

河川堤防のパイピング危険度の力学的簡易点検 フローと漏水対策型水防工法の効果発揮条件

MECHANICAL SIMPLE INSPECTION FLOW OF PIPING RISK OF
RIVER LEVEES AND EFFICIENT CONDITION OF LEAKAGE
COUNTERMEASURE TYPE FLOOD CONTROL METHOD

西村柾哉¹・前田健一²・檍山総平¹・高辻理人¹・泉典洋³

Masaya NISHIMURA, Kenichi MAEDA, Sohei KUSHIYAMA, Masato TAKATSUJI and Norihiro IZUMI.

¹学生会員 名古屋工業大学大学院 社会工学専攻（〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町）

²正会員 工博 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター（〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町）

³正会員 工博 北海道大学教授 環境フィールド工学専攻（〒060-8628 札幌市北区北十三条西8丁目）

The relationships among the properties of levee body and foundation ground in river levee, river water level, sand boiling dynamics and piping growth rate, and pore water pressure distributions were investigated by model experiments and three-dimensional seepage analysis. The key parameters for occurrence and consequence conditions of piping were revealed: existence and location in dead-end, the inlet and layer structures properties in permeable base layer and the unevenness of inside-land. Based on mechanical mechanism of sand boiling holes in which sand particles were erupted due to the localization of pore water flow, the efficiency conditions on traditional methods in leakage control works also were proposed.

Key Words : sand boil, pore water pressure, flow localization, critical velocity, flood protection work

1. はじめに

近年、河川水が透水性基礎地盤に浸透することで、堤内において漏水や噴砂が発生する被災事例が増加している。また、平成24年に矢部川堤防が決壊した事例のように、高水位の外力が長時間作用することで堤内側の漏水や噴砂の発生・継続を助長し、パイピング破壊に至る危険性がある。そこで、パイピングの進展によって河川堤防が損傷・決壊する危険性の高い水理—地盤の総合的な条件を力学的に把握する必要があり、それに基づく重点監視箇所を抽出するための重要指標を見出すことは今後の河川管理には不可欠な課題である。

既往の模型実験から河川堤防のパイピングメカニズムは堤体—基礎地盤の地盤特性により大きく異なり特に堤体の強度が高く、透水層の上に難透水層が被覆している複層構造基礎地盤を有する場合、パイピング破壊の危険度が高いことが明らかになった¹⁾²⁾。今後はこれらの情報をもとにパイピングに対する危険な基礎地盤構造をさらに細かく検討し、実際の現場に適用可能な評価指標を作成する必要がある。

また、パイピングに対する伝統的な水防工法として釜

段・月の輪工法といった漏水対策型水防工法が用いられており、これらは経済性や柔軟性に優れているため将来的にも継承・強化すべき手段である。しかし、その効果性能についての検討事例は少なく²⁾³⁾、パイピングが進展する現象であることから水防活動の効果が十分に発揮されるような水理—堤防構造条件、活動のタイミングや規模などを示すことも不可欠である。

そこで本稿では三次元飽和・不飽和浸透FEM解析を実施し、模型実験では検討が難しい複層構造基礎地盤の被覆土層厚・透水係数比、法尻から行き止まり境界までの距離、堤外地の透水性下層の露出の有無、堤内地の不陸（高低差）といった項目がパイピング破壊に及ぼす影響についてG/Wや基礎地盤内の圧力水頭、浸透流速に着目して検討した。

また釜段・月の輪工法といった漏水対策型水防工法を模擬した模型実験を実施し、その効果について検討した上で、対策工の効果的な対策方法を提案した。

さらに三次元飽和・不飽和浸透FEM解析と模型実験による結果を整理し、パイピング破壊の危険度を判定する簡易点検フローを作成した上で、実堤防の被災事例から点検ポイントの妥当性を評価した。

2. 解析・実験概要

図-1に基本となる解析モデルの概要図を示す。堤体は粘土を使用し基礎地盤は上層難透水層・下層透水層の複層で作成した。堤内側の基礎地盤の右端（図-1参照）は浸透流が浸出しないよう設定し、いわゆる行き止まり境界になっている。また、透水層が河床へ露出している場合の影響を調べるために河川水が下層に直接流入するよう堤外に20mmの露出部を設置したモデルも作成した。

外力条件は堤外に地表面から60mmの水位を一様に作用させ平均動水勾配 $i=0.20$ で定常解析を実施した。外力条件を平均動水勾配 $i=0.20$ に設定したことには二つの理由がある。一つ目は解析モデルと同様のスケールの模型を用いて実験を行い、基礎地盤内の間隙水圧分布を模型実験と解析で比較した結果、模型実験で噴砂が発生し始める平均動水勾配 $i=0.20$ までは高い精度で解析結果が適応可能であることが確認されているためである²⁾。二つ目は国総研HPで公開されている全国の河川堤防断面データ⁴⁾より、矢部川、庄内川、千歳川の三河川の左右岸についてHWL時の河川水位と裏法尻を結び簡易的に平均動水勾配を求めた結果、値は概ね $i=0.20$ 以下に収まっており平均動水勾配 $i=0.20$ が国の管理する一級河川に作用する最大級の外力であると考えたためである。

また、材料の透水係数は模型実験と比較するため粘土 $k=3.00 \times 10^{-8}(\text{m/s})$ 、難透水層 $k=1.40 \times 10^{-5}(\text{m/s})$ 、透水層 $k=1.80 \times 10^{-3}(\text{m/s})$ に設定した。

3. 解析・実験結果及び考察

(1) 複層基礎地盤の層厚の影響

上層下層それぞれの鉛直方向層厚がパイピング破壊に及ぼす影響を定量的に検討するため、上層厚下層厚をそれぞれ変化させた場合の噴砂発生危険度 G/W を比較した。 G/W は一般的に盤脱れの指標として用いられるが、噴砂は浸透水圧が上載荷重を超えて地表面に噴出する現象で

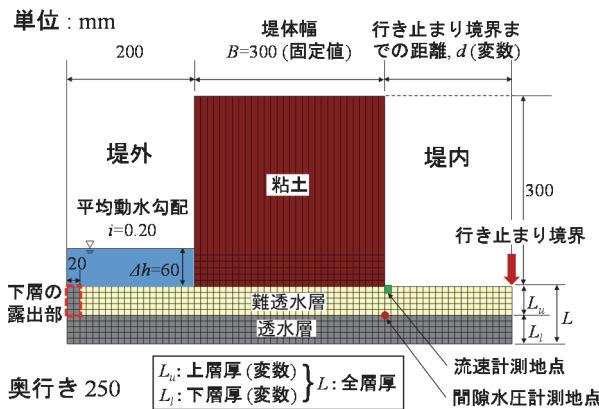


図-1 解析モデル（実験模型）の概要図

あり、被覆土層重量と基礎地盤内の揚圧力の比（ G/W ）から危険度を推定できることが既往研究で明らかになっている¹⁾。そこで本稿では G/W を噴砂発生危険度と定義し検討を行う。解析条件の一覧は表-1に示す。解析モデルは図-1を基本とし基礎地盤の上層厚、下層厚、下層の河床への露出の有無をそれぞれ変化させ、表-1に示す全ての組み合わせ全40通りについて解析を実施した。ただし全ケース裏法尻から行き止まり境界までの距離は $d=200\text{mm}$ で固定した。

表-1 解析条件一覧（層厚）

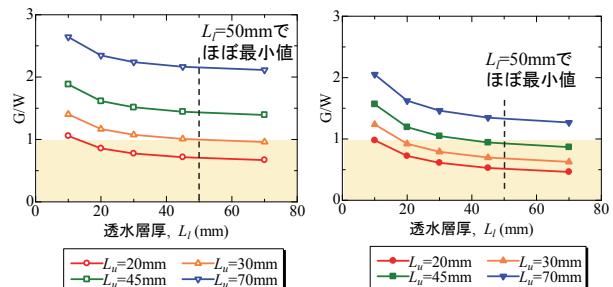
上層厚 L_u (mm)	下層厚 L_l (mm)	下層の河床 への露出	ケース数
20	10	あり	
30	20		
45	30		
70	45		
70	70		
4通り	5通り	2通り	$4 \times 5 \times 2 = 40$

図-2に各ケースの G/W と下層厚の関係を示す。難透水層の土粒子の比重を $G_s=2.65$ 、間隙比を $e=0.90$ 、水の重量を $\gamma_w=1.0\text{t/m}^3$ とし、被覆土層重量は式(1)のように求めた。

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

G :被覆土層重量 γ' :水中単位体積重量 L_u :上層厚
揚圧力 W は裏法尻直下の上層と下層の層境（図-1；間隙水圧計測地点）における飽和状態（河川水位0mm）からの過剰間隙水圧の圧力水頭に水の重量 $\gamma_w=1.0\text{t/m}^3$ を掛けた値として算出した。

図-2より上層が薄く、下層が厚いほど G/W が小さくなっていることが分かる。また、グラフの波形は上層厚、下層の露出の有無に関わらずいずれも下層厚が50mm程度であれば G/W は一定値に収束していることが確認できる。よって、法尻の G/W に影響を及ぼす下層の鉛直方向の厚さは、上層厚及び下層の露出の有無に関わらず50mm程度であると考えられる。また、上層厚が70mmのケースではいずれの条件でも G/W が1以下にならず、上層厚が一定以上の厚さであれば噴砂発生の危険性は低いと考えられる。ここで噴砂発生の境界となる上層厚 L_{uc} について考える。揚圧力 W は外水位 Δh が地盤内に伝播して発生す



(a) 左図；下層の露出なし (b) 右図；下層の露出あり
図-2 透水層厚 L_l と G/W の関係 ($i=0.2$, $d=200\text{mm}$)

るものであり、揚圧力が外水位以上になることはない。また、外水位 Δh は平均動水勾配($i=\Delta h/B$)より $\Delta h=iB$ と表すことができる。よって上層厚 L_{uc} は G と W の釣り合い式より式(2)と表せる。

$$L_{uc} = \frac{\gamma_w \Delta h}{\gamma'} = \frac{\gamma_w i B}{\gamma'} \quad (2)$$

本解析条件の場合 $L_{uc}=69\text{mm}$ となり解析結果と一致している。

以上よりパイピングに影響を及ぼす基礎地盤の鉛直方向の範囲は上層厚が最大70mm、下層厚も最大50mm程度であり合わせて最大で約120mmの深度までが影響範囲と推定できる。これを堤体幅300mmで除し無次元化すると堤体幅の約0.4倍の深度までが影響範囲になる。

(2) 複層基礎地盤の透水係数比の影響

危険とされる複層基礎地盤の透水層及び難透水層の透水係数について、これまで定量的に検討されていなかった。そこで、基礎地盤の透水係数を変化させ、各条件における G/W 及び裏法尻の局所動水勾配を算出することで噴砂の発生危険度を評価した。解析条件の一覧は表-2に示す。解析モデルは図-1を基本とし上層の透水係数 k_u と、上層の透水係数 k_u に対する下層の透水係数 k_l の比率(k_l/k_u)をそれぞれ変化させ表-2に示す全ての組み合わせ全18通りについて解析を実施した。なお、透水係数比 k_l/k_u が1のケースは上層と下層の透水係数は等しく单一基礎地盤となり、透水係数比 k_l/k_u が0.1のケースは下層の透水係数が上層の透水係数よりも低く透水層と難透水層が逆転した複層基礎地盤のモデルになる。また、基礎地盤は上層厚を $L_u=45\text{mm}$ 、下層厚を $L_l=45\text{mm}$ 、行き止まり境界までの距離を $d=200\text{mm}$ に固定し、下層の露出部は設置していないモデルについて検討した。

表-2 解析条件の一覧 (透水係数)

上層の透水俼素 k_u (m/s)	透水俼素比 k_l/k_u	ケース数
1.0×10^{-4}	0.1	
1.0×10^{-5}	1	
1.0×10^{-6}	10	
	100	
	1000	
	10000	
3通り	6通り	$3 \times 6 = 18$

図-3に各ケースの G/W と透水俼素比の関係を示す。ただし G/W は透水層の上に難透水層が被覆した複層構造の場合に適用可能な値であるため透水俼素比 k_l/k_u が0.1と1のケースは除外した。図-4に各ケースの裏法尻(図-1; 流速計側地点)の流速 v を上層の透水俼素 k_u で除して求めた見かけの局所動水勾配 v/k_u と透水俼素比の関係を示す。

図-3より透水俼素比が大きくなるほど G/W が小さくなり危険度が増加しているが、透水俼素比が100を超えると G/W はほぼ一定値に収束している。透水俼素比が10と100のケースを比較すると G/W は1.76倍異なることから透

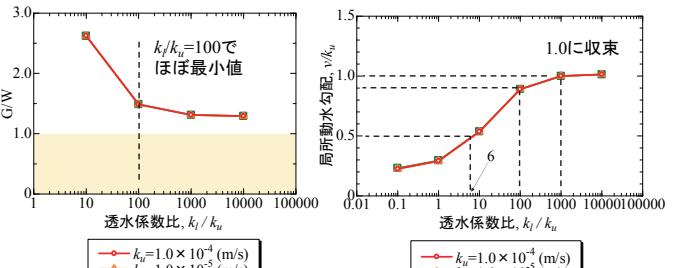


図-3 透水俼素比 k_l/k_u と G/W の関係 ($i=0.2$, $d=200\text{mm}$, $L_u=45\text{mm}$, $L_l=45\text{mm}$, 露出なし)

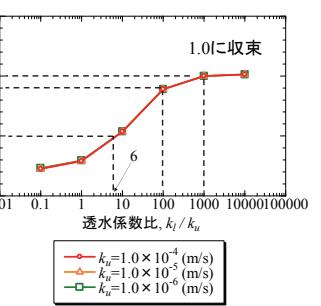


図-4 透水俼素比 k_l/k_u と局所動水勾配の関係 ($i=0.2$, $d=200\text{mm}$, $L_u=45\text{mm}$, $L_l=45\text{mm}$, 露出なし)

水俼素比が噴砂発生危険度を評価する際の重要な指標であり、100が着目すべき閾値であると考える。

図-4より透水俼素比が大きくなるほど上層の見かけの局所動水勾配 v/k_u は大きくなり、透水俼素比が100付近で局所動水勾配は約1.0に収束している。局所動水勾配が大きくなると上層の有効応力は低下し液状化状態に近づくため地盤の耐力は低下する。透水俼素比が6, 100程度で v/k_u がそれぞれ0.5, 0.9であるので、基礎地盤の表層の支持力は単純に50, 10%まで低下する。実際に著者らの模型実験でも、透水俼素比が約100の場合に裏法尻の基礎地盤が液状化している様子を確認している。地盤が液状化状態になることで噴砂の発生を助長している可能性があり、土の流動性の観点からも透水俼素比が重要な指標であり、100以上ではかなり危険な条件と言える。

G/W と局所動水勾配は透水俼素の絶対値ではなく透水俼素の比によって支配される。また、上層の透水俼素が同じ条件で下層の透水俼素を大きくすると、下層での透水による圧力水頭の損失は小さくなり、上層での損失が支配的になる。そのため透水俼素比が100以上になると G/W 、局所動水勾配ともに一定値に収束したと考えられる。透水俼素比が圧力伝播や浸透経路の決定や破壊モードに影響を与える重要な指標と言える。一方、透水俼素の絶対値は流速・流量に影響を与えパイピングの進展速度に関係すると考えられる。

(3) 堤内の行き止まり境界の影響

透水性基礎地盤が堤内地で行き止まりになっているいわゆる行き止まり境界の存在が漏水・噴砂を助長する要因の一つとして挙げられる。そこで、裏法尻から行き止まり境界までの距離 d を変えたときの基礎地盤の圧力水頭の変化を比較し、行き止まり境界までの距離が基礎地盤の圧力伝播に与える影響を検討した。解析条件の一覧を表-3に示す。解析モデルは図-1を基本とし裏法尻から行き止まり境界までの距離 d を5通りに変化させた。さらに下層の河床への露出の有無も変化させた。また基礎地盤の影響範囲内で検討を行うため全層厚は90mmに固定したうえで上層厚を変化させ、表-3に示す全ての組み合

表-3 解析条件一覧（行き止まり）

行き止まり境界までの距離d(mm)	上層厚 L_u (mm)	下層の河床への露出	ケース数
50	20	あり	
100	30		
200	45		
400	70		
1000			
5通り	4通り	2通り	5×4×2=40

表-4 解析条件一覧（不陸）

層構造	高低差(mm)	ケース数
単一層($L_u=90\text{mm}$)	9	
	18	
複層($L_u=45\text{mm}$, $L_l=45\text{mm}$)	27	
	36	
2通り	45	2×5=10
5通り	5通り	2×5=10

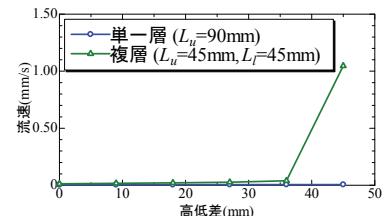
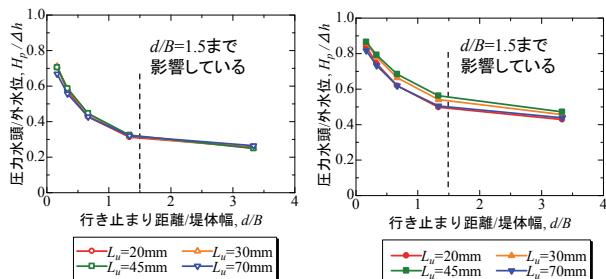


図-6 堤内地の不陸の流速
($i=0.2$, $d=200\text{mm}$, 露出なし)



(a) 左図；下層の露出なし (b) 右図；下層の露出あり
図-5 行き止まり境界までの距離 d と圧力水頭の関係
($i=0.2$, $d=200\text{mm}$, $L_u=45\text{mm}$, $L_l=45\text{mm}$)

わせ全40通りについて解析を実施した。

図-5に各ケースの行き止まり境界までの距離と過剰間隙水圧の圧力水頭の関係を示す。横軸は裏法尻から行き止まり境界までの距離 d を堤体幅 $B=300\text{mm}$ で除して無次元化した値である。縦軸は裏法尻直下の基礎地盤の上層と下層の層境の過剰間隙水圧の圧力水頭を外水位の $\Delta h=60\text{mm}$ で除し、無次元化した値である。図-5よりいずれの基礎地盤でも行き止まり境界までの距離が小さいほど高い圧力が伝播していることが分かる。 $d/B=0.17$ と $d/B=3.33$ のケース比較すると縦軸の値は0.7から0.3に変化しており、行き止まり距離は圧力を2倍以上変化させる重要な評価項目と考えられる。また、被覆土層厚、下層の露出の有無に関わらず d/B が1.5以上では圧力水頭にはほとんど変化が見られず、この解析条件における行き止まり境界の影響範囲は裏法尻から堤体幅の1.5倍程度の距離であると考えられる。本稿では被覆土層厚と透水層の露出の有無は行き止まりの影響範囲に無関係であることが分かったが、今後は堤体幅、外力、透水係数などを変化させた場合の行き止まりの影響についても検討する。

(4) 堤内地の不陸の影響

これまで堤体を支持する基礎地盤の条件に着目して検討を行ってきたが、基礎地盤のみではなく堤内・堤外の地形が浸透破壊に及ぼす影響も考慮しなければならない。例えば、漏水や噴砂などを助長する要因の一つとして堤内地の不陸（高低差）が考えられる。そこで、解析モデルの奥行中央の堤内側法尻地表面に縦横10mmの正方形の低地を作成し、高低差を変化させた場合の低地部分の浸透流速を比較した。解析条件の一覧を表-4に示す。解析モデルは図-1を基本とし全層厚は90mmに固定した上

で、基礎地盤は単一層と複層（ $L_u=45\text{mm}$, $L_l=45\text{mm}$ ）のケースを用いてそれぞれ高低差を5通り変化させた。なお、行き止まり境界までの距離を $d=200\text{mm}$ に固定し、下層の露出部は設置していないモデルについて検討を行った。また、メッシュサイズの感度分析も実施し、メッシュサイズの影響は十分小さいことを確認した。

図-6に各ケースの高低差と低地部分の流速の関係を示す。単一層は低地部分の流速が最大で平地の1.37倍しか増加せず不陸の影響はほとんど受けていないが、複層は低地の深度が36mmで流速が平地の3.09倍に増加し、下層まで達する45mmでは平地の81.9倍に跳ね上がっている。よって、複層は単一層に比べて不陸の影響を強く受けると言える。複層は透水層によって広範囲から三次元的に集水効果を発揮するためだと考えられる。また、層構造-不陸のように組み合わせによって影響が異なる場合があるため、それぞれの評価項目を個別に検討するのではなく、評価項目の組み合わせを考慮したフロー形式で安定性を検討する必要がある。

(5) 漏水対策型防水工法の効果

第1章で述べたように、パイピングに対する伝統的な防水工法として釜段・月の輪工法が用いられているがその効果についてはあまり検討されていない。そこで、模型実験によりその効果性能について検討を行った。

実験模型は図-1を基本とし、基礎地盤は水中落下法で堆積させ、上層は珪砂7号（難透水層）、下層は珪砂2号（透水層）を使用し相対密度が70%程度になるように締め固めた。層厚は上層下層それぞれ45mmずつである。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。なお、堤外側は下層の河床への露出の有無を変化させた。基礎地盤の下流端は行き止まり構造となっており、法尻からの距離は200mmとした。水位条件は図-7、各材料の粒度分布は図-8に示す。表-5に実験ケースの一覧表を示す。case1は対策工の効果を模型断面より確認するために模型の奥行きを70mm（準二次元）とし、水位条件についても噴砂の発生など基礎地盤の変状を細かく確認していくために水位を少しづつ上昇させた（水位条件①；図-7参照）。case2～5は奥行き250mm（三次元）の模型を用いて水位条件②で実験を行った。図-9, 10に釜段・月の輪工を模擬した装置を示す。なお、対策工は法尻で噴砂が発生した際に設置した。

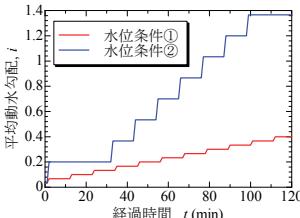


図-7 平均動水勾配の経時変化

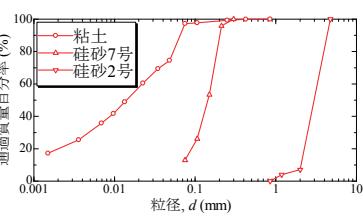


図-8 粒度分布

表-5 実験ケース一覧表

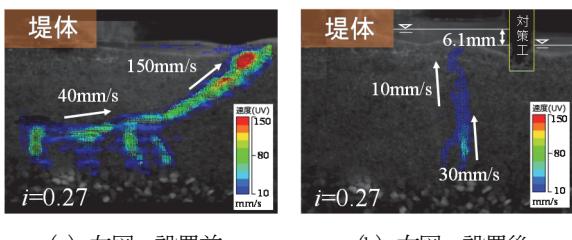
ケース名	奥行き (mm)	水位条件	基礎地盤		露出の 有無	水防工法 の有無	破堤時の平 均動水勾配	特記事項
			上層 (mm)	下層 (mm)				
case1	70	①	硅砂7号 45	硅砂2号 45	○	○	0.30	噴砂速度計測($i=0.27$ 時)
case2	250	②	硅砂7号 45	硅砂2号 45	○	×	0.20	水位60mmを5分間維持 しパイピングに至る
case3	250	②	硅砂7号 45	硅砂2号 45	×	×	0.87	-
case4	250	②	硅砂7号 45	硅砂2号 45	○	○	0.20	水位60mmを22分間維持 しパイピングに至る
case5	250	②	硅砂7号 45	硅砂2号 45	×	○	破堤せす (1.37)	パイピングせす

a) 漏水対策型工法による噴砂抑制効果

図-11にcase1における対策工設置前後のPIVによる法尻付近の噴砂速度の計測結果を示す。どちらも平均動水勾配 $i=0.27$ における計測結果である。対策工設置後は堤体と対策工間の水位が上昇し、堤内側と約6.1mmの水位差が発生したことにより噴砂速度が低下した。よって漏水対策型工法には噴砂速度を低下させ基礎地盤内の土粒子の流出を抑制する効果がある。また、対策工設置前に着目すると法尻で噴砂が発生したことにより堤体直下の土粒子が流出していることが分かる。したがって噴砂が法尻で発生した場合パイピングの進展を助長する恐れがあるため、法尻で発生した噴砂は優先的に対策工を施す必要がある。

b) 異なる基礎地盤における漏水対策型工法の効果

まず破堤時の平均動水勾配に着目し、case3,5を比較する。case3では平均動水勾配 $i=0.87$ 時にパイピングにより破堤した。一方対策工を設置したcase5では平均動水勾配 $i=1.37$ まで水位を上昇させたが破堤に至らなかった。次に水位の維持時間に着目し、case2,4を比較する。case2では、平均動水勾配 $i=0.20$ で5分間水位を維持した後、パイピングにより破堤した。一方対策工を設置したケースcase4では、平均動水勾配 $i=0.20$ で22分間水位を維持した後、パイピングにより破堤した。また、図-12でパイピング進行度を定義したうえで、図-13にcase2,4のパイピング進行度を示す。両ケースともにパイピング進行度が0.20に至るまではパイピングの進行速度が同等であるが、



(a) 左図；設置前

(b) 右図；設置後

図-11 PIVによる対策工設置前後の噴砂速度

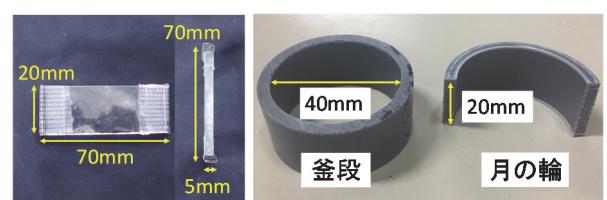


図-9 対策工を模擬した
装置（準二次元）

図-10 対策工を模擬した装置
(三次元)

case4では $t=3\text{min}32\text{sec}$ （実験開始時刻を $t=0\text{min}$ とする）において月の輪工を設置したことによりパイピング進行度が一定となった。その後 $t=10\text{min}20\text{sec}$ において月の輪工が沈下したことによりパイピングが進行し始めたが、月の輪工を再度設置することで再びパイピング進行度が一定となった。しかし最終的にパイピング破壊を防ぐことができなかつた。よって case4のように堤内側で多くの漏水・噴砂の発生が予測される基礎地盤構造である場合、対策工の効果は一時的なものとなりパイピング破壊を直接的に防ぐことができない。したがって漏水対策型工法は基礎地盤構造によってパイピング破壊を防ぐことができる場合とできない場合があり、複層かつ透水層が河床への露出を有するパイピングの危険性が高い基礎地盤構造の場合は事前に対策が必要である。

c) 対策工設置による噴砂動態の変化

図-14にcase4における噴砂動態および対策工の様子を示す。法尻付近における噴砂に対して月の輪工を設置し、月の輪工内に水位が生じたことで対策工内の噴砂は完全に停止したが、一方で、行き止まり付近の噴砂は活性化した ($t=3\text{min}32\text{sec}$)。また、堤内全域で噴砂が発生したことにより基礎地盤が液化状態となり対策工が沈下し噴砂が再発した ($t=10\text{min}20\text{sec}$)。その後漏水が増大し、対策工が押し流され破堤に至った ($t=14\text{min}2\text{sec}$)。よって噴砂を完全に塞いでしまうと他の箇所で噴砂が発生する。

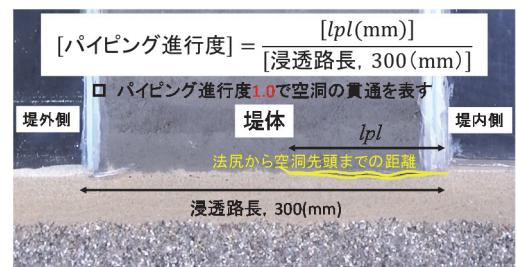


図-12 パイピング進行度定義

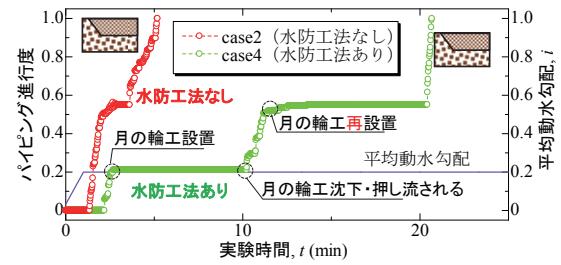


図-13 水防工法の有無によるパイピング進行挙動の違い

活性化することが考えられる。また、噴砂単体に対策工を設置しても噴砂による基礎地盤の液状化に伴い、対策工の外側で別の噴砂が容易に発生する。以上より噴砂を完全に塞がず、噴砂単体に対し対策工を設置するのではなく噴砂箇所を含む広い範囲に対策を施す必要がある。また、液状化の危険性が高い基礎地盤構造の場合は対策工が沈下し、効果が十分に発揮されない可能性がある。

d) 漏水対策型水防工法の効果的な実施方法の提案

噴砂が法尻で発生すると堤体直下の土粒子が流出しパイピングを助長する可能性がある。また、噴砂を完全に塞ぐことや、噴砂単体に対策を施すことで他の箇所で噴砂が活性化する危険性も示された。そこで対策すべき噴砂と範囲について水防活動の三原則を提案し以下に示す。

- 1) 噴砂を堤体に近づけない。(法尻付近の噴砂を優先)
- 2) 噴砂は完全に塞がない。
- 3) 法尻付近の群生した噴砂は大きく囲う。

(6) 点検フローの提案と実際の被災事例との比較

本稿の結果及び現地調査による検討結果を加えた河川堤防のパイピング破壊に対する簡易な点検フローを図-15に示す。このフローは堤体の強度が比較的高い条件下で、まず最重要項目である堤体を支持する基礎地盤構造(層構造、被覆土層厚、透水係数比、行き止まり距離)について評価し、その後、堤内・堤外の地形について評価する流れとなっている。また、本稿で検討した項目から現時点での既知の範囲で矢部川の決壊箇所と無被災箇所および常呂川の噴砂箇所のデータを表-6にまとめ⁵⁰⁾、簡易点検フローに従い各箇所ごとに危険度を分類した(図-15参照)。その結果、被災箇所は無被災箇所に比べ危険度が高いことが示され、本稿の検討項目は現地レベルでも評価できると考えられる。

4. まとめ

層厚による検討からパイピングが進展する可能性がある被覆土層厚の条件は式(2)より地盤材料と堤体形状で表せることが分かった。さらに、行き止まりや透水層の露出の有無、二層の透水係数の比によって危険度が大きく変化し、これらは重要な評価項目になることが分かった。

また、伝統的漏水対策型水防工法は地盤条件によって水防効果が発揮される場合とそうでない場合があり、それらを考慮した点検フローを提案した。点検フローを実際の被災事例と比較し、現地への適用性も確認できた。

謝辞：本研究の成果は、国土交通省・河川砂防技術研究開発制度平成29年度国総研からの委託研究、科学技術研究費(研究課題17H03305)の援助を受けたものである。末筆ながら深謝の意を示します。

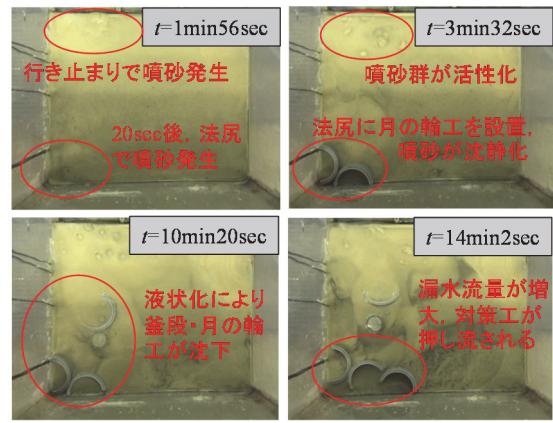


図-14 噴砂動態・対策工の様子(case4)

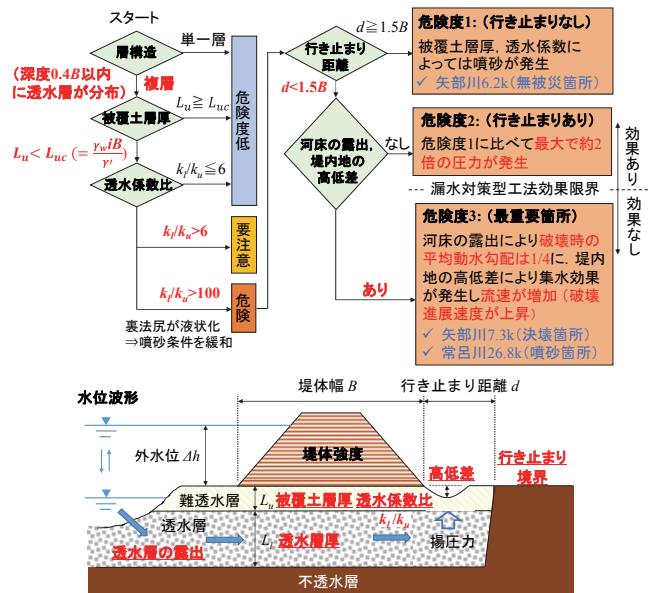


図-15 簡易点検フロー

表-6 実堤防の基礎地盤構造の比較

	複層	被覆土層厚	L_u/L_{ue}	k_t/k_u	行き止まり境界	行き止まり距離	d/B	河床への透水層の露出	堤内地の高低差
矢部川 7.3k (決壊箇所)	○	粘性土1m	0.10	100程度	○	13m	0.77	○	○
矢部川 6.2k (無被災箇所)	○	シルト層2m	0.31	100程度	×	-	-	×	○
常呂川 26.8k (噴砂箇所)	○	砂質土2m	0.43	100程度	○	25m	0.93	○	○

参考文献

- 1) 齋藤啓,前田健一,泉典洋：基盤漏水に伴う噴砂及びパイピング進行条件の検討、河川技術論文集第22巻, pp.251-256, 2016.
- 2) 西村恆哉, 前田健一, 櫛山総平, 泉典洋, 齋藤啓：異なる基礎地盤特性の堤防の噴砂動態・パイピング挙動と漏水対策型水防工法の効果、河川技術論文集第23巻, pp.381-386, 2017.
- 3) 高木不折, 辻本哲朗, 鷺見哲也, 井関明子：パイピングによる破堤課程と「月輪工」の効果の評価、河川技術に関する論文集, 第5巻, pp.123-128, 1999.
- 4) http://www.nilim.go.jp/lab/fbg/download/detailed_inspection_of_sepage/detailed_inspection_download.html, 2017.10.20
- 5) 矢部川堤防調査委員会, 矢部川堤防調査委員会報告書, 2013.
- 6) 常呂川堤防調査委員会, 常呂川堤防調査委員会報告書, 2017.

(2018. 4. 3受付)