

堤防の浸透による法すべりの進行性を考慮した 評価法と対策工の提案

石原雅規・佐々木 亨・佐々木哲也

1. はじめに

堤防は、河川の流水を安全に流下させるために、設けられる線状土構造物である。河川水や降雨の作用によって法すべり等の変状が1箇所でも生じると、これをきっかけに決壊に至りシステム全体が機能を失う場合がある。そこで、実務においては、定規断面を確保した上で、必要に応じて、円弧すべり安全率の最小値による安定検討¹⁾が行われている。

この方法では、法すべりの生じやすさは評価できるものの、本来の堤防の安全性を表していない場合もある。例えば、裏法面に広い小段を有しているが法勾配が急な場合には、小段下の法面が浅くすべる場合で小さなすべり安全率が得られる。しかし、このような小さなすべりが生じたとしても、堤防の安全性に及ぼす影響は小さいと考えられる。実務では、このようなすべりを棄却する場合もあるが、棄却する条件や他のどのすべりを選択するかは技術者によって判断が分かれる。

また、実際の法すべりは、最初に法尻付近において小さな崩壊が生じ、徐々に崩壊範囲が拡大する場合も多い。このような進行性を有する崩壊に関しても、実務で用いられている方法では適切に評価できていない。

そこで、本研究では、大型模型浸透実験により変状進行と堤体内水位の関係及び変状進行形態を明らかにし、これらを元に進行性を考慮した新たな評価法を提案した。本手法は、実務での利用も考慮した比較的簡単な方法である。また、進行性を有するすべりに対する、より安価な対策工についても実験による検討を行った。

2. すべりの進行性を考慮した評価法²⁾

2.1 大型浸透模型実験

模型の形状、計測機器の配置を図-1に示す。堤防半断面を模擬した模型である。図には示してい

ないが、土壌水分計も多数埋設した。

まず基礎地盤として関東ロームを0.30mの厚さで敷設し、その上に、高さ3mの堤体部分を作成した。堤体土の諸元を表-1に、粒径加積曲線を図-2に示す。

模型作成後、実務において顕著に現れる降雨の影響を実験的に検証するための降雨実験を行った。

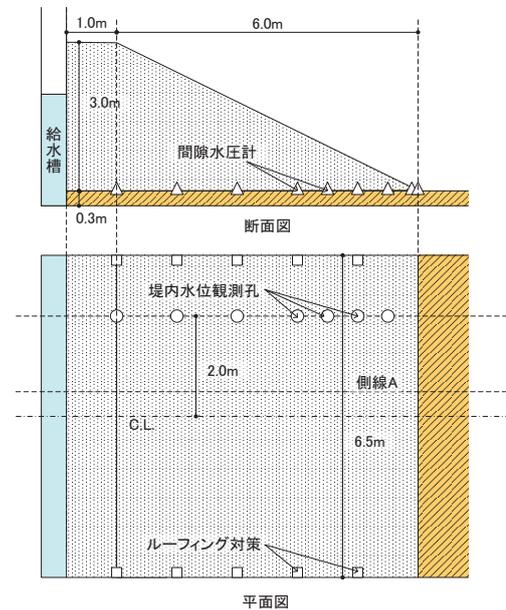


図-1 大型模型の形状および計測機器の配置

表-1 堤体土の諸元

実施年度		H28	
土質	土粒子密度	g/cm ³	2.696
	最大乾燥密度	g/cm ³	1.692
	最適含水比	%	18.0
目標締固め度		%	86
目標密度		g/cm ³	1.455
透水係数(室内)		m/sec	2.9 × 10 ⁻⁵ (D85%)

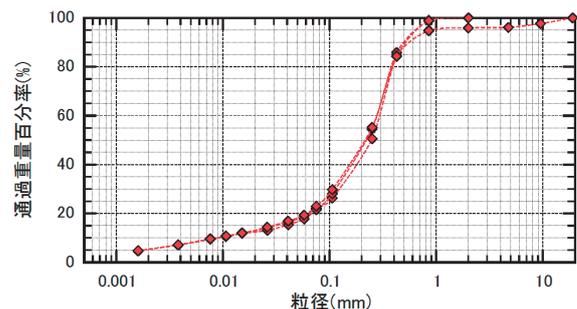
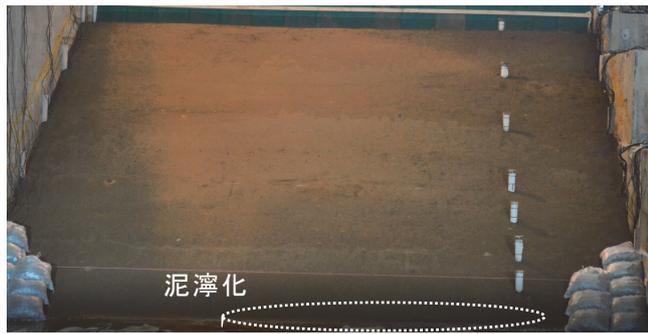


図-2 堤体土に使用した材料の粒径加積曲線



(a) 4時間目



(b) 7時間目



(c) 10時間目



(d) 13時間目

写真-1 模型の状態の変化

その後、堤体内の水位が十分に低下したことを確認した上で、給水槽からの浸透実験を行った。

基礎地盤の上面を初期水位として、そこから約3時間かけ、盛土高さの9割に当たる約2.7mの高さまで給水槽の水位を上昇させ、その後暫くの間一定の水位を保った。

写真-1に給水槽の水位を上げ始めてから4、7、10、13時間目に堤体模型を法尻側から撮影した写真を示す。

4時間経った時には既に法尻に水位が達しており、法尻のごく狭い範囲で変状（泥濁化）が生じ始めた（写真-1(a)）。その後、暫くの間、法尻付近の堤体内水位の上昇とともに、変状範囲が拡大し続けた（写真-1(b)）。9時間目以降は僅かな堤体内水位の上昇とともに、変状範囲が急激に拡大した（写真-1(c)）。13時間目以降では、崩壊土の影響を受ける範囲を除きほぼ堤体内の水位は一定となったが、変状範囲はさらに拡大した（写真-1(d)）。実験後に現場透水試験やサンプリング等を天端直下で行うことを予定していたので、法面の2/3程度が崩壊した15時間目を過ぎたところで、水位を下げ始めた。その結果、16時間目には、変状の進行がほぼ止まった。

このような変状の進行過程の中で、変状の進行形態も変化していた。変状のごく初期の段階（～約5時間目）では、飽和している法尻の狭い範囲のみが泥濁化していた。飽和度の上昇や浸透流の影響によるものと考えられる。その後（約5時間目～）、徐々に法面に明瞭な亀裂が現れるようになり、法面の不飽和部分を含めた変状に変わっていった。不飽和部分の変状では亀裂が現れてすぐに亀裂下側の土塊が下方に移動（崩壊）するわけではなく、徐々に亀裂の幅を増やしながらか、高さ方向には暫く留まっているか、非常にゆっくりとした速度で下に移動する。その後、急激に下方に移動（崩壊）する。亀裂が入るのは、サクシオンによって強度が発揮されている証拠であるが、急激に下方に移動する時点では、先行して入った亀裂のために、土塊の移動に対してほとんど抵抗していないものと考えられる。13時間～15時間目は堤体内水位がほぼ変化していないにもかかわらず変状が進行した。不飽和部分に形成された崖（写真-1(d)で特に発達）が不安定であるため、崖が崩壊する。崩壊した後も奥に崖ができるため、不安定は解消されず崩壊が連鎖するものと考えられる。

2.2 評価法の概要

このように浸透による法尻からの変状の進行メカニズムは非常に複雑であり、メカニズムに忠実な方法で評価することは困難である。

そこで、実務での利用も視野に、必要な定数が多い方法や複雑な方法ではなく、現状の設計技術の延長線上で浸透による法尻からの変状の進行を評価可能な方法を検討した。

計算方法の大枠としては、堤防の浸透安全性の照査に用いられている浸透流解析と円弧すべり計算の組み合わせである。ただ、現在実務に用いられている円弧すべり安全率の最小値ではなく、円弧すべり安全率が基準値以下となる範囲を求める方法である。この範囲が変状・崩壊の範囲に対応するとみなすことによって、崩壊範囲の拡大を求めることが可能となる。また、一度崩壊した範囲の強度定数を低下させることによって、連鎖的に発生する崩壊も表現することができる。計算フロー及び崩壊範囲の拡大のイメージを図-3に示す。なお、各崩壊時点では、法面表面の不飽和部分はほとんど抵抗していないと考えられることから、堤体内水位より上の範囲には引張亀裂が入るものとして、円弧すべり安全率を計算した。

2.3 評価法による模型実験の再現計算

この方法の妥当性を確認するために、大型模型実験結果と計算結果を比較した。実務においては、浸透流解析によって算出した浸潤線を用いることとなるが、ここでは、実験で得られた水位を直線補間した浸潤線を用いた。浸透流解析によって、正確に浸潤線を解析することにも堤体土の飽和・不飽和浸透特性の評価など技術的な課題が存在するためである。

堤体土の強度定数は、 $c=0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=36.8^\circ$ と設定した。CUB試験の結果では、 $c'=2.2\text{kN/m}^2$ 、 $\phi'=36.8^\circ$ の結果が得られていたが、法尻に水位が達した時点で泥濁化した模型実験の状況を踏まえ、粘着力を見ないことにした。また、一度、安全率が1を下回った範囲の内部摩擦角を 24° に低下させた。実験では、崩壊した土は、5割程度の勾配で安定していた。5割の勾配で、円弧すべり安全率が1程度となる内部摩擦角が 24° である。

3時間ごとの堤体内水位と円弧すべり安全率が1未満となる円弧の通過する範囲の関係を図-4に示す。また、模型実験の変状範囲と安全率1未満

の範囲の水平距離の関係を図-5に示す。

安全率が1を下回る範囲は、4時間目では、法面を薄くかすめるような、図-4の縮尺では見えない程度の小さな範囲であり、概ね実験結果（泥濁化のみ）と一致している。時間の経過とともに、徐々に変状範囲が広がる7時間目、10時間目では、概ね実験結果と一致した。10時間目と13時間目

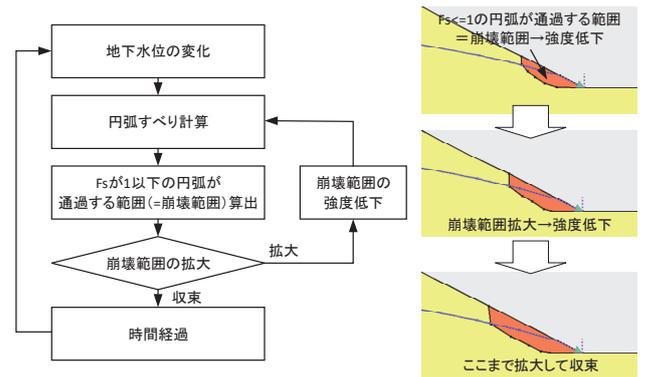


図-3 計算フローと崩壊範囲の拡大イメージ

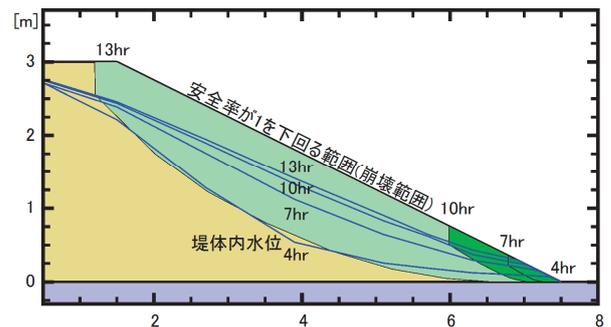


図-4 堤体内水位と安全率が1を下回る範囲

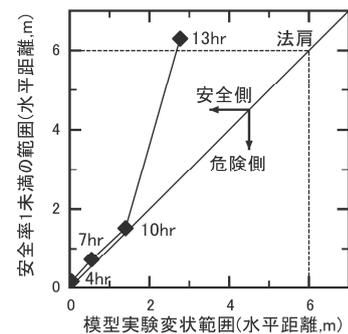


図-5 模型実験の変状範囲と安全率1未満の範囲

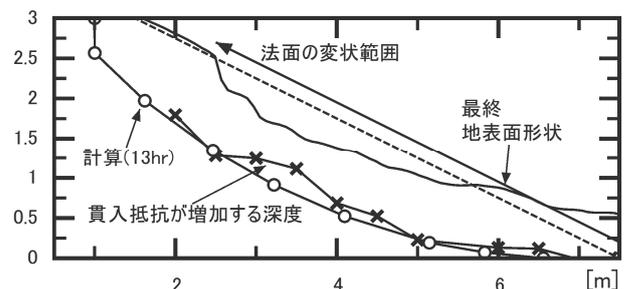


図-6 模型実験の変状深度と計算結果の比較

の水位の変化は僅かであるが、その後安全率が1を下回る範囲は劇的に大きくなっている。これは10時間目から13時間目の間で変状範囲が急拡大した実験結果と同じ傾向であるが、13時間目の円弧すべり安全率が1を下回る範囲は、実験に比べかなり広い範囲となった。本計算方法は、ある水位を与え続けた場合の最終的に変状が及ぶ範囲を求めているようなものである。しかし、実験の13時間目の状態は、水位が一定の場合の最終的な状態に至っていない途中段階であると考えられる。実際、13～15時間の水位はほぼ変化していないが、崩壊が早い速度で拡大した。このために、安全率が1を下回る範囲が実験の変状範囲よりも大きくなったものと考えられる。

模型実験と評価法の計算結果を水平距離という指標で比較してきたが、ここで深さに関しても確認する。模型実験終了後に、土層検査棒を模型に貫入し、緩んだ範囲を調べた。図-6に、土層検査棒で調べた緩んだ範囲と計算結果を比較した。緩んだ範囲（貫入抵抗が増加する深度よりも上側）は、法面の変状範囲よりも左側の広範囲に及んでいた。地表面に法すべりとして現れる前に堤体内部ではより広い範囲に緩みが進行している状況を表しているものと考えられる。計算結果と比較すると13時間目の安全率が1未満の範囲と緩んだ範囲がほぼ一致していた。計算結果を、地表面に現れる崩壊範囲としてではなく、緩み領域として捉えたと、過度に安全側ではなく、適切な評価結果であったと見ることもできる。

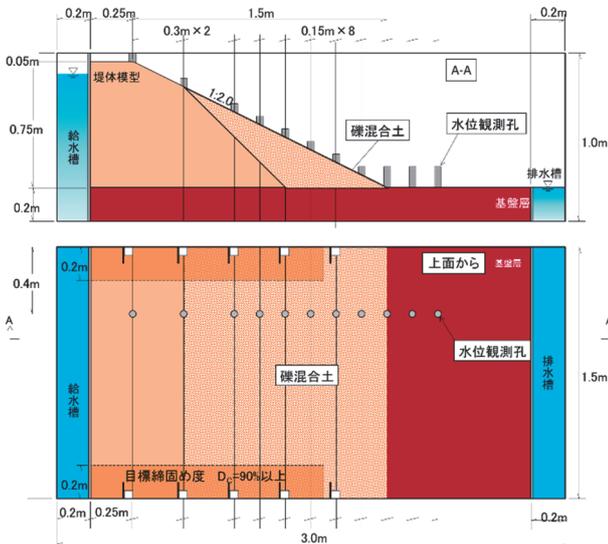


図-7 対策工に係る小型模型の概要（初期形状）

3. 対策工に係る検討

3.1 礫混合土を用いた対策について

前述の大型模型実験の結果から、進行性を有するすべりを抑制するためには、堤体内水位の上昇を抑えることと堤体のせん断強度を増大させることが有効であると考えられる。

すべり対策としては、施工実績の多いドレーン工法が存在する。堤体内水位の上昇を抑えつつ、ドレーン工自体も土に比べると大きなせん断強度を有していることから、進行性を有するすべりに対しても高い効果を発揮すると考えられる。模型実験でもその効果が確認されているが、ドレーン工の奥行きが不足すると法面中段で浸潤線が法面に近づき、そこからすべりが始まる場合があることが分かった。ドレーン材と堤体材料の透水性が大きく異なっていることで、対策効果が発揮される工法である。このため、目詰まり等により透水性が低下しないようにドレーン材と堤体材料の間にはフィルター材（ジオテキスタイル）が用いられる。しかし、このような工夫だけで、ドレーン工内外やフィルター材（ジオテキスタイル）の目詰まりなどの経年劣化のおそれが完全に払拭できていない。

このようなドレーン工の短所を踏まえ、より安価な対策として、礫混合土を用いた対策工の効果を小型の模型実験により確認した。礫混合土を用いた対策は、堤体土に礫を混合し、法面も含めて、良く締固めて施工し、主にはせん断強度の増大を期待する方法である。ドレーン工のように、法面中段が弱点になることはなく、堤体土との違いがドレーン工よりも小さく、土質材料のみを用いる工法であるため、目詰まり等の経年劣化の懸念は遥かに小さい。

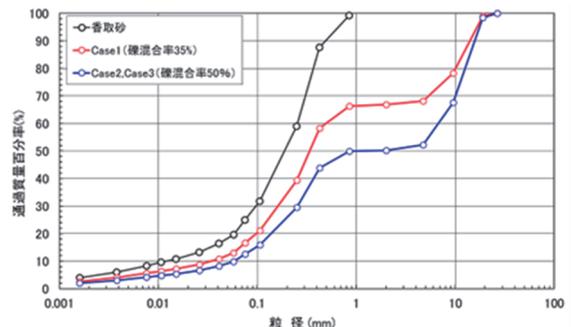


図-8 粒径加積曲線

3.2 対策工に係る小型模型実験³⁾

模型の形状、主要な計測機器の配置を図-7に示す。模型は、幅3m、高さ1m、奥行き1.5mの鋼製土槽の中で作製した。土槽内部に模型背面から水を供給できるように幅0.2mの給水槽を設け、水位が調整できる。

関東ロームによる厚さ0.2mの基礎地盤の上に、高さ0.75mの半断面の堤防を作製した。堤体土は、大型模型実験で用いた材料と同じ時期に同じ産地から入手したものである。礫混合土（堤体土に礫を混合したもの）と合わせて、粒径加積曲線を図-8に示す。対策工以外の目標締固め度も86%と大型模型実験と同じである。

無対策のCase0は、堤体全てが目標締固め度86%の堤体土で作製されたものである。一方、Case1～3が、図-7に示した法尻の三角形の範囲を礫混合土で置き換えた対策有のケースである。対策の範囲は、Case1～3で全く同じであるが、礫混合率と締固め度が異なる。礫混合率及び締固め度を表-2に示す。同表に示したように礫混合土に配合した礫は、3号碎石と5号碎石を同量ずつ配合したもので、5mm～20mm程度の粒径が主体である。基礎地盤の飽和が完了した後、給水槽の水位を堤防高の90%の水位（0.675m）まで上昇させ、その水位を維持した。変状が発生しない場合は実験開始から72時間継続させた。変状が発生した場合は、ある程度の変状が発生したことを確認した上で、給水槽の水位を低下し、実験を終了した。結果的に、Case0とCase1は4時間で、Case3は7時間で終了した。

Case1～3では、同じ模型の法面を削り取ることによって法勾配を変えて3回の実験を行っているが、ここでは大きな違いが見られた各ケースで最初に行った法勾配1：2の結果を示す。

3.3 実験結果

実験開始4時間後（Case2のみ、72時間後）の模型の状況を写真-2に示す。Case1およびCase3の変状が生じた範囲は、無対策のCase0に比べると狭い。礫混合率および締固め度が最も高い

表-2 対策工に係る小型模型実験の条件一覧

	対策工配合条件 堤体土：3号碎石 石：5号碎石	対策工の 締固め度	実験結果概要
Case0 無対策	-	-	4時間で大規模崩壊
Case1 対策1	礫混合率35% 13：3.5：3.5	100%	4時間で中規模崩壊
Case2 対策2	礫混合率50%		72時間で変状なし
Case3 対策3	2：1：1	90%	4時間で小規模崩壊

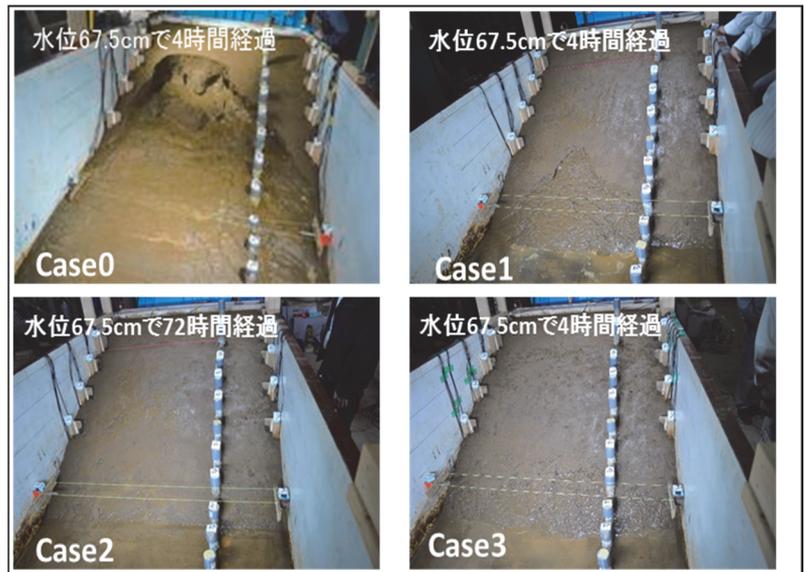


写真-2 模型の状況（Case2以外は実験開始から4時間後）

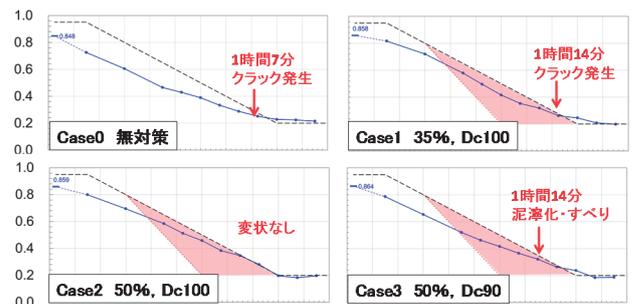


図-9 変状発生時の堤体内水位

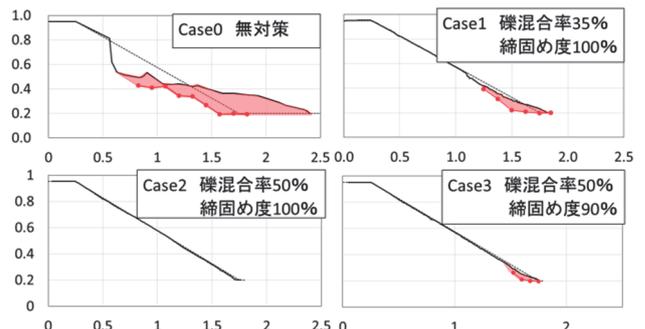


図-10 実験終了時の変状範囲

Case2では実験開始から72時間経過した後も変状は生じなかった。

次に変状発生時の堤体内水位と変状発生箇所を図-9に示す。ただし、変状が発生しなかったCase2では、堤体内水位が定常となった時点の水位（実験中の最高の水位）を示した。無対策のCase0と比べて礫混合土による対策を実施したCase1~3の水位が高い。Case1、3では水位がより高い状態で変状が生じ始めたり、Case2では水位がかなり高くなっても変状が生じないことから、礫混合によってせん断強度の増大したことが推測される。礫混合によって増大したせん断強度を、模型実験の初期の変状範囲とその時の堤体内水位から逆算する試みも行っている⁴⁾。

最後に、実験終了後に貫入試験により調べた緩み範囲を図-10に示す。緩み範囲の大きさは、Case0 > Case1 > Case3 > Case2の順に小さくなる。実験継続時間は、ケースによって異なるが、緩み範囲の大きさと真逆の順番となっているため、緩み範囲の小ささが対策効果の大きさを表すと解釈することができる。礫混合率が高いほど、締固め度が高いほど、高い効果が得られる。特に、礫混合率を50%であれば、締固め度90%でも十分な効果が得られることが分かる。

締固め度が高いほど、せん断強度が増大することは、既往の研究からも明らかであるが、礫混合率が高いほど、せん断強度が増大することに関しては不明な点が多い。礫のような大きな粒子が混じり、礫同士のかみ合わせが働くことにより、せん断変形が生じるには、より広い範囲の土粒子が移動する必要がある。特に法面表層付近の低拘束圧下において、このようなメカニズムが顕著に現

れ、せん断強度が増大しているものと推測される。

4. まとめ

実際の法すべりでは、最初に法尻付近において小さな崩壊が生じ、徐々に崩壊範囲が拡大することも多い。大型模型実験で観察された進行性破壊の特徴を取り入れ、浸透流解析と円弧すべりを組み合わせた、進行性破壊を比較的簡単に評価可能な方法を提案した。この方法により模型実験を再現したところ、模型実験と評価法は整合的であった。

次に、このような進行性破壊に対するより安価な対策として、礫混合土を用いた対策の効果を実験により確認した。礫混合率を増やすことや締固め度を大きくすることにより、より高い対策効果が得られることが小型模型実験で確認できた。せん断強度が増大することにより対策効果が発揮されているものと推測されるが、このメカニズムを明らかにできるよう検討を継続する必要がある。また、実物大に近い模型でも同様に効果を発揮するか検証が必要だと考えている。

参考文献

- 1) (財)国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）、2012
- 2) 石原雅規、東拓生、佐々木哲也：浸透による堤防法尻からの崩壊の円弧すべり計算を用いた評価法の提案、河川技術論文集、Vol.24、2018
- 3) 佐々木亨、杉山詠一、石原雅規、佐々木哲也：浸透による進行性破壊に対する礫混合土の対策効果に関する模型実験、第54回地盤工学研究発表会、2019
- 4) 杉山詠一、佐々木亨、石原雅規、佐々木哲也：円弧すべり計算を用いた強度定数の推定による礫混合土の対策効果の検討、第54回地盤工学研究発表会、2019

石原雅規



土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム 主任
Masanori ISHIHARA

佐々木 亨



研究当時 土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム研究員、現 道路技術研究グループトンネルチーム 研究員
Toru SASAKI

佐々木哲也



土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム 上席研究員
Tetsuya SASAKI