

博士論文

粒子法を用いた河川堤防のすべり破壊及びリスク評価に関する解析的研究

(A Numerical Study on the Slip Failure and the Risk Assessment
of River Levee by the Particle Method)

2024年9月

下川 大介

山口大学大学院創成科学研究科

《 目 次 》

1. 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	1
1.3 手法	2
1.4 既往研究	4
2. 河川堤防の維持管理における現状	6
2.1 点検による維持管理の現状	6
2.2 パイピングに起因するすべり破壊	13
2.3 気候変動に伴う降雨の増加による堤防被災の増加	17
3. 解析方法	19
3.1 解析手法	19
3.2 SPH法の原理	20
4. 実験の再現解析	32
5. 現場の再現解析	46
5.1 筑後川のすべり破壊に関する再現	46
5.2 子吉川のパイピングおよびすべり破壊に関する再現	55
5.3 梯川のパイピングおよびすべり破壊に関する再現	63
6. リスク評価に関する検討	73
6.1 検討概要	73
6.2 検討方法	73
6.3 解析モデル	75
6.4 解析結果	78
6.5 結論	86
7. 結論	89
7.1 本研究の成果	89
7.2 今後の展望	90
謝辞	91

1. 序論

1.1 研究の背景

河川堤防は、洪水等の水害から人々や構造物等の資産を守るための重要な構造物である。しかし、河川堤防は一箇所破堤を起こすと広範囲にわたって大きな被害を及ぼすため、弱点部となるような箇所を抽出・対策を行うことで治水機能を維持してきた。

河川堤防は、長い歴史の中で構築された長大で不均質な土構造物であり、その内部の把握はボーリング調査や、機器によるモニタリング等により特定の地点に限定される。そのため、河川堤防の維持管理は、人の目による状態把握に頼らざるを得ない。そこで、河川管理者は、徒歩で詳細な観察を行う点検¹⁾と主に車上から外観を包括的に目視する巡視²⁾により、変状を小規模な時期から把握し、必要に応じて補修することによって河川堤防の機能を維持し、出水時の治水安全性を確保してきた。しかし、今後の経済的及び人員的な制限を考慮すると、治水安全性の確保のためには、現状の点検や巡視を合理化することが求められている。

また、河川堤防の設計においては、我が国では河川堤防構造検討の手引き³⁾を適用した設計がなされている。具体的には、非定常飽和不飽和浸透流解析では局所動水勾配や揚圧力によりパイピングの発生そのものを評価しており、それが堤防決壊に至るかどうかを評価することができない。また、パイピングから決壊に至るメカニズムが様々な研究が行われているが、パイピングから破堤に至るまでの進行性について十分に解明されていない。

河川堤防の法面すべりは、上記と同様に設計がなされているため、降雨のみによる被災は考慮せず、降雨と河川水位との組み合わせでこれまで安全性評価がなされてきた。その理由として、一般的に降雨による法面すべりはいわゆる直線すべりの安定計算により評価され、河川堤防においては原理的に浅いすべりとなり、直ちに堤防決壊に結びつく現象ではないと考えられていたことが挙げられる。しかし、近年、近年全国各地で短時間での集中豪雨が多発しており、今後、現場状況によっては比較的大きい規模の法面すべりが発生する可能性もあることが明らかになってきていることから、知見の蓄積が求められる。

また、河川堤防は長大な構造物であることから建設には大量の土が必要となる。そこで、建設時に発生した土が利用されており、設計段階で想定した盛土材料と実際の現場で使用される盛土材料が異なることも多い。さらに、長期にわたる降雨や河川水等の浸透により、細粒分の流出や材料の脆弱化が起り、局所的に弱部が存在する。これらが原因で生じた材料の不均質性が盛土構造物の安定性に与える影響定量的に明らかにすることが必要である。

1.2 研究の目的

河川堤防の破壊メカニズムが十分に解明されておらず、決壊に至るケースと至らないケースの区分がされていない状況であり、変状の進行を評価する力学モデルの構築が必要となってくる。本研究では、河川堤防の変形を再現可能な粒子法（SPH法）を用いることにより、河川堤防の変状の進行する過程に関する評価方法を提案することを目的とする。

また、近年の集中豪雨の増加に伴い、河川水位の上昇がなく降雨のみによる法面すべりが多く発生している。また、実際の河川堤防において、降雨時にすべり破壊が生じた箇所は植生環境が悪いことが多い。そこで、法面すべりに対する植生の影響に関する既往実験結果を数値解析により再現することで、降雨による河川堤防の法面すべりに対する植生根茎の影響を評価することを

目的とする。

さらに、地盤の不均質性や降雨量のばらつきは盛土の安定性に大きな影響を与えるため、地盤特性と降雨条件の不確実性の両方を考慮して、周辺構造物への影響を定量的に評価することで、斜面の安定性に関するリスク評価を行うことを目的とした。また、本研究では、盛土の変形はすべり破壊による変形（パイピングを伴うすべりも含む）を取り扱う。

1.3 手法

第2章では、現状の河川堤防の維持管理に関する課題についてまとめた。

第3章では、本研究での解析手法および粒子法（SPH法）の原理についてまとめた。

第4章では、降雨による法面すべりに関する定量的な評価方法を提案することを目的として山口大学で実施した実験を対象として再現解析を実施し、SPH法を用いた進行性破壊の評価への適用について検討した。

第5章では、過去の被災事例についてSPH法を用いた再現解析を実施し、堤防決壊に至るまでの変状の進行の再現を試みた。また、SPH法を用いた解析の現状の課題等についても整理した。

第6章では、SPH法による解析を用いることで、河川堤防が破壊した後の土砂移動も考慮できることから、河川堤防のように不確実性や不均質性が存在する構造物で、降雨条件や土質条件のばらつきを考慮したすべりに関するリスク評価を実施した。具体的には、降雨条件や土質条件、表層のゆるみ域にばらつきを与えた解析を行い、リスク評価を行った。

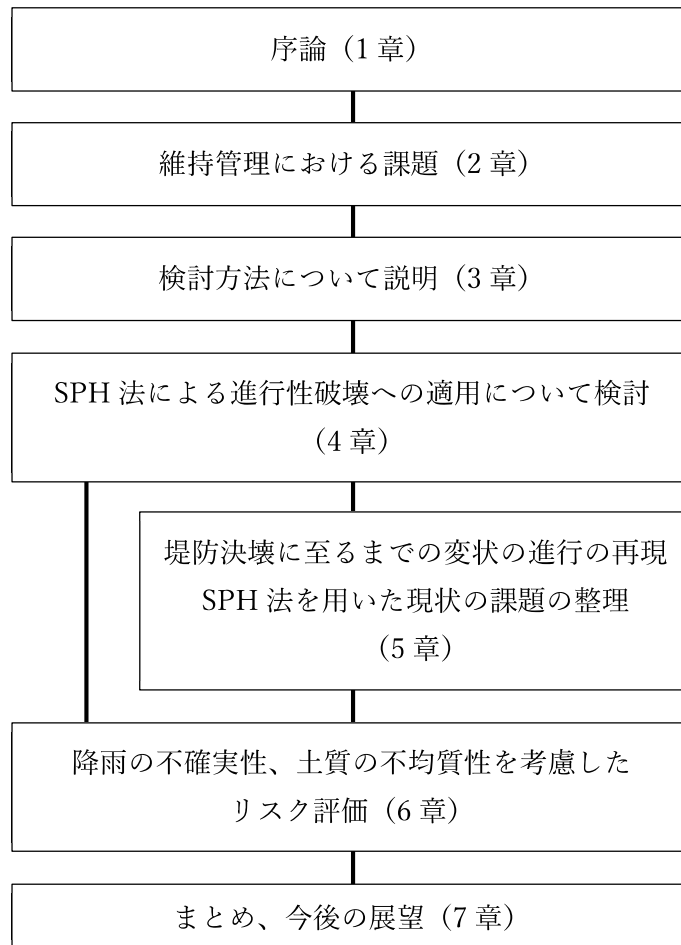


図 1.3.1 論文のフロー

1.4 既往研究

1.4.1 パイピングに起因するすべり破壊に関する既往研究

河川堤防の決壊は、パイピングからすべり破壊に進行するものが多い。そこで、これまで多くのパイピングに関する研究がなされてきた。三木・山田らは、大型模型実験を実施し、現在の河川堤防の設計基準である局所動水勾配、揚圧力と言った基準を提案した⁴⁾。齊藤・前田らは、小型堤防模型を用いて、基礎地盤の土層構造の違いによる河川堤防の安定性の研究を行っている⁵⁾。また、倉田・笹岡らは、大型模型実験を行い、パイピングの前兆として、基礎地盤の表面変形が生じることを確認している⁶⁾。加えて、倉田ら、疋田らは、堤防模型を用いて、外力や基礎地盤の土層構造の違いによる基礎地盤の表面変形の研究を行った^{7) 8)}。その結果、河川水位の上昇により、透水性の高い基礎地盤が長時間高い間隙水圧を受けることで、表面変形が発生しやすく、その変形量も大きくなる傾向が確認された。また、基礎地盤が複層の場合、上層の排水性が比較的低いと排水が生じにくく、基礎地盤内の間隙水圧が高まり、表面変形が発生しやすい傾向もみられた。それらの成果を踏まえ、本研究では堤内基盤排水対策の対策効果を示す指標として、河川水位上昇時の裏法尻の表面変形に着目した。

1.4.2 降雨に起因するすべり破壊に関する既往研究

降雨によるすべり破壊に関する既往の研究として、山村・久楽⁹⁾は、河川堤防の大型模型を用いて、降雨による河川堤防の飽和度の変化を計測している。その結果、上部から順に飽和していくのではなく、下部からの浸潤線が上昇する形であることを示している。近年では、齊藤・前田ら¹⁰⁾により矢田川及び庄内川の河川堤防に人工的に降雨を与え水分量の変化を計測した事例や、秋葉・石原ら¹¹⁾により浸透流解析や円弧すべり解析を用いた大型模型実験の降雨浸透に伴う浸潤線上昇や法面すべりの再現解析などの研究が実施されている。また、福原・森ら¹²⁾は、現場から採取した土羽の大型一面せん断試験より、根茎の存在により最大 10kPa 程度せん断強度が増加すること、透水試験より根茎の存在により最大 5 倍程度透水係数が増加することなどを確認している。さらに、中川・森ら¹³⁾は、綿糸で根茎を模擬した土羽を使用した小型模型実験を実施し、根茎の密度が高いほど土のせん断強度が増加しすべりが発生しにくくなること、根茎の深さが大きいほどすべり土塊の重量が増加しすべりが発生しやすくなることを、実験的に確認している。

【参考文献】

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局河川環境課:堤防等河川管理施設及び河道の点検要領,2012.
- 2) 国土交通省河川局水政課・河川環境課:河川巡視規程例について,2011.
- 3) 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），
http://www.jice.or.jp/cms/kokudo/pdf/tech/material/teibou_kouzou02.pdf,
(参照 2018.10.1).
- 4) 三木博史，山田哲也，藤井厚企，野口典孝，佐藤正博：堤防基礎地盤のパイピング破壊に関する模型実験，土木研究所資料，第 3399 号，1996.
- 5) 齊藤啓，前田健一，李兆卿，山口敦志：透水性基盤のパイピングとすべりに着目した河川堤防の安定性，第 2 回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，pp. 23-26，2014.
- 6) 倉田大輔，笹岡信吾，福原直樹，森啓年，服部敦，佐々木哲也，石原雅規，吉田直人：河川堤防の進行性破壊における前兆となる地表変位の把握，第 3 回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，pp. 23-26，2015.
- 7) 倉田大輔，森啓年，山本颯太，庭田一：河川堤防のパイピング進行に伴う基礎地盤表層の変形に関する模型実験，河川技術論文集第 24 巻，pp.583-588，2018.
- 8) 疋田彩華，杉田哲哉，倉田大輔，森啓年，下川大介：河川堤防のパイピング発生時の水位上昇速度と基礎地盤表層の変形に関する模型実験、河川技術論文集第 25 巻，pp.571-576，2019.
- 9) 山村和也，久楽勝行：堤防への浸透と堤体の安定性，土木研究所報告，No.145，pp.41-71，1974.
- 10) 齊藤啓，前田健一，小林剛，李兆卿：実堤防内の降雨浸透挙動に関する多種センサーを用いた計測結果，第 3 回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム，pp.35-38，2015.
- 11) 秋葉俊一，東拓生，石原雅規，佐々木哲也：大型模型実験の降雨・水位上昇による堤体内浸透挙動に関する検証，土木学会第 72 回年次学術講演会講演概要集，III-098，pp.195-196，2017.
- 12) 福原直樹，森啓年，服部敦：植生の根茎が河川堤防法面の浸透・強度特性に与える影響，河川技術論文集，Vol.20，pp491-496，2014
- 13) 中川翔太，山本周平，森啓年，佐古俊介，下川大介：植生の根茎を考慮した堤防天端からの排水集中による法面すべりに関する模型実験，河川技術論文集，Vol.25，pp.511-516，2019

2. 河川堤防の維持管理における現状

2.1 点検による維持管理の現状

河川管理者は、徒歩で詳細な観察を行う点検¹⁾と主に車上から外観を包括的に目視する巡視²⁾により、変状を小規模な時期から把握し、必要に応じて補修することによって河川堤防の機能を維持し、出水時の治水安全性を確保してきた。しかし、今後の経済的及び人力的な制限を考慮すると、治水安全性の確保のためには、維持管理の合理化することが求められている。

本研究では、変状に関する検討：8河川、被災に関する検討：5河川）を対象に、点検結果、巡視結果、被災履歴、堤防特性（堤防概略点検、堤防詳細点検）のデータを収集し、分析を行った。

初めに、点検・巡視にて発見される変状の種類、発生頻度、規模について整理・分析し、変状の分布状況の把握を行った。また、被災履歴についても整理し、分布状況の把握を行った。次に変状、被災及び堤防特性の関係性について検討するために、ロジスティック回帰分析を用いて、変状と堤防特性の関係、被災と堤防特性の関係について定量的な評価を行い、変状及び被災の発生しやすい堤防特性を求めた。また、変状が被災の予兆として発生しているかを検証するために被災発生箇所と変状の発生頻度を整理し、被災と変状の関係性について調べた。

2.1.1 変状および被災の分布状況

図 2.1.1 に被災履歴の割合を示す。すべりによる被災が最も多く約 60%を占める。また、被災が詳細点検の照査結果の NG 区間と一致するかを調べた（図 2.1.2 参照）。すべりによる被災には、照査で NG と判定された区間よりも OK 区間で多く発生していることが確認された。これはすべりの発生により断面拡大等の対策を行ったことも影響していると考えられる。パイピングによる被災は 9 件発生している。そのうち、パイピングの照査で NG と判定された区間で発生しているものが 7 件（0.05 件/1km）発生しているのに対し、OK の区間で 2 件（0.01 件/1km）発生していることから、パイピングの照査により NG となった区間については、パイピングの被災が発生する可能性が高いと言える。

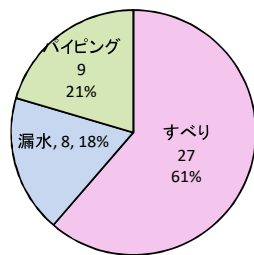


図 2.1.1 被災履歴の種類

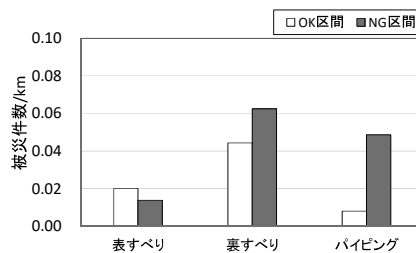


図 2.1.2 被災発生割合と詳細点検の比較

2.1.2 検討方法（ロジスティック回帰分析）

被災事例について、どのような条件下で被災が発生しているかを検討するために、被災と堤防特性の関係について、ロジスティック回帰分析を行った。分析は8河川のうち、被災履歴のあった5河川（子吉川、最上川、梯川、庄内川、緑川）を対象として実施した。なお、巡視・堤防点検において発見される変状については平成21年度から平成25年度データを使用し、出水時の被災履歴については表2.1.1に示す被災位置と被災形態が判明している過年度のすべての被災記録を使用した。ここで、逆算水位は、被災時の最高水位が水位観測所等で記録されていた場合、観測地点の計画高水位（H.W.L）と被災時の最高水位差の差分を計画高水位が判明している断面に適用し、被災時の想定最高水位を逆算にて求めたときの水位のことをいう。図2.1.3に概念図を示す。

表 2.1.1 被災箇所及び被災形態

水系	年度	日時	痕跡水位 or 逆算水位	左右岸	被災断面数			被災位置			参照資料	
					すべり	漏水	パイピング	すべり	漏水	パイピング		
子吉川	H7	H7.8.26	無	右岸	0	0	1			10.4	第3回堤防技術研究委員会資料	
			無	左岸	0	0	1			13.4		
	H17	H17.4.8	逆算	右岸	0	0	0					
			逆算	左岸	2	0	0	裏: 8.0 表: 2.4				
	H19	H19.4.22	逆算	右岸	1	0	0	表: 15.0				
			逆算	左岸	5	0	2					
	H19	H19.8.22	逆算	右岸	6	0	0	裏: 12.4 表: 6.2~7.0(5断面)				
			逆算	左岸	1	0	0	表: 10.6				
	H23	H23.6.24	痕跡	右岸	5	0	2	裏: 0.6/0.8/10.4 表: 0.6/10.2		8.4/8.6		
痕跡			左岸	0	0	0						
H25	H25.7.13	逆算	右岸	3	0	0	裏: 10.8/11.2/11.6					
		逆算	左岸	0	0	0						
最上川	H25	H25.7.18	痕跡	右岸	4	0	0				新たな堤防調査技術検討資料 ※巡視対象外区間での被災	
			痕跡	左岸	4	0	0					
梯川	H18	H18.7.19	痕跡	右岸	0	0	2			5.4/7.6	第3回堤防技術研究委員会資料	
			痕跡	左岸	0	0	2			6.4/6.8		
	H25	H25.7.29	痕跡	右岸	1	0	1	裏: 8.6		8.6		
			痕跡	左岸	0	0	0					
庄内川	S51	S51.9.8	無	右岸	6	0	0	裏: 5.4/15.6/18.8/ 19.0/20.8/21.0			第3回堤防技術研究委員会資料 ※H23は越水による内水被害	
			無	左岸	1	0	0	裏: 21.6				
	H11	H11.6.30	無	右岸	0	0	0					
			無	左岸	0	2	0		16.0/16.2			
	H12	H12.9.12	無	右岸	4	14	0	裏: 15.2/15.6 表: 23.6/34.2	8.0~8.4(3断面)/ 14.8~15.4(4断面)/ 16.2/ 28.0~29.0(6断面)			
			無	左岸	6	12	0	裏: 22.8/25.0/25.2 表: 24.4/25.2/30.2				
	H18	H18.6.1	逆算	右岸	0	0	0					
逆算			左岸	2	0	0	裏: 23.8/24.0					
H23	H23.9.20	逆算	右岸	0	0	0						
		逆算	左岸	0	0	0						
緑川	S57	S57.7.25	痕跡	右岸	0	0	0				第3回堤防技術研究委員会資料	
			痕跡	左岸	0	1	0		11.2			
	H7	H7.7.6	痕跡	右岸	0	1	0		4.8			
			痕跡	左岸	0	0	0					
	H18	H18.6.28	痕跡	右岸	0	2	0		7.6/7.8			
痕跡	左岸	0	0	0								

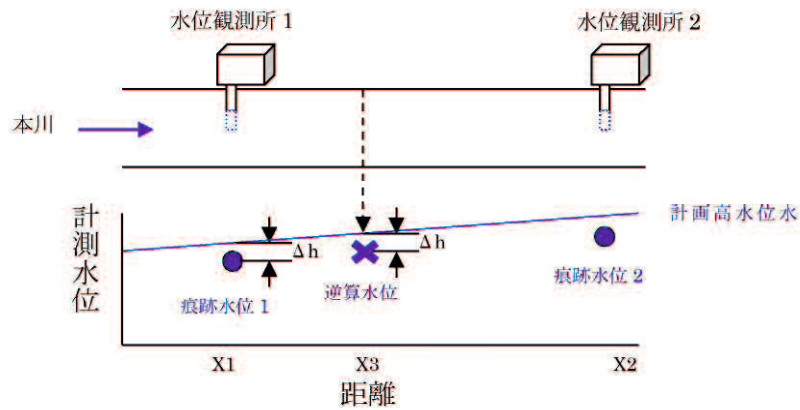


図 2.1.3 逆算水位の概念図

ここで、ロジスティック回帰分析は、一般化線形モデルの一つであり、変状の発生有・無データと堤防特性との関係性を分析できる統計モデルである。具体的には、任意の説明変数を与え、被災の有無（有：1、無：0）をもとに変状の発生確率（最大で1になるように計算）を求める方法である。その特徴として、正規分布に従わない堤体土質、治水地形なども説明変数として取り扱うことができることがあげられる。説明変数には堤防概略点検にて求められる項目のうち、パイピングによる被災と関係性の高い平均動水勾配及び土質構成を用いて分析を行った。また、一般的に法勾配が急になるとすべり破壊が生じやすいため、すべりによる被災については平均法面勾配との関係性について分析を行った。

表 2.1.2 ロジスティック回帰分析に用いた変数

<p>目的変数：巡視・堤防点検にて発見される 0.2km 毎の変状（なし；0，あり；1）</p> <p>説明変数：概略点検結果の 8 項目を説明変数とする。</p> <ol style="list-style-type: none"> ① 要注意地形（なし；0，あり；1） ② 堤体の土質（粘性土：10⁻⁶，砂質土：10⁻³，礫質土：10⁻²） ③ 基礎地盤の土質（粘性土：10⁻⁶，砂質土：10⁻³，礫質土：10⁻²） ④ 築堤年代（昭和 30 年以降；0，昭和 30 年以前；1） ⑤ 平均動水勾配（概略点検結果の数値を採用） ⑥ 高水位継続時間（単位 hr）（概略点検結果の数値を採用） ⑦ 堤防高（単位 m）（概略点検結果の数値を採用） ⑧ 敷幅（単位 m）（概略点検結果の数値を採用）

ロジスティック回帰分析に用いるモデルは以下の式(2.1)のような形式である。

$$\log \text{it}(p_i) = \ln \left(\frac{p_i}{1 - p_i} \right) = \alpha + \beta_1 x_{1,i} + \dots + \beta_k x_{k,i} \quad \dots (2.1)$$

($i = 1, \dots, n$)

ここで、 α : 定数

β : 偏回帰係数

定数 α や β は設定する説明変数の数によって変わるため、説明変数の組合せを 8 変数全 256 通りの

値をそれぞれ算出しなければならない。ただし、モデルの適合性を判断する際は、式(2.2)に示す AIC¹⁾の値を算出し、全 256 通りの中で最小値となるモデルの説明変数の定数 α 及び β の抽出を行った。

$$AIC = -2\ln L + 2k \quad \dots (2.2)$$

ここで、 L :最大尤度

k :パラメータ数

AIC: 赤池情報量規準。統計モデルの良さを評価するための指標で、モデルの複雑さと、データとの適合度のバランスを取るために使用される。一般的に適合度との関係から AIC が最小のモデルを選択すれば最良とされている。

AIC はあくまでも理論上の解であり、現実的とは乖離した説明変数を取ることがある。このため、AIC の最小値以外に AIC 値が小さい 10 モデルを算出し、AIC 値が最小値となるモデルが現実的でなかった場合、より現実的なモデルを採用するようにした。

2.1.3 平均法面勾配とすべりによる被災および亀裂の関係

すべりによる被災と平均法面勾配の関係について図2.1.4に示す。平均法面勾配が1:2~1:4の河川堤防にて被災が集中しており、予測値も高くなっているが、勾配が1:4よりも緩くなると被災が確認されておらず、予測値がほぼ一定になっていることがわかる。また、今回の分析では、小段や法面の数を考慮せず、法肩と法尻を結んだ直線の勾配を平均法面勾配として用いているため、実際に被災が発生した箇所の法面勾配よりも緩い値を採用している可能性も考えられる。

しかし、浸透に関する変状の中で、すべりによる被災の予兆として出現することが想定される亀裂と平均法面勾配の関係について分析を行った。図2.1.5に平均法面勾配と亀裂発生の予測値の関係を示す。図に示す通り、平均法面勾配の大小に関わらず、亀裂が発生しており、予測値と平均法面勾配の間にも関係性は確認されなかった。

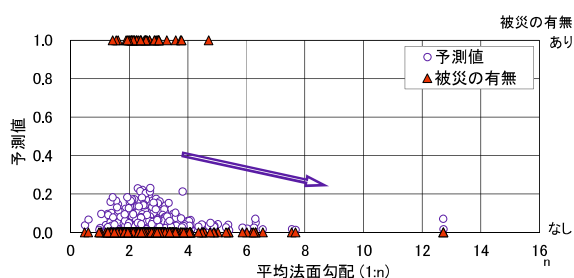


図 2.1.4 平均法面勾配とすべりによる被災の関係

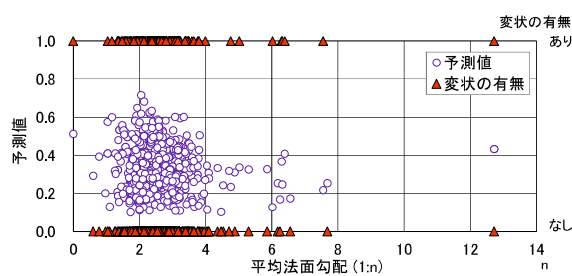


図 2.1.5 平均法面勾配と亀裂の関係

2.1.4 平均動水勾配とパイピングおよび漏水による被災の関係

河川堤防の構造検討の手引き³⁾では平均動水勾配が大きいと浸透に対し危険となりやすいとされていることから、パイピングによる被災と平均動水勾配の関係について検討を行った（図2.1.6参照）。パイピングによる被災は、平均動水勾配が0.1を超えている箇所が発生し、平均動水勾配が大きくなるに従い被災発生箇所が増加する傾向がみられた。また、平均動水勾配の増加に従い、予測値も大きくなる傾向が確認された。しかし、浸透に関する変状の中で、パイピング及び漏水による被災の予兆として出現することが想定される漏水による変状と平均動水勾配の関係について分析を行った。図2.1.7に平均動水勾配と浸透に関する変状発生の予測値の関係を示す。図に示す通り、平均動水勾配の大小に関わらず、漏水が発生しており、予測値も平均動水勾配との間には特に関係性は確認されなかった。

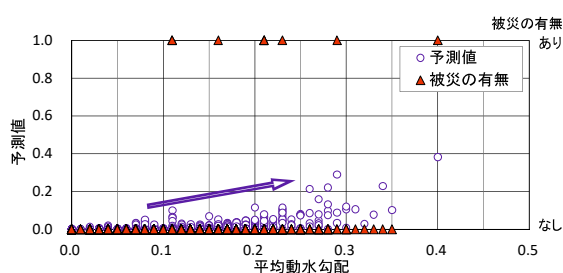


図 2.1.6 平均動水勾配とパイピングによる被災の関係

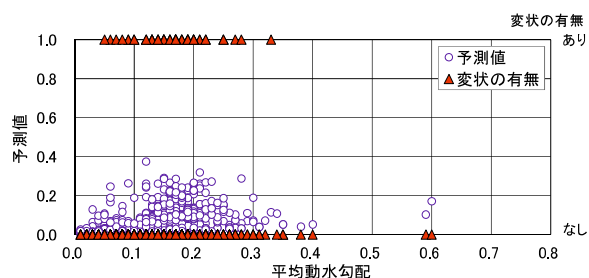


図 2.1.7 平均動水勾配と漏水の関係

2.1.5 土質構成と被災および変状の関係

表2.1.3は堤体土質と基礎地盤土質の組合せによるすべりによる被災発生の予測値を整理したものである。すべりによる被災の予測値は、全体的に小さい値を示すが、堤体土質が礫質土の場合の予測値は、粘性土・砂質土に比べるとおよそ1/2～1/4倍程度であることがわかる。礫質土の方が粘性土、砂質土に比べ、せん断強度が強いことが要因であると考えられる。また、表2.1.4は堤体と基礎地盤の土質の組合せによる亀裂発生の予測値を整理したものである。亀裂については堤体土質が礫質土以外の予測値は約50%を超える結果となった。礫質土の方が粘性土、砂質土に比べてせん断強度が強く、変形が生じにくいことが要因であると考えられる。

表2.1.5は堤体と基礎地盤の土質の組合せによるパイピングによる被災発生の予測値を整理したものである。被災の予測値は、堤体土質が粘性土、基礎地盤が礫質土の場合、堤体土、基礎地盤がともに砂質土の場合の予測値が大きくなった。矢部川の被災事例のように、堤体土に不透水層、基礎地盤に透水層の組合せがパイピングの発生しやすい条件とされており、今回の分析でも基礎地盤が透水性地盤の場合に予測値が大きくなる結果となった。表2.1.6は堤体と基礎地盤の土質の組合せによる漏水発生の予測値を整理したものである。砂質土及び礫質土を含む場合に予測値が大きくなっているが、堤体及び基礎地盤が粘性土の場合でも予測値が大きくなっており有意な関係性は得られなかった。

表 2.1.3 土質構成別のすべりによる被災発生予測値

堤体土 基礎地盤	粘性土	砂質土	礫質土
粘性土	0.18	0.12	0.04
砂質土	0.17	0.18	0.11
礫質土	0.23	0.18	0.09

表 2.1.4 土質構成別の亀裂発生予測値

堤体土 基礎地盤	粘性土	砂質土	礫質土
粘性土	0.68	0.57	0.21
砂質土	0.66	0.56	0.32
礫質土	0.61	0.72	0.40

表 2.1.5 土質構成別のパイピングによる被災発生予測値

堤体土 基礎地盤	粘性土	砂質土	礫質土
粘性土	0.03	0.10	0.01
砂質土	0.04	0.29	0.07
礫質土	0.38	0.12	0.08

表 2.1.6 土質構成別の漏水発生予測値

堤体土 基礎地盤	粘性土	砂質土	礫質土
粘性土	0.25	0.29	0.05
砂質土	0.16	0.37	0.32
礫質土	0.05	0.23	0.13

2.1.6 被災発生と変状発生頻度の比較

変状と堤防特性、被災と堤防特性の間には特に関係性は確認されなかったが、被災と変状の関係については明らかになっていない。そこで、変状発生傾向から被災発生予測を行うことを目的として、平面図上に被災発生箇所と変状発生件数を整理し、被災と変状の関係性について分析を行った。図 2.1.8 は、A 河川の平面図上に被災履歴と変状発生箇所を整理し、「見える化」を行ったものである。被災履歴は前章で分析を行った被災を使用した。図に示す通り、変状が高頻度に発生する箇所と被災箇所は必ずしも一致していないことがわかる。これは、変状のほとんどが、表層部分で生じている小規模な変形であり、被災の予兆として生じているものが少ないことが推察される。このことから、変状発生頻度から出水時の被災発生を予測し、点検の重点箇所を設定することは困難であると言える。

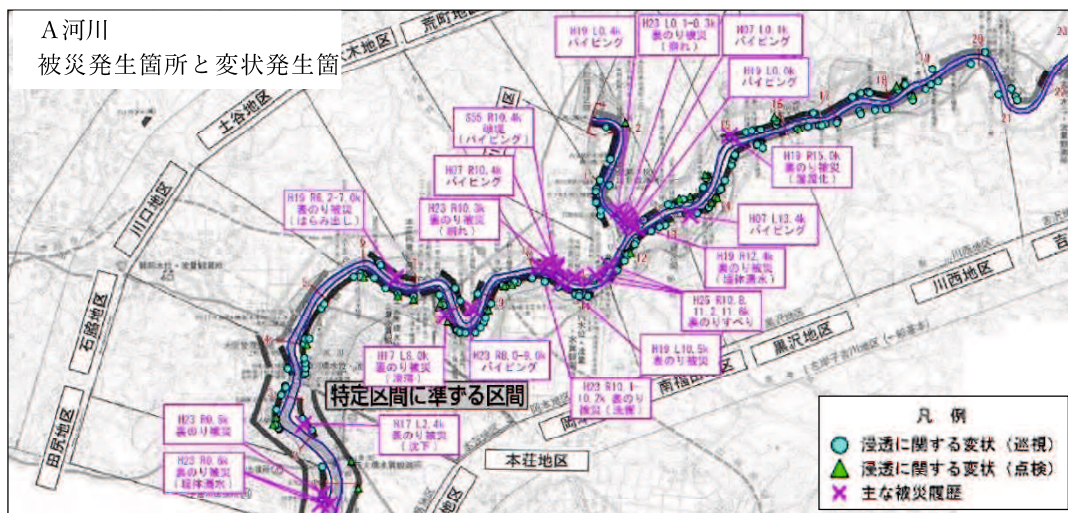


図 2.1.8 被災発生と変状発見数の比較

2.1.7 被災箇所における変状の分布特性

被災形態の違いにより、その周辺にて発見される変状の分布特性について検討を行った。図2.1.9は被災が発生した箇所の周辺（200m間隔）にて発見される変状種別を示す。その被災に関連した変状が発生しているのではないかと予測したが、被災種別と発生する変状種別には関係性は確認されなかった。図2.1.10は、発見される部位、変状（亀裂）の深さについて整理したものである。被災箇所周辺にて発見される亀裂は、全体の変状と比較しても、特に傾向の違いは確認されなかった。このことから、被災が発生する可能性がある箇所を平常時の点検で見分けることは困難であると言える。

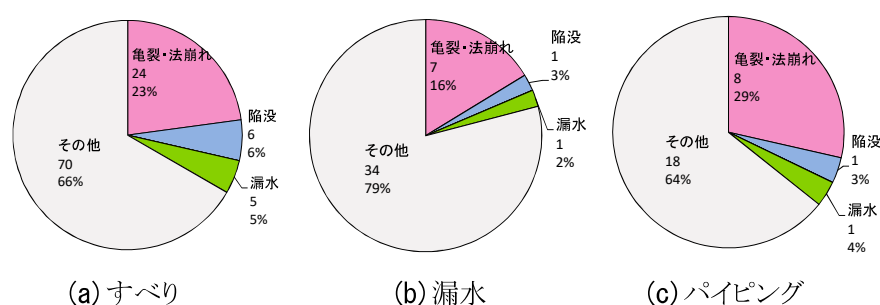


図 2.1.9 被災箇所周辺における変状の分布特性

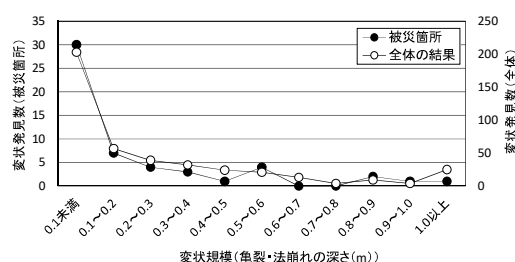


図 2.1.10 被災箇所における変状規模

2.1.8 考察

以上の結果より、現状の維持管理では、変状が小規模なうちから補修をすることによって河川堤防機能は相当程度の管理水準を確保していると言える。しかし、今後の経済的、人力的影響を考慮すると、点検・巡視の重点区間を設定するなどの効率的な維持管理が必要となってくる。

平均動水勾配の大きな区間や、平均法面勾配の急な区間等は被災発生の可能性が高いことがわかった。しかし、亀裂や漏水といった被災の予兆となりそうな変状の発生数等と被災の発生確率には明確な関係は確認されなかった。そのため、今後、変状から被災へと進行するための条件等について明らかにする必要がある。

2.2 パイピングに起因するすべり破壊の現状

近年、多くの河川堤防の決壊が挙げられる。ここでは、矢部川の破堤時の例を示す。平成 24 年の 7 月 3 日と 12 日から 13 日にかけて梅雨前線が九州北部地域に停滞し、短時間で激しい降雨となった。矢部川の河川堤防が決壊した当時の雨量レーダーによる降雨分布を図 2.2.1 に示す。筑後川、白川、山国川、菊池川、遠賀川、六角川の九州北部の各水系にて氾濫危険水位を超過し、河川の氾濫が発生した。矢部川水系矢部川での堤防の破堤箇所の写真を図 2.2.2 に示す。矢部川水系矢部川・沖端川の浸水状況図を図 2.2.3 に示す。

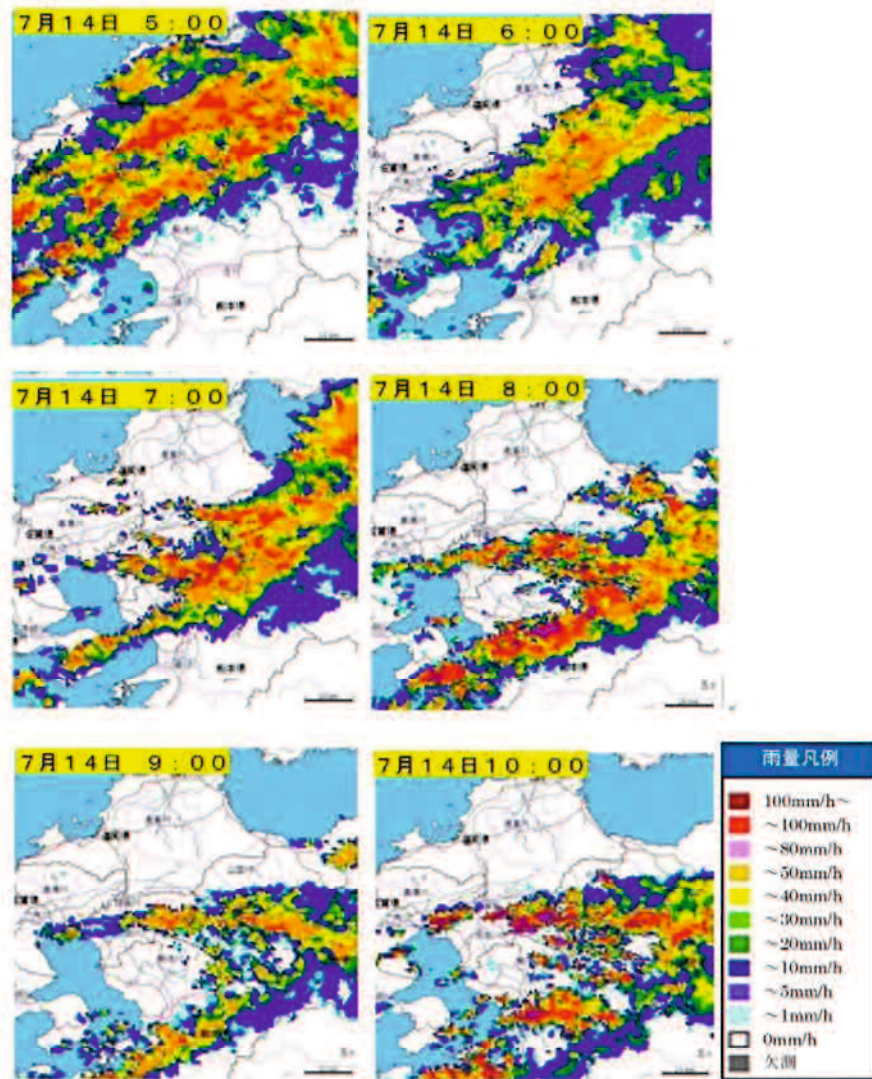


図 2.2.1 雨量レーダーによる降雨分布⁴⁾



図2.2.2 7k300における矢部川堤防決壊状況⁴⁾

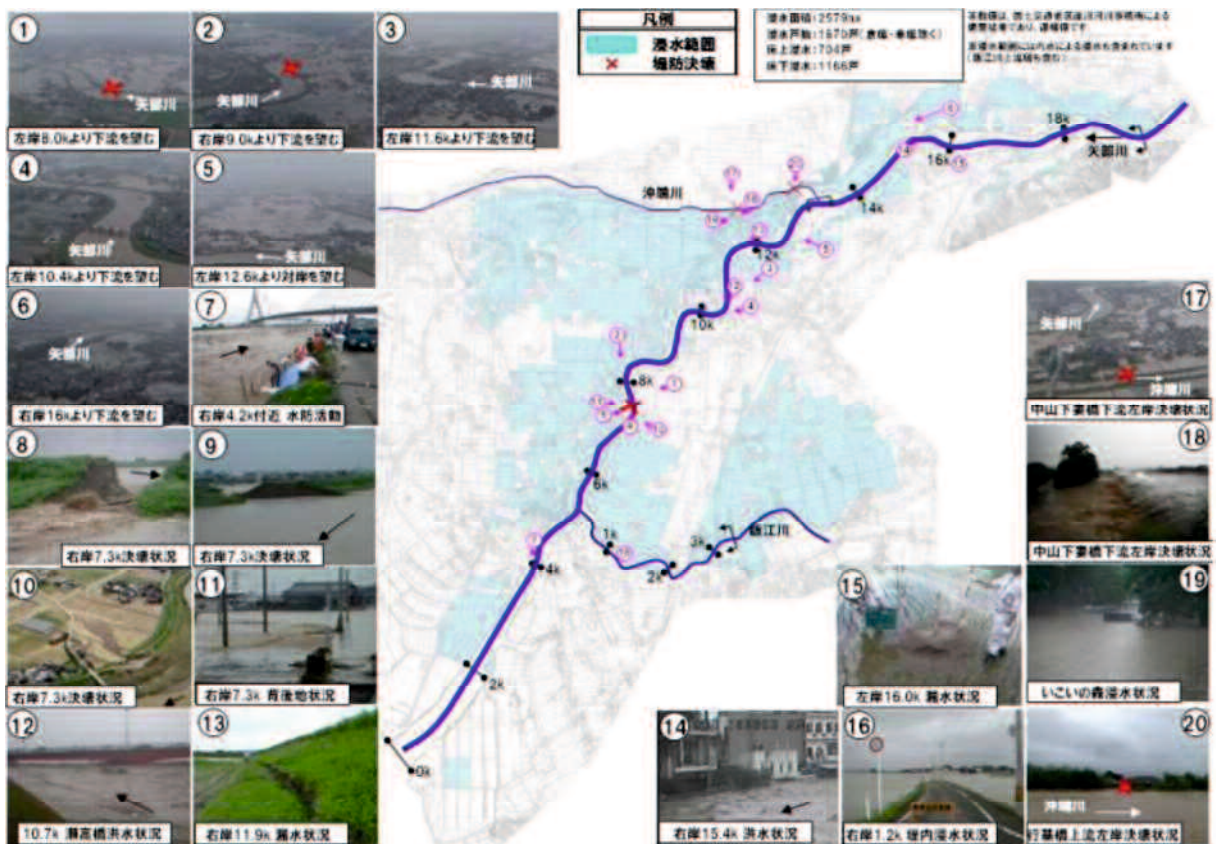


図2.2.3 矢部川水系矢部川・沖端川浸水状況⁴⁾

矢部川では長時間に渡り、氾濫危険水位以上の非常に高い水位を継続し津留橋上流右岸7k300付近の河川堤防が約50mに渡って決壊した。堤防決壊箇所におけるハイドログラフを図2.2.4に示す。被災後、堤防決壊箇所周辺において、ボーリング調査、サウンディング調査、トレンチ調査、物理探査、現場透水試験、室内土質試験等が実施された。

調査の結果、河川堤防を横断するような形で基礎地盤上部に水が浸透しやすい砂層が1m~1.5m程度の厚さで分布していることがわかった。河川堤防7k300周辺における地層構造を図2.2.5に示す。河川堤防周辺に広く砂層が広がっており、砂層の平面分布を図2.2.6に示す。川表法尻付近の表層には砂礫が存在していたため、河川水が直接砂層に浸透するような構造であった。さらに堤内地

側に砂層が連続していなかったことから、砂層の水をせき止め、間隙水圧が高まりやすい構造であったことがわかった。また、堤体は粘性土で構成されており、透水性は低いものであった。これらの事象を総合して、矢部川堤防決壊はパイピング発生から堤防決壊に繋がったものであると結論づけられた。

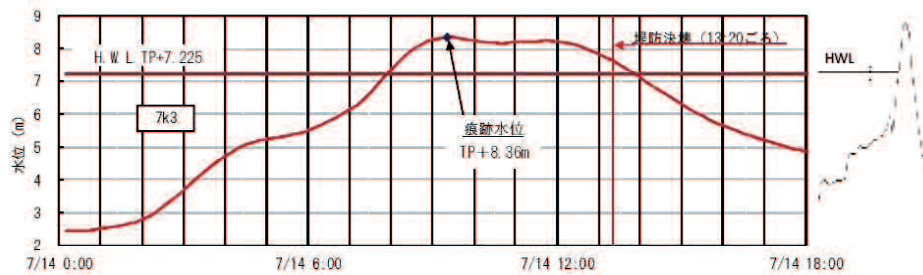


図2.2.4 矢部川7k300におけるハイドログラフ⁴⁾

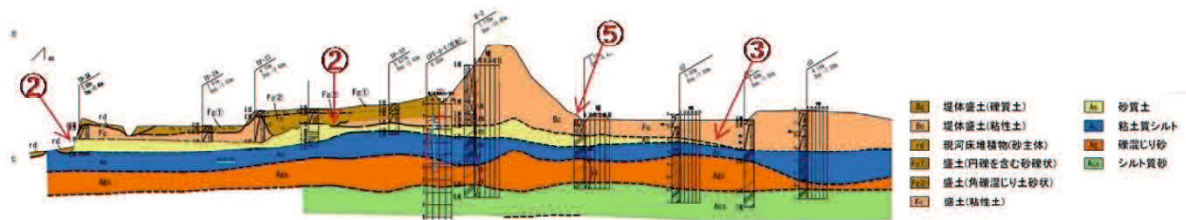


図2.2.5 矢部川堤防7k300における堤防土質横断面図⁴⁾

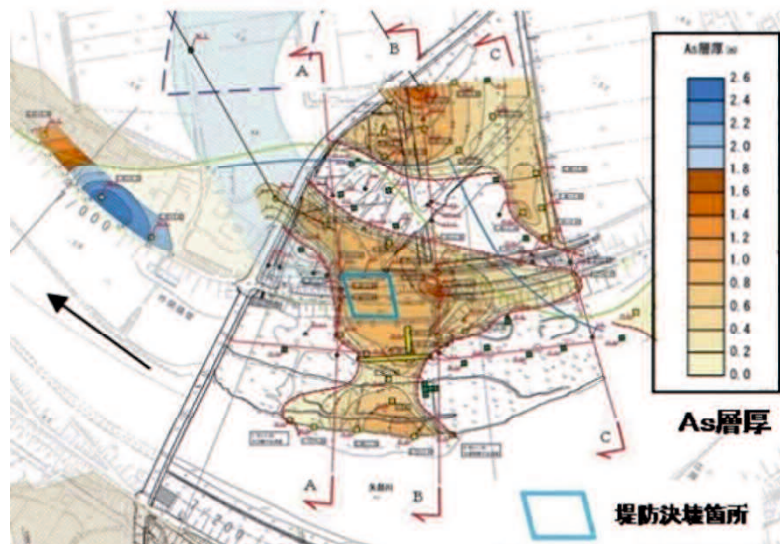


図2.2.6 矢部川周辺における砂層の平面分布⁴⁾

図2.2.7に矢部川の堤防決壊までの想定シナリオを示す。基礎地盤中の粒子が噴出し、堤体を支える支持力がなくなったことで、法面すべりが発生した事例である。

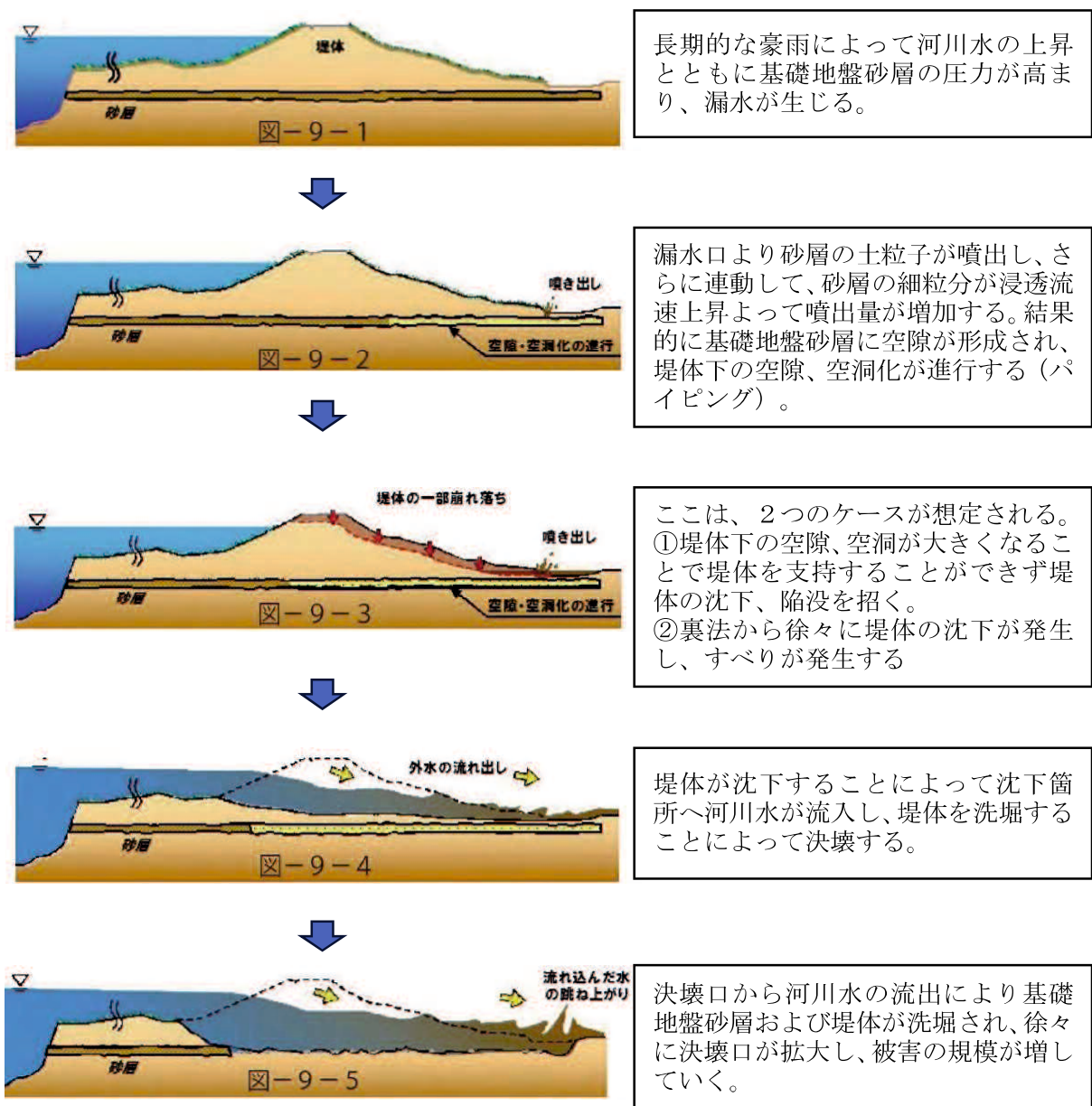


図 2.2.7 矢部川堤防決壊モデル図⁴⁾

現在、我が国の河川堤防の設計では、非定常飽和不飽和浸透流解析では局所動水勾配や揚圧力によりパイピングの発生そのものを評価しており、それが堤防決壊に至るかどうかは評価することはできない。そのため、パイピングから堤防決壊に至る進行過程に関する評価方法を提案することが必要となる。

2.3 気候変動に伴う降雨の増加による堤防被災の増加

2015年8月の台風15号に伴う降雨により、筑後川の河川堤防では天端法肩からの深いすべりが図2.3.1に示すように川表法面に発生した⁵⁾。この原因として堤防天端のアスファルト舗装（以下、「天端舗装」）の排水不良により、縦断方向からも雨水排水が法面すべりの発生箇所に集中して流入したためと考えられている。佐古ら⁶⁾によると、降雨のみにより法面すべりが発生した箇所は国が管理する河川堤防で過去10年間に20事例あり、そのうち16事例で天端舗装が整備されていた。天端舗装からの雨水排水が法面に流入し、被災した可能性が示唆されている。

このような降雨のみによる河川堤防の法面すべりが発生している要因の一つとして、近年全国各地で短時間での集中豪雨が多発していることが挙げられる。近年全国各地で短時間での集中豪雨が多発していることから、このような被災はどこの河川堤防でも発生する可能性がある。図2.3.2に示す通り、最近10年間の1時間降水量50mm以上の年間発生回数は、統計期間の最初の10年間の平均年間発生回数と比べて近年は約1.5倍に増加していることが分かる⁷⁾。

他の要因として、兼用道路としての利用といった社会的要請や維持管理、雨水の浸透抑制、決壊までの時間を引き延ばす等を目的として天端舗装を実施している区間が増えていることが考えられる。しかし、道路盛土と異なり、河川堤防は天端舗装の排水施設は設置されていない場合が多い。その理由として、アスカーブや排水溝等により維持管理や水防活動に支障をきたす可能性があることが挙げられる。

以上のことから、堤防天端からの排水集中に起因する法面の深い法面すべりの発生メカニズムを解明し、その知見を被災の発生防止に活用することが必要となる。



図 2.3.1 被災状況(筑後川、2015年8月)⁵⁾

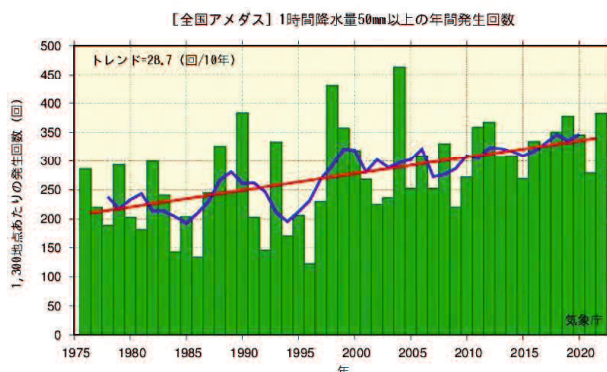


図 2.3.2 1時間降水量50mm以上の年間発生回数⁷⁾

【参考文献】

- 1) 国土交通省水管理・国土保全局河川環境課: 堤防等河川管理施設及び河道の点検要領, 2012.
- 2) 国土交通省河川局水政課・河川環境課: 河川巡視規程例について, 2011.
- 3) 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), http://www.jice.or.jp/cms/kokudo/pdf/tech/material/teibou_kouzou02.pdf, (参照2018.10.1).
- 4) 国土交通省九州地方整備局: 矢部川堤防調査委員会 報告書
http://www.qsr.mlit.go.jp/chikugo/site_files/file/torikumi/01-plan_course/tyosa/saisyu/houkokusyo.pdf
(2019.3 閲覧)
- 5) 国土交通省九州地方整備局筑後川河川事務所: 台風15号に伴う筑後川の被害状況について 第3報, http://www.qsr.mlit.go.jp/chikugo/newsttopics_files/home.pdf, (2023.6.19 確認).
- 6) 佐古俊介, 延常浩次: 河川堤防の雨水排水による被災と対応, JICE レポート, No.31, pp.8-11, 2017.
- 7) 気象庁: アメダスで見た短時間強雨発生回数の長期変化について,
<http://www.jma.go.jp/jma/kishou/info/heavyraintrend.html>, (2018.10.1 確認).

3. 解析方法

3.1 解析手法

本研究では、粒子法（SPH 法）を用いて、既往の模型実験、過去の被災事例の再現解析、すべりに関するリスク評価を実施した。

我が国では河川堤防の設計においては、河川堤防構造検討の手引き¹⁾を適用した設計がなされている。具体的には、非定常飽和不飽和浸透流解析では局所動水勾配や揚圧力によりパイピングの発生そのものを評価し、法面の安定性は円弧すべり解析を用いて評価されているが、それが河川堤防の決壊に至るかどうかは評価することができない。しかし、河川堤防においては、一箇所の決壊によって甚大な浸水被害に繋がることが多いことから、洪水時の変形量や浸透破壊に対する安全性の検討を行うにあたり、最適な解析手法により変形量を算定することが重要視されてきている。さらに、1964年6月の新潟地震以降、液状化等による地盤の大変形を再現できる解析手法についても重要となっており、有限要素解析（FEM）等を用いて地盤の液状化による盛土の沈下等がある程度の精度で再現できるようになっている。

また、地盤工学においては、従来から有限要素法（FEM）や有限差分法（FDM）、個別要素法（DEM）等の解析手法を用いられることが多い。しかし、有限要素法（FEM）では地盤の変形が進み大変形が生じると、要素に大きな歪みが生じ、それ以上の解析ができなくなる欠点がある。さらに、要素の変形レベルが大きくなるに従い、解析精度が極端に悪くなるといった問題が生じる。個別要素法（DEM）では地盤の大変形、崩壊を不連続体的挙動も含めて表現することができるものの地盤内の土粒子を一つ一つモデル化し、粒子相互間の力をばねとダッシュポット等でモデル化するため、解析規模によっては計算効率が極端に低下すること、実際の地盤から得た調査、土質試験データを用いた粒子相互間力のモデル化が困難となるといった問題が生じる。また、解析上必要なバネやダッシュポットのパラメータの設定については、高度に専門的な知識が必要となる。

本研究では、より多くの研究の知見が蓄積されており、土砂流出による地盤のゆるみや空洞の発生の計算が可能であり、また変状発生後の土砂移動量（変形量）も表現することが可能な SPH 法を用いた。SPH は、あらかじめ定義された格子上で支配方程式を解く代わりに、連続体における運動を有限数の粒子の運動として、離散化して計算するため、大変形や自由曲面の進展に関連する問題を扱うことが可能である。また、連続体の物性値をそのまま利用可能であり、個別要素法（DEM）におけるバネやダッシュポットのパラメータの設定といった高度に専門的な知識が必要な作業が不要となるメリットがある。

SPH 法の原理については、3.2 節に示す。また、SPH 法の解析の初期状態の間隙水圧は、実験時に与えた外水位を用いて飽和不飽和非定常浸透流解析を行い、SPH 法の解析に用いる間隙水圧分布を算出した。浸透流解析では、西垣ら²⁾による Dtransu-2D・EL を用いて、非定常飽和不飽和浸透流解析を行い、平面ひずみ条件で解析を行った。

3.2 SPH法の原理

3.2.1 SPH法の基本原理

SPH法は圧縮性流体の解析のため、天文学の分野において開発された手法である^{3) 4)}。天文学においては、主に銀河系や惑星系の相互作用について計算する場合に用いられている。SPH法は計算の際にセルやノードが不要な粒子法であり、連続体の大変形を再現するのに適している手法である。現在、SPH法は天文学だけでなく、流体力学の分野においても多くの実績があり、地盤工学を含めてその適用分野は拡大している。

SPH法の基本要素は一定の質量を持った粒子(以下、「SPH粒子」という)である。図3.2.1に示す様に各SPH粒子にはその影響範囲を持ち、図3.2.2に示す一種の重み付け関数であるカーネル関数とカーネル導関数を用いて相互作用を計算している。SPH粒子に付随するパラメータは、これらのカーネル関数とカーネル導関数を用いて、離散化と近似が行われる。ここで重要なのは、SPH粒子はDEMのように地盤材料の粒子そのものを表現しているのではなく、離散化と近似が行われた各SPH粒子の影響範囲におけるモデルの状態を表現していることである。

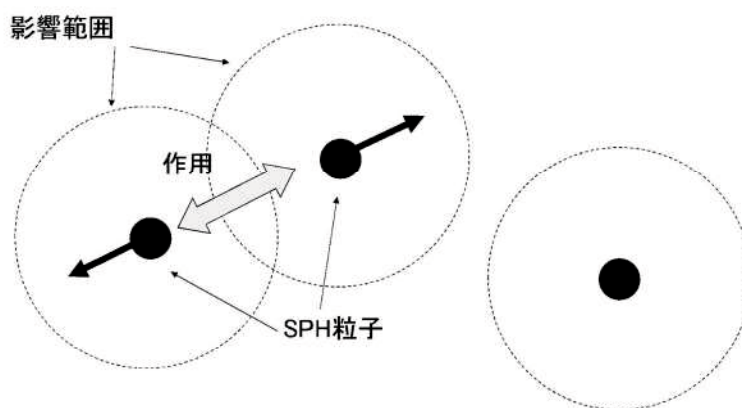


図 3.2.1 SPH粒子と影響範囲

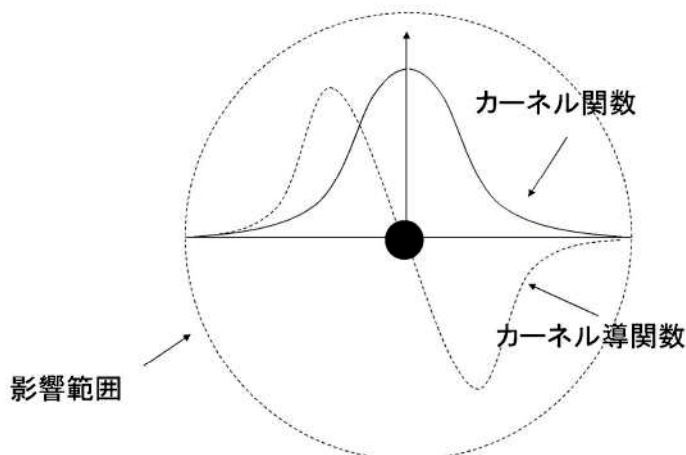


図 3.2.2 カーネル関数とカーネル導関数

SPH 法には二種類の近似の過程が存在する。一つ目はカーネル近似と呼ばれるもの、二つ目は粒子近似と呼ばれるものである。カーネル近似において、SPH 粒子の表現する変数をカーネル関数もしくはカーネル導関数により表現する段階である。一方、粒子近似は、離散化されたモデルの変数を影響範囲の範囲にある他の SPH 粒子を含めてカーネル関数による一種の重み付けをしながら総和することにより、モデルの状態を算出する過程である。これらの二種類の近似の過程により、SPH 法においてはモデルの挙動を安定して計算することが可能となる。なお、これらの過程の詳細については、次節以降において詳説する。

SPH 法の計算の流れを以下に示す。はじめに、SPH 粒子の配置から SPH 粒子の密度もしくはひずみ速度から SPH 粒子の密度の時間変化率が計算される。次に流体の場合は SPH 粒子の圧力を状態方程式から固体の場合は SPH 粒子の応力増分をひずみ増分から D 行列を用いて算出される。さらに、算出された圧力もしくは応力により運動方程式を用いて加速度が算出され最終的にその加速度が速度に加算され位置情報が更新されるこれを各ステップ繰り返すことで SPH 法は計算を進めていく。

なお、SPH 法は動的解析であり原理的に数値振動が発生するため場合によっては発散する場合がある。この数値振動を抑制するために人工粘性や速度平均などの計算を安定化させる技法を使用する場合がある。また、SPH 法は SPH 粒子の配列に応じて相互作用し合う SPH 粒子が変化するためセルとノードにより相互作用が一意に決まっている FEM や FDM と比較して計算時間が必要となる。特に各時間刻みの最初に実施する影響範囲内にある SPH 粒子の近接粒子の検索に計算処理能力が必要となる。

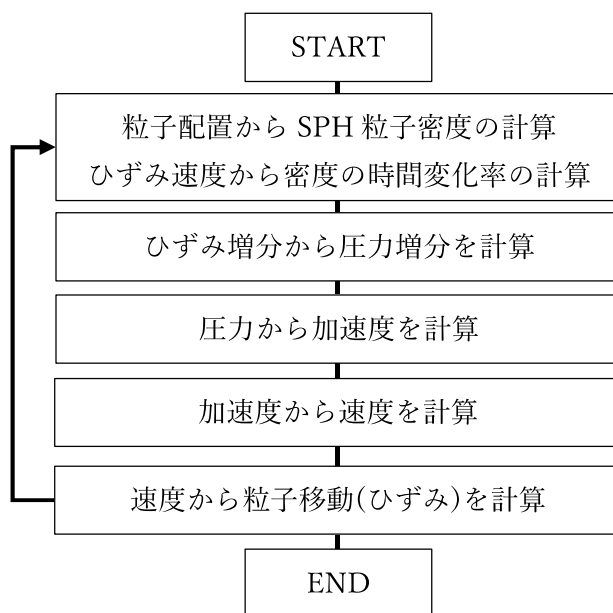


図 3. 2. 3 SPH 解析の計算プロセス

3.2.2 基礎式

3.2.2.1 カーネル近似

あるモデルの位置 \mathbf{x} における特性を $f(\mathbf{x})$ と表すと、式(3.1)の様に表せる。

$$f(\mathbf{x}) = \int_{\Omega} f(\mathbf{x}') \delta(\mathbf{x} - \mathbf{x}') d\mathbf{x}' \quad (3.1)$$

ただし、 Ω : 積分定数 (体積 \mathbf{x}' : 体積 Ω に含まれる位置 $\delta(\mathbf{x}-\mathbf{x}')$ デルタ関数を示す。

関数 $f(\mathbf{x})$ が体積 Ω において連続である場合における右辺と左辺は同一である一方 SPH 法は関数 $f(\mathbf{x})$ をデルタ関数ではなくカーネル関数 $W(\mathbf{x}-\mathbf{x}', \mathbf{h})$ を用いて式(3.2)の様に表現する。

$$f(\mathbf{x}) \approx \int_{\Omega} f(\mathbf{x}') W(\mathbf{x} - \mathbf{x}', \mathbf{h}) d\mathbf{x}' \quad (3.2)$$

ただし $W(\mathbf{x}-\mathbf{x}', \mathbf{h})$: 位置 \mathbf{x}' における \mathbf{x} のカーネル関数、 \mathbf{h} : 影響範囲を示す

ここで、カーネル関数とデルタ関数はその形状が異なるため、式(3.1)と異なり、式(3.2)の左辺と右辺は同一ではないことに留意が必要である。この点からこの過程はカーネル「近似」と言われる。なお、カーネル関数の詳細については本節の後半に説明する。

なお、関数 $f(\mathbf{x})$ の導関数も関数 $f(\mathbf{x})$ と同様に示すようにカーネル導関数を用いて式(3.3)の様に導出することが可能である。

$$\nabla \cdot f(\mathbf{x}) \approx \int_{\Omega} [\nabla' \cdot f(\mathbf{x}')] W(\mathbf{x} - \mathbf{x}', \mathbf{h}) d\mathbf{x}' \quad (3.3)$$

ただし、 ∇' のダッシュについては位置 \mathbf{x}' における発散を示している。

次に式(3.3)の括弧の中は式(3.4)のように変形可能である。

$$[\nabla' \cdot f(\mathbf{x}')] W(\mathbf{x} - \mathbf{x}', \mathbf{h}) = \nabla' \cdot [f(\mathbf{x}') W(\mathbf{x} - \mathbf{x}', \mathbf{h})] - f(\mathbf{x}') \cdot \nabla' W(\mathbf{x} - \mathbf{x}', \mathbf{h}) \quad (3.4)$$

ただし、 $\nabla' W(\mathbf{x}-\mathbf{x}', \mathbf{h})$: \mathbf{x}' における \mathbf{x} のカーネル導関数を示している。したがって、式(3.4)及びガウスの定理 (発散定理) により式(3.3)は式(3.5)のように変形できる。

$$\begin{aligned} \nabla \cdot f(\mathbf{x}) &\approx \int_{\Omega} \nabla' \cdot [f(\mathbf{x}') W(\mathbf{x} - \mathbf{x}', \mathbf{h})] d\mathbf{x}' - \int_{\Omega} f(\mathbf{x}') \cdot \nabla' W(\mathbf{x} - \mathbf{x}', \mathbf{h}) d\mathbf{x}' \\ &= \int_S f(\mathbf{x}') W(\mathbf{x} - \mathbf{x}', \mathbf{h}) \cdot \vec{n} dS - \int_{\Omega} f(\mathbf{x}') \cdot \nabla' W(\mathbf{x} - \mathbf{x}', \mathbf{h}) d\mathbf{x}' \end{aligned} \quad (3.5)$$

ただし、 S : 体積 Ω の表面、 \vec{n} : S の単位法線ベクトルを示している。

ここで、カーネル関数が表面 S に連続的に存在するのであれば、式(3.5)の右辺第一項はゼロであり、式(3.6)が導出できる。しかし、境界付近のようにカーネル関数が表面 S の外に出る場合、

式(3.5) の右辺第一項はゼロにはならない。そのため、それをゼロにするような境界処理が必要となる。ここで、表面 S では右辺第一項が常にゼロとなるように処理を行うことにより、式(3.6)が利用できる。

$$\nabla \cdot \mathbf{f}(\mathbf{x}) \approx - \int_{\Omega} \mathbf{f}(\mathbf{x}') \cdot \nabla' \mathbf{W}(\mathbf{x} - \mathbf{x}', \mathbf{h}) \mathbf{d}\mathbf{x}' \quad (3.6)$$

さらに、式(3.6)は式(3.7)に変形できる。

$$\begin{aligned} \nabla \cdot \mathbf{f}(\mathbf{x}) &= \frac{\partial f(x)}{\partial x^\alpha} + \frac{\partial f(x)}{\partial x^\beta} + \frac{\partial f(x)}{\partial x^\gamma} \\ &\approx - \int_{\Omega} [f(x') \nabla' W(x^\alpha - x'^\alpha, h) + f(x') \nabla' W(x^\beta - x'^\beta, h) \\ &\quad + f(x') \nabla' W(x^\gamma - x'^\gamma, h)] \mathbf{d}\mathbf{x}' \end{aligned} \quad (3.7)$$

ただし、 x^α : 位置ベクトル \mathbf{x} の α 方向成分を示している。

したがって、偏微分関数 $\partial f(x)/\partial x^\alpha$ は以下の通り表すことができる。

$$\frac{\partial f(x)}{\partial x^\alpha} \approx - \int_{\Omega} f(x') \nabla' W(x^\alpha - x'^\alpha, h) \mathbf{d}\mathbf{x}' \quad (3.8)$$

なお、カーネル関数及びカーネル導関数はこれらのカーネル近似を実施するために、以下の条件を満足する必要がある。

1) 積分値が 1 となる性質(the unity condition) :

$$\int_{\Omega} \mathbf{W}(\mathbf{x} - \mathbf{x}', \mathbf{h}) \mathbf{d}\mathbf{x}' = \mathbf{1} \quad (3.9)$$

2) デルタ関数的な性質(the delta function property) :

$$\lim_{h \rightarrow 0} \mathbf{W}(\mathbf{x} - \mathbf{x}', \mathbf{h}) = \delta(\mathbf{x} - \mathbf{x}') \quad (3.10)$$

3) 一定の範囲のみ値を取る性質(the compact condition) :

$$\mathbf{W}(\mathbf{x} - \mathbf{x}', \mathbf{h}) = \mathbf{0} \text{ for } (|\mathbf{x} - \mathbf{x}'| > \kappa \mathbf{h}) \quad (3.11)$$

ただし、 κ はカーネル関数毎に定められた一定の値を示している。

4) 正の値を示す性質(the positivity) :

$$\mathbf{W}(\mathbf{x} - \mathbf{x}', \mathbf{h}) \geq \mathbf{0} \quad (3.12)$$

5) 減衰する性質(the decay) :

位置 \mathbf{x} から遠ざかるにつれて、その値が小さくなる必要がある。

6) 対称である性質(the symmetric property) :

カーネル関数は奇関数である必要がある。

$$\int_{\Omega} \nabla \mathbf{W}(\mathbf{x} - \mathbf{x}', \mathbf{h}) d\mathbf{x}' = \mathbf{0} \quad (3.13)$$

7) 連続な性質(the smoothness) :

カーネル関数は滑らかに連続である必要がある。

3.2.2.2 粒子近似

次に、粒子近似は影響範囲にある SPH 粒子の情報を積分して、その SPH 粒子の情報を近似的に求めるものである。数学的過程としては、式(3.14)を用いて式(3.2)、式(3.6)、式(3.8)を離散化する過程といえる。

$$\mathbf{m}_j = \rho_j \mathbf{V}_j \quad (3.14)$$

ただし、 \mathbf{m}_j : SPH 粒子 j の質量、 \mathbf{V}_j : SPH 粒子 j の体積、 ρ_j : SPH 粒子 j の密度を示している。式(3.14)を用いることにより、 $f(\mathbf{x})$ を表現している式(3.2)は下記の通り変形可能である。

$$\begin{aligned} f(\mathbf{x}) &\approx \int_{\Omega} f(\mathbf{x}') \mathbf{W}(\mathbf{x} - \mathbf{x}', \mathbf{h}) d\mathbf{x}' \\ &\approx \sum_{j=1}^N f(\mathbf{x}_j) \mathbf{W}(\mathbf{x} - \mathbf{x}_j, \mathbf{h}) \mathbf{V}_j \\ &= \sum_{j=1}^N f(\mathbf{x}_j) \mathbf{W}(\mathbf{x} - \mathbf{x}_j, \mathbf{h}) \frac{1}{\rho_j} (\rho_j \mathbf{V}_j) \\ &= \sum_{j=1}^N \frac{\mathbf{m}_j}{\rho_j} f(\mathbf{x}_j) \mathbf{W}(\mathbf{x} - \mathbf{x}_j, \mathbf{h}) \end{aligned} \quad (3.15)$$

ただし、 $\mathbf{W}(\mathbf{x} - \mathbf{x}_j, \mathbf{h})$: 位置 \mathbf{x} の SPH 粒子 j におけるカーネル関数、 \mathbf{x}_j : SPH 粒子 j の位置、 N : SPH 粒子 i の影響範囲 \mathbf{h} 中の SPH 粒子数を示している。関数 $f(\mathbf{x})$ と導関数と偏微分関数は同様に式(3.16)と式(3.17)のように求められる。

$$\nabla \cdot \mathbf{f}(\mathbf{x}) \approx - \sum_{j=1}^N \frac{\mathbf{m}_j}{\rho_j} f(\mathbf{x}_j) \cdot \nabla' \mathbf{W}(\mathbf{x} - \mathbf{x}_j, \mathbf{h}) \quad (3.16)$$

$$\frac{\partial f(\mathbf{x})}{\partial x^\alpha} \approx - \sum_{j=1}^N \frac{\mathbf{m}_j}{\rho_j} f(\mathbf{x}_j) \nabla' \mathbf{W}(\mathbf{x}^\alpha - \mathbf{x}_j^\alpha, \mathbf{h}) \quad (3.17)$$

ただし、 $\nabla'W(x-x_j, h)$: 位置 x における SPH 粒子 j の位置 x_j を基点としたカーネル導関数、 x_j^α : SPH 粒子 j の位置 x の α 方向の成分を示している。

ここで、 $\nabla'W(x-x_j, h)$ はカーネル関数の対称性により、以下のように変形できる。

$$\begin{aligned}\nabla'W(x-x_j, h) &= \frac{\partial W(x-x_j, h)}{\partial x_j} \\ &= -\frac{\partial W(x-x_j, h)}{\partial x} \\ &= -\nabla W(x-x_j, h)\end{aligned}\quad (3.18)$$

ただし、 $\nabla W(x-x_j, h)$: 位置 x における SPH 粒子 j の位置 x_j を基点としたカーネル導関数を示している。それゆえ、カーネル関数の導関数である式(3.16)と偏微分関数である式(3.17)は次のように表現できる。

$$\nabla \cdot \mathbf{f}(\mathbf{x}_i) \approx \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} \mathbf{f}(\mathbf{x}_j) \cdot \nabla W \quad (3.19)$$

$$\frac{\partial \mathbf{f}(\mathbf{x}_i)}{\partial x_i^\alpha} \approx \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} \mathbf{f}(\mathbf{x}_j) \nabla W(\mathbf{x}_i^\alpha - \mathbf{x}_j^\alpha, \mathbf{h}) \quad (3.20)$$

3.2.2.3 ひずみと応力

SPH 法において固体を扱う場合は、一般的に用いられるひずみと応力の関係からその挙動が求められる⁵⁾。はじめに、固体のひずみ増分をひずみ速度から算出し、次にそのひずみ増分を土の構成則によって定められた応力-ひずみ関係に適用し応力増分を求めることができる。

まず、ひずみ速度であるが、SPH 粒子の速度差を用いて、体積ひずみ速度は式(3.21)のように、工学ひずみ速度は式(3.22)のよう求めることができる。なお、本研究では通常の地盤工学においての取扱いと同様に圧縮側を正として取り扱う。

$$\frac{d\epsilon_i^\alpha}{dt} = -\frac{\partial v_i^\alpha}{\partial x_i^\alpha} = \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} v_{ij}^\alpha \nabla W(\mathbf{x}_i^\alpha - \mathbf{x}_j^\alpha, \mathbf{h}) \quad (3.21)$$

$$\frac{d\gamma_i^{\alpha\beta}}{dt} = -\left(\frac{\partial v_i^\alpha}{\partial x_i^\beta} + \frac{\partial v_i^\beta}{\partial x_i^\alpha}\right) = \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} \left[v_{ij}^\alpha \nabla W(\mathbf{x}_i^\beta - \mathbf{x}_j^\beta, \mathbf{h}) + v_{ij}^\beta \nabla W(\mathbf{x}_i^\alpha - \mathbf{x}_j^\alpha, \mathbf{h}) \right] \quad (3.22)$$

ただし、 $d\epsilon_i^\alpha/dt$: SPH 粒子 i の体積ひずみ速度の α 方向成分、 $d\gamma_i^{\alpha\beta}/dt$: SPH 粒子 i の工学ひずみ速度の $\alpha\beta$ 方向成分、 v_i : SPH 粒子 i 速度ベクトル \mathbf{v}_i の α 方向成分、 v_{ij}^α : SPH 粒子 i と j の速度差ベクトル \mathbf{v}_{ij} の α 方向成分を示している。

これらの式により求められたひずみ速度に対する応力増分は、土の構成則に応じて定まる D-行

列とひずみ速度から式(3.23)のように計算することができる。

$$\begin{pmatrix} d\sigma^\alpha \\ d\sigma^\beta \\ d\sigma^\gamma \\ d\tau^{\alpha\beta} \\ d\tau^{\alpha\gamma} \\ d\tau^{\beta\gamma} \end{pmatrix} = \mathbf{D} \begin{pmatrix} d\epsilon^\alpha/dt \\ \epsilon^\beta/dt \\ d\epsilon^\gamma/dt \\ d\gamma^{\alpha\beta}/dt \\ d\gamma^{\alpha\gamma}/dt \\ \gamma^{\beta\gamma}/dt \end{pmatrix} dt \quad (3.23)$$

ただし、 \mathbf{D} : 土の構成則によって定まる行列、 σ_α : 有効応力の α 方向成分、 $\tau_{\alpha\beta}$: せん断力の $\alpha\beta$ 方向成分である。

3.2.2.4 運動方程式

前節までで求めた流体の圧力や固体の応力をもとに、式(3.24)に示す運動方程式を用いて、SPH 粒子の加速度を計算する。

$$\mathbf{m} \frac{d\mathbf{v}}{dt} = \mathbf{F} \quad (3.24)$$

ただし、 \mathbf{m} : 質量、 \mathbf{F} : 力を示している。

ここで、運動方程式の α 方向成分は、式(3.25)に示す力のつり合い方程式から導出することが可能である。なお、本研究では通常の地盤工学におけるの取扱いと同様に圧縮側を正として取り扱う。

$$\begin{aligned} m \frac{dv^\alpha}{dt} &= \rho V \frac{dv^\alpha}{dt} \\ &= \rho dx^\alpha dx^\beta dx^\gamma \frac{dv^\alpha}{dt} \\ &= \left(\frac{\partial p}{\partial x^\alpha} + \frac{\partial \sigma^\alpha}{\partial x^\alpha} + \frac{\partial \tau^{\alpha\beta}}{\partial x^\beta} + \frac{\partial \tau^{\alpha\gamma}}{\partial x^\gamma} + \rho F^\alpha \right) dx^\alpha dx^\beta dx^\gamma \end{aligned} \quad (3.25)$$

ただし、 v^α : 速度ベクトル \mathbf{v} の α 方向成分、 V : 体積、 F^α : 外力の α 方向成分を示している。式(3.25)の両辺を $dx^\alpha dx^\beta dx^\gamma$ により除すことにより、式(3.26)のように変形できる。

$$\rho \frac{dv^\alpha}{dt} = \frac{\partial p}{\partial x^\alpha} + \frac{\partial \sigma^\alpha}{\partial x^\alpha} + \frac{\partial \tau^{\alpha\beta}}{\partial x^\beta} + \frac{\partial \tau^{\alpha\gamma}}{\partial x^\gamma} + \rho F^\alpha \quad (3.26)$$

さらに、式(3.26)に、式(3.20)により SPH 法のカーネル近似及び粒子近似を用いることにより、式(3.27)のように変形することができる。

$$\begin{aligned} \frac{dv_i^\alpha}{dt} &= \frac{1}{\rho_i} \left(\frac{\partial p}{\partial x^\alpha} + \frac{\partial \sigma^\alpha}{\partial x^\alpha} + \frac{\partial \tau^{\alpha\beta}}{\partial x^\beta} + \frac{\partial \tau^{\alpha\gamma}}{\partial x^\gamma} + \rho_i F^\alpha \right) \\ &= \frac{1}{\rho_i} \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} [(p_j + \sigma_j^\alpha) \nabla W(x_i^\alpha - x_j^\alpha, h)] \end{aligned}$$

$$+\tau_j^{\alpha\beta}\nabla\mathbf{W}(\mathbf{x}_i^\beta-\mathbf{x}_j^\beta,\mathbf{h})+\tau_j^{\alpha\gamma}\nabla\mathbf{W}(\mathbf{x}_i^\gamma-\mathbf{x}_j^\gamma,\mathbf{h})]+F^\alpha \quad (3.27)$$

ただし、 p_j : SPH 粒子 j の間隙水圧、 σ_j^α : SPH 粒子 j の有効応力の α 方向成分、 $\tau_j^{\alpha\beta}$: SPH 粒子 j のせん断力の $\alpha\beta$ 方向成分を示している。

ここで、カーネル関数の持つ対称性により、式 (3.27) の右辺第一項は式(3.28)のように変形可能である。

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho_i}\sum_{j=1}^N\frac{m_j}{\rho_j}(p_i+\sigma_i^\alpha)\nabla\mathbf{W}(\mathbf{x}_i^\alpha-\mathbf{x}_j^\alpha,\mathbf{h}) &= \frac{p_i+\sigma_i^\alpha}{\rho_i}\sum_{j=1}^N\frac{m_j}{\rho_j}\nabla\mathbf{W}(\mathbf{x}_i^\alpha-\mathbf{x}_j^\alpha,\mathbf{h}) \\ &\approx \frac{p_i+\sigma_i^\alpha}{\rho_i}\int_{\Omega}\nabla\mathbf{W}(\mathbf{x}_i^\alpha-\mathbf{x}_j^\alpha,\mathbf{h})d\mathbf{x}' \\ &\approx \frac{p_i+\sigma_i^\alpha}{\rho_i}\nabla\mathbf{1} \\ &= \mathbf{0} \end{aligned} \quad (3.28)$$

右辺の他項についても同様に、ゼロとすることができる。

$$\frac{1}{\rho_i}\sum_{j=1}^N\frac{m_j}{\rho_i}\tau_i^{\alpha\beta}\nabla\mathbf{W}(\mathbf{x}_i^\beta-\mathbf{x}_j^\beta,\mathbf{h}) = \mathbf{0} \quad (3.29)$$

$$\frac{1}{\rho_i}\sum_{j=1}^N\frac{m_j}{\rho_j}\tau_i^{\beta\gamma}\nabla\mathbf{W}(\mathbf{x}_i^\gamma-\mathbf{x}_j^\gamma,\mathbf{h}) = \mathbf{0} \quad (3.30)$$

さらに、式(3.28)、式(3.29)と式(3.30)を式(3.27)に用いることにより、SPH 法の運動方程式である式(3.31)を得ることができる。

$$\begin{aligned} \frac{d\mathbf{v}_i^\alpha}{dt} &= \frac{1}{\rho_i}\sum_{j=1}^N\frac{m_j}{\rho_j}\{[(p_i+\sigma_i^\alpha)+(p_j+\sigma_j^\alpha)]\nabla\mathbf{W}(\mathbf{x}_i^\alpha-\mathbf{x}_j^\alpha,\mathbf{h}) \\ &\quad +(\tau_i^{\alpha\beta}+\tau_j^{\alpha\beta})\nabla\mathbf{W}(\mathbf{x}_i^\beta-\mathbf{x}_j^\beta,\mathbf{h}) \\ &\quad +(\tau_i^{\alpha\gamma}+\tau_j^{\alpha\gamma})\nabla\mathbf{W}(\mathbf{x}_i^\gamma-\mathbf{x}_j^\gamma,\mathbf{h})\}+F^\alpha \\ &= \sum_{j=1}^N\frac{m_j}{\rho_i\rho_j}\{[(p_i+\sigma_i^\alpha)+(p_j+\sigma_j^\alpha)]\nabla\mathbf{W}(\mathbf{x}_i^\alpha-\mathbf{x}_j^\alpha,\mathbf{h}) \\ &\quad +(\tau_i^{\alpha\beta}+\tau_j^{\alpha\beta})\nabla\mathbf{W}(\mathbf{x}_i^\beta-\mathbf{x}_j^\beta,\mathbf{h}) \\ &\quad +(\tau_i^{\alpha\gamma}+\tau_j^{\alpha\gamma})\nabla\mathbf{W}(\mathbf{x}_i^\gamma-\mathbf{x}_j^\gamma,\mathbf{h})\}+F^\alpha \end{aligned} \quad (3.31)$$

また、式(3.32)から SPH 法の異なる形での運動方程式を導出することも可能である。

$$\frac{d\mathbf{v}_i^\alpha}{dt} = \frac{1}{\rho_i} \left(\frac{\partial \mathbf{p}_i}{\partial \mathbf{x}_i^\alpha} + \frac{\partial \sigma_i^\alpha}{\partial \mathbf{x}_i^\alpha} + \frac{\partial \tau_i^{\alpha\beta}}{\partial \mathbf{x}_i^\beta} + \frac{\partial \tau_i^{\alpha\gamma}}{\partial \mathbf{x}_i^\gamma} + \rho_i \mathbf{F}^\alpha \right) \quad (3.32)$$

式(3.33)の右辺第一項は次の様に変形可能である。

$$\frac{1}{\rho_i} \frac{\partial \mathbf{p}_i}{\partial \mathbf{x}_i^\alpha} = \frac{\partial}{\partial \mathbf{x}_i^\alpha} \left(\frac{\mathbf{p}_i}{\rho_i} \right) + \frac{\mathbf{p}_i}{\rho_i^2} \frac{\partial \rho_i}{\partial \mathbf{x}_i^\alpha} \quad (3.33)$$

ここで、式(3.33)に SPH 法のカーネル近似と粒子近似を使用すると、下記の式(3.34)を得ることができる。

$$\begin{aligned} \frac{1}{\rho_i} \frac{\partial \mathbf{p}_i}{\partial \mathbf{x}_i^\alpha} &= \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} \frac{p_j}{\rho_j} \nabla W(\mathbf{x}_i^\alpha - \mathbf{x}_j^\alpha, h) + \frac{p_i}{\rho_i^2} \sum_{j=1}^N \frac{m_j}{\rho_j} \rho_j \nabla W(\mathbf{x}_i^\alpha - \mathbf{x}_j^\alpha, h) \\ &= \sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{p_i}{\rho_i^2} + \frac{p_j}{\rho_j^2} \right) \nabla W(\mathbf{x}_i^\alpha - \mathbf{x}_j^\alpha, h) \end{aligned} \quad (3.34)$$

右辺の他の項についても式(3.35)と同様に次の様に表現できる。

$$\frac{1}{\rho_i} \frac{\partial \sigma_i^\alpha}{\partial \mathbf{x}_i^\alpha} = \sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{\sigma_i^\alpha}{\rho_i^2} + \frac{\sigma_j^\alpha}{\rho_j^2} \right) \nabla W(\mathbf{x}_i^\alpha - \mathbf{x}_j^\alpha, h) \quad (3.35)$$

$$\frac{1}{\rho_i} \frac{\partial \tau_i^{\alpha\beta}}{\partial \mathbf{x}_i^\beta} = \sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{p_i}{\rho_i^2} + \frac{p_j}{\rho_j^2} \right) \nabla W(\mathbf{x}_i^\beta - \mathbf{x}_j^\beta, h) \quad (3.36)$$

$$\frac{1}{\rho_i} \frac{\partial \tau_i^{\alpha\gamma}}{\partial \mathbf{x}_i^\gamma} = \sum_{j=1}^N m_j \left(\frac{p_i}{\rho_i^2} + \frac{p_j}{\rho_j^2} \right) \nabla W(\mathbf{x}_i^\gamma - \mathbf{x}_j^\gamma, h) \quad (3.37)$$

したがって、式(3.34)、式(3.35)、式(3.36)、式(3.37)を式(3.33)に用いることにより、SPH 法の運動方程式を飽和領域、不飽和領域における間隙水圧及びマトリックサクションを考慮し、式(3.38)のように示すことができる。

$$\frac{dv_{\alpha,i}}{dt} = \sum_{j=1}^N m_j \left\{ \left(\frac{p_i + \sigma'_{\alpha,i}}{\rho_i^2} + \frac{p_j + \sigma'_{\alpha,j}}{\rho_j^2} \right) \nabla W_{ij,\alpha} + \left(\frac{\tau_{\alpha\beta,i}}{\rho_i^2} + \frac{\tau_{\alpha\beta,j}}{\rho_j^2} \right) \nabla W_{ij,\beta} + \left(\frac{\tau_{\alpha\gamma,i}}{\rho_i^2} + \frac{\tau_{\alpha\gamma,j}}{\rho_j^2} \right) \nabla W_{ij,\gamma} \right\} + F_\alpha \quad (3.38)$$

ただし、飽和領域では

$$\sigma_{\alpha,i} = p_i + \sigma'_{\alpha,i} \quad (3.39)$$

であり、不飽和領域では

$$\sigma_{\alpha,i} = -Sr_i p_{sc,i} + \sigma'_{\alpha,i} \quad (3.40)$$

である。なお、 Sr_i は飽和度、 $p_{sc,i}$ はマトリックサクシオン、 $\nabla W_{ij,\alpha}$ は SPH 粒子*i*及び*j*間のカーネル導関数の α 方向成分である。

次に SPH 法の土水連成であるが、本来であれば Biot の法則にもとづき土の体積変化を間隙水圧にも反映させる完全な土水連成を実現することが望ましい。しかし、土の体積変化をそのまま水の状態方程式に反映させると、動的解析である SPH 法では過剰な間隙水圧が発生し、解析モデルが過敏な挙動を示す。土の構成則はモール・クーロンモデルを採用した。

その問題を解決するために、モデルへのダンパーの導入や土の体積変化を間隙水圧に反映させない方法が考えられる。本報告では、過剰なダンパーの使用による解析モデルの挙動が鈍くなる副作用を避けるため後者の方法を取り、土の SPH 粒子に間隙水圧とマトリックサクシオンの情報を持たせることにより、簡易な土水連成を提案している。

具体的には浸透流解析の結果を用いて、その間隙水圧とマトリックサクシオンの分布をもとに河川堤防の変形モードを計算している。なお、間隙水圧及びマトリックサクシオンの値については、SPH 粒子の位置に応じて 100 ステップ毎に更新している。

3.2.2.5 位置と速度

前節で求めた加速度から、SPH 粒子の速度は式(3.41)に示すとおり、オイラー法により求めることができる。

$$\mathbf{v}_n = \mathbf{v}_{n-1} + \mathbf{a}_n \Delta t \quad (3.41)$$

ただし、 \mathbf{v}_n : n ステップ目の速度ベクトル、 \mathbf{a}_n : n ステップ目の粒子の加速度ベクトルを示している。また、位置については前式で求めた速度から(3.42)により計算することが可能である。

$$\mathbf{x}_n = \mathbf{x}_{n-1} + \mathbf{v}_n \Delta t \quad (3.42)$$

ただし、 \mathbf{x}_n : n ステップ目の位置ベクトルを示している。

計算精度を向上させる位置の更新手法として、修正オイラー法、ベレの方法(Verlet method)、ニューマーク β 法、四次ルンゲ・クッタ法などが知られる。本研究では、比較的計算量が少なく精度向上が図れるベレの方法を用いることとする。

3.3 粒子法を用いた既往研究

粒子法を用いた解析手法としては、SPH 法や MPS 法 (Moving Particle Semi-Implicit method)、MPM 法 (Moving Particle Semi-Implicit method) などがあげられる。

SPH 法では安定化のために人工粘性を使用しており、非圧縮性を気にする必要がないこと、陽解法の使用によって計算が速いのが特徴である。一方で、MPS 法では非圧縮性を扱うために粒子数密度という値を使用する。また、半陰解法という収束計算によって安定化を図っており、この手法を用いることで非圧縮性流体を解析することができるが、計算時間が長くなるといった欠点もある。

MPM 法では、格子を用いた計算と粒子を用いた計算を組み合わせた手法が用いられている。運動方程式は格子を用いて計算し、計算された物理量を粒子に反映する。粒子は物理量を持ったまま格子を移動し、物理量を配置された格子に与える。SPH 法と比較して MPM 法は、格子と粒子を並行して計算するため、境界処理の精度が高い反面、計算処理が複雑となる。ただし、SPH 法でも問題となる隣接粒子の検索による負荷が少ない。また、本研究のようにパイピング現象の再現も必要な場合、土砂流出によるゆるみや空洞の発生が MPM 法では計算することが困難である。

SPH 法を用いた検討として、森ら⁶⁾は、河川堤防の法面すべり実験を SPH 法による再現について検討している。土の構成則と簡易な土-水連成方法を適用した SPH 法による実験結果の再現解析を実施している。解析においては、実験結果をもとに浸潤面を設定し、表流水によるのり尻部の強度低下 (泥濘化) が発生すると仮定している。また、不飽和領域においてはマトリックス・サクションも考慮している。その結果、堤体内水位による間隙水圧、浸透水及び表流水によるのり尻部の泥濘化による強度低下を表現することができることが示唆されている。

次に、前田ら⁷⁾は SPH 法を用いて離散的手法 (Discrete な手法) と連続体的手法の両者の特徴を生かした手法の開発に取り組んでいる。SPH 法において、多相間における密度の新たな算定方法を提案するとともに、固体-流体相間での相互作用の算定方法に工夫を施すことで地盤の浸透解析を表現することを試みている。その結果、液体の流動現象、異なる相内の移動現象、浸透現象、大きな流動変形を伴う進行破壊現象を定性的ではあるが表現できることを明らかにされている。

さらに、辻ら⁸⁾は、激しい水の流れや地盤の離散的な崩壊挙動を追跡できる Lagrange 記述に基づく粒子法を用いた数値シミュレーションに着目し、ISPH 法、地盤の変形解析には個別要素法 DEM (Discrete Element Method) を用いた流体地盤連成解析手法を開発し、上述した津波によるケーソン式防波堤の捨石マウンドの浸透崩壊解析を実施している。ISPH-DEM を使い、津波による防波堤マウンドの浸透崩壊シミュレーションを実施し、浸透流による捨石マウンドの変形、水平力によるケーソンブロックの滑動・回転をモデル化することで、土構造物全体の不安定性が噴砂のような局所的な崩壊 (噴砂) から進行していく過程の再現できることが示唆されている。

MPM 法を用いた検討として、肥後⁹⁾は、不飽和土の解析が可能な MPM-FDM 連成解析法を地震時の大変形応答解析のための解析法へと拡張する取り組みを行っている。また、越流時の浸食解析に適用するために流体の支配方程式を HSMAC (Hight Simplified MAC) 法で解くとともに掃流力を摩擦則によって表現することにより MPM と連成した解析方法の開発を行っている。その結果、地震時の解析においては、本研究で開発された解析結果と FEM 法を用いた解析とほぼ同じ挙動を示すことが確認され、動的解析への適用できることが示唆されている。

【参考文献】

- 1) 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），
http://www.jice.or.jp/cms/kokudo/pdf/tech/material/teibou_kouzou02.pdf,
(参照 2018.10.1).
- 2) 西垣誠, 菱谷智幸, 橋本学, 河野伊一郎飽和・不飽和領域における物質移動を伴う密度依存地下水流の数値解析手法に関する研究, 土木学会論文集, No.511, III-30, pp.135-144, 1995.
- 3) Gingold, R. and Monaghan, J. : Smoothed particle hydrodynamics-theory and application to non-spherical stars, Monthly Notices of the Royal Astronomical Society, pp. 375–389, 1977.
- 4) Lucy, L. : A numerical approach to the testing of the fission hypothesis, The astronomical journal, Vol. 82, No. 12, pp. 1013–1024, 1977.
- 5) Gray, J., Monaghan, J. and Swift, R. : SPH elastic dynamics, Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 190, No. 49-50, pp. 6641–6662, October 2001.
- 6) 森啓年, 福原直樹, 服部敦, 桑野玲子, 曾我健一, 齋藤由紀子, 佐々木哲也: 粒子法による河川堤防の進行性すべり破壊に関する解析的検討, 地盤工学ジャーナル, Vol. 9, No. 4, p.687-696, 2014
- 7) 前田健一：Smoothed Particle Hydrodynamics 法による粒状地盤の浸透破壊解析手法の開発，応用理学論文集，Vol.7pp.775-786,2004
- 8) 辻勲平, 浅井光輝, 笠間清伸：SPH-DEM を用いた津波による防波堤崩壊解析及び河川堤防の侵食解析への応用，第9回 河川堤防技術シンポジウム論文集，p.87-88, 2021
- 9) 肥後陽介：粒子法による地震時および越流時の堤防の安定性評価手法の構築，科学研究費助成事業研究成果報告書，2014

4. 実験の再現解析

4.1 植生すべりに関する実験および再現解析

4.1.1 実験概要

(1) 実験模型

本研究では、維持管理における植生を管理する上で、外来植物が侵入・繁茂した堤防は、耐侵食性の低下により河川堤防の表面が弱体化し、すべり破壊が生じるリスクが高くなる。そこで、植生の根茎を考慮した河川堤防の排水集中による河川堤防の深いすべりの発生メカニズムを模型実験により解明することを目的とした実験を行った。本研究に用いた実験模型の横断図を図4.1.1、図4.1.2に示す。実験の詳細については、中川・山本らの論文⁹⁾に示される通りである。実験模型は、筑後川の被災箇所を参考に、旧堤（粘性土：カオリン粘土）が中心に存在する堤体（砂質土：宇部まさ土）に、堤体の法面被覆土層 15mm 及び 30mm に被覆土層（宇部まさ土に綿糸を混合したもの）を、半断面（堤高 250mm、天端幅 100mm、法勾配 1:1.5、奥行き 150mm、締固め度 78.5%）で作成した。また、天端舗装を模擬し、遮水シートを設置した。低流速の浸透流において、慣性力は無視できるほど小さいため、Froude 数の一致に基づく相似則を採用する必要はないと仮定し、実験模型は堤高 5.0m の河川堤防の縮尺 1/20 を想定して作成した。実際の堤防における植生は、実験において再現するのは困難である為、実験で使用したまさ土と馴染みが良く、施工しやすい材料として一般的な径 0.2mm の綿糸を用いた。

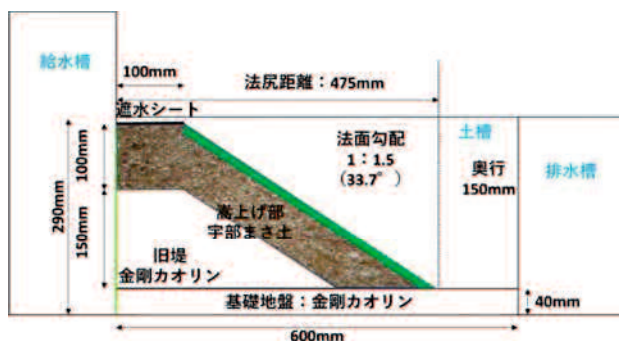


図 4.1.1 根茎を有した小型土層
(実験 A : 表層 15mm)

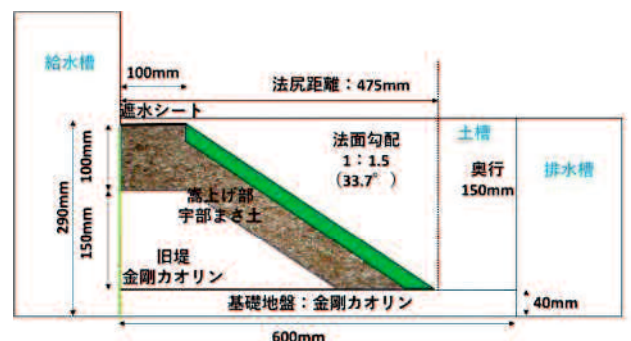


図 4.1.2 根茎を有した小型土層
(実験 B : 表層 30mm)

表 4.1.1 に実験ケースの一覧を示す。本研究は実験 A 及び実験 B の 2 つの実験から構成されている。実験 A では根茎の量によるすべりへの影響を、実験 B では根茎の深さの違いによるすべりへの影響をそれぞれ観察した。

表 4.1.1 ケース

実験の種類	ケース番号	被覆土層厚(mm)	根茎量(g/cm ³)
根茎の量による影響 (実験 A)	A-0	0	0
	A-1	15	4.52×10 ⁻⁴
	A-2	15	9.04×10 ⁻⁴
	A-3	15	1.36×10 ⁻³
根茎の深さによる影響 (実験 B)	B-1	30	4.52×10 ⁻⁴
	B-2	30	9.04×10 ⁻⁴
	B-3	30	1.36×10 ⁻³

(2) 土質条件

本研究で用いた各種土質試験結果を表 4.1.2 に示す。宇部まさ土及び綿糸を混入させた土の土質試験に関しては、土の粒度試験(JIS A 1210、A-b 法)、土の透水係数(JIS A 1218、定水位)、土の三軸圧縮試験(JGS0523、CUB 試験)を実施した。土質試験の結果を表 4.1.3 に示す。また、透水試験と三軸圧縮試験の供試体の乾燥密度は、模型実験の乾燥密度と同値とした。なお、カオリン粘土の透水係数については、河川堤防の構造検討の手引き²⁾の値を用いた。なお、根茎量は単位体積当たりの被覆土層に混入させた綿糸の重量で示した。

表 4.1.2 土質試験結果

試料名			宇部 まさ土	金剛 カオリン
施工時含水比	w	(%)	10	30
最適含水比	w_{opt}	(%)	10.4	—
乾燥密度	ρ_d	(g/cm ³)	1.551	1.438
最大乾燥密度	ρ_{dmax}	(g/cm ³)	1.975	—
締固め度	D_c	(%)	78.5	—
透水係数	k	(m/s)	6.60×10 ⁻⁵	1.00×10 ⁻⁸
粘着力	c'	(kN/m ²)	0.2	—
内部摩擦角	ϕ'	(°)	29.6	—

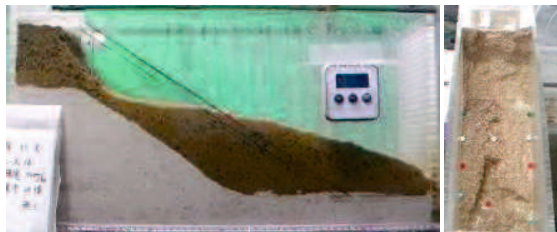
表 4.1.3 根茎の変化による土質試験結果

	根茎量 (g/cm ³)		
	0	1.121×10 ⁻³	2.241×10 ⁻³
透水係数 k (m/s)	6.6×10 ⁻⁵	1.1×10 ⁻⁴	2.1×10 ⁻⁴
粘着力 c' (kPa)	0.2	0.5	0.8
内部摩擦角 ϕ' (°)	29.6	32.7	34.8

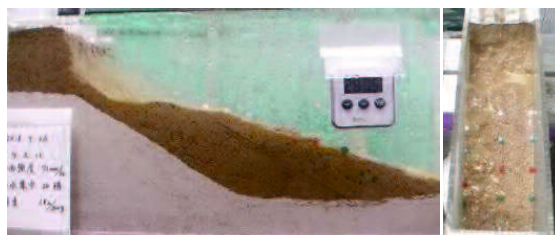
(3) 実験結果

図 4.1.3、図 4.1.4 に実験終了時の法面状況の写真を示し、図 4.1.5、図 4.1.6 に実験 A、実験 B それぞれのすべり破壊の進行状況（連続写真）を示す。実験 A の結果より、根茎量が大きいほど、せん断抵抗力が大きくなり、すべりが発生する可能性が低いことが分かった。

実験 B においては実験 A より被覆土層の層厚を厚くした。実験 B については、全 4 ケースですべりが発生した。実験 B は実験 A と比較して、被覆土層の根茎が深く存在していることから、せん断強度が高い領域が多い。一方、根茎量の増大とともに被覆土層の透水性も上昇することから、降雨や排水集中により短時間で飽和状態に至り、その重量が増加する。せん断強度と同様に、実験 B は実験 A と比較して、被覆土層が短時間で飽和し、重量が増加する領域が多いと言える。さらに、実験 B では実験 A と異なり、被覆土層のせん断強度の上昇に伴う抵抗力と比較して、飽和による重量の増加による滑動力が上回ったことにより、すべりが発生したと考えられる。



(実験 A-0：根茎なし)



(実験 A-1)



(実験 B-1)



(実験 A-2)



(実験 B-2)



(実験 A-3)



(実験 B-3)

図 4.1.3 法面状況（実験 A：実験終了時）

図 4.1.4 法面状況（実験 B：実験終了時）



図 4.1.5 実験 A の典型的なすべり



図 4.1.6 実験 B の典型的なすべり

4.1.2 解析条件

(1) 解析モデル

解析モデルを図 4.1.7 に示す。本論文では、スケールの異なる二つの解析モデルを用いて解析を実施した。一つ目のスケールは既往模型実験と同様とし、メッシュは基本的に一辺 10mm の正方形とした。ただし、法面に関しては浸透水の流れを考慮し、法面に平行にメッシュを切ったため、15mm×10mm の平行四辺形とした。もう一つのスケールは、後述の通り、模型実験の解析では粘着力に非常に敏感であるため、解析のスケール効果の検討を行うことを目的とし、実物大の河川堤防を想定した解析を実施した。実物大の解析モデルは既往実験模型の 20 倍とした。メッシュの形状は変えず、大きさを 20 倍とした。また、不飽和浸透特性についてもスケール効果の影響が想定されるため、浸透流解析もそれぞれのスケールで実施した。

解析モデルについては、宇部まさ土層の法面に浸出点の指示と降雨浸透を設定し、基礎地盤上端での水頭固定の条件を与えた。天端舗装を再現するため、天端には降雨浸透の指示を与えないものとした。初期水頭は、基礎地盤上端とした。解析の初期状態の間隙水圧は、実験時に与えた外水位を用いて飽和不飽和非定常浸透流解析 (Dtransu-2D EL) を行い、SPH 法の解析に用いる間隙水圧分布を算出した。

初期水頭は、基礎地盤と同じ 40mm (実物大 0.8m) とした。所定の降雨を法面に与えることで外力を設定した。なお、設定した降雨量は 72mm/hr を 120 分間与えた後に、実験における排水集中相当の換算降雨量を与えた。実物大の解析についてはスケール効果を考慮し、降雨を与える時間を 20 倍とした。

解析ケースは降雨すべりに関する既往の模型実験と同等の表層の厚さを 15mm (実物大 300mm 相当、芝の標準的な根茎の深さを想定) と 30mm (実物大 600mm 相当、在来種の侵入した状況を想定) の 2 通りのモデルを用いた。なお、根茎密度は 3 水準 (根茎なし、根茎密度小、根茎密度大) に変化させて解析を行った。

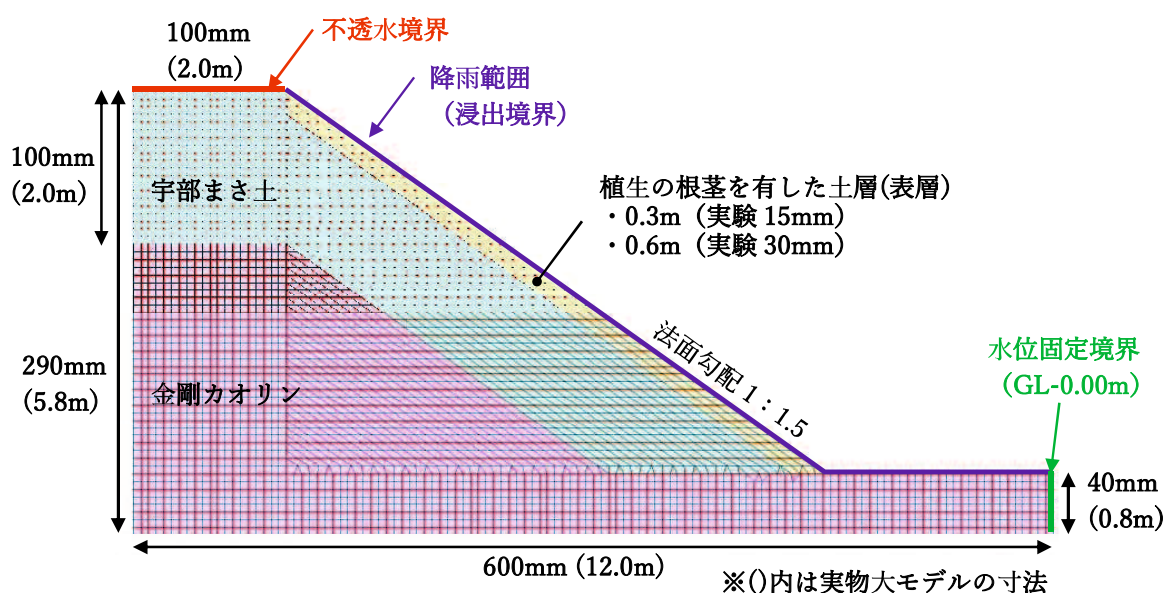


図 4.1.7 解析モデル

(2) 土質定数

表 4.1.4 に解析条件および解析に用いた土質定数の一覧を示す。既往の模型実験結果で用いた宇部まさ土については、綿糸の混入量(=根茎密度)に応じて、三軸圧縮試験(CUB: 圧密非排水条件)及び定水位透水試験を行った。不飽和浸透特性については、「河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)」²⁾のものを使用している。

粘着力 c については、スケール効果の影響が大きく、模型実験と実物大の解析で異なる値を採用した。模型実験では、根茎量の密度と深さの変化が法面の崩壊に及ぼす影響を検討するため、根茎量は模型実験にて崩壊が生じる量に調整した。実物大の解析に用いる粘着力については、福原³⁾が実際の植生の根茎に対して土質試験を行った結果を参考に設定した。図 4.1.8 に実際の堤防における根茎量と粘着力の関係を示す。福原によると根茎量が 0.010g/cm^3 以内の範囲では根茎量と根茎による強度増加に傾向は確認されていないとされているため、根茎量が 0.010g/cm^3 以上を対象とした。実際の植生の根茎の土質試験結果に綿糸を用いた実験結果を重ねると、ばらつきはあるものの相関がみられた。そこで、本研究では、模型実験の再現においては綿糸を用いた実験の結果を用い、実物大の解析については実際の植生の根茎の実験結果をもとに $c=5.0\text{kN/m}^2$ (根茎密度小)、 10.0kN/m^2 (根茎密度大) とした。せん断抵抗角については、表層付近のすべり破壊の検討するため、土被り圧が小さく密度が緩い状態と仮定し、模型実験と同様の $\phi=29.6^\circ$ を用いた。

表 4.1.4 土質定数一覧

材料名	金剛	綿糸	綿糸	綿糸	
	カオリン	混入なし	混入小	混入大	
根茎密度	—	根茎なし	小	大	
湿潤密度 ρ_t (kN/m^3)	14.4	16.7	16.7	16.7	
飽和密度 ρ_{sat} (kN/m^3)	15.4	17.7	17.7	17.7	
不飽和浸透特性	[C]	[S]	[S]	[S]	
綿糸混入量 (g/cm^3)	0	0	1.12×10^{-3}	2.24×10^{-3}	
粘着力 c' (kPa)	模型実験	10.0	0.2	0.5	0.8
	実物大	10.0	0.2	5.0	10.0
せん断抵抗角 ϕ' ($^\circ$)	模型実験	0.0	29.6	32.7	33.9
	実物大	0.0	29.6	29.6	29.6
透水係数 k (m/s)	1.0×10^{-8}	6.6×10^{-5}	1.1×10^{-4}	2.1×10^{-4}	

※不飽和浸透特性[C]:粘性土、[S]:砂質土

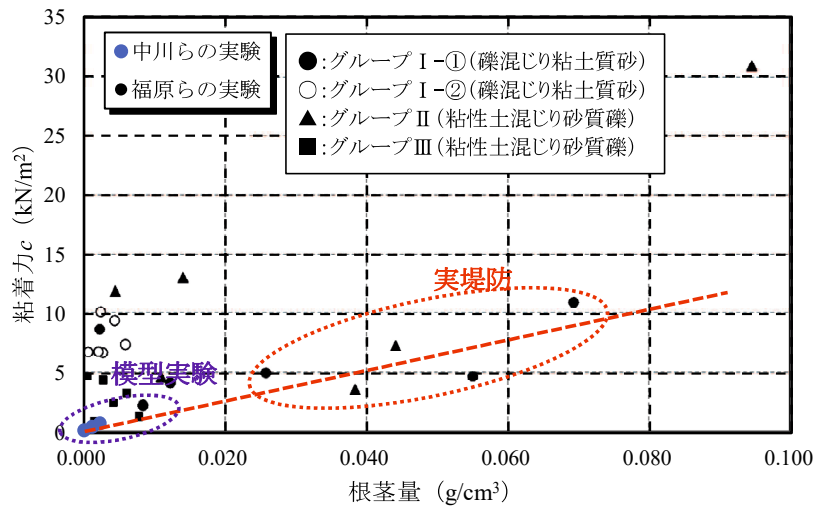


図 4.1.8 粘着力の比較図

4.1.3 浸透流解析結果

図 4.1.9 に模型実験の浸透流解析結果、図 4.1.10 に実物大の浸透流解析結果を示す。法面安定に影響する法尻付近の水位が上昇し始めた実験開始後 30 分（実物大 600 分）の降雨に対する浸潤線及び圧力分布を示す。模型実験における浸潤線を測定できていないため、解析結果については定性的な傾向を把握したものになる。表層部は堤体部よりやや透水性が良いため、表層部を流下する水量が多いため、浸潤線は法尻部より上昇していることがわかる。しかし、堤体全体の透水性がよいため、表層全体に水が溜まる前に、堤体および基礎地盤に排水され、浸潤線の上昇量は大きくないことがわかる。また、外力として降雨のみを与えているため、堤体に比べ、表層付近の圧力水頭が大きくなっていることがわかる。また、模型実験と実物大の解析を比較すると、模型実験の方が表層部の浸潤線が上昇する範囲が大きく、不飽和浸透特性のスケール効果の影響を受けているものと推測される。

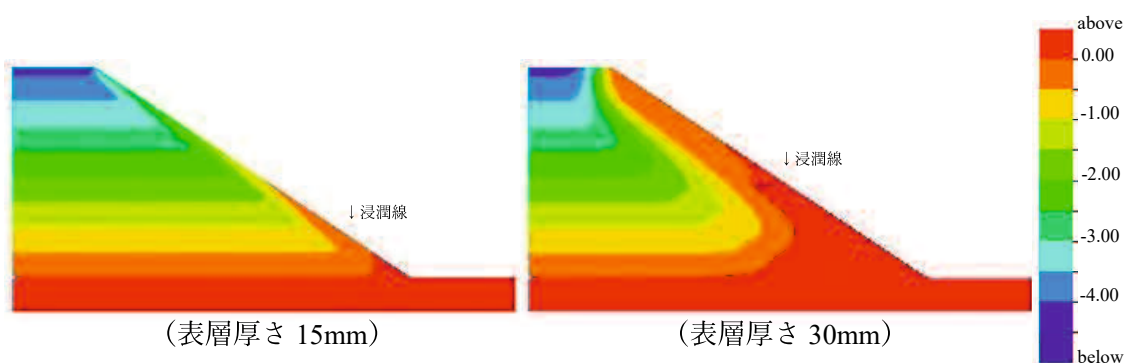


図 4.1.9 浸透流解析結果（模型実験）

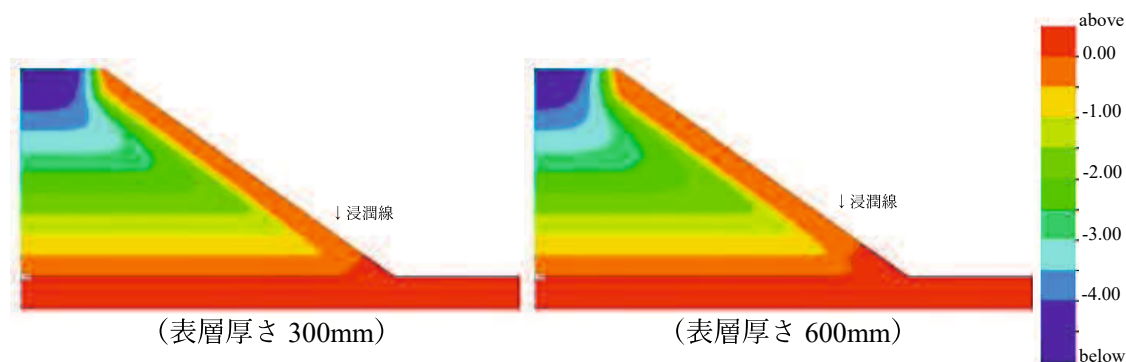


図 4.1.10 浸透流解析結果（実物大）

4.1.4 円弧すべり解析による解析結果

まず、円弧すべり解析にて模型実験の再現を試みた。浸透流解析で求めた実験開始後 30 分の浸潤線を用いて解析を実施した。図 4.1.11、表 4.1.5 に模型実験の円弧すべり解析の結果、図 4.1.12、表 4.1.6 に実物大の円弧すべり解析の結果を示す。

解析結果より、模型実験、実物大の解析ともに根茎密度が大きくなるに従い安全率が大きくなる傾向がみられ、解析においても根茎密度の影響は概ね再現できている。一方、根茎が深いほど安全率が大きくなり、模型実験の結果とは逆の結果となった。模型実験では土塊の重量が増加し深いすべりが発生しやすくなるのに対し、円弧すべり解析では、表層の厚さが大きい場合ほど、せん断抵抗の大きな範囲をより多く円弧内に含むことで抵抗力がより大きくなる影響の方が強いと考えられる。また、解析モデルのスケールを実物大にした場合も同様の結果が得られた。実物大の解析では、粘着力を模型実験より大きくしたにも関わらず、安全率が低くなった。これは解析モデルのスケールが小さく、粘着力の影響が過大に出ており、安全率が大きくなっているものと推測される。

これらの結果より、円弧すべり解析では、植生の根茎の深さによる影響の再現に限界がある可能性があることが確認された。

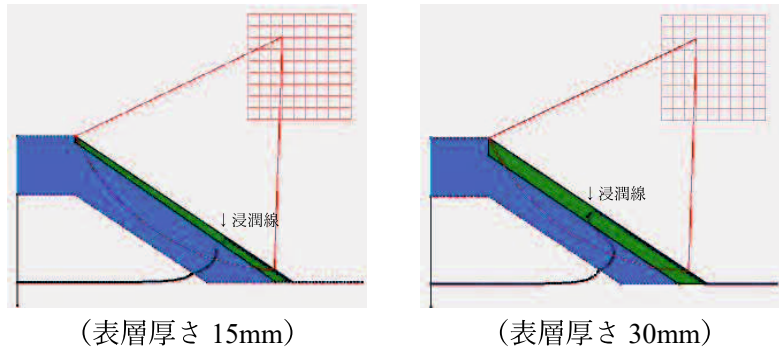


図 4.1.11 円弧すべり解析結果（模型実験）

表 4.1.5 円弧すべり解析結果（模型実験）

表層厚さ	根茎なし	根茎密度小	根茎密度大
15mm	1.49	1.60	1.70
実験状況*	すべりあり	すべりあり	すべりなし
30mm	1.43	1.69	1.95
実験状況*	すべりあり	すべりあり	すべりあり

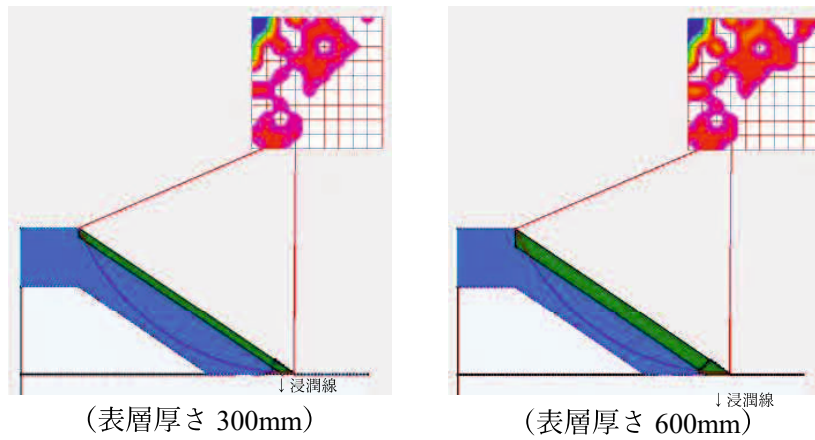


図 4.1.12 円弧すべり解析結果（実物大）

表 4.1.6 円弧すべり解析結果（実物大）

表層厚さ	根茎なし	根茎密度小	根茎密度大
300mm	0.92	1.03	1.10
600mm	0.92	1.10	1.26

4.1.5 SPHによる解析結果

SPH解析では、初期状態では96,184個のSPH粒子は均一に0.02mの初期粒子間隔で配置して解析を実施した。図4.1.13にSPH法による小型模型実験の解析結果を示す。SPH法では、安定解析と同様に実験開始後30分の浸潤線及び圧力分布を用いて解析を行った。境界条件として、モデル左右端にすべり境界、底面に固定境界を設定した。境界には仮想粒子を配置し、境界処理に起因するひずみや応力が発生しないようにした。SPH法の解析では安全率を算出することはできないため、変形とせん断ひずみの分布を示す。

(1) 模型実験の再現解析

模型実験の解析では、すべてのケースにてすべりは発生しない結果となった。SPH法の解析ですべりが発生しなかった理由として、解析モデルのスケールが小さく、粘着力の影響が過大に出ているものと推測される。今後、SPH法を用いて模型実験サイズの解析を行うためには、各パラメータのスケール効果による影響を検証し、補正を行う必要があると考える。

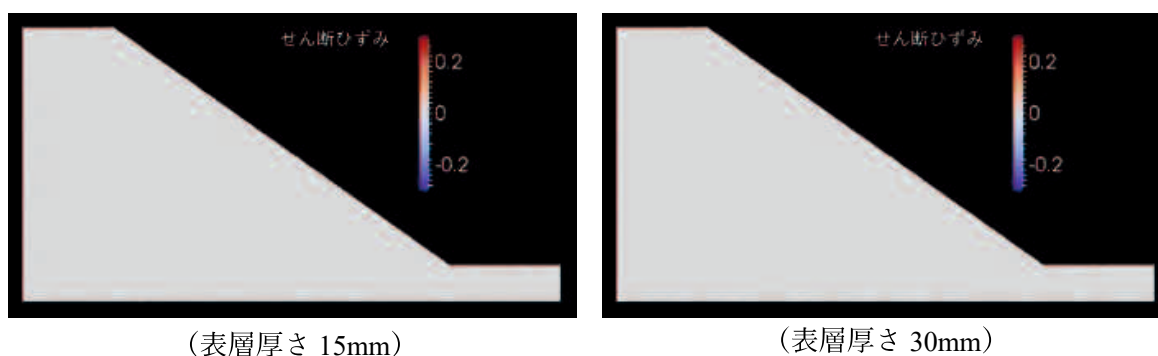
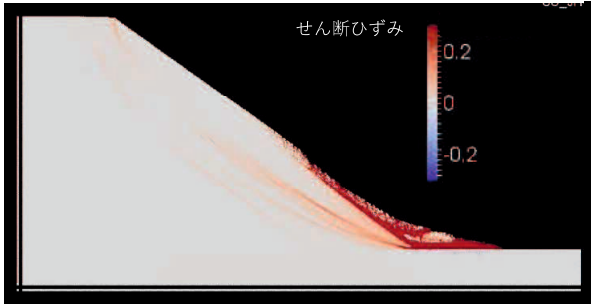


図4.1.13 SPH解析結果（模型実験）

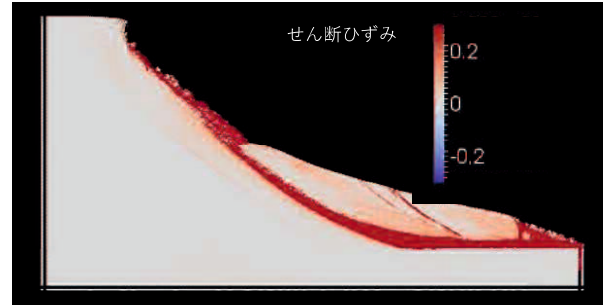
(2) 実物大モデルの解析結果

次に実物大の解析モデルを用いたSPH法の解析結果を図4.1.14～図4.1.16に示す。図より、堤体内の浸潤線が法尻に一部に存在する場合、表層部に变形が発生した。そこから、根茎の層厚の違いによって堤防の变形のモードが異なる結果となった。層厚が小さい場合は法尻部に小さなすべりが発生するに留まり、層厚が大きな場合（土塊重量が大きくなる場合）はより深いすべりへと進行した。また、根茎密度が大きい場合（粘着力 c が増加した場合）において、表層厚が小さい方が法面の变形量が小さくなることが確認された。

これらからの結果から、SPH法では円弧すべり法の解析と異なり、根茎深さの影響を比較的よく再現できることが示唆された。ただし、今回の検討においては実際の法面の变形量等を定量的に評価したものではないため、定性的な評価を行ったものである。

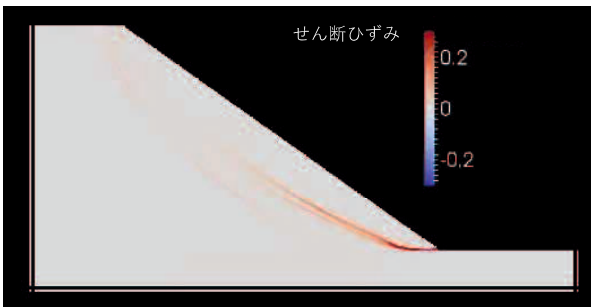


(表層厚さ 300mm)

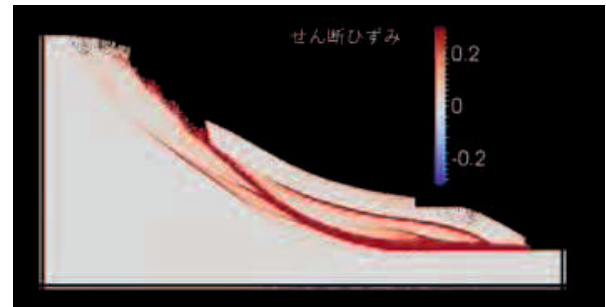


(表層厚さ 600mm)

図4.1.14 SPH解析結果 (根茎なし, 実物大)

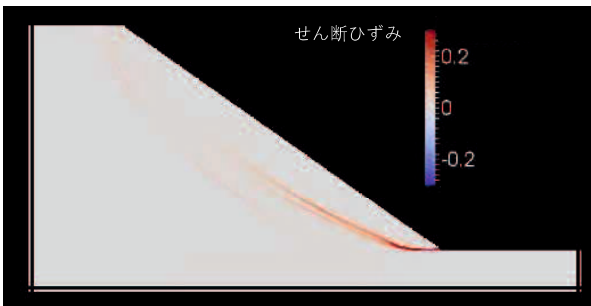


(表層厚さ 300mm)



(表層厚さ 600mm)

図4.1.15 SPH解析結果 (根茎密度小, 実物大)



(表層厚さ 300mm)



(表層厚さ 600mm)

図4.1.16 SPH解析結果 (根茎密度大, 実物大)

4.1.6 まとめ

本節では、植生すべりに関する模型実験の再現解析を実施した。円弧すべり解析では根茎密度が大きくなるに従い、安全率が大きくなる傾向は再現できたが、根茎深さについては、実験とは異なる傾向を示した。原因としては、円弧すべり解析では、表層の厚さが大きい場合ほど、せん断抵抗の大きな範囲（根茎を含む土層）をより多く円弧内に含み、高い安全率を示すためと考えられる。

一方、SPH法を用いた解析では、模型実験の解析では、すべりが発生しなかったが、実物大の解析では模型実験結果と同様の傾向が確認された。SPH法を用いることで、根茎密度や根茎の深さによる影響を比較的良好に再現できることが示唆された。しかし、SPH法についても粘着力に非常に敏感であり、模型実験サイズの再現については困難であることがわかった。今後、各パラメータのスケール効果による影響を検証し、補正を行う必要がある。

【参考文献】

- 1) 中川翔太・山本周平・森啓年・佐古俊介・下川大介:植生の根茎を考慮した堤防天端からの排水集中による法面すべりに関する模型実験, 河川技術論文集, Vol.25, pp.511-516, 2019.
- 2) 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),
http://www.jice.or.jp/cms/kokudo/pdf/tech/material/teibou_kouzou02.pdf, (参照2018.10.1).
- 3) 福原直樹, 森啓年, 服部敦:植生の根茎が河川堤防 法面の浸透・強度特性に与える影響, 河川技術論文集, Vol.20, pp.491-496, 2014.

5. 現場の再現解析

5.1 筑後川のすべり破壊に関する再現

5.1.1 被災状況

本節では、2015年8月に発生した筑後川の被災についての再現解析を実施した。筑後川では、2015年8月の台風15号の影響により、総雨量約140mm、時間雨量最大73mmという猛烈な降雨により被災が発生した（図5.1.1参照）。しかし、水位は平常時よりも40cm高い程度の水位であったが、筑後川左岸大善寺地先18.310k～18.360k区間において表法面の法崩れが発生した（図5.1.2参照）。

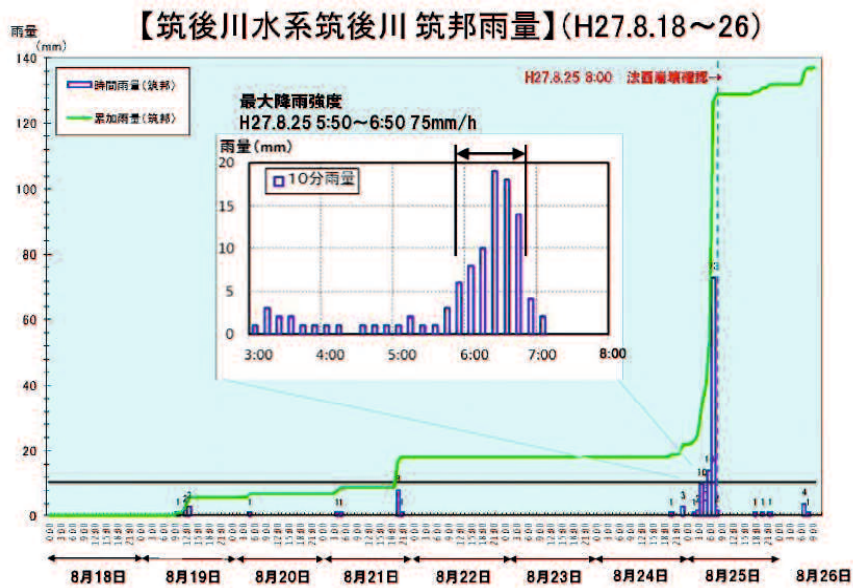


図 5.1.1 雨量・累積雨量の時間変化¹⁾

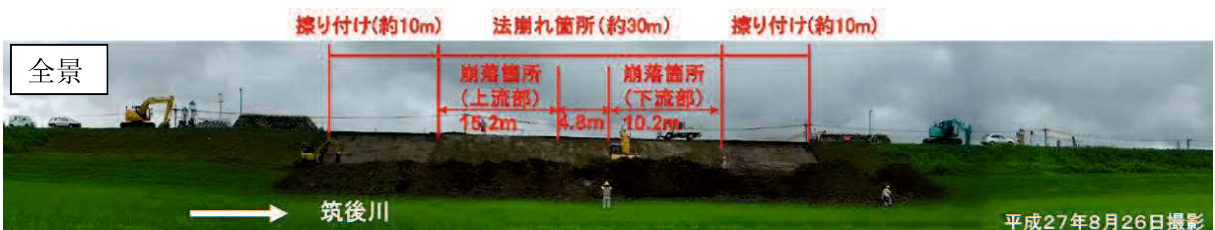


図 5.1.2 被災状況¹⁾

MMS を用いた調査結果によると、被災箇所付近の天端路面部は、上下流堤防の標高の高い区間に挟まれた標高の低い区間に位置していることが分かる（図 5.1.3、図 5.1.4 参照）。また、端の排水状況に関しては、川裏側の歩車道境界ブロックには約 10cm の半円状の雨水排水のための孔が 8m 間隔で設けられているが、被災後の調査によると、これらの排水孔には土砂が堆積して完全に閉塞したものや、土砂の堆積によって大きさが小さくなったもの等が確認され、短時間の豪雨時には、排水不良によって天端に水たまりができやすい状況であった（図 5.1.5 参照）。

これらの状況により、台風 15 号によって時間 75mm といった非常に強い降雨があり、雨水が崩壊区間近傍で集中して排水されたと想定される（図 5.1.6 参照）。

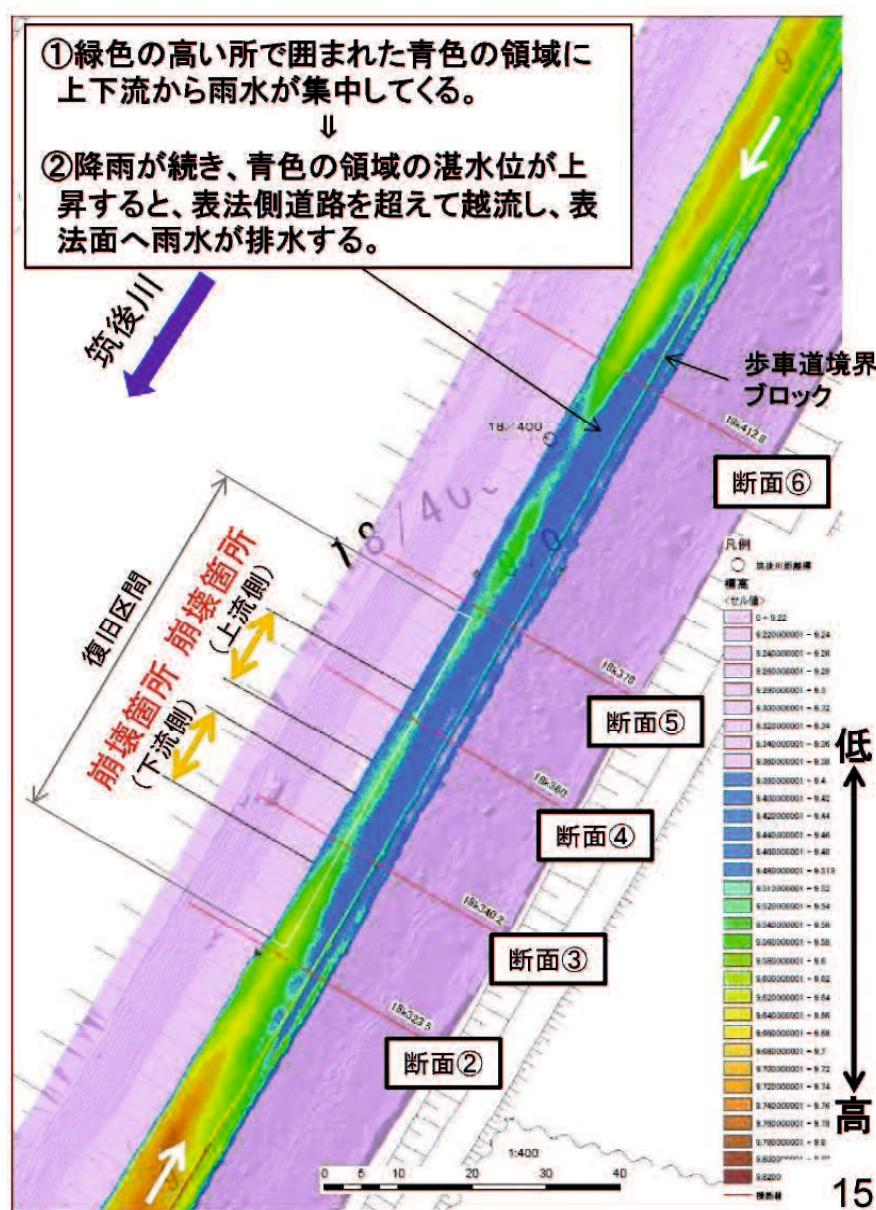


図 5.1.3 堤防天端標高コンター図¹⁾

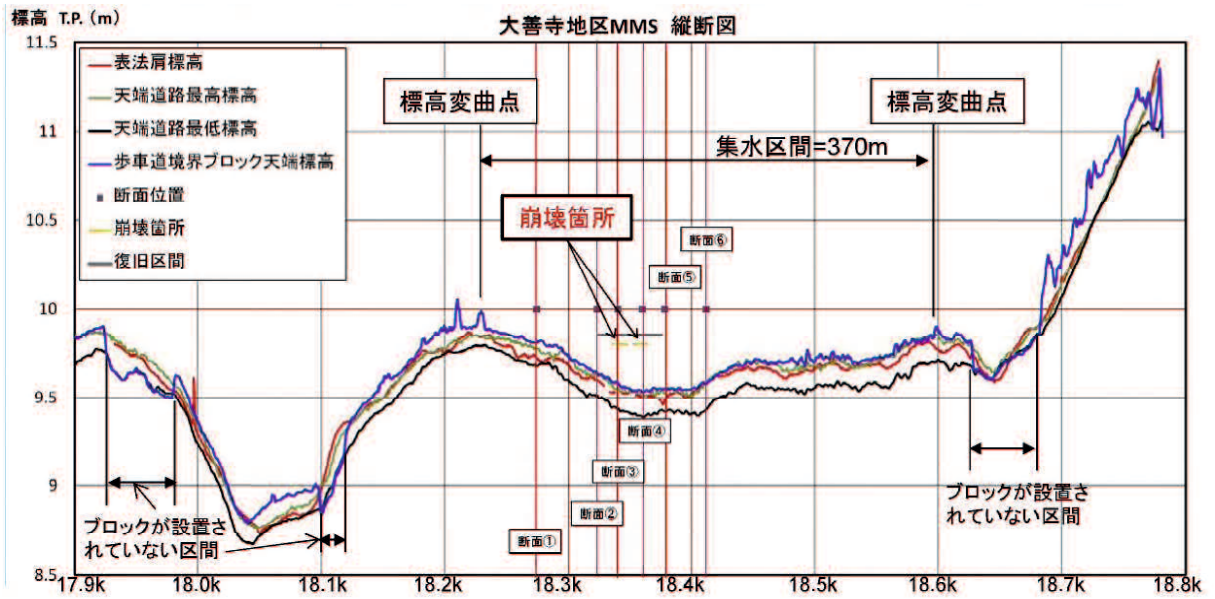


図 5.1.4 MMS 調査結果 (堤防縦断面形状) ¹⁾

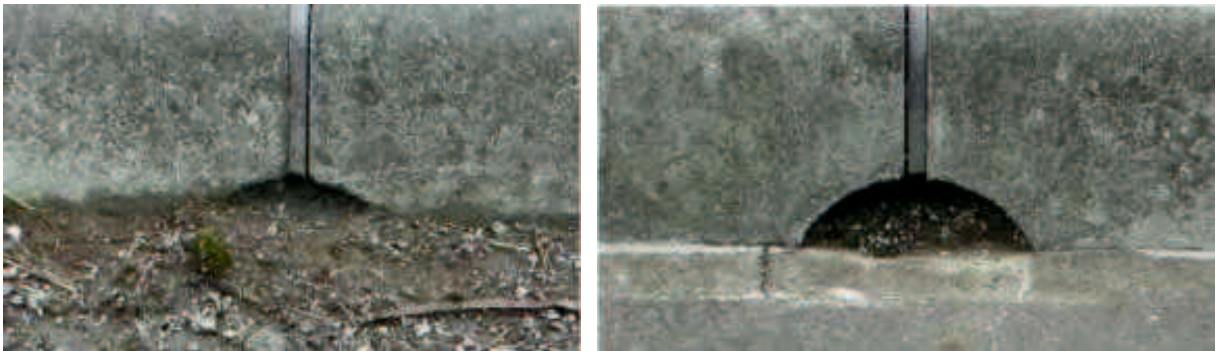


図 5.1.5 排水孔目詰まり状況 ¹⁾

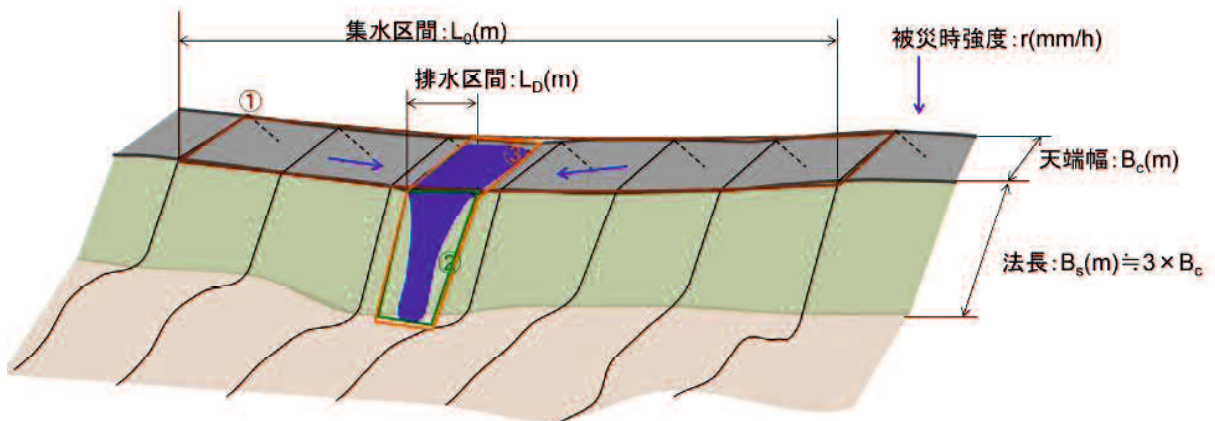


図 5.1.6 排水集中によるの雨量強度増加の概念図 ¹⁾

被災箇所付近の地質推定断面図を図 5.1.7 に示す。堤体土質については、昭和 28 年以前に築堤された粘性土による旧堤（Bc1 層、Bsc1 層、Bcs1 層）に、シルト層（Bc2）で 1.5m～2m 程度嵩上げされた堤防がもともとの堤防であり、その後、若干の拡幅、嵩上げが行われている（Bsc3、Bk4）。また、崩壊した Bc2 層は他の地層と比較すると間隙比が大きく、現場透水試験より、他の粘性土層よりも高い透水性（ $2.27 \times 10^{-3} \sim 3.06 \times 10^{-4} \text{m/s}$ ）を示しており、比較的水が浸透しやすい状況であった。

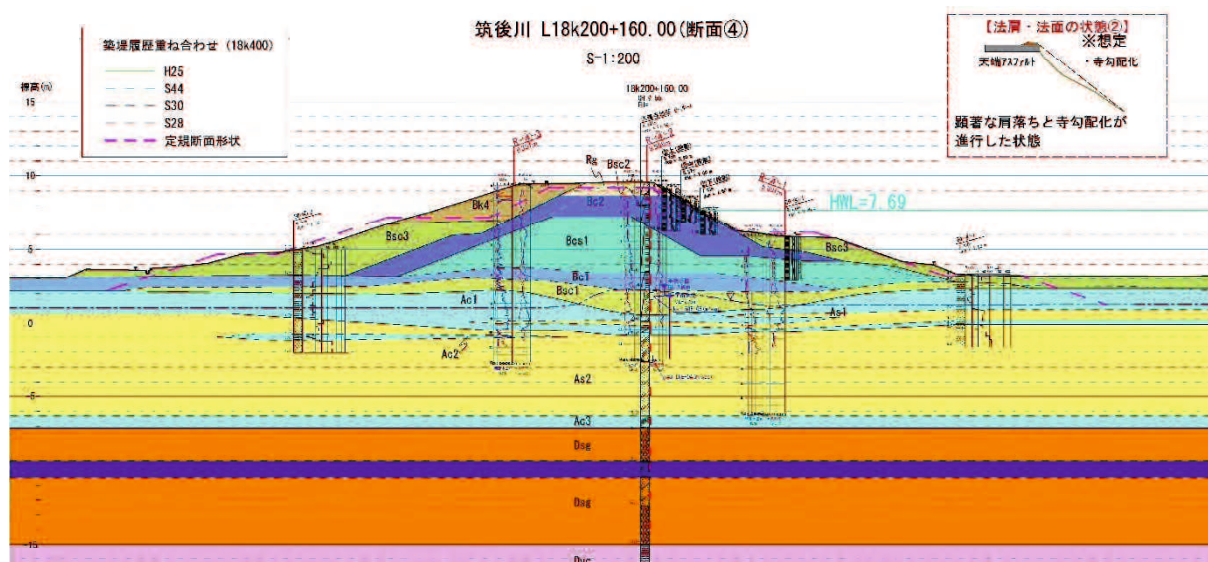


図 5.1.7 地質推定断面図¹⁾

5.1.2 安定解析を用いた検討

これらの条件を用いて、飽和不飽和浸透流解析と安定解析による検討が実施された。表 5.1.1 に解析に用いた土質定数一覧を示す。表 5.1.2 に安定解析結果の一覧を示す。降雨外力として被災時の実績降雨に加えて、天端の上下流から集中してきた雨水を雨水排水として付加した検討が実施されている。天端からの排水量を勘案した降雨強度 r' は被災時降雨強度 r の 2.5 倍に相当したと推定される。被災時の降雨条件で解析を実施した場合、 $F_s = 1.38$ となり、天端への雨水排水の集中を考慮して解析を行った結果、 $F_s = 0.96$ となり、崩壊の有無の基準である $F_s = 1.0$ を下回る結果となっている。

表 5.1.1 土質定数一覧（安定解析）

No.	土質名	湿潤単位 体積重量	飽和単位 体積重量	せん断 抵抗角	粘着力
		(kN/m ³)	(kN/m ³)	(°)	(kN/m ²)
1	Rg	20.0	20.0	40.0	1.0
2	Bc2	16.6	16.6	31.5	1.3
3	Bcs1	17.4	17.4	7.1	20.5
4	Bc1	16.4	16.4	1.4	58.3
5	Bsc3	17.9	17.9	0.0	275.0
6	Bk4	18.0	18.0	0.0	275.0
7	Bsc3	17.9	17.9	0.0	275.0
8	Bcs1	16.9	16.9	14.6	36.7
9	Ac1	16.6	16.6	1.7	67.0
10	As1	17.0	17.0	25.0	0.0
11	Ac2	17.0	17.0	29.0	0.0
12	Ac3	16.6	16.6	1.7	67.0
13	As1	16.6	16.6	1.7	67.0
14	As2	20.0	20.0	38.0	0.0
15	Dsg	18.0	18.0	0.0	390.0
16	Dvc	20.0	20.0	38.0	0.0

表 5.1.2 円弧すべり解析結果¹⁾

天端排水集中 状況	安全率	
	被災時降雨	被災時降雨 +天端排水集中
1.2 倍	1.38	1.38
1.5 倍		1.10
2.0 倍		1.08
2.5 倍		0.96
3.0 倍		0.81

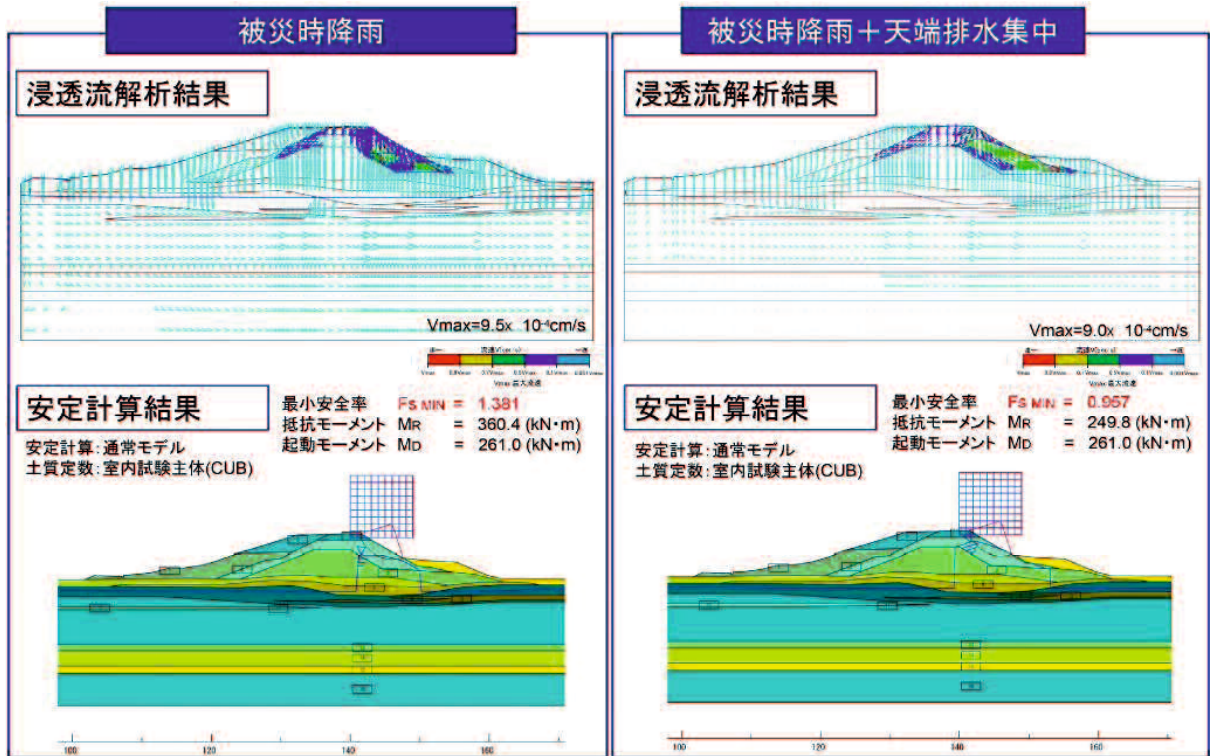


図 5.1.8 浸透流解析結果および円弧すべり解析結果¹⁾

5.1.3 SPH 法を用いた検討

5.1.2 節に示す安定解析と同じ条件にて SPH 法による解析を実施した。解析に用いた土質定数を表 5.1.3 に示す。なお、ヤング率 ($E = 1.0 \times 10^4 \text{kPa}$) とポアソン比 ($\nu = 0.3$) については一般的な値を用いた。浸透流解析モデルを図 5.1.9 に示す。初期状態では 547,085 個の SPH 粒子は均一に 0.05m の初期粒子間隔で配置した。SPH 法に与える間隙水圧分布は、円弧すべりと同様の降雨条件として浸透流解析を行い、その結果を反映した。降雨強度は、降雨の排水集中を考慮し、降雨強度を 1.0~3.0 倍に設定した (図 5.1.10 参照)。それぞれの降雨条件での浸透流解析結果を図 5.1.11 に示す。なお、解析結果は、最大降雨時の結果を示す。

表 5.1.3 土質定数一覧 (筑後川)

No.	土質名	浸透流解析				安定解析				備考
		透水係数	不飽和 浸透特性	有効 間隙率	比貯留 係数	湿潤単位 体積重量	飽和単位 体積重量	粘着力	せん断 抵抗角	
		(m/s)				(kN/m^3)	(kN/m^3)			
1	Rg	1.00E-04	1	0.2	0.0001	20.0	20.0	1.0	40.0	路盤材料
2	Bc2	1.72E-05	3	0.1	0.001	16.6	16.6	1.3	31.5	粘性土
3	Bcs1	1.00E-07	3	0.1	0.001	17.4	17.4	20.5	7.1	粘性土
4	Bsc3	1.00E-07	3	0.1	0.001	17.9	17.9	275.0	0.0	中間土
5	Bk4	1.00E-07	3	0.2	0.0001	18.0	18.0	275.0	0.0	改良盛土

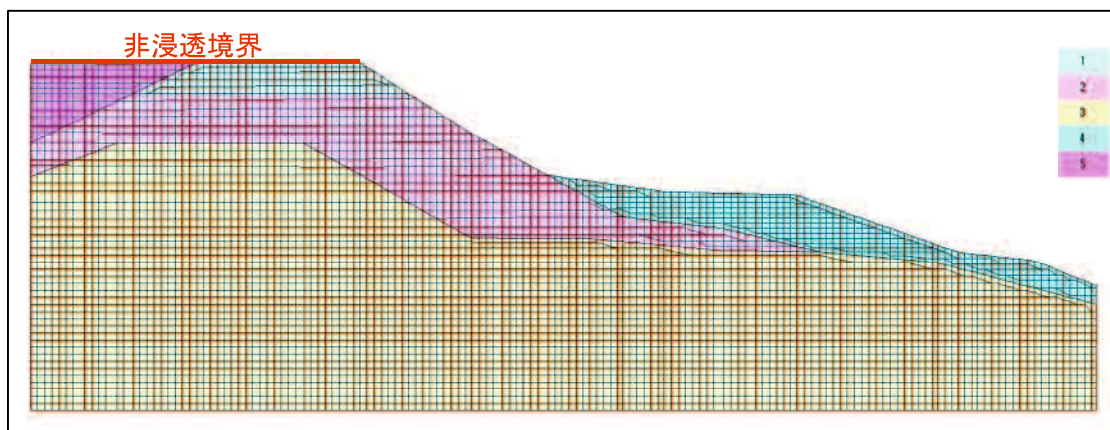


図 5.1.9 浸透流解析モデル

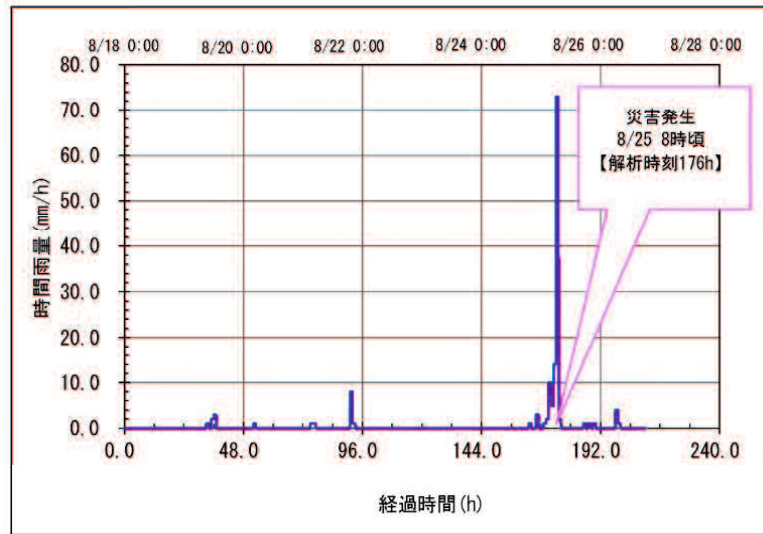


図 5.1.10 降雨条件

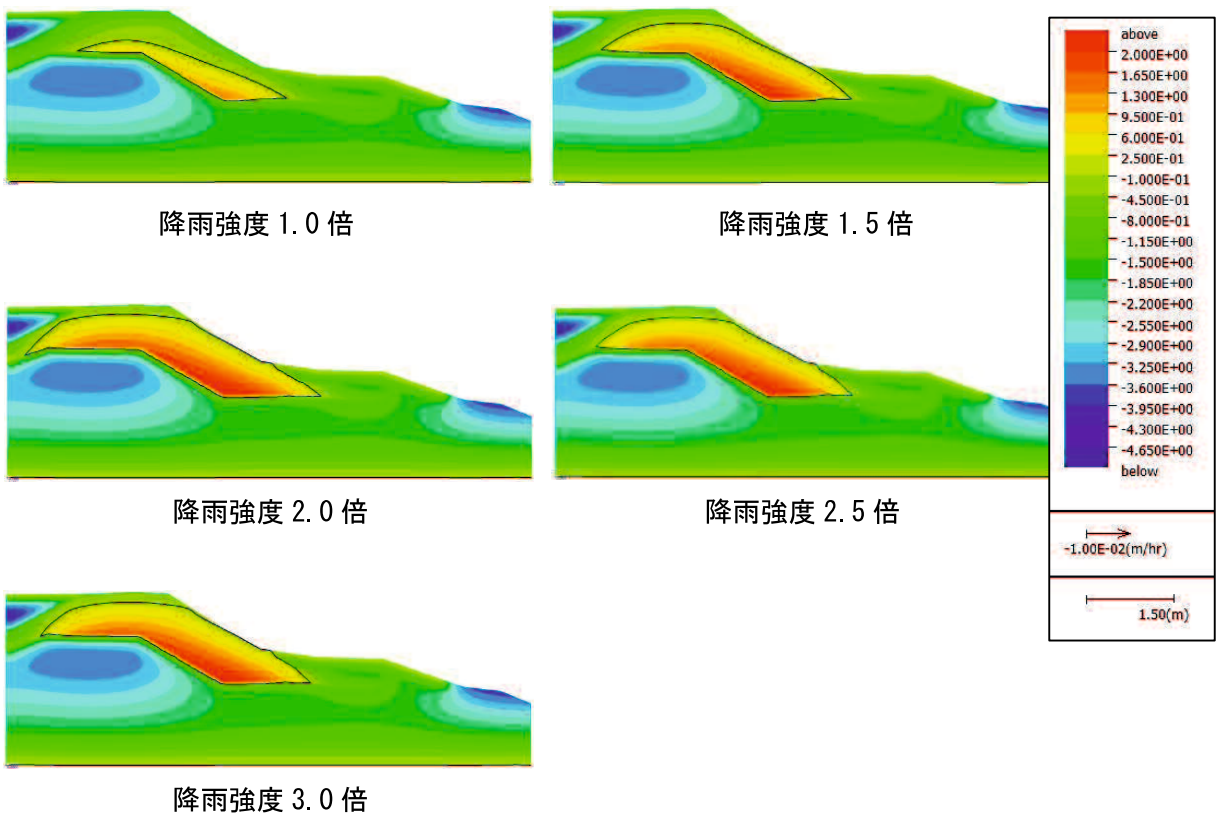


図 5.1.11 浸透流解析結果（最大降雨時）

図 5.1.12 に SPH 法による解析結果を示す。通常の降雨強度（降雨強度 1.0 倍）では、法尻部にせん断ひずみは生じるものの、変状には至らなかった。そこで、降雨強度を 1.5 倍以上になると、法面すべりが生じた。降雨強度が大きくなると、やや粒子の移動距離が大きくなるものの、降雨強度の違いによる変化はあまりみられなかった。これは、浸透流解析の結果にて、降雨強度が増加しても、B2 層内の浸潤線、間隙水圧分布にあまり差がみられなかったことが原因である。また、円弧すべり解析と比較すると、法面すべりが発生する降雨強度に差がみられ、SPH 法による解析の方が少ない降雨で被災する結果となった。被災時の法面へ流下した正確な流量を計測できていないため、今後、検討を進めていく必要がある。

また、B2 層の下部においてもせん断力が生じており、川表側の抑え盛土によって抑えられていることも解析で表現されている。ただし、これは、B2 層を均質と仮定した場合の結果であり、実際の現場状況とは異なる可能性が高い。

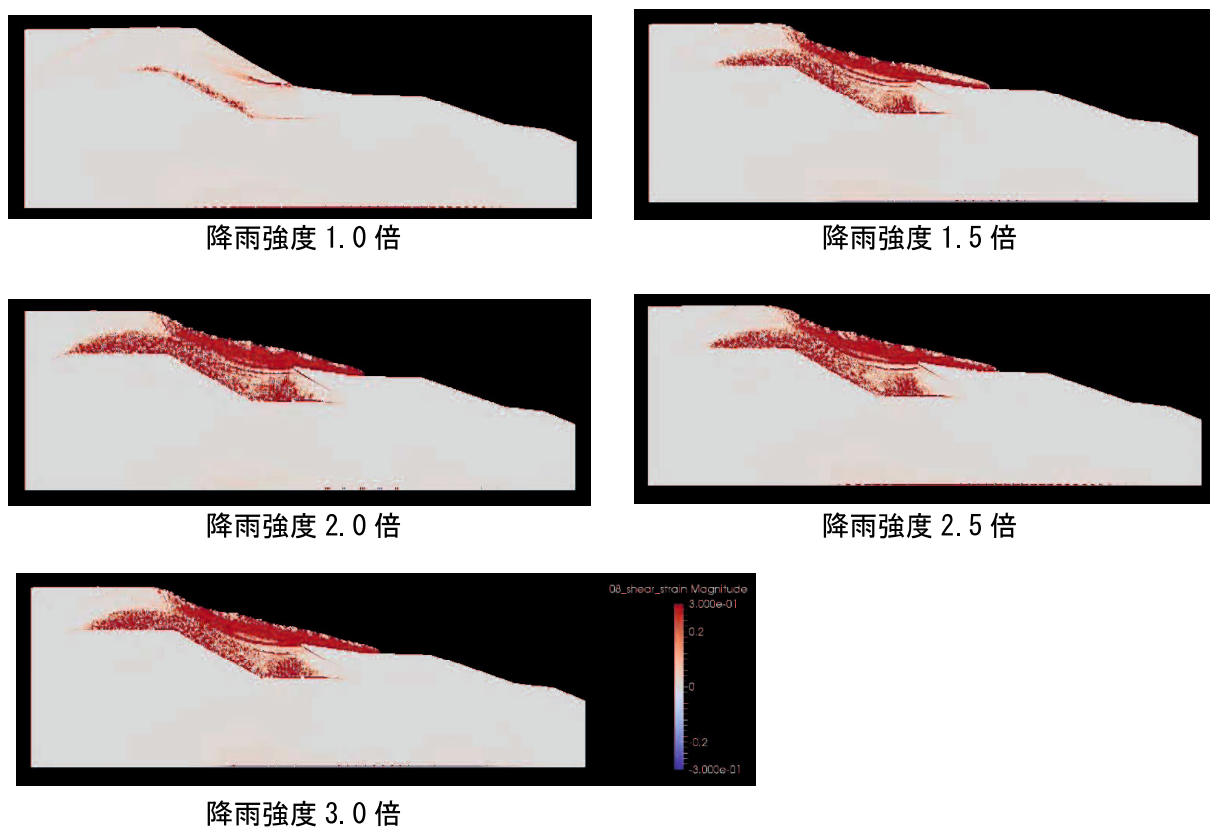


図 5.1.12 SPH 解析結果（最大降雨時）

5.2 子吉川のパイピングおよびすべりに関する再現

5.2.1 被災状況

子吉川では、平成 25 年 7 月 7 日～8 日および 10 日～13 日にかけて、気圧の谷と梅雨前線の影響による降雨があり、7 月期の雨量としては観測史上第 1 位を記録した。また、この降雨により子吉川右岸 10.8k 地点では、56 時間にわたり河川水位が堤内地盤高を超過した（図 5.2.1 参照）。この降雨により、法肩に到達する法面すべりが発生し、堤内地側への漏水（内水）と多数の噴砂跡が確認されている（図 5.2.2 参照）。被災後の開削調査では、難透水性の被覆土層を破って基礎地盤の砂質土が噴出し、その上に堤体の砂質土崩壊している様子が観察された（図 5.2.3 参照）。しかし、すべりと噴砂の発生順序などその進行過程には不明なところが多い。

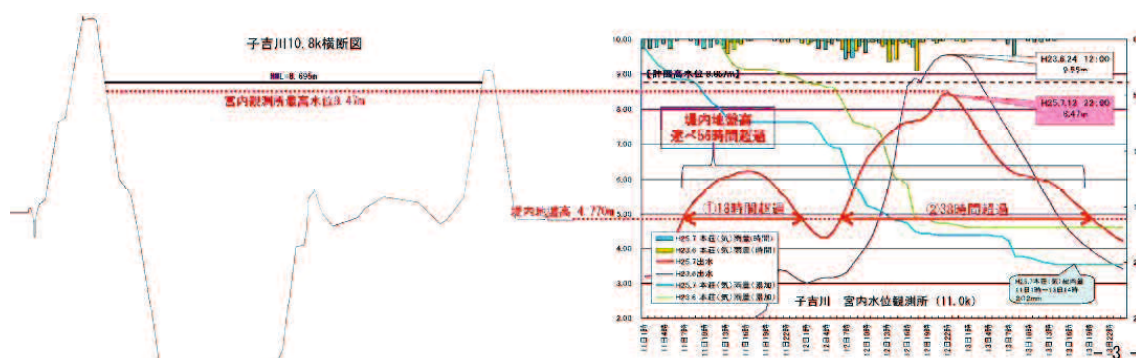
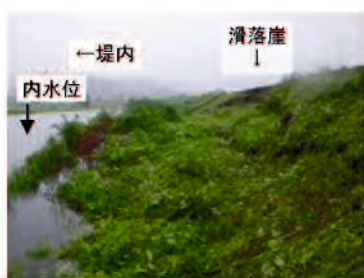


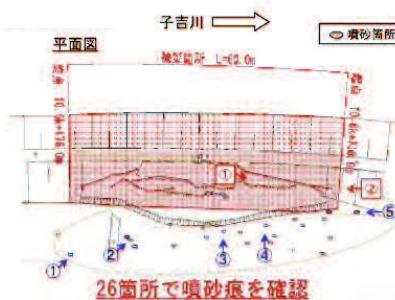
図 5.2.1 2017 年子吉川出水概要²⁾



①被災箇所全景



②堤内地側内水状況



③噴砂状況



図 5.2.2 被災状況²⁾

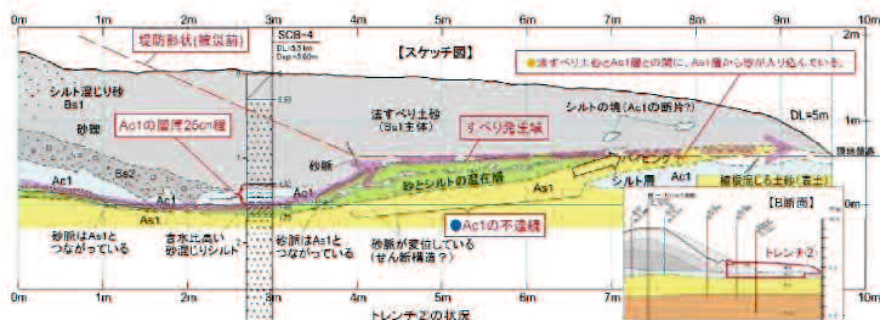


図 5.2.3 開削調査結果（法尻付近の状況）²⁾

被災箇所地質推定断面図を図 5.2.4 に示す。堤体盛土は、Bc 層（粘性土）、Bs1 層（砂）、Bs2 層（砂）の 3 層で構成される。Bc 層は砂混じりシルト、Bs1 層は礫混じり砂、Bs2 層はシルト混じり砂が主体である。盛土層の N 値は 3 程度であり、締まりが悪いと言える。基礎地盤は、上位より Ac1 層（粘性土）、As1 層（砂）、Ag1 層（礫）等で構成され、Ac1 層はシルト主体、As1 層は細砂～中砂であるが、下位ほど礫の混入が多くなる。

また、被災した範囲においては、川表に比べて川裏の Ac1 層が薄いこと、被災箇所法尻部は、被災箇所の外側に比べて相対的に Ac1 層が薄く（厚さ数 10 cm）、Ac1 層と As1 層との境界付近には、砂とシルトの混在した層が確認された（図 5.2.5 参照）。

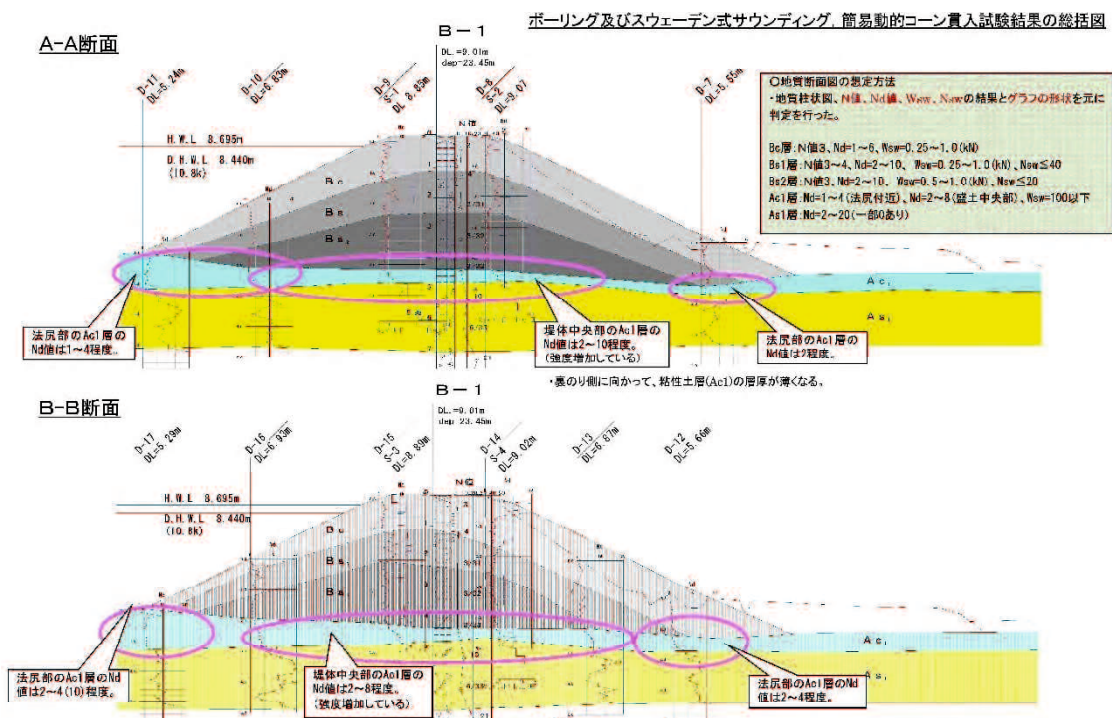


図 5.2.4 子吉川地質推定断面図²⁾

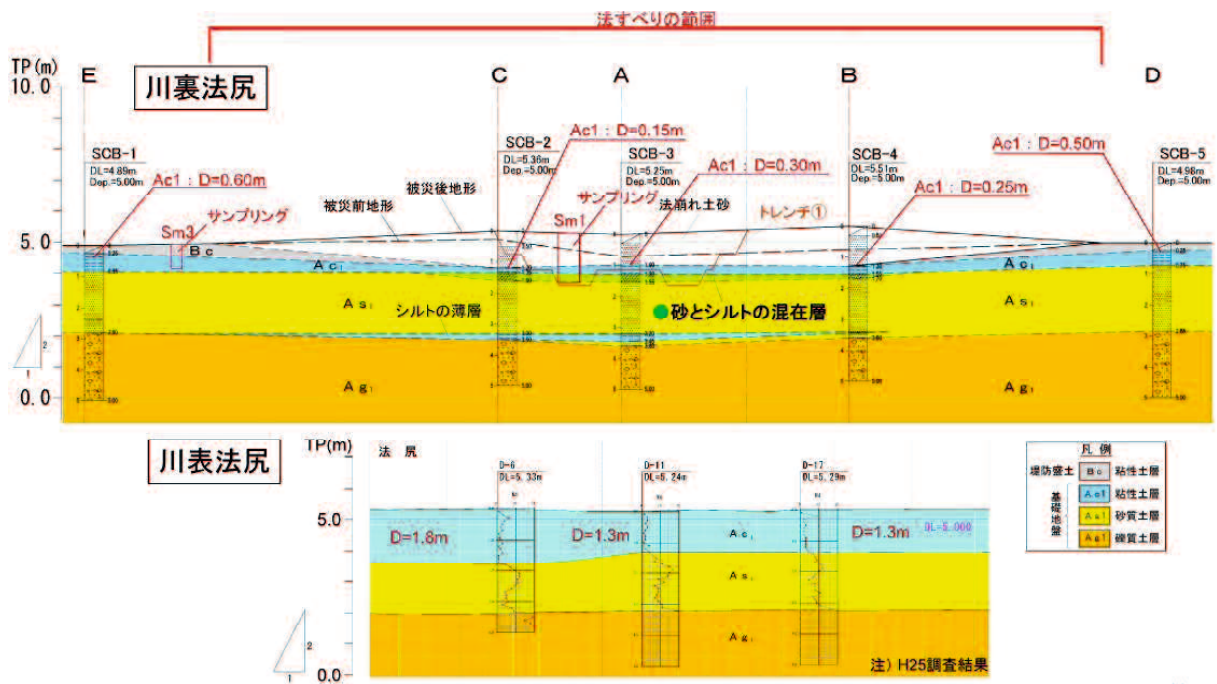


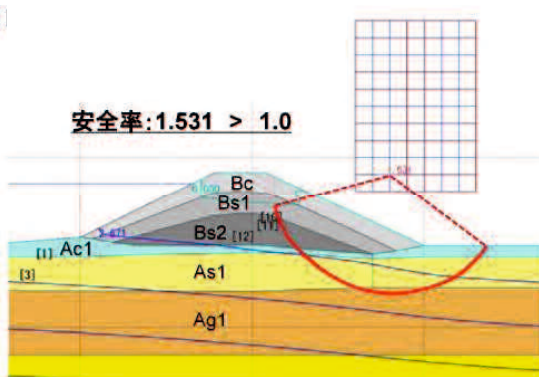
図 5. 2. 5 川裏および川表の法尻部縦断図²⁾

5.2.2 安定解析を用いた検討

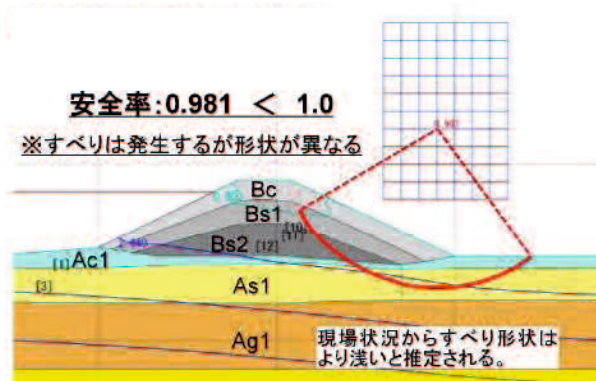
これらの条件を用いて、飽和不飽和浸透流解析と円弧すべり解析による検討が実施された。表 5.2.1 に解析に用いた土質定数一覧を示す。浸透流解析結果から法尻部の揚圧力を検討した結果、G/W が 1 以下となり、噴砂、パイピングが発生しやすい条件であることがわかった。次に、安定解析の検討結果では、調査結果より得られた土質強度で安定解析を実施した結果は、安全率 F_s が 1 以上となり法面すべりが生じない結果となった（図 5.2.6①）。そこで、降雨等に伴うせん断強度の低下（粘着力、内部摩擦角）を想定して安定解析を実施した結果、安全率 F_s が 1 を下回る結果となった。しかし、図 5.2.6②に示すように、すべり面が深くなり、被災した堤防形状は現地状況とは合わなかった。そこで、堤体にテンションラックを想定して解析を実施した結果、安全率が 1 を下回り、すべり面も浅く、現地被災状況に近い結果となった（図 5.2.6③）。

表 5.2.1 土質定数一覧（安定解析）²⁾

地層 番号	層記号	単位体積重量 (kN/m ³)		粘着力 C kN/m ²	内部摩擦角 ϕ 度	透水係数 k (cm/sec)	比貯留係数 S (1/m)
		湿潤重量 γ_t	飽和重量 γ_{sat}				
①	Bc1	16.5	17.0	54.0	3.5	1.00E-05	1.00E-03
②	Ac1	15.5	16.0	29.0	3.5	1.00E-05	1.00E-03
③	As1	17.0	17.5	8.0	30.5	5.50E-03	1.00E-04
④	Ag1	19.5	19.5	8.5	31.5	7.50E-02	1.00E-04
⑤	As2	19.0	19.0	0.0	35.0	4.00E-02	1.00E-04
⑥	Ac2	16.0	16.0	41.0	0.0	1.00E-05	1.00E-03
⑦	As3	18.5	18.5	0.0	28.0	9.50E-03	1.00E-04
⑧	Ac3	16.5	16.5	47.0	0.0	1.00E-05	1.00E-03



① 調査結果より得られた土質定数



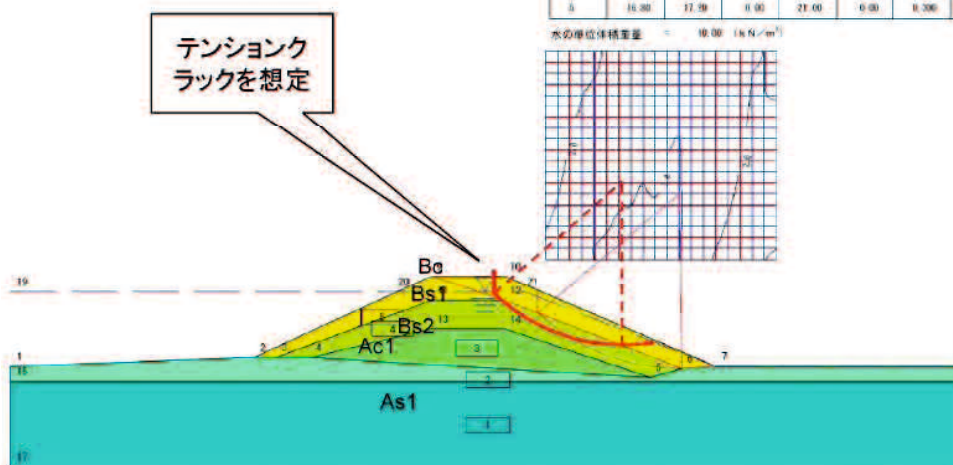
② 降雨に伴う強度低下を考慮

すべり形状を再現するにあたり、堤体表層の粘性土にテンションクラックを設定することで、再現性は向上する。

最小安全率	$F_s \text{ MIN} =$	0.877
円弧の中心	X	17.90 (m)
	Y	7.10 (m)
	半径	8.00 (m)
	抵抗モーメント	$M_R = 372.0 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$
	起動モーメント	$M_U = 424.1 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$

層番号	飽和密度 (kN/m^3)	湿潤密度 (kN/m^3)	内部摩擦角 -度	粘着力 (kN/m^2)	粘聚力 一定係数	水平透水性	垂直透水性
1	18.00	18.00	25.70	5.10	0.00	0.000	0.000
2	18.00	17.00	0.00	20.00	0.00	0.000	0.000
3	18.50	20.00	20.70	5.20	0.00	0.000	0.000
4	18.20	18.30	26.00	0.00	0.00	0.000	0.000
5	18.00	17.50	0.00	21.00	0.00	0.000	0.000

水の単位体積重量 = 10.00 (kN/m^3)



③ テンションクラックを用いて計算した結果

図 5.2.6 安定解析結果²⁾

5. 2. 3 SPH 法を用いた検討

土質定数は被災後の調査結果を用い、土質定数および解析モデルを表 5.2.2 および図 5.2.7 に示す通り設定した。初期状態では 50,581 個の SPH 粒子は均一に 0.05m の初期粒子間隔で配置した。なお、ヤング率 ($E = 1.0 \times 10^4 \text{kPa}$) とポアソン比 ($\nu = 0.3$) については一般的な値を用いた。本検討では、解析にあたり、一時的に粘着力 ($c = 1.0 \times 10^6 \text{kPa}$) を増加させ、0.3 秒間事前解析を実施し、重力による応力がモデル内に作用するようにした。事前解析後、粘着力を本来の設定値に戻し、SPH 粒子の動きがほとんどみられなくなるまで本解析を実施した。

表 5. 2. 2 土質定数一覧

材料 番号-色	湿潤密度 kg/ m ³	飽和密度 kg/ m ³	粘着力 kPa	内部摩擦角 度
1-青	1,680	1,720	0.0	21.0
2-紫	1,830	1,930	0.0	36.0
3-水	1,850	2,000	6.0	33.7
4-黄	1,600	1,700	20.0	0.0
5-赤	1,800	1,900	5.1	31.7

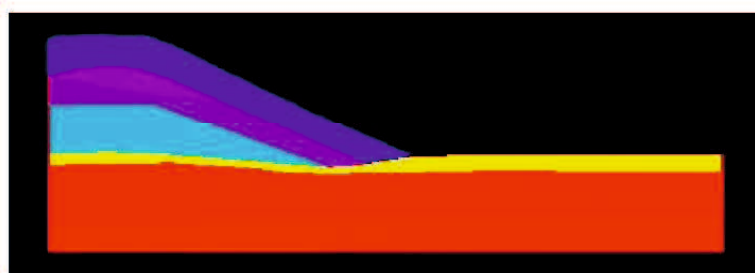


図 5. 2. 7 解析モデル (色 : 材料番号)

表 5.2.2 に示す土質試験から求めた土質定数を用いて解析を実施した結果を図 5.2.8 に示す (CASE1)。解析の結果、図に示す様に変状は見られなかった。

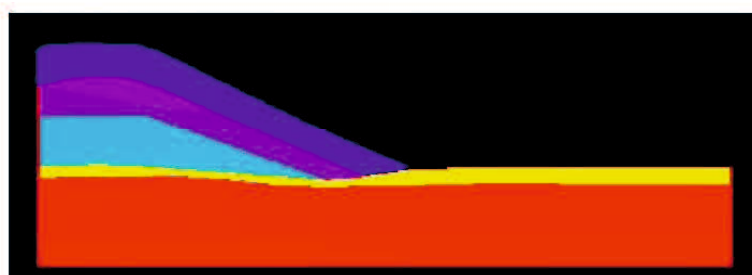


図 5. 2. 8 CASE1 解析結果 (色 : 材料番号)

そこで、CASE2 では、現地状況等から各層の土質定数の設定値を変更して解析を実施した。現地確認結果から降雨による内水が確認されていることから、内水によって被覆土層の強度低下があったと仮定して、堤内地及び材料番号 1、2 に接する被覆土層部 (材料番号 4 の一部) の粘着力 c を 4.0kPa に低下させ、噴砂がみられた基礎地盤の砂質土層 (材料番号 5) についても、間

隙水圧の上昇によって有効応力の低下があったと仮定し、粘着力 c を 0.0kPa に低下させた。あわせて、崩壊等がみられなかった堤体内部の砂質土層（材料番号 3）の粘着力 c を 30.0kPa に増加させた。図 5.2.9 に解析結果を示す。まず、基礎地盤表層が崩れ、崩壊範囲が徐々に拡大し、最終的には、表層が小規模に崩壊した。

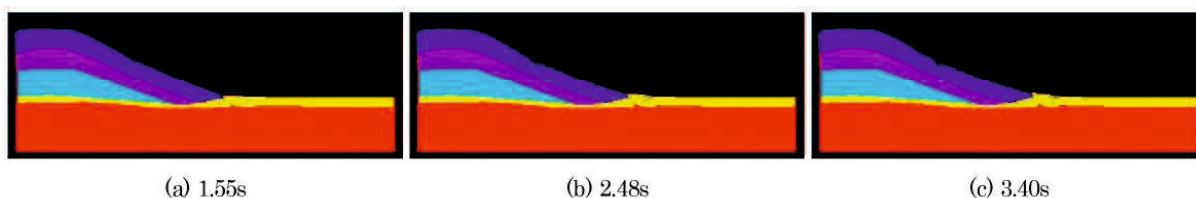


図 5.2.9 CASE2 解析結果（色：材料番号）

さらに、CASE3 では、Bui らの手法³⁾を参考に、ひずみ軟化を考慮し、せん断ひずみが一定以上 ($g = 0.3$) 発生した SPH 粒子について粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ を $3/10$ に低下させて解析を実施した。その結果、図 5.2.10 に示す様に大変形が発生した。CASE3 の進行過程として、のり尻部の堤体すべりにより被覆土層がめくれ上がり、その後進行的に崩壊した河川堤防の表層が被覆土層を押し出す崩壊モードが計算された。崩壊が肩付近まで到達したことや、崩壊した堤体土が盛り上がった基礎地盤の上に堆積している形状は現地確認結果を再現できている。また、基礎地盤の砂質土が被覆土層を破って噴出している結果も現地確認結果を再現できている。これらのことから、本被災の進行過程はすべりと噴砂が同時に生じたものと推察される。

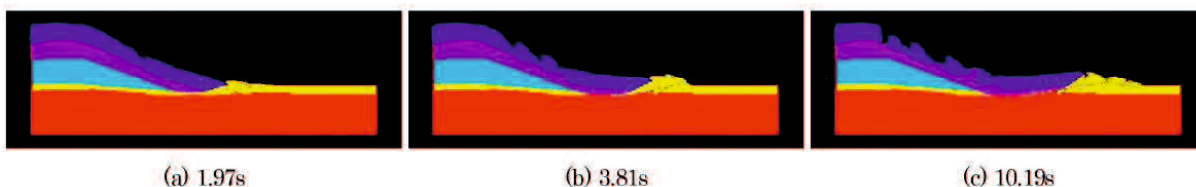


図 5.2.10 CASE3 解析結果（色：材料番号）

次に、CASE4 では、被災が発生した際の外力条件について検討を行った。被覆土層による基礎地盤の砂質土層の被圧が存在しない場合の解析結果を図 5.2.11 に示す。この結果が示すように、被圧がない場合は基礎地盤の砂質土層からの噴出はなく、開削調査でみられた土層構造は生じないことが示唆された。

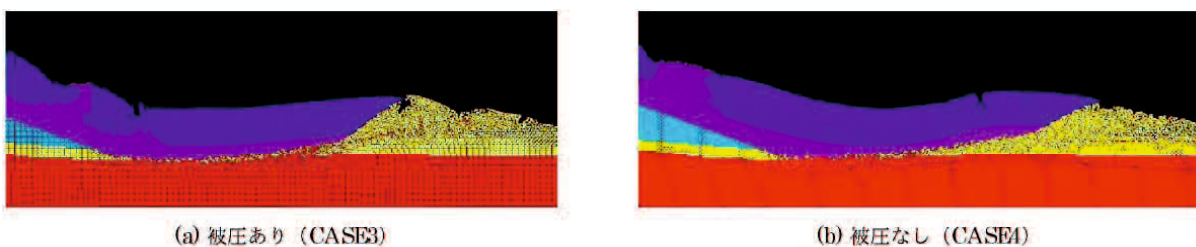


図 5.2.11 CASE4 解析結果拡大図（色：材料番号）

以上の結果より、SPH法による解析結果について以下にまとめる。

調査結果を用いた解析では円弧すべり解析と同様に変状は発生しなかった。しかし、噴砂（細粒分の流出）や内水といった現地条件より土質定数の低下を考慮することで、すべりと噴砂が同時に発生する進行過程が発生し、最終的な土砂形状は現地確認結果の特徴を再現できた。また、基礎地盤の砂質土層が被覆土層を破って崩壊土の下に入る現象は、基礎地盤中の間隙水圧が被圧された状態において発生することが確認された。

一方、本検討では現地状況をもとにパラメトリックスタディによって土質定数を設定しているため、地盤の強度変化や大変形時のモデル化等については今後検討していく必要がある。

5.3 梯川のパイピングおよびすべりに関する再現

5.3.1 被災状況

梯川では、平成 25 年 7 月 29 日～30 日にかけて、梅雨前線の影響による降雨があり、7 月期の雨量としては観測史上第 1 位を記録した（日雨量 228mm）。また、この降雨により、上流側の 9.9k 地点では、河川水位が急激に上昇し、概ね計画高水位まで水位が上昇した。また、河川水位の上昇は長時間にわたり氾濫危険水位を超過した（図 5.3.1 参照）。この降雨により、右岸 8.2k～8.6k 区間にて噴砂、漏水（内水の水浸不明）が発生した。さらに、右岸 8.4k 付近は、フトン箆が他区間の 3 段積区間よりも高く、5 段積となっており、噴砂に加えて法面すべりが発生した。噴砂痕も他区間と比較して多数確認された（図 5.3.2 参照）。

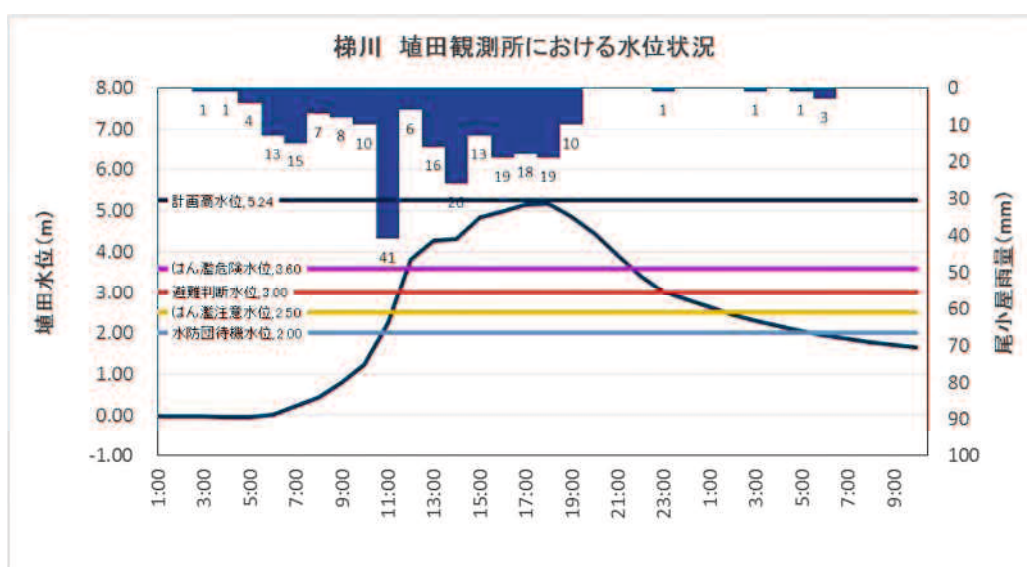
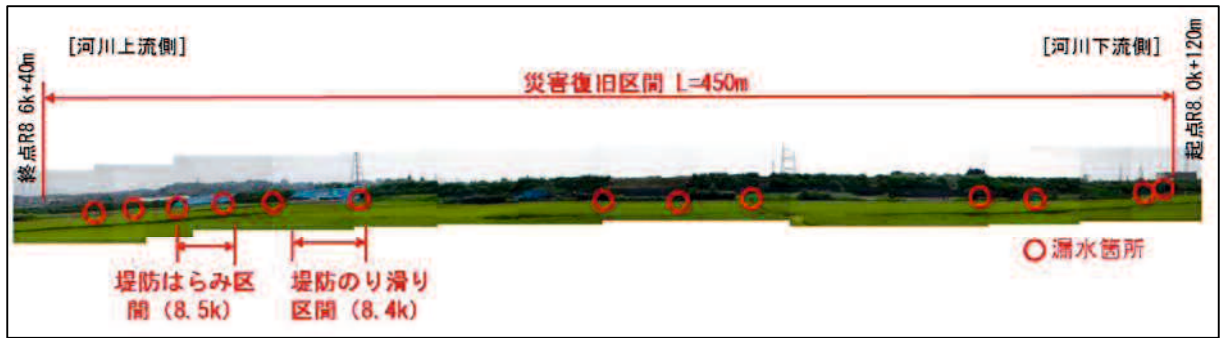


図 5.3.1 雨量・累積雨量の時間変化⁴⁾



①被災箇所全景



②裏のりすべり状況



③噴砂跡



③Acl層の落ち込みと地盤隆起の状況



④噴砂状況（側溝に流出した状況）

図 5.3.2 被災状況⁴⁾

河川堤防は、現地発生土が利用されており、主な土質は細粒分質砂となっている。基礎地盤は、表層に粘性土層 (Ac1層) が被覆しており、その下層に砂質土層 (As1層)、砂礫層 (Ag1層)、粘性土層 (Ac2層) が分布している (図 5.3.3)。基礎地盤の各層の厚さは、ボーリング調査結果より、8.2k (漏水発生下流端) ~8.6k (漏水発生上流端) でそれぞれ異なる。地形は、河川堤防と旧河道に囲まれた低地部分 (図 5.3.4、図 5.3.5) に位置していた。

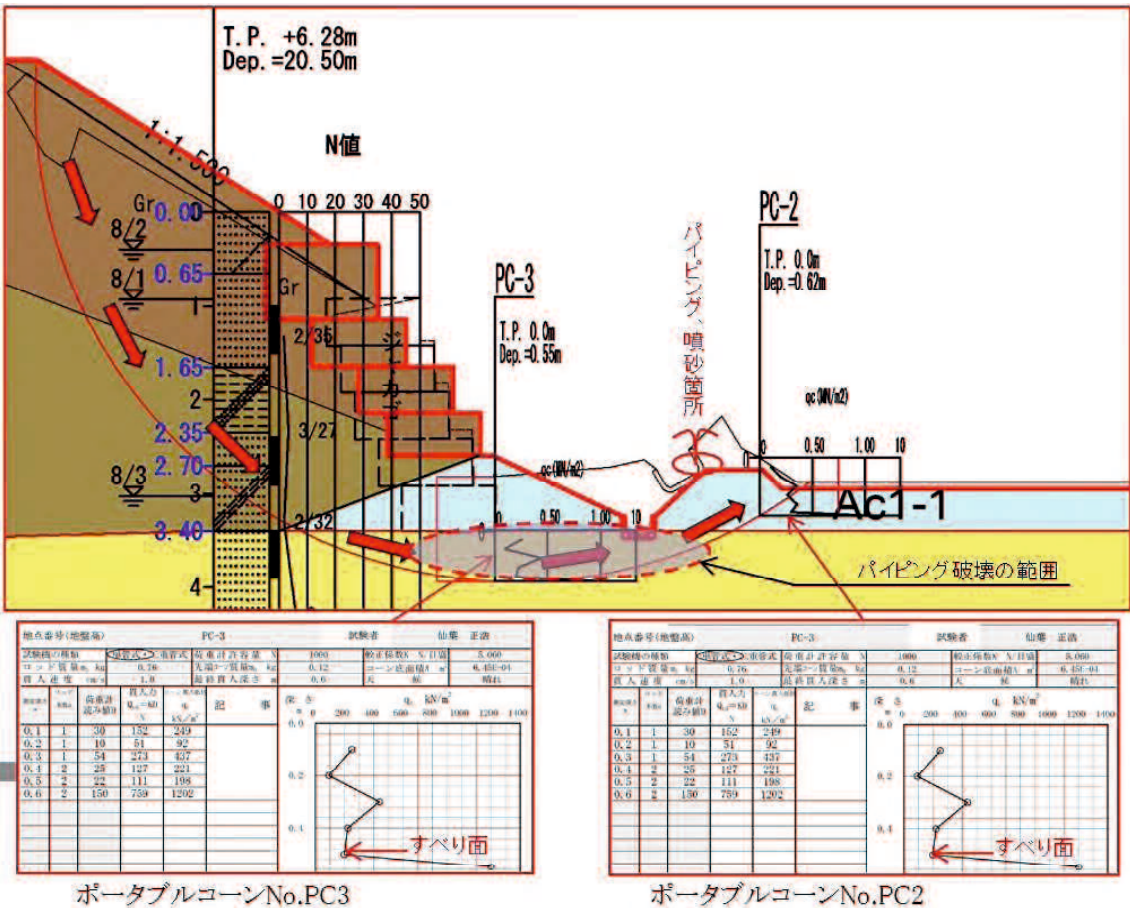


図 5.3.3 地質推定断面図⁴⁾

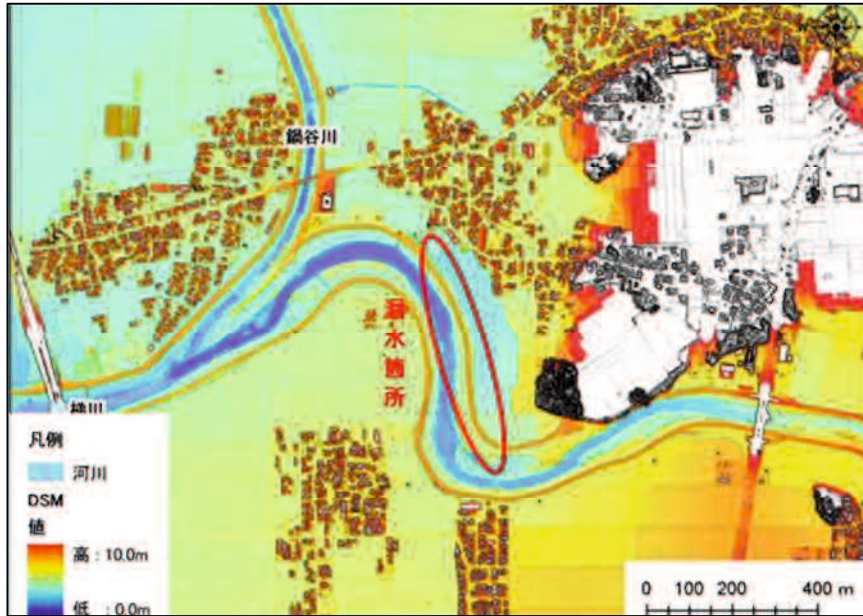


図 5.3.4 LP データ⁴⁾

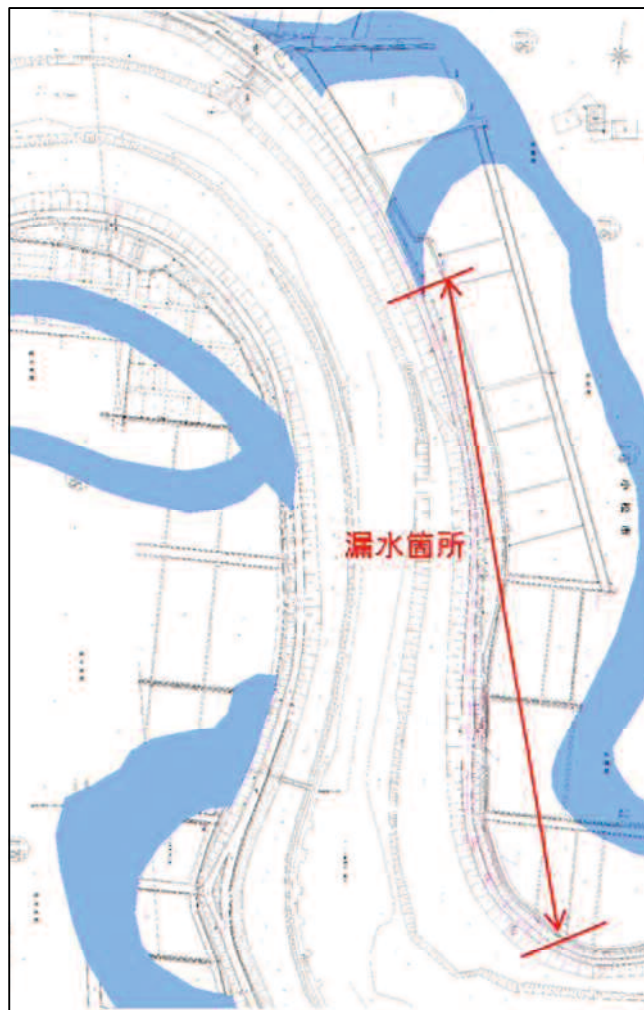


図 5.3.5 旧河道分布状況⁴⁾

図 5.3.6 に被災メカニズムの概略図を示す。噴砂は、基礎地盤の透水層（As1 層及び Ag1 層）の水圧が上昇したことにより法尻付近の基礎地盤表層の粘性土層（Ac1 層）を突き破る形で噴砂、パイピングが生じたと想定される。法面のすべり形状は法尻の基礎地盤を含む形となっており、Ac1 層下面または As1 層との境界部にすべりが生じたものと考えられる。被災メカニズムとしては噴砂による基礎地盤の粒子が流出・拡大し、強度低下を起こしたことによって、法面すべりが発生した可能性が想定される。また、河川水および雨水が堤体に浸透することで、裏法尻および法面に浸潤線が達し、堤体土 B(s)のせん断強度が低下したこともすべりの要因と考えられる（As1 層および Ag1 層からの揚圧力によりのりすべりを助長した可能性あり）。なお、すべり面は Bs2 層と Bs3 層の境界部に沿ったものではなかった。

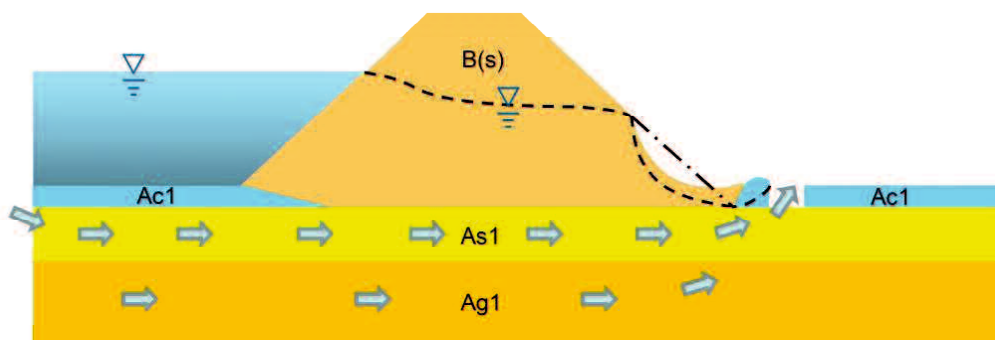


図 5.3.6 被災メカニズム概要図⁴⁾

5.3.2 安定解析を用いた検討

表 5.3.1 に土質定数、図 5.3.7、図 5.3.8 に浸透流解析結果、安定解析結果を示す。浸透流解析により川裏法尻部の揚圧力を算出すると、 G/W は 1 以下となり、パイピングが発生する可能性があることがわかる。しかし、安定解析の結果では、 $F_s=1.632$ となり法面すべりは発生しない結果となった。

これらの結果より、浸透流解析、安定解析の結果を用いた検討では、噴砂の発生までは予測できるものの、その後のすべり発生までの変状の進行を評価できていないことがわかる。したがって、このような噴砂を伴うすべり破壊の評価を行うためには、変状に伴う強度低下を評価するモデルが必要である。

表 5.3.1 土質定数一覧（梯川）

区分	層番号	土質	飽和単位 体積重量	湿潤単位 体積重量	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m^3)	透水係数 (cm/s)
			(kN/m^3)	(kN/m^3)			
堤体	Bs1	砂質土	16.8	14.9	9.5	20.7	5.3E-04
	Bs2	砂質土	16.9	16.3	9.9	12.5	6.0E-05
基礎地盤	rd	砂質土	16.9	16.3	9.9	12.5	6.0E-05
	Ac1	粘性土	17.3	16.7	0	29.4	1.0E-05
	Ag1-1	礫質土		19	28.6	0	1.6E-01
	As1-1	砂質土		17	27.6	0	3.0E-03
	Ac1-2	粘性土		16	0	18.8	1.0E-05
	Ag1-2	礫質土		19	39.3	0	4.6E-01
	T	泥岩					

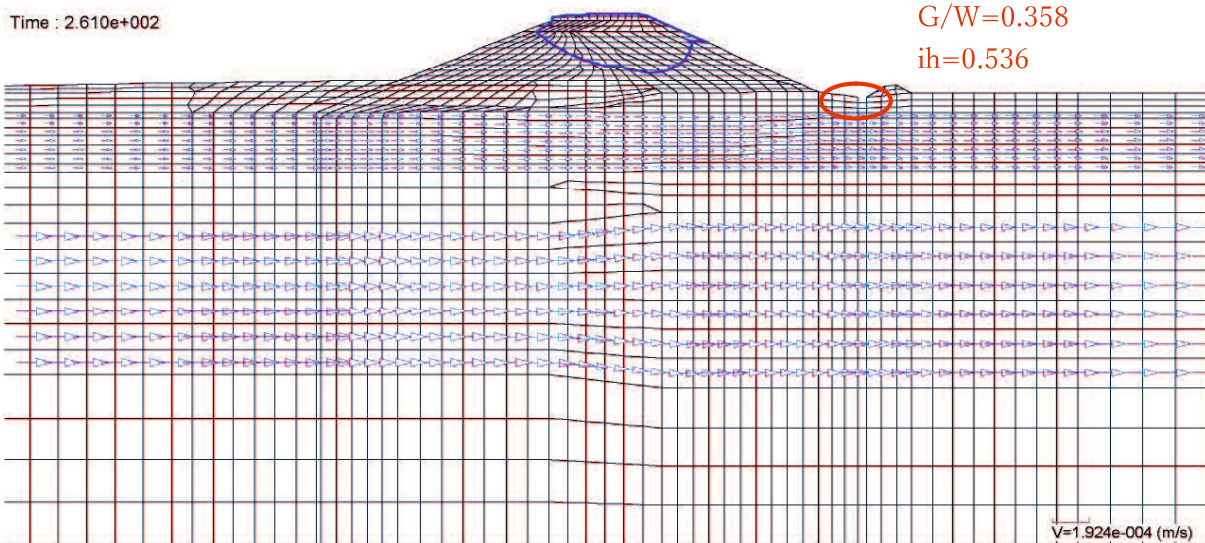


图 5.3.7 浸透流解析結果⁴⁾

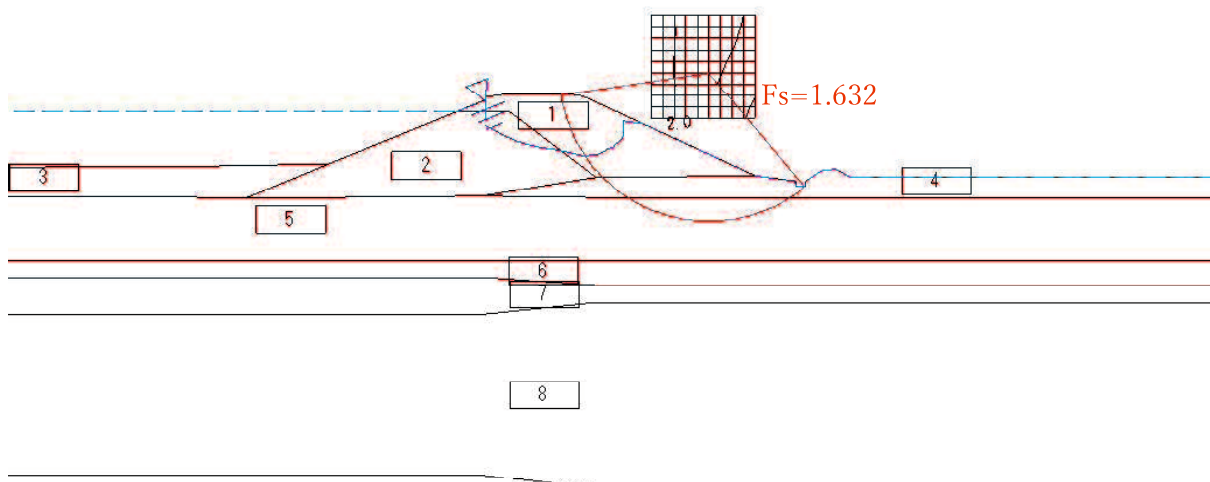


图 5.3.8 安定解析結果⁴⁾

5.3.3 SPH 法を用いた検討

図 5.3.9 に浸透流解析結果を示す。この圧力分布を用いて SPH 解析を実施した。SPH 解析では、初期状態では 87,959 個の SPH 粒子は均一に 0.05m の初期粒子間隔で配置した。図 5.3.10 に SPH 解析結果を示す。図に示すとおり、堤防法尻の側溝付近から噴砂が発生していることがわかる。しかし、噴砂からパイピングまで進行せず、法面すべりは発生しなかった。そこで、子吉川の再現解析と同様、ひずみ軟化を考慮し、せん断ひずみが一定以上 ($g = 0.3$) 発生した SPH 粒子について粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ を $3/10$ に低下³⁾させた解析を実施した (図 5.3.11 参照)。その結果、基礎地盤の表層に噴砂が発生し、As1 層の粒子の流出 (噴砂) からパイピングまで進行し、As1 がゆるみ基礎地盤の強度低下が引き起こされたことによって、堤防盛土が基礎地盤に落ち込み、法面全体のすべりに発展した。なお、現場状況と同様、法面すべりは B2 層と B3 層の境界ではなく、As1 に落ち込むような変形も再現できた。この結果より、SPH 解析では、基礎地盤の噴砂から法面すべりへの変状の進行を再現が可能であることが示唆された。

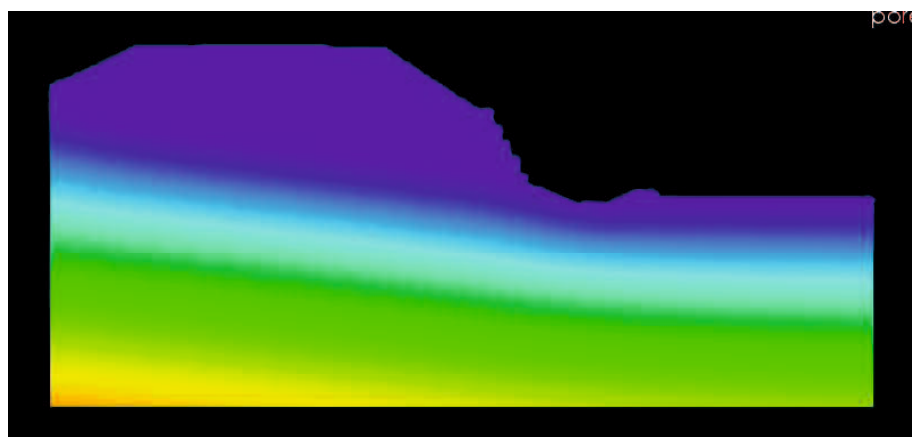


図 5.3.9 浸透流解析結果

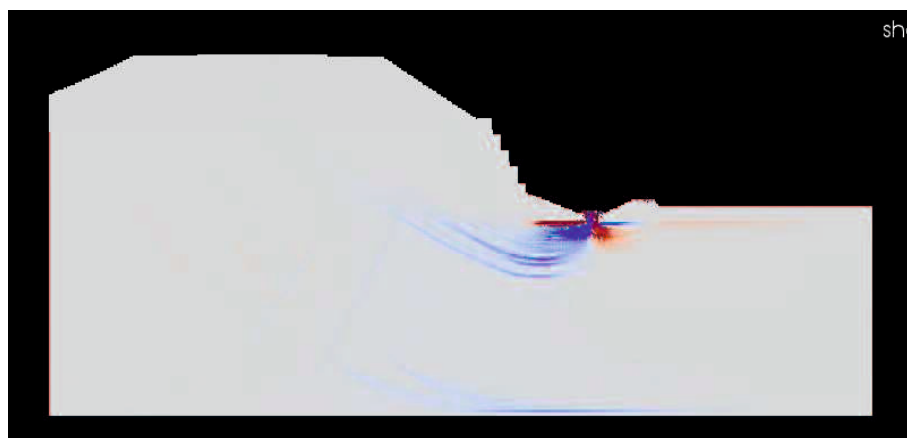
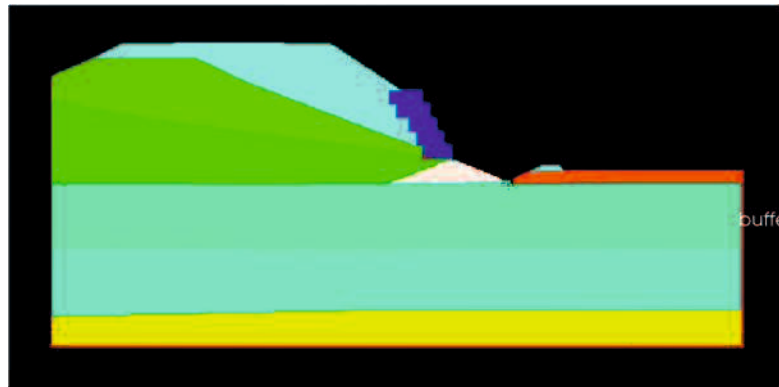
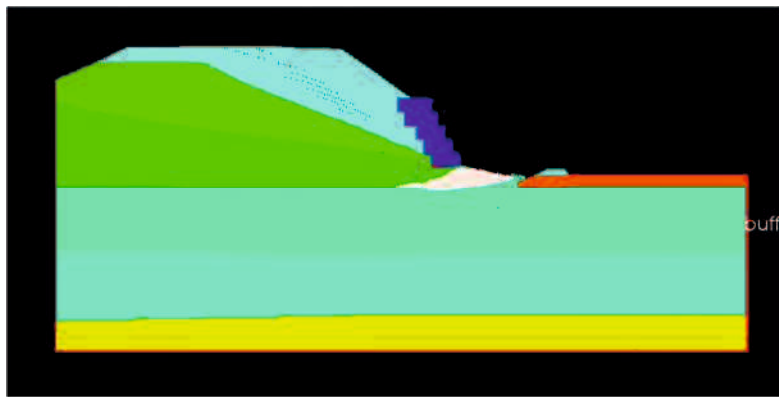


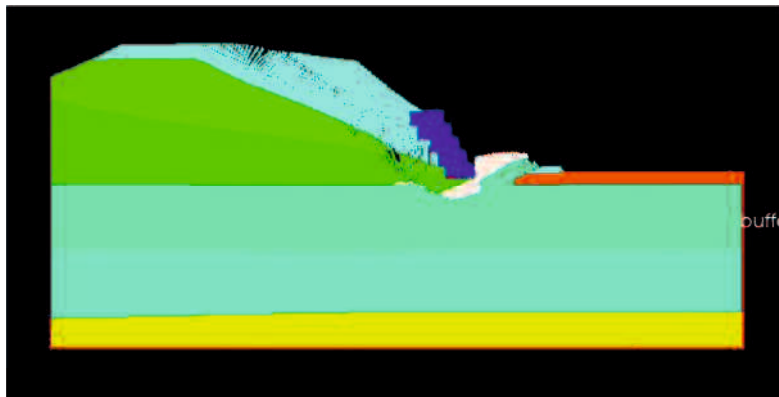
図 5.3.10 SPH 解析結果 (強度低下考慮なし)



(a) 3s



(b) 7s



(c) 10s

图 5.3.11 SPH 解析結果 (強度低下考慮)

【参考文献】

- 1) 国土交通省九州地方整備局：筑後川堤防調査委員会 報告書
http://www.qsr.mlit.go.jp/chikugo/site_files/file/torikumi/01-plan_course/tyosa/saisyu/houkokusyo.pdf
(2023.7 閲覧)
- 2) 高橋裕輔：近年の特徴的な堤防被災事例と今後の方向,第 2 回地盤工学から見た堤防技術シンポジウム災害報告特別セッション, 2014.
- 3) Bui.H, Sako.K and Fukagawa.R : Slope stability analysis and slope failure simulation by SPH, Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2009.
- 4) 国土交通省九州地方整備局筑後川河川事務所:台風 15 号に伴う筑後川の被害状況について 第 3 報, http://www.qsr.mlit.go.jp/chikugo/newsttopics_files/home.pdf, (2023.6 閲覧).

6. リスク評価に関する研究

6.1 検討概要

SPH 法を用いて、降雨による浸潤線や間隙水圧分布の変化に伴う地盤の不確実性を考慮した検討事例を示す。既存の盛土構造物の安全性の照査においては、ボーリング等による地盤情報に基づき、各土層は均質であると仮定して、円弧すべり解析等による照査が実施されているのが現状である。しかし、地盤の不均質性は、盛土の安定性に大きく影響をおよぼす。そこで、本章では、すべり破壊におけるリスク評価について検討した。河川堤防においては、堤防天端の沈下が最も重要なリスクとなる変形であるが、堤防断面の減少による堤防決壊のリスクの増加や、今後の道路盛土や地すべりへの適用も視野に入れ、すべり破壊におけるリスク評価を検討することとした。

前章までの SPH 法を用いた再現解析によりすべり発生後の変形量も考慮できることから、変形量（土砂移動量）に着目したリスク評価への適用が可能であると考えられる。そこで、すべり破壊におけるリスク評価において、土質特性の不均質性と降雨条件の不確実性の両方を考慮して、浸透流解析と SPH 法を用いて解析を行った。この検討により法面崩壊時の崩壊土砂の到達距離の確率論的解析が可能となり、盛土周辺の構造物への影響に関するリスク評価を検討することが可能となる。降雨条件の不確実性と地盤特性の不均質性の両方を考慮することで、統合的なアプローチにより危険度を明確化し、その後の動態観測や改良工事の優先順位を合理的な方法で決めることができると考えられる。また、リスク評価を用いて堤防点検における重要点検箇所を設定することで、効率的な堤防の維持管理に寄与することができると考えられる。

6.2 検討方法

6.2.1 検討方法

まず、法面すべりの解析モデルに信頼性の枠組みを組み込んだ。主な検討の構成を図 6.2.1 に示す。構成は、以下の4つとなる。

- (1) 降雨条件とそれらが法面の初期状態に与える影響を統計的に表現
- (2) 土質特性の不均質性を考慮したモデル化
- (3) 不飽和地盤における非定常流浸透流解析
- (4) SPH 法による法面の変形と土砂流出のモデル化

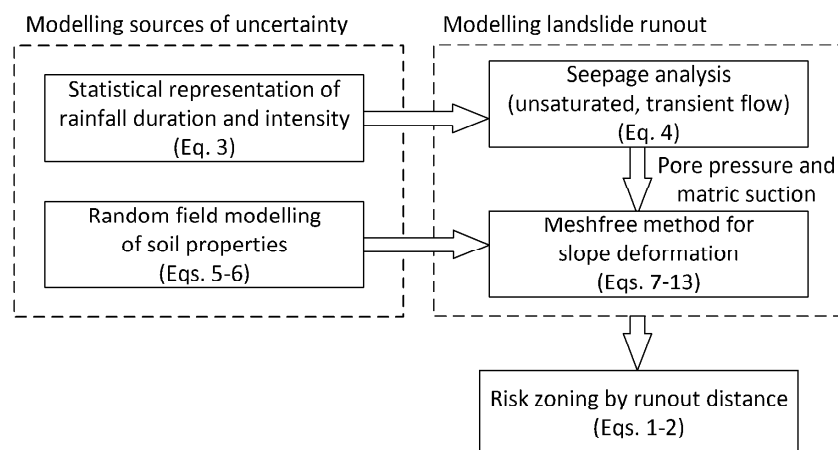


図 6.2.1 主な検討の構成

降雨と地盤特性の不均質性を組み込んだ確率論的解析に、すべり破壊の対象とする法面から離れた場所にある既存の構造物位置（距離 L_s ）を考慮することで、土砂流出距離によって損傷による危険度を定量化した。

6.2.2 降雨期間と降雨強度の設定

集中豪雨の発生頻度は、一般に、強度、継続時間、頻度の情報を持った（IDF）曲線で表されるか、あるいは、さまざまな継続時間の年間降雨の履歴を利用したガンベル分布のような極値分布で表される。極値分布は、ある年における降雨の再現期間や発生頻度を推定するのに利用できる¹⁾。例えば、図 6.2.2 は位置パラメータ(a)が 60、スケールパラメータ(b)が 20 の典型的なガンベル分布を示している。そして、様々な再現期間における強度 (I_p) は、次式で評価することができる。

$$I_p = a - b \ln[-\ln(1 - p)]$$

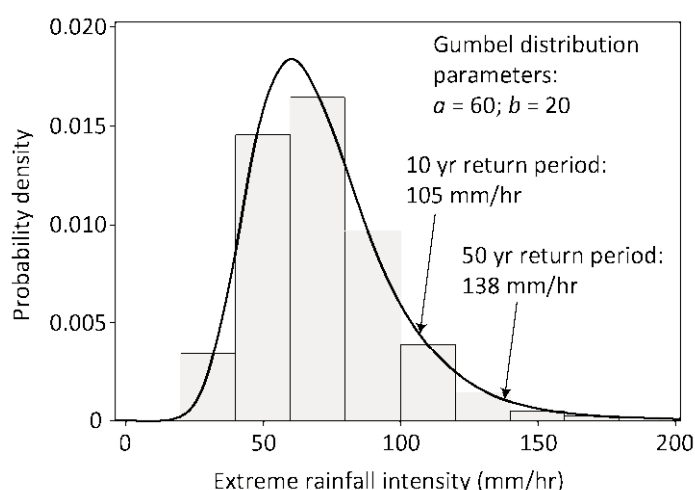


図 6.2.2 一時間降雨強度のガンベル分布の例

6.2.3 浸透流解析

降雨条件（降雨強度および降雨時間）を設定し、浸透流解析によって降雨による浸潤線および間隙水圧分布への影響を評価し、その結果を SPH 法における初期の間隙水圧条件を設定した。

6.2.4 不均質性を考慮したモデル化

土質特性の不均質性やばらつきは、法面の破壊確率や土砂流出の挙動に影響する。地盤の力学特性は大きく変動する可能性があるが、しばしば空間的な相関がみられる。すなわち、2 つの位置 i と j が密接に離間している場合、通常土質特性は類似しており、 i と j の間の離間距離に応じて特性の差が大きくなる^{2),3),4),5),6)}。本研究では、 i 地点と j 地点の地盤特性の相関を二乗指数関数でモデル化する。モンテカルロ法を用いて解析することができるが、本研究では、依存性を伴う高次元乱数ベクトル生成（LHSD）を採用した⁷⁾。LHSD は、層別サンプリング手法であり、オリジナルの LHS とは異なり、シミュレートされた確率変数間の相関を保持する。すなわち、確率変数のベクトル内の成分は互いに相関している。

6.2.5 変形解析

浸透流解析で得られた浸潤線と間隙水圧は、不均質性を考慮したモデルで得られた空間的に変動する土質特性とともに、解析の初期条件とする。本研究では、すべりによる変形と土砂流出を再現するために、SPH法を使用した。

6.3 解析モデル

6.3.1 解析モデルの設定

提案する手法は、豪雨による大規模な法面の変形や土砂流出が周辺におよぼす被災を想定している。本研究では、法面形状と降雨データは香港で得られたデータを用いて検討している。香港の急峻な地形を呈する箇所にて開発が集中しており、雨季の激しい降雨によって地すべりを引き起こされ人命や経済的な損失に大きな影響を及ぼしている。過去数十年の間に、地すべりは増加しており⁸⁾、その多くの事例において大規模地すべりは緩い盛土と関連しており、様々な研究がなされている^{9),10),11)}。これらの研究は、LEM法または有限要素法／有限差分法によって解析されている¹²⁾。

本研究におけるモデルの形状は、Cheukら¹³⁾の研究を参考としている。法面高さは10m、法面の傾斜角度は 34° （すなわち1:1.5）とした。本研究では緩い盛土の破壊について検討するため、その下の地盤については検討しない。図6.3.1は、2つのレイアウトの形状と、浸透流解析で使った解析モデルを示している。それぞれのレイアウトは、例えば、レイアウト1は盛土の拡幅工事を行ったもの、レイアウト2は敷地の制約がある場合の工事を想定したものである。浸透流解析の初期条件として、浸潤線を堤防法尻の高さに設定した。天端、法面、基礎地盤表面は、降雨と地下水の浸透境界条件とした。

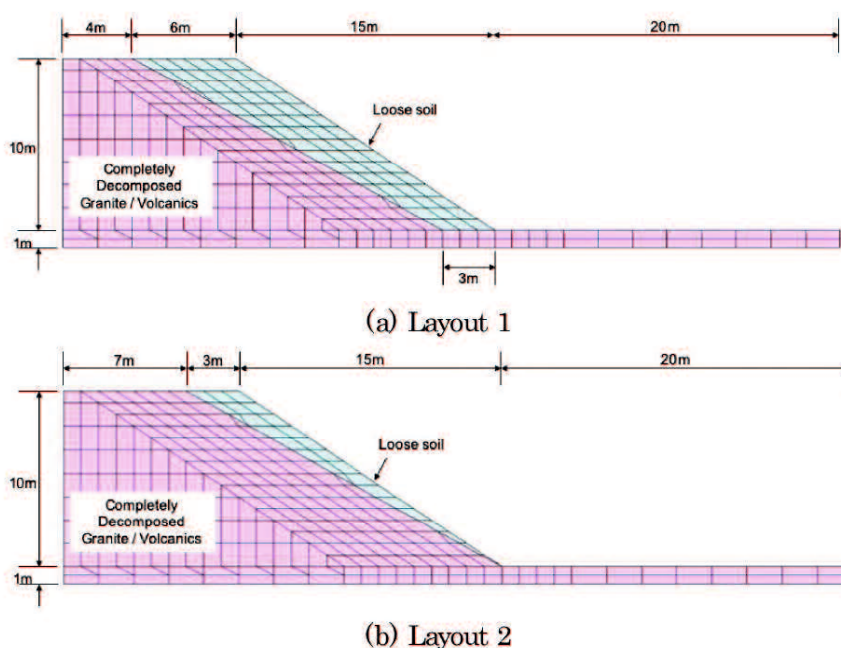


図 6.3.1 解析モデル（浸透流解析）

6.3.2 降雨条件

本研究では、降雨強度の不確実性と、それに対応する土砂流出に関連する危険度への影響について検討する。本研究で用いる手法では、任意の地域のすべての降雨データを分析して、降雨強度や降雨時間などの降雨特性の確率密度関数を設定する。最大降雨強度とそれに対応する再現期間に関する情報を入手し、IDF 曲線に組み込んでいる。前述したように、IDF 曲線と関連するガンベル分布を利用することによって、すべりの発生がその年の最大降雨強度によって生じると仮定する。降雨時間に対するガンベル分布のパラメータは、香港の雨量計データを用いて得られたものである¹⁴⁾。

図 6.3.2 は、1 時間雨量、4 時間雨量、12 時間雨量、24 時間雨量シナリオのガンベル分布と、本研究で使用したパラメータを示している。それぞれの分布は 7 つの降雨強度レベルに離散化され、浸透流解析の入力として採用した。

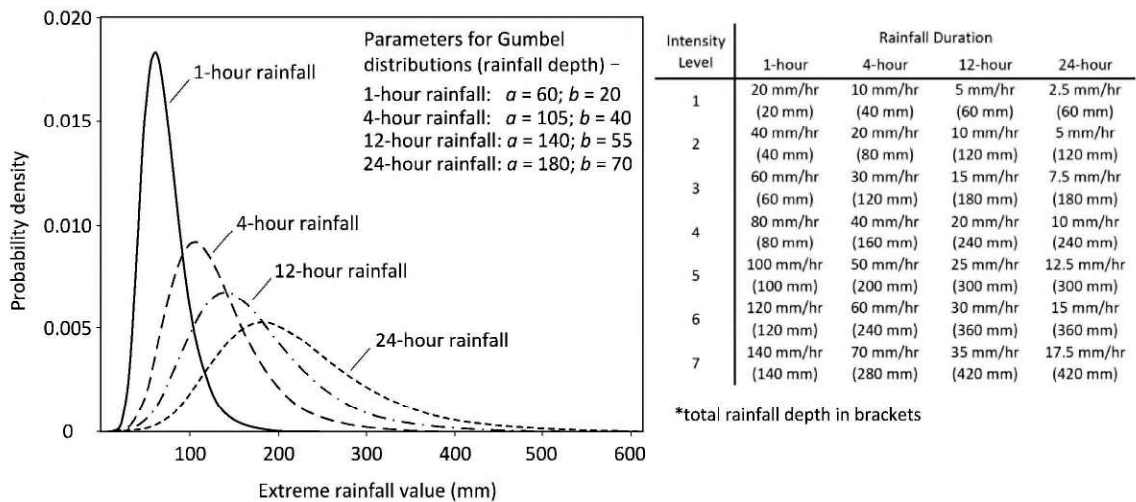


図 6.3.2 降雨強度と降水継続時間

6.3.3 土質条件

浸透流解析と SPH 法による解析に用いた土質定数を表 6.3.1 に示す。

表 6.3.1 浸透流解析および SPH 法における土質定数一覧

		LFL	CDG/ CDV
Wet density, ρ_t	kg/ m ³	1,700	1,700
Saturated density, ρ_{sat}	kg/ m ³	1,800	1,800
Saturated permeability, k_0	m/ s	1.0×10^{-4} ; 1.0×10^{-5} ; 1.0×10^{-6} (uniform distribution)	1.0×10^{-8}
Cohesion, c^0	kPa	Mean = 5.0; cov = 0.5	15.0
Friction angle, ϕ^0	°	Mean = 30.0; cov = 0.15	35.0
Strain-softening factor, λ		Mean = 0.75; cov = 0.1	1.0
Young's modulus, E	kPa	5.0×10^3	25.0×10^3
Poisson's ratio, ν		0.3	0.3

盛土部については、 10^{-4} m/s \sim 10^{-6} m/s の範囲で、3つの異なる値の透水係数を設定した。盛土内の空間的に相関した透水係数をモデル化することは可能であるが、その相関特性に関する研究は限られている。実際、原位置で求められる透水係数の精度についても課題がある。したがって、本研究では、透水係数パラメータを緩い盛土層内で均質化し、透水係数 k の一様な確率分布を考慮することで、モデルに不均質性を組み込んでいる。一方、浸潤線より上の不飽和土の特性は、図 6.3.3 に示す水分特性曲線 (SWCC) ^{10),15),16)} と透水係数の関数で求めることができる。緩い盛土材料の応力-ひずみ関係は、モール・クーロンモデルを用いている。既往の応力-ひずみ応答に関する実験的研究 ¹¹⁾ に基づき、図 6.3.4 に示すように、弾性ひずみ 1.0%で始まり、15.0%で終わり、その後終局せん断強度に達するものと仮定した。

本研究では、盛土の圧縮力、摩擦角、ひずみ軟化係数を無作為にモデルに配置している。配置するにあたり、相関係数を用いて、不均質箇所の周辺の土質パラメータについても距離に応じて値がなだらかに変化するように設定している。図 6.3.5 に一例を示す。c0 と ϕ_0 は対数正規分布、 λ は正規分布と仮定している。一方、既往の研究 ¹⁷⁾ における感度分析によると、振れ距離は主に土のせん断強度パラメータによって制御されるが、土の剛性は土砂集積に対してあまり影響しない。したがって、盛土のヤング係数とポアソン比は、Cheuk¹³⁾らによって報告された特性値に基づいて、両方とも定数としてモデル化した。

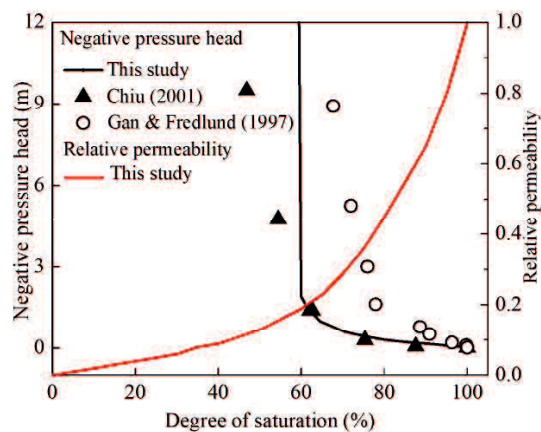


図 6.3.3 水分特性曲線

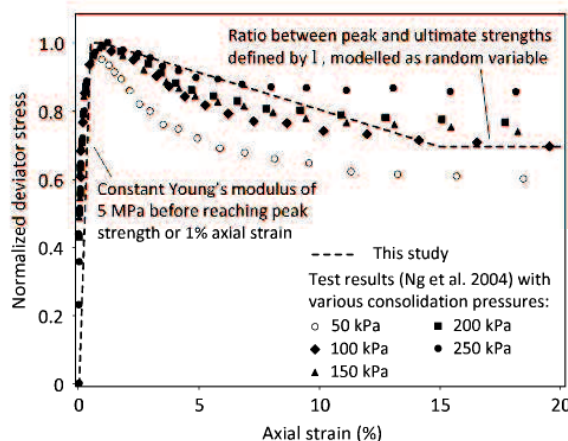


図 6.3.4 応力-ひずみ曲線

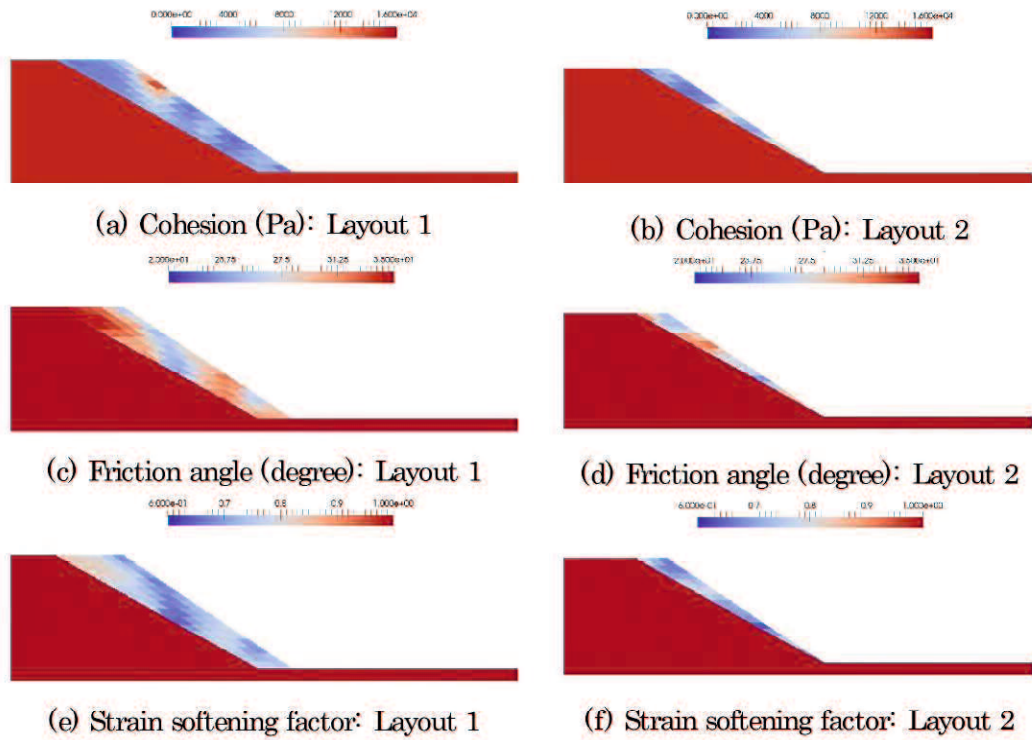


図 6.3.5 各パラメータの不均質箇所配置例

6.4 解析結果

6.4.1 浸透流解析結果

浸透流解析は、4つの異なる降雨時間と、図 6.3.2 に示す 7 段階の降雨強度で実施した。さらに、3つの透水係数 k と、盛土層の形状の異なる 2つのレイアウトを設定し、合計 168 通りの組み合わせとした。

浸透流解析の結果は、図 6.4.1 と図 6.4.2 に示すように、浸潤線のレベルによって分類することができる。各カテゴリーの間隙水圧分布は、その後の SPH シミュレーションの水理条件として採用される。間隙水圧分布の結果の一例を図 6.4.3 と図 6.4.4 に示す。浸潤線の高さは、降雨強度、降雨時間、盛土層の透水性に影響される。たとえば、降雨時間が短くても、地盤の透水性が高く、降雨強度が高い場合には、浸潤線は法面の頂上に達する。あるいは、降雨がそれほど強くなく、地盤の透水性が低くても、長時間の降雨条件では同じ結果に達する場合もある。

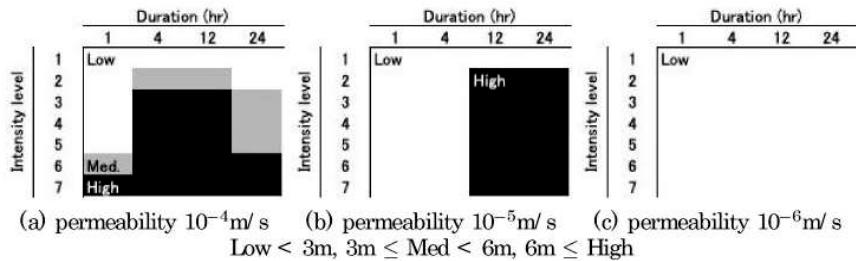


図 6.4.1 図浸潤線の高さ (レイアウト 1)

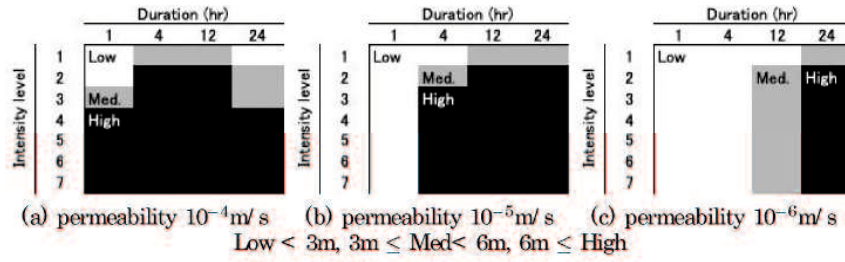


図 6.4.2 図浸潤線の高さ（レイアウト2）

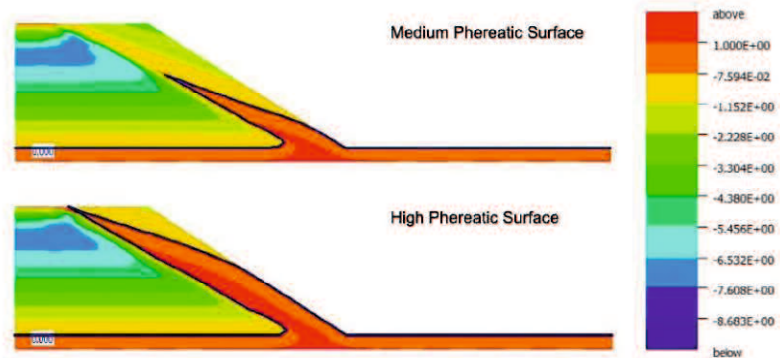


図 6.4.3 浸透流解析結果例（レイアウト1）

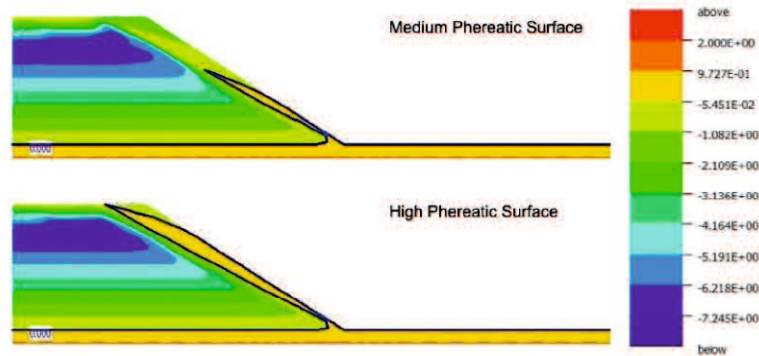


図 6.4.4 浸透流解析結果例（レイアウト2）

6.4.2 土砂流出解析

個々の降雨シナリオとその結果得られる浸潤線に応じて、対応する位置の SPH 粒子に対して間隙水圧条件を与える。図 6.4.5 と図 6.4.6 は、レイアウト 1（厚い盛土層を持つレイアウト）の 2 つの SPH 解析結果を示しており、それぞれ浸潤線が高位と中位である。図 6.4.7 と図 6.4.8 は、レイアウト 2（薄い盛土層）で、水平面が高位と中位の場合の結果の例である。

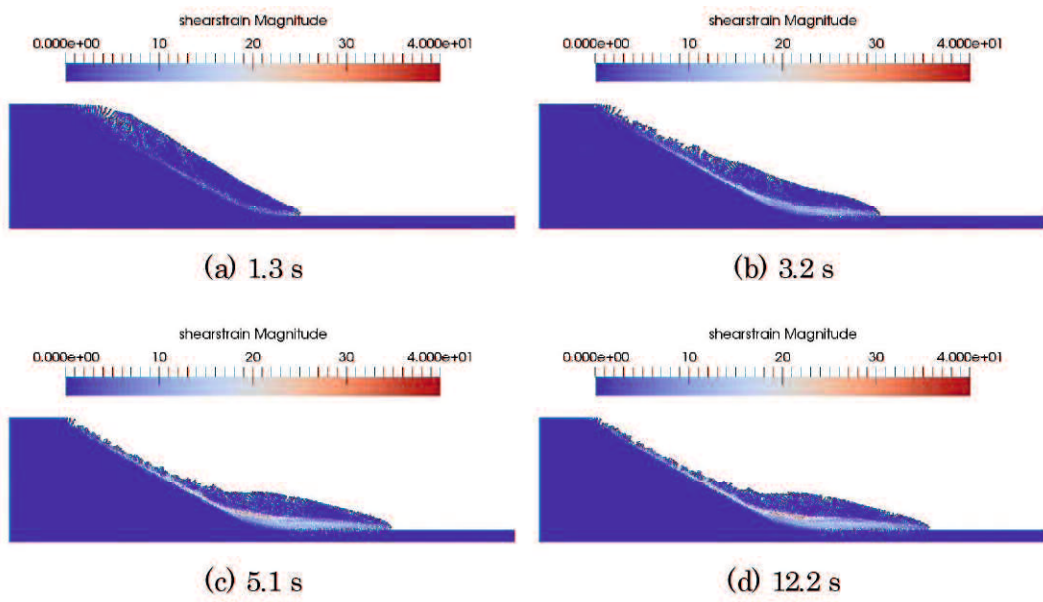


図 6. 4. 5 SPH 解析結果（せん断ひずみ）（レイアウト 1、水位：高位）

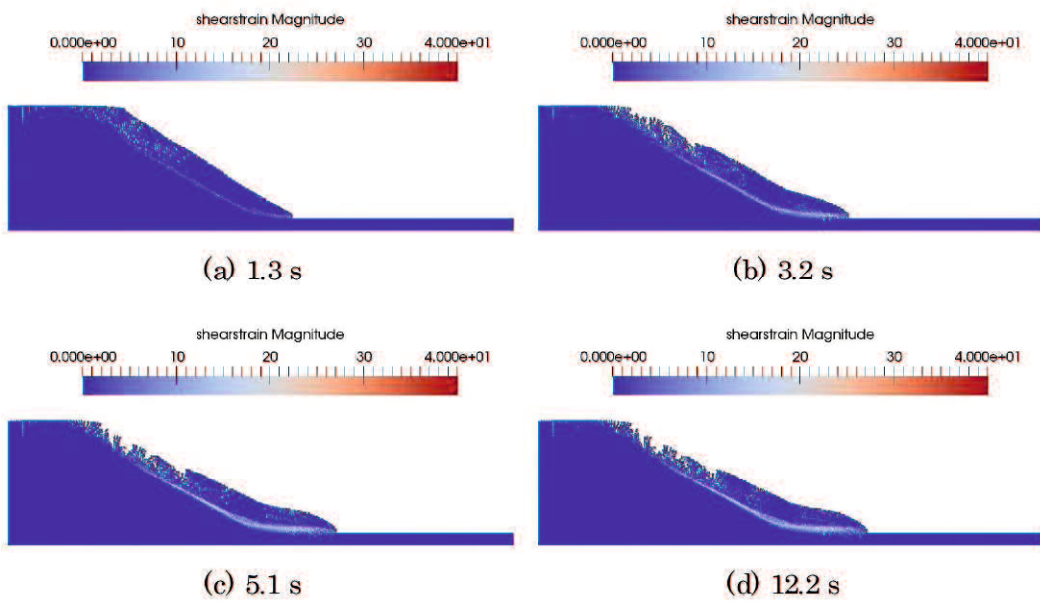


図 6. 4. 6 SPH 解析結果（せん断ひずみ）（レイアウト 1、水位：中位）

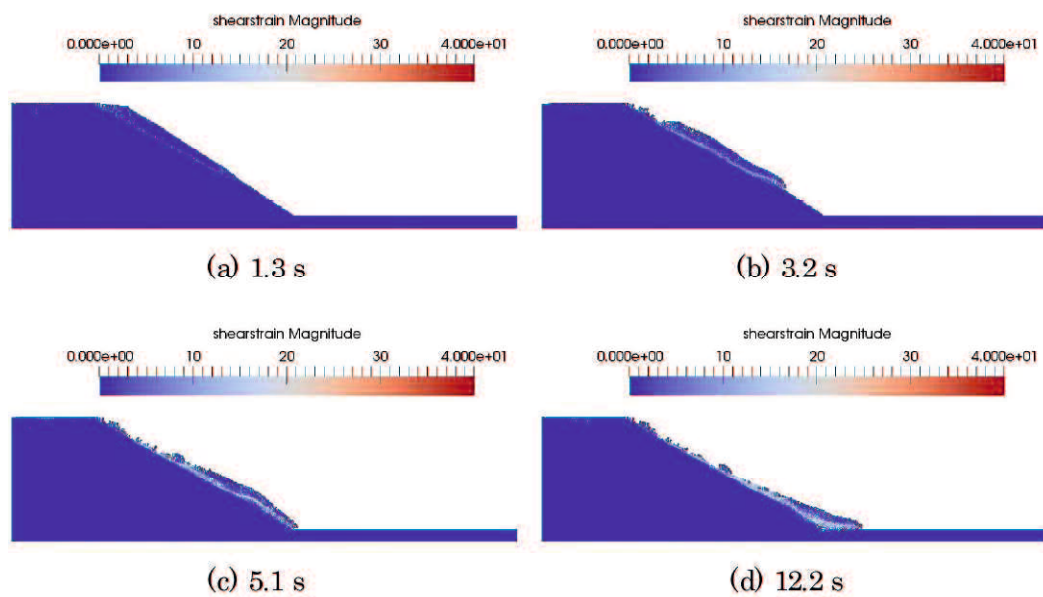


図 6.4.7 SPH 解析結果（せん断ひずみ）（レイアウト 2、水位：高位）

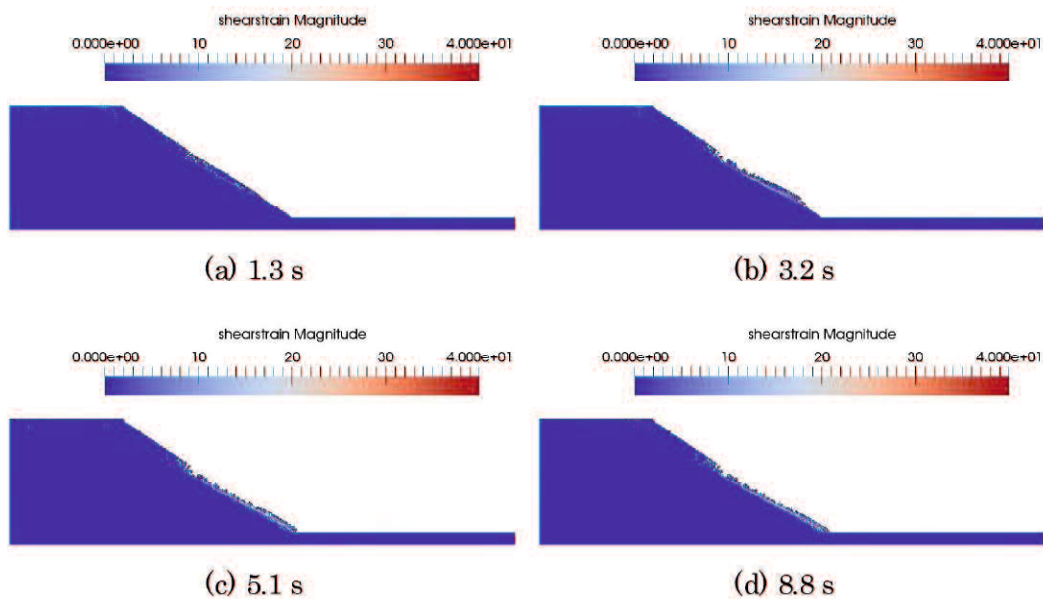


図 6.4.8 SPH 解析結果（せん断ひずみ）（レイアウト 2、水位：中位）

時間(t)が経過するに伴い、盛土層の法尻付近でせん断ひずみが蓄積していることがわかる。これらのケースでは、図 6.4.7 のケースを除き、すべり土塊は最初の 1 秒間は加速し、その後徐々に減速し、約 5 秒後にはほぼ安定する。表 6.3.1 に示す盛土とその下の地盤の組み合わせを考慮すると、盛土層は下位の地盤に比べてせん断強度が低いいため、盛土層のみが変形する。このモデルを用いて降雨シナリオ（継続時間、強度）および土の透水係数ごとに、表 6.3.1 のパラメータに基づき、空間的に変化するせん断強度分布を 500 通り（図 6.4.1、図 6.4.2）作成し、浸透流解

析後の浸潤線の区分に応じた間隙水圧分布を採用した SPH によるシミュレーションを行った。本研究では、各シミュレーションにおける土砂流出距離 (L) を、図 6.4.9 の挿入図に示すように、元の法尻の高さから厚さ 0.1m まで堆積した位置までの距離と定義した。これは、土石流被害において、砂礫等が流れてくることで避難不可能と想定される基準を参考とした¹⁸⁾。図 6.4.9 は 500 通りの解析結果のヒストグラムを示したものである。

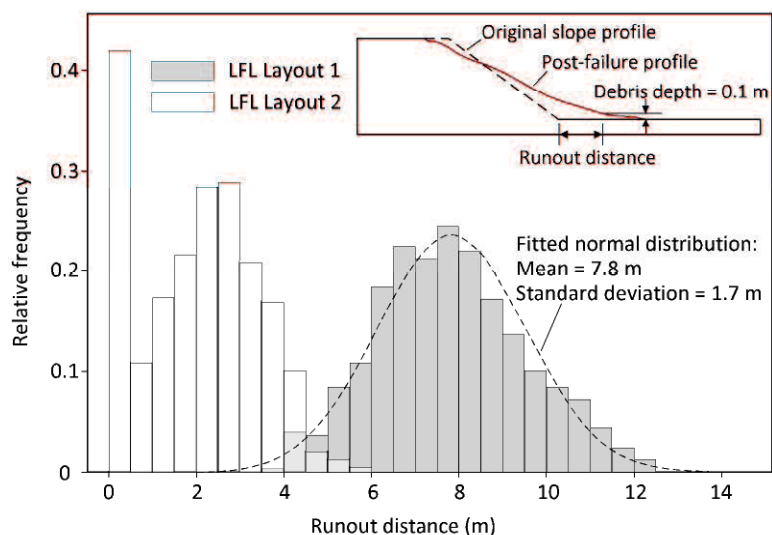


図 6.4.9 各レイヤーにおける土砂移動距離

図に示されたケースは、激しい降雨によって、法肩付近まで浸潤線が上昇したケースであり、厚い盛土層の場合、近くにある構造物にとって土砂流出によって構造物が被災するリスクが高いことは明らかである。また、この図から、例えば、法尻から 6m の位置にある構造物 ($L_s=6m$) の場合、レイアウト 2 まで盛土層を薄くすると、リスクは無視できるほど小さくなると言える。

逆に、レイアウト 1 を考慮すると、降雨シナリオの下で、土砂流出 ($L > L_s$) によって構造物が被害を受ける確率は 86.4% となる。また、図 6.4.9 に示すヒストグラムは、レイアウト 1 と 2 ($k=10^{-4}m/s$ の場合) と最も危険側のシナリオとなる。原因としては、激しい降雨が長時間続くと、ほぼすべての条件で盛土が飽和し、間隙水圧の上昇とマトリックサクシジョンの低下することで、せん断強度が低下しているためと予想される。

その他のケースでは、浸潤線が法肩より下にある場合、概ね土砂の移動距離は短くなる。表 6.4.1 と表 6.4.2 は、様々な降雨シナリオの下で、せん断強度プロファイルを 500 回再現した場合の土砂移動距離の平均値をまとめたものである。平均値がゼロのケースもあるが、これは法面が破壊しないか、盛土の変形がほとんど生じないことを示している。2つの表の結果は、図 6.4.1 と図 6.4.2 に示した間隙水圧の条件も反映しており、盛土層内の浸潤線が高いと、一般に移動距離が長くなるのがわかる。

表 6.4.1 土砂移動距離の平均値一覧（レイアウト1）

Intensity Level (Fig. 6)	$k = 10^{-4}$ m/s				$k = 10^{-5}$ m/s				$k = 10^{-6}$ m/s			
	Rainfall duration (hr)				Rainfall duration (hr)				Rainfall duration (hr)			
	1	4	12	24	1	4	12	24	1	4	12	24
1	0	0	0	0	0	0	0.4	0.4	0	0	0	0
2	0	1.7	1.7	0	0	0.2	10.4	10.4	0	0	0	0.1
3	0	5.2	4.0	0.6	0	0.3	10.4	10.4	0	0	0	0.1
4	0.3	7.8	5.2	1.7	0	0.3	10.4	10.4	0	0	0	0.1
5	0.3	7.8	6.7	2.9	0	1.0	10.4	10.4	0	0	0	0.1
6	1.3	7.8	7.8	4.0	0	1.0	10.4	10.4	0	0	0	0.1
7	7.8	7.8	7.8	5.0	0	1.0	10.4	10.4	0	0	0	0.1

表 6.4.2 土砂移動距離の平均値一覧（レイアウト2）

Intensity Level (Fig. 6)	$k = 10^{-4}$ m/s				$k = 10^{-5}$ m/s				$k = 10^{-6}$ m/s			
	Rainfall duration (hr)				Rainfall duration (hr)				Rainfall duration (hr)			
	1	4	12	24	1	4	12	24	1	4	12	24
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0.2	0.2	0	0	0	1.7	1.7	0	0	0	0.1
3	0	1.6	0.2	0	0	1.7	1.7	1.7	0	0	0	0.5
4	2.0	2.0	0.5	0.2	0	1.7	1.7	1.7	0	0	0	0.5
5	2.0	2.0	1.6	0.2	0	1.7	1.7	1.7	0	0	0	0.5
6	2.0	2.0	2.0	0.5	0	1.7	1.7	1.7	0	0	0	0.5
7	2.0	2.0	2.0	0.5	0	1.7	1.7	1.7	0	0	0	0.5

6.4.3 リスク評価

表 6.4.1 と表 6.4.2 の流出距離の平均推定値とは別に、表 6.4.3 と表 6.4.4 には、土砂の流出挙動のばらつきを示すために、90 パーセンタイル（最小値から数えて 90%に位置する値）の推定値も示した。地盤の透水性および降雨条件の不確実性も考慮すると、法面から離れた様々な距離における土砂流出の危険性は、図 6.4.10 に示すように、「ハザードファクター」曲線で表すことができる。前述したように、図中の各曲線は、法面すべりの発生がその年の最大降雨強度によって制御されると仮定することで、すべりによる土砂が構造物に到達する年間超過確率を近似的に示している。レイアウト 1 はレイアウト 2 よりも危険度が高いが、これはレイアウト 1 の方が破壊時に移動する盛土の土砂量が多いためである。

また、図には、降雨時間の違いによる危険度をそれぞれ示している。レイアウト 1 では、12 時間降雨が最も大きなリスクに寄与しているが、レイアウト 2 では 4 時間降雨を考慮した場合のリスクが最も大きい。一方、1 時間降雨は最も降雨強度が高いが、リスクは最も低い。これは、激しい降雨によって生じる降雨の浸透量に比べ、地盤の透水性が低いため、降雨のすべてが法面に浸透しないことが原因である。そのため、短時間の降雨の場合については、土質条件によっては、

降雨の浸透量は少なく、盛土にすべりが生じない可能性もある。しかし、降雨が法面表面を流下することによって法面の侵食などの別の問題が生じる可能性がある。

表 6.4.3 90 パーセンタイルにおける土砂移動距離の推定値一覧（レイアウト 1）

Intensity Level (Fig. 6)	$k = 10^{-4} \text{ m/s}$				$k = 10^{-5} \text{ m/s}$				$k = 10^{-6} \text{ m/s}$			
	Rainfall duration (hr)				Rainfall duration (hr)				Rainfall duration (hr)			
	1	4	12	24	1	4	12	24	1	4	12	24
1	0	0	0	0	0	0	1.8	1.8	0	0	0	0
2	0	3.7	3.7	0	0	0	13.2	13.2	0	0	0	0
3	0	9.0	6.0	2.2	0	1.6	13.2	13.2	0	0	0	0
4	1.5	10.2	7.3	3.7	0	1.6	13.2	13.2	0	0	0	0
5	1.5	10.2	9.0	5.0	0	2.7	13.2	13.2	0	0	0	0
6	3.2	10.2	10.2	6.0	0	2.7	13.2	13.2	0	0	0	0
7	10.2	10.2	10.2	7.0	0	2.7	13.2	13.2	0	0	0	0

表 6.4.4 90 パーセンタイルにおける土砂移動距離の推定値一覧（レイアウト 2）

Intensity Level (Fig. 6)	$k = 10^{-4} \text{ m/s}$				$k = 10^{-5} \text{ m/s}$				$k = 10^{-6} \text{ m/s}$			
	Rainfall duration (hr)				Rainfall duration (hr)				Rainfall duration (hr)			
	1	4	12	24	1	4	12	24	1	4	12	24
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0.9	0.9	0	0	0	3.5	3.5	0	0	0	0.3
3	0	3.3	0.9	0	0	3.5	3.5	3.5	0	0	0	1.7
4	3.8	3.8	1.6	0.9	0	3.5	3.5	3.5	0	0	0	1.7
5	3.8	3.8	3.3	0.9	0	3.5	3.5	3.5	0	0	0	1.7
6	3.8	3.8	3.8	1.6	0	3.5	3.5	3.5	0	0	0	1.7
7	3.8	3.8	3.8	1.6	0	3.5	3.5	3.5	0	0	0	1.7

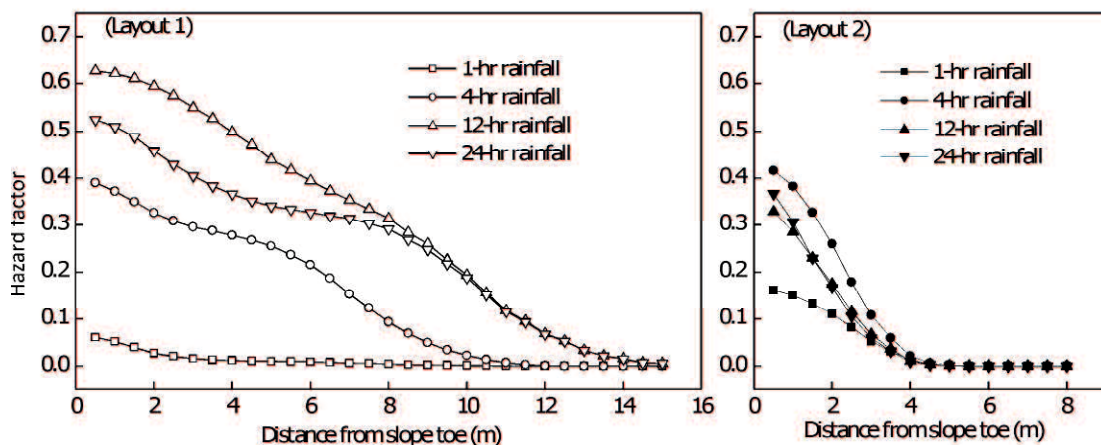


図 6.4.10 90 パーセンタイルにおける土砂流出距離と危険度 ($k=10^{-4} \sim 10^{-6} \text{ m/s}$)

図 6.4.10 においては地盤の透水係数は一様に分布していると仮定しており、 k_0 は 10^{-4} から $10^{-6}m/s$ の範囲であるが、すべりの危険度は、 k_0 の確率分布に大きく影響される。そこで、盛土の透水係数が大きいケースの場合の例を図 6.4.11 に示す。この場合、1 時間雨量と 4 時間雨量による危険度が高いことが反映しているように、短時間降雨の影響が大きくなる。

図 6.4.10 と図 6.4.11 の違いは、前述の記載のとおり降雨強度と堤体内への降雨の浸透のしやすさの違いである。つまり、地盤の透水性が高いことと、盛土を飽和させるための降雨の浸透量が多くなることが原因である。さらに、浸透流解析と SPH 解析結果から降雨条件や地盤への浸透性に異なる確率分布を指定することにより、様々なハザード曲線を効率的に求めることができる。これにより、原位置の地盤浸透性に関する追加情報がその後明らかになった場合、ハザードレベルを修正することが可能となる。

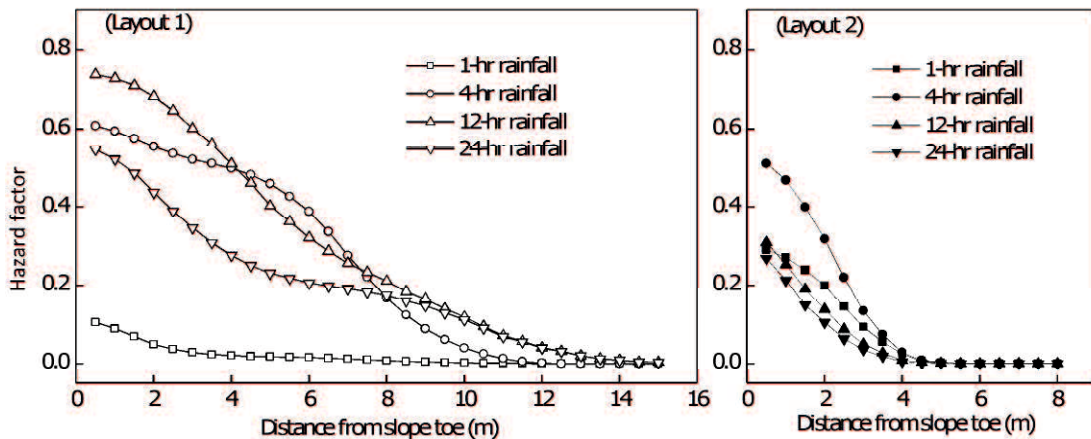


図 6.4.11 90 パーセントイルにおける土砂流出距離と危険度 ($k=10^{-4}\sim 10^{-6}m/s$) (高透水性)

土砂堆積量を変化させた場合の土砂移動距離を抽出することも可能となる。例えば、図 6.4.12 は、図 6.4.10 に示した曲線の土砂堆積厚さを 1m に指定したものである。曲線の形状は、図 6.4.10 と図 6.4.12 で概ね近い値となっているが、後者の方が、わずかに危険度が低くなる。これは、土砂堆積に対する耐久性の高い構造物のリスクが低くなると解釈できる。つまり、構造物の耐久性を考慮したリスク管理や軽減措置の概略的な指標として役立つ可能性がある。

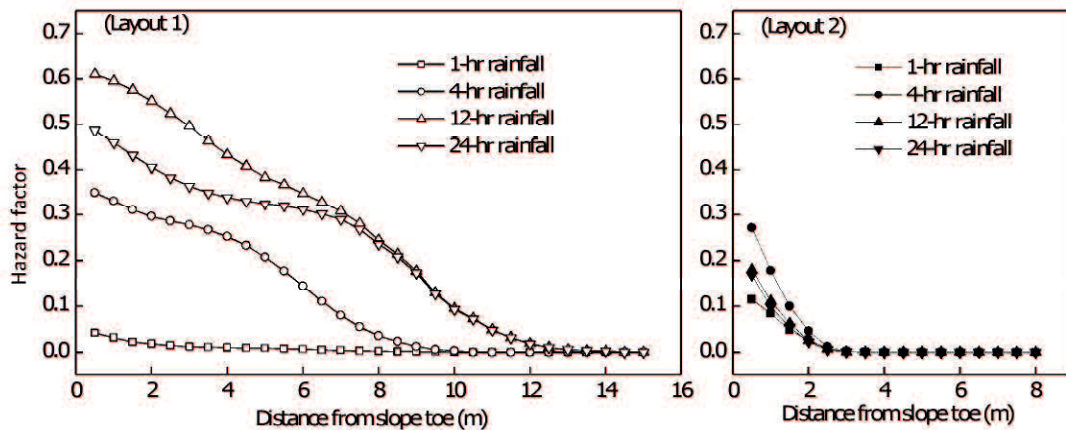


図 6.4.12 土砂流出距離と危険度 ($k=10^{-4}\sim 10^{-6}m/s$ 、土砂堆積 1.0m)

6.4.4 考察

本研究は、Cheuk ら¹³⁾によって報告された2つの特定の法面形状を用いた検討であるため、他の法面の角度、法面の高さ、変状箇所体積によって、流出距離がどのように影響を受ける可能性があるかについて検討する必要がある。

一方、降雨条件の統計的分布は、特定地域の気候条件に基づいて容易に調整することができる。このアプローチにより、気候変動の影響を評価することも可能になり、降雨量が多くなればなるほど、土砂の移動距離が大きくなる確率が高くなる。

しかし、解析結果は、モデル化の仮定、または浸透流解析および SPH 法の解析手法における様々な影響を受ける可能性がある。例えば、SPH 法の解析結果に対する粒子分解能の影響や間隙水圧分布の変化等による解析結果の精度の低下等である。すべりによる土砂流出過程中における間隙水圧の変化を測定することは困難であるため、SPH 法による解析において、土砂移動に伴う間隙水圧を変化させることが必要となる。

6.5 結論

本章では、SPH 法を用いた降雨条件の不確実性と地盤特性の不均質性の両方を考慮した危険度の評価方法について検討した。また、地盤特性の不均質性や降雨条件の不確実性の確率論的アプローチを用いて、土砂流出が構造物等に与える影響についてのリスク評価を可能となる。したがって、このアプローチを用いることで、法面の不安定性に関連する危険レベルの合理的な定量評価が可能となる。また、現行の基準における不確実性と、許容可能なリスクレベルを考慮した様々な対策工の範囲設定や優先順位付けを可能となると考えられる。また、本研究で解析手法に基づいて、3次元 SPH シミュレーションを行なった検討や、透水係数、不飽和浸透特性などの透水性に関するパラメータの不均質性の再現も可能となる。

【参考文献】

- 1) Koutsoyiannis, D., Kozonis, D., and Manetas, A: A mathematical framework for studying rainfall intensity-duration-frequency relationships, *Journal of Hydrology*,206(1), 118 – 135,1998.
- 2) Fenton, G. A. and Griths, D. V.: Reliability-based deep foundation de-sign, *ASCE GSP 170 Probabilistic Applications in Geotechnical Engineering*,10.1061/40914(233)1 ,2007.
- 3) Cho, S. E.: Probabilistic assessment of slope stability that considers the spatialvariability of soil properties, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000309, 975-984, 2010. \
- 4) Al-Bittar, T. and Abdul-Hamid, S.: Probabilistic analysis of strip footings resting on spatially varying soils and aaaasubjected to vertical or inclined loads, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001046, 04013043, 2014.
- 5) Lo, M. K. and Leung, Y. F: Probabilistic analyses of slopes and footings with spatially variable soils considering cross-correlation and conditioned random elds, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 143(9), 04017044, 2017.
- 6) Leung, Y. F. and Lo, M. K.: Probabilistic assessment of pile group response considering superstructure stiffness and three-dimensional soil spatial variability, *Computers and Geotechnics*, 103, 193 – 200,2018.
- 7) Packham, N. and Schmidt, W. M: Latin hypercube sampling with dependence and applications in nance, *Journal of Computational Finance*, 13(3), 81-111, 2010.
- 8) Wong, H. N. and Ho, K. K. S. : Landslide risk management and slope engineering in Hong Kong, *Proceedings of the Seminar on the State-of-the-Practice of Geotechnical Engineering in Taiwan and Hong Kong*, 101-141,2006.
- 9) Sun, H. W. :Review of fill slope failures in Hong Kong, Vol. 96. *Geotechnical Engineering Office*, 1999.
- 10) Chiu, C. F.: Behaviour of unsaturated loosely compacted weathered materials, Ph.D. thesis, The Hong Kong University of Science and Technology, 2001.
- 11) Ng, C. W. W., Fung, W. T., Cheuk, C. Y., and Zhang, L: Influence of stress ratio and stress path on behavior of loose decomposed granite., *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(1), 36-44, 2004.
- 12) Cheuk, C. Y., Ng, C. W. W., and Sun, H. W.: Numerical experiments of soil nails in loose fill slopes subjected to rainfall infiltration effects., *Computers and Geotechnics*, 32(4), 290 – 303, 2005.
- 13) Cheuk, C. Y., Ho, K. K. S., and Lam, A. Y. T: Influence of soil nail orientations on stabilizing mechanisms of loose fill slopes." *Can. Geotech. J.*, 50, 1236-1249,2013
- 14) Tang, C. S. C. and Cheung, S. P. Y.: *Frequency Analysis of Extreme Rainfall Values*, Vol. 261. *Geotechnical Engineering Office*,2011.
- 15) 国土技術研究センター：河川堤防設計指針，2012.7.
- 16) Gan, J. K. M. and Fredlund, D. G: Study of the application of soil water characteristic curves and permeability functions to slope stability. Final Rep., *Civil Engineering Dept., Geotechnical Engineering Office, Hong Kong*,1997

- 17) Chen, X., Leung, Y. F., and Mori, H.: Sensitivity study of rainfall-induced landslide runout considering uncertainty in soil properties., Proceedings of the International Conference on Landslide and Slope Stability (SLOPE2019),2019.
- 18) 国土技術政策総合研究所:プロジェクト研究報告-地域被害推定と防災事業への活用に関する研究-, 2010.2.

7. 結論

7.1 本研究の成果

本研究では、盛土の変形を再現可能な粒子法（SPH 法）を用いて既往の模型実験や過去の被災事例の再現解析を実施し、パイピングの進行過程や法面すべりに関する定量的な評価方法について検討した。また、SPH 法を河川堤防のように不確実性や不均質性が存在する構造物で、降雨条件や土質条件の不均質性を考慮したすべりに関するリスク評価を実施した。本研究で得られた主要な成果を以下に示す。

第 2 章では、現在の河川堤防の維持管理に関する課題についてまとめた。堤防特性のうち、平均法面勾配や平均動水勾配など値から被災の発生しやすい箇所を予測することは可能であるが、現在の目視による点検・巡視によって確認されている変状から被災の予測は困難であることがわかった。今後、合理的な維持管理のためには、点検等で発見される変状から被災へと進行するための条件等について明らかにする必要がある。

第 3 章では、本研究における検討方法および SPH 法の原理、SPH 法によるメリット・デメリットについてまとめた。

第 4 章では、集中豪雨による法面すべりに植生の与える影響に関する実験の再現解析を行った結果を示す。降雨による再現解析では、模型実験サイズの解析ではすべりが発生しなかったが、実物大の解析では模型実験結果と同様の傾向が確認された。SPH 法を用いることで、根茎密度や根茎の深さによる影響を比較的良好に再現できることが示唆された。ただし、模型実験サイズの再現については困難であり、今後、各パラメータのスケール効果による影響を検証し、補正を行う必要があることが示唆された。

第 5 章では、実際に被災が発生した筑後川、子吉川、梯川における被災の再現解析を行った。筑後川の解析では、集中豪雨によって法面すべりが発生した事例の再現解析を実施した。その結果、円弧すべり解析と同様、SPH 法でも集中豪雨によって、法面すべりが発生することが再現できた。子吉川の再現解析では、基礎地盤の強度低下を仮定することで、法面すべりと噴砂が同時に発生する進行過程が発生し、現地の開削調査で観察された地盤構造の特徴を再現できた。また、基礎地盤の砂質土層が被覆土層を破って崩壊土の下に入る現象は、基礎地盤中の間隙水圧が被圧された状態において発生することが確認された。梯川の解析においても、せん断強度の低下を考慮することで、基礎地盤の粒子の噴砂から法面すべりまで進行する過程を再現することができた。

第 6 章では、SPH 法を用いて土質の不均質性および降雨の不確実性を考慮した危険度の評価方法について検討した。具体的には、降雨条件や土質条件、表層のゆるみ域に無作為にばらつきを与え、多量の解析を行い、確率分布を求めることで、危険度を評価した。この検討によって、土質特性の不均質性や降雨条件の不確実性の確率論的アプローチを用いて、土砂流出が構造物等に与える影響についてリスク評価を可能となることが示唆された。また、このアプローチは、斜面の不安定性に関するリスクレベルの合理的な定量評価を可能にし、それによって、現行の基準の

不確実性と、許容可能なリスクレベルを考慮した様々な対策工の範囲設定や優先順位付けや堤防点検における重点箇所の設定を可能となることを示した。

7.2 今後の展望

河川堤防の破壊メカニズムについては、十分に解明されておらず、パイピング等の変状が発生してから決壊に至るケースと至らないケースの区分がされていない状況である。過去の被災履歴における被災箇所と無被災箇所の情報などから堤防性能を推定することが重要となる。そのためには、今後、変状の進行を評価する力学モデルの構築が必要である。本研究では、パイピングを伴う進行性の破壊や、河川水位の浸透を伴わないすべり破壊などについてSPHによる評価が有効であることが示唆されたが、現段階では、定性的な評価に留まっている。そのため、今後、実験や再現解析により知見を深め、進行性破壊を定量的に評価できる解析モデルを構築する必要がある。

また、土質の不均質性が盛土の安定性に与える影響は大きく、無視できないものとなっている。この局所的な不均質性が盛土構造物の安定性に与える影響について評価していく必要がある。

これらの研究が進むことにより、今後の適切な点検方法や対策工法の選定等が確立されることで、合理的な維持管理に繋ぐことができると考える。さらに、本研究では、主に河川堤防の進行性破壊について検討を実施したが、道路盛土や急傾斜地における被災も、すべり発生に類似する。今後、これらの盛土構造物に関する問題についても検討を進めたい。

謝 辞

研究を進めていくにあたり、様々な方々からのご協力をいただくことで、本論文を完成することができました。ここで感謝の意を込めて謝辞を贈らせていただきます。

指導教員である森准教授には、国土技術政策総合研究所へ出向していた2年間も含め、研究の方向性やデータ解析、論文作成に至るまで多くの事に対して熱心にご指導いただきました。月1回の頻度で行った先生との打ち合わせでは、なかなか研究が進まない自分に嫌な顔をせずに暖かく対応していただき、研究に対する様々なご助言を頂いたことのみならず、仕事で疲弊しきった心をリフレッシュして議論できるよい機会でもありました。本論文が完成に至ったのは、先生からのご指導があったからこそだと感じています。本当にありがとうございました。

博士号取得の予備審査会や本審査会において、中田教授、鈴木教授、榊原准教授、吉本准教授からは、的確かつ本質をつく質問や、今後の研究の発展に関するご助言を頂きました。頂いたご意見を踏まえて改めて考えを整理することで、本論文を完成することができました。本当にありがとうございました。

また、SPH法による再現解析を行うにあたり、山口大学森研究室で行われた数々の実験結果を活用させていただきました。この実験がなければこの博士論文も存在しませんでした。また、学生の研究室での発表会や懇親会に参加し、学生と会話できたことはとても刺激になりました。本当にありがとうございました。

さらに、会社の方々には、大学院進学にあたり業務量や日程の調整等をしていただき、論文執筆の時間をつくることができました。本当にありがとうございました。

最後になりましたが、大学院進学を全面的にサポートしてくれた妻の聖芽と両親に心から感謝して、謝辞とさせていただきます。

令和6年8月26日 下川 大介