



第33回 中部地盤工学シンポジウム論文集

論文のダウンロードはこちらからお願いいたします。

<http://jgs-chubu.org/sympo33/>

2021年8月10日（火）（オンライン開催）

主催：公益社団法人 地盤工学会 中部支部

後援：（一社）建設コンサルタンツ協会中部支部

（一社）日本建設業連合会中部支部

（一社）日本応用地質学会中部支部

（一社）中部地質調査業協会

第33回中部地盤工学シンポジウム 目次

8:30 開場

9:00~9:05 開会あいさつ(地盤工学会中部支部支部長 前田 健一)

第1セッション(9:05~10:50)

司会 豊橋技術科学大学 松田 達也

- 1-1. 堤防模型実験による基盤排水工の変状抑制効果の検証 1
○中村 宏樹(名城大学), 小高 猛司, 李 圭太
- 1-2. 矢板設置による河川堤防のパイピング破壊の進展抑制効果 9
○伊神 友裕(名古屋工業大学), 前田 健一, 牧 洋平, 岡田 類
- 1-3. 締固め時に形成する骨格構造が細粒分を含む堤体の力学特性に及ぼす影響 15
○藤田 薫(名城大学), 小高 猛司, 久保 裕一, 李 圭太, 道下 桜太郎, 山下 隼史
- 1-4. 浸透条件下でのせん断変形に伴う砂質土の細粒分流出現象 21
○湯貫 敬(名城大学), 小高 猛司, 久保 裕一, 李 圭太
- 1-5. 洪水時に生じる水面勾配を考慮した洗掘対策工の安定性評価について 25
○丹羽 俊介(名古屋工業大学), 前田 健一, 渡邊 諭, 内藤 直人, 安江 絵翔
- 1-6. 管渠周辺地盤の粒度分布と空洞形状に着目した陥没災害の予防保全に向けた危険度評価フローの提案 31
○林 英璃奈(名古屋工業大学), 前田 健一, 平子 ともみ, 野村 凌
- 1-7. 空気~水~土連成有限変形解析による河川堤防の力学挙動に及ぼす地震と降雨の複合外力の影響評価 37
○西沢 建吾(名古屋大学), 吉川 高広, 野田 利弘, 岡田 都希

特別講演(11:00~12:00)

司会 名城大学 藤井 幸泰

「福島県飯館村における除染後農地の問題と土壌再生」

東京大学大学院農学生命科学研究科・教授 溝口 勝 先生

第2セッション（13：00～14：30）

司会 岐阜大学 小島 悠揮

- 2-1. 鵜沼古市場遺跡における河原石の定向配列と古木曾川の流水方向 41
○山田 富久（濃尾・各務原地名文化研究会），近藤 美穂，西村 勝広，可児 幸彦
- 2-2. 海底地すべりによって励起される津波特性の基礎的研究 45
○弘津 航太郎（名古屋工業大学），岩井 裕正，安井 俊平，張 鋒
- 2-3. 大井川水系榛原川流域における土砂供給過程の詳細把握 53
○鈴木 志信（名城大学），藤井 幸泰，溝口 敦子
- 2-4. セメント添加・カルシウム溶脱による鋭敏粘性土供試体作製の試み 59
○古市 実希（名古屋大学），中井 健太郎，野田 利弘
- 2-5. ジオテキスタイルで補強された盛土の盛土全体系を考慮した耐震メカニズムの数値解析的検討 65
○酒井 崇之（名古屋大学），中野 正樹
- 2-6. 異なる斜面条件における岩塊群の堆積距離に及ぼす岩塊サイズの影響 71
○大村 拓夢（豊橋技術科学大学），内藤 直人，山田 泰弘，Arif Daniel Bin Azmi,
三浦 均也，松田 達也

14：30～14：35 閉会挨拶（シンポジウム部会部会長 藤井 幸泰）

第1セッション
(9 : 05 ~ 10 : 50)

司会 松田 達也
(豊橋技術科学大学)

堤防模型実験による基盤排水工の変状抑制効果の検証
Verification of deformation suppression effect of foundation drainage work
by embankment model experiment

中村宏樹¹, 小高猛司², 李 圭太³

- 1 名城大学大学院・理工学研究科社会基礎デザイン工学専攻
- 2 名城大学・理工学部社会基礎デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp
- 3 日本工営株式会社・コンサルティング事業統括本部

概 要

近年、高透水性基礎地盤に起因する河川堤防の被災が発生しており、それらの共通点として、非常に透水性の高い基礎地盤上に、それより透水性が低い基礎地盤が存在する複層構造の基礎地盤であったことが挙げられる。そこで本論文では、複層構造の高透水性基礎地盤を模擬した小型堤防模型実験を通して、浸透破壊に対して有効だと考えられる基盤排水工の堤体変状抑制効果について、設置位置と規模を変更して検討を行い、その模型実験の結果を基に、二次元浸透流解析によって、動水勾配および飽和度の分布を明らかにするとともに、実務で用いられる浸透に対する安全性照査における安定計算を行った。その結果、基盤排水工は設定位置が重要であり、大規模な法すべりのトリガーとなる法先での小規模すべりを抑制する点で、設計マニュアルでは推奨されていない堤体法尻部に設けることが最も効果的であることを示した。

キーワード：河川堤防、高透水性基礎地盤、浸透破壊、模型実験、基盤排水工

1. はじめに

2012年7月に矢部川¹⁾において浸透による堤防決壊が発生した。国が直轄管理する河川堤防において、計画高水位を長時間上回ったとは言え、越流せずに決壊に至った事例は久しくなかったことから、大きな注目を集めた。さらに2013年7月には、子吉川²⁾と梯川²⁾において、いずれも決壊には至らなかったが、越流が発生していない区間において、浸透によって法肩に達する大きな裏法すべりが発生した。それらの被災事例の共通点として、高い透水性の基礎地盤が存在し、かつその基礎地盤の上には相対的に透水性が低い堤体や基礎地盤（被覆土層を含む）が存在していたことが挙げられる。そのような高い透水性を有する基礎地盤が誘因となり、パイピングを含む裏法尻近傍での堤体変状を引き起こし、それが決壊や大規模な裏法すべりと言った河川堤防全体の不安定化に結びついたと考えられる。

また、県が管理する中小河川においても、越流なき堤防決壊が近年に複数発生している。例えば、2015年9月には宮城県の渋井川⁴⁾で、2016年8月には青森県の二ツ森川⁵⁾において浸透によって堤防が決壊した。特に、二ツ森川堤防においては、被災後の開削調査によって、被災堤体下部の浅層に高透水性の砂層の分布が確認された⁵⁾。さらに浸透流解析によって、決壊断面では川裏法尻付近に高い動水勾配が集中したことが示され、高透水性の基礎地盤に起因するパイピングが決壊に影響したと考えられた⁵⁾。そのよ

うな被災事例も踏まえて、近年頻発している越流を直接的な原因とする河川堤防の決壊においても、パイピングなどの浸透が決壊に至る複合的な要因となった可能性が検討されることがほとんどである。

本論文では、まず、高透水性基礎地盤上にある河川堤防が直面しているパイピングに起因する崩壊のメカニズムを小型堤防模型実験結果から示した上で、パイピングに対して有効だと考えられる基盤排水工の設置位置と規模を変更して変状抑制効果の検討を行う。その後、二次元浸透流解析を行い、小型堤防模型実験における動水勾配および飽和度の分布を明らかにするとともに、実務で用いられる浸透に対する安全性照査における安定計算を行う。

2. 浸透模型実験

2.1 実験概要

図-1に模型実験装置の諸元を示す。本論文のすべての実験ケースにおいて、領域Ⅰの高透水性基礎地盤には、三河珪砂3号砂（間隙比 $e=0.95$ 、透水係数 $k=2.67 \times 10^{-1}(\text{cm/s})$ ）、領域Ⅱの被覆土層には、三河珪砂8号砂（間隙比 $e=1.06$ 、透水係数 $k=3.98 \times 10^{-3}(\text{cm/s})$ ）、領域Ⅲの堤体には、三河珪砂6, 7, 8号砂を5:2:5の質量比で混合した材料（以後、678混合砂）（間隙比 $e=1.06$ 、透水係数 $k=9.96 \times 10^{-3}(\text{cm/s})$ ）を用いた。また、基盤排水工には、領域Ⅰと同様に三河珪砂3号砂を用いた。

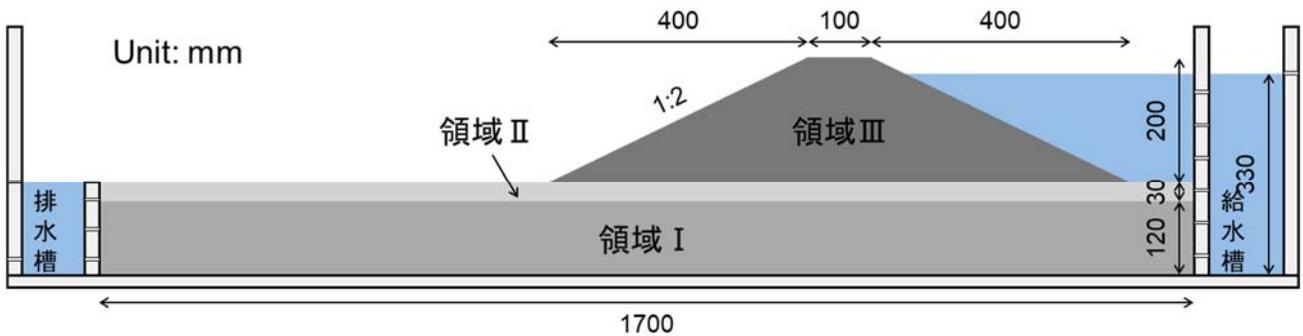


図-1 模型実験装置の諸元

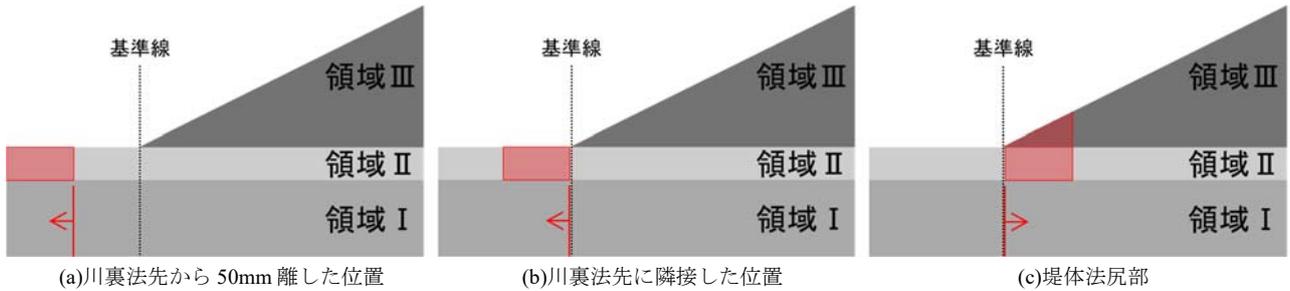


図-2 基盤排水工の設置位置

基盤排水工の設置位置を図-2に示す。堤内基盤排水対策マニュアル(試行版)⁶⁾においては、堤体材料の流出や将来の維持管理の観点から、基盤排水工を川裏側の基礎地盤に設けることを推奨している。そのため、設置位置は川裏法先を基準とし、川裏側で法先から50mm離れた位置(図-2(a))、川裏側で法先に隣接した位置(図-2(b))、また、設置位置の違いによる変状抑制効果を比較するために、堤体法尻部(図-2(c))の3箇所に設けた。

模型実験は以下の手順で実施した。給水槽の水位を水槽底面から100mmで保つように90分間給水を続け、基礎地盤を飽和させた。その後、川表側の給水槽の水位を330mmの位置(堤体高の9割)まで急激に上昇させ、その水位を保持する一方、川裏側の排水槽は150mmに水位を保持しながら、浸透に伴う堤体および基礎地盤の挙動を観察した。すべての実験過程において、模型地盤の上面と正面からビデオ撮影を行い、堤体の変状がほぼ見られなくなるまで実験を継続した。

2.2 実験結果

本論文で実施した実験Caseを表-1に示す。最右列の終了時崩壊度とは、実験終了時の堤体の崩壊程度を簡易的に記したものである。なお、越流とは、堤体の崩壊に伴って、模型堤防の天端高が一定水位330mm(堤体高の9割)を下回ることによって発生したものを指す。

2.2.1 無対策の実験結果

基盤排水工を施さない無対策のCase1の結果を写真-1に示す。実験開始による水位上昇完了後から間もなく、法先の領域Iと領域IIの透水性のギャップが大きい地層境界部において水みちが発生し、領域IIの地盤が大きく持ち上げられる盤ぶくれが見られた後に、実験開始約1分後に盤ぶくれの破裂に伴い激しい漏水に伴う噴砂とパイピングが発生した(写真-1(a))。その後、領域IとIIの間に形成さ

表-1 実験Caseの諸元

Case	基盤排水工		終了時崩壊度
	位置	規模	
1			越流
2	川裏側 法先から50mm離す	30mm	7割
3		50mm	8割
4		100mm	2割
5		200mm	2割
6	川裏側 法先に隣接させる	30mm	7割
7		50mm	8割
8		100mm	2割
9	堤体法尻部	200mm	2割
10		30mm	9割
11		50mm	0割
12		100mm	0割
13		200mm	0割

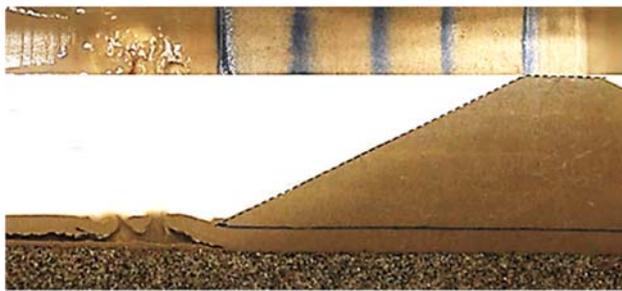
れた水みちが法先から地表に吹き出し、裏法尻近傍が崩れ泥濁化し始めた(写真-1(b))、さらに、その泥濁化をトリガーとして、水みちが川表側へと徐々に進行し(写真-1(c))、その繰り返しのよって大規模なすべり破壊に進展し、実験開始約23分後に天端川表側まですべり破壊が到達して越流が生じたため、実験終了とした(写真-1(d))。

以上のように、高透水性基礎地盤を有する堤防において、基盤排水工を施さない無対策の場合には、堤内地で盤ぶくれやパイピングが発生することが確認された。

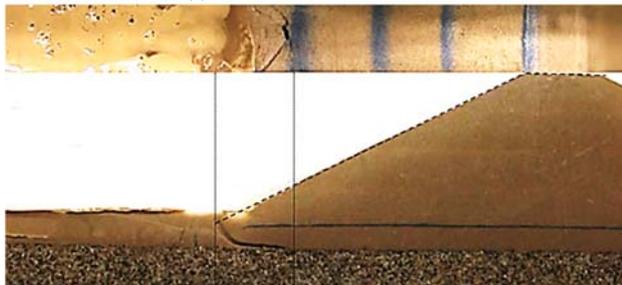
2.2.2 基盤排水工の設置位置の検討

先述の通り、堤内基盤排水工マニュアル(試行版)⁶⁾においては、川裏側の基礎地盤に基盤排水工を設けることを推奨している。設置位置の違いによる変状抑制効果を比較するために、幅50mmで統一したCase3, 7および11の結果を写真-2に示す。

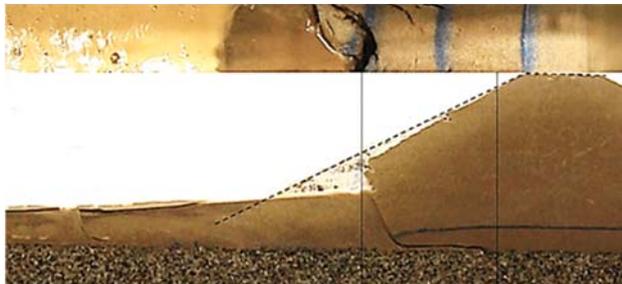
まず、基盤排水工を川裏法先から50mm離れた位置に設けたCase3では、実験開始約30秒後に基盤排水工からの排水が確認され、その後、実験開始約3分後に法先での泥濁化が始まった。そして、その泥濁化をトリガーとした法



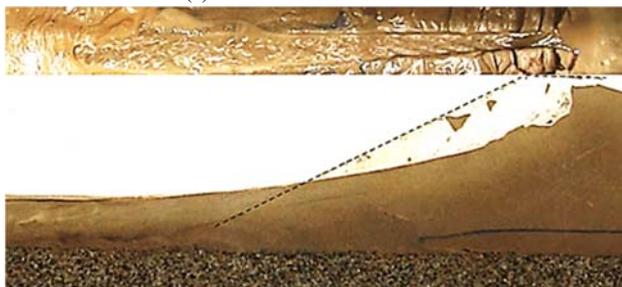
(a)Case1—無対策 (1m00s)



(b)Case1—無対策 (1m50s)



(c)Case1—無対策 (4m40s)

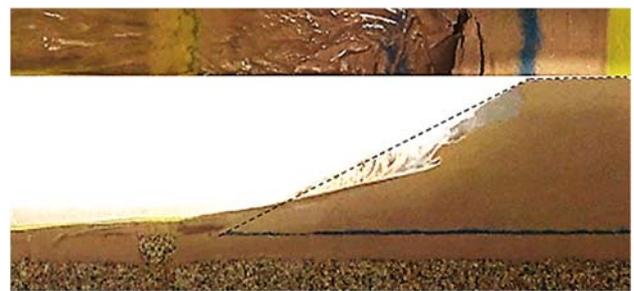


(d)Case1—無対策 (終了時)

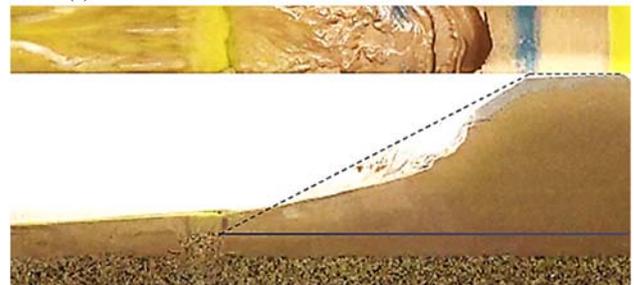
写真-1 無対策の破壊過程

すべりが発生し、実験開始 60 分で裏法面の 8 割まで崩壊が進展した(写真-2(a))。また、基盤排水工を川裏法先に隣接した位置に設けた Case7 においても、Case3 と同様に実験開始 60 分で裏法面の 8 割まで法すべりが進展した(写真-2(b))。このことから、川裏側の基礎地盤に基盤排水工を設置する場合には、幅 50mm では十分な効果が得られず、無対策の Case1 と同様に、高透水性基礎地盤の領域 I から作用する過剰間隙水圧の増加に伴う領域 II, III の有効応力低下を抑制できないことが確認された。

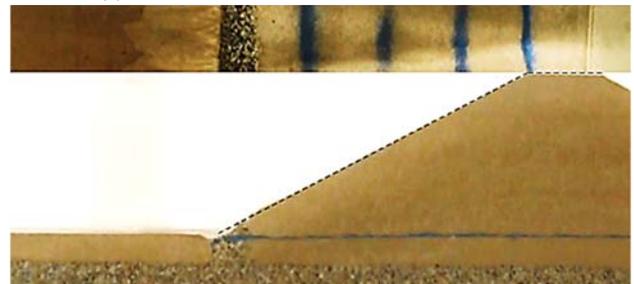
一方、基盤排水工を堤体法尻部に設けた Case11 では、実験開始約 30 秒後に基盤排水工から排水が確認されたが、堤体に変状は見られず、実験開始 60 分で実験終了とした。堤体に変状が見られなかった理由として、大規模なすべり破壊のトリガーとなる法先での泥濘化を抑制したことが挙げられる。これは、最も動水勾配が集中する堤体法尻部に効果的に基盤排水工を配置したことによる排水効果に加えて、堤体法尻部を基盤排水工の粗粒材料へと置換した



(a)Case3—川裏法先から 50mm 離れた位置 (終了時)

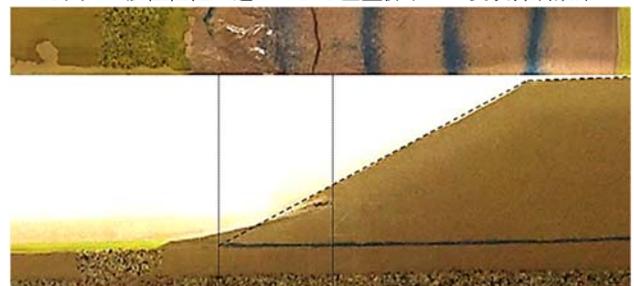


(b)Case7—川裏法先に隣接した位置 (終了時)

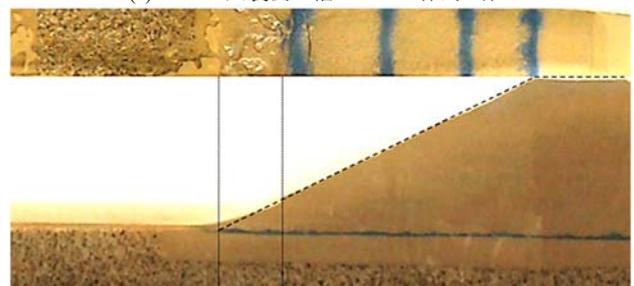


(c)Case11—堤体法尻部 (終了時)

写真-2 設置位置の違いによる基盤排水工の変状抑制効果



(a)Case4—川裏側で幅 100mm (終了時)



(b)Case5—川裏側で幅 200mm (終了時)

写真-3 川裏側に設けた基盤排水工の変状抑制効果

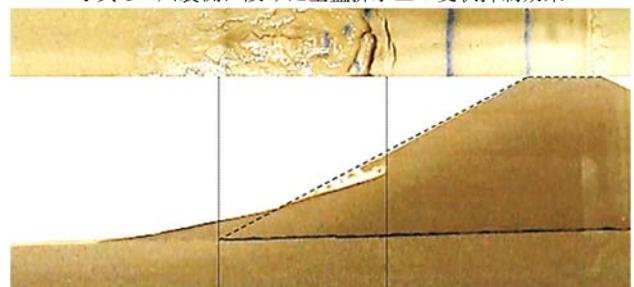


写真-4 低透水性基礎地盤上の堤防の法先での泥濘化

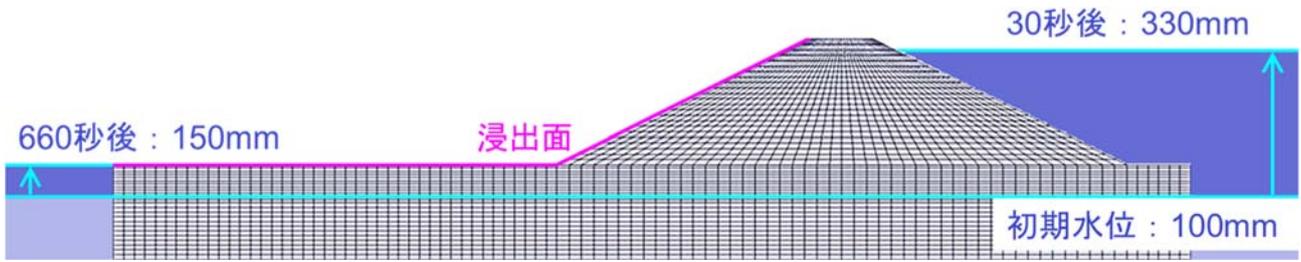


図-3 解析モデルの境界条件

ことによる力学的な効果も大きいと考えられる。

2.2.3 川裏側に設ける基盤排水工の規模の検討

川裏法先から 50mm 離れた位置に基盤排水工を設けた Case3 では、十分な排水量が確保できなかったため、法すべりに進展したと考えられる。そのため、より多くの排水量を確保できるように基盤排水工の規模を拡大した Case4 および 5 の結果を写真-3 に示す。幅 100mm の Case4 と幅 200mm の Case5 とともに、Case3 と同様に実験開始約 30 秒後に基盤排水工から顕著な排水が見られ、その後、法先での泥濘化が確認されたが、それをトリガーとする法すべりには進展せず、実験開始から 60 分で実験終了とした（写真-3(a), (b)）。

写真-4 は、参考までに無対策の Case1 の領域 I と領域 II の材料を三河珪砂 6 号砂（間隙比 $e=1.06$ 、透水係数 $k=6.30 \times 10^{-2}(\text{cm/s})$ ）へと置換した実験の最終状態を示したものである。高透水性基礎地盤の影響がないため、堤体内の浸透のみによって法先が泥濘化する様子が示されているが、あくまで表層の泥濘化に留まり、深いすべり破壊には発展していない。これは、基礎地盤からの過剰間隙水圧による被圧がないために、堤体法尻部を中心とした堤体下部における有効応力の低下が発生しないからと考えられる。ここで、Case4 における法先での泥濘化を見ると、写真-4 の泥濘化と同程度であり、深いすべり破壊に発展していないことから、高透水性基礎地盤による堤体の被圧の影響は基盤排水工によって低減できており、堤体内の浸透のみによって泥濘化が生じていると考えられる。さらに基盤排水工の幅 200mm の Case5 では、幅 100mm の Case4 と比べ、泥濘化が大きく抑制されていることから、基礎地盤内の水圧が低下することによって、堤体内浸透を抑制している可能性がある。これは、基礎地盤が高透水性である場合、洪水による河川水位上昇に伴う被圧を受けなければ、堤体内の浸潤面の上昇を抑制する方向に作用して、安定側に働く場合もある⁷⁾ことを裏付けている。

紙面の都合で割愛するが、川裏法先に隣接した位置に基盤排水工を設けた Case8, 9 は、川裏法先から 50mm 離れた位置に基盤排水工を設けた Case4, 5 の結果とほぼ等しく、幅 100mm 以上の場合、設置位置が 50mm 堤内地側へ移動しても大きな違いは確認されなかった。

3. 二次元浸透流解析

3.1 解析概要

本論文の模型実験の結果を飽和-不飽和浸透流解析で

表-2 VG モデルのパラメータ

θ_r	θ_s	$\alpha(\text{cm}^{-1})$	n
0.000	0.515	0.124	2.280

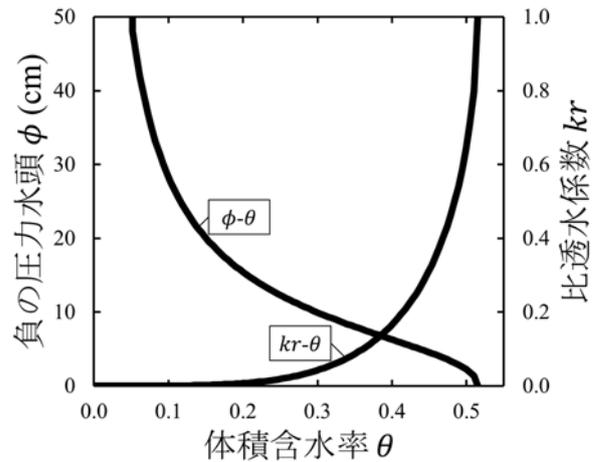


図-4 不飽和浸透特性

シミュレーションし、基盤排水工の設置位置や規模の違いによる堤防の破堤危険度評価を従来の指標を用いて検討する。本論文では、堤防の浸透過程における動水勾配、飽和度の分布を正確に把握するため、飽和-不飽和浸透流解析コード UNSAF (UNsaturated-Saturated Analysis program by Finite element method) を用いた。

解析モデルの境界条件を図-3 に示す。外力として与える水位は、飽和段階を模擬した初期 100mm を与え、模型実験の水位上昇に合わせ、解析モデルの右面に解析開始から 30 秒かけて 330mm（堤体高の 9 割）の水頭が作用するように設定した。一方、模型実験では、右面の水位が一定水位 330mm に達した際に、左面の水位が 150mm に達するが、模型実験と同様に左面の水位を急上昇させると、模型実験とは異なり、逆流もしくは行き止まり地盤を模してしまふ恐れがある。そのため、解析モデルの左面には、解析開始 60 秒後から 600 秒かけて 150mm の水頭が作用するように設定した。また、その他の境界条件として、川裏側の法面と地表面を浸出面に設定した。解析各領域における地盤材料の透水係数は、模型実験の実験値を用い、計算時間は水位上昇から 3600 秒間とした。

浸透流解析を行うに当たり、不飽和土の浸透特性を明らかにする必要がある。そこで、不飽和浸透特性モデルには、van Genuchten によって提案された関数モデル⁸⁾（以後、VG モデル）を用いた。VG モデルでは、式(1)で定義される有効飽和度 Se を用いて、負の圧力水頭 ϕ を体積含水率 θ の

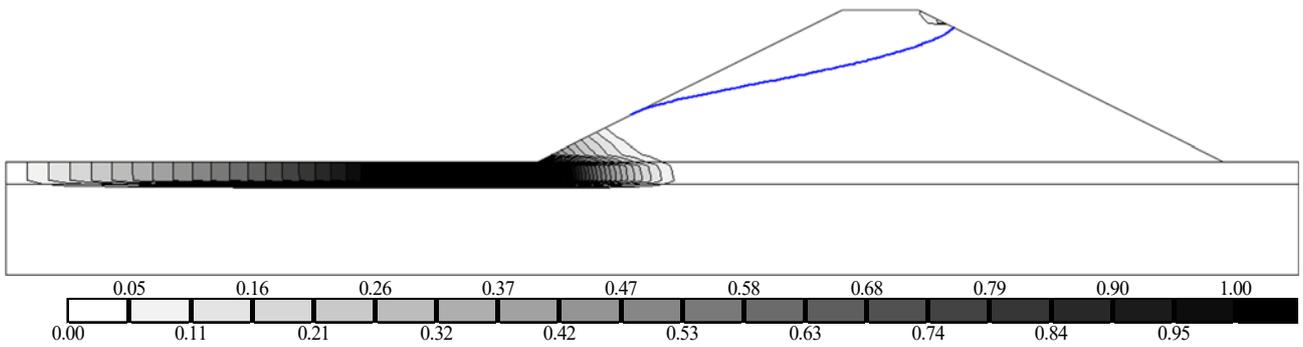
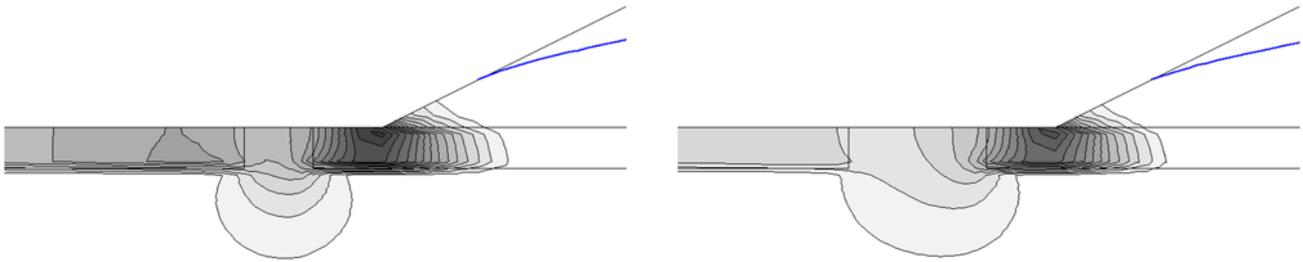
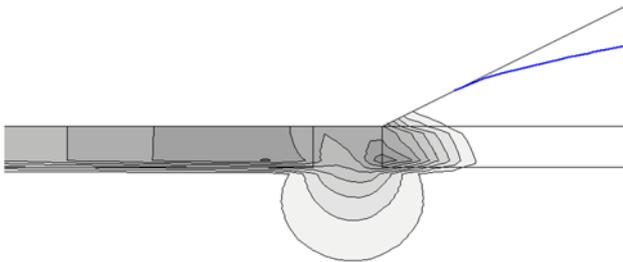


図-5 無対策の鉛直動水勾配 (1800s)

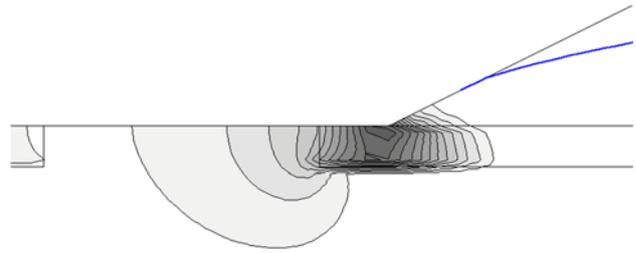


(a)Case3—川裏法先から 50mm 離れた位置 (1800s)

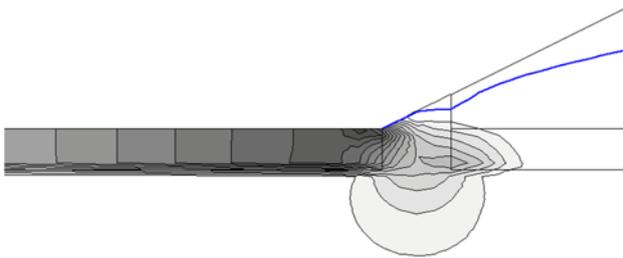
(a)Case4—川裏側で幅 100mm (1800s)



(b)Case7—川裏法先に隣接した位置 (1800s)



(b)Case5—川裏側で幅 200mm (1800s)



(c)Case11—堤体法尻部 (1800s)

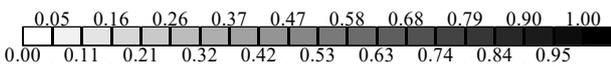


図-6 設置位置の違いによる鉛直動水勾配の変化

関数 (以後、水分特性曲線) として表現し、Mualem モデル⁹⁾に式(1)を代入して得られる式(2)を用いて、比透水係数 kr を体積含水率 θ の関数として表現する。

$$Se = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \left[1 + (\alpha\phi)^n \right]^{-m} \quad (1)$$

$$kr = \frac{k\theta}{k_s} = Se^{1/2} \left[1 - (1 - Se^{1/m})^m \right]^2 \quad (2)$$

ここで、 θ_r : 残留体積含水率, θ_s : 飽和体積含水率, k_θ :

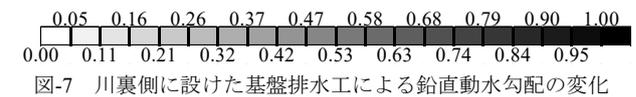


図-7 川裏側に設けた基盤排水工による鉛直動水勾配の変化

不飽和透水係数(cm/s), k_s : 飽和透水係数(cm/s), α, n : 水分特性曲線の形状により決定されるフィッティングパラメータ, $n > 1$, $m = 1 - 1/n$ である。

本研究で用いた VG モデルのパラメータを表-2, 推定した不飽和浸透特性を図-4 に示す。残留体積含水率 θ_r は、砂質土試料の場合に 0 に等しいと考えられる¹⁰⁾ため、 $\theta_r = 0$ で既知とし、飽和体積含水率 θ_s は、有効間隙率の値を用いた。また、模型地盤を作製する際に、地盤材料に含水比 4%加水しているため、この含水比 4%を初期飽和度とし、フィッティングパラメータ α, n を設定した。

3.2 解析結果

基盤排水工を設けることによって、浸透破壊の要因である動水勾配の集中を低減できているかを確認するために、まず、無対策の場合の鉛直動水勾配の分布を図-5 に示す。高透水性基礎地盤を有する場合、無対策だと堤体法尻部から川裏側の被覆土層にかけて広範囲に大きな動水勾配が集中し、盤ぶくれやパイピングの危険性が高いことが推測される。また、堤体法尻部にも大きな動水勾配が分布して

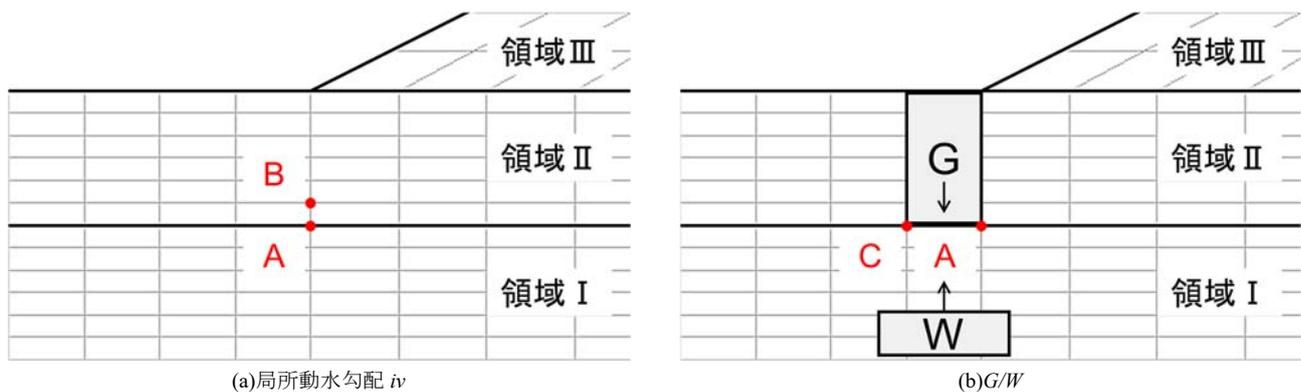


図-8 算定箇所節点および要素

おり、法先から崩壊する可能性が高い。これは、模型実験と同様の結果である（写真-1）。

3.2.1 基盤排水工の設置位置の違いによる鉛直方向の動水勾配の変化

模型実験において、幅 50mm で統一し、設置位置を変更した Case3, 7, 11 では、堤体法尻部に基盤排水工を設けた Case11 のみ堤体変状が確認されなかった。それらの結果と動水勾配の関係を明らかにするために、設置位置の違いによる鉛直動水勾配の変化を図-6 に示す。川裏法先から 50mm 離れた位置に設けた Case3 では、法先から基盤排水工までの被覆土層に大きな動水勾配が集中している（図-6(a)）。一方、川裏法先に隣接した位置に設けた Case7 では、裏法尻近傍に集中する動水勾配を大幅に低減できていることが確認された（図-6(b)）。これは、裏法尻近傍の領域 I と領域 II の透水性のギャップが大きい地層境界部に動水勾配が集中するため、法先により近接した位置に設けることが重要であることを示している。

堤体法尻部に設けた Case11 では、裏法尻近傍の被覆土層に動水勾配が集中しているものの、堤体法尻部を粗粒材料に置換しているため、堤体への影響は低減できている。また、他の Case との違いとして、裏法面に浸出する浸潤面が基盤排水工に用いた粗粒材料内留まっていることが挙げられる。これは、堤体法尻部に基盤排水工を設けることで堤体内浸透を抑制するドレーン工¹¹⁾と同様の効果が発揮されていると考えられる。そのため、模型実験において、法先での泥濁化を抑制できたと推測される。

3.2.2 川裏側に設ける基盤排水工の規模の違いによる鉛直方向の動水勾配の変化

模型実験において、川裏法先から 50mm 離れた位置に設け、かつ Case3 よりも規模を拡大した Case4, 5 の鉛直動水勾配の変化を図-7 に示す。この結果、規模を拡大することによって、動水勾配の集中と堤体内浸透を若干ではあるが、抑制できている。模型実験においても同様に、法先での泥濁化を低減できることが確認されている（写真-3）。

3.3 浸透に対する安全性照査における安定計算

いずれの実験 Case に関しても、高透水性基礎地盤を有していることから、浸透に対する安全性照査における安定計算¹²⁾を行った。安全性照査に必要な鉛直方向の局所動水勾配 i_v は、浸透流解析の結果から得られた全水頭 ψ ある

いは圧力水頭 ϕ を基に、裏法尻近傍の基礎地盤について式(3)によって算出する。

$$i_v = \frac{\Delta\psi}{d_v} = \frac{\Delta\phi - d_v \cdot \rho_w \cdot g \cdot H}{d_v \cdot \rho_w \cdot g \cdot P} \quad (3)$$

ここで、 i_v : 鉛直方向の局所動水勾配、 $\Delta\psi$: 節点間の全水頭差(m)、 $\Delta\phi$: 節点間の圧力水頭差(m)、 d_v : 節点間の鉛直距離(m)である。

一方、裏法尻近傍の基礎地盤の表層には、低透水性の被覆土が存在する。すなわち、領域 II を被覆土と見立てて、式(4)で求められる G/W を用いて、盤ぶくれに対する安全性照査を行う。 $G/W > 1$ の場合、安定と評価される。

$$G/W = \frac{\rho_s \cdot g \cdot H}{\rho_w \cdot g \cdot P} \quad (4)$$

ここで、 G : 単位面積あたりの被覆土層の重量(kN/m²)、 W : 被覆土層底面に作用する揚圧力(kN/m²)、 ρ_s : 被覆土層の密度(g/cm³)、 H : 被覆土層の層厚(m)、 ρ_w : 水の密度(g/cm³)、 P : 被覆土層底面の圧力水頭(m)、 g : 重力加速度(m/s²)である。

算定箇所節点ならびに要素を図-8 に示す。動水勾配は川裏法先直下の領域 II 底面の節点 A とその上部にある節点 B の 2 点から算出し、 G/W は節点 A と川裏側の節点 C から算出した揚圧力とその上部にある全要素の重量 G から算出している。通常の実務においては、裏法尻近傍の上面での局所動水勾配を計算し、 $i_v < 0.5$ の場合、安全と判断される。しかし、本論文では、最も動水勾配が集中する箇所を透水性が急激に低下する被覆土層との地層境界部で定義しているため、後の解析結果で示されるように、破壊の閾値は 0.5 よりも相当に大きくなる。そのため、破壊の閾値だけでなく、ボーリング発生を抑制する限界動水勾配 i_c も指標として用いて評価を行う。

基本的に鉛直方向の局所動水勾配 i_v と G/W は、一次元条件下では同じものであるが、図-8(b)に示すように、算定箇所が異なるため、後の解析結果からも分かるように、同値にはなっておらず、 G/W は被覆土層である領域 II の層厚方向に平均化されたものと解釈できる。

安定計算を行う前に、無対策である Case1 の飽和度を図-9 に示す。基礎地盤に着目すると、被覆土層が完全飽和していないことが確認できる。紙面の都合で割愛するが、その他の解析 Case においても、ほぼ同様の結果である。

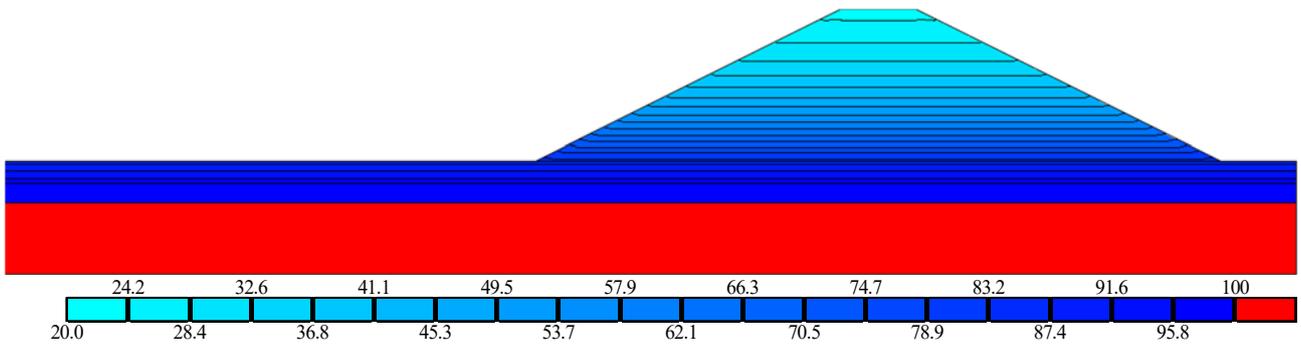


図-9 無対策の飽和度 (0s)

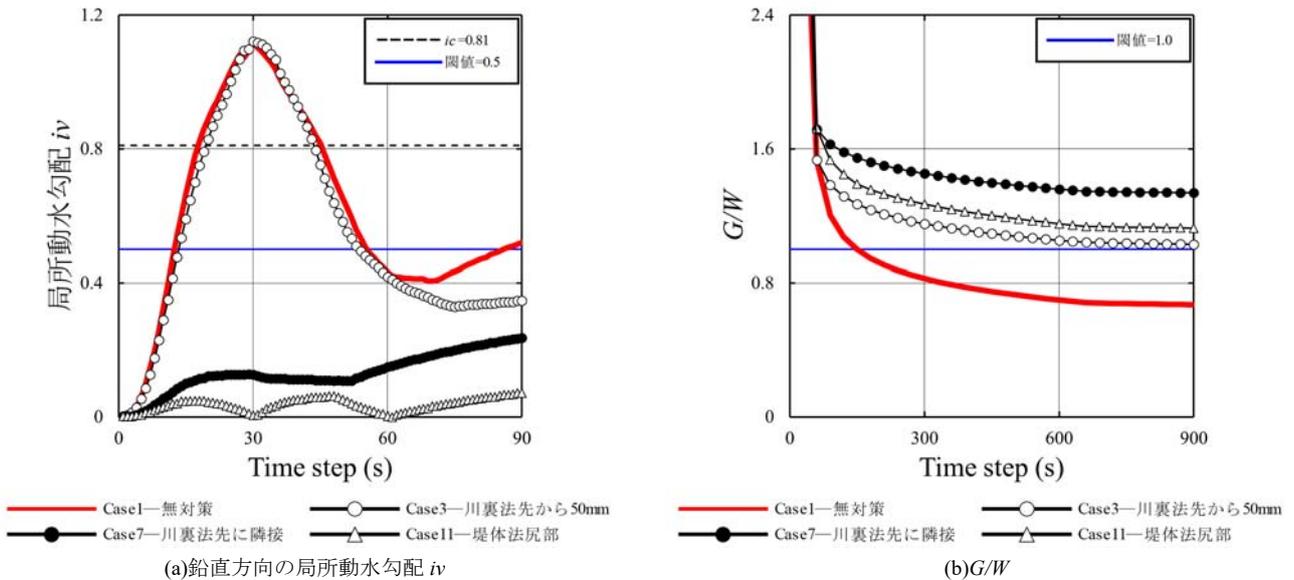


図-10 設置位置の違いによる安定性評価

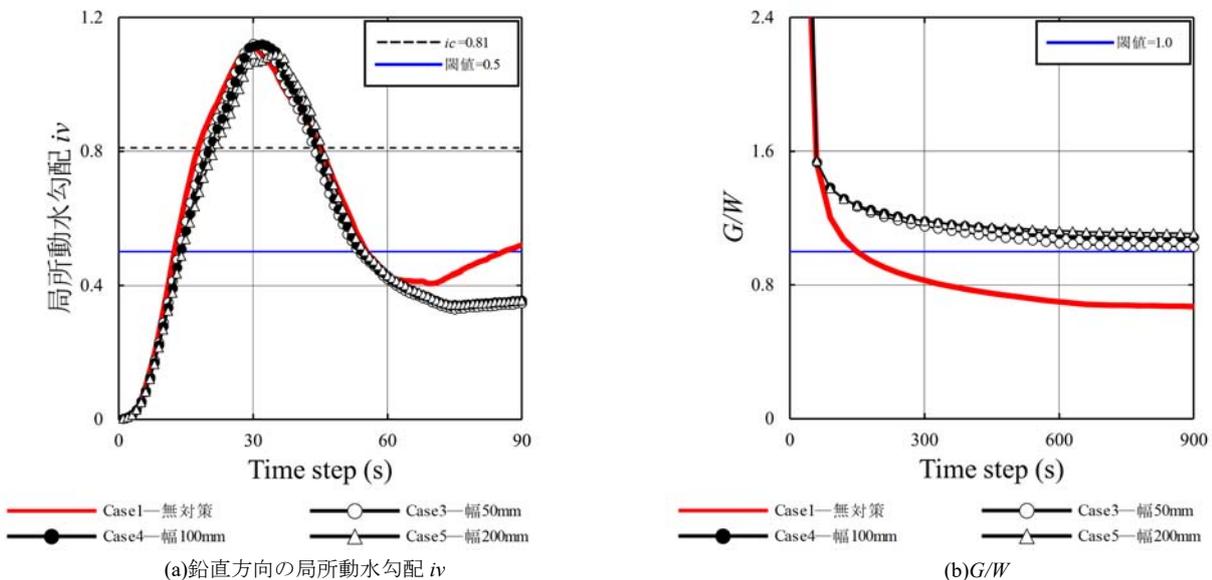


図-11 川裏側に設けた基盤排水工による安定性評価

3.3.1 基盤排水工の設置位置の違いによる安定計算

設置位置の違いによる鉛直方向の局所動水勾配と G/W を図-10 に示す。まず、Case3 に着目すると、解析開始 14 秒で閾値 0.5、解析開始 20 秒で限界動水勾配 0.81 を上回り、無対策とほぼ同様の結果であった。これは、算定

箇所である被覆土層が不飽和であるために発生したものと考えられる。その後、法先近傍の被覆土層の底面が飽和することで閾値 0.5 を下回り、上面まで飽和がすすむと、再び動水勾配が上昇し始めた。一方、Case7、11 では、実験開始直後に起こる局所動水勾配の急上昇を抑制できる

ことが確認された。

次に、 G/W の結果について比較をすると、まず、無対策のCase1では、解析開始150秒で閾値1を下回り、解析開始900秒で0.67という結果が得られ、実験開始直後に不安定と評価される。次に、Case3では、解析開始900秒で1.03まで低下しており、基盤排水工を設けることで閾値1を上回ることが明らかになったが、より法先へ近づけたCase7, 11では、解析開始900秒でそれぞれ1.34, 1.12とCase3よりも安定と評価される結果が得られた。法先に隣接して設けたCase7が最も安定だと評価された理由として、本論文で定義した算定箇所が材料が基盤排水工の粗粒材料であるためだと考えられる。

以上のように、基盤排水工を設けることで安定側に作用するが、その際の設置位置が重要であり、より川裏法先に近接した位置に設けることが重要であることが示された。

3.3.2 川裏側に設ける基盤排水工の規模の違いによる安定計算

川裏法先から50mm離れた位置に設けたCase3, 4, 5の解析結果を図-11に示す。この結果、規模を大きくすることで解析開始直後に不飽和領域に浸透することで発生する鉛直方向の局所動水勾配 i_v の最大値を多少ではあるが低減できることが確認された。

G/W の結果について比較をすると、Case4, 5では、解析開始900秒でそれぞれ1.09, 1.11と規模を拡大することで安定側に作用しているものの、先述の通り、幅50mmでより川裏法先に近接させたCase7, 11よりも不安定である。

以上のように、川裏法先から基盤排水工を離れた位置に設けてしまうと、法先近傍の被覆土層に局所動水勾配が集中することを改善することができないために、規模拡大による効果は設置位置と比べ、効果が薄いことが示された。

4. 結論

本論文では、浸透模型実験および二次元浸透流解析を通して、基盤排水工の設置位置と規模の違いによる変状抑制効果の検討を行った。

模型実験の結果によって、無対策の高透水性基礎地盤上の堤防では、実験開始初期段階から川裏側で盤ぶくれ、水みち、噴砂などパイピングの諸現象が見られ、それに伴い裏法先の泥濁化が発生することが確認された。その後、法先での泥濁化をトリガーとした大規模な法すべりに進展し、最終的に越流決壊に至る。次に、基盤排水工の設置位置を3パターンに変更して実験を行った結果、堤体法尻部に設けることで、大規模な法すべりのトリガーである法先での泥濁化を抑制する上で、もっとも効果的であることが示された。川裏側に設ける場合には、規模を拡大することで、法先での泥濁化を低減することができるが、完全に抑制することはできない。

二次元浸透流解析の結果によって、裏法尻近傍に集中する鉛直方向の動水勾配を低減させるためには、基盤排水工を法先により近い位置に設ける必要があることが示され

た。また、堤体法尻部に設けることで、裏法面に浸出する浸潤面を基盤排水工に用いた粗粒材料内に留まり、ドレーン工のように堤体内浸透を抑制するため、法先での泥濁化を抑制できることが明らかになった。二次元浸透流解析の結果を基に、鉛直方向の局所動水勾配 i_v と G/W を算出した結果、基盤排水工を川裏法先から50mm離れた位置に設けた場合、解析開始直後に急上昇する鉛直方向の局所動水勾配 i_v は無対策とほぼ同様である一方、川裏法先に隣接もしくは堤体法尻部に設けた場合、不飽和領域に浸透することで急上昇する局所動水勾配を抑制できることが示された。また、 G/W においても同様の結果が得られた。

模型実験と浸透流解析を通して、川裏法先から50mm離して設けた実験Caseの規模を拡大した際の効果が薄かったことから、基盤排水工はその設置位置が重要であり、大規模な法すべりのトリガーとなる法先での泥濁化を抑制できる点から、堤体法尻部に設けることが重要である。既存の堤内基盤排水対策マニュアル(試行版)⁹⁾では、基盤排水工は川裏側の堤体外に設けることを推奨している。しかしながら、川裏側の堤内地は、民地である場合も多く、その場合には堤体内に設置せざるを得ない。実際に、令和元年台風19号の出水でも、堤体内に設置された基盤排水工が効果を発揮した事例¹³⁾もある。今後は、より明確に堤体への設置を進めるべきである。

参考文献

- 1) 矢部川堤防調査委員会:矢部川堤防調査委員会報告書, 2013.
- 2) 地盤工学会:河川堤防の調査・検討から維持管理まで, 第3章 浸透に対する検討, 2020.
- 3) 中川博樹:子吉川における堤防被災メカニズムと調査分析結果について, 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.
- 4) 宮城県土木部河川課:平成7年9月関東・東北豪雨による洪水記録(9月10日~11日降雨), 2016.
- 5) 東拓生, 秋場俊一, 石原雅規, 佐々木哲也:2016年台風10号による二ツ森川の破堤箇所における開削調査, 第5回河川堤防技術シンポジウム, pp.27-30, 2017.
- 6) 土木研究所:堤内基盤排水対策マニュアル(試行版), 2017.
- 7) 田端幸輔, 福岡捷二, 内堀寿美男, 上村勇太:堤防脆弱性指標に基づいた堤防破壊危険性評価に関する研究—鬼怒川中下流部平成27年9月大洪水を例として—, 河川技術論文集, 第23巻, pp.387-392, 2017.
- 8) van Genuchten, M. Th.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, Soil Sci. Am. J., Vol.44, pp.892-898, 1980.
- 9) Mualem, Y.: A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, Water Resour. Res., Vol.12, pp.513-522, 1976.
- 10) 西垣誠:飽和・不飽和領域内の土中水の浸透特性に関する2, 3の考察, 土質工学会論文報告集, Vol.23, No.3, pp.165-177, 1983.
- 11) 国土交通省水管理・国土保全局治水課:ドレーン工設計マニュアル, 2013.
- 12) 国土技術研究センター:河川堤防の構造検討の手引き(改訂版), 2012.
- 13) 地盤工学会災害連絡会議・令和元年台風19号(東日本台風)および10月末豪雨災害調査団:令和元年台風19号(東日本台風)および10月末豪雨災害に関する調査報告書, 4.4 千曲川58k右岸(相之島地区)の堤防被害について, 2020.

矢板設置による河川堤防のパイピング破壊の進展抑制効果 Suppression effect of piping progress in river levee by sheet-pile installation

伊神友裕¹，前田健一²，牧洋平³，岡田類⁴

- 1 名古屋工業大学大学院・工学研究科・E-mail address t.ikami.494@stn.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学教授・高度防災工学センター
- 3 清水建設
- 4 中部電力

概 要

パイピングの危険性の高い水理—地盤条件の特定が進められ、今後は弱点箇所に対する早急かつ適切な強化工法を実施する必要がある。河川堤防の強化工法の1つに矢板の設置が挙げられるが、現状その効果については不明な点も少なくない。そこで、本研究では矢板設置時のパイピング破壊のメカニズム把握のため、簡易小型模型実験と浸透流解析を実施した。その結果、模型実験では基礎地盤下部の礫層の深い部分まで矢板が打設されていない場合には堤内地の噴砂の発生自体を抑えることは難しいものの、漏水流量を半減させるなど基礎地盤の変状が抑えられ、噴砂の裏法尻到達やパイピング孔貫通を遅延させる効果があることが分かった。また、堤体下のパイピング孔の進展を模擬した浸透流解析から、堤外側からのパイピング孔先端への浸透流の急激な増加作用がパイピング孔貫通による破堤のトリガーの1つであることが明らかになり、矢板の設置はこの作用を防ぐことといえる。

キーワード：河川堤防，パイピング，矢板

1. はじめに

近年、河川水が透水性基礎地盤に浸透することで、堤内において漏水や噴砂が発生する被災事例が増加している。また、今後も豪雨の強度増加や長期化によって、高水位の外力が河川堤防に長時間作用することで堤内側の漏水や噴砂の発生・継続を助長し、パイピング破壊に至る危険性は高まっていくと考えられる。

そのような中、パイピングの危険性の高い水理—地盤条件の特定が進められてきた¹⁾。今後は、抽出された弱点箇所に対する早急な強化工法を実施する必要がある。

堤防の浸透破壊を防ぐ強化工法としては、堤体を対象にした工法と基礎地盤を対象にした工法に分けられるが、基礎地盤を対象とした強化工法の1つに矢板などを用いる川表遮水工法が挙げられる。矢板を堤外側に設置することで河川水の基礎地盤内における浸透路長を延長するとともに、河川水が浸透できる面積も小さくなることから、パイピングの被害を防ぐことができると考えられ、これまで噴砂や陥没等のパイピングの被害が発生した実河川においても矢板の設置が進められてきた。

しかし、宮崎県の北川²⁾をはじめとして矢板を設置した後にも噴砂等が発生する事例もあることから、矢板の効果については現状でも不明な点は少なくなく、今後その効果

について解明していくことが求められている。また、矢板の効果을明らかにすることで、河川堤防の効果的な維持管理に貢献できると考える。

そこで、本研究では、矢板がパイピング破壊に及ぼす影響を把握することを目的に、簡易パイピング模型実験及び三次元浸透流 FEM 解析を実施した。

まず、模型実験では、パイピング孔が堤外側に貫通するまでの噴砂動態、パイピング進展速度、間隙水圧の伝播特性、漏水流量などに着目し検討を行った。

次に、実験では検討が難しい、堤外側基礎地盤に矢板を設置した場合の堤体下でのパイピング孔進展時のメカニズムについて考察を行った。

2. 矢板の効果に関する模型実験及び再現解析

2.1 実験及び解析の概要

図1に実験模型概略図、表1に実験ケース一覧を示す。基礎地盤は水中落下法で堆積させ、上層珪砂7号、下層珪砂2号とし、相対密度は70%にした。また、堤外側の左端から50mmを下層(透水層)の露出部、裏法尻から200mm堤内側のところで行き止まり境界とした。複層構造基礎地盤や下層の露出部、行き止まり境界を設置することで、パイピングが発生しやすい条件とした。また、実堤防におい

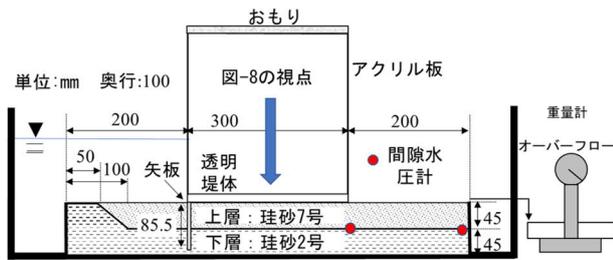


図1 実験模型概要図

表1 実験ケース一覧

case名	矢板の有無	水圧計の有無	基礎地盤条件			
			層構造	層厚(mm)		下層の露出の有無
				上層	下層	
case1	×	×	複層	45	45	○
case2	○	×				
case3	×	○				
case4	○	○				

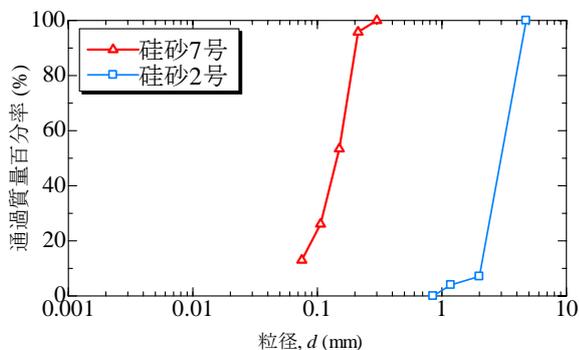


図2 実験に用いた試料の粒度分布

でも、パイピングで被災した地点においては、これらの存在が確認されている²⁾。実験中のパイピング進展に伴う基礎地盤の平面上の変状を可視化するために、既往研究³⁾を参考に堤体上部におもりを載荷したアクリル板を用いた。また、アクリル板と基礎地盤の間の境界に不陸が形成されるのを防ぐために、水溶アガーで作成した極薄い透明なゼリー層を設置した。堤体敷幅は300mmとし、おもりは法面勾配1:2の粘性土堤と同程度となるように調整した。各材料の透水係数は珪砂7号 $k_a=1.40 \times 10^{-4}(\text{m/s})$ 、珪砂2号 $k_a=1.80 \times 10^{-2}(\text{m/s})$ であり、実験に用いた各材料の粒度分布は図2に示す通りである。

矢板にはアクリル板を使用した。矢板を設置する場合には大きな止水効果を期待するには、貫入深度が透水層厚の90%以上必要との試算⁴⁾があるため、透水層の深度90%まで矢板を設置することとし、90mmの基礎地盤に対して85.5mm挿入した。実験では図3のように水位を段階的に上昇させ (i は外水位を堤体敷幅で除した平均動水勾配を表す)、パイピング進展状況と堤内側の圧力水頭、漏水流量を計測した。本実験ではパイピング孔が堤外側まで繋がると、水位が維持できなくなった時点までパイピング孔の貫通とし、実験終了とした。

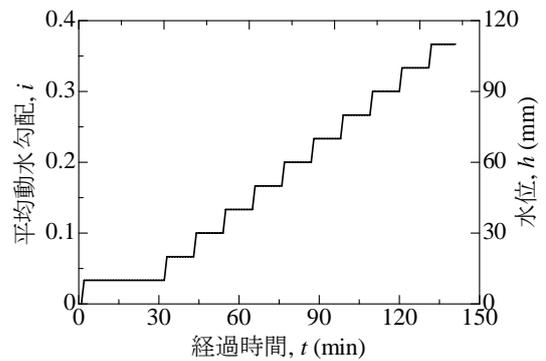


図3 実験時の水位の経時変化

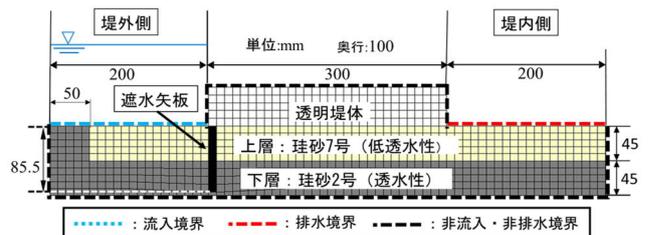


図4 実験模型の解析モデルの概要図

本研究では矢板なし矢板ありのそれぞれに対して、間隙水圧計ありとなしの条件で合計4ケースの実験と、実験と同じ寸法・材料・水位条件で三次元飽和・不飽和浸透FEM解析も実施した(図4参照)。なお数値解析には、三次元飽和・不飽和浸透流解析コード(UNSAF3D)⁵⁾が組み込まれた3D-Flow(地層科学研究所)を用いた。

2.2 実験と解析の結果及び考察

既往の研究¹⁾から、基礎地盤が複層・露出あり・行き止まり有の条件では、法尻から離れた堤内地で噴砂が発生し、その後噴砂が裏法尻まで移動し堤体下のパイピング孔が堤外に向けて進展することで、最終的にパイピングに至ることが分かっている。また、その過程において変状部分周辺でゆるみ領域が拡大することも確認されている。このプロセスに着目し、①噴砂の発生、②堤内地での噴砂箇所の裏法尻方向(堤体方向)への移動、③堤体下の堤内から堤外へのパイピング孔の進展と貫通、の3段階に分けて考察する。

2.2.1 噴砂の発生

表2にcase1からcase4の実験結果の概要、図5にcase3(矢板なし)、case4(矢板あり)の噴砂発生時間と実験開始後30分から70分における裏法尻及び行き止まりにおける間隙水圧の経時変化を示す。なお、堤内側で噴砂が発生すると間隙水圧が瞬時に消散し比較が困難になるため、間隙水圧の値は噴砂発生前で比較を行う。表2と図5より、本実験において噴砂の発生時間は、矢板の有無による違いは確認されなかった。この理由について、case3(矢板なし)、case4(矢板あり)における裏法尻と行き止まりの間隙水圧の経時変化(図5参照)をみると、計測された水

表 2 実験結果一覧

case名	噴砂発生時間(min)	裏法尻に噴砂が到達した時間(min)	パイピング孔貫通時間(min)
case1	66.2	77.2	123.3
case2	66.5	123.5	137.6
case3	65.5	89.5	109.8
case4	65.5	111.5	129.6

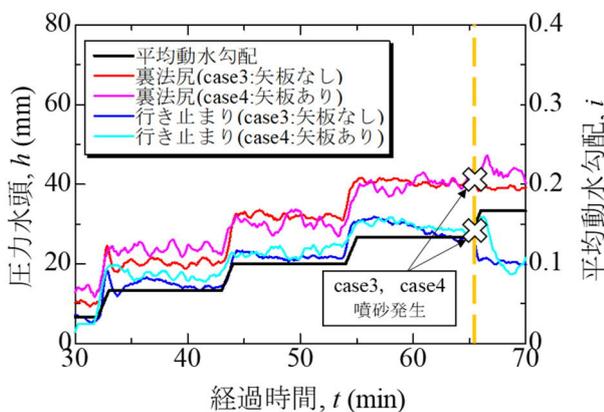


図 5 間隙水圧の経時変化の比較

圧の値に大きな差は確認されなかった。そのため、噴砂がほぼ同じ時刻で発生したと考えられる。

また、矢板を設置しても堤内側への圧力伝播を抑制できなかった理由について、既往の研究より噴砂に影響を及ぼす基礎地盤の深度方向における影響範囲は堤体敷幅の約 0.4 倍以浅との試算があり⁹⁾、その試算に従うと本実験では地表面から 120mm まで矢板を貫入させる必要があったが、本実験ではその深さまで矢板を設置していないため、噴砂発生を抑制できなかった可能性も考えられる。今後は矢板の根入れ長を変更し模型実験や数値解析を実施することで、矢板の根入れ長の影響について定量的に検討する必要があると考える。

2.2.2 堤内地での噴砂の裏法尻（堤体方向）への移動

図 6 に case1 (矢板なし), case2 (矢板あり) における噴砂が裏法尻に到達した時間と漏水流量の経時変化を示す。図より、噴砂が裏法尻に到達する時間は、矢板を設置することで約 45 分間遅延できていることがわかる。

この理由について図 6 の漏水流量の値をみると、case2 (矢板あり) では、case1 (矢板なし) と比較して 1/2 程度に抑制していることがわかる。漏水流量が多い場合には基礎地盤における浸透流速も大きくなることで、基礎地盤の流動化が進みやすく、また基礎地盤から流出する土粒子の流出速度が速くなり危険側となるが、矢板によりその作用を抑制していたと考える。

なお、case1 (矢板なし) では、実験開始後 100 分から 110 分までは外水位が 80mm で一定であるが漏水量が増えており堤体下での損傷が進行していることもうかがえる。既往の研究⁷⁾においても、高水位が長時間継続すると、矢板

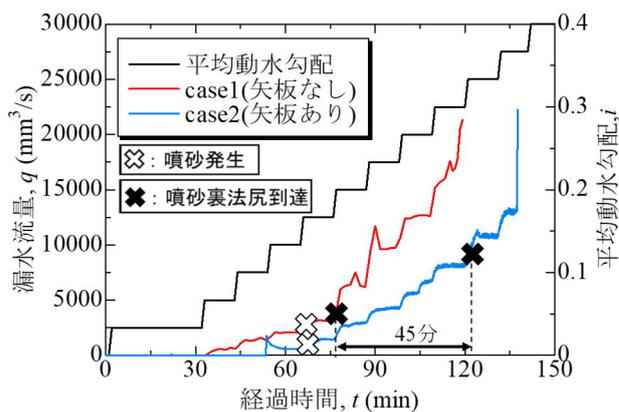


図 6 漏水流量の経時変化の比較

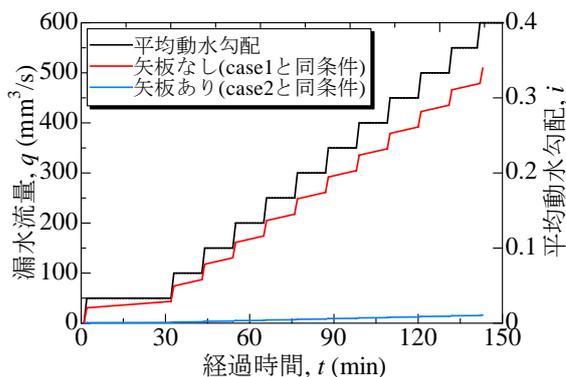


図 7 矢板の有無に伴う漏水流量の比較（浸透流解析）

を施工した場合には基礎地盤への浸透が長期化しパイピングが水位上昇から遅れて発生する危険性が示されているため、今後は高水位が長時間継続する場合の矢板の効果についても検討していく必要がある。

また、図 7 に本実験の結果を確認するために、本実験と同じ寸法、材料、水位条件で実施した浸透流解析の漏水流量の結果を示す。図 7 より、浸透流解析においても、矢板ありと矢板なしでは漏水流量に大きな差があることが確認できることから、実験結果は解析の結果と傾向が合っていると見える。なお、既往の研究⁹⁾から噴砂孔を模擬することで数値解析の結果を模型実験の結果に近づくことが確認されているが、今回は簡易的に噴砂孔を模擬せずに解析を実施したため、模型実験の漏水流量の値は大きく異なっている。

以上のことから、矢板を施工することで堤内への漏水を大きく減少させる効果を確認できた。

2.2.3 堤体下におけるパイピング孔の進展と貫通

図 8 に堤体下でパイピング孔が進展する時の堤体下基礎地盤を真上から観察した様子を示す。なお、図 8 は堤体下の基礎地盤上層の変状範囲を可視化したものである。

まず、case1 (矢板なし) では水位 60mm の時に裏法尻中央に噴砂が到達後、堤体下でのパイピング孔の進展が始まり、堤外側からの浸透流により土粒子が堤内側に運搬され、基礎地盤において変状範囲を広げながら、堤外側へパイピ

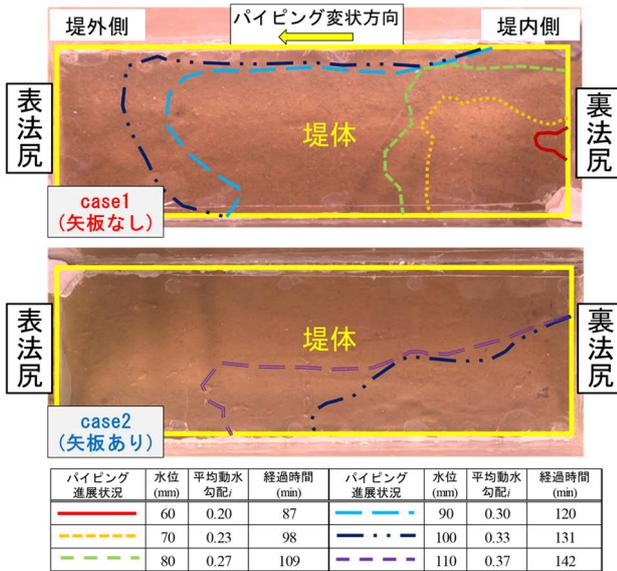


図8 堤体下のパイピング進展変状の比較
(上図: case1 (矢板なし), 下図: case2 (矢板あり))

ングが進行する様子が確認できた。一方, case2 (矢板あり) ではパイピング進展開始時の水位が 100mm で, case1 (矢板なし) と比較して 40mm 高くなっており, また水位 100mm における変状も case1 (矢板なし) と比べて小さいことから, 矢板によるパイピング進展の抑制効果が確認できる。

以上より, 本実験のように基礎地盤下部の礫層の深い部分まで矢板が打設されていない場合には, 噴砂の発生自体を抑制することはできないが, 漏水流量が減少することで, 堤内側での噴砂の裏法尻への到達やパイピング孔の貫通を遅延させる効果があることがわかった。また, パイピング進展時に形成される基礎地盤の緩みは水位低下後も残り続けるため, 基礎地盤の変状量を抑える矢板は出水の度に高まるパイピングのリスクを低下させることができると考える。

3. 浸透流解析による矢板設置時の堤体下におけるパイピング孔進展メカニズム

前章において, 矢板を設置することで, 噴砂が裏法尻に到達する時間を遅らせるとともに, 堤体下でパイピング孔が進展する際にも変状範囲を小さくし, 堤体下の土粒子の流出を防ぐ効果があることが分かった。また, 矢板の有無に関係なく裏法尻に噴砂が到達した後は漏水流量が急増するため, パイピング孔貫通が堤外側まで貫通する危険性が高まる。そこで本章においては, 単純化した条件で堤体下のパイピング孔の進展をモデル化した三次元浸透流 FEM 解析を行い, 堤体下でのパイピング孔の進展メカニズムについてより詳細に検討を行った。

3.1 解析概要

図 9 に露出部を有する複層構造基礎地盤に矢板を設置

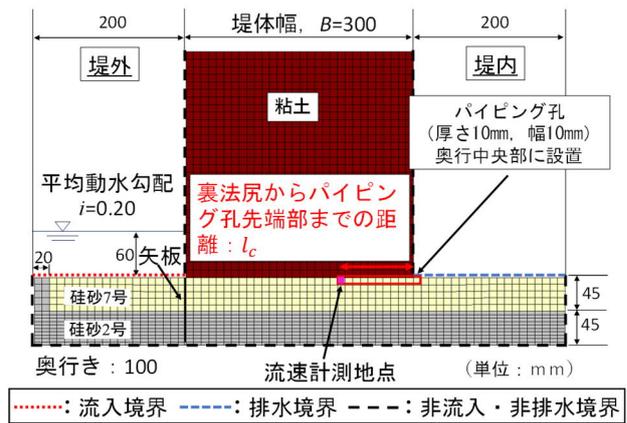


図9 パイピング孔を設置する解析モデルの概要図

$$\text{パイピング進展度} = \frac{\text{裏法尻からパイピング孔先端部までの距離: } l_c (\text{mm})}{\text{堤体幅: } B (\text{mm})}$$

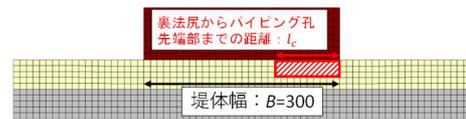


図10 パイピング進展度の定義

表3 解析ケース一覧

パイピング進展度			基礎地盤構造	矢板の有無	ケース数
0	0.1	0.2	単一層	矢板なし	11×3×2=66
0.3	0.4	0.5	複層 (露出なし)	矢板あり	
0.6	0.7	0.8	複層 (露出あり)		
0.9	1				
11通り			3通り	2通り	

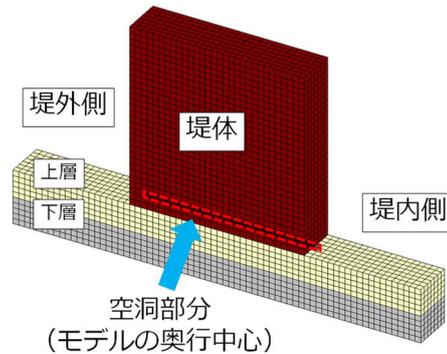


図11 パイピング孔設置の奥行方向のイメージ

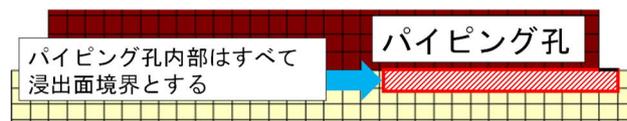


図12 パイピング孔の境界条件

した場合の解析モデル概要図を示す。解析ソフト及び使用材料は, 前章と同様である。なお, 基礎地盤が珪砂7号のみの単一層や下層の露出がないモデル及び矢板を設置しないモデルも作成した。いずれのモデルも側面は非排水境界とした。解析ケースを表3に示す。本解析では, 既往の

研究⁸⁾から確認される、堤体直下に生じるパイピング孔の段階的な進展を想定し、堤体下のパイピング進展度を 11 通り変化させた。ここで、パイピング進展度とは裏法尻からパイピング孔先端部までの距離 l_e を堤体敷幅 $B=300\text{mm}$ で除することで、堤体下でどの程度パイピングが進展したかを定量的に示す指標であり、その定義を図 10 に示す。なお、パイピング進展度 1.0 でパイピング孔の貫通を表す。また、本解析における空洞進展度が 0 とは噴砂に伴う土粒子の流出によって裏法尻にゆるみが発生したことを想定している。解析モデルの奥行中心にパイピング孔を設置し（図 11 参照）、パイピング孔内はすべて浸出面境界として設定し（図 12 参照）、堤外側に向けて進展させた。パイピング孔の大きさは、模型実験等の様子から、幅と深さを 10mm とした。外力条件は平均動水勾配 $i=0.20$ として、定常解析を実施した。なお、本章では流速から算出した見かけの局所動水勾配を用いて検討を行う。

3.2 浸透流速による検討

図 13 に各ケースのパイピング進展度と図 9 の流速計測地点の浸透流速 v を珪砂 7 号の透水係数 k_a で除して求めた見かけの局所動水勾配 v/k_a の関係を示す。なお、今回はパイピング孔先端の土塊に浸透流が局所化し、限界の流速を越え不安定化しパイピングの進展に寄与すると考え、パイピング孔先端部での流速を比較に用いた。

図 13 よりパイピング孔の進展過程に着目すると、単一層では矢板を設置していない時はパイピングの進展とともに流速が上昇していた。これに対し、複層では露出の有無に関わらず、パイピング進展度 0.6 までは流速が横ばいもしくは若干下がるが、0.8 を超えると急激に増加していた。これに対し、矢板を設置した場合には基礎地盤構造に関係なく、進展度 0.7 までは流速がほぼ横ばいであるが、0.7 を超えると流速が低下していた。

3.3 パイピング進展メカニズムの検討

図 13 より、矢板を設置することでパイピング孔先端に作用する流速に差が見られた。この理由について、基礎地盤が単一層と複層（露出なし）の場合の堤防縦断中央の断面図の局所動水勾配ベクトルとコンター（図 14 参照）により考察を行う。

まず単一層では、矢板を設置していない場合には進展度に関わらずパイピング孔先端に向けて浸透流が最短経路で流入している様子が確認できる。パイピング孔が堤外側に近づくほどパイピング孔先端にかかる流速が大きくなり、最終的にパイピング孔貫通に至ると考える。しかし、矢板を設置することで、堤外側からパイピング孔先端に向けて浸透流が直接流入するのを防ぐため、パイピング孔の貫通を防ぐことができると考える。

続いて、複層（露出なし）では、矢板を設置していない場合には河川水が透水層を浸透したのちに、パイピング孔の先端のみならずパイピング孔全体に一樣に作用している様子が確認できる。また、進展度 0.9 を見ると、単一層

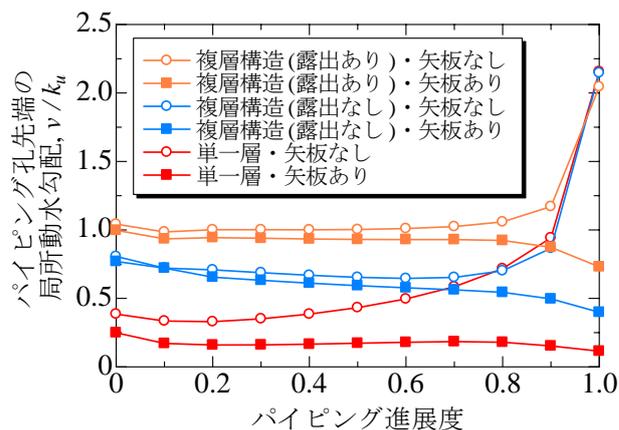


図 13 パイピング進展度と見かけの局所動水勾配の関係

と同様に堤外側からパイピング孔先端に向けて流速が作用している様子も確認できる。しかし、矢板を設置することで、河川水が浸透できる面積が小さくなり、十分に浸透できなかつたこと、そして単一層と同様に堤外側パイピング孔先端に向けて直接流速が作用できなくなつたことから、単一層と同様に進展度が 0.7 を超えるとパイピング孔先端にかかる流速が低下したと考える。

4. まとめ

本研究では、矢板を設置した河川堤防におけるパイピング進展メカニズムを把握するために、模型実験と浸透流解析を実施した。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) 今回実施した模型実験や浸透解析のように基礎地盤下部の礫層の深い部分まで矢板が打設されていない場合、矢板を設置することで噴砂の発生は止めることはできないものの、漏水流量が低減されることで土粒子の流出が減り、噴砂が裏法尻に到達する時間や堤外側までパイピング孔が貫通する時間を遅延させる効果があることが分かった。
 - 2) 堤体下でのパイピング孔の進展を模擬した浸透流解析により、基礎地盤構造に関係なく堤外側からパイピング孔先端に向けて直接的に作用する浸透流がパイピング孔貫通のトリガーであることが分かった。また、矢板を設置することで、パイピング孔先端に浸透流が直接作用するのを防ぎ、パイピング孔貫通を防ぐ効果があることも分かった。
- 今後は、堤防規模、矢板の根入れ長や水位条件がパイピング進展と破堤に及ぼす影響を限界流速などの新たな指標を用いながら総合的に検討し、矢板の破堤抑制効果を定量的に評価する必要がある。

謝辞

本研究の成果は、国土交通省・河川砂防技術研究開発制度平成 29 年度国総研からの委託研究、科学技術研究費（研究課題 19H00786）の援助を受けたものである。末筆ながら深謝の意を示します。

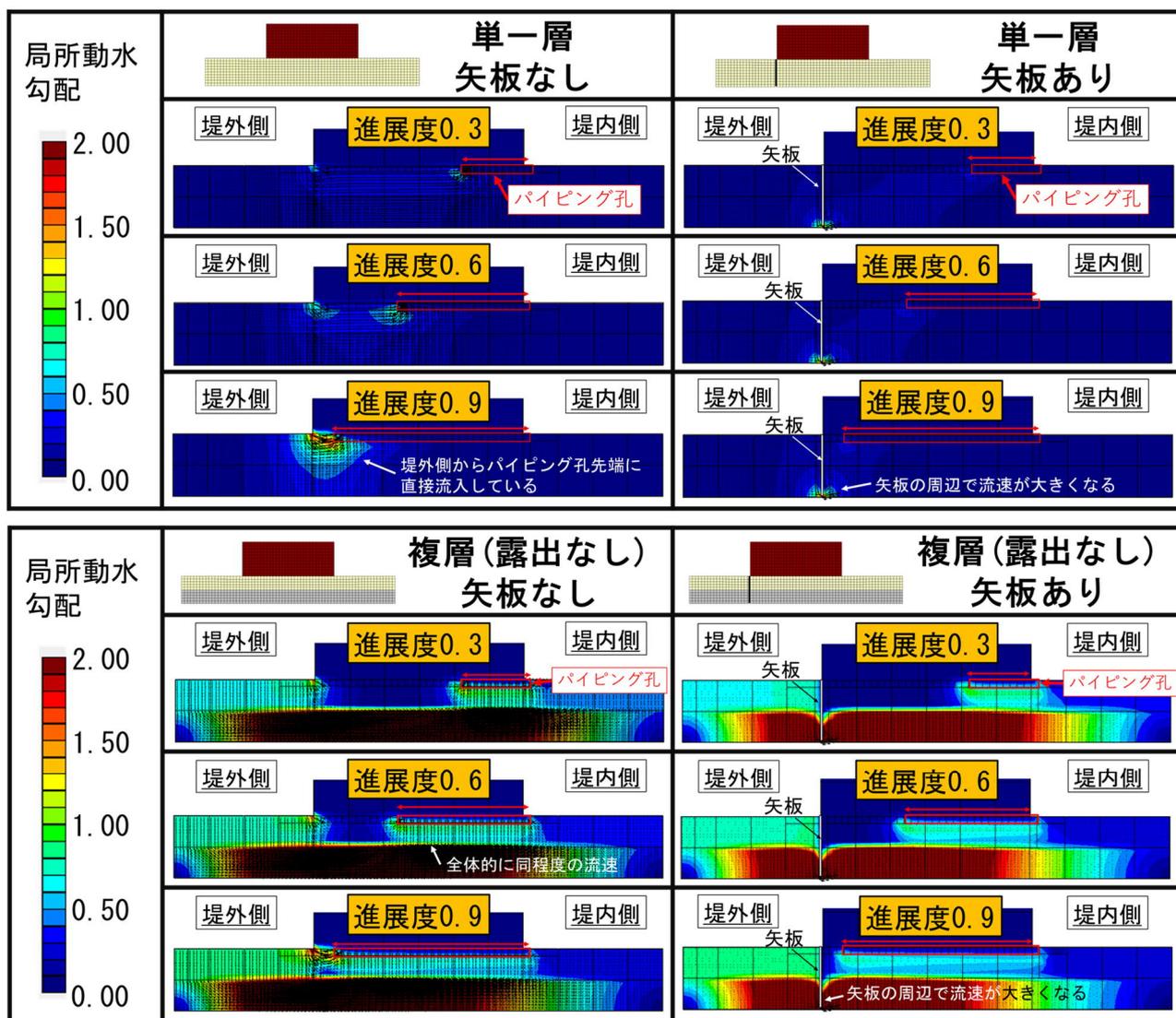


図 14 堤防断面図（縦断方向中央）の局所動水勾配ベクトルとコンター：上図；単一層，下図；複層（露出なし）

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) 石原 雅規, 上田 修一, 安部 知之, 品川 俊介, 笹岡 信吾, 富澤 彰仁, 佐々木 亨, 杉山 詠一, 佐々木 哲也: 北川における漏水の変遷と地形及び堤防構造等の関係, 河川技術論文集 25 巻, pp.517-522, 2019.
- 3) 露口 祐輔, 岡村 未対: 堤防直下のパイピング進展メカニズムに関する実験と考察, 第 55 回地盤工学研究発表会, pp. 21-7-4-07, 2020.
- 4) 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), pp.71, 2012.
- 5) 西垣 誠, 進士 喜英, 今井 紀和: 有限要素法による飽和不飽和浸透流解析-AC-UNSAF3D-プログラム解説およびユーザーマニュアル, pp.145, 2005.
- 6) 西村 征哉, 前田 健一, 櫛山 総平, 高辻 理人, 泉 典洋: 河川堤防のパイピング危険度の力学的簡易点検フローと漏水対策型水防工法の効果発揮条件, 河川技術論文集 24 巻, pp.613-618, 2018.
- 7) 牧 洋平, 前田 健一, 伊神 友裕, 岡田 類: 裏法尻の間隙水圧伝播と漏水挙動からみた河川堤防における川表遮水工法の効果, 土木学会河川技術論文集 27 巻, pp.217-222, 2021.
- 8) 牧 洋平, 前田 健一, 伊神 友裕: 河川堤防における噴砂とパイピング孔進展に伴う間隙水の圧力伝播と流れの局所化, 土木学会論文集 B1 (水工学), Vol.76, No.2, pp.1_319-1_324, 2020.11.
- 9) 牧 洋平, 前田 健一, 高辻 理人, 伊神 友裕: 出水履歴の有無を考慮した河川堤防のパイピング進展メカニズム, 第 55 回地盤工学研究発表会, pp.21-7-2-07, 2020.

締固め時に形成する骨格構造が細粒分を含む堤体の力学特性に及ぼす影響
Effects of soil structure formed during compaction on the mechanical characteristics
of the river embankment containing fine particle fractions

藤田 薫¹, 小高猛司²久保裕一³, 李 圭太⁴, 道下桜太郎⁵, 山下隼史⁵

- 1 名城大学大学院・理工学研究科・社会基盤デザイン工学専攻
- 2 名城大学・理工学部・社会基盤デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp
- 3 中部土質試験協同組合・技術部
- 4 日本工営・コンサルティング事業統括本部
- 5 名城大学・理工学部・社会基盤デザイン工学科

概 要

河川堤防を築堤する際には、ある基準の粒度幅に調整された購入土が用いられ、その購入土の粒度調整には、粘土やシルトといった細粒分を混入させることが多い。そして、我々の既往の研究から細粒分をある程度含む砂質土は粒度・密度が等しい土であっても骨格構造の変化が力学特性に影響を与えることを示してきた。本論文では、実河川堤防の整備に使用された築堤材料を用いて、締固め時に形成する微視的な骨格構造を視覚的な面から検討した後に、その骨格構造を有する築堤材料の力学特性について、CUB 三軸試験と浸透耐性を評価することができる吸水軟化試験によって検討する。さらに、供試体作製時の締固め度にも着目し、締固め度がその築堤材料の骨格構造と力学特性に与える影響を併せて検討する。

キーワード：骨格構造，築程土，細粒分，三軸試験

1. はじめに

河川堤防の築堤材料として用いられる購入土は、ある基準を下に粒度の幅を調整したものが用いられることが多い。その粒度調整の際には、締固めをしやすく、透水性を低下させる目的で適度な細粒分を含むように粘土やシルトが混入されることが一般的である。

我々の研究グループでは、独自に珪砂と細粒分を混合させた模擬試料を作製し、その試料を用いて、骨格構造に関する研究をこれまで行ってきた。その既往研究成果では、細粒分を適度に含んだ砂質土においては、締固め時の初期含水比によって形成される骨格構造が大きく異なることが示された¹⁾。また、この骨格構造の変化は、粒度・密度が等しい土であっても力学特性に影響を及ぼし、せん断挙動が変化することも示した²⁾。したがって、細粒分をある程度含ませた築堤材料において、堤防の法すべりや液状化危険度を正確に評価するためには、粒度や密度といった基礎的な条件に加え、骨格構造に関しても考慮しなければならないと考える。

本論文では、実河川堤防の整備に使用された築堤材料を用いて、締固め時に形成される骨格構造をマイクロスコopによって可視化するとともに、その骨格構造を有する築堤材料の力学特性について、CUB 三軸試験と我々の研究

グループがこれまで提案してきた吸水軟化試験³⁾を実施し、検討していく。

また、河川堤防の築堤の際には、河川土工マニュアルに従い、締固め度 $D_c=90\%$ 以上になるように設計・施工するよう定められている⁴⁾が、特に細粒分を適度に含む築堤材料において $D_c=90\%$ で満足できる浸透すべり破壊耐性が得られるのか十分に検証する必要がある。したがって、実河川堤防に用いられた築堤材料の骨格構造に関する検討に併せて、締固め度がせん断特性の差異に与える影響について検討し、細粒分を含む築堤材料の適切な締固め度について考察する。

2. 試験概要

吸水軟化試験とは、三軸試験機を用いた試験法である。初期せん断を受けた堤体の浸透すべり耐性を評価することができ、降雨や河川水の浸透時の有効応力状態を探索することを目的とする。実験手順としては、圧密過程までは通常の三軸試験と同様である。せん断仮定では、排水条件で所定の軸差応力まで初期せん断を与え、その後、軸差応力を一定に保ちながら、間隙水圧を 1kPa ずつ徐々に上昇させ破壊に至らしめる。なお、破壊に至る直前まで間隙水圧を上昇させても供試体内への吸水は発生せず、軸ひずみ

もほとんど変化しないが、ある有効応力に到達した途端に急激な軸ひずみが発生して破壊に至る。したがって、低有効応力条件下に置かれた土の「軟化」の閾値を精度良く見つけることが可能である。

3. 試験試料

3.1 試験試料の諸元

本研究で用いた築堤材料の粒径加積曲線を図 1 に示す。三軸試験を実施するに当たって粒径 9.5mm 以上の礫を取り除き、乾燥密度を補正した。元の築堤材料の粒度分布が図 1 の青線であり、せん頭粒度調整後の粒度分布が赤線である。図 1 の粒径加積曲線から、ある程度の細粒分と礫分を含み、締固めやすい一般的な築堤材料であることがわかる。この試料を用いて作製する供試体は、直径 50mm、高さ 100mm の円柱供試体であり、三軸セルの外部において鋼製モールド内で所定の締固め度となるよう 5 層に分けて締め固めた。本研究の大きなポイントとなる供試体作製時の含水比は、5%、10%と最適含水比である 14%とした。この初期含水比の違いによって、供試体内に構築される土の骨格構造が変化することがわかっているが、後述するように、最適含水比で締め固められた供試体が、最も高品位な骨格構造を有する。供試体作製後は、二重負圧法によって完全飽和化し、所定の有効拘束圧で等方圧密した後、載荷速度 0.1%/min の CUB 三軸試験を実施した。吸水軟化試験では、CUB 三軸試験と同様に二重負圧法で完全飽和化し、等方圧密後に載荷速度 0.1%/min の排水せん断を行い、所定の軸差応力到達後、軸差応力を一定に保ちながら、間隙水圧を徐々に増加させ、破壊に至らしめた。

3.2 試料の観察

本研究では、締固め時に形成される微視的な骨格構造について、マイクロスコープを用いて観察する。写真 1 に $D_c=90\%$ 、写真 2 に $D_c=95\%$ の初期含水比毎の供試体表面を示す。写真 1、2 から、締固め時の初期含水比が高くなるにつれて、細粒分の凝集性（団粒化）が高くなっていることが分かる。そして、初期含水比 10%では、団粒化した細粒分が大きい土粒子同士の結合間に入り込む様子が見られ、団粒化した細粒分が一つの土粒子のように見える。さらに、最適含水比である初期含水比 14%では、団粒化の度合いが初期含水比 10%に比べてより高くなり、その団粒化した大きな塊が大きな粒子と結びつき、構造を形成している様子が観察できる。一方、写真 1 と 2 の比較より、締固め度が細粒分の団粒化の度合いに影響を及ぼす様子は明確に観察できなかった。また、紙面の都合上、掲載できていないが、これらの供試体の完全飽和後も観察している。供試体の完全飽和時にサクシジョンの消失による構造の劣化は見られず、供試体作製時の構造が完全飽和後も維持されることが別途確認できている。

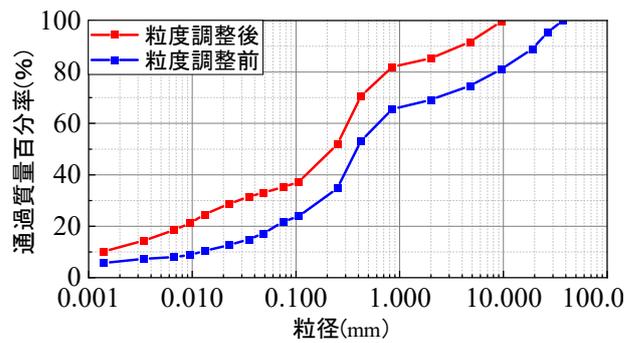


図 1 粒径加積曲線



(a) w=5%



(b) w=10%



(c) w=14%

写真 2 $D_c=90\%$



(a) w=5%



(b) w=10%



(c) w=14%

写真 1 $D_c=95\%$

4. 試験結果

表 1 に各試験条件や圧密後の間隙比等をまとめたものを示す。圧密後の間隙比では、ややばらつきはあるものの、ほぼ等しい値で試験を実施できていることが分かる。そして、図 2 と 3 にそれぞれ $D_c=90$ と 95% の CUB 三軸試験結果 (平均有効応力経路と軸差応力～軸ひずみ関係) を示し、図 4 と 5 にそれぞれ $D_c=90$ と 95% の吸水軟化試験結果 (有効応力経路, q/p' ～軸ひずみ関係) を示す。図の赤、青、黒線がそれぞれ初期有効拘束圧 50, 100, 150kPa の CUB 三軸試験結果であり、橙、緑線が初期有効拘束圧 50kPa, 初期せん断軸差応力 15, 30kPa の吸水軟化試験結果である。また、図 2~5 の有効応力経路に示す原点を通る黒の直線は、図 2 と 3 では CUB 三軸試験の破壊線、図 4 と 5 では吸水軟化試験の破壊線を示したものである。表 2 には、CUB 三軸試験結果から得られた粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を示している。

4.1 CUB 三軸試験結果

図 2 の $D_c=90\%$ の有効応力経路では、供試体作製時の初期含水比を変化させたことで、完全飽和後の試験結果が大きく異なることが顕著に示された。具体的には、初期含水比が高い供試体ほど軸差応力のピーク値が大きく現れ、ピーク値に至るまでの塑性圧縮量が小さく、弾性膨張が抑えられていることが分かる。すなわち、高い初期含水比で作製した供試体ほど剛性が高く骨格構造が高位であることを示唆している。そして、表 2 の CUB 三軸試験から得られた土質定数においても、初期含水比が高くなるにつれて、内部摩擦角が大きくなっている。また、初期含水比 10% と 14% の試験結果では、明確な軸差応力のピーク値を示した後に、脆性破壊を示唆する急激なひずみ軟化挙動を示している。供試体作製時に形成された高位な骨格構造によって高い軸差応力のピーク値まで耐えられる一方で、崩壊が始

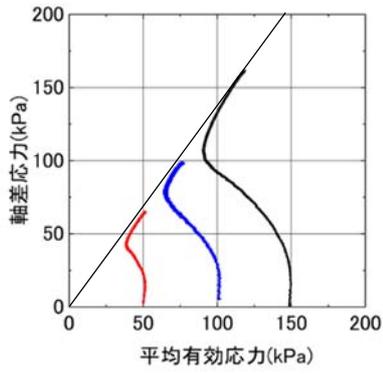
まると容易に止まらない材料であることがわかる。そして、このような挙動は、骨格構造が卓越したやや緩詰め砂質土によく見られる挙動である。初期含水比 5% では、初期含水比 10%, 14% の試験結果に比べて大きな塑性圧縮挙動を示した後に、正のダイレイタンスの拘束によるひずみ硬化挙動が示された。この挙動は、低位な骨格構造を有する中密な砂質土によく見られる挙動である。

図 3 の $D_c=95\%$ の有効応力経路では、せん断初期から高い剛性を示し、変相後も正のダイレイタンスの拘束に伴う硬化が顕著に現れ、負の間隙水圧が発生する場合も確認された。このような挙動は密詰め砂質土によく見られる挙動である。また、 $D_c=90\%$ の試験結果に比べて骨格構造の変化による顕著な挙動の違いは見られなかったが、有効応力経路に示した破壊線の傾きは初期含水比が高くなるにつれて、わずかではあるが大きくなっている。さらに、表 2 で示した内部摩擦角 ϕ も高い初期含水比で作製した供試体の方が大きな値を示した。この結果は、 $D_c=90\%$ の CUB 三軸試験結果と整合しており、 $D_c=95\%$ の CUB 三軸試験結果においても、骨格構造の変化が影響を与えることが分かった。

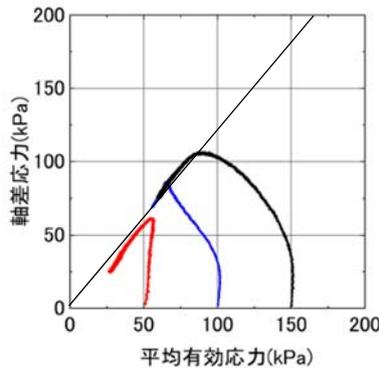
$D_c=90\%$ に比べて $D_c=95\%$ の CUB 三軸試験結果が、より高いせん断強度を示すことは明らかであるが、CUB 三軸試験結果の有効応力経路の挙動は大きく異なるものとなった。さらに、CUB 三軸試験結果の内部摩擦角を比較しても大きな違いがある。今回用いた築堤材料は、人為的に細粒分を含ませた購入土ではあるが、 $D_c=95\%$ でようやく密詰め砂質土としての性質を発揮することが分かり、堤体盛土の締固め度の重要性があらためて示された。また、 $D_c=95\%$ に比べて $D_c=90\%$ の試験結果では骨格構造の変化がせん断挙動に与える影響の度合いが大きいことも併せて示された。細粒分が適度に含まれた砂質土による築堤において、河川土工マニュアルに従い $D_c=90\%$ で締め固める際には、骨格構造を十分に考慮する必要がある。

表 1 各試験の諸元

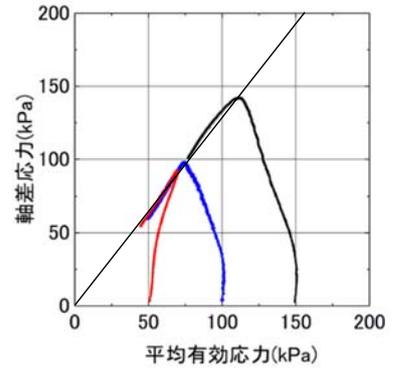
試験方法	D_c (%)	w (%)	拘束圧 (kPa)	圧密後間隙比	試験方法	D_c (%)	拘束圧 (kPa)	w (%)	q (kPa)	圧密後間隙比
CUB	90	5	50	0.769	吸水軟化	90	50	5	15	0.738
			100	0.732					30	0.769
			150	0.722					15	0.755
		10	50	0.763				30	0.788	
			100	0.730				15	0.747	
			150	0.714				30	0.746	
		14	50	0.782			5	15	0.644	
			100	0.758				30	0.658	
			150	0.737				10	15	0.661
		95	5	50			0.674		30	0.652
				100			0.662		15	0.665
				150			0.645	30	0.657	
	10	50	50	0.685		14	15	0.663		
			100	0.659			30	0.651		
			150	0.663			15	0.629		
		100	50	0.629			30	0.651		
			100	0.651			150	0.630		
			150	0.630						



(a) $w=5\%$

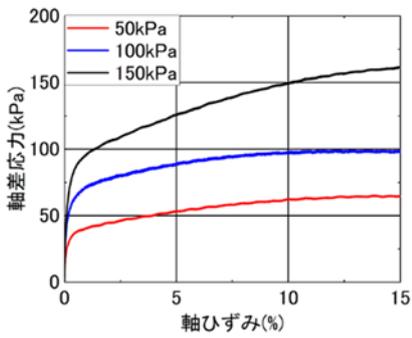


(b) $w=10\%$

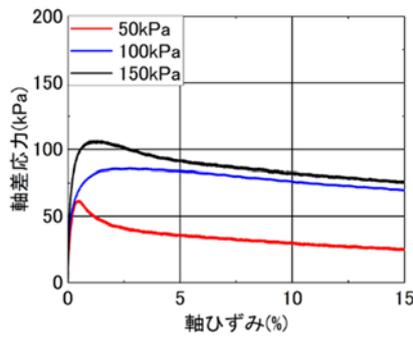


(c) $w=14\%$

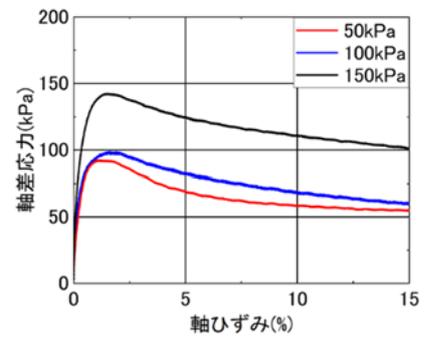
I) 平均有効応力経路



(a) $w=5\%$



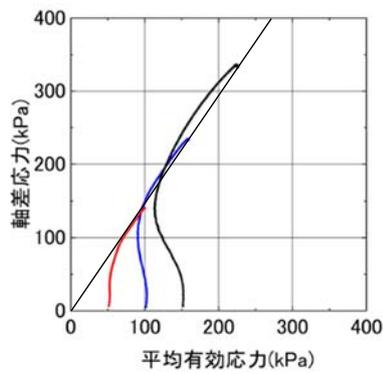
(b) $w=10\%$



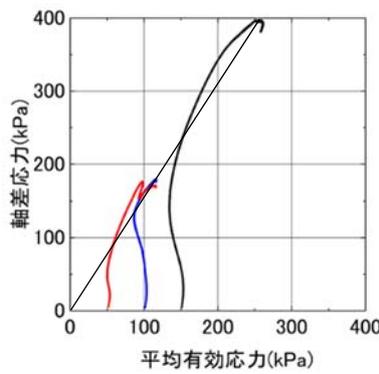
(c) $w=14\%$

II) 軸差応力～軸ひずみ関係

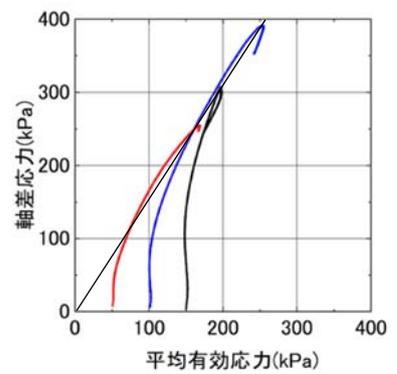
図 3 $D_c=90\%$ CUB 三軸試験結果



(a) $w=5\%$

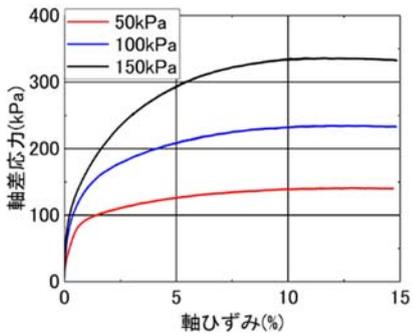


(b) $w=10\%$

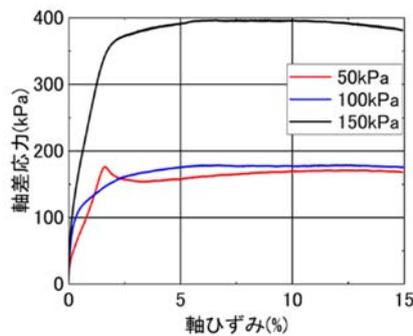


(c) $w=14\%$

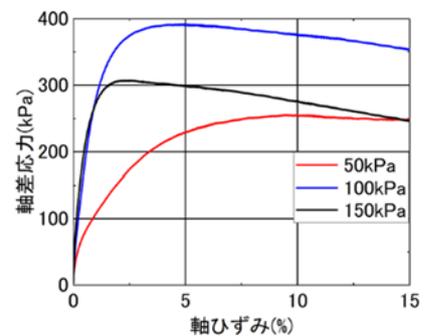
I) 平均有効応力経路



(a) $w=5\%$



(b) $w=10\%$



(c) $w=14\%$

II) 軸差応力～軸ひずみ関係

図 2 $D_c=95\%$ CUB 三軸試験結果

表2 CUB 三軸試験から得られた土質定数

D _c (%)	w (%)	φ (°)	c (kPa)
90	5	29.1	0
	10	29.7	
	14	31.3	
95	5	37.5	
	10	39.0	
	14	39.0	

4.2

吸水軟化試験結果

図4と5の上図に示す吸水軟化試験の有効応力経路には、比較のためにCUB三軸試験結果も示している。また、図4と5の下図は吸水軟化試験中の有効応力比 q/p' ~ 軸ひずみ関係であり、過剰間隙水圧の上昇によって有効応力比が高まり、それに伴い軸ひずみが増加する様子が示されている。有効応力比 q/p' のピーク値を破壊応力比と呼び、その値が高いほど、その試料は高い浸透すべり耐性を有していると考えられる。図4、5の下図に示すように、有効応力が減少して破壊応力比に到達する時の軸ひずみは、わずか1~3%程度であり、到達後に大きく軸ひずみが増加する。図には示していないが、破壊応力比の到達前には、ほとんど発生していない体積ひずみも、到達後に軸ひずみの増加とともに急激に増加する。すなわち、吸水軟化試験によって決定される破壊状態は、骨格構造が急激に崩壊する有効

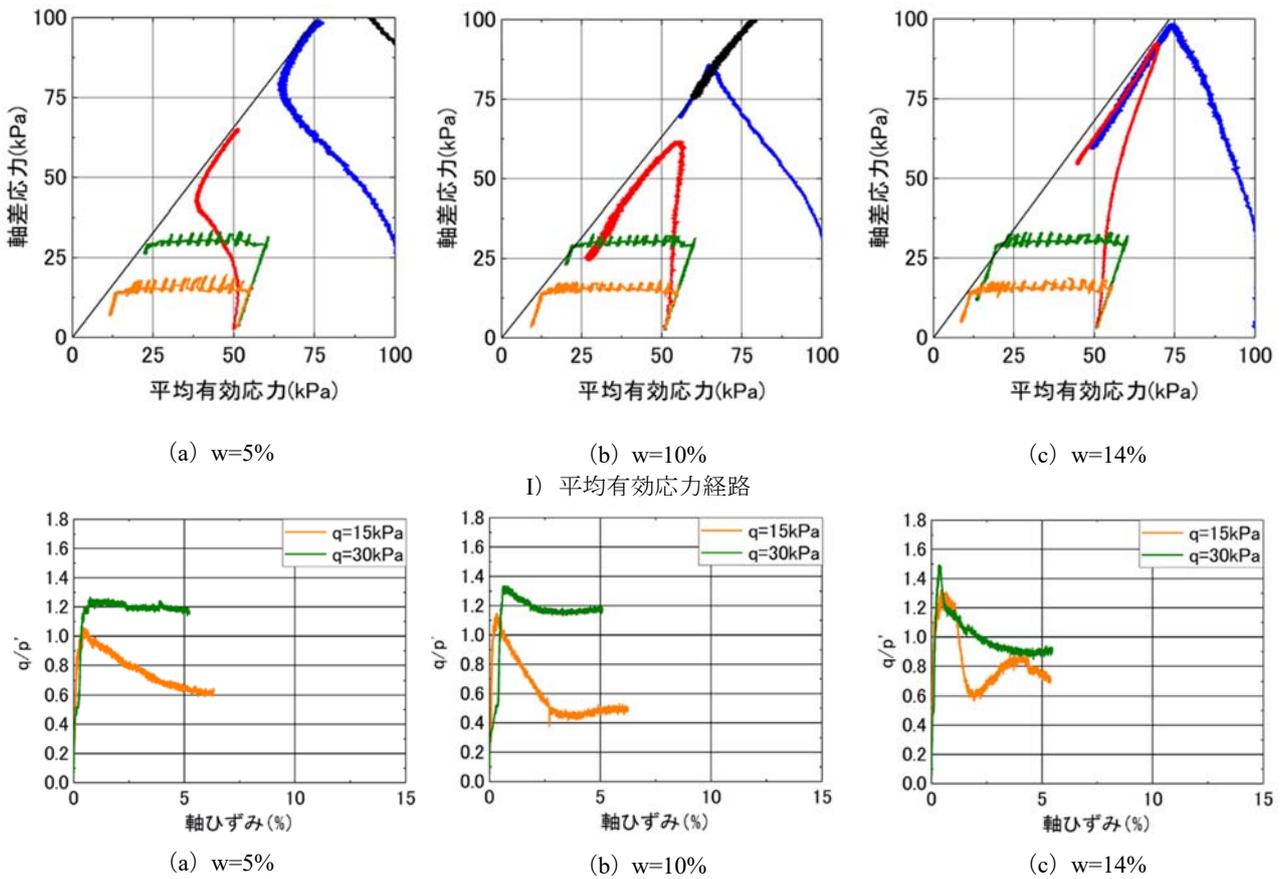
応力状態である。

図4のD_c=90%の吸水軟化試験結果では、初期含水比5%~14%の破壊応力比が1.06~1.49となり、D_c=95%の吸水軟化試験結果では、1.22~1.68となった。締固め度が高くなるにつれて、CUB三軸試験では、せん断強度が増加することが示されたが、吸水軟化試験でも同様に浸透すべり耐性が高くなることが示された。

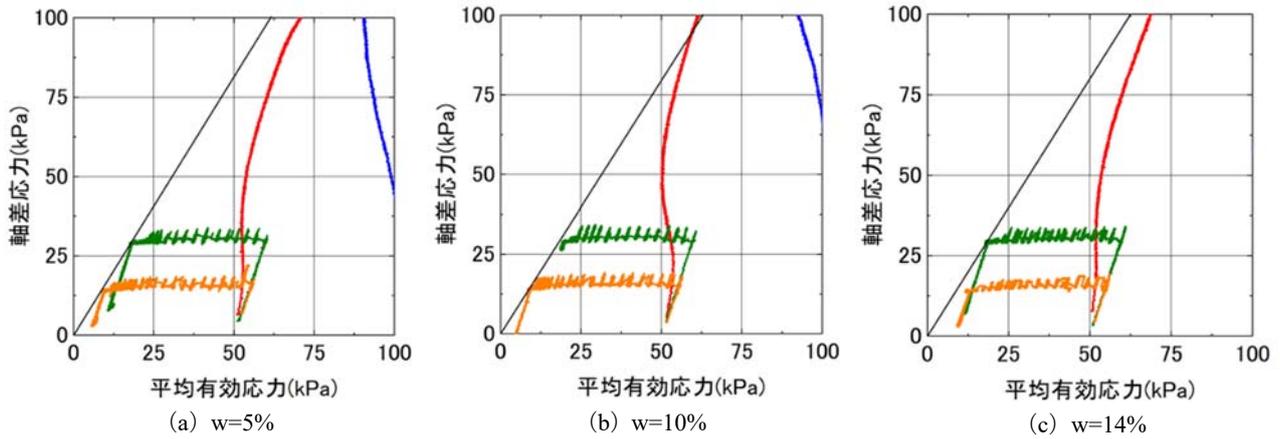
小高らは吸水軟化試験を用いて、堤体土の浸透すべり破壊耐性を以下の3パターンで評価している⁵⁾。

- 1) CUB三軸試験と吸水軟化試験の破壊応力比が同程度の値を示し、低有効応力下においても高いせん断強度が期待できず、浸透に脆弱である。
- 2) 低有効応力下でのみ高い破壊応力比を示し、高有効応力下では、CUB三軸試験の破壊応力比と同程度となる。
- 3) どの有効応力下においても、高いせん断強度を発揮し、CUB三軸試験よりも高い破壊応力比を示す

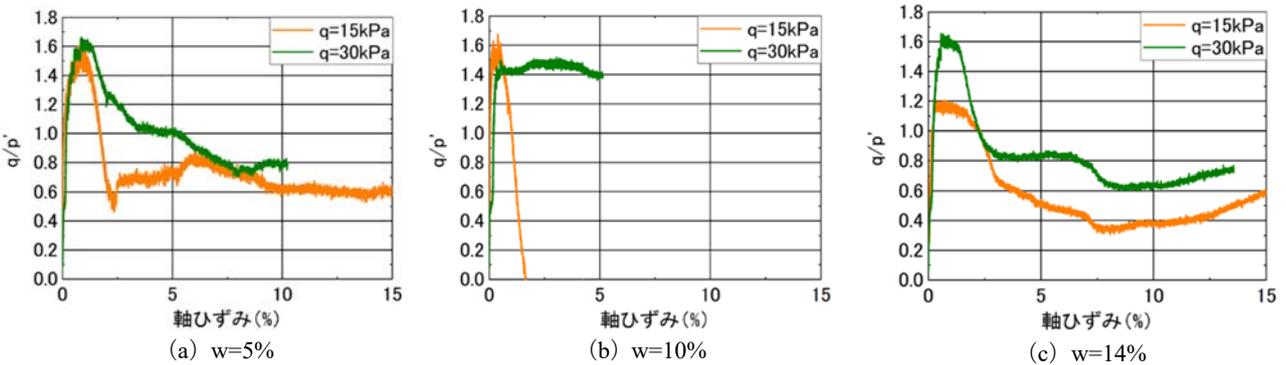
今回用いた築堤材料のD_c=90%とD_c=95%の吸水軟化試験の破壊応力比は、CUB三軸試験の破壊応力比とほぼ同じであり、パターン1に分類できる。したがって、浸透に対して脆弱な試料であることが示された。パターン1は砂質土堤防の典型であり、細粒分を混合していてもせん断強さに粘性を起因する成分は期待できないことがわかる。さらに、CUB三軸試験で得るφを用いることになるが、今回の試験ではD_cが低い場合には、吸水軟化試験の破壊応力比はCUB三軸試験の破壊応力比を下回る事例もあるため、CUB三軸試験のφを用いる際にも注意する必要がある。



II) 軸差応力~軸ひずみ関係
図4 D_c=90% 吸水軟化試験結果



I) 平均有効応力経路



II) 軸差応力～軸ひずみ関係

図 5 $D_c=95\%$ 吸水軟化試験結果

5. まとめ

本論文は、細粒分を人為的に混合した実河川堤防の築堤材料を用いて、締め固め時に形成される骨格構造がせん断挙動に及ぼす影響を明らかにし、また、締め固め度がせん断特性の差異に与える影響についても検討したものである。本研究から得られた結論を以下に示す。

- ① マイクロスコープを用いることで、目視による土の骨格構造が確認でき、供試体作製時の含水比を変化させることで、異なる骨格構造が形成されることを明確に示すことができた。そして、その変化した骨格構造は完全飽和した後も、さらには等方圧密した後も残存し続け、力学挙動に大きな影響を与えることがわかった。具体的には、高い初期含水比で作製した供試体ほど塑性圧縮量が小さく、弾性膨張が抑えられ、高位な骨格構造を形成することが示された。
- ② 今回用いた築堤材料は、細粒分を人為的に混合させたものであるが、 $D_c=90\%$ と $D_c=95\%$ のどちらの場合であっても、CUB 三軸試験の限界応力比と吸水軟化試験の破壊応力比が同程度の値を示した。したがって、細粒分をある程度混合させていても粘性に起因する成分は期待できず、浸透に対して脆弱であることが示され、粘着力を有さない砂質土として扱うのが妥当であることが示された。
- ③ CUB 三軸試験結果における $D_c=90\%$ と $D_c=95\%$ では、

大きく異なる力学挙動を示し、 $D_c=90\%$ では、 ϕ は小さく、かつ脆性を示し、 $D_c=95\%$ でようやく密詰め砂質土の性質を示すことがわかった。さらに、 $D_c=95\%$ に比べて $D_c=90\%$ の試験では、骨格構造の変化がせん断挙動に与える影響の度合いが大きいことも併せて示された。また、吸水軟化試験においても $D_c=90\%$ に比べて $D_c=95\%$ の破壊応力比は高い値を示し、締め固め度が高くなるにつれて、浸透すべり耐性が高くなることが示された。

参考文献

- 1) 小高猛司, 崔 瑛, 李 圭太, 森 涼香, 兼松祐志: 河川堤防の構造の程度が力学特性の評価に及ぼす影響, 河川堤防技術論文集, 18, 339-344, 2012.
- 2) 御手洗翔太, 小高猛司, 崔 瑛, 李 圭太, 久保裕一, 長瀬聡良: 砂質土の構造が単調ならびに繰り返し載荷に及ぼす影響, 第 54 地盤工学研究発表会, 2019.
- 3) 小高猛司, 崔 瑛, 李 圭太: 弾塑性論と吸水軟化試験による砂質土の強度定数に関する考察, 第 70 回土木学会年次学術講演会, 2015.
- 4) 国土技術研究センター: 河川土工マニュアル, pp62~70, 2009.
- 5) 小高猛司, 李 圭太, 久保裕一, 中山雄人, 梅村逸遊, 森 智彦: 河川堤防の浸透破壊と堤体材料の土質特性との関連, 第 6 回河川堤防技術シンポジウム, 2018.

浸透条件下でのせん断変形に伴う砂質土の細粒分流出現象

Outflow of fine fraction of sandy soil during shear deformation under seepage condition

湯貫 敬¹, 小高猛司², 久保裕一³, 李 圭太⁴

- 1 名城大学・理工学研究科・社会基盤デザイン工学専攻
- 2 名城大学・理工学部・社会基盤デザイン工学科・kodaka@meijo-u.ac.jp
- 3 中部土質試験協同組合・技術部
- 4 日本工営・コンサルティング事業統括本部

概 要

河川堤防やため池などの浸透条件下の砂質土は、浸透流により土骨格の細粒分の流出が発生し、漏水が濁っている場合は非常に危険なサインであると言われている。すなわち、土骨格からの細粒分の流出は、河川構造物の破壊の前兆と考えられる。しかし、土骨格からの細粒分の流出と堤体の変状との関係性は十分に明らかになっていない。本研究では、浸透条件下のせん断過程を土粒子レベルで観察ができる一面せん断試験を実施し、砂質土の力学特性の変化と細粒分の移動、流出との因果関係について検証した。具体的には、細粒分の流出が促進されやすい混合砂を用いて一面せん断試験を行い、せん断変形に伴い移動する細粒分の観察をした。その結果、せん断変形に伴う骨格構造の変化によって、細粒分の移動は促進されることが確認できた。すなわち、細粒分の流失は土構造物のせん断変形が引き起こす現象の一つであることが明らかとなった。

キーワード：一面せん断試験，河川堤防，浸透，砂質土，細粒分

1. はじめに

河川堤防やため池などの浸透条件下の砂質土では、浸透流などにより、土骨格から細粒分が流失することによって粒度分布が変化し、さらに密度にも変化が生じる可能性があり、力学特性が変化し、最悪の場合には構造物が変状する危険性もある(図1)。長時間洪水が継続する場合、河川堤防においては基礎地盤のパイピングや堤体法尻での内部侵食を伴う浸透破壊の危険性が高まる。例えば、パイピングにおいては、堤体と基礎地盤の境界面で水みちが形成され、澄んだ水が流れ出る間の堤体の崩壊リスクは低いが、流出水が濁っていると内部侵食が進行しており、堤体が大変状に繋がる危険性が高いことは模型実験からも明らかである。一方、明確な水みちの存在がない段階においても、細粒分の流出が議論されることも多く、その場合には、土粒子と流路、ならびに流速などの流出条件が議論となる。古いため池などの土構造物は、人力で築堤されたものも多く、締固め不足や、経年劣化等の原因から河川堤防と同様、洪水時に水の浸透による細粒分の流出で内部侵食が起こり、破堤に至ることが考えられる。ただし、堤体からの細粒分流失が浸透流の作用のみで発生している現象かどうかは慎重な議論が必要である。

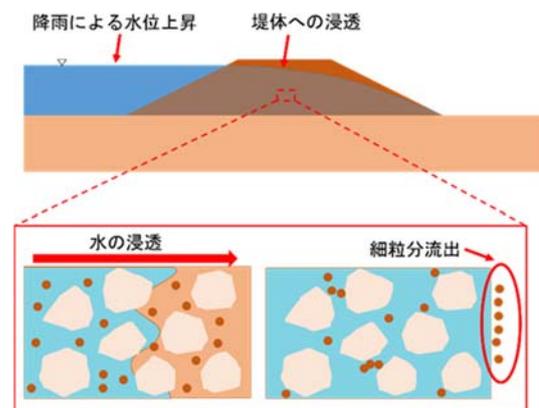


図1 堤体の細粒分流出の模式図

我々の研究グループでは、細粒分が土塊から流出する現象は単なる浸透流のみで引き起こされるのではなく、その土塊のせん断変形に起因し、かつ促進される現象との仮説に基づき研究を開始した。本論文では、堤体土を模擬した細粒分を含む砂質土の一面せん断試験を浸透条件下で実施することにより、せん断過程における細粒分の移動を観察することにより、砂質土の力学特性と細粒分の移動、流出との因果関係について検証を行った。

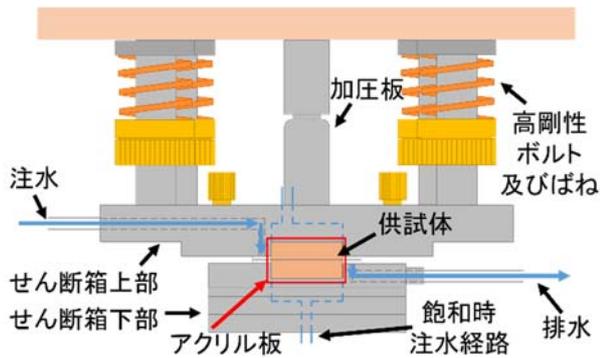


図2 一面せん断試験機の模式図



図4 せん断箱を設置した状態

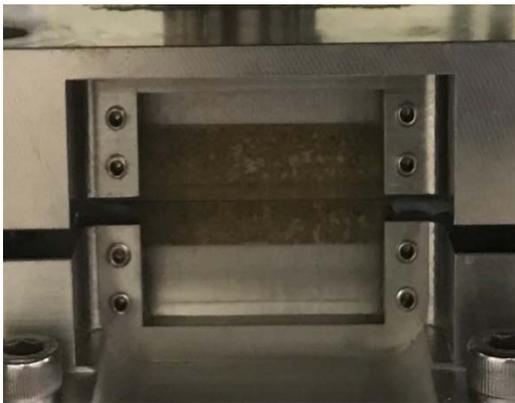


図3 せん断箱前面のアクリル板

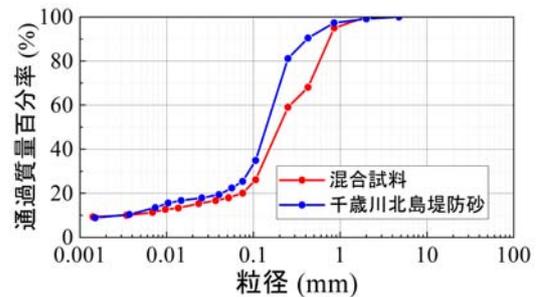


図5 粒度分布



図6 細粒分の観察

2. 試験概要

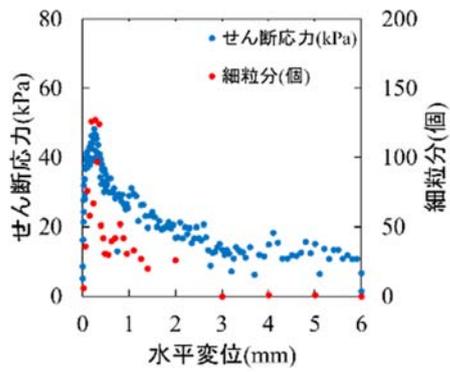
2.1 試験装置

本研究で使用した一面せん断試験装置の概要について説明する。図2に一面せん断試験機の模式図を示す。せん断箱は上部・下部の2層構造になっており、下部せん断箱の供試体底面と上部せん断箱内で供試体上部に接する加圧板にはそれぞれポーラメタルが設置してあり、供試体下部から上部への通水によって供試体を飽和化することができる。また、図2に示すように、せん断箱上部にある注水路に所定の圧力を負荷した水を流し、せん断箱下部の排水路からその水を排水することにより、供試体の左から右へ一方かつ一定動水勾配の浸透流を発生させられる。また、試験中に一方の浸透条件を作るためには、せん断箱からの外部への漏水を防止することが必要なため、せん断箱上部と下部の境界面にグリスを塗り、せん断箱上部を固定する高剛性ボルトに設置したばねによって、力を調整しながらせん断箱上部、下部を密着させている。

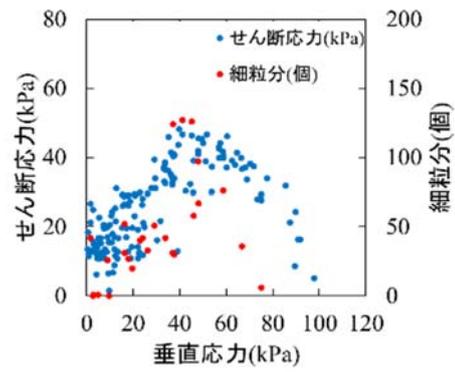
本研究では、細粒分の移動を観察するため、図3に示すように、せん断箱前面に透明のアクリル板を設けている。このアクリル板を介してマイクロスコープを用いて動画撮影をすることによって、せん断面近傍の土がせん断中にどのような振る舞いをするのか観察することが可能となる。図4はせん断箱の全景であり、せん断箱の左につないだチューブから注水して浸透流を発生させる。

2.2 試験方法

試験試料は、三河珪砂4号と6号、及びシルト分が卓越した野間精配砂を重量比3:1:3に配合したものである。図5に試験で使用した混合試料の粒径加積曲線を示す。この配合割合は、実堤防砂(千歳川北島堤防砂)の粒度に合わせて設定した。供試体作製においては、初期含水比10%となるよう蒸留水を加えて均一になるように十分に混合した。その混合試料を間隙比0.8となるように3層に分けて、締め固め、一辺50mm、高さ20mmの直方体の供試体とした。そして、供試体を飽和させた後、垂直応力を100kPa(ケース1)、150kPa(ケース2)、200kPa(ケース3)、400kPa(ケース4)の4つのケースに分け、圧密をした。圧密終了後、まず初期水頭差が20cmの注水槽からレギュレータを用いて、1kPa/minの割合で4kPaまで上昇させ、3分間放置し、3分経過後にせん断を開始し、せん断速度0.5mm/minで変位6mmになるまでせん断を行った。

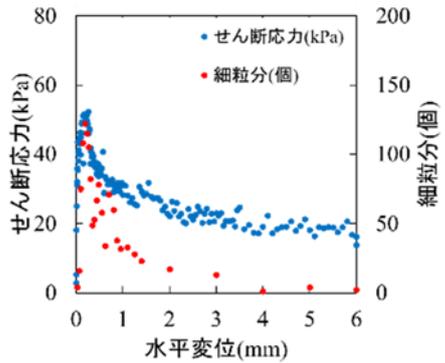


(a)せん断応力・細粒分関係
～水平変位関係

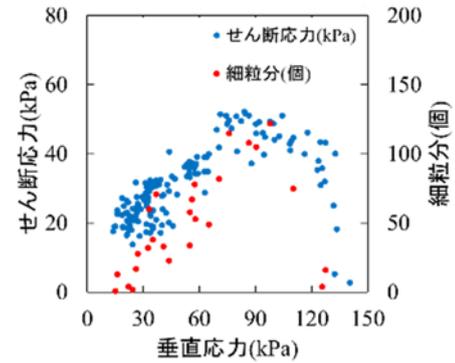


(b)せん断応力・細粒分関係
～垂直応力関係

図7 初期垂直応力 100kPa の結果

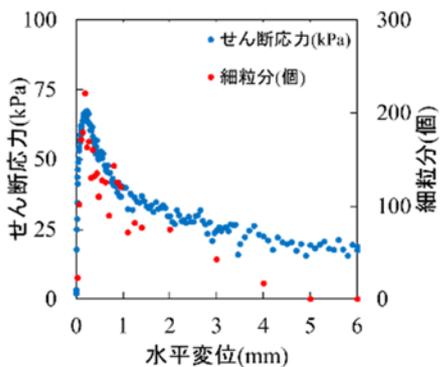


(a)せん断応力・細粒分関係
～水平変位関係

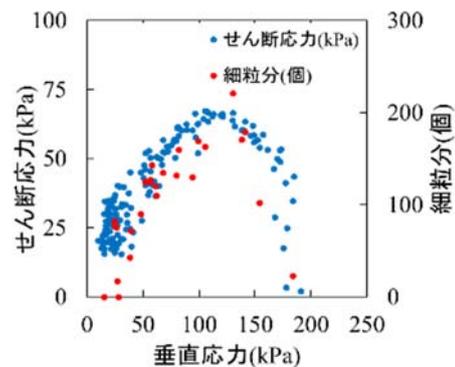


(b)せん断応力・細粒分関係
～垂直応力関係

図8 初期垂直応力 150kPa の結果

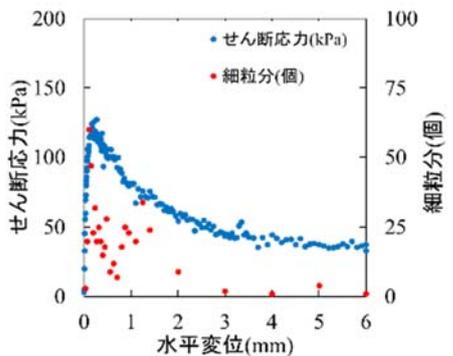


(a)せん断応力・細粒分関係
～水平変位関係

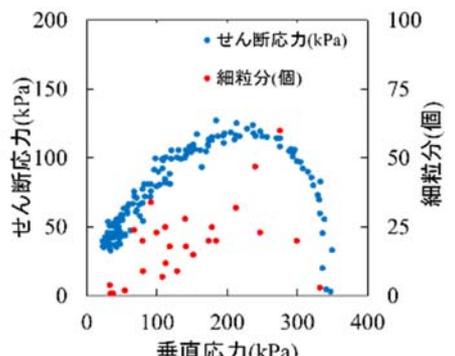


(b)せん断応力・細粒分関係
～垂直応力関係

図9 初期垂直応力 200kPa の結果



(a)せん断応力・細粒分関係
～水平変位関係



(b)せん断応力・細粒分関係
～垂直応力関係

図10 初期垂直応力 400kPa の結果

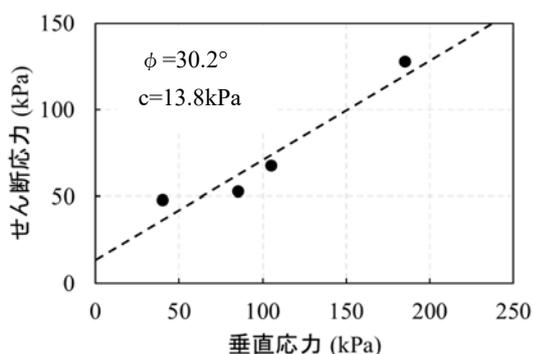


図 11 ピーク値のプロットと破壊規準線

表 1 基準線を通じた細粒分の個数とせん断前の間隙比

100kPa	150kPa	200kPa	400kPa
1185 個	1288 個	2791 個	500 個
0.66	0.60	0.67	0.62

供試体の前面の亚克力板部分にマイクロスコープを設置し、ライトを照射しながら、亚克力板から見える細粒分の移動を浸透開始からせん断終了まで撮影した。図 6 は、細粒分の移動をマイクロスコープで撮影した画像である。細粒分の流出量を定量的に計測する方法は、図 6 の赤線のように基準線を定め、その線を 5 秒間に通過する細粒分の個数を目視でカウントして計測した。

3. 試験結果

図 7~10 の青色のプロットは、ケース 1~4 の試験結果における(a)せん断応力~水平変位関係、(b)せん断応力~垂直応力関係である。これらの図から、せん断初期には垂直応力が鉛直に立ち上がる弾性的な挙動を示し、せん断応力がピーク値に到達した後は塑性圧縮を伴う急激な軟化を呈し、典型的なゆる詰め砂の挙動を示した。

図 11 には、4 ケースの一面せん断試験結果から、せん断応力のピーク値と対応する垂直応力の値をプロットし、破壊規準線を描いたものである。せん断抵抗角 ϕ は 30.2° であり、ゆる詰め砂として相応しい値と考えられる。しかし、粘着力 c は 13.8kPa とやや過大な値を示した。この原因は、試験中の水漏れを防ぐために、せん断箱上部と下部をグリスで圧着したことによると考えている。

一方、図 7~10 の赤色のプロットは、図 6 に示したように、マイクロスコープの観察領域内に設定した基準線を横切って通過した細粒分の個数を 5 秒間隔でカウントし、計測時刻によって一面せん断試験のそれぞれの計測値とひも付けした図である。図から、全ての拘束圧において、青色と赤色のプロットの傾向が驚くほど類似していることが分かる。すなわち、細粒分が流れる個数は、せん断直後からせん断応力とともに増加し、せん断応力がピーク値を迎えた時に、流れる個数も最大値となる。また、せん断応力が急激に低下して軟化する際には、流れる個数も激減している。この試験結果より、砂質土の中に含まれる細粒分

は、通常は様々な大きさの土粒子の中で固定化されているものの、せん断変形が進行し、細粒分を捕捉している粗粒分の構造が変化する際に、細粒分が一気に移動を始めると考えられる。

表 1 は、各ケースの基準線を通じた細粒分の累積個数である。せん断前の間隙比も示すがそれぞれ幅があるものの試験結果に影響を及ぼしたとは考えていない。流れた細粒分の個数を 4 ケースで比較すると、ケース 3 が最大であり、ケース 4 が最小となった。せん断前の間隙比が類似していても、垂直応力が大きくなると、密詰め傾向になり、細粒分の移動できる間隙が狭くなり、細粒分の流出を阻害していると考えられる。また、ケース 1 と 2 の累積個数が少ないのは、せん断前に所定の水頭を付加した状態で 3 分間静置してからせん断を開始しているが、その静置時間中にも一定量の細粒分が流失し、その流失量は圧密荷重が小さい程多いためと考えている。

4. まとめ

本研究では、細粒分の移動、流出を観察しやすく、かつ力学特性の把握に適している混合砂を用い、浸透条件下の一面せん断試験を実施した。せん断中に流れる細粒分の個数は、せん断直後から水平応力とともに増加し、水平応力がピーク値を迎える時に、最大となる。この試験結果より、砂質土の中に含まれる細粒分は、せん断変形が進行し、細粒分を捕捉している粗粒分の構造が変化する際に、細粒分が一気に移動を始めることが明らかになった。本試験では、せん断時に流れる細粒分の累積個数は、初期垂直応力 300kPa までは高くなるほど増加するが、 400kPa になると逆に減少する。初期垂直応力が高いほど、粗粒分による細粒分の補足作用が大きくなるが、初期垂直応力が低い場合には、せん断前の浸透条件下で細粒分がすでに移動しているために、せん断を始めてから移動する細粒分は少なくなることが考えられる。垂直応力 400kPa になると、せん断時にも粗粒分が補足する作用が大きくなると考えられる。

本研究により、砂質土からの細粒分の流出は、せん断変形の発生により現れる現象であることが示された。

最後に、本研究の試験を実施するにあたり、元名城大学の御手洗翔太氏と井上司氏にお世話になった。記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 小高猛司, 李 圭太, 崔 瑛, 森 智彦, 森 三史郎, 林 愛美: 浸透に伴う基礎地盤の弱화에起因する堤防法すべり崩壊に関する考察, 第 5 回河川堤防技術シンポジウム, 2017.
- 2) 御手洗翔太, 小高猛司, 李 圭太, 久保裕一: 砂質土の浸透条件下における一面せん断試験, 第 30 回中部地盤工学シンポジウム, 2018.
- 3) 久保裕一, 小高猛司, 李 圭太, 井上 司: 浸透場一面せん断試験による砂質土のせん断挙動と細粒分移動の関連性の考察, 第 75 回土木学会年次学術講演会, 2020.

洪水時に生じる水面勾配を考慮した洗掘対策工の安定性評価について
(stability evaluation of scour protection considering the gradient of water surface
during flooding)

丹羽俊介¹, 前田健一², 渡邊諭³, 内藤直人⁴, 安江絵翔⁵

- 1 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻・E-mail address s.niwa.758@stn.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター
- 3 鉄道総合技術研究所 防災技術研究部 地盤防災 主任研究員
- 4 豊橋技術科学大学 建築・都市システム学系 助教
- 5 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻

概 要

近年、激甚化する台風・豪雨の外力に起因して橋脚周りに設置されている洗掘対策工に被害が出ている。現在の問題点として、洗掘対策工の変状が発生する外力が明確に整理されていない。本研究では対策工の安定性に関して地盤力学的な観点からアプローチを行い、特に地盤内で生じる浸透流が対策工にもたらす影響について浸透流解析及び開水路模型実験を用いて検討した。浸透流解析の結果、対策工周りの浸透流について、下流側を向いた均一方向になり、水面勾配の値に比例した力が作用することが分かった。また、極古典的な式を使用し、対策工が滑動するのを仮定した安定計算をしたところ、0.8以上の水面勾配が生じると滑動する結果となった。障害物を使用して水面勾配を考慮した実験では、流速と共に水面勾配が増加させ、実験時滑動した条件と計算結果が概ね一致したことから洗掘対策工の安定性計算に水面勾配による地盤内浸透流を考慮する必要性が示された。

キーワード：洗掘，浸透，動水勾配

1. はじめに

1.1 背景・問題提起

近年、激甚化する台風・豪雨の外力に起因して河川における洗掘被害が頻発している。河川橋脚周辺には洗掘対策として根固め工（以下、対策工と称す）が設置される事例が多い。鉄道分野では定期的に実施される目視検査によって対策工の変状の程度や河床状況を確認し、必要に応じて深淺測量や衝撃振動試験などによって橋脚の健全性を評価している。しかし、この手法は現状の健全性を診断するうえでは有効な手段であるが、将来的な増水による洗掘に対する防護機能の低下までを反映した指標にはなっていない。そのため、将来的な増水によって対策工が変状し、機能が低下した場合に、その機能低下が橋脚基礎の健全度に及ぼす影響を定量的に評価する必要がある。しかし、現状、対策工の機能評価にあたっては、変状の有無や過去の経験に基づく変状程度との比較による定常的な評価にとどまっているのが現状である。以上の点から、対策工自体の洗掘に対する抵抗性を定量的に明らかにする必要があり、対策工の洗掘に対する抵抗性を定量的に評価するためには、対策工が安定性を失う根本的な変状プロセスを把握

することが必要であると考えられる。従来、対策工の被災メカニズムの解明に関しては、主に水理学的な観点で実施されてきたが、近年、洪水流のような高速流体が地盤表面に作用する際には地盤内部における応力変化等の影響を受けることが定量的に明らかになってきている。

1.2 本研究の目的

本研究では、対策工の安定性に関して地盤力学的な観点からアプローチを行い、特に地盤内で生じる浸透流が対策工にもたらす影響について開水路模型実験及び浸透流解析を用いて検討してきた。これまでの研究では、洪水を模擬した水平な開水路流れに対策工模型を設置した水平地盤に作用させ、模型周辺の地盤内で発生する浸透流を着色水によって可視化した。浸透流速を計測し、換算された透水力による地盤の有効応力低下、さらには対策工の支持力低下の影響を評価した所、著しい低下は認められなかった。そこで、本稿では、浸透流が対策工の安定性に及ぼす影響が比較的大きいと想定される、橋脚や橋桁の存在、流木等の障害物の影響で橋の上流・下流側に生じる水位差（水面勾配）に着目し、その条件下における対策工の変状に関する素過程の把握及び安定性評価を試みた。

2. 対策工の先行する不安定モードの把握

2.1 対策工の安定計算

図1に対策工に作用する力のイメージ図を示す。対策工の不安定モードとして想定するのは、滑動、回転、浮上とする。それぞれの不安定モードについては、以下の条件を満たす時に不安定であると判定した。

- 滑動：最大摩擦力（対策工—地盤間の摩擦力及びすべり線上における地盤—地盤間のせん断強度）+受働土圧 < 抗力+主働土圧
- 回転：重力によるモーメント < 揚力・抗力によるモーメント
- 浮上：重力 < 揚力

各作用力及び作用モーメントの算出方法は以下である。

・流体力（抗力/揚力）： $F=1/2 \times \text{流体密度} \times \text{抗力/揚力係数} \times \text{流体力の作用面積} \times (\text{河床近傍平均流速})^2$ （揚力は摩擦力及びせん断強度の算出時に有効重力が低減するものとして考慮される）

$$F = \frac{1}{2} \rho C A v^2 \quad (1)$$

・摩擦力： $F = \text{対策工の有効重量} \times \text{摩擦係数}$ （摩擦係数 μ は、擁壁計算によく用いられる地盤とコンクリート面間の係数 0.6 を用いた）

$$F = \mu M' g \quad (2)$$

・せん断強度： $T = \text{地盤の有効重量} (\text{地盤の有効単位体積重量} \times \text{対策工直下の土塊体積}) \times \tan(\text{内部摩擦角}) + \text{粘着力} \times \text{対策工直下の土塊底面の面積}$

$$T = \gamma' V \tan \Phi + c A_g \quad (3)$$

・主働・受働土圧： $P_p = 1/2 \times \text{地盤の有効単位体積重量} \times (\text{対策工の根入れ長} - \text{下流側洗掘深})^2 \times \text{奥行方向の対策工長さ} \times \tan(\pi/4 \pm \text{内部摩擦角}/2)^2$

$$P_p, P_A = \frac{1}{2} \gamma' V \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} \pm \frac{\Phi}{2} \right) \quad (4)$$

・透水体積力： $J = \text{局所動水勾配} (\text{後述するが本検討では水面勾配に近似}) \times \text{水中単位体積重量} \times \text{対策工直下の土塊体積}$

$$J = i \gamma_w V \quad (5)$$

流体力の作用面については、図2に示す面で定義する。中央に位置する、揚圧力を消散するための空洞部は、揚力の作用面積には含めないこととした。また抗力については、根入れ部を作用面積には含めないこととした。回転に関する計算に際し、回転軸に関しては図中に示す箇所で仮定した。ちなみに、この回転軸はどの箇所に設定した場合でも、安定計算による不安定モードが変化しない事を予め確認している。また、対策工群に関する安定計算の方法としては、連結された対策工群を一体となった剛体として仮定し、簡易的な力学計算を行った（図3）。

2.2 実験概要

実験は図4、5に示す開水路模型を用いた。装置内には河床を模した幅 500mm、高さ 100mm、奥行き 300mm の土槽区間を設けた。水流は水中ポンプ（流量： $Q = 120\text{L}/\text{min}$ ）

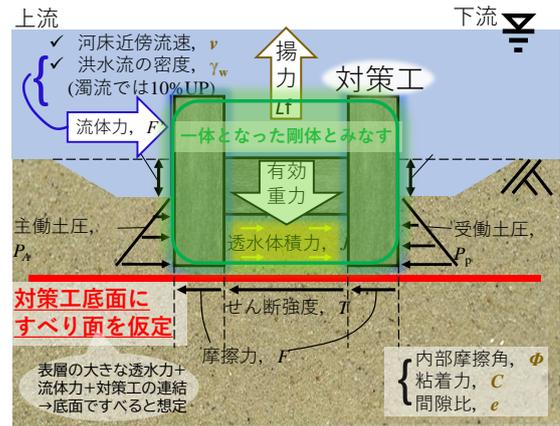


図1 対策工に作用する力

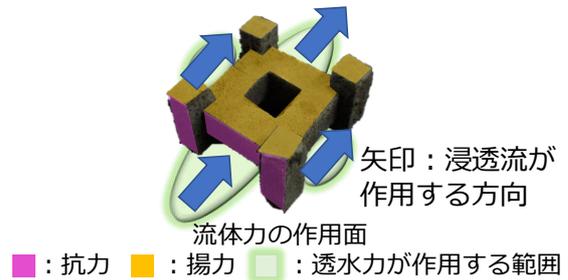


図2 対策工に作用する流体力の作用面（仮定）

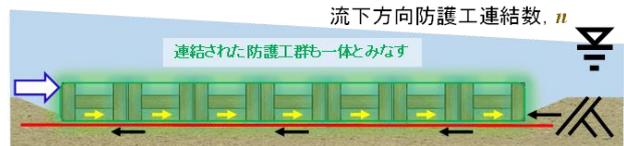


図3 対策工群の作用力（仮定）

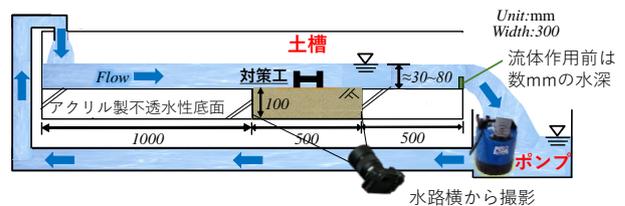


図4 開水路の詳細条件 Case1~8

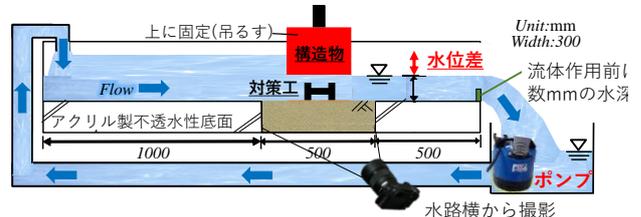


図5 開水路の詳細条件 Case9

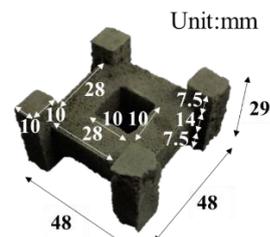


図6 模型対策工

を用いて循環流を発生させた。土槽区間には、珪砂 2 号、豊浦砂を水中落下法により相対密度 $D_r=40\%$ で堆積させた。珪砂 2 号の透水係数 $k=1.83 \times 10^{-2} \text{m/s}$ 、平均粒径 $D_{50}=3.270\text{mm}$ 、豊浦砂の透水係数は $k=2.2 \times 10^{-4} \text{m/s}$ 、平均粒径 $D_{50}=0.173\text{mm}$ である。実験に使用した模型対策工は図 6 に示す。模型対策工は幅、奥行き方向に 48mm、高さ 29mm である。

2.3 地盤材料による変状の違い：case1~2

図 7 と表 1 に珪砂 2 号と豊浦砂を用い、対策工一個に対して静的に流量が増加する水平流れを作用させた結果を示す。地盤条件は移動床とし、対策工は 7.5mm 地盤に根入れさせた。結果、豊浦砂では対策工近傍の上流側の地盤で洗掘が発生し、対策工が流体力に対して想定される不安定モードになる前に、上流側に傾斜、沈下した。一方、珪砂 2 号の場合は、数粒の粒子が動き出したが、防護工の傾斜や沈下は観察されず、その後対策工が滑動モードで不安定化する様子が観察された。よって、本検討では、傾斜や沈下が先行して発生しない珪砂 2 号を用いて検討を進める。

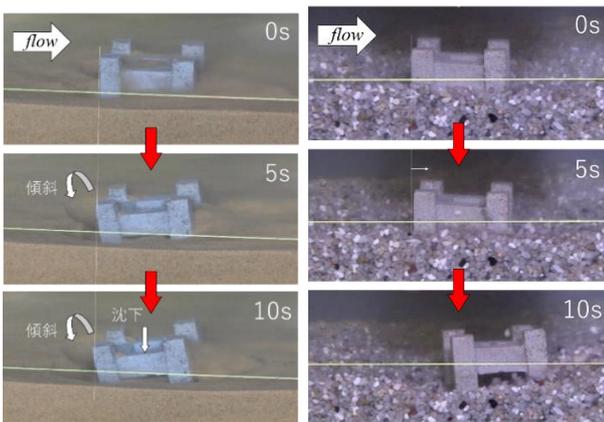


図 7 実験結果 (左図：豊浦砂，右図：珪砂 2 号)

表 1 実験結果：地盤材料による変状の違い

地盤材料	珪砂2号	豊浦砂
平均粒径(mm)	3.27	0.17
先行した事象	対策工の不安定が先行	洗掘による対策工の傾斜・沈下が先行

2.4 対策工の不安定モードの把握

対策工の基本的な不安定モードの把握をするため、実験及び安定計算を実施した。また、本検討で実施する力学計算の方法が模型実験の結果を予測可能であるかの確認も目的に挙げられる。模型スケールで実施した実験について、装置は図 5 に示す開水路を用い、地盤及び予め地盤に設置した模型に対して静的に流量が増加する水平な開水路流れを作用した。地盤条件は固定床条件 (図 8)、移動床条件の 2 種類で実施した。固定床については薬剤を用いて地盤を固定した。また、安定計算方法の信頼性を確かめるため、別途簡易的な平板型模型と箱型模型を作成し、実験及び計算を実施した (図 9)。これら 2 種類の模型の寸法につい

て、幅、奥行き方向は模型防護工と同じ長さの 48mm である。高さについて、平板型模型では模型対策工の突起部と同じ 7.5mm、箱型模型では、模型対策工と同じ高さの 29mm である。



図 8 固定床 (薬剤固定)

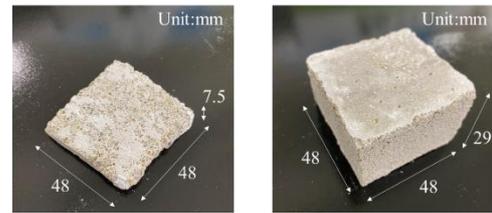


図 9 平板型模型及び箱型模型

(1)固定床条件：case3~5

固定床実験における実験結果を図 10 に示す。不安定モードは平板型模型では回転、箱型模型と対策工模型では滑

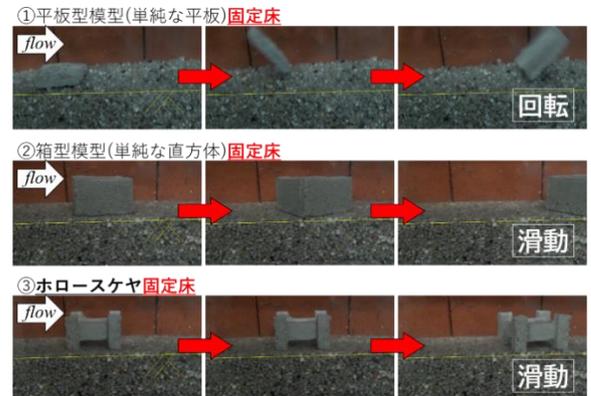


図 10 各模型モデルにおける不安定モードの実験結果 (珪砂 2 号，固定床，上から case3, 4, 5)

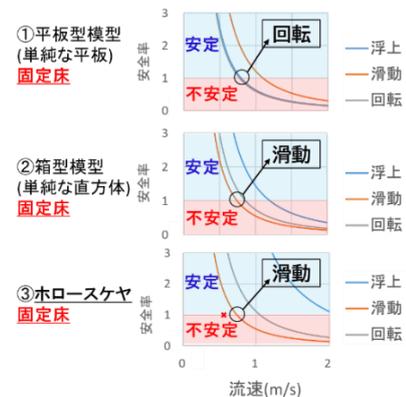


図 11 各模型モデルにおける不安定モードの計算結果 (珪砂 2 号，固定床，上から case3, 4, 5)

動になった。また図 11 に計算結果を示す。安全率 1 以下になると浮上、滑動、回転それぞれの運動が開始することを示している。結果、実験結果と計算結果が一致したため、本計算方法が実験結果をある程度予測できることが分かった。

(2)移動床実験 : case6~8

移動床における実験結果と計算結果を図 12, 13 に示す。結果、実験結果と計算結果が凡そ一致すること確かめられた。なお、箱型模型では洗掘の進展に伴う沈下・傾斜の進行後に滑動が発生したが、今回の実験は計算方法の確認のために実施したため、沈下・傾斜については特に言及しない。

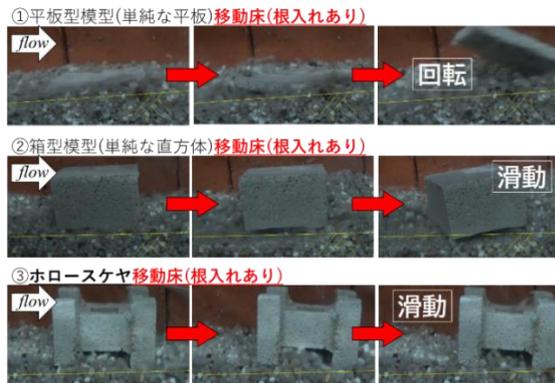


図 12 各模型モデルにおける不安定モードの実験結果 (珪砂 2 号, 移動床, 上から case6, 7, 8)

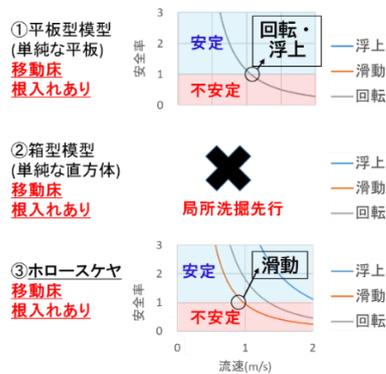


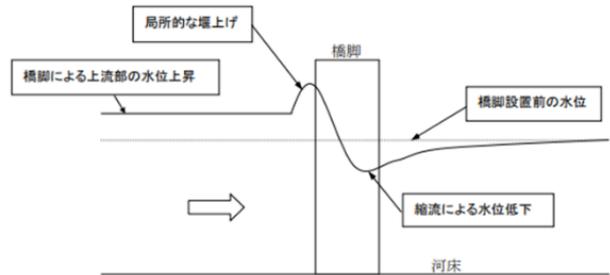
図 11 各模型モデルにおける不安定モードの計算結果 (珪砂 2 号, 移動床, 上から case6, 7, 8)

3. 水面勾配 (水位差) により生じる地盤内浸透流の算定

3.1 水位差が生じ得る条件

洪水時に橋脚の存在に伴う水位の堰上げや、橋桁自体や流れ着いた漂流物によって橋の上流側と下流側で水位差が生じる。水位の堰上げは d'Aubuisson 公式等を用いて算出する試みがある²⁾ (図 14)。また、水位が上昇し、橋桁に水面が接触する程度になると、橋桁の影響により橋の上流側と下流側で水位差が一層拡大する可能性が考えられる。特に橋桁に流木などの障害物が堆積すると上流側で高

い水位、下流側で低い水位となり、より大きな水位差が発生することが報告されている。障害物が橋桁に衝突、堆積した時に発生する水面勾配に換算するとおよそ 1 となるケースも見られた³⁾。



$$\Delta h = \frac{Q^2}{2g} \left\{ \frac{1}{c^2 b_2^2 (H_1 - \Delta h)^2} - \frac{1}{b_1^2 H_1^2} \right\}$$

図 14 d'Aubuisson 公式による堰上げ

3.2 浸透流解析

(1) 解析ソフト概要

解析計算には地層科学研究所 GEOSCIENCE の 3D-Flow 三次元飽和不飽和浸透流解析ソフトを使用した。3D-Flow は西垣らによって開発され、地下水流動問題対象の数値解析ソルバーとして高い評価を受けている「UNSAF3D」を搭載した 3 次元飽和不飽和浸透流解析ソフトウェアで、飽和/不飽和浸透問題、定常/非定常解析、不圧/被圧地下水問題、透水係数の異方性考慮に対応可能である。適用事例としては降雨浸透解析、止水壁の効果検討、揚水による地下水低下シミュレーション、フィルダム内の浸透シミュレーション、掘削/切土面からの湧水量の評価があげられる。

(2) 解析モデル・解析条件

解析モデルとしては、橋脚は設けず、模型スケールの対策工が根入れしている地盤を再現した (図 15)。地盤材料のパラメータとしては、珪砂 2 号を想定し、透水係数は $k=2.20 \times 10^{-2} \text{m/s}$ 、飽和体積含水率は 0.453 とした。解析条件 (図 16) としては、定常の飽和状態を想定しており、まず極単純な条件における浸透特性を把握するため、境界条件として開水路流れで生じる一定の水面勾配を静水圧分布と仮定し、静水位を入力した。

(3) 解析結果

浸透流速ベクトルの結果を図 17 に示す。結果、対策工周辺の浸透流は、下流側に向かう概ね均一な水平流れとなっていることが明らかになった。局所動水勾配の大きさ (浸透流速を透水係数で除した値) については図 18 に示すように、例えば水面勾配 i が 1 の場合には 1、水面勾配 i が 0.5 の場合には 0.5 のように、局所動水勾配と水面勾配の値の大きさが概ね一致する事を確認した (図 18)。よって、透水力の大きさ (透水力の算定式は式(5)に示した) は、水面勾配に土の単位体積重量、対象とする土塊の体積を乗じることで求まることとした。

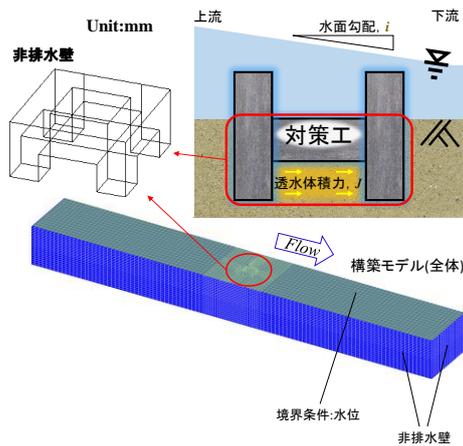


図 15 解析モデル(対策工中央の空洞部分は排水条件)

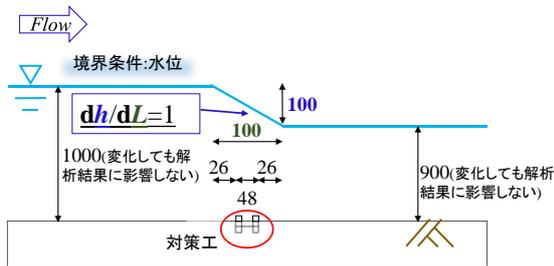


図 16 解析条件：静水位（全水頭）

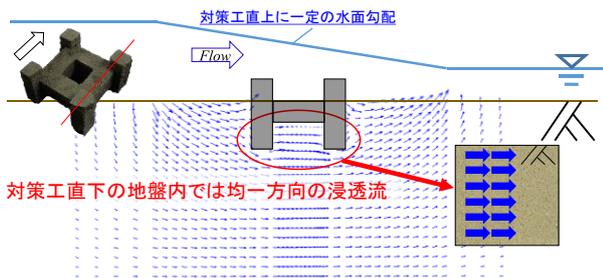


図 17 浸透流のベクトルの2次元分布の解析結果

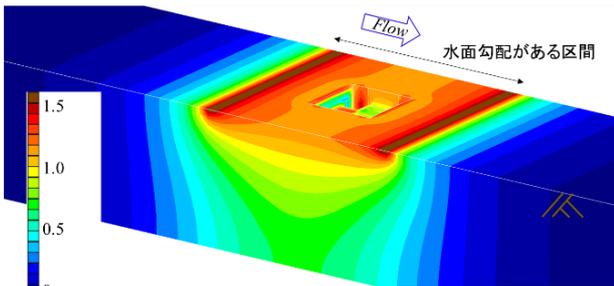


図 18 局所動水勾配の3次元コンターの解析結果

4. 水面勾配による地盤内透水力を考慮した対策工の滑動に対する安定計算

3章の結果を踏まえて、水面勾配による透水力を考慮した対策工の滑動モードに対する安定計算を実施する。対策工下の地盤に透水力が作用すると仮定して、2.2節に示す滑動させようとする力に足し合わせて計算を行った。図19の結果は、滑動に対する対策工（0.5トン）の安定計算の

例である。横軸を水面勾配 i 、縦軸は滑りに対する安全率 F_s で1以下になると不安定化（滑動）になることを示している。結果、河床低下が全体的に発生した場合（対策工近傍に発生する、局所洗掘は除く）には、対策工は水面勾配が0.8以上生じる場合に不安定となる（滑動する）判定となった。また、河床低下量などの条件が異なる場合であっても、水面勾配が凡そ $0.5 < i < 1.0$ の間で不安定になる結果となり、水面勾配を対策工の安定計算（滑動モードの計算）に考慮する必要があると思われる。ここで、対策工の滑動に対する安定計算の妥当性を確認するための実験を実施した（case9）。実験装置に橋桁を想定した構造物を設置し、静的に流量が増加する開水路流れを発生させた。結果（図20）、流速の増加と同時に構造物の上流側と下流側で水面勾配が発生、増加し、流速が0.56m/s、水面勾配が0.3になった時刻に防護工が滑動する様子が観察された。なお、流速は、流量を流積で除した断面平均流速である。実験結果と計算結果を比較する（表3）。安定計算の結果は、横軸を水面勾配 i 、縦軸を流量から算出した断面平均流速 v (m/s)とし、滑動に関する安全率 F_s を求めた。紫のラインは、内部摩擦角が 35° と 40° 間の範囲で、 F_s が1に近づくため、対策工が不安定化（滑動）し始める。結果、実験では流体が障害物にあたると i が発生するため、流量が増加すると v 、 i ともに増加する軌跡をたどる。紫のライン上で対策工の滑動が観測されたことから i を考慮した安全率計算の結果と概ね一致した。ちなみに、 i を考慮しない場合は単純に v のみ増加となって図中の白い× ($v=0.67$ m/s) の箇所では不安定の予想となっている。したがって、対策工の安定計算においては、流速に加え水面勾配によって生じる地盤内浸透流を考慮する必要性が示されたと考える。

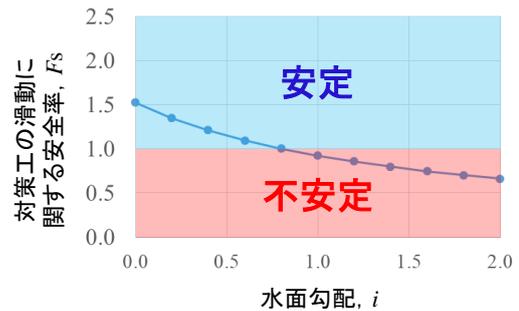


図 19 水面勾配が滑動に影響する安全率の計算結果（珪砂2号、移動床、case9）

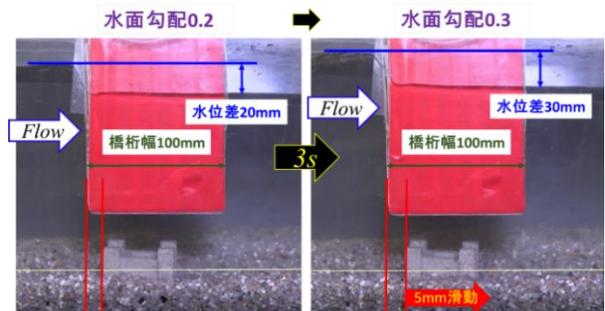


図 20 計算結果の確認実験（case9）

表 2 実験条件(case9, 珪砂 2 号, 移動床)

水面勾配, i	河床近傍流速, $v_{ave}(m/s)$	流体密度, $\rho_s(kg/m^3)$	上流側河床低下量, $D_b(m)$
変数	2	1100(濁流で10%増)	0.4
下流側河床低下量, $D_b(m)$	地盤材料:珪砂2号(相対密度 $D_r=40\%$)	流下方向防護工連結数, n	
0.4	内部摩擦角, $\phi(^{\circ})$	粘着力, $c(N/m^2)$	間隙比, e
	35	0	0.8

表 3 構造物の存在により発生した水面勾配を考慮した対策工の実験結果 (case9) と安定計算結果の比較

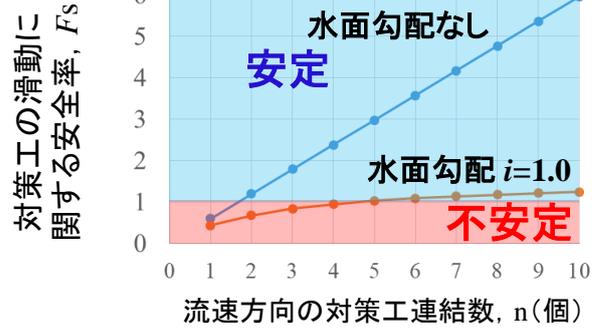
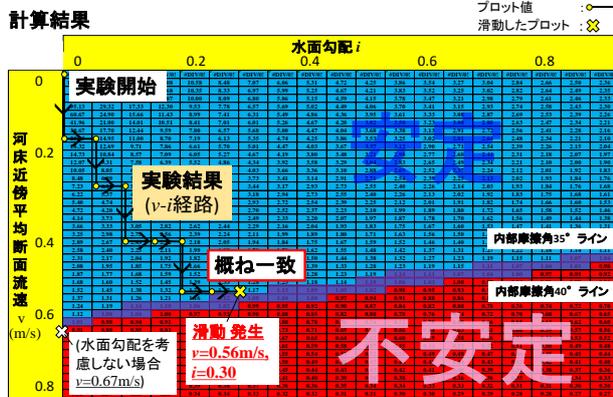


図 21 連結数に及ぼす水面勾配の影響の計算結果 (珪砂 2 号, 移動床, 実物スケール)

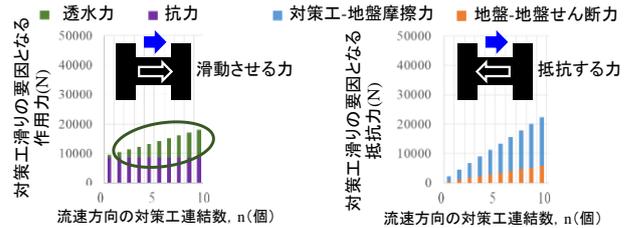


図 22 対策工の連結数-滑動を促す力及び妨げる力の関係

5. 対策工の連結数が安定性に及ぼす影響

対策工の抵抗性を向上させるのを目的に、対策工を流下方向に連結させる場合の水面勾配の影響を調べる。この章における連結とは、図 5 に示すように流下方向に防護工を並べ剛結を仮定して、連結された対策工が一体となって滑動する条件を想定している。図 21 に珪砂 2 号, 移動床条件時の計算結果を示す。横軸を流速方向の防護工の連結数, 縦軸を防護工のすべりに関する安全率 F_s とする。結果, 水面勾配がない場合では連結数を 2 個以上とすることで滑動せず安定するのにに対し, 水面勾配が 1 の場合においては, 複数連結させても F_s に大きな向上が見られず, 安定しない結果となった。続いてこの要因を考察する。図 22 の左のグラフでは滑動を促す力, 右のグラフでは滑動を妨げる力を示しており, 横軸は防護工の連結数である。なお水面勾配がない場合には, 緑色で示す透水力は発生しない。水面勾配がない場合には, 連結数が増えることで特に対策工下の摩擦力が大きくなり安定する。一方, 水面勾配がある場合には, 連結数が増えても地盤体積, 及び透水力も大きくなるため, 安定性が上がらない事が読み取れる。したがって, 水面勾配がない場合には連結数を増加させることで安定するが, 水面勾配がある場合は, 連結数を多くすることに加えて対策工単体の重量を重くするなど各対策工の抵抗力を確保する必要があるといえる。

6. 結論

本研究では, 洗掘対策工の定量的な安定性評価の手法の開発を目的に, 地盤内浸透に着目し, 特にその影響が大きいと考えられる橋脚や橋桁などの存在により生じる水面勾配が対策工の不安定化プロセスに及ぼす影響とその評価手法について検討した。得られた主な結果は以下の通り

である。

- 1) 対策工は, 洪水発生前に河床低下や局所洗掘などによる変状がない場合, 滑動モードで不安定化する可能性が高いことが分かった。
- 2) 対策工の安定性評価には, 橋脚や橋桁などの存在により生じる橋の水面勾配に伴う透水力を考慮する必要性が示された。
- 3) 水面勾配による地盤内透水力を考慮した対策工の滑動に対する安定計算を実施した結果, 開水路実験において部分的な根入れを有する対策工が滑動する水面勾配を判定できる可能性が示された。
- 4) 水面勾配の増加に対しては対策工の連結の効果が小さい条件があり, 連結に加えて対策工自体の重量増加などの対策が有効な可能性があることが分かった。

今後の検討として, 対策工が河床低下や局所洗掘等による変状した際の安定性評価や, 洪水時の高水位化, また, その継続時間の長期化に対抗できる粘り強さに関する検討を行う。

参考文献

- 1) 丹羽俊介ら, 水平流体の作用時に防護工下で生じる地盤内浸透流が洗掘に及ぼす影響, 土木学会学術講演会 Vol.75, pp.III-279, 2020
- 2) 川合亭, 松本良男: 橋脚によるセキ上げ背水について, 農業土木学会誌, 第 47 巻, 第 7 号, pp.473-478, 1979.
- 3) 国土交通省福井河川国道事務所, 【福井豪雨映像アーカイブス 学術編】Online video, youtube, 2017/07/13, <https://www.youtube.com/watch?v=pl-J7ycAqck>, 2021/06/25

管渠周辺地盤の粒度分布と空洞形状に着目した陥没災害の予防保全に向けた危険度 評価フローの提案

(Proposal of risk assessment flow for preventive maintenance of collapse disasters
focusing on particle size distribution around underground buried pipe and cavity shape)

林英璃奈¹，前田健一²，平子ともみ³，野村凌平⁴

- 1 名古屋工業大学大学院・工学専攻社会工学系プログラム・E-mail address 33415081@stn.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学教授 高度防災工学センター
- 3 名古屋工業大学大学院・社会工学専攻
- 4 名古屋工業大学大学院・工学専攻社会工学系プログラム

概 要

全国各地で地下埋設管の破損による空洞進展を起因とする陥没災害が多発しており、今後、地下インフラの劣化によって、発生件数は増大すると考えられている。本稿では陥没災害を未然に防ぐ指標を作成するため、土槽を用いて行った既往の実験結果をもとに陥没発生要因を分析し危険度評価フローを提案した。その結果、管渠の欠損径に対する周辺地盤での95%粒径の比を用いて欠損閉塞の有無を予測した。また、Kennyの指標を用いて周辺地盤の粒度分布から内部浸食の有無を判定し、Terzaghiの緩み理論を用いて空洞周辺の緩み領域を推測した。これらの要因から地下空洞形状が判別できる。地下空洞進展後においては空洞上地盤が耐力を失い陥没に至る際の基準を層厚と空洞形状の関係や周辺地盤の飽和度から予測することで陥没発生時における危険度評価の提案を行った。これを用いて探査により発見された地下空洞の補修優先度を決定することで効率的な陥没の予防保全が可能となる。

キーワード：空洞，陥没，粒度分布，管渠，内部浸食

1. はじめに

近年、日本各地で下水管の破損を起因とする陥没災害が年間約3,000件発生している。陥没災害はひとたび発生すれば人的・物的に甚大な被害をもたらす。老朽化した地下埋設管が急増しているため、陥没災害の発生件数は今後増大すると考えられる。また、各自治体では資金難や技術職員の不足などにより、従来の対処療法的な対応から予防保全型の対応への転換が求められている。しかし、陥没発生の詳しいメカニズムは未だ明らかになっていないため、この解明を行うことが求められている。

陥没発生に至るまでに(1)欠損閉塞、(2)内部侵食、(3)空洞側面の崩壊、(4)地盤の緩み、(5)空洞耐力等の要因が存在している。本稿では、過去6年間にわたり行われた実験データを用いて上記の各段階における支配的要因について検討を行った。さらに、空洞上耐力等の要因を加えた陥没発生に対する危険度評価フローを作成した。

本稿の流れを以下に記す。第2章において空洞形成過程における欠損閉塞や内部浸食の発生の有無を粒度分布に着目して考察した。第3章においてTerzaghiの緩み土圧理

論¹⁾等を用いて空洞形成領域の予測を行った。第4章において模型実験から得られたデータを基にして飽和度や空洞形状、層厚比が空洞上地盤の耐力に及ぼす影響を考察した。第5章では第2～4章で得られた知見から陥没発生に対する予防保全に向けた危険度評価フローを作成した。

2. 粒度分布に着目した空洞形成過程の解明

2.1 実験概要

図1に使用土槽の概要図、表1に各土槽の寸法、図2に各土槽に用いた試料の粒度分布、図3に欠損の様子を示す。実験は飽和状態で行い、土槽底面部に下水管の模擬管渠を設置し、欠損が生じた管渠周辺地盤を再現した。実験に使用した土槽は3種類あり、それぞれの土槽寸法、実験条件は表1に示すとおりである。なお、S7:3は珪砂7号と2号を重量比7:3で混合した試料である。また、洗い山砂や洗い改良土とは細粒分を取り除いた試料のことである。細粒分を取り除くことで透水係数が大きくなり、施工後数十年経過した実現場をより模擬できると考えられ、空洞進展実験により適するといえる。図3中の円欠損は鋼管を想定

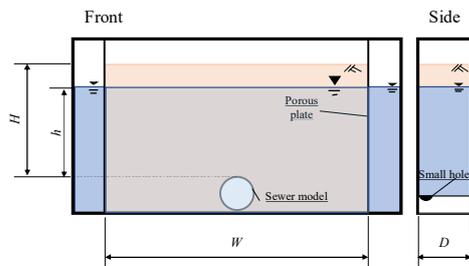


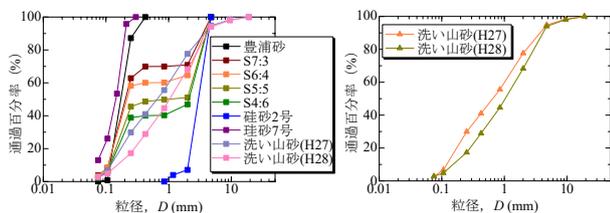
図 1 使用土槽の概略図

表 1 各土槽の寸法

土槽名	小型土槽	中型土槽	大型土槽
H	500	600	800
W	500	1200	1600
D	250	250	500
h	100, 200,300, 400,500	400,500	525, 725
欠損径 d_s	(円)5	(円)30,40,50 (スリット)15, 40	(スリット)10,15,30,50

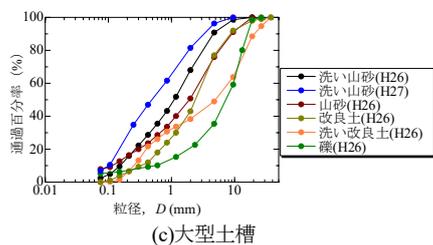
(円)は円欠損, (スリット)はスリット欠損を示す。

Unit:mm



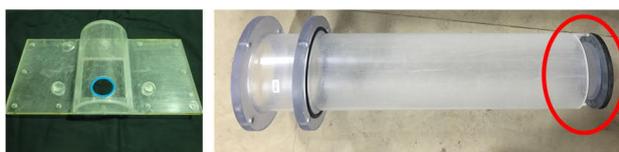
(a)小型土槽

(b)中型土槽



(c)大型土槽

図 2 各土槽に用いた試料の粒度分布



(a) 円欠損

(b) スリット欠損

図 3 欠損の様子

した管の腐食による欠損を模擬しており、スリット欠損は陶管における管の継ぎ目の欠損や閉塞不良の管を模擬している。ここで、各土槽のメリットとデメリットについて簡単に説明する。まず、大型土槽では容積が大きいためより実規模に近い実験が可能である。しかし、実験準備に要する労力が著しい。対して、小型土槽では容積が小さく準備に要する労力が少ないため、様々な条件で実験可能である。デメリットとしては大型土槽や中型土槽と比べて横幅が狭いため後述する空洞形状の一つである扇型空洞が発生した場合は空洞の横幅が土槽の横幅を超えるため正確な計測ができない(図 4)。

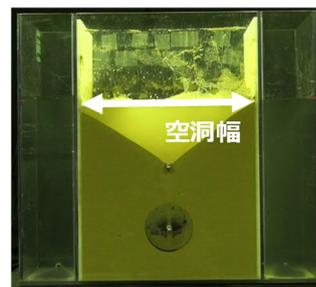


図 4 小型土槽における扇型空洞の発生

2.2 欠損部における閉塞発生有無

図 5 に大型土槽における代表的な実験結果を示す。欠損部の閉塞有無により空洞の形成領域が大きく異なることが確認された。図 5(a)のように欠損部において閉塞が生じ、ほぼ粒子が流出しなかったケース、図 5(b), (c)のように比較的大きい粒子により欠損部に閉塞が生じるが内部侵食が発生したケース、図 5(d)のように欠損閉塞も内部侵食も発生せず欠損から粒子が流出するケースがあることが分かった。ここで、図 5, 表 2 のように実験後の空洞形状によって分類を行った。欠損閉塞の有無には欠損径と用いた試料の粒度が関係すると考えられる。スリット砂防ダム(2,3,4)を参考にすると、欠損部の閉塞に関しては、欠損径 d_s と地盤を形成する試料の 95% 粒径 D_{95} が大きく影響しているといえる。95% 粒径を採用した理由としてはアーチの安定/不安定になる時の境界と模型実験の結果が適合したためである。この境界は図 6 のように土粒子間の節点をヒンジと捉え、粒子数が 5 以上の場合にヒンジが 2 つになり不安定となることから定めた。ここで、95% 粒径は大径粒子の流出を止めることはできるが小径粒子の流出は防ぐことができないと考えられており、小径粒子の流出については次項にて検討する。図 7 に 95% 粒径に対する欠損幅の比と空洞形状の関係を示す。図 7 より欠損部の閉塞が生じる閾値は $d_s/D_{95}=3$ である。 $d_s/D_{95}<3$ のとき欠損部において閉塞が生じ、 $3 \leq d_s/D_{95}$ のとき閉塞が生じないことが判明した。

2.3 内部侵食発生可能性の有無

前項において欠損部における閉塞発生有無を考えた。本項では、閉塞発生後における内部侵食発生可能性の有無について考察する。内部侵食が発生することで空洞や緩み領域、粗粒化領域の拡大がみられる。粗粒化領域とは細粒分が流出し粗粒分のみになった地下空洞の下に発生する範囲である。この領域では地盤が本来持つ耐力を失う。

図 8 に内部侵食が発生した場合の様子を示す。小型土槽と大型土槽において欠損閉塞後、一部の粒子が流出する内部侵食が発生したケースが存在した。内部侵食は土粒子の動き得る間隙があり、そこに透水力が作用することで間隙内を土粒子が移動し発生すると考えられる。そこで、本項では既往の実験において用いられた試料における粒子骨格について内部侵食発生の可能性を考察する。試料の内部侵食発生可能性について、Kenny の安定基準⁶⁾を用いて評

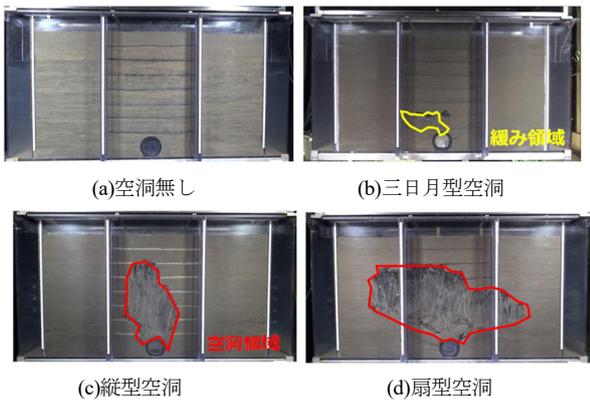


図 5 大型土槽における実験結果
表 2 空洞形状による分類

空洞形状指標	空洞形状	空洞の状態
4	扇型空洞	継続的な排土・排水
3	縦型空洞	途中で空洞の進展が止まる
2	三日月型空洞	一部の粒子が流出し、欠損部が閉塞
1	空洞無し	空洞の形成無し



図 6 アーチの安定/不安定

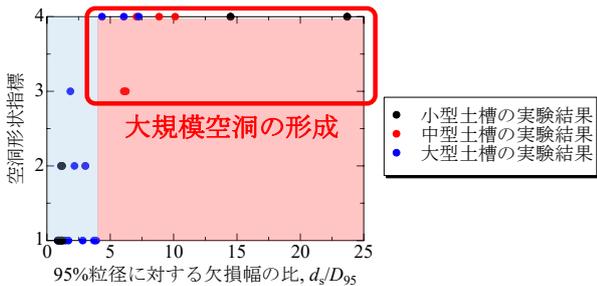


図 7 d_v/D_{95} と空洞形状の関係

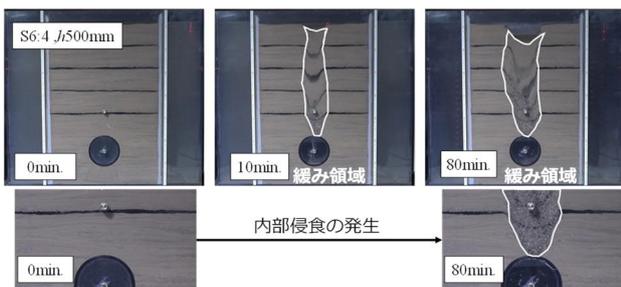


図 8 内部侵食が発生した場合の様子

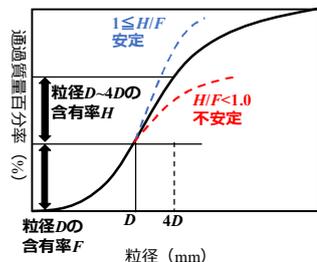


図 9 Kenny らの粒子流出に関する安定基準

価を行った。図 9 に Kenny らの粒子流出に関する安定基準を示す。全体を 1 として、ある粒径 D の粒子が含まれる質量分率を F 、その 4 倍の粒径 $4D$ の質量分率を F_{4D} とし

たとき、 F に対する $H(=F_{4D}-F)$ の値が境界線のどこに位置しているかにより粒子流出の有無を評価した。Kenny の基準では流出する可能性のある小径粒子の最大質量百分率は 30%以下($F \leq 30\%$)であるため、安定性評価の判定対象領域を質量通過百分率が 30%以下の範囲とした。既往の実験に用いた試料について、Kenny の指標を適用した図が図 10 である。図 10 において網掛け外の領域が判定対象領域であり、 $H/F < 1$ となる不安定な粒子が存在する領域は黄色でハッチングした。図 10 より、S6:4、洗い改良土、礫は $F \leq 30\%$ の範囲に $H/F < 1$ となる不安定な粒子が存在することが確認できる。また、改良土を見ると $F \leq 30\%$ の範囲において $1 \leq H/F$ であり、不安定な粒子は存在しないことが分かる。図 11 に実験終了後の様子を示す。図 11 より、Kenny の指標による安定性評価で不安定な粒子が存在した S6:4、洗い改良土は空洞が形成され、礫、改良土に空洞が形成されなかったことが確認できる。ここで、不安定な粒子が存在すると判断された場合について検討する。礫について、内部侵食が発生し粒子が流出したにもかかわらず空洞が形成されないという結果になった要因としては、不安定な粒子の全体に対する質量百分率が 10%程度と小さかったことが挙げられる。不安定な粒子の質量百分率が小さい場合、これらの粒子はもとの土粒子骨格の形成に寄与しないため、内部侵食が発生しても空洞の形成には至らなかったと考えられる。逆に、不安定な粒子の質量百分率が 30%と高い S6:4 や洗い改良土の場合には、これらの粒子が土粒子骨格の形成に関係していたため、内部侵食の発生によりこれらの粒子が流出するとともに緩みと空洞が形成されたと考えられる。さらに、それぞれ三日月型空洞と縦型空洞であり空洞形状の異なる S6:4 と洗い改良土の粒度分布形状を比較する。一般的に粒度分布の傾きを表す均等係数 U_c が 10 以上である場合、粒径幅が広いといえる。S6:4 は $U_c=3.9$ 、洗い改良土は $U_c=31.5$ であるため後者は粒径幅が広い土である。よって、粒径幅の広い洗い改良土を用いたケースでは、内部侵食の発生により、複数の粒径が流出したため、もともと安定であった粒子が不安定化し、空洞の形成が促進されたと考えられる。

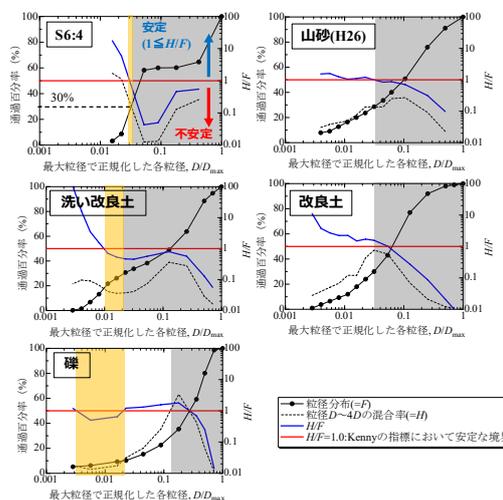


図 10 Kenny の指標を適用した安定性評価



図 11 実験終了時における土槽の様子

3. 緩み・空洞領域の予測

既往の実験結果から空洞の形成領域予測を行った。用いた土槽，実験条件は第 2 章と同様である。図 12 に管上水位と空洞上端部の関係を示す。図 12 より管上水位と空洞上端部の高さがおおよそ一致することが分かる。扇型空洞については欠損発生後、地盤内浸透流により空洞が拡大しその時の角度は 15~25 度で安定する。図 13 に概念図を示す。これは地盤内に水平方向と法面平行方向に浸透流が流れているためである。このように扇型空洞については地下水位を特定することで空洞領域の予測が可能である。三日月型空洞，縦型空洞では図 14 に示す Terzaghi の緩み土圧理論を用いた。これはシールド掘削に伴う地盤内の緩み範囲とトンネル上部に発生する緩みについて述べた理論である。緩み幅 B_0 について、式(1)に示すようにトンネル内径 R_0 ，内部摩擦角 ϕ を代入し理論値を求め実測緩み幅との比較を行った。

$$B_0 = R_0 \cot\left(\frac{\pi/4 + \phi/2}{2}\right) \quad (1)$$

三日月型空洞について、小型土槽において S6.4 を用いた実験結果を図 15(a)に示す。 R_0 に欠損半径 2.5mm を代入した場合、実測値は理論値よりかなり大きい値を示しており、さらに、水位の増加に伴って、緩み幅は一定値に収束することが判明した。また、実測値は欠損半径の 20 倍を代入した値と近かった。対して図 15(b)に示すように洗い改良土を用いて、 R_0 に管渠半径 0.075m を代入した大型土槽については理論値と実測値が近い値となった。この要因として図 16 のように欠損上に土粒子のアーチが形成されるか否かが関係していると考えられる。小型土槽のように欠損が比較的小さい場合、ゆるみに対する直接的な原因は欠損ではなくその上部に形成されるアーチである。一方、大型土槽のようにスリット欠損の場合はそれ自身が緩みの原因となると考えられる。このように Terzaghi の緩み理論を用いて地盤内の緩み幅を予測する際には緩み理論に

おけるトンネル内径を何とみなすかという点が重要であり実務上でも考慮する必要がある。

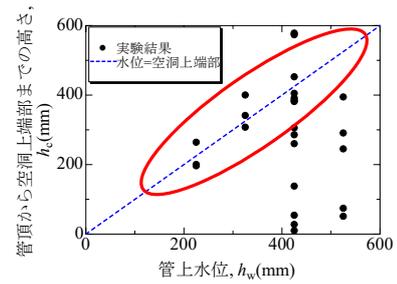


図 12 管上水位と空洞上端部の関係

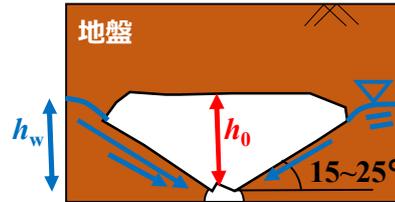


図 13 管上水位と空洞上端部の概要図

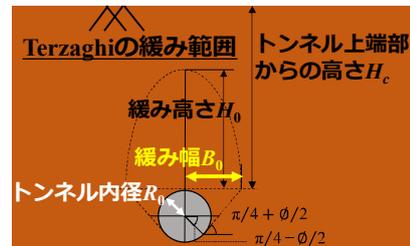
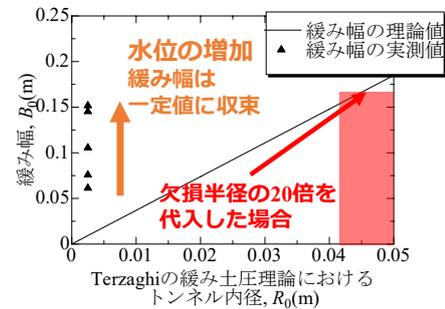
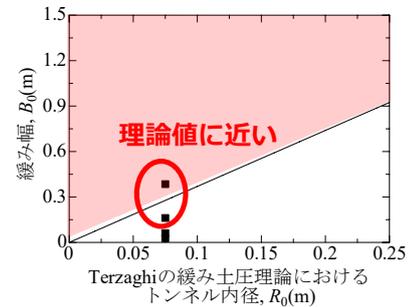


図 14 Terzaghi の緩み土圧理論



(a) 小型土槽



(b) 大型土槽

図 15 欠損幅と緩み幅の関係

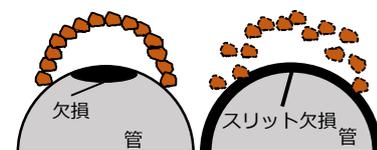


図 16 欠損上のアーチ

4. 空洞上地盤の耐力評価

4.1 空洞耐力実験の概要

空洞が形成された後の空洞上地盤の危険度を評価するため地盤条件と空洞条件を変化させ空洞耐力を測定した。図 17 に実験機の概要図を示す。

4.2 空洞耐力実験の実験結果

図 18 に飽和度と耐力の関係、図 19 に縦横比と層厚比の関係を示す。なお、図 19 中の q は空洞上地盤の耐力、 p は交通荷重である。図 19 より相対密度の増加に伴い空洞耐力が増大していることが確認できる。また、それぞれの相対密度において、最適含水比となる飽和度で空洞耐力はピークの値を取り、飽和度の低下・上昇とともに空洞耐力が減少する。特に減少する範囲の飽和度は最適含水比となる飽和度の±20%程度である。また、図 19 より空洞形状と層厚比により空洞上地盤の耐力が大きく変化することが確認できる。空洞が縦に扁平になる、あるいは、層厚比が小さくなるほど空洞上地盤は耐力が小さくなるといえる。また、図 19 中に $q/p=1$ を表す近似曲線を示した。この近似曲線より上にプロットされる空洞形状は空洞上地盤が十分な強度を有しているとは言えず、危険であるといえる。よって、縦軸に層厚比、横軸に縦横比を示したグラフに現地調査などで得られた空洞形状をプロットし、式と比較することで空洞の安全性を判断できる。

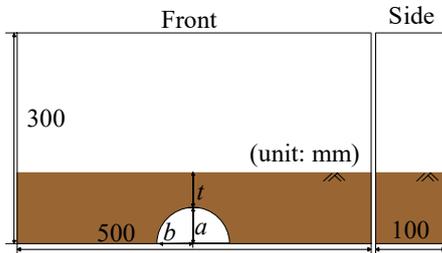


図 17 実験機の概要図

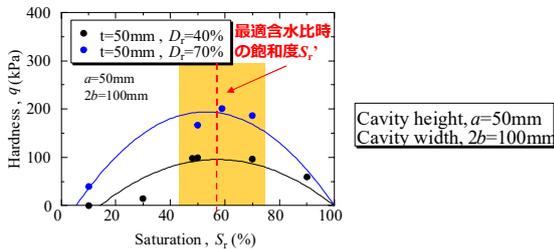


図 18 飽和度と耐力の関係

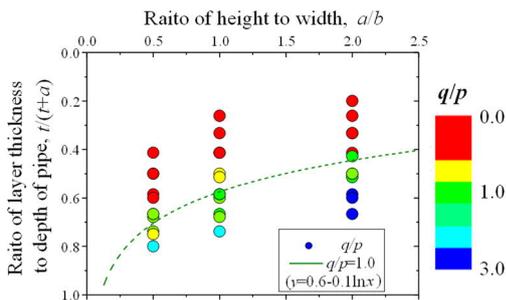


図 19 縦横比と層厚比の関係

5. 陥没発生に対する危険度評価

図 20 に示すように陥没災害は管渠に欠損が発生し、粒子が流出することで地下空洞が形成され、その後、空洞上地盤の耐力が失われることで発生すると考えられる。

本稿で得られた知見から図 21 のように陥没発生に対する危険度評価フローを作成した。まず初めに、地下空洞の形成について考える。第 2 章にて欠損部における閉塞発生有無を検討した。その結果、 $3 \leq d_s/D_{95}$ のとき閉塞が生じないことが判明した。このとき、地表面にまで変状が到達するため早急に対処すべき縦型空洞が発生する。 $d_s/D_{95} < 3$ のとき、欠損部は閉塞されるが内部浸食が発生し、空洞拡大や緩み領域発生可能性がある。そのため、Kenny の指標を用いて粒子の安定性について考察する。 $1 \leq H/F$ である場合は不安定な粒子は存在せず、空洞は発生しない。反対に、 $F \leq 30\%$ の範囲において $H/F < 1$ となる粒子が存在する場合は内部浸食が発生する。ここで発生後の挙動は質量百分率によって異なる。安全側で判断すると $H/F < 1$ となる粒子の質量百分率が 30%未満の場合は不安定な粒子が粒子骨格の形成に関与しないため、空洞が発生しない。質量百分率が 30%以上の場合それはそれ自体が粒子骨格の形成に関わっているため空洞が発生する。発生する空洞は縦型空洞と三日月型空洞であるが、この二つを分ける指標として均等係数 U_c が考えられる。一般的に粒度幅が広いとされる U_c が 10 以上である場合は多くの粒形の粒子が流出し、安定していた粒子も不安定になるため縦型空洞となる。 U_c が 10 以下である場合は比較的少ない粒径の粒子が流出するため空洞の下に粗粒化領域などが形成され三日月型空洞となる。次に、第 3 章にて緩み・空洞領域の予測を行った。これを行うことで空洞容積が判明し、危険度評価に役立つ。扇型空洞では空洞の形成角度は 15~25 度になることが確認されているため、地盤の水位条件を把握すれば、空洞の形成領域を予測できる。三日月型空洞や縦型空洞における緩み・空洞幅の予測については Terzaghi の緩み土圧理論が有効である。さらに、第 4 章にて空洞上地盤の耐力について検討を行った。それ自体は地表面に変状が達することがない縦型空洞と三日月型空洞の危険度を予測するために用いる。空洞上地盤の耐力が失われると地表面の変状につながる。層厚比と空洞形状について $t/(t+a) < 0.6 - 0.1 \ln(a/b)$ である場合は危険であるといえる。 $t/(t+a) > 0.6 - 0.1 \ln(a/b)$ である場合は地下空洞周辺地盤の飽和度で判定する。最適含水比時の飽和度との差が 20%以上ならば危険度は中程度、20%以内ならば危険度は低いといえる。しかし、空洞上部地盤の飽和度や形状の変化によって危険度が上昇する可能性もあるため、定期的なモニタリングが重要である。また、実現場においては空洞上に載荷される交通荷重の評価が重要である。既往の研究⁷⁾より、繰り返し載荷によって静的載荷のおよそ 3 割の荷重で陥没が発生することが判明しており、周囲の交通を加味した適切な荷重の設定が重要である。具体的には、道路の規格ごとの耐荷重や交通量の統計データ等を交えて吟味していく必要が

ある。

本稿で得られた知見を用いて陥没発生に対する危険度を評価し、地下空洞に対して適切な対応を行うことが可能である。陥没災害の効率的な予防保全につながる。ただし、交通荷重の条件や水位条件など本稿では考慮しきれていない点も多くあるため、今後も定量的な評価をすることが重要である。

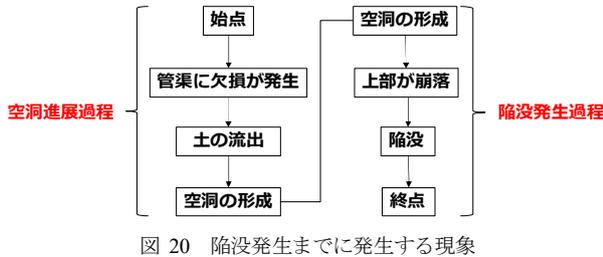
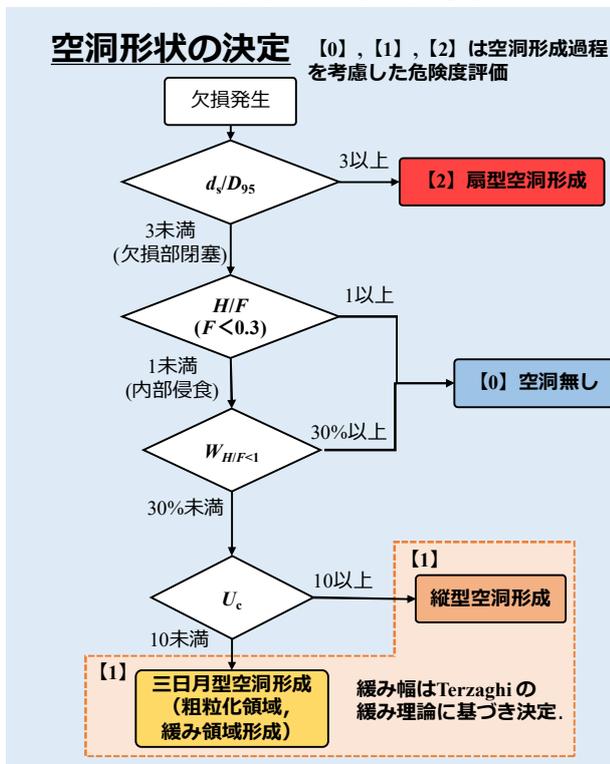
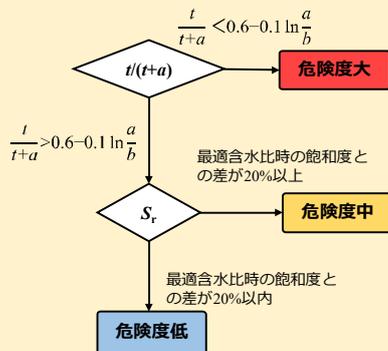


図 20 陥没発生までに発生する現象



(a) 空洞形状の決定

空洞上地盤耐力の決定



(b) 空洞上地盤の耐力の決定

図 21 陥没発生に対する危険度評価フローチャート

6. まとめ

本稿では管渠における欠損の発生から陥没に至るまで、各段階における支配的要因に着目しながら考察を行った。その結果、陥没災害の予測には地盤工学内の様々な視点から評価を行う必要があることが分かった。これらを踏まえ、以下に陥没発生に関する主な要因と空洞調査に関する提案を記す。

- 1) 管渠周辺地盤の粒度分布により地下空洞の形成過程は大きく異なる。欠損発生時の地盤内の土粒子径 D_{95} と欠損径 d_s の比 d_s/D_{95} が 3 未満の時欠損が閉塞される。欠損が地盤中の大径粒子により閉塞される場合、大径粒子間の間隙を小径粒子が移動する内部侵食が発生することで欠損上にゆるみや空洞が形成される可能性がある。内部侵食は地盤内の耐力を失わせる危険性があるため、発生の有無が重要である。その際には、Kenny らの安定基準が有効である。また、移動可能粒子の質量百分率により空洞形状が異なる。空洞形状は本稿にて示した空洞形状の決定フローにて予測することができる。
- 2) 地表面に変状が出ない空洞形成に関して、水位条件や Terzaghi の緩み土圧理論を用いることでこれらの空洞形成領域は予測可能である。また、層厚比や飽和度空洞形状などから本稿で示した空洞上地盤の耐力の評価により地下空洞の危険度を判定することが可能であると考えられる。
- 3) 地下空洞の危険度を判定し、陥没発生前までに優先度を決定し、対応していくことが重要である。陥没発生に至るまでの影響因子を確実にとらえるために、実際の空洞調査時には周辺地盤の粒度分布形状や地下水位、強度定数等のデータの収集・蓄積とこれらをもちいた分析を行い、常時更新していくことが重要である。

参考文献

- 1) シールド工法入門，シールド工法入門編集委員会，社団法人地盤工学会，1992，261pp
- 2) 土石流・流木対策設計技術指針解説
- 3) 池谷ら；スリット砂防ダムの土砂調節効果に関する実験的研究，砂防学会誌第 32 巻 3 号，pp.37-44
- 4) 堀内ら；格子型砂防堰堤の格子上方から流出する土砂の制御に関する実験的研究，砂防学会誌第 64 巻 1 号，pp.11-16
- 5) 片出ら；巨礫粒径分布の砂防堰堤閉塞確率に及ぼす影響，構造工学論文集 A pp.209-220
- 6) Kenny, T.C., Chahal, R., Chiu, E., Ofoegbu, G.I., Omanege, G.N., and Ume, C.A.: Controlling construction sizes of granular filters, Can.Geotech J.22,1985
- 7) 田坂ら；空洞上地盤の層厚と粒度分布に着目した繰返し載荷による管渠周辺の陥没挙動，第 52 回地盤工学研究発表会，pp.1423-1424，2017

空気～水～土連成有限変形解析による
河川堤防の力学挙動に及ぼす地震と降雨の複合外力の影響評価
(Evaluation of effect of combined external force of earthquake and rainfall on the
mechanical behavior of levee by a soil-water-air coupled finite deformation analysis)

西沢建吾¹，吉川高広¹，野田利弘¹，岡田都希²

- 1 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻 yoshikawa.takahiro@b.mbox.nagoya-u.ac.jp
2 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻 令和2年度修了生

概 要

降雨による地盤・土構造物の被害が毎年発生している。また、大地震も断続的に起こっている。さらに、2004年の新潟県中越地震と台風23号および2009年の駿河湾地震と台風9号のように、地震と降雨がほぼ同時に起こった事例もあり、このように地震と降雨の複合外力に対して地盤・土構造物の性能評価を行う必要性が高まっている。本稿では空気～水～土連成有限変形解析により、地震と降雨の複合外力を想定して、河川水位と堤体の飽和度の違いが堤防の地震時の力学挙動に与える影響について評価した。その結果、河川からの浸透による堤体の飽和度上昇だけでなく、河川水位に対応する表面力が堤体を堤内側に押し影響も大きいことを示した。

キーワード：複合外力，空気～水～土連成有限変形解析，河川堤防

1. はじめに

平成30年7月豪雨や令和元年東日本台風、令和2年7月豪雨のように、降雨による地盤・土構造物の被害が毎年発生している。また、2011年の東北地方太平洋沖地震や2016年の熊本地震、2018年の北海道胆振東部地震のように、大地震も断続的に起こっている。さらに、2004年の新潟県中越地震ではその3日前に台風23号が日本に上陸し、2009年の駿河湾地震は台風9号の接近中に発生しており、このように地震と降雨の複合外力に対して地盤・土構造物の性能評価を行う必要性が高まっていると言える。本稿では弾塑性構成式SYS Cam-clay model¹⁾を搭載した空気～水～土骨格連成有限変形解析コード²⁾を用いて、地震と降雨の複合外力が河川堤防の力学挙動に与える影響について述べる。具体的には、河川水位および堤体の飽和度の違いが地震時の力学挙動に与える影響について述べる。

2. 計算条件

図1は解析断面の概略図で、水理境界条件と空気の境界条件を中心に示す。2次元平面ひずみ条件を仮定した。基礎地盤は飽和と仮定し、下端と左右端を非排水条件とした。地表面と堤体表面の水理境界は浸出面境界条件、空気の境界条件は大気圧を満たす排気条件とした。堤体は高さ

6mまで12回に分けて構築し³⁾、過剰間隙水圧が消散するまで圧密を行った。表1は弾塑性構成式SYS Cam-clay model¹⁾に関する材料定数と初期値を示す。粘性土地盤の材料定数と初期値は、東日本大震災で被災した鳴瀬川下中ノ目地区でサンプリングされた不攪乱試料の力学試験結果から決定した値⁴⁾を用いた。堤体の材料定数と初期値は実河川堤防に用いられている土試料の力学試験結果から決定された値⁵⁾を用いた。表2は堤体の水分特性モデルに関する材料定数と初期値およびその他の物性値を、図2は水分特性曲線および透水係数・透気係数と飽和度の関係を示す。堤体の水分特性は、Carsel and Parrish⁶⁾のsiltのvan Genuchtenモデル⁷⁾のパラメータを参考にして決定し、透水・透気係数にはMualemモデル⁸⁾を用いた。初期地盤および堤体を作製する際には、比体積、構造の程度、飽和度、間隙空気圧、応力比および異方性の程度を各層で均一とし、過圧密比を土被り圧に応じて鉛直方向に分布させた^{9),10)}。これらは著者らの既往研究⁴⁾に準じた条件となっている。

次に河川水位について、堤体構築時は初期の地表面位置と一致させ、その後、図1の堤外側の青線で示した箇所において河川水位を1日で5m上昇させた。つまり、全水頭を15mから20mに変化させ（位置水頭の基準面は解析断面の下端）、水位に対応する表面力も作用させた。なお、本稿で示す計算では、降雨が堤体内へ浸透する条件は考慮していない。具体的な計算ケースは、河川水位を上昇させ

ない場合を CASE0 として、CASE1 では水位上昇直後に、CASE2 では定常状態になるまで放置した後に地震波を入力した。CASE3 と 4 はそれぞれ、CASE1 と 2 から 2 日間で河川水位を元の高さまで低下させた後で地震波を入力した。図 3 は地震直前の飽和度分布を示す。CASE1 と 3 は堤外側の堤体表面付近のみ飽和度が高く、CASE2 と 4 は堤体の飽和度が全体的に高い。CASE1 と 3 および CASE2 と 4 の飽和度の違いは小さい。

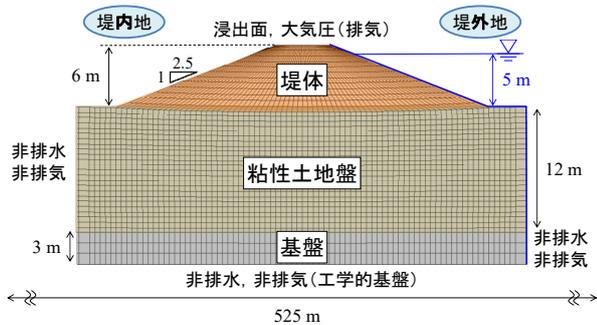


図 1 解析断面

表 1 土骨格の構成式に関する材料定数と初期値

		基盤	粘性土 地盤	堤体
弾塑性パラメータ	NCL の切片 N	1.98	2.45	1.765
	限界状態定数 M	1.2	1.5	1.35
	圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.045	0.25	0.11
	膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.002	0.07	0.02
	ポアソン比 ν	0.15	0.2	0.3
発展則パラメータ	正規圧密土化指数 m	0.08	7.0	0.5
	構造劣化指数 a ($b = c = 1.0$)	2.2	0.1	1.7
	構造劣化指数 c_s	1.0	0.5	1.0
	回転硬化指数 b_r	3.5	0.1	0.1
	回転硬化限界定数 m_b	0.9	1.0	0.4
初期値	構造の程度 $1/R^*$	1.01	2.3	1.5
	過圧密比 $1/R^*$	分布	分布	分布
	比体積 v_0	1.623	2.39	1.74
	応力比 η_0	0.545	0.545	0.375
	異方性の程度 ζ_0	0.545	0.545	0.375
土粒子密度 ρ^s (g/cm ³)		2.636	2.65	2.67
飽和透水係数 k_s^w (m/s)		8.25×10^{-5}	3.33×10^{-7}	6.94×10^{-7}

表 2 堤体の水分特性に関する材料定数と初期値

最大飽和度 s^w_{max} (%)	100.0
最小飽和度 s^w_{min} (%)	7.4
van Genuchten パラメータ α (kPa ⁻¹)	0.163
van Genuchten パラメータ n' ($m' = 1 - 1/n'$)	1.37
乾燥透気係数 k_d^a (m/s)	3.82×10^{-5}
初期間隙空気圧 p_0^a (kPa)	0.0
初期飽和度 s_0^w (%)	65.6

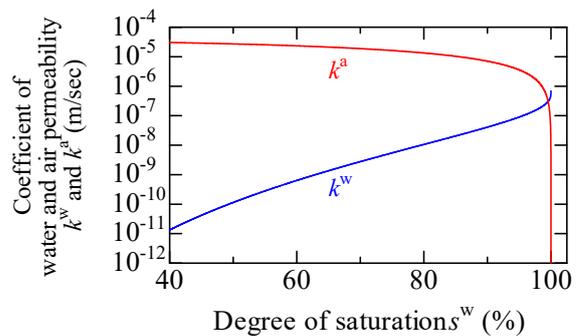
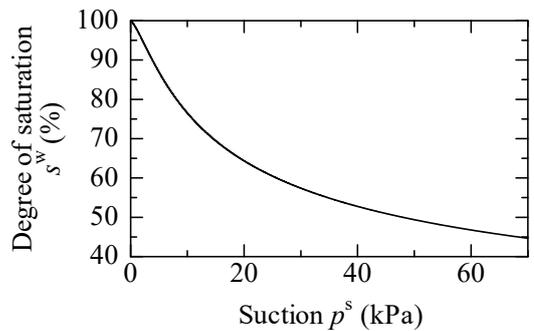


図 2 堤体の水分特性曲線および透気係数・透気係数と飽和度の関係

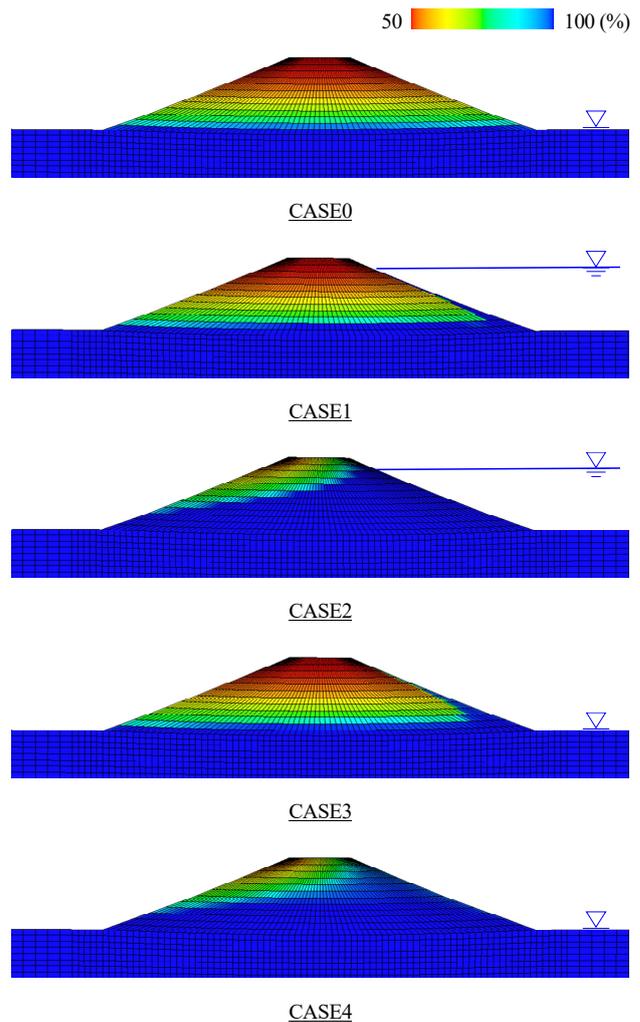


図 3 地震直前の各ケースの飽和度分布と河川水位

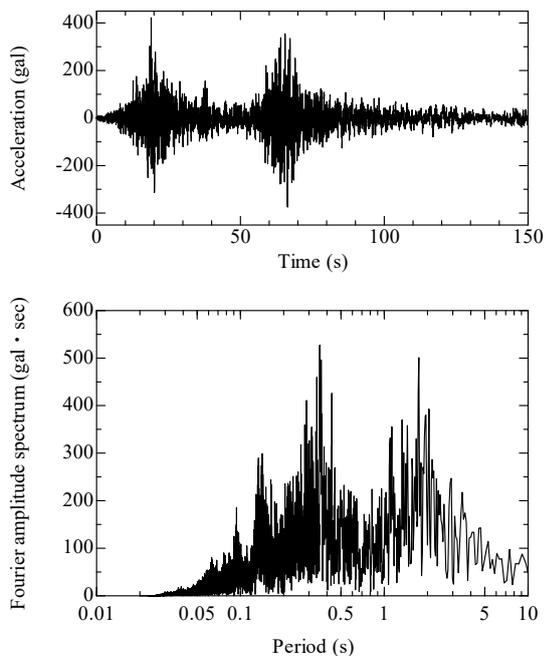


図4 入力地震波とフーリエ振幅スペクトル

図4は入力地震波とフーリエ振幅スペクトルを示す。東北地方太平洋沖地震におけるKiK-net田尻(MYGH06)のNS成分地震波形を、翠川の式¹¹⁾を用いて $V_s=300\text{m/s}$ での値に補正した。元データは300秒の地震波であるが、計算時間短縮のために、振幅が大きい150秒間を取り出した。この地震波を2E波と考え、E波を下端の水平方向に入力した。地震時には地盤底部の水平方向を粘性境界¹²⁾¹³⁾にして、側方には側方境界要素単純せん断変形境界¹⁴⁾を与えた。

3. 計算結果

図5と図6はそれぞれ地震直後のせん断ひずみと平均骨格応力の分布図を示す。まずCASE0とCASE1・2の比較から、河川水位が高い場合は堤内側に大きな変形が生じている。これは、河川水位に対応する表面力が堤体に作用した状態で地震を受け、堤内側に押される状態に変形したためである。一方で、水位を低下させたCASE3・4では堤内側への大きな変形は見られない。次に、飽和度が異なるCASE1と2およびCASE3と4を比較すると、飽和度が高

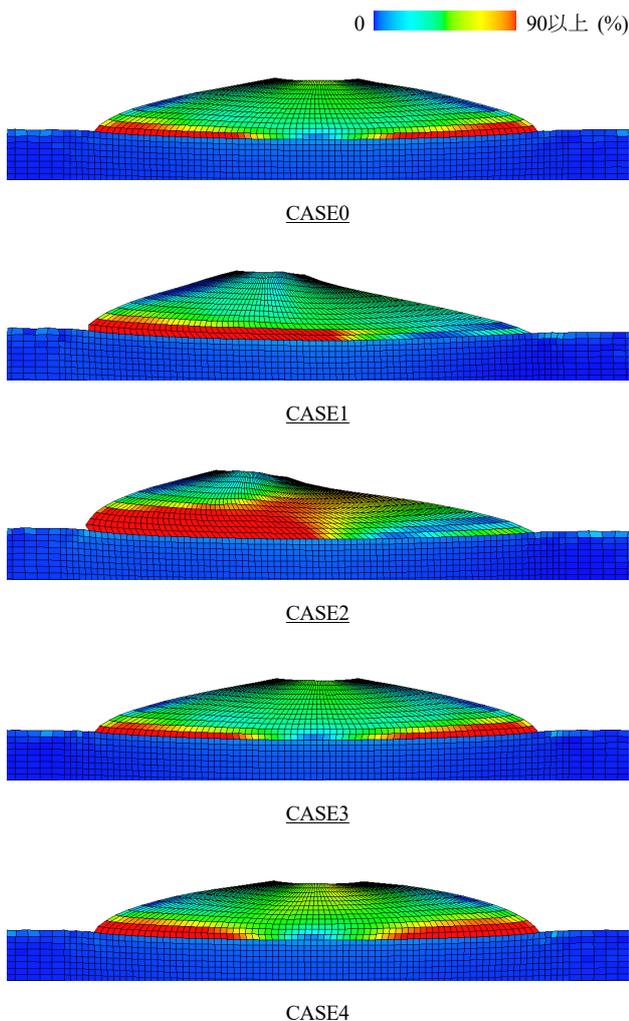


図5 地震直後のせん断ひずみ分布
(河川水位が高いほど堤内側への変形が大きく、堤体の飽和度が高いほどせん断ひずみは大きい)

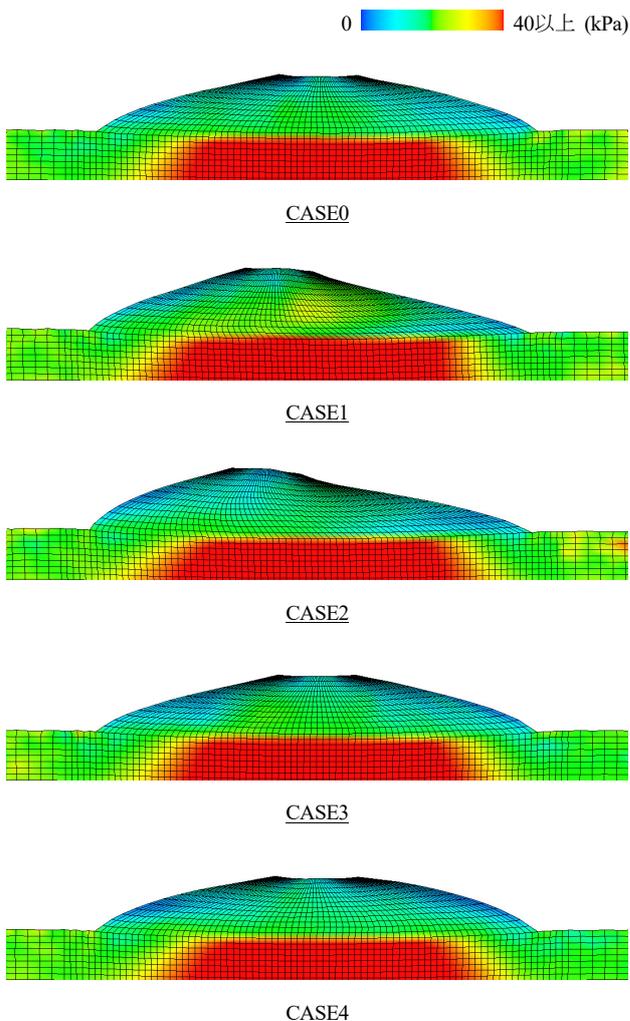


図6 地震直後の平均骨格応力分布
(堤体の飽和度が高いほど平均骨格応力は小さい)

いCASE2およびCASE4の方が地震中に平均骨格応力が低下して、大きなせん断変形が生じている。飽和度が高いほど地震中に体積変化が生じにくく、塑性体積圧縮（負のダイランシー）が弾性体積膨張に働き、平均骨格応力が低下して、土骨格の剛性が低下したためである。図7は堤内側法尻の水平変位～時間関係を、図8は天端中央の沈下量～時間関係を示す。上述の通り、水位が高いCASE1・2は堤内側への水平変位が大きい。初期の飽和度が異なるCASE1と2およびCASE3と4を比較すると、飽和度が高いCASE2およびCASE4の方が水平変位と沈下量が大きい。なお、水位が高い方が沈下量は小さい理由は、堤外側への水平変位は抑えられるためである。

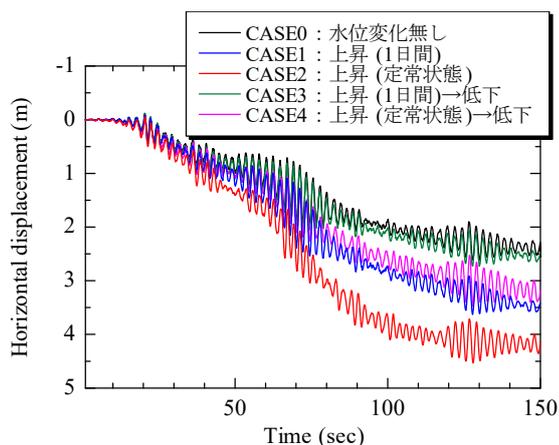


図7 堤内側法尻の水平変位

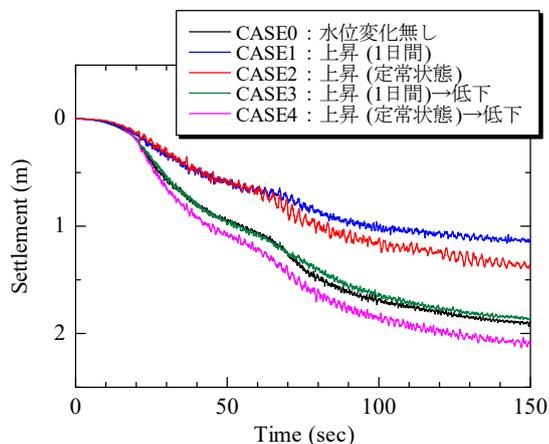


図8 天端中央の沈下量

4. おわりに

降雨により河川水位が上昇した状態で堤防が地震外力を受ける場合、河川からの浸透による堤体の飽和度上昇だけでなく、河川水位に対応する表面力が堤体を堤内側に押し影響も大きいことを示した。本稿では降雨後の地震を想

定した解析を行ったが、今後は地震後の降雨にも注目した評価も行っていきたい。

謝辞

JSPS 科研費 17H01289 の助成を受けた。ここに、謝意を表します。

参考文献

- 1) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils. *Soils and Foundations*, 42(5), 47-57, 2002.
- 2) Noda, T. and Yoshikawa, T.: Soil-water-air coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, 55(1), 45-62, 2015.
- 3) Takaine, T., Tashiro, M., Shiina, T., Noda, T. and Asaoka, A.: Predictive simulation of deformation and failure of peat-calcareous soil layered ground due to multistage test embankment loading, *Soils and Foundations*, 50(2), 245-260, 2010.
- 4) Yoshikawa, T., Noda, T., Kodaka, T. and Takaine, T.: Analysis of the effect of groundwater level on the seismic behavior of an unsaturated embankment on clayey ground, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 85, 217-230, 2016.
- 5) Sakai T. and Nakano M.: Interpretation of the effect of compaction on the mechanical behavior of embankment materials based on the soil skeleton structure concept, *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 1179-1182, 2013.
- 6) Carsel, R.F. and Parrish, R.S.: Developing joint probability distribution of soil water retention characteristics, *Water Resources Research*, 24(5), 755-769, 1988.
- 7) van Genuchten, M. T.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, 44, 892-898, 1980.
- 8) Mualem, Y.: A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resources Research*, 12, 513-522, 1976.
- 9) Noda, T., Asaoka, A. and Yamada, S.: Some bearing capacity characteristics of a structured naturally deposited clay soil, *Soils and Foundations*, 47(2), 285-301, 2007.
- 10) Nakano, M., Yamada, E. and Noda, T.: Ground improvement of intermediate reclaimed land by compaction through cavity expansion of sand piles, *Soils and Foundations*, 48(5), 653-671, 2008.
- 11) 翠川三郎：関東平野を対象とした震度分布予測，*構造工学論文集*，33B，43-48，1987.
- 12) Lysmer, J. and R.L. Kuhlemeyer: Finite dynamic model for infinite media, *ASCE*, 95(EM4), 859-877, 1969.
- 13) Noda, T., Takeuchi, H., Nakai, K. and Asaoka, A.: Co-seismic and post-seismic behavior of an alternately layered sand-clay ground and embankment system accompanied by soil disturbance, *Soils and Foundations*, 49(5), 739-756, 2009.
- 14) 吉見吉昭，福武毅芳：地盤液状化の物理と評価・対策技術，*技報堂出版*，2005，344pp.

特別講演

(11:00～12:00)

福島県飯館村における
除染後農地の問題と土壌再生

溝口 勝 先生

(東京大学大学院農学生命科学研究科・教授)

第2セッション
(13:00～14:30)

司会 小島 悠揮
(岐阜大学)

鵜沼古市場遺跡における河原石の定向配列と古木曽川の流水方向
(Preferred orientation of river stone excavated from Unuma-furuichiba site, Gifu, Japan
and flow direction of old Kiso River)

山田富久¹，近藤美穂²，西村勝広²，可児幸彦³

- 1 濃尾・各務原地名文化研究会・yamada.tomihisa@sea.plala.or.jp
- 2 各務原市文化財課
- 3 濃尾・各務原地名文化研究会

概 要

鵜沼古市場遺跡は、岐阜県各務原市東部の鵜沼地区に位置し、縄文時代から近世までの長期間にわたる複合遺跡である。古代の鵜沼地区は、美濃・尾張の国境に近いだけでなく、東山道（陸路）が木曽川（水路）と交わる交通上の要衝であった。木曽川中流の右岸に近い当遺跡 D 地区の遺構確認面では、下層の礫層が露頭している。礫は円磨した河原石であり、大きな礫の長軸はほぼ南北方向を示している。覆瓦構造は観察できなかつた。河床堆積物の特徴と一致するので、古木曽川の流水方向は、河原石の配列に直交する東西方向であったと推定できる。遺跡発掘現場や砂利採取場における河原石の配列観察を続け、当遺跡が位置する低位段丘面における古木曽川の流路を明らかにしていきたい。

キーワード：河原石，オリエンテーション，定向配列，木曽川，鵜沼

1. はじめに

考古学でモノの年代を特定する主な方法には、型式学と層位学とがある。層位学では、地層の上下の判断を中心に、地層の走行・傾斜や地質も考慮して、年代を決める。

発掘現場で河原石が出土した場合、河道跡であると認識されるにとどまり、あまり注目されてこなかつた。河原石の並びとその方向が、旧河道の流水方向を特定する手がかりになることに着目した事例を報告する。

2. 鵜沼古市場遺跡について

2.1 遺跡の概要

鵜沼地区（図 1）は、岐阜県各務原市の東部に位置している。北は低い山地であり、南には木曽川が東から西へ流れる。西部は各務原台地で、東南部は木曽川の低位段丘面である。古代の鵜沼は市が立ち、官道である東山道の各務駅および美濃・尾張の国境である木曽川の渡し場の比定地とされ、交通の要衝であった。

鵜沼古市場遺跡（図 2）は、鵜沼地区の東南部の低位段丘面に位置する。A～D の 4 地区の発掘¹⁾²⁾³⁾⁴⁾により縄文時代から近世までの長期間にわたる複合遺跡が確認されている。

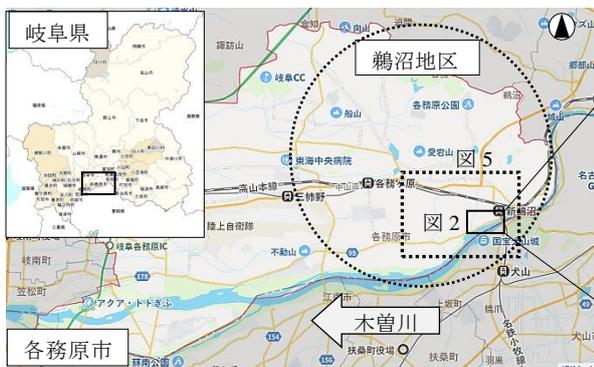


図 1 各務原市と鵜沼地区の位置（赤枠：各務原市，破線の黒丸：鵜沼地区，Yahoo! 地図に加筆）



図 2 鵜沼古市場遺跡の位置（オレンジ枠：A-D 地区，塗りつぶし：D 地区 2 区）



写真1 鶴沼古市場遺跡 (D地区2区)

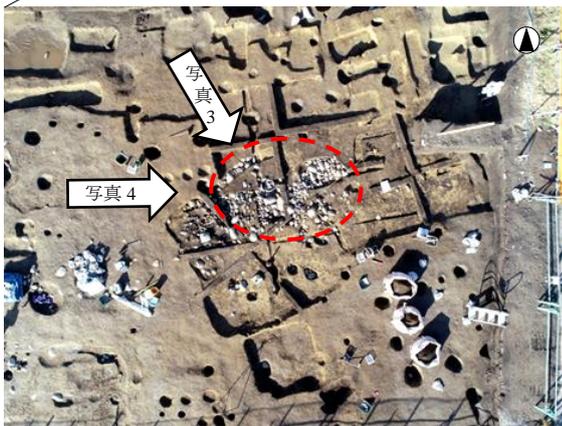


写真2 上空から見た河原石 (赤の破線内)

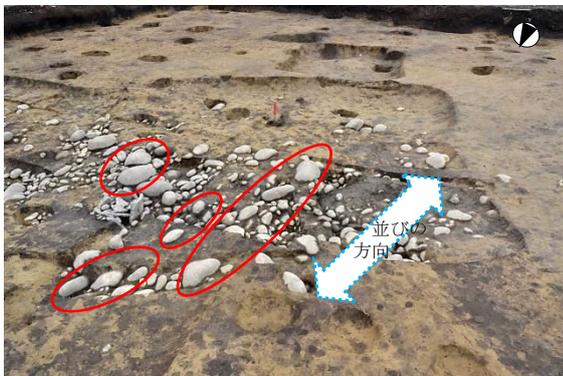


写真3 北北西から見た河原石



写真4 西から見た河原石

2.2 当遺跡での観察

当遺跡 D 地区 (1~3 区) は、バイパス建設に先立ち、2020 年 10 月~2021 年 3 月に第 1 期の発掘が行われ、2021 年 2 月に住民向けの発掘調査現地説明会⁴⁾が行われた。今後 2~3 年間、発掘調査が続く予定である。

標高約 46 m の D 地区 2 区では、地表から深さ約 1.5 m の位置で、下層の礫層が遺構確認面 (黄褐色砂土層) 上に隆起して露頭した状態を検出した (写真 1・2)。

大きな礫は、人頭大から長径約 50~70 cm の大きさであり、形状は、球状、円盤状または小判状である。木曾川中流のこの辺りでよく見られる円磨した河原石である。

大きな礫の長径がほぼ南北方向に並んでいることを観察した (写真 3・4)。

3. 地質学の知見

地質学では、礫を平面方向で見たとき、長軸が一定方向に配列することをオリエンテーションと呼ぶ (図 3)。配列は、水流に直交する場合と並行する場合とがある。青野⁵⁾は、川 (木曾川・長良川) と海浜の礫の比較および簡易な実験により、川の礫の長軸方向が流れに対して直交するとしている。

また礫の断面方向に現れる、上流を仰ぎみる形で重なる配列を覆瓦構造 (またはインブリケーション) と称する (図 4)。川の礫の覆瓦構造は、一般的に認められている。

したがって川の礫の定向配列から逆に、礫が堆積したときの流水方向を知ることができる。以後、オリエンテーションと覆瓦構造の総称として定向配列と呼ぶ。

4. 河床堆積物の現状

4.1 現在の川の事例

木曾川・長良川・庄内川の中流域の観察で、定向配列が常に見られるわけではない。礫の大きさが人頭大以上で、形状が円盤状または小判状のとき、定向配列がよく現れる。

特に覆瓦構造は、扁平な礫によく現れる。目視による観察のしやすさが影響していると考えられるので、覆瓦構造の発生頻度と礫の形状との相関関係は、断定できない。

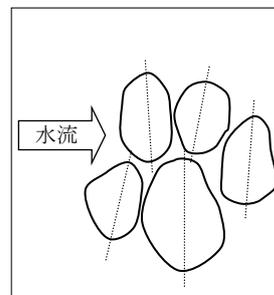


図3 オリエンテーション (礫を平面で見る)

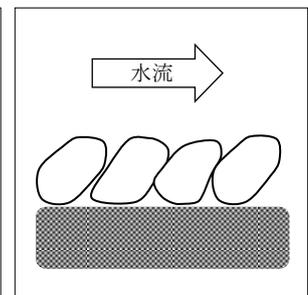


図4 覆瓦構造 (礫を断面で見る)

木曾川の中流に位置する各務原市鵜沼宝積寺町（右岸）は、上流の今渡ダムから約 11.0 km、下流の犬山頭首工まで約 2.6 km の距離である。美濃帯の層状チャートの放散虫化石（ウヌマ・エキナタス）産出で知られている地点である。頭首工が完成する 1962 年以前、この辺りで河原石はあまり見られなかったと聞かすが、現在では河原石が堆積している。オリエンテーションは明瞭に現れ、見つけやすい（写真 5）。覆瓦構造は明瞭とは言えないが、注意深く観察すれば現れている（写真 6）。

鵜沼宝積寺町の上流にある今渡ダムから中濃大橋（ダムの下流約 3.2 km）までの木曾川両岸では、判定に迷うほどであるが、オリエンテーションは微かに現れている。覆瓦構造は見られない。

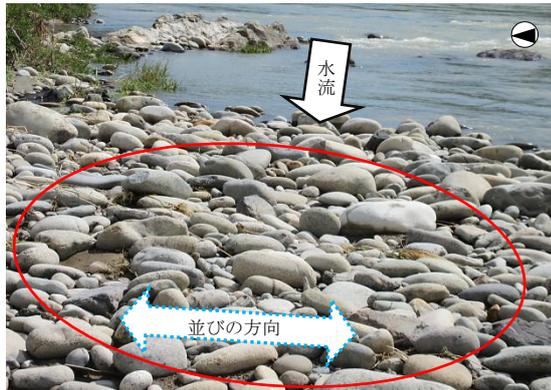


写真 5 礫が左右向きに配列（2021 年 3 月 30 日撮影）



写真 6 礫が左上へ傾斜して配列，同日撮影）



写真 7 鵜沼地区の砂利採取場（正面：西の断面，破線：礫層，2021 年 5 月 23 日撮影）

4.2 各務原市の砂利採取場での観察

鵜沼地区の砂利採取場（当遺跡から約 700 m 西）で東西南北の四断面を観察したが、オリエンテーションと覆瓦構造は見られない（写真 7）。

断面の観察で、覆瓦構造の有無を判断することは容易である。オリエンテーションは、礫の平面方向全体の観察が必要なため、断面だけで判断することは容易ではない。現場観察の経験を積み、礫全体の大きさや形状を推定できるようになれば、断面観察により礫のオリエンテーションの有無を判断できるとと思われる。

5. 古木曾川の流路

堤防が作られる前の川は、河道が固定せず分流していた。また測量に基づく近代的な地図が作られる前の絵図では、流路の位置の特定が困難である。したがって江戸時代以前の河道の位置の特定は進んでいない。しかし、地盤工学や地質学からの研究が、蓄積されつつある。

5.1 有史以前

記録がない有史以前の木曾川の流路については、小井土⁶⁾、中根⁷⁾、青野ら⁸⁾の調査がある。

小井土⁶⁾は、約 5 万年前の御嶽火山の軽石を含む地層を根拠として、木曾川の流路が日本ライン以外にも複数あった（その一つが美濃加茂～関～高富～鳥羽川）ことを指摘している。

中根⁷⁾は、ボーリングデータ・現地踏査・地名など別の視点から、約 13～5 万年前に、木曾川の分流が美濃加茂～関～高富へと西北西に流れて鳥羽川に合流し、さらには西の梅原へ流れ伊自良川に合流したとしている。また苧ヶ瀬川（中根による仮称）は、約 12～5 万年前に各務原台地の北側を西流し、墨俣に向かっていたとしている。この苧ヶ瀬川は、低位段丘面の水流とは別であり、紹介にとどめておく。

青野ら⁸⁾は、岐阜県坂祝町大針付近の砂礫層に見られる斜交葉理が示す古流向の向き（西北西～西南西）、関市北部にある黒屋粘土層が 5.5～4.75 万年前の堆積であること、および砂礫層に含まれる Pm-III（御嶽火山第三浮石層）が 6.8～6.6 万年前であることから、古木曾川の分流は美濃加茂～関へと西北西に流れたが、6.6～5.5 万年前にその河道を放棄し、現在の河道に固定したとしている。

5.2 有史

木曾川に関わる出来事としては、古代の広野川事件および近世の洪水による河道変更がある。

海老沢⁹⁾は、貞観 8 年（866）の尾張と美濃の国境を流れる広野川（木曾川の古代の呼称）の治水工事をめぐる紛争は、木曾川の河道変更が背景にあると指摘している。

また天正 14 年（1586）の洪水により木曾川の流路が南へと変わった。洪水前は、前渡から西北西へ流れ墨俣で長良川と合流していたが、洪水以後、西南西へと方向を変え、

ほぼ現在の流路と同じである。旧河道は境川として残り、川の名前が美濃と尾張の国境であったことを示している。

古代～近世初期、木曾川はほぼ現在と同じく鶴沼地区の南を西流していた。

5.3 木曾川泥流堆積物からわかること

中村ら¹⁰⁾は、岐阜県八百津町の木曾川泥流堆積物から採取した樹木片の¹⁴C年代測定により、木曾川泥流堆積物は約5万年前であると推定する。

木曾川泥流堆積物は、各務原台地の東端に堆積している。低位段丘面の鶴沼地区から見れば、西～西北にある崖（各務原台地）の上である。御嶽山由来の泥流が堆積しているので、木曾川は5万年以前に日本ラインの川筋を流れて鶴沼地区に到達していた。

5.1 と考え合わせると、約6～5万年前、美濃太田～関への西北西の分流がなくなり、木曾川は現在の川筋に固定して各務原と犬山の間を流れるようになったと考えられる。

6. まとめ

(1) 河原石の配列の考察結果

当遺跡では、8～9世紀の竪穴建物跡や中世の掘立建物跡が見つかり、古代～中世の須恵器・土師器などが出土している。遺構確認面に見られる河原石のうち大きなものは、長軸方向がほぼ南北に配列している。掘り下げが河原石の下にまでは及んでいないため、礫の断面方向の観察が十分にできたとは言えないが、覆瓦構造は認められなかった。

河原石が南北方向に配列するので、川は直交する東西方向に流れたと思われる（図5）。当遺跡の地盤は濃尾傾動運動により東高西低であるので、日本ラインの川筋を流れてきた木曾川は、犬山橋の北にある城山から低位段丘面を反時計回り（東から西）に旋回して流れたと思われる。他方では、低位段丘面の南を西南に流れた木曾川が、伊木山に流れを妨げられて、低位段丘面を時計回りの方向（西から東）へ旋回して流れたとも考えられる。古木曾川の分流の流水方向がいずれであったかについては、今後の課題としたい。

現在の大安寺川は、北部の山地から南部の低位段丘面に向けて、当遺跡の約300m西を南流する。佐藤¹¹⁾によれば、天明8年（1788）の付け替え前の大安寺川は、現河道よりさらに約300m西を南流していた（図6）。

したがって古代以前に当遺跡の地を東西方向（のいずれか）に流れていたのは、大安寺川ではなく木曾川である。

(2) 今後の課題

当遺跡のある低位段丘面での古木曾川の流水方向を探るために、さらには以下の検討が必要である。

遺跡発掘現場や砂利採取場で礫の並びの観察を継続・蓄積することにより、点から線へとつなげて流水方向を探る。

また土地の改変が少ない明治期の地図の利用などにより、古木曾川の河道の痕跡を探る。

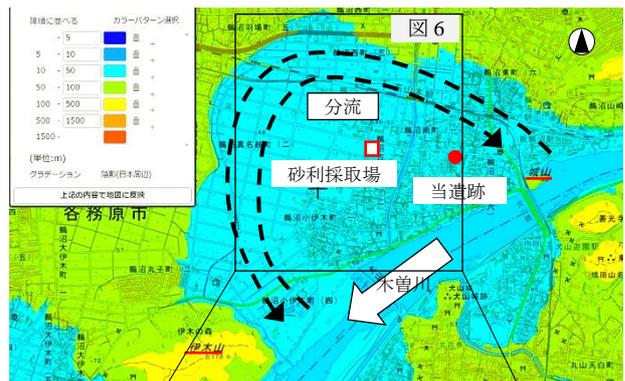


図5 古木曾川の分流の流水方向（緑・黄色≧標高50m、水色・青<50m、国土地理院地図（電子国土Web）に加筆）

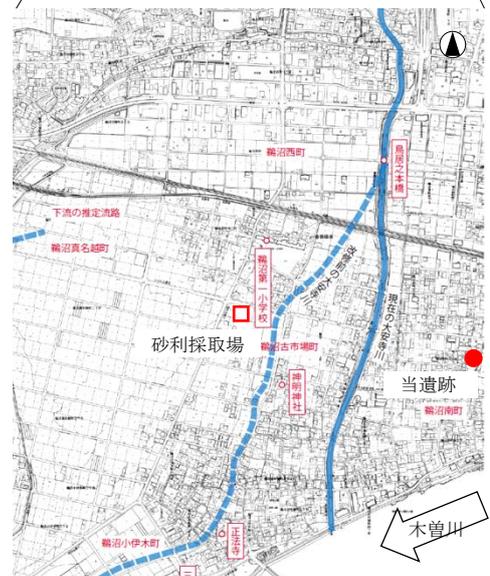


図6 大安寺川と当遺跡の位置（破線：旧河道，実線：現河道，文献11）に加筆）

参考文献

- 1) 各務原市埋蔵文化財調査センター編：鶴沼古市場遺跡A地区発掘調査報告書，各務原市文化財調査報告書第16号，1996
- 2) 各務原市埋蔵文化財調査センター編：鶴沼古市場遺跡B地区発掘調査報告書，各務原市文化財調査報告書第32号，2001
- 3) 各務原市埋蔵文化財調査センター編：鶴沼古市場遺跡C地区発掘調査報告書，各務原市教区委員会，2021（発行予定）
- 4) 各務原市教育委員会：鶴沼古市場遺跡D地区発掘調査現地説明会資料，4pp.，2021
- 5) 青野宏美：河床礫と海浜礫の長軸方向の定向配列，岐阜聖徳学園大学紀要，48，pp.1-15，2009.
- 6) 小井土由光：“日本ライン”の不思議～形成過程のなぞと構成岩石のなぞ～，木曾川学研究，8，pp.303-315，2011.
- 7) 中根洋治：秋葉古道と愛岐地方の旧河道，風媒社，pp.59-79，2011.
- 8) 青野宏美・鹿野勘次：古木曾川の河床堆積物の示す古流向一斜交葉理を含む河床堆積物の保存と教材化一，岐阜聖徳学園大学紀要，49，pp.49-60，2010.
- 9) 海老沢和子：古代濃尾の境界についての一考察一広野河事件の原因と結果を中心として一，愛知県史研究，18，pp.18-32，2014.
- 10) 中村俊夫・藤井登美夫・鹿野勘次・木曾谷第四紀巡検会：岐阜県八百津町の木曾川泥流堆積物から採取された埋没樹木の加速器¹⁴C時代，第四世紀研究，31(1)，pp.29-36，1992.
- 11) 佐藤浩子：大安寺川の洪水と改修，各務原市歴史民俗資料館資料館だより，33，pp.4-7，2015.

海底地すべりによって励起される津波特性の基礎的研究

Fundamental research on tsunami characteristic generated by submarine landslide

弘津 航太郎¹, 岩井 裕正², 安井 俊平³, 張 鋒⁴

1 名古屋工業大学大学院工学専攻社会工学系プログラム・修士課程1年

2 名古屋工業大学大学院工学専攻社会工学系プログラム・助教・E-mail : iwai.hiromasa@nitech.ac.jp

3 現五洋建設株式会社・E-mail : syunpei.yasui@mail.penta-ocean.co.jp

4 名古屋工業大学大学院工学専攻社会工学系プログラム・教授・E-mail : cho.ho@nitech.ac.jp

概 要

海底地すべりによる大規模な地形変化は、地震動を伴わない津波を発生させる危険性が指摘されている。励起される津波規模には土塊の移動速度や移動体積が大きく関わるとされているが、それらを直接計測することは困難である。特に速度や加速度などの運動学的パラメータと津波振幅の関係については未解明な点が多く、海底地すべり運動と励起される津波の経時変化を計測し、その特性を把握する必要がある。そこで本研究では、難透水層を有する水中斜面に過剰間隙水圧が発生することにより生じる海底地すべり運動と励起される水位変動を観測する模型実験を実施した。その結果、津波特性振幅である初期ドロウダウンはすべり初期の加速度と線形関係にあり、その勾配は地すべり土塊の層厚の1乗に比例することを明らかにした。また、クリープ破壊的な挙動を示す地すべり形態においては、加速クリープ段階において津波が増幅されることが示唆された。

キーワード：海底地すべり，津波，初期ドロウダウン，地すべり加速度，過剰間隙水圧

1. はじめに

海底地すべりによる大規模な地形変化は、地震動を伴わない津波、いわゆる「サイレント津波」を発生させることや、地震動による津波を増幅させる危険性が指摘されている¹⁾。例えば、1998年7月17日にパプアニューギニアで発生したM7.1の地震では、沿岸部で10mを超える津波が発生した。これは地震の規模に対して想定される津波振幅以上の津波であるため、沖合で地震動によって誘発された海底地すべりが津波規模を増大させた可能性が指摘されている²⁾。また、2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震で発生した津波は、海底地すべりにより規模が拡大されたことが指摘されている³⁾。地震動のみに起因した津波モデルのシミュレーションでは三陸海岸で記録された遡上高を説明できなかった。しかし、地震によって発生した海底地すべりを津波源に追加したモデルのシミュレーションでは、観測された津波の高周波成分や遡上高を正確に再現することができたとしている。

地すべり土塊の移動速度や移動体積は、励起される津波の規模に大きく関わるとされている⁴⁾。しかし、海底地すべりは後退地すべりなどの複数の地すべりイベントが生じることもあり、1回の地すべりの体積を試算することは難しい。また、海中で発生することから移動速度を直接計測することは困難である。そのため、既往の研究⁵⁾ではす

べり土塊の幾何学的パラメータに着目したものが多く、速度などの運動学的パラメータと津波の関係に言及している研究事例は少ない。また、固体の模型を地すべり土塊と仮定して実験を行っている点で、地すべり土塊が変形を伴いながら斜面を滑動する実現象とは振る舞いが異なる。

そこで本研究では、実際の地盤材料を用いた海底地すべり模型実験を実施し、過剰間隙水圧の上昇により発生した地すべり運動とそれに伴う水位変動を観測した。

まず、沿岸部における津波遡上高を決定づけるとされる初期ドロウダウン(初期の水位低下量)⁶⁾をすべり初期段階における土塊の加速度と関連付けて結果の整理を行った。また、クリープ破壊的な挙動を示す地すべり形態については、特に三次クリープ段階における津波振幅に着目し、地すべり速度の加速と津波規模増大の危険性について検討した。さらに、土塊の初期加速度の発現機構とすべりが三次クリープに至る要因について探るために、すべり進行過程における過剰間隙水圧の変動や噴砂の発生に着目して検討を行い、海底地すべり発生から津波励起及び増幅までの一連のプロセスを整理した。また既往の研究として安井ら⁷⁾は、模型実験で得られた地すべり形態を、速度時刻歴の観点から、3パターンに大別した。これを参考に、本模型実験で得られた地すべりの運動形態を、そのメカニズムと励起される水位変動を踏まえてより詳細に分類した。

2. 地すべり模型実験概要

陸上、海底に共通して、地盤内の間隙圧が様々な要因により上昇することで有効応力が低下し、それに伴いせん断抵抗が低下することが地すべりの主な発生メカニズムである。本研究では水中斜面に難透水層を有する地盤を形成し、過剰間隙水圧を作用させることにより地すべり及び水位変動を発生させる模型実験を実施した。地すべり土塊の速度と変位、地すべりに伴う水位変動は Particle Tracking Velocimetry(PTV)法で計測し、土塊底面に発生した過剰間隙水圧は斜面模型の表面に設置した間隙水圧計によって計測した。

2.1 実験装置の概要

実験には図1に示すアクリル土槽を用いた。図2に実験装置全体の概略図を示す。模型土槽の寸法は内寸で長さ1500mm、高さ600mm、奥行398mmであり、土槽内には斜面角度 10° 、水平長さ1000mm、奥行398mmの斜面模型を設置した。斜面模型の中央には幅200mmのポラスフィルターが5箇所設置されている。土槽外部に定水位昇降装置を併設し、任意の水位差を設定することで斜面に設置したポラスフィルターから疑似的に水圧を与えた。なお、ポラスフィルターと繋がるコックの開閉により水圧を与える範囲を制御できるが、本研究では全てのコックを開けて実験を実施した。

斜面模型表面に水圧計を設置し、土塊底面の過剰間隙水圧を測定した。過剰間隙水圧の平面的な分布を把握するため、斜面中央の3箇所と土槽側壁近傍の3箇所の計6箇所に水圧計を設置した。ここで、図2の水圧計のシンボルは、後述する過剰間隙水圧時刻歴のプロットと対応している。

なお、図2に示すように、斜面模型の法尻部は土槽底面より100mm高くなっているため、長さ300mm、高さ100mm、

奥行398mmの水平基礎地盤を設置している。

水中斜面模型上に形成した地盤の表面には法尻から水平距離で約100mm、500mm、700mmの位置に3つの標点を設置し、土槽上方から高速カメラ(cam1)で撮影した。加えて、地すべりの様子を水中からも観察できるように、水中カメラを設置した。

水位変動計測用の標点は穴の開いた直径12.5mmの木製のボールを用いた。このボールにテグスを通し、土槽の両端に固定して水面に浮かべた。土槽の法尻から約100mm-500mmの範囲を高速カメラ(cam2)で撮影し、その中から5点を選択してPTV解析の対象とした。なお、解析時は図3に示した座標を設定し、土塊運動計測用標点(法尻から水平距離で100mm)の直上に位置する標点をP1、上部地すべり土塊の重心位置G(斜面に沿って460mmの位置)上の標点をP5とした。P1とP5の間に等間隔でP2、P3、P4も設定したが、本稿ではP1とP5の結果について詳述する。

2.2 模型斜面形成方法

斜面は下部層、難透水層、上部層の3層構成とし、全層

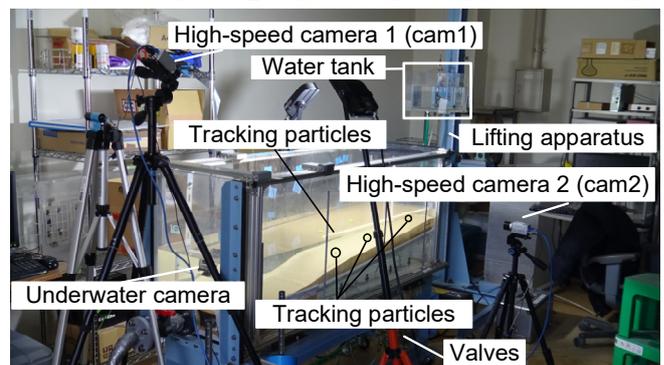


図1 実験土槽外観

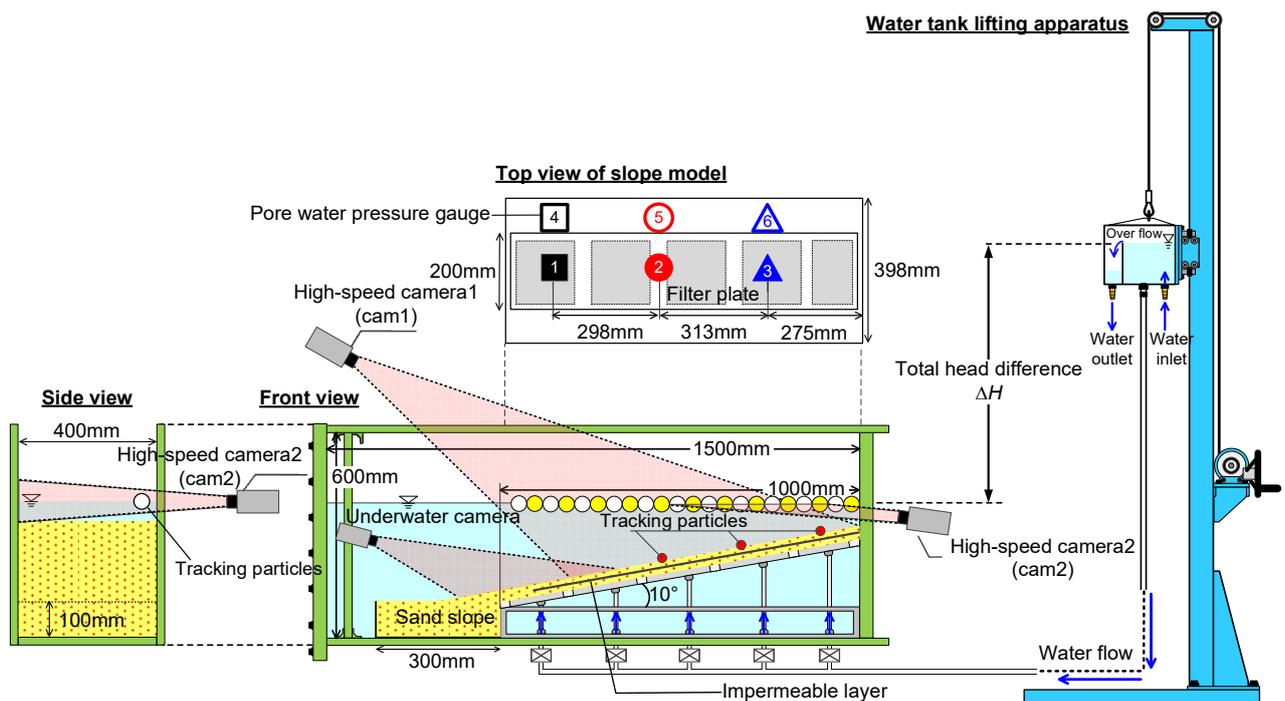


図2 実験装置概略図

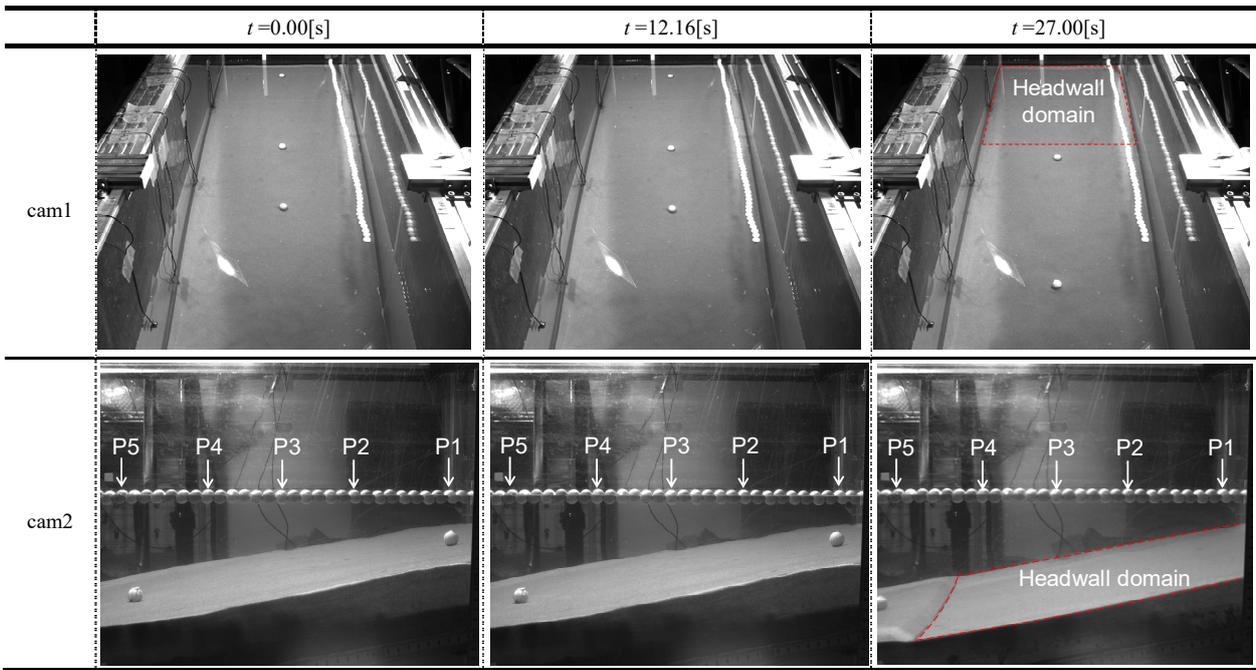


図4 高速度カメラで撮影した地すべり運動と水位変動の画像 (Case-61-12hc-3)

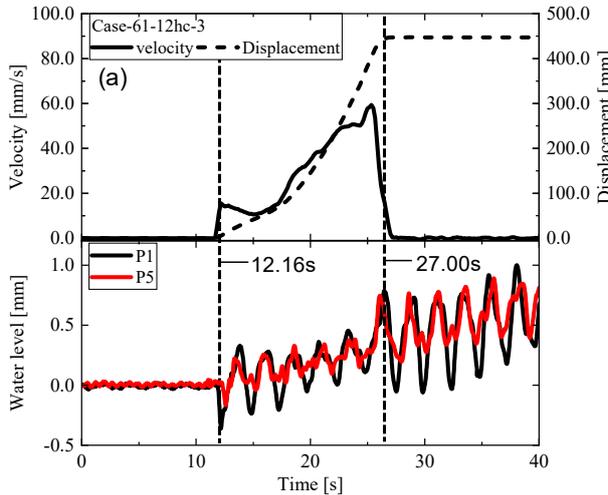


図5(a) Case-61-12hc-3の地すべり運動と水位変動の関係

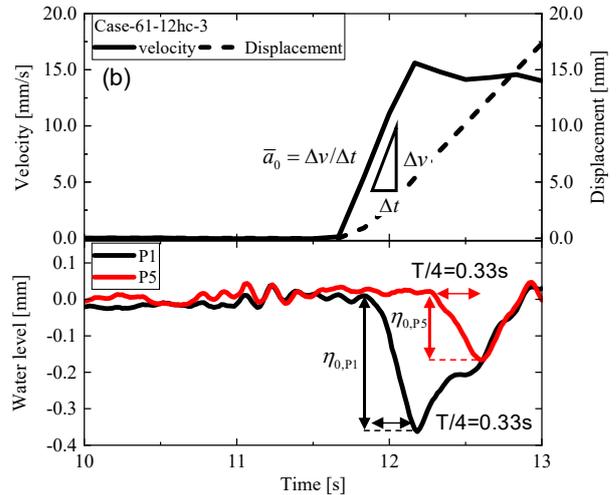


図5(b) Case-61-12hc-3のすべり出し直後の拡大図

また図5(b)より、P5の初期ドローダウンは、12.60秒で観測されており、P1と位相がずれていることが確認できる。そこで、P1側で発生した津波が伝播してP5で観測されていると考え、P1-P5間の距離と谷が観測された時刻から波速 c を算出すると、 $c = 732.1\text{mm/s}$ となった。また、初期ドローダウンまでの時間を4倍することにより周期 T を算出したところ、 $T = 1.3\text{s}$ となった。次にこれらの実験値から波長 $\lambda = cT$ を算出すると、 $\lambda = 976.2\text{mm}$ となった。ここでP1の水深は $d = 65\text{mm}$ であるため、相対水深は $1/25 \leq d/\lambda \leq 1/2$ となり、本研究で観測された波が浅水波であることがわかる。本実験では水面が静止状態から波が励起されており、Kelvinの循環定理より渦度0であるので、水面波についてポテンシャル流理論が近似的に適用可能であると考えられる。さらに、波高 H は $\eta_{0,P1}$ を2倍して $H = 0.74\text{mm}$ であるため、 $H/\lambda \ll 1$ であることを考慮して、微小振幅波と仮定する。以上の仮定より、式(2)に示す分散関係式より収束計算を行う。

$$c = \sqrt{\frac{g\lambda}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{\lambda}\right)} \quad (2)$$

ここで、 c : 波速、 g : 重力加速度、 λ : 波長、 d : 水深である。式(2)より収束計算を行った結果、波速は $c = 785.5\text{mm/s}$ に収束し、P1およびP5の位相差から算出した波速と概ね同様の値となった。また、波長は $\lambda = 1041.7\text{mm}$ に収束し、P1およびP5の位相差から算出した波速と初期ドローダウンまでの時間を4倍することにより得られた周期から算出した波長と概ね同様の値となった。

図5(a)の下グラフでは時間経過とともに水位が上昇しているが、これは水圧を与えるために斜面底部より水を供給しているためである。また、27.00秒以降、約450mmの変位が生じたところで波が大きく増幅しているのは、模型土槽の長さが1500mmであるため、約450mmのすべり変位が生じると、地すべり土塊は基礎地盤を通過して模型土槽の端部まで到達し壁面と衝突したためである。

Case-61-12hc-3と同様にその他のケースについても地す

表 1 実験結果一覧

ケース名	初期ピーク速度	平均初期加速度	初期ドロー ダウン(P1)	初期ドロー ダウン(P5)	過剰間隙水 圧比の差	最大速度	噴砂
	v_{peak} [mm/s]	\bar{a}_0 [mm/s ²]	$\eta_{0,P1}$ [mm]	$\eta_{0,P5}$ [mm]	$\Delta u^w / \sigma'$	v_{max} [mm/s]	
Case-61-4hc-4	1.83	2.18	0.04	0.04	0.62	1.83	発生
Case-61-8hc-3	14.15	21.28	0.32	0.19	0.51	69.61	—
Case-61-12hc-1	6.93	10.43	0.16	0.12	0.45	40.59	—
Case-61-12hc-2	4.76	1.68	—	—	0.74	70.67	—
Case-61-12hc-3	15.61	30.97	0.37	0.19	0.45	59.32	—
Case-81-6hc-2	1.46	2.93	0.07	0.05	0.68	1.88	発生
Case-81-8hc-3	1.37	2.04	0.04	0.04	0.71	98.95	—
Case-81-10hc-3	7.36	11.11	0.42	0.21	0.45	7.36	発生
Case-81-12hc-2	9.37	18.64	0.39	0.24	0.48	100.92	発生
Case-81-16hc-1	3.34	6.70	0.16	0.11	0.57	16.88	発生
Case-81-16hc-3	14.50	21.75	0.54	0.26	0.42	32.04	—

べり開始と同時に初期ドローダウンが観測されたため、表 1 に実験結果をまとめたもの示す。表 1 には、すべり開始直後の最大速度である初期ピーク速度 v_{peak} 、初期ピーク速度に至るまでの平均初期加速度 \bar{a}_0 、P1 及び P5 ですべり開始時に記録された初期ドローダウン $\eta_{0,P1}$ 及び $\eta_{0,P5}$ 、過剰間隙水圧比の差 $\Delta u^w / \sigma'$ (4.1 で詳述)、最大速度 v_{max} 、すべり過程における噴砂発生の有無を示した。

3.1 初期加速度と初期ドローダウン

表 1 に示したように実施した 11 ケースの内 10 ケースで初期ドローダウンが確認された。しかし、Case-61-12hc-2 では明瞭な初期ドローダウンが確認されなかった。このケースにおいて、初期ピーク速度は 4.76mm/s であり顕著に小さいとはいえないが、平均初期加速度は 1.68mm/s² で最小であり、比較的緩やかにすべり出している。そこで、初期ドローダウンの大きさに対しては、初期速度ではなく初期加速度が支配的な要因であることが考えられる。

表 1 より、例えば Case-61-12hc-1、Case-61-12hc-3 において、それぞれの平均初期加速度が 10.43mm/s²、30.97mm/s² に対して、法肩から水平距離 100mm に位置する標点 P1 で観測された初期ドローダウンの大きさは 0.16mm、0.37mm である。従って、初期加速度が大きいほど初期水位変動量も大きくなっている。すべり土塊の重心位置の直上に位置する標点 P5 については、P1 と比較すると、同じ初期加速度に対する水位変動量は小さいものの、同様の傾向が見られた。そのため、全ケースについて平均初期加速度と初期ドローダウンの関係を計測位置 (P1, P5) 及び全層厚別にプロットし、得られた近似直線を図 6 に示す。平均初期加速度が 0 ならば水位変動は発生しないため、近似直線の切片は原点に固定している。得られた近似直線の決定係数は P1 について、全層厚 61mm の場合 0.99、81mm の場合 0.98 となった。また、P5 については、全層厚 61mm の場合 0.97、全層厚 81mm の場合 0.97 となった。従って、全層厚及び計測位置の没水深に関係なく平均初期加速度

と初期ドローダウンに相関関係があることが分かった。

さらに、すべり土塊の層厚と得られた近似直線の勾配に着目する。図 6 の P1 の近似直線において、全層厚 61mm、81mm の勾配はそれぞれ 0.013、0.025 である。ここで、2. で述べたように、全層厚 61mm、81mm のケースにおける地すべり土塊層厚はそれぞれ、20mm、40mm であるため、地すべり土塊の層厚が 2 倍になると直線の勾配も約 2 倍となっている。また、P5 の近似直線でも同様のことが確認された。

ここで、津波振幅予測式である Watts 式⁶⁾を式(3)に示す。

$$\eta_{0,2D} = \frac{u_r^2}{a_0} (0.0574 - 0.0431 \sin \theta) \left(\frac{T}{b} \right) \left(\frac{b \sin \theta}{d} \right)^{1.25} (1 - e^{-2.2(\gamma-1)}) \quad (3)$$

上式において、 $\eta_{0,2D}$: 津波特性振幅、 u_r : 終端速度、 a_0 : 初期加速度、 θ : 斜面傾斜、 T : 土塊の層厚、 b : 土塊の長さ、 d : 初期没水深、 γ : 土塊の比密度である。式(3)より、津波規模は地すべり土塊の層厚 T に線形比例することが示されており、得られた実験結果との整合性が確認された。

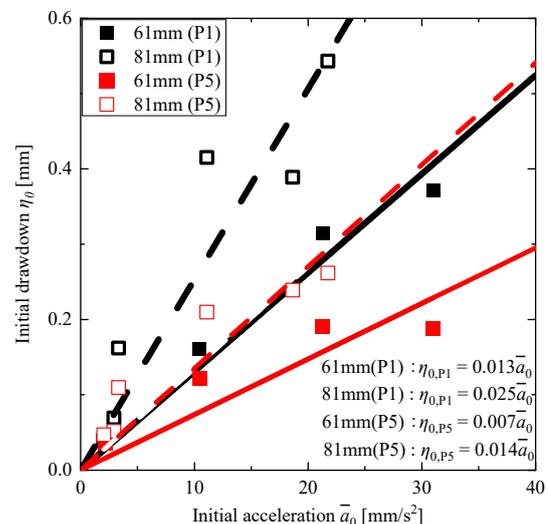


図 6 平均初期加速度－初期ドローダウン

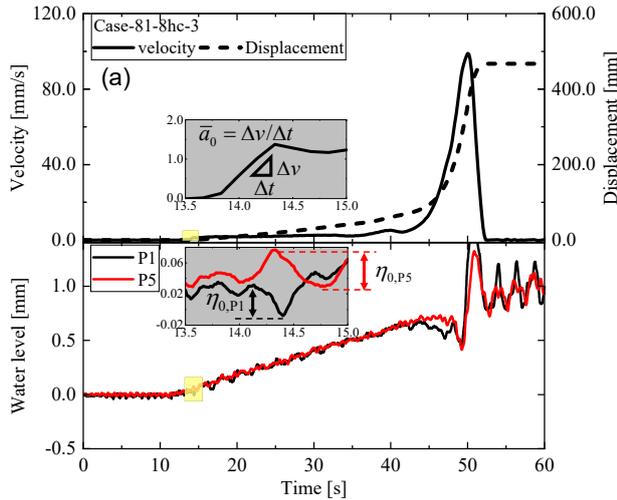


図 7(a) Case-81-8hc-3 の地すべり運動と水位変動の関係

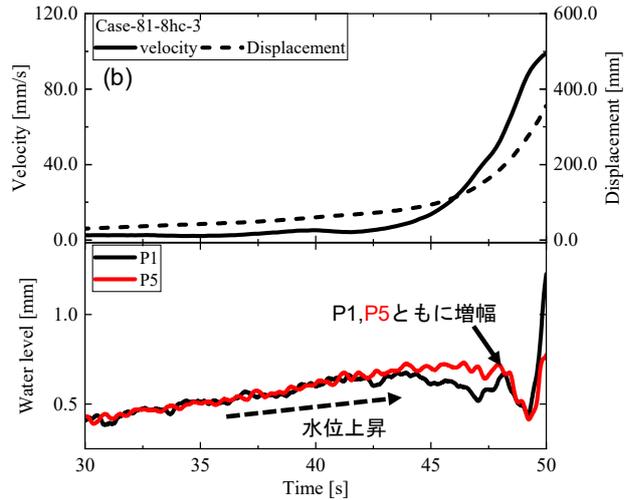


図 7(b) Case-81-8hc-3 のすべり後期の拡大図

3.2 三次クリープ時の津波振幅増加

3.1 ではすべり出し直後の平均初期加速度と初期ドロウダウンの相関関係について述べた。本節では、すべり後期で見られた津波振幅に着目する。

図 7(a)には Case-81-8hc-3 の地すべり変位・速度及び水位変動の時刻歴、図 7(b)には、図 7(a)の 30~50 秒を拡大したグラフを示した。なお、図 7(a)には、すべり出し直後の速度時刻歴と水位変動の拡大図も併せて示した。平均初期加速度は 2.04mm/s^2 、P1 及び P5 の初期ドロウダウンはともに 0.04mm で、いずれも層厚 81mm のケースの中では最も小さい。初期ドロウダウン発生以降、P1 は約 42.5 秒、P5 は約 48 秒まで、水の流入により水位が上昇している。しかしその後、それぞれ水位が大きく減少しており、ドロウダウンが発生している。このとき土塊は三次クリープ段階であり速度が指数関数的に増加していることから、大きな加速度が生じている。すべり初期のみでなく、クリープ段階においても土塊の加速度によりドロウダウンが生じる可能性が示された。従来の海底地すべりに伴う津波においては、すべり初期の運動が中心に議論されてきた⁹⁾が、たとえ初期の加速が緩やかであっても、三次クリープに至るような海底地すべり挙動では、すべり後期の加速段階においてもさらに波が増幅される可能性が示された。

ここで、図 5(a), (b)に示した Case-61-12hc-3 も三次クリープに至っているが、これらはすべり初期に発生した波の影響が大きく、加速段階における引き波は顕在化しなかったと考えられる。

4. 模型実験結果及び土塊の運動に関する考察

3.では、すべり出し直後と三次クリープ段階、つまり地すべり土塊に大きな加速度が生じたときに波が発生・増幅していることが示された。したがって、地すべり土塊に大きな加速度が生じる要因についてより詳細に検討する。

図 8、図 9 に、Case-81-12hc-2、Case-81-10hc-3 の速度・変位・過剰間隙水圧の時刻歴を示した。なお、図 8 にはすべり出し直後の速度時刻歴の拡大図も併せて示した。図 8 の速度時刻歴に着目すると、およそ 12 秒に 9.37mm/s の初

期ピーク速度が観測された後に急減速し、速度一定の定常状態となっている。ここで、定常状態における速度の平均値は 2.31mm/s であった。その後、 26 秒付近から三次クリープに至っている。次に、図 9 の速度時刻歴に着目すると、およそ 22 秒に 7.36mm/s の初期ピーク速度が観測された後に急減速し、速度一定の定常状態となっている。ここで、定常状態における速度の平均値は 1.39mm/s であった。その後、速度は緩やかに 0.0mm/s まで収束している。これらの 2 ケースを比較すると、定常状態までの初期速度および定常状態における速度の大きさや、速度時刻歴の概形は類似している。しかし、Case-81-12hc-2 は定常状態後にすべり速度が発散しているのに対し、Case-81-10hc-3 ではすべり速度が収束している。このことは地すべり運動の分岐現象と捉えることができ、すべりの形態は発生直後の速度のみでなく、進行過程における過剰間隙水圧の変動などの様々な要因によって左右されると考えられる。以上より、すべり出し直後の速度の発現と最終的な速度の収束あるいは発散には異なるメカニズムがあり、それらを別々に検討する必要があることが分かった。そこで本研究では、すべりの進行過程について、すべり出し直後を「初期」、速度一定の定常状態を「中期」、定常状態後の速度が発散あるいは収束する段階を「後期」と定義し、特に初期と後期において大きな加速度が生じる要因を別々に検討する。さらに、既往の研究を参考に、本模型実験で確認された地すべり運動形態を、発生した振幅とともに整理する。

4.1 すべり初期

地すべり土塊の初期段階における運動について検討する。表 1 に示したように、Case-81-16hc-1 と Case-81-16hc-3 は水位差と全層厚が同条件であるが、平均初期加速度の大きさに差が見られた。そこで、初期ピーク速度が観測された時刻において図 2 に示した斜面底面の 6 箇所計測した過剰間隙水圧の値に着目し、式(4)に示した式を用いて考察を行う。

$$\Delta u^w / \sigma' = (u_{\max}^w - u_{\min}^w) / \sigma' \quad (4)$$

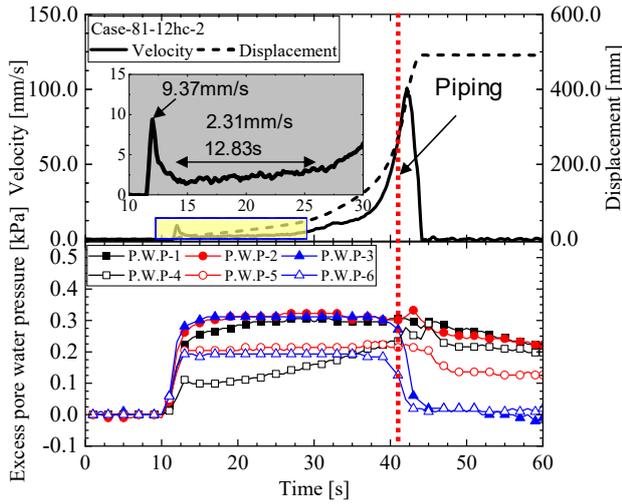


図8 Case-81-12hc-2の速度・変位・過剰間隙水圧の時刻歴

ここで、 $\Delta u^w / \sigma'$: 過剰間隙水圧比の差、 u_{\max}^w : 初期ピーク速度が観測された時刻での水圧計 1~6 の最大値、 u_{\min}^w : 同時刻での水圧計の最小値、 σ' : 各層厚における上部層の有効上載圧である。

過剰間隙水圧比の差を横軸に、平均初期加速度を縦軸にとったグラフを図 10 に示した。黒のプロットは全層厚 61mm、赤のプロットは全層厚 81mm のケースの結果を示している。ここで、×でプロットしたものは斜面形成時に微小なすべりが生じてしまったケースを示しており、区別のためシンボルを変えている。図 10 より、過剰間隙水圧比の差が小さいほど、平均初期加速度が大きいことがわかる。すなわち、斜面全体に過剰間隙水圧が均等に分布することにより平均初期加速度が大きくなると考えられる。

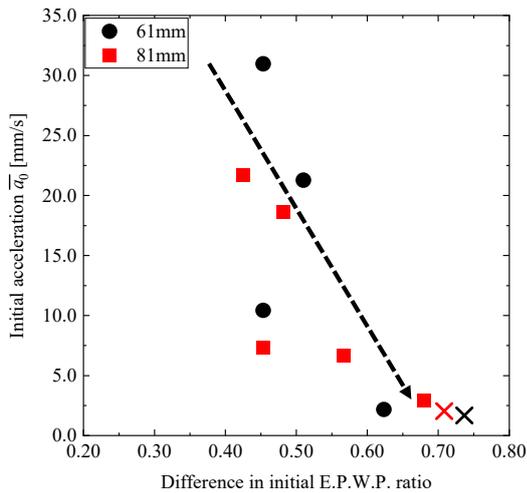


図 10 速過剰間隙水圧比の差と平均初期加速度の関係

4.2 すべり後期

前述のように、図 8 及び図 9 に示すケースでは、初期速度と定常状態における速度が類似しているが、定常状態後にすべり形態の分岐が生じている。この分岐現象の要因について、Case81-10hc-3 では 45 秒で法肩付近の難透水層底部から噴砂が発生し、斜面中央の水圧計 1~3 の過剰間隙水

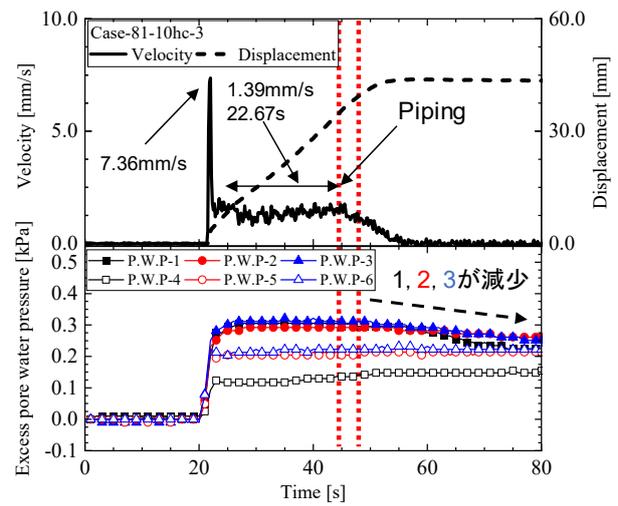


図 9 Case-81-10hc-3 の速度・変位・過剰間隙水圧の時刻歴

圧とすべり速度が減少している。一方、Case-81-12hc-2 では、定常状態においては噴砂が発生していなかった。以上より、定常状態で噴砂が発生することで難透水層下の被圧状態が低減され、せん断抵抗が増加することですべりが停止すると考えられる。

4.3 地すべり運動形態及び津波振幅のまとめ

3.では、すべり初期と後期における波の発生・増幅と土塊の加速度の関係に着目し、その関係を整理した。さらに、4.ではこれまでに、すべり初期と後期における加速度の発現機構を明らかにしてきた。まず、4.1 では斜面全体に過剰間隙水圧が均等に作用することで平均初期加速度が大きくなることを示した。次に、4.2 ではすべり後期で速度が収束、あるいは発散する要因は定常状態における難透水層下の被圧状態の低減、あるいは継続であることを述べた。

以上より、既往の研究⁷⁾を参考に、本模型実験で得られた地すべり運動形態について、発生した波を踏まえて分類を行い、表 2 にまとめた。従来の形態分類のパターン②とパターン③はそれぞれ 2 つのタイプに細分化した。各パターンの特徴は表 2 に示すとおりである。

5. 結論

本研究では、海底地すべり運動と励起される津波特性を把握するために模型実験を実施した。振幅を増大させる要因として地すべり土塊の加速度に着目し、その関係を整理したことに加え、地すべり土塊に大きな加速度が発生するメカニズムについても検討した。さらに、既往の研究を参考に、本模型実験で確認された地すべり運動形態を、発生する振幅とともに分類した。以下に本研究で得られた知見をまとめる。

- (1) すべりの初期加速度とすべり初期の水位低下量である初期ドロウダウンは線形関係にあり、その勾配はすべり土塊の層厚に比例する。
- (2) クリープ破壊に至るすべり形態では、すべり初期のみでなく三次クリープ段階においても津波振幅が増大することが示された。

表2 すべりの運動形態の分類と発生する波の特徴

	パターン①	パターン②	パターン③
地すべり形態	初期ピーク速度が観測された後、定常状態を経ずに直ちに速度が 0.0mm/s まで減少する。再び速度が増加に転じ、速度ピークが現れる場合もある。	一定時間すべりが継続するが、定常状態において被圧状態が低減され、その後速度が収束する。	定常状態において被圧状態が継続し、大規模なすべりへ進展するクリープ破壊的な特徴を持つ。
津波	すべり出し直後の加速度が大きいほど大きな初期ドロウダウンが生じる。	すべり出し直後の加速度が大きいほど大きな初期ドロウダウンが生じ、その後波は減衰する。	すべり出し直後および三次クリープの加速段階で大きな加速度が生じ、津波振幅が増幅する。

- (3) すべり初期において斜面全体に過剰間隙水圧が均等に作用することにより、初期加速度が大きくなる。
- (4) 定常状態における被圧状態の低減あるいは継続によって、すべり速度の収束あるいは発散が左右される。
- (5) 模型実験により観察された地すべりの形態は3パターンに大別され、すべり出し直後や加速クリープのように大きな加速度が生じる時に振幅が大きくなる事が示された。

最後に、今後の課題を挙げる。本稿で初期加速度と初期ドロウダウンの相関関係を示したように、三次クリープ段階の加速度とその時に発生するドロウダウンについて定量的に評価し、その関係を調べる必要があると考えられる。また、本稿では地すべり土塊の初期没水深を統一することにより、地すべり土塊の層厚が初期ドロウダウンに及ぼす影響が明らかになった。そこで今後は、地すべり土塊の層厚を統一し、初期没水深が初期ドロウダウンに及ぼす影響についても検討する。さらに、本研究で得られた初期ドロウダウンの実験値と Watts 式などの理論値との比較を行い、その整合性についても検討していく。

参考文献

- 1) 池原研：講座 すべりに伴う物質の移動と変形 No.5 海底地すべり，日本地すべり学会誌，Vol.41, No.5, pp.112-116, 2005.
- 2) 平石哲也，柴木秀之，原崎恵太郎，原信彦，三嶋宣明：地震断層と海底地滑りを考慮した 1998 年パプアニューギニア地震津波の日本沿岸への適用，海岸工学論文集，Vol.47, pp.341-345, 2000.
- 3) Tappin, D.R., Grilli, S.T., Harris, J.C., Geller, R.J., Masterlark, T., Kirby, J.T., Shi, F., Ma, G., Thingbaijam, K.K.S., Mai, P.M.: Did a submarine landslide contribute to the 2011 Tohoku tsunami? *Marine Geology*, Vol.357, pp.344-361, 2014.
- 4) 川村喜一郎，金松敏也，山田泰広：海底地すべりと災害-これまでの研究成果と現状の問題点-，地質学雑誌，Vol.123, No.12, pp.999-1014, 2017.
- 5) 橋本貴之，壇和秀：地滑り形状を変化させた場合の海底地滑り津波に関する実験的研究，土木学会全国大会第 63 回年次学術講演概要集，仙台，pp. 395-396, 2008.
- 6) Watts, P., Grilli, S.T., Tappin, D.R. and Fryer, G.J.: Tsunami Generation by Submarine Mass Failure. II: Predictive Equations and Case studies, *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, Vol.131, No.6, pp.298-310, 2005.
- 7) 安井俊平，岩井裕正，木村真郷，張鋒：難透水層を有する海底斜面における地すべり運動に関する研究，土木学会論文集 A2(応用力学)，Vol. 76, No. 2, pp.I_313-I_323, 2020.
- 8) Hampton, M.A., Lee, H.J. and Locat, J.: Submarine landslide, *Reviews of Geophysics*, Vol.34, pp.33-59, 1996.
- 9) 川村喜一郎，金松敏也，山田泰広：海底地すべりと災害，地質学雑誌，Vol. 123, No. 12, pp. 999-1014, 2017.

大井川水系榛原川流域における土砂供給過程の詳細把握
Geological and Geotechnical Research
on the Sediment Supply Process of the Haibara River in the Oi River System

鈴木志信¹, 藤井幸泰², 溝口敦子²

1 名城大学・理工学研究科・社会基盤デザイン工学専攻・203433002@ccmailg.meijo-u.ac.jp

2 名城大学・理工学部・社会基盤デザイン工学科

概要

大井川流域は脆弱な地質により土砂供給が活発で、ダム堆砂による有効貯水容量の減少等が問題となっている。そこで本研究では、大井川水系榛原川を対象に、土砂供給の量的・質的評価を行い、土砂供給特性の把握を試みた。量的評価として、標高差分を基に斜面崩壊による崩壊土量の算出を行った。この結果、榛原川流域内では深層崩壊による崩壊地が存在し、ホーキ薙だけで2000年代に $1.46 \times 10^6 \text{m}^3$ が崩壊したことが明らかとなった。質的評価では粒度分析・岩種比率測定を行った。これらの分析対象として、土砂供給域と考えられる砂岩泥岩互層崩壊地、堆積域である榛原川河床とした。供給土砂は、崩壊地から流下するにつれ、60%粒径が大きくなり、砂岩の割合が増加することが示された。この結果から、崩壊地から供給される土砂特性に空間的変化が存在することを示した。今後は、対象崩壊地を追加し、榛原川流域の全崩壊土量の算出を行い、岩種割合の変化との関連性を明らかにしていく。

キーワード：土砂供給，土砂生産，砂岩泥岩互層，土砂管理，粒度分析

1. はじめに

静岡県に位置する大井川は、中央構造線と糸魚川-静岡構造線に挟まれ、年間数ミリ程度の隆起速度を持つ赤石山地を流域に含んでいるため、非常に脆弱な地質を有する。加えて、大井川支川の流域内に崩壊地も多数有している。このような地形・地質的条件により、大井川流域では斜面崩壊による土砂供給が活発である。また、多雨地帯でもあるため、上流域には多数の水系ダム群が設置されており、各ダムでの堆砂が深刻化している。これらに伴い、土砂供給による有効貯水容量の低下や出水時の水位上昇等が問題となっている。これらには供給土砂の質・量の把握やそのメカニズム把握が必要不可欠である。

河川への土砂供給過程に関する研究は、砂防学や水工学の分野において行われている。山野井は土砂生産モデルを用いて、土砂流出量の推定を行っている¹⁾。また、地質別の土砂生産ポテンシャルを評価する研究も行われている²⁾。斜面崩壊過程に関する研究では、応用地質や地すべり学の分野で研究が行われている。大丸らは、ホーキ薙などの崩壊地を対象に、多時期の衛星写真の比較により斜面崩壊過程の把握を行っている³⁾。しかし、斜面崩壊を起因とする土砂供給過程に関する詳細把握は十分に行われていない。

そこで本研究では、流域内に崩壊地を多く有する大井川水系榛原川を対象に、斜面崩壊による土砂供給過程に関する量的ならびに質的な評価を行う。まず、地理情報システ

ム(Geographic Information System: 以下 GIS と記す)により、流域の地形・地質条件の把握を行う。次に多時期の衛星写真から作成した数値表層モデル(Digital Surface Model: 以下 DSM と記す)により、斜面崩壊の経年変化状況と崩壊土量の算出を行う。そして榛原川流域において現地調査を実施し、供給土砂の性質把握を行う。これら調査により、崩壊地～河床における供給土砂の材料特性の変化についても確認する。そして、崩壊土量算出や調査を踏まえ、榛原川流域における土砂供給過程に関する考察を試みる。

2. 榛原川流域の地質・地形

大井川上流域から中流域にあたる赤石山地を構成する地質は四万十帯である(図1)。四万十帯は白亜紀から中期中新世に形成された付加体で構成される。四万十帯構成層はおおよそ北東-南西方向の走向を持ち、北部に比べ南部の地質年代が若い。特に榛原川では、上流部は砂岩泥岩互層主体の寸又川層群、中～下流部は混在岩を主体とした大居層群が分布している(図2)。また、空中写真を用いた崩壊地判読を行った結果、流域内には約150か所の崩壊地が存在することが明らかとなった。判読崩壊地の面積、並びに地質別面積を表1に示す。この結果、砂岩泥岩互層の領域に崩壊地が多く分布しており、砂岩泥岩互層が土砂供給に影響を及ぼす可能性が示された。また、2013年度の静岡河川事務所航空レーザ測量業務により得られた数値標高

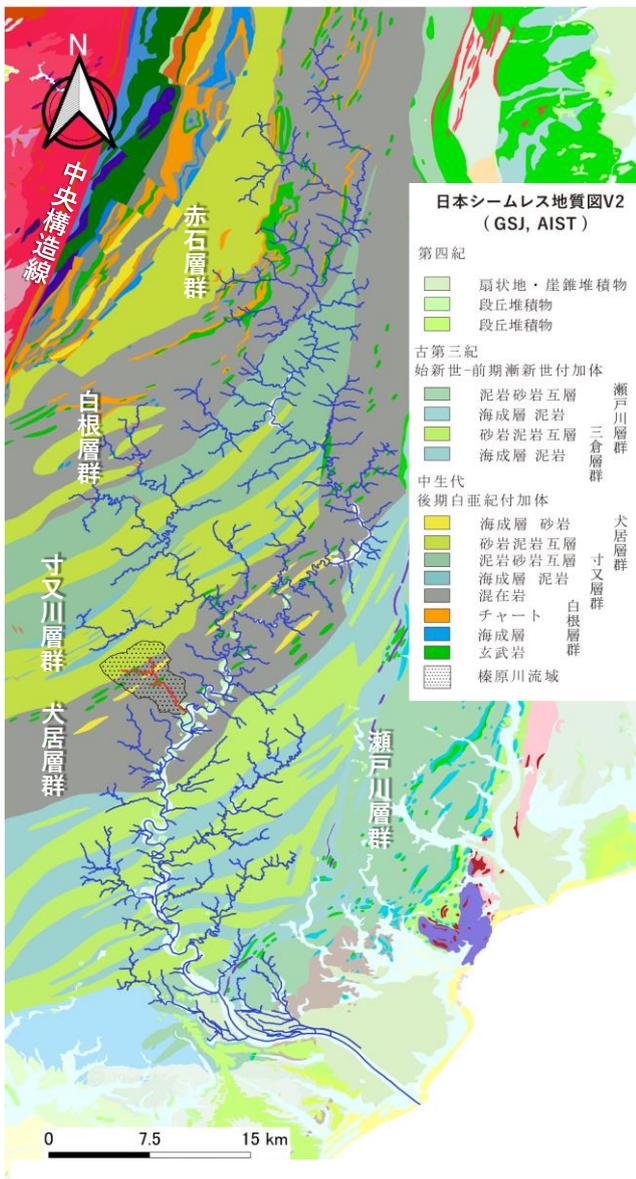


図 1 大井川流域の地質図

表 1 榛原川流域と崩壊地の地質別面積

	榛原川流域内		崩壊地内	
	面積(km ²)	比率	面積(km ²)	比率
砂岩泥岩互層	7.95	33.0%	0.39	68.8%
混在岩	14.39	59.8%	0.16	27.7%
玄武岩	0.66	2.7%	0.01	2.4%
砂岩	0.92	3.8%	0.01	1.2%
その他	0.16	0.7%	0.00	0.0%
合計	24.09	100.0%	0.57	100.0%

モデル (Digital Elevation Model : 以下 DEM と記す) を基に、地形の傾斜角の算出を行った (図 3)。流域内の傾斜角は最大 80 度程度であり、急傾斜地を多く有し、斜面勾配 30 度以上の崩壊地も多く存在する。

3. 供給土砂の量的評価

前章から、榛原川流域には多数の崩壊地が存在し、榛原

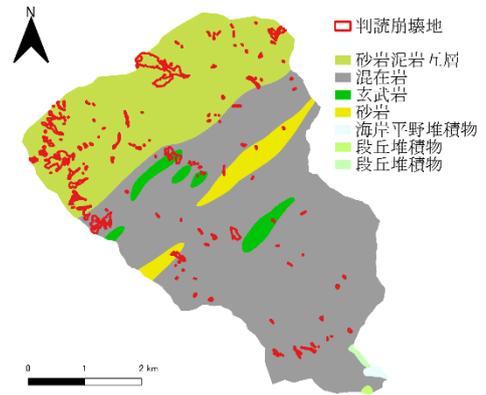


図 2 榛原川流域の地質図

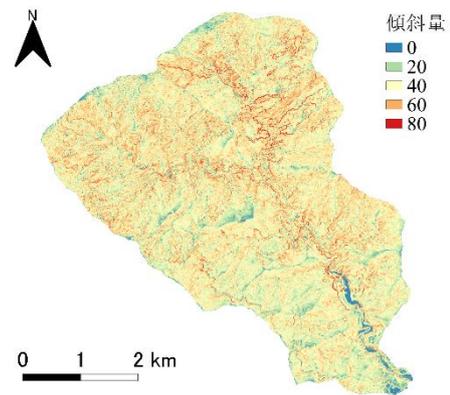


図 3 榛原川流域の傾斜量図

川における土砂供給に斜面崩壊が影響する可能性が示された。したがって、榛原川流域の斜面崩壊により供給された土砂量を把握する必要があると考えられる。そこで、写真測量や GIS を用いた斜面の崩壊土量の評価を行う。

3.1 多時期航空写真を用いた DSM の取得

既往研究において、源頭部に存在するホーキ薙で大規模な斜面崩壊が 2000~2006 年前後に発生したことが示されている³⁾。そこで、多時期の航空写真から榛原川流域内の DSM を取得し、斜面崩壊による供給土砂量を算出する。対象崩壊地は、源頭地のホーキ薙とする。これは流域内で最も大規模な崩壊地であり、投影面積も $1.54 \times 10^5 \text{m}^2$ と広く、土砂供給に対し強く影響し得ると考えられる。ここで空中写真から DSM を取得するため、写真測量ソフト Metashape を用いた。取得手順として、はじめに、空中写真を取り込んだ上で、焦点距離の設定などを行う。次に空中写真の位置推定を行い、写真中の特徴的な点を抽出する。そして写真上に位置情報を付与するため、地上基準点 (GCP : Ground Control Point) の位置座標を設定する。これらを基に、高密度な点群を作成し、三次元形状の復元を行う。最後に点群を基にメッシュを構築し、DSM が生成される。ところで、DEM は地盤高さのモデルとされ、DSM は建物や樹木を含んだ地球表面高さのモデルとされるが、供給土砂量推定をはじめとする地形解析には一般的に DEM が用いられている。しかし、2013 年度の DEM と空中写真から

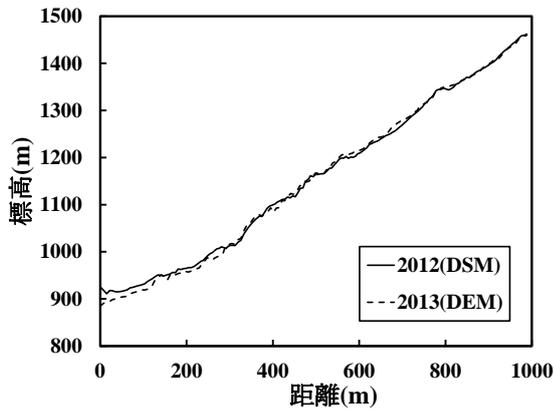


図 4 DSM と DEM の比較

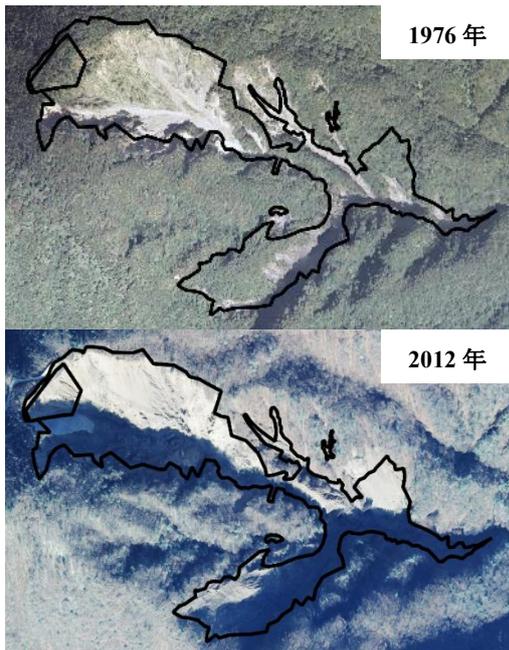


図 5 ホーキ薙における斜面崩壊の変化

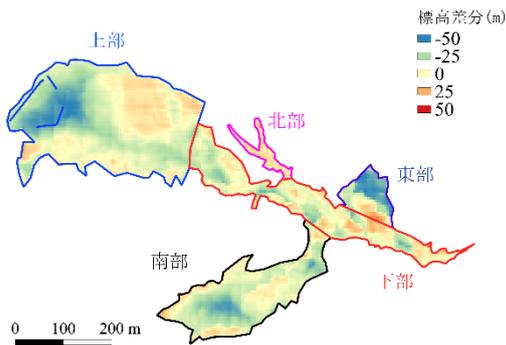


図 6 ホーキ薙の標高差分

表 2 ホーキ薙各領域の平均崩壊深と崩壊土量

領域	面積 $A(\text{m}^2)$	崩壊深 $h(\text{m})$	崩壊土量 $V(\text{m}^3)$
上部	75,267	10.6	800,565
下部	32,625	4.8	157,973
南部	34,208	10.6	361,078
東部	8,359	20.5	171,615
北部	3,514	-9.0	-31,560
合計	153,973	-	1,459,672

取得した 2012 年度の DSM を用いて、ホーキ薙の地形断面図を作成し、比較を行ったところ、崩壊地上部の誤差が 2m 未満であることが示された (図 4)。これは、2012 年のホーキ薙においては植生がなく、表層と地表面の標高差が極めて小さくなったためであると考えられる。加えて、過去の DEM は取得が困難であるといった点から、本研究では DSM を用いてホーキ薙の供給土砂量の推定を行う。

3.2 DSM による供給土砂量の算出

用いた空中写真は 1976 年、2012 年に撮影された 2 時期である (図 5)。差分の誤差を減少させるため、対象の崩壊斜面をそれぞれ、幅が 200m を超える上部、幅が 100m 程度の下部、南部、東部、北部の領域に分割し、標高差分を抽出する (図 6)。これらの差分を斜面崩壊による崩壊深とし、以下の式で崩壊土量の算出を行う。

$$V = \sum A * h \quad (1)$$

ここで、 V は崩壊土量 (m^3)、 A は領域分割された崩壊地の面積 (m^2)、 h は領域の平均崩壊深 (m) である。崩壊土量の算出結果を表 2 に示す。合計の崩壊土量は、 $1.46 \times 10^6 \text{m}^3$ であった。崩壊深は北部を除く区域において、10m 以上が多く見られた。この結果は、ホーキ薙の地形変化過程を明らかにした既往研究との整合性が取れたと言える³⁾。区域ごとの土砂供給の特徴として、上部、南部での土砂供給が活発であることが示された。また、東部は 20m 程度の崩壊深であるが、区域面積が他区域に比べ少ないため、崩壊土量は下部と同程度である。加えて、下部は南部と同程度の区域面積であるが、崩壊土量は南部よりも少ない。これは、上部や南部、東部からの供給土砂が堆積したためだと考えられる。

4. 供給土砂の質的評価

4.1 崩壊源の岩盤の材料特性

ホーキ薙周辺には砂岩泥岩互層が確認できる露頭が数か所存在する。そこで、ホーキ薙から供給される土砂の材料特性の把握を行った。ホーキ薙に隣接する露頭での層理面の走向・傾斜は $\text{N}50^\circ\text{E}35^\circ\text{S}$ であった。北東方向の走向であり、周辺域の四万十帯と一致する。そこで、ホーキ薙上部に位置する露頭を対象に、砂岩泥岩互層における砂岩と泥岩の比率を算出した。図 7 は対象露頭で観察された層理面に対しほぼ平行な方向からの正射投影図である。白色を呈する層が砂岩層、茶色を呈する層が泥岩層であり、砂岩層と泥岩層はリズムカルな互層を示す。このような複数の露頭を撮影し、正射投影図として解析すると、砂岩:泥岩=62.4%:37.6%の比率であった。このことから、泥岩以上に砂岩が多く供給される可能性が示された。また、この画像範囲から砂岩層厚(T)と砂岩層中の節理間隔(S)を測定した (図 9, 図 10)。この結果、層厚

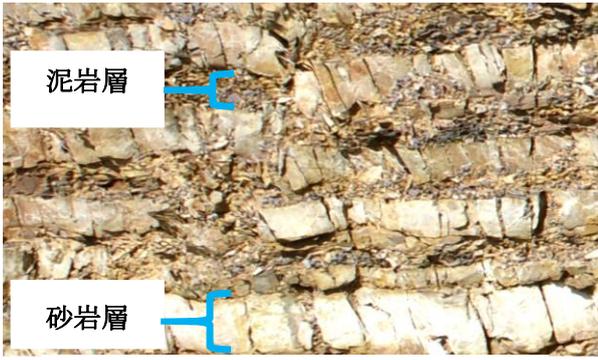


図 7 崩壊地周辺の露頭の正射投影図



図 8 榛原川の河床堆積土砂

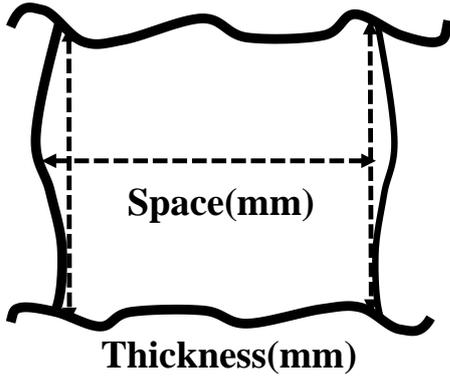


図 9 層厚 (Thickness) と破断間隔 (Space)

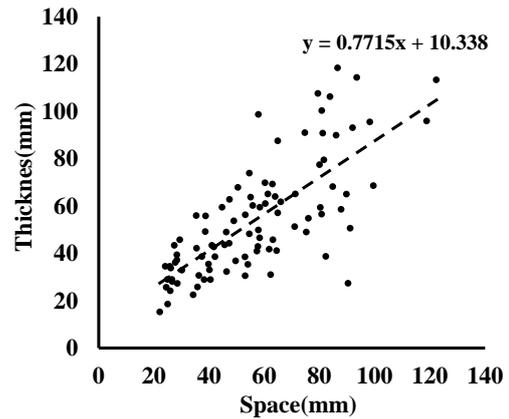


図 10 層厚と破断間隔の関係

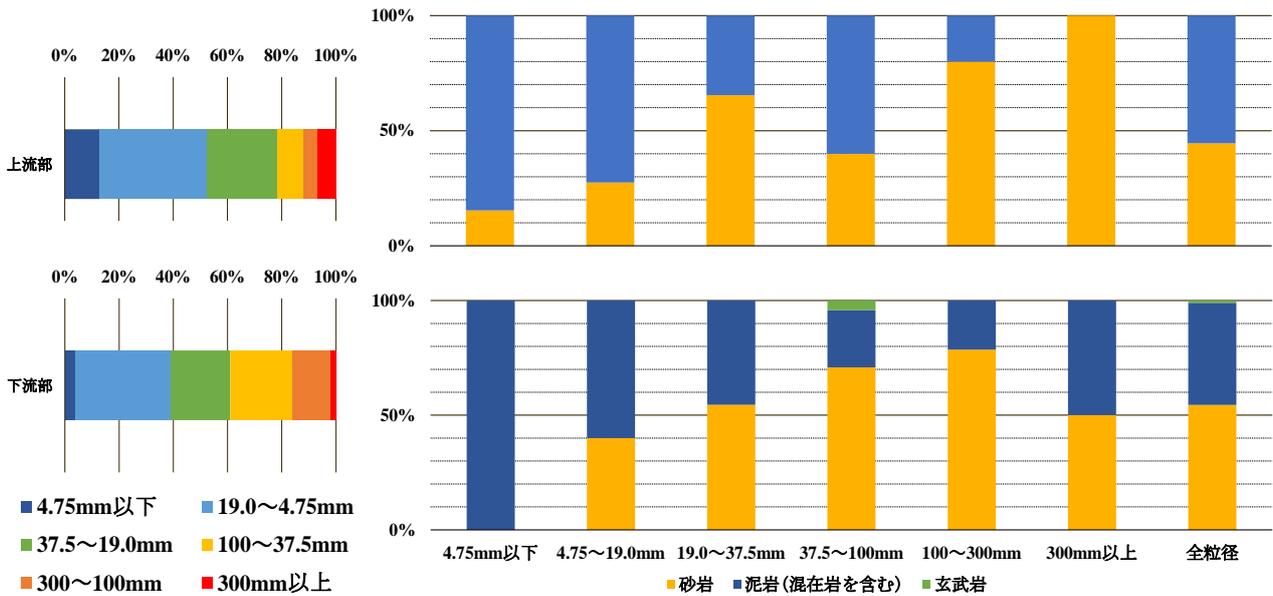


図 11 榛原川河床における粒度分布・岩種割合

と破断間隔はどちらも 20~120mm 程度であった。また、相関係数 $R=0.74$ であり、既往研究⁴⁾と同様、高い正の相関があることが示された

4.2 移送および堆積域の土砂の材料特性

榛原川河床の堆積土砂の粒度分布を、線格子法に基づき、榛原川上流部 (河口 10km 地点)、下流部 (河口 2km 地点) において測定した (図 8)。また、土粒子の色調や構成鉱物サイズを基にした、目視による岩種判定を行った (図 11)。ここで、混在岩の基質は泥岩であり、80~90%を含有

するため、37.5mm 以下では、泥岩と混在岩の判別が困難と考えられる。したがって、混在岩は泥岩として扱うものとする。その結果、河床堆積土砂の岩種は、主に砂岩と泥岩、混在岩が見られた。砂岩と泥岩の土粒子別比率は、下流部・上流部ともに、およそ 19.0~37.5mm で泥岩割合が砂岩割合よりも大きくなっている。また、上流部に堆積する土粒子の最大粒径は 450mm、下流部では 350mm であり、上流部と下流部で変化が見られた。また、粒度分布の変化を表すため 60%粒径 D_{60} を算出した。上流部で $D_{60}=22.1\text{mm}$ 、下流部で $D_{60}=37.1\text{mm}$ で、上流部に比べ下流部が大きい。

表 3 榛原川流域における岩種割合の変化

	砂岩	泥岩（混在岩含む）
崩壊地	42.9	53.5
上流部	44.6	55.5
下流部	54.5	44.6

4.3 材料特性の変化

3章からホーキ薙に露出する砂岩泥岩互層における砂岩層と泥岩層の比率が62.4%:37.6%であった。また2章から崩壊地の砂岩泥岩互層と混在岩の比率が68.8%:27.7%であった。これらを基に、崩壊地から上流部・下流部における砂岩と泥岩の岩種割合を表-3に示す。この表から上流部から下流部にかけて岩種割合が変化していることが示された（表3）。砂岩割合は崩壊地から下流に向かうにつれ増加している。対して泥岩割合は、崩壊地から上流部にかけてはやや上昇するものの、下流部には再度減少している。また、砂岩の粒径変化として、崩壊地の砂岩層からは20mm以上の粒径の土粒子が供給され、河床では19.0~37.5mmを境に砂岩の比率が減少している。

5. 土砂供給過程についての考察

これまでの地形解析や粒度分析、岩種判別を踏まえ、斜面崩壊による土砂供給過程を考察する。崩壊地に存在する土砂の粒径は、20~120mm程度の砂岩が存在する上、砂岩層未満の層厚である泥岩層も存在する。このため、砂岩に比べ小粒径の泥岩も供給されると考えられる。また、ホーキ薙周辺には250mmを超える巨礫も多く存在しており、上流部の河床にも同程度の巨礫が存在したため、大粒径の土砂も斜面崩壊により供給されていると考えられる。また、ホーキ薙の斜面崩壊形態は、深層崩壊であることが示されている。このため、崩壊地からの土砂移動形態として、斜面崩壊が発生した際、崩壊土塊は地すべり等に対し高速で斜面下部まで移動するものと考えられる。ここで、図6を見ると、崩壊深と比べ堆積厚が少ない。このため、斜面崩壊により生産された土塊は、崩壊地下部に堆積する以上に、榛原川河道に多く供給されるものと考えられる。ここで、堆積厚より崩壊深が大きい理由として、崩壊地周辺は急峻な地形であり、斜面末端部よりさらに下流側へ土砂が移動する可能性が考えられるためである（図12）。その後崩壊土砂は、河道をさらに流下し、堆積や流失が発生していると推察される。下流域の土砂供給の形態として、上流部崩壊地由来の砂岩・泥岩が流入するだけでなく、中~下流域に分布する崩壊地から混在岩も流入すると考えられる。このことから、河床堆積土砂の岩種割合は、流域内の砂岩泥岩互層・混在岩といった地質別の土砂供給量にも影響を受ける可能性があると考えられる。そして、粒度分布の特性として、下流部へ流下するにつれ D_{60} が増加することが示されている。理由として、小粒径の泥岩は流下するにつれスレーキングにより細粒化し、多くの土粒子を河川へ流失する一方、大粒径の砂岩は河床に堆積したためだと考えら

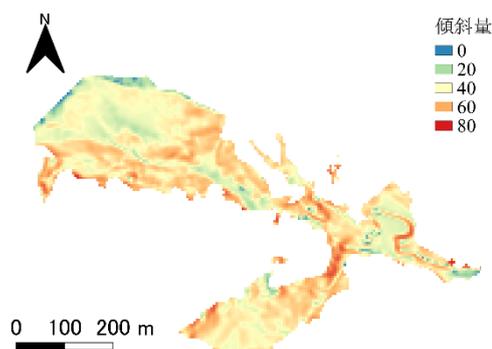


図 12 ホーキ薙の傾斜量図

れる。また、4章で示した粒度分布は、測定された土粒子の個数から作成したものであり、JISで規定される一般的な通過質量百分率を用いた粒度分析とは異なる。このため、土粒子体積と土粒子密度から、重量による粒度分布の作成を行い、粒度分布の精度向上を図る必要がある。下流部の土砂移動形態として、崩壊地から供給された土砂は、19.0mm以上の粒径の砂岩が堆積と移動を繰り返しながら緩慢に大井川へ流出するのに対し、泥岩は2mm以下に細粒化しながら榛原川に流され、砂岩に比べ急速に大井川へ流出するものだと考えられる。

6. まとめと今後の展望

本研究では、大井川水系榛原川における土砂供給過程に関する量的評価・質的評価を行った。はじめに、流域の地質条件として、混在岩・砂岩泥岩互層が広く分布することが示された。また、砂岩泥岩互層の崩壊地が混在岩に比べ、多く存在することが明らかとなった。供給土砂の量的評価として、流域内の大規模崩壊地であるホーキ薙を対象に、航空写真からDSMを取得した。これをDEMと比較したところ、植生の少ない崩壊地においては、DSMを用いた地形解析が可能であることが明らかとなった。そして、2000年代の大崩壊前後の標高差分を取得し、供給土砂量の評価を行った。この結果、崩壊量は $1.46 \times 10^6 \text{m}^3$ であり、領域別崩壊深の平均が11.63mであったことから、ホーキ薙では深層崩壊が発生し多量の土砂が榛原川に供給された可能性が示された。また、供給土砂の質的評価として、崩壊地で土砂供給源となる岩盤の性質把握を行った。20mm~120mm程度の層厚の砂岩層と、それより薄い泥岩層で構成されており、砂岩層における層厚と破断間隔に相関関係が見られた。したがって、これらと同程度の粒径の土粒子が榛原川へ供給される可能性が示された。また、河床において移送・堆積された土砂を対象に、線格子法による粒度分析・岩種判別を行った。この結果、粒径・岩種割合ともに、空間的な変化が見られた。岩種割合では、榛原川を流下するにつれ、砂岩の比率が増加し、泥岩・混在岩の比率が減少した。これは、泥岩の細粒化による影響と考えられるが、粒度分布の取得方法の再検討も行い、妥当性を確認する必要もあると考えられる。そして、これらの分析から、土砂供給過程の考察を行い、榛原川流域では、深

層崩壊による土砂供給が発生しており、急峻な地形から河道へ多量の土砂が流入することが推察された。また、砂岩と泥岩では、大井川への土砂流出の形態が異なることも推察された。

今後の展望として、量的評価では、榛原川流域内においてホーキ蘿以外に対象崩壊地を増やし、榛原川流域における斜面崩壊による全供給土砂量の算出を行っていく。さらに、混在岩・砂岩泥岩互層・砂岩など地質別でも算出を行い、地質の違いが土砂供給量に与える影響を推察する。また、傾斜角や起伏量により、地形が土砂供給量に与える影響の推察を行っていく。質的評価については、河床土砂の重量を算出した上で、重量を用いた粒度分布を作成する。

参 考 文 献

- 1) 山野井一輝, 藤田正治: 土砂生産・土砂供給・土砂輸送堆積統合型モデルの開発と山地流域への適用, 土木学会論文集 B1, Vol.70, No.4, pp.925-930, 2014
- 2) 中西隆之介, 三谷泰浩, 池見洋明: 地質による河川支流からの砂・細粒分の土砂流出比率の評価に関する研究, 第8回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp.157-162, 2016.9
- 3) 大丸裕武, 黒川潮, 村上亘, 松浦純生: 多時期地理情報からみた千頭地域の深層崩壊発生斜面の地形的特徴, 日本地すべり学会誌, 50巻1号, 2013
- 4) Bai, T., D.D.Pollard, D., Gao, H.(2000), Explanation for fracture spacing in layered materials, nature, Vol.403, pp.753-756.

また、河床調査のデータを増やし、岩種割合と地質面積・土砂供給量の関係を明らかにしていく。地質を考慮した土砂供給特性を明らかにすることにより、大井川水系における地質や地形を考慮した効率的な土砂管理にも寄与できると考えられる。

謝辞

この研究は国土交通省河川砂防技術研究開発公募地域課題分野(河川)「大井川流砂系土砂管理に向けた支川土砂流入量評価方法の提案」(代表: 溝口敦子)の一部として行いました。

セメント添加・カルシウム溶脱による鋭敏粘性土供試体作製の試み
(Experimental approach to artificially produce sensitive clayey specimen by cement adding
and calcium leaching)

古市実希¹, 中井健太郎², 野田利弘³

- 1 名古屋大学大学院・工学研究科・furuichi.miki@a.mbox.nagoya-u.ac.jp
- 2 名古屋大学大学院・工学研究科
- 3 名古屋大学大学院・工学研究科

概 要

堆積状態のばらつき、サンプリング時の乱れや採取コストの問題等から、自然堆積した軟弱粘性土を用いて多量の実験を行うことは難しい。そこで本研究では、海成粘土の堆積過程に着目し、「セメント添加」、「カルシウム溶脱」をおこなうことで、自然堆積した軟弱粘性土と同等の特徴を有する供試体の作製を試みた。結果として、1) 液性指数が大きい高含水比・高鋭敏比状態、2) 高い圧縮性、3) せん断中のひずみ軟化挙動、といった点において、軟弱粘性土特有の特徴を再現できることを確認した。また、本研究で作製した供試体は北欧などに分布するクイックレイと類似していることがわかった。そのため、これらの比較をおこない、類似点・相違点について考察した。

キーワード：軟弱粘性土，鋭敏，セメンテーション，溶脱，クイックレイ

1. はじめに

日本は、山岳地や丘陵地が多く、国土の約 3/4 を占めている。そのため、総面積の 10% にすぎない沖積平野に人口の 50%、資産の 75% が集中している。沖積平野は、第 4 紀の沖積世に堆積した未固結の層（沖積層）から構成されているが、このうち後背湿地や三角州、低湿地などの地形では、海成または陸成の粘土や有機質土など、軟らかい層が厚く堆積していることが多く、軟弱地盤と呼ばれる。軟弱地盤上には人為的に重い構造物を造らないことがよいが、国土の狭い日本では、必然的に用地的・環境的側面から、軟弱地盤上への建設も余儀なくされ、地盤工学的問題を生じることもしばしばある。例えば図 1 は、軟弱地盤である常磐自動車道神田地区での盛土工における沈下量～時間関係である。供用開始後しばらくして、本来は消散する一方であるはずの過剰間隙水圧が逆に上昇し、いったんは収束に向かった沈下が加速化したり、新たな過剰水圧の湧き出し・消散のために沈下が長期化したりする。また、大きな残留沈下が生じた結果、建設当初の一次元圧密理論に基づく予測をはるかに上回る沈下が発生した箇所も存在した。このような残留沈下を生じた現場は日本全国に存在しているが、Inagaki et al.²⁾ は、長期沈下を生じ得る軟弱地盤の簡易判定法として、鋭敏比 S_r が 8.0 以上、圧縮指数比 C_c/C_{c0} が 1.5 以上の鋭敏粘性土と述べている。このような長期圧密挙動が問題となっている類似の軟弱粘性土

地盤は、中国の上海粘土、タイのバンコク粘土、カナダのルイズヴィル粘土など、日本国内に限らず海外にも多く存在する。一方、北欧やカナダ、ロシア、アラスカに目を向けると、クイックレイと呼ばれる超鋭敏な粘性土（鋭敏比が 500 を超えるという報告もある³⁾）が存在する。クイックレイは繰り返しの強度低下が著しい特徴を有するため、河川浸食、土木工事による荷重や振動、あるいは豪雨に伴う地滑りによって、数多くの甚大な被害が発生している⁴⁾など。

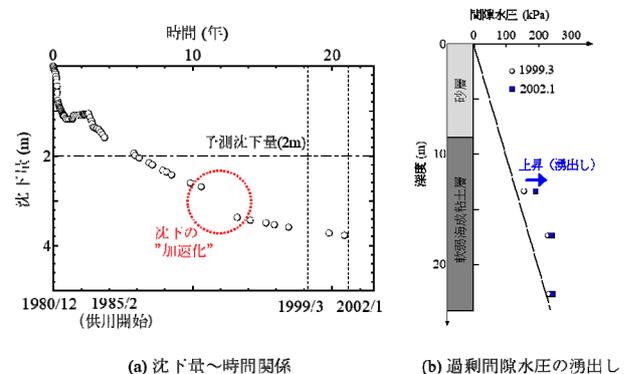


図 1 盛土工に伴う軟弱地盤の長期圧密沈下現象

上記の粘性土に共通する特徴として「高含水比」かつ「鋭敏」な状態にあったことが挙げられる。種々の地盤工学的

課題に対処するためには、現地に堆積する軟弱粘性土の力学特性を正確に把握することが重要であり、その実現のためには、自然堆積状態のまま乱さず採取した不攪乱試料を用いて、各種計測および系統的な実験を行うことが求められる。しかし、堆積時の元々のばらつき、サンプリング時の乱れや採取コストの問題等の制約から、自然堆積時と同じ状態で同質な供試体を数多く準備することは難しい。そこで、本研究では自然堆積した軟弱粘性土と同等の特徴を有する供試体を人工的に作製することを試みた。

本研究では作製にあたり、軟弱粘性土の代表的なものである海成粘土の形成過程に着目した。海成粘土は、細粒土が海水の中に流入して堆積することで形成された間隙の大きな堆積土である。また海底地盤では、プランクトンの遺骸などからなる炭酸カルシウム等による化学的結合が進展し、炭酸カルシウム含有率の増加とともに固結化が進む。そのため、海底から生じた地盤であればカルシウムを多く含んだ土であるため、セメンテーション作用が働くことが考えられる。さらに長い年月の中で海底地盤は海進・海退作用や地盤隆起によって陸化し、地盤中を地下水がゆっくり流動することで間隙内の塩分やカルシウムが溶脱される。溶脱によってせん断強度が低下し、鋭敏で軟弱な粘土が形成されている。以上より、「セメンテーション」と「溶脱」が軟弱粘性土形成の重要なポイントと考える。これら2つの作用を室内で再現することで、自然堆積した軟弱粘性土と同等の特徴を有する供試体を作製する。しかしながら、これら2つの作用は自然界の中では非常に長い年月をかけて進行するものである。そのため、反応を促進するため、「セメント添加による固化」と「硝酸アンモニウム水溶液によるカルシウム溶脱」を行うことで、短時間での供試体作製を試みた。本報では、セメントを添加し、カルシウム溶脱を行った供試体の物理・力学特性について示すとともに、その特徴を実際の粘性土と比較した（本報ではクイックレイとの比較を実施）。

2. 供試体作製方法

本研究では、セメント添加した粘性土供試体を硝酸アンモニウム水溶液に浸漬し、カルシウム溶脱させることで軟弱粘性土供試体の作製を試みた。以下に供試体作製手順を示す。本研究で用いた粘土試料は、京浅黄土である。なお、京浅黄土の物理特性は表1に示す通りである。

- 1) 含水比が75%（液性限界の1.5倍）、セメント添加率が乾燥質量比で5%となるように、粘土試料・蒸留水・セメントの質量を計測する。後に、粉末のセメントに蒸留水を加えてセメントペーストにするため、少量の蒸留水を別で分けておく。
- 2) 粘土試料に蒸留水を加え、しっかりと攪拌する。
- 3) 粉末の早強ポルトランドセメントと少量の蒸留水をよく混ぜ、2)で攪拌した粘土試料に投入し、さらに攪拌を行う。セメントと蒸留水を混ぜ始めてから10分経過した時点で攪拌を終了する。

- 4) 攪拌が終わったら、試料をプラスチックモールドに投入する。このとき、振動を与えることで空気を抜きながら投入する。
- 5) 投入後3時間経過したら、ブリーディングによって上昇してきた水をヘラで取り除き、表面を平らに整える。
- 6) 乾燥を防ぐため水中で養生を行う。2週間の養生でせん断強度はほぼ収束するため、2週間以上養生した供試体を使用する。
- 7) 供試体をモールドから取り出した後、0.5mol/lの硝酸アンモニウム水溶液に1週間以上浸漬させる（1週間の浸漬によって、内部のPH値は均質となり、カルシウム溶脱が供試体内部にまで行きわたる（図2））。

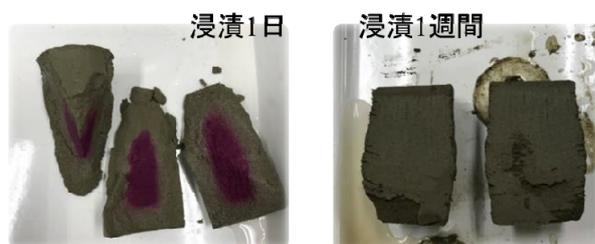


図2 フェノールフタレインによる溶脱の確認

このように作製した供試体に対して、各種物理試験および力学試験を実施した。なお、ここで言う溶脱現象とは、セメントの水和反応の過程で生成したCH（水酸化カルシウム）とCSH（カルシウムシリケート水和物）中のカルシウムイオンが、水溶液とセメント表面付近の濃度平衡によってカルシウムの濃度の低い水溶液中へ溶け出すことであり、式(1)、式(2)のように化学反応が進む。三浦ら⁵⁾はカルシウム溶脱によって、セメントペーストやモルタルが強度低下を示すことを示している。また、青山ら⁶⁾は、硝酸アンモニウム水溶液を用いると純水に浸漬させる場合の100~300倍速く溶脱が促進されることを示している。なお、硝酸アンモニウム水溶液を使用する場合、式(2)中に示される水和生成物Ca(NO₃)₂は潮解性が非常に高く水に溶けやすい特徴を有するため、供試体に結晶として付着して残らないという利点もある。

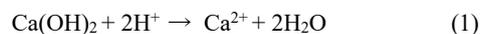


表1 供試体作製に用いた母材（京浅黄土）の物理特性

土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.70
液性限界 w_L (%)	45.8
塑性限界 w_p (%)	25.4
細粒分含有率 (%)	95.0
粘土分含有率 (%)	46.5
10%粒径 D_{10} (mm)	0.001
20%粒径 D_{20} (mm)	0.003
50%粒径 D_{50} (mm)	0.013

3. 作製した供試体の基本的特徴

カルシウム溶脱の有無による物理試験結果を表 2 に、粒度分布を図 3 に示す。自然含水比とは供試体作製時の含水比であり、物理試験は一度作製した供試体を練り返してから実施した。カルシウム溶脱によって土粒子密度に変化はないが（ここでは、水和生成物は土粒子として計算）、液性限界が減少していることがわかる。特徴的なのは、カルシウム溶脱によって自然含水比が増加しており、液性限界の減少と相まって、液性指数が 4.0 以上と非常に高含水比状態の供試体となる点である。また、カルシウム溶脱によって 0.002mm~0.02mm 付近の質量百分率が減少しているが、この粒度分布変化については今後もう少し詳細に検討していく必要があると考えている。

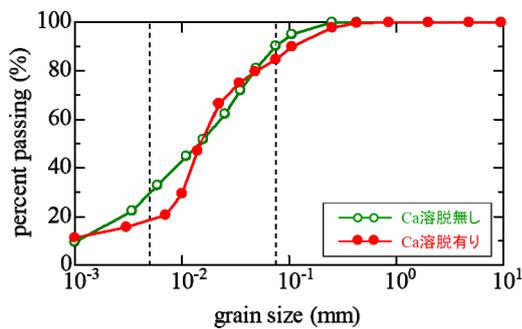


図 3 カルシウム溶脱による粒度分布の変化

表 2 カルシウム溶脱による物理特性の変化

	Ca 溶脱無	Ca 溶脱有
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.77	2.76
液性限界 w_L (%)	53.2	42.8
塑性限界 w_p (%)	30.2	30.8
塑性指数 I_p	23.0	12.0
自然含水比 w_n (%)	70.4	80.6
液性指数 I_L	1.75	4.15

一軸圧縮試験結果を図 4 に示す。ここでは、硝酸アンモニウム水溶液の濃度を 0.2, 0.5, 1.0 mol/l と 3 通りで実施している。カルシウム溶脱によって、一軸強度および初期剛性が著しく低下していることがわかる。一方で、溶液濃度による違いは見られない。このことは、十分な時間浸漬させることで、カルシウム溶脱の程度は溶液濃度によらず同程度に起こることがわかる。続いて、鋭敏比を測定するために、練返し試料の一軸圧縮試験を実施しようと試みたが、図 5 に示すように、供試体を手で捏ねると容易にスラリー状へと変化してしまい、練返し供試体を作製して、一軸圧縮強度を求めることはできなかった。練返しせん断強度を求めることはできなかったが、その値はほぼ 0 に等しく、非常に鋭敏な供試体であることがわかる。

以上の結果から、セメント固化後にカルシウム溶脱して作製した供試体は、非常に鋭敏で多くの水分を保持できる構造を持っていると考えられる。

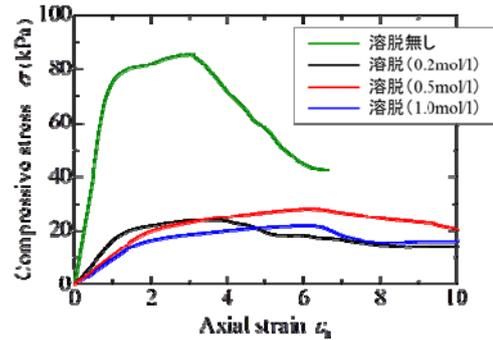


図 4 一軸圧縮試験結果

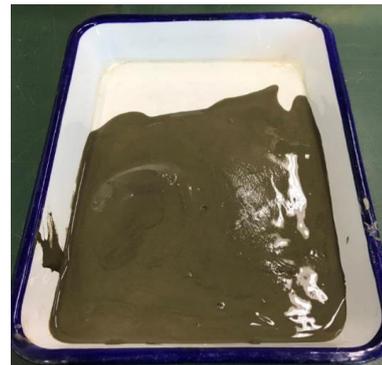


図 5 供試体の振動に伴う流動化

4. 力学試験結果

ここでは、セメント添加・カルシウム溶脱によって作成した供試体の力学特性を把握するために、標準圧密試験および側圧一定の非排水三軸圧縮試験を実施した。

4.1 標準圧密試験

カルシウム溶脱前後の供試体を用いた実施した標準圧密試験結果を図 6 に示す。

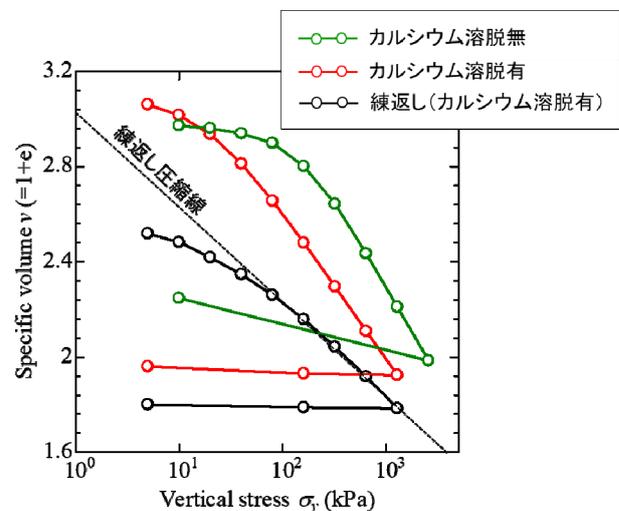


図 6 標準圧密試験結果

試験結果から、高い圧縮性は保ったまま、カルシウム溶脱に伴う若干の比体積の増加に加えて、圧密降伏圧力が小さくなっていることがわかる。同図には、カルシウム溶脱した試料を捏ね繰り返して作製した練返し試料の標準圧密試験結果および、同試験結果から求めた練返し正規圧密線も併記している。カルシウム溶脱供試体は同練返し正規圧密線に対して、同じ鉛直応力下で大きな比体積を有する「嵩張った」状態にあり、鉛直応力の増加とともに練返し正規圧密線に漸近していく様子がうかがえる。この嵩張りを持った高い圧縮性は軟弱粘性土の特徴としてよく知られている⁷⁾。

4.2 非排水三軸圧縮試験

カルシウム溶脱前後の供試体を用いた実施した側圧一定非排水三軸圧縮試験結果を図7に示す。等方圧密圧力30kPaと100kPaで24hr等方圧密した後、軸ひずみ速度0.014mm/minで非排水せん断した。

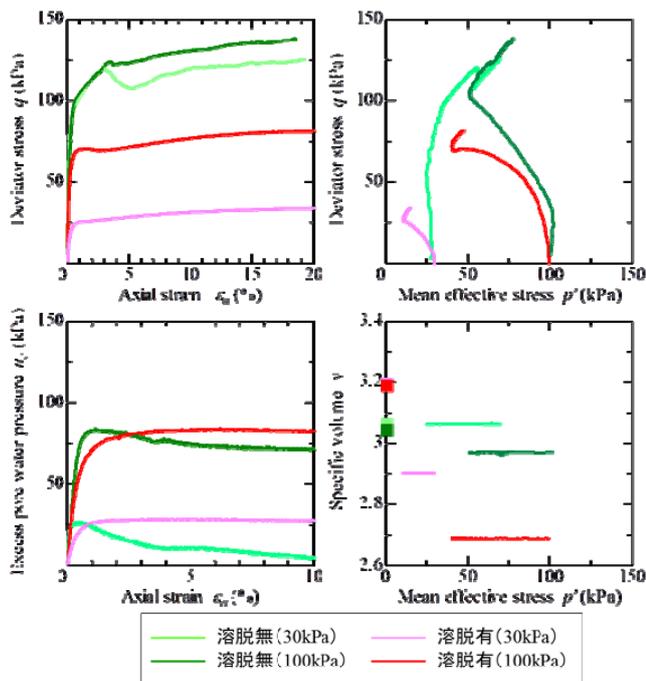


図7 非排水三軸圧縮試験結果

カルシウム溶脱によって、過圧密土的せん断挙動が正規圧密土的せん断挙動に変化するとともに、非排水せん断強度が著しく減少する。また、カルシウム溶脱無しの場合(セメントを添加しただけ)、応力-ひずみ曲線はガタついて脆性的な挙動を示すが、カルシウム溶脱した場合は滑らかな曲線を描く。せん断中の供試体の変形の様子を見てみると、溶脱無しの場合は軸ひずみ3~5%で供試体を縦に貫くクラック/せん断面が入ってしまうが、溶脱有りの場合は樽型に変形し、延性的な挙動を示していた。軟弱粘性土の非排水せん断挙動としては、正規圧密状態における「拌み挙動 (p' 減少を伴う q の増加の後、 p' 減少を伴う q の減

少)」、過圧密状態における「巻き返し挙動 (p' 増加を伴う q の増加の後、 p' 減少を伴う q の減少)」を示すことがよく知られている⁸⁾。有効応力パスに目を向けると、カルシウム溶脱した供試体は、若干ではあるが、滑らかな軟化挙動(過剰間隙水圧変化を伴う p' 減少を伴う q の減少)を示している。

5. 実際の粘性土(クイックレイ)との比較

本研究で作製した供試体の物理特性・力学特性を見ると、鋭敏比が非常に大きく流動性を有しており、北欧やカナダに広く堆積するクイックレイの性質と類似していることがわかってきた。そこで、本章では、実際のクイックレイの物理・力学特性に関する既往研究^{3), 9), 10)}などをレビューし、本研究で作成した供試体と比較する。

ここでは、A. Gylland et al.³⁾によるノルウェーの Tiller に堆積するクイックレイの調査・室内試験結果を紹介するが、この特徴は他のクイックレイとも共通する。

5.1 鋭敏比

図8はクイックレイ、Tiller Clayが堆積する地盤における各諸量の深度方向分布である。NFG(ノルウェー地盤工学会)¹¹⁾によると、鋭敏比 S_r が30以上、練返しせん断強度が0.5 kPa以下の粘土をクイックレイと定義している。練返しせん断強度はフォールコン試験(先端角度60度、質量60g)で20mm貫入した時の値として求めるのが一般的である。図8を見ると、地表から8mまでは練返しせん断強度が大きく非鋭敏粘性土であるが、8m以深は上記条件を満足した鋭敏な状態にあり、クイックレイであることがわかる。なお、図中には深度ごとの塩分濃度も示している。Rosenqvist¹²⁾らによるとクイックレイの形成は海性粘土の塩分が溶脱することによると述べられていたが、近年では塩分溶脱よりも、間隙水に含まれる陽イオンのイオン組成の影響の方が大きいともいわれている⁹⁾。実際に図8を見ると、浅部・深部に関わらず、塩分濃度に違いは見られない。

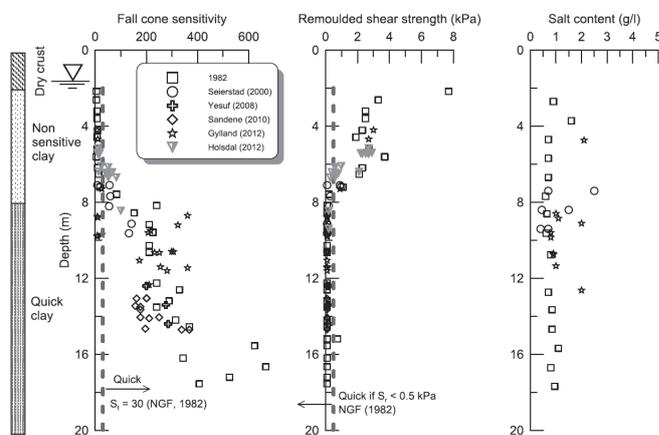


図8 Tiller Clayの鋭敏比分布³⁾

上記クイッククレイの特徴と本研究で作成した供試体の特徴と比較する。今回は真水を使用して供試体を作製したため塩分濃度に関しては比較できないが、液性指数 $I_L = 4.15$ と高含水比状態であること、繰返しせん断強度が測定できないほど小さい点において、よく似ている。

5.2 物理特性

Tiller Clay の粒度分布を調査した結果をエラー! 参照元が見つかりません。9 に示す。平均して粘土含有率は 38%、シルト含有率は 62% であることがわかっている。クイッククレイは、粒度分布によると粘土に分類されるものの、シルトの含有率が大きいと言われている。続いて、クイッククレイの塑性分類図および Tiller Clay のコンシステンシー特性分布図を図 10 と図 11 に示す。クイッククレイは、液性限界 w_L 、塑性指数 I_p とともに小さく、地盤工学的には CL (低液性限界の粘土) に分類される。また、液性指数 I_L は 4 程度と非常に大きく、高含水比状態で堆積していることもわかる。続いて、式(3)で示す活性度 A について確認する。A. Gylland et al.³⁾ によると、Tiller clay の活性度は 0.75 以下で不活性粘土に分類される。また、Karin Rankka ら⁹⁾ によると、クイッククレイの活性度は通常 0.5 以下であると述べられている。一般に、粘土分の含有量が多い土ほど液性限界 w_L は大きくて塑性を示す含水比の範囲、すなわち塑性指数 I_p も大きくなる。ただし、粘土分の含有量が同じでも、電気的な性質の活発なスメクタイト等の膨潤性粘土鉱物の含有量が多い土ほど I_p が大きくなる。そのため、クイッククレイは非膨潤性鉱物を中心とする粘性土であることがわかった。

$$A = \text{塑性指数 } I_p / 2\mu\text{m 未満の粘土分含有量}(\%) \quad (3)$$

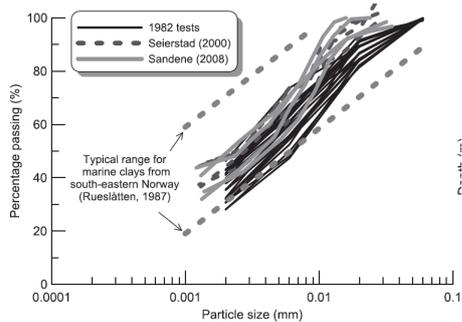


図 9 クイッククレイの粒径加積曲線³⁾

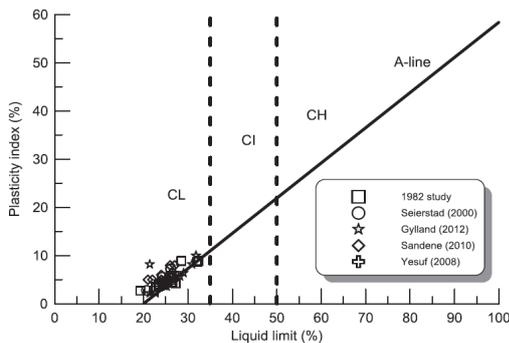


図 10 クイッククレイの塑性図³⁾

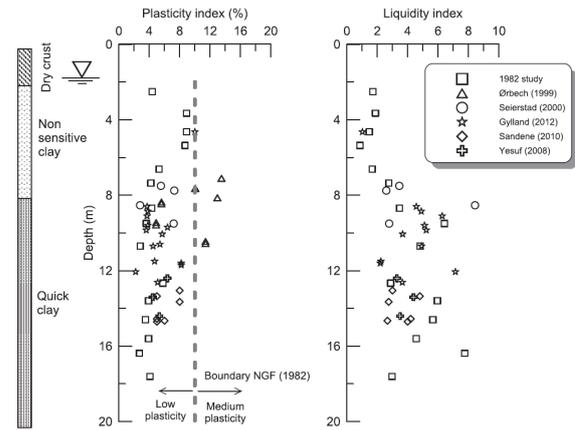


図 11 Tiller Clay のコンシステンシー特性分布³⁾

本研究で作成した供試体の特徴と比較すると、カルシウム溶脱した供試体の粒度分布はシルトが卓越している点、塑性指数 $I_p = 12.0\%$ と塑性範囲が狭い点、液性指数 $I_L = 4.15$ と高含水比状態にある点においてクイッククレイの特徴と類似する。しかしながら、液性限界 $w_L = 42.8$ と図 10 と比べると大きめであること、表 2 から計算した活性度 A は 0.8 となり、活性度がやや大きめである点は異なる。本研究の母材として用いた京浅黄土の X 線回折を行ったところ、膨潤性鉱物スメクタイトの含有量は「中程度」と計測されたため、クイッククレイ供試体の再現のためには母材を変える必要があることが示唆された。母材の選定については、今後の展望として最後に述べる。

5.3 圧縮特性

Tiller Clay 地盤からクイッククレイの不攪乱試料を採取して実施した定ひずみ速度 (CRS) 圧密試験結果を図 12 に示す。圧密圧力が圧密降伏応力 σ_{v0} を超えると、圧密係数 c_v が急変して高い圧縮性を示している。逆 S 字の嵩張った圧縮挙動を示す点において、図 6 で示した本研究で作成した供試体の圧縮挙動は類似することがわかる。

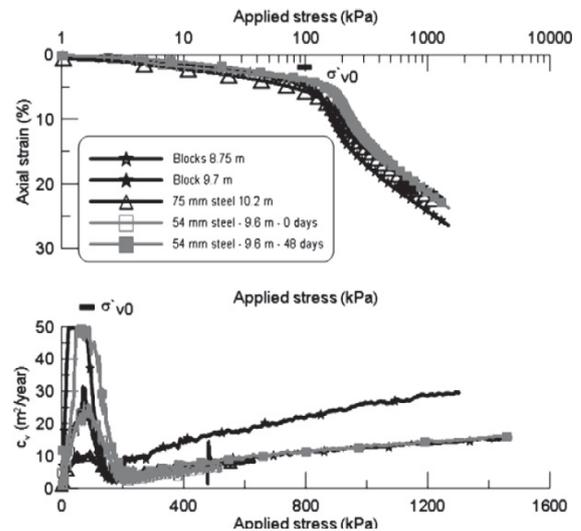


図 12 Tiller Clay の低ひずみ速度圧密試験 (CRS)³⁾

5.4 せん断特性

不攪乱試料を用いた等方圧密非排水圧縮（CIUC）試験結果を図13に示す。A. Gylland et al.³⁾によると、Tiller Clayは疑似過圧密効果によってOCR=2程度の若干過圧密状態となっていると述べられている。実際に非排水せん断挙動を見ると、せん断初期に p' がほとんど変化せずに立ち上がる挙動を示し、若干過圧密状態にあることがわかる。間隙水圧は滑らかに上昇しながら、せん断応力は明確なピークを示し、著しいひずみ軟化挙動を示す。本研究で作成した供試体では、セメント添加のみによる脆性的挙動が、カルシウム溶脱によって延性的な挙動に変化したものの、図13のような明確なひずみ軟化挙動は示さなかった。この際については、母材の選定も含めて、今後の検討としたい。

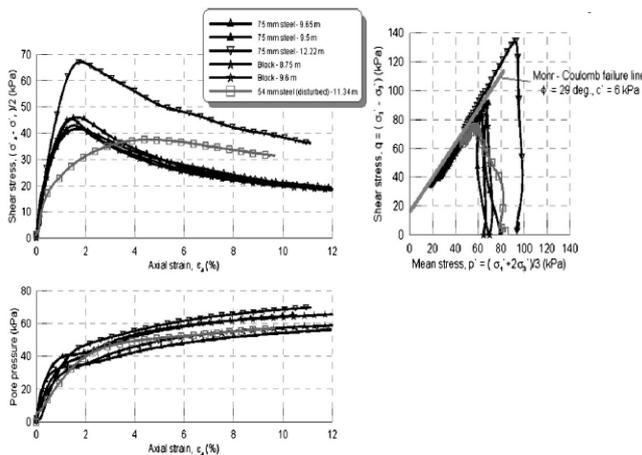


図13 Tiller Clayの等方圧密比排水せん断試験（CIUC）³⁾

6. まとめ

海成粘土の形成過程に着目し、「セメント添加」、「カルシウム溶脱」をおこなうことで、自然堆積した軟弱粘性土と同等の特徴を有する供試体の作製を試みた。結果として、液性指数 I_L が大きく、非常に鋭敏な供試体を作製することができた。また、標準圧密試験では、嵩張った挙動を再現することができた。さらに、非排水三軸試験では、わずかではあったものの軟化挙動を再現することができた。

本研究で作成した供試体をクイックレイ Tiller Clayの特徴と比較したところ、液性限界が大きめである点やせん断試験において明確なひずみ軟化挙動を示さないなどの相違点あるものの、高含水比で鋭敏な供試体という点に置いては、クイックレイと類似の供試体を作製したことが分かった。

今後の展望として、母材や供試体の作製方法を変更して軟弱粘性土の再現を試みる。つまり、表3に示すように、鉱物組成や物理特性の異なる母材を用いる。クイックレイの性質を再現するには、膨潤性鉱物であるスメクタイトを含まず、液性限界の小さい粘土③が、一方、常磐粘土のような日本に多く堆積する軟弱粘土の再現には、粘土含有率が大きく膨潤性鉱物スメクタイトを多く含む粘土①

が適していると考えられる。また、軟弱粘性土は、海成粘土が起源である場合が多い。そのため、供試体作製時に塩水を用いることも検討する。母材や作製方法を変化させることで、様々な地域に堆積する軟弱粘性土を再現することが目標である。それによって、再現性の高い供試体を用いて系統的な実験が行えるばかりでなく、軟弱粘性土地盤を対象とした模型実験の実施にもつながると考えている。

表3 各種粘土試料の鉱物組成と物理特性

	京浅黄土	粘土①	粘土②	粘土③
スメクタイト	中	中	多	—
雲母	中	中	少	中
カオリナイト	多	多	少	多
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.70	2.68	2.56	2.64
液性限界 w_L (%)	45.8	56.4	93.8	34.1
塑性限界 w_p (%)	25.4	23.7	28.8	18.9
塑性指数 I_p	20.4	32.7	65.0	15.2
細粒分含有率(%)	95.0	98.2	96.3	99.6
粘土分含有率(%)	46.5	87.2	61.8	67.9

参考文献

- 1) Noda, T., Asaoka, A., Nakano, M., Yamada, E. and Tashiro, M.: Progressive consolidation settlement of naturally deposited clayey soil under embankment loading, Soils and Foundations, Vol.45, No.5, pp. 39-51, 2015.
- 2) Inadaki, M., Nakano, M., Noda, T., Tashiro, M. and Asaoka, A.: Proposal of a simple method for judging naturally deposited clay grounds exhibiting large long-term settlement due to embankment loading, Soils and Foundations, Vol.50, No.1, pp.109-122, 2010.
- 3) A. Gylland, M. Long, A. Emdal, R. Sandven: Characterisation and engineering properties of Tiller clay, Engineering Geology Vol.164, pp. 86-100, 2013.
- 4) O. Gregersen: The quick clay landslide in Rissa, Norway. The sliding process and discussion of failure modes, Norwegian Geotechnical Institute Publication, No.135, pp.1-6, 1981.
- 5) 三浦泰人, 佐藤靖彦: NaCl溶液に浸漬したセメントペーストおよびモルタルの引張り軟化特性評価, コンクリート工学論文集, Vol.21, No.3, pp.77-86, 2010.
- 6) 青山琢人, 胡桃澤清文, 名和豊春, 村上祐翔: カルシウム溶脱を考慮したセメント硬化体の物質移動予測モデルの構築, セメント・コンクリート論文集, Vol.66, No.1, pp.311-318, 2012.
- 7) Nakano, M., Nakai, K., Noda, T. and Asaoka, A.: Simulation of shear and one-dimensional compression behavior of naturally deposited clays by Super/subloading Yield Surface Cam-clay model, Soils and Foundations, Vol.45, No.1, pp.141-151, 2015.
- 8) Nakano, M., Nakai, K. and Asaoka, A.: A description of mechanical behavior of clay and sand based on evolutions of soil structure and overconsolidation, ASCE Geotechnical Special Publication No.143, Geomechanics: Testing Modeling and Simulation, pp.136-153, 2003.
- 9) Karin Rankka, Yvonne Andersson-Skold, Carina Hulten, Rolf Larsson, Virginie Leroux, Torleif Dahlin: Quick clay in Sweden, Swedish Geotechnical Institute, Report No.65, 2004.
- 10) TE Helle, RN Bryntesen, H Amundsen, A Emdal and S Nordal: Laboratory setup to evaluate the improvement of geotechnical properties from potassium chloride saturation of a quick clay from Dragvoll, Norway, Proceeding of GEO-Quebec, 2015.
- 11) NGF Norsk Geoteknisk Forening: Veiledning for provetaking, 1982.
- 12) Rosenqvist, I. T.: Considerations on the sensitivity of Norwegian quick clays, Geotechnique, Vol.3, pp.195-200, 1953.

ジオテキスタイルで補強された盛土の盛土全体系を
考慮した耐震メカニズムの数値解析的検討

Numerical analysis of aseismic mechanism considering the entire embankment system
of the geotextile-reinforced embankment

酒井崇之¹, 中野正樹²

1 名古屋大学・大学院工学研究科・t-sakai@civil.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学・大学院工学研究科

概 要

補強土は、阪神淡路大震災や、東日本大震災においても、高い耐震性を有したことが明らかになっている。一方、補強土の力学的挙動については、造成された地盤や、補強土の周りの構造物などの影響を考慮することも重要である。そこで、本研究では、ジオテキスタイル補強土や石灰改良土など、様々な材料を含んだ盛土に対して地震応答解析を実施した。特に盛土の大部分を占める石灰改良土の状態をいくつか変えて解析を実施した。その結果、仮に補強土の状態を同じであっても、地震により石灰改良土が変形をするか否かで、補強土の挙動も大きく変化する。その理由として、石灰改良土が変形することにより、補強土を背面から押し出すため、ジオテキスタイルに発生する張力が小さくなってしまったことが挙げられる。

キーワード：ジオテキスタイル補強土、石灰改良土、盛土、地震応答解析

1. はじめに

補強土については、阪神淡路大震災や、東日本大震災においても、高い耐震性を有したことが明らかになっている¹⁾²⁾³⁾。一方、補強土の力学挙動については、補強土以外の部分の挙動の影響を考慮することも重要である。例えば、Chaiら(2002)は、ジオテキスタイルを施工することで、盛土直下の地盤に軸差応力が低下し、安定性が向上することを示した⁴⁾。Benmebarekら(2015)は、局所的に弱い部分がある地盤に対して補強土盛土をした場合について数値解析に挙動を明らかにした⁵⁾。しかし、地震応答解析については、比較的シンプルな形の盛土が多く、全体系を考慮した検討は少ない。

本研究では、図1が示す通り、補強土だけではなく、石灰改良土や、押え盛土など、様々な材料からなる盛土に対して、地震応答解析を実施する。この際、石灰改良土の強度を変化させて、地震応答解析を実施し、盛土全体系としての耐震性の検証を行い、補強土以外の部分の変形が補強土の耐震性に及ぼす影響について調べた。なお、解析には土骨格の構成式にSYS Cam-clay model⁶⁾を搭載した水～土連成有限変形解析プログラムGEOASIA⁷⁾を用いた。

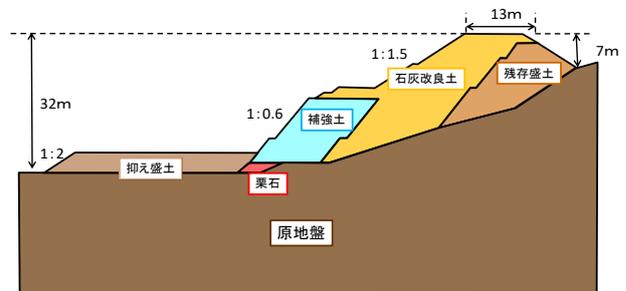


図1 解析対象

2. 数値モデルに関する説明

本解析で対象としている盛土は、盛土高さ32m、天端幅13mであり、図1に示すように5種類の材料からなる。表1と表2には、解析で用いた材料定数および初期値を示す。材料定数の決定方法については、既往の研究を参照された。ジオテキスタイルを用いた補強土エリアは図2の水色の部分に対応する。補強土の最大乾燥密度は2.09g/cm³、最適含水比は8.9%である。これらの材料を締固め度90%で施工したことを想定した。補強土エリア背後の盛土の大部分には崩壊土砂を石灰で改良した石灰改良土を用いている。石灰改良土については、本研究においては、石灰の添加率の違う2つのケースで解析した。ケース1については、石灰の添加率が乾燥質量比で約3%のケースである。一方、ケース2については、ケース1よりは石灰の添加率

が低いケースとなる。SYS Cam-clay model においては、添加率の違いを、骨格構造の発達の程度で表現可能である⁸⁾。具体的には、構造の程度を小さくした。図2にこれらの材料を拘束圧 100kPa で非排水せん断したときの SYS Cam-clay model の応答を示す。両者のピーク強度が大きく異なることがわかる。他の材料については、それぞれ室内試験を実施して、SYS Cam-clay model により室内試験結果を再現することにより決定した。

表 2.1 材料定数

材料名				
		抑え盛土 原地盤 残存盛土	石灰改良	補強土
弾塑性パラメータ				
圧縮指数	$\tilde{\lambda}$	0.098	0.098	0.040
膨潤指数	$\tilde{\kappa}$	0.030	0.030	0.002
限界状態定数	M	1.400	1.400	1.750
NCL の切片	N	2.090	2.090	1.440
ポアソン比	ν	0.300	0.300	0.200
発展則パラメータ				
正規圧密土化指数	m	1.700	1.700	5.000
構造劣化指数	a	0.300	0.500	10.00
	b	1.000	1.000	1.000
	c	1.000	1.000	1.000
塑性指数	c_s	0.100	0.100	1.000
回転硬化指数	b_r	0.300	0.300	0.001
回転硬化限界定数	m_b	0.500	0.500	0.500

表 2.2 初期値

材料名	構造の程度 $1/R^*_0$	比体積 v_0	応力比 η_0	異方性 ζ_0
抑え盛土	4.00	2.250	0.00	0.00
石灰改良土(ケース1)	220	2.367	0.00	0.00
石灰改良土(ケース2)	70	2.367	0.00	0.00
原地盤	1.20	1.600	0.54	0.54
残存盛土	7.50	2.140	0.54	0.54
補強土	1.10	1.428	0.00	0.00

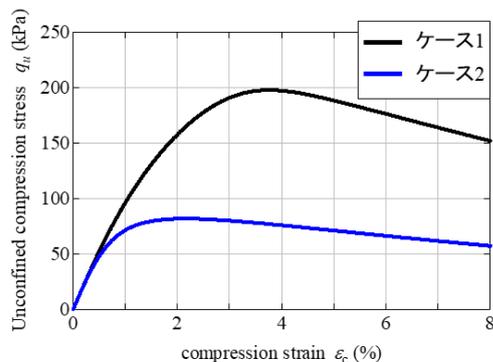


図2 石灰改良土の非排水せん断の応答

図3は本解析の全断面を示す。また、図4は施工後の盛土部を拡大したメッシュ図である。解析は、二次元平面ひずみ条件で行った。地盤の高さは地盤の左端 20m, 右端 56m である。計算で用いた地盤は、横 1700m であり、側面の影響が無いように十分に広く解析領域を設定した。水理境界は両端, 下端は非排水条件で, 地表面のみ排水条件とし, 地表面と水面が常に一致している条件を与えた。すなわち, 盛土, 地盤ともに完全飽和状態を仮定している。つまり, 盛土には常に水が供給されている状態を想定している。高さ 32m の盛土の施工過程は, 水~土連成の 2 相系弾塑性体として高さ約 1m の有限要素を順次追加することにより表現する⁹⁾。

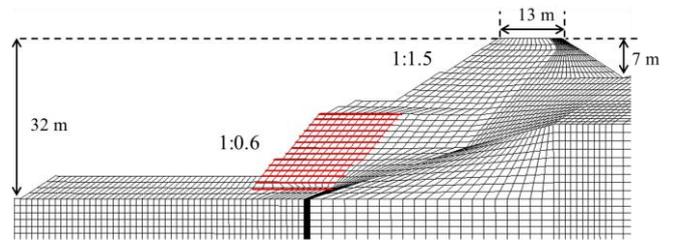


図4 盛土部の拡大図

図4の赤い線がジオテキスタイルを示している。ジオテキスタイルは、節点間の距離が不変という条件を課すことで表現した¹⁰⁾。図5を用いて説明すると、有限要素にジオテキスタイルを設定した隣り合う節点間、つまり、赤点なら赤点同士、青点なら青点同士の距離が変わらないという条件を入力した。したがって、この計算では、ジオテキスタイルが、土骨格の変形を束縛することを想定しており、土の変形を束縛する力として、ジオテキスタイルに張力が発生する。

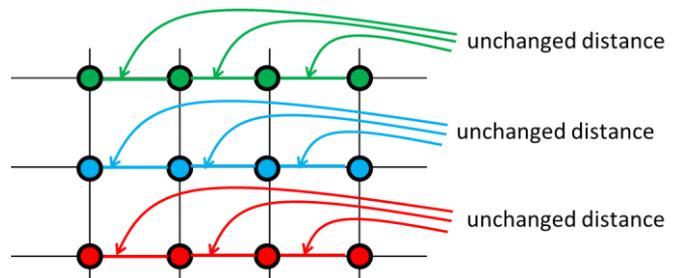


図5 距離不変条件について

図6は入力地震動を示す。地震時には、側方要素の反射を考慮し、側方要素単純せん断境界¹¹⁾を地盤の両端に設定した。また、地震波の全反射を防ぐために、地盤の下端の水平方向に粘性境界¹²⁾を設けた。入力地震動は、直下型地震発生時に K-net の観測点から得られたものである¹³⁾。

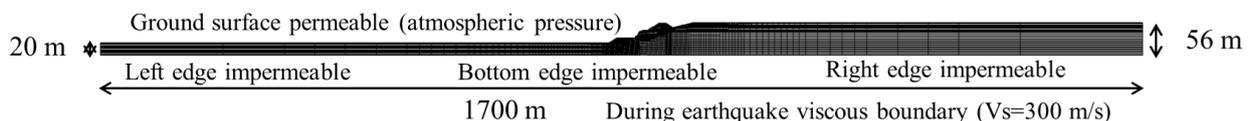


図3 解析全断面

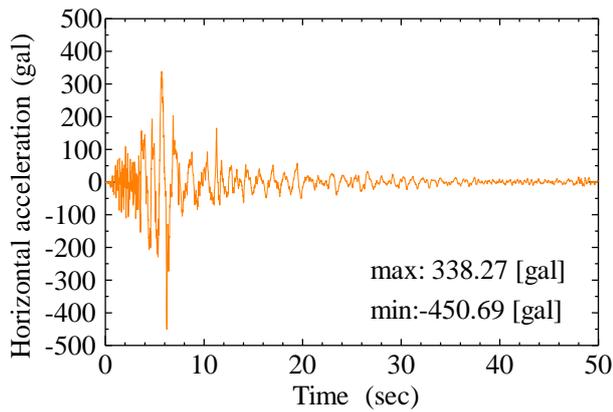


図6 入力地震動

3. 解析結果

図7は、ケース1の解析結果、図8はケース2の解析結果をそれぞれ示す。ケース1、ケース2では、石灰改良土の状態が異なる。そのため、石灰改良土部分の解析結果が変わるのは当然である。しかし、ケース1では、補強土のせん断があまり進行していないのに対し、ケース2では、石灰改良土の変形の進展に伴い、補強土にもせん断ひずみが伸展して行くことがわかる。補強土の状態はケース1でもケース2でも同じである。しかし、石灰改良土の変形の仕方によって、補強土の地震時挙動も大きく変わることがわかった。

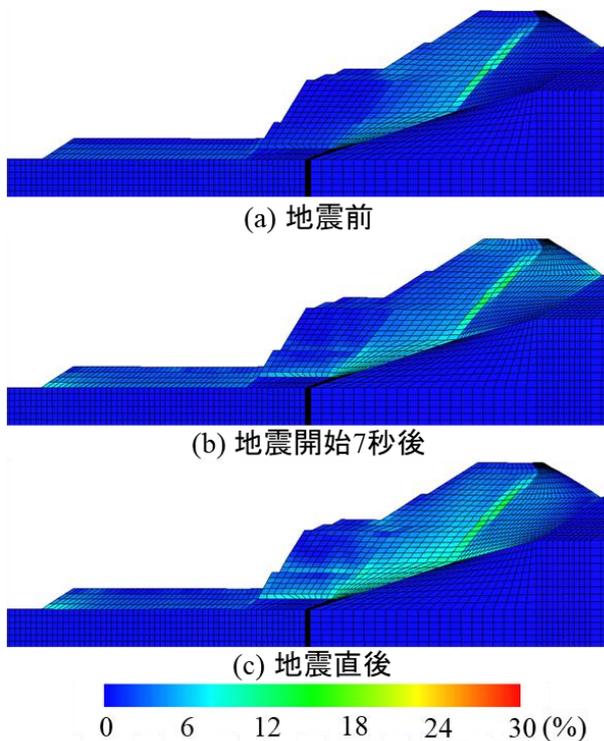


図7 せん断ひずみ分布(ケース1)

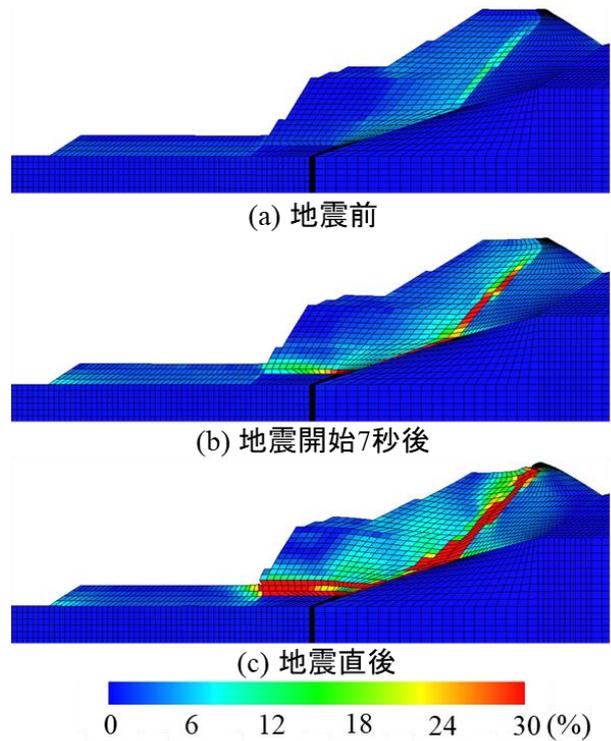


図8 せん断ひずみ分布(ケース2)

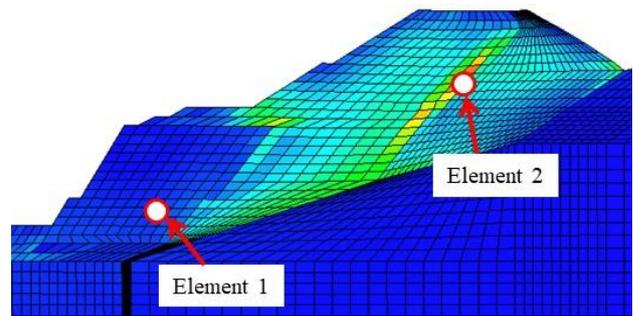


図9 着目要素

この原因について、図9に示す補強土の要素(Element 1)の挙動を詳しく調べることで確認する。図10、図11にケース1、ケース2の要素の挙動を示す。また、図12、13は、それぞれ軸差応力 q 、過圧密 R 、せん断ひずみ ϵ_s 、ジオテキスタイルに発生する張力 T の経時変化を示す。ケース1については、軸差応力が徐々に低下していき、それに伴い過圧密 R が小さくなっていく。言い換えると、除荷を受けて過圧密比が大きくなっていくことがわかる。また、大きな加速度が発生していない10秒以降は、ほとんど変形が伸展していない。また、ジオテキスタイルに発生する張力については、増減は見られるものの、100kN程度であった。

一方、ケース2については、地震発生9秒までは、ひずみが発生していないが、その後、ひずみが大きく伸展した。ケース1と異なり、軸差応力 q は常に大きい状態になっている。除荷も顕著でないため、過圧密 R が小さくない。図12の赤色でハッチングした部分は、せん断ひず

みが大きく伸展したタイミングを示す。このとき、過圧密 R が 1.0 となっており、軸差応力がほとんど一定となっていることから、土が限界状態になっていると考えられる。また、このとき、ジオテキスタイルに発生する張力が 0 になっていることから、ジオテキスタイルの効果が得られていないことがわかる。ケース 2 については、ジオテキスタイルに発生する張力が 8 秒以降、最大でも 50kN 程度であり、ケース 1 と比較すると小さい。そのため、比較的地震動が小さい 10 秒以降も徐々にひずみが伸展していき、最終的に 60% 程度ひずみが発生した。

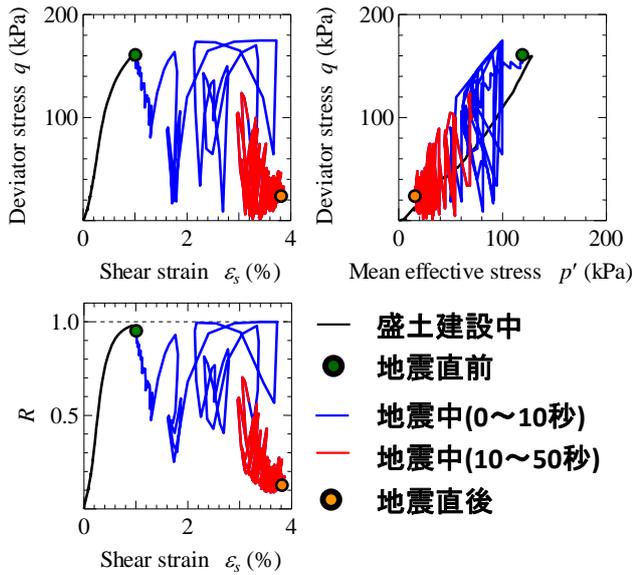


図 10 要素 1 の力学挙動(ケース 1)

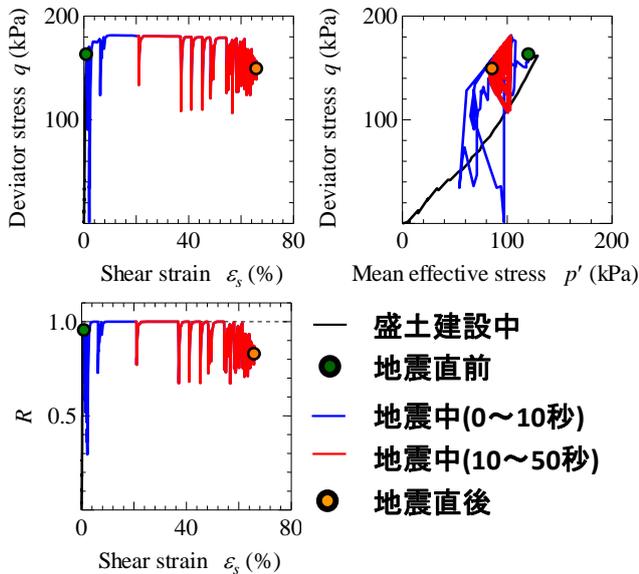


図 11 要素 1 の力学挙動(ケース 2)

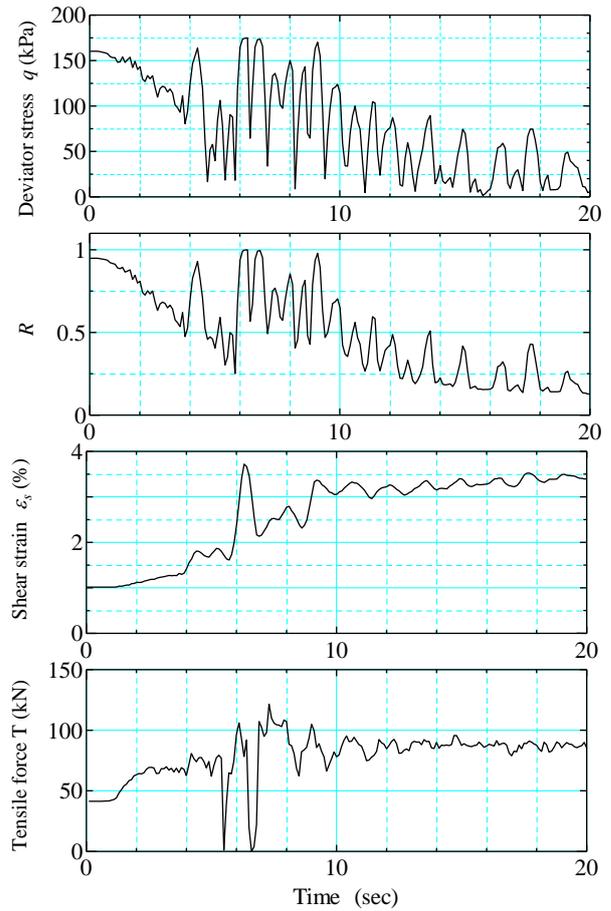


図 12 要素 1 の q , R , ϵ_s , T の経時変化(ケース 1)

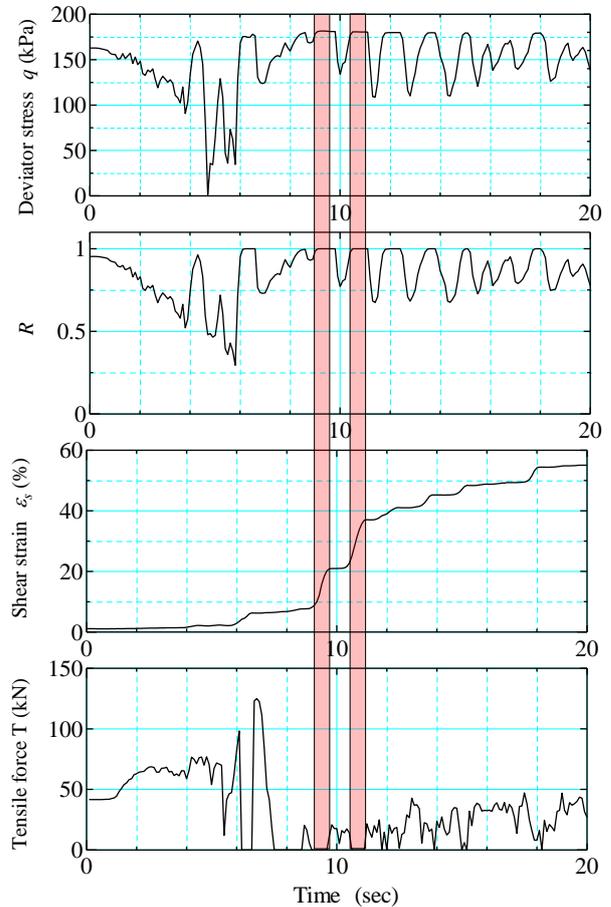


図 13 要素 1 の q , R , ϵ_s , T の経時変化(ケース 2)

次に、ジオテキスタイルに発生する張力が小さくなる理由について、考察する。図14は、地震開始12秒における速度ベクトル分布を示す。ケース1の場合、地震動によって発生した速度により全体的に図面の右側に速度が発生しているが、ケース2の場合、盛土の天端付近は、同様に右側に速度が発生している。しかし、石灰改良土が地震中に変形するために、石灰改良土と地盤の境目のベクトルが左下方向を向く。また、補強土に比べて、石灰改良土の方が、速度が大きい。以上のことから、補強土が石灰改良土に押し出されるような状態になっているため、ジオテキスタイルに発生する張力が発生しづらい状況になったと考えられる。

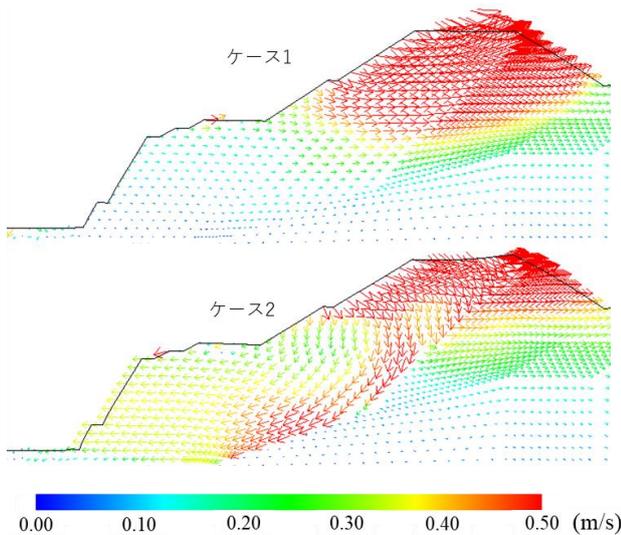


図14 地震開始12秒後における速度ベクトル分布

図15、図16は石灰改良土の要素(Element 2)の挙動を示す。ケース2を見ると、地震開始10秒以降にひずみが大きく伸展したことがわかる。先述した通り、この10秒以降の石灰改良土の変形の伸展に伴い、ジオテキスタイルに発生する張力が小さくなった。ケース1は、初期の過圧密や構造がケース2よりも発達しており、地震中も0に近い状態を維持している。このことから、土は比較的弾性的な挙動を示した。一方で、ケース2については、初期の過圧密がケース1よりも小さいため、過圧密が地震開始10秒までの間にほぼ1.0になった。また、構造も徐々に低位化していることから、塑性変形が大きく伸展したことがわかる。

4. まとめ

本研究では、補強土だけではなく、石灰改良土や、押え盛土など、様々な材料からなる盛土に対し、地震応答解析を実施した。その際、石灰改良土の状態を変化させて、地震応答解析を実施し、盛土全体系としての耐震性の検証を行い、補強土以外の部分の変形が補強土の耐震性に及ぼす影響について調べた。以下に本研究で得られた結論を示す。

- 1) 石灰改良土の状態を変えると、ジオテキスタイル補強土の状態が同じであっても、補強土の地震時の挙動は大きく変化した。
- 2) 1)の原因として、ジオテキスタイル補強土の背面にある石灰改良土が地震中に大きく変形することによって、補強土を押し出す形となり、それが原因でジオテキスタイルに発生する張力が小さくなることが原因として挙げられる。
- 3) ジオテキスタイルに発生する張力が小さくなることで、地震中の補強土は除荷されなくなる。そのため、過圧密 R が1.0に近い状態になった。過圧密 R が1.0になったとき、せん断ひずみが大きく伸展した。

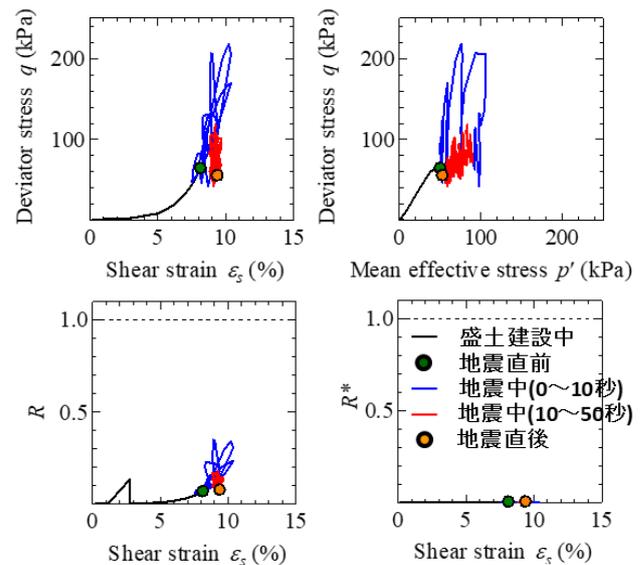


図15 要素2の力学挙動(ケース1)

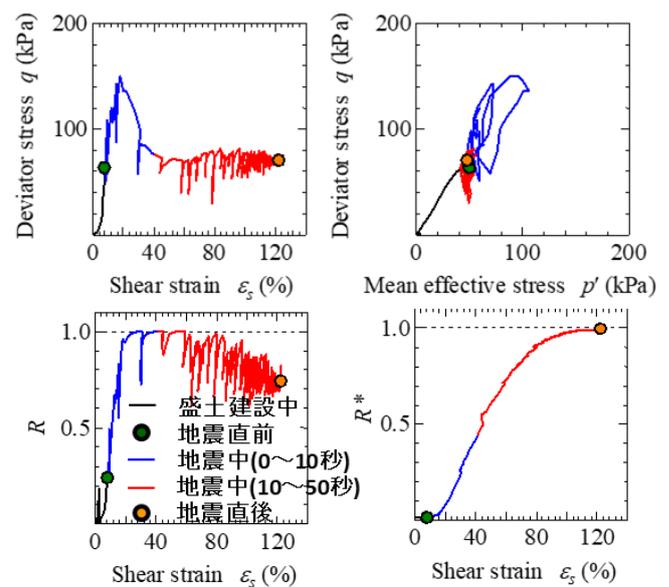


図16 要素1の力学挙動(ケース2)

参 考 文 献

- 1) 館山勝, 堀井克己, 古関潤一, 龍岡文夫(1999): ジオテキスタイル補強土擁壁の耐震性, ジオシンセティックス論文集, 第14巻, pp.1-18.
- 2) 市川裕一郎, 佐藤崇, 金子賢治, 間明德, 堀江征信(2011): 北東北の補強土壁の2011年東北地方太平洋沖地震における地震動及び津波による変状調査, ジオシンセティックス論文集, 第26巻, pp.69-76.
- 3) Koseki, J. (2012): Use of geosynthetics to improve seismic performance of earth structures, *Geotextiles and Geomembranes*, Vol.34, pp.51-68.
- 4) Chai, J.C., Miura, N. and Shen, S.L.(2002): Performance of embankments with and without reinforcement on soft subsoil. *Canadian Geotechnical Journal* Vol.39 (4), pp.838-848.
- 5) Benmebarek, S., Berrabah, F. and Benmebarek, N.(2015): Effect of geosynthetic reinforced embankment on locally weak zones by numerical approach, *Computers and Geotechnics* Vol.65, pp.115-125.
- 6) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.47-57.
- 7) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. (2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.48, No.6, pp.771-790.
- 8) Sakai, T. and Nakano, M.: Attempt to reproduce the mechanical behavior of cement-treated soil using elasto-plastic model considering soil skeleton structure, *Soils and Foundations*, accepted.
- 9) Noda, T., Takeuchi, H., Nakai, K. and Asaoka, A. (2009): Co-seismic and post seismic behavior of an alternately layered sand-clay ground and embankment system accompanied by soil disturbance, *Soils and Foundations*, Vol.49, No.5, pp.739-756.
- 10) Asaoka, A., Noda, T. and Kaneda, K.(1998): Displacement/traction boundary conditions represented by constraint conditions on velocity field of soil, *Soils and Foundations*, Vol.38, No.4, pp.173-181.
- 11) 吉見吉昭, 福武毅芳(2005): 地盤液状化の物理と評価・対策技術, 技報堂出版.
- 12) Joyner, W. B. and Chen, A. T. F. (1975): Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*. Vol.65, No.5, pp. 1315-1336.
- 13) 防災科学技術研究所強震ネットワーク K-net, <http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/>

異なる斜面条件における岩塊群の堆積距離に及ぼす岩塊サイズの影響 (Effect of rock mass size on the depositional distance of rock masses under different slope conditions)

大村 拓夢¹, 内藤 直人², 山田泰弘¹, Arif Daniel Bin Azmi¹, 三浦 均也², 松田 達也²

- 1 豊橋技術科学大学大学院工学研究科・建築・都市システム学専攻
- 2 豊橋技術科学大学大学院工学研究科・建築・都市システム学系

概 要

岩盤斜面崩壊時の岩塊群の堆積距離を予測する手法の一つとして個別要素法 (DEM) を用いた数値解析の研究が進められている。DEM 解析で設計的に安全側となる評価を行うためには、岩塊群の斜面流動挙動を理解し、それを解析で再現可能なことを確認する必要がある。しかし、既往の模型実験では、岩塊サイズや斜面勾配などのパラメータは限定的な場合が多く、例えば、粒径が大きいほど堆積距離が大きくなる傾向が報告されているが、斜面勾配や流下高さが異なる条件でも同様の傾向が得られるかは不明である。そこで、本研究では、岩塊サイズ (3 種類)、斜面勾配 (3 種類)、流下高さ (3 種類) を網羅的に変化させた全 27 ケースの斜面流動実験を実施し、特に岩塊サイズが堆積距離に及ぼす影響に焦点を当てて調べ、岩塊群の最終堆積形状に加えて、PIV 解析により岩塊群の斜面流動メカニズムについて考察した。

キーワード：岩盤斜面、岩塊群、堆積距離、斜面流動、斜面崩壊

1. はじめに

これまで、斜面に対する安全性評価は斜面崩壊の安全率算出に重点が置かれていた。しかし、原子力発電所等の重要構造物の周辺環境についての安全性評価に関する取り組みをはじめとして、近年、斜面崩壊時の到達距離評価技術の研究が進められている。また、重要構造物だけでなく道路や線路、人命や資産の保護につながる斜面崩壊に関する対策工の設計、維持管理を合理化するために、個別要素法¹⁾をはじめとする不連続体解析による到達距離の予測精度の向上、実務設計レベルの到達距離予測式の高度化が求められている。

これまで行われてきた斜面崩壊の実験では、斜面勾配が一致の条件で岩塊サイズや崩落量を変える検討²⁾や岩塊サイズが一定の条件で斜面勾配を変える検討³⁾などが行われているものの、各種条件の組み合わせによる影響について述べられた研究はあまりない。また、既往の研究では最終堆積形状のみに着目した検討⁴⁾が多く、岩塊群の流動過程の検討は進んでいない。

そこで、本研究では、斜面の傾斜角度や流下高さ、岩塊サイズの各種パラメータを網羅的に変化させ、それらが最終堆積形状や斜面流動挙動に与える影響について検討することとした。

2. 実験概要

各種パラメータの影響を調べるために用いた装置、実験の条件、実験方法、データの整理方法を以下に示す。

2.1 実験装置及び計測機器

実験は図-1 に示す水平面高さ 3m、斜面長さ 2m の傾斜角度が可変な斜面模型の上にスライド式の開放装置を幅 0.4m、高さ 1.5m の土槽の中に設置し、斜面模型に岩塊群を溜めて崩落させた。岩塊は、粒径 4.75~9.50mm (小岩塊)、粒径 9.50~19.0mm (中岩塊)、粒径 19.0~37.5mm (大岩塊) を用いた。平均質量はそれぞれ 0.36g、4.03g、19.85g である。また、流下挙動を確認するために、高速カメラで撮影を行い、PIV 解析により岩塊群の流動速度を計測した。

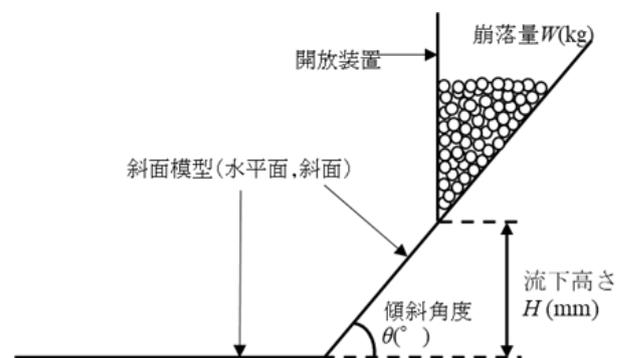


図-1 実験概要

2.2 実験ケース

本実験では、検討項目を岩塊サイズ、斜面勾配 θ (30°, 45°, 60°)、流下高さ H (0mm, 400mm, 800mm) の 3 つに分け、これらの検討項目を組み合わせることにより、異なる斜面条件において岩塊サイズが流下挙動に及ぼす

影響を調べた。表-1 は実験のパラメータの組み合わせを示している。

表-1 実験条件

ケース名	岩塊サイズ	流下高さ(mm)	斜面勾配(°)
30°_0mm_40kg_small	小岩塊	0	30
30°_0mm_40kg_medium	中岩塊	0	30
30°_0mm_40kg_large	大岩塊	0	30
30°_400mm_40kg_small	小岩塊	400	30
30°_400mm_40kg_medium	中岩塊	400	30
30°_400mm_40kg_large	大岩塊	400	30
30°_800mm_40kg_small	小岩塊	800	30
30°_800mm_40kg_medium	中岩塊	800	30
30°_800mm_40kg_large	大岩塊	800	30
45°_0mm_40kg_small	小岩塊	0	45
45°_0mm_40kg_medium	中岩塊	0	45
45°_0mm_40kg_large	大岩塊	0	45
45°_400mm_40kg_small	小岩塊	400	45
45°_400mm_40kg_medium	中岩塊	400	45
45°_400mm_40kg_large	大岩塊	400	45
45°_800mm_40kg_small	小岩塊	800	45
45°_800mm_40kg_medium	中岩塊	800	45
45°_800mm_40kg_large	大岩塊	800	45
60°_0mm_40kg_small	小岩塊	0	60
60°_0mm_40kg_medium	中岩塊	0	60
60°_0mm_40kg_large	大岩塊	0	60
60°_400mm_40kg_small	小岩塊	400	60
60°_400mm_40kg_medium	中岩塊	400	60
60°_400mm_40kg_large	大岩塊	400	60
60°_800mm_40kg_small	小岩塊	800	60
60°_800mm_40kg_medium	中岩塊	800	60
60°_800mm_40kg_large	大岩塊	800	60

2.3 実験方法

土槽の中に斜面模型と開放装置を設置し、斜面上に岩塊 40kg を溜め、開放装置を上を引き上げることにより、岩塊群を崩落させた。その際に土槽の流下直行方向に高速カメラを設置し、500fps で斜面流動挙動を撮影した。また、実験後は堆積距離と堆積形状の確認のために、流下方向と土槽の上から写真を撮影した。

2.4 データ整理方法

2.4.1 堆積形状

2.3 節で撮影した流下終了後の写真を用いて、堆積形状を 2 次元座標に起こす。その際、図-2 のように飛散距離と堆積距離に分ける。この境界の判断は写真-1 のように岩塊が 2 段以上に重なっているところまでを堆積距離とする。斜面からこの境界までの範囲を堆積形状とした。

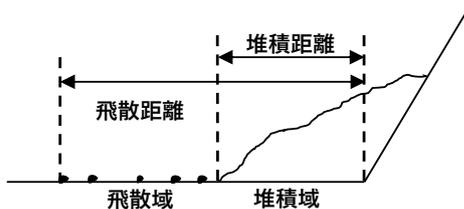


図-2 堆積距離の概略図

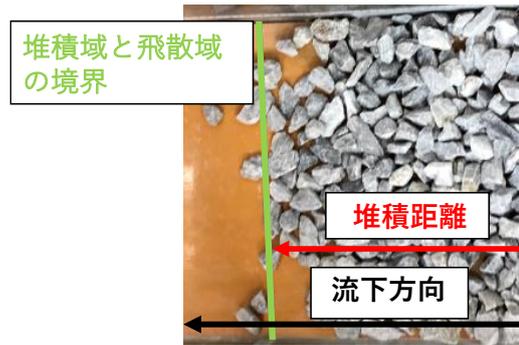


写真-1 堆積域と飛散域の境界

2.4.2 到達距離の累積相対度数

まず、飛散域の x 座標と個数 N を計測し、式 (1) から飛散域の質量 M_1 を求め、式 (2) から堆積域の質量 M_2 を求める。ここで \bar{M} は岩塊の平均質量である。

$$M_1 = T \times \bar{M} \quad (1)$$

$$M_2 = M - M_1 \quad (2)$$

2.4.1 項で得た堆積形状の座標値を用いて微小の x 座標間の面積 dA を求め (式 (3)), それを合計することで面積 A を求める (式 (4))。

$$dA = (y_1 + y_2) \times dx \quad (3)$$

$$A = \int dA \quad (4)$$

微小面積 dA を堆積域の面積 A で除して堆積域の質量 M_2 を乗じることで微小 x 座標間の質量 dM を求める (式 (5))

$$dM = \frac{dA}{A} \times M_2 \quad (5)$$

dM と飛散粒子一つあたりの質量 M_3 を全体質量で除す。それらを順に足し合わせることで累積相対度数を作成した。

2.4.3 流動速度

高速カメラで撮影した動画を用いて、流動している岩塊群の速度分布を PIV 解析によりベクトルで表示し、画像として出力した。次に、図-3 のように 4 つの線分を通過する岩塊群の速度を出力して、時刻歴コンタを作成した。時刻歴コンタでは、岩塊群の先端が水平面に衝突する瞬間を 0s として横軸を時間、縦軸を斜面模型の板からの高さとした。

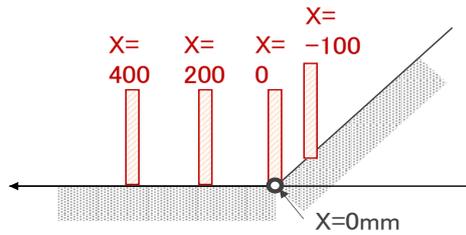


図-3 速度測定地点の概略図

3. 実験結果及び考察

本章では、既往の研究の知見や本実験で得られた一般的な結果と異なる傾向が表れたケースについて考察を行った。

3.1 岩塊サイズが堆積距離に及ぼす影響

ここでは、岩塊サイズの影響について考察する。図-4、図-5、図-6 はそれぞれ本実験で得られた全 27 ケースを岩塊サイズで分類した堆積形状、累積相対度数および岩塊サイズ毎に平均した累積相対度数を示している。これらの図から、岩塊サイズで比較した場合、ほとんどのケースでは岩塊サイズが大きいほど堆積距離は大きくなるという結果が得られた。ここで、その一般的な流動挙動を代表ケース ($H=400\text{mm}$, $\theta=45^\circ$) で確認する。図-7、図-8 はそれぞれ代表ケースの PIV による速度分布と時刻歴コンタを示している。これらから、岩塊サイズが大きくなるほど流動層厚が厚くなる傾向があり、層厚が厚いほど速度が維持されやすい可能性が考えられる。ほとんど

の斜面条件で岩塊サイズが大きいほど堆積距離が大きい理由として、粒子一個あたりの衝突回数が少ないという既往の研究の知見に加えて、層厚が厚いほど先端の岩塊群を後押しする運動量が大きく、速度が減少しづらい可能性が考えられる。

次に、上記のような一般的な傾向である、岩塊サイズが大きいほど堆積距離が大きくなるという傾向が現れなかった $H=400\text{mm}$, $\theta=60^\circ$ のケースを確認してみた。図-9、図-10 はそれぞれ $H=400\text{mm}$, $\theta=60^\circ$ の堆積形状と累積相対度数を示している。これらの図より、このケースでは一般的な傾向とは異なり、岩塊サイズが小さいほど堆積距離が大きくなるという結果が得られた。このケースの PIV による流動挙動を確認してみる。図-11、図-12 はそれぞれ $H=400\text{mm}$, $\theta=60^\circ$ のケースの速度分布と時刻歴コンタを示している。これらの図から、岩塊群が水平面に衝突した後、斜面法尻付近の速度がゼロになる領域（以下、デッドゾーンと称す）が発生していることがわかる。特に大岩塊のデッドゾーンは小岩塊や中岩塊に比べて発生時刻が早く、その範囲も大きいことが分かる。このデッドゾーンが大きく影響したことにより他の一般的なケースとは異なる結果が表れたと考えられる。さらに、この特異なケースは一般的なケースで見られたような流動層厚の差があまり見られなかった。そのため、流動層厚による速度の変化は見られず、デッドゾーンによる影響が大きく表れたと考えられる。これらのことから、流動層厚も堆積距離を考えるうえで重要なパラメータとなる可能性がある。

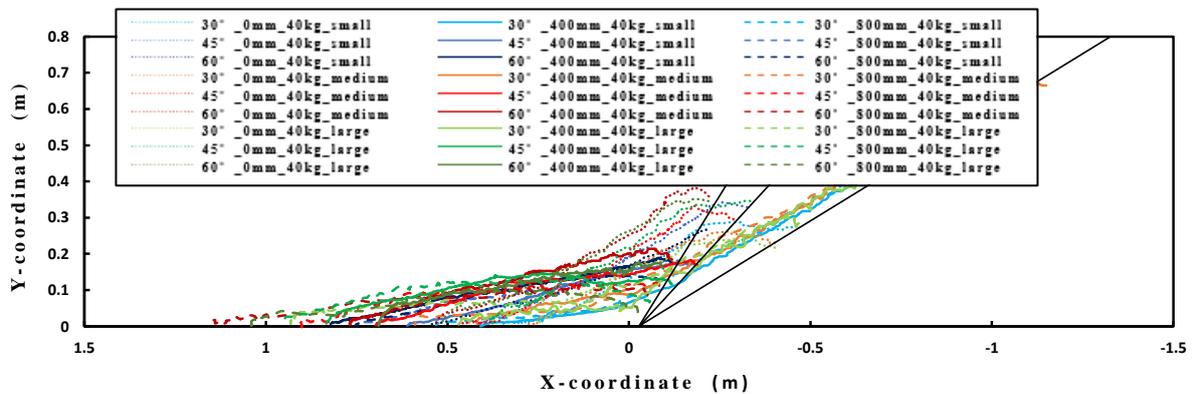


図-4 岩塊サイズが堆積形状に及ぼす影響

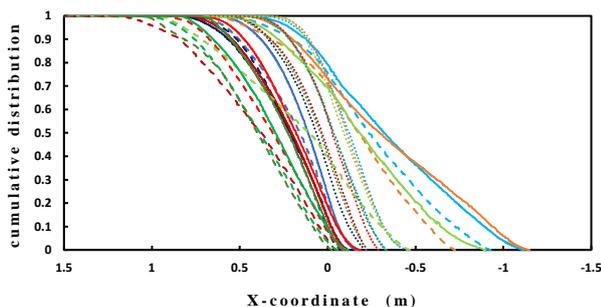


図-5 岩塊サイズが累積相対度数に及ぼす影響

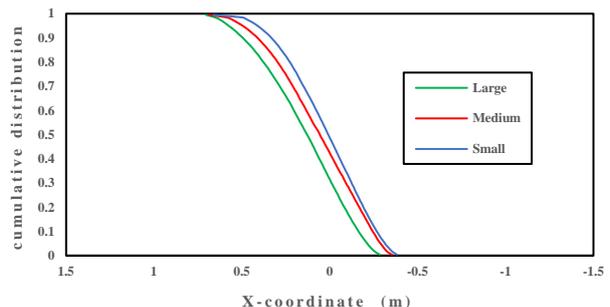


図-6 岩塊サイズ毎の平均累積相対度数

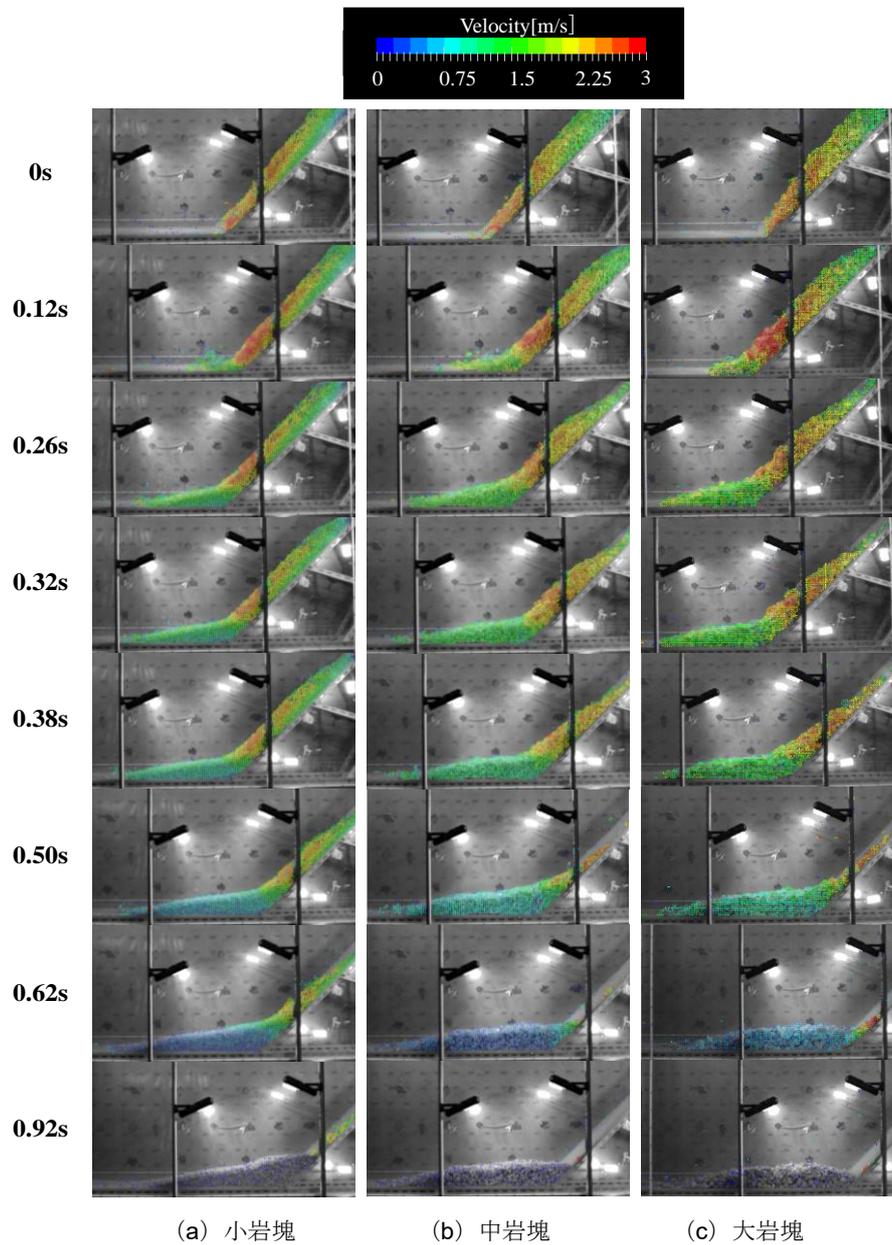


図-7 斜面条件 $H=800\text{mm}$, $\theta=45^\circ$ の速度分布

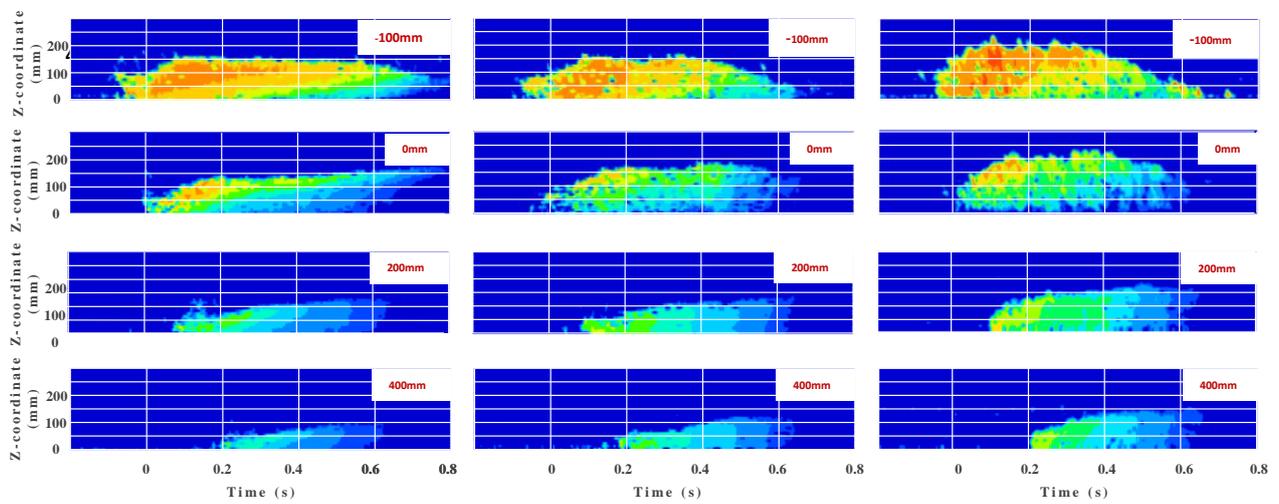


図-8 斜面条件 $H=800\text{mm}$, $\theta=45^\circ$ の速度の時刻歴コンタ

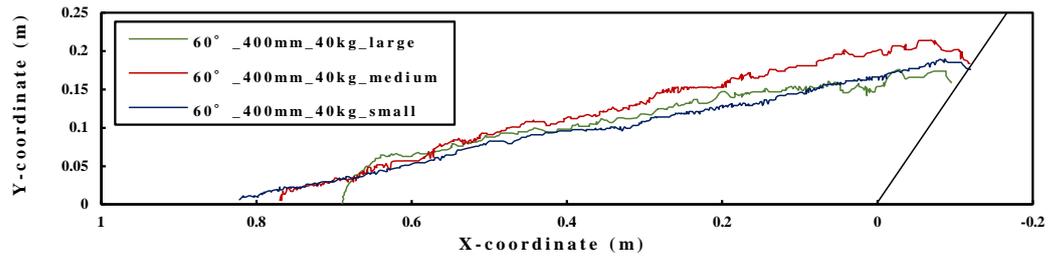


図-9 斜面条件 $H=400\text{mm}$, $\theta=60^\circ$ の堆積形状

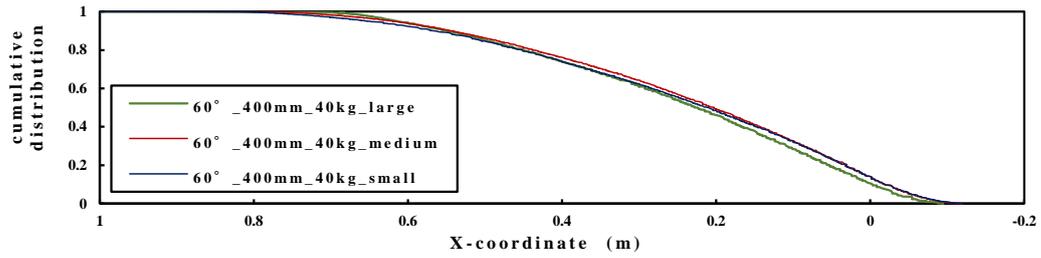


図-10 斜面条件 $H=400\text{mm}$, $\theta=60^\circ$ の累積相対度数

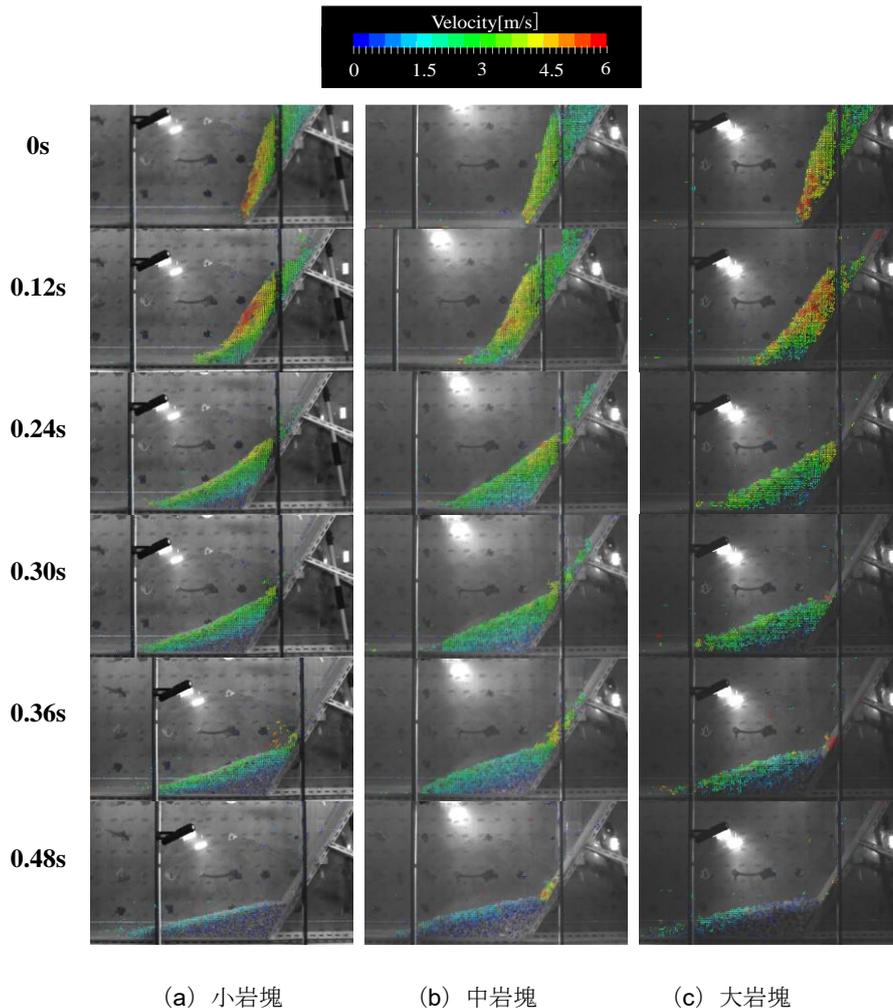


図-11 斜面条件 $H=400\text{mm}$, $\theta=60^\circ$ の速度分布

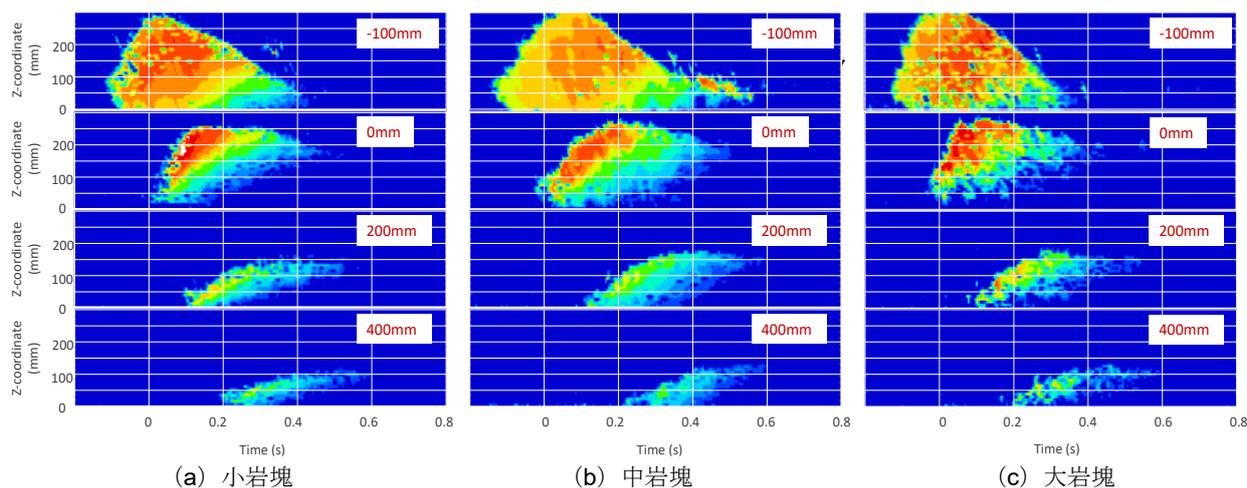


図-12 斜面条件 $H=400\text{mm}$, $\theta=60^\circ$ の速度の時刻歴コンタ

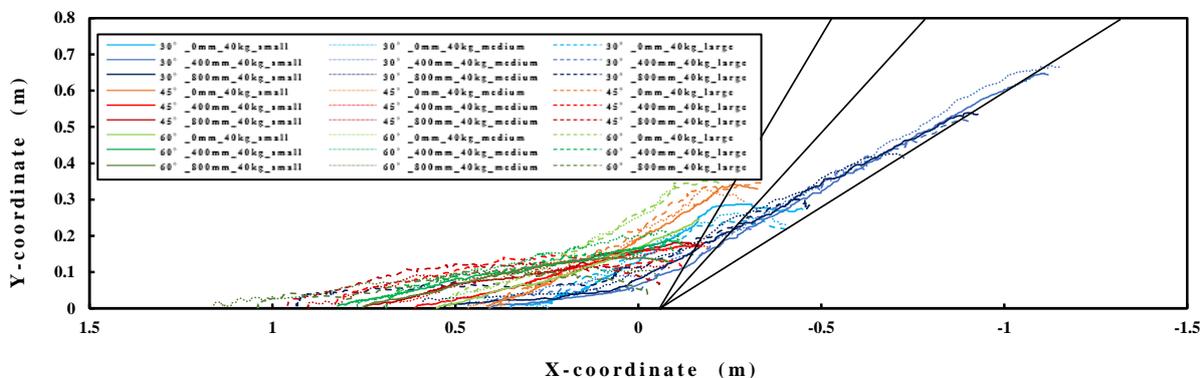


図-13 斜面勾配が堆積形状に及ぼす影響

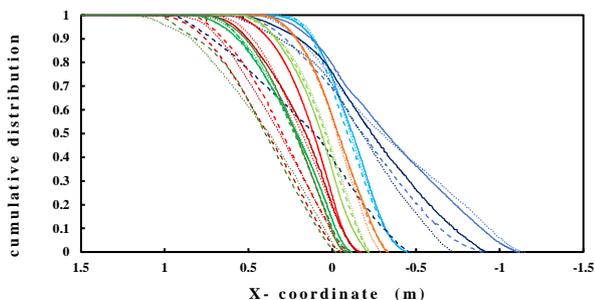


図-14 斜面勾配が累積相対度数に及ぼす影響

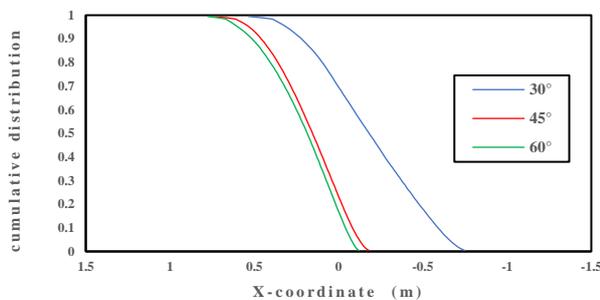


図-15 斜面勾配毎の平均累積相対度数

3.2 斜面勾配が堆積距離に及ぼす影響

ここでは、斜面勾配の変化による影響について考察する。図-13, 図-14, 図-15 はそれぞれ本実験で得られた全 27 ケースを斜面勾配で分類した堆積形状, 累積相対度数および斜面勾配毎に平均した累積相対度数を示している。これらから、多くのケースでは斜面勾配が大きくなるほど堆積距離が大きくなるという傾向が得られたが、一部のケースでは異なる結果が得られた。

図-16, 図-17 はそれぞれ $H=400\text{mm}$, 大岩塊のケースの堆積形状, 累積相対度数を示している。 $H=400\text{mm}$, 大岩塊, のケースにおいて、斜面勾配 45° の堆積距離が最も

大きくなるという特異な結果が得られた。この理由を調べるために流動挙動を確認した。図-18, 図-19 はそれぞれ $H=400\text{mm}$, 大岩塊, のケースの速度分布と時刻歴コンタを示している。これらの図から $\theta=30^\circ, 45^\circ$ ではデッドゾーン発生していないのに対して、 $\theta=60^\circ$ のケースのみデッドゾーンが発生していることがわかる。

また、図-18 から $\theta=45^\circ$ のケースと $\theta=60^\circ$ のケースでは速度分布にかなり差があるのに対して、このような特異な結果が得られた理由として 3.1 節と同じようにデッドゾーンが速度の減衰にかなり寄与している可能性が考えられる。

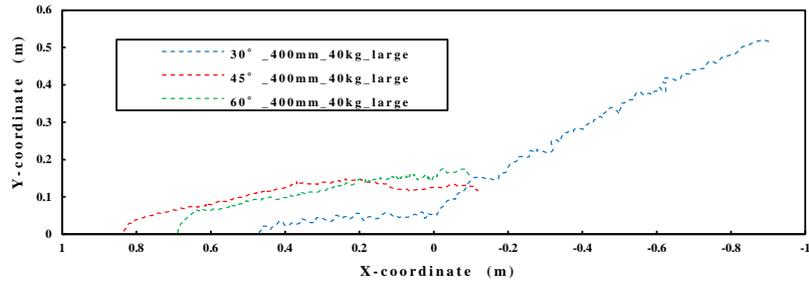


図-16 $H=400\text{mm}$, 大岩塊の実験条件の堆積形状

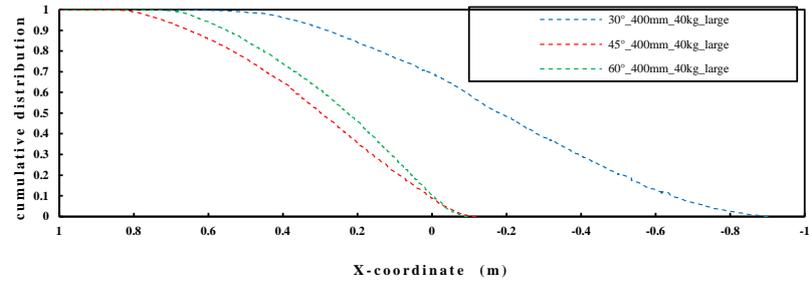
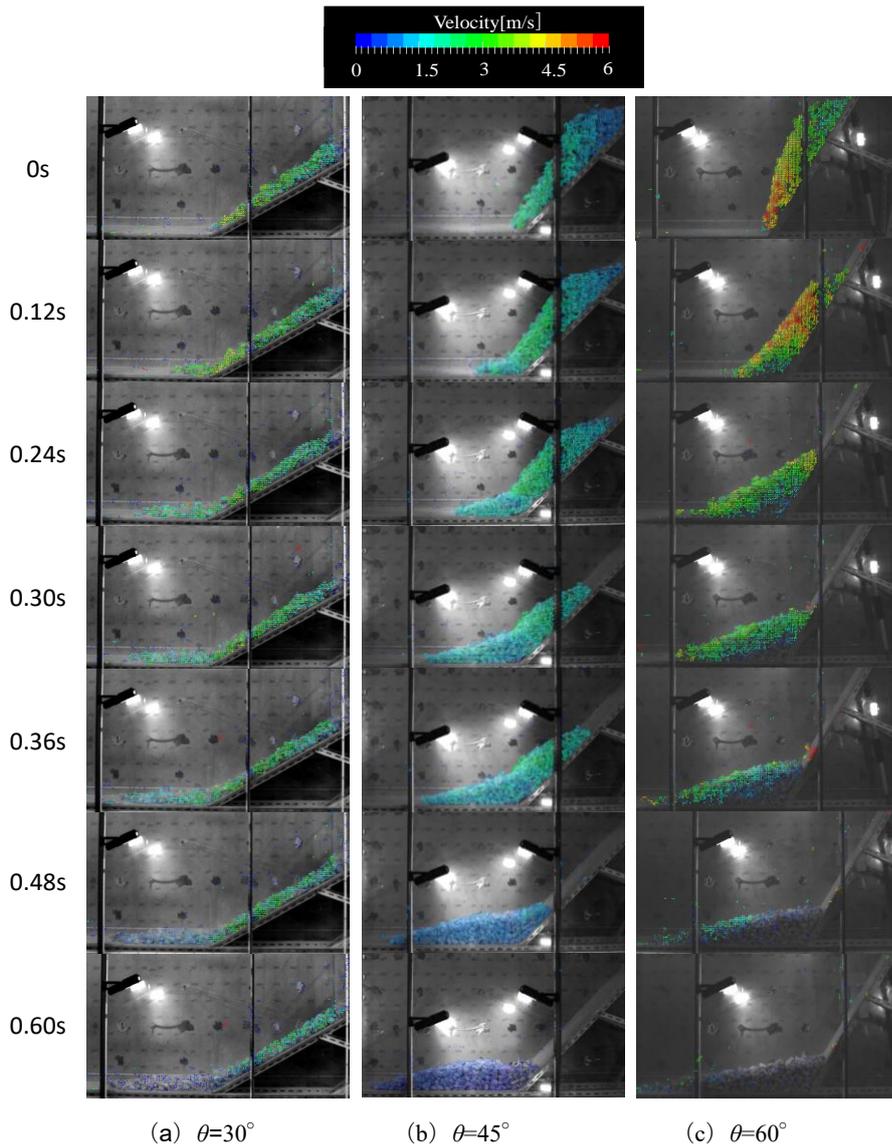


図-17 $H=400\text{mm}$, 大岩塊の実験条件の累積相対度数



(a) $\theta=30^\circ$

(b) $\theta=45^\circ$

(c) $\theta=60^\circ$

図-18 $H=400\text{mm}$, 大岩塊の実験条件の速度分布

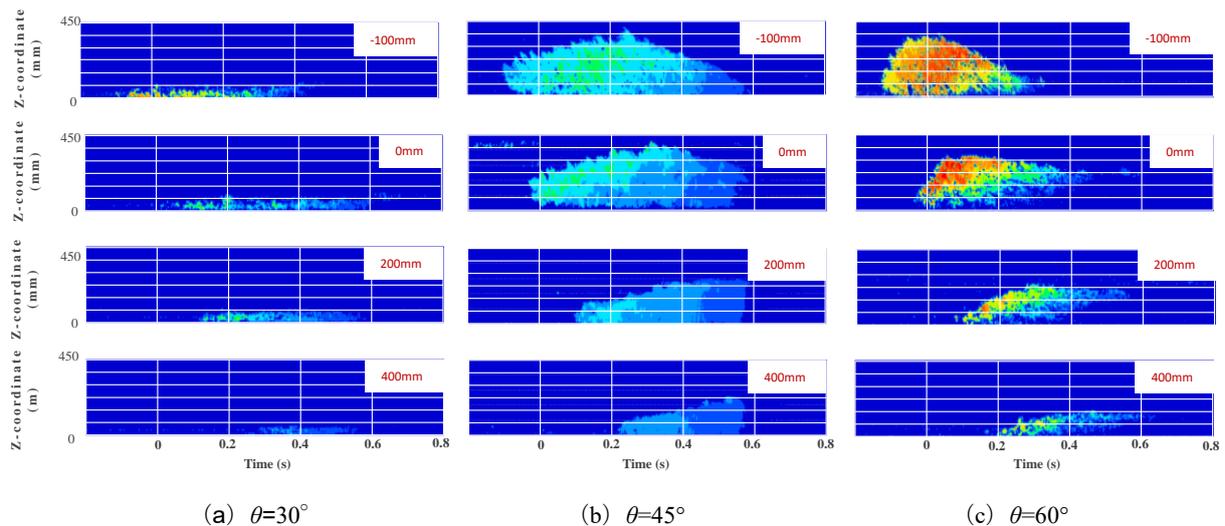


図-19 $H=400\text{mm}$, 大岩塊の実験条件の速度の時刻歴コンタ

4. 結論

本研究では、斜面勾配、流下高さ、岩塊サイズのパラメータの組み合わせが到達距離に及ぼす影響を調べた。その結果、斜面法尻における岩塊群の流動層厚は水平面上の速度減衰に大きく寄与し、到達距離予測において重要なパラメータである可能性がわかった。また、これまで斜面勾配が大きいほど、斜面勾配が大きいほど、岩塊サイズが大きいほど到達距離が大きくなるとされていたが、斜面法尻に速度がゼロの領域（デッドゾーン）が形成される崩落条件ではその限りではないことを明らかにした。

今後は、本実験で用いたパラメータに追加して、岩塊形状や斜面粗度の影響、二次崩壊を想定した先着堆積物の影響について比較検討を進める予定である。また、数値解析も併用して規模の大きな条件での岩塊群の流動・堆積機構を検討することで到達距離評価手法の高度化を目指す。

参考文献

- 1) Cundall, P. A. and O. D. L. Stack.: A Discrete Models for Granular Assemblies, Geotechnique, Vol.29, No.1, pp.47-65, 1979.
- 2) 土田章仁, 下條洋介, 西村強, 河野勝宣: 斜面を流下する土砂の到達域に関する室内模型実験と質点モデルによる表現, 地盤工学ジャーナル, Vol.15, No.1, pp.159-169, 2020.
- 3) 栃木均: 地震時崩落岩塊の到達距離に及ぼす岩塊の大きさや形状の影響, 電力中央研究所報告, N096021, 2010.
- 4) 内藤直人, 前田健一, 田中敬大, 牛渡裕二, 鈴木健太郎, 川瀬良司: 個別要素法を用いた岩塊及び岩塊群の到達距離に関する数値解析的検討, 構造工学論文集, Vol.63A, pp.1107-1120, 2017.