

## 透水性基礎地盤に起因する河川堤防のパイピング進行性破壊に関する模型実験

## Model Experiment for the Piping Progressive Failure of River Levee Triggered by the Permeable Foundation

小松 満	Mitsuru KOMATSU	(岡山大学大学院環境生命科学研究科)
増山博之	Hiroyuki MASUYAMA	(パシフィックコンサルタンツ(株))
新村卓也	Takuya NIIMURA	(パシフィックコンサルタンツ(株))
舘川逸朗	Itsuro TATEKAWA	(パシフィックコンサルタンツ(株))

本実験では、浸透による河川堤防の破壊に着目し、模型土槽を用いて洪水時に堤防川裏側でパイピングが生じる状況をモデル化することで、基礎地盤特性の違いによる堤体の進行性破壊挙動の変化を検証した。具体的には、実際に洪水により噴砂が発生した堤防の基礎地盤から採取した砂試料を用い、実験時の状況観察と水頭分布から砂試料の物理特性の違いによる噴砂口の発達過程及び横断的な堤防の破壊速度等の挙動を把握し、進行性破壊に至るメカニズムについて考察した。その結果、基礎地盤の一部を構成する砂試料の透水性の違いにより、噴砂を伴う破壊発生時における堤体内の局所を含む動水勾配の挙動変化やメカニズムの差異を確認することができた。

キーワード：河川堤防，パイピング，模型実験，透水係数 (IGC : D04)

## 1. はじめに

近年、洪水時に河川堤防の川裏側でのパイピング発生に伴って河川堤防の変形や破堤が生じるケースが報告されており、このような浸透による被災事例の要因として、高透水性の基礎地盤の存在が指摘されている<sup>1)</sup>。その一例として、平成24年7月の矢部川における破堤事例では、基礎地盤特性の差異が被災の有無を左右したことが明らかになっている<sup>2)</sup>。現在、堤防の浸透に対する照査として、河川堤防設計指針<sup>3)</sup>では、滑り破壊に対する安全性とともに基礎地盤のパイピングに対する安全性に対して、①透水性地盤で堤内地に難透水性の被覆土層がない場合は、裏のり尻近傍の基礎地盤の局所動水勾配の最大値を0.5以下に設定すること、②透水性地盤で堤内地に難透水性の被覆土層がある場合は、被覆土層の重量(G)が被覆土層基底面に作用する揚圧力(W)を下回らないように設定することとしている。

これらの現状を踏まえ、最近、高透水性の基礎地盤に起因するパイピングや噴砂の発生から破堤に至る現象を実験により把握しようとする研究が進められている。例えば、堤防の破壊が進行するメカニズムの解明と破堤に至る進行性破壊の発生する外力や地盤条件の把握を目的とした実験では、高透水性の異なる2種類の基礎地盤で構成されている場合にパイピングの危険性が大きいことが明らかになっており<sup>4)~5)</sup>、基盤層に硅砂及び堤体部分に粘土を用いて基盤上部と下部の粒径を変化させた実験モデルにより、基盤層構造により基盤内部の局所勾配や漏水挙動が異なる結果を示すとともに、互層における基盤浸透はダルシー則に従っていない可能性を指摘している<sup>6)~8)</sup>。また、基盤漏水が堤体の決壊に結び付

く仕組みの把握を目的とした模型実験より、透水性の異なる2層の基礎地盤を有し、基礎地盤の下流側と上部にこれらより透水性の低い行き止まり層や被覆土層で構成される場合は破堤に至る挙動が異なることが指摘されている<sup>9)~11)</sup>。さらに、基礎地盤及び堤体を粒度組成の異なる材料を用いて実施した例では、進行性破壊の生じる条件についての分析により、法尻付近の動水勾配の上昇のみならず、礫分含有量や透水係数などが影響すること、進行性破壊の破壊形態はすべりで評価できる可能性があること、破壊の進行速度は基礎地盤及び堤体の透水係数に概ね依存すること、破壊進行は細粒分の流出を伴って進行していく可能性があること等の知見が得られている<sup>12)~13)</sup>。

上述のように、最近、洪水時に堤防川裏側でパイピングが生じる状況を模型実験によりモデル化することで、基礎地盤の特性の違いによる進行性破壊の挙動を把握する研究が数多く実施されているものの、これらの基礎地盤の材料として、基盤上層に硅砂6号~7号、基盤下層に硅砂2号から3号を採用した例が多く、実際の河川堤防の基礎地盤を構成する材料を用いた検討はほとんど実施されていない。

そこで本研究では、実際に堤防を構成している砂試料を用いて、進行性破壊の発生しやすい地盤条件を把握するための模型実験を実施した。具体的には、洪水により漏水が発生した岡山県内の河川における漏水箇所と無漏水箇所の基礎地盤を構成する砂試料を用い、実験時の状況観察と水頭分布から砂試料の物理特性の違いによる噴砂口の発達過程及び横断的な堤防の破壊速度等の挙動を把握し、進行性破壊に至るメカニズムについて考察することを目的とした<sup>14)~16)</sup>。

## 2. 実験方法

### 2.1 模型実験土槽及び水頭計測位置

本研究で用いた模型実験土槽は写真-1及び図-1に示すように長さ2m×高さ1m×幅0.5mであり、SUS製フレームに設置した透明の亚克力板により両側から観察可能になっている。また、上下流に水位を一定に保つことが出来る調整槽を有しており、上流は内径25mmのホースで任意の高さに昇降可能な定水位タンクに接続した。土層構成は底面から高さ20cm、給水側から長さ120cmまでを透水性の基礎地盤とし、それらの上部5cmを砂層、下部15cmを礫層とした。その下流側はこれらより透水性の低い長さ50cmの行き止まり層、最下流は長さ20cmの排水層である。被覆土層なしケース（Case1）では、給水側から長さ120cmの基礎地盤と行き止まり層の境界を法尻として、上流側に高さ60cm、長さ120cmの堤体を設置した。一方、被覆土層ケース（Case2）では、基礎地盤と行き止まり層の上部に高さ5cmの被覆土層を設置した上で、堤体を製作した。

基礎地盤及び行き止まり層の水頭変化を計測するために、図-2に示すように片側壁面に15カ所のネジ穴を開け、そのうち間隙水圧計を6本（図中の記号P、計測間隔1秒）、マノメータ（図中の記号M、計測間隔150秒）を10本取り付け付けた。なお、両計測における誤差を補正するために、M1とP1は同じ点に設置した。

### 2.2 実験試料

図-1に示した土層構成に用いた試料を下記に示す。

①砂層（基礎地盤上部）：基礎地盤上部の砂層には、岡山県内の一級河川において過去に噴砂が確認された箇所を含む計3箇所から採取された砂試料を用い、S-1：噴砂箇所、氾濫平野、S-2：高透水性、旧河道、S-3：低透水性、氾濫平野として分類した。なお、浸透破壊が発生しやすい条件を取って作成するため、砂層の相対密度80%に設定するとともに、亚克力板との界面の影響を極力防ぐために、砂層の両端の相対密度を可能な限り高く設定した。

②透水層（基礎地盤下部）：高透水性基礎地盤の下層を構成する材料として現場採取砂試料よりも100倍程度透水係数が高い $10^{-1}\text{cm/s}$ オーダーを設定する必要があるため、7号碎石（岡山県岡山市産）を選定した。

③堤体層・行き止まり層：これらは粘性土を想定し、まさ土（岡山県岡山市産）に粘土（岡山県笠岡市産）を10%混合した試料を用いた。

④遮水層：亚克力板との界面で発生するパイピングを防止するために、行き止まり層の両端にこれよりも透水性の低い難透水層を設置する必要があることから、堤体材料に用いたまさ土にベントナイト（群馬県富岡市産）を乾燥重量割合で5%配合することで透水係数が $10^{-6}\text{cm/s}$ オーダーの試料を用いた<sup>17)</sup>。

⑤被覆土層：堤体よりも1オーダー程度低い透水係数

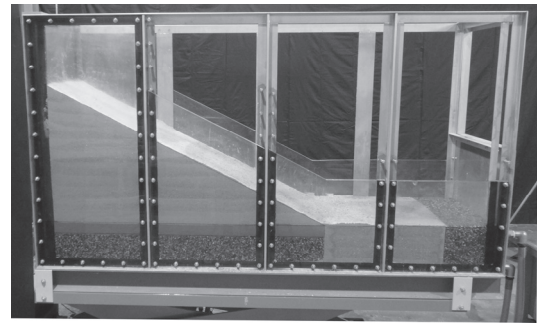
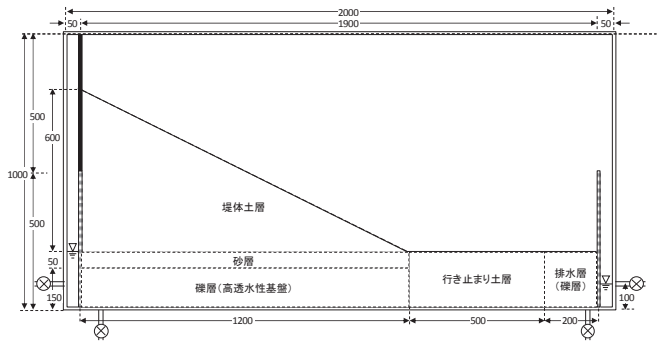
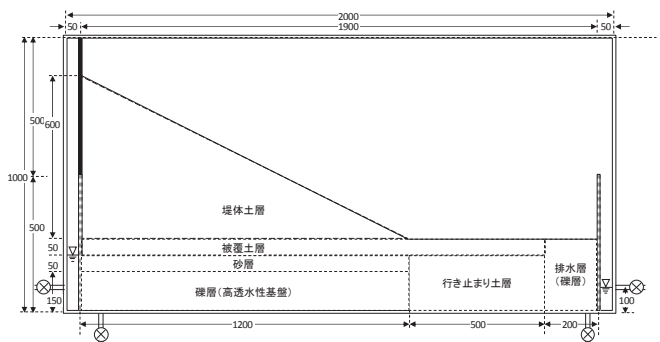


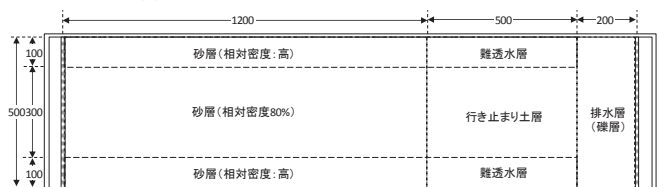
写真-1 模型実験土槽



(a) 断面図 (Case1: 被覆土層なし)



(b) 断面図 (Case2: 被覆土層あり)



(c) 平面図 (底面からの高さ200mm)

図-1 模型実験土槽製作寸法

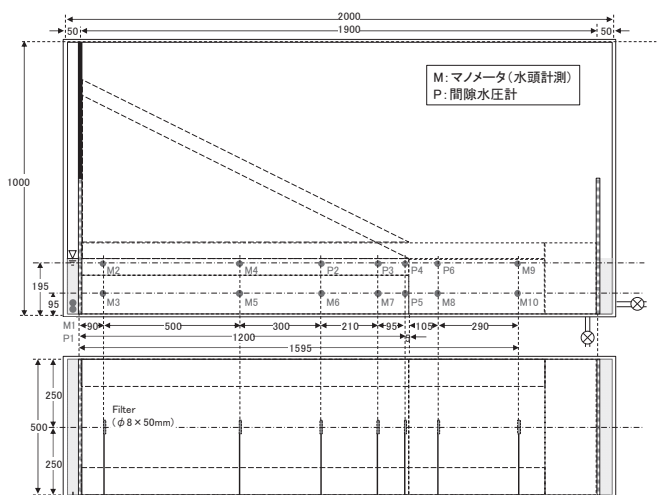


図-2 水頭・間隙水圧計測位置概略図

表-1 試料の土粒子密度及び供試体作製条件 (一覧)

[表中のS, C, Bは, それぞれ, まさ土, 粘土, ベントナイトを表し, 割合は乾燥重量での配合率を示す.]

試料	項目	砂層材料			砂層以外の模型構成材料			
		S-1	S-2	S-3	透水層材料	堤体材料	遮水材料	被覆材料
		噴砂箇所 氾濫平野	高透水性 旧河道	低透水性 氾濫平野	7号砕石	S : C=7 : 3	S : B=9 : 1	S : C : B =7 : 2.5 : 0.5
土粒子密度	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.676	2.555	2.698	2.700	2.576	2.622	2.581
最大間隙比	$e_{max}$	1.260	1.078	1.411	—	—	—	—
最小間隙比	$e_{min}$	0.884	0.715	0.895	—	—	—	—
間隙比	$e$	0.959	0.788	0.998	0.651	0.634	0.729	0.613
乾燥密度	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.366	1.429	1.350	1.635	1.576	1.517	1.600
間隙率	$n$	0.490	0.441	0.500	0.394	0.388	0.422	0.380
透水係数(15°C)	$k_{T15}$ (cm/s)	$2.25 \times 10^{-3}$	$8.68 \times 10^{-3}$	$4.28 \times 10^{-4}$	$5.47 \times 10^{-1}$	$1.16 \times 10^{-4}$	$1.79 \times 10^{-6}$	$1.77 \times 10^{-5}$

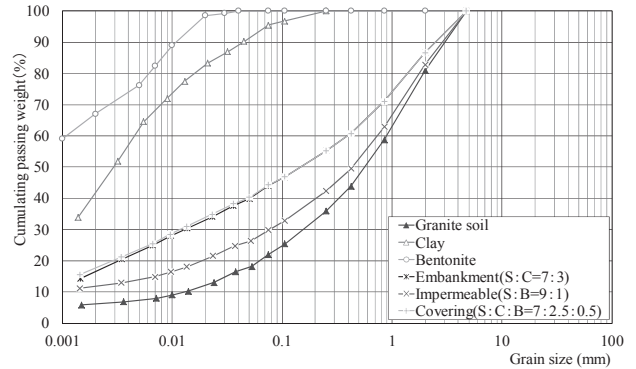
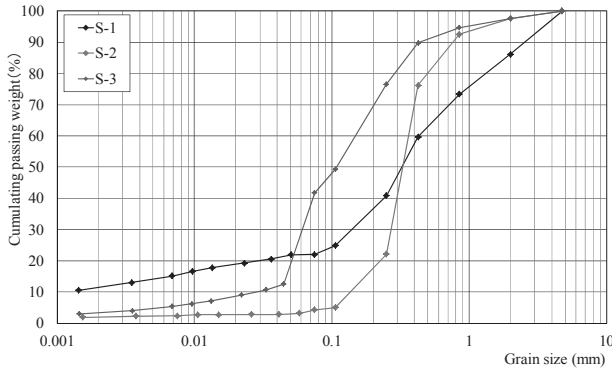


図-3 各試料の粒径加積曲線

を設定し, 堤体層及び遮水層で使用する材料を用い, 乾燥重量比でまさ土 : 粘土 : ベントナイト = 7 : 0.5 : 2.5 で混合した.

### 2.3 試料の物理特性

各試料について下記の物性試験を実施した<sup>18)</sup>.

①粒度及び土粒子密度測定 : JIS A 1202及びJIS A 1204 に準じて測定した土粒子密度を表-1, 粒径加積曲線を図-3にそれぞれ示す.

②砂の最小密度・最大密度試験 : JIS A 1224に準じて測定した現場採取砂の測定結果を表-1に併せて示す.

③室内透水試験 : JIS A 1218の変水位法に準じて透水試験を実施した. 直径10cm, 高さ10cmの容器内に自然含水比状態で所定の乾燥密度になるよう突き固めて供試体を作製し, 下部より水道水を通水して飽和度を高めた後に試験を実施した. 試験結果を表-1に併記する.

表-2 実験ケース

Case	砂層	被覆土層
1	1-1	S-1
	1-2	S-2
	1-3	S-3
2	2-1	S-1
	2-2	S-2

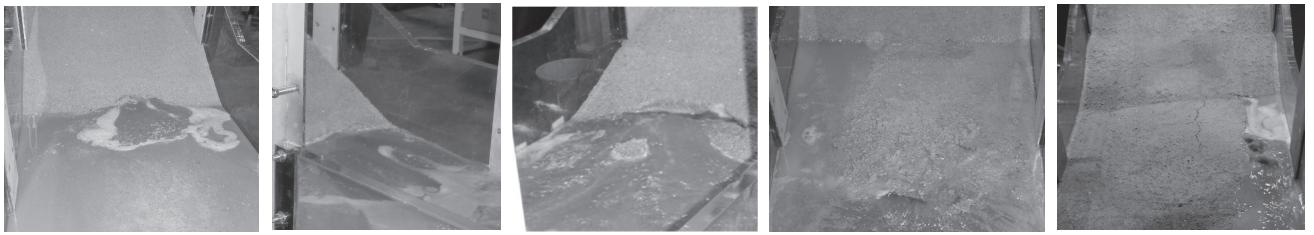
### 2.4 実験ケース

実験ケースを表-2に示す. 被覆土層なしのケースでは, S-1~S-3までの3パターン (Case1-1~Case1-3), 被覆土

層ありのケースでは, S-3を除く2パターン (Case2-1~Case2-2) に設定した. これらの実験ケースに基づき各土層を以下の手順で製作した.

- (1) 行き止まり層を一層 5cm ずつ所定の乾燥密度になるよう突き固め棒で締め固めた. ただし, 両端 10cm は難透水層を同様の方法で設置し, これを 4 層繰り返して所定の高さにした.
- (2) 透水性基盤層の下部に位置する礫層を 5cm ピッチで締め固めた.
- (3) 透水性基盤の上部となる砂層を相対密度 80% になるように全面を均一に締め固めた.
- (4) (1)~(3)において, 水頭及び間隙水圧の測定高さでは, 所定の高さに締め固め後, 表面を削孔してフィルター付パイプを設置した.
- (5) Case1 では堤体の最初の 1 層に当たる高さ 5cm 部分, Case2 では被覆土層の高さ 5cm 分に対して, 砂層の相対密度が締め固めにより増加することを防ぐために, 別の容器を用いて締め固めて製作したブロックを砂層の上に慎重に設置した. ブロック設置後は, 両端のスペースに残りの土を投入した上で締め固め, 平坦な地盤表面に仕上げた.
- (6) 堤体は 1 層あたり 5cm ピッチで階段状に締め固めた. 締め固めにより, 側方への土の移動を防ぐために, 鋼製のアンクルで補強した上で作業を行った.
- (7) 堤体頂部まで計 12 層を作製し, 法面を 2 割勾配になるように, ヘラ等を用いて仕上げた.





(a) Case1-1 (約 10 分後) (b) Case1-2 (約 11 分後) (c) Case1-3 (約 20 分後) (d) Case2-1 (約 37 分後) (e) Case2-2 (約 37 分後)

写真-2 漏水，噴砂，盤膨れ発生後の状況



(a) Case1-1

(b) Case1-2

(c) Case1-3

(d) Case2-1

(e) Case2-2

写真-3 実験終了後の状況（下流側から撮影）

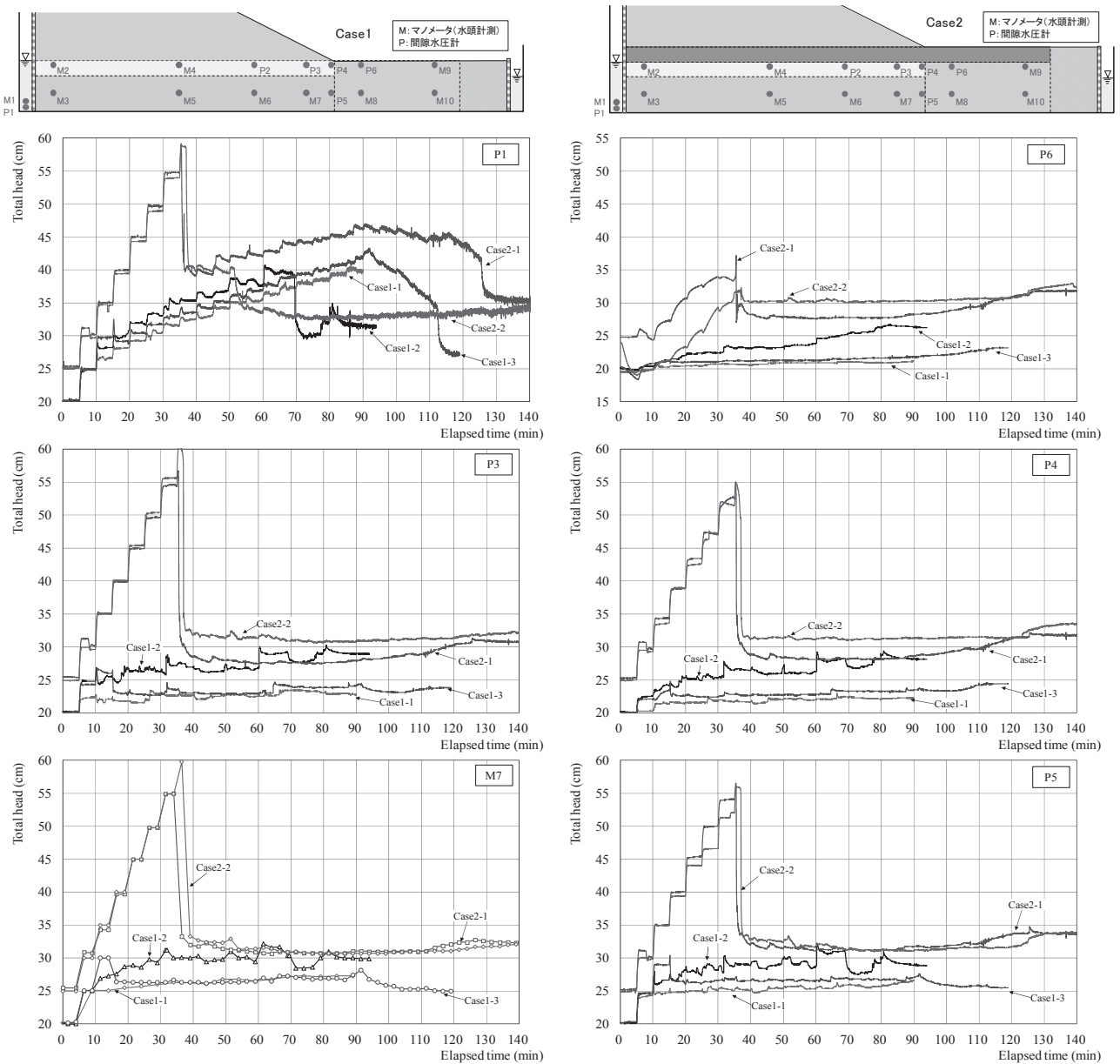


図-4 マノメータ及び間隙水圧計による全水頭の計測結果

### 3. 実験結果

#### 3.1 観察結果

##### 3.1.1 Case1-1 (砂層：噴砂箇所、氾濫平野ケース)

実験開始約10分後に法尻から水平距離13cmの位置で漏水が発生した(写真-2(a)参照)。漏水開始後すぐに噴砂の発生を確認し、15分後に堤体が崩壊し始め、大量に漏水を生じた。45分後には堤体の破壊が進行していき、法尻から約10cmの中央部分から崩壊した。60分後には崩壊した堤体が流出していき、80分後にはさらに崩壊が進み、法尻から約15cmの位置まで円弧上に崩壊した。

##### 3.1.2 Case1-2 (砂層：高透水性、旧河道ケース)

実験開始約11分後に、法尻付近から漏水が始まり、同時に噴砂も確認された(写真-2(b)参照)。13分後に法尻が崩壊し始めた直後、砂層が水とともに大量に流出した。20分後には法尻から約20cmの位置まで円弧上に堤体破壊が進んだ。63分後には水圧計測側の壁面から砂層の流出を確認し、この砂層に伴う空洞の発達是最終的には69分後に水位調整槽にまで達し、流出高さは約1.5cm程度であった。80分後には約40cm崩壊した。

##### 3.1.3 Case1-3 (砂層：低透水性、氾濫平野ケース)

実験開始約20分後に法尻から約10cmの位置で漏水が発生し、噴砂も確認された(写真-2(c)参照)。その後、直ちに砂層も流出し、28分後には堤体の破壊が進み、砂層の流失が増加した。45分には10cmの範囲で円弧状に崩壊し、80分には崩壊した堤体が流出していき、95分後には最終的に15cmまで進行した。

##### 3.1.4 Case2-1 (砂層：噴砂箇所、氾濫平野ケース)

実験開始約37分後に法尻付近が急激に膨らみ、これが瞬時に排水槽に向かって進行(画像解析より13cm/sの速度)した後、法尻から約40cmのところまで表面が破壊し、大量の土砂を排出した(写真-2(d)参照)。40分後には砂層が流出し、徐々に法尻方向に噴砂の位置が移動した。64分には砂層だけでなく、礫層の流出も確認された。78分後には法尻から約30cmのところまで大きな陥没穴を発生させた。

##### 3.1.5 Case2-2 (砂層：高透水性、旧河道ケース)

実験開始30分後に被覆土層に膨らみが確認された。35分には被覆土層に微小な亀裂が法尻と直角方向に約25cmの長さで発生した。この亀裂は37分にかけて拡大するとともに、新たに同様の亀裂が壁面から約10cmの位置に発生した(写真-2(e)参照)。

#### 3.2 マノメータ及び間隙水圧計測結果

マノメータ及び間隙水圧計の計測結果として、図-4に水位調整槽(P1)、行き止まり層(P6)、砂層(P3、P4)、礫層(M7、P5)における全水頭の経時変化を示す。

①水位調整槽(P1)：定水位タンクは最終的に高さ110cmまで上昇させたが、Case1-1及びCase1-2では10分後、Case1-3では15分後には水位調整槽内の水位の

上昇が追いつかない状況となった。Case2は高い水位まで維持していたものの30~40分間で低下する挙動を示した。水位低下後、Case2-1は再度上昇するが、Case2-2は低下後、一定となった。Case1は初期低下後、概ね一定の割合で上昇しているが、Case1-2のみ瞬時に2回低下する挙動を示した。最終的にはCase1-3とCase2-1において大きく低下する挙動が現れた。

②行き止まり層(P6)：地表面の高さはCase1で20cm、Case2で25cmであるため、試験開始時には概ね地表面に水位が形成されていることが分かる。Case1ではCase1-2において他のケースよりも値が上昇している様子を示している。これは、噴砂後に砂層が大量に排出され、行き止まり層上部に堆積したことに伴う水位上昇を表している。一方、Case2では、Case2-2において実験開始直後に値が下降しているものの、その後はCase2-1と同様に上昇し、両ケースとも盤膨れ後の漏水が発生した約35分以降に値が急激に下降している。

③砂層(P3、P4)：礫層と同様の傾向を示しているものの、Case1-2が全体的に高い傾向を示すとともに、3回の急激な水位の増減を繰り返した後、最後にわずかに増減した。Case2-1とCase2-2は行き止まり層に近づくにつれて、Case2-1の方の低下量が大きくなった。

④礫層(M7、P5)：水位調整槽と異なり、水圧が一旦低下した後はほとんど上昇しない傾向を示した。比較的Case1-2は他のCase1と比べて高い傾向であり、Case2-1とCase2-2は水位調整槽とは異なり、ほぼ同様の挙動を示した。

#### 3.3 実験終了時の状況

実験終了時の状況を写真-3に示す。Case1-1とCase1-3はほぼ同様の堤体破壊を生じ、Case1-2は大規模な破壊が生じた。図-4の全水頭変化の挙動や写真-2の状況から、砂層に大きな水みちが発生するとともに、崩壊土が流出する過程で瞬間的に流路を塞いだことで砂層の全水頭が一時的に増減を繰り返したものと推察され、このことから砂層の高い透水係数が大量の基礎地盤の流出を誘発させた原動力となった可能性が高い。一方、Case2-1は堤体の破壊は生じず、Case2-2は大きな亀裂が発生し、わずかに滑り崩壊を生じた。Case1と同様に、基礎地盤上部砂層の透水係数が高いと堤体の破壊の規模が大きくなっていることが分かる。

### 4. 考察

#### 4.1 漏水発生前後の全水頭分布

土槽全体の平均的な動水勾配と法尻直下の砂層及び行き止まり層の境界上部の局所動水勾配を等ポテンシャル線から推定することとした。なお、堤防の基礎地盤及び堤体内の動水勾配の考え方について、単純な一次元流れで無い場合は流路長(浸透距離)をどこまで

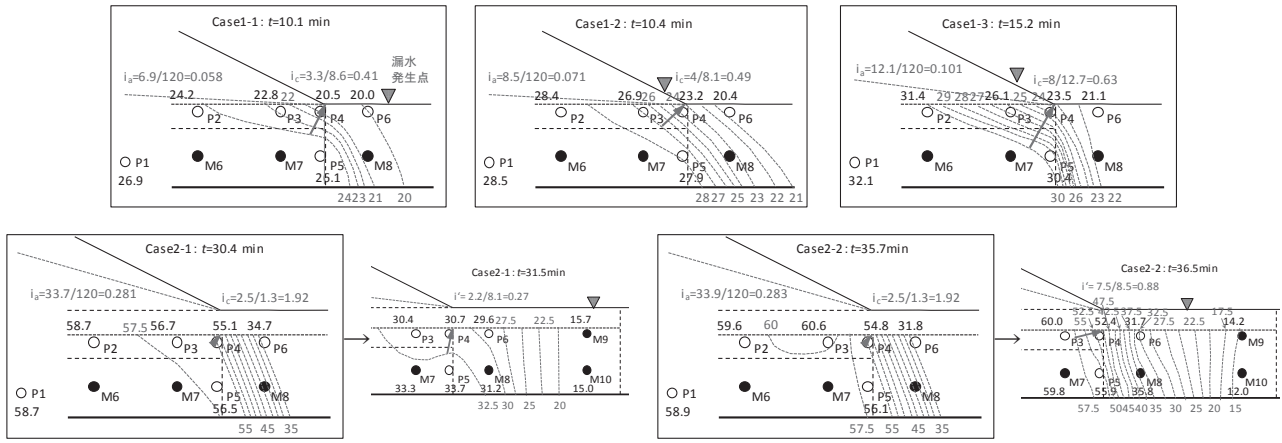


図-5 漏水発生直前の推定水頭分布

表-3 漏水発生前後の局所動水勾配

Case	漏水発生前			漏水発生直前			漏水発生後			
	$t$ (min)	$i_{ave}$	$i$	$t$ (min)	$i_{ave}$	$i_c$	$t$ (min)	$i_{ave}$	$i$	
1	1-1	9.0	0.043	0.33	10.1	0.058	0.41	14.0	0.059	0.27
	1-2	9.0	0.043	0.29	10.4	0.071	0.49	11.5	0.072	0.25
	1-3	14.0	0.083	0.58	15.2	0.101	0.63	16.5	0.080	0.31
2	2-1	29.0	0.251	1.00	30.4	0.281	1.92	31.5	0.123	0.27
	2-2	34.0	0.248	0.57	35.7	0.283	1.92	36.5	0.289	0.88

考慮するかによって異なってくることから、現在の安定性照査においても流路長の適正值の課題は残ったままであること<sup>19)</sup>が指摘されている。つまり、本来は一定の流路長を決めて動水勾配を評価する必要があるが、本実験では推定した等ポテンシャル線の間隔がほぼ一定となっている部分を流路長にとることとした。例えば Case1-1 では、まず、計測した全水頭の値を基に推定した等ポテンシャル線とその値を青色の破線及び青字で図中に記載する。次に砂層の下流端の最上部に作用する流線をポテンシャル線の間隔がほぼ一定となっている部分から赤線の矢印で引く。最後にこの矢印が横切るポテンシャルの差と矢印の線の長さから、水頭差と流路長がそれぞれ 3.3cm 及び 8.6cm と求まる。なお、この評価についての妥当性については、今後の議論が必要である。

各ケースでの計測結果を基に土層表面からの漏水が確認された前後の全水頭分布を整理した結果を図-5 に示す。Case1-1 は、法尻に対して斜め上方に動水勾配が作用していることから、全体的に礫層からの水圧が砂層及び行き止まり層に作用している様子を示している。Case1-2 は、Case1-1 よりも砂層に動水勾配が生じていることが分かる。Case1-3 は、法尻に向かって大きな上向きの動水勾配を生じており、礫層からの水圧が大きく作用している様子を示している。これは、砂層の透水性が低いことが影響しているものと考えられる。

一方、Case2-1 及び Case2-2 は行き止まり層内部に大きな動水勾配が発生しており、これが被覆土層の盤ぶくれ<sup>19)</sup>を誘発したのと考えられる。なお、図-5 には Case2 のみ漏水発生後の全水頭分布と漏水が発生した位置を示している。Case2-2 は、漏水前は Case2-1 と同

様に行き止まり層に高い動水勾配が発生しているが、漏水後は、法尻直下には、水平方向に近い動水勾配が生じているとともに、行き止まり層の動水勾配も維持されている。これは、砂層の高い透水係数が影響しているものと考えられ、砂層の大量流出を誘発する原動力となり得ることを示唆している。

次に、各ケースでの局所動水勾配の値を整理した一覧を表-3に示す。調整槽内の水位に対して基礎地盤上面の高さを引いた水面と法尻を結んだ直線の勾配を平均動水勾配 $i_{ave}$ とし、法尻付近で発生する局所動水勾配について、漏水発生前を $i$ 、漏水発生直前を $i_c$ 、漏水発生後を $i'$ として表示した。水位調整槽から法尻までの漏水発生直前の動水勾配 $i_c$ は、Case1では0.41～0.63程度、Case2では1.92となっており、被覆土層の有無の影響が大きく現れていることが分かる。また、Case2-2の動水勾配は漏水発生前から漏水発生直前にかけて急激に上昇していることが特徴的である。漏水発生後はほぼ同様の動水勾配が得られるが、Case2-2のみ大きな値を示している。これは、被覆土層下部の砂層の流出を誘発している可能性が高い。透水性が高いと砂層流出の危険性が高くなる。通常、破壊時の動水勾配は1前後を示すが、既往の研究によると、浸透に伴う粒子移動に伴って供試体内で粒度分布が異なる不均一性が生じる影響で、試料の均等係数が大きくなるにつれて限界動水勾配よりも小さな値で破壊する傾向があり、実験において動水勾配0.5前後でも破壊が生じる場合、部分的には動水勾配は1に達していることが考えられるとの報告<sup>20)</sup>がなされている。本研究で用いた砂試料の均等係数はCase1-1及びCase2-1のS1(噴砂箇所、氾濫平野)が約430、Case1-2及びCase2-2のS2(高透水性、旧河道)が約2.5、Case1-3のS3(低透



水性、氾濫平野)が約5となっており、特に、細粒子を多く含む砂層であるCase1-1及びCase2-1では、初期飽和過程での浸透や漏水発生前の水圧変化によって粒子移動が生じているものと推察される。この点は、図-4に示した全水頭の経時変化よりCase1-1ではCase1-2やCase1-3に比べて初期段階から低い値で推移していること、Case2-1はCase2-2に比べて漏水発生後に低い値を示していることに表れているものと推察される。

#### 4.2 盤ぶくれに対する評価 (G/W)

被覆土層の重量(G)と被覆土層基底面に作用する揚圧力(W)の比(G/W)に基づいて評価すると、Case2-1では、約11分後に法尻付近でG/Wが1を下回り、漏水発生直前はG/W=0.59程度となった。Case2-2では、約29分後に法尻付近でG/Wが1を下回り、漏水発生直前はG/W=0.75程度となった。以上より、本実験においてもG/Wが1を下回った際に盤ぶくれが発生していることを確認した。

#### 4.3 解体時の観察

Case1-2 (S2: 高透水性, 旧河道ケース), Case1-3 (S3: 低透水性, 氾濫平野ケース), Case2-1 (被覆土層, S1: 噴砂箇所, 氾濫平野ケース)の3ケースについて、実験後の解体時において、特に砂層の流出状況を調査した。それらの観察状況の一例を写真-4に示す。なお、これらは写真の撮影状況に違いがあるため、直接比較することが難しい点を踏まえ、目視による観察状況を下記にまとめる。

Case1-2は法尻中央から計測の壁面方向に向けて大量の砂層の流出が確認され、全体的に高さ約1.5cm程度にまで達していた。一方、Case1-3は法尻中央付近の噴砂孔から空洞が続いており、砂層は中央部に向けて幅約10cmの流出跡が確認された。Case2-1は、被覆土層下の法尻中央付近及び水位調整槽中央付近から流下方向右の壁側に向けてCase1-3と同様な流出跡が確認された。なお、Case2-2は解体前の壁面からの観察で砂層の大量流出が確認されている。一方、Case1-1は、実験後の開削調査は出来なかったが、流出した砂の量はCase1-3とほぼ同様であったことから、現象として、両ケースは類似していると考えられる。



(a) Case1-3



(b) Case2-1

写真-4 実験後の開削観察状況の一例

## 5. まとめ

本研究では、河川堤防の透水性基礎地盤に起因するパイピング進行性破壊に着眼し、模型実験により洪水時に堤防川裏側でパイピングが生じる状況をモデル化することで、基礎地盤特性の違いによるパイピング進行性破壊の挙動変化を検証した。以下に本研究で得られた知見をまとめる。

- (1) 砂層の透水性の違いにより、漏水を生じる箇所や堤体の崩壊形態が異なることが分かった。具体的には、砂層の水頭の経時変化から、透水性の高いCase1-2とCase2-2はいずれも高い値を示しており、砂層の流出を誘発している挙動を示唆しているものと考えられる。さらに、Case1-2は堤体が大きく崩壊しており、崩壊土が流出する過程で瞬間的に流路を塞いだことで砂層の水頭が急激に増減を繰り返したものと推察され、このことから砂層から大量の流出を誘発させた原動力となった可能性が高い。
- (2) 被覆土層を有するケースは、盤ぶくれから漏水が発生する現象を示し、直前の局所動水勾配としては約2程度の値を示すことが分かった。一方、被覆土層を有しないケースの局所動水勾配は約0.4程度から漏水が発生し、このうち、最も透水性の低い砂層は約0.6と他よりも高い値を示した。
- (3) 透水性基盤層上部を構成する材料の違いにより、パイピングの進行規模が大きく異なることが分かった。具体的なメカニズムとして、下部が高透水性で上部がそれよりも低い透水性で構成された基礎地盤では、法尻付近に大きな上向き動水勾配が発生し、法尻付近からの漏水をトリガーとして、上部基礎地盤からの噴砂や堤体陥没が発生することで、決壊に至る可能性<sup>2)</sup>が改めて示唆された。
- (4) 高透水性地盤が起因するパイピング現象を抑制するためには、高透水性地盤を構成する上部砂層の流速あるいは水圧を低減させる必要があることが理解できた。

なお、本研究での模型実験モデルは矢部川の破堤箇所<sup>2)</sup>に該当する地点の地質横断図を基にしているものの、使用する材料や土被り等の相似則は考慮できていないことから、実際に比べて破壊が生じやすい条件になっている可能性がある。そのため、実験結果の評価においては、現時点では砂層に用いた材料の透水性の違いによる相対的な評価に留まっている。この指摘は他機関で実施されている模型実験にも当てまるが、実現象との乖離を評価する上では実験モデルに対するスケールの違いによる評価が今後の課題として挙げられる。また、現状での実験条件が他機関の模型実験と同様に、漏水及び噴砂発生後に河川水位が低下するような実際の現象に合致しない条件となっていることから、実際の堤体の進行性破壊を把握するために、実験模型への給水量を大幅に増

加させることが必要となる。

## 謝辞

本研究は国土交通省国土技術政策総合研究所委託研究「透水性基礎地盤に起因する河川堤防の変形に関する技術研究開発：弱点箇所抽出技術の開発」(研究代表者：西垣誠)(平成27～29年度)の一環として実施された成果に基づくものである。また、室内実験の実施にあたっては、丹羽裕一朗氏(平成29年3月岡山大学卒業、現愛知県)に多大な尽力を頂いた。ここに記して謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 中島秀雄: 図説 河川堤防, 技報堂出版, pp.102-104, 2003.
- 2) 土木学会九州北部豪雨災害調査団: 平成24年7月九州北部豪雨災害調査団報告書, 103p., 2013.
- 3) 国土交通省河川局治水課: 河川堤防設計指針, 8p., 2002.
- 4) 倉田大輔, 福原直樹, 森啓年, 服部敦, 吉田直人, 石原雅規, 佐々木哲也: 透水性基礎地盤に起因する河川堤防の進行性破壊に関する模型実験, 河川技術論文集, 第21巻, pp.361-366, 2015.
- 5) 森啓年, 下川大介, 倉田大輔, 福原直樹, 服部敦: 透水性基礎地盤に起因する河川堤防の被災過程と浸透流解析結果の分析, 河川技術論文集, 第21巻, pp.355-360, 2015.
- 6) 齊藤啓, 前田健一, 泉典洋, 李兆卿: 基礎の地盤特性が異なる河川堤防の高水位の継続作用による漏水とパイピングの進行特性, 河川技術論文集, 第21巻, pp.349-351, 2015.
- 7) 横山総平, 前田健一, 齊藤啓, 李兆卿: 動水勾配と漏水の流速に着目した透水性基礎構造の堤防のパイピング破壊への影響, 第71回土木学会年次学術講演会講演概要集, III-115, pp.229-230, 2015.
- 8) 齊藤啓, 前田健一, 杉井俊夫, 小林剛, 伊藤嘉, 前田達也, 若狭愛: 豪雨と高水位の継続作用を受けた河川堤防の安定性とその対策, 第26回中部地盤工学シンポジウム論文集, 地盤工学会中部支部, pp.7-12, 2014.
- 9) 崔瑛, 小高猛司, 李圭太: 高透水性基礎地盤の基礎漏水に起因する堤体の進行性破壊に関する模型実験, 第70回土木学会年次学術講演会講演概要集, III-165, pp.329-330, 2015.
- 10) 小高猛司, 崔瑛, 林愛実, 森三史郎, 李圭太: 行き止まり高透水性基礎を有する河川堤防の浸透破壊, 第51回地盤工学研究発表会, pp.1085-1086, 2016.
- 11) 林愛実, 森三史郎, 小高猛司, 崔瑛, 李圭太: 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模型実験, 第71回土木学会年次学術講演会講演概要集, III-118, pp.235-236, 2016.
- 12) 森三史郎, 林愛実, 小高猛司, 崔瑛, 李圭太, 原大知: 全断面堤体模型を用いた高透水性基礎地盤を有する河川堤防の浸透破壊に関する検討, 第71回土木学会年次学術講演会講演概要集, III-119, pp.237-238, 2016.
- 13) 吉田直人, 秋場俊一, 石原雅規, 佐々木哲也: 河川堤防の進行性破壊における破壊形態へ基礎地盤および堤体地盤材料の土質が与える影響の分析, 河川技術論文集, 第21巻, pp.373-376, 2015.
- 14) 小松満, 西垣誠, 増山博之, 新村卓也, 館川逸朗: 河川堤防の基礎地盤材料を用いたパイピング進行性破壊に関する模型実験(その1), 第52回地盤工学研究発表会, 0465, pp.927-928, 2017.
- 15) 増山博之, 新村卓也, 館川逸朗, 小松満, 西垣誠: 河川堤防の基礎地盤材料を用いたパイピング進行性破壊に関する模型実験(その2), 第52回地盤工学研究発表会, 0466, pp.929-930, 2017.
- 16) 増山博之, 新村卓也, 館川逸朗, 小松満, 西垣誠: 河川堤防の被覆土層のある基礎地盤でのパイピング進行性破壊に関する模型実験, 土木学会第72回年次学術講演会講演概要集, III-096, pp.191-192, 2017.
- 17) 須川智久, 土居洋一, 三上博, 戸村豪治, 今泉繁良, 飯塚正樹: まさ土を母岩とするベントナイト混合土の現場施工実験, 第38回地盤工学研究発表会, pp.2403-2404, 2003.
- 18) 地盤工学会: 土質試験—基本と手引き—, pp.17-102, 2009.
- 19) 増山博之, 佐々木哲也: 河川堤防の盤膨れ, 地盤工学会誌, 第4号, pp.40-41, 2012.
- 20) 杉井俊夫: 堤体基礎のパイピングに対する一考察, 地盤工学会誌, Vol.63, No.9, pp.10-13, 2015.
- 21) 小高猛司, 李圭太: 河川堤防の安全性評価に向けた地盤工学の課題, 地盤工学会誌, Vol.63, No.9, pp.1-5, 2015.
- 22) 例えば, 山田周作: 岐阜県における河川改修事業—牧田川における堤防補強工事について, 地盤工学会誌, Vol.62, No.4, pp.46-47, 2014.

(2018年6月18日 受付)