

堤内基礎地盤構造が噴砂発生から堤体崩壊に与える影響
The effect of embankment foundation soil structure
on sand boil and embankment collapse

加藤碩二郎¹, 前田健一², 近藤知輝¹, 佐々木一真¹

1 名古屋工業大学大学院・工学専攻環境都市プログラム・E-mail address k.kato.398@stn.nitech.ac.jp
2 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター

概 要

高水位継続時間の長期化により河川堤防のパイピング破壊の危険性が高まっている中で、河川堤防の被災リスクが高い重点監視箇所を抽出することは、効率的な維持管理のためにも急務である。行き止まり構造もその一つであるが、堤体付近の地層構造によるパイピング破壊への影響については未だ解明されていない点が多い。そこで本稿では、堤内地層構造に着目した模型実験を実施し、堤内の地層構造が噴砂動態及び堤体崩壊に与える影響について検討した。その結果、噴砂の発生位置は行き止まり境界までの距離に依存していることが分かった。また、難透水層の位置の違いから、堤体や基礎地盤の損傷形態が大きく異なることが分かった。

キーワード：浸透，パイピング，噴砂，行き止まり境界，基礎地盤

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により、堤内地で漏水や噴砂が発生する被災事例が増加している。また、今後も気候変動に伴う豪雨の強度増加や長期化により、高水位の外力が河川堤防に長時間作用することで堤内地で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は高まると考えられる。そのような中、河川堤防が損傷あるいは破堤する危険性の高い重点監視箇所（図 1 参照）を抽出するための研究が進められており¹⁾、被災メカニズムの支配因子や評価指標、閾値を明らかにすることは今後の河川管理において重要な課題である。

「河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）」において、パイピング破壊に対する安全性は局所動水勾配あるいは G/W での照査がされている²⁾。被覆土が粘性土のような難透水層である場合は、 G/W で照査がされ、被覆土が砂質土のような低透水層である場合は、局所動水勾配で照査がされている。こうした中、被覆土が難透水層である場合の噴砂の発生過程は解明されつつある³⁾。

一方、「図説河川堤防」において、基礎地盤の一般モデルと浸潤面上昇の関係について6つの地盤構造が述べられており、その中でも堤体裏法尻側に粘性土が分布しているケースでは、堤体内浸潤面上昇が大きいことから堤体の安全に最も影響を及ぼすことがわかっている⁴⁾。そこで本論文では、図2に示すような2つの基礎地盤構

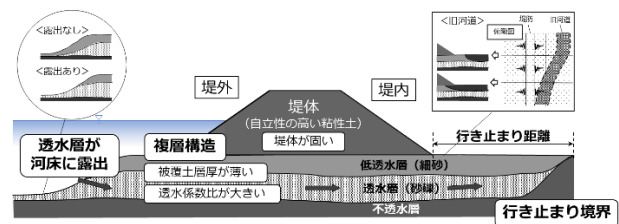


図 1 安全性に問題がある堤防諸元

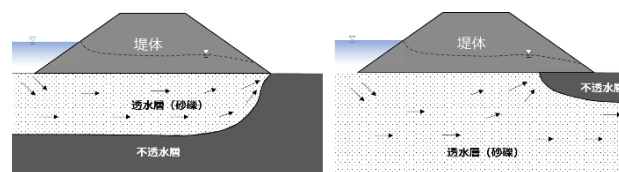


図 2 堤体内浸潤面上昇が大きい 2 ケース

造に着目した。ここで、既報¹⁾では行き止まり構造の危険性が述べられているが、行き止まり地盤や基礎地盤の地層構造の影響による噴砂の発生箇所や空間分布などの発生形態を決定する条件、噴砂発生後の噴砂の裏法尻方向への移動過程、堤体崩壊形態に与える影響については未だ解明されていない点が多い。これらの解明は効率的な水防活動や河川堤防強化のためにも急務である。

本論文では、堤内の裏法尻から行き止まり境界までの距離が、堤内で噴砂が発生し堤体下へ進展していく過程及び堤体崩壊に与える影響を明らかにすることを目的としている。そこで、2 章では堤内の難透水性被覆土の有無及び裏法尻から行き止まり境界までの距離を変えて簡易模型実験を実施し、3 章では堤内基礎地盤の難透水層

の裏法尻からの距離を変えて模型実験を実施した。以上から、堤内の地層構造が噴砂動態及び堤体崩壊形態に与える影響について検討し、効率的な河川堤防の維持管理方法を提案する。

2. 堤内地層構造条件が異なる実験の結果及び考察

本章では、堤内の難透水性被覆土の有無と裏法尻から行き止まり境界までの距離を変えて簡易模型実験を実施し、堤内の地層構造が噴砂及びパイピングに及ぼす影響を検討する。

2.1 実験概要

図 3 にパイピング実験模型の概略図を示す。堤体は含水比 20%の青粘土を使用した。ただし、堤体をアクリル板で拘束して堤体の変状によるパイピング進展への影響を除去し、パイピングし易くしている。基礎地盤もパイピング危険度が高い条件¹⁾を選び、複層構造とした。下層に高透水層として珪砂 2 号、上層に低透水層として珪砂 7 号を水中落下法で堆積させ、堤外の左端から 20mm を下層（高透水層）の露出部として設置した。試料の粒度分布及び物性値は図 4 に示す。

実験は、裏法尻から行き止まり境界までの距離 l を変えて実施し、被覆土ありを CaseA、被覆土なしを CaseB としている。この時、CaseA の被覆土は難透水層としており、含水比 20%の青粘土を層厚 30mm で締め固め度 80%程度となるよう締め固めた。また、CaseB において、低透水層の締め固め効果を検討するため、珪砂 7 号の相対密度を変化させた CaseB-8 を実施している。表 1 に実験ケースを示す。表-1 には、各ケースにおける裏法尻から行き止まり境界までの距離 l (mm)の値を堤体幅 B （本実験では $B=300\text{mm}$ に固定している）で除して無次元化した値 l/B を示している。図 5 に水位条件である平均動水勾配 i （堤内外の水位差 h を堤体幅 B で除した量）の経時変化を示す。模型壁面に間隙水圧計を行き止まり境界と堤内地中央地点に設置し、図 3 に示す箇所の低透水層と難透水性被覆土の境界における圧力水頭を計測した。また CaseB では、堤内側から基礎地盤層厚 90mm を越えて溢れ出た漏水流量を重量計で計測した。実験はパイピング破壊が生じた、または平均動水勾配 $i=1.0$ となった時点で終了とした。

本稿では、難透水性被覆土と珪砂 7 号の境界に水を含んだ隙間が生じ、被覆土が持ち上がることを盤ぶくれ、表層に水が湧出することを漏水、漏水に伴う上向き浸透流による珪砂 7 号の噴出を噴砂、土が浸透により有効応力が低下して流動化することを液状化としている。

2.2 難透水性被覆土がある場合の実験結果及び考察

本節では、難透水性被覆土がある場合について検討する。図 6 に間隙水圧計を用いて計測した圧力水頭の経時

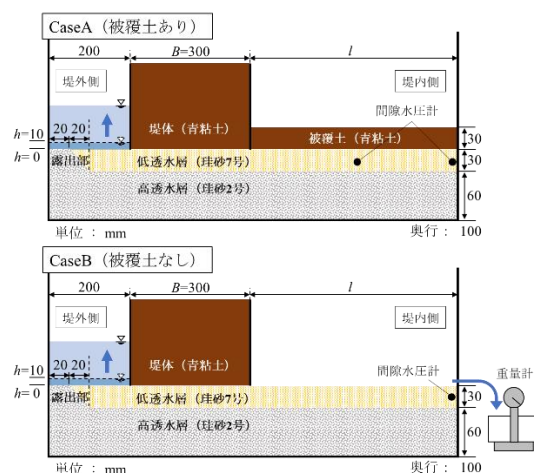


図 3 実験模型の概略図

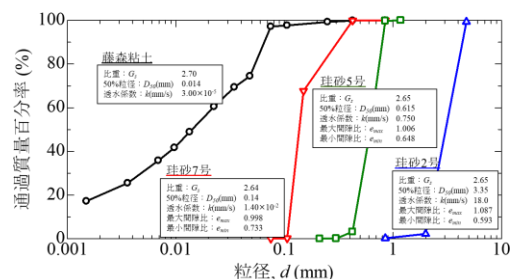


図 4 試料の粒度分布及び物性値

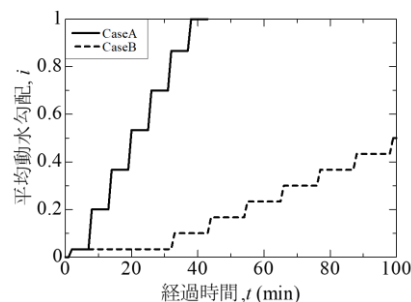


図 5 平均動水勾配の経時変化

表 1 実験ケース一覧

実験Case	被覆土の有無	裏法尻から 行き止まり境界までの距離 l (mm)	l/B ($B=300\text{mm}$)	珪砂7号の 相対密度 Dr (%)
CaseA-1	○	300	1.00	70
CaseA-2	○	600	2.00	70
CaseA-3	○	900	3.00	70
CaseB-1		150	0.50	70
CaseB-2		300	1.00	70
CaseB-3		450	1.50	70
CaseB-4		500	1.67	70
CaseB-5		500	1.67	70
CaseB-6		600	2.00	70
CaseB-7		900	3.00	70
CaseB-8		300	1.00	100

変化を、図 7 に各ケースにおける実験観察断面を示す。全ケースにおいて、平均動水勾配の増加に伴い、水圧は上昇した。また、難透水性被覆土の存在により圧力水頭は蓄積するため、堤内地に概ね一様に作用し、盤ぶくれが発生するまで各ケースの圧力水頭は一致した。パイピング破壊に至る過程は、CaseA-1, 2 では、地盤全体が持ち上げられるように変状し、裏法尻に発生したひび割れから漏水及び噴砂に至った。一方 CaseA-3 では、裏法尻

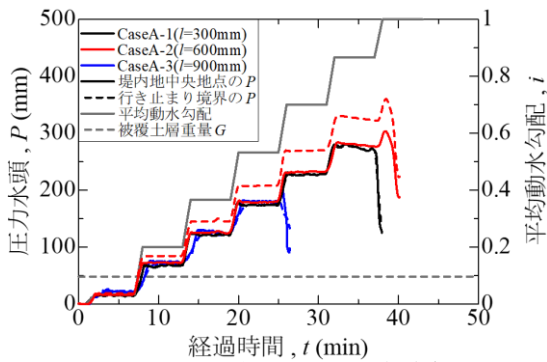


図 6 2つの地点の圧力水頭の経時変化

から 400mm の範囲でたわみが発生し、たわみ端部でせん断ひび割れ、頂部で曲げひび割れが確認され、その後、せん断ひび割れから漏水及び噴砂に至った。そして全ケースにおいて噴砂発生後の地表面の噴砂の位置は変化しないが、基礎地盤内において噴砂による液状化が堤体下へ進展し、パイピング破壊した。この時、裏法尻から行き止まり境界までの距離 l が大きい CaseA-3 の破堤時の平均動水勾配 i が最も小さくなった。ここで、被覆土を両端固定梁と仮定し、等分布荷重 P 、梁の長さ l 、ヤング率 E 、断面二次モーメント I とすると、最大たわみ量 δ_{max} は式(1)で与えられる。最大たわみ量 δ_{max} が l の 4 乗に比例するため、裏法尻から行き止まり境界までの距離が大きいほどたわみやすくなる。

$$\delta_{max} = Pl^4 / 384EI \quad (1)$$

したがって堤内に難透水性被覆土がある場合、裏法尻から行き止まり境界までの距離が大きいほど噴砂が発生しやすくなる可能性がある。また実堤防において、裏法尻から離れた地点に噴砂が確認された場合でも基礎地盤で液状化及びパイピングが進展している可能性も示唆された。

2.3 難透水性被覆土がない場合の実験結果及び考察

本節では、難透水性被覆土がない場合について検討する。この時、実験開始後最初に確認された噴砂を噴砂①、裏法尻の近くで発生し、これを起点として裏法尻及び堤体下まで進展した噴砂を噴砂②とした。

2.3.1 噴砂発生位置の違いをもたらす要因

図 8 に実験で確認された上から見た噴砂発生位置（地表面位置）をプロットしたものを示す。CaseB-1、CaseB-2 及び CaseB-4、すなわち $l/B \leq 1.67$ では、行き止まり境界において噴砂①が発生し、CaseB-7 の $l/B \geq 1.67$ では、裏法尻から約 100mm の範囲に噴砂①が発生しており、既往研究¹⁾の危険とされている行き止まり境界までの距離の結果と概ね一致している。また $l/B \leq 1.67$ では、行き止まり境界にて発生した噴砂①が徐々に裏法尻側へ進展するのではなく、平均動水勾配を増加させると裏法尻から約 100mm の範囲に噴砂②が突発的に発生することが分かった。

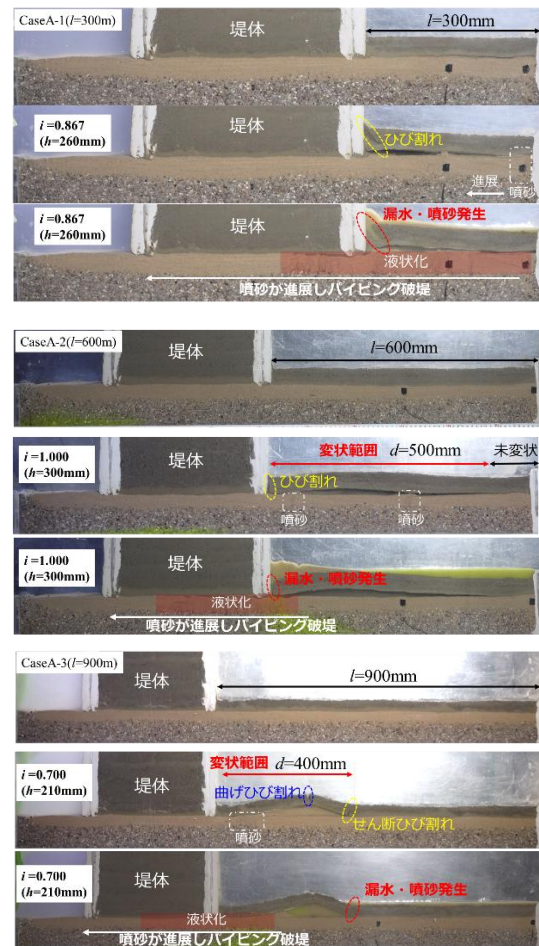


図 7 各ケースの実験観察断面の経時変化

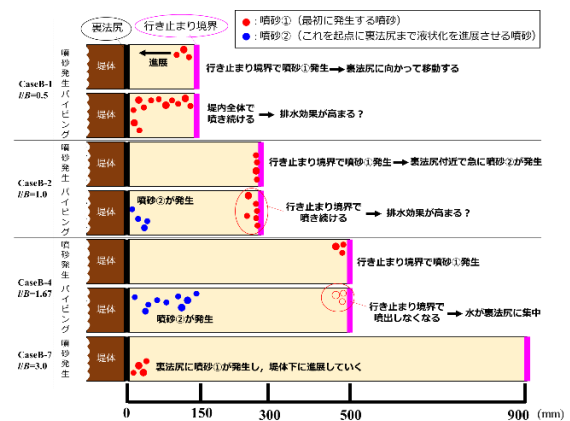


図 8 上から見た噴砂発生位置（平面図）

2.3.2 噴砂の進展をもたらす要因

撮影画像をもとに PIV 解析を行った結果を図 9 に示す。行き止まり境界で噴き続ける様子（図 9 下図参照）を示す。CaseB-1 では噴砂①が裏法尻に向かって移動した。この時、噴砂の中心では局所的な上向き流れが発生する一方で、噴砂左右の地盤範囲では斜め下向きに流速が発生しており、土粒子が上昇と沈降を繰り返す対流が発生している（図 9 左上図参照）。したがって、噴砂が進展するには砂部分の液状化と周辺の地盤を巻き上げる流速の発生が必要である。また、この対流は噴砂が裏法尻から堤体下へ進展する際にも確認されており、堤体下

の砂を流出させることで堤体との境界部に隙間が生じ、パイピング孔が形成された(図 9 右上図参照)。ただし、実験結果より、堤体下へ進展するには噴砂①発生より大きな平均動水勾配が必要であった。これは、堤体下は堤体重量等の影響で締固まっているため、対流を発生させる流速に至るにはより大きい動水勾配が必要であるからと考えられる。ここで、締固めの効果を検証するため、CaseB-2 ($Dr=70\%$) と CaseB-8 ($Dr=100\%$) を用いる。図 10 に圧力水頭の経時変化、図 11 に単位時間漏水量の経時変化を示す。低透水層が締固められることで、圧力は蓄積、漏水量は抑制された。また、CaseB-8 の噴砂①発生時の平均動水勾配よりも大きくなっており、締固められた地盤を噴砂及び液状化させるには、より大きな外力が必要と分かる。また、CaseB-1 ではパイピング発生直前まで堤内全体で噴砂が激しく噴いており(図 9 下図参照)、噴砂が堤体に近づいた場合でも最初に発生した噴砂は弱まる可能性が示唆された。

2.3.3 噴砂及びパイピング発生時間の違いをもたらす要因

図 12 に噴砂及びパイピング発生時間を示す。噴砂①の発生時間(赤プロット)は、裏法尻から行き止まり境界までの距離が大きい場合($L/B > 1.67$)で遅くなっている。これは、堤内の浸透距離が長くなることで高透水層の間隙水圧が低下するため、噴砂が発生しにくくなったと考えられる。一方、裏法尻から行き止まり境界までの距離が小さい時($L/B < 1.67$)、噴砂②が発生してからパイピング破壊するまでの時間が長くなっている。これは、噴砂進展及びパイピングが進行するにも関わらず、行き止まり境界で噴き続けるため(図 8, 図 9 参照)、排水ドレーンに似た効果を発揮していると考えられる。

したがって、堤内に難透水性被覆土がない場合、裏法尻から行き止まり境界までの距離が大きいほど噴砂が発生しにくくなる一方で、行き止まり境界までの距離が小さいほどパイピングの進展が遅延される可能性も示唆された。

以上より、発生からすぐにパイピング破壊に発達する危険性の高い噴砂と堤体下へのパイピング進展が遅い危険性の低い噴砂があることが分かった。

2.3.4 パイピング進展の遅延をもたらす要因

本節では、前項で述べた $1.0 \leq L/B \leq 1.5$ と $L/B=1.67$ における噴砂発生後の地盤内の水の流れの違いについて検討するため、三次元飽和・不飽和浸透流 FEM 解析を実施した結果を示す。

浸透流解析には VG モデルを搭載し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用いた。解析ケースは $L/B=1.0$ (CaseB-2) 及び $L/B=1.67$ (CaseB-4, 5) の 2 ケースとしている。なお、噴砂孔(幅 10mm, 奥行き 10mm)を行き止まり境界と裏法尻からそれぞれ 10mm 離

れた位置に設置し、液状化状態の透水能力を高透水層と等しいと仮定し、高透水層の透水係数と一致させることで実験における噴砂の様子を模擬している。外力条件は、実験において Case2, Case4 で裏法尻付近の噴砂が発生した平均動水勾配 $i=0.167$ として定常解析を実施し、水平方向の流速を算出した。図 13 に解析モデルの概要図及び水平方向の流速コンターを示す。

$L/B=1.67$ (CaseB-4, 5) では、 $L/B=1.0$ (CaseB-2) に比べ、行き止まり境界に向かって水平方向の流速が減衰してい

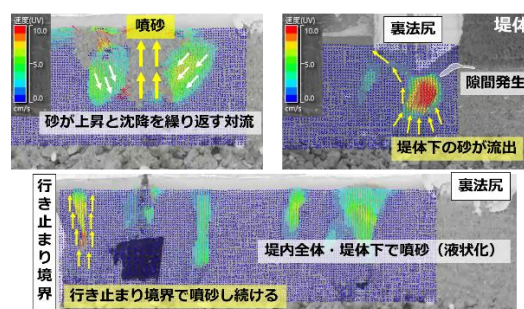


図 9 PIV による土粒子の移動現象

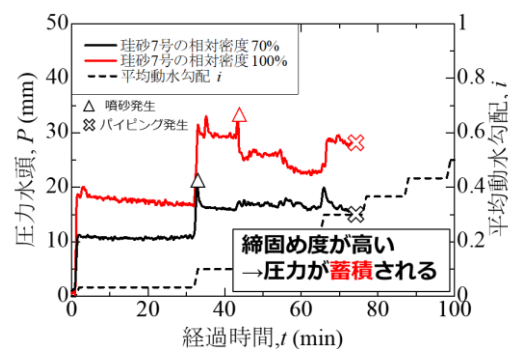


図 10 圧力水頭の経時変化

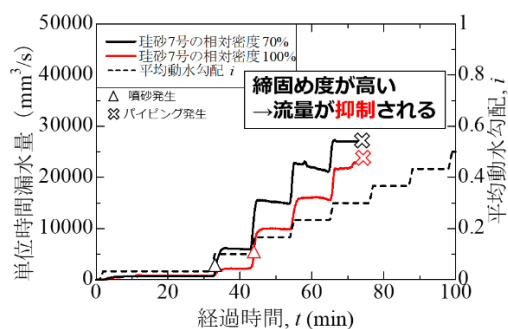


図 11 単位時間漏水量

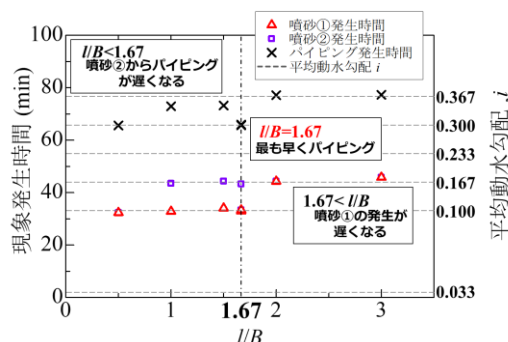


図 12 噴砂及びパイピング発生時間

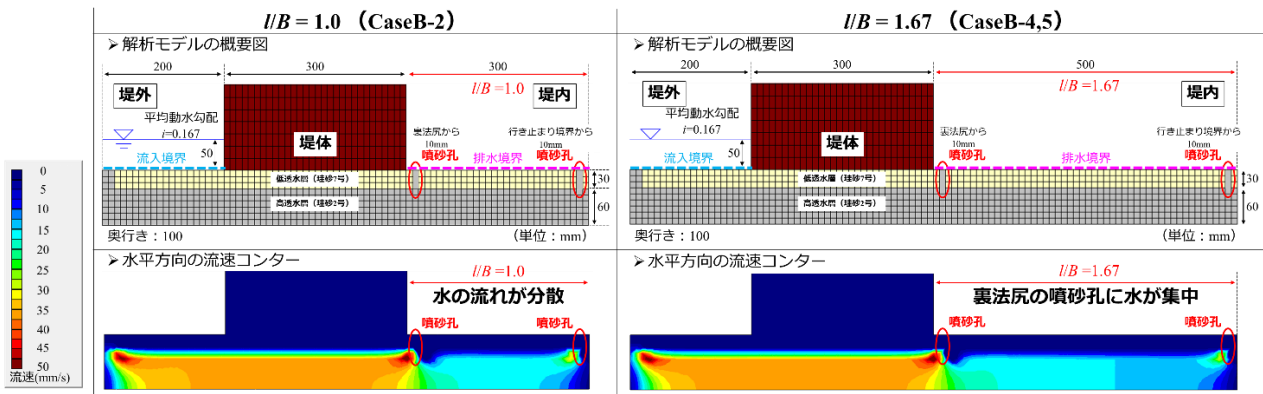


図 13 解析モデルの概要図及び水平方向の流速コンター

る。そのため、 $1.0 \leq l/B \leq 1.5$ において行き止まり境界で発生する噴砂は水の流れを分散させ、裏法尻における流速が減少し、パイピング進展を遅延させる効果を持つことが確認できた。

以上より、 $l/B \leq 1.67$ では、水の水平流れが行き止まり境界まで到達することで、堤内全体において高い水圧が作用する。そのため、行き止まり境界で上向き浸透流が生じ、噴砂が発生しやすくなったと考えられる。一方、 $l/B \geq 2.0$ では、水の水平流れ及び水圧は行き止まり境界に向かって減衰するため、行き止まり境界において噴砂が発生せず、堤内において最も高い圧力が作用する裏法尻付近で噴砂が発生したと考えられる。したがって、行き止まり境界付近で噴砂が発生するには閾値が存在し、本実験結果から行き止まり境界が噴砂発生に影響を与える範囲は $l/B \leq 1.67$ であることが分かった。

3. 行き止まり距離が堤体崩壊形態に与える影響

本章では、基礎地盤構造内の難透水層が堤体崩壊に与える影響について模型実験を用いて検討する。

3.1 実験概要

図 14 に模型概略図を示す。模型は難透水層が基礎地盤に存在する場合の堤防断面を想定している。模型条件として、堤体は変状を確認するために含水比 20%の珪砂 7 号で相対密度 70%となるように作製した。基礎地盤は下層に珪砂 2 号、上層に珪砂 5 号を空中落下法で堆積させた後、相対密度が 70%となるように、難透水層は含水比 20%の青粘土を締め固め作製した。

表 2 に実験ケース、図 4 に試料の粒度分布及び物性値、図 15 に平均動水勾配の経時変化と実験におけるイベント発生時刻を示す。実験は裏法尻から難透水層先端までの距離 l_u (mm)を変えて、全 4 ケース実施し、85 分経過した時点で実験終了とした。本章では地表面の粘土が持ち上がる現象を盤ぶくれ、堤体法尻もしくは基礎地盤から水が流出することを漏水、基礎地盤から堤体への浸透による破壊を流動破壊としている。

3.2 実験結果及び考察

まず初めに、堤内地層構造の違いによる漏水発生時刻の比較を行う。CaseC-1 では実験開始から 58 分後に難透水層において盤ぶくれ（図 16 を参照）を形成し、60 分 45 秒後に漏水が発生した。これは難透水層により水の流出が抑制され、難透水層と珪砂 2 号の間に揚圧力が生じ地盤が持ち上がったものだと考えられる。CaseC-2 では実験開始から 49 分後に裏法尻付近において漏水が発生した。CaseC-3, 4 では実験開始から 33 分後に裏法尻において漏水が発生した。これらは CaseC-1 と比べ、難透水層が裏法尻に近づいたことにより、難透水層に揚圧力が蓄積される前に、裏法尻で漏水が発生したと考えられる。

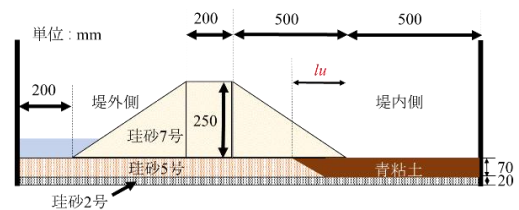


図 14 実験模型の概略図

表 2 実験ケース一覧

	法尻からの粘土層の距離 l_u (mm)
CaseC-1	300
CaseC-2	150
CaseC-3	0
CaseC-4	-150

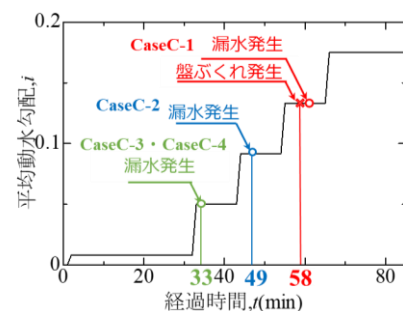


図 15 平均動水勾配の経時変化とイベント発生時刻

次に、堤内地層構造の違いによる堤体崩壊過程の差異について述べる。図 17 に Case2, 3 における堤体の崩壊過程を示す。CaseC-1 と CaseC-2~4 を比較すると、CaseC-1 では裏法尻から堤内地側へ 300mm の位置において漏水が発生し、裏法尻への漏水孔の移動は見られたが、堤体の崩壊は見られなかった。これは盤ぶくれで生じた漏水孔により、浸透水が排水され、間隙水圧が消散されたことと、難透水層が裏法面から堤外側へ堆積していることから法尻部へ浸透流が発生しなかったためと考えられる。一方、CaseC-2 では裏法面で流動破壊が生じた後、CaseC-3, 4 では裏法尻で漏水発生後、堤体と珪砂 5 号の境界部に上向き浸透流が進行し、堤体が湿潤化したことで段階的に堤体の崩壊が見られた。初期の壊れ方の違いについて難透水層の位置から考察する。CaseC-2 ($l_u=150\text{mm}$) の場合、難透水層と珪砂 5 号との境界部から上向きと横向きに浸透流が形成され、横向きの浸透流により裏法面に流動破壊が生じたものだと考えられる。CaseC-3 ($l_u=0\text{mm}$) の場合、裏法尻で生じた浸透流は平均動水勾配が高くなるにつれ、堤外側へ徐々に移動することで段階的に崩壊が起こったと考えられる。図 18 に実験終了時の断面の様子を示す。図 18 より CaseC-3 が最も崩壊が進んだことがわかる。これは難透水層が浸透を阻害し、裏法尻部に流量が集中したためであると考えられる。

以上より、難透水層の水平位置の違いにより堤体の被災形態は変わる可能性があることが示唆された。

4. まとめ

本論文では、堤内地層構造が噴砂動態と堤体崩壊に及ぼす影響について模型実験と浸透流解析を実施し、以下の知見が得られた。

- 1) 堤内に被覆土が存在する場合、裏法尻から行き止まり境界までの距離が大きいほど噴砂が発生しやすい。また、実堤防において噴砂の位置に関わらず、基礎地盤内で液状化及びパイピングが進展している可能性も示唆された。
- 2) 堤内に被覆土が存在しない場合、噴砂の発生位置は行き止まり境界までの距離に依存し、堤体幅の約 1.6~1.7 倍程度以下であれば、行き止まり境界の箇所付近で噴砂が発生しやすくなることが分かった。また、行き止まり境界までの距離によってパイピング進展過程における噴砂の危険性が異なり、すぐに噴砂発生箇所が堤体方向に近づきパイピングが進展して破壊に繋がる危険性の高い噴砂と、そうでない噴砂があることが分かった。実堤防において噴砂の動画記録を残すことが今後の維持管理や漏水対策の技術選定や実施判断に有益と考える。
- 3) 行き止まり境界となり得る基礎地盤表層の難透水層の片端と法尻との位置関係は堤体の安定性や変

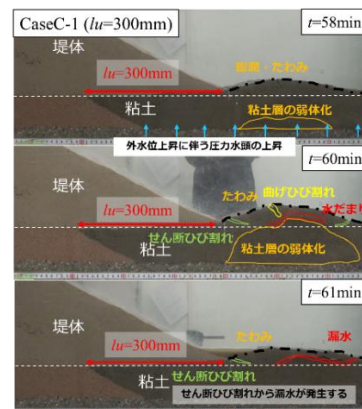


図 16 CaseC-1 における盤ぶくれ発生の様子

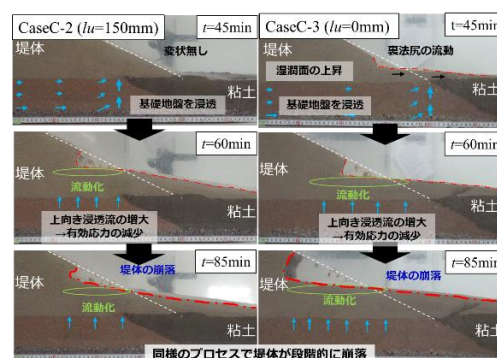


図 17 堤体の変状，流動，崩壊過程（CaseC-2, C-3）

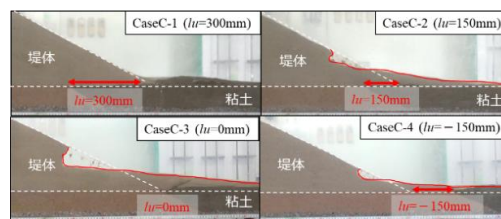


図 18 実験終了時の断面の様子

状モードに大きな影響があることが分かった。また、浸透水の浸透経路の違いや裏法尻での漏水の有無が、堤体や基礎地盤の損傷形態に大きく影響することが分かった。

今後は、実験や数値解析、噴砂記録などの実堤防被災調査に基づき、堤内地で発生する現象と堤防の危険度の定量的評価の確立を目指す。また、噴砂から堤体下のパイピング進展に遷移する条件を解明し、実堤防における変状の評価方法の提案に貢献したい。

参 考 文 献

- 1) 西村征哉，前田健一，高辻理人，牧洋平，泉典洋：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，河川技術論文集25巻，pp.499-504，2019。
- 2) 財団法人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），p.71，2012。
- 3) 大桑有美，前田健一，近藤知輝，佐々木一真，加藤碩二郎：堤内地の噴砂挙動に影響を及ぼす地盤内損傷の進展メカニズム，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.81，No.16，24-16114，2024。
- 4) 中島秀雄：図説河川堤防，技報堂出版，2003，pp.99-102。