

実堤防の調査結果に基づいた河川堤防の パイピング危険度の力学的点検フローの提案

PROPOSAL FOR INSPECTION FLOW OF PIPING RISK IN RIVER LEVEES BASED ON THE RESULTS OF ACTURAL LEVEES SURVEY

西村 柁哉¹・前田 健一²・高辻 理人¹・牧 洋平¹・泉 典洋³

Masaya NISHIMURA, Kenichi MAEDA, Masato TAKATSUJI, Yohe MAKI 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)

Sand boiling dynamics, looseness and liquefaction of soils due piping growth and pore water pressure distributions in the combinations of the properties of river levee body and base ground, and river water level were discussed by performing site investigation and three-dimensional seepage analysis. The key parameters for occurrence and consequence conditions of piping were revealed: layer structures properties in permeable base layer, existence and location in dead-end and the unevenness of inside-land. Based on the survey results for levees damaged and mechanical mechanism of sand boiling holes in which sand particles were erupted due to the localization of pore water flow, an inspection flow of piping risk in river levees was proposed.

Key Words : river levee, sand boil, cone penetration test, pore water pressure, flow localization,

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る、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、透水層の上に低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⁾。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。

そこで本論文では、透水性基盤地盤に起因する特徴的

な浸透被害が発生した北海道常呂川において現地で簡易動的コーン貫入試験を実施し、緩み領域の分布から実堤防におけるパイピング進展メカニズムを推定した。また、調査で地盤の緩みが著しかった地点は、透水層が堤内で途切れたいわゆる「行き止まり」構造になっており、さらに堤内側の地表面の標高が低くなっている「不陸」も確認された。そこで、三次元浸透流解析により、行き止まり地盤の位置や透水係数、堤内地の不陸の大きさや形状について、圧力伝播や浸透流速に着目しながら詳細に検討した。

さらに、これらの考察結果を踏まえたパイピング破壊の危険度を判定する力学的点検フローを作成した。これは、昨年提案したパイピング破壊に対する簡易点検フロー²⁾について、「行き止まり地盤」や「堤内地の不陸」といった新たな評価項目の具体的な数値指標を示し、その定義や効果を明らかにすることで、点検フローの実堤防への適用性をより高めたものとなっている。また、新たに提案した点検フローの各項目について、現時点で既知の範囲で子吉川、常呂川、矢部川、鬼怒川、北川、長良川の6河川の被災箇所のデータをまとめ、点検フローに従い各箇所ごとにパイピング危険度を分類し、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. 簡易動的コーン貫入試験

(1) 試験実施地点と試験方法

2016年8月に発生した台風11号により被災した北海道常呂川において現地調査を実施した。調査では簡易動的コーン貫入試験機を用いて堤体及び基礎地盤の緩みを測定し、噴砂が発生した地点の水道の特定と水道形成メカニズムの解明を試みた。調査の実施は2017年7月及び10月であり被災から約1年経過しているが、噴砂等により形成された地盤の緩みは水位低下後も残り続けることが実験で確認されている³⁾。よって出水によって形成された地盤の緩みは出水後であっても観測可能と判断し、本試験を実施した。

図-1に貫入試験の実施箇所を示す。調査箇所は常呂川左岸KP26.7～27.1のポン隈川合流部付近で、堤体の N_d 値は平均5程度、法勾配は約2.5である。同地点には噴砂が多数発生しており、複数の釜段・月の輪工が施されていた。試験は法尻で多数の噴砂が発生した箇所（A地点）、噴砂が発生しなかった箇所（B地点）、法尻から離れた堤内側で噴砂が発生した箇所（C地点）の被災形態の異なる3箇所、法尻と堤内側を中心に実施した。また、簡易動的コーン貫入試験機は質量5kgのハンマーを50cmの高さから自由落下させ原位置における土の貫入抵抗を換算 N 値 N_d として求める装置である。 N_d は $N_d=10 \times$ （打撃回数）／（貫入量）で算定する。先端コーンの直径は25mmである。

(2) 試験結果および考察

a) 法尻で多数の噴砂が発生した箇所（A地点）

A地点では月の輪工設置区間の中心（①）と裏法尻3箇所（②～④）の計4箇所で行入試験を実施した。図-2にA地点における貫入試験結果及び断面の概要図を示す。なおグラフの縦軸は裏法尻先端（②）の基礎地盤地表面を原点とした深度である。また、相対的に N_d 値が小さい領域（ $N_d \leq 5$ ）を緩み領域と定義し整理を行った。図より①で深度3.0～4.0m、②で深度1.0mと1.75mに緩み領域が確認された。地表面から深い位置に局所的な緩みが生じており、噴砂に伴う土粒子の流出によって形成された緩み領域だと考えられる。また、いずれの地点でも基礎地盤の表層は柔らかく、さらに緩みは堤体直下の基礎地盤でも確認された。模型実験においても、裏法尻の基礎地盤から堤外側へ緩みが進展することでパイピングに至ることが明らかになっており、現地においても同様の現象が発生していた可能性がある。

また、A地点では貫入試験と同じ測線で応用地質の倉田らが電気探査を行っている。電気探査の比抵抗分布を図-3に示す⁴⁾。なお各比抵抗値における土質凡例は、オーガーボーリングにより現地で採取した試料から推定したものである。図より、透水性の高い礫混じり砂層は



図-1 貫入試験の実施箇所

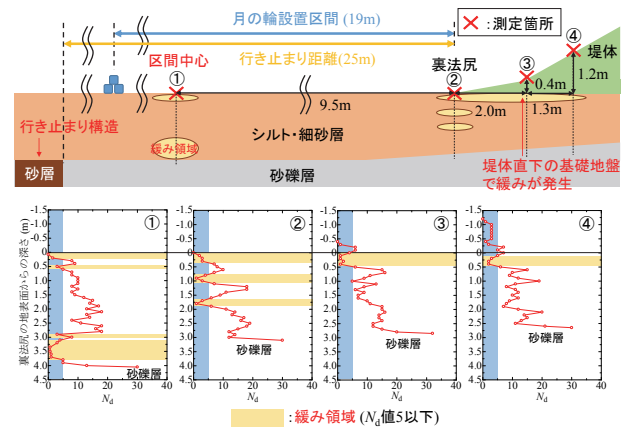


図-2 法尻で多数の噴砂が発生した箇所（A地点）の貫入試験結果と断面の概要図（堤防横断方向断面）

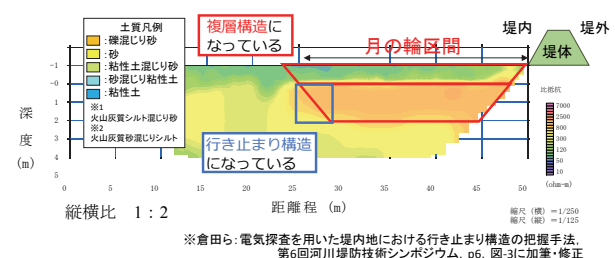


図-3 法尻で多数の噴砂が発生した箇所（A地点）の電気探査の結果（堤防横断方向断面）

堤体から堤内方向へ25m程離れた地点で途切れており、いわゆる行き止まり構造になっていることが分かる。この行き止まり構造によりA地点周辺の基礎地盤内の圧力が上昇したため、多数の噴砂が発生した可能性がある。

b) 噴砂が発生しなかった箇所（B地点）

B地点では堤内側の3箇所（①～③）で貫入試験を実施した。図-4にB地点における貫入試験結果及び断面の概要図を示す。深度の原点は裏法尻先端（③）の基礎地盤地表面である。図よりいずれの測定箇所でも地表面から0.7m程度の表層の N_d 値が高く、締め固まっていることが確認できる。表層に締め固まった地盤があることで、噴砂の発生を防いでいたと考えられる。しかし、表層の下は非常に緩い層が続いており、周辺で発生した噴砂等によって地盤内部が流動していた可能性がある。

c) 法尻から離れた堤内側で噴砂が発生した箇所（C地点）

C地点では堤内側の4箇所（①～④）で貫入試験を

施した。図-5にC地点における貫入試験結果及び断面の概要図を示す。図より裏法尻の④は表層が締め固まっております、噴砂が発生しにくい地盤条件である。一方、堤内側の①～③では表層が軟らかく、深い深度まで緩み領域が連続して分布していた。また①～③の貫入試験は砂礫層と考えられる層によって貫入が継続不可能となり試験を終了した。釜段設置箇所直上である②で最も浅い位置に砂礫層が分布しており、いわゆる被覆土層が薄くなっていたため②で選択的に噴砂が発生したと予想される。また④では深度3mまで砂礫層は確認できず、C地点断面においてはA地点、B地点と比較して砂礫層が堤外まで連続していない可能性がある。よって、C地点に関しては、浸透流は縦断方向に続く砂礫層によって釜段設置箇所に供給されていたのではないかと考えられる。

3. 行き止まり地盤の位置と透水係数

実堤防においても、基礎地盤の行き止まり構造が噴砂発生を助長していたことが示唆された。しかし、行き止まり地盤の明確な条件や定義、影響の大きさについては、これまで十分な検討がなされていない。そこで、第3章では行き止まり地盤の位置及び透水係数に着目しこれらの要素がパイピング発生に及ぼす影響を現地の再現モデルを用いて二次元浸透FEM解析により定量的に検討した。解析計算にはVGモデルを搭載した不飽和浸透流計算が可能である地層科学研究所GEOSCIENCEの3D-Flow三次元飽和・不飽和浸透流解析ソフトを使用した。

(1) 解析概要

図-6に解析モデルの概要図を示す。解析モデルは常呂川左岸KP26.8地点を参考に作成した⁵⁾。設定した各材料の透水係数は図-6に示す。透水係数は常呂川堤防調査委員会報告書及び各土質分類から推定した代表値⁶⁾を設定した。検討ケースの一覧は表-1に示す。解析モデルの堤内側の端部に行き止まり地盤を設置し、裏法尻から行き止まり地盤までの距離（以下、行き止まり距離 d ）と、

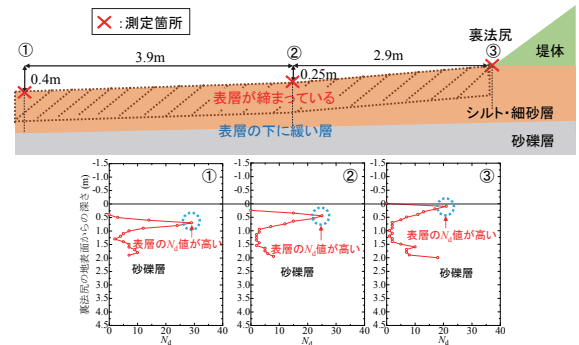


図-4 噴砂が発生しなかった箇所（B地点）の貫入試験結果と断面の概要図（堤防横断方向断面）

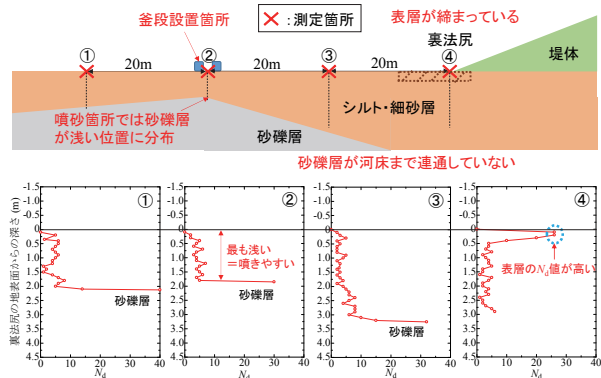


図-5 法尻から離れた堤内側で噴砂が発生した箇所（C地点）の貫入試験結果と断面の概要図（堤防横断方向断面）

行き止まり地盤の透水係数をそれぞれ変化させた。

境界条件は堤外側にHWL時の外水位2.75mを一樣に作用させ、堤内側の地表面と裏側法面は排水境界に設定し、定常解析を行った。また、モデル化した現地は両側を山に囲まれた谷部に位置し、大雨の際には地下水位が急激に上昇し、短時間で飽和・被圧状態になる可能性がある。よって、飽和・浸透にかかる時間を無視し、最も危険な条件を想定した定常状態で検討を行った。

(2) 解析結果と考察

図-7に各ケースの行き止まり距離と堤内に伝播した過剰間隙水圧の圧力水頭の関係を示す。横軸は行き止まり

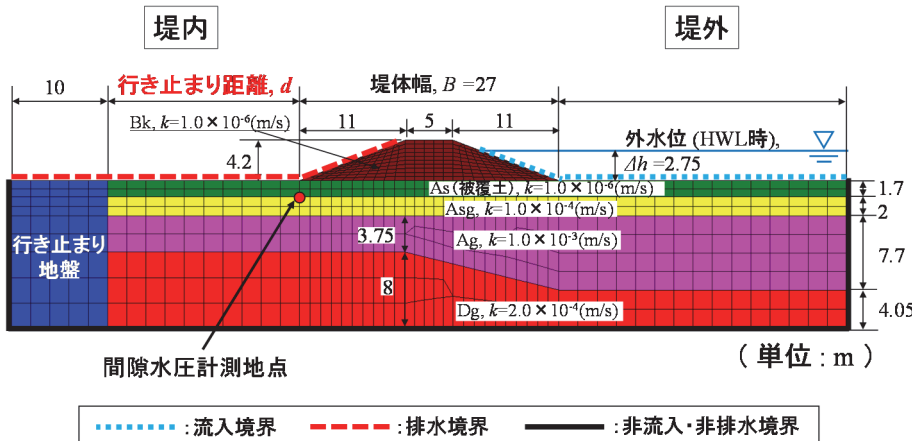


図-6 解析モデル概要図（常呂川左岸KP26.8地点）

表-1 検討ケース一覧

行き止まり距離, d (m)	行き止まり地盤の透水係数, k (m/s)	ケース数
10	0 (不透水)	
20	1.0×10^{-6}	
30	1.0×10^{-5}	
40	1.0×10^{-4}	
50		
5通り	4通り	20ケース

距離 d を堤体幅 $B=27\text{m}$ で除し、無次元化した値である。縦軸は堤防裏法尻直下の A_s 層底面（位置は図-7参照）の過剰間隙水圧の圧力水頭を被覆土層厚の 1.7m で除した値であり、堤防裏法尻における局所動水勾配とほぼ同義である。図-7より、行き止まり地盤の透水性が低く、 d/B が小さいケースほど圧力水頭が大きくなっていることが分かる。行き止まり地盤の条件によっては圧力が5倍以上変化し、最大で局所動水勾配が 1.0 を超えるような非常に大きな圧力が法尻に作用することが分かった。透水性の低い行き止まり地盤が法尻付近にあることで、浸透流の逃げ場がなくなり基礎地盤内に圧力が蓄積され、パイピングの危険度が高まると考えられる。逆に、透水性の高い $k=1.0\times 10^{-4}(\text{m/s})$ のケースでは圧力水頭が小さくなっているが、これは行き止まり地盤によって浸透流が排水され、過剰間隙水圧が消散したためだと考えられる。

また、 $k=1.0\times 10^{-6}(\text{m/s})$ と不透水のケースを比較すると、圧力水頭がほぼ同程度であることが分かる。よって、透水性下層と行き止まり地盤に 100 倍程度の透水係数の差があることで、不透水層とほぼ同等の行き止まり地盤とみなすことができるといえる。

さらに、いずれのケースも d/B が大きくなるほど圧力水頭の変化は小さくなっており、行き止まり地盤には効果を発揮する影響範囲が存在すると推定できる。模型実験の再現解析から行き止まりの影響範囲は $d/B=1.5$ 程度であるという結果が得られていたが、現地の再現モデルでも概ね同様の結果が得られた。

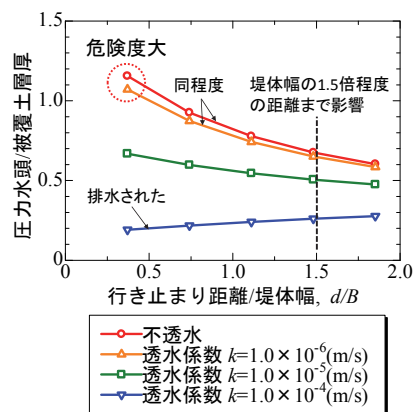


図-7 行き止まり距離と裏法尻直下の圧力の関係

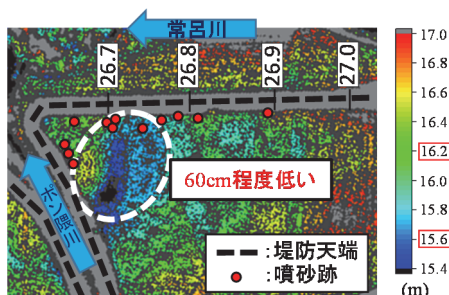


図-8 常呂川左岸KP26.8付近の標高コンター（国土交通省・北海道開発局提供）

4. 堤内地の不陸（高低差）

図-8にLPデータから作成した常呂川左岸KP26.8付近の標高コンターを示す。図より噴砂密集地帯は、周囲よりも標高が 60cm 程度低くなっていることが分かる。標高が低い地点は、浸透流が地表面に吹き出しやすく周囲から水を引き寄せる性質があるため、被害が集中した可能性がある。そこで、第4章では堤内地の不陸（高低差）が河川堤防の安定性にどのような影響を及ぼしていたのか、三次元浸透FEM解析により検討した。解析ソフトは3章で説明したものと同一である。

(1) 解析概要

図-9に解析モデルの概要図を示す。設定した各材料の透水係数は第2章で用いたモデルと同じである。ただし、行き止まり地盤の条件は現地に合わせて、行き止まり距離 $d=25$ 、透水係数 $k=1.0\times 10^{-6}(\text{m/s})$ に固定した。検討ケースの一覧は表-2に示す。解析モデルの堤内中央の法尻に不陸を設置し、不陸の横断方向の長さ l_x 、縦断方向の長さ l_y 、不陸の深さ l_z をそれぞれ変化させた。

境界条件は堤外側にHWLの外水位 2.75m を一様に作用させ、堤内側の地表面と裏法面は排水境界に設定し、定常解析を行った。なお不陸部分には不陸の深さ分の静水圧を作用させ、低地に水が溜まった状況を再現している。

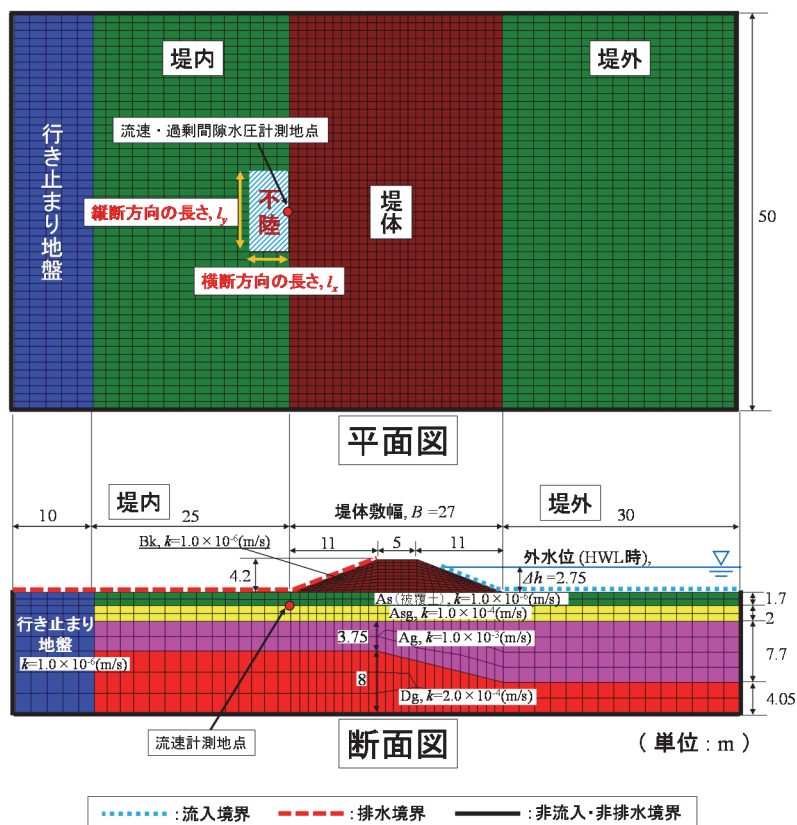


図-9 解析モデル概要図（不陸を設置した三次元モデル）

(2) 解析結果と考察

図-10に各ケースの不陸箇所における浸透流速を、不陸を設置していないケースの同地点での浸透流速で除した値を示す。（流速計測地点は図-9を参照）。分かりやすく言いかえると、図-10は不陸の条件（形状、大きさ、深さ）によって、不陸がない場合に対して流速が何倍に増加したかを示した図である。まず、いずれのグラフにおいても、不陸の深さ l_z が大きく、不陸の横断方向の長さ l_x がより小さいケースほど、流速の増加倍率は大きくなっていることが分かる。また、4つのグラフを比較すると、不陸の縦断方向の長さ l_y が小さいケースの方が流速の増加倍率は大きくなっている。つまり、不陸の面積（ $l_x \times l_y$ ）は小さく、深さはより深いほど流速の増加倍率は大きくなると言える。不陸による浸透流速の増加は、周囲との水の流れやすさの対比によって生じるものであり、不陸が鉛直方向に長いパイプ状の形状で最も効果を発揮する結果は妥当であると考えられる。

図-10の検討から、不陸の影響は面積（ $l_x \times l_y$ ）と深さ l_z によって整理できることが推察された。そこで、各ケースの流速の増加倍率を面積ごとに整理した三次元グラフを図-11に示す。なお、不陸の面積が等しいケースが複数ある場合については、その平均値を用いている。例えば不陸の面積が250m²のプロットは、 $l_x \times l_y = 5\text{m} \times 50\text{m}$ 、 $10\text{m} \times 25\text{m}$ 、 $25\text{m} \times 10\text{m}$ の3ケースの結果の平均をとっている。平均をとった中で、最も誤差が大きかったケースは $l_x = 5\text{m}$ 、 $l_y = 10\text{m}$ と $l_x = 1\text{m}$ 、 $l_y = 50\text{m}$ の深さ1.5mのケースで、誤差は5.8%であった。この誤差は、不陸の大きさ（面積）や深さによる流速の増加倍率に比べて非常に小さく、不陸が縦断方向に長いのか横断方向に長いのかといった不陸の形状は、流速増加にあまり影響していないことが分かった。

図-11より、不陸の深さが0m～0.9mまでは不陸の面積にかかわらず流速は1～2倍程度しか増加していないが、不陸の深さが0.9mを超えると流速が急激に増加し始め、最大で約8倍になっている。また、面積の大きさによる違いもより顕著になっていることが分かる。不陸箇所の凹みが深くなるほど、より広範囲から浸透流を集水し、それを排水する不陸の面積が小さいほど流速は増加するためだと考えられる。また、参考として本解析モデルで流速が2倍となる条件は、不陸の面積が625m²、深さが0.9m（被覆土層厚の半分以上の厚さ）となっている。

5. パイピング危険度の力学的点検フロー

第5章では、これらの考察結果を踏まえたパイピング破壊の危険度を判定する力学的点検フローを作成した。図-12に点検フローを示し、図-13に着目すべき堤体基礎地盤条件を示す。この点検フローは昨年提案したパイピング破壊に対する簡易点検フロー²⁾について、「行き

表-2 検討ケース一覧

不陸の横断方向の長さ l_x (m)	不陸の縦断方向の長さ l_y (m)	不陸の深さ l_z (m)	ケース数
1	1	0.3	※1ケースは不陸を設置していないケース
5	10	0.6	
10	25	0.9	
15	50	1.2	
20		1.5	
25			(6×4×5)+1=121
6通り	4通り	5通り	

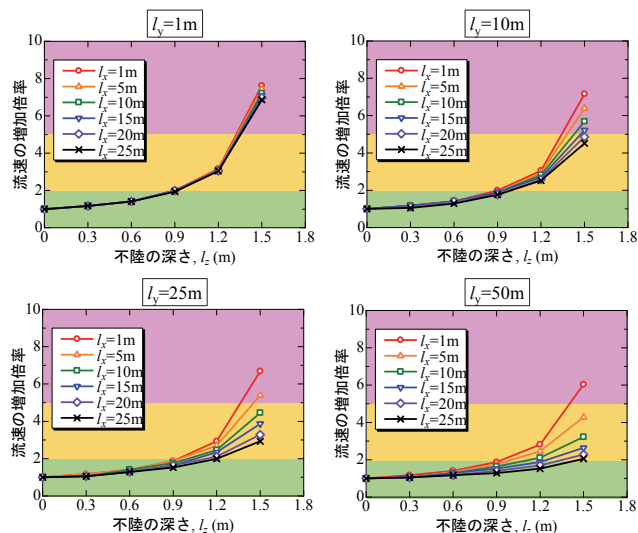


図-10 各ケースの不陸箇所の浸透流速の増加倍率

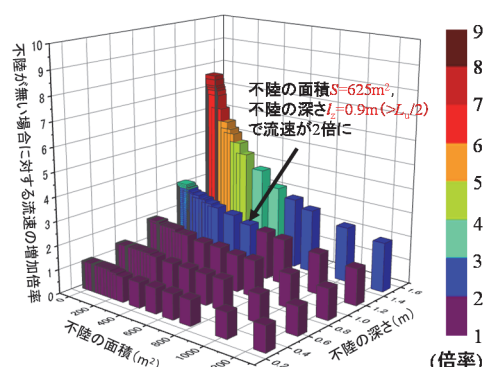


図-11 不陸の面積（ $l_x \times l_y$ ）と深さによる浸透流速の増加倍率

止まり地盤」や「堤内地の不陸」といった新たな評価項目の具体的な数値指標を示し、その定義や効果を明らかにしたものとなっている。また、新たに提案した点検フローの各項目について、現時点で既知の範囲で子吉川、常呂川、矢部川、鬼怒川、北川、長良川の6河川の被災箇所のデータを表-3のようにまとめ、点検フローに従い各箇所のパイピング危険度を分類した。図-14に各被災箇所の点検フローによる危険度評価と実際の被災レベルを比較した図を示す。図より、点検フローにおける危険度レベルが上昇するにしたがって実際の被災レベルも大きくなっており、実際の被害の大きさは点検フローの結果と概ね一致していることが分かる。よって実堤防においても点検フローの有効性が示されたと言える。また、従来の評価基準である局所動水勾配や G/W では、セーフかアウトの2択でしか判定できなかったが、本点検フローでは被害の大きさまで判別することができるため、

表-3 実堤防の堤体—基礎地盤構造の比較（国土交通省報告書を参考にした、例えば参考文献5））

実堤防の被災事例	パイピング 進展 危険度	堤体	層構造	被覆土層の 土質と層厚	L_u/L_w	透水係数比 k_i/k_o	行き止まり境界 の有無と法尻か らの距離 d	d/B	行き止まり地盤 との透水係数比 k_i/k_s	河床への透水層の露出	集水効果のある 地形
①子吉川右岸 10.8k付近、(噴砂・すべり) , 2013	危険度1	砂質土	複層	粘性土+砂質土1m	0.20	100程度	○9.6m	0.44	2.6	×	湾曲
②常呂川左岸 26.8k付近、(噴砂) , 2016	危険度3	粘性土	複層	砂質土2m	0.43	100程度	○25m	0.93	100程度	○	不陸・支川
③矢部川左岸 6.2k付近、(無被災) , 2012	危険度1	粘性土	複層	シルト層2m	0.31	100程度	-	-	-	×	不陸
④矢部川右岸 7.3k付近、(決壊箇所) , 2012	危険度3	粘性土	複層	粘性土1m	0.10	100程度	○13m	0.77	100程度	○	不陸・湾曲
⑤矢部川右岸 11.8k付近、(噴砂) , 2012	危険度1	砂質土	複層	砂質土2.5m	0.60	1000程度	-	-	-	○	×
⑥矢部川左岸 16.0k付近、(噴砂) , 2012	危険度1	砂質土	複層	砂質土2.5m	0.57	100程度	-	-	-	○	×
⑦鬼怒川左岸 13.1k付近、(噴砂) , 2015	危険度1	砂質土	複層	粘性土0.4m	0.07	100程度	○4.1m	0.25	100程度	×	×
⑧北川左岸 13.1k付近、(噴砂・陥没) , 2018	危険度2	砂質土	複層	シルト層1.6m	0.39	1000程度	-	-	-	○	不陸
⑨長良川右岸 49.0k付近、(噴砂・陥没) , 2018	危険度2	砂礫	複層	砂質土1.7m	0.37	200程度	-	-	-	○	不陸・湾曲

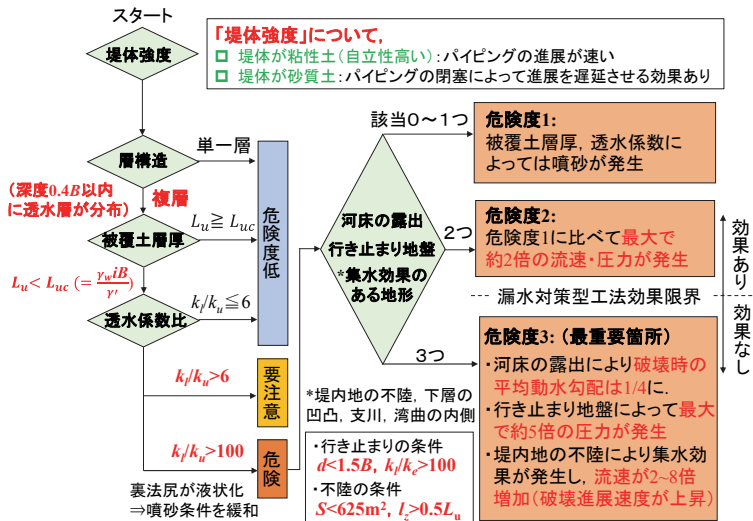


図-12 河川堤防のパイピング危険度の力学的点検フロー

より詳細な危険箇所の抽出に繋がり、河川堤防の効率的な維持管理に貢献できると考える。

6. まとめ

本研究から以下のような知見が得られた.

- 1) 簡易貫入試験から大まかな地盤条件を把握し、被災状況と相関のある結果が得られた。特に噴砂が発生した箇所の周辺地盤には局所的な緩み領域が形成されており、堤体直下の基礎地盤まで緩みが進展している地点も確認できた。
- 2) 浸透流解析から、行き止まり地盤は裏法尻直下の圧力を最大で5倍以上変化させることが分かった。また、透水性下層と行き止まり地盤の間に100倍程度の透水係数の差があること、裏法尻から堤体幅の約1.5倍の範囲内に存在することが、行き止まりの効果発揮の閾値になる。
- 3) 堤内地の不陸の集水効果は、不陸の面積と高低差によって整理することができ、面積が小さく、高低差が大きいほど集水効果は強くなる。（最大8倍）
- 4) パイピング破壊に対して着目すべき地盤条件の定義や閾値を示した新たな点検フローを提案した。また、実際の被災事例と比較することで、点検フローの実堤防における有効性が確認できた。

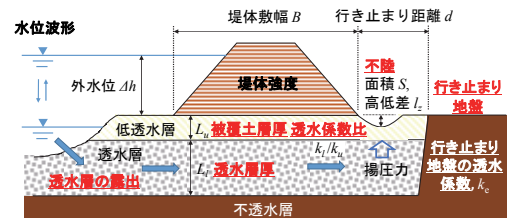


図-13 着目すべき堤体—基礎地盤条件

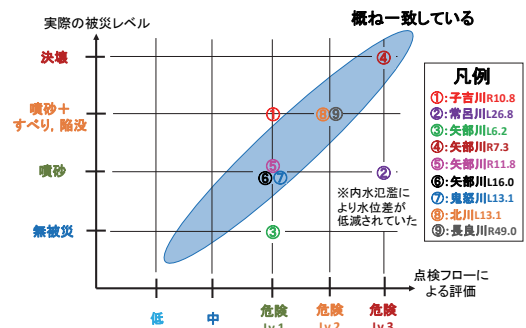


図-14 実際の被災事例と点検フローによる評価の比較

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。

参考文献

- 1) 西村柁哉, 前田健一, 櫛山総平, 泉典洋, 齊藤啓: 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 23 卷, pp.381-386, 2017.
- 2) 西村柁哉, 前田健一, 櫛山総平, 高辻理人, 泉典洋: 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, 河川技術論文集 24 卷, pp.381-386, 2018.
- 3) 新清晃, 倉田大輔, 川原孝洋, 京野修, 小西千里: X 線を用いたパイピング破壊に伴う緩み領域の進行と水位履歴の影響, 第 5 回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.5-8, 2017.
- 4) 倉田大輔, 新清晃, 小西千里, 山下善弘: 電気探査を用いた堤内地における行き止まり構造の把握手法, 第 6 回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.5-8, 2018.
- 5) 常呂川堤防調査委員会, 常呂川堤防調査委員会報告書, 2017.
- 6) 地盤工学会, 土質試験—基本と手引き—, pp91, 2014.

(2019. 4. 2受付)