第8回 河川堤防技術シンポジウム

論文集

2020年12月14日

公益社団法人 土木学会 地盤工学委員会 堤防研究小委員会

第8回 河川堤防技術シンポジウム

目 次

1.	<u>地下水面より上の地盤を対象とした簡易透水試験法の開発</u>	
	田川央,石原雅規,青柳悠大,杉山詠一,佐々木哲也	1
2.	小田川堤防開削調査時の現場透水試験と室内透水試験による堤体透水性の評価	
	小高猛司,李 圭太,久保裕一,石原雅規,杉山詠一,藤田薫	3
<u>3.</u>	_ 地盤の緩み領域を簡便に把握可能なバイブロコーンの開発(その2)	
	田中悠暉,上野俊幸,新清晃,大藪剛士,小野哲治	7
<u>4.</u>	<u>LPWA通信機能付マルチチャネルテンシオメータによる堤体中間隙水圧計測の飛躍的効率化</u> 西村聡,川尻峻三,山添誠隆・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	• 11
5.	多地点観測を可能とする超小型間隙水圧計の開発と検証実験	
<u>.</u>	川尻峻三,桃原直也,櫻井昌人,小笠原明信,南穂香,上野みなみ	• 15
<u>6.</u>	再帰型ニューラルネットワークを用いた河川堤防内水位の変動予測に関する考察	
	竹下祐二,山本純也,鳥越友輔・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	• 17
<u>7.</u>	<u>寒冷地堤防植生の流水に対する耐侵食性評価実験</u>	01
	谷槻教,村工泰谷,中恽夫呋布,中村 人,加藤一大,リムノー主布	• 21
<u>8.</u>	<u>_地盤工学からみた土の内部侵食に関する引用ネットワーク分析</u> 堀越一輝, 杉下佳辰	· 25
<u>9.</u>	遠心実験による堤体直下のパイピングの観察とその発達条件の考察	
	露口祐輔,岡村未対	• 29
<u>10.</u>	実大試験堤防による小規模噴砂発生時の堤体挙動の観察	
	南 穂香,上野みなみ,川尻峻三,小笠原明信,桃原直也,櫻井昌人,谷川正志	• 33
<u>11.</u>	<u>河川堤防における間隙水の圧力伝播と限界流速から見た噴砂動態とパイピング進展の機構</u> 数 送来	. 27
	次 汗干, 則山陡一,	. 31
<u>12.</u>	_模型実験による透水性基礎地盤上の河川堤防の出水時変状対策の検討 小高猛司, 李 圭太, 中村宏樹, 嶋 菜乃子, 舟橋真彦	• 41
13	堤防其盤漏水指標もまと堤防其盤特性に其づく漏水、 噴砂の発生位置の推定	
<u>10</u> .		• 43
<u>14.</u>	. 非等方透水係数を考慮した堤防基盤における浸透流のモデル化と堤防法先地盤の緩みの影響評価	
	栗原克幸,田端幸輔,福岡捷二	• 47
<u>15.</u>	<u>、最上川における漏水・法面陥没の被災メカニズム推定に係る調査</u>	- 1
	石 尿 雅 規 , 田 川 火 , 杉 山 詠 一 , 青 柳 悠 大 , 尾 西 恭 元 , 小 杯 貢 辛 , 品 川 俊 介 , 矢 島 艮 紀 , 佐 々 木 哲 也	• 51
<u>16.</u>	<u>、令和元年台風第19号の決壊箇所における浸透の影響</u>	
	具野久里丁,	• 55
<u>17.</u>	<u>河川堤防のリスク管理技術の高度化に関する一考察~ハドンマトリックスと性能「危機耐性」の枠組みを用いた分析~</u> 渡部香之 吉田郁政······	<u>∼</u> • 57
		57
<u>18.</u>	<u>二重鋼矢板を用いた堤防補強技術の補強効果と設計法について</u> 西山輝樹 及川森 茶川博昭 松頂香和 <u>原目々</u>	. 61
	ロロ/年頃, 八川林, 川川寺町, 石赤乃竹川, 区元ノ	01

地下水面より上の地盤を対象とした簡易透水試験法の開発

1.はじめに

河川堤防は不均質であるため、堤防の浸透に対する安全性の照査において、ある特定の原位置透水試験の結果を以て 堤体全体の透水係数を設定することは適当ではなく、より多くの原位置試験により透水係数を設定することが望ましい。 不飽和地盤を対象とした原位置透水試験法は、「地下水面より上の地盤を対象とした透水試験法,JGS 1319-2017」(以 下、従来試験法)によって定常状態で求める試験法が規定されている。従来試験法では、透水性の高い礫地盤などでは、 水位を保持するためのタンク等の大規模設備が必要となるため、試験を実施する対象土質や箇所数が制限される。そこ

で、本研究では、河川堤防への適用を念頭に、小規模な設備で多数の 試験を簡易に実施できるように、変水位による簡易透水試験法を開発 し、その適用性について室内及び現場実験により検証した。

2.試験概要

2.1.試験装置

試験装置の概要を図-1 に,現地での設置事例を図-2 に示す。試験装置は,長さ20cm,内径6.8cm(外径7.8cm)のアクリル管に,データロガー内蔵式の水圧計を設置したものである。アクリル管の下端は,地盤への根入れを確保するため片刃構造となるように削ってある。注水時の地盤面の洗掘によって細粒分が舞い上がり,底面の透水性が変化しないように,アクリル管内部の底面には不織布を設置した。水圧計の位置が一定となるように,水圧計をビニール紐と止め金具でアクリル管に固定した。アクリル管の下端外側は,ベントナイトを設置し水密を図った。

現地試験では図-2 に示すように、アクリル管が傾斜せず、また注入 した水によってパイピングが発生しないように、対象土質の地表面を ねじり鎌等を用いて水平に均した。

2.2.試験方法

アクリル管を地盤面に 1cm 挿入し、ベントナイトにより水密を確保 し、初期水位として管内 10cm の位置まで、極力衝撃を与えないように 注水する。管内の水が無くなり次第、再度注水する。これを 3~5 回繰 返し、水圧計のデータを回収する。また、バロメータを現地付近に設 置し、水圧計のデータの大気圧補正を行い透水係数を算出する。

2.3.透水係数算出方法

透水係数は,従来試験法に示す「A.2 地表面で実施する場合の正圧で 湿潤させる方法による現場飽和透水係数の算定」方法を準用して算出 する。算出式を式(1)に示す。

$$k_{fs} = \frac{\alpha G Q_s}{r_0 \alpha h + r_0 + G \alpha \pi r_0^2}$$
(1)

ここに、Qs は定常湿潤流量(m³/s)、h は浸潤水頭(m)、 r_0 は湿潤用円筒の半径(m)、 α は表-1 に示す土の種類に応じて設定される土壌パラ メータ(m⁻¹)であり、ここでは 12 を用いた. G は湿潤用円筒の半径 r_0 と 貫入深さ d(m)から算定される形状係数で G=0.316(d/r_0)+0.184 で求める。 本試験法では変水位としているため、Qs は水圧計の断面積を除いた管 内断面積と、水位低下勾配を乗じて算出した。

Development of a simple hydraulic conductivity test method for the ground above the groundwater table



図−1 試験装置概要図



図-2 現地での設置事例 表-1 土壌パラメータ $\alpha^{1)}$

表 B.1 土の種類に応じて設定される土壌パラメータα(m⁻¹)の推奨値の

埋立て被覆材やライナーなどの締固められた構 造のない粘性材料,湖成または海成堆積土	1
細粒組織(粘性)で非構造性の土	4
非構造性材料と細砂を含む,粘土からロームま でのたいていの土,および一般の土の最初の選 択値	12
粗砂と礫質砂、および大きな亀裂やマクロポア をもつ高度に構造化された土も含む	36

Hisashi TAGAWA, Masanori ISHIHARA, Yudai AOYAGI, Eiichi SUGIYAMA, Tetsuya SASAKI (Public Works Research Institute)

3.検証結果

3.1.室内盛土模型を用いた検証

室内盛土模型を対象に本試験の検証を行った。初期水位 は、高くなる程パイピングの発生を助長するため、透水係 数に影響を及ぼさない範囲で極力低い水位とする必要があ る。そこで、図-3 に示すように初期水位を 10cm, 12.5cm, 15cm と変化させ、対象水位に対し複数回計測を実施し、透 水係数の変化を検証した。検証は 3 地点で実施した。使用 した盛土模型は、細粒分が 15.0%、室内透水試験(定水法, Dc=86%)より求められた透水係数 2.0×10⁴m/s の山砂で, 盛土は Dc=86%を設計値としたが、施工後の計測では Dc=95%程度まで締まっていた。

図-4 及び表-2 に検証結果を示す。図-4 より地点 A では 水位を変えても影響は小さく特徴は見られなかった。地点 B では初期水位が 10cm の場合,他の水位に比べ透水係数 が高くなった。地点 C では 10cm, 12.5cm の透水係数は同 程度であるが,15cm の場合は僅かに透水係数が低くなった。 全体的に透水係数に大きな差は無く,透水係数の差は最大 でも 2.5 倍程度であった。一方,室内試験結果に対し,最 大 700 倍程度透水係数が低い結果となった。これは,実模 型で締固度が Dc=95%となったことが要因と考えられる。

3.2.現地における検証

図-5 に示す支川との合流点川裏において、31 地点の透水 試験を実施した。当該箇所は、令和元年度7月豪雨におい て,基盤漏水により堤内地に多数の噴砂が確認された箇所 である。透水試験は、本川堤防9箇所、支川堤防15箇所、 堤内地盤(果樹園,畑)5箇所,開削調査の際に掘削した トレンチ内において2箇所実施した。堤防のり面は、表面 から 20cm 程度スコップにより掘削し、平らな面を露出さ せた上で透水試験を実施した。堤内地及びトレンチ内は平 らな面の表面を 5cm 程度掘削し均した上で試験を実施した。 トレンチ内のみサンプリングを行い、室内透水試験を実施 した。本川及び支川堤防は礫分が主体で、特に支川堤防は 多くの巨石を含んでいた。堤内地はシルト主体、トレンチ 内は砂,砂礫が主体であった。図-6 に透水試験の結果を示 す。支川堤防の透水係数は、9.77×10-7m/s~3.54×10-4m/s と なりバラツキが大きい。これは支川堤防で確認した多数の 巨石が要因であると考える。本川堤防及び堤内地盤はバラ ツキが小さい。トレンチ内は、室内透水試験と比較すると、 10~15 倍透水係数が大きい結果となった。これはサンプリ ングで抽出できなかった石が要因であると考えられる。

4.まとめ

室内の検証では、初期水位及び注水回数によって透水係 数のバラツキは小さく、比較的安定した値が得られること が分かった。現地の検証では、従来試験法では出来なかっ た多数の透水試験を、堤防ののり面や堤内地盤で広範囲に 実施することが出来た。また、シルトや砂は、得られる透 水係数のバラツキが小さいのに対し、石分を多く含む支川 堤防ではバラツキが大きいことが分かった。今後、室内・ 現地ともに様々な土質や環境下においてサンプルを増やし、 精度向上に努めることが必要である。



図-3 室内検証 計測水位



ま_2 3 地占の添水区数質出結果

衣 2 5 地点的超小床数异山柏未							
計測箇所	透水係数(m/s)						
	最大	最小	室内試験				
地点 A	3.17E-06	1.57E-06	2.00E-04				
地点 B	7.28E-07	3.04E-07					
地点C	2.54E-06	8.46E-07					



図-5 現場透水試験実施箇所



【参考文献】1)地下水面より上の地盤を対象とした透水試験法,JGS 1319-2017 図-6 現場透水試験結果

小田川堤防開削調査時の現場透水試験と室内透水試験による堤体透水性の評価

堤防 透水係数 現場調査

名城大学	正会員	小高猛司
日本工営	正会員	李 圭太
中部土質協同組合	正会員	久保裕一
土木研究所	正会員	石原雅規・杉山詠一
名城大学大学院	学生会員	藤田薫

1. はじめに

河川堤防の質的検討をするのにあたり、堤体盛土の透水係数は重要な地盤特性である。著者らは、これまで、河川堤防の堤体の飽和透水係数を得るために、直径 30cm の試験孔にマリオットサイフォンを用いた現場透水試験を実施してきた^(例えば1)~4)。それらは、新堤築堤に伴い撤去する旧堤^{1)~3)}や被災現場⁴⁾であったりするが、総じて得られた飽和透水係数は、同位置で採取した乱れの少ない試料で実施した室内透水試験による飽和透水係数より大きくなり、細粒土堤体の場合においては、3オーダーも大きくなる事例もあった¹⁾。それらの結果は、大口径試験孔でのマリオットサイフォンで得られる現場透水係数が現場の不均質性や異方性を含んだマクロな透水性を評価していることを示唆している。実際に、浸透流解析によって実際の堤体浸透性を模擬しようとする場合、室内試験の透水係数よりも大きくした方が実例を説明しやすいと感じる場合も少なくない。

本論文では、平成30年7月豪雨で被災した小田川の決壊箇所左岸3.4kおよび左岸6.4kならびに法すべり箇所左岸4.2k および右岸0.6kにおいて、開削調査を実施し、その際に堤体内部の複数箇所において直径30cmの試験孔でマリオット サイフォンを用いて実施した現場透水試験の結果を示す。また、現場透水試験の実施箇所近傍では、乱れの少ない試料 の簡易サンプリングを実施しており、室内透水試験も実施した。本論文では、左岸3.4kの下流断面採取試料ならびに左 岸4.2kの上下流開削断面採取試料による室内透水試験の結果を示すとともに、現場透水試験結果と比較し、供試体レベ ルでの透水性の異方性の有無についての検討結果についても述べる。

2. 現場透水試験の概要と結果

今回の現場透水試験は、小田川の開削調査を実施した決壊箇所の2箇所(左岸3.4k地点,左岸6.4k地点)および法すべり箇所の2箇所(右岸0.6k地点,左岸4.2k地点)で実施した。図1では,左岸3.4k地点の堤防開削調査の断面図⁵に 現場透水試験の実施位置を示しており、赤枠の写真にて、現場透水試験の実施状況を示している。実施位置の白色の① ~③の数字は、表1の結果と図4の粒度分布に対応している。

図2および3はそれぞれ,左岸6.4kおよび右岸0.6k地点での開削調査時の現場透水試験の位置を示している。これらの図も図1と同様に白色の数字で示したものが表1の結果に対応している。左岸4.2kは紙面の都合上割愛する。

表1に下流側から順に現場透水試験の結果を整理して示す。先述のように、表中の①~⑥までの数字は、図1~3のそれぞれの調査断面での現場透水試験を実施した場所を示している。表の中程に、現場透水試験で得られた飽和透水係数が示されている。それぞれの試験実施個所の近辺の土質も示しているが、必ずしも厳密に同じ場所ではないことに注意されたい。さらに、それらの土質の20%粒径D₂₀から Crager の方法で推定した透水係数も併せて示している。

右岸 0.6k は粘性土堤体であるが、砂礫が層状に狭在しており⁵⁾、その影響で現場透水係数も粘性土とは大きく異なる 高い値となっている。右岸 0.6k①の試験においては、しばらく定常状態となり表1に示す透水係数が求められたものの



図1 左岸 3.4kの破壊箇所における開削調査時の現場透水試験の実施個所と状況 6^{を加工}

Evaluation of bank permeability by field and
laboratory permeability tests at Oda River leveeT. Kodaka, K. Fujita (Meijo University), K-T. Lee (Nippon Koei),
Y. Kubo (Geolabo-Chubu), M. Ishihara, E. Sugiyama (PWRI)



図2 左岸 6.4k の破堤箇所における開削調査時の現場透水試験の実施個所(左図:下流断面,右図:上流断面)



図3 右岸 0.6k の法すべり箇所における開削調査時の現場透水試験の実施個所(左図:上流断面,右図:下流断面)



表1 現場透水試験結果と各箇所の土質と推定透水係数

調査 開削断面		試験位置		現場透水	現場透水試験近辺の土質		Creager による
場所	(上下流)	詳細箇所	写真	係数(m/s)	工学的土質分類	D20(mm)	推定透水係数(m/s)
	下达	上段	1	1.6×10 ⁻⁴	砂質粘土(CLS)	—	_
	I* ∂iù	下段	2	3.1×10 ⁻⁵	砂質細粒土(FS)	0.0016	—
右岸		上段(堤外)	3	4.6×10 ⁻⁵	砂質粘土(CLS)	-	—
0.6k	上达	上段(堤内)	4	2.3×10 ⁻⁵	砂質粘土(CLS)	-	—
	01ú	下段(堤外)	5	1.9×10 ⁻⁵	砂質粘土(CLS)	-	—
		下段(堤内)	6	6.4×10 ⁻⁵	粘土質砂(SC)	0.0046	3.0×10 ⁻⁸
	下流	堤外	1	3.2×10 ⁻⁶	砂質細粒土(FS)	0.0013	—
左岸 3.41×		堤内 (内側)	2	3.7×10 ⁻⁴	礫混じり砂(SP-G)	0.413	4.8×10 ⁻⁴
<i>J</i> .тк		堤内(外側)	3	1.1×10 ⁻⁴	礫混じり砂(SP-G)	0.3257	2.7×10 ⁻⁴
	下流	上段	_	2.5×10 ⁻⁴	細粒分混じり礫質砂(SG-F)	0.37	2.5×10 ⁻⁴
左岸		下段	—	3.1×10 ⁻⁵	細粒分質砂(SF)	0.04	1.8×10^{-6}
4.2k	上达	堤内 (内側)	_	9.2×10 ⁻⁵	細粒分質砂(SF)	0.078	8.5×10 ⁻⁶
	1.016	堤内 (外側)	—	4.6×10 ⁻⁵	細粒分礫混じり砂(S-FG)	0.2	8.9×10 ⁻⁵
	下达	上段	1	6.2×10 ⁻⁵	粘土質砂(SC)	-	_
-L- 14	I* ∂iù	下段	2	6.9×10 ⁻⁶	粘土質砂(SC)	-	—
左岸 6.41z		堤外	3	6.2×10 ⁻⁵	礫混じり細粒分質砂(SF-G)	0.0106	1.1×10-7
0.4K	上流	中央	4	5.4×10 ⁻⁴	礫混じり細粒分質砂(SF-G)	0.0074	6.6×10 ⁻⁸
		堤内	(5)	1.4×10 ⁻⁴	細粒分質礫質砂 (SFG)	0.0098	1.0×10 ⁻⁷

その後は、狭在する砂礫層に浸透する水によって周囲の粘性堤体土が崩壊し、試験が続行できなくなった。その他の箇 所においては、透水試験箇所近辺では、目立った不均質性は見られないものの、総じて粒度から推定される透水係数よ りも現場透水試験での値の方が大きく示され、3 オーダー程大きい箇所もある。細粒分を多く含む堤体の場合にその傾 向が顕著である。逆に礫質砂のように粒度の粗い堤体土の場合の評価は、現場透水試験と整合しているが、6.4k 上流断 面のように、礫が混入していても細粒分が多い場合には、推定値と現場透水係数との差が大きく現れることが分かる。

3. 室内透水試験の概要と結果

室内透水試験には,決壊した左岸3.4kの下流開削 断面で採取した試料(図1),ならびに法すべりが 発生した左岸4.2kの上流開削断面で採取した試料を 用いた。また,試料は現場透水試験を実施した試験 孔のすぐ近傍において簡易サンプリング法 ^のによっ て採取した。具体的には,直径10 cm,高さ19 cmの 塩ビ管の片側先端を刃先に加工した簡易サンプラー を丁寧に地面に押し込み,容器の周囲の土を掘って 除去した後にサンプリングする。その状況を写真1 に示す。

採取試料は塩ビ管のまま一旦凍結させてから、室 内透水試験用の供試体に成型した。今回は、供試体 レベルでの透水性の異方性を検討するために、図 5 に示すように一つの塩ビ管から縦方向と横方向の二 つの供試体を成型することを試みた。その手順を写 真2に示す。はじめに、供試体周囲の塩ビ管に切れ 目を入れて切断し,凍結試料を丁寧に取り出す。そ の凍結試料を先端から12cm部分で切断し、2つに分 ける。これらをそれぞれ特殊加工した供試体成型用 旋盤機にて、試料を回転させながら、鋭利なビット で周囲を削り, 直径 5 cm, 高さ 9 cm ほどの円柱供試 体に成型する。この特殊旋盤による方法は、凍結し た状態のまま数分で成形できるため、ドライヤーや ヒートガンで周囲を徐々に融解させながら削る成形 方法とは異なり,乱れの誘発が極めて少ない。同じ 箇所で数本の試料をサンプリングしているため、上 記のように縦横2本の供試体を成形した場合,比較 のために塩ビ管1本分の凍結試料をそのまま供試体 として用いた室内透水試験も実施した。その際に は、周面を削ることなく端面成形のみ施した。な お、礫分が多い箇所で採取した試料においては、成 形時に破損する恐れがあるために、凍結試料を切断 せずに、そのまま1本の供試体として透水試験を実 施した。

透水試験は,直径 15 cmのモールド内に凍結試料 を設置して実施するが,モールドと供試体の間に大 きな隙間が生じるために,供試体の周囲に低透水材 料であるベントナイトを充填した。試験の流れを図 3 に示す。図 3 は,塩ビ管を切断していないそのま まの供試体の事例であるが,縦横 2 本の直径 5 cmの







図 5 成形イメージ



 充填後の状態
 真空脱気

 写真 3 室内透水試験の手順

供試体であっても充填するベントナイトの量が増えるだけであって、手順は同じである。

図1には、現場透水試験の実施状況の他に近傍から採取した試料の供試体成型状況を示している。図5で示したように、基本的に一つの採取試料から、縦横1本ずつ合計2本の供試体を成形した。それぞれの長軸方向で室内透水試験を実施することにより、堤体盛土に対して鉛直と水平の供試体寸法レベルでの透水の異方性について検討するためである。なお、図1中あるいは図5では、サンプラーの刃先を上に描いているため、実際の採取試料は上下逆である。なお、図4にて採取地点近傍の粒度分布を示している。

表2には、今回の室内透水試験の結果を整理したものを示す。なお、左岸3.4kでは3地点で採取した試料によって、 合計13本の供試体で試験を実施し、左岸4.2kでは4地点で採取した試料による合計7本の供試体で試験を実施した。

Evaluation of bank permeability by field andT. Kolaboratory permeability tests at Oda River leveeY.

T. Kodaka, K. Fujita (Meijo University), K-T. Lee (Nippon Koei), Y. Kubo (Geolabo-Chubu), M. Ishihara, E. Sugiyama (PWRI)

調木	11月 冶山	世 25 版 (#お休の) 室内透水係数(m/s)		現場透水詞	相相沃水														
調査 場所	断面	位置	試験 方法	供試体の 成形方法	縦供試体 (鉛直方向)	横供試体 (水平方向)	工学的土質分類	D20(mm)	推定透水 係数(m/s)	筑吻远示 係数(m/s)									
			変水位	縦1本	8.4×10	⁻⁹ (1.93)													
		堤外①	変水位	縦横2本	1.6×10 ⁻⁸ (1.93)	7.5×10 ⁻⁸ (2.01)	細粒分質砂 (FS)	0.0013	推定不可	3.2×10-6									
			変水位	縦横2本	8.8×10 ⁻⁹ (2.00)	6.9×10 ⁻⁹ (2.00)													
			定水位	縦1本	4.2×10	-5 (1.99)													
左岸 3.4k	下流	≍流 堤内 (内側)②	堤内 (内側)の	定水位	縦1本	7.0×10	-5 (1.95)	礫混じり砂 (SP-G)	礫混じり砂 (SP-G)	礫混じり砂 (SP-G)	礫混じり砂 (SP-G)	礫混じり砂 (SP-G)	礫混じり砂 (SP-G)	礫混じり砂 (SP-G)	礫混じり砂 (SP-G)	礫混じり砂 (SP-G)	0.413	4.8×10 ⁻⁴	3.7×10 ⁻⁴
			定水位	縦1本	5.8×10	-5 (1.95)													
		堤内 (外側)③	変水位	縦1本	2.3×10	⁻⁷ (1.90)	礫混じり砂 (SP-G)	砂 (SP-G) 0.3257 2.7		1.1×10 ⁻⁴									
			変水位	縦横2本	5.7×10 ⁻⁷ (1.78)	9.7×10 ⁻⁶ (1.67)			2.7×10 ⁻⁴										
			変水位	縦横2本	8.6×10 ⁻⁷ (1.76)	8.9×10 ⁻⁶ (1.71)													
	下流	下流	上段	変水位	縦横2本	7.7×10 ⁻⁷ (1.65)	2.2×10 ⁻⁶ (1.57)	細粒分混じり 礫質砂 (SG-F)	0.37	2.5×10 ⁻⁴	2.5×10 ⁻⁴								
七世		下段	変水位	縦横2本	8.4×10 ⁻⁶ (1.53)	5.5×10 ⁻⁷ (1.60)	細粒分質砂 (SF)	0.04	1.8×10 ⁻⁶	3.1×10 ⁻⁵									
五户 4.2k	上流		1.74	堤内 (内側)	変水位	縦横2本	2.2×10 ⁻⁷ (1.57)	3.2×10 ⁻⁷ (1.69)	細粒分質砂 (SF)	0.078	8.5×10 ⁻⁶	9.2×10 ⁻⁵							
		堤内 (外側)	定水位	縦1本	3.4×10-6	3.4×10 ⁻⁶ (1.431)		0.2	8.9×10 ⁻⁵	4.6×10 ⁻⁵									

表2 室内透水試験結果と各箇所の土質,推定係数,現場透水係数

※()内の数字は凍結供試体の湿潤密度

表中には、それぞれの供試体に対して凍結状態で成型した直後の湿潤密度も示している。採取位置が同じ供試体であっても湿潤密度にばらつきが見られる。

表 2 には、先述した現場透水試験から得られた透水係数も示している。両試験から得られた透水係数を比較したところ、総じて現場透水試験に比べて室内透水試験で得られる透水係数は小さいことが分かる。これは、既往の調査結果¹⁾ においても同様の傾向が見られている。細粒分を多く含んでいると見られる場所においては、透水係数に 1~2 オーダー、 場合によってはそれ以上の差がある。室内透水試験を実施した供試体そのものを用いての粒度試験を実施していないが、 近傍での採取試料の粒度から推定した透水係数と比較すると、礫が多く透水性が高い位置においては、推定値は現場透 水係数に近く、細粒分が多く透水性が低い位置においては、推定値は室内透水係数に近い傾向が見られる。

異方性の評価については、左岸 3.4k 下流堤内(外側)③において、水平方向の透水係数が鉛直方向よりも10 倍程大き くなったが、これらのケースにおいては縦方向供試体の湿潤密度がわずかに大きいこともあり、明確な差があるとは言 い切れない。転圧盛土模型から抜き出した大経の供試体で実施した室内透水試験によって透水性の異方性を示した先駆 的な既往の研究¹⁰もあることから、更なる検討が必要である。一方、現場透水試験自体が、水平方向の透水異方性を包 含した評価であるとも解釈でき、それが室内透水試験との大きな差が表れているとも考えられることから、堤体内での 透水スケール効果についての検証も別途進める必要がある。

4. まとめ

平成 30 年 7 月豪雨により決壊や法すべりが発生した小田川堤防において開削調査を実施し、大口径試験孔でマリオットサイフォンを用いた現場透水試験とその試験の近傍から採取した試料の室内透水試験の結果を示した。

現場透水試験で得られる透水係数は、総じて粒度からの推定値よりも大きくなり、特に細粒分が多く含まれる堤体で その傾向が顕著となった。礫質砂のような粒度の粗い堤体土の場合の評価は、現場透水試験と整合しているが、礫が混 入していても細粒分が多い場合には、粒度からの推定値と現場透水係数との差が大きく現れた。また、室内透水試験で 得られる透水係数は、総じて現場透水試験から得られた透水係数よりも小さい値を示した。特に、細粒分を多く含んで いると見られる箇所では透水係数の差が顕著に現れた。現場透水係数と室内透水係数と粒度からの推定透水係数を比較 すると、礫が多く透水性が高い位置においては、推定透水係数は現場透水係数に近い値を示し、細粒分が多く透水性が 低い位置においては、推定透水係数は室内透水係数に近い値を示す傾向が見られた。

異方性については,現場透水係数自体が水平方向の透水異方性を包含しているとも解釈でき,それが室内透水試験よ りも大きな値となる理由の一つと考えられる。特に,本研究の現場透水試験では,直径 30cm,深さ 40cm の比較的大口 径かつ大深度の試験孔を用いていることが,堤体の透水性のスケール効果が反映できる重要な理由と考えている。

今回の小田川堤防の開削断面にて採取した試料の力学試験の結果については、別報にて示している⁸。また、本研究 を実施するにあたっては、中国地方整備局に多大なるご協力を頂いた。この場を借りて謝意を表する。

参考文献:1)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,2016.2)李ら:河川堤防盛土の原位置 透水特性に関する考察,第5回河川堤防技術シンポジウム,2017.3)李ら:石混じり礫質土による物部川堤防盛土の特性に関する一考 察,第74回土木学会年次学術講演会,2019.4)小高ら:河川堤防で採取した不撹乱試料の透水性と力学特性の異方性,第73回土木学会 年次学術講演会,2018.5)杉山ら:法すべり等が生じた小田川堤防における開削調査,第55回地盤工学研究発表会,2020.6)高梁川水系小 田川堤防調査委員会:報告書,2020.7)大本ら:半島水生材料の透水性の異方性について,第24回土質工学研究発表会,1989.8)小高 ら:小田川堤防の浸透時のせん断強度特性,第55回地盤工学研究発表会,2020.

地盤の緩み領域を簡便に把握可能なバイブロコーンの開発(その2)

動的コーン貫入試験 機動性 新たな調査法 応用地質株式会社 正会員 〇田中悠暉 上野俊幸 新清 晃 大藪剛士 応用地質株式会社 小野哲治

1 はじめに

地盤の緩み領域を簡便に把握するため、サウンディング試験がよく用いられる。サウンディング試験のうち、動的貫 入試験としては手動式の簡易動的コーン貫入試験¹⁾や機械式のミニラムサウンディング試験等がある。簡易動的コーン 貫入試験は機材が極めて軽量であるため、機動性が高い反面、5 kg のハンマーを人力により落下させて貫入させるため 多地点での調査には多大な労力を要する点と、貫入力が低いためにやや締まった地層では貫入不能となるなどの課題が ある。一方で、ミニラムサウンディング試験は、30 kg のハンマーを自動落下させることで作業効率が高く、かつ、貫 入力が高く締まった地層でも貫入可能であるが、堤防のり面などの傾斜地では傾斜角によっては貫入装置を据えるため の仮設足場を必要とする課題がある。

既報では、仮設足場を必要とせずより簡便に貫入可能な試験装置としてバイブロコーンの開発について報告した²⁾。 開発したバイブロコーンを噴砂等のパイピングが発生した河川を対象に実施した結果、バイブロコーンから得られた動 的コーン貫入抵抗 *q_{cd}*(=荷重/コーン断面積)から、堤防の局所的な緩み領域を捉えることができた。一方で、実堤防 を対象とした現地調査では、良く締まった盛土において貫入能力が不足する場合も認められた。

そこで、本論文では、貫入力の増大を目的としてコーン断面積を小さくした小型コーンを開発し、噴砂を伴うボイリ ングが発生した河川を対象に現地試験を実施した。さらに、既報と同様に直近で実施したミニラムラムサウンディング 試験と対比することで、バイブロコーンから得られた *qcd* とミニラムサウンディング試験で得た *Na* 値との相関性を検証 した。

2 バイブロコーンの概要

2.1 試験装置

バイブロコーンとは、荷重計を内蔵したコーンをバイブ ロハンマにより地中に打撃貫入するもので、深さ方向に先 端抵抗値を測定することができる試験装置である。荷重計 をコーンに内蔵したことで、ロッドにかかるフリクション の影響を受けずに地盤の先端抵抗を直接測定できる特徴が ある。打撃エネルギーは重さ約24 kgのバイブロハンマに よるもので、調査者が立てる状況であれば傾斜地などでも 仮設足場が不要であり機動性が高い試験装置である。

試験装置は、図-1に示すようにコーン、ロッド、トリガ ーセンサー、バイブロハンマ、油圧発生ユニット、ワイヤ ー式深度検出器及びデータロガーで構成される。

既に開発済みの標準コーンに加え,今回新たに、断面積 を小さくして貫入力を 1.7 倍に高めた小型コーンを開発し た。図-2 にコーンの形状を示す。標準コーンは直径 36.6mm, 断面積 1,052mm² でミニラムサウンディング試験と同一サ



図-1 試験装置の概要

イズのコーンであるのに対し、小型コーンは直径 28.0mm、断面積 616mm²で接続ロッドと同じ直径となるまで小型化したものである。バイブロハンマの打撃数は 10~13Hz,データの収録間隔は 0.03s,収録データは荷重及び深度である。



Development of a vibro cone that can easily grasp the loose area of the ground (No.2) Y.Tanaka T.Ueno, A.Shinsei, T.Ono, and T.Oyabu (OYO Co rporation)

2.2 試験方法

バイブロコーンは,以下の1)~5)の手順を繰り返して所定の深度までコーンを貫入し,貫入中のコーン先端抵抗と貫入深度を0.03 s間隔で測定する。

- 1) コーンにロッドを接続して試験位置に立てる。
- 2) ロッドの頭部にトリガーセンサーを載せ、その上位にバイブロハンマを載せる。
- 3) バイブロハンマには地表面に設置した深度検出器のワイヤーを接続する。
- 油圧によるバイブロハンマの振動でコーンを地中に貫入させる。この時の衝撃の初動をトリガーセンサーが感知し データ収録を開始する。
- 5) 以降は調査深度に応じて1mロッドを継ぎ足して試験する。

3 現地試験によるミニラムサウンディング試験との対比

図-3 には小型コーンを用いた現地試験の位置図(地区 C)を示す。当該箇所は、堤防法面で噴砂を伴うボイリ ング、隣接する小屋では沈下や傾斜、法面では陥没が発 生しており、かつ、ミニラムサウンディング試験により 堤防内の緩みが確認されている。なお、ミニラムサウン ディング試験とバイブロコーンとの対比は、図中の黄色 で示した箇所を選定した。当該箇所は、盛土(Bg:砂礫) 及び基礎地盤(Ac:粘性土、As1:砂質土、Ag:砂礫) で構成されている。

図-4 には地区 C のミニラムサウンディング試験(図-4 a))と離隔 lm で実施したバイブロコーンの試験結果(図

-4b) ~ f))を示す。q_{cd}は0.03s毎のデータ群でバイ ブロハンマの1打撃サイクルの中でデータ収録をしてお



図-3 現地試験位置図(地区 C)



図-4 現地試験結果(地区 C)

り,深度 1cm 毎のデータ群の最大値の包括線を地盤の抵抗値として整理した。また,深度 1cm 当たりのサンプリング数 n。(データ数)も示した。なお,当該箇所はミニラムサウンディング試験実施後に開削調査によって堤体を T.P.+12.5m まで掘削し,その後埋戻しているためバイブロコーン実施時には T.P.+12.5m 以浅の土質状況が変化している。ミニラムサウンディング試験では,As1 層 (T.P.+10.0m~11.0m 付近)で緩み領域を確認している。

当該箇所においても既報と同様に、 $q_{cd} \ge n_v > n$

図-5及び図-6には、 $q_{cd} \ge n_v \ge \Pi$ いて $N_d \ge o$ 関係図を示した。同図より、 $q_{cd} \ge n_v に多少のばらつきはあるものの、N_d \ge o$ 相関が認められる。 $q_{cd} \ge n_v \ge \Pi$ いて N_d に対する相関式を求めるために、 $N_d \ge \Pi$ 的変数とし、 $q_{cd} \ge n_v \ge n_v \ge 0$ 、受した重回帰分析で求めた(深度 1cm 間隔で分析)。そこで以下の相関式が得られた。

換算 N_d =10^{(1.29Log(qcd)+0.57Log(nv)-3.91)} (小型コーン)

ここに,換算 N_d:バイブロコーンの試験結果から推定したミニラムサウ ンディング試験による N_d相当値

q_{cd} : 動的コーン先端抵抗(kN/m²)

*n*v : データ数(個)

図-7 にミニラムサウンディング試験による N_d と,バイブロコーンによる上記相関式を用いた換算 N_d を示した。当該箇所は,開削調査によって T.P.+12.5m 以浅ではミニラムサウンディング試験の実施当時と土質状況が 変化しているため, N_d と換算 N_d の傾向は異なるが, T.P.+12.5m 以深では



図-5 $q_{cd} \ge N_d$ の関係(地区C)



図-6 n_vとN_dの関係(地区C)



Naに対して換算 Naは概ね近い値を示しており、再現性が高いことを確認した。

4標準コーンとの比較

図-8 及び図-9 に標準コーンと小型コーンにおける q_{cd} と n_vを用いて N_d との関係図を示した。標準コーンでは、既報の現地試験で、q_{cd} は 1,750kN/m²を超えると貫入不能となっていたが、今回の小型コーンでは、最大 3,000kN/m²程度まで貫入可能となり、貫入力の増大が確認できた。また、n_vは小型コーンの貫入力の増大により、標準コーンよりも n_vが小さい傾向にあるが、そのばらつきは大きい。

5 おわりに

今回開発したバイブロコーンは、図-1のように堤防法面で支障なく実施でき、噴砂等のパイピング発生箇所で局所的 な緩み領域を捉えられた。

また,近傍で実施したバイブロコーンの動的コーン貫入抵抗 q_{cd}(=荷重/コーン断面積)及びサンプリング数 n_v(データ数)とミニラムサウンディング試験の N_dの関係から,バイブロコーンからミニラムサウンディング試験による N_d に換算する相関式を求めた。この相関式を用いることで,深度 1cm 毎の N_d を取得可能となった。

貫入力の増大を目的に開発した小型コーンにより, *q_{cd} が約* 1.7 倍の貫入力が得られることを確認し, 適用範囲の拡大 が期待される。



今後も引き続き、様々な地盤を対象にデータを収集し、qcdや nvによる地盤強度の推定方法を検討する予定である。



図-8 q_{cd}とN_dの関係(標準及び小型コーンの比較) 図-9 n_vとN_dの関係(標準及び小型コーンの比較)

【参考文献】

1) 公益社団法人地盤工学会:地盤調査の方法と解説, pp.317-324, 2014

2) 上野俊幸,新清晃,小野哲治,大藪剛士,田中悠暉:地盤の緩み領域を簡便に把握可能なバイブロコーンの開発,第7回河川堤防 技術シンポジウム, pp. 17-20, 2019

LPWA 通信機能付マルチチャネルテンシオメータによる堤体中間隙水圧計測の 飛躍的効率化

河川堤防 間隙水圧 観測 LPWA

北海道大学	正会員	○西村 聡
北見工業大学	正会員	川尻 峻三
秋田工業高等専門学校	正会員	山添 誠隆

1. はじめに

河川堤防内の間隙水圧分布とその変化は、堤体の洪水時安定性・長期健全性の評価に必須である ¹とともに、堤体の 不均質性の手がかりを与えるものとしても重要なデータである。その計測には間隙水圧計の埋設が必要であり、特に負 の領域まで含めた間隙水圧の計測にはテンシオメータが必要とされ、その設置・維持管理には、データロガー養生・デ ータ回収・バッテリー交換を含めると多大な費用と労力が要求される。この過程を飛躍的に効率化するため、極めて低 コストでデータを連続的にクラウドに転送できる LPWA (広域省電力)通信機能および複数深度での正負間隙水圧計測 能力を持つとともに、人力で迅速に堤体に設置可能な新しい統合型テンシオメータを開発した。その装置概要とメリッ トを説明するとともに、北海道釧路川の試験堤防に設置した例を報告する。

2. LPWA 通信機能付マルチチャネルテンシオメータ

2.1. LPWA ネットワークとその利点

LPWA (Low Power Wide Area) とは広域・省電力 でデータ転送を行う通信規格一般を指す。転送距離 は規格によるものの、数 km~50km を実現し、電池 等の小型電源によって通信装置を駆動しながらも長 期間の間欠的なデータ転送が可能である。この長所 のトレードオフとして、WiFi や 4G 等の規格に比べ てデータ転送速度が極めて遅く、現実的な時間内に 転送できるデータ量に大きな制約がある。地盤観測 で得られるデータは、間隙水圧・変位・傾斜など、1 チャネルあたり数バイトのデータサイズであるため、 この制約は大きな問題とはならず、必要な装置への 投資や(基地局・クラウドサービスを自前で用意せ ずにレンタル利用する場合は)通信費が非常に低く 抑えられるため、多点観測・データ取得の新たな手 段として大きな可能性を有している。





無線によるデータ送信を用いた地盤動態観測は、3G・WiFi・ZigBee やその他の規格を利用して従前より行われてきて いるが^{2),3}、転送距離がせいぜい 1~2km と短いため、スター型配置などを用いて同サイトに設置した中央基地局・ロガ ーにデータを集約する方法がとられていた(図-1(b))。この方法では、ロガーを観測点と同サイト内の比較的近傍に設 置する必要がある。堤防の観測に関する限り、河川付近に基地局を設置することは出水の際のデータ損失リスクを伴う ものであり、また最終的にデータ取得は現地訪問が基本となるため、観測サイトが多数となる場合、管理の労力が多大 なものとなる。これに対して本研究が提案・採用する方法は、LPWAの広域転送特性を利用することで、図-1(c)に示 すように個々の観測地点から地域ごとの基地局まで直接データを転送し、そこからクラウドにアップロードするもので ある。この方式により、自身が管理するあらゆる地域・サイトのデータを、インターネットを介してダウンロードする ことができ、エナジーハーベスティングによる永続的装置駆動と組み合わせることで、故障時を除いて維持管理上のサ イト訪問の必要が事実上なくなるという大きなメリットがある。また、後の節で示すように、装置の小型化により運 搬・設置が容易なうえに、実装外形が極めてシンプルで景観上の違和感もない。

2.2. 設計と特徴

本研究では LPWA 規格として、日本では京セラコミュニケーションシステムが全国展開する Sigfox を利用する。 UART 通信や I²C 通信を介して一般的なマイコンで制御可能な小型の送信機が比較的低価格で入手可能であり、年間通 信費も安価であるため、計測点毎に送信機を設置し、ライセンスを得て地域の基地局を利用することで、図-1(c)に示す データ転送形態を実現した。本研究で開発したマルチチャネルテンシオメータの模式図・全体像を図-2 に示す。テンシ オメータのセラミックディスク加工を除き、全ての部品・箇所は特殊な道具を使わずに自作しており、4 チャネル版の 場合、送信機・太陽光バッテリーを含めた全体の部材費は約 26,000 円である。以下に各部位の特徴を簡潔に記す。

Pore water pressure monitoring in river dykes with multi-channel tensiometers with LPWA datatransfer system Satoshi Nishimura (Hokkaido University) Shunzo Kawajiri (Kitami Institute of Technology) Nobutaka Yamazoe (National Institute of Technology Akita College)

① テンシオメータ

テンシオメータの圧力センサには極めて小型の TE Connectivity 社製 MS5837-30BA(絶対圧容量 3MPa、24-bit デジタ ル AD 変換器内蔵)を組み込み、スロットルバルブを介してテンシオカップと接続した(図-3)。スロットルバルブの T 型の形状とバルブねじの伸長を利用することでテンシオメータを塩ビ管 VP30(外径 38mm)に内側から引っ掛ける構 造とした。このテンシオメータユニットは、損傷・故障の際には管を引き抜いて交換することができる。セラミックデ ィスクは直径 8mm、厚さ 2mm、空気侵入値約 300kPa であり、テンシオメータとしての応答時間(間隙水圧-20kPa 計測 時に瞬間的に浸水させ、0kPa まで計測値が増加するのにかかる時間と定義)は 20~60sec 程度である。ユニットは完全 防水・耐圧であり、堤内水位が上昇し、塩ビ管内部が水で飽和しても機能上の問題はない。なお、MS5837-30BA は温度 計測機能も内蔵されており、寒冷地においては凍結による破壊を診断・同定することができる。 ② データロガー・LPWA 送信機

LPWA 送信機は Wisol 社の BRKWS01 RC3 ボードを用い、Arduino Pro Mini 3.3V 8MHz で制御している。実装の詳細 については 4)を参照されたい。1回の通信で 12 バイト、つまり 24 桁の 16 進数としてデータを転送可能である。これを 利用し、0-169.9kPa の絶対圧を 3 桁に圧縮して 7 チャネルまで送信するようプログラムした(最後の 3 桁はバッテリー 電圧の送信に用いた)。例えば 1回/hour の頻度でデータ転送を行う場合、平均的な消費電流は 0.3mA 以下であり、 18650 等のリチウムイオン電池で 1 年程度駆動することができる。本装置では太陽光バッテリーを付設することで電源 交換を完全に不要とした。設定可能なデータ送信間隔は Sigfox の契約によるが、今回は 30 分とした。電波状況が不安 定な地域でのバックアップ用として、送信データを Micro SD カードに保存しておく機能も持たせている。

現在、図-4 に示すように、送信機を小型ケースに収納して外付けする形状と、塩ビ管 VP30 の内側に収納することで、 外部から完全に隠蔽する形状の2種を運用している。図-5 に示すように、送信機・マイクロコントローラユニットの小 型化により、このように種々の実装が可能となっている。



図-2 新規開発したマルチチャネルテンシオメータ

図-3 テンシオメータユニット



(a)送信機外付け型(b)送信機パイプ内蔵型図-4 送信機の実装法と設置状況



(a) 外付け型



(b)パイプ内蔵型

図-5 送信機・マイクロコントローラユニット内部

2.3. 原位置への設置

今回開発したテンシオメータの設置上の最大の利点は、データロガー等や基地局の別途設置が不要であるため、外部 に露出したケーブルがなく、養生の手間が不要であることである。テンシオメータと塩ビ管は縁切りがされているため、 対象地盤が軟弱である場合は直接打撃貫入も可能と考えられるが、これまでは万が一の損傷を避けるために、外径 38mmのステンレスパイプで事前に設置孔を掘削した後に本体を地盤に挿入している。礫障害がない場合、2mの深度ま での設置にかかる時間は1人で作業して約15分程度である。著者がこれまで従来的な手法(データロガーの設置と、そ れに対する計測チャネルごとのケーブル接続と養生)で6~12 チャネルのテンシオメータ設置を行った事例^{5,0,0,0}では、 いずれも3~4人で2~3日の作業時間を要していることをふまえると、設置にかかる労力が飛躍的に削減された。

3. 設置·計測事例 -標茶試験堤防-

3.1. 設置位置·試験概要

釧路川堤防では、基盤層の透水性が低く雨水浸透・滞留により堤体が浸潤化・不安定化したと考えられる事例が過去 に見られ⁸、その対策の検討が進められている。その一環として、国土交通省北海道開発局釧路開発建設部により北海 道川上郡標茶町にて試験堤防の築造と人工降雨(散水)試験が行われた。これに先立ち、本研究で開発した LPWA 通信 3 チャネルテンシオメータ 4 機を試験堤防に設置し、人工降雨に対する堤体内間隙水圧の応答を計測した。試験堤防の 断面図を図-6、全体写真を図-7 に示す。試験堤防は 2 区間設けられ、区間 1 では川表・川裏が対称条件となっている一 方、区間 2 では川裏側法尻に排水用のドレーン工が設けられている。テンシオメータはそれぞれの区間の川表・川裏法 肩から深度 0.5, 1.0, 1.4m に設置した。なお、堤体底部には遮水シートが敷設されており、基盤層と堤体は水理的に遮断 されている。堤体は旧堤部(砂質土)と拡幅部(シルト質土)からなり、法面表層付近にほうが細粒分がやや多いが、 詳細な土質物性値は現在測定中である。堤体の比高は約 1.8m、法勾配は 1:3 である。

散水試験は 2020 年 11 月 10 日夜から開始した。寒気が例年を下回る低温をもたらしたため、散水ホースの凍結により 当初予定より散水量の修正等があったものの、23 時 30 分~翌 8 時 45 分に 10mm/h、8 時 45 分~11 時 45 分に 15mm/h の模擬降雨を与えることができた。ただし、後掲のようにこの時間帯は気温が 0℃を下回っており、地表面は一部凍結 が見られた。この境界条件は当然、模擬降雨浸透に影響を与えたと考えられる。4 本のテンシオメータロッドはこれに 先立ち 11 月 5 日に設置した。なお、散水試験当日には自然降水はなかった。

3.2. 計測結果

テンシオメータ設置(11月5日)から散水試験(11月10日)まで、深度1.0mおよび1.4mの間隙水圧はほぼ0のま ま変化しなかった。設置のための掘削時には地下水・宙水は見られなかったものの適度に湿潤した状態であったことか ら妥当な結果と思えるが、一方で、ロッド挿入のための掘削孔壁面とセラミックディスクがまだ完全に馴染んでいなか った可能性もあり、これについてはより長期の計測結果から判断すべきである。深度0.5mでは、図-8に示すように川 裏側に設置したロッド D、C と順に間隙水圧が減少しているが、これは川裏側法面が南向きであったことによる乾燥が 理由と思われる。川表側法肩にあるロッドAでも11月10日0:00付近から急激にサクションが増加しているが、これは 気温が0℃を下回ったタイミングと一致しており、地表凍結が影響した可能性がある。ロッドD深度0.5mの間隙水圧は 11月10日4:00ごろに急激に上がっているが、この時間には降雨はなく、また、その後一切正負の応答を示していない ことから、セラミックディスク剥離の可能性が疑われる。これについては今後の挙動から判断する予定である。

散水試験前後の堤体内間隙水圧の観測結果を図-9 に示す。先述のように試験開始時はホース内の水が凍結するなど厳 しい寒気に見舞われ、地表も一部凍結しているようであった。このことにより、散水履歴と間隙水圧応答は整合性が見 られず、間隙水圧増加が始まったのは、ドレーン無し区間で翌 5:30~8:30 (A:川表側)・翌 10:00~11:00 (C:川裏 側)、ドレーン有り区間で翌 5:00~10:00 (B:川表側)・翌 4:00~6:00 (D:川裏側)であった。これは地盤凍結に加え、 初期の散水が地表面で凍結し、翌朝に融解するまで浸透を抑制してしまったことの影響があると考えられる。



図-6 標茶試験堤防断面とテンシオメータ設置位置



図-7 標茶試験堤防の様子(2020年11月5日)



興味深いのは、ドレーン無し川表側(ロッド A)において、浅部(0.5m)が深部(1.0m、1.5m)よりも遅く応答して いることである。当該箇所地表の融解が完了する前に他箇所の地表が融解し、そこからの浸透が深部に回り込んだ可能 性を示している。今回の観測結果では、ドレーン工有無の間隙水圧への影響は明確ではなかった。また、データ取得・ 送信間隔は 30 分としたが、浅部においては 30 分の間に間隙水圧が大きく上昇し、データの不連続点のように見える箇 所が存在する。堤体の不安定化の瞬間をとらえるためにはこの過程のより詳細な記録が望まれるが、単にデータ取得間 隔を短くすることには、データの扱いの煩雑さや通信量制限の観点から不都合もある。これを解決するためには、間隙 水圧の変化速度を感知して自身でデータ取得頻度を調整するアルゴリズムをマイクロコントローラユニットに組み込む などの工夫が考えられる。既往の研究⁹も、浸潤時の記録頻度の重要性を指摘しており、今後の課題と考える。

4. まとめ

本研究では、LPWA 通信によるデータ通信と、同一ロッドへの多チャネル組込みにより、設置からデータ取得までを 飛躍的に効率化したテンシオメータを開発した。実証段階として、北海道釧路川脇の標茶試験堤防に対して設置し、散 水試験による人工降雨への応答を計測した。想定以上の寒気により地表凍結が起こり、浸透過程の解釈が困難ではあっ たが、欠損等なくデータを取得することができ、妥当な間隙水圧増加の傾向を遠隔で把握するできた。事前に不自然な 挙動を示したチャネルなどもあることから、構造的堅牢さをさらに追及する必要があること、またデータ取得間隔につ いてマイクロコントローラユニットに自律管理機能を持たせるなど、今後の改善点も明確になった。

謝辞

本研究は科研費(基盤 B: 20H02405、代表者:川尻峻三)研究の一環として実施したものである。また、標茶の試験 盛土での作業は国土交通省北海道開発局釧路開発建設部治水課に種々の便宜を賜った。ここに記して深謝の意を表する。

参考文献

- 1) 新清晃・西村聡・藤澤和謙・竹下祐二・河井克之・佐古俊介・森啓年・山添誠隆・太田雅之:河川堤防への降雨浸透と浸潤状態予 測に関する一斉解析からの知見. 土木学会論文集 C(地圏工学) 75 巻 4 号 pp. 398-414, 2019.
- 2) Uchimura, T., Wang, L., Yamaguchi, H., Nishie, S., Eto, I., Tao, S., Lu, C.-W., Chang, J.-J. and Chen, C.-W.: Multi-point monitoring of unstable slope with low cost sensor network. The 6th Japan-China Geotechnical Symposium, JGS Special Publication, Vol. 1, No. 7, pp. 29-32, 2015.
- 3) 酒匂一成・横田裕介・里見知昭・壇上徹・深川良一:無線センサネットワークを利用した斜面内の負の間隙水圧の長期多点計測シ ステム. 土木学会論文集 C(地圏工学)74巻2号 pp.144-163,2018.
- 4) 地盤工学的電子工作講座 https://ameblo.jp/geotechlab-workshop/entry-12632189122.html
- 5) 川尻峻三・西村聡・松丸貴樹:2016 年北海道豪雨で被災した堤体の性能評価のための水理・力学的動態観測および地盤調査. 一般 財団法人北海道河川財団研究所紀要 XXIX 号 pp. 1-31, 2018.
- 6) 西村聡・石川達也・磯部公一・小松正宏・蝦名浩二・笹原啓佑: 道央自動車道の切土および盛土法面の通年浸潤挙動. 第 59 回地盤 工学会北海道支部技術報告集 Vol. 59, pp. 215-224, 2019.
- 7) Nishiie, S., Nishimura, S. and Yamazoe, N.: Long- and short-term pore water pressure variations in sandy river dike interpreted with 1- and 2phase seepage flow analysis. 7th Asia-Pacific Conference on Unsaturated Soils, AP-UNSAT 2019, JGS Special Publication, Vol. 7, No. 2, pp. 648-653, 2019.
- 8) 公益社団法人地盤工学会平成 28 年 8 月 北海道豪雨による地盤災害調査団:平成 28 年 8 月北海道豪雨による地盤災害調査報告書.
- 9) 大津宏康・北岡貴文・馬場隆聡・矢部満・櫻井健:不均質な空隙分布に起因する選択流が降雨浸透特性・排水特性に与える影響.土 木学会論文集 C(地圏工学)76巻2号 pp.122-141,2020.

多地点観測を可能とする超小型間隙水圧計の開発と検証実験

超小型 間隙水圧 低消費電力

北見工業大学	国際会員	〇川尻峻三
応用地質	非会員	桃原直也,櫻井昌人
北見工業大学大学院	学生会員	小笠原明信
北見工業大学	学生会員	南 穂香, 上野みなみ

1. はじめに

洪水時に河川水位と併せて,堤防内部の間隙水圧の観測が達成できた場合には,越水・法面すべり破壊・パイピング 等,多様な堤防損傷のリスクを評価できる.しかし,延長が長い河川堤防に対して従来の間隙水圧観測システムを多地 点に設置するには高コストとなり,現実的には不可能である.これまでよりも安価で簡易な間隙水圧計を開発すること で広範囲に連続的な河川堤防の間隙水圧の多地点観測が実現できれば,河川水位とその応答である河川堤防内部の間隙

水圧がリアルタイムにリンクするため、従来の河川水位と併せて堤防の危 険度を直接把握できる新たな避難情報として提供できる可能性がある.本 文では、スマートウォッチ等に内蔵されている小型圧力センサを改良した 超小型間隙水圧を開発し、実大試験堤防で動作検証した結果を報告する.

2. 超小型間隙水圧計の概要と簡易検証実験

本研究ではまず 2 つのプロトタイプの超小型間隙水圧計を作製した.図 1は基本的な検証に用いたプロトタイプの2つの超小型間隙水圧計を示し ている. Type 1 は金属製の棒の先端付近に直径 2mm 程度の圧力計の受圧 部が横向きに取り付けられているものである. Type 2 では, Type 1 と同じ 圧力計を長さ 2cm 程度の金属製円管下部に受圧部を下向きに取り付けられ ており、圧力計の周囲はシリコンゴムによってコーティングしている.図 2は簡易検証実験の概要を示している. 簡易検証実験では図2に示すタン クに Type 1, Type 2 のそれぞれの超小型間隙水圧計を投入・固定し、タン ク内の水位を増減させ、その際の水圧を測定した.図3はタンク内の水位 を 90cm まで 10cm 毎増減させた際の設定水位と設定水位から計測値の差を 示している. 圧力計の受圧面を横向きに取り付けた Type 1 では, 一貫して 設定水位に対して小さい値を示している. しかし, Type 1, Type 2 ともに 設定水位に対する計測値の差は+1.5cm 以内の範囲にあることがわかる.図 4は Type 1 に対して X線 CT スキャンを利用して実施した受圧部周辺の空 隙分布の把握状況を示している.図4に示すように礫および珪砂4号を投 入したメスシリンダー内に Type 1 の超小型間隙水圧計を設置し, 注水パイ プからメスシリンダー内に水を供給し、その際の内部状況を図4左側の写 真で示すように X 線 CT スキャンで観察した. 図4中央の CT 画像で示す ように今回開発した超小型間隙水圧計は少数の部品からシンプルに構成さ れており、故障のリスクは低いと考えている.また、図4右側の受圧部付 近の空気(図中の黒色領域)を3次元再構成画像で表示した結果を見ると、 受圧部周辺には空隙の存在は確認できるが、その量は少なく、図3に示し た結果と合わせると実用上,十分な精度であると判断した.



図1 超小型間隙水圧計のプロトタイプ



図2 簡易検証実験の様子



3. 実大試験堤 防での検証実験

噴砂の発生過 程における堤体 の水理状態を把 握する実験 ¹⁾に おいて超小型間 隙水圧計を設置 し,既存の間隙



Development and verification experiment of ultra-small pore water pressure gauge for multipoint observation

注水 パイプ

Type1

珪砂 4号

> Kawajiri, S., Ogasawara, A., Minami, H., Ueno, M. (Kitami Inst. of Tech.) Momohara N., Sakurai M. (OYO Corporation)

水圧計と計測の結果の比較 を行った.なお,実大試験 堤防の詳細は参考文献 1)を 参照されたい.図5は各間 隙水圧計の設置位置を示し ている.実大試験堤防での 検証では,超小型間隙水圧 計の設置時における破損を 防ぐために Type 1 を改良し た図6に示すような Type 3 を新たに作製した.Type 3 では計測機器としての全体 剛性や内部配線の強度を上



図5 各間隙水圧計の設置箇所

げたため、直径は10mmとなっている. 既存の間隙水圧計(A-Ch.1, A-Ch.2) は共和電 業 BPB-A-200kP であり、直径 30mm である. この間隙水圧計については、データロガ ーによって1秒間隔で計測した. また、超小型間隙水圧計の B-CH.2 および4 ついては、 圧力計の低消費電力を活用して LPWA (Low Power Wide Area)の子機を取り付け、15 分間間隔で計測した. 計測結果は Web ポータルによってリアルタイムで観測できる.

図7は観測結果の比較として、堤内地盤中央と堤内側法尻における間隙水圧 uw の変 化を示している.間隙水圧計の種別に依らず、河川水位の上昇に伴い堤内側法尻の uw が上昇した後、堤内地盤の uwが上昇し、この傾向は1回目および2回目の河川水位上 昇ともに同様であった.1回目の河川水位上昇時の uw が上昇し始める時間を見ると、 超小型間隙水圧計が既存の間隙水圧計よりも早いことがわかる.一方で、2回目の河川 水位上昇時には uw が上昇し始める時間の差は小さくなっている.これは既存の間隙水 圧計の受圧部にはポーラスメタルによるフィルターが取り付けられているため、水圧と して計測されるためにはフィルターが水で満たされる必要があり、時間遅れが発生する. その一方で超小型間隙水圧計は受圧部が露出しているため、既存の間隙水圧計よりも早 く水圧に反応したと考えられる.2回目の水位上昇時には、堤内地盤中央では既存の間 隙水圧計と超小型間隙水圧計で良い一致を示すものの、B-Ch.4の超小型間隙水圧計が 早く反応している.既存の間隙水圧計のフィルターが十分に水で満たされていないこと や、超小型間隙水圧計周辺の水みちの影響などが予想される.また、観測された uw を 見ると、超小型間隙水圧計の値は既存の間隙水圧計よりも2kN/m²程度高い値を示して





b) 超小型間隙水圧計 図6 間隙水圧計の比較

いる.2kN/m² は圧力水頭に換算すると20cm 程度となり,堤防が高い場合の水位線推定の ための測定などには十分な精度と言えるもの の,今回の実大試験堤防のように計測対象と する地盤の厚さが薄い場合には注意が必要と 言える.しかし,実大試験堤防で噴砂の発生 が確認された位置は小型間隙水圧計付近であ り,小型間隙水圧計の周辺では高い水圧が作 用していた可能性があるため,今後は実大試 験堤防への浸透流解析などを行い,誤差の発 生要因について検討を進める予定である.



4. まとめ

- 1) 直径 10mm で低消費電力の超小型間隙水圧計を新たに開発し,室内検証実験では実測値との誤差が+1.5cm であった.
- 2) 実大試験堤防では,超小型間隙水圧計の値が大きくなったものの,河川水位上昇に対する応答は概ね既存の間隙水 圧計の結果と一致した.

謝辞

間隙水圧計の作製には科研費 20H02405 の助成を受けた.また,LPWA 子機については大阪大学 小泉圭吾 先生と地球観測(株)藤田 行茂 氏から多大な協力を得た.末筆ながら記して深甚な謝意を表する.

参考文献

1)南ら:実大試験堤防による小規模噴砂発生時の堤体挙動の観察,第8回河川堤防技術シンポジウム論文集,投稿中.

再帰型ニューラルネットワークを用いた河川堤防内水位の変動予測に関する考察

河川堤防 水位予測 再帰型ニューラルネットワーク

岡山大学大学院環境生命科学研究科 正会員 竹下祐二岡山大学大学院環境生命科学研究科 学生会員 〇山本純也西日本電信電話株式会社 鳥越友輔

1. はじめに

河川水位や降雨などの情報と連動して、河川堤体内水位の変動を準リアルタイムで予測できれば、避難までのリード タイムを確保した早期避難勧告発令などに有用であると思われる。著者らは、出水時における堤防内の浸透挙動の迅速 な予測手法として、ニューラルネットワーク(Artificial Neural Network; ANN)に着目し、深層学習を用いたニューラル ネットワーク(Deep Neural Network; DNN)による堤内基盤水位の予測方法を提案している¹⁾。この方法によれば、現時 刻から 30 分後といった短時間経過後の水位予測では、実測水位にほぼ的中する良好な予測が可能であったが、120 分後 の水位予測など予測時間が長くなる場合や急激な水位変動に対しては、予測水位の誤差は大きくなる傾向が見られた。

本文では、深層学習手法の一種であり、数値の時系列データのパターンを認識するように設計された ANN モデルであ る再帰型ニューラルネットワーク(Recurrent Neural Network; RNN)²⁾を用いて、出水時における堤防基礎地盤水位の長 時間経過後の水位予測を試みた。RNN を用いた水位予測方法の有用性は、一級河川堤防において 2020 年 7 月の出水時 に計測された堤防基礎地盤水位を用いて水位予測を行い、DNN を用いた場合との比較により検証した。

2. 対象堤防の状況と浸透挙動の計測方法

対象とした堤防は一級河川小田川右岸堤防5k600地点(倉敷市真備町服部地内)である。本堤防の右岸5k400~6k200区 間は平成30年7月豪雨災害後,堤防強化工事が実施されており,裏のり面の拡幅および裏のり先にドレーン設置工事が実 施されている。堤防土質断面モデルと観測井の設置位置を図-1に示す³⁾。基礎地盤は透水性の良好なAs層(透水係数k= 1.10×10⁻² cm/s)とDs層(k=2.25×10⁻³cm/s)が概ね水平に堆積している。基礎地盤層の水位は,両層に連続したストレー ナを有する水位観測井(川表側;観測井W-5,川裏側;観測井W-3)にて,また,河川水位は5k600右岸の低水護岸部分 に設置した水位観測管にて,ロガーー体型絶対圧水位計⁴⁾を用いた10分間隔での水位計測を行っている。さらに,堤防 のり肩地表面には簡易型転倒升雨量計を設置して,原位置における降雨量を30分間隔で計測している。

3. ニューラルネットワークによる堤防内水位の学習と予測方法

用いたニューラルネットワーク構造の概念図を図-2に示す。DNNでは入力層から入力されたデータを中間層から出力 層へと層の順序にしたがってデータを伝播している。一方,RNN では、中間層での演算結果を出力層に出力すると同 時に、同じ演算結果を再度中間層に入力して再演算を行う。これによって、ある状態tにおける中間層は状態t-1の中間層 の情報を保持できるようになる。そのため、RNN は状態(時間)を保持することができ、そのネットワーク構造を時 間軸方向に展開できることから、計測された水位に含まれる時系列情報を最大限に活用できる可能性を有していると思 われる。ここで、単純なRNNモデルでは、誤差逆伝播法における勾配(学習情報)の消失や発散が懸念されるため、本 研究では、RNNモデルの中間層ユニットにメモリセルを導入したLSTM (Long short-term memory)を用いた。図-2(b)に おける緑に着色した部分がLSTMであり、メモリセル内にゲートを持つことにより、データ演算の流れをコントロール する、ゲート付きRNNモデルの一つである²。DNNおよびRNNには、それぞれ図-3に示した2017年と2018年に発生した 計4回の出水時に本堤防で計測された河川水位と基礎地盤水位の変動状況³を学習させた。



図-1 小田川5k600右岸堤防の土質断面および水位観測井

Quasi-real-time prediction of seepage flow behavior in river levee during flood by recurrent neural network; Yuji Takeshita, Junya Yamamoto, *Okayama Univ.*, and Yusuke Torigoe, *NTT WEST*





学習においては、入力層に現時刻から180分前までの7時刻(180分前,150分前,120分前,90分前,60分前,30分前, 現時刻)における河川水位と基盤地盤水位(観測井W-5)の合計14時刻での水位計測値を与えた。また、出力層には現 時刻から1時間後、2時間後、3時間後、4時間後の観測井W-5の計測水位を教師データとして与えた。これらの各時刻に おける観測井W-5での水位を予測するために、それぞれの予測時刻に対応したDNNおよびRNNを構築した。

それぞれの構造と学習回数は,評価すべき出水事例を最も良好に再現できる組み合わせを感度解析により決定した。 感度解析では,中間層の層数を2種類(2層または3層),中間層のニューロン数を9種類(5,10,20,30,40,50,60, 80,100)の組み合わせを変化させた12種類を作成し,これらについて,7エポック(500,1000,5000,10000,30000, 50000,100000)の学習回数を用いた計84ケースの感度解析を実施した。

DNNおよびRNNの学習誤差を評価するための損失関数としては、式(1)で定義される平均平方二乗誤差(Root Mean Square Error; RMSE)を用い、この値を最小化するようにAMSGradによるミニバッチ勾配降下法を用いた誤差逆伝播法によってニューラルネットワークの各層の重みパラメータを調整した¹⁾。なお、各ノードからの出力値の決定に必要な活性化関数は、出力層には恒等関数、RNNモデルのLSTM層にはSigmoid関数、それ以外の層ではReLU関数を用いた²⁾。

RMSE = $\sqrt{\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(h_{oi}-h_{pi})^{2}}$ (1) ここに、 h_{oi} :実測水位、 h_{pi} :予測水位、n:水位データ総数である。

之间		DNN					RNN			
「」」の	中間層	層のニュー「	コン数	学习回数	1エポックの	中間層のニューロン数			学习回参	1エポックの
时间 (h)	中間層1	中間層 2	中間層 3	字習回数 (エポック)	学習に要した 計算時間(s)	中間層 1	中間層 2	中間層 3	チョ回奴 (エポック)	学習に要した 計算時間(s)
1	60	60	30	100000	0.019	40	20	-	30000	0.032
2	100	100	50	10000	0.021	40	20	-	5000	0.032
3	40	20	-	30000	0.010	40	20	-	5000	0.023
4	10	10	5	50000	0.010	20	20	10	30000	0.039

表-1 ニューラルネットワークの構造と学習回数

評価すべき事例として、図-4に示す2020年7月の出水時 に計測された観測井W-5の水位変動を選定し、前述した 84ケースの感度解析を実施して、水位予測(現時刻から 1時間後,2時間後,3時間後,4時間後)を行ってRMSE を算出した。RMSEが最小であったDNNおよびRNNの構 造と学習回数を表-1に示す。なお、表中には、学習に要 した計算時間(計算機; Core i7-9700K(8-Core 3.6GHz) CPU, 32GB(DDR4)メモリ)を併記した。

RNNモデルはDNNモデルに比べて、中間層の層数や学 習回数が少なくなる傾向が見られるが、1エポックあた りの学習時間が増加している。これはLSTM層内でのデ ータ処理が複雑であることによるものと思われる。ただ し、予測水位の計算は瞬時に終了するため、準リアルタ イムでの水位予測が可能である。

(a) DNN

12.0

11.8

11.6

11.4

11.2

11.0

水位(T.P.m)



図-4 水位予測に用いた河川水位と基礎地盤水位の変動 (2020年7月出水)



図-5 基礎地盤の実測水位と予測水位の比較(現時刻から1時間後)



図-6 基礎地盤の実測水位と予測水位の比較(現時刻から2時間後)



図-7 基礎地盤の実測水位と予測水位の比較(現時刻から3時間後)



図-8 基礎地盤の実測水位と予測水位の比較(現時刻から4時間後)

4. 出水時における基礎地盤水位の予測精度

DNNおよびRNNを用いて、図-4に示す2020年7月出水での観測井W-5における現時刻から1時間後、2時間後、3時間後、4時間後の水位予測をそれぞれ試みた。本出水時では、累加雨量109.2mm、最大時間雨量17.8mm、河川水位のピーク値 T.P.14.15m(7月14日12時)であり、基礎地盤層の最高水位はT.P.11.77m(7月14日14時)を計測した。図-5~図-8に基盤 地盤における実測水位とニューラルネットワークによる予測水位との比較を示す。これらの水位の予測精度を比較する ために実測水位と予測水位とのRMSEを図中に併記した。いずれも予測時間が長くなると水位の予測調差は大きくなっ ているが、RNNを用いた水位予測方法によれば、水位変動の時系列を比較的良好にトレースできていると思われる。特 に、現時刻から3時間後、4時間後の水位予測では、ピーク水位の予測精度にはDNNに比較して有意な差異が認められる。 したがって、時系列要素を有するRNNモデルは、出水時の長期水位予測に有用であると考えられる。

5. おわりに

ニューラルネットワークを用いて出水時に実河川堤防で計測された河川水位と堤防基礎地盤の水位挙動を学習させ, 基礎地盤の水位挙動の予測を試みた。現時刻からの予測時間が長くなる場合には,再帰型ニューラルネットワークの適 用により,予測精度の向上が確認された。水位の予測精度をさらに向上させるためは,ニューラルネットワークの学習 に用いる計測データの質と量とが重要であり,堤防内浸透挙動の計測点配置,計測間隔,計測すべき物理量の選定など の計測システムについての検討を行う予定である。

謝辞 本研究は国土交通省中国地方整備局岡山河川事務所による受託研究費(令和2年度)および令和2年度JSPS科研費 JP18K04347の助成を受けて実施しました。また、復建調査設計(株)上熊秀保氏、片山頌嵩氏、岡山地下水調査(有) 西村 輝氏には、河川堤防での計測にご協力をいただきました。ここに記して謝意を表します。 参考文献

1) 竹下祐二・鳥越友輔:深層学習を用いた出水時における河川堤防内水位の予測方法,土木学会論文集C, 76,4,340-349,2020.

- 2) 斎藤康毅: ゼロから作るDeep Learning-Pythonで学ぶディープラーニングの理論と実装,オライリージャパン,51-66,2016.
- 3) 竹下祐二,他:出水時における河川堤防内の浸透挙動の計測事例,土木学会論文集 B1,75,1,155-164,2019.
- 4) 応用地質(株): 取扱説明書 MODEL-4800 S&DL mini, Rev.12, AUG. 2017.

寒冷地堤防植生の流水に対する耐侵食性評価実験

寒冷地堤防植生	耐侵食	室内実験	国土交通省北海道	首開発局札幌	開発建設部	正会員	○谷瀬敦
			土木研究所寒地	土木研究所		正会員	村上泰啓
			北見工業大学	学生会員	中 陣実咲希	於、正会 員	〕 中村大
			(株)水工リサー	ーチ 正	会員 加藤-	−夫、サ⊿	ムナー圭希

1.はじめに

堤防植生は降雨や流水に対する耐侵食機能が求められている.本州以南の河川堤防植生に用いられている野芝の耐侵 食性については多くの研究^{1),2),3) など}により定量的評価がなされ、堤防越流に対する耐侵食について一定の効果があると 認められている.一方,寒冷地で堤防法面植生として使用されている外来草本や今後導入の検討がなされている在来種 の耐侵食性については未だ十分には明らかにされていない.そのため,寒冷地の堤防植生の耐侵食性評価と在来種によ る堤防法面緑化の推進に向けて耐侵食室内水路実験を行い,草種ごとの耐侵食限界流速を求めるとともに,限界の摩擦 速度と植生の根毛量や根系強度との関係を整理した.

2.材料

(1)侵食実験用植生の準備

耐侵食試験の評価を行った草本は、寒冷地の堤防法面緑化に使用されている外来草本のケンタキーブルーグラス、ク リーピングレッドフェスク及びハードフェスクの混播したもの(以後、外来堤防芝)と寒冷地の堤防法面緑化への導入 を目指している在来種のイネ科のヤマアワとカヤツリグサ科のビロードスゲである.

実験には、耐侵食実験を実施する1年もしくは2年前から、鋼製のピット(長さ2.0m,幅0.9m,深さ0.3m.以後, 植生ピット)内に発生期待本数が1m²当り5,000本となるようにそれぞれの種子を播種し、屋外の圃場で育成した供試 体を用いた.植生ピットへの播種は2017年8月29日に3基,2018年9月5日に3基行った.播種後,耐侵食水路実 験を行った2019年11~12月までの期間中に、適宜除草、灌水を行い、発芽生育状況を確認した.植生ピット6基とも 概ね3か月後の発芽生育の状況が良くなかったため、当初の播種量と同様の種子量を追加播種した.なお、水路実験は 比較検討のため、植生のない裸地のケースも実施した.

(2) 土質試験結果

耐侵食水路実験の実施前に植生ピット内の土試料の土質試験を行った.分析用の試料は各植生ピットの上流側の箇所 を内径 150 mm の塩ビ管を用いて,表面から底面まで試料を乱さないように各 3 本抜き取って採取した.なお,耐侵食 実験に影響が出ないように,試料を抜き取った後の植生ピットの上面を板でふさいだ.2017年に使用した土試料は細粒 分礫まじり砂(S·FG),2018年に使用した土試料は礫まじり砂(S·G)に分類できる.2017年に使用した土試料の細 粒分含有率は Fc=16%であり,2018年に使用した土試料のFc=2%に比べて高い.締固め試験を行った結果はいずれの ケースにおいても、土試料の含水比は最適含水比よりも高かった.裸地のケースでは堤防の締固め基準の下限値である Dc=90%を示したが,他のケースではこれを下回っている(表-1).これは,締固めて作製した土試料中に,各種の植 物の根系が侵入し、土試料が膨軟になったためと考えられる.

(3)植生の生育状況

通水実験の実施前に植生ピット内の植生の生育状況を調べた.単位面積当たりの生育株数と草丈を求めるため,10 cm×10 cmの調査枠を各3箇所設定し計測した.表-1に結果を示す.平均株数は外来堤防芝が一番多く2017年播種で25株,2018年播種で26株であった.次に多いのはビロードスゲで,2017年播種で19株,2018年播種で17株であった.ヤマアワが最も少なく,2017年播種で10株,

2018 年播種で 13 株であった. 各種とも生育 1 年と 2 年の株数の差はわずかであった.

(4)根毛量

根毛量の計測を行うため、土質試料の採取と同様の手順とタイミングで内径 100 mm の供試体を各植生ピットから採取した.採取した試料を、表層より1 cm、3 cm、5 cm、7 cm 及び9 cm の深さで5 層に切り分け、水洗いによって根及び地下茎のみを取り出し質量を計測し、各層の単位体積当りの根毛量を求めた.

図-1は,表層から深さ9cmまでの根毛量の鉛直分布を 生育1年の植生と2年の植生でまとめたものである.根

主 1	計験には田1	た枯井の中辺	し上の絵め田め	t
衣-1	試験に1甲用し		と 干() (() () () () () () () () () () () ()	æ

~ `									
ケース	植生名	播種	調査 (10cm ³	土試料 の					
		年月	株数	草丈	締固度				
Case1	外来堤防芝	2018年9月	26株	36cm	81%				
Case2	ヤマアワ	2018年9月	13株	57cm	78%				
Case3	ビロードスゲ	2018年9月	17株	49cm	75%				
Case4	外来堤防芝	2017年8月	25株	22cm	75%				
Case5	ヤマアワ	2017年8月	10株	59cm	69%				
Case6	ビロードスゲ	2017年8月	19株	46cm	79%				
Case7	裸地	-	-	-	90%				

表-2 各植生の深さ 3cm までの根毛量 σ o と α

ケース	植生名	根毛量 σ o (g/cm3)	α= -50 σ ₀+9
Case1	外来堤防芝1年	0.067	5.65
Case2	ヤマアワ1年	0.023	7.85
Case3	ビロードスゲ1年	0.052	6.40
Case4	外来堤防芝2年	0.052	6.40
Case5	ヤマアワ2年	0.014	8.30
Case6	ビロードスゲ2年	0.030	7.50

毛量は表層から1 cm (表面から1 cm までの根毛量は図中 深さ0.5 cm にプロットした)までが多く,この傾向は深さ 3 cm まで根毛が多く発達している本州以南の堤防芝として 広く使われている野芝と比較して,根の発達深さが浅い傾 向を示した.

土木研究所資料では¹⁾,耐侵食性と関連があるパラメータ a は表層から 3 cm までの深さの根毛量 σ_0 から推定できると の報告があり,比較のため根毛量から a を求めた(表-2). 根毛量は,生育1年と2年ともに外来堤防芝,ビロードスゲ の順に多く,ヤマアワが最も少なかった.また,どの種も生 育2年よりも生育1年の根毛量が多かった.

(5)根系強度

根毛量と関連があるとされ,簡易に計測できる根系強度を ベーン式根系強度計¹⁾を用いて,耐侵食実験実施前後に各3 回測定した.結果の平均値を図・2 に示す. 耐侵食実験実施 前は外来堤防芝とビロードスゲの根系強度が大きく 40 N·m 以上であり,ヤマアワは 30 N·m 以下の低い値を示した.実 験前後の比較を行うと,生育1年は実験後にはそれぞれ 15.0 ~16.7 N·m に大きく強度が低下したが,生育2年では殆ど 低下しなかった.生育1年の植生グループは,いずれも耐侵 食実験で大きく侵食したため,支持層が破壊し根系強度が低 下したと考えられる.一方,生育2年の植生グループでは通 水実験での侵食の程度が小さく,根系強度の低下は僅かしか 生じなかった.

(6)土壤硬度

各植生ピットの土壤硬度を土層強度検査棒⁴⁾(以後,土検 棒)を使用し,耐侵食実験実施前後に鉛直深さ5cmと15cm 地点で各5回計測した.土検棒は,先端にコーンつきの細い ロッドを人力で静的に押し込むことにより土壤硬度や土質定 数を簡易に測定する試験器具である.今回使用した土検棒に よる土壤硬度の測定上限値は1722 kN/m²である.裸地の実 験前後の全測定及びビロードスゲと外来堤防芝の実験前の計 測の一部で計測限界を数回超えたため,計測結果を中央値で 図・3に示す.実験前の計測では深さ5cmと比べて深さ15cm の土壤硬度が大きく,また,生育2年より生育1年の方が大 きい値を示した.実験後は実験前と比較してヤマアワの深さ 5cmを除き土壤硬度が低下した.生育1年と生育2年の差は 減少した.なお,裸地の土壤硬度は全ケースで計測限界を超 えた.



図-2 ベーン式根系強度計による根系強度 ※ビロードスゲ生育2年の通水前は計測未実施





年の実験前の深さ 5cm 及び 15cm の計測は未実施

3.耐侵食室内水路実験

(1)実験装置の概要

実験は水路幅1m,水路長25.2mの高速流れを確実に確保できる閉管路式の高速循環水路で実施した.植生ピットを 水路中央に固定して上蓋をすると,植生を底面とする水深20cmの閉管路となる.実験中は,デジタルビデオカメラに より流況や侵食状況を連続撮影した.また,水路下流端から5.0m,6.95m,9.05m,13.0mの水路底中央の4箇所に ピエゾ管を設置し,圧力センサーの測定値から植生面の摩擦速度を求めた.

(2)実験の方法

実験は断面平均の流速で1m/sから5m/sまで1m/s刻みで各1時間通水し,流水による植生の耐侵食性を把握した. 断面平均流速は,通水設定流量を初期断面積で割った値から求めている.実験の手順は流量調節の後,通水開始→圧力 測定・ビデオ撮影→1時間通水→侵食状況確認を繰り返し,試験終了後に10cm×10cm格子で植生面の侵食形状を計測 した.各植生ピットの植生は,実験開始前に草丈5cm程度に切り揃えた.

(3)実験の結果

耐侵食実験通水中では、流水によって地表面が侵食されるが、高速流により葉や茎が下流方向へ倒伏する状況が確認 できた.また侵食の進行に伴い地中の根や地下茎が地表面を覆っているのが確認できた.実験結果の概要を表・3 に示す. (4)摩擦速度と粗度係数

植生の耐侵食力を評価するため、植生面に働く底面摩擦速度を推定し実験結果の比較・考察を行った.摩擦速度と粗 度係数は水路内底面中央4か所に設置したピエゾ管により各地点間の圧力の差を計測した結果を用いて推定した.

図-4 に推定した摩擦速度の結果を示す.図より同一の断面平均流速でも植生の違いにより摩擦速度は異なる値を示す 事が分かる.これは、植生ピット表面の不陸の大小や流水に対する植生の抵抗の違いから生じるものと推察される.

図-5 に推定した粗度係数の結果を示す. ピット無では流 速に関係なくほぼ同一の粗度係数が得られた. 裸地は流速 が大きくなるに伴い粗度係数も大きくなった. これは,実 験が進むにつれ徐々に侵食が進行し,底面が粗くなり粗度 が大きくなったと推察される.一方,各植生の実験では, 流速が大きくなるのに従い粗度係数は小さくなった. これ は,実験中の観察では流速が大きくなるのに従い,植生の 倒伏の程度も大きくなっており,これにより流水に対する 植生の抵抗が徐々に低下したものと推察される.



図-4 各実験ケースの流速毎の推定摩擦速度

表-4 実験結果の一覧

表-3 🧯	実験結果の概要(最大流速と最ス	大侵食深)
ケース	通水最大流速と継続時間	最大侵食深
Case1	5m/s:9分後に一気に侵食	0.280 m
Case2	5m/sに上昇中に一気に侵食	0.280 m
Case3	4m/s:5分後に一気に侵食	0.146 m
Case4	5m/s:2 時間	0.028 m
Case5	5m/s:2 時間	0.175 m
Case6	5m/s:2 時間	0.027 m
Case7	5m/s:2 時間	0.044 m

※侵食深 0.280 m とは底面まで侵食が達したことを示す.





	侵食限界	侵食限界	侵食限界速度で	締団め度	細粒分	根₹	毛量	根系強度	土壌硬度
実験ケース	速度	摩擦速度	の通水可能時間	师回0万支	含有率	σ_0	а	(通水前)	(深度15cm)
	m/s	m/s	(推定値)	%	%	g/cm ³		Nm	kN/m ²
Case1堤防芝1年	4.0	0.556	60分以上	81%	2%	0.067	5.65	51.0	1722
Case2ヤマアワ1年	4.0	0.475	60分以上	78%	2%	0.023	7.85	26.0	1168
Case3ビロードスゲ1年	3.0	0.461	60分以上	75%	2%	0.052	6.40	50.3	1722
Case4堤防芝2年	5.0 以上	0.496 以上	120分以上	75%	16%	0.052	6.40	47.0	1139
Case5ヤマアワ2年	5.0	0.565	60分程度	69%	16%	0.014	8.30	25.0	741
Case6ビロードスゲ2年	5.0 以上	0.590 以上	120分以上	79%	16%	0.030	7.50	56.3	997
Case7裸地	5.0 以上	0.423 以上	120分以上	90%	2%				1722
		1 m i i i i i i i i i i i i i i i i i i							

※Case4,6,7は流速は耐侵食限界まで達していない

※Case6ビロードスゲ2年生の根系強度及び土壌硬度は通水実験後の計測値





図-6 各実験ケースの侵食限界摩擦速度と(a)締固め度,(b)土壤硬度,(c)a,(d)根系強度との関係

4.考察

表・4 に各実験ケースの通水実験の結果及び土質,根毛量など試料の計測結 果の一覧を示す.侵食限界速度は侵食が一気に進行した1段階前の流速値と し,その時の摩擦速度を侵食限界摩擦速度とした.耐侵食限界を断面平均流 速でみると,生育2年の植生及び裸地と比較して生育1年の植生の方が小さ い速度で限界に達した.これは,同一の流速下では各植生とも摩擦速度及び 粗度が生育2年及び裸地と比較して生育1年の方が大きい値を示し,流水か ら受ける抵抗が大きかったことも要因の一つと推定される.また,植生ピッ トに充填した用土が生育1年と生育2年では異なる(図・1).生育1年と比 較して生育2年の用土の細粒分が多かったことも,結果に差が生じた要因の 一つである可能性がある.

図・6 に侵食限界速度と締固め度などについて散布図で示す. 図には限界ま で至らなかったケースと裸地のケースも併せて示す. 侵食限界まで確認でき た生育1年の結果では, 締固め度が大きいほど耐侵食性が高いことが確認で きる. 土壌硬度と明瞭な関係は見られない. 根毛量から求めた a が小さくな るほど耐侵食性が大きくなる傾向が見られる. 根系強度とは明瞭な関係は見 られない.



図-7 各ケースの耐侵食限界摩擦速度 と継続時間 (文献⁵⁾に加筆)

生育2年の結果では、外来堤防芝の通水中の摩擦速度が他と比べて大きくならず、流速5mの通水後の侵食も少なく、 限界まで達していない.そのため、外来堤防芝のケースを除き、ヤマアワとビロードスゲの比較を行う.限界摩擦速度 はビロードスゲの方が大きく、締固め度、土壌硬度及び根系強度もビロードスゲの方が大きく、αは小さかった.以上 のことから、固い土壌ほど耐侵食力は大きく、地表面近傍の根毛量が多いほど根毛層が侵食を抑制する効果が強く発揮 していると考えられる.

野芝での既往の研究結果 ^{1),2)}と比較するため,耐侵食限界時間と摩擦速度の関係を図-7 に示す.本研究で用いた植生は根毛量 σ_0 が 0.02~0.05 g/cm³程度でも、野芝の根毛量 σ_0 =0.12~0.14 g/cm³ (α =2~3) の耐侵食力に相当しており,耐侵食性が高いことが確認された。このことから,寒冷地の植生のパラメータ α の算定式を検討する事も必要であると考えられる.

5.まとめ

室内実験により流水に対する植生の耐侵食性を評価した.その結果,寒冷地の堤防植生として活用されているケンタ ッキーブルーグラスなどの外来草本からなる芝とヤマアワ及びビロードスゲの耐侵食性を摩擦速度と通水継続時間から 評価すると、本州以南の堤防に用いられている野芝と同等以上の良好な結果が得られた.また実験から、土壌の締固め の程度が大きいほど、植生の根毛量が多いほど耐侵食性が高いことが確認できた.

参考文献

1)洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動,土木研究所資料第3489号,1997.1.
2)福岡捷二,渡辺和足,柿沼孝治:堤防芝の流水に対する侵食抵抗,土木学会論文集第491号/II-27, pp.31-40,1994.
3)笹岡信吾,鈴木淳史,上野俊幸,諏訪義雄:河川堤防の築堤材料や管理状況等が越流時の侵食耐力に与える影響についての考察,河川技術論文集 Vol. 24, pp.601-606, 2018.
4)土層強度検査棒による斜面の土層調査マニュアル(案),土木研究所資料第4176号,2010.7.
5)土木学会水工学委員会:水理公式集(2018 年版),2019.

内部侵食 引用ネットワーク分析

東京工業大学 国際会員 〇堀越一輝 University at Buffalo, The State University of New York 非会員 杉下佳辰

1. はじめに

浸透流による土内部の侵食現象は、内部侵食(Internal erosion)と呼ばれ、河川堤防などの治水構造物の機能低下もしく は破壊の一因となる.この内部侵食による治水構造物の破壊プロセスの多くは、Erosion in concentrated leak, Backward erosion, Contact erosion, Suffusionのいずれかの侵食モードで開始する¹⁾. Concentrated leakは、既存のクラックや空洞で おこる集中流による侵食であり、Backward erosionは進行性のパイピングに代表されるような後退的な侵食現象である. Contact erosion は異なる粒径の層の境界部で発生する侵食であり、Suffusion は浸透流による土骨格内に存在する微粒子 の剥離と移動現象であり、他の侵食モードと比較し長い時間スケールで発達していく現象である²⁾. 近年、この内部侵 食に関連する論文の出版数は、急激に増加している. 図1は、オンライン学術データベースであるWeb of Science³⁾を用い て調べた内部侵食に関する学術雑誌の出版数の変遷である.

本稿では、この内部侵食に着目し、これに関する文献データを収集、その引用情報から引用ネットワークを構築した. このネットワークに対して、コミュニティ抽出やメインパス分析を実施することで、この分野の研究の主要な系譜を把 握する.

2. 方法

2.1. データ取得および引用ネットワークの構築

本稿では,Sugishita and Asakura (2020)による交通と複雑ネ ットワーク分野における脆弱性に関する研究の引用ネットワ ーク分析の手法⁵⁾を参考にネットワーク分析を実施した.ネ ットワークの構築や分析に関する詳細な説明は,文献5)に譲 る.

ネットワーク構築に必要なデータは、Web of Scienceにおいて、「Internal erosion」とその4つの侵食モードである

「Suffusion」, 「Contact erosion」, 「Concentrated leak」 「Backward erosion」の5つのキーワードでトピック検索し 収集し, その中で, 地盤工学を含む「Engineering Geological」に分類される学術雑誌のうちScientific Journal Rankings(SJR)でQ1にランク付けされた雑誌に掲載されてい る学術論文を抽出した. この学術分類に関して, Soils and Foundations, Geotechnique, Canadian Geotechnical Journal,



誌の49雑誌を対象, 2020年11月12日現在)

Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineeringといった地盤工学関連の主要な学術雑誌は、これに分類される. これらの学術雑誌は、創刊以来のすべての情報がWeb of Scienceにあるわけでなく、例えば前述の4雑誌は、それぞれ 2001年、1965年、1975年、1997年以降に発行された論文の情報がデータベース化されている.そのため、それ以前に発 行された内部侵食に関する論文や対象とした学術雑誌以外でこの分野の発展に大きく寄与した文献の情報も考慮するた め、上述の方法で収集・抽出した学術論文から5回以上引用されている文献(学術雑誌、書籍、規準書等)を CitNetExplorer®を用いて引用ネットワークに追加した.これにより、もし、ある文献が対象とする侵食現象を、別の文 献では異なる用語で表現している場合においても、それらの情報をネットワークに追加することができる.(例えば、 Suffusionを対象にした場合のSuffosionやInternal stabilityなど)

さらに水を営力とする侵食現象は、水工学分野や地質学においても主要な研究トピックであることから、これら研究 と地盤工学との関係を把握することを目的にWeb of Scienceにおいて、「Water Science」「Geology」に分類され、SJRで Q1にランク付けされる学術雑誌の論文と上述の「Engineering Geological」の分類内で収集した論文から5回以上引用され る文献も引用ネットワークの情報として追加した.その結果、構築されたネットワークは、1055ノード(文献数)と 4742のリンク(引用数)をもったものである. (5回以上の引用がある文献を含まない場合は、688ノード、1383リンク、 「Engineering Geological」の単独のネットワークである場合は、310ノード、1081リンク)

3. 結果と分析

3.1 概要

構築したネットワーク内でもっとも被引用数が最も多く、数多くの研究に影響を与えた論文は**表1**のようによく知られた Kenney and Lau (1985)によるダムのフィルター材の基準⁷に関するものであるが、あるノードが「*ネットワーク上の流れ を橋渡ししたり制御したりする度合い*」⁸⁾である媒介中心性に着目すると、最も媒介中心性が高い論文は**表2**のように

Citation network analysis on internal erosion in the geotechnical engineering filed

K. Horikoshi, Tokyo Institute of Technology K. Sugishita University at Buffalo, The State University of New

K. Sugishita University at Buffalo, The State University of N York Richards and Reddy(2007)のパイピングに関する統計的な損傷・ 破壊の報告と当時におけるパイピングに関する研究のレビュー の論文⁹であった.媒介中心性が高い論文は、これまでのこの 分野における研究の系譜を把握するうえで重要な論文である.

3.2. ネットワークの可視化

モジュラリティ(詳細は文献8などを参考)に基づくコミュニ ティ検出をおこない図2のように11つのコミュニティを抽出し た.モジュラリティ値は0.534であり,0.3以上であるため,こ のネットワークはコミュニティ構造をもつとされる⁸⁾.各コミ ュニティの内容と構成割合は,**表**3のようになった.なお,可 視化に際して,その割合が1%以下の小さなコミュニティは 表示していない.図3に可視化したネットワークのノード数は 861であり,リンクの数は4722である.

論文の内容から判断できる各コミュニティは、A. Suffusion, B. パイピング、C. ダムのフィルター則・内部安定基準,D. 地盤分野および水工学分野に関する侵食のしやすさや速度に関 する侵食特性,E. 比抵抗などの方法を用いた物理探査に関す るもの. 河岸侵食に関するF. 水文学や水工学,土壌学に関連 するもの.G. 土と水の親和性に関する土の濡れ性,H.ジオシ ンセティックスや処理場関連,I,J,Kは堆積学,地質学に関する ものが検出された.表3のように,I,Jに関する堆積学の論文数 は多いが,被引用文献,媒介中心性が高い文献がわずかであ り,後述するメインパス分析において,これらのコミュニティ から抽出されたものはなかった.

表1 ネットワーク内での被引用数の多い文献

論文	被引用数
Kenney and Lau (1985)	130
Skempton and Brogan(1994)	92
Foster <i>et al.</i> (2000)	68
Wan and Fell (2008)	67
Bendahmane et al.(2008)	56

表2 ネットワーク内での媒介中心性

論文	媒介中心性
Richards and Reddy (2007)	2238
Moffat et al. (2011)	1418
Chang and Zhang (2013)	1370
Chang and Zhang (2013)	1347
Sibille et al. (2015)	1242

3.3. 内部侵食に関するメインパス分析

今回構築した内部侵食に関する引用ネットワークを対象に実施したメインパス分析の結果を図3に示す.メインパス分析は、ネットワークにおける系譜の中核を特定し、主流となるパスを抽出する分析である¹⁰. (詳細は文献10を参照) これにより抽出されたメインパスを見ると初期においては、粘性土を対象とした侵食面における限界せん断応力と侵食率の関係に関する研究をSource node(同一ネットワーク内に引用文献なしのノード)としたReddi (2000)の実験¹¹⁾やKezdi (1979)やKenney and Lau (1985)などのダムのフィルター材に関する基準に関する研究^{7,12)}をSource nodeとし、この基準を礫と細砂が混合した土に対して適用したSkempton and Brogan(1994)の実験的研究¹³⁾がある. これらの2つの研究の流れは、Richards and Reddy(2007)のアースダムのパイピングの被害の統計データや2007年当時の研究レビューに関する論文⁹で統合している. その後、この分野の主要な研究の流れは、図2のSuffusionのコミュニティに属する研究が占めるようになった. Moffat *et al.* (2011)などは、実験的にSuffusionの発生・進行に対する有効拘束圧の依存性を示し¹⁴⁾, Chang and Zhang (2013)は、Suffusionが生じた土試料に対する三軸圧縮試験を実施し¹⁵⁾,これ以降、力学的な研究が増加した. 近年の研究は、これらの実験的研究による知見を参考にした数値解析的研究がメインパスに抽出されている. Tao and



図2 内部侵食に関する研究のネットワークの可視化

Tao(2017)¹⁶とHosn *et al.* (2018)¹⁷⁾から末端のSink node(被引用 文献が0) へ繋がるメインパスに抽出された研究は,連続体モ デルの提案に関するものやDEMもしくはDEMとCFDを連成し た手法によってアプローチがされているマイクロメカニック スに関するものであった.

このメインパスの結果は、「Water Science」「Geology」 「Engineering Geological」の分野を対象としたものであるが、 別途、「Engineering Geological」のメインパス分析を実施した ところ、図3で示す結果とまったく同様なものとなった.

3.4. パイピングに関するコミュニティ内のメインパス分析

コミュニティ内のメインパス分析の一例として,ここで は、図2におけるBのパイピングに関するコミュニティのメイ ンパス分析を実施した.その結果が図4である.Bligh(1910)の クリープ比によるパイピングの研究などをSource nodeとし て、上述の引用ネットワーク全体のメインパスでも抽出され たRichards and Reddy(2007)のパイピングに関するレビュー論文 ⁹がここでも抽出された.その後、パイピングの「発生開始」 に関する研究が、Richards and Reddy (2012)によって真三軸試験 を用いたBackward erosionに関する実験¹⁸⁾で、van Beek *et al.* (2014)によって模型実験的手法とその分析¹⁹⁾で実施されてい る.その後、研究は現象の進展段階へ着目されるようになっ た. (van Beek *et al.*, 2015²⁰).それ以降の近年の研究は、数値 解析により実施されたものがメインパスに抽出されている.

表3 ネットワーク内のコミュニティ

1	ミュニティ	論文数	割合(%)
J	堆積学1	182	17.25
А	Suffusion	169	16.02
Ι	堆積学2	143	13.55
D	侵食特性	100	9.48
С	内部安定基準	91	8.63
В	パイピング	81	7.68
Е	物理探查	42	2.09
Н	廃棄物処理場	21	1.99
G	土の濡れ性	20	1.9
F	河岸侵食	20	1.9
K	地質	12	1.14

4. まとめ

本稿では、河川堤防の破堤の原因のひとつである土の内部侵食を対象に関連論文の引用ネットワーク分析をおこなった.対象とした分野は、Web of Scienceにおいて、「Water Science」「Geology」「Engineering Geological(地盤工学分野 含む)」に分類されるものである.構築した引用ネットワークを可視化、コミュニティ検出をおこなった.検出したコ ミュニティに関して、地盤工学に関連する論文が多く属するコミュニティは図2のA、B,CおよびD(一部、水工学や地 質学を含む)のであった.このネットワーク全体に対するメインパス分析の結果、抽出された内部侵食に関する主流と なる研究は、粘性土の侵食限界せん断応力に関する研究とダムのフィルター材の研究の2つの流れにより発展し、これ らの知見は、Suffusionに関する研究に適用された.その後、このSuffusionの研究において拘束圧依存性や三軸圧縮試験 といった土質力学的な要素が取り入れられた.上述の研究は、主に、実験的に実施されたものであったが、近年、DEM などの数値解析手法を用いた微視的なアプローチが実施されている.



図3 内部侵食に関する引用ネットワークのメインパス分析の結果(出力:1055ノード中の39ノード)

Citation network analysis on internal erosion in the geotechnical engineering filed

K. Horikoshi, Tokyo Institute of Technology K. Sugishita University at Buffalo, The State University of New York



参考文献

- Fry, J. J.: Introduction to the process of internal erosion in hydraulic structures: embankment dams and dikes, In: Bonelli, S. (Ed.), Erosion of Geomaterials, Chapter 1, pp.1-36, London, UK: ISTE-Wiley, 2012.
- 2) Fell, R., Wan, C. F., Cyganiewicz, J. and Foster, M.: Time for development of internal erosion and piping in embankment dams, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 4, pp.307-314, 2003.
- 3) Web of Science Webサイト, <u>https://www.webofknowledge.com</u>.
- 4) Scimago Journal & Country Rank Web サイト, <u>https://www.scimagojr.com/</u>
- 5) Sugishita, K. and Asakura, Y. : Vulnerability studies in the fields of transportation and complex networks: a citation network analysis, *Public Transport*, 2020.
- 6) Van Eck NJ, Waltman L., : Citnetexplorer: a new software tool for analyzing and visualizing citation networks. *J Inform* 8(4), pp.802–823, 2014.
- 7) Kenney, T. C. and Lau, D.: Internal stability of granular filters, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 22, No. 2, pp.215-225, 1985.
- 8) 増田, 今野: 複雑ネットワーク 基礎から応用まで, 近代科学社, 2010.
- 9) Richards, L.S. and Reddy, K.R. : Critical appraisal of piping phenomena in earth dams, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 66(4), pp.381-402, 2007.
- 10) 安田, 若林: Pajekを使ったネットワークデータの分析, 組織学会大会論文集, 1巻, 2号, pp.155-167,2012.
- 11) Reddi, L.N. : Comparison of internal and surface erosion using flow pump test on a sand-kaolinite mixture, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.23, No.1, pp.116-122, 2000.
- Kezdi, A.: Soil Physics: Selected Topics (Developments in Geotechnical Engineering), Amsterdam, New York, US, Elsevier Science, 1979.
- 13) Skempton, A. W. and Brogan, J. M.: Experiments on piping in sandy gravels, Géotechnique, Vol. 44, No. 3, pp.449-460, 1994.
- Moffat, R. and Fannin, R. J., and Garner, S. J.: Spatial and temporal progression of internal erosion in cohesionless soil, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 48, No. 3, pp. 399-412, 2011.
- 15) Chang, D.S. and Zhang, L.M. : Critical hydraulic gradients of internal erosion under complex stress states, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 139, No.9, pp.1454-1467, 2013.
- 16) Tao, H. and Tao, J. : Quantitative analysis of piping erosion micro-mechanisms with coupled CFD and DEM method, *Acta Geotechnica*, Vol.12, No.3, 2017.
- 17) Hosn, R.A., *et al.* : A discrete numerical model involving partial fluid-solid coupling to describe suffusion effects in soils, Computers and Geotechnics, Vol.95, pp.30-39, 2018.
- 18) Richards, K.S. and Reddy, K.R. :Experimental investigation of initiation of backward erosion piping in soil, Géotechnique, 62(10), pp.933-942, 2012.
- 19) van Beek et al. : Initiation of backward erosion piping in uniform sands, Géotechnique, Vol. 64(12), pp.927-941, 2014.
- 20) van Beek et al. Developments in modelling of backward erosion piping, Géotechnique, Vol. 65(9), pp.740-754, 2015.

パイピング,遠心模型実験,堤防

1. はじめに

河川堤防の高水による破壊形態の一つにパイピング破 壊がある.パイピング現象については近年活発な研究がな されているが,パイプの発生から進展の詳細なメカニズム が未だ解明されていない.本研究では,透明な模擬堤防を 用いたパイピング実験を遠心模型実験装置を用いて行い, パイプ部の進展状況を詳細に観察した.また,3D 浸透流 解析によるパイプ内の流速と、パイプ内の砂粒子が運搬さ れる限界流速から、パイプが進展するための条件を考察し た. さらに実物大スケールの堤防の検討を行い,堤防のス ケールの増加と共にパイピングが生じる平均動水勾配が 減少する、いわゆるスケール効果についても考察した.

2. 実験方法と実験条件

実験模型を図1に示す.基礎地盤は、剛な模型土槽(奥 行 120mm)内に東北硅砂 5 号(平均粒径 d50=0.52mm)を層厚 60mm, 相対密度 60%となるよう空中落下法で作成した. 堤体は透明なアクリル製であり、敷幅 190mm で質量を法 面勾配 1:2 の土堤と同程度となるように調整した.また, 浸透水の流れを可視化するため堤外側に色水を注入する チューブとソレノイドバルブを設置した.これを遠心装置 に搭載し,40Gの遠心加速度場にて基礎地盤を飽和した後, 外水位を上昇させてパイピングを発生させ、堤体の真上に 取り付けたカメラにより堤体底部の地盤表面を観察した. 堤外側(図の右側)の擁壁には多くの小孔をあけてあり、 地盤表面だけでなく側面からも地盤に水を流入させた.実 験終了後にはアクリル堤体を取り外し,基礎地盤表面のパ イプの3次元形状をSfMにより計測した.

○愛媛大学 学生会員 露口祐輔 愛媛大学 正会員 岡村未対

3. 実験結果

図 2 に基礎地盤表面を基準とした外水位とパイプ長さ の時刻歴を示す.外水位がおよそ 30mm(平均動水勾配 Iave=0.16)となった時点で法尻から噴砂が発生し、同時に パイピングが進展始めた.パイプ長が約80mmとなった時 点で一旦外水位を低下し,再度上昇したところ,最初に噴 砂が発生した水位と同じかやや高い水位となった時点か らパイプが再度進展し始め、堤外側まで貫通した.パイプ が進展するときには、パイプ先端で崩壊が発生するのみな らずパイプ全体で砂粒子が流動していることが観察され た.図3にパイプと噴砂の平面形状を示す.パイプ先端が 崩壊しパイプが進展するにしたがってパイプ部全体で幅 が増加したことがわかる.また,裏法尻に近い位置ほどパ イプ幅が大きくなっていることがわかる.図4はt=40sの 時点で黄色い色水を堤外側地盤に注入した直後の堤体直 下の写真である.パイプ部の先端付近では周辺地盤からパ イプに流入する水が可視化できている.またパイプ内の流 れについては, 先端付近の流線は明瞭に確認でき, 出口付 近の流線は確認できないことから,パイプ先端の流れは層 流,出口付近の流れが乱流もしくは層流と乱流の遷移域で あることがわかる.実験終了後に計測したパイプの鉛直断 面形状は浅く幅広いものであった. 図5に SfM で計測し た実験後基礎地盤の DEM データから得られた基礎地盤の 鉛直断面形状を示す.パイプの貫通により大量の水が流れ たためパイプ部が拡大しているが、裏法尻から150mmの 位置では幅 21mm, 深さ 2.5mm であった(幅/深さ比=8).



50

Observation on backward erosion piping under transparent levee and consideration of piping development conditions Yusuke Tsuyuguchi and Mitsu Okamura. Ehime University



図4パイプと周辺の色水の流れ



図5 パイプの鉛直断面形状(裏法尻から150mm)

4.3次元浸透流解析によるパイプ内流速

3D 浸透流解析によってパイプ内の流速を計算した. 解 析におけるパイプ部は図 4 の平面形状を簡略化したもの とし,深さはその 1/8 とした.

本研究では 40G 場で実験を行っているため、先述のよう にパイプ内の流れの一部が遷移域、乱流になる. Darcy 則を解く浸透流解析を用いたので、パイプ部ではレイノ ルズ数(Re)により透水係数を設定した. 透水係数の設 定は次のようにした. Darcy-Weisbachの平均流速 \vee (式 (1))の両辺を2乗し、レイノルズ数の定義式 Re= \vee De/ ν を代入すると式(2)が得られ、k'を浸透流解析におけるパ イプ部の透水係数とした. ここでIは動水勾配,Rは径 深、D_eは換算パイプ径、 ν は水の動粘性係数、f は摩擦損 失係数、g は重力加速度である. ここで、換算パイプ径 D_eはパイプ断面の径深 R と D_e=4R となる円管の直径で ある.

$$\mathbf{v} = \sqrt{\frac{8}{f}} \sqrt{gRI}$$
(1)
$$\mathbf{v} = \frac{8D_e gR}{\nu Ref} \times I = \frac{2gD_e^2}{\nu R_e f} = \mathbf{k}'I$$
(2)

管路の流れにおけるfと Re の関係を De=2.0mm の場合 を例にとって図 6 に示す.fは層流域(Re<2300)では式 (3)で表わされ,乱流域では壁面粗度 ks(=砂の粒径)の関数 となる式(4)で表わされるものとする.fと Re の関係が不 明確な層流と乱流の遷移域においてはfの上限値と下限値 を設定した.fの上限値を式(5),下限値を式(6)に示す.

$$f = \frac{64}{\text{Re}} \quad (\text{Re} \le 2300) \tag{3}$$
$$f = \left\{\frac{1}{2\log_{10}(7.40\text{D}_{\text{e}}/2\text{k}_{\text{s}})}\right\}^2 (\text{Re} \ge 4000) \tag{4}$$

$$\begin{cases} \text{Re}=2300 \quad \left(f_{(\text{Re}=2300)} \le f \le f_{(\text{Re}=4000)}\right) \\ f=\left\{\frac{1}{2\log_{10}(7.40\text{D}_{\text{e}}/2\text{k}_{\text{s}})}\right\}^2 \quad (2300 \le \text{Re} \le 4000) \end{cases}$$
(5)

(6)

f=aRe+b

たたし、 $a=\frac{f_{(Re=4000)}f_{(Re=2300)}}{4000\text{-}2300}$, $b=f_{(Re=2300)}\text{-}2300a$

式(1)に Re を代入し, f について整理した式(7)と式 (3)(4)(5)(6)との交点(Re,f)を式(2)に代入し, k'を求め浸透 流解析を行った.

$$f = \frac{8 \text{gRID}_{e}^{2}}{v^{2}} \text{Re}^{-2} = \frac{2 \text{gID}_{e}^{3}}{v^{2}} \text{Re}^{-2}$$
(7)

ただし,式(4)中の流速及び Re は未知数なので,繰返し 計算で求めた.平均流速の値は 5 回の繰返しでほぼ収束 し,外水位が 23mm のときのパイプ内の平均流速は図 7 の ようになった.解析の結果,パイプ先端付近が層流,それ 以外が層流と乱流の遷移域となっており,実験での観察結 果(図 4) と良い対応を示している.





図7 外水位 23mm 時のパイプ内平均流速

5. 限界時の平均流速との比較

パイプが大きく進展,貫通した外水位 34mm の時点での 平均流速と摩擦損失係数のパイプ縦断分布を上記の方法 で求め,式(8)よりそのときのパイプ壁面のせん断応力を 計算した.

$\tau = \frac{f}{8} \rho \mathbf{v}^2$

ここで ρ は水の密度である. 砂粒子が運搬されるために必要なせん断応力, すなわち限界せん断応力 τ_{tc} は, 岩垣 ¹⁾が砂粒径, 重力加速度, 動粘性係数の関数である限界摩擦速度 u_c^* を用いて式(9)のように導いている.

 $\tau_c = \rho u_c^{*2}$

(9)

式(8)のパイプ壁面のせん断応力 τ を岩垣の限界掃流力 τ_c で正規化したものを本研究ではせん断応力比(τ/τ_c)とす る. せん断応力比のパイプ縦断方向分布を図8に示す. ご く先端部を除くパイプの大部分において, せん断応力比が 1を上回る, 即ち砂が移動するという結果が得られ, 実験 結果を説明できる結果となった.

また,乱れの作用を無視して,すなわち Re 関わらずパ イプ内流れが層流であると仮定して浸透流解析,せん断応 力比の計算を行った結果も図 8 中に示す.乱れの作用を考 慮しない場合,せん断応力比は1を下回り,パイプが拡幅 しない結果となる.これに対し,乱れの作用を考慮すると 流れの状態が遷移域,乱流になるためfが大きくなり,比 較的小さいパイプ内平均流速でもせん断応力比が増大し パイプは拡幅の条件(τ/τ~2)を満たす.



図8 せん断応力比のパイプ縦断方向分布

6. パイプの形状

浸透流解析で用いたパイプ部の形状は,実験で得られた 形状を単純化したものである.パイプの平面形状の影響を 調べるため,パイプ部の平面形状を図 9(a)に示す 3 通りに 変化させて解析を行った. 先述の実験で観察されたパイ プ形状を近似したものを Casel とした. この形状は,パイ プ先端部で D_eが 1mm で,裏法尻部のパイプ出口での 4.5mm まで直線的に D_eが増加するものである. 続いて裏 法尻からの距離によらずパイプ幅を 20mm で一定とした ものを Case2, Casel よりもパイプ幅の縦断方向変化割合 を大きくしたものを Case3 とした. ただし,全てのケース でパイプ部断面の幅/深さ比は 8 とした. 解析から得られ たせん断応力比 τ/τ_c のパイプ縦断方向分布を図 9(b)に示す. Case1 ではほぼ全体にわたってせん断応力比が 1 以上とな り、パイプの全長にわたりほぼ一様に砂が侵食・運搬され た実験結果に対応している.これに対し、実験と異なるパ イプ形状の Case2 と3 ではせん断応力比が1を下回る箇 所が現れ、そこではパイプ内の砂が運搬されない.また、 1を上回る範囲でも値が大きく変動し、パイプ内の砂の侵 食状況が場所により大きく異なる結果となり、実験での観 察結果とは対応しない.これより、パイプ内の流れによる 侵食の発生状況はパイプの形状に敏感であることがわか る.



7. パイプの拡幅と動水勾配の関係

換算パイプ径と平均動水勾配を変化させた解析を行った.ただし、簡単のため解析に使うモデルの換算パイプ 径の縦断方向分布を一定とする.また、後述のスケール 効果の比較のため 1G 条件での解析である.図 10 は堤体 敷幅 L で無次元化した換算パイプ径(以下, D_e/L)とせん 断応力比の関係である.平均動水勾配 Iaveの値によらず、 D_e/L が約 0.007 で最もせん断応力比が大きく、パイプの進展が起きやすいことがわかる.また、 D_e/L が約 0.007 のときのせん断応力比がちょうど $\tau/\tau_c = 1$ となるような平均動水勾配は Iave=0.12 であった.

せん断応力比 τ/τ。が1以上となる D_e/L の範囲と平均動 水勾配 I_{ave}の関係をパイプ拡幅のための境界値として図 11 にプロットした. D_e/L が 0.007 以上のパイプはパイプ 径が大きくなるほど拡幅に必要な平均動水勾配が大きく なることがわかる. それに対し D_e/L が 0.007 以下では, 細いパイプほどパイプ拡幅に必要な平均動水勾配が急激 に増加することを示しており,パイプ内の砂の移動によ ってパイプ径が縮小するとパイプが急激に進展しづらく なることがわかる.



(1G, パイプ長さ 80mm, 堤体敷幅 190mm)

8. パイプ拡幅のスケール効果

本節では、パイピング現象に関する堤防のスケール効果 を考察する.ここでは堤防敷幅の異なる2つのケースの堤 防を対象とした. Casel は堤体敷幅 190mm 堤防, Case2 は 敷幅 7.6m の堤防であり、何れの幾何形状も遠心模型と相 似で地盤材料も同一、1G 場での堤防である.ここでもパ イプ長さは堤体敷幅に対して 0.42 倍、平均動水勾配は Iave=0.18 とした. 解析の結果 Casel は全域で層流状態, Case2 はほぼ全域で乱流状態となった.

解析から得られた τ/τ_c と D_e/L の関係を図 12 に示す. Case2 のせん断応力比は, D_e/L がおよそ 0.004 付近でピー クとなるのに対し, Case1 ではが約 0.007 の時にピークと なり,最もパイプ拡幅が起きやすいパイプ径は堤防スケー ルに比例せず,相対的に小さくなることがわかる.また動 水勾配が同じ場合には,大きな堤防(Case2)の方が τ/τ_cが 大きくなる.換言すれば,大きな堤防ほど小さな動水勾配 でパイプの侵食が起きやすい.このことは,異なる堤防の サイズで行った模型実験の結果 ²と定性的に一致してい る.

Case2 でパイプ内流れを層流と仮定した解析も行った. その結果は、せん断応力比が1を大きく下回った. これは

次のように説明できる. すなわち, 層流状態を仮定すると 堤防が大きい程パイプ内の平均流速はやや増加し,パイプ の径が増大するために Re(=V・De/*v*)数が大きくなり, した がって*f* (=64/Re) は小さくなる.式(8)からわかるよう に,壁面のせん断応力が減少するため, せん断応力比も減 少し, すなわちパイプ内の侵食が起きにくいという結果に なる.

一方,層流状態から乱流状態に移行すると,Re が増加 してもfが減少しなくなり(式(4)),せん断応力は大きく なる.このように,パイプ内の流れの層流,乱流状態を考 慮することにより,堤防スケールとともに小さな動水勾配 でパイピングが発生する,いわゆるスケール効果を説明す ることができた.





<u>9. まとめ</u>

本研究では河川堤防の高水時パイピングを模した実験 を 40G の遠心加速度場で行い,基礎地盤表面の特にパイ ピング内で発生している現象を透明な堤体模型越しに観 察した.パイプ内の流れは,パイプ先端部では層流,パイ プの途中から出口では遷移域または乱流の流れとなって いることが観察された.続いて Darcy-Weisbach 抵抗則を 仮定し計算したパイプ内の流れが,砂粒子の移動に対する 抵抗を上回る条件を計算した.パイプ先端部以外では Re が 2300 を超え,遷移域または乱流となった,また実験と 同じ外水位でパイプ内の砂粒子が移動する結果となり,実 験での観察結果をうまく説明できた.この解析法を用い, スケールの異なる相似な堤防について解析を行ったとこ ろ,大きな堤防ほど小さな動水勾配でパイプ拡幅条件が満 足する結果となり,既往の研究で報告されている堤防の寸 法効果が定性的に説明できた.

参考文献

1) 岩垣(1956): 限界掃流力の流体力学的研究, 土木学会論 文集, 第 41 号, pp.1-21

2) Van Beek ら(2015) : Developments in modelling of backward erosion piping, Geotechnique 65(9), pp. 740-754.

実大試験堤防による小規模噴砂発生時の堤体挙動の観察

実大試験堤防	湛水実験	噴砂	北見工業大学	学生会員	○南 穂香,上野みなみ
			北見工業大学	国際会員	川尻峻三
			北見工業大学大学院	学生会員	小笠原明信
			応用地質	非会員	桃原直也,櫻井昌人,谷川正志

1. はじめに

平成24年九州北部豪雨における矢部川の堤防決壊は、支持地盤のパイピングの進展に伴う破堤であったとされている ¹⁾. その後、様々な模型実験や解析の結果からパイピングの危険度点検フロー²⁾が考案され、実河川での被災の有無を説 明できることが報告されている.このような危険度点検フローの更なる精度向上のためには、堤防内部の性状が把握で きている試験堤防での結果を適用させる等、堤体の土質条件や水理境界条件がはっきりとしているベンチマーク的な試 験結果を追加することが重要と考える.本研究では実大試験堤防を構築し、繰返し高水位作用を与えた条件での堤体内 水位および間隙水圧、体積含水率、裏のり面の傾斜等の観測を行い、噴砂発生時の堤体挙動の把握を試みた.

2. 試験堤防の概要

図1は本研究で用いた試験堤防の概要(a)全景写真,b)計測機器の配置位置)を示している.図2は試験堤防の構築中に実施した現場透水試験および現場密度試験から得られた飽和透水係数および状態量の分布を示している.また, 図3は試験堤防の構築に使用した地盤材料の粒度分布を示している.本研究での試験堤防は,北見工業大学の多目的試験フィールドであるオホーツク地域創生研究パークに構築した.試験堤防の大きさは高さ 2m,幅 13m,奥行き 2m,法面勾配 1:2 であり,堤体に使用した地盤材料は河川土工マニュアル³⁾で示されている堤体材料 B(半透水性部)の範囲に 概ね収まっている.なお,堤体部における平均的な締固め度 *D*cは *D*c = 84%程度である.また,堤防天端には簡易なアスファルト舗装,法面には張芝を施工した.支持地盤は厚さ 1m であり,砂質土と礫質土で構成されている.礫層の堤 外への露出の有無や砂層と礫層の厚さについては,西村ら²⁾が示したパイピング危険度点検フローに基づいて設定した. 河川水位の条件は上述の点検フローから決定した堤防断面に対して,2016年北海道豪雨災害における常呂川で噴砂が確認された近傍の観測所での河川水位の増減⁴⁾を試験堤防のスケールに換算し,この水位条件を基にした 2 次元浸透流解 析を実施して決定した.繰り返し河川水位を上昇させた湛水実験は2日間実施した.1日目(2020/10/7)は,0.25m/hour の速さで河川水位を堤防高さの半分まで上昇させた.上述した浸透流解析ではこの際の裏法尻での局所動水勾配は 0.5



図1 試験堤防の概要

Observation of levee behavior of small-scale sandboiling using a full-scale test embankment Minami, H., Kawajiri, S., Ueno, M., Ogasawara, A. (Kitami Institute of Technology) Momohara N., Sakurai M., Tanigawa, T. (OYO Corporation)



図2 試験堤防の飽和透水係数,乾燥密度,含水比の分布

を下回っている.2日目(2020/10/7)は、1日目の4倍の速さとなる 1.00m/hour で河川水位を堤防天端まで上昇させた. 事前解析では裏法尻での局所動水勾配は0.5を超過している.

湛水実験中は堤体内および河川水位,堤体内および支持地盤の体 積含水率,間隙水圧,裏のり面の傾斜を自動計測した.また,実験 開始前,1日目終了後,2日目終了後に裏法面と天端のレベル測量 と,裏法面の一部において簡易動的コーン貫入試験を実施した.



3. 実験結果および考察

図4は堤体内水位 H_L および河川水位 H_R ,堤内地盤および裏法尻の間隙水圧 u_w ,支持地盤および堤体の体積含水率 θ の経時変化を示している. 10/7 の H_R は河川水の供給源である排水ポンプ車の出力操作などの調整を行ったため増減を繰り返しているが、最終的には $H_R = Im$ 程度で約1時間の湛水を行った.また、 H_R の上昇前から各地点で H_L の値がプラスとなっていることが確認できる。これは湛水実験開始までの自然降雨によって形成された堤体内水位であることを確認している. 湛水実験の H_R の上昇に伴い、堤外側、天端下、堤内側の順で H_L が上昇しており、浸潤線が堤内側へ移動している様子が伺える。これは 10/8 の河川水位上昇でも同様の傾向である. u_w は H_R よりも早い段階で上昇しており、





b) 10/8 図5 代表的な時間帯における堤内地盤の状況

河川水は堤体内よりも支持地盤内を早く浸透していると言える. 10/7 の水位上昇 では堤内地盤の uw は静水圧(堤内地盤地表面高さ)よりもやや大きな値となった. 一方で, 裏法尻の uw は法面地表面の高さより小さい値となっている. このことか ら堤内地盤では上向きの浸透流に相当する水圧が作用しており、これによって静 水圧よりも大きな間隙水圧を計測したと考えられる。10/8の河川水位上昇では、 堤内地盤および裏法尻ともに静水圧(地表面高さ)よりも明らかに大きな uw が計 測されている. 10/8 では後述するように河川水位上昇中に小規模な噴砂が発生し, その小規模噴砂の拡大が確認された. すなわち,堤内地盤には 10/7 よりも大きな 上向きの浸透流が発生し、これによって噴砂に至ったと推定できる. θ について は、10/7 8:00~10:00 の挙動に着目すると河川水位の上昇とともに堤外側の支持地 盤の砂層と礫層の境界付近(-1.0m)の値が上昇した後, 天端下および堤内側も同 様に支持地盤の砂層と礫層の境界付近(天端下で-2.5m,堤内側で-1.0m)の順にの が増加した.その後,堤外側の支持地盤の砂層と礫層の境界付近よりも上部の0 が堤外側、天端下、堤内側の順に増加している.このことから河川水は礫層内を 浸透し、その上層に位置する砂層内へ上向きに浸透したと言える. この傾向は 10/8 も同様であった.

図5は湛水実験中における代表的な時間での堤内地盤の状況を示している. 10/7 の湛水実験では浸透流解析における局所動水勾配は 0.5 を下回っているため 噴砂は発生せず、図5a)に示すように堤内地盤での漏水が確認できた.この際の 堤内地盤での uw は図4に示したように静水圧をやや上回る程度であった.また, 漏水初期には堤内地盤全体に懸濁した水が湧出していたが、時間が経過すると図 5a)の 14:10 に示すように裏法尻のみ懸濁した水が湧出していた. 10/8 の湛水実 験では局所動水勾配は 0.5 を上回るため噴砂の発生が予想されるが、最大の HRが 観測された図5b)の 11:40 頃に先述した懸濁水の湧出箇所付近からの空気の湧出 量が増加し、その後、小規模な噴砂が法尻付近の複数地点で発生した.図6は最 も大きな噴砂が発生した図5b)11:40の写真中の黄色枠線内における拡大写真を示 している. 12:10頃のまとまった空気湧出後,空気湧出地点に小さな砂山が発生し ていた. その砂山の中央部にはくぼみがあり,時間経過と供にくぼみ部から砂が 噴出している様子が確認できた(12:20頃). その後,最大の HR を継続した 10/8 13:45 には、12:20 頃に確認した噴砂による砂山がその近傍にできた新たな噴砂と 合体し、さらに大きな噴砂と砂山となった.また、その近傍には新たな噴砂の発 生が確認できた.このことから今回の実験の範囲では、複数個の小規模な噴砂が 発生し、合体することで噴砂および砂山の規模が大きくなることが確認された.

図7は図5に示した代表的な時間での H_L (図7a)), θ (図7b)),傾斜計の 計測結果から算出した水平変位 δ_h (図7c))の分布を示している.堤内地盤の水 位は先述した u_w を圧力水頭に換算した値である.また,堤体断面における裏法面



図6 噴砂の発生状況

と天端は 10/7 の湛水実験後に行ったレベル測量の結果を 示している. なお,表法面はレベル測量を実施していな いため表法肩と法尻を直線で結んだ推定線である. 試験 堤防竣工後の降雨浸透や 10/7 の湛水実験による水浸沈下 によって堤体天端の高さは 1.85m となり, 0.15m 程度沈 下した.

堤体内水位を見ると、10/8の湛水実験によって表法面 には水位が形成されているものの、堤体中央部や裏法尻 での水位は高くない. その一方で堤内地盤では先述した ように地表面高さよりも高い水位となっており、局所的 に高い水圧が作用していたと考えられる.体積含水率は 河川水位の上昇に伴い,図4で示したように砂層から上 昇する傾向にあり、河川水の浸透が堤体内よりも支持地 盤で進行したことが伺える. なお, 天端下の堤体中央部 では浸潤線(図7a)の水位)よりも上部の領域でも毛管 作用によって体積含水率が上昇している. & (+:堤内側, -: 堤外側)は計測地点によって傾向が異なっており,河 川水位の上昇に伴い裏法面では堤内側(+),裏法肩では 堤外側(-)に増加している.このことから全体的な挙動 としては、堤内側への円弧滑り状の変形モードとなって いると考えられる. ふの増加傾向を見ると, 10/8 よりも 10/7 の湛水実験での増加量が大きく、初期の湛水によっ て堤体および支持地盤の水浸による圧縮が進行したと考 えられる.また,裏法肩では裏法面よりも変位量が10倍 程度大きい. これは天端下では裏法面よりも堤体水位が 高いことと、堤体高さが大きいため圧縮する土量が多い とためと予想できる. 一方で噴砂の発生が確認された 10/8 11:40~13:20 における ふの増加はわずかであった.

図8は簡易動的コーン貫入試験の結果として、 湛水実 験前(10/6)の結果から湛水実験終了後(10/9)の結果を 差分した値の砂層における分布を示している. 湛水実験 終了後には広い範囲で Na 値が低下している. このことか ら今回の実験で発生した噴砂は小規模であったものの, 支持地盤に作用した水圧によって砂層の強度・剛性が低 下した可能性がある.このような結果は西村ら 2)や岡村 ら5の噴砂発生箇所での現地調査結果と整合している.

4. まとめ

本研究で得られた結果を以下にまとめる.

1) 西村らが提案するパイピング危険度点検フローに基



10/7

10/8



図 8 湛水実験終了前後での Nd 値の変化量分布

- づいて土質構成を決定した試験堤防において繰返し湛水実験を行い、小規模ではあるものの想定通りに噴砂が発生 したことから、点検フローの有用性を確認できた.
- 2) 噴砂発生時の堤内地盤における間隙水圧は漏水発生時よりも大きくなり,噴砂発生時には静水圧よりも大きい局所 的な上向き浸透流が発生している.
- 実験終了後には裏法尻付近の砂層支持地盤で Na 値が低下しており、これは河川水位の上昇による支持地盤の強度・ 3) 剛性低下を示唆する結果と言える.

謝辞

本実験で使用した排水ポンプ車の配備には、北見工業大学地域歩む防災研究センターと北海道開発局北見河川事務所との連携協定を 活用した.また,試験堤防の構築や観測機器の設置には科研費 20H02405 および科研費 20H00266 の助成によって行われた.末筆なが ら記して深甚な謝意を表する.

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)西村ら,河川技術論文集, Vol. 25, pp. 499-504, 2019. 3) 国土技 術研究センター:河川土工マニュアル, 2009. 4) Kawajiri et. al., Soils and Foundations, Vol.59, No.3, pp. 764-782, 2019. 5) 岡村ら,河川技 術論文集, Vol. 25, pp. 487-492, 2019.

河川堤防における間隙水の圧力伝播と限界流速から見た噴砂動態とパイピング進展の機構

パイピング 噴砂 限界流速

- 2 9 噴砂 限外机速

名古屋工業大学 学生会員 ○牧洋平 正会員 前田健一 名古屋工業大学 学生会員 伊神友裕 学生会員 岡田類

1. はじめに

近年の河川堤防のパイピング破壊に関する研究により, 初期変状となる噴砂の発生までは浸透流解析等によって ある程度の説明ができるようになってきた.一方で,噴砂 が発生後の,パイピング進展と破壊に至るメカニズムにつ いては不明な点が多く残されている.しかし,パイピング の進展メカニズムを解明することは,パイピングによる河 川堤防が損傷・決壊する危険性の高い条件の検討に繋がり, 高辻ら¹⁾のような重点監視箇所の抽出に役立つと考える.

そこで、本論文では、簡易なパイピング実験と浸透流解 析により堤内地の噴砂及び堤体下のパイピング孔のモデ ル化を試みた.その上で、噴砂による間隙水圧の圧力伝播、 三次元的流れの局所化と限界流速などに着目し、堤内地で の噴砂発生後に、パイピング孔が堤外側へと進展していく ための地盤力学的・水理学的条件の整理を試みた.

2. 簡易パイピング模型実験

2.1. 実験概要

図-1に実験模型の概略図を示す. 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. 基礎地盤は水中落下法で堆積させ,上層硅砂7号,下 層硅砂2号の複層構造である. 各材料の物性値は表-1に 示す.また,堤外側の左端から20mmを下層の露出部とし, 裏法尻から200mm堤内側のところで行き止まり境界とし た.水位条件は,外水位10mmで基礎地盤を飽和させたの ち,実験開始1分後に水位を1分間で50mm上昇させ30 分間維持する(外水位を敷幅で除して求める平均動水勾配 iaveは0.20となる). その後水位を50mm上昇させ10分 間維持する.以降破壊するまで繰り返す.実験では図-1の ように上層と下層の境界部に間隙水圧計を設置した.

2.2. 実験結果

本実験では、一定速度で外水位を上昇させている途中の 1 分 40 秒頃に、裏法尻から約 130mm 離れた箇所で直径 10mm 程度の噴砂が発生した。その時の堤内の様子と圧力 水頭の挙動を図-2 に示す. なお、グラフの圧力水頭は実験 初期からの増分とし、初期の変動を捉えるために横軸は対 数表示とした. 図より開始1分後での水位上昇に合わせて 圧力水頭が上昇し、その後噴砂が発生した時に圧力水頭が 減少していることがわかる. その後、圧力水頭の変動は落 ち着いていき、また、噴砂は次の水位上昇の 32 分後まで 最初に発生した箇所で噴き続けた. そして、実験開始から 32 分の水位上昇時に噴砂が裏法尻に到達し、実験開始か

Piping progress mechanism and sand boil dynamics of river levee viewed from the pressure propagation of pore water and particulate critical velocity



図-1 実験模型概要図

実験材料の物性

表-1

	珪砂7号	珪砂2号	藤森粘土
土粒子密度(kg/m³)	2686	2638	2694
間隙比	0.74	0.79	0.49
乾燥密度(kg/m³)	1544	1474	1808
透水係数(m/s)	1.40×10-5	1.80×10-3	3.00×10 ⁻⁸



図-2 噴砂発生時点の堤内の様子と圧力水頭挙動

ら47分後に破堤に至った(この時,平均動水勾配 iave=0.37).

3. 噴砂に関する浸透流解析

3.1. **浸透流**解析における再現

前章の実験結果を基に、三次元浸透流 FEM 解析を用い て噴砂孔を再現し,噴砂発生後の基礎地盤の水圧減少を簡 易に表現できるか試みた.数値計算には、三次元飽和・不 飽和浸透流解析コード(UNSAF3D)²⁾が組み込まれた 3D-Flow(地層科学研究所)を用いた.解析モデルは図-1を参 考とし、実験に基づき裏法尻から 130mm 離れた箇所に噴 砂孔を模擬した縦横 10mm 深さ 45mm の低地を設置した

Y. Maki, K. Maeda, T. Ikami and R. Okada (Nagoya Institute of Technology)



図-3 噴砂を設置する解析モデルの概要図

(図-3参照). 噴砂孔内の境界条件は, 堤内地表面を水面 の基準として深さに比例した静水圧を作用させ、噴砂孔に 水が溜まった状態としている. 噴砂孔以外の堤内の地表面 は浸出面境界とした.モデル側面は非排水境界とした.外 力条件は,初期水位10mmを堤外に作用させ,基礎地盤を 飽和状態にした後、水位を実験と同様に上昇させることで 非定常解析を行った.図-4に模型実験と解析の圧力水頭の 再現結果を示す.図より,噴砂孔を設けた解析の値と実験 の値が近い値を示すことがわかる. 噴砂に伴う水圧低下を 見込むことで、実験値との差は、最大でも約 6mm となっ た.また,NO.5における各圧力水頭の経時変化をみると, 噴砂孔を設けた解析では, 圧力水頭の上昇が早く収まるこ とがわかる.実験値と比較するとその差は約20秒であっ た.以上より、噴砂孔を設けることで、基礎地盤に伝わる 間隙水圧の大きさ及び収束時間を実験値に対して近づけ ることができ、解析モデルの妥当性が伺える.

3.2. 噴砂による間隙水の圧力伝播の検討

本節では,前節の噴砂孔の解析モデルを用いて,基礎的 な考察のために噴砂による水圧減少に要する時間につい て,非定常解析で検討した.図-3の解析モデル(露出なし) の堤外に初期外水位 60mm を作用させ,基礎地盤を飽和状 態にした後,水位一定のまま堤内で噴砂孔を設けて基礎地 盤の全水頭の時間変化を非定常解析により計算した.なお, 噴砂孔の位置は裏法尻から 150mm 地点とした.

図-5 に全水頭コンターの時間変化を示す. 堤内側で噴砂 が発生することで基礎内の水頭が減少し, 堤外側までその 影響が及んでいることがわかる.また,間隙水圧の圧力伝 播が収束する 120s の状態をみると,堤体下の水頭も低下 し,水平方向の動水勾配が生じていることがわかる.

3.3. 局所動水勾配と限界流速による検討

前節より,噴砂が発生することで水平方向の動水勾配が 卓越することがわかった.そこで,前章の実験時の状態に おける噴砂孔周りの水頭分布と流速を整理した.図-6 に 2.2節における水位が 60mm 時と 110mm 時における噴砂 孔周りの全水頭コンターの定常解析による結果を示す.全 水頭は噴砂孔縁端部に向けて低下幅が大きくなるため,噴 砂に近づくほど動水勾配と流速が大きくなることがわか



図-4 解析による圧力水頭の再現結果: 左図; 圧力水頭分布による比較結果, 右図; 圧力水頭の経時変化の比較(No.5 地点)









る. この時,図中の赤丸における局所動水勾配はそれぞれ 1.33,2.43 であった.また,流速の水平方向成分は水位 60mm 時では v=0.017mm/s,水位 110mm 時では v=0.031mm/s であった.この流速を,粒径と限界流速の関 係図に整理して図-7 に示す.基礎地盤上層の珪砂7号の 平均粒径を0.15mm とすると,水位が60mm 時では久楽ら の実験に達してはいないが,水位110mm 時では久楽らの 実験値と同等の粒径と限界流速の関係にあることがわか る.実験においても,水位が60mm から上昇したことで噴 砂が裏法尻へと移動したことから,噴砂孔の縁端部での流 速が限界流速に達することで噴砂が移動すると考える.ま



(a) 噴砂が移動し始めたとき

図-8 PIV による噴砂孔進展の様子

(c) 噴砂の移動し始めから12秒後

た、模型断面沿いで噴砂孔進展を PIV 解析で観察した様 子を図-8(別実験)に示す.そこでは、噴砂孔の下部から 進展が始まり、やがて堤体下の砂粒が堤内側へと流れてい ることがわかる.堤体下の砂が水平移動することで堤外側 へとパイピングが進展していくため, 噴砂が活発に生じれ ば、パイピング破壊の危険性がより高まると考えられる.

4. パイピング孔の進展に関する浸透流解析

4.1. 解析概要

本章では、堤体下のパイピング孔をモデル化した三次元 浸透流 FEM 解析を実施する. 図-9 に基礎地盤が複層の場 合の解析モデル概要図を示す.解析ソフトと使用材料は前 章と同様である.なお,基礎地盤が珪砂7号のみの単一層 や下層の露出があるモデルも作成した.本解析では、パイ ピング孔が段階的に進展した時を想定し,堤体下の進展度 を11通り変化させた.ここで,進展度とは裏法尻からパ イピング孔先端部までの距離 lc を堤体幅 B=300mm で除 した値である.パイピング孔の境界条件は,前章同様に堤 内地表面を水面の基準として深さに比例した静水圧を作 用させ, 簡易的にパイピング孔に水が溜まった状態とし, 解析モデルの奥行中心部にパイピング孔を設置する.パイ ピング孔の大きさは、模型実験等の様子から、幅と深さを 10mm とし、メッシュサイズは 10mm とした. 外力条件は 平均動水勾配 iave=0.20 で定常解析を実施した.

4.2. 浸透流速による検討

図-10に各場合の進展度と図-8の流速計測地点の浸透流 速 v を珪砂7号の透水係数 ku で除して求めた見かけの局 所動水勾配 v/kuの関係を示す.まず進展度 0 における局 所動水勾配は単一層, 複層露出なし, 複層露出ありの順で 高い値となっており, 複層構造の方がパイピング孔が進展 しやすい条件といえる.次に、進展度が大きくなると、単 一層は進展度の増加に伴い、局所動水勾配が上昇している. 複層の場合には進展度が0から0.6程度までは局所動水勾 配がやや下がるか横ばいとなる. その後, 各ケースの進展 度が 0.8~0.9 を超えると局所動水勾配が同様に急増する.

図-10より、単一層と複層の場合で局所動水勾配の変化 に差が見られた.この理由について,堤防縦断中央の断面 図の流速ベクトルとコンター(図-11参照)により考察す る. 単一層では浸透流がパイピング孔先端部に集中するこ



図-9 パイピング孔を設置する解析モデルの概要図



図-10 パイピング孔の進展度と局所動水勾配の関係

とがわかる.一方で、複層での進展度が 0.3 と 0.6 の時を みると、パイピング孔全体に一様な大きさの上向き浸透流 が作用していることがわかる.以上より,基礎地盤の条件 によりパイピング孔の進展機構が異なると考える. 単一層 では,先端に集中する流速により土粒子が流される作用が 支配的になると考えられる.一方, 複層では先端部に作用 する浸透流速の影響のみでなくパイピング孔全体に作用 する上向き浸透流により基礎地盤上層が緩む作用もある と考える.実際,本解析における複層構造の場合のパイピ ング孔下の局所動水勾配を計算すると、約0.86~1.07と液 状化に近い状態であることが予想できる.また、模型断面 沿いでパイピング孔進展を PIV 解析で観察した様子(図-12 参照)をみると、流動化した基盤層からパイピング孔 全体にダルシー則よりも大きな流れが流入する様子が確 認され、パイピング孔進展に影響を及ぼすと考えられる.

また、両ケースとも進展度が 0.8 程度になると局所動水 勾配が急増する(図-10参照).この理由について堤防平 面図(図-9の矢印の方向:堤体非表示)の流速ベクトルと



図-11 堤防断面(縦断方向中央)の流速ベクトルとコンター:上図;単一層,下図;複層露出なし

コンター(図-13 参照)をみると,進展度 0.9 の状態では 進展度 0.6 までと比較して,両ケース共に表法尻全域から パイピング孔先端部にかけてより広い範囲で浸透流が局 所化していることがわかる.これにより,局所動水勾配が 急増したと考えられる.よって,最終的な堤体下のパイピ ング孔進展機構は,表法尻からパイピング孔先端部に集中 する浸透流により堤外側から一気にパイピング孔が貫通 する現象と考えられるため,進展度を 0.6~0.7 程度までに 抑えられるかどうかが重要な閾値になってくると考える.

5. まとめ

本論文では、噴砂及び堤体下のパイピング孔のモデル化 を試み、パイピングが堤外側へと進展していく要因につい て検討した.この結果、本解析モデルから、噴砂の発生に より水圧の変化が堤外側へと伝播し、水平動水勾配が増大 することで堤体下の土砂が流される状況が確認できた.ま た、パイピング孔先端部では流速が局所化する様子を確認 した.特に複層ではパイプ部と基礎地盤の境界部付近で鉛 直動水勾配が増大し、これが上層材料の液状化を引き起こ し、パイピングの進展に影響を及ぼすことが示唆された.

今回の検討では,噴砂及びパイピング孔を一様な形で再 現したが,実際には三次元的に形状を変化させながら進展









図-13 堤防平面図における流速ベクトルとコンター(堤 体非表示):上図;単一層,下図;複層露出なし

していくと考えられる. 今後は以上のような課題を踏まえ つつ, 現地堤防に本手法を適用し, パイピング危険度の定 量的評価の検討を進めていきたい.

参考文献

- 1)高辻理人,前田健一,牧洋平,伊神友裕,泉典洋:堤内 外の基礎地盤特性が河川堤防のパイピング破壊に及ぼ す影響と堤防調査方法の提案,河川技術論文集第26巻, pp.467-472,2020.
- 2)西垣誠,進士喜英,今井紀和:有限要素法による飽和不 飽和浸透流解析-AC-UNSAF3D-プログラム解説および ユーザーマニュアル, pp.145, 2005.

模型実験による透水性基礎地盤上の河川堤防の出水時変状対策の検討

名城大学	正会員	小高猛司	
日本工営	正会員	李 圭太	
名城大学大学院	学生会員	○中村宏樹	
名城大学		嶋菜乃子,	舟橋真彦

1. はじめに

浸透破壊 河川堤防 対策工

本研究グループは,決壊に結び付く浸透すべり破壊やパイピングの危険性が高い,透水性が大きく異なる 2 層の基礎 地盤を有する河川堤防の 2 次元模型実験を行い,基盤漏水が堤体変状に与える影響およびメカニズムに関して検討を行 ってきた¹⁾²⁾。その結果,透水性基礎地盤上の河川堤防に発生する法尻付近のパイピングやそれをトリガーとする堤体の 浸透すべり破壊を抑制するためには,堤体法尻部に基礎地盤からの排水工を設けることが有効であることを示した³⁾。

また近年,越流による決壊が頻発しており,2019年台風第19号による洪水では,決壊した142箇所のうち122箇所 (86%)において,越流が主要因で決壊した⁴⁾。それを受けて,万一越流してしまったとしても,決壊までの時間が少し でも長くする粘り強さが今後の河川堤防に求められるようになってきた。

本論文では,高透水性基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊ついて,排水工の大きさと設置位置について検討を行っ た結果を示す。また,越流後の裏法侵食の速さや規模は,堤体内の浸潤状態によっても異なると考えられるため,裏法 に対策工を設置するためにも,堤体内浸潤が越流後の決壊過程に及ぼす影響を検討する。

2. 模型実験概要

浸透模型実験装置を図 1, 排水工の設置位置を図 2, 図 3, 図 4 に示す。浸透実験では, 排水工の大きさを 50mm に統 ーし,設置位置を変更して 3 種類の実験を行った。全 Case において,領域 I には三河珪砂 3 号砂(間隙比 *e*=0.95,透水 係数 *k*=2.67×10⁻³m/s),領域 II には三河珪砂 8 号砂(間隙比 *e*=1.06,透水係数 *k*=3.98×10⁻⁵m/s),領域IIIには三河珪砂 6,7,8 号砂を混合した材料(以下 678 混合砂)(間隙比 *e*=1.06,透水係数 *k*=9.96×10⁻⁵m/s)を用いた。排水工には,領 域 I と同様に三河珪砂 3 号砂を用いた。まず,いずれの地盤材料も含水比を 4%に調整した後,所定の間隙比となるよう 丁寧に締め固めを行い,模型地盤を作製した。次に,給水槽の水位を水槽底面から 100mm で保つよう給水を続け,約 90 分基礎地盤の地盤材料を飽和させた。最後に,水位を急上昇,330mm(堤体高さ 9 割)でオーバーフローさせ,浸透に 伴う堤体の挙動を観察した。

次に、越流実験では、浸透模型実験装置(図 1)から領域 I を取り除き、領域 II の厚さを 50mm に変更した実験装置 を用いた。堤体内浸潤が堤体変状に与える影響を明らかにするために、水位を一気に急上昇させた Case A,給水槽の水 位を水槽底面から 150mm(堤体高さ 5 割)で保つよう給水を続け、約 90 分堤体内浸透させ、その後、水位を急上昇さ せた Case B,さらに法尻から川裏法肩直下まで厚さ 50mm、長さ 400mm のドレーン工を設けて Case B と同様の堤体浸潤 を経てから越流実験を行った Case C の 3 種類の実験を行った。全 Case において、領域 II,領域II ともに三河珪砂 6 号砂 (間隙比 *e*=1.06,透水係数 *k*=6.30×10⁻⁴m/s)を用いた。模型地盤の作製方法は浸透実験と同様に行い、水位を急上昇さ せて、255mm(天端から 5mm 高)で越流させ、越流に伴う堤体の挙動を観察した。浸透実験、越流実験ともに、実験中 は模型の上面および正面からビデオ撮影を行い、堤体の変状がほぼ見られなくなるまで実験を続けた。また、越流実験 においては、堤体内浸潤を視覚的に明らかにするために、給水槽から供給する水を赤色に染色して実験を行った。



Study of counter measures against flood deformation of levee by T. Kodaka, H. Nakamura, N. Shima and M. Funahashi embankment model test on permeable foundation ground. (Meijo Univ.) and K-T. Lee (Nippon Koei)



(b)Case B-湿潤状態 写真2 越流実験過程の破壊形態

(c)Case C-湿潤ドレーン付

3. 実験結果

(a)Case A-乾燥状態

排水工に関する模型実験 Case 1~3 の浸透破壊過程を写真1に示す。まず、法先から 50mm 離した堤内地に排水工を設 置した Case 1(写真 1(a))では、実験開始から 24 秒後に排水工から排水を確認し、その際、堤体法先が泥濘化により消 失した。その後、それをトリガーとして徐々に裏法がすべり崩壊し、14 分後に川裏法面の8 割が崩壊した。次に、法先 に隣接して排水工を設置した Case 2(写真 1(b))では、実験開始から 21 秒後に排水工から排水を確認し、その際、堤体 法先が泥濘化により消失,また,排水工上を泥濘化して流失した堤体材料が覆い被さるように堆積した。その後, Case 1と同様に、36分後に川裏法面の8割が崩壊した。最後に、堤体法尻部に排水工を設置したCase3(写真1(c))では、実 験開始23秒後から排水工から顕著な排水が見られたが、1時間浸透を続けても堤体変状は見られなかった。すなわち、 法尻の堤体内に排水工設置によることにより、浸透すべり破壊を顕著に抑制する効果を確認することができた。

越流に関する模型実験 Case A~Cの越流破壊過程を写真2に示す。まず、乾燥状態の堤体を用いた Case A (写真2(a)) では、越流開始から33秒後に天端が完全に崩壊した。事前に浸潤していない乾燥堤体であるため、越流水による裏法侵 食は他の Case に比べて遅いが、侵食された裏法面は法尻に向かうほど急勾配となる。そのため、裏法を流下する越流水 の勢いは強く、法尻直近の基礎地盤の洗掘(落堀形成)が他 Case と比べて最も顕著であった。次に、堤体高5割の水位 で事前浸透させた Case B (写真 2(b)) では、越流前に裏法面まで浸潤が進行していた。越流開始後は、裏法の侵食が極 めて速く進行し、越流開始から12秒後に天端が崩壊した。越流早期から堤体上部の侵食も顕著であり、裏法面の勾配は 緩傾斜化しながら侵食が進行するため、法尻近傍での基礎地盤の洗掘(落堀形成)はほとんどなかった。法尻にドレー ン工を設けた Case C では、堤体高5割の事前浸透時には、浸潤面は裏法に到達せず、裏法表面は乾燥状態に近かった。 そのため、Case A と同様に越流開始後の裏法侵食の進行が遅いことを期待したが、結果は大きく異なり、越流開始から 11 秒後に天端が崩壊し、決壊までの時間が最も短かった。越流開始直後こそ、Case A に近い侵食状況となり、法尻近傍 の基礎地盤に洗掘も発生した。しかし、ひとたび裏法面の内部に侵食が及ぶと、ドレーン工の上部に沿って極めて高速 に堤体内部に向かって侵食が進行し、一気に天端崩壊に至る。すなわち、ドレーン工の存在が堤体の侵食を促進した。

4. まとめ

透水性基礎地盤上からの基盤漏水の対策については、法尻部の堤体内部への排水工の設置が最も効果があることを示 した。これは、大崩壊のトリガーとなる最初に法尻で発生する小規模すべりを排水工が抑制することによる効果と考え ている。また、越流侵食については、堤体内の浸潤の程度によって、越流後の侵食形態が異なることを示した。さらに、 堤体法尻部から堤体内部に向かって設置するドレーン工は、堤体侵食を促進する可能性があることが示された。

なお、当日の発表においては、本論文の紙面で示した以外の対策工等の実験結果の詳細についても述べる予定である。 参考文献:1) 森ら:全断面堤体模型を用いた高透水性基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊に関する検討,第71回土木学会年次学術 講演会, 2016.2) 小高ら:基礎地盤の複層構造が河川堤防の浸透破壊に及ぼす影響,第52回地盤工学研究発表会, 2017.3) 小高ら:透 水性基礎地盤上の河川堤防の排水工の模型実験,第54回地盤工学研究発表会,2019.4)国土交通省-令和元年台風第19号の被災を踏ま えた河川堤防に関する技術検討会:河川堤防の被災状況の調査・分析について、2020.

42

堤防基盤漏水指標t_b*と堤防基盤特性に基づく漏水,噴砂の発生位置の推定

堤防基盤漏水指標,堤防基盤特性,漏水,噴砂

1. はじめに

基盤漏水,噴砂に対する研究は,主に地盤工学の分野 で模型実験を中心に行われ,堤防変形,破壊機構と関係 して行われているものが多い.洪水が基礎地盤に浸透し, 堤防裏のり尻のどの部分に浸透水が集中し,泥濘化を起 こしやすいか浸透流の力学と地盤特性の両面からの研究 はほとんどない.福岡,田端¹は,河川水が堤体に浸透し 水面勾配を形成し,堤防裏のり尻での水の集中によって 泥濘化が促進されると考え,堤防の浸透破壊箇所の推定 のために,堤防脆弱性指標t*を提示している.この指標は, 現地堤防,模型堤防との浸透について力学的相似条件を 与え,堤防実験,現地堤防の浸透破壊位置の推定に有効 であることを示している.基盤の浸透破壊機構は,堤体 に比してより複雑なため,危険箇所の判定に資する力学 指標が必要とされている.

本研究では、堤防脆弱性指標t*に準じて導いた堤防基盤 からの漏水、噴砂に対する力学指標tv*を、千曲川、梯川 堤防での基盤漏水、噴砂発生事象に適用する.そして、 tv*を主要な力学指標とし、これに地盤特性と関係づけて 漏水、噴砂発生箇所の推定を行う.

2. 堤防基盤漏水指標t_b*の考え方

堤体浸透による堤防裏法先への水の集中の程度を評価 する手法として用いられる堤防脆弱性指標t*は,一般的な 浸透流の支配方程式であるRichardsの式を無次元化して導 かれた唯一の無次元浸透流ナンバーSFnを,堤防浸透流に 適用し,堤防の浸透破壊危険性を表現する指標である¹⁾. 堤防脆弱性指標t*を模型実験や現地堤防に適用することに よって,堤防損傷の程度を与えるt*の値の範囲が決められ, 堤防危険箇所の推定に使われている.ここでは浸透流に 対する式(1)の浸透流ナンバーSFnの一般性,普遍性から, 堤防下の基礎地盤浸透流の浸透のしやすさの指標につい て式(2)を準用し,式(3)の堤防基盤漏水指標tb*を得る. 式中に用いる各物理量は図-1に示す.基礎地盤構造の平 均透水係数は,基礎地盤が水平堆積しているものと考え, 層厚比の重み付き平均で設定²⁾するが,長野盆地では砂礫 が厚く分布しているため,砂礫層の値をそのまま用いる.

浸透流ナンバーSFn

$$SFn = \frac{1}{S_{r0}} \frac{k_0 H_0 T_0}{\lambda_0 {L_0}^2} \quad (1)$$

キタック 正会員 佐藤 豊 中央大学 フェロー 福岡捷二

ここに, k₀:代表透水係数, H₀:代表水位, T₀:浸透流の 代表時間, Sr₀:代表飽和度, λ₀:代表空隙率, L₀:代表長さ を表す.

浸透に対する堤防脆弱性指標t*は式(2)で表現される.

$$t^* = \frac{8}{3} \frac{Hkt'}{\lambda b^2} \tag{2}$$

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

堤防基盤漏水指標t_b*

$$t_b^* = \frac{8}{3} \frac{HkT}{\lambda L^2} \tag{3}$$

ここに、図-1に示すとおり、H:堤防裏法尻からの洪水 最大水位,k:基礎地盤の平均透水係数,T:高水継続時間, λ:空隙率,L:表法先から裏法先までの水平距離で与えられ る.



図-1 堤防基盤漏水指標t_b*の考え方

3. 堤防基盤漏水指標t_b*と現地堤防の漏水状況

図-2は、千曲川の堤防基盤から漏水、噴砂発生が見ら れた河川区間を示す.千曲川の代表断面で求めた堤防基 盤漏水指標tu*の検討結果を図-3に示す.漏水、噴砂の発 生についてみると、漏水発生の範囲はtu*=0.20~1.20の範 囲にあり、噴砂発生はtu*=1.20以上の範囲にある.噴砂発 生箇所の基礎地盤の表層土質構成をみると、上位から粘 土、砂、砂礫の土質構成(図-4の土質構成①)であり、粒 径等の地盤工学上の特性も考慮する必要がある.

丘陵からの広域地下水の影響を受けた漏水,常襲型漏水は,t_b*= 0.03~0.20の範囲で発生している.常襲型漏水は,過去の洪水で発生した漏水と同様の箇所(地形分類)

Occurrence prediction of leakage and sand boiling based on Y. Satoh(KITAC CO.,LTD) the vulnerability index and soil characteristics of levee and S. Fukuoka(Chuo University) foundation ground.



図-2 堤防基盤漏水指標t_b*の検討区間

で発生する漏水で2回以上発生したものを示す.これらは, 漏水の繰り返しによる進行性や,広域地下水のため低 い河川水位で漏水が発生する.このことは,通常の漏水, 噴砂の発生tb*よりも低い範囲に発生していることがわか る.さらに,広域地下水の影響を受けた漏水,常襲型漏 水箇所の発生範囲をみると,左岸29.5kp(常盤下地区)で最



図-4 裏のり尻付近の土質構成

も小さいtb*値を示している.当該箇所は周辺からの広域 地下水の影響を受けた漏水であり,現地調査から,常時 において水路から湧水が確認され,融雪期には特に多量 の湧水が確認される箇所である.同じく広域地下水の影 響を受ける右岸31.43kp(木島地区)でもtb*は小さく,常時 においては湧水の発生はないが融雪期に湧水を確認して いる.このように広域地下水の影響や,常襲型の漏水箇 所のtb*の範囲は,小さい値ほど地下水の影響,特に繰返 しの影響を受けていると考えられる.

64.25kp~70.31kp間(図-3の赤枠の区間)では、tb*=0.20 以上で漏水, 噴砂の発生範囲にあるが, 現地堤防では発 生は見られない。当該区間では昭和60年以前に漏水が発 生したが,その後,堤防整備が行われ,近年の洪水では この区間では漏水が発生していない.また、平成18年7月 出水では犀川合流から下流側ではH.W.L.に近い洪水で あったのに対し、当該区間は、川幅が千曲川で最大の 1.1kmとなることから、河川水位はH.W.L.-1.5m程度で あった. 右岸65.27kpの堤防基盤漏水指標はt_b*=1.7と噴砂 発生の範囲であるが、H.W.L.-1.5mで求めるとta*=0.98とな り漏水の範囲内となり、現地状況と一致する. 64.25kp~ 70.31kp間は、犀川扇状地が東側の山地に押し出しており、 砂礫の粒径が千曲川扇状地と同程度か大きい値を示して いる. 上野, 笹岡ら³⁾が行った堤防模型実験では, 基礎地 盤に透水係数が大きい砕石層を設けたケースでは、漏水 はあっても噴砂が発生しないことが示されており、他の 河川でもさらに検討が必要である.



図-3 千曲川20kp~100kp区間での堤防基盤漏水指標t。*と漏水の有無(凡例の丸数字は、図-4の土質構成を示す)

4. 堤防基盤特性にもとづく漏水,噴砂との関係

堤防基盤漏水指標tb*は、物理的には堤防裏のり尻付近 の水の集中の程度を表現するものであり、図-3から、ta* の大きさによって、漏水、噴砂現象を概略区分できると 考えられる. 噴砂が発生する表層土質構成は、上位から 粘土、砂、砂礫の土質構成であり、裏のり尻付近の浸透 水の集中によって, 地盤中の水圧と表層土質の重量のバ ランスが崩れ(盤ぶくれ),漏水,噴砂が発生する可能性 が高くなる.この時,基礎地盤の透水係数の異なる砂層 と砂礫層の間の浸透力により, 土粒子の移動が起こり, 漏水とともに噴砂が発生する場合も起こり得る. さらに, 盤ぶくれが発生し、裏のり尻付近への浸透水が集中する ことにより、砂層はせん断強さを失い、漏水とともに噴 砂が発生する.砂のせん断強さは、粒度組成に影響する. 細粒分が多くなると粒子間の粘着力が大きくなり、粒子 が大きくなると粒子のかみ合わせによる抵抗が大きくな る.

このように堤防破壊は、浸透による裏のり尻付近の水 の集中に加えて、抵抗する堤防基盤の地盤特性が影響す る.ここでは、堤防基盤漏水指標tu*と漏水、噴砂に影響 する地盤特性との関係について以下で検討を行なう.

(1) 漏水と堤防基盤特性の関係

堤防基盤漏水指標tb*は、物理的には堤防裏のり尻付近 での漏水による地盤の泥濘化の程度を表現するものであ るが、式(3)には、基礎透水層の層厚や粒径等が明示的に 含まれていない.図-5に示すように基盤透水層の層厚と 透水係数の間には、表層土質の層厚が3m以下で基盤層の 透水係数が10⁴m/s以上で漏水の発生がみられる.千曲川 では、透水係数10⁻⁵m/sオーダーで表層の層厚が2m以下で 漏水が発生している.狭窄部区間は、人工埋土や腐植土 による特異な漏水タイプであることから4m以上の層厚で も漏水が発生している.







図-6 千曲川における基盤表層の層厚と浸透による堤防 基盤漏水指標t_b*の関係

図-6には、表層土質の層厚と堤防基盤漏水指標tb*の関係を示している.漏水が発生している箇所の層厚はバラ ツキがみられるが、平均値でみると常襲型漏水、漏水、 噴砂とも層厚は平均1.7m程度であることがわかる.これ らより、tb*は漏水、噴砂に対する層厚の影響を直接考慮 していないが、氾濫によって生じた表層土質の堆積層厚 と堆積砂礫の影響は、実質的にtb*の無次元形でかなりの 程度で表現できていると考えられる.この点については、 さらに他の河川においても検討が必要である.

(2) 噴砂と堤防基盤特性の関係

梯川の検討⁴⁾から噴砂が発生している砂質土はほぼ均一 な粒子であり、噴砂のしやすい範囲は、液状化のしやす い範囲と同範囲にあることがわかっている.tb*を基本量 とし、堤防基盤特性量として60%粒径、均等係数Uc* (D₆₀/D₂₀とする)、細粒分含有率FCを用い噴砂について検 討する.

図-7にはtb*に対する60%粒径D60, 図-8にはtb*に対する 均等係数Uc*の関係を示す.同図には、噴砂が発生した梯 川白江地区(左岸6.4kp付近),基盤の泥濘化によりすべり 破壊が発生した古府地区(右岸8.4kp付近)のデータもプ ロットしている. 図-7、図-8において、 白江地区はth*=2.7 でt_b*=1.20以上の噴砂発生範囲にあり、古府地区は漏水被 災が発生したデータでは最大値t_b*=6.9を示しており、千 曲川のデータ範囲と一致する. t_b*=1.20以上の噴砂発生箇 所は、すべてD₆₀=0.1~1mm、Uc*=10以下でありデータの バラツキが小さい.これに対して,常襲型漏水の範囲 (tb*=0.03~0.20)では、比較してデータのバラツキが大き いことがわかる. D₆₀, Uc*の値のバラツキが小さいのは, 表層土質構成でみると、粘土、砂、砂礫(土質構成①)が 多い.これに対して砂,砂礫(土質構成③)ではバラツキ がみられる. 土質構成①は、模型実験では決壊しやすい 複層構造に位置づけられる³⁾.また,筆者らの水圧分布の



■ 無被害①
 ■ 漏水①
 ● 無被害②
 ● 漏水②
 ▲ 無被害③
 ▲ 漏水③
 図-8
 t_b*と均等係数Uc*(D₆₀/D₂₀)の関係



図−9 t_b*と細粒分含有率FCの関係

試算結果や旧河道付近の地下水観測結果から⁵⁾,表層に粘 性土層が分布する土質構成では,表層に砂層が分布する 土質構成に比べ高い水圧分布をもち,噴砂が発生しやす い構造である.表層に砂層が分布する土質構成③では排水 効果により,噴砂が発生しにくい構造と考えられる.

図-9に示した細粒分含有率FCとtb*の関係をみると,常 襲型漏水の範囲,漏水の範囲であるtb*=0.03~1.20では細 粒分含有FCのバラツキが大きく,tb*=1.20以上範囲では, 細粒分含有率FC=35%以内で噴砂が発生している.細粒分 含有率FC=35%以上で噴砂が発生している箇所は,土質構 成③であり,表層土の不均一性等により基礎地盤の噴砂 は局所的に発生していると考えられる.

噴砂の発生しやすさは、 t_{b} *が同じでも表層土質の粒径 が影響すると考えられる. 図-7~図-9の t_{b} *と60%粒径 D_{60} , 均等係数 Uc^{*} ,細粒分含有率FCの関係図から、均等係数 の値のバラツキが小さいことがわかった(漏水の範囲 t_{b} *=0.20~1.20の比較においても均等係数の値のバラツキ が小さい).

5. まとめ

堤防基礎漏水指標tb*は,基礎地盤浸透による裏のり尻 付近の水の集中度を示しており,tb*の大きさと堤防下の 基礎地盤特性で概ね漏水,噴砂が区分できることが示さ れた.すなわち,これらの事象発生には,tb*を主たる外 力指標に選び,tb*と層厚,60%粒径,均等係数,細粒分 含有率との関係図から漏水,噴砂の発生位置の推定が可 能となった. 今後,さらに多くの現地データを用い検討 することにより,本手法の信頼度を高めていく必要があ る.

参考文献

- 福岡捷二,田端幸輔:浸透流を支配する力学指標と堤防浸透破壊の力学的相似条件-浸透流ナンバーSFnと堤防脆弱性指標t*,土木学会論文集B1(水工学),Vol.74,No.5,I 1435-I 1440,2018.
- 2) 国土技術研究センター:浸透に係る重要水防箇所設定 手順(案), pp.13-17, 2019.
- 3) 上野俊幸, 笹岡信吾, 森啓年, 中村賢人, 福島雅紀, 諏訪義雄: 模型実験に基づいた河川堤防のパイピング 発達に係る土質条件の分布, 河川技術論文集 第23巻, pp.405-410, 2017.
- 4) 佐藤豊,大渕貴,福岡捷二:梯川における基盤漏水が 発生する地形・地質及びパイピングによる堤防破壊, 土木学会論文集 B1(水工学)Vol.74, No.4, 2018.
- 5) 佐藤豊,大渕貴,福岡捷二:旧河道の地下水分布と堤 防周辺の基盤漏水発生箇所の関係,第6回河川堤防技術 シンポジウム論文集, pp.33-36, 2018.

(2020.11.13受付)

非等方透水係数を考慮した堤防基盤における浸透流のモデル化と 堤防法先地盤の緩みの影響評価

堤防基盤,空隙構造のモデル化,透水係数の非等方性, 基盤漏水・噴砂,地盤の緩み

1. 序論

基盤漏水は、噴砂やパイピングを発生させ、堤防の 安定性を低下させる場合があり、その危険性を評価す るためには、法先付近の地盤構造に対する浸透流の三 次元機構を明らかにすることが重要である.

一般に、基盤浸透流解析では、Richards 式が用いられ、 式中に透水係数の非等方性は含まれているものの、実際には等方性を仮定し解析する場合が多い.しかし、 自然堆積物からなる堤防基盤層は、非等方的であり、 特に、堤防法先付近の基盤層の緩み発生箇所では、透 水係数の非等方性が重要になると考えられ、これが、 基盤層全体の浸透流場に影響を及ぼし、堤防の安定性 を損なう場合もある.このため、粒子配置と空隙構造 を考慮した基盤浸透流をモデル化し、緩みの影響評価 の解析が必要であると考える.

本研究では、地盤構造の非等方性に伴う基盤浸透流 と堤防裏法先近傍の水理特性が十分解明されていない ことに鑑み、透水係数の非等方性を考慮した三次元基 盤浸透流解析モデルを構築する.そして、本手法を堤 防基盤漏水実験に適用することで、裏法先付近の地盤 の緩み箇所での非等方性、流れ場と堤防安定性に及ぼ す影響を解析的に検討し、実験結果との対照を行う.

2. 透水係数の非等方性を考慮した基盤浸透流のモデ ル化

(1) 基礎方程式

多孔質体の液相領域について体積平均した三次元の 連続式と運動方程式は,式(1),式(2)で表せる.

$$\frac{\partial \lambda u_i}{\partial x_i} = 0 \tag{1}$$

$$\lambda \frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial \lambda u_i u_j}{\partial x_i} = \lambda g_i - \frac{\lambda}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \lambda \tau_{ij}}{\partial x_i} - \frac{F_i}{\rho} \qquad (2)$$

ここに、 u_i : *i*方向の流速、g: 重力加速度、 ρ : 水の 密度、p: 圧力、 τ_{ij} : 粘性によるせん断応力テンソル、 F: 粒子群が水に及ぼす力である. F_i は、**図**-1に示すよ うに、各方向の流速成分を合成した方向(以下、主流方 向sと呼ぶ.) に対する抵抗力 F_s を用いて、式(3)で表現

Modeling of seepage flow in a ground foundation considering anisotropy of permeability coefficient and estimation of hydraulic effects of soil weak point around the levee toe

中央大学大学院	学生会員	○栗原 克幸
中央大学研究開発機構	正会員	田端 幸輔
中央大学研究開発機構	フェロー会員	福岡 捷二



図-1 各方向の主流速成分と合成ベクトル図のイメージ

する.ここにF_sは,主流方向sについて,局所的にDarcy 則が成り立つと仮定することで導いている.

$$F_i = F_s \frac{u_i}{u_s}, F_s = \rho g \lambda^2 \frac{u_s}{k_s}, u_s = \sqrt{u_1^2 + u_2^2 + u_3^2}$$
(3)

ここに, k: 透水係数, 添え字sは主流方向を意味する. 以上の基礎式によって, 多孔質体内の空隙構造に応じ た浸透流速, 圧力分布を解析することが可能となる. ただし, 多孔質体の透水係数を適切に評価することが 重要になる.よって本研究では, 粒子群の配置, 空隙 構造を考慮することで透水係数の非等方性を評価し, 三次元基盤浸透流を解析する.

(2) 本研究での透水係数の考え方

室田・佐藤²は,図-2に示す多孔質体の切断面を考え, 各粒子を線で結ぶ(図-2の灰色線)ことにより得られ る独立空隙と等価な円断面(図-2の赤破線)の直径を 独立空隙径*d**と定義した.そして,この独立した空隙 内の流れが Hagen-Poiseuille 流れに従うとし,透水係数 を以下のように表現した.

$$\bar{k} = \frac{\lambda \rho g}{32\mu} \int_{d_{min}^*}^{\infty} d^{*^2} P(d^*) \, dd^* \tag{4}$$

ここにµ:粘性係数, P:確率密度関数である.

式(4)では、対象とする多孔質体の代表長さを、任意の 方向に対して作成した切断面より得られる、 d^* の空間 平均値を用いて表現している.そのため、透水係数の 非等方性や通水断面積の場所的変化を十分表現できて いない.そこで本研究では、多孔質体の異なる切断面 により流れの透水性の違いを考慮する.図-3 に示すよ うに、主流方向に対して直交する切断面の透水係数 k_{s_m} を、切断面内の $\lambda_{s_m}, d_{s_m}^*, P_{s_m}$ を用いて式(5)で表す.

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

$$k_{s_m} = \frac{\lambda_{s_m} \rho g}{32\mu} \int_{d^*_{s_mmin}}^{d^*_{s_mmax}} d^{*}_{s_m}{}^2 P_{s_m}(d^*_{s_m}) \, dd^*_{s_m} \tag{5}$$

添え字mは切断面の番号であり、切断面は、主流方向に対して微小距離 Δs 間隔にとるものとする.切断面毎に透水係数 k_{s_m} が異なることから(図-3)、この影響を考慮し、式(6)によってコントロールボリューム内の透水係数 k_s を表すものとする.

$$k_s = \frac{\sum \Delta s}{\sum \frac{\Delta s}{k_c}} \tag{6}$$

本解析では、球形粒子を数値的にランダムに充填させ、多孔質体を作成する²⁾. 主流方向に直交する切断面を Δs 間隔で作成し、 $d_{s_m}^*$ を計測し、 k_{s_m} を求め、式(6)より k_s を得る. これを、毎計算 step 行い、透水係数の非等方性を考慮した抵抗力Fを式(3)で求め、式(1)と式(2)より流れ場を計算する.

3. 非等方透水係数

2. でのモデル化手法を用いて、粒子配置、空隙率が変化した場合の非等方透水係数について調べる. 対象とする材料は、小高ら³⁾の堤防模型実験で用いられた空隙率 0.5 の 6 号珪砂とした. 次に、6 号珪砂から細粒分を除いた空隙率 0.6 の材料を用いて堤防法先付近の基盤に緩み部を設定し、その影響を検討する. 図-4 に解析に用いた粒度分布を示す. 図-5 は、球形粒子を数値的にランダム充填することで作成した多孔質体を示す.

図-6 に, x 軸, y 軸, z 軸をそれぞれ主流方向と仮定 した時の,各方向に直交する切断面毎に計測したd*の ヒストグラムを示す.また,図-7 に、多孔質体の各方 向に対する切断面内の透水係数k_{sm}の分布を示す.図-6 より,6号珪砂のランダム充填により作成した多孔質体 のd*は,概ね正規分布をとる.また,分布形の切断面 のとる方向への依存は小さい.一方,細粒分を除去し 空隙率を大きくした場合では,空隙構造の不均質性に より,切断面のとる方向によってd*の分布形に差が現 われる.また,図-7 によると,空隙率の増大により, k_{sm}の変動幅が大きくなり,切断面のとる方向によって k_{sm}に顕著な違いが表れることが分かる.

以上より,細粒分が抜け出し形成された緩み箇所で は,透水係数の非等方性が強く表れることが示された.

4. 堤防基盤漏水実験への解析モデルの適用

小高ら³は,堤防基盤層の土質・構造が基盤漏水と堤 防破壊危険性に及ぼす影響について,堤防模型を用い て実験を行い,興味ある結果を得ている.

ここでは、小高らの堤防基盤漏水実験を参考に、図-8に示す不透水性堤体の下の基盤層を対象に、堤防法先 に設けた緩み箇所の形成に伴う透水係数の非等方性が 流れ場に及ぼす影響を調べ、さらに危険箇所発生の可 能性について、モデルを用いた検討を行う.



4.1. 解析条件

基盤は互層構造をなし,被覆土層と透水層の全厚さ は 0.15m で,被覆土層に比べ基盤透水層の透水性は大 きい.被覆土層の厚さは,0.03m,0.05mの2パターン とし,それぞれ case1, case2 とした.また,緩みの形成 による流れ場の発達,透水係数の非等方性の影響を検 討するため,緩みが無い場合と,緩みの大きさが 8mm の場合を検討対象とした.図-8 に各層の平均粒径,空 隙率と緩み箇所の平均粒径,空隙率を示す.各層と緩 み箇所の粒度分布は3章で検討したものを用いた.解析 領域は,法先緩み箇所を含む図-8 の水色破線の領域と し,2mm 間隔で三次元計算メッシュを作成した.外力 となる河川水位は,実験での動水勾配 0.46 となる高さ まで上昇させた後,水位を固定した.法先より堤内地 側の水位は,基盤層表層に相当する高さで維持した. 刻み時間は 10⁻³sec とした

4.2. 解析結果とその考察

(1) 基盤浸透流の発達と堤防安定性に及ぼす影響

図-9 に、奥行方向中央断面(y=D)上における基盤層最上部(z=D)での各 case の法先付近のピエゾ水頭を、図-10 に、法先近傍での x-z 面、x-y 面の流速コンター図を 示す. x-z 面は奥行方向中央断面(y=D)での結果を、x-y 面は基盤層最上部(z=D)での結果を示している.

堤体直下では緩やかな圧力低下を伴って川裏方向へ と水平方向に流れ,圧力が解放される法先付近では鉛 直方向流れが発達する様子が確認できる.また,法先 で緩みが形成されると,粒子から受ける抵抗が減少す るため主流速は増大する.これに伴ってピエゾ水頭が 低減し,その影響は上流まで及んでいる.この結果か ら,緩みの形成は,法先近傍だけでなく基盤層全体の 流れ場,圧力場に影響を及ぼすことが分かる.

次に,浸透流解析結果を用いて,土粒子の重量と水 の揚圧力の比 G/W と粒子の移動限界流速の観点から, 噴砂に起因する堤防法先付近の安定性を検討する.図-11 に, 法先付近の主流速コンターと, G/W が1以下と なる範囲を示す. 図-11(a)は case1(緩みあり)を, 11(b) は、更に緩み箇所が拡大したケースの計算結果を示し ている. 粒子移動限界流速は, 簡単のため Justin の方法 により算定しており,用いた透水層材料に対しその大 きさは約0.01m/sである. G/Wが1以下となる範囲は, 土粒子の重量よりも水の揚圧力が高まっているため, もし粒子が抜け出せば、新たな緩み領域となる可能性 があると解釈できる. 被覆土層厚 0.03m の緩み領域が 大きくなる図-11(b)を 11(a)と比較すると、G/W が 1 以 下の領域(図-11の赤破線)が基盤下層に向かって拡大 する様子が確認できる.また、緩みの拡大とともに主 流速が増大し,移動限界流速を超える領域も拡大して いる.以上より、法先の緩み領域は、透水性の高い基 盤下層に向かって徐々に進行していく傾向にあること が示された. なお, 被覆土層厚 0.05m の場合 (図-11(c)) では、法先に緩みが形成されたとしても、G/Wが1以





下の領域と移動限界流速を超える領域がともに小さく, 噴砂発生の度合いは軽減されることが分かる.小高ら の模型実験は,この傾向を説明している³⁾.

(2) 透水係数の非等方性の重要性

図-12 に casel の緩みがある場合における堤防裏法先 周辺のk_sと平均透水係数kの比のコンター図を示す.主 流方向の透水係数k_sは、平均的な透水係数kに比べて、 場所により大きく異なっていることが確認できる.図-13 は、法先に向かう 3 本の流線(図-12 の白色線)に 沿った透水係数k_s、流速、ピエゾ水頭変化を示してい る.これにより、同じ粒度分布の土層であっても、流 れの方向に応じて透水係数が変化し、これが流速と動 水勾配に影響を及ぼしていることが分かる.よって、 法先周辺の浸透流の発達と噴砂発生メカニズムの検討 には、透水係数の非等方性の影響を適切に取り込んだ 浸透流解析を行うことが必要となる.

5. 結論

これまで検討が不十分であった粒子配置と空隙構造 の三次元性に着目し,透水係数の非等方性を考慮した 堤防基盤浸透流のモデル化を行った.これを,堤防基 盤漏水の模型実験データに適用し,法先の緩み形成が 浸透流場の発達と,噴砂発生危険性に及ぼす影響を検 討した.この結果,模型実験で確認された堤防基盤の 浸透破壊の傾向を概ね説明できることを示した.また, 法先周辺の緩み箇所では,透水係数の非等方性の影響 が大きく表れ,これが基盤層全体の流れ場にも影響を 及ぼすことを示した.

今後は、基盤漏水や噴砂による堤防破壊危険性の評価に向けて本モデルを発展させ、浸透流による砂粒子の連行に伴う緩み領域の時間発展と、緩み領域がパイピングに進行させないための対策の検討を行う.

参考文献

- 室田明,佐藤邦明:空隙規模の分布による透水係 数の評価について,水理講演会講演集,pp.73-78, 1969.
- 2) 栗原克幸,田端幸輔,福岡捷二:粒子配置及び空 隙構造の三次元性を考慮した堤防基盤浸透流のモ デル化と堤防法先周辺の浸透流特性に関する研究, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.76, No.2, I_311-I_318, 2020.
- 3) 小高猛司,李圭太,崔瑛,森智彦,森三史郎,林 愛実:浸透に伴う基礎地盤の弱化に起因する堤防 法すべり崩壊に関する考察,第5回河川堤防技術シ ンポジウム論文集,pp.55-58,2017.



最上川における漏水・法面陥没の被災メカニズム推定に係る調査

漏水 陥没 被災メカニズム

土木研究所	〇石原	雅規,	田川	央
	杉山	詠一,	青柳	悠大
	尾西	恭亮,	小林	貴幸
	品川	俊介,	矢島	良紀
	佐々オ	ト 哲せ	1	

1. はじめに

最上川では 2020 年 7 月豪雨により,多数の堤防被災が確認され ている¹⁾。最上川右岸 81.5k はこのような被災箇所の 1 つで, 裏法 尻付近からの漏水と小段上部の裏法面の陥没, 亀裂が確認された。 当該箇所の被災メカニズムを推定するために、土層強度検査棒調査 や漏水箇所における小規模な開削調査等を実施した。

2. 被災状況

最上川右岸 81.5k 付近は, 丹生川合流点から 1km 程度下流に位 置しており、地区名から海谷堤防と呼ばれている堤防の一部である。 丹生川合流点付近では、2020年7月豪雨により図-1に×で示すよ うに多くの箇所で漏水が確認されている。調査対象とした右岸 81.5k 付近は、これらの漏水が確認された箇所の中でも、噴砂量が 多く,堤体にも顕著な変状が生じた箇所である。

調査対象箇所から約 5km 上流の大石田観測所における時間雨量 と河川水位の時刻歴 ²⁾を図-2 に示す。図の範囲外になる が,7月26日夕方から雨が降り始め,27日未明から夜 明けと、28日未明から昼過ぎにまとまった降雨が記録さ れている。河川水位のピークは、少し遅れ、29日未明に HWL を数十 cm 上回る水位が記録されている。調査箇所 よりも約 20km 下流になるが、堀内観測所でも HWL を 上回る水位が記録されていることから,調査箇所におい ても最高水位は HWL を上回っていたと考えられる。

東北地方整備局新庄河川事務所が7月29日に実施し た点検時に撮影した写真を写真-1に示す。この時点で河

川水位はピーク時から 2m 程度は低下してい たと考えられるが,法尻から水が勢いよく 噴き出している様子が確認されている。ピ ーク時にはこれよりも激しく漏水していた ことが想像される。一連の被災区間の中に このような漏水孔が 5 箇所見つかっている。

筆者らは,8月4日に当該箇所の現地踏査 を実施した。写真-2 に示すように、法面陥 没が発生していたと推測される箇所は, す でにシートと土嚢による応急措置が完了し ていた。小段よりも上の法面は全体的にイ タドリが繁茂しているために, 全容をつか むことはできなかったが, 上側の法面には 縦断方向の開口亀裂・段差をかなりの延長 で確認した。裏法尻には写真-3 に示すよう

Surveys to Estimate Mechanisms of Cracks and Depressions that occurred in the River Levee Slope of the Mogamigawa River due to the heavy rain in July

Masanori ISHIHARA, Yudai AOYAGI, Hisashi TAGAWA, Eiichi SUGIYAMA, Shunsuke SHINAGAWA, Yoshinori YAJIMA, Kyosuke ONISHI, Takayuki KOBAYASHI, Tetsuya SASAKI, PWRI



図-1 治水地形分類図

68 0 雨量 大石田 86.2k 66 10 HWL 20 聞 到 標高(T.P.m) 64 30 📠 62 .(mm/ 60 40 河川水位 hr 50 58 56 60 7/28 7/29 7/30 7/31 7/27 図-2 大石田観測所における雨量と河川水位の記録



7月29日昼頃の点検時の状況(東北地整提供)

51

に大量の砂の堆積が確認できた。この砂 は主には、写真-1の漏水に伴って堆積し たものと推測される。

写真-2の大規模陥没の下流側にも、写 真-4 に示すように小段上部に小規模な陥 没を確認した。この付近の小段には,写 真-7 に示すような水が流れた痕跡が確認 できた。痕跡とは、草の倒伏や根の露出, 不自然な砂の堆積や石が点在している状 況である。小段下側の法面でも水が流れ た痕跡が確認された。このため、写真-3 の法尻に堆積した砂の中の一部には、法 尻からの漏水に伴う砂だけでなく,小段 の上から流れてきた砂も含まれているこ とが推測される。

除草後に実施した新庄河川事務所の点 検の結果,縦断亀裂・段差が断続的に発 生している状況が確認されている。陥没 と亀裂・段差,漏水孔,法尻の砂の堆積,



写真-2 大規模法面陥没の応急措置状況

写真-4 小規模な法面陥没



写真-5 小段上の流水の痕跡



図-3 各種変状と開削位置(亀裂位置は東北地整提供)

開削位置の関係を図-3 に示す。陥没と亀裂・段差の法面の変状は小段より上 側の法面にのみ確認された。また、写真-6 に小規模な陥没の状況を示すよう に、法面は鉛直に変位しているが、水平に移動をしているようには見えない。 このため、法面のすべりではなく、陥没と判断した。なお、小段上側の法尻 も筋が通っていた。

3. 詳細点検

被災区間の直下流に当たる右岸 81.3k を代表断面とする浸透安全性能照査 が行われている。築堤履歴やボーリング調査、サウンディング調査を元に推 定した地質横断図が図-4 である。基礎地盤には厚さ 3m の厚さの粘性土層が 浅い位置に存在し、その下に砂~礫層が続いている。



写真-6 小規模陥没

特徴的なのは、Bg1 層が川表と川裏をほぼ貫通するように分布している点である。Bg1 層を浸透した河川水が腹付盛 土(Bc1 層)を破って漏水に至ったという堤体漏水の可能性も考えられる。堤体漏水の方が法面との距離が近い分だけ、 陥没や亀裂のような法面変状として表面化しやすいと考えられる。

4. サウンディング調査

10月12日~15日に土層強度検査棒を用いたサウンディング調査4や法尻開削,物理探査を実施した。土層強度検査 棒(先端コーンつきの細いロッド)を人力で静的に押し込むことにより土層強度や土層深を簡易に測定する試験であり, 1地点の試験が比較的簡易な試験法であるため、比較的高密度な調査が可能である。この方法で、小段と法尻における 10m 間隔の縦断的な調査と、無被災箇所を含む複数断面で2m 間隔の横断的な調査を実施した。

まず,縦断的な調査結果を示す。ここでは貫入不 能となった貫入限界高さを図-5 に示す。法尻(図-6 の川裏 14m 位置相当)で実施した調査では,被災区 間内では,全ての箇所において,数十 cm の厚さの シルト質砂を貫通した後,石に当たり,貫入不能と なった。一方で,被災区間の外側では,シルト質砂 を貫通しても,石に当たることなく,その下に粘性 土層が続いていることを確認した。漏水箇所から少 し離れた位置(距離~30m と 290m~)の調査結果 は,図-4 に示す詳細点検の地質横断図と整合的であ るが,漏水箇所に近い区間(30m~290m)では法尻 の構造が詳細点検の地質横断図と異なることを示唆す るものである。

次に横断的な調査結果を図-6 に示す。ここでも 1m ~2m の深度で石に当たり貫入できなくなった。また, 貫入できた範囲では土質の変化が激しかったため,土 質区分は表記せず,打ち止めとなった深度のみを示し た。打ち止めとなった深度は,図-4 の Bcs 層と Bc1 層の境界の位置と概ね一致した。ただし,石に当たっ て止まっていることから,Bcs という土層名は適切で はなく,石分や礫分を多く含む土層だと推測された。

5. 法尻開削調査

噴砂の厚く堆積している区間の一部で法尻の部分開 削を行った。漏水孔で実施した下流側断面を中心に撮 影した写真を**写真-7**に示す。法尻直下には、砂脈が 存在していた。漏水孔がないとされている大規模陥没 直近の法尻では砂脈は確認できなかった。腹付盛土は、

細粒分~砂を主体とするものの,礫や石が点在し,粘土のような部分もあ り,不均質な土層である。その下には、マトリクスに細粒分を多く含み, 玉石を主体とした褐色の土層が出現した。更に掘り進んだ箇所では、褐灰 色でマトリクスが砂を中心とする土質に変化した。詳細点検時に実施した 柱状図の Bg1 層の記事には、「褐灰色で亜円礫(玉石)を 50%~60%含み、 中粗砂~細砂が主体」とあることから、 Bg1 層と同一の土層であると考え られる。また、サウンディング調査で貫入不能となった原因も同じ土層で あることが確かめられた。これより、被災区間では詳細点検の地質横断図 と異なり、Bg1 層は法尻直下まで連続していることが推定される。









図-6 横断的なサウンディング調査



写真-7 法尻の土層構造(中心:下流) Distance (m)

6. 物理探查

基盤浸透の可能性を念頭に,縦 断方向だけでなく,横断方向に複 数の測線で物理探査を実施した。 ここでは,図-6 に示す土層強度検 査棒の調査位置から 1m 下流側の横 断断面の結果を示す。図-7 は中心 周波数 300 MHz の地中レーダの反



図-7 地中レーダ反射断面

射断面で、矢印で示す位置に明瞭な地層境界を検出している。法面に沿う地層境界は図-6の貫入限界深度分布と整合的 で図-4における Bcs1 層と Bc1 層等との境界を、法尻付近から水平に伸びる地層境界は、Bcs1 層と Bg1 層の境界を捉え ていると考えられる。地中レーダの探査深度の限界から、Bg1 層が連続して分布しているかは判断できない。一方、堤

Surveys to Estimate Mechanisms of Cracks and Depressions that occurred in the River Levee Slope of the Mogamigawa River due to the heavy rain in July Masanori ISHIHARA, Yudai AOYAGI, Hisashi TAGAWA, Eiichi SUGIYAMA, Shunsuke SHINAGAWA, Yoshinori YAJIMA, Kyosuke ONISHI, Takayuki KOBAYASHI, Tetsuya SASAKI, PWRI 体内部の Bcs1 層に相当する土層は,連続して 分布していることが推定される。なお,右軸 の深度軸は推定深度となる。

次に,図-8 に電気探査による電気比抵抗分 布(電気の流れにくさ)を示す。寒色系は電 気が流れにくいことを示し,堤体内部におい て砂や礫混じりの土質の分布が推定される。



また,川表よりも川裏の方が粘性土の領域が多いことが推定される。一方, 堤体底部の Bgl 層に存在する高比抵抗領域は検出できていないが,低比 抵抗層の下部の高比抵抗層の検知は難しい場合があり,電気探査の結果か ら Bgl 層の存在を否定することはできない。

7. 法面開削調査

裏法面の小段上側の法面で部分開削を実施した。縦断的には下流側の小 規模な陥没と亀裂が大きかった位置で実施した。また, 亀裂が大きかった 位置では, 川表側でも開削を実施した。

小規模な陥没の開削断面を写真-8 に示す。浅い位置では高さ 1m 程度 の比較的透水性の低い黄褐色の腹付盛土 Bc1 層が確認された。法尻開削 で見られた Bg1 層よりも玉石が少ないもののも玉石を比較的多く含む褐 色の土層を確認した。Bg1 層に極めて類似した土層であり、細粒分が少な いために透水性は比較的高い。写真-8 の横断面では明瞭ではないが、他 の箇所では、腹付盛土の際に段切りを行っていたことが確認されている。 段切りの角を斜めに開削したために、縦断面では,腹付盛土の黄褐色の土 層と Bg1 層に類似の褐色の土層が交互に出現している。土層境界が平行 線にならず、上から2番目の黄褐色の土層が褐色の土層の中に大きくめり 込んでいる点が陥没と対応している。腹付盛土層は下側の褐色の土層の動 きに連鎖し、落ち込んだ痕跡ではないかと考えられる。そうであれば、陥 没の主な原因は下側の褐色の土層にあることを示すものとなる。写真-9 は、法尻に堆積した噴砂(手の上)とほぐした褐色の土層を比較したもの である。玉石の存在を除けばほぼ同じものであり、褐色の土層が浸透水に より吸出しを受け、法尻まで運ばれたと推測される。

川表法面の開削では、細粒分の少なく透水性の高い砂層を確認した(**写 真-10**)。色は茶褐色であり、Bg1 層の褐色とは異なる。さらに数十 cm 掘り下げると褐色の土層が出現した。川表法面の高い部分には透水性の高 い土層が分布していたと考えられる。

8. 被災メカニズムの推定

被災状況及びその後の調査から推定される当該箇所の被災メカニズムを

まとめると図-9 となる。まず、川表法面上部の透水 性の高い部分から堤体内に河川水が浸透した。その 一方で腹付盛土の透水性は低いために、堤体内水位 は上昇しやすい。このため、法尻部分に高い水圧が 作用し、薄い腹付盛土の部分に水みち(残った砂 脈)を形成しつつ、漏水に至った。勢いが激しく砂



写真-8 小規模陥没の開削状況



写真-9 噴砂と褐色土層の比較



ムを 写真-10 川表法面の開削状況 ④陥没・亀裂 ⑤漏水 ^②漏水

図-9 推定される被災メカニズム

を大量に含む漏水であったために,堤体土が吸出された。程度の小さい箇所では亀裂・段差となり,程度の大きい箇所 では陥没となって表面化した。小規模陥没の箇所では,陥没でできた亀裂から漏水が発生し,腹付盛土の一部を侵食し た。小段に残っていた石は腹付盛土内に混入していた石(凝灰岩)であると考えられる。

最後に 本調査は東北地方整備局及び新庄河川事務所のご協力により実施できたものである。謝意を表する。

参考文献 1) 国土交通省:令和2年7月豪雨災害による被害状況等について,2020,2) 国土交通省:水文水質データベース,3) 石原ら:北川における漏水の変遷と地形及び堤防等の関係,河川技術論文集,Vol.25,2019.4) 佐々木 靖人:土層 強度検査棒による斜面の土層調査マニュアル(案),土木研究所資料第4176号,2010.

令和元年台風第19号の決壊箇所における浸透の影響

越水 浸透 決壊	(一財)国土技術研究センター 〇	真野 友里子
	(国研)土木研究所	石原 雅規
	国土交通省 水管理・国土保全局 治水課	森 文昭
	国土交通省 国土技術政策総合研究所	笹岡 信吾

1.はじめに

令和元年台風第 19 号により全国 142 箇所の河川堤防で決壊が生じたが、その殆どは越水が主要因で決壊したものであ る.一方,決壊の主要因は越水ではあるものの、国管理河川の久慈川左岸 27k と那珂川左岸 40k では、被災時外力を用 いた浸透流解析による再現解析の結果、パイピングに対する所要の安全性を確保しておらず、決壊に対する浸透の影響 は排除できないと報告されている¹⁾.また、平成 27 年の鬼怒川左岸 21.0k 付近の堤防決壊では、「越水前の浸透による パイピングについては(中略)発生した恐れがあるため、決壊の主要因ではないものの、決壊を助長した可能性は否定 できない.」と報告されている²⁾等、越水が堤防決壊の主要因のものについても、越水前の浸透状況が、堤防の決壊・ 非決壊を分ける要因の一つとなる可能性が考えられる.

本件は、国土交通省の「令和元年台風第19号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会」における検討内容の 一部を報告するものであり、具体的には、国管理河川における台風第19号の決壊箇所を対象に、浸透流計算と円弧すべ り法による裏法すべり破壊の安全率や、局所動水勾配等のパイピング破壊の指標、福岡ら³⁾が提案する堤防脆弱性指標 t*を用いて、越水決壊に対する浸透の影響について検討を行ったものである.

2. 越水箇所に対する浸透の影響の検証

越水決壊に対する浸透の影響を検証するため、令和元年台風第19号による国管理河川の越水決壊箇所と越水したが決壊しなかった箇所(以下,非決壊箇所)について、浸透流計算と円弧すべり法による裏法すべり破壊の安全率と、局所動水勾配,G/Wによるパイピング破壊に対する安全性、福岡らが提案する堤防脆弱性指標 t*を用いて、それぞれ裏法部の越流流速vf との関係を比較した.

裏法部の越流流速v_fは,エネルギー保存則と裏法での等流を仮定し,以下の式で求めた.

$$v_f = \frac{q}{h_f} \qquad h_f = \left(\frac{n^2 g}{i}\right)^{\frac{1}{10}} h_c^{\frac{9}{10}}$$
$$q = \sqrt{g h_c^3} \qquad h_c = \frac{1}{3(h_t + H)^2} h_c^3 + \frac{2}{3} h_t$$

ここで、 h_t : 越流水深、q: 単位幅流量、H:堤防の高さ(比高)、 h_c : 天端で生じる限界水深、 h_f : 裏法尻付近での水深、i: $sin\theta$ である. 粗度nは一律 0.03 を用いた.

2.1. すべりとパイピングに対する安全性の検証

過去の堤防詳細点検等で,越水の当該箇所または当該箇所ではないものの一連区間内で安全性照査が行われた箇所について,その結果を収集し,決壊箇所と非決壊箇所における裏法すべり破壊の円弧すべり安全率と,パイピング破壊の局所動水勾配 i (in と iv のうち値が大きい方を採用した)と G/W の分布を比較した.また,堤防形状と越流水深から裏法部の越流流速vf が算出可能であった箇所については越流流速vf との関係を整理した.なお,安全性照査の外力は計画高水位に対するものであり,被災時外力ではない.

その結果,決壊箇所において裏法すべり破壊の安全率を満足しない箇所は,7箇所中1箇所,非決壊箇所において裏法すべり破壊の安 全率を満足しない箇所は34箇所中8箇所であり,決壊箇所と非決壊 箇所で明瞭な違いは確認されなかった(図-2).また,裏法すべり 破壊の安全率と裏法部の越流流速vfの分布についても決壊箇所と非 決壊箇所で明瞭な違いは確認されなかった(図-3).

パイピング破壊については、決壊箇所においてパイピングの基準 値を満足しない箇所は無かった.一方,非決壊箇所においてパイピ ングの基準値を満足しない箇所は 32 箇所中 5 箇所であり、決壊箇所 へのパイピングの影響は見られない(図-4,5).また、局所動水勾 配 i, G/W と裏法部の越流流速vfの分布についても決壊箇所と非決壊 箇所で明瞭な違いは確認されなかった(図-6,7).





Impacts of Seepage on Levee Breaches during Typhoon No. 19 in 2019

Y.Mano (Japan Institute of Country-ology and Engineering),

M.Ishihara(Public Works Research Institute)

F.Mori(Water and Disaster Management Bureau,MLIT) S.Sasaoka(National Institute for Land and Infrastructure Management,MLIT)

2.2. 堤防脆弱性指標 t*を用いた検証

河川水の堤体内への浸透状況 を確認するため、堤防の形状や 水位ハイドロが要素として含ま れている堤防脆弱性指標 t*を算 出し、決壊箇所と非決壊箇所に ついて裏法部の越流流速vf との 関係を比較した.

堤防脆弱性指標 t*の算出に用 いた水位ハイドロは,近傍の水 位観測所の被災時の水位を水面 勾配で被災箇所までスライドさ せ,天端を超える水位について は天端高に置き換えた.水位ハ イドロの時間間隔は 60 分とし た.また,堤防脆弱性指標 t*の 算出に用いた透水係数は越水の 当該箇所または近傍の詳細点検 に用いた断面モデルの各層の透 水係数を面積によって単純平均 した.

した. 堤防脆弱性指標 t*と裏法部の

越流流速v_fが算出できた決壊箇 所11箇所と非決壊箇所19箇所について,堤防脆弱性指標 t*と裏法尻 の越流流速v_fの関係をグラフ化し,決壊箇所と非決壊箇所の分布につ

いて線形判別分析を行った. その結果,今回の決壊箇所と非決壊箇所では t*の分布に明瞭な違い は確認されないが(図-8),線形判別分析で得られた境界線が右下に 傾いており,裏法部の越流流速v_fに比べると影響は小さいものの堤防 脆弱性指標 t*の寄与を示唆する分析結果が得られた(図-9).

なお、中村ら⁴⁾の研究では、被災箇所における t*とその他の箇所の t*に顕著な差が見られない理由として、t*が対策工の効果等(例え ば、川表の遮水シート)を考慮していない点を挙げている。今回の決 壊箇所及び非決壊箇所でも川表に遮水シート等が敷設されている箇所 が含まれているために、遮水シート等の有無が本検討の結果に影響を 及ぼした可能性も考えられる.

3. まとめ

令和元年台風第 19 号による越水決壊箇所と,非決壊箇所について, 堤防詳細点検における安全性照査結果と,堤防への浸透の程度を表す 指標である堤防脆弱性指標 t*を用いて,決壊・非決壊箇所を比較した.

決壊・非決壊箇所の詳細点検の結果による局所動水勾配と G/W と裏 法部の越流流速との関係においては、明確な傾向は見られなかった. これは照査に用いた外力が被災時とは異なることや、検証箇所が必ず しも被災箇所と同一ではないことなどが関係していると考えられる.

一方,データ数が少ないものの,堤防脆弱性指標 t*と裏法部の越流流速v_fの関係について線形判別分析を行ったところ,裏法部の越流流速v_fに比べると小さいものの堤防脆弱性指標 t*の寄与を示唆する分析結果が得られた.このことから,越水決壊に対する浸透の影響は,完全には否定できない結果となった.

今回は限られたデータの中で、越水を主要因とする決壊箇所や、非決壊箇所における浸透の影響について検討を行っ たが、浸透による裏法の侵食耐力の変化なども含めて、今後も継続的に調査を実施する必要がある.そのためには、決 壊箇所のみならず、非決壊箇所や越水以外の被災箇所についても被災時外力や堤体土質の詳細などを調査し、これらを 蓄積・分析していくことが必要である.

参考文献

1) 那珂川・久慈川堤防調査委員会:那珂川・久慈川堤防調査委員会報告書, p.3-55,4-72, 2020

2) 鬼怒川堤防調查委員会:鬼怒川堤防調查委員会報告書, p.3-32, 2016

3) 福岡捷二,田端 幸輔:浸透流を支配する力学指標と堤防浸透破壊の力学的相似条件-浸透流ナンバー SFn と堤防脆弱性指標 t*,土木学会論文集 B1(水工学) Vol.74, 2018

4) 中村賢人, 笹岡信吾, 上野俊幸, 福島雅紀, 諏訪義雄: 河川堤防の被災実態と堤防脆弱性指標の関係 第5回河川堤 防技術シンポジウム論文集, pp71-74, 2017





図-9 堤防脆弱性指標 t*と越流流速vfの関係

河川堤防のリスク管理技術の高度化に関する一考察 ~ハドンマトリックスと性能「危機耐性」の枠組みを用いた分析~

リスク管理 ハドンマトリックス 危機耐性

株式会社ティーネットジャパン大阪支社 正会員 〇渡部秀之 東京都市大学大学院 正会員 吉田郁政

1. はじめに

河川堤防の決壊は近年でも各地で頻発している.河 川堤防の決壊を防ぎ洪水氾濫被害を軽減するための技 術(河川堤防のリスク管理技術)を高度化していく必 要性は,従来以上に高まっている.河川堤防のリスク 管理技術の高度化に向けて,原子力安全分野や耐震設 計分野で近年導入されている,設計で考慮する事象を 超えた事象への対応を考慮する「危機耐性」という概 念を河川堤防に適用することを試みた.その際,疾病 対策,道路交通安全対策の枠組みとして広く認知され ているハドンマトリックスの整理方法を参照し,河川 堤防管理の為の対策と性能「危機耐性」との関係につ いて提示し,設計外力を超える外力に対する河川堤防 の性能規定の一つの考え方を例示する.

2. ハドンマトリックス

ハドンマトリックス¹⁾は、米国連邦高速道路局初代 長官ハドンが提案した道路交通安全対策における疫学 的アプローチの代表例で、表-1 は交通死亡事故リスク の低減には事業者だけでなく社会全体で取り組む必要 があることを、疾病対策の枠組みを用いて説明してい る.対策の時間軸 PHASE を予防・介入・事後対策に分 け、対策を向ける分野 FACTOR を人・自動車・環境に 分けて 3×3 のセルに分割し、各セルに対して総合的に 対策を実施するというモデルである.

3. 性能「危機耐性」

土木学会の「原子力発電所の耐震・耐津波性能のあ るべき姿に関する提言(土木工学からの視点)」²⁾で は,設計で考慮する事象を超えた事象への対応を考慮 する「危機耐性(anti-catastrophe)」という概念が提案 されている. 「危機耐性」の概念について本田ら^{3),4)} は,既存の耐震設計との整合性を確保するための枠組 みとして、新たに「カテゴリー2」という概念を導入 することを提案し、それに基づく耐震設計体系の枠組 みも提案している.「危機耐性」という概念は、「狭 義(従来)の設計段階で想定していなかった事象にお いても、構造物が、単体またはシステムとして、破滅 的な状況に陥らない」性能として提唱している.また, 『従来の設計では、性能の(主な)構成要素として 「安全性」「使用性」「復旧性」が考えられてきたが, 「危機耐性」は、これらの性能を高めるのではなく、 これらの要素を満たしている構造物が、想定を超える 事象において壊れてしまったときに備えるための性能

表-1 交通安全対策のハドンマトリックス¹⁾

FACTOR	人間	車両と装置	社会環境
	HOST	VECTOR	ENVIR-
DUACE		&	ONMENT
FIIASE		AGENT	
事故発生前	情報提供	運転性能	道路設計
pre-event	運転マナー	照明燈	速度制限
phase	交通規則遵守	ブレーキ	歩車分離
		速度管理	
衝突時	保護具装着	衝突安全装置	衝突安全の
event		衝突安全設計	ための道路
phase			
事故発生後	応急救命法	乗員救出容易	救急病院整
post-event	救命隊へのア	性への配慮	備
phase	クセス	延焼防止対策	渋滞緩和

であり、性能を構成する四つ目の要素といえる. 』と 記している. さらに、性能「危機耐性」は、従来の耐 震性能では明示的に扱ってこなかった面を考慮に入れ るもので、考慮する対象の領域を拡張するものである として、考え方を整理するために、a) 事象、b) 時間, c) 空間(スケール)という3つの軸を用いてその概念 を説明している.

4. 河川堤防の設計基準,盛土構造物の性能規定等

河川堤防の設計基準は、河川法上の設計基準である 形状規定方式(仕様規定)を基本として、耐浸透・耐 侵食機能に対しては安全性照査を、耐震機能に対して は二次被害への安全性確保を求め、所要の強化工法を 施すことを求めているが、設計外力や設計外力を超え る外力に対する要求性能を規定する体系(性能規定) とはされていない.一方で、国際的には既に、国際規 格 ISO 2394(構造物の信頼性に関する一般原則)では、 1998版での信頼性の考えに基づく限界状態設計法に主 眼を置いたものから、2015版では、信頼性の妥当性の 検証として、リスク評価に基づく意思決定やレジリエ ンスの考えを取り入れられるよう、更なる改定が行な われている⁵⁾.また国内的にも、2002年10月に国土 交通省において「土木・建築にかかる設計の基本」⁶⁾ をとりまとめ、信頼性設計の導入を提唱している.

盛土構造物の性能規定に関しては、土木学会地盤工 学委員会では研究小委員会を設置し、性能設計概念に 基づく主要な盛土構造物の目的、要求性能を考察し性 能規定と照査方法のあり方を検討し、2007年11月に報 告⁷⁾をまとめている.河川堤防の目的及び要求性能は、

One consideration about the advancement of the risk management technology system of the bank of a river

H.Watanabe (T-NET JAPAN Co., Ltd.) I.Yoshida (Tokyo City Univ.)

			使用限界状態	修復限界状態	終局限界状態	危機耐性
構造物(河川堤防)の			(使用性)	(修復性)	(安全性)	anti-catastrophe
	損傷の権	呈度(状態)	所要の天端高さや	損傷を生じても	損傷を生じても	河川(堤防)管理が,
			水密性を保持でき	早期に復旧でき	周辺への影響を	システムとして社会全
設計	・外力のレベル		る性能	る性能	限定的にとどめ	体のシステムと連携し
14 24	(再現期間)				ることができる	て、壊滅的な状況に陥
					性能	らない性能
カテゴリー	L1 クラス	数十年~	0	0	0	
1	(基本方針)	百数十年に	_	_	_	
		一度発生				
カテゴリー	L2 クラス	数百年~	×	×	×	0
2	(想定最大)	千数百年に				
		一度発生				

表-2 河川堤防の性能マトリックス(洪水時)

(注)表中,○印は満たす,×印は満たさない,一印は対象外を示す.

『目的:洪水時における堤内地への溢水を防止して安 全に水を流下させる』,『要求性能:「使用性,安全 性」所要の天端高さや水密性を保持できる,「安全 性」損傷を生じない,もしくは損傷を生じても周辺へ の影響を限定的にとどめることができる,「修復性」 損傷を生じても早期に復旧できる』としている.

5. ハドンマトリックスと性能「危機耐性」の枠組みの 河川堤防への適用と分析

まず、河川堤防の性能マトリックス(洪水時)とし て、本田らが提案している「カテゴリー」の概念を適 用した表-2を提案する.同表では、河川堤防に対し、 「カテゴリー1」として、数十年~百数十年に一度発 生する L1 クラス(河川整備基本方針に相当)の対象洪 水には性能(使用性、修復性、安全性)を満たすこと を要求し、「カテゴリー2」として、数百年~千数百 年に一度発生する L2 クラス(想定最大外力の設定手法 に基づく外力⁸⁾に相当)の対象洪水には性能(「危機 耐性」)を満たすことを要求している.

次に、河川堤防の性能「危機耐性」への理解を深め るために、上記 3.で紹介した「危機耐性」の概念 (「危機耐性」〜領域(事象,時間,空間)の拡張) をインフラ構造物としての河川堤防に適用することを 試みた.すなわち、河川堤防に関して現状実施されて いる様々な対策が、「危機耐性」の要求性能(各領域 の拡張)とどのような関係にあるかを以下に考察する. その際、ハドンマトリックス(表-1)に示す対策の時 間軸 PHASE は、洪水時の堤防決壊とその事象前後の平 常時(洪水発生前)及び復旧・復興時とした.

a)事象領域の拡張は、局面 phase の転移 transition⁴⁾で あり、平常時(洪水発生前) phase から堤防決壊時 phase,復旧・復興時において、河川堤防に求められる 性能や関係者等に求められる行為等を規定するもの、 となる.それは言わば「危機管理:刻々発生する事象 に的確に対応すること」を意味し、例えば、テックフ オース(緊急災害対策派遣隊)の広域派遣や災害時支 援協定を締結した建設業者等の派遣が迅速に実施され てその活動が適切に行われること,緊急復旧工事によ り構築された暫定堤防が次期出水に対し再度の洪水氾 濫を極力阻止することができること等,という性能を 要求している.

b)時間領域の拡張は、河川堤防の決壊後の河川堤防及 び地域社会の復旧・復興過程における河川堤防の存在 の貢献を評価し、それに資する条件を決壊前の設計で 認めることを求めるもの、となる.それは言わば

「Beyond design:設計外力を超える外力に事前対応す ること」を意味し、例えば、平常時(洪水発生前)に おいて、ハード対策としての河川堤防の整備・維持管 理という河川管理者の日常業務・活動が計画的に確 実・適切に実施され、加えて危機管理型ハード対策

(堤防天端の舗装、堤防裏法尻の補強等)が適切に実施されること、ソフト対策としてのハザードマップの 公表周知・タイムラインの作成周知・防災訓練等の水防管理者や地域住民等の行政的・民生的行為もしくは 措置が計画的に確実・適切に実施されること等、という性能を要求している.

c)空間領域の拡張は、従来の設計では基本的に河川堤 防というインフラ構造物単体について考えていたもの を改め、河川堤防が属する地域社会としての拡張され た空間(地理的な空間,人的組織的な空間)領域で性 能「危機耐性」を考えることを求めるもの、となる. それは例えば、幅広い行政・防災関係機関等が一体的 に議論する「大規模氾濫に関する減災対策協議会」を 設置し適切に運営されていること、建築基準法に基づ く災害危険区域の指定、立地適正化計画策定等による 土地利用の誘導・規制が確実・適切に実施されている こと等、という性能を要求している.

上記に示した河川堤防に対する性能「危機耐性」の 基本的な考え方の整理を踏まえ,河川堤防の日常管理 及び危機管理等の現場での現状の様々な対策が,河川 堤防に要求される具体的な性能「危機耐性」としてど のように表示されるかを,表-3に例示として取りまと

	X0 17/1/21	カテゴリー2			
FACTOR	危機耐性 ⇒	領域の拡張 ~~ (a) 事象の拡張	長:堤防決壊後の局面の)考慮	
(対策)		(b) 時間の拡張	長:レジリエンスの考慮		
		(c) 空間の拡張	長:拡大したシステム領域の考慮		
	主に河川管理者が実施する対策		主に河川管理者以外が実施する対策		
PHASE	agent	host	physical	sociocultural	
(領域) 🔪	降雨・洪水	河川堤防・河道・他の河川構造物	environment	environment	
			物理的環境	社会文化的環境	
(b) 時間の拡張	長:レジリエンス	Rの考慮	(c) 空間の拡張:拡大	したシステム領域の考慮	
		 ●河川堤防等施設の維持管理 			
	●雨量・河	●堤防整備,河道掘削	●水防資機材の事	■ハザードマップの公	
平常時	川水位等観	●ダム等の整備	前調達・備蓄	表周知、防災訓練の実	
(洪水発生前)	測所の保守		●避難路の整備	施	
	点檢	●堤防天端の舗装、堤防裏法尻の		■大規模氾濫に関する	
	AN DC	補強	■水防工法の実施	減災対策協議会の設	
		●氾濫流制御施設の整備	訓練	置・運営	
		●排水ポンプ車の配備	H/ UPTS	■ 立地適正化計画策定	
				等による十地利用の誘	
				導・規制	
(a) 事象の拡張	長:堤防決壊後の (1)	の局面の考慮	(c) 空間の拡張:拡大	したシステム領域の考慮	
			●水防活動(越水・		
堤防決壊:前	■水位情報	■堤防巡視	決壊防止)の実施	■住民への水位情報の	
2000 Car - 113	の伝達			伝達	
	- FIL	●決壊した河川堤防の早期締切り	●水防活動(越水・		
堤防決壊:中	■ 越水情	の実施	決壊防止)の実施	■住民への堤防決壊情	
2000 Car - 1	<u>-</u> 堤防決			報の伝達 氾濫情報の	
	读情報 氾	■災害時支援協定を締結した建設		伝達	
	濫情報の伝	業者等の派遣		■住民への避難勧告.	
	達			避難指示の発令	
-		●氾濫流制御施設や排水ポンプ車	●水防活動(排水活		
	■ 浸水深,	による氾濫流の速やかな排除	動等)の実施		
堤防決壊:後	浸水範囲等			■住民への避難指示	
	の情報提供	■テックフォース(緊急災害対策		■避難体制の構築	
		派遣隊)の派遣(排水活動)			
		■災害時支援協定を締結した建設			
		業者等の派遣			
(a) 事象の拡張	長:堤防決壊後の		(c) 空間の拡張:拡大	したシステム領域の考慮	
		●緊急復旧工事による暫定堤防の	●生活インフラ,産		
	■水位情報	築造	業インフラ等の復旧	■避難生活の支援,生	
堤防復旧過程	の提供基準		事業の実施	活必需物資の提供	
	の暫定引下	■テックフォース(緊急災害対策)		■災害ボランティアの	
	げ	派遣隊)の派遣(被災状況調査)	■被災地への緊急物	派遣	
		■災害時支援協定を締結した建設	資の搬入		
		業者等の派遣			
		●完成堤防の築造	●(土地利用の誘		
地域復興過程		●激特事業等の実施	導・規制を含む)復	■災害記録の伝承	
			興計画に基づく地域	■防災教育の充実	
			復興事業の実施	■土地利用の誘導・規	
				制	

表-3 河川堤防に求められる性能「危機耐性」と現状の対策の当てはめ

(注)表中,●●印はハード対策,■■印はソフト対策を示す.

めた. 同表ではハドンマトリックスの表現方法も参照 し,対策を向ける分野 FACTOR について,河川管理者 が主に実施する対策の対象を,災害を発生させるエネ ルギー源 agent (降雨・洪水) と災害を受ける主体 host (河川堤防・河道・他の河川構造物)と捉え,水防管 理者・自治体等が主に実施する対策の対象を,空間領 域の拡張として,災害を発生させる舞台 physical environment(物理的環境)と sociocultural environment (社会文化的環境)と捉え,それぞれを背景色及び文 字色で色分けして整理した.なお,同表中,各セルに 示された個々の対策については,性能「危機耐性」の 領域(事象,時間,空間)の拡張のいずれかの分類, 対策を向ける分野 FACTOR のいずれかの分類にのみ該 当するものではなく、「危機耐性」という新しい概念 (考え方)への理解を深めるために便宜上整理したも のである.例えば、「大規模氾濫に関する減災対策協 議会」は、河川管理者と自治体が共同で運営しており、 防災教育等は平常時からも実施されており、拡張され た領域全般の中での一要素として個々の対策が位置付 けられると考えることが適切である.また、同表中に 示された対策は、河川堤防のリスク管理のために過去 から行われてきたもの又は近年の堤防被災を踏まえて 実施することとなり各河川で各関係者が現在取り組む こととしているものであり、河川堤防が性能「危機耐 性」を満たすために求められることは、日常的及び危 機管理時に求められる様々な対策を確実・適切に実施 すること、が出発点であることを示している.

一方で、文献4)で「深刻化しうるシナリオを同定し, それらが発現しにくくすること」「多様な被災シナリ オに共通する根源的要因 (root cause) を同定し、対策 をとること」「回避したいシナリオを把握すること」 「危機耐性を実現するとは、その不確実性を縮減する こと」と述べられているように、河川堤防のリスク管 理においても、各河川とその流域の特性を踏まえて、 避けるべき危機的な状況(シナリオ)を特定し、必要 かつ十分な対策を講じることが、性能「危機耐性」を 満たすために求められる、と考えられるが、この点で は、現状は必ずしも十分ではないと思われる. 今後の 取り組みとして,洪水氾濫被害(リスク)が大きくな る箇所での河川堤防の決壊は避けるよう河川整備の基 本方針や整備計画を策定し河川堤防を設計し整備する こと、洪水氾濫被害(リスク)が小さくなるような流 域内での氾濫流制御施設を整備することや土地利用を 誘導・規制すること等の対策を、避けるべき危機的な 状況(シナリオ)を特定した成果として河川堤防の性 能「危機耐性」規定の範疇で位置付け、各河川での対 策を具体化することが求められると考えられる.

このような河川堤防の管理現場の実状を踏まえた上で、1)河川堤防に要求される性能「危機耐性」として 表-3 に例示した様々な対策を各河川でより確実・適切 に実施すること、2)表-3 には例示できていない、避け るべきシナリオを特定し必要かつ十分な対策を各河川 で網羅的に提示し実施すること、3)性能「危機耐性」 の達成度を評価する仕組み(性能の照査)を将来的に 構築すること、等が実現できれば、河川堤防のリスク 管理技術を高度化していくことが可能となると考えら れる.また、避けるべきシナリオに対する必要かつ十 分な対策を定めるには、リスクベースの判断を行う必 要性が高まるため、一般的な土木構造物で進められよ うとしているリスク評価に基づく意思決定やレジリエ ンスの考えを取り入れた国際規格 ISO 2394(構造物の 信頼性に関する一般原則)の改定の方向性に沿った設 計枠組みの構築が,河川堤防に対しても求められると 考えられる.

6. おわりに

本論文では、河川堤防のリスク管理技術を高度化す るための枠組みとして、性能規定の考え方をベースに 設計外力を超える外力に対する性能としての「危機耐 性」を用いた枠組みを、ハドンマトリックスの表現方 法を参照して具体的に例示した.また、避けるべきシ ナリオを特定し必要かつ十分な対策を各河川で実施す るための枠組みとなり得ることを示した.

今後,「危機耐性」が河川堤防の要求性能として位 置付けられ,河川管理の日常活動の現場で実装され, リスク管理技術の枠組みとして確立されるためには, 避けるべきシナリオの特定とそれへの対策を具体的に 示す必要があり,本研究成果を踏まえた具体的な河川 での事例研究が不可欠である.また,性能「危機耐 性」を満たすための様々な対策が確実に実施されてい るか,を評価する仕組み(性能の照査)が求められる. 要求性能の必要条件と十分条件を満たして初めて,性 能「危機耐性」が満足されるものであり,性能を評価 する制度的な枠組みの構築が,今後の課題として残さ れている.

参考文献

- 三上喜貴:安全マネジメントの歴史に学ぶ,第27
 回鉄道総研講演会,2014年11月12日
- 2) 東日本大震災フォローアップ委員会・原子力安全土 木技術特定テーマ委員会:原子力発電所の耐震・耐津 波性能のあるべき姿に関する提言(土木工学からの視 点), Technical report,土木学会,2013
- 本田利器,秋山充良,片岡正次郎,高橋良和,野津
 厚,室野剛隆:「危機耐性」を考慮した耐震設計体系
 一試案構築にむけての考察-,土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.4, 2016
- 4)本田利器:危機耐性を指向した耐震設計の実装に向けた考察,土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.74, No.4, 2018
- 5) 高田毅士: ISO2394 (構造物の信頼性に関する一般 原則)の改訂案について, 土木 ISO ジャーナル第 24 号 (2013 年 3 月号), pp.11-18, 2013
- 6) 国土交通省「土木・建築にかかる設計の基本検討委 員会」:土木・建築にかかる設計の基本, 2002.10
- 7) 地盤工学委員会・土構造物の性能評価に関する研究 小委員会 WG(1):盛土構造物の性能規定化におけ る課題と展望,土木学会論文集 C, Vol.63, No.4, 2007.11
- 8) 国土交通省水管理・国土保全局:浸水想定(洪水, 内水)の作成等のための想定最大外力の設定手法, 2015年7月

二重鋼矢板を用いた堤防補強技術の補強効果と設計法について

鋼矢板	河川堤防	補強技術	一般社団法人	鋼管杭·鋼矢板技術協会		西山 輝樹	及川	森
						芥川 博昭	○松原	秀和
			一般社団法人	鋼管杭·鋼矢板技術協会	正会員	辰見 ター		

1. はじめに

近年,集中豪雨や大型台風による河川の氾濫や河川堤防の決壊など水災害が頻発化,激甚化している.この現状に対 し、国土交通省により「令和元年台風第19号の被災を踏まえた河川堤防に関する技術検討会」が設置され、被災要因 の分析や、既往の堤防強化技術決壊の要因等を踏まえ河川堤防の強化を実施するための技術的検討が行われ、越水した 場合であっても「粘り強い河川堤防」の整備を進めていくことの重要性が、新技術開発・導入も踏まえた上で提言され た. このように、安定した治水の観点から災害に強い河川堤防の構築が望まれている. 一方、鋼管杭・鋼矢板技術協会 では二重鋼矢板を用いた堤防補強技術に関して以前より検証を進めており、今回、既往の模型実験による補強効果の検 証結果を再整理した.本論文はその内容および設計法について述べるものである.

2. 二重鋼矢板を用いた堤防補強技術の概要

二重鋼矢板を用いた堤防補強技術の基本構造イメージを図 1 に示 す.本技術は、堤体内に二重に打設した鋼矢板壁およびタイロッドで 堤体内部を拘束することで堤体の耐震性能を確保することができ、洪 水時には天端高さを保つことで越流による破堤や、堤体内浸透による 破堤を防止する機能を有している.また,鋼矢板は現在の堤防形状を 保持したまま、かつコンパクトなエリアで施工が可能であり、短工期 での施工が可能となる. さらに、工場での厳格な品質管理の下に製造 された鋼矢板を用いるので、補強後の構造物の品質も安定している.



図1 基本構造イメージ

3. 補強効果の模型実験による検証¹⁾

本技術に関して、堤防の被災状況を想定した模型実験により補強効果を検証した。実施内容を表1に示す。(1)~(3) に対して、補強しない土堤のみのケースと本技術により補強したケースを実施し結果の比較を行った.

	想定した被災状況	検証方法	検証ケース	検証内容		
(1)	越流または越波	模型実験	補強なし	・越流開始からの破堤時間		
			補強あり	・越流後の堤防の挙動		
(2)	地震(液状化)	振動台模型実験	補強なし	・液状化による堤防の挙動		
			補強あり	・堤防天端の沈下量		
(3)	洪水&地震(液状化)	振動台模型実験	補強なし	・洪水時の地盤内の浸透挙動		
			補強あり	・加振を受けた堤防の越水時の挙動		

表1 横刑宝輪の検証ケース

(1) 越流に対する補強効果検証

室内越流実験の概要を図2に示す.また、実験は以 下の手順で行った.堤防はケイ砂7号で盛土し,地盤 は飽和砂層としケイ砂5号で製作した.

(手順1)一方の水位を地表面高さに保ちながら、反対 側の水位を①から②(+15 cm)へ上昇させて水位 を維持しながら60分程度放置し、その間の浸 透流量の計測,堤防の観察を行う.



図2 越流を模擬した実験の模型断面

- (手順2) 水位を②から③(+30 cm)まで上昇させて、それを 維持しながらさらに 60 分程度放置し、その間の浸透流量の計測、堤防の観察を行う.
- (手順3)水量 50/min の越流を生じさせ、天端・のり面の崩壊状況を観察する.
- (手順4)破壊の進行が止まるごとに越流量を最大500/minまで増加させて堤防破壊の促進状況を観察する.

試験の結果を写真1に示す.補強なしのケースでは,手 順3の越流開始後3分程度で天端および裏のりが崩壊し, 越流量が増加することにより破堤が一気に進行した.一 方,補強ありのケースでは,越流開始後45分を経過して も破堤せず天端高さが維持された.この結果から,堤防を 本技術で補強することで天端高さが維持され,堤外側水位 が天端高さを上回る状況においても,無対策の堤防と比較 して堤内側への流入量をより抑制できることが確認され た.

(2) 地震(液状化)に対する補強効果検証

液状化を模擬した振動台実験の模型断面を図 3 に示す. 堤防,液状化層およびその下層の締固め層はいずれもケイ 砂 7 号で作成し,それぞれ湿潤密度を ρ_t =1.5g/cm3,相対 密度 D_r=40%,相対密度 D_r=90%とした.水位は地表面と一 致させ,図 4 に示す加速度波形で STEP1~3 の順に加振し た.

試験の結果,図5に示すように補強なしのケースでは天端の沈下量が 60mm 以上であったが,補強ありのケースでは 30mm と半分以下であり、補強による沈下抑制効果が確認できた.

また,図6に加振後の堤防および液状化層の変形形状を 示す.本技術で補強された範囲は,堤防および液状化層 ともに沈下および側方流動が抑制されていることが分か る.



(3) 複合作用(浸透→加振→越流)に対する補強効果検証

複合作用を模擬した振動台実験の模型断面を図7に示 す. 模型地盤は、ケイ砂7 号(平均粒 $D_{50}=0.13$ mm)を 締固めることにより厚さ25 cm の液状化しない支持層 を構築し、その上部にケイ砂5 号(平均粒径 $D_{50}=$ 0.34mm)を用いて相対密度30%程度、厚さ25cmの液状 化層を水中落下法で作成した.さらに、ケイ砂7 号と カオリン粘土を乾燥質量比5:1 で混合し、含水比が 15%となるように調整した材料を用いて、高さ25cmの 堤防模型を構築した.



補強なし(越流開始後3分経過) 補強あり(越流開始後45分経過)写真1 越流後の状況









図6 加振後の変形形状



図7 複合作用を模擬した実験の模型断面図

実験は以下の手順で行った.

- (手順1) 一方の水位を地表面位置に保ちながら,反対側の 水位を地表面から最大 20cm まで毎分約 1cm の速度 で上昇させ地盤内の浸透状況を観察する.
- (手順2) 両側の水位を地表面に戻した状態で,図8の入力 加速度(1995 年兵庫県南部地震時の加速度記録 (NS 成分)を模型の縮尺を考慮し時間軸を調整) で水平加振を行う.
- (手順3) 地震の影響を受けた直後に洪水が生じた場合を想定 し、加振で損傷を受けた状態のまま、越流が生じな い程度まで手順1 と同様に片側の水位を上昇させる.



(手順4) 手順3 に引き続き片側の水位をさらに上昇させて越流を生じさせる.さらに,補強した堤防のみ矢板の両側 に大きな水位差を与えた状態で水位が低い側の模型地盤を鋼矢板が大きく変位するまで徐々に掘削し二重鋼矢 板の変位を観察する.

手順1での地盤内の浸透状況を写真2に示す.補強しないケースでは,液状化層のみを浸透し水位上昇後120分後に 堤内側での漏水が発生した.一方,補強したケースでは,締固め層に貫入された二重鋼矢板の根入れ部を回り込むよう に浸透し,水位上昇後390分後に堤内側での漏水が発生した.このことから,本技術で補強することで,浸透距離を延 ばすことができ堤内側での漏水がするまでの時間を長くできることが確認できた.





補強なし(水位上昇後120分経過)

補強あり(水位上昇後 390 分経過)

手順2での加振経過に伴う堤防天端の沈下量および加振 後の状況を写真3および図9に示す.補強しない土堤のみ のケースでは,堤防下の液状化層全体が沈下し堤防天端が 70mm程度沈下した.一方,補強したケースでは,堤防天端 の沈下量は50cm程度であり、二重鋼矢板で仕切られた内 側の液状化層における側方流動が抑えられることによっ て,結果として堤防天端の沈下が低減していることが確認 された.









写真3 手順2での加振後の状況

手順3 での浸透状況は加振前の手順1 と変わりは なかった.写真4 は、補強ありのケースの浸透状況 であり、手順1の浸透状況を赤色、手順3 の浸透状 況を青色で示している.手順3 でも手順1 と同じく 矢板を回り込むように浸透しており耐浸透性能が加 振(液状化)によって低下しないことが確認できた.



写真4 手順3での浸透状況(手順1:赤、手順3:青)

手順4 での越流後の状況を写真4 に示す. 堤内側の堤体がほぼ破壊し たが、二重鋼矢板が堤防天端位置を確保し、堤防機能を維持した. 越流 後, 矢板の両側に大きな水位差を与えた状態で水位が低い側の液状化層 (層厚 25 cm)を徐々に掘削した.その結果,液状化層を全てとり除いても 写真5に示すように矢板とその周辺地盤は安定していた.そこで、その 下の締固め層も徐々に掘削したところ、矢板の根入れ深さが 5 cm に減 少するまで掘削した状態でボイリングが生じ、矢板が大きく転倒した.

4. 二重鋼矢板を用いた堤防補強技術の設計法

本技術の設計は、地震による液状化に対しては「河川 堤防の液状化対策の手引き」および「同<設計計算例 >」²⁾に示された方法を用いて、また洪水時に対しては 「鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル」³⁾による方法に 準じることで可能であると考えている.

液状化時の設計モデルを図10に示す.レベル1地震動 に対して, ①中詰土の地震時主働土圧, ②地震時主働土 圧と静止土圧の差,③液状化層の漸増成分荷重,④振動

成分荷重に対して、鋼矢板および⑤根入層の地盤ばねで抵抗するも のとし、梁ばねモデルでの鋼矢板の断面照査により仕様を決定す る. さらにレベル2地震動に対しては、有限要素法を用いた自重変 形解析法により地震後の堤防高さが耐震性能の照査において考慮す る外水位を下回らないことを確認するものである.

次に洪水時の設計モデルを図 11 に示す. 洪水時の検討において は、フリーアースサポート法により設計地盤面からの根入長を決定 した上で、①中詰土の主働土圧、②高水位時の水圧に対して、鋼矢 板および③受働土圧と静止土圧の差分を上限とした根入層の地盤バ ネで抵抗するものとし, 弾塑性法により鋼矢板の断面照査が可能で ある.またこの他に堤体安定の検討として,壁体のせん断変形破壊 に対する検討および滑動の検討を行う.

洪水時の設計に際しては, 越水による洗堀を適切に考慮して裏法 面を下げた設計地盤面を設定すること,洪水時の水圧を適切に考慮 することが重要である.

5. おわりに

最後に,二重鋼矢板を用いた堤防補強技術について本論文で述べ たことをまとめる.

- ・洪水による越流時でも鋼矢板により天端高さが保持され、堤内側への越流量を抑制できた.
- ・大地震時の地盤の液状化に対しても、二重鋼矢板で締切ることで、堤防天端の沈下を抑制でき高さを保持できた.
- ・洪水時の地盤内の浸透に対して、二重鋼矢板の遮水効果により浸透距離が延び、堤内側への漏水発生時間を延ばすこ とができた.
- ・レベル2
 地震動に相当する加振履歴を与えても、補強したケースは、その直後の洪水時における浸透状況が、加振履 歴のない場合と比べて悪化することはなかった.
- ・レベル2 地震動に相当する加振履歴を与えても、二重鋼矢板を打設して複合構造とすることにより、矢板天端位置ま では遮水性能が維持され,越流時の破堤も生じなくなることを確認した.
- ・本技術に関する設計は、発行されている設計図書を元に設計が可能であるが、設計外力や設計地盤面高さなどの条件 設定が重要となる.

【参考文献】

- 1) 鋼管杭協会(現鋼管杭・鋼矢板技術協会):鋼矢板芯壁堤 鋼矢板による河川堤防補強工法技術資料,平成14年3月
- 2) 土木研究所: 河川堤防の液状化対策の手引き, 平成28年3月, 同<設計計算例>」, 平成28年8月
- 3) 国土技術研究センター:鋼矢板二重式仮設締切設計マニュアル,平成12年12月

内側 破壊した堤体

写真5 手順4での越流後の状況



写真6 手順4での液状化層掘削後の状況



図 11 洪水時設計モデル(矢板断面照査)