

第4回 河川堤防技術シンポジウム

講演概要集

平成28年11月29日

公益社団法人 土木学会 地盤工学委員会堤防研究小委員会

後援：水工学委員会河川部会・公益社団法人 地盤工学会

第4回 河川堤防技術シンポジウム

目次

一般発表 I

- I-1 堤防全断面縮小模型を用いた透水性基礎地盤上の河川堤防の進行性破壊に関する実験
上野俊幸（国土技術政策総合研究所），笹岡信吾，諏訪義雄，森啓年，倉田大輔，下川大介
..... 1
- I-2 堤防基礎地盤のパイピング発生箇所に対する準二次元非定常浸透流解析の適用
田端幸輔（中央大学研究開発機構），福岡捷二 5
- I-3 漏水・噴砂の動態に着目した河川堤防のパイピングの進行性及び地盤条件と水位条件
櫛山総平（名古屋工業大学），前田健一，齊藤啓，西村柁哉，李兆卿，泉典洋 9
- I-4 浸透点検における性能評価指標の整備に向けた実験及び解析による検討
齊藤啓（日本工営），前田健一，李兆卿，櫛山総平 13
- I-5 河川堤防の降雨・河川水の上昇による堤体内浸透挙動に関する検証
秋場俊一（土木研究所），吉田直人，石原雅規，佐々木哲也 17
- I-6 空気～水～土骨格連成有限変形シミュレーションによる模型堤防の浸透破壊メカニズムの
考察
吉川高広（名古屋大学），野田利弘，内藤誠也，小高猛司，崔瑛 21
- I-7 越流に対する堤防の粘り強さの向上に関する検討
常田賢一（大阪大学大学院），植田裕也，跡治志由大，小柿裕治，藤木孝則 23
- I-8 2016年熊本地震とその後の豪雨による複合災害～木山川を例に～
二瓶泰雄（東京理科大学），桜庭拓也，倉上由貴 27
- I-9 河川堤防の地震・高水を想定した複合災害に対する浸透性能評価
居上靖弘（徳島大学大学院），伊藤慧，渦岡良介，上野勝利 29
- I-10 堤防被害への地盤の影響の考察（その4，豪雨と地震の影響）
那須誠（元前橋工科大学） 33

I-11	堤体の土質柱状図にある粒度の表現法とその活用 宇野尚雄（岐阜大学名誉教授），笠井雅広，岩崎好規，藤原照幸	37
I-12	梯川旧堤で実施した現地堤防地盤調査 石原雅規（土木研究所），東拓生，秋場俊一，地蔵智樹，小高猛司，崔 瑛，李圭太	41
I-13	「粘性土」堤体土の浸透時の力学特性の評価 小高猛司（名城大学），崔瑛，李圭太，石原雅規，高木竜二，田中貴之，御手洗翔太	45
一般発表Ⅱ		
II-1	UAV を活用した微地形写真解析による河川堤防周辺の浸透に対する被災要因分析 中村賢人（国土技術政策総合研究所），笹岡信吾，諏訪義雄，森啓年	47
II-2	MMS（Mobile Mapping System）による河川管理の効率化・高度化について 山崎崇徳（パスコ），岡部貴之，森田真一，堀内成郎	49
II-3	パイピングによる堤体表面形状変化の特徴 岡村未対，平尾優太郎，左橋直也	53
II-4	被災履歴を考慮した河川堤防の弱点箇所抽出手法の提案 笹岡信吾（国土技術政策総合研究所），上野俊幸，諏訪義雄，森啓年	57
II-5	堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標に基づく堤防破壊危険タイムラインを用いた被災プロセスの見える化 福岡捷二（中央大学研究開発機構），田端幸輔	61
II-6	計測機器を用いた河川堤防の変状検知モニタリングシステムの開発（第一報） 佐古俊介（国土技術研究センター），柳畑亨，石沢孝，須賀原慶久，中山修，味方圭哉	65
II-7	ブランチブロック護岸設置前後の河川流況計算 坪郷浩一（放送大学），吉村隆顕，大内光徳	69
II-8	川幅と河床勾配の相違が破堤現象に与える影響に関する基礎実験 島田友典（寒地土木研究所），渡邊康玄，岡部博一，中島康弘	71

堤防全断面縮小模型を用いた透水性基礎地盤上の河川堤防の進行性破壊に関する実験

堤防全断面 模型実験 浸透破壊

国土技術政策総合研究所 正会員 ○上野俊幸 笹岡信吾 諏訪義雄
 山口大学 正会員 森啓年
 応用地質株式会社 正会員 倉田大輔
 川崎地質株式会社 正会員 下川大介

1 はじめに

透水性基礎地盤上の河川堤防では、洪水時にパイピングを伴う堤防決壊などの被災発生が懸念される。平成 24 年 7 月に堤防決壊に至った矢部川では、堤体直下の砂層に噴砂を伴う空洞が徐々に進行したことで、堤防陥没による河川水の越流が生じ、最終的に堤防決壊に至ったと報告されている¹⁾。一方で、類似した地盤条件であっても、局所的な漏水・噴砂の発生に留まり、パイピングを伴う堤防決壊にまで至らない箇所もみられた。

この堤防決壊に至るメカニズム解明のため、本研究では堤防のり尻部を対象とした模型実験を行い、浸透破壊に及ぼす基礎地盤構成の影響²⁾や安全性照査手法の課題³⁾について研究してきた。本論文では、模型範囲を堤防全断面まで広げ、より一般性を持たせた浸透実験結果について報告する。

2 実験概要

2.1 実験模型

実験模型は、高さ 1.0m、幅 2.0m の水路内に、堤体および基礎地盤の土質を変えて 3 ケース作製した。

図-1 に実験模型を示す。模型の基本形状は、層厚 0.3m の基礎地盤上に、高さ 0.8m の堤防を構築したものである。堤防形状は、天端幅 0.4m、のり勾配 1:2.0 とした（敷幅 3.6m）。基礎地盤の土層構成は、層厚 0.1m の難透水層（火山灰質粘性土）の上位に層厚 0.2m の透水層が分布するものとした。堤防横断方向の基礎地盤の模型幅は、堤外側 0.6m、堤内側 2.6m を確保した全 6.8m とした。土層の締固めは、タンパー転圧や水締めにより行った。

3 ケースの土質構成は、齊藤ら⁴⁾の実験結果を参考に設定した。ケース 1 は、基礎地盤を珪砂 6 号の単層構造とし、堤体を難透水性材料（珪砂 6 号+ベントナイト混合土）とした。ケース 2 は、基礎地盤を珪砂 6 号と珪砂 3 号の複層構造とし、堤体を透水性材料（珪砂 6 号）とした。ここで、基礎地盤は“粒径の粗い珪砂 3 号”の上位に“粒径の細かい珪砂 6 号”が分布する構成である。ケース 3 は、基礎地盤はケース 2 と同様で、堤体を難透水性材料（珪砂 6 号+ベントナイト混合土）とした。

2.2 土質条件

実験模型の土質条件について、表-1 および図-2 に示す。混合土におけるベントナイトの割合は、重量比で 20% とした。乾燥密度 ρ_d は現場密度試験により求め、そこで得た間隙比 e を用いて飽和密度 ρ_{sat} を算出した。透水係数 k は、“密度調整した供試体による室内透水試験”と“20% 粒径 D_{20} を基にした Creager による推定”により求めた。

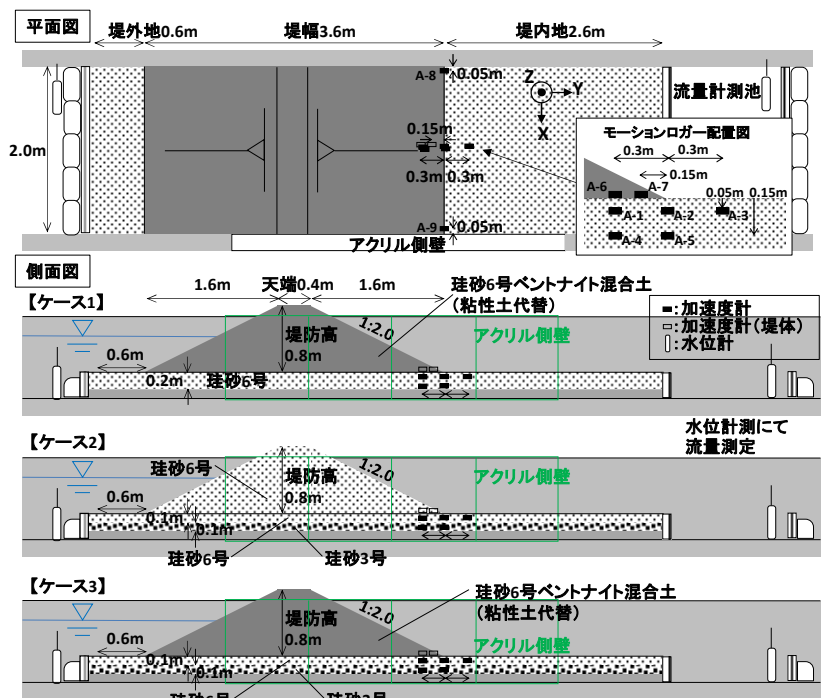


図-1 実験模型概要図

表-1 土質条件

土質	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	飽和密度 ρ_{sat} g/cm ³	20% 粒径 D_{20} mm	透水係数	
				室内透水 k m/s	Creager k m/s
珪砂 6 号+ ベントナイト混合土	1.36	1.85	-	-	-
珪砂 6 号	1.47	1.91	0.23	2.9E-4	1.2E-4
珪砂 3 号	-	-	0.96	-	3.3E-3

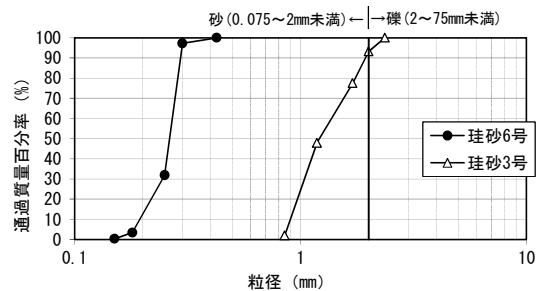


図-2 粒径加積曲線

Experiments for the progressive failure of a river levee on the permeable foundation ground using the reduced scale embankment model

T.Ueno, S.Sasaoka, Y.Suwa (National Institute for Land and Infrastructure Management), H.Mori (Yamaguchi University), D.Kurata (Oyo Corporation) and D.Shimokawa (Kawasaki Geological Engineering Co., Ltd.)

2.3 水位条件

外水位は川表側水路への給水により与え、川表のり面および基礎地盤上面から浸透させる条件とした。初期水位は基礎地盤上面（以下、GL）とし、実験開始まで12時間以上保持させた。外水位の上昇速度は0.01m/minとし、GL+0.7mに達した後一定水位を保つようコントロールした。外水位は圧力式自記水位計にて1秒間隔で記録した。

2.4 計測内容

実験中の計測内容は、外観観察および間隙水圧・土砂移動計測とした。外観観察は目視およびカメラ撮影により行い、主に川裏のり尻部周辺の堤体・基礎地盤の動態に着目した。なお、堤防横断面を観察するため、側壁の一部にアクリル板を用いて可視化した。間隙水圧・土砂移動計測では、モーションロガー（MSR社製 MSR145）を川裏のり尻部付近に密に配置した（図-1）。モーションロガーとは、水圧と加速度（3軸方向）が計測可能な電池・ロガー内臓式の計器である⁵⁾。表-2に計測範囲や計測間隔を示す。

表-2 モーションロガーの計測内容

計測項目	計測範囲	計測間隔
水圧	0~300kPa	1秒
加速度	-2~2G	0.1秒

3 実験結果

3.1 ケース1（堤体：難透水性、基礎地盤：珪砂6号）

実験開始からの経過時間と堤防の変状状況について、以下①~④に示す。なお、以下には、川表のり面上の水面位置と川裏のり尻を結んだ直線の勾配を平均動水勾配 i_{ave} として整理した。

①19分後（WL=GL+0.20m, $i_{ave}=0.06$ ）…川裏のり尻付近から水が浸み出すとともに、のり面が下端より湿潤化。

②40分後（WL=GL+0.40m, $i_{ave}=0.14$ ）…のり尻上方0.15m付近まで湿潤化。

③68分後（WL=GL+0.69m, $i_{ave}=0.31$ ）…天端-0.1m付近にて水位を一定に保った。

④130分後（WL=GL+0.71m, $i_{ave}=0.33$ ）…計測終了後（写真-1）、さらに12時間観察したうえで変化なく実験終了。

図-3に土層中の全水頭の経時変化を示す。ここで、全水頭の初期値は、計器の設置深度に応じて、堤体で-0.01m、基礎地盤上面で0.05m、基礎地盤下部で0.15mとなっている。側壁付近のA-8、A-9のデータについては、中央のA-2と同等であったため同図では省略した。

のり尻部の全水頭は、外水位の上昇開始から5~10分遅れで上昇しはじめ、19分（①）の川裏側に水が浸み出す頃に上昇速度が低下し、湛水後10分程度経過した80分時点で上昇は止まった。外水位変動に対する全水頭の反応速度は、上層（珪砂6号）と下層（珪砂3号）で明瞭な違いはみられなかった。

実験終了時点（130分（⑤））の珪砂6号上部の全水頭分布をみると、のり尻部（A-2）に対して川表側（A-1）では0.042m高く、川裏側（A-3）では0.004m低かった。これを局所動水勾配で整理すると、A-1からA-2に向かう水平方向で $i_h=0.14$ 、A-2からのり尻に向かう鉛直方向で $i_v=0.82$ となる。 i_v は河川堤防のパイピング照査で用いられる基準値0.5は超過するものの、限界動水勾配 $i_c=0.9$ (ρ'/ρ_w)を下回った。当該ケースは均質地盤のため、 $i_v < i_c$ の条件よりパイピングを伴う進行性破壊に至らなかったものと考えられる⁴⁾。

堤体・基礎地盤に大きな変形は生じておらず、加速度のデータにも変化は認められなかった。



写真-1 計測終了時の状況（④130分後）

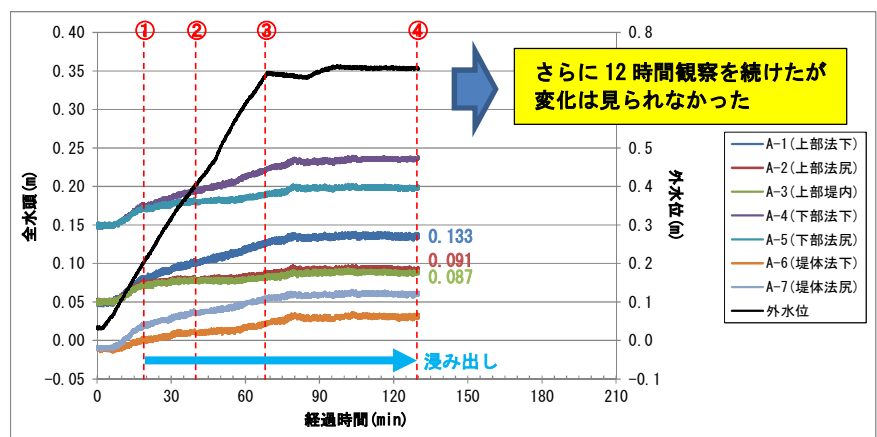


図-3 全水頭の経時変化図（ケース1）

3.2 ケース2（堤体：透水性、基礎地盤：珪砂6号/3号）

実験開始からの経過時間と堤防の変状状況について、以下①~④に示す。

①14分後（WL=GL+0.16m, $i_{ave}=0.05$ ）…川裏のり尻付近から水が浸み出すとともに、のり面が下端より湿潤化。

②36分後（WL=GL+0.37m, $i_{ave}=0.13$ ）…のり尻上方0.1m付近まで湿潤化。

③48分後（WL=GL+0.49m, $i_{ave}=0.19$ ）…のり尻から徐々に泥濘化し崩壊が進む。

④73分後（WL=GL+0.69m, $i_{ave}=0.31$ ）…天端-0.1m付近にて水位を一定に保つと、のり尻上方0.4m付近に縦断クラックが発生し、さらに泥濘化と崩壊が進行したため、90分まで計測を続けて実験終了（写真-2）。

図-3に土層中の全水頭の経時変化を示す。側壁付近のA-8、A-9のデータについては、中央のA-2と同等であった

め同図では省略した。のり尻部の全水頭は、外水位の上昇開始から徐々に上昇し、実験終了時点（90分）でも上昇傾向にあった。この状況から、実験を継続した場合には、崔ら⁶⁾の研究で示されたような基盤の液状化を伴うすべり破壊が進行することで決壊に至った可能性がある。

実験終了時に最大となった珪砂6号の全水頭分布をみると、のり尻部(A-2)に対して川表側(A-1)では0.065m高く、川裏側(A-3)は0.039m低かった。これを局所動水勾配で整理すると、A-1からA-2方向で $i_h=0.22$ 、A-2からのり尻方向で $i_v=1.36$ となる。また、珪砂3号ののり尻部(A-5)の全水頭は0.260mを示し、珪砂6号を被覆土($\rho_{sat}=1.9g/cm^3$)として被覆土重量と揚圧力の比を算出すると $G/W=0.89$ となった。これより、 $i_v \geq 0.5$ ($i_v \geq i_c$) かつ $G/W \leq 1.0$ といずれの基準値も超過していた。

また、水位ピーク時(④)でも、 $i_v=0.92$ 、 $G/W=0.94$ となり基準値超過となった。なお、堤内地やアクリル側面の目視観察では、90分までに基礎地盤に噴砂等のパイピング現象はみられなかった。

加速度のデータにも変化は認められなかったため、堤体ののり尻部の縦断クラックや崩壊は生じたものの、90分までは堤体や基礎地盤の内部に大きな変形は生じず、堤体表面の泥濁化が進行していたと考えられる。

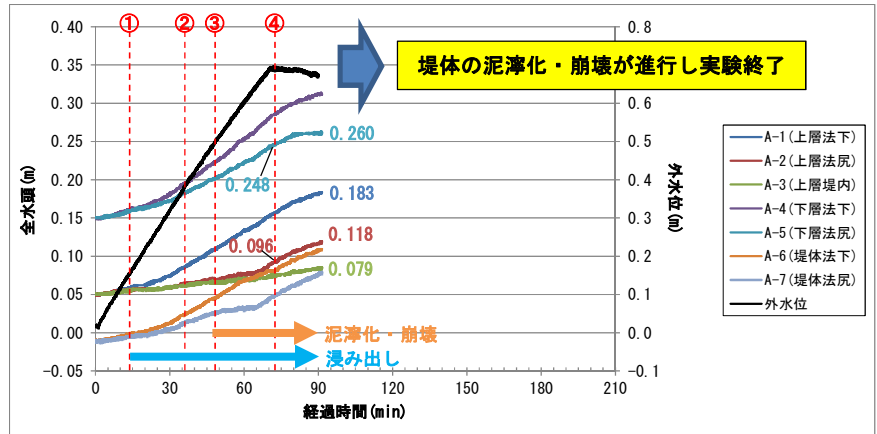


図-4 全水頭の経時変化図(ケース2)

3.3 ケース3 (堤体：難透水性、基礎地盤：珪砂6号/3号)

実験開始からの経過時間と堤防の変状状況について、以下①～⑥に示す。

- ①7分後 (WL=GL+0.05m, $i_{ave}=0.01$) …川裏のり尻付近から水が浸み出す。
- ②45分後 (WL=GL+0.40m, $i_{ave}=0.14$) …コンクリート壁側ののり尻から珪砂6号の流出を伴う漏水が発生。この時のり尻上方0.1m付近まで泥濁化が進行。
- ③64分後 (WL=GL+0.60m, $i_{ave}=0.25$) …アクリル壁側でも珪砂6号の流出を伴う漏水が発生。
- ④75分後 (WL=GL+0.70m, $i_{ave}=0.32$) …天端-0.1m付近にて水位を一定に保つ。コンクリート壁側の漏水量が増加して噴砂が発生。アクリル壁側でも珪砂6号の流出量が増え、堤体と基礎地盤の境界部分に水みちを確認(写真-3)。
- ⑤131分後 (WL=GL+0.72m, $i_{ave}=0.33$) …コンクリート壁側に新たな噴砂孔が発生し、そこから珪砂3号が噴出。
- ⑥148分後 (WL=GL+0.72m, $i_{ave}=0.33$) …噴砂拡大とともに漏水量が増加し、堤体・基礎地盤の土砂が大量流出。その後、コンクリート壁側の堤体の沈下に伴い、堤体中央部に横断クラックが発生(写真-4)。最終的に、クラックから漏水が生じて大変形に至った。漏水量の増大に伴い外水位は低下したため、外水位一定の場合には越流決壊したと想定される。

図-5に土層中の全水頭の経時変化を示す。のり尻部の全水頭は、外水位の上昇開始から徐々に上昇していたが、水位ピーク(④)を境に低下しはじめ、131分頃(⑤)からその低下傾向が緩やかとなり、148分(⑥)の噴砂拡大に伴う大変形に至っている。水位ピーク後に確認された全水頭低下については、ここで確認された噴砂や水みちの発達による減圧作用の影響と考えられる。その他でも20分頃にのり尻付近の堤体と基礎地盤上面に全水頭の乱高下がみられ、目視できる変状は生じていないものの内部ではパイピングに関連する局所的な変状が生じていた可能性がある。

水位ピーク時の珪砂6号の全水頭分布をみると、のり尻部(データに乱れの少ないA-9)に対して川表側(A-1)では0.071m高かった。これを局所動水勾配で整理すると、A-1からA-9方向で $i_h=0.24$ 、A-9からのり尻方向で $i_v=0.82$ となる。また、珪砂3号ののり尻部(A-5)の全水頭は0.237mを示し、珪砂6号の被覆土重量と揚圧力の比を算出すると $G/W=0.99$ となった。これより、水位ピーク時に $i_v \geq 0.5$ ($i_v < i_c$) かつ $G/W \leq 1.0$ と i_c を除く基準値を超



写真-2 側方移動状況(④73分後)

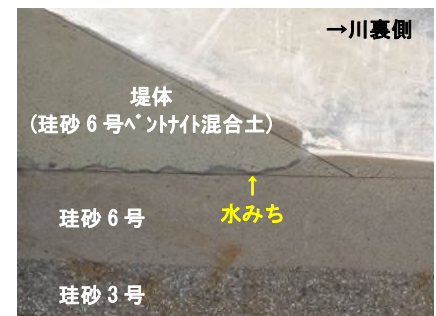


写真-3 水みちの発生状況(③75分後)

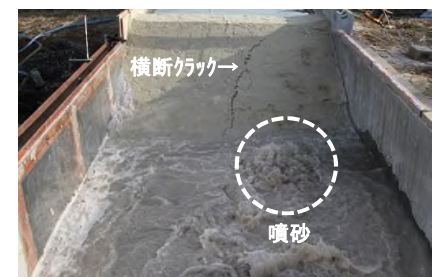


写真-4 噴砂拡大～クラック発生(⑥148分後)

過し、噴砂を伴いながらパイピングが進行して大変形に至ったものと考えられる。なお、 $i_v \geq 0.5$ (A-9の全水頭が0.075m以上)となるのは20分頃にみられたのり尻付近の全水頭の乱高下が発生したタイミングと重なる。

図-6には、大変形時以外の変位を唯一観測した、コンクリート壁側のり尻部 (A-8) の加速度データを示す。45分 (②) に珪砂6号の流出が生じてから水位ピークまでの間で加速度の変化を捉えていることから、ここで珪砂6号の移動に伴い水みちが形成されたものと推測される。

4 おわりに

表-3 に各ケースの全水頭最大時の実験結果を示した。

図-3と図-5の比較より、難透水性堤体では、基礎地盤が単層 (ケース1) より複層 (ケース3) の方がり尻部の全水頭が上昇しやすいことがわかった。

図-4と図-5の比較より、基礎地盤が複層の場合には、透水性堤体 (ケース2) の方がり尻部の全水頭が上昇しやすく、堤体の泥濁化と崩壊を繰り返す進行性破壊が生じた。一方で、難透水性堤体 (ケース3) の方が全水頭は低いものの、水みちやパイピングが発生するのは早かった。この要因の一つとして、ケース2では堤体土崩壊によるり尻部の土砂堆積が上向き水圧に対するカウンターとなった可能性がある。表-4および表-5に示す試算によると、ケース2よりケース3の方が i_v は大きくG/Wが小さくなり、G/Wは1を若干超過するもののパイピング破壊に関する傾向は実験結果と整合した。今後、堤体の変状が進行した場合、そのカウンター効果についても検証を進めたい。

【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) 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
- 3) 森啓年，下川大介，倉田大輔，福原直樹，服部敦：透水性基礎地盤に起因する河川堤防の被災過程と浸透流解析結果の分析，河川技術論文集 第21巻，2015
- 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，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：小型モーションロガーを用いた透水性基礎地盤に起因する河川堤防の進行性破壊の計測，第50回地盤工学研究発表会，2015
- 6) 崔瑛，小高猛司，李圭太：高透水性基礎地盤の基盤漏水に起因する堤体の進行性破壊に関する模型実験，第70回土木学会年次学術講演会，2015

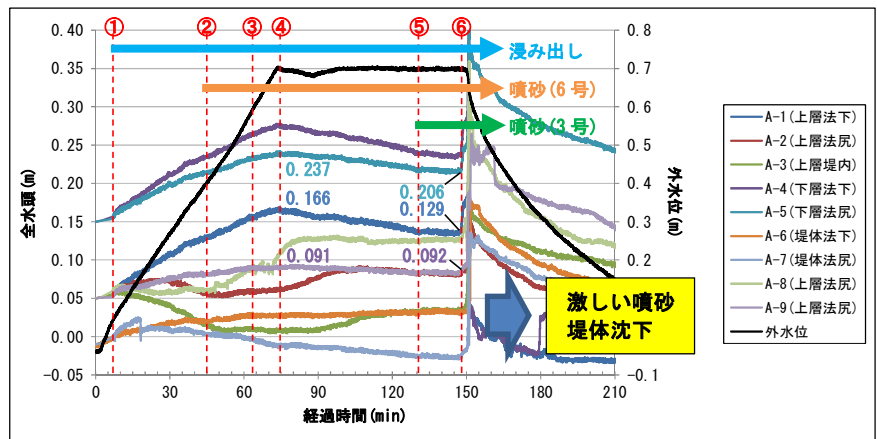


図-5 全水頭の経時変化図(ケース3)

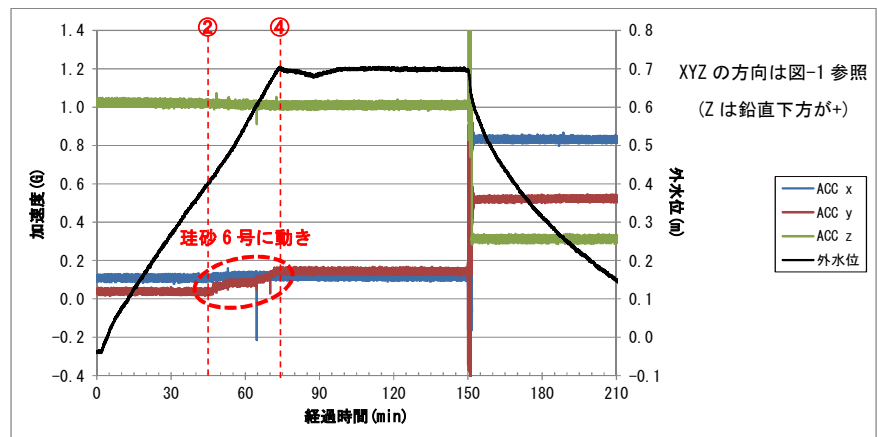


図-6 加速度の経時変化図(A-8)

表-3 全水頭最大時の実験結果

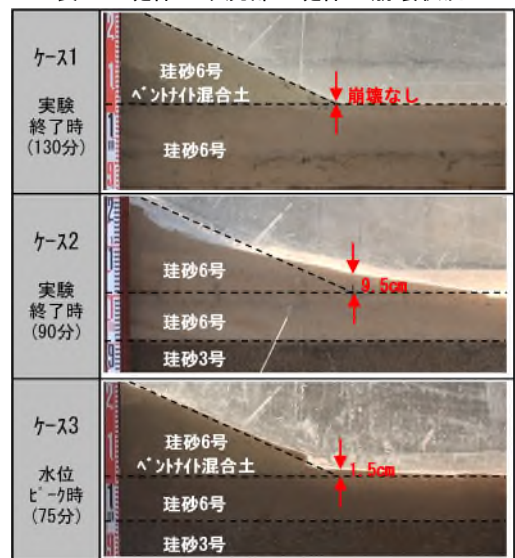
	局所動水勾配		揚圧力比 G/W
	i_h	i_v	
ケース1	0.14	0.82	-
ケース2	0.22	1.36	0.89
ケース3	0.25	0.82	0.99

表-4 堤体崩壊を考慮した i_v , G/Wの試算

	局所動水勾配		揚圧力比 G/W
	i_h	i_v	
ケース1	0.14	0.82	-
ケース2	0.22	0.47	1.73
ケース3	0.25	0.63	1.15

※変更箇所を赤枠で示す。

表-5 堤体のり尻部の堤体土崩壊状況



堤防基礎地盤のパイピング発生箇所に対する準二次元非定常浸透流解析の適用

堤防 透水性基盤層 パイピング破壊 準二次元非定常浸透流解析

中央大学研究開発機構 ○田端 幸輔
中央大学研究開発機構 福岡 捷二

1. はじめに

洪水時における河川堤防の破壊の危険性を理解し、弱点箇所の堤防強化や流域の危機管理対策を検討することは重要な治水課題である。近年、堤防ボーリングデータ、堤防被災箇所の詳細な現地調査データ等が得られてきたことから、堤防が不透水性基盤の上に建設されている場合や、基盤が透水性材料で構成されている場合、または基盤層の上に不透水性の土が被覆している場合等、河川堤防の基盤の条件は様々で、このために被災形態や規模も異なることが分かってきた。著者らはこれまで、土質構造が不明確な堤防部分の破壊危険性を推定することを目的とし、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ることで、堤防直下に不透水性基盤が存在すると仮定した場合の堤防の浸透・裏法滑り破壊危険確率の算定手法を構築した¹⁾。更に、堤防直下に透水性の基盤層が存在する場合に導かれる準二次元浸透流解析手法を信頼性解析に取り込むことで、より一般化された堤防破壊危険確率算定手法を提示している²⁾。

一方、基盤漏水やパイピング破壊による危険性は、土質材料の不確実性ではなく、むしろ被災が生じた箇所の堤体、基盤層、行き止まり箇所等の土質構造が重要となると考えられ、これらに着目した浸透流解析を行うことで、信頼性解析を用いずに力学的に評価、分析できる可能性がある。

本研究では、洪水時における基盤透水層内の浸透水の挙動と圧力水頭分布を準二次元浸透流解析の枠組みで見積もることで、図1に示すような堤防裏法先から行き止まり箇所までの被覆土の盤膨れ発生と、パイピング進行時の砂の抜け出しによる堤体安定性の低下を検討する手法を提案する。そして、本手法で算出される圧力水頭が、一般的な浸透流解析手法によって得られる値とそれほど相違が無いことを確認する。また、本手法を基盤漏水やパイピングによって破堤、裏法崩れ、噴砂等の被災が生じた矢部川、利根川、子吉川堤防に適用し、本手法によりパイピング破壊及びその危険度を矛盾なく説明可能であることを示す。

2. 検討方法

2.1 一般的な飽和不飽和浸透流解析手法

一般的な飽和・不飽和浸透流計算では、以下の Richards の式が用いられる。

$$(C + S_s) \frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial \phi}{\partial z} \right) \quad (1)$$

ここに、 ϕ は圧力水頭(m)、 k は透水係数(m/s)、 C は不飽和土の比水分容量(1/m)、 S_s は飽和土の比貯留容量(1/m)である。

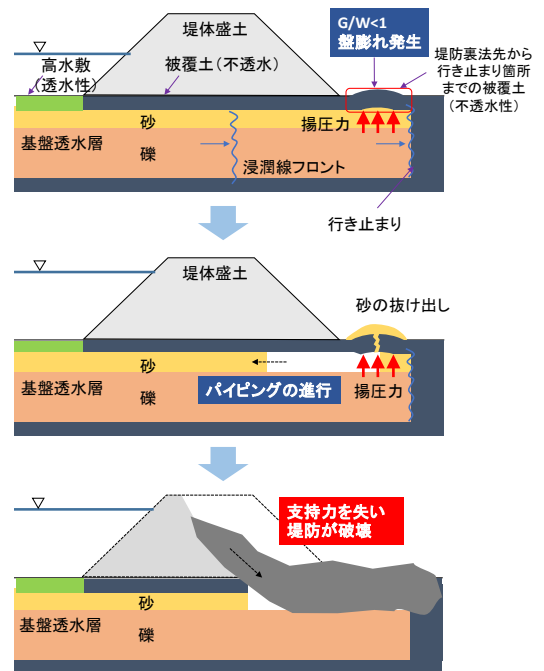


図1 洪水時におけるパイピング破壊プロセスのイメージ

被圧帯水層の場合、式(1)の S_s が無視でき、 $z=z_b$ (底面) から $z=z_s$ (水面高) まで積分すると次の式が得られる。

$$\lambda \frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(hk \frac{\partial h}{\partial x} \right) + w \quad (2)$$

ここに、 λ は空隙率、 h はピエゾ水頭、 w は高水敷等からの鉛直浸透の流入流速である。この偏微分方程式を数値解析によって解くことで、土中浸透流の圧力場が求まる。

2.2 堤体と透水性基盤層の準二次元浸潤線解析法

(1) 基盤透水層内の浸透流と圧力水頭の算定

図2に堤体と透水性基盤層の模式図を示す。本研究では、堤防の直下に厚さ d_0 の不透水層が、その下には厚さ D の基盤透水層があり、基盤透水層は川裏側で行き止まり構造となっている場合を対象とする。透水層内の流入量 q_{in} 、高水敷から基盤層内へ流入するフラックス q^* を考慮し、図2に示す状況での準二次元浸潤線解析法を示す。

基盤透水層を浸透する水の連続条件は式(3)で表される。

$$\lambda D \frac{d\xi(t)}{dt} = q_{in} + q^* \quad (3)$$

基盤透水層の浸透流場にダルシー則を適用すると、基盤透水層への流入量 q_{in} は、基盤層内の動水勾配と透水係数 k 、層厚 D を用いて以下のように表される。

$$q_{in} = kD \frac{\psi_b(t) - \psi_0}{\xi(t)} \quad (4)$$

ここに、 ψ_b は境界部分での圧力水頭で $H+d_0+D$ で表す。 ψ_0 は初期の圧力水頭で、平常時の河川水位から与える。

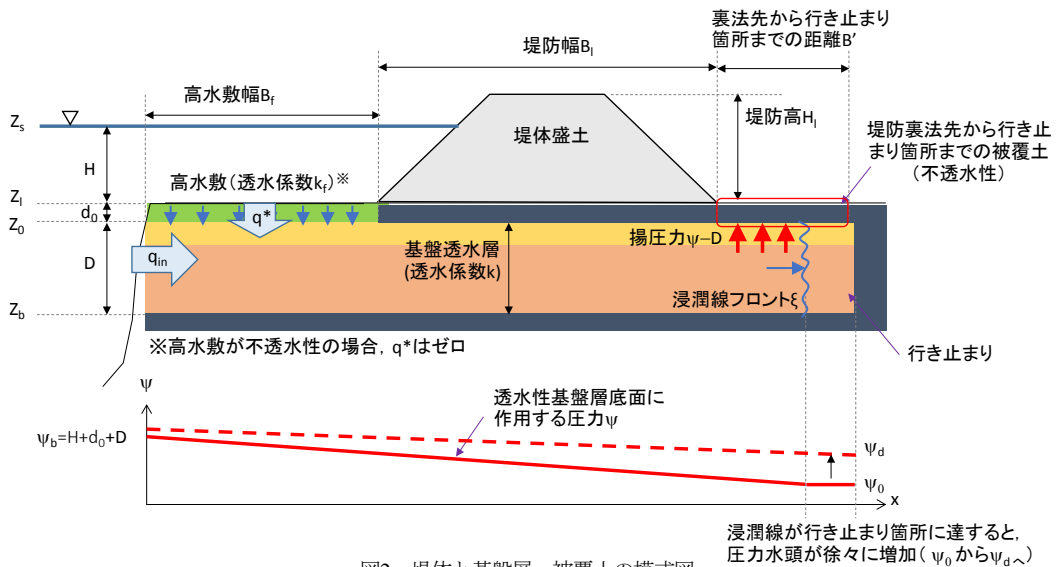


図2 堤体と基盤層、被覆土の模式図

河道水位が上昇し高水敷が冠水すると、高水敷を通過して基盤透水層内に向かう鉛直浸透が生じる。鉛直浸透フラックス q^* は、ダルシー則を適用すると以下の式で表すことができる。

$$q^* = \int_0^{B_f} w(x,t) dx = \int_0^{B_f} k_a \frac{\psi_b(t) - \psi(x,t)}{d_0 + D} dx \quad (5)$$

高水敷から基盤層に向かう鉛直浸透速度 w は、河道水位 z_s と基盤透水層内の圧力水頭 ψ 、平均透水係数 k_a を用いて表している。基盤透水層内の圧力水頭 ψ は式(6)によって表現する。

$$\psi(x,t) = \psi_b(t) - \frac{\psi_b(t) - \psi_0}{\xi(t)} x \quad (6)$$

式(3)に式(4)、(5)を代入し、微分方程式を解くことで、浸潤線フロント位置 ξ について式(7)の解析解が得られる。

$$\xi(t) = \sqrt{(\psi_b(t) - \psi_0) \frac{2kD(d_0 + D) + kaB_f^2}{\lambda D(d_0 + D)} t} \quad (7)$$

基盤透水層内の浸透流が行き止まり箇所に達するまでの間は式(7)によって浸潤線フロント位置 ξ を計算し、式(6)により基盤透水層内の圧力水頭分布 ψ を計算する。

(2) 浸潤線が行き止まり箇所に到達した後の圧力変化

基盤透水層内の流速は流入部と行き止まり箇所の圧力勾配により決まることから、行き止まり箇所の流速をゼロとすると、式(2)は式(8)のように表される。

$$\lambda \frac{d\psi_d(t)}{dt} - \frac{Dk}{\Delta L} \frac{\psi_b(t) - \psi_d(t)}{B_f + B'} = 0 \quad (8)$$

ここに、 ΔL は流速が低減するまでの水平距離、 B_f は堤防幅、 B' は裏法先から行き止まり箇所までの距離である。この微分方程式を解くと、基盤透水層に浸透した水が行き止まり箇所に到達した後の末端部分の圧力水頭 ψ_d の時間変化を表す以下の式が得られる。

$$\psi_d(t) = \psi_b(t) - (\psi_b(t) - \psi_0) \exp\left(-\frac{\lambda Dk}{\Delta L B} t\right) \quad (9)$$

また、このときの基盤透水層内の圧力水頭分布 (式(6))

は、次のように表現することができる。

$$\psi(x,t) = \psi_b(t) - \frac{\psi_b(t) - \psi_d(t)}{B_f + B' + B'} x \quad (10)$$

基盤透水層の浸潤線フロントが行き止まり箇所に到達した後は、式(9)、(10)を用いて透水層内の圧力水頭の変化を計算する。

(3) 被覆土に作用する揚圧力の増大に伴う盤膨れ評価

堤防裏法先から行き止まり箇所までの被覆土 (図2の赤枠で囲った範囲) に作用する揚圧力と被覆土の重量から、盤膨れの安全率 G/W を評価する。

$$G/W(x,t) = \frac{\gamma d_0(x)}{\gamma_w (\psi(x,t) - D)} \quad (11)$$

ここに、 γ : 被覆土の単位体積重量、 γ_w : 水の単位体積重量である。

(4) パイピングによって基盤層内の砂が抜け出す時の堤体安定性の評価

本研究では、パイピングの進行に伴い起こる砂の流出量フラックスを見積もり、これを堤体の体積で無次元化した指標によって、堤体安定性の低下を表現する。時刻 $t=t_h$ において、堤防裏法先から行き止まり箇所までの被覆土の最も薄い箇所 ($x=x_h$)で盤膨れが発生した直後に、被覆土に亀裂が生じると考える。亀裂部分を通過する鉛直方向の浸透流フラックス q_h を、被覆土に作用する揚圧力 $\psi(x=x_h) - D$ 、亀裂幅 a 、透水係数 k_s を用いて以下のように表す。

$$q_h(t) = ak_s \frac{\psi(x_h,t) - D}{d_0(x_h)} \quad (12)$$

鉛直方向の浸透流フラックス q_h の内、空隙を除いた分が砂分に相当すると仮定すると、堤防縦断方向の単位距離あたりに抜け出る砂のボリュームは式(13)で表現される。

$$\Delta V_s(t) = (1 - \lambda) \int_{t_h}^t q_h(t) dt \quad (13)$$

パイピングによって砂が抜け出ると、堤体が支持力を失って変形し、破壊に至ると考えると (図3)、抜け出る砂

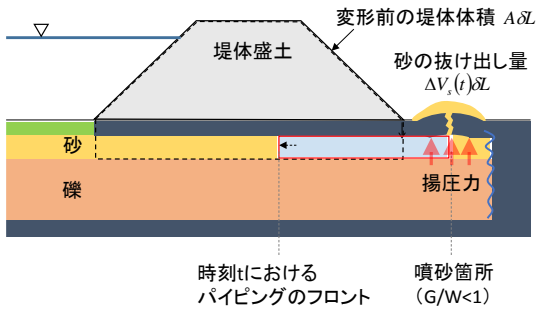


図3 基盤層内の砂が抜け出す時の堤体安定性の模式図

のボリュームに対して堤体体積が小さい場合に破壊につながりやすいと考えられる。よって、抜け出した砂のボリュームを堤体の体積で無次元化し、逆数をとった式(14)により、堤体安定性を表すものとする。無次元量 S は、基盤層からの砂の抜け出し時における堤体の体積ひずみの逆数であり、 S 値が小さいほど破壊時の堤体変形量が大きく危険となる。本研究では、 S をパイピングに伴う堤体安定性指標と呼ぶ。

$$S(t) = \frac{A\delta L}{\Delta V_s(t)\delta L} = \frac{A}{\Delta V_s(t)} \quad (14)$$

ここに、 δL は堤防縦断方向の単位距離、 A は堤体の断面積である。被覆土に発生する亀裂幅 a は矢部川と利根川大越地先で計測された噴砂跡の諸元を基に 0.3m とし、 k_s には基盤透水層内に存在する砂の透水係数を与える。

3. パイピング被災が生じた河川堤防への適用

3.1 パイピング破壊危険性の検討

(1) 矢部川 7.3k 右岸堤防の概要

矢部川では、平成 24 年 7 月洪水時に漏水や法崩れが数多く発生し、7.3k 右岸では透水性基盤層のパイピングによって 14 日 13 時 20 分頃に堤防決壊に至った³⁾。図 4 に、パイピングの進行によって破堤した 7.3k 右岸堤防の土質構造図と諸元を示す。堤体及び被覆土は粘性土から成り、その下に約 1m ほどの厚さの砂質土層が存在している。堤防裏法尻から川裏方向に約 30m 付近には行き止まり構造が見られる。

(2) 本提案手法と一般的な浸透流解析手法との比較

矢部川 7.3k 右岸堤防に、一般的な浸透流の式を水深積分した手法 (式(2)) と、2 章で提示した準二次元非定常浸透流解析手法 (式(6), (7), (9), (10)) を適用し、両者の比較から本手法の妥当性を検証した。

基盤層厚 D 、堤防裏法先から行き止まり箇所までの被覆土層厚 d_0 は堤防土質構造図に基づき設定した。透水係数の値には各地点での現地調査結果を与えた。浸透解析の境界条件となる河道の水位ハイドログラフは、被災箇所近傍の観測所の水位ハイドログラフを用い、被災箇所の洪水痕跡水位高となるように調整したものを与えた。

図 5 に、基盤透水層内のピエゾ水頭、堤防裏法先から行き止まり箇所までの被覆土に作用する圧力水頭の時間変

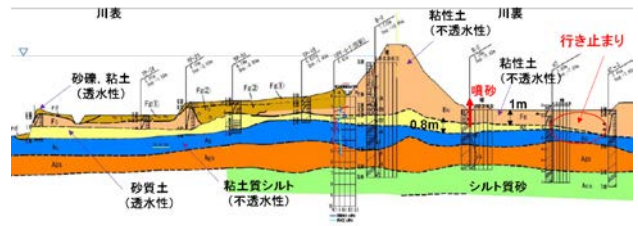


図4 矢部川7.3k 右岸堤防の土質構造と諸元

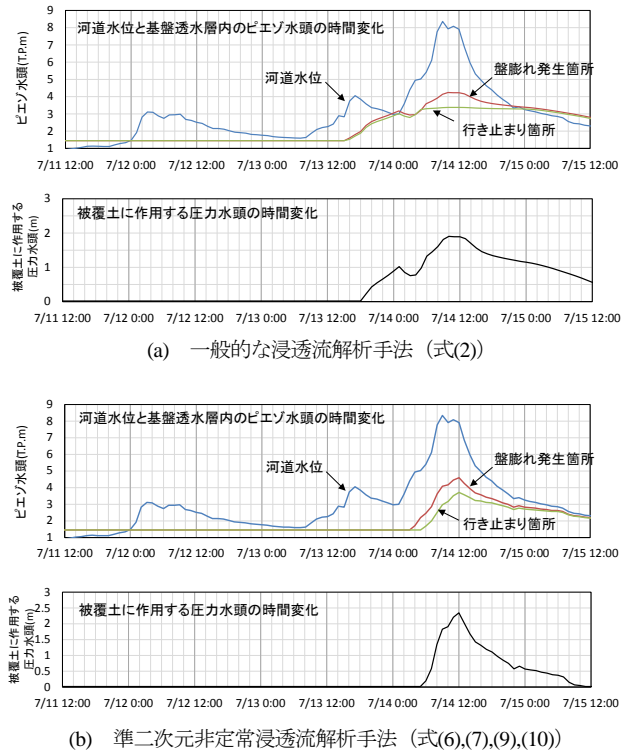


図5 矢部川7.3k 右岸堤防の土質構造と諸元

化をそれぞれ示す。図の(a)は一般的な浸透流解析手法、(b)は準二次元非定常浸透流解析手法の結果を示している。

一般的な浸透流解析手法では、準二次元非定常浸透流解析手法に比べて、盤膨れ発生箇所と行き止まり箇所の圧力がかかなり早く上昇しており、水位ピーク後の圧力の低減は緩やかである。しかし、いずれの手法においても、三波目のピークである 7/14 12:00 頃に圧力の最大値が現れており、両者の値には大きな差は見られない。このことから、準二次元非定常浸透流解析手法は、一般的な浸透流解析手法とそれほど差がなく、透水性基盤層内の圧力分布を算定できることが確認された。

(3) 矢部川 7.3k 右岸堤防の G/W, パイピングに伴う堤体安定性指標 S の検討

次に、準二次元非定常浸透流解析により、矢部川 7.3k 右岸堤防の G/W 、パイピングに伴う堤体安定性指標 S を算出した。図 6 に矢部川 7.3k 右岸堤防における洪水時の基盤透水層内の浸潤線フロント位置、 G/W 、パイピングに伴う堤体安定性指標 S の時間変化の算定結果をそれぞれ示す。洪水水位上昇及び洪水継続時間の経過に伴い、基盤層内の浸潤線フロント位置が進行し、7/13 18:00 頃に行き止

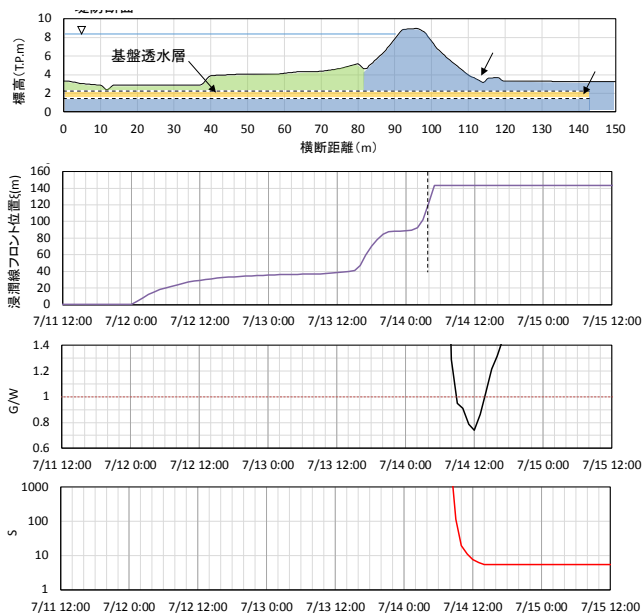


図6 矢部川7.3k 右岸堤防の基盤透水層内の浸潤線フロント位置、ピエゾ水頭、G/W、パイピングに伴う堤体安定性指標 S の時間変化

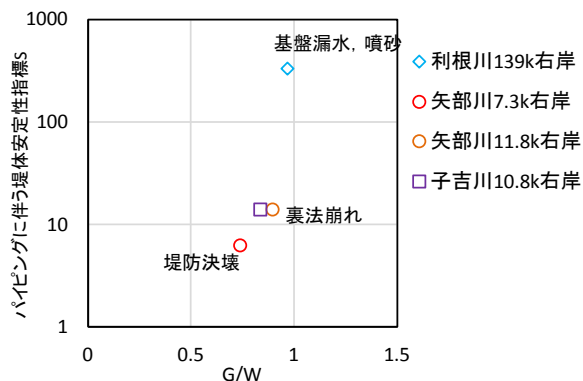


図7 利根川、矢部川、子吉川における G/W、パイピングに伴う堤体安定性指標 S、パイピングによる被災規模の関係

まり箇所到達する。そして河道水位の上昇と共に基盤層内の圧力が高まる。水位が最大となる第3波の立ち上がり時(7/14 7:00)に G/W が 1 を下回る。そして、水位ピーク付近にかけて、パイピングに伴う堤体安定性指標 S は低減していき、実際に堤防決壊が生じた 13:20 頃に最低値となる。矢部川 7.3k 右岸堤防では、現行の堤防照査手法により G/W が検討されている³⁾。透水係数等を変化させた複数のケースで検討が行われているが、いずれのケースにおいても G/W は 7/14 13:00 頃に最小となり、その値は 0.35 ~ 0.62 (本検討と同様の計算条件を用いたケースでは 0.44) と算出されている。本手法により算出される G/W は、これらの値よりやや大きめに算出されているものの、現行照査手法と概ね同程度の精度で、盤膨れの発生危険性を検討出来ることが分かる。以上より、詳細な土質構造の入力を要する鉛直二次元飽和・不飽和浸透流方程式に基づいた現行堤防照査手法を用いなくても、本論文で示した準二次元浸透流解析手法によって、現地でパイピングによる被災が生じた堤防の破壊危険性を力学的に説明することが可能であることが示された。

3.2 G/W、パイピングに伴う堤体安定性指標 S と被災規模の関係

矢部川 7.3k 右岸堤防に加えて、平成 13 年 9 月洪水時に漏水、噴砂が発生した利根川 139k 右岸堤防⁴⁾、平成 24 年 7 月洪水時に裏法崩れが生じた矢部川 11.8k 右岸堤防³⁾、平成 25 年 7 月洪水時に大規模な堤防裏法崩れが生じた子吉川 10.8k 右岸堤防⁵⁾にも本手法を適用し、G/W とパイピングに伴う堤体安定性指標 S を算出した。図 7 に利根川、矢部川、子吉川における G/W とパイピングに伴う堤体安定性指標 S 及び被災規模の関係を示す。G/W、S の大きさは、堤防が決壊した矢部川 7.3k、裏法崩れが生じた矢部川 11.8k、子吉川、漏水、噴砂が生じた利根川 139k 右岸の順となる。この検討から分かった最も重要なことは、実際に起きたパイピングによる破壊の規模、程度が、本手法により算出される G/W、パイピングに伴う堤体安定性指標 S によって概ね矛盾なく説明できるということである。特に、パイピングによって堤防決壊に至った矢部川 7.3k 右岸堤防では G/W、S とともに最も小さくなり、パイピング破壊危険性が著しく高くなっていたことが確認された。

4. おわりに

本研究で提案した、基盤透水層内の準二次元浸透流解析手法により算出される圧力水頭分布及び G/W は、一般的に用いられる浸透流解析手法とそれほど差がなく、また、基盤漏水、パイピング、噴砂、漏水による被害を受けた矢部川、利根川、子吉川堤防の破壊及びその危険性を本手法によって概ね矛盾なく説明できることが確認された。以上より、鉛直二次元飽和・不飽和浸透流方程式に基づいた現行堤防照査手法を用いなくても、本論文で示した準二次元浸透流解析手法によって、堤防のパイピング破壊危険性を力学的に説明することが可能である。

堤体裏法先での浸透水が行き止まり状態になることがパイピング破壊に繋がる可能性が高いことから、今後は堤防裏法先の土質構造を簡易な方法で調べ対応することがパイピング対策にとって重要である。そして、さまざまなパイピング被災箇所に本手法を適用し、基盤土質構造、洪水外力と破壊規模の関係を明らかにしていく必要がある。

参考文献

- 1) 田端幸輔, 福岡捷二, 瀬崎智之: 超過洪水時における堤防破堤確率評価手法に関する研究, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.71, No.4, 1_1273-1_1278, 2015.2.
- 2) 福岡捷二, 田端幸輔: 堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標に基づく堤防破壊タイムラインを用いた被災プロセスの見える化, 第4回河川堤防技術シンポジウム(印刷中), 2016.11.
- 3) 矢部川堤防調査委員会: 矢部川堤防調査委員会報告書, 2013.
- 4) 佐藤宏明, 中山 修, 佐古俊介: 利根川堤防で発生した漏水に関する調査事例, 河川技術論文集, 第11巻, 2005.
- 5) 国土交通省東北地方整備局秋田河川国道事務所: 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, 第二回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, 2014.

漏水・噴砂の動態に着目した河川堤防のパイピングの進行性に及ぼす地盤条件と水位条件

行き止まり複層構造 漏水 噴砂動態

名古屋工業大学 学生会員 ○楡山総平 正会員 前田健一
 日本工営株式会社 正会員 齊藤 啓
 名古屋工業大学 学生会員 西村柁哉 学生会員 李 兆卿
 北海道大学 正会員 泉 典洋

1. はじめに

2012年の矢部川では、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きに破堤している。着目された堤防の構造特性は、粘性土の堤体下に、約130mの区間で行き止まりとなった透水性基礎地盤の存在である¹⁾。さらに、基礎地盤が単一層の場合には漏水するもののパイピングは発達しにくく、間隙水圧の蓄積、堤体の支持力低下による変状が生じやすいことが分かった。一方、透水性の異なる水平の複層構造の基礎地盤で、上層が細砂、下層が砂礫の場合には噴砂が発生し、パイピングに至りやすいことが分かってきた^{2),3)}。近年、豪雨が多発し高水位の継続時間が長くなっており、単なる破壊パターンの分類だけでなく堤体-基礎の堤防の構造特性と水位特性を一体と考えた堤防の変状発生と発達の基準の確立が急務である。

そこで、基礎地盤の漏水・噴砂の痕跡および動態観測結果を、堤防の大きな特徴の把握、健全性評価、弱部抽出、効率的な水防活動に資することを目的として実験結果を整理した。本稿では、パイピング過程を大きく3段階に分けて照査するフローチャート(図-1)³⁾の1~2段階目の噴砂の発生から空洞の進展に着目し、地盤条件や水位条件の組み合わせによる漏水・噴砂の動態の相違点を調べた。

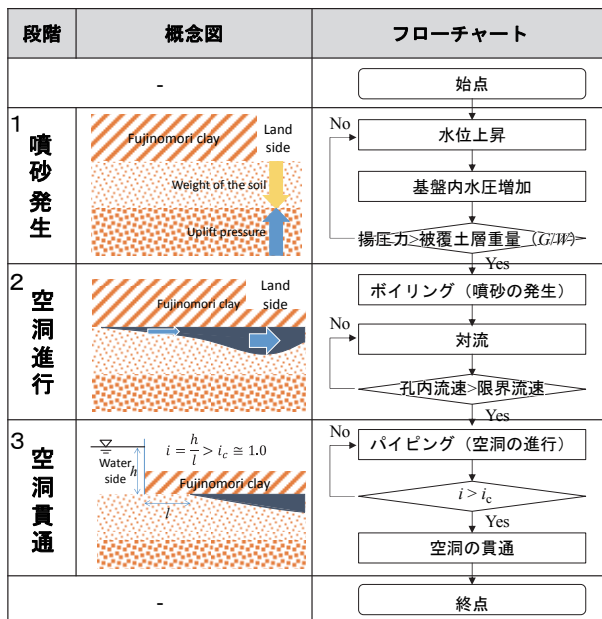
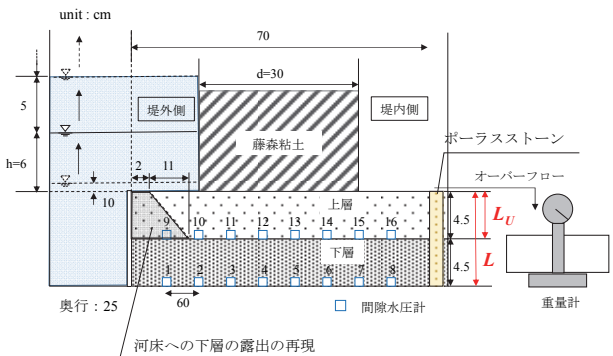


図-1 パイピングの発生・発達評価のフローチャート²⁾

2. 簡易パイピング実験の方法

図-2に、久楽らの実験⁴⁾を参考にした簡易パイピング実験の実験概略図を示す。透水性基礎地盤層は、下流端にアクリル板を置き行き止まり地盤とした場合とポーラスな板を設置し排水性地盤とした場合(堤内側を水理的無限延長地盤と呼称)について、層構造を変化させた実験を実施した。実験ケースを表-1に示す。基礎層は水中落下で作成し、単一層もしくは二層構造(上層は珪砂7号(細砂)、下層は珪砂2号(砂礫)の相対密度が70%程度を基本ケース)とし、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。また、基礎構造では上層厚/下層厚の層厚比 L_r 、下層の河床への露出の有無に着目し、間隙水圧や堤内側から排水される流量を計測した(紙面の都合上、間隙水圧分布の結果は省略する)。



$$\text{層厚比 } L_r = \frac{L_u}{L} \quad \text{※単一層の場合 } 1.0$$

図-2 簡易パイピング実験概要図

表 1 簡易パイピング実験ケース一覧表(無限延長地盤)

ケース名	堤体土質	基礎層		基礎下層の河床への露出の有無	無限延長地盤の有無
		上層(cm)	下層(cm)		
Case1	藤森粘土	珪砂7号 9.0		-	○
Case2		珪砂7号 2.0cm	珪砂2号 7.0cm	×	○
Case3		珪砂7号 4.5cm	珪砂2号 4.5cm	×	○
Case4		珪砂7号 7.0cm	珪砂2号 2.0cm	×	○
Case5		珪砂7号 2.0cm	珪砂2号 7.0cm	○	○
Case6		珪砂7号 4.5cm	珪砂2号 4.5cm	○	○
Case7		珪砂7号 7.0cm	珪砂2号 2.0cm	○	○

Dynamics of sand boiling and piping of river levees with different foundation properties and external water levels

S. Kushiyama, K. Maeda M. Nishimura, Li Zhaoqing (Nagoya Institute of Technology); H. Saito(NIPPON KOEI CO., LTD.); N. Izumi(Hokkaido Univ.)

3. 簡易パイピング実験結果と考察

3.1. パイピング挙動と層構造

本稿では、透水性基礎地盤に発達する空洞が堤内外に貫通したときをパイピング（破壊）とする。

図-3 に層構造・土質条件とパイピング破壊時の平均動水勾配の関係を示す。単一基盤に関しては、珪砂2号の場合は層厚比=0, 珪砂7号の場合は層厚比=1.0とした。既報⁴⁾から行き止まり地盤では層厚比が小さくなるほど低い平均動水勾配でパイピングすることがわかっている。これは上層厚が薄くなることで小さい揚圧力でも噴砂が生じること、また下層が厚くなることでより透水流量が増しボイリングが継続し、上層土砂が洗い流され空洞の進行を促進したことが考えられる。また、基盤層下層が河床に露出することによって露出が無いケースと比べると約1/3程度の動水勾配でパイピングする。露出有りの条件では、堤外側で透水性が高い下層に直接流入し、透水量が増加する。無限延長地盤でも同様の傾向があり、露出無しでは行き止まり無しの方が若干ではあるがパイピングしにくいようである。上層にかかる揚圧力が低減されたと考えられる。実験の境界の透水性などの見直しも含めて、再検討する予定である。

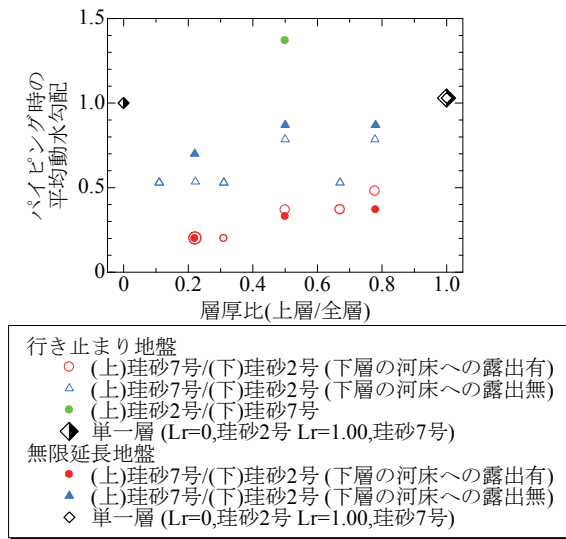


図-3 パイピング時の平均動水勾配と層構造・土質条件の関係

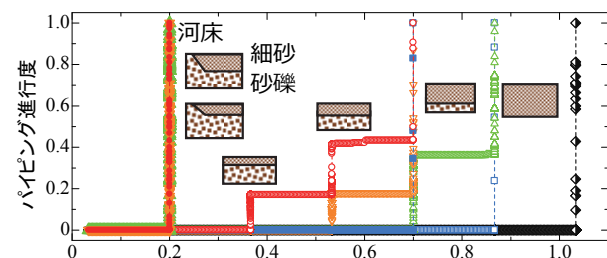


図-4 パイピング進行挙動に及ぼす基礎地盤の層構造の影響

次に、実験土槽断面を観察し、堤内側から堤外側への距離に対する空洞が発達した距離の割合をパイピング進行

度して、動水勾配との関係を整理したのが図-4である。単一層では限界となる動水勾配に達するまではパイピングが進行せず、限界値に達すると一気に進行する。複層では動水勾配の増加時および一定時に段階的に進行する。さらに、複層で下層が河床に露出している場合には、平均動水勾配が0.2を超えると急激に進行している。

堤体が粘性土で比較的自立性がある場合には、パイピング特性は自然地盤である基礎地盤の特性に強く依存する。また、平均動水勾配を0.2以下に抑えるように堤防を整備することで多くの堤防の変状を抑えることが可能と考えられる。

3.2. 漏水流量について

図-5, 6 はそれぞれ行き止まり構造がある場合と無い場合について、パイピングに至るまでの漏水流量の変化をしめしている。本実験条件では、行き止まり構造の影響は菓少ない。

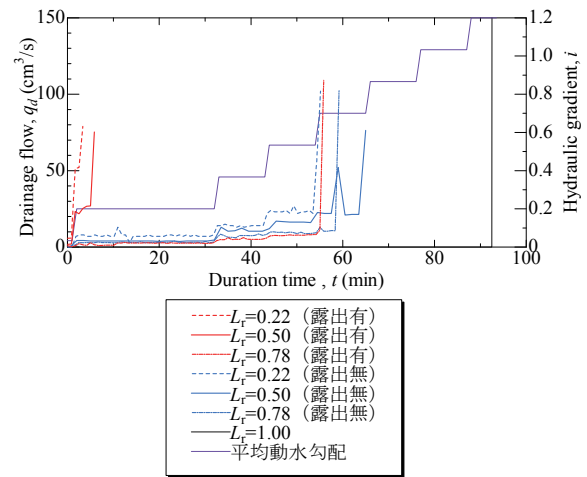


図-5 行き止まり地盤での各層構造の基盤漏水流量

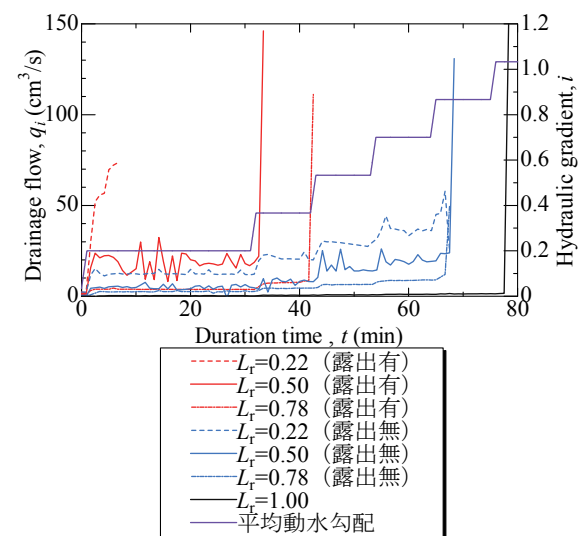


図-6 無限延長地盤（排水境界を有し、行き止まりでない場合）での各層構造の基盤漏水流量

まず、各層構造に着目してみると、層厚比が小さくなる

ほど、漏水流量が大きくなっていることがわかる。次に、下層の河床への露出の有無を見ると、露出の有無によって大きな漏水流量が異なり、露出が有ることで流量が大幅に増加していることがわかる。これから、地盤条件が変わることで漏水流量に大きな差異がないことがわかる。

図-7 に各層構造において行き止まり地盤での漏水流量を無限延長地盤での漏水流量で除した漏水流量比を示す。これから、単一層、層厚比 0.22 露出無の層構造以外では漏水流量比が 1 を超えており、行き止まり地盤によって漏水流量が増加していることがわかる。それにより、空洞が進行し、より小さい平均動水勾配でパイピングに至ったと考える。単一層に関しては、行き止まり地盤での浸透が極めて小さいことで行き止まり地盤の影響がないと考える。

3.3. 噴砂動態について

図-8 に各層構造・地盤条件についての噴砂口動態を示す。水位が上昇する 2 分前と水位が上昇しきってから 2

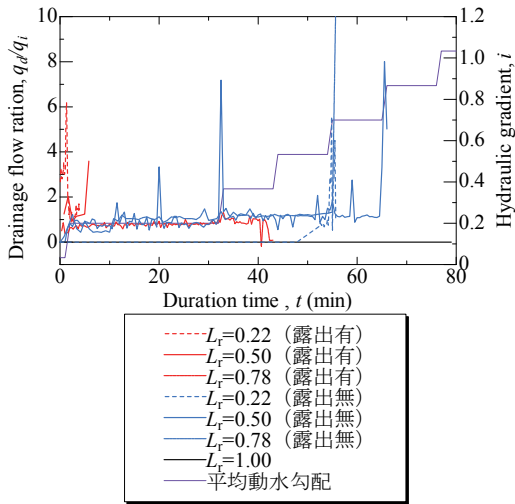


図-7 各層構造におけるの基盤漏水流量比

分後の時間で噴砂口の個数と法尻からの距離を観察した。

既報より 4)行き止まり地盤において透水性基盤複層の層厚比によって噴砂口動態の違いが見られ、層厚比が小さい上層が薄い基盤層では低い平均動水勾配 ($i=0.09$) で行き止まり地盤から噴砂発生しており、対して層厚比が大きく上層細砂層が厚い基盤層では、平均動水勾配 ($i=0.37$) で噴砂発生し、法尻付近でのみ噴砂し続けた。無限延長地盤でも同様な層厚比において比較した。

層厚比 0.22 では、平均動水勾配 ($i=0.18$) 時に法尻付近から離れたところから噴砂し始めた。その後、法尻に近いところまで破堤した。行き止まり地盤と比較するとどちらも下流端で噴砂が発生しているが無限延長地盤では法尻方向に噴砂頻度に幅があり噴砂頻度がなだらかである。無限延長地盤において模型下流端で噴砂した原因として基盤内浸透流量に対してポーラスストーンの排水が不十分なため下流端基盤内揚圧力が上昇したことが考えられる。

層厚比 0.78 では、平均動水勾配 ($i=0.37$) 時に法尻で噴砂が発生し、その後も法尻付近でのみ噴砂が見られた。この層厚比で行き止まり地盤と無限延長地盤を比較すると相関が得られた。

4. 小型模型堤防実験の方法

図-9 に小型模型堤防実験の概略図を示す。また図-10 に実験時の水位条件を示す。簡易パイピング実験では、堤体をアクリル板で拘束することで浸透破壊に着目して実験を実施したが、本実験では法勾配 2 割で勾配をつけ、含水比 20% で締め固めた。透水性基盤層の堤内側下流端は行き止まり地盤である。透水性基盤複層は簡易パイピング実験同様である。基盤層下層の露出の有無についても検討した。堤体には水分計を、基盤層には図のように水圧計を配置した。紙面の都合上、水圧計の計測結果は省略する。

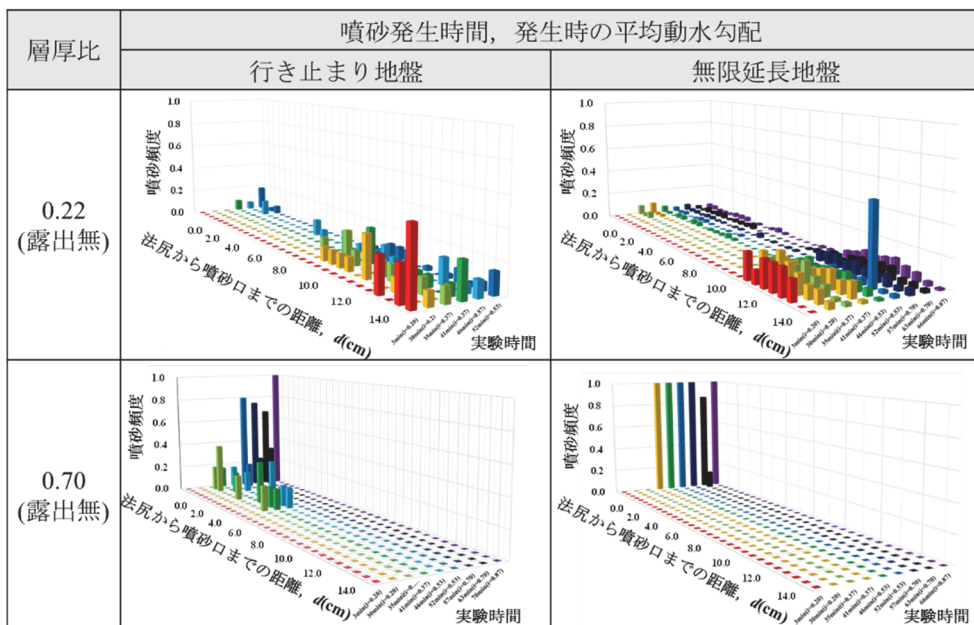


図-8 噴砂動態に及ぼす層構造と土質条件の影響

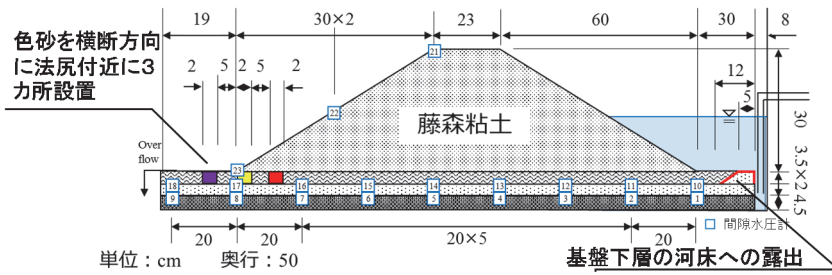


図-9 小型模型堤防実験概略図

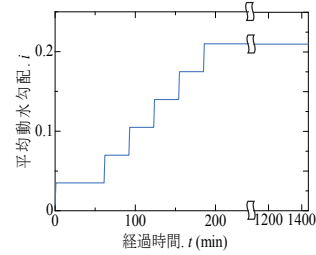


図-103 水位条件

表-2 小型模型堤防実験ケース一覧表

ケース名	堤体土質	基礎層		基礎下層の河床への露出の有無	パイピングの平均動水勾配
		上層 (cm)	下層 (cm)		
Case1	藤森粘土	珪砂7号 9.0		-	破堤せず
Case2		珪砂7号 4.5cm	珪砂2号 4.5cm	×	破堤せず
Case3		珪砂7号 4.5cm	珪砂2号 4.5cm	○	0.21

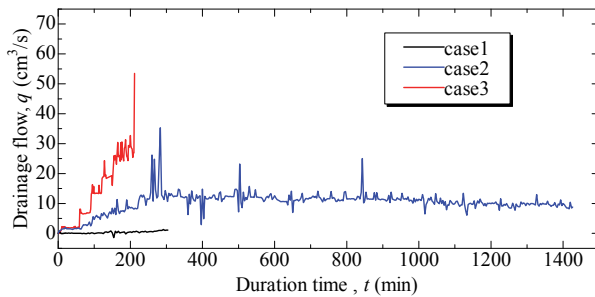


図-114 小型模型堤防実験での各層構造の漏水流量

5. 小型模型実験結果と考察

5.1. パイピング挙動と層構造

表-3 にパイピング時の平均動水勾配と層構造の関係を示す。単一層は天端まで水位を上げ ($i=0.21$)、5 時間維持したが破堤には至らなかった。複層・露出無のケースでは、 $i=0.21$ で 24 時間維持したが破堤しなかったが、複層・露出有のケースは平均動水勾配 $i=0.21$ でパイピングにより破堤した。簡易パイピング実験と比較すると複層露出有ではほぼ等しい平均動水勾配でパイピングしている。

5.2. 漏水流量について

図-11 に各層構造についての漏水流量を示す。単一層ではほぼ漏水が見られなかった。複層露出無のケースでは漏水が見られたが、約 $10\text{cm}^3/\text{s}$ で安定しており、ダルシー則により算出した流速は $1.12\text{cm}^3/\text{s}$ で約 9 倍の開きがあるが、複層露出有のケースは約 $50\text{cm}^3/\text{s}$ でパイピングしているが、ダルシー則から算出した流速は $3.80\text{cm}^3/\text{s}$ で約 14 倍の流速が出ている。

6. 結論

パイピングに関する模型実験を行い、パイピングに到る条件 (主に堤体が粘土質の場合) や噴砂動態に関する観察を行った結果は主な結果は以下のようである。

a) パイピングに到りやすい条件は比較的限られている

ことが分かった。また、基礎地盤の特性によって、漏水、噴砂の動態が異なることが分かった。

- b) 堤体が比較的粘性土である場合、地盤調査およびその解釈としては次のことが重要と考えられる。透水性基礎地盤が行き止まり地盤かどうか、基礎が単一層であるか、上層が細砂で下層が砂礫の複層構造か、その場合、層厚比 (上層厚/全層厚) が小さくないか、また、透水性基礎の下層が河床に繋がるかどうか (堤外地の地盤条件も重要) の把握である。層厚比が大きいか、また、単一層の場合にはパイピングには達する前に、間隙水圧上昇による堤体の支持力不足による変状が発生する。
- c) 比較的パイピングの危険度が高い層厚比が小さい基礎層の場合、多量の漏水が見られ、行き止まりの有無に関わらず、噴砂が観察された。低い動水勾配でも法尻から遠くの箇所でも噴砂が発生し、動水勾配の増加に伴い噴砂口は広範に渡り法尻に近い箇所でも発生するようになる。パイピングの可能性が低いと考えられる層厚比が大きい基礎層の場合、漏水量は少なく、噴砂が発生する動水勾配は高く、噴砂の発生箇所は法尻付近に集中する。
- d) 噴砂の痕跡や動態に関する情報の蓄積はパイピングの危険度が高い地盤の特定、要事前対策箇所の抽出や危険度のタイムラインに対応した効率的な水防活動においても重要な情報となる。

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, 国土交通省九州地方整備局 HP, 2013.
- 2) 齊藤啓, 前田健一, 泉典洋, 李兆卿, 榎山総平: 基礎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, 第 3 回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, pp.35-38, 2015.
- 3) 齊藤啓, 前田健一, 泉典洋: 基礎漏水に伴う噴砂及びパイピング進行条件の検討, 河川技術論文集, 22 巻, pp.251-354, 2016.
- 4) 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.

浸透点検における性能評価指標の整備に向けた実験及び解析による検討

パイピング 模型実験 浸透流解析

日本工営株式会社 正会員 ○齊藤 啓
 名古屋工業大学 正会員 前田健一
 名古屋工業大学 学生会員 李 兆卿, 榎山総平

1. 背景

平成24年に九州北部で発生した豪雨により矢部川右岸7.3k地点で堤防が決壊し付近に甚大な被害を及ぼした¹⁾。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。図-1で見られる通り堤体が粘性土、基盤層が透水性の高い砂層や粘性シルト層などが互層で分布しており、基盤層を通じパイピング現象が発生したと報告されている。

一方、同河川延長上でも堤体の下に砂層が分布する箇所があり、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。現行の照査法ではこうした漏水がいつ、どこで発生し、堤防にとって危険か否かを判別することは難しい。

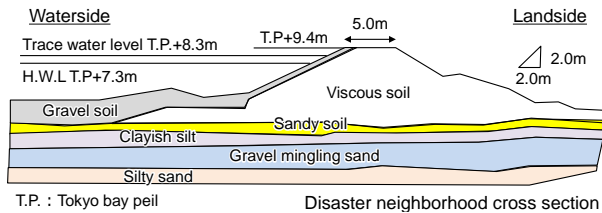


図-1 2012年矢部川破堤箇所の近傍断面、矢部川堤防調査委員会報告書を参考¹⁾

2. 目的及び検討概要

河川堤防の効率的・効果的整備のため、本研究ではパイピングの照査精度向上を目的としている。そのためには現象の正しい理解が必要となるが、パイピング機構について既往の文献や論文を一読すると考え方が様々あり、同じ「パイピング」という言葉でも人によって受け取り方が異なるのが現状である。これまで既往の文献調査や模型実験を実施することでパイピング現象を再考察し、現象の整理を行ってきた。また、現在洪水により堤防で発生する漏水やすべり等を「被災」と一括りにしているが、その被災が通常の使用に問題ないものなのか、短期間で修復可能か、人命に被害を与えるものか等の区別がなされていない²⁾。こうした洪水時に堤防が持つ性能を評価するためにも、噴砂やパイピングの進行特性、すべりの連続性等を把握することが必要である。

一方、パイピング照査のツールとして既存のものを利用する、もしくは新たなツール開発するかの議論も必要となってくる。実務で用いられる解析と模型実験を比較し、現行の解析で何がわかり、わからないかを把握することで今後パイピングの照査精度向上に必要な情報を整理する。

2.1. 模型実験概要

図-2に久楽らの実験³⁾を参考にした本実験装置の概略図を示す。本稿では、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Case2-1について検討を実施した。基盤層は水中落下法で作成し、堤体部分は含水比20%の藤森粘土で作成した。実験時に作用させた外力（平均動水勾配変化）は図-4の通りである。

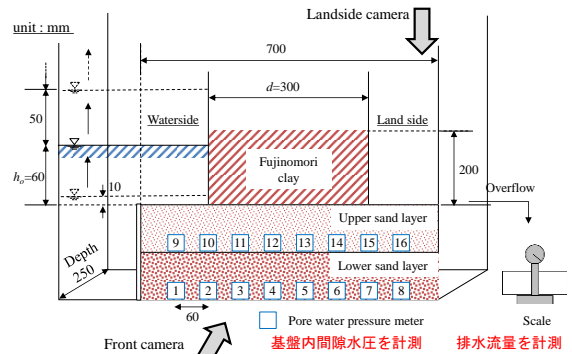


図-2 模型実験の概要図

2.2. 解析条件

模型実験との比較を行う解析は2次元非定常浸透流FEMにより実施する。メッシュ図を図に示す。スケール及び外力等の条件は模型実験と同一である。

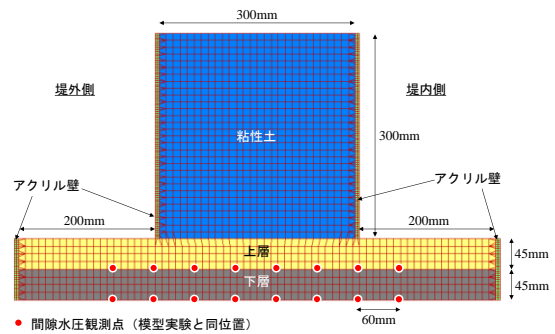


図-3 浸透流解析の概要図（メッシュ図）

表-1 実験ケース一覧

ケース名	堤体土質	基盤層		備考
		上層	下層	
Case1	藤森粘土 ($k:3.0 \times 10^{-8}$ m/s)	珪砂7号 ($k:1.4 \times 10^{-5}$ m/s) 層厚: 90mm		透水係数は試験値
Case2		珪砂7号 ($k:1.4 \times 10^{-5}$ m/s) 層厚: 45mm	珪砂2号 ($k:1.8 \times 10^{-2}$ m/s) 層厚: 45mm	透水係数は試験値

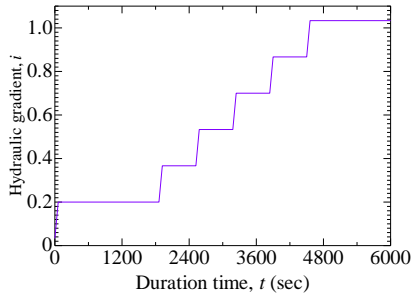


図-4 平均動水勾配の経時変化 (浸透路長/水位で算出)

3. 模型実験より推定されるパイピング機構

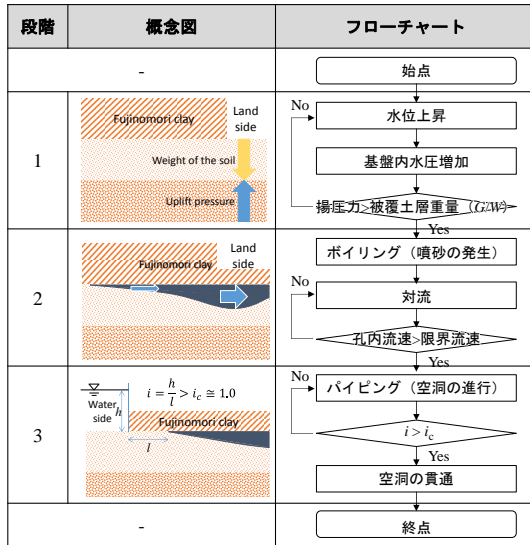


図-5 互層基盤のパイピングフローチャート

図-5に先行研究と実験結果を基にして作成したパイピングフローチャートを示す。パイピング現象はボイリング、パイピング、空洞の貫通からなると考えられ、実験の結果からそれぞれの現象を支配する要因を以下のように推定した。(それぞれの現象についての考察は既報⁹⁾を参照)

- ・ボイリング：被覆土層厚と基盤内の揚圧力
- ・パイピング：パイプ内の流速と土粒子径
- ・空洞の貫通：限界動水勾配

パイピング現象は一連で同じ支配要因があるわけではなく、各段階において支配要因が異なる現象と考える。

上述したパイピング機構に対し、実務で用いられる浸透流解析が現象をどこまで把握できるか検討するため、模型実験と浸透流解析結果の比較を行う。

4. 基盤層内水圧分布の比較

4.1. Case1-1：単一層

図-6に模型実験及び浸透流解析における基盤層内の関係水圧分布を比較した結果を示す。なお、グラフの間隙水圧分布は実験初期の状態を0とし、増分を示している。

まず、模型実験と浸透流解析の基盤上・下層について比較すると、水圧分布の形状及びその絶対値がほぼ一致しており基盤層内において均一に浸透流が発生していることがわかる。

次に模型実験と浸透流解析で比較を行う。上流側(グラフ左側)から見ると水頭値はほぼ一致することがわかる。一方、下流端(グラフ右側)を見ると模型実験の方が上・下層ともに約3~4cm程度水頭値が大きい。理論上(浸透流解析上)は基盤内を浸透することで均等に水頭が減衰し、下流端で水頭値が0となるが、模型実験においては基盤下流端で減衰しきれず過剰間隙水圧が発生していると考ええる。

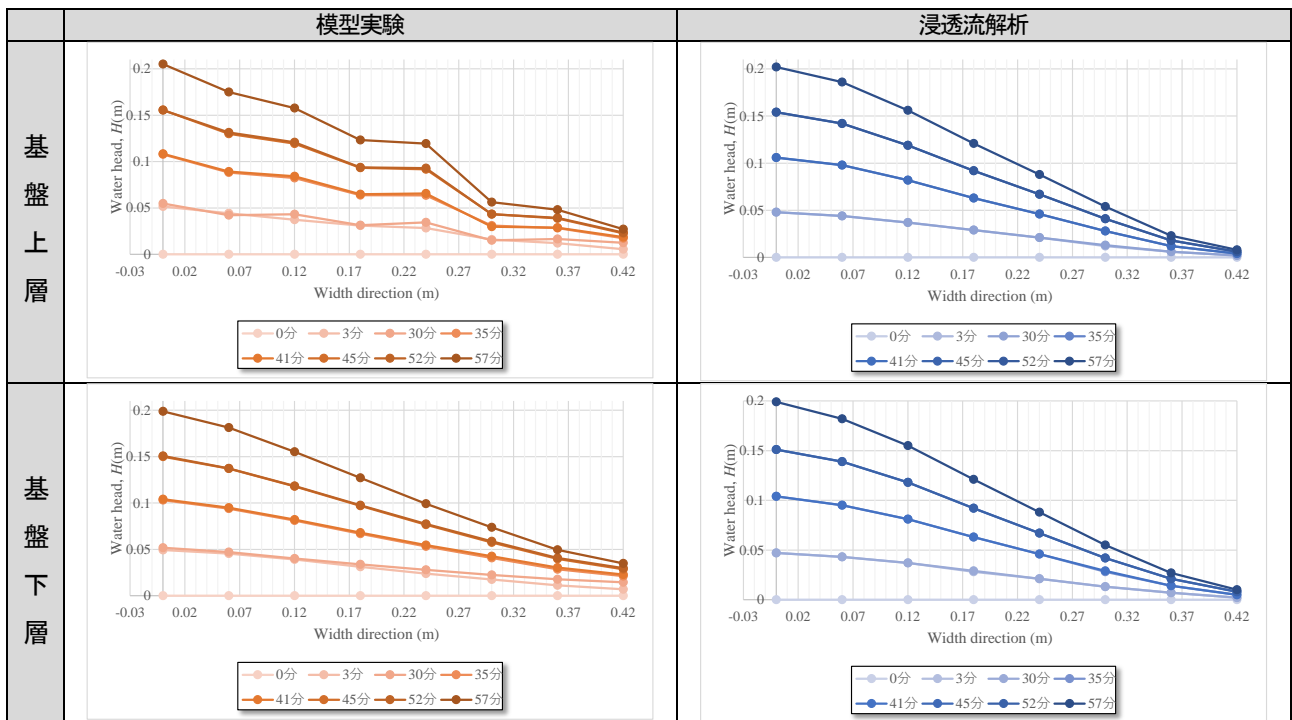


図-6 模型実験及び浸透流解析における基盤層内間隙水圧分布 (Case1-1：単一層)

4.2. Case2-1：互層

図-6に模型実験及び浸透流解析における基盤層内の関係水圧分布を比較した結果を示す。なお、グラフの間隙水圧分布は実験初期の状態を0とし、増分を示している。

まず、模型実験の基盤上・下層について比較すると、上流側では水頭が概ね一致するが、下流側では基盤下層の水頭が高いことがわかる。(57分時点で約2cm)このことから下流側では鉛直上方向の浸透流が発生しているといえる。

浸透流解析の基盤上・下層について比較すると、水圧分布の形状及びその絶対値がほぼ一致しており基盤層内において均一に浸透流が発生していることがわかる。

次に模型実験と浸透流解析で比較を行う。実験初期(0～30分後)では水頭値がほぼ一致するが、その後模型実験において水位上昇を同様に進行するものの水頭値の上昇が鈍化した。一方、浸透流解析では水位の上昇に伴い基盤内で水頭値が一様に上昇することがわかる。

このような模型実験と浸透流解析における水圧分布の違いについて考察する。模型実験では実験中噴砂が度々観察されており、ある噴砂発生時点の間隙水圧の経時変化と堤内地盤の様子について図-7に示す。噴砂発生時点の水圧挙動を見ると、基盤内の水頭が一様に1cm弱低下することがわかる。浸透流解析ではこうした噴砂に伴う圧力低下について見込まれていないため、模型実験より水圧分布が高くなったものとする。

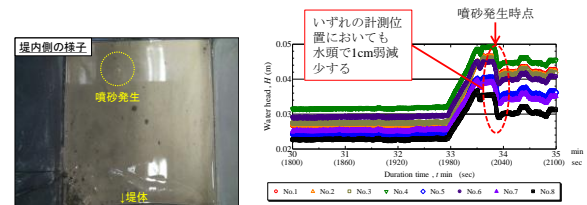


図-7 噴砂発生時点の堤内地盤の様子と間隙水圧挙動

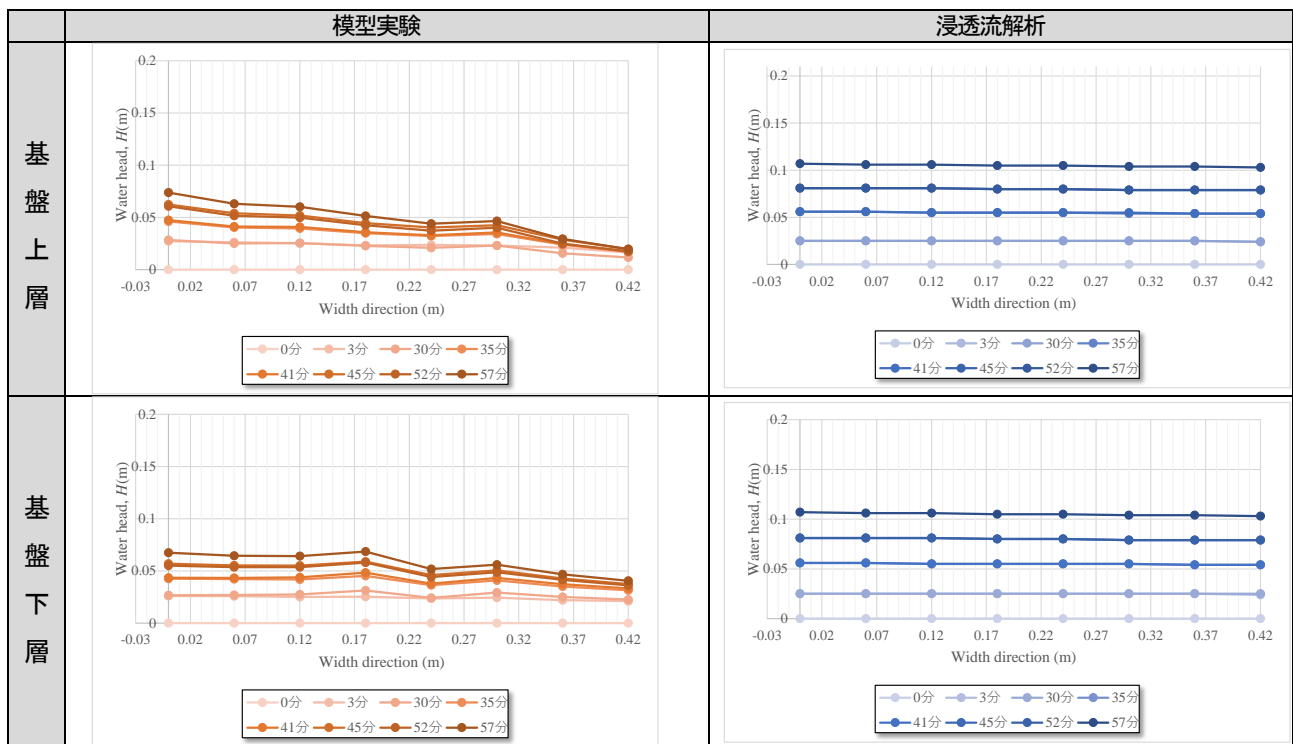


図-8 模型実験及び浸透流解析における基盤層内間隙水圧分布 (Case2-1：互層)

4.3. 基盤層構造による間隙水圧分布形状の違い

図-6, 図-8より、基盤層構造により間隙水圧分布が異なっており、本節ではその要因について考察を行う。

図-9左に、検討の概要図を示す。間隙水圧計測位置としてこれまで検討してきた基盤層水平方向(図中B～C)に、堤外・堤内地表面(図中A, D)を加えて図-9中・右のように間隙水圧分布を作成した。これにより、基盤層上面から基盤層内部間の鉛直方向水圧分布の把握を試みる。

まず単一層基盤を見ると、鉛直方向の水圧分布を加えても上流側から下流側にかけて連続的に減衰する水圧分布形状となる。

一方、互層基盤においては上流側のAからBにかけて圧力勾配が大きくなる。BからCにかけては水圧分布形状がフラ

ットとなり、CからDにかけて再度圧力勾配が大きくなる。

互層基盤における水圧分布に関する考察の概念図を図-10に示す。土質の異なる透水層においてはその透水係数に応じて合成透水係数が求められる。この合成係数を反映した合成浸透流速を考えると、上層は浸透流速を引き上げられる側に、下層は浸透流速を引き下げる側に働くと考える。上層を例に挙げると、合成流速により浸透流速が増加し、実際は透水係数が変わらないためダルシー則より動水勾配が増加する。(水圧分布形状が急勾配となる)下層では逆がいえ、以上より互層内の水圧分布形状が層間で不連続となったと考える。

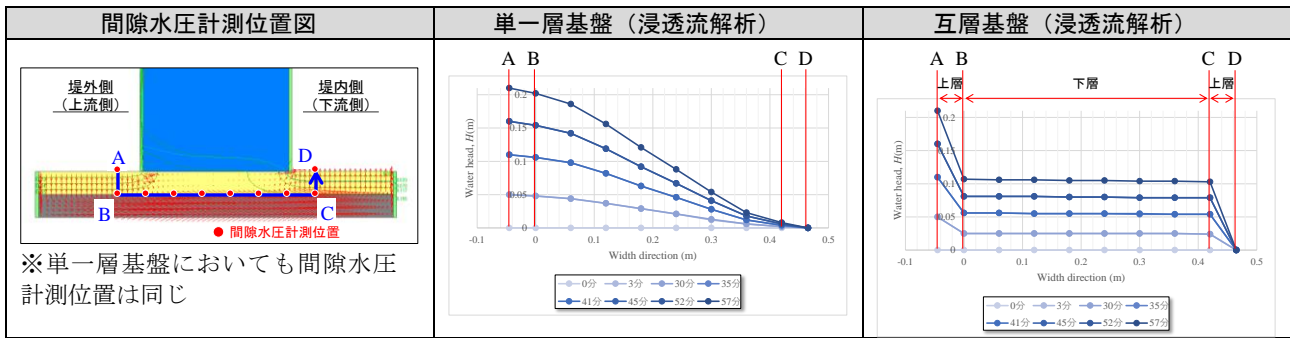


図-9 基盤内水圧分布形状に関する比較

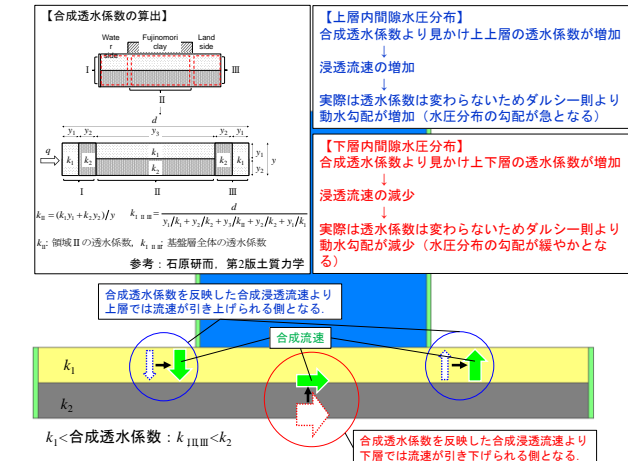


図-10 互層基盤における水圧分布に関する考察の概念図⁹⁾

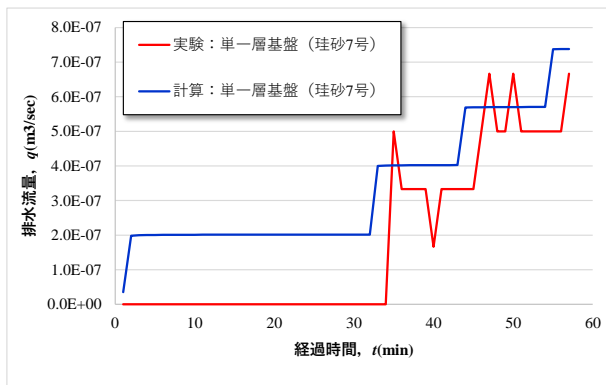


図-11 模型実験及び浸透流解析における排水流量の経時変化 (Case1-1: 単一層)

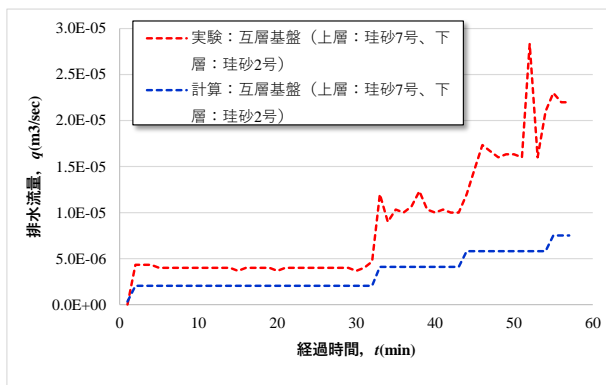


図-12 模型実験及び浸透流解析における排水流量の経時変化 (Case2-1: 互層)

5. 排水流量比較

図-11に単一層基盤、図-12に互層基盤における模型実験と浸透流解析の堤内側排水流量グラフを示す。

単一層基盤を見ると、実験初期で実験値と解析値の差が最大(約 $2.0 \times 10^{-7} \text{m}^3/\text{s}$)となるが、排水流量が極端に少なく、体重計により正確に計測ができなかったためである。水位を増加させ、ある程度流量が増えた30分以降を見ると、概ね実験値と解析値が一致する。

互層基盤を見ると、初期の段階から実験値が解析値の2倍程度あり、その後水位増加に伴いその差が大きくなる。浸透流解析では表現できない噴砂発生による流れの局所化、空洞への流れの三次元的集中、透水性の異なる層間・部分間でのボイルングの発生(空洞内の流量増加)が流量増加の要因となったと考える。

6. まとめ

これまで行ってきた模型実験の結果を踏まえ、模型実験と同条件で浸透流解析を実施し、両者の比較を行った。

まず、基盤層内の間隙水圧分布を比較すると、単一層では模型実験と解析の結果が概ね一致したが、互層基盤では、模型実験の方が水頭値が小さかった。模型実験では噴砂発生に伴い圧力値が減少しており、こうした現象は解析上把握できないと考える。

次に、排水流量について比較すると、単一層では模型実験と浸透流解析の結果が概ね一致したが、互層基盤では模型実験の方が浸透流解析が大きくなった。模型実験では、噴砂発生による流れの局所化等が流量増加の要因となったと考える。

以上の結果から、浸透流解析においては噴砂発生前の、土粒子がダイナミックに移動する前の現象については把握可能であるが、噴砂発生以降の現象を正確に把握することが困難であると考えられる。こうした解析の特性を整理し、照査精度向上に向けた改善方法の提案を今後の目標とする。

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) 公益社団法人地盤工学会：地盤工学における性能設計入門
- 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，泉典洋：基盤漏水に伴う噴砂及びパイピング進行条件の検討，河川技術論文集，第22巻，2016。
- 5) 石原研而：第2版土質力学，丸善株式会社，pp.72-74，2001。

河川堤防の降雨・河川水の上昇による堤体内浸透挙動に関する検証

堤防 降雨 浸透

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

1. はじめに

河川堤防の詳細点検においては、降雨と河川水位の上昇を外力として与え、非定常浸透流解析によって堤防の浸透安全性を評価する。ここでの降雨外力は、1mm/hr の降雨を一定時間与えて初期状態を作った上で洪水時の降雨として10mm/hr を与えるものである。浸透流解析では堤体の透水係数がやや小さい場合には 1mm/hr の降雨を一定時間与えることで堤体の大部分が飽和する解析結果が得られ、洪水時の外力が浸透安全性に影響しないことも散見される。一方で実際の降雨の堤体内への浸透挙動に関する知見は少なく、浸透流解析の結果は実際よりも浸透し易いとの報告りもある。

そこで本研究では雨の影響と河川水位の上昇の両方について浸透流解析がバランスよく適切に評価できているか検証するために、1mm/hr の雨を堤防模型に与えた後に河川水位を上昇させ、堤体内水位や飽和度、圧力水頭の分布を計測する模型実験を行った。また、得られた実験結果と実験を再現した浸透流解析による検討を行い、浸透流解析の適用性に関する考察を行った。

2. 模型実験の概要

2.1. 実験模型と材料

実験模型の形状を図 1 に示す。基礎地盤として関東ロームを 30cm 厚で敷設した上に、堤体として山砂を高さ 3m、締固め度 90% を目標に作製した。実験に用いた使用材料を図 2 に示す。実験は初めに降雨実験を実施した後、時間をおいてから水位上昇による浸透実験を行った。計測は、堤体内水位の観測を目的に観測孔を 7 か所設置したほか、圧力水頭の分布の把握を目的とした間隙水圧計水圧計、飽和度の分布の把握を目的に土壌水分計等を図 1 の位置に設置した。

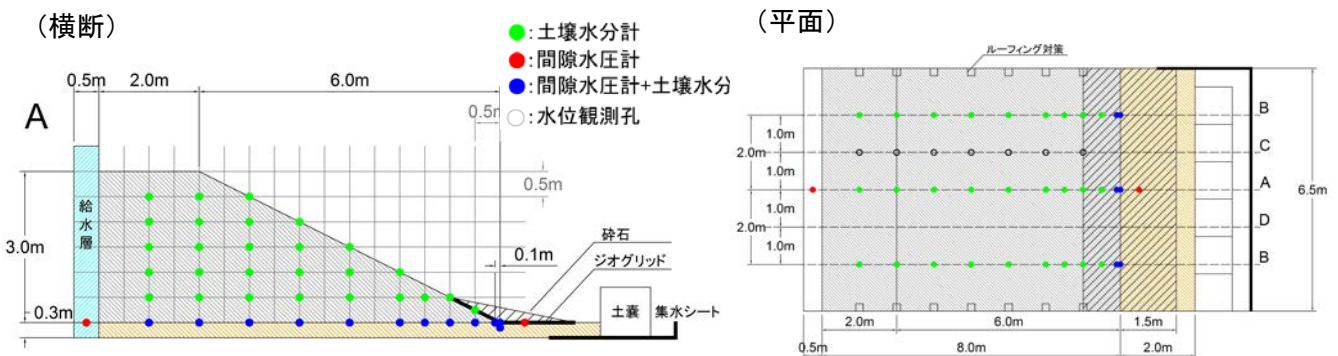


図 1 実験模型と代表的な計測器位置図

2.2. 降雨実験の概要

降雨実験として実験模型に 1mm/hr の降雨を 400 時間与えて各計測器で時間変化を計測した。初期の水位として基礎地盤までは飽和した状態としている。降雨実験の際にはより尻保護のために図 1 に示す位置に砕石を敷設し、降雨実験終了後、水位上昇による浸透実験の前に撤去した。降雨装置として、全体的に均等な雨量となる写真 1 に示す装置を用

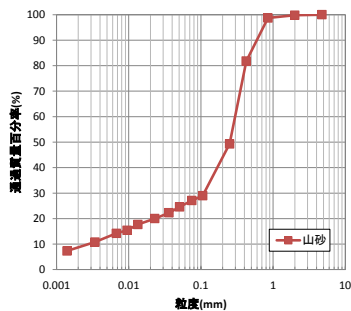


図 2 実験材料の粒度と透水係数



写真 1 実験模型全景

いて降雨を再現した。

2.3. 水位上昇による浸透実験の概要

水位上昇による浸透実験として給水槽内の水位を段階的に上昇させて堤体内に水を浸透させ各計測器で時間変化を計測した。給水槽の水位の上昇過程を図3に示す。途中で突発的な水位変化が起きている箇所は水位調整の不良である。

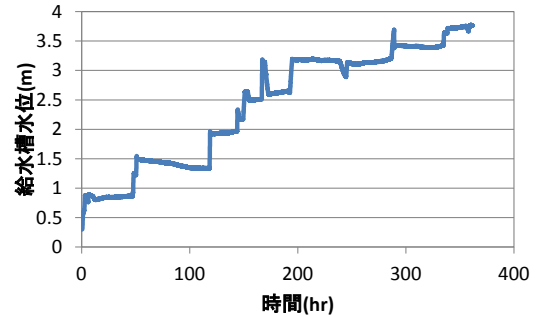


図3 給水槽水位の変化

3. 模型実験の結果

3.1. 降雨実験の結果

降雨実験により 1mm/hr の降雨を与えた時の代表的な時間における堤体内水位分布の時間変化を図4に示す。ここでは100時間毎の観測した水位変化を整理している。のり尻付近では顕著な水位の上昇は見られなかったが、給水側では400時間で基礎地盤上面から50cmの水位となった。次に圧力水頭の時間変化を図5に示す。のり尻付近は高いものの圧力水頭の分布は水位分布と概ね同等の傾向となった。

土壌水分計で計測した含水率を飽和度に換算した分布を図6示す。初期の状態飽和度にバラツキが出ている。400時間後の分布をみると初期状態に比べて全体的に飽和度が上昇しており特に水位が形成されている下方で飽和度が高くなっている。

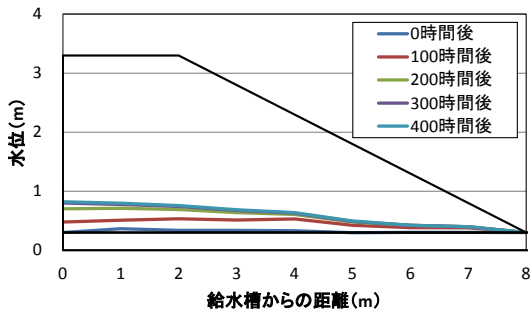


図4 降雨実験の水位の変化

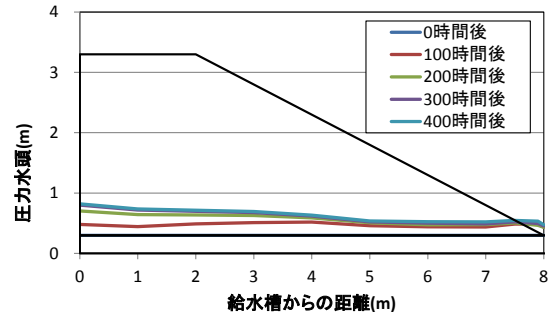
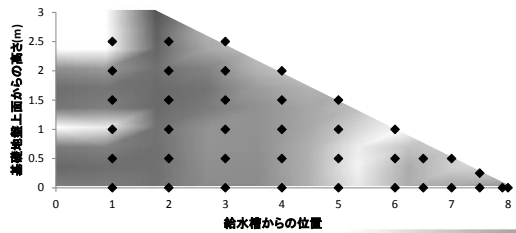
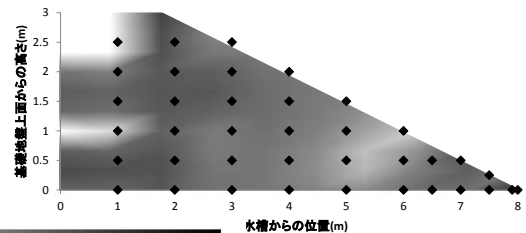


図5 降雨実験の圧力水頭の変化



(a) 0時間(初期値)



(b) 400時間

図6 降雨実験の飽和度の変化

3.2. 水位上昇による浸透実験の結果

水位上昇による浸透実験により給水槽の水位を段階的に上昇させて堤体内に水を浸透させた。堤体内の水位変化を図7に示す。給水槽内の水位の上昇に伴い堤体内の水位も上昇している。圧力水頭の分布の時間変化を図8に示す。水位の傾向は概ね水位と同じであるがのり尻付近の圧力水頭が高くなっている。

土壌水分計で計測した含水率を飽和度に換算した分布を図9に示す。初期の状態飽和度にバラツキが出ている。300時間後の分布をみると初期状態に比べて全体的に飽和度が上昇しており、特に水位が形成されている下方で飽和度が高くなっている。同じ水位より下でも図6(b)の降雨実験後の最下段と図9(b)の水位上昇による浸透実験後の最下段の土壌水分計の値は異なり、図9(b)の給水槽側は大きな値となっている。

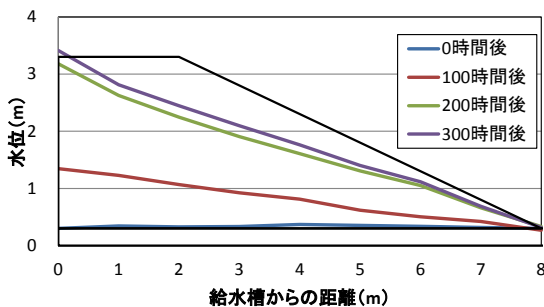


図7 浸透実験水位の変化

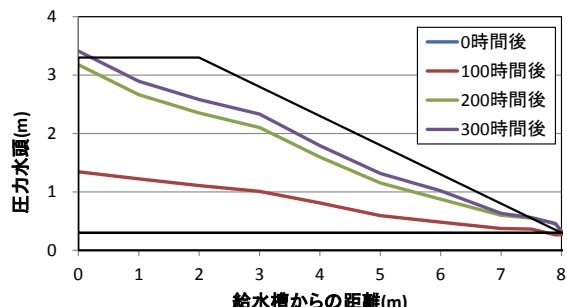


図8 浸透実験圧力水頭の変化

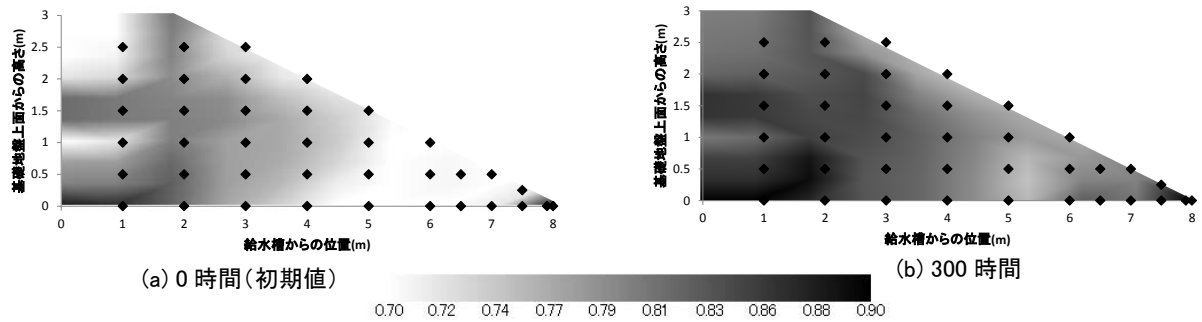


図9 水位上昇による飽和度の変化

4. 実験結果の再現解析

模型実験を踏まえ、飽和不飽和浸透流解析による検証を行う。図10に実験模型をモデル化した断面を示す。外力条件は実験条件を再現した。浸透流解析の結果を図11に示す。不飽和特性は透水係数に応じて河川堤防の構造検討の手引き²⁾に準拠して設定した。

4.1. 飽和不飽和浸透流解析（降雨実験の再現）

室内試験から得られた透水係数で浸透流解析を実施した結果をみると、400時間後にはほぼ地表面の高さで水位が形成される結果となった。そこで、堤体の透水係数を $1 \times 10^{-3} \sim 8 \text{ m/sec}$ と値を変えた感度分析を行った。解析結果をみると、堤体の透水係数が $1 \times 10^{-3} \text{ m/sec} \sim 1 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$ までは降雨が流入するものの流出が優位で堤体内の水位はそれほど上昇しない傾向にある。 $1 \times 10^{-6} \text{ m/sec}$ では降雨の流入が流出よりも優位になり、水位が非常に上昇する。 $1 \times 10^{-7} \text{ m/sec}$ 以下では降雨の流入が少なくなる上に浸透が遅くなり水位を形成し難くなっている。

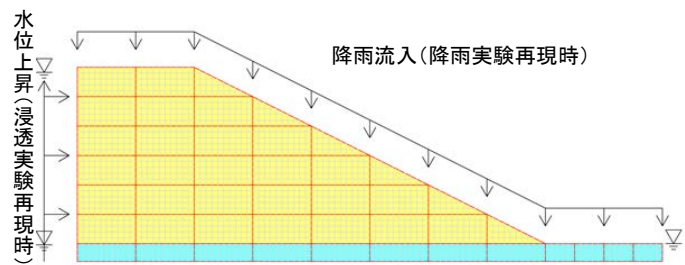


図10 解析モデル

実験と解析結果の水位を比較すると堤体の透水係数を $1 \times 10^{-4} \text{ m/sec} \sim 1 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$ で計算した結果が実験結果を表現している結果となった。

4.2. 飽和不飽和浸透流解析（水位上昇による浸透実験の再現）

室内試験から得られた透水係数で浸透流解析を実施した結果をみると、実験結果と比較して水位がやや上昇しない結果となった。そこで、堤体の透水係数を $1 \times 10^{-1} \sim 6 \text{ m/sec}$ と値を変えた感度分析を行った。堤体の透水係数が $1 \times 10^{-3} \text{ m/sec} \sim 1 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$ まではほぼ同様の堤体内水位を形成している。 $1 \times 10^{-6} \text{ m/sec}$ 以下では給水槽付近の水位は上昇しているものの、のり尻側の水位はそれほど上昇しない傾向にある。

実験と解析結果の水位を比較すると堤体の透水係数を $1 \times 10^{-6} \text{ m/sec} \sim 1 \times 10^{-7} \text{ m/sec}$ で計算した結果が最も実験結果を表現している結果となった。

4.3. 透水係数と外力

水位上昇による浸透実験の再現は室内試験結果を用いた浸透流解析によって概ね再現することができた。一方で、降雨実験に関しては試験結果よりも2オーダー程度大きい値でないと再現できなかった。実験の水位分布から、透水性が悪く降雨が流入し難いために浸透経路が短く水位形成し易いのり尻付近から徐々に飽和域が広がっていくような解析結果の $1 \times 10^{-7} \text{ m/sec} \sim 1 \times 10^{-8} \text{ m/sec}$ の挙動ではなく、浸透はするものの堤体内部から流出する $1 \times 10^{-4} \text{ m/sec} \sim 1 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$ の挙動を示しているものと想定される。一方でその値で水位上昇による浸透実験を再現すると、水位が高くなり過ぎる結果となる。これらの外力条件と透水係数の関係は材料の透水係数や不飽和特性、降雨強度等の外力条件が変われば、異なる可能性もある。

5. まとめ

降雨と浸透に関する大型模型実験を行った。実験結果を浸透流解析で堤体内水位を再現した結果、水位上昇による浸透実験は概ね再現することができたが、降雨実験は設定した透水係数より高い値で計算した結果の方に再現性があった。これらは、材料の透水係数や外力条件が違えば異なる可能性もある。また、不飽和特性の設定方法が結果に寄与している可能性もある。

降雨と水位上昇による浸透の再現性のバランスをとるような解析方法、あるいは外力の与え方の検討の必要性についても検討の必要性を示唆するものとも考えられ、実験材料を変えて同様の実験を行い、外力条件と透水係数の関係について知見を増やしていく予定である。

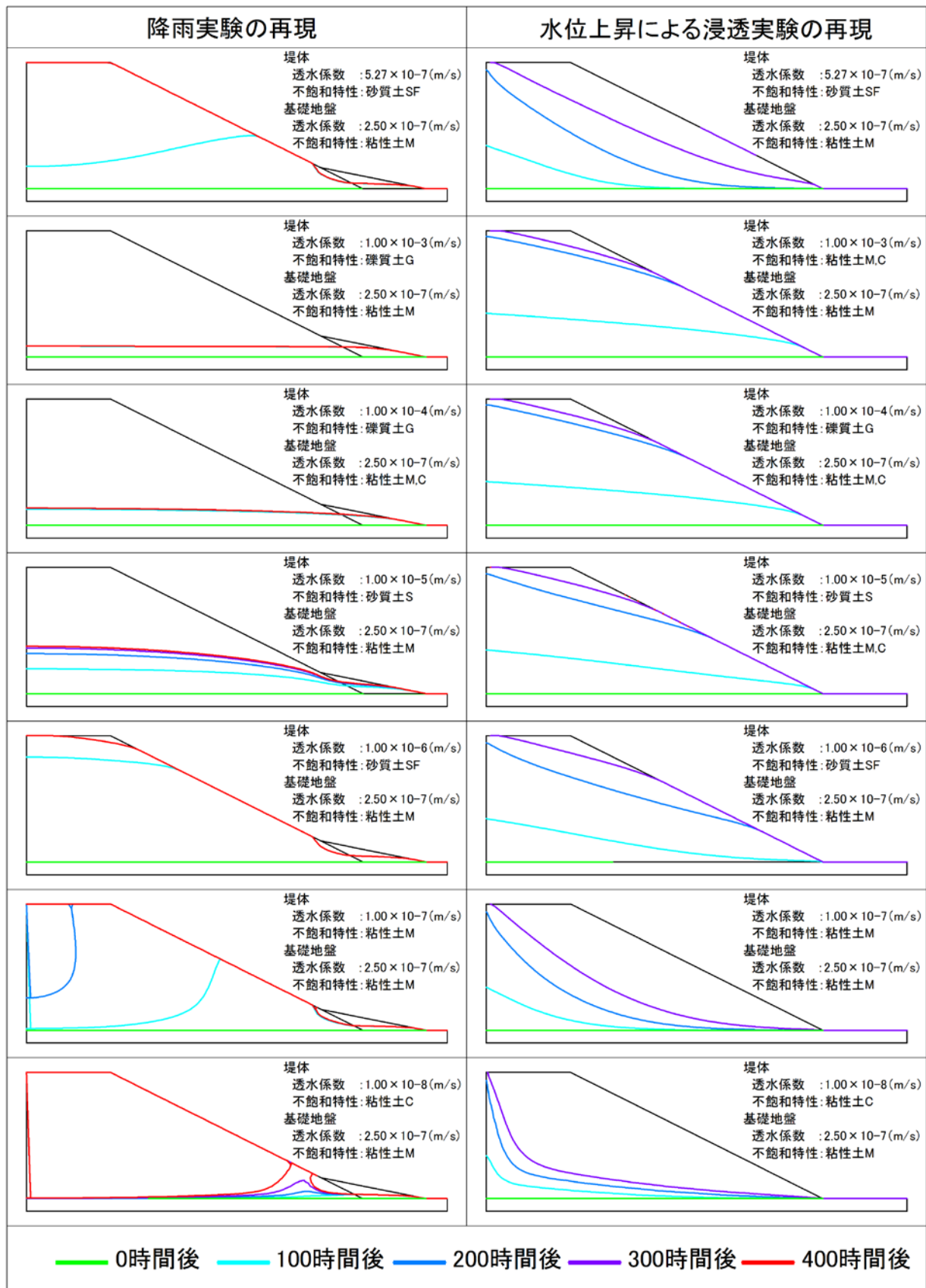


図 11 浸透流解析結果

参考文献

- 1) 堤体内浸潤線の再現 WG, 第 2 回 地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, 2014.12
- 2) 河川堤防の構造検討の手引き (改訂版), 国土技術研究センター, 2012.2

空気～水～土骨格連成有限変形シミュレーションによる 模型堤防の浸透破壊メカニズムの考察

空気～水～土骨格連成有限変形解析 浸透破壊 河川堤防

名古屋大学 ○吉川高広 野田利弘 内藤誠也
名城大学 小高猛司 崔瑛

1. はじめに

平成 24 年 7 月の九州北部豪雨による矢部川堤防の被災は、高透水性層を有する地盤の局所的なパイピングをきっかけに決壊し、“越流なき破堤”として大きな衝撃を与えた。本被災を受けて、複雑な地盤条件、水理条件においても合理的に河川堤防の安全性照査ができる最新の地盤力学に基づく新たな解析手法の構築が求められている。

本研究は、矢部川堤防決壊をはじめとした高透水性基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊メカニズムの解明を目指している。本稿では、空気～水～土骨格連成有限変形解析コードを用いた透水模型実験のシミュレーション結果として、浸潤過程およびボイリング発生箇所・時間をよく再現できることを示す。また、本解析コードを用いたケーススタディとして、地盤の透水性および水位がボイリング発生の有無に加えて、浸透破壊の変形モードに影響を与えることも示す。

2. 透水模型実験の概要と解析条件

図 1 は透水模型実験の概要を示す。模型の右端から透水させる実験で、地盤に透水性が高い三河硅砂 3 号の層を設けている。矢部川堤防の被災箇所でも報告された高透水性層の行き止まり²⁾を表現するために、三河硅砂 3 号の層を途中で打ち切っている。地盤の被覆土層および堤体部分には三河硅砂 6 号を用いている。実験結果は、次章において解析結果と比較して示す。

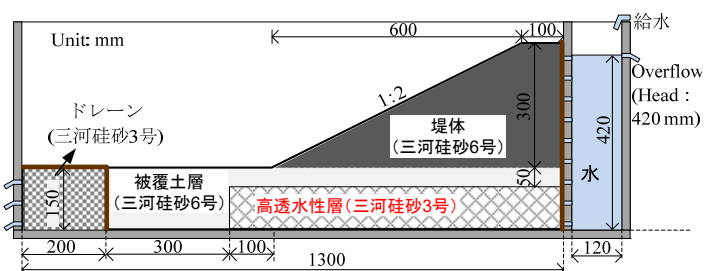


図 1 透水模型実験の概要

解析における水と空気の境界条件は、水を浸透させる右端で全水頭 420mm・非排気条件、水槽と接する下端を非排水・非排気条件、排水部である左端を浸出面・非排気条件、地表面を浸出面・排気条件とした。土骨格の弾塑性構成式 SYS Cam-clay model³⁾に関する材料定数は、Noda et al.⁴⁾の三河硅砂 6 号の値を用いた。水分特性曲線 (van Genuchten 式⁵⁾) に関する材料定数および飽和透水係数の値は、杉井ら⁶⁾の三河硅砂 6 号の値から決定した。ここで、3 号砂と 6 号砂の違いは、飽和透水係数のみを変えて表現した (飽和透水係数の値は、3 号砂: 4.06×10^{-3} m/s, 6 号砂: 1.61×10^{-4} m/s⁶⁾)。4 章のケーススタディでは、被覆土層として 6 号砂よりも透水性が低い 8 号砂 (飽和透水係数の値: 2.21×10^{-5} m/s⁶⁾) を想定した。初期状態は、実験条件に合わせて決定し、初期の比体積、構造、応力比、異方性、飽和度、間隙空気圧 (0kPa) および間隙水圧 (水分特性曲線から計算) を地盤内で一定と仮定し、土被り圧に応じて過圧密比を分布させた。

3. 透水模型実験のシミュレーション結果

図 2 は透水模型実験の結果と計算結果の飽和度分布の比較である。計算結果は実験結果の浸潤過程をよく再現できている。実験では浸透開始から 2 分 20 秒経過時点で、図の赤丸で示した箇所でボイリング (噴砂・噴水) が発生した。こ

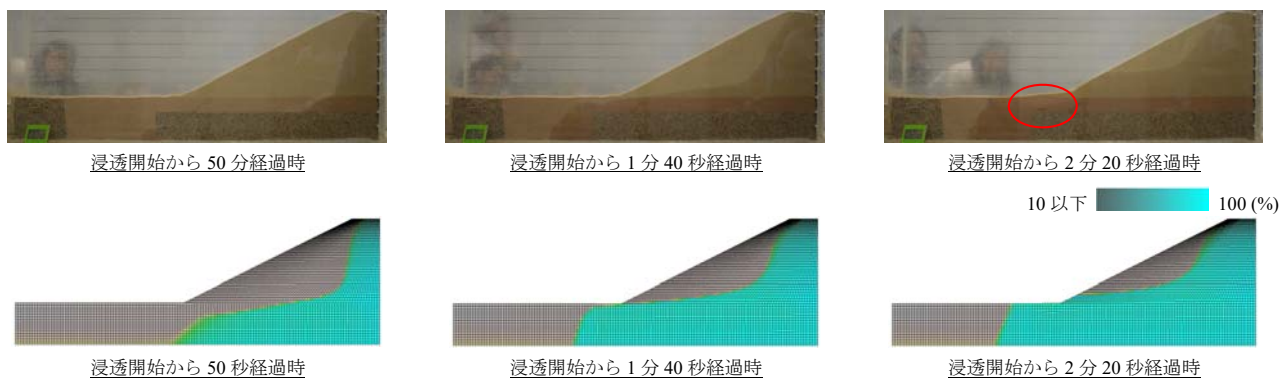


図 2 透水模型実験の結果 (上) と計算結果の飽和度分布 (下) の比較 (3 章)

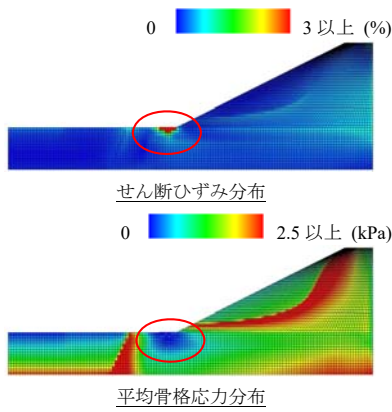


図3 透水模型実験の再現解析 (3章)
(浸透開始から2分20秒経過時)

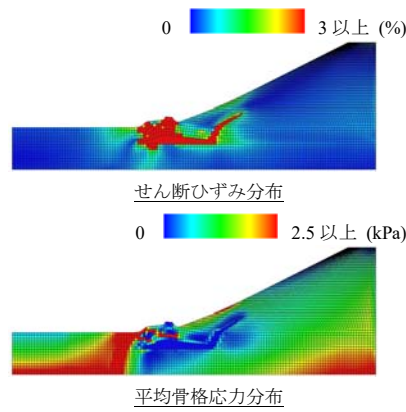


図4 被覆土層の透水性が低い場合
(4章①)

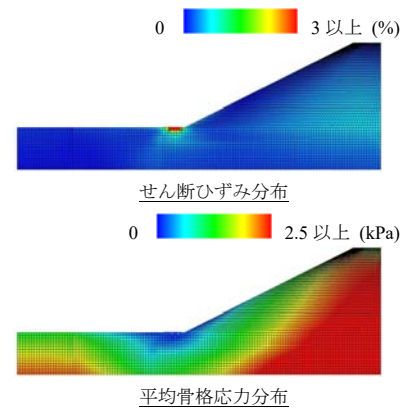


図5 被覆土層の透水性が低い、かつ、
水位が210mm(低い)場合(4章②)

のボイリングをきっかけとして最終的には堤体高さが半分程度になるまで崩壊するが、解析ではボイリング発生段階までを追うことができる。図3は、浸透開始から2分20秒経過時のせん断ひずみ分布と平均骨格応力分布を示す。計算では2分20秒経過時に、赤丸で示した法尻付近の地表面でせん断ひずみが大きく、平均骨格応力がゼロ近くまで低下している。なお、図は省略するが、せん断ひずみが最も大きい土要素の力学挙動を確認したところ、せん断ひずみが3%付近で急激に吸水軟化により骨格応力経路が原点に向かい、平均骨格応力がゼロに近づいた。このため、以後本稿ではせん断ひずみが3%以上生じ、平均骨格応力がゼロに近づくことをボイリングと呼ぶ。以上のように、本解析コードは、浸透によるボイリング現象を、間隙水圧の上昇に伴う骨格応力の低下として良く表現できることがわかった。

4. ケーススタディ (地盤の透水性および水位がボイリング発生に与える影響)

3章の解析条件の一部を変更して、2つのケーススタディを行った。① 図1において被覆土層に透水性が低い三河硅砂8号の飽和透水係数を与えた場合、および、② ①の条件で右端水位を420mmから210mmに低くした場合である。

① 被覆土層の透水性が低い場合に関して、図4はせん断ひずみ分布および平均骨格応力分布を示す。3章の場合と異なり、地盤の層境での平均骨格応力もゼロに近づき、最終的には層境でもボイリングして大きなせん断変形が生じ、せん断面は堤体に向かって進展した。② ①の条件下で、水位のみ210mmで低い場合に関して、図5はせん断ひずみ分布および平均骨格応力分布を示す。水位を低くすると、今度は層境ではなく地表におけるせん断変形が最終的には卓越した。以上より、地盤を構成する土材料の透水性および外水位の差が、浸透破壊発生の有無に加えて、浸透破壊モードにも影響を与えることがわかった。

5. おわりに

図5は水～土骨格二相系の静的／動的有限変形コード⁷⁾を用いた解析結果の一例である。簡単のため二相系解析コードを用いているが、解析条件によっては、河川堤防が浸透時に進行的に破壊していく様子を表現できつつあり、せん断面の土要素は吸水軟化している。今後は、解析条件をパラメトリックに変更し、三相系解析を用いて、引き続き河川堤防の進行性破壊のメカニズム解明に取り組んでいきたい。

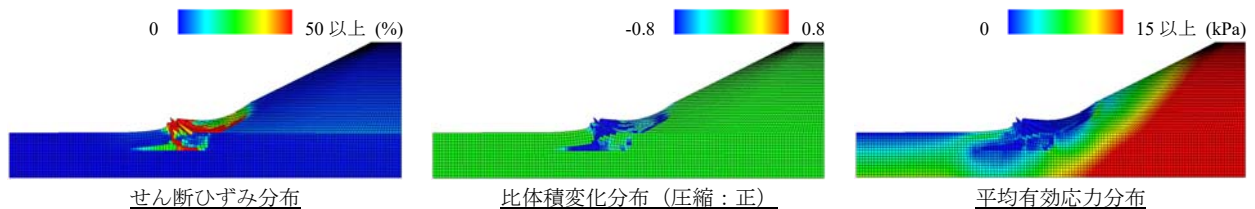


図5 二相系の静的／動的有限変形コードを用いた解析結果の一例

謝辞：JSPS 科研費 25249064 および H27 年度国土交通省河川砂防技術研究開発の助成を受けた。感謝の意を表す。

参考文献：1) Noda and Yoshikawa: Soil-water-air coupled ..., S&F, 55(1), 45-62, 2015. 2) 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. 3) Asaoka et al.: An elasto-plastic description..., S&F, 42(5), 47-57, 2002. 4) Noda et al.: Soil-water coupled ..., S&F, 48(6), 771-790, 2008. 5) van Genuchten, M. T.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Science Society of America Journal, 44, 892-898, 1980. 6) 杉井俊夫・山田公夫・奥村恭：高飽和時における砂の不飽和透水係数に関する考察，平成13年度土木学会中部支部研究発表会講演概要集，267-268，2002. 7) Noda et al.: Soil-water coupled ..., S&F, 48(6), 771-790, 2008.

越流に対する堤防の粘り強さの向上に関する検討

堤防, 越流, 粘り強さ, 導流舗装工, かご工

大阪大学大学院 常田賢一 植田裕也 跡治志由大
共和ハーモテック (株) 小柿裕治 藤木孝則

1. はじめに

平成 27 年 9 月関東・東北豪雨により、鬼怒川の常総市三坂地区では、堤防が約 200m に渡り決壊し、甚大な被害が発生した。これを受けて、関東地方整備局の鬼怒川堤防調査委員会¹⁾は、破堤原因を明らかにするとともに、堤防技術小委員会²⁾ (以下、小委員会) は、越流破堤に対する対策の基本的な考え方を提示した。筆者の一人の常田は、調査委員会および落堀などに関する現地調査に基づいて、浸水条件、越流・侵食過程、落堀の形成、舗装の効果などに関する知見を報告している³⁾。

本文は、上記の報告を基に、越流破堤に対する堤防の粘り強さの向上を目的として、越流、破堤から得られる追加的な知見を示す。さらに、越流対策の考え方を提起し、導流舗装工および流水緩衝法尻保護工としてのかご工の 2 方策を対象とした室内越流模型実験を実施し、両方策の実験的検証を行い、技術的可能性を提示する。

2. 越流、破堤状況からの追加的考察

越流、破堤、浸水の基本的状況に関しては報告済み³⁾、⁴⁾であるが、粘り強さに関する以下の 3 点を追加する。

2.1 破堤拡大の速度

調査委員会によると、12:50 頃に 20m が決壊、13:36 に 80m に拡大、最終的 (16:19 頃) に 200m に拡大したとされる。一方、調査委員会による空撮写真から 15:18 の破堤幅は 140m 程度と推定できる。従って、破堤は幅 20m から 80m が約 45 分、80m から 140m が約 1 時間 45 分、140m から 201m が約 60 分で拡大しており、破堤拡大の速度はそれぞれ 1.3m/分、0.57m/分、1m/分で推移したと推察できる。従って、破堤拡大速度は 1m/分程度であるが、注目点は破堤幅 80m から 140m までの破堤速度が遅い (粘り強い) ことであり、対策のヒントがある⁵⁾。

なお、平成 24 年 7 月九州北部豪雨による矢部川右岸 7.3k 地点のパイピング破堤⁶⁾では、最大破堤幅は 50m、破堤の進行継続時間は 2 時間 10 分であり、破堤拡大の速度は、1.0m/分 (破堤幅 10m)、0.67m/分 (同 30m)、0.33m/分 (同 40m)、0.17m/分 (同 50m) と推移している。この破堤は水位下降過程にあるのに対して、鬼怒川ではピーク直後にあるため、浸水規模が大きいと推察される。

2.2 破堤しないための耐越流時間

堤防調査委員会によると、越流初期の越流深は 20cm 程度であるが、その後の水位上昇を考慮すると破堤地点のピーク水位時の越流深は、最大で 0.31 程度と推測され

れる^{3),4)}。ここで、越流開始を 11:11、河川水位のピークを 12:23 (推定) とし、ピーク付近の水位の上昇・下降の速度が同程度とすると、越流破堤に至らないための耐越流時間は 2 時間 30 分程度と推察できる。この時間は目標とする粘り強さの目標値の定量化と言える。

ここで、例えば、天端に 0.2m の止水構造 (土のうなど) があつた場合、越流に必要な水位は 0.11m であり、水位の上昇・下降速度 0.0048m/分から、越流継続時間は 52 分になり、今回の破堤までの越流継続時間 (1 時間 40 分) より短縮でき、破堤に至らないと想定できる。これは、洪水時の水防活動の土のうなどによる天端高の一時的な嵩上げによる越流深、越流時間の低減を示唆する⁵⁾。

2.3 浸水規模に関わる破堤拡大

2.1 の通り、11:11 に越流が開始し、12:50 の破堤から破堤幅は 20m、80m、200m に拡大したが、破堤の進行継続時間は 3 時間 30 分程度であり、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 分程度であることから、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^{3),4)}。

ここで、堤内地への浸水時間は変わらずとも、破堤幅は浸水量に比例的に関係するので、破堤のみならず、破堤拡大に対する堤防の粘り強さが必須である⁷⁾。

3. 粘り強さの向上

越流に対する堤防の粘り強さの向上のための視点および対策の具体を考察し、後述の実験的研究に展開する。

3.1 堤防技術検討小委員会による対策の方向性

洪水時の破堤は浸透破堤と越流破堤があり、従来は前者の対策が主であったが、鬼怒川の越流破堤を受けて、後者の対策の必要性が小委員会²⁾で謳われ、決壊までの時間を少しでも延ばし、被害軽減を図る堤防構造として、堤防天端の保護や堤防裏法尻の補強が提示されている。そして、天端の保護はアスファルト舗装、裏法尻補強はブロックの敷設が示され、詳細な構造は早急に技術的な検討を進めるとされ、国土技術政策総合研究所⁸⁾が具体を提起している。なお、“決壊までの時間を少しでも延ばし”とは、“粘り強さの向上”と言い換えられる。

3.2 越流対策の視点

洪水時の越流に対する対策は、1)堤体の不飽和化、2)天端構造の裏法侵食の抑制、3)裏法面の難侵食化、4)裏法尻・法先地盤の難侵食化、5)落堀形成の抑制、6)破堤拡大の抑制、7)水防活動の越水抑制、8)住宅 (地) の浸

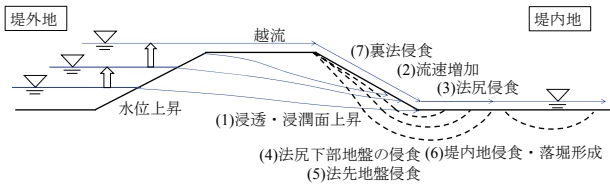


図-1 水位上昇と越流により想定される現象⁷⁾

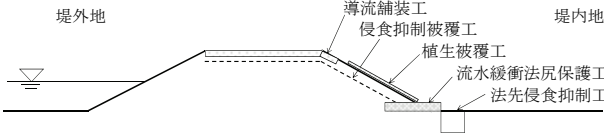


図-2 堤防を越流に対して粘り強くする構造

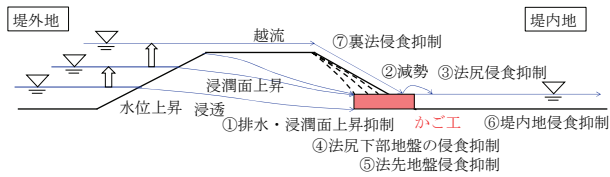


図-3 浸透・越流に対するかご工の粘り強さ機能⁷⁾

水対策の8項目が考えられる⁵⁾。

ここで、天端舗装が越流による表法への侵食拡大を抑制する場合、河道の水位上昇、越流で発生する現象は図-1で想定できる。つまり、(1)堤内の浸透と浸潤面上昇、(2)裏法での越流水の流速増加、(3)法尻部の堤体侵食、(4)法尻下部地盤の侵食、(5)裏法先地盤の侵食、(6)堤内地地盤の侵食・落堀の形成および(7)裏法の侵食があるが、対策の検討では、これらの現象に対して対策がどう機能するか、機能させようとするかの明示が必要である⁵⁾。

図-1で想定される現象の抑制、粘り強さの向上策として、図-2の導流舗装工、侵食抑制被覆工、植生被覆工、流水緩衝法尻保護工、法先侵食抑制工が例示できる。このうち、本研究で対象としたのは、導流舗装工と流水緩衝法尻保護工であり、前者では天端の舗装だけでなく、法肩の被覆により越流水を裏法面方向に誘導し、法肩部と裏法面の侵食抑制を意図した導流構造を提起する。また、後者では“かご工”を取り上げ、その効果としては、図-3に示す①排水・浸潤面上昇の抑制、②越流水の流速抑制（減勢）および②による③法尻の侵食抑制、④法尻下部地盤の侵食抑制、⑤法先地盤の侵食抑制、⑥堤内地の侵食抑制、さらに⑦裏法の侵食抑制が想定されるので、堤防の粘り強さの向上が期待できる。

4. 粘り強さの向上に関する越流実験

堤防の粘り強さの向上策とした導流舗装工とかご工の機能の把握のため、越流実験を実施した⁹⁾。

4.1 実験模型

図-4は実験模型（盛土高100mm、基礎地盤厚150mm、奥行き100mm、法勾配1:2）であるが、天端保護を前提とするため、天端はアクリル板で被覆して舗装を模擬し、越流時に侵食が卓越する裏法～法尻～法先地盤を再現す

る。さらに、通常、図-4の越流実験では、法肩の侵食が先行し、実現象と異なるので、法尻部の侵食を先行させるため、図-5のように法肩から法面の途中までをアクリル板で被覆して越流水による侵食位置を誘導したが、これは導流舗装工を模擬している。そして、法面長（ R ：224mm）に対する被覆長（ L ）の割合をカバー割合（ L/R ）と定義し、カバー割合の条件を0、1/8、1/4、1/2の4種類としたが、カバー割合0は天端の舗装のみに対応する。以上から、実験ケースは表-1の11ケースである。

かご工模型は、鉄筋径0.7mm、メッシュ幅6mm、幅100mm、高さ20mmのかごに碎石（粒径5～15mm）を詰め、密度1.63g/cm³である。さらに、写真-1の1段の場合は長さ100mm、2段の場合は長さ150mmの上に長さ50mmと小口（20mm×20mm）を取り付けた一体構造である。用地境界が堤内地にとれる状態を想定し、かご工の下流端から50mm位置を法先に合わせて設置する。かご工模型のうち、盛土内の埋設部分は吸出し防止材を巻く。

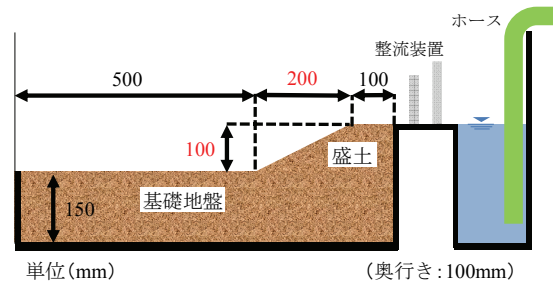


図-4 越流実験模型の概要

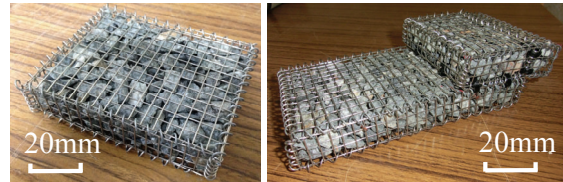
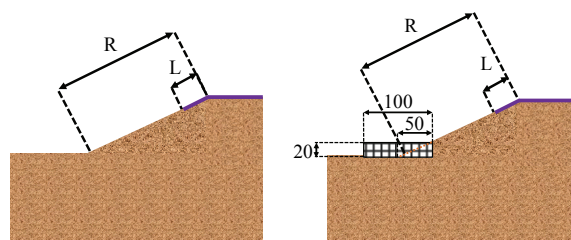
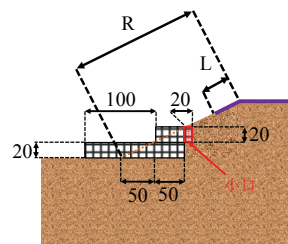


写真-1 かご工模型（左：1段かご工、右：2段かご工）



(a) 無対策：かご工無し (b) かご工：1段



(c) かご工：2段

図-5 実験模型（単位 mm）

表-1 実験ケース

ケースNo.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
かご工条件	無し				1段				2段		
カバー割合(=L/R)	0	1/8	1/4	1/2	0	1/8	1/4	1/2	0	1/8	1/4

盛土模型と基礎地盤模型の土質材料は、2mm以下にふるい分けした笠間砂（粘性土質砂：砂分 82.1%・シルト分 12.5%・粘土分 5.4%、最大乾燥密度 1.78g/cm³、最適含水比 14.4%、土粒子密度 2.67 g/cm³）であり、締固め度 90%（乾燥密度 1.60 g/cm³、含水比 8.80%）で作成する。

越流は、図-4の右側の貯水槽から流量（約0.39l/s）で20分間（1,200s）給水した。越流（天端の越流深：1.5cm程度）による盛土、基礎地盤の侵食状況は、土槽の側面を動画撮影し、写真判読する。また、流速は、流量と水深（計測値）から逆算して算出する。

4.2 実験結果：導流舗装工の効果

図-6は無対策のケース1（カバー割合0）とケース2（同1/8）の侵食の経時変化である。カバー割合1/2と1/4は割愛するが、前者では法尻を中心に縦断方向に200mm程度の延長で落堀が形成され、後者では前者よりもやや堤体側に侵食領域が移行しており、さらに、カバー割合が小さくなると、図-6の(b)から同(a)へと盛土部の侵食が卓越するように変化する。

ここで、無対策（ケース1～4）で、例えば、越流開始600秒後のカバー割合1/2～0の侵食形状を重ねると図-7になる。同図から、カバー割合の設定で再現しようとした、法尻から法肩への侵食の推移が分かる。なお、これらの侵食形状の包絡が実際の侵食形状に相当する。

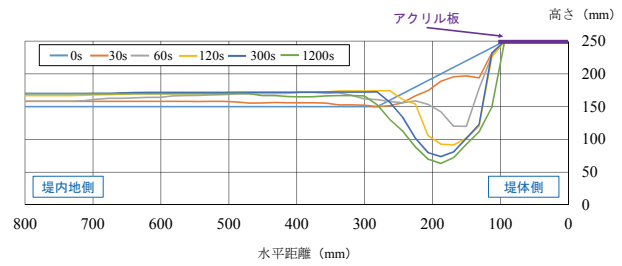
ここで、導流舗装工としてのカバー割合1/8の効果について、カバー割合0の天端舗装だけの場合と比較すると、図-6からは、カバー割合1/8の方が同0よりもやや侵食域が大きいが、侵食域は天端からやや離れた位置に形成されている。この差異を明確にするために、写真-2のように法先と侵食面との距離（以後、侵食到達距離と呼ぶ）の経時変化に着目した。図-8は侵食到達距離の経時変化である。越流開始60秒程度まではカバー割合1/8の方がやや侵食の進行が速いが、60秒以降ではカバー割合0より侵食速度が遅くなるとともに、法肩直下から70mmほどの位置に止まり、他方、カバー割合0では法肩直下から10mmほどまで侵食が拡大している。

以上、導流舗装工により越流による侵食領域の堤体側への移行を抑制し、粘り強さの向上が示唆された。

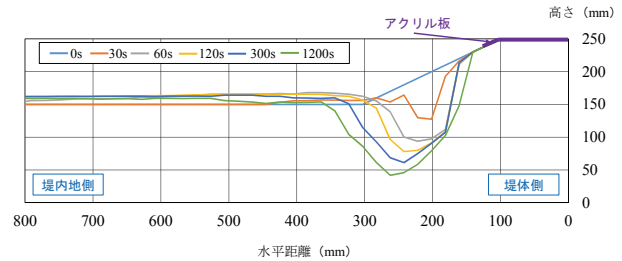
4.3 実験結果：かご工の効果

図-9、10はそれぞれカバー割合1/8のかご工1段、2段における侵食形状の変化である。まず、かご工1段について、4.2の図-6(b)カバー割合1/8（無対策）および図-9を比較すると、無対策では120秒後以降において、侵食深さは基礎地盤表面（高さ150mm）から70mm～110mmであるが、かご工では1200秒後でも60mm程度に止まる。また、基礎地盤表面での流水方向の侵食域の延長は、かご工では170mm程、無対策では200mm程であり、かご工で侵食領域の拡大が抑制されている。

さらに、図-10のかご工2段と比較すると、かご工2段では盛土部の侵食は小さく、法尻部分の侵食はごく僅かである。特に、1200秒後でも侵食面がアクリル板より



(a) ケース1：カバー割合0



(b) ケース2：カバー割合1/8

図-6 盛土形状の経時変化：無対策

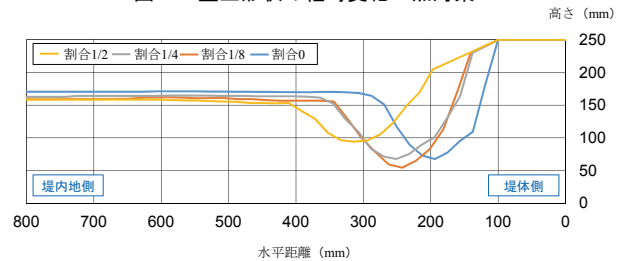


図-7 カバー割合ごとの侵食形状の重ねせ：無対策／ケース1～4

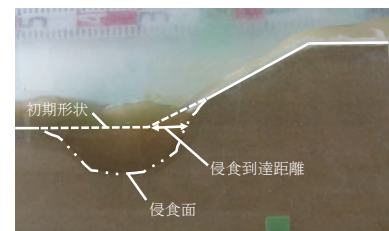


写真-2 侵食到達距離の定義

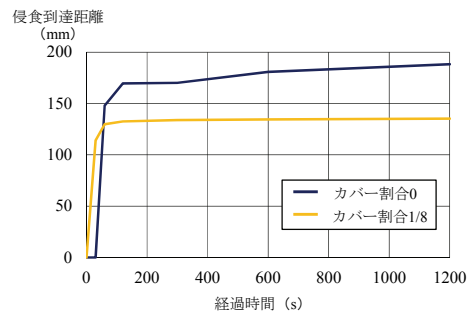


図-8 侵食到達距離の推移（ケース1、ケース2）

堤内地側にあるため、堤体の崩壊を抑制しており、かご工2段は同1段よりもさらに侵食を抑制している。

次に、盛土部および基礎地盤の侵食領域の面積変化について、図-11は法面カバー割合1/8を例とした、無対策、かご工1段、同2段の侵食面積の時間推移である。無対策と比較して、かご工1段、さらに2段により侵食面積が小さくなる。他のカバー割合も同様であった。ここで、例えば、200秒後までの侵食面積の平均的な増加速度（傾き）を見ると、無対策、かご工1段、同2段の

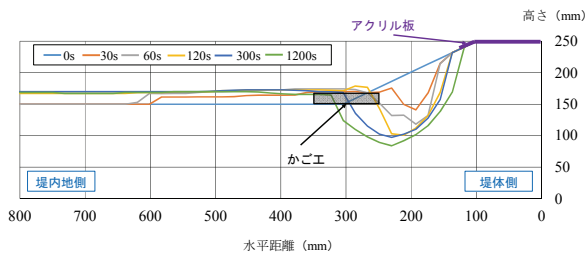


図-9 ケース 6：カバー割合 1/8・かご工 1 段

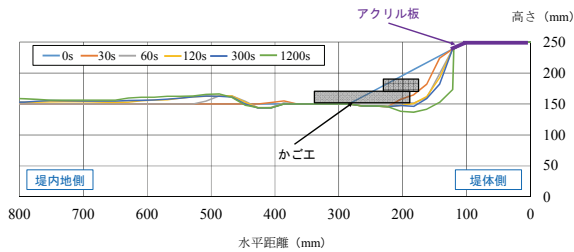


図-10 ケース 10：カバー割合 1/8・かご工 2 段
面積 (mm²)

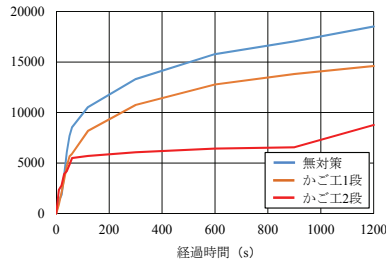


図-11 侵食面積：法面カバー割合 1/8

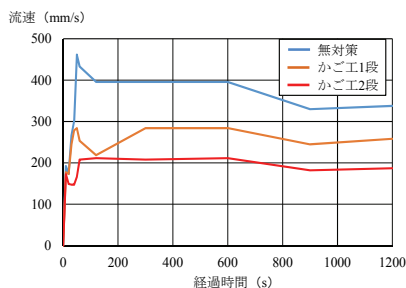


図-12 裏法先の流速例：カバー割合 0/ケース 1, 5, 9

の順で低下し、侵食に対する粘り強さが示唆される。

さらに、図-12は、カバー割合 0 を例として、流れが比較的定常状態である法先から 300mm 下流の位置での流速を無対策、かご工 1 段、同 2 段で比較している。他のカバー割合を含めて、全体的に無対策よりかご工 1 段が、さらにかご工 1 段より同 2 段の方が、流速は低下する。なお、これらは堤内地での流速低下を意味する。

5. まとめ

2015 年関東・東北豪雨の鬼怒川の越流破堤および越流に対する堤防の粘り強さの向上策の導流舗装工およびかご工に関する実験的検討の結果、以下の知見が得られた。

1) 粘り強さに関わる知見

1-1) 耐越流時間は堤防の粘り強さの指標あるいは目標値と位置付けられる。鬼怒川の破堤箇所での耐越流時間は、概ね 2 時間 30 分と推測される。また、洪水時

の耐越流時間の短縮は、応急的嵩上げが有効である。

1-2) 越流破堤による浸水被害の軽減には、破堤だけでなく、破堤拡大に対する粘り強さも重要である。

1-3) 破堤の拡大速度により、破堤拡大の難易、粘り強さの向上要因の示唆が得られる。

2) 導流舗装工は、越流水の誘導により、法肩と裏法面の侵食抑制になり、粘り強さの向上が期待できる。

3) 段積みのかご工は、越流水の流下高の減少と緩衝作用による法尻部および堤内地の流速の低下により、越流初期の裏法尻の侵食を抑制し、粘り強さの向上が期待でき、段数が多いほど緩衝作用は高められる。

なお、かごによる碎石の一体化構造は、基本機能性として粗度による流速低下および常時、洪水時の排水性があるが、さらに、段積みによるかご工では、(1)多段な程、緩衝効果がより期待できる、(2)侵食時の安定性、堤体や基礎地盤の変状追従性が高い、(3)単純構造で、段積み、敷設長の自由度が高い、(4)施工性・復旧性が高いといった点が特筆できる。これらの点を含めて、今後とも実用化に向けた総合的検討が必要である。

謝辞：本実験に際して、国土交通省近畿地方整備局河川部の指導、(一財)災害科学研究所の支援を得ている。関係各位に感謝申し上げます。

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回同左（平成27年10月5日）、第3回同左（平成27年10月19日）の資料。
- 2) 国土交通省：第1回大規模氾濫に対する減災のための治水対策検討小委員会（平成27年10月30日）の資料。
- 3) 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/>）
- 4) 常田賢一：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、第3回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム、I-1、2015。
- 5) 常田賢一：堤防の越流破堤および対策に関する考察、関西 Geo-Symposium2016、2016.11。（投稿中）
- 6) 国土交通省九州地方整備局：矢部川堤防調査委員会 報告書、平成25年3月。
- 7) 常田賢一：2015年9月関東・東北豪雨による鬼怒川の越流破堤要因および模型実験による粘り強い堤防構造の検討、平成27年度近畿地方整備局研究発表会、防災・保全部門、No.13、2016。
- 8) 服部 敦・森啓年・笹岡信吾：越水による決壊を少しでも引き延ばす河川堤防天端・のり尻の構造上の工夫に関する検討、国土技術政策総合研究所資料、第911号、平成28年5月。
- 9) 跡治志由大・常田賢一・植田裕也・小柿裕治・大橋 馨：かご工による堤防の越流対策に関する実験的研究、関西 Geo-Symposium2016、2016.11。（投稿中）

2016年熊本地震とその後の豪雨による複合災害 ～木山川を例に～

熊本地震 複合災害 越水

東京理科大学 国際会員 二瓶 泰雄
東京理科大学 非会員 桜庭 拓也
東京理科大学 学生会員 倉上 由貴

1. はじめに

2016年熊本地震では、4月14日の前震と16日の本震により、熊本県益城町等で最大震度7を2回も観測した。この強震動により堤防も大きな被害を受け、緑川水系で127箇所、白川で44箇所であり、県管理河川を含めると全部で494箇所の堤防被害が発生した¹⁾。この地震から約2ヶ月経った6月20日から九州全体で強い雨が降り、熊本県を中心に100mmを越える猛烈な雨が降った(以下、6月20日豪雨と称す)²⁾。この記録的短時間大雨により、緑川水系木山川の堤防決壊が発生した。この木山川では、熊本地震により堤防が沈下したため、その応急対策として堤防天端に土嚢が設置されていたが、6月20日の大雨により、土嚢を越水するほどの洪水が発生し、決壊に至った。このように、木山川では、地震・洪水複合災害が発生したことになる。過去の複合災害の実例として、1948年福井地震とその後の豪雨災害(九頭竜川、足羽川)と発生頻度は多くないが、首都圏の大河川において地震・洪水複合災害が発生すれば甚大な被害が生じることから、今回の木山川の事例を取りまとめる意義は極めて高い。本研究では、木山川で生じた複合災害の実態や洪水氾濫メカニズムの検討する。まず、6月20日豪雨時における木山川の堤防被害・洪水氾濫調査及び関連地震被害調査の結果を示す。また、この調査時に天端上の土嚢と土嚢の間にて特徴的な洗掘が生じたため、土嚢を置いた天端の浸透実験を実スケールで行い、パイピングや土嚢周囲の洗掘状況を検討した。

2. 6月20日豪雨災害後の木山川の複合災害調査

(1)調査概要：木山川での堤防決壊と地震被害という複合災害の発生状況を把握するために、発災から3日後(2016/6/23)と約1ヵ月後(7/21)に現地調査を行った。本調査では、木山川破堤地点とその上下流における豪雨・地震による堤防被害及び痕跡水位を調査した。また、RTK-GPSによる測量も行い、堤防や周辺地盤の沈下量を計測した。

(2)調査結果：図-1は、木山川破堤地点周辺における豪雨・地震災害の発生状況を示す。木山川では高さ1mの土嚢が並べられると共に、土嚢の川側ではビニールシートでカバーされ、河川水が堤外側に入る隙間はほぼ無いことを確認した。しかしながら、地点①では土嚢と土嚢の隙間が局所洗掘されており、一種のパイピングが起こったものと推察される。この洗掘場所の深さは0.13~0.20m、長さ0.75~1.16mと非常に大きく、堤防天端の裏のり肩に達するものもあった。この堤防天端における土嚢周囲の局所洗掘は、堤防決壊地点そばのみならず、広い範囲の地点で確認された。また、地点③では天端に置かれた土嚢が不安定化して散乱しており、越水が確認されたが、堤防裏のり面上の侵食は見られなかった。地点④では五楽橋の橋げたと天端に段差約35cmが発生しており、堤防沈下が発生したものと考えられる。

沈下状況を定量的に検討するために、木山川堤防における樋管・樋門の段差($n=6$)及び木山川周辺の道路でのマンホールの浮き上がり($n=18$)の結果を調べた。その結果、周辺地盤(マンホール)では沈下量の平均値は0.18m、最大値は0.30mであった。一方、堤防沈下量(樋管・樋門の段差)の平均・最大値はそれぞれ0.27m、0.39mであった。このように、木山川堤防でも周辺地盤よりも0.1m程度の沈下が発生したものと考えられる。

木山川破堤地点の上下流部における痕跡水位と堤防天端上の土嚢高の縦断分布を調べた(図-2)。その結果、洪水痕跡は天端の土嚢高すれすれに達しており、地震後の天端高が低い箇所の土嚢では越水が発生した。決壊箇所の天端高も9.0[T.P.m]程度と周囲と比べて低かったため、越水した可能性が高い。そのため、決壊要因として越水が第一に考えられるが、図-1に示すように土嚢周囲の局所洗掘により土嚢が不安定化し、それが越水を助長した可能性も考えられる。そこで本章では、天端に置かれた土嚢周囲の局所洗掘に関する浸透実験を行って検討する。

3. 土嚢周囲の局所洗掘実験

(1)実験概要：本実験では、図-3に示すように、東京理科大学水理研究室所有の大型造波水路(長さ36m、幅1m、高さ1.2m)に、現地で用いられている土嚢(高さ1m、直径1m)を設置し、片側に水を貯めて浸透実験を行う。その際、天端上での土嚢の局所洗掘を考慮するため、厚さ0.20m、長さ2.0mの天端を設けた。この天端材料としては、木山川破堤地点周辺を参考にして、碎石(13-20mm)・碎石(5-13mm)・鉾田砂をそれぞれ4:1:5の割合で配合した。土嚢袋は、現地に設置されている前田工織(株)製のツートンパックを使用した。幅1mの水路中央部に直径1mの土嚢を置くと壁面付近でわずかな隙間が生まれるため、表のり側にビニールシートを巻いて隙間が発生しないようにした。堤外側の水位は、実験当初、天端高からの水位 h を0.5mで一定にする予定であった。しかしながら、給水途中に天端内の浸透量が多く一定水位を保つことはできず、実験中では概ね $h=0.2\sim 0.3$ mとなった。実験中には、側面・上面からのビデオ撮影と共に、デジタルレベルを用いて実験終了後に洗掘深の空間分布を計測した。

(2)実験結果：土嚢周囲の洗掘状況を把握するために、水路側面から撮影されたスナップショットを図-4に示す。これより、 $t=7.5$ minでは、土嚢下流部から洗掘が開始し、 $t=9.0$ minには洗掘範囲が上下流に広がった。 $t=10.0$ minには洗掘範囲がさらに上流側に広がり、最終的に、 $t=15.5$ minでは洗掘孔が土嚢直下を貫通して一種のパイピングが生じ、洗掘深は11cmに達した。このように、浸透のみでパイピングによる土嚢下の洗掘現象が発生しており、現地条件でも十分生じたものと推察される。なお、その後の洗掘深・範囲の増加は水路の関係で再現できておらず、今後の課題とする。

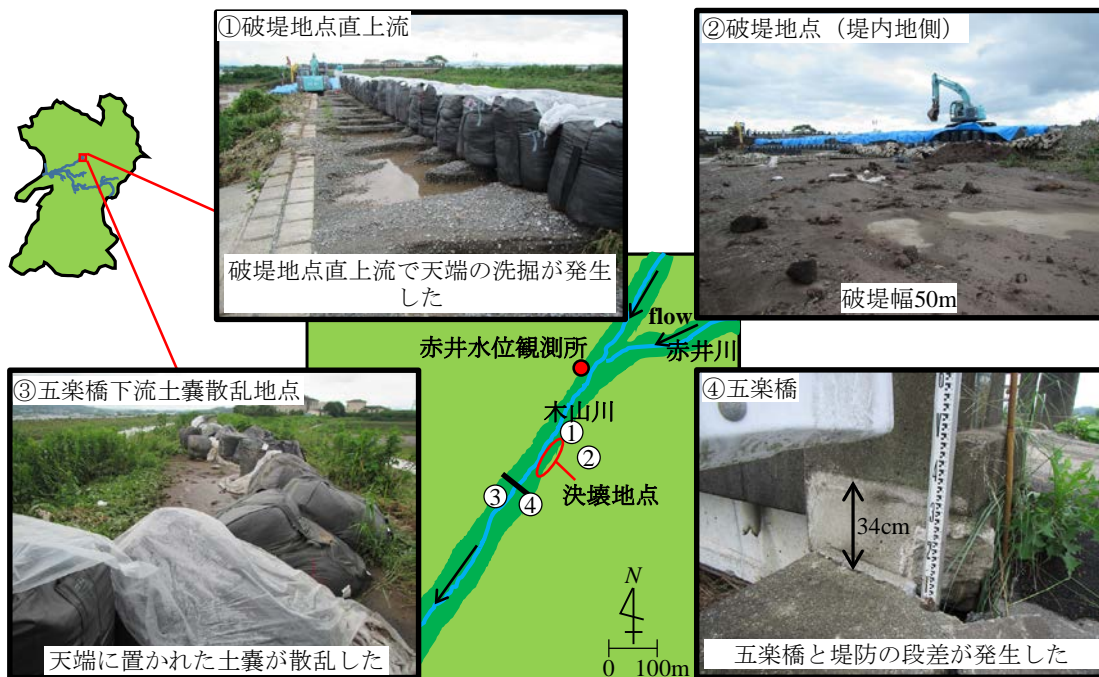


図-1 木山川破堤地点周辺での被災状況

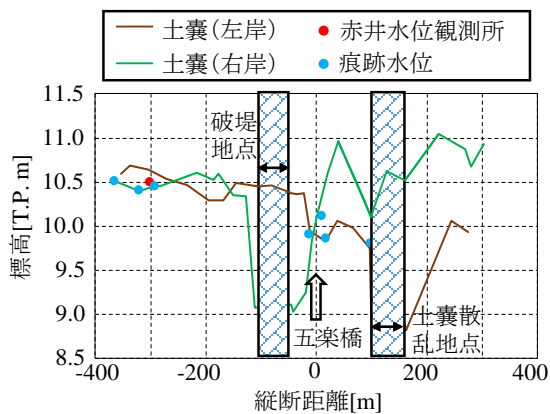


図-2 木山川における痕跡水位と堤防天端上の土嚢高の縦断分布（五楽橋を原点として縦断距離を計算し、下流向きを正とする）

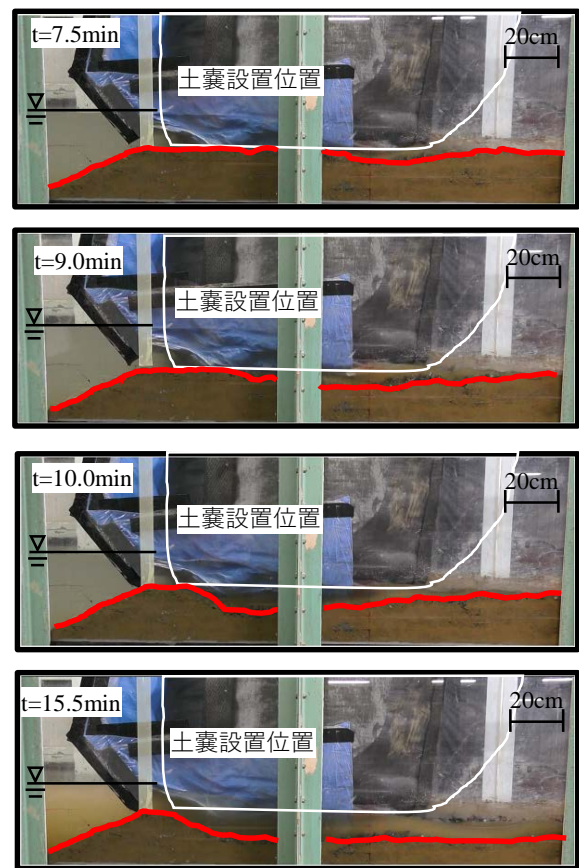
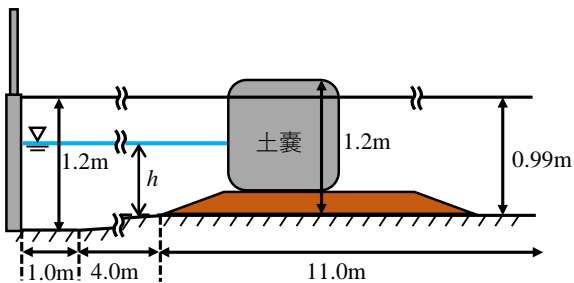


図-4 側面から撮影した土嚢周囲の洗掘の様子（天端に水が到達した時間を $t=0$ としている）

<参考文献>

- 1) 国交省：熊本県熊本地方を震源とする地震について（第28報），平成28年5月2日9時作成，<http://www.mlit.go.jp/common/001130271.pdf>.
- 2) 内閣府：6月20日からの西日本の大雨に係る被害状況等について，平成28年8月1日現在，http://www.bousai.go.jp/updates/h28tuyu/pdf/h280620oame_05.pdf.

河川堤防の地震・高水を想定した複合災害に対する浸透性能評価

堤防 遠心力模型実験 浸透

徳島大学大学院 学生会員 ○居上靖弘, 伊藤慧
国際会員 渦岡良介, 上野勝利

1. 研究の背景と目的

2011年東北地方太平洋沖地震で被災を受けた河川堤防は多く存在し¹⁾, その後の台風災害による水位上昇に伴った高水で河川堤防が破堤するといった報告がある. 従来, 地震後における河川堤防の耐浸透性能は, 地震時の天端沈下量と平常時の最高水位を基準に評価されている²⁾. 堤防の限界状態は, 地震により堤防に変形, 天端沈下等が生じた場合においても, その変形が平常時の最高水位に対して, 耐震性能照査上の堤防としての機能を保持できる範囲内になるように定められている. また, 堤防は液状化に伴う土層の物性の変化を考慮し, 地震後の堤防高が平常時の最高水位を下回らないことで耐震性能が照査されている. しかし, 河川堤防の地震時変状の形態は多様であり, 法面に発生するクラックなどを踏まえた河川堤防全体の浸透性能を考える必要がある³⁾. 本研究では, 地震・高水のような複合的な外力が作用する状況において, 地震による堤防の沈下量だけでなく, 地震による堤体の変形と浸透性能の関連性の明確化を目的として, 加振で変状した堤防の水位上昇に対する浸透性能評価を行うため, 遠心模型実験を実施した.

2. 実験方法

本実験は遠心模型実験装置を用いて遠心加速度 $25g$ の条件下で行った. 下記に模型実験で作製した実験模型, 実験手順, 実験時の計測項目について述べる. 本章における実験模型, 実験手順における寸法はすべて模型スケールで述べる.

2.1 模型作製

図1に実験模型図を示す. 実験模型は, 幅 375mm × 高さ 200mm × 奥行 175mm の剛な土槽に基礎地盤, 沈下盛土層⁴⁾, 盛土の3層で作製した. 本研究では, 河川堤防の変状および後続の水位上昇に対する浸透性能に着目するという視点から, 簡便化のため基礎地盤に対する浸透を考慮せず, 剛性の高い不透水性モルタルを用いて基礎地盤を作製した. また, 基礎地盤の形状には堤体内液状化⁵⁾を引き起こす要因となる盛土の自重圧密による沈下部分(沈下盛土層)を模擬した深さ 20mm のくぼみを作製した. 沈下盛土層ならびに堤体盛土材料は保水性を持たせることを目的として, 豊浦砂 ($G_s=2.656, U_c=1.48$) と珪砂7号 ($G_s=2.695, U_c=1.74$) を $8:2$ の重量比になるように混合させたものを使用した. 沈下盛土層についてはこの混合砂を空中落下法を用い, 目標相対密度 $Dr=50.0\%$ で作製した. 盛土は初期含水比 $w=13.0\%$ の値で調整した. この試料を天端幅 30mm , 高さ 65mm , 底面幅 290mm で法面勾配を $1:2$ となることを目標として, 所定の型枠内で突き固めを行うことで, 締固め度 $D_c=80.0\%$, 乾燥密度 $\rho_d=1.29\text{g/m}^3$ を目

標として作製した. 表1に実験ケースを示す. 実験ケースは, 加振を行わないケースとしてケース N, 加振を行ったケースにおいては, 変形の度合いを3つに分け, 変形小, 中, 大の順にケース S, M, L とした. 各ケースの沈下盛土層の相対密度, 盛土の締固め度は一定の目標値を設定したが, 多少バラつきが生じる結果となった. また, 本実験での間隙流体は, 動的現象と浸透現象の時間に関する相似則を一致させるために, 25.0cSt に調整したメチルセルロース水溶液を用いた.

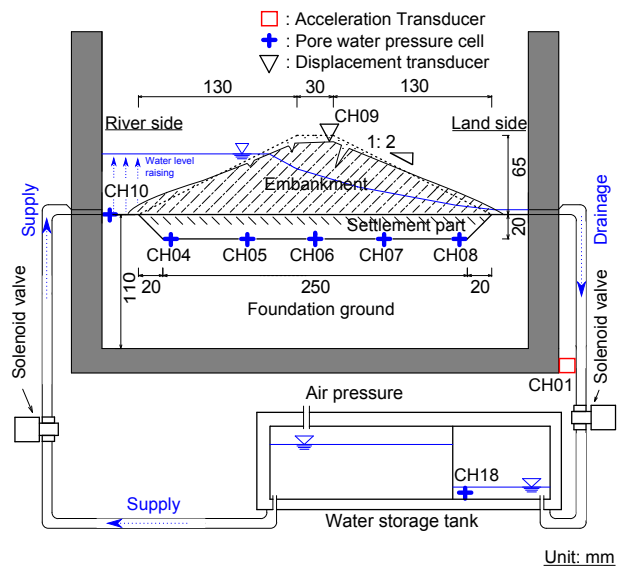


図1 実験模型図

2.2 注水過程

模型を作製した後, 堤体内液状化を想定するために, 沈下盛土層を飽和させることを目的として, 注水を行った. 注水過程は, 加振の有無に関わらず全ケースで行った. 遠心加速度を $25g$ まで上昇させた後, 土槽の両側面から水位を上昇させ, 沈下盛土層の間隙水圧計の値と観察面からの目視を参考に, 地表面からおよそ 5mm の高さで一定に保つ. その後, 間隙水圧計 (CH04~CH08) で地表面付近まで水位が到達していることを確認するまで注水を行った. なお, 水位調整は図1に示す貯水タンクに接続した空気圧レギュレータによりタンク内の空気圧を調整し, 電磁弁の開閉により水位の調整を行った. 各間隙水圧計の値が所定の値になったのを確認した後, 両側から排水を開始し, 水位を地表面とした.

2.3 加振実験

加振時間はケース S-1~M-2 では 1.5 秒間の入力, ケース L-1 ではさらに加振による変形を大きくするために 2.0 秒間の入力を行った. 入力周波数はケース S-1~L-1 において, 全て 17Hz で入力し, 水平加振を行った.

Evaluation of seepage performance for levee under plural disaster such as earthquake and high water, Ikami, Y., Ito, K., Uzuoka, R. and Ueno, K. (Tokushima university)

表 1 実験ケース

No.	ケース名	沈下盛土層の相対密度 (%)	盛土の締固め度 (%)	入力周波数 (Hz)	加振時間 (s)
1	N-1	48.4	78.6	-	-
2	S-1	47.8	79.6	17	1.5
3	S-2	48.0	80.6	17	1.5
4	M-1	50.3	79.6	17	1.5
5	M-2	46.3	80.2	17	1.5
6	L-1	51.0	77.6	17	2.0

2.4 浸透実験

浸透実験は、加振の有無に関わらず全てのケースにおいて実施した。加振を行わないケース N-1 に関しては、地表面に水位が存在することを確認し、川表側（図 1 の左側）の水位上昇を行った。加振を行ったケース S-1~L-1 に関しては、加振後の間隙水圧を消散させるために、加振から 300 秒後に水位上昇を行った。図 2 に浸透実験の給水水位の時刻歴を示す。水位上昇条件は、緩やかな水位上昇を再現することを目的とし、120 秒毎に 10mm の水位上昇を行い、加振による天端沈下を考慮し、盛土高さ 65mm の約 60% の高さである 40mm まで水位を 480 秒かけて上昇させた。そして地表面から 40mm の位置で 600 秒間、水位を一定にし、盛土内の水位の変化および川裏側への浸透量を計測した。

2.5 計測項目

加振実験時においては、盛土の天端沈下量、沈下盛土層底部の過剰間隙水圧および入力加速度を計測した。また浸透実験時は、川表側の水位と川裏側への浸透量、盛土内部の水位を計測した。図 1 に示したように、土槽側部に設置している加速度計 (CH01) の応答値を入力加速度として計測した。加振実験時の過剰間隙水圧の計測また浸透実験時の堤体内部の水位把握のために間隙水圧計 (CH04~CH08) を設置した。加振実験時の天端沈下量を把握するために、アナログ式変位計を天端鉛直方向に設置した。また、浸透実験時の給水水位を把握するために、土槽流入口付近に同様に間隙水圧計 (CH10) を設置した。さらに、川裏側の浸透量を計測するために川裏側のタンク底部に間隙水圧計 (CH18) を設置した。

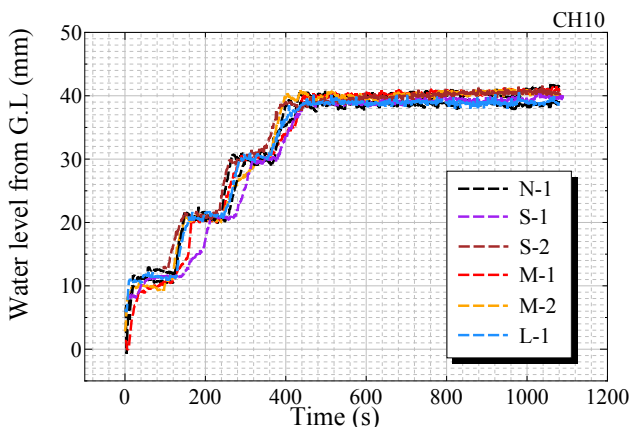


図 2 各ケースにおける給水水位

3. 実験結果

本章では、各ケースの加振実験および浸透実験の結果を述べる。本章における結果の加速度、天端沈下量、浸透量および経過時間は遠心加速度 $25g$ の条件下であることを考慮した上で、実スケールで記載している。

3.1 加振実験

本節では、表 1 に示したケースにおいて、加振を行ったケース S-1~L-1 の結果を述べる。図 3 に盛土が大規模に変形したケースとして、ケース L-1 の正面写真を示す。加振により法尻部分が側方に流動し、それに伴い盛土表面にクラック、天端の沈下が発生したことを確認した。表 2 に各ケースの加振による最終的な天端沈下量と平均加速度 \times 入力波数を示す。ここでの平均加速度とは、入力波形における各波毎の最大値と最小値を絶対値で算出し、合計した値を平均した加速度を指す。結果として、平均加速度 \times 入力波数に比例して、天端沈下量が大きくなる傾向になった。ケース S-1~M-2 においては、同じ加振条件としたにも関わらず、ケース M-1, M-2 の方が平均加速度 \times 入力波数が、ケース S-1, S-2 より大きくなり、天端沈下量が大きくなった。これは加振機構の調整の違いによるものである。図 4 に入力加速度と沈下盛土層に設置した間隙水圧計による過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。過剰間隙水圧比は、実験で計測した過剰間隙水圧をオスターバークによる地盤内応力の影響値を考慮した初期有効上載圧で除し、算出した値を参考値としている。ケース S-1, S-2 に関しては天端沈下量が他のケースと比較して小さい値を示した。特に S-1 に関してはほとんど沈下しない結果となり、図 4 (a) から個々の計測地点 (CH04~CH08) での過剰間隙水圧比が上昇量が小さいことから、沈下盛土層の変形が小さく、天端沈下量が抑えられたと考えられる。ケース M-1, M-2 では今回

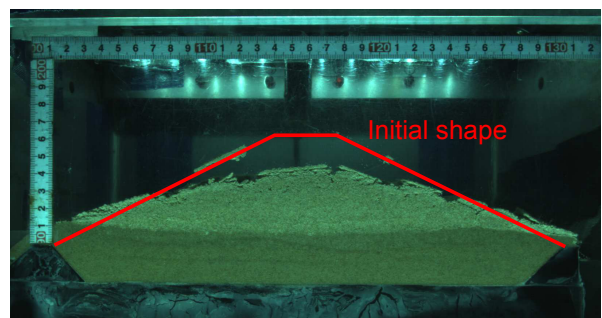


図 3 加振後の正面写真 (ケース L-1)

表 2 加振による最終的な天端沈下量と平均加速度 × 入力波数

ケース名	S-1	S-2	M-1	M-2	L-1
天端沈下量 (m)	0.068	0.109	0.263	0.178	0.495
平均加速度 × 入力波数	2.64 × 25 = 66.0	2.65 × 25 = 66.3	2.91 × 25 = 72.8	2.76 × 25 = 69.0	2.76 × 34 = 93.8

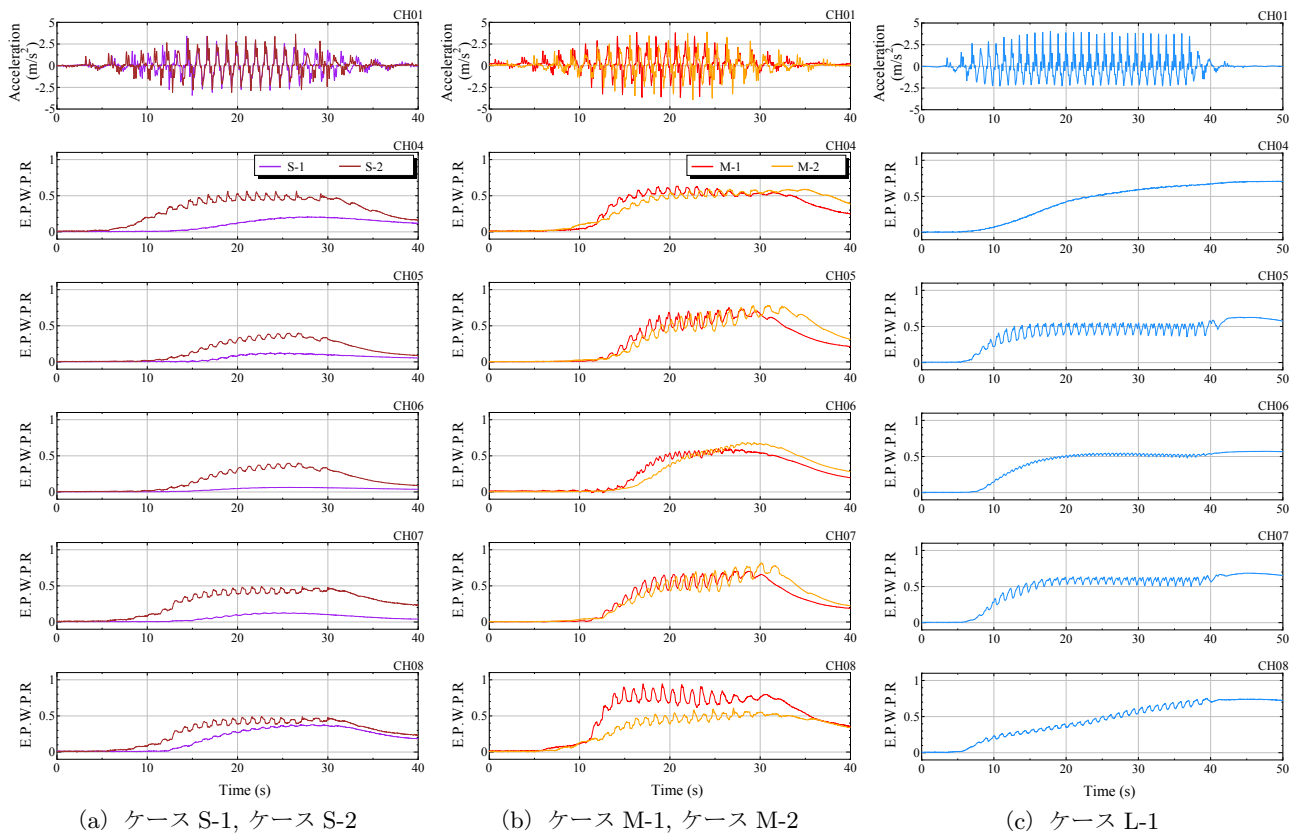


図 4 入力加速度と過剰間隙水圧比の時刻歴

実施した加振実験では中規模の天端沈下量が計測された。前述の通り、ケース M-1, M-2 の入力加速度のピークはケース S-1, S-2 より大きくなっている。また図 4 (b) からケース M-1 においては、CH08 地点で過剰間隙水圧比が 0.95 程度の値を示しており、ケース M-1 では液状化に近い状態となっている。ケース L-1 では、初期の盛土高さの約 30% が沈下する大規模な変形が発生する結果となった。図 4 (c) から盛土両法尻直下における過剰間隙水圧比 (CH04, CH08) が 0.7 程度の値を示している。

3.2 浸透実験

図 5 に浸透過程における川裏側浸透量の時刻歴を示す。また給水水位の代表例としてケース L-1 の給水水位も図 5 に示す。加振を行ったケースに関しては、実験時間 300 分経過までは浸透量が加振を行っていないケース N-1 とほぼ同様、または下回っていることが確認できる。しかし、ケース M-1, M-2 に着目すると実験時間 300 分を過ぎたあたりから、浸透量がケース N-1 を上回る結果となった。他のケース S-1, S-2, L-1 に関しては、実験終了時点までケース N-1 を上回ることなく実験が終了した。図 6 に、ケース N-1 における浸透実験後の川裏側法尻の様子を示す。写真下端が法尻を示している。川裏側法尻部において大きな破壊等はなく、浸透流により細粒

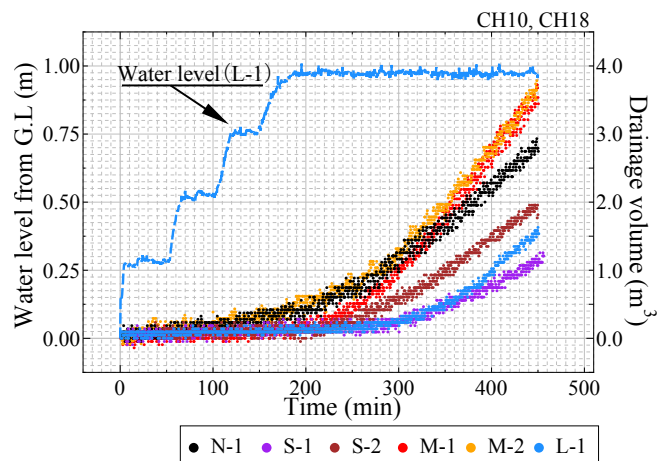


図 5 各実験における浸透量の比較

分が多少流れ出したことが確認された。これは、加振時の天端沈下量が小さいケース S-1, S-2 でも同様な様子が確認された。図 7 に浸透実験における川裏側法尻崩壊の代表的な例としてケース L-1 を示す。図 7 (a) は、加振直後の映像を示しており、川裏側法面全体においてクラックが発生していることが確認できる。図 7 (b) は、浸透実験開始から 350 分経過したときの川裏側法面の状況である。法尻部において大きく分

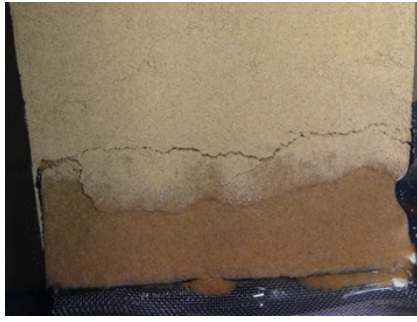


図 6 浸透実験後の川裏側法尻部の様子（ケース N-1）

けて 3 地点で、加振によるクラック発生箇所を起点とし、徐々に破壊していく様子が確認できる。最終的には、図 7 (c) に示すように、一部の地点では法面中腹部まで浸透による破壊が確認された。このように、加振による法尻でのクラックが起点となって、浸透時に進行的な破壊が発生する可能性がある。また、実験終了直前の 400 分～450 分における各ケースの浸透流量を算出した結果を、表 3 に示す。加振による天端沈下量の小さいケース S-1, S-2 に関しては、ケース N-1 を下回っている。一方で実験途中で浸透量が上回ったケース M-1, M-2 だけでなく、浸透量自体はケース N-1 を下回ったケース L-1 も浸透流量がケース N-1 を上回る結果となった。前述の局所的な破壊が、浸透流量の変化を引き起こしている可能性がある。

4. まとめ

本研究では地震により変形した河川堤防の形状と浸透性能の関連性に着目した遠心模型実験を実施した。具体的には、遠心力場において、加振により模型を変形させた後、後続の高水を想定した水位上昇を行い、加振の有無による川裏側法尻部の浸透破壊の観察や浸透量の計測を行った。その結果、以下の知見を得た。

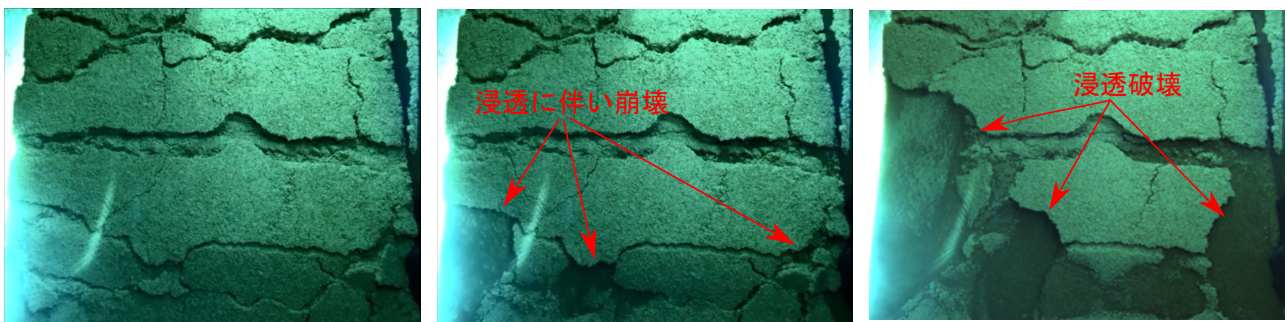
- 加振後に川表側からの給水を行い浸透実験を行ったところ、加振時の天端沈下量が小さいケースに関しては、加振を行っていないケースとほぼ同様で川裏側法尻部では、大きな破壊等はなく、浸透流により細粒分が多少流れ出す結果となった。
- 加振により発生したクラック箇所を起点とし、川裏側法尻部から一部では中腹部にかけて、徐々に破壊していく様子が確認された。一方で、天端沈下量が大きな値を示したケースに関しては、浸透実験時に局所的な浸透破壊が発生し、実験終盤においては浸透流量が加振を行っていないケースを上回る結果となった。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 25289147 の助成を受けたものである。ここに記して関係各位に感謝いたします。

参考文献

- 1) 国土交通省 東北地方整備局: 北上川等堤防復旧技術検討会 報告書, 2011.
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局治水課: 河川構造物の耐震性能照査指針, 2016.
- 3) 地盤工学会 2007 年度会長特別委員会: 地震と豪雨・洪水による地盤災害を防ぐために 一 地盤工学からの提言一, 2009.
- 4) 林宏親, 西本聡, 橋本聖, 梶取真一: 泥炭地盤に築造された盛土の地震による変形メカニズムと耐震補強, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.3, pp.465-473, 2011.
- 5) Sasaki, Y., Oshiki, H. and Nishikawa, J.: Embankment failure caused by the kushiro-oki earthquake of January 15, 1993, *Performance of Ground and Soil Structure during Earthquakes, 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp.61-68, 1993.



(a) 加振直後

(b) 浸透実験開始から 350 分経過

(c) 浸透実験終了時

図 7 浸透実験における川裏側法尻崩壊の様子（ケース L-1）

表 3 実験 400 分～450 分における各ケースの浸透流量の比較

ケース名	N-1	S-1	S-2	M-1	M-2	L-1
天端沈下量 (m)	-	0.068	0.109	0.263	0.178	0.495
浸透流量 (m ³ /min)	0.0093	0.0074	0.0084	0.0186	0.0168	0.0112

堤防被害への地盤の影響の考察(その4, 豪雨と地震の影響)

河川堤防, 決壊や亀裂等, 地盤不連続点

元前橋工科大学 正会員 那須 誠

1. はじめに

地震や豪雨の影響で発生した堤防等の各種被害箇所の地盤状態を継続的に調べている。第1～3回地盤工学から見た堤防技術シンポジウムでの報告後に引き続いて、2004年新潟県中越地震の際の越の大橋付近の護岸被害、2007年新潟県中越沖地震の際の大河津分水付近の堤防の亀裂や噴砂等の発生、2012年の矢部川堤防被害、2015年豪雨による鬼怒川堤防破堤等の発生箇所の地盤を調べた結果を報告する。

2. 堤防被害と地盤の関係の事例

(1) 2004年新潟県中越地震の際の信濃川の越の大橋付近の護岸被害¹⁾

2004年新潟県中越地震の際に、信濃川に架かる越の大橋(妙見堰)の上流側に少し離れた位置で、図-1に示すように低水敷護岸が変状している。この位置の地形図を図-2に示す。この図は地形図(2.5万分1, 片貝)の2004年修正測量図に、1953年資料修正図による川岸と砂州(破線)と1914年製版と1911年測図上の川岸と砂州(太実線)を追加して記入した図である。この図をみると、護岸変状(図の○印内)は砂州に接する旧河道縮切り部で発生しており、この場所は地盤の不連続点に属することが分かる。

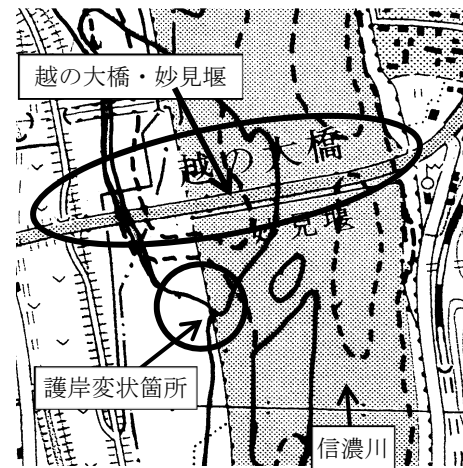
(2) 2007年新潟県中越沖地震の際の大河津分水付近堤防被害²⁾

2007年新潟県中越沖地震の際に、信濃川大河津分水付近にある野中才地区と町軽井地区で堤防に比較的大きな亀裂や噴砂等が発生した³⁾。町軽井地区の堤防の亀裂や噴砂等の発生範囲総てが集落に隣接した部分に当たり、昔から人家のある比較的良好な地盤の端部に隣接した比較的良好でない地盤との境界部、即ち地盤境界で発生したことが考えられる。

図-3は亀裂の発生状況と盛土・地盤の土質断面図を示す。亀裂は盛土から粘土層Ac1-1全厚さに渡って発生し、亀裂内に盛土から流入した砂と異なる砂(砂層As1のものと考えられる)が確認され液状化の発生が推定されている³⁾。ここで、図-3をよくみると、盛土を地盤まで貫通する亀裂は地盤内の砂層As1の左端部、即ち粘土層Ac1-1, Ac1-2と砂層As1の境界部で発生していると考えられている³⁾。その境界部は地盤条件の変化点(不連続点)であ



図-1 越の大橋付近の低水敷護岸変状(新潟県中越地震)¹⁾



{2万5千分1地形図：片貝の2004年修正測量図に、1956年資料修正図(破線)と1914年製版と1911年測図(太実線)による川岸と砂州を追加}

図-2 越の大橋付近の地形図¹⁾

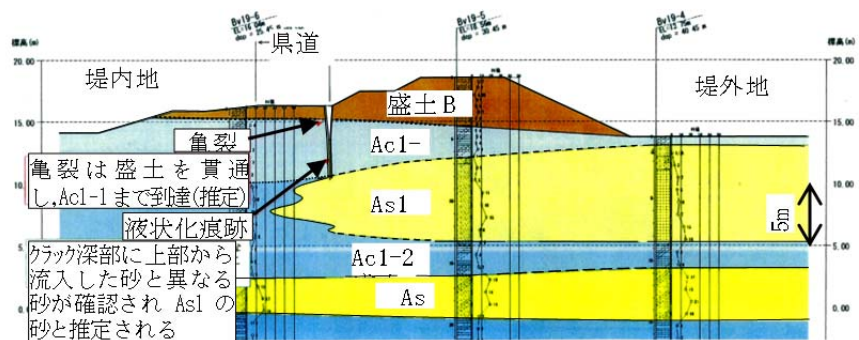


図-3 地盤断面図(F断面。土層記号は図-4参照)³⁾

り、地震時に土質の異なる両土層間に相対変位(不同変位)⁴⁾が発生したため、その位置で開口亀裂(引張り亀裂)が発生したことが推察されるからである。

図-4 は盛土・地盤の土質横断面図を示すが、ここでは盛土全体が砂層 As1 の上に存在しているためか盛土に亀裂が発生していない。しかし、堤外地側の地盤に比較的幅の広い大きい亀裂がいくつか堤防に平行に発生し、顕著なはらみ出しが認められている³⁾。ここで、図-4 をよくみると、盛土底面に砂層 As1 の上面が山形に接し、その砂層 As1 と盛土底面の間にある粘土層 Ac1-1 が堤内地側と堤外地側に厚くなるように不等厚状態で堆積していることから、堤外地側の地盤に比較的大きい亀裂や顕著なはらみ出しが発生した原因として、その粘土層が地震時に堤外地側に大きく動いたことが推察される。

あるいは、As1, As2 層の厚さが堤外地側の地盤で急変して(薄くなって)いるのではないかと推察される。(3)2012 年豪雨による矢部川堤防破堤

2012 年 7 月の豪雨で矢部川右岸 7.3km 付近の堤防が決壊した。それはいわゆる「越水なき破堤」で被害が甚大だったために、その被害原因が詳細に調べられている⁵⁾。その報告書によると、治水地形分類図(昭和 52 年国土地理院)では旧河道部(決壊箇所下流側)と氾濫平野(上流側)の境界部で決壊が発生している。

図-5 は同報告書の「右岸 7.3K 付近の基礎地盤上部の As 層厚分布図」の決壊箇所付近を拡大したものである。この図には As 砂層厚さ(上面と仮面の標高)の分布が示されており、決壊箇所両側の A-Line 上の地点 A-1, A-2, AA-3 と B-Line 上の地点 B-1, B-2, B-3 の砂層厚さ分布標高をプロットして、A, B 両地点間を結んだも

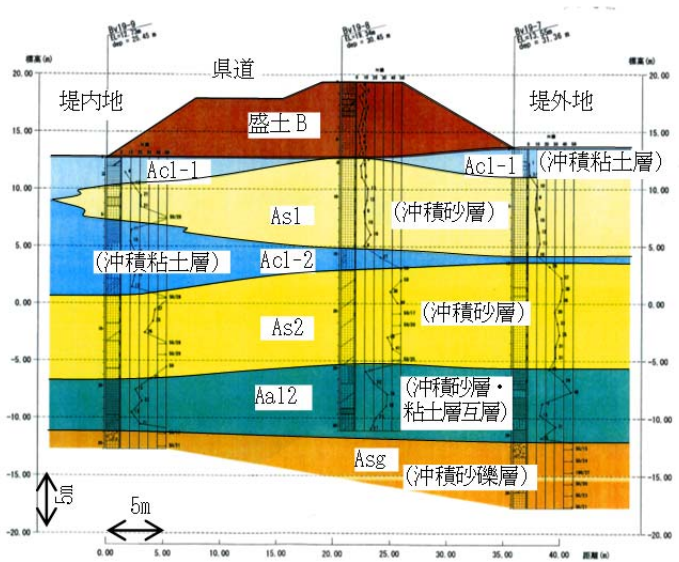


図-4 地盤断面図(G断面)³⁾

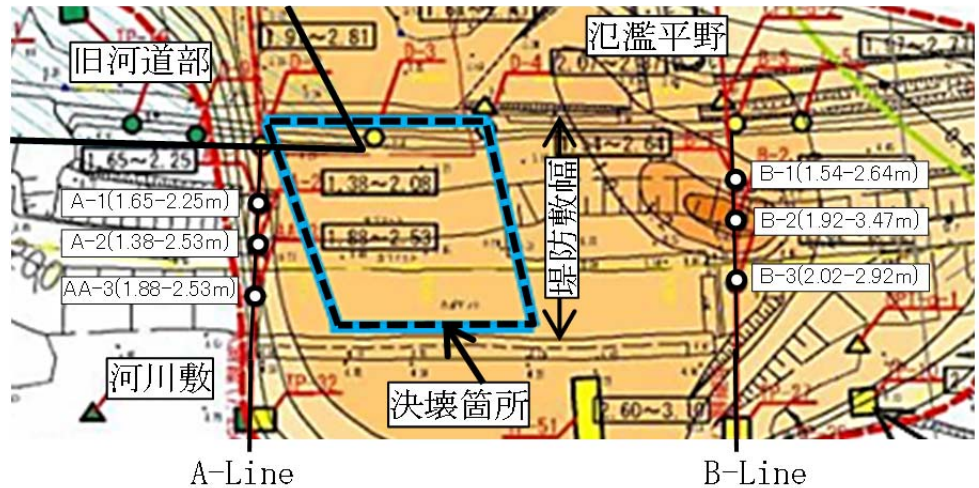


図-5 矢部川右岸の破堤位置付近の基礎地盤内の As 砂層厚さ分布(平面図, 原図⁵⁾の一部に加筆)

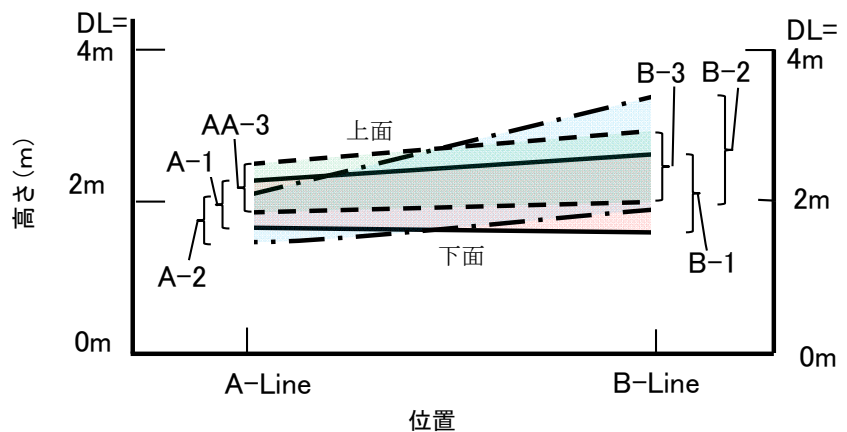


図-6 図-5 の A-Line 上と B-Line 上の As 砂層厚さの縦断方向分布(原図⁵⁾をもとに上面と下面を作成)

のを、図-6に示す。この図によるとB-Line上からA-Line上にかけて(上流側から下流側にかけて)砂層Asが薄くなるとともに砂層表面が下流側に低くなっている。

なお、一般に河川の地盤は例えば図-7⁶⁾に示すように谷形状になっているが左右非対称であり、それに応じて水深も左右非対称である。水深の最も深い淵部では、表層地盤(同図では砂質土からなる河成層)が右岸側にその表面が傾斜するとともに厚さが薄くなっている。

このことを参考にすると、矢部川の決壊箇所の砂層も昭和大橋の地盤と同様に傾斜して薄くなっているようなので、矢部川の堤防決壊位置は旧河道部に当たることが推察される。

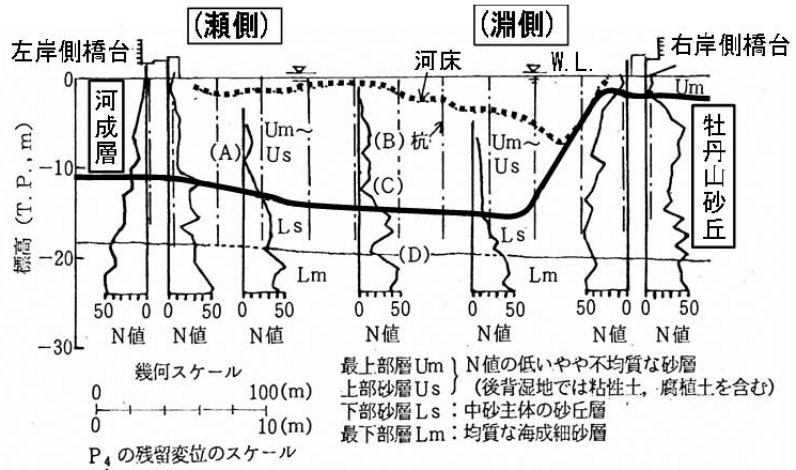
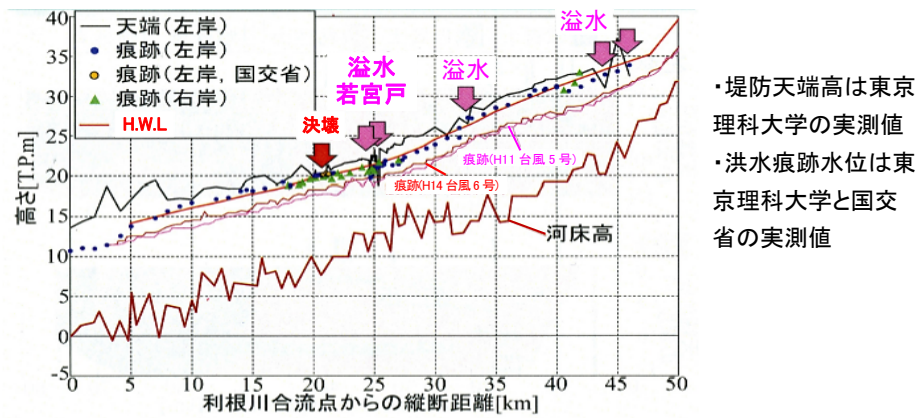
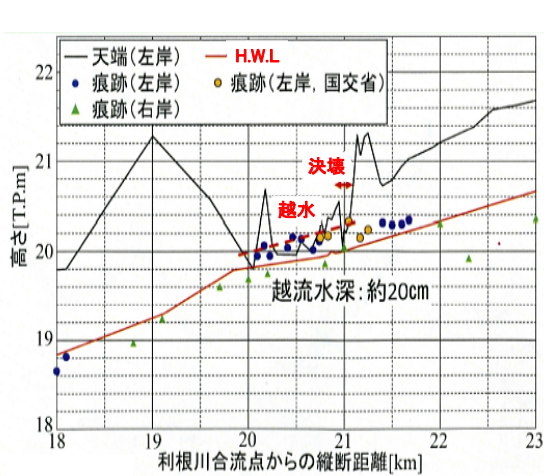


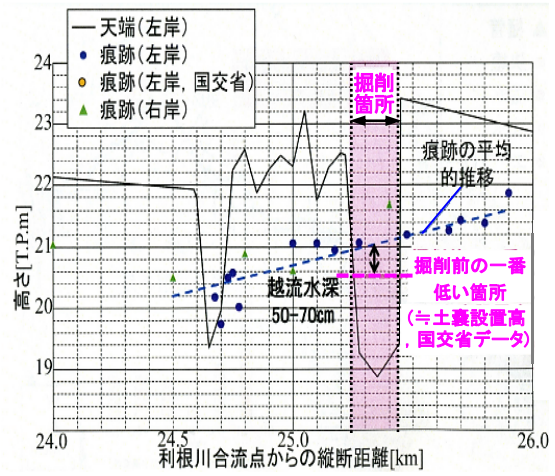
図-7 昭和大橋の地盤状態(1964年新潟地震)⁶⁾



(1) 利根川合流点(0km)から50km間



(2) 決壊箇所(三坂地区)



(3) 越水箇所(若宮戸地区)

図-8 鬼怒川堤防の天端高と水位等の縦断方向分布(文献8)に加筆

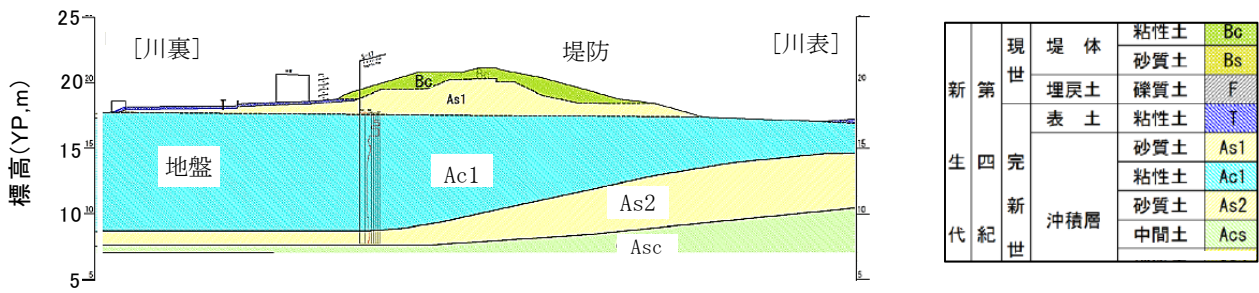


図-9 決壊区間 21km 地点の地盤断面図(推定)(文献 9)に加筆)

(4) 2015 年豪雨による鬼怒川堤防破堤と越水

2015 年 9 月関東・東北豪雨による鬼怒川堤防破堤や越水箇所の殆どが元々堤防天端面が局部的に低いところで発生していることが、各種水位等とともに文献 7) に示されている。堤防が決壊した三坂地区(21km)と越水が生じた若宮戸地区(24.75km, 25.3km)の堤防天端高や各種水位等が図-8(1)～(3)⁸⁾に示されている。

図-8(3)⁸⁾をみると、河畔砂丘の若宮戸地区(24.75km, 25.3km)のうち下流側 24.75km 付近の天端面は元々低いところであり、上流側 25.3km 付近の天端面は河畔砂丘がソーラーパネル設置のために掘削されて低くなったところで、水害防止のために緊急措置として大型土嚢が設置されていた⁷⁾。その土嚢高さは掘削前の河畔砂丘の低い箇所とほぼ同じで、今回は掘削前の状態でも越水が発生していたことが考えられている⁷⁾。そのことは前報¹⁰⁾においてここが治水地形分類図上の等高線が鬼怒川側(堤外地側)に凸状に書いてあるため、元々谷状地形であったことが考えられると指摘していたことと一致するようである。

また、図-8(1)⁸⁾をみると、三坂地区(21km)では堤防天端面標高が前後と比べて低いところで決壊している。ここでは前報¹⁰⁾で述べておいたように、元々は初期の堤防が昔の蛇行跡に沿ってつくられていたが、後になって蛇行跡(旧河道部)に堤防をつくって短絡したが、図-9⁹⁾に示すように決壊区間全体にわたって地盤最上層に粘性土層(Ac1)が堆積している。なお、同図をみると、堤外地側に旧河道が湾曲していたことが考えられる。堤防が局部的に低いのは、その粘性土層が時間の経過に伴って圧密沈下が進行して、堤防天端面が局部的に沈下したためと考えられる。今回は図-8(1)等に示すように、越水(溢水)は数箇所が発生しているが、それらの中にも地盤の粘性土の圧密沈下で堤防天端面が局部的に低くなっているところが幾つかあったのではないかと考えられる。

3. あとがき

以上に、2004 年新潟県中越地震の際の信濃川の越の大橋付近の護岸被害と、2007 年新潟県中越沖地震の際の大河津分水付近の堤防の亀裂や噴砂等の発生箇所は地盤条件の変化点であること、2012 年の矢部川堤防は砂層の厚さが薄くなるとともに傾斜している箇所破堤しておりここは旧河道部と考えられること、

2015 年豪雨による鬼怒川堤防破堤箇所はもともと堤防天端面が局部的に低いところで発生しているが、それは旧河道部の地盤の粘性土層の圧密沈下に関係あることを述べてきた。それらのいずれもが地盤の不連続性が堤防被害に影響していると推察される。

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。

参考文献

- 1) 那須誠:河川堤防と堰等の被害への地盤の影響の考察, 土木建設技術シンポジウム 2005 論文集, IV-10, pp. 335-342, 2005. 7.
- 2) 那須誠, 尾上篤生:新潟県中越沖地震による信濃川の堤防被害と地盤の関係, 第 26 回日本自然災害学会学術講演会要旨集, No. I-7-5, pp. 73-74, 2007. 9.
- 3) 国土交通省信濃川河川事務所編:平成19年度新潟県中越沖地震 信濃川河川事務所管内の被害と対策状況と地盤調査結果, 2007. 8. 2.
- 4) 那須誠:地震による被害構造物と無被害構造物の地盤の違い, 土木建設技術シンポジウム 2003 論文集, pp. 299-306, 2003. 7.
- 5) 矢部川堤防調査委員会編:矢部川堤防調査委員会報告書, 2013. 3.
- 6) 那須誠:盛土の地震被害と地盤構造, 鉄道総研報告, pp. 50-57, Vol. 3, No. 8, 1989. 8
- 7) 2015 年関東・東北豪雨災害土木学会・地盤工学会合同調査団関東グループ編:平成 27 年 9 月関東・東北豪雨による関東地方災害調査報告書, pp. 36-37, p. 90, 2016. 3.
- 8) 2015 年関東・東北豪雨災害速報会配布資料, 土木学会・地盤工学会合同調査団関東グループ, pp. 41, 2016. 12. 15, 土木学会.
- 9) 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.
- 10) 那須誠:堤防被害への地盤の影響の考察(その 3, 堰や堤防の被害), 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, No. II-1, pp. 46-49, 2015. 12.

堤体の土質柱状図にある粒度の表現法とその活用

○宇野尚雄¹・笠井雅広²・岩崎好規³・藤原照幸⁴

¹岐阜大学名誉教授・²前 近畿地方整備局河川調査官・(助)地域地盤環境研究所³専務理事・⁴地盤情報 GL

1. はじめに (目的)

堤体の土質調査は、堤体を傷めない配慮をしつつ調査が許容された割には、得た土質柱状図が活用し難い側面が続いていた。本報文では、採取土質の「礫分、砂分、シルト分、粘土分」粒度組成の表現図を新たに試みた。4ケの粒度組成の表現で、複雑な土質名称や粒度曲線でなく粒度による理解が深まり、堤体土質の特性が明確化できる。既往の調査で見落とされていた密度または間隙比の計測と相まって、土質特性を力学特性と関連付ける分析が比較し易くなり、技術者にも理解が深まる。特に礫分の多少が明瞭で、堤体の漏水や陥没を認識するフィルダム技術と同様な土の密度管理や透水性に強く関係する土質骨格構造との関係を識別できるということである。

2. 土質柱状図で粒度の表現法を考えた動機

部分的に陥没・漏水が堤防の裏法尻に発生することは全国の河川で珍しくもない。しかし今回の淀川支川堤防の陥没と漏水が近傍で発生した事例は珍しい。一方、地盤調査手法として非破壊式の電気探査は、昭和40年代に実施されていた推定精度が向上していない懸念があった。しかし最近、三村衛・京大教授グループが、国土交通省 H25 年度河川砂防技術研究開発 (河川技術分野)「堤防及び河川構造物の点検・診断の高度化技術研究開発」による研究成果として「粘性土層など細粒土層に対して高い透水性土層」の判別が「多点電磁 EM 探査等をベースにした電気探査法」で可能であることを提示した¹⁾。前者の被災が後者の手法により3次元的に診断する精度が確保されると嬉しい。

上記の期待が満足されることは、漏水機構の判定が不十分な現状では、魅力的な視点である。昭和にはボーリングで堤体を掘削する土質調査は制約されていたが、平成になり堤体のボーリング調査が実施されるようになった。けれども、一方で調査から得られる土質柱状図の分析が十分に活用されていない現状を懸念していた。このため、本文は特定地点で採土されたボーリング土試料の礫分、砂分、シルト分、粘土分の組成 (本文では、これらの組成を以下では“粒度分率”と称す)を調べるため、土質調査データを提供戴くべく務めた²⁾結果に基づく分析報告である。古い調査試験データは現場における土質の密度または間隙比が指針に規定されていなかったため6本のボーリング試料中の密度は数個に限定され、分析は不十分だった。これを補ったのは戦後の28災と呼ばれる洪水災害経験を語った担当職員の叫び声「復旧には平時から必要な碎石土砂を準備せよ」である³⁾。復旧を急ぐのは現代でも同様であり、築堤履歴にその影響を懸念する視点から堤体内の礫分の多少が懸念された⁴⁾。

3. 漏水および陥没の変状した当該堤防右岸の被災状況と土質柱状図の分析

淀川支川の右岸 43.2km 地点付近に漏水陥没が見られたが、堤防の漏水・噴砂8ヶ所、陥没2ヶ所を図-1 に示した。この変状堤防の①-①断面を図-2 に示した。漏水・噴砂は裏法の法尻付近、陥没はその堤頂側に見られる。

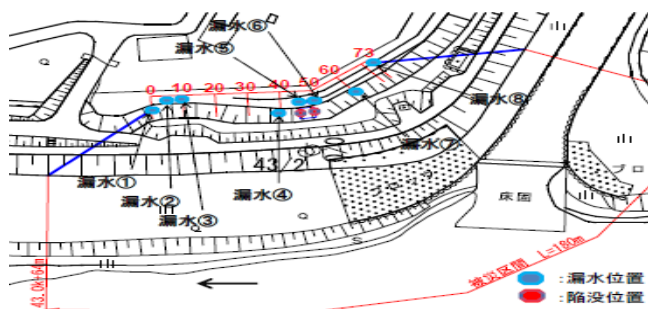


図-1 Yu 川右岸堤防の漏水・陥没位置図

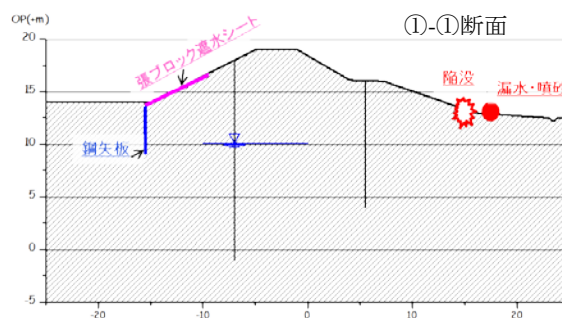


図-2 漏水陥没堤防 43.2km の堤体断面

この変状調査で実施された堤体ボーリングのうち、代表的4本の位置を図-3 に示した。図-3 は右岸 43.2km 地点天端からのボーリングおよび小段からの3本の位置を示す。天端からの柱状図 Bor-C を図-4 に示した。土質の組成が判るデータ要因に限定して表示したものが表-1 の「天端からの土質柱状図から得る粒度組成」である。表中の記述について説

A New Proposal of Soil Classification based upon Grain Size Distribution for Geotechnical Characterization of River Levee
Takao Uno¹, Masahiro Kasai², Yoshinori Iwasaki³ and Teruyuki Fujiwara⁴ (¹Gifu University, ²Kinki Regional Bureau Mlit., ^{3,4}Geo-Research Institute)

KEY WORDS: Embankment History, River Levee, Simplified Expression of Pillar Shaped Chart, Soil Classifications

明する。表-1の3行目の土試料名の数字は採取試料の土層の中心高さ（OP表示）、その後の「G2, S2, F, …」は後述する「粒度分率による堤体の土性分類」である。従来、粒度曲線から粗粒分と細粒分の2成分、あるいは粘土、シルト、砂礫の3成分の特性に注目するが、堤体の透水性を念頭に置き、砂礫を砂と礫に区別し、粘土、シルト、砂、礫の4成分の組成が、表現し易く理解し易いことを指標に堤体の土性分類として提案したい。表-1に採用した粒径は試験値すべてを取り上げず、代表的な値に注目している。4成分の特徴が6種類で近似的に表現できよう。

図-3に示したような堤体裏法尻に漏水・噴砂が見られるのは、堤体内の浸透水面が上昇して法面に浸出面が形成された結果と見ることができる。通常は、河川水位の上昇に伴い表法面から浸透水による浸潤面が上昇してパイピングや浸透破壊の危険性が高まる。この場合の対策として、一般的には裏法尻ドレーン工は速やかな排水を促進すべく砕石フィルター・吸出し防止材などを堤体裏側に配置するが、堤体の礫分が多い場合には、堤体の遮水機能や安定性の点から慎重な検討が必要と考える。その際、礫分の多さが如何なる築堤履歴によるかの見極めが重要な視点となる。

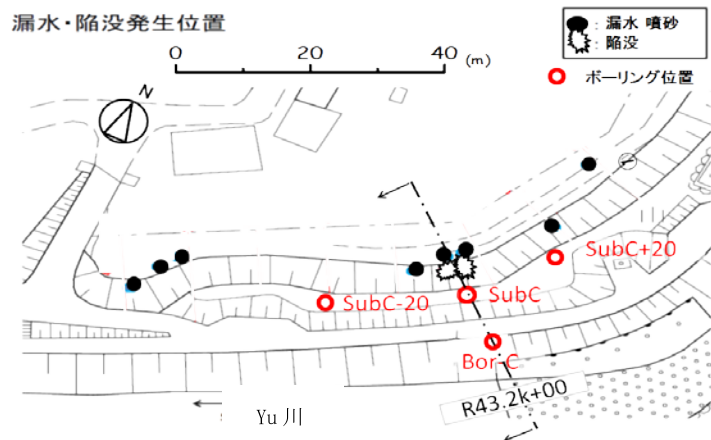


図-3 Yu川右岸堤防R43.2k調査ボーリング4本の位置図

～～～ 粒度分率による堤体の土性特性分類 ～～～

礫質土3種類：**G1, G2, G3** (Gravels)

G1：礫分が35%以上。礫および砂分が主体。砂質礫、礫質砂、など

G2：礫分が30-35%。礫質砂、礫質砂など

G3：礫分を有し、粘土まで幅広い粒径をもつ。

砂質砂、砂礫質粘土、細粒質砂とか、砂質細粒土など2種類：**S1, S2** (Sands)

S1：砂分が60%を越す土質。礫質砂、細粒質砂、が該当

S2：砂分も含む砂質粘土、砂質細粒土など3成分をもつ。

粒径75μm以下のシルト分と5μm以下の粘土分の粒径から成る1種：**F** (Fine)

F：シルト分と粘土分からなる細粒土質。10%粒径が読めない土質

表-1 Yu川R43.2km堤頂からのボーリングBor-Cで得た採取土質の粒度組成

43.2Km-bs 天端 (C-), Boring (C)									
(粒度通過%の黄色数字は本来空白の意。)									
Bor名称	C			G			S		
土試料名	16.7 G2	14.7 G2	12.6 G1	10.6 S2	9.7 S2	8.1 F	6.6 S1	4.7 S1	3.7 S1
試料深さ(m)	1.15-1.49	3.15-3.50	5-5.8	7.15-7.45	8.15-8.45	9.5-10.3	11-11.8	13.15-13.45	14.15-14.45
層中心標高(OP, m)	16.7	14.7	12.6	10.7	9.7	8.1	6.6	4.7	3.7
分類土質名	細粒分まじり レキ質砂	細粒分まじり レキ質砂	細粒分まじり レキ質砂	砂質 粘土	砂質 細粒土	粘土	細粒質 砂	レキ質 砂	細粒質 砂
記号	SG-F	SG-F	SG-F	CLS	Fs	CL	SF	SG-F	SF
最大粒径(mm)	19	19	19	4.75	4.75	0.425	4.75	19	2
19mm通過(%)	100	100	100	100	100	100	100	100	100
9.5mm〴〵(%)	98.9	98.1	98.9	100	100	100	100	96.1	100
4.75mm〴〵(%)	94.3	90	85.8	100	100	100	100	88.8	100
2mm〴〵(%)	71	69.9	55.2	99.4	99.1	100	98.7	80.5	100
0.85mm〴〵(%)	37.1	44.5	30.7	97.7	98.7	100	97.9	68.6	96.3
0.106mm〴〵(%)	8	12.1	9.5	76.7	85	99.6	29.1	16.3	27.4
0.075mm〴〵(%)	6.8	9.9	8.9	70	77.9	99.4	21.5	13.4	23.6
0.005mm〴〵(%)	4	4	5	33	34	51	5	11	7
礫分(%)	29.0	30.1	44.8	0.6	0.9	0	1.3	19.5	0
砂分(%)	64.2	60	46.3	28.7	21.3	0.5	77.2	67.1	76.4
シルト分(%)	6.8	9.9	8.9	38.2	44	48.3	1.6	6.8	12.8
粘土分(%)	0	0	0	32.5	33.8	51.1	5.5	6.6	10.8
細粒分含有(%)	6.8	9.9	8.9	70	77.9	99.4	21.5	13.4	23.6
D60(mm)	1.52	1.42	2.3	0.0345	0.0266	0.0069	0.19	0.498	0.235
D50(mm)	1.19	1.02	1.7	0.0167	0.0137	0.0048	0.16	0.36	0.194
D30(mm)	0.68	0.5	0.82	0.0041	0.00377	0.0014	0.11	0.108	0.118
D20(mm)	0.41	0.24	0.5	0.001	0.0009	0.0007	0.068	0.043	0.014
D10(mm)	0.185	0.076	0.15	0.00001	0.00001	0.0003	0.024	0.0036	0.0037
均等 Uc	8.2	18.8	15.3	?	?	23	7.92	13.2	64.2
Gs	2.593	2.597	2.608	2.664	2.632	2.676	2.685	2.632	2.639
乾燥密度 ρd	1.689	1.692	1.699	1.657	1.355	1.457	1.526	1.721	1.577
含水比(%)	5.2	8.7	20.5	22.8	35.8	31.5	28.3	20.1	25.5
間隙比 e	0.535	0.535	0.535	0.607	0.942	0.837	0.759	0.529	0.673
飽和度 Sr(%)	25.2	40.2	100.0	100.0	100.0	100.9	100.1	100.0	100.0
透水性係数 (cm/s)			4.19E-02						

密度測定が無い箇所では、間隙比e、飽和度Srの何れかを仮定した値を赤字で表示し、他を算出した。

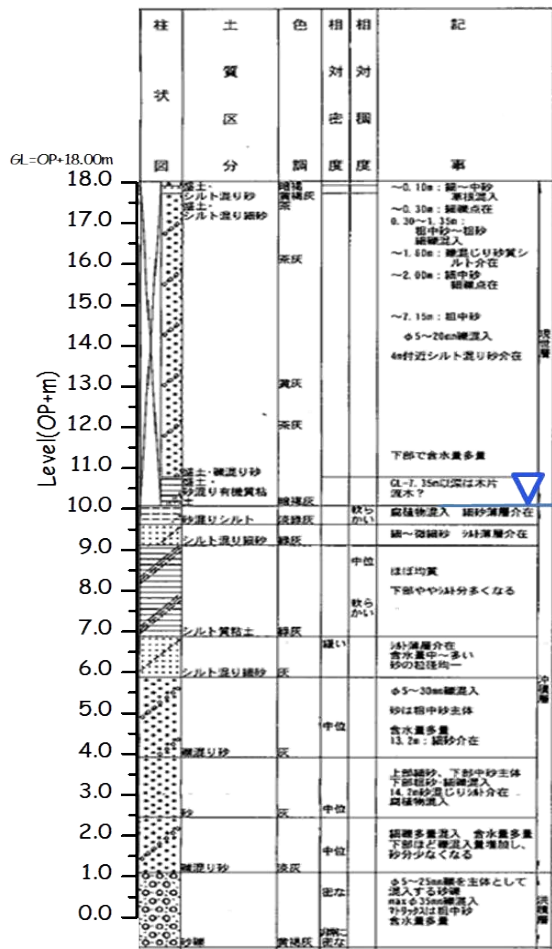


図-4(a) Yu川 R43.2km 天端地点の Bor-C 地点柱状図

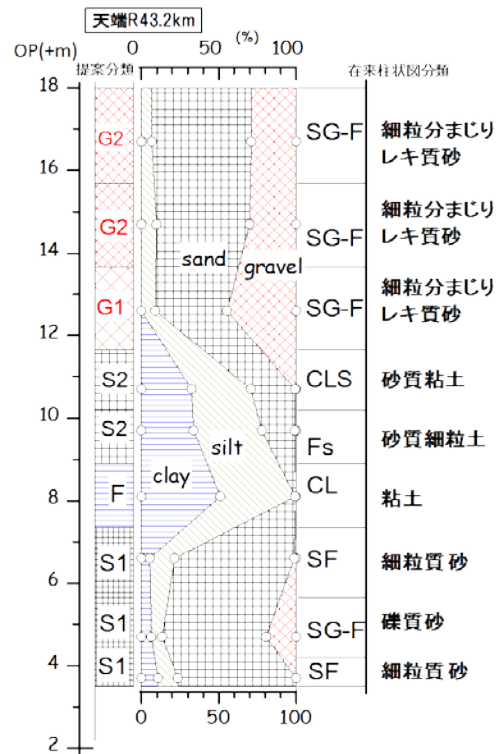


図-4(b) 採取試料の粒度特性と土性分類比較

4. 縦距 43.2km の天端～小段の土質柱状図の繋がり

(1) 堤体天端地点 Bor-C 土質柱状図の「従来法と粒度分率による」表現比較

図-4 (a) が現行の柱状図である。図-4 (b) は、粒度組成の左側に「粒度分率 6 ケ」で表現した柱状図を、右側に在来の土性分類による土質記号と土質名を示した。土の透水性を判断するとすれば、新提案の明瞭さは認識できるであろう。

(2) R43.2km 地点の堤頂および裏小段 3 本の「粒度分率」構成

R43.2km 地点の堤頂および裏小段 3 本の「粒度分率」を図-5 において比較してみよう。平面位置は図-3 に示しているが、裏小段 3 本の左から 43.2km-20m 地点、中央が 43.2km 断面、右図が 43.2km+20m 地点である。

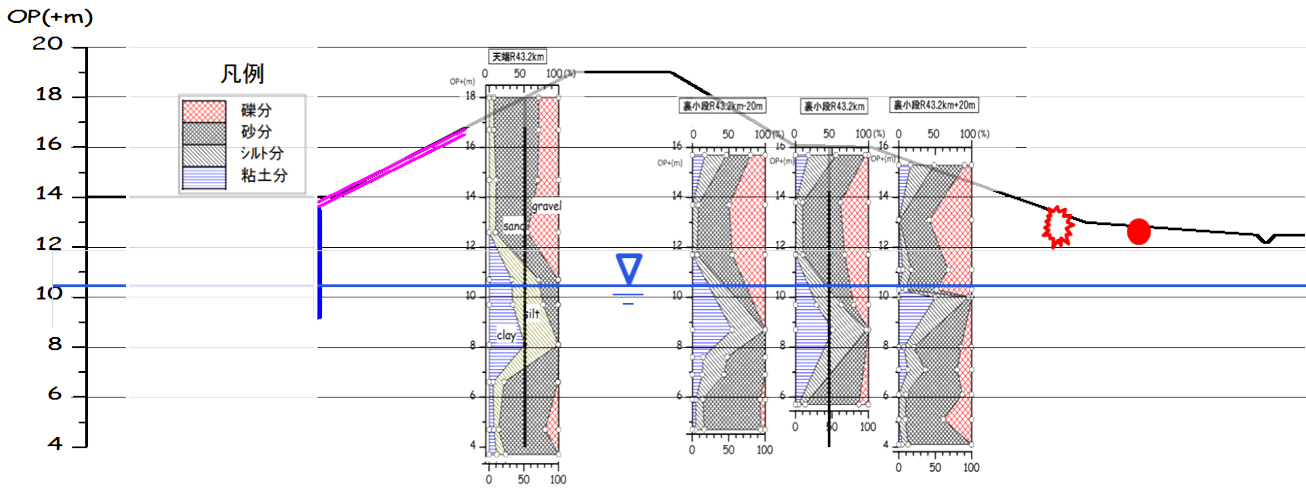


図-5 Yu川右岸 R43.2km 堤頂位置、裏小段位置ボーリング (43.2km-20m, 43.2km, 43.2km+20m) の粒度分率比較

堤頂部でも小段位置におけるボーリングでも堤体部の礫分が30%を超している。43.2km-20mでは礫分が50%に及ぶ異常な状態が判明した。後述のWalkerらによると、遮水構造物の密度管理において礫分の限界値は35~40%とされている。小段面のBor.孔表面高さはOP.16.0mと見做せる。また当該地点の地下水位はOP標高で10m±0.5mである。図-5に分析表現された礫分の多さから、前述の図-3の左側で考察した事項は堤体の遮水機能だけでなく、礫分が多ければ空洞化の懸念に辿り着く。

本文には述べていない当該地点43.2kmの堤防に対して、43.4kmと44.0kmの天端Bor.土質柱状図も整理した。その程度は微妙に異なるが、当該地点より少なめであるけれども、礫分は上流側の方が多く、下流側の方が少なめである。

5. 礫分が多い堤体の安定性の考察

約20年前に、太田川堤防が開削されている現場を見た。砂分の多い中に礫分も結構あった。意外とは思わなかった理由は、天端が綺麗に道路舗装されている区間だったことに関係する。一方、前項までに述べた堤防の天端は簡易舗装、法面は芝生の成長が強く法面表面が観察し辛い面があった。他河川でも類似箇所を否定できない恐れを持つ。

礫分が多い堤体が危険と言うことではなく、アースダムの築堤土質の締固め時に、礫分が多い土質はWalker-Holtzによる締固め密度の影響評価法があったので、堤防でも初めて整理を試みた。冒頭に述べたように、密度が調査されていなかったため、遮水構造物としての堤防としては十分な照査にはなり得なかった⁴⁾。しかし、漏水の原因の一つとして従来は考えもしなかった「土質骨格構造」の安定性を研究する必要性を痛感させる。これまでも議論されていた細粒土の「内部侵食」に加えて、観察し易い「礫分が多い土質材料」の内部侵食機能は研究し易い面があるのではなかろうかと想像する。これは復旧工事に必要な砕石土砂として蓄積していた土砂の活用に当たっては、これまで以上に留意した管理の必要性も示唆している。

礫分が多い土層への浸透水侵入は4通り；①洪水の表法面からと②降雨の天端・裏法面から、③堤内地の氾濫水から及び④地下水位の上昇、が考えられる。天端舗装の採用が進んでいるが、降雨は法面からも懸念される。礫分が多い土層への浸食は密接する周辺土層構造と関連する。堤体内で礫分を多量に含む本件では、いずれのタイプか調査するためには、3次元的な物理探査手法が有力な手段であろう。

なお、上記に触れていない重大な情報は漏水と陥没の時期が不詳なことである。この種の堤体被災事例の記録が、何時どんな気象条件下で発生したか、漏水量の経時変化は他の計測要因と共に被災形態として記録される必要がある。漏水の濁りも記録に抜けやすい。最初から完璧な記録はできないので、記録できることを確実に残すことが重要だ。

6. まとめ

堤体内に蓄積されている“礫分の含有する程度を表現するために”柱状図と粒度曲線を総合させて評価する方法を考えようとして、結果的には既往の土質調査で実施されている採取土砂の試験整理データの「礫分、砂分、シルト分、粘土分」の4成分を、柱状図という表現座標に倣って図化した「粒度分率で表現した土質柱状図」が分かり易いので、読者の方々に御検討されるようお勧めする。図-4(b)と図-5を再度ご吟味下さい。さらに、本研究では、陥没がある堤体内の空洞（弱化した空洞が懸念される箇所）の3次元的な構造を新たな物理探査で推測可能か、その実現性を明確にすることにに向けた発展が期待されることを記した。本文で得た事項を以下に箇条書きする。

- 1) 堤体内に礫分が多い土質構造があるとき、漏水・陥没やそれに伴う堤体内部構造の崩壊を懸念すること。
- 2) 堤体内の礫分を検討するには、ボーリング孔の採取土砂の密度（または間隙比）計測を調査項目に必ず取り込みつつ、本論で述べた「粒度分率を用いた柱状図」を用いた表現の活用を薦めたい。
- 3) 3次元的な空洞調査手段として、電気探査等の物理手段が堤防の維持管理として期待される方向性がみえてきた。
- 4) 今回のような事例の場合、電気探査も併用して、先行的に実施していれば、ボーリングの実施位置の選定や絞込みにも有益な情報として利用でき、効率的な調査が実施できたものと考えられる。

参考文献

- 1) 三村 衛ほか5名：河川堤防の電気探査と地盤特性，物理探査学会第131回学術講演会講演論文集，H26年度秋季，pp.59~62. 及び 三村衛ほか6名：河川堤防の電気探査と地盤特性，物理探査学会第133回学術講演会講演論文集，H27年度秋季，pp.31~34.
- 2) 淀川河川事務所・提供資料（Yu川堤防①（43.2k断面と漏水箇所），②柱状図等資料（43.2k断面：天端1本，裏小段-20mから0m，+20mの3本及びスウェーデン式サウンディング調査など）
- 3) 淀川工事事務所・編集/発行：水防座談会記録，昭和53年8月，全55頁.
- 4) 「土の締固め」編集委員会編著：土の締固め（地盤工学・実務シリーズ30），地盤工学会，2012，pp.21~22 & 187. 及び「土の締固めと管理」編集委員会編著：土の締固めと管理（土質基礎工学ライブラリー36），土質工学会，1991，pp.24~26 & 173~179.

梯川旧堤で実施した現地堤防地盤調査

物理探査, 簡易ボーリング, 現場透水試験

(国研) 土木研究所

正会員

石原雅規・東 拓生

秋場俊一・地蔵智樹

名城大学

正会員

小高猛司・崔 瑛

(株)建設技術研究所

正会員

李 圭太

1. はじめに

梯(かけはし)川の新堤整備に伴って撤去する直前の旧堤において、堤体ならびに基礎地盤を対象に実施した各種の地盤調査の結果を報告する。具体的には、ボーリング調査と物理探査による非開削による堤防の内部構造の調査、さらに、全断面にわたって開削してからの目視による構造調査、開削堤防内部における2種類の簡易ボーリングによる乱れの少ない試料の採取、複数深度におけるマリオットサイフォンを用いた地下水面より上の堤体の現地透水試験を行った。本報では、物理探査と開削調査との対比、目視による堤防構造と現地採取試料の粒度特性との対比、現場透水試験と乱れの少ない試料による透水試験結果の対比、などについての速報を述べる。

2. 開削調査

梯川は石川県南部の小松市を流れる一級河川である。鈴ヶ岳(標高1775m)を源流とし、幹線流路延長は約42kmである。そのうち下流側約8kmは沖積平野の中を流れ感潮区間となっており、河床勾配が極めて緩い緩流河川である。古くは沖積平野の中を大きく蛇行しながら流れていたが、明治時代以降、川の流れを直線化する「川切り」による改修が進められた。その後、昭和18年までには中流までの一連の堤防整備が完了したが、昭和43年8月の水害を契機に、昭和46年に一級河川に指定された。直轄化後、各種改修案が検討された上で、拡幅による河川改修が進められることとなった。拡幅は場所によって異なるが川幅を約1.5倍に広げるものである。今回の開削調査も、拡幅に伴う引堤事業の一環で、旧堤を撤去する際に実施したものである。

開削調査実施箇所は、梯川本川左岸5.8k付近で、かつては川が大きく蛇行していた箇所である。図-1に開削調査箇所周辺の治水地形分類図を示す。開削調査箇所の右岸側に蛇行する旧河道が、明治時代の「川切り」前の河道である。したがって、開削堤防(引堤で撤去した旧堤)の築堤履歴としては少なくとも、「川切り」の際に発生する掘削土砂を利用した築堤と昭和18年までの一連の堤防整備に伴い嵩上げ・拡幅されたことが想定される。開削は、写真-1に示すように、概ね高さ1m毎に平場を設け、4段からなる階段状とした。川表側の比高が約4.4m、川裏の比高が約2.4mと法尻の高さに差があるため、上から2段目の平場(BとCの間)の少し下辺りに川裏のり尻が、4段目の平場(Dの下)の少し下辺りに川表側のり尻が位置する。

A, B, C, Dの断面の観察結果を同一立面図上に投影し、土層区分を整理した結果が図-3の横断面図である。Dの段の左側は、基礎地盤の状況を確認するために深く掘削した結果、横断面図として整理できていない。これより、この横断面図から築堤履歴を考察する。図-2に示す①~⑩の土層に分けた。砂分が多く含まれる土層①の上に、相対的に砂分が少なく粘土分の多い土層②が薄く覆いかぶさっている。この土層①と②が最も古い堤防の形で、そのうち土層②が「衣土」と呼ばれ、遮水性等を考慮して設置されたものと考えられる。その後、土層③が嵩上げ・拡幅されたものである。土層③には天端、のり面、小段と考えられる形状が残っていることから、土層③の状態であれば堤防が使われたこと

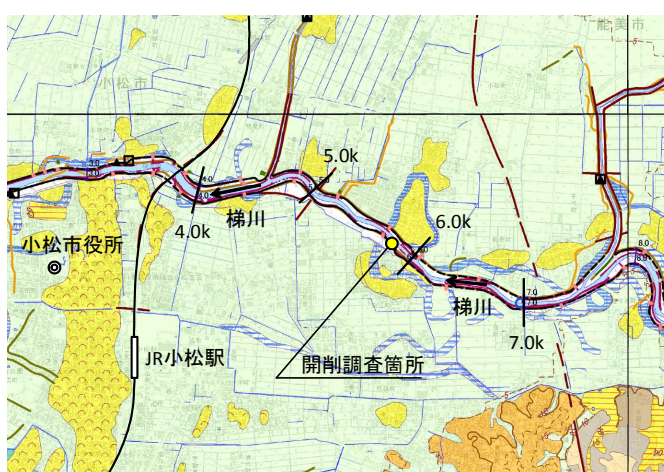


図-1 開削調査箇所周辺の微地形
(地理院地図 治水地形分類図)

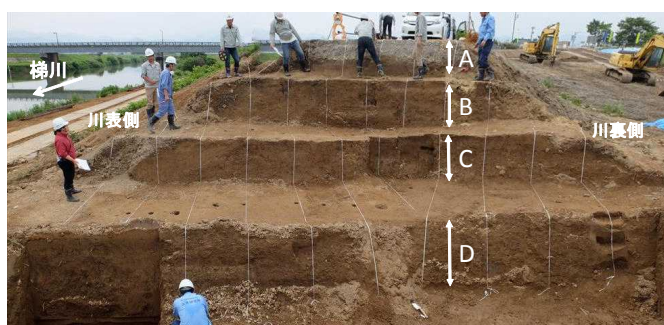


写真-1 開削状況(2016年6月19日AM 上流に向かって)

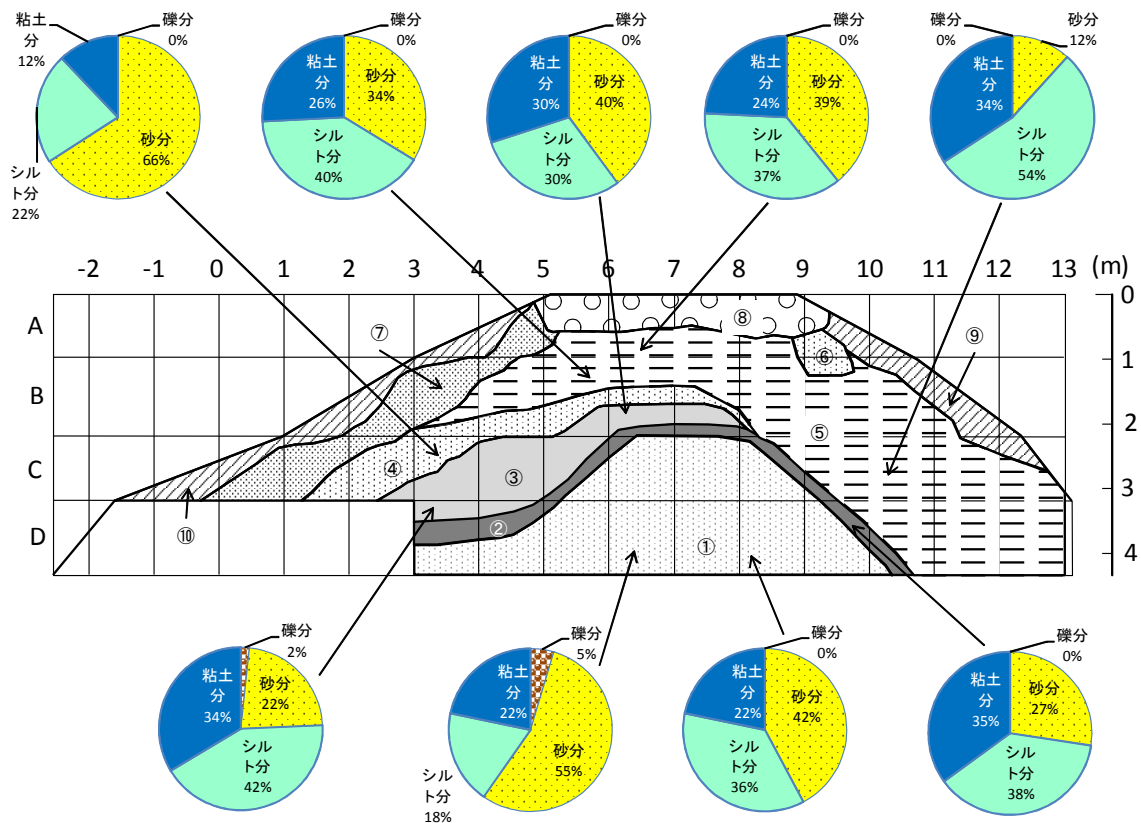


図-2 開削断面における土層区分

が想像される。さらに、土層④、⑤による嵩上げ・拡幅が行われた。土層④は砂分が多い土が使われており、土層⑤にはバラツキは大きい土層④に比べると砂分の少ない土が使われている。土層④と⑤が連続して施工されたのか時期がずれるのかははっきりしない。土層⑥は光ケーブルを埋設するために旧堤ののり肩に溝を掘り砂で埋め戻した痕跡である。土層⑥を作った状態では供用できないこと、天端舗装に Каттерを入れた痕跡もなかったことから、この工事に併せ、土層⑧の天端舗装、天端高さに擦り付けるための腹付けである土層⑦を施工したと考えるのが自然であろう。なお、土層⑨と⑩は旧堤撤去工事中にのり面が欠損してしまっただけで、一連の調査のために腹付けし応急的にのり面を成形した結果できた土層である。

以上から、少なくとも4段階の築堤、嵩上げ・腹付けを繰り返して旧堤が作られたと考えることができ、粒度分布からの礫分はほとんど含まれないが、砂分、シルト分、粘土分の割合が異なる様々な土が使われている様子が確認できた。

3. 物理探査

本調査では、開削に先立ち、高密度電気探査ならびに S 波弾性波探査を実施した。そのうち、本報では代表して、4 極法電気探査による比抵抗の分布図を図-3 に示す。川表および川裏側の法面部分では非常に比抵抗が大きい、これは図-2 で述べた土層⑨と⑩の応急腹付け土による埋め戻し部分である。図の電気探査結果だけを見ると、川表法面の高比抵抗部が砂質土であり、堤体中央から川裏へ深くなるに従って低比抵抗部の粘性土に変わっていくように見える。しかし、図-3 にも示すボーリング調査の結果や2の開削調査によれば、土質構成はそれほど単純ではないことがわかっている。図-3 には、開削調査で得られた土槽境界を重ねて示しているが、川表側においては旧堤の境界部分付近に比抵抗の差が表れているように見える。すなわち、今回の電気探査では、導電性の差が土質の差としては明確に現れていないが、感潮域において川切りや河川改修がなされたことによって、土質の違いの影響以上に地盤の導電性構造が変化していることが図-3 に現れていると考えられる。

4. サンプリングと物理試験

写真-2 に示す2種類の簡易サンプリング方法²⁾を用いて、図-4 に示す位置において乱れない試料を採取した。方法 A は、短管大径の塩ビ管をそのまま堤体に打ち込む方法である。方法 B は、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である。開削堤防の各段において、方法 A により三軸試験および室内透水試験のための約10本、方法 B により三軸試験用に4本前後採取した。ただし、第三段目の平場 (C と D の間) では、堤体の中央と川表側で異なる土質材料が見られたため、川表側でさらに1セットサンプリングを行った。

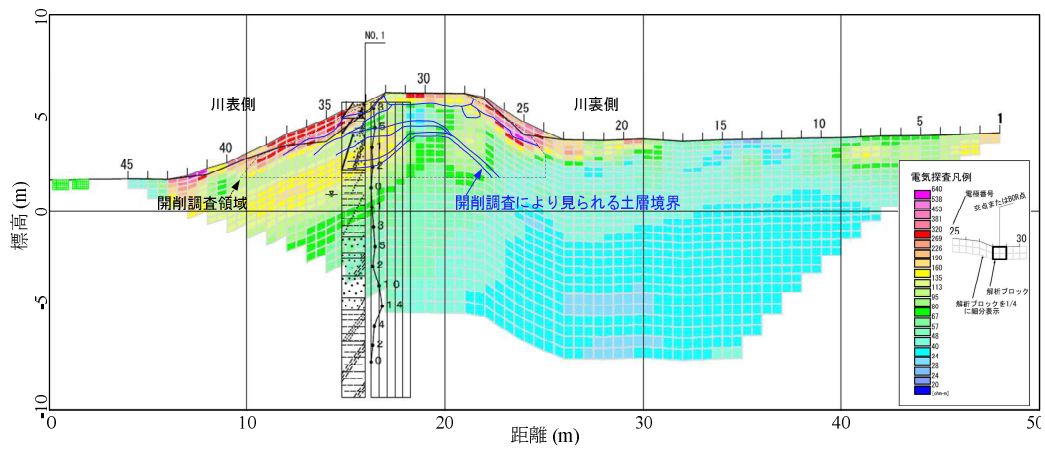
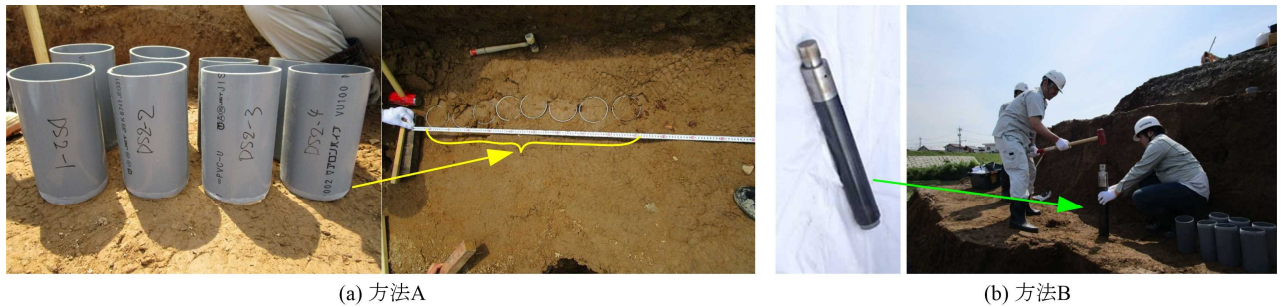


図-3 高密度電気探査 比抵抗断面図 (ウェンナー・エルトラン配置)



(a) 方法A

(b) 方法B

写真-2 簡易サンプリング

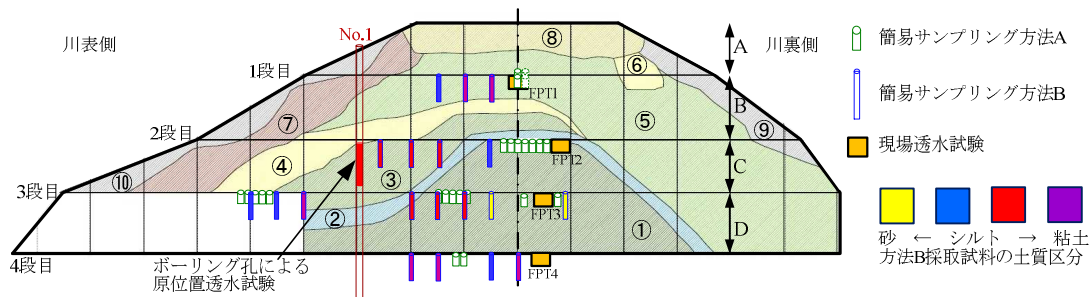
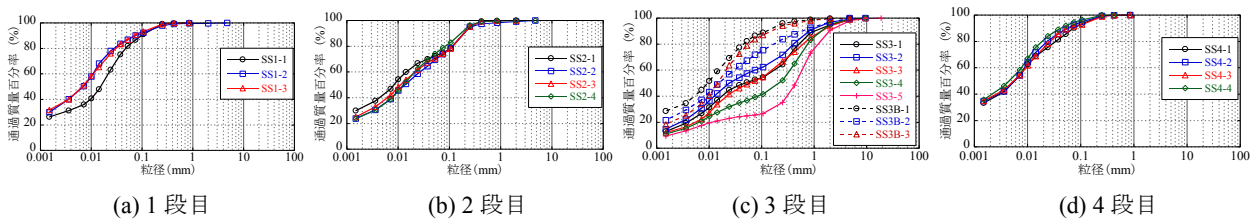


図-4 開削断面における土層区分



(a) 1 段目

(b) 2 段目

(c) 3 段目

(d) 4 段目

図-5 開削の各段で採取した土層の粒度分布 (方法 B の先端部)

図-5 にサンプリング試料の粒度分布を示す。1 段目で採取した試料は細粒分含有率が 90%前後で、SS1-1 は砂混じりシルト、その他は砂混じり粘土に分類される。2 段目で採取した試料はほぼ同じ粒度分布を示し、細粒分約 75%を占めるが、粘土分とシルト分の僅かな違いにより砂質粘土もしくは砂質シルトに分類される。3 段目で採取した試料は、堤体の中央部分と追加採取した法面付近で異なる粒度分布を示す。法面付近より採取した試料は、細粒分含有率が約 80%で、砂質シルトもしくは砂混じり粘土に分類される。堤体中央付近により採取した試料の内の 3 本は細粒分含有率が約 50%で、現場透水試験の調査孔付近で採取した 2 本は細粒分含有率が 40%以下で、細粒分質砂および礫まじり細粒分質砂に分類される。4 段目で採取した 4 本の試料もほぼ同じ粒度分布を示しており、細粒分が 90%以上占める。以上から、土層間は築堤履歴等を反映して粒度分布に若干の違いが見られるものの、同じ層内ではほぼ均質な材料と判断できる。

サンプリングした試料については室内三軸試験を実施することによって、サンプリング法の違いによる堤防土の力学特性の評価の違いについて検討するとともに、粘性土と分類される堤防土のせん断強度の評価法³⁾について詳細に検討する計画である。

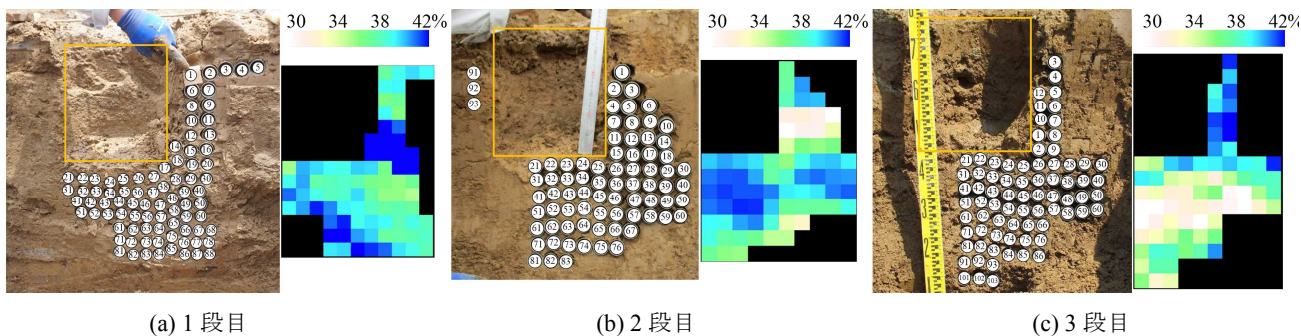


図-6 調査孔周辺地盤の含水比分布

表-1 各透水試験方法における透水係数 (cm/s)

		1 段目	2 段目	3 段目	4 段目
室内透水試験		1.7×10^{-4}	2.3×10^{-5}	8.0×10^{-5}	9.8×10^{-5}
現場透水試験	マリ奥特サイフォン	4.5×10^{-3}	2.4×10^{-2}	2.4×10^{-2}	3.2×10^{-3}
	ボーリング孔	1.6×10^{-3}			

5. 現場透水試験

本調査では、堤体内における透水性の構造も把握するために、方法 A によるサンプリング試料による室内透水試験を実施するとともに、開削堤防の各段においてマリ奥特サイフォンを用いた原位置透水試験 (JGS 1316) も実施した。さらに、調査孔周辺の土質の浸潤状況を把握するため、試験終了後速やかに堤防を開削し、調査孔周辺地盤の含水比の確認を行った。具体的には、透水試験直後に調査孔の中心断面から開削を行い、図-6 に示すように調査孔周辺にペネ管を挿入し周辺地盤の土を採取した。ペネ管の内径は 35mm、長さ 100mm である。ペネ管で採取した試料は、現場でペネ管から取り出した上、湿潤質量を計測し、水分が流出しないように丁寧にビニール袋に入れ、実験室に搬入した。その後、乾燥炉で 24 時間以上乾燥させてから、乾燥質量を計測し、含水比を算出した。

図-6 には各段での含水比分布も示している。図より、1 段目および 3 段目においては、調査孔の側面地盤の含水比が高く、2 段目においては調査孔の直下地盤の含水比が高い。含水比の分布は、調査孔からの浸潤状況を反映したものと考えられるが、少なくとも球根状に浸透水が伝播していくような理想的な含水比分布とは言えない。ただし、含水比分布は、直接的な浸潤プロセスを反映した指標ではなく、周辺地盤の土質の透水性と初期値に大きく関係していることから、別途非定常浸透解析などによって、浸透水の伝播過程についての検証が必要である。

表-1 に、現場透水試験および室内透水試験により得られた透水係数を示す。No.1 ボーリング孔における現場透水試験 (復水法) も比較のため実施している。表より、マリ奥特サイフォンおよびボーリング孔を用いた両現場透水試験における透水係数は、概ね同じオーダーか 1 オーダー程度の差となっている。一方、室内透水試験による結果は、現場透水試験に比べて 1 オーダーから 3 オーダー低い値となった。粒度から粘性土と分類された土質から判断して、室内試験で求められた透水係数はほぼ妥当な値と思われる。しかし、現場透水試験によって求められた透水係数は、粒度から想像するよりも相当程度大きいものである。この差の原因は、現地堤防内の不均質性や透水係数の異方性などいろいろ考えられるが、現時点ではどれも明確ではない。また、不飽和盛土で計測する現場透水試験のデータ整理についても検討の余地はあり、引き続き詳細に分析する必要がある。

6. おわりに

本調査では、旧堤の撤去という堤体内部の調査やサンプリングのための絶好の機会活用し、物理探査による非破壊調査、ボーリングによる試料採取および標準貫入試験の実施、開削調査による堤体の土層構成の確認や簡易サンプリング手法の検証、現場透水試験とその検証など、貴重なデータを数多く取得することができた。今後は、採取した試料を用いた力学試験や数値解析等を実施し、サンプリング手法の評価や現場透水試験の精度について検討する予定である。

謝辞：本調査にあたり、国土交通省北陸地方整備局および金沢河川国道事務所小松出張所の皆様には、出水期前の厳しい工事工程において、最大限のご協力を賜りました。また、名城大学の学生諸氏には調査全般にわたり協力いただきました。記して謝意を表します。

参考文献：1) 国土交通省河川局：梯川水系の流域及び河川の概要，社会資本整備審議会河川分科会河川整備基本方針検討小委員会資料，2008. 2) 小高猛司，李圭太，石原雅規，崔瑛，武揚，田村太郎：砂質堤体土の簡易サンプリングとその強度特性の評価，第 3 回 地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，pp. 38-41, 2015. 3) 小高猛司，崔瑛，李圭太ら：「粘性土」堤体土の浸透時の力学特性の評価，第 4 回 河川堤防技術シンポジウム，2016.

「粘性土」堤体土の浸透時の力学特性の評価

細粒分含有率, 浸透, 照査

名城大学

正会員 小高猛司・崔 瑛

(株)建設技術研究所

正会員 李 圭太

(国研) 土木研究所

正会員 石原雅規

名城大学

学生会員 高木竜二, 田中貴之, 御手洗翔太

1. はじめに

河川堤防の築堤材料は地域性などに応じて様々であるが、特に細粒分の含有量は堤体の土質分類に直接影響するとともに、安定性照査に用いる土質パラメータの設定にも強く関与する。本報では、実堤防から簡易サンプラーで採取^{1)~4)}した細粒分を多く含む堤防土の力学特性の評価について考察する。

2. 渋井川ならびに梯川堤防でのサンプリング試料の三軸試験結果

本報では、渋井川の開削調査現場³⁾および梯川の旧堤撤去工事現場⁴⁾にてサンプリングした2種類の試料を用いて検討する。図-1および2にそれぞれの粒度分布を示す。図-1に示す渋井川堤防土は、NPである細粒分20~40%程度を含む細粒分質砂であるが、近傍で採取した堤防土には高塑性の細粒分を含有する砂質シルトも多かった。一方、図-2の梯川堤防土は、法面付近で採取した砂質シルト(SS3B-3)と堤体中央付近で採取した礫まじり砂質粘土(SS3-1)である。

図-3および4に、渋井川 No.1 試料および No.3 試料のCUB試験結果をそれぞれ示す。いずれの試料も低拘束圧を除いて塑性圧縮を大きく伴いながら破壊に至っており、ゆる詰めめの砂質土あるいは正規圧密粘性土に近いせん断挙動を示している。高拘束圧条件ではNo.1とNo.3に若干の違いが見られるが、いずれもM=1.5程度であること、粒度の違いや細粒分がNPであることなどから、両者の土質に本質的な違いはないと考えられる。なお、渋井川のNo.1と3の近傍の他地点で採取した細粒分含有率が高くと高く、粘性土やシルトに分類される堤防土に関しても同様の三軸試験を実施したが、その結果は図-3,4とほぼ同様に正規圧密粘土的な挙動であり、No.1や3と大きな差は見られなかった。

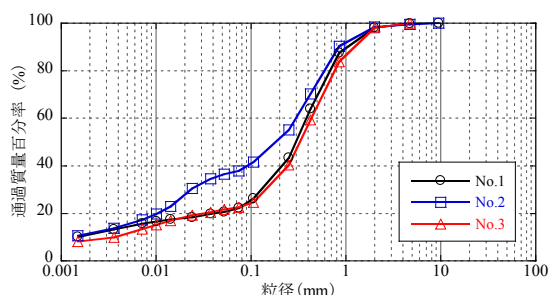


図-1 粒度分布 (渋井川)

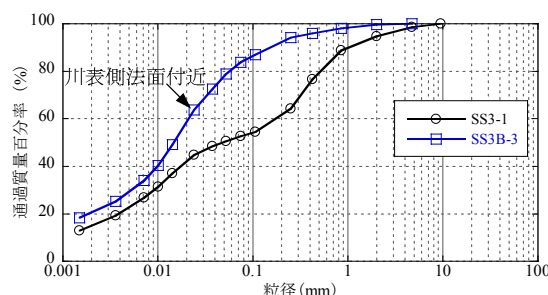


図-2 粒度分布 (梯川)

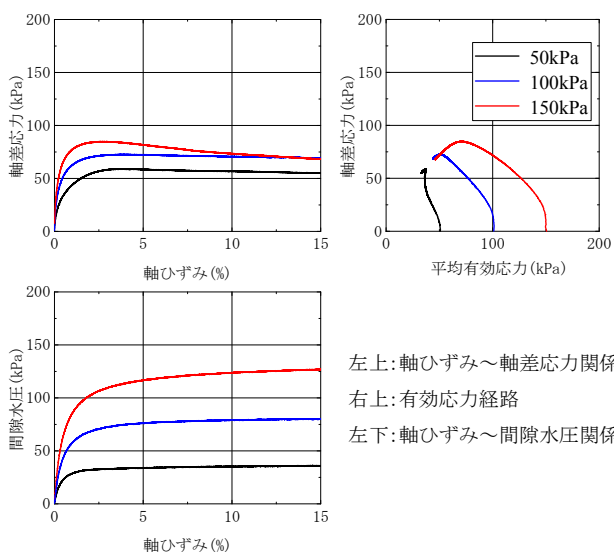


図-3 渋井川 No.1 試料

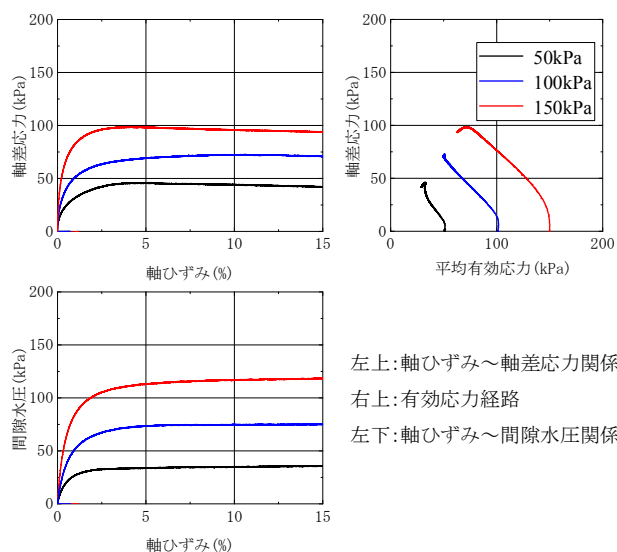


図-4 渋井川 No.3 試料

Evaluation of the mechanical properties at seepage process for clayey river embankment soils: T. Kodaka, Y. Cui (Meijo Univ.), K.-T.Lee (CTi Engg. Co., Ltd.), M. Ishihara (PWRI) and R. Takagi, T. Tanaka, S. Mitarai (Meijo Univ.)

図-5 および 6 に、それぞれ梯川堤防土 SS3 および SS3B の三軸試験結果を示す。いずれの試料においても、せん断後半から塑性膨張を伴う硬化を示すやや過圧密粘土的な挙動を示している。

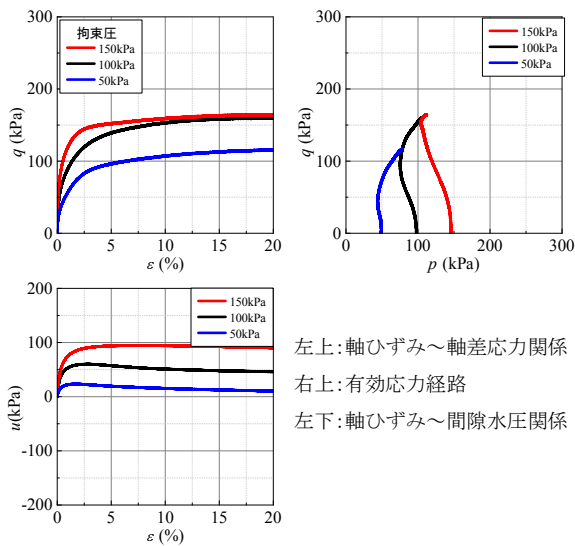


図 5 梯川 SS 3 試料

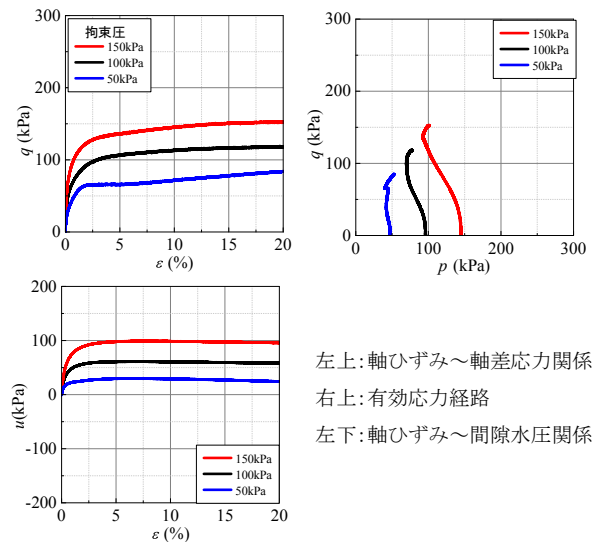


図 6 梯川 SS 3B 試料

3. 吸水軟化試験による浸潤時における力学特性の検討

本報では、堤体土の浸潤による破壊時の力学挙動を検討するために、次に示す手順の吸水軟化試験を実施した。すなわち、所定の初期有効拘束圧で等方圧密した後、排水条件で軸差応力 $q=25\text{kPa}$ （あるいは 50kPa ）まで徐々に上昇させる。その後、 q 一定条件を保ち、供試体内への吸排水を許したまま、間隙水圧を徐々に上昇させることにより平均有効応力 p' を低下させ、破壊するまでその操作を継続する。これは、堤防の浸潤に伴う不安定化を模擬したものであり、低い有効応力状態での破壊を観察するための実験である。間隙水圧上昇試験とも呼ぶことができる。

図 7 は渋井川の No.1 とほぼ同位置で採取した No.2 試料、図 8 は梯川 SSB 試料で実施した吸水軟化試験の結果である。参考までに図 7 および 8 の左図の有効応力経路には、それぞれ渋井川 No.1 試料および梯川 SS3 試料の CUB 試験結果も示している。また、左図の軸ひずみは、軸差応力一定で、間隙水圧を上昇させ始めてからの軸ひずみである。それぞれの左図より、間隙水圧の上昇に伴って平均有効応力 p' が減少し、応力比 q/p' が徐々に上昇するが、ある限界値に到達した途端に軸ひずみが急激に増大することがわかる。その軸ひずみは 1%程度であり、小さいことがわかる。 q/p' の限界値は、正規圧密土的な渋井川堤防土では最大 1.7 程度あり、CUB 試験で得られる限界応力比に近い。一方、過圧密土的な梯川堤防土では、引張破壊の限界値 3.0 に到達しており、CUB 試験での限界応力比を大きく上回っている。

以上のように、細粒分含有率が高い堤防土であっても、正規圧密土的な挙動を示す土では浸潤時のせん断強度は非常に小さくなるが、過圧密土的な挙動を示す土では浸潤時においても大きなせん断強度を維持すると考えられる。

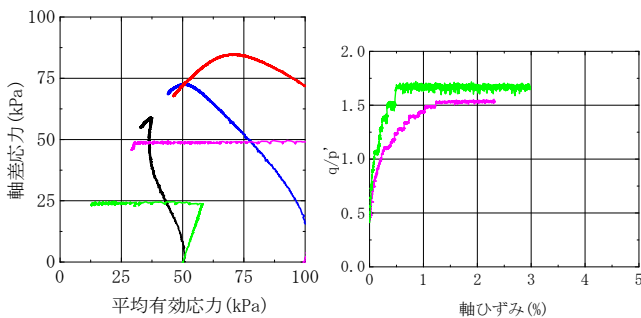


図 7 渋井川試料の吸水軟化試験

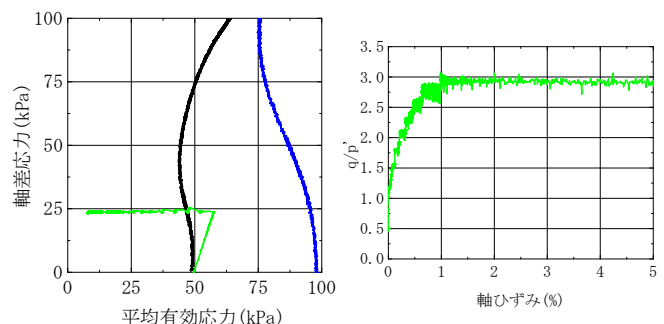


図 8 梯川試料の吸水軟化試験

4. まとめ

浸潤時に不安定化してしまう堤体と安定性を維持できる堤体とを照査時に明確に区別できるようにすることを目的として、試験法の提案も含めて詳細に検討しているところである。

参考文献： 1)小高ら：砂質堤体土の簡易サンプリングとその強度特性の評価，第 3 回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，2015. 2)小高ら：弾塑性論と吸水軟化試験による砂質土の強度定数に関する考察，第 70 回土木学会年次学術講演会，2015. 3) 高木ら：平成 27 年 9 月関東・東北豪雨で破壊した渋井川堤防土の三軸試験，第 71 回土木学会年次学術講演会，2016. 4) 石原ら：梯川旧堤で実施した現地堤防地盤調査，第 4 回河川堤防技術シンポジウム，2016.

UAV を活用した微地形写真解析による河川堤防周辺の浸透に対する被災要因分析

河川堤防 微地形 被災

国土技術政策総合研究所 正会員 ○中村賢人 笹岡信吾 諏訪義雄
山口大学 正会員 森啓年

1 はじめに

河川堤防におけるパイピングや漏水といった被災の要因の一つを把握する手段として、堤防とその周辺地盤の標高を面的に把握し、詳細な微地形を判読することは有効と考えられる¹⁾。これまで、河川堤防のように長大な構造物とその周辺を把握するためには航空レーザ測量が活用されてきた。しかし、航空レーザ測量は流域全体の様に広い地域を対象に実施するには適しているが、被災地点周辺の比較的狭い地域を対象にするには大がかりでその費用も高価である。

本研究では、漏水のあった那賀川上大野地区を対象に、簡便で安価に利用することができる無人航空機（以降、UAV と呼ぶ）を活用し、UAV で撮影した写真を利用してデジタル地表モデルを作成し、微地形の判読を行った。その結果を用いて、治水地形分類図²⁾とあわせて、堤防漏水及び基盤漏水による被災が発生した地点と周辺地形を比較することで漏水の要因を類推した。

2 研究概要

2.1 調査対象

本研究の調査対象は平成 16, 21 年に堤防漏水及び基盤漏水の発生した那賀川右岸の上大野地区（約 400m 区間）とした。平成 16 年度以降の出水時の漏水発生地点の整理を行った結果、河川の縦断方向に広範囲に分布していることから、撮影範囲として治水地形分類図の旧河道周辺を設定した。

2.2 撮影方法

UAV は回転翼を用いた一般的なものを用い、搭載したカメラ（画素数 7630×4912pixel）を用いて撮影した。飛行高度は約 100m とし、この時の分解能は 17.5mm/pixel となった。また、撮影は地表面を隣り合う写真と 60%以上重なるよう連続的に行い、撮影した写真に正確な位置情報を与えるために各飛行ルート内に位置の基準点を設置した。

2.3 判読方法

UAV にて撮影した写真よりデジタル地表モデルを作成した。作成には、同じ対象物を撮影した複数枚の写真から写真の撮影位置を計算し、平面的に配置するとともに、対象物の立体形状を構築する SfM と呼ばれる技術³⁾を用いた。具体的には、写真が 3 枚以上撮影された地点及び撮影時に設置した基準点へ位置情報（X,Y,Z 座標）を与え、点群データを作成し、そこから微小な三角形ポリゴンからなるメッシュデータを作成し、デジタル地表モデルとした。作成されたデジタル地表モデルより約 7.3cm メッシュの標高段彩図を作成し、地表の変状や地盤標高の違い等の微地形の判読を行った。あわせて、治水地形分類図と UAV で撮影した写真を比較し、旧河道及び扇状地位置の確認を行った。

3 研究結果

UAV で撮影した写真を治水地形分類図と重ね合わせ、旧河道と扇状地の範囲を示すとともに、平成 16, 21 年の漏水発生地点をプロットした結果を図-1 へ示す。治水地形分類図から持井橋周辺の堤内地に旧河道があり、その旧河道の上流側及び下流側には扇状地が広がっていることが分かる。漏水発生地点に着目したとき、平成 16 年は 3 地点あり、持井橋から 100m 程度下流の治水地形分類図上の旧河道に集中していることが分かる。また、平成 21 年も 3 地点

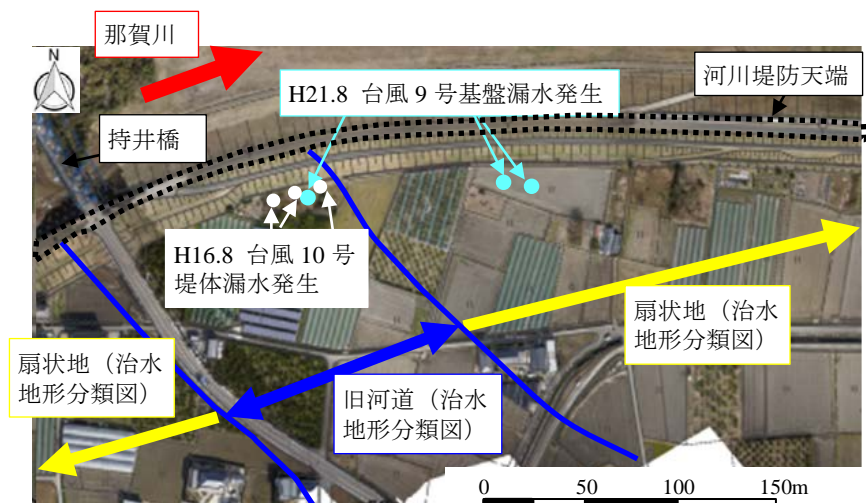


図-1 微地形及び漏水位置整理図

あり、持井橋から 100m 程度下流の治水地形分類図上の旧河道に 1 地点、持井橋から 200m 程度下流の治水地形分類図上の扇状地に 2 地点あることが分かる。

図-1 と同範囲の UAV により作成した標高段彩図を図-2 に、その一部を拡大した標高段彩図を図-3 にそれぞれ示す。これらの図から読み取れる漏水発生地点と地形の関係より次のように類推した。

- ①堤内地は上流側から下流側にかけて距離 300m 程度で 1m 以上標高を落とし、地盤勾配がやや急になっている。
- ②堤外地（高水敷）と堤内地では堤外地が高く、その標高差は 2m 以上ある。
- ③漏水発生地点は周辺より 0.5m 程度標高が低く、その分布は堤内地側へ続いている。治水地形分類図では旧河道に該当し、それを反映したものと考えられる。漏水発生地点より下流側は標高が高くなる傾向があり、旧河道と扇状地の境界部と考える。

①から③より、旧河道と扇状地の境界面が治水地形分類図よりも下流側へ広がる可能性がある。この場合、平成 16, 21 年の漏水は全て旧河道で発生したことになると思われる。

4 おわりに

那賀川上大野地区において治水地形分類図より旧河道及び扇状地の微地形を整理した。また、UAV で撮影した写真より作成したデジタル地表モデルを用いて標高段彩図を作成し、堤内地及び堤外地の標高の特徴を読み取った。これらの結果を用いて平成 16, 21 年の漏水発生地点をそれぞれ比較したところ、治水地形分類図よりも旧河道が広範囲になる可能性があることが推定された。

以上のことから、UAV で撮影した写真を用いて微地形を判読することは、被災の要因の一つを把握するために有効であると考えられる。ただし、微地形による違いが見えない漏水被災も多いため、被災のメカニズムや現地の状況を十分検討した上で用いるべきである。

【参考文献】

- 1) 笹岡信吾, 上野俊幸, 諏訪義雄, 森啓年: 被災履歴を考慮した河川堤防の弱点箇所抽出手法の提案, 第 4 回河川堤防技術シンポジウム, 2016
- 2) 国土地理院: 治水地形分類図 立江, 2011
- 3) 味岡収, 渡邊弘行: 画像解析による 3 次元形状復元の可能性についての再考, 日本建築学会大会学術講演梗概集・建築デザイン発表梗概集, 2014

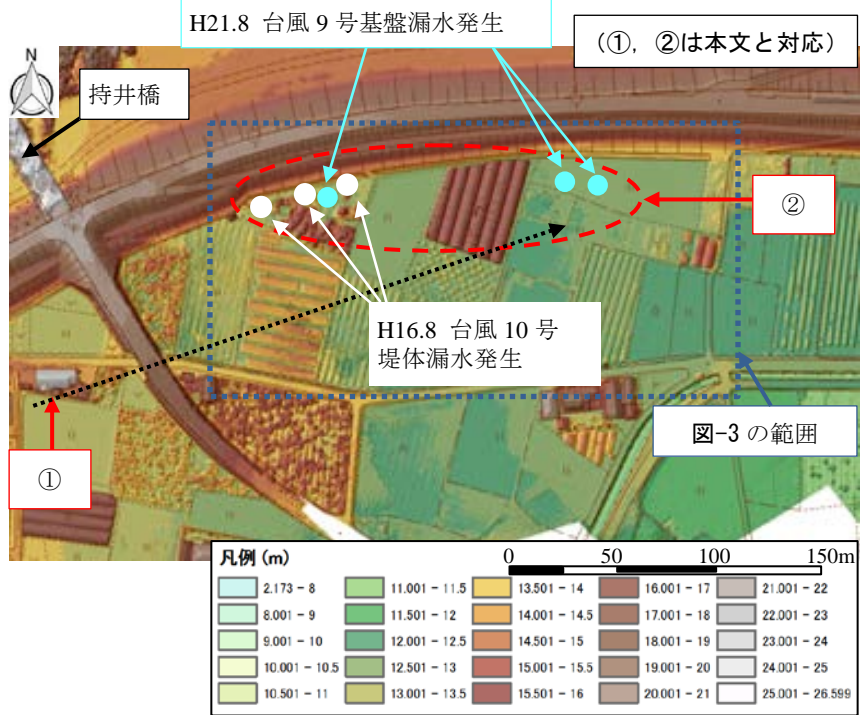


図-2 標高段彩図



図-3 標高段彩図 (図-2 の一部拡大)

MMS (Mobile Mapping System) による河川管理の効率化・高度化について

EFFICIENCY, ADVANCEMENT OF THE RIVER MANAGEMENT BY MMS

山崎 崇徳 (やまざき たかのり)
株式会社パスコ 中央事業部 係長

岡部 貴之 (おかべ たかゆき)
株式会社パスコ 中央事業部 係長

森田 真一 (もりた しんいち)
株式会社パスコ 技術統括本部 上級主任技師

堀内 成郎 (ほりうち しげお)
株式会社パスコ 事業推進本部 統括技師長

1. はじめに

現在,我が国の河川管理施設の多くは老朽化が進み,予防保全の観点から適切な維持管理が求められているが,近年の経済の低迷による税収の落ち込み等により公共事業費が大幅に縮減されており,河川維持管理においても予算縮小に応じた効率化が求められている。

他方,近年は局地的な大雨や巨大台風による浸水被害が各地で頻発しており,堤防の決壊や河川のはん濫等による水害を防止・軽減していくために,河川整備や維持管理のより一層の質の向上が求められている。

このような状況を踏まえ,本論文では,MMS 計測技術の活用により,河川の維持管理をより効率化・高度化する手法について,

- ① シームレスな堤防高把握
- ② シームレスな堤防横断形状の把握
- ③ 構造物点検への適用

の視点で,河川管理における MMS の適用性を評価したので,その結果を報告する。

2. MMS の概要

2.1 計測機器

MMS は,自車位置姿勢データ取得装置により車両位置・姿勢を走行しながら取得するとともに,搭載されたレーザ測距装置により周辺の地物の 3 次元データを面的に取得し,同時にデジタルカメラにより画像データを取得することができるシステムである。

河川管理における MMS の適用性検討については,平成 23・24 年に,河川堤防を対象にした研究が行なわれ,長距離レーザを搭載した MMS を用いることで法尻間距離 30m 程度の堤防全体の形状を計測精度±20 mm で取得できるとの結果が得られている¹⁾。

本報告ではこれらの知見を踏まえ,堤防天端からより広範囲の計測を可能にするために,高所(地上高 3.6m)に高密度長距離レーザを設置した河川用 MMS を用いて河川管理への適用性を検証した(図-1)(表-1)。

2.2 計測機器の特性

MMS 計測は,堤防天端から行うため,照射距離が短い天端ではレーザの照射点間隔は密になり,天端から離れると照射点間隔は粗となる特徴をもつ(図-2)。

今回使用した機器で走行速度 15km/h で計測した場合,天端付近の照射点間隔は 0.3~8cm,照射点密度は約 5,200 点/m² となり,水平距離約 20m 離れた法面の照射点間隔は 2~23cm,照射点密度は約 70~130 点/m² となる。

レーザ照射数,走行速度を変えることにより,照射点

密度,照射点間隔を変化させることができるため,用途に応じた計測方法を設定することが可能である。

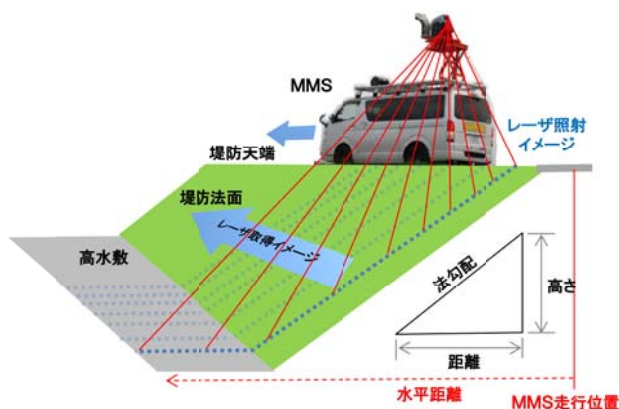


図-1 河川用 MMS によるレーザ照射イメージ

表-1 河川用 MMS の諸元

分類	項目	内容
位置姿勢制御装置	GNSS	二周波 GNSS アンテナ 2 台
	IMU 取得間隔	200hz
レーザスキャナ	オドメータ	1 台
	台数	1 台
	照射範囲	360 度
	照射数	550,000 点/秒
	スキャン速度	50hz
	照射高	3.8m
計測方法	照射角度	水平 0° 垂直 30°
	走行速度	15km/h, 30km/h
カメラ	走行位置	天端中央
	台数	前方 3 台, 側方 3 台
	画素数	500 万画素
	撮影間隔	最大 10 フレーム/秒
	設置高	3.6m

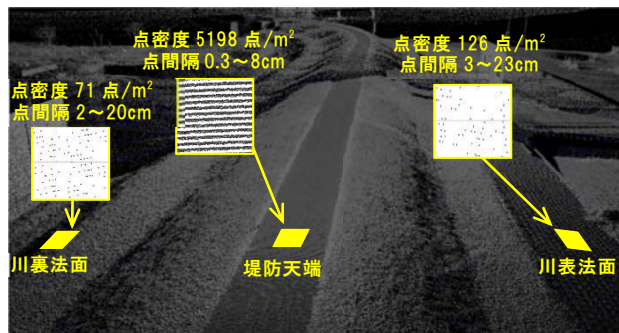


図-2 点密度, 点間隔

3. シームレスな堤防高把握

3.1 シームレスな縦断形状の把握

定期縦断測量は、概ね 200m 間隔で配置された河川距離標、河道及び河川構造物による変化点等を対象に実施され、定期横断測量は、縦断測量測点位置における横断方向の地形形状の変化点を公共測量の精度管理を適用しながら実施される。定期縦断測量では一定間隔の測点間毎に行われるため、測点間に局所的な堤防高不足区間がある場合、治水上重点監視すべき箇所を見落とす恐れがある。このような定期縦断測量の課題を踏まえ、MMS による河川堤防縦断形状把握への適用性を検討した。

図-3 に示すとおり、MMS によって車両走行可能区間の堤防天端高を詳細かつシームレスに取得することが可能であり、定期縦断測量では把握されていない測点間の縦断形状を把握できる。また、図-4 に示すとおり、特定の測線位置における縦断形を細密に取得すると同時に天端高の平面的な高低差や変状を把握することが可能である。

これらの結果より、MMS 計測データは、定期縦断測量では把握困難な縦断測量測点間の堤防高不足箇所を把握することが可能であるため、危機管理の観点から有効な手法と言える。

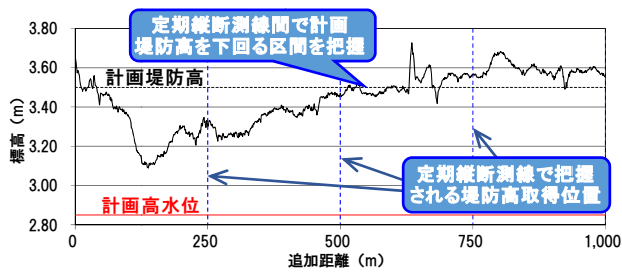


図-3 堤防高縦断図

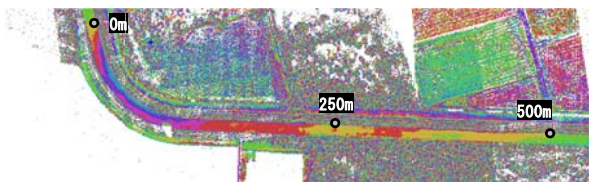


図-4 平面標高段彩図

3.2 天端の面的変状の把握

MMS は、車両走行可能区間の堤防天端を高精密かつシームレスに取得することが可能であり、堤防天端の平面的な高低差や変状等を把握できるとともに、法面における変状についても検出することが可能である（図-5）。

ここでは、天端の横断的な変状（傾斜）を定量的に把握するため、縦断方向に対し堤防天端中央、川表側、川裏側に 3 本の堤防高取得測線を設定して堤防高を取得し、天端が傾斜している箇所（3 測線の重なりが乱れる箇所）を抽出するとともに、詳細な縦断図を作成した（図-6）。

追加距離 450m 付近では、堤防天端全体の沈下が確認され、堤防天端が川表側に傾斜していることが確認できる。縦断的な沈下の把握に加え、堤防天端の横断的な傾斜から、主に堤防天端の表側に集水地形が確認されており、天端の面的変状から雨水の集中による侵食の予防保全対策に活用することが可能である。

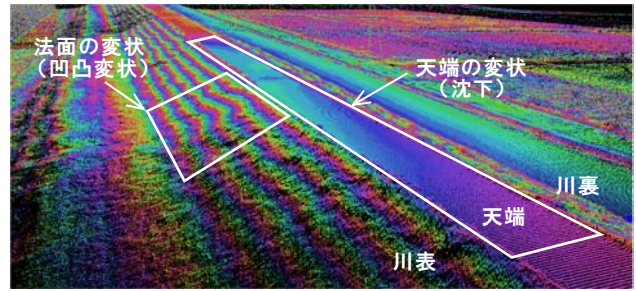


図-5 MMS 計測結果（3次元標高段彩図）

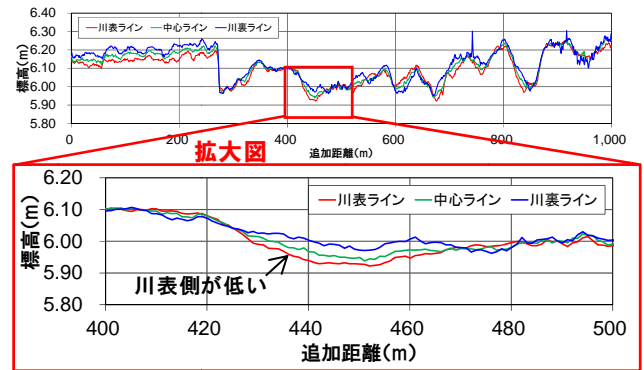


図-6 堤防高縦断図

3.3 新設堤防の天端高経年変化の把握

新設堤防の天端高は、短期間に数 10cm 程度の沈下が発生することがあり、堤体の挙動を継続的に監視する必要がある。

ここでは、新設堤防の天端高経年変化を把握するために、平成 26 年度、平成 27 年度の MMS 計測結果と動態観測結果との比較を行った。差分比較を実施するにあたり、精度管理を厳密に行うため、両年度ともに検証点を計測起終点に設置し、MMS 計測結果との精度検証を実施した（表-2）。両年度の水平較差は 1~6cm 程度、標高較差は 0~2cm 程度であり、堤防沈下量を評価する上では十分な計測精度が確保された。

次に、MMS 計測データから堤防高縦断図を作成した（図 7）。追加距離 500m 地点の天端では、12.6cm の沈下が確認され、同地点の動態観測結果（10.2cm）と同等であることから、MMS 計測データは実測同様に精度よく沈下を把握できている。また、縦断測量測点位置以外の区間についても、シームレスに沈下傾向を捉えている。

河川堤防の沈下量把握については、新設堤防の挙動把握のみならず、精密な計測が必要な軟弱地盤上にある堤防においても、同手法の適用性が高いと言える。

表-2 検証点と MMS 計測データの差

追加距離 (m)	較差(H26 検証点-H26MMS)			較差(H27 検証点-H27MMS)		
	Δx	Δy	ΔH	Δx	Δy	ΔH
500	0.009	-0.061	-0.019	0.063	-0.057	0.000

単位:m

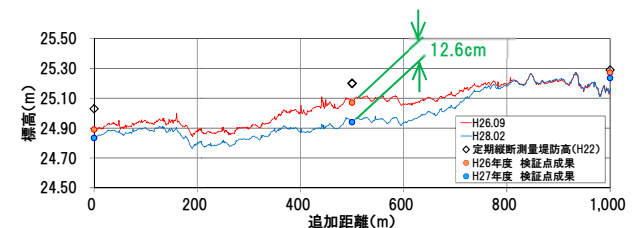


図-7 堤防高縦断図

3.4 抜け上がりの把握

樋門・樋管等における抜け上がりは、堤防天端や小段等に生じる局所的な縦断の変位と言える。これらの変状・変位把握は、縦断測量によるのではなく、巡視・点検時に変状箇所ごとにスケール等により変位量が計測されている。

ここでは、MMS 計測データから 1m 間隔の縦断図を作成し、23cm 程度の抜け上がりを確認した (図-8)。「堤防等河川管理施設の点検結果評価要領 (案)」²⁾では、抜け上がり量の評価指標として、予防保全段階の変状規模を「10cm 以上 30cm 未満」としており、MMS によるシームレスな天端計測により、抜け上がりの位置の把握と共に、その定量的評価ができることから、効率的な河川施設管理が可能となる。

今後は、樋門・樋管等、抜け上がりの発生可能性がある箇所に現地計測点を設置し、変位の進行状況を確認する³⁾ことで、維持・補修の優先度を決定する上での有効な情報となる。

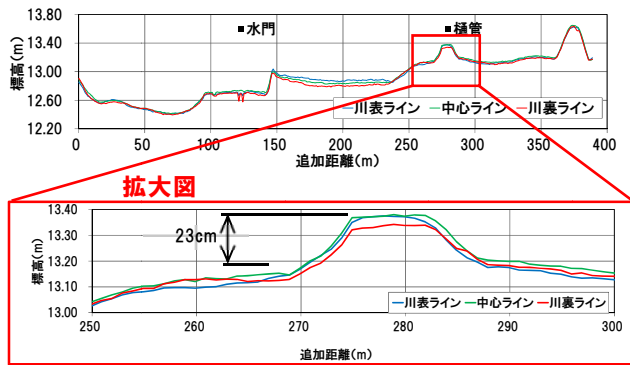


図-8 抜け上がり箇所における堤防高縦断図

4. シームレスな堤防横断形状の把握

4.1 MMS 計測による堤防横断形状の特徴

堤防天端からのレーザ照射により法面形状を捉える場合、法面に繁茂した植生により死角が形成されるため、地盤面を的確に捉えられない場合がある。天端からの MMS 計測に対する法面植生の影響を確認したところ、除草なし (草丈 30cm 程度) では、地盤面との差は法面部で 14~22cm 程度であった (図-9)。

一方、堤防規模が大きくなると、天端から離れた位置におけるレーザの照射点間隔が粗くなり、小段、法尻等の堤防横断形状及びその形状変化点を計測できない恐れがあるが、堤防規模別の MMS 計測データと実測横断結果との比較から、概ね同等の横断形状を取得できている結果となった (図-10)。

この結果から、任意の位置において、横断形状を把握することができるため (図-11)、重要水防箇所評定基準にある天端幅評価や堤防断面面積評価について、横断測線間の治水安全度をシームレスに評価することができる。

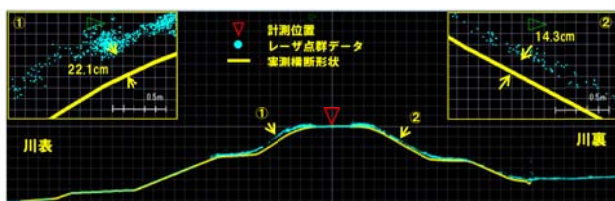


図-9 実測横断との比較

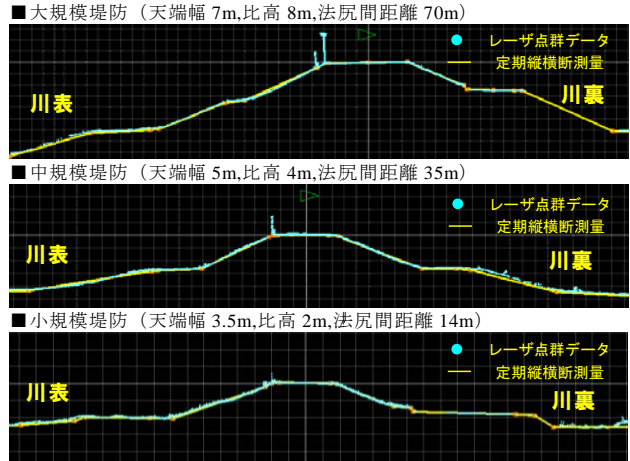


図-10 定期横断測量との比較

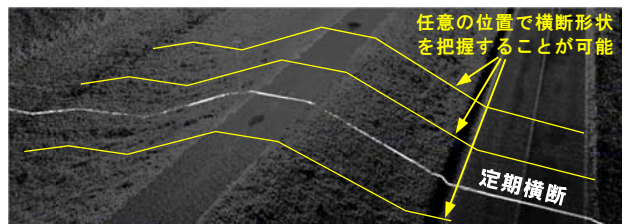


図-11 定期横断測線と MMS による堤防全体の形状取得状況

4.2 浸透に対する不利な断面の評価

河川堤防の被災要因の一つである浸透破壊は、堤体内部構造に起因すると同時に堤防の横断形状に大きく依存する。

実際の河川における統計結果を踏まえた近年の研究から、堤防横断形状により変化する動水勾配とパイピング破壊は密接に関係していることが明らかにされており、平均動水勾配が 0.1 を超える箇所初めて被害が発生し、平均動水勾配が大きくなるにしたがって被災箇所が増加する傾向が確認されている⁴⁾。このため、出水時に河川管理者が実施する浸透の重点監視区間の設定に当たっては、計画高水位未満で動水勾配が 0.2 (標準値) に達する区間を一つの要素としている⁵⁾。

これらの評価は、定期横断測線などの横断資料がある位置での把握にとどまっていたが、MMS 計測による堤防横断形状の取得によりシームレスな堤防断面評価が可能となる。ここでは MMS 計測データによる 10m 間隔の横断図を基に各断面の平均動水勾配を算出した (図-12)。平均動水勾配をシームレスに把握することで浸透に対する不利な断面をもれなく評価することが可能となる。

なお、MMS 計測データの特性より、法尻付近に植生が繁茂する場合、その横断形状をうまく把握できない場合があるため、植生の影響を考慮した場合についても試算した。試算にあたっては天端幅 3m、法勾配 2 割とし、比高を 3~10m まで変化させ、法尻部に草丈 30cm の植生が繁茂していたと仮定して算定した (図 13) (表-3)。

平均動水勾配は、堤防規模が大きくなると植生の影響が小さくなる。草丈 30cm 程度の植生であれば、潜在的な危険度が高い大規模堤防や比高が大きい堤防での平均動水勾配算出に与える影響は小さくなるため、浸透に対する不利な断面を相対的に把握する点では問題ないことが確認できる。

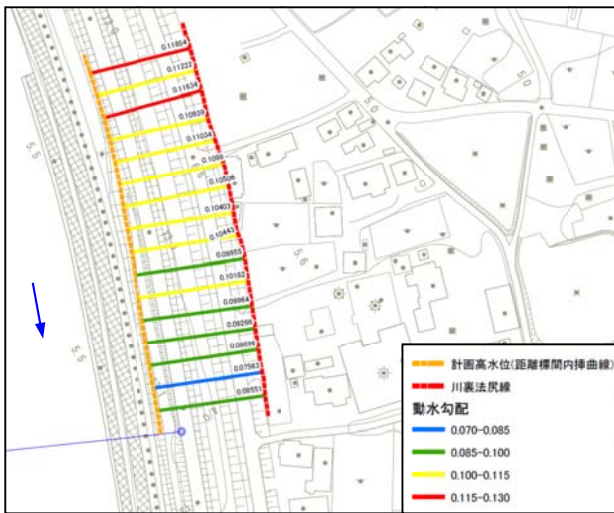


図-12 平均動水勾配

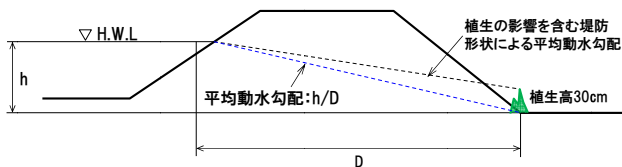


図-13 植生の影響を考慮した平均動水勾配の試算の概念図

表-3 植生の影響を考慮した平均動水勾配の試算

比高 (m)	天端幅 (m)	法勾配 (割)	地盤面を考慮した平均動水勾配	植生の影響を考慮した平均動水勾配
3	3	2	0.18	0.15
4	3	2	0.20	0.17
5	3	2	0.20	0.19
6	3	2	0.21	0.19
7	3	2	0.22	0.20
8	3	2	0.22	0.21
9	3	2	0.22	0.21
10	3	2	0.22	0.21

※法尻に草丈 0.3m の植生が繁茂していたと仮定

5. 構造物点検への適用

樋門・樋管等の門柱傾倒は、目視点検では確認しづらく、関連する施設との接合部の開き・亀裂や欠損等により予見し、下げ振りにより確認される場合が多い。通常点検では下げ振りにより 1m で 1cm 以上の傾きがある場合、傾倒として認識される。

ここでは、MMS 計測から取得されたデータから、壁面の傾き（角度）を算出し、下げ振りによる確認結果、トータルステーションによる測量結果、地上型レーザによる計測結果とを比較検証した。

MMS 計測データによる傾倒量は、他の計測手法と同等に計測できること、下げ振りによる点検結果と同等の結果が得られることを確認した（図-14）（表-4）。

以上から、MMS の天端走行により堤防高や堤防横断形状等をシームレスに取得すると同時に、堤防天端に相対した構造物の形状も取得できる。このため、構造物点検対象施設における門柱の傾倒や抜上がり変状の検出により、詳細点検が必要となる構造物のスクリーニングに活用すること可能となり、河川管理施設の点検の効率化が図られる。

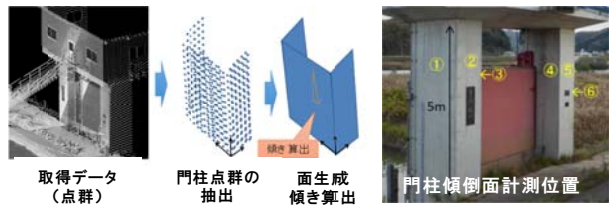


図-14 傾倒算出方法及び門柱傾倒計測位置

表-4 MMS 計測値と他手法の計測値の比較表

面番号	天端に対して	鉛直方向 1m あたりの壁面からの離隔量 (cm)		
		MMS	実測	地上レーザ
①	側面	0.03	0.01	0.02
②	正面	1.22	1.40	1.39
③	側面	0.12	0.02	0.02
④	側面	0.23	0.11	0.08
⑤	正面	1.52	1.33	1.38
⑥	側面	0.03	0.06	0.04

斜字太文字：門柱傾倒面の計測値

6. まとめ

MMS は、「河川砂防技術基準 維持管理編」⁶⁾に示される「河川の状態把握」（測量、変状・変位の検出、河川管理施設の点検等）の効率化・高度化について有効であることを確認した。

今後は、変状・変位の検出方法やデータの加工・表現方法を確立するとともに、実際の河川管理実務の中で MMS をどのように活用していくかについて河川管理者とともに検討を進めていく必要がある。

また、取得した点群データについては、誰もが閲覧できる仕組みを構築していくことが望ましく、大容量の MMS 計測データの管理方法と合わせて検討が必要である。

さらに、今後は河川の様々な様相として記録された各種データと属性情報データテーブルを定義した上で時系列的にデータベース化を図り、体系的に管理していくことも重要である。

謝辞：本論文のとりまとめにあたっては、国土交通省関東地方整備局関東技術事務所をはじめ、利根川上流河川事務所、利根川下流河川事務所、霞ヶ浦河川事務所、近畿地方整備局近畿技術事務所の皆様にご協力いただき、MMS 計測及び結果の解析を実施しました。ここに記し、深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 東良慶, 吉岡裕嗣, 西山哲, 石川貴一郎, 船田征, 久保田啓二郎: モービルマッピングシステムの河川堤防管理への適用性の検討, 河川技術論文集, 第 19 巻, 2013.6
- 2) 国土交通省水管理・国土保全局: 堤防等河川管理施設の点検結果評価要領 (案), 2016
- 3) 高田浩徳, 千葉孝寿, 安倍徹, 中川玉美, 近政英, 山崎崇徳: 新技術を活用した構造物周辺堤防における抜け上がり量の計測試験について, 土木学会全国大会年次学術講演会, 第 70 回, 第 4 号, pp.147-148, 2015 財団法人国土技術研究センター: 目視点検によるモニタリングに関する技術資料, 2005
- 4) 下川大介, 福原直樹, 森啓年, 服部敦: 変状と被災の統計解析による堤防の点検及び巡視の合理化に関する一考察, 河川技術論文集第 21 巻, pp.337-342, 2015
- 5) 国土交通省水管理・国土保全局河川環境課河川保全企画室: 河川管理者のための浸透・侵食に関する重点監視の手引き (案) 2016 年 3 月
- 6) 国土交通省水管理・国土保全局: 国土交通省 河川砂防技術基準 維持管理編, 2015

パイピングによる堤体表面形状変化の特徴

遠心模型実験 パイピング 地表面沈下

愛媛大学大学院 正会員 岡村 未対
学生会員 平尾 優太郎, 左橋 直也

1. はじめに

日本の河川堤防は古くから徐々に築堤されたため、内部の材料や構造が不明である。また、堤体や基盤に比較的透水性の良い水みちやモグラの穴などが存在すると、降雨や高水の繰り返し作用により、堤体土が徐々に吸い出され劣化が進行し、高水時の破堤に結びつく。これに対し、現存の堤防に関する主なデータは、およそ延長 1km 毎のボーリング調査である。堤体の不均一性が極めて高く、状態が経時的に変化し、さらに堤体のごく局所的な欠陥が破堤に繋がる被災の特徴からして、この調査頻度で危険箇所を抽出するのは現状では不可能と見て良い。また、膨大な延長のために、既往の調査法やセンサーの設置で内部の状態を把握することは極めて困難である。

一方、近年では UAV からの高精度の写真やレーザー測定、衛星技術等の急速な発展により、高密度・高精度のリアルタイム地表面形状情報を堤防全体について取得することが現実味を増している。これは被災地点の予測や内部状況の把握に繋がり得る有力な情報であり、これを用いた堤防評価技術の研究開発は是非ともチャレンジすべき課題である。

このような背景のもと、堤体材料や内部構造、内部状態といった力学的情報を基にしたこれまでの力学の正攻法ではなく、地表面形状情報を基にした新たなアプローチによる堤体の健全度評価及び高水中のリアルタイムでの損傷進行度評価法の構築を目指す研究の一部として、本研究では堤体内部のパイピング孔の位置、大きさ、と地表面変位の関係を遠心模型実験によって調べた。

2. 遠心模型実験の方法と条件

実験では透明なアクリル側面を有する剛土槽（幅 430mm、深さ 230mm、奥行 120mm）を用い、図1のような模型堤防を作製した。はじめに不透水性基盤を模したアクリルブロック（表面には砂を貼り付けた完全粗の条件）を設置し、その上にパイピング部を模した直方体の溶解性固結体（1cm×1cm×20cm の炭酸カルシウムと砂糖を固結の固結物）を二本設置した。この固結体は厚さ 0.02mm のフレキシブルなビニールシートでパックし片側の端部にはシンプレックスチューブを接続し、片側の端部は解放した状態とした。その上に豊浦砂を相対密度 50% となるように空中落下法により高さ 10cm、法面勾配 1:2 の堤体を作成した。

この模型を遠心装置に搭載し、25g の遠心加速度場にて給水タンクからシンプレックスチューブを通して水を流し、固結体を溶解することにより、パイピングによる堤体からの土砂流出を模擬した。このパイピング模擬実験では2つの固結体（図1での①と②）を一本ずつ順に溶解し、溶解前後の堤体表面高さを三次元測定した。この3D測定はレーザープロファイラー（キーエンス LJ-V7000）とそれを土槽の長手方向に等速度移動させるアクチュエーターを用い、高さの測定精度 0.1mm で行った。

本研究では固結体の設置間隔を変えた 2 ケースの実験を行った。Case1 では図1に示すとおり 2 本の固結体の間隔はゼロ、Case2 では 1cm とし、何れの実験で側壁面側の固結体①をはじめに溶解し、その後固結体②を溶解した。固結体①については、対称性を考慮すると幅 2cm で高さ 1cm のパイピング部の判断面を模擬しており、固結体②は①の後に生じる幅・高さとも 1cm のパイピングを模擬したものである。

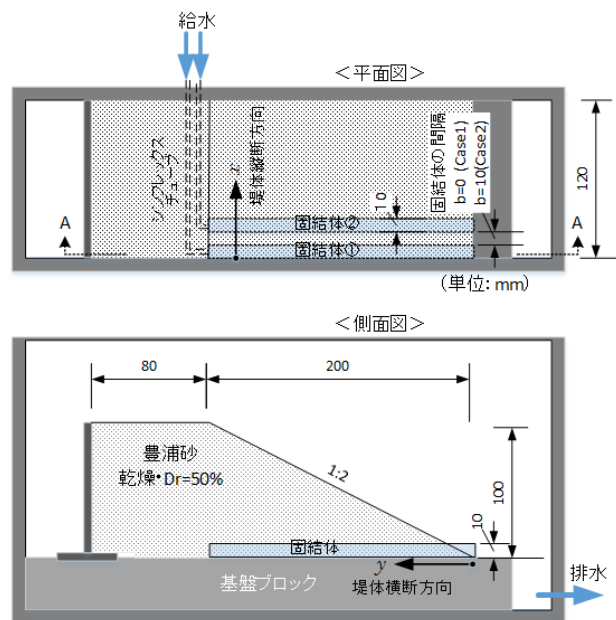


図1 模型の概要

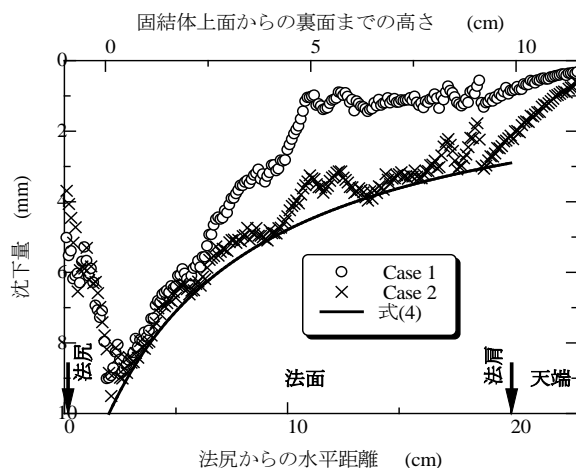


図2 固結体①後の A-A 断面での沈下量分布（堤体横断方向）

本実験は 25g の遠心加速度場にて行ったので、高さ 2.5m の堤体内に生じる 50cm×25cm (固結体①) と 25cm×25cm (固結体②) のパイピングに対応する。なお、本論文において実験条件及び結果は全て模型スケールで示す。

3. 実験結果

(1) 1 本目のパイピング (固結体①) による表面沈下性状

a) 一本目パイピング部直上の横断形状

図 2 はパイピング部①および②の流出後までに生じた測線 A 上の堤体沈下量である。測線 A は図 1 に示すとおり土槽側面から 5mm の位置であり、パイピング部直上での横断方向の沈下量分布である。法尻からの距離 y が 0 から 2cm までの範囲は固結体上面が露出し堤体土が被っていないため、2cm 以降の沈下量のみを示してある。パイピング部①の流出による沈下量は、土被り厚のない法尻部において固結体の初期高さに等しいほぼ 10mm で、法尻からの水平距離 y に従い沈下量は減少した。Case2 では、直下に固結体が設置してある $y=20\text{cm}$ (法肩) まではなだらかに増加し、 $y>20\text{cm}$ の範囲 (天端) では土被り厚が増加しないにもかかわらず直下に固結体がないために沈下量は急減している。Case1 でも $y=2\sim 8\text{cm}$ の範囲では Case2 と沈下量がほぼ一致しているが、 $y>8\sim 10\text{cm}$ の範囲で沈下量が急減し、 $y>11\text{cm}$ で 1mm 程度と小さなものとなっている。より精度の高い実験を行い、結果の再現性を高める必要がある。

b) 縦断形状

固結体①の流出による法面の堤体縦断方向 (x 方向) の沈下量分布を幾つかの断面について図 3 に示す。縦断方向の沈下量分布は、土槽壁面 ($x=0$) 付近で壁面の摩擦による影響により沈下量が小さくなっているが、このことを除けばパイピング部①の直上で最も大きく、土槽側面からの距離 x がある程度大きくなった地点から沈下量はゼロとなりパイピングの影響は見られなくなる。

法尻($y=0$)近くではパイピング部直上の土被り厚さが小さく、そのため地表面沈下量の最大値は大きい影響範囲は狭い。一方、法肩($y=20$)に近づくにつれ土被り厚は大きくなるため沈下量は小さく影響範囲は広がった。例えば Case1 の $y=3\text{cm}$ の断面 (土被り厚さは 0.5cm) では x が 2.5cm 以上で沈下量がゼロとなっているのに対し、 $y=10\text{cm}$ (法面中央高さ) では $x=4\text{cm}$ と広い範囲に沈下が及んでいる。このような傾向は Case1, 2 ともに見られるが、Case1 での y の増加に伴う沈下量の減少は Case2 よりも顕著であり、これは図 2 で述べた y 方向の沈下量分布の Case による違いに対応した結果となっている。いずれの断面においても沈下分布は正規分布曲線状の形状となっている。図中にはガウス分布曲線で最小自乗近似した結果を曲線で示してある (詳細は次節)。

図 3 に示した沈下量分布の積分値、すなわち沈下面積を法尻からの水平距離 y に対してプロットしたのが図 4 である。Case1 での沈下面積は直下に固結体が存在する $y=2\sim 20\text{cm}$ の範囲ではおよそ $80\sim 100\text{mm}^2$ 、 $y>20\text{cm}$ の範囲では y の増加と共に急減した。Case2 でも同様の結果となっているが $y=13\sim 16\text{cm}$ 付近で沈下面積が小さくなっており、この原因については明確でない。直下に固結体が存在する $y<20\text{cm}$ の範囲での沈下量は固結体の断面積(100mm^2)とほぼ同程度かやや小さなものとなっている。沈下面積と固結体断面積の

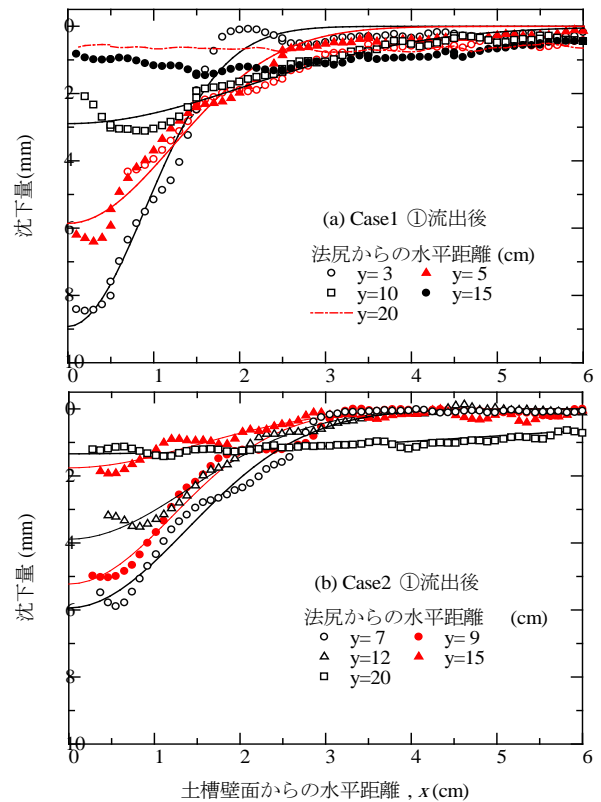


図 3 堤体縦断方向の沈下分布 (固結体①流出後)

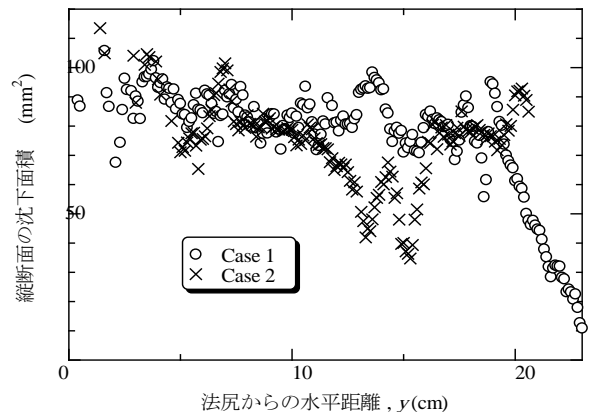


図 4 縦断面の沈下面積 (固結体①流出後)

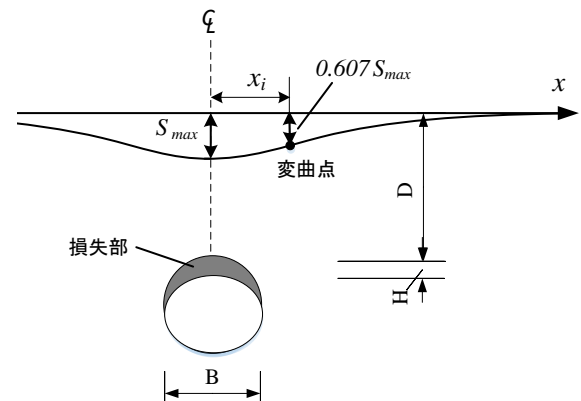


図 5 シールドトンネルによる沈下の模式図

差は、固結体の一部（体積の約 5%程度）が溶解せず実験後も残留していたこと、および土のダイラタンシーによる体積膨張が原因であると考えられる。

(2) 沈下部分のモデル化

シールドトンネルの掘削に伴う地表面沈下特性に関する多くの研究により、トンネルの幅で正規化した土被り厚と地表面沈下領域の広さとに良い関係があることが知られている。図 5 に示すようにトンネルの幅(直径)を B, 土の体積損失部の高さを H, トンネルまでの深さを D とし、ガウス曲線分布の地表面沈下の変曲点距離を x_i (標準偏差) とすると、図 6 に示すように x_i/B と D/B に良い関係があることが知られている (Ahmed and Iskander, 2011 ; Mair ら, 1993)。本研究の実験結果を式 (1) のガウス分布曲線により最小自乗近似した結果を図 3 に曲線で示す。

$$S = S_{\max} \exp\left(-x^2/2x_i^2\right) \quad (1)$$

パイピング①の流出による沈下分布は、法尻からの距離 y によらずガウス分布曲線でよく近似できている。この近似曲線の x_i と土被り厚 (パイピング部上面から法面までの高さ) の関係を図 6 中に示してある。

本研究の実験結果は、粘着力のない浸水した砂地盤におけるシールドトンネル直上の水平な地表の沈下分布 (Peck, 1969)と近い位置にプロットされている。シールドトンネルの事例のほとんどは地表面が水平であるが、本研究の堤体法面のように地表に傾斜があっても、沈下分布形状は水平地盤の場合と同様の傾向を示すことがわかる。

堤体表面から D の深さで、幅 B, 高さ H の矩形部分の土がパイピングにより流出することを考える。図 6 に示した本実験の結果を直線近似すると、

$$D/B = 4.6(2x_i/B - 0.8) \quad (2)$$

となる。ただし、この関係は図からも推測できるように堤体の土質や含水状態によっても変化するものであり、強度の大きな土の場合には式(2)の右辺の係数は小さくなるものと考えられる。また、地表面の沈下面積がパイピング部の流出断面積と等しいと仮定すると、沈下面積 V は

$$V = \sqrt{2\pi} S_{\max} x_i = BH \quad (3)$$

となる。式(2)(3)より、土被り厚の変化に伴う S_{\max} の変化は

$$S_{\max} = \frac{BH}{\sqrt{2\pi}(D/9.2 + 0.4B)} \quad (4)$$

となる。この関係を図 2 中に曲線で示す。Case2 の実験結果は $y=2\sim 20\text{cm}$ の範囲で曲線とよく合っている。

本研究で行った実験では H/B は固結体①では 0.5, 固結体②では 1 である。実地盤ではパイピングが発生する飽和砂質土層内で縦横比 H/B の大きな空洞が安定的に形成されることは考えにくい。そこで、H/B が 0.1~0.5 の範囲にあると仮定すると、B と D は次式のように表せ、沈下量の横断分布 (S_{\max} と x_i) を測定すればパイピング部の H, B, D が求まる。

$$H = (0.1\sim 0.5)B, \quad B = \left[\frac{\sqrt{2\pi}}{0.1\sim 0.5} S_{\max} x_i \right]^{0.5}, \quad D = 6.0B(2x_i/B - 0.5) \quad (5)$$

(3) 2本目のパイピング (固結体②) による表面沈下性状

一本目のパイピング部 (固結体①) をほぼ完全に溶解・流出させた後に固結体②に通水し、これを溶解・流出させた。Case1 での固結体②は①と隙間無く設置し、Case2 では①から 1cm 離して設置した。

図 6 に Case1 の固結体②流出後の縦断面の沈下分布を示す。法尻付近の $y < 5\text{cm}$ では W 型の沈下分布が見られ、①と②の流出による沈下の履歴が現れている。すなわち①②を一体のパイピング部 (パイピング幅 $B=4\text{cm}$) とした時に現れる幅の広い一つの正規分布状の沈下分布にはなっていない。この傾向は $y > 10\text{cm}$ となると明確ではなくなる。

図 7 に固結体②のみの流出による沈下量増分を示す。ここで見られる沈下分布は、図 3(a)の固結体①流出によるものと比べると、幅が狭いことがわかる。これは上述したように、①が幅 2cm のパイピング部の対称半断面の実験であるのに対し、②が幅 1cm のパイピング部であることによる。

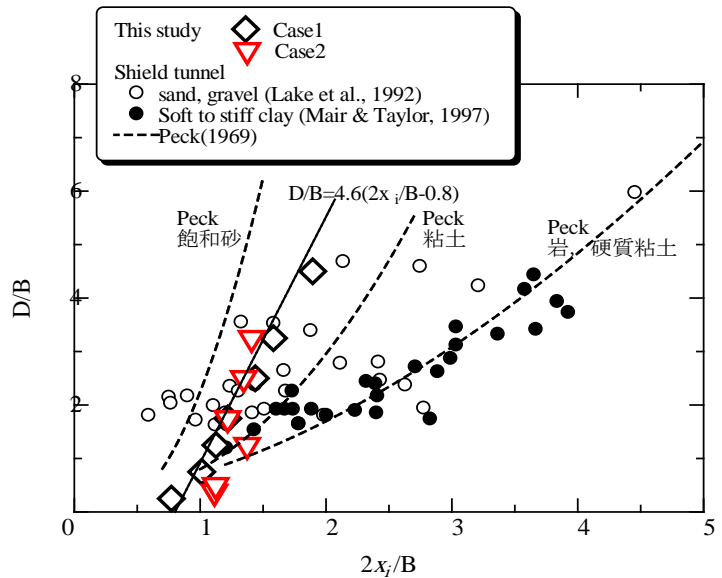


図 6 縦断面沈下分布の変曲点距離と深さの関係

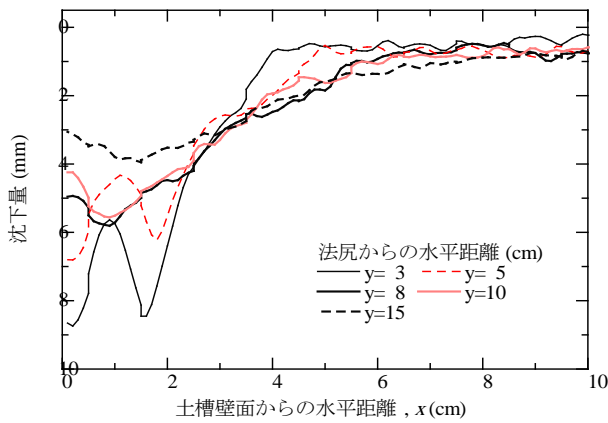


図7 堤体縦断方向の沈下分布 (Case1 固結体②流出後)

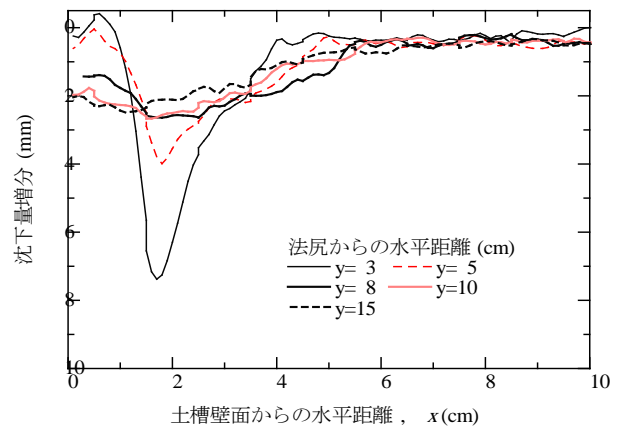


図8 堤体縦断方向の沈下増分分布
Case1 固結体②流出による沈下量増分)

4. 実堤防スケールでの検討

本研究で行った実験は、高さ 2.5m の堤体底部に生じた 25cm×25cm 断面のパイピング部より土砂が流出したことに相当し、法尻では 25cm の沈下が、天端法肩では 7.5cm の沈下が生じた (Case2)。このような比較的小さな堤体にこの程度の大きさのパイピングが発生した場合には、実際でも地表の計測によりパイピング部の定量的な推定が十分可能であるものと考えられる。

堤体が大きくなり、あるいはパイピングが基礎地盤内に生じると堤体表面までの土被り厚さが増加するので、地表面に現れる変位量は小さくなる。逆に、大きな堤体であれば、同じ規模のパイピング部が堤防の機能低下に及ぼす影響は小さくなり、大きなパイピング部が評価出来ればよいことになる。地表面沈下量の測定精度の向上と共に、治水機能を確保するために実務上評価すべきパイピングの大きさも今後の重要な課題である。図 10 は高さ 5m の堤体底部に幅 B (50cm~2m) 高さ 25cm のパイピングが法尻から天端まで貫通した場合の表面沈下量分布である。堤体表面には数 cm 以上の沈下が現れるので、このオーダーの沈下量を正確かつ迅速に調査する技術の開発も必要である。

5. まとめ

本研究では堤体や基礎地盤にパイピングが発生した場合のパイピング部の位置、深さ、幅及び流出土量を、堤体表面沈下分布を元に評価する方法を開発するため、基礎的な遠心模型実験を行った。法面縦断方向の沈下量分布形状はほぼガウス分布となり、シールドトンネル建設時の地表面沈下量分布と類似のものとなった。また表面沈下面積と地中の土砂流出面積はほぼ等しいことを確認した。縦断分布形状をガウス分布で近似し、パイピング部断面の縦横比を一定の範囲内にあると仮定することにより、地中のパイピング部の大きさと位置を地表面沈下分布により推定するモデルを考案した。パイピング部直上での沈下量の横断分布の実測値はこのモデルの予測値と良い一致を示した。さらに、複数のパイピングが時間と共に生じる場合には、その履歴が地表面に残ること、その場合でも最終的な地表面形状からパイピングの位置と規模を評価できる可能性があることがわかった。

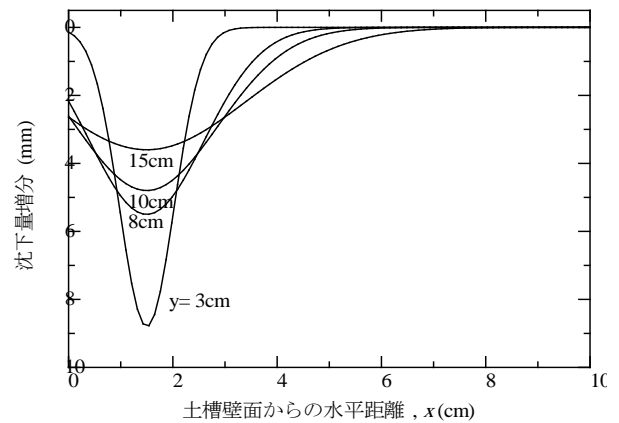


図9 モデルから求めた固結体②流出による沈下量増分の堤体縦断方向分布 (Case1 固結体②流出による沈下量増分)

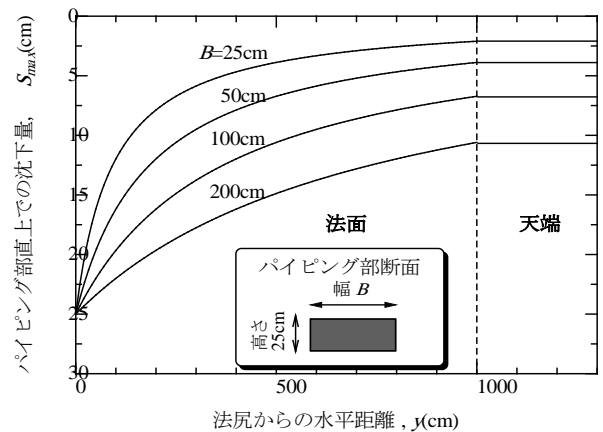


図10 実際の堤防スケールで生じる S_{max} とパイピング部の大きさの関係 (堤高 5m, 法面勾配 1:2)

参考文献

- Mahmoud, A., and Magued, I. (2011): Analysis of Tunneling-Induced Ground movements Using Transparent Soil models, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng. 137(5), pp. 525-535.
- Peck, R. B. (1969): Deep excavations and tunneling in soft ground, Proc. 7th Int. Conf. SMFE, 225-290.
- Mair, R.J., Taylor, R.N. and Bracegirdle, A. (1993): Subsurface settlement profiles above tunnels in clays, Geotechnique, 43(2), pp. 315-320.

被災履歴を考慮した河川堤防の弱点箇所抽出手法の提案

河川堤防 浸透 噴砂

国土技術政策総合研究所 正会員 ○笹岡信吾 上野俊幸 諏訪義雄
山口大学 正会員 森 啓年

1.はじめに

国土交通省では、浸透流解析及び円弧すべり解析を用いて河川堤防の浸透に対する安全性照査を実施し、対策を行ってきた¹⁾。しかし、国の管理する堤防の約3割が浸透対策の実施が必要と評価される中、昨今の限られた予算の状況においては、浸透対策が必要とされた箇所から、決壊に至る可能性が高い箇所を抽出し、優先的に強化することが求められている。

本件では、近年浸透を原因とする被災が発生している那賀川において、既存情報として整理されている被災時外力及び堤防形状（平均動水勾配、法面勾配）、地盤条件等を縦断連続的に整理し、被災履歴との関係から簡易に相対的な弱部を抽出することを試みた手法を紹介する。

2.堤防情報の整理

近年浸透による被災の発生している那賀川を対象に、河川堤防の縦断的な情報として、浸透による被災履歴と平均動水勾配、平均法勾配、川裏法尻部の法勾配と基礎地盤構成、治水地形分類を既存資料より整理した。特にこれまで、縦断連続的に整理することが難しかった平均動水勾配、平均法勾配、川裏法尻部の法勾配については、航空レーザ測量データを用いて図-1に示す手順により整理した。

堤防形状を読み取る際に作成する横断図は、川表法肩を法線とし、法線に直交するように距離標間を40等分して作成した。那賀川では距離標間は200mであるため、それを40等分すると概ね横断図を作成する間隔（以下、「測線間隔」）は5m程度となる。しかし、河川の線形によって内側と外側の堤防の長さが異なるため、測線間隔は必ずしも5mとまらない。

なお、距離標間を50等分（測線間隔約4m）、40等分（測線間隔約5m）、25等分（測線間隔約8m）として計測した平均動水勾配を整理し比較した。その結果、40等分と50等分では、計測した平均動水勾配に大きな差は無かった。しかし、25等分においては、40等分、50等分と比較して、距離標間における測線数が少ないため、局所的に平均動水勾配が高くなるような断面形状を見逃してしまう可能性があり、湾曲部や堤防構造の変化点など、堤防の局所的な形状を把握することが出来ないことがあることがわかった（図-2）。これら検討を踏まえ、本研究では40等分を採用することとした。

作成した断面図より、堤防形状を読み取り、平均動水勾配、平均法勾配、川裏法尻部の法勾配について、図-3に示す計測手順により整理した。堤防天端において最も高くなる地点を現況堤防高とし、川裏法尻位置は平面図や航空写真より、法尻位置を確認した上で相違のないことを確認し、断面形状の勾配変化点とした。また、川裏法尻位置からH.W.Lまでの高さを計測し比高差を算出するとともに、川裏法尻位置から川表法面のH.W.L水面位置までを数幅として計測し、平均動水勾配を算出した。平均法勾配は川裏の法面勾配が概ね一律となり最も高くなる

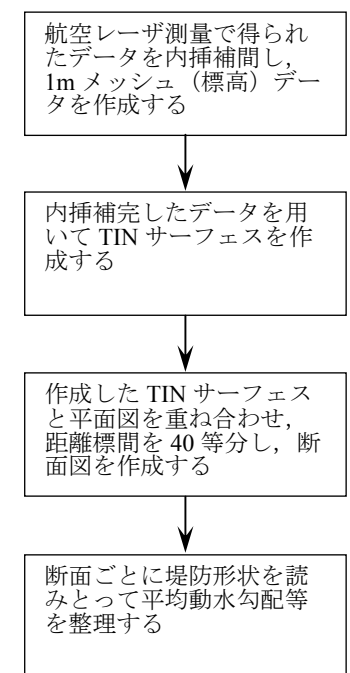


図-1 堤防形状の読み取り手順

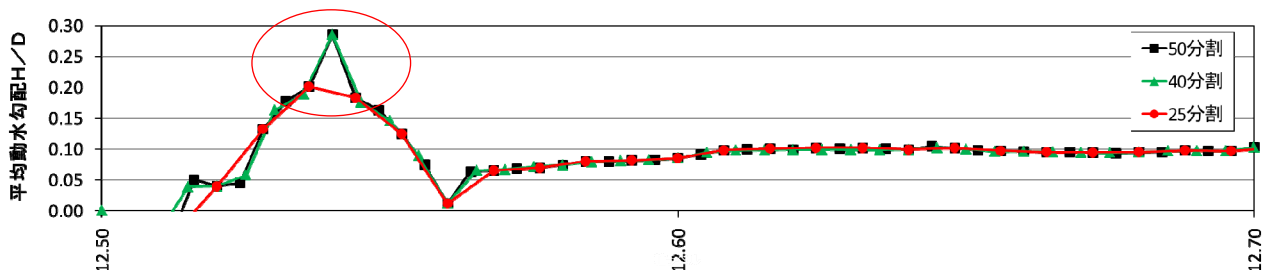


図-2 分割数による平均動水勾配の比較

位置を法肩とし、川裏法肩と川裏法尻を結んだ線の勾配とした。また、川裏法尻部法勾配は川裏法尻を基点とし小段までの勾配が概ね一律となり最も高くなる位置を小段法肩とし、小段法肩と川裏法尻を結んだ線の勾配とした。

基礎地盤構成については、既往地質調査より川裏法尻部の基礎地盤土質を抽出し、深度 5.0m までの基礎地盤を確認した上で縦断的に整理した。

治水地形分類は国土地理院発行治水地形分類図²⁾に基づき、川裏法尻部付近に該当する治水地形を河川基盤図と上記にて作成した測線を重ね合わせ、川裏法尻部の治水地形分類を読み取って整理した。

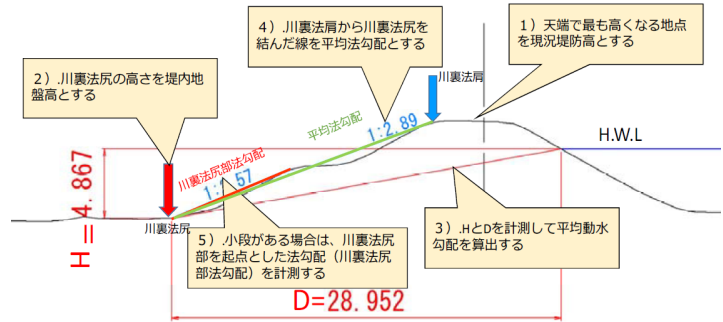


図-3 作成した断面図からの堤防形状計測手順

3.被災履歴との関係

3.1 漏水、噴砂の発生特性

被災履歴と対策工の有無、平均動水勾配、平均法勾配、川裏法尻部の法勾配と基礎地盤構成、治水地形分類を縦断連続的に整理した結果を図-4 に示す。

噴砂を伴う漏水は平均動水勾配が最も急となる区間で発生しており、周辺の無被災箇所と比べると、比高差が大きくなる傾向があった。一方、噴砂を伴わない漏水の発生箇所については、縦断的に散見され、被災していない箇所と相対的に比較したが、平均動水勾配の範囲が広く、被災発生に関する縦断的な傾向は見られなかった。これは、そもそも那賀川の基礎地盤は透水系数が高いため、水位が上がると噴砂を伴わない漏水が多数発生していることが原因と推測する。

3.2 治水地形分類との関係

被災発生箇所を対象に治水地形分類との関係を表-1 に整理した。被災延長は便宜上、被災地点×1m としている。ただし、延長が明確となっているものはその漏水区間の延長を利用した。その結果、被災箇所の多くが氾濫平野と旧河道(明瞭)に集中しており、特に氾濫平野が最も被災が多かった。

3.3 基礎地盤土質との関係

被災発生箇所と川裏法尻付近の基礎地盤土質との関係を図-5～図-7 に整理した。その結果、被災発生数は基礎地盤土質が礫質土、砂質土、粘性土の順に多いことがわかった。

また、各基礎地盤土質と平均動水勾配の関係より、下記の傾向があることがわかった。

土質が礫質土の場合、平均動水勾配が 0.08 以上になると被災発生数が多くなり、平均動水勾配は 0.08 以下でも平均法勾配が 2.5 割より急勾配になると被災が発生している。土質が砂質土の場合、平均動水勾配が 0.10 以上になると被災発生数が多くなる。また、平均法勾配が 3.5 割より急勾配になると、平均動水勾配が 0.10 以下でも被災が発生している。土質が粘性土の場合、平均動水勾配が 0.12 以上になると被災発生数が多くなる傾向が見られた。

3.4 被災履歴との関係整理

被災履歴と平均動水勾配、平均法勾配との関係を図-8 に整理した。その結果、平均動水勾配は 0.08 以上から漏水発生件数が多くなり、平均動水勾配が 0.08 以下でも平均法勾配が 2.8 割より急勾配になると漏水が発生している傾向が見られた。平均動水勾配が 0.08 以下で平均法勾配が 2.8 割以上では漏水はほぼ見られなくなり、平均法勾配が 4 割以上だと漏水は発生していない。

一方、川裏法尻部の法勾配との関係においては、噴砂を伴わない漏水は 3.5 割より急勾配になると発生件数が多くなる傾向が見て取れた。また、噴砂を伴う漏水は 2.5 割より急勾配になると発生している傾向があった(図-9)。

次に被災履歴と平均動水勾配、堤内地盤高と H.W.L の比高差との関係を図-10 に整理した。噴砂を伴わない漏水は比高差に関係なく発生していることがわかる。それに対し、噴砂を伴う漏水は、堤内地盤高と H.W.L の比高差が約 3m 以上ある箇所において発生していることがわかった。

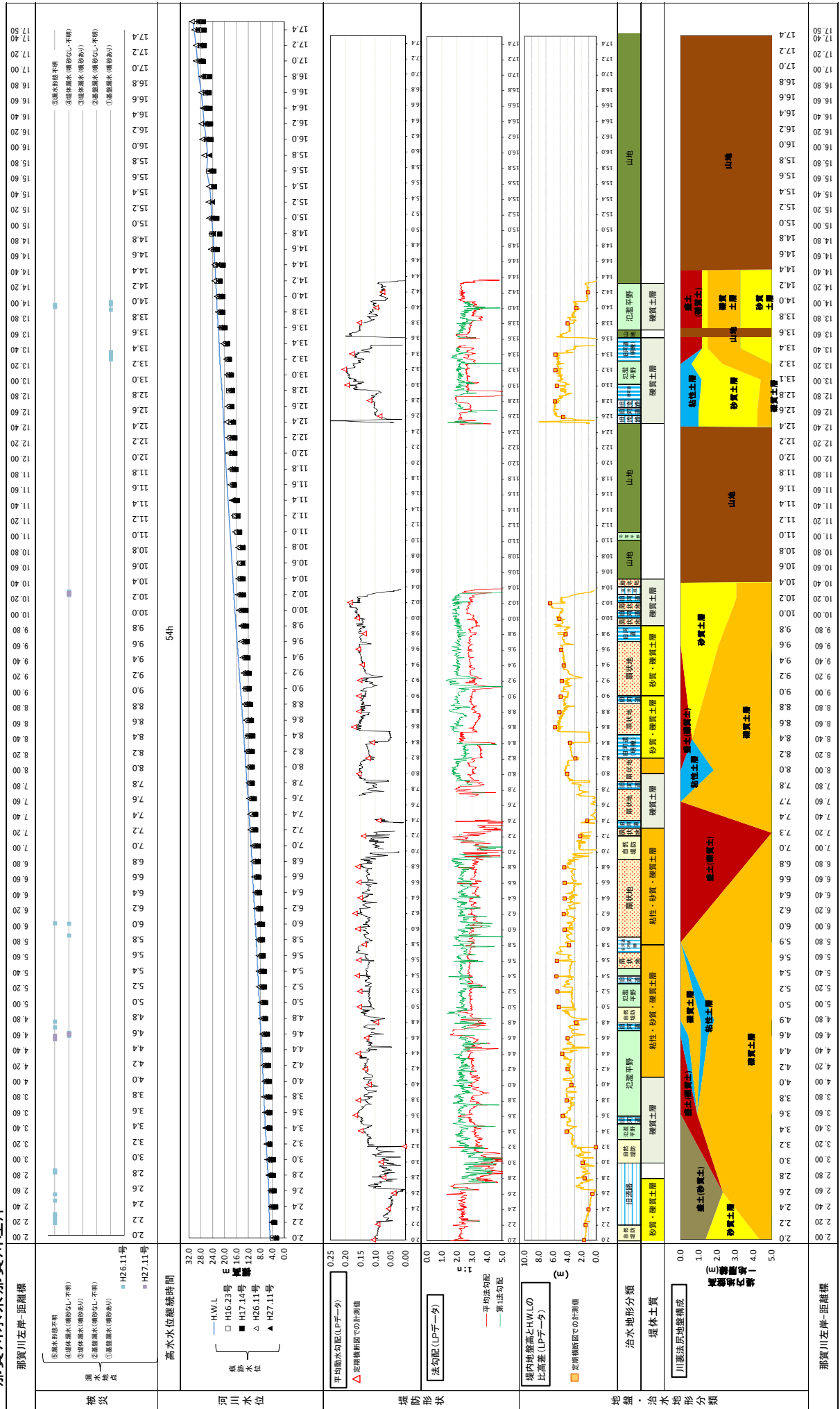
4.おわりに

浸透による被災履歴と堤防特性について、縦断的に整理することにより、相対的に弱部となる箇所の傾向を分析した例を紹介した。その結果、噴砂を伴う漏水は平均動水勾配が最も急となる区間で発生している傾向があることの「見える化」ができた。

今後、被災時水位を用いて平均動水勾配を整理するなど、より詳細に被災時データと堤防形状との関係を分析することにより、河川堤防における相対的な弱部の抽出に結びつけられるよう、本手法の検討を進めていきたい。

また、平均動水勾配などは縦断連続的に示すことができたが、それと比ベ土質情報などは縦断的なデータ密度が薄い。そのため、データの密度を高められるか、定期的にデータの更新を行っていけるかが課題である。今後、より土質情報の縦断的な密度を高め、分析を行っていく予定である。

那賀川水系那賀川左岸



図一4 堤防情報整理図

表-1 被災地点と治水地形分類の関係

項目	旧河道 (明瞭)	旧河道 (不明瞭)	流路 (M末期~ T初期)	流路 (S20年 代)	流路 (S30年代 後半~)	自然堤防	氾濫平野	扇状地	山地	盛土	総延長
漏水被災延長 (×100m)	2.01	0.01	0.08	0.05	0.00	0.04	3.18	0.72	0.00	0.00	6.09
地形種ごとの 延長(×100m)	62.16	5.05	15.65	13.07	5.61	33.90	47.97	70.20	33.44	16.95	304.00
漏水被災延長/ 地形種ごとの 延長×100(%)	1.61	0.10	0.26	0.19	0.00	0.06	3.31	0.51	0.00	0.00	0.02

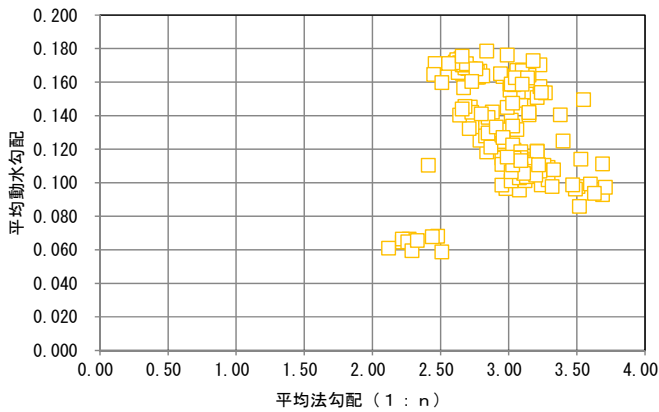


図-5 被災地点と川裏法尻地盤（礫質土）との関係

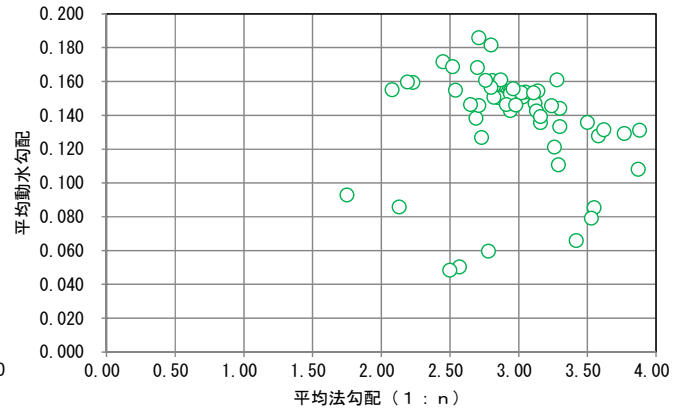


図-6 被災地点と川裏法尻地盤（砂質土）との関係

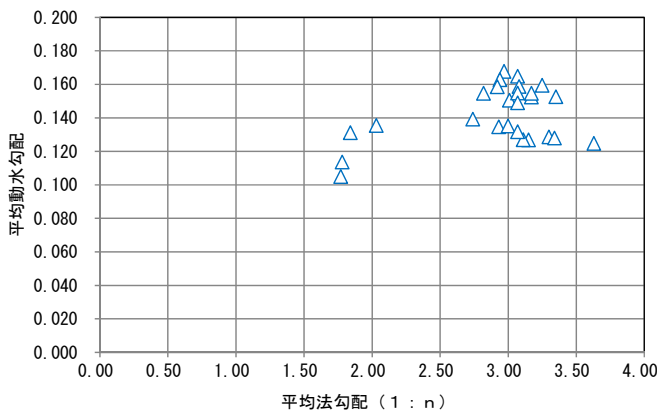


図-7 被災地点と川裏法尻地盤（粘性土）との関係

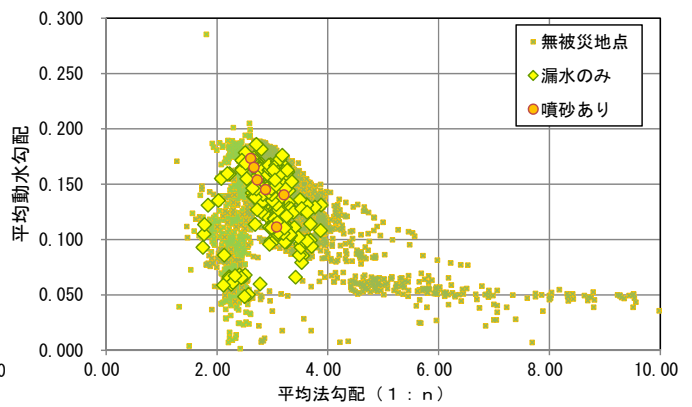


図-8 被災地点における平均動水勾配と平均法勾配の関係

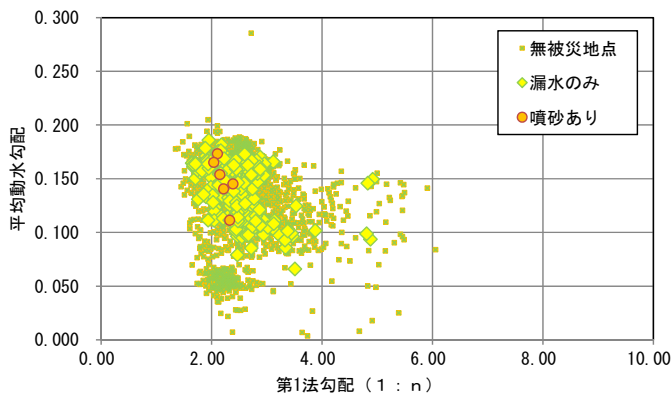


図-9 被災地点における平均動水勾配と第1法勾配の関係

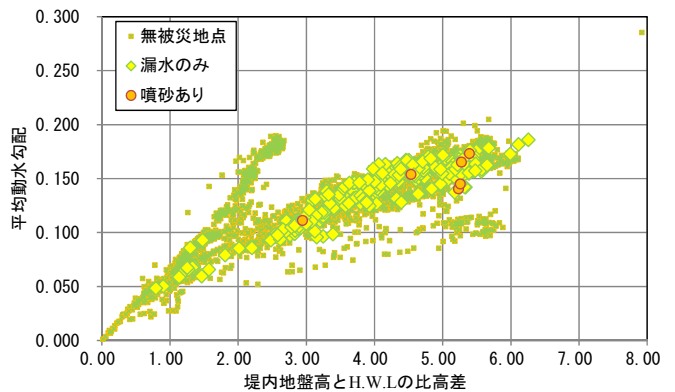


図-10 被災地点における平均動水勾配と比高差の関係

【参考文献】

- 1) 一般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) 国土地理院：治水地形分類図 立江，2011

堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標に基づく 堤防破壊危険タイムラインを用いた被災プロセスの見える化

堤防破壊危険確率 堤防脆弱性指標 準二次元非定常浸透流解析

中央大学研究開発機構
中央大学研究開発機構

○福岡 捷二
田端 幸輔

1. はじめに

わが国における近年の豪雨・洪水外力の巨大化は、大規模水害の発生の危険性を著しく高めている。このような状況変化の中で必要なことは、長大な土構造物である堤防のどの場所が、いつ、どのような破壊をするのかを推定し、堤内地の地域の状況に応じてどの程度の時間を避難に要するのか等を踏まえた上で、河道整備や堤防強化対策を主軸とした減災対策を着実にやっていくことである。

これまで著者らは、洪水時における堤体部分の破壊危険性を推定することを目的とし、堤体下の基盤を不透水性と仮定し、堤防破壊危険確率を算定する手法を提案した¹⁾。また、洪水外力と堤体構造特性で表される堤防脆弱性指標を導き、この値が堤防破壊危険確率と強い相関を持ち、破壊危険箇所を推定可能であることを示してきた²⁾。更に、堤体直下の基盤が透水性である場合は、堤体に浸透した水の一部が基盤層に抜け出ることにより堤体内浸潤線が低下し、被害が軽減されることに着目し、これを表現できる浸透流解析手法を考案した³⁾。

本研究では、堤防直下の基盤層の透水性を考慮した準二次元浸透流解析手法に基づいて堤防破壊危険確率、堤防脆弱性指標を算出する手法を提示する。そして鬼怒川平成27年9月洪水を例に、堤防破壊危険確率を算定せずとも、堤防脆弱性指標を用いることにより、洪水時の堤防破壊危険性を説明可能であることを示す。また、堤防決壊や裏法崩れ等が生じた長良川、鬼怒川、矢部川堤防と、越水が生じたが無被害であった桂川堤防において、堤防破壊危険確率と脆弱性指標を算出し、洪水水位の増大に伴う両者の関係を時間的に追跡することで堤防破壊危険タイムラインを描く。これより堤体被災プロセスの見える化を可能とし、いつ、どのような規模の破壊が発生するのかを概ね推定できることを示す。

2. 検討方法

2.1 堤防破壊危険確率

(1) 堤防破壊危険確率算定の流れ

本研究における堤防破壊危険確率計算の流れを図1に示す。洪水水面形の時間変化に基づいた非定常洪水解析等により求めた堤防前面の水位ハイドログラフを境界条件として、堤体土質定数(透水係数、粘着力、内部摩擦角)のばらつきを考慮し、堤体内浸潤線に基づく浸透・裏法滑り破壊危険確率をモンテカルロ法により算出する。

浸透による堤防破壊危険確率は、(2)で説明する準二次元浸透流解析によって得られる堤体内浸潤線が、裏法面のい

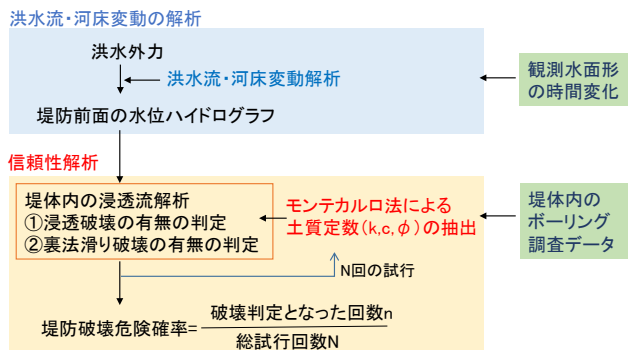


図1 堤防破壊危険確率計算の流れ

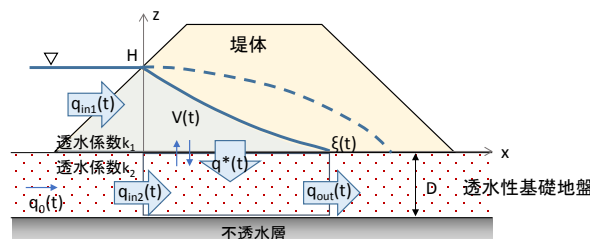


図2 浸透流の動きを準二次元的に捉えた模式図

ずれかの地点に達した場合に浸透破壊の危険性が高まると考え、堤体内浸潤線の裏法面への到達回数を総試行回数で割ることで算出する。また、裏法滑りによる堤防破壊危険確率も同様に、堤体裏法の滑り面の力の釣り合いを円弧滑り法によって評価し、安全率が1より小さくなった場合に裏法滑り破壊の危険が高まると考え、安全率が1以下となった回数を総試行回数で割ることで算出する。

(2) 堤体と基盤の透水性を考慮した準二次元非定常浸透流解析手法

堤体直下の基盤が不透水性である場合、堤防の非定常浸潤線は、内田茂男の式⁴⁾(式(1))により表すことができる。

$$z(x,t) = H \left\{ 1 - \left(\frac{x}{\xi(t)} \right)^{1.5} \right\}, \quad \xi(t) = \sqrt{\frac{8k_1H}{3\lambda}t} \quad (1)$$

ここに、 z : 堤体内浸潤線の水位、 x : 堤体内の水位に対応する浸潤線の位置、 H : 堤防前面の水深、 ξ : 浸潤線フロントの位置、 k_1 : 堤体の透水係数、 λ : 空隙率、 t : 時間である。ここで、 ξ を時間 t について解き、 ξ を水際から裏法先までの距離 B 、 t を浸透時間 T_{sp} に置き換えると、以下の式が得られる。

$$T_{sp} = \frac{3\lambda B^2}{8kH} \quad (2)$$

しかし、一般に堤体は人工構造物であるが、その基盤は自然の堆積物である。このため、基盤の透水性、厚さ等の

土質条件は場所によってさまざまである。堤防直下に透水性の高い土層が存在する場合、堤体に浸透した水の一部が下に抜け出すために堤体内浸潤線が低下し、結果的に堤体浸透や裏法滑りによる破壊危険度が減ずるものと推察される。この影響を定量的に評価することは、堤防の破壊危険箇所を推定する上で重要である。図2は、堤防直下に厚さ D の透水層がある場合の浸透流の動きを準二次元的に捉えた模式図を示したものである。堤体内への流入量 q_{in1} に加えて、下層から堤体へ流入するフラックス q^* 、透水層内の流入量 q_{in2} 及び流出量 q_{out} を考慮しており、このような状況での浸潤線解析法を示す。

浸潤線の関数形は内田茂男の式を参考に式(3)で表す。

$$z(x,t) = H \left\{ 1 - \left(\frac{x}{\xi(t)} \right)^m \right\} \quad (3)$$

これを用いると、堤体内の浸透領域の単位幅あたりの体積 V 、堤体への流入量 q_{in1} は式(4)、(5)で表される。

$$V = \lambda \int_0^{\xi(t)} z(x,t) dx = \frac{m}{m+1} \lambda H \xi(t) \quad (4)$$

$$q_{in1} = k \int_0^H \frac{H-z(x,t)}{x} dz = \frac{m}{2m-1} \frac{k_1}{\xi(t)} H^2 \quad (5)$$

透水層へ抜け出る流量 q^* は q_{out} と q_{in2} の差に等しいと考えると以下のように表される。

$$q^* = q_{out} - q_{in2} = q_0(t) + m \frac{k_2 D H}{\xi(t)} \left(\frac{x}{\xi(t)} \right)^{m-1} \Big|_{x=\xi} - q_0(t) = m k_2 D \frac{H}{\xi(t)} \quad (6)$$

ここに、 q_0 は透水性基礎地盤の $x < 0$ からの単位幅流入量を表している。堤体部分のコントロールボリュームの連続条件(式(7))に式(4)~(6)を代入し整理すると、式(8)の微分方程式が得られる。

$$\frac{dV}{dt} = q_{in1} - q^* \quad (7)$$

$$\frac{m}{m+1} \lambda H \frac{d\xi(t)}{dt} = \frac{m}{2m-1} \frac{k_1}{\xi(t)} H^2 - m k_2 D \frac{H}{\xi(t)} \quad (8)$$

この微分方程式を解くことで、透水性基礎地盤上の堤体盛土の浸潤線到達位置 ξ について以下の式が得られる。

$$\xi(t) = \sqrt{\frac{2(m+1)}{2m-1} \{k_1 H - (2m-1)k_2 D\} \frac{t}{\lambda}} \quad (9)$$

$$\frac{1}{2} < m < \frac{1}{2} \left(1 + \frac{k_1 H}{k_2 D} \right)$$

式(9)において m 値を 1.5、基盤層厚 D または透水係数 k_2 をゼロ、 $2(m+1)/(2m-1) \doteq 8/3$ とすると、内田茂男の式(式(1))と一致する。

(2) m 値の考え方

本手法により浸潤線の形状とフロント位置を計算するには、 m 値の決定が重要となる。浸潤線の形は堤体への流入量と透水層への抜け出し量のバランスによって決まる

表1 k_2/k_1 , D/H に対する m 値の分布表

k_2/k_1 D/H	0	0.1	0.5	1	2	5	10	20
0	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500
0.1	1.500	1.500	1.500	1.500	1.426	1.060	0.858	0.711
0.5	1.500	1.500	1.472	1.075	0.823	0.660	0.588	0.545
1	1.500	1.500	1.118	0.860	0.700	0.591	0.546	0.527
2	1.500	1.384	0.866	0.710	0.614	0.547	0.528	0.518
5	1.500	1.014	0.671	0.592	0.549	0.520	0.510	0.505
10	1.500	0.821	0.591	0.548	0.524	0.510	0.505	0.503
20	1.500	0.691	0.548	0.524	0.513	0.505	0.503	0.502

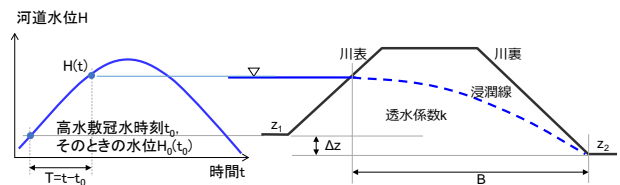


図3 堤防脆弱性指標の算出に用いる変数の定義

ことから、堤体と基礎地盤の透水係数 k_1 , k_2 、水深 H と基礎地盤厚さ D の組み合わせから m 値を決定する。ここでは、堤体・基盤層を考慮した浸透流数値解析により、 k_2/k_1 と D/H を変化させた際に得られる浸潤線形状から浸潤線近似式の m 値を求めた。浸透流数値解析の基礎式には、ダルシー則を適用した水平方向運動方程式と連続式から導出される一般的な鉛直二次元の浸透流の式を用いた。堤体と基盤層のそれぞれの圧力水頭の時空間変化を数値的に求め、鉛直方向の浸透流速は堤体と基盤層の圧力差、透水係数を用いてダルシー則により算出した。ただし、鉛直流速は極めて小さいことから静水圧分布を仮定した。

表1に、検討の結果得られた k_2/k_1 , D/H に対する m 値の分布表を示す。この表の左上(赤色)は、 k_2/k_1 , D/H が小さい場合で m 値は 1.5 に近づく。一方、右下(青色)はその逆の場合を示しており、 m 値は 0.5 に近づいていく。本研究では、検討対象とする現地の堤防及び基盤の土質構造から k_2/k_1 と D/H を設定し、表1の分布表に基づいて m 値を決定した。なお、 H には最大水深を用いるものとした。

2.2 堤防脆弱性指標

堤防破壊危険確率は、信頼性解析によって堤防破壊を確率論的に扱うことから、将来的には氾濫被害と関連付け水害リスク評価技術へと展開し、流域の減災適応策を検討、立案していく上で極めて重要な基礎技術となる。しかし、信頼性解析を用いなくても、堤防諸元、土質定数、河道水位等の基礎的なデータから堤防の脆弱性を表す指標を導き、堤防の破壊危険箇所を推定する手法を構築することは、堤防の破壊危険箇所を把握し、適切な河道、堤防管理を行っていく上で重要な意味を持つ。

著者らはこれまでに、不透水性基盤上の堤体の浸透破壊に対し、洪水位ハイドログラフ、堤防断面諸元、堤体土質定数を用いて、以下に示す堤防脆弱性指標を導出している。

$$t^* = \frac{T}{T_{sp}} = \frac{t-t_0}{3\lambda B(t)^2/8k_1 H(t)} = \frac{8(t-t_0)k_1 H(t)}{3\lambda B(t)^2} \quad (10)$$

ここに、 t_0 : 冠水した時の時刻である。この指標は、 $H_0(t_0)$

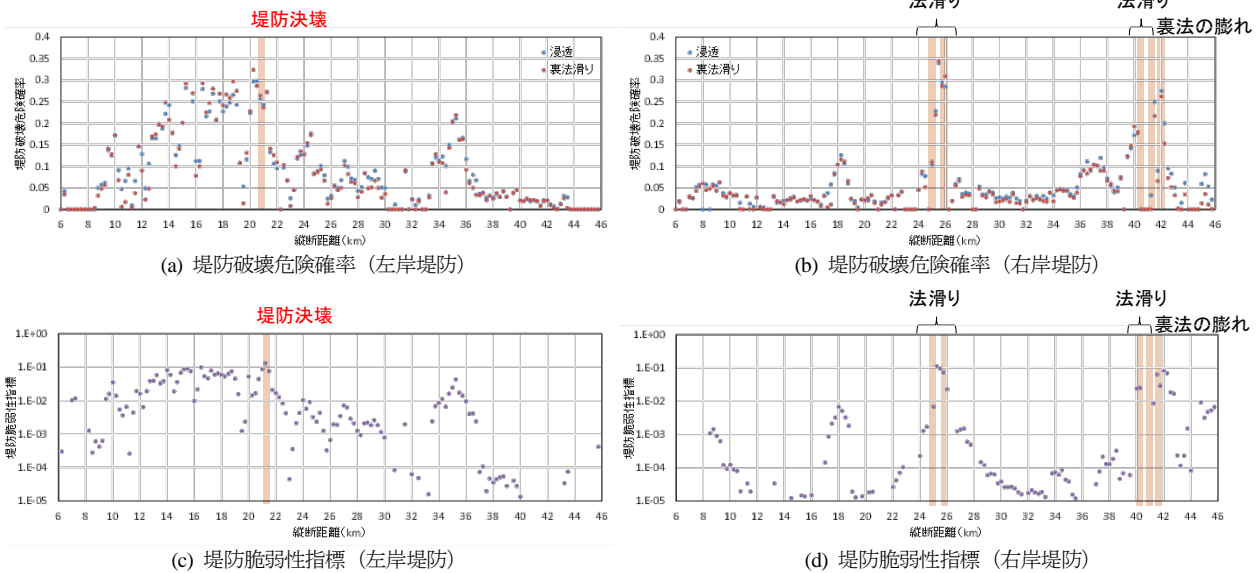


図4 鬼怒川の堤防破壊危険確率、堤防脆弱性指標の縦断分布

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(浸透時間)の比によって定義した無次元時間である(図3)。浸透時間には、内田茂男の式から導出される式(2)を用いている。

ここでは、堤体及び基盤の透水性を考慮できるように拡張した堤防脆弱性指標を導く。式(9)を時間 t について解き、 ξ を堤防表法の水際位置から裏法先までの距離 B とし、 t を浸透時間 T_{sp} に置き換えると、以下の式形が得られる。

$$T_{sp} = \frac{2m-1}{2(m+1)} \frac{\lambda B^2}{k_1 H - (2m-1)k_2 D} \quad (11)$$

そして、冠水時間 $t - t_0$ を T_{sp} で割ることで、基盤層の透水を考慮した脆弱性指標 t^* が導かれる。

$$t^* = \frac{2(m+1)}{2m-1} \left\{ k_1 H(t) - (2m-1)k_2 D \right\} \frac{t - t_0}{\lambda B(t)^2} \quad (12)$$

なお、式(12)において m 値を 1.5、基盤層厚 D または透水係数 k_2 をゼロ、 $2(m+1)/(2m-1) \div 8/3$ とすると、不透水性基盤層上の堤体の堤防脆弱性指標(式(10))と一致する。

3. 鬼怒川平成27年9月洪水における堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標

2章で示した手法を用いて、鬼怒川平成27年9月洪水における堤防破壊危険確率、堤防脆弱性指標の縦断分布を算出し、堤体被災箇所との整合性を確認した。

鬼怒川の堤体、基盤の土質定数は、堤防ボーリング調査データを基に設定した。鬼怒川では、堤体の構成材料は砂混じり細粒分(FS)～細粒分混じり砂(SF)であった。また、透水係数は概ね $10^{-8} \sim 10^{-4} \text{m/s}$ の範囲で縦断的に分布しており、基盤が透水層である箇所の透水係数は、堤体と同様かやや小さい程度であり、基盤層の厚さは概ね 5m 以下程度である。

図4に、算出した鬼怒川左岸堤防の破壊危険確率と堤防脆弱性指標のそれぞれについての縦断分布を示す。堤防決

壊が生じた左岸 21.0k 付近、裏法滑りが生じた右岸 26k や 41k 付近において、堤防破壊危険確率、堤防脆弱性指標が周囲に比べて相対的に高くなっており、被災発生箇所を良く捉えられていることが分かる。このことは、信頼性解析に基づく堤防破壊危険確率を用いなくても、堤防諸元、土質定数、河道水位等の基礎的なデータから堤防脆弱性指標を求めることで、堤防破壊危険箇所の推定が可能であることを示している。

4. 堤防破壊危険タイムラインの検討

次に、堤防決壊を含む顕著な堤防被災が生じた鬼怒川、長良川、矢部川堤防と、越水が生じたが堤体の大きな被災は生じなかった桂川堤防を対象に(表2)、堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標を算出した。そして、縦軸に堤防破壊危険確率を、横軸に堤防脆弱性指標をとったグラフ上に、両者の時系列変化をプロットすることで描かれる堤防破壊危険タイムラインの比較を行った。

表2 検討対象河川及び対象洪水

対象河川	対象洪水	被災箇所
鬼怒川	平成27年9月洪水	21k左岸/決壊(越水)
長良川	昭和51年9月洪水	33.8k右岸/決壊(浸透)
矢部川	平成24年7月洪水	11.8k右岸/裏法崩れ
桂川	平成25年9月洪水	7k右岸/越水したが堤体の大きな被災無し

図5に各河川の代表的な堤防被災箇所の堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標の時系列をタイムラインとして示す。図の実線は、基盤の透水性を考慮した式(9)、式(12)により算出した堤防破壊危険確率と堤防脆弱性指標から得られたものを、破線は基盤を不透水層と仮定した場合のものをそれぞれ示している。ただし、長良川 33.8k 右岸堤防の基盤は粘土であったため不透水性基盤条件の結果のみを示している。また、縦軸の堤防破壊危険確率値は、浸透または裏法滑りの破壊危険確率 ($P_{f1} + P_{f2} - P_{f1} \cdot P_{f2}$, P_{f1} : 浸透

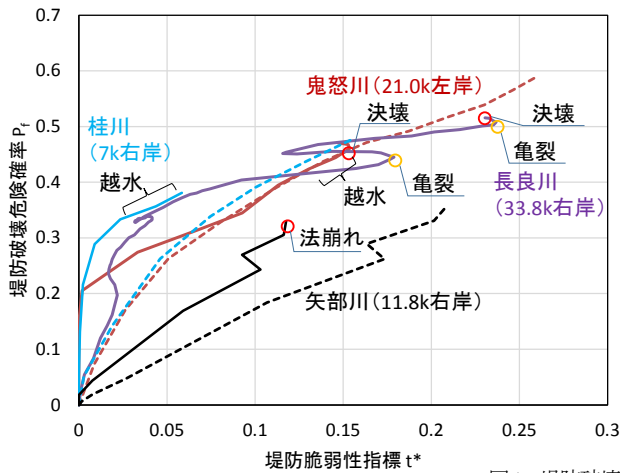


図5 堤防破壊危険タイムライン

破壊危険確率, P_{R2} : 裏法滑り破壊危険確率) としている。それぞれの堤防の m 値 (図 5 中の右表参照) は、土質調査結果により k_1/k_2 , D/H を設定し、表 1 に基づいて決定した。基盤層が粘土である長良川堤防では m 値は 1.5 となるが、基盤が砂混じり礫である桂川堤防では m 値は 0.655 と小さくなる。

基盤層の透水性を考慮すると、不透水性基盤を仮定した場合に比べて破壊危険確率、脆弱性指標ともに小さくなるのが表現できている。ただし、基盤が砂で構成される鬼怒川、矢部川については、それほど大きな変化はなく依然として堤防破壊危険確率、堤防脆弱性指標は高く算出される。一方、基盤が礫分で構成されている桂川越水箇所では、不透水層を仮定した場合、堤防破壊危険確率、堤防脆弱性指標は共に高く算定されるが、透水性基盤層を考慮することにより、両者の値はかなり小さくなるのが分かる。この結果、桂川越水箇所のタイムラインは左下の範囲にシフトすることになり、鬼怒川決壊箇所や裏法崩れ・亀裂が発生した矢部川 11.8k 等に比べて堤防破壊危険性が十分小さかったことが明確に現れている。

また、堤防破壊危険確率 P_f と堤防脆弱性指標 t^* が高くなるにつれて、被災の規模が大きくなる傾向にあることが確認でき、 P_f が 0.30, t^* が 0.10 を超えると裏法崩れ被害 (矢部川) が、 P_f が 0.45, t^* が 0.15 を越えると堤防決壊 (鬼怒川、長良川) が生じる危険性が高まることが分かる。

以上より、堤防の破壊危険性を評価する上で、堤防直下の基盤層の厚さと透水性を考慮することは重要であり、本提案手法によってその効果、影響を定量的に扱うことができ、更に堤防破壊危険タイムラインを描くことで、洪水外力、堤防諸元、堤体及び基盤層土質構造の異なる河川堤防に対しても破壊危険性を統一的に説明でき、堤防被災プロセスの見える化が可能となることが示された。

5. おわりに

本研究では、堤体、基盤層の透水性を考慮した堤防破壊危険確率、堤防脆弱性指標の算定法を提示し、鬼怒川平成

実線: 透水性基盤条件とした場合
破線: 不透水性基盤条件とした場合
但し長良川33.8k右岸の基盤は粘土(不透水性)のため不透水性基盤条件の結果のみを表示

対象河川	被災箇所	土質構造		k_2/k_1	D/H	m値
		堤体	基盤			
鬼怒川	鬼怒川 21k左岸	シルト混じり砂	砂	0.95	2.22	0.724
長良川	長良川 33.8k右岸	砂混じりシルト	粘土	0.00	0.00	1.500
矢部川	矢部川 11.8k右岸	砂礫~ シルト混じり砂	シルト質砂	0.32	0.40	1.490
桂川	桂川 7k右岸	シルト混じり砂	砂混じり礫	2.33	1.23	0.655

27年9月洪水時に実際に起こった堤体破壊との照合により解析法の妥当性を確認したと共に、堤防脆弱性指標を用いることにより被災発生箇所を良好に説明できることを示した。また、堤防破壊危険タイムラインを追跡することで、堤体被災プロセスの見える化を可能とした。

以下に、本検討から得られた今後の課題を示す。

- (1) 鬼怒川、長良川、矢部川堤防のように全国の河川堤防について破壊危険タイムラインの形で堤防破壊危険性を見える化し、破壊がいつ、どこで、どのような被災形態と規模で発生するかを検討し、堤防管理、水防等に生かす。
- (2) 堤防及び基礎地盤データの蓄積・分析と準二次元浸潤線解析法の信頼度の向上を図っていく必要がある。このためには、河川堤防ボーリング調査データに基づいて、堤体及び基盤層の土層構造、層を構成する土の粒度分布、透水係数、層厚等を調べ、実際に堤体が被災箇所や、被災形態との関連性を検討していく。また、堤体内水位観測データを蓄積し、これらのデータに基づいて、本検討で提案した手法の妥当性や適用限界を検討していく。

謝辞

本検討で用いた堤防及び洪水に関する貴重なデータの収集には、国交省水管理・国土保全局河川環境課、関東地方整備局河川計画課、中部地方整備局河川計画課、近畿地方整備局河川計画課の多大なるご協力を得た。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 田端幸輔, 福岡捷二, 瀬崎智之: 超過洪水時における堤防破壊確率評価手法に関する研究, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.71, No.4, I_1273-I_1278, 2015.2.
- 2) 田端幸輔, 福岡捷二: 堤防破壊確率と堤防脆弱性指標に基づいた堤防危険箇所の推定法, 第3回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム, pp.61-64, 2015.12.
- 3) 福岡捷二, 田端幸輔: 堤体基礎地盤の透水性・堤防強化対策を考慮した堤体内非定常浸潤線解析法の開発と堤防破壊危険確率の低減効果の見積りに関する研究, 河川技術論文集, 第22巻, pp.261-266, 2016.7.
- 4) 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.

計測機器を用いた河川堤防の変状検知モニタリングシステムの開発(第一報)

The development of deformation monitoring system for river embankments using measurement sensors (the first edition)

佐古 俊介 (さこ しゅんすけ)
(一財) 国土技術研究センター首席研究員

柳 畑 亨 (やなぎはた とおる)
(一財) 国土技術研究センター主任研究員

石 沢 孝 (いしざわ たかし)
(特非) 光ファイバセンシング振興協会 部長

須賀原 慶久 (すがはら のりひさ)
坂田電機株式会社 技術営業部 部長

中山 修 (なかやま おさむ)
株式会社キタック 理事 技師長

味方 圭哉 (みかた けいや)
株式会社キタック 東京支店技術課 チームリーダー

以下にそれぞれのセンサの概要について示す。

1. はじめに

河川堤防の浸透、侵食に対するモニタリングは、「堤防等河川管理施設及び河道の点検要領(平成 24 年 5 月)」に基づき、徒歩による目視点検を主体として、堤防全体の外観上の変状を網羅的に発見することとなっている。

しかし、目視点検によりこれらの変状を発見するには、長手方向に延長のあること、除草頻度によっては変状が発見しにくくなること、点検要員の確保が今後難しくなること等から困難である。さらに、降雨時や夜間等の条件が重なると、目視による変状の発見はさらに困難なこととなる。

このような状況を踏まえると、流域住民の人命と資産を防御する根幹施設である河川堤防は、従来の目視点検に加え、堤防決壊の前兆となる軽微な変状をリアルタイムで検知するモニタリングシステムを技術開発し、維持管理並びに危機管理の高度化・効率化に資することが喫緊の課題である。

本研究は、浸透、侵食作用による堤防の変状をモニタリングする技術開発を行うことを目的として、光ファイバセンサと、加速度センサおよび地中無線通信技術を応用した侵食センサの 2 種を実河川に設置し、降雨や洪水に伴う、堤防の変状計測の可否を把握するための実証実験を行うものであり、本報告では計測技術の概要やセンサ類の設置の考え方について示すとともに、今年度出水における計測結果を速報する。また、今後のモニタリング技術の確立にあたっての方向性等について述べる。

2. 計測技術の概要

堤防の浸透に伴う変状や、すべり等の変形を計測するにあたっては、光ファイバセンサを用い、洪水の作用による侵食・洗掘等を計測するにあたっては侵食センサを用いた。それぞれのセンサにおける計測結果は、リアルタイムで変形の位置・規模を検知・伝送することができる。

2.1 光ファイバセンサの概要

浸透作用によって発生する、堤防の変形計測については、光ファイバの変形による屈曲特性を活用した光ファイバセンサを活用し、堤防の変形位置と規模を把握する。堤防に変状が発生するとセンサ保護材が土塊とともに移動・変形し、隣接箇所と屈折が生じる原理を利用し、堤防の変状の有無を計測する。

光ファイバセンサの計測技術である FBG (Fiber Bragg Grating) は、光を FBG に入射すると、グレーティング部分の反射はブラッグ波長と呼ばれる特定の波長に対してのみ反射し、それ以外の光成分はすべて透過させる。そのブラッグ波長を観測することにより、特定された位置におけるひずみや温度等が計測できる。したがって、堤防の変形等が発生する位置の検出が可能となる技術である。光ファイバセンサの計測原理を図-1 に、仕様を表-1 に示す。

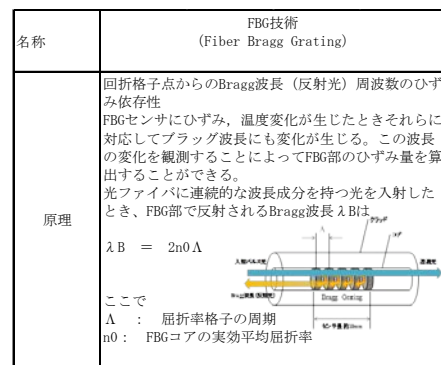


図-1 光ファイバセンサの計測原理

表-1 光ファイバセンサの仕様

項目	仕様
定格レンジ	-500~5,000 μ
最大許容レンジ	10,000 μ
感度	0.8 μ m/pm
精度	$\pm 1 \mu$
分解能	0.01 μ
動作温度範囲	-20~70°C
応答周波数	Max10kHz

2.2 侵食センサの概要

これまで困難であった出水時の濁流下の河床や堤防の状況を把握するために、土中や濁流化した河川水内からワイヤレス通信可能な地中無線通信技術を用い、侵食の検知をリアルタイムに通報するセンサである。堤防や河床の侵食や洗掘の検知には3軸のMEMS加速度センサを用いている。侵食によって生じるセンサ自身の姿勢変化（傾き・回転）により、センサから見た重力加速度方向の変化を計測することで侵食を検知する。

本センサは、常時水没環境下に設置できるように対応する必要がある。また、浸食発生時、センサ自体が河川の流れにより周辺の河床等に衝突する場合も考えられるため、防水・耐衝撃を考慮した構成とした。

侵食センサの計測原理を図-2 に、仕様を表-2 に示す。

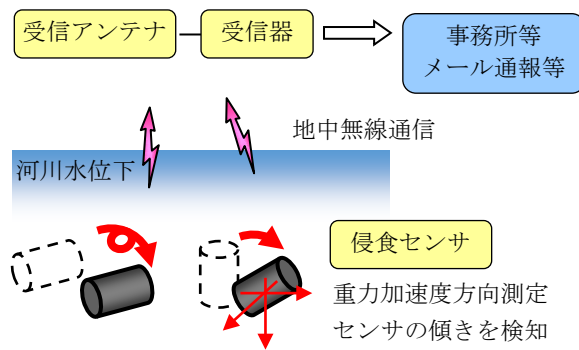


図-2 侵食センサの計測原理

表-2 侵食センサの仕様

検出方式	3軸加速度センサ
検出角度	30 deg
通信方式	低周波磁界方式(地中無線通信方式)
通信距離	約50 m(周辺環境により異なる)
通知信号	①侵食検知時信号 ②健全通知信号(1回/日)
耐水圧	0.5 MPa
サイズ	φ114×205 mm
質量	約2 kg

3. 計測現場の概要とセンサの設置

設置位置は、図-3、図-4 に示す通り庄内川とし、愛知県名古屋市守山地区瀬古地内とした。光ファイバセンサは左岸側 22.0k~22.1k の 100m 区間に 3 条設置し、侵食センサは右岸側 21.75k~21.85k に 20 基設置した。

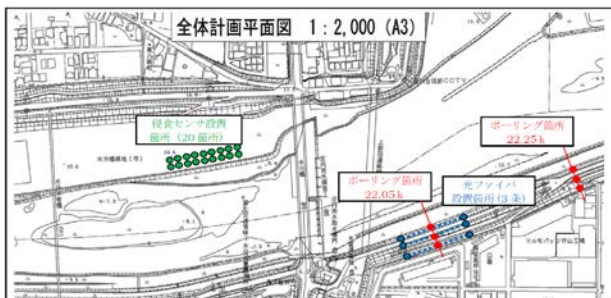


図-3 センサの設置箇所

また、後述するボーリング孔を利用して、堤体内水位観測を行うための堤体内水位計を、天端と裏のりの2箇所に設置した。



図-4 調査地点概要図

3.1 センサ設置箇所の抽出

モニタリングを行う上で、センサ設置箇所は堤防変状の挙動が生じやすい危険性の高い箇所に設置することが有効である。しかしながら、現在の知見で堤防変状の危険性の高い箇所をピンポイントで予測するのは困難であることから、平成12年9月の東海水害の際に、漏水や法面のすべり破壊の被害が多く発生した実績を有する庄内川左岸 21.3~25.8K 区間において、堤防の浸透破壊メカニズム等に着目して、堤防の断面形状、動水勾配、亀裂や段差、地盤微地形、復旧の有無、過去の被災履歴等を評価項目とし、堤防法面に変状が生じやすい 22.0~22.1K を光ファイバセンサの設置区間として抽出した。

設置区間では堤防の表裏法面において河川縦断方向(25m間隔)にサウンディング試験を行い、最も堤防の強度の低い 22.05K 地点でボーリング調査と室内土質試験を実施し、堤防の土質断面(図-5)と解析モデルを作成した。

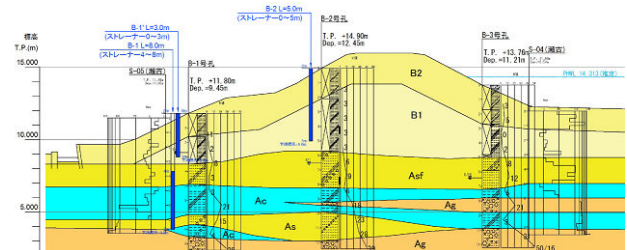


図-5 光ファイバセンサ設置箇所の土質断面 (22.05K)

なお、作成したモデルに計画高水時の降雨と水面波形を与え、浸透流解析とすべり解析を行った結果、川裏側法面においてすべり破壊の安全率が 1.0 を下回ることから、出水時には、堤防に変状が生じる可能性がある事が推測された。(図-6)

一方、侵食センサ設置箇所は、同設置区間の川表側水際部に設置予定であったが、現地河川事務所へのヒアリングにより 21.8~21.9K 地点の右岸側とした。

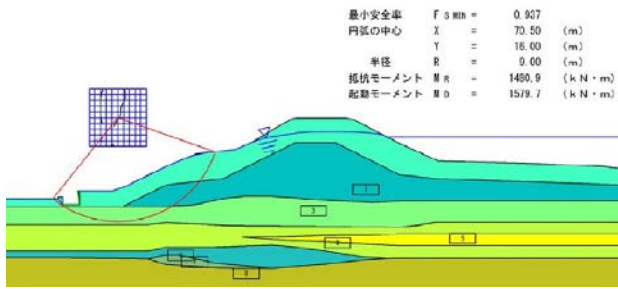


図-6 裏法すべり計算結果 (22.05K)

3.2 光ファイバセンサの設置概要

庄内川 (22.0~22.1K) 左岸堤防 (L=100m) の天端表のり肩、天端裏のり肩、裏のり尻の3条を溝掘 (300×350mm) して、予め地組した光ファイバセンサ群 (センサ、センサ保護材、アンカーボルト等) を掘削面に設置し、発生土で埋戻しを実施した。堤体内に立体的かつ分布的にセンサを設置することにより、のり面崩れの位置やのり面崩れの規模の前兆を堤体内部のひずみの変化から特定することが可能となる。

設置横断面図および平面図を図-7、図-8 に、設置写真を写真-1 に示す。

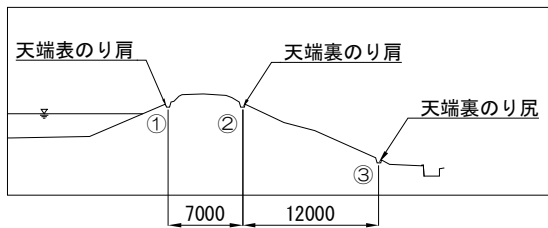


図-7 光ファイバセンサの設置横断面図

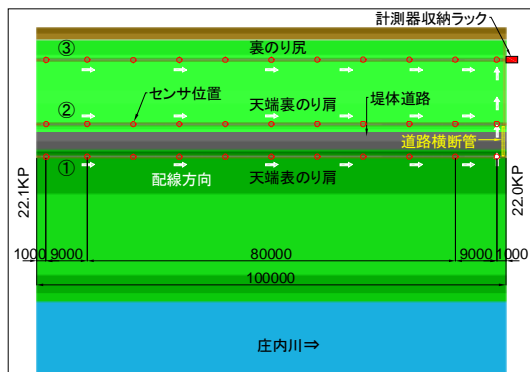


図-8 光ファイバセンサの設置平面図



写真-1 のり尻における光ファイバセンサの設置状況

3.3 侵食センサの設置概要

侵食センサの実施場所については、現地河川事務所との協議をした結果、当初左岸堤防を予定していたが、過去に河岸の侵食が発生している右岸高水敷の方が小さな外力で侵食が発生する可能性が高いことが分かった。

そこで、図-3 に示す庄内川 21.75~21.85km付近右岸高水敷における侵食を検知するために、侵食センサの設置位置を変更選定した。

また、設置にあたっては、当初深さ方向に多段積みすることも考えられたが、上下流方向にできるだけ多数設置できるように、高水敷縁部に近いところから1mと3mの2列に、上下流方向には10mピッチに10列、計20台のセンサを面的に設置することとした。



写真-2 侵食センサの設置状況

4. 現場実証

本年度の出水においては、堤防のり崩れ、変形、侵食等の大きな変状が発生していないことから、本来の目的としていたセンサ類の活用による定量的、かつリアルタイムの出水時の堤防の変状把握や、目に見える変状が発生する前の段階での堤防の危険度判断については達成できていないが、降雨等による変状について観測することができたことから、以下にその速報について示す。

4.1 光ファイバセンサによる現場実証結果

外気温による光ファイバセンサの4月~7月までのひずみの変化を表す相関グラフを図-9、降雨量によるひずみの変化を表す相関グラフを図-10 に示す。なお、光ファイバセンサの位置は、浸透現象の影響を最も大きく受けると想定される堤防裏のり尻のものを整理した。

図-10 によると、4月から6月の気温の上昇に伴い、ひずみも4月から6月前半は、1500μから2300μと圧縮方向に増大していくが、6月後半から7月末にかけて、気温は引き続き上昇する一方で、ひずみは逆に引張方向に転じており、6月後半を境に異なる傾向を示している。一方、図-11 によると、降雨量は、6月後半から7月末にかけて断続的に多くなっている。

これらのことから、4月から6月前半の気温上昇により圧縮を受けていた光ファイバセンサが、6月後半から7月の降雨に伴う堤体変形で引張に転じたことが推定され、降雨に伴う土塊の変形 (移動) 等を光ファイバで把

握ることが可能であることを示していると考えられる。

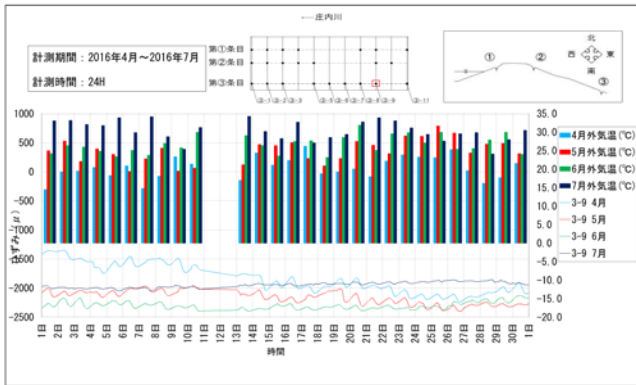


図-9 ひずみ・外気温相関グラフ

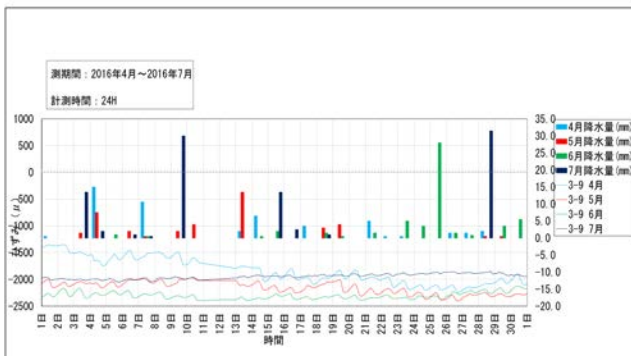


図-10 ひずみ・降雨量相関グラフ

4.2 侵食センサによる現場実証結果

侵食センサの信号状態、河川水位、および降雨量の変化を図-11に示す。侵食センサは設置以降1年以上にわたって正常な計測を継続しているが、侵食の検知には至っていない。2016年9月には台風16号の接近によって河川水位が高水敷高さより上昇し、侵食センサ設置位置周辺で概ね50cm程度の侵食が確認された(写真-3)が、センサ設置位置までは侵食が到達しなかったために、検知には至らなかった。

侵食センサの設置位置はセグメント2-2に分類されており、低水路肩高が4.0m、高水敷端部からの距離が1.0mである。過去の侵食事例によると、1洪水の侵食幅は、低水路肩高の2~3倍である¹⁾ことから、次期出水での侵食を侵食センサが検知できる可能性は非常に高いと考えられる。

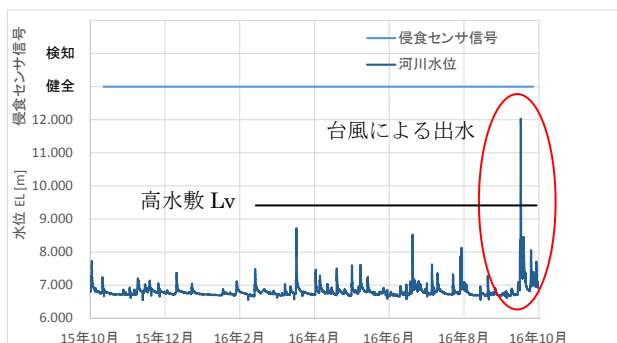


図-11 侵食センサ、河川水位、降雨量の観測結果

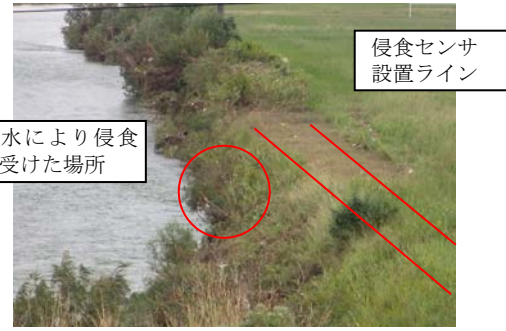


写真-3 侵食を受けている場所

5. 今後の課題

本年度の出水においては、堤防のり崩れ、変形、侵食等の大きな変状が発生していないことから、本来の目的としていた、センサ類の活用による定量的、かつリアルタイムの出水時の堤防の変状把握や、目に見える変状が発生する前の段階での堤防の危険度判断については現時点において検証できていないが、以下に示す取り組みを継続することによりセンサの優位性を確認していきたい。

①解析モデルによる計測結果との比較検証

堤防の浸透流解析とすべり解析モデルを用いて、出水時の降雨及び河川水位を外力とし、堤防内の浸潤線の発達並びにすべり安全率の計時変化を追跡することにより、堤防内水位の計測結果、光ファイバセンサによる変状計測結果との比較検証を行う。また三相系解析法(LIQCA2D-SF²⁾)を用いて、堤防の変形連成解析を行い、堤防内の変形・ひずみを導出し、光ファイバセンサによる計測結果との比較検討を行う。

②光ファイバセンサにおける有意な変状評価

光ファイバセンサの検知精度はmmオーダー以下となる。光ファイバセンサの歪は、すべりや浸透によるはらみ出し等で計測される以外に、平時でも温度等によっても計測される。そこで、降雨や出水等のない状態で実測された歪の振れ幅について評価し、出水時の変状との区分けを明確化する。

③堤体内水位と変状との関係

②で得られた光ファイバで計測したひずみ量と堤防内水位の相関図を作成することで、堤防変状に及ぼす堤防の内部の湿潤状態についても把握することが可能と考える。

参考文献

- 1) 山本晃一：「沖積河川学」，山海堂，1997.
- 2) 加藤亮輔、岡二三生、木元小百合、小高猛司、角南進(2009)「不飽和浸透-変形連成解析手法と河川堤防への適用」，土木学会論文集，C Vol.65 No.1,226-240.

(原稿受理 2016. 11. 1)

ブランチブロック護岸設置前後の河川流況計算

河川護岸 ブランチブロック 減災

放送大学 学生会員 ○坪郷 浩一
キッコウ・ジャパン株式会社 正会員 吉村 隆顕
キッコウ・ジャパン株式会社 正会員 大内 光徳

1.はじめに

曲線河川護岸として施工するブランチブロックの流況下における性能評価を進めている。この施工が河川環境にどのような影響を与えるのかは定かではない。渡辺らのブランチブロック施工前後の水力特性実験によると、ブランチ護岸付近では流速の低減効果が確認された。渡辺らの実験結果から、ブランチブロック施工前後においては、河川水深、水面幅、流速が変化することは容易に想像できる。本報告は、曲線河川護岸としてブランチブロックを施工前後の基本的な水力特性を数値シミュレーションにより把握した。

2.流れ解析

流れの基礎式は、平面2次元流れの連続の式と運動方程式である。一般に河川は湾曲、蛇行しているのでデカルト座標系よりも自由に形状を表現できる一般座標系を用いる。¹⁾

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{h}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{Uh}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{Vh}{J} \right) = 0 \quad (1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{M}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{UM}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{VM}{J} \right) = & -gh \left(\frac{\xi_x}{J} \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + \frac{\eta_x}{J} \frac{\partial z_s}{\partial \eta} \right) - \frac{\tau_{bx}}{\rho J} \\ & + \frac{\xi_x}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} (-\overline{u'^2}h) + \frac{\xi_y}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} (-\overline{u'v'}h) + \frac{\eta_x}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} (-\overline{u'^2}h) + \frac{\eta_y}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} (-\overline{u'v'}h) \end{aligned} \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{N}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{UN}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{VN}{J} \right) = & -gh \left(\frac{\xi_y}{J} \frac{\partial z_s}{\partial \xi} + \frac{\eta_y}{J} \frac{\partial z_s}{\partial \eta} \right) - \frac{\tau_{by}}{\rho J} \\ & + \frac{\xi_x}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} (-\overline{u'v'}h) + \frac{\xi_y}{J} \frac{\partial}{\partial \xi} (-\overline{v'^2}h) + \frac{\eta_x}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} (-\overline{u'v'}h) + \frac{\eta_y}{J} \frac{\partial}{\partial \eta} (-\overline{v'^2}h) \end{aligned} \quad (3)$$

ここで、 M は x 方向の線流量、 N は y 方向の線流量、 u は x 方向の水深平均流速、 v は y 方向の水深平均流速、 Z_s は水位、 g は重力加速度、 h は水深、 τ_{bx} は x 方向の底面せん断応力、 τ_{by} は y 方向の底面せん断応力、 ρ は流体の密度、 $-\overline{u'^2}$ 、 $-\overline{u'v'}$ 、 $-\overline{v'^2}$ は、 x - y 座標系の底面せん断応力成分、 ξ_x 、 η_x 、 ξ_y 、 η_y は変換のメトリックス、 J は変換のヤコビアン、 U は ξ 方向の反変流速、 V は η 方向の反変流速である。

3.離散化手法

数値解析法として有限体積法を用いる。また移流項の離散化には、3次精度 TVD-MUSCL 法を、時間積分には Adams-Bashforth 法を用いる。計算格子は流速と水深の定義位置が半格子分だけずれるスタッガード格子を用いる。

4.計算条件

計算格子は、縦断方向に 61 個の断面、横断方向に 29 個の計算点を設けた。また、河川形状は、左岸で 1:0.5 勾配、右岸で 1:1 勾配、河川中央部は平坦であり、河川長は 30m、河川勾配 $I=1/1000$ とする。

抵抗則は Manning 則を用い、ブランチブロック施工前の相度係数は 0.03 とした。ブランチブロック施工後の粗度係数は、右岸および河床に 0.03、渡辺らの模型実験の結果²⁾からブランチブロックを施工した左岸に 0.05 を与えた。計算は、上流端流入流量 $8.0\text{m}^3/\text{s}$ 、下流端水深 2.0m で行った。

5.解析結果

解析結果は、施工前と施工後の流速の絶対値を図-1、2、施工前と施工後の流速の絶対値の差を図-3、施工前と施工後の水位変化を図-4 に示す。数値シミュレーションにより曲線河川の流況を解析した。ブランチ護岸付近の抵抗則の増加に伴い、施工前と比較して左岸近傍の流速が低下する。さらに、流速の高速域が河川中央近傍に移動することが数値計算から得られた。これは渡辺らの実験と同様な傾向であると考えられる。また、ブランチブロック施工前後の水深の変化は、ほとんどない。

7.まとめ

数値計算による流況計算の結果から、ブランチブロック施工による河川への影響は、ブランチブロック護岸近傍の流速の低減効果が確認できた。また、施工前後での水面幅、水深への影響はほとんどない。

今後は、モデル河川ではなく実河川への適用を検討する予定である。

8.参考文献 1) 長田信寿：水工学における計算機利用の講習会講義集，pp.61-76, 1999.8 2) 渡辺勝利，吉村隆顕，原隆，福田直三，河内義文：ブランチブロック護岸模型の枝材配列形状による流れ構造の特徴，水工学論文集，第 54 巻 (2010) ,pp.1045-1050.

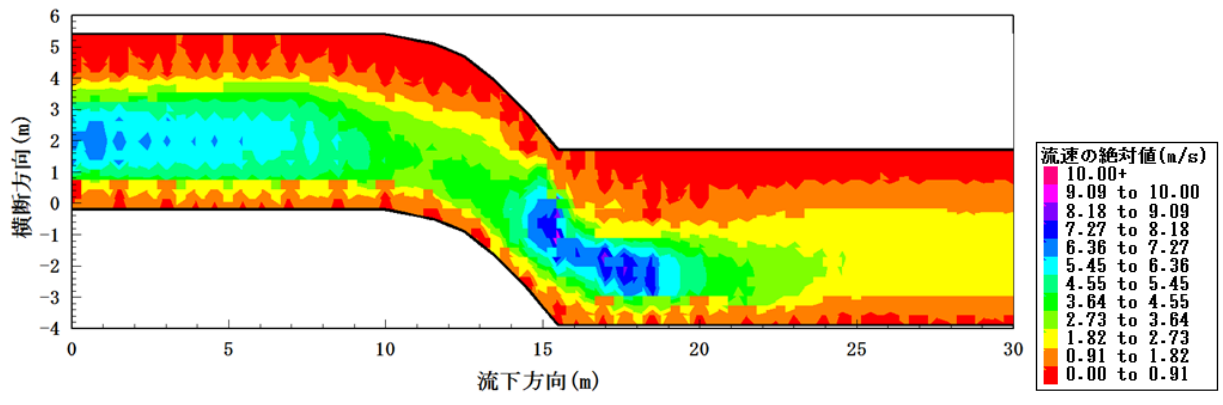


図-1 流速の絶対値(ブランチブロック施工前)

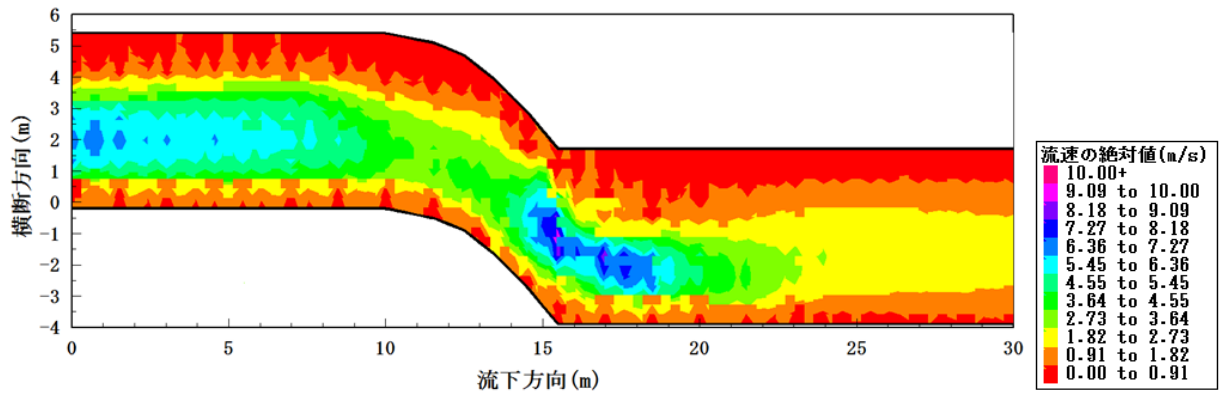


図-2 流速の絶対値(ブランチブロック施工後)

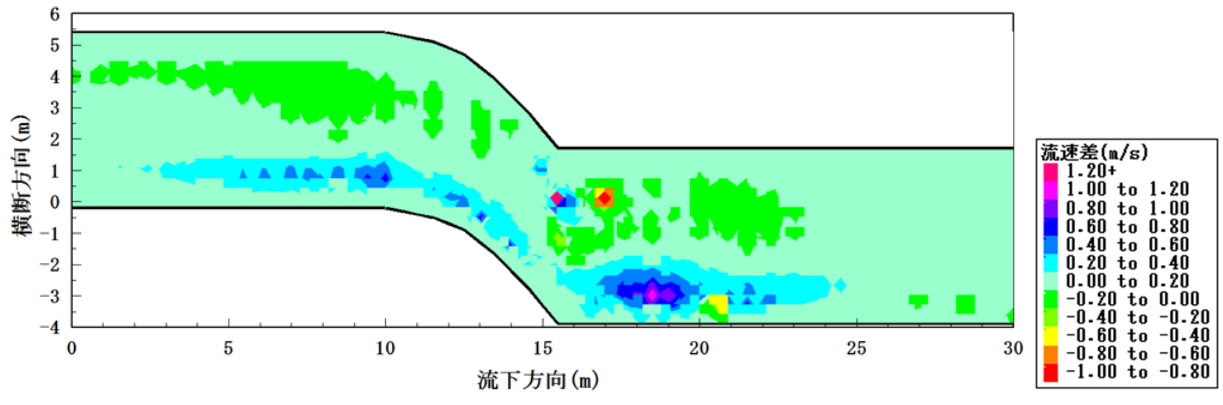
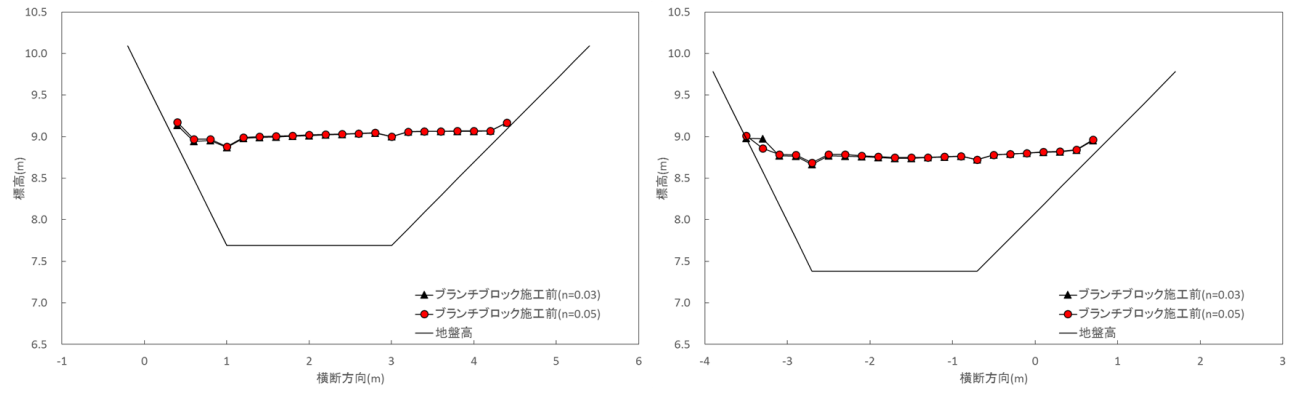


図-3 流速ベクトルの絶対値差 (ブランチブロック施工前-施工後)



(a)上流端+10.0m の水位図

(b)上流端+20.0m の水位図

図-4 水位図

破堤現象 川幅 河床勾配

(国研) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○島田友典
 北見工業大学 正会員 渡邊康玄
 (国研) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 岡部博一
 北海道開発局 帯広開発建設部 中島康弘

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¹⁾、河川の堤防整備が進んでいる今日でも堤防決壊が発生している。北海道においても2016年8月にわずか半月の間に3個の台風が上陸したのち、前線に伴う降雨、さらに台風の接近などにより北海道全域で大雨となり、石狩川など4河川で計画高水位を超え、空知川など複数の河川において堤防決壊が生じ、浸水など甚大な被害をもたらした²⁾。

堤防決壊時における被害軽減技術の検討にあたっては、破堤現象メカニズムを明らかにする必要がある。国土交通省北海道開発局と土木研究所寒地土木研究所では2008年度から十勝川千代田実験水路³⁾(以下、千代田実験水路と称す)において実物大規模での越水破堤実験を行っている。これらの実験より破堤拡幅進行過程など様々な知見を得ているが⁴⁾、実験施設の制約上、限られた河道条件、実験ケース数にならざるを得ない。一方で実河川の河道形状は様々な川幅・河床勾配であり、それぞれに応じた破堤現象を把握することが被害軽減技術の検討にとって重要である。松下ら⁵⁾は縮尺模型実験により川幅の違いが破堤現象に与える影響について検討を行っているが河床勾配は一定であり、河床勾配が異なる条件での検討が必要であると考えられる。

本論文では縮尺1/20の千代田実験水路の模型⁶⁾を用いた実験を行い、川幅と河床勾配が異なる条件での破堤現象について比較検討を行った。

2. 実験概要

2.1 実験水路の基本形状

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

実験区間の川幅は30m、氾濫域幅は116m、ハッチ部分は深さ3.8mの移動床としている。破堤実験区間の堤防部分は延長140m、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(深さ0.6m・上幅2.0m・下幅0.8m)を設けている。

実験に用いた材料の粒度分布を図-2に示す。実験砂は千代田現地実験の浮遊成分である2.38mm以下をカットした粒径加積曲線の1/20になるようにした混合砂を用いた。

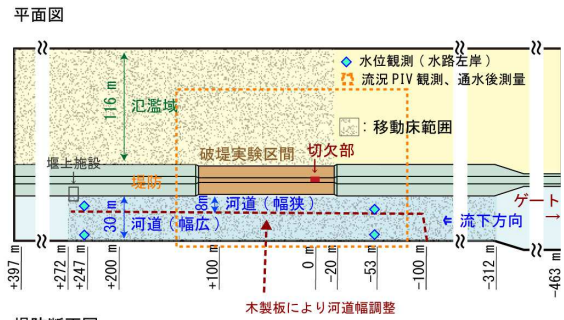


図-1 実験水路概要

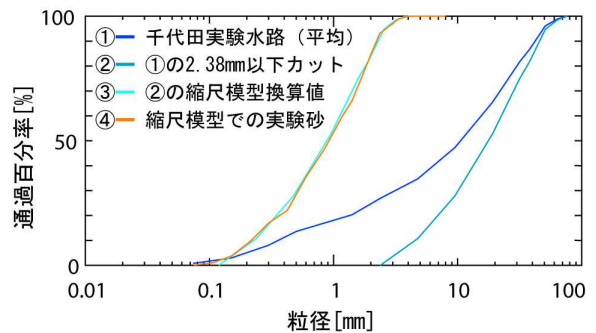


図-2 実験で用いた材料の粒度分布

現地実験の堤防は細粒分を含んだ若干の粘性がある材料⁴⁾のため、坂野⁷⁾が用いた手法を参考に堤体材料の体積に対してベントナイトを15%配合したものを用了。また表法面は流水による侵食を防ぐため透明ラッカープレーを吹き付けて乾燥固定させた。

2.2 実験条件

図-3に実験ケースを示す。ケース1は川幅が狭く河床勾配が急、ケース2は川幅が広く河床勾配が急、ケース3は川幅が広く河床勾配が緩い条件である。川幅を狭くする場合には図-1に示すように木製板を用いて30mから8mに変更している。河床勾配を緩くする場合には河床材料を勾配が1/5000となるように整形した。実験は水路の上流端のゲートから一定の河道流量を概ね破堤拡幅が停止するまで通水を行った。

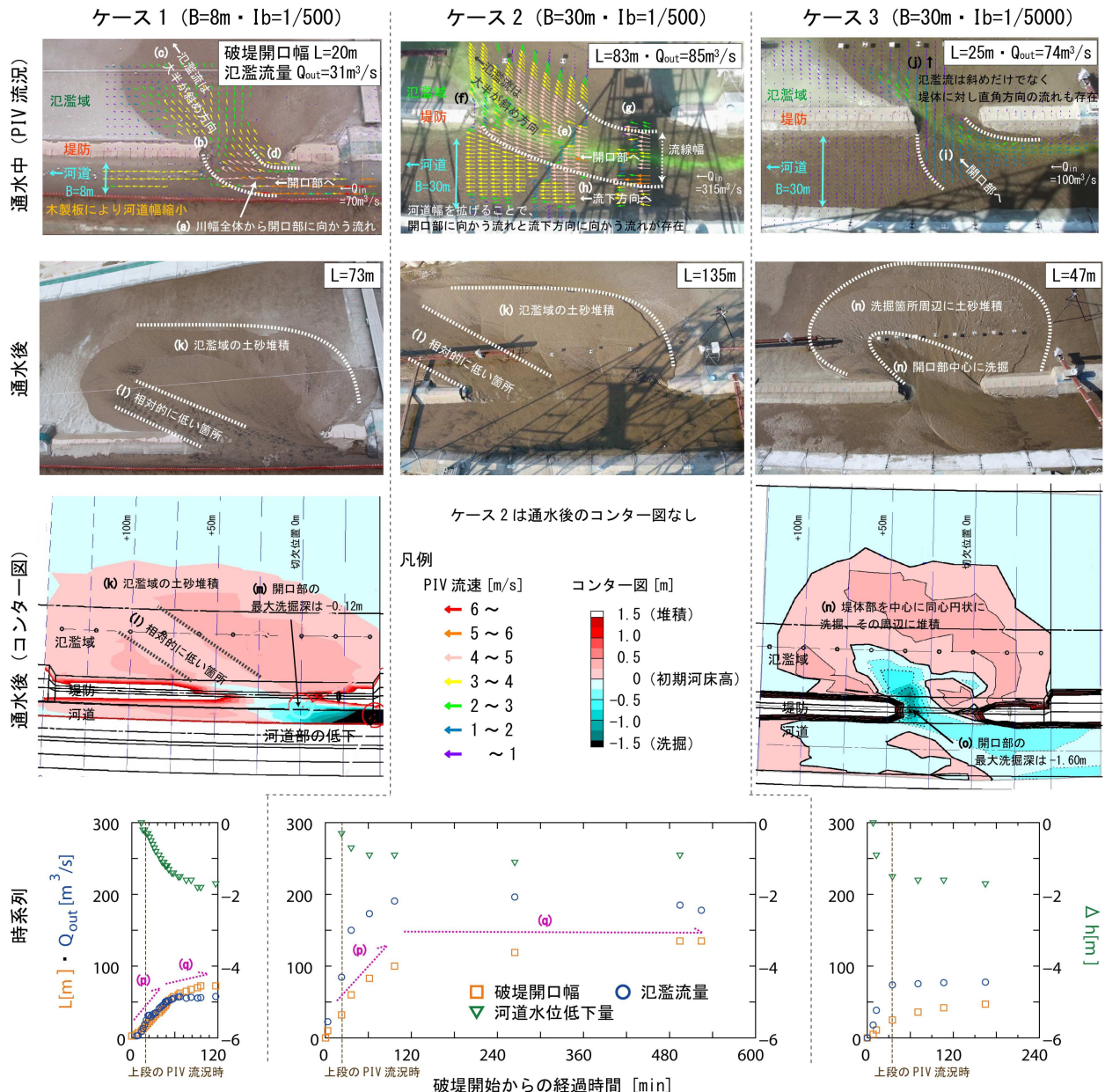


図-4 (上段)流況 (2段目)通水後の状況 (3段目)通水後の形状コンター図 (下段)破堤幅等の時系列

河床勾配 Ib	川幅 B	
	狭 8m	広 30m
1/500	ケース 1 [B 狭 · Ib 急] Fr=0.58 $Q_{in}=70 (q_{in}=8.8)$	ケース 2 [B 広 · Ib 急] Fr=0.69 $Q_{in}=315 (q_{in}=10.5)$
1/5000	—	ケース 3 [B 広 · Ib 緩] Fr=0.22 $Q_{in}=100 (q_{in}=3.3)$

ここで Ib: 河床勾配, B: 川幅 [m], Fr: フルード数, Q_{in} : 河道流量 [m³/s], q_{in} : 単位幅河道流量 [m³/s/m]

図-3 実験ケース

3. 実験結果

3.1 流況

図-4 上段に PIV 観測 (Particle Image Velocity) による水面の流向流速を示す。

ケース 1 は破堤開口幅 20m (川幅の 2.5 倍程度, 最終開口幅の 0.3 倍程度), 氾濫流量 $31\text{m}^3/\text{s}$ (河道流量の 0.45 倍程度) の流況である。川幅全体から開口部の中下流に向かう流れ (a) が生じており, この流れが堤体に作用しながら (b) 破堤拡幅が進行している。そして開口部から氾濫域に向かう流れはその多くが斜め方向 (c) である。なお開口部の上部の流れは比較的, 緩やか (d) である。

ケース 2 は破堤開口幅 83m (川幅の 2.8 倍程度, 最終開口幅の 0.6 倍程度), 氾濫流量 $85\text{m}^3/\text{s}$ (河道流量の 0.25 倍程度) の流況である。河道から開口部の中下流部分を氾濫域に向かって斜め方向の流れ (e) が生じており, この流

れが堤体に作用しながら破堤拡幅が進行(f), また開口部上流部の流れも緩やか(g)であることなどはケース1と共通した現象である。一方で河道から開口部に向かう流れは、ケース1のように川幅全体ではなく、河道流下方向への流れも存在(h)している。これは松下ら⁵⁾が指摘している

「流線幅には限界値があり、河道幅がその限界値以上であると川幅に関係なく流線幅は限界値に落ち着く」と同様の傾向であった。

ケース3は破堤開口幅25m(川幅の0.8倍程度, 最終開口幅の0.5倍程度), 氾濫流量74m³/s(河道流量の0.75倍程度)の流況である。ケース2と川幅は同じであるが河道全体から開口部に向かう流れ(i)が生じており, 川幅以上に流線幅が広がったと考えられる。また開口部から氾濫域に向かう流れも斜めだけでなく, 堤防に対して直角方向の流れ(j)も生じている。

流況比較の結果, 同じ河床勾配で河道幅が異なる場合(ケース1・2の比較)に見られる現象は共通するものが多いが, 河床勾配が異なる(ケース2・3の比較)とその傾向は大きく異なることがわかった。これは河床勾配が急な場合は流下する流れが速く, さらに破堤後も河道から氾濫域に向かう流れよりも流下方向への流れが相対的に大きいため, 河道から氾濫域に向かい斜め方向の流れが生じ, 高速の流れが開口部下流の堤体に作用し破堤拡幅が進行したと考えられる。一方で河床勾配が緩くなると, 流下方向への流れが小さくなる。またその結果, 河道から氾濫域に向かう流れが相対的に大きくなり, 開口部下流の堤体付近に作用する流速が比較的, 大きくなりくいたためと考えられる。

3.2 通水後の地形

図-4の2段目に通水停止後の状況, 3段目に実験後の測量結果より作成した初期河床からの変動量コンター図を示す。

ケース1・2はどちらも氾濫域側に土砂が堆積(k)しているが, 流況比較で示したように開口部から氾濫域に向かう流下方向斜めの流速の速い部分が相対的に低く(l)なっている。またコンター図はケース1のみであるが, 堤体部周辺の河床低下は今回のケースでは-0.12mとほとんど生じておらず(m), いわゆる明瞭な落掘の存在は見られない。

ケース3は開口部を中心に河床低下, その周辺に土砂堆積しており(n), ケース1・2とはその形態が大きく異なる。流況比較で示したように, 開口部から氾濫域に向かう堤防と直角方向への流れも存在し, それに応じて氾濫域の堆積・洗掘したと考えられる。また開口部の落掘は最大1.6m(o)と比較的, 深いものであるが, これは前述のように堤体にぶつかる流れが小さく破堤拡幅があまり進行しないため, 同じ地点に流れが集中することで河床洗掘が発達したことが要因の一つと考えられる。

通水後の地形比較の結果, 流況と同様に河道幅よりも河床勾配の相違が地形変化に与える影響は大きいようである。これは河道形状(川幅・河床勾配)から事前にある程度の

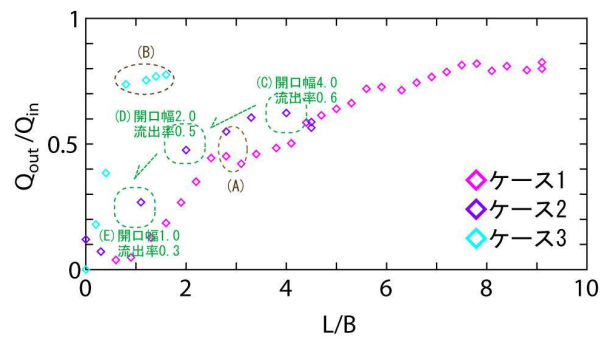


図-5 無次元破堤開口幅と氾濫流出率

氾濫域側の堆積・洗掘傾向が予測できるとともに, 破堤氾濫中の流況からもその傾向を推測できることを示唆するものである。

3.3 時系列変化

図-4の下段に破堤開口幅, 氾濫流量, 破堤開始時からの河道水位低下量の時系列を示す。なお今回のケースではいづれも下流への拡幅が大半を占めていたため, 開口幅全体を破堤開口幅として示している。

ケース1・2は時間の経過とともに破堤拡幅が進行し, それに伴い氾濫流量も増加(p)している。その後, 破堤進行速度は徐々に低下しており, 氾濫流量は概ね一定に落ち着いている(q)。これは既往の千代田実験水路での破堤実験結果⁴⁾や, 前述の流況比較でも示したように, 河道から氾濫域に向かい破堤開口部を通過する流れは, 開口部下流部の主流部分((a)や(e))と, 上流部の流れが緩やかな部分((c)や(g))が存在し, 破堤拡幅に追従する形で氾濫流量の多くを占める主流幅部分は概ね一定幅で下流へ移動することから, 氾濫流量は一定で推移するものと考えられる。なおケース2の河道幅が広い場合はケース1よりも河道内水位が低下しづらく, そのため堤内外の水位差も保たれていることから破堤拡幅が継続する時間が長く, 最終破堤幅も広がったと考えられる。

ケース3も同様に時間の経過とともに破堤拡幅が進行・氾濫流量の増加, その後, 進行速度が遅くなり氾濫流量は一定に落ち着く。なおケース1~3は川幅, 通水流量などがそれぞれ異なるため, 次項では無次元化した破堤開口幅と氾濫流量を用いた比較を行う。

3.4 河道特性に応じた被害軽減に関する考察

前項では破堤開口幅と氾濫流量を示したが, 川幅や通水流量が異なるため, それぞれを無次元化して破堤現象の特性比較を行い, 破堤時の被害軽減工法について考察を行う。図-5に無次元破堤幅(破堤開口幅/河道幅)と氾濫流出率(氾濫流量/河道流量)の関係を示す。

ケース1・2は無次元開口幅の拡大とともに氾濫流出率が増加し, 特に無次元開口幅が2.0~3.0程度(A)までは氾濫流出率の増え方も大きく, それ以降になると氾濫流出率の増え方がやや緩やかとなる。一方でケース3は無次元開口幅が1.0程度(B)で流出率は0.8と河道内流量の多くが

流出している。これは破堤拡幅抑制工⁸⁾（水防資材である根固ブロックを用いて破堤拡幅進行速度を低減し破堤氾濫流量を低減させる技術）を行う場合、河床勾配が急な場合は減災効果が期待でき、可能な限り早急に抑制することでその効果は一段と大きくなると考えられる。一方で河床勾配が緩い場合は、今回の実験条件ではあるが川幅程度まで破堤開口幅が拡大すると、それ以降、拡幅を抑制させても減災効果はあまり期待できない可能性がある。また前述のように落掘が生じていることから、破堤縦断方向への拡幅を抑制だけでなく、落掘など河床洗掘の抑制も考慮した対策が必要と言える。

また破堤拡幅後の破堤氾濫流量を低減させる技術⁹⁾（破堤開口幅を早急に締め切るための荒締切工法など）については例えばケース2の無次元開口幅を(C)4.0から(D)2.0と半分程度開口幅を締め切った場合は流出率が0.6から0.5と低減率は2割弱と大きくはないが、無次元開口幅と(D)2.0から(E)1.0と半分程度開口幅を締め切ると、流出率は0.5から0.3と低減率は4割ほどとなる。これはある程度、開口幅が広がると開口部の締切を進めても氾濫流量が低減しづらくなる可能性を示唆するものである。一方でケース3では開口部の締切延長は短い、落掘が存在することも考えられるため、見た目以上に資材の必要数が増えるなど、資材準備などにも注意が必要である。

4. まとめ

以下に得られた知見を簡潔に示す。

- ・河床勾配が急な場合、破堤開口部は縦断方向に拡幅するが落掘は形成されづらい。
- ・河床勾配が緩やかな場合、破堤開口部は縦断方向に拡幅しづらいが、落掘の形成がより顕著となる。
- ・川幅より河床勾配の相違のほうが破堤現象に与える影響はより大きくなる。

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

参考文献

- 1) 社会資本整備審議会：水災害分野における気候変動適応策のあり方について（答申），国土交通省，2015.
- 2) 国土交通省北海道開発局：災害・防災情報，<http://www.hkd.mlit.go.jp/topics/saigaikanren/saigai.html>
- 3) 十勝川千代田実験水路について，国土交通省北海道開発局帯広開発建設部，<http://www.ob.hkd.mlit.go.jp/hp/riveroffice/chiyoda/zi/zi0.htm>
- 4) 河川堤防の越水破堤現象のうち破堤拡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.
- 5) 松下拓人，渡邊康玄：横越流破堤現象への川幅の影響，土木学会応用力学シンポジウム講演概要集，第19回，pp.155-156，2016.

- 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) 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.
- 8) 島田友典，前田俊一，柏谷和久，飛田大輔，伊藤幸義，横濱秀明：根固ブロックを用いた破堤氾濫流量抑制の基礎実験，土木学会地盤工学から見た堤防技術シンポジウム講演概要集，第3回，I-4，2015.
- 9) 島田友典，前田俊一，柏谷和久，横濱秀明：河川堤防の荒締切工法に関する模型実験，土木学会河川技術論文集，第22回，pp.379-384，2016.