなる多層地盤の動的挙動のモデル化とその応用, 岐阜大学博士論文, 2003.
- 6) Uzuoka, R. and Borja, R.I.: Dynamics of unsaturated poro-elastic solids at finite strain, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.36, pp.1535-1573, 2012.
- 7) 佐藤武斗, 長尾洋太, 松丸貴樹, 木口峰夫: 緩い砂質土で構成される盛土体の液状化に関する模型振動台実験, 第50回地盤工学研究発表会講演集, pp. 1153-1154, 2015.
- 8) 木口峰夫, 松丸貴樹, 西村知良: サクシオン載荷履歴を与えた細粒分を含む砂質土の不飽和繰返し三軸試験, 第68回土木学会年次学術講演会講演概要集, 部門III, pp. 199-200, 2013.
- 9) 杉井俊夫, 宇野尚雄: 新しい水分特性曲線モデル化について, 土木学会第50回年次学術講演会講演概要集, pp. 130-131, 1995.
- 10) Koga, Y. and Matsuo, O.: Shaking table tests of embankment resting on liquefiable sandy ground, *Soils and Foundations*, Vol. 30, No. 4, pp. 162-174, 1990.
- 11) Matsuo, O., Shimizu, T., Uzuoka, R., Mihara, M. and Nishi, K.: Numerical analysis of seismic behavior of embankments founded on liquefiable soils, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 2, pp. 21-39, 2000.
- 12) Okamura, M., Tamamura, S. and Yamamoto, R.: Seismic stability of embankments subjected to pre-deformation due to foundation consolidation, *Soil and Foundations*, Vol. 53, No. 1, pp. 11-22, 2013.
- 13) 荒木裕行, 谷本俊輔, 石原雅規, 佐々木哲也: 堤体密度に着目した堤体液状化に関する遠心模型実験 (その2) 堤体密度の違いが地震時の堤体変状メカニズムに及ぼす影響, 第49回地盤工学研究発表会講演集, pp. 1387-1388, 2014.

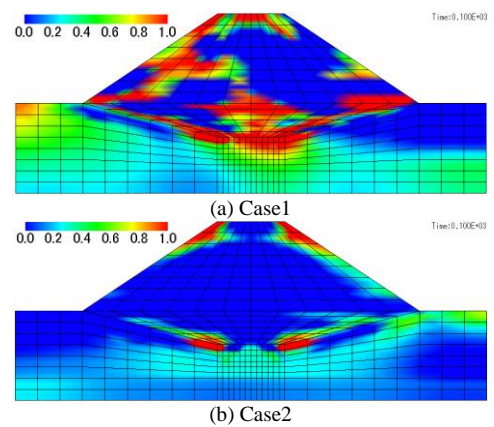


図-12 平均骨格応力減少比の分布 (100秒後)

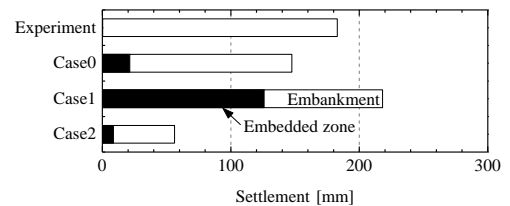


図-13 各ケースでの盛土の沈下量の成分比較

# 堤防破壊確率と堤防脆弱性指標に基づいた堤防危険箇所の推定法

堤防破壊確率 堤防脆弱性指標 堤防危険箇所

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. はじめに

洪水外力が増大傾向にある我が国にとって、実効性の高い治水対策を行い、流域水害リスクを低減させることは極めて重要な課題である。このため、洪水時の堤防破壊危険性の評価技術が求められている<sup>1)</sup>。著者らはこれまで、大規模洪水の危機管理検討に資することを目的に、洪水流解析と堤防ボーリング調査データに基づいた信頼性解析を用いた堤防破壊確率推算法を提案した<sup>2)</sup>。しかし、本手法を用いて堤防破壊確率を検討した事例が多くなく、算出される堤防破壊確率の値が持つ工学的意味については十分明らかになっていない。

本研究では、近年に堤体被災実績のある河川を対象に、堤防断面諸元、堤防土質定数、過去の堤体被災箇所の実データを把握するとともに、堤防破壊確率算定結果が被災実績箇所を概ね説明できることを示す。また、洪水水位ハイドログラフ、堤防断面、土質特性の実データから堤防の脆弱性を表す指標を導き、複数の河川を対象に堤防脆弱性指標と堤防破壊確率、実績堤体被災箇所を関係付ける。これより、堤防脆弱性指標によって堤防破壊危険箇所を推定可能であることを示す。

## 2. 堤防破壊確率の算出方法

図1に本研究における堤防破壊確率計算の流れを示す。堤防前面水位の時間変化（水位ハイドログラフ）の縦断分布を入力条件とし、土質定数を確率変数として扱う信頼性解析によって、堤体浸透・裏法滑りによる堤防破壊確率を算出する。堤防前面の水位ハイドログラフの縦断分布は、検討対象領域において観測された水面形の時間変化に基づいた洪水流・河床変動解析の結果を用いる。堤体内の浸潤線は、内田<sup>3)</sup>が提案した非定常浸潤線の推定式（式(1)）を用いる。

$$\frac{h(x,t)}{H(t)} = 1 - \left\{ \frac{x/H(t)}{\sqrt{8/(3\lambda)}\sqrt{k\Delta t/H(t)}} \right\}^2 \quad (1)$$

ここに、 $h$ ：堤体内水位、 $H$ ：河道水位、 $k$ ：透水係数、 $\Delta t$ ：水位  $H$  が保たれているとしたときの浸透時間、 $\lambda$ ：空隙率である。

本手法では、式(1)で計算される浸潤線が裏法面のいずれかの地点に達した場合に浸透破壊が生じるものと仮定している。また、堤体裏法の滑り面の力の釣り合いを円弧滑り法<sup>4)</sup>によって評価し、安全率が1より小さ

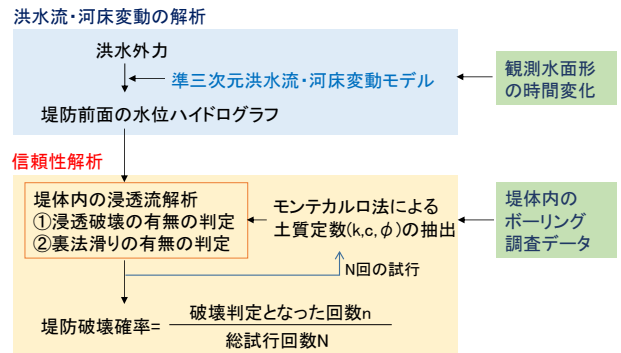


図1 堤防破壊確率計算の流れ

くなった場合に裏法滑り破壊が生じるとしている。

浸透または裏法滑りが生じる確率は、式(2)に示す範囲で表すものとする。

$$P_f = P_{f1} \cup P_{f2}, \quad (2)$$

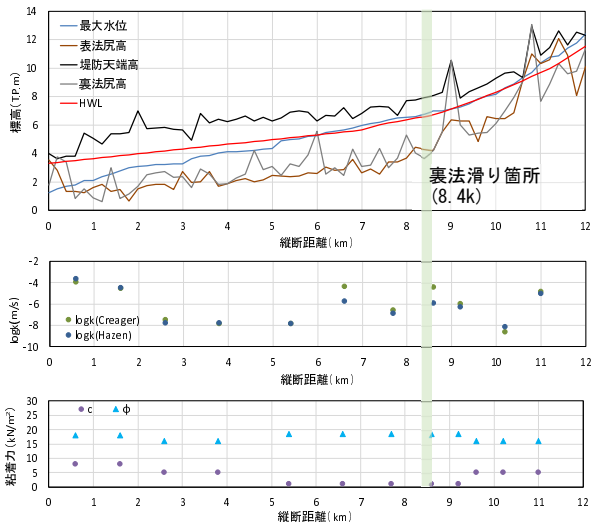
$$\max(P_{f1}, P_{f2}) \leq P_f \leq P_{f1} + P_{f2} - P_{f1} \cdot P_{f2}$$

ここに、 $P_f$ ：堤防破壊確率、 $A \cup B$ ：AまたはB、添え字：破壊モード(1：浸透、2：裏法滑り)である。

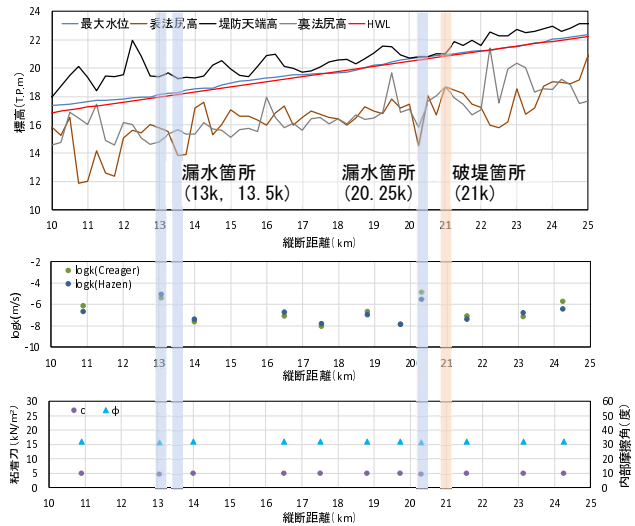
## 3. 堤体被災が生じた河川での堤防破壊確率

### (1) 堤防基礎データ

ここでは、平成25年7月洪水により堤体被災が生じた梯川と、平成27年9月洪水により破堤及び多くの堤体被災が発生した鬼怒川を対象に、堤防の土質定数( $k, c, \phi$ )の断面平均値、堤防天端高、表法尻高、裏法尻高、堤体被災箇所を堤防縦断方向に整理した。堤防土質定数は、公表されている全国河川の堤防土質試験結果情報<sup>5)</sup>に基づいて設定した。透水係数は Creager, Hazen の推定値のうち大きい方の値を用いた。なお、粘着力と内部摩擦角は、 $N$  値と土質区分から分類する石原らの方法<sup>6)</sup>により設定した。図2に、梯川右岸堤防と鬼怒川左岸堤防の基礎データの整理結果を示す。図の上段には堤防天端高、表法尻高、裏法尻高、HWLを、中段には透水係数を、下段には粘着力と内部摩擦角をそれぞれ示している。梯川の8.4kや鬼怒川の13k、20.25kでは表法尻に比べて裏法尻が低くなっていることが確認できる。堤体土質定数を見ると、粘着力と内部摩擦角は縦断的な変化が小さいが、透水係数は縦断的に大きく変化しており、梯川では河口部や6.6k、8.6kで、鬼怒川では13kや20.25kにおいて相対的に透水係数が高いことが分かる。また、堤体被災箇所は、両河川ともに裏法尻高の低い箇所や透水係数の高い箇所に比較的集中している傾向にあることが分かる。

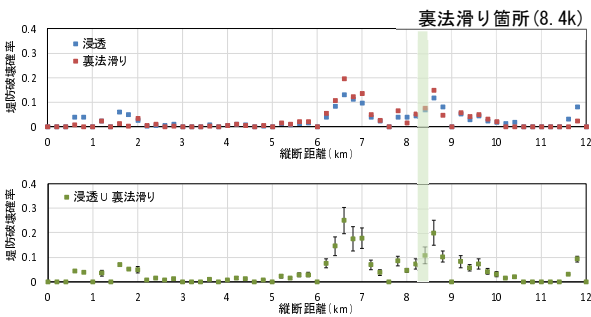


(a) 梯川右岸堤防

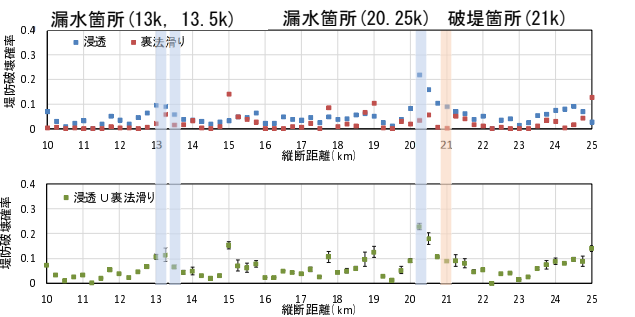


(b) 鬼怒川左岸堤防

図2 堤防基礎データの整理結果



(a) 梯川右岸堤防



(b) 鬼怒川左岸堤防

図3 浸透・裏法滑りによる堤防破壊確率の検討結果

## (2) 堤防破壊確率の算出

堤防基礎データを把握した梯川と鬼怒川において、洪水流解析と堤防土質データに基づいた信頼性解析を用いて堤防破壊確率の算出を行った。堤防土質定数(k,c,φ)には、ボーリング調査データに基づいて設定した各断面の平均値と、各定数の変動係数を与えた。信頼性解析におけるモンテカルロ法の試行回数は1万回とした。

図3に、梯川右岸堤防と鬼怒川左岸堤防の破壊確率縦断分布をそれぞれ示す。これによると、透水係数の大きい箇所付近で浸透による堤防破壊確率が高まっていることが分かる。また、浸透が生じやすかつ粘着力の小さい箇所において裏法滑りの発生確率も増大しており、浸潤線の上昇が滑り破壊に対して危険になることが分かる。実績堤体被災箇所と比較すると、堤防破壊確率が高い箇所でも必ずしも被災が生じているわけではないが、実績堤体被災箇所周辺では、堤防破壊確率が周囲に比べて相対的に高くなる傾向にある。

以上より、破壊確率算定精度の更なる向上は必要であるものの、堤防破壊確率算定結果が被災実績箇所を概ね説明できることが確認できた。このことは、堤防破壊確率が、流域水害リスクの算定に重要な役割を果たす可能性があることを示している。

## 4. 洪水水位ハイδροグラフと堤防基礎データに基づいた堤防脆弱性指標による堤防危険箇所の推定

### (1) 堤防脆弱性指標の設定

梯川と鬼怒川の検討結果から、実績の堤体被災箇所は、堤防破壊確率の大きいところで起こっていることが概ね説明できた。しかしながら、多くの試行を伴う信頼性解析を用いて全国の長大河川堤防の危険性を検討するには、膨大な時間と労力を必要とする。このため、洪水外力と堤防基礎データから堤防の脆弱性を表す指標を導き、堤防危険箇所を推定する手法を構築することが重要になる。

堤防危険箇所の推定に関して、これまで宇野ら<sup>7)</sup>は堤防被災を経験した複数の中小河川を対象として、堤体裏法高、堤体断面積、被災実績の有無、堤体土質の粘着力等の基礎データの回帰分析により得られたロジットモデルを用いて、河道水位から破壊確率を算出する方法を提案している。

本研究では、洪水水位ハイδροグラフと堤防基礎データから得られる指標を複数設定し、これと算出した堤防破壊確率を関係付け、実績堤体被災箇所との比較により堤防破壊危険箇所の推定が可能かどうかを検討した。以下に設定した各指標の求め方を示す。

① 堤体の透水係数 k

対象堤体断面の平均的な堤体透水係数を用いる。

② 堤体の表法尻と裏法尻の比高差 Δz

堤防表法尻高と裏法尻高の差で表す。

$$\Delta z = z_1 - z_2 \quad (3)$$

ここに、z<sub>1</sub>：堤防表法尻高、z<sub>2</sub>：堤防裏法尻高

③ 動水勾配 I

河道水位と堤防裏法尻高、水際から堤防裏法先までの水平距離を用いて以下の式により算出する。

$$I = \frac{H(t) - z_2}{B(t)} \quad (4)$$

ここに、H：河道水位、B：水際から堤防裏法先までの水平距離である。

④ 無次元堤体浸透時間 t\*

H<sub>0</sub>(t<sub>0</sub>)から H(t)まで水位が上昇するまでの時間（冠水時間）T と、H(t)の水位が保たれたとした場合に、浸潤線が裏法先まで到達するのに要する時間T' の比によって定義する（図4）。T'は、式(1)を時間について解くことで算出する。

$$t^* = \frac{T}{T'} = \frac{t - t_0}{3\lambda B(t)^2 / 8kH(t)} \approx \frac{t - t_0}{\lambda B(t)^2 / kH(t)} \quad (5)$$

ここに、t\*：無次元浸透時間、t<sub>0</sub>：冠水した時の時刻、λ：空隙率、k：堤体の透水係数の平均値、H：河道水位である。なお、破壊確率との相関性を調べることを目的とするため、係数3/8は無視した。

(2) 検討対象河川

検討対象河川は、梯川、鬼怒川に加えて、信濃川下流と江戸川、平成23年7月洪水により弱小堤防区間で被災が生じた中ノロ川（信濃川下流から分派・合流する県管理河川）の計5河川とした。これらの河川の左右岸堤防を対象に、3章で示した方法により堤防基礎データを把握し、堤防破壊確率の算出を行った。

(3) 各指標と堤防破壊確率の関係

検討対象とした5河川の堤防基礎データから求めた4つの指標と、算出した堤防破壊確率の関係を図5に示す。堤防破壊確率は、浸透または滑りが生じる確率として式(2)の最大値で評価し、水位ピーク時における堤防破壊確率と各指標の関係をプロットしている。また、堤体材料が礫分主体の箇所では、Creager や Hazen による透水係数推定式の適用性が不明であるため除外した。

指標②は、ほぼ相関を持たないが、他の指標は、少なからず相関性があることが分かる。しかし、透水係数や動水勾配（指標①、③）を用いると、堤防破壊確率に大きなバラツキが生じる。

一方、水位、冠水時間、堤防幅、透水係数の概念を取り入れた「冠水時間／裏法先まで浸透するのに要する時間」（指標④、以下では堤防脆弱性指標と呼ぶ）を用いると、破壊確率と指標との相関が最も高いことが分かる。このことは、河道水位、洪水継続時間、堤

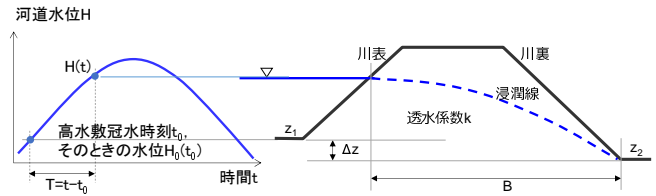
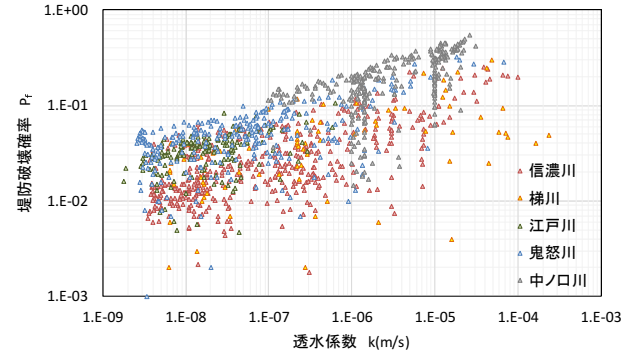
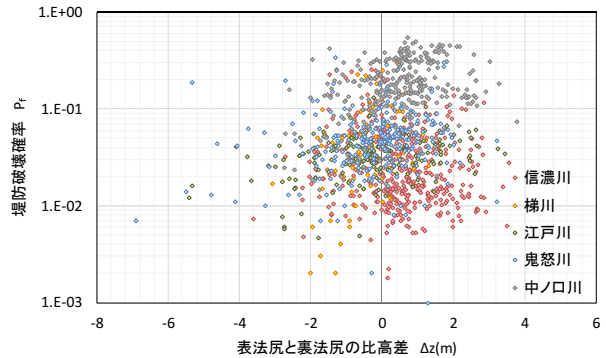


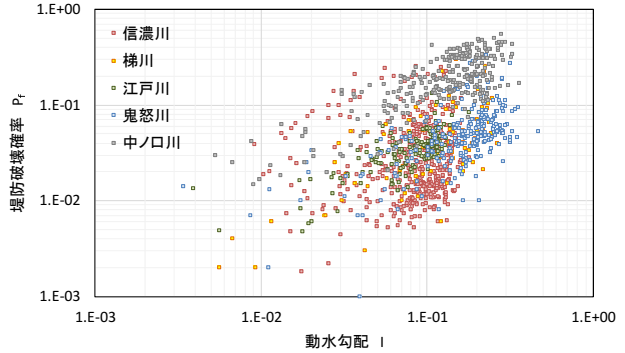
図4 指標算出に用いる変数の定義



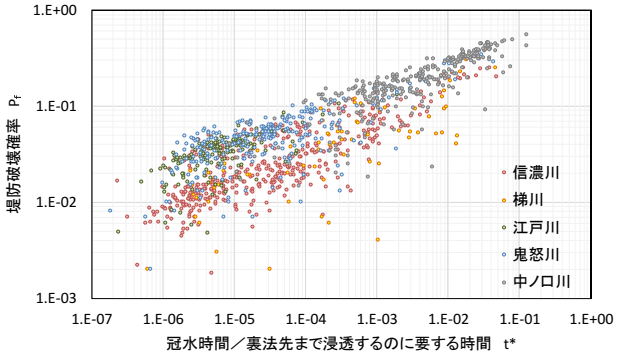
(a) 指標①を用いた場合



(b) 指標②を用いた場合



(c) 指標③を用いた場合



(d) 指標④を用いた場合

図5 各指標と堤防破壊確率の関係

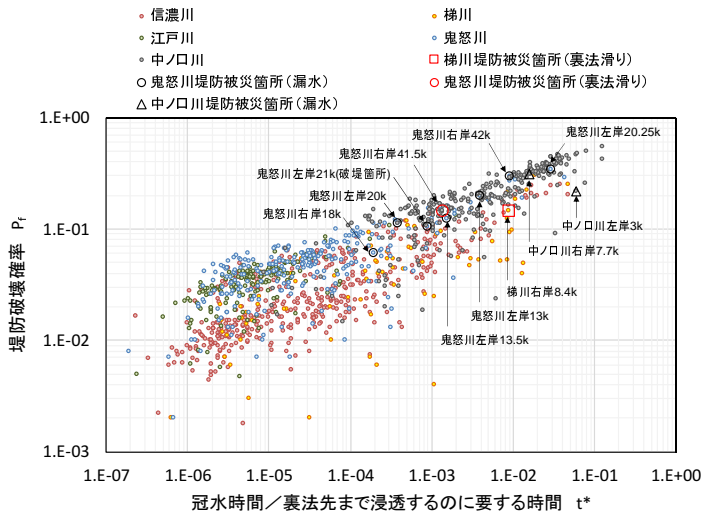


図6 t\*と堤防破壊確率, 実績堤体被災箇所の関係

表1 堤防脆弱性指標 t\*と堤体被災率の関係

t*の範囲	(1)プロットされたデータ数	(2)実績堤体被災箇所数	(3)堤体被災率(%) ((2)/(1)×100%)
$10^{-7} \sim 10^{-6}$	16	データ無し	—
$10^{-6} \sim 10^{-5}$	291	データ無し	—
$10^{-5} \sim 10^{-4}$	272	データ無し	—
$10^{-4} \sim 10^{-3}$	206	3	1.46
$10^{-3} \sim 10^{-2}$	173	5	2.89
$10^{-2} \sim 10^{-1}$	112	3	2.68
$10^{-1} \sim 1$	2	データ無し	—

※整理に用いた被災データの内訳  
 信濃川 0箇所  
 梯川 1箇所  
 江戸川 0箇所  
 鬼怒川 8箇所  
 中ノ口川 2箇所

防断面形状, 土質を組み合わせた指標によって堤防破壊危険性を概ね説明できることを示している。

なお, 宇野らによる手法を用いて, 5河川を対象に堤防破壊確率を算出した結果, 実績堤体被災箇所の再現性が低いことが確認された。

#### (4) 堤防脆弱性指標による堤防破壊危険箇所の推定

堤防脆弱性指標  $t^*$  と堤防破壊確率  $P_r$  の関係図に, 実績の堤防被災箇所をプロットしたものを図6に示す。梯川, 鬼怒川, 中ノ口川の主な実績堤体被災箇所は, 図の右上の狭い範囲に多く分布する。すなわち, 実績堤体被災箇所では, 堤防破壊確率, 無次元浸透時間ともに大きくなる傾向が見られる。また, 堤防脆弱性指標の値に対する堤体被災率を表1に示す。堤体被災率は, 表の左列に示す堤防脆弱性指標の範囲に含まれる実績堤体被災箇所数とプロットされたデータ数(堤防断面数)の比によって定義した。これによると, 検討した5河川では, 堤防脆弱性指標の値が  $10^{-4}$  より小さい範囲に顕著な堤体被災箇所は見られないが,  $10^{-4}$  より大きくなると堤体被災率が 1.5~2.9%となり, 堤体被災の危険性が高まることが分かる。

以上より, 堤防脆弱性指標を用いた手法は, 現在入手可能な基礎データに基づいて容易に堤防危険箇所を推定可能であり, この推定結果を用いることで, 堤防破壊危険性を低減させるために必要となる治水対策(河道掘削, 堤防強化等)の具体的な検討等に繋げていけるものと期待される。一方で, 流域の減災適応策を検討していくためには, 堤防破壊確率  $P_r$  に基づいた破壊リスク評価技術が必要となる。このため, 更に多くの河川において堤防破壊確率の検討事例を増やし, 梯川や鬼怒川のように, 実際に発生した堤防被災箇所と堤防破壊確率の関係を調べていくことで, 算出される破壊確率の値が持つ重要性を確かなものにし, 流域の水害リスクの分析に活用していくことが必要である。

#### 5. おわりに

本研究では, 近年に堤体被災が生じた梯川, 鬼怒川の堤防破壊確率を算出し, 実績堤体被災箇所において堤防破壊確率が高くなることを示し, 堤防破壊確率が流域水害リスクの算定に重要な役割を果たす可能性を示した。また, 洪水水位ハイドログラフ, 堤防断面形, 透水係数から堤防脆弱性を表す指標を導き, 複数河川を対象に堤防脆弱性指標と堤防破壊確率, 実績堤体被災箇所を関係付けた。この結果, 高水敷冠水時間/裏法先まで浸透するのに要する時間を堤防脆弱性指標とすることで, 堤防危険性を評価できることが分かった。

堤防基礎データの収集には, 国交省北陸地方整備局河川計画課, 関東地方整備局河川計画課, 江戸川河川事務所, 信濃川下流河川事務所, 新潟県の多大なるご協力を得た。ここに記して謝意を表する。

#### 参考文献

- 1) 福岡捷二: 今後の河川防災・減災について, 河川 3月号, pp.3-8, 2015.
- 2) 田端幸輔・福岡捷二: 大規模洪水時における堤防の浸透, 裏法滑りによる破壊確率の評価法に関する研究, 第2回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, 2014.
- 3) 内田茂男: 自由境界を有する非定常浸透流について, 土木学会誌, pp.58-62, 1952.
- 4) 河川堤防の構造検討の手引き(改訂版), 財団法人国土技術研究センター, 2012.
- 5) 国土技術政策総合研究所河川研究室 HP, [http://www.nilim.go.jp/lab/fbg/download/geo\_download/geo\_download.html]
- 6) 石原雅規・平林 学・吉田直人・佐々木哲也, 圧密非排水三軸試験による強度定数と標準貫入試験及び物理試験結果の関係, 第58回地盤工学シンポジウム, pp.211-216, 2013.
- 7) 宇野尚雄・森杉壽芳・杉井俊夫・中野雄治: 被災事例に基づく河川堤防の安定性評価, 土木学会論文集 第400号/III-10, pp.161-170, 1988.

## 粒度評価径を用いた地盤土性図の表現

土性図, 粒度試験, コンシステンシー試験, 粒度評価径

大成ジオテック	○福田光治
岐阜大学名誉教授	宇野尚雄
近畿地方整備局福知山河川国道事務所	南後和寛
	田中 徹
中央コンサルタンツ(株)大阪支店	河野 博
	益戸 宏

### 1. まえがき

地盤の土質調査は、試験箇所と試験方法の選定から始まる。この判断には対象地の地層条件を想定する必要がある。一般的には土質柱状図や  $N$  値など深度方向分布の解釈が有力な情報を与える。砂、シルト、粘土に区分される粒度組成やコンシステンシーの深度方向分布も有効で、これらを整理したものが土性図である。コンシステンシー試験は細粒分が多い粘性土に適用される。一方組成図は砂、シルト、粘土の区分に適用され、地盤全般の特性を評価するために組成図がある。後記するように組成図が表現されたとしても土質特性全般の特性を評価することは困難である。このためにコンシステンシー図などが併用される。本論文では筆者ら(福田・宇野)が1996年に提案した「個数による粒度分布」<sup>1)</sup>から得られる粒度評価径の指標で表現すると解り易いことを示す。本論文では由良川大川地区の地盤を対象に、その解釈を示す。砂層は透水係数と相対密度、粘土層はせん断強さ(または支持力)と圧縮性で、それぞれ代表するというテルツァーギらの指摘に因んで、粒度評価径を用いて土層の堆積・形成を簡明に表現できることを示す。

### 2. 一般的な土性図

地盤工学で一般的に使用されている土性図の一例を図-1に示す。左端には柱状図、次の欄は組成図および  $N$  値が記載される。その次にコンシステンシーがくる。右欄には試験結果から得られる強度や圧密特性が記載される。

粒度試験やコンシステンシー試験は力学試験に先行して実施される試験になる。このため粒度試験など先行する物理試験結果を深度方向に描くことによって地層条件が想定され、そのことによって後続する力学試験の整理方法を考慮しなければならない。

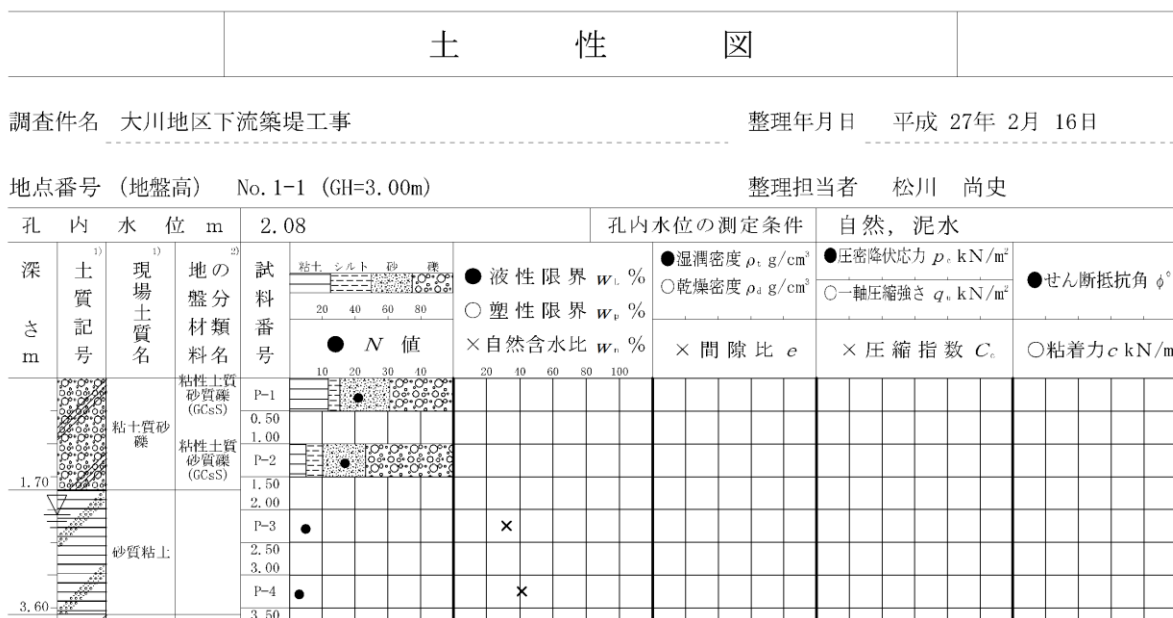


図-1 一般的に使用されている土性図の様式

Expression of soil property chart by representative diameter index, Mitsuharu Fukuda (Taisei Geotec. Co. Ltd), Takao Uno(Gifu University), Kazuhiro Nango, Toru Tanaka (Fukuchiyama Office of River and National Highway, Kinki Regional Development Bureau, MLIT), Hiroshi Kono, Hiroshi Masudo (Chuoh Consultants Co.Ltd)

地盤条件を想定するためには砂や粘性土などの特性をイメージしなければならないが、図-1の組成図からは地層条件をイメージすることは困難である。コンシステンシー試験は粘性土が対象であるから、一般的な地盤特性に関係させることはできない。

### 3. 粒度評価径の求め方

粒度評価径は図-2に示すように土質試験で一般的に活用されている質量表示の粒度分布から粉体工学で利用される個数表示の粒度分布に変換する過程で得られる指標である。この変換過程では、1)球形の土粒子モデル、2)比重試験から求められる比重が一定、3)対数正規分布する粒度分布を、仮定している。粒度評価径の物理的な意味は図-2のように個数表示粒度分布の平均径と質量表示粒度分布の50%粒径の関係を与える変換パラメータになる。

粒度評価径を計算するためには質量表示の粒度分布の60%, 50%, 10%粒径が必要になる。粒度分布が示されている文献から粒度評価径と工学的な対応を整理したのが図-3である。この図から  $d_c > 1 \times 10^{-2} \text{mm}$  が砂として考えてよい。  $1 \times 10^{-4} < d_c < 1 \times 10^{-3} \text{mm}$  は電気浸透工法や不透水部あるいは半透水部、凍結工法などがありシルトあるいは中間土的特性が予想される。後記するようにこの範囲の粒度評価径の一軸圧縮強さは粒度評価径が大きくなれば急激に小さくなり、  $d_c > 1 \times 10^{-2} \text{mm}$  になると拘束力がない為一軸圧縮試験は不可能になる。

粒度評価径を計算するためには質量表示粒度分布で10%粒径が必要である(図-4の曲線I)。しかしこの指標を粘性土に適用するためには10%粒径を求めることが困難になるので図のように粒度分布曲線を外挿することにより推定している。細粒分側を外挿し、加積通過率0%と交わる粒径が0.00002mm以上であれば、その交点を利用して10%粒径を計算する(図の曲線II)。もし0.00002mm以下になれば交点を0.00002mmに移動し、外挿した小さい点から10%粒径を計算する(図の曲線III)。0.00002mm (20nm) はコロイドの存在粒径<sup>3),4)</sup>から決めた。

### 4. 由良川大川地区土質調査位置図

表-1 試験数

縦断	横断	粒度	液性	調査深度(m)
No.1	1	10	3	28.5
	2	6	3	27.5
	3	4	3	27.5
No.2	1	7	3	22.5
	2	15	3	21.39
	3	3	0	22.5
No.3	1	11	6	20.4
	2	15	3	23.05
	3	6	1	26.5
No.4	1	7	3	19.5
	2	10	3	22.1
	3	8	1	22.5
No.5	1	7	3	20.5
	2	23	3	25.15
	3	11	0	20.5
No.6	2	2	0	5

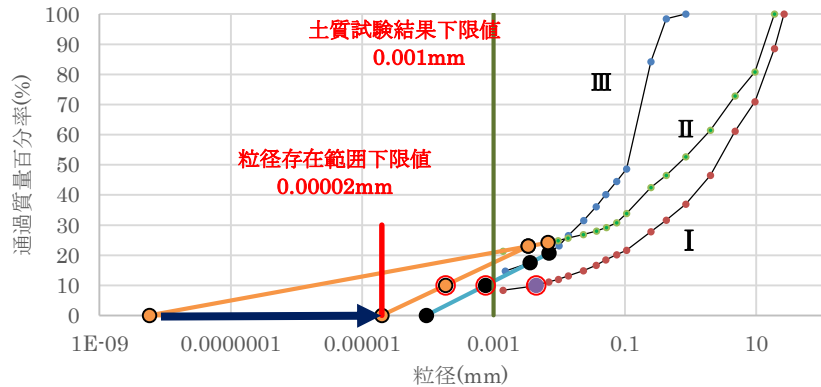


図-4 粘性土の10%粒径の推定

$$d_c = \frac{0.3d_{50}}{\exp\{0.5(0.482 + 0.420\ell_n U_c)^2\}} \quad U_c = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

質量表示  
(地盤工学)

粒度分布曲線

個数表示  
(粉体工学)

仮定

- 1) 対数正規分布 2) 球形土粒子
- 3) 比重一定 4) 標準偏差は試験結果

$$\frac{d_g}{d_{50}} = 0.3 \left( \frac{d_{50}}{d_c} \right)^{-6}$$

加積通過質量百分率  
60, 50, 10% 粒径  $d_{60}, d_{50}, d_{10}$

粒度評価径  $d_c$   
個数表示平均粒径  $d_g$

図-2 粒度評価径の求め方

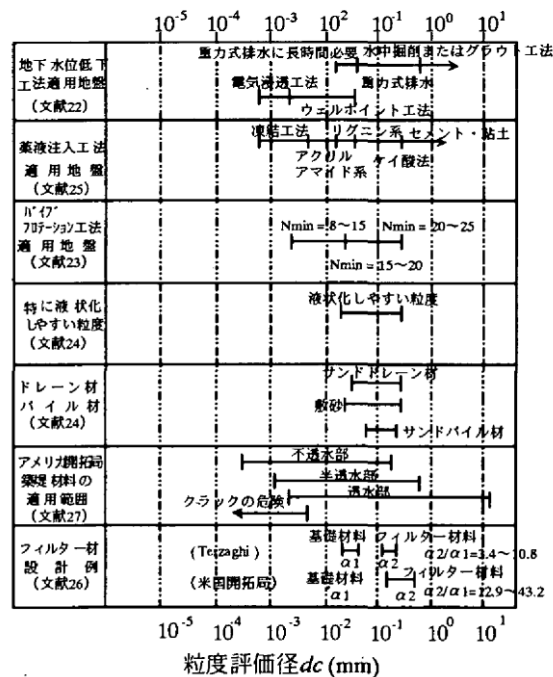


図-3 粒度評価径と工法

由良川大川地区の土質調査は図-5に示すように路線方向に No. 1~No. 6 と 6 断面を設定し、それぞれ横断方向に No. 1-1~3 という調査位置が 3 か所あり、それぞれの調査位置が付されている。表-1 に土性図の基本となる深度方向の地盤特性が表現できる粒度試験とコンシステンシー試験の試験数を示す。また大川地区では追加調査 A, B もある。

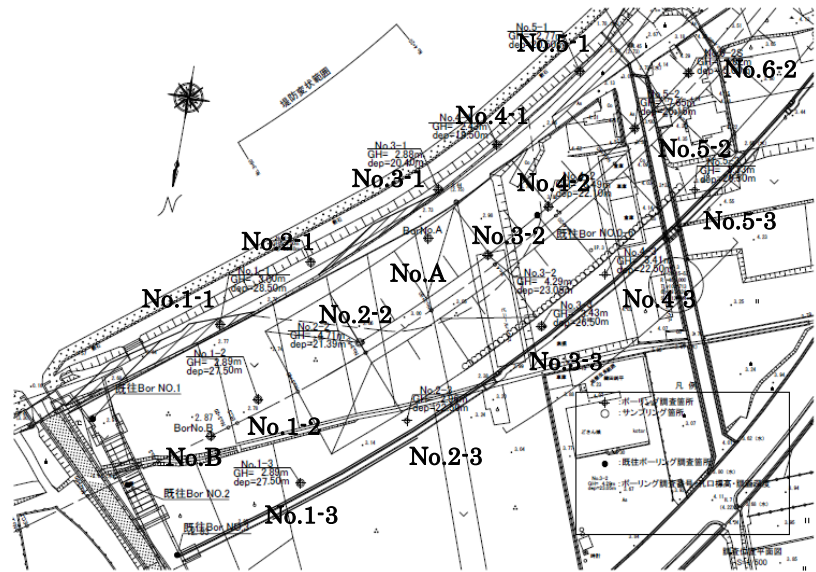


図-5 調査位置図

### 5. 粒度評価径による地層条件と堆積環境の推定

土質試験の整理で一般的な図になる図-1の組成図は図のように棒グラフで表現される。したがって表-1のように多数の試験がある場合は、これらを集積することは不可能であり、対象領域全域を簡単な図に整理することは困難である。これに対し粒度評価径は一つの粒度分布曲線を一つの指標で表現するので、集積図が容易に描かれ粒度特性から対象地域の地盤条件のイメージを膨らませることが可能である。

図-6は表-1の粒度試験結果のすべてのデータを集積して整理した図である。ただし追加試験 A, B は除外している。記号は調査位置に対応しているが、煩雑になるので調査位置名は示していない。試験数は調査箇所によりばらばらであるが、図のように深度方向に大きなパターンの存在を確認できる。その特徴を挙げる。

- 1) 下方から標高-10m 付近まで粒度評価径は小さくなる。
- 2) 標高-10m から-5m 間は鍋底のような低い粒度評価径の部分がある (図中ゾーン I)。
- 3) この低粒度評価径部分から上方に向かって概略粒度評価径は大きくなる。
- 4) しかし標高-5m ~ 0m の間で一旦粒度評価径が小さくなる区間が存在する (図中ゾーン II)。

調査対象地を固定すると図-6の大きなパターンは海進の進行に伴って粒度は小さくなり、また海退に伴って粒度は粗粒になる。また海退期に陸化すると湿地帯が形成されるというイメージが湧く。粒度評価径と土質の関係から、下方から上方に向かって粗粒土-シルト(中間土) - 粘土-シルト(中間土) - (有機質土) - 粗粒土のパターンになる。

調査対象地の平地の標高は概略 3m である。図-7のように河口に近いことから、海進・海退の海面変動の影響を受けた堆積環境が想定できる。また細かく入り込んだ細い開析谷になるので、河川運搬堆積物で形成される湿地帯の形成も想

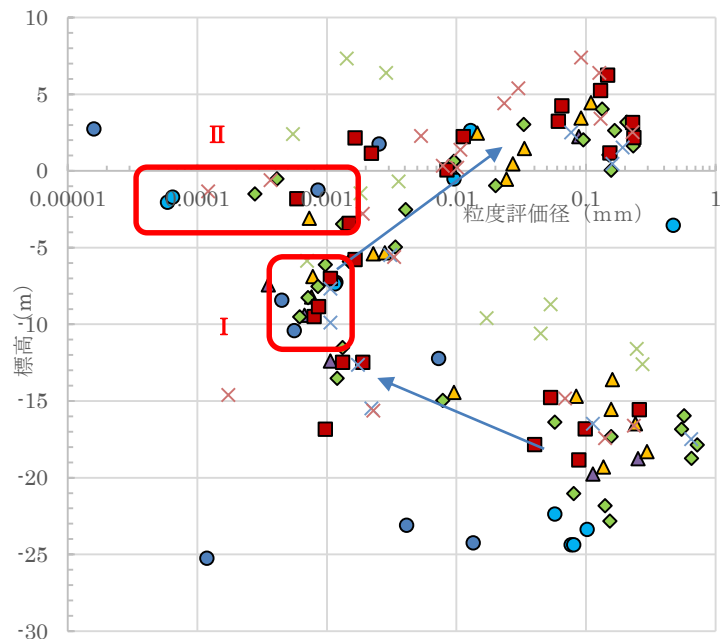


図-6 粒度評価径の深度方向分布



図-7 由良川河口



定できる。

図-6ではI、IIの二つの粒度評価径が小さくなるゾーンが存在し、それぞれが堆積環境に対応していると考えられる。ゾーンIは海進から海退に変化する停留条件、ゾーンIIは陸化した後の湿地帯化に対する。

## 6. 粒度評価径と地盤特性

比重は粒度評価径と同じようにすべての土質に適用できる試験である。

図-8は比重の深度方向分布であり、下方から上方に標高-10m~-5mまで比重は減少し、その上方に向かって今度は比重が増大に転じる。しかし、標高-5m~0mの区間で一気に比重は更に小さくなる区間がある。比重の大きさから考えると有機物を挟在する層になる。粒度評価径の深度方向分布のパターンに対応し、標高-5m~0mの粒度評価径が小さくなるゾーンIIは有機物の存在に対応したものと考えられる。

液性限界は粘性土を対象とする試験である。粒度評価径では標高-15m付近から標高0m付近までは粘性土であり、この部分で液性限界試験が実施される。図-9の深度方向分布では標高-15m~-5mまで上方に向かって液性限界は増大し、標高-5m付近から上方に向かって液性限界は逆に小さくなる傾向を示している。つまりこの上下のパターンは粒度評価径の深度方向パターンと粒度評価径の大きさから推定できる。

図-10は一軸圧縮強さと粒度評価径の関係を示している。一軸圧縮強さは $d_c < 1 \times 10^{-3} \text{mm}$ の粒度評価径の領域では、粒度評価径が増加する方向に圧縮強さも増加する。この粒度評価径の領域では粘土の力学特徴が対応している。 $1 \times 10^{-3} < d_c < 1 \times 10^{-2} \text{mm}$ の粒度評価径の領域では粒度評価径が大きくなるとシルト(中間土)的な力学特徴が対応し、一軸圧縮強さは急激に低減する<sup>4)</sup>。さらに粒度評価径が大きくなり $d_c > 1 \times 10^{-2} \text{mm}$ になると一軸圧縮試験の実施は不可能になり粗粒土の力学特徴が顕著になる。図では $d_c < 1 \times 10^{-3} \text{mm}$ の粒度評価径のデータが多く、粒度評価径が増加すると強度も増加するという傾向がみられる。この傾向は粘土の力学的特徴に対応していることが考えられる。

## 7. おわりに

粒度評価径の計算方法を示し、由良川大川地区地盤に対する適用例を示した。粒度評価径が得られると深度方向に集積することが容易に可能になり、深度方向の粒度分布のトレンドが可視化されることになる。この結果表層土は海進・海退による堆積環境の影響を受けていることが想定された。この粒度評価径による深度方向トレンドは比重試験やコンシステンシー限界の深度方向の特徴に対応しており、力学試験などの試験深度の選点に有力な情報を与えることを示した。

### (参考文献)

- 1) 福田光治・宇野尚雄：透水係数に関する粒度分布と間隙指標，土木学会論文集 No. 561/Ⅲ-38, pp. 193-204, 1997
- 2) 福田光治・宇野尚雄：「粒度評価径」の提案とそれに基づく日本統一分類法の分析，土木学会論文集 NO. 582/Ⅲ-41, pp. 125-136, 1997
- 3) 嘉門雅史・福田光治・諏訪靖二・本郷隆夫・藤原照幸・水野克己・岡田朋子：粒度評価径による混合土土質特性の表現，地盤工学会，第6回環境地盤工学シンポ，pp. 281-286, 2005
- 4) 足立泰久・岩田進午：土のコロイド現象 土・水環境の物理化学と工学的基礎，学会出版センター，pp. 23-63, 2003.
- 5) 福田光治：熊本地盤粘性土状態図の提案，地盤工学会，第10回環境地盤シンポジウム，pp. 503-508, 2013.

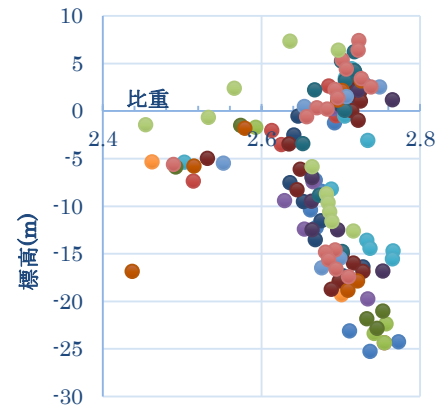


図-8 比重の深度方向分布

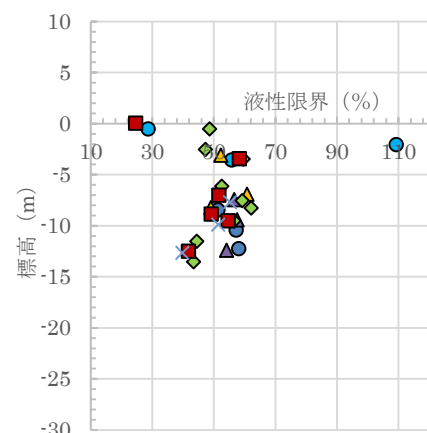


図-9 液性限界の深度方向分布

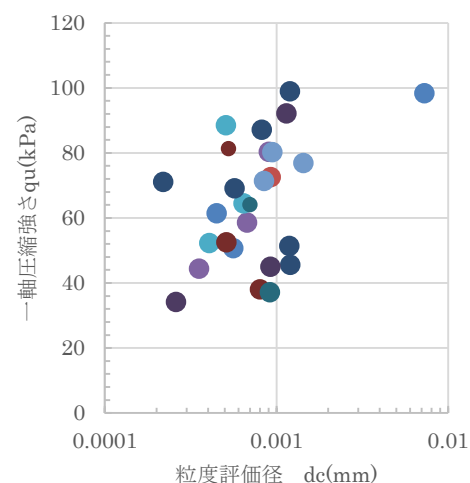


図-10 粒度評価径と一軸圧縮強さ

# 河川湾曲部における堤防浸食の評価手法に関する一考察

河岸浸食 河川湾曲部 浸食機構

山口大学大学院 フェロー会員 羽田野 袈裟義  
東京理科大学 正会員 永野 博之  
中央開発株式会社 正会員 坂本 淳一

## 1. 概要

平成 24 年の九州北部豪雨災害<sup>1)</sup>や平成 25 年山口・島根豪雨災害<sup>2)</sup>にみられるように近年異常気象による大きな豪雨災害が毎年いたるところで発生している。豪雨による重要な河川災害として河岸浸食による護岸被災や堤防決壊が挙げられる。その多くは河道湾曲部の外岸側で生じる。湾曲部外岸側では越水が生じなくても浸食とこれに伴う堤防決壊が起こりうる。河川湾曲部に沿う堤防の浸食とその進行に伴う堤防決壊は、河川整備のあり方に直接関係し、河川技術上きわめて重要な問題である。このような側岸の浸食現象は、水理学、土質工学、土砂水理学の観点から検討されるものであるが、未だ確立された知見が得られていないのが現状であり、現象を簡易に評価する手法が求められている。

本研究では、湾曲部外岸側の堤防法面に作用する変動流体力が法面表土の固結状態を破壊し、これにより表土が分離した粒状体となるとすぐに水流により流送される形で浸食が進行する、との現象理解に基づき、この問題を簡易に表現するための水理学的アプローチの糸口を提示する。まず側岸浸食の進行の量的評価の基本となる関数形の表現を提示し、実験や現地計測における実験データとりまとめの方向性を提案する。そして、第一段階の堤防決壊の条件を提案する。

## 2. 湾曲部の側岸浸食について

### (a) 評価手法の概要

本研究では、前述のように、湾曲部外岸側の堤防法面に作用する変動流体力が法面表土の固結状態を破壊し、これにより表土が分離した粒状体となり、これが水流により流送されて浸食が進行すると考え、実験研究で実験結果を取りまとめる方向性を提示する。浸食の体力は変動流体力と考え、浸食に対する抵抗力として「擬似粘着力」 $c'$ を導入する。これは、土の粘着力と類似の性格の物理量でこれと同じ次元をもつものとするが、あくまで浸食に対する抵抗力であって、せん断に対する抵抗力としての粘着力と同一ではない。

図-1 のように水路幅  $b$  の流路が中心線の曲率半径  $R$  で湾曲していると考え、流速の流路に沿う方向の成分を  $u$ 、それと直角に外岸に向く成分を  $v$  とする。流速はひとまず水深平均流速で考え、 $u$  は Manning 式などで見積もることができる。

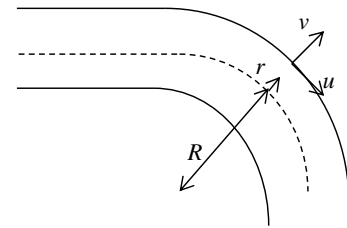


図-1 モデル水路平面図

### (b) 法面に作用する変動流体力

ここでは変動流体力を堤防法面の単位面積あたりの大きさで評価する。この変動流体力の堤防法面における接線方向の成分は、水の質量密度を  $\rho$  とし、レイノルズ応力  $\overline{\rho u'v'}$  で与える。ここで、 $v$  は外岸に向かう速度成分としているため、普通のレイノルズ応力の表現に現れる負号をはずして表記している。次に法線報告成分を考える。湾曲部では、水塊は単位体積あたり  $\rho v^2 / R$  の向心力を受ける。これを法面の単位面積で見積もると、長さスケールを  $l$  とし、 $\rho v^2 / R \times l$  となる。したがって、変動流体力の堤防法面における法線方向成分は、流速変動による打撃力として、 $\overline{\rho v'v'} / R \times l$  を考えることができる。

現実の長さスケール  $l$  の見積もりが重要であり、このため  $l$  の見積もりの方向を検討する。 $l$  は水塊の外岸方向の加速に関わる長さであるから、流水幅  $b$  と流量  $Q$  の影響を受けると考えられる。このことを考慮して  $l$  を例えば次の式で仮定することができる。

$$l = K \sqrt{b^m h_c^n} ; m+n=2 \quad (1a)$$

あるいは、流水幅  $b$ 、曲率半径  $R$  および流量  $Q$  の影響を受けると考えて、次の形に置くことも考えられる。

$$l = K \sqrt{(b^2 / R)^m h_c^n} ; m+n=2 \quad (1b)$$

ここに、 $K$  は係数、 $h_c$  は限界水深であり次式で与えられる。

$$h_c = \left( \frac{Q^2}{b^2 g} \right)^{1/3} \approx \left( \frac{h_0^{10/3} I}{gn^2} \right)^{1/3} \quad (2)$$

ここに、 $g$  は重力加速度、 $h_0$  は等流水深、 $I$  は流路床の縦断勾配、 $n$  はマンニングの粗度係数である。

(b) 浸食速度の見積もり

法面表土の浸食進行速度（川裏向き）を  $V_E$  としてその関数形を次の式で仮定する。

$$\frac{V_E}{\sqrt{\overline{u'v'} + \overline{v'v'}}} = f \left( \frac{\overline{\rho u'v'}}{c'}, \frac{\overline{\rho v'v' l}}{Rc'} \right) \quad (3)$$

現実問題としては、平均流速  $u$  を用いて速度変動項  $\overline{u'v'}$  と  $\overline{v'v'}$  を見積もる必要がある。第一次近似としてこれらを次のように仮定する。

$$\overline{u'v'} = k_1 u^2, \quad \overline{v'v'} = k_2 u^2 \quad (4)$$

このとき式(3)の浸食進行速度の関数形は次の式のように置くことができる。

$$\frac{V_E}{u \sqrt{k_1 + k_2}} = f \left( \frac{\rho k_1 u^2}{c'}, \frac{\rho k_2 u^2 l}{Rc'} \right) \quad (5)$$

したがって、実験・実測データの解析では次の関係を調べる方法が考えられる。

$$\frac{V_E}{u} = f \left( \frac{\rho u^2}{c'}, \frac{\rho u^2 l}{Rc'} \right) \quad (6)$$

すなわち、

$$\frac{V_E}{u} = f \left( \frac{\rho u^2}{c'}, \frac{l}{R} \right) \quad (7)$$

したがって、所与の  $u$  と  $R$  の条件に対して、 $V_E$  を測定し  $c'$  と  $l$  の値を種々変化させて上式の定式化を行う方法がまず考えられる。

### 3. 堤防の決壊

(a) 堤防決壊の条件

ここでは、堤防法面の浸食が進行して堤防断面が細り、堤防土のせん断抵抗力が水圧の力に劣るようになって堤防が決壊することを想定し、この場合の堤防決壊の条件を検討する。図-2 のような堤防横断面を考え、堤防軸線方向の単位長さの堤防法面に作用する水圧の力と堤防土のせん断抵抗力を評価する。河川の水面は堤防天端より  $h_1$  だけ下方にあり、堤防内の土中水位は天端より  $h_2$  だけ下方にあるものと設定する。なお、堤防内の土中水位は水平でなく増水時の定常状態では川表側で高く、川裏側で低いが、ここでは簡単のため水平と仮定する。堤防軸線方向の単位長さ、河川の堤防前面の水面から  $y$  だけ下方の部分に作用する水圧の合圧力  $F_p$  は近似的に次式で見積もることができる。

$$F_p = \frac{1}{2} \rho g y^2 \quad (8)$$

ここで、河川横断方向の平均水面から下方にとった長さおよび水面幅をそれぞれ  $y'$  および  $b$  とすると、 $y$  と  $y'$  は近似的に次の式で関係づけられる。

$$y = y' + \frac{u^2}{r} \frac{b}{2} \quad (9)$$

一方、堤防軸線方向の単位長さ、河川の堤防前面の水面から  $y$  だけ下方で考えた堤防土のせん断抵抗力  $F_R$  は、土のせん断抵抗力を  $\tau_R$ 、堤防厚さを  $L$  として次式で与えられる。

$$F_R = \tau_R L \quad (10)$$

したがって、水圧による堤防決壊の限界条件  $F_N = F_R$  は、次式で与えられる。

$$\frac{1}{2} \rho g y^2 = \tau_R L \quad (11)$$

上式は、水圧が大きいほど必要な堤防厚さ  $L$  を大きくすべきことを示し、台形断面の堤防の合理性を示している。また、重要地点あるいは外力の大きい地点では堤防断面を十分厚くとる、という従来の知見とも合致する。

(b) 土の強度指標を用いた条件式

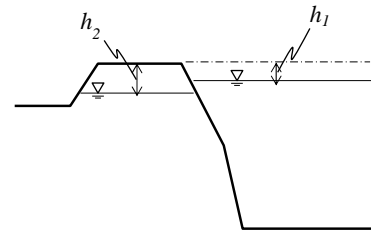


図-2 堤防モデル断面図

土のせん断抵抗応力  $\tau_R$  は、土の粘着力  $c$  と有効応力  $N$  を用いて次の式で書かれる。

$$\tau_R = c + N \tan \phi \quad (12)$$

ここで、 $\phi$  は土の内部摩擦角である。

また、有効応力  $N$  は、堤防構成材料の質量密度  $\sigma_s$  を、空隙率を  $n$  として次のように与えられる。

$y < h_2 - h_1$  に対して

$$N = (1-n)\sigma_s g(h_1 + y) \quad (13a)$$

$y > h_2 - h_1$  に対して

$$N = (1-n)\sigma_s g h_2 + \{(1-n)(\sigma_s - \rho)\}g(y - h_2 + h_1) \quad (13b)$$

したがって、ここで検討しているメカニズムによる堤防決壊の限界条件は次のように与えられる。

$y < h_2 - h_1$  に対して

$$\frac{1}{2}\rho g y^2 = cL + (1-n)\sigma_s g(h_1 + y)L \tan \phi \quad (14a)$$

$y > h_2 - h_1$  に対して

$$\frac{1}{2}\rho g y^2 = cL + [(1-n)\sigma_s g h_2 + \{(1-n)(\sigma_s - \rho)\}g(y - h_2 + h_1)]L \tan \phi \quad (14b)$$

実験や現地観測では、湾曲部の堤防厚さ  $L$  の堤防軸線方向の分布を時々刻々計測・観測し、それが最小となる断面について条件式(14)により判断する。堤防厚さ  $L$  の水深方向の変化は、第一次近似としては、水面下では浸食が水深方向に一樣に進み、法面が初期の法面に平行で推移すると考えて見積もれば良いであろう。しかし、水面下で浸食が進むと水面上方の土塊は不安定となって崩落し、その上方の側岸は鉛直に近くなるであろう。その後さらに水位が上昇すると、それまで水面上にあった土塊は浮力を受けて不安定化する可能性があるが、この現象の表現は今後の課題である。

(c)堤防決壊の深さ

堤防決壊の深さ  $y$  は、式(14)を  $y$  に関する2次方程式

$$Ay^2 + By + C = 0 \quad (15)$$

とみなし、これを解くことにより次のように与えられる。

$$y = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \quad (16)$$

ここで、 $A$ 、 $B$  および  $C$  は次のようである。

$y < h_2 - h_1$  に対して

$$A = \frac{1}{2}\rho g, \quad B = -(1-n)\sigma_s g L \tan \phi, \quad C = -\{cL + (1-n)\sigma_s g h_1 L \tan \phi\} \quad (17a)$$

$y > h_2 - h_1$  に対して

$$A = \frac{1}{2}\rho g, \quad B = -\{(1-n)(\sigma_s - \rho)\}g L \tan \phi, \quad C = -[cL + (1-n)\sigma_s g h_2 L \tan \phi] + (1-n)(\sigma_s - \rho)g(h_1 - h_2)L \tan \phi \quad (17b)$$

(d)湾曲部外岸側堤防法面の浸食防止対策の提案

ここで、湾曲部外岸側の堤防表法面の浸食を防止する対策技術を提案する。図-3はその概要を示す。図のように、異形ブロックを噛み合い状態で2層以上に積み立て、その隙間に無理のない程度で広い粒径範囲の石礫・砂の混合物を詰める。この構造物を湾曲部外岸側の堤防表法面の前面に配置する。異形ブロックの噛み合いにより洪水時の流れに対して骨格結合作用により全体構造が着実に維持されると共に、ブロックの隙間に詰めた石礫と砂により堤防表法面が洪水時の高速流に晒されることがなく浸食が有効に防止される。こうして、湾曲部外岸側の堤防表法面の浸食が防止されるとみている。

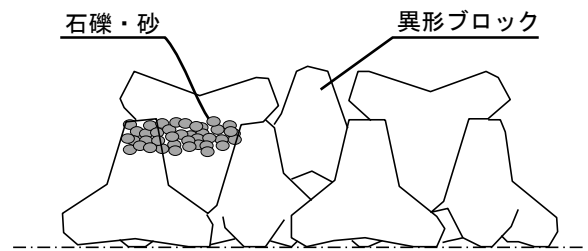


図-3 堤防表法面の浸食対策技術概略図

#### 4. おわりに

本研究では、河川湾曲部に沿う堤防の浸食とその進行に伴う堤防決壊について、アプローチの糸口を提示した。本研究の主要な推論および結論は次のようである。

- (1) 河川湾曲部外岸側の堤防法面の浸食機構を推論した。この部分の浸食は、堤防法面表土の固結状態が河川流の変動流体力により破壊されて粒状体になり、これが流水によって流送されることが継続して進行する。
- (2) 浸食が進行する速度  $V_E$  の見積もりの方向を提案した。  $V_E/u$  の関数形として可能性のある形を式に示し、その実験

的な決定方法の道筋を示した。

- (3) 本研究で検討した堤防法面の浸食進行による堤防決壊の条件を検討し、その条件式を提案した。また、実験計測による条件の確認の見通しを示した。
- (4) 本研究で検討した堤防法面の浸食進行による堤防決壊の高さ方向の位置の表現を示した。
- (5) 湾曲部外岸側の堤防表法面の侵食対策として、異形ブロックを2層以上に積み立てた構造の隙間に適度な粒径範囲の石礫・砂の混合物を詰める技術を提案した。

本研究では、平成25年7月山口・島根豪雨による河川災害調査を基に、浸食のメカニズムと堤防決壊の条件を考察した。また法面浸食の防止技術を提案した。既往の湾曲水路流の実験的研究や、今後における基礎実験、現地調査の結果を通じるとともに、土砂水理学的な知見に基づいて今後の検討を行った上で、本研究で提案する力学モデルの適用性の評価とモデルの修正を行い、実現証を的確に表現することが必要である。

**謝辞：**本研究に先立つ災害調査研究のため、土木学会水工学委員会および土木学会中国支部には河川災害の調査団結成などのご支援を頂いた。調査団のメンバーにはそれぞれの専門を活かしてご尽力頂いた。下関地方气象台、山口県河川課、砂防課、山口市、津和野町、島根県津和野土木事務所、国土交通省山口河川国道事務所の行政機関、ならびにパシフィックコンサルタンツ株式会社、八千代エンジニアリング株式会社、アジア航測株式会社、日本工営株式会社、株式会社建設技術研究所、株式会社建設環境研究所の各社には貴重な資料をご提供頂いた。ここに記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 土木学会九州北部豪雨災害調査団：平成24年九州北部豪雨災害調査団報告書，2013.
- 2) 羽田野袈裟義：2013年山口・島根豪雨災害と今後の減災への提言，平成25年度河川災害に関するシンポジウム資料，pp.7-12，2014.
- 3) 山口県土木建築部：平成25年7月28日豪雨 災害復旧事業等箇所図，2013.

# 地形種と動水勾配を用いた河川堤防基礎地盤の浸透安全性概略評価指標

微地形 動水勾配 被災履歴

土木研究所 正会員 ○品川 俊介  
 土木研究所 正会員 日外 勝仁  
 土木研究所 正会員 佐々木 靖人

## 1. 本研究の背景と目的

平成 24 年の九州北部豪雨による矢部川堤防の破堤などを契機に、堤防基礎地盤の漏水対策が急がれている。一方、河川堤防の浸透安全性詳細点検の結果では直轄河川堤防 4 割近い区間で対策が必要とされており、対策区間の優先順位付けが対策実施の大きな課題となっている。

本研究は、河川堤防の基礎地盤を透水経路とする漏水被災対策箇所の優先順位付けを合理的に行う方法を検討するものである。

## 2. 従来の河川堤防概略点検手法と本研究の検討内容

河川堤防の浸透に関する概略評価は、次のように実施されている。まず、堤防区間についての地形、堤体土質、基礎地盤地質（土質）、堤防の平均動水勾配および洪水継続時間の属性に基づき、これらの属性がおおむね等質である一連区間に堤防を分割する。そして分割したそれぞれの区間について、定められた方法により 4 ランクの安全性評価区分を行う<sup>1)</sup> (図 1)。

概略評価に用いる地質（土質）情報は、既存のボーリングデータを基に作成されるが一般に調査密度が少なく、高密度のボーリング調査などの手法と物理探査手法を実施する必要がある。

一方、地形情報は面的データとして存在している。また、地形と表層地質

（基礎地盤土質）とは、地形と地質の成り立ちに基づけば、ある程度関係があると推測される。実際に、天竜川下流部における検討結果<sup>2)</sup>では一定深度までの地質と地形との関係が認められた。

計画高水位時における堤防の平均動水勾配に関しては、航空レーザーデータの利用によって任意の地点に関してデータの取得が可能である。

高水位継続時間に関しては、近接した区間では大きな違いはないと考えられる。堤防の浸透による被災は、近接した区間の中の相対的な弱部で発生すると考えられることから、高水位継続時間は堤防の弱点箇所抽出においてはあまり重要でないと考えられる。

上記を踏まえ、本研究においては基礎地盤に起因する浸透安全性評価に焦点を絞り、地形と計画高水位時の平均動水勾配を用いた概略評価指標を検討した。

## 3. 検討方法

透水性の高い地質は一般に浸透安全性が低いと考えられる。地形と表層地質は一定の関係がある<sup>2)</sup>ので、地形は地質の代替指標として利用できると考えられる。ただし、地形と地質との関係は 1 対 1 対応するものではなく、河川毎に、あるいは同一河川においても上流と下流ではその関係が異なる。

本研究では地形と基礎漏水被災履歴との関係を分析し、単一の河川において地形種ごとの被災のし易さを「被災度」<sup>3)</sup>として指標化し、この被災度を堤防基礎地盤浸透安全性の評価指標の 1 つとして用いることとする。すなわち、河川毎に「被災しやすい地形」を分析し、それを「被災しやすい地質」と読み替えることとする。

Initial assessment index of safeness against ground seepage failure using type of landforms and mean hydraulic gradient

SHINAGAWA, Shunsuke Public Works Research Institute  
 AGUI, Katsuhito Public Works Research Institute  
 SASAKI Yasuhito Public Works Research Institute

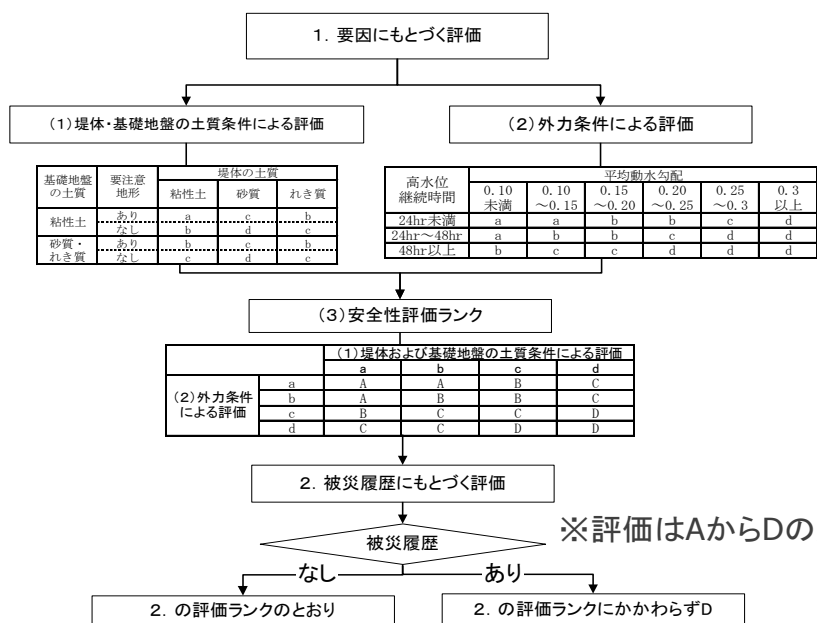


図-1 河川堤防の浸透に対する安全性概略評価<sup>1)</sup>

表-1 米代川の基盤漏水被災度

	ポイント バー	旧河道	砂丘	自然堤防	谷底平野	低位段丘 I	低位段丘 II	氾濫原	被災総延長 (×100m) L <sub>Total</sub>	総延長 (×100m) E <sub>Total</sub>
基盤漏水被災 延長(×100m) L <sub>M</sub>	8	0	0	0	0	0	4	19	31	—
地形種ごとの 延長(×100m) E <sub>M</sub>	103	36	8	13	5	19	11	270	—	465
地形出現率 A <sub>M</sub> =E <sub>M</sub> /E <sub>Total</sub>	0.222	0.077	0.017	0.028	0.011	0.041	0.024	0.581	—	—
基盤漏水 被災度 D <sub>M</sub> =L <sub>M</sub> /L <sub>Total</sub> /A <sub>M</sub>	1.165	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	5.455	1.056	—	—

表-2 子吉川の基盤漏水被災度

	旧河道 (不明瞭)	旧河道 (明瞭)	自然堤防	谷底平野	低位段丘 I	低位段丘 II	氾濫原	被災総延長 (×100m) L <sub>Total</sub>	総延長 (×100m) E <sub>Total</sub>
基盤漏水被災 延長(×100m) L <sub>M</sub>	0	1	4	0	0	0	5	10	—
地形種ごとの 延長(×100m) E <sub>M</sub>	9	6	58	2	2	35	195	—	307
地形出現率 A <sub>M</sub> =E <sub>M</sub> /E <sub>Total</sub>	0.029	0.020	0.189	0.007	0.007	0.114	0.635	—	—
基盤漏水 被災度 D <sub>M</sub> =L <sub>M</sub> /L <sub>Total</sub> /A <sub>M</sub>	0.000	1.895	1.764	0.000	0.000	0.000	0.991	—	—

表-3 天竜川の基盤漏水被災度

	旧流路 (古地図 無)	旧流路 (古地図 有)	現況 河川敷	自然堤防	台地、 丘陵地、 山地	中州性 微高地	氾濫原	被災総延長 (×100m) L <sub>Total</sub>	総延長 (×100m) E <sub>Total</sub>
基盤漏水被災 延長(×100m) L <sub>M</sub>	6	4	0	8	0	0	17	35	—
地形種ごとの 延長(×100m) E <sub>M</sub>	98	71	5	79	7	96	149	—	505
地形出現率 A <sub>M</sub> =E <sub>M</sub> /E <sub>Total</sub>	0.194	0.141	0.010	0.156	0.014	0.190	0.295	—	—
基盤漏水 被災度 D <sub>M</sub> =L <sub>M</sub> /L <sub>Total</sub> /A <sub>M</sub>	0.883	0.813	0.000	1.461	0.000	0.000	1.646	—	—

地形種 M の被災度 D<sub>M</sub> は、以下の式で定義する。

$$D_M = \frac{L_M}{L_{Total} \times A_M}$$

ただし、L<sub>Total</sub>：被災総延長[km]、L<sub>M</sub>：地形種 M の被災延長[km]、A<sub>M</sub>：地形種 M の出現率

被災度が 1 を超える地形種は、相対的に被災しやすい地形と見なされる。ただし、被災がなかった地形は被災度が 0 となる。また、浸透のポテンシャルについては解析で通常用いられる局所動水勾配の代わりに、計画高水位時の平均動水勾配を用いる。

地形種別の基盤漏水に関する被災度と計画高水位時の平均動水勾配の、2つの指標を X-Y 座標上にプロットし、漏水被災履歴の有無が X-Y 座標上にどのように分布するかを分析し、被災履歴をうまく抽出できる方法を検討した。

なお各種データは、河川堤防沿いにおおむね 100m ピッチで取得し、検討に用いた。

#### 4. 検討資料

本研究では、米代川(0~40k)、子吉川 (0-24k) および天竜川(0-29k)を対象とした。

地形に関しては、土木研究所で作成した地形分類図 (GIS データ) を用いた。堤防被災履歴に関しては、国土交通省の各事務所提供の資料を用いた。平均動水勾配の算出にあたっては国土交通省各事務所提供の、距離杭ごとの座標値、計画高水位の情報、および航空レーザーデータを用いた。

### 5. 基盤漏水に関する被災度の算出

基盤漏水に関する被災度の算出にあたっては、河川毎に可能な限り詳細な地形区分を用いた地形分類図を用いた。そのため、各河川の地形区分は若干異なる。各河川の基盤漏水被災度を表-1~3 に示す。

### 6. 計画高水位時の平均動水勾配の算出

平均動水勾配の取得は、次の様に行った (図-2)。

- ① 航空レーザー測量データ (2mDEM) に 100m 間隔で河川法線に直交する方向の計測断面を設定し、その断面における川面のり尻位置と川裏のり尻位置との距離 (L) を計算した。
- ② その断面上の計画高水位を内挿計算によって求め、川裏のり尻標高との差分 ( $\Delta H$ ) を求めた。
- ③  $\Delta H$  を L で除した値を計画高水位時の平均動水勾配とした。

### 7. 分析

地形種別の基盤漏水に関する被災度と計画高水位時の平均動水勾配の、2つの指標を X-Y 座標上にプロットした (図-3)。なお、本図では基盤漏水の被災の有無を分けて表示した。

米代川、天竜川については、被災度が高い地形種ほど、低い平均動水勾配でも被災が起こり、また平均動水勾配が大きいくほど被災しやすい傾向が明瞭に認められた。図中の赤色で示す破線より原点よりの領域の地点、および被災度が 0 の地形種に関しては、被災の実績がないことから、詳細評価の検討が不要な地点とすることができるであろう。

上記の方法は、仮に平均動水勾配だけで概略評価を行おうとした場合より、詳細評価の検討が必要な箇所数が大幅に減らせることから、本方法は概略評価に有効であると考えられる。

一方、子吉川については被災度によらず、平均動水勾配が一定より大きい箇所でも被災が散見された。

そこで、被災箇所のうち、平均動水勾配が小さな 3 地点について、航空レーザーデータによる色別標高図 (国土地理院) の判読を行った。その例を図-4 に示す。再判読の結果、旧河道でかつ、河谷の狭窄部の直上流

(図-4 の基盤漏水箇所 C) にあたり、地下水が当該地点に取れんする場所や、一般に漏水被災しやすい旧河道や自然堤防に位置する (図-4 中の基盤漏水箇所 D) に当たることがわかった。これらの特異な地点を除いて図-3 における線を引き直したものが図-5 である。米代川や天竜川と同様に、被災度が高い地形種ほど低い動水勾配でも被災が起こっていることがわかる。

以上より、地形と平均動水勾配を用いた堤防基礎地盤の漏水被災に関する概略評価方法は堤防弱点箇所のスクリーニングに有効であることが示された。ただし、地形判読の精度に依存することから、詳細な地形判読の実施を心がけるとともに、分析結果の整理に基づいて地形判読結果の再チェックをすることで、その河川特有の被災形態が把握でき、概略評価の精度向上が図れることがわかった。

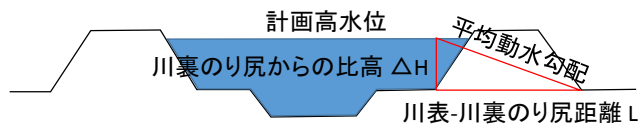


図-2 平均動水勾配の算出

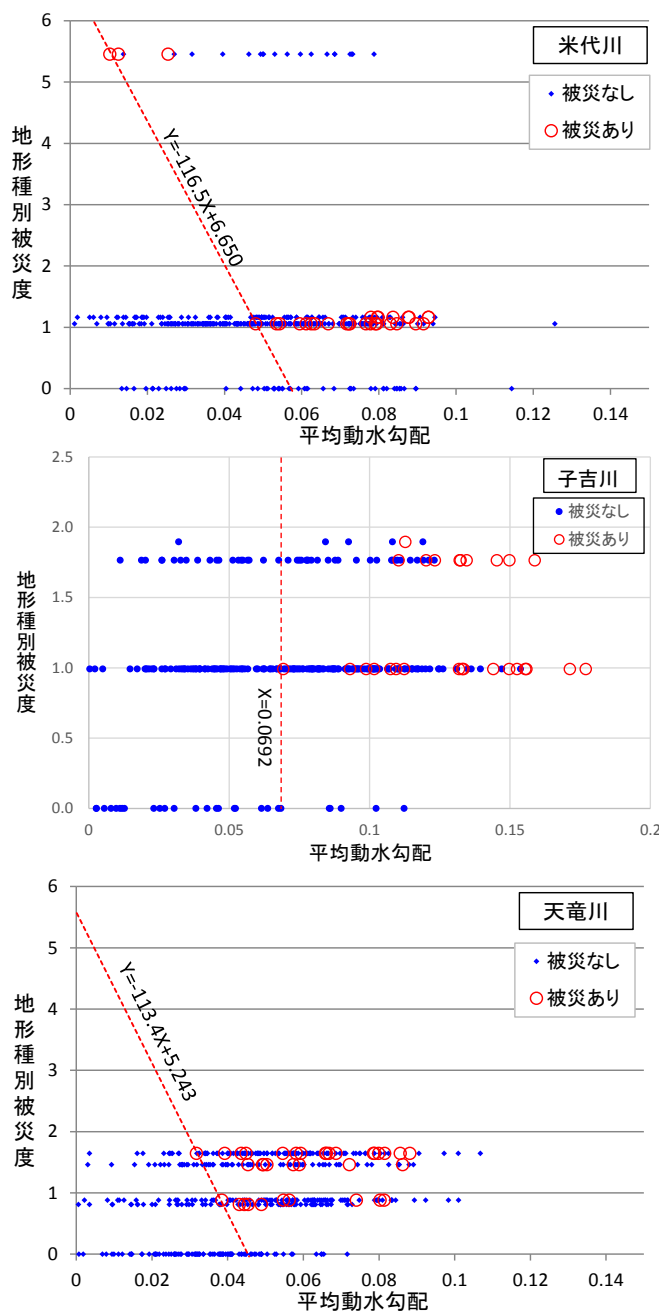


図-3 堤防基礎地盤漏水被災と評価指標との関係 (上: 米代川, 中: 子吉川, 下: 天竜川)



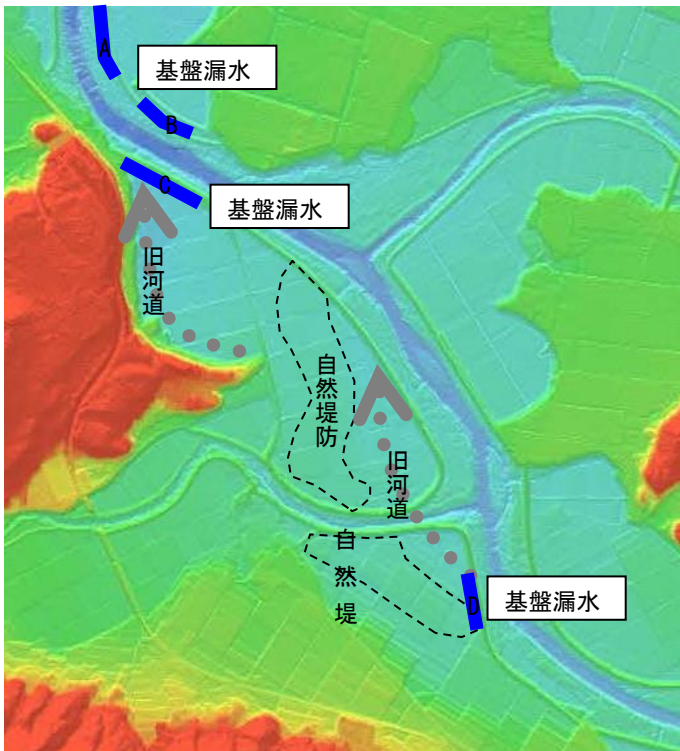


図-4 子吉川の基盤漏水箇所と微地形の再判読結果の例  
基図は地理院地図の色別標高図を使用(国土地理院 HP)

#### 8. まとめ

基礎地盤に起因する浸透安全性に関し、地形と計画高水位時の平均動水勾配を用いた概略評価指標を検討した。3河川で検証を行ったところ、2河川については平均動水勾配だけで評価する場合より、より詳細評価の検討が必要な箇所を絞り込めることが分かった。また残りの1河川について地形的な考察を加えることで、概略評価の精度向上が図れることがわかった。

#### 参考文献

- 1) 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き。192p., 2002
- 2) 品川俊介, 佐々木靖人, 日外勝仁：平野の河川周辺における地形と表層地質との対応関係。平成26年度研究発表会講演論文集, 日本応用地質学会. pp.87-88, 2014
- 3) 品川俊介：河川堤防周辺の地形と堤防被災との関係－河川堤防の概略点検結果から分かること－。土木技術資料, Vol.50, No.12, pp.43-44, 2008

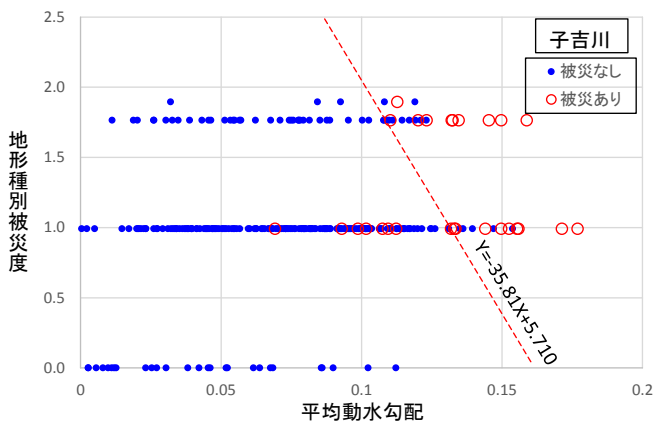


図-5 子吉川の堤防基礎地盤漏水被災と評価指標との関係 (特異地点を除いた判別線を挿入)

# 堤防のりすべり事例を対象とした浸透力を考慮した円弧すべりの感度分析

円弧すべり 浸透力 感度分析

土木研究所 正会員 ○石原雅規  
 正会員 吉田直人  
 正会員 秋場俊一  
 正会員 佐々木哲也

## 1. はじめに

近年の堤防のりすべり事例では、平成 25 年 7 月の子吉川右岸 10.8km や同年 8 月の梯川右岸 8.4km のようにのりすべりの周辺でのみ基礎地盤からと考えられる噴砂が確認されているものが特徴的である。これらの事例では、のりすべりと基礎地盤のパイピングが独立して生じたと考えるよりも、のりすべりと基礎地盤のパイピングが相互に関連して生じたと考える方が自然である。

堤防の洪水時の浸透安全性は、河川堤防の構造検討の手引き(以下、手引き)に示される方法にしたがって照査が行われ、所要の安全性を満足しない区間では対策が実施されてきている。手引きの方法は、のりすべりに関する検討と基礎地盤のパイピングに関する検討の 2 つに分けられる。いずれの検討も飽和不飽和非定常浸透流解析の結果を用いるものの、のりすべりの検討では浸透流解析で得られる浸潤線を利用するだけで、基礎地盤のパイピングが関連して検討されているわけではない。

ここでは、基礎地盤のパイピング以外に広く浸透現象がのりすべりに与える影響のうち、浸透力に着目し、被災事例を対象に円弧すべり安全率の感度分析を実施した。

## 2. 子吉川の被災事例

平成 25 年 7 月梅雨前線等によって、秋田県南部を流れ、日本海にそそぐ一級河川 子吉川の右岸 10.8km 付近でのりすべりと基礎地盤のパイピングが発生した。子吉川では平成 23 年にも大きな出水を経験しており、被災箇所近傍の宮内水位観測所では、計画高水位 8.867m を上回る最高水位 9.55m を観測しており、支川では数箇所破堤が生じたものの当該箇所では被災は確認されていない。平成 25 年 7 月の洪水の最高水位は、平成 23 年の洪水に比べ低く、計画高水位を若干下回る 8.47m であったが、河川水位が堤内地盤高を上回る時間は 56 時間(平成 23 年洪水の約 2 倍)と長いことが特徴であり、平成 23 年に被災せず、平成 25 年に被災した理由の 1 つと考えられる。平成 25 年の洪水によって、図-1 のような裏のりすべりが発生した。堤防の欠損部には碎石を充填した後の状況である。被災箇所近傍の耕作地や崩壊土砂の亀裂には、図-2 のような噴砂痕が多数確認されている。

被災箇所で行ったボーリングやサウンディング調査結果から、図-3 のように基礎地盤は礫層と砂層から構成される透水層の上に薄い被覆土層が分布していることが明らかとなっている。被災箇所の前後区間も含め裏のり尻部で被覆土層の厚さを確認した所、被災箇所の厚さが 50cm~1m 程度、前後区間が 1m 程度と、被災区間が薄いことが確認されている。

また、被災後の開削調査の結果、被災区間の一部において、図-4 に示す崩土の先端に向かって Ac 層を斜めに分断するように砂が貫入している状況も確認され



図-1 子吉川右岸 10.8km ののりすべりの状況 (応急復旧後で、欠損部には碎石充填済み)



図-2 子吉川右岸 10.8km 付近の噴砂痕

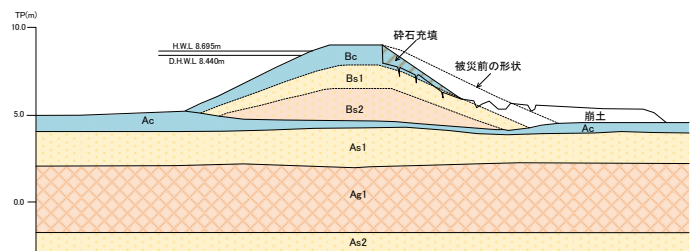


図-3 子吉川右岸 10.8km 付近の地質横断面図<sup>2)</sup>

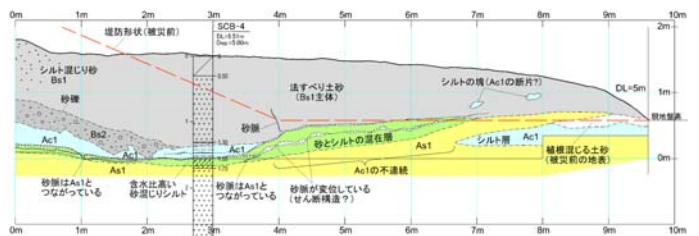


図-4 のり尻付近の開削断面スケッチ<sup>2)</sup>

ている。全区間ではないものの、Ac層の下のAs1層から上部が崩壊したことを示唆するものである。文献2)に被災状況及び開削調査の結果等がまとめられている。

この基盤漏水とのりすべりの関係については、以下のような関係が考えられる。

①基盤からの浸透によって、堤体の浸潤線が上昇しやすかった。

②噴砂を伴うような激しい漏水が生じていたということは透水層が被圧していたこと可能性がある。これにより有効応力が減少し、さらには強度が低下していた。

③のり尻を堤内地側あるいは上向きに持ち上げるような浸透力が作用していた。

④噴砂によって密度が低下し、強度が低下していた。

④の噴砂による強度低下は評価が難しいため、ここでは①～③の検討を行った。

### 3. 浸透力等を考慮した円弧すべり計算

手引きののりすべりに関する検討では、浸透流解析から得られる浸潤線を利用し円弧すべり安全率を求め所要の安全率を確保できているか確認する。基礎地盤のパイピングに関する検討では、被覆土層がある場合には浸透流解析から得られる被覆土層下面に作用する水圧と被覆土層の鉛直土圧の比( $G/W$ )を1.0と比較し、被覆土層がない場合にはのり尻付近の局所動水勾配を0.5と比較することによって検討を行う。

円弧すべり計算の浸潤線を浸透流解析の結果から設定するので、噴砂を伴うような激しい浸透でなければ上記①の関係は考慮されていることになる。

次に上記②と③について検討するが、手引きで用いている式(1)の修正フェレニウス法の式を検討の土台とする。

$$F_{S0} = \frac{\sum \{c_i l_i + (W_i - u_i b) \cos \alpha_i \tan \phi_i\}}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (1)$$

ここに、 $F_{S0}$ ：修正フェレニウス法の円弧すべり安全率、 $c_i, \phi_i$ ：スライス底面の土層の粘着力( $\text{kN/m}^2$ )と内部摩擦角、 $l_i$ ：スライス底面の長さ(m)、 $W_i$ ：スライスの全重量( $\text{kN/m}$ )、 $u_i$ ：スライス底面の静水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )、 $b$ ：スライスの幅(m)、 $\alpha_i$ ：スライス底面の角度。

上記②を考慮するには、スライス底面の静水圧を浸透流解析から得られる間隙水圧に変えるだけで良く、式(2)によって、②を考慮した円弧すべり安全率を求めることができ、局所的な水圧分布の影響も加味されることとなる。

$$F_{S1} = \frac{\sum \{c_i l_i + (W_i - u_{SPi} b) \cos \alpha_i \tan \phi_i\}}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (2)$$

ここに、 $F_{S1}$ ：浸透による間隙水圧の変化に伴う強度低下を考慮した円弧すべり安全率、 $u_{SPi}$ ：スライス底面の浸透により変化した間隙水圧 ( $\text{kN/m}^2$ )。

さらに、上記③を考慮するための1つの方法として、ここでは式(3)を用いることとした。

$$F_{S2} = \frac{\sum [c_i l_i + \{(W_i - u_i b + F_{SPV}) \cos \alpha_i - F_{SPH} \sin \alpha_i\} \tan \phi_i]}{\sum \{(W_i - u_i b + F_{SPV}) \sin \alpha_i + F_{SPH} \cos \alpha_i\}} \quad (3)$$

ここに、 $F_{S2}$ ：浸透力を考慮した円弧すべり安全率、 $F_{SPVi}$ 、 $F_{SPHi}$ ：スライスに作用する浸透力の水平成分と鉛直成分で、スライスの平均的な動水勾配に水の重さを乗じた値( $\text{kN/m}$ )。

浸透力を考慮した式(3)に関しては様々な式が考えられるが、式(3)の特徴は、水の重さに相当する部分を浸透力に置き換えた点の特徴である。一様な浸透流においては、式(1)と式(3)はほぼ同じ安全率となるが、堤防ののり尻のように局所的に大きな浸透流が存在する場合に答えが変わってくる。

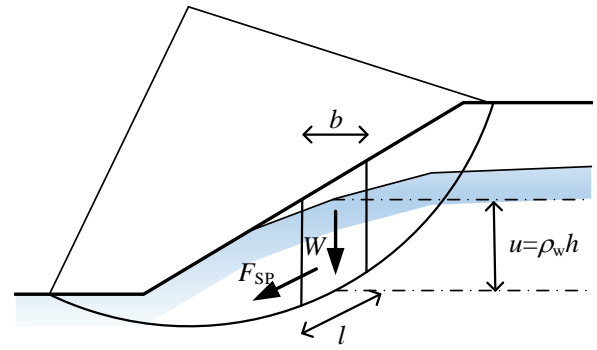


図-5 浸透力を考慮した円弧すべり計算

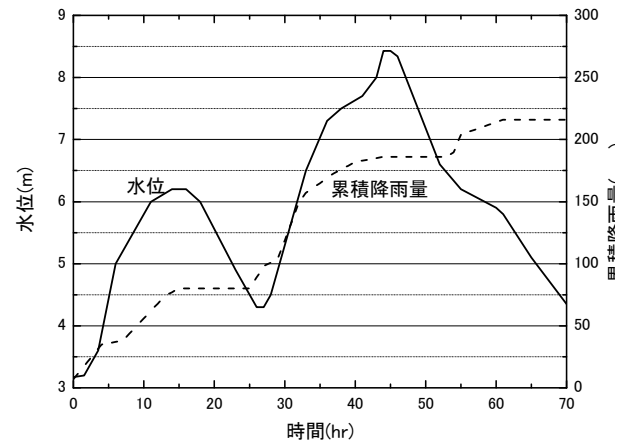


図-6 解析に用いた水位と(累積)雨量の時刻歴

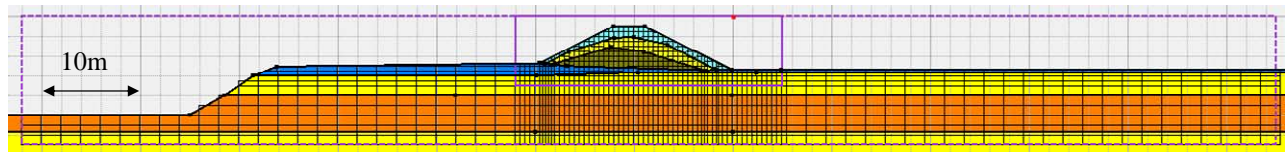


図-7 浸透流解析のモデル全体図

表-1 計算用パラメータ

土層名	単位体積重量		浸透特性		パターン1		パターン2	
	湿潤	飽和	飽和透水係数	不飽和特性	粘着力	内部摩擦角	粘着力	内部摩擦角
	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>3</sup>	m/sec		kN/m <sup>2</sup>	度	kN/m <sup>2</sup>	度
Bc	16.8	17.2	$2.0 \times 10^{-6}$	粘性土,粘性土	21.0	0.0	10.0	30.0
Bs1	18.3	19.3	$2.7 \times 10^{-5}$	礫質土/砂質土,砂質土	5.2	33.9	0.0	35.0
Bs2	18.5	20.0	$3.4 \times 10^{-5}$	礫質土/砂質土,砂質土	6.0	33.7	0.0	35.0
Ac	16.0	17.0	$1.4 \times 10^{-6}$	粘性土,粘性土	20.0	0.0	10.0	30.0
As1	18.0	19.0	$1.3 \times 10^{-5}$	礫質土/砂質土,砂質土	5.1	31.7	0.0	35.0
Ag	19.0	20.0	$1.6 \times 10^{-5}$	礫質土/砂質土,礫質土	0.0	34.2	0.0	34.2
As2	18.0	19.0	$1.3 \times 10^{-5}$	礫質土/砂質土,砂質土	5.1	31.7	5.1	31.7

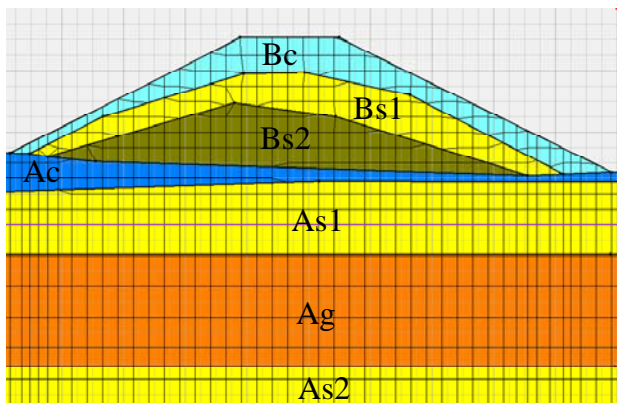
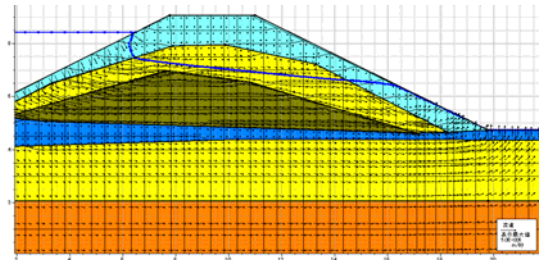
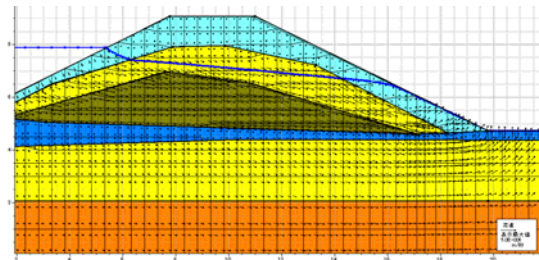


図-8 浸透流解析のモデル拡大図



(a)河川水位ピーク時 (44.0hr)



(b)裏のり尻水位ピーク時(47.7hr)

図-9 浸透流解析結果

#### 4. 強度定数に関する感度分析

まず、図-6に示す河川水位と累積雨量の時刻歴を用いて非定常の飽和・不飽和浸透流解析を行った。河川水位は被災箇所近傍の宮内水位観測所のデータを、雨量は本荘気象観測所のデータを基に設定したものである。また、子吉川の被災箇所の地質断面図から、浸透流解析のモデルを図-7及び図-8のとおり設定した。なお、堤防天端にはアスファルト舗装が敷いてあったため、不透水としてモデル化した。各層の土質定数は表-1のとおり設定した。

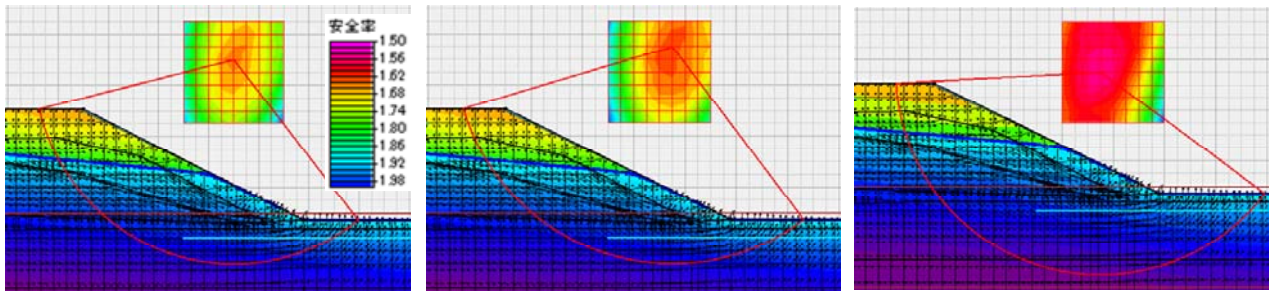
浸透流解析の結果、川裏のり尻部分の水位が最も高くなる時間が河川水位ピークから少しずれ、河川水位ピーク時から4時間弱経過した時点であったため、図-9(b)に示す浸透流解析結果を円弧すべり計算で用いることとした。

次に、2つのパターンの強度定数を用いて円弧すべり安全率を求めた。パターン1が土質試験等から設定した結果であり、パターン2がパターン1の円弧すべり計算結果を踏まえ設定し直したものである。

図-10にパターン1の強度定数による円弧すべり計算の結果を示す。安全率は1.65から1.55といずれの安全率算出方法でも1を大きく上回っており、崩壊した事実と整合しなかった。また、最小安全率となる円弧の大きさは実際に崩壊した範囲に比べてもかなり大きく整合しているとは言い難い。次に3種類の安全率を比較すると、間隙水圧による強度低下や浸透力を考慮した $F_{S1}$ や $F_{S2}$ の値が浸潤線しか考慮していない $F_{S0}$ とあまり変わらなかった。これは、堤体及び基礎地盤の強度定数に大きな粘着力を用いた結果であると推測される。Bc層とAc層では約 $20\text{kN/m}^2$ の特に大きな粘着力を設定している。それ以外の土層でも $5\sim 6\text{kN/m}^2$ の粘着力を設定しており、比較的土被りの浅い範囲では、内部摩擦角よりも粘着力が支配的となる。その結果、間隙水圧による強度低下の影響がほとんど現れなかったものと考えられる。浸透力を考慮した円弧すべり安全率は前述のとおり局所的に大きな浸透力を捉え、より小さな円弧で最小安全率を示す傾向となるものと推測される。一方で、粘着力を大きく設定すると、より大きな円弧で最小安全率が得られることとなり、最小安全率となる円弧の大きさに関して、浸透力を考慮した円弧すべりと粘着力は相反する作用を及ぼす。図-8の最小安全率となる円弧の大きさを見るとかなり大きく、局所的な浸透力よりも粘着力の効果が勝った結果と考えられる。

このようなパターン1の結果を受け、粘着力を小さく設定した強度定数がパターン2である。Bc層及びAc層については、土層検査棒のベーンせん断試験の結果も参考に設定した。また、Bs1層、Bs2層、As1層の粘着力は0とし、内部摩擦角もキリの良い数字に設定した。Ag層以下については、円弧すべりに直接影響しないため、変更していない。

パターン2の強度定数による円弧すべり計算の結果を図-11に示す。粘着力を低下、あるいは、0に設定した結果、円弧すべり安全率はかなり小さくなり、 $F_{S0}$ に比べ $F_{S1}$ は1割強、 $F_{S2}$ は2割弱低下し、 $F_{S2}$ でほぼ1となり、浸透力等を考



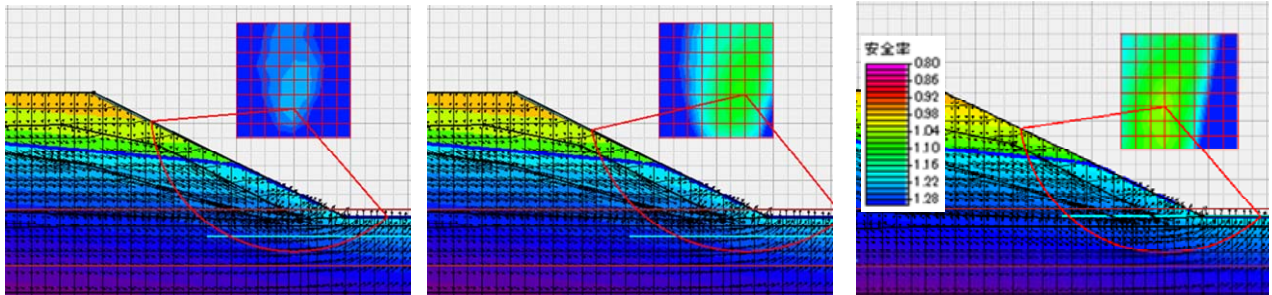
(a)  $F_{s0}=1.65$

(b)  $F_{s1}=1.62$

(c)  $F_{s2}=1.55$

図-10 パターン 1 の円弧すべり計

算結果



(a)  $F_{s0}=1.22$

(b)  $F_{s1}=1.09$

(c)  $F_{s2}=1.03$

図-11 パターン 2 の円弧すべり計

算結果

慮することによって被災の説明性が増した。粘着力を小さくしたことによって、間隙水圧の変化が安全率に現れやすくなり、加えて、局部的に浸透力の大きな範囲を選択することができるようになったためだと考えられる。 $F_{s1}$ と $F_{s2}$ の違いは小さく、定義が明快でより簡便な $F_{s1}$ を選択することも実務的には考えられる。また、円弧の大きさも実際の崩壊範囲にかなり近づいた。実際の崩壊範囲はのり肩までであり、円弧すべり計算結果よりも大きい。円弧すべり計算結果の範囲が先に崩壊すれば、のり面上段も続いて崩壊すると考えられるため、実際の崩壊範囲をほぼ説明できていると考えても差し支えない。

## 5. まとめ

子吉川ののりすべりの事例を対象に、浸透力等を考慮した円弧すべり安全率（浸透による間隙水圧の変化に伴う強度低下を考慮した円弧すべり安全率と浸透力を考慮した円弧すべり安全率）を試算した。その結果、以下のことが明らかになった。

- ①粘着力が大きい場合には、実務で一般的に使われている円弧すべり安全率と浸透力等を考慮した円弧すべり安全率の違いがほとんど現れず、浸透力等を考慮しても意味がない。
- ②粘着力が小さい場合には、実務で一般的に使われている円弧すべり安全率と浸透力等を考慮した円弧すべり安全率の違いが現れ、被災状況の説明性が増した。
- ③子吉川の事例を円弧すべり計算で再現するには、安全率の値と崩壊範囲の2つの観点から大きな粘着力を用いることは適切とは言えない。
- ④本検討の中では、間隙水圧の変化に伴う強度低下を考慮した円弧すべり安全率と浸透力を考慮した円弧すべり安全率に大きな差はなく、実務的には定義が明快でより簡便な間隙水圧の変化に伴う強度低下を考慮した円弧すべり計算を選択することも考えられる。
- ⑤円弧すべり安全率は粘着力の影響が支配的であり、これを適切に設定することが極めて重要である。一方で、三軸試験の低拘束圧にも限界があり、土被りの浅い範囲の強度を適切に評価することは難しい場合もある。このため、粘着力の設定に関する技術開発が望まれる。
- ⑥浸透力等を考慮した円弧すべり計算は、局所的な圧力分布や浸透力が安全率に影響を及ぼすことになるので、透水係数の変化や層厚をより正確に調査しなければ意味をなさない。

## 6. 参考文献

- 1) (財)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) 中川博樹：子吉川における堤防被災メカニズムと調査分析結果について，第2回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，2014

# 透水性基礎地盤に起因する複合破壊過程の SPH 法による再現解析

河川堤防 浸透 噴砂

国土技術政策総合研究所 正会員 ○下川大介 森 啓年 笹岡信吾 服部 敦

## 1. はじめに

河川堤防の安全性照査基準では、すべりとパイピングは個別に評価してきた。しかし、最近の被災事例では、パイピングを伴うすべり破壊など、これまで想定してきたメカニズムでは説明できない事例が発生している。そこで、本研究では、透水性基礎地盤（以下、透水層）に起因する堤防の破壊過程に関する実験のうちの、透水層を地表面に露出させた土層構造のケース、透水層が二層構造のケースの実験結果について、SPH 法を用いた再現解析を行い、破壊メカニズムについて検討を行うとともに、課題を整理した。

## 2. 実験結果の概要

### 2.1 ケース 1（透水層を地表面に露出させた土層構造のケース）

ケース 1 の実験模型の概要を図-1 に示す。関東ロームと珪砂 6 号の 2 種類の土で作成されており、透水層は行止り地形となっており、堤内地側で地表面に露出する構造とした。地下水位は透水層に 0.01m/min の速度で水槽内の水位を上昇させることで水圧を与えた。図-2 に実験結果を示す。STEP1（外水位：堤内地盤上面（以下、GL）+0.45m、水槽内水位と法尻を結んだ直線の勾配（以下、 $i_{ave}$ ）=0.29）では、法尻上方約 0.10m 法面に縦断方向の堤体亀裂が発生し、堤体亀裂が増加、その後亀裂から水のしみ出しがみられた。STEP2（外水位：GL+0.67m、 $i_{ave}$ =0.44）では、亀裂幅が大きくなり、漏水量が増加。さらに堤体亀裂から漏水と一緒に砂質土の流出も確認された。STEP3（外水位：GL+0.85m、 $i_{ave}$ =0.55）では、法尻付近にて堤体土が堤内側に側方流動する変形が生じた。

### 2.2 ケース 2（透水層が二層構造のケース）

ケース 2 の実験模型の概要を図-3 に示す。透水層を砂質土層と礫質土層の 2 層構造とした。また、透水層は行止り地形とし、露出部の長さをケース 1 の半分（0.50m）とした。地下水位は透水層に 0.01m/min の速度で水槽内の水位を上昇させることで水圧を与えた。図-4 に実験結果を示す。STEP1（外水位：GL+0.39m、 $i_{ave}$ =0.25）では、露出部境界付近の難透水層部に亀裂が発生、直後に亀裂から漏水と噴砂が発生した。STEP2（外水位 GL+0.57m、 $i_{ave}$ =0.37）では、法尻付近にて亀裂が発生し、亀裂から漏水と噴砂が発生した。また、露出部境界付近の噴砂孔が拡大した。STEP3（外水位：GL+0.65m、 $i_{ave}$ =0.42）では、亀裂から漏水が増加し、亀裂箇所から噴砂が生じ、空洞化が発生する様子が観察された。

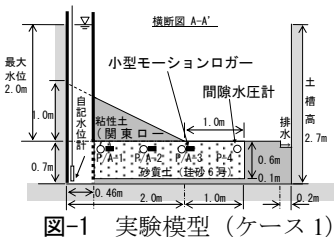


図-1 実験模型（ケース 1）

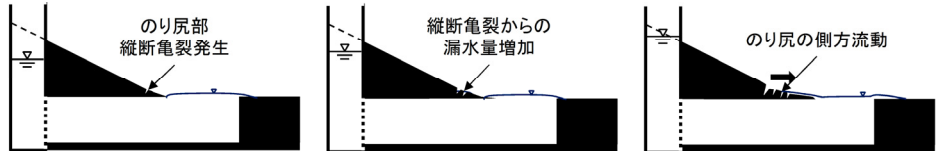


図-2 実験結果の概要（ケース 1）

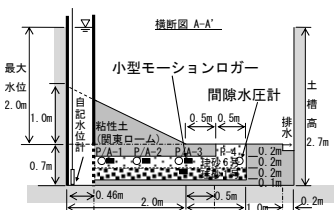


図-3 実験模型（ケース 2）

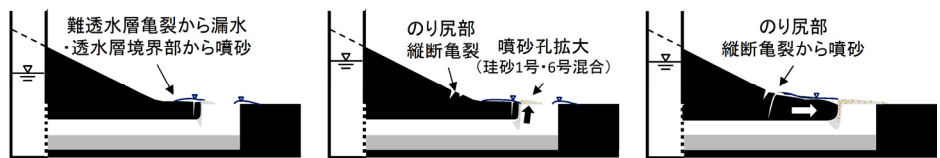


図-4 実験結果の概要（ケース 2）

## 3. 解析方法

本研究では、SPH 法<sup>2)3)</sup>を連続体力学に拡張した理論式を用いて再現解析を実施した。土の構成則には、河川堤防の安全性評価において用いるモール・クーロンモデルを採用し、粒子の速度増分からひずみ量を算出し、それを乗ずることで応力増分を求める一般的な微小変形理論を用いている。解析に用いたモデルを図-5、6 に示す。解析では実験模型を平面ひずみ条件で再現した。初期状態では 29,398 個の SPH 粒子を 0.01cm の間隔で均一に配置した。解析時間は全ケース 10 秒とした。解析に用いた土質条件

表-1 土質条件

材料番号	土質	透水係数	湿潤密度	飽和密度	粘着力	せん断抵抗角
番号一色	材料	(m/s)	(kg/m <sup>3</sup> )	(kg/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(°)
1-青	関東ローム	$3.13 \times 10^{-7}$	1,720	1,890	42.8	0.0
2-黄	珪砂6号	$1.55 \times 10^{-4}$	1,810	1,990	0.0	34.2
7-橙	珪砂1号	$2.25 \times 10^{-2}$	1,970	2,170	0.0	31.8

The SPH method for simulating a slip and piping of a river levee by a permeable foundation ground

SHIMOKAWA.D,MORIH.S,SASAKA.S,HATTORI.A  
National Institute for land and Infrastructure Management

を表-1 に示す。透水係数は粒度試験結果から Creager の式を用いて算出した値を用いた。その他の土質定数は、河川堤防の土質試験結果情報<sup>4)</sup>より粘性土、砂質土、礫質土の平均値を参考にした。また、実験時に与えた外水位を用いて浸透流解析を行い、SPH 法の解析に用いる間隙水圧分布を算出した。各ケースの間隙水圧分布を図-7、8 に示す。得られた間隙水圧分布を SPH 法のモデルに反映させることにより SPH 粒子に静水圧とサクションを作用させた。解析中の間隙水圧は、SPH 粒子の鉛直方向の移動に応じて増減させる処理としている。



図-5 モデル(ケース1)

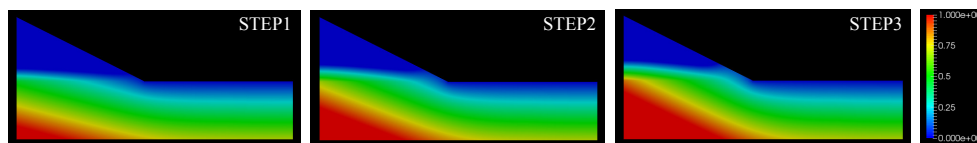


図-7 間隙水圧分布(ケース1)



図-6 モデル(ケース2)

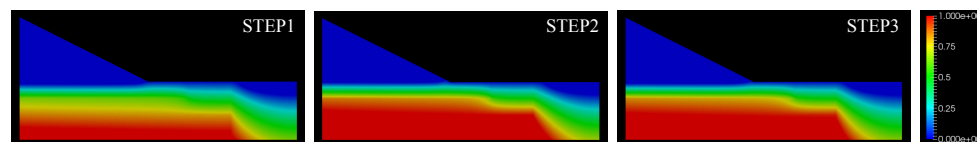


図-8 間隙水圧分布(ケース2)

#### 4. 解析結果

##### 4.1 ケース1 (透水層を地表面に露出させた土層構造のケース)

図-9 にケース1の各ステップにおける粒子の移動量を示す。STEP1 で堤体法尻部に噴砂が生じた。STEP2 では、噴砂が増大し、透水層粒子が流出することにより、堤体が沈下した。さらに STEP3 まで外水位を上げると、噴砂の増大に伴い、堤体の沈下量が増大した。透水層の移動範囲を見ると、全てのステップにおいて堤防直下の粒子が移動していることがわかる。一方、実験では透水層がほとんど動かず、水位が上昇するに従い、法尻部の土塊が側方移動する現象(泥濘化)が確認された。試行的に堤体土の物性値を、盛土工指針を参考に  $c=1.0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=20.0^\circ$  と設定したところ、側方移動を再現することができた。このことから、実験と解析の違いは、堤体土の物性が要因の一つであると考えられる。

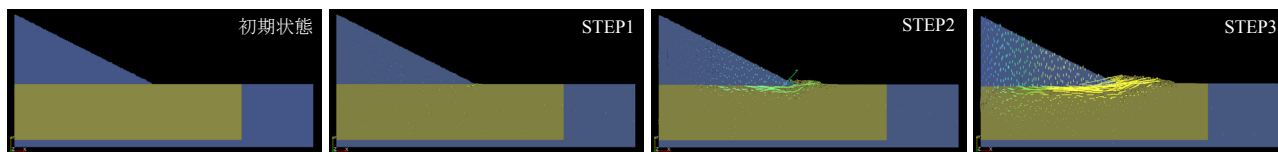


図-9 解析結果(粒子移動量 ケース1)

##### 4.2 ケース2 (透水層が二層構造のケース)

図-10 にケース2の各ステップにおける粒子の移動量を示す。STEP1 で難透水層の盤膨れ及び透水層露出部からの噴砂が生じた。STEP2、STEP3 と水位の上昇に伴い、盤膨れと噴砂が拡大していく結果となった。ケース1と比較するとケース2では砂質土層粒子が全体的に動いており、粒子の移動範囲も広がっていることがわかる。対照的に、礫質土層についてはほとんど粒子が動かない結果となった。一方、実験では水位の上昇とともに砂質土層が噴出する現象が確認され、解析においても比較的よく再現できた。

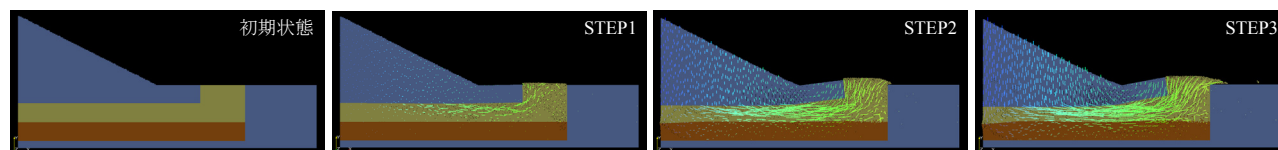


図-10 解析結果(粒子移動量 ケース2)

#### 5. 考察

間隙水圧の上昇に伴い、透水層を構成する砂質土が地表に噴出する現象を再現できた。しかし、解析では噴砂及び透水層の粒子の移動に伴い、堤体の挙動はいずれのケースも実験とは異なることから、さらなる検討が必要である。なお、砂質土層の噴出とともに解析では堤体が沈下する結果となったが、実験ではそのような現象はみられなかった。これは、解析モデルが二次元であり、堤体の縦断方向の沈下に対する抵抗力を考慮していないことが要因の一つであると考えられる。今後、三次元モデルを用いた堤防の縦断方向の影響も含めた検討を行う必要がある。

##### 【参考文献】

- 1) 倉田大輔、福原直樹、森啓年、服部敦、吉田直人、石原雅規、佐々木哲也:透水性基礎地盤に起因する河川堤防の進行性破壊に関する模型実験、河川技術論文集、第21巻、2015
- 2) S. J. Plimpton, Fast Parallel Algorithms for Short-Range Molecular Dynamics, J Comp Phys, 117, 1-19 (1995).
- 3) 森啓年、福原直樹、服部敦、桑野玲子、曾我健一、齋藤由紀子、佐々木哲也:粒子法による河川堤防の進行性すべり破壊に関する解析的検討、地盤工学ジャーナル、Vol. 9、No. 4、p.687-696、2014
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所河川研究室河川研究室:河川堤防の土質試験結果情報、[http://www.nilim.go.jp/lab/fbg/download/geo\\_download/geo\\_download.html](http://www.nilim.go.jp/lab/fbg/download/geo_download/geo_download.html) (2015.4 確認)