第 10 回
土砂災害に関するシンポジウム論文集

Proceedings of the 10th Symposium on Sediment-Related Disasters

(September 30, 2020)

令和 2 年 9 月 30 日

電子版

主催：（公社）土木学会西部支部
共催：（公社）土木学会中国支部
後援：（公社）砂防学会
（公社）地盤工学会
（公社）日本地すべり学会
（一社）水文・水資源学会
（一社）日本応用地質学会
日本自然災害学会
（公社）日本技術士会中国本部・九州本部
（一社）建設コンサルタンツ協会中国支部・九州支部
山口県技術士会

緒　言

「土砂災害に関するシンポジウム」は，2002 年度土木学会西部支部に設置された「土砂災害の危険予測と警戒避難基準雨量の設定法に関する調査研究委員会」の研究活動公表の場として 2002 年度から始まりました。それ以来，土木学会西部支部の主催で 2 年ごとに，鹿児島市（第 1，2 回），熊本市（第 3，4 回），宇部市（第 5 回），宮崎市（第 6 回），鹿児島市（第 7 回），福岡市（第 8，9 回）の順で開催してきました。そして，今回は第 10 回を本年 8 月 28 日，29 日に宇部市で開催することとして，昨年 10 月に実行委員会を開催し，実行委員 59 名，アドバイザー10 名，編集委員 83 名の体制のもと準備をスタートしました。

しかしながら，本年 2 月頃から新型コロナウィルスの感染が拡大し，4 月には全国に緊急事態宣言が発出される事態に至りました。実行委員会においてシンポジウムの開催可能性について慎重に検討しました。その結果，万全の状態での開催は困難であると判断し，今回のシンポジウムは中止とし，論文集（電子版）を発行することを決定しました。本来ならば，参加者が一堂に会して研究成果を共有し，広く議論したく考えておりましたが，このような形となりましたこと，誠に残念に思っております。また，シンポジウム開催という前提のもと論文投稿いただいた方にご迷惑をおかけしましたこと，お詫びいたします。

この決定のもと，本シンポジウムの論文募集を行い，編集委員会において通常の査読・編集作業を行いました。委員構成には九州・山口にこだわらず，広く全国から実務者，研究者に委員就任をいただきました。土砂災害の問題は，気象学，地形・地質学，砂防工学，河川工学，地盤工学，防災工学，社会科学など多種多様な学問分野が関係し，分野を越えた幅広い学際的な見地から解明されることが必要です。この「学際性」こそが本シンポジウムの理念であり，特徴です。今後は，新型コロナウィルスのような伝染病の感染リスクがあるなかでの災害発生時の対応や日頃の防災・減災活動など，より広い分野との連携・協力が必要になってきたと考えます。

さて，近年，局地的な集中豪雨や地震の発生増加に伴い，甚大な土砂災害が頻発しています。2009 年中国・九州北部豪雨災害，2011 年 3 月東日本大震災，同年 9 月紀伊半島台風 12 号災害，2012 年九州北部豪雨災害，2013 年伊豆大島土石流災害，2014 年広島土石流災害，2015 年関東・東北豪雨災害，2016 年熊本地震，2017 年九州北部豪雨災害，2018 年西日本豪雨災害，2018 年北海道胆振東部地震，2019 年令和元年東日本台風，2020 年令和 2 年 7 月豪雨など豪雨・地震災害が頻発し，それらに伴って発生した土砂災害により，多くの人的被害が発生しています。特に，紀伊半島台風 12 号災害，伊豆大島土石流災害，広島土石流災害，西日本豪雨災害，令和元年東日本台風など九州・山口以外の地域でも甚大な土砂災害が頻発しています。実行委員，編集委員構成が全国規模に拡大したのは当然の結果と言えます。

今回のシンポジウム論文集には一般投稿論文 40 編が掲載されており，前回を上回る多数の論文の投稿をいただきました。なお，今回の論文集には基調講演，緊急災害報告の各論文がないことを申し添えます。編集にあたり，一般投稿論文についてはそれぞれ 3 名の編集委員が全文査読を行い，論文の質の向上を目指しました。多くの委員が今夏の豪雨災害

への対応に追われる中でしたが，査読は順調に進行しました。これもひとえに委員の皆様のお陰です。

本シンポジウムは開催に至りませんでしたが，土木学会中国支部との共催として企画され，砂防学会，地盤工学会，日本地すべり学会，日本応用地質学会，水文・水資源学会，日本自然災害学会，日本技術士会中国本部・九州本部，建設コンサルタンツ協会中国支部・九州支部，山口県技術士会に後援をいただきました。併せて感謝申し上げます。

最後に，本シンポジウム論文集の成果が土砂災害の防止・軽減に資することを期待します。

2020 年 8 月末日

鈴木　素之

実　行　委　員　会（59 名）

委員長	鈴木　素之	山口大学大学院創成科学研究科工学系学域社会建設工学分野
副委員長	中島　隆信	（株）建設技術研究所九州支社
幹事	村上　啓介	宮崎大学工学部国際教育センター
幹事	橋本　晴行	元九州大学大学院教授
幹事	中谷　加奈	京都大学大学院農学研究科森林科学専攻山地保全学分野
幹事	木下　篤彦	国土交通省国土技術政策総合研究所土砂災害研究部
幹事	村上　泰啓	国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所
幹事	本田　信孝	（株）日本地下技術
幹事	甲木　善徳	日本地研（株）統括技術部
幹事	柴田　俊彦	（株）パスコ 九州事業部技術センター
幹事	高岡　広樹	八千代エンジニヤリング（株）九州支店河川・水工部
幹事	山崎　祐一	日本工営(株)福岡支店流域水管理部
幹事	矢ヶ部秀美	ＮＰＯ法人研究機構ジオセーフ
幹事	河内　義文	ケイズラブ
幹事	民部　雅史	サンヨーコンサルタント（株）
幹事	森岡　研三	宇部興産コンサルタント（株）
幹事	荒木　義則	中電技術コンサルタント(株)河川本部
	松原　仁	琉球大学工学部工学科社会基盤デザインコース
	酒匂　一成	鹿児島大学学術研究院理工学域工学系
	寺本　行芳	鹿児島大学農学部砂防・森林水文学分野
	平　　瑞樹	鹿児島大学農学部農林環境科学科
	末次　大輔	宮崎大学工学部社会環境システム工学科
	椋木　俊文	熊本大学大学院先端科学研究部
	池見　洋明	日本文理大学工学部建築学科環境・地域創生コース
	太田　岳洋	山口大学大学院創成科学研究科地球圏生命物質科学系専攻
	長谷川祐治	広島大学大学院総合科学研究科
	武藤　裕則	徳島大学理工学部社会基盤デザイン系
	三輪　浩	鳥取大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻
	内田　太郎	筑波大学生命環境系
	堀田　紀文	東京大学大学院農学生命科学研究科
	永野　博之	群馬工業高等専門学校環境都市工学科
	梅村　順	日本大学工学部
	吉川　泰弘	北見工業大学工学部地域未来デザイン工学科
	鈴木　拓郎	国立研究開発法人森林研究・整備機構森林総合研究所
	藤浪　武史	国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所
	太田　一行	電力中央研究所地球工学研究所流体科学領域

	坂本　省吾	（株）中央土木コンサルタント
	津山　輝男	サンヨーコンサルタント（株）
	平川　泰之	(株)オリエンタルコンサルタンツ
	高木　辰治	（株）　アールデ
	大神　昭徳	九州建設コンサルタント（株）
	北川　博也	（株）ダイヤコンサルタント九州支社
	久保田史朗	八千代エンジニヤリング（株）九州支店環境部
	佐藤　秀文	平成地研（株）
	中島　和弘	いであ（株）九州支店　河川水工部
	中濃　耕司	東亜コンサルタント（株）
	平岡　真樹	三井共同建設コンサルタント（株）河川砂防事業部
	溝口　健	日本基礎技術（株）九州支店
	峯　　浩二	日本ミクニヤ（株）九州支店
	森山　秀馬	第一復建（株）技術本部
	山口　和也	アジア航測（株）九州国土保全コンサルタント技術部
	吉村　真	（株）建設技術研究所九州支社
	原田　紹臣	三井共同建設コンサルタント（株）
	五十嵐　武	八千代エンジニヤリング（株）
	武田　大典	（株）パスコ中央事業部技術センター
	叶　　正興	（株）建設環境研究所河川砂防部
	渡邊　弘志	応用地質（株）技術本部技術管理部
	野池　耕平	東日本旅客鉄道（株）仙台支社
	早川　智也	日本工営（株）札幌支店技術第二部

アドバイザー（10 名）

	北村　良介	鹿児島大学名誉教授
	下川　悦郎	鹿児島大学名誉教授
	岩尾雄四郎	佐賀大学名誉教授
	磯　　望	西南学院大学名誉教授
	小川　滋	九州大学名誉教授
	海堀　正博	広島大学大学院総合科学研究科環境自然科学講座
	石川　芳治	東京農工大名誉教授
	高田　誠	中央開発（株）九州支社
	原田民司郎	E-tecs コンサルタント（株）
	飯島　康夫	八千代エンジニヤリング（株）海外事業部 水資源部

編　集　委　員　会（83 名）

委員長	鈴木　素之	山口大学大学院創成科学研究科工学系学域社会建設工学分野
副委員長	武藤　裕則	徳島大学理工学部社会基盤デザイン系
幹事長	三輪　浩	鳥取大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻
副幹事長	酒匂　一成	鹿児島大学学術研究院理工学域工学系海洋土木工学専攻
幹事	橋本　晴行	元九州大学大学院教授
幹事	長谷川祐治	広島大学大学院総合科学研究科
幹事	石川　芳治	東京農工大名誉教授
幹事	鈴木　拓郎	国立研究開発法人森林研究・整備機構森林総合研究所
	松原　仁	琉球大学工学部工学科社会基盤デザインコース
	伊藤　真一	鹿児島大学学術研究院理工学域工学系
	北村　良介	鹿児島大学名誉教授
	下川　悦郎	鹿児島大学名誉教授
	寺本　行芳	鹿児島大学農学部生物環境学科砂防・森林水文学研究室
	平　　瑞樹	鹿児島大学農学部
	神山　惇	宮崎大学工学部社会環境システム工学科
	末次　大輔	宮崎大学工学部社会環境システム工学科
	村上　啓介	宮崎大学工学部国際教育センター
	椋木　俊文	熊本大学大学院先端科学研究部
	池見　洋明	日本文理大学工学部建築学科環境・地域創生コース
	岩尾雄四郎	佐賀大学名誉教授
	磯　　望	西南学院大学名誉教授
	小川　滋	九州大学名誉教授
	林　　泰弘	九州産業大学建築都市工学部都市デザイン工学科
	太田　岳洋	山口大学大学院創成科学研究科地球圏生命物質科学系
	海堀　正博	広島大学大学院総合科学研究科環境自然科学講座
	中谷　加奈	京都大学大学院農学研究科森林科学専攻山地保全学分野
	堤　　大三	三重大学大学院生物資源学研究科森林環境砂防学分野
	里深　好文	立命館大学理工学部
	林　　拙郎	静岡大学防災総合センター（客員）
	堀田　紀文	東京大学大学院農学生命科学研究科森林科学専攻
	内田　太郎	筑波大学生命環境系
	永野　博之	群馬工業高等専門学校環境都市工学科
	梅村　順	日本大学工学部土木工学科
	高橋　弘	東北大学大学院環境科学研究科
	里見　知昭	東北大学大学院環境科学研究科
	吉川　泰弘	北見工業大学工学部地域未来デザイン工学科

	木下　篤彦	国土交通省国土技術政策総合研究所土砂災害研究部
	藤浪　武史	国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所
	村上　泰啓	国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所
	太田　一行	電力中央研究所地球工学研究所流体科学領域
	本田　信孝	（株）日本地下技術
	坂本　省吾	（株）中央土木コンサルタント
	津山　輝男	サンヨーコンサルタント（株）
	高木　辰治	（株）アールデ
	平川　泰之	（株）オリエンタルコンサルタンツ
	大神　昭徳	九州建設コンサルタント（株）道路･構造事業部
	甲木　善徳	日本地研（株）統括技術部
	北川　博也	（株）ダイヤコンサルタント九州支社
	久保田史朗	八千代エンジニヤリング（株）九州支店環境部
	佐藤　秀文	平成地研（株）
	柴田　俊彦	（株）パスコ 九州事業部技術センター
	高岡　広樹	八千代エンジニヤリング（株）九州支店河川・水工部
	高田　誠	中央開発（株）九州支社
	中濃　耕司	東亜コンサルタント（株）
	中島　隆信	（株）建設技術研究所九州支社
	中島　和弘	いであ（株）
	原田民司郎	E-tecs コンサルタント（株）
	平岡　真樹	三井共同建設コンサルタント（株）河川砂防事業部
	溝口　健	日本基礎技術（株）九州支店
	峯　　浩二	日本ミクニヤ（株）九州支店
	森山　秀馬	第一復建（株）技術本部河川砂防部
	山崎　祐一	日本工営(株)福岡支店流域水管理部
	矢ヶ部秀美	ＮＰＯ法人研究機構ジオセーフ
	山口　和也	アジア航測（株）九州国土保全コンサルタント技術部
	吉村　真	（株）建設技術研究所九州支社
	河内　義文	（株）ケイズラブ
	民部　雅史	サンヨーコンサルタント（株）
	森岡　研三	宇部興産コンサルタント（株）
	荒木　義則	中電技術コンサルタント（株）河川本部
	松木　宏彰	復建調査設計（株）広島本社　地盤技術課
	原田　紹臣	三井共同建設コンサルタント（株）
	菊池　英明	八千代エンジニヤリング（株）名古屋支店河川・水工部
	青柳　泰夫	青柳技術士事務所

	五十嵐　武	八千代エンジニヤリング（株）
	飯島　康夫	八千代エンジニヤリング（株）海外事業部 水資源部
	岩波　英行	国際航業（株）防災部砂防グループ
	飯田　弘和	（株）建設技術研究所東京本社砂防部
	武田　大典	（株）パスコ　中央事業部　コンサルタント技術部
	鵜殿　俊昭	（株）パスコ　中央事業部　コンサルタント技術部
	叶　　正興	（株）建設環境研究所河川砂防部
	渡邊　弘志	応用地質(株)
	野池　耕平	東日本旅客鉄道（株）仙台支社
	早川　智也	日本工営（株）札幌支店技術第二部

「土砂災害に関するシンポジウム論文集」査読要領内規

１．査読の目的

投稿原稿が，「土砂災害に関するシンポジウム論文集」に掲載される原稿として，ふさわしいものであるかどうかを判定するための資料を提供することを査読の目的とする．査読において見出された疑義や不明な事項について修正を求める意見があれば述べるものとする．

２．査読にあたっての注意

(1)　査読員は，当該原稿が公表前の研究・技術成果あるいは報告書等であることに十分留意し，原稿の内容について秘密を守り，投稿者の権利を確実に保護しなければならない．したがって，査読は，査読員が個人として行うものであり，他人に当該原稿を見せたり，原稿内容を話して意見を聞いたりしてはならない．

(2)　原稿の査読は登載の可否を判定するための資料を提供するもので，その改善を図るのが目的ではない．原稿の内容に対する責任は本来著者が負うべきものであり，その価値は一般読者が判断すべきものである．査読員の主観や好みを押しつけたり，原稿の体裁や書き方の完璧を期待する余り，将来の発展が大いに期待される原稿や実際に役立つ原稿を逃したりすることのないよう配慮する．

３．査読の方法

3.1 投稿原稿の区分

投稿原稿は，一般投稿論文と招待論文等（編集委員会の依頼に基づく招待論文，特別講演論文，基調講演論文および緊急災害報告）の二つに大別される．一般投稿論文については原則として未発表のものとする．招待論文については，最新の研究成果を詳しく紹介するものとし，特別講演論文，基調講演論文は災害事例や最新の研究成果，最先端の技術，事業などを分かりやすく紹介・解説するものとする．緊急災害報告は，本シンポジウムの主旨にふさわしい災害について，執筆に十分な準備がとれない場合に速報として紹介するものとする．

3.2 論文の領域

「土砂災害に関するシンポジウム論文集」において取り扱う分野は，学術，技術，事業の領域を対象とし，住民，防災関係機関等によりよい土砂災害対策を提供するための，新しい防災技術の発展に寄与することのできる以下のような調査あるいは研究とする．

① 豪雨・地震に起因して発生した崩壊，土石流，地すべり，天然ダム等に関する調査あるいは研究
② 斜面の監視システム，モニタリング技術に関する調査あるいは研究
③ 土砂災害の警戒避難，情報伝達，危機管理などソフト対策に関する調査あるいは研究
④ 土砂災害を引き起こした豪雨の気象特性に関する調査あるいは研究
⑤ 砂防えん堤などのハード対策に関する調査あるいは研究
⑥ 土砂・流木の生産・流出・氾濫およびそれらによる河道閉塞に関する調査あるいは研究
⑦ 土砂・流木の侵食・流動・堆積に関する調査あるいは研究
⑧ 土砂災害，流木災害の数値シミュレーションに関する研究
⑨ ダム堆砂，流域の土砂動態，総合土砂管理に関する調査あるいは研究
⑩ その他，土砂災害と水害が混在した複合災害などに関する調査あるいは研究

3.3 査読の評価および判定

査読は全文査読とする．

(1)　評価項目

投稿原稿の査読は以下に示す評価項目のうち，「有用性」，「新規性」，「速報性」，「信頼度」，「完成度」の５項目に照らして客観的に評価することを基本とする．但し，「学際性」，「防災事業の推進に対する有用性の有無」についても，評価を行う上

での参考とする.

1) **有用性**：内容が防災上何らかの価値があること．たとえば，以下に示すような事項に該当する場合は有用性があると評価する.

A. 主題，内容が時宜を得て有用である.
B. 研究・技術の応用性，有用性，発展性が認められる.
C. 研究・技術の成果が有用な情報を与えている.
D. 実験，実測のデータで研究，工事などの参考として寄与する.
E. 新しい数表，図表で応用に便利である.
F. 当該分野での研究・技術の体系化をはかり，将来への展望を図っている.
G. 研究，技術の成果は実務に取り入れられる価値を持っている.
H. 本原稿を掲載することは会員および読者に益するところが大きい.
I. 今後の実験，調査，計画，設計，工事に取り入れる価値がある.
J. 問題の提起，試論またはそれに対する意見として有用である.

2) **新規性**：内容が公知・既発表または既知のことから容易には導き得るものでないこと．たとえば以下に示すような事項に該当する場合は新規性があると評価する.

A. 主題，内容，手法に独創性がある.
B. 社会に問題を提起している.
C. 実現象の解明に貢献している.
D. 創意工夫に満ちた計画，設計，工事等について技術的検討，経験が提示されている.
E. 困難な研究・技術的検討をなしとげた成果が盛られている.
F. 時宜を得た主題について，新しい知見と見解を示している.

3) **速報性**：内容の完成度や緻密さよりもむしろ，早期に発表することに何らかの価値があること．たとえば，以下に示すような事項に該当する場合は速報性があると評価する.

A. 災害に関する緊急の調査結果を報告している.
B. 開始目前もしくは進行中のプロジェクトについて，重要な問題を提起している.
C. 極めて重大な学術的・技術的成果を含んでおり，その発表を早めることが社会に大きく貢献すると判断される.
D. 時宜を得た主題について，早急に必要とされる新しい知見と見解を示している.

4) **信頼度**：内容に重大な誤りが無く，また読者から見ても信用の置けるものであること．次のような点についても留意して評価する.

A. 重要な文献が漏れなく引用され，公平に評価されている.
B. 従来からの技術や研究成果との比較や評価がなされ，適正な結論が導かれている.
C. 実験や解析の条件が明確に記述されている.

5) **完成度**:内容が簡潔，明瞭に記述されていること．本論の展開が読者に理解できるように記述されているか評価する．ただし，著しい厳密さ，正確さ，完璧さ，格調の高さ等は必要としない．次のような点についても留意して評価する.

A. 全体の構成が適切である.
B. 目的と結果が明確である.
C. 既往の研究・技術との関連性が明確である.
D. 文章表現が適切である.
E. 図・表がわかり易く作られている.

F. 全体的に冗長になっていない.
G. 図・表等の数が適切である.

6) 学際性：土砂災害は，危険度評価や予知・予測法，対策工などにおいて砂防，地盤，地形・地質，河川，水文・気象など様々な分野に関連する．従って，手法やアプローチなどが多分野にまたがる研究などは学際性があるものとして評価する.

7) 防災事業の推進に対する有用性の有無：今後土砂災害対策を行う上で非常に有用と判断されるものである．たとえば，防災計画を策定する上での住民との合意形成に関するもの，防災事業の事業評価に関するもの，被害想定に関するもの，被害の軽減化技術や危機管理に関するもの，監視，モニタリングを実施していく上での新たな技術に関するものなどは，防災事業の推進に対して有用性があると評価する.

論文として投稿された原稿の査読にあたっては，投稿原稿がその分野においていかなる位置づけにあるか，研究，技術成果の貢献度が大きいか，実用性があり社会への貢献度が高いか等の点について，(1) で述べた項目に照らして客観的に評価する.

(2) 判定

各査読員は(1) での各項の評価と，**「学際性」，「防災事業の推進に対する有用性の有無」**についても判断基準とし，水準以上であれば，掲載**「可」**とし，掲載するほどの内容を含まないと考える場合，および掲載すべきでない場合**「否」**とする.

ただし，(1) で述べた各項の評価のうち，１つでも問題がありと評価されても**「否」**と判定されるものではない．多少の疑義，疑問な点があっても技術や実務の発展に寄与する内容があるものは掲載されるように配慮する．特に，速報性については十分な配慮と示唆が必要とされる.

以下に示す諸項目は編集委員会が**「否」**と判断する基準である.

I. 誤り

A. 理論または考えのプロセスに客観的，本質的な誤りがある.
B. 計算・データ整理に誤りがある.
C. 現象の解析にあたり，明らかに不相応な理論を当てはめて論文が構成されている.
D. 都合のよいデータ・文献のみを利用して議論が進められ，明らかに公正でない記述により論文が構成されている.
E. 修正を要する根本的な指摘事項をあまりにも多く含んでいる.

II. 既発表

F. 明らかに既発表とみなされる.
G. 連載形式で論文が構成されており独立した論文，報告と認めがたい.
H. 他人の研究・技術成果をあたかも本人の成果のごとく記述して論文の基本が構成されている.

III. レベルが低い

I. 通説が述べられているだけで新しい知見がまったくない.
J. 多少の有用な資料は含んでいても論文にするほどの価値は全く見られない.
K. 論文，報告にするには明らかに研究・技術的検討等がある段階まで進展していない.
L. 着想が悪く，当然の結果しか得られていない.
M. 研究・技術内容が単に他の分野で行われている方法の模倣で，全く意義を持たない.

IV. 内容全体・方針

N. 政策的な意図，あるいは宣伝の意図がきわめて強い.

O. きわめて片寄った先入観にとらわれ原稿全体が独断的に記述されている.
P. 理論的または実証的な論文，あるいは事実に基づいた報告でなく，単なる主観が述べられているに過ぎない.
Q. 私的な興味による色彩がきわめて強く，論文集に掲載するには問題が多い.
R. 本シンポジウムとしての本来の方針，目的に一致していない.

3.4 登載の条件

査読は3名の編集委員によって行う．その内，1名の委員を主査とする.

登載可否の判定は，その3名の査読員による全文査読結果に基づき，査読員2名以上が**「可」**であれば，原則としてこの投稿原稿は**登載可**とする．その際，主査が，査読結果の取りまとめを行い，修正意見があれば，修正依頼を著者に対して行う．修正意見に対して著者が十分な回答を行ったかどうかは，主査が判断する．回答が十分でないと判断した場合は，登載を取り消す.

3.5 修正意見

査読員は論文の内容にかかわる修正意見を述べることができる. 原稿の内容についての責任はすべて著者がもつものであることを念頭におき，修正意見を述べるものとする.

3.6 修正意見についての注意

(1) 新たな計算や実験を追加させることは極力避けるものとする.
(2) 査読員の主観的な意見や好みを主張して原稿の構成を大幅に変えることを要求したり，投稿者が査読員と見解を異にする点について修正を要求することは避けるものとする.
(3) 査読は，投稿者に対し研究を指導する立場にないことを留意すべきである．ただし，明らかに査読員の意見，指摘によって原稿の内容が向上すると思われる場合には，その点を述べてもよい.

3.7 招待論文，特別講演論文，基調講演論文および緊急災害報告についての取り扱い

招待論文，特別講演論文，基調講演論文および緊急災害報告は，掲載を前提として査読を行い，必要に応じて修正依頼をすることができるものとする.

4．査読の範囲

査読員は次の事柄については考慮しなくてもよい.
(1) 簡単に分からない数式，計算の内容
(2) 用いた資料の良否

(2004 年 6 月 14 日制定)
(2005 年 12 月 15 日改正)
(2007 年 11 月 29 日改正)
(2009 年 12 月 9 日改正)
(2011 年 12 月 27 日改正)
(2013 年 12 月 2 日改正)
(2015 年 12 月 17 日改正)
(2019 年 11 月 28 日改正)

目　次

【セッション１　斜面崩壊　ー要因分析ー】

1.　SINKING OF HILL ROAD DUE TO GRAVITATIONAL DEFORMATION AND RATE OF SINKING AT PAGLAJHORA SINKING ZONE IN DARJEELING HIMALAYA IN INDIA・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　1
Oriental Consultants Global　Yoshinori KAWAMURA
Japan Conservation Engineers　Takayuki MAYUMI

2.　多数の短期・長期降雨指標を用いた平成 28 年熊本地震後の土砂移動現象発生時の降雨規模評価・・・　7
北海道大学大学院農学院　松永一慶
北海道大学大学院農学研究院　桂真也

3.　重力変形斜面における降雨と岩盤内地下水の水位変動および水質変化の関係・・・・・・・・・　13
応用地質株式会社　林幸一郎・小松慎二・窪田安打
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　木下篤彦・小竹利明・山田拓・柴田俊
北海道大学広域複合災害研究センター　田中健貴

4.　斜面崩壊を規制する断裂構造・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　19
第一復建株式会社　吉村辰朗
新日本技術コンサルタント　平田洋士・福田直三
宮崎大学工学部社会環境システム工学科　末次大輔

5.　重力変形斜面における地下水の水質変化に岩盤からの溶出イオンが与える影響・・・・・・・・　25
北海道大学広域複合災害研究センター　田中健貴
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　木下篤彦・小竹利明・山田拓・柴田俊
応用地質株式会社　窪田安打・小松慎二・林幸一郎

6.　DIFFERENCES OF PHYSICAL PROPERTIES BETWEEN TEPHRA AND TUFF BRECCIA-ANDESITE ON SLIDING LAYER AND SURROUNDING LAYERS OF LANDSLIDES・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　31
University of Yamanashi　Mega Lia ISTIYANTI and Satoshi GOTO

7.　紀伊半島大水害で発生した深層崩壊斜面下流における蛇行度及び川幅と河床変動の関係・・・・　37
株式会社エイト日本技術開発　海原荘一・只熊典子・髙田隆行
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　木下篤彦・柴田俊・小竹利明・山田拓
北海道大学　田中健貴

8.　第四紀性の火砕流堆積物と火山岩類における近年の斜面災害～大分県山国川流域における崩壊現状について～・・・　43
西日本工業大学　山本健太郎・立石義孝

【セッション２　斜面崩壊　ー予測手法ー】

9.　断裂起因の移動土塊形成モデルによる崩壊場所の予測・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　49
第一復建株式会社　吉村辰朗・照井剛

10. 地すべり危険度得点と地下水分布情報を用いたセル分布型流出解析に基づく表層崩壊予測・・ 55
鳥取大学学術研究院工学系部門 梶川勇樹
鳥取大学大学院持続性社会創成科学研究科 宮崎雅大
鳥取大学工学部社会システム土木系学科 大石瑞穂
鳥取大学学術研究院工学系部門 河野勝宣・黒岩正光
11. ニューラルネットワークを用いた桜島における侵食発生場所予測モデルの構築・・・・・・・ 61
鹿児島大学学術研究院理工学域工学系 伊藤真一
鹿児島大学大学院理工学研究科 松尾風雅
鹿児島大学学術研究院理工学域工学系 酒匂一成
中電技術コンサルタント株式会社 荒木義則・岩田直樹
大阪大学大学院工学研究科 小泉圭吾
12. 斜面崩壊における粒状体個別要素法の実業務への適用検討・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 67
株式会社地層科学研究所 中川光雄

【セッション３ 監視システム，計測・試験技術】

13. 大規模土砂災害における無人航空機を活用した緊急調査の試行的研究・・・・・・・・・・・ 73
中電技術コンサルタント株式会社 荒木義則
国土交通省国土技術政策総合研究所 木下篤彦
中電技術コンサルタント株式会社 秦雅之・河井恵美
国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所 小竹利明・山田拓・柴田俊
国土交通省近畿地方整備局近畿技術事務所 亀井稔・松岡和行・南口由行
14. 輝度の差分映像による斜面崩壊・土石流の検知と降雨・夜間の監視映像の鮮明化・・・・・・ 79
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター 柴田俊・小竹利明・山田拓・木下篤彦
国土交通省国土技術政策総合研究所土砂災害研究部土砂災害研究室 中谷洋明・金澤瑛
株式会社エイト日本技術開発 海原荘一
株式会社ブレインズ 井深真治
15. 人工衛星「しきさい」を活用した那智の滝上流域の森林活性度と可能蒸発散量に関する研究・・ 85
和歌山県土砂災害啓発センター 宮﨑徳生・筒井和男・岸畑明宏・坂口隆紀
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター 木下篤彦・柴田俊
国土交通省国土技術政策総合研究所 鈴木大和・中谷洋明
株式会社パスコ 鈴木清敬
16. 住宅地の土石流対策のための傾斜計を用いたセンサーによる危険渓流監視システムの現地試験・・・ 91
広島大学防災・減災研究センター 土田孝
広島大学大学院先進理工系科学研究科 橋本涼太
株式会社計測リサーチコンサルタント 大町正和・梅本秀二
17. 携帯型ミニディスクインフィルトロメータによる現場透水係数の推定に関する一考察・・・・ 97
鹿児島大学大学院理工学研究科 小川大輝
鹿児島大学学術研究院 酒匂一成・伊藤真一

【セッション４　砂防施設と機能】

18.　砂防設備等における除石や延命化を考慮したライフサイクルコスト縮減に関する一考察・・・・ 103
京都大学大学院農学研究科　原田紹臣
立命館大学　理工学部　里深好文
京都大学名誉教授　水山高久
19.　待受式擁壁に作用する崩壊土砂の衝撃荷重の空間分布に関する検討・・・・・・・・・・・・・ 109
国土防災技術株式会社　長谷川陽一
国土交通省国土技術政策総合研究所土砂災害研究部　金澤瑛・中谷洋明
国土防災技術株式会社　井上沙久綾
20.　堆砂条件を考慮した不透過型砂防堰堤の捕捉機能に関する検討・・・・・・・・・・・・・・・ 115
京都大学大学院農学研究科　中谷加奈・麻野佑介
広島大学大学院先進理工系科学研究科　長谷川祐治
立命館大学理工学部　里深好文

【セッション５　土砂移動現象とその機構】

21.　スギ根系の地震時斜面安定への影響に関する実験的・解析的検討・・・・・・・・・・・・・・・ 121
九州大学大学院工学研究院　古川全太郎
東京工業大学環境・社会理工学院　笠間清伸
九州大学大学院工学府建設システム工学専攻　八尋裕一
22.　IN-FLOW SELF-COMMINUTION OF DEBRIS-FLOW AND LAHARS: FRAGMENTATION AND GRINDING EXPERIMENTS FOR THE DACITES FROM UNZEN-VOLCANO・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 127
Kobe University　Christopher GOMEZ
University of Miyazaki　Yoshinori SHINOHARA
University of Tokyo　Norifumi HOTTA
Forest and Forest Products Research Institute　Haruka TSUNETAKA
23.　水路実験による土砂移動時の地盤振動のスペクトルと距離減衰に関する考察・・・・・・・・ 133
和歌山県土砂災害啓発センター　筒井和男・坂口隆紀
株式会社エイト日本技術開発　海原荘一・谷田佑太
国土交通省国土技術政策総合研究所　木下篤彦
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　柴田俊
国土交通省国土技術政策総合研究所　金澤瑛・中谷洋明
立命館大学理工学部　里深好文・藤本将光
24.　勾配変化が石礫型土石流の流動形態および粒度偏析に及ぼす影響・・・・・・・・・・・・・・ 139
鳥取大学大学院工学研究科　和田孝志
アサヒコンサルタント株式会社　小林和希
鳥取大学大学院工学研究科　三輪浩

【セッション６　警戒情報，災害情報，防災教育】

25.　保田窪砂礫層と沖積層間の微地形と白川乱流の刻印・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　145
大成ジオテック　福田光治
26.　神社に着目した山地斜面の安全性と災害情報・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　151
関西大学　黒木貴一
土木研究所　品川俊介
27.　和歌山県土砂災害啓発センターにおける土砂災害に関する防災教育とその効果について・・・　157
和歌山県土砂災害啓発センター　岸畑明宏・坂口隆紀・筒井和男・宮﨑徳生
28.　豪雨時土砂災害避難体験 VR の開発と防災教育への適用・・・・・・・・・・・・・・・・・・・　163
広島大学防災・減災研究センター　土田孝
広島大学大学院先進理工系科学研究科　橋本涼太・内田龍彦
東広島市消防局東広島消防署　山中勝司・和泉公明
広島大学大学院総合科学研究科総合科学専攻　川﨑梨江
29.　超過確率年を用いた土砂災害警戒避難基準雨量の有効性・・・・・・・・・・・・・・・・・・　169
（株）エイト日本技術開発　竹本大昭・海原荘一
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　木下篤彦
北海道大学　田中健貴
国土交通省国土技術政策総合研究所　中谷洋明
30.　「ストームクェイク」による軍艦島の揺れと 30 号棟の一部崩落・・・・・・・・・・・・・・・　175
長崎大学名誉教授　後藤惠之輔
九州大学学術研究・産学連携本部　後藤厳寛
31.　2018.7 豪雨被災経験を活かした防災マップ - 東広島市高屋東小学校区の事例 - ・・・・・・・・　181
広島大学防災・減災研究センター　福田直三・土田孝
広島大学総合科学研究科　猪股雅美・川﨑梨江
高屋東小学校区住民自治協議会　山土博三
東広島市危機管理課　坂手顕介
32.　融雪土砂災害に対する融雪を考慮した土砂災害警戒情報の適用性の検討・・・・・・・・・・・　187
北海道大学大学院農学研究院　桂真也
33.　マルチシナリオによる住宅地内の土石流危険度リスクの評価方法の検討・・・・・・・・・・・　193
広島大学大学院先進理工系科学研究科　長谷川祐治
京都大学大学院農学研究科　中谷加奈・青柳昌憲
広島大学防災・減災研究センター　海堀正博
立命館大学理工学部　里深好文
34.　雄物川流域・強首地区における洪水履歴と住民の防災意識・・・・・・・・・・・・・・・・・・　199
秋田大学大学院理工学研究科　田口岳志
東北大学大学院　鳥屋部佳苗
山口大学教育学部　楮原京子
山口大学大学院創成科学研究科　鈴木素之
秋田大学大学院理工学研究科　荻野俊寛

【セッション7　土砂災害調査研究】

35.　2017年8月にベトナム北部で発生した土砂災害の調査報告と新しい調査方法の検討・・・・・　205

山口大学大学院創成科学研究科　川村喜一郎

一般財団法人宇宙システム開発利用推進機構　大久保泰邦

ベトナム地質鉱物総局北西地質局　Le Quoc Hung

山口大学大学院創成科学研究科　熊谷勇河

ベトナム地質鉱物総局北西地質局　藤田勝

一般財団法人宇宙システム開発利用推進機構　Nguyen Ho Kharn

36.　平成30年北海道胆振東部地震による斜面崩壊分布と地形的素因との関係・・・・・・・・・・・　213

鳥取大学学術研究院工学系部門　河野勝宣

鳥取大学工学部社会システム土木系学科　城一達哉

鳥取大学学術研究院工学系部門　小野祐輔・野口竜也・梶川勇樹

37.　平成30年7月豪雨による北九州市内の斜面崩壊に関する試験結果と崩壊メカニズム・・・・・　219

基礎地盤コンサルタンツ株式会社　東風平宏

西日本工業大学　山本健太郎

横矢直道

日本地研株式会社　山下武志

地盤防災研究所　藤白隆司

基礎地盤コンサルタンツ株式会社　山口剛史

38.　2018年北海道胆振東部地震における樽前d降下火砕堆積物の定体積繰返し一面せん断特性・・　225

山梨大学大学院医工農学総合教育部　岡田健杜

山梨大学大学院総合研究部工学域土木環境工学系　後藤聡

39.　平成30年7月の豪雨による斜面崩壊地における原位置試験の材料係数を導入した有限要素解析・・　231

鹿児島大学農学部　平瑞樹

西日本工業大学工学部　山本健太郎

（株）セイコー技術部　宮原仁

基礎地盤コンサルタンツ（株）九州支社地質技術部　東風平宏

40.　流木を伴った土石流の流動シミュレーション - 2018年広島県坂町総頭川を事例として - ・・・　237

西日本技術開発（株）土木本部水工部　福岡尚樹

群馬工業高等専門学校　環境都市工学科　永野博之

元九州大学大学院工学研究院　橋本晴行

CONTENTS

【Session 1 Slope Failure; Factor Analysis】

1. SINKING OF HILL ROAD DUE TO GRAVITATIONAL DEFORMATION AND RATE OF SINKING AT PAGLAJHORA SINKING ZONE IN DARJEELING HIMALAYA IN INDIA · · · · · · · · · 1
Yoshinori KAWAMURA and Takayuki MAYUMI

2. EVALUATION OF RAINFALL SCALE TRIGGERING SEDIMENT MOVEMENTS AFTER THE 2016 KUMAMOTO EARTHQUAKE USING MULTIPLE SHORT- AND LONG-TERM RAINFALL INDICES · 7
Ikkei MATSUNAGA and Shin'ya KATSURA

3. RELATION WATER LEVEL FLUCTUATION AND QUALITY CHANGE OF GROUNDWATER IN GRAVITATIONAL DEFORMATION SLOPE BETWEEN RAINFALL· 13
Koichiro HAYASHI, Shinji KOMATSU, Yasuuchi KUBOTA, Atsuhiko KINOSHITA, Toshiaki KOTAKE
Taku YAMADA, Suguru SHIBATA and Yasutaka TANAKA

4. GEOLOGICAL FRACTURE REGULATING SLOPE FAILURE · 19
Tatsuro YOSHIMURA, Hiroshi HIRATA, Naozo FUKUDA and Daisuke SUETSUG

5. THE EFFECT OF LEACHING ION FROM BEDROCK ON WATER QUALITY OF GROUND WATER IN GRAVITATIONAL DEFORMATION SLOPE · 25
Yasutaka TANAKA, Atsuhiko KINOSHITA, Toshiaki KOTAKE, Taku YAMADA, Suguru SHIBATA
Yasuuchi KUBOTA, Shinji KOMATSU and Koichirou HAYASHI

6. DIFFERENCES OF PHYSICAL PROPERTIES BETWEEN TEPHRA AND TUFF BRECCIA-ANDESITE ON SLIDING LAYER AND SURROUNDING LAYERS OF LANDSLIDES· · · · · · · · · · · 31
Mega Lia ISTIYANTI and Satoshi GOTO

7. RELASHONSHIP BETWEEN MEANDING, WIDES AND RIVER-BED FLUCTUATION IN THE DEEP-SEATED LANDSLIDE LOWER BASIN CAUSED BY THE 2011 KII PENINSULA FLOOD· · · 37
Soichi KAIHARA, Noriko TADAKUMA, Takayuki TAKATA, Atsuhiko KINOSHITA
Suguru SHIBATA, Toshiaki KOTAKE, Taku YAMADA and Yasutaka TANAKA

8. RECENT SLOPE DISASTER ON THE PYROCLASTIC FLOW DEPOSIT AND VOLCANIC ROCKS IN THE QUATERNARY PERIOD - Failure phenomena on the basin of Yamakuni river, Oita - · · · · 43
Kentaro YAMAMOTO and Yoshitaka TATEISHI

【Session 2 Slope Failure; Prediction Method】

9. PREDICTION OF COLLAPE SITE USING MOVING MASS FORMATION MODEL CAUSED BY FRACTURE · 49
Tatsuro YOSHIMURA and Takeshi TERUI

10. PREDICTION OF SHALLOW SLOPE FAILURES BASED ON A DISTRIBUTED RAINFALL-RUNOFF ANALYSIS USING LANDSLIDE HAZARD SCORE AND GROUNDWATER DISTRIBUTION · 55
Yuki KAJIKAWA, Masahiro MIYAZAKI, Mizuho OISHI, Masanori KOHNO and Masamitsu KUROIWA

11. CONSTRUCTION OF ARTIFICIAL NEURAL NETWORK MODEL TO PREDICT EROSION AREA AT SAKURAJIMA ・・ 61
Shinichi ITO, Fuga MATSUO, Kazunari SAKO, Yoshinori ARAKI, Naoki IWATA and Keigo KOIZUMI
12. STUDY OF APPLICATION OF GRANULAR DISTINC ELEMENT METHOD IN SIMULATION OF SLOPE FAILURE ・・ 67
Mitsuo NAKAGAWA

【Session 3 Monitoring System, Field Observation and Testing Technology】

13. A STUDY OF EMERGENCY SURVEY USING UNMANNED AERIAL VEHICLE OF LARGR-SCALE DISASTERS ・・ 73
Yoshinori ARAKI, Atsuhiko KINOSHITA, Masayuki HATA, Megumi KAWAI, Toshiaki KOTAKE
Taku YAMADA, Suguru SHIBATA, Minoru KAMEI, Kazuyuki MATSUOKA and Yoshiyuki MINAMIGUCHI
14. DETECTION OF LANDSLIDE AND DEBRIS FLOW BY BRIGHTNESS DIFFERENCE IMAGES AND CLEARING OF RAINFALL AND NIGHTTIME SURVEILLANVCE IMAGES ・・・・・・・・・・・・ 79
Suguru SHIBATA, Toshiaki KOTAKE, Taku YAMADA, Atsuhiko KINOSHITA, Hiroaki NAKAYA
Akito KANAZAWA, Soichi KAIHARA and Shinji IBUKA
15. STUDY ON FOREST ACTIVITY AND POSSIBLE EVAPOTRANSPIRATION IN THE UPPER REACHES OF THE NACHI GREAT WATERFALL USING AN ARTIFICIAL SATELLITE "GCOM-C" ・・ 85
Norio MIYAZAKI, Kazuo TSUTSUI, Akihiro KISIHATA, Takaki SAKAGUCHI, Atsuhiko KINOSHITA
Suguru SHIBATA, Yamato SUZUKI, Hiroaki NAKAYA and Kiyotaka SUZUKI
16. FIELD TEST OF MONITORING SYSTEM OF MOUNTAIN STREAM WITH TILTMETERS TO MITIGATE DEBRIS FLOW DISASTER IN HOUSING AREA ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 91
Takashi TSUCHIDA, Ryota HASHIMOTO, Masakazu OMACHI and Shuji UMEMOTO
17. A CONSIDERATION ON ESTIMATE OF FIELD HYDRAULIC CONDUCTIVITY WITH MINI DISK INFILTROMETER ・・ 97
Daiki OGAWA, Kazunari SAKO and Shinichi ITO

【Session 4 Sabo facilities and functions】

18. MAINTENANCE MANAGEMENT PLAN OF LIFE CYCLE COSTS CONSIDERING FUNCTIONAL EVALUATION AND LIFE EXTENSION FOR SABO FACILITIES ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 103
Norio HARADA, Yoshifumi SATOFUKA and Takahisa MIZUYAMA
19. STUDY ON THE SPATIAL DISTRIBUTION OF THE IMPACT LOAD OF THE COLLAPSED SOIL ACTING ON THE RETAINING WALL ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 109
Yoichi HASEGAWA, Akito KANAZAWA, Hiroaki NAKAYA and Sakuya INOUE
20. STUDY ON SEDIMENT TRAPFUNCTION OF CLOSED TYPE SABO DAM CONSIDERING INITIAL BED CONDITIONS ・・ 115
Kana NAKATANI, Yusuke ASANO, Yuji HASEGAWA and Yoshifumi SATOFUKA

【Session 5 Sediment Transport Phenomenon and Mechanisms】

21. EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL STUDIES FOR STABILIZATION EFFECTS OF CEDER ROOT ON SLOPE STABILITY・・ 121
Zentaro FURUKAWA, Kiyonobu KASAMA and Yuichi YAHIRO
22. IN-FLOW SELF-COMMINUTION OF DEBRIS-FLOW AND LAHARS: FRAGMENTATION AND GRINDING EXPERIMENTS FOR THE DACITES FROM UNZEN-VOLCANO・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 127
Christopher GOMEZ, Yoshinori SHINOHARA, Norifumi HOTTA and Haruka TSUNETAKA
23. A MODEL STUDY ON SPECTRUM AND DISTANCE ATTENUATION OF GROUND VIBRATION BY MOVEMENT OF A LARGE MASS・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 133
Kazuo TSUTSUI, Takaki SAKAGUCHI, Soichi KAIHARA, Yuta TANIDA, Atsuhiko KINOSHITA
Suguru SHIBATA, Akito KANAZAWA, Hiroaki NAKAYA, Yoshifumi SATOFUKA and Masamitsu FUJIMOTO
24. EFFECTS OF STREAM GRADIENT CHANGES ON DEBRIS-FLOW MODES AND SEDIMENT SORTING・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 139
Takashi WADA, Kazuki KOBAYASHI and Hiroshi MIWA

【Session 6 Alert system, Sediment Disaster Information and Disaster Prevention Education】

25. RECORD OF TURBULENT FLOW OF RIVER SIRAKAWA ON KUMAMOTO PLAIN・・・・・・・・・・・・ 145
Mitsuharu FUKUDA
26. SAFETY AND DISASTER INFORMATION ON MOUNTAIN SLOPES FOCUSING ON SHRINES・・・ 151
Takahito KUROKI and Shunsuke SHINAGAWA
27. A STUDY ON THE EFFECTS OF THE DISASTER PREVENTION EDUCATION ABOUT SEDIMENT DISASTER AT IWSRE・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 157
Akihiro Kishihata, Takaki Sakaguchi, Kazuo Tsutsui and Norio Miyazaki
28. VR FOR EVACUATION OF LANDSLIDES DURING HEAVY RAIN - DEVELOPMENT AND PRACTICE IN DISASTER PREVENTION EDUCATION -・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 163
Takashi TSUCHIDA, Ryota HASHIMOTO, Tatsuhiko UCHIDA, Katsushi YAMANAKA
Kimiaki IZUMI and Rie KAWASAKI
29. EFFECTIVENESS OF SEDIMENT RELATED DISASTER EARLY WARNING STANDARD RAINFALL USING THE OF EXCESS PROBABILITY YEAR・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 169
Hiroaki TAKEMOTO, Soichi KAIHARA, Atsuhiko KINOSHITA, Yasutaka TANAKA and Hiroaki NAKAYA
30. PARTIAL COLLAPASE OF A MULTISTORIED APARTMENT BY STORMQUAKE IN THE GUNKANJIMA ISLAND OF WORLD HERITAGE, NAGASAKI, JAPAN・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 175
Keinosuke GOTOH and Takehiro GOTO
31. DISASTER MITIGATION MAP REFRECT EXPERIENCE OF 2018.7 HEAVY RAIN AT TAKAYAHIGASHI SCHOOL REGEON IN HIGASHIHIROSHIMA CITY・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 181
Naozo FUKUDA, Takashi TSUCHIDA, Masami INOMATA，Rie KAWASAKI
Hiromi YAMADO and Kensuke SAKATE

32. APPLICABILITY OF SEDIMENT-RELATED DISASTER WARNING INFORMATION INCORPORATING THE EFFECT OF SNOWMELT FOR SNOWMELT-INDUCED SEDIMENT-RELATED DISASTERS ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 187
Shin'ya KATSURA
33. EVALUATION METHODS FOR DEBRIS FLOW RISK DISTRIBUTION IN RESIDENTAL AREA CONSIDERING MULTI SCENARIOS ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 193
Yuji HASEGAWA, Kana NAKATANI, Masanori AOYAGI, Masahiro KAIBORI and Yoshifumi SATOFUKA
34. THE FLOOD HISTORY AND DISASTER AWARENESS OF RESIDENTS IN THE KOWAKUBI OMONO RIVER BASIN ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 199
Takeshi TAGUCHI, Kanae TOYABE, Kyoko KAGOHARA, Motoyuki SUZUKI, Toshihiro OGINO

【Session 7　Sediment Disaster Fundamental Research】

35. A PRELIMINARY REPORT OF A LARGE SEDIMENT DISASTER IN NORTH VIETNAM ON EARLY AUGUST, 2017 AND DISCUSSION FOR NEW SURVEY METHODS・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 205
Kiichiro KAWAMURA, Yasukuni OKUBO, Le Quoc Hung, Masaru FUJITA
Yuga KUMAGAI and Nguyen Ho Khanh
36. RELATIONSHIP BETWEEN EARTHQUAKE-INDUCED SLOPE FAILURES DISTRIBUTION AND TOPOGRAPHIC PRIMARY-CAUSE: A CASE STUDY OF THE 2018 HOKKAIDO EASTERN IBURI EARTHQUAKE ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 213
Masanori KOHNO, Tatsuya JOICHI, Yusuke ONO, Tatsuya NOGUCHI and Yuki KAJIKAWA
37. TEST RESULTS AND MECHANISM OF SLOPE FAILURE CAUSED BY HEAVY RAIN IN KITAKYUSHU ON JULY 2018・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 219
Hiroshi KOCHIHIRA, Kentaro YAMAMOTO, Naomichi YOKOYA, Takeshi YAMASHITA
Takashi FUJISHIRO and Takefumi YAMAGUCHI
38. CYCLIC BEHAVIOR OF THE TARUMAI-D TEPHRA LAYERS BY CONSTANT VOLUME DIRECT BOX SHEAR TESTS ON THE 2018 HOKKAIDO EASTERN IBURI EARTHQUAKE・・・・・・・・・・・・ 225
Kento OKADA and Satoshi GOTO
39. A FINITE ELEMENT ANALYSIS USING ACTUAL MATERIAL PARAMETERS BY IN SITU TESTS AT SLOPE FAILURE SITE ON TORRENTIAL RAIN IN JULY 2018・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 231
Mizuki HIRA, Kentaro YAMAMOTO, Hitoshi MIYAHARA and Hiroshi KOCHIHIRA
40. SIMULATION OF DEBRIS FLOW WITH DRIFT WOOD: A CASE STUDY IN THE SOZU RIVER, HIROSHIMA PREFECTURE, JAPAN ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 237
Naoki FUKUOKA, Hiroyuki NAGANO and Haruyuki HASHIMOTO

SINKING OF HILL ROAD DUE TO GRAVITATIONAL DEFORMATION AND RATE OF SINKING AT PAGLAJHORA SINKING ZONE IN DARJEELING HIMALAYA IN INDIA

Yoshinori KAWAMURA [1] and Takayuki MAYUMI [2]

[1] Oriental Consultants Global (Shinjyuku-ku Nishishinjyuku 3-20-2, Tokyo 163-1409, Japan)
E-mail: kawamuray@ocglobal.jp
[2] Japan Conservation Engineers (Toranomon 3-18-5, Tokyo 105-0001, Japan)

Key Words: *sinking of hill road, gravitational deformation, map reading, creep, landslide*

1. INTRODUCTION

Landslide hazard management of hill roads is critically needed in India due to its severe natural conditions[1]. Among such hazards, gradual sinking of hill roads is one of the major problems in India especially in the Himalayas, where hill roads run through steep hill slopes. Landslides may be blamed for the sinking but, if "landslide" means repeated mass movement on gentle slope with landslide clay on slip surface, it may not be charged for most cases of the sinking in the Himalayas.

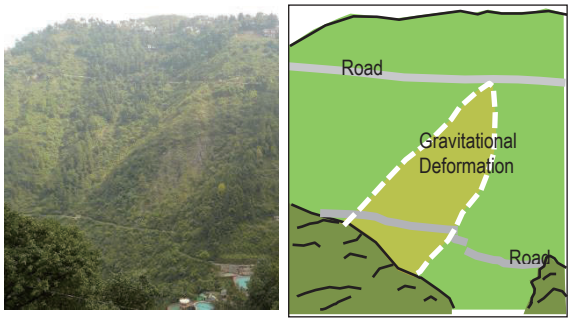


Figure 1 Gravitational Deformation and Sinking of Hill Road in Uttarkhand, India[2]

In a technical cooperation project in India funded by JICA, Capacity Development Project on Highways in Mountainous Regions, we proposed gravitational deformation be blamed for many sinking sections in the Himalayas[2], as shown in Figure 1. Gravitational deformation often involves slope failures and rock fall at its toe and flanks as the deformation proceeds.

In this paper, we estimate rates of sinking at road by gravitational deformation.

2. GRAVITATIONAL DEFORMATION

Gravitational deformation, or creep deformation, of steep hill slope has been well studied in Europe. Crosta summarized various studies relating to deep seated gravitational deformation[3]. In Japan, deep-seated catastrophic landslides were triggered by Typhoon 12 Talas in 2011, which highlighted gravitational deformation as a precursor of such disasters[4]. After the typhoon, studies of gravitational deformation have been extensively conducted.

(1) Difference between Landslide with Clay on Slip Surface and Gravitational Deformation

Table 1 shows difference between gravitational deformation and landslide with clay on slip surface.

Table 1 Landslide with Clay on Slip Surface and Gravitational Deformation[2]

Item	Landslide with Clay on Slip Surface	Gravitational Deformation
Slope	**Gentle slope** <= 30 degrees	**Steep slope** 30 degrees <=
Boundary between moving & stable parts	Slip surfaces with thin sheared zone of landslide clay,	Loosened zone of fractured bedrock
Thickness of the boundary	Several ten centimeters.	Several meters.
Movement mode	Slide on slip surface	Creep deformation of loosened zones
Groundwater involved	Pore water pressure on slip surface	Pressured fissure water

In this paper, the word “landslide with clay on slip surface” means repeated mass movement on gentle slopes with landslide clay on slip surface. Such landslides also cause sinking of roads in hilly regions.

(2) Topographic and Geological Features

Gravitational deformation often shows particular topographic features on the slope where it lies. Such features are well studied so far. Gianfranco organized geomorphological features of gravitational deformation in Italian Alps, which focuses uphill facing scarp on the shoulder and bulging at the toe of the slope[5].

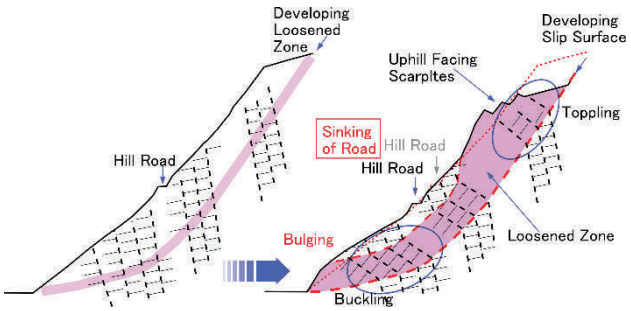


Figure 2 Development of Gravitational deformation[2]

Gravitational deformation also involves loosened zones of fractured bedrock, where bedrock creep proceeds with toppling at the shoulder and buckling at the middle and toe as shown in Figure 2. The loosened zones often form water passage for fissure water. At the toe of slopes where loosened zones appear to the surface, groundwater spring / seepage are often observed.

(3) Mechanism of Gravitational Deformation & Sinking of Hill Roads

Gianfranco reported slow and continuous sagging and bulging of valley slope profile due to gravitational deformation[5], which supports the sinking of hill roads due to the same. At bulging, however, hill roads may be uplifted instead.

Gravitational deformation often starts from relaxation of hill slope due to unloading or stress relief. Along with relaxation, facilitated by fractured zones of bedrock, loosened zones develop underground mainly parallel with slope surface as well as at the flanks of deformation blocks. In loosened zones, bedrock creep proceeds slowly but steadily and downward deformation of a block follows, which results in sinking of hill loads[2]. In several decades, sinking of hill roads by gravitational deformation may reach a height of several tens meters, such as shown in Figure 2.

(4) Gravitational Deformation to Deep-seated Landslide

Gravitational deformation is considered as a precursor of a deep-seated catastrophic landslide[6][7]. The mechanism of causing a deep-seated catastrophic landslide is still being discussed, however.

Triggering a deep-seated catastrophic landslide may require strong force to destabilize large parts of a bedrock slope. Figure 3 shows a possible process of generating pressured fissure water strong enough to cause such landslide[2]:

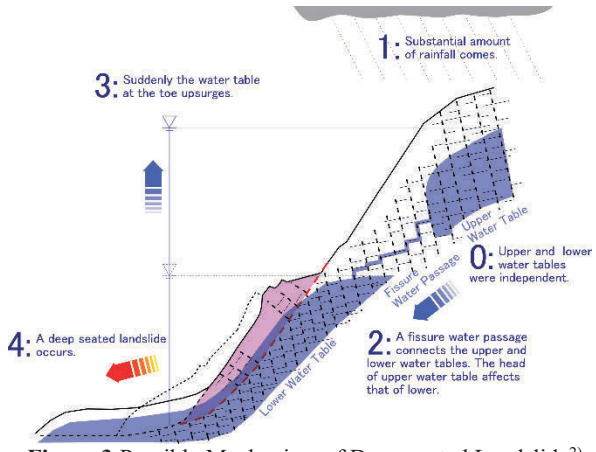


Figure 3 Possible Mechanism of Deep-seated Landslide[2]

a) The lower water table formed by fissure water behind a gravitational deformation slope is independent from the upper one, which may lie in upper slope far behind the lower one.
b) Due to abundant provision of water to the fissure in upper slope by substantial rainfall, a fissure water passage connects the upper and lower water tables. Then the head of the upper affects the lower.
c) The head of the lower water table at the toe of the slope drastically surges, up to the head of the upper one less resistance loss.
d) A deep-seated catastrophic landslide is triggered by such strong water pressure.

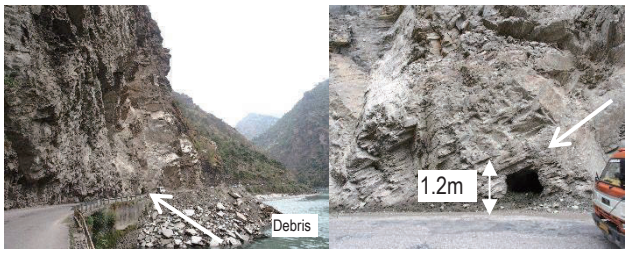


Figure 4 Peculiar Hole with Groundwater at the toe of slope

In India, along hill roads in the Himalayas, deep-seated landslides / collapse involving bed rock are often observed with devastating damage to roads. A massive rock collapse in 2015 at a section of Kulu - Manali Highway (NH21) supports the proposed process in Figure 3. As shown in Figure 4, a large peculiar hole with ground water spring was observed

at the toe of the rock slope, which corresponds to the plane of rupture of the rock collapse. The large hole at the toe is thought to be made by the strong water pressure triggered by the connection of the upper and lower water tables behind the slope when the collapse occurred.

Kosugi suggested effects of water tables in the ridge of hill slope to those at the toe[8], which is favorable to the aforementioned proposed process.

3. PAGLAJHORA SINKING ZONE

National Highway NH55 in West Bengal in India connects Darjeeling, the famous tourist destination, to Siliguri, the major town of the strategic Siliguri Corridor. From Sukna to Kurseong, NH55 climbs up a height of around 1,400 meters within a stretch of 40 km. A famous sinking zone of Paglajhora lies before Kurseong.

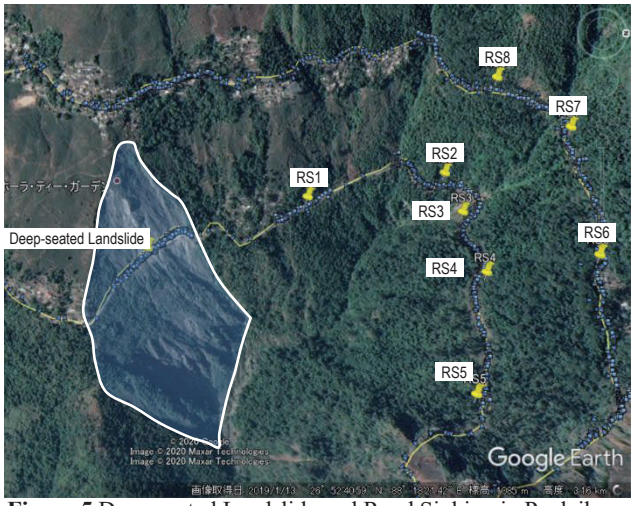


Figure 5 Deep-seated Landslide and Road Sinking in Paglajhora

The activities of Paglajhora Sinking Zone have decade's long history. Sujit Mandal summarized comprehensive review of the zone, in which subsidence of roads were reported [9].

Paglajhora Sinking Zone includes a trace of a massive catastrophic deep-seated landslide and road sinking sections. Through a study in February 2020, 8 road sinking sections were confirmed as shown in Figure 5.

(1) Geological Condition

Geology of the Indian Himalayas is composed of 4 geological zones stretching east and west, among which Greater Himalayan Sequence underlies Paglajhora Sinking Zone. Greater Himalayan Sequence is composed of highly metamorphic rock of gneiss, migmatite, and quartzite[10].

The slopes in Paglajhora Sinking Zone are very steep with average gradients of 60 ~70 degrees[9].

(2) Map Reading

Aerial photo reading is an effective way for detecting topographic features relating to landslides. Aerial photos are, however, difficult to obtain in India. In the project, instead, map reading was performed to detect such topographic features, with contour maps generated by a GIS with spacial information obtained by satellites, as explained in Table 2.

Table 2 Contour Map Preparation

Item	Description
GIS	QGIS Ver.2.18
Satellite Image Data	DEMs from "ALOS World 3D-30m (AW3D30)" provided from JAXA, Japan Aerospace Exploration Agency

Through map reading, blocks of gravitational deformation are interpreted by extracting topographic features of the deformation[2]. Figure 6 shows a result of map reading for the site. The 8 road sinking sections in Figure 5 correspond to the gravitational deformation blocks interpreted through map reading.

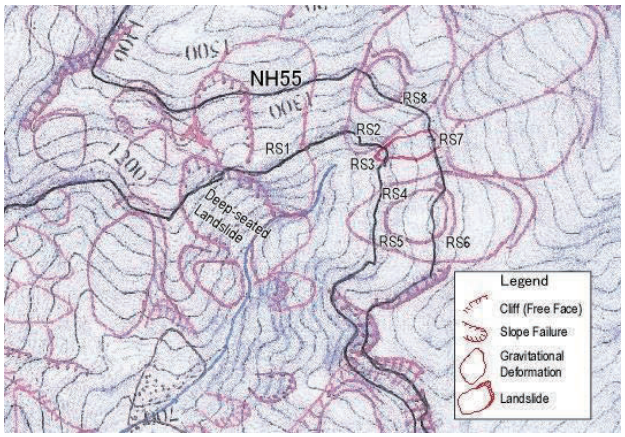


Figure 6 Map Reading of Paglajhora Sinking Zone

(3) Deep-seated Landslide

The massive deep-seated landslide occurred in the rainy season in 2010, which further developed in 2011 by Sikkim earthquake[9]. The Sikkim earthquake totally demolished NH55 and the rail track of Darjeeling Himalayan Railway (DHR) including their foundations.

After a long repairing period, NH55 and DHR opened again in 2015~16, crossing the trace of the deep-seated landslide.

Interestingly, a peculiar hole similar to that of Figure 4 was reported at the trace of the deep-seated landslide[11]. It is thought to be made by the strong water pressure explained in Figure 3 as well.

At the trace of the deep-seated landslide, gravitational deformation is developing in the form of three layers with bending and sinking of NH55 and the railway track of DHR at the boundaries among

the layers.

Figure 7 [2] explains the deformation in three layers. Bending and sinking of NH55 and the railway track of DHR have been observed as shown in Figure 8 [2].

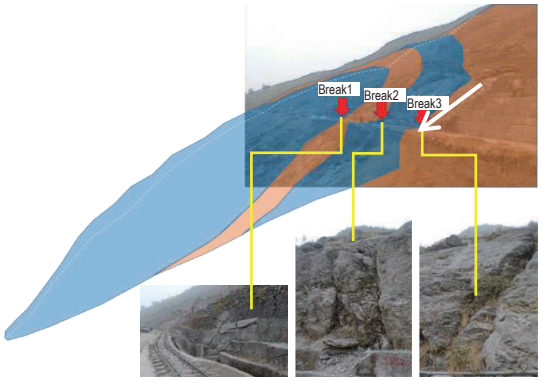


Figure 7 Gravitational Deformation in Layered Structure [2]

Figure 8 Deep-seated Landslide (Left) and Bending and Sinking of Highway and Railway Track (Right) in 2017 [2]

(4) Road Sinking Sections

In the monsoon season in 2010, along with the deep-seated landslide, damage to NH55 occurred at several locations [9].

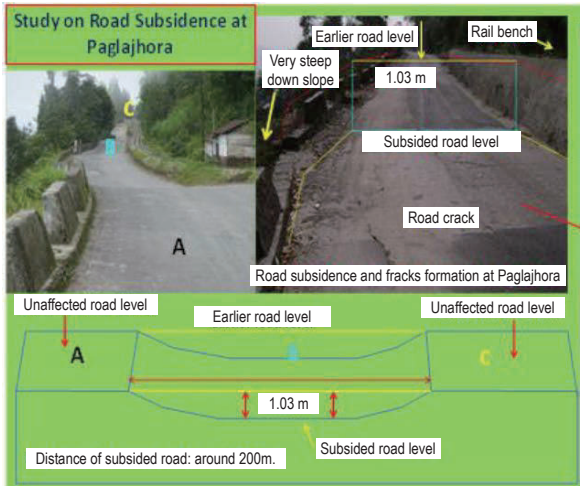


Figure 9 Road Sinking at RS1 in 2009 [9]

Before the deep-seated landslide in 2010, the road sinking at RS1 was recorded as 1.03 meters in 2009, as shown in Figure 9 [9]. Sujit Mandal reported other records of sinking as 6 ~ 8 meters, 1.42 meters, and 0.95 meters/year, the exact locations of which are, however, unclear [9].

(5) Typical Form of Road Sinking

A typical form of road sinking in Paglajhora Sinking Zone is explained in Figure 10.

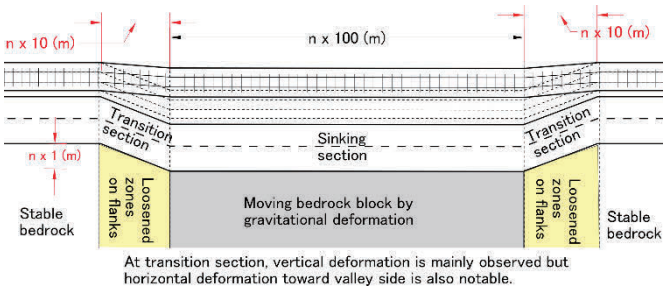


Figure 10 Typical Form of Road Sinking in Paglajhora (no scale)

A sinking section often has transition sections on both sides at the boundaries with neighboring stable sections. Sometimes it is found only on one side. By comparing the map reading result in Figure 6 and the actual site conditions, it is understood that the transition sections correspond to the loosened zones at flanks of the gravitational deformation blocks.

In Paglajhora Sinking Zone, the railway track of DHR is often filled up to keep its vertical gradient gentler than the steepest limit for operation, whereas that of NH55 often remains unchanged as long as vehicles can run over the transition sections.

4. SINKING RATE AT ROAD

(1) Gravitational Deformation at Deep-seated Landslide

At the gravitational deformation at the deep-seated landslide in Paglajhora, photographs of sinking at the fixed location are available, which enable us to estimate the rough rate of road sinking.

The photos in 2016 are shown in Figure 11.

Figure 11 Photos in May (Left) and August (Right) in 2016

The photos in Figure 12 are in 2018 and 2020.

Figure 12 February 2018 (Left) and February 2020 (Right)

The photo in May 2016 in Figure 11 is right after the reopening of NH55 and DHR and that in August 2016 is during the first monsoon after the reopening.

Figure 13 Raised Railway Track of DHR (H=20cm)

By comparing the photos in 2016, 2018, and 2020, development of sinking is well understood, especially by the deformation of the retaining wall placed on hill side along the railway track.

As shown in Figure 13, the foundation of the railway track was found partially broken in February 2020, through which abandoned railway track was found. The raised height is 20cm. From the situation, the abandoned track should be the one in the reopening in 2016 and the raised one should be laid before February 2018. The minimum rate of sinking is, therefore, estimated as 10 cm / year or more.

On the other hand, by comparing the photos in 2018 and 2020 in Figure 12, focusing on the top lines of the retaining wall indicated by the white lines, the rate of sinking in two years is roughly estimated as around 10 cm /year or more. Thus rough rates of sinking at Paglajhora deep-seated landslide may be around 10 cm / year or more.

(2) Road Sinking Section RS1

RS1 has a typical transition section where vertical alignment of NH55 drastically changes.

Figure 14 Transition Section of RS1 (2020)

At the transition section, as the downward movement of gravitational deformation proceeds, horizontal alignment of NH55 is also pushed to valley side, as shown in Figure 14.

At RS1, as shown in Figure 15, an abandoned road was found on the valley side, which connects to the current NH55 at the boundary with the stable section, as shown in Figure 14 on the right.

By comparing the photos in 2020 in Figure 15 with that in 2009 in Figure 9, rough estimation of a rate of road sinking is possible. From Figure 15, the height between the railway track of DHR and old NH55 is estimated to be around 2.7 meters. (The man in the photo is 180cm tall). The difference between the stable and sinking section in Figure 9 is roughly 1.0 meters. Thus the amount of sinking from 2009 to 2020 is around 1.7 m, which leads an estimated sinking rate of around 15 cm / year.

Figure 15 Height Difference between Old and New NH55 (2020)

(3) Road Sinking Section RS4

At RS4, at least 2 layers of abandoned roads were found along the current NH55 as shown in Figure 16.

Figure 16 Abandoned Road of NH55 at RS4

The height from the lowest abandoned road to the current NH55 is around 3.6 meters. Unfortunately, we have no certain data when the lowest road started sinking. The volume of sinking estimated from the abandoned road is of noteworthy, however.

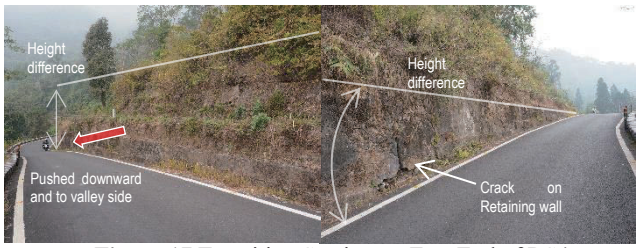


Figure 17 Transition Section on East End of RS4

Similar to the volume of sinking, as shown in Figure 17, the height difference at the transition section on the east end is also large. Cracks on the retaining wall along the road are often observed, along with horizontal deformation toward valley side.

5. Discussion

The estimated rates of sinking at hill road sections in Paglajhora are 10 cm/year or more and 15 cm/year.

These estimation may be considered as an average value through a period of several years. An actual rate of sinking may vary between monsoon and dry seasons, through which precipitation and groundwater conditions should vary. Further study is needed to understand behaviour of road sinking over seasons and its relation with amounts of precipitation or groundwater conditions.

In addition, the proposed mechanism of road sinking caused by gravitational deformation requires verification through further studies. In the project, the following surveys are planned in a similar gravitational deformation site:

- Core boring
- Subsurface displacement / groundwater / rainfall monitoring
- Resistivity survey in rainy and dry seasons
- Slope stability analysis

Based on the results from the above listed, the mechanism of sinking will be reviewed and appropriate countermeasures against sinking of hill road will be proposed.

The estimated sinking rates need to be reviewed with more records of sinking. Considering the fact that NH55 has kept its service after the reopening in 2016, however, the rate of road sinking should fall in the range which enable the road authority to maintain NH55 with daily maintenance works, such as filling crack, partial repaving, and easing displacement at transition sections. The estimated sinking rates of 10 cm/year or more and 15 cm/year fall in such range.

6. Conclusion

Through the studies at Paglajhora Sinking Zone in Darjeeling Himalaya in India, the following findings are understood or confirmed:

- Along the hill road running through steep hills/mountains, road sinking is often caused by gravitational deformation of bedrock.
- Road sinking by gravitational deformation often has a transition section which lies between sinking and stable sections.
- Transition section corresponds to the flank of gravitational deformation block, where loosened zones develop underground.
- The estimated rates of sinking at road sections in Paglajhora Sinking Zone are 10 cm/year or more and 15 cm/year.
- The maximum road sinking confirmed in the study in February 2020 by comparing the abundant and current NH55 is around 3.6 meters.

ACKNOWLEDGMENT: We wish to thank the opportunities of surveys given by JICA and Ministry of Road Transport and Highway of the Government of India.

REFERENCES

1) Kumar, K., Prasad, P.S., Kathait, A., Negi, I.S., Mathur, S.: Landslide Hazard Management on Mountainous Highways – A Critical Need, 12th Esri India User Conference, 2011 https://www.esri.in/~/media/esri-india/files/pdfs/events/uc2011/papers/DM_UCP0053.pdf.
2) Kawamura, Y., Mayumi, T.: Sinking of hill road and gravitational deformation, a study in South Asia and experience for Vietnam, Proc. of International Conference GEOTEC HANOI 2019, pp.937-944, 2019.
3) Crosta, G.: Landslide, Spreading, Deep Seated Gravitational Deformation: Analysis, Examples, Problems and Proposals, Geografia fisica e dinamica quaternaria, 19, pp.297-313, 1996.
4) Chigira, M., Matsushi, Y., Tsou, C., Y., Hiraishi, N., Matsuzawa, M., Matsuura, S.: Deep-seated Catastrophic Landslide Induced by Typhoon 1112 (Talas), Annuals of Disaster Prevention Research Institute of Kyoto University 55(A), pp.193-211, 2012.
5) Fioraso, G.: Impact of Massive Deep-seated Rock Slope Failures on Mountain Valley Morphology in the Northern Cottian Alps (NW Italy), Journal of Maps, 13(2), pp.575-587, 2017.
6) Chigira, M., Wan, W. –N., Furuya, T., Kamai, T.: Geological Causes and Geomorphological Precursors of the Tsaoling Landslide Triggered by the 1999 Chi-Chi Earthquake, Taiwan, Engineering Geology, 68, pp.259-273, 2003.
7) Chigira, M.: Prediction of Potential Sites of Deep-Seated Catastrophic Landslides and Its Future Research, Journal of Japan Society of Engineering Geology, 56(5), pp.200-209, 2015.
8) Kosugi, K., Sando, Y., Fujimoto, M., Yamakawa, Y., Masaoka, N., Mizuyama, T., Hiramatsu, S., Fukuyama, T., Jitousono, T.: Analyses of bedrock groundwater levels as a factor of deep landslides by using functional models. Journal of Japan Society of Erosion Control Engineering, 66(6), pp3-14, 2014.
9) Sujit M.: A Comprehensive Review on Paglajhora Sinking Zone Landslide in The Shivkhola Watershed of Darjiling Himalaya, International Journal of Geology, Earth & Environmental Sciences, 2015 Vol. 5 (2) May-August, pp. 156-170, 2015.
10) Michael P. Searle, Richard D. Law, Laurent G., Kyle P. Larson, Michael J. Streule, John M. Cottle and Micah J. Jessup: Defining the Himalayan Main Central Thrust in Nepal. Journal of the Geological Society, London, Vol. 165, 2008, pp. 523–534, 2008.
11) Sudip K. Bhattachary: The Study of Paglajhora Landslide in the Darjeeling Hills, West Bengal, India. Indian Journal of Spatial Science, Vol - 4.0 No. 1 Summer Issue 2013 pp. 21 - 27, 2013.

(Received July 1, 2020)

多数の短期・長期降雨指標を用いた平成 28 年熊本地震後の土砂移動現象発生時の降雨規模評価

EVALUATION OF RAINFALL SCALE TRIGGERING SEDIMENT MOVEMENTS AFTER THE 2016 KUMAMOTO EARTHQUAKE USING MULTIPLE SHORT- AND LONG-TERM RAINFALL INDICES

松永 一慶[1]・桂 真也[2]
Ikkei MATSUNAGA, Shin'ya KATSURA

[1] 北海道大学大学院農学院 (〒060- 8589 北海道札幌市北区北 9 条西 9 丁目) E-mail: ikkei404@eis.hokudai.ac.jp
[2] 北海道大学大学院農学研究院 (〒060-8589 北海道札幌市北区北 9 条西 9 丁目)

***Key Words**: the 2016 Kumamoto earthquake, critical rainfall for warning and evacuation, rainfall after an earthquake, reduction ratio*

1. はじめに

大規模な地震が発生すると，地震前よりも小規模な降雨で斜面崩壊や土石流等の土砂移動現象が発生することが知られている [1,2,3]．大規模地震後にこうした土砂移動現象を発生させた降雨の規模を評価することは，地震後の警戒避難基準を検討する上で非常に重要である．そこで，平成 7 年（1995 年）兵庫県南部地震後の神戸市灘区鶴甲地区に着目した研究 [1]や，平成 28 年（2016 年）熊本地震後の南阿蘇村立野・新所地区に着目した解析 [2]等がこれまで行われてきた．しかしこれらの既往研究は，限られた範囲を対象とした局所的な分析にとどまっている．一方，より広域を対象に，平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震後の土砂災害警戒情報の発表手順に基づく分析 [3]も行われているが，ここで用いられる時間雨量と土壌雨量指数は，ある広がりを持つ地域を対象として土砂災害の発生の平均的な傾向を捉えるために定められた目安の指標であるため，これらの指標のみで検討を行うのは不十分である．今後も頻発が予想される大規模地震に対し，地震後降雨による土砂移動現象に対する適切な警戒避難基準を検討するためには，広域かつ多数の降雨指標（降雨規模の定量的な評価手法）を用いた分析が必要と考える．

以上を背景に，渡邊ら [4]は，熊本県阿蘇地域における多数の解析雨量メッシュを対象に，熊本地震前後で降雨による土砂移動現象発生時の時間雨量，実効雨量など多数の降雨指標値を比較し，地震後は地震前よりも降雨指標値が小さい降雨イベントで土砂移動現象が発生したことを示した．しかし，渡邊ら [4]は降雨指標ごとの分析にとどまっている．土砂災害警戒情報が時間雨量と土壌雨量指数の組み合わせを用いて発表されていることからも分かるように，土砂移動現象は短期間の降雨と長期間の降雨の両方の影響を受けて発生するものであり，短期・長期降雨指標の組み合わせに基づいて地震後の土砂移動現象発生時の降雨規模を評価するのが望ましいといえる．

そこで本研究では，熊本地震の影響を受けた阿蘇地域の複数の解析雨量メッシュを対象として，地震前後の降雨による土砂移動現象の発生状況を整理した．そして，土砂災害警戒情報の発表手順に倣って，解析雨量から求められる多数の短期・長期降雨指標の組み合わせごとに，地震前の発表基準線（CL）をメッシュごとに設定した．そのうえで，地震後の土砂移動現象発生時のスネークラインが CL を超過するように CL を引き下げた場合の引き下げ率により，地震後の土砂移動現象発生時の降雨規模を評価した．

2. 研究方法

(1) 対象範囲，対象イベントの整理

研究対象地は熊本地震により強い揺れに見舞われた熊

本県阿蘇地域である．熊本地震は，熊本県熊本地方を震源として，平成 28 年 4 月 14 日に M=6.5，最大震度 7（熊本県益城町）の前震，16 日に M=7.3，最大震度 7（熊本県益城町，西原村）の本震が発生した [5]．分析に用いる解析雨量のデータが存在する昭和 63 年（1988 年）4 月 1 日～平成 30 年（2018 年）12 月 31 日に阿蘇地域で発生した降雨による土砂移動現象を，多数の文献資料をもとに整理した．そのうえで，土砂災害警戒情報が対象とする現象が「土石流」および「集中的に発生するがけ崩れ」である [6]ことを考慮し，解析雨量 5km メッシュ内で 1 つ以上の土石流または 30 箇所以上のがけ崩れ・斜面崩壊が熊本地震前後で発生したメッシュを抽出した．以上より，**図-1** に示す 4 つのメッシュ A～D を本研究の対象範囲とした．また，4 月 16 日の本震の際にはメッシュ A～D では震度 6 弱～6 強が観測されている [5]．これらのメッシュで土砂移動現象を発生させた降雨イベントは，地震前は平成 24 年 7 月九州北部豪雨（以下，H24.7），地震後は地震から 5 日後の平成 28 年 4 月の降雨（以下，H28.4）と同年 6 月の降雨（以下，H28.6）である．以下，本研究で対象とする土砂移動現象を発生させた降雨イベントを「対象イベント」と呼ぶ．各メッシュ・各対象イベントにおける土砂移動現象の分布を**図-2** に示す．メッシュ A，C，D では H24.7，H28.4，H28.6 の全てが対象イベントである一方，メッシュ B では H24.7，H28.6 が対象イベントであるが，H28.4 は土砂移動現象の発生が確認できなかったため、対象イベントから除いた．全メッシュの最大時間雨量は，H24.7 で 83.8～105.7mm，H28.4 で 18.4～23.3mm，H28.6 で 49.3～105.7mm であった．

次に，各メッシュ各対象イベントの土砂移動現象の発生時刻を文献調査により整理した [12]ところ，H24.7 のメッシュ A など 5 つのメッシュ・対象イベントで発生時刻が判明した（**表-2**）．残る 6 つは発生時刻が不明であるが，判明した 5 つについて精査したところ，いずれも時間雨量のピークから 2 時間後までの時間帯に発生時刻が含まれていたことから，発生時刻が不明なメッシュ・対象イベントについては，**表-3** のように時間雨量のピークから 2 時間後までを発生時刻とした．また，判明している 5 つについても，**表-2** に示した発生時刻は，対象イベントによるごく一部の土石流・崩壊について判明したものであり，他の土石流・崩壊も含め全てが同時に発生していたとは考えにくいため，発生時刻が判明している 5 つメッシュ・対象イベントにおいても，時間雨量のピークから 2 時間後までの時間帯を発生時刻とした（**表-3**）．

(2) 解析雨量を用いた各種降雨指標の算出

本研究では，降雨指標として時間雨量，土壌雨量指数，実効雨量を用いた．時間雨量は毎時 00 分を起点として 1 時間以内に降った雨量である．土壌雨量指数（以下，SWI とする）は降水が土壌に浸透・貯留・流出する様子を，孔の開いた 3 段のタンクを用いてモデル化したタンクデ

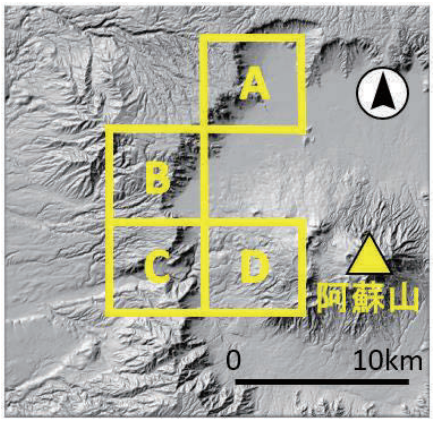


図-1　本研究の対象範囲

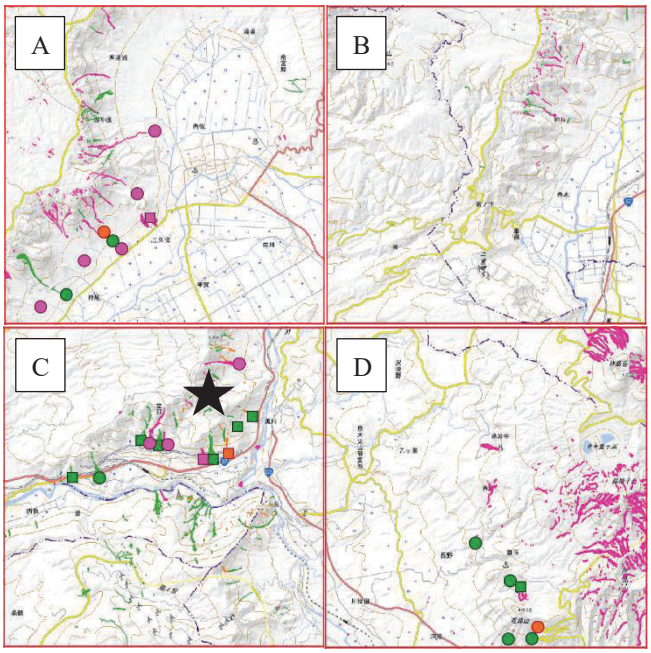


図-2　各メッシュの土砂移動現象分布図．★は図-5 の写真撮影地点を示している．凡例は表-1 参照．

表-1　図-2 の凡例（メッシュ D の H28. 4, H28. 6 は空中写真未判読）

	土砂災害分布 [7, 8, 9, 10]		土砂移動現象の空中写真判読 [4, 11]
	土石流	がけ崩れ	
H24.7	●	■	～
H28.4	●	■	～
H28.6	●	■	～

表-2　文献調査により整理した各対象イベントの発生時刻

	H24.7	H28.4	H28.6
A	7/12 6:00 頃 [13),14)]	4/21 12:00~13:00 [7)]	不明
B	不明		不明
C	7/12 6:00 頃 [13),15),16)]	不明	6/21 2:00 頃 [9)]
D	不明	不明	6/21 2:00 頃 [9)]

表-3　本研究で設定した各対象イベントの発生時刻

	H24.7	H28.4	H28.6
A	7/12 6:00~8:00	4/21 11:00~13:00	6/23 0:00~2:00
B	7/12 6:00~8:00		6/21 0:00~2:00
C	7/12 5:00~7:00	4/21 11:00~13:00	6/21 0:00~2:00
D	7/12 5:00~7:00	4/21 13:00~15:00	6/21 0:00~2:00

ルをもとに，各タンクの貯留高の和で定義した指数値であり，土砂災害警戒情報等で用いられているのと同様の方法で計算した．実効雨量は過去に降った雨量の影響を時間と共に減少させて計算した雨量であり，本研究では半減期を 1.5h,3h,6h,24h,48h,72h,120h の 7 種類設定した．以降，実効雨量を表記する場合は半減期のみ（たとえば半減期 24h の実効雨量なら 24h）とする．これらの降雨指標を解析雨量データを用いてメッシュごとに 31 年間分算出した．

(3) 発表基準線（CL）の作成

土砂災害警戒情報に倣って発表基準線（CL）を設定するにあたっては，縦軸を短時間の降雨の評価に適している短期降雨指標，横軸を長期間の降雨の評価に適している長期降雨指標に設定する必要があるため，本研究では時間雨量と 1.5h～6h を短期降雨指標とし，SWI と 24h～120h を長期降雨指標とした．これより，短期と長期の降雨指標の組み合わせを全部で 20 通り設定することができる．これらすべての組み合わせに対し，地震前の CL をメッシュごとに設定した．設定は「連携案」[6]に準じて以下のように行った．

まず，長期降雨指標（横軸）の下限値を設定する．下限値とは，土砂災害が発生する可能性の低い夕立のような降雨時のスネークラインが CL を超過するのを防ぐために設けるもので，下限値以下は土砂災害非発生領域とする（**図-3**）．本研究での下限値は，地震前まで（昭和 63 年 4 月 1 日 1:00 ～ 平成 28 年 4 月 13 日 23:00）の対象イベント以外のスネークラインを見ながら，長期降雨指標ごとに全メッシュ共通で**表-4** のように設定した．

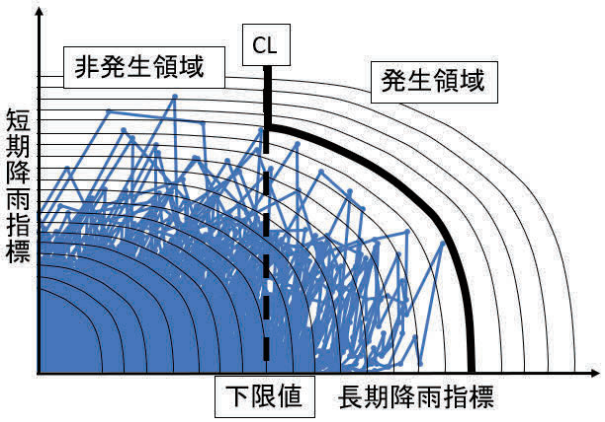


図-3　CL 作成の概念図．青色の折線は地震前までの対象イベント以外のスネークラインを示している．

表-4　長期降雨指標ごとの下限値（mm）

SWI	24h	48h	72h	120h
200	200	250	300	350

次に，ある降雨指標の組み合わせに対し，地震前までの短期・長期降雨指標のデータを RBFN プログラム（CL 検討支援ツール）に入力することで，**図-3** のような 20 本の曲線（等 RBFN 線）を描くことができる．**図-3** のように地震前までの対象イベント以外のスネークラインとこれら 20 本の曲線を重ねた際に，下限値を超える対象イベント以外のスネークラインが全て超過しない曲線のうち，最も原点に近いもの（**図-3** の太線）を CL の曲線部として採用する．

最後に，この曲線と下限値の直線を合わせることで，土砂災害の発生・非発生領域の境界線となる CL とする．

なお，本研究における地震前の対象イベントは H24.7 のみであったが，平成 2 年 7 月 2 日に熊本県一の宮町で土砂災害が発生した[17]際の一連の降雨（以下，H2.7 とする）についても，いずれのメッシュ，指標の組み合わせにおいても H24.7 と同程度にスネークラインが大きく跳ね上がる結果となり，H24.7 とあわせたこの 2 つの降雨イベントのスネークラインが他の全ての降雨イベントと比べて際立っていた．H2.7 による対象メッシュ内での土砂移動現象の発生は確認できなかったが，スネークラインから土砂移動現象発生に足る降雨だったと判断し，地震前の CL の設定には H2.7 も対象イベントとして取り扱った．こうして設定した CL のうち，時間雨量と SWI の組み合わせについて，熊本県が現在運用している土砂災害警戒情報で用いている CL（熊本県の web サイトで公開）と比較したところ，ほぼ一致していたため，本研究における CL の設定手法は妥当と判断した．

(4) CL の引き下げ率に着目した地震後の土砂移動現象発生時の降雨規模の評価

土砂災害警戒情報では，大規模な地震が発生した場合，横軸の土壌雨量指数を震度 5 強で地震前の 2 割，震度 6 弱以上で 3 割引き下げる運用が行われている．本研究では，それに倣って 0.5 割刻みで横軸方向に引き下げ，地震後の対象イベント発生時刻のスネークラインが CL を超過する最小の割合を「引き下げ率」として短期・長期の降雨指標の全組み合わせ，全メッシュに対して地震後の対象イベントごとに設定し，引き下げ率により地震後の土砂移動現象発生時の降雨規模を評価した．以下，こうして引き下げを行った CL を「地震後 CL」とする．

3. 結果

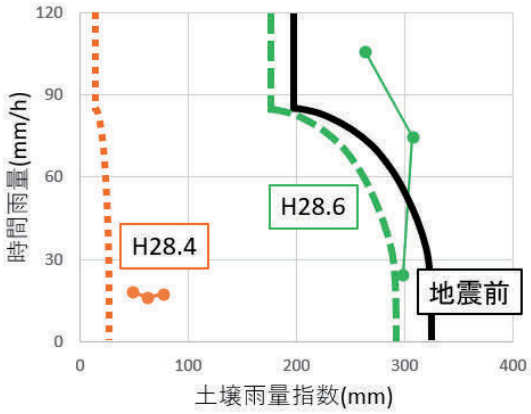


図-4　メッシュ C の現行の組み合わせ（時間雨量と土壌雨量指数）における地震後 CL，および発生時のスネークライン．H28.4 に対しては橙色，H28.6 に対しては緑色で示しており，黒の曲線は地震前の CL である．

メッシュ C の現行の組み合わせ（時間雨量と土壌雨量指数）における地震後 CL を図-4 に示す．この図より引き下げ率は H28.4 に対しては 9 割であり，現行の基準（震度 6 弱以上で 3 割）でも捕捉し切れないほどの極めて小規模な降雨であったことが分かる．一方 H28.6 に対しては 1 割であり， H28.4 よりは大規模な降雨であったことが分かる．

短期・長期降雨指標の各組み合わせにおける引き下げ率をメッシュごとに**表-5～8** にまとめた．メッシュ C における H28.4 の引き下げ率（**表-7-a, b**）は，いずれの降雨指標の組み合わせにおいても 9～9.5 割という結果となり，どのような降雨指標の組み合わせで見ても極めて小規模な降雨で土砂移動現象が発生していたと言える．一方，H28.6 に対しての引き下げ率は組み合わせにより 0～5.5 割とばらつきがみられたが，いずれの組み合わせにおいても H28.4 の引き下げ率を下回る結果となった．これらの結果はメッシュ A，D でも同様であり，また，メッシュ B においても H28.6 の引き下げ率は他のメッシュと同様のばらつき具合であった．

4.　考察

(1) 地震 5 日後に小規模な降雨（H28.4）で土砂移動現象が発生した理由

本研究の結果から，熊本地震発生 5 日後に地震前と比べて引き下げ率 6.5～9.5 割と極めて小規模な降雨（H28.4）で土砂移動現象が発生していたことが示された．大規模地震後は地震前よりも小規模な降雨（引き下げ率 2～5 割）で土砂移動現象が発生することは熊本地震以前から報告されている [1,3]が，H28.4 はそれ以上に小規模な降雨であったことが分かった．その理由として以下の 2 点が考えられる．

1 点目は地震により生じた亀裂の影響である．本研究

表-5-a, b　メッシュ A の H28.4 と H28.6 に対する引き下げ率（割）

a：H28.4	SWI	24h	48h	72h	120h
時間雨量	8	9	9	9	9
1.5h	8.5	9.5	9	9.5	9
3h	8.5	9	9.5	9.5	9
6h	8.5	9	9.5	9.5	9
b, H28.6	**SWI**	**24h**	**48h**	**72h**	**120h**
時間雨量	2.5	2.5	3	3.5	4
1.5h	2.5	4.5	3.5	3.5	4
3h	3	3	3.5	3.5	4.5
6h	3	3.5	3.5	3.5	4

表-6　メッシュ B の H28.6 に対する引き下げ率（割）

H28.6	SWI	24h	48h	72h	120h
時間雨量	4	4.5	5.5	6	6.5
1.5h	3.5	4.5	5.5	6	6.5
3h	4	4.5	5.5	6	6.5
6h	4.5	4.5	5.5	5.5	6.5

表-7-a, b　メッシュ C の H28.4 と H28.6 に対する引き下げ率（割）

a：H28.4	SWI	24h	48h	72h	120h
時間雨量	9	9.5	9.5	9.5	9.5
1.5h	9	9.5	9.5	9.5	9.5
3h	9	9.5	9.5	9.5	9.5
6h	9	9.5	9.5	9.5	9.5
b：H28.6	**SWI**	**24h**	**48h**	**72h**	**120h**
時間雨量	1	1.5	3	3.5	4.5
1.5h	0	0	1	0	0
3h	1.5	2.5	3.5	4	4
6h	2.5	4	4.5	4.5	5.5

表-8-a, b　メッシュ D の H28.4 と H28.6 に対する引き下げ率（割）

a：H28.4	SWI	24h	48h	72h	120h
時間雨量	7.5	8	8.5	8.5	8.5
1.5h	6.5	8	8.5	8.5	8.5
3h	7.5	8.5	8.5	8.5	8.5
6h	7.5	8.5	8.5	8.5	8.5
b：H28.6	**SWI**	**24h**	**48h**	**72h**	**120h**
時間雨量	0	0	0.5	2	3
1.5h	0	0	0	0.5	2.5
3h	0	0	1	1.5	2
6h	1.5	2	3	3.5	4

で対象とした範囲では，熊本地震の影響で斜面崩壊や地すべりの周辺の斜面において火山灰性表層土中に亀裂が発生していたことが報告されている [7,8]．平松ら [18,19]は，モデル斜面による検討から，亀裂が存在する斜面の下流部では，降雨により地下水深が著しく上昇し，亀裂を設

けなかった場合と比較して斜面の安全率の低下度合いが大きくなることを確認した．本研究で対象とした阿蘇地域では，熊本地震により亀裂が無数に生じていたことが報告されており[7,8]，筆者らの地震直後の現地調査でもそれを確認している（**図-5**）．川尻らは，亀裂を有する模型盛土への散水実験[20,21]から，大きな加震によって亀裂が多く発生したケース，および人工亀裂の本数を多く設定したケースほど，散水時の模型盛土内水位の上昇が顕著であることを示した．以上から，熊本地震により生じた無数の亀裂により，H28.4 のような小規模な降雨でも地下水位が著しく上昇し，崩壊に至ったことが考えられる．2 点目は地震動による土質強度の低下である．鳥居ら[22]は一面せん断試験および繰返し三軸圧縮試験を行い，地震動により土粒子間の骨格構造が破壊されて粘着力が低下し，土壌のせん断強度が低下することを示した．降雨による飽和度上昇に伴う見かけの粘着力も低下することを示しているが，ここに先述の亀裂の発生が加わった場合，飽和度上昇速度がさらに上がり，土壌のせん断強度低下を助長すると考えられる．また，阿蘇地域で H28.4 により崩壊が発生した斜面の構成材料の一つに，黒ボク・ロームなどの火山灰性堆積物があったことが報告されている[7,8]が，久保田ら[23]は，阿蘇カルデラ壁に分布している黒ボク土は，他の非火山性土壌と比較して地震動による内部摩擦角と粘着力の低下が顕著であり，斜面安全率も大きく低下することを示している．また稲垣・平松[24]も，北海道胆振東部地方に分布する火山性土壌の粘着力が地震動により 81％も低下することを一面せん断試験により示した．以上から，阿蘇地域に広く分布する火山性土壌の土質強度が地震動により著しく低下したことにより，H28.4 のような極めて小規模な降雨でも崩壊に至ったことが考えられる．

(2) 土砂移動現象を発生させる降雨規模が地震後 2 か月間で増大した理由

H28.4 から H28.6 までの約 2 か月の間に，土砂移動現象を発生させる降雨規模はいずれのメッシュ，指標の組み合わせにおいても大きくなっていた．このような結果となった理由として，以下の 2 点が挙げられる．1 点目は，降雨による亀裂の癒着である．川尻ら[21]は，亀裂を有する模型盛土への繰り返し散水試験を行い，亀裂の癒着により雨水が浸透しにくくなり，盛土水位の上昇速度が減少することを確認した．阿蘇地域では H28.4 から H28.6 の間にも対象イベントではない降雨イベントが複数回発生している．これにより，熊本地震により生じた亀裂が癒着するなど斜面の浸透特性が変化し，土壌の水位上昇速度が減少していたことが推測される．2 点目は，地震により低下した土質強度の回復である．中村ら[25]は，地震動を与えたことにより低下した試験用供試体の土質強度が，時間経過とともに回復傾向を示し，斜面安全率は 2〜3 ヵ月で完全回復することを示した．これより，熊本地震から約 2 ヵ月の間に，土壌の土質強度がある程度回復していたことが推測される．

図-5　熊本地震により発生した無数の亀裂（平成 28 年 4 月 23 日筆者撮影）．撮影地点は図-2, C に示している．

5. まとめ

本研究では，熊本地震の影響を受けた阿蘇地域の複数の解析雨量メッシュを対象に，多数の短期・長期降雨指標の組み合わせごとに地震後の CL の引き下げ率を整理することで，地震後に土砂移動現象を発生させた降雨イベントの規模を評価した．以下に得られた結論を述べる．

1) 阿蘇地域では，どのような指標の組み合わせで見ても，地震発生直後（地震から 5 日後）には引き下げ率 6.5〜9.5 割の極めて小規模な降雨で土砂移動現象が発生していた．これは，地震による無数の亀裂の発生および研究対象地域に分布する火山性土壌の土質強度の顕著な低下に起因すると考えられた．

2) 地震から 2 か月後に土砂移動現象を発生させた降雨の規模は，地震直後と比べて大きくなっていた。これは，度重なる降雨イベントによる亀裂の癒着や，地震により低下した土質強度が 2 か月の間で回復傾向にあったことが原因と考えられた．

今後は，地震直後に極めて小規模な降雨で土砂移動現象が発生する地域の抽出方法や、亀裂や土質強度の低下の影響が持続・低減していく期間について，熊本地震以外の事例も踏まえながらさらに検討を加える必要がある．

謝辞：本研究を実施するにあたり，国土交通省国土技術政策総合研究所から RBFN プログラムの貸与や土砂災害報告・解析雨量の提供を受けた．本研究は国土交通省河川砂防技術研究開発公募および JSPS 科研費 18H03819 の助成を受け実施した．

参考文献

1) 冨田陽子，桜井亘，中庸充：六甲山系における地震後の降雨による崩壊地の拡大について，砂防学会誌，

Vol.48，No.6，pp.15-21，1996.
2) 高田望，友村光秀，坂井大作，渡邉涼一，小杉賢一朗：平成 28 年（2016 年）熊本地震後に発生した熊本県南阿蘇村の崩壊の誘因となった大雨イベントの解析，砂防学会誌，Vol.70，No.3，pp.33-40，2017.
3) 野村康裕，岡本敦：地震時の斜面崩壊危険度評価と警戒避難降雨基準の検討，土木技術の総合情報誌，Vol.55，No.4，pp.22-25，2013.
4) 渡邊輝嗣，桂真也，林真一郎，梅谷涼太，齋藤はるか，野呂智之，村田郁央：平成 28 年熊本地震前後における土砂移動現象発生時の各種降雨指標の分析，第 9 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.151-156，2019.
5) 気象庁 HP 各種データ・資料 平成 28 年（2016 年）熊本地震，https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/2016_04_14_kumamoto/index.html（2020.2.24 閲覧）
6) 国土交通省河川局砂防部 気象庁予報部 国土交通省国土技術政策総合研究所：国土交通省河川局砂防部と気象庁予報部の連携による土砂災害警戒避難基準雨量の設定手法（案），2005.
7) 石川芳治，久保田哲也，青戸一峰，飯島康夫，井川寿之，池上忠，池田誠，植弘隆，上原祐治，内村雄一，江川佳苗，大石博之，岡野和行，海堀正博，桂真也，加藤誠章，川原慎一郎，古賀省三，坂島俊彦，相楽渉，地頭薗隆，篠原慶規，清水 収，下田義文，鈴木滋，鈴木正美，瀬戸康平，田方智，寺田秀樹，寺本行芳，堂ノ脇将光，飛岡啓之，鳥田英司，中濃耕司，西川友章，花田良太，平川泰之，福塚康三郎，藤澤康弘，藤田正治，正木光一，宮田直樹，山口和也，山下伸太郎，山根誠，横尾公博：平成 28 年熊本地震による土砂災害，砂防学会誌，Vol.69，No.3，pp.55-66，2016.
8) 石川芳治，赤澤史顕，植弘隆，大野宏之，小山内信智，海堀正博，久保田哲也，古賀省三，権田豊，坂島俊彦，地頭薗隆，清水収，武士俊也，樽角晃，鳥田英司，中濃耕司，西真佐人，野呂智之，平川泰之，平松晋也，藤田正治，松尾新二朗，山田孝：平成 28 年熊本地震後の降雨による二次土砂移動と二次土砂災害，砂防学会誌，Vol.69，No.4，pp.25-36，2016.
9) 国土技術政策総合研究所・土木研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震土木施設被害調査報告 7. 土砂災害，国総研資料，No.967，pp.151-191，2017.
10) 地盤工学会：熊本地震による斜面災害と二次災害に備えて，2017. https://janet-dr.com/060_event/170415sympo/1_3_3_jgs.pdf（2020.2.11 閲覧）
11) 防災科学技術研究所：平成 28 年熊本地震に関する情報，（2016.6.27 更新）https://www.bosai.go.jp/mizu/dosha.html（2017.11.10 閲覧）
12) 林真一郎，桂真也，齋藤はるか，梅谷涼太，渡邊輝嗣，野呂智之，野村康裕，村田郁央：土砂移動現象発生時刻の調査を踏まえた熊本地震前後の土砂移動現象発生時の各種降雨指標値に関する分析，第 68 回 2019 年度砂防学会研究発表会概要集，R4-019，pp.223-224，2019.
13) 久保田哲也，地頭薗隆，清水収，平川泰之，本田健，飯島康夫，泉山寛明，海堀正博，北原哲郎，小林浩，松本俊雄，松尾新二朗，松澤真，宮縁育夫，長野英次，中濃耕司，奥山悠木，島田徹，篠原慶規，杉原成満，武澤永純，田中信，内田太郎：平成 24 年 7 月九州北部豪雨による阿蘇地域の土砂災害，砂防学会誌，Vol.65，No.4，pp.50-61，2012.
14) 熊本日日新聞「総合」2012 年 7 月 23 日付朝刊，(7).
15) 熊本日日新聞 2012 年 7 月 12 日付夕刊，(3).
16) 熊本日日新聞「社会」2012 年 7 月 13 日付朝刊，(29).
17) 石川芳治，志田武司：平成 2 年 7 月 2 日熊本県一の宮町で発生した泥流・流木災害について，砂防学会誌，Vol.43，No.2，pp.63-66，1990.
18) 平松晋也，水山高久，石川芳治：地震により発生 した亀裂が斜面の安定性に及ぼす影響について，砂防学会誌，Vol.48，No.2，pp.27-30，1995.
19) 平松晋也，水山高久，石川芳治，小山内信智：地震により斜面上に形成された亀裂が土砂生産危険度に及ぼす影響，日本地すべり学会誌，Vol.36，No.2，pp.3-12，1999.
20) 川尻峻三，布川修，伊藤賀章，西田幹嗣，松丸貴樹，川口貴之，太田直之，杉山友康：実験的検討による地震後の降雨による盛土崩壊メカニズムについて，地盤工学ジャーナル，Vol.9，No.2，pp.153-168，2014.
21) 川尻峻三，布川修，太田直之：亀裂が散水時に模型盛土内の水分挙動に及ぼす影響，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.71，No.3，pp.204-217，2015.
22) 鳥居宣之，沖村孝，加藤正司：地震後の降雨による斜面崩壊発生機構に関する実験的検討，土木学会論文集，Vol.63，No.1，pp.140-149，2007.
23) 久保田哲也，篠原慶規，中村豪，井上陽太：地震動に伴う土質強度の変化と斜面安全率，第 63 回平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集，R4-05，A48-49，2014.
24) 稲垣翔，平松晋也：大規模地震が火山地域の斜面安定性に及ぼす影響，第 68 回 2019 年度砂防学会研究発表会概要集，R4-008，pp.201-202，2019.
25) 中村祐輔，平松晋也，福山泰治郎：地震発生後の時間経過にともなう土質強度の変化に関する実験的研究，R5-19，pp.B-202-203，2015

（2020. 7. 1　受付）

重力変形斜面における降雨と岩盤内地下水の水位変動および水質変化の関係

RELATION WATER LEVEL FLUCTUATION AND QUALITY CHANGE OF GROUNDWATER IN GRAVITATIONAL DEFORMATION SLOPE BETWEEN RAINFALL

林 幸一郎[1]・小松 慎二[1]・窪田 安打[1]・
木下 篤彦[2]・小竹 利明[2]・山田 拓[2]・柴田 俊[2]・田中 健貴[3]
Koichiro HAYASHI, Shinji KOMATSU, Yasuuchi KUBOTA, Atsuhiko KINOSHITA,
Toshiaki KOTAKE, Taku YAMADA, Suguru SHIBATA and Yasutaka TANAKA

[1]応用地質株式会社（〒532-0021 大阪府大阪市淀川区田川北 2-4-66）
E-mail: hayashi-koichiro@oyonet.oyo.co.jp
[2]国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター
（〒649-5302 和歌山県東牟婁郡那智勝浦町市野々3027-6）
[3]北海道大学 広域複合災害研究センター（〒060-8589 北海道札幌市北区北 9 条西 9 丁目）

***Key Words**: deep-seated landslide, rock deformation, hydrogeological structure, multi aquifer, electric conductivity*

1. はじめに

深層崩壊による被害を軽減するためには，崩壊が発生する場所と規模を予測し，事前対策を検討する必要がある．これまでの研究により，深層崩壊発生斜面の周辺には特徴的な微地形・地質的構造が見られること[1)]，崩壊前の斜面には重力変形が生じている場合があること[2)]，崩壊斜面は深層の地下水が集中する地下構造があること[3)]などが明らかになっており，深層崩壊発生前の地盤の特徴を整理し，崩壊が発生する危険度を評価する手法が検討されている．

このうち，深層の地下水が集中する地下構造を持った斜面を抽出する手法の検討では，渓流縦断方向の渓流水の電気伝導度（EC）を測定して地下水が集中している流域や斜面を抽出する手法の検討[4)]，岩盤クリープ斜面から湧出する EC の高い湧水と河川の EC の経時的な相対変化を明らかにする検討[5)]などにより，比較的に簡便で広域調査に適した地表水の EC 測定を用いた調査手法が検討されている．

さらに田中ら（2019）[6)]は，深層崩壊が発生するおそれのある斜面として重力変形斜面に着目し，岩盤に発達する亀裂や破砕状況による溶出イオンの溶出特性の違いを分析し，EC の高い湧水の起源となる地下水の水質が形成されるメカニズムの 1 つとして，岩盤の変形や脈状鉱物の溶脱による開口亀裂の形成と地下水へのイオン溶出過程を推定した．

ここで，溶脱の進行には，溶媒となる EC の低い地下水を供給する降雨が関係していることが推察され，危険度の評価に係る岩盤の強度低下の推定に降水量や斜面湧水の水質を指標とできる可能性があるが，どのような地下水水質変化をする斜面の危険度が高いのかなど不明な点が多い．そこで本研究では，田中ら（2019）[6)]の検討対象である奈良県赤谷西地区の地中変位の速度が異なる 2 箇所の重力変形斜面において，降雨に対する地下水変動などの応答の比較を行った．まずは重力変形と地下水が集中する水文地質構造との関係性を分析するため，地形解析と，調査ボーリングによる重力変形斜面の背後斜面の地下水分布調査を行った．次に，重力変形と降雨に伴う岩盤内地下水の水位変動・水質変化の関係性を明らかにするため，降雨期を含めた地中変位観測，地下水位観測，地下水の水質観測を実施した．

2. 調査地の概要

平成 23 年に発生した深層崩壊箇所（赤谷地区）の西側に抽出されている重力変形斜面（赤谷西地区）を対象とした（**図-1**）．いずれの斜面でも，斜面上方の尾根には，重力変形により生じたと考えられる幅約 10 m の線状凹地が存在する．当該地域に分布する四万十帯日高層群美山層は，主に頁岩優勢砂岩頁岩互層，頁岩，砂岩からなり，チャート，緑色岩，酸性凝灰岩を伴っている．地層の走向は，東西方向および東北東-西南西方向で，傾斜は 40～60 ° 北落ちが卓越している．概ね斜面と平行した地質構造を有し，北向き斜面では流れ盤となっている．

赤谷西 1 は，主に頁岩優勢の砂岩頁岩互層が分布し，破砕岩 [7] と開口亀裂が Ak-1 地点で深度 80.0 m 付近，Ak-3 地点で深度 90.0 m 付近，Ak-4 地点で深度 52.5 m 付近まで確認されている [6]．地下水位は，Ak-1 地点で深度 77 m 付近，Ak-3 地点で深度 90 m 以深（調査深度までで水位が確認されない），Ak-4 地点で深度 46 m 付近に確認されている．また地中変位は，Ak-1 地点で深度 78.75 m ，Ak-3 地点で深度 84.75 m を下端とし 0.6 mm / 年程度が観測されている [8]．

赤谷西 2 は，主に砂岩優勢の砂岩頁岩互層が分布し，破砕岩 [7] と開口亀裂が Ak-5 地点で深度 80.2 m 付近 [9]，Ak-7 地点で深度 82.3 m 付近まで確認されている [10]．地下水位は，Ak-5 地点で深度 69 m 付近，Ak-7 地点では深度 47 m 付近の水位と，深度 54～70 m 付近で深度 45 m 程度の水位が 2 層確認されている．また地中変位は，Ak-5 地点で深度 67.75 m を下端とし 1.1 mm / 年程度が観測されている [8]．

3. 調査手法

(1) 重力変形と水文地質構造との関係性を分析する手法

上記の通り，地中変位が異なる 2 斜面の水文的特徴を把握するため，それぞれの地下水の集水域となっていると考えられる領域を抽出した．通常の地形を基にした集水域を求める手法では，検討対象の 2 斜面は尾根に囲まれた領域が集水域となる．一方で，過去の深層崩壊発生箇所において，透水性の高い地質構造により集水域外からの地下水が崩壊箇所に流入したと考えれられる事例 [例えば 11] があることから，重力変形斜面の地下水の集水域を推定するには岩盤内の水文構造も考慮する必要がある．そこで，トンネル湧水の流出範囲と湧水量を推定する方法 [12] を

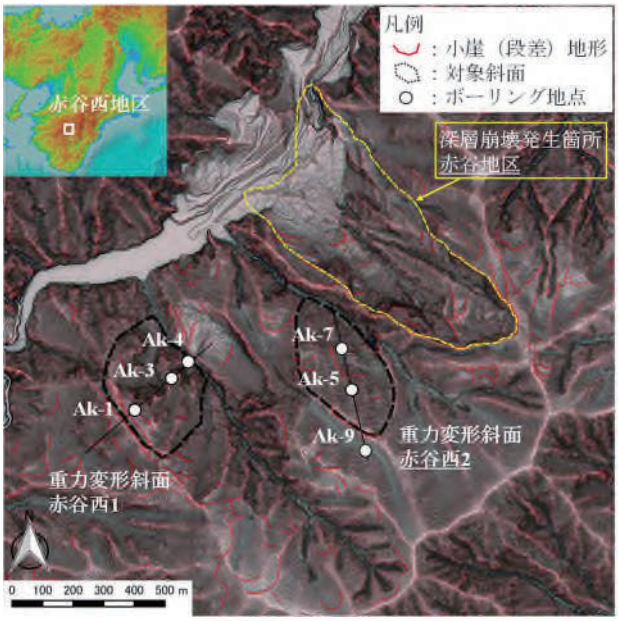


図-1 調査対象位置図

参考に，地形および岩盤の分布状況から斜面ごとの地下水の集水域を概略的に推定した．

その上で，重力変形斜面の地下水の集水域と考えられる地点 Ak-9（**図-1**）で調査ボーリング（深度 90 m，孔径 86 mm）を実施し，重力変形斜面に地下水を供給しうる岩盤性状かどうかを確認した．ボーリングコアを用いて地質，風化，破砕状況等の岩盤性状を確認し，ボアホールカメラ（応用地質㈱製，深度方向の分解能 0.5 mm，円周方向の分解能 360 px）で得られた孔壁画像で地中での亀裂の開口状況を確認した．また地下水分布状況の調査は，削孔中の孔内水位を毎日の作業前後で測定し，試錐日報解析による水理地質の鉛直分布の調査 [13] を行った．

(2) 重力変形と降雨に伴う岩盤内地下水の水位変動・水質変化の関係性を分析する手法

(1) の分析も踏まえ，降雨に伴う地中変位や地下水の変化を把握するため，**図-1** に示す地点での観測孔を用い，2019 年 1 月から 2020 年 5 月まで以下の観測を行った．

地中変位は，それぞれの地点に埋設したガイド管の変形を挿入式孔内傾斜計（応用地質㈱製デジタル Q ティルト）で測定し，2019 年 1 月を初期値とし深度 0.5 m 区間ごとの変位を 1～3 ヶ月間隔で観測した．

地下水位変動は，上下に遮水構造を設けた区間水位の観測孔を用いて，水圧式水位センサ（㈱オサシ・テクノス製 DS-1）により 1 時間間隔で観測した．地点ごとの観測深度は，Ak-1：72～78 m，Ak-4：32～46 m，Ak-5：64～74 m，Ak-7：46～47 m ，56～70 m，

Ak-9：75～85 m である．このうち，Ak-4 の観測深度は渓流床より 40 m ほど深く，地下水は渓流の影響も受けている可能性がある．

地下水の水質変化は，2019 年 8 月 7 日より，地下水位観測孔の Ak-5，Ak-7 の 2 深度で，水温，EC を 1 時間間隔で観測した．

4．重力変形と水文地質構造との関係性の分析結果

(1) 岩盤内地下水の集水域の推定

地形と現地状況から推定した，斜面ごとの地下水集水域を図-2(a)に示す．観測された地下水位までトンネルに等しい透水層が存在すると仮定し，水文学的考察[12]で算出した推定地下水面（図-2 (b), (c)）のうち，地質学的考察[12]により渓流に向かう推定地下水面より低くなる範囲を集水域として推定した．

その結果，図-2(a)に示す通り，赤谷西 1 に比べ，地中変位の速度が速い赤谷西 2 の方が地下水の集水域が広かった．ただし，高橋（1965）[12]が指摘している通り，断層などが地下水流動に不連続性を与えている場合があるため，実際は調査で確認されていない地質構造の影響が含まれる可能性がある．

(2) 重力変形斜面の地下水の集水域の岩盤性状

赤谷西 2 の地下水の集水域と考えられる背後斜面の地点 Ak-9（図-2 (a)）において，調査ボーリングを実施し，岩盤性状を確認した．その結果，Ak-9 地点では砂岩主体の砂岩頁岩互層が分布し，深度 72.3～74.8 m 付近，深度 81.0～82.2 m 付近に破砕部が認められ，深度 85.5m 付近まで開口亀裂が分布していた（図-3）．また岩盤内の裂罅水とみられる地下水層が少なくとも 3 層存在することを確認した（図-4）．

これらのことから，赤谷西 2 の岩盤内地下水への集水域と推定される Ak-9 地点においては，岩盤内に破砕部や開口亀裂，およびそれらの間隙に保持された地下水層が分布することが確認された．ただし，実際に地下水の集水域で確認された地下水層から重力変形斜面内へ地下水が供給されているかどうかは，岩盤の透水性を調査した上での解析や，地下水流動

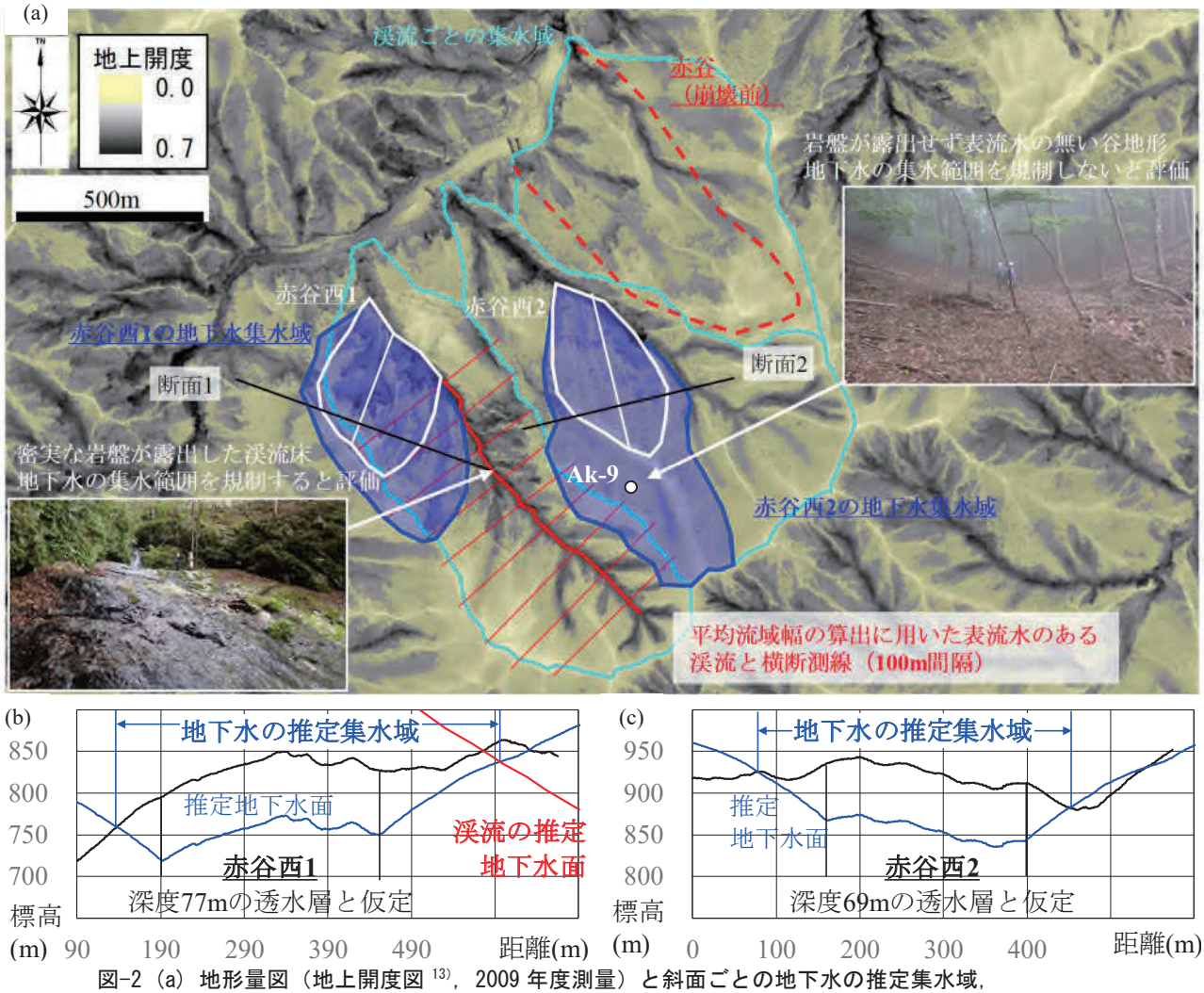


図-2 (a) 地形量図（地上開度図[13]，2009 年度測量）と斜面ごとの地下水の推定集水域，
(b) 集水域の計算断面例（赤谷西 1，断面 1），(c) 集水域の計算断面例（赤谷西 2，断面 2）

の実測などの手法で評価する必要がある．

５．重力変形と降雨に伴う水位変動・水質変化の関係性の分析結果

(1) 観測期間中の降雨

観測地点（赤谷地区：赤谷西地区から 2km 以内）では，観測期間内（2019 年 1 月～2020 年 5 月）において，最大累積雨量 410 mm （2019 年 8 月 13～16 日）の降雨が観測された．

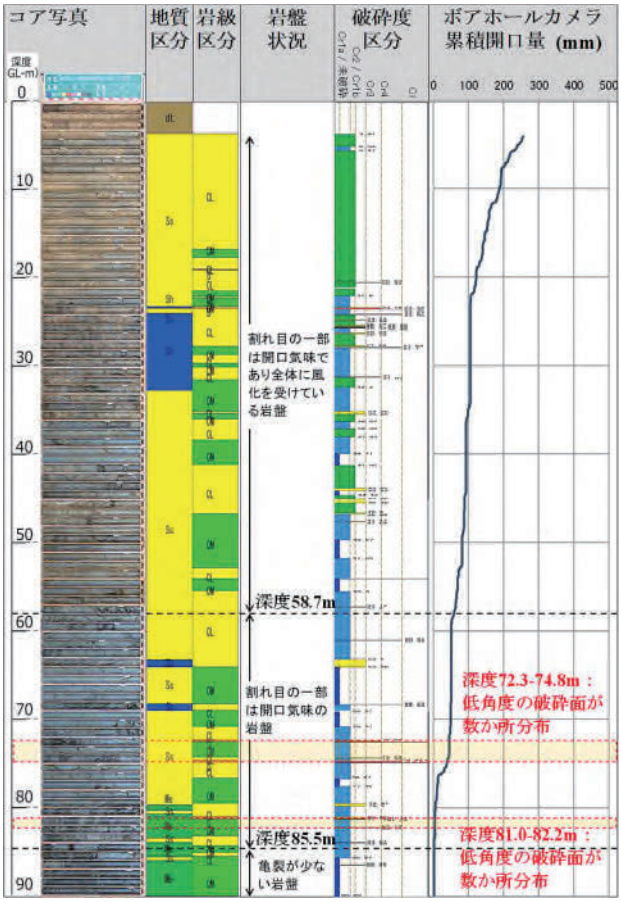


図-3 Ak-9 地点の調査ボーリング結果

(2) 地中変位の観測結果

観測期間内（2019 年 1 月～2020 年 5 月）において，それぞれ変形領域下端付近の地中変位速度は，赤谷西 1 は 0.6 mm / 年程度（Ak-1 地点，深度 78～79 m），赤谷西 2 は 1.6 mm / 年程度（Ak-7 地点，深度 47～54.5 m），であった（**図-5**）．これまでの観測結果[8]と同様に，赤谷西 2 の方が地中変位の速度が速く，また累積雨量 410 mm の降雨を含む期間においては一時的に加速する傾向が確認された．

(3) 地下水位の観測結果

観測期間内（2019 年 1 月～2020 年 5 月）において，いずれの斜面も，降雨に伴う水位上昇と，その後 1 週間程度での水位低下の変動が観測された（**図-6**）．水位上昇はいずれも累積雨量 410 mm の降雨に伴うものが最大で，赤谷西 1 では Ak-1 地点で 6.3 m ，Ak-4 地点で 5.1 m の水位上昇が，赤谷西 2 では Ak-5 地点で 0.8 m ，Ak-7 地点で 14.7 m ，9.2 m の水位上昇が観測された．赤谷西 2 の方が降雨に対する最大の水位上昇が大きい傾向が確認された．

また，赤谷西 2 の地中変位が加速した累積雨量 410 mm の降雨の前後では，渓流水の影響がある Ak-4 を除き，赤谷西 2（Ak-7）の地下水位の方が，赤谷西 1（Ak-1）よりも降雨後の水位低下が緩やかであった（**図-7**）．さらに Ak-7 地点では，深度 56～70 m の地下水位の方がその傾向は顕著であった．

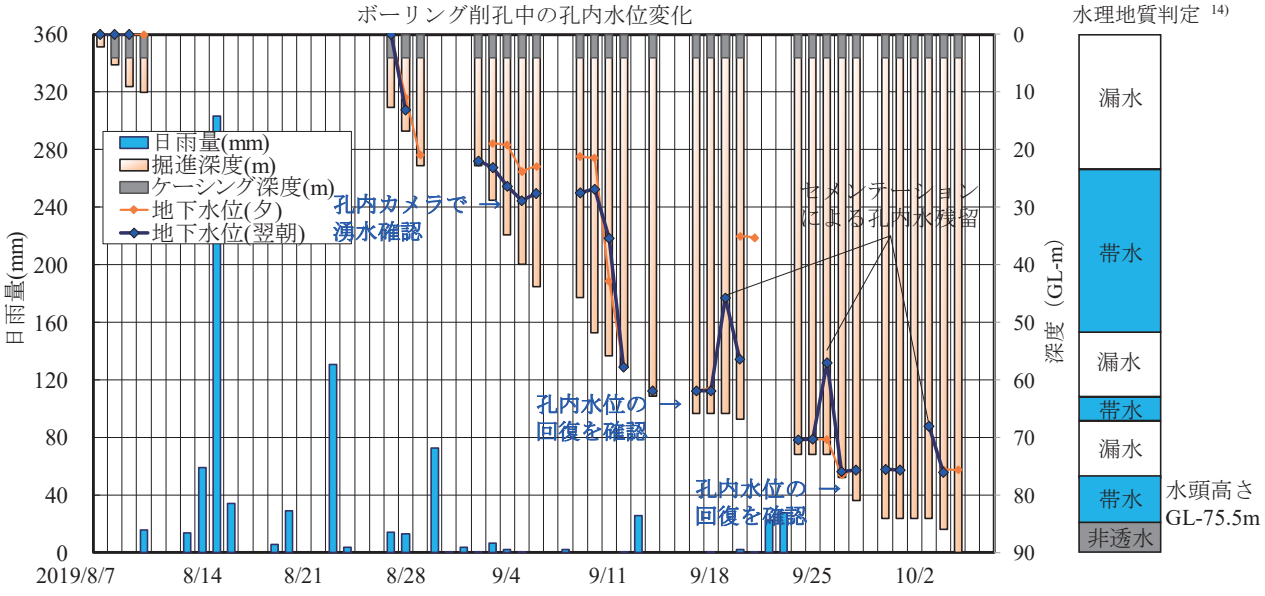


図-4 赤谷西 2 の背後斜面（Ak-9 地点）での地下水分布調査結果（水理地質判定の帯水を地下水層と評価）

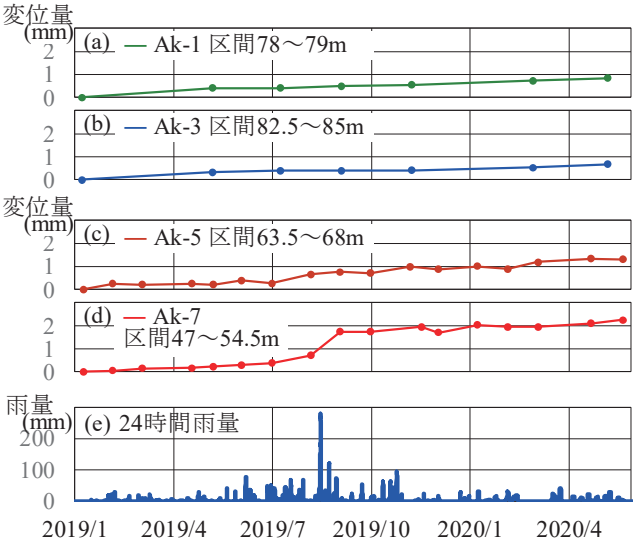


図-5 地中変位の観測結果 (a) (b) 赤谷西 1，(c) (d) 赤谷西 2，(e) 雨量（赤谷地区）

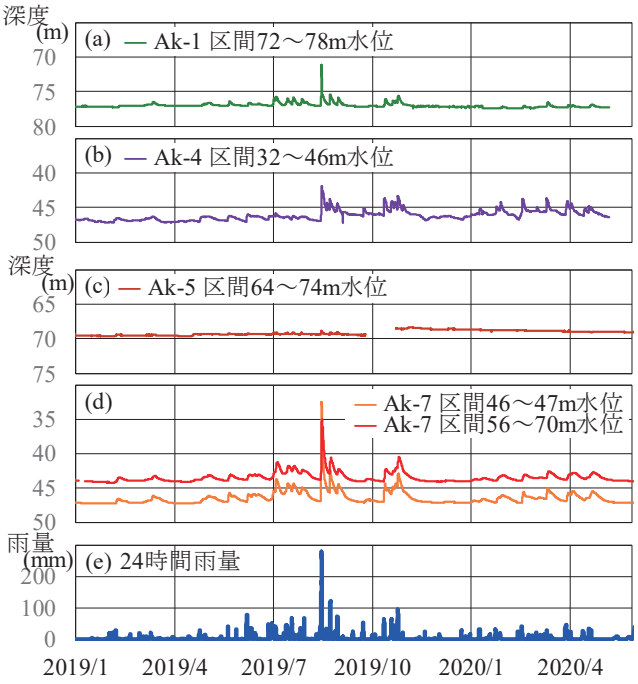


図-6 地下水位の観測結果 (a) (b) 赤谷西 1，(c) (d) 赤谷西 2，(e) 雨量（赤谷地区）

(4) 地下水の水質変動の観測結果

降雨に対する地中変位と地下水位の応答が強い赤谷西 2 の Ak-7 地点の深度 46～47 m，56～70 m で水質を連続観測した結果，累積雨量 410 mm の降雨後に EC が上昇する傾向が観測された（図-8）．EC の変化は，深度 46～47 m で最大約 4 μS/cm の上昇，深度 56～70 m で最大約 12 μS/cm の上昇であった．また深度 56～70 m の方は，EC のピークが概ね地下水位のピークと同時期であった．

降雨を起源とする水質変化であれば，西岡ら（2016）[5] により斜面の湧水で確認された通り EC は低くなると考えられる。累積雨量 50～150 mm 程度の降雨

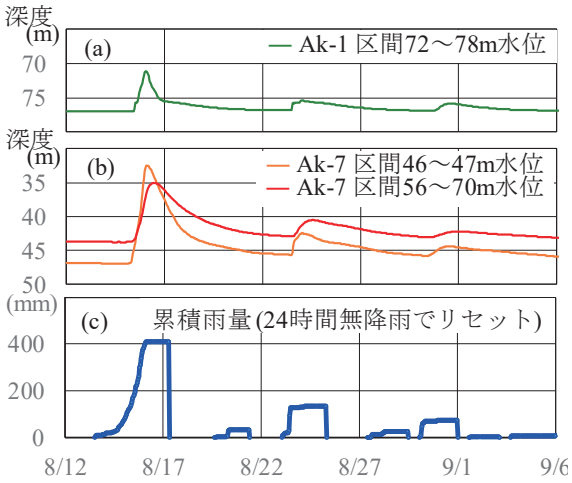


図-7 2019 年 8 月 13～16 日の降雨に伴う地下水位変化 (a) 赤谷西 1（Ak-1） (b) 赤谷西 2（Ak-7），(c) 雨量（赤谷地区）

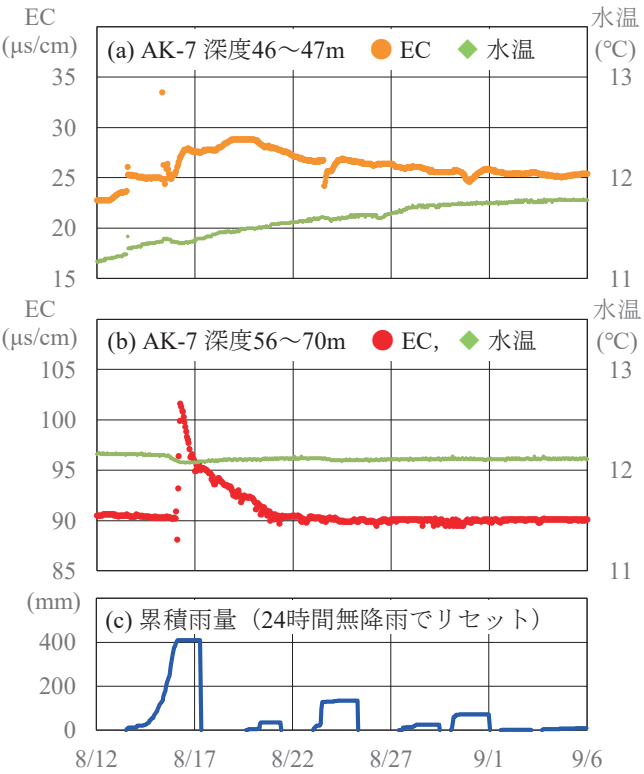


図-8 降雨時の地下水の水質変化 (a) (b) 赤谷西 2，(c) 雨量（赤谷地区）

では深度 46～47 m でも一時的な低下が確認されるものの，累積雨量 410 mm の降雨に限り逆の傾向であった．赤谷西 2 斜面の地下水より高い標高で，このような EC の変化をもたらす高 EC の水は確認されていないため，地下に存在する未確認の高 EC 地下水の流入が考えられる．高 EC 地下水の起源としては，鉱泉など溶存物質の多い地下水や，田中ら（2019）[6] で推定される破砕や開口亀裂が発達したイオン溶出が進行している領域の地下水などが想定される．それらが，累積雨量 400 mm を超える降雨に伴った水位上昇による水圧の変化で流動する過程

が観測された可能性があるが，詳細は不明である．

６．考察とまとめ

分析の結果，以下の点が明らかになった．

・赤谷西地区の重力変形斜面において，より地中変位の速度が速い赤谷西 2 の方が，岩盤内地下水の集水域が広い可能性がある．

・地下水の集水域と考えられる Ak-9 地点では，破砕部や開口亀裂が深度 85 m 付近まで分布し，また地下水層が複数存在し，重力変形斜面に地下水を供給するポテンシャルがある岩盤性状であると考えられる．

・赤谷西 2 の方が，降雨に伴う地中変位の加速傾向が顕著であった．

・赤谷西 2 の方が，降雨に伴う水位上昇の程度が大きく，また降雨後の水位低下が緩やかな傾向が認められた．

・赤谷西 2 では，観測期間中においては累積雨量 410 mm の降雨と水位上昇にのみ伴って，降雨後の EC 上昇が認められた．

これらの結果から，赤谷西地区においては，地中変位の速度が速い方の斜面が，岩盤内地下水の集水域が広く，そのため降雨に伴う岩盤内地下水への供給量が多く地下水位が上昇し，また水位上昇の影響も残り易く，地中変位速度も加速する傾向があるという関係性が示唆された．また，重力変形斜面の地下水流動経路には高 EC の地下水が存在し，一定以上の降水量にのみ流動（流下）している可能性が考えられる．

これらを活用し，机上や地表での調査により崩壊が発生する危険度を評価する手法として，地下水の集水域に着目した地形判読と，湧水の水質観測で，降雨に伴い地中変位が進みやすい斜面を抽出する方法が考えられるが，水ミチとなる断層の評価方法や，降雨に伴う地下水と湧水の挙動の違いに不明確な点が残り，評価手法として確立するためにはこの点を明らかにする必要がある．

今後は，岩盤内地下水の流動経路や水質形成のプロセスを明らかにするため，トレーサー試験，水質分析を行うとともに，他地域での適用性を検討する．

参考文献

1) 横山修，内田太郎，田村圭司，鈴木隆司，井上亨郁：宮崎県鰐塚山地における深層崩壊と微地形・地質的特徴の関係，砂防学会誌，Vol.63，No.5，p.3-13，2011.

2) 千木良雅弘：深層崩壊の場所の予測と今後の研究展開について，応用地質，Vol.56，No.5，p.200-209，2015.

3) 地頭薗隆・下川悦郎・寺本行芳：深層崩壊発生場予測法の提案－鹿児島県出水市矢筈岳山体を例にして－，砂防学会誌，Vol.59，No.2，p.5-12，2006.

4) 地頭薗隆：渓流水の電気伝導度を用いた深層崩壊発生場の予測，砂防学会誌，Vol.65，No.6，p.56-59，2014.

5) 西岡恒志・筒井和男・福田和寿・坂口武弘・木下篤彦・森加代子・高原晃宙：深層崩壊危険斜面における水文・水質特性に関する研究，第 8 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，p.109-114，2016.

6) 田中健貴・木下篤彦・吉村元吾・菅原寛明・小川内良人・横山修：重力変形斜面の岩盤に発達する亀裂が溶出特性に与える影響，日本地すべり学会誌，Vol.56，No.1，p.1-7，2019.

7) 脇坂安彦・上妻睦男・綿谷博之・豊口佳之：地すべり移動体を特徴づける破砕岩－四万十帯の地すべりを例として－，応用地質，Vol.52，No.6，p.231-247，2012.

8) 木下篤彦・田中健貴・桜井亘・内田太郎・林幸一郎・窪田安打・河戸克志・奥村稔：赤谷西地区岩盤クリープ斜面の変動と空中電磁探査による比抵抗分布特性について，2019 年度砂防学会研究発表会概要集，p.327-328，2019.

9) 林幸一郎・武澤永純・石井靖雄：破砕度と開口亀裂の評価に基づく奈良県赤谷西地区における重力変形領域の推定，2018 年度砂防学会研究発表会概要集，p.167-168，2018.

10) 林幸一郎・窪田安打・小松慎二・橋本裕司・菅原寛明・田中健貴・木下篤彦：奈良県赤谷西地区の重力変形斜面におけるゆるみ域の性状と、変形機構の推定，2019 年度砂防学会研究発表会概要集，p.371-372，2019.

11) 小松慎二・村重直邦・伊藤正美・山根誠・今森直紀・北垣啓文・平野剛・小杉賢一朗：北股地区深層崩壊地における水理地質構造の検討（その 2）－集水域外からの地下水流入実態の検証－，2016 年度砂防学会研究発表会概要集，p.B118-119，2016.

12) 高橋彦治：トンネル湧水の特性と問題点，応用地質，Vol.6，No.1，p.25-52，1965.

13) 横山隆三，白沢道生，菊池祐：開度による地形特徴の表示，写真測量とリモートセンシング，Vol.38，No.4，p.26-34，1999.

14) 独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ地すべりチーム：部分ストレーナ孔による間隙水圧観測の手引き（案），土木研究所資料第 4283 号，21p，2014.

（2020. 7. 1　受付）

斜面崩壊を規制する断裂構造

GEOLOGICAL FRACTURE REGULATING SLOPE FAILURE

吉村 辰朗[1]・平田 洋士[2]・福田 直三[2]・末次 大輔[3]

Tatsuro YOSHIMURA, Hiroshi HIRATA, Naozo FUKUDA and Daisuke SUETSUGU

[1]第一復建株式会社（〒812-0006　福岡市博多区上牟田 1 丁目 17 番 9 号）

E-mail: tt_yoshimura@dfk.co.jp

[2]新日本技術コンサルタント（〒890-0034　鹿児島市田上 8 丁目 24 番 21 号）

E-mail: h.hirata@shin-nihon.net　n.fukuda@shin-nihon.net

[3]宮崎大学工学部社会環境システム工学科（〒889-2192　宮崎市学園木花台西 1-1）

E-mail: suetsugu@cc.miyazaki-u.ac.jp

***Key Words**: fracture, mountainside looseness, non-rainfall collapse, gamma-ray survey*

1. はじめに

吉村ら[1)]と上野ら[2)]の報告では，γ線探査で同じ外力条件（降雨・地震）に対して斜面の崩壊，切土工事に伴うのり面の崩壊箇所を調査し，類似する条件の中でなぜそこが崩壊したのかに着目して，崩壊地に断裂構造が影響をしていることを確認した．また，崩壊箇所を主断裂・共役断裂で取り囲むエリアに地下水が流入することによって山腹のゆるみが進行し，地震時には地盤の揺れが異なることによって崩壊に至る可能性について考察している．主な事例として，山腹のゆるみが進行して崩壊した事例として 2018 年 4 月に発生した耶馬渓金吉ののり面崩壊（以下，耶馬渓崩壊）があげられ[3)]，地震動によって崩壊した事例としては 2016 年 4 月に熊本地震による県道 149 号補強土壁の崩壊があげられる[4)]．

2018 年 7 月の台風 7 号後の前線活動発達による豪雨によって宮崎県小林市北部に位置する県道の斜面崩壊が発生した．この崩壊の原因を把握する目的でγ線探査を実施した．その結果崩壊地内およびその周辺に主断裂・共役断裂で構成される断裂構造の存在を確認した．本論文では，これまでの崩壊事例の特徴を説明し，小林市の崩壊原因について考察した．

2. 断裂を検出するγ線探査

岩石や鉱物中にはわずかであるが天然放射性同位元素が含まれ，ウラン系列元素（^{239}U），トリウム系列元素（^{232}Th）が主要なものである．これらの放射性元素は崩壊過程で，ウラン系列では ^{226}Ra，^{214}Bi，^{214}Pb から，トリウム系列ではタリウム（^{208}Tl）からγ線が放出される．カリウム（^{40}K）は崩壊系列を作らず，電子捕獲によりアルゴン（^{40}Ar）に壊変する過程でγ線を放出する．地殻変動に伴う破断・変形・変質を受けた地質体（断裂帯，変質帯）では，その作用によって物質（地盤，岩盤）の磁性が変化し，γ線強度異常が生じると考えられる[5)]．γ線探査は，地質体から放出されるγ線をシンチレーションカウンターで検出し，その強度（放射線の数）を計測する方法である．計測方法としては全計数法を用いた．測定機器は，アロカ社製γ線用シンチレーションサーベイメータ TCS-172B である（**図-1**）．測定はセンサー部を地盤に密着させ 10 秒おきに 5 回読取り，その平均値を測定値とした．放射線の測定単位は，Sv/h である．各地質体は固有値を呈し，その標準偏差は 0.2～0.5×10^{-2} μSv/h が主で平均値±（0.5～1×10^{-2} μSv/h）の範囲で測定値のバラツキが認められる．断裂においては，固有値の範囲外の値を呈することから，これをγ線強度異常値とした[6)]．γ線強度異常値が出現した地点では 10cm 間隔で測定しγ線強度異常値区間を詳細に求めた．この測定法で異常値区間境界点（α点）を求め，測線より 50cm～1m シフトさせて同様に境界点（β点）を 10cm オーダーで求め，α点とβ点を結んだ方向を断裂帯の走向とした．走向に直交するγ線強度異常値区間を断裂幅と定義

図-1　測定機器

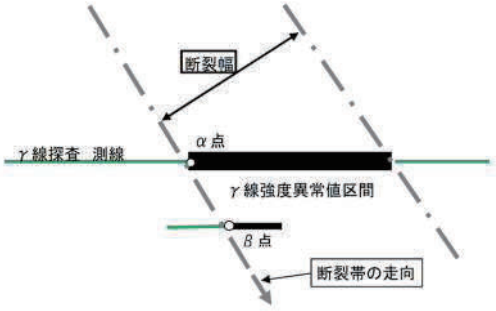


図-2　γ線探査で検出した断裂幅

した（**図-2**）．γ線測定結果図は縦軸にγ線強度，横軸に測定点の位置を示し，断裂部の測定値の記号は塗りつぶして示した．

3. 熊本地震による補強土壁崩壊地の特徴

2016 年 4 月に熊本地震が発生し，補強土壁が部分的に崩壊した．補強土壁は連続的な構造物であるが，崩壊箇所と残存箇所が隣り合っており，これに作用した地震動による外力が局所的に大きく異なったものと推察された（**図-3**）．崩壊土砂の撤去および地山の切土施工時に，補強土壁付近には共役断裂が検出

図-3　崩壊部と非崩壊残存部が隣接した補強土壁

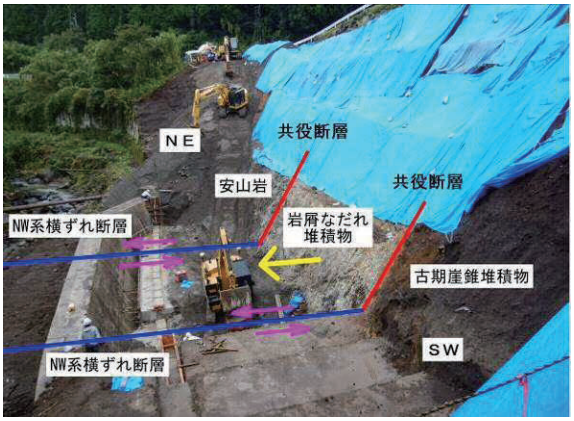


図-4　基礎掘削時に認められた共役断裂

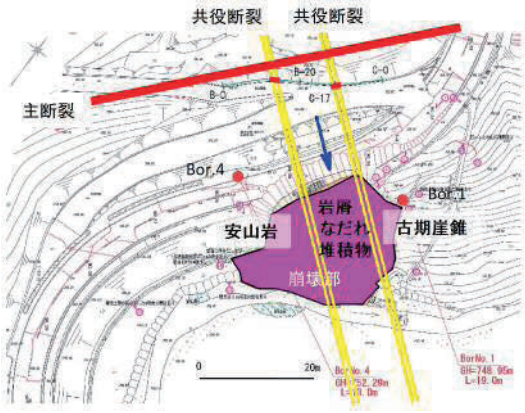


図-5　断裂分布と崩壊区間の対応

された（**図-4**）．崩壊区間の中心部にある断裂で分断された区間が，地震動によって射出的な崩壊をしたと考えられる（**図-5**）．断層付近の地震動の振幅特性として，断層と直交する方向に地震動が卓越する可能性が高いと考えられている[7]．

4. 耶馬渓金吉の斜面崩壊の特徴

2018 年 4 月 11 日に発生した耶馬渓崩壊は，主断裂・共役断裂の他に中央部に規模が大きい断裂が認

図-6　耶馬渓崩壊の断裂分布

められた（**図-6**）．中央部の断裂の表層部は凹地形を呈し，古期崖錐が堆積している．その下方の移動土塊は，崩積土中に溶結凝灰岩の大転石を多量に含んでおり，また凝灰角礫岩（不動層）との境界付近では湧水が見られた [8]．移動土塊中央部に規模が大きい断裂が分布することから，この断裂付近の浸食によって中央部分に深い谷が形成され崩積土や岩屑が堆積し，次に側方崖付近の共役断裂付近の浸食によって「地形の逆転」[9]が生じ，谷底が尾根になり埋没谷が形成された可能性が高い（**図-7**）．

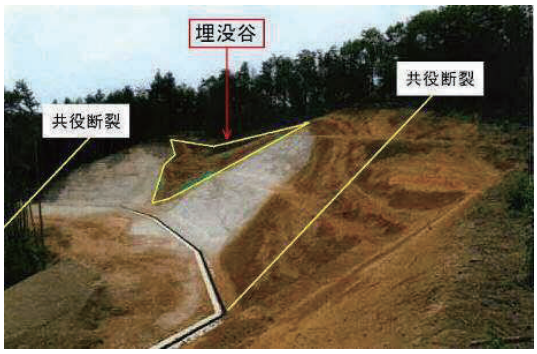


図-7　埋没谷の形成（文献 [10] に加筆）

5. 小林市北部の斜面崩壊特性

(1) 崩壊箇所周辺の地形と地質

崩壊箇所は，宮崎県小林市北部に位置する斜面である．西方の西俣山（917m）を最高点とし，概ね標高 600m～850m の急峻な山岳地形からなる．周辺地域の山地を形成する主要な尾根は北西－南東方向に延びる．崩壊が発生した箇所の上部尾根には特徴的な鞍部が見られ，北西－南東方向に延びる断層に規制された崩壊の可能性がある．明瞭な地すべり地形は認められず，「地すべり地形分布図」（防災科学技術研究所発行）にも地すべり地形は抽出されていない．

崩壊箇所周辺の地質は，新生代古第三紀始新世～漸新世の日向層群からなる．同層群は「四万十帯の付加コンプレックス」と定義され，主に砂岩，泥岩，砂岩泥岩互層および乱雑層から構成される（**図-8**）．

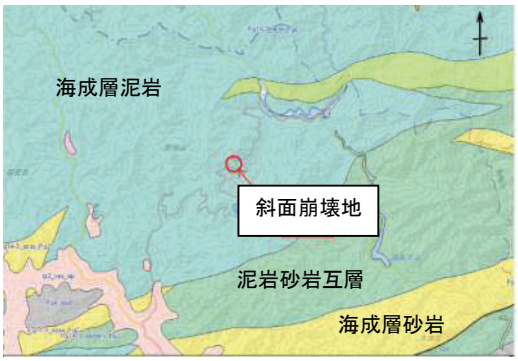


図-8　調査地周辺の地質（産総研地質調査総合センター地質図に加筆）

(2) 崩壊の概要と地盤変動

2018 年 7 月 9 日の台風 7 号豪雨により斜面が崩壊した（**図-9**）．2019 年 9 月末から孔内傾斜計や水位計の計器観測，また，同年 11 月より地表伸縮計の計測が実施されている．計測位置は**図-18** に後掲する．

図-9　崩壊箇所全景

地表伸縮計の観測中には降雨はほとんど見られなかったが，地すべり頭部に設置した地盤伸縮計 S-1 では**図-10** に示すように 2020 年 2 年 2 月初めより変位が顕著になっている．

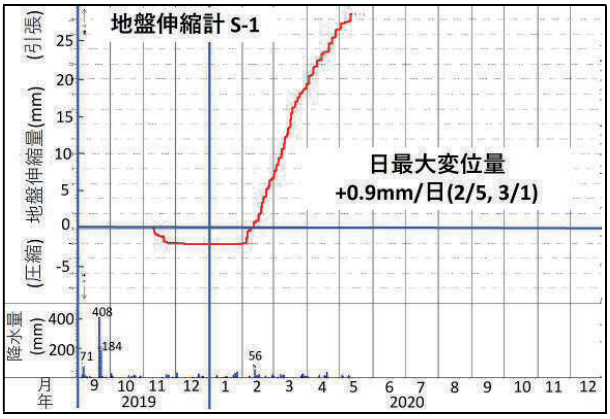


図-10　地表面伸縮計変動図（S-1）

(3)　渇水期に認められた地すべり変動

図-11 は孔内傾斜計(B-2)は災害復旧工事時（2019 年 10 月 6 日）に地すべりと思われる孔内傾斜計の変位を確認した．その後 2 月初めから変位速度が 0.028mm/日から 0.19mm/日と約 7 倍に増している．この変動状況は，地表伸縮計 S-1 と同様である．これらの地すべり変動は観測中には降雨はほとんど見られなかった期間であり，ボーリング孔内の地下水位に顕著な変動は認められない（**図-12**）．2020 年 2 月初めから顕著になった地盤変動は，その直前に崩壊箇所付近で地震(2020 年 1 月 30 日 19 時 55 分頃，

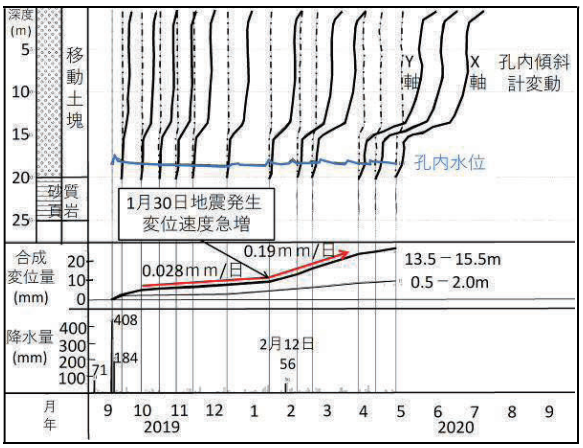


図-11　孔内傾斜計変動図（B-2）

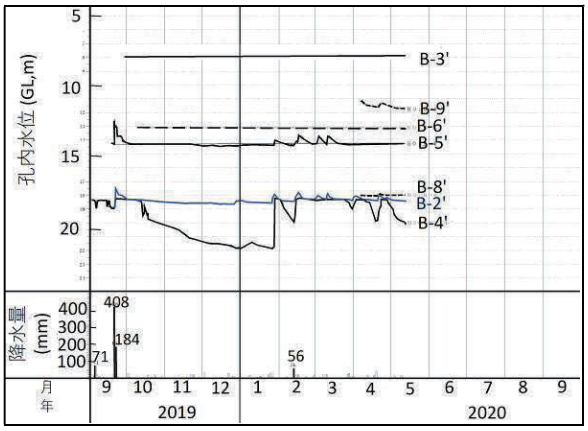


図-12　孔内水位変動図（2019 年 9 月～2020 年 5 月）

熊本県天草・芦北地方，M4.0，深さ約 10km，**図-13**）が発生している．被災地付近でも震度 1 が観測され，これ以前には近辺では震度 3 以上が観測された有感地震が見られないことから，この地震動が崩壊箇所の不安定な地盤に変位速度を加速させたトリガーになった可能性が推察される．

図-13　2020 年 1 月 30 日の震央と崩壊箇所
（気象協会 HP に加筆）

(4) γ線探査結果と山腹ゆるみ形成の考察

崩壊箇所付近に NE および NW 方向の断裂が推定されたため，崩壊に関わる断裂分布を定量的に把握する目的で，断裂の分布（走向）・規模（断裂幅）を把握する調査手法であるγ線探査を実施した．A 測線は尾根に設定し（後述**図-16** 参照），測線長は 180m，測点間隔は 3m である．γ線測定結果図は，**図-14** に示すとおりであり，縦軸にはγ線強度（$\times 10^{-2}\,\mu$SV/h），横軸には測点（m）を示した．γ線強度分布から分布地質を反映している測定値を破線で囲んでいる．同図から A 測線上に 5 箇所の断裂が検出された．また，当該地の地質は砂質頁岩および泥岩である，各地質体のγ線強度を**表-1** にまとめた．これより地質の分布を断裂とともに示すと**図-15** のように推察される．

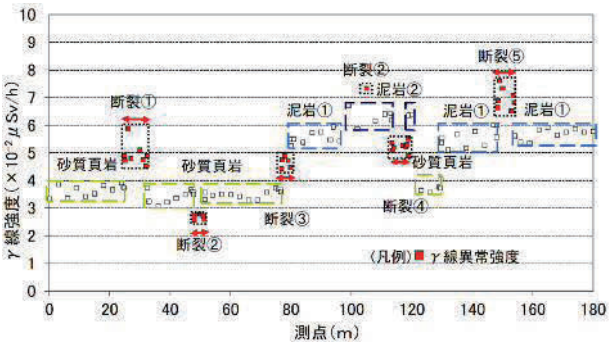


図-14　γ線測定結果（A 測線）

表-1 A 測線に分布する地質のγ線強度

分布地質	測定区間（m）	平均値	標準偏差
砂質頁岩	0.0～24.7	3.65	0.20
砂質頁岩	32.4～47.8	3.43	0.22
砂質頁岩	51.4～76.7	3.50	0.15
泥岩①	79.9～96.0	5.55	0.21
泥岩②	99.0～120.0	6.31	0.25
泥岩②	105.0	7.34	0.29
砂質頁岩	123.0～129.6	3.74	0.18
泥岩①	129.7～148.2	5.53	0.31
泥岩①	153.9～180.0	5.68	0.19

単位：$\times 10^{-2}\,\mu$Sv/h

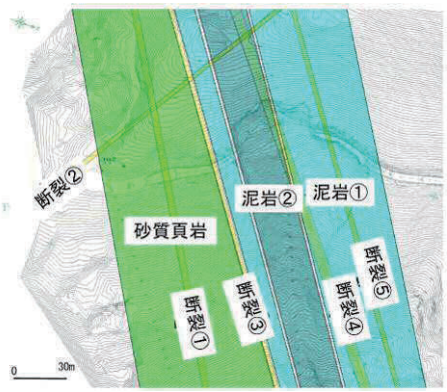


図-15　γ線強度による砂質頁岩・泥岩の分布（A 測線）

A 測線上で検出された断裂を**表-2** に，断裂分布を**図-16** に示した．すなわち，γ線の異常値の分布から，断裂幅は 2.3m から 5.6m であった．断裂①，③，④，⑤の方向は N52° E～N60° E，また，断裂②は N50° W であり，共役の関係である．**図-17** に現場において断裂②（主断裂）と断裂④（中央部断裂）の断裂幅と断裂方向を決定する状況を示した．

表-2　A 測線のγ線異常値区間と断裂の規模・方向

断裂名	γ線異常値区間(m)	断裂幅(m)	方向(走向)
断裂①	24.8～32.3	4.3	N60° E
断裂②	47.9～51.3	2.3	N58° W
断裂③	76.8～79.8	2.4	N55° E
断裂④	113.3～118.9	5.6	N52° E
断裂⑤	148.3～153.8	3.2	N55° E

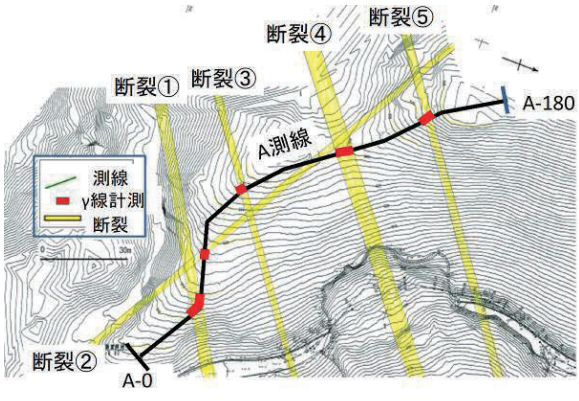
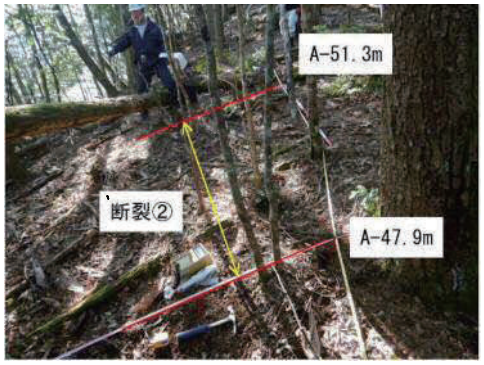


図-16　A 測線設定と断裂分布



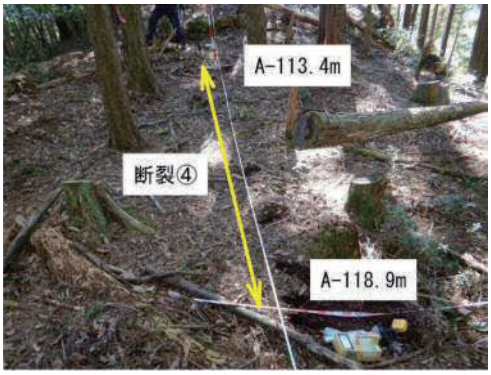


図-17　γ線探査による断裂の設定状況
断裂②（上図）と断裂④（下図）

小林市北部の斜面崩壊は，泥岩分布域で発生しており（**図-15**），**図-18** に示すように中央部に規模の大きい断裂④（断裂幅 5.6m）が位置し，崩壊地形を取り巻くように共役断裂（断裂③，断裂⑤）が分布することが認められた．このような崩壊形態は **4.** の耶馬渓崩壊と同様である．

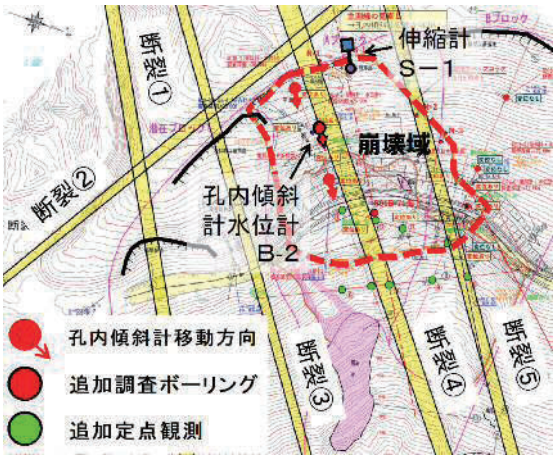


図-18　崩壊箇所と各断裂の位置関係

(5) 主断裂・共役断裂と地下水の影響

耶馬渓崩壊と小林北部地区の崩壊の形態から，主断裂は滑落崖を，共役断裂は側方崖を形成していると考えられる．また，主断裂と共役断裂の交差部では**図-19**[11]に示すように湧水が認められる場合がある．断裂交差部では透水性が高く，地下水および物質の重要な移行経路となることが報告されている[12]．これは，「地すべり地では滑落崖・側方崖に地下水流路が形成され“地下水包蔵体”[13]と称されている」ことと調和的である．

図-19　主断裂と共役断裂の交差部にみられる湧水[11]

以上の事象を「斜面崩壊構造」として**図-20** にまとめた．小林市北部の崩壊では，崩壊箇所を主断裂・共役断裂で取り囲むエリアに地下水が流入することによって移動土塊が生じ，渇水期においても地震動

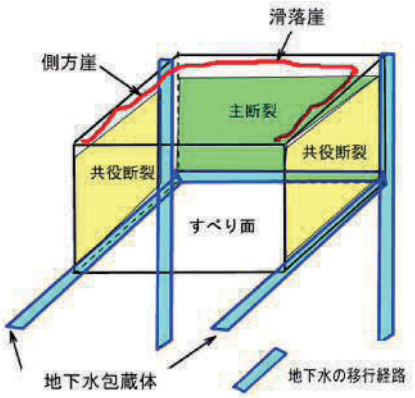


図-20　斜面崩壊構造における地下水の影響

がトリガーとなって「山腹のゆるみ」が発生し，地すべり変動が活発化する現象が推定される．

６．まとめ

斜面・のり面，道路構造物の崩壊の地質的素因として主断裂・共役断裂からなる断裂構造や地下水包蔵体の存在，誘因として豪雨や地震があげられる．熊本地震による補強土壁崩壊や耶馬渓斜面の崩壊を事例として紹介した．これらの事例では，斜面崩壊箇所の尾根部においてγ線探査を実施し，断裂分布を調べた結果，主断裂は滑落崖を共役断裂は側方崖を形成し，移動土塊を形成している．

小林市北部の崩壊では，崩壊箇所を主断裂・共役断裂で取り囲むエリアに地下水が流入することによって移動土塊が生じ，渇水期においても地震動がトリガーとなって「山腹のゆるみ」が発生し，地すべり変動が活発化する現象が推定された．

羽田野[14]は，崩壊性地形は他の外力による地形に比べると，単位個体としての独立性が強く，これは，その地形をつくりだした崩壊性変動が場所的にも時間的にも不連続性の著しい現象だ，と指摘している．大八木[15]は，一つの地すべりは周囲の斜面からすべり面等の不連続面によって分離した地形，独立した構造体として「地すべり構造」という概念を提唱している．

これらの視点を得るには，本論文の事例で示したように不連続面としての幅 2m 前後の小規模断裂の存在を検出できるγ線探査法が有効である．崩壊危険斜面を抽出する手法としては，地表の変位をとらえることによる「山腹のゆるみ」を面的かつ広域的に把握する技術（例えば「SAR 干渉解析」[16] など）と断裂構造の存在の影響を組み合わせる方法を今後の課題と位置付けている．

参考文献

1) Yoshimura, T., Fukuda, N., Hodo, M., and Baimakhan, A. R.: Importance to evaluate of fault fracture zones for construction of infrastructures in mountain area by γ-ray survey, *Proc. 7th Int. Join Symp. Problematic Soils and Environment in Asia, JS Okinawa* 2013, pp.167-172.

2) 上野竜哉・西内浩二・中島渓・平田洋士・吉村辰朗：γ線調査によりモデル化した地質構造の道路設計への適用，令和元年度土木学会全国大会第 74 回年次講演会，Ⅲ-94，2019.

3) 平成 29 年 7 月九州北部豪雨地盤災害調査団：平成 30 年 4 月中津市耶馬渓町金吉梶ヶ原地区における斜面崩壊と今後の問題点，https://www.jiban.or.jp

4) Sahara, K., Suetsugu, D., Fukuda, N., Yoshimura, T., Sato, H, and Hirae, F.: The effect of fracture zones on a failed reinforced soil wall induced by severe ground motions during the 2016 Kumamoto Earthquake, *Proc. 16th Asian Regional Conf. Soil Mechanics and Geotech. Engineering*, WED-P2-006_JGS-082, 2019.

5) 吉村辰朗，大野正夫：断層破砕帯における帯磁率異常に伴うγ線量の変化，物理探査，63，pp. 151-160，2012.

6) 吉村辰朗・小田高幸：γ線測定の解析手法について，全地連「技術フォーラム‘93」横浜，89-92，1993.

7) 地盤工学会　地震動編集委員会：ジオテクノート 9 地震動，62-63，2010.

8) 耶馬渓町金吉地区山地崩壊原因究明等研究委員会：平成 30 年（2018 年）4 月に中津市耶馬渓町で発生した山地崩壊について　最終報告概要，平成 30 年 11 月 26 日．

9) 鈴木隆介：建設技術者のための地形図読図入門　第 3 巻　段丘・丘陵・山地，古今書店，pp.927，2000.

10) 千木良雅弘：地質と災害－応用地質の見方・考え方，近未来社，pp.46，2016.

11) 吉村辰朗・吉松史徳：断裂による分断に起因する斜面崩壊発生機構，応用地質，59-6，485-494，2019.

12) 鐵　桂一・澤田　淳・内田雅大：亀裂交差部に沿った方向の透水特性の評価，サイクル機構技報，N0.23，63-70，2004.

13) 渡　正亮・小橋澄治：地すべり・斜面崩壊の予知と対策，山海堂，52-54，1987.

14) 羽田野誠一：最近の地形学，8. 崩壊性地形（その１），土と基礎，22，9，77-84，1974.

15) 大八木規夫：Ⅰ．3 章　地すべり構造．地すべりに関する地形地質用語委員会編「地すべり-地形地質的認識と用語」，社団法人日本地すべり学会，29-45，2004d.

16) 山中雅之・中埜貴元・和田弘人・仲井博之：全国 SAR 干渉解析による斜面変動の検出事例，第 8 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，55-60，2016.

（2020.7 .1 受付）

重力変形斜面における地下水の水質変化に岩盤からの溶出イオンが与える影響

THE EFFECT OF LEACHING ION FROM BEDROCK ON WATER QUALITY OF GROUND WATER IN GRAVITATIONAL DEFORMATION SLOPE

田中健貴[1]・木下篤彦[2]・小竹利明[2]・山田拓[2]・柴田俊[2]・
窪田安打[3]・小松慎二[3]・林幸一郎[3]

Yasutaka TANAKA, Atsuhiko KINOSHITA, Toshiaki KOTAKE, Taku YAMADA, Suguru SHIBATA, Yasuuchi KUBOTA, Shinji KOMATSU and Koichirou HAYASHI

[1]北海道大学　広域複合災害研究センター（〒060-8589 北海道札幌市北区北 9 条西 9 丁目）
E-mail: tanakay@cen.agr.hokudai.ac.jp
[2]国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター
（〒649-5302 和歌山県東牟婁郡那智勝浦町市野々3027-6）
[3]応用地質株式会社（〒532-0021　大阪府大阪市淀川区田川北 2-4-66）

***Key Words**: deep-seated landslide, water analysis, electric conductivity, ion leaching, ground water*

1. はじめに

2011 年台風第 12 号により，紀伊山地では深層崩壊と呼ばれる大規模な斜面崩壊が多発した [1)]．深層崩壊は，発生頻度は低いが，被害は大きくなる場合が多い．深層崩壊による被害を防止あるいは低減するためには，深層崩壊が発生するおそれのある斜面（以後，危険斜面）を，事前抽出する必要がある [2)]．

これまで，危険斜面を抽出する方法として，調査対象斜面周辺の渓流水や，斜面における湧水の水質分析を行う方法が提案されてきた [3)]．この方法では，採水した試料の EC や溶出イオンに着目した分析を行う．この方法によって縦断的な渓流水の水質分析結果から，EC やイオン溶出量が大きくなる箇所が存在し，その要因として長期間にわたって地下に滞留した地下水が流出した可能性が考えられている [4)]．しかし，危険斜面周辺で EC が大きくなる詳細なプロセスについては，不明な点が多い．

これまで，紀伊山地では，危険斜面と考えられる斜面でボーリング調査が行われてきた．その結果，得られたボーリングコアに $CaCO_3$ によって形成される白色脈が見られた．また，ボーリングコアを用いた溶出試験では，他イオンと比較して，$CaCO_3$ から溶出した Ca^+, HCO_3^-が相対的に多く，これらの溶出イオンによって EC が大きくなる傾向が見られた [5), 6)]．以上を踏まえると，危険斜面内部の岩盤に $CaCO_3$ が含まれる場合，Ca^+, HCO_3^-が溶出することによって，危険斜面周辺で湧水や渓流水の EC が大きくなるプロセスが仮説として考えられる．

そこで，上記仮説を検証する端緒として，危険斜面と考えられる重力変形斜面において，渓流水および地下水の EC の水質分析を行うこととした．これによって，渓流水および地下水の EC に影響を与える溶出イオンを分析し，岩盤に含まれる鉱物由来からの溶出イオンとの関係について検討することが出来ると考えられる．

2. 調査地および調査方法

調査は奈良県五條市赤谷地区に位置する 2 斜面（赤谷西 1，赤谷西 2 と呼ぶ）で行った．当該地区では，2011 年台風第 12 号によって深層崩壊が発生

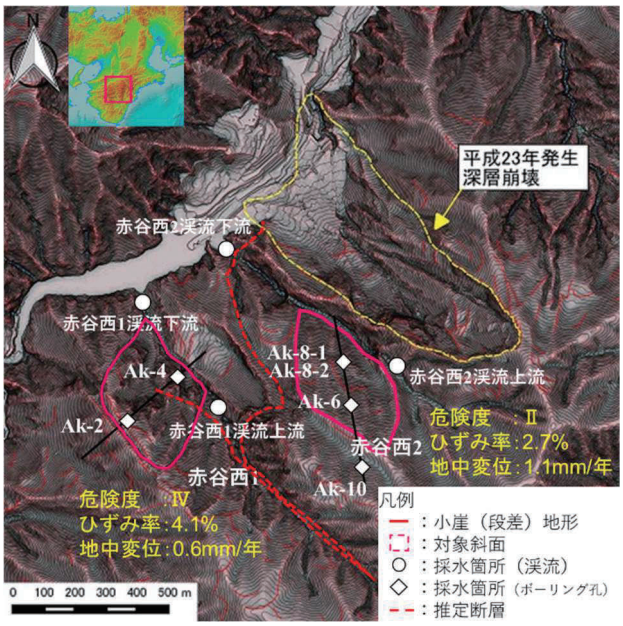


図-1 調査地概要

しており，調査は崩壊斜面の近傍で実施した（図-1）．また，調査地では衝上断層の存在が指摘されており，深層崩壊の発生に寄与したことが指摘されている [7]。微地形に基づく危険度評価 [8]（図-2）では，赤谷西 1 は危険度IV，赤谷西 2 は危険度IIである．また斜面の変形の程度を示すひずみ率は，赤谷西 1 が 4.1%，赤谷西 2 が 2.7%である．これらのひずみ率は，2011 年台風 12 号によって発生した深層崩壊の，崩壊前の地形から推定したひずみ率 5～21% [9]よりは小さいが，当該斜面では段差や小崖といった重力変形による深層崩壊の兆候は見られている．

これらの斜面では，ボーリング調査が実施されており，地下水の採水が可能である．ボーリング調査の位置を図-1 に示す．また，これらのボーリングコアから推定される地質構造を図-3 に示す．なお，ここで示す地下水位は観測期間中の最高水位を示す．また，断面測線は斜面の傾斜方向を基本とし、微地形から推定される斜面の変形方向で、重力変形斜面の概ね中心を通る測線で設定した．ボーリング孔の深さは，それぞれ赤谷西 1 において Ak-2 は 78m，Ak-4 は 53m であり，赤破線で示すように断層の存在が推定される．赤谷西 2 において Ak-6 は 85m，Ak-8-1 は 70m，Ak-8-2 は 47m，Ak-10 は 85m である．ここでは，赤破線のように断層が推定され，Ak-6 以外は断層よりも深い範囲にボーリング孔が達している．なお，Ak-10 は赤谷西 2 の重力変形と考えられる範囲のさらに上方に位置する．次に，ボーリング調査で得られたコアの状態について示す．Ak-2 は全体として開口割れ目が多く見られた．また，風化が進んでおり，特に深度 43.2～47.8m，70.1～73.6m

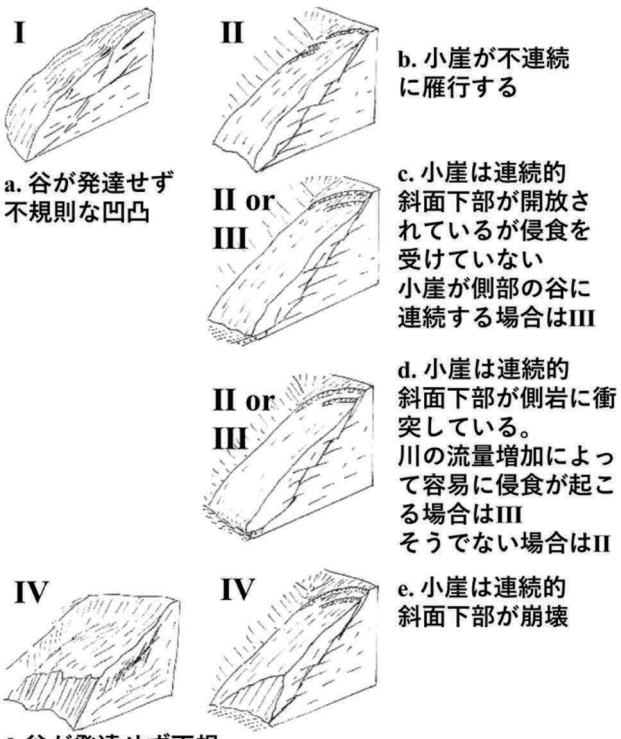


図-2　微地形による深層崩壊発生危険度 [8]

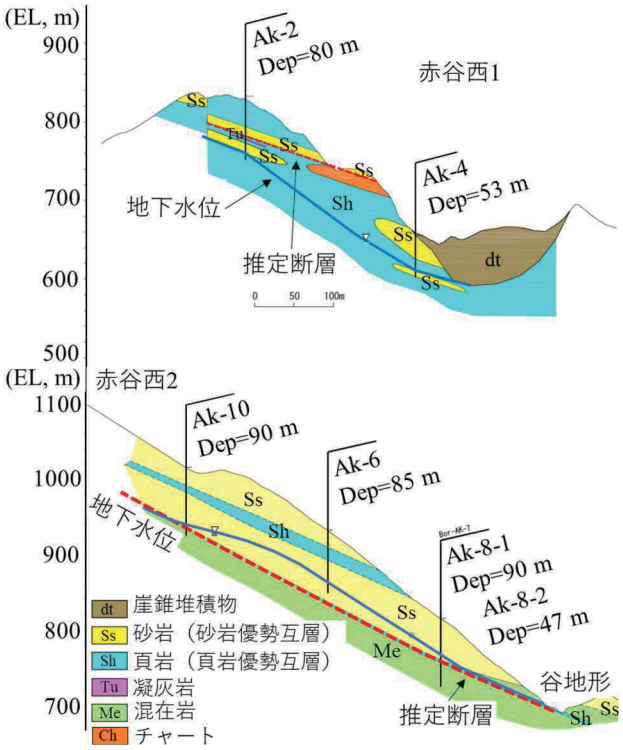


図-3　赤谷西 1，2 の推定される地質構造

で特に風化が著しい様子が見られた．Ak-4 は，32m より浅い範囲では開口割れ目が多く見られるが，33m よりも深い範囲では割れ目は見られない．また，32.3～32.6m で特に破砕が進行し，粘土化している様子が見られる．Ak-6 は深度 68m 付近まで風化の進行や亀裂が多く見られ，69m 付近から未溶脱の炭

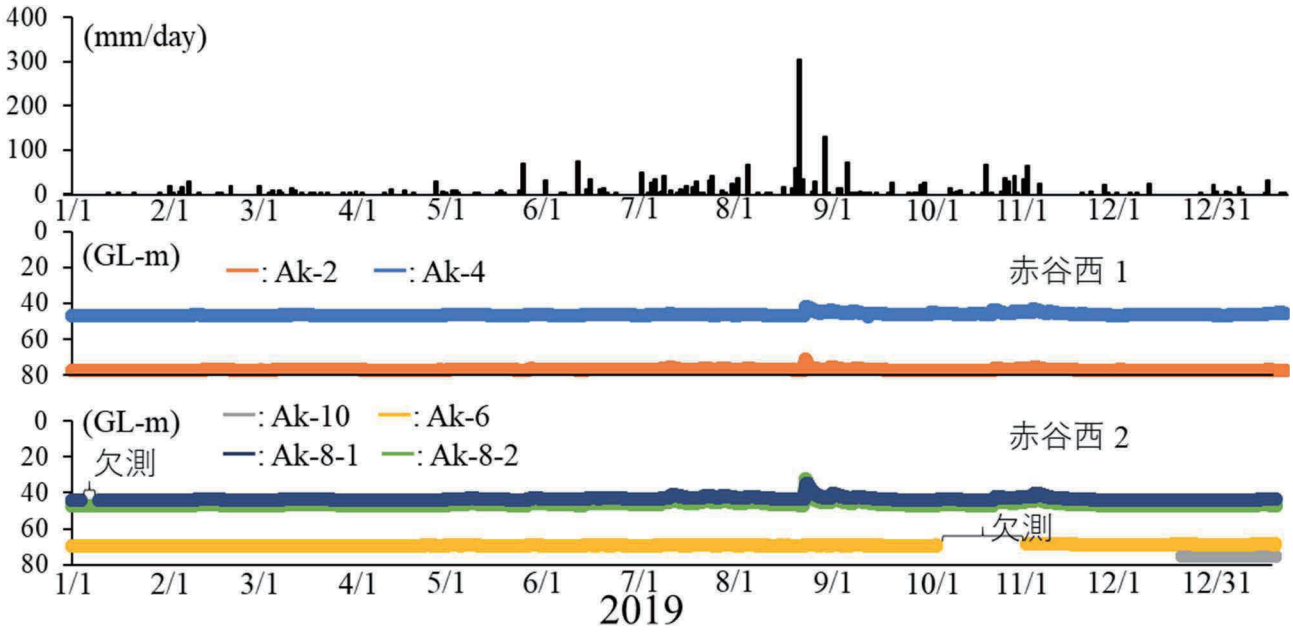


図-4　調査地における降雨量（上段）およびボーリング孔内の地下水位挙動（中段：赤谷西 1，下段：赤谷西 2）

酸塩鉱物が混在するようになる．深度 81m より深い深度では，新鮮で堅硬なコアである．Ak-8-1 は深度 54m から 85m 付近まで割れ目開口が見られるが，深度 54m より浅い範囲ではより顕著に割れ目開口が見られる．Ak-10 は全体で割れ目開口が見られるが，特に深度 58m よりも浅い深度では風化が進んでいる．深度 85m よりも深い深度では，亀裂が少ない．

採水は 2020 年 1 月 11 日午前 11 時に各採水箇所で同時に 1 回実施した．採水日の 1 週間前までの降雨状況は，1 月 8 日に 15mm/hr 程度の時間雨量を記録している．採水は，ボーリング孔の地下水，斜面周辺の渓流で採水を実施した．ボーリング孔採水深度は Ak-2：72～78 m，Ak-4：32～46 m，Ak-6：64～74 m，Ak-8-1：56～70 m，Ak-8-2：46～47 m，Ak-10：75～85 m であり，上記以外の区間は遮水している．地下水の採水は採水器（ベーラー採水器 φ40mm×91cm　950ml）を，渓流水の採水にはポリエチレン製容器(1000ml)を使用し，ポリエチレン製容器(1000ml)で保存して持ち帰った．水質分析項目は Na^+, K^+, Ca^{2+}, Mg^{2+}, SO_4^{2-}, NO_3^{2-}, HCO_3^-, CL^-, SiO_3^{2-}, pH, EC である．分析には JIS K 0101，JIS K 0102 に基づき，Na^+, K^+, Ca^{2+}, Mg^{2+}はイオンクロマトグラフィー（ICS-1600），SO_4^{2-}, NO_3^{2-}, HCO_3^-, CL^-はイオンクロマトグラフィー（ICS-2000），SiO_3^{-2} は分光光度計(U-1500), pH と EC は pH/EC 計(WM-50EG)を使用した．

3．結果

(1) ボーリング孔内の地下水位

2019 年 1 月 1 日から 2020 年 1 月 11 日までのボーリング孔内における地下水位を**図-4** に示す．赤谷西 1 では上部の Ak-2，下部の Ak-4 は同様の地下水位の上昇，低下を示している．一方で，赤谷西 2 では，斜面下部の Ak-8-1 と Ak-8-2 は同様の地下水位変化を示しているが，斜面中腹の Ak-6 は Ak-8-1 と Ak-8-2 とは異なる傾向を示す．例えば，8 月 16 日（□で示す範囲）に Ak-8-1 と Ak-8-2 は地下水位が上昇しているが，Ak-6 は明瞭な変化は見られない．なお，Ak-10 は観測開始が 2020 年 12 月 10 日である．

(2) pH および EC の分布

赤谷西 1 の pH および EC は，斜面上方 Ak-2 で EC が 10.6 mS/m および pH が 7.6，斜面下方 Ak-4 で EC が 10.5 mS/m および pH が 7.1 であり，斜面上方と下方で EC の値はほぼ等しい．赤谷西 2 では斜面上方に位置する Ak-10 で EC が 4.7 mS/m および pH が 7，斜面中腹に位置する Ak-6 で EC が 3.3 mS/m および pH が 6.8，斜面下部に位置する Ak-8-1 および Ak-8-2 では，より深い孔の Ak-8-1 で EC が 11.2 mS/m で pH が 7.5，浅い孔である Ak-8-2 で EC が 4.4 mS/m，また pH が 6.9 であった．つまり，赤谷西 2 においては，EC は Ak-10 から Ak-6 にかけて小さくなり，Ak-6 から Ak-8-1，Ak-8-2 にかけて大きくなっている．

また，渓流での採水については，赤谷西 1 では沢地形は認められたが，流水は見られなかった．赤谷西 2 では渓流上部で EC が 3.3 mS/m であり pH は 6.9, 渓流下部で EC が 4.4 mS/m で pH は 7.1 であり，下部でより大きい傾向が見られた．

(3) 溶出イオン濃度

2020 年 1 月 11 日に各採水箇所で同時に採水した

試料を，イオン当量濃度をヘキサダイヤグラムに整理した結果を**図−5** に示す．赤谷西 1 のボーリング孔 Ak-2，Ak-4 はともに Na^+, K^+, Mg^{2+}, SO_4^{2-}, NO_3^{2-}, Cl^- と比較して Ca^{2+}, HCO_3^- が相対的に多い．また，Ak-2, Ak-4 を比較すると，Ca^{2+} が Ak-2 で 1.0 meq/L，Ak-4 が 0.8 meq/L，HCO_3^- については Ak-2 で 1.0 meq/L，Ak-4 が 0.72 meq/L であった．赤谷西 2 では，Ak-10 は HCO_3^- が 0.36 meq/L と相対的に多いが，Ak-6 は，特徴的に多いイオンは見られない．Ak-8-1, Ak-8-2 は Ak-2，Ak-4 と同様に Ca^{2+}, HCO_3^- が相対的に多く，Ca^{2+} が Ak-8-1 で 0.9 meq/L，Ak-8-2 が 0.55 meq/L，HCO_3^- については Ak-8-1 で 0.75 meq/L，Ak-8-2 が 0.56 meq/L であり，深い孔である Ak-8-1 で溶出イオン濃度が多い傾向が見られる．つまり，斜面上方 Ak-10 と斜面下方 Ak-8-1，Ak-8-2 は Ak-6 よりも溶出イオン濃度が大きい傾向が見られる．

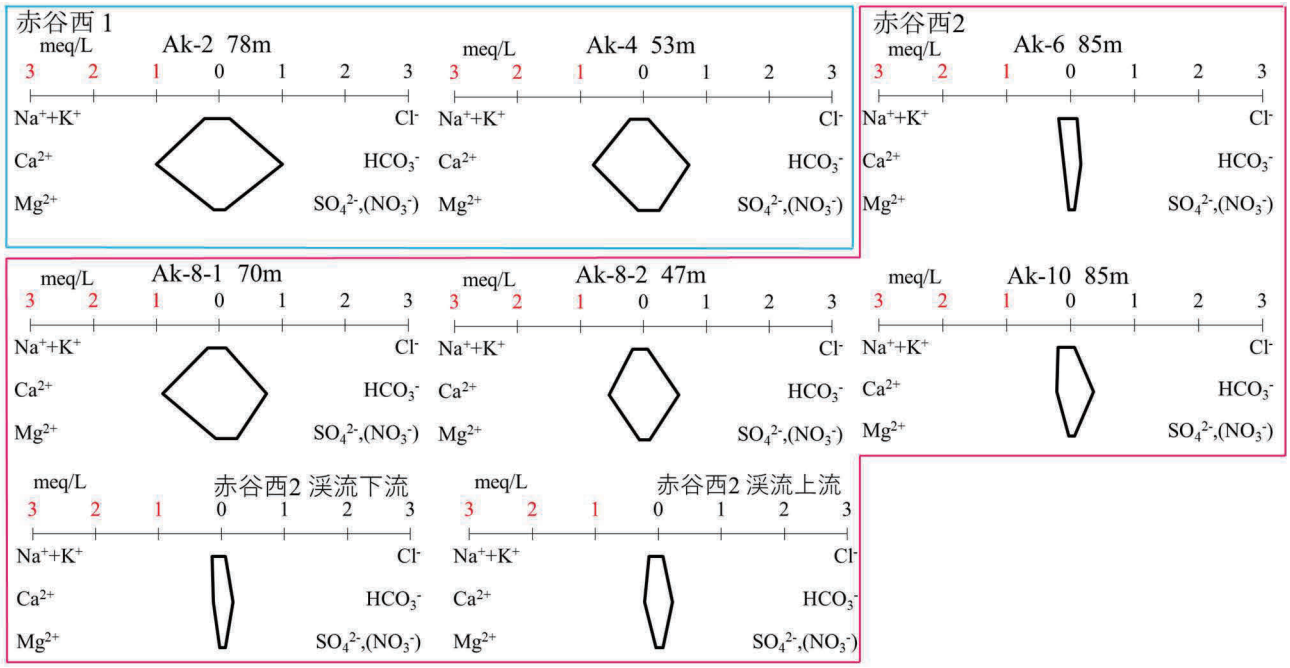
次に，赤谷西の渓流水については，渓流の上流では相対的に濃度が大きなイオンは見られない．渓流の下流では，上流と比較すると，Ca^{2+}（上流：0.13 meq/L，下流：0.22 meq/L）および HCO_3^-（上流：0.18 meq/L，下流：0.23 meq/L）が多い．

また，2020 年 1 月 11 日に行った採水結果を基に，各分析対象イオンのイオン当量濃度と EC の関係を**図−6** に示す．Ca^{2+} と HCO_3^- の溶出量が大きいと，EC が大きい傾向が見られた．また，SO_4^{2-} が Ak-4 および Ak-8-1 で他の採水場所と比較してイオン当量濃度が大きい．他の溶出イオンについては，イオン当量濃度と EC の関係は明瞭ではない．イオン状シリカ（SiO_3^{2-}）は，相対的に Ak-6，Ak-10 で大きく，渓流水では上流側でやや大きい傾向が見られたが，今回の採水では，明瞭な関係は見られなかった（**図−7**）．

4．考察

(1) 地下水位の挙動と EC の変化

Ak-6 よりも Ak-8-1，Ak-8-2 で，地下水位の変化が大きい傾向が見られた．これは，断層による影響[10),11)]を受けたと考えられる．つまり，**図−3** に赤破線で示す断層が不透水層の役割を果たし，断層の上部と下部では，地下水の流れが異なる可能性がある．また，赤谷西 2 において EC や溶出イオン濃度が Ak-10 から Ak-6 にかけて小さくなり，Ak-6 から Ak-8-1, Ak-8-2 にかけて大きくなる傾向が見られた．ここで一般に，地下水が未溶脱の炭酸塩鉱物に触れる時間が長い斜面下部の方が，EC や溶出イオン濃度は大きくなる[12)]．このことも，Ak-10 と Ak-6，また Ak-6 と Ak-8-1 および Ak-8-2 では異なる地下水の流れが存在する可能性があり，断層が影響を与えたことを示唆する．EC は，赤谷西 1 では斜面上部と下部で同等であり，赤谷西 2 では斜面下部で大きい傾向が見られた．また，Ak-8-1 と Ak-8-2 の比較から，より深い孔で EC は大きい傾向が見られた．つまり，同じ斜面内でも，採水箇所によって EC の傾向は異なる場合がある．このことは，水質分析による危険斜面抽出を行う上で，採水箇所選定が重要であることを示唆する．



図−5　地下水および渓流水のヘキサダイヤグラム

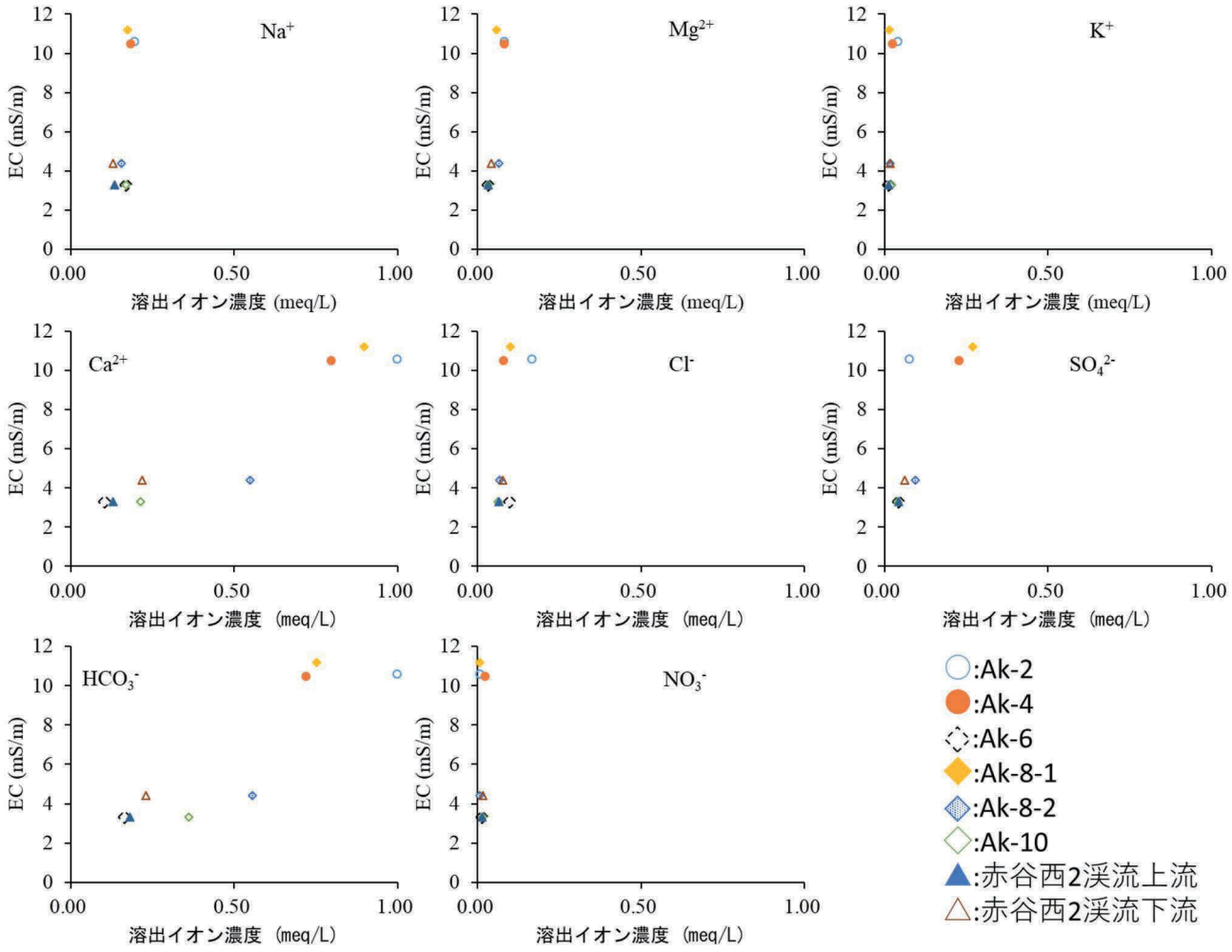


図-6　溶出イオンと EC の関係

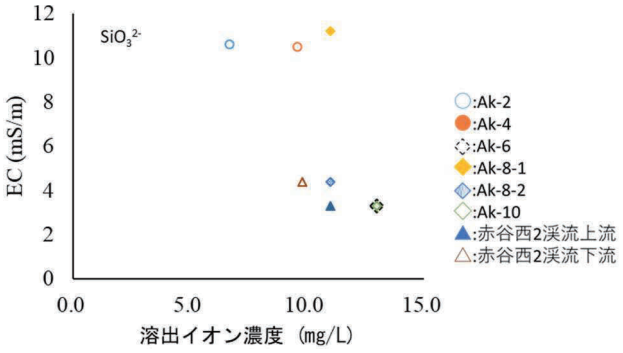


図-7　イオン状シリカ溶出量と EC の関係

(2) EC の変化と溶出イオン

ヘキサダイヤグラムの結果（図-5）から，EC を上昇させている主な溶出イオンは Ca^{2+}, HCO_3^- と考えられ，$CaCO_3$ が溶出した可能性が考えられる．このことは，既往研究における，紀伊山地での岩盤に含まれる鉱物のイオン溶出プロセス [9]を支持する結果であると考えられる．

また，このプロセスを踏まえ，赤谷西 2 においては，次に示すような地下水流下が想定される．Ak-8-1 および Ak-10 は，それぞれ岩盤に割れ目開口が多く見られ，また白色脈として観察される炭酸塩鉱物（$CaCO_3$）が含まれる範囲が存在し．これらの箇所では，割れ目開口を介した地下水流入によって，岩盤に含まれる $CaCO_3$ が溶脱し，徐々に斜面下方へ流下すると考えられる．このことによって，渓流水は斜面下方で，斜面上方に比べて，EC がより大きくなることが推定される．ここで，Ak-6 や Ak-8-2 も斜面下方の渓流水の水質形成に寄与した可能性もあるが，地下水位の挙動や水質分析から，Ak-10 や Ak-8-1 と比べ，EC が小さいため，渓流水への影響はより深い地下水で比較的大きいと考えられる．

(3) 今後の課題

ここまで示してきた地下水および渓流水の水質分析結果から，岩盤に含まれる鉱物が地下水および渓流水の水質に影響を与える可能性が示された．しかしながら，危険斜面における EC の上昇，地下水流

下を把握する上で，以下の課題が残された．

・地下水に含まれる溶出イオン濃度は，地下水と岩盤の接触面積および接触時間による影響を受ける．既往研究で実施された溶出試験では，試料であるボーリングコアを粉砕した上で試験が行われている [5),6)]．一方で，自然状態では長い時間をかけて，溶出が生じていると考えられる．EC と溶出イオンの関係をより詳細に把握する上で，より自然に近い状態での溶出プロセスについて検討する必要がある

・他流域からの地下水流入の影響を検討する必要がある．今回は，斜面外からの地下水の流入の可能性について検討出来ていないが，斜面下部や渓流水の水質形成に，他斜面からの地下水流入は影響を与えている [13)] ことが予想される．渓流水の水質分析を危険斜面抽出に応用するためには，他斜面からの地下水流入が，水質形成に与える影響を明らかにする必要がある

５．まとめ

本稿では，危険斜面抽出方法の 1 つである水質分析の応用を踏まえ，危険斜面周辺で EC が大きくなる要因を，地下水と渓流水の水質変化に着目して分析した．その結果，以下のことが示された．

・微地形判読に基づく危険度がより高い斜面（赤谷西 1）で，EC や Ca^{2+}, HCO_3^-の溶出イオン濃度が大きい傾向が見られた

・本研究の調査地では，地下水に Ca^{2+}, HCO_3^-が相対的に多く含まれる地点が見られた．また，相対的に斜面下部や深部で，EC が大きい傾向があった

・既往研究と合わせて考えると，Ca^{2+}, HCO_3^-は岩盤に含まれる $CaCO_3$ から溶出している可能性がある

・水質分析による危険斜面抽出にあたっては，同一斜面内でも EC が変化するため，斜面全体の水質の傾向を捉えるような採水箇所設定の必要がある

・今回の調査では，詳細な地下水の流れについて，明らかにすることが出来ていない．危険斜面周辺での水質形成，特に EC が上昇するプロセスを明らかにするためには，詳細な地下水の流下過程を明らかにする必要がある

今後，ボーリング孔への食塩投入といったトレーサー試験を行うことで，地下水流下過程の解明を試みたい．また，危険斜面抽出を目指し，水質分析の試料を採取する位置や長期的な観測の考え方について整理し，現場での応用を進めたい．

参考文献

1) 松村和樹，藤田正治，山田孝，権田豊，沼本晋也，堤大三，中谷加奈，今泉文寿，島田徹，海堀正博，鈴木浩二，徳永博，柏原佳明，長野英二，横山修，鈴木拓郎，武澤永純，大野亮一，長山孝彦，池島剛，土屋智:2011 年 9 月台風 12 号による紀伊半島で発生した土砂災害，砂防学会誌，Vol.64, No.5, pp.45-53, 2012.

2) 蒲原潤一，内田太郎:深層崩壊対策技術に関する基本的事項，国総研資料第 807 号, 2014.

3) 地頭薗隆：渓流水の電気伝導度を用いた深層崩壊発生場の予測．砂防学会誌 Vol. 66, No. 6, pp.56-59, 2014.

4) 地頭薗隆・下川悦郎・寺本行芳：深層崩壊発生場予測法の提案－鹿児島県出水市矢筈岳山体を例にして－，砂防学会誌, Vol.59, No.2, pp.5-12, 2006.

5) 森加代子・林幸一郎・木下篤彦・水野秀明・今森直紀・田中健貴・小川内良人：岩盤クリープ斜面を構成する岩石からのイオン溶出特性，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集, pp.418-419, 2017.

6) 田中健貴，木下篤彦，吉村元吾，菅原寛明，小川内良人，横山 修：重力変形斜面の岩盤に発達する亀裂が溶出特性に与える影響，日本地すべり学会誌，Vol.56, No.1, pp.1-7, 2019.

7) Arai, N. and Chigira, M.: Rain-induced deep-seated catastrophic rockslides controlled by a thrust fault and river incision in an accretionary complex in the Shimanto Belt, Japan. Isl. Arc, 27, e12245, 2018

8) 千木良雅弘：深層崩壊の場所の予測と今後の研究展開について，応用地質，Vol.56，No.5，p.200-209, 2015.

9) 千木良雅弘・松四雄騎・ツォウチンイン・平石成美・松澤真 ・松浦純生：2011 年台風 12 号による深層崩壊，京都大学防災研究所年報，No.55 A，p.193-211, 2012

10) 森屋洋，荻田茂，山田孝雄，阿部真郎:東北地方における断層周辺の第三紀層地すべり．日本地すべり学会誌，Vol.44, No.4, pp.248-253, 2007.

11) 川上浩：断層によるせき止め地下水を原因とする地すべり 2 例．日本地すべり学会誌, Vol.44, No.4, pp.237-240, 2007.

12) 吉岡龍馬：地すべり (4) 地すべりと水-地球化学的調査 (その 1)，地下水学会誌, Vol. 32, No. 3, pp. 147-162, 1990.

13) 日浦 啓全，末峯 章，前田 寛之，王 功輝，古谷 元：四国の結晶片岩地すべりにおける地下水の水文地質学，日本地すべり学会誌，vol.55, No.4, pp.153-162, 2018.

（2020. 7. 1　受付）

DIFFERENCES OF PHYSICAL PROPERTIES BETWEEN TEPHRA AND TUFF BRECCIA-ANDESITE ON SLIDING LAYER AND SURROUNDING LAYERS OF LANDSLIDES

Mega Lia ISTIYANTI [1] and Satoshi GOTO [2]

[1] Civil Management and Engineering Major, Environmental and Social System Science Course, Integrated Graduate School of Medicine, Engineering, and Agricultural Sciences, University of Yamanashi
(Takeda 4-3-11 Kofu, Yamanashi 400-8511, Japan)

[2] Department of Civil and Environmental Engineering, Faculty of Engineering, University of Yamanashi
(Takeda 4-3-11 Kofu, Yamanashi 400-8511, Japan)
E-mail: goto@yamanashi.ac.jp

***Key Words**: fine fraction content, plasticity index, landslide, sliding layer*

1. INTRODUCTION

Landslides frequently occurred in Kyushu area caused by heavy rainfall. The physical properties of sliding layer and surrounding layers on tephra and tuff breccia-andesite in landslide have not been observed. Istiyanti et al.[1)] explained that the characteristics of sliding layer and surrounding layers on tephra materials on Aso volcanic mountains. Heavy rainfall on July 2012 triggered numerous landslides throughout the month in Aso volcanic mountain area. The sliding layers on tephra had the highest plasticity index and fine fraction content[1)]. Furthermore, the low average soil hardness indicated the location of the sliding layer in tephra materials[1)].

Rainfall induced landslides also frequently occurred on the area that consist of tuff breccia-andesite. On July 2017, heavy rainfall triggered several landslides in Fukuoka and Oita Prefecture. Many landslides occurred in the area consist of tuff breccia-andesite. Therefore, this research aimed to compare the characteristics on sliding layer and surrounding layers between tephra and tuff breccia-andesite of landslides caused by heavy rainfall.

More than 50% of fine fraction content were contained on the sliding layer[2)]. Moreover, the origin of a soil cohesion can be reflected by particle size distribution. Using the Atterberg limits, we can also classify the cohesion of soils, identification, description, and basis for preliminary assessment of their mechanical properties[3)].

2. RESEARCH AREA

Four locations of the landslide were selected as the research area (**Fig. 1**), two landslides were located at Aso volcanic mountains area and the other landslides were located at Oita prefecture. Landslides on Aso volcanic mountains area were located at Takadake area which occurred on July 12th, 2012 when a cumulative rainfall of 508 mm[4)] triggered numerous landslides throughout the month. The landslides called Takadake 1 and Takadake 2 in this study which had the distance between these landslides around 600 m. Takadake 1 is located at 32° 53' 54.06" N, 131° 7' 33.47" E with landslide dimensions of 34 m in length and 10 m in width. Furthermore, Takadake 2 is located at 32° 54' 7.81" N, 131° 7' 17.77" E with landslide dimensions of 18 m in length and 39 m in width. These shallow landslides occurred on sediment covered slopes consisting of alternating layers of tephra and "kuroboku" (humus andosols)[5)]. The soil materials in the Takadake area consist of tephra layers formed by volcanic activities.

The other landslides were called Ohtsuru and Ono landslides which had the distance between these landslides around 3,300 m. Heavy rainfall on July 5th, 2017 triggered several landslides in Fukuoka and

Oita Prefecture. The total rainfall on that day was 336 mm[4] and induced landslide at Ohtsuru. The next day after heavy rainfall on July 6th, 2017, Ono landslide was occurred and total rainfall was 66.5 mm[4]. Ohtsuru landslide is located nearby Yanase, Hita City at 33° 23' 6.16" N, 130° 54' 0.53" E. Furthermore, Ono landslide is located nearby Ono river, Hita City in Joguyama Mountain (645 m), 33° 23' 23.53" N, 130° 56' 7.25" E. That landslides consist of two types of soil material; tuff breccia and andesite.

3. RESEARCH METHODS

The methods in this study were field observation and laboratory tests. Soil stratigraphic analysis and soil hardness measurements were observed on the field. The stratigraphy analyses in each landslide were observed by scraping the surface to expose the soil layers. Afterwards, characteristics of soil layers were identified, such as depth and soil hardness value of soil layers. The soil hardness value was measured using the Yamanaka-type soil hardness meter. In this study, the soil hardness values on each sub-layer at Takadake 1, Ohtsuru, and Ono and on several sub-layers at Takadake 2 were measured. Unfortunately, because of the condition in the field, the depth of soil layers on Ono landslide were not able to be identified.

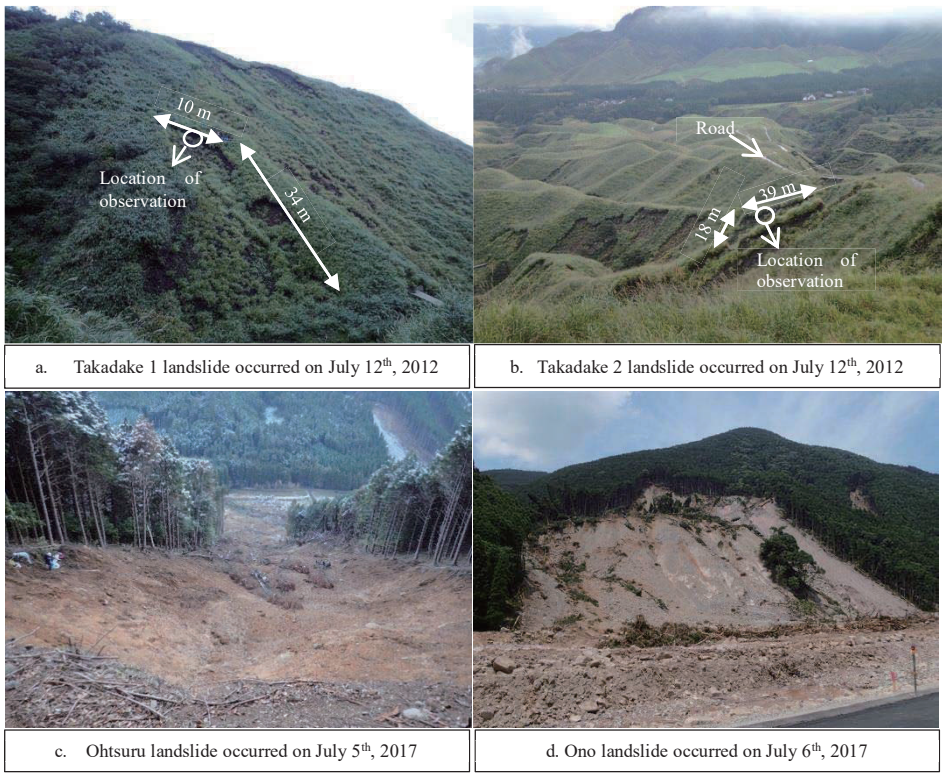
Disturbed samples were collected from the center of each soil layer to observe the characteristics of soil in laboratory tests using particle size distribution (JIS A1204, 2009 cited in JGS 2015)[6] and liquid limit and plastic limit tests (JIS A1205, 2009 cited in JGS 2015)[6]. The mass on disturbed samples for particle size distribution was 115 g and that for liquid limit and plastic limit tests were 230 g using sample less than 425 μm[6]. However, tuff breccia from Ohtsuru landslide was not able to be observed at particle size distribution because of the condition on material.

4. RESULTS AND DISCUSSIONS

(1) Soil hardness and soil stratigraphy

Kuroboku and scoria layers from Takadake 1 and Takadake 2 landslides will be observed in this study. Takadake 1 has two kuroboku layers with two scoria layers, which both layers are located on scoria layers (N1 kuroboku is located on the N2 scoria and N3-4 kuroboku is located on OJS scoria). Furthermore, Takadake 2 has three kuroboku layers with two scoria layers: N1 kuroboku and N2 kuroboku are located on the N2 scoria layer and N3-4 kuroboku is located on the OJS scoria layer. N3-4 kuroboku layer at Takadake landslides is divided into two sub-layers, N3-4 kuroboku upper part (N3-4 kuroboku (U)) and N3-4 kuroboku lower part (N3-4 kuroboku (L)).

The values of soil hardness and soil stratigraphy are shown in **Fig. 2.** Dissimilarity in soil hardness is observed between kuroboku and scoria layers[1]. The soil hardness in Takadake 1 shows N2 scoria has the highest soil hardness value (average = 18.5 mm) and



a. Takadake 1 landslide occurred on July 12th, 2012

b. Takadake 2 landslide occurred on July 12th, 2012

c. Ohtsuru landslide occurred on July 5th, 2017

d. Ono landslide occurred on July 6th, 2017

Fig.1 Landslides in this study (Photos taken on October 2016 (Takadake landslides) and December 2017 (Ono and Ohtsuru)).

N3-4 kuroboku has the lowest soil hardness value (average = 14.5 mm)[1]. However, the soil hardness value in Takadake 2 shows OJS scoria has the highest value (average = 23.9 mm) and N3-4 kuroboku has the lowest value (average = 18.1 mm)[1]. The sliding layers from field observation in Takadake landslides were located at N3-4 kuroboku (L) which have the low average soil hardness.

Ohtsuru and Ono landslides consist of tuff breccia and andesite which erupted around the Neogene period (7 Ma to 1.7 Ma)[7]. The sliding layers from field observation in that landslides were located at the boundary layer between tuff breccia and the upper layer. The sliding layer in Ohtsuru landslide was located at the boundary between tuff breccia and weathered andesite, and in Ono landslide was located at the boundary between tuff breccia and weathered tuff breccia.

Highly weathered andesite, weathered andesite, and tuff breccia from Ohtsuru landslide were observed in this study. The soil hardness in Ohtsuru landslide shows tuff breccia has the highest soil hardness value[8] (average = 22.0 mm) and weathered andesite has the lowest soil hardness value (average = 12.7 mm). The sliding layer from field observation in Ohtsuru landslide was located at the boundary between tuff breccia and weathered andesite which have the obviously different of soil hardness between those layers.

The materials in Ono landslide are divided into three soil layers; weathered andesite, weathered tuff breccia, and tuff breccia layer. The soil hardness shows tuff breccia has the highest soil hardness value[8] (average = 31.1 mm) and weathered tuff breccia has the lowest soil hardness value (average = 20.7 mm). The sliding layer from field observation in Ono landslide was located at the boundary between tuff breccia and weathered tuff breccia which have the obviously different of soil hardness between those layers.

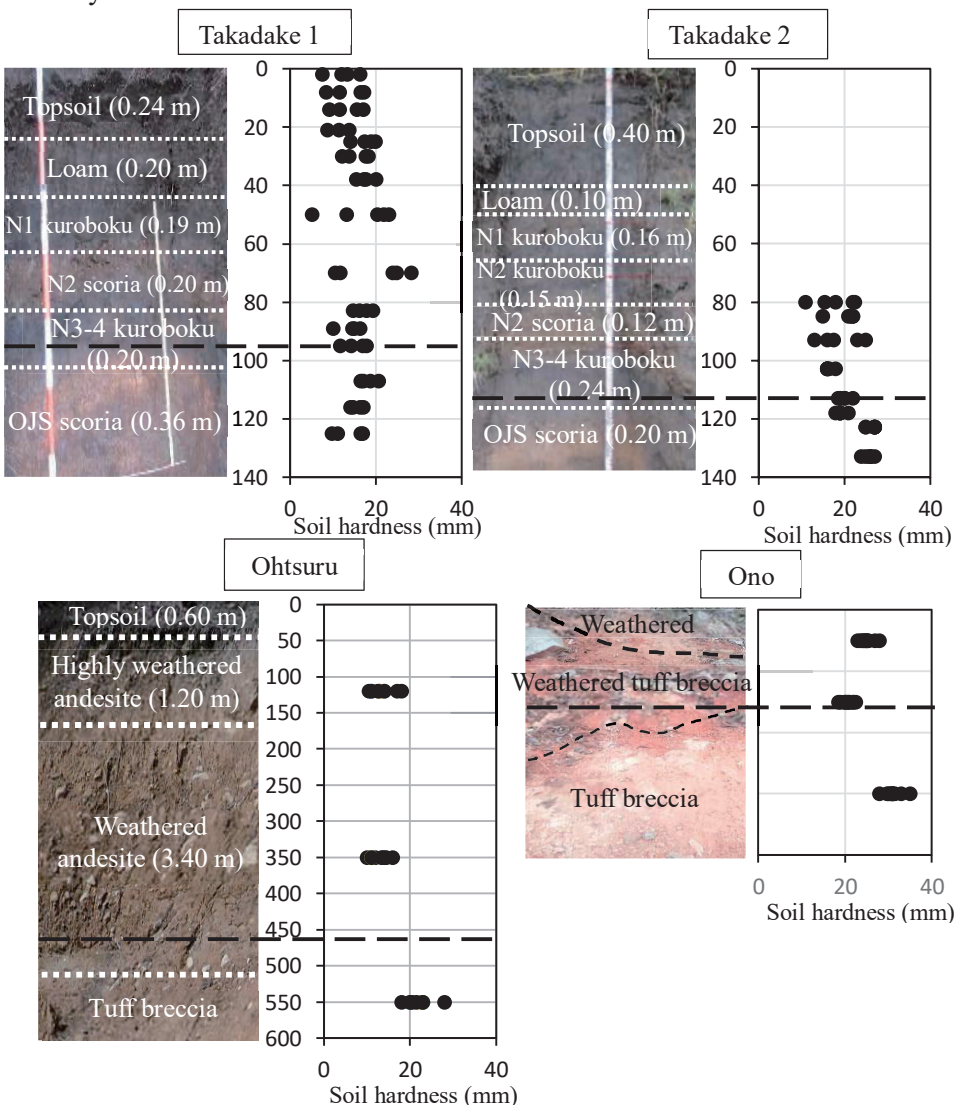


Fig.2 Soil stratigraphy on the field and soil hardness measurements values (y-axis is depth of soil layer (cm) and x-axis is soil hardness (mm)). Black dotted lines indicated location of sliding layer by field observation.

(2) Fine fraction content

Soil materials in this study consist of different types, such as tephra (kuroboku and scoria) in Takadake 1 and Takadake 2 landslides, and tuff breccia-andesite in Ohtsuru and Ono landslides. The particle size distribution shows generally the soil materials indicate poorly-graded soil (**Fig. 3**). The different curves on particle size distribution between tephra and tuff breccia-andesite materials have not been found.

The fine fraction content (less than 75 μm) (**Fig. 4**) shows the sliding layers on tephra materials have a higher fine fraction content than the other layers in each landslide, whereas the sliding layers in tuff breccia-andesite materials have a lower fine fraction content than the other layers in each landslide.

(3) Correlation between the sliding layers and soil materials

The liquid limit and plastic limit test results are plotted on a plasticity chart (**Fig. 5**) to classify the soil materials, which are separated between the sampling location denoted by different color, and sliding layers on each area denoted by the white circle with different color of outline and 'sliding layer'. The plotted data on kuroboku and OJS scoria layers are inorganic silts of high compressibility and organic clays[1]. The N2 scoria, however, are inorganic silts of medium compressibility and organic silts[1]. Furthermore, the plotted data on tuff breccia-andesite materials in Ohtsuru landslide are plotted at the same location with N2 scoria layers. The tuff breccia-andesite materials in Ono landslide are also plotted at the same location with kuroboku and OJS scoria layers.

On tephra materials, plasticity chart shows the range of plasticity index and liquid limit are higher at kuroboku layers than scoria layers. Furthermore, the tuff breccia-andesite materials plotted at the inside of scoria group. The sliding layers on tephra materials have the highest plasticity index and liquid limit on each landslide. The plasticity index and liquid limit are lower at sliding layers on tuff breccia-andesite

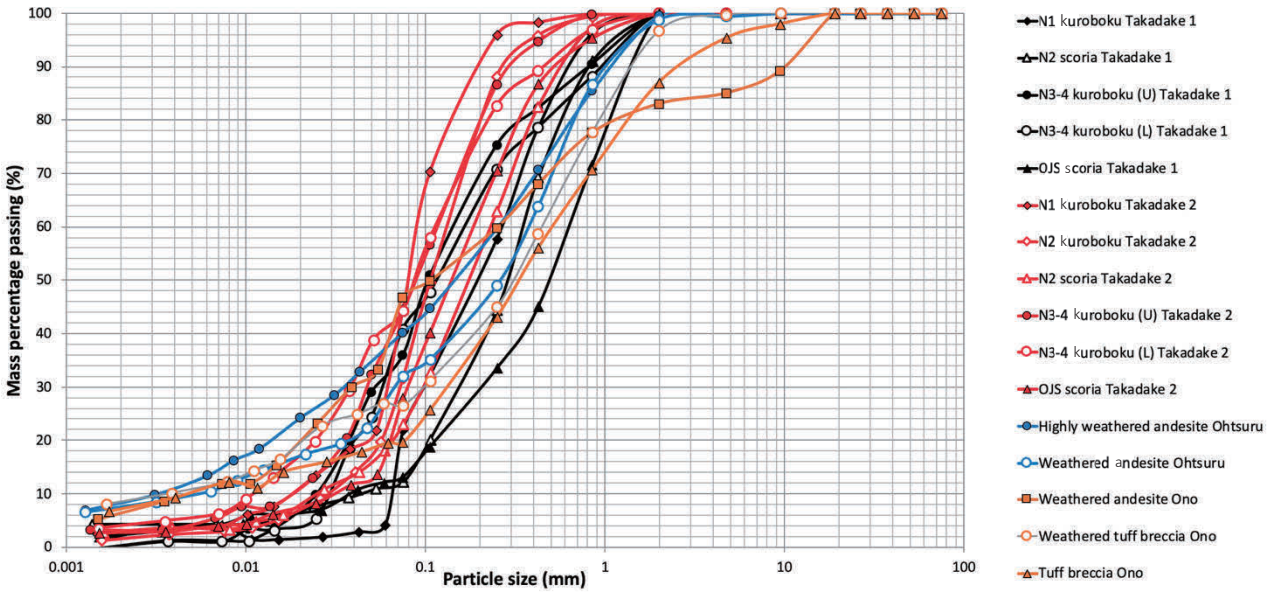


Fig.3 Particle size distribution curves of all soil layers on landslides.

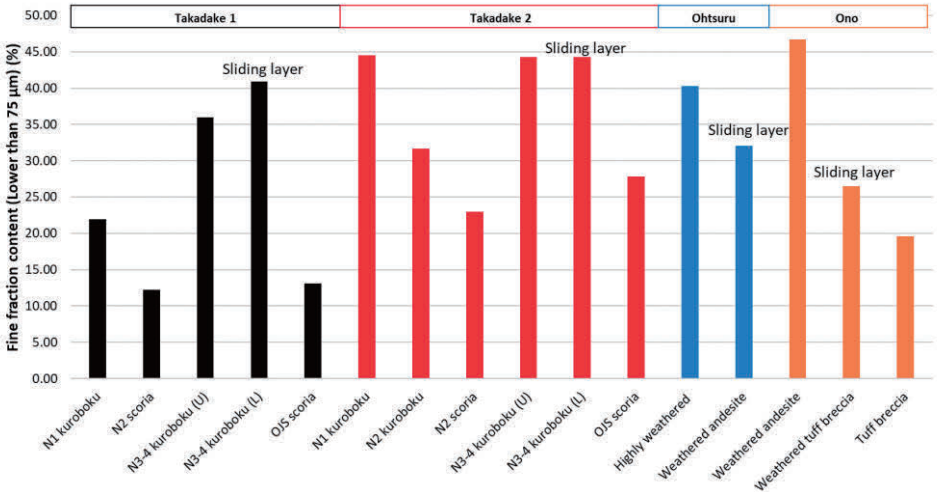


Fig.4 Fine fraction content of soil layers on landslides.

rather than sliding layers on tephra materials.

The fine fraction content (less than 75 μm) and plasticity index values also plotted on the plasticity index and fine fraction content chart (**Fig. 6**). That chart shows dissimilarity between the kuroboku and the scoria layers[1]. Scoria layers show low fine fraction content and plasticity index values and kuroboku layers show high fine fraction content and plasticity index values[1]. Moreover, the plasticity index and fine fraction content are lower at sliding layers on tuff breccia-andesite rather than sliding layers on tephra materials.

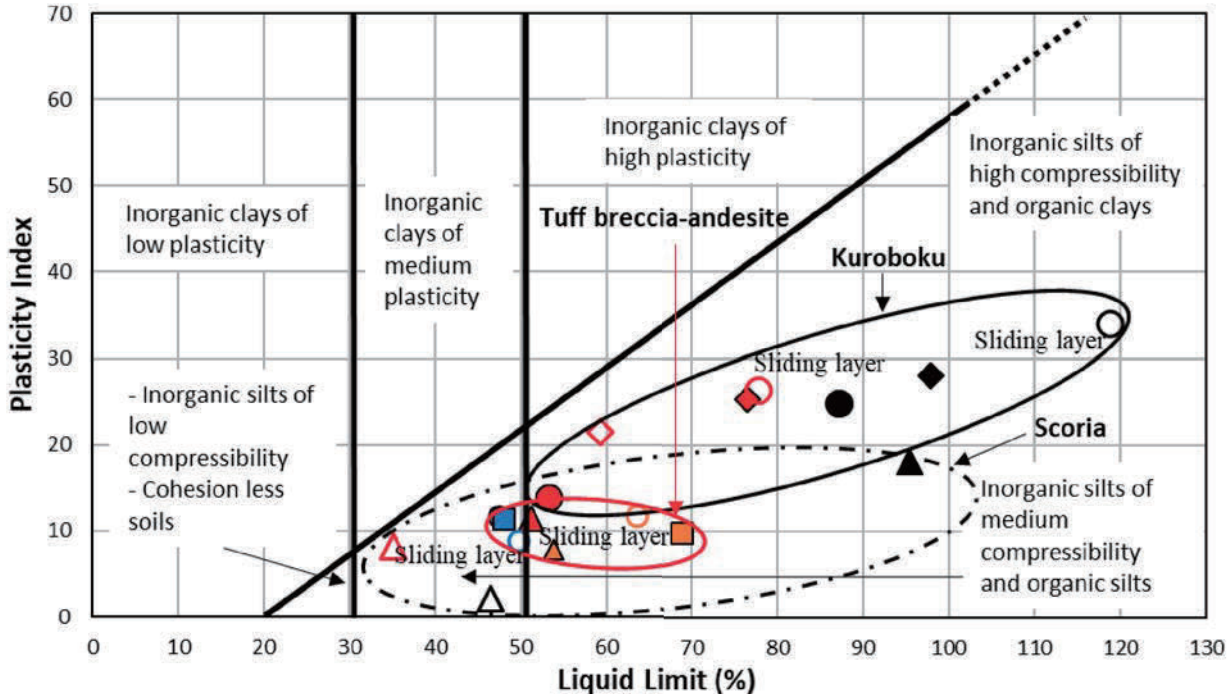


Fig.5 Plots of plasticity index and liquid limit of soil materials on the plasticity chart.

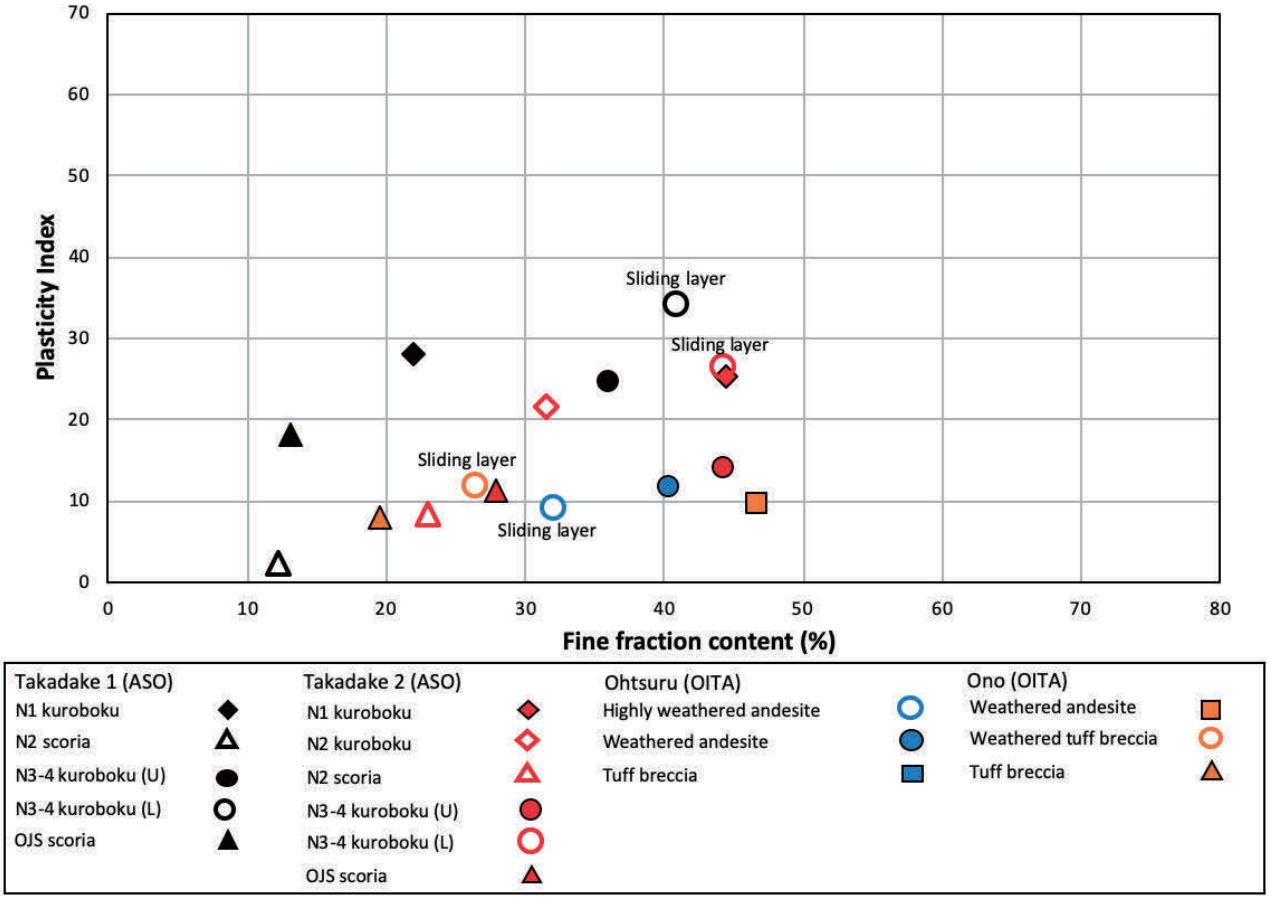


Fig.6 Fine fraction content (%)-plasticity index chart of soil materials on landslides.

5. CONCLUSIONS

This research aimed to compare the characteristics on sliding layer and surrounding layers between tephra and tuff breccia-andesite of landslides caused by heavy rainfall. Four locations of the landslide were selected as the research area. Two landslides were located at Aso volcanic mountains area which consist of tephra layers formed by volcanic activities and the other landslides were located at Oita prefecture which consist of tuff breccia-andesite materials.

The methods in this study were field observation and laboratory tests. Soil stratigraphic analysis and soil hardness measurements were observed on the field. Furthermore, the disturbed samples were collected from the center of each soil layers to observe the characteristics of soil in laboratory tests using particle size distribution and liquid limit and plastic limit tests.

The dissimilarity in soil hardness between kuroboku and scoria layers was found on tephra materials. Furthermore, the sliding layers from field observation in Takadake landslides were located at N3-4 kuroboku (L) which have the low average soil hardness. The sliding layer from field observation on the landslides which consist of tuff breccia-andesite materials were located at the boundary layer between tuff breccia and the upper layer. The sliding layer in Ohtsuru landslide was located at the boundary between tuff breccia and weathered andesite, and in Ono landslide was located at the boundary between tuff breccia and weathered tuff breccia. The obvious different soil hardness between those layers are shown; tuff breccia layers have the highest average soil hardness and the upper layers have the lowest average soil hardness.

For the particle size distribution, the same characteristic between tephra and tuff breccia-andesite materials were found. However, the sliding layers on tephra materials have a higher fine fraction content (less than 75 μm) than the other layers on each landslide.

The plasticity chart shows kuroboku and OJS scoria layers on tephra materials are inorganic silts of high compressibility and organic silts, and tuff breccia-andesite from Ono landslide also plotted at the same location as the kuroboku and OJS scoria layers. Furthermore, N2 scoria on tephra materials are inorganic silts of medium compressibility and organic silts, and tuff breccia-andesite from Ohtsuru landslide also plotted at the same location as the N2 scoria layers.

The range of plasticity index and liquid limit are higher at kuroboku layers rather than scoria layers at plasticity chart on tephra materials. The sliding layers on tephra materials have the highest plasticity index and liquid limit on each landslide. Furthermore, the tuff breccia-andesite materials plotted at the inside of scoria group. The plasticity index and liquid limit are lower at sliding layers on tuff breccia-andesite rather than sliding layers on tephra materials.

The plasticity index and fine fraction content chart shows dissimilarity between the kuroboku and the scoria layers. The sliding layers on tephra materials have higher plasticity index and fine fraction content than sliding layers on tuff breccia-andesite materials. According to these results, the tephra and tuff breccia-andesite materials on landslides caused by heavy rainfall have the different characteristics, especially the characteristics on sliding layers.

ACKNOWLEDGMENT: Part of this study was carried out by JSPS KAKENHI Grant Number JP17H03303 and by research and development grand for river management and erosion control engineering (Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism). Sincere appreciation is dedicated to any members of this project, including particularly Dr. Takashi Kimura, Dr. Go Sato, Dr. Shintaro Hayashi, Dr. Akihiko Wakai, Dr. Daisuke Higaki, and Dr. Shoji Doshida for the contribution on field observation in Takadake areas.

REFERENCES

1) Istiyanti, M. L., Goto, S., Kimura, T., Sato, G., Hayashi, S., Wakai, A., Higaki, D.: Sliding layer estimation of shallow landslides on Aso volcanic mountains in Japan based on tephra layer-physical properties of soil, Geoenvironmental Disasters, 2020. (Accepted)

2) Kihira, K.: Physical and mechanical characteristics of the clay of sliding surfaces, Journal of Japan Landslide Society Vol.27(2), pp. 1-8, 1990.

3) Mitchell, J. K. and Soga, K.: Fundamentals of soil behavior, John, 3rd edition, pp. 85 and 95, John Wiley & Sons, Inc, 2005.

4) Japan Meteorological Agency: www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/.

5) Sato, G., Goto, S., Kimura, T., Hayashi, S., Istiyanti, M. L., Komori, J.: Gravitational deformation as a precursor of shallow landslide within tephra-covered slope deposits in the Aso caldera, Japan, Journal of Japan Landslide Society, Vol.54(5), pp. 199-204, 2017.

6) The Japanese Geotechnical Society: Japanese Geotechnical Society Standards—Laboratory testing standards of geomaterials—, Vol. 1, 2015.

7) Geological Survey of Japan: https://gbank.gsj.jp/geonavi/geonavi.php.

8) Istiyanti, M.L. and Goto, S.: Physical and chemical of slip surface in landslides triggered by heavy rainfall at Hita, Oita, Japan, Proceeding of the 9th Symposium on Sediment-Related Disasters, pp. 67-71, 2018.

(Received July 1, 2020)

紀伊半島大水害で発生した深層崩壊斜面下流における蛇行度及び川幅と河床変動の関係

RELASHONSHIP BETWEEN MEANDING, WIDES AND RIVER-BED FLUCTUATION IN THE DEEP-SEATED LANDSLIDE LOWER BASIN CAUSED BY THE 2011 KII PENINSULA FLOOD

海原 荘一[1]・只熊 典子[2]・髙田 隆行[2]・木下 篤彦[3]
柴田 俊[3]・小竹 利明[3]・山田 拓[3]・田中 健貴[4]
Soichi KAIHARA, Noriko TADAKUMA, Takayuki TAKATA, Atsuhiko KINOSHITA,
Suguru SHIBATA, Toshiaki KOTAKE, Taku YAMADA and Yasutaka TANAKA

[1]株式会社エイト日本技術開発（〒700-8617 岡山県岡山市北区津島京町 3 丁目 1-21）
E-mail: kaihara-so@ej-hds.co.jp
[2]株式会社エイト日本技術開発（〒700-8617 岡山県岡山市北区津島京町 3 丁目 1-21）
[3]国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター
（〒649-5332 和歌山県東牟婁郡那智勝浦町市野々3027-6）
[4]北海道大学（〒060-8589 北海道札幌市北区北 9 条西 9 丁目）

***Key Words**: river channel, meandering, river width, river-bed fluctuation, deep-seated landslide*

１．はじめに

2011 年の台風 12 号による紀伊半島大水害では総雨量 1,000mm を超える降雨により，奈良県南部や和歌山県内で多数の深層崩壊が発生し，多量の崩壊土砂によって天然ダムが形成され[1),2)]，周辺地域に多大な被害が生じ，災害復旧事業とそれに続く砂防事業が進められている．

紀伊山系砂防事務所では国総研資料「河床変動計算を用いた土砂・洪水氾濫対策に関する砂防施設配置検討の手引き」[3)]に準じ，短期の土砂流出を対象とした河床変動計算により対策工の施設配置の検討を進めている．しかし，実際の山地河川は大きく蛇行し，支川の合流点も多く存在するなど，複雑な河道特性となっており，土砂供給条件も降雨イベントにより大きく変化するなど，河床変動計算では河道における侵食・堆積の特性を十分反映できない可能性がある．

河川の下流域を対象とした平面線形や水理条件と砂州の形成については多くの研究事例[4)]がある．一方で，山地河川を対象とした河道の平面・横断特性と河道の土砂の侵食・堆積特性に関する研究としては，土石流区間を対象とした流路の変動に着目した観測事例[5)]やその土砂流出に関する研究[6)]があるものの，河川区域と土石流区域の中間的区域かつ深層崩壊斜面・天然ダム下流といった非常に活発な土砂生産源に近い場所を対象とした河道条件と河道の侵食・堆積に関する研究事例としては，流出土砂量に着目した研究[7)]や，支川合流点の土砂堆積の影響に着目した研究[8)]が数例あるが，特に蛇行の多い区間の河床変動実態に関する研究事例は極めて少ない．そこで本研究では，深層崩壊斜面及び天然ダム下流の土石流区間と河川区間の中間的範囲における河道の蛇行度及び川幅と河道の土砂の侵食・堆積の関係を把握することとした．

２．検討対象および検討方法

(1) 検討対象及び検討方法

検討対象は新宮川水系熊野川流域のうち紀伊半島大水害により深層崩壊が発生し，発生後の河床の土砂の侵食・堆積量が多い流域として，川原樋川(下流域)，神納川(中下流域)，滝川(左支川及び下流域)，西川(今西川)の一部を対象とした(**図-1**)．各流域の紀伊半島大水害後から 2017 年または 2018 年頃までの河道侵食量・堆積量（流域内主要河道の総侵食・堆積量）を**表-1** に示す．下記(2)に示した方法で整理した河道諸元と土砂堆積の関係を整理し，蛇行度や川幅と土砂堆積の関係を把握した．なお，検討対象河川の殆どに勾配の急変点がない．

(2) 河道諸元の算定方法

本研究における河道諸元として，レーザープロファイラデータに基づいて，川幅については左右岸の遷緩線を河床両端部として設定し，河床幅を 50m 間隔で設定した．また，縦断勾配については 200m 区間の平均勾配を求めた．蛇行度については**図-2** に示す山本の蛇行度の定義 [4]により設定したものと第 3 章(4)に示す河道法線の接線角に基づく方法の 2 つを検討した．河道の堆積・侵食土砂量については，50m 測線間隔で区切られる範囲の 2 時期のレーザープロファイラデータによる差分土砂量を求めた．

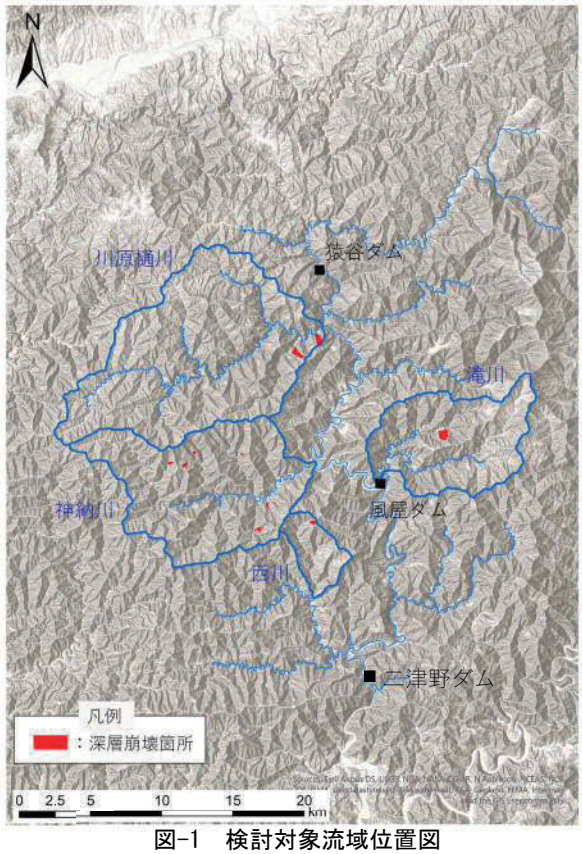
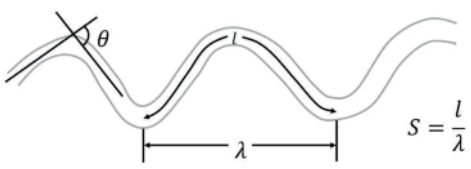


図-1　検討対象流域位置図



S：蛇行度，l：河道延長，λ：波長

図-2　蛇行度の定義 [4]

３．河道の蛇行度及び川幅と河床変動の特性

川原樋川，神納川，滝川，西川流域では，どの流域も深層崩壊が生じているものの，河道諸元と侵食堆積量を整理した結果と各流域で支配的となっている要因はそれぞれ異なることが明らかとなった．ここでは，蛇行度と川幅が支配的となっている流域を例に，その特徴を以下に示す．

(1) 神納川の中下流域における蛇行度と河床の侵食・堆積の関係

図-3 に示すように神納川の中下流域(No.0～No.500 付近)は河道の蛇行度 1.5～2 に近い大きな値となっており，**図-4** の地形差分図では，その区間

表-1　各流域の河道侵食・堆積量(2012 年頃～2018 年頃)
(1000m³ 単位で四捨五入した値)

流域名	侵食量(m³)	堆積量(m³)
川原樋川(下流域)	227,000	228,000
神納川(中下流域)	925,000	516,000
滝川(左支川・下流域)	2,520,000	1,953,000
西川(今西川)	16,000	193,000

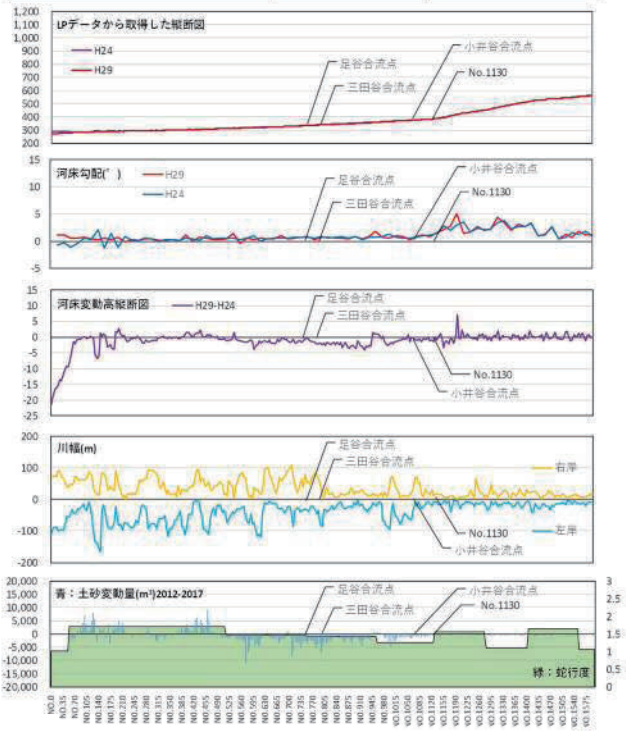


図-3　神納川流域の河道諸元と堆積土砂の関係

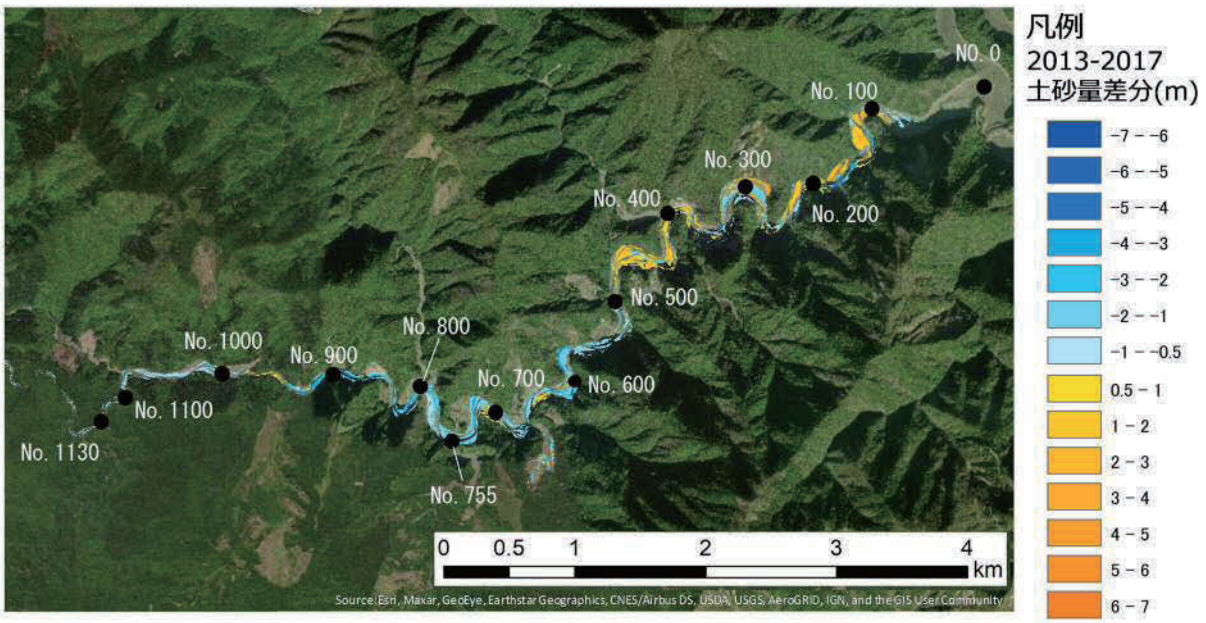


図-4 神納川流域の地形差分図(2013 年～2017 年)

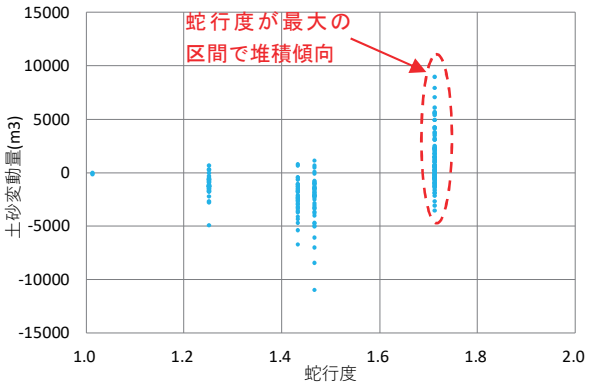


図-5 神納川流域の蛇行度と堆積土砂の関係

は 0.5～3.0m 程度の堆積傾向となっている.

図-5 に示す神納川の中下流域の蛇行度と河床の侵食・堆積量の関係では，一部侵食傾向の部分はあるものの，蛇行度が最大の区間では堆積量傾向となっている．**図-4** の地形差分図では蛇行部分は直線区間に比べて川幅も広くなっているものの，川幅と土砂堆積量の関係は明瞭ではなかった.

図-3 の縦断図ではこれらのデータから蛇行度の大きい区間とそうでない区間の河床勾配はあまり大きな変化はないことから，蛇行度が土砂の侵食・堆積の支配的要因となっているものと考えられる.

(2) 西川流域（今西川）における川幅と土砂の侵食・堆積の関係

西川流域の今西川は，河床勾配は下流に行くほど勾配が徐々に緩くなる一般的な河床勾配の分布となっている．**図-6** に示す 2 時期の地形差分を見ると，中流域の川幅の狭い区間は堆積量が少なく，その上下流で堆積傾向となっていることがわかる.

図-7 は 50m 間隔に区切った河道の土砂の侵食・

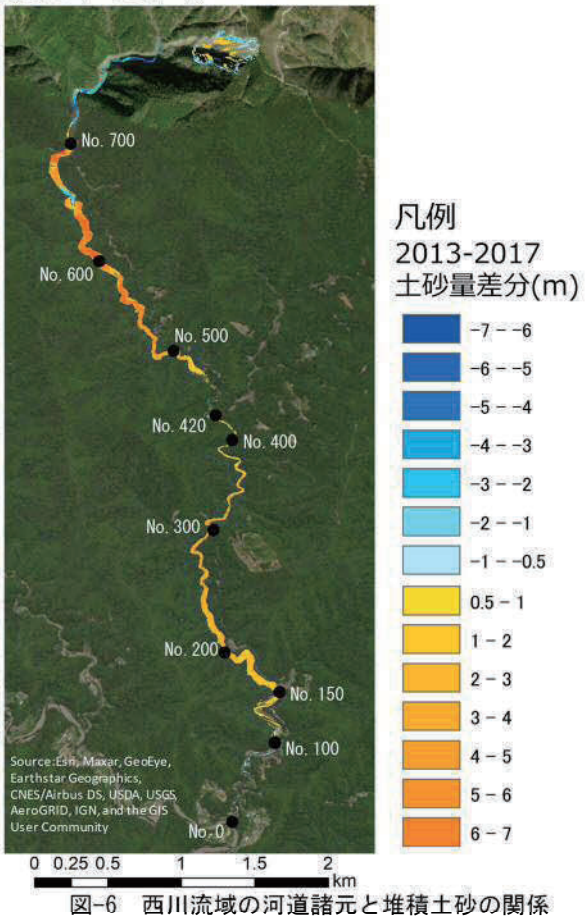


図-6 西川流域の河道諸元と堆積土砂の関係
(2013 年～2017 年)

堆積量を示したものであるが，今西川流域における堆積量の関係では，川幅は広いほど堆積傾向である分布となっている．**図-8** の今西川流域の蛇行度と河床の侵食・堆積量の関係では巨視的には蛇行度が大きいほど堆積傾向だが，蛇行度の大きい区間で深層崩壊地以外に侵食傾向の範囲があり，堆積量は川幅ほどリニアな関係になっていないことがわかる.

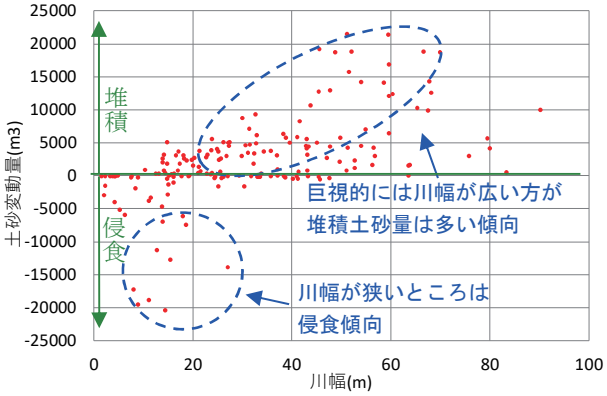


図-7　西川流域（今西川）川幅と堆積土砂の関係
（侵食・堆積量は 50m 間隔の量を示している）

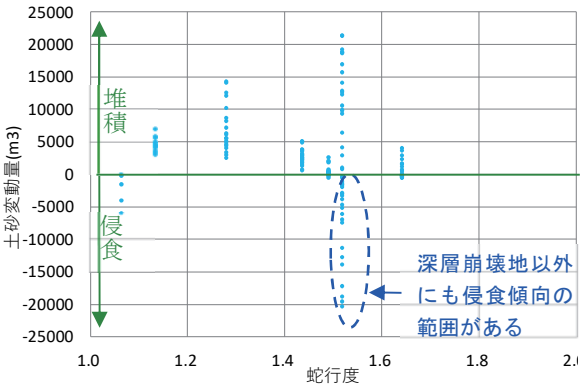


図-8　西川流域（今西川）蛇行度と堆積土砂の関係
（侵食・堆積量は 50m 間隔の量を示している）

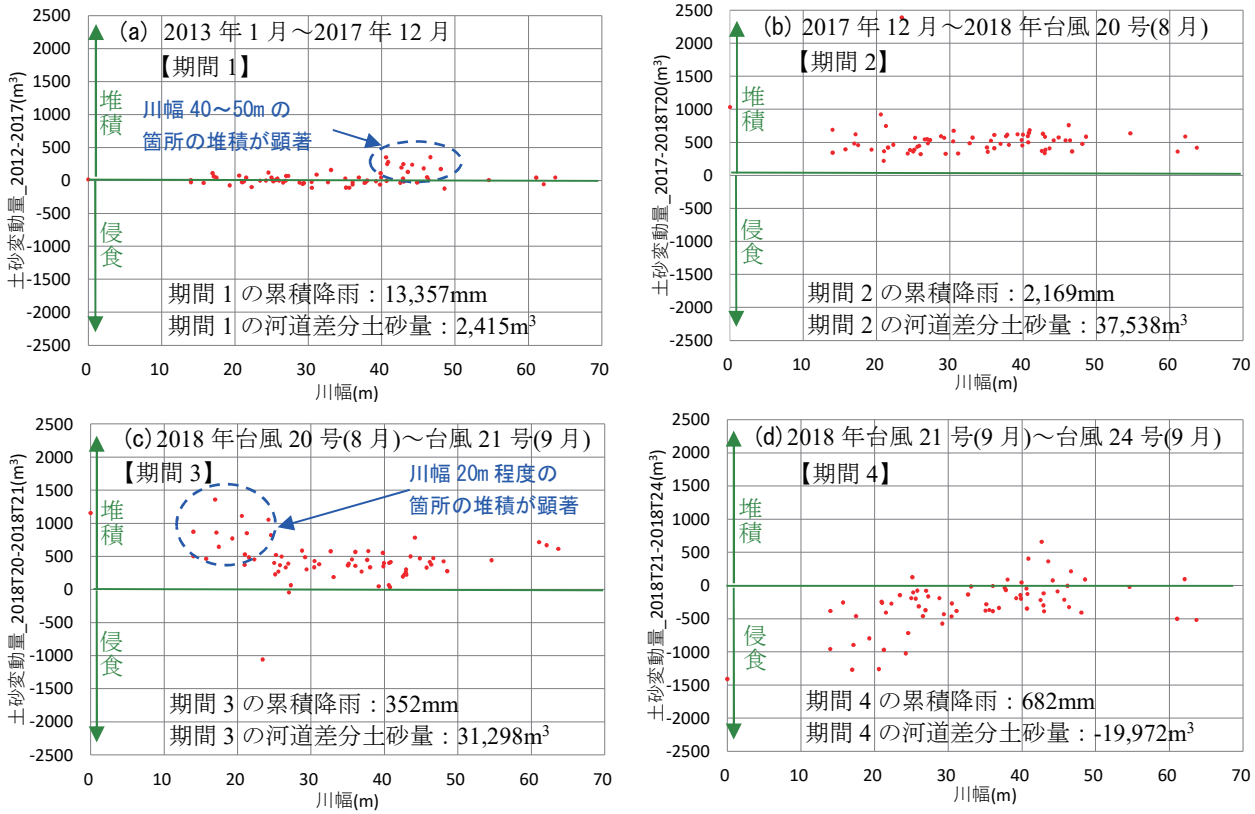


図-9　滝川（下流域）における川幅と侵食・堆積土砂量の関係（侵食・堆積量は縦断方向 50m 間隔の量である）

(3) 滝川（栗平川）における複数時期の川幅や蛇行度と土砂の侵食・堆積の関係

滝川流域の右支川上流には大規模な河道閉塞部があり，紀伊半島大水害後の台風により越流侵食を繰り返しており，下流河道に多くの土砂を供給している．2015 年，2017 年，2018 年の台風 20 号，21 号，24 号，2019 年台風 10 号でレーザープロファイラーによる地形計測を実施しており，合計 4 期間の 2 時期の地形差分図に基づきその関係を把握した．

ここでは，天然ダムの越流侵食の直接的影響を受ける直下流ではなく，河道周辺に保全人家があり，間接的に影響を受ける天然ダムから約 7km 下流から熊野川合流点までの区間(天然ダムの越流侵食による河道侵食は含まない)における河道の侵食・堆積土砂量と川幅の関係や期間の総雨量を**図-9** に示した．いずれの期間も同様の傾向を示すものではなく，期間 1～4 で傾向が異なっていた．

期間 1 の 2013 年～2017 年には堤体が 16m 程度侵食された 2014 年の台風 11 号や 9m 程度侵食された 2015 年台風 11 号による大規模な越流侵食[9]があり，その越流侵食量は 4 時期で最大となっており，この期間の全体として河床は堆積傾向にあるものの，一部侵食傾向の部分がある．4 つの期間のうち最も河道の堆積量が大きいのは期間 2 と 3 であり，期間 2 は殆どの区間で堆積傾向であった．

期間 2 には天然ダムの越流標高が下がるような極

めて大きな侵食はなく，期間 1 の天然ダム周辺で活発に生産された土砂が下流に流出したものと考えられる．

期間 3 については期間 1 ほどではないものの，天然ダムの堤高が 5m 程度低くなるような越流侵食が生じる降雨イベントがあり，ほぼ全区間が堆積傾向となっている．

期間 4 は天然ダムの堤高が 2.5m 程度低くなる降雨イベントがあったものの，全体に侵食傾向に転じている．また，期間 1 では川幅が 50m 程度のところが堆積が顕著になっているのに対し，期間 3 では川幅 20m 程度のところが堆積が多くなっており，顕著な堆積傾向にある場所も異なっている．この原因としては，土砂の供給量及びタイミング，水理条件の違いによる流砂量の非平衡性が，土砂堆積しやすい場所にも大きく影響しているものと考えられる．

(4) 河道の周波数解析

本研究では蛇行度の定量評価方法として，図-10 の概念図に示すように各流域の測線について 10m 間隔で接線角を求め，縦断測線方向の接線角の大きさの差分で曲率を数値化した(曲率が小さいほど接線角が大きく変化する)．また，各測点の接線角から前後約 1km 区間の接線角のデータを用いて測線間隔である 10m をサンプリング間隔とし，空間スペクトログラムを求めた．さらに，周波数解析における 50 段階の周波数毎のパワー(振幅の 2 乗値)のデータを説明変数とし，その区間の河道の侵食・堆積量を目的変数とする多変量解析により相関性を確認することで，蛇行と土砂の侵食･堆積の関係性を把握した．なお，パワーが大きい範囲は河道の蛇行が大きいことを示している．

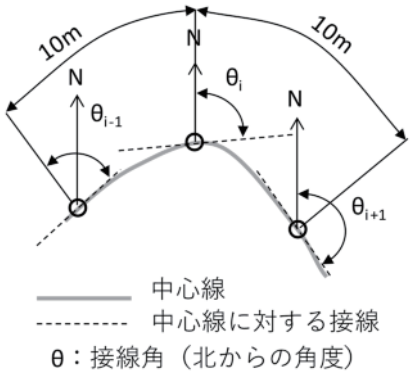


図-10 接線角の概念図

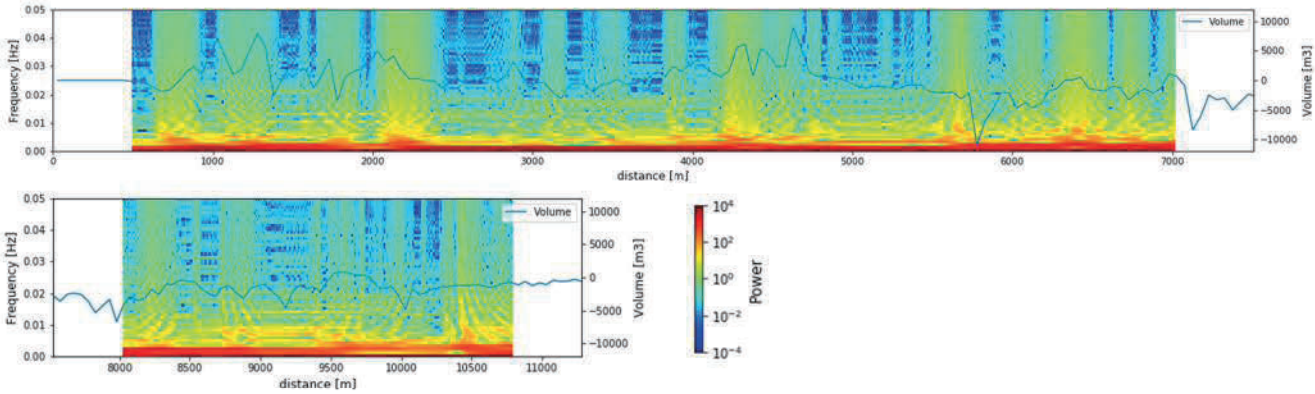


図-11 神納川における接線角度による周波数スペクトログラム（上側：下流域，下側：中流域）

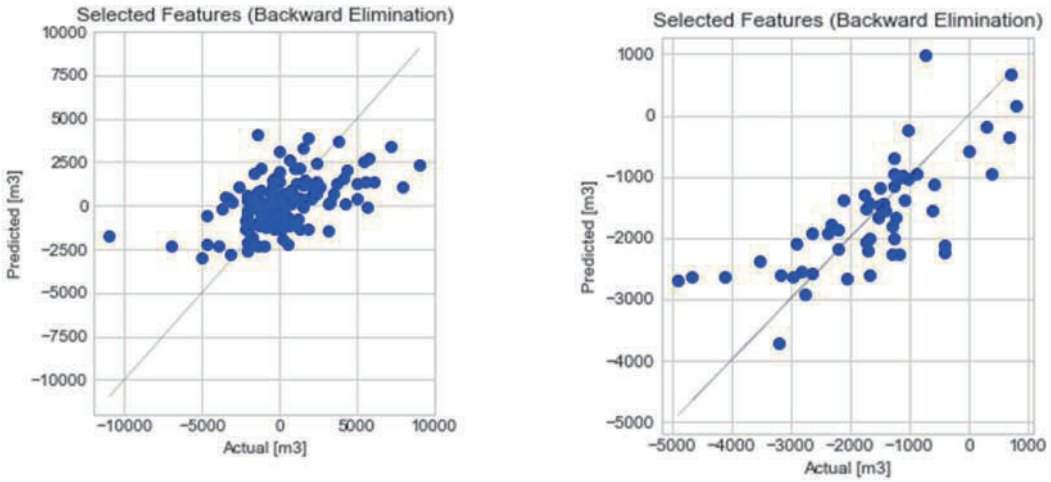


図-12 神納川における周波数スペクルデータに基づく重回帰分析の結果
（縦軸は予測値，横軸は実測値，左側：下流域，右側：中流域）

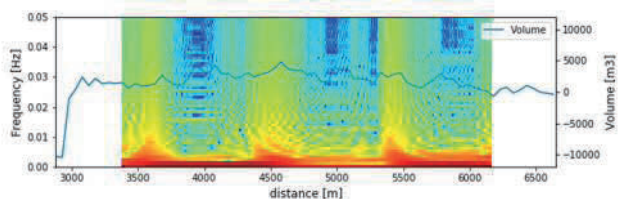


図-13 川原樋川（赤谷合流点上流）における接線角度による周波数スペクトログラム

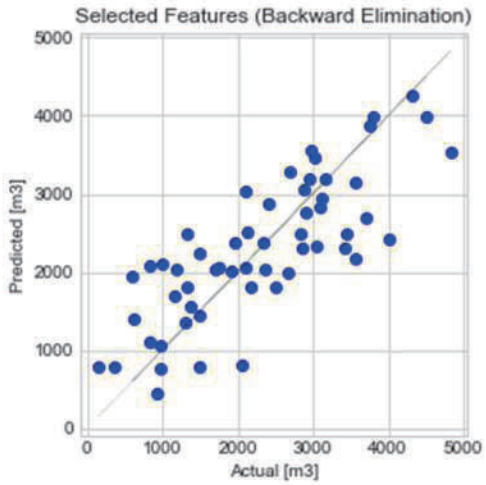


図-14 川原樋川（赤谷合流点上流）における周波数スペクルデータに基づく重回帰分析の結果

前述の蛇行度と堆積土砂量の関連性があるとした神納川流域についてスペクトログラムを図-11 に，重回帰分析の結果を図-12 に示す．重回帰分析の結果では，下流については決定係数が 0.28 程度であるが，中流域の決定係数は 0.55 と相対的に高い相関性となっていた．また，その他の流域の事例として川原樋川流域(赤谷合流点上流)の周波数スペクトルを図-13 に，重回帰分析の結果を図-14 に示す．この流域の決定係数は 0.64 と比較的高い値を示していた．河道の線形と河床変動との関係を求めておけば，蛇行度による河床変動を評価できることが分かった．

4．まとめ

本研究では，深層崩壊による土砂生産の活発な流域における河道の蛇行度・川幅に対する河道の土砂の侵食堆積の関係について検討した．河道の土砂の侵食・堆積に支配的となっている要因については，蛇行度である場合や川幅である場合等，流域によって異なり，また，同じ流域においても時期(降雨イベント)によって傾向や堆積しやすい場所が異なることが明らかとなった．今後は蛇行や川幅を関連付けながら降雨イベントごとの土砂の供給の量とタイミング，水理条件の経時変化が，深層崩壊・天然ダムの下流河道の河床変動に及ぼす影響を詳細に検討し，対策施設の配置等に生かしていきたい．

参考文献

1)松村和樹，藤田正治，山田孝，権田豊，沼本晋也，堤大三，中谷加奈，今泉文寿，島田徹，海堀正博，鈴木浩二，徳永博，柏原佳明，長野英次，横山修，鈴木拓郎，武澤永純，大野亮一，長山孝彦，池島剛，土屋智：2011 年台風 12 号による紀伊半島で発生した土砂災害，砂防学会誌，Vol.64，No.5，pp.43-53，2012.

2)近畿地方整備局河川部：平成 23 年度台風 12 号による河道閉塞への対応～紀伊半島大水害～，2012.

3)内田太郎，小松美緒，坂井佑介：国土技術政策総合研究所資料 河床変動計算を用いた土砂・洪水氾濫対策に関する砂防施設配置検討の手引き（案），国土技術政策総合研究所資料，第 1048 号，2018.

4)山本晃一：沖積河川学 堆積環境の観点から，山海堂，1994.

5)沢田豊明，芦田和男，高橋保：山地河道の変動と砂礫の流出に関する研究，第 26 回水理講演会論文集，pp.105-110，1982.

6)沢田豊明，芦田和男：山地渓流における流路形態と土砂流出，第 33 回水理講演会論文集，pp.373-378，1989.

7)小竹利明，菅原寛明，木下篤彦，田中健貴，船越和也，岡野和行，井之本信，横田潤一郎，望月沙紀：熊野川流域における土砂動態特性，2019 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.419-420，2019.

8)菅原寛明，小竹利明，木下篤彦，田中健貴，船越和也，岡野和行，井元成治：支川からの土砂供給と本川河道の非一様性が本川の土砂移動に与える影響，2019 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.621-622，2019.

9)桜井亘，酒井良，奥山悠木，水山高久，池田暁彦，海原荘一，只熊典子，柏原佳明，吉野弘祐，小川内良人，龍見栄臣，島田徹：2014 年 8 月台風 11 号時に河道閉塞で生じた侵食・土砂流出と対策への影響，砂防学会誌，Vol.68，No.6，pp.4-13，2016.

（2020. 7. 1　受付）

第四紀性の火砕流堆積物と火山岩類における近年の斜面災害

～大分県山国川流域における崩壊現状について～

RECENT SLOPE DISASTER ON THE PYROCLASTIC FLOW DEPOSIT AND VOLCANIC ROCKS IN THE QUATERNARY PERIOD

- Failure phenomena on the basin of Yamakuni river, Oita -

山本 健太郎[1]・立石 義孝[2]

Kentaro YAMAMOTO, Yoshitaka TATEISHI

[1]西日本工業大学（〒800-0394　福岡県京都郡苅田町新津 1-11）

E-mail: kyama@nishitech.ac.jp

[2]西日本工業大学（〒800-0394　福岡県京都郡苅田町新津 1-11）

E-mail: ltateisi@nishitech.ac.jp

Key Words: *slope disaster, rock fall, Quaternary, pyroclastic flow deposit, volcanic rocks*

１．まえがき

第四紀の火山岩類や火砕流堆積物等にて形成されている台地や山間地帯は，各種風化作用による経年変化の影響により岩盤や岩石類自体の弱体化に伴い不安定化し，加速的に斜面の強度低下をもたらしている．このような斜面では力学的バランスを保つ閾値を超えたときに突然，何ら予兆もなく崩壊する．このような崩壊状況が国内の至る所で懸念され，無降雨時での斜面崩壊の多発化が予想される．

一方，我が国では戦後から森林政策なども大きく変化し，人工林の成長を考慮した斜面安定性評価や根系等による岩盤風化メカニズムの解明と定量化が望まれる．また無降雨時の斜面崩壊リスクなどにも備えるためにも，層序等の地質学および地盤工学の知見に加え，森林生態学的見地による斜面安定の定性・定量的評価が必要である．今後これらの評価に基づく急傾斜地崩壊危険箇所や区域の指定および対策工法の選定等には必要不可欠な知見と考える．

山国川流域は第四紀性の火山活動との関わりが強く，層序は火山岩類と火砕流等で堆積した砕屑岩が複雑に絡み合って分布している[1)]．本稿では，大分県山国川流域における近年の斜面崩壊現象について報告する．また，金吉支川での大規模山腹崩壊の発生要因については，第四紀の火砕流堆積物等の経年変化の影響による弱体化に伴う持続と加速的要因の複合型と推定し知見を加えている．

２．山国川系金吉支川での大規模山腹崩壊

2018 年 4 月 11 日午前 3 時 40 分頃，中津市耶馬溪町金吉で住宅の裏山が幅約 200m，高さ 100m にわたって突然崩落し，民家 4 棟が巻き込まれ 3 世帯 6 名が犠牲になった．今回の崩壊現象の特徴は，崩落直前の一般的な誘因である先行降雨や大きな地震等がない中で発生しており崩壊誘因等が不明である[2)]．

写真-1　耶馬溪町金吉の山崩れ（4 月 11 日 11 時撮影）

(1) 崩壊状況と凝灰質地盤の特徴

写真-1 は予兆もなく崩壊した山腹の状況であり，杉の植林が密集し急斜面が深くえぐれ，斜面が長さ約 200m，幅約 200m，高さ約 100m，崩落層の深さは約 20m にわたっている．**写真-2** は溶結凝灰岩の露頭の一部に開口性の亀裂や節理が発達しており，各種風化作用等による経年変化にて劣化を生じている．溶結凝灰岩は地層の累重条件と，岩盤中に溶結構造（ガラス質）の違いにより固結度が異なる．

写真-2　溶結凝灰岩層の累重状況

一般に崖錐性堆積物の岩塊類は，山頂斜面からの移動距離が短いので，角張った岩塊や風化転石類で形成される．そのため空隙が多くルーズな状態が特徴で透水性が高く，堆積した層厚などの状況により宙水が形成されている．凝灰質地盤や未固結の凝灰質土石の崖錐性堆積物は，通常の粘性土や砂質土とは性状が大きく異なる特殊性を有する [3), 4)]．

写真-3 では，崩落した堆積物の中に転石や倒木を巻き込んでおり，岩塊の大きさは 3m 四方から幅 10m を超えるものが見られる．写真-3～4 の崩壊先端部には，岩塊破断面の鮮度が高い多量の巨岩を含む土石が近くを流れる金吉川まで達しており，崩落した巨岩・転石を含む土石量は約 10 万 m^3 以上と推定されている [5)]．

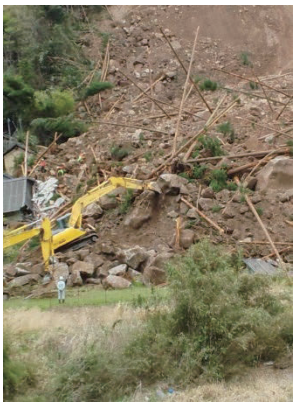


写真-3　崩壊部先端の巨大溶結凝灰岩の転石

写真-4　金吉川に達した崩壊部先端の巨岩

(2) 凝灰質岩盤等における岩盤崩壊の適用

一般的に岩盤等における斜面崩壊の原因とみなされる因子に「素因」と「誘因」があり，素因は斜面を構成する物質の性質およびその状態であり，地質的要因と地形的要因に大別され，植生条件なども含められる．誘因はこれら地質的要因や地形的要因に影響を及ぼす外的条件に関する降雨・地震・融雪・火山活動・地形改変などである．経年的影響による劣化と捉えることもでき，崩壊直前に作用した外的因子のみを取り上げると，崩壊メカニズムの多面性を見落とすことになる．このため崩壊を引き起こす要因を「持続的要因」と「加速的要因」とし，**図-1** にそのフロー例を示す [6)]．

持続的要因とは，岩盤等に対して常に作用している要因で，斜面内に生じている引張力，せん断力，

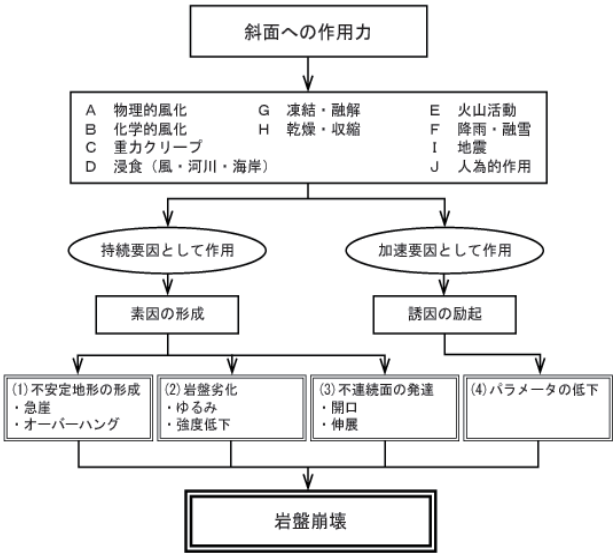


図-1　岩盤崩壊例のフロー

圧縮力や物理的・化学的風化などが該当し，不連続面を開口させたり岩盤等を劣化させたりする作用力である．加速的要因は，崩壊の引き金となる要因であるが，基本的には持続的要因と同様の作用力であり，地震や降水・融雪水に起因する間隙水圧の増加などで，さらに人為（人工）的要因による土木工事などである．

(3) 素因と誘因の複合型による山腹崩壊（持続的・加速的要因の複合説）

大分県原因究明等検討委員会では，数千年前に大

規模崩落した堆積土砂層が地下水位（間隙水圧）の上昇と風化による劣化が要因であるとしている[5]．

しかし，地下水位が上昇した原因は解明されていない．地下水位（間隙水圧）上昇するような地質体および地盤構造であれば，過去直近での二度の記録的な豪雨に見舞われながら崩壊に至らなかったのか自然科学的にも疑問の余地がある．直近の豪雨記録で，平成 24 年（2012 年）7 月 3 日，同年 7 月 14 日の雨量レーダーと線状降水帯の状況を**図-2** に示す．**図-3** は 7 月 3～4 日に大分県西部，福岡県筑後地方，熊本県阿蘇地方における九州北部を中心とした集中豪雨時のアメダス降水量時系列図である．特に，7 月 3 日（6:00～9:00）は，耶馬溪町金吉に累計 3 時間最大雨量 205mm の観測史上最大の記録である[7]．

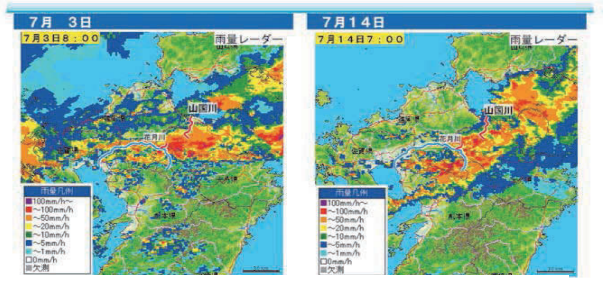


図-2　2012 年 7 月 3 日と 7 月 14 日の雨量レーダ

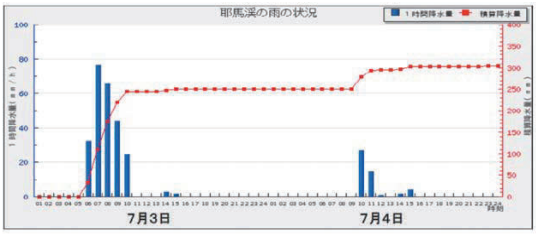


図-3　2012 年 7 月 3～4 日のアメダス降水量時系列

また，平成 29 年（2017 年）7 月 5～6 日の大分県と福岡県を中心とする九州北部で発生した集中豪雨にも見舞われている．ここ数年において局地的降雨量が多く，地下水位上昇に伴う間隙水圧の上昇が最も高い時期と考えられるが，崩壊地では当時，斜面変動の兆候は現れていない．これらのことから，自然科学的見地からも地下水位（間隙水圧）上昇による妥当性が欠けると考えられる．

今回の崩壊因子の持続的要因としては，溶結凝灰岩に対して常に作用している要因である樹木による節理や不連続面の開口および溶結凝灰角礫岩の風化作用による劣化等の経年的影響（**写真-5**）にて，斜面強度（引張力，せん断力，圧縮力等）の閾値の変動が挙げられる．いわゆる斜面内部において，節理の発達や風化の進行により強度が低下した溶結凝灰岩および安山岩類が崩壊する．強度差が明瞭な火砕

写真-5　経年的影響による崩壊頭部の劣化状況

流堆積物や崖錐堆積物の硬軟互層では，凹凸のある急崖を形成し易くなる[8]．

一方，加速的要因は，崩壊の引き金となる要因であるが基本的には持続的要因と同様の作用力で，降水や融雪水，地震，乾湿や凍結融解の繰返し等が斜面の強度低下をもたらしている．また，斜面の切土や掘削の土木工事など人為（人工）的要因も加速的要因に考えられる．今回の崩壊現場は 平成 3 年（1991 年）の台風で風倒木被害を受けた経緯がある山腹であり，民家裏に落石防止用柵（高さ 3m）が段違いで 1 列設置**し**ている．この工事は治山事業（**写真-6**）で平成 4 年に落石防止柵工，平成 5 年は落石防止柵工，岩盤線並びに山腹工の変更，崩土除去の経緯があり[9]，今回の大規模山腹崩壊の加速的要因の一つに掲げられる重要な要因になり得る．

火砕流堆積物や崖錐堆積物の崩壊特性として，特に凝灰質地盤と未固結の凝灰質土石の特殊性からも，これら持続的要因と加速的要因の複合型による崩壊現象であると考える．

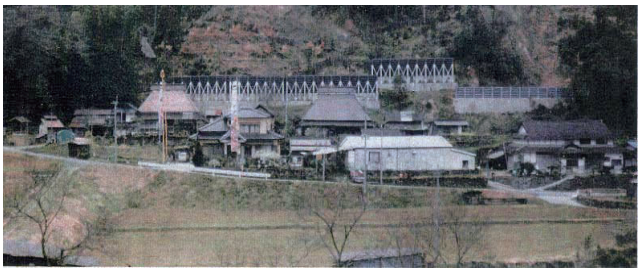


写真-6　大規模崩壊前に治山事業により設置されていたλ型落石防止柵工[10]

(4) 崩壊想定プロセスのシナリオ

溶結凝灰岩からなる地山と，各種風化作用等による経年変化にて溶結凝灰岩の崩落により形成された古期崖錐堆積物（転石地山群）と新期崖錐堆積物（転石土砂層）があり，地山の溶結凝灰岩と凝灰質崖錐堆積物は急傾斜で接している[11]．

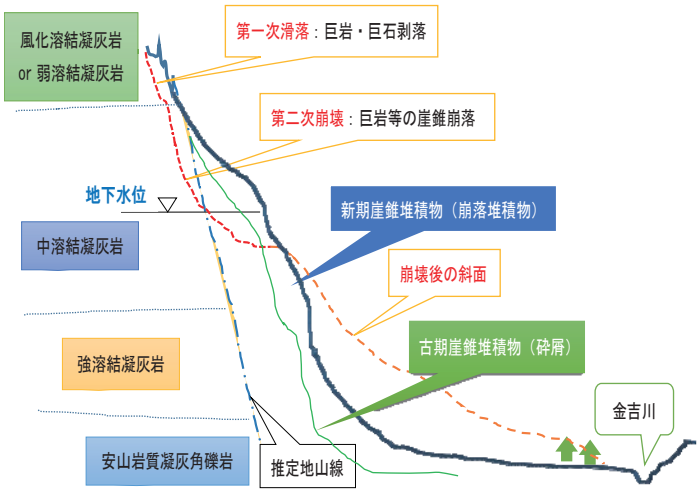


図-4　大規模山腹崩壊の想定プロセス

今回の地山と崖錐性堆積物との崩壊想定プロセスを**図-4** に示す．直接誘因として各種風化作用を受け不安定化（凝灰質岩盤の強度低下等）した巨大岩盤が平衡バラスを失い，第一次の剥離崩落を起こす．その崩落衝撃で崖錐性堆積物中の地下水位に変動を与え，杉などの植林されている保水力の高い新期崖錐堆積物と，地山と接している古期崖錐堆積物と新期崖錐堆積物の間で複合滑りが発生し，第二次崩壊を起こし大規模な山腹崩壊に至ったと推定している．凝灰岩質からなる崖錐堆積物は一般的に透水性が高いが，九州北部豪雨（2012 年 7 月 11 日～14 日，2017 年 7 月 5 日～6 日）により地下水位の上昇等などで露頭部の風化岩盤が平衡バランスを失くしたり，崖錐性堆積部が緩んだりして崩壊リスクを高めた可能性も予想される[12]．また，大規模山腹崩壊の 2 日前に 4 月 9 日に島根県西部地震があり，2016 年 4 月発生の熊本・大分地震と共に岩盤の平衡不安定化をもたらし閾値を超えたと考えられる．

3．近年の山国川流域での斜面崩壊現象

近年，山国川流域の耶馬渓地域周辺では先行降雨や大きな地震等がない状況下にて，耶馬渓溶結凝灰岩や火山岩類による相次ぐ落石や崩壊等の土砂災害が頻繁に発生している．

(1) 耶馬渓町深耶馬の剥離崩壊（2016 年 6 月）

6 月 30 日午前 1 時地半ごろには，**写真-7** のように耶馬渓町の山国川系深瀬支川対岸の奇岩・奇峰が連なる深耶馬の一目八景にて，溶結凝灰岩よりなる崖が幅 30m，高さ 50m にわたって剥離崩落（フォール）している．

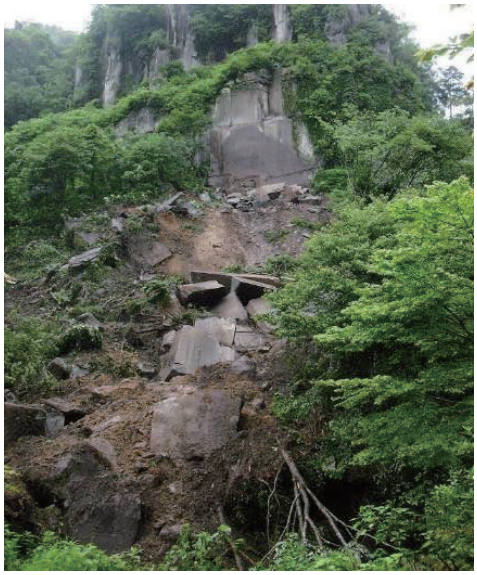


写真-7 耶馬渓町深耶馬（一目八景）の剥離崩壊（2016 年 6 月）

山腹の柱状節理のある石柱盤は横約 20m，縦約 25m の耶馬渓溶結凝灰岩である．この時も降雨も地震もなく突然に崩壊している．このように近年では相次ぐ崩落や崖崩れが生じており，これらも「持続的要因と加速的要因の複合型」による崩壊現象と推定される．この時も降雨も地震もなく突然に崩壊しており，その原因の 1 つとして 2016 年 4 月発生の熊本・大分地震による巨大岩盤の平衡不安定化の影響と考えられる．

(2) 耶馬渓町戸原の国道 212 号沿いの法面崩落（2020 年 4 月 13 日 21 時頃）

山国川と切り立った斜面の間を通る中津市耶馬渓町柿坂戸原の国道 212 号線の幹線道路にて，高さ 10～15m 付近から岩や土砂とともに，幅 5m，奥行き 1m，高さ 2.5m，重さ約 30t の落石が発生している（**写真-8**）．

写真-8　山国川沿い耶馬渓町戸原の斜面崩落

当地域には各種風化作用を受けた不安定な火砕流堆積物である溶結凝灰岩や火山岩類が散在している．崩落要因を数日前の暴風雨の影響で斜面の樹木が揺れて崩落したとみているが，岩盤や露岩等が各種の風化作用を受け，亀裂が開口している．周辺の斜面には不安定な岩類が散在しており，落石防止の対策工事を早急に施す必要がある．崩壊周辺地域は**写真-9** の様に斜面には露岩や転石が多く見られ，その上部には岩盤が連続し，露岩や岩盤には不安定な浮石や転石もある．

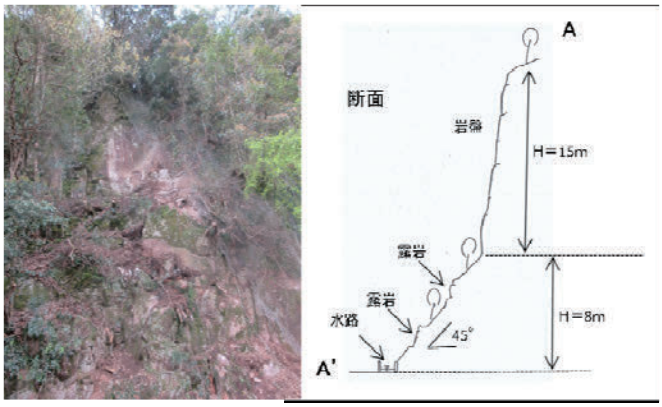


写真-9　耶馬溪町戸原の崩落斜面と断面スケッチ

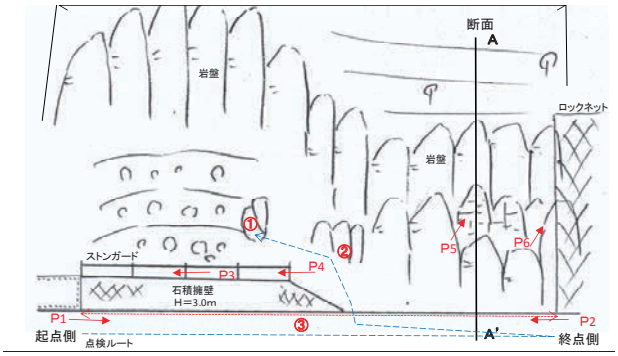


図-5　耶馬溪町戸原の崩落周辺の平面スケッチ [13)]

図-5 のスケッチ図中の左側に示されている起点側に石積擁壁と高さ 1mのストンガードが設置されているが，ストンガードの背面には土砂礫が堆積しストンガードが半分ほど埋まっている（**写真-10**）．直径約 1m程度の落石巨礫によりストンガードが部分的に破損していることから，頻繁に落石等の崩落が発生していることが伺われる [13)]．

これらの変状について常に点検を行なう必要がある．周辺の斜面においては，いつどこでも落石するリスクは高い地域であり，落石防止や斜面安定防止対策工の難しさがある．

写真-10 ストンガード背面の埋設状況と破損状況

(3) 耶馬溪町金吉の県道沿いの巨大落石（2020 年 5 月 3 日 21 時 50 分頃）

中津市耶馬溪町金吉の県道平原耶馬溪線で巨大落石が発生している．落石が発生した山腹斜面傾斜角は約 30 度，高さ 34.6m で，落下巨石の大きさは幅約 3.2m，高さ約 3m，奥行き約 2.4m，重さ約 55t と推定されている．

巨大落石は山側にある金網の落石防護柵（写真-11 左）をなぎ倒し，幅 6 メートルの道路で 2 回バウンドしたとみられ，道路には落下の衝撃で長径約 2m，短径約 1m，深さ 20cm の 2 箇所で陥没し，応急修復している（**写真-11** 右）．落石は向かい側の土地に乗り上げ「後藤又兵衛の墓」の手前で停止した．

本地域は一目八景と同様に，耶馬日田英彦山国定公園内に位置し，耶馬溪火砕流堆積物である溶結凝灰岩からなる鋭い直立の節理を持つ岩峰・奇峰が際立っている（**写真-12** 左側上方）．

落石発生の素因と誘因は，落石発生位置の現況より以下のように考えられる．素因として，落石発生位置の耶馬溪溶結凝灰岩は比較的溶結度が低いため，各種の風化作用を受け亀裂が発達しやすい状況下にある．発生位置の割れ目の傾斜角が 80°，下面が 19°の流れ盤となっており，典型的な剥離型の落石が発生しやすい状況であることが分かる．誘因として，落石発生日の 5 月 3 日 22 時までに降り始めからの降水量 49mm があり，周辺には湧水等は確認されていない．岩体底面で局所侵食や崩壊が発生し，岩盤が不安定化した可能性がある．特徴的なのは，落石発生地の岩体面に竹林を主体とした植物根が全面に張り付いており岩盤の節理に沿った割れ目に深く達し，開口部を拡幅し岩体を腐朽させ不安定化し

写真-11　県道平原耶馬溪線の発生山腹と巨大落石

写真-12　落石した溶結凝灰岩の風化状態

ている(**写真-12** 右側). 落石当時は雨が降っており，地盤が緩んで巨石が落下した可能性もある. しかし，落石岩体の状況や周辺の植生環境から，特に竹林や樹木の根系により露岩や岩盤が植生等による風化作用を強く受けている.

4．おわりに

大分県山国川上流域のほとんどの地域は，耶馬日田英彦山国定公園内に位置し，主に耶馬溪火山岩類および耶馬溪溶結凝灰岩により形成された火砕流堆積物の火砕流台地である．これらの溶結凝灰岩等により，鋭い直立の節理と亀裂を持つ岩峰・奇峰等から形成され景勝地を誇っている.

山国川流域は第四紀性の火山活動との関わりが強く，層序は火山岩類と火砕流等で堆積した砕屑岩が複雑に絡み合って分布している．耶馬溪の火砕流台地は，約 1 万年前の第四紀更新世の火山と火砕流堆積物等にて形成されている。そして，各種風化作用等による経年変化の影響により地質帯の岩盤・岩石類自体が弱体化に伴い不安定化し，加速的に山腹斜面の強度低下をももたらしている．本稿の報告のように耶馬溪溶結凝灰岩で形成される山腹斜面では，力学的バランスを保つ閾値を超えたときに突然に，何ら予兆もなく崩壊する．このような崩壊状況が今後至る所で懸念され，無降雨時での斜面崩壊の多発化が予想される．特に耶馬溪溶結凝灰岩は 90～100 万年前の火砕流物の結晶構造による溶結力に強弱の差異があり，露頭部は風化作用等を受け，経年変化の劣化による強度低下から岩盤の力学的バランスの持続的な不安定な斜面を形成している．このため平衡不安定化の危険リスクが高まっている.

謝辞：大分県北部振興局・森林保全課・県政情報課および中津土木事務所，大分県中津市の御協力を頂きました．また，地質・層序等のご指導を頂いている京都大学 竹村 恵二 名誉教授に深謝致します.

参考文献

1) 立石義孝，竹村恵二：最新の地質学体系に基づく大分県北部地域の地質～山国川流域を中心とした層序学～，九州応用地質学会会報 No.36，pp.2-21, 2015.
2) 耶馬溪町金吉地区山地崩壊原因究明等検討委員会: 平成 30 年 4 月に中津市耶馬溪町で発生した山地崩壊について（中間報告）, 2018.
3) 山本健太郎，立石義孝：中津市耶馬溪町金吉の大規模山腹崩壊について，平成 30 年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集，Ⅲ-28, pp.333-334, 2019.3
4) 山本健太郎，立石義孝：大分県中津市耶馬溪町金吉の大規模山腹崩壊に関する考察，第 54 回地盤工学研究発表会　（さいたま市）pp.1941-1942, 2019.7
5) 大分県森林保全課：H30 森保第 1 号梶ヶ原地区調査測量設計委託業務（大分県中津市耶馬溪町大字金吉字梶ヶ原）報告書，2018 年 12 月
6) 土木学会岩盤力学委員会岩盤崩落問題研究小委員会: 岩盤崩壊の考え方（第 3 章岩盤崩壊のメカニズム）, 2004.
7) 大分県中津市: 平成 24 年九州北部豪雨災害中津市災害記録誌, pp.1-4, 2015.
8) 山本健太郎，立石義孝：2018 年 4 月大分県中津市耶馬溪町にて発生した大規模山腹崩壊に関する一考察，第 13 回環境地盤工学シンポジウム，pp.311～318，2019.
9) 地盤工学会：平成 30 年 4 月中津市耶馬溪町金吉梶ケ原地区における斜面崩壊と今後の問題点, 2018.
10) 大分合同新聞：耶馬溪の山崩れに関する報道記事より抜粋，2018 年 4 月 16 日（朝刊）
11) 立石 義孝：地質・層序・地史学的見地からの耶馬溪町金吉地区の大規模山腹崩壊 について（未発表）, 2018.
12) 山本健太郎，立石義孝：2018 年 4 月大分県中津市耶馬溪町にて無降雨状態で発生した大規模山腹崩壊に関する考察とその復旧工事の概要について，地盤工学会誌，Vol.68, No.5, pp.26～29，2020.
13) 大分県中津土木事務所：防災カルテ（落石・崩壊）より抜粋，2013.9.

（2020.7.1 **受付**）

断裂起因の移動土塊形成モデルによる崩壊場所の予測

PREDICTION OF COLLAPE SITE USING MOVING MASS FORMATION MODEL CAUSED BY FRACTURE

吉村　辰朗[1]・照井　剛[2]

Tatsuro YOSHIMURA, Takeshi TERUI

[1]第一復建株式会社（〒812-0006　福岡市博多区上牟田 1 丁目 17 番 9 号）
E-mail: tt_yoshimura@dfk.co.jp
[2]第一復建株式会社（〒812-0006　福岡市博多区上牟田 1 丁目 17 番 9 号）
E-mail: t_terui@dfk.co.jp

***Key Words**: prediction, collapse site, conjugated fracture, gamma-ray survey*

1. はじめに

近年局地的な集中豪雨の発生増加に伴い，斜面崩壊が多く発生している．これまでの斜面崩壊の「場所の予測」に関しては，崩壊が発生した場所の原因を後付けで見出すことはなされてきたが，隣接する崩壊しなかった場所については説明されることがほとんどなかった．特定の場所を予測できるかは，崩壊発生機構と深い関係のある要因をいかに取り入れるかが最も重要である．崩壊地の移動土塊を形成する滑落崖・側方崖付近には断裂が分布することを見出し，「主断裂・共役断裂の分断に起因する移動土塊形成モデル」（断裂起因の移動土塊形成モデル）を作成した [1)]．移動土塊を形成する主断裂・共役断裂と地形・地質特性を重ね合わせることによって，崩壊発生機構と場所の予測が可能となると考える．今回は，土砂災害（斜面崩壊）が発生した箇所で「断裂起因の移動土塊形成モデル」を検証した事例と，上段の切土のり面における部分的崩壊から崩壊機構を確認した後，応力開放した下段のり面が降雨によって崩壊する場所を予測した事例を紹介する．

2. 断裂（断層，裂か，節理）を検出するγ線探査

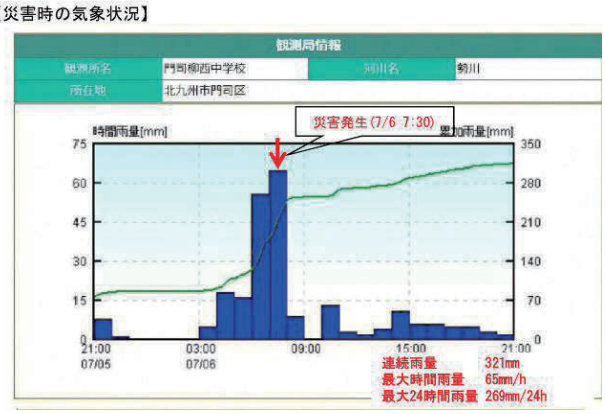
地球上の岩盤には自然由来の微弱な放射線（γ線）が放出されている．地殻変動に伴う破断・変形・変質を受けた地質体では，その作用によって物質（地盤・岩盤）の磁性が変化し，γ線強度異常値が生じると考えられる [2)]．地表γ線測定での使用機器はアロカ社製γ線用シンチレーションサーベイメータ TCS-172B を使用した．測定は，センサー部を地盤に密着させ 10 秒おきに 5 回読取り，その平均値を測定値とした．放射線の測定単位は，Sv/h である．γ線測定結果図では，断裂部の異常値を塗りつぶした．

図-1　測定機器

3.「断裂起因の移動土塊モデル」の検証事例

調査地は北九州市の急傾斜地である．調査地域に分布する地質は，呼野層群大積ユニットと称される

古生層である．崩壊地には，赤色に風化した泥岩が分布する．2018 年 7 月 6 日 7：00 の記録的大雨（最大時間雨量 65㎜/h，**図-2**）によって，裏山が崩壊した（**図-3**）．当斜面は，警戒区域には指定されていなかった．



出典：平成 30 年 8 月国土交通省砂防部保全課

図-2　崩壊時前後の時間雨量（2018 年 7 月）

図-3　2018 年 7 月 6 日に発生した裏山崩壊

γ線探査測線は，崩壊跡を取り囲むように設定した（**図-4**）．測線長は 60m で，測点間隔は 2m とした．γ線測定結果を**図-5** に示し，結果一覧表を**表-1** に示した．

図-4　A 測線設定状況

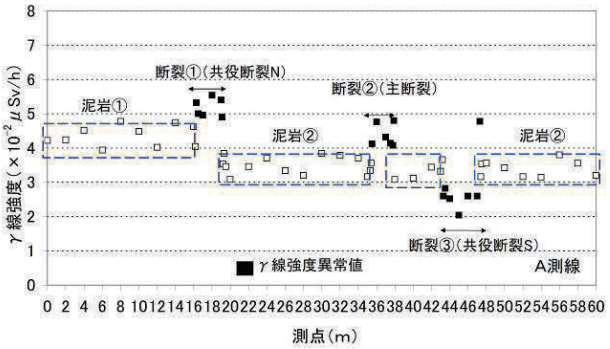


図-5　γ線測定結果（A 測線）

表-1　A 測線のγ線異常値区間と断裂の規模・方向

測線名	断裂名	異常値区間	断裂幅	方向（走向）
A 測線	断裂①（共役断裂 N）	16.3m～19.1m	2.7m	N72° E
	断裂②（主断裂）	35.5m～37.9m	2.3m	N12° E
	断裂③（共役断裂 S）	43.3m～47.3m	2.2m	N88° E

γ線探査で検出した断裂は，崩壊地内で断層露頭として確認された（**図-6**）．

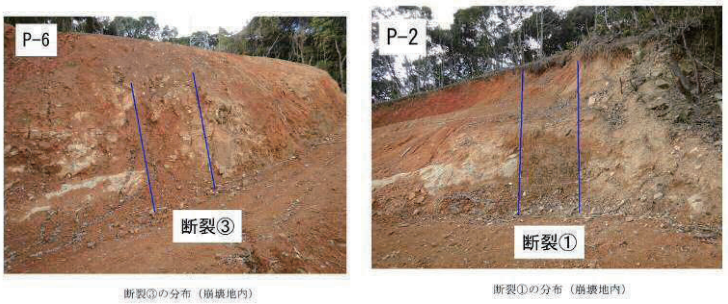


図-6　崩壊地内で確認された共役断裂の露頭

図-7 に示すように，主断裂（断裂②）と共役断裂（断裂①，③）に囲まれた区域が移動土塊として崩壊したこと（断裂起因の移動土塊モデル）が明らかになった．

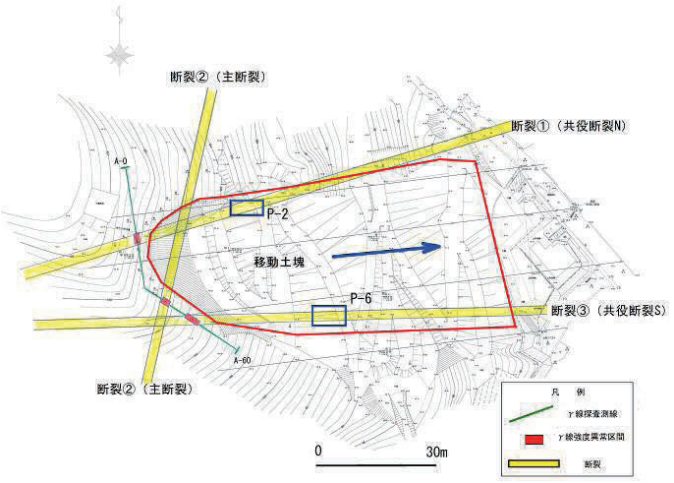


図-7　断裂に囲まれた区域が移動土塊として崩壊した

4. 地質構造に規制される部分的のり面崩壊

(1) 切土のり面の部分的変状（せり出し）

調査地は，標高約 300m 前後の山々に囲まれた盆地状の地形をなしており，その山間を縫うように塩田川が北東方向へ流下している．山地と低地の間の標高 100m 前後の丘陵地は茶畑として利用されている．調査地はその丘陵地に位置し，東側には国道 34 号線が走っている．調査地域に分布する堆積岩は，古第三紀杵島層群早岐層と称される．切土のり面付近に分布する地質は，砂岩・泥岩・シルト岩および凝灰岩から構成される．切土のり面に変状が見られた箇所にはシルト岩が分布し，地層の走向は N60° E，北へ 13° ～16° 傾斜している．開口亀裂が認められた南側のり面は、流れ盤となっている．

2019 年 3 月に，切土掘削後ののり面において開口亀裂①が認められた（**図-8**）．この亀裂はほぼ計画路線と並行に走り，のり面に垂直方向の縦亀裂で分断されていた．

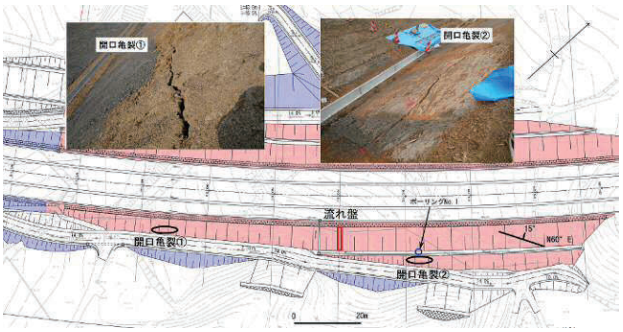


図-8　切土後に開口亀裂が発生（開口亀裂①）

開口亀裂の延長部に B 測線を設定した．B 測線の測線長は 15m で，測点間隔は 1m である．測線設定位置および断裂分布とγ線探査結果を**図-9** にまとめた．B 測線でのγ線異常値区間と規模・走向を**表-2** にまとめた．断裂の規模は小さく，断裂幅 0.9m（断裂 B）である．

表-2　B 測線のγ線異常区間と断裂の規模・走向

測線名	断裂名	異常値区間	断裂幅	走向
B測線	断裂B	9.0m～12.5m	0.9m	N30° E

開口亀裂発生直後に崩壊を防ぐ目的でビニールシートを設置したため，縦亀裂の延長部（対面のり面）で C 測線を設定しγ線探査を実施した．C 測線の測線長は 30m で，測点間隔は 2m である．γ線異常値区間と規模・走向を**表-3** にまとめた．断裂の規模は小さく，断裂幅 0.8m（断裂 C-1）および断裂幅 1.1m（断裂 C-2）である．

表-3　C 測線のγ線異常区間と断裂の規模・走向

測線名	断裂名	異常値区間	断裂幅	走向
C測線	断裂C-1	7.9m～8.7m	0.8m	N60° W
	断裂C-2	15.9m～17.0m	1.1m	N60° W

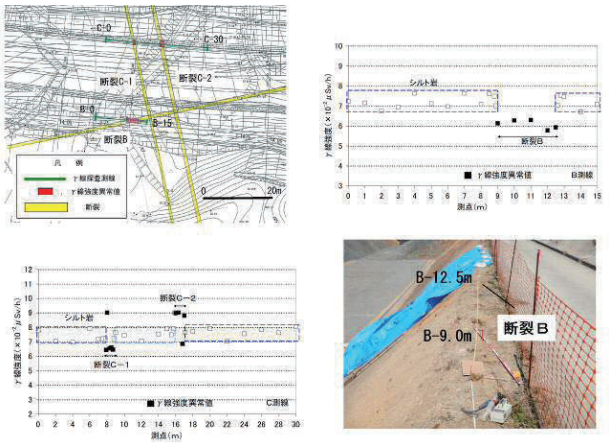
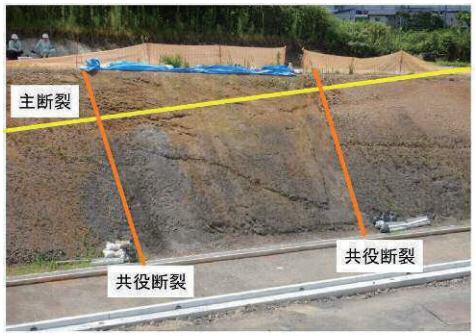


図-9 測線設定位置および断裂分布とγ線探査結果（B 測線，C 測線）

2019 年 7 月 21 日の大雨のあと，「のり面のせり出し」が断裂に分断された区間で発生した（**図-10**）．



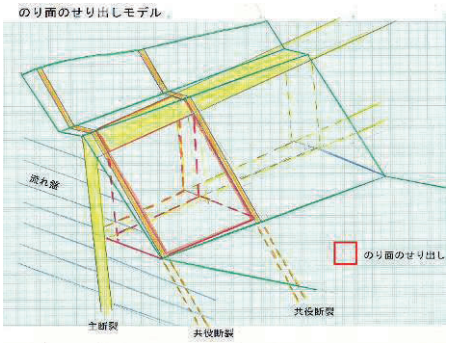


図-10　大雨後に生じた「のり面のせり出し」

(2) 崩壊場所の予測

2018 年 12 月 6 日に，開口亀裂②が認められた（**図-11**）．この亀裂も開口亀裂①と同様に，ほぼ計画路線と並行に走り，のり面に垂直方向の縦亀裂で分断されていた．

図-11　切土後に開口亀裂②が発生（2018 年 12 月 6 日）

開口亀裂の延長部に D 測線を設定した．D 測線の測線長は 20m で，測点間隔は 2m である． D 測線でのγ線異常値区間と規模・走向を**表-4** にまとめた．

表-4　D 測線のγ線異常区間と断裂の規模・走向

測線名	断裂名	異常値区間	断裂幅	走向
D測線	断裂D	9.3m～12.3m	0.5m	N35° E

E 測線の測線長は 20m で，測点間隔は 2m である．γ線異常値区間と規模・走向を**表-5** にまとめた．

表-5　E 測線のγ線異常区間と断裂の規模・走向

測線名	断裂名	異常値区間	断裂幅	走向
E測線	断裂E-1	5.2m～5.7m	0.5m	N40° W
	断裂E-2	14.9m～15.8m	0.9m	N40° W

D 測線および E 測線の測線設定位置および断裂分布とγ線探査結果を**図-12** にまとめた．

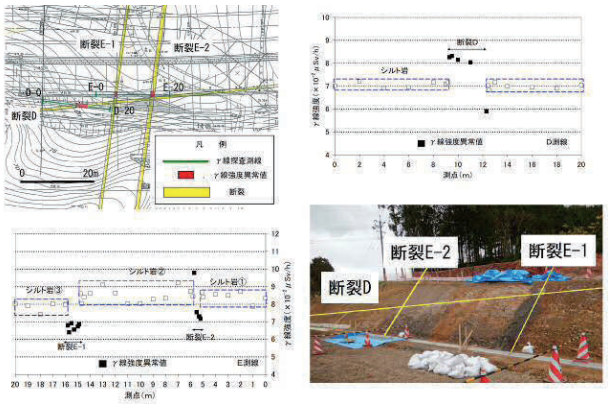


図-12　測線設定位置および断裂分布とγ線探査結果（D 測線，E 測線）

最上段のり面掘削後の状況を**図-13** に示す（2019 年 2 月 12 日撮影）．南側のり面は「流れ盤（傾斜角度　15° 前後）」となっている．

図-13　再掘削ののり面状況（流れ盤）（2019 年 2 月 12 日）

切土再開後の 2019 年 6 月 7 日に、下段のり面において「のり面のせり出し」が発生した（**図-14**）．せり出しが生じる前には，顕著な降雨は認められない（**図-15**）．

図-14　「のり面のせり出し①」発生（2019 年 6 月 7 日）

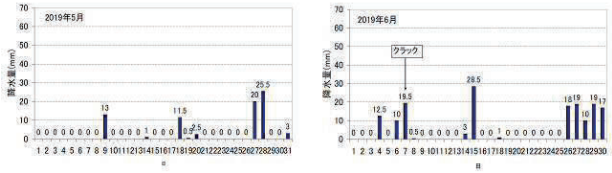


図-15　せり出し①発生時（2019 年 5 月～6 月）の降雨量

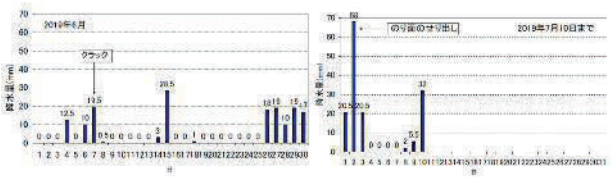


図-16　せり出し②発生時（2019 年 6 月～7 月）の降雨量

6月下旬からの降雨後(**図-16**)2019年7月2日に、下段のり面において「のり面のせり出し②」が発生した（**図-17**).

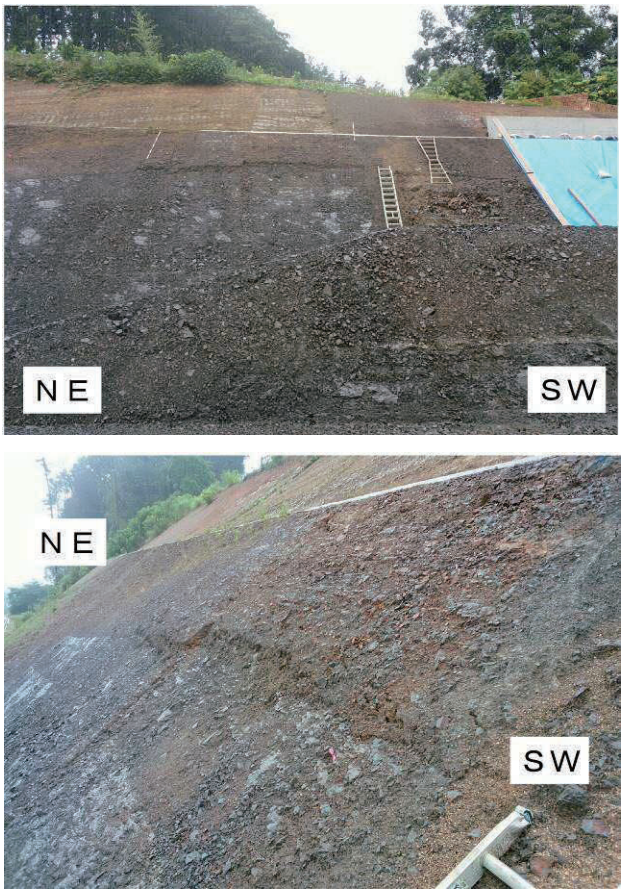


図-17　「のり面のせり出し②」発生(2019年7月2日)

北東側のり面への崩壊拡大が予想されたため，2019年7月8日にF測線を設置し（**図-18**），γ線探査を実施した.

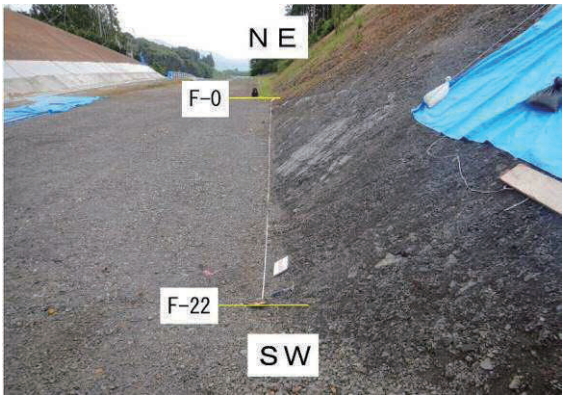


図-18　γ線探査，F測線の設置状況（2019年7月8日）

γ線探査結果を**図-19** に示す．シルト岩のγ線強度の平均値は，7.11～7.23（$\times 10^{-2}\,\mu$Sv/h），標準偏差は 0.19～0.29（$\times 10^{-2}\,\mu$Sv/h）で，この範囲外のγ線強度異常値区間を**表-3** にまとめた．断裂の走向はN40° Wである.

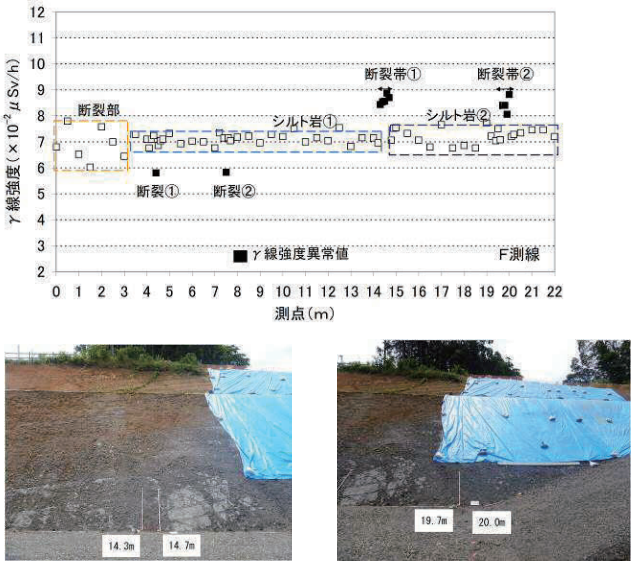


図-19　γ線測定結果図（F測線）

表-3　γ線強度異常値区間と断裂幅（F測線）

断裂名	γ線異常値区間	断裂幅
断裂①	4.4m	0.1m
断裂②	7.5m	0.1m
断裂帯①	14.3m～14.7m	0.5m
断裂帯②	19.7m～20.0m	0.4m

F測線で検出された断裂幅は 0.1m～0.5m と小規模であったが，2019年7月21日の豪雨（**図-20**）後に．切土で応力開放されたのり面中の「主断裂と共役断裂で分断された区間」で岩盤崩落が発生した(**図-21**).

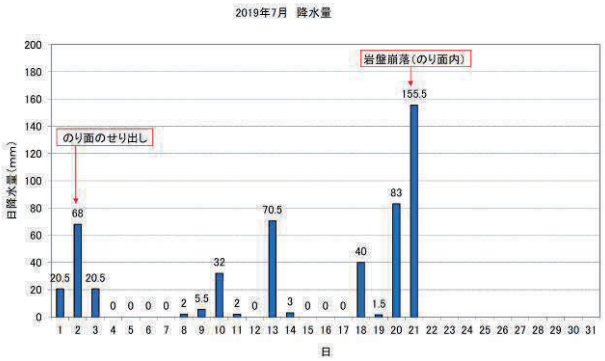


図-20　岩盤崩落発生時（2019年7月22日）の降雨量

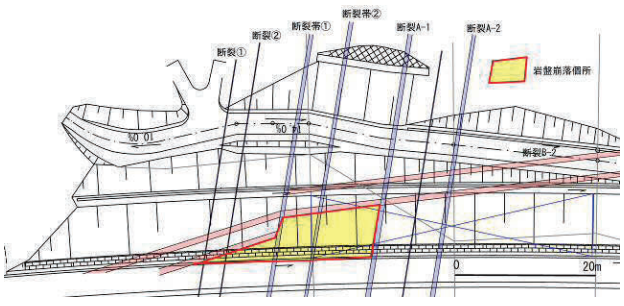


図-21　崩落予測区間で岩盤崩落発生（2019年7月22日）

崩壊前（2019 年 7 月 8 日）と崩壊後（2019 年 7 月 29 日）ののり面全景写真を以下に示す．崩壊のり面の背後には谷があることから，「切土のり面の部分的崩壊」は，「路線方向とほぼ並行に走る主断裂」と「谷地形を形成した共役断裂」に分断された区間で「流れ盤」に沿って発生したと考えられる（**図-22**）．

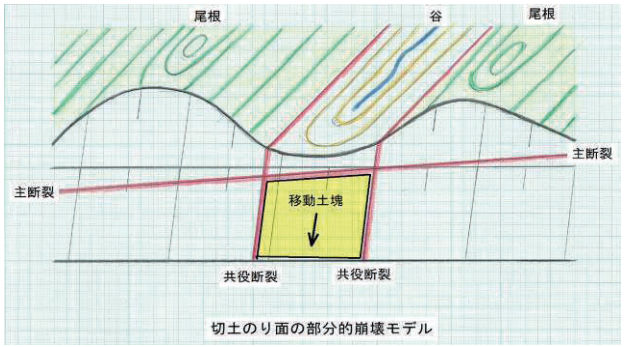


図-22　切土のり面の部分的崩壊モデル

５．まとめ

近年の豪雨に際し全国各地で斜面崩壊が毎年のように発生している．同様の斜面の中で，何故その斜面だけが崩壊したかを容易に説明できない理由として，崩壊斜面と非崩壊斜面の間に決定的な差がないことが挙げられてきた[3) 4)]．

今回の事例では，「主断裂と共役断裂で分断された区間」が地下の地質状況（風化帯，流れ盤等）とリンクして移動土塊を形成している．この事例より，移動土塊を形成する主断裂・共役断裂を見出し，地形・地質特性を重ね合わせることによって崩壊発生機構と場所の予測が可能となると考えられる．

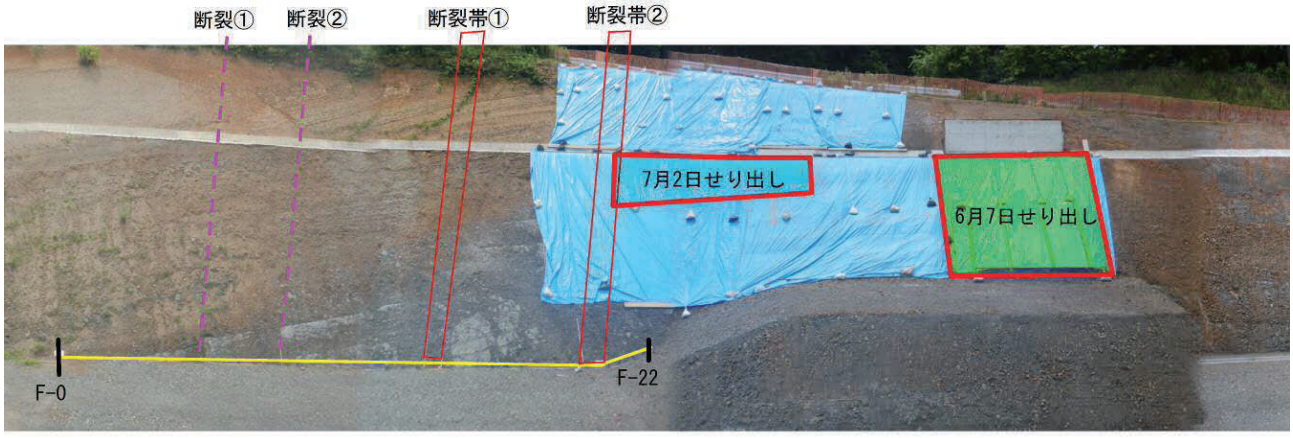
謝辞：本稿の作成にあたって，3 名の匿名査読者の方々からは原稿を改善するうえで貴重なご意見を頂きました．記してお礼を申し上げます．

参考文献

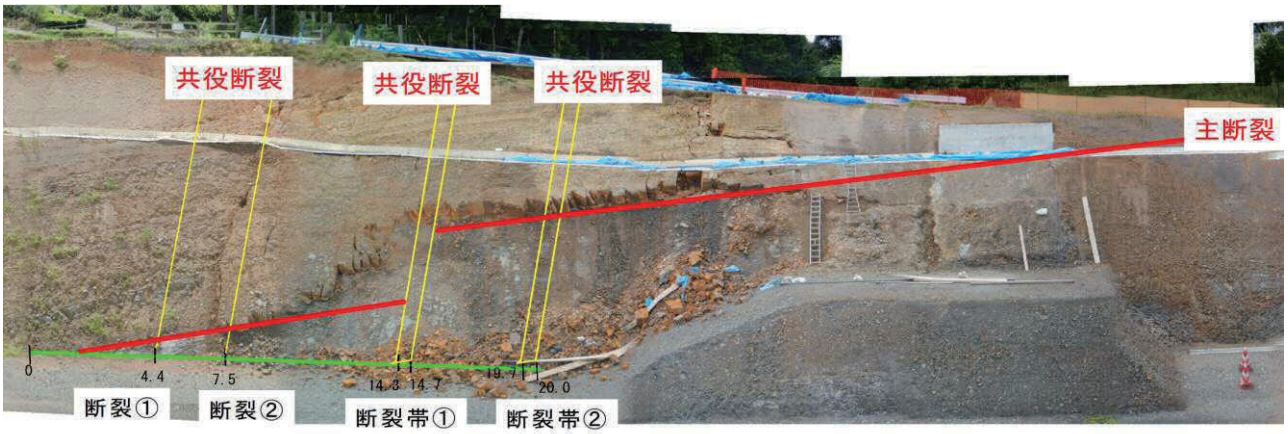
1) 吉村辰朗，吉松史徳，辛島光彦，澁谷快晴：断裂による分断が起因となる斜面崩壊について，第 9 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，1-5，2018.
2) 吉村辰朗，大野正夫：断層破砕帯における帯磁率異常に伴うγ線量の変化，物理探査，**63**，151-160，2012.
3) 千木良雅弘：地すべり・崩壊の発生場所予測-地質と地形からみた技術の現状と今後の展開-，土木学会論文集 C，Vol. 62，No. 4，722-735，2006.
4) 千木良雅弘：深層崩壊－どこが崩れるのかー，近未来社，231p，2013.

（2020. 7 . 1 受付）

崩壊前　2019 年 7 月 8 日



崩壊後　2019 年 7 月 29 日



地すべり危険度得点と地下水分布情報を用いたセル分布型流出解析に基づく表層崩壊予測

PREDICTION OF SHALLOW SLOPE FAILURES
BASED ON A DISTRIBUTED RAINFALL-RUNOFF ANALYSIS
USING LANDSLIDE HAZARD SCORE AND GROUNDWATER DISTRIBUTION

梶川 勇樹[1]・宮﨑 雅大[2]・大石 瑞穂[3]・河野 勝宣[4]・黒岩 正光[5]
Yuki KAJIKAWA, Masahiro MIYAZAKI, Mizuho OISHI,
Masanori KOHNO and Masamitsu KUROIWA

[1]鳥取大学 学術研究院工学系部門（〒680-8550 鳥取県鳥取市湖山町南 4 丁目 101 番地）
E-mail: kajikawa@tottori-u.ac.jp
[2]鳥取大学大学院 持続性社会創生科学研究科（現 大成建設株式会社）
[3]鳥取大学 工学部社会システム土木系学科（現 株式会社一条工務店）
[4]鳥取大学 学術研究院工学系部門（〒680-8550 鳥取県鳥取市湖山町南 4 丁目 101 番地）
E-mail: kohnom@tottori-u.ac.jp
[5]鳥取大学 学術研究院工学系部門（〒680-8550 鳥取県鳥取市湖山町南 4 丁目 101 番地）
E-mail: kuroiwa@tottori-u.ac.jp

***Key Words**: shallow slope failure, rainfall-runoff analysis, landslide hazard scour, groundwater distribution*

１．はじめに

近年，我が国では集中豪雨が増加傾向にある．例えば，1 時間降雨量 80 mm 以上の発生回数をみると，1976 年～1985 年では年平均 10.7 回であったのに対し，2006 年～2015 年では年平均 18.0 回と約 1.7 倍に増加している [1]．一方，土砂災害発生件数をみると，豪雨によるもののみではないものの，1982 年～1991 年では年平均約 900 件であったのに対し，2009 年～2018 年では年平均約 1,380 件と 1.5 倍に増加している [2]．近年の集中豪雨の増加傾向を鑑みると，砂防事業が促進されたとしても，今後も豪雨に伴う土砂災害の発生件数の増加は十分予想される．したがって，土砂災害を未然に防ぐためにも，豪雨による土砂崩壊（表層崩壊）の発生を定量的かつ高精度に予測できる手法の確立が求められている．

従来，このような降雨による表層崩壊予測に関し，数多くの研究が行われてきた [3)-7)]．現在，気象庁が運用しているタンクモデルに基づく土壌雨量指数を利用した予測手法 [3)]は，1 km 格子で広域を対象とすることができ非常に有用な手法である．しかしながら，各斜面における地質・植生・地下水分布等は考慮しておらず，斜面個別の崩壊予測は困難である．より精緻な斜面個別の崩壊予測を目的として，数値標高モデル（DEM）を利用した手法も開発されてきた [4)-7)]．特に，永谷ら [7)]は，土質情報等の実測データ [4),5)] を必要とせず，斜面の安定性と降雨条件による崩壊判定を導入した分布型流出解析に基づく予測手法を提案している．提案した手法を，比較的広域な数百 km^2 の面積を有する流域へ適用し，ある程度の精度で崩壊地分布の再現に成功している．しかしながら，流域内の地質の違い等は考慮できておらず，支川レベルでの再現性は十分ではない．

そこで著者らは，永谷ら [7)]による崩壊判定に加え，河野ら [8)]が提案した地すべり危険度得点と，流出解析から得られる各斜面の地下水分布情報を新たに崩壊判定に導入することを考えた．地すべり危険度得点 [8)]は，DEM から得られる地形に起因する条件のみ

ならず，地質や植生を加味して地すべり危険度を評価し，点数化したものである．また，地下水分布情報は，土壌雨量指数 [3]の概念を参考に，流出解析から得られる斜面個別の地下水深を表したものである．これらを崩壊判定に活用することで，より精度の高い予測が可能になるのではと期待される．

以上より，本研究は，地下 3 層のセル分布型流出解析モデルを開発するとともに，永谷ら [7]が提案した崩壊判定に地すべり危険度得点と地下水分布情報を加えた，新たな表層崩壊予測手法を提案したものである．提案した手法を，平成 21 年 7 月中国・九州北部豪雨による山口県佐波川流域での表層崩壊に適用し，本手法の妥当性について検討している．

2．セル分布型流出解析と表層崩壊予測手法

解析は，①対象流域のモデル化，②流出解析の実施，③流出解析結果を用いた崩壊予測の順で進める．以下，流出モデルおよび崩壊予測手法の概要を示す．

(1) セル分布型流出解析モデルの概要

流出モデルとして，Huang et al.[9]のモデルを改良し，**図-1** に示すような地下 3 層のセル分布型流出解析モデルを開発した．ここで，第 3 層は基底流量を表現するための層であり，後出**図-3** の基岩面下にあたる．計算セルを斜面部と河道部に分け，表面流と浸透流を計算した．以下に斜面部の基礎方程式を示す．河道部では，河道横断形状に矩形断面を仮定し，基礎方程式は式(1)～(4)に河道幅を考慮したものとなる．

［ 表面流 ］

$$\frac{\partial h_0}{\partial t}+\frac{\partial q}{\partial x}=r-f_1 \qquad (1)$$

$$q=\frac{1}{n}h_0^{\frac{5}{3}}I^{\frac{1}{2}} \qquad (2)$$

［ 浸透流 ］

$$\lambda_i\frac{\partial \bar{h}_i}{\partial t}+\frac{\partial \bar{q}_i}{\partial x}=f_i-f_{i+1} \qquad (3)$$

$$\bar{q}_i=k_i I\bar{h}_i \qquad (4)$$

ここに，t：時間，x：流下方向距離，h_0：表面流の水深，q：単位幅表面流量，r：有効降雨強度，f_1：第 1 層の浸透能，n：マニングの粗度係数，I：斜面勾配，λ_i：第 i 層の有効間隙率，$\bar{h}_i$：第 i 層の水深，$\bar{q}_i$：第 i 層の単位幅浸透流量，f_i：第 i 層の浸透能，k_i：第 i 層の透水係数である．

(2) 表層崩壊予測手法の概要

図-2 に本研究での表層崩壊予測手法の概念図を示す．まず，永谷ら [7]が提案した地形条件と降雨条件より，崩壊が発生する可能性のあるセルを限定する．次に，限定したセルにおける地すべり危険度得点と流出解析による地下水分布情報より，各々で設定した基準値を超えたセルについて崩壊が発生したと判定する．上記手法は手順を入替えても同様の結果となる．以下，各判定手法について説明する．

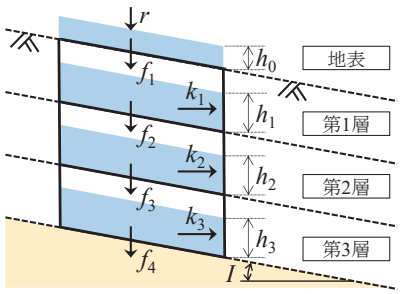


図-1　地下 3 層構造のモデル化

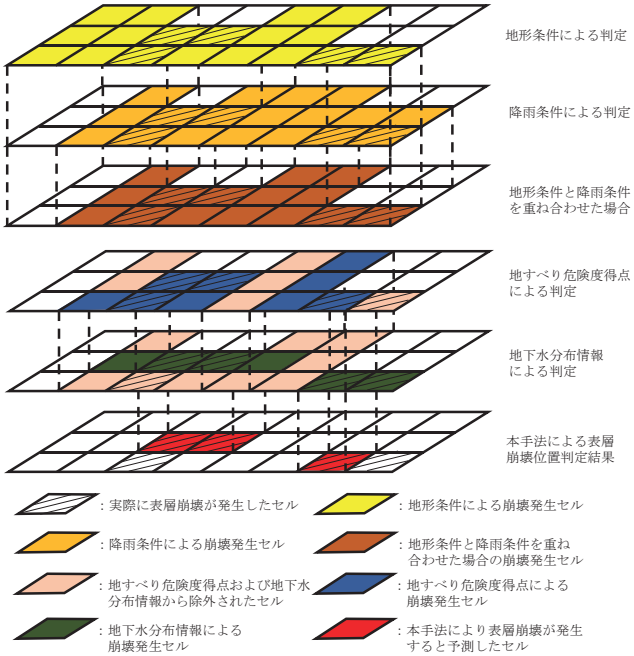


図-2　表層崩壊予測手法の概念図

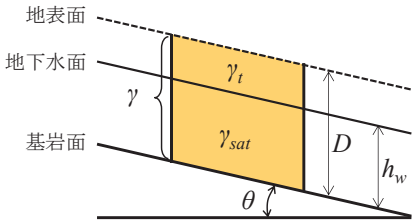


図-3　斜面の断面図

a) 地形条件（斜面の安定性）

地形条件としては，**図-3** に示すような無限長斜面を仮定し，次式から求まる安全率 F_s が判断基準値 F_{sc} を下回った段階で崩壊が発生すると判断した．

$$F_s=\frac{\alpha_c D}{\gamma D\sin\theta\cos\theta}+\left[1-\left(\frac{\gamma_w}{\gamma}\right)\left(\frac{h_w}{D}\right)\right]\frac{\tan\varphi}{\tan\theta} \qquad (5)$$

$$\gamma=\gamma_{sat}\left(\frac{h_w}{D}\right)+\gamma_t\left(1-\frac{h_w}{D}\right) \qquad (6)$$

$$\gamma_{sat}=(1-n_s)G_s\gamma_w+n_s\gamma_w \qquad (7)$$

ここに，α_c：土層厚から想定すべり面の粘着力への変換係数，D：崩壊土層厚，θ：斜面傾斜角(= arcsin I)，γ_w：水の単位体積重量，γ：崩壊土層の単位体積重量，γ_{sat}：飽和単位体積重量，γ_t：湿潤単位体積重量，φ：想定すべり面の内部摩擦角，h_w：流出解析により算出される中間流の水深，G_s：土粒子の比重(= 2.65)，n_s：崩壊土層の空隙率である．内部摩擦角 φ については，永谷ら[7]と同様，土層内の水深 h_w がゼロで安定状態にある斜面の安全率 F_s が 1.05 となる φ を逆解析により設定した．崩壊土層厚 D およびその水深 h_w の設定については後述する．

b）降雨条件

降雨条件としては，実効降雨の考え方を使用し，先行降雨の影響を時間経過に応じて低減可能な指標とする下記の雨量指数 R'を用いた．本研究では，雨量指数 R'が斜面崩壊の判断基準 R'_c を上回った段階で崩壊が発生すると判断した[7),10)]．

$$R' = R_{fw0} - R_{fw} \tag{8}$$

$$R_{fw} = \sqrt{(R_1 - R_w)^2 + a^2 (r_1 - r_w)^2} \tag{9}$$

$$R_w = \sum 0.5^{t/T_1} R \tag{10}$$

$$r_w = \sum 0.5^{t/T_2} r \tag{11}$$

ここに，R_w：長期実効雨量，r_w：短期実効雨量，R_1：長期雨量指数，r_1：短期雨量指数，a：重み係数，R_{fw0}：原点（$R_w = r_w = 0$ の時の R_{fw}），R：計算開始からの累加雨量，r：当該時刻における時間雨量，t：発生降雨前の時間数，T_1：長期実効降雨の半減期，T_2：短期実効降雨の半減期である．R_1，r_1，a，T_1，T_2 の各パラメータについて，本研究では実測崩壊地点に対する予測の空振りが無く，最も的中率が高い値を試行錯誤的に決定した．崩壊履歴の無い流域への適用では，初期値に他流域の既知の値を流用し[7]，その後の実測値を参考にパラメータを修正していくこととなる．

c）地すべり危険度得点による条件

河野ら[8)]は，約 16,000 箇所におよぶ中国地方の地すべり地形を対象に，AHP（Analytic Hierarchy Process）法と GIS（Geographic Information System）を用いて，地すべりハザードマッピングを試みている．AHP 法による評価項目として「標高」，「斜面傾斜角」，「斜面型」，「集水度」，「地質」および「植生」の 6 つを設定し，さらに，各評価項目の重要度を点数化している．各項目の合計点を 100 点満点で表し，これを地すべり危険度得点として示している．得点が高いほど，地すべりの発生可能性が高いことを表す．本研究では，この地すべり危険度得点を利用し，予備解析と実測崩壊地点との比較から試行錯誤的に決定したある基準値を超える得点を有するセルで崩壊が発生すると判断した．

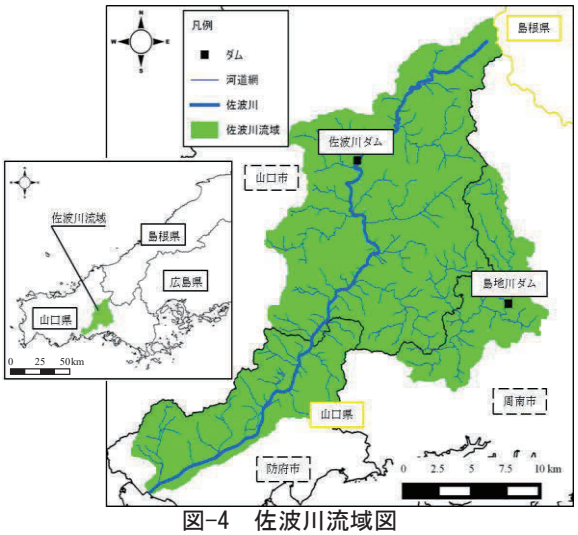


図-4　佐波川流域図

d）地下水分布情報による条件

土壌雨量指数[3)]は，3 段タンクモデルの各タンクにおける貯留量の合計であり，土砂災害警戒情報の判断基準に用いられるなど，十分な活用実績を有している．本研究では，その土壌雨量指数の概念を援用し，**図-1** に示した地下第 1 層および第 2 層の水深の合計を地下水分布情報として利用することとした．すなわち，各セルにおける地下水分布情報がある基準値を超えた場合，そのセルで崩壊が発生すると判断した．地下水分布情報を地下第 1 層および第 2 層で設定した理由については，次章にて述べる．

3．平成 21 年 7 月中国・九州北部豪雨時における山口県佐波川流域への適用

本研究で提案した表層崩壊予測手法を，平成 21 年 7 月中国・九州北部豪雨時の山口県佐波川流域に適用し，予測結果と実際の崩壊地点との比較から，本手法の妥当性について検討する．

(1) 佐波川流域での土砂災害

図-4 に示すように，佐波川は山口県中部を流れる幹川流路延長 56km，流域面積 460km^2 の一級河川である．平成 21 年 7 月 19 日～21 日にかけて梅雨前線が活発化し，佐波川流域下流の防府市では 3 日間総雨量 332 mm という猛烈な雨を記録した．それに伴い，土石流等の土砂災害も多数発生し，その被害の多くが防府市に集中した．山口県内の死者数は 17 名であったが，14 名が防府市での被災であった[11)]．

(2) 流域のモデル化

地形モデルの作成には，計算時間の制約上，10m 格子 DEM を 250m 格子に解像度を下げたものを使用した．最急勾配法により落水線を作成し，Shreve[12)]

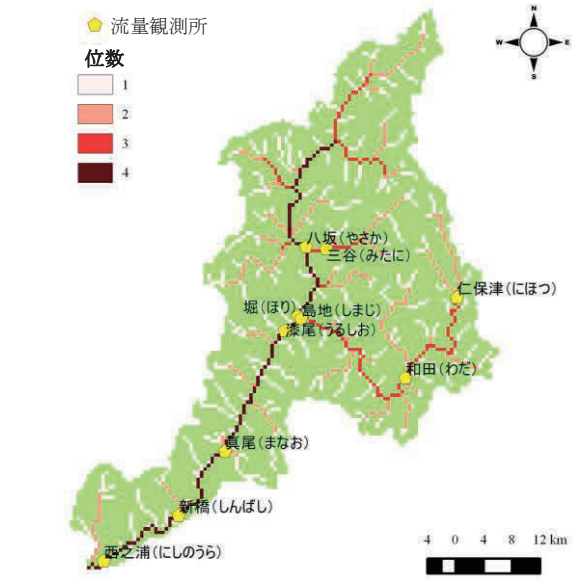
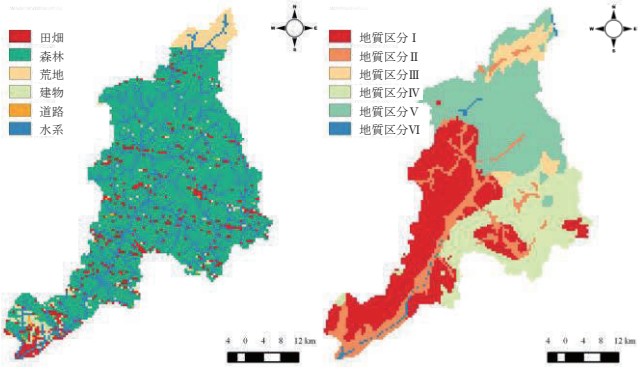


図-5　佐波川流域の擬河道網図



(a) 土地利用区分　　(b) 表層地質区分

図-6　佐波川流域の擬河道網図

によるマグニチュード理論を用いて擬河道網を作成した．**図-5** は作成した擬河道網図である．**図-5** 中の各河道には，位数理論[13]に基づき位数を振っている．

(3) 流出解析モデルの適用とその結果

図-6 は (a) 土地利用区分および (b) 表層地質区分を，**表-1** は**図-6** に対応させて試行錯誤的[9]に決定した流出解析パラメータをそれぞれ示している．解析は，初期条件として地下第 1 層の飽和度を 0 %，第 2 層を 50 %，第 3 層を 100 %として開始し，助走期間を含む 2009 年 6 月 12 日～7 月 27 日までの 888 時間を対象とした．降雨については 1 km 格子の解析雨量を使用した．また，**図-4** に示される佐波川ダムおよび島地川ダムの放流量データを入手できなかったため，**図-5** に示される八坂と和田の計算セルでは実測流量を与えた．川幅は**表-1** に示されるように，位数ごとに同様の値を与えた．

図-7 は漆尾および新橋における実測流量と解析流量との比較を示している．漆尾ではピーク流量に差が見られるものの，新橋では良好に一致している．

表-1　流出解析パラメータ

		田畑	森林	荒地	建物	道路	水系
粗度係数 n		0.27	0.12	0.25	0.9	0.4	0.093
		地質区分I（深成岩類）	地質区分II（未固結堆積岩類）	地質区分III（固結堆積岩類）	地質区分IV（変成岩類）	地質区分V（火山岩類）	地質区分VI（その他）
透水係数 k_i (m/s)	第1層	2.6×10^{-2}	1.6×10^{-2}	1.2×10^{-2}	4.0×10^{-3}	5.0×10^{-3}	1.6×10^{-2}
	第2層	3.6×10^{-4}	3.4×10^{-4}	2.9×10^{-4}	3.4×10^{-4}	3.7×10^{-4}	3.3×10^{-4}
	第3層	3.8×10^{-5}	3.6×10^{-5}	3.4×10^{-5}	2.9×10^{-5}	3.4×10^{-5}	3.8×10^{-5}
浸透能 f_i (m/s)	第1層	4.0×10^{-5}	4.0×10^{-5}	4.0×10^{-5}	4.0×10^{-5}	4.0×10^{-5}	4.0×10^{-5}
	第2層	2.4×10^{-6}	1.3×10^{-6}	2.0×10^{-6}	1.5×10^{-6}	2.0×10^{-6}	2.0×10^{-6}
	第3層	1.9×10^{-7}	1.0×10^{-7}	1.2×10^{-7}	1.3×10^{-7}	1.2×10^{-7}	1.1×10^{-7}
	第4層	5.4×10^{-8}	1.0×10^{-8}	1.2×10^{-8}	3.4×10^{-8}	2.9×10^{-8}	1.1×10^{-8}
層厚※ (m)	第1層	0.42	0.36	0.45	0.48	0.42	0.40
	第2層	1.50	0.80	0.30	1.80	1.20	1.30
	第3層	3.30	2.70	1.70	2.30	1.80	2.20

位数	1	2	3	4	間隙率※（全層）λ_i or n_s
川幅 (m)	15	20	35	85	0.35

※ 第1層，第2層層厚および間隙率は 表層崩壊予測でも使用

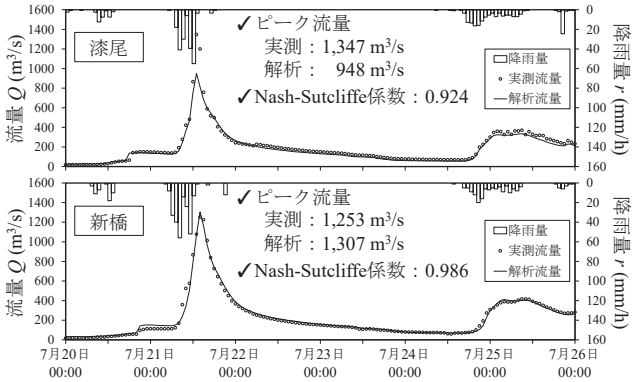


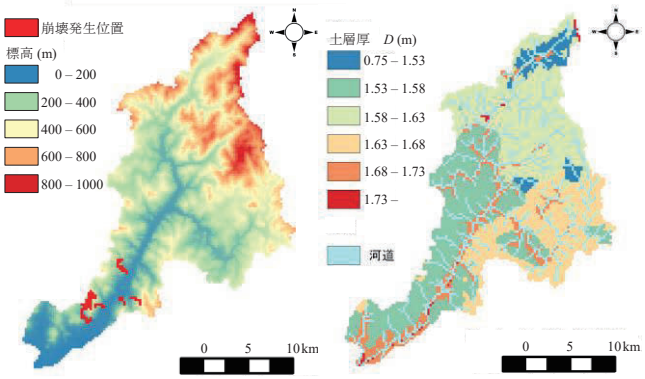
図-7　実測流量と解析流量との比較

また，洪水波形の再現性は両地点とも非常に良い．ここで，流出モデルの客観的な精度検証に用いられる Nash-Sutcliffe（NS）係数[14]を確認する．NS 係数は 0.7 以上で再現性が高いとされ，最大値は 1 となる．**図-7** を見ると，両地点とも NS 係数は 0.9 を超えており，再現性は非常に良いと判断できる．

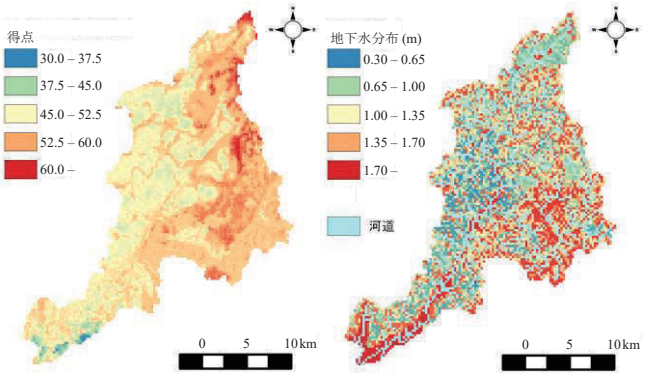
以上より，本流出モデルは，平成 21 年 7 月中国・九州北部豪雨時の流出状況を高い精度で再現できており，従って地下水分布も良好に再現できているものと評価し，次の表層崩壊予測のステップに進む．

(4) 表層崩壊予測手法の適用とその結果

平成 21 年 7 月中国・九州北部豪雨時の佐波川下流防府市での土砂災害は，7 月 21 日正午前後に同時多発的に発生したとの報告がある[15]．そこで本研究では，地下水分布情報として，7 月 21 日 12:00 の流出解析結果を使用した．崩壊土層厚 D は，前出**図-1** の第 3 層が**図-3** の基岩面下にあたることから，第 1 層と第 2 層の層厚の合計とした．**表-1** を見ると，設定した D は一般的な表層崩壊深さ 0.5～2.0 m[16]に一致する．ただし，D には斜面勾配の影響も考えられる[7]ことから，その設定には今後更に検討を要する．また，土層内水深 h_w および地下水分布情報も同様に，第 1 層および第 2 層の水深の合計とした．**図-8** に (a) 実測崩壊地点，(b) 崩壊土層厚 D の分布，(c) 地すべり危険度得点，および (d) 地下水分布情報をそれ



(a) 標高と実測崩壊地点　　(b) 崩壊土層厚の分布



(c) 地すべり危険度得点　　(d) 地下水分布情報

図-8　実測崩壊地点および解析条件の分布状況

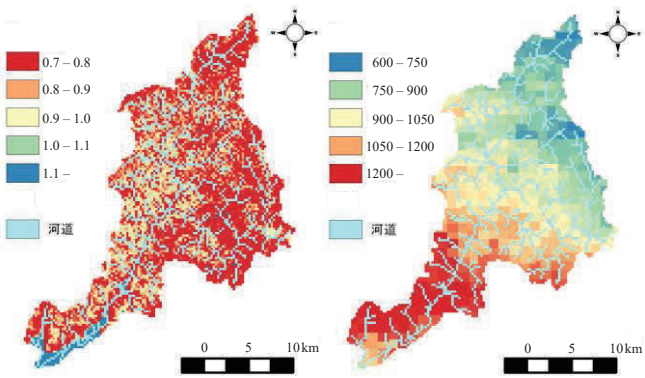
表-2　表層崩壊予測の解析パラメータ

地形条件			
判定基準：F_{sc}	0.895	変換係数：α_c	0.15
降雨条件			
判定基準：R'_c	1,185	重み係数：a	17.0
長期雨量指数：R_1	190	短期雨量指数：r_1	80
長期実効降雨の半減期：T_1	162	短期実効降雨の半減期：T_2	2
地すべり危険度得点と地下水分布情報の判定基準			
地すべり危険度得点	44.3	地下水分布情報	1.496

ぞれ示す．また，降雨条件の解析で必要となる雨量については流出モデルと同様，解析雨量を使用した．

表-2 に解析パラメータを示す．地形条件および降雨条件の各パラメータは，永谷ら [7]の研究を参考に試行錯誤的に決定しているが，判定基準については**図-8 (a)** の実測崩壊地点を見逃さない値を設定した．地すべり危険度得点と地下水分布情報の判定基準は，的中率が高く，且つ実測崩壊地点付近が判定できている値を試行錯誤的に決定した．

解析結果として，まず，**図-9** に (a) 地形条件による安全率 F_s および (b) 降雨条件による雨量指数 R' の分布をそれぞれ示す．また，**図-10** は地形および降雨条件から判定された崩壊の可能性のある地点を示している．これらの図は即ち，永谷ら [7]の手法による結果を表す．**図-10** から分かるように，**図-8 (a)** の実測崩壊地点全てを見逃さないよう判定基準を設定すると，予測結果は過大評価となっている．これは，



(a) 地形条件 Fs の分布　　(b) 降雨条件 R' の分布

図-9　斜面条件と降雨条件の解析結果

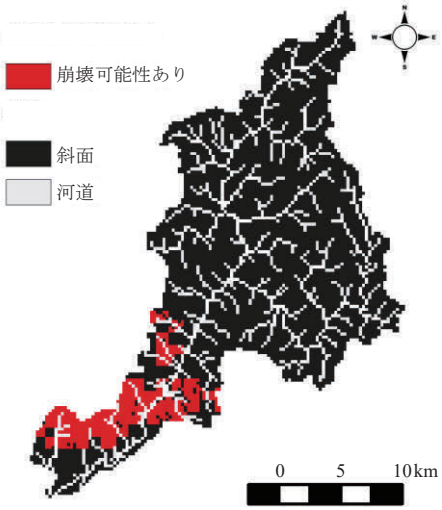


図-10　地形条件と降雨条件による崩壊判定結果

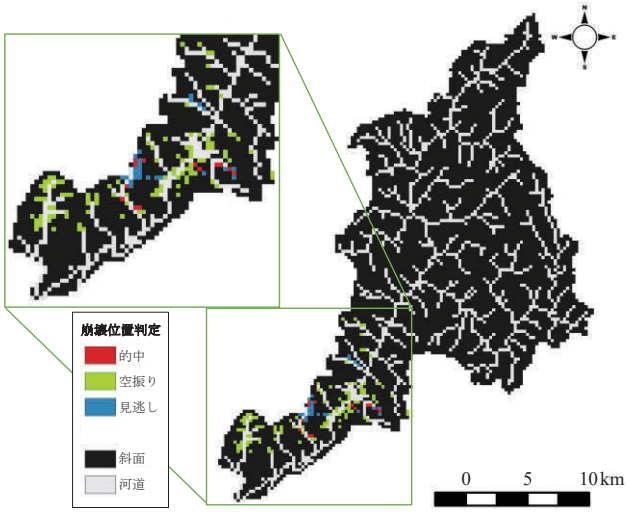


図-11　本予測手法による崩壊判定結果

永谷ら [7]の手法による崩壊予測の精度向上には，新たな判断材料が必要であることを示している．

図-11 は本研究で提案した予測手法による結果を示している．ここで，“的中”とは崩壊が発生すると予測して実測でも崩壊が発生したセル，“空振り”とは崩壊が発生すると予測したが実際には崩壊が発生しなかったセル，“見逃し”とは崩壊が発生しないと予測したが実際には崩壊が発生したセルを指す．本

手法による的中率は 10.7 %，見逃し率は 65.8 %であり，定量的な予測精度はあまり良くない．しかしながら，定性的な予測崩壊地点について**図−10** と**図−11** を比較すると，本手法はかなり実測に近い結果を得ることができている. また, 250 m の比較的粗い DEM を用いたにもかかわらず，支川レベルでの詳細な崩壊位置を出力できている．250 m 格子では解析結果のみならず，実測崩壊地点の表現も困難であり，これが的中率を低下させた一因にもなっている．したがって, 100 m や 50 m 程度のより解像度の高い DEM を利用することで精度の向上が期待でき，また，それに合わせて崩壊予測パラメータを修正していくことで，更なる精度向上が可能になると考えている．

4．おわりに

本研究では，降雨に伴う土砂災害の防止に資することを目的とし，従来の地形条件と降雨条件 [7]に加え，地すべり危険度得点 [8]と地下水分布情報を利用したセル分布型流出解析に基づく表層崩壊予測手法を提案した．提案した手法を，平成 21 年 7 月中国・九州北部豪雨時の山口県佐波川流域に適用した．本研究で得られた成果を以下に纏める．

[1] 地下 3 層構造のセル分布型流出解析モデルを開発した. 対象豪雨時における佐波川流域への適用から, その洪水波形を良好に再現することができ, また，Nash-Sutcliffe 係数も 0.9 以上と本流出モデルの妥当性を示すことができた.

[2] 本手法を用いて, 対象豪雨時における佐波川流域での表層崩壊予測を試みた．実測との比較より，的中率 10.7 %，見逃し率 65.8 %と定量的な精度はあまり良くなかったものの, 定性的な崩壊地点の予測は，粗い DEM であったにもかかわらず，実測にかなり近い結果を得ることができた.

以上のような結果が得られたが，本研究では佐波川流域のみの適用に留まっている．そのため，今後は他流域への適用を試みるとともに, 高解像度 DEM の利用，および解析パラメータの影響についても検討を進めていく予定である．

謝辞：本研究は，一般社団法人中国建設弘済会「平成 30 年度技術開発支援制度」助成の一部を受けて実施したものである．また，3 名の匿名査読者の方々からは大変貴重な意見を頂いた．ここに記して，謝意を表します.

参考文献

1) 認定特定非営利活動法人日本防災士機構 : 防災士教本, pp.201-215，2019.
2) 国土交通省：平成 30 年の土砂災害発生状況，https://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/h30dosha/h30doshasai2.pdf , (2020 年 6 月 1 日閲覧).
3) 岡田憲治 : 土壌雨量指数, 測候時報, Vol. 69, pp.67-100, 2002.
4) 三隅良平，小口高，真木雅之，岩波越：分布型流出モデルを用いた表層崩壊危険域のリアルタイム予測，自然災害，Vol. 23，No. 3，pp.415-432，2004.
5) APIP, Sayama, T., Tachikawa, Y. and Takara, K.; Lumping of a physically-based distributed model for sediment runoff prediction in a catchment scale, *Ann. J. Hyd. Eng.*, JSCE, Vol. 52, pp.43-48, 2008.
6) 田村圭司，内田太郎，秋山浩一，盛伸行：高精度空間情報を用いた表層崩壊発生危険度評価手法に関する研究，土木研究所報告，No. 214，pp.47-61，2010.
7) 永谷言，水野直弥，石田裕哉，小澤和也，寶馨：分布型流出モデルの斜面崩壊予測への応用，土木学会論文集 F5(土木技術者実践), Vol. 68, No. 1, pp.16-26, 2012.
8) 河野勝宣，野口竜也，西村強 : AHP 法および GIS を用いた中国地方における地すべりハザードマッピングの試み，日本地すべり学会誌，Vol. 57，No. 1，pp.3-11，2020.
9) Huang, J., Hinokidani, O., Yasuda, H., Ojha, C. S. P., Kajikawa, Y. and Li, S. Q.: Effect of Check Dam System on Water Redistribution in the Chinese Loess Plateau, *J. Hydrol. Eng.*, ASCE, Vol. 18, No. 8, pp.929-940, 2013.
10) 社団法人地盤工学会：豪雨時における斜面崩壊のメカニズム及び危険度予測，2006.
11) 社団法人土木学会 地盤工学委員会 斜面工学研究小委員会 : 2009 年 7 月山口豪雨災害調査報告書（速報版），2009.
12) Shreve, R. L.: Infinite topologically random channel network, *J. Geology*, Vol. 74, No. 2, pp.178-186, 1967.
13) Horton, R. E.: Eerosional development of streams and their drainage basins; hydrophysical approach to quantitative morphology, *Geol. Soc. Amer.*, Bulletin, Vol. 56. No. 3, pp.275-370, 1945.
14) Nash, J. E. and Sutcliffe, J. V.: River flow forecasting through conceptual models part I – A discussion of principles, *J. Hydro.*, Vol. 10 pp.282-290, 1970.
15) 古川浩平, 海堀正博, 久保田哲也, 地頭薗隆, 権田豊, 杉原成満，林真一郎，池田暁彦，荒木義則，柏原佳明 : 2009 年 7 月 21 日山口県防府市での土砂災害緊急調査報告，砂防学会誌，Vol. 62，No. 3，pp.62-73，2009.
16) 社団法人砂防学会：改訂砂防用語集，山海堂，2004.

（2020. 7. 1　受付）

ニューラルネットワークを用いた桜島における侵食発生場所予測モデルの構築

CONSTRUCTION OF ARTIFICIAL NEURAL NETWORK MODEL TO PREDICT EROSION AREA AT SAKURAJIMA

伊藤 真一[1]・松尾 風雅[2]・酒匂 一成[3]・荒木 義則[4]・岩田 直樹[5]・小泉 圭吾[6]
Shinichi ITO, Fuga MATSUO, Kazunari SAKO, Yoshinori ARAKI, Naoki IWATA and Keigo KOIZUMI

[1]鹿児島大学学術研究院理工学域工学系（〒890-0065　鹿児島県鹿児島市郡元 1-21-40）
E-mail: itou@oce.kagoshima-u.ac.jp
[2]鹿児島大学大学院理工学研究科（〒890-0065　鹿児島県鹿児島市郡元 1-21-40）
[3]鹿児島大学学術研究院理工学域工学系（〒890-0065　鹿児島県鹿児島市郡元 1-21-40）
[4]中電技術コンサルタント株式会社（〒734-0001　広島県広島市南区出汐 2-3-30）
[5]中電技術コンサルタント株式会社（〒734-0001　広島県広島市南区出汐 2-3-30）
[6]大阪大学大学院工学研究科（〒565-0871　大阪府吹田市山田丘 2-1）

***Key Words**: artificial neural network, erosion, digital elevation model, topographical characteristics*

1. はじめに

現在も活発に活動を続けている桜島では，毎年，降雨による土石流が多発している．そのため，桜島では，砂防堰堤の整備，ワイヤーセンサー・監視カメラの設置，1 年間隔での航空レーザー測量などの様々な防災対策が実施されており，その結果，土石流による人的被害は減少している．しかし，桜島の火口付近には立ち入り禁止区域があるため，土石流の発生源である渓流上部まで現地踏査を行って侵食が発生した地点を直接調査することは不可能である．火山噴火時には，土砂災害防止法に基づいて緊急調査を実施する必要があるが，桜島のように土石流発生域への立ち入りが現実的に困難な状況は他の火山地域でも想定される．したがって，様々なデータが計測されている桜島を研究対象地域として，火山噴火後の降雨によって侵食が発生する危険性が高い場所を予測できるモデルの構築が可能になれば，火山地域における今後の防災対策の策定に対して有効であると考えられる．

火山地域における土石流の発生に関する研究は数多く行われているが，それらの既往の研究は，立ち入りが可能な地点において土質特性[1)]や流出特性[2)]を調査した研究が多い．本研究のように，立ち入り禁止区域内を対象とした研究としては，近年，ドローンを用いた調査研究が行われている[3)]．ただし，そこから得られたデータを用いて土石流や侵食の発生予測を行うためには，更なるデータの蓄積が必要である．火山地域における侵食の発生に影響を与える要因としては，地形，地質，降雨，降灰など様々な要因が考えられるが，立ち入り禁止区域内において現時点で最も詳細な情報が得られているデータは数値標高モデル（Digital Elevation Model，以下 DEM）データであると考えられる．したがって，檜垣ら[4)]が阿蘇火山を対象に行った地形解析のようなアプローチが，立ち入り禁止区域内において侵食発生予測を行うための手法として有効であると考えられる．

本研究の目的は，桜島の立ち入り禁止区域を対象として，近年，様々な分野で適用されているニューラルネットワーク（Artificial Neural Network，以下 ANN）を用いて侵食発生場所予測モデルの構築を試みて，そのモデルの適用性と課題について明らかに

することである．まず，地形的特徴と侵食傾向の関係について分析し，その後，ANN を用いて地形情報に基づく侵食発生場所予測モデルの構築を試みる．第 2 章では，適用データの作成について説明する．第 3 章では，DEM データから得られる地形的特徴と侵食傾向の関係について分析する．第 4 章では，第 3 章で得られた分析結果を考慮して ANN によるモデル化を試みる．最後に，第 5 章では，本研究によって得られた知見をまとめ，今後の課題を示す．

2. 適用データの作成

(1) 本研究で使用した DEM データ

本研究では，平成 24 年から平成 30 年までの 7 年間に桜島において毎年計測された航空レーザー測量による DEM データを用いて分析を行った．対象範囲は火口付近の南北に 4,250m，東西に 3,750m の範囲とした．DEM データの間隔は 5m であるため，対象範囲内には南北に 850 個，東西に 750 個の合計 637,500 個の標高データが含まれており，それらが 7 年分蓄積されている．なお，DEM データの高さの精度は標準偏差で 0.3m 以内である．

(2) 地形変化と地形的特徴を表す評価指標

a) 地形変化に関する評価指標

同一地点における 2 年間の DEM データの差分を算出することで，その地点における堆積量や侵食量を概算できる．本研究ではこの各地点における DEM データの差分値を地形変化量と定義する．地形変化量がマイナスの地点は，侵食だけでなく崩壊の地点も含まれていると考えられるが，本研究では，それらを区別せず便宜的に侵食と呼ぶこととする．**図-1** は一例として平成 24 年から平成 25 年の地形変化量の分布を示している．地点によっては数 m のオーダーで標高値が変化していることがわかる．この地形変化量によって地形の侵食傾向を把握することとした．なお，**図-1** における枠線で囲まれた範囲は，火山の爆発の影響によって，1 年間での地形変化量が非常に大きい(年によっては 30m 以上)．これらは降雨による侵食や堆積ではないにも関わらず，分析結果に多大な影響を与えるため，本研究ではこの範囲における地形変化量は考慮しないこととした．

b) 地形的特徴に関する評価指標

DEM データから算出される地形的特徴として，DEM データの 1 階微分である傾斜と 2 階微分であるラプラシアンを各地点で算出した．対象とする地点(Z)の近傍の 8 点(Z_N, Z_{NE}, Z_E, Z_{SE}, Z_S, Z_{SW}, Z_W, Z_{NW})を**図-2** のように定義すると，傾斜 I[5]は各地点の標高値を用いて次式のように算出される．

$$I = \frac{360}{2\pi} \cdot \arctan\left\{\sqrt{\left(\frac{dz}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dy}\right)^2}\right\} \quad (1)$$

ここに，

$$\frac{dz}{dx} = \frac{(Z_{NW} + 2Z_W + Z_{SW}) - (Z_{NE} + 2Z_E + Z_{SE})}{8\Delta x} \quad (2\text{-}1)$$

$$\frac{dz}{dy} = \frac{(Z_{NW} + 2Z_N + Z_{NE}) - (Z_{SW} + 2Z_S + Z_{SE})}{8\Delta y} \quad (2\text{-}2)$$

である．また，ラプラシアン lap[6]は式(3)のように算出した．式(3)からもわかるように，ラプラシアンはプラスが凹地形，マイナスが凸地形を表している．

$$lap = \left(\frac{Z_E - 2Z + Z_W}{\Delta x^2}\right) + \left(\frac{Z_N - 2Z + Z_S}{\Delta y^2}\right) \quad (3)$$

図-3 は平成 24 年における傾斜の分布図を，**図-4** は平成 24 年におけるラプラシアンの分布図をそれぞれ示している．本研究は，**図-3** と**図-4** に示す各地点の地形的特徴を用いて，**図-1** の地形変化量について説明できるモデルの構築を目指す．

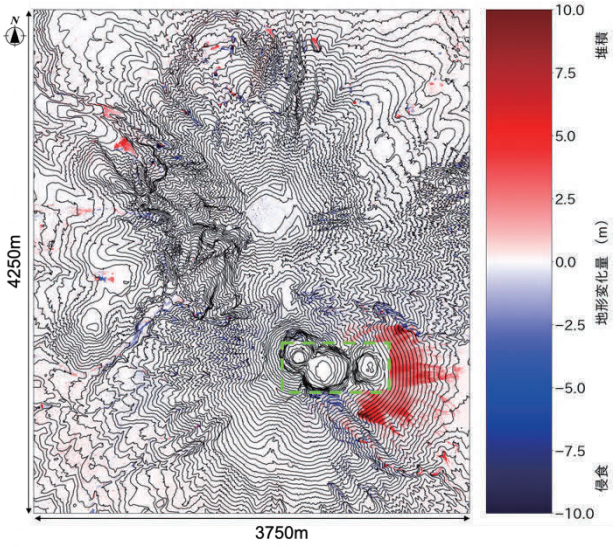


図-1　地形変化量の分布(平成 24 年から平成 25 年)

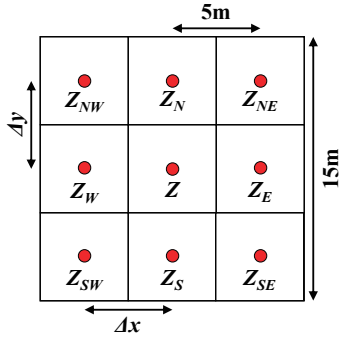


図-2　地形的特徴の計算における各記号の定義

３．地形的特徴と侵食傾向の関係に関する分析

本章では，ANN を用いて地形情報に基づく侵食発生予測モデルの構築が可能であるかを検証するために，地形的特徴と侵食傾向の関係について分析を行った．**図-5** は平成 24 年における地形的特徴と平成 24 年から平成 25 年における地形変化量の関係を表した散布図を示している．図中の縦軸は各地点におけるラプラシアン，横軸は傾斜の値を表している．また，図中のプロットのコンターは各地形的特徴が該当する地点における地形変化量を表しており，プラスが堆積量，マイナスが侵食量である．同図において，合計 637,500 個の DEM データの情報が重なっているため，この散布図を用いて地形的特徴と地形変化量の関係を把握することは困難である．したがって，地形的特徴ごとにグループ分けを行い，そのグループ内に含まれるプロットの地形変化量の平均値を算出し，地形的特徴と地形変化量の関係について分析した．具体的には，ラプラシアンは-1.00 から 1.00 までの範囲を 0.25 間隔で 8 分割し，傾斜は 0°から 90°までの範囲を 10°間隔で 9 分割することで合計 72 個のグループを作成し，そのグループごとの地形変化量の平均値を算出した．**図-6** は平成 24 年から平成 30 年までの 7 年分の各グループにおける地形変化量の平均値のコンター図を示している．この結果より，まず，傾斜が急な地点は非常に強い侵食傾向を示していることがわかる．これは傾斜が急な斜面は侵食されやすいという一般的な知見とも一致する．次に，ラプラシアンがマイナスの地点も全体的に侵食傾向は強いことがわかる．ラプラシアンは地形の凹凸を表現した指標であるが，ラプラシアンがマイナスの地点は凸地形であることを意味している．**写真-1** は立ち入り禁止区域外において現地調査を行った際の状況を示している．桜島の渓流は岩肌が剥き出しの状態であり，渓流の側面の斜面は凸型の遷急線 [7]を有していることが確認できる．本研究で用いた DEM データは 5m 間隔であるため，**写真-1** に示す遷急線を十分に表現することができる．このことから，ラプラシアンがマイナスの地点で侵食傾向が強い理由として遷急線の影響が考えられる．

以上の結果から，傾斜が急な地点やラプラシアンがマイナスの地点は侵食傾向が強いことがわかった．このことから，本研究で用いた地形的特徴（傾斜とラプラシアン）によって桜島における侵食発生場所を予測するモデルを構築できる可能性が示唆された．

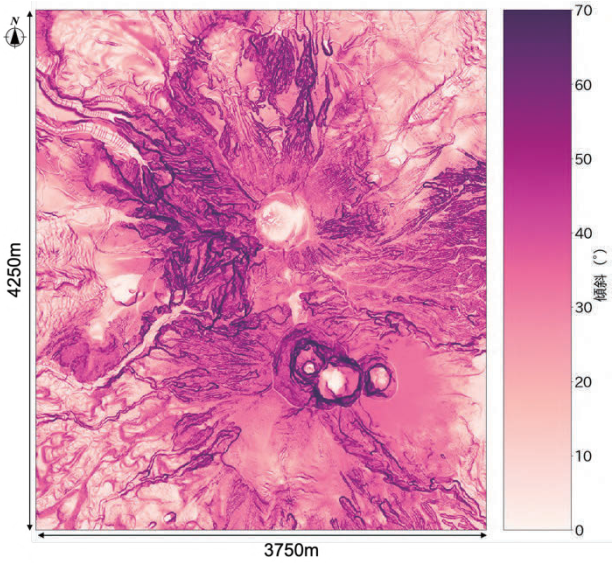


図-3　傾斜の分布図（平成 24 年）

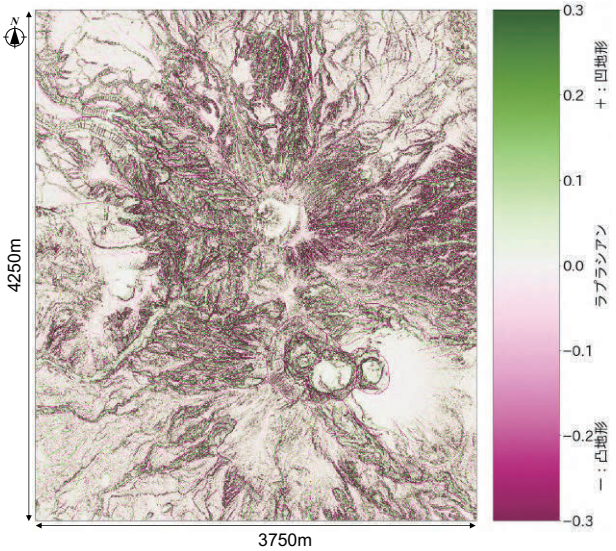


図-4　ラプラシアンの分布図（平成 24 年）

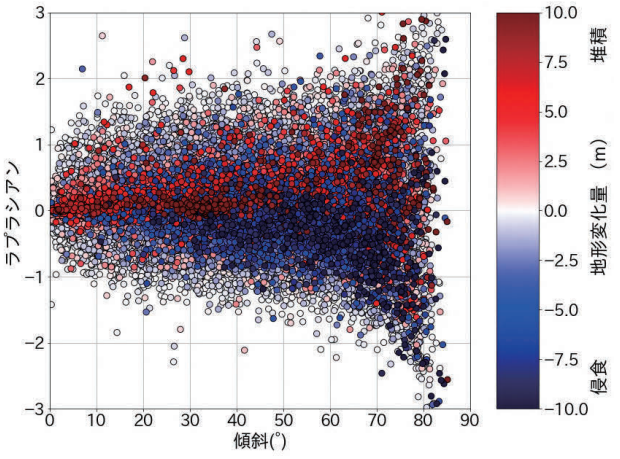


図-5　地形変化量の散布図（平成 24 年から平成 25 年）

4．ニューラルネットワークを用いた侵食発生場所予測モデルの構築

(1) 入力データ

ANN に適用するデータは，目的変数に該当するラベルと説明変数に該当する入力ベクトルが必要である．本研究では，ラベルとして地形変化量を用い，入力ベクトルとしては傾斜とラプラシアンを用いた．ラベルは，地形変化量が 1 年間で 1m 以上侵食された地点のラベルを 1 として，それ以外の地点のラベルを 0 とした．入力ベクトルに関しては，各ラベルが対応する地点の近傍の 400 個(100m×100m の範囲)の傾斜とラプラシアンを用いた．つまり，800 個の入力(傾斜 : 400 個，ラプラシアン : 400 個)から各地点におけるラベルを推定する ANN モデルの構築を試みた．

(2) 解析手法

本研究では，Python 用の ANN フレームワークである Keras[8]を用いて，桜島における侵食発生場所予測モデルの構築を試みた．**図-7** は本研究で用いた ANN モデルの構成図を示している．本モデルはそれぞれ 32 個のユニットを持つ三つの中間層と一つの出力層から構成されており，中間層の活性化関数は ReLU，出力層の活性化関数は Sigmoid とした．出力層からは Sigmoid 関数の予測値に基づくスコア(0 から 1 の値)が出力される．このモデルにおける未知パラメータは合計 27,777 個である．最適化アルゴリズムとしては RMSprop，損失関数は binary_crossentropy を用いてこれらの未知パラメータを推定した．ANN の学習に用いるデータとしては，平成 24 年から平成 28 年までのデータを学習データとして用い，平成 28 年から平成 30 年までのデータをテストデータとした．なお，学習データやテストデータの入力ベクトルに関しては，前章と同様に，2 年間のうちの年代の古い方の地形的特徴(傾斜，ラプラシアン)を用いた．

(3) 解析結果

学習データに基づいて構築された ANN モデルの精度(=正解数/全体数)は，学習データもテストデータも 97.0%以上であった．これは，データのほとんどのラベルが 0 であったことが影響していると考えられる．したがって，本研究では，ラベルと予測結果を地形図上にプロットすることで，構築されたモデルの再現性や課題について議論することとした．

図-8 は平成 24 年から平成 25 年における学習データのラベルと構築された ANN による予測結果の比較を示している．(a)学習データにおける色付けされた地点は実際に 1 年間で 1m 以上侵食された地点であり，(b)予測結果における色付けされた地点は 1m 以上侵食されると ANN が予測した地点である．**図-8** の結果より，まず，全体的な傾向としては，渓流の付近で侵食される地点が多いという学習データの特徴を ANN によって表現できていると考えられる．地点ごとに着目すると，地点 A 付近の予測結果は，侵食傾向にある学習データの特徴を良好に再現でき

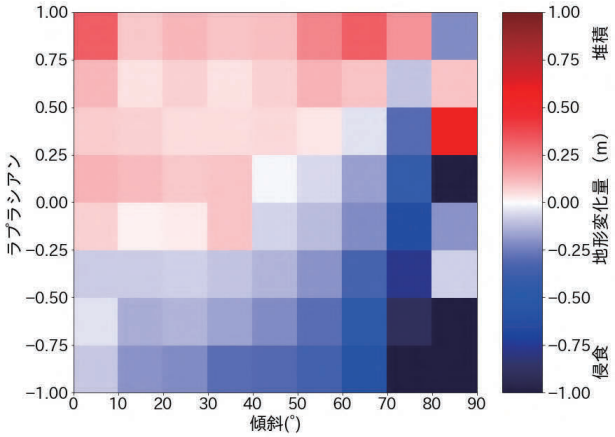


図-6　地形変化量の平均値のコンター図
(平成 24 年から平成 30 年)

写真-1　渓流側面の斜面における遷急線

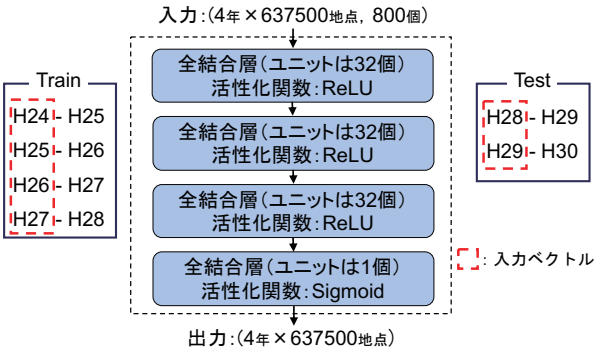


図-7　ANN モデルの構成図

ている．それに対して，地点 B や地点 C では，予測結果でも侵食傾向自体は表現できているものの，学習データと比較すると侵食されると予測された地点の割合が少ない．反対に，地点 D や地点 E は，実際の学習データはそれほど侵食されていないのに対して，予測結果は多くの地点で侵食されると予測されている．このように学習データと ANN による予測結果に違いが生じた理由として，学習データに用いた入力ベクトルが影響していると考えられる．具体的には，地質情報の導入が必要であったと考えられる．**図-9** は対象地域における地質図[9]を示している．侵食傾向が強い地点 A，地点 B，地点 C が該当する地質は，斜方輝石単斜輝石安山岩溶岩及び火砕物である．それに対して，地点 D や地点 E が該当する地質は分類がデイサイトである．このことから，本研究では，立ち入り禁止区域において最も詳細な情報が得られる DEM データの地形情報を侵食傾向に影響を与える要因として仮定して ANN モデルの構築を試みたが，解析結果と地質図を考慮すると，地質情報も侵食傾向に影響していると考えられる．今後は，これらの地質情報も ANN に学習させることで，より高精度な ANN モデルを構築する必要がある．

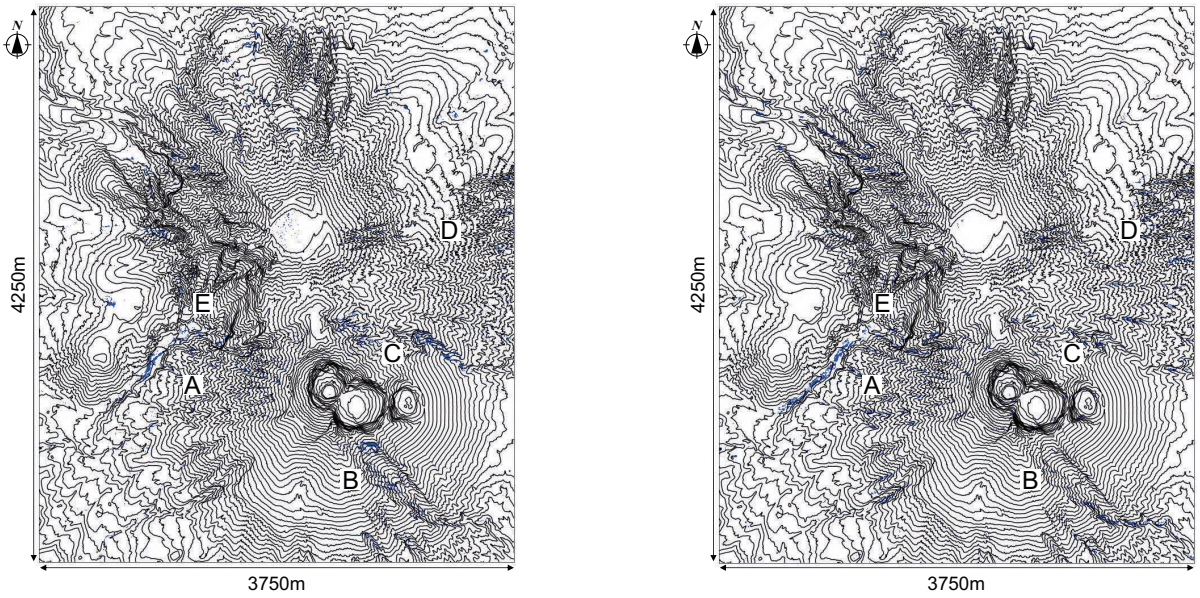
図-10 は平成 29 年から平成 30 年におけるテストデータと構築された ANN による予測結果の比較を示している．全体的な傾向としては，テストデータを用いた場合も，渓流沿いの急斜面での侵食は表現できているが，地点 F 周辺における侵食傾向を全く表現できていないことがわかる．これは，平成 28 年頃から地点 G の昭和火口の火山活動が弱まったことが原因であると考えられる．平成 28 年以前は昭和火口が頻繁に噴火していたことで，地点 F 周辺は多量の土砂が供給されており堆積傾向にあった．しかし，平成 28 年以降は昭和火口の活動が弱まったことで，土砂の供給がなく地点 F 周辺は侵食傾向が非常に強くなった．それにも関わらず，本研究では，平成 24 年から平成 28 年までのデータを学習データとして用いたため，平成 28 年以降に地点 F 周辺で侵食が強まったことを ANN が学習しておらず，このような解析結果になったと考えられる．この結果から，今後は火山活動の履歴も考慮した学習データを適用してモデル化を行う必要があることがわかった．

５．まとめ

本研究では，桜島における地形的特徴と侵食傾向の関係について分析し，ニューラルネットワークを用いて侵食発生場所を予測するためのモデルの構築を試みた．得られた知見を以下に示す．

(1) 7 年分の DEM データを用いて地形的特徴と侵食傾向の関係について分析した結果，傾斜が急な地点やラプラシアンがマイナスの地点は侵食傾向が強いことがわかった．ラプラシアンがマイナスの地点に関しては，遷急線が影響していると考えられる．

(2) ANN によって構築された予測モデルを用いると，渓流の付近で侵食される地点が多いという全体的な傾向は表現できるが，地点によっては学習データを表現できない地点もあることがわかった．



(a)　学習データ(ラベル)　　(b)　予測結果

図-8　学習に用いたラベルと予測結果の比較

(3) 学習データと ANN による予測結果に違いが生じた理由として，地質情報の影響が大きいことが考えられる．今後は，地形情報だけでなく地質情報も学習させた ANN モデルの構築が必要である．

(4) 火山活動の履歴を考慮せずに学習データとテストデータを分割すると，実現象を表現できないモデル化になることがわかった．

謝辞：本研究を実施するにあたって，国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所には航空レーザー測量のデータをご提供いただいた．ここに記して感謝の意を表します．

参考文献

1) 山下祐一，石川芳治，草野慎一：土石流発生源の崩壊地の土質特性，新砂防，Vol.44，No.5，pp.19-25，1992.
2) 地頭薗隆，下川悦郎：桜島における火山活動が土石流・泥流の発生や流出に及ぼす影響，新砂防，Vol.43，No.6，pp.9-15，1991.
3) 皆川淳，島田徹，永田直己，金崎裕之，永谷圭司，羽田靖史，糸山国彦：ドローンを用いた火山噴火時の土石流予測システム，砂防学会誌，Vol.72，No.6，pp.63-66，2020.
4) 檜垣大助，李学強，林郁真，鄒青穎，木村誇，林信太郎，佐藤剛，後藤聡：阿蘇火山の降下テフラ被覆斜面における豪雨による斜面崩壊の発生場の地形条件，日本地すべり学会誌，Vol.56，pp.218-226，2019.
5) 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 地すべりチーム：土木研究所資料 地すべり地における航空レーザー測量データ解析マニュアル，土木研究所資料，No.4150，2009.
6) 佐藤丈晴，中島翔吾：大規模崩壊の兆候となる微地形の抽出方法―天川村における評価事例―，日本地すべり学会誌，Vol.52，No.3，pp.141-145，2015.
7) 今村遼平：地形工学入門，鹿島出版会，2012.
8) Francois Chollet：Python と Keras によるディープラーニング，マイナビ出版，2019.
9) 産業技術総合研究所 地質調査総合センター：日本の活火山，桜島火山地質図（第 2 版），https://gbank.gsj.jp/volcano/Act_Vol/sakurajima/map/volcmap01.html.

（2020. 7. 1　受付）

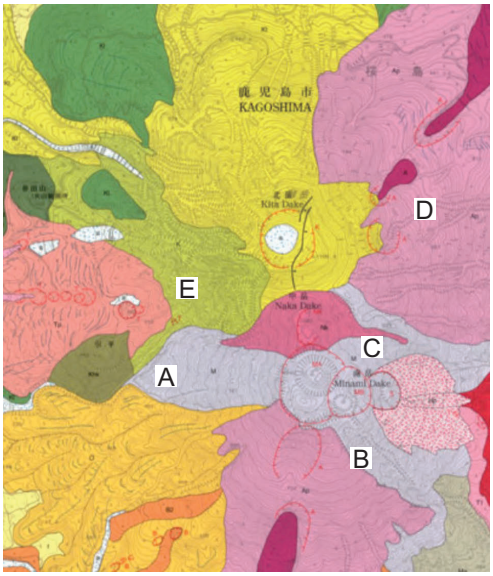
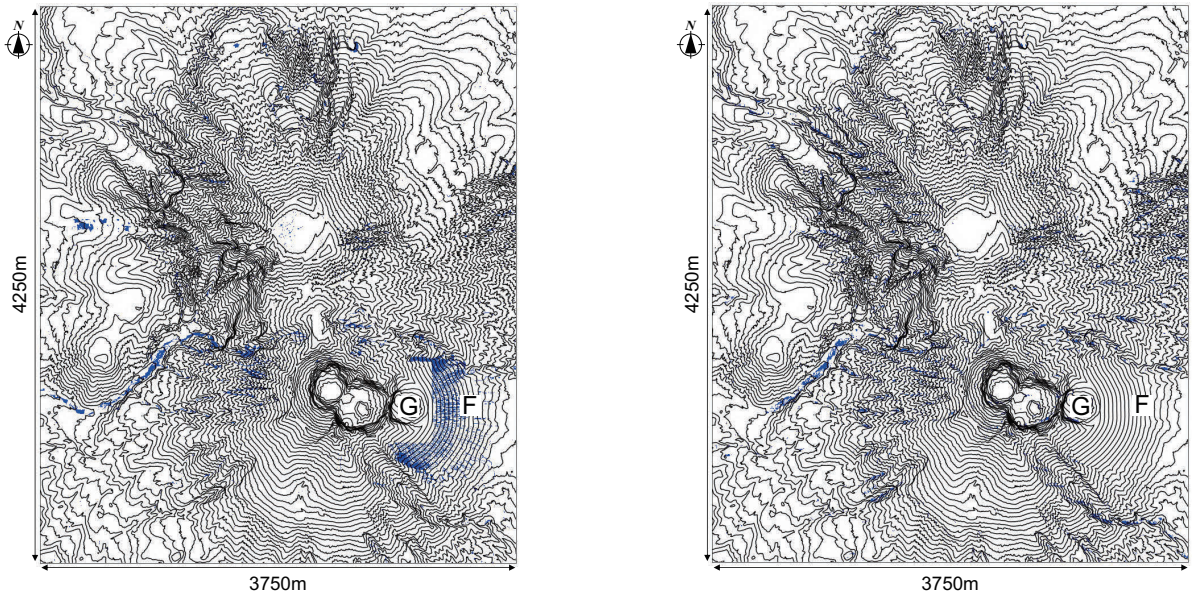


図-9　桜島火口付近の地質図



(a)　テストデータ(ラベル)　　(b)　予測結果

図-10　学習に用いたラベルと予測結果の比較

斜面崩壊における粒状体個別要素法の実業務への適用検討

STUDY OF APPLICATION OF GRANULAR DISTINC ELEMENT METHOD IN SIMULATION OF SLOPE FAILURE

中川 光雄[1]
Mitsuo NAKAGAWA

[1]株式会社　地層科学研究所（〒532-0011 大阪市淀川区西中島 5 丁目 7-19）
E-mail: nakagawa@geolab.co.jp

***Key Words**: slope failure, granular distinct element method, laboratory test, contact model, coordination number*

1. はじめに

土砂災害が発生した場合の土砂の運動特性や到達範囲を予測し対策を計画することは，人命の危険を回避し交通基盤の安全性を確保する上で重要である．これらを力学的に予測する方法の１つに数値シミュレーションがある．一口に土砂災害と言ってもその発生形態は多岐に渡り，土塊がほぼ原形を留めて運動し移動速度が緩慢な地すべりに対しては，大変形連続体解析の適用事例(例えば1)が見受けられる．一方で，個別の岩塊が原型を留めて崩落する落石や岩盤崩壊に対しては，ブロック体個別要素法解析の適用事例(例えば2)が見受けられる．斜面崩壊は，地層や表土が滑落してほぼを原型を留めない状態となることを指す場合が多く，道路土工[3]では大規模崩壊と表層崩壊に分類されている．著者は表層崩壊を対象とした粒状体個別要素法の適用を過去に発表[4]している．

これまでにも斜面崩壊を対象とした数値シミュレーションに粒状体個別要素法が適用された事例は幾つか見受けられる．村上ら[5]は，新潟県中越地震での被災斜面を対象として，流れ盤斜面では大規模崩壊，受け盤斜面では表層崩壊が得られるシミュレーションを実施している．今田ら[6]は，2016年熊本地震での被災斜面を対象として，シミュレーションで得られた土塊形状の変化や流速から，事前に仮定した土塊のせん断強度（粘着力，摩擦係数）の妥当性を考察している．森口ら[7]は，土砂流動実験の再現解析を通して，粒子形状や粒子間接触パラメータの変化を試行の対象として土砂流動の相違を考察している．粒状体個別要素法では，堆積土砂を粒子集合体と考えて，微視的な粒子個々の相互作用を解くことによってその巨視的な崩壊土砂の運動挙動を再現しようとするものである．因って，崩壊後に移動する土砂が原形を留めず，複数に分岐することもある状況を考えると，挙動を構成則で制御する連続体解析の適用に比べて，このような解析手法の適用には優位性があると思われる．

さて，先に示した報告例は原地盤が対象だが，微視的情報，すなわち，粒子自体の属性や接触パラメータの感度分析などに主眼が置かれおり，パラメータから議論がスタートして試行検討の対象となっている．しかしながら，原地盤がどのような地盤物性（変形係数，ポアソン比，質量密度，間隙率，粘着力，内部摩擦角，など）を有するのか，それに対してどのような粒子間接触モデルを適用し，どのようにパラメータを決定したのか，については明瞭に示されていない．他の既往検討も同様の傾向を示す現状から，現場を対象とする実業務で粒状体個別要素法を適用することは困難だと推測される．

一般に，対策工設計などの実業務においては，室内試験実施の有無に関わらず，上述した地盤物性は調査設計の段階で用意されることが多い．因って，粒状体個別要素法を少しでも設計業務等で利用するには，原地盤の地盤物性から粒子間接触モデルのパラメータを合理的，かつ，比較的簡易に決定できるシステムの構築が必要である．そこで本報では，室内試験の供試体が原位置から採取されることを前提として，粒状体個別要素法による室内試験シミュレーションを事前に実施して崩壊対象となる地層や表土の粘着力や内部摩擦角を表現する粒子間接触パラメータを求め，これを斜面崩壊シミュレーションの解析モデルに適用する方法を取る．さらに，前者の粒子集合体の粒子構造と配置が後者のそれと同等となるよう後者の解析モデルを構築する．本報では，これら２つを必須項目として実施すれば，斜面崩壊シミュレーションに対して原位置地盤の力学特性が反映されると考える．

次章以降では，まず，粒状体個別要素法の基本概念と

粒子間接触モデルの概要を述べる．次に，斜面崩壊のうちの表層崩壊を対象として，地質の異なる崩壊土砂（粘性優位，砂質優位）に対して前述の必須項目を実施し，２次元シミュレーションの結果より得られた運動特性の相違を整理した．最後に，崩壊土砂の斜面横断方向への広がりを表現できる３次元表層崩壊シミュレーションの事例を示す．解析プログラムはPFC ver 6（米国，Itasca社製）を用いた．

2. 粒状体個別要素法と粒子間接触モデル

(1) 粒状体個別要素法の概要

粒状体個別要素法とは，剛体円盤（２次元）や剛体球（３次元）を粒子要素として，対象材料をこれらの集合体でモデル化し，ミクロな粒子要素間の力学挙動を解くことによりマクロな集合体全体の挙動を得る数値シミュレーションである．ここで粒子要素は**図-1 (a)**に示すように土粒子１つを表すのではなく，ある程度の大きさの塊を表すものと考える．粒子要素は並進および回転の運動方程式を差分法で解くことにより時々刻々と移動し，大変形から崩壊やそれに伴う土砂移動の過程を追跡することができる．２つの粒子要素が**図-1 (b)**のように接触したと判定された時には，粒子要素円周上の接触点の位置に**図-2**に示すような粒子間接触モデルが自動的に発生する．２つの粒子要素が離反して非接触となれば，接触モデルは自動的に消失する．他の高度な接触モデルにおいてもこれらは基本構成要素として用いられる．

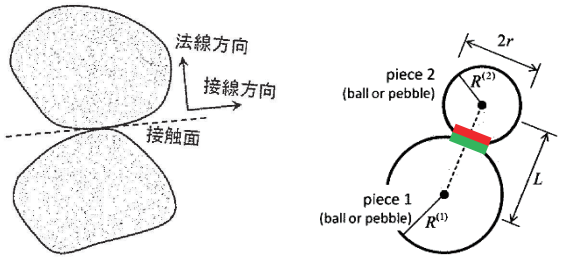
(2) 粒子間接触モデル

a) バネ剛性分布

地盤の変形特性として一般に，変形係数Eとポアソン比νが与えられる．しかしながら，粒状体個別要素法における変形特性は接触点において面積の概念が無い垂直バネとせん断バネで表現される．そこで本報では，**図-1 (b)**に示すように，接触面積$A=2rt$ ($r=\min(R^{(1)},R^{(2)})$ ($t=1$)) を定義して，軸方向剛性AE/Lを垂直バネ剛性k_n，せん断バネ剛性$k_s=k_n/\nu$と定義して，変形係数Eとポアソン比νから粒子間パラメータであるk_n, k_sを評価する．粒径が分布する粒子集合体においてk_n, k_sそれぞれに単一の数値を与える既往の方法とは異なり，本報では粒径に応じた垂直バネ剛性とせん断バネ剛性を分布させることができる．

b) 固着強度

堆積土砂の粘着力を表現するには粒子間に固着を導入する必要がある．粘着力を有する土砂や地盤に対する粒子間接触モデルとして，従来からParallel Bondモデル[8]が用いられてきた．このモデルは，粒子間の仮想接触面で応力とモーメントを伝達するため，接触面に粒子間せん断強度と粒子間引張強度を与えると，粒子集合体，すなわち，堆積土砂のせん断強度（c, φ）が表現できる．ただし，このモデルは粒子間の接触応力が強度に到達した時点で即時に強度を消失する脆性的な特性を有する．そこで本報では，強度超過後も強度低下を表現できるようにParallel Bondモデルを拡張した**図-3**に示すSoft-Bond接触モデル[9]を適用する．このモデルは，**図-4**に示すように，粒子間垂直応力が引張の状態にある時，接触引張強度（σ_c^{sb}）超過後の強度低下の程度は，破壊強度（$\sigma_c^{sb}\gamma$；γは破壊強度係数）と強度低下勾配（k_n/ξ ；ξは強度低下勾配係数）によって決定され，破壊強度（$\sigma_c^{sb}\gamma$）に到達した時点で固着は消失する．ここで，破壊強度係数（γ）と強度低下勾配係数（ξ）のそれぞれを変動させた場合の



(a) 土塊粒子の接触　　(b) 粒子要素の接触

図-1 粒子・粒子要素の接触

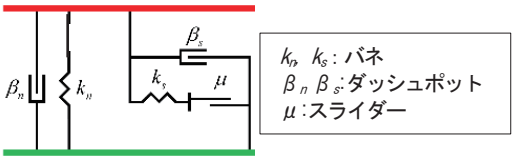


図-2 線形接触モデル（赤線と緑線は図-1 (b)に対応）

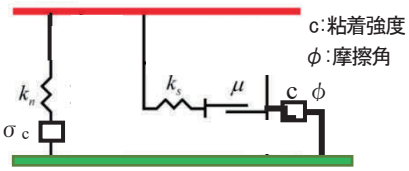


図-3 Soft-Bond 接触モデル(赤線と緑線は図-1 (b)に対応)

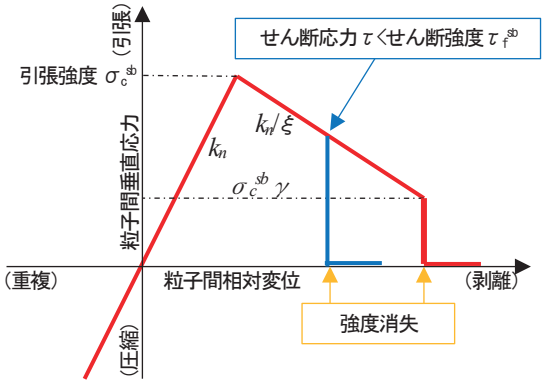
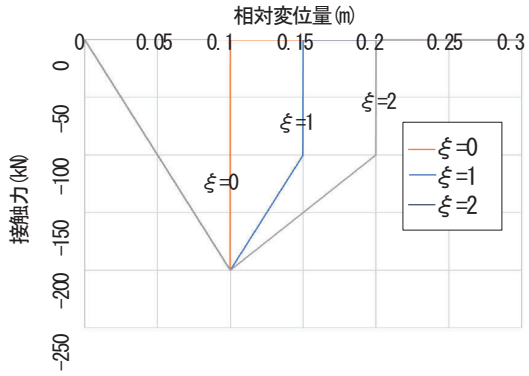
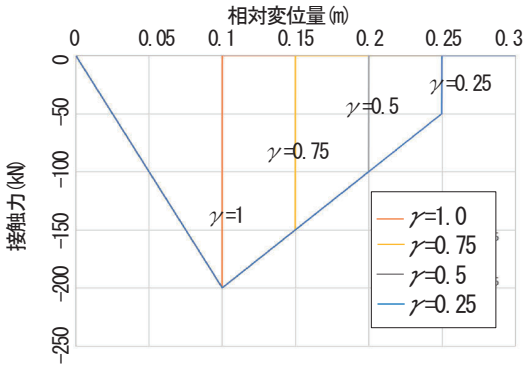


図-4 Soft-Bond 接触モデルの垂直応力-相対垂直変位関係



(a)　ξの相違（γ=0.5の場合）



(b)　γの相違（ξ=2の場合）

図-5　主要パラメータ（ξ，γ）の相違による強度低下の相違（接触力：引張は負で表示）

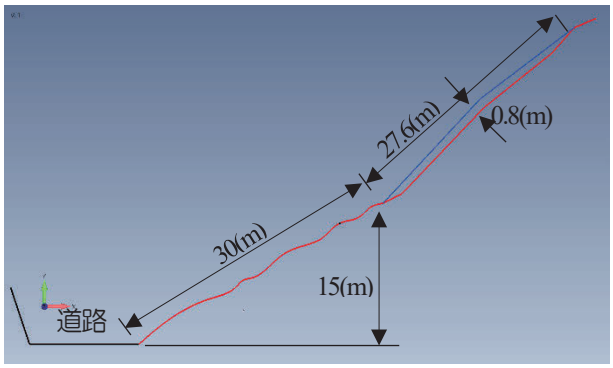


図-6　モデル化対象斜面（青線：崩落土砂の表面）

表-1　崩壊土砂（シルト質砂礫）の物性値

変形係数 E (kN/m²)	ポアソン比 ν	乾燥密度 ρ (kg/m³)	間隙率 n (%)	粘着力 C (kN/m²)	内部摩擦角 φ (deg)
50	0.30	1900.0	15.0	30	20.0

表-2　検討ケース

ケース	粘着力 C (kN/m²)	内部摩擦角 φ (deg)	地層名
1	30	20.0	未固結（粘性）
2	15	30.0	未固結（摩擦性）
3	50	25.0	軟岩

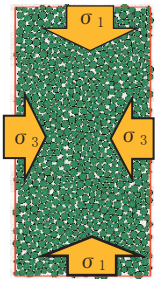
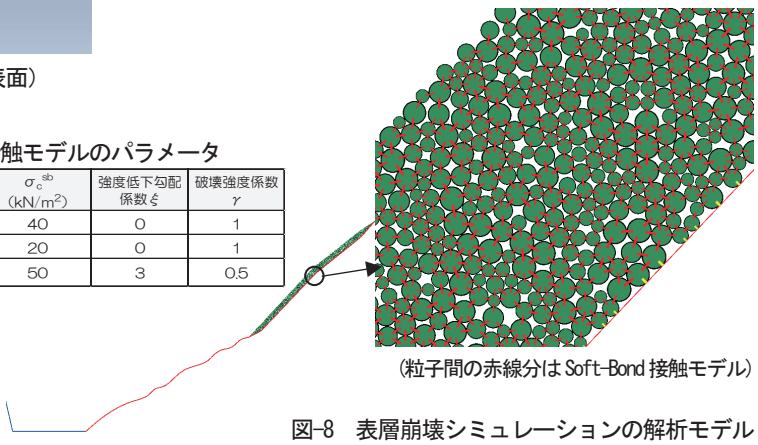


図-7　二軸圧縮試験シミュレーション

表-3　Soft-Bond 接触モデルのパラメータ

ケース	τ_f^{sb} (kN/m²)	σ_c^{sb} (kN/m²)	強度低下勾配係数 ξ	破壊強度係数 γ
1	100	40	0	1
2	100	20	0	1
3	150	50	3	0.5



(粒子間の赤線分は Soft-Bond 接触モデル)

図-8　表層崩壊シミュレーションの解析モデル

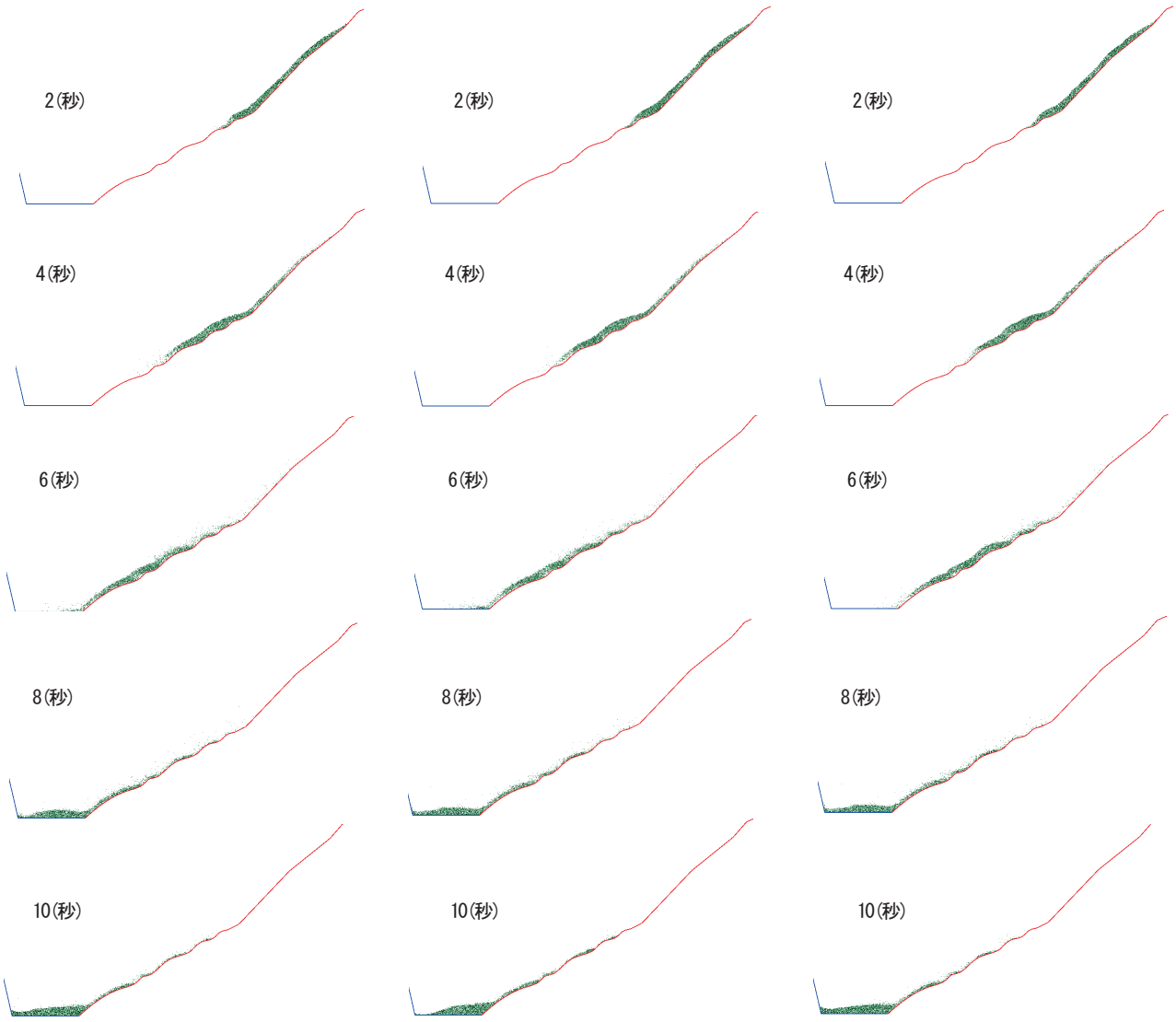
接触力と相対変位の事例を**図-5**に示す．これより２つのパラメータの組み合わせにより，強度低下の相違をモデル化できることが分かる．ちなみに，ξに0，γに1を与えた場合は，Parallel Bond接触モデルに該当する．

３．表層崩壊シミュレーション

佐々木[10]は，国内における土砂災害の中で少なからず発生する表層崩壊の定義について，「表層部が原型をとどめず崩落するものをいう．一般に急傾斜地によくみられ，その崩落速度は速い．強風化岩，崩積土に多く，豪雨等によって引き起こされることが多い．」と述べている．堆積の幅や長さが数十m～数百mと広範囲な割には土層深が数十cm～数百cm程度と極めて薄く，上述した崩落時の運動特性から，これを連続体でモデル化することは極めて困難であると思われる．そこで本報では，粒状体個別要素法を適用し，シミュレーションの結果より堆積土砂が有する粘性（固着）の相違が崩落時の運動特性に及ぼす影響を整理した．

(1) 対象斜面の概要と検討ケース

対象斜面を**図-6**に示す．崩壊土砂の土層深は最大80(cm)，長さ27.6(m)に渡る．堆積の下端より15(m)下には供用中の自動車道が存在し，土砂が30(m)下に移動すれば路面に到達する状況にある．崩壊土砂は原位置調査により**表-1**に示した物性値が得られており，シルト質な砂礫（未固結）である．本報では，粘性優位と摩擦性優位の場合の崩壊挙動を比較検討するために，変形特性を



(a) ケース１（未固結/粘性）　(b) ケース２（未固結/砂質）　(c) ケース３（軟岩）

図-9　表層崩壊の過程（2次元シミュレーション）

一定とした上で，粘着力と摩擦角が異なる**表-2**に示した全３ケースを実施した．

(2) 二軸圧縮試験シミュレーション

表-2に示した各ケースにおいてSoft-Bond接触モデルのパラメータを決定するために，**図-7**に示す二軸圧縮試験シミュレーションを実施した．ここで，土層深80(cm)に対して粒子要素が深さ方向に15個～20個程度を配置できれば崩壊土砂の移動が良好に表現できると考えて平均粒径を5(cm)とした．また，間隙率15(%)を実現できる最小粒径に対する最大粒径の比は2.0（最小粒径3.3(cm)～最大粒径6.7(cm)）として，粒子要素の重心位置と粒径を乱数で分布させた．各ケースに対して得られたSoft-Bond接触モデルのパラメータを**表-3**に示す．

(3) 崩壊土砂のモデル化

a) 供試体モデルと崩壊土砂モデルの力学的等価性

図-7に示した供試体領域における粒子集合体と**図-6**に示した斜面に与える堆積土砂の粒子集合体は，力学特性に等価であることが望まれる．このために，**表-3**に示したパラメータを堆積土砂の粒子集合体に適用する．さらに，粒径分布や間隙率に基づく粒子の構造・配置を両者間で同等とするため，これらを表す指標である配位数（１つの粒子あたりの接触点数）[11]に着目し，供試体と堆積土砂の平均配位数が同等となるよう堆積土砂をモデル化する．ここで，供試体の平均配位数は，4.1である．

b) 表層崩壊シミュレーションの解析モデル

表層崩壊シミュレーションの粒状体個別要素法による解析モデルを**図-8**に示す．作成要領は，まず，**図-7**に示した供試体領域の粒子集合体を**図-6**の赤ラインと青ラインで囲まれた堆積領域にコピーする．次に，重力加速度を載荷して静的平衡状態を得る．これを崩落前の初期状

態とする．平均配位数は4.2となり，重力加速度を載荷したことにより粒子配置が若干変化したものと思われる．しかしながら，変動が2%程度と微小であるため，粒子構造における等価性はほぼ実現されていると考える．尚，崩壊土砂の移動では，強度消失により離反して再接触した粒子要素の固着は再度有効化させた．

(4) 表層崩壊シミュレーションの結果

a) 崩壊土砂の運動特性

シミュレーションは，時間増分Δt=6.831e-5(秒)を繰り返すことにより時間の経過を表現する．**表-3** に示した検討ケースにおいて崩壊土砂が移動する 10 秒までの過程を**図-9** に示す．堆積長さに対して層厚が薄いためケースごとの相違を検出するのは容易ではないが，２秒から６秒あたりまでの崩壊挙動に着目すると，ケース２はケース１と比較して土砂の堆積膨張や粒子の飛散が大きく，粒子間の固着の程度の相違が運動特性に反映されているものと思われる．また，４秒あたりの挙動に着目すると，３つのケースの中ではケース３が最も原型からの崩れが少ないことから，摩擦角が他ケースの中間の大きさであっても軟岩としての粘着力，すなわち，粒子間固着の効果が反映された結果であることが伺える．下方へ移動する際は，斜面の凹凸に繰り返し衝突するため，どのケースも８秒以降は原型を留めなくなる傾向にある．

b) 崩壊土砂の変位と速度の時刻歴

崩壊土砂の経過時間に伴う合成変位の進展状況を**図-10**に示す．図中に示した堆積上部の１粒子要素（上部点）と堆積下部の１粒子要素（下部点）を対象として，各ケースを比較した．3秒までは全てのケースにおいて上部点と下部点の変位増加は同程度であるが，3秒以降は異なった傾向が見られる．ケース１とケース２は，下部点に比べて上部点の変位が大きい．これは，上部土砂が最終的には下部土砂に接近したことを示す．ケース３は上部点と下部点の進展が同程度である．これは，上部土砂と下部土砂がほぼ同じ速度で運動したことを示す．これらのことは，速度の進展状況を示す**図-11**からも確認できる．すなわち，ケース１とケース２は，3秒以降，下部点に比べて上部点の速度が大きい．これに対して，ケース３は上部点と下部点が同程度の速度を示している．これより，他のケースよりも粘着力の大きい軟岩は比較的原型を留めて移動したことが伺える．

c) 道路への堆積土量

道路面に堆積した土量の経時変化を**図-12**に示す．これより，ケース１とケース２においてはあまり差は見られない．ケース３の堆積の進展は他のケースよりも時間的に遅れが見られる．これは，粘着力の効果によるものと思われる．

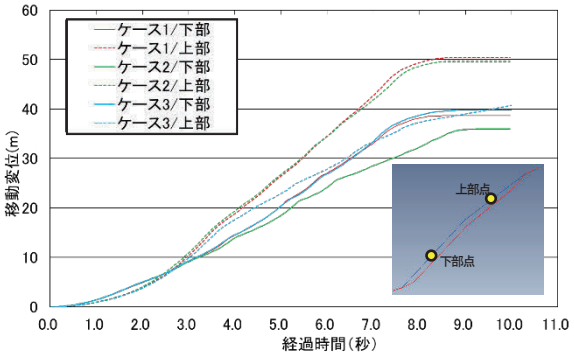


図-10　崩壊土砂/変位の時刻歴

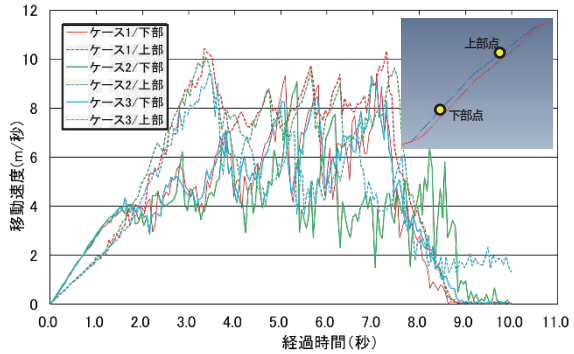


図-11　崩壊土砂/速度の時刻歴

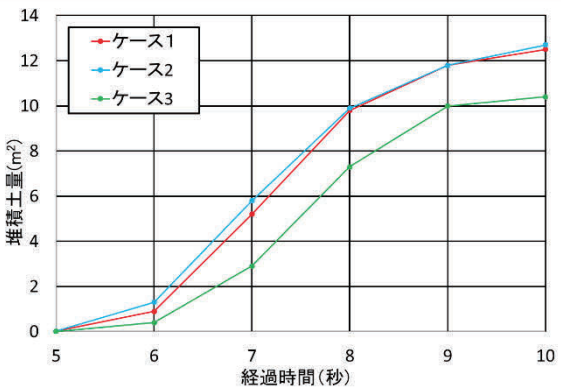


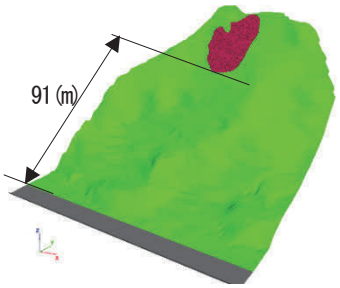
図-12　道路面に堆積した土量の経時変化

4．3次元表層崩壊シミュレーション

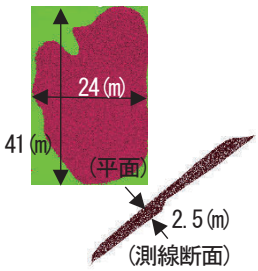
交通基盤等を対象とした対策工設計の視点に立つと，前章で示した２次元シミュレーションでは，崩壊土砂が斜面横断方向にどの程度の広がりをもって保全対象に到達するかを予測することはできない．本章では，表層崩壊シミュレーションを３次元で実施した事例を示す．

(1) 現場と解析モデルの概要

対象斜面の解析モデルを**図-13**に示す．崩壊土砂の土層深は最大270(cm)である．堆積の下端より50(m)下には供用中の自動車道が存在し，土砂が90(m)移動すれば路面に到達する状況にある．原位置の調査から得られた崩壊土砂の物性値を**表-4**に示す．**図-14**に示す三軸圧縮試験シミュレーションでは，平均粒径10(cm)，最小粒径に



(a) 解析領域



(b) 崩壊土砂の形状寸法

図-13　モデル化対象斜面（3 次元シミュレーション）

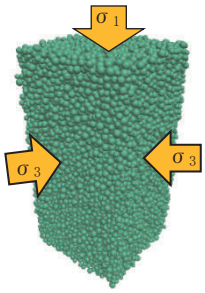


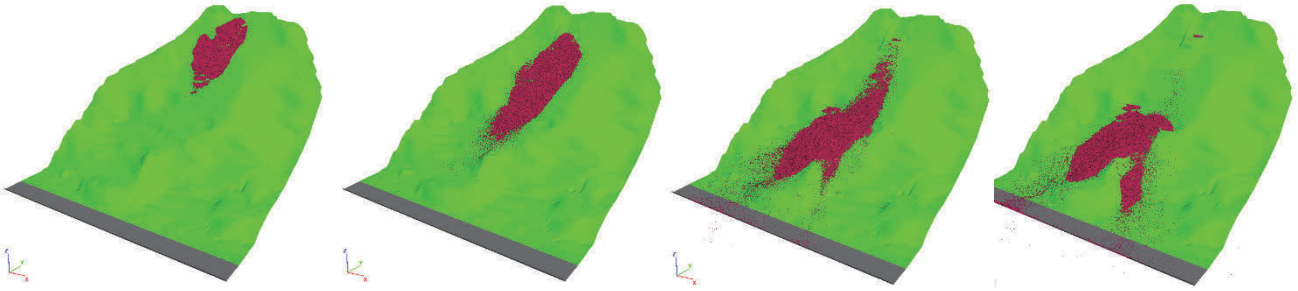
図-14　三軸圧縮試験シミュレーション

表-4　堆積土砂の物性値

変形係数 E (kN/m²)	ポアソン比 ν	乾燥密度 ρ (kg/m³)	間隙率 n (%)	粘着力 C (kN/m²)	内部摩擦角 φ (deg)
50	0.30	1900.0	15.0	35	25.0

表-5　Soft-Bond 接触モデルのパラメータ

τ_f^{sb} (kN/m²)	σ_c^{sb} (kN/m²)	強度低下勾配係数 ξ	破壊強度係数 γ
155	35	3	0.5



3 秒時　　7 秒時　　12 秒時　　16 秒時

図-15　表層崩壊の過程（3 次元シミュレーション）

対する最大粒径の比は2.0とした．これより得られたSoft-Bond接触モデルのパラメータを**表-5**に示す．**図-14**に示した供試体領域の平均配位数は10.2，**図-13**に示した崩落前の堆積土砂の平均配位数は9.7である．ここでも，その変動が5%程度と微小であるため，粒子構造における等価性はほぼ実現されていると考える．また，強度消失により離反し再接触した粒子要素の固着は再度有効化させた．

(2) 表層崩壊シミュレーションの結果

堆積土砂が道路に到達する16秒までの過程を**図-15**に示す．7秒程度までは先端部の乱れを除き土砂は全体として固結を維持した状態で移動している．12秒以降は斜面の凹凸による地形の影響を繰り返し受けて土砂周辺部より粒子要素の多くは強度消失により離反し，二股に分岐して移動する結果が得られた．これより，道路では約100 (m) に渡る区間が対策工の対象になると思われる．

4．おわりに

本報告は，斜面崩壊による土砂の運動特性や到達範囲を粒状体個別要素法を用いて予測する際，原位置試験や調査から一般的に得られる地盤物性に基づいて粒子間接触モデルのパラメータ，および，粒子構造の配置を合理的に決定する一連のシステムを示した．今後は，実際の被災現場に適用し，本提案の妥当性を検証する．

参考文献

1) 中川光雄・山田正雄：有限差分法・大変位解析による地すべりシミュレーションの適用性，地すべり，第 44 巻，第 6 号，pp337-384, 2008.
2) 中川 光雄，山田 正雄，中谷紀行，近重朋晃：合理的な接触判定法に基づく 3 次元個別要素法による落石・岩盤崩落シミュレーション，地すべり学会誌，Vol.47, No.3, pp.147-154, 2010.
3) 道路土工　のり面・斜面安定工指針，㈳日本道路協会，1999.
4) 中川光雄，池田泰之，山　真典，谷口拓也：斜面表層崩壊の土砂到達予測における粒状体個別要素法解析の適用，土木学会第 69 回年次学術講演会，pp.555-556, 2014.
5) 村上貴志，村上　章：DEM による地質構造の斜面崩壊形態への影響検討，第 41 回地盤工学研究発表会講演集，pp.2105-2106, 2009.
6) 今田耕太郎，赤木寛一，齋藤　亮，桐山貴俊：DEM を用いた熊本地震による南阿蘇村立野地区の斜面崩壊解析，土木学会第 73 回年次学術講演会，pp.589-590, 2018.
7) 森口ら：個別要素法による土砂流動解析の計算条件に関する一考察，土木学会第 71 回年次学術講演会，pp.127-128, 2016.
8) D. O. Potyondy and P. A. Cundall, 'A bonded-particle model for rock" *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol.41,* pp1329-1364(2004).
9) Yifei Ma and Haiying Huang, 'DEM analysis of failure mechanisms in the intact Brazilian test', *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol.102*, pp109-119(2018).
10) 佐々木靖人：土層調査による表層崩壊の体系的な調査手順の提案，日本地すべり学会関西支部講演集，pp.1-20, 2012.
11) 前田健一，舘井　恵，福間雅敏：個別要素法を用いた粒子流れの構造と大粒径の浮き上がりマイクロメカニクス，砂防学会誌, Vol.64, pp3-14, 2011.

（2020. 7. 1　受付）

大規模土砂災害における無人航空機を活用した緊急調査の試行的研究

A STUDY OF EMERGENCY SURVEY USING UNMANNED AERIAL VEHICLE OF LARGR-SCALE DISASTERS

荒木 義則[1]・木下 篤彦[2]・秦 雅之[1]・河井 恵美[1]
小竹 利明[3]・山田 拓[3]・柴田 俊[3]・亀井 稔[4]・松岡 和行[4]・南口 由行[4]
Yoshinori ARAKI, Atsuhiko KINOSHITA, Masayuki HATA, Megumi KAWAI,
Toshiaki KOTAKE , Taku YAMADA , Suguru SHIBATA , Minoru KAMEI , Kazuyuki MATSUOKA
and Yoshiyuki MINAMIGUCHI

[1]中電技術コンサルタント株式会社（〒734-8510　広島市南区出汐二丁目 3 番 30 号）
E-mail: araki@cecnet.co.jp
[2]国土交通省国土技術政策総合研究所（近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター）
（〒649-5302　和歌山県東牟婁郡那智勝浦町市野々3027-6）
[3]国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所（〒637-0002　奈良県五條市三在町 1681）
[4]国土交通省近畿地方整備局近畿技術事務所（〒573-0166　大阪府枚方市山田池北町 11-1）

***Key Words**: Large-scale disaster, Landslide dams, Unmanned aerial vehicle, emergency survey*

１．はじめに

近年，我が国では，豪雨や地震に伴う大規模な土砂災害が数多く発生している．中でも，平成 23 年 9 月の台風 12 号による紀伊半島大水害では，紀伊半島各地で大規模な深層崩壊等が発生し，崩壊土砂が河道を閉塞して 17 箇所で天然ダムが形成[1)]された．その一部は上流集落に段波が押し寄せ，あるいは降雨中に満水となり越流・決壊し下流集落が土石流等に見舞われるなどの被害が発生した．台風 12 号に伴う降雨後も決壊せず河道が完全に閉塞した箇所のうち，今後の降雨等で越流・決壊した場合に甚大な被害が生じるおそれのある大規模な天然ダムは，5 箇所（赤谷地区，長殿地区，栗平地区，北股地区，熊野地区）であった[1)]．この 5 箇所は，土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律の一部を改正する法律（平成 23 年 5 月 1 日施行）（以下，「改正土砂災害防止法」という）に基づいた緊急調査[2)]の対象となり，発災後直ちに緊急調査が行われた．

緊急調査の目的は，天然ダムが形成される等土石流による被害が生じる急迫性が高まった状況において，住民の避難行動に資するために，被害のおそれのある区域等の情報を速やかに提供することである．そのため，情報として一定程度の精度を確保した上で，時間をかけずに結果を出し，逐次情報を更新することが重要となる．

緊急調査の実施手順等は，「緊急調査実施の手引き（河道閉塞による土砂災害対策編）平成 23 年 4 月」（以下，「本手引き[3)]」という）に基づいて行われる．本手引きには，区域や時期等の情報を提供するために最低限実施すべき内容が示されており，「Ⅰ．緊急調査着手の判断」，「Ⅱ．初動期における調査」，「Ⅲ．継続監視期における調査」，「Ⅳ．緊急調査終了の判断」の 4 つの段階で調査を行うこととなっている．

現在でも 3 箇所（赤谷地区，長殿地区，栗平地区）は，緊急調査が継続されている．

緊急調査の手法は，緊急災害対策派遣隊（以下，

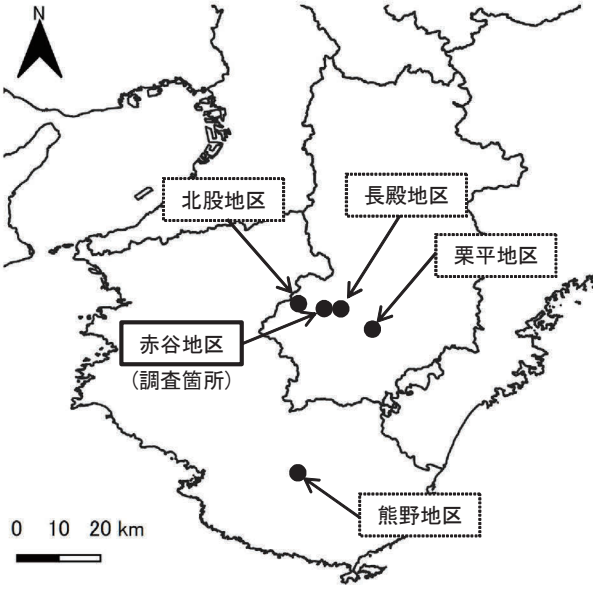


図-1　天然ダムの緊急調査実施箇所と調査箇所位置図

写真-1　天然ダム発生直後の状況（赤谷地区）

表-1　天然ダムにおける緊急調査（初動対応等）の主な課題

項　目	内　容
防災ヘリ調査	・気象条件（曇り等）によっては，出動出来ない． ・防災ヘリからの調査では，天然ダムの越流開始点の判断が難しく，計測誤差が大きい（数ｍの誤差が生じる場合もある）
地上調査	・TEC-FORCE による地上調査は，危険が伴う． ・地上調査では，調査場所・ルートの把握，調査後の結果整理に時間を要する．
解析	・災害直後の航空写真や LP データがあると，緊急調査着手の判断（土石等の高さ 20m以上）や土石流氾濫想定区域の解析（QUAD モデル[6]計算）の精度向上につながる．

「TEC-FORCE」という）等による防災ヘリを活用した上空からの目視調査や現地での地上調査等である．

近年，無人航空機は，カメラや LP 等の各種センサーを搭載できる様々な種類（固定翼，回転翼）の機体等の製品が実用化され，安価で高性能なものが普及し始めており，河川や土砂災害調査での利用が行われている．しかしながら，天然ダム等の大規模土砂災害への適用事例[4]は少ない．

本研究の目的は，**図-1** の位置図に示すように，天然ダムで緊急調査が行われ，現在も調査が継続している赤谷地区（奈良県五條市）を調査対象とし，前述したⅠ～Ⅲの各段階における既往調査手法の課題と解決の方向性を整理すると共に，無人航空機を活用した実現場での実証実験を行い，上空からの調査の有効性を確認することである．また，無人航空機による調査結果を地上の現地調査に活用し，上空調査と地上調査を組み合わせることで，従来よりも迅速かつ安全な緊急調査が行える可能性を示した．

２．天然ダム緊急調査の課題と解決の方向性

天然ダム発災時の緊急調査は，防災ヘリや TEC-FORCE による地上調査等により，**写真-1** に示す赤谷地区のような場所において実施される．ここでは，緊急調査の課題を明らかにするために，紀伊半島大水害の災害対応の記録[1),5)]や災害対応者へのヒアリング等から初動対応やその後の出水イベント等への対応に関する課題を抽出した結果を**表-1** に示す．

表-1 より，防災ヘリは，曇り等の気象条件によっては飛行出来ない場合がある．また，ヘリ搭乗者による携行型レーザ測距儀や GPS を用いた河道閉塞の計測は，越流開始点の判断が難しく，計測誤差が大きくなる場合もあり，操作訓練等の充実が課題となっている．また，発災直後の地上調査には，2 次災害の危険が伴うこと等が指摘されており，緊急調査の迅速性・安全性・正確性の確保が課題と言える．

そこで，これらの課題を解決する方法として，無人航空機や最新の ICT 機器を活用することを試行する．具体的には，気象条件（低層曇等）の影響で防災ヘリが飛行出来ない場合の代替え手段として，無人航空機を活用した広域の現地状況の把握，緊急調査着手の判断，土石流氾濫想定区域の解析のための地形計測，その後の出水イベント等における現場状況の変化の把握等が可能かどうかを確認する．

３．実証実験の概要

2 章の課題と解決の方向性を踏まえ，大規模な河道閉塞が発生した赤谷地区において，複数の機種・機体・センサーを組み合わせた無人航空機による上空からの調査や ICT 機器を活用した初動対応等の有効性を確認するための実証実験を行う．

図-2 に実証実験の概要図を示す．**図-2** より，実証実験は，初動対応等の内容を大きく 3 つのステップに分けて，各ステップにおける調査目的，調査対象，調査項目に対して，調査結果の有効性を確認する．

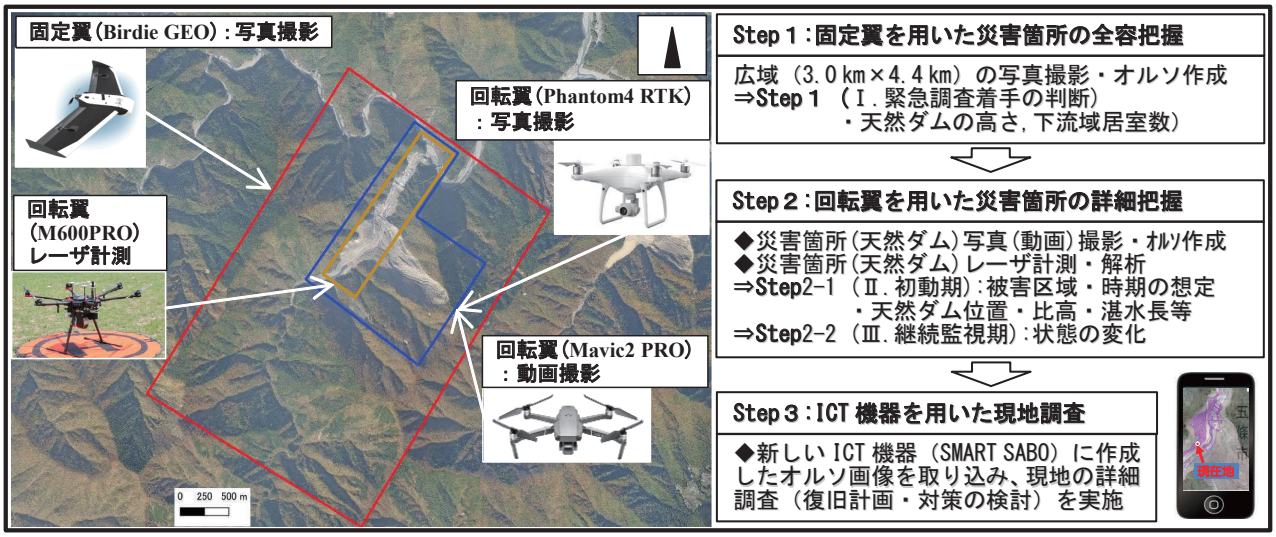


図-2　無人航空機を活用した天然ダムの初動対応等に関する実証実験（概要図：奈良県五條市赤谷地区）

最初の Step1 では，無人航空機（固定翼）を用いた広域調査を行い，天然ダム発生箇所等の全容把握（写真撮影・オルソ作成）により，本手引きの「Ⅰ.緊急調査着手の判断」に必要な天然ダムの高さや河道閉塞箇所の下流域の居室を有する建築物の数を把握できるかどうかを確認する．

次に，Step2-1 では，無人航空機（回転翼）を用いた災害箇所の詳細把握（写真撮影・オルソ作成・レーザ計測・解析）により，本手引きの「Ⅱ.初動期における調査」において，**図-3** に示す天然ダム調査の計測箇所概念図を参考に，QUAD モデル[6]を用いた天然ダム決壊時の氾濫シミュレーションに必要な主なデータ（①天然ダムの位置，②天然ダム比高，③天然ダム下流側水平長，④天然ダム湛水長）を計測できるかどうかを確認する．

Step2-2 では，無人航空機（回転翼）を用いた災害箇所の詳細把握（写真撮影・オルソ作成）により，本手引きの「Ⅲ.継続監視期における調査」において，監視範囲内の状態変化を迅速かつ安全に把握することができるかどうかを確認する．

最後の Step3 では，無人航空機による撮影写真を使って作成したオルソ画像を有効活用し，現地調査用の ICT 機器（モバイル端末用アプリケーション：SMART SABO[7]）に取り込んで現地調査を行うことで，天然ダムを対象とした現地の詳細調査の迅速性及び安全性を向上させることができるかどうかについて確認する．ここで，SMART SABO とは，土砂災害発生後の TEC-FORCE による土石流危険渓流の緊急点検を迅速かつ安全に遂行するための効率化ツールとして開発されたものである．

実証実験では，スマートフォン（携帯端末）に「SMART SABO」のアプリをインストールしたものを

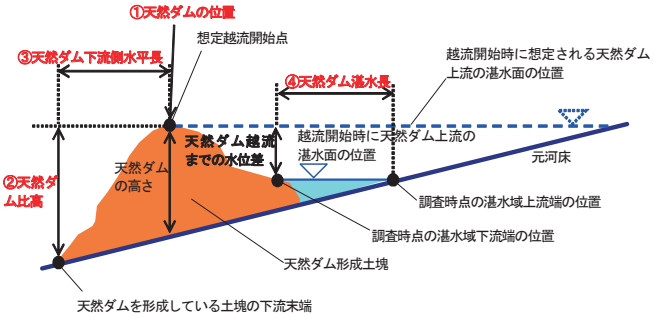


図-3　天然ダム調査の計測箇所概念図

ICT 機器として利用した．本アプリは，地理院地図，航空写真，CAD 図面等を背景図として取り込むことができるため現場での現在地確認，目的地までのナビゲーション，移動軌跡（トラックログ）の自動記録，災害対策本部との情報共有等の各種機能[7]を有している．

4．実証実験の結果

(1) 緊急調査着手の判断

Step1 の固定翼（Birdie GEO）を用いた広域調査（撮影高度一定：海抜 1,648m，対地高度：1,000m，地上解像度：140mm，撮影範囲：3.0km×4.4km）の結果を**図-4** に示す．**図-4** は，5 回のフライトで約 950 枚の撮影した写真を使って PPK（Post Processing Kinematic：後処理キネマティック）方式で位置情報を取得し，sfm 解析により作成したオルソ画像を示したものである．今回の実証実験では，赤谷地区の約 10 倍程度の広さを撮影でき，天然ダムや周辺の崩壊地を含む災害箇所周辺の全容を把握することができた．また，オルソ画像を拡大表示することで居室を有する建築物の数を確認することができた．

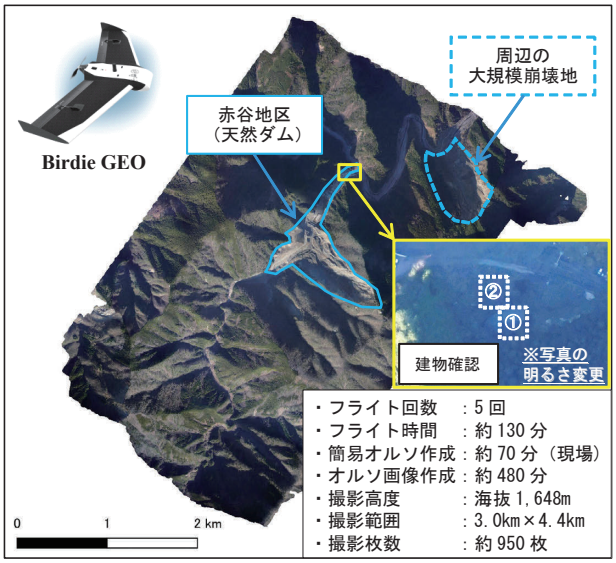


図-4　固定翼を用いた災害箇所の全容把握（Step1）

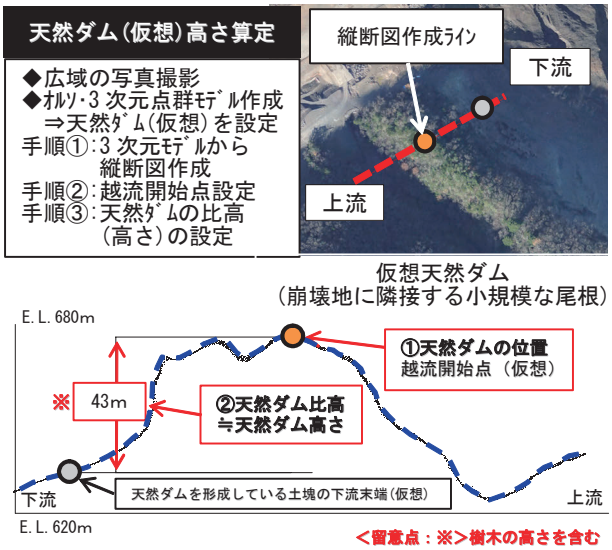


図-5　固定翼を用いた天然ダム（仮想）高さの算定（Step1）

次に，前述の解析で作成した 3 次元点群モデルを用いて，仮想天然ダム（本実験では崩壊地に隣接する小規模な尾根部）を設定し，天然ダムの概略形状（天然ダムの高さ等）を推定した結果を**図-5** に示す．**図-5** より，仮想天然ダムの位置（越流開始点），高さ（約 43m）を推定することができた．

無人航空機（固定翼）を用いた広域調査は，調査開始から緊急調査着手の判断に必要な計測結果の算出までを 1 日以内で迅速に対応できることから，防災ヘリによる調査が出来ない場合の代替え案として，「Ⅰ.緊急調査着手の判断」に利用可能と考えられる．ただし，撮影写真から作成した 3 次元点群データは樹木の高さを含む形状データであり，地表面データではないことに留意が必要である．また，固定翼の離発着（離陸：手投げ方式，着陸：胴体着陸_直線約 200m）は，本実験では天然ダム内の工事用道路を利

図-6　回転翼を用いた天然ダムの詳細調査（Step2-1）

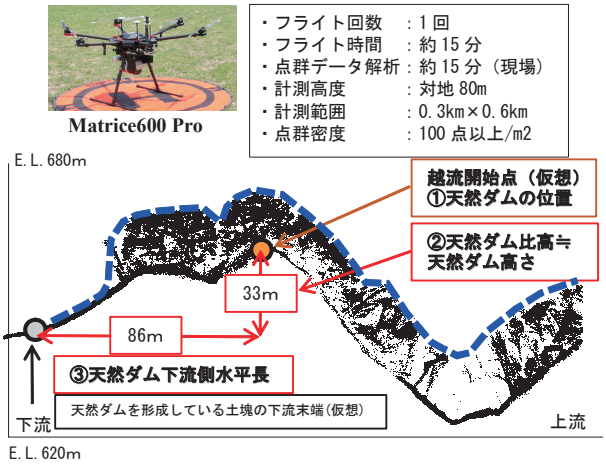


図-7　固定翼を用いた天然ダム(仮想)高さの算定(Step2-1)

用したが，状況に応じて安全な離発着スペースを確保する必要がある．

(2) 初動期における調査

Step2-1（初動期）の回転翼（Phantom4 RTK）を用いた天然ダムの詳細調査（撮影高度一定：離発着地点から対地高度 500m，撮影範囲：1.8 km×2.2 km）は，天然ダムの 2 次災害の影響を受けにくい安全な場所を離発着地点として選定し，自律飛行により静止画撮影を行った．調査結果を**図-6** に示す．**図-6** は，2 回のフライトで約 500 枚の撮影した写真を使用し，sfm 解析により約 240 分の短時間で作成したオルソ画像を示したものであり，天然ダムの湛水長（約 63 m）を計測することができた．

次に，回転翼（Matrice600 Pro）を用いた天然ダ

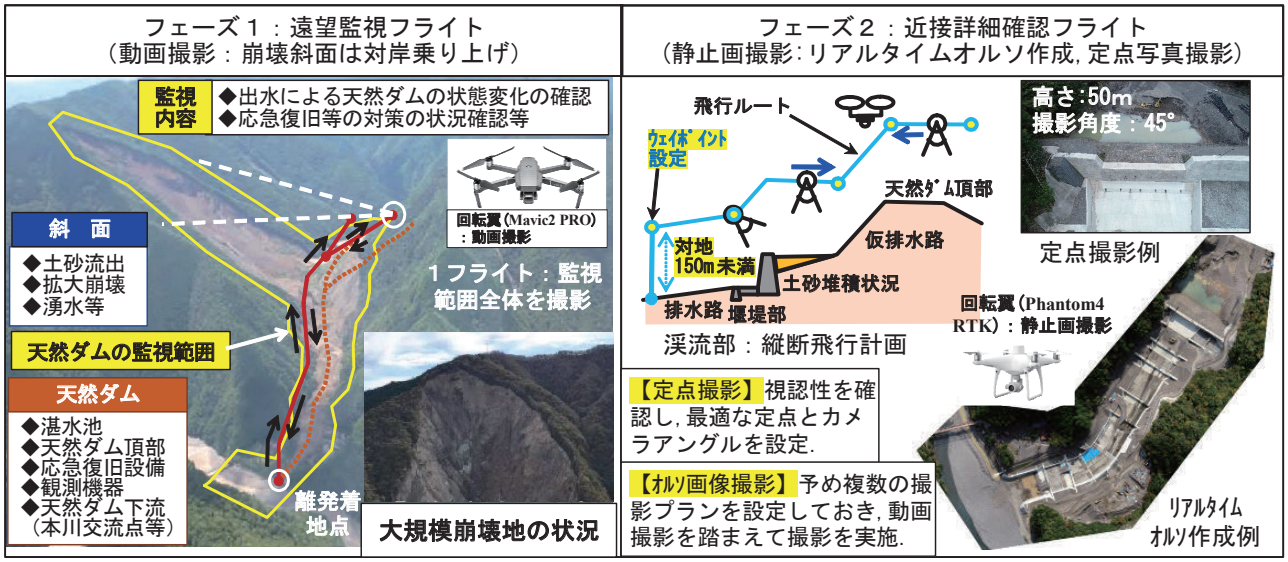


図-8　継続監視期における固定翼を用いた実証実験（概念図と実験結果）

ムのレーザ計測（対地高度：80m，計測範囲：0.3 km×0.6 km，計測誤差：30cm 未満，GCP（調整用基準点）：設置無し）を行った．離発着地点は，前述と同一地点とし，自律飛行により１回のフライトで計測範囲のデータを取得した．取得データを用いて前述した**図-5** と同じ位置の断面を表示した結果を**図-7** に示す．**図-7** より，QUAD モデルによる天然ダムの決壊シミュレーションに必要な主な数値データ（①天然ダムの位置・②天然ダムの比高・③天然ダム下流側水平長）を計測することができた．

無人航空機（回転翼）を用いた天然ダムの詳細調査（写真による状況把握，氾濫想定解析のための地形計測）は，調査から計測までを約１日以内で迅速に対応できることが確認できた．また，従来手法であるヘリ搭乗者による携行型レーザ測距儀や GPS を用いた河道閉塞の計測手法は，ヘリ搭乗者の状況判断に基づくピンポイント的な調査であるのに対して，無人航空機によるレーザ測量は，面的に天然ダムの形状を計測することができるため，氾濫計算に必要なインプットデータの計測精度の向上につながることが期待できる．

(3) 継続監視期における調査

継続監視期の無人航空機（回転翼）を使った調査は，天然ダムの監視範囲内の状態変化を迅速かつ安全に把握する必要があるため，３つの実現すべき目標（①安全な場所から自律航行（全自動）により飛行できること，②1 回のフライトで地区全体の概略状態が把握できること，③概略状態の把握を踏まえた着目箇所について詳細にその変化が把握できること）と２つの監視シナリオ（フェーズ１：遠望監視フライトによる動画撮影，フェーズ２：近傍詳細確認フライトによる静止画撮影）を組み合わせた実証実験を行った．実証実験の概念図及び実験結果を**図-8** に示す．

図-8 より，フェーズ１の遠望監視フライト（使用機体：回転翼 Mavic2 PRO，対地高度：149m，飛行速度：8.3m/s，総飛行距離：約 5.9 km，フライト時間：約 20 分）では，１回のフライトで天然ダムの監視範囲全体を動画撮影し，大規模崩壊地や天然ダム等の状態を確認することができた．特に，大規模崩壊地の撮影は，崩壊地に近づくと画角が狭くなり崩壊地全体が撮影できないため，崩壊地の対岸斜面側から撮影することで画角が広くなり，崩壊地全体を概略把握することが可能となった．

次に，動画撮影の結果を踏まえて，着目すべき箇所に対する近傍詳細確認フライトを行った．砂防堰堤に着目した定点撮影フライト（使用機体：回転翼 Phantom4 RTK，対地高度：149m，飛行速度：8.3m/s，総飛行距離：約 3.8 km，フライト時間：約 15 分）では，高さ（149m，100m，50m）と撮影角度（垂直，斜め 45°）を変化させた試行実験を行い，最適な飛行コースとカメラアングルを設定した．**図-8** には，砂防堰堤の定点写真の事例（高さ：50m，撮影角度：斜め 45°）を示している．

また，同様に砂防施設の整備区間（砂防堰堤，渓流保全工）と本川合流点付近に着目した範囲に対して，オルソ画像の撮影を行った．ここで，オルソ画像の作成は，Phantom4 RTK に付属する機能（撮影と同時にオルソ画像を作成する）を用いることで，リアルタイムでオルソ画像が作成できることを確認した．リアルタイムオルソは，通常の sfm 解析による処理

時間の短縮につながるため，災害対応において有効な手法になると考えられる．しかしながら，この機能は，機体とプロポ（操縦装置）との電波通信環境やプロポ(操縦装置)位置でのネット通信環境が整っていることに留意する必要がある．

(4) ICT 機器（「SMART SABO」：砂防調査・管理効率化ツール）を用いた現地調査

Step3 では，Step2 による無人航空機による上空からの調査結果を有効活用するために，ICT 機器を用いた TEC-FORCE による現地調査を試行実施した．

実証実験では，(2)で作成したオルソ画像を携帯端末に取り込み，初動対応を想定した現地調査を行った．調査結果を**図-9** に示す．**図-9** より，天然ダムの発災前後では，地形が大きく変化することから，既存の地形図や航空写真よりも，発災後の最新のオルソ画像が利用できることの有効性（情報の新鮮度）が確認できた．また，天然ダムは調査範囲が広いため，複数班・複数日にまたがる調査となることが想定される．通常，調査の引継ぎは，調査範囲や内容等を書面等で行う場合が多いが，本アプリを利用すれば，調査ルート（移動軌跡）や撮影写真等が位置情報付きで自動記録され，災害対策本部との情報共有も図れることから，天然ダムの緊急調査において迅速性，効率性，安全性の向上につながること等が確認できた．

5．おわりに

本研究では，天然ダムの緊急調査の各段階（Ⅰ．調査着手の判断，Ⅱ．初動期，Ⅲ．継続監視期）において複数の種類（固定翼，回転翼）からなる無人航空機を活用した実証実験を行い，その有効性を確認した．

具体的には，実証実験結果より，従来手法である防災ヘリの代替え手段として利用できる場面や調査精度の向上につながることが確認できた．また，TEC-FORCE による現地調査と無人航空機による上空からの調査を組み合わせることで迅速性，効率性，調査の安全性の向上につながる可能性が高いことが分かった．このことから，今後の天然ダムにおける緊急調査では，無人航空機を積極的に活用することが望まれる．無人航空機等の技術は，日進月歩であることから，飛行の安全性・信頼性・自動化等の今後の技術開発等により，さらなる機能・性能の向上を期待したい．

最後に，本研究の成果は，実務的な運用に関して「UAV の自律飛行による天然ダムの緊急調査及び被災状況把握に関する手引き，令和 2 年 3 月」[8]としてとりまとめられているため，詳細等については別途参照されたい．

図-9　ICT 機器(SMARTSABO)を用いた現地調査の例（Step3）

参考文献

1) 国土交通省近畿地方整備局企画部企画課：2011 年紀伊半島大水害（国土交通省近畿地方整備局災害対応の記録），pp. 49-52，2014.

2) 国土交通省砂防部：土砂災害防止法の一部改正について（平成 23 年 5 月施行）パンフレット，https://www.mlit.go.jp/river/sabo/sinpoupdf/H23kaisei.pdf.

3) 土木技術資料：「土砂災害防止法の改正」に基づく緊急調査の手引き，53-12，pp. 60-61，2011.

4) 木下篤彦，島田徹，笠原拓造，林栄明，名草一成，小山内良人，村木広和：回転翼型マイクロ UAV を用いた深層崩壊箇所の災害調査，砂防学会誌，Vol. 66，No. 3，pp. 51-54, 2013.

5) 中込淳：平成 23 年台風 12 号による紀伊山地河道閉塞（土砂ダム）対応について，河川，No. 2, pp. 29-38, 2012.

6) 清水武志，内田太郎，山越隆雄，石塚忠範：天然ダムによる土石流想定範囲計算システム（QUAD-L）の開発と 2011 年台風 12 号災害における適用，土木技術資料，54-10，pp. 14-17，2012.

7) 河口幸広，吉村元吾，江角信良，和田紘希，國時正博：土砂災害発生後の緊急点検における SMART SABO の活用，砂防学会誌，Vol. 73, No. 1, pp. 58-61, 2020.

8) 国土交通省近畿地方整備局，大規模土砂災害対策技術センター：UAV の自律飛行による天然ダムの緊急調査及び被災状況把握に関する手引き，2020. 3.

（2020. 7. 1　受付）

輝度の差分映像による斜面崩壊・土石流の検知と降雨・夜間の監視映像の鮮明化

DETECTION OF LANDSLIDE AND DEBRIS FLOW BY BRIGHTNESS DIFFERENCE IMAGES AND CLEARING OF RAINFALL AND NIGHTTIME SURVEILLANVCE IMAGES

柴田俊[1]・小竹利明[1]・山田拓[1]・木下篤彦[1]・中谷洋明[2]・
金澤瑛[2]・海原荘一[3]・井深真治[4]
Suguru SHIBATA, Toshiaki KOTAKE, Taku YAMADA, Atsuhiko KINOSHITA, Hiroaki NAKAYA, Akito KANAZAWA, Soichi KAIHARA and Shinji IBUKA

[1]国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター
（〒649-5302 和歌山県東牟婁郡那智勝浦町市野々3027-6）
[2]国土交通省　国土技術政策総合研究所土砂災害研究部土砂災害研究室
（〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地）
[3]株式会社エイト日本技術開発（〒700-8617 岡山県岡山市北区津島京町3丁目1-21）
[4]株式会社ブレインズ（〒158-0094 東京都世田谷区玉川2-27-8 玉川ビジネスパーク4F）

Key Words : *cctv camera, image analysis, sediment related disasters detection, making image clearer and histogram extension processing*

１．はじめに

国土交通省では，台風時等の警戒体制時に現地状況を確認できるように河川の要所や崩壊箇所，重要な対策施設などの監視のためCCTVの設置台数を増やしている．また，2011年の紀伊半島大水害時では，国土交通省が大規模河道閉塞箇所等について早期にCCTVを設置し，衛星通信等のネットワークにより現地映像を関係者で共有する等[1)]，CCTVの監視映像が災害現場でも活用されてきている．監視映像は現地状況を単に確認するだけでなく，映像データに基づく自動監視は人手不足や省力化，ヒューマンエラーの防止等を解消する有効な手段の１つとして考えられ，道路分野における逆走車両等の自動検知[2)]や，河川水位の検知[3)]等では既に活用されている．研究段階ではあるが砂防分野においても，RGB値のR値とその単位ベクトルに着目した濁水の発生検知[4)]や水位の計測[5)]，MPEG画像の動ベクトルに着目した土石流の検知[6)]，PIVや映像のマッチングによる崩壊検知[7,8)]が検討されているものの，計算負荷量が大きいなどの課題がある．

一方，CCTVの映像は豪雨時における降雨の映り込みや夜間の照度不足により監視映像の品質が低下し，監視対象を視認しにくいケースも多く，CCTVにより土砂移動を検知するためには，まず，映像の品質向上を図る必要がある．そこで，本研究では過去の崩壊や土石流の映像データを基に，計算処理が軽く，モノクロ映像や日照条件等の映像の経時変化に対応できる崩壊・土石流の検知方法と，降雨時や夜間の映像品質の向上を図るための照明方法や画像解析等を試行した．

２．輝度差分映像による崩壊・土石流検知方法

(1) ＣＣＴＶ映像による崩壊・土石流の検知方法の検討における着眼点と検討方法

CCTV映像データは1秒間で30フレームという多くの枚数の映像データで構成されており，映像における粒子の移動を追跡して流速を計測するPIV法[7]（Particle Image Velocimetry）や監視映像をメッシュで領域分割し，メッシュ内の土砂移動を検出・追跡するブロックマッチング法[8]では，多くの計算資源を必要とする．しかし，**図-1**のように崩壊・土石流の発生時の映像では土砂移動の範囲の色調は大きく変化しており，細かい映像の変化を追跡するのではなく，簡易な演算かつ計算対象のフレーム間隔を長くして，大まかな映像の変化を把握することで，計算資源が少なくても，発生を検知できる可能性がある．そこで，本研究では時間軸の差分画像における輝度の経時変化に着目した方法を検討した．なお，崩壊・土石流の発生は非常に稀に発生する現象であるため，既存の映像[9]を対象として解析することとした．

(2) 輝度差分映像による崩壊・土石流の検知の原理

検知の原理としては，**図-2**の例に示すような映像内の輝度の値を基に，**図-3**の要領で1枚/秒(1fps=1秒間隔)，2枚/秒(2fps=0.5秒間隔)，5枚/秒(5fps=0.2秒間隔)，30枚/秒(30fps=0.03秒間隔)と間隔の異なる2枚の差分画像（フレーム間差分）を連続的に生成し，その輝度差分値を求め閾値を設定し崩壊・土石流の発生を判定するものとした．

CCTV映像は，日照の経時変化や夜間の照度不足によるカラー映像から白黒映像への切り替え（夜間モード等），夜間の照明に集まる昆虫や雷光，ワイパーの動作の影響など，瞬間的な輝度差分値が増大する可能性はあるが，それらの変化は長時間継続するものではないため，値の経時変化に着目することで解決が可能と考えられる．

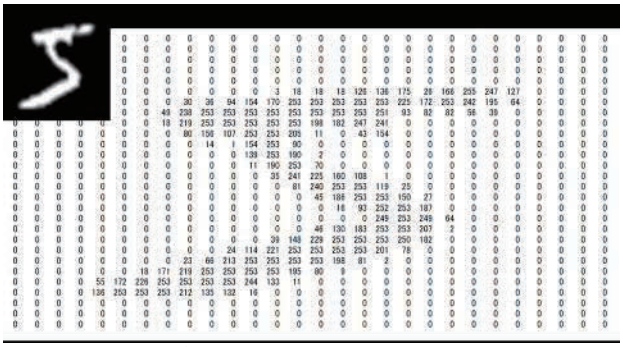


図-2 映像データの輝度値の例（出典：MNIST）
（個々の数字は映像データ中の1ピクセルの輝度値を示している）

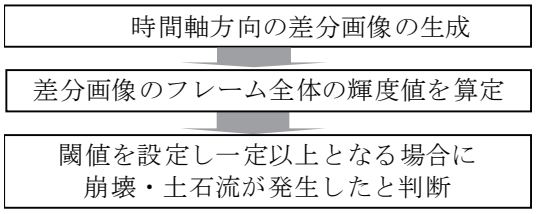


図-3 輝度の差分による崩壊・土石流の検知方法

崩壊発生前(初期)映像の例

崩壊発生後(初期)映像の例

土石流発生前映像の例

土石流発生時の映像の例

図-1　崩壊・土石流発生前後の映像の変化（上側：揖斐川町東横山の崩壊の事例，下側：姫川水系浦川の土石流の事例）

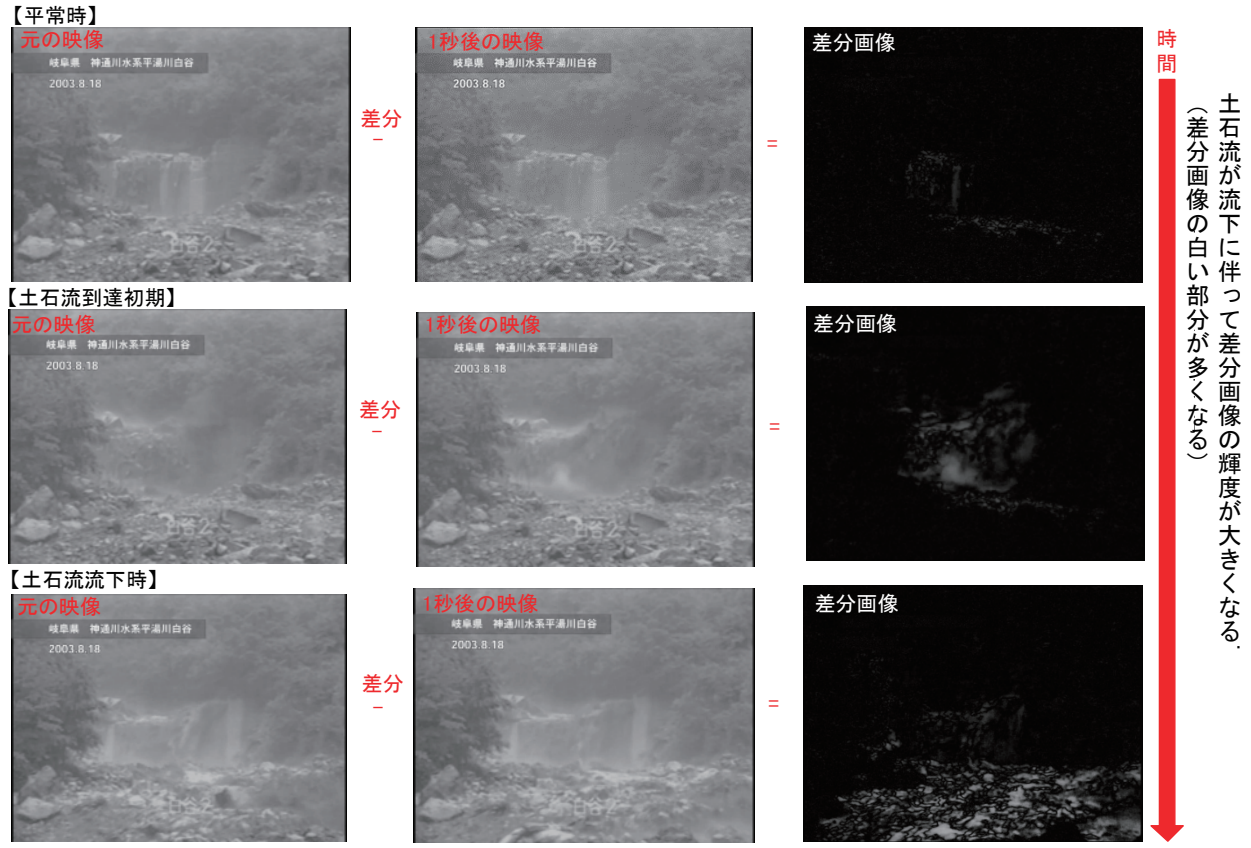


図-4　輝度差分画像の作成方法

図-5 解像度と計算フレーム間隔を変えた輝度差分の時間変化の例

この検知方法では，周波数解析などの複雑な計算が不要であり，差分映像のフレーム間隔を大きくする，映像の解像度を下げるなど計算処理を軽くすることができ，スマートフォン程度のCPUでも処理可能な方法という利点がある．

図-4に既存の土石流映像[9]での輝度差分画像の作成例を，**図-5**に解像度と計算フレーム間隔を変えた輝度差分の時間変化の例を示す．土石流の流下に伴って，輝度差分値が上昇していること，1秒当たり1~5フレーム間隔の輝度差分の場合でも，1/4，

1/16の解像度のように解像度の異なる差分映像の輝度の差が少なく，低解像度の映像でも土石流発生時に輝度差分値が大きく変動していることから，解像度は低くてもよいことがわかる．

(3) 既存の崩壊・土石流映像の輝度差分の変化

過去の崩壊・土石流の映像[9]及び紀伊山系砂防事務所管内の2回の深層崩壊斜面の再崩壊の映像の時間差分値の変化を**図-6(a)～(e)**に示す．なお，**図-6**のグラフは時系列の輝度差分値を偏差にしたものを示している．また，信濃川水系焼岳上々堀沢の土石流映像での解析事例における画面中央の値の増大は，映像中の発生場所等を示すタイトル表示時の変化で土砂移動に伴うものではない．

2018年台風18号後の赤谷地区の再崩壊映像以外の事例では，土砂移動時の輝度差分値が増大していることがわかる．この2013年の赤谷地区の再崩壊の映像は，不鮮明で，肉眼でも崩土の移動状況はわかりにくいものとなっており，そのことが輝度差分値が増大しない直接的な原因であると考えられる．

この崩壊・土石流の検知における輝度差分値の閾値については，様々な環境の変化を踏まえた長期の映像により，誤検知等が生じにくく，発生の見逃しもない閾値を設定する必要があるが，原理的には簡易な画像処理方法で自動的に検知できる可能性を確認できた．

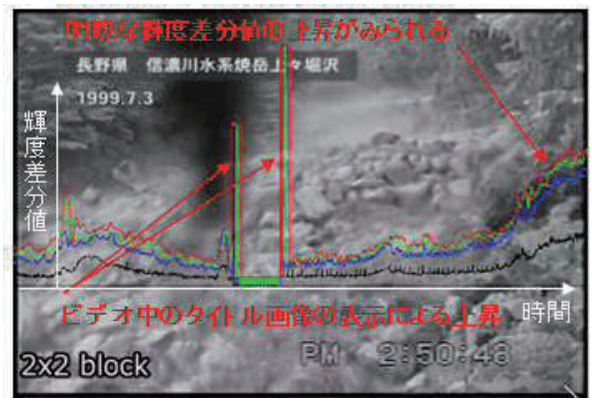


図-6(a) 信濃川水系焼岳上々堀沢における土石流映像の解析事例（解像度1/4，モノクロ映像）

図-6(b) 手取川別当谷における土石流映像での解析事例（解像度1/4）

3．監視映像の鮮明化

(1) 監視映像の鮮明化の必要性

CCTVは現場状況を目視確認するためのものであるが，**図-7**に示すように降雨の映り込みや，**図-8**に示すような夜間の照度不足により，現場の監視が最も必要となる悪天候時や夜間において監視対象の状況把握ができないことも少なくない．また，第2章に示したCCTVによる崩壊・土石流の検知方法では，**図-6(e)**に示すように2013年の赤谷地区の再崩壊の事例において，輝度差分値が増大しなかったことからも，映像品質が土砂移動の自動検知の可否を左右していることから，本研究では監視カメラの照明方法や映像データ処理による監視映像の鮮明化を試行した．

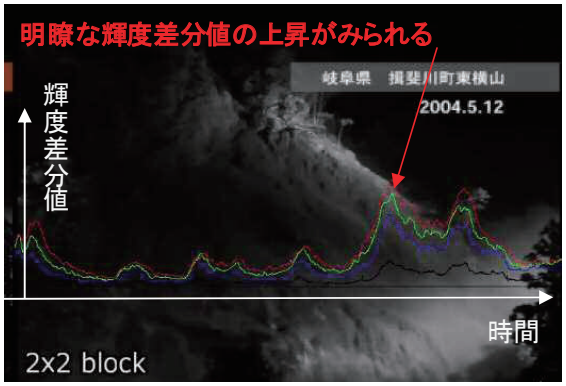


図-6(c) 揖斐川東横山における崩壊映像の解析事例（解像度1/4，モノクロ映像）

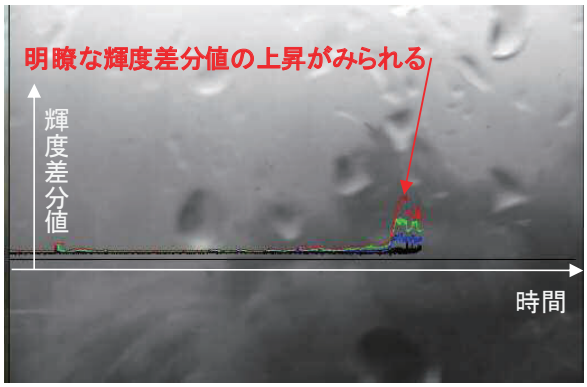


図-6(d) 2014年台風11号の赤谷地区における再崩壊映像の解析事例（解像度1/2，モノクロ映像）

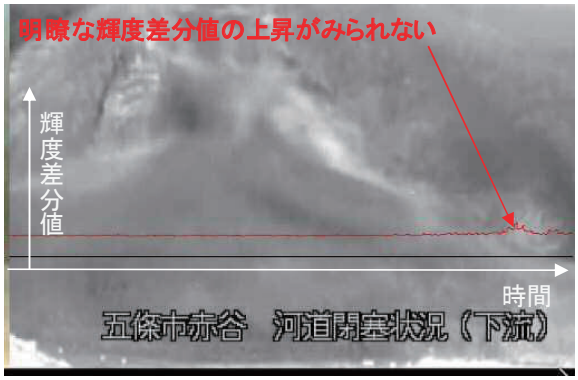


図-6(e) 2013年台風18号後に発生した赤谷地区の再崩壊映像での解析事例（解像度1/2，モノクロ映像）

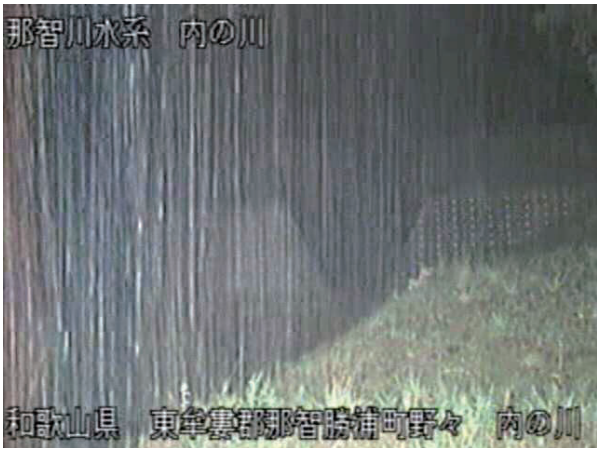


図-7 夜間降雨時の降雨の映り込みの例

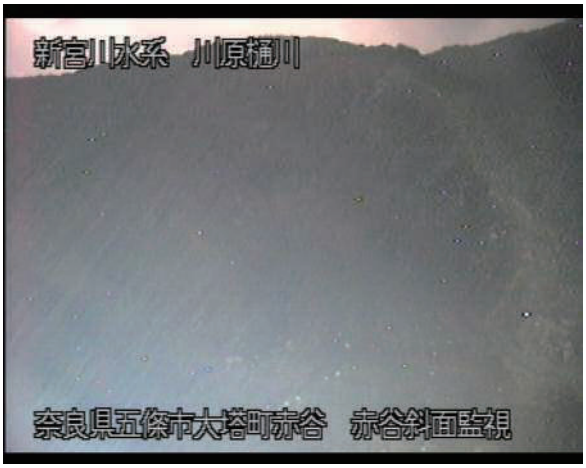


図-8 照度不足による不鮮明な映像

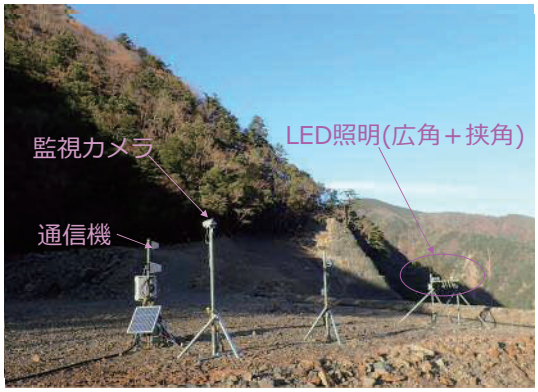


図-9 監視カメラと照明の位置関係（赤谷地区）

(2) 雨天・夜間に監視映像が見えにくくなる原因

雨天・夜間に監視映像が見えにくい原因としては，照度の不足とカメラに近接した照明による降雨の反射が挙げられる．照度の不足は観測対象がカメラから遠くにあるため照明が十分に届かず，監視対象地点の照度がCCTVの撮影可能な被写体照度の限界に達しないことが原因である．特に深層崩壊斜面を対象とした監視ではCCTVと崩壊斜面が数百mも離れており，照明が届きにくい．照度の低い映像では，全体的に暗い映像となるが，後述するように映像の画角内の輝度値の出現頻度（ヒストグラム）[10]の幅が狭いと映像が見えにくくなる．CCTVの照明はカメラの直近に一体化されていることが多く，このことがCCTVに近い範囲の雨滴に照明光が強く反射する原因となっている．

(3) 照明方法の工夫

本研究では降雨の映り込みを避けるため，**図-9**に示すように赤谷地区に監視カメラを設置し，その監視カメラから10m以上離れた位置に挟角（照明角30度）のLED照明を4基設置して800m先の崩壊斜面に照射するとともに，できるだけ光を集めるためにカメラのDSS（Digital Slow Shutter：光を集めやすくする）機能を有効にして撮影を行った．それらの処理を行っても，**図-10**の上側の映像のように映像が全体的に暗く崩壊斜面が見えにくいため，以下に示す映像の輝度値のヒストグラム延伸処理[10]により鮮明化を図ることとした．

(4) 映像のヒストグラムの延伸処理と画像の重ね合わせによる鮮明化

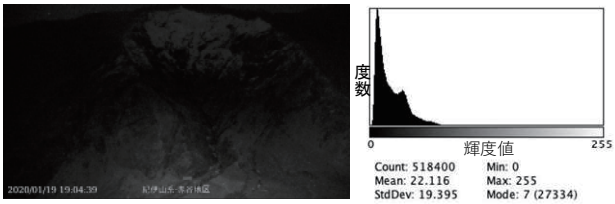
監視映像の鮮明化のため，**図-10**の中段の映像のように輝度のヒストグラムを延伸し，暗いところから明るいところまで鮮明な画像に変換し，さらに，**図-10**下段の映像のように映像自体を最大で64枚重ね合わせすることで映像を鮮明化できた．しかし，**図-11**のように霧が出ている状況では映像の重ね合わせだけでは視認性の向上は得られなかった．

(5) 降雨時における降雨の映り込みの低減効果

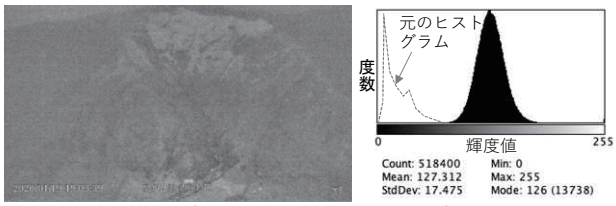
図-12に赤谷地区に設置した監視カメラにおいて10分間雨量で0.5mm/10minの降雨時の映像を基に無処理・鮮明化処理後・カメラの近接照明時の映像を示す．近接照明の映像や無処理の映像では監視対象が認識できないが，この程度の降雨強度であれば鮮明化処理により，800m先の深層崩壊斜面の映像が鮮明なものとなっていることがわかる．

４．まとめ

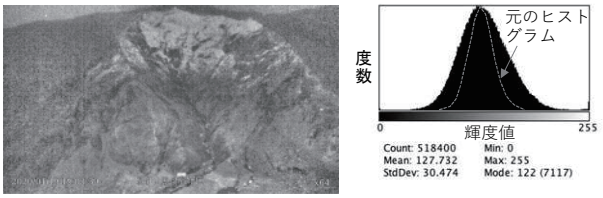
本研究では計算処理が軽く，日照等の条件変化に対応可能となる輝度差分でのCCTV映像に基づく崩壊・土石流の自動検知手法を検討し，既存の崩壊・土石流映像で検討した結果，多くの事例で土砂移動時に輝度差分値が上昇し，適切な閾値を設定できれば自動検知が可能と考えられる結果となった．しかし，映像品質が検知の可否を左右することが示唆された．また，CCTV映像で自動検知に必要となる夜間・降雨時の映像の鮮明化の方法として，照明の工夫とヒストグラムの延伸処理，映像の重ね合わせによる監視画像の映像品質の向上策を検討した．今後は長期の映像で輝度の差分解析を行い，誤検知が少なく，見逃しもない適切な閾値を設定することが必要となる．また，雷光や昆虫の飛来によって急激な輝度の変化を土砂移動と区分する等の検討を統計的手法等により今後検討する予定である．また，映像の鮮明化の方法についても，高強度の降雨時のデータでその効果を確認する予定である．



カメラ画像と輝度のヒストグラム（LED照明、DSSを使用）



通常のヒストグラム伸長処理後の画像とヒストグラム



さらにヒストグラムを延伸するため中段の画像を64枚重ね合わせたもの

図-10 映像の処理内容・輝度のヒストグラムの違いと映像の見え方の関係

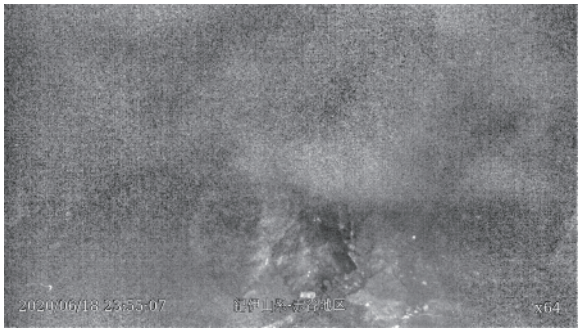
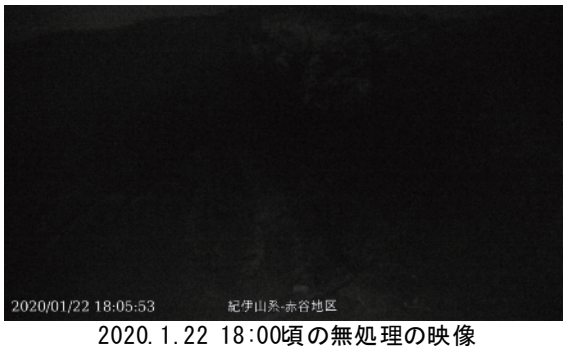
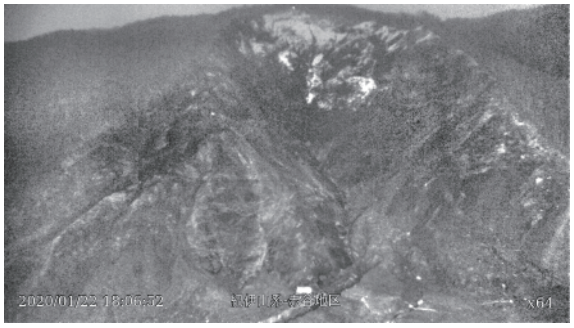


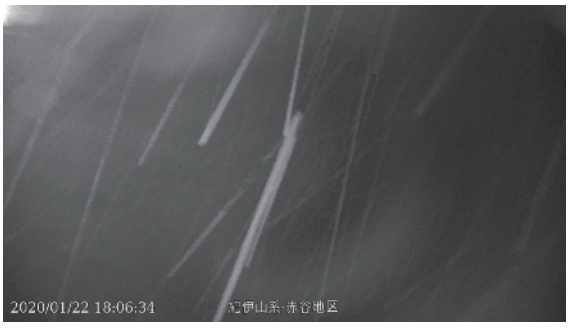
図-11 霧が出ている時の斜面の状況
（2020.6.18 23:55 64枚重ね合わせ）



2020.1.22 18:00頃の無処理の映像
（降雨量はR-1で0.5mm/10分）



2020.1.22 18:00頃の鮮明化処理後の映像



2020.1.22 18:00頃のカメラ近接照明時の映像
（降雨量の映り込みが著しい）

図-12 降雨時の無処理の映像（上段）・鮮明化処理後の映像（中段）・カメラ近接照明時の映像（下段）

参考文献

1) 近畿地方整備局河川部：平成23年度台風12号による河道閉塞への対応～紀伊半島大水害～，2012.
2) 金澤文彦，鈴木彰一，田中良寛，佐治秀剛：CCTV画像を用いた危険事象検知システムの低コスト化，土木技術資料，Vol .55，No. 9, pp.26-29, 2013.
3) 上田昌治，芦田泰，野村拓光：映像セキュリティ技術の最新動向,5. 防災・広域監視，映像情報メディア学会誌, Vol.70,No. 1, pp. 70-74, 2016.
4) 五十嵐和秀，水谷佑，木下篤彦，井深真治，肥後明豪，池島剛，秋田寛己，水野秀明：画像のRGB 空間における濁水の立体分布と３次元ベクトル空間モデルを用いた流況変化検知手法の基礎的検討，砂防学会誌，Vol.71, No.6, pp.28-34, 2019.
5) 松本定一，中谷洋明，鈴木豊，荒井良介，春日亮太，木下篤彦，石井秀樹，池島剛：CCTV静止画像を用いた流量推定システムの開発，平成27年度砂防学会研究発表会概要集，pp.420-421, 2015.
6) 小山俊彦，稲葉宏幸，板倉安正，笠原正雄：MPEG画像を用いた土石流の発生検知システムの提案,映像情報メディア学会年次大会講演予稿集,ITE98 , pp. 382-383,1998.
7) 原幸希，寺田秀樹，近藤浩一，小野田敏，高山陶子，大鋸朋生：粒子画像流速測定法（PIV）を用いた崩壊の動画像解析，砂防学会誌，Vol.59，No.1, pp.33-38, 2004.
8) 井深真治，福田昌宏，水谷佑，高原晃宙，木下篤彦，水野秀明：画像解析による動体追跡技術の土砂移動検知への適用，平成28年度砂防学会研究発表会概要集，pp.A-290-291,2016.
9) NPO法人砂防広報センター（企画：社団法人全国治水砂防協会）：土砂動態(DVD)，2009.
10) 公益財団法人 画像情報教育振興協会（CG-ARTS）ディジタル画像処理編集委員会，ディジタル画像処理（改訂第二版）, 2020.

（2020.7.1受付）

人工衛星「しきさい」を活用した那智の滝上流域の森林活性度と可能蒸発散量に関する研究

STUDY ON FOREST ACTIVITY AND POSSIBLE EVAPOTRANSPIRATION IN THE UPPER REACHES OF THE NACHI GREAT WATERFALL USING AN ARTIFICIAL SATELLITE "GCOM-C"

宮﨑　徳生[1]・筒井　和男[1]・岸畑　明宏[1]・坂口　隆紀[1]
木下　篤彦[2]・柴田　俊[2]・鈴木　大和[3]・中谷　洋明[3]・鈴木　清敬[4]
Norio MIYAZAKI，Kazuo TSUTSUI，Akihiro KISIHATA，Takaki SAKAGUCHI，
Atsuhiko KINOSHITA，Suguru SHIBATA，Yamato SUZUKI，Hiroaki NAKAYA and Kiyotaka SUZUKI

[1]和歌山県土砂災害啓発センター（〒649-5302　和歌山県東牟婁郡那智勝浦町市野々3027-6）
E-mail: miyazaki_n0008@pref. wakayama. lg. jp
[2]国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター（〒649-5302　和歌山県東牟婁郡那智勝浦町市野々3027-6）
[3]国土交通省国土技術政策総合研究所（〒305-0804　茨城県つくば市旭 1 番地）
[4]株式会社パスコ（〒153-0042　東京都目黒区青葉台 3-10-1VORT 青葉台Ⅱ2 階）

***Key Words**: satellite image ，forest activity ，possible evapotranspiration*

1. はじめに

平成 23 年台風 12 号の通過により，記録的な豪雨となった和歌山県那智川流域では，複数箇所で土石流が発生し，下流域に甚大な被害がもたらされた．那智川流域の森林の多くは針葉樹の人工林であり，森林が有する多面的機能の維持のため適正な森林管理が求められているが，木材価格の低迷や林業就労者数の減少などにより，間伐等の森林施業が行われず放置された人工林も確認されている．放置された人工林では，過密による樹勢低下及び高齢林化等の影響で樹木の根系が衰弱し，森林の荒廃が進行することで森林活性度が低下し，森林の有する多面的機能のひとつに挙げられる土砂崩壊防止機能に影響を及ぼすことが懸念される．

また，森林施業は流域内の水分状態に影響を及ぼすことも推察され [1)- 5)]，流域内の森林状況を把握する際に広域を定期的に観測可能な人工衛星画像を活用できれば効率的であり，人の立ち入りが困難な場所でも対応できるなど利点がある．

本研究では，気候変動観測衛星「しきさい」（GCOM-C）の画像データを活用し，森林施業の有無による森林活性度や可能蒸発散量を推定するとともに流域内の水収支の評価と併せ森林活性度による土砂災害防止機能への影響を考察したので報告する．

2. 調査地と調査方法の概要

2. 1. 調査地の概要

調査地は，和歌山県東牟婁郡那智勝浦町内にある那智の滝上流域である（**図-1**）．二級河川那智川（流域面積 24．5 ㎢，幹線流路延長約 8．5㎞）の上流部に位置し，流域面積は概ね 4．7 ㎢，地質は熊野酸性岩，植生の大部分はスギ・ヒノキ植林である．

2. 2. 間伐の有無と森林活性度の関係性の検討

対象範囲を森林簿，造林施業履歴(**図-2**)などを参考に，林班内の 2017 年間伐箇所内外と林班外（構造物及び植生を含む）の 3 つの領域に分割し，間伐の有無と森林活性度の関係性を検討した．森林活性度には代表的な植生指標とされている正規化植生指数（NDVI，Normalized Difference Vegetation Index）を用いた．一般的には NDVI の値が大きいほど森林活性度が高いと言われている [10]．NDVI は次式から算出できる（**式 1**）．

NDVI=（NIR-R）/（NIR+R）・・・（式 1）

ここで，NIR(Near Infra-Red)は近赤外バンドであり，R(Red)は赤バンドである．

NDVI の算出には，GCOM-C（分解能 250m，画像取得周期 2～3 日）の取得データ，プロダクト：Level-2，陸：植生指数を用いた(**図-3**)．比較のため，GCOM-C よりメッシュサイズが小さい Landsat-8（分解能 30m，画像取得周期 16 日）の取得データ（Band4(Red)，Band5(NIR)）を併用した(**図-4**)．

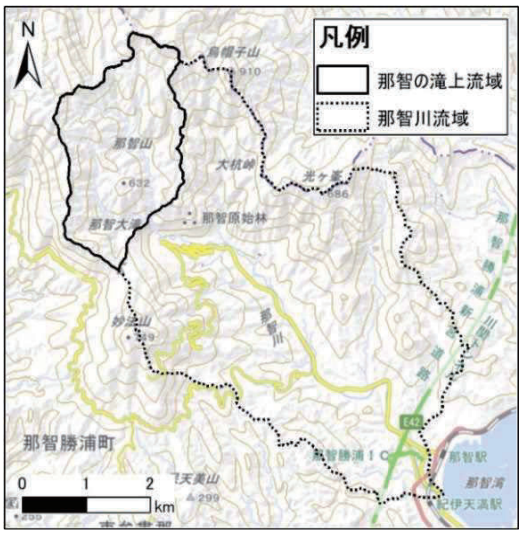


図-1　調査地位置図

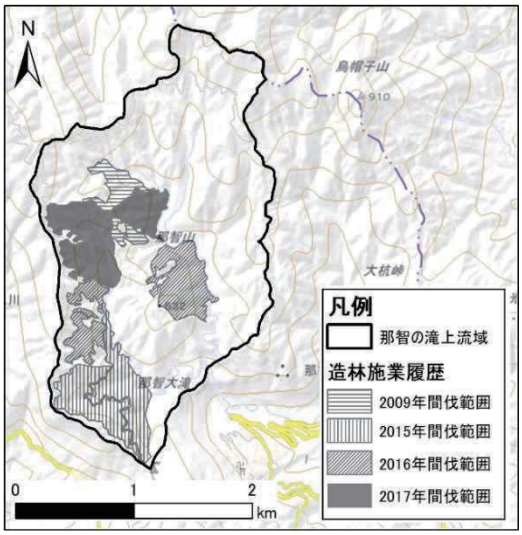


図-2　造林施業履歴図

データの取得時期は 2018 年 4 月～2019 年 3 月とし，被雲画像を除いて解析を実施した．解析画像枚数を**表-1** に示す．衛星間における分解能の相違を把握するため，2017 年間伐箇所内外と林班外（構造物及び植生を含む）で 1 セル当たりの NDVI 値を比較した(**図-5～図-10**)．

表-1　NDVI 算出に使用した画像枚数

撮影月	GCOM-C	Landsat-8
2018.4月	5	1
2018.5月	2	1
2018.6月	2	1
2018.7月	2	0
2018.8月	5	0
2018.9月	0	0
2018.10月	3	0
2018.11月	6	0
2018.12月	5	0
2019.1月	12	2
2019.2月	6	1
2019.3月	8	1
合計	56	7

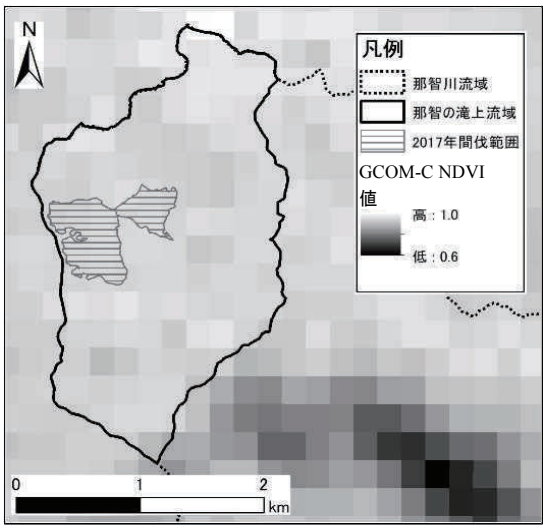


図-3　GCOM-C を用いた NDVI 算出値例

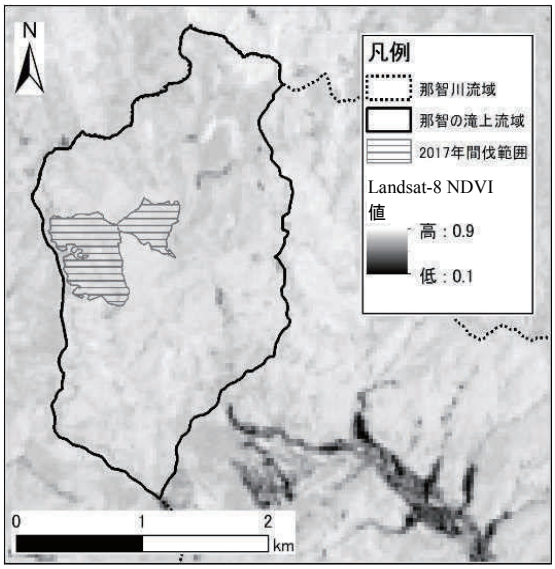


図-4　Landsat-8 を用いた NDVI 算出値例

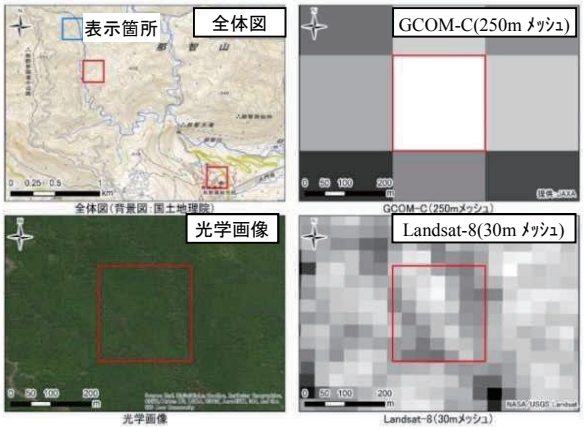


図-5 2018/6/25 間伐箇所 1 セル当たり NDVI 値

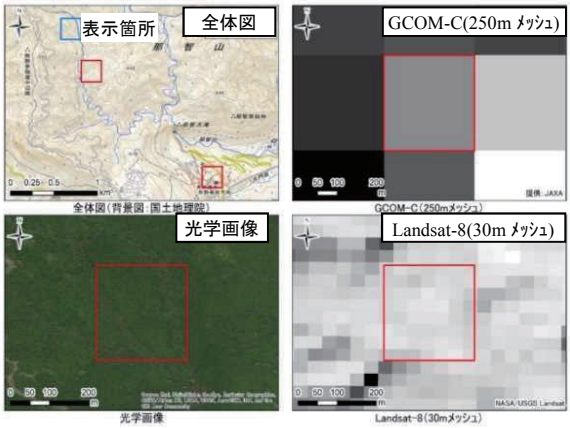


図-6 2019/1/3 間伐箇所 1 セル当たり NDVI 値

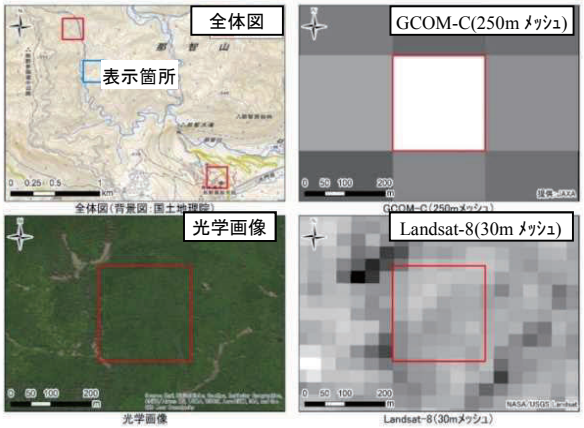


図-7 2018/6/25 間伐箇所外 1 セル当たり NDVI 値

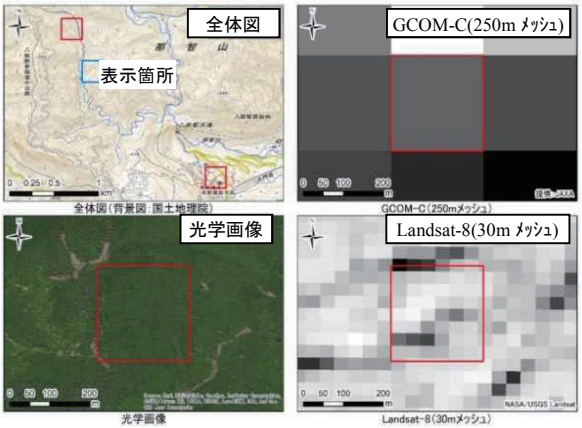


図-8 2019/1/3 間伐箇所外 1 セル当たり NDVI 値

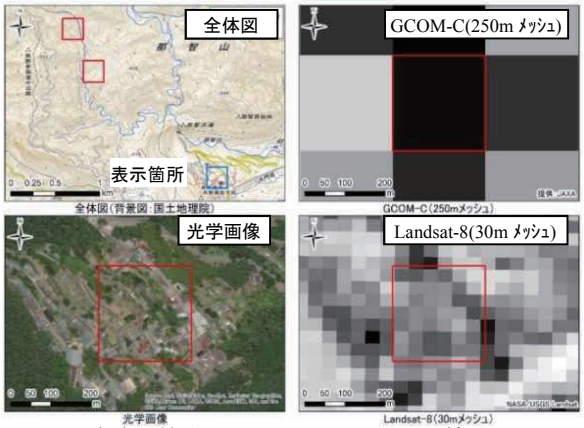


図-9 2018/6/25 林班外 1 セル当たり NDVI 値

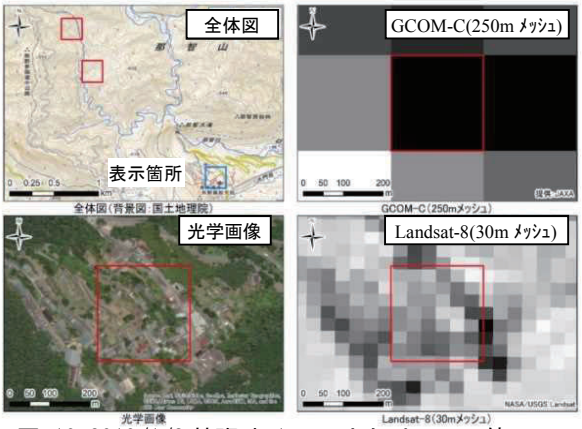


図-10 2019/1/3 林班外 1 セル当たり NDVI 値

2. 3. 那智川流域における蒸発散量の検討

雨量と流量の観測結果を基に，総雨量から総流出量を差し引いた残りを蒸発散量として算出することを考えた．しかし，検討の結果，流量の観測結果の信頼性が低いと考えられた．そのため，代替案として容易に入手できるデータから月単位で可能蒸発散量が推定できるソーンスウェイト法 [6)- 8)] を適用し，那智川流域における蒸発散量を推定することとした．

ソーンスウェイト法は，式 2～5 で表される．

ここで， PEi は可能蒸発散量（mm）， d は補正項（月の日数 days と平均日長時間 daytime），a は係数，

$$PE_i = 16d\left(\frac{10t_i}{I}\right)^a \quad \cdots(式\ 2)$$

$$a = 0.49239 + 0.01792I - 0.0000771I^2 + 0.000000675I^3 \quad \cdots(式\ 3)$$

$$d = \frac{days * daytime}{360} \quad \cdots(式\ 4)$$

$$I = \sum_{Jan}^{Dec}\left(\frac{t_i}{5}\right)^{1.514} \quad \cdots(式\ 5)$$

Tiは月平均気温(℃)ただしti≦0の場合はPEi ＝0，Iは熱指数である．当該調査地に最も近い気象庁「新宮」観測所の過去 10 年間の平均気温データを基に2010～2019年の可能蒸発散量を推定した．

3. 調査結果と考察

3. 1. 衛星画像における NDVI 値の比較

3. 1. 1. GCOM-C と Landsat-8 の比較（GCOM-C 1セル当たり）

衛星間の分解能等仕様の相違による NDVI 値への影響を把握するため，2017 年間伐箇所内外と林班外（構造物及び植生を含む）の 3 箇所で GCOM-C の 1 セルの NDVI 値とそのセル内の Landsat-8 の NDVI 平均値を比較した（図-11）．その結果，林班内において，GCOM-C と比較し Landsat-8 の NDVI 平均値が 0．15 程度低いことが確認された．これはメッシュサイズの違いによる，すなわち Landsat-8 は，メッシュサイズが小さいため，山影や道等の NDVI 値の低い箇所の値を取得できる．一方で，GCOM-C ではメッシュサイズが大きいため，山影や道等の NDVI 値の低い箇所の値を取得できないためだと考えられる．また，この傾向は夏季（2018 年 6 月 25 日）と冬季（2019 年 1 月 3 日）で大きな差がないことが確認された．林班外は植生以外の構造物を含むため NDVI 値は低かった．

3. 1. 2. NDVI 平均値の経年変化の比較

那智の滝上流域における GCOM-C 及び Landsat-8 にて取得した NDVI 値の平均値の経年変化を比較した．その結果，GCOM-C を用いて算出した NDVI 平均値の経年変化では，林班内の 2017 年間伐箇所内外において明瞭な差は確認できなかった（図-12）．一方，Landsat-8 を用いて算出した NDVI 平均値の経年変化では，林班内の 2017 年間伐箇所内外において，比較的明瞭な差があると考えられ，2017 年間伐箇所

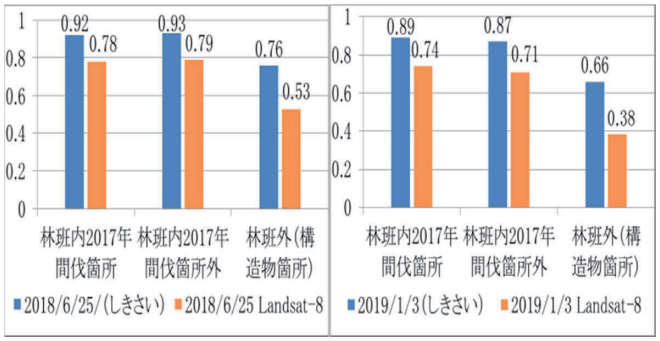


図-11 GCOM-C と Landsat-8 の 1 セル当たりの NDVI 平均値の比較

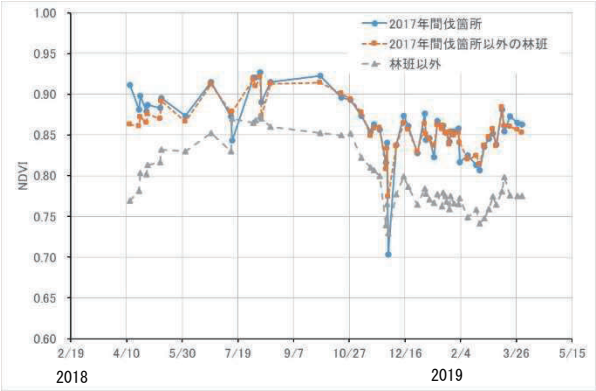


図-12 GCOM-C から算出した NDVI 平均値の経年変化

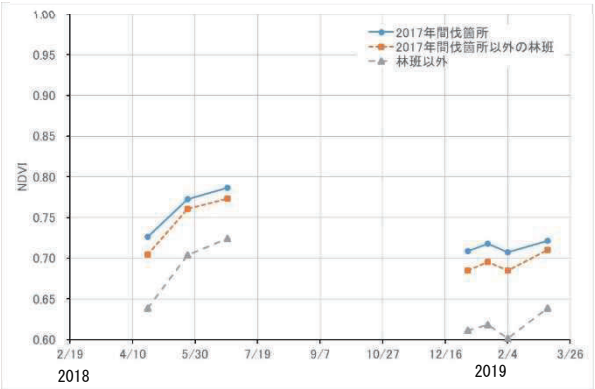


図-13 Landsat-8 から算出した NDVI 平均値の経年変化

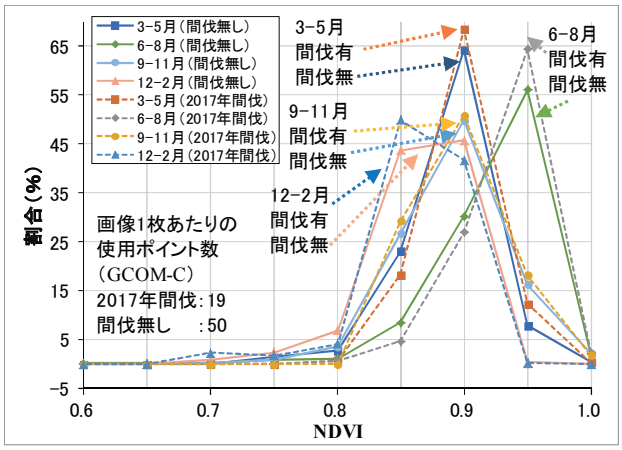


図-14 GCOM-C から算出した間伐の有無による NDVI のヒストグラムの比較図

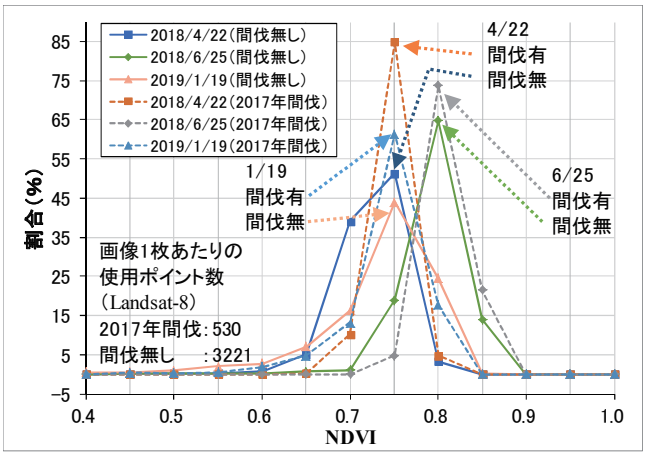


図-15 Landasat-8 から算出した間伐の有無による NDVI のヒストグラムの比較図

内の方が最大で 0．024 程度高い値を示し，間伐箇所の方が森林活性度は高いと考えられる（**図-13**）．また，各領域の代表的と思われる 1 セルの NDVI 値の経年変化を確認したところ，GCOM-C 及び Landsat-8 ともに前述の平均値の比較結果と同様の傾向を示した．

3．1．3．　NDVI 値のヒストグラムによる比較

林班内の 2017 年間伐箇所内外の NDVI 平均値の経年変化をヒストグラムにより比較した結果，GCOM-C では，夏季（6-8 月）に NDVI 値が高く，冬季（12-2 月）に低いことが読み取れる．夏季に植生が活性化することが確認できた．また，図より間伐を行った範囲の方が間伐を行っていない範囲よりも森林の活性度が高い範囲が広いことが確認された（**図-14**）．一方，Landsat-8 では，NDVI 値は 4 月と 6 月は 1 月より高い．また，間伐を行った範囲の方が間伐を行っていない範囲よりも森林の活性度が高い範囲が広いことが示唆された（**図-15**）．

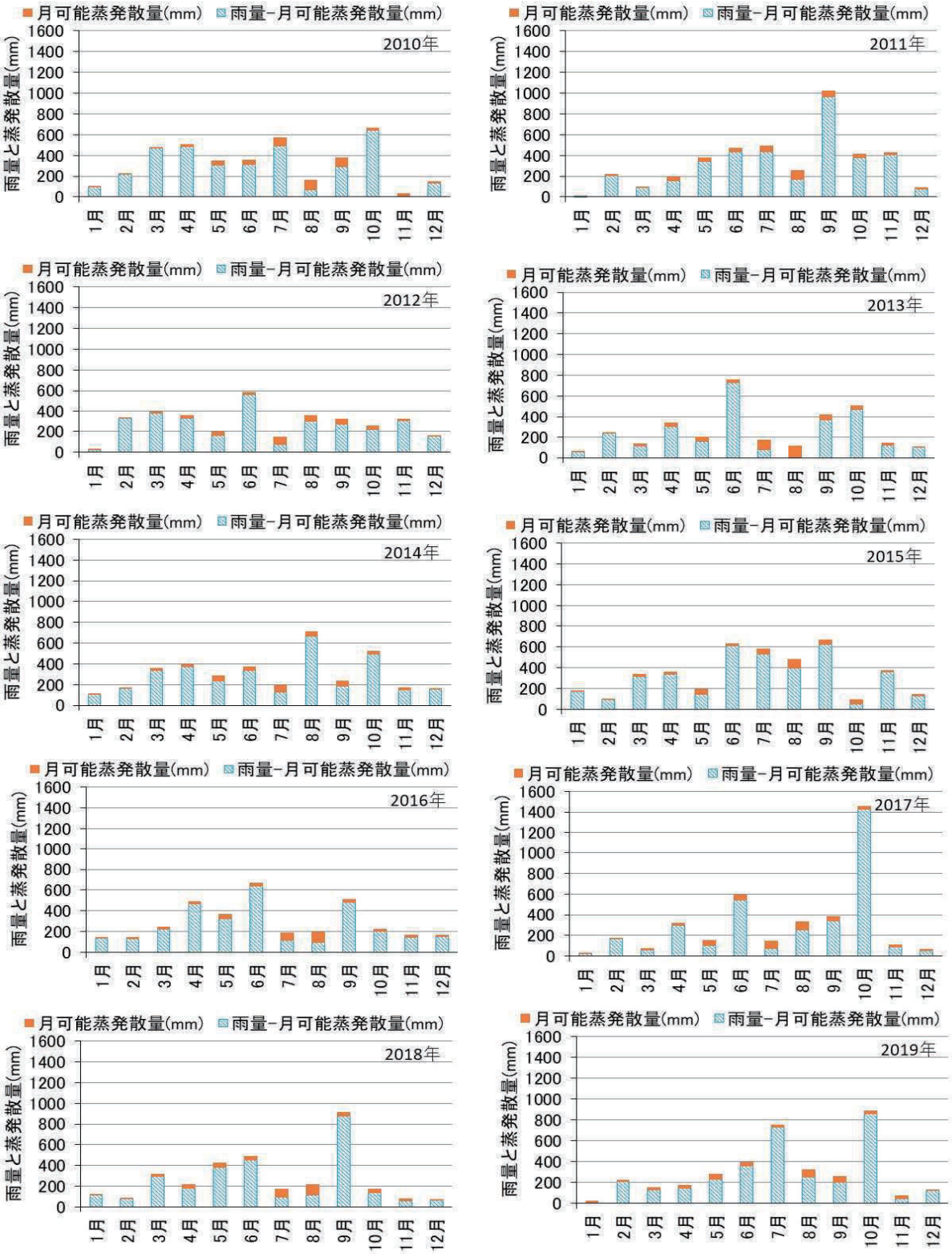


図-16　新宮観測所における降雨量と可能蒸発散量の関係

3. 2. ソーンスウェイト法による可能蒸発散量の推定

新宮観測所の 2010～2019 年の 10 年間の観測結果を用いて，年可能蒸発散量を算出すると，年間降雨量は 3，144㎜～4，128㎜ の幅があり，その平均値は 3，669㎜ であった．

年間可能蒸発散量は 893㎜～955㎜ の幅があり，その平均値は 926㎜ であった．そのため降雨量から可能蒸発散量を差し引いた分が水収支における流出分と推測され，2，204㎜～3，213㎜ の幅があり，その平均値は 2，744㎜ であった．

また，降雨量に占める可能蒸発散量の割合は、22．2～29．9%の幅があり，その平均値は 25．4%で，年間可能蒸発散量は夏季に高く冬季に低い傾向が確認された(**図-16**)．

日本の代表的な水文観測試験地における水収支 [9] では，那智の滝上流から最も近く気候的にもほぼ同程度と考えられる三重県ぬたの谷流域における観測結果より蒸発散率が概ね 30%程度と算出されており，新宮観測所の観測値からソーンスウェイト法で算出した年間可能蒸発散量の平均値 25．4%は，概ね妥当な値であると判断する．

4. まとめ

本研究で得られた結果を以下に示す．

1)GCOM-C を用いて算出した NDVI 値の平均値の経年変化では，2017 年間伐箇所内外の森林において明瞭な差は確認できなかった．

2)Landsat-8 を用いて算出した NDVI 値の平均値の経年変化では，2017 年間伐箇所内の方が最大で 0．024 程度高い値を示し，間伐箇所の方が森林活性度は高いと考えられる．

3)一方，各メッシュの NDVI 値をヒストグラムにより比較した結果，GCOM-C と Landsat-8 ともに，間伐を行った範囲の方が間伐を行っていない範囲よりも森林の活性度が高い範囲が広いことが示唆され，土砂崩壊防止機能は維持されていると考えられる。

4) 水収支における可能蒸発散量をソーンスウェイト法で算出した値は，那智の滝上流域と気候的に近いと考えられる．ぬたの谷流域おいて観測された水収支の割合と概ね同程度の値であった．

5. 今後の課題

1) 多田ら [10]の NDVI 値を用いた蒸発散量の算出手法(**図-17**)を適用し，各ピクセルの NDVI 値から蒸発散量の算出を行い，ソーンスウェイト法の算出値と比較し，那智の滝上流域における NDVI 値と可能蒸発散量の関係式を検討し，水収支の評価を検討する．

2)ソーンスウェイト法の式に代入する月平均気温に，当該調査地の GCOM-C で観測した地表面温度の代用を検討し，森林施業の有無による年間可能蒸発散量の比較を行い，那智の滝上流域の水収支（降雨－流出―蒸発散の関係）関係性を検証する．

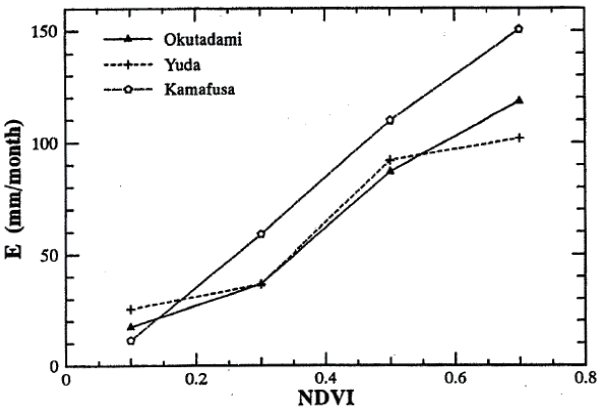


図-17 NDVI（横軸）と蒸発散量(縦軸)との関係

参考文献

1)川崎正俊ら:強間伐施業が森林源流域の流出に及ぼす響，水文・水資源学会 2017 年度研究発表会概要集，2017.

2) 篠原慶規ら：スギ人工林における強度間伐が雨水配分に与える影響，水文･水資源学会 2013 年度研究発表会，2013.

3) 武田育郎ら：間伐遅れの針葉樹人工林における水文流出の特徴とその長期変動，農業農村工学会論文集，No．263， pp．41-48，2009.

4) 小松光：ヒノキ林における間伐区と無間伐区の遮断蒸発量の比較，九大演報，89 ，1-12，2008.

5) 小松光：日本の針葉樹人工林における立木密度と遮断率の関係，日林誌，89 ，pp．217-220，2007.

6)Thornthwaite，C．W．：An approach toward a rational classification of climate． Geogr. Rev.，38，pp． 55-94，1948.

7) 沼尻治樹：月平均気温と昼の長さを用いた月可能蒸発散量推定法，法政大学情報メディア教育研究センター研究報告， Vol．28， pp．70-74，2014.

8) 野上道夫：暖かさの指数と流域蒸発散量 - 気候値メッシュデータによる解析 - ，地学雑誌，99-6，pp．144-156，1990.

9) 鈴木清敬:山地小流域における水収支特性の経年変化，名古屋大学大学院生命農学研究科修士論文，pp．159，2004．10) 多田毅ら：NDVI を用いた蒸発散分布推定、水工学論文集、第 38 巻、p．155-160，1994.

(2020.7.1 受理)

住宅地の土石流対策のための傾斜計を用いたセンサーによる危険渓流監視システムの現地試験

FIELD TEST OF MONITORING SYSTEM OF MOUNTAIN STREAM WITH TILTMETERS TO MITIGATE DEBRIS FLOW DISASTER IN HOUSING AREA

土田　孝[1]・橋本　涼太[2]・大町　正和[3]・梅本　秀二[3]

Takashi TSUCHIDA, Ryota HASHIMOTO, Masakazu OMACHI and Shuji UMEMOTO

[1]広島大学防災・減災研究センター　（〒739-8527 東広島市鏡山 1-4-1）

E-mail: ttuchida@hiroshima-u.ac.jp

[2]広島大学大学院先進理工系科学研究科（〒739-8527 東広島市鏡山 1-4-1）

E-mail: ryota-hashimoto@hiroshima-u.ac.jp

[3]株式会社計測リサーチコンサルタント（〒732-0029 広島県広島市東区福田 1-665-1）

E-mail: oomachi@krcnet.co.jp

[3]株式会社計測リサーチコンサルタント（〒732-0029 広島県広島市東区福田 1-665-1）

E-mail: umemoto@krcnet.co.jp

***Key Words**: debris flow, monitoring system, tiltmeter, field test, heavy rain*

1. はじめに

2018 年 7 月の西日本豪雨によって，広島県では県の南部を中心に広い範囲で甚大な土砂災害や洪水災害が発生し，死者 109 名，行方不明者 5 名という甚大な人的被害が発生した [1]. 土砂災害（主に土石流）による死者は 87 名にのぼり死者 109 名の約 80%を占めた．近年頻発する豪雨に対して，広島県では土砂災害による人的被害の軽減が大きな課題となっている．広島県内の土砂災害警戒区域（土石流）は 16,812 か所存在し，全国最大の箇所数である．土石流による犠牲者は主に土砂災害警戒区域の住民であり，土砂災害のリスクが高い地域の住民に早期避難を促す効果的な方策が強く求められている．本研究では，土石流災害による住宅地の被害軽減を最終目的として，住宅地の上流にある土石流危険渓流の地盤変位を常時モニタリングして住民に提供するシステムを開発した．

危険渓流における土石流のモニタリングには，これまでワイヤーセンサーが多く用いられてきた [2]. 土石流がワイヤーを切断すると警報が出る仕組みであるが，地形条件が厳しい渓流内で設置や張り替えに手間を要する（設置と維持のコストが大きい）こと，誤動作の発生という短所も指摘されている．実際にワイヤーセンサーが設置された事例をみると，ほとんどは危険渓流で工事を実施する際の災害防止など限定された期間の安全確保が目的となっており，必要な期間が終了すると撤去されている．ワイヤーセンサーのほかに，土石流の流下によって発生する地盤振動によって検知する振動センサーが開発されており火山灰が堆積した地域における土石流の検知などに使用されているが [2]，豪雨時における住宅地の安全の観点から自然斜面のモニタリングに適用された例はほとんどない．このほか，光や音響を用いたセンサーの研究も実施されているが実用には至っていない [3].

住宅地を対象とした土石流のモニタリングを考える場合，危険渓流に設置したセンサーは長期間継続的に住民に渓流の情報を提供する必要があり，システムの設置と維持に要する費用が低廉であることが

求められる．この観点から，ここでは傾斜計を使用して低コストで地盤の変位を計測できるセンサーによって土石流の兆候をモニタリングすることとした．そして，渓流内の土石流の流路を予測して渓流内の適切な位置に上記の地盤変位センサーを配置し，取得したデータを最新の IoT 通信技術を活用してワイヤレスでクラウドに集約することにより，地域住民がいつでもどこでも簡単に渓流内の地盤変位の情報を確認できるシステムを開発した．

本システムの適用性，有効性を調べるため，熊野町川角地区大原ハイツの背後の渓流に設置し 2019 年 12 月末よりモニタリングを開始した．

2. 渓流監視システムの考え方と傾斜計を用いた地盤変位センサーおよびその通信方法

渓流の地盤の変位をモニタリングすることが土石流による災害を軽減する上で有効と考える理由として以下の 3 つが挙げられる．

第一は，大きな土石流災害において渓流に面した地盤のすべりと土石流相当の土砂移動が複数回発生している可能性が高いことである．2014 年 8 月の広島土砂災害，2018 年 7 月の西日本豪雨災害において大きな被害が生じた渓流を調査した結果，発生した土石流は 1 回ではなく，複数回であった可能性が高いことがわかった．**図-1** は 2014 年の広島土砂災害における安佐南区八木 3 丁目県営緑が丘住宅付近の土石流の氾濫状況である [4]．図のように土石流は 3 回流出して堆積したと推定され，最初の土石流は氾濫が上流にとどまったため被害は小さいが，2 回目，3 回目となるにつれて氾濫開始点が下流に移動し，大きな被害をもたらした．同様に八木 3 丁目阿武の里団地の渓流においても土石流が 2 回発生し，後続の土石流が先行した土石流堆積物の存在により住宅に接近した箇所で方向を変えて氾濫し，大きな被害をもたらした．いずれの場合も渓流の上流に複数の源頭部（土石流のトリガーとなったと考えられる崩壊斜面）が存在することが確認されている．

西日本豪雨による土石流災害においても複数回の土石流によって被害が拡大したと考えられる事例が複数みられた．**図-2** は広島県熊野町で 12 名の死者をもたらした土石流であるが [1]，上流において複数の土石流が発生し合流して被害を拡大した．最初に発生した土石流は基礎調査で想定した氾濫開始地点に近い箇所で氾濫を開始するが，後続の土石流は先行した土石流による堆積土砂の影響を受けるため，氾濫開始点がより下流の住宅地に近い地点に移動する．このため，後続の土石流ほど大きな被害をもたらしている．以上の知見より，土石流の流出特性を考慮して適切な位置にセンサーを配置して地盤の変位を観測することで，大きな災害をもたらす前の最初の土石流による渓流内の地盤変位をとらえ，危険を早期に予測できる可能性が高いと考えられる．

第二は，被害が発生しない場合でも渓流内で大きな土砂の移動が起こっており，これを把握することに重要な意味があるという点である．広島県が発表した 2018 年西日本豪雨による県内の土砂災害発生箇所は 597 か所と発表されているが，広島大学の地理学研究グループによると，航空写真から読み取った土石流相当の土砂移動箇所は 8,604 か所と 10 倍以上であったと報告されている [5]．このことは，被害の発生に至らないものの土石流相当の土砂移動が渓流内で多数発生していたことを意味している．豪雨時に早期避難を行ったが住宅地は無被害という場合でも，センサーによって渓流内で大きな地盤の変位が観測される場合があると予想されるが，このことは早期避難の意義を確認することになり，継続的な早期避難につながると考えられる．

第三は，住民が渓流内の地盤変位の情報に日常的に触れることにより，豪雨が予想される状況で早期

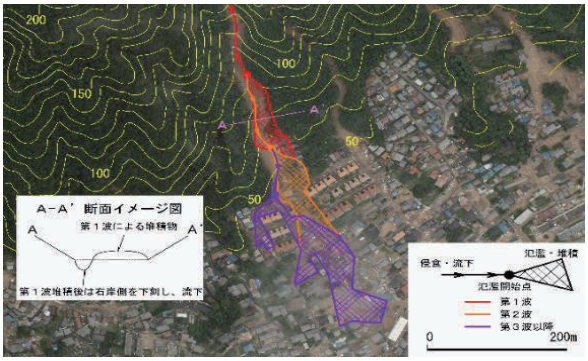


図-1　2014 年広島土砂災害における八木 3 丁目付近の土石流の氾濫

図-2　熊野町大原ハイツの土石流（写真：平成 30 年 7 月西日本豪雨に関する情報，国土地理院）

避難の意識が向上する，と考えられることである．

渓流内で継続的に計測し住民の早期避難，緊急避難に使用するためには，観測システムの必要要件として以下が挙げられる．

1) 自然渓流の厳しい自然条件において安定して長期間計測でき，メンテナンスフリーで降雨が多い6月～10月の間にバッテリー交換の必要がない．
2) 中規模の土石流等の流出までは観測できる頑丈さを有する．
3) 土石流の防護対象が住宅地であるため，システムの費用は受益者である住民が負担する（行政の補助は考えられる）．このため設置費と維持費はできるだけ低廉にする必要がある．

検討の結果，傾斜計を用いて地盤変位を計測するセンサーを採用した．**図-3** にセンサーに使用した傾斜計の外形を示すが，寸法は直径 2.5cm，長さ 6.6cm であり，傾斜角度の最小分解能は 0.015°，計測可能範囲は－30°～＋30°である．水深 100m（1Mpa）の水圧まで防水機能が維持され耐衝撃は 100G である．

図-4 は，傾斜計と治具を組み合わせた地盤変位センサーの構造を示している．図のように，長さ 110cm の鋼製パイプに傾斜計を固定し，地盤内に 80cm 埋め込む構造とした．広島県内の危険渓流の風化層の厚さは概ね 50cm～2m の範囲にあるので 80cm は風化層全体の変位を測定する観点から設定した深さである．傾斜計はカバーに収納し地盤から 20cm の高さに設置し，カバー内は止水と衝撃緩和のため発泡ウレタンを充填した．傾斜計で測定した傾斜角を地盤変位量に換算すると最小変位量は 0.26mm，計測範囲は±500mm である．なお，本センサーのコストは傾斜計と治具を合わせて約 48 千円であり，送信機の費用は 1 点当たり約 110 千円である．また，送信機のバッテリー（約 30 千円/個）を 6 か月に 1 回交換する必要がある．これらは実装を想定しても現実性のある費用であると考える．

次に，渓流に設置したセンサーが計測した地盤の変位量を監視するため，**図-5** に示す計測システムを構築した．図のように，各測点における地盤変位量は山中に設置した送信機で送信され，受信機を経てコンピュータによりクラウド上にアップロードされる．これによって，管理者だけでなく地域住民の方々が随時データを閲覧することができる．

データを通信する方法として，通信速度は低いが低消費電力で必要な範囲をカバーできる LPWA（Low Power Wide Area）を使用した．地盤変位量の測定間隔は，使用した機器によるデータの送信時間とバッテリー消費量を考慮し 10 分とした．

図-3　地盤変位の計測に採用した傾斜計

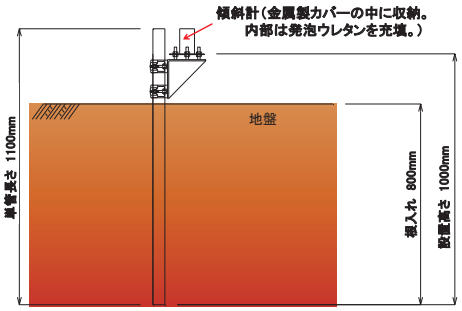


図-4　傾斜計を用いた地盤変位センサー

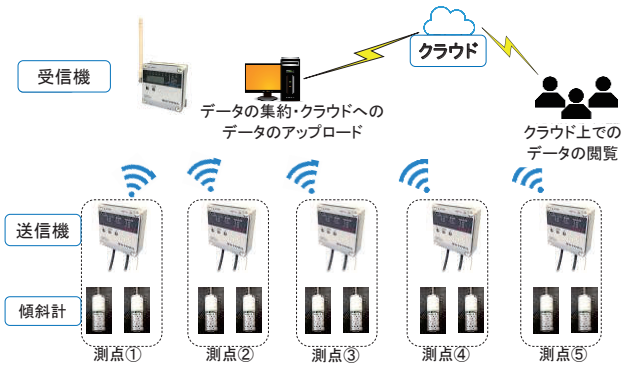


図-5　クラウドを用いた地盤変位の収集・閲覧システム

3. 熊野町三石山の渓流における土石流監視システムの設置

モニタリングシステムの有効性を検証するため，土砂災害警戒区域を有する危険渓流に設置することを検討し，広島県熊野町川角地区大原ハイツの上の渓流に設置することとした．

12 名が犠牲になった熊野町大原ハイツの土石流では，土砂災害警戒区域を指定するために実施した基礎調査による想定発生土砂 4,868m^3 の 2 倍以上である 12,100m^3 の土砂が発生し，団地を襲った．**図-2** に土石流の発生状況を示しているが，源頭部の崩壊箇所だけで少なくとも 3 か所あり，本渓流では土石流は複数回住宅団地内に流入したと考えられる．

センサーの設置位置を検討するため，GIS と連携した土石流シミュレーションシステム Hyper KANAKO を用いて，シミュレーションを実施した[6),7)]．2018 年西日本豪雨においてもっとも多くの土砂

図-6　渓流内のセンサーの設置位置

が発生した渓流の源頭部から 1,000m^3 の土砂が流出するとして土石流の流路を検討した．これらの結果をもとに，流出する土石流の付近の地盤変位観測点を**図-6** のように決定した．

本システムを渓流に設置する手続きと作業は以下の通りである．

1) センサーは多いほど渓流全体をカバーできるが，設置予算の範囲で検討し，センサー2 か所と 2 つのデータを送信できる送信機 1 台を一組とする測点を 5 か所設置した．各測点では，土石流の流路となる可能性の高い 2 か所を選定して地盤変位センサーを設置し，渓流の外の樹木に固定した送信機とケーブルで繋げた．
2) 渓流を踏査して設置条件を確認し，受信機の設置場所を選定して通信状態を確認した．
3) モニタリングを長期間（当面は 3 年）継続するためセンサーの設置には土地所有者の了解を得る必要がある．熊野町の多大な支援によりスムースに了解を得ることができた．
4) 山に囲まれている渓流では通信環境の確保が重要となる．住民の方の協力を得て，通信条件が良好な個人の住宅に受信機を設置することとした．
5) 2019 年 12 月 24 日にセンサーを 5 測点 10 か所に設置した．**図-7** は渓流内の地盤に打ちこむことにより設置した土石流センサーの状況である．**図-8** は測点⑤におけるセンサーと渓流源頭部との位置関係を示している．図のように，源頭部から土石流が流下した際に，地盤変位として検知されると想定される個所にセンサーを設置した．**図-9** はセンサー位置から約 20m 離れた樹木に送信機を固定した状況である．

クラウドを用いて計測した地盤変位の情報をパソ

図-7　センサーを地盤内に設置した状況

図-8　センサーの位置と源頭部の関係（測点⑤）

図-9　樹木に固定した送信機

コンあるいはスマートフォンから誰でも簡単に入手するシステムを構築した．所定の Web サイトでログイン ID とパスワードを入力することでクラウドと接続する．**図-10** は現在の地盤変位の状況を表示している．図のように，5 か所 10 計測点における地盤の変位を mm 単位で，下流側に変位した場合＋，上流側に変位した場合はーに表示している．計測は 10 分間隔である．**図-11** は全観測点の地盤変位の経時変化図であり，任意の時間の地盤変位の変動を図示する．以上の情報はスマートフォンでも閲覧が可能である（**図-12**）．このように本システムによって，急に降雨の状況が悪化した場合でもスマートフォンがあれば渓流の地盤変位を確認することができる．本システムを避難のための情報として活用するには，指標（閾値）が必要となる．しかし，根拠のある指標の設置は現段階では困難であり，それ自体が研究の目的の一つであると考えている．

4. これまでの地盤変位の観測結果

計測は 2020 年 1 月から開始したが 6 月 20 日までの間で各センサーの日変動が観測された．**図-13** は 1 月 2 日 0 時 00 分から 1 月 8 日 23 時 50 分のセンサー①-1，①-2，④-1，④-2 の 10 分ごとの変位の推移である．図のように変位の計測値は日変動しており，その幅はいずれも±約 2 ㎜の範囲にある．これらの日変動は傾斜計の温度による変動としてほぼ説明できる．**図-14** は，同じセンサー①-1，①-2，④-1，④-2 について，6 月 10 日から 19 日までの 10 分ごとの変位である．図をみると，それぞれのセンサーで変動の幅は**図-13** とほぼ同じであるが，①-2 は上流側に 5 ㎜，④-1 は下流側に 2.5 ㎜程度変位している．これは天候に関係なく 6 か月間に変位が少しずつ進行しているためであり，現時点でこの原因は不明である．なお，④-1,2 において欠測箇所があるがこれはバッテリートラブルによるものである．

各計測日の 0 時のデータを抽出し，前日の 0 時からの変位量を日変位として算出した．10 点のセンサーの日変位と，熊野町に設置された広島県の雨量計による日降雨量とを比較して**図-15** に示した．図のように，観測システム設置後の最大日雨量は 6 月 14 日の 96 ㎜であり，2 日以上連続した大きな降雨は発生していない．図をみると，雨量と各測点の日変位にはほとんど関係がみられない．したがって，観測を開始してからこれまで大きな雨量がなかったため

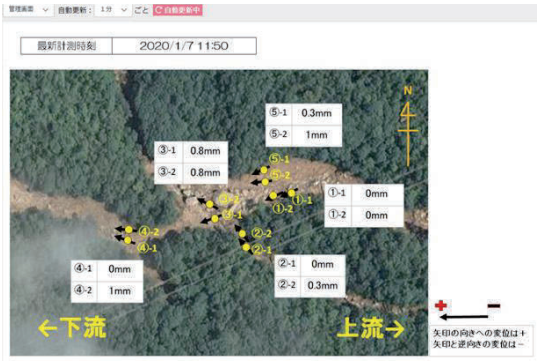


図-10　渓流内の地盤変位図の表示例

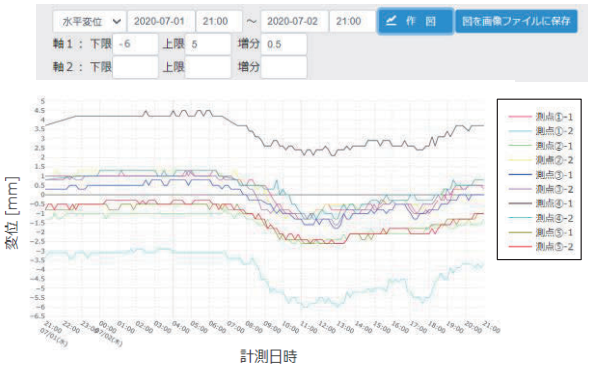


図-11　渓流内全観測点の地盤変位図の表示

図-12　スマートフォンの画面への表示

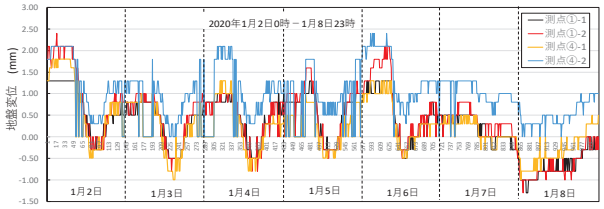


図-13　1 月 2 日～8 日の 10 分ごとの変位の変動

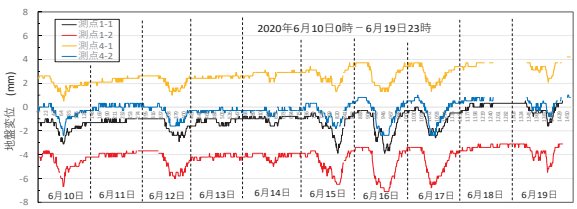


図-14　6 月 10 日～19 日の 10 分ごとの変位の変動

渓流の地盤の変形量にも異常がなかったと考えられる．広島県では，過去の豪雨による土砂災害は，梅雨に入った 6 月から 9 月に多く発生しており，今後雨量と地盤の変位との関係を注意深く検討していく必要がある．

5. まとめ

広島県の土石流災害の特徴から，多くの住宅が立地する土砂災害警戒区域の土石流危険渓流に設置する地盤変位センサーを開発した．さらに熊野町川角地区大原ハイツの上流にある渓流内の 5 か所に開発したセンサーを設置し，地盤変位を随時観測する防災監視システムを構築した．その費用は行政から一定の補助があれば(現在は住宅強靭化の助成がある)住民が負担可能な範囲に収めることができたと考えている．センサーの設置と計測開始が 2019 年 12 月末であり 2020 年 6 月まで観測を行った．この間大きな降雨がなかったこともあるが，定常的な変動を越える変位は観測されていない．地権者から 3 年間計測を続けることについて了解を得ており，住民の方々と熊野町役場から協力を得て本システムを稼働し，社会実装するための有効なデータが得られることを期待している．

謝辞：本研究の実施に当たり川角大原ハイツ自主防災会，大原ハイツ復興の会，技術士会中国本部防災委員会から多大な協力をいただいた．熊野町町役場からも一貫して支援をいただいた．被災地における現地観測システムの構築は，これらの方々の理解と協力がなければ到底実現できなかった．土石流シミュレーションは広島大学防災・減災研究センター長谷川祐治准教授に実施していただいた．本研究は科学技術振興機構による A-STEP 機能検証フェーズの予算によって実施した．ここに記して深く感謝の意を表します．

参考文献

1)土田孝：2018 年 7 月の西日本豪雨による土砂災害の特徴，地盤工学会誌，Vol.67, No.7, pp.1-3, 2019.

2)吉永子規，清水武志，藤村直樹，石塚忠範，武澤永純：可搬型振動センサーを用いた土石流振動の現地計測，砂防学会誌，Vol.68, No.1, pp.52-59, 2015.

3) 山田孝，南哲行，水野秀明：土石流災害防止のためのセンサー開発の現状と今後の課題，砂防学会誌，Vol.50, No.5,pp.60-64,1998.

4) 土田孝，森脇武夫，熊本直樹，一井康二，加納誠二，中井真司：2014 年広島豪雨災害において土石流が発生した渓流の状況と被害に関する調査,地盤工学ジャーナル, Vol.11, No.1, pp.33-52, 2016.

5) 竹内峻，後藤秀昭，熊原康博，村田翔，岩佐佳哉，山中蛍，元吉梨奈子，中田高，内山庄一郎：広島県の斜面崩壊の詳細分布図，2019 年度日本地理学会春季学術大会, 2019.

6) 長谷川祐治，中谷加奈，海堀正博，里深好文：土砂災害警戒区域内の住宅地における土石流の危険度分布の検討，土木学会論文集 B1（水工学），pp.I_181-I_186，2019.

7) 林聖也，中谷加奈，小杉賢一朗，長谷川祐治，里深好文：平成 30 年 7 月豪雨で発生した土砂移動・土砂流出の数値シミュレーション，砂防学会研究発表会概要集，pp.485-486，2019.

（2020. 7. 1　受付）

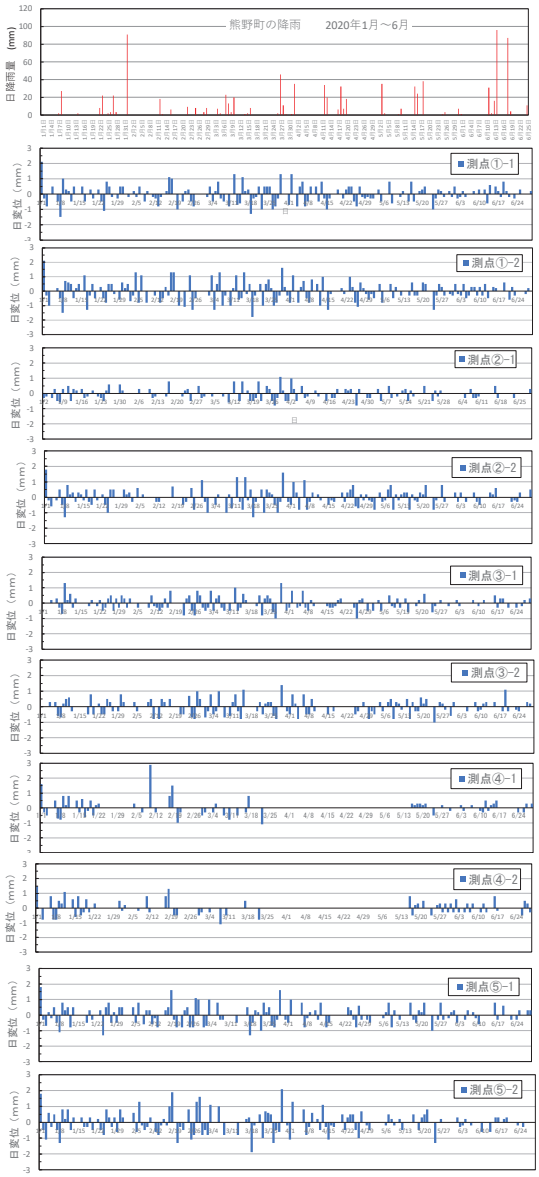


図-15　2020 年 1 月～6 月の熊野町の日降雨量と計測点の日変位

携帯型ミニディスクインフィルトロメータによる現場透水係数の推定に関する一考察

A CONSIDERATION ON ESTIMATE OF FIELD HYDRAULIC CONDUCTIVITY WITH MINI DISK INFILTROMETER

小川　大輝[1]・酒匂　一成[2]・伊藤　真一[3]
Daiki OGAWA, Kazunari SAKO and Shinichi ITO

[1]鹿児島大学大学院理工学研究科（〒890-0065　鹿児島県鹿児島市郡元 1-21-40）
E-mail: k1776341@kadai.jp
[2]鹿児島大学学術研究院（〒890-0065　鹿児島県鹿児島市郡元 1-21-40）
E-mail: sako@oce.kagoshima-u.ac.jp
[3]鹿児島大学学術研究院（〒890-0065　鹿児島県鹿児島市郡元 1-21-40）
E-mail: itou@oce.kagoshima-u.ac.jp

***Key Words**: Mini Disk Infiltrometer, infiltration, shirasu*

1. はじめに

近年，地球温暖化の影響で集中豪雨が増加しており，それに伴う斜面崩壊が多発している. 2019 年に鹿児島県では 6 月下旬から 7 月上旬にかけて集中豪雨に見舞われ，県内各地のシラス斜面において表層崩壊や破堤などの災害が生じた．このような災害に対して，防災関係者は崩壊発生後に崩壊原因などを検討する際に，斜面の地形や地質の調査に加え，土の基本的物理量や保水性，透水性，せん断強度特性を調査することが多い. その中で，透水係数については，原位置試験および室内試験によって求められるが，災害現場で試料採取が困難な場合もあるため，より簡易に原位置で透水係数を計測することができれば調査者にとって有益であると考えられる．

従来用いられてきた現場透水試験法は，計測に用いる装置が大きく，水を大量に使用するという問題がある．加えて，試験孔を用いる方法では，その孔を掘削する作業も必要になるため，災害現場での計測は極めて困難となる[1), 2)]．そこで，本研究では，携帯型ミニディスクインフィルトロメータ（METER 社，以降，インフィルトロメータと称す.）を用いる．この方法は，地表面で試験を行う負圧浸入計の一種であり，従来の現場透水試験器に比べて持ち運びが容易で，準備がほとんど要らず計測を速やかに開始できるという利点がある．現場での計測に導入しやすいことから，地盤の疎水性，浸透，灌漑システムの設計，侵食の危険性の評価などの多くの研究で利用されてきている[3)]．この試験法では，負圧浸入計で計測された浸潤量から透水係数を推定する必要がある．このインフィルトロメータでは，Zhang の方法[4)]が広く用いられており，不飽和透水係数を推定することができる．また，他の方法として，Reynolds and Elrick[5)]が提案した現場飽和透水係数を推定する方法がある．例えば，杉井ら[6)]はこの方法を用いて，土舗装の現場の浸透特性の計測を実施している．

Zhang の方法と Reynolds and Elrick の方法は，推定される透水係数が異なるため，目的によって使い分けられてきた．しかし，著者らはインフィルトロメータから不飽和透水係数と現場飽和透水係数を同時に推定できるという点に着目し，Zhang の方法で高飽和領域の不飽和透水係数，Reynolds and Elrick の方法で現場飽和透水係数を推定することで，高飽和領域の透水関数（サクション－飽和・不飽和透水係数の関係）を得ることができるのではないかと考えた．不飽和土の透水関数を求める試験方法は確立されておらず，土質試験を実施するにも複雑で熟練を要す試験となり，試験時間が長期にわたる問題がある．よって，簡易に透水関数を求める方法を提案

することは意義があると思われる．そこで，本研究では，Zhang の方法と Reynolds and Elrick の方法を組合わせ，原位置のシラス斜面における高飽和領域の透水関数を求め，試験結果および試験方法の課題について検討する．

2. 透水係数の推定方法

(1) インフィルトロメータの概要

写真-1 にインフィルトロメータを示す．インフィルトロメータは，全長 32.7cm と小型であり，1 回の計測に使用する水量は 135mL と従来の現場透水試験器と比較し少量である．装置は上下の 2 つのチャンバーと圧力水頭調整チューブ，半径 2.25cm の多孔質ディスクで構成されている．上下のチャンバーはチャンバーバリアによって水が行き来しない仕組みとなっており，上部チャンバーには圧力水頭を負荷するための水が入り，下部チャンバーには地表面に浸潤させる水が入っている．さらに下部チャンバーには，浸潤量を読み取るための目盛りが記されている．**写真-2** のように圧力水頭調整チューブは昇降でき，-0.5～-7.0[cmH_2O]の負の圧力水頭を負荷させながら計測を行うことができる．圧力水頭は，圧力水頭調整チューブの目盛りを指す上部チャンバー内の水面の位置で設定される．

計測の手順を次に示す．

① 計測を行う地表面を平滑にする．
　地表面の凹凸を埋めるために，珪砂などの粒径の細かな砂を用いてもよい．

② インフィルトロメータの準備
　上下のチャンバーに水を満たし，圧力水頭調整チューブにより圧力水頭を設定する．下部チャンバーの初期体積を目盛りから読み取り記録する．

③ 計測開始
　写真-1 のように，地表面にインフィルトロメータを設置する．同時に計測を開始し，一定時間ごとに浸潤量を目盛りから読み取る．例として，砂質土は 2～5 秒間隔，シルト質砂は 30 秒間隔である．

以上の手順から得られたデータから透水係数を推定する．推定方法について，Zhang の方法と Reynolds and Elrick の方法を示す．

(2) Zhang の方法

Zhang はインフィルトロメータからの浸潤過程を表すシンプルな 2 つの項から構成される式を提案した [4]．

$$I = C_1\sqrt{t} + C_2 t \qquad (1)$$

ここに，I：単位面積あたりの累積流入量 [cm]，C_1：吸着率に関する係数 [cms$^{-1/2}$]，C_2：透水係数に関する係数

写真-1 インフィルトロメータ

写真-2 圧力水頭調整チューブ（左は -6 [cmH_2O]，右は -1 [cmH_2O]に設定した時の状況）

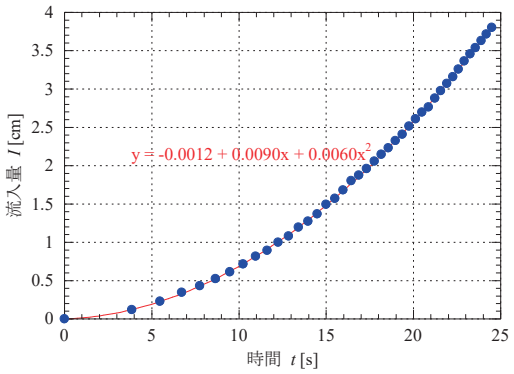


図-1 流入量 I－時間 t 関係図

[cm/s].

式(1)を**図-1** のようにインフィルトロメータで計測された流入量 I－時間 t 関係にフィッティングすることで，C_2 が求められる．C_2 はフィッティングで得られた二次式の係数から得られ，**図-1** においては C_2=0.0060[cm/s] である．不飽和透水係数は次式で表される．

$$k_{wu}(h) = \frac{C_2}{A} \qquad (2)$$

ここに，$k_{wu}(h)$：不飽和透水係数[cm/s]，A：無次元係数，h（≦0）：インフィルトロメータの圧力水頭[cmH_2O].

表-1　van　Genuchten のモデルパラメータ（一部抜粋）[7)]

Soil Texture	Sand	Sandy Loam	Silt	Clay
α	0.145	0.075	0.016	0.008
n	2.68	1.89	1.37	1.09

インフィルトロメータの圧力水頭は，最大 h＝-7 [cmH_2O]までしか負荷できないため，推定される不飽和透水係数は，極めて高飽和度の領域の不飽和透水係数であることを意味している．

式(2)中の A は，様々な種類の土や初期条件，インフィルトロメータのディスクの半径 R や圧力水頭 h を変化させて実施された不飽和浸透解析に基づいて決定される係数であり，次式を用いて計算される．

$$A = \frac{11.65(n^{0.1}-1)\exp[N(n-1.9)\alpha h_0]}{(\alpha r_0)^{0.91}}$$
$$n \geq 1.9 \rightarrow N = 2.92$$
$$n < 1.9 \rightarrow N = 7.5 \qquad (3)$$

ここに，R：インフィルトロメータのディスクの半径 [cm]，α，n：van Genuchten のモデルパラメータ．

van Genuchten のモデルパラメータを**表-1** に示す [7)]．パラメータの決定については，Carsel and Parrish[8)]が行った 12 種類の土に関するパラメータの検討から土の工学的分類に応じた設定がなされている．

(3) Reynolds and Elrick の方法

Reynolds and Elrick が提案した方法 [5)]は，Wooding の経験則 [9)]に基づいている．Wooding は，浅い円形の溜池から浸潤する流量を理論的に計算し，ディスクから浸潤する流量を次式で表現した．

$$Q = \pi R^2 k_{wu}(h) + 4R\phi(h) \qquad (4)$$

ここに，Q：定常流量 [cm^3/s]，$\phi(h)$：マトリックポテンシャル [cm^2/s]，$k_{wu}(h)$：不飽和透水係数 [cm/s]．

Gardner[10)]は不飽和透水係数が飽和透水係数の指数関数で表現できると仮定しており，不飽和透水係数は次式で表現できると述べている．

$$k_{wu}(h) = k_{fs} \cdot exp(ah) \qquad (5)$$

ここに，k_{fs}：現場飽和透水係数 [cm/s]，a：パラメータ係数．

また，$\phi(h)$は次式で表現できる [10)]．

$$\phi(h) = \int k_{wu}(h)dh = \frac{k_{fs} \cdot exp(ah)}{a} \qquad (6)$$

式(6)を式(4)に代入することで，Reynolds and Elrick[5)]は，次式を導いた．

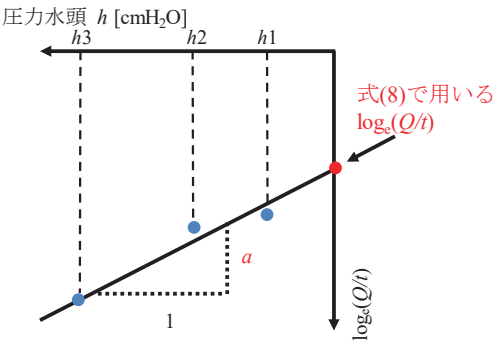


図-2　h -log$_e$(Q/t) 関係図

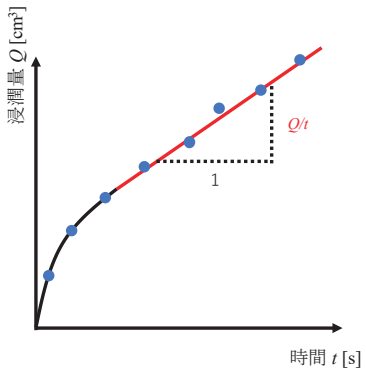


図-3　計測から得られる Q-t 関係図

$$log_e\left(\frac{Q}{t}\right) = ah + log_e\left\{\left(\pi R^2 + \frac{4R}{a}\right) \cdot k_{fs}\right\} \qquad (7)$$

ここで，式(7)は**図-2** のような直線を表す式であり，h＝0 のとき現場飽和透水係数 k_{fs} は次式で表現される．

$$k_{fs} = \frac{\exp\left\{log_e\left(Q/t\right)\right\}}{\pi R^2 + \frac{4R}{a}} \qquad (8)$$

式(8)において，未知数は定常流量 log$_e$(Q/t)とパラメータ係数 a であり，**図-2** に示すように h－log$_e$(Q/t)関係の直線の傾きと切片から得られる．この方法では，1 個の現場飽和透水係数を得るために，インフィルトロメータの圧力水頭値を変えた最低 3 回の計測が必要となる．

ここで，現場飽和透水係数を推定するための手順を次に示す．**図-3** は 1 回の計測で得られる Q-t 関係図である．図の直線部のように，計測開始後，経過時間当たりの浸潤量（流量）がおおよそ一定になり，定常状態と判断された際の流量を計測する．圧力水頭を変えた最低 3 回，同様の計測を行い，定常流量を**図-2** のようにプロットし，回帰直線を引く．その回帰直線の傾きと切片から

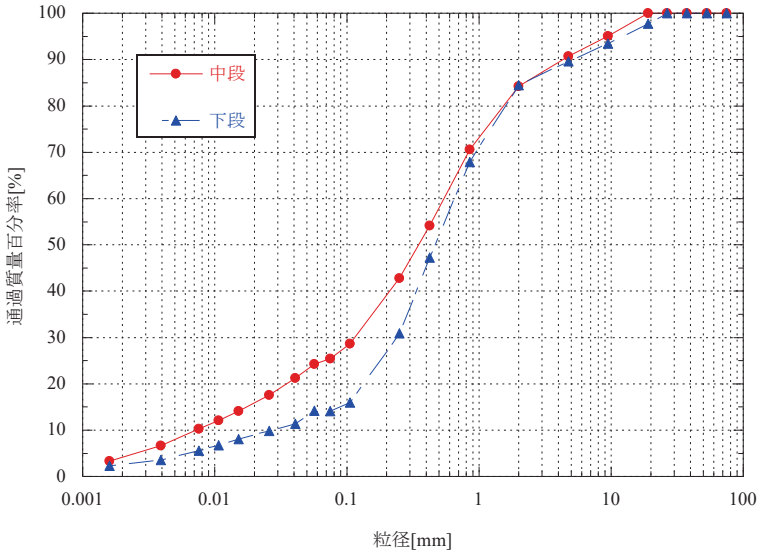


図-4　粒径加積曲線

a と $\log_e(Q/t)$が得られ，現場飽和透水係数が得られる．

現場飽和透水係数とは，原位置の不飽和地盤において，降雨や故意に地盤を湿潤させた場合，完全な飽和状態の地盤にはならないことから，高飽和度な地盤の透水係数ということになる．さらに，現場飽和透水係数は，完全な飽和状態の領域における飽和透水係数と比べ，小さい値をとることが確認されている [11]．原位置の不飽和地盤において，透水性の評価を行う際は飽和透水係数よりもむしろ，現場飽和透水係数を用いることがより実際に即した透水性評価になると考えられる．

3.　シラス斜面における原位置透水試験

本章では，第 2 章で述べた不飽和透水係数および現場飽和透水係数の推定方法を用いて，鹿児島県郡山町内のシラス斜面において原位置透水試験を行った．

(1) 試験箇所の概要

写真-3 には，透水試験を実施した鹿児島県郡山町内のシラス斜面を示す．斜面は，入戸火砕流が堆積した一次シラスとみられ，ガリ侵食が発達しているのが確認できる．また，3 段（以降，上段，中段，下段と称す．）に切り分けられており，本研究では，中段と下段を対象に調査を行った．中段と下段において表層土の不攪乱試料を計測地点周辺の 2 カ所から採取し，実験室にて土質試験を行った．**表-2** に土質試験結果を示す．**図-4** は中段と下段の表層土の粒径加積曲線を示している．各段の土の工学的分類は，中段は細粒分質礫質砂（SFG），下段は細粒分混じり礫質砂（SG-F）である．中段，下段の土は**表-1** において，Sandy Loam に分類され，α=0.075，n=1.89 である．さらに，山中式土壌硬度計を用いて各段の斜面の硬度を測定し，指標硬度が 20 以下であることから，

写真-3　斜面の様子

表-2　土質試験結果

採取場所	下段①	下段②	中段①	中段②
自然含水比 w_n [%]	16.0	17.6	27.2	29.6
土粒子密度 ρ_s [g/cm^3]	2.55		2.57	
湿潤密度 ρ_t [g/cm^3]	1.21	1.12	1.42	1.27
間隙比 e [-]	1.46	1.68	1.29	1.61
乾燥密度 ρ_d [g/cm^3]	1.04	0.95	1.12	0.98
飽和度 S_r [%]	28.10	26.72	54.03	47.15

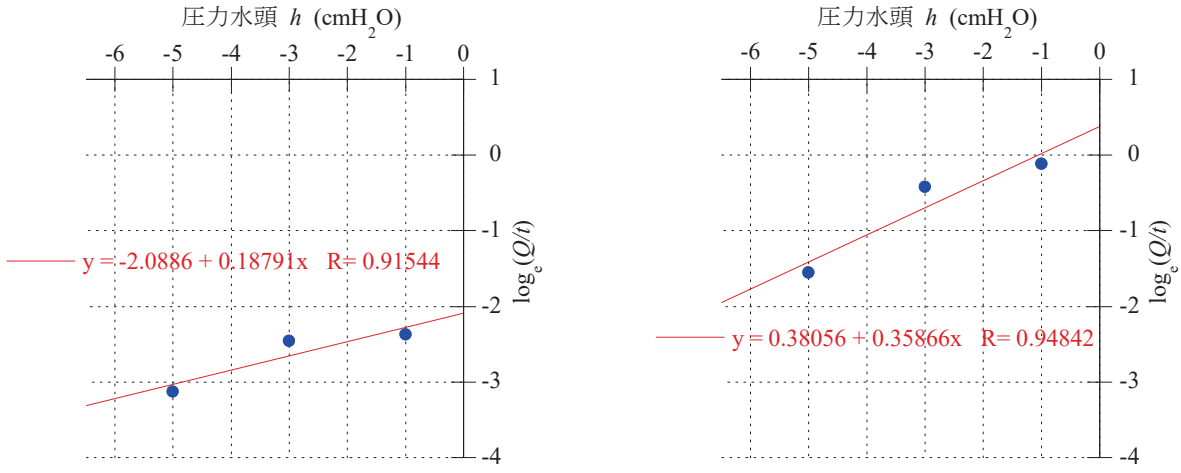
この斜面のシラスは，極軟質シラスに分類されることがわかった [12]．

(2) 計測の詳細

原位置透水試験は，中段と下段において計測点を 1 点定め，その点で圧力水頭を変えながら 3 回計測を行った．インフィルトロメータの圧力水頭は各段-1，-3，-5

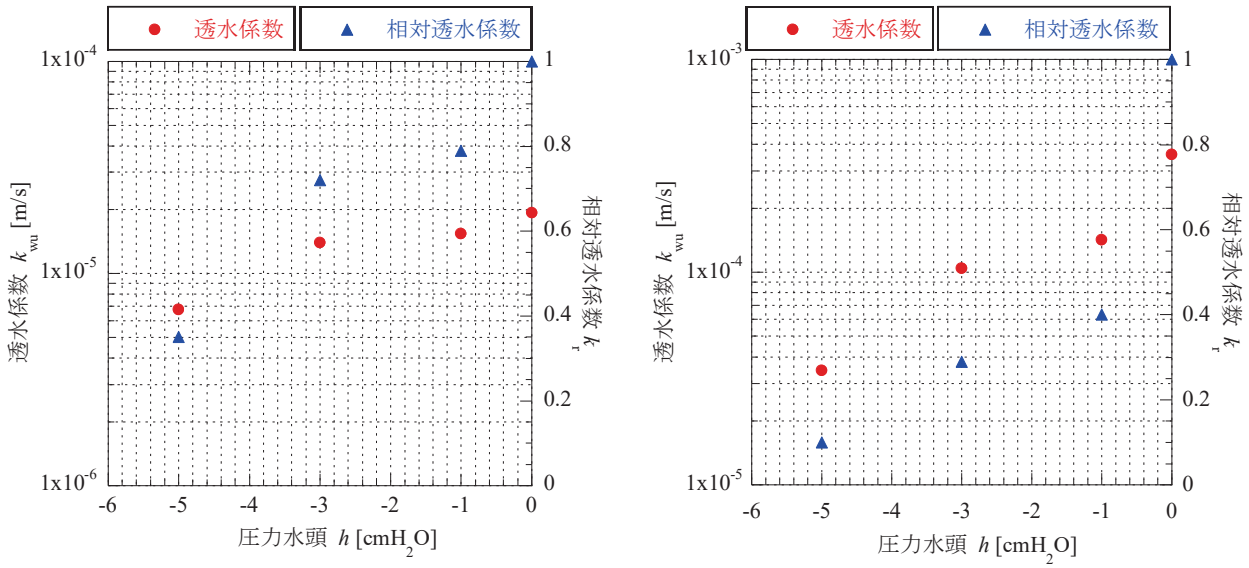
表-3　推定された透水係数

場所	推定方法	圧力水頭 h [cmH$_2$O]	C_2 [cm/s]	A [-]	透水係数 k_{wu}, k_{fs} [m/s]
中段	Zhang	-1	0.0060	3.89	1.54×10^{-5}
		-3	0.0055	3.93	1.40×10^{-5}
		-5	0.0027	3.98	6.78×10^{-6}
	Reynolds and Elrick				1.94×10^{-5}
下段	Zhang	-1	0.0551	3.89	1.42×10^{-4}
		-3	0.0410	3.93	1.04×10^{-4}
		-5	0.0137	3.98	3.45×10^{-5}
	Reynolds and Elrick				3.57×10^{-4}



(a) 中段　　(b) 下段

図-5　計測で得られた h-$\log_e(Q/t)$ 関係図



(a) 中段　　(b) 下段

図-6　各計測地点での透水関数

[cmH$_2$O]に設定し，上記の順で計測を実施した．浸潤量の計測にあたり，砂質土のような透水性の良い地盤を対象に計測を行うと，地表面へ浸潤する速度が大きく，流量を目盛りから読み取ることが困難な場合があるため，今回の計測では録画機器を用いて，計測を行った．

(3) 計測結果

原位置透水試験によって得られた透水係数を**表-3** に示す．本試験では，各段 3 回の計測を行ったため，Zhang の方法では 3 個の不飽和透水係数 $k_{wu}(h)$，Reynolds and Elrick の方法では 1 個の現場飽和透水係数 k_{fs} が得られた．**図-5** は，Reynolds and Elrick の方法における h-$\log_e(Q/t)$ の関係図である．いずれの測定結果も回帰直線の相関係数 R が約 0.9 以上を示し，相関性の高い回帰直線を描くことができている．Reynolds and Elrick の方法は常に圧力水頭の異なる 3 点以上の計測結果が必要となるため，

より安定性のある透水係数の推定が可能であると考えられる．しかし，今回の計測において，1 回目の試験は自然含水状態の地表面にインフィルトロメータを設置して試験したが，2 回目以降は 1 回目の試験後の湿潤した地表面にインフィルトロメータを設置して試験を行った．この試験前の地表面の含水状態の試験結果に与える影響については，今後検討が必要である．

表-3 より，Zhang の方法では，中段，下段ともに設定した圧力水頭値が大きくなるほど，不飽和透水係数 $k_{wu}(h)$は小さくなった．一方，Reynolds and Elrick の方法で推定した現場飽和透水係数は, 中段, 下段ともに Zhang の不飽和透水係数よりも大きな値として推定された．**図-6** は 2 つの方法から推定された透水係数について，横軸をインフィルトロメータの圧力水頭 h，縦軸を透水係数および相対透水係数 $k_r=k_{wu}(h)/k_{fs}$ とした透水関数を図示したものである．インフィルトロメータの圧力水頭は，最大 h = -7 [cmH_2O]までしか負荷できないため，高飽和領域における透水関数を示している．図より，圧力水頭が 0 近づく（飽和度が増加する）につれて，透水係数も大きくなるという飽和・不飽和透水特性の一般的な傾向を示していることがわかる．よって，3 種類の圧力水頭を設定したインフィルトロメータの試験を実施することで，高飽和領域の透水関数を得ることができる．計測値の妥当性については，今後，室内土質試験や原位置透水試験の結果と比較していく必要があるが，透水関数の傾きなどがわかることによって，不飽和土の保水・透水性に関する数理モデルのパラメータ設定などに役立つと考えられる．

4. おわりに

本研究では，シラス斜面においてインフィルトロメータを用いた計測を行い，Zhang の方法と Reynolds and Elrick の方法を用いて，高飽和度領域の透水関数を求めることができた．試験時の地表面の含水状態が結果に与える影響や試験結果の妥当性評価などに課題はまだ残るが，得られた透水関数は，不飽和土の保水・透水性に関する数理モデルのパラメータ設定などに役立つと考えられる．今後，試験データを蓄積しながら，試験精度の検証などを実施したい．

謝辞：レモン通商株式会社には，試験場所を提供していただいた．ここに謝意を表します．

参考文献

1) Elrick, D.E. and Reynolds, W.D. : Infiltration from Constant-head Well Permeameters and Infiltrometers, Advanced in Measurement of Soil Physical Properties, SSSA Special Publication No.30, pp.1~24, 1992.
2) Reynolds, W.D. and Elrick, D.E. : In Situ Measurement of Field-saturated Hydraulic Conductivity, Sorptivity, and the α-parameter Using the Guelph Permeameter, Soil Sci., Vol.140, pp.292~303, 1985.
3) METER Group : Mini Disc Infiltrometer, https://www.metergroup.com/environment/products/mini-disk-infiltrometer/,（令和 2 年 6 月 22 日 12 時現在）.
4) Renduo Zhang : Determination of Soil Sorptivity and Hydraulic Conductivity from the Disk Infiltrometer, *Soil Sci. Soc. Am. J.*Vol.61, pp.1024~1030, 1997.
5) Reynolds, W.D. and Elrick, D.E. : Determination of Hydraulic Conductivity Using a Tensioin Infiltrometer, *Soil Sci. Soc. Am. J.* Vol.55, pp.633~639, 1991.
6) T. Sugii, H. Yokawa and M. Ishii : Measurement of field-hydraulic soil properties using suction infiltrometer for soil-based pavement, Proc. of the 7th Asia-Pacific Conference of Unsaturated Soils (AP-UNSAT2019), pp.84-89, 2019.
7) METER Group Inc. : *Mini Disk Infiltrometer Use's manual*, p.13, 2018.
8) Carsel, Robert F. and Rudolph S. Parrish. : Developing joint probability distributions of soil water retention characteristics. *Water Resource Research*, Vol.24, no. 5, pp.755~769. 1988.
9) Wooding, R.A. : Steady infiltration from a circular pond, *Water Resour. Res.* 4, pp.1259~1273, 1968.
10) Gardner, W.R. : Some steady-state solutions of the unsaturated moisture flow equations with application to evaporation from a water table, *Soil Sci*. Vol.85, pp.228~232, 1958.
11) Reynolds, W.D. and Elrick, D.E. : A Laboratory and Numerical Assessment of the Guelph Permeameter Method, *Soil Sci*., Vol.144, pp.282~299, 1987.
12) 山内豊聡監修　土質工学会九州支部編：九州・沖縄の特殊土，pp.145~169，1983.

（2020. 7. 1 受付）

砂防設備等における除石や延命化を考慮したライフサイクルコスト縮減に関する一考察

MAINTENANCE MANAGEMENT PLAN OF LIFE CYCLE COSTS CONSIDERING FUNCTIONAL EVALUATION AND LIFE EXTENSION FOR SABO FACILITIES

原田 紹臣[1]・里深 好文[2]・水山 高久[3]
Norio HARADA, Yoshifumi SATOFUKA and Takahisa MIZUYAMA

[1]京都大学大学院農学研究科（〒606-8502　京都市左京区北白川追分町）
E-mail: harada3@kais.kyoto-u.ac.jp
[2]立命館大学理工学部（〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1）
E-mail: satofuka@se.ritsumei.ac.jp
[3]京都大学名誉教授（〒606-8502　京都市左京区北白川追分町）
E-mail: mizuyama@kais.kyoto-u.ac.jp

Key Words: *deterioration prediction, life cycle costs, quantitative evaluation, SABO facility, soundness*

1. はじめに

砂防関係施設の長寿命化計画策定に関する考え方が見直され，これまでの事後保全型の維持管理から予防保全型の維持管理の考え方が導入された [1), 2)]．なお，長寿命化計画策定に際して（**図-1**），施設管理者は点検等により各施設の部位における変状レベル（**表-1**）を把握し，それらの変状レベルや施設周辺の状況等を総合的に評価して，対象施設等の健全度（**表-2**）や修繕等の対策優先順位について検討する．

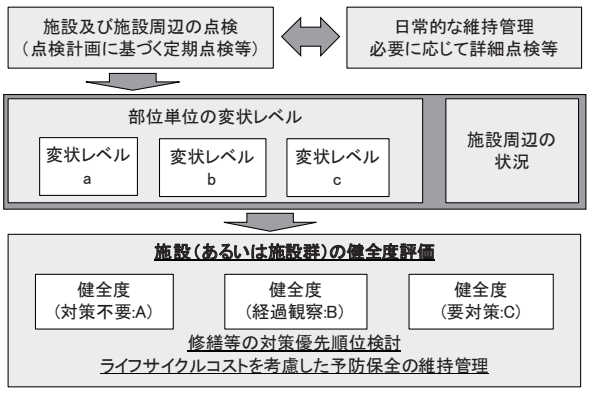


図-1 砂防関係施設における健全度評価等検討の流れ [2)に加筆]

筆者らは，これまで，老朽化した施設の健全度（**表-3**）に対する定量的な評価手法 [3)]やライフサイクルコスト縮減に関する検討手法 [4)]について提案している．しかしながら，新たに示された除石の優先順位の評価手法 [2)]については議論できていない．また，一般的な予防保全や事後保全に対する検討のみで，延命化（長寿命化）に関する更なる検討が望まれる．

表-1 部位あるいは部位グループの変状レベル評価 [1)]

変状レベル	損傷等の程度
a	当該部位に損傷等は発生していない，もしくは軽微な損傷が発生しているものの，損傷等に伴う当該部位の性能の低下が認められず，対策の必要がない状態
b	当該部位に損傷等が発生しているが問題となる性能の低下が生じていない．現状では早急に対策を講じる必要はないが，今後の損傷等の進行を確認するため，定期巡視点検や臨時点検等により，経過を観察する必要がある状態
c	当該部位に損傷等が発生しており，損傷等に伴い，当該部位の性能上の安定性や強度の低下が懸念される状態

表-2 砂防関係施設において有すべき健全度の定義 [2)]

用　語	用語の解説
健全度	有すべき機能及び性能に対して,当該砂防関係施設が有している程度
機　能	砂防関係施設が土砂災害防止のために,有すべき施設の働き
性　能	当該砂防関係施設が機能を発揮するために必要となる構造上保持すべき強度，安定性等

表-3 砂防関係施設における健全度評価の表記 [2)]

健全度	損傷等の程度
対策不要 (A)	当該施設に損傷等は発生していないか，軽微な損傷が発生しているものの，損傷等に伴う当該施設の機能及び性能の低下が認められず，対策の必要がない状態
経過観察 (B)	当該施設に損傷等が発生しているが問題となる機能及び性能の低下が生じていない．現状では早急に対策を講じる必要はないが,将来対策を必要とするおそれがあるので，定期点検や臨時点検等により経過を観察する，または，予防保全の観点より対策が必要である状態
要対策 (C)	当該施設に損傷等が発生しており，損傷等に伴い，当該施設の機能低下が生じている，あるいは当該施設の性能上の安定性や強度の低下が懸念される状態

本稿では，筆者らの既往研究成果 [3),4)]を基に，砂防設備における除石（堆砂状況）に関する評価手法 [2)]や,その他施設の改築等による更なる延命(長寿命)化を考慮した劣化予測やライフサイクルコスト等の具体的な検討手法の提案や考察を目的としている．

2. 健全度評価の検討手法に関する提案

健全度評価手法に関して，既往研究成果 [3)]の内容を示すとともに，砂防設備における堆砂状況（健全度）や除石の優先順位の評価手法 [2)]について提案し，除石に対する評価の傾向について考察する．

(1) 健全度評価の検討概要

これまで，筆者らは，欧州の橋梁を対象にした維持管理マネジメント [5)]において提案されている手法等を参考に，部位単位における変状レベル（a, b, c：**表-1**）等の変状特性を考慮した施設の健全度評価(健全度 A, B, C：**表-3**）に関する定量的な手法を提案している [3)]．なお，先行研究 [3)]において実施した流れを**図-2** に示す．**図-2** に示すとおり，老朽化した施設

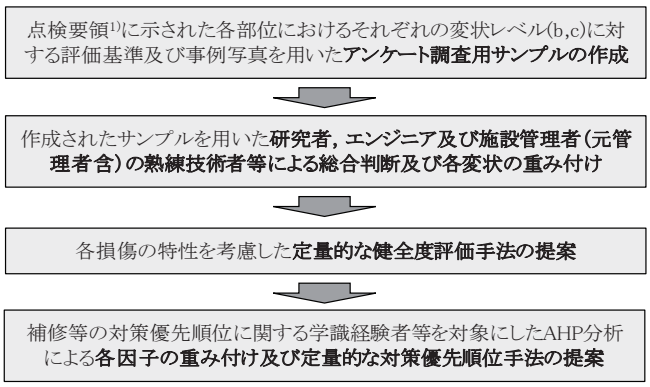


図-2 既往研究における検討手法の概要とその流れ [3)]

表-4 主な変状に関する分析結果の一例（砂防堰堤）[3)]

部　位 [1)]		変状レベル（概要）[1)]	健全度指数 V_d
本堤 副堤 床固工 垂直壁	天端摩耗	鉛直方向の摩耗（深さ：1リフト程度未満）:**b**	32
		鉛直方向の摩耗（深さ：1リフト程度以上）:**c**	49
	ひび割れ	水平方向のひび割れ（ブロック幅の 1/2 未満）:**b**	50
		水平方向のひび割れ（ブロック幅の 1/2 以上）:**c**	83
	洗掘	基礎部の洗掘（堰堤基礎面に未到達）:**b**	54
		基礎部の洗掘（堰堤基礎面に到達）:**c**	89
	漏水	部分的な漏水:**b**	50
		本体の広範囲にわたる漏水等:**c**	84

の健全度や対策優先度に対する意思決定における指標として，複数の研究者，エンジニア及び施設管理者ら熟練技術者を対象に，アンケート調査（ヒアリング）を実施した．そして，そのヒアリングによって得られた総合的な判断結果を用いて，健全度評価に必要なそれぞれの部位における変状レベルに対する重み係数（健全度指数 V_d：評価者が各変状 [1)] に対して評価する際の深刻度を数値化し，各変状間の深刻度の相対評価が可能）や，対策優先順位検討に必要な外的基準（変状レベルや施設の重要度等を総合的に考慮する基準）を提案している．変状レベルに対する重み係数（健全度指数：V_d）について平均して補正した値の一例を**表-4** に示す．**表-4** に示すとおり，各部位におけるそれぞれの変状種や変状レベル（b，c）に応じた健全度指数（重み；対策緊急度）が得られている．なお，先行研究 [3)]で実施したヒアリングは，点検要領 [1)]で示されている砂防関係施設における 115 種の変状（ただし，b, c）を対象に，点検要領 [1)]で示されている説明概要図や事例写真を用いて，該当する健全度レベルとして 0 から 100 までの値（V_d', ただし，0：対策不要，50：経過観察，100：緊急要対策までを指標とした間隔尺度法による分析）についてそれぞれヒアリングしている．

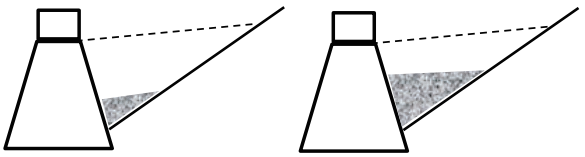
さらに，得られた各部位における変状レベルの評価値と**表-5** に示す健全度指数 V_d と施設の健全度（**表-3**）との関係（閾値の補正：50→61[3)]）を参考に，定量的に評価することが可能である．

(2) 堆砂状況や除石優先順位に対する評価手法

近年，砂防設備における除石に関する実施方針が示され，長寿命化計画策定において，除石の優先順位を評価するための考え方や管理の目標等を設定することとなった[2)]．そこで，既往研究[3)]における前述までの評価手法を補完するために，これまでと同様の方法（**図-2**）により，新たに，除石に対する健全度指数 V_d を提案する．その際，他の変状項目における変状程度（例えば，集水管の閉塞物付着）[1)]を参考にした除石の変状レベル（堆砂状況）を**図-3** に提案する．そして，この変状レベルに対して，25 名の学識経験者や管理者，エンジニアからのヒアリングにより得られた健全度指数 V_d を**表-6** に示す．なお，ヒアリングや分析方法については，既往研究[3)]と同様としている．**表-6** に示される傾向より，計画捕捉量（必要ポケット量：機能）に対して，概ね 40 から 50%程度の堆砂時に，除石の実施が望まれると考察される．今後，今回得られた健全度指数 V_d（**表-6**）より，堆砂状況に関する定量的な健全性の評価や除石の優先順位検討[3)]，更に劣化予測評価（後述）に対しても有効に活用できると考えられる．

表-5 提案する健全度指数 V_d と施設の健全度との関係[3)]

施設の健全度	変状レベルの健全度指数 V_d
対策不要 (A)	$V_d = 0$
経過観察 (B)	$0 < V_d \leqq 61$
要 対 策 (C)	$61 < V_d$



砂防堰堤に概ね堆砂
（計画捕捉量の25%程度堆積）

砂防堰堤に顕著に堆砂
（計画捕捉量の50%程度堆積）

図-3 不透過型砂防堰堤の堆砂に関する分析の概要図

表-6 不透過型砂防堰堤の堆砂(機能不足)に関する分析結果

施 設 等	変状レベル(概要)	健全度指数 V_d
不透過型砂防堰堤：除石管理型	砂防堰堤に概ね堆砂(計画捕捉量の 25%程度堆積)：**b**	35
	砂防堰堤に顕著に堆砂(計画捕捉量の 50%程度堆積)：**c**	75

3. ライフサイクルコスト等の検討手法に関する提案

既往研究[3), 4)]における砂防関係施設の対策優先順位やライフサイクルコストに関する具体的な検討時の留意点について考察し，その対応を提案する．

(1) 長寿命化計画策定(年次計画)策定までの流れ

砂防関係施設の長寿命化計画策定における考え方が見直され[2)]，劣化予測に基づいてライフサイクルコストを縮減させることとなった．そこで，健全度に関して，前述までの変状レベルの健全度指数 V_d（例えば，**表-4** や**表-6**）を用いる手法を提案している[4)]．ここに，一般的な劣化予測に対応させるため，健全度 *HI* (Health Index)[例えば6)]として表す．

$$HI = V_{d\_max} - V_d \quad (1)$$

ここで，V_{d_max} は健全度指数 V_d における最大値(=100)である．なお，環境条件の異なる施設毎に点検結果（変状履歴や進行度）に基づいた劣化予測により，

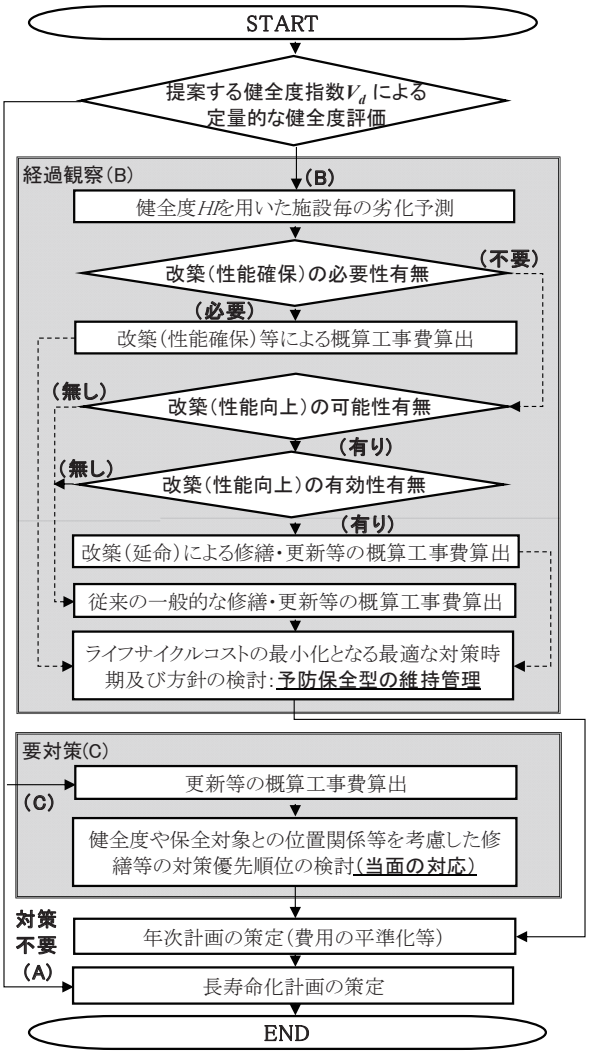


図-4 長寿命化計画の策定に関する検討の流れ[4)]に加筆

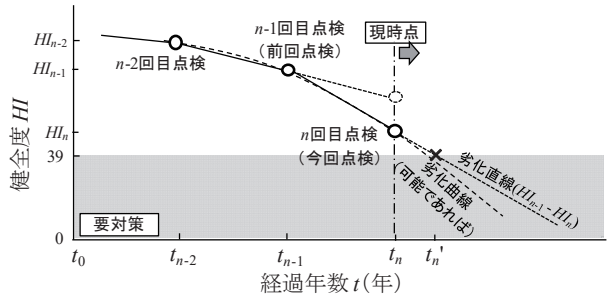


図-5 変状毎における劣化予測手法の概念図 [4]

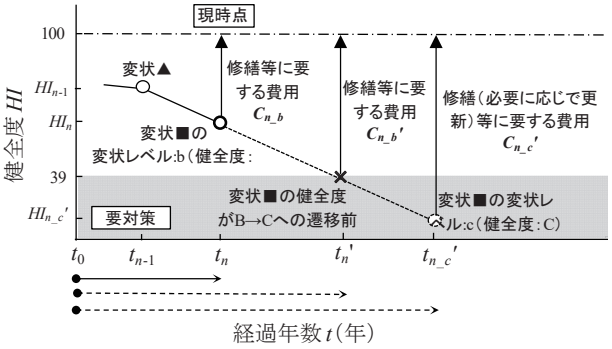


図-6 各評価時における修繕等に要す費用算出の概念図 [4]

個別にライフサイクルコスト縮減を図る必要があると考えられる [4]．そこで，砂防関係施設の特性や点検要領 [1]に示された点検内容（変状区分やレベル）を考慮した長寿命化計画の策定に関する検討の流れを**図-4** に示す．**図-4** に示すとおり，ライフサイクルコストを縮減させるため，健全度評価において「経過観察」として評価された施設を対象に，健全度 *HI* を用いた将来における劣化予測を行い，最終的にライフサイクルコストが最小となる最適な対策時期について検討するとした予防保全型の維持管理を基本としている．ただし，これまでの砂防関係施設については，一般的に点検の実施や予防保全措置（例えば，予防対策工事）等が十分でなく，事後保全型の維持管理等に基づいた対策が講じられてきており，「要対策」施設が存在しているため，留意が必要である．そこで，当面の対応として，これらの「要対策」施設については，健全度や保全対象との位置関係等を考慮した対策優先順位 [3]に基づいて早急に対策を講じ，今後，順次に予防保全型に移行していくことが望まれる．なお，対策不要（**表-3**）の施設については，次回の点検時において変状が確認された際に，劣化予測等の検討対象としている．

(2) ライフサイクルコスト縮減の具体的な検討手法

ライフサイクルコストの基本となる劣化予測手法の概念図を**図-5** や**図-6** に示す [3]．ここで，ガイドライン [2]にも示されるとおり，「経過観察」施設に要す修繕等の費用と，大規模な更新等が必要となる「要対策」施設に要す費用が大幅に異なる点に留意する必要がある．そこで，現時点で確認されている変状（「経過観察」）が将来に亘って，現時点（t_n）と同じ速度（現時点の健全度 HI_n と前回点検時までの HI_{n-1} 等との関係）で劣化すると仮定し，「要対策」（例えば，変状レベル c）の健全度 HI_{n-c}’までの進行に要する期間（時期：t_{n_c}’）を推定する（**図-6**）．ここで，点検要領 [1]に示されている変状毎に，「経過観察」と「要対策」の変状レベル（健全度指数 V_d）との関係性がそれぞれ異なり，更なるライフサイクルコストの縮減を図るため，予測する変状の進行途中において「経過観察」から「要対策」への遷移前までに要す期間（時期：t_n’）を推定し，各評価時における修繕等に要する費用をそれぞれ算出する．なお，劣化予測に際して，評価する際に過去における複数年の点検結果が存在する場合は，それらの結果を踏まえた近似曲線による予測が望まれるが，点検結果が十分でない場合は，現時点（t_n）の点検結果（HI_n）と，初期建設時（t_0）や前回（t_{n-1}）の点検結果等との関係を用いて予測することも可能である（**図-5**）．

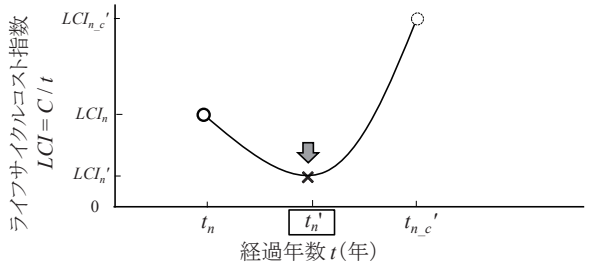


図-7 効率的なライフサイクルコスト時期の概念図 [4]

また，ライフサイクルコストを最小化させるため，ライフサイクルコスト指数 *LCI* を提案している [4]．

$$LCI = C / t \quad (2)$$

ここに，*C* は修繕等に要する費用，*t* は各評価時までの経過年数（修繕サイクル）であり，この *LCI* を最小化することで，効率的な対策時期の設定が可能となる（**図-7**）．なお，これまでの点検結果が十分でない場合は留意する必要があり，一般的に進行しないと考えられる変状（例えば，想定外の突発的な外部からの衝突による変形）については，**図-8**（下）に示す予測（例えば，変状の進行がないと予測）とし，それ以外の変状については，**図-8**（上，破線：前回点検結果による劣化傾向，実線：今回点検見直し後の劣化傾向）に示す予測とする対応も考えられる．

一方，ライフサイクルコスト等の検討に際して，一般的に示されている対応方針 [2]（**表-7**）に整合させる等の留意が必要である．具体的には，これまでの一般的な「予防保全（修繕等）」や「事後保全（更新等）」等との比較によるライフサイクルストの縮減

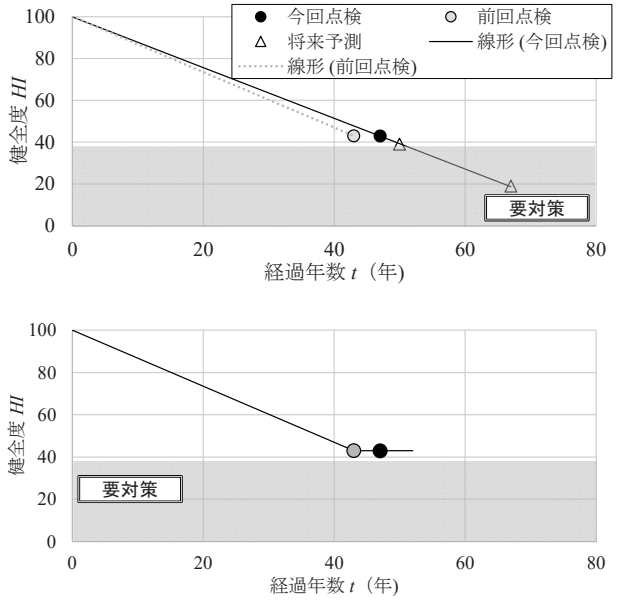


図-8　点検結果が不足する際の劣化予測の基本的な考え方

表-7　老朽化した砂防関係施設における対策方針 [2)]

対応方針	内　容
維　持	砂防関係施設の機能や性能を確保するために行う軽微な作業のこと
修　繕	既存の砂防関係施設の機能や性能を確保、回復するために，損傷または劣化前の状況に補修すること
改　築	砂防関係施設の機能や性能を確保，回復すると共に，さらにその向上を図ること
更　新	既存の砂防関係施設を用途廃止し，既存施設と同等の機能及び性能を有する施設を，既存施設の代替として新たに整備すること

に対して，新たに，「改築」による更なるライフサイクルコスト縮減が望まれている [2)]．ここで，「改築」に関して，砂防関係施設の特性を考慮した分類を**表-8** に示す．**表-8** に示すとおり，具体的に提案されている対策工 [2)]を踏まえて，有すべき性能や機能（**表-2**）の特性に留意して整理している．ただし，機能に向上に関しては，各事業[例えば、7)] の運用において対象が異なるため，本稿では取り扱わないものとする（ただし，機能確保は健全度として評価:**表-6** 参照）．ここで，これまでの一般的なライフサイクルコスト縮減の概要図 [2)]に対して，改築（ただし，性能向上）を考慮した検討のイメージを**図-9** に示す．なお，LCI（式：2）による検討は，**図-9** に示される各階段関数を直線近似させた傾きの比較により，ライフサイクルコストを検討するものと同義となっている．ただし，改築による延命化（例えば，ゴム材による摩耗防止）に関して，現時点では限られているため留意

表-8　砂防関係施設の改築における分類案

分　類	具体的な対策の一例 [2)]
改築（性能確保）	・現行基準に整合した砂防堰堤の腹付け
改築（性能向上）	・腐食した集水管を腐食しにくい材質への変更,ゴム材等による摩耗防止
改築（機能確保）	・急傾斜地等における地盤条件変化による災害防止機能不足の対策工事
改築（機能向上）	・砂防堰堤のかさ上げによる機能向上

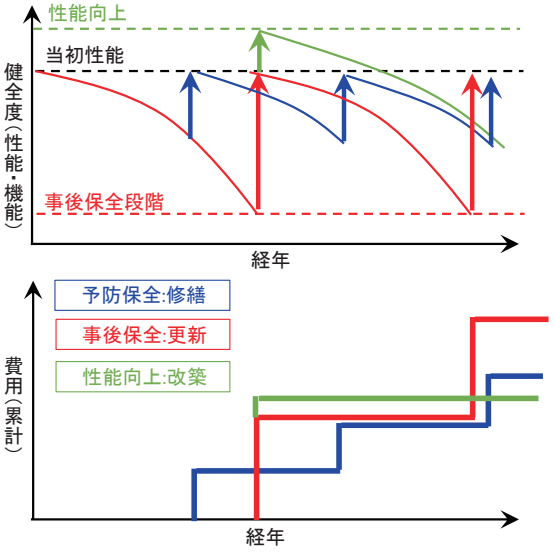


図-9　ライフサイクルコスト縮減のイメージ [2)]に加筆

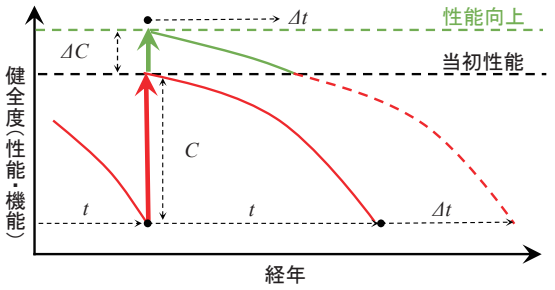


図-10　改築による延命化効果の評価に関する概要図

する必要がある．そこで，検討の合理化を目的に改築による検討の必要性や有効性について検討して，事前に対策方針を決定し，最終的に予防保全（改築，修繕）や事後保全（改築，更新）等を比較する（**図-4**）．なお，「要対策」施設や改築（性能確保）による対応に際しても，必要に応じて，同様に改築（性能向上）について考慮するものとする．

ライフサイクルコスト検討における改築（ただし，性能向上）の有効性を評価する条件式は，

$$f_{LCI} = C / t - (C+\Delta C) / (t+\Delta t) \geqq 0 \quad (3)$$

と表す．ここに，ΔC は改築に要する増額費用，Δt は性能向上に関する効果年数（例えば，改築補強材料の耐用年数）である（**図-10**）．なお，Δt について

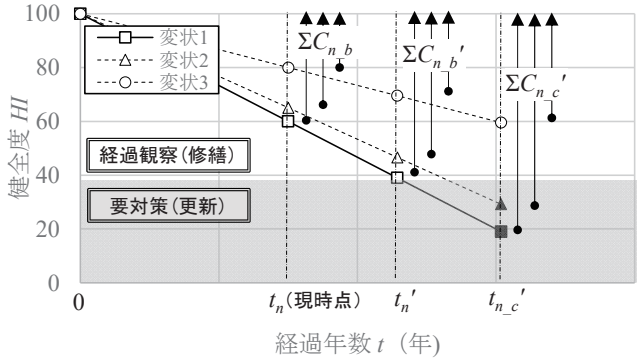


図-11 ライフサイクルコストにおける対策費用算出例

表-9 ライフサイクルコストに関する検討結果事例 その 1

施設 A（例えば，地すべり防止施設）		単　位	現時点 t_n	**要対策遷移前** t_n'	要対策時期 t_{n_c}'
経過年数		年	35	52	70
変状	方針	－	修繕	修繕	更新
1	費用 C_{n_b}	百万円	10	12	50
変状	方針	－	修繕	修繕	改築
2	費用 C_{n_b}'	百万円	20	25	100
変状	方針	－	修繕	修繕	修繕
3	費用 C_{n_c}'	百万円	2	2	10
計	ΣC_n	百万円	32	39	160
LCI		百万円/年	0.9	**0.8**	2.3

表-10 ライフサイクルコストに関する検討結果事例 その 2

施設 B（例えば，砂防設備：腹付け工）		単　位	現時点 t_n	要対策遷移前 t_n'	**要対策時期** t_{n_c}'
経過年数		年	35	52	70
変状	方　針	－	改築	改築	改築
1	費用 C_{n_b}	百万円	50	55	60
変状	方　針	－	（同上）	（同上）	（同上）
2	費用 C_{n_b}'	百万円	（上含）	（上含）	（上含）
計	ΣC_n	百万円	50	55	60
LCI		百万円/年	1.4	1.1	**0.9**

は，使用する材料に関する暴露試験結果や公共事業の財務評価において使用されている耐用年数（減価償却資産の耐用年数等に関する省令別表）等を代替させて，設定することも考えられる．一方，一施設内に複数の変状が存在する場合は，工事の効率化（例えば，工事用道路新設）に留意して，それらの変状の全てを対象に劣化予測し，対策に要す全費用を計上する等が必要である（**図-11**）．そこで，**図-11** に示すとおり，ライフサイクルコストを検討する時期（経過年数；t_n, t_n', t_{n_c}'）については，変状内で最も健全度の低下が進行している変状（例えば，変状 1）を対象に決定する．そして，その時期に全ての変状を修繕等の対策を講じると仮定した際に要す総費用を計上し，それぞれの時期における *LCI* を用いて検討する（例えば，**表-9**）．なお，**表-9** に示されるとおり，各変状における対応方針（例えば，修繕，改築）に関して，効率性を考慮して変化させることにより，10 年あたりで概ね 1,500 万円程度のライフサイクルコストの縮減が可能となる．また，複数の変状を一工種の対策工により修繕等可能な場合（例えば，砂防堰堤における下流側の腹付け対策工によるひび割れや基礎洗掘の改善）については，対策費用の二重計上に留意して検討する必要がある（例えば，**表-10**）．なお，今回提案する手法は，砂防関係施設[1),2)]に対して，幅広く適用できると考えられる．その他の検討方法については，既往研究[3),4)]を参照されたい．

5. おわりに

本稿では，筆者らの既往研究を基に，新たに検討手法の提案や考察を示している．今後，砂防関係施設の変状機構や詳細な劣化予測に関する知見，機能確保に関する評価値などの更なる高度化が望まれる．

謝辞：本研究において，ご助言やアンケートのご協力を頂いた学識経験者，砂防施設の管理者や民間企業の技術者等の方々に感謝いたします．

参考文献

1) 国土交通省 水管理・国土保全局 砂防部：砂防関係施設点検要領（案），2020.
2) 国土交通省 水管理・国土保全局 砂防部：砂防関係施設の長寿命化計画策定ガイドライン（案），2020.
3) 原田紹臣・小杉賢一朗・里深好文・水山高久：老朽化した砂防関係施設の健全度及び対策優先度に関する定量的な評価手法の提案，河川技術論文集，Vol.21, pp.183-188, 2015.
4) 原田紹臣・里深好文・水山高久：ライフサイクルコストを考慮した砂防関係施設の長寿命化計画策定に関する提案，砂防学会誌，Vol.73, No.2, 2020（掲載決定）.
5) Brime: *http://www.trl.co.uk/brime/index*（2020. 6. 1 確認済）
6) Shepard, R. W. and Johnson, M. B.: California Bridge Health Index, T*echnical Report, Caltrrans,* 1999.
7) 国土交通省：砂防関係事業の概要，2019.

（2020. 7. 1　受付）

待受式擁壁に作用する崩壊土砂の衝撃荷重の空間分布に関する検討

STUDY ON THE SPATIAL DISTRIBUTION OF THE IMPACT LOAD OF THE COLLAPSED SOIL ACTING ON THE RETAINING WALL

長谷川 陽一[1]・金澤 瑛[2]・中谷 洋明[2]・井上 沙久綾[1]
Yoichi HASEGAWA, Akito KANAZAWA, Hiroaki NAKAYA and Sakuya INOUE

[1]国土防災技術株式会社 技術推進部第三技術センター（〒862-0913　熊本市東区尾ノ上 1-15-5）
E-mail: hasegawa@jce.co.jp
[2]国土交通省国土技術政策総合研究所 土砂災害研究部（〒305-0804　茨城県つくば市旭 1 番地）

***Key Words**: surface failure, heavy rain, laser profiler, design load, average load*

1. はじめに

平成 13 年に施行された「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律（土砂災害防止法）」により，急傾斜地の崩壊等で土砂の移動により被害を受ける構造物は土砂災害特別警戒区域の指定判断のため，崩壊土砂から衝撃荷重を受けることを想定することとなった. 昭和 44 年から施行されている「急傾斜地の崩壊による災害の防止に関する法律（急傾斜地法）」による崩壊対策事業ではそれまでこの衝撃荷重を想定していなかったため，平成 15 年に国土交通省砂防部保全課より「衝撃力と崩壊土砂量を考慮した擁壁の設計手法について」という事務連絡が示され，急傾斜地崩壊防止施設の設計においても衝撃荷重が考慮されることとなった.

急傾斜地崩壊防止工事の一つである待受式擁壁は，表層崩壊による過去の被災事例の統計から，安定計算で安定となる限界の衝撃荷重の２倍以上の衝撃荷重を受けても転倒していない[1)]．この経験則を反映して，全国地すべりがけ崩れ対策協議会が発行した設計計算事例[2)]では，待受式擁壁の設計においては国土交通省告示第 332 号で示された式（以下，告示式）で定められた崩壊土砂の移動の力F_{sm}に一定の係数として，「衝撃力緩和係数 α（=0.5）」を乗じて擁壁が受ける衝撃荷重を算定してもよいとされた.

機構が未解明であるため，国土技術政策総合研究所では，待受式擁壁が安定限界の２倍の衝撃荷重を受けても転倒していない要因の解明に向けて検討を行ってきた．内田ら[3)]は，待受式擁壁に作用する崩壊土砂の衝撃荷重の空間分布を考慮しながら，擁壁基礎地盤の微小変形を考慮した地盤変形解析を行って実際の擁壁の被災状況を再現した．その結果，α=0.5 とする設計手法[2)]を用いても概ね矛盾しない結果が得られることがわかった．また，曽我部ら[4)]は，がけ崩れによる擁壁の被災実態調査を３箇所で行い，衝撃荷重の空間分布特性を検討した．その結果，崩壊地の形態が三次元的に推定できれば告示式によって衝撃荷重の空間分布が推定できること，また，崩壊幅相当の幅の擁壁に作用した衝撃荷重の平均荷重は，崩壊最深部直下の擁壁に作用した衝撃荷重の最大荷重に対して 60～75%程度であることがわかった.

本検討は，曽我部らの検討手法[4)]を参考に数十箇所の崩壊地で崩壊土砂の衝撃荷重の空間分布を評価し，平均荷重の傾向についての知見を補強することを目的としている. 本稿では平成 29 年 7 月九州北部豪雨（以下，H29 九州北部豪雨）で発生した崩壊のうち，65 箇所について崩壊土砂による衝撃荷重の空間分布を評価し，待受式擁壁に作用する平均荷重について検討した結果を報告する．また，本検討で得

られた結果を全国で発生する表層崩壊に対して適用するための検討についても実施したので，合わせて報告する．

2. 方法

(1) 空間分布評価の方法

H29 九州北部豪雨において実際に待受式擁壁が被災した事例はほとんどないと考えられるため，本検討では表層崩壊発生位置の斜面直下に待受式擁壁があると仮定した．崩壊土砂による衝撃荷重の空間分布の検討方法については以下に詳述するが，崩壊地の形状を三次元的に把握し，告示式によって衝撃荷重を推定するという曽我部らの検討手法[4]と同様の作業手順である．告示式を式 (1) に示す．告示式の詳細については文献[1]等を参照されたい．

$$F_{sm} = \rho_m g h_{sm} \left[\left\{ \frac{b_u}{a}(1 - \exp(-2aH/h_{sm} \sin\theta_u)) \cos^2(\theta_u - \theta_d) \right\} \exp(-2aX/h_{sm}) + \frac{b_d}{a}(1 - \exp(-2aX/h_{sm})) \right] \quad (1)$$

ここに，

$$a = \frac{2}{(\sigma-1)c+1} f_b$$

$$b_u = \cos\theta_u \left\{ \tan\theta_u - \frac{(\sigma-1)c}{(\sigma-1)c+1} \tan\phi \right\}$$

$$b_d = \cos\theta_d \left\{ \tan\theta_d - \frac{(\sigma-1)c}{(\sigma-1)c+1} \tan\phi \right\}$$

F_{sm}：土石等の移動により建築物の地上部分に作用すると想定される力の大きさ（kN/m^2）
ρ_m：土石等の密度（t/m^3）
g：重力加速度（m/s^2）
h_{sm}：土石等の移動の高さ（m）で，崩壊深さの 1/2
H：急傾斜地の高さ（m）
θ_u：急傾斜地の傾斜度（°）
θ_d：急傾斜地の下端からの平坦部の傾斜度（°）
X：急傾斜地の下端からの水平距離（m）
σ：土石等の比重
c：土石等の容積濃度
f_b：土石等の流体抵抗係数
ϕ：土石等の内部摩擦角（°）

崩壊地の形状はH29九州北部豪雨の前後に取得された２つのレーザープロファイラデータ（以下，LP データ）から計測した．崩壊地の幅は，崩壊地の両端を LP データの差分および国土地理院が公開している空中写真から判読して決定した．擁壁を仮定する位置は，斜面に向かって縦断方向では斜面下の遷緩点付近もしくは既設道路位置を目安に，横断方向では目安位置から地形に沿わせる配置ではなく，急傾斜地にかからない程度に一直線となるように決めた（**図-1**）．擁壁の延長は崩壊幅に数 m 足した長さとした．

次に，崩壊地に 7～15 本程度の縦断測線を設定し，それぞれの縦断測線において仮定した擁壁位置からの崩壊高さHと勾配θ_u，および崩壊深さを複数位置で計測して式 (1) より衝撃荷重を求め，各縦断測線におけるピーク荷重を算出した．式 (1) で用いるその他の定数は設計計算事例[2]を参考に設定した．縦断測線の間隔は**表-1** に示すように崩壊幅により決定した．なお，測線間隔の粗密は，特に粗であった場合は結果に大きく影響するが，作業効率を重視して**表-1** のように設定している．**表-1** の範囲であれば最終的に得られる結果（後述する平均荷重係数）が大きく変わらないことを複数箇所の収集データで確認している．

計測した衝撃荷重の空間分布の一例を**図-2** に示す．この例では崩壊幅が 14m であったので測線間隔は 1m としており，図には各縦断測線におけるピーク荷重がプロットしてある．なお，基点は崩壊地に向かって左端を 0m 位置とした．崩壊最深部直下（この例では基点からの距離が 8m の位置）の擁壁に作用した衝撃荷重の最大荷重は 101.0kN/m^2 となっている．

次に，把握した衝撃荷重の空間分布を用いて衝撃荷重の平均荷重を計測した．ここで，仮定した待受式擁壁の延長が崩壊幅と同じ長さで一体となって崩壊土砂の衝撃荷重を待ち受けることができる場合は，崩壊幅での平均荷重を計測すればよい．これは，例

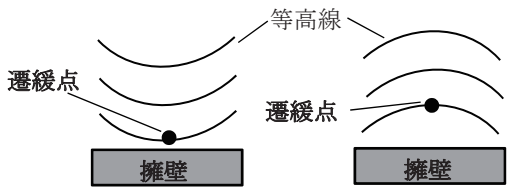


図-1 擁壁仮定位置の例

表-1 測線間隔

崩壊幅(m)			測線間隔(m)
	～	14	1.0
15	～	20	2.0
21	～	40	2.5
41	～	80	5.0
81	～		10.0

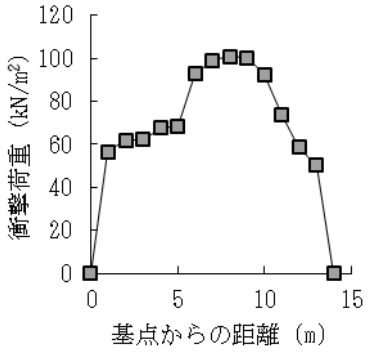


図-2 衝撃荷重の空間分布

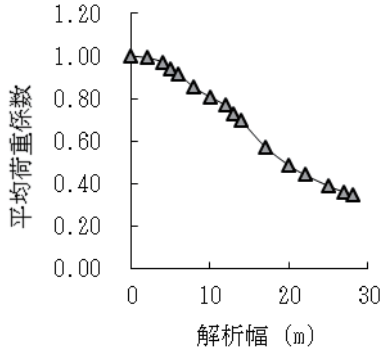


図-3 各解析幅における平均荷重係数（図-2 より算出）

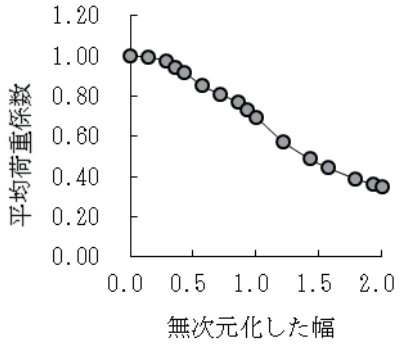


図-4 無次元化した幅における平均荷重係数

えば**図-2** では 14m で平均計算することが相当する．しかし，実際に施工される待受式擁壁は目地が設けられて全延長が一体化していない場合もあるため，擁壁 1 つのスパン長での平均荷重を考慮する必要がある．そのため，本検討では平均計算する幅（以下，解析幅）をいくつか選択し，それぞれの解析幅での平均荷重を計算した．崩壊幅よりも小さい解析幅で平均計算する場合は，崩壊幅の範囲内のどの位置で平均計算するかにより値が異なるが，ここでは平均荷重が最大となる位置で計算を行った．例えば**図-2** において解析幅 4m で平均荷重を求める場合，基点からの距離 6m から 10m の位置において計算を行う．

次に，各解析幅で得た平均荷重を，その崩壊地における衝撃荷重の最大荷重で除したものを“平均荷重係数”と定義して算出した．これは，現行の設計手法で設計荷重とする衝撃荷重の最大荷重（主に崩壊地の中央部の崩壊最深部と推定される位置に設定される測線上で計算される荷重）に対して，衝撃荷重の空間分布を考慮することでどの程度の荷重低減が見込めるかをわかりやすくするためである．

平均荷重係数の分布の一例を**図-3** に示す．この例では，解析幅を崩壊幅の 14m としたときの平均荷重係数は約 0.70 となり，擁壁目地間隔を考慮して 10m を解析幅としたときの平均荷重係数は約 0.81 となる．すなわち，崩壊幅相当の幅の擁壁に作用すると考える場合の最大の平均荷重（70.3kN/m²）は崩壊最深部直下の擁壁に作用する単位幅あたりの衝撃荷重の最大荷重（101.0kN/m²）に対して 70%程度であり，目地によって分離されるスパン長 10m の擁壁に作用すると考える場合の最大の平均荷重（81.7kN/m²）は衝撃荷重の最大荷重（101.0kN/m²）に対して 81%程度である．

また，各解析幅をその崩壊地の崩壊幅で除したものを“無次元化した幅”と定義し，無次元化した幅と平均荷重係数の関係を示したものの一例が**図-4** である．この図は，設計時において想定される崩壊幅に対して，設計する擁壁の延長または 1 スパン長を設定すると，その幅の比率において適用できる平均荷重係数が選択できる図となっている．なお，本検討では無次元化した幅が 2.0 まで計算を行った．現在の実務ではここまで大きな無次元化した幅まで計算する必要性は薄いが，今後の技術進展や待受式擁壁以外の工種で空間分布評価を行う場合で必要となると考えた．

以上の計測・計算を 1 つの崩壊地に対して行い，全崩壊地（65 箇所）の結果を収集・整理した．

(2) 本検討結果を全国で発生する表層崩壊に適用するための検討の方法

全国では昭和42年から平成29年までで30,816件，年間で約 600 件のがけ崩れ災害が発生している[1)]．国総研資料「がけ崩れ災害の実態」[5)]によると，これらの崩壊の平均的な規模は，高さ 12.8m，幅 15.3m，深さ 1.2m などとなっている．一方，本検討における H29 九州北部豪雨で発生した表層崩壊での収集データは規模の大きい崩壊をいくつか含んでおり，崩壊規模の平均は，高さ 27.9m，幅 36.0m，深さ 4.1m となっている．

また，全国で発生する表層崩壊の 9 割は崩壊発生までの 24 時間雨量が 300mm 以下である[5)]のに対し，崩壊発生時刻は不明であるが H29 九州北部豪雨

における７月５日の日雨量は崩壊地により 300～900mm となっており，降雨の規模が大きく異なっている．

さらに，全国で発生する表層崩壊の基岩地質は，堆積岩類が 33.0%，深成岩類が 18.3%，噴出岩類が 14.5%などとなっている[5]が，H29 九州北部豪雨で発生した表層崩壊の基岩地質は変成岩類，深成岩（花崗閃緑岩），火山岩類となっており，基岩地質にも偏りがある．

以上を踏まえ，本検討における崩壊の規模，降雨量，基岩地質が平均荷重係数に与える影響を評価し，全国で発生する表層崩壊に対しての適用可能性を検討した．

3. 結果

(1) H29 九州北部豪雨における空間分布評価

H29 九州北部豪雨で発生した表層崩壊の中から崩壊地直下に擁壁設置を仮定できるような遷緩線がある箇所を 178 箇所抽出し，その中から崩壊規模が満遍なく網羅できる 65 箇所の崩壊地を選定し，衝撃荷重の空間分布を計測して平均荷重係数を求めた．

図-5 に無次元化した幅と平均荷重係数の関係を示す．グラフは帯状の分布を示し，無次元化した幅が大きくなるにつれて平均荷重係数が小さくなる．無次元化した幅が１のとき，すなわち解析幅を崩壊幅と同じ幅としたときの平均荷重係数のプロットは，0.5～0.9 の範囲内に分布し，主に 0.6～0.8 の範囲に集中する．平均荷重係数が 0.8 を超える崩壊地は４箇所，0.6 を下回る崩壊地は２箇所存在する．

この平均荷重係数が 0.8 を超える崩壊地の衝撃荷重の空間分布を**図-6** に，平均荷重係数が 0.6 を下回る崩壊地の衝撃荷重の空間分布を**図-7** に，平均荷重係数が 0.6～0.8 の範囲内となる崩壊地の衝撃荷重の空間分布の一例（全 59 箇所のうち 10 箇所抽出）を**図-8** に示す．各図には**図-5** から該当する崩壊地のプロットを抜粋した図も併記した．

図-6 より平均荷重係数が 0.8 を超える崩壊地の空間分布のグラフ形状は四角い台形型を示しており，無次元化した幅が１付近より大きくなるまで平均荷重係数は小さくならない．

図-7 より平均荷重係数が 0.6 を下回る崩壊地の空間分布のグラフ形状は上に凸な三角形型を示しており，無次元化した幅が０から大きくなるほど平均荷重係数が小さくなる．

図-8 より平均荷重係数が 0.6～0.8 の範囲内となる崩壊地の空間分布のグラフ形状は半円型や形の崩れた台形型・三角形型を示しており，台形型の**図-6** と三角形型の**図-7** との中間的な形状となっている．

衝撃荷重は式 (1) の告示式により算出しているが，式に用いる諸定数は各崩壊地で同じ値を使用しているため，空間分布形状の違いは崩壊地形状の違いに起因していると考えられる．崩壊地形から告示式に用いるパラメータには崩壊高さH，崩壊深さ，勾配θ_uがあるが，各縦断測線でピーク荷重が得られる地点でみると崩壊高さと勾配は測線間で大きな違いがないため，衝撃荷重の空間分布形状は崩壊深さの変化，すなわち崩壊面の形状に由来していると推測される．よって，三角形型では崩壊面がくさび状の埋没谷のような形状に，台形型は崩壊面が地質的規制面により平滑な形状に，半円型の分布形状は崩壊面が円弧すべり状になっていると考えられる．

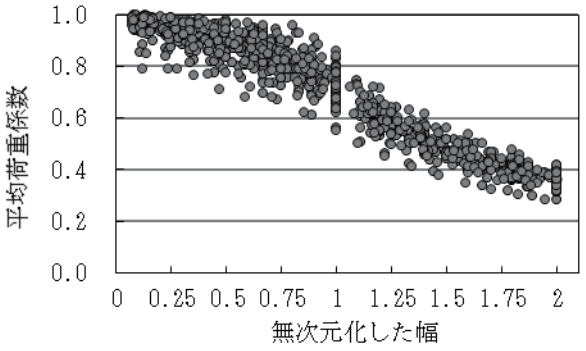


図-5 無次元化した幅と平均荷重係数（全データ）

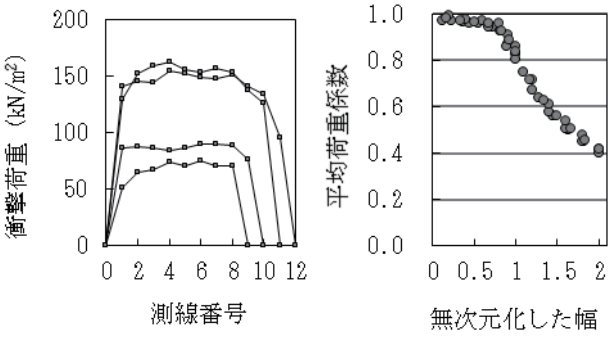


図-6 衝撃荷重の空間分布と平均荷重：台形型（n=4）

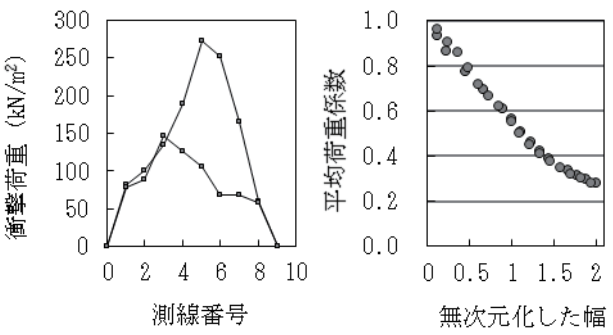


図-7 衝撃荷重の空間分布：三角形型（n=2）

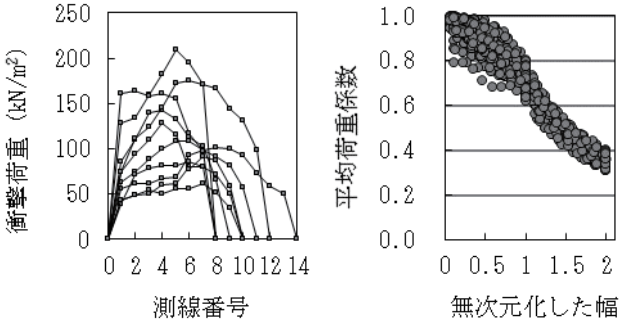


図-8 衝撃荷重の空間分布：半円型（n=59）

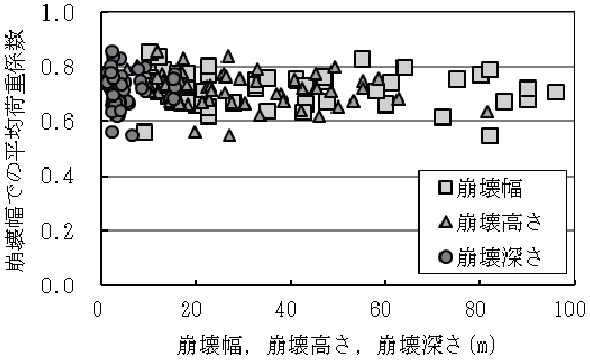


図-9 崩壊規模と平均荷重係数（無次元化幅=１）

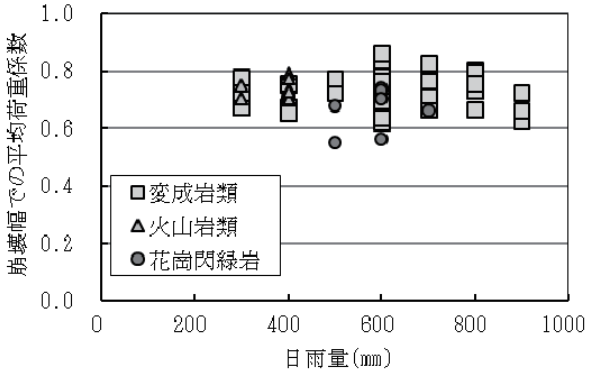


図-10 ７月５日日雨量と平均荷重係数（無次元化幅=１）

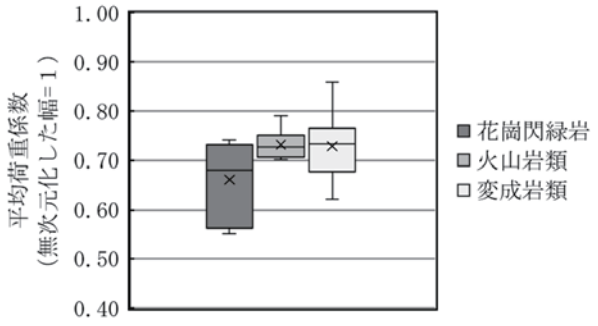


図-11 地質ごとの平均荷重係数の分布

(2) 全国で発生する表層崩壊に適用するための検討

（１）で述べた結果を全国で発生する表層崩壊にも適用できるかを検討するため，（１）で得た平均荷重係数が崩壊の規模，崩壊発生時の降雨量，崩壊地の基岩地質に影響を受けているかを調べた．

無次元化した幅を１とした場合での平均荷重係数と崩壊幅，崩壊高さ，崩壊深さとの関係を**図-9** に示す．なお，ここでいう崩壊高さは，最大の衝撃荷重が算出された縦断測線（崩壊最深部であることが多い）において，仮定した擁壁位置における崩壊発生前の地表点からみた，ピーク荷重が算出された位置における崩壊発生後の地表点（崩壊底部）までの高さのことである．一般的に言われる斜面高さや崩壊頭部までの高さではないことに注意する．

図-9 より，無次元化した幅を１とした場合での平均荷重係数は崩壊幅，崩壊高さ，崩壊深さと関係性がみられない．平均荷重係数の分布は崩壊の規模に大きくは影響されていないと考えられる．

次に，無次元化した幅を１とした場合での平均荷重係数と７月５日の日雨量との関係を**図-10** に示す．日雨量は一般財団法人気象業務支援センター発行の解析雨量から計算し，各崩壊地の位置における雨量を百の位に括約した．また，**図-10** では崩壊地の基岩地質について区分してプロットした．

日雨量は 300～900mm の範囲であるが，平均荷重係数が特異値（0.8 以上あるいは 0.6 以下）を示す崩壊地の日雨量は 500～700mm の範囲であり，平均荷重係数の分布と日雨量には明確な関係はみられない．

一方，基岩地質と平均荷重係数の関係をみてみると，変成岩類はデータ数が多く 0.62～0.87（n=47）と幅広く分布する．データ数は少ないが，火山岩類は 0.7～0.8（n=11）の範囲に集中し，深成岩(花崗閃緑岩)は 0.55～0.75（n=7）と比較的小さい値の範囲に分布する．平均荷重係数の分布は基岩地質の影響を受けている可能性がある．

4. 考察

(1) 本検討結果の全国への適用可能性について

前章より崩壊の規模と降雨量が平均荷重係数に与える影響は小さいという結果となっているが，ここでは基岩地質が与える影響について考察する．

図-11 に地質ごとの平均荷重係数の分布を示す．**図-11** および前掲**図-10** では無次元化した幅が 1 のときの平均荷重係数が 0.8 を超える基岩地質は変成岩類，平均荷重係数が 0.6 を下回る基岩地質は深成岩（花崗閃緑岩）となっている．前述のとおり，無次元化した幅が１のときにおける平均荷重係数は崩壊面の形状に影響を受けており，変成岩類が台形型の崩壊面を，花崗閃緑岩が三角形型の崩壊面を形成していると考えられる．

変成岩類は一般に，層理構造が発達しているため，

変成岩類の基岩上面，または変成岩類の岩盤内で崩壊が発生した際には，層理面に沿って崩壊する可能性があり，その場合に崩壊面が台形型となると推測される．

一方，花崗閃緑岩は風化しやすい地質のため，地下水浸透などで水ミチ周辺に風化が進んでいた場合に，風化部の節理や亀裂に沿って崩壊が発生すると，崩壊面が三角形型となる場合があると推測される．

また，表層土層内で崩壊する場合は地質的な規制面の影響を受けず，崩壊面が円弧すべり状の半円型となると考えられる．本検討の H29 九州北部豪雨の事例は大多数が半円型のため，表層土の円弧すべりの崩壊が多いと推測される．

以上より，本検討における空間分布評価結果は，崩壊規模と降雨量による影響が小さいことから全国で発生する崩壊に適用することが可能であると考えるが，適用する崩壊形態については考慮が必要である．本検討では崩壊面が半円型の円弧すべりのデータが多いため，表層土の円弧すべりの崩壊を想定する際に適用性が高いと考えられる．一方，岩盤上面や風化岩盤内で崩壊が発生する場合は基岩地質の影響を受けて崩壊面が台形型や三角形型となる可能性があり，本検討ではこれらのデータ数が少ないため利用には注意が必要である．

(2) 空間分布評価結果の利用における留意点

本稿ではここまで無次元化した幅が１のときの空間分布評価について多く述べてきたが，実務を考えると無次元化した幅を１とすることができない場合も多い．２章でも簡単に触れたが，待受式擁壁を設計する際は保全対象を考慮して想定される崩壊幅に対して十分な延長が確保されるが，延長が長い場合や現地の地形に合わせて擁壁を配置させる場合は目地等を設けることになるため，擁壁が延長分一体となって崩壊土砂の衝撃荷重を受けることができない．そのような場合は想定される崩壊幅と擁壁の１スパン長の比率から無次元化した幅を求める必要がある．

前掲**図-5** および**図-8 右**より，崩壊面が半円型の場合は，無次元化した幅が１のときの平均荷重係数は 0.6～0.8 の範囲となるため少なくとも 0.8 程度は見込むことができるが，無次元化した幅が 0.5 のときの平均荷重係数はほぼ 1.0 という評価となる．

また，前掲**図-5** および**図-6 右**より，崩壊面が台形型の場合は無次元化した幅が１のときでも平均荷重係数は 0.9 程度である可能性が高く，想定される崩壊幅に対して擁壁１スパン長が長くなるような小規模な崩壊のときのみ空間分布評価による荷重低減が見込めると考えられる．

一方，前掲**図-5** および**図-7 右**より，崩壊面が三角形型の場合は無次元化した幅が 0.5 のときのでも平均荷重係数は 0.8 程度見込める可能性があり，他の崩壊面形状よりも空間分布評価による荷重低減効果が高いことが考えられる．

5. 結論

本稿では H29 九州北部豪雨で発生した崩壊のうち，65 箇所について崩壊土砂による衝撃荷重の空間分布を評価し，待受式擁壁に作用する平均荷重について検討した．その結果，崩壊幅と擁壁延長または擁壁スパン長の比率から平均荷重を評価する関係図を得ることができ，既往研究の知見を補強することができた．

また，本結果を全国で発生する表層崩壊に対して適用するための検討を行ったところ，本結果は崩壊規模と降雨量による影響が小さいことから適用が可能であると考えた。しかし，本結果は崩壊面の形状に影響を受けていることがわかり，崩壊面の形状は斜面構成土と基岩地質による崩壊形態に関係性があると考察した．基岩地質が衝撃荷重の空間分布に与える影響の評価についてはデータが不足していると考えられるが，H29 九州北部豪雨における崩壊地のデータは追加収集が可能であるため，今後データの蓄積を行い，再評価をしていきたい．

参考文献

1) 急傾斜地崩壊防止工事技術指針作成委員会：新・斜面崩壊防止工事の設計と実例－急傾斜地崩壊防止工事技術指針－本編，一般社団法人全国治水砂防協会，pp.232-234，2019.
2) 全国地すべりがけ崩れ対策協議会：崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算例，pp.7，2004.
3) 内田太郎・小山内信智・曽我部匡敏：急傾斜地崩壊対策に用いられる待受け式擁壁の安定性，土木技術資料，Vol.48，No.5，pp.30-33，2006.
4) 曽我部匡敏・内田太郎・小山内信智・吉川修一：崩壊土砂の作用荷重の空間分布が待受け式擁壁の安定性に及ぼす影響，第７回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，pp.1-6，2004.
5) 小山内信智・冨田陽子・秋山一弥・松下智祥：がけ崩れ災害の実態，国土技術政策総合研究所資料第 530 号，pp.32-180，2009.

（2020.7.1　受付）

堆砂条件を考慮した不透過型砂防堰堤の捕捉機能に関する検討

STUDY ON SEDIMENT TRAPFUNCTION OF CLOSED TYPE SABO DAM CONSIDERING INITIAL BED CONDITIONS

中谷 加奈[1]・麻野 佑介[1]・長谷川 祐治[2]・里深 好文[3]
Kana NAKATANI, Yusuke ASANO, Yuji HASEGAWA and Yoshifumi SATOFUKA

[1]京都大学大学院農学研究科（〒606-8502 京都市左京区北白川追分町）
E-mail: nakatani.kana.4z@kyoto-u.ac.jp
[2]広島大学大学院先進理工系科学研究科（〒739-8521 東広島市鏡山 1-7-1）
E-mail: y-hasegawa@hiroshima-u.ac.jp
[3]立命館大学理工学部（〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1）

Key Words: *sabo dam, closed type, sediment trap function, initial bed conditions, laboratory experiments*

1. はじめに

近年，局地的豪雨による土砂災害が頻発傾向にある（例えば[1]）．砂防堰堤が設置された渓流では，土石流発生時に堰堤が土砂を捕捉して下流の被害を防止，軽減した事例が報告される[2]．砂防堰堤には種々の形式が存在して，2016 年に改訂された砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）[3]では流木対策への有効性から「透過構造を有する施設を原則とする」と従来の指針[4]では示されなかった堰堤形式の選定に関する方針が新たに示された．一方，砂防施設は明治時代以降に整備が進み，整備された砂防堰堤は 60,000 基以上に達して，竣工後 30～50 年以上経過した施設が多数現存する[5]．これまでに整備された砂防堰堤の中で透過型は少なく，多くは不透過型である[6),7]．近年，不透過型砂防堰堤も土砂捕捉効果を十分に発揮するためには除石により空の状態を確保することが求められる[8),9]．しかし，設置から長期間経過した堰堤等では，平常時の土砂流出により堰堤の上流側に土砂が堆積する事例も見られ，全ての堰堤を常に空の状態に保つことは難しい．また，不透過型砂防堰堤の土砂捕捉機能は空き容量が十分にある空の状態を対象にして，無施設の状態と比較した検討が多く（例えば[10]），初期堆砂の有無や堆砂量の違いなどの堆砂条件を考慮した土砂捕捉効果や土砂流出抑制に関する定量的な検討は十分に行われていない．

本研究では，不透過型砂防堰堤の堆砂条件が，堰堤の土砂捕捉量や土砂流出の抑制効果に及ぼす影響を把握することを目的として，水理実験により検討した．

2. 実験方法

実験には長さ 450 cm，幅 10 cm，の矩形断面水路を用いて（**図-1**）勾配は 15° とした．水路床にほぼ

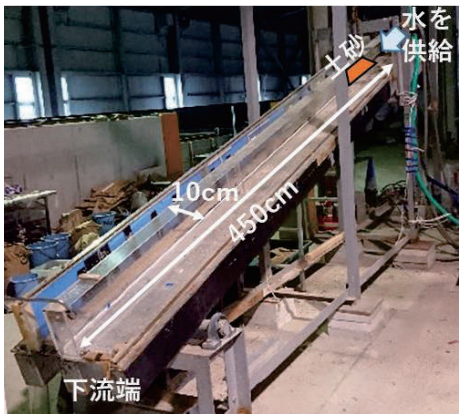


図-1 実験水路概観.

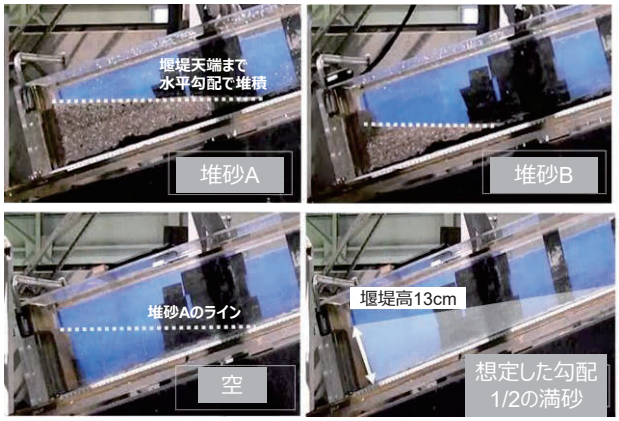


図-2 堰堤高 13cm での堆砂条件（左上：堆砂 A, 右上：堆砂 B, 左下：空）と勾配の 1/2 の満砂（右下）.

一様な粒径 1.4 mm の砂を粗度として貼りつけた．実験砂には平均粒径 2.81 mm，密度 2.59 g/ cm^3，空隙率 0.48 の珪砂を用いた．不透過型砂防堰堤の模型は高さの異なる 3 種類（13cm，10cm，7cm）を用いて，水路下流端に設置した．堰堤上流側の堆砂条件（以降，初期堆砂とする）は，堰堤天端まで水平勾配で堆積（堆砂 A，**図-2** 左上），堆砂 A の 0.5 倍の土砂量を水平勾配で堆積（堆砂 B，**図-2** 右上），空の状態（**図-2** 左下）の 3 種類とした．

本検討では，指針 [3),4)]が示す計画堆砂勾配を参考として，堰堤天端から水路勾配の 1/2 倍の勾配の状態を満砂状態として（**図-2** 右下），満砂の土砂量（以降，供給土砂量と呼ぶ）を供給した．供給土砂は，水路下流端から 360-450 cm の区間に台形状に敷き詰めて，電動ポンプにより水路上流端から水を 0.61 l/s で供給し，侵食により土石流を発生させた．水路上流端への供給開始から 15 秒後にポンプを停止して，その後減水しながら 7.5 秒後に水供給が停止した．上流に敷いた土砂は堰堤高 13cm の供給土砂量 6,421cm^3 を供給したケースでは，約 10 秒で全て侵食される．

堰堤で捕捉された土砂を捕捉土砂とした．なお，通水開始前に堰堤上流で堆積させた土砂量は除いている．また，堰堤から下流に流出した土砂を流出土砂とした．堰堤無しの条件では，下流端から流出した土砂が流出土砂である．流出土砂は，堰堤を設置した条件では，堰堤の天端から流出が開始した時刻から 3 秒間の採取を連続で 4 回行い，合計 12 秒間採取した．堰堤無しの条件では，下流端に流れが到達した時刻から同様に 12 秒間採取した．12 秒以降の流出では，ポンプ停止後に減水した流れにより堆砂末端部の侵食が顕著にみられた．本研究では，最も堰堤の捕捉機能が発揮する条件を把握するために，天端の越流開始から 12 秒間で流出した土砂を流出土砂として扱った．

堰堤の空き容量は，空の状態における満砂の土砂量を基本として，初期堆砂を考慮した堆砂 A, B では満砂の土砂量から初期堆砂の量を差し引いた容量である．

表-1 の左に実験ケースを示す．表中の土砂量は全て空隙込みの量である．実験は各条件で 3 回実施することを基本とした．Case 1-30 では上流に敷いた土砂も，堰堤上流側の土砂も，飽和に近い条件となるように実験の開始直前まで水を供給した．それぞれの堰堤高について，比較のため堰堤無しで土砂を供給する条件を 1 回実施した（Case 10, 20, 30）．実際の初期堆砂は，土石流発生前に水が十分流下した飽和，あるいは堰堤上流で降雨流出がなく比較的乾いた不飽和の両方の状態が想定される．そこで，堰堤高 13cm は上流に敷く土砂は飽和，堰堤上流の初期堆砂は不飽和（浸潤面が土砂厚の半分の高さ）とした堆砂 A, B の条件を各 1 回試行した（Case 31-32）．

堰堤の捕捉効果を検討するため，以下のように，*Rc* と *Rf* を定義した．

$$Rc(\%) = \frac{\text{捕捉土砂量}}{\text{供給土砂量}} \times 100 \quad (1)$$

$$Rf(\%) = \frac{\text{捕捉土砂量}}{\text{空き容量}} \times 100 \quad (2)$$

3. 実験結果

実験結果の捕捉土砂量, *Rc*, *Rf* を**表-1** の右に示す．実験観察より，土石流の土砂濃度が時間とともに低下して，通水後半では堆砂末端部が侵食されて流出することを確認した．飽和の条件では，*Rc*, *Rf* が 100%を超えるケースはなく，堰堤の元河床勾配 1/2 として設定した満砂の範囲内に，堆積が収まっていた．*Rc* は Case 9 で最大 77.8%を，*Rf* は Case 2 で最大 94.4%を示した．不飽和の条件では，飽和の条件と比較して *Rc*, *Rf* とも大きくなり，特に Case 31 と Case 1-3 では差が大きく，*Rf* は全ケースで最大の 137.6%だった．

Case 1, 31 について流れが水平堆砂の上流端部（堆砂の末端と呼ぶ）に到達した時刻を 0s としたときの 1~6s での 1 秒毎，並びに 8s の側面から撮影した様子を**図-3** に示す．飽和の Case 1 では堆砂の末端に流れが到達した後，初期堆砂上を流れが進んで堰堤に到達後（1~2s），堆積が末端部から上流側に進行する様子が 4s 以降で顕著にみられる．一方，不飽和の

表-1 実験ケースと実験結果.

Case	実験条件					実験結果		
	堰堤高	供給土砂量	初期堆砂量	堆砂条件	空き容量	捕捉土砂量	*Rc*	*Rf*
	cm	cm^3	cm^3		cm^3	cm^3	%	%
1	13	6421	3154	堆砂 A	3267	3000	46.7	91.8
2						3085	48.0	94.4
3						2836	44.2	86.8
4			1578	堆砂 B	4843	4261	66.4	88.0
5						4039	62.9	83.4
6						4048	63.0	83.6
7			0	空	6421	4823	75.1	75.1
8						4804	74.8	74.8
9						4993	77.8	77.8
10	No dam		-	-	-	-	-	-
11	10	3799	1866	堆砂 A	1933	1568	41.3	81.1
12						1455	38.3	75.3
13						1422	37.4	73.6
14			933	堆砂 B	2866	2302	60.6	80.3
15						2301	60.6	80.3
16						2378	62.6	83.0
17			0	空	3799	2641	69.5	69.5
18						2681	70.6	70.6
19						2697	71.0	71.0
20	No dam		-	-	-	-	-	-
21	7	1862	914	堆砂 A	948	480	25.8	50.7
22						462	24.8	48.8
23						443	23.8	46.8
24			457	堆砂 B	1405	505	27.1	35.9
25						858	46.1	61.1
26						822	44.1	58.5
27			0	空	1862	1111	59.7	59.7
28						1207	64.8	64.8
29						1154	62.0	62.0
30	No dam		-	-	-	-	-	-
31	13	6421	3154	堆砂 A	3267	4497	70.0	137.6
32	初期堆砂不飽和		1578	堆砂 B	4843	4383	68.3	90.5

Case 31 では，初期堆砂上に流れが到達すると，堆砂の末端部から下流側に流れが進むときに，初期堆砂上で急減に減速する．減速する際，流れがスムーズに初期堆砂上を流動せず，小さく盛り上がる様子が 1s で確認できる．その後も，初期堆砂上で減速しながら流下するため，堆砂上の流れが下流端の堰堤まで到達するのは 3~4s で Case 1 と比較して遅い．初期堆砂上での減速は浸透によるものと推測される．

また，堆砂の末端からは，2~3s でも上流側への堆砂の進行が見られ，上流側への堆積は Case 1 よりも早く進む．8s での堆砂形状は Case 31 の方が上流まで進行して堆積土砂も多く，Case 1 の 8s は Case 31 の 4s の堆砂形状と近かった．このように，Case 31 や 32 では不飽和の初期堆砂に土石流が到達すると，水が初期堆砂に浸透することで減速して堆積が進行して，飽和の条件よりも捕捉土砂量が多くなったと推測される．

飽和の条件の Case 1-30 について得られた *Rc*，*Rf* の対応を**図-4** に示す．以降は，飽和の Case 1-30 について述べる．供給土砂に対する捕捉土砂を表す *Rc* は，全ての堰堤高で初期堆砂が少ない空，堆砂 B，堆砂 A の順で小さくなる．一方で，堰堤の空き容量に対する捕捉土砂を表す *Rf* は，堰堤高 13cm では初期堆砂が多い堆砂 A，堆砂 B，空の順で小さくなった．

図-3　堰堤高 13 cm，堆砂 A の Case 1（左：初期堆砂，飽和）と Case 31（右：初期堆砂，不飽和）に土石流が堆砂の上流端部に到達した時刻（0s）から 8s 後までの挙動.

堰堤高 10cm の *Rf* は，3 ケースの平均値は堆砂 B が 81.2%，堆砂 A が 76.7%，空が 70.4%の順で小さくなった．堰堤高 7cm の *Rf* は，3 ケースの平均値は空が 62.2%，堆砂 B が 51.8%，堆砂 A が 48.7%の順で小さくなり，*Rc* と同様に初期堆砂が少ない方 *Rf* が大きい．*Rf* は堰堤高が高いと，初期堆砂が多い方が大きくなるが，堰堤高が低いと初期堆砂が多い方が小さくなった．また，初期堆砂が同じ条件では，堰堤高が高い方が *Rc*，*Rf* とも大きくなった．

通常，空き容量に対して供給量が多い堆砂 A が *Rf* は最も大きくなると考えられ，堰堤高が高い 13cm ではこの傾向を示す．堰堤が高いと堆砂敷が長くなり，土石流が堆砂敷に到達後，堰堤天端から流出するまでの時間が長くなることで，堆積が発生しやすくなるためである．一方，堰堤高 7cm では堆砂敷が短くなり，土石流が堆砂敷に到達後，堰堤天端から流出するまでの時間が短くなるため下流へ流出しやすくなり，堆砂 A で *Rf* が最小になったと推測される．堰堤高 10cm では，堆砂 A と B の *Rf* が平均値では堆砂 B の方が A より大きくなるが，堆砂 A の最大値（Case 11 の 81.1%）は堆砂 B の 2 ケース（Case 14,15 の 80.2%）より大きくなったことからも，堰堤高 13cm と堰堤高 7cm の中間的な現象が発生したことが推測される．

飽和の条件の Case 1-30 について，水路下流で 12 秒間採取した土砂の結果を**図-5** に示す．全ケースで先頭部の 0-3 秒間の流出土砂量が最大で，時間の経過に従って小さくなる傾向を示した．堆砂 A，堆砂 B，空の順に先頭部のピーク時の流出土砂量が大きい．堰堤無しの条件の Case 10, 20, 30 では，下流端に到達してから 6 秒で全ての土砂が流出した．また，実験観察から流出土砂の殆どは上流に敷いた供給土砂で，供給土砂と堰堤の初期堆砂の河床交換は見られなかった．

流れの先頭部の 0-3 秒の土砂流出ピークの比較を**表-2** に示す．ここでは，堰堤無しを 1 としたときの，堰堤有りの同条件の 3 ケースの平均値の対応を示す．堰堤の高さに関係なく，空が最小，次いで堆砂 B，堆砂 A の順に大きくなり，土砂流出ピークの抑制においても空き容量が大きいほど堰堤の効果が大きい

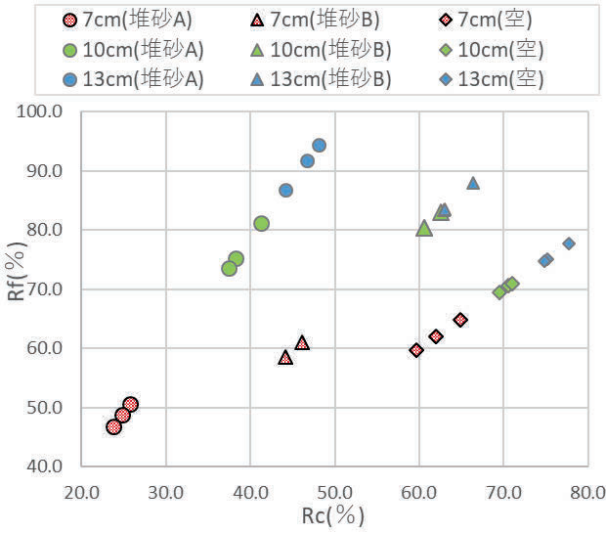


図-4　Case 1-30 の Rc と Rf の対応.

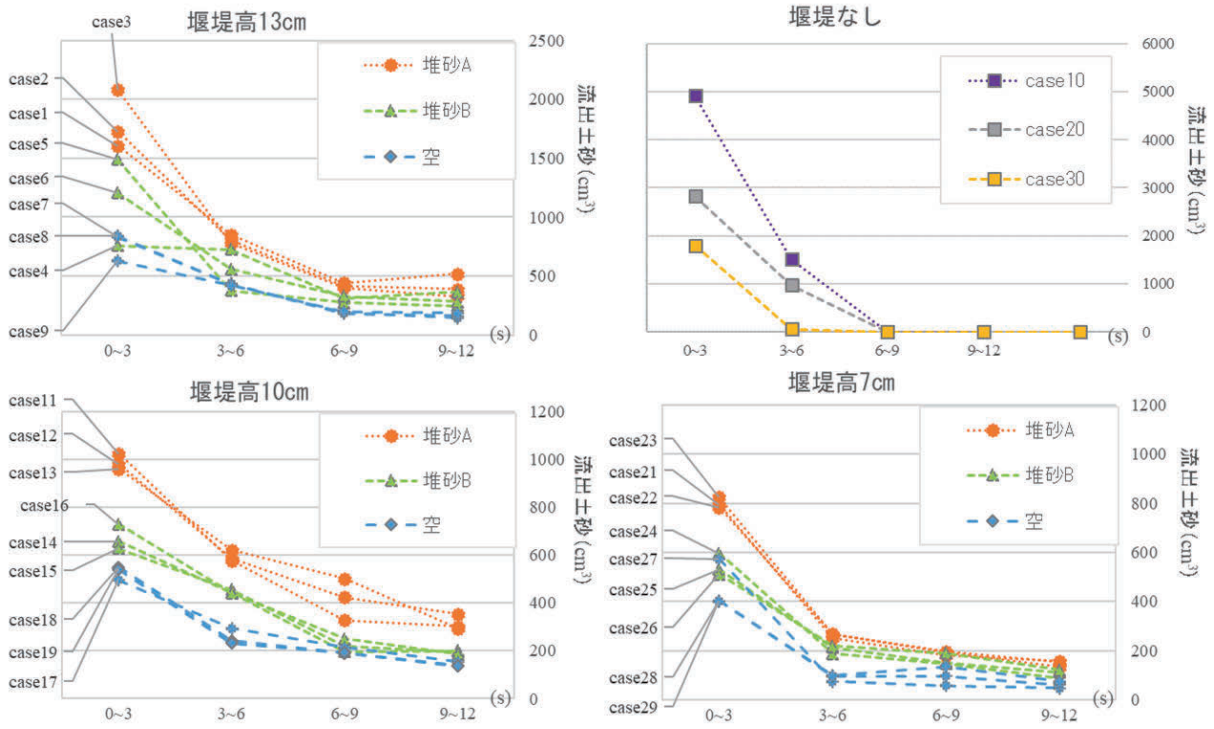


図-5 Case 1-30 の下流端からの土砂流出.

表-2 土砂流出ピークの比較（堰堤無しを 1 としたときの，堰堤有りの同条件の 3 ケースの平均値）.

堰堤高 (cm)	堰堤無しと堆砂 A	堰堤無しと堆砂 B	堰堤無しと空
13	0.37	0.23	0.16
10	0.35	0.24	0.19
7	0.44	0.30	0.25

ことが示された．初期堆砂が同じ条件でのピークの低減率は，堰堤が高い方が効果が大きい．土石流のピークは流れの先頭部に現れるため，堰堤高が低いと堰堤を越流するまでの時間が短くなり，ピークを低減させる効果が小さくなる．堰堤は高い方がピーク抑制効果が見られる．堰堤の高さと堆砂敷の距離は比例関係となり，堆砂の水平区間の距離が長くなることで，ピークが低減されたと考えられる．堆砂 A，B の両条件とも堰堤無しの 1 より小さくなり，初期堆砂が存在する条件でも土砂流出ピークの抑制効果は確認された．

4．おわりに

本研究では，不透過型砂防堰堤の初期堆砂の条件が，堰堤の土砂捕捉量や土砂流出の抑制効果に及ぼす影響を把握することを目的として，水理実験により検討した．

結果から，初期堆砂のある条件でも堰堤の土砂捕捉効果を確認した．堰堤の空き容量に対しての捕捉土砂量を示す Rf は，堰堤高が高いと初期堆砂が多い方が大きくなるが，堰堤高が低くなると初期堆砂が多い方が小さくなり，これは堆砂敷の長さによる影響と推測される．一方で，供給土砂量に対しての捕捉土砂量を示す Rc は，空の条件で最大で，次いで初期堆砂が少ない堆砂 B であり，初期堆砂の多い堆砂 A は堰堤を設置した条件の中で最小だった．堰堤は高い方が，同じ初期堆砂の条件で Rf, Rc とも大きかった．土砂流出のピーク抑制効果は，初期堆砂のある条件でも見られたが，Rc と同様に空の条件が最も抑制効果が高く，初期堆砂の土砂が多くなるほど抑制効果は低下する．

初期堆砂がある条件について，堰堤上流の堆積土砂を飽和と不飽和の条件で比較すると，不飽和の条件の方が捕捉土砂量や Rf, Rc とも大きい．これは，不飽和の初期堆砂上に土石流が到達した際，流れが急激に減速して，堆積が飽和の条件よりも進行したことで，捕捉土砂量が多くなった．初期堆砂上での急激な減速は浸透によるものと推測される．実際の初期堆砂は，土石流発生前に降雨流出により水が十分に流下した飽和の状態，あるいは堰堤上流では降雨流出がなく比較的乾いた状態で土石流が流下してくる，どちらの条件も想定される．今後もより詳細な検討を実施する．

本研究から，初期堆砂がある条件でも土砂捕捉や土砂流出ピークの抑制は期待できるものの，空き容量が大きいほど土砂捕捉ならびに土砂流出のピーク抑制の効果が大きく，可能な限り除石を実施する対策の有効性が改めて示された．

一方で，実験後半の侵食をどのように評価するかに課題が残る．本研究では，最も堰堤の捕捉機能が発揮する条件を把握するために後続流による顕著な侵食は検討しなかった．実災害において，2018 年 7 月豪雨により広島県では後続流が長く続いたことで，不透過型砂防堰堤で捕捉した土砂が再侵食により下流に流出して被害が生じた事例がある．堰堤が捕捉可能な土砂量は，流れの条件で大きく変わるため，実現象に照らし合わせて効果を検討することが今後必要である．また，本検討では指針が示す元河床の勾配の 1/2 倍を基に満砂の土砂量を設定したが，設置点の地形や土石流の構成材料などで堆砂状況や土砂流出も変わることから，堰堤の満砂の評価方法も今後の課題として残される．

謝辞：本研究には京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリーの実験施設を利用しました．ここに記して感謝致します．

参考文献

1) 海堀正博，長谷川祐治，山下祐一，他 16 名：平成 30 年 7 月豪雨により広島県で発生した土砂災害, 砂防学会誌，Vol.71，No.4, pp.49-60, 2018.
2) 広島県：平成 30 年 7 月豪雨災害における砂防堰堤の施設効果事例，平成 30 年 7 豪雨災害を踏まえた今後の水害・土砂災害対策のあり方検討会（第 1 回砂防部会）資料 3, https://www.pref.hiroshima.lg.jp/uploaded/attachment/330357.pdf，参照 2020-6-28, 2018.
3) 国土交通省 砂防部 : 砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，2016.
4) 国土交通省 砂防部 : 砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，2007.
5) 砂防フロンティア整備推進機構 : 砂防関係施設の長寿命化計画，https://www.sff.or.jp/biz/1-4/，参照 2020-6-28.
6) 國領ひろし，石川信隆，嶋丈示，水山高久 : 既設鋼製透過型砂防堰堤の機能性および安全性の向上事例について，平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集 A, pp.90-91, 2015.
7) 全国砂防治水協会 : 砂防便覧平成 26 年版， pp.468-505, 2015.
8) 水山高久：管理型の砂防堰堤，砂防学会誌，Vol.69, No.1, p.57, 2016.
9) 南哲行, 小山内信智 編著 : 現代砂防学概論, 古今書院, p.83, 2014.
10) 里深好文，水山高久：砂防ダムが設置された領域における土石流の流動・堆積に関する数値計算，砂防学会誌， Vol.58，No.1，pp.14-19, 2005.

（2020. 7. 1　受付）

スギ根系の地震時斜面安定への影響に関する実験的・解析的検討

EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL STUDIES FOR STABILIZATION EFFECTS OF CEDER ROOT ON SLOPE STABILITY

古川　全太郎[1]・笠間　清伸[2]・八尋　裕一[3]
Zentaro FURUKAWA, Kiyonobu KASAMA and Yuichi YAHIRO

[1]九州大学大学院工学研究院（〒819-0395　福岡市西区元岡 744 番地）
E-mail: z.furukawa@civil.kyushu-u.ac.jp
[2]東京工業大学　環境・社会理工学院（〒152-8552　東京都目黒区大岡山 2-12-1）
E-mail: kasama.k.ab@m.titech.ac.jp
[3]九州大学大学院工学府　建設システム工学専攻（〒819-0395　福岡市西区元岡 744 番地）
E-mail: yahiro@civil.kyushu-u.ac.jp

***Key Words**: root reinforcement, shaking table test, slope stability analysis*

1. はじめに

日本における地震観測件数は増加傾向にある [1]．近年では平成 28 年熊本地震 [2] や北海道胆振東部地震 [3] 等，強い地震動により山間地の自然斜面や土構造物の崩壊が発生しており，今後一層の被害の甚大化が危惧されている．一方で，山間地の斜面に生育する根系が地震時にせん断補強効果を発揮することが知られている．要素試験や模型実験，原位置試験により，根系による地盤のせん断補強効果の定量化が試みられているが [4][5][6]，模型実験の場合 [7][8]には，実際の根よりも高い剛性を有する 3D モデルを用いたり，根と等価な繊維材料で代用するなど，実物の植生を用いない場合が多く，植生の補強効果を直接測定した研究は少ない．

根系による地震時のせん断補強効果を把握するためには，実際の根系を模型地盤に定植させ，作製した地盤に対して振動台実験を行い，その効果を定量的に評価することが有効であると考えられる．

本報ではスギ根系を有する模型斜面を対象に，1G 場での振動台実験を行い，根系が存在する場合の斜面の加速度応答，変形挙動及び根系による補強効果を調査した．加えて，Janbu 法による地震力と根系による補強効果を考慮した斜面の安定解析を行い，実験結果と比較した．

2. 実験条件

図-1 に模型斜面の概略図を示す．模型斜面は，地震が起こって滑落し，背後に植生が残っている急斜面が再び地震により被災する状況を想定し [9]，下幅 800 mm，高さ 700 mm，奥行 400 mm，斜面の傾斜角は 80° とし，アクリル製の土槽内に作製した．土質材料は，**図-2** に示す粒度分布を有する粒径 4.75 mm 以下のまさ土を用いた．実験条件を**表-1 (a) (b)** 及び**図-3 (c)** に示す．**表-1 (a)** の通り，模型斜面は，最適含水比 12.2 %に調整したまさ土を用いて厚さ 175 mm ずつ 4 層で締固め，乾燥密度 16.4 kN/ m^3 となるように作製した．

根系はスギの苗木を用いた．**表-1 (b)** に植生の条件を示した．スギは日本全国に分布しており，日本の人工林の 44 %を占めることから [10]，代表的な山間地の植物として選択した．苗木は，Case1 と 2 については，斜面天端を 4 等分した長方形のそれぞれの対角線の交点に 2 本 2 列で配置した．Case3 は斜面天端を 2 等分した長方形のそれぞれの対角線の交

点に 2 本 1 列で配置した (図-1 参照)．根系深さは，実寸の 1/20 を想定し，参考文献 [11] を参照し，Case1 では 75 mm (実寸 1.5 m)，Case2 では 125 mm (実寸 2.5 m) とした．スギ苗の地上部の高さはいずれの条件でも 300 - 400 mm に統一した．なお．根系を設置しない Case0 についても同様の斜面形状・加振条件で実験を行った．

図-1 に示す法肩から 100，300，500 mm の距離の鉛直変位をレーザー変位計により測定した．水平変位は，高さ 175，350，525 mm の斜面表面をレーザー変位計により測定した．図-1 中の長方形は，変位測定のための反射板を示しており，反射板の中央部の変位を測定した．また，鉛直・水平変位測定位置の延長線で交差する 9 点に加速度計を配置した．設置位置を法面側から Front，Middle，Back とし，加振中の応答加速度を測定した．

入力加速度を図-3 (c) に示す．入力加速度は sin 波，周波数を 10 Hz とし，加速度振幅を 100 gal，200 gal，300 gal，400 gal と段階的に増加させた．それぞれの加速度の継続時間を，100 gal，200gal および 300 gal では 10 秒，400 gal では 60 秒とした．

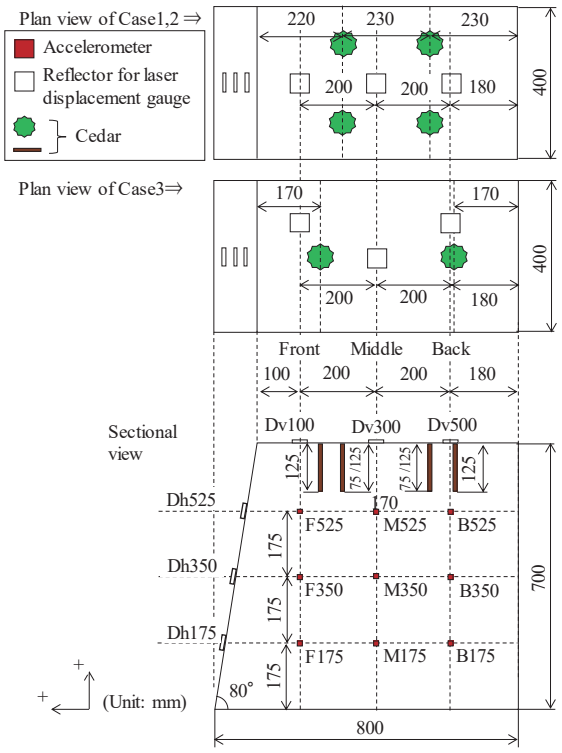


図-1 模型斜面の概略図

3．実験結果

(1) 模型地盤の水平変位と鉛直変位

図-3 (a) に斜面の水平変位の時間変化を示す．図-1 の紙面左向き変位を正とする．図-3 (b) に斜面天端の鉛直変位の時間変化を示す．図-1 の紙面上向きを正とする．図-3 (a) (b) の変位が顕著に変化し始めた時刻を崩壊時刻とすると，Case0 では 55.0 秒，Case1 では 52.2 秒，Case2 では 36.7 秒，Case3 では 93.5 秒であった．Case2 は 300 gal，その他の Case は 400 gal での加振時に法尻から亀裂が入り崩壊が起こった．崩壊に至るまでの時刻は，Case3 が最も長かった．根系 2 本の Case3 及び根系なしの Case0 と比較して，根系 4 本の Case1 と 2 で早く崩壊した理由として，根系の動揺により土中に亀裂が生じ，表層付近の模型斜面が崩壊しやすくなったことが考えられる．

(2) 模型地盤の加速度応答倍率

図-4 (a) - (c) に，崩壊が起こる直前の斜面左端の加速度応答倍率の高さ分布を示す．加速度応答倍率は，入力加速度に対する測定加速度の割合である．この値は，崩壊時の加速度 (Case0, 1, 3 は 400 gal，Case2 は 300 gal) での値を示している．なお，図-4 (a) は図-1 の F (法面側)，(b) は M (中央付近)，(c)

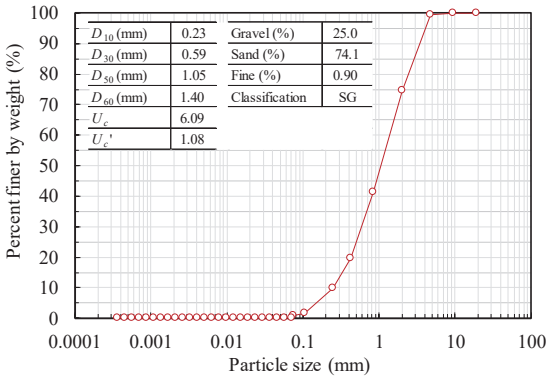


図-2 まさ土の粒径加積曲線

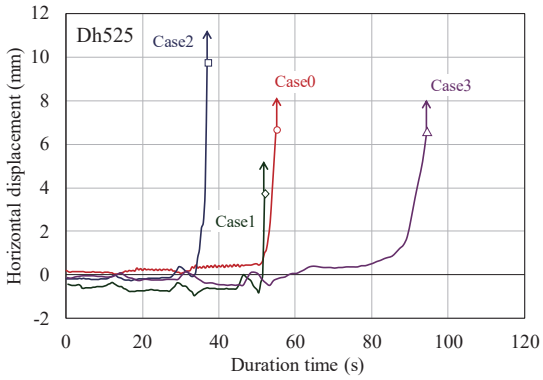
表-1 模型の作成条件

(a) 土質条件

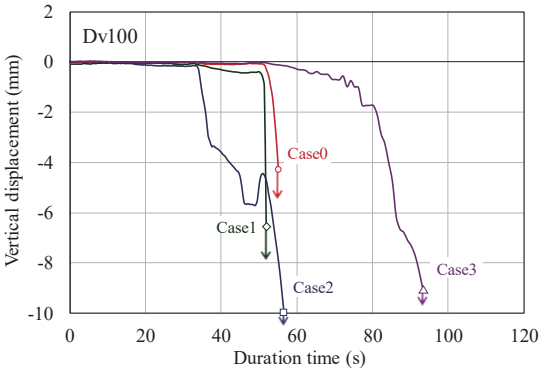
Soil		Decomposed granite soil (sieved under 4.75 mm)
Dry density ρ_d	kN/m^3	16.4
Water content w	%	12.2

(b) 植生条件

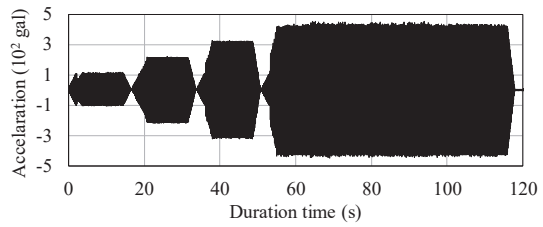
Case	Number of roots	Depth of roots (mm)	Distance from root to crest (mm)	Kind of plant
0	0	-	-	None
1	4	75	220, 450	Ceder
2	4	125		
3	2		170, 510	



(a) 斜面法肩付近 (Dh525) の水平変位



(b) 斜面法肩付近 (Dv100) の鉛直変位

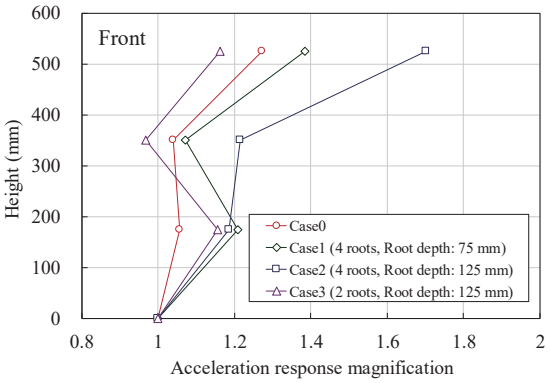


(c) 入力加速度

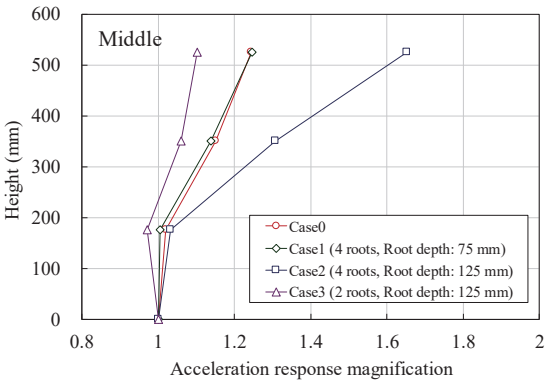
図-3 高さ 525 mm 斜面表面 (Dh525) の水平変位及び入力加速度

は B (背面側) のセンサーの出力値から算出した.

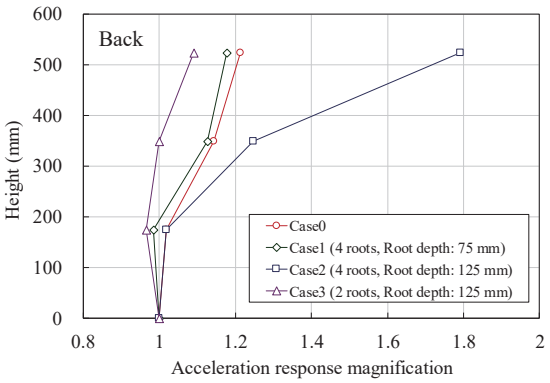
図-4 より，根系がある場合，最も法尻に近い斜面左下 (F175) の加速度応答倍率は，同じ高さの Middle，Back の値と比較して 16.3-25.3 %増加した．スギ 2 本の Case3 を根系なしの Case0 と加速度応答倍率を比較すると，100，200 gal 時点では差は見られなかったが，崩壊前の 300 gal 時点では Front において 6.9-8.7 %，Middle において 4.7-11.4 %，Back において 5.3-12.5 %低減した．Case3 を根入れ深さが同様でスギ 4 本の Case2 と比較すると，200 gal 時に平均 4.8 %，300 gal 時に平均 27.7 %低減した．Case2 に作用している加速度応答倍率が最も高いことがわかる．このことも，Case2 のみ 300 gal で崩壊した理由の一つであると推測できる．



(a) F175，F350，F525 (F：法面側)



(b) M175，M350，M525 (M：中央付近)



(c) M175，M350，M525 (B：背面側)

図-4 崩壊直前の加速度応答倍率分布

(3) 模型地盤の崩壊後の傾斜角

根系数が最も多く，根系深さが他の条件よりも深い Case2 の模型斜面が最も早く崩壊した理由を考察するため，図-5 のように斜面の崩壊後の角度を計算した．図-5 の崩壊斜面のトレース線 (赤い実線) の法肩と法尻を結んだ直線 (赤い破線) の角度を崩壊後の角度とした．図-5 は一例として Case2 を示して

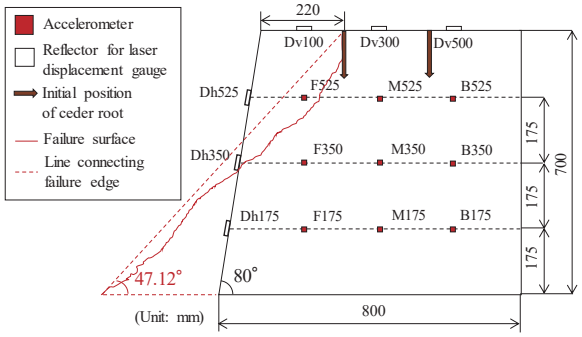


図-5　崩壊形状の一例（Case2）

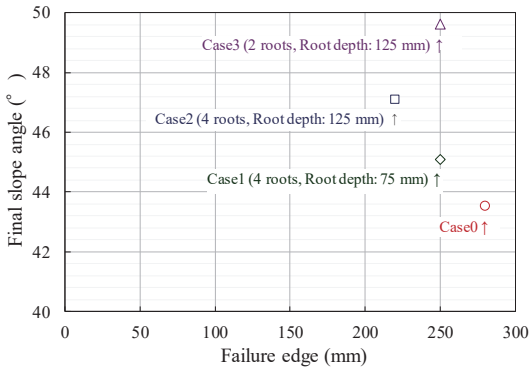


図-6 法肩の崩壊距離と崩壊後の斜面の角度の関係

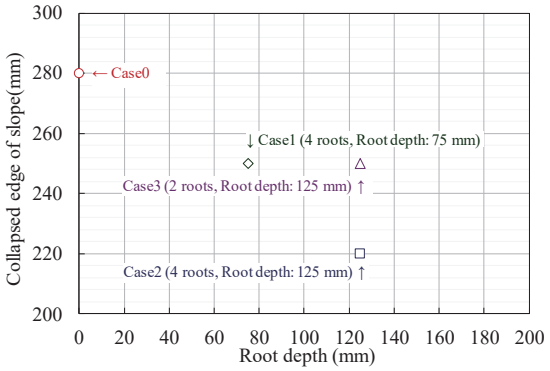


図-7 根系深さと法肩の崩壊距離の関係

いる．図-5 と同様に，各条件で崩壊後の斜面の角度を計算した．

図-6 に崩壊端の法肩からの距離と最終崩壊角度の関係を示す．図-6 より，根系が崩壊前の法肩に最も近い Case3 の最終崩壊角度 49.6°が最も高く，次に Case2 (47.1°)，Case1 (45.1°)，Case0 (43.5°) の順に崩壊角度が緩やかであった．このことから，根系がある場合，根系が法肩に近いほど最終崩壊角度は高くなり，水平方向の崩壊が抑えることができると推測できる．加えて，図-7 に根系深さと崩壊端と法肩の距離の関係を示す．Case1 と Case3 を比較すると，

表-2 粘着力 c_D と内部摩擦角 ϕ_D の設定値 [13]

Number of roots	Cohesion c_D (kN/m^2)	Friction angle ϕ_D (°)
0	5.4	35.8
1	10.6	39.7
2	11.4	40.6

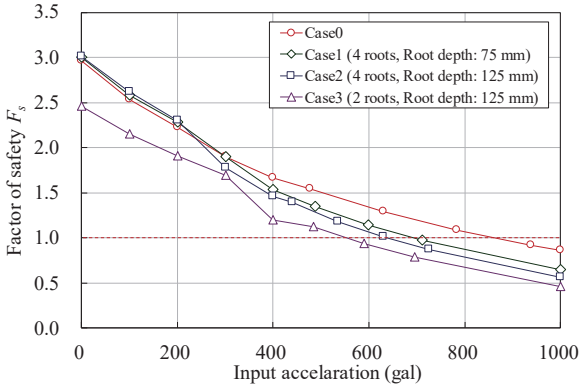


図-8 入力加速度と安全率の関係

根が深い Case3 の方が法肩の崩壊量を 12 %抑えられたことがわかる．このことから，加速度応答倍率を抑えることができる適切な根系本数があると推測できる．

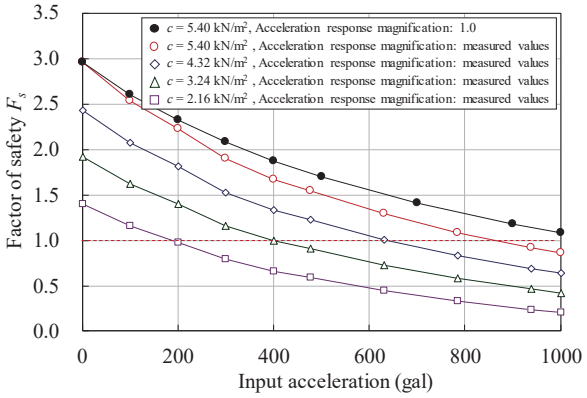
4．斜面安定解析

2．3．に示した模型斜面について，地震力を考慮した Janbu 法 [12] (式(1)) により安全率を求めた．

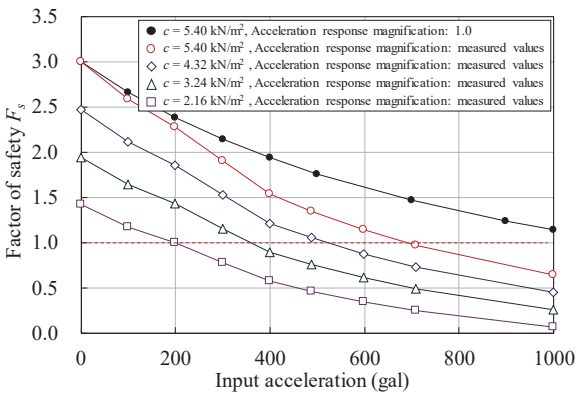
$$F_s = \frac{1}{\sum\{k_h \Delta W_i + \Delta W_i \tan\theta_i\}} \times \sum \frac{\{c_D l_i \cos\theta_i + \Delta W_i - u_i l_i \cos\theta_i\}\tan\phi_D}{\cos\theta_i\,(1 + \tan\theta_i \tan\phi_D / F_s)} \quad (1)$$

ここに，F_s：安全率，c_D：斜面の粘着力 (kN/m^2)，ϕ_D：斜面の内部摩擦角，k_h：水平震度，l_i： 分割土塊の下辺の長さ (m)，ΔW_i：分割土塊の自重 (kN)，θ_i：すべり円弧の中心から半径方向に伸ばした線と鉛直方向がなす角度 (°)．

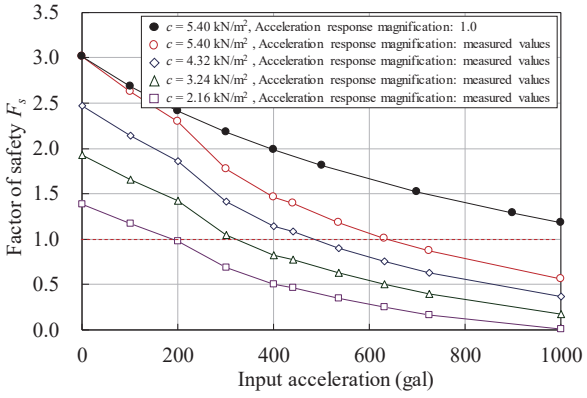
モデル斜面の傾斜角は，模型斜面と同様の 80° とした．水平震度 k_h は，100 - 400 gal の加振加速度で得られた地盤内の加速度のうち，Front (法尻から約 234 mm) の最大値を用いた．400 gal 以降の加速度応答倍率は，各条件で入力加速度-応答倍率の関係を直線近似し，近似式により応答加速度を算出した値を計算に用いた．すべり面の設定角度は，最終崩壊角



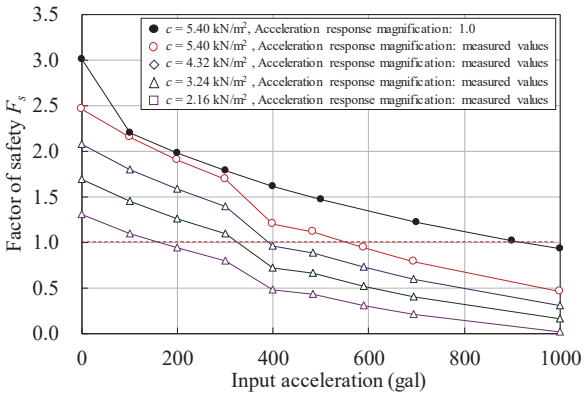
(a) Case0（根系なし）



(b) Case1（根系 4 本，根深さ 75 mm）



(c) Case2（根系 4 本，根深さ 125 mm）



(d) Case2（根系 2 本，根深さ 125 mm）

図-9 粘着力を低減させた場合の入力加速度と安全率の関係

度とした．斜面分割数は 20 とし，根系を有する分割土塊のみ，c_D と ϕ_D を変更した．c_D と ϕ_D は，模型斜面と同様の土質，乾燥密度，含水比，根系で行った田代らの根系を含む一面せん断試験結果[13]を参照した．参照した c_D, ϕ_D の値を**表-2** に記す．各分割土塊に存在する根の本数を考慮し，根が存在しない分割土塊には「0 本」 Case1,2 の根が存在する分割土塊には**表-2** の「2 本」，Case3 の根が存在する分割土塊には「1 本」のときの c_D, ϕ_D を用いた．なお，**表-2** の c_D, ϕ_D の値は静的なせん断試験から得られた値である．根系が存在する分割土塊において，分割土塊の高さに対して，根の深さから根系が存在する割合を計算し，c_D と ϕ_D の増加割合を決定した．

図-8 に入力加速度と安全率の関係を示す．**図-8** より，いずれの Case でも，崩壊時の入力加速度（Case0, 1, 3 では 400 gal，Case2 では 300 gal）のときの安全率はそれぞれ 1.0 を上回った．式 (1) の粘着力 c_D は，**表-2** の値を用いて計算している．実際には加振により模型斜面に亀裂が入ったことにより，粘着力が低減しており，安全率が過大に算出されていると考えられる．また，粘着力の増加割合は考慮しているものの，粘着力の増分を根系が存在する分割土塊全体に付与していることも，安全率が過大に算出されている原因の一つであると推測できる．

そこで，粘着力を元の値の 80 %，60 %，40 %に低下させた場合の安全率を求め，入力加速度 400 gal において，安全率が 1 以下となる粘着力を求めた．それぞれの条件の入力加速度と安全率の関係を**図-9** (a) - (d) に示す．その結果，入力加速度 400 gal のときの粘着力は，Case0 の場合は初期粘着力から 59.9 %低下していることが示唆された．同様に Case1, 2, 3 では，それぞれ粘着力が 61.5 %，64.2 %，59.1 %低下していることが示唆された．

６．まとめ

本報は，スギ根系を有する模型斜面を対象に，1G 場での振動台実験を行い，根系が存在する場合の斜面の加速度応答，変形挙動及び根系による補強効果を調査した．加えて，Janbu 法による地震力と根系の補強効果を考慮した斜面安定解析を行い，実験時の地震による粘着力の低減を評価した．その結果，下記のような結論が得られた．

1) 根系が法肩に近いほど斜面の最終崩壊角度は高

くなり，水平方向の崩壊が抑えることができると推測できる．

2) 加速度応答倍率は崩壊前の 300 gal 時においてスギ 2 本の場合と根系なしの場合を比較すると，Front，Middle，Back はそれぞれ 6.9 - 8.7 %，4.7 - 11.4 %，5.3-12.5 %低減した．

3) 実験で得られた最終崩壊角度をもとに斜面安定解析を行ったところ，粘着力は，初期粘着力から Case0, 1, 2, 3 でそれぞれ 59.9 %, 61.5 %, 64.2 %, 59.1 %低下したと推測できる．

今後，模型地盤の条件として，乾燥密度が小さい場合，含水比が低い場合の実験を実施することで，植生による粘着力の増加による影響を大きくし，明確に補強効果を確認する必要がある．また，植生の条件では，斜面に根系が存在する場合や，根系の種類，配置，深さによる影響を，斜面表面の変位や地盤内の加速度を測定することにより把握し，根系による斜面安定への効果や粘着力の増加効果を定量化できると考えている．

謝辞：本研究は，JSPS 科研費 JP16K18151 “植生生体電位を活かした表層崩壊バイオアラームの開発”の助成を受けたものです. ここに感謝の意を表します.

参考文献

1) 気象庁，震度データベース，https://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/index.php

2) (公社) 地盤工学会　熊本地震地盤災害調査団，平成28年熊本地震地盤災害調査報告書，pp. 25-113, 2017.

3) 小山内信智，海堀正博，山田孝他，平成30年北海道胆振東部地震による土砂災害，砂防学会誌，Vol. 71，No. 5，pp. 54-65，2019.

4) 阿部和時，原位置一面せん断試験によるスギ根系の斜面崩壊防止機能の研究，日本緑化工学会誌，22，(2)，95-108，1996.

5) 今井久，樹木根系の斜面崩壊抑止効果に関する調査研究，ハザマ研究年報，pp. 34-52, 2008.

6) Xin-zhe, L., Jian-lin, L., Hua-feng D., In-Situ Direct Shear Test Research of Rock and Soil of Typical Bank Slope in Three Gorges Reservoir Area, EJGE, 19, 2525-2534, 2014.

7) Pallewatta, M., Indraratna, B., Heitor, A., Rujikiatkamjorn, C., Shear strength of a vegetated soil incorporating both root reinforcement and suction, Transportation Geotechnics, 18, 72-82, 2019.

8) Docker, B.B. and Hubble T. C. T., Quantifying root-reinforcement of river bank soils by four Australian tree species, Geomorphology, 100, 401-408, 2008.

9) 石川芳治，久保田哲也，青戸一峰ほか43名，平成２８年熊本地震による土砂災害，砂防学会誌，Vol. 69, No. 3，55-66，2016.

10) 林野庁，スギ・ヒノキに関するデータ，https://www.rinya.maff.go.jp/j/sin_riyou/kafun/data.html (2020年8月4日閲覧)

11) 苅住昇，樹木根系の形態と分布，林業試験場研究報告第94号，pp. 40-42，1957.

12) (公社) 地盤工学会，新編 土と基礎の設計計算演習，pp. 388-398，2000.

13) 田代直樹，古川全太郎，笠間清伸，根系を含む土のせん断が植物根系の生体電位に及ぼす影響，第13回環境地盤工学シンポジウム論文集，405-408, 2019.

（2020. 7. 1　受付）

In-flow Self-comminution of Debris-flow and Lahars: Fragmentation and Grinding Experiments for the Dacites from Unzen-Volcano

Christopher GOMEZ [1,2], Yoshinori SHINOHARA[3], Norifumi HOTTA [4], and Haruka TSUNETAKA [5]

[1] Graduate School of Maritime Sciences, SABO Laboratory., Kobe University (Fukae-Minami-Machi, Higashinadaku 5-1-1 Kobe 658-0022, Japan)

E-mail: christophergomez@bear.kobe-u.ac.jp

[2] Dept. of Geography, University Gadjah Mada (Balaksumur Yogyakarta 55281, Indonesia)

[3] Faculty of Agriculture, University of Miyazaki (Gakuen-Kibanadai-nishi 1-1, Miyazaki, 889-2192, Japan)

[4] Graduate School of Agricultural and Life Sciences, Department of Forestry, University of Tokyo (Yayoi 1-1-1, Bunkyo-ku, Tokyo, 113-8657, Japan)

[5] Department of Disaster Prevention, Meteorology and Hydrolodgy, Forest and Forest Products Research Institute (1 Matsunosato, Tsukuba, 305-8687, Japan)

***Key Words**: debris-flow; lahar; in-flow grinding; grain fragmentation; self-comminution; Unzen Volcano*

1. INTRODUCTION

The word lahar originates from the Bahasa Indonesia, where it refers to a slurry of volcanic debris and water flowing on and from volcanic slopes. From this vernacular knowledge, scientists have extended the definition to flows other than Newtonian flows (i.e. stress-strain relationship not being linear), containing at least one debris-flow phase (i.e. the sediment concentration is > ~80% of the mass and > ~60% of volume). They are the equivalent of debris-flows occurring in mountain areas. The slurry often contains a mixture of material ranging from clay-size sediments up to pluri-metric boulders, that are often named over-sized clasts, mixed various types of bio-debris. Direct observation of debris-flows in mountains and lahars on volcanoes are rather scarce[1)], due to the nature of the events, their irregular spatio-temporal distribution and the difficulty of access. Scientists have therefore attempted to retrieve flow characteristics from deposits using Ground Penetrating Radar[2)] or relating deposits to video-observations[3)], but these recent investigations have only brought further questions, showing that traditional concepts derived from outcrop analysis for instance had little representativity of lahars or debris-flows[4)].

Consequently, laboratory experiments play a central role in understanding the mechanics and the dynamics of those flows, and in particular it has been shown that the fine-fraction in debris-flows and lahars played a crucial role in the waxing of the flow and thus the runout of an event[5)], while single fraction can play different role being either integrated as part of the slurry or part of the "solid-load"[6)].

The role of the grain-size is further emphasized by their integration in constitutive equations of debris-flows. The formulation by Egashira, Miyamoto and Itoh[7)], writes the dynamic pressure due to inelastic collisions between particles and the shear-stress due to particle inelastic collision as a function of the square of the median grain-size over the vertical velocity gradient (Eq. (1) - (2)).

$$P_d = \rho K_d \frac{\sigma}{\rho} e^2 c^{1/3} d^2 \frac{\partial u^2}{\partial z} \quad (1)$$

$$\tau_d = \rho K_d (1 - e^2)(\frac{\sigma}{\rho}) c^{1/3} d^2 \frac{\partial u^2}{\partial z} \quad (2)$$

where, P_d is the collision pressure, τ_d is the shear stress due to particle inellastic collisions, σ is the mass density of particles, ρ is the density of water, K_d is an empirical constant of value 0.0828, u is the velocity.

Furthermore, the grain-size has a well-known effect on the triggering of the debris-flow that can be best modelled by an inifinite-plane model, when it does not start off a rotational landslide, with a curved sliding surface, in which case the factor of safety (*Fs*) can be modelled from the Mohr-Coulomb theory by Eq. 3:

$$\text{Fs} = \frac{c + \gamma z \ cos^2\beta \tan\Phi}{\gamma z \ cos\beta \ sin\beta}$$

$$= \frac{2c}{\gamma z \sin 2\beta} + \frac{tan\Phi}{tan\beta} \quad (3)$$

, which simplifies to eq. 4 when the material is non-cohesive with $c = 0$:

$$\text{Fs} = \frac{tan\Phi}{tan\beta} \quad (4)$$

From these theoretical sets, the present contribution asks whether the '*d*' should be considered as a function of the flow velocity profile, as in-flow comminution (i.e. reduction in size) through fragmentation and grinding may occur, and then reduce the mean and median size of d. Then, in turn, it is expected to impact the triggering of lahars and debris-flows when they occur as a "chain of processes".

2. OBJECTIVES

The present research is therefore divided into 3 objectives to assess this hypothesis and attempt to provide a preliminary set of measures:

(a) Determine whether in-flow comminution occurs during flowage of debris-flow, and measure it by relating intergranular shock and grinding to grain-size diminution;

(b) Test whether filling the pores of the slurry - (*1-e*) in eq. 2 – with water influences the comminution process.

(c) For the dacites of Unzen volcano, measure the role of in-flow comminution on the slope stability and the triggering of debris-flows or lahars, using the Mohr-Coulomb's theory.

3. MATERIAL AND METHODS

(1) Material

Unzen Volcano is located in Nagasaki prefecture (Fig. 1), in Japan, and it has gained unfortunate fame for its last eruption between 1991 and 1995, during which it produced numerous pyroclastic-flows from dome-collapse, from which several lahars/debris-flows occurred.

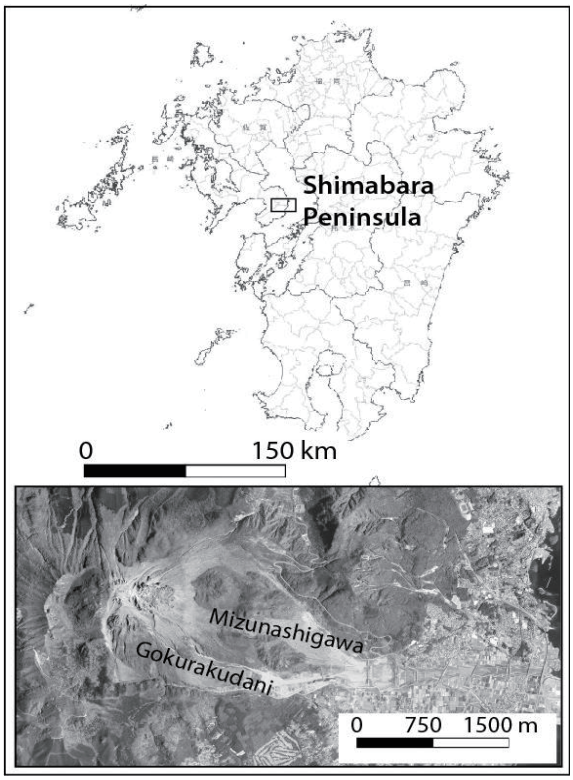


Fig.1 Location of Unzen Volcano in, Kyushu, South-Japan, also showing a zoom on the Mizunashigawa and the Gokurakudani. The North point upwards on both maps.

A small amount of material collected from a recently formed debris-flow in the Gokurakudani gully, a tributary of the Mizunashigawa - where most of the erupted material was deposited. This set of material was shoveled by hand into container bags and brought back to the laboratory to conduct the present test. No mechanical-engine was used in the collection to avoid altering the material.

(2) Method

The methodological flow has been (1) the collection of dacitic lahar sediment samples at the bottom of the Gokurakudani gully, produced by the 1991-1995 eruption of Unzen Volcano. The material was then separated by dry-sieving between 0.0635 mm and 8 mm, and rolled a set of times in a tumbler adapted from a Los-Angeles abrasion testing machine. In between each set of "material rolling", the grain size was re-measured. Finally, to assess the role of the generation of fine material by the tumbler on the stability of the deposit, the produced fines

were added to the sieved material to reproduce the data generated by the rotary cylinder.

The impact of fines production was then tested using a direct shear-box. The finest material considered was 0.125 mm, as lower fractions may have more complex impacts and the coarsest material 0.250 mm, as coarser fractions can yield more complex results in the shear-stress box.

(a) Material dry sieving and grains-size

Using a column of sieves composed of 8 stories plus the base (8 mm, 4 mm, 2 mm, 1 mm, 500 µm, 250 µm, 125 µm and 62.5 µm) the material was dried sieved for 2 minutes after collection in the field and sieving was performed again after each rolling tumbler experiment. For the material collected in the field and for the experiments involving water in the slurry, the material was dried on a hot plate for 3 hours to a day (depending on the water content), until fully dry. The water was not drained to keep the smallest fractions as well.

(b) Rolling cylinder experiment

The rolling cylinder method uses a Los-Angeles abrasion machine, that has a 0.711 m diameter, as well as a 10 cm shelf built in the cylinder, so that both drop and roll can be performed (video of empty run available here: https://youtu.be/PHfih1d9D0U). The rotation angular velocity was set to 45 RPM or 1.6725 $m.s^{-1}$ travelled on the perimeter. The speed was controlled with an electric-variator customized to the body of the abrasion machine. Because the simulated fragmentation by block impact is related to the rotation RPM, this signifies that every grain experiences 45 drops per minute (drop height ½ of the cylinder diameter and the mass is the mass of the sediments + 265 g of the container).

Because, we are interested by the inter-granular interactions leading to grinding (supposed by shear-induced friction) and to fragmentation (supposed by collision), the inter-granular space was controlled by placing the dry or wet sediment mixtures into smaller round plastic container to roll and drop within the cylinder. The size of the sediment container is 18 cm in diameter with a capacity of 4 litres. The height h of the sediments was 2 cm at the deepest in the cylinder, ~2.4 and ~2.9 cm when mixed with 200 g and 400 g of water. The opening of the cylinder was sealed with a double-cap used in the chemical industry. The external cap was then taped to the body to avoid any unscrewing during the experiment. The total energy exerted on the cylinder was measured using an accelerometer placed at the container's end sampling at 10 Hz. At 10 Hz, peak velocity due to the drop were recorded between |8| and |11| $m.s^{-1}$ every 8/10 to 9/10 of a second, which is concordant with the dialed rotation velocity of 45 RPM.

(c) Shear-box testing

The shear-box testing uses a shear box of 30 cm^2 surface, with an electric engine creating a constant shear of 0.8 $mm.s^{-1}$ (Tineng Industry AASHTO T236, ASTM D3080). Because the material is > silt and clay, lower shearing speed was not used. Two normal stress were applied to draw the Mohr's circle with two sets of masses 2.5 and 5 kg (plus the mass of the arm) corresponding to 50 kN and 100 kN, or with 100 kN and 200 kN. The horizontal stress was measured using a shearing-ring mounted with a dialed gauge (0.01 mm scale) and the vertical deformation was measured using a 0.01 mm scaled dialed gauge. Because the overlapping surface of the lower-part and the upper-part of the shear box change with the shear, a maximum 5 mm horizontal displacement was used as a maximum.

Using this setup, the fraction < 0.25 mm of samples retrieved from the field was first tested, and then the fraction < 0.25 mm generated from the rotary cylinder was tested. Both dry samples and saturated samples were tested. The dry samples were poured as loose granular material in the shearing box, from a height of 4 cm above the lid (and 6 cm to the bottom of the box) using a funnel. For mixed material, the material was added using a spoon in the funnel to avoid any grading that can occur during pouring the material. For saturated samples, the procedure adopted consisted in filling the lower-box of the shearing box with water, and wait for the already-poured sediment to naturally absorb water by suction. Water was repeatedly added until no more variation was observed over a period of 30 minute for each sample (one will note that the coarse sample took less than a few minutes to stabilize). Finally, between 10 and 20 ml of water was poured over the top porous stone and the water was left to overflow from the lower part of the shear-box for ~ 30 minutes (such process would not be possible with clay and fine-grained sediments). Afterwards, the cap and the bearing were placed over the sample and the sample let to consolidate for ~ 10 minutes, resulting in a vertical variation of 0.1 to 0.25 mm for all the samples. The overflow of water for saturated samples was then cleaned, before the shear test to start.

(d) Sample characteristics

For the present research, four different samples were generated from the material of Unzen volcano, to test in the rotary cylinder experiment (Table 1) and then three different combinations of different grain-sizes were used to test the soil shear strength for both saturated and unsaturated samples leading to 6 samples (Table 2).

During the rotary cylinder experiment, experiment 2 (XP2) failed during the second set of rotations, as the cylinder exploded. For the shear-stress experiment, a technical error occurred during the recording of the unsaturated mix1, and the data were only partial and not included in this contribution (those details are included here as a testimony of the design and the issues in the process).

Table 1 Original samples rotated in the cylinder (T1 is 50% 2-4 mm & 50% > 4 mm; T2: 100% > 4 mm; Rounds: maximum number of rotations applied for each experiment).

XP	Water [g]	Sediments [g]	Size [mm]	Rounds
1	0	400	T1	4484
2	400	400	T1	1484
3	200	400	T1	4484
4	0	400	T2	4484

Table 2 Reconstructed loose samples tested for saturated and unsaturated shear-strength using a shearing box (Sat: saturation and it is divided between unsaturated samples (U) and the saturated ones S). Mix1 corresponds to the grain-size distribution of XP4 for material <0.25 mm and Mix2 XP1 for material < 0.25 mm, which are the two extreme ratios generated by rotating cylinder.

Name	Sat.	Grain size [mm]	σ [kPa]
A1	U	0.25	100 & 200
A2	S	0.25	100 & 200
Mix1	U	80% 0.25, 20% 0.125	100
Mix1	S	80% 0.25, 20% 0.125	100 & 200
Mix2	U	52.5% 0.25, 27.5% 0.125	200 & 400
Mix2	S	52.5% 0.25, 27.5% 0.125	200 & 400

4. RESULTS

(1) Rotary cylinder "self-comminution" results

As a result of the rotations of the cylinder, the original grains reduced in size (Table 3), with the median grain-size being reduced by half for XP 1 and XP 3 and by 30% for XP 2. The reduction was more limited for XP 4.

Although for all experiments the D_{90} does not vary very significantly, the D_{10} changes from 2.1 mm to 1.01 for XP1 and it varies from 4.137 to 0.175 for XP 4. For experiment two and three, D_{10} also reduces, but less significantly.

From Table 3, one can see the rapid reduction of D_{50} for XP1 , XP2 and XP3, showing that it is the largest fractions that get broken first, compared to smaller fraction. The rate of this process then decreases. The D50 of XP1 reduces by 0.88 every 1,000 rotations, for the first experiment and then by 0.0585 every 1,000 rotations for the 2nd set.

Table 3 D_{10}, D_{50} and D_{90} change through the four experiments (R stands for rotation, with the data before rotation, after 1484 rotations and after 4484 rotations, and XP for experiment).

	D_{10} (mm)	D_{50} (mm)	D_{90} (mm)
XP1 (0 R)	2.139	4.000	5.236
XP1 (1484 R)	2.047	2.692	5.190
XP1 (4484 R)	1.010	2.575	5.130
XP2 (0 R)	2.139	4.000	5.236
XP2 (1484 R)	2.023	2.744	5.216
XP3 (0 R)	2.139	4.000	5.236
XP3 (1484 R)	2.069	2.685	5.184
XP3 (4484 R)	2.014	2.644	5.164
XP4 (0 R)	4.137	4.733	5.415
XP4 (1484 R)	1.049	4.610	5.386
XP4 (4484 R)	0.175	4.504	5.361

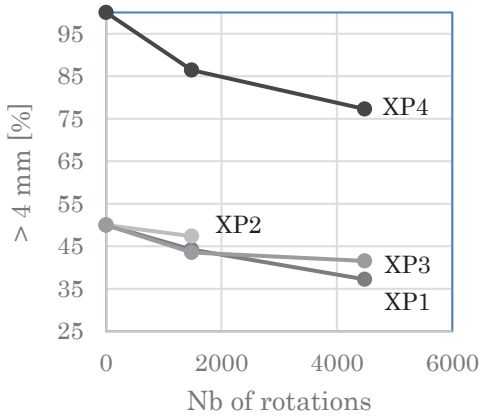


Fig. 2 Comminution of the largest fraction against the number of drums rotations.

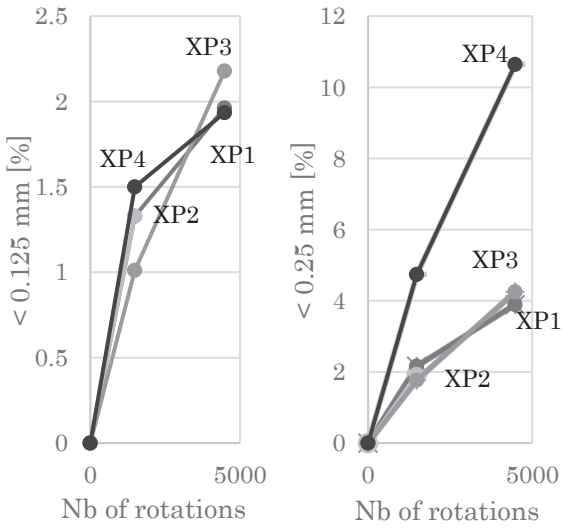


Fig.3 Increase of the faction inferior to 0.125 mm (a) and 0.25 mm (b).

The same schema appears for XP3. XP2 also shows the same pattern for the first 1484 rotations. However, XP4 shows a more linear decrease, with 0.082 mm per 1,000 rotations, in the first 1484 rotations, and then 0.053 mm per 1,000 rotations in the last 4484 rotations.Although the original fraction still dominates the grain-size distribution, the largest fraction reduces significantly, especially for XP4 (Fig. 2). Furthermore, ~~if~~ the fine sand < 0.125 mm proportion is increasing from none to about 2~2.5 % (Fig. 3-a). The inclusion of the fraction < 0.25 mm shows that XP 4 grinded 12% of sands (Fig. 3-b), so that after 4484 rounds ~ 10% of the mass changed from 0 to 10% of the full mass of the material. All experiments generated < 0.25 mm & > 0.125 fraction, but XP4 has the highest ratio change. For material < 0.125 mm, the ratios are more comparable (Fig. 3-a).

(2) Direct shear-box testing

From the direct shear-box testing, dry unimodal sand of 0.25 mm of diameter displayed the highest shear strength with 177 kPa, while its saturated counterpart reached 173 kPa when a 200 kPa normal stress was applied, displaying little variation. The same characteristics was portrayed with a lower normal stress (100 kPa) as can be seen on fig.4.

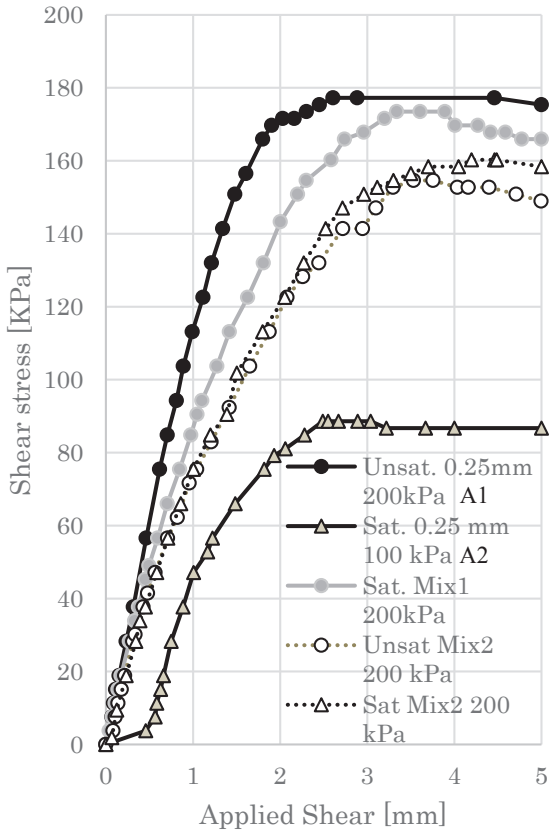


Fig.4 Shear stress pathway change depending on the proportion of fine sands (0.25 mm sand sample are only composed of 0.25 mm sand; "mix1" is 80% of 0.25 mm and 20% of 0.125 mm, and "mix2" is 62.5% of 0.25 mm and 37.5% of 0.125 mm; the values 100 kPa and 200 kPa in the legend represent the normal stress applied).

Applying the Coulomb theory of granular material (Eq. 5), the calculated value of the friction angle in degrees (Φ) varies between 31 degrees and 41 degrees for all the samples, with a positive correlation between the mean grain-size and the friction angle (Fig. 5), i.e. the friction angle increases with mean grain-size.

$$\tau = c + \sigma * \tan \Phi \quad (5)$$

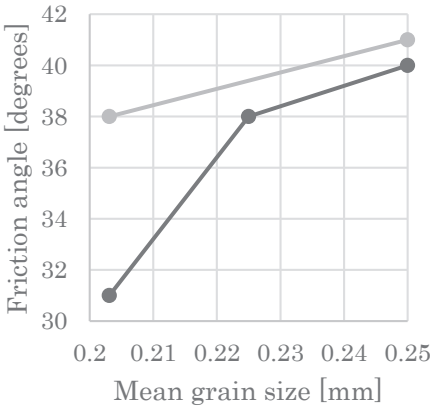


Fig.5 Friction angle calculated from the Mohr-Coulomb theory for loose and dry material (light grey data) and saturated sediments (dark grey data), following the grain-size change.

5. DISCUSSION & CONCLUSION

In-cylinder comminution of the material shows that abrasion and fragmentation occur for both purely granular material and for slurries of materials, which are typical of debris-flows and lahars.

The friction angle data is coherent with published data, that present well-graded sandy gravels between 33 to 40 degrees (or 32 to 44 degrees), and then between 27 to 40 for silts and silty-sands and then between 18 and 32 for silty loam and silty clays[8].

The present set of experiments from material collected at Unzen Volcano shows that dacites are self-comminuting and that both fragmentation of the larger fractions > 4 mm and > 2 mm is also accompanied by grinding – we suppose by friction and fragmentation of the larger sediment fraction as it would occur in a debris-flow slurry – into material mostly in the range of 125 μm and smaller. Therefore,

the grain-size distribution of a lahar or a debris-flow deposit is the result of (1) the original material that started the movement, (2) the material eroded from the bed, and (3) the self-comminution processes occurring in the flow. The longer debris-flow runs, the more the 'd' in equations 1 and 2 may need to see a corrector applied.

In turn, it is also expected that this process of material self-comminution is also impacting the triggering of debris-flows and other sediment-laden flows. This was tested for a set of slopes against the factor of safety of the calculated materials and the friction angle reductions (Fig. 6).

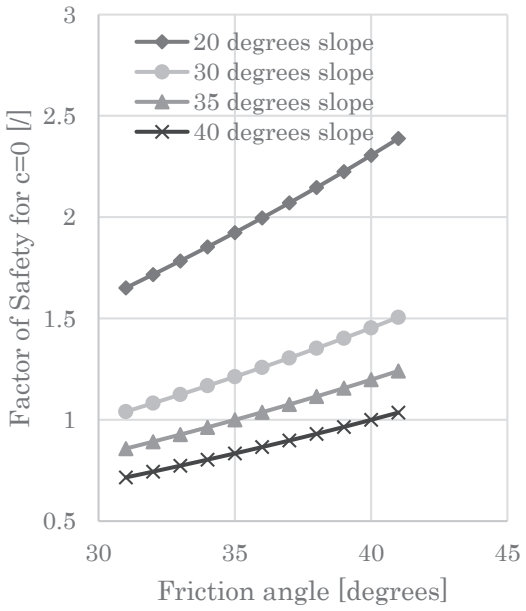


Fig.6 The factor of safety for unconsolidated non-cohesive material as a function of the friction angle for different potential slope angles.

The in-flow self-comminution process should therefore influence the 'd' factor in the constitutive equations but it also should have an impact on the remobilization of the material. It also means that a volume of sediment that starts on a given steep slope can then be remobilized on a slope that is more gentle, because the material itself has changed. This being said, the tail of the lahar and the debris-flow tends to wash away a large portion of the finer fraction when the deposits are not "en masse" and it is therefore difficult to assert the ubiquity of this finding without further investigation. It remains that self-comminution considerations deeply modify the physical underlying of all the equations describing debris-flows in the literature in Japan and overseas.

Thus, (1) self-comminution occurs in debris flows, and (2) the size of the byproducts change with the proportion of water in the slurry. In the end, (3) this process reduces the shear strength of deposits.

ACKNOWLEDGMENT: The researchers would like to acknowledge the financial assistance provided by the Shimabara Sabo Office, as well as the financial support provided of the Kakenhi-A 18H03957 that have been both instrumental for this research.

REFERENCES

1) Imaizumi, F., Tsuchiya, S., Ohsaka, O.: Behaviour of debris flows located in a mountainous torrent on the Ohya landslide, Japan. Can Geotech J., Vol.42, pp.919-931, 2005.

2) Starheim, C., Gomez, C., Harrison, J., et al.: Complex internal architecture of a debris-flow deposit revealed using ground-penetrating radar, Cass, New Zealand. New Zealand Geog, Vol. 69, pp. 26-38, 2013.

3) Starheim, C., Gomez, C., Davies, T., Lavigne, F., Wassmer, P.: In-flow evolution of lahar deposits from video-imagery with implications for post-event deposit interpretation, Mount Semeru, Indonesia. J. of Volcanol. Geotherm. Res., Vol. 256, pp. 96-104, 2013.

4) Gomez, C., Lavigne, F.: Transverse architecture of lahar terraces, inferred from radargrams: preliminary results from Semeru Volcano, Indonesia. Earth Surf. Proc. Land., Vol. 35, 1116-1121, 2010.

5) Hotta, N., Kaneko, T., Iwata, T., Nishimoto, H.: Influence of Fine Sediment on the Fluidity of Debris Flows. J. Mt. Sci., Vol.10, pp.233-238, 2013.

6) Sakai, Y., Hotta, N., Kaneko, T., Iwata, T.: Effects of Grain-Size Composition on Flow Resistance of Debris Flows: Behavior of Fine Sediment. H. Hydraul. Eng., Vol.145, 06019004-1-7, 2019.

7) Egashira, S., Miyamoto, K., Itoh, T.: Constitutive equations of debris flow and their applicability. Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechancis, Prediction and Assessment Proceedings of the First International Conference of Water Resources Engineering Division/ASCE, pp. 340-349, 1997.

8) Geotechdata.info, Angle of Friction, http://geotechdata.info/parameter/angle-of-friction.html, 2020

(Received July 1, 2020)

水路実験による土砂移動時の地盤振動のスペクトルと距離減衰に関する考察

A MODEL STUDY ON SPECTRUM AND DISTANCE ATTENUATION OF GROUND VIBRATION BY MOVEMENT OF A LARGE MASS

筒井　和男[1]・坂口　隆紀[1]・海原　荘一[2]・谷田　佑太[2]・木下　篤彦[3]・柴田　俊[4]
金澤　瑛[5]・中谷　洋明[5]・里深　好文[6]・藤本　将光[6]

Kazuo TSUTSUI, Takaki SAKAGUCHI, Soichi KAIHARA, Yuta TANIDA,
Atsuhiko KINOSHITA,Suguru SHIBATA, Akito KANAZAWA, Hiroaki NAKAYA,
Yoshifumi SATOFUKA and Masamitsu FUJIMOTO

[1]和歌山県土砂災害啓発センター（〒649-5302　和歌山県東牟婁郡那智勝浦町市野々3027 番 6）
E-mail: tsutsui_k0002@pref.wakayama.lg.jp
[2]株式会社エイト日本技術開発（〒700-8617　岡山県岡山市北区津島京町 3 丁目 1-21）
[3]国土交通省国土技術政策総合研究所（近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター）
（〒649-5302　和歌山県東牟婁郡那智勝浦町市野々3027 番 6）
[4]国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター
（〒649-5302　和歌山県東牟婁郡那智勝浦町市野々3027 番 6）
[5]国土交通省国土技術政策総合研究所（〒6305-0804　茨城県つくば市旭 1 番地）
[6]立命館大学理工学部（〒525-8577　滋賀県草津市野路東 1-7-1）

***Key Words**: flume experiment, Seismic characteristics, fourier spectrum, distance attenuation*

1. はじめに

山間部で発生する深層崩壊等の大規模土砂移動は，天然ダムを形成し，豪雨時には越流により下流で氾濫被害を生じる可能性があり，従来から検知手法が数多く考案されている．その中で準リアルタイムでの広域監視を対象としたものとして，斜面崩壊に伴い発生する地盤振動を高感度地震観測網で検知する手法がある．

国内には，人間に感じられない非常に小さな地震による揺れを観測するための高感度な地震観測網である防災科学技術研究所の Hi-net[1)]や広帯域地震計による観測網 F-net[2)]，国土交通省の大規模土砂移動検知システムの観測網が整備されており，2001 年 3 月に岡山県総社市の斜面崩壊で，この崩壊によると思われる地震動が Hi-net の観測点で記録されている[3)]．また，大角らの研究[4)]では Hi-net データを解析し 2004 年 8 月に奈良県大塔村で発生した斜面崩壊の発生箇所をエンベロープ解析により推定できることが示されている．高原らの研究[5)]では 2014 年の赤谷地区再崩壊時の Hi-net と国土交通省の観測局のデータから 1～7Hz 帯の振動波形と監視カメラによる土砂移動プロセスとの比較を行い，崩壊土砂が斜面を流下する際の振幅の増大は小さく，崩壊土砂が対岸に衝突し始めたときに振幅が大きくなっていることが明らかとなっている．他にも土砂移動時の地盤振動特性に関する過去の研究では，土石流に起因する地盤振動では 20～40Hz の高周波，深層崩壊に伴う土砂移動では 1～3Hz 程度の低周波が卓越して観測されることが報告されている[例えば 6)]．高原らの研究[5)]では 2011 年の赤谷地区の崩壊土砂中に破砕されていない岩塊が含まれ[7)]，その岩塊層の移動により 0.01～0.1Hz の低周波が発生し，土砂が対岸に衝突する際に 1～7Hz の低周波成分が増大することが明らかになっているが，低周波成分の発生原因は十分には解明されていない．一方，海原ら[8)]は 2016 年 11

月の長崎県雲仙普賢岳での斜面崩壊時に離隔距離約1.5km の非常に近接した観測局で 1～20Hz の広い周波数帯で地盤振動が発生していたことを報告している．地盤振動の減衰は高周波成分ほど大きくなるため，崩壊箇所から離れた観測点では高周波成分が観測できないと考えられるが，地盤振動の距離減衰について明らかにし，その周波数特性を明らかにすることは地盤振動による斜面崩壊の検知において重要である．

上記のように地盤振動により大規模土砂移動を検知し，その発生箇所の推定やその移動プロセスもある程度推測できることが示されているが，地震のような自然現象，発破や交通振動のノイズ等の人工的な現象も地盤振動を発生させることから，大規模土砂移動のみを正確に検知できる十分な知見は得られていない．しかし，大規模土砂移動の発生頻度は低く，発生場所が事前に特定できないことから，映像によりその過程を詳細に捉えることは非常に困難である．そのため，土砂移動による地盤振動を室内の水路実験で発生させ，これまで観測観察でのみ検討されてきた実現象時の地盤振動の主要な特徴との比較や，地盤振動の距離減衰について考察を行った．

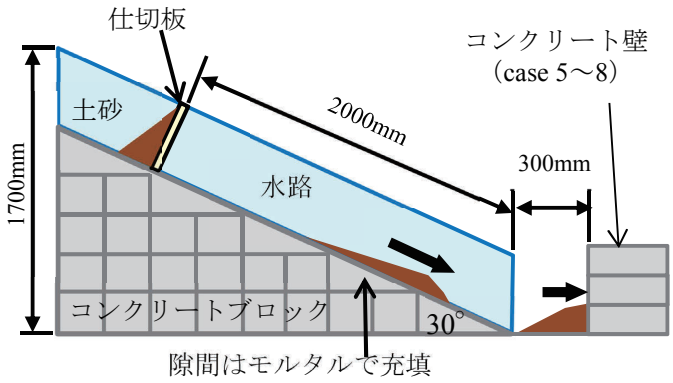


図-1 実験水路の模式図

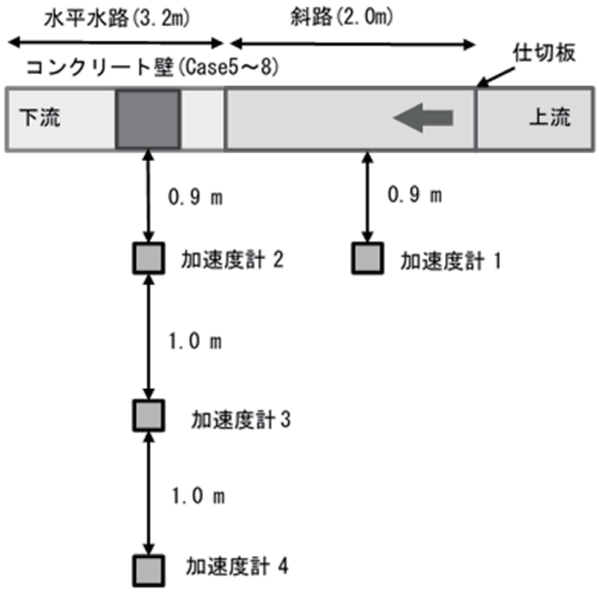


図-2 加速度計配置図

2. 実験の概要

模型実験による振動，変位などの相似則を検討した事例[例えば9)]はあるが，今回の水路実験では土砂移動の規模に限界があり起振力が限られたものとなる．検討対象とする実現象が深層崩壊ということもあり，現地の崩壊と実験では力の縮尺が極めて小さな値になること，伝播する地盤も現地では表層が土砂，深層が岩盤，実験では表層がコンクリート，下部は土砂地盤と媒体が異なること，また現地観測では発生箇所と観測局の距離が遠方のため実体波となるが，室内実験では振動発生箇所からの距離が近く表面波となる等その環境は大きく異なる．振幅等の特定の要因に着目した相似則を満たしていないことには注意が必要であるが，定性的な振動特性の確認はできると考えている．なお崩壊規模の振幅を求めるには，媒体の影響を含めて検討できる数値解析の方が有利と考えられる．

実験用水路は**図－1** に示すように斜面に見立てた斜路および河床に相当する水平水路である．縮尺規模は実現象の 200 分の 1 程度で，土砂が水路移動時に発生する振動を直接床に伝えるため，水路の基礎はコンクリートブロックを階段状に積み，その上にアクリル製水路を設置し，水路とブロックの間はモルタルを充填して水路全体を基礎と密着させた．水路勾配は 30 度，斜路の長さは 2.0m，水平水路の長さは 3.2m である．斜路の上流に仕切板を設置し，仕切り板を引き抜くことで，斜路を流下するようにした．対岸への土砂の衝突を想定しコンクリート壁の設置の有無等を変化させて計測を行った．土砂は直径 5～10cm の礫と直径 1cm 程度の礫を混合し，これに土砂の移動を促すため水を混ぜ合わせたものを使用した．水の重量 20kg は水路幅，角度から予備実験により決定した．比重の同じものでは小規模の水路を流下させるには限界があり，起振力を大きくするため，直径 10cm，重量 5kg の鉄球 3 個を加えた条件も設定した．実験ケースは対岸の壁の有無，土砂の重量を変化させるとともに鉄球を加え**表－1** に示す合計 8 ケースを実施した．

表－1 実験条件

Case	実験条件	使用材料 (kg) 礫 (5～10cm)	礫 (1cm)	鉄球	水
1	壁なし	10	10	0	20
2		20	20	0	20
3		30	30	0	20
4		30	30	15	20
5	壁あり	10	10	0	20
6		20	20	0	20
7		30	30	0	20
8		30	30	15	20

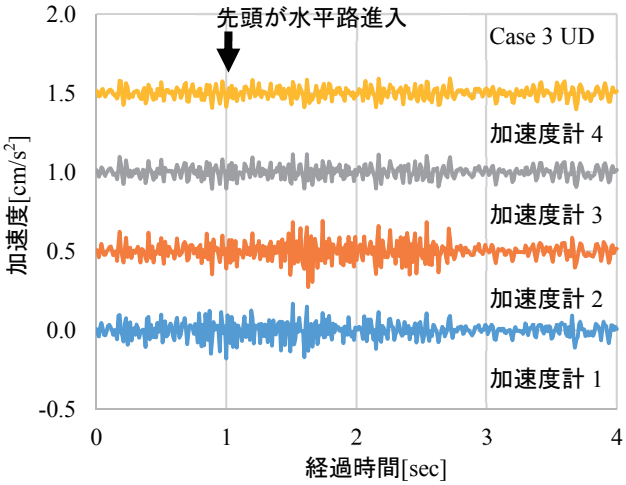


図-3 case3 の加速度時刻歴（UD 成分）
0.5cm/s² ずつずらして表示

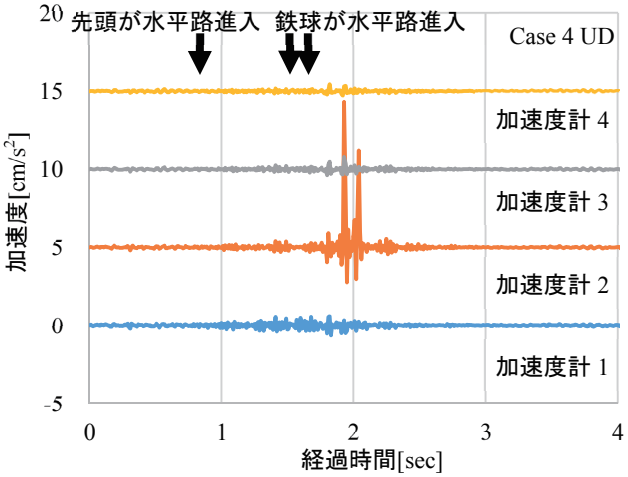


図-4 case4 の加速度時刻歴（UD 成分）
5cm/s² ずつずらして表示

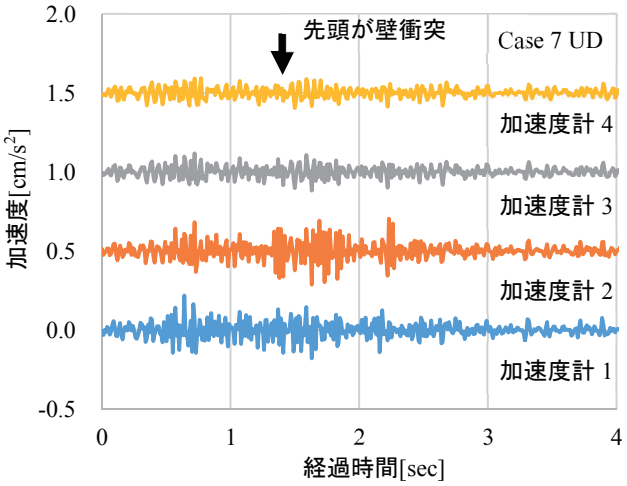


図-5 case7 の加速度時刻歴（UD 成分）
0.5cm/s² ずつずらして表示

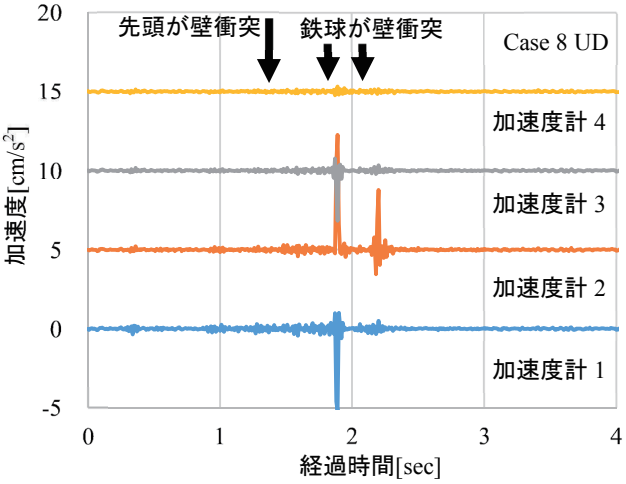


図-6 case8 の加速度時刻歴（UD 成分）
5cm/s² ずつずらして表示

地盤振動の計測は白山工業社製サーボ型加速度計 JU410 を使用し，100Hz のサンプリングで 3 成分を計測した．加速度計の配置を**図－2** に示す．

3. 結果と考察

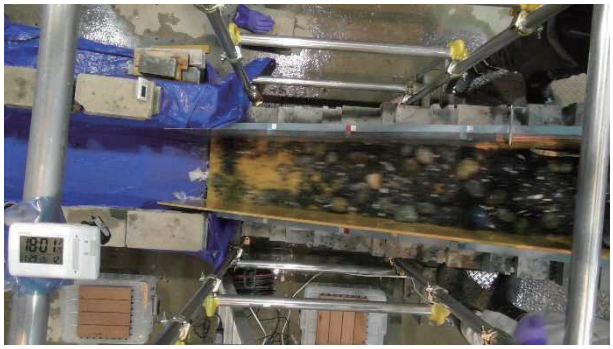
(1) 土砂移動プロセスと振幅増大のタイミングの関係

実験で得られた加速度計別の加速度時刻歴を，**図－3～6** に Case3，4，7，8 での上下方向成分を示す．グラフ横軸の経過時間 0 秒は土砂流下開始時刻である．流下土砂量が小さいケースでは計測された振幅が小さいことから Case1，2，5，6 の結果は割愛し，また鉄球の有無の比較と壁の有無の効果とを確認するため，Case3，4，7，8 のみを示す．土砂は 4 秒程度で流下した．鉄球を加えた Case4，8 で特に大きな振動が計測された．Case8 では流下開始後 1.89 秒後に 7.25cm/s² の最大振幅が発生した．

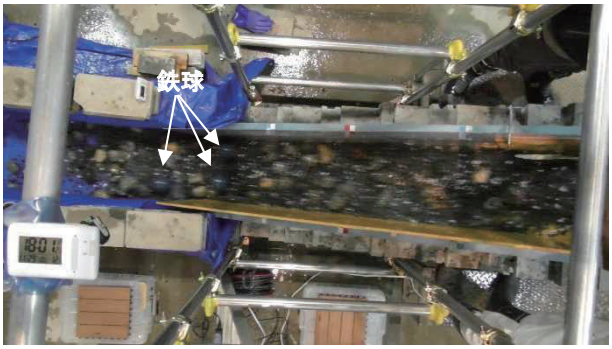
土砂の流下状況と振動との関係を検討するため，**図－7，8** に case4，8 のビデオカメラ画像を示す．ビデオカメラ画像の時刻は画像中の時計表示とフレーム数（60FPS）による求めた．Case4 では流下開始後 0.8 秒頃に土砂の先端が斜路から水平水路に進入し，1.5 秒頃と 1.6 秒頃に鉄球が水平水路に到達した．斜路を土砂が移動している時間は振幅が増大せず，土砂が水平水路移動中の経過時間 1 秒付近から徐々に大きくなり，鉄球が水平水路を移動する 1.8 秒以降に特に大きくなっている．加速度計 2 の振幅は顕著に大きい．加速度計 1 は他の加速度計がピークに至るころには振幅は減少している．Case8 では流下開始後 1.3 秒頃に斜路末端のコンクリート壁に土砂の先端が衝突した．鉄球は 1.8 秒頃と 2.1 秒頃に壁に衝突した．その直後に加速度計 1，2，3 において明瞭なピークを観測した．どの加速度計も振幅の増大タイミングが不明瞭な Case4 と異なり加速度計 1 のピークの時間帯は同時刻であった．鉄球の水平水路進入および壁衝突時刻と波形ピーク時刻との差は目視による誤差の影響が大きいと考えられる．

(2) 土砂移動プロセスと周波数スペクトルの関係

土砂移動プロセスと振動の周波数スペクトルとの関係を調べるため，土砂の斜路移動時と水平水路移

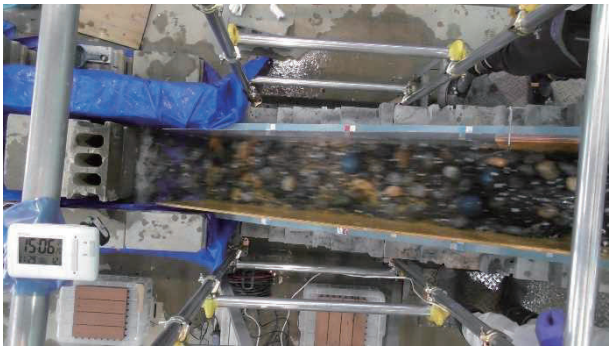


(a) 経過時間 0.8 秒

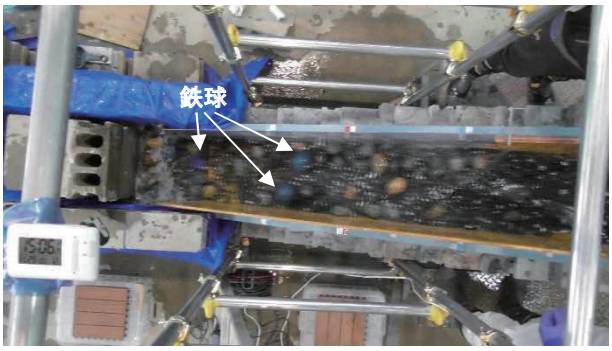


(b) 経過時間 1.5 秒

図-7 case4 の経過時間毎のビデオカメラ画像．(a)経過時間 0.8 秒 (b)経過時間 1.5 秒



(a) 経過時間 1.3 秒



(b) 経過時間 1.8 秒

図-8 case8 の経過時間毎のビデオカメラ画像． (a)経過時間 1.3 秒 (b)経過時間 1.8 秒

動時または壁衝突時のフーリエ振幅スペクトルを算出し，観測された振動には常時微動との比（S/N 比）を求めた．その結果を**図－9，10** に示す．常時微動は各実験開始前の約 10 秒前の約 2.5 秒間の振動データを用いた．Case4 では斜路移動時は 20Hz 以上の高周波成分が各センサーで大きくなっているが，水平水路移動時に加速度計 2 では 3Hz 以下の低周波成分が大きくなっている．Case8 では斜路移動時に Case4 と同様に高周波成分が大きくなっているが，壁衝突時に加速度計 1，2，3 の 10Hz 以下の低周波成分が大きくなっている．これは実現象の観測で得られた結果において，大規模土砂移動時に崩壊土砂の河床や対岸への衝突時に 1～7Hz 低周波成分が増大していることが明らかとなっており，室内実験による結果とも調和的であると考えられる．

（3）振動の距離減衰

観測した地盤振動の距離減衰を評価するため，加速度計 2，3，4 の波形で，Case3，4 では水平水路移動時，Case7，8 では壁衝突時の振幅の二乗平方平均根 RMS（Root Mean Square）を求めた．RMS 値と各加速度計の水路中央からの距離の関係を**図－11** に示す．Case3，7 で加速度計 2 の RMS 値に対する比率を求めると，距離 1.9m でそれぞれ 0.58，0.52，距離 2.9m でそれぞれ 0.50，0.45 に減衰している．同様に Case4，8 では，距離 1.9m でそれぞれ 0.12，0.35，距離 2.9m でいずれも 0.08 に減衰している．

本実験は発生した振動を近距離に設置した加速度計で測定しており，その振動は表面波を捉えていると想定し，ここで地盤材料を粘弾性体と仮定すると波動エネルギーが熱エネルギーに変換されて失われ，その平面波動式[9]は式（1）で表される．

$$u = Be^{-\beta z}e^{i\omega(t-z/V_S)} \quad (1)$$

ここに u は変位，B は振幅，βは材料減衰に起因した距離減衰係数，z は伝播方向座標，i は虚数，ωは円振動数，t は時刻，V_Sは S 波速度である．したがって$e^{-\beta z}$で表される材料減衰による距離減衰が生じる．また距離減衰係数βは粘性係数ξを用いて，フォークト粘弾性体では$\beta = \omega^2\xi/\left(2\rho {V_S}^3\right)^2$で表され，円振動数$\omega$の 2 乗に比例するため，高周波ほど早く減衰する．さらに波動が振動源から表面波として伝わる場合は円筒波伝播とみなせるので幾何減衰も生じる．エネルギーの総和が等しいと仮定すると式(1)は次のようになる．

$$u = B(r/r_0)^{-0.5}e^{-\beta r}e^{i\omega(t-z/V_S)} \quad (2)$$

ここに r，r_0は距離である．これにより地盤振動は内部減衰と幾何減衰を合わせた距離減衰が生じる．時間微分を 2 回行った加速度においても同様の距離減衰が生じる．距離減衰係数βは減衰定数 D を用いて$\beta = \omega D/V_S$と表され，卓越周波数を 30Hz，減衰定数を 0.1，弾性波速度を 200m/s と仮定すると，式（2）によれば距離 0.9m の位置での値に対し距離 1.9m で

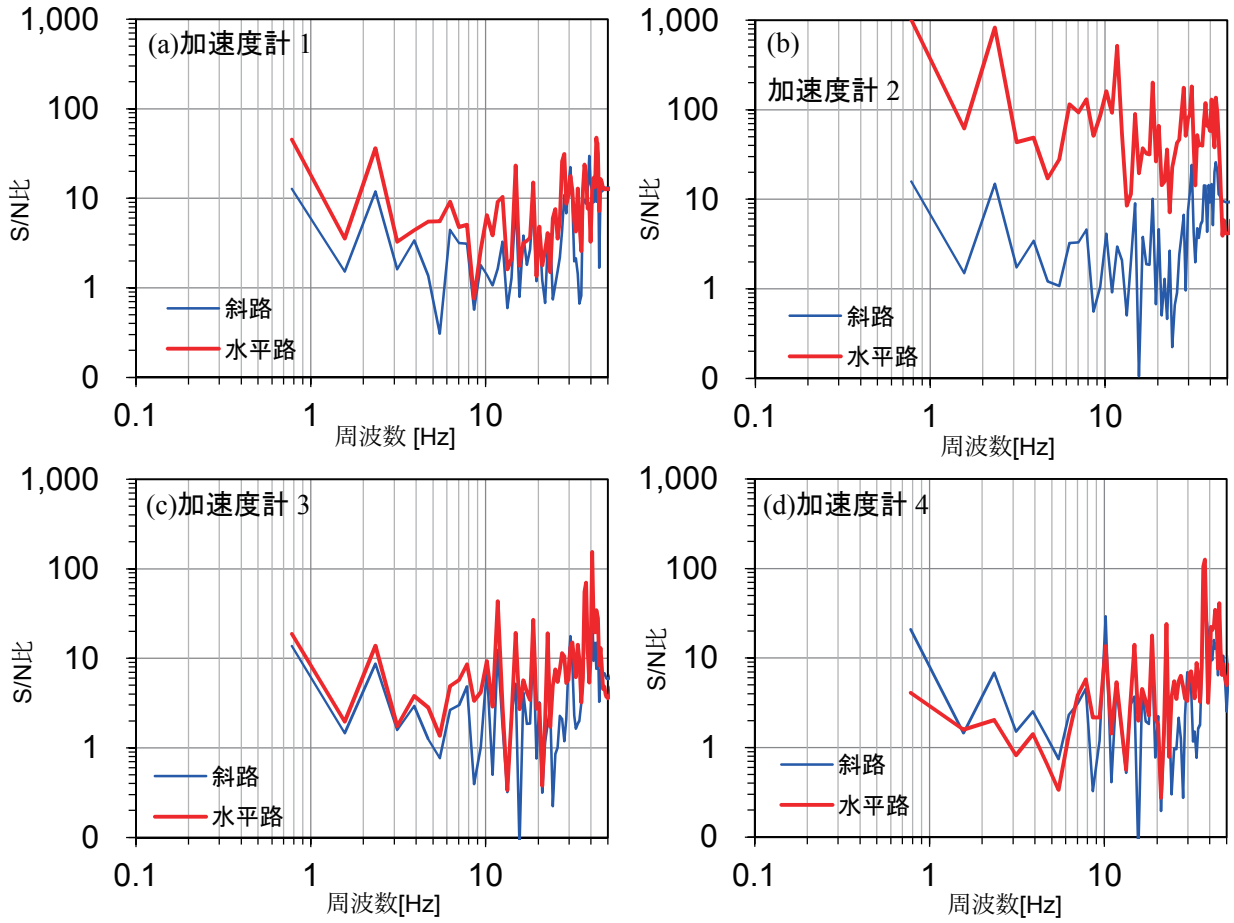


図-9 case4 の各加速度計（UD 成分）のフーリエ振幅スペクトル比

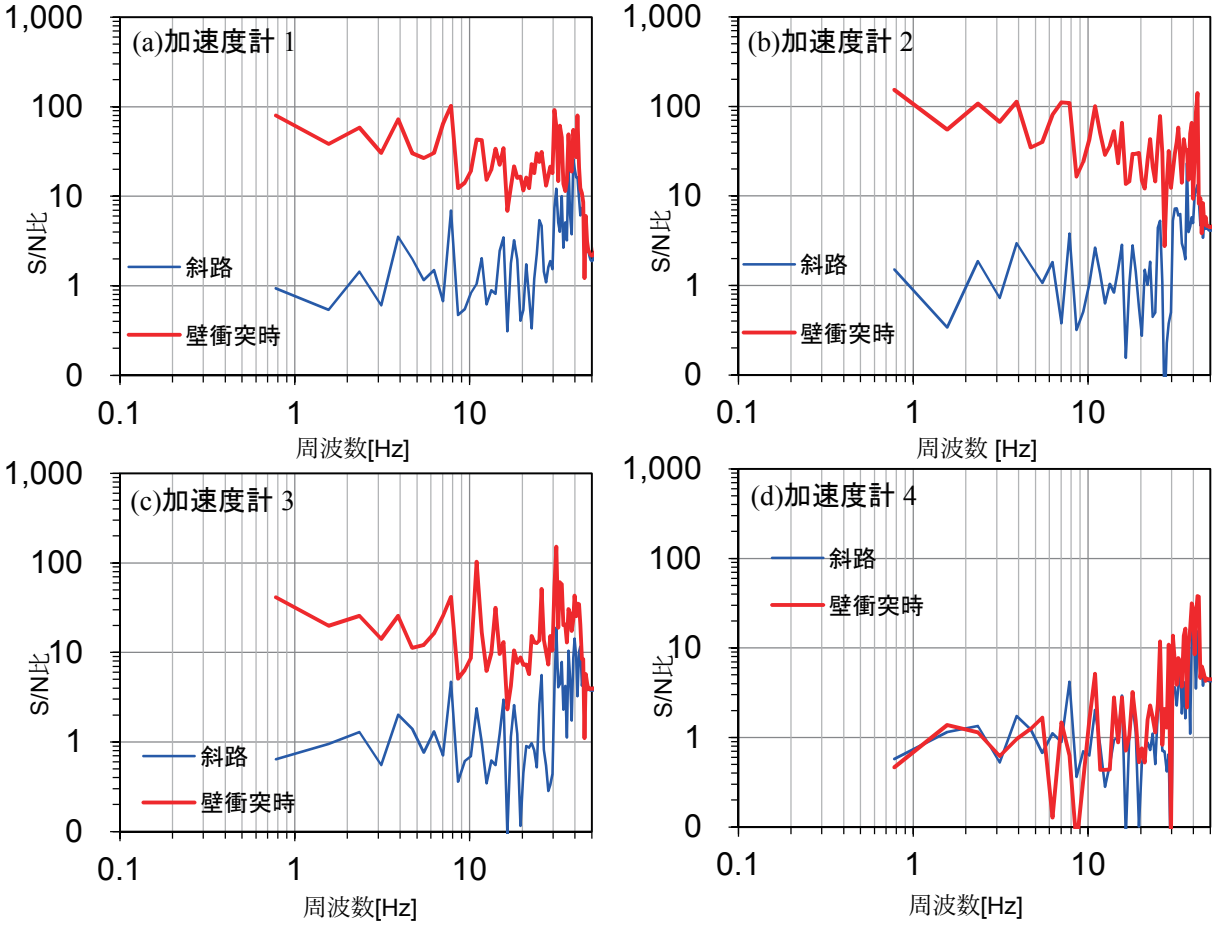


図-10 case8 の各加速度計（UD 成分）のフーリエ振幅スペクトル比

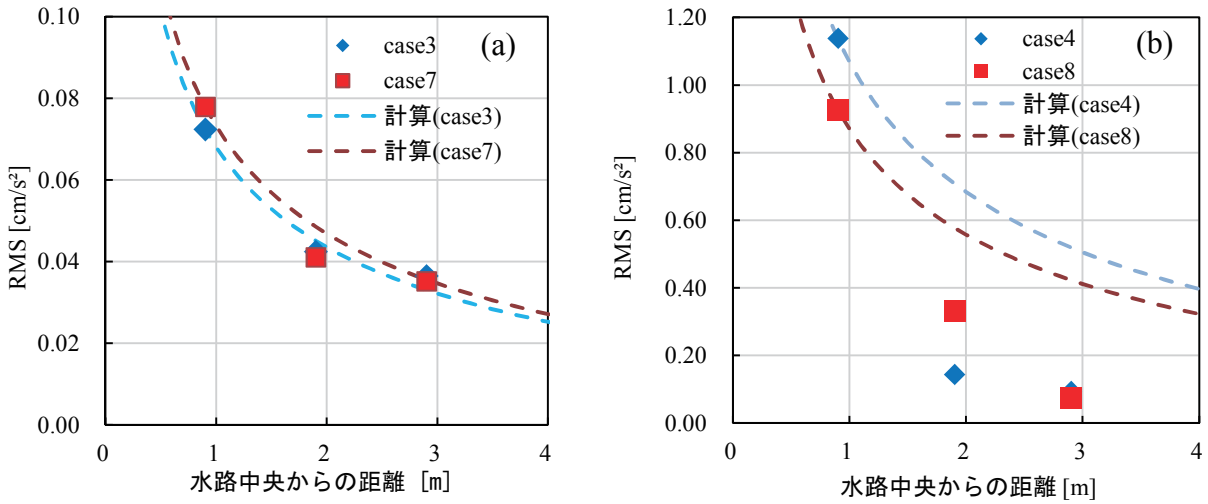


図-11 RMS 値（UD 成分）と水路中央から加速度計までの距離との関係
(a) case3 と case7　(b) case4 と case8

0.62, 距離 2.9m で 0.45 に減衰することになる. Case3, 7 はこれと整合する減衰がみられるが，弾性波速度等は今回計測していないこと，実験室の地盤構造が不明であり低い弾性波速度を与えたため，あくまで簡易な評価である． Case4，8 でより大きい減衰がみられ表面波より幾何減衰の大きい実体波が低周波成分に含まれていることも考えられる．距離減衰は媒体の特性や散乱による影響も大きいため，実現象の観測を含めて今後知見を蓄積していく必要がある．

4. まとめ

斜面と河床に見立てた斜路と水平水路から構成する実験水路において土砂を流下させ発生した振動を計測し，振動波形とビデオカメラ画像により確認した土砂移動プロセスとの比較を行った．斜路移動時の振幅に比べて，水平水路移動時もしくは壁衝突時に振幅が増大すること，また，移動過程毎にフーリエ振幅スペクトルを求めたところ，低周波成分は鉄球を加えた場合の振幅と同様，水平水路移動時もしくは壁衝突時に増大することが確認でき，実現象で観察された現象と調和的な結果となった．地盤振動の距離減衰についても距離に応じ減衰することが確認できた．小規模な実験であるものの実現象で得られた知見の一部を再現できる可能性を示すと考えられる．

参考文献

1) 国立研究開発法人防災科学技術研究所：Hi-net 高感度地震観測網 ， https://doi.org/10.17598/NIED.0003, 参照 2020-4-22.
2) 国立研究開発法人防災科学技術研究所：F-net 高帯域地震観測網 ， https://doi.org/10.17598/NIED.0005, 参照 2020-04-22.
3) 水野高志・伊藤潔・諏訪浩：岡山県総社市における斜面崩壊にともなう地震動，日本地震学会ニュースレター，Vol.13，No.1，pp.16-17，2001.
4) 大角恒雄・浅原裕・下川悦郎：2004 年 8 月 10 日奈良県大塔村斜面土砂移動時の Hi-net データ解析―斜面土砂移動検知への応用―，自然災害科学，Vol.24，No.23，pp.267-277，2005.
5) 高原晃宙・木下篤彦・水野秀明・長谷川真英・梅田ハルミ・海原荘一・浅原裕：振動センサデータによる大規模土砂移動現象発生タイミング及び移動プロセスの解明について，河川技術論文集，第 22 巻，pp.43-48，2016.
6) 森脇寛：崩壊型土石流の流下に伴う地盤の振動特性―小谷村蒲原沢土石流―，地すべり，第 3 号，第 36 巻，pp.99-107，1999.
7) 桜井亘・酒井良・奥山悠木・小川内良人・福田睦寿・佐藤美波・海原荘一・只熊典子・藤原康正：河道閉塞の内部構造により生じる水文･浸食特性の違いと対策上の留意点，砂防学会誌，Vol.68，No.3，pp.21-30，2015.
8) 海原荘一・浅原裕・木下篤彦・田中健貴：高感度地震観測網による土砂移動発生箇所近傍の地盤振動特性，第 9 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.197-200，2018.
9) 香川崇章：土構造物の模型振動実験における相似則，土木学会論文報告集，Vol.275，pp.69-77，1978.
10) 國生剛治：地震地盤動力学の基礎エネルギー的視点を含めて，鹿島出版会，pp.26-36，2014.

(2020.7.1　受付)

勾配変化が石礫型土石流の流動形態および粒度偏析に及ぼす影響

EFFECTS OF STREAM GRADIENT CHANGES ON DEBRIS-FLOW MODES AND SEDIMENT SORTING

和田 孝志[1]・小林 和希[2]・三輪 浩[3]

Takashi WADA, Kazuki KOBAYASHI and Hiroshi MIWA

[1]鳥取大学大学院工学研究科（〒680-8550　鳥取市湖山町 4 丁目 101 番地）

E-mail: wada-t@tottori-u.ac.jp

[2]アサヒコンサルタント株式会社（〒680-0911　鳥取市千代水 4 丁目 28 番地）

E-mail: k.kobayashi@asahic.co.jp

[3]鳥取大学大学院工学研究科（〒680-8550　鳥取市湖山町 4 丁目 101 番地）

E-mail: miwa-h@tottori-u.ac.jp

Key Words: *debris flow mode, sediment sorting, gradient change, sediment mixture, flume experiment*

1. はじめに

豪雨時に山地渓流で発生する石礫型土石流は，水と砂礫が高濃度に混合しながら流下する現象であり，その流動形態は発生条件（供給流量，供給土砂量），渓流条件（渓流幅，渓床勾配，渓床材料厚），土砂の粒度構成などによって異なることが知られている [1]．このような土石流の内部では土粒子同士の衝突や接触により土粒子を分散させる力が生じるため，土粒子は適当な間隙を保持しながら流下する．土石流内部の土粒子の分散機構は土石流の流動形態を決定づける基本的な要素であり，重力の流れ方向成分および(流動深に対する)土粒子径の影響を強く受ける．したがって，これらに強く作用する「渓床勾配」および「土砂の粒度構成」は土石流の流動形態に影響を及ぼす主要な要素であると考えられる．

土石流は連続的に勾配が変化する山地渓流を流下するため，流下に伴って渓床勾配変化の影響を受けて流動形態がいくつかの段階に変化する．土石流流動域よりも緩い勾配（14～15°以下）においては，重力の流れ方向成分の減少により流動層全体の土粒子分散が維持できなくなるため，流動層の上部が水流層，下部が集合流動層を形成する流れ(掃流状集合流動または土砂流）となる [1]．集合流動層の厚さは勾配が緩くなるほど薄くなり，さらに勾配が緩くなると掃流砂の形態（砂の移動層厚が粒経の 1～2 倍程度）に移行する．このことから，石礫型土石流は渓床勾配が緩くなる渓流出口（扇頂部）に到達した時点で全体的には掃流状集合流動（もしくは掃流砂）の流動形態になっていると考えられる．したがって，土石流氾濫被害をより厳密に予測するためには，山地渓流を流下する間に土石流の流動形態が渓床勾配変化によってどのように変化するかを把握し，渓流出口より供給される土石流の性状をより正確に捉える必要がある．既往研究により，土石流および掃流状集合流動の流動機構が明らかにされている [2),3)など]．しかしながら，連続的に勾配が変化する場での流動形態の遷移については，急勾配（15°以上）領域の勾配変化を対象とした研究 [4)など]がいくつか行われているものの，掃流状集合流動が卓越する 3～15°での勾配変化を対象とした研究は十分とは言い難い．

また，石礫型土石流は流下に伴って内部で粒度偏析が生じ，先頭部に比較的大きい砂礫が集積するという性質がある [1]．芦田ら [5)]の水路勾配 1～8°での混合砂礫を用いた実験により，掃流状集合流動においても流れ内部で粒度偏析が生じていることが明らか

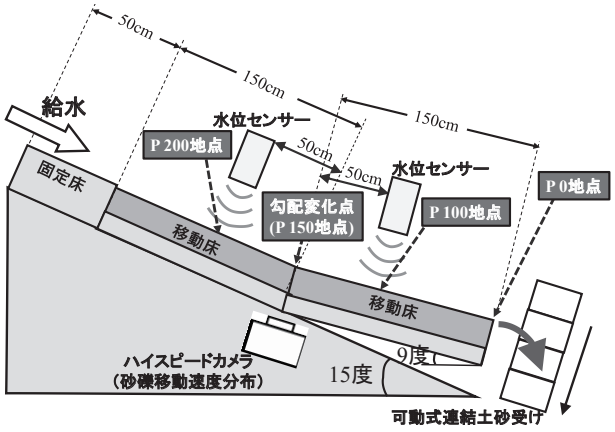


図-1　実験概要.

表-1　実験条件.

Case	使用実験砂	供給流量 (cm^3/s)	設定水路勾配 (°)
Case 1	粒径 3.0 mm の一様砂	2,000	（一様勾配） 9, 15 （変勾配） 上流 15 下流 9
Case 2	粒径 7.1 mm の一様砂		
Case 3	3.0 mm：7.1 mm＝4：1 の混合砂		
Case 4	粒径 3.0 mm の一様砂	1,000	
Case 5	粒径 7.1 mm の一様砂		
Case 6	3.0 mm：7.1 mm＝4：1 の混合砂		

となっている．このことから，土石流氾濫被害をより厳密に予測するためには，連続的に勾配が変化する山地渓流を流下する間に，土石流内部で生じる粒度偏析が勾配変化によりどのような影響を受けるかについても把握する必要があると考えられる．以上を踏まえ，本研究では，厳密な土石流氾濫被害予測に繋がる土石流流入条件のより厳密な想定を可能とするため，勾配変化が土石流の流動形態および粒度偏析に及ぼす影響を 2 種類の水路勾配を設定可能な変勾配水路を用いた水路実験により把握した．

2. 実験概要

本研究で用いる実験水路（**図-1**）は，既存の可変勾配水路上に，水路長 350 cm（整流用の固定床部 50 cm を含む），水路幅 10 cm の変勾配水路を設置することで作製した．変勾配水路の中央に勾配変化点（P 150 地点とする）を設け，下流側の水路勾配を変化させることで上下流で 2 種類の水路勾配を設定可能とした．P 150 地点側方よりハイスピードカメラ（CASIO 社製，EXILIM PRO EX-F1）を用いて土石流を撮影し，土石流内部の砂礫移動速度を読み取った．P 150 地点より 50 cm 上下流の地点（P 100，P 200 地点）では超音波水位センサー（OMURON 社製，E4C-DS30）で土石流流動深を計測し，下流端（P 0 地点）では 4 つの採砂箱を連結した可動式連結土砂受けで土砂輸送濃度の時間変化を計測した．

実験条件は砂礫および供給流量の組み合わせにより**表-1** のように設定した．実験砂は平均粒径 3.0 mm, 7.1 mm の一様砂（質量密度 $\sigma = 2.650$ g/cm^3，河床堆積物の容積濃度 $C_* = 0.575$, 内部摩擦角 $\tan\phi = 0.695$）と，粒径 3.0 mm と 7.1 mm を 4 対 1 で配合した混合砂を用い，P 150 地点から上下流 150 cm の移動床区間に厚さ 5 cm で敷き詰めた（空隙込み総体積 15,000 cm^3）．供給流量は 2,000 cm^3/s および 1,000 cm^3/s とした．これらの設定条件に対して，水路勾配を 9°および 15°とした一様勾配条件，15°→9°とした変勾配条件を設定し実験を行った．なお，変勾配条件では，勾配変化点（P 150 地点）での顕著な堆積が発生していないことを確認しており，本実験では土石流流動に対する勾配変化点での堆積による地形変化の影響は無視できると考えられる．

3. 実験結果および考察

(1) 土砂輸送濃度に対する勾配変化の影響

a) 土砂輸送濃度に関する本実験結果の妥当性

図-2 および**図-3** に，一様砂 7.1 mm および混合砂を対象とした場合の P 0 地点における土砂輸送濃度 C_s の時間変化を供給流量別に示す. なお, 本稿では, 土石流中で砂礫が比較的集積しやすく，勾配変化の影響を受けやすいと考えられる土石流先頭部（計測地点通過から 3 秒間に含まれる土石流とする）を対象として考察を行う．同図には水山 [2] による掃流状集合流動における C_s の実験式(1)（$0.05 < \tan\theta < 0.25$）の値も示している．なお，式(1)は勾配 15°ではわずかに適用範囲外となるが参考値として示す．

$$C_s = \frac{q_s}{q} = 5.5\left(\tan\theta\right)^2 \tag{1}$$

ここに，q_s : 単位幅流砂量，q : 単位幅土石流（水+土砂）流量，θ : 水路勾配である．

これらの図に示されるように，一様勾配 9°では，実験結果と式(1)の C_s が概ね一致したことから, 本実験結果は妥当であると考えられる．ただし，比較的水深粒径比 h/d が小さい Case 5 では実験結果の方が式(1)の C_s よりも小さくなった．これは，水山の実験に比べて Case 5 の h/d が最大でも 1/4 程度しかなく，砂礫が持つ体積によって流動層内の砂礫の存在が制限される影響（排除体積効果）が大きかったことが

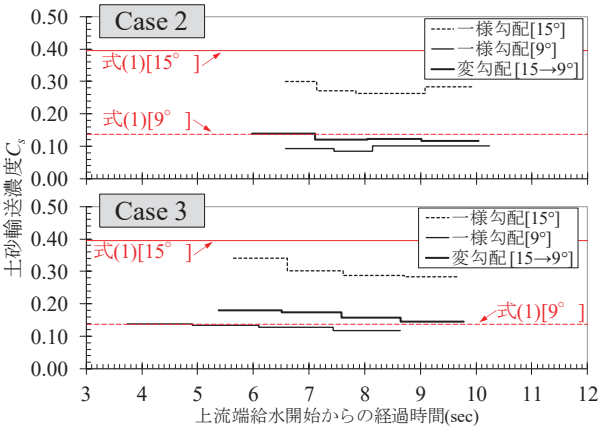


図-2　P 0 地点の土砂輸送濃度時間変化（流量 2,000 cm³/s）.

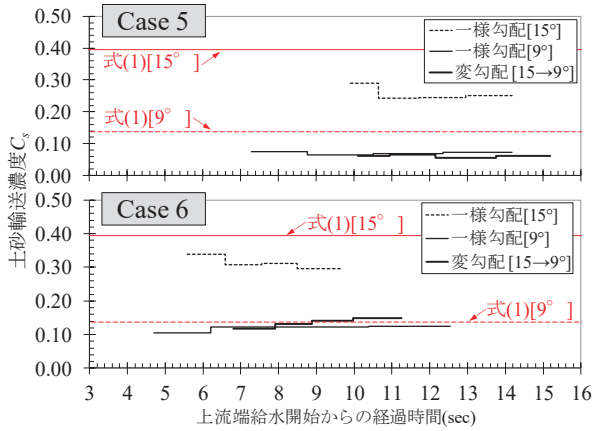


図-3　P 0 地点の土砂輸送濃度時間変化（流量 1,000 cm³/s）.

原因と考えられる．また，参考値ではあるが一様勾配 15°で比較すると，全ての Case で式(1)の C_s より実験結果の方が小さくなっている．これは，本実験の移動床長さが水山の実験の移動床長さよりも短く，水山の実験と比べて土石流先頭部の土砂集積が十分ではなかった可能性がある．ただし，本実験結果は，勾配 15°，移動床長さ 175 cm での混合砂礫土石流に関する既往実験結果[6]の先頭部 C_s と類似していることから，本実験結果は妥当であると考えられる．以上より，C_s に関する本実験結果の妥当性が確認されたことから，本実験の C_s 計測結果をもとに勾配変化による流動形態および粒度偏析への影響を考察する．

b）勾配変化による土砂輸送濃度への影響

図-2 および **図-3** より，勾配変化の有無別に本実験結果を比較すると，変勾配条件の P 0 地点では多くの Case で一様勾配 9°の条件での C_s に近くなった．このことから，勾配変化点より 150 cm 下流地点では下流側勾配 9°に沿った流動形態が形成されることがわかる．ただし，供給流量が大きい場合（Case 2 および Case 3）は一様勾配 9°の条件よりもやや C_s が大きく，P 0 地点でも上流側勾配 15°の影響が残っていると考えられる．これは，供給流量が大きい方が慣

表-2　土石流先頭部の平均土砂輸送濃度 $\bar{C}_s$（P0 地点）.

Case	一様勾配 15°	一様勾配 9°	変勾配 15°→9°
Case 1	0.276	0.132	0.157
Case 2	0.279	0.095	0.125
Case 3	0.304	0.130	0.164
Case 4	0.337	0.126	0.156
Case 5	0.257	0.070	0.061
Case 6	0.313	0.119	0.135
実験式[2]	0.395(参考値)	0.138	—

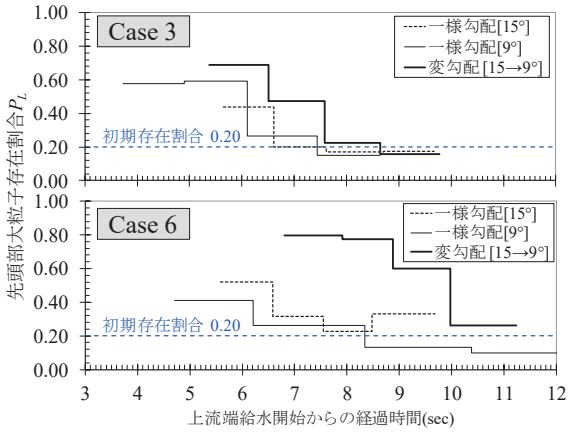


図-4　混合砂礫から成る土石流の先頭部大粒子存在割合（P 0 地点）.

性力が大きく，流動形態の遷移に対してより長い流下距離が必要となるためと考えられる．**表-2** に，P0 地点における土石流先頭部より 3 秒間の平均土砂輸送濃度 $\bar{C}_s$ を Case 別に示す．この表より，変勾配条件での P 0 地点の $\bar{C}_s$ は全ての Case で一様勾配 9°の条件の $\bar{C}_s$ に近く，P 0 地点では下流側勾配 9°に沿った流動形態が形成されていることがわかる．このことから，本実験条件では，粒度構成および流量にかかわらず勾配変化点（P 150 地点）～P 0 地点で流動形態が遷移していることが推察される．

図-4 に，混合砂条件の Case 3 および Case 6 の P 0 地点における大粒子存在割合 P_L の時間変化を示す．同図に示されるように，Case 3 では変勾配条件での P_L が一様勾配 15°よりも 9°の条件の P_L に近くなっている．これは，先頭部の粒度偏析も勾配変化点通過後に下流側勾配 9°に沿った形態に遷移することを示唆している．一方，供給流量（すなわち慣性力）が小さい Case 6 の変勾配条件では，一様勾配 9°や 15°の条件よりもさらに P_L が大きくなった．これは，勾配変化により重力の流れ方向成分が減少し，重力方向成分が増大したことにより，芦田ら[5]が示すように，流れ内部の砂礫が形成する間隙を通過しやすい小粒子がより多く落下し，落下した小粒子が大粒子の遮蔽により上昇を阻害されることで，小粒子の移動が相対的に遅くなり，先頭部に大粒子が集積しや

すくなったことが原因と考えられる．

(2) 勾配変化による土石流流動深への影響

a) 土石流流動深に関する本実験結果の妥当性

図-5 および**図-6** に，一様砂 7.1 mm および混合砂を対象とした場合の P 100 地点における土石流先頭部の流動深 h の時間変化を供給流量別に示す．なお，これらの図に示す h は計測地点の河床侵食等による地形変化の影響を受けていない先頭部通過から 3 秒後までのものとする．同図には高橋 [7]による土石流の断面平均流速に関する理論式(2)および連続式(3)より求めた h も示している．なお，式(2)は流動層全層に土粒子が分散した定常状態の流れを想定しており，本研究の勾配 9°で形成される掃流状集合流動は適用範囲外であるが参考値として示している．

$$U_m = \frac{2}{5d}\left[\frac{g\sin\theta}{\alpha_i \sin\phi}\left\{C+(1-C)\left(\frac{\rho_m}{\sigma}\right)\right\}\right]^{1/2}\left\{\left(\frac{C_*}{C}\right)^{1/3}-1\right\}h^{3/2} \quad (2)$$

$$q = U_m h \quad (3)$$

ここに，U_m：土石流の断面平均流速，d：粒径（Case 3 および Case 6 の場合は実験砂の平均径），g：重力加速度，α_i：係数(=0.042)，C：平衡土砂濃度，ρ_m：間隙流体（水）の質量密度(= 1.0 g/cm^3)である．なお，C は土石流の動的平衡状態における河床面上の力のつり合いから導出される式 [7]より求める．

これらの図に示されるように，一様勾配 15°の条件では，Case 5 を除いて理論式と実験結果の h が近くなったことから，本実験結果は妥当であると考えられる．さらに，P 100 地点では土石流は十分に発達し定常状態に近い状態となっていたと推察される．Case 5 では理論式による h よりも実験結果の方が小さくなったが，これは前述のとおり排除体積効果により土砂輸送濃度が低下し，土石流流動に対する砂礫の影響（すなわち抵抗力）が比較的小さかったことが原因と考えられる．なお，Case 3 では土石流が P 100 地点に到達してから 1 秒後より徐々に流動深が低下しているが，これは**図-2** に示すように後続部ほど土砂輸送濃度が低下していることから，後続部ほど土石流流動に対する抵抗力が小さくなったことが原因と考えられる．一様勾配 9°の条件では，適用範囲外であるものの，全ての Case で理論式と実験結果の h が近い値となった．これは，勾配 9°の条件では h/d = 2.7～5.6 となり，排除体積効果が大きく，流動層全層に土粒子が分散した土石流状態で流下したことが原因と考えられる．このことから，一様勾配 9°の条件においても本実験結果が妥当であると考えられる．以上より，妥当性が確認された本実験結果の流動深をもとに勾配変化による流動形態および粒度偏析への影響を考察する．

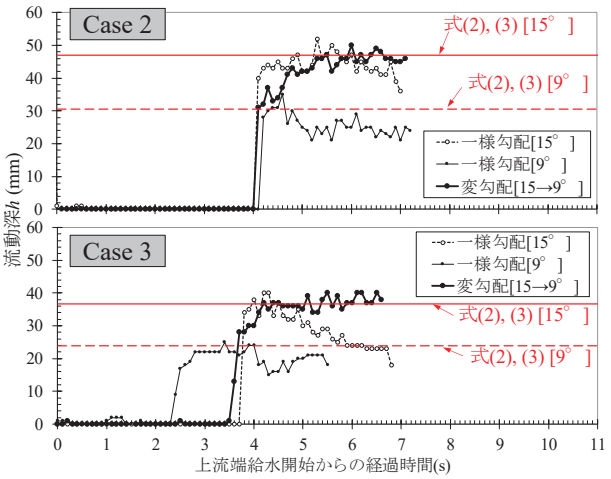


図-5　P 100 地点の土石流先頭部の流動深 h の時間変化（流量 2,000 cm^3/s）．

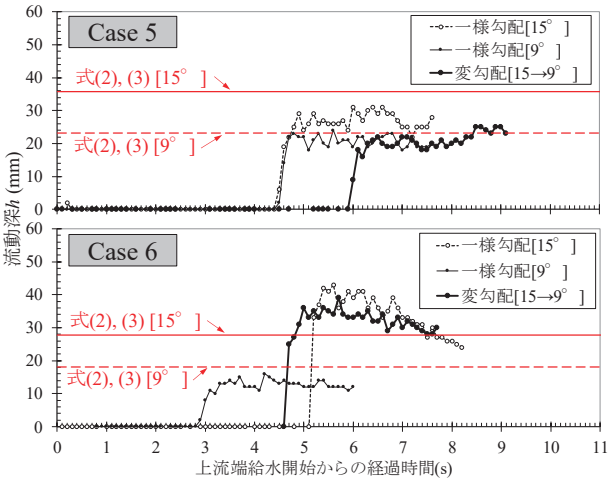


図-6　P 100 地点の土石流先頭部の流動深 h の時間変化（流量 1,000 cm^3/s）．

表-3　土石流先頭部の平均流動深(P100 地点)【単位：mm】．

Case	一様勾配 15°	一様勾配 9°	変勾配 15°→9°
Case 1	30.5	16.7	34.0
Case 2	42.6	25.6	43.0
Case 3	29.1	19.2	33.9
Case 4	35.6	15.6	27.6
Case 5	25.1	19.4	20.5
Case 6	34.4	11.9	32.1

b) 勾配変化による土石流流動深への影響

図-5 および**図-6** より，勾配変化の有無別に本実験結果を比較すると，変勾配条件では，下流側勾配 9°上の P 100 地点で一様勾配 15°の条件に近い h となった．このことから，勾配変化点から 50 cm 流下後も上流側勾配 15°に沿った流動形態が維持されており，上流側勾配の影響が強く残っていると推察され

る．ただし，Case 5 では一様勾配条件 9°の h に近くなっていたことから，供給流量（すなわち慣性力）が小さく流動に対する砂礫の影響（すなわち抵抗力）が大きい場合は比較的短い流下距離で流動形態の遷移が進行すると推察される．**表-3** に，P 100 地点における土石流先頭部より 3 秒間の平均流動深 $\bar{h}$ を Case 別に示す．この表より，供給流量が比較的大きい Case 1～3 における変勾配条件の $\bar{h}$ は一様勾配 15°の条件の $\bar{h}$ に近く，P 100 地点では上流側勾配の影響が強いと考えられる．Case 4 における変勾配条件での $\bar{h}$ は一様勾配 15°と 9°の条件の $\bar{h}$ の中間値であるが，これも Case 5 と同様に短い流下距離で流動形態の遷移が進行した結果と考えられる．なお，Case 6 では供給流量が小さいにもかかわらず P 100 地点で上流側勾配 15°の $\bar{h}$ が維持されているが，**図-4** に示したように土石流先頭部の大粒子集積が勾配変化によってさらに顕著になり，流動に対する抵抗力が増大したことが原因と考えられる．以上のことから，勾配変化による流動形態の遷移区間は供給流量および粒度構成によって異なると考えられる．

(3) 勾配変化による砂礫移動速度への影響

a) 砂礫移動速度に関する本実験結果の妥当性

図-7 に，供給流量 1,000 cm^3/s 時の勾配変化点（P 150 地点）における土石流先頭部の砂礫移動速度を示す．これらの移動速度は計測地点の河床侵食等による地形変化の影響を受けていない先頭部通過から 3 秒後までのものとする．変勾配条件における移動速度は勾配変化点下流側の勾配 9°の河床面を基準とした座標系をもとに算出している．同図には高橋ら[8]による土石流の理論流速分布（土砂濃度が 0.2～0.15 以下となる水流層領域の分布は表示していない）も合わせて示している．

図-7 より，一様砂を用いた Case 4 および Case 5 の一様勾配条件では，実験結果のバラツキは大きいものの，実験結果と理論流速分布の分布傾向は概ね一致しており，本実験結果が妥当であることがわかる．一方，混合砂を用いた Case 6 の一様勾配条件では，3.0 mm の一様砂における理論流速分布の方が実験結果に近くなっているが，これは土石流を構成する支配的な粒径を対象とした理論流速分布に実験結果が近くなったものと考えられ，混合砂を用いた実験結果も妥当であると考えられる．なお，流れ内部で大小粒子が流動深方向に分離せず存在高さが重複しているのは，流動深に占める砂礫の体積が大きく上下層への大小粒子の分離が起こりにくかったことが原因と考えられる．以上を踏まえ，妥当性が確認

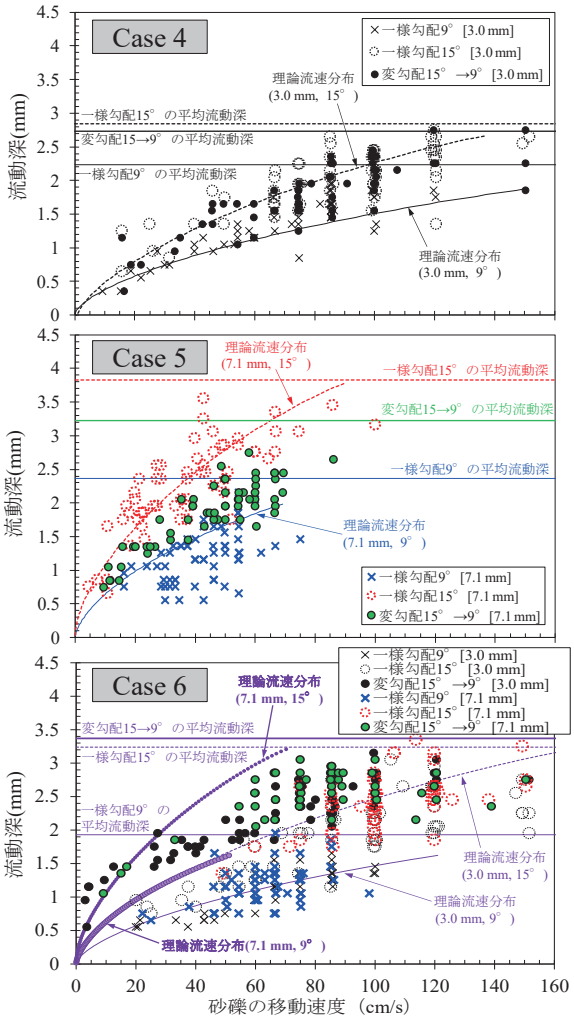


図-7　勾配変化点（P 150 地点）における土石流先頭部の土粒子移動速度分布（流量 1,000 cm^3/s）．

された本実験の砂礫移動速度をもとに勾配変化による流動形態および粒度偏析への影響を考察する．

b) 勾配変化による砂礫移動速度への影響

図-7 より，勾配変化の有無別に本実験結果を比較すると，一様砂を用いた Case 4 および Case 5 では，変勾配条件での移動速度分布および先頭部流動深が一様勾配 15°と 9°の条件における分布の間に位置しており，勾配変化点において既に流動層内部で流動形態の遷移が発生していることがわかる．また，比較的 h/d が小さく，土石流流動に対する砂礫の影響が大きい Case 5 の方が一様勾配条件 9°の結果により近くなっている．これらのことから，流動形態の遷移は，勾配変化点での流れ内部の砂礫移動速度および流動深の変化が契機となっており，土石流流動に対する抵抗力が大きい条件ほどその変化が大きくなると考えられる．

混合砂を用いた Case 6 では，変勾配条件の砂礫移動速度分布が一様勾配条件 15°よりも小さい範囲に分布し，変勾配条件の先頭部流動深は一様勾配条件

15°の結果よりもさらに大きくなった．これらの結果は，図-4 に示したように，土石流先頭部の大粒子集積が勾配変化によってさらに顕著になったことで，先頭部の流動に対する抵抗力が増大したことが原因と考えられる．これらのことから，混合砂から成る土石流の勾配変化による流動形態の遷移過程は，土石流内部の粒度偏析の影響が付加された過程となることが推察される．

(4) 勾配変化による土石流流動形態の遷移過程

各 Case の実験結果より，勾配変化に伴う土石流流動形態の遷移過程を推定した．推定結果を図-8 に示す．一様砂条件で供給流量（すなわち慣性力）が比較的大きい Case 1～3 は，流動形態の遷移区間が比較的長いため，P 100 地点では流動形態の遷移がまだ十分進んでおらず上流側勾配 15°に沿った流動が維持される．その後，P 0 地点まで流下する間に流動形態が遷移し，下流側勾配 9°に沿った流動形態が形成されたと推定される．一方，供給流量が小さい Case 4 および Case 5 は流動形態の遷移区間が比較的短く，Case 4 は勾配変化点～P 0 地点の区間で，流動に対する砂礫の影響（すなわち抵抗力）が大きい Case 5 は勾配変化点～P 100 地点の区間で流動形態が遷移したことが推察される．

混合砂条件かつ供給流量が小さい Case 6 では，勾配変化によって土石流先頭部の大粒子集積がさらに進行することで，砂礫移動速度の低下および先頭部流動深の増大が発生し，P 100 地点でも先頭部大粒子集積の影響を受けて比較的大きい流動深が維持される．このように，混合砂条件での土石流流動形態の遷移過程は土石流内部の粒度偏析の影響が付加されたものとなると考えられる．

4. おわりに

本研究では，上下流で 2 種類の水路勾配を設定可能な変勾配水路を用いた水路実験により，一様砂および混合砂から成る土石流の流動形態および粒度偏析に勾配変化が及ぼす影響を把握した．その結果，土石流の流動形態は，勾配変化点通過後，流れ内部の砂礫移動速度および流動深が流下とともに下流側勾配に沿った形態に変化することで進行し，土石流の慣性力が小さい条件ほどその遷移区間が短くなることがわかった．また，混合砂から成る土石流では，慣性力が小さい場合，勾配変化によって先頭部の大粒子集積がさらに進行するため，流動形態の遷移過程に土石流内部の粒度偏析の影響が付加されたものとなることが推察された．上記の推察を検証するため，今後，勾配変化点下流側のより多くの地点で砂礫移動速度分布や流動深を計測し，流下に伴う段階的な流動形態の遷移過程を調べる必要がある．また，勾配変化および土石流粒度構成について様々な設定条件で実験を行い，これらの結果をもとに検証を行う必要がある．

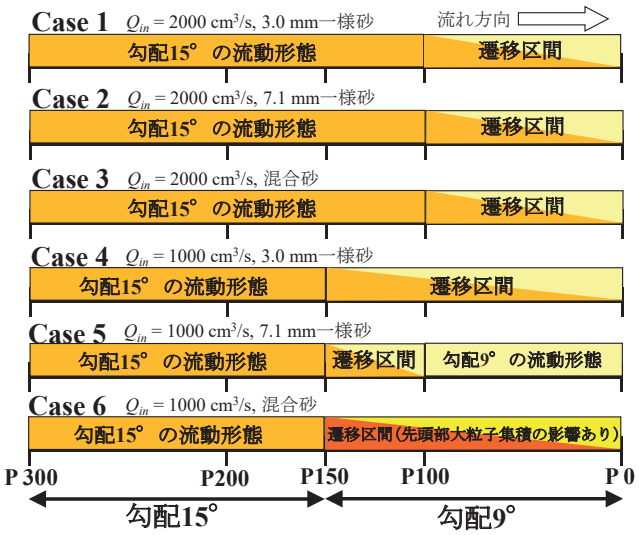


図-8 本研究により推定される勾配変化による土石流流動形態の遷移過程．

参考文献

1) 芦田和男：土石流概論，砂防学会誌（新砂防），Vol.44, No.6, pp.41–47, 1992.
2) 水山高久：土石流から掃流に変化する勾配での流砂量，砂防学会誌（新砂防），Vo1.33, No.1, pp.1–6, 1980.
3) 橋本晴行，平野宗夫：掃流状集合流動の抵抗則と流砂量，土木学会論文集，No.545, pp.33–42, 1996.
4) 高橋 保，匡 尚富：変勾配流路における土石流の形成，京都大学防災研究所年報，Vol.29, B-2, pp.343–359, 1999.
5) 芦田和男，高橋 保，水山高久：山地河川の掃流砂量に関する研究，砂防学会誌（新砂防），Vol.30, No.4, pp.9–17, 1978.
6) 和田孝志，古谷智彦，中谷加奈，水山高久，里深好文：土石流先頭部における大粒子集積に影響を及ぼす要素に関する実験的研究，砂防学会誌, Vo1.67, No.6, pp.56–63, 2015.
7) 高橋 保：土石流の発生と流動に関する研究，京都大学防災研究所年報, Vo1.20, B-2, pp.405–435, 1977.
8) 高橋 保，里深好文，千代啓三：土石流の慣性領域での流動則，京都大学防災研究所年報, Vol.39, B-2, pp.333–346, 1996.

（2020. 7. 1 受付）

保田窪砂礫層と沖積層間の微地形と白川乱流の刻印

RECORD OF TURBULENT FLOW OF RIVER SIRAKAWA
ON KUMAMOTO PLAIN

福田光治
Mitsuharu FUKUDA

大成ジオテック（〒830-0038　福岡県久留米市西町 1174-10）
E-mail: fuku564b@xug.biglobe.ne.jp

Key Words: *mudflow, action pressure, disaster potential, private house village, protection, topography*

1. はじめに

慶長国絵図を根拠にして郷土愛を強調する文学的な表現でも郷土学では是とされ，その方向で熊本市繁華街での白川蛇行の存在が主張されている [1]．しかし蛇行を示す科学的な根拠は曖昧である．むしろ文学的な白川蛇行ではなく科学的に坪井川低地を定義すると，低地性とその洪水ポテンシャルの危険性が合わさり，現代的な意義において地域性が把握できる．

本論文では熊本平野の微地形と近年の洪水ポテンシャルを追跡し，白川蛇行の立論はむずかしく，坪井川低地という視点が有効であることを検証する．

熊本平野奥部の地形は白川乱流の影響をうけた微地形が形成されている．特に保田窪砂礫層と沖積面間の微地形にその特徴が明瞭である．

本論文では保田窪砂礫層と沖積面の間に刻印された微地形の地盤リスクを整理し，その蓄積を資料として，白川蛇行説の是非と意義を検証する．

2. 熊本平野の微地形と保田窪砂礫層

熊本平野周辺の表層地質は高度から区分すると詫麻砂礫層，保田窪砂礫層そして沖積層が被覆している [2]．地下では下位から阿蘇-4，詫麻砂礫層，保田窪砂礫層，島原海湾層そして沖積層が認められる．

詫麻砂礫層は中位段丘層であり，約 9 万年前に堆積した阿蘇-4 火砕流堆積物に続いて堆積している．

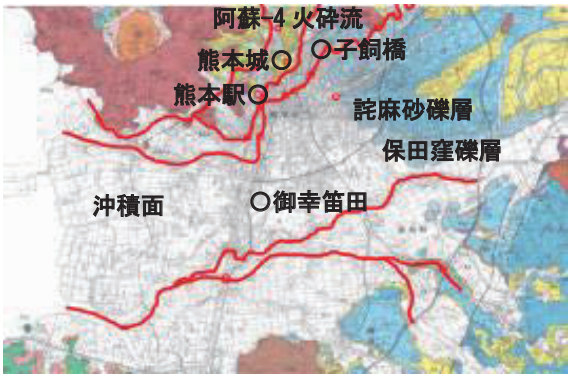


図-1　熊本平野地質図 [2]

そのあとの保田窪砂礫層は低位段丘層と定義され，さらに島原海湾層が連なる．島原海湾層は更新世後期から完新世にかけた堆積層で約 2.1～2.2 万年前の AT 姶良火山灰を挟在している．

本論文では低位段丘層の保田窪砂礫層と沖積層の層間地表面に刻印された微地形形態に着目する．図-1 の地質図 [2] に示すように北東部の詫麻砂礫層の前面に保田窪砂礫層が張り付いている．熊本城から北東方向に阿蘇-4 火砕流台地が伸びている．

地質図では保田窪砂礫層から沖積層が続いているが，標高 5m の沖積面（御幸笛田地先）と保田窪砂礫層（子飼橋地先）の間には白川からの氾濫原が広がる．標高に着目した微地形形態が図-2 である．保田窪砂礫層から標高約 5m の沖積層の微高地が大甲橋から熊本駅間の白川を扇頂として南東方向に扇形状に広がっている．微地形形態から，大甲橋から熊本駅周

辺までの白川に沿って南東に向かう F1～F3 の大きな洪水による土砂運搬流跡が確認される．白川から土砂が供給されたことが推定される．F1 は江津湖方向，F2 は御幸笛田方向，F3 は近見方向の流れになる．

堆積域に着目して白川の流れを推定しようとしたのが図-2 である．これに対し堆積域に囲まれた低地に着目したのが図-3 である．いわば氾濫原の扇頂部にあたる子飼橋周辺の低地部に着目した図になる．扇頂部西側の京町台地周辺に L1～L4 の 4 か所の低地が存在する．L1，L2 は坪井川沿いになるが，微地形形態から白川と坪井川の合流域に形成された低地と推定される．白川と坪井川の間に砂礫が発達している．従って熊本平野微地形の形成源になる子飼橋周辺からの供給源は白川だけでなく，坪井川との合流付近の氾濫からの供給と考えることができる．L3 は坪井川と井芹川の間に形成された低地である．東側部分は坪井川と白川が合流する氾濫により形成されたように考えられる．L4 は京町台地と井芹川の間に発達した低地である．

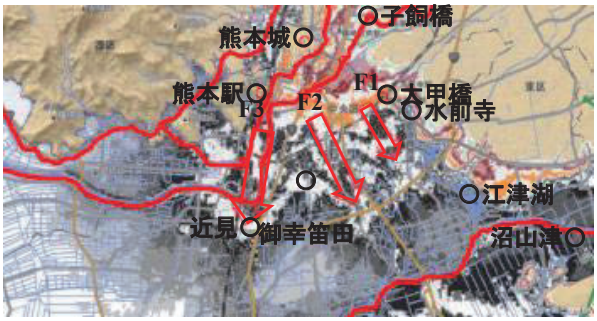


図-2　保田窪砂礫層沖積層間微地形

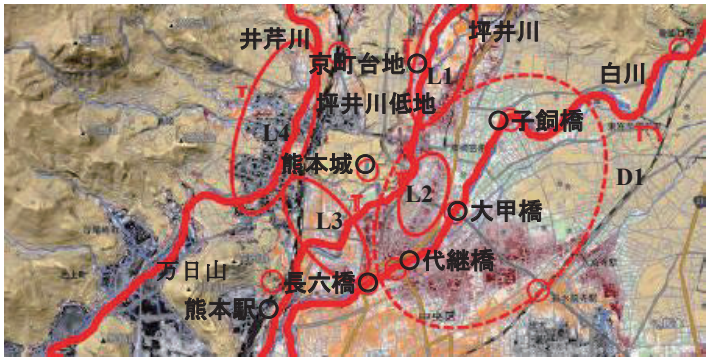


図-3　白川と坪井川合流箇所微地形

またやや高い位置から子飼橋周辺を眺めると，白川左岸から土砂が供給された扇状地状の分布に見える．この形態を D1 とすると，D1 の北西方向に位置している L1，L2 は白川を中心とする対称性を乱しており，坪井川と白川の合流点における氾濫の影響と考えることができる．

本論文で着目しているのは低位段丘面の保田窪砂礫層と標高約 5m の沖積面の間に形成された微地形形態，特に低地形態 L1～L4 であり，洪水ポテンシャルとして追跡する．

３．白川水害と微地形

1953 年 6 月 28 日白川水害における熊本市内の人的被害は，死者 183 名，行方不明者 103 名[3]である．熊本平野の実大規模洪水災害ポテンシャルの顕在化と考えると，熊本平野の微地形形態の意義が実際に露呈したと評価できる

白川水害の位置関係を把握するために白川水害で決壊した橋名を図-4[4]に示した．白川水害では北東の子飼橋から南西側の薄場橋までが決壊している．

図-5 には浸水域，泥土堆積が多かった地域，流下方向が示してある[5]．図に泥土堆積域 S1～S8 と洪水の流下方向 F1f～F4f を加筆して明示した．

白川からの流れに対する浸水域の分布域には F1f～F4f の筋がある．F1f は江津湖方向に，F2f は出水

図-4　白川水害決壊[4]

町から画図町重富方向に，F3f は流通団地方向の流れであり，低地を縫って氾濫水が流下した．F4f は白川が南北流れから東西流れに方向を転じる箇所で発生した近見付近の流れである．F1f と F2f の間には非浸水域があり，図-2 の F1 の堆積模様が挟まる．F2f と F3f の間の非水浸域は図-2 の F2 に対応する．F4f は舌状に流れており，その両側には非浸水域が広がる．F4f は図-2 の堆積流れの F3 に重なる．つまり微高地間の浸水であり，それが舌状に流下しており，F1f～F3f の流れが低地に向かっているのに対し，F4f は微高地を流下していることが異なる．

論文の目的は白川水害状況と現在の微高地を重ね，白川氾濫ポテンシャルを考慮しながら熊本平野の保

田窪砂礫層から標高約 5m 間の微地形形態に焦点をあてて白川からの洪水ポテンシャルの実績を確認することにある．さらに微地形形態の存在を確認した後に白川蛇行説を検証することにある．

次に泥土堆積が多かった地域に焦点をあてる．図-5 では概略的に S1～S8 が抽出される．S1 は坪井川左岸と白川の間の堆積域である．白川右岸沿いの S2 に接するように発生している．

白川水害では熊本市内の低地で浸水が始まり，北部の坪井川で堤防が決壊し，そして下流の熊本駅南側の蓮台寺地先で堤防が決壊した．最後のとどめとして熊本大学から子飼橋に至る付近で流木の為洪水が怒涛のように熊本市内を襲った[4]．

S1 の上流には坪井川沿いに浸水域が広がる．白川右岸の S2 の標高は約 16m，S1 の標高は約 11m である．流下方向に着目すると，熊本大学～子飼橋周辺の白川右岸で溢れて西側に流下し，そこで坪井川と合流するまで泥土が堆積した．つまり白川からの流下により坪井川の流れが乱されて堆積した．このため S1 の北側の浸水域では遡上が発生したと考えられる．

白川右岸の S2 は子飼橋周辺から氾濫し，南西方向に運搬され坪井川からの洪水と合流した泥土の堆積域である．

S3 は白川の明午橋から代継橋周辺までの右岸で坪井川までの堆積域である．流下方向によると子飼橋右岸から流出した泥土が南西方向に流れ堆積した図になっている．つまり子飼橋から大甲橋間の白川右岸から流出した泥土ではなく，子飼橋周辺であふれた泥土が坪井川からの洪水と合流し，白川に沿って南西方向に流下した堆積域である．この付近の白川右岸の標高は約 14m，坪井川左岸周辺の標高は約 11m であり，白川と坪井川の間を南西方向に流下している．ところがその舌端部には標高約 13m の微高地があり，泥土堆積域は，この微高地で止まっている．S3 の西側は浸水域で標高は約 11m であり，長六橋方向に伸びている．したがってもし S3 泥土堆積域の西側の標高が約 11m であれば，白川から流出した泥土は辛島町まで達した可能性があり，S3 西側の微高地のために泥土の流下が止まったように考えられる．

S4 は熊本大学～子飼橋間の白川左岸から流出し，それが南西方向に流下し，明午橋～大甲橋間周辺で，南東方向に転じて流下した泥土堆積域である．この S4 は江津湖方向に向かい，図-2 の F1 方向につながるようである．舌端部では筋状に分岐し，南側に流下している．

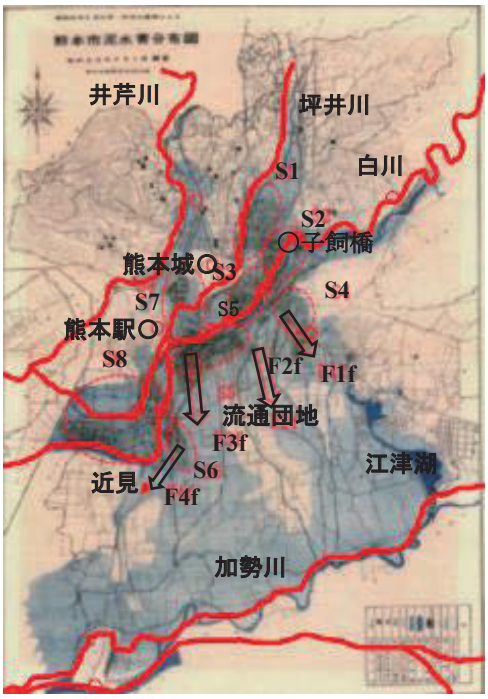


図-5　熊本泥水害分布図[5]

S5 は代継橋～白川橋周辺の白川両岸から流出している．白川右岸の泥土堆積域の広がりに比べ，左岸からの泥土堆積域が広範に及んでいる．南側に流下し，図-2 の F3 の供給線源になっている．

S6 は白川が豊肥線と直交する周辺左岸から南側方向に流下している．図-2 の F3 の供給源のような流下形態である．

S7 は坪井川と井芹川の間で，京町台地の舌端部に形成された．坪井川から西側に向かって流下した泥土堆積域である．

S8 は白川が南北から東西に約 90 度方向を変える白川右岸からの流出と，北側坪井川および豊肥線と交叉する白川右岸からの泥土が南下する流れとぶつかった領域の泥土堆積域である．流下矢印から考えると白川からの供給に比べ北部の坪井川からの供給が優勢である．

流下矢印に着目すると熊本大学～子飼橋周辺の白川両岸からの泥土供給，代継橋～白川橋間の白川左岸を主とする南側への泥土供給，豊肥線交叉付近での両岸への泥土供給が目立つ．

本論文で着目している図-3 の低地部との関係では S2，S3 は L1, L2 に対応している．L3 には S2, S3 が関係し，L4 には S7 が対応しており，低地部 L1 から L4 の意義が白川洪水で確認できる．

４．坪井川低地の微地形

1953 年白川水害の泥土堆積域，流下方向の図-5 から白川と坪井川の間には図-3 に示す L1，L2，L3 の 3 か所の低地の存在を確認することができる．また井芹川沿いの L4 も確認することができる．このうち L2 には S1，S3 の泥土堆積域に対応している．また S1 の上流，S1 と S3 の間，S3 の西側には浸水域が広がっている．また，L3 には S3，S7 が重なり，L4 には S7 が対応している．浸水域と微地形の関係を図-9 に示す．いずれも微高地周辺に形成された低地であり，L1～L4 を包含している．つまり L1～L3 は白川と坪井川の合流地点の氾濫原に形成された自然堤防の周辺に広がる低地である．

坪井川氾濫時の写真（図-6）が展示館に展示されている[6]．坪井川沿いの低地の存在と現在的な意義を確認させた洪水である．1980 年（昭和 55 年）8 月 30 日の水害では白川橋上流白川右岸で氾濫している．図-5 の白川水害 S3 と S7 に挟まれた領域で，図-3 の坪井川低地 L2，L3 に重なる地域である．

図-６　坪井川氾濫（1980 年 8 月 30 日）[6]

図-7　西南の役水攻め [7]

５．西南の役水攻めと微地形

1877 年西南の役では薩軍による水攻めが実施され，熊本城周辺は水没した．石塘堰を締め切ることにより熊本城周辺が水没している．石塘堰は旧井芹川が坪井川に合流し，白川と坪井川の間には背割り堤を設けて分流している箇所の石塘堰とされる．図-7 の撮影位置の特定はなされていないが，「この水面の高さは，現在の標高から勘案して，十ｍ強であったことが知られる」と説明されている[7]．白川と坪井川合流点の自然堤防の発達を加味した戦術で，上流に広がる低地，図-3 の L3,4 に対応する地域性が認識されている．

６．慶長国絵図白川蛇行と微地形

熊本郷土学で普及している白川蛇行は慶長国絵図に描かれた白川蛇行の形態が現地形に重ねられて主張されたものである[8),9)]．その根拠を保田窪砂礫層と沖積層間微地形形態に着目して検証してきた．

基本的な考え方，誘導方法が，「熊本城」に掲載された「特別研究　白川・坪井川流路考」[8)]に整理されている．白川蛇行説に至るまでは「(‥旧坪井川は‥)通説では今の市役所のあたりから旧追廻田端の窪地を通り，長六橋の上手で白川に合流していたとされている」[8)]．あるいは伝承研究から「千葉城方向から茶臼山の裾を流れ，河原町あたりで白川に合流すると坪井川が見える．」[8)]と紹介されている．そして山崎一帯の郡界や帰属を問題視して，古文書の検索が始まり，慶長国絵図と正保国絵図の比較から，白川蛇行説とその後の白川直流化による河川改修が提案される．その位置づけを郡界の絵図の整合性に着目して「坪井川と白川の合流点を郡界などにより求めると，追廻田畑の最北部，現在の熊本市役所付近と見られる。白川が追廻田畑を南から合流していたわけで，これまでの推測を全く覆すことになる。」[8)]

そして慶長国絵図に描かれた唯一の瘤状白川蛇行に焦点が当てられ，その瘤状蛇行だけがあたかも科学的な真実かのように考えられ，代継橋周辺から蛇行が始まり，瘤状に湾曲して再び長六橋付近から白川に合流するという具体的なイメージに浮き上がらせてしまっている．

上流側の表現は全く視野にはいっていない[10)]．慶長国絵図に表現された唯一の蛇行を現地形にそのまま重ねる根拠が説明されている．「幕府の命令により制作して提出されたものであり，特に城下の川筋や郡界を間違えて描くことはあり得ないと考える．」[8)]この絵図（慶長国絵図）は「後出する他の絵図とははなはだ異なっている．」[9)]としながらも強い信頼と信念のもとに唯一の瘤状白川蛇行を現地形に重ねている．後出される正保国絵図では瘤状白川蛇行は直流化されて表現されているので，この違いに加藤清正の河川改修の功績を重ねる．

視点を鳥瞰図のようにさらに上方から眺め，白川中流域まで視野に入れると，ここでは蛇行が顕著である．後出の正保国絵図では蛇行は表現され，慶長国絵図は蛇行がない緩やかな曲線で表現されており，まったく白川蛇行を反映していない．従って白川中流域の白川蛇行は無視し，熊本城横の瘤状蛇行だけに焦点を絞り，しかも現地形に重ねるということの無謀さは明らかである[10]．

慶長国絵図の瘤状白川蛇行の形態だけに直目し，主観的な結論の裏付けを科学的な地形に求めようとされている．「次ぎに，この白川の大きな蛇行が自然の流路であるのか，人工的な流路であるのかが問題になる。自然にしては甚だ大きな蛇行であると思えるが，人工的にこれだけ蛇行させたのであれば洪水にあった場合，堤防をとても保てないだろうと思われる。ところで屈曲部あたりには，元は高みが存在したと思われる節がある。・・・・白川のほとりに南嶺と呼ばれる高みが存在していた可能性もある。現在でも紺屋今町のあたりは若干高くなっている。白川がこの南嶺の高みを避けるように大きく北に蛇行していた可能性が強い。」[9]少々気になるのか，科学的にも蛇行する根拠が南嶺の高みに求められている．

論文で挙げられている高みは紺屋今町の地形に求められている．紺屋今町は図-8 に示す代継橋下流で長六橋にいたる白川右岸になる．高みが白川を蛇行させた原因としているが，白川蛇行の視点と同じように，虫眼鏡的視点で蛇行付近に高みがあればそれが蛇行の原因になったという推論でしかない．河川が蛇行するためには何らかの原因が必要である．このため高みが目に留まり，これこそ蛇行させる原因だと期待感が先走る．高みを見つけることによって安心したのか，そのあとの分析が伴わない．高みの成因，分布にはまるで関心が示されない．

微地形を調べると図-8 に示すように，「高み」は存在するが，いわゆる高みが白川両岸に分布し，白川に対し左右対称のような広がりをしている．白川右岸では白川と坪井川が乱流でぶつかり合い，自然堤防が形成される．高みはその自然堤防の微地形を表したものである．1953 年の白川水害，1980 年の坪井川水害で，代継橋～白川橋付近が氾濫している．しかし「高み」は白川を蛇行させるような抵抗力を示すものではなく，氾濫した結果堆積した自然堤防であることは明らかである．例えば白川橋下流で白川は東西流れから南北流れに流下する．この原因として万日山

図-8　紺屋今町微地形

の存在が考えられる．そのような白川の流路を大きく変えるような抵抗力は代継橋～白川橋間には存在しない．

また「山崎」を手掛かりにすると「山崎練兵場」がある．地名「山崎」[8]は図-8 の紺屋今町北側に位置している．微地形形態では白川氾濫原自然堤防の微高地の舌端部にあたる．図-3 の L2 と L3 の交差部付近に重なる．山崎練兵場は辛島町周辺の開発に支障をきたすと判断されて帯山練兵場に移設された．帯山練兵場は熊本市の東部丘陵地にあり，戦後 1953 年白川水害後の区画整理で開発されている．つまり山崎練兵場は洪水ポテンシャルが高い，開発が遅れた地域ではなかろうか．

白川蛇行が誘導された地域に図-3 の低地 L2，L3 を重ねたのが図-9 である．白川蛇行が現在の白川から離れ北側に大きく湾曲する箇所と L2 が重なる．また白川蛇行が現在の白川に合流する箇所に L3 が重なる．山崎練兵場は L2 と L3 に挟在された個所であり，白川蛇行域は坪井川と白川の合流部に形成された低地域が重なっている．

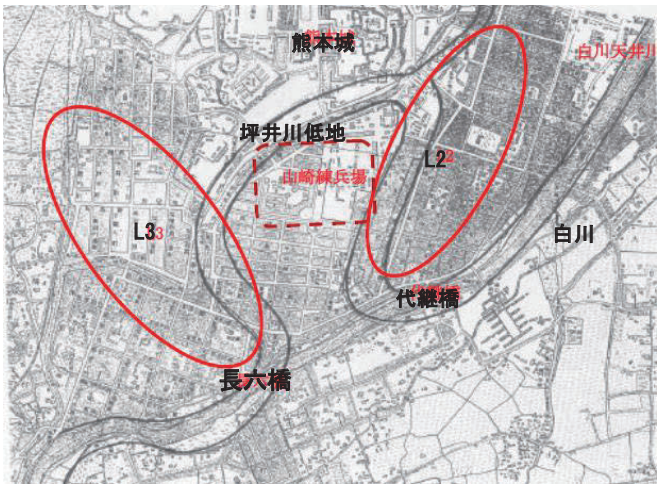


図-9　白川蛇行と坪井川低地

これをさらに確認したのが図-10 である．白川蛇

行をトレースして 1953 年白川水害浸水域[4]と重ねてみた．白川蛇行は概略的な流路であるが，白川水害で発生した深い水浸域に合致する．1953 年白川水害の S2，S3，S5 に関係し，下流側における白川からの洪水，あるいは坪井川洪水と白川洪水が合流し，上流から押し寄せて形成された浸水域である．従って白川蛇行で示される地域は坪井川低地 L2，L3 の微地形形成域になり，白川蛇行はその氾濫原を示したものであり，実際の白川の蛇行を表現したものではないと結論することが出来る．

図-10　白川水害と白川蛇行[4]に付記

7．おわりに

郷土学としての熊本学であればロマンが語られることは，地元の郷土愛を醸成することに役立つ．しかしロマンが科学的事実として語られようとすると，科学研究の対象になり，実証的な根拠が求められる．まさに文献１）は郷土学に秘められたロマンを科学的事実に拡散させる内容である．

本論文では熊本平野の過去の洪水あるいは液状化などと微地形形態の関係を検討し，その結論から白川蛇行説の意義を確認した．

白川水害は熊本平野の広域的な低地の存在を浮き彫りにした洪水であった．坪井川水害は坪井川沿いの低地を浮き彫りにする災害であった．また西南の役水攻めは井芹川，坪井川低地を活かした戦術であった．

白川蛇行が形成される地形であれば，その兆候を示す微地形形態が現在でも存在するはずである．しかし白川水害や坪井川水害は白川の流れに抗する砂礫は現出せずに，白川からの流路が明確になっている．したがって白川蛇行に抗する微地形形態ではなく，坪井川低地域を明確にすることにより現在の洪水ポテンシャルを市民に提示することができる．そして坪井川低地の下流では，白川からの越水，破堤などにより洪水が低地側に流れ込み，上流からは坪井川からの洪水，あるいは白川からの洪水が合流して流れ込み，微地形が形成されたに過ぎないことは明らかである．

参考文献

１）富田紘一：覚えよう！　土木偉人　［第 31 回］「土木の神様」加藤清正―肥後（熊本）に，今も生きている，戦国武将，土木学会，土木学会誌，Vol. 104，No. 7，pp. 48-49，2019.

２）熊本県地質図編纂委員会：熊本県地質図（10 万分の１）（県北版・県南版・説明書），社団法人熊本県地質調査業協会発行，2008.

３）熊日出版：白川水害 50 年　昭和 28 年 6 月 26 日の記録と記憶，熊本日日新聞社，2003.

４）国土交通省　熊本河川国道事務所・立野ダム工事事務所，熊本県，熊本市　平成 15 年 6 月　水防災行事実行委員会：S28. 6. 26　白川大水害の記録

５）熊本市都市政策研究所：都市形成史　図集　―戦後編―

６）坪井川水系遊水地管理事務所：展示写真

７）富田紘一：熊本古写真物語　（十七）　花岡山からみた西南戦争(3)，熊本城，　復刊第十八号　pp. 8-9，2006.

８）富田紘一：（特別新研究）白川・坪井川流路考，熊本城顕彰会「熊本城」，復刊第十九号，pp. 6-9，1995.

９）富田紘一：加藤清正の熊本城築城と白川・坪井川大改修，谷川健一［編］：加藤清正　築城と治水，冨山房インターナショナル，pp. 85-107　2006.

10）福田光治：肥後慶長・肥後慶長・正保国絵図精度と刻印された微地形　―地盤リスクの探索―，第 38 回土木史研究発表会講演集，Vol. 38，pp. 323-330，2018.

（2020. 7. 1　受付）

神社に着目した山地斜面の安全性と災害情報

SAFETY AND DISASTER INFORMATION ON MOUNTAIN SLOPES FOCUSING ON SHRINES

黒木 貴一[1]・品川 俊介[2]

Takahito KUROKI and Shunsuke SHINAGAWA

[1]関西大学（〒564-8680　大阪府吹田市山手町 3 丁目 3-35）

E-mail: kuroki0@kansai-u.ac.jp

[2]土木研究所（〒300-2621　茨城県つくば市南原 1-6）

E-mail: sinagawa@pwri.go.jp

***Key Words**: the 2017 Northern Kyushu heavy rain, inundation, landslide, debris flow, shrine*

1. はじめに

平成 29 年 7 月(2017 年)九州北部豪雨では，福岡県の朝倉市，東峰村，大分県の日田市を中心に，氾濫，斜面崩壊，土石流による被害が生じた[1)]. この豪雨災害に対し，土砂災害発生状況[2)]，林地荒廃[3)]，斜面崩壊[4)]，深層風化斜面[5)]，学校被害[6)]など山地から平野の流域全体に対する報告がなされた. しかしこの被災地内には災害を免れた学校[7)]，石碑・神社[8)]などが少なからずあった. これまで自然災害を免れた神社に関する検討は，平野の津波[9, 10, 11)]に関して多く，山地内は対象になりにくい. これは火山灰編年が可能な標高で説明できる平坦地形が少ないこと，狭い範囲で斜面崩壊，土石流，洪水が同時に生じ，現象毎に対応する専門分野が異なり形成営力を考慮する統合説明がなされにくいこと，が考えられる. さらに日本学術会議の公開シンポジウムでは，災害の再来周期に対し，気象記録がないという意味も含み異次元の視点の重要性が指摘された[12)].

そこで本研究では，2017 年九州北部豪雨被害を免れた山地斜面にある神社に関し，地形的に見た安全性と再来周期を越えて伝わりにくい過去の災害情報を奉納物から抽出する可能性を検討した.

2. 研究方法

(1) 被災状況と地形の調査

2017 年九州北部豪雨で被災した朝倉市及び周辺を研究対象地域(図-1)とする. 本地域は変成岩，花崗閃緑岩，火山岩[13)]が分布する. 災害を免れた黒川地区の黒松神社と疣目地区の高木神社に関し，周辺の被災状況(土砂の層相や堆積厚，浸水深，流木堆積など)を確認し，また地形(地形種，構成層，比高など)も確認する. これより氾濫，土石流，斜面崩壊から免れた神社の地形でみた立地場所の特徴を整理する. 国土地理院作成の空中写真(2017 年撮影)を判読し被災状況の区分を氾濫，土石流，斜面崩壊，流木，無被害に区分した. 国土地理院撮影の空中写真(1975 年撮影)を判読し，平坦面として谷底低地(高位，中

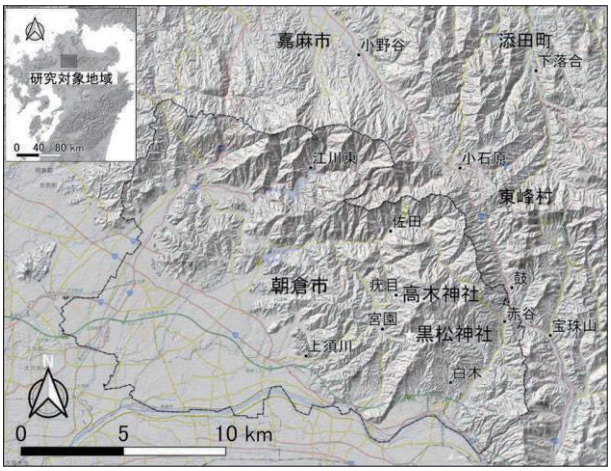


図-1　研究対象の神社位置　背景は地理院地図

位，低位)，段丘，人工改変地，水域，斜面として崖錐，土石流扇状地，地すべり，山地・丘陵に地形区分した(図-2)．

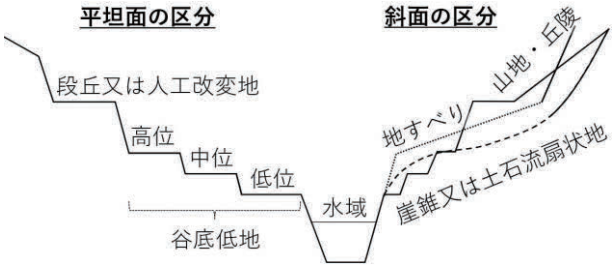


図-2　地形区分モデル

(2) 高木神社群と自然災害記録の調査

2017 年九州北部豪雨で被災した地域に分布する高木神社 12 社に着目し，拝殿や本殿が立地する地形を確認する．また奉納物(灯篭，石碑，鳥居，狛犬，幟柱立，手水舎，その他)に記載された奉納の目的及び年を確認する．なお高木神社は甘木市(2020 年現在は朝倉市)教育委員会の設置した看板や添田町の資料[14]によれば，英彦山(彦山)神領の鎮護目的で設置された 48 鎮守社(大行事社)を起源とし，そこは政務も行う地域の中心機関だった．なお大行事社は明治維新期に高木神社と名称が改められている．

さらに朝倉市及び周辺に自然災害を引き起こしたと思われる豪雨等の情報のうち全体死者数が 10 名以上の記録を文献[15)~20)]やホームページ[21)]から収集し，奉納の目的や年と対照し，過去の災害情報を奉納物から抽出する可能性を探る．

3. 災害を免れた地形条件の調査結果

黒川地区の黒松神社周辺の地形区分と被災状況区分を重ねた(図-3)．山地・丘陵の中を東から西に黒川が流れる．この水域を中心に南北に，谷底低地(中位)，土石流扇状地，地すべりを区分できた．地すべりの個数が多くその分布も広い．山地・丘陵と地すべりを刻む谷から土石流扇状地が発達する．この中，山地・丘陵内と地すべり内に斜面崩壊が生じた．土石流は，山地・丘陵及び地すべりを刻む谷を流下し，土石流扇状地を覆うように流下した．この途中の各所に流木の集中域を残した．また黒川の氾濫は，主に谷底低地(中位)まで及び，土石流扇状地や崖錐の縁部に達する場所もある．黒松神社は幅約 100m の地すべり(土塊)内の縁部にあり，谷底低地(中位)より高い．ここでは地すべり(滑落崖)内に斜面崩壊を，地すべり(土塊)内に土石流を判読したが，後者は斜面崩壊土砂より後に流出した数 cm 層厚の細粒粘土であり，神社への影響はなかった．また氾濫はそこまで及ばない．

写真-1 は黒松神社を南から見た．写真左に図-3 一部の拡大図を付ける．谷底低地(中位)から鳥居を通過し地すべり(土塊)を造成した平坦面にある拝殿へ至る参道が見える．水域を 0m とすれば，簡易測量では，谷底低地(下位)は 0.4m，谷底低地(中位)は 2.9m，神社のある地すべり(土塊)の平坦面は 6.3m だった．また地すべり(滑落崖)の頂部は 15m である．この中，洪水位の痕跡は 3.6m にあり，谷底低地(中位)の少し上で，地すべり(土塊)の下部である．谷底低地(中位)

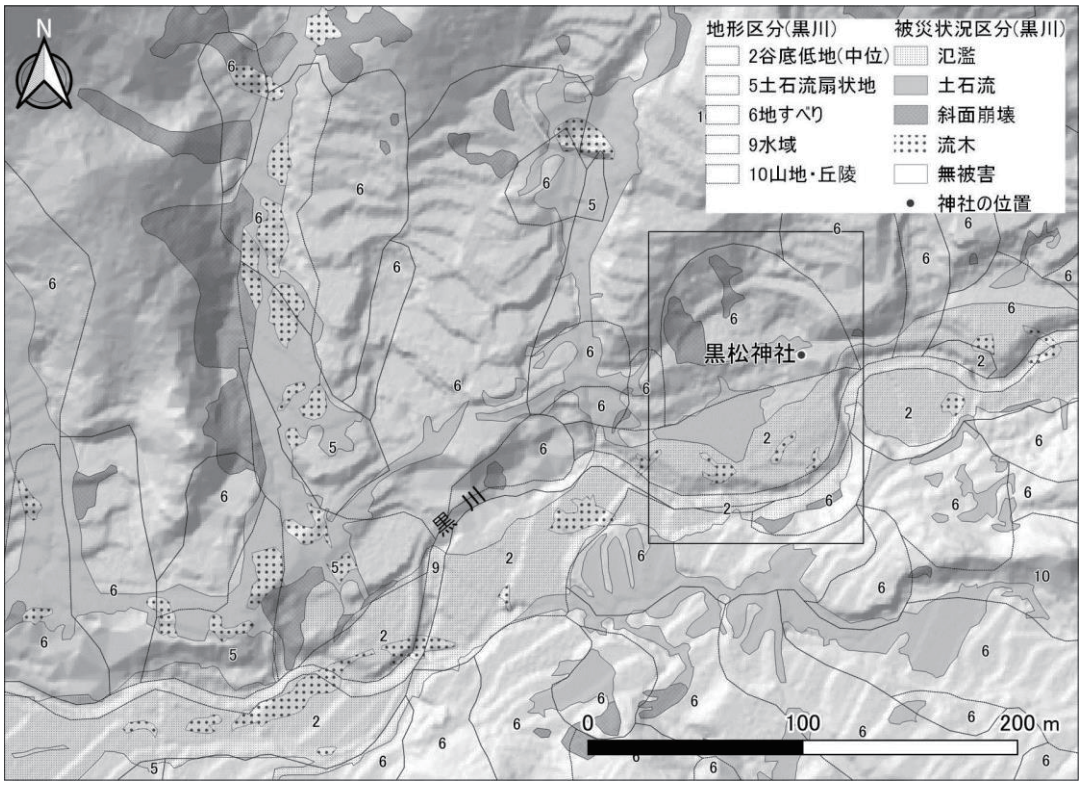


図-3　黒川地区の地形区分図

では，砂が薄く残されており，草が倒伏又は埋没する．

疣目地区の高木神社周辺の地形区分と被災状況区分を重ねた(図-4)．地形は，山地・丘陵の間を東から西に疣目川が流れる．この水域を中心に南北に，谷底低地(中位)，谷底低地(低位)，崖錐，土石流扇状地，地すべりを区分できた．特に地すべりの数が多く分布も広い．地すべりの末端に崖錐が，山地・丘陵を刻む谷から土石流扇状地が発達する．土石流は今回，土石流扇状地を覆うように流下し，地すべり内では斜面崩壊が生じた．また疣目川の氾濫は，主に谷底低地(低位)と谷底低地(中位)に達し，土石流扇状地や崖錐の縁部に及ぶ場所もあった．その中，高木神社は谷底低地(中位)より高い，土石流扇状地の縁部に位置する．また神社拝殿と本殿の場所は地すべり(土塊)の縁部とも言える．

写真-1　黒川地区の神社の状況　左付図の凡例は図-3 と同じ．

したと思われる．また土石流扇状地内で東部から来た土石流は，神社近傍に迫ったが敷地までは達しなかった．つまり土石流扇状地と地すべり(土塊)の境

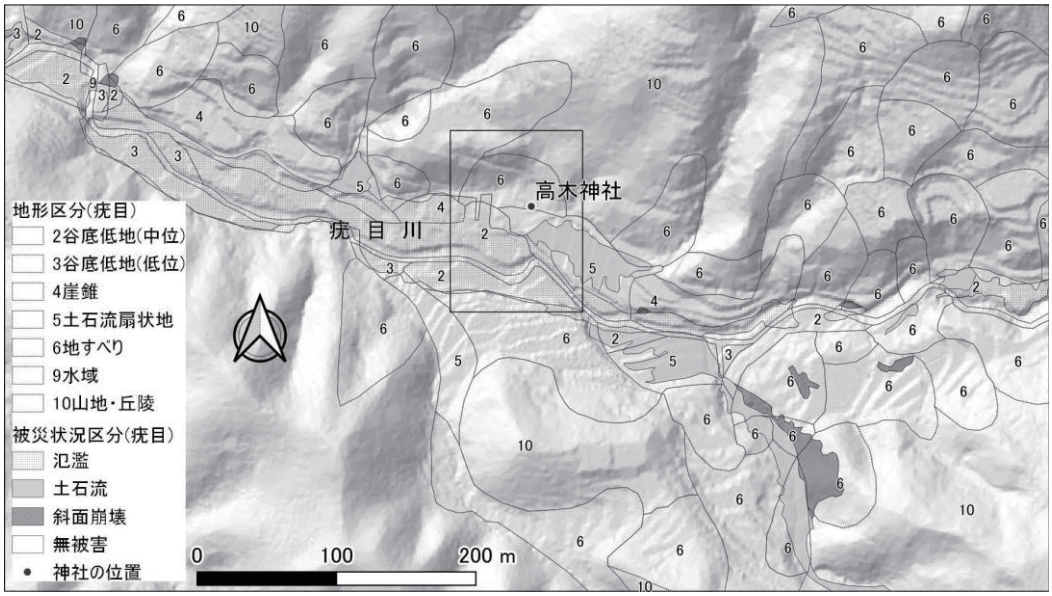


図-4　疣目地区の地形区分図

写真-2 は高木神社を南から見下ろした．写真左に図-4 一部の拡大図を付ける．谷底低地(中位)にある消防団の倉庫が大きく破壊され土砂が侵入した．この土砂堆積は，土石流扇状地縁部の鳥居下部まで侵入し，鳥居前面の狛犬は倒伏して破損した．神社より下流の建物が洪水流を流れにくくし被害を拡大

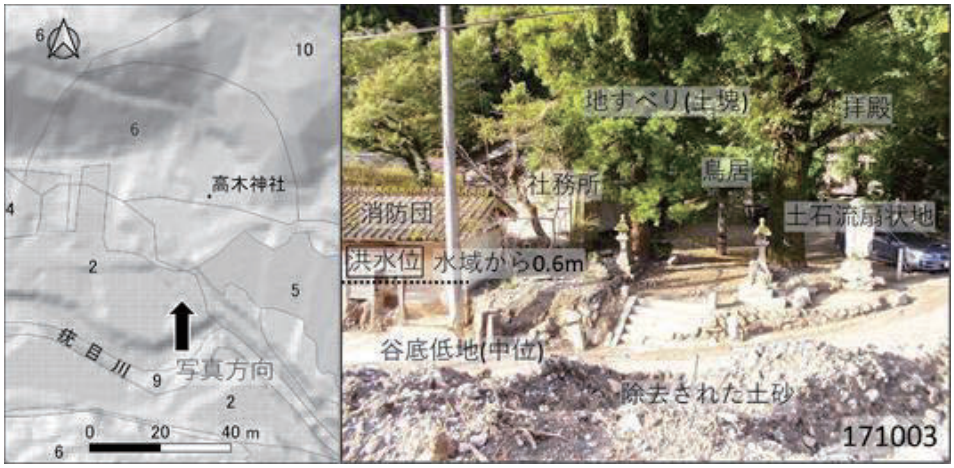


写真-2　疣目地区の神社の状況　左付図の凡例は図-4 と同じ．

界にある拝殿等には被害がない.水域を 0m とすれば,簡易測量では,谷底低地(中位)は-0.6m である.この標高逆転は,堆積した土砂で河床が上昇したことにある.高木神社の敷地は,鳥居や社務所付近は 0.5m,拝殿等は 1.6m にある.この中,洪水位の痕跡は 0.6m に,土砂堆積の上位は 0.1m にあり,それぞれ谷底低地(中位)の少し上に当たるため,地すべり(土塊)や土石流扇状地の大半に達しなかった.

このように両神社は,洪水位は谷底低地(中位)の少し上まで達し,地すべり土塊や土石流扇状地の主部には達しなかったため,氾濫被害を免れた.また地すべり内に生じた斜面崩壊は黒松神社まで,土石流扇状地を流れた土石流は高木神社まで達しなかった.

社は際立っていた.上須川,赤谷,小石原,佐田(写真-3(1))では,神社は地すべり(土塊)内に立地する.白木(写真-3(2)),鼓,小野谷では,神社は山地・丘陵(尾根)内に立地する.宮園(写真-3(3))では疣目と同じく土石流扇状地内に,下落合では崖錐内に立地するが,いずれも縁部にある.宝珠山では谷底低地(中)内に立地するが,被害はなかった.江川東(写真-3(4))では,拝殿と本殿は土石流堆内に,また鳥居や参道は谷底低地(低)内に立地するが被害はなかった.江川東の高木神社はコンクリート造りで,近傍に集落はなく,上秋月湖が近接するため,江川ダム建設時に水没予定集落から移転されたものと思われる.またそこは降水量が比較的少なかったと思われる被災域縁部にある.

写真-3　高木神社の立地例

4. 高木神社群を題材とした自然災害対応の記録

(1) 高木神社の地形条件

2017 年九州北部豪雨の被災地において,無傷で鎮座する神社が多く見られ,中でも同一名称の高木神

地すべり(土塊),山地・丘陵の尾根,崖錐などは,現在の気候環境下で侵食基準面の上に位置する非河成地形である.一方,土石流扇状地,谷底低地(中),谷底低地(低),土石流堆などは侵食基準面にある未離水の河成地形である.ただ段丘編年の時間スケールで見た未離水の河成地形でも,谷底低地の高位,

中位，低位のように，再来周期の異なる豪雨規模に応じて土砂供給が進むことが考えられる．ただ，その問題意識からの地形学的な議論は遅れている．少なくとも土石流扇状地内にある神社は，その縁部に位置し土砂供給の土石流被害を免れ，地すべり内にある神社は斜面崩壊を免れ，両者は氾濫も免れた．したがって安全な神社の場所は，非河成地形あるいは河成地形でも縁部の条件を持つことが分かった．

(2) 奉納物と自然災害のシグナル

奉納年は，字体の多様性，石材の風化，苔の付着などで確認に時間を要する場面が多かったため，その確認数は計 95 個(灯篭:26 個(1728 年～1989 年)，石碑：22 個(1895 年～1995 年)，鳥居：7 個(1763 年～1959 年)，狛犬：7 個(1833 年～1995 年)，その他：30 個(1727 年～1984 年)，幟柱立：2 個(1905 年と 1983 年)，手水舎：1 個(1988 年))に留まった．また奉納物の無い年もある．そこで 10 年毎の奉納物数を計上し，時系列でグラフ化し推移を見た(図-5)．さらに奉納物には「終戦」，「御大典」，「慰霊」，「神馬」の記載や，「修復」，「修築」，「修理」，「改築」の記載があることから，奉納契機と思われる日本の歴史を左に，修復契機と思われる豪雨等の記録を右に併記しグラフと結んだ．定常的な奉納継続を仮定すれば，判読不可能となる風化と更新による撤去で，古い時代ほど奉納物数は減少すると思われる．しかし全体では明治維新から 1945 年の終戦までの期間が，他の期間に比べ奉納物数が多い．奉納契機の観点から見ると，1894 年日清戦争，1904 年日露戦争，1926 年昭和改元，1940 年皇紀 2600 年を含む各 10 年間は多い．特に 1926 年昭和改元を含む 1921 年～1930 年では 13 個もあり最大である．この期間は神社が政治的に国威発揚に利用されたことが数増加の背景にある．ところが，その政治的背景が消失した 1951 年以降，1989 年平成改元を除けば，他の時期と比べて 1951 年～1960 年と 1991 年～2000 年までの奉納物数が多い．

一方，修復契機の観点から見ると，特に 1953 年の低気圧・梅雨前線により研究対象地域で甚大な被害となった「昭和 28 年西日本水害」を含む 1951 年～1960 年は多い．1991 年～2000 年では風害が特徴となった 1991 年台風 19 号とも重なる．また政治的背景を想定しにくい江戸時代にも，奉納物数の多い 1841 年～1850 年，1851 年～1860 年が見える．さらに参照した資料にはない 1828 年のシーボルト台風[22]が含まれる 1821 年～1830 年に 3 個の奉納物が残っていた．このため風化で文字情報が読み取り限界に達しつつある江戸時代以前の奉納物にある自然災害記録の確認が，今後急ぎ必要と考える．

このように明治から昭和時代初期の間で，政治的な国威発揚の背景からの奉納物が多いものの，自然災害の発生年に近い時期に奉納物数の増加のあることが明らかになった．これは神社の奉納物が，記録の無い過去の自然災害発生年や影響範囲を推定する重要な資料となる可能性を持つことを示す．

6. まとめ

2017 年九州北部豪雨の被災地にある神社に対し，山地斜面の地形的な安全性確認と奉納物からの災害

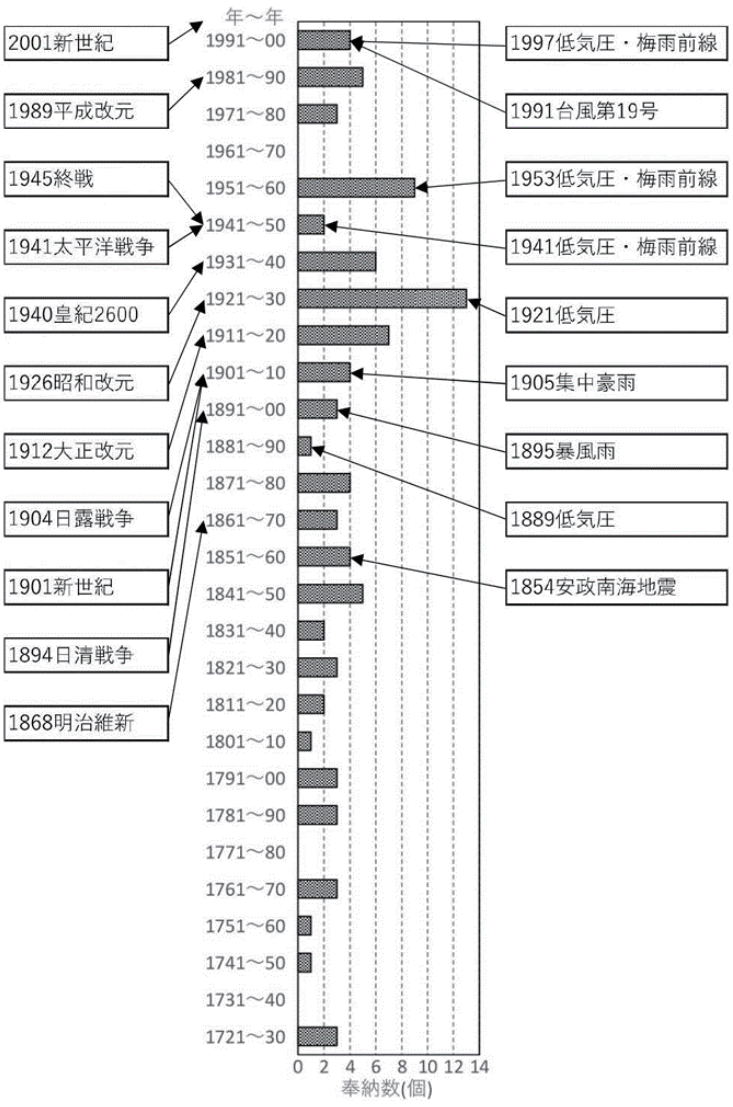


図-5　奉納物数の推移

情報抽出を試みた結果，以下のことが分かった．
1)黒松神社と高木神社は,その洪水位は谷底低地(中位)の少し上まで達し,地すべり土塊や土石流扇状地の主部には達していないため氾濫被害を免れた.また土石流や斜面崩壊は両神社に達しておらず被害を免れた.
2)高木神社群の立地で見ると，非河成地形あるいは河成地形の縁部という山地内で安全な場所の条件を持つ.
3)高木神社群の奉納物で見ると，明治から昭和時代初期の間で政治的な国威発揚の背景を持つものを除けば，自然災害の発生年に近い時期に奉納物数の増加が認められる．このため，神社の奉納物は記録の少ない過去の自然災害の発生年や影響範囲を推定する資料となる可能性がある.

謝辞：本稿は，2018 年秋季学術大会日本地理学会で発表した内容 [8]を加筆修正した．科学研究費の基盤研究(B)「東日本大震災の経験と地域の条件をふまえた学校防災教育モデルの創造(代表：村山良之)」と基盤研究(C)「未離水面認定の再検討と高精度化に関する評価・展開」(代表
：黒木貴一)を使用した．記して謝意を表す.

参考文献

1) 内閣府：6 月 30 日からの梅雨前線に伴う大雨及び平成 29 年台風第 3 号の被害状況等について，http://www.bousai.go.jp/updates/h29typhoon3/pdf/h300117_29taifu03_38.pdf，2018．(2020 年 3 月 19 日閲覧)
2) 志賀竜巳，鈴木素之，西山浩司，大石博之，井柳卓也，矢野健二，坂口和之，松木宏彰：新旧土石流堆積物と既往災害記録を考慮した福岡県朝倉市山田地区の土砂災害発生状況，自然災害研究協議会西部地区部会報･論文集，42 号，pp.59-62，2018.
3) 久保田哲也:平成 29 年九州北部豪雨による林地荒廃と流木発生の特徴概要,自然災害研究協議会西部地区部会報･論文集，42 号，pp.63-66，2018.
4) 高橋亮丞，笠間清伸，古川全太郎，山本秀平，中西隆之介：平成 29 年 7 月九州北部豪雨で発生した斜面崩壊の形状と土量の分析,自然災害研究協議会西部地区部会報･論文集，42 号，pp.75-78，2018.
5) 山本秀平，高橋亮丞，笠間清伸，古川全太郎，八尋裕一：平成 29 年 7 月九州北部豪雨で被災した深層風化斜面の物理特性の分析,自然災害研究協議会西部地区部会報･論文集，42 号，pp.79-82，2018.
6) 磯望，黒木貴一，後藤健介：2017 年九州北部豪雨災害による学校生徒の避難と学校の地形条件,自然災害研究協議会西部地区部会報･論文集,42 号,pp.83-86,2018.
7) 黒木貴一：2017 年九州北部豪雨による北野平野とその周辺における各種被害と学校防災，福岡教育大学紀要，68 号，第 2 分冊，pp.1-11，2019.
8) 黒木貴一，品川俊介：2017 年九州北部豪雨で災害を免れた神社の地形条件，2018 年秋季学術大会日本地理学会発表要旨集，94 号，p88，2018.
9) 宇多高明，三波俊郎，星上幸良，酒井和也：2011 年大津波の災害と被災を免れた神社,土木技術資料,54 巻,5 号，pp.58-61，2012.
10) 遠藤賢也，マゼレオ みほ：宮城県南三陸町における神社の立地特性の把握とその歴史的背景に関する考察,ランドスケープ研究，78 巻，5 号，693-696，2015.
11) 高田知紀，梅津喜美夫，桑子敏雄：東日本大震災の津波被害における神社の祭神とその空間的配置に関する研究，土木学会論文集 F6（安全問題)，68 巻，2 号，I_167-I_174，2012.
12) 小池俊雄：異次元に向かう-10^2から 10^3へ-，ICHARMNewsletter，12 巻，4 号，p1，2018.
13) 地質調査所：1:200,000 地質図「福岡」，1993.
14) 添田町：第一章歴史的風致形成の背景，添田町歴史的風致維持向上計画，7-46，https://www.town.soeda.fukuoka.jp/docs/2014061800019/files/03_r107.pdf，2015．(2020 年 3 月 11 日閲覧)
15) 福岡編纂委員会：自然編，福岡，30p，1950.
16) 吉井町誌編纂委員会：吉井町誌，1 巻，314p，1977.
17) 杷木町史編纂委員会：杷木町史，516p，1981.
18) 浮羽町史編集委員会:浮羽町史，上巻,1042p,1988.
19) 朝倉町史刊行委員会：朝倉町史，920p，1986.
20) 国土交通省九州地方整備局・国土交通省国土地理院：九州地方の古地理に関する調査，165p，2002.
21) 九州地域づくり協議会:九州災害履歴情報データベース．http://saigairireki.qscpua2.com/hukuoka/(2020 年 3 月 15 日閲覧)
22) 小西達男：1828 年シーボルト台風(子年の大風)と高潮，天気，57 巻，6 号，pp.15-30，2010.

(2020.7.1　受付)

和歌山県土砂災害啓発センターにおける土砂災害に関する防災教育とその効果について

A STUDY ON THE EFFECTS OF THE DISASTER PREVENTION EDUCATION ABOUT SEDIMENT DISASTER AT IWSRE

岸畑　明宏[1]・坂口　隆紀[1]・筒井　和男[1]・宮﨑　徳生[1]
Akihiro Kishihata, Takaki Sakaguchi, Kazuo Tsutsui, Norio Miyazaki

[1]和歌山県土砂災害啓発センター（〒649-5302　和歌山県東牟婁郡那智勝浦町市野々3027 番 6）
E-mail: e0806041@pref.wakayama.lg.jp

Key Words: *disaster prevention education, text mining, elementary school, enlightenment*

1. はじめに

2011 年 9 月の台風 12 号に伴う記録的豪雨により，和歌山県では紀南地方を中心に洪水・土砂災害が発生し，56 人の尊い命が失われるとともに，道路の寸断による集落の孤立や世界遺産の被災など，1953 年 7 月 17 日～18 日の梅雨前線豪雨（紀州大水害）以来の大災害（写真-1）が発生した ．この災害を受け，県では被害を繰り返さないために，土砂災害の記憶や教訓を後世に伝えるとともに，土砂災害に関する調査研究の拠点となる施設である「和歌山県土砂災害啓発センター（IWSRE）」（以下，啓発センター）を，土石流の多発により甚大な被害が発生した那智勝浦町に設置（図-1，写真-2）し，土砂災害の発生メカニズムに関する調査研究を行うとともに，展示パネルや映像をとおして，「紀伊半島大水害」をはじめとする過去の災害の教訓を風化させずに後世に継承し，土砂災害から身を守るための研修・啓発活動を行っている[1)]．

写真-1　那智勝浦町における紀伊半島大水害の発生状況

図-1　啓発センターの位置

写真-2　啓発センターの外観

2. 啓発センターが実施している研修

(1) 団体を対象とした土砂災害に関する啓発研修

啓発センターには，平成 28 年 4 月 24 日の開所以来，平成 28 年度には 123 団体 3,166 名，平成 29 年度には 107 団体 2,650 名，平成 30 年度には 93 団体 2,051 名，令和元年度には 58 団体 1,146 名の方が来館し，土砂災害についての啓発研修（以下，啓発研修）を受講している．研修受講団体の帰属県としては，図-2 から，和歌山県はもとより，京阪神地域や中京地域が多く，遠くは長野県や岡山県からも来館している．また，受講団体の種別としては，学生，児童，自治会，消防団等の防災関係団体，民生児童委員が多い．

(2) 啓発研修の方法

啓発研修は 30 名程度以内を対象として行っており，下記の研修コンテンツを適宜組み合わせることで約 30 分～120 分間のプログラムを受講団体に合わせて構成している．

・啓発センターの研修室を利用したスライドや動画を用いた土砂災害の基礎に関する研修（写真-3）（約 30 分～60 分間）
・啓発センター内の土石流実験装置による透過型・不透過型砂防えん堤の役割の効果を確認する実験（写真-4）（約 15 分間）

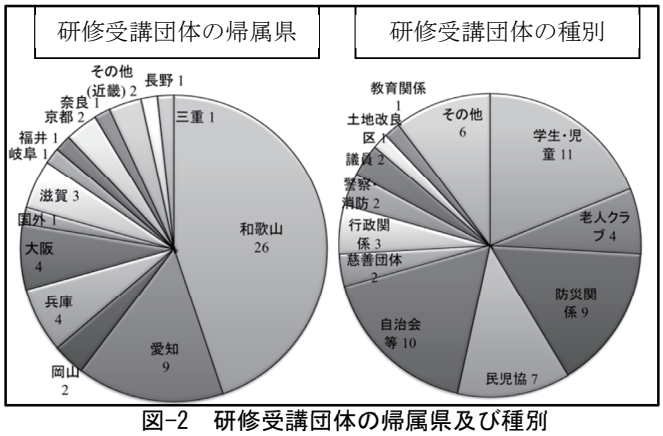


図-2　研修受講団体の帰属県及び種別

写真-3　土砂災害の基礎に関する研修の様子

・センターに近接している砂防えん堤工事現場の現地見学（近畿地方整備局　紀伊山系砂防事務所協力）（写真-5）など実験・体験（約 20 分間）

また，啓発研修の人数が多い場合には，各研修コンテンツを班分けすることで最大 90 人程度までを対象に啓発研修を行っている．

(3) 啓発研修の内容

団体への啓発研修の内容は，以下の啓発研修が対象とする各内容を，団体の種別により適宜組み合わせたものとしている．

・土砂災害啓発センターについて
・土砂災害の概要及び予兆について
・紀伊半島大水害について
・深層崩壊について
・土砂災害防止法・土砂災害警戒区域について
・早期避難の重要性について
・災害後の取り組み

研修にあたっては，画一的な資料を説明するだけではなく，申し込みの段階から研修で聞きたい内容を聴取し，「土砂災害の概要及び予兆について」では，土砂災害に対する興味とイメージを持ちやすい土砂災害の動画（写真-6）[2)]等を用いている．また，「紀伊半島大水害について」では，土砂災害発生から年月を経た現場の復旧状況と当時の被災状況の写真を見比べられる資料（図-3）を用いている．これらに加えて，受講団体の地元における土砂災害に係る情

写真-4　土石流発生装置による砂防堰堤の効果に関する実験の様子

写真-5　砂防えん堤工事現場の現地見学の様子

報を，必要に応じて関係都道府県に聞き取りするなどして研修題材（図-4）を作成して用いている．また，対象年齢にあわせてクイズ（図-5）を組み入れたりすることで，土砂災害を身近に感じ，危機感を持ってもらえるような啓発研修を行っている．

写真-6　土砂災害発生の動画

図-3　被災時と復旧状況の対比を示す研修資料

図-4　受講団体の地元で発生した土砂災害に関する研修資料

3. 児童を対象とした啓発研修

児童を対象とした啓発研修では，通常の啓発研修の内容に加えて，児童が土砂災害をイメージしやすい各種実験を行っている．土砂災害に関連する地質については，那智勝浦町周辺に分布する風化前後の花崗岩を児童自身が金槌で叩き，風化後の花崗岩の「もろさ」を感じる実験（写真-7）を行っている．

また，土砂災害発生の要因となる降水については，土を固めて作った「山」に噴霧器による「降雨」を継続的に当てることで「山が崩れる」様子を体験する実験（写真-8）を行い，土砂災害発生後の地形変化については，山と谷を模した模型の上部に配置した土で「斜面崩壊後の堆積土砂」を示し，噴霧器による「降雨」を継続的に当てることによって土石流が発生し，谷の出口で土石流が堆積して扇状地ができる様子を体験する実験（写真-9）を行っている．

以上に加えて，小学校 5 年生の理科で学習する「流れる水の働き」に関連した内容として，堆積した砂が，水流により浸食され，河川の流路が形成され，自然と蛇行し，加えて，地下水位の上昇により斜面崩壊が発生する様子を再現する実験（写真-10）を行っている．

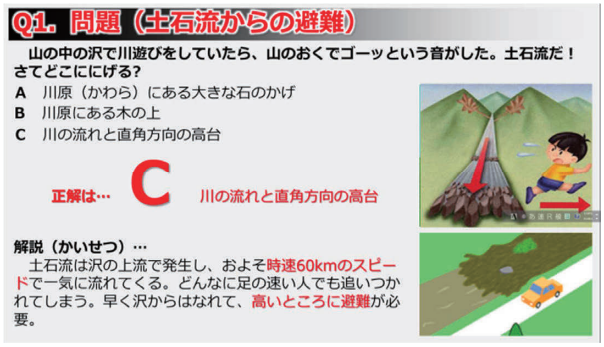


図-5　土砂災害に関するクイズ

写真-7　風化前後の花崗岩を叩く実験

写真-8　雨が降ると山が崩れる実験

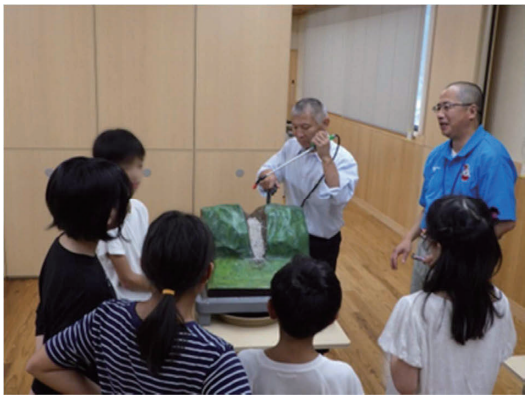


写真-9　土石流が起こると扇状地ができる実験

写真-10　流れる水の働きについての実験

4. 小学生を対象とした防災教育の効果検証

(1) 小学生を対象とした防災教育

啓発センターでは平成 28 年度から令和元年度にかけて，那智勝浦町内にある全小学校 6 校において土砂災害に関する防災教育を実施した．那智勝浦町教育委員会では防災教育において，学校などの主体が当事者意識を持って防災意識向上に携わること，組織的に防災教育を進めること，学んだことを発信することを重視しており，これら 3 点を踏まえ，土砂災害に関する防災教育の実施にあたっては，児童らが「自分ごととして考え・行動する」ことを学習目標に，担当教員と打合せを進め，個別に教育プログラムを選定した．なお，学習時間については 90～120 分程度であった．今回の研究では，A 小学校（令和元年 9 月 11 日実施，対象生徒 4 年生 43 名），B 小学校（令和元年 10 月 7 日実施，対象生徒 3・4 年生 12 名），C 小学校（令和元年 11 月 21 日，28 日実施，対象生徒 5 年生 24 名）の防災教育受講者による感想文を分析した．また，表-1 に防災教育の実施内容を示す．

(2) テキストマイニングによる解析

受講者が書いた感想文をテキストデータ化した上で，計量化し，分析・可視化するにあたり，テキストデータを計量的に分析することが可能である KH Coder[3]を用いた．KH Coder では，テキストデータにおいて出現している単語の検索や出現頻度の分析や，テキストデータにおいて，併せて出現することが多い共起関係にある単語を，多変量解析により共起ネットワークとして，単語と単語が共起する関係を直感的に捉えることができる形で示すこと等が可能である [4]．このような事から，研修を受けた感想文とこれらの研修内容がどのように関連付けられ，意味づけられているかの検討を行った．

(3) 共起ネットワーク解析と研修結果の検証

各小学校を対象とした共起ネットワーク解析結果（図-6～8）を示す．単語を囲む円は大きいものほど，テキスト内での出現回数が多い事を示し，また，単語と単語が線で結ばれているものは共起性や関連性があることを示し，これらの集合をクラスターと呼び，本研究で取り扱うクラスターを枠線で明示する．なお，クラスターの位置関係は作図によるもので，共起的な関係性を示すものではない．今回の解析においては，受講者が研修プログラムに対して感じた主要テーマを明確にするため，出現頻度が上位 20 位以内にある単語について共起ネットワーク解析を行った．

A 小学校の感想文で抽出されたクラスターでは，1 つが「土砂」「災害」「知る」「分かる」「恐い」からなるもので，これは，土砂災害による死者や行方不明者数，全国での土砂災害発生状況といった教育内容が土砂災害の危険性を強く伝えたものと思われる．また，「不透過型砂防えん堤」「透過型砂防えん堤」からなるクラスターは，講義での砂防えん堤の役割についての内容に加えて，土石流発生装置による実験，砂防工事現場見学により効果的に学習されたものと思われる．

B 小学校の感想文から抽出されたクラスターでは，

表-1　防災教育の実施内容

A小学校	B小学校	C小学校
【啓発研修の内容】 ・土砂災害の概要及び予兆について ・深層崩壊について ・紀伊半島大水害について ・早期避難の重要性について ・災害後の取り組み ・土砂災害防止法・土砂災害警戒区域について	**【啓発研修の内容】** ・土砂災害の概要及び予兆について ・深層崩壊について ・紀伊半島大水害について ・早期避難の重要性について ・災害後の取り組み	**【啓発研修の内容】** ・土砂災害の概要及び予兆について ・深層崩壊について ・紀伊半島大水害について ・早期避難の重要性について ・地質について ・災害後の取り組み ・土砂災害防止法・土砂災害警戒区域について
【啓発研修（実験）の内容】 ・土石流発生装置での実験 ・砂防えん堤工事現場の見学 ・風化前後の花崗岩を叩く実験 ・流れる水の働きについての実験	**【啓発研修（実験）の内容】** ・土石流発生装置での実験 ・砂防えん堤工事現場の見学 ・風化前後の花崗岩を叩く実験 ・雨が降ると山が崩れる実験 ・土石流が起こると扇状地ができる実験 ・流れる水の働きについての実験	**【啓発研修（実験）の内容】** ・土石流発生装置での実験 ・砂防えん堤工事現場の見学 ・風化前後の花崗岩を叩く実験 ・雨が降ると山が崩れる実験 ・土石流が起こると扇状地ができる実験
【その他　実施した内容】 ・土砂災害による死者と行方不明者数（クイズ） ・全国での土砂災害発生状況	**【その他　実施した内容】**	**【その他　実施した内容】** ・雨と川の水の色、堆積、浸食 ・わかやま土砂災害マップについて

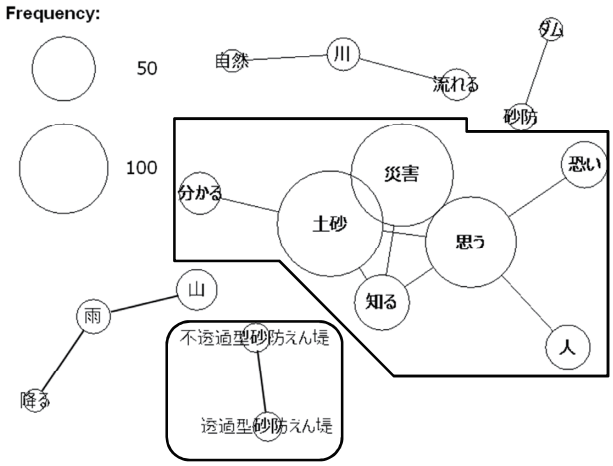


図-6　共起ネットワーク解析結果（A 小学校）

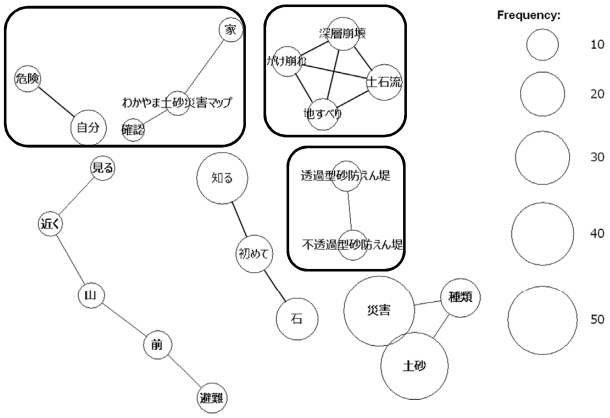


図-8　共起ネットワーク解析結果（C 小学校）

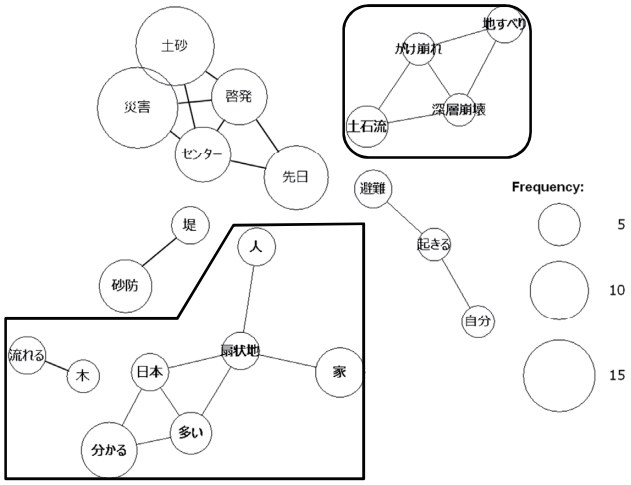


図-7　共起ネットワーク解析結果（B 小学校）

1 つが「土石流」「がけ崩れ」「地すべり」「深層崩壊」からなるもので，講義でのスライドや動画による説明で強く学習されたことが想定された．

また，「人」「扇状地」「家」「日本」「多い」などからなるクラスターは，スライドでの説明や土石流が起こると扇状地ができる実験で日本に扇状地が多数存在することや，扇状地が形成される様子が認識されたものと考える．

C 小学校の感想文においても，B 小学校と同じく，「土石流」「がけ崩れ」「地すべり」「深層崩壊」からなるクラスターがあり，B 小学校と同じく動画やスライドで強く学習されたものと考える．加えて，A 小学校と同じく「不透過型砂防えん堤」「透過型砂防えん堤」からなるクラスターも確認された．「わかやま土砂災害マップ」「家」「確認」「自分」「危険」からなるクラスターは，研修の中で PC を操作し，実際に小学校区周辺の土砂災害のおそれがある個所を和歌山県が管理する WEB サイトである「わかやま

写真-11　わかやま土砂災害マップを用いた防災教育

土砂災害マップ」（写真-11）で確認したことが，効果的であったと考えられる．

5. 最後に

啓発研修の理解度を問うために，5 段階評価などの形でアンケートを求める事はよく行われている手法であるが，これだけでは研修内容をどのように理解しているかを判断しづらい．一方，今回の解析に用いた感想文では，受講者が色々と研修で感じた事を自由に書いてもらえるため，啓発研修で行った各内容の理解度についての分析を行うことができ，今後の，より理解度向上を図った研修プログラム作りに非常に有用な調査資料となる．

また，啓発研修を行った講師自身がその効果を把握することにより，研修教材の改善や研修プログラムの時間配分の変更，新たな教育内容の追加などの研鑽につながる事が重要であると考える．

研修後に受講者の感想を分析し，研修内容と講師による研修方法を改善し，その上でより良い研修を行い，その結果を再度フィードバックしていく，このような研修方法を継続的にレベルアップできるサイクルが行われるよう，研鑽に努めていきたい．

謝辞：学校での防災教育に当たり，那智勝浦町教育委員会，勝浦小学校，市野々小学校，下里小学校におかれましては多大なご協力をいただきました．また，紀伊山系砂防事務所には複数回に渡って現場見学会の開催をはじめとした様々なご協力を頂き，この場を借りて感謝の意を表します．

参考文献

1）坂口ら：紀伊半島大水害の被災体験を子供達に伝承する活動について，2019 年度砂防学会研究発表会概要集 pp763-764，2019.
2）（社）全国治水砂防協会：DVD「土砂動態」，2009.
3）樋口耕一：社会調査のための計量テキスト分析　―内容分析の継承と発展を目指して―，ナカニシヤ出版，2020.
4）末吉美喜:テキストマイニング入門　Excel と KH Coder でわかるデータ分析，株式会社オーム社，2020.

（2020.7.1　受付）

豪雨時土砂災害避難体験 VR の開発と防災教育への適用

VR FOR EVACUATION OF LANDSLIDES DURING HEAVY RAIN
- DEVELOPMENT AND PRACTICE IN DISASTER PREVENTION EDUCATION -

土田　孝[1]・橋本 涼太[2]・内田 龍彦[3]・山中 勝司[4]・和泉 公明[4]・川﨑 梨江[5]

Takashi TSUCHIDA, Ryota HAS HIMOTO, Tatsuhiko UCHIDA, Katsushi YAMANAKA,
Kimiaki IZUMI and Rie KAWASAKI

[1] 広島大学防災・減災研究センター　(〒739-8527 東広島市鏡山 1-4-1,　ttuchida@hiroshima-u.ac.jp)
[2] 広島大学大学院先進理工系科学研究科（〒739-8527 東広島市鏡山 1-4-1,　ryota-hashimoto@hiroshima-u.ac.jp）
[3] 広島大学大学院先進理工系科学研究科(〒739-8527 東広島市鏡山 1-4-1,　utida@hiroshima-u.ac.jp)
[4] 東広島市消防局東広島消防署（〒739-0021 東広島市西条町助実 1173-1 hgh226567@city.higashihiroshima.lg.jp）
[5] 広島大学大学院総合科学研究科総合科学専攻(〒739-8521 東広島市鏡山 1-7-1, d162815@hiroshima-u.ac.jp)

Key Words *: virtual reality, debris flow, evacuation, disaster prevention, Western Japan heavy rain disaster*

１．はじめに

2018 年 7 月西日本豪雨によって，広島県では広い範囲で甚大な土砂災害や洪水災害が発生し，死者 109 名，行方不明者 5 名の人的被害が発生した [1)]．人的被害のうち土砂災害による死者は 87 名にのぼり死者 109 名の約 80%を占めた．広島県では 2014 年 8 月 20 日未明に発生した広島豪雨災害においても 74 名が犠牲となった [2)]．豪雨時の土砂災害における人的被害を軽減することは，広島県の大きな課題となっている．

2018 年の豪雨災害の後に広島県が実施したアンケート調査によると，土砂災害警戒区域内の住民で何らかの避難行動をとった人は 30%であり，内訳は避難所あるいは親戚友人宅への避難が 13%，自宅内避難が 17%であった．避難した人のうち災害発生前に避難した人は 21%で，65%は災害発生後に避難した [3)]．これより，早期避難を実行した人の割合は依然として少ないといえる．

広島大学と東広島市消防局は，豪雨時における市民の早期避難を促すため，バーチャルリアリティー（VR）の技術を活用した豪雨時土砂災害避難体験 VR を開発した．防災への VR の活用は，1997 年に目黒ら [4)]が災害時の建物からの避難訓練の方法として VR を用いた避難行動シミュレーションが有効であると報告しているが，火災が発生した建物からの避難を体験する VR は製品化され普及している．中本ら [5)]は地震災害を対象とした VR の開発を，堀田ら [6)]は吹雪時の視界を VR で体験する技術を報告している．水災害を対象とした研究としては，板宮ら [7)]がスマートフォン用ヘッドマウントディスプレイを用いた高潮想定没入体験システムの開発を報告しており，植野ら [8)]はスマートフォンで閲覧可能な VR 体験型津波避難シミュレーションシステムを報告している．このように，建物火災，地震，高潮，津波，洪水，吹雪に対する防災訓練ツールとして VR の活用が進められてきた．土砂災害については，神戸市と(株)理経による VR が 2018 年から防災研修に使用されている [9)]．住宅地に土石流が流れ込む動きを再現し，土石流の恐ろしさを体験することで早期避難の意識を高めることを目的としている．

筆者らが開発した VR は，豪雨時における避難の判断に至る過程を中心とした状況を再現し，体験者が早期避難の重要性を認識することを目的とした．ヘッドマウントディスプレイ（HMD）を装着した体験者は，豪雨の状況が変化する中で避難の判断を迫られるが，判断が遅れて自宅に留まらざるを得ない状況となって土石流に襲われる．本 VR のシナリオは西日本豪雨災害において自宅で土石流に襲われた被災者の体験に基づいている．本文では，VR 開発のコンセプトと経緯，シナリオの概要，防災教育に活用した結果について報告する．

２．土砂災害避難体験 VR の特徴と開発の経緯

東広島市は，瀬戸内海に面する南部の安芸津町を除くと，西条盆地など中国山地の中に点在する小盆地で構成されている．市域（面積 635.16km^2，人口約 19 万 6 千人）の多くは標高 200m 以上であり，東へは沼田川，南へは黒瀬川，西へは瀬野川が流れている．主要な道路・鉄道はこれらの河川に沿って立地し，住宅地も河川と道路・鉄道の沿線に形成されているため，前面に小河川と主要道路，背後に土砂災害危険渓流をもつ山地という住宅が数多く存在し，ほとんどが土砂災害警戒区域に指定されている．このような東広島市の特徴を考慮して，本 VR のシナリオの作成にあたっては，，豪雨の中で避難の判断を迫られる中で判断が遅れて避難が間に合わない状況を体験し，早期避難の重要性を新式することを目的とした．

2018 年 5 月にシナリオの検討を開始したが，7 月 6 日と 7 日に西日本豪雨災害が発生した．この災害で上記のシナリオの目的に合致した経験を有する被災者に体験の聞き取り調査への協力を要請し，了解が得られたので 2018 年 10 月に調査を実施した．

図-1 は土石流によって被災した家屋と背後の渓流の関係を示す模式図である．VR のシナリオ作成の元となった被災箇所のヒアリング結果（対象者：1 世帯 2 名）は以下の通りであった．

被災者の住宅から 400m の距離に設置されていた広島県の雨量観測所における雨量は 7 月 5 日より断続的に時間 5～20 ㎜の降雨が続き，6 日 20 時に時間雨量が 20 ㎜を示し，降り始めからの累積雨量が 240 ㎜に達した．**表-1** は 7 月 6 日の防災情報の発令状況である．被災者が仕事から帰宅したときは既に大雨特別警報が発令されており，20 時頃から避難所へ向かう準備をはじめた．21 時頃に勝手口から外を見たところ隣接する空き地を濁流が流れており避難できない状態であった．その後，しばらくして地面が削れるような地鳴りが近づいてくるのに気づき，自宅の 2 階に避難するために階段を登る途中で土石流が山側から家屋に到達した．轟音が少しおさまった後，山と反対側のベランダに避難したが周囲は岩や木で取り囲まれていて車での避難ができない状況であった．土石流が収まった後に避難するため階段を降りると，1 階は土砂で埋まっていたので，埋まっていない靴を取り出し膝下程度の深さの濁流が流れる中を歩いて国道まで出た後，避難所である小学校に避難した．

３．シナリオの作成とその概要

被災者の聞き取り調査に基づき VR のシナリオを作成した．**図-2～図-4** にシナリオの概要と画像の例を示す．図中の「心の声」は声優により吹き込んだ声であり，被

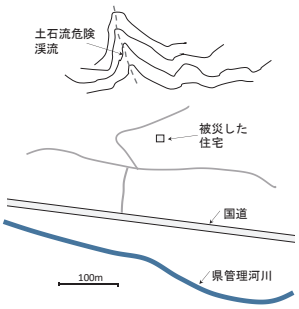


図-1　被災者の家と土石流が発生した渓流の関係

表-1　2018 年 7 月 6 日の防災情報の発令状況

時間	防災情報
6 日 10:06	気象庁が大雨警報（土砂，浸水）を発令（土砂，浸水）
6 日 17:50	広島県と気象庁が土砂災害警戒情報を発令
6 日 18:50	市内全域に避難勧告（土砂）を発令
6 日 19:40	気象庁が大雨特別警報（土砂，浸水）を発令
6 日 19:45	市内全域に避難指示（緊急，土砂・洪水）を発令

1. オープニング（画像-1）

7/6 17:10　自宅リビングルームでテレビの前に座っている。

心の声「広島市出身のぼくは東広島市の河川が見える山間の土地に家を建てた。週末の近づいた2018年7月6日…」

2. 雨が続く中、気象警報を最初に受け取る。九州に大雨特別警報（画像-2）が発令された。

7/6 窓の外では雨がかなり強くなっている。

テレビ「大雨特別警報が、福岡県、佐賀県、長崎県内に発令されました。」

心の声「九州の方だし、ここは逃げるほどではないだろう。外の様子は…雨は強いけど、よくある雨だし。」

画像-1　VR のオープニング画面

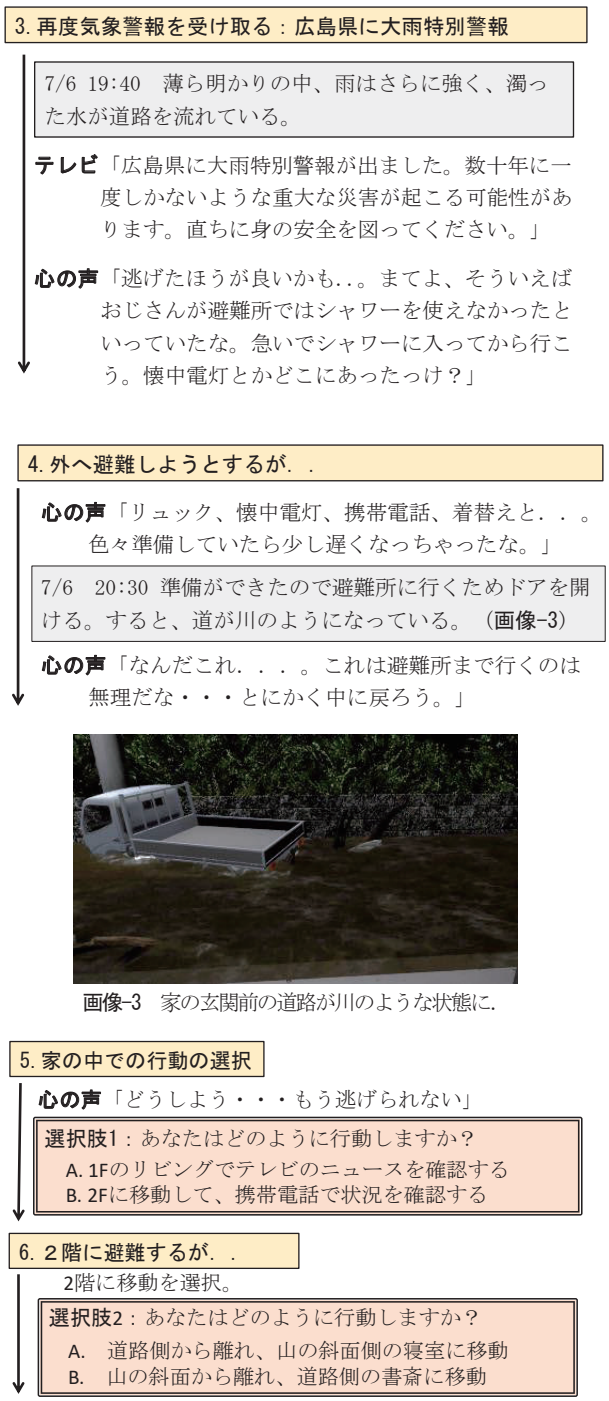
画像-2　一階の居間でテレビを見ていると，臨時ニュースとして防災情報が流れる．

図-2　土砂災害避難体験 VR のシナリオ（その 1）

験者は HMD と効果音，さらには「心の声」を聞くことで状況を擬似体験する．

図のように，被験者は自宅でテレビを通じて豪雨に関する防災情報を入手し，家の外の雨の様子を観察する．当初は避難を要する雨ではないと判断するが，大雨特別警報が発令されるとともに急激に降雨が強まったため，避難所への避難を決断する．

しかし，避難の準備に時間がかかり，家の外に出ようとしたときには，道路が川のようになっていたため避難所への移動が危険であると判断する．自宅に戻る場面では，2 つの選択肢を用意した．1 つは 2 階に避難するか，1 階の居間にいるか，であり，次に 2 階の山側の寝室か道路側の書斎かを選択する．これは，広島県内で住宅の山側から土砂が 1 階の居室に流入する事例が多く，2 階への垂直避難の重要性を認識させるためである．被験者は 2 階の道路側の書斎に避難するが，大きな音とともに土石流が 1 階と 2 階の寝室に流れ込み，かろうじて助かる，という内容である．時間は約 9 分 40 秒である．

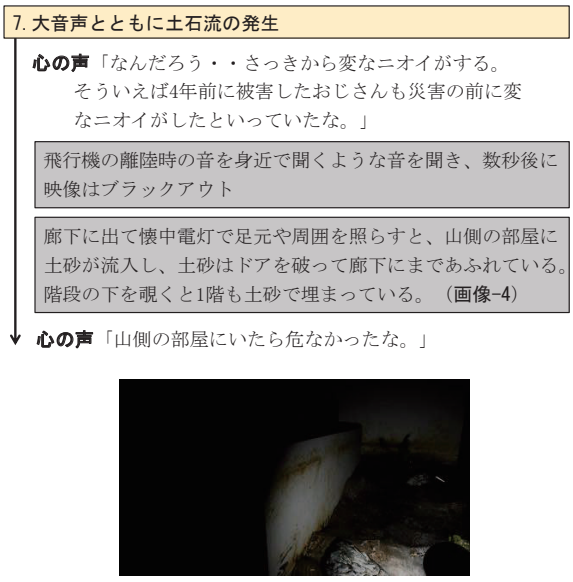


画像-3 家の玄関前の道路が川のような状態に.

図-3 土砂災害避難体験 VR のシナリオ（その 2）

4．中学校，高校，自治会・自主防災組織を対象とした防災教育での利用とその効果

東広島市消防局では，2019 年 4 月より，開発した VR を用いて市内の中学校，高校，地域の自治会及び自主防災組織を対象として防災教育を実施した．**写真-1** と**写真-2** は中学校で全校生徒 411 名を対象に本 VR を用いた防災教育を実施している状況である．生徒 1 名が HMD を装着して VR 体験を行い，他の生徒はスクリーンに表示されている体験者が HMD で見ている映像を視聴するという方法で実施した（HMD を装着する生徒を交代して 2 回実施）．本 VR を防災教育に使用する場合，時間の関係で HMD を装着して体験できる人の数は 2 名程度に限られるので，多くの参加者は体験者が見ている映像を視聴して「間接的に体験」することになる．ここでは，体験者の映像を視聴するだけの参加者も VR を用いた防災教



画像-4 真っ暗の中懐中電灯で足元や周囲を照らす

図-4 土砂災害避難体験 VR のシナリオ（その 3）

育の参加者と考え，効果について検討を行った．

表-2 に防災教育の実施個所と参加者を示す．表のように，東広島市内のすべての中学校と高校で実施したほか，自治会・自主防災組織を対象とした防災教育，地域の防災イベントに VR 体験コーナーを設置して実施した．実施後に HMD を装着した体験者，体験者の映像を視聴した参加者（視聴者）にアンケート調査を行い，VR を用いた防災教育の効果を調べた．

図-5(a) は，アンケート回答者(体験者と視聴者)3,225 名の年齢分布である．中学生と高校生の回答が多いので 15 歳未満が最多で 1,959 名で，15～19 歳が 946 名となっている．それ以外の年齢層は自主防災組織等の回答者であり，60 歳以上の 198 名が多い．これは多くの自治会・自主防災組織において 60 歳以上のシニア年代が中心的な役割を果たしているためである．最も回答が少ない年代は 20～29 歳，30～39 歳であった．**図-5(b)** はアンケートに回答した体験者 100 名の年齢分布であるが，中学生が 38 名で一番多く，次が 60 歳以上の 26 名であった．

VR による防災教育実施後のアンケートにおいて，防災に関する意識を調査するため，以下の質問を行った．

設問 1 ハザードマップにより住んでいる場所の災害の危険性や避難場所を確認しているか？

設問 2 災害に備えて避難袋と携帯品を用意するなどの準備をしているか？

設問 1，2 への全体および年齢別の回答を**図-6** と**図-7** に示した．ハザードマップによる確認については年齢が上の参加者ほど実施されていたが，「十分確認」は 50%以下であった．避難準備に関しては，年齢に関係なく「準備していない」が 50%前後で「不十分」を合せると 90%以上が準備不足を認めていた．以上の結果は今回の回答者は災害に対する備えが十分ではないことを示すが，これは前述した広島県による調査結果とも対応していると考えられる

VR による防災教育の効果に関して，以下の 4 つの質問を行い同意～不同意の回答を求めた．

設問 3 体験を通して土砂災害に関する知識が増えた．

設問 4 体験を通して早期避難の意識が高まった．

設問 5 家族や友人に本 VR の体験を勧めたいと思う．

設問 6 体験 VR の時間は適切であった．

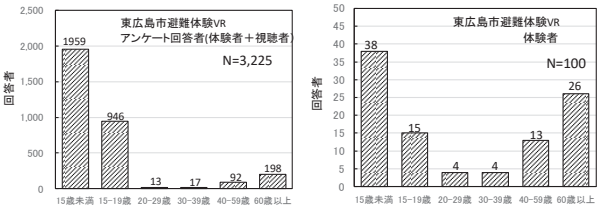
これらの設問への全体および年齢別の回答を**図-8～11** に示した．設問 3 は，本 VR による土砂災害の知識への効果を聞いているが，「増えた」に対して全体では 83%が「強くそう思う」，「そう思う」と回答した．年齢層が若いほど「強くそう思う」という回答が多かったが，自由記述欄にも中学生，高校生に「自宅では 2 階にそして山から遠い部屋に避難することが重要ということを初めて知った」という回答が多かった．設問 4 は早期避難の意識の変化について聞いている．「高まった」に対して，全体で 50%以上が「強くそう思う」と回答し，「そう思う」を合わせると 84%であった．設問 5 の家族や友人に本 VR の体験を進めたいかという問いについては，「強くそう思う」と「そう思う」の和は 68%であり，設問 3 に

写真-1 東広島市立向陽中学校での VR 体験

写真-2 HMD を装着した体験者（東広島市立向陽中学校）

表-2 土砂災害避難体験 VR による防災教育の実施状況

分 類	実 施 個 所	参加者(体験者と視聴者)
中学校	東広島市立向陽中学校，河内中学校など 10 校	1,992 名
高校	県立西条農業高校，黒瀬高校など 4 校，	888 名
自治体・自主防災組織，地域の防災イベントなど	黒瀬町八畝ヶ畑団地住民自治協議会，板城西自主防災組織など 14 団体	343 名



(a) VR の体験者と視聴者　　(b) VR の体験者のみ

図-5 VR へのアンケート回答者の年齢分布

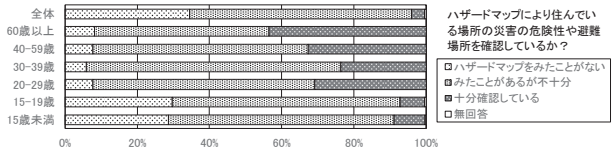


図-6 設問 1（ハザードマップによる確認）への回答

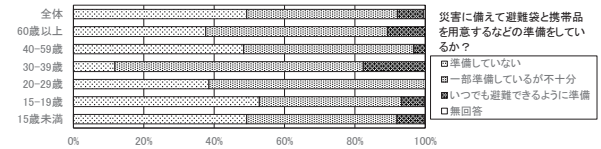


図-7 設問 2（日頃の避難準備）への回答

比べてやや低かった．これは，VR について自由記述欄で「怖かった」という印象があったことも影響していることが考えられる．以上の結果より，本 VR による防災教育が豪雨時の土砂災害の危険と早期避難の重要性の認知を高める一定の効果があったと考えられる．

VR を防災教育の場で活用する際には所要時間をどう設定するかが問題となる．体験者に VR の時間が適切かどうかを尋ねた設問 6 については，全体の 78%が「適切であった」に強く同意あるいは同意という回答であった．自由記述欄では，前半のテレビからの防災情報の部分がよりコンパクトにできる，との指摘があった．

本 VR では, HMD を装着した VR 体験者の映像を視聴するだけの参加者も VR を用いた防災教育の参加者として同じアンケートに回答してもらい整理を行った．しかし，VR 体験者と視聴した参加者では当然効果が違うことが考えられる．そこで，防災教育の効果に関する設問 4 と設問 5 について体験者と視聴者による比較を行った結果を**図-12，13** に示した．早期避難の意識に関する設問 4 については体験者と視聴者でほとんど差がなかったが，家族・友人への体験の勧めに関する設問 5 については体験者において「強くそう思う」と「そう思う」の計が 83%で視聴者を 12%上回った．

これらの結果は，VR 体験者が視ている映像を一緒に視聴している視聴者にも一定の効果があることを示唆している．しかし，視聴者は VR 体験者が見ている視界の範囲を映像として受動的に見ているだけであり，HMD を装着した体験者に比べ，より大きな差が表れるべきとも考えられる．今回の VR による防災教育の方法では，VR 体験者の視界を映像で見ることが視聴者にとっても「擬似的な」 VR 体験となって，通常の防災教育における映像資料等による効果よりも高い効果が得られた可能性があるが，今回のアンケートの結果のみでは客観的な評価はできておらず，今後科学的な検証が必要と考えられる．

災害体験 VR は, 災害が起こった状況を被験者の視覚, 聴覚を通じてリアルに再現することにより，日常では経験できない状況を擬似体験し災害への対応力を高めることを目的としている．このため擬似体験といえるリアルさが必要であるが，この点を確認するため自由回答欄のキーワードの分析を行った. 今回のアンケートでは 2,752 名が自由記述欄に感想や要望を記載しており，使用されている言葉の頻度を調べた．**表-3** に使用頻度の高い単語と回答例を示すが，頻度が高い言葉は，災害(696 回答), 避難(635), リアル・すごい (499), 怖い・恐ろしい (339), 早め・早い (346)，準備(182)，家族(82)であった．これらの単語と**表-3** の回答例をみると，本 VR には一定のリアリティがあったと推測できる．

本 VR を用いて防災教育を実施した東広島市消防局の担当者 57 名に, 教育効果に関するアンケート調査を行った．回答者の年齢は 20 代から 60 代までで平均は約 40

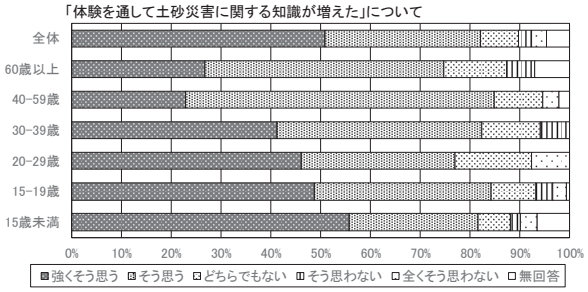


図-8 設問 3（土砂災害に関する知識の増加）への回答

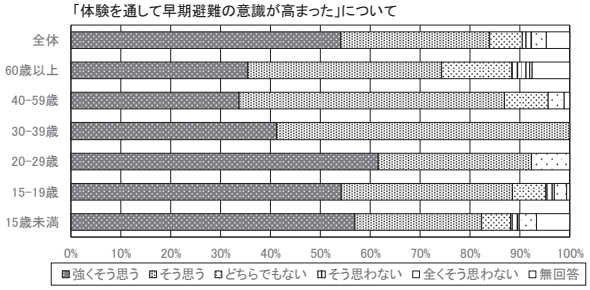


図-9 設問 4（早期避難の意識の高まり）への回答

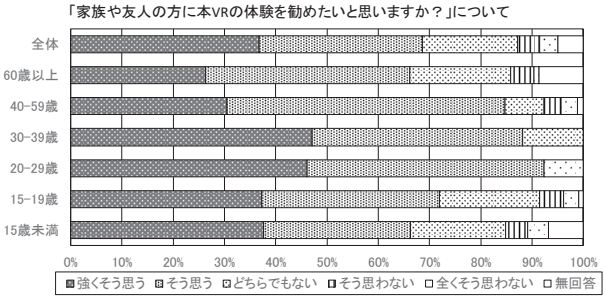


図-10 設問 5（VR の体験を薦めたいか）への回答

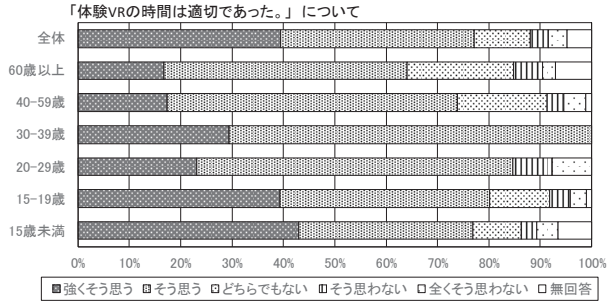


図-11 設問 6（VR の時間）への回答

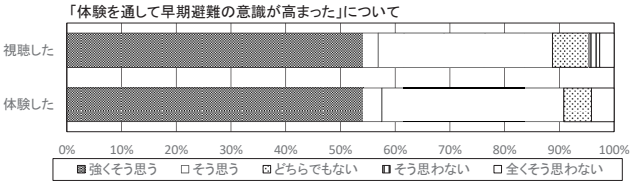


図-12　設問 4 に対する視聴者と体験者の回答の比較

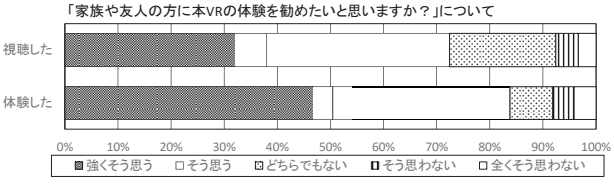


図-13　設問 5 に対する視聴者と体験者の回答の比較

歳である．回答者に「これまでの防災教育の方法（災害のビデオの上映と講話）と比較したとき，本 VR を用いた防災教育の効果についてどのように感じているか」と質問し，その回答のまとめを**図-14** に示した．図のように，効果は非常に高い，高い，やや高いの回答はそれぞれ 17.5%，29.8%，38.6%であり，計 86%の回答がこれまでの防災教育と比較して効果があると回答している．改善点と課題については，VR 体験に約 10 分以上を要する（装置の装着などの時間を含め）ため，より多くの人に体験してもらうための短縮版の作成などが挙げられた．

５．まとめ

近年さまざまな災害について防災教育への VR の適用が研究されている．本研究は，豪雨時の土砂災害について早期避難を適切に判断する訓練を目的した VR の開発である．本研究の内容をまとめると以下のようになる．

1) VR は, 降雨が豪雨に急激に変化する中で避難の判断が遅れて避難ができず，自宅で土石流に襲われた状況を体験し，早期避難の重要性について意識を高めることを目的とした．
2) 2019 年 4 月より本 VR を用いた防災教育を東広島市の中学校・高校，地域の自治会，自主防災組織を対象として実施した．多数が参加する防災教育は，HMD を装着した体験者のほか体験者以外の参加者（視聴者）が大型のスピーカーで音声を聴きながら体験者が視ている画像を視聴するという方法で実施した．
3) VR の体験者と視聴者としての参加者計 3,225 人に実施したアンケート調査の結果，回答者の 88%が「早期避難の意識が高まった」と回答した．本 VR の目的に対して効果があったと考えられるが，今後より厳密な検証が必要である．

今後は，本 VR の効果を科学的に計測するとともに改善を行い，防災教育における効果を高めていきたい．

謝　辞：本 VR は広島大学，東広島市と(株)理経が共同で実施した．(株)理経の貢献に感謝します．

表-3　自由記述の回答 2, 752 人の中で多く使用された単語

単語	回答数	回答例
災害	696	・自分の地域がどのような災害を受けるのか具体的にわかり,イメージが大事だとわかった.
避難	635	・時間とともに被害が拡大することが分かった.今度から逃げようと思った. ・特別警報が発令された場合，すぐに避難袋や携帯品を持つなどして早く避難することが分かった ・避難所までのルートを体験したかった.
リアル・すごい	499	・VR がリアルでわかりやすかった.今度は体験してみたい. ・リアリティがあるので実体験しているようだった.
怖い・恐ろしい	339	・怖い,リアルだった. ・雨の音や速報など忠実につくられていて，見るだけでも恐怖を覚えた.
早め・早い	346	・早めの避難が大切だと思った.私の住んでいる団地でも土砂災害が近くで起こったが避難しなかった.次に発生しそうなときは避難したいと思う.
準備	184	・特別警報が発令された場合，すぐに避難袋や携帯品を持つなどして早く避難することが分かった. ・市内の住民の多くは他人事との意識の人が多く,非常時持ち出し袋を持つように働きかけていますが,なかなか理解してもらえないのが実情です.
家族	82	・家族で話し合いたいと思った.

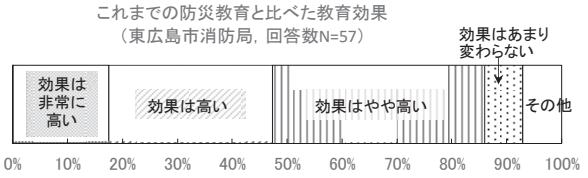


図-14　防災教育担当者によるこれまでの防災教育方法と比べた教育効果の評価

参照文献

1) 土田孝：2018 年 7 月の西日本豪雨による土砂災害の特徴，地盤工学会誌，67(7), 1-3, 2019.
2)土田孝，森脇武夫，熊本直樹，一井康二，加納誠二，中井真司：2014 年広島豪雨災害において土石流が発生した渓流の状況と被害に関する調査,地盤工学ジャーナル，11(1), 33-52 , 2016.
3) 広島県：平成 30 年 7 月豪雨災害を踏まえた今後の水害・土砂災害対策のあり方検討会，第 2 回砂防部会資料 3-1，(参考資料)，2018（参考年月日：2019.12.10)，https://www.pref.hiroshima.lg.jp/uploaded/attachment /332033.pdf
4) 目黒公郎，芳賀保則，山崎文雄，片山恒雄，バーチャルリアリティの避難行動シミュレータへの応用，土木学会論文集，556, 197-207,1997.
5) 中本涼菜，谷岡遼太，吉野孝：VR を用いた被災体験とその対策を繰り返すことによる防災教育システムの提案，2017 年度情報処理学会関西支部支部大会講演論文集, 6p, 2017.
6) 堀田美月，菅原幸夫，亀田貴雄：防災意識向上を目的とした VR 吹雪の研究，雪氷研究大会講演要旨集，p.42,2019.
7) 板宮朋基，村上智一，小笠原敏記，川崎浩司，下川信也：ヘッドマウントディスプレイを用いた高潮想定没入体験システムの開発，土木学会論文集 B3,74(2),I_773-I_778, 2018.
8) 植野雄貴，陳詩凌，金澤功樹，大川博史，樫山和男：防災教育のための VR 技術を用いた津波疑似体験システムの構築，土木情報学シンポジウム講演集，44, 113-116, 2019.
9) 神戸市役所：全国初 VR で土砂災害を疑似体験するプログラムを開発（参考年月日：2019.12.10) https://www.city.kobe.lg.jp/a57337/shise/press/press_back/2019/press_201903/20190311041901.html

（2020. 7. 1　受付）

超過確率年を用いた土砂災害警戒避難基準雨量の有効性

EFFECTIVENESS OF SEDIMENT RELATED DISASTER EARLY WARNING STANDARD RAINFALL USING THE OF EXCESS PROBABILITY YEAR

竹本 大昭[1]・海原 荘一[2]・木下 篤彦[3]・田中 健貴[4]・中谷 洋明[5]
Hiroaki TAKEMOTO, Soichi KAIHARA, Atsuhiko KINOSHITA, Yasutaka TANAKA and Hiroaki NAKAYA

[1](株)エイト日本技術開発（〒732-0055　広島県広島市東区東蟹屋町 15 番 3 号）
[2](株)エイト日本技術開発（〒700-8617　岡山県岡山市北区津島京町 3 丁目 1-21）
[3]国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター
（〒649-5332 和歌山県東牟婁郡那智勝浦町市野々3027-6）
[4]北海道大学（〒060-8589 北海道札幌市北区北 9 条西 9 丁目）
[5]国土交通省国土技術政策総合研究所（〒305-0804　茨城県つくば市旭 1 番地）

***Key Words**: early warning, standard rainfall, excess probability, debris flow, slope failure*

１．はじめに

平成 25 年から大雨特別警報が運用され，以降毎年のように大雨特別警報が発表されている．気象庁の大雨特別警報は，大雨警報や土砂災害警戒情報の発表後も雨がさらに降り続き，土砂災害の危険度分布（土砂災害警戒判定メッシュ情報）で「極めて危険」が出現している状況下で，数十年に一度の大雨となりさらに雨が降り続くと予想される場合に，大雨特別警報（土砂災害）を発表することとしている（気象庁 HP）[1]．具体的には 50 年に一度以上という超過確率年の考え方を採用している．

近年，土砂災害の発生予測においても超過確率年が注目されてきた．林ら（2014）[2]は，土砂災害被害と降雨確率規模，災害発生頻度の関係について既往の資料を整理し傾向分析を行った．國友ら（2015）[3]は，連携案手法[4]において，応答曲面から得られる RBFN 出力値は，同じ値であっても地域の降雨特性により，その確率的意味が異なることから，同一の RBFN 出力値が確率的に同等の意味を持つためには RBFN 解析におけるパラメータ設定方法の検討が必要になると指摘している．佐藤ら（2017）[5]は，応答曲面を構成するすべての降雨データの RBFN 出力値を求め，その RBFN 出力値の超過確率年に基づいた RBFN 出力値線を確率評価として採用する方法を提案している．

執印ら（2018）[6]は CL の縦軸と横軸の降雨指標に雨量値ではなく超過確率年を用いて，単一降雨指標 IRPI という超過確率年を採用したスネーク曲線を提案した．この指標を用いることで平成 25 年伊豆大島のような甚大な災害における発生降雨と非発生降雨のイベント特性の違いが認識されることを提示した．さらに執印ら（2020）[7]では確率年を連携案の枠組みの中に導入する方法として，60 分積算雨量と土壌雨量指数を 2 年確率値で除して標準化する方法を広島県の呉特別地域気象観測所のデータで検討している．

このように確率年の考え方を導入する方法が多数提案されており，感覚的にもわかりやすい指標といえる．ただし，降雨確率は大きな降雨イベントの経験により確率分布モデルを見直す必要があることや，基準雨量の雨量指標として採用する場合は，超過確率年の計算に際してメッシュ雨量を使用する必要がある．これらの影響が明らかでない点に加えて，実

際に基準雨量を適用する比較的広い範囲（各都道府県を数ブロックに分割した程度の範囲）において，降雨確率を用いた手法と連携案手法の精度を比較検証した事例はない．そこで，本研究では，近年豪雨災害が集中発生した広島市・呉市を対象として，執印ら（2018）[6]の手法を応用した CL 設定（以下，超過確率 CL と称する）について精度を検証し，超過確率 CL の有効性について検証することとした．

２．検討対象地域及び使用したデータ

(1) 検討対象地域

検討対象地域は，図-1 に示す広島県全域とし，超過確率 CL の検証に当たっては CL 設定ブロックのうち，1999 年，2014 年等と複数時期での土砂災害発生履歴を有する広島呉 CL 設定ブロックとした．超過確率 CL の設定単位は CL の精度検証に使用される 3 次メッシュ（1km メッシュ）単位とした．なお，メッシュ数は，広島・呉 CL 設定ブロックで 2,170（広島県全域で 8,007）となる．

(2) 使用した降雨データ及び超過確率年算定方法

確率分布モデルの検討に用いた降雨データは 1988 年 1 月～2018 年 9 月までのおよそ 30 年間のメッシュ雨量データ（RAP 及び GRIB2 形式）を採用した．メッシュ雨量データの精度のばらつきはあるものの，これより超過確率年が 30 年確率以下については一定の精度を有していると考えている．なお，1988 年～2001 年 4 月まで解析雨量は 5km メッシュ，1 時間更新であり，2001 年 4 月～2005 年 12 月までは 2.5km メッシュ，30 分更新であるため，上記期間内の解析雨量は 5km メッシュ内または 2.5km メッシュ内の 1km メッシュは全て同じ値を使用している（2006 年 1 月以降の解析雨量は 1km メッシュ単位）．

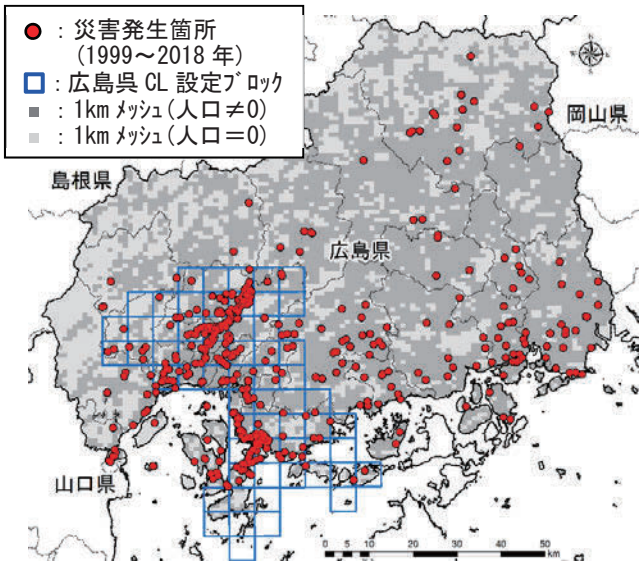


図-1　検討対象地域と災害発生箇所

超過確率年を求める雨量指標は，連携案と同様に 60 分積算雨量と土壌雨量指数のデータ（1km メッシュ単位，1 時間毎）とした．1988 年から各災害前年までの RAP 形式及び GRIB2 形式のデータから 1km メッシュ単位で各年の最大値を抽出し，確率分布モデルについては，Gumbel 分布と一般化極値分布（GEV）の両方の係数を求めた．この二手法を用いた理由は Gumbel 分布と一般化極値分布（GEV）を用いて日本の各地方の水文極値の頻度解析を行った田中（2010）[8]の研究によると，日本の南北で分布の適性が異なるという結果を参考としたものであり，これら二つの分布モデルについて，SLSC による適合度評価（中小河川計画検討会（1999）[9]）で，値が小さいモデルを採用した．これらの計算結果を用いて 1988 年～2018 年の超過確率計算等を行った（図-2）．

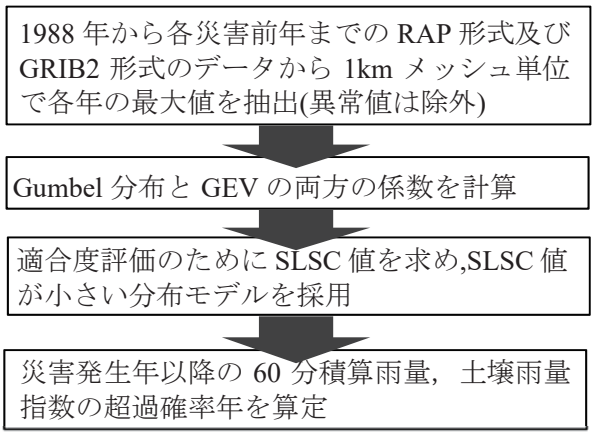


図-2　60 分積算雨量，土壌雨量指数の超過確率算定方法

表-1 本検討に使用した災害データ（1999 年～2018 年）
上段：広島県全体，下段：広島呉ブロック

年	災害種別		合計
	土石流	がけ崩れ	
1999	69 (52)	113 (95)	182 (147)
2002	0 (0)	1 (1)	1 (1)
2003	0 (0)	4 (4)	4 (4)
2004	1 (0)	18 (12)	19 (12)
2005	10 (7)	12 (5)	22 (12)
2006	5 (0)	17 (9)	22 (9)
2007	0 (0)	2 (1)	2 (1)
2009	0 (0)	21 (16)	21 (16)
2010	42 (3)	26 (11)	68 (14)
2011	0 (0)	2 (0)	2 (0)
2012	0 (0)	9 (2)	9 (2)
2013	0 (0)	12 (3)	12 (3)
2014	85 (83)	50 (43)	135 (126)
2015	0 (0)	8 (4)	8 (4)
2016	6 (0)	83 (35)	89 (35)
2018	27 (18)	5 (1)	32 (19)
合計	245 (163)	383 (242)	628 (405)

(3) 使用した災害データと選別方法

災害データについては，国土交通省で整理した土砂災害データリスト(都道府県より災害報告として国土交通省に提出したもの)のうち，降雨に起因した災害データに限定した．また，災害降雨の確率評価には少なくとも 10 年程度はデータが必要と考え，災害データの対象期間を 1999 年～2018 年とした．

災害発生件数は，広島呉 CL 設定ブロックで 405 件(広島県全域で 628 件)あり，災害種別毎に本検討に使用した災害データを整理した(表-1)．災害時刻不明なデータについては，連携案手法において，一連降雨中で最も土砂災害のリスクが高まる RBFN 値が最小となる時刻に設定した．

3．検討方法

(1) 検討条件と検討方法

執印ら(2018)[6]の手法と同様に算定した 60 分間積算雨量の超過確率年を Y 軸と土壌雨量指数値の超過確率年を X 軸とし，X 軸と Y 軸は対数表示とした．CL については X 軸と Y 軸ともに同じ次元であることから，以下の式によって設定した．

$$X = 10^{R\times\cos(\Theta)} \qquad (1)$$

$$Y = 10^{R\times\sin(\Theta)} \qquad (2)$$

ここに，R：超過確率年 1/N　log(N)

θ：θ＝0 度～90 度(4 分の 1 円)

超過確率 CL の設定間隔は低確率ほど変化が大きく，高確率ほど超過回数が多くなるため，1/2～1/10 では 1 年間隔，1/15～1/100 では 5 年間隔とした．

(2) 検討内容

60 分間積算雨量及び土壌雨量指数の確率分布モデルを用いて，広島県全域の超過確率雨量分布と 1km メッシュ毎の災害発生率の関係から，超過確率雨量による災害発生事例と非発生の分離性を確認し，降雨指標としての適用を把握した．

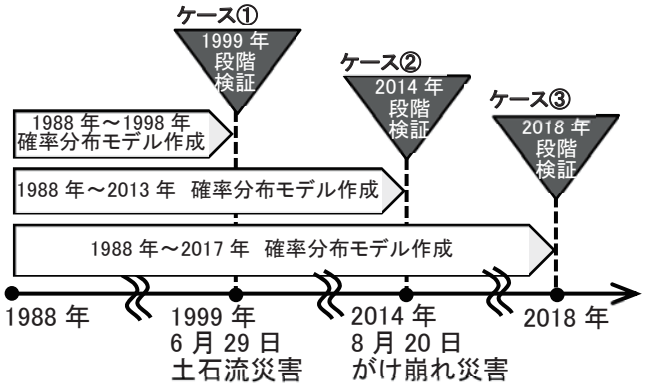


図-3　検討期間を示した数直線図（イメージ）

次に，60 分積算雨量及び土壌雨量指数の超過確率年を用いた超過確率 CL を設定し，設定した CL の有効性を確認するため，5km メッシュ単位で設定した連携案手法と精度比較を行った．また，同じ 3 次メッシュ(1km)内で複数回，災害履歴を有するメッシュについては，その災害の前年までの確率分布モデルを求め，翌年の災害発生年の予測精度を検証する等，図-3 のケース①～③に示すように，段階的に精度検証を実施した．

4．解析結果と考察

(1) 超過確率降雨と土砂災害発生との関係

超過確率降雨と土砂災害発生の解析結果を図-4，図-5 に示す．なお，超過確率雨量については，確率分布モデルの設定に使用した降雨データ期間が約 30 年である 30 年超過確率雨量に着目することとした．図-4 の土壌雨量指数のケースでは，概ね 30 年超過確率雨量が大きいほど，災害発生率が高くなる傾向にあり，図-5 の 60 分間積算雨量についても土壌雨量指数値ほどではないが同様の傾向を示した．このことは，超過確率の違いが土砂災害の発生・非発生の分離に寄与できることを示している．

図-4，図-5 に示した災害発生率は，超過確率雨量の各カテゴリ(10 カテゴリ)に該当する全 1km メッシ

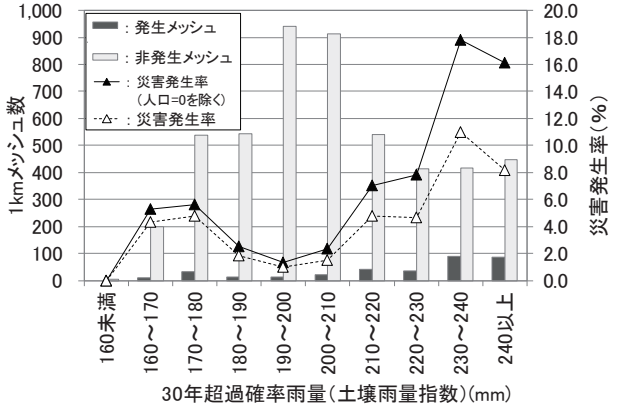


図-4　30 年超過確率雨量(土壌雨量指数)と災害発生率

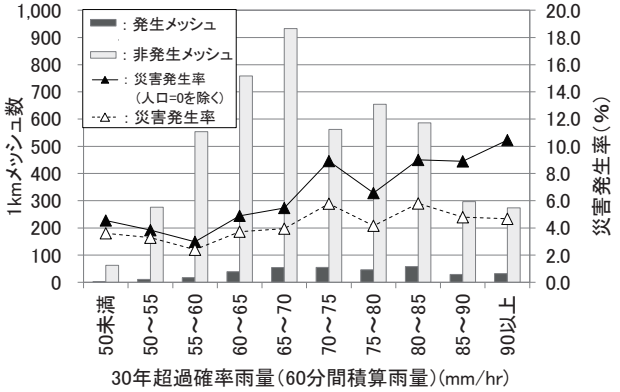


図-5　30 年超過確率雨量(60 分間積算雨量)と災害発生率

ュ数に対する災害が発生した 1km メッシュ(以下，発生メッシュと称する)数の割合で評価した．

また，今回，解析に使用した災害データは，当該ブロック内で発生した土砂移動実績を全て網羅したものでなく，あくまで人命または家屋被害により災害報告が提出されたものであることから，災害が発生していない 1km メッシュ(非発生メッシュ)から，人口[10]が 0 の 1km メッシュを除いて災害発生率を算定した(人口=0 の 1km メッシュは，**図-1** 参照)．人口が 0 の 1km メッシュを含めた災害発生率ついて，参考までに**図-4** に破線で表示した．

続いて，**図-4** に対応した 30 年超過確率雨量(土壌雨量指数)の分布と災害発生箇所の位置図を**図-6** に示す．**図-6** より，広島県内では，広島市を中心した西側と福山市，尾道市等の東側，庄原市等の北側において超過確率雨量の傾向が分かれている．特に西側の広島市では，同じ超過確率年の雨量が大きいことから，経験降雨を上回る降雨を何度も経験している(雨が降り易い)ため，災害発生率が高くなっているものと考えられる．一方，東側の福山市等では，同じ超過確率年の雨量が広島市に比べて相対的に小さく，大きな降雨の経験が少ないと評価できる．ただし，福山市等でも比較的多く土砂災害が発生しているため，経験降雨の異なる地域では，土砂災害が発生する条件等も異なると考えられる．また，図-5 で人口=0 を除いた場合に災害発生率が増加傾向に転じている．この理由は，人口=0 の非発生メッシュを除いたことで，レポートバイアス(人口のないメッシュでは災害が報告されない)が軽減されたためと考えられる．

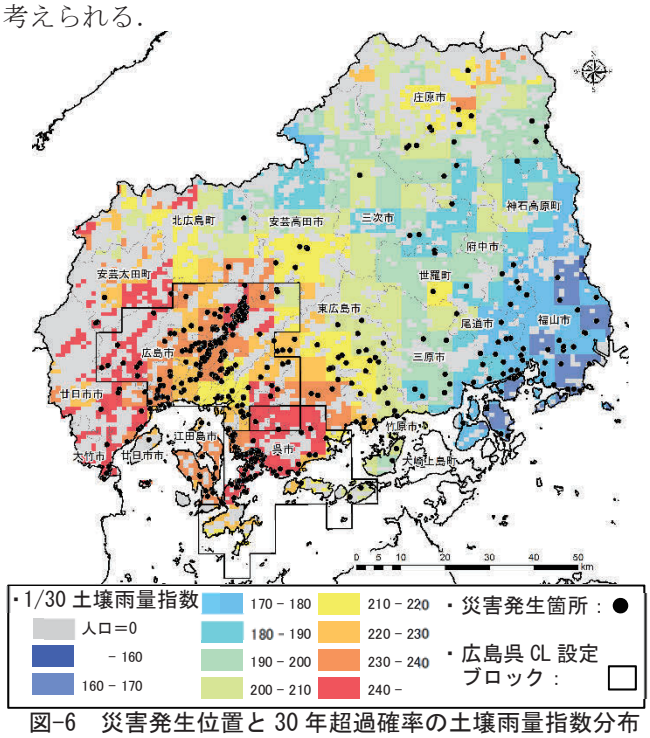


図-6　災害発生位置と 30 年超過確率の土壌雨量指数分布

(2) 超過確率 CL と連携案との精度比較

土砂災害警戒避難基準雨量の雨量指標として従来の降雨量ではなく，超過確率年を導入した雨量指標の方が精度が向上するかどうかを確認するため，本研究では，広島呉 CL 設定ブロックにおいて，超過確率年に基づく CL として，執印ら(2018)[6]の手法と同様に，雨量指標として 60 分積算雨量及び土壌雨量指数の超過確率年を用いた．

また，超過確率 CL の精度比較のため，通常の連携案手法による CL(以下，連携案 CL と称する)を超過確率 CL と同期間の雨量データを用いて再設定した(現運用の CL とは異なる)．RBFN 値については，後述する超過確率 CL と災害捕捉率が同等となる閾値を 0.05～0.95(0.05 刻み 19 ケース)の中から選定した．なお，純粋に雨量指標の有効性を確認するため，土壌雨量指数の下限値は設定せず，また，RBFN 解析パラメータについては，平成 29 年 11 月 6 日の事務連絡[11]に基づく最新パラメータを使用した．

以上の方法による精度検証結果を**表-2** に示す．有効性の指標としては，災害捕捉率と空振頻度の 2 指標とした．災害捕捉率は，各 5km メッシュ内で発生した全災害降雨数に対する CL を超過した降雨数の割合で評価した．広島呉 CL 設定ブロック内には，5km メッシュが 43 個あるため，43 個の 5km メッシュの中で最大，平均，最小となる捕捉率を求めた．

空振頻度については，比較対象とする通常の連携案 CL での各閾値(RBFN 値)の災害捕捉率と超過確率 CL での各閾値(超過確率年)の災害捕捉率を比較し，捕捉率が同レベルとなる閾値の空振頻度を比較した．また，5km メッシュ内のいずれかの 1km メッシュにおいて非発生降雨が CL を超過した場合に空振りと評価した．このため，空振頻度は各 5km メッシュの内の空振降雨数を 1km メッシュ数及び検証期間(20 年)当りで評価し，43 個の 5km メッシュの中で最大，平均，最小となる指標値を示した．

表-2 より，超過確率 CL では連携案 CL に比べて，空振頻度が 5km メッシュの最大で 1km メッシュ当り約 0.2(最大値 1.38-1.21)回/年(全 1km メッシュ：

表-2　連携案 CL と超過確率 CL の精度比較結果
(1999～2018)

適用手法	ブロック内 5km メッシュ	災害捕捉の視点		空振りの視点	
		捕捉件数	災害捕捉率(%)	空振降雨数(回/1km メッシュ当り)	空振頻度(回/年/1kmメッシュ当り)
連携案CL	最大値	50.0	100.0	28	1.38
	平均値	8.1	85.7	12	0.58
	最小値	0.0	0.0	0	0.02
超過確率CL	最大値	50.0	100.0	25	1.21
	平均値	8.1	86.2	11	0.57
	最小値	0.0	0.0	1	0.04

2,170 メッシュでは 18 回/年)低減されているが，大幅な改善にまで至らなかった．

(3) 複数回の災害履歴を有するメッシュにおける段階的な精度検証結果

大規模な降雨イベントを経験すると同じ降雨規模でも超過確率年が対象とする雨量が変化するため，ここでは超過確率 CL に対する上記の影響を確認した．検討対象地域では，平成 11 年 6 月 29 日と平成 26 年 8 月 20 日の複数の豪雨が発生し，多数の土砂災害が発生している．このため，検討期間を**図-3** に示した 3 期間に分割して通常の連携案の CL との精度等の違いを確認した．ここでは，代表的事例として 1km メッシュ番号：51325346(広島市安佐南区)について連携案 CL との精度の比較結果を**表-3** に示す．

表－3　1999 年～2018 年までの連携案 CL と超過確率 CL の精度比較結果一覧表(51325346)

ケース	確率ﾓﾃﾞﾙ検討期間	検証期間	比較手法	連携案CL	超過確率CL
①1999年段階	1988～1998年 ※10年間	1999年 ※1年間	基準	RBFN値 0.60	超過確率 1/30
			災害捕捉率(%)	100.00	100.00
			空振頻度(回/年)	0.00	0.00
②2014年段階	1988～2013年 ※26年間	2000～2014年 ※15年間	基準	RBFN値 0.60	超過確率 1/10
			災害捕捉率(%)	100.00	100.00
			空振頻度(回/年)	0.13	0.13
③2018年段階	1988～2018年 ※31年間	2015～2018年 ※4年間	基準	RBFN値 0.60	超過確率 1/8
			災害捕捉率(%)	100.00	100.00
			空振頻度(回/年) ※4年間で算定	0.25	0.25

図-7 下半分の図中にある 1/10 年のラインや 1/100 年のラインを本稿では，等超過確率年線と称し，これらの中から適切な超過確率年を超過確率 CL と定義した．また，連携案 CL での発生・非発生の降雨量と超過確率年が対比できるように**図-7** には Y 軸に 60 分間積算雨量の超過確率年，X 軸に土壌雨量指数の超過確率年をとった 2 軸平面上に主要な等超過確率年線と超過確率年に基づくスネーク曲線を示した．

図-7 より，この事例では 1/10 年を境界に発生と非発生降雨の分布密度が明確に異なり，1/10 年を超過確率 CL とした場合は，連携案 CL と同程度の精度となる．また，1999 年の発生降雨は災害当時 1/30 年であったが，現時点までに同等以上の非発生降雨を経験したことで 1/10 年未満となる一方，2014 年の発生降雨は現時点でも 1/100 年以上の降雨となる等，本手法においても 2014 年の災害降雨規模の異常さを表現できている．なお，2014 年の災害降雨を含まないケース②と含めたケース③において，確率評価が 1/600 年から 1/150 年に大きく変化している．ケース②，③ともにデータ数は概ね 30 年であるため，本手法では 1/30 年を超える豪雨の経験前後では確率評価が安定しない課題があるといえる．

今後，1/10 年未満の降雨イベントで災害が発生し

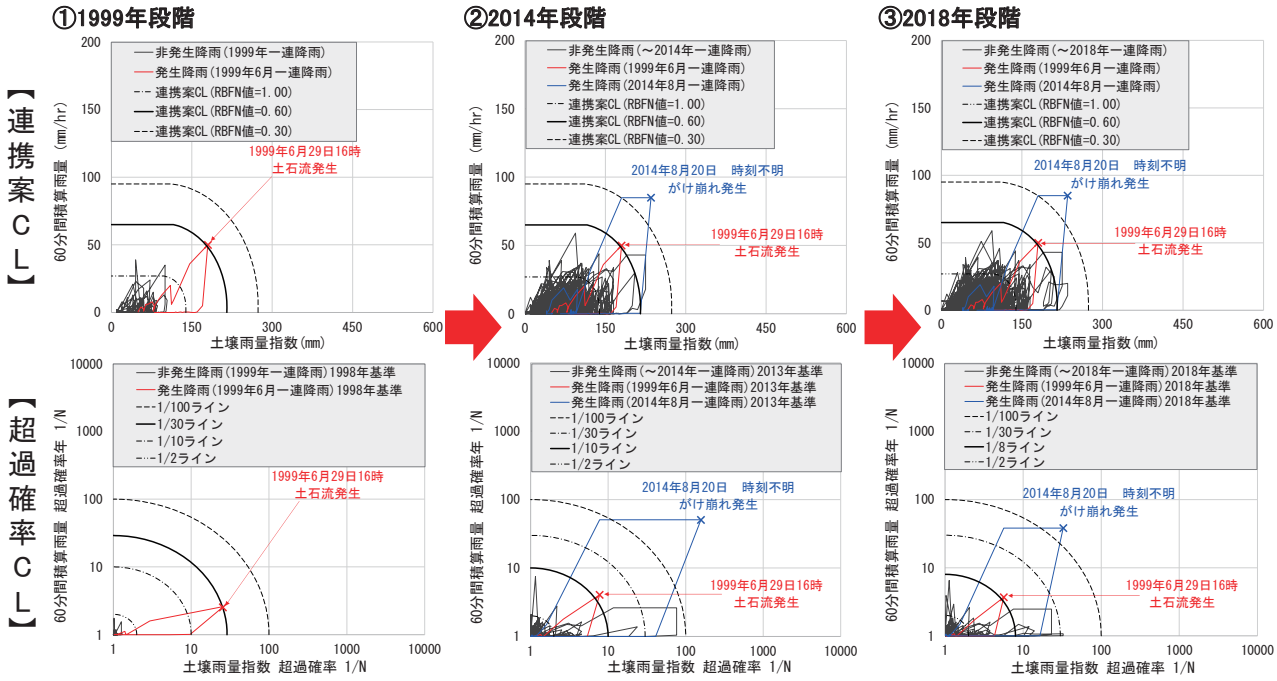


図-7　5km メッシュ：34320907　1km メッシュ：51325346
1999 年～2018 年までの連携案 CL と超過確率 CL 及び発生・非発生降雨の推移

ない，かつ 1/10 以上の非発生降雨の精度が高い場合にこの発生降雨を CL 対象災害としない等の選択も考えられるが，降雨規模＝災害規模ではないため，本指標と流出土砂量や被害状況等の指標と併せて CL 対象災害を評価することが重要と考える．また，この事例では 1/10 年を超える非発生降雨が存在する．このような降雨の場合，人家のない山間部等において家屋被害がない土砂移動が生じていないか，道路災害等での報告はないか等，空振りかどうか自体を精査すべきであり，その土砂移動の確認対象降雨を超過確率年からも判断できる利点がある．

５．おわりに

本研究では，メッシュ雨量データに基づき，執印ら(2018)[6]の手法を応用して，超過確率年に基づいた CL 設定方法(超過確率 CL)を検討した．降雨確率年は一般住民が感覚的にわかりやすく，基準雨量設定上も災害のない非発生メッシュの根拠としても期待できる可能性はある．ただし，通常の連携案 CL と超過確率 CL において過去 20 年間で空振頻度を比較した結果，後者の方が若干ではあるが，空振りが少ない傾向を示したが，大幅な改善には至らなかった．

超過確率年は，広島災害の事例のように豪雨を経験することで低下する(言い換えれば，超過確率年に対する雨量が増加する)等，超過確率年数に対してデータ年数が短い場合，豪雨経験前後で値が安定しない課題がある．その一方で 2014 年の広島豪雨等の異常な豪雨については 100 年確率以上と評価される等，本手法では降雨規模の異常さを表現できる利点があると考えている．また，連携案 CL(現行 CL ではなく本研究で再設定したもの)と本手法の比較において約 1/10 年確率に相当していることが確認できた．

超過確率年を降雨指標に導入しても判別精度が向上しなかった理由としては，現行の連携案を含む警戒避難基準の設定方法として，警戒避難の対象災害を設定し，それに合わせて基準線を調整する方法を採用していることが挙げられる．具体的には，野村ら(2020)[12]の検討事例のように，仮に降雨指標を入れ替えたとしても，変更前後の降雨指標が概ね線形の関係にあれば，対象災害のスネーク曲線や非発生の降雨イベントのスネーク曲線も基準雨量も相似形で移動するため，発生・非発生の判別精度に影響がほとんどないことが挙げられる．

今後の課題としては，災害事例が比較的少ない地域での検証，確率値の精度向上のため，地上雨量計による解析雨量の補完，確率降雨 CL におけるスネーク曲線では降雨の降り始めの動きは小さいが，危険度が高まった時に急激に変動するため，事前の危険度把握方法の検討等が挙げられる．

参考文献

1) 気象庁ホームページ(特別警報について)：https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/faq/faq18.html1，2019. 10 参照.
2) 林真一郎・内田太郎・蒲原潤一：土砂災害被害と降雨確率規模，災害発生頻度の関係，土木技術資料，Vol. 56, No. 1，p. 40-43，2014.
3) 国土交通省河川局砂防部：国土交通省河川局砂防部と気象庁予報部の連携による土砂災害警戒避難基準雨量の設定手法(案)，p. 9，2005.
4) 國友優・神山嬢子・倉本和正・池田寛・秦雅之・來須洋二：降雨出現確率法に基づく土砂災害発生危険基準線の信頼性向上に関する一考察，平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. A-256～A257，2015.
5) 佐藤丈晴・竹本大昭：確率降雨量の概念を考慮した発生限界雨量線の設定方法，砂防学会誌，Vol. 69, no. 6, p. 24-32，2017.
6) 執印康裕・堀田紀文・山川陽佑・鈴木雅一：確率年を用いた単一降雨指標による土砂災害発生危険度の評価について　－東京都伊豆大島を事例として－，砂防学会誌，Vol. 71，No. 1，p. 28-34，2018.
7) 執印康裕・加藤誠章・堀田紀文・鈴木 雅一：現行の土砂災害警戒システムの枠組みから導出される確率年による土砂災害発生危険度の評価について，砂防学会誌，Vol. 73，No. 1，p. 40-44，2020.
8) 田中茂信：毎年・非毎年時系列資料を用いた水文極値の頻度解析に関する研究，京都大学博士論文，p. 37 http://hdl.handle.net/2433/97974，2019. 10 参照.
9) 中小河川計画検討会：中小河川計画の手引き http://www.jice.or.jp/cms/kokudo/pdf/tech/material/plaboo-1-01.pdf，2019. 10 参照.
10) 国土交通省国土政策局国土情報課　1km メッシュ別将来推計人口(H30 国政局推計) http://nlftp.mlit.go.jp/ksj/，2010. 10 参照.
11) 土砂災害警戒情報の発表の判断に用いる基準の見直しについて，国土交通省砂防部砂防計画課，国土交通省国土技術政策総合研究所，気象庁予報部業務課 2017. 11.
12) 野村康裕・海原荘一・竹本大昭・内田太郎・中谷洋明：地質特性ごとの土砂災害危険度評価に適した降雨指標に関する一考察，砂防学会誌，Vol. 73，No. 2，p. 42-47，2020.

（2020. 7. 1　受付）

「ストームクェイク」による軍艦島の揺れと30号棟の一部崩落

PARTIAL COLLAPASE OF A MULTISTORIED APARTMENT BY STORMQUAKE IN THE *GUNKANJIMA* ISLAND OF WORLD HERITAGE, NAGASAKI, JAPAN

後藤惠之輔[1]・後藤厳寛[2]

Keinosuke GOTOH and Takehiro GOTO

[1]長崎大学名誉教授（〒852-8521　長崎市文教町1-14）

[2]九州大学学術研究・産学連携本部（〒819-0395　福岡市西区元岡744）

Key Words:*Stormquake,Gunkanjima,World heritage,Collapse, Multistoried apartment*

1. はじめに

長崎港外にある軍艦島（正式名称：端島）はユネスコ世界文化遺産「近代日本の産業革命遺産」の構成資産の一つである. 現在, 海面から屹立する護岸には多くの亀裂が走り, 今は無人の林立する高層アパートは経年変化と塩害で劣化が深刻化しつつある.

そのような中の2020年3月, 高層アパートの一つでわが国最古の30号棟が一部崩落した. 本論は, その原因に建物構成部材の劣化があることはもちろんのこととして, 嵐などのさいに起こる「ストームクェイク」（詳細は後述）に着目し, これによる島の振動に起因して30号棟の一部崩落があったのではないか, と推察するものである.

本論の展開では, ストームクェイクは一見, 土砂災害と無関係のようであるが, 決してそうではない. ストームクェイクによる土砂災害の可能性について, 同じく長崎港外にあり明治期炭鉱の島で今は岩礁となっている横島の沈下を例にとり, 言及することとする.

2. 軍艦島の高層RCアパート群

(1) 軍艦島の概要

軍艦島は長崎港から約18kmの海上にあり, 東西方向160m, 南北方向480m, 周囲1.2㎞, 面積0.063㎢の人工島（一部岩礁）である.

海底炭鉱（端島鉱）のあった島で, 端島鉱は明治初中期に開発がなされ, 明治23年（1890）から三菱社の経営となった. 狭小な島に常時3,000人を超える人々が居住し, 最多時の昭和35年（1960）に人口は5,267人を数えて, 1平方kmあたり8万3600人の人口密度は, 当時東京の約9倍, 世界一の人口過密ぶりであった[1)].

軍艦島では,炭鉱関係者とその家族が居住者の大部分であった.このほかに,役場（高島町役場端島支所）の吏員,郵便局の局員,病院（端島病院）の医師・看護婦,学校（端島小中学校）の教職員,保育園の先生,警察官,寺院（泉福寺）の僧侶,個人商店の商人ら,およびこれらの家族がいた.炭鉱関係者は,坑長以下の三菱職員,坑員および下請けの労働者である.

これら多くの人々の生活空間として,高層の鉄筋コンクリートアパートが大正前期からそれまでの木造家屋に代わって,次々と建設され林立していった.その生活空間は島の西側に存し東側は事業空間に当てられて,島を襲う主として台風による高波に向き合った.西側が広い外洋に面して大きい高波に襲われやすいのに対して,東側は波が比較的高くなく事業施設を護ることができることから,島の狭小さも相まって必然的に生活空間を西側に置かざるを得なかった（**写真-1**参照）.

(2) 高層RCアパート群の建設

南部に位置する30号棟が大正5年（1916）に, ついで北西側に16号棟～19号棟（日給社宅）が同7年（1918）に建設されたのを嚆矢として, 3階以上9階（一部10階）までのＲＣ造建物が続々と建てられていった.

大正前期当時の高島炭坑長（高島・端島両鉱を総括）は, 日下部義太郎（大正2年〈1913〉11月～同7年〈1918〉5月）である.彼の回想録『相知・高島の二十年』によれば,30号棟（7階建て）と日給社宅（9階建て）を建設し

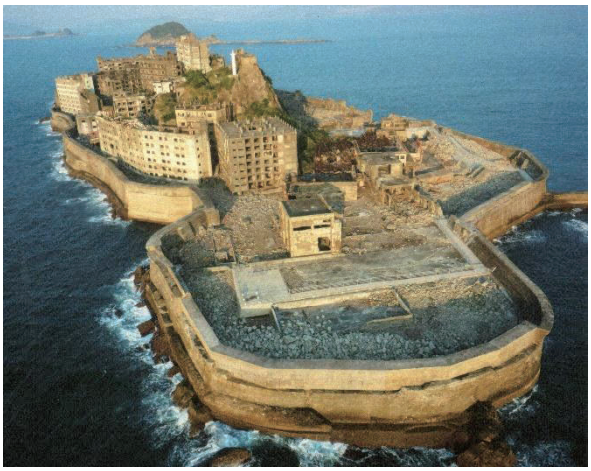


写真-1　軍艦島のドローン画像
写真中央左の 7 階建てアパートが 30 号棟
（島南側から望む。撮影：後藤（惠）・吉武・筒井、2013 年 11 月）

た理由がつぎのように述べてある[2].

端島に坑夫住宅を鉄筋コンクリートで先づ七階建を造り次で九階を建てた.併し之は地面がなく埋築は困難なので広さを大にする代わりに止むなく空中に延ばしたに過ぎないが,之は洋行してニューヨークやシカゴで高層建築を沢山見て帰ったのでここに考が及んだ.

(3) 日本最古の高層 RC アパート「30 号棟」

30 号棟[3]は大正 5 年（1916）に建設され, 軍艦島における最初のＲＣ造建築であって, わが国最初の高層ＲＣアパートである. 7 階建てで一部に地下室がある. 建物中央に正方形の吹抜け（光庭）が設けられ, 各階ともこの光庭を取り囲む形で階段・廊下と住居群が配置されている.

住居数は 130～145 戸で, 時代によって改造による変動がみられる. 各住居は6帖１間に土間付きの１室住宅である. 屋上は平坦な陸屋根で, 住民が多目的（洗濯物干し, 子どもの遊び場など）に利用できた.

ここで 30 号棟の立地等について, いくつか私見を述べておく. 30 号棟は島の南部西側に位置するが（**写真−１参照**）, ここは事業所に最も近い場所にあり, 地盤ももともとの岩礁で堅固であったことから, 当時未発達の基礎づくりであっても十分に 7 階建て建物（当初 4 階のち 7 階に増築）の支持に耐え得るとして, この場所での建設を決断したのであろう.

なお参考ながら. 吹抜けを設けたのは採光もあったろうが, それ以上に当時流行のコレラ対策として建物全体の空気清浄を保つためと判断する. 因みに当時のコレラ対策は清潔・消毒・隔離しかない. 明治後期から大正前期における全国のコレラ流行を 5 年ごとに示せば[4], 下記のとおりである. 数値は患者数, 死者数の順.

▽明治 35 年（1902）12, 891 人, 8, 012 人
▽同 40 年（1907）3, 632 人, 1, 702 人
▽大正 1 年（1912）2, 614 人, 1, 763 人
▽同 5 年（1916）10, 371 人, 7, 482 人

3. 軍艦島の揺れと 30 号棟の崩落

(1) 2020 年 3 月 30 日の取材電話

第一著者（福岡市在住）に長崎市に本社を置く長崎新聞から取材の電話が入ったのは, 2020 年 3 月 30 日のこと. 軍艦島 30 号棟の一部が崩落し, その原因は島を管理する長崎市当局によれば 26 日夜の強風のようだという[5].

この電話をうけたとき脳裏をかすめたのは, 元島民の心情を思いやることであった. 30 号棟は軍艦島の象徴であり, 島民の誇りそして心の拠り所であって, 元島民となった今もそうである. それは, 30 号棟が屹立している状態でこそそうであり, もし30 号棟が部分的に壊れ, そして全倒壊ともなれば, 元島民のショックは想像に余りある.

(2) 軍艦島と高層アパートの揺れ

ここに元島民の証言集[6]がある. 著者らが収集を行ったものだが, 軍艦島に台風や時化があったとき,「島が揺れ, 高層アパートが揺れることがあった」という. ２氏の証言をそのまま引く.

○（軍艦島の自然災害を聞かれて）自然災害っていうのは裏の方, こっちの方（西側）からの波しぶきっていうのかな. これがものすごかったっていうのを覚えてるね. 飛び越えていきよったからね.（島をですか?）島まではちょっと. 途中, 7 階か 8 階まではこう, ざぶーんってきよった. うん. なんか, そんな感じやった.

○　台風なんかで印象に残っているのは島が揺れる.（略）島全体というか, ビルが. 特に, １階, ２階じゃそげん感じらんとかもわからんけど, 4 階とか 5 階住んでた人はかなり感じていたと思う. かなり揺れてた. 時化てるときなど, もう大波が当たれば.

(3) 30 号棟の一部崩落

30 号棟の一部崩落は今回（2020 年 3 月）が初めてではない. 30 号棟の古写真も援用しながら, 崩落に関する経緯を**写真−2～写真−5** の順に以下に述べる.

写真−2：昭和 31 年（1956）9 月台風 12 号襲来後, 島南部復旧工事現場の古写真である. 写真奥の 30 号棟には坑夫とその家族が生活しており窓には洗濯物が干してあるほどで, 建物躯体には何らの損傷もない.

写真−3：30 号棟５階南側での一部崩落が観察される. 2005 年 3 月 20 日の福岡県西方沖地震の揺れにより崩落したようで, このとき軍艦島での震度は３（長崎市高島町）であった. これが 30 号棟一部崩落の最初である.

写真−4：そして今回 2020 年 3 月の一部崩落である. **写**

写真-2　1956 年 9 月台風 12 号後の南部復旧工事現場。
写真奥が 30 号棟（後藤恵之輔所蔵）

写真-3　2005 年 3 月福岡県西方沖地震後の 30 号棟
（撮影：後藤恵之輔）

写真-4　2020 年 3 月の 30 号棟一部崩落
（提供：久遠裕子氏）

写真-5　2020 年 6 月の 30 号棟一部崩落
（提供：町田信二氏）

真-3 の南側崩落が拡大し，その上部 6，7 階にまで及んでいる．

写真-5：その後の 30 号棟崩落を注視していたところ，6 月 15 日，今度は 30 号棟西側 6，7 階の一部崩落が発見された．この部分の崩落は**写真-4** では見当たらない．

4. 軍艦島のストームクェイクによる共振現象

(1) 「ストームクェイク」とは

2018 年夏，Wenyuan Fan（米フロリダ州立大学）らは米国における超低周波地震を研究する手法を開発していた．その過程で，地殻活動による地震とは異なる異常な振動の存在に気付いた．振動はハリケーンやノーイースター（米国北東部やカナダ大西洋岸を襲う，発達した温帯低気圧による嵐）の襲来時に，北米大陸の東西海岸線から広がり，数千 km にわたり地震のような波が伝わるものであった．しかし，北米大陸の東海岸には活断層は存在しない．

彼らはこれを Stormquake（ストームクェイク）と名付けた[7)~9)]．ストームクェイクはつぎのような特徴を有する．

①ストームクェイクによる振動は長周期である．

②ストームクェイクによる振動には季節性がある．（Fan らの調査では 5 月から 8 月にかけては一度も発生していなかった．）

③大きくて強烈な嵐が必ずしもストームクェイクを起こすわけではない．（例えば，風速 40m/s を記録しニューヨークに高潮被害をもたらした 2012 年 10 月のハリケーン・サンディの際には，記録されなかった．）

④ストームクェイクを引き起こすには，特定の海底地形が関係しているようだ．大陸棚のような浅い海で，海底が少し盛り上がった「堆」の周囲でしか発生していない．（本論著者は海波のエネルギーが海底の盛り上がり部分をハンマーのように叩くと考える．）

⑤ストームクェイクによる振動は，マグニチュード M3.5 程度の地震の揺れに相当する．

(2) ストームクェイクによる共振現象

著者は，ストームクェイクによる振動は「台風（ハリケーン，サイクロン）や時化などによる長周期の高波・大波

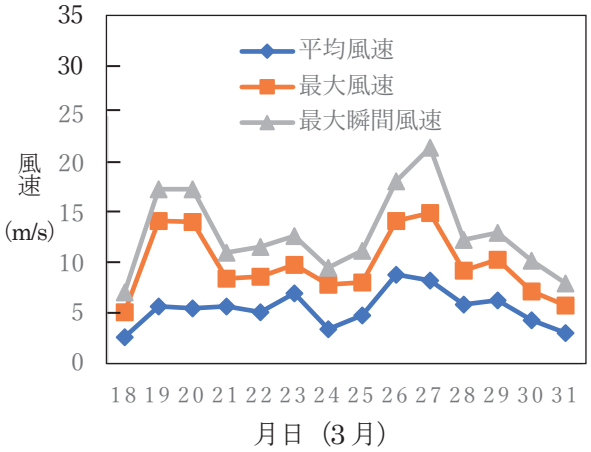


図-1　2020年3月の日ごと風速図
（気象庁HPデータより作図）

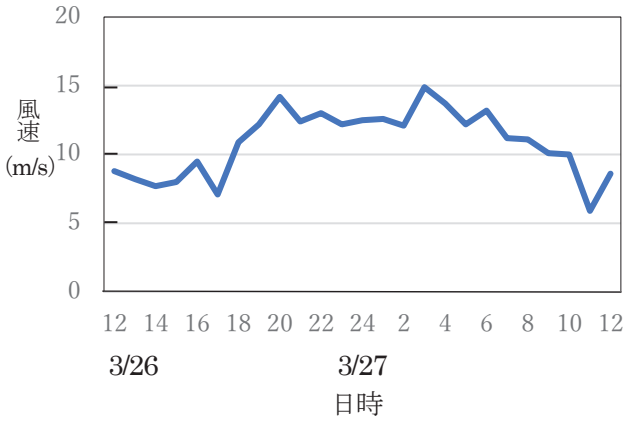


図-2　2020年3月26日12時～27日12時の1時間ごと風速図（気象庁HPデータより作図）

が，島や堆の海底突起物に当たり，しかもその波の周期が島・海底突起物の固有周期と一致した，すなわち共振（共鳴）現象が生じたとき」に発生すると，考える．

このように考えると，ストームクェイクによる振動がいつも起こるわけではないこと（（1）の③）を説明でき，軍艦島でも台風・時化のときいつも島・建物が揺れるわけではなかったこと（3．の（2））も首是できる．

軍艦島について，著者らの調査[10]によれば，台風の風速20m/s超で南寄り（南南東～南西）の風があるときに，島南部で大きな被害が起きている．島の南側と西側には大洋が開け風の吹送距離が長くて長周期の波が生じやすく，この高波・大波が島の護岸（海面高さ：約5m～10m）を強く叩く結果「共振現象」が起こり，島にストームクェイクによる振動が発生すると考えられる．

(3) 30号棟一部崩落の原因

まず，**写真-4**を参照しながら2020年3月の一部崩落について考察する．同月18日～31日の日ごと風速を**図-1**に示す（観測地は軍艦島から南東約5kmの長崎半島突端野母崎）．

既述のとおり，長崎市当局はその原因を同月26日夜の強風によるといい，その風圧が原因ととっているようである．確かに30号棟は建設後104年経過しており，この経年変化とともに塩害も加わってその構成部材は相当に劣化している．このために今回の一部崩落は風圧によるとしてよいだろうが，本論ではこの原因を否定しないものの，**図-1**に示す最大瞬間風速21.8m/s（南南東．最多風向は南東）の風が起こした高波・大波によるストームクェイクによって島が南北方向に揺れ，その振動が原因となって30号棟南側の最弱部を一部崩落させたとみたい．

図-2は3月26日12時～27日12時の1時間ごと風速である．ストームクェイクは26日夜から翌27日朝にかけて起こったとみてよい．**図-1**から3月19日～20日にも強風が認められるが，この強風は北寄りの風である．軍艦島の北側には高島，伊王島さらには長崎市があって吹送距離が短いためストームクェイクは起こりにくい．

ついで，**写真-5**に示す同年6月の一部崩落である．とくにいつ崩落したかを突き止めたい．

この崩落が6月15日に発見され、その前の崩落の**写真-4**には見られないことを考慮して，4月～6月の風速（日ごと，1時間ごと）を調査した結果，30号棟西側は6月11日正午を挟む朝から夕刻にかけての時間に一部崩落したことが明らかとなった．この日の最大瞬間風速は21.0m/s（南西．最多風向も南西）であり，この強風によりストームクェイクが起こって，東西方向の振動により30号棟西側6，7階が一部崩落したようである．

(4) 風圧かストームクェイクによる振動か

30号棟一部崩落の主たる原因として，風圧かストームクェイクによる振動かの検討が必要である．前者では30号棟当該部分の構成部材が柱・はりしかなく受圧面積が限定されるのに対して，後者では30号棟の建物全体に作用し，その振動により当該部分の柱・はりは揺れて容易に崩壊する．

したがって，30号棟の2回の一部崩落は，当日振動の実観測はないものの状況証拠として元島民の証言（3．の（2））があることから，ストームクェイクによる振動が第一原因であり，風圧がこれに加担したとする分析が妥当であると判断される．

5. 今後への懸念

軍艦島を管理する長崎市は，高層アパート等の修復に取り組んでいる．2018年には島北部にある端島小中学校下の大穴について，校舎倒壊の怖れがあるためその埋戻し工事を実施した（第一著者は技術顧問として参加）．しかし，30号棟は劣化が著しいとして修復の対象外とされている．

写真-6　軍艦島を襲う台風大波（高島より望む）（撮影：柿田清英氏、1974 年端島鉱閉山後）

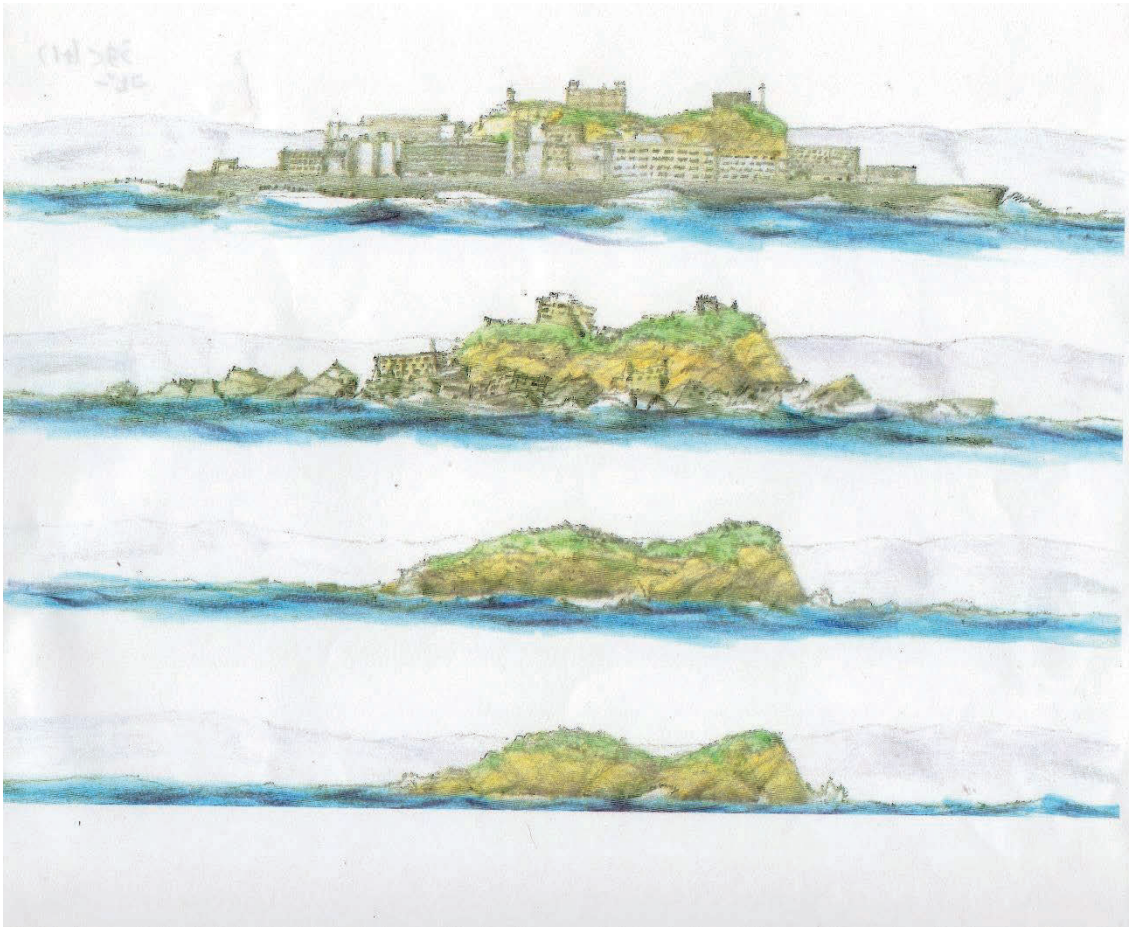


図-3　軍艦島の崩壊予想図[13)]

上から現在、2070 年ごろ、2080 年ごろ、2090 年ごろ（イラスト：松本清氏）

過去には 30 号棟の修復について,各種の提案がなされた.第一著者は「ピサの斜塔」方式に倣って, 世界中から修復技術案を募る「国際コンペ」の開催を熟望し(15 年 6 月)[11],中村陽一(元高島炭坑長子息)は「高ひずみ樹脂」の吹き付けによる修復法を提案した(19 年 12 月)[12].しかし,それまで30号棟の劣化は深刻に進んでおり,いずれの提案も時すでに遅しであったようだ.

軍艦島の建物等は経時変化と塩害とにより,ますます劣化の一途をたどっている.これに加えて,自然現象である台風の軍艦島への襲来は古今あり,今後もあり続ける(**写真-6** 参照).台風による高波・大波は護岸を叩き,そのひび割れを拡大させるばかりでなく,これまで述べてきたようにストームクェイクによる振動を発生させ,護岸をも崩壊に導きかねない.その結果,**図-3** に描画するように[13],護岸が崩れることにより軍艦島は元の岩礁への回帰を早めるに相違ない.

6. ストームクェイクによる土砂災害の可能性

著者らは,ストームクェイクは土砂災害の一因となり得ると考える.長崎港外の明治期炭鉱であった横島(面積は軍艦島の半分程度)は 1965 年ごろ突然沈下し,今は二つの岩礁となっている.第一著者はこれを海底地すべりによると考えてきたが[14],改めて横島沈下はストームクェイクによる土砂崩壊に端を発し,その崩壊が全島に及んで島は沈下したのではと,再考中である.

7. おわりに

本論では,2020 年 3 月,6 月に生じた世界遺産「軍艦島」30 号棟一部崩落の原因を追及し,台風あるいは時化の際の高波・大波がもたらす「ストームクェイク」による島の振動と,その振動から生じる建物の揺れについて論じたものである.軍艦島・建物等揺れの実観測はないものの,元島民による証言があることから,ストームクェイクによる島・建物の揺れは事実存在し,それに起因して今回の 30 号棟一部崩落が発生したと推察することができた.

地球温暖化で海面水温が上昇することにより,台風のエネルギー源となる大気中の水蒸気が増えるため,非常に強い勢力を持った台風が出現するのではないかと予想されている.事実,2019 年台風 15 号と 19 号の発生と勢力を保ったままの上陸は,いずれも最近の日本近海における海面水温上昇が原因である.したがって,軍艦島を揺らすストームクェイクの発生は,今後さらにその頻度と強さを増すものと危惧される.とくに劣化が深刻な 30 号棟にあっては,このストームクェイクによる振動で全倒壊も時間の問題であるかもしれない.

また,軍艦島を海から遮断して屹立する護岸にあっては,台風・時化で起こる高波・大波の衝撃をうけるばかりでなく,ストームクェイクによる揺れでますます亀裂の度合いを深める怖れが大きい.護岸が全面決壊すれば軍艦島はその存在を失するため,一日も早い護岸の修復を切望してやまない.

さらに本論では,長崎港外横島の沈下を例にとり,ストームクェイクによる土砂災害の可能性についても言及した.土砂災害の原因の一つとしてストームクェイクが調査研究されるよう,本論がその端緒となれば幸いである.

本論執筆に当り,軍艦島のストームクェイクに着眼するきっかけとなった 30 号棟一部崩落を知らせてくれた長崎新聞・山里悠太朗記者に感謝するとともに,その後の 30 号棟写真を提供してくださった久遠裕子,町田信二両氏、並びに軍艦島の大波写真をご提供いただいた柿田清英氏に心からお礼を申し上げたい.

参考文献

1) 後藤惠之輔・坂本道徳:軍艦島の遺産,長崎新聞新書 015,長崎新聞社,2005 年
2) 三菱鉱業セメント(株)高島炭砿史編纂委員会:高島炭砿史,三菱鉱業セメント(株),p. 269,1989 年
3) 阿久井喜孝・滋賀秀實:軍艦島実測調査資料集,東京電機大学出版局,pp. 635-656,1989 年
4) 立川昭二:病気の社会史 文明に探る病因,NHK ブックス 152,p. 182,日本放送出版協会,1971 年
5) 軍艦島 一部崩落 国内最古の鉄筋アパート,長崎新聞,2020 年 3 月 31 日付
6) 後藤惠之輔・森俊雄・松本清:描画と証言による軍艦島の炭鉱と島民生活,軍艦島研究同好会,2013 年
7) W. Fan, et al:Stormquakes, Geophysical Research Letters, Vol. 46, Issue 22, Oct. 14, 2019
8) Strong storms can generate earthquake-like seismic activity, Oct. 15, 2019
9) Powerful storms may be causing offshore stormquakes, Science News, Oct. 19, 2019
10) 後藤厳寛・後藤惠之輔:台風との闘いにみる端島(軍艦島)の歴史,自然災害研究協議会西部地区部会報・論文集,第 39 号,2015 年
11) 後藤惠之輔:軍艦島「30 号棟」修復コンペを 外観保ち内部補強,長崎新聞,2015 年 6 月 10 日付
12) 中村陽一:一級建築士からの軍艦島の保存と観光への提言,「軍艦島の保全と観光」講演と写真展,軍艦島研究同好会主催,2019 年 12 月 4 日
13) 後藤惠之輔:軍艦島 70 年ごろ崩壊 修復しないと風化,長崎新聞,2014 年 4 月 25 日付
14) 後藤惠之輔・後藤健介:長崎港外横島の沈下は海底地すべりが原因か,前出 10),第 43 号,2019 年

(2020. 7. 1 受付)

2018. 7 豪雨被災経験を活かした防災マップ - 東広島市高屋東小学校区の事例 -

DISASTER MITIGATION MAP REFRECT EXPERIENCE OF 2018.7 HEAVY RAIN AT TAKAYAHIGASHI SCHOOL REGEON IN HIGASHIHIROSHIMA CITY

福田 直三[1]・土田 孝[1]・猪股 雅美[2]・川﨑 梨江[2]・山土 博三[3]・坂手顕介[4]
Naozo FUKUDA, Takashi TSUCHIDA, Masami INOMATA, Rie KAWASAKI, Hiromi YAMADO and Kensuke SAKATE

[1]広島大学防災・減災研究センター（〒739-8572　東広島市鏡山 1-4-1）
E-mail: naozofukuda4108@gmail.com, ttuchida@hiroshima-u.ac.jp
[2]広島大学総合科学研究科（〒735-8521　東広島市鏡山 1-7-1）
E-mail: minomata19@hiroshima-u.ac.jp, lie.or.rie@gmail.com
[3]高屋東小学校区住民自治協議会（〒739-2114　東広島市高屋町白市 550）
E-mail: hiroyamado@gmail.com
[4]東広島市危機管理課（〒739-0015　東広島市西条栄町 8-29）

***Key Words**: disaster mitigation map, DIG, 2018.7 heavy rain, landslide, evacuation rule*

1. はじめに

各種自然災害の激甚化にともないハザードマップの整備が進められているが，避難行動に結びつかない，避難が遅れるといった状況が続いている．2018 年 7 月西日本豪雨災害に関する広島県の調査によると土砂災害警戒区域内の住民で何らかの避難行動をとった人は 30%であり，このうち避難所・親戚友人宅への避難が 13%，自宅内避難 17%であり，土砂災害警戒区域の住民の 70%は避難しなかった．避難した人のうち発災前に避難したのは 21%であった[1]．

ハザードマップや避難情報が早期避難に結びつかないという課題に対処する方法として，災害図上訓練 (DIG, Disaster Imagination Game)[2]の手法を用いた地域住民自身による防災マップの作成が有効であることを，第一著者は経験してきた[3),4),5)]．一方，東広島市では本手法の適用事例はない．同市は 2018 年 7 月西日本豪雨災害で市全域が被災し，住民の多くが軽重はあるものの災害を体験した状況にあることから，DIG の手法（**図 - 1**）により地域と連携して防災マップ作りを行うとともに防災教育手法を開発することとして，2019 年 9 月から 2020 年 2 月まで高屋東小学校区全 18 区(1493 世帯，人口 4700 人)を対象として実施した．特に，土砂災害等の経験を二次元の防災マップに反映させ，避難時の地形の三次元性や避難遅れ時の避難経路の危険について検討した．また，防災マップ作成がゴールではなく，その主旨と活用を地域住民に伝達することが重要であり，説明会とその効果についても本論文で示す．

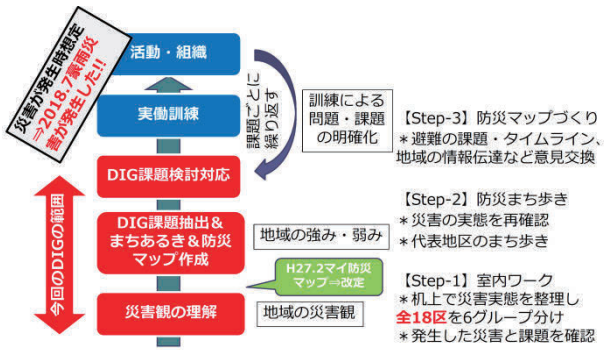


図-1 DIG のフロー（参考文献[2]を加工）

2．高屋東小学校区の構成と被災状況

高屋東小学校区（以下当小学校区と略す）は，**図-2** に示すように山陽本線 JR 白市駅北側に位置し，平安時代以降門前町・城下町として栄えた白市地区を中心とした 18 区からなり，人口約 4700 人，世帯数は 1493 である[6]．2018 年 7 月の豪雨災害に際しては，広島県のまとめによると東広島市の被害は土砂災害箇所 91 箇所，死者 12 名（内土砂災害 8 名）行方不明 1 名であった．当初，国土地理院のデータから当小学校区では土石流発生箇所は**図-2** に示すように 4 箇所であり，報道されなかったため被害は限定的のように考えていたが，当小学校区では人的被害は発生しなかったものの地域住民による調査情報では**図-3** および**表-1** に示すように 181 箇所の被害が報告されており，甚大な災害につながる一歩手前の状況であったことが明らかとなった．

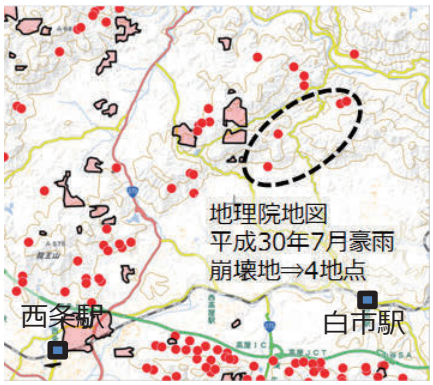


図-2 当該地周辺の土石流崩壊地（地理院地図に加筆）

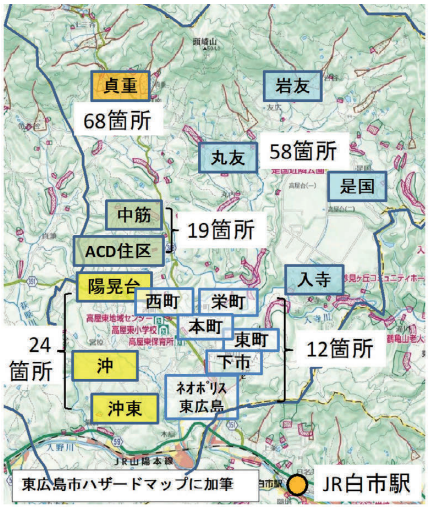


図-3 高屋東小学校区 18 区の位置と 2018 年 7 月豪雨の土砂災害等被害箇所数

表-1 高屋東小学校区世帯数と被害箇所数

番号	対象区	世帯数	世帯数合計	2018年被害個所数	グループ別個所数
1	白市西町	143	570	2	12
2	栄町	32		4	
3	白市本町	30		0	
4	白市下市	73		0	
5	ネオポリス東広島	267		0	
6	白市東町	25		6	
7	沖	355	496	6	24
8	沖東	37		18	
9	陽晃台	104		0	
10	A住区	31	247	0	19
11	C住区	123		1	
12	D住区	93		0	
13	中筋	25	25	18	68
14	貞重	65	65	68	
15	是国	22	90	22	58
16	岩友	25		15	
17	丸友	29		12	
18	入寺	14		9	
	合計	1493		181	

このような状況のもとで，防災マップ作りでは全 18 区を対象とすることとし，各地区の防災マップを個別に作るのではなく，ある程度広域な状況を把握できるようにするため大きく 5 地区に分けた．各地区の世帯数（被害箇所数）は白市・ネオポリス東広島地区 570（12），沖・沖東・陽晃台地区 496（24），A・C・D 住区・中筋地区 272（19），貞重 65（68），是国・岩友・丸友・入寺地区 90（58）である．特に北側の山間部では，土石流や斜面・のり面崩壊，出水による床下浸水，田畑被害が卓越している．その他の地区においても斜面・のり面崩壊，河川侵食による道路崩壊などが多く発生している．

当小学校区は地形の起伏が大きい箇所が多くあり，雨水の流下により道路が川になる状況が多く確認されており，避難時に避難経路が危険な状況となる可能性が考えられた．当時，第一避難所まで避難行動をとった事例は 3 件であったが，より大きな災害を想定した場合の避難のルール化が重要と考えた．

3．DIG の取り組みと確認された課題

DIG ワークショップは，当小学校区住民自治協議会の主催で役員（会長・部会長ほか）および 18 区の代表・有志・消防団ら計 39 名で構成している．**写真-1** は Step-1 室内 DIG（同上段），Step-2 防災まち歩き（同中段），Step-3 防災マップ作成（同下段）の活動状況を示したものである．

Step-1 の室内 DIG では白地図上に被災直後にまとめた被害箇所台帳の情報や土砂災害警戒区域図を記入する作業により，当小学校区全体における災害当時の状況や避難経路の危険性を共有した．被害の形態は，①道路のり面・住宅裏山斜面・竹藪の崩壊，②道路が川になる・池が溢れる，③団地敷地からの表流水が 3 方向から 1 箇所に集中する，④太陽光発電の開発地からの泥水の流出などであった．

これらをもとにStep-2防災まち歩きでは，①通学路・集会所の安全性，②谷部や道路において水が集中する箇所の確認，③側溝閉塞と管理の必要性などを確認しながら避難のタイミングを意見交換した．

なお，防災まち歩きは，5つに分けたそれぞれの地区が広域となるため2回に分けて実施することとした．地域役員らの案内のもとで効率的に被害箇所の写真撮影や災害発生時の状況をヒアリングし，記録した．この防災まち歩きでは，道幅，災害幅，道路勾配，浸水深など気づいた箇所についてポールと巻き尺で概略計測した．防災まち歩きの参加者は延べ約60人であった．

Step-3 防災マップ作成は，Step-1 のマップ上にStep-2 で撮影した写真や記録を記入して防災マップを試作し，最終の防災マップ様式を意見交換した．

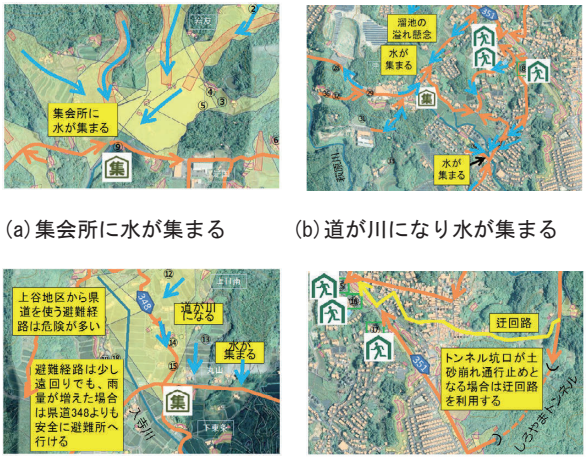
写真-1 各Stepにおける活動状況（上段：室内DIG，中段：防災まち歩き，下段：防災マップ試作）

4．防災マップ作成において留意した視点

3．の取り組みをもとに防災マップは，図-4 に示すような視点に留意して，図-5 に示すような様式で作成した．それらの視点は以下のとおりである．

①防災マップをよりリアルにするために国土地理院の災害直後の航空写真を使用することに変更した[7]．

②航空写真は，地形の起伏が不明瞭のため，谷からの表流水や主要な避難経路における表流水の流れを矢印で示した．これによって防災マップに地形の三次元性を補うこととした．



(a) 集会所に水が集まる　(b) 道が川になり水が集まる

(c) 避難遅れ時の避難経路選択　(d) 土砂崩れ時の迂回路選択

図-4 防災マップ作成において留意した主な視点

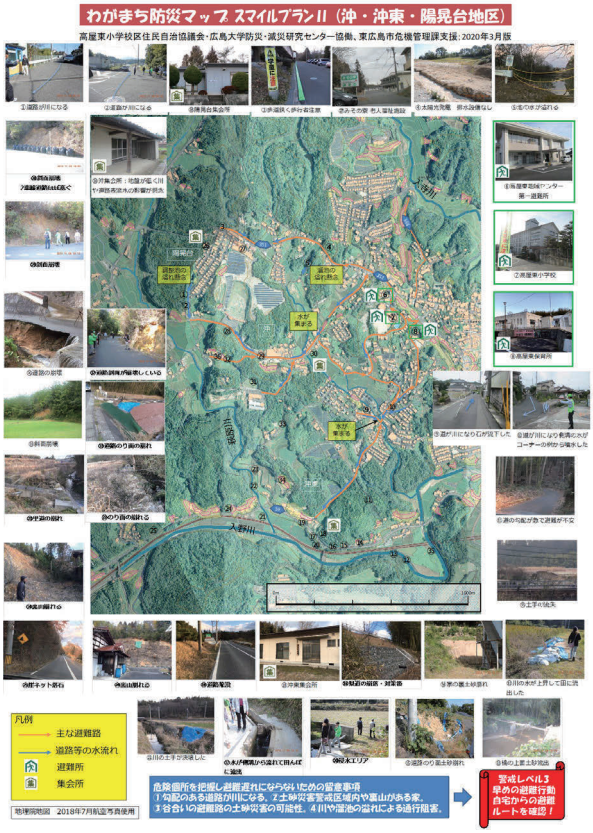


図-5 作成した防災マップの例（沖・沖東・陽晃台地区）

③高屋東地域センターが第一避難所に指定されているため，ここへの避難を前提とする．集会所を当該地区の一時避難所とする考え方もあったが，表流水が集まる集会所では第一避難所に変更が必要となった場合に避難遅れとなる懸念があるため，当小学校区では全集会所は一時避難所としないことを合意形成した．また，特に北側の地区や中筋地区は第一避難所までの避難経路が遠く，また，避難経路途中に

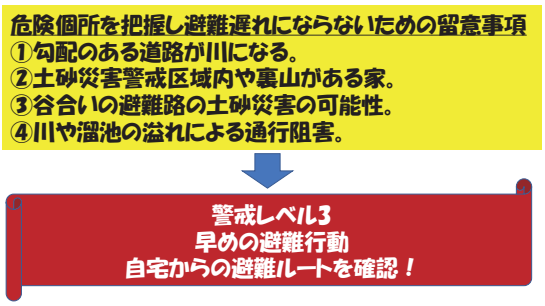


図-6 避難が必要な住民の避難のタイミングの考え方

土砂崩壊や河川・ため池からの溢水など危険箇所が多いこと，また，避難遅れの場合には谷あいや起伏のある道路が川になるなどの危険も加わるため，家屋が土砂災害警戒区域内にある，あるいは裏山がある家屋の住民については避難のタイミングは警戒レベル 3 の段階とした（**図-6**）.

④被災箇所の防災まち歩きから，豪雨避難時のタイミングによっては避難経路の安全性が懸念されることから，複数の避難経路や迂回路の考え方を示した．これら③，④の対応は，防災マップに避難に関する時間の要素を組み入れる意味を含んでいる．

⑤各世帯に配布する防災マップは A2 版とし，中央に A3 版の航空写真（土砂災害警戒区域図付[8]）を配置した．地図上に災害箇所や避難所・避難場所の番号を付し，周囲に番号に対応する写真と注意点を配置する様式で 5 地区の「わがまち防災マップスマイルプランⅡ」を作成した[6]．前掲**図-5** は，沖・沖東・陽晃台地区の防災マップを例として示したものである．

⑥各世帯への配布は世帯に関連したマップだけでなく，全地区のマップを配布することによって当小学校区全体を把握でき，また災害時の第一避難所までの避難経路を複数検討することができるようにした．

⑦5 地区の防災マップを入れる封筒には，日ごろからの備えのための情報が閲覧できるよう，防災マップ掲載の高屋東小学校区住民自治協議会，東広島市避難所情報・同開設情報，東広島市防災情報，広島県土砂災害危険度情報等の QR コードを印刷するとともに，当小学校区の避難所の情報や家族・親戚など関係者との情報伝達のための「わが家の防災メモ」の欄も設けた（**図-7**）.

⑧災害時の防災情報をいかに早く確実に地域住民に伝達するかが重要である．2018 年 7 月の豪雨災害では，情報伝達が十分なされなかったという反省もあった．そのためのルール作りについて Step-3 の追加のワークショップで以下のような意見交換が行われた．また，**図-8** は情報伝達として想定した基本ルールを示したものである．防災訓練で具体に確認する必要がある．

【北側の地区】①各自治会長が勝手に指示を出せないし，判断できない．②避難情報の伝達は，住民自治協議会⇒地区会長⇒班長⇒個人となる．③伝達手段は電話，FM・防災ラジオ．④家毎に状況が異なるため，事前に各自で危険箇所を確認する必要がある．⑤家屋の 2 階等への避難のほうが良い場合がある．⑥避難所が遠いため集会所への避難はできないのか．

【A・C・D 住区】①警戒レベル 3 発令時，FM・防災ラジオ，TV，携帯で情報を住民自治協議会⇒自治会長⇒班長/要介護者に伝達する．②のり面崩壊が想定される D 住区 1，3，6 区画を重点的に避難させる．③警戒レベル 4 の豪雨時に D 住区の調整池が土砂崩れで埋まる可能性がある．④住宅と山の間の水路が埋まりダムとなって周辺が水浸しになるとメインの避難経路が使えなくなる可能性がある．

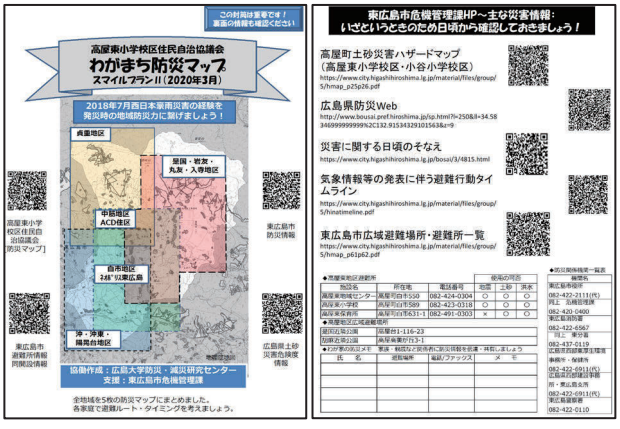


図-7 防災マップ配布収納封筒に示した防災関連情報

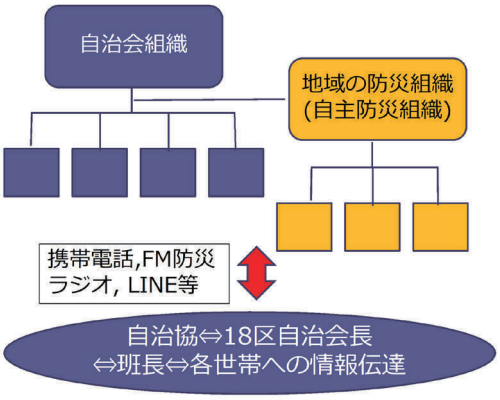


図-8 避難に関する情報伝達の流れの基本

5．３密に配慮した防災マップ活用の説明

防災マップは作成がゴールではなく，発災時の避難行動にどのように活用するかが重要である．そのために，2020 年 6 月 23 日に高屋東地域センターで

写真-2 3 密に配慮した防災マップ説明，ミニ DIG，
日頃の備え説明，段ボール区画の確認状況

18 地区の代表者に活用方法に関する説明会を行った．この説明会においては，同地域センターが避難所として新型コロナウイルスへの対策をどのように取り組んでいくかを検証する場にもなり，3 密を回避する条件下で説明会を実施した．

説明会に参加した地区代表者は前年度からの留任と今年度から新任（約 3 割）であり，全体で 30 名弱の参加であった．なお，この説明会は地区代表者が各地区住民に説明をするための防災マップの活用方法を共通認識する場とした．

説明会の内容は，①防災マップ作成の経緯，②防災マップ作成における DIG の内容，作成に当たって特に留意した事項として住宅地の危険箇所・避難経路の危険箇所や避難遅れとならない避難のタイミングの説明，③地区別に防災マップ用いたミニ DIG，④日頃からの防災に関する備え，⑤新型コロナウイルスなど感染症を考慮した避難所の対応の考え方であり，最後に⑥質問・意見交換を実施した．

ミニ DIG での作業内容は，**表-2** に示す項目について取り組んだ．この一連の作業によって，新旧の地区代表者間において，防災マップの活用に関する情報共有を図ることができた．

また，防災マップ用封筒に記載された QR コードをスマホで確認する練習をした．これらを事前に登録しておくことによって，発災時に情報収集が困難になった際にスムーズにアクセスすることができるという利点を理解することができた．

さらに，新型コロナウイルス感染防止に対応する第一避難所の運営の方法や情報伝達方法，分散避難との組み合わせの考え方を意見交換し，今後具体化していく必要性が議論された．

表-2 ミニ DIG で取り組んだ内容

設問	作業内容
住居の状況	①各地区（自宅）が土砂災害（特別）警戒区域に入っていますか？仮に入っていなくとも，その下流域は危険な場合があります．
	②何世帯が警戒区域に入っていますか？
避難経路の状況	①自宅から第一避難所までの避難経路を確認し，ペンで書き込みしましょう．
	②豪雨時の避難で注意すべき場所を付箋紙に記入し，留意点などマップに貼付しましょう．
	③代替の避難経路を考えてみましょう．
その他	①防災マップに書いていない危険個所を記入しましょう．

6．防災マップ活用に関するアンケート調査

今回の説明会は，各区の代表に対して地域連携によって作成した防災マップをどのように活用するかの確認，また，各区に戻って説明会を行うとした場合の課題などを確認することを目的とした．その効果を確認するために一連の説明および意見交換の終了後にアンケートを実施した．**図-9** は主な結果を示したものである．

参加者の居住する場所は，山地・傾斜地 26%，平 5%であり，多くが安全な平地に居住している状況で

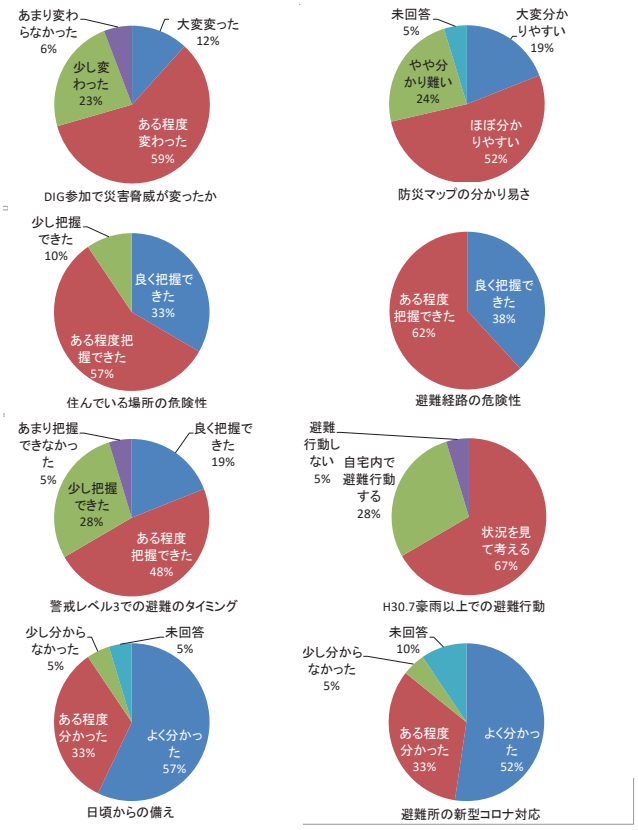


図-9 防災マップ活用に関する主なアンケート結果

地（地盤高い）65%，平地（地盤低い）5%，川の近くあった．2019 年度の DIG 参加者において，当小学校区で発生した災害に対して脅威の認識が大変変った・ある程度変わったは 71%，少し変わったを含めると 94%であった．作成した防災マップは大変分かりやすい・ほぼ分かりやすいは 71%であった．一方，白市の中央部では第一避難所までの距離が近く起伏もあるため，より詳細なマップ作成の要請があった．居住地や避難経路の危険性については，よく把握できた・ある程度把握できたがそれぞれ 90%，100%であり理解は得られたといえる．QR コードによるホームページ検索による日頃からの備えの重要性，および避難所の新型コロナウイルスへの対応については，よく分かった・ある程度分かったはそれぞれ 90%および 85%であり理解は得られた．そのほか，2018 年 7 月西日本豪雨災害以上の災害が発生した場合避難をするかの質問には，室内での避難行動 28%，状況を見て判断 67%という結果であった．居住地が安全な高台平地である場合，居住地から避難所までが遠いこと，新型コロナウイルスに対する分散避難の考え方も影響していると考えられる．

7．まとめ

東広島市高屋東小学校区 18 区において広島大学防災・減災研究センターの支援により DIG 方式を用いた地域の連携・合意によって，5 地区の防災マップを作成した．また，これらを用いた発災時の活用方法に関する説明会を実施し，地域住民の理解を図る対応を行った．以下，取り組みについてまとめる．

防災マップ作成における工夫は，①2018 年 7 月の豪雨の被災箇所を掲載した，②マップは災害後の国土地理院撮影の航空写真を用い，広島県防災 Web による土砂災害警戒区域を加えた，③地形の起伏が各所にあり，土石流や出水により避難経路を流下する状況をマップに矢印で示し三次元性を加えた，④第一避難所までの避難経路の案を示すとともに，危険な場所の住民に対しては，警戒レベル 4 では避難時の危険度が高くなることから警戒レベル 3 での避難を推奨することとし，マップに時間の要素を加えた．

防災マップの活用説明会では，新型コロナウイルス感染リスクを考慮して 3 密を避ける対応で各地区代表者に参加を要請し，その後各区において説明会を開催することを想定して実施した．同時に新型コロナウイルス影響下での避難所運営をイメージする機会となった．防災マップ活用の理解度についてアンケートを実施したが，主旨の理解を得る一方で改善点の指摘も得た．

今後，警戒区域や危険を感じる場所に居住する住民に対して，新型コロナウイルス影響下において分散避難を考慮しつつも「難を避ける」避難対応の情報を確実に伝える手法の確立を含め，各地域における防災訓練の実施が必要といえる．

今後の取り組みについては，より激甚化する災害への備えとして，防災マップが未整備の小学校区においても防災マップ作成の支援により地域の防災教育に繋げていくことが重要と考えている．

謝辞：今回の取り組みに際し，協力いただいた高屋東小学校区住民自治協議会向井哲浩会長ほか同自治協議会の皆様，同地域センター荒本宣雄センター長ほかのご協力を得た．また，東広島市消防局（前危機管理課）田邉大法氏他には活動のご支援をいただいた．記して謝意を表します．

参考文献

1) 平成 30 年 7 月豪雨災害における避難対策等検討会議：平成 30 年 7 月豪雨災害における避難対策等の検証とその充実に向けた提言，114p，2018.
2) 瀧本浩一；地域防災とまちづくりーみんなをその気にさせる災害図上訓練(第 4 版)－COPA BOOKS 自治体議会政策学会叢書，イマジン出版，2016.
3) 福田直三・森脇武夫・関守雄・山根一夫・石田研吉ほか；地域住民と学生による防災マップ作成の取り組み-呉市広長浜の事例-，土木学会中国支部第 70 回研究発表会，Ⅳ-18，pp.405-406，2018.
4) 福田直三・富山開正・緒方善子・重田安廣・郷龍志・安永敏浩ほか；鹿児島市山下校区における DIG と 3D 防災マップの試行，令和元年度土木学会全国大会第 74 回年次学術講演会，Ⅳ-127，pp.Ⅳ-127-Ⅳ-128，2019.
5) Shimooka, Y., Fukuda N., Kanda, Y. and Kurokawa, T.: Analysis of disaster mitigation awareness and behavior change of community association by study session and experience of 2018 July heavy rain, *Proc. of the Technical Forum on Mitigation of Geo-disasters in Asia,* pp.142-147, 2019.
6) 高屋東小学校区住民自治協議会 HP； http://www.higashihiroshima.genki365.net/gnkh12/mypage/index.php?gid=G0000216
7) 国土地理院；平成 30 年 7 月豪雨 正射画像 竹原三原地区（広島県竹原市・三原市など）（2018 年 7 月撮影）
8) 広島県防災 Web：https://www.sabo.pref.hiroshima.lg.jp/potal/ agreeGISAll.aspx

（2020.7.1　受付）

融雪土砂災害に対する融雪を考慮した土砂災害警戒情報の適用性の検討

APPLICABILITY OF SEDIMENT-RELATED DISASTER WARNING INFORMATION INCORPORATING THE EFFECT OF SNOWMELT FOR SNOWMELT-INDUCED SEDIMENT-RELATED DISASTERS

桂 真也 [1]
Shin'ya KATSURA

[1] 北海道大学大学院農学研究院（〒060−8589　札幌市北区北 9 条西 9 丁目）
E-mail: skatsura@for.agr.hokudai.ac.jp

***Key Words**: sediment-related disaster warning information, snowmelt, effective rainfall*

１．はじめに

積雪地域では，主に 3〜5 月の融雪期に融雪に起因する土砂災害が多数発生し，大きな被害をもたらしている．被害を防止・軽減する方策の一つとして，こうした融雪土砂災害の発生タイミングを予測し，適切な警戒・避難につなげることが考えられる．そのためには，融雪土砂災害に対する警戒避難基準を設定する必要があるが，設定手法はまだ確立されていないのが現状である．

現在，降雨による土砂災害を対象として，災害発生の危険度が高まったときに，対象となる市町村を特定して警戒を呼びかけるため，土砂災害警戒情報が発表されている．土砂災害警戒情報は，横軸に土壌雨量指数，縦軸に 60 分間積算雨量をとってスネーク曲線を描き，発表基準線（CL）を超過すると判断された場合に都道府県と気象庁が共同で発表するものである．融雪土砂災害に対する警戒避難基準として，まずは土砂災害警戒情報の発表手順に融雪水の影響を取り入れることが考えられる．こうした検討を行った数少ない事例として岩倉ら [1)]が挙げられるが，融雪土砂災害発生時にスネーク曲線が CL を超過していたかまでは検討されておらず，さらに検証を積み重ねる必要があると考える．

そこで本研究では，既往の融雪土砂災害事例を収集した上で，降雨量に融雪水量を足し合わせた，最終的に地表面に到達する全水量である「地表面到達水量」を簡易に推定するモデルを用いて，融雪土砂災害発生地点における地表面到達水量を推定した．そして，降雨量の代わりに地表面到達水量を用いてスネーク曲線を描き，発生時に CL を超過するかの検討を行ったので報告する．

２．既往の融雪土砂災害事例の収集

融雪により発生した既往の土砂災害事例のうち，以下の条件をすべて満たすものを収集した．

①発生地点の周囲に位置する気象庁アメダスが現在とほぼ同じ水準まで整備された（概ね 1970 年代後半）以降に発生した．
②文献調査により，河道閉塞の形成を伴わずに発生した土石流（泥流となっているものも含む）であったことが確認できる．
③文献調査により，発生時刻が特定できる．
④発生地点における土砂災害警戒情報の発表基準線（CL）が都道府県の web サイトで公開されている（2019 年 3 月現在）．

②は，現行の土砂災害警戒情報が土石流および集中的に発生するがけ崩れを対象としている [2)]ことから設定した（ただし，集中的に発生したがけ崩れの事

例は確認できなかった）.①～④の条件を満たす事例として，本研究では図-1，表-1 に示す 4 事例を収集できた.

３．地表面到達水量の推定

(1) 地表面到達水量推定モデル

融雪水量や地表面到達水量を推定するモデルはこれまで熱収支法に基づく手法をはじめとして種々提案されているが，本研究では任意の地点に適用可能なモデルとして，日本全国で広域的に観測され，データの入手が容易な気象項目である降水量と気温から推定可能な以下のようなモデルを用いた．このモデルは SWE（Snow Water Equivalent）モデル [7]と本質的に同じであるが，本研究では土砂災害警戒情報への応用を見越して 1 時間単位で計算を行う.

まず，既往研究 [8]を参考に，時刻iにおける気温T_i（℃）が 2℃以上のときの降水を降雨，2℃未満のときの降水を降雪と判定し，降水量を降雨量R_i（mm/hr）と降雪量S_i（mm/hr）に分離する．降雨は積雪層の有無にかかわらずただちに地表面に到達し，降雪は地表面に積雪層を形成する．形成された積雪層は気温に応じて融けるものとし，積算暖度法を時間単位で用いる degree hour 法に基づき，基準気温T_B（℃）より気温が高い場合に，その気温差に融雪係数K（mm/℃/hr）を乗じた水量が融雪するものとし，ただちに地表面に到達するものとする．すなわち，融雪水量M_i（mm/hr）は以下のように求められる.

$$\begin{aligned} &T_i > T_B \text{のとき} \quad M_i = K(T_i - T_B) \\ &T_i \le T_B \text{のとき} \quad M_i = 0 \end{aligned} \tag{1}$$

T_Bは，既往研究 [9)~11)]を参考に 0℃とする．地熱による底面融雪や積雪表面からの蒸発は少ないため無視する.

以上から，時刻iにおける積雪水量SWE_i（mm）は以下のように計算できる.

$$SWE_i = SWE_{i-1} + S_i - M_i \tag{2}$$

また，降雨量に融雪水量を足し合わせた，最終的に地表面に到達した全ての水量である地表面到達水量 [12)]MR_i（mm/hr）は以下のように計算できる.

$$MR_i = M_i + R_i \tag{3}$$

以上から，融雪土砂災害発生地点における降水量と気温を推定し，Kの値を決定できれば，MRを時間単位で推定することが可能となる.

(2) 降水量と気温の推定

降水量と気温の両方を観測している気象庁アメダス地点のうち，融雪土石流災害発生地点（土石流の発生区）を内包する最も小さな三角形を構成できるアメダス 3 地点を選び，発生した冬期を含む 10 月 1 日～翌年 6 月 30 日のアメダス各地点の 1 時間ごとの降水量と気温の観測データを収集した.

次に，先述の通り気温 2℃を閾値として降水を降雨か降雪か判定した上で，降水量計の捕捉率を考慮した降水量の補正を行った．これは，風により降水粒子の一部が降水量計にうまく捕捉されず，特に降雪時には本来の降水量よりも少ない値が記録されるためである．本研究では，これまで提案されている式 [13)]により，各アメダスで観測された風速を用いて補正を行った.

図-1 対象とした融雪土石流災害の発生位置（地理院地図に加筆）.

表-1 対象とした融雪土石流災害事例.

事例 No.	地区名	都道府県	発生日時	現象	出典
1	虫亀	新潟	1980/4/9 4:00	泥流	新潟県監修 [3)]
2	清水山	長野	1994/4/14 4:30	土石流	川住ら [4)]
3	蒲原沢	新潟・長野	1996/12/6 10:40	土石流	丸井ら [5)]
4	井出川	長野	2017/5/19 6:00 *	土石流	平松ら [6)]

*：複数回発生した土石流のうち 1 回目を採用

表-2 融雪係数Kの値と決定根拠・方法.

事例 No.	地区名	K（mm/℃/hr）	決定根拠・方法
1	虫亀	0.295	発生地点から約 2km 離れた山古志村役場における発生前日（1980/4/8）の積雪深が約 130cm であった [16]．融雪期にあたるため積雪密度を 0.5g/cm^3 と仮定し，この日の 12:00 の積雪水量が約 650mm となるように決定.
2	清水山	0.120	発生地点から約 1km 離れた気象庁アメダス小谷観測所における 1994/4/14 4:00 の積雪深が 23cm であった．融雪期にあたるため積雪密度 0.5g/cm^3 と仮定し，同時刻の積雪水量が約 115mm となるように決定.
3	蒲原沢	0.475	1997/4/28 の発生地点の積雪深が 120cm であった [17]．融雪期にあたるため積雪密度を 0.5g/cm^3 と仮定し，この日の 12:00 の積雪水量が約 600mm となるように決定.
4	井出川	0.125	2017/5/22 午前中に撮影された発生地点の簡易オルソ画像 [6]にまだら状の残雪が見られることから，この日に消雪を迎えたと判断し，この日の午前中に積雪水量が 0mm となるように決定.

続いて，各アメダス地点と発生地点の標高差を考慮した補正を行った．気温については減率 0.6℃/100m として，アメダス地点の観測値を発生地点の値に補正した．降水量については，標高が上がるにつれ降水量が増加することが知られているため，既往研究 [14]を参考に，発生地点の気温が 2℃以上で降雨と判断される場合は標高差 100m あたり 6.4%，2℃未満で降雪と判断される場合は同 10%増加するとして補正した.

最後に，アメダス 3 地点における上記補正済みの降水量，気温から，重み付き距離平均法 [15]により，発生地点での降水量，気温を推定した.

(3) Kの値の決定

融雪係数K（mm/℃/hr）は同一地点であっても年によって異なることが知られている．そこで本研究では，発生時の状況を再現できるよう，文献調査等により発生地点またはその周辺の積雪・融雪状況に関する情報を収集し，それに基づいてKの値を決定した. 決定されたKの値とその決定根拠・方法を表-2 に示す.

4．融雪土砂災害に対する警戒避難基準の検討

(1) 融雪を考慮した土砂災害警戒情報の適用性

雨量の代わりにMRを用いて土壌MR指数と 60 分間積算MRを求め，発生時のスネーク曲線が CL を超過するかを検証した.

事例 No.1 虫亀のスネーク曲線（発生日時を含む 1993 年 11 月 1 日 0 時～1994 年 6 月 30 日 24 時をすべてプロット）と虫亀地区が位置するメッシュにおける発表基準線（CL）を図-2 に示す．災害発生時の 60 分間積算MRは 0.6mm と非常に小さい一方で，土壌MR指数は 95.4mm と比較的大きくなった．これは，低強度ながら長期間連続する融雪の特性を反映したものと言える．ただし，災害発生時でも CL を超過してはいなかった.

全 4 事例の災害発生時の 60 分間積算MRと土壌MR指数を表-3 に示す. 60 分間積算MRはやはりいずれの事例においても 0.8mm 以下と非常に小さかった．すなわち，縦軸の値は大きくなりえないため，CL を超過するかどうかはほぼ横軸の土壌MR指数に依存する．そこで，横軸と CL の交点の土壌MR指数の値に対する災害発生時の土壌MR指数の値の比P（%）を求め，表-3 にあわせて示した．Pが 100%を超えると災害発生を捕捉できており，超えていない場合でも 100%に近ければ近いほど CL に近接した状況で発生したと判断される．表-3 から，Pは No.4 井出川の 49%が最大であり，全 4 事例とも CL 超過に必要な土壌雨量（MR）指数の半分にも満たない結果となった．すなわち，土砂災害警戒情報の発表スキーム上は，斜面に供給された水は災害が発生するとは判断されない程度の量であったにも関わらず，災害が発生したことになる.

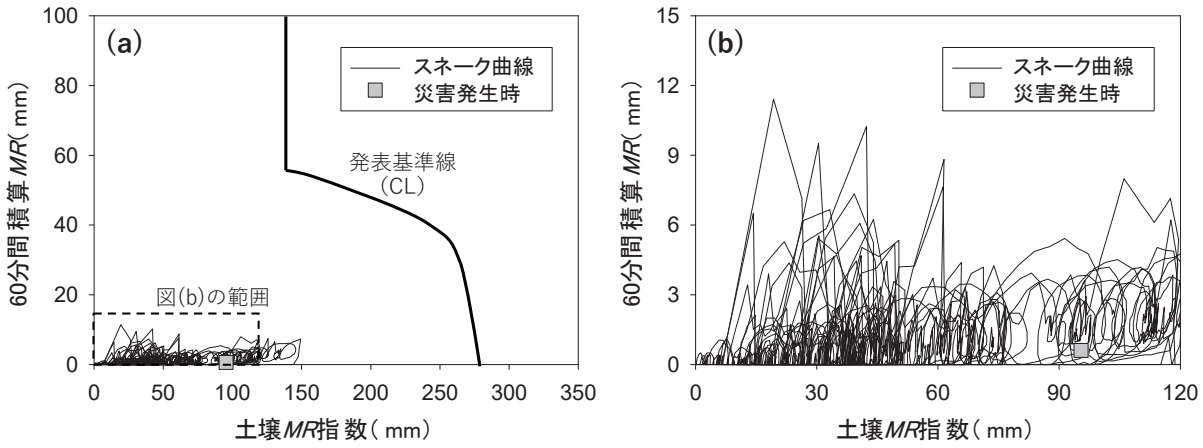


図-2 虫亀における融雪土砂災害発生冬期のスネーク曲線と発表基準線（CL）

表-3 融雪を考慮した土砂災害警戒情報の適用結果

事例 No.	地区名	都道府県	発生日時	災害発生時の値		
				土壌MR指数 (mm)	60 分間積算MR (mm)	P (%)
1	虫亀	新潟	1980/4/9 4:00	95.4	0.6	34
2	清水山	長野	1994/4/14 4:30	69.3	0.3	24
3	蒲原沢	新潟・長野	1996/12/6 10:40	66.3	0.0	28
4	井出川	長野	2017/5/19 6:00	94.3	0.8	49

表-4 対象とした融雪土石流災害の発端となった土砂移動現象.

事例 No.	地区名	都道府県	発生日時	発端となった土砂移動現象		出典
				現象	土砂量（m^3）	
1	虫亀	新潟	1980/4/9 4:00	地すべり	200,000	藤田ら [16]
2	清水山	長野	1994/4/14 4:30	地すべり	460,000	木村ら [18]
3	蒲原沢	新潟・長野	1996/12/6 10:40	崩壊	39,000	丸井ら [17]
4	井出川	長野	2017/5/19 6:00 *	崩壊	147,000	矢島ら [19]

本研究で対象とした 4 事例の災害報告等の文献を精査したところ，これら 4 事例はいずれも大規模な崩壊または地すべりを発端とし，崩壊土砂あるいは地すべり移動土塊が谷部に流入して流下することで土石流化したものであった．表-4 に，発端となった現象とその土砂量を文献から整理して示す．土砂量はいずれの事例とも 39,000m^3 以上であり，昭和 47 年から平成 19 年に発生したがけ崩れ災害約 17,000 件の崩壊土砂量の平均が約 380m^3 である [20]ことを踏まえると，いずれも規模の大きい崩壊または地すべりであったことが分かる．本研究では発生時刻が不明等の理由で解析対象外となった 1978 年新潟県妙高高原白田切川土石流災害 [21]や 1992 年長野県姫川支川浦川土石流災害 [22], 1997 年秋田県八幡平土石流災害 [23]も融雪に起因した土石流であるが，これらもやはり大規模な崩壊や地すべりが発端となって発生している．こうした大規模な崩壊や地すべりは，現行の土砂災害警戒情報が用いている 60 分間積算MRや土壌MR指数よりもさらに長期のMRの影響を受けて地盤深部の間隙水圧が上昇することで発生して

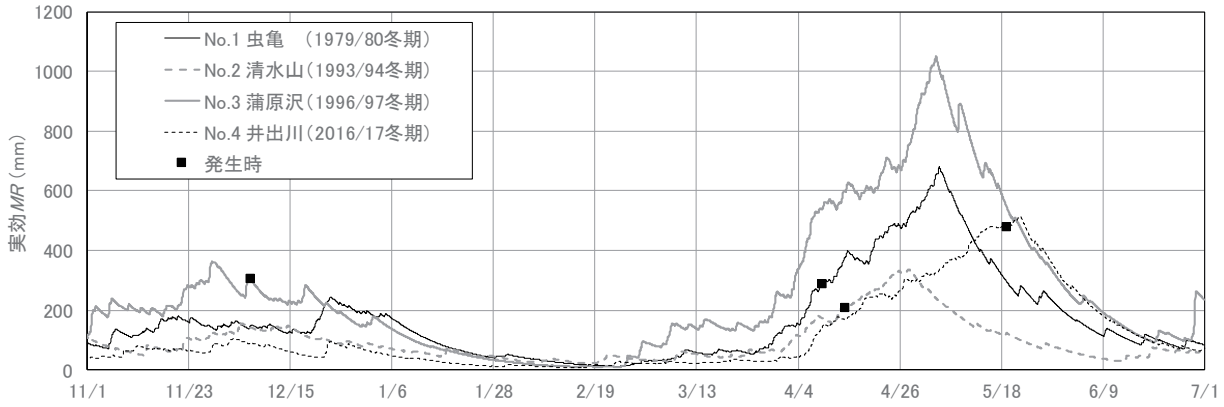


図-3 発生地点の実効MR（半減期 240 時間）の経時変化

いるものと考えられ，現行の土砂災害警戒情報が対象としていない現象[2)]であるため，土壌MR指数，60 分間積算MRといった指標や，現在設定されている CL がこうした現象には適しておらず，本研究の解析において災害発生時でも CL を超過しないという結果につながったものと考えられる．

(2) 新たな警戒避難基準の検討

前節の検討から，融雪土石流災害に対する融雪を考慮した土砂災害警戒情報の適用は困難であることが分かった．そこで代わりとなる警戒避難基準について検討を加える．前述の通り，融雪土石流発生時に短期降雨（MR）指標は大きくなりえないため，発生するかどうかはほぼ長期降雨（MR）指標に依存していると考えられる．そこで，長期の降雨（MR）の影響を表す指標として，半減期の長い実効雨量を考える．現行の土砂災害警戒情報で長期降雨指標として用いられている土壌雨量指数は，半減期 1.5 時間の実効雨量と半減期 72 時間の実効雨量の和とピークの位置や減水特性が類似する[24)]ため，さらに長い半減期を検討する．本研究では，実効雨量の計算式において雨量の代わりにMRを用い，半減期をさまざまに変化させながら発生冬期における実効MRの経時変化と発生時の関係を検証した．その結果，半減期 240 時間（10 日）が最適と判断した．発生した冬期を含む 11 月 1 日 0 時～翌年 6 月 30 日 24 時における各発生地点の実効MR（半減期 240 時間）の経時変化を図-3 に示す．実効MRが事例 No.1 虫亀では 280mm を，事例 No.2 清水山では 200mm を，事例 No.4 井出川では 470mm を，それぞれ当該冬期の中で初めて超過するタイミングで発生していることが分かる．本研究では解析事例数が少なく，また発生冬期のみの検討であるため，さらなる検証が必要ではあるものの，半減期の長い実効MRのように長期のMRの影響を表す指標を用い，地域ごとに適切な閾値を設定すれば，警戒避難基準として活用できる可能性があると考えられる．

なお，事例 No.3 蒲原沢については，発生時の実効MRは約 300mm であったが，約 1 週間前にも 300mm を超過していた期間があり，実効MRで発生タイミングを説明するのは困難であった．これは，本研究では災害発生日（1996 年 12 月 6 日）から約 4 か月半後の 1997 年 4 月 28 日の積雪深を根拠にKを決定した（表-2）ため，災害発生日ごろのMRの推定精度が低い可能性があることや，蒲原沢の土石流災害発生当時，標高の高いところで気温の逆転現象が発生していた可能性が指摘されており[25)]，本研究で用いたMR推定モデルがそれを反映できていないことが原因と考えられる．さらに精度よくMRを推定する手法についても今後検討を加える必要がある．

５．まとめ

本研究では，既往の融雪土石流災害事例を対象に警戒避難基準について検討した．土壌雨量指数と 60 分間積算雨量を融雪水量込み（地表面到達水量MR）で計算した場合の土砂災害警戒情報は，融雪土石流災害に対する警戒避難基準として適切ではないことが分かった．これは，融雪に起因する土石流は大規模な崩壊や地すべりが土石流化して発生したものが多く，現行の土砂災害警戒情報が用いている短期・長期降雨（MR）指標や CL がこうした現象に適していないためと考えられた．代わりに，半減期の長い実効雨量（MR）など，長期のMRの影響を表す指標がこうした融雪土石流災害に対する警戒避難基準として活用できる可能性が示唆された．今後はさらに事例を収集して検討を加えることにより，融雪土砂災害に対する警戒避難基準の設定手法を確立してい

く必要がある.

謝辞:本研究は JSPS 科研費 JP16K16376, JP18H03819 の助成を受けて実施したものです．ここに記して謝意を表します.

参考文献

1) 岩倉徹，神原孝義，谷本英徳，大谷健一，時岡真治，渡邊智明，大西正容 : 融雪期に発生する土砂災害に対する警戒避難基準設定手法の検討，平成 22 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.520-521，2010.
2) 国土交通省河川局砂防部，気象庁予報部，国土交通省国土技術政策総合研究所 : 国土交通省河川局砂防部と気象庁予報部の連携による土砂災害警戒避難基準雨量の設定手法（案），21p，2005.
3) 新潟県監修 : 新潟の地すべり 1984, 新潟県, 212p, 1984.
4) 川住淳一郎，望月巧一，大野幸雄，内田克，藤岡毅 : 長野県の地すべりー砂防課（建設省所管）の地すべり対策についてー, 地すべり技術, Vol.22, No.1, p.3-15, 1995.
5) 丸井英明，佐藤修，渡部直喜 : 平成 8 年 12 月 6 日新潟・長野県境蒲原沢土石流災害（速報），砂防学会誌，Vol.49，No.5，p.60-62，1997.
6) 平松晋也, 石田孝司, 金澤瑛, 権田豊, 澤陽之, 堤大三, 長山孝彦，福山泰治郎，萬徳昌昭，三池力，森下淳，矢島光一，山田泰弘 : 平成 29 年 5 月長野県飯山市井出川流域で発生した大規模崩壊と土石流，砂防学会誌，Vol.70，No.3，p.41-50，2017.
7) 戸塚岳大，風間聡，朝岡良浩，沢本正樹 : 積雪モデルと衛星積雪面情報を用いた東北地方の積雪分布と融雪係数の解析, 水文・水資源学会誌, Vol.17, No.5, pp.493-502, 2004.
8) 太田岳史 : 気温および降水量による山地積雪水量の経時変化の推定，雪氷，Vol.51, No.1, pp.37-48，1989.
9) 境隆雄 : 河川の融雪流出に関する研究，土木学会論文集，Vol.95，pp.9-20，1963.
10) 大橋伸之，笹本誠，堺茂樹，平山健一，江口斉 : 北上川ダム貯水池への融雪流入量の計算，水工学論文集，Vol.35，pp.51-56，1991.
11) 小原一哉，堺茂樹 : 降雪・積雪・融雪過程のモデル化と河川融雪流出予測への応用に関する研究, 土木学会論文集 B，Vol.64，No.1，pp.49-61，2008.
12) 松浦純生 : 融雪水等の地下浸透機構と地すべりの挙動, 日本雪工学会誌，Vol.19, No.3, pp.59-64，2003.
13) 横山宏太郎，大野宏之，小南靖弘，井上聡，川方俊和 : 冬期における降水量計の捕捉特性, 雪氷, Vol.65, No.3, pp.303-316，2003.
14) 近藤純正，本谷研，松島大 : 新バケツモデルを用いた流域の土壌水分量，流出量，積雪水当量，及び河川水温の研究，天気，Vol.42，No.12，pp.11-21，1995.
15) 風間聡 : 水文学，コロナ社，165p，2011.
16) 藤田至則，茅原一也，青木滋，鈴木幸治 : 新潟県古志郡山古志村における虫亀地すべりの形態とその形成過程, 新潟大学積雪地域災害研究センター研究年報, No.3, pp.1-21，1981.
17) 丸井英明，渡部直喜，佐藤修，前川峰志 : 蒲原沢土石流災害について, 新潟大学災害研究所年報, No.19, p.23-48，1997.
18) 木村誇，桂真也，丸山清輝，石田孝司 : 長距離移動した融雪地すべりの発生域・移送堆積域の地形特性，日本地すべり学会誌，Vol .53，No.2，p.1-12，2016.
19) 矢島光一，田下昌志，西澤賢，北原誠，山崎隆雄，長谷川国宏，山田泰弘，丹羽諭 : 長野県飯山市井出川で発生した山腹崩壊に伴う土石流に対する既設堰堤の効果に関する検討, 平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集, pp.17-18，2018.
20) 小山内信智，冨田陽子，秋山一弥，松下智祥 : がけ崩れ災害の実態，国総研資料，No.530，203p，2009.
21) 白石一夫 : 妙高高原町に発生した土石流災害について, 地すべり，Vol.15，No.2，p.40-42，1978.
22) 渡辺昇，小林宏至，桜井亘 : 姫川支川浦川に発生した大規模土石流について, 砂防学会誌, Vol.46, No.1, p.41-44，1993.
23) 南哲行，綱木亮介，小山内信智，藤澤和範，萬徳昌昭，杉淵清徳 : 平成 9 年 5 月秋田県鹿角市八幡平で発生した土砂災害調査報告（速報），砂防学会誌，Vol.50，No.2，p.68-73，1997.
24) 瀬尾克美，原口勝則，菊井稔宏，吉田真也 : 土砂災害警戒避難基準雨量の課題と改良について，砂防学会誌，Vol.53，No.6，p.37-44，2001.
25) 丸井英明，佐藤修，渡部直喜 : 12.6 新潟・長野県境蒲原沢土石流災害緊急報告, 新潟応用地質研究会誌, No.47, p.57-62，1997.

（2020. 7. 1　受付）

マルチシナリオによる住宅地内の土石流危険度リスクの評価方法の検討

EVALUATION METHODS FOR DEBRIS FLOW RISK DISTRIBUTION IN RESIDENTAL AREA CONSIDERING MULTI SCENARIOS

長谷川 祐治[1]・中谷 加奈[2]・青柳 昌憲[3]・海堀 正博[4]・里深 好文[5]

Yuji HASEGAWA, Kana NAKATANI, Masanori AOYAGI, Masahiro KAIBORI, and Yoshifumi SATOFUKA

[1]広島大学大学院先進理工系科学研究科（〒739-8521 東広島市鏡山 1-7-1）
E-mail: y-hasegawa@hiroshima-u.ac.jp
[2]京都大学大学院農学研究科（〒606-8502 京都市左京区北白川追分町）
E-mail: nakatani.kana.4z@kyoto-u.ac.jp
[3]京都大学大学院農学研究科（〒606-8502 京都市左京区北白川追分町）
[4]広島大学防災・減災研究センター（〒739-8521 東広島市鏡山 1-7-1）
[5]立命館大学理工学部（〒525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1）

***Key Words**: debris flow, numerical simulation, risk distribution, multi scenarios, evaluation method*

1. はじめに

土石流は発生件数に対して被害の甚大度が大きく，適切な防災対策が必要である．扇状地の住宅地に流入する土石流危険渓流では，地形条件や災害履歴の調査を行い，都道府県が谷出口を基点として単一規模の土石流シナリオを基に，扇形形状等に警戒区域を設定する．しかし，日本の土石流危険渓流は十数万存在するため，警戒区域毎に詳細な危険度分布を地方行政が示すのは難しい．また，警戒区域内では一律で危険度が示されるため，区域内の住民が危険性を具体的に認識し難い．警戒区域内でも相対的に危険度が高い場所や低い場所が存在し，具体的な危険度の濃淡を示すことで危険性が認識しやすくなると考えられる [1]．詳細な土石流の危険度分布の検討には数値シミュレーションが有用だとされる．

平成 30 年 7 月豪雨により西日本では甚大な土砂災害が発生し，中でも広島県は被害が大きかった．この豪雨により広島県で発生した土石流被害の大部分は県の指定した土砂災害警戒区域内で発生したが，一部では警戒区域外でも被害が発生した（**図-1**）[2),3)]．これより，警戒区域内だけでなく区域外でもリスクの高い箇所があり，警戒区域を含む谷出口の広範囲において詳細な危険度分布を示すことが求められる．また，県が災害前に想定した土石流とは異なる規模で発生して，被害が生じた地域もある．単一の土石流シナリオだけではなく，複数のシナリオによる危険度のリスクを事前に把握し，その評価方法を検討することが求められる[例えば 4)]．

本研究は，平成 30 年 7 月豪雨の土石流事例を対象としてシミュレーションの妥当性を確認した後に，異なる土石流の規模や建物破壊の有無を考慮したマルチシナリオを想定したシミュレーションを実施して，流動深＋堆積厚が最大値となる最大水位，建物被害に影響する流体力などを指標に，新たな土石流の危険度分布の評価方法を提案して，防災対策に繋げることを目的とした．

2. 検討方法

(1) 土石流シミュレーション

シミュレーションには，GIS を実装した土石流シ

図-1 平成 30 年 7 月豪雨により発生した土石流前後の DEM 差分と警戒区域の対応 [3]（口田南三丁目）.

ミュレーションシステムである HyperKANAKO[5]を用いて数値シミュレーションを実施した．本システムは，土石流の抵抗則や侵食堆積速度に高橋モデル[6]を採用し，山間部で流れ方向のみに拘束される一次元領域の谷部から，流れ方向だけでなく横断方向にも流れが広がる扇状地の二次元領域までを連続的に扱える結合モデル[7]を採用している．

(2) 対象地と計算領域

平成 30 年 7 月豪雨で土石流被害が発生した広島市安佐北区口田南三丁目を対象とした．**図-1** に示したように，警戒区域外にまで土砂が到達して，被害が発生している．

土石流の実挙動やシミュレーションにおいても，地形（勾配）と土石流の規模が侵食や堆積等の挙動に大きく影響する要因である．本研究は，広島県から提供された災害発生前の解像度 1 m×1 m の地形データとして 1)Digital Elevation Model (DEM)，2) Digital Surface Model (DSM)を採用した．DEM は建物高を除いた詳細な地盤高を，DSM では建物高が表現される．

一次元領域は計算点間隔 5 m，河道幅 10 m に設定した．**図-2** に計算領域と災害時の土砂堆積範囲を示し，**図-3** に各地形の二次元領域を示す．両者とも中央部に線路盛土が表現され，DSM では DEM と比較して住宅地内の建物が表現されている．二次元領域は災害時の土砂堆積範囲を囲むように 625 m×400 m の範囲として，計算格子は 1 m×1 m に設定した．

(3) 実災害規模の検討

平成 30 年 7 月豪雨の土砂災害のデータを参考に，航空レーザー測量の災害前後の差分値から移動土砂量 8,000 m^3（空隙込）を得た．この土砂を一次元領域に均一厚さで移動可能土砂として設定した．ハイ

図-2 口田南の計算領域の設定と災害時の土砂堆積範囲（背景は災害後オルソ）.

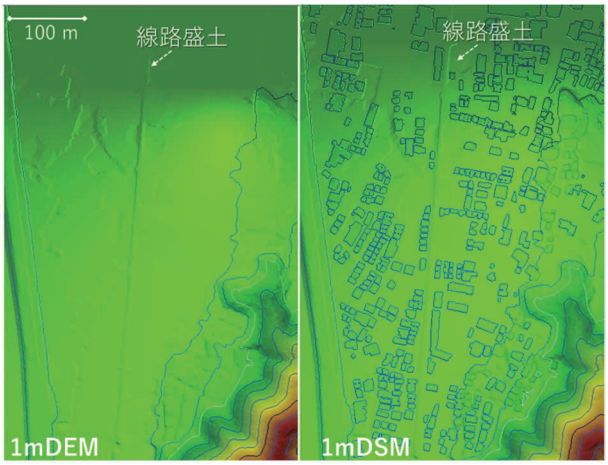


図-3 各地形データの二次元領域（等高線は 10m 間隔）.

ドログラフは，降雨発生時から災害発生時までの累積雨量（188 mm）と対象地の流域面積（0.27 km^2）から，土石流発生時には全ての降雨が流出すると仮定して流出率 1.0 を用いて総流出量を算出した．日本の土石流事例を参考に [8]，土石流のピークの継続時間を 300 秒（全時間を 400 秒）にすると，ピーク流量は 145 m^3/s と求められるが，ここでは 150 m^3/s と考えた．

上流端からは水のみを供給して，一次元領域で移動可能土砂が侵食されて土石流が発生・発達するシナリオを想定した．その他のパラメータは，現地状況や既往検討を基に，**表-1** のように設定した．

図-4 に計算終了時の堆積厚と災害時の土砂堆積範囲を示す．**図-1** に示したように，実災害では警戒

区域の西側を超えて，警戒区域外まで土砂が到達した．この場所は横断地形の比高差が5m未満のため，土石流が地形の影響を受けず直進すると考えられるが，実際には地形の影響を受けて左岸側に流動した．数値シミュレーションの結果から，谷出口より下流の住宅地では，DSM ではDEM と比較して建物の存在により流れが阻害されることで，堆積範囲が横断方向（図中では南北の方向）に広がる．また，DSM では相対的に建物よりも低い道路上に流れが集中する様子が堆積厚分布から確認出来る．実災害では南北に通る道路上に細長く土砂が堆積しているが，本計算では表現されていない．これは，実災害では土石流発生後にも強い雨が継続して，後続流が長く続いたことで，一度堆積した土砂の再移動が見られたこと等が影響したと推測される．DEM，DSM とも堆積高が 10 cm 以上を示す範囲は，実際の土砂堆積範囲とよく対応している．本手法による土石流シミュレーションの妥当性が示されたと考えられる．

(4) マルチシナリオの設定

前項と同じ計算手法とパラメータを用いて複数シナリオの検討を行った．土砂量を 20,000，16,000，12,000，8,000，4,000 m^3（空隙込み）の 5 種類と設定した．災害前の基礎調査から流出土砂量が 13,692 m^3，運搬可能土砂量が 20,000 m^3 と示されていることから，本渓流で災害前に想定される最大土砂量と考えた．設定した土砂は，実災害の規模に対して 2.5，2，1.5，1，0.5 倍である．ピーク流量も実災害の規模に対して土砂量と同じ倍率を乗じて，375，300，225，150，75 m^3/s と設定した．流量 5 種類，土砂量 5 種類の組み合わせた 25 ケースを DSM と DEM の 2 種類の地形データを用いて全 50 ケースを計算した．

(5) 危険度分布の評価方法

本研究では，危険度分布を表す指標として最大水位（流動深＋堆積厚の最大値）と流体力の最大値を採用した．最大水位は，家屋が土砂で埋まる状態や家屋の破壊の指標となり，流体力は家屋の破壊の指標となる．流体力 F(N/m)は，式(1)で表される．

$$F = \rho \cdot h \cdot u^2 \tag{1}$$

ここで，ρ : 土石流の密度(kg/m^3)，h : 流動深(m)，u : 流速(m/s)である．以降で考慮する流体力は各シナリオにおける最大値を採用した．

広島県の土石流基礎調査マニュアルによると [9]，流動深が 1 m を超える場合には著しく危害の恐れのある区域として指定されている．本検討ではその数値を参考にシミュレーションで得られた最大水位の 1.0 m と 2.0 m を閾値とした．最大水位には土砂堆積が含まれる場合も想定される．一般に，土石流の高さを災害による危険度の指標とする際は，流動深だけでは堆積が含まれないため，高さが低く示される場合がある．そこで，広島県の設定値よりも大きい 2 m も閾値とした．また，津波による建物被害に関する検討において [10]，50 kN/m を超えると木造・鉄骨の建物被害が急増することが示されることから，流体力は 50 kN/m を閾値とした．なお，これらの閾値の設定方法については今後さらなる議論が必要である． DSM と DEM の各 25 ケースの計算設定した閾値を超えた計算メッシュを抽出して，それぞれで閾値を超えた回数をケース数である 25 で除した「閾値を超過する確率」を指標として，以降，本指標を超過確率と呼ぶ．例えば，超過確率が 0 では，そのメッシュは全ケースで閾値を超えない地点となり，相対的に安全な地点であることを示す．一方，超過

表-1　計算パラメータ．

パラメータ	数値 (unit)
計算時間	600 (s)
計算の時間間隔	0.01 (s)
代表粒径	0.2 (m)
砂礫の密度	2,650 (kg/m^3)
流体相の密度	1,180 (kg/m^3)
砂の内部摩擦角	37 (deg.)
河床の容積濃度	0.65
侵食速度係数	0.0007
堆積速度係数	0.05
マニングの粗度係数	0.03 (s/$m^{1/3}$)

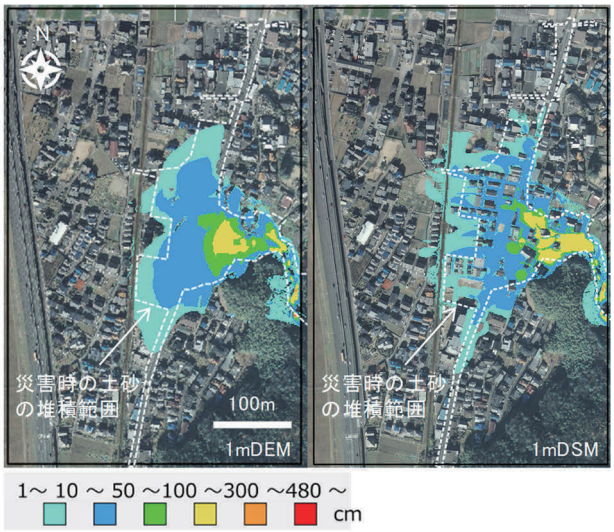


図-4 計算終了時の二次元領域の堆積厚．

確率が 1.0 では，そのメッシュは全ケースで閾値を超えており，危険度が非常に高い地点であることを示す．さらに，二つの地形データを合わせた 50 ケース（以降，DEM＋DSM と記載）についても，同様の方法で検討を行った. DEM では建物の高さを除いた地盤標高が表される一方, DSM では建物の高さが表現された標高が示されている．そのため，建物が全て破壊された場合の地盤標高の DEM と，建物破壊が全くない場合を想定する DSM の，二つの地形データを合わせて検討することにより，両者の中間的なシナリオとなる一部の建物が破壊された状況を評価することを目指した．

3. 住宅地内の危険度分布

計算結果と最大水位と流体力で設定した閾値の比較から地点ごとに超過確率を求めて，DEM，DSM，DEM+DSM で表した．1 回でも閾値を越えると，最小の超過確率が DEM，DSM では 0.04，DEM+DSM では 0.02 となる．

図-5 に最大水位の閾値を 1.0 m とした場合の危険度分布を示す．まず，DEM と DSM を比較すると，建物の高さが表現される DSM の方が, 超過確率 0.04 以上を示す範囲が広い．また，超過確率が 1.0 となる範囲が広い．特に，図中に黒〇で示した範囲で顕著な違いが見られる．一方，建物の高さを表現しない DEM では赤〇で示した南側で DSM より高い超過確率を示す．ここでは，水位が上昇したことで線路盛土を越えて西側に流出していることがわかる．この結果から, DEM では地形勾配の影響を受けて南側に流れる割合が多い傾向を示し, DSM では建物の間が移動経路となるため DEM よりも地形勾配の制約を受けずに南側に流れる割合が少なくなり，北西向きに流れる傾向を示す．また，線路沿いの北側に一部で高い超過確率を示す地点が点在する．これらは，移動途中は高い水位を示さないが，この地点に流入すると，地形的な制約や水・土砂が集まることで高い最大水位を示す「流れのたまり場」となる．すなわち，流れのたまり場では，土石流の直撃により破壊や損傷を受ける危険性ではなく，土石流が流動してきた際に周囲と比較して大きな最大水位を生じやすい場であることから，当該地点に道路や家屋などの構造物が存在すると，水や土砂で埋没する危険性が高いことを示唆する. 線路を超えた西側では, DSM の方が高い超過確率を示す範囲が広い. これは, DSM では線路沿い東側で最大水位が高くなる箇所が複数あるため，そこから線路を越えて西側に流出したためである．線路の東側と西側を超過確率で比較すると，西側の方が明らかに小さい．また，DSM で超過確率が 0.72 以上を示す範囲は，DEM では 0.5 を示す範囲とほぼ同じであり，周囲と比較して流れが溜まりやすい地形を呈していると考えられる．DEM+DSM の結果は，谷出口付近では殆ど同じ結果を示すが，DEM や DSM の一方のみが示す範囲では超過確率が低くなるが，共通して示される場所は高くなる傾向を示す．

図-6 に最大水位の閾値が 2.0 m の危険度分布を示す．閾値が 1.0 m の結果と比べて，流れのたまり場となる地点が多く点在することが確認できる．ここでは，閾値を大きくすることでこのような地点が抽出できる．DEM と DSM の比較では，閾値が 1.0 m の結果と同様に高い超過確率を示す範囲が広い．先

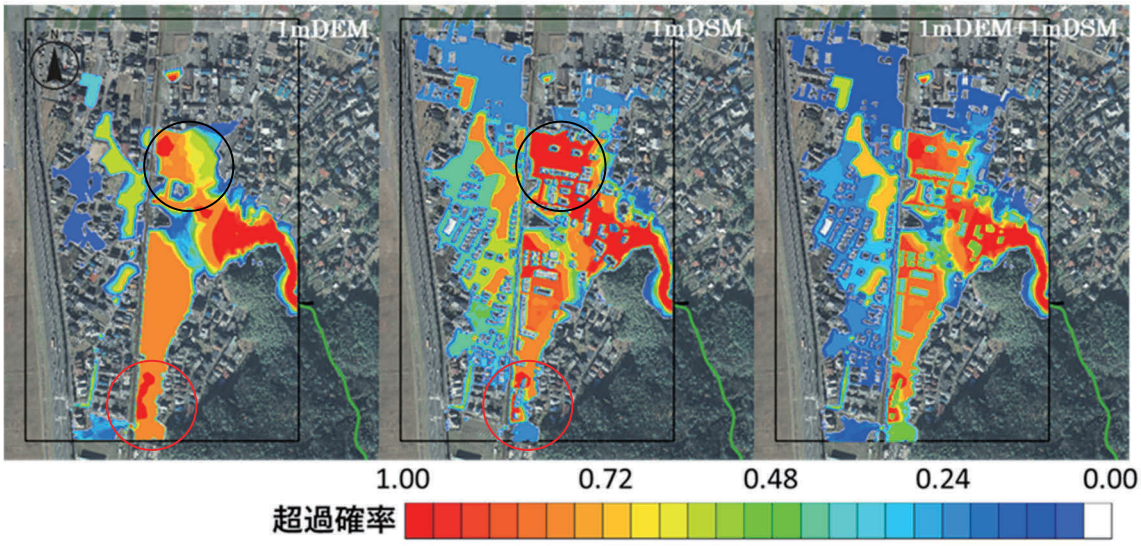


図-5　最大水位 1.0 m を閾値とした危険度分布.

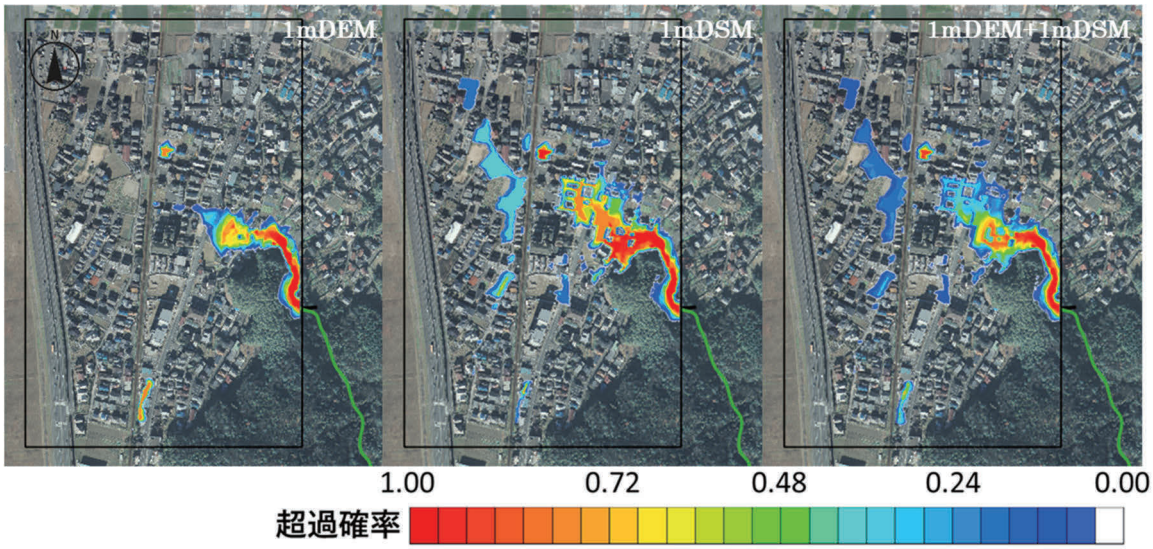


図-6 最大水位 2.0 m を閾値とした危険度分布.

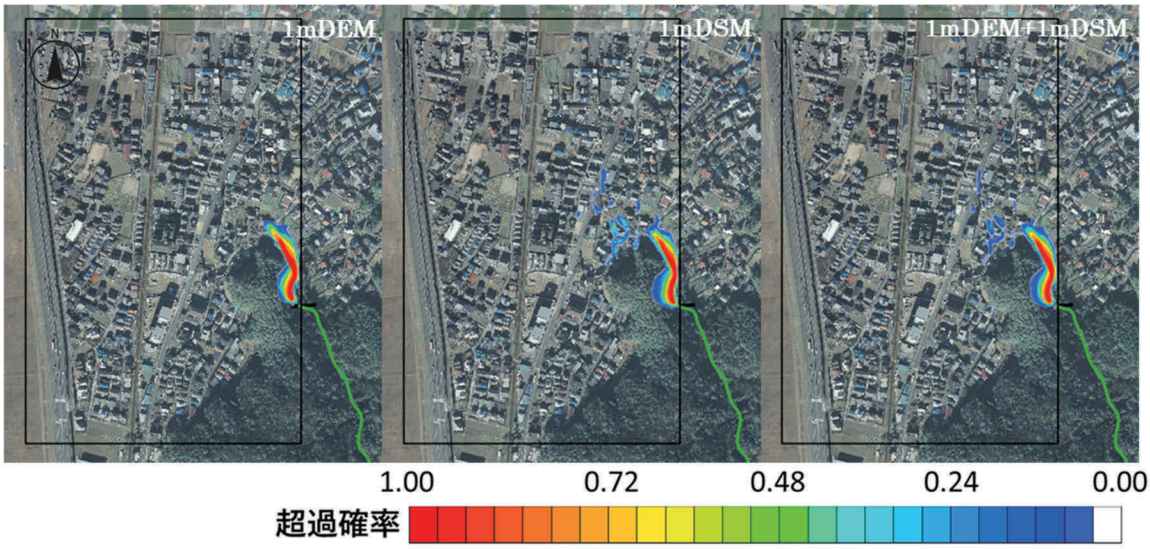


図-7 流体力 50 kN/m を閾値とした危険度分布.

の検討では[11]，谷出口直下に家屋があると流れを阻害して建物の高さを表現した地形の方が上流側に土砂が堆積する傾向を示したが，この地域では，建物の高さを表現することで下流に多くの流れを流出させる傾向を示す. DEM は線路西側で超過確率が 0.04 以上を示す範囲は見られず，一方で，DSM では線路西側にも流出が見られる．DEM+DSM では，閾値 1.0 m の結果と同様の傾向を示す.

図-7 に流体力の最大値に関する危険度分布を示す．DEM は 0.04 以上の超過確率を示す範囲は谷出口にとどまった．DSM は DEM と比較すると，超過確率が 1.0 を示す地点はほぼ共通するが，それ以下の超過確率を示す地点は谷出口付近では DEM の方がやや広い．一方で，建物が存在する住宅地を見ると，DSM の方が北西方向に超過確率が 0.04 以上を示す範囲が広がり，一部は超過確率が 0.5 程度を示す地点も確認された．住宅地では，DEM は広がった流れとなり，DSM は建物の間を移動する集中した流れとなるため，住宅地まで流出した流れの流体力は DSM の方が大きくなる傾向を示す．DEM+DSM では，閾値 1.0 m の結果と同様の傾向を示す．しかしながら，50 ケースの土石流シナリオを対象として超過確率が 1.0 を示す範囲は，住宅地において建物が全て破壊された場合，ならびに建物を考慮した住宅地において，全てのシナリオで閾値を超えることから，危険度が著しく高く警戒が必要な領域であり，早い段階から避難行動を起こす等の優先的な防災対策が必要な地点だと考えられる.

4. おわりに

本研究では,単一の土石流シナリオだけではなく,複数のシナリオによる危険度のリスクを事前に把握し，その評価方法について検討を行った．従来の警戒区域のように一律に危険な範囲を示すのではなく,一つの図で複数の土石流シナリオを考慮した上での住宅地内の詳細な危険度分布を示す方法を提案した.マルチシナリオを検討するにあたり，災害実績や基礎調査のデータをベースとして，土砂量と流量からシナリオを設定した．最大水位と流体力を指標として，ある閾値を設定して場所ごとにそれを越えた回数を基に危険度分布を作成した．シナリオ設定は結果に大きく影響することから，今後は特に災害が発生していない地域についてのシナリオの設定方法やその基準，最大値などの検討が必要である．また，閾値の設定方法について，特に流体力の閾値は建物被害との対応を考慮しながら，更なる検討が必要である．今後は複数の指標を組み合わせた危険度分布の提案方法や,対象地を広げることも検討している.

謝辞：本研究の実施にあたり，広島県土木建築局より災害前後の LP データを提供頂きました．ここに記して感謝致します.

参考文献

1) 中谷加奈，長谷川祐治，里深好文：異なる Digital Elevation Model を用いたシミュレーションによる土石流の危険度分布の把握と避難計画への活用,砂防学会誌,Vol.72，No.6，pp.8-17，2020.

2) 広島県：土砂災害警戒区域等における検討事項，平成30 年 7 豪雨災害を踏まえた今後の水害・土砂災害対策のあり方検討会（第 2 回砂防部会）資料 2,https://www.pref.hiroshima.lg.jp/uploaded/attachment/332031.pdf，2018.

3) 広島県：土砂災害警戒区域等における検討事項，平成30 年 7 豪雨災害を踏まえた今後の水害・土砂災害対策のあり方検討会（第 1 回砂防部会）資料 4-1,https://www.pref.hiroshima.lg.jp/uploaded/attachment/330358.pdf，2018.

4) 長谷川祐治，中谷加奈，海堀正博，里深好文：土砂災害警戒区域内の住宅地における土石流の危険度分布の検討，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.75，No.2，pp.I_181- I_186，2019.

5) 堀内成郎，岩浪英二，中谷加奈，里深好文，水山高久：LP データを活用した土石流シミュレーションシステム「Hyper KANAKO」の開発，砂防学会誌，Vol.64，No.6，p.31-38，2012.

6) 高橋保，中川一：豪雨時に発生する石礫型土石流の予測，砂防学会誌，Vol.44，No.3，p.12-19，1991.

7) 和田孝志，里深好文，水山高久：土石流計算における 1 次元・2 次元シミュレーションモデルの結合，砂防学会誌，Vol.61，No.2，p.36-40，2008

8) 池田暁彦，門馬直一，堀内成郎，山田利治：滑川北股沢で発生する土石流について，砂防学会誌，Vol.51，No.2，pp.31-38，1998.

9) 広島県 基礎調査マニュアル（案），https://chotatsu.pref.hiroshima.lg.jp/standard/file/sd_kisotyousa_d-s.pdf

10) 林里美，成田裕也，越村俊一：東日本大震災における建物被害データと数値解析の統合による津波被害関数，土木学会論文集 B2（海岸工学），Vol.29，No.2，pp.386-390，2013

11) 中谷加奈，小杉恵，里深好文，水山高久：家屋や道路が土石流の氾濫・堆積に及ぼす影響－2014 年 8 月に発生した広島土砂災害を対象として－，砂防学会誌，Vol.69，No.5，pp.3-10，2017.

（2020.7.1　受付）

雄物川流域・強首地区における洪水履歴と住民の防災意識

THE FLOOD HISTORY AND DISASTER AWARENESS OF RESIDENTS IN THE KOWAKUBI OMONO RIVER BASIN

田口岳志[1]・鳥屋部佳苗[2]・椿原京子[3]・鈴木素之[4]・荻野俊寛[1]

Takeshi TAGUCHI, Kanae TOYABE, Kyoko KAGOHARA, Motoyuki SUZUKI, Toshihiro OGINO

[1]秋田大学大学院理工学研究科（〒010-8502 秋田市手形学園町 1-1）

E-mail: take0828@gipc.akita-u.ac.jp

[2]東北大学大学院（〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 6-6）

E-mail: toyabe.kanae.q6@dc.tohoku.ac.jp

[3]山口大学教育学部（〒753-8513 山口市吉田 1677-1）

E-mail: k-kago@yamaguchi-u.ac.jp

[4]山口大学大学院創成科学研究科（〒755-8611 宇部市常盤台 2-16-1）

E-mail: msuzuki@yamaguchi-u.ac.jp

Key Words: *Disaster history, Old document, Time-related disaster prevention studies*

1. はじめに

近年，全国的に異常気象に伴う局所的豪雨が多く観測され，これに伴い多くの土砂災害や洪水が発生している．秋田県においても，226 億円を超える被害総額を記録した 2017 年秋田豪雨災害が記憶に新しい．この年，7 月 22 日から梅雨前線による大雨により，東北地方や北陸地方を中心に記録的な豪雨に見舞われ，河川の氾濫や土砂災害による甚大な被害が発生した．内閣府発表によると，7 月 22 日から 7 月 25 日の 6 時までに降った雨は，秋田県秋田市では 348.5mm，秋田県横手市で 316.5mm など 300mm を超える雨となり，本研究の調査対象である秋田県大仙市強首地区付近の雄物川も氾濫した．このような数十年～数百年に一度の大規模災害に対して，著者らは時間防災学という視点から，長期的スパンかつ低頻度で発生する大規模洪水・土砂災害の履歴を科学的･歴史学的の両面から調べ，その照合から未来に発生し得る豪雨災害の被災リスクを判定する試み[1)-4)]を実施している．本報告では，これまでに西日本で行ってきた長時間スケールでの洪水氾濫の実態解明に対して，東北エリアにおける秋田県雄物川流域に着眼し，これを明らかにすることを目的としてハンディジオスライサーによる洪水堆積物調査，歴史書による災害履歴調査，洪水頻発地域の防災意識アンケート調査を行った．

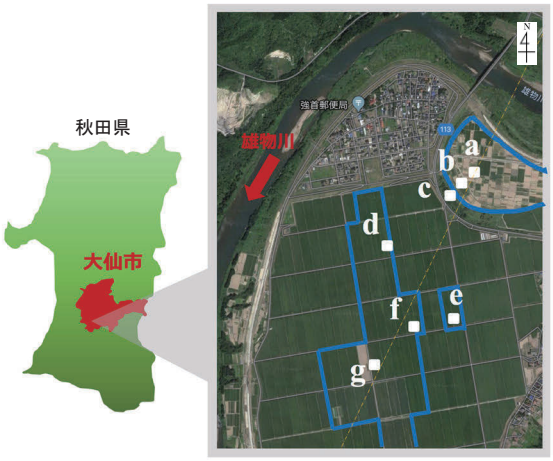


図-1 調査対象地区（秋田県大仙市強首）

出典：Google Earth

2. 調査地域について

調査対象地域は，秋田県大仙市の強首地区とした．

調査地点の詳細を**図-1** に示す．図中の青枠は調査許可を得た範囲を示し，a～g はハンディジオスライサーを実施した地点である．強首地区は，洪水常襲地区として知られており，西仙北町史（先史～近世編）[5] には 1728～1781 年の洪水被害記録も残されている．また，**図-2** は藤木ら[6]が雄物川大曲捷水路の変遷についてまとめた文献に 2002 年に完成した輪中堤を追記したものである．この地域において，1680 年から河川改修が数回にわたり行われ，強首地区（旧強首村）の上流部に新川を施工し，河川を直線化した経緯が示されている．さらに，上述した輪中堤によって，洪水被害は著しく低減したことが報告されている．

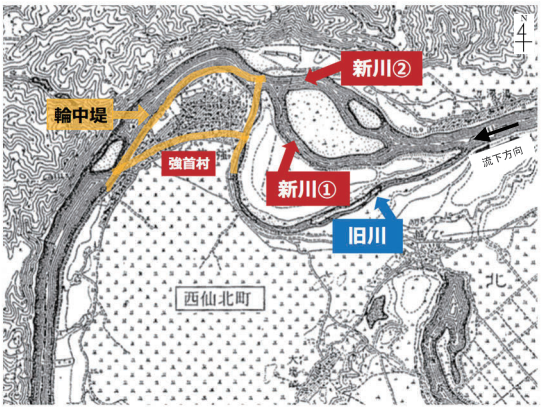


図-2　1680 年雄物川改修工事（文献 6)に加筆）

3. 調査方法

ジオスライサー調査では 2m のハンディジオスライサー（復建調査設計社製）を用いた．**写真-1** に調査状況を示す．**図-1** の調査地点において，a～c は旧河川の堤防の外側で，d ～ g はその内側で実施した．また，ジオスライサーで採取した試料を用いて放射性炭素（^{14}C）年代測定を加速器質量分析計（パレオ・ラボ，コンパクト AMS:NEC 社製 1.5SDH）を用いて行った．さらにその結果と本調査地の上流域である西仙北町史および仙北町史年表[7]の洪水履歴と照合した．その他，液性・塑性限界試験，土粒子の密度試験，粒度試験を実施し，災害イベントの発生頻度について調べた．また，本研究の全体構想において，最終的に得られた知見を地域住民に還元することを目的として，強首地区の住民に対するアンケート調査を行なった．アンケートは全 58 世帯中 29 世帯の合計 29 名に，同時に対面ヒアリングも 17 名に実施した．

写真-1　ジオスライサー調査状況

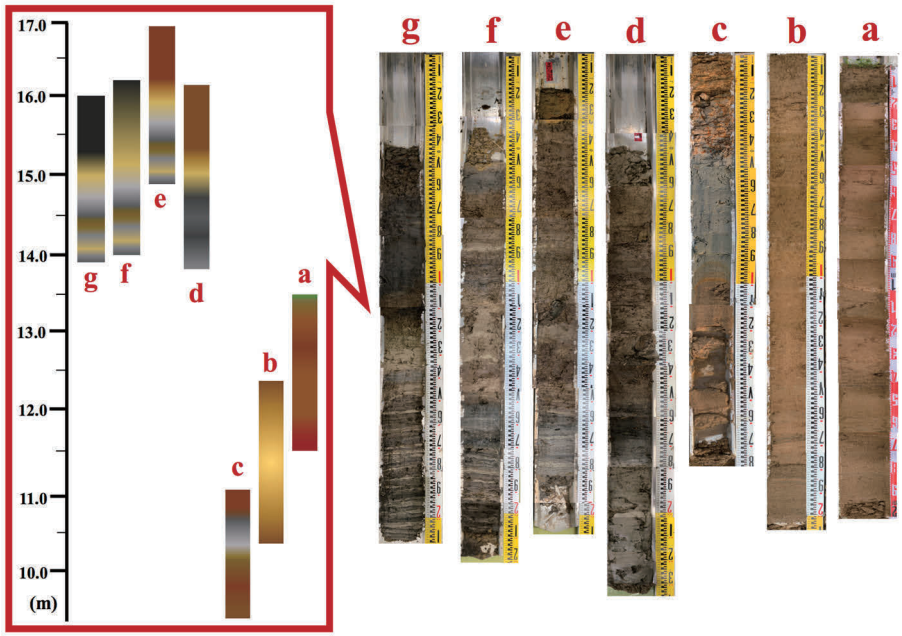
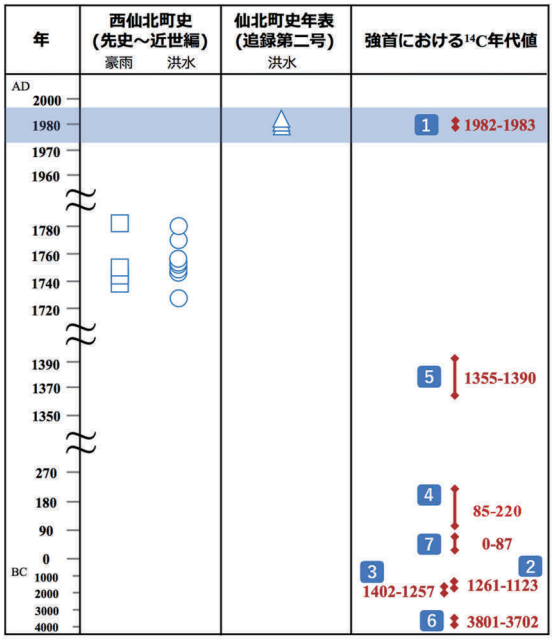


図-3　地層断面図

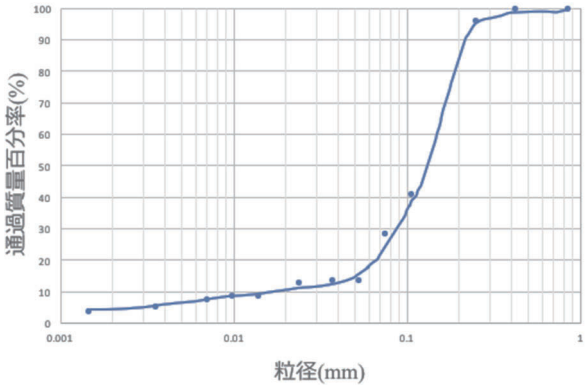
表−1　^{14}C 年代測定結果と資料から抽出した災害イベント



4. 結果および考察

図−3 に，合計 7 本の地表面下の地層断面を示す．図中の赤枠内には，それぞれの試料を採取した標高を示すとともに，グラデーションは土質の色調を表現したものである．右画像のジオスライサー調査では，a〜c で砂層が，d〜g ではシルト・粘土層がみられ，河川から離れるほど（a → f），粒子が細かくなっていくことが分かる．また，地層の色彩も河川から離れるほど（地層断面図の右から左），茶色から灰色・黒色に変化している．**図−3** 左に試料採取地点の標高を示しているが，旧堤防外の a〜c と比べて標高が 3 ~ 6m 高い地点でもある堤防内の d ~ g では，洪水で洗い流されることなく有機分が残り，それらが腐食したためと考えられる．また，e〜g では下方に白・黒・青・黄土色の何層もの薄い層がみられた．これは，洪水や火山活動などのイベントの痕跡とみられ，これらのイベントが少なくとも 21 ~ 82 回は発生した可能性がある．その他，当該断面において何らかのイベントの痕跡を残す特徴としては，突然異なる色の層が散見されることである．これは，突発的なイベントによるものである可能性が高い．d の地表下（GL）170cm，e : 160cm，f : 150cm，g : 135cm あたりにはグレーの層がみられる．多少のずれはあるが対応している層であると考えられる．また，白色の層は，強首に近い火山の活動の影響が考えられ，火山灰が含まれる層は同じ年代であるという指標となり得る．現段階では，各火山灰の対比を行っていないが，今後，顕微鏡による土粒子観察などを行う予定である．

図−4　炭化物採取箇所



図−5　粒径加積曲線の一例（図−4 の 1 付近）

^{14}C 炭素年代測定の結果を**表−1** に，炭化物採取箇所を**図−4** 示にす．図中の 1〜7 は，^{14}C 炭素年代測定を実施した箇所である．

図−4 の 1 から採取した炭化物において 1982−1983 年（炭素年代測定誤差は±15 年）の測定結果が得られた．仙北町史年表によれば，同時期に 3 度の洪水が記録されており，そのときの洪水堆積物であると考えられる．また，歴史書に記録されていない 1300 年代のもの，さらに古いものでは紀元前 3801-3702 年のものが計測された．これらの ^{14}C 炭素年代測定の結果のみでは，全ての木片が洪水堆積物であるという断定はできないが，今後調査範囲を拡大し，面的な拡がりを調べることで，それを明らかにすることができるものと考えている．

a および d ~ g の特徴的な縞模様がある層で粒度試験を行った．細粒分の含有率が異なるものの，d〜g では 98%以上がシルトと粘土であることがわかった．**図−5** に粒度試験結果の一例を示す．土試料は**図−4** における 1 付近から抽出したものである．この他

の土試料としては，**図-4** の 2～7 付近のまとまった層を抽出して同試験を行ったが，木片や木の皮を含むものが多く，過酸化水素水による処理で有機分の分解が十分に行えなかったため，比較対象にできる結果は得られなかった．今後，有機分の除去方法を改善し，各層の粒度分布を明らかにできれば，種々のイベント毎の共通の土性を整理し，災害等の面的な拡がりを確認することができると考えている．

5. アンケート調査に関する結果

地盤調査等で示唆された未知の洪水履歴が住民の防災活動や意識形成にどのように反映されているのかを探るために，強首地区の住民に対してアンケート調査を行った．その結果を**図-6** に示す．アンケートは令和 2 年 1 月 10 日に，全 58 世帯中 29 世帯の合計 29 名に対面で実施し，その場で記入して頂いた．時間に余裕のある方（内 17 名）にはヒアリングも実施した．アンケート内容は，基本事項 2 項目，災害経験について 1 項目，防災意識について 5 項目とした．防災意識を確認する質問については，**図-6** に示すような内容とした．その結果，洪水に対する意識調査において，86%の方から洪水を意識しているあるいは少し意識しているとの回答があり，住民の高い防災意識を確認した．当該地区では，住民独自のハザードマップを作成しており，その内容は，強首地区の「どこに，（何歳の）誰が，何人」居住しているか，各居住エリアの班長の連絡先･避難所･連絡体制などである．このような各家の個人情報が記載されたマップを住民自ら協力し合って作成・配布すること自体，本地域における住民の防災意識が高いといえる．また，特筆すべき点として，行政視点で作成するハザードマップのように浸水領域や危険個所の提示等に重点を置いておらず，災害時の具体的な避難行動を各人が確認できる仕様となっている点である．また，ヒアリング調査では，「洪水時には河川の増水具合や田畑が大丈夫かを見に行ってしまう」「輪中堤があれば絶対大丈夫と思う」など，災害の危険性に対して比較的に安易な考えの方も若干名存在し，災害記憶の風化が認められた．また，「高齢者や寝たきりの家族がいる住人のための避難対策を考えてほしい」「老人や身体に障害がある方にとって避難所の硬い床に寝ることはとても辛い」など，高齢化問題と併せて検討すべき課題も提示された．

6. まとめ

秋田県大仙市の強首地区において，ハンディジオスライサーによる試料採取および ^{14}C 炭素年代測定の結果から，洪水や豪雨･火山噴火などの災害が少なくとも 21～82 回起きていることを確認した．また，歴史書との照合により，1982～1983 年の洪水履歴について科学的根拠である ^{14}C 炭素年代測定結果と合致した．

アンケート調査を実施した結果，強首地区は洪水頻発地域であるが故に，住民の防災に対する意識は極めて高いことが確認された．

今後の展開として，ジオスライサー調査を同地区で行い，今回特定できなかった 1700 年代における洪水の痕跡を調べ，近隣地区に調査エリアを拡大し，面的な広がりとこれに伴う災害規模の特定も進

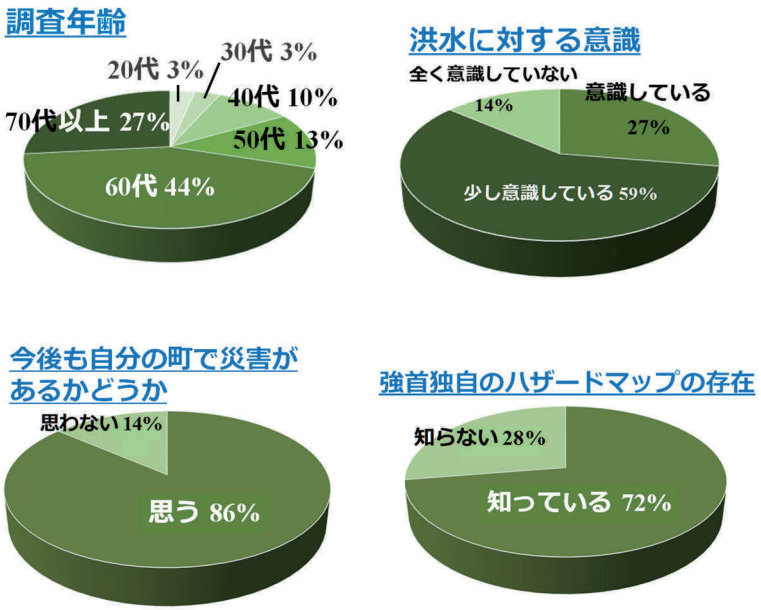


図-6 アンケート結果

める予定である．さらには得られた知見を地域住民に対して，どのような形で還元することが防災意識の向上に繋がるのかを，住民へのヒアリング等を通して検討していく．

謝辞：本研究は JSPS 科研費基盤研究（A）（鈴木素之，19H00785）の助成を受けて実施した．関係各位に謝意を表します．

参考文献

1) 鈴木素之,「時間防災学」の視点による土石流災害の発生リスク評価に関する研究,地盤と建設, 33(1), 9-18, 2015.12.
2) 楮原京子，鈴木素之，松木宏彰他, 2014 年広島土石流災害発生 2 渓流沖積錐を形成する土石流堆積物の編年, 自然災害科学, 34 (4) , 295-308, 2016.3.
3) 鈴木ら，地形・地質条件による土石流発生頻度のちがい, 地盤工学会誌, 64 (4) , 8-11, 2016.4.
4) 楮原京子，鈴木素之，松木宏彰ほか 4 名, 2014 年広島土石流災害発生 2 渓流沖積錐を形成する土石流堆積物の編年,自然災害科学, 34 (4) , 295-308, 2016.3.
5) 西仙北町郷土史編纂委員会編，西仙北町，西仙北町史 先史～近世編，1995.3.
6) 藤木 修,石川進作，雄物川大曲捷水路の変遷について，土木史研究，第 16 号，425-434,1996.6.
7) 秋田県仙北町，仙北町史年表，132-144,1986.12.

（2020. 7. 1　受付）

2017 年 8 月にベトナム北部で発生した土砂災害の調査報告と新しい調査方法の検討

A PRELIMINARY REPORT OF A LARGE SEDIMENT DISASTER IN NORTH VIETNAM ON EARLY AUGUST, 2017 AND DISCUSSION FOR NEW SURVEY METHODS

川村 喜一郎[1]・大久保 泰邦[2]・Le Quoc Hung[3]・熊谷 勇河[1]・藤田 勝[3]・Nguyen Ho Kharn[2]

Kiichiro KAWAMURA, Yasukuni OKUBO, Le Quoc Hung, Masaru FUJITA, Yuga KUMAGAI, Nguyen Ho Khanh

[1]山口大学大学院創成科学研究科（〒753-8512　山口市吉田１６７７−１）
E-mail: kiichiro@yamaguchi-u.ac.jp, zvhb_7_38@outlook.jp
[2]一般財団法人宇宙システム開発利用推進機構（〒105-0011　港区芝公園３丁目５番８号）
E-mail: Okubo-Yasukuni@jspacesystems.or.jp, Fujita-Masaru@jspacesystems.or.jp
[3]ベトナム地質鉱物総局　北西地質局（6 Pham Ngu Lao Street, Hanoi）
E-mail: hunglan@gmail.com, nhkhanh@monre.gov.vn

***Key Words**: flash flood, drone survey, satellite imagery, sentinel-1, Son La province, It-Ong region*

1. はじめに

土砂災害は，山腹や川底の石や土砂が集中豪雨などによって一気に下流へと押し流される土石流や，山の斜面や自然の急傾斜の崖，人工的な造成による斜面が突然崩れ落ちる崖崩れなどがある[1)]．特に，集中豪雨による土砂崩壊の場合，広域的な被害の把握には，天候の回復を待つ必要があり，一定度の時間がかかる場合が多い．

一方で，本論のタイトルにあるベトナムをはじめとする東南アジア各国では，我が国のような気象システムが整備されておらず，集中豪雨による土砂災害を未然に防ぐための手段を今後，強化する必要がある[2)]．また，我が国のように国土全域をカバーする航空写真が取得されていない．土砂災害が発生した場合，発生前と発生後とを比較することは，迅速に災害規模を知るための重要な手段であるが，東南アジア各国では，そのような手段を取ることができないことが一般的である．

近年では，全世界を網羅した衛星データがウェブサイトに公開されており，先で示したように，防災に関する手段の選択肢が少ない国々で利活用することが進められている．衛星データにおいて，DEM データや光学センサーによる観測データでは，視覚的に理解可能な画像となり，土砂災害の発生域を航空写真と同様に，地形判読によって理解することが可能となる[3)]．しかし光学センサーによる観測では，同時に雲に覆われた場合，地形的特徴を把握することは困難となる．特に，東南アジア各国は，雨季における観測は事実上不可能となるだろう．また，豪

雨発生による土砂災害では，災害発生域は，当然雨雲によって覆われており，迅速に災害発生域を把握することは不可能である．

それに対して，レーダーによる観測では，雲による影響を考慮することなく，地表の状況を把握することができるため，近年，地すべりによる地表の変形の把握などさまざまな用途として活用されている[4]．

このように，防災システムが乏しく，雲に覆われる期間がある東南アジア各国では，レーダーによる観測，すなわちSARを用いた土砂災害の把握が求められている．

さらに，東南アジア各国では，毎年大規模な土砂災害が発生しているが，それが世界的に報道されることはほとんどなく，私たち日本人は，東南アジア各国において，どのような土砂災害が発生しているか知る術は少ない．しかし，これらの国々で発生する土砂災害の特徴を調べ，その情報をカタログ化して共有することは，今後の我が国の防災に役立つばかりでなく，我が国の技術を各国に活かす機会を与えるだろう．

そこで，本論では，このような観点に立って，ベトナム北部で2017年8月に発生した土砂災害について報告するとともに，地表での調査や衛星データ解析によって，東南アジアにおける調査のあり方について議論する．

2. ベトナムの気象学的・地質学的背景

(1) ベトナムの気象学的特徴とその観測網

一般的に，ベトナム北部は亜熱帯性気候とされ，ハノイでは11月～4月は最高気温が30℃を下回り，降水量が比較的少ない．それに対して，5～10月は30℃を上回り，ひと月の降水量が200 mmを超える．

ベトナム気象水文局が気象・水文に関する防災機関として役割を果たしているものの，気象・水文に関する観測，情報の精度，発表する情報の質などの点において，改善の余地があると報告されている[2]．例えば，ベトナムには気象レーダーと雨量計観測網はあるものの，北部では3台のレーダーについては地形エコー除去がされず，他のレーダーとの電波混信をはじめとする機器性能の不備とともに，ディジタルデータとして出力されていない[2]．また，全国的にもそれぞれのレーダーが独立運用されており，全国レーダー合成図が作成されていない[2]．さらに，雨量計によってレーダーデータが校正されておらず，信頼性が著しく低い[2]．

このように，今後，ベトナムにおいて土砂災害の早期警戒システムを構築する上では，これらの気象観測システムの拡充が必須であるが，現時点において重要なことは，従来の固定式ではなく，おそらく信頼できる観測機器を搭載した移動式の観測システムかもしれない．

(2) ベトナムの地質学的背景と土砂災害の関係

ベトナム北部は，北進したインド亜大陸のユーラシア大陸への衝突によるインドシナ半島の形成プロセスと深く関わっている（図1A）[5]．図1Bにはベトナム北部の地質が示されており，ここはインドシナプレートと華南プレートに挟まれている．華南プレート南縁部には北西～南東方向の第1級の断層群があり，代表的な断層としてRed River断層がある．これは，インド亜大陸衝突に伴って活動しており，ベトナム北部では，Song Hong断層とSong Chay断層とにあたる．その北限は華南プレートのAilao Shan断層に連続し，全体として，Ailao Shan-Red River（ASRR）断層と呼ばれる総延長1000 km以上の巨大な左横ずれ断層とされている[5]．

両プレートの間には複数の変動帯があり，北から，20～24億年前の原生代変成岩帯，ペルム紀～三畳紀の火山岩・堆積岩類のSong Da帯であり，その南には，蛇紋岩化しているオフィオライトが分布しているSong Ma帯に分けられている[5]．

今回の調査地域は，Song Da帯の中に存在する後期ペルム紀～前期三畳紀の酸性火山岩類の地質体であるTu Leリフトに位置する[6]．ここは，3000 m級の山岳地帯であり，火山岩類の上には，ジュラ紀・白亜紀の赤色堆積岩類が覆うとされている[7]．

このような急峻な山地では，急斜面が多数存在し，地すべりなどの土砂災害が発生しやすい地形的特徴となっている．また，多くの谷に村落があり，そのような谷は集水地形となっており，降雨による土石流が発生しやすい状況となっている．

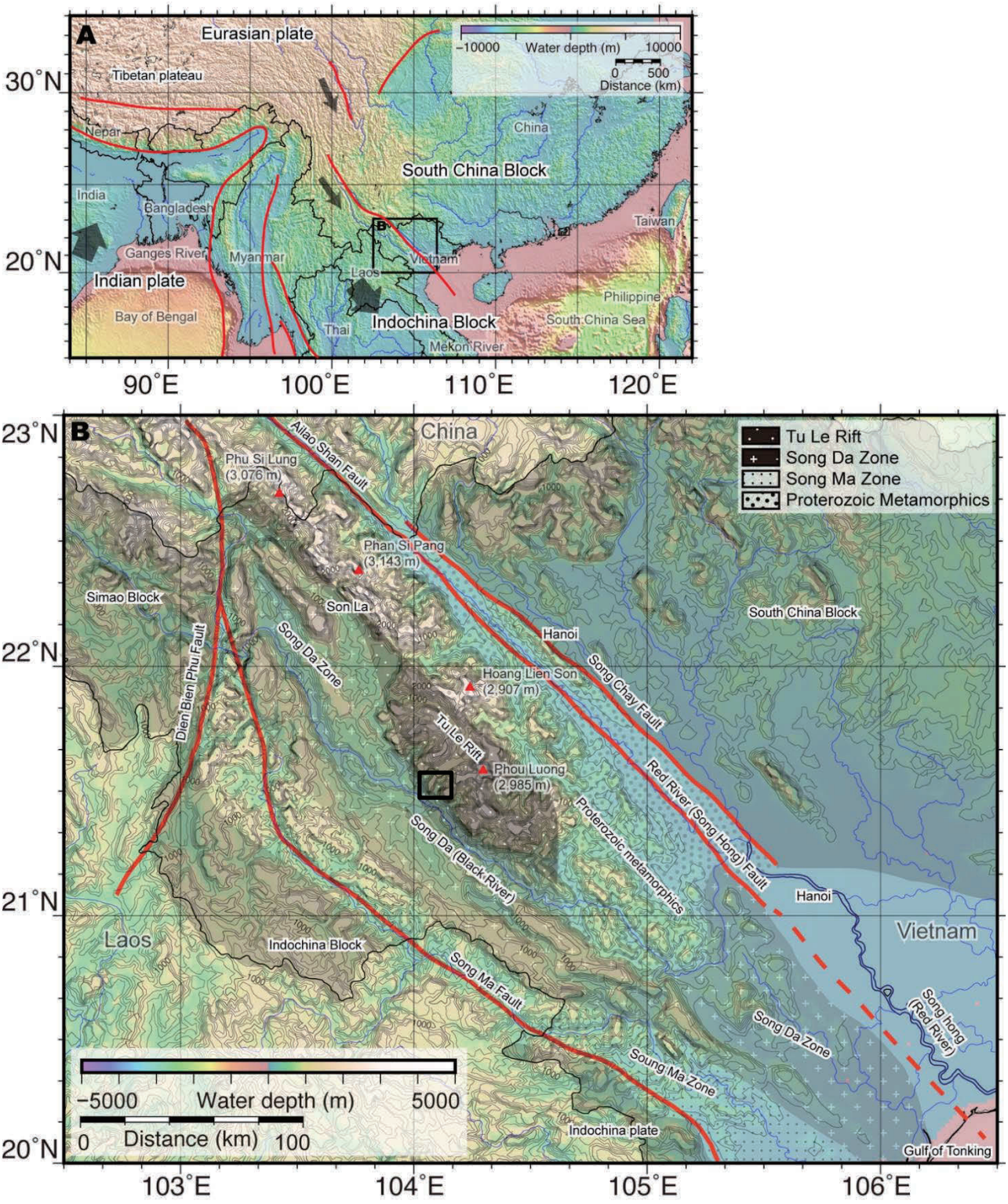


図-1　調査地域の概要．A：調査地域のベトナム北部の広域的な地形的特徴．調査地域はベトナム北部であり，黒枠は図-1B の位置を示す．調査地域は，西にラオス，北に中国との国境があり，北西—南東方向に山地や谷が伸びている．これらの地形的特徴は北進するインド亜大陸の衝突に伴って変動した地形である[5) 6)]．B：調査地域のソンラ省周辺の詳細な地形的特徴と地質[5) 6)]．黒枠で囲まれた地域が調査地域であり，北西—南東方向に山脈が伸びている．調査地北部にはソンホン川，南部にはダー川が流れている．山脈の標高は 3000m 級であり，調査地域はその南側斜面にあたる．

3. ベトナム北部で発生する土砂災害の特徴

ベトナム北部ではほぼ毎年土砂災害が発生しており，その発生原因は主として豪雨と考えられている．

例えば，ベトナム北部のソンラ省イトン地区を中心として，2017 年 8 月 3 日夜からの豪雨によって，

大規模な土石流が発生した．それによって，川沿いにあった集落を襲い，死者 27 名，行方不明者 14 名，住居 231 棟が押し流され，425 棟が地すべりなどによって被害を受けた[8]．4 章以降では，この土砂災害での解析例を詳細に示す．

このような災害は，ASEAN ウェブサイトなどを通じて報告されているが，我が国においてそのような災害を知ることは容易ではない．しかし，このような災害は，我が国との共通点もあると考えられ，相互の情報交換をさらに緊密に進める必要がある．

ベトナムをはじめとした東南アジア各国で毎年発生する土砂災害をカタログ化し，それらの特徴を把握することは今後，重要性を増すだろう．

4．ベトナム北部の衛星データの特徴と解析

ベトナム北部で利用可能な衛星データは，DEM データとして ASTER，光学データとして，Sentinel-2，レーダーデータとして，Sentinel-1 がある．これらは基本的に無料で公開されている．

DEM データは，解像度 30 m であり，詳細な地形解析が可能である（図**2**）．

光学データは，ベトナムの気象的特徴でもあり，雲で覆われることが多く，取得されたデータのうち，解析可能か否かを判定するために取捨選択する必要があり，これに多くの時間を要する．図**3**には，取得された光学データを植生と裸地とに色分けした解析結果（NDVI 値の分布図）の例を示す．この図は，2018 年 11 月 3 日に取得されたデータであり，先に紹介した 2017 年 8 月 3 日での土砂災害を含んだ山地斜面での土石流が明瞭に示される．このように，光学データによって，かなりの精度で土石流などの土砂災害を把握することは可能であり，過去の解析例[3]でも示されている．このような情報をストックすることができれば，土砂災害前後の解析により，その規模を定量的に評価することも可能だろう．しかし，一方で，これらのデータは天候に左右され，取得時に雲で覆われていると，このような解析を行うことができない．土砂災害が発生する瞬間だけでなく，雲量が小さくなるまで待たなければならず，期間を要する．また，解析結果について定量的に評価するためには，天候以外にも取得条件を合わせる必要がある．例えば，太陽の位置によって，山岳の影が平地に生じ，NDVI を用いた解析に大きな影響を与える．

合成開口レーダー（SAR）は先の光学データと異なり，マイクロ波を用いている．マイクロ波は雲を透過することから，天候に左右されずにデータを取得することができる．解析結果には，2017 年 8 月 1 日と 2017 年 8 月 13 日とを用いており，先の 2007 年 8 月 3 日の土砂災害の前後に取得されたデータを用いている．二時期に取得された反射マイクロ波の干渉作用を用いて，解析したものが図**4**になる．衛星からの照射波と地表からの反射波で，解析に用いる振動方向によって，VV，VH，HV，HH の 4 種類の解析があり，さらに，衛星が地球を周回する軌道が上昇方向と下降方向の二種類がある．計 8 種類のデータから，図**4**は VV 偏波の下降軌道による例である．土砂災害の規模は，衛星データの範囲に対して規模が小さいため，干渉解析によるヒンジが抽出されない。しかし衛星画像を拡大すると，小規模で地形的・地表面的変化を示す結果が散見される．

この研究では，実際に土砂災害が確認できた地点で，光学衛星やドローンによる現地踏査の結果を用いて，クロスチェックした．これら結果から，土砂災害に伴う地表面変化と地形変化を検出できることを確認できた．ただし，土砂災害の解析において SAR を用いた例[4]は徐々に増えてきており，今後研究をさらに加速させる必要がある．

5．現地調査・ドローン調査での成果

2017 年 8 月 3 日の土砂災害発生後，ベトナム地質鉱物総局が 8 月 15 日に現地入りし，地表踏査を行い，8 月 21 日にドローンを用いた調査を実施した（図**5**，**6**）．

ドローンは土砂災害の被災地を俯瞰することができ，土石流が稜線より数 m 下がった斜面上部から発生していることがわかる．踏査による調査が困難な場所の状況を迅速に把握でき，その後の調査計画を立てる場合や二次災害の可能性を検討する際に現場で役立つだろう（図**5**）．また，衛星光学データによる解析結果と合わせて，衛星データを検証することが可能であり，航空写真が少ないベトナム北部においては極めて有効な手法である．このようなドローンによる調査を土砂災害前に行うことができていれば，土砂災害前後の比較により，土砂災害の規模を正確に知ることも可能であろう．

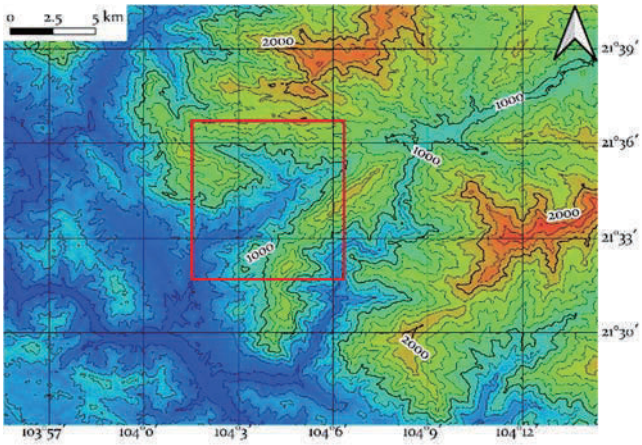


図-2　ASTER の DEM データによるソンラ省の表示例．表示される位置は，図-1B の黒枠に示される．

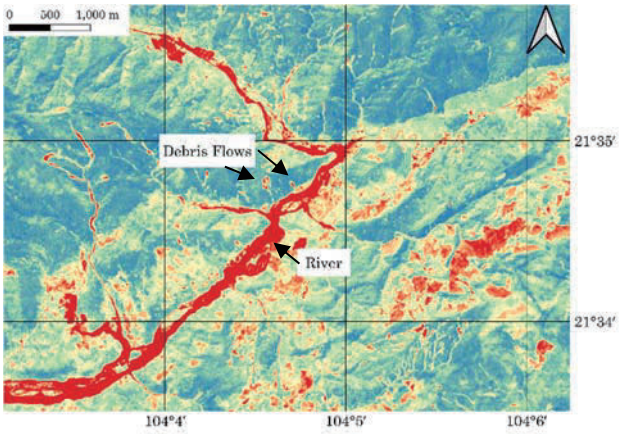


図-3　光学データによる NDVI による解析結果の例（2018 年 11 月 3 日）．ベトナム北部，ソンラ省，イトン地区周辺．図-2 の赤枠に位置が示される．図中の濃く塗られた部分（カラーでは赤で表示）が裸地を，それ以外の部分（カラーでは青で表示）が植生を示す．裸地の中で，河川に沿った線状のものは河原などを表し，図中に River として示している．また，斜面上のものは土砂崩壊を示し，その代表例を図中に Debris flows として示している．

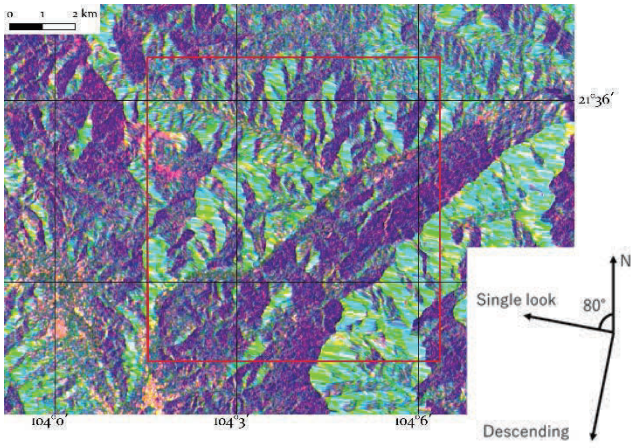


図-4　SAR データ解析結果の例．解析には，2017 年 8 月 1 日と 13 日に取得されたものを用いた．VV 偏波下降軌道．

現地調査では，土石流の発生源やその流下物について調べることができる．今回の場合，斜面に存在する風化帯が削り取られて下り，斜面上部での土石流発生メカニズムは，集中豪雨に起因したものが推測される（図 7）．風化帯に存在していた巨礫も一緒に流下し，斜面直下に撒き散らされ，水田などが使用不能になったり，住居を直撃したりしている．

6．今後の課題

ベトナム北部は，上記のように土砂災害が発生し，それは毎年生じている．さまざまな資材のあるハノイからのアクセスは必ずしも良くなく，自動車で 8 時間以上かかる．このような中国など諸外国との国境沿いの山岳地帯における防災は，今後の東南アジア各国での課題となる．

筆者らは，そのような地域での防災において，必要資材を自動車に搭載したような防災車のようなものがふさわしいのではないかと考えている．衛星回線でハノイの本庁とリンクできるのならば，本部が移動して調査活動を行えるかもしれない．

先に示したドローンの映像や，衛星データなどが，災害現場において，土石流災害前のものと迅速に比較することができれば，災害直後であったとしても，その状況を迅速に把握することができるだろう．

また，整備の行き届いていない気象システムなども現地に持っていくことが可能ならば，二次災害を防ぎながら，調査活動を行うことができるかもしれない．現在 JAXA が世界の雨分布速報（GS Map）を配信しており，これと併用することによって，簡易的な気象システムであっても有効活用できるかもしれない．

以上のように，ベトナム北部では，我が国とは異なる状況であり，さまざまな克服する点があるが，一方で，土砂災害の対策は，毎年発生しており，必要なインフラが整備されるまで待っていることはできない．必要なインフラがなかったとしても，迅速に対応することができるシステムが求められている．ここに提案される防災車構想は，その一つかもしれない．

謝辞：本研究の一部は，国際地質学連合ジオハザード・タスク・グループ運営金を利用させていただいた．

図-5　ドローン調査．8 月 21 日に実施された．

図-6　地表踏査．8 月 15 日に実施された．このときでもまだ水は引いておらず，豪雨は間欠的に続いていたと予想される．ただし，気象システムによる検証はできない．

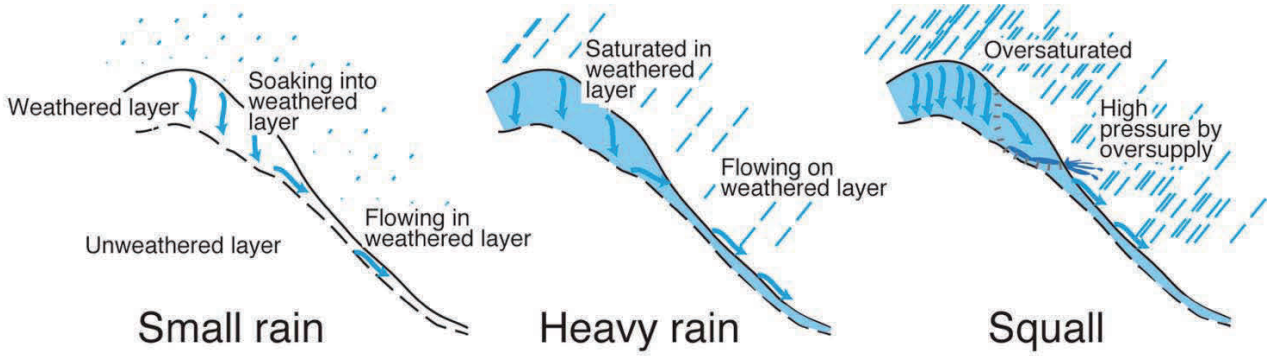


図-7　斜面における土石流の発生メカニズム（模式図案）

参考文献

1)気象庁：知識・解説，台風や集中豪雨から身をまもるために，土砂災害，https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/ame_chuui/ame_chuui_p2.html，2019.

2）独立行政法人国際協力機構地球環境部:ベトナム国 気象水文観測・予測・警報業務に関する 基礎情報収集・確認調査 報告書，環境 JR，13-136，2013.

3）大野博之，稲垣秀輝，大久保拓郎：人工衛星 DEM データと光学データを用いた地すべり地形の評価，地すべり学会誌，45 巻，2 号， pp.55-59，2008.

4）角田富士夫，日外勝仁，倉橋稔幸：衛星観測画像の干渉 SAR による地すべり変動検出について，気候変動に伴う積雪寒冷地の地盤災害に関するシンポジウム，地盤工学会北海道支部，pp.1-6，2017.

5) Ishihara, S., Hirano, H., Hoshino, M., Can, P.N.,Dung, P.T., Tran, T-A.: Mineralogical and chemical characteristics of the allanite-rich copper and iron ores from the Sin Quyen mine, northern Vietnam, Bull. GSJ, Vol. 62 (5/6), pp. 197–209, 2011.

6）石原舜三，浦部徹郎，渡辺寧：ベトナムの非鉄金属鉱物資源の概要，資源地質，58（1），pp. 27-36，2008.

7) Faure, M., Lepvrier, C., van Vuong, N., Zechao, W.L.: The South China Block-Indochina collision: where, when, and how?. J. Southeast Asian Ear. Sci., Vol. 79, pp. 260–274, 2014.

8）AHA Center, AHA Centre situation update No. 4: Landslides and flash floods in northern Vie Nam, Thursday, 10 Aug 2017, https://reliefweb.int/report/viet-nam/aha-centre-situation-update-no-4-landslides-and-flash-floods-northern-viet-nam, 2017.

（2020.7.1　受付）

平成 30 年北海道胆振東部地震による斜面崩壊分布と地形的素因との関係

RELATIONSHIP BETWEEN EARTHQUAKE-INDUCED SLOPE FAILURES DISTRIBUTION AND TOPOGRAPHIC PRIMARY-CAUSE: A CASE STUDY OF THE 2018 HOKKAIDO EASTERN IBURI EARTHQUAKE

河野 勝宣 [1,2]・城一 達哉 [3]・小野 祐輔 [1,2]・野口 竜也 [1,2]・梶川 勇樹 [1,2]
Masanori KOHNO, Tatsuya JOICHI, Yusuke ONO, Tatsuya NOGUCHI and Yuki KAJIKAWA

[1] 鳥取大学学術研究院工学系部門（〒680-8552　鳥取市湖山町南 4 丁目 101 番地）
E-mail: kohnom@tottori-u.ac.jp
[2] 鳥取大学工学部附属地域安全工学センター（〒680-8552　鳥取市湖山町南 4 丁目 101 番地）
[3] 鳥取大学工学部社会システム土木系学科 卒業生（〒680-8552　鳥取市湖山町南 4 丁目 101 番地）

***Key Words**: earthquake-induced slope failure, AHP method, GIS, Landslide distribution*

1. 緒　言

2018 年 9 月 6 日 03 時 07 分 59.3 秒に北海道胆振地方中東部を震央とする「平成 30 年北海道胆振東部地震（地震の規模：マグニチュード 6.7，震源の深さ 37 km，最大震度 7）」[1),2)]が発生した．この地震により，広範囲かつ高密度で斜面崩壊が発生したことは記憶に新しい（**図-1**）．本地震発生直後から各分野の学会調査団や研究チームが現地入りし，斜面崩壊の分布状況や被害状況調査，現地観測等を実施してきた [3),5)-8)]．著者らも，現地調査や被害地域における微動観測および地震観測を行った [9),10)]．また，多くの研究者・技術者が斜面崩壊の原因究明や発生メカニズムを解明するために調査・研究 [11)-13)]を行ってきた．このような事例から斜面崩壊の発生メカニズムを明らかにし，斜面崩壊の危険度評価や数値解析等を用いた到達域の予測，防災対策の優先度評価等の有効的な手法の確立に結び付けることが重要であることは言うまでもない．平成 16 年（2004 年）新潟県中越地震，平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震，平成 28 年（2016 年）熊本地震による斜面崩壊事例からもわかるように，21 世紀に発生した地震では広範囲かつ高密度の斜面崩壊を引き起こしている．すべての斜面崩壊危険箇所に防止対策を立てることは財政的に困難であるが，地震時の斜面崩壊危険度の高い斜面を抽出し，優先順位を考えた上での調査や対策を行うことが必要となる．このような場合，まず着目すべき項目の一つに地形が挙げられる．広範囲に地形調査を行う場合には，多くの時間とコストの面から近年，ドローン（UAV）[14)-17)]を活用した空撮動画による地形調査が注目され，その威力を発揮してきたが，航空法や電波法，条例など，クリアすべきハードルも高い．したがって，別アプローチとして，入手が容易で汎用性が高いデータを用いて，地震時の斜面崩壊危険度エリアを客観的かつ容易に抽出できれば，一つの基礎的（補助的）資料として大いに役立つと考えられる．

本研究では，まず，河野ほか [18)]が提案した AHP（Analytic Hierarchy Process）法および GIS を用いた地すべりハザードマッピング手法を平成 30 年北海道胆振東部地震による斜面崩壊分布を含む神居古潭地域（**図-1**）に適用し，地すべりハザードランクと斜面崩壊分布との整合性について検討した．そして，斜面崩壊分布に対する地形・地質・植生等の影響度を確認したうえで，斜面崩壊分布と地形的素因との関係について調査した結果を報告する．

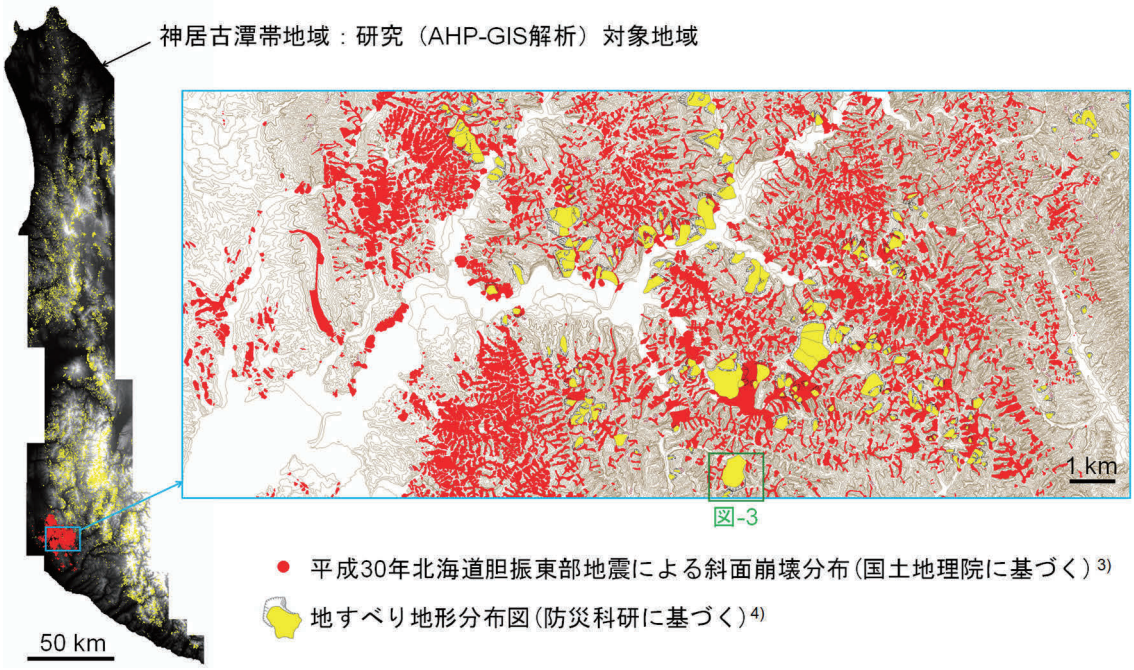


図-1　研究対象地域（神居古潭地域）と北海道厚真町周辺地域における斜面崩壊分布と地すべり地形分布図

2. 研究方法

(1) AHP 法を用いた地すべりハザードマッピングの概要

AHP 法とは，Saaty[19]によって開発された意思決定法の一つであり，評価項目の重要度ウェイトを一対比較に基づいて決定する解析方法である．研究対象地域の設定については，地質区分や行政区分等が考えられるが，本研究では，日本の地質構造区分[20]に基づいて，平成 30 年北海道胆振東部地震による斜面崩壊分布地域を含む神居古潭帯地域（**図-1**）とした．ただし，本地域は北海道中央部に分布し，蛇紋岩などの変成岩に由来する深層崩壊が多く発生する一方で，本研究で扱う平成 30 年北海道胆振東部地震による斜面崩壊は大半がテフラ由来の表層崩壊と考えられている．そのため，斜面崩壊のプロセスが異なる現象を同一の土俵で評価することについては議論が必要になると考えられるが，解析範囲の設定方法については今後の課題としたい．まず，神居古潭帯地域における地すべり地形分布図[4]を基に，地すべり地形と評価項目・要素との関係性（すなわち，両者の面積比）を調査した．本研究ではデータの入手が容易で汎用性が高いという利点に重きを置いて，AHP 法による地すべり危険度に関する評価項目（階層レベル 1）を標高，斜面傾斜角，斜面型，集水度，地質および植生の 6 つに設定している．

これらの設定した評価項目に基づいて，地すべり危険度の階層システムを構築する．この階層構造から，まず，各要素（階層レベル 2）間の重要度ウェイトを，次に，その上位の評価項目（階層レベル 1）間の重要度ウェイトを算出する．一般に，AHP 法では，評価項目（または要素）の重要度ウェイトを算出する際の一対比較の基準尺度は，「1：同じ程度」，「3：やや重要」，「5：重要」，「7：非常に重要」，「9：絶対に重要」とし（2，4，6，8 を補完的に使用），重要度が低い場合はその逆数とする．つまり，この基準尺度を用いる場合，技術者の主観的・経験的判断が必要とならざるを得ない．そこで，本手法では地すべり地形分布と要素との関係数値化したものを一対比較に導入することにより重要度ウェイトを算出した．得られた各階層の重要度ウェイトから，各評価項目における地すべり危険度を得点化し，評価項目ごとに該当する地すべり危険度得点を GIS を用いて合計（**図-2**）することにより，地すべりハザードマッピングを行う．

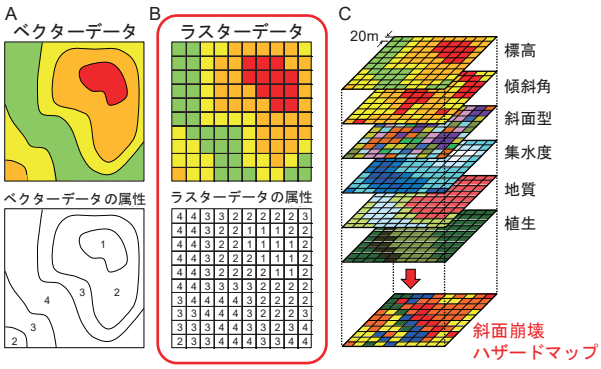


図-2　GIS データモデルとラスターデータの重ね合わせ

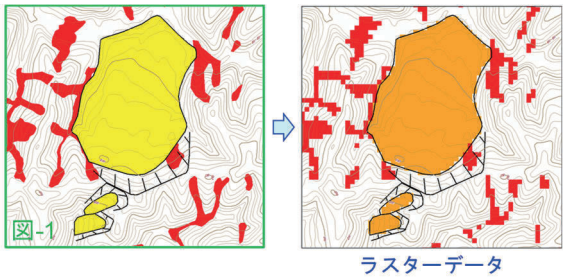


図-3　ラスターデータによる地すべり地形および斜面崩壊地形の表現（図-1 に示す範囲の例）

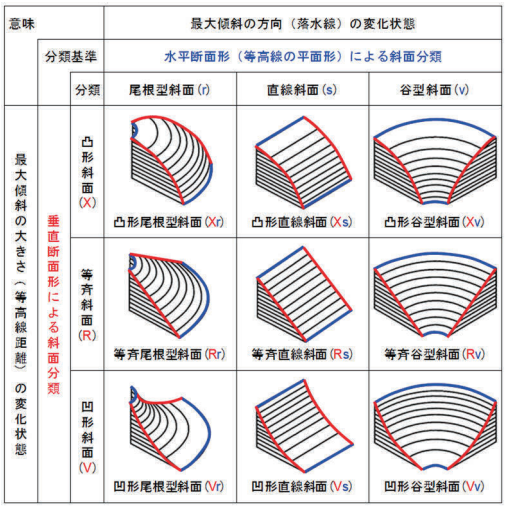


図-4　垂直断面形と水平断面形の組合せによる斜面型の基本的分類（鈴木，1997[22]を一部改編）

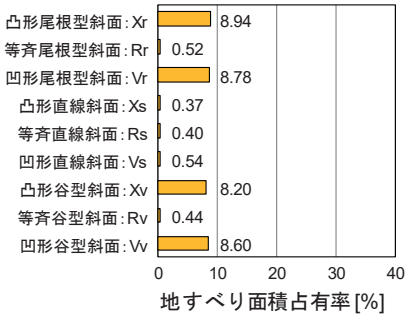


図-5　地すべり地形分布と斜面型との関係

	Xr	Rr	Vr	Xs	Rs	Vs	Xv	Rv	Vv	weight
Xr	1	17.19	1.02	24.16	22.35	16.56	1.09	20.32	1.04	**24.30**
Rr	0.06	1	0.06	1.41	1.30	0.96	0.06	1.18	0.06	**1.41**
Vr	0.98	16.88	1	23.73	21.95	16.26	1.07	19.95	1.02	**23.87**
Xs	0.04	0.71	0.04	1	0.93	0.69	0.05	0.84	0.04	**1.01**
Rs	0.04	0.77	0.05	1.08	1	0.74	0.05	0.91	0.05	**1.09**
Vs	0.06	1.04	0.06	1.46	1.35	1	0.07	1.23	0.06	**1.47**
Xv	0.92	15.77	0.93	22.16	20.50	15.19	1	18.64	0.95	**22.29**
Rv	0.05	0.85	0.05	1.19	1.10	0.81	0.05	1	0.05	**1.20**
Vv	0.96	16.54	0.98	23.24	21.50	15.93	1.05	19.55	1	**23.38**

図-6　階層レベル 2 における要素（斜面型）の一対比較

(2) 本研究で用いたデータの概要

GIS ソフトは ESRI ジャパンの ArcGIS 10.2.2 を使用した．GIS のデータモデルには，ポイント(点)，ライン(線)およびポリゴン(面)の 3 つの要素で表現されるベクターデータ（**図-2A**），行と列の格子状(グリッド状)に並ぶセル(ピクセル)で構成されるラスターデータがある（**図-2B**）．本手法では，AHP 法によって算出された各評価項目の地すべり危険度得点を各セルに入力し，それらを重ね合わせできるように（**図-2C**），ラスターデータを適用することとする．なお，本研究におけるすべてのラスターデータのセルサイズは，GIS におけるデータ統合の計算負荷時間を考慮して 20 m × 20 m に統一している．

地すべり地形分布図は，防災科学技術研究所が公開している地すべり地形 GIS データ [4]を使用した．神居古潭帯地域で確認された約 25,000 箇所の地すべり地形の規模は大小様々であるため，本研究では，地すべり地形（ベクターデータ）を単なる一つのセルとして扱うのではなく，**図-3** に示すように，地すべり地形の移動体部分（ポリゴンデータ）をラスターデータで表現し，地すべり地形とした．セルの最小単位は 20 m であるため，ラスターで表現することによる地すべり地形の輪郭部にはジャギーが現れる．なお，滑落崖（ラインデータ）については，面積情報を有していないため，本研究では解析の対象としない．地形データは，国土地理院が公開している基盤地図情報数値標高モデル（10 m メッシュ，DEM: Digital Elevation Model）[21]を使用した．この数値標高モデルを基に GIS のサーフェス解析を実行し，対象地域の標高，斜面傾斜角，斜面型および集水度マップを作成した．ここでの斜面型（**図-4**）は，単位地表面（本研究では 20 m × 20 m）の傾斜角と傾斜方向の変化状態の組合せによって，単位地表面を 3 次元的に区分した場合の起伏形態 [22]とする．集水度は，GIS サーフェス解析と Tarboton[23]によって開発された地形分析ツール TauDEM（Terrain Analysis Using DEM）とを併用することで算出した．地質データは，地質調査総合センターが公開している 20 万分の 1 日本シームレス地質図（基本版，データ更新日 : 2015 年 5 月 29 日）[24]を使用した．植生データは，生物多様性センターが公開している自然環境保全基礎調査結果のうちの植生調査における 5 万分の 1 現存植生図（昭和 54 年～平成 10 年整備）GIS データ [25]を使用した．

各要素（階層レベル 2）は，標高は 0～1800 m を 200 m 間隔の 9 区分，傾斜は 0～80°を 10°間隔の 8 区分，斜面型は**図-4** の 9 区分，集水度は 20～7271.58 を等量分類して 5 区分，地質および植生はそれぞれ用いたデータの凡例に従い，14 区分および 9 区分とした．

3. 地すべりハザードマッピング

評価項目に関する要素間の一対比較について，ここでは，斜面型（図-5, 6）を例に説明する．前述のように，一対比較の基準尺度の数値には，図-5 で得られた関係より，要素間の地すべり面積占有率の比を用いている．例えば，図-6 の Xr（図-5：8.94）と Rr（図-5：0.52）との一対比較の値は 8.94/0.52 = 17.19 となり，Rr と Xr との一対比較ではその逆数（0.06）となる．重要度ウェイトの順位（図-6）は，図-5 と対応していることがわかる．また，一対比較の整合性は，整合度（Consistency Index: *C.I.*）を用いて評価され，*C.I.* = 0 のとき，完全に整合性がある[19]とされるが，本研究では，一対比較する要素間の比を用いているため，当然，*C.I.* = 0 となる．

次に，評価項目間の一対比較を行い（図-7），重要度ウェイトを算出する．ここでは，階層レベル 1 における評価項目間の一対比較の基準尺度に，階層レベル 2 の重要度ウェイトの変動係数に基づく場合を一例として図-7 に示す．階層レベル 1 における基準尺度の設定の詳細については，河野ほか[18]を参照されたい．各階層（評価項目および要素）の重要度ウェイトから，各評価項目に関する各要素における地すべり危険度得点を次式により算出した．

$$p_1 = \frac{W_1 W_2}{W_{2\mathrm{MAX}}} \times 100 \qquad (1)$$

ここで，W_1 および W_2 は階層レベル 1 および 2 における各評価項目または要素の重要度ウェイト，$W_{2\mathrm{MAX}}$ は階層レベル 2 における各要素の重要度ウェイトの最高値である．

ある斜面（20 m × 20 m のセル）において，評価項目ごとに該当する地すべり危険度得点を合計（GIS を用いて重ね合わせ）したものを地すべり危険度総得点とし，I〜V に分類（100 点満点を 5 分割）したハザードランクに基づいて，地すべりハザードマッピングを行う．合計得点が高ければ地すべり危険度は高く，小さければ低いことを意味する．神居古潭帯地域の地すべりハザードマップの一例を図-8 に示す．この例の場合，ハザードランク III および IV 分布域が地域の大部分を占めていることがわかる．斜面崩壊分布域に限ってみても，ハザードランク III および IV 分布域が大部分を占めている．ここで，地すべりハザードランクと平成 30 年北海道胆振東部地震による斜面崩壊分布との関係を図-9（赤線）に示す．斜面崩壊面積はハザードランク III でピークを示し，ハザードランク IV および V 分布域において減少した．つまり，作成された地すべりハザードマップにおいて，必ずしも地すべり危険度が高い地域で斜面崩壊が起こったわけではないことがわかる．したがって，本手法によって作成された地すべりハザードマップは，地震によって発生した斜面崩壊分布を適切に表現しているとは言えない．

階層レベル1		A	B	C	D	E	F	weight
A	標　高	1	0.67	0.60	1.80	0.71	0.83	**13.64**
B	傾斜角	1.50	1	0.89	2.70	1.07	1.25	**20.43**
C	斜面型	1.68	1.12	1	3.02	1.20	1.39	**22.87**
D	集水度	0.55	0.37	0.33	1	0.40	0.46	**7.57**
E	地　質	1.40	0.93	0.83	2.52	1	1.16	**19.09**
F	植　生	1.20	0.80	0.72	2.17	0.86	1	**16.40**

図-7　階層レベル 1 における評価項目の一対比較の一例

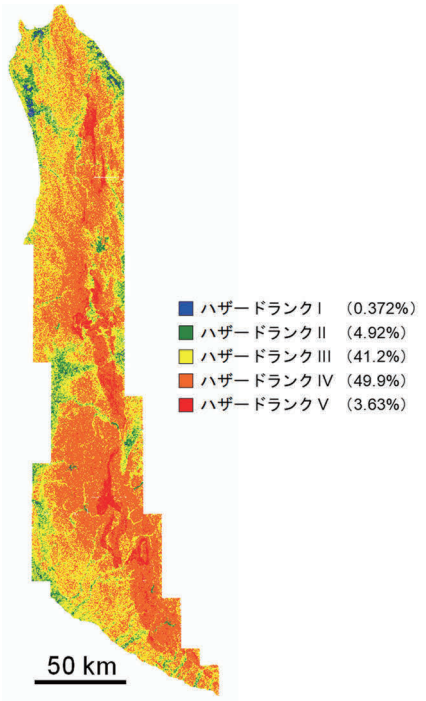


図-8　神居古潭地域における地すべりハザードマップの一例

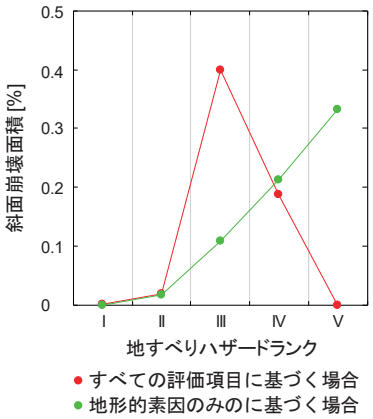


図-9　地すべりハザードランクと斜面崩壊面積との関係

4. 地形的素因に着目した地震時の斜面崩壊ハザードマッピング

前章で作成した地すべりハザードマップにおいて設定した評価項目のうち，どの要因が最も斜面崩壊分布に影響を及ぼしていたのかを調査した．その方法は，AHP 法における階層レベル 1 における評価項目の重要度を 99.9 とし，それ以外の 5 つの評価項目の重要度を 0.2 として地すべり危険度得点を算出するものである．設定した評価項目は 6 つであるから，それらに対応する地すべりハザードマップも 6 つ作成されることになる．作成された地すべりハザードマップの地すべりハザードランクと平成 30 年北海道胆振東部地震による斜面崩壊分布との関係を確認することで，どの評価項目が地震時の斜面崩壊分布と関連性があるのかを知ることができる．

各評価項目の重要度を 99.9 とした場合に得られた地すべりハザードマップにおける地すべりハザードランクと地震時の斜面崩壊分布との関係を図-10 に示す．この図から特に，標高および地質は，地すべりハザードランクが I や II の比較的地すべりハザードが低いと考えられる分布域で既に 80%以上の斜面崩壊が発生したことになり，両者の要因の斜面崩壊分布への関与はそれほど大きなものでないと考えられる．一般的に，斜面崩壊と地質との間には密接な関係があることは周知のとおりだが，今回のような同一地質環境内で発生したような斜面崩壊分布では，その影響度が現れなかったものだと考えられる．それ以外の要因についてはハザードランクが高くなるにつれて，斜面崩壊面積の累積相対度数が大きくなる傾向が見られ，植生を除く 3 つの要因（傾斜角，斜面型，集水度）はいずれも地形的素因項目である．そこで，「傾斜角」，「斜面型」，「集水度」のみを評価項目に設定して，再度，地すべりハザードマッピングを行い，得られた地すべりハザードマップと地震時の斜面崩壊分布との関係を調査した．

3 つの評価項目（地形的素因項目）に基づく地すべりハザードランクと平成 30 年北海道胆振東部地震による斜面崩壊分布との関係を図-9（緑線）に示す．地すべりハザードランクが高くなるにつれて，斜面崩壊面積占有率が大きくなる傾向がみられ，地すべりハザードマップと斜面崩壊分布との間に良好な対応が見られた．これは言うまでもなく，斜面崩壊分布と関連性が大きい要因のみを集めて設定して地すべりハザードマッピングを行ったためである．したがって，傾斜角，斜面型および集水度の 3 つの要因を用いて斜面崩壊危険度を評価することは，地震のような突発的な現象に伴う斜面崩壊危険度の高いエリアを事前に把握するうえで，有効な方法の一つになり得ると考えられる．

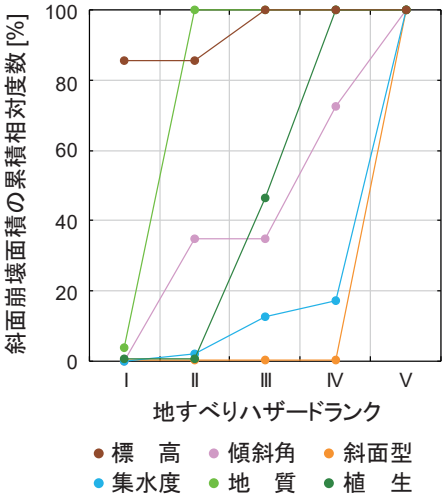


図-10　地すべりハザードランクと斜面崩壊面積の累積相対度数との関係

5. 結　言

本研究では，約 25,000 箇所に及ぶ神居古潭帯地域の地すべり地形を基に，河野ほか[18]の地すべりハザードマッピング手法を平成 30 年北海道胆振東部地震による斜面崩壊分布域に適用し，得られた地すべりハザードランクと地震時の斜面崩壊分布との関係について調査した．さらに，斜面崩壊分布に対する要因の影響度を確認したうえで，斜面崩壊分布と地形的素因との関係について調査した．その結果，河野ほか[18]の手法を用いた場合には，地震時の斜面崩壊分布の様子を適切に表現することはできなかったが，地震時の斜面崩壊分布には地形的素因が大きく関与することがわかった．このことから，地震のような突発的な現象に伴う斜面崩壊危険度の高いエリアを事前に把握するうえで，地形的素因（傾斜角，斜面型および集水度）を用いて評価することが有効な方法の一つになり得る可能性があると結論付けた．本成果は避けられない次の地震災害に向けて還元しなければならない．本手法は，現地調査を要する地震時の不安定斜面の抽出に期待でき，優先順位を考えた効率的な対策を行うことが可能となることから，斜面防災技術の発展に大きく貢献できると考える．今後，現地調査も併せて地震時の斜面崩壊リスクを総合的に評価していく必要がある．本手法が効果的・効率的な地震時の斜面崩壊危険度評価の一助となることを願ってやまない．

謝辞：本研究は，公益社団法人砂防学会 2019 年度若手研究助成の一部と一般社団法人中国建設弘済会 2019 年度技術開発支援事業助成の一部を受けて実施したものである．3 名の匿名査読者の方々には数々の建設的なコメントをいただいた．記して，厚くお礼申し上げる．

参考文献

1) 地震調査研究推進本部 地震調査委員会：平成 30 年北海道胆振東部地震の評価（平成 30 年 10 月 12 日公表），2019.
2) 気象庁 地震火山部：「平成 30 年北海道胆振東部地震」について（第 9 報）（平成 30 年 9 月 20 日報道発表），2019.
3) 国土地理院：平成 30 年（2018 年）北海道胆振東部地震に関する情報，https://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H30-hokkaidoiburi-east-earthquake-index.html（参照日：2019 年 4 月 1 日）.
4) 防災科学技術研究所：地すべり地形分布図デジタルアーカイブ：地すべり地形 GIS データ，http://dil-opac.bosai.go.jp/publication/nied_tech_note/landslidemap/gis.html（参照日：2019 年 4 月 1 日）.
5) 田近　淳，永田秀尚，雨宮和夫：胆振東部地震現地調査速報－厚真町朝日－（日本地すべり学会北海道支部調査版），2018.
6) 廣瀬　亘，川上源太郎，加瀬善洋，石丸　聡，輿水健一，小安浩理，高橋　良：平成 30 年北海道胆振東部地震に伴う厚真町およびその周辺地域での斜面崩壊調査（速報），北海道地質研究所報告，No.90, pp.33-44, 2018.
7) 地盤工学会 平成 30 年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団：平成 30 年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団最終報告書，2019.
8) 土木学会 地震工学委員会 編：地震被害調査シリーズ No.2, No.3 2018 年北海道胆振東部地震・大阪府北部の地震被害調査報告書，2019.
9) 河野勝宣：平成 30 年北海道胆振東部地震による厚真町の斜面崩壊，関西ライフライン研究会第 121 回定例研究会「北海道胆振東部地震報告会」資料，2019.
10) 野口竜也，西村　武，小野祐輔，河野勝宣，日比慧慎：平成 30 年北海道胆振東部地震の被害地域における微動観測および臨時地震観測，第 39 回地震工学研究発表会講演論文集，A14-1414, 2019.
11) 村上泰啓，水垣　滋，西原照雅，伊波友生，藤浪武史：平成 30 年北海道胆振東部地震において発生した斜面崩壊の特徴，河川技術論文集，Vol.25, 2019.
12) 梅田浩司，千代谷佳織，柴　正敏，近藤美左紀：平成 30 年北海道胆振東部地震に伴う斜面崩壊，応用地質，Vol.60, No.4, pp.172-179, 2019.
13) Kawamura, S., Kawajiri, S., Hirose, W. and Watanabe, T.: Slope failures/landslides over a wide area in the 2018 Hokkaido Eastern Iburi earthquake, Soils and Foundation, Vol.59, No.6, pp.2376-2395, 2019.
14) 田中龍児，岡林　巧，外山　泉，山本健太郎：ドローン空撮動画利用による地形測量法の提案，第 8 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.61-66, 2016.
15) Niethammer, U., James, M.R., Rothmund, S., Travelletti, J., and Joswig, M.: UAV-based remote sensing of the Super-Sauze landslide: Evaluation and results, Engineering Geology, Vol.128, No.9, pp.2-11. 2012.
16) 山村　充，内山庄一郎，熊井直也：UAV-SfM を用いた砂防えん堤の堆砂状況のモニタリングと堆砂量推計，日本地すべり学会誌，Vol.53, No.6, pp.235-239, 2016.
17) 山﨑新太郎：地すべり調査におけるドローン（UAV）の活用事例，地質と調査，No.1, pp.27-31, 2017.
18) 河野勝宣，野口竜也，西村　強：AHP 法および GIS を用いた中国地方における地すべりハザードマッピングの試み，日本地すべり学会誌，Vol.57, No.1, pp.3-11, 2020.
19) Saaty, T. L.: The Analytic Hierarchy Process, McGraw-Hill Int. Book Co., New York, 1980.
20) 磯﨑行雄，丸山茂徳，青木一勝，中間隆晃，宮下　敦，大藤　茂：日本列島の地体構造区分再訪－太平洋型（都城型）造山帯構成単元および境界の分類・定義－，地学雑誌，Vol.119, No.6, pp.999-1053, 2010.
21) 国土地理院：基盤地図情報数値標高モデル（10 m メッシュ：DEM10B），https://fgd.gsi.go.jp/download/menu.php（参照日：2019 年 4 月 1 日）.
22) 鈴木隆介：建設技術者のための地形図読図入門 第 1 巻 読図の基礎，古今書院，1997.
23) Tarboton, D.: Terrain Analysis Using Digital Elevation Models, http://hydrology.usu.edu/taudem/taudem5/（参照日：2019 年 4 月 1 日）.
24) 産業技術総合研究所地質調査総合センター：20 万分の 1 日本シームレス地質図（基本版，データ更新日：2015 年 5 月 29 日），https://gbank.gsj.jp/seamless/（参照日：2019 年 4 月 1 日）.
25) 環境省自然環境局生物多様性センター：5 万分の 1 現存植生図（昭和 54 年～平成 10 年整備）GIS データ，http://gis.biodic.go.jp/webgis/（参照日：2019 年 4 月 1 日）.

（2020.7.1　受付）

平成 30 年 7 月豪雨による北九州市内の斜面崩壊に関する試験結果と崩壊メカニズム

TEST RESULTS AND MECHANISM OF SLOPE FAILURE CAUSED BY HEAVY RAIN IN KITAKYUSHU ON JULY 2018

東風平宏[1]・山本健太郎[2]・横矢直道・山下武志[3]・藤白隆司[4]・山口剛史[1]
Hiroshi KOCHIHIRA, Kentaro YAMAMOTO, Naomichi YOKOYA, Takeshi YAMASHITA
Takashi FUJISHIRO and Takefumi YAMAGUCHI

[1]基礎地盤コンサルタンツ株式会社（〒814-0022　福岡県福岡市早良区原 2-16-7）
[2]西日本工業大学（〒800-0394　福岡県京都郡苅田町新津 1-11）
[3]日本地研株式会社（〒812-0894　福岡市博多区諸岡 5-25-25）
[4]地盤防災研究所（〒802-0003　北九州市小倉北区米町 1-1-1 小倉駅前ひびきビル 6 階）

Key Words: *slope failure, portable dynamic cone penetration test, in-situ permeability test*

1．はじめに

降雨による斜面災害から住民の生命と財産を守るためには，降雨と斜面崩壊の危険度の関係を明らかにし，住民にとって分かりやすい警戒避難体制を構築することが必要と考える．

福岡県北九州市では，雨の降り方と斜面崩壊の関係について研究が進められ，その成果が警戒避難情報に関する意思決定時の参考資料に供されている[1)]．そこで，北九州市圏域で平成 30 年 7 月に発生した斜面崩壊を対象として，地形・地質，降雨・崩壊状況，崩壊土砂や崩壊面付近の土の物性値等を把握し，崩壊メカニズム及び降雨と崩壊層の飽和度（斜面崩壊の危険度）の関係及び地質による違いについて検討が進められている．このうち，本稿ではこれら崩壊斜面に対し，現地踏査及び簡易動的コーン貫入試験，現場透水試験，室内土質試験を実施し，調査・試験結果とともに，崩壊地の地形・地質，崩壊状況及び崩壊メカニズムについて報告する．

北九州市地域には，上部古生界，下部白亜系，古第三系，第四系および白亜紀深成岩類，鮮新世ー更新世の玄武岩類などの幅広い年代の多様な岩石・地層が複雑な地質構造をなして分布している[2)]．崩壊は北九州市圏内で広く発生したことから，研究対象地として，分布地質も考慮し，**図-1** に示すように八幡東区祝町（中生代砂岩），門司区大里東（古生代砂岩），小倉南区平尾台（中生代花崗岩）の 3 つの地域を対象とした．

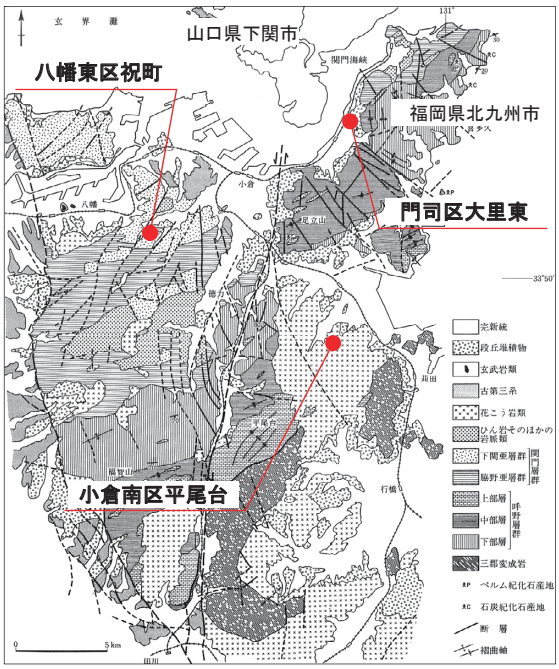


図-1　北九州市周辺の地質概念図[2)]

2．試験結果と崩壊メカニズム

本章では，研究対象とした３つの地域における試験結果と崩壊メカニズムについて示す．

(1) 八幡東区祝町

対象地は谷部を切り開いた東向きの切土のり面である．中生代白亜紀後期の関門層群下関亜層群に属する凝灰質砂岩が分布地する[3]．

a) 崩壊状況

崩壊斜面の全景写真を**図-2** に示す．対象斜面は法尻に２段のブロック積擁壁（53°程度），その上位に 1:1.2 より緩勾配（36°程度）で表層をプレキャスト法枠で保護した切土のり面となっており，崩壊は上段のブロック積擁壁を巻き込み，幅 11m，高さ 12m 程度の規模となっている．

b) 崩壊斜面の地形地質状況

崩壊地は大局的にみて，**図-3** に示すように，緩傾斜の山地地形の谷側方斜面にあたり，斜面背後は宅地として広く造成されている．このため，多雨に伴い山地斜面から供給される地下水の存在は考えられるが，**図-4** のように崩壊地背後の平坦地から表流水が過剰に供給される可能性は低い．

分布地質は緩傾斜の地形に示唆されるように，風化が著しく進行しており，崩壊のり面の滑落崖で見られるような軟らかい砂質粘土からＮ値 10～20 程度の粘土質砂（共に凝灰質砂岩の強風化土）が法尻以深まで厚く分布し，切土のり面やその周囲に硬質な岩盤は露出していない（**図-5**）．

なお，崩壊地に向かって北側（平面図右側）の崩壊跡地ではパイピング孔が数ヶ所確認されている（**図-6**）．多雨に伴い地下水ないし伏流水が湧水として流出するミズミチの存在が想定される．

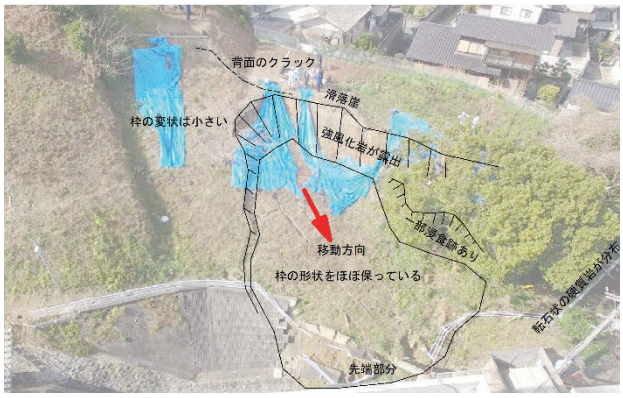


図-2　崩壊地全景

図-3　崩壊地周辺状況

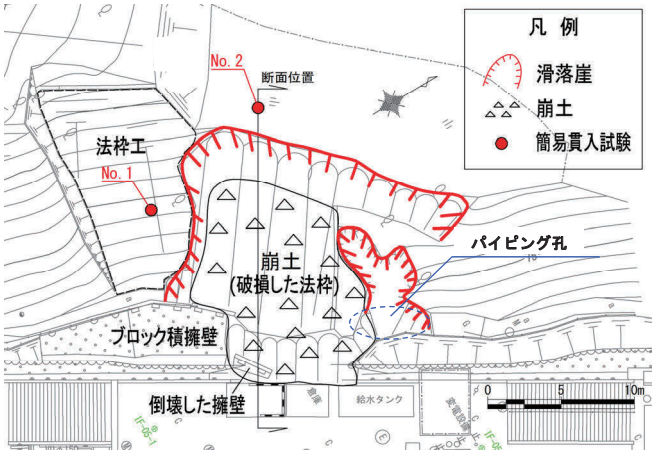


図-4　崩壊地の平面図

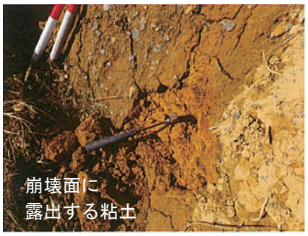


図-5　強風化砂質粘土

図-6　パイピング孔

c) 原位置試験結果

崩壊地のすぐ脇の未崩壊斜面で実施した簡易動的コーン貫入試験 No. 1 では，**図-7** に示すように，Nd 4 程度が深度-2. 3m 付近まで連続し，これを境に下位では局部的な硬質部を挟在しながら徐々に Nd 値が上昇する傾向を示す．

この境界深度は，崩壊地内で実施したボーリング調査により把握した今回の崩壊による堆積土砂（崖錐堆積物）の下面深度とほぼ同一であることから，当該深度が崩壊の底面に相当すると考えられる．

現場透水試験の結果を**表-1** に示す．崩壊地周辺斜面の透水係数はいずれも 10^{-8}（m/sec）と非常に低い．これは，**表-2** に示すように当地の崖錐堆積物が非常に細粒分に富む土質であることと調和的な結果となっている．

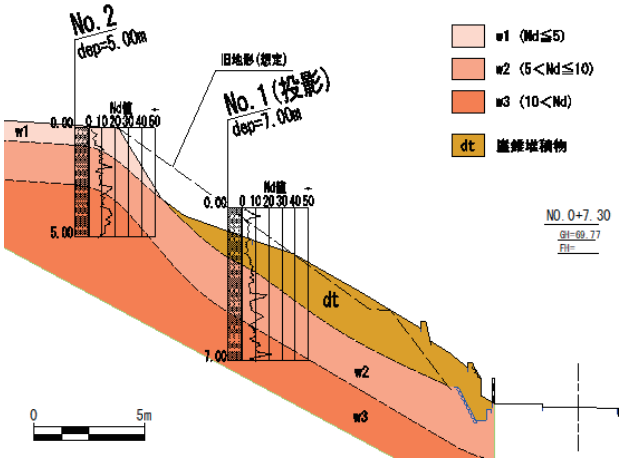


図-7　崩壊斜面の断面図

表-1　現場透水試験結果

場所	推定Nd	現場透水試験 k (m/sec)	室内土質試験 湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	含水比 (%)
崩壊背後地	Nd≦5	6.2E-08	—	—	—
崩壊地側方	Nd≦5	6.0E-08	—	—	—
崩壊地内	Nd＞5	3.5E-08	1.40	1.00	40.5

表-2　室内土質試験結果

地質名	室内土質試験 土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	含水比 (%)	粒度 礫 (%)	砂 (%)	シルト (%)	粘土 (%)	液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_P (%)
崖錐堆積物	2.749	38.5	0.0	3.9	52.7	43.4	55.3	32.6

d) 崩壊メカニズム

崩壊斜面の地形・地質および崩壊状況等から，崩壊のメカニズムを以下のように推定する．

① 表層からの風化及び切土に伴う緩みにより非常に軟らかい砂質粘性土状の強風化層（Nd 4 程度以下）が地表部に分布していた．

② 背後斜面からの地下水の供給により，表層の強風化部及び上段ブロック積擁壁背面に過剰な水圧が発生する．

③ 地下水の一部はパイピングとして地表に湧出し，表層の浸食・小崩壊を引き起こす一方で，ブロック積擁壁箇所では，過剰間隙水圧が発生し緩い強風化層が不安定化し，斜面崩壊・擁壁倒壊を引き起こした．

(2) 門司区大里東

対象地は山口県下関市と福岡県北九州市を分かつ関門海峡に面する海岸に近い国道から台地上の住宅街へ上る細い市道に面した西向き斜面である．古生代の呼野層群に属する凝灰質砂岩が分布地する[3]．

a) 崩壊状況

崩壊斜面の全景写真を図-8 に示す．崩壊地のすぐ隣には吹付枠工が施工されているが，崩壊斜面は無処理である．崩壊は勾配 41～43° の自然斜面で発生し，高さ約 10m，幅約 12m の規模である．

b) 崩壊斜面の地形地質状況

崩壊地は，山地裾部の緩傾斜地の西端部にあたり，崩壊地の上部は平坦地となっており住宅や公園として利用されている（図-9）．このため，多雨に伴い表流水が集中するような状況にないと考えられる．

表層の地質は風化が著しく進行し褐色の砂質粘土化した砂岩からなり，地山深部に向かうほどシルト混じり砂状に変化する．

なお，のり肩背後の平地で実施した調査ボーリングにおいて，深度-6～8m 付近で含水が高く，孔内水の存在も確認されていることから，常時は，同深度付近に地下水位が存在している可能性が考えられる．

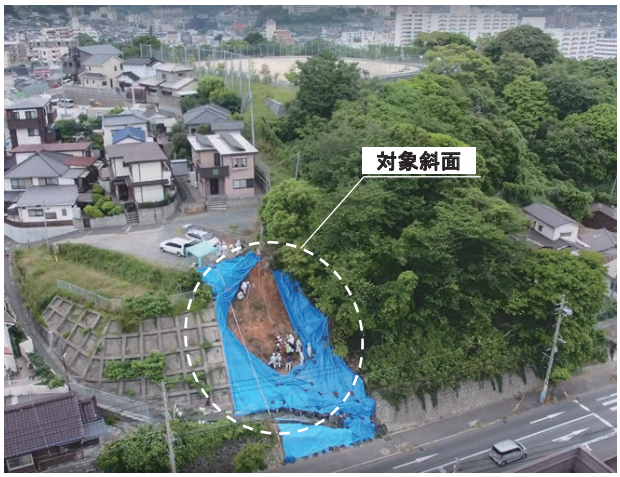


図-8　崩壊地全景

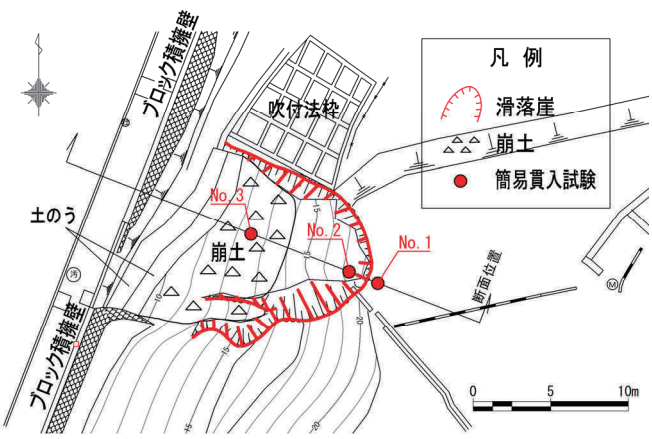


図-9　崩壊地の平面図

c) 原位置試験結果

当該地における簡易動的コーン貫入試験の結果，Nd 値が急激に上昇する深度は，**表-3** 及び**図-10** に示すように，滑落崖直下の No.2 を除けば深度-0.9～1.2m 程度であり，No.2 も滑落崖の高さ 1.4m 程度と考慮すれば旧地表から-1.7m 程度と想定される．このため，当該地では概ね深度-1.5m 前後の深度まで Nd 値が低い地層が分布していると考えられ，本層が崩壊に至ったと推定される．なお，Nd 値は最大 10 程度以下であるが，いずれも Nd 5～10 の層厚は 10～30cm 程度と薄いことから，崩壊対象層はおおむね Nd ≦5 程度以下であると考える．

表-3 Nd の境界深度

Nd ＼ 番号	No.3 (m)	No.2 (m)	No.1 (m)
Nd≦5	1.03	0.2	0.9
Nd≦10	1.2	0.3	1.2

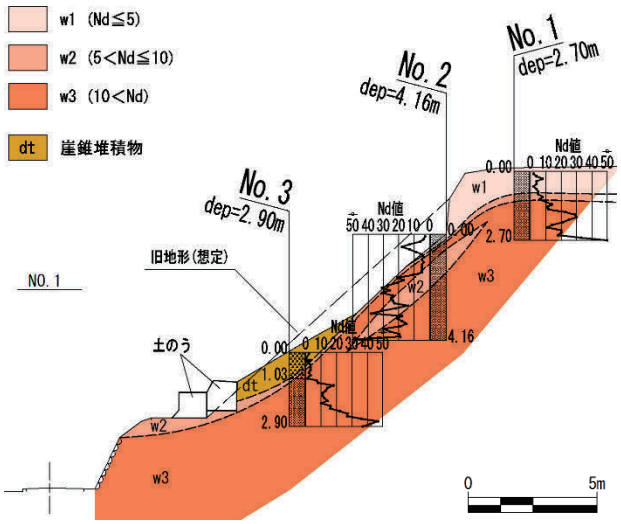


図-10 崩壊斜面の断面図

表-4 室内土質試験結果

地質名	室内土質試験							
	土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	含水比 (%)	粒度				液性限界 w_L (%)	塑性限界 w_P (%)
			礫 (%)	砂 (%)	シルト (%)	粘土 (%)		
崖錐堆積物	2.686	38.2	17.9	11.6	40.9	29.6	63.3	36.0

図-11 崖錐堆積物

図-12 現場透水試験

崩壊した土砂（崖錐堆積物）の性状は**表-4** の室内土質試験結果に示すように，粘性土ではあるが礫砂分がやや多い（**図-11**）．

また，斜面中腹で実施した現場透水試験による透水係数は 10^{-5}（m/sec）となり，やや低い透水性を呈している（**図-12**）．

d) 崩壊メカニズム

崩壊斜面の地形・地質および崩壊状況から，崩壊のメカニズムを以下のように推定する．

① 風化により非常に軟らかい砂質粘土状を呈す強風化土（Nd 5 以下）が表層に形成されていた．

② 背後の山体からの多量な地下水の供給に伴い，表層の強風化粘土が飽和し，過剰間隙水圧が発生するなど不安定化する．

③ 強風化層下に弱面が形成され，地形変化点である市道を起点とした崩壊が発生し，斜面肩部の平坦地まで波及した．

(3) 小倉南区平尾台

対象地は北九州市南東部を通る東九州自動車道の朽網トンネル起点側坑口付近の南東に位置する林道沿いの北向き斜面である．中生代白亜紀後期の花崗岩類（平尾花崗閃緑岩）で，中～粗粒の塊状岩盤からなる．

a) 崩壊状況

崩壊斜面の全景写真を**図-13** に示す．

図-13 崩壊地全景

対象斜面は，下貫から水晶山方面へ昇る蛇行した林道の北向き斜面で，約 10m の区間で切土が実施されている．斜面勾配は 49° 程度で遷急線から崩壊しており，崩壊規模は幅約 10m，高さ約 13m 程度である．なお，崩壊地周辺の林道は，他にも崩壊や路面の浸食が連続している．

b) 崩壊斜面の地形地質状況

崩壊地の背後はやや緩い凸状の地形を呈しているが，**図-14** に示すように，さらに背後では明瞭な谷地形を成しており，典型的な集水地形となっている．崩壊斜面を構成する地層は，上位から表土，黄灰～淡褐灰色の砂質まさ土（滑落崖に露出），礫質まさ土～軟岩が確認された（**図-15**）．

さらに，まさ土中には最大径 2m のコアストーン（未風化硬質岩）が一部多量に分布する状況が認められた（**図-16**）．ただし，**図-17** に示すように，崩壊斜面にはコアストーンはあまり確認されなかった．コアストーンの分布が少ない箇所は地質構造的な弱線の可能性がある．また，集水地形の前面の緩い凸状地形は，集水地形による地表水の供給によって崩壊または流下した土砂の堆積部とも想定される．

以上より，現地斜面は地質的に弱線であったうえに，豪雨時に背後からの地表水の供給が加わり，崩壊へと繋がったと想定される．現状は表層の緩いまさ土の表層崩壊であるが，今後も崩壊がさらに進展すると，背後の凸状地形を形成する土砂堆積部の土砂を伴い，さらに大きな崩壊や土石流へと繋がることが懸念される．

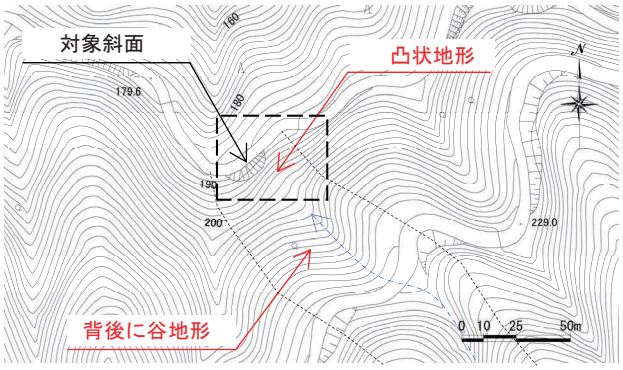


図-14　崩壊地周辺の地形図

図-15　滑落崖のまさ土

図-16　コアストーン

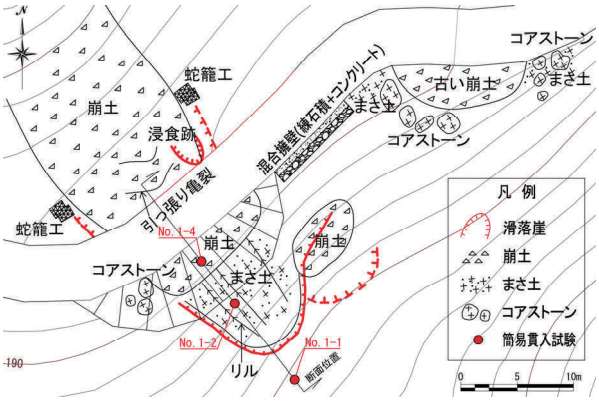


図-17　崩壊地の平面図

c) 原位置試験結果

簡易動的コーン貫入試験を実施した．**図-18** で示される崩壊直上（滑落崖背後）で実施した No. 1-1 では Nd≦5 以下の地層が GL-2. 1m 付近まで分布し，その直下から Nd が急激に上昇する傾向を示す．一方，崩壊面上で実施した No. 1-2 では，表層より Nd 10 以上となり，GL-2. 3m 付近まで 10～20 前後で推移し，その後急激な上昇傾向を示す．斜面裾部は Nd 1～3 程度の崩積土が堆積する．

このように，本崩壊では Nd 5～10 程度の地層が欠落しており，地盤の締まり具合の観点では Nd 5 程度以下（主に，Nd 3 程度）を目安に地層区分ができると考えられる．

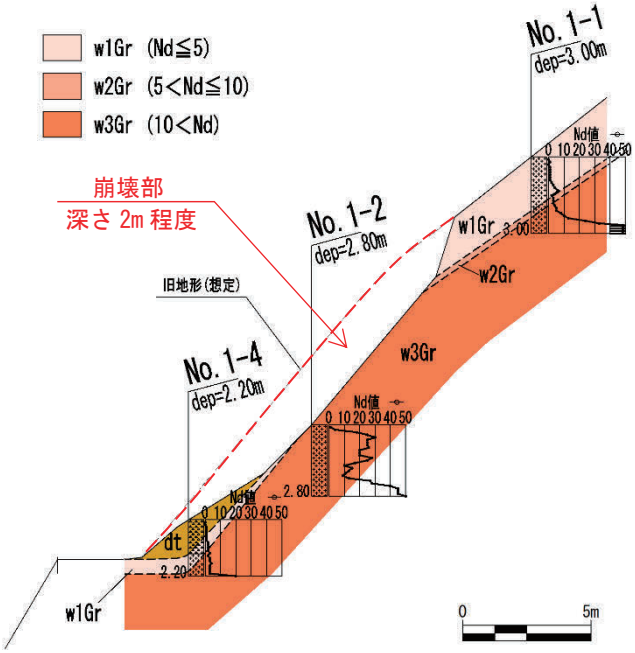


図-18　崩壊斜面の断面図

d) 崩壊メカニズム

崩壊斜面の地形・地質および崩壊状況から，崩壊のメカニズムを以下のように推定する．

① 強風化した緩い砂質まさ土（Nd 3 程度以下）が地表部に形成された.
② 傾斜 50° 程度と切土に対する標準法面勾配より急な勾配で切土され，さらに背後に典型的な集水地形が分布していた.
③ 豪雨によって地表水が急激に供給されたため，緩い砂質まさ土が飽和し，弱面が形成され崩壊が発生した.

3．崩壊の傾向

今回，対象とした北九州市八幡東区祝町，門司区大里東，北九州市小倉南区平尾台の 3 地域における崩壊の概要について**表-5** に示すとともに，その傾向を以下に列記する.

・崩壊規模は，3 地域とも高さ・幅 10m 程度，崩壊深さ 2m 前後となる.
・斜面勾配は，砂岩分布地で 40° 程度，花崗岩分布で 50° 程度となる.
・崩壊対象層の Nd は概ね 5 程度以下となる.
・崩壊対象はともに基盤の強風化層となり，土質は砂岩が粘性土，花崗岩は砂質土となる.
・細粒分の多い強風化層や崖錐堆積物は，10^{-5}～10^{-8}（m/s）となり，透水性は低い.
・粘性土はともに含水比は低く，液性指数 I_L が 0.08～0.26 となり，試験時は安定した状態にある.

表-5　各地域の特徴

地区名			八幡東区 祝町	門司区 大里東	小倉南区 平尾台
地　形			切土のり面	自然斜面	切土のり面
基盤地質			砂岩	砂岩	花崗岩
崩壊規模	幅	(m)	11	12	10
	高さ	(m)	12	10	13
	斜面勾配	(°)	38	42	49
	推定層厚	(m)	2	1.5	2.5
崩壊対象層	Nd		4 程度以下	5 程度以下	3 程度以下
	分類名		シルト	砂混じり礫質シルト	（砂質マサ土）
	土粒子の密度	(g/cm3)	2.749	2.686	－
	含水比	(%)	38.5	38.2	－
	粒度 礫	(%)	0	17.9	－
	粒度 砂	(%)	3.9	11.6	－
	粒度 シルト	(%)	52.7	40.9	－
	粒度 粘土	(%)	43.4	29.6	－
	液性限界	(%)	55.3	63.3	－
	塑性限界	(%)	32.6	36	－
	透水性	(m/s)	6.1E-08	3.2E-05	－

4．まとめ

平成 30 年 7 月豪雨によって北九州市圏域で発生した斜面崩壊について，現地の地形地質状況および崩壊状況を確認し，原位置・室内試験結果等も踏まえ崩壊のメカニズムについて検討した.

推定される崩壊メカニズムについて，本論で取り扱った 3 地域では，崩壊対象層の土質や周辺環境の違いから，砂岩の強風化（粘性土）が崩壊対象となる 2 地域は背後地山からの地下水の供給による過剰間隙水圧の発生，花崗岩の強風化砂質まさ土が分布する地域は背後の集水地形からの地表水による飽和によって，それぞれ崩壊に至ったと推定される.

なお，3 地域の崩壊規模は，高さ，幅ともに 10m，層厚 2m 前後，崩壊層の Nd 値は 5 以下程度という共通点があった.

今後，さらに他地域の崩壊箇所において現地調査・室内土質試験等を行い，分布地質ごとの力学特性や透水性，崩壊規模の差異等を明らかにしていきたい。その結果，分布地質の違い（地域性）を踏まえ，降雨の降り方（斜面崩壊の危険度）と崩壊層の飽和度の関係に基づく斜面崩壊箇所の予測や警戒避難体制の構築（地質・地域毎の有効先行雨量の設定）につなげたい[4), 5)].

参考文献

1) 玉田文吾，横矢直道，森与志信，北九州市：斜面崩壊と雨の降り方との関係－福岡県北九州市・長崎県などにおける考察－：2018 年 3 月.
2) 日本の地質「九州地方」編集委員会：日本の地質 9 九州地方，共立出版：1992.
3) 地質調査所：地域地質研究報告 5 万分の 1 地質図幅，福岡(14)第 34 号，NⅠ-52-10-1，小倉地域の地質，平成 10 年
4) 藤白隆司，山本健太郎，鶴成悦久，横矢直道，佐藤秀文，徳田充樹，波多優佑，：平成 30 年 7 月豪雨による北九州市八幡東区の斜面崩壊について－その 1－崩壊斜面の地形地質および崩壊状況と崩壊メカニズムについての考察，第 54 回地盤工学研究発表会講演集，pp. 1817-1818，2019
5) 宮原仁，東風平宏，林泰弘，岡本憲治，甲木義徳，山下武志，平瑞樹，富永義高：平成 30 年 7 月豪雨による北九州市八幡東区の斜面崩壊について－その 2－崩壊斜面における原位置試験及び室内土質試験結果について，第 54 回地盤工学研究発表会講演集，pp. 1819-1820，2019

（2020.7.1　受付）

2018 年北海道胆振東部地震における樽前 d 降下火砕堆積物の定体積繰返し一面せん断特性

CYCLIC BEHAVIOR OF THE TARUMAI-D TEPHRA LAYERS BY CONSTANT VOLUME DIRECT BOX SHEAR TESTS ON THE 2018 HOKKAIDO EASTERN IBURI EARTHQUAKE

岡田　健杜[1]・後藤　聡[2]

Kento OKADA and Satoshi GOTO

[1] 山梨大学大学院医工農学総合教育部（修士課程）工学専攻土木環境工学コース
（〒400-8511　山梨県甲府市武田四丁目 3-11）
E-mail: G20TC002@yamanashi.ac.jp
[2] 山梨大学大学院総合研究部工学域土木環境工学系
（〒400-8511　山梨県甲府市武田四丁目 3-11）
E-mail: goto@yamanashi.ac.jp

***Key Words**: cyclic direct box shear tests, Tarumai-d tephra, tephra layer landslide, The 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake*

1. はじめに

2018 年 9 月 6 日に北海道胆振地方中東部を震源とする地震（以下，北海道胆振東部地震と呼ぶ）が発生した．この地震により，北海道厚真町を中心に多数のテフラ層すべりが発生した（図-1）[1)]．この地域では火山活動による多くの火砕物が堆積しており，樽前火山から約 300 年前に飛来した樽前 a, b 降下火砕堆積物（Ta-a, Ta-b），同じく 3000 年前の樽前 c 降下火砕堆積物（Ta-c），同じく 9000 年前の樽前 d 降下火砕堆積物（Ta-d）[2)]，さらに，約 2 万年前の恵庭火山の恵庭 a 降下火砕堆積物（En-a）[3)]，そして，約 4 万年前の支笏カルデラの支笏降下火砕堆積物 1（Spfa-1）[4)]から形成されている（図-2）．なお，図-2 の場所は中川ら [5)]から情報を得たうえで，標準露頭として現地で撮影した．

ここで，テフラ層すべりとは，テフラ層（火山活動によって噴出する火砕物の総称）をすべり面とする斜面崩壊と定義している．

千木良ら [6)]では 2018 年北海道胆振東部地震によって発生したテフラ層すべりの大部分は，降下火砕物の崩壊であり，特定の地層がハロイサイト化し，そこにすべり面ができたものであった．最も多かったのは 9000 年前の Ta-d と呼ばれる軽石層の基底部の細粒軽石層にすべり面を持つものであったと述べている．

笠間ら [7)]では，熊本地震によって南阿蘇村高野台地区で発生したテフラ層すべりのすべり面とされる約 3 万年前の草千里ヶ浜降下軽石を対象に，せん断条件を変えた一面せん断試験を実施し，平常時・地震時のせん断特性を明らかにするとともに，ニューマーク法を用いて繰返しせん断時における強度低下を考慮して地震時安定性を評価した．

王ら [8)]は，北海道胆振東部地震によって厚真町吉野地区で発生したテフラ層すべりを対象に，すべり面とされる Ta-d 層の現場一面せん断試験を実施し，せん断特性を調べている．

Li et al.[9)]は，北海道胆振東部地震によって厚真町桜丘地区で発生したテフラ層すべりを対象に，粘土化した Ta-d の三軸試験で液状化強度を評価した．

テフラ層すべりのすべり面の発生機構を解明するためには，すべり面とされる Ta-d の土質力学的なせ

ん断特性を明らかにする必要がある．そこで本論文では，厚真町東和地区で採取した Ta-d を対象に，各種物理試験を行い，定体積繰返し一面せん断試験を実施した．

また，これまでに Ta-d 上および Ta-d 下を用いた定体積繰返し一面せん断試験を実施した[10),11)]が，その際せん断抵抗角が大きかったため，再実験を行いここに報告した．

2. 現地調査

本研究にあたり，現地調査を行った．調査地点は，図-1 に示す厚真町東和地区（以下，東和地区）で，実施日は，2019 年 9 月 14 日～16 日である．

東和地区における滑落崖の様子および層序・層厚を図-3 および図-4 にそれぞれ示す．上位より，クロボク，Ta-c，風化した Ta-d（以下，風化 Ta-d），Ta-d 上部（以下，Ta-d 上），Ta-d 下部（以下，Ta-d 下），ロームが堆積していた．ロームについては，En-a ではないことを確認した．すべり面は現場の観察より地表からおよそ 2m の Ta-d 下と推定される．東和地区では，Ta-d が他の層に比べて厚く堆積していることが確認できた．また，各層から乱れの少ない試料と乱した試料を採取した．ここで，乱れの少ない試料とは，土の構造と力学特性を出来るだけ原位置に近い状態の試料とし，乱した試料とは，スコップなどで採取した攪乱状態の試料とする．さらに乱した試料を用いて再構成試料を作成した．

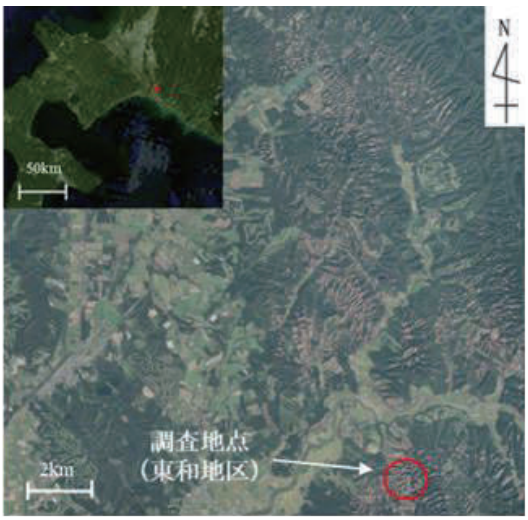


図-1　厚真町などで発生したテフラ層すべり[1)]

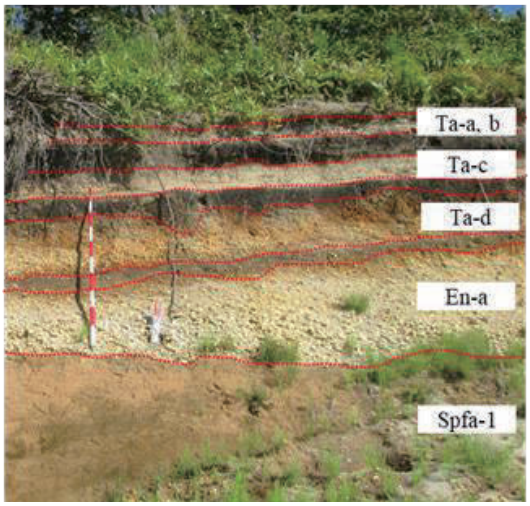


図-2　厚真町で堆積している主なテフラ層

3. 土の物理的性質

本研究において，風化 Ta-d，Ta-d 上，Ta-d 下，およびロームの各種物理試験を実施した．

粒度試験は，風化 Ta-d は炉乾燥させて団粒化した試料を乳鉢でときほぐし，ロームは炉乾燥させて団粒化した試料を木づちでときほぐして実施した．一

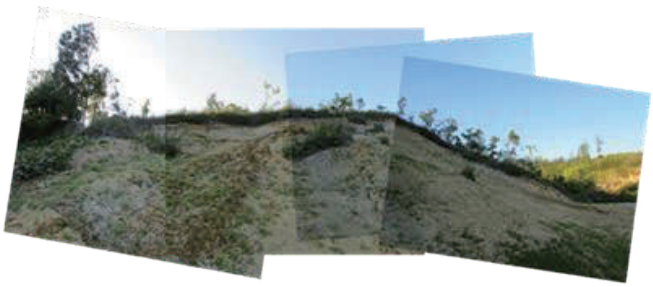


図-3　東和地区の滑落崖の様子

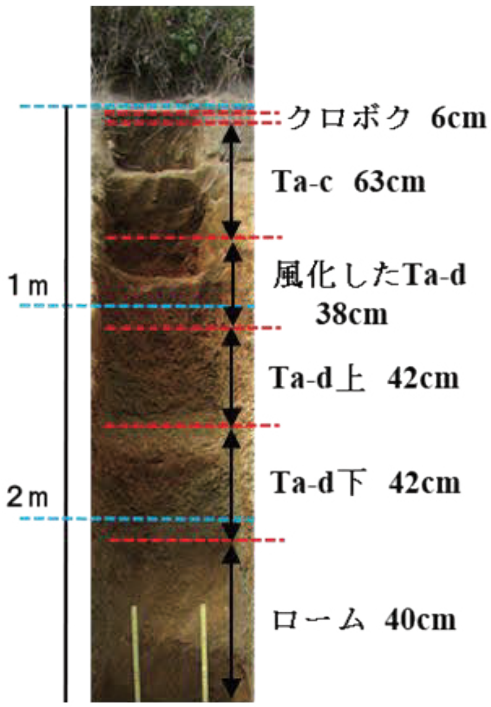


図-4　東和地区の層序・層厚

方， Ta-d 上および Ta-d 下は炉乾燥させて団粒化した状態で粒度試験を実施した．Ta-d 上および Ta-d 下でこのような試験方法を採用した理由として，Ta-d 上および Ta-d 下においても木づちでときほぐして粒度試験を実施しているが，粒径加積曲線において理由は不明だが不連続になるため，団粒化した状態で試験を実施した．また，笠間ら [7]は，草千里ヶ浜降下軽石で破砕させた試料と炉乾燥させ団粒化した状態の試料で粒度試験を実施している．

図-5 に示す粒径加積曲線より，風化 Ta-d は非常に粒径が小さく，ロームと似たような結果が得られた．また，Ta-d 上と Ta-d 下において，Ta-d 下は Ta-d 上よりも粒径が小さいことが分かった．

物理試験は，直径 50mm，高さ 50mm の採土円筒を用いて各層から乱れの少ない試料をそれぞれ 3 つ採取し，その試料から物理試験を行った後，3 つのデータの平均値をまとめた．

表-1 に示す物理的性質より，風化 Ta-d，Ta-d 上，Ta-d 下，ロームのそれぞれ 3 つの試験データにおいて大きなばらつきはなかった．試験を行ったすべての試料において乾燥密度が 1.0 以下と小さな値を示しており，特に Ta-d 上では 0.259g/cm^3 であり，非常に緩く堆積していることが分かる．また，ロームと比較して風化 Ta-d，Ta-d 上，Ta-d 下において土粒子の密度は，2.4~2.6g/cm^3 と小さな値を示した．さらに，Ta-d 上と Ta-d 下では間隙比が大きく異なった．

また，現地調査日の前日より前の一週間では，2019 年 9 月 11 日に 7.5mm ほどの降雨のみが記録されており [12]，降雨の影響をあまり受けていないにも関わらず，風化 Ta-d，Ta-d 上，Ta-d 下およびロームで飽和度がすべて 60%以上であった．ロームの下端およびロームよりも下層については，現地調査で観察できておらず検討していない．

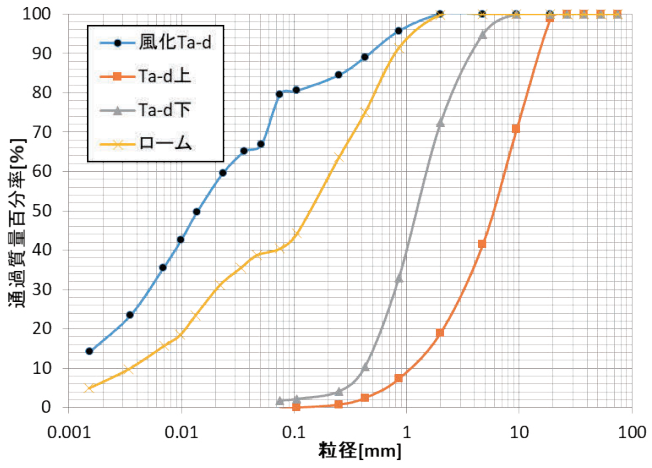


図-5 風化 Ta-d，Ta-d 上，Ta-d 下，ロームの粒径加積曲線

4. 定体積繰返し一面せん断試験

(1) 試験方法

本研究では，東和地区で採取した乱れの少ない試料および再構成試料（Ta-d 上は再構成試料のみ）を定体積繰返し一面せん断試験に用いた．試験条件は，せん断速度は 1.55mm/min.，せん断過程での上下のせん断箱のすき間を 0.25mm，せん断応力が±60kPa に達した時,せん断方向を反転させ，せん断変位が±10mm に達した時点もしくは繰返し回数 10 回になった時点で試験を終了させた．また，風化 Ta-d，Ta-d 上,Ta-d 下の再構成試料においては，表-1 に示すそれぞれの原位置の乾燥密度にできるだけなるように調整し，現地で採取した乱した試料から供試体を作成した．

現地調査においてすべり面が地表から深さ 2m と推定されたため，初期垂直応力は深さ 2m に相当する荷重をかける必要がある．しかし，本論文では初期垂直応力を 100kPa とした．その理由として，①低い垂直応力で繰返し一面せん断試験を行うと，試験が困難になってしまうため，②笠間ら [7]では同試験で草千里ヶ浜降下軽石を用いて初期垂直応力を

表-1 風化 Ta-d，Ta-d 上，Ta-d 下，ロームの物理的性質

	風化Ta-d	Ta-d上	Ta-d下	ローム
湿潤密度 (g/cm^3)	1.076	0.805	1.031	1.219
	1.093	0.750	1.108	1.227
	1.028	0.850	1.037	1.248
	平均値 1.066	平均値 0.802	平均値 1.059	平均値 1.231
乾燥密度 (g/cm^3)	0.486	0.260	0.583	0.687
	0.537	0.248	0.660	0.863
	0.488	0.268	0.534	0.697
	平均値 0.504	平均値 0.259	平均値 0.592	平均値 0.749
土粒子の密度 (g/cm^3)	2.447	2.608	2.517	2.749
	2.413	2.602	2.513	2.709
	2.403	2.604	2.540	2.730
	平均値 2.421	平均値 2.605	平均値 2.523	平均値 2.729
含水比 (%)	121.60	209.26	77.02	77.42
	103.61	202.99	67.87	42.19
	110.72	217.00	94.18	79.07
	平均値 111.98	平均値 209.75	平均値 79.69	平均値 66.23
間隙比	3.804	9.058	3.262	2.644
飽和度 (%)	71.28	60.34	61.64	68.36

100kPa としており，Ta-d も草千里ヶ浜降下軽石と同じ降下火砕堆積物であり両者を比較するためである．

また，定体積繰返し一面せん断試験における最終せん断時のストレスパスの正の傾きから強度定数を求めた．

(2) 試験結果および考察

図-6 (a)，(b)，(c)に，風化 Ta-d，Ta-d 上および Ta-d 下のせん断応力とせん断変位の関係をそれぞれ示し，図-7 (a)，(b)，(c)に，風化 Ta-d，Ta-d 上および Ta-d 下のストレスパスをそれぞれ示す．表-2 に試験時の物理的性質および強度定数を示す．また，本試験で得られる物理的性質および強度定数は，それぞれ 1 つの供試体から算出されている．

図-6 より，乱れの少ない試料および再構成試料の風化 Ta-d は，共にせん断を開始してせん断応力が増加したものの，すぐにせん断応力が低下しており，繰返しせん断行うと，剛性を失っていることが分かる．

Ta-d 上および Ta-d 下は繰返しせん断によって，せん断変位が増加する傾向が見られた．また，Ta-d 下の乱れの少ない試料では，せん断変位量が再構成試料と比べて 2 倍程度大きかった．

図-7 より，風化 Ta-d と Ta-d 下における乱れの少ない試料と再構成試料では，それぞれストレスパスの挙動について大きな差がないことが分かった．また，風化 Ta-d においては，Ta-d 上と Ta-d 下と比較して大きく挙動が異なっており，せん断強度が著しく小さいことが分かる．さらに，再構成試料の Ta-d 上と Ta-d 下においては，挙動が非常に似ており，粒径の大きさや含水比などは異なるが，地震時での挙動はほとんど変わらないことが分かった．

繰返しせん断によって，風化 Ta-d はせん断強度が減少し，せん断剛性が回復しなかったが，Ta-d 上と Ta-d 下はせん断剛性が回復しており，原点付近でサイクリックモビリティ現象を示した．これは密な飽和砂によくみられる傾向であるが，不飽和状態で，緩く堆積しているテフラ層にこのような現象がみられるのは特徴的な性質である．

笠間ら [7]による草千里ヶ浜降下軽石の定体積繰返し一面せん断結果と，本研究における Ta-d の試験結果をストレスパスで比較すると，両者で異なる挙動が観察された．

また，表-2 に示す強度定数は最終せん断時における正の傾きから算出しており，風化 Ta-d の粘着力およびせん断抵抗角は，Ta-d 上と Ta-d 下よりも小さく、Ta-d 上と Ta-d 下では大きく変わらないことが分かった．

本論文で実施した定体積繰返し一面せん断試験結果だけを見ると，風化 Ta-d は Ta-d 上と Ta-d 下よりも強度が低く，実際にテフラ層すべりが発生したすべり面は現地での観察から Ta-d 下と推定されるので，今後現地調査と実験の両方からすべり面について研究を継続する必要がある．

また，本試験では，風化 Ta-d と Ta-d 下は乱れの少ない試料と再構成試料で定体積繰返し一面せん断試験を実施し，乱れの少ない試料と再構成試料の試験結果に大きなばらつきはなく試験の信頼度を確認した．

5. 結論

本論文では，厚真町東和地区で採取した風化 Ta-d，Ta-d 上，Ta-d 下およびロームを対象に，各種物理試験を実施し，物理的性質を把握した．そして風化 Ta-d，Ta-d 上および Ta-d 下を対象に定体積繰返し一面せん断試験を実施し，すべり面の変形・強度特性について把握した．本論文で得られたことを以下にまとめる．

(1) 物理的性質より，物理試験を行ったすべての試験において，乾燥密度が小さく緩く堆積しており，降雨の影響をあまり受けていないにも関わらず飽和度が 60%以上であった．

(2) 風化 Ta-d におけるストレスパスは，Ta-d 上と Ta-d 下に比べて挙動が異なり，強度が大きく低下していた．

(3) Ta-d 上および Ta-d 下のストレスパスでは，不飽和状態で緩く堆積しているにも関わらず，密な飽和砂でよくみられるサイクリックモビリティ現象を示した．

(4) 3 つの試料の定体積繰返し一面せん断試験結果のみで検討すると，風化 Ta-d がすべり面と考えられるが，現地での観察から実際のすべり面が Ta-d 下と推定される．この原因については引き続き研究が必要である．

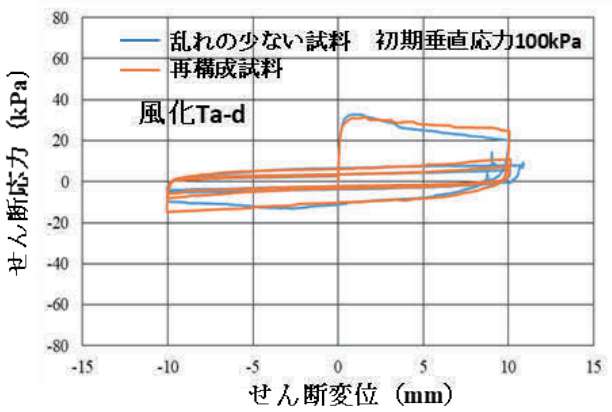


図-6（a）　風化 Ta-d のせん断応力とせん断変位の関係

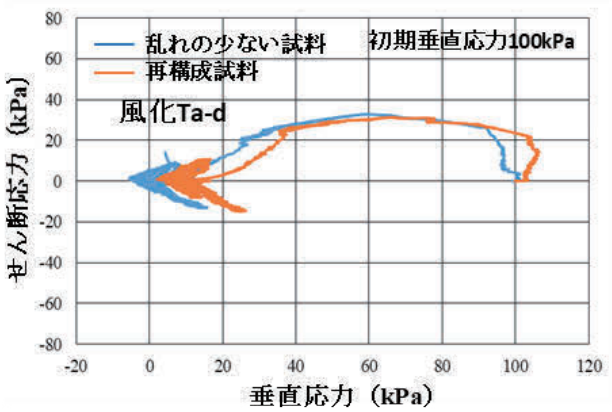


図-7（a）　風化 Ta-d のストレスパス

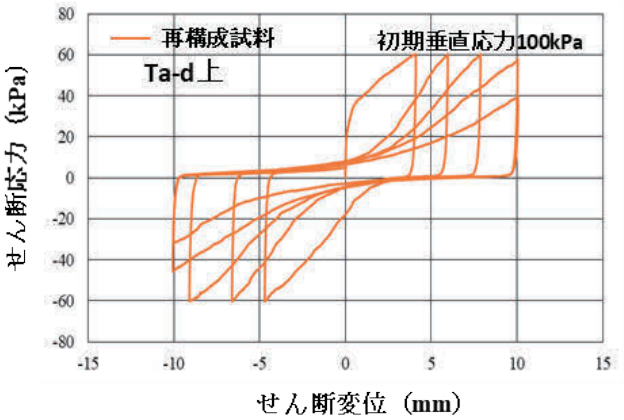


図-6（b）　Ta-d 上のせん断応力とせん断変位の関係

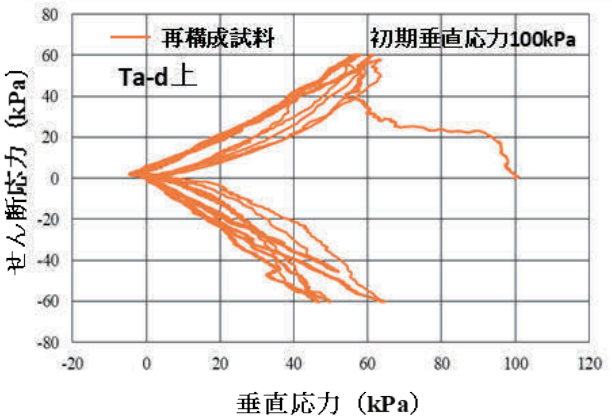


図-7（b）　Ta-d 上のストレスパス

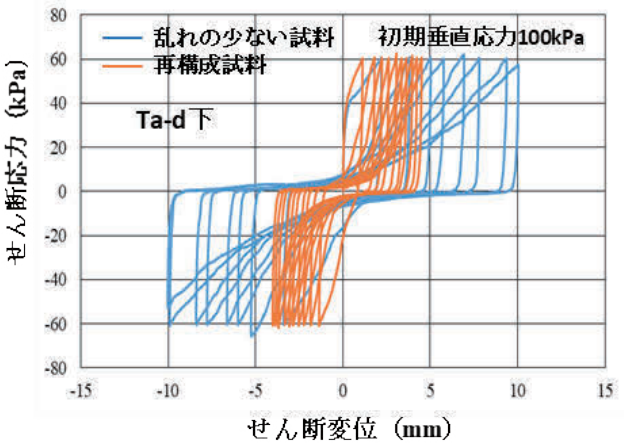


図-6（c）　Ta-d 下のせん断応力とせん断変位の関係

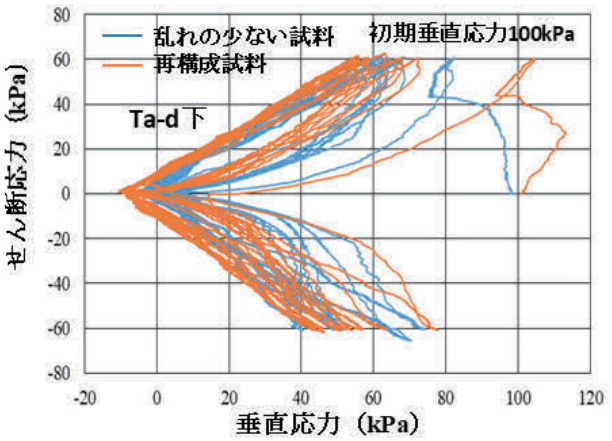


図-7（c）　Ta-d 下のストレスパス

表-2　定体積繰返し一面せん断試験に用いた供試体の物理的性質と強度定数

	風化Ta-d		Ta-d上	Ta-d下	
	乱れの少ない試料	再構成試料	再構成試料	乱れの少ない試料	再構成試料
含水比（%）	182.86	162.12	160.07	116.31	116.24
乾燥密度（g/cm^3）	0.318	0.322	0.300	0.331	0.416
間隙比	6.613	6.519	7.683	6.622	5.065
飽和度（%）	66.94	60.21	54.27	44.31	57.90
粘着力c (kPa)	4.52	0	5.52	5.62	10.14
せん断抵抗角φ(°)	29.90	34.20	41.07	42.06	41.59

謝辞

本論文の一部は，JSPS 科研費 JP17H03303 および河川砂防技術研究開発公募地域課題分野（砂防）の助成を受けたものである．

参考文献

1) 国土地理院：平成 30 年（2018 年）北海道胆振東部地震に関する情報 <https://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H30-hokkaidoiburi-east-earthquake-index.html> (2020/06/30 アクセス).
2) 長谷川健，花岡正光，古川竜太，重野聖之，七山太，中川光弘，安藤寿男：北海道東部，釧路地域における樽前 d 降下火砕堆積物の発見とその意義，地質学雑誌，第 119 巻，第 7 号, pp.446-456, 2013.
3) 梅津譲 : 恵庭 a 降下軽石及び樽前 d 降下軽石の年代に関する資料，東北地理，第 39 巻，第 2 号, ppt.141-143, 1987.
4) 勝井義雄：支笏降下軽石堆積物について，特に支笏カルデラ形成直前の活動について，火山，第 2 集，第 4 巻，第 1 号, pp.33-48, 1959.
5) 中川光弘，宮坂瑞穂，三浦大助，上澤真平：南西北海道，石狩低地帯におけるテフラ層序学 : 支笏 -洞爺火山地域の噴火履歴，地質学雑誌，第 124 巻，第 7 号, pp.473-489, 2018.
6) 千木良雅弘，田近淳，石丸聡：2018 年胆振東部地震による降下火砕物の崩壊 : 特に火砕物の風化状況について，京都大学防災研究所年報，第 62 号 B, pp.348-356, 2019.
7) 笠間清伸，山縣史朗，田中大貴，古川全太郎，安福規之 : 南阿蘇村高野台地区に分布する火山灰質地盤の地震時安定性評価，地盤工学ジャーナル, Vol.13, No.3, pp.171-181, 2018.
8) 王功輝，古谷元，渡辺直喜，土井一生，馬寧 : 平成 30 年北海道胆振東部地震による土砂災害の特徴，京都大学防災研究所年報，第 62 号 A, pp.48-56, 2019.
9) Li R., Wang F., Zhang S. : Controlling role of Ta-d pumice on the coseismic landslides triggered by 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake, Landslides, https://doi.org/10.1007/s10346-020-01349-y, 2020.
10) 岡田健杜，後藤聡：テフラ層すべりが発生した樽前 d 降下火砕堆積物の定体積繰り返し一面せん断特性，第 55 回地盤工学会研究発表会, 22-11-4-05, 2020.
11) 岡田健杜，後藤聡：テフラ層すべりが発生した樽前 d 降下火砕堆積物の定圧および定体積一面せん断特性, 2020 年度全国大会第 75 回年次学術講演会，第Ⅲ部門，斜面(2)，Ⅲ-18, 2020.
12) 気象庁：日ごとの値，厚真町 2019 年 9 月 <https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/view/daily_a1.php?prec_no=21&block_no=0124&year=2019&month=9&day=&viev=>（2020/06/30 アクセス）

（2020. 7. 1 受付）

平成 30 年 7 月の豪雨による斜面崩壊地における原位置試験の材料係数を導入した有限要素解析

A FINITE ELEMENT ANALYSIS USING ACTUAL MATERIAL PARAMETERS BY IN SITU TESTS AT SLOPE FAILURE SITE ON TORRENTIAL RAIN IN JULY 2018

平　瑞樹[1]・山本健太郎[2]・宮原 仁[3]・東風平 宏[4]

Mizuki HIRA, Kentaro YAMAMOTO, Hitoshi MIYAHARA and Hiroshi KOCHIHIRA

[1]鹿児島大学農学部（〒890-0065　鹿児島市郡元 1-21-24）

E-mail: hira@agri.kagoshima-u.ac.jp

[2]西日本工業大学工学部（〒800-0344　福岡県京都郡苅田町新津 1-11）

E-mail: kyama@nishitech.ac.jp

[3]（株）セイコー技術部（〒830-0052　福岡県久留米市上津町 1874）

E-mail: h.miyahara@corp-seiko.co.jp

[4]基礎地盤コンサルタンツ（株）九州支社地質技術部（〒814-0022　福岡市早良区原 2-16-7）

E-mail: kochihira.hiroshi@kiso.co.jp

***Key Words**: torrential rain, slope failure, in situ test, material parameter, finite element method*

1. はじめに

近年，傾斜地では豪雨による比較的浅い表層崩壊が起こり，大規模崩壊や土石流につながっている場所がある. 斜面崩壊の生じやすい現場の地形, 地質, 降雨条件などを予め調査し，斜面の外力による変形やひずみ性状を予測しておくことが重要である．より正確な崩壊箇所の危険度予測が，斜面災害から市民の命と財産を守るための対策を講じることにもつながる.

本報では，平成 30 年 7 月豪雨による九州北部の災害現場を調査し，現場の地形・地質や地盤の状態と原位置で強度を評価する現場実験をおこない，有限要素解析に導入して数値シミュレーションを実施した．さらに，現場での災害を想定したモデル地盤を設定し，現地で得られた土質定数や透水係数を導入した数値解析から斜面の崩壊メカニズムについて検討するために，地盤内に浸透する水分移動を考慮した解析を実施することで，盛土斜面の防災・減災に寄与する知見を得ることを目的する.

2. 平成 30 年の豪雨災害の概要

平成 30 年 6 月 28 日～7 月 8 日までに台風 7 号や梅雨前線などの影響による集中豪雨が西日本を中心に全国的に広いエリアで被害を及ぼした．7 月 9 日に気象庁が「平成 30 年 7 月豪雨」と命名した．6 月 29 日から発生した台風 7 号は太平洋高気圧の外側を回り込むように東シナ海を北上して，対馬海峡付近で進路を変えて日本海上に抜けた．太平洋高気圧の影響で 7 月 2 日～5 日に北海道に停滞し，7 月の降水量の平均値を超える記録的な豪雨となった．その後，梅雨前線が南下して，九州地方では台風の影響による雨が 7 月 3 日頃から降り続き, 7 月 5 日～8 日にかけて西日本付近に停滞，大量の湿った空気が流れ込んだため西日本から東海にかけて大雨が連続的に発生した．西日本から東日本にかけて広範囲での記録的な大雨となった.

7 月 6 日 17 時 10 分に福岡，長崎，佐賀の 3 県に大雨特別警報が発表され，その後も広島，岡山，鳥取，京都，兵庫と岐阜，8 日に高知，愛媛と運用を開始して最多となる 11 府県で大雨特別警報が発表された．西日本の多くの地域での河川の氾濫や浸水被害，土砂災害が発生して 200 人を超える死者が出る

など甚大な被害で，平成に入って最悪の大水害となった．

九州から東海地方にかけての線状降水帯が 15 箇所で発生したため，局地的な集中豪雨が発生したという気象庁の報道であった．北九州市門司区では崖崩れが発生し住宅が全壊，2 人が死亡した．筑紫野市の水路で避難中に土石流に巻き込まれた方が発見されている．6 日には，北九州市小倉北区の板櫃川などの複数の河川が氾濫し，久留米市では広範囲で浸水している．北九州市では 9 日までに土砂崩れなどにより約 680 棟が被害を受けた．佐賀県で 2 人，宮崎県 1 人，鹿児島県でも桜島の古里町で 2 棟が土砂に巻き込まれて 2 人が死亡している．**写真-1** は盛土された道路斜面が豪雨により崩壊した地区で，盛り土は，シルト質砂で構成されている．また，基盤となる地山部分は，風化岩と判別される．

3. 原位置試験による地盤調査

地盤の原位置試験で強度を調べるためのサウンディングとは，ロッドの先端に取り付けた抵抗体を地中に挿入し，貫入，回転，引き抜きの抵抗値から，原位置の土層の状態や土の強さなどの力学的性質を推定する．ボーリング調査時に標準貫入試験機を利用する N 値の測定法が一般的であるが，急斜面や狭小な現場で簡易にできる原位置試験を実施した．

調査位置は，福岡県北九州市八幡東区田代町の道路斜面崩壊現場（**図-1**）で，露頭観察と以下に示すベーンコーンせん断試験と簡易動的コーン貫入試験，原位置透水試験を崩壊地の斜面上部と崩壊した斜面の下部を選定し，地盤調査を実施した．

(1) ベーンコーンせん断試験

簡易的な原位置での試験として，土層強度検査棒（土検棒）を実施した．斜面の崩壊範囲から上部の斜面と下部の斜面を選定して，地盤強度定数の内部摩擦角（ϕ）と粘着力（c）を算出する．**図-2** に示すように貫入コーンを目的の位置までロッドをつなぎながら押し込んでいき，バネ式荷重計で力を計測する．その後，先端アダプターをロッドに接続して，ダイヤル式トルクレンチでせん断抵抗値を測定する．利用した土層検査棒装置の一式を**写真-2** に示す．ベーンコーンせん断試験（**写真-3**）から土質定数としての粘着力と内部摩擦角を整理する方法として，経験式法と相関式法がある．経験式法は，横軸に鉛直応力，縦軸をせん断力とした図を作成して測定点毎に回帰式から粘着力 c_{dk}’と内部摩擦角 ϕ_{dk}’を求める．相関式法とは，横軸をベーンコーンにかかる鉛直荷重（W_{vc}）と縦軸をトルク（T_{VC}）として土質ごとにその回帰式の切片を粘着力，傾きを内部摩擦角として求め，室内強度試験（一面せん断試験や三軸圧縮試験）を実施した c と ϕ 両者の相関式から c_{dk} と ϕ_{dk} を求める方法である．ここでは，経験式法と相関式法による結果を**表-1** に示した．

写真-1　道路斜面の崩壊（北九州市）

図-1　調査位置図（北九州市）

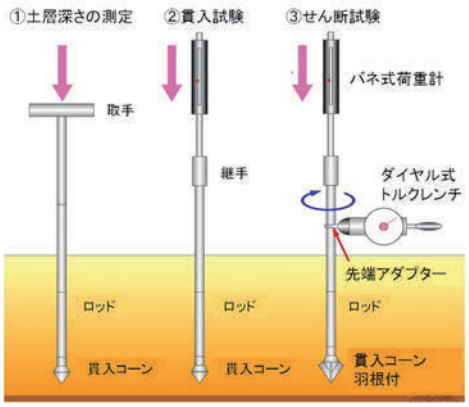


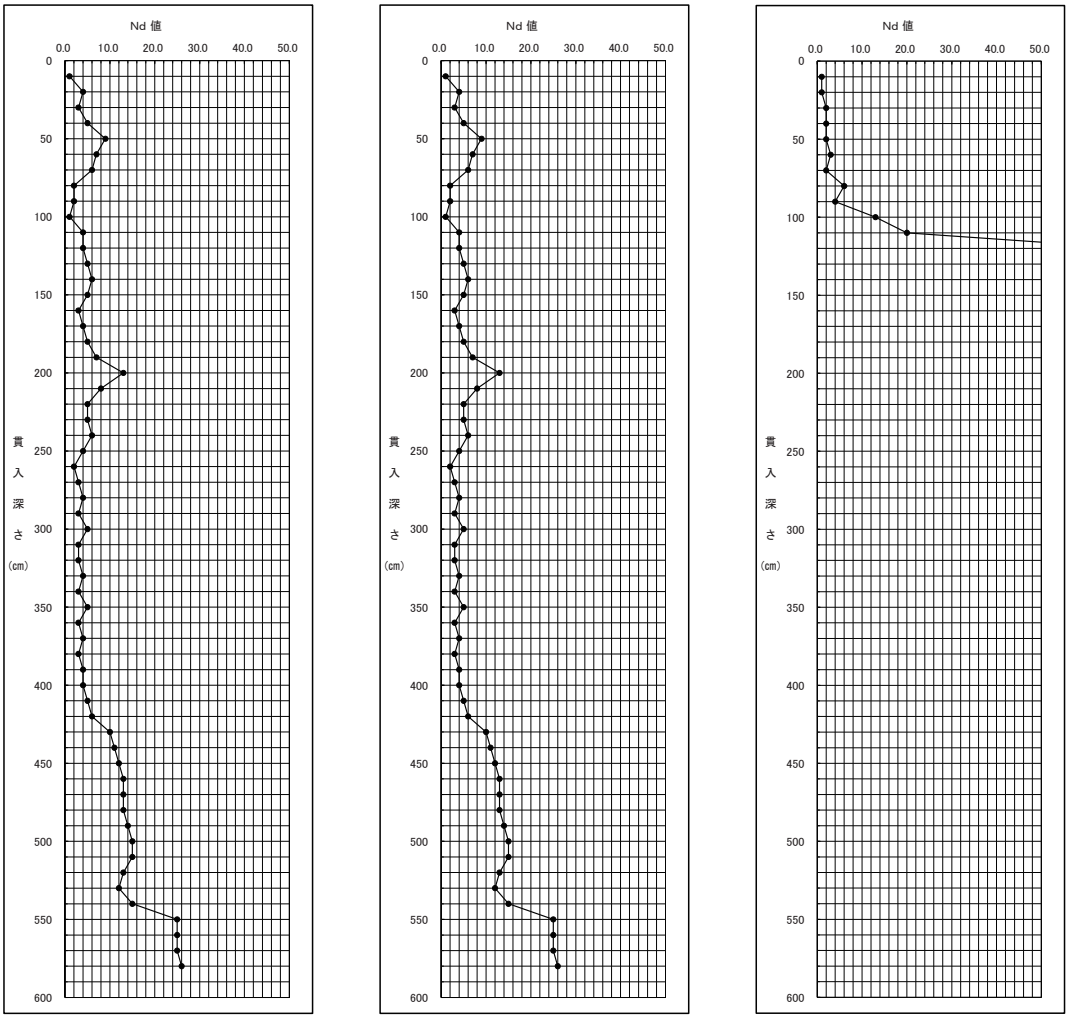
図-2　ベーンコーンせん断試験

写真-2　土層強度検査棒一式

写真-3　ベーンコーン貫入試験

表-1　ベーンコーンせん断試験の結果（粘着力と内部摩擦角）

地点	深度（m）	調査場所	地盤	経験式法		相関式法	
				粘着力c(kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ(°)	粘着力c(kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ(°)
1	1.0	崩壊地左	崖錐堆積物	27.61	27.7	18.7	5.78
3	0.6	崩壊地右	崖錐堆積物	32.16	17.68	21.78	3.51
5	0.8	崩壊地内	盛土	39.99	28.97	27.08	6.12
まとめ		崩壊地外	崖錐堆積物	30.75	20.18	—	—
		—	全体	32.45	26.85	—	—



（a）上部（No.1）　（b）中部（No.３）　（c）下部（No.５）

図-3　簡易動的コーン貫入試験結果（地盤への貫入深さと N_d 値の関係）

簡易な原位置試験として，簡易動的コーン貫入試験を斜面の崩壊範囲の上部と下部で実施した．簡易動的コーン貫入試験による N_d 値の算定式（1）を以下に示す．

$$N_d = \frac{10N}{\Delta h} \qquad (1)$$

ここに，N：打撃回数（回），Δh：貫入量（cm）である．

簡易動的コーン貫入試験装置は，先端が 60°で直径 25mm の円錐型コーンを用いて，高さ 500mm からハンマーをノッキングヘッドまで自由落下させて，100mm ごとの打撃回数を測定する．

図-3 に簡易動的コーン貫入試験の実験結果を整理した一例を示した．貫入深さを縦軸に，横軸に計算による N_d 値をプロットしている．

道路付近の盛土上部は深さ約 6m まで小さな値をとりながら地山に達している．斜面の下部は約 1m で N_d 値が大きく変化しながら固い風化岩まで到達していることがわかる．値が大きく出ているところで，基盤岩との区別を推定することができる．

（3）原位置透水試験

現地での透水試験用に北九州市消防局で開発された透水試験機で実施した．試験区内に注水をおこなう長さ 300mm のストレーナを打ち込み，上部に注水時の水頭差を観察できるアクリル製の測定用パイプとその上部に注水タンクを装備したものである．現場用に改良された透水試験装置であり，比較的軽量に設計されてはいるが，急斜面に打ち込む際は場所の選定には注意を要する．**写真-4** に現位置透水試験装置一式を示す．**図-4** は斜面崩壊地の平面図と原位置試験の位置，**表-2** に計算した透水係数を示す．

4. 現場斜面を想定した数値解析

外力による斜面の安定性を評価するために，局所的な変形挙動を 3 次元的に観察し，評価する数値解法の一つである有限要素法（Finite Element Method）による数値解析を行った．今回は，Bentley 社 PLAXIS 3D を使用し，実際の斜面崩壊地の現場を想定したシミュレーションを実施して，現場で得られた変形係数を導入した幾つかのケーススタディをおこなうことで斜面の変形性状を考察した．このソフトウェアは地盤解析専用に開発された 3 次元有限要素法解析アプリケーションで，任意形状のモデル作成をし，複雑な地盤構造でも比較的簡単にモデル化することができ，施工プロセスを考慮した条件設定から変形状態を逐次計算できる機能が備わっている．

写真-4　原位置透水試験装置

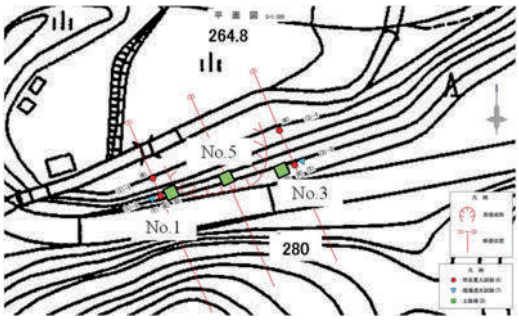


図-4　斜面崩壊地の平面図

(1) 数値解析の方法

最初に解析対象地の外形を入力して，斜面の形状を設計する．次に，斜面を形成している地盤の材料データを入力し，設計した地盤モデルに適用する．そうして，変位や荷重などの条件を入力しメッシュの自動生成をおこなう．最後に，弾・塑性解析や安全率解析等の解析方法を決定し，計算を実行し出力された変形・強度の結果を評価する．

(2) 数値解析モデル

解析対象は福岡県北九州市八幡東区田代町の斜面崩壊現場をモデル地盤とした．ところが，本解析では植生の現況等を詳細に再現することは不可能であるため形状だけモデル化し，崩壊に至る外力による変位や各種条件を仮定した解析を行った．モデル斜面は，地山部分高さ 8.0m，斜面勾配 20°，幅 114m の斜面としモデル中心部に盛土範囲 5.0m とし斜面下部を地山の基盤岩とした．**図-5** にモデル斜面の要素分割図、**図-6** に断面図を示す．節点数は 25,220，要素数は 16,509 である．**表-2** に解析パラメータを示す．透水係数は先に示した現場透水試験，粘着力と

内部摩擦角はベーンコーンせん断試験の結果を経験式法により求めた値である．また，N 値は簡易動的コーン貫入試験の結果を式(2)に代入することで決定し，その値を式(3)に代入することで弾性係数 E を求めた．

$$N = 0.75N_d \qquad (2)$$

C_1，C_2 は係数であり種々の地盤により値が決められている．せん断弾性係数は，式（4）で求めた．ただし，ポアソン比 ν は 0.3 と仮定した．C_1，C_2 については，盛土がシルト質砂の 12，5.8，地山が 24，5.3 を用いた．

$$E = C_1 + C_2 N \qquad (3)$$

$$G = \frac{E}{2\ (1+\nu)} \qquad (4)$$

破壊もしくは降伏基準については，Mohr-Coulomb の式を用いた．本解析では，斜面上部に道路地盤を設置し，盛土の頂部に変位を与える条件に加えて，地下水面が時間とともに降下する排水条件を与えた．また，内部摩擦角や粘着力，必要な材料定数については，原位置試験から得られた結果（**表-2**）に基づいて算出した．

(3) FEM による数値解析の結果と考察

図-7 は盛土斜面上部に増分変位を与えた際の斜面の変形図である．初期の段階では，盛土部分よりも両端にある地山部分の方が徐々に変位している．盛土が一塊となって地山斜面とその周囲を押し出している現象が解析結果から捉えれた．**図-8～図-11** は，モデル断面の経時的な変位分布と地下水面の位置である．また，**図-12～図-15** には，モデル断面のひずみ分布と地下水面の位置を経時変化で示した．断面形状を示す変位図から，初期の段階では盛土部分の斜面上方部で変位が大きく発生していた．盛土の下部や僅かではあるが斜面の法先付近にひずみが集中していることがわかる（**図-13～図-15**）．さらに，盛土と地山の境界部分を地下水面が回り込む箇所が見られることから，透水係数の違いがこのような現象を呈しているものと思われ，盛土の塊が地山を押し込んで法先に応力が集中して，すべり面の発生につながったものと考察される．矢印で示した地下水面が徐々に低下していることが図からもわかる．解析は十分ではないが，盛土部分が地山よりも変位する設定条件下での解析が最も盛土と地山の境界部での変位が大きかった．現場は豪雨による崩壊であったため降雨による斜面変形や地下水による間隙水圧の影響も考えられるが，本解析結果から地山と盛土の内部摩擦角による弾性係数の違いや透水係数に起因する斜面自体の外力が斜面の安定性に影響を及ぼしているのではないかと推測される．

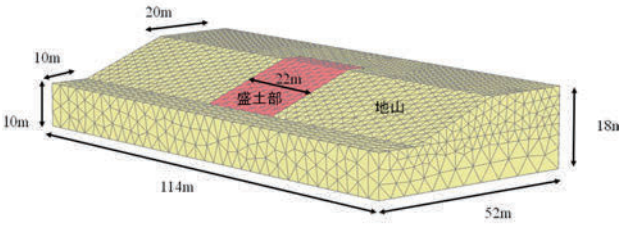


図-5　モデル斜面の要素分割図

（節点数 25,220，要素数 16,509）

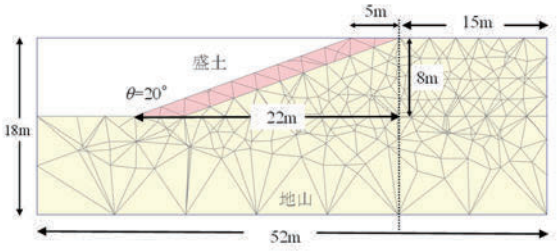


図-6　解析斜面の断面図

表-2　FEM 解析に使用した材料パラメータ

材料係数	地山	盛土
N_d 値	7	5
N 値	5	4
弾性係数 E(kN/m^2)	5,079	3,308
せん断弾性係数 G(kN/m^2)	1,953	1,272
ポアソン比 ν	0.3	0.3
透水係数 k(m/s)	2.41×10^{-6}	3.66×10^{-7}
粘着力 c(kN/m^2)	30.75	39.99
内部摩擦力(°)	20.18	28.97

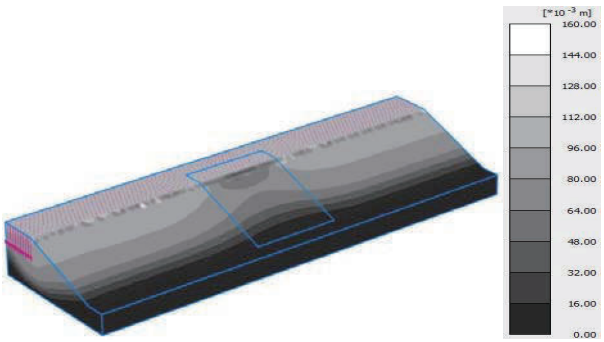


図-7　地盤の変位量を表す等値線図

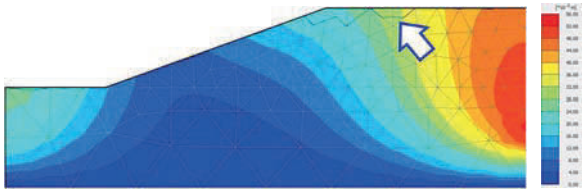


図-8　変位分布と地下水面（1 時間後）

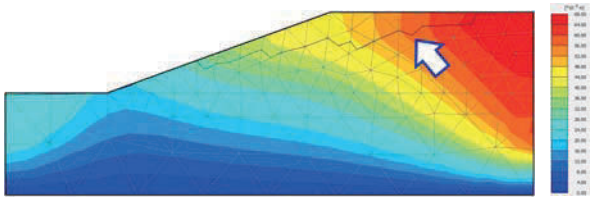


図-9　変位分布と地下水面（3 時間後）

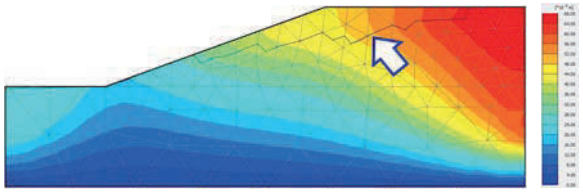


図-10　変位分布と地下水面（12 時間後）

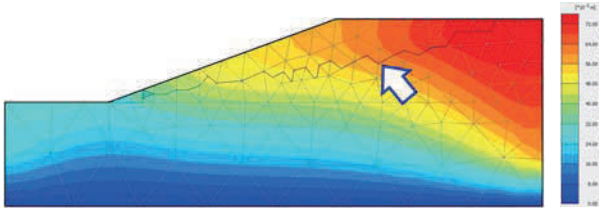


図-11　変位分布と地下水面（24 時間後）

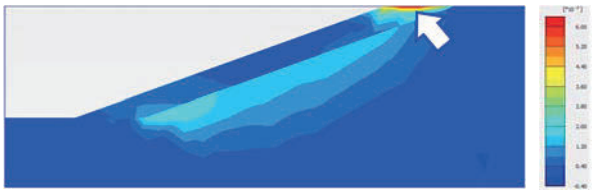


図-12　ひずみ分布と地下水面（1 時間後）

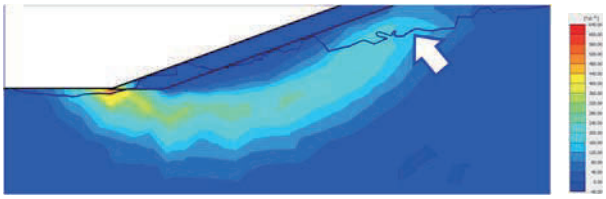


図-13　ひずみ分布と地下水面(3 時間後）

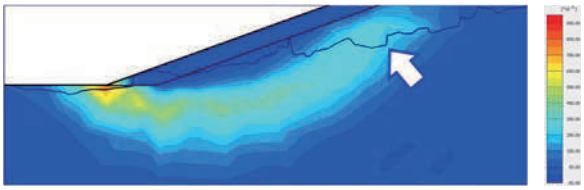


図-14　ひずみ分布と地下水面（12 時間後）

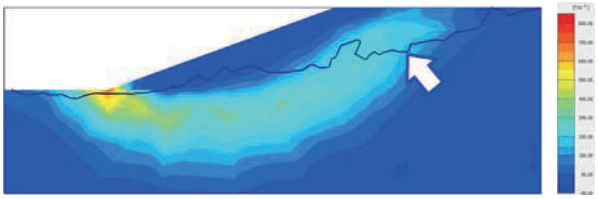


図-15　ひずみ分布と地下水面(24 時間後）

5. おわりに

平成 30 年 7 月豪雨により斜面崩壊を起した現場を調査し，地形や地質との関係，地盤の状態と原位置での強度や透水性を調べる目的で，ベーンコーンせん断試験と簡易動的コーン貫入試験，原位置透水試験を行った．また，原位置試験から得られた推定 N 値から算定した粘着力や内部摩擦角などの材料パラメータを導入した有限要素解析を用いて，調査現場の斜面をモデル化した数値シミュレーションを試みた．

結果として，盛土上部から水位を与えた条件において，地山内部にせん断面が発生し，特に斜面法先部分にひずみが集中するような現象が起こることがわかった．このような二層地盤の解析においては，導入した盛土部と地山部の弾性係数や内部摩擦角の値の選定や透水係数の違いが計算結果に影響していると推測されるため，さらなる数値解析の検証が必要と考えられる．今後は，降雨による雨水が地盤中に浸透して，地下水位の挙動が斜面の変形に及ぼす影響についてさらに詳細に解析することで，現地の地盤内のすべり破壊現象を追跡可能な崩壊発生のメカニズムについて検討したい．

参考文献

1) 気象庁 2018 年 7月13日発表資料：災害をもたらした気象事例，平成 30 年 7 月豪雨（前線及び台風第 7 号による大雨等）平成 30 年(2018 年)6月28日～7月8日,(https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/2018/20180713/jyun_sokuji20180628-0708.pdf)

2) 平 瑞樹，山本健太郎，永川勝久：地震による津波危険地域における避難経路の現地調査と斜面崩壊危険箇所の抽出, 鹿児島大学地域防災教育研究センター平成 27 年度報告書，pp.161-166，2017.

3) Bentley Co. Ltd., Software manuals on PLAXIS-3D, https://www.plaxis.com/support/manuals/plaxis-3d-manuals/（2020.6.20 参照閲覧）

4) 岡田勝也，杉山友康，野口達雄，村石尚：盛土表層部の土質強度に関する異種のサウンディング試験結果の相関性，土と基礎 40-4，pp.11-16，1992.

（2020. 7. 1 受付）

流木を伴った土石流の流動シミュレーション - 2018 年広島県坂町総頭川を事例として -

SIMULATION OF DEBRIS FLOW WITH DRIFT WOOD: A CASE STUDY IN THE SOZU RIVER, HIROSHIMA PREFECTURE, JAPAN

福岡 尚樹[1]・永野 博之[2]・橋本 晴行[3]
Naoki FUKUOKA, Hiroyuki NAGANO and Haruyuki HASHIMOTO

[1]西日本技術開発（株）土木本部 水工部（〒810-0004 福岡市中央区渡辺通 1-1-1）
[2]群馬工業高等専門学校 環境都市工学科（〒371-8530 前橋市鳥羽町 580 番地）
[3]元九州大学大学院工学研究院教授

***Key Words**: Sediment-related disasters, debris flows, woody debris, drift wood, two-layer flow model, one-dimensional simulation, Saka town, Hiroshima Prefecture*

1. はじめに

2018 年 7 月, 西日本の広範囲に記録的な大雨が発生し, 広島県では多数の崩壊・土石流が発生した. 特に, 坂町総頭川では流木を伴った土石流が発生し, 中流の橋梁 2 基を流木により閉塞させるとともに, 下流住宅街では大量の土砂を氾濫させた. そのため, 流木を伴った土石流の流動・流出特性について調べることは重要である.

流木を伴った土石流については, 数値シミュレーションや現地調査などの事例研究, 流木模型を用いた水路実験などが実施されてきた [1~5]. 総頭川については, 流木の現地調査と数値シミュレーションに基づき調査研究[3,4]が行われてきたが, 上流端や河床の境界条件など課題が残っている. 本研究は, 上流端や河床の境界条件に着目した 3 ケースのシミュレーションを行い, 土砂・流木の流出特性について考察したものである. 本論文の「土石流」は急勾配河道の種々の土砂移動形態 [6]である土石流, 泥流, 掃流状集合流動, 高濃度浮流砂流を総称したものである.

2. 総頭川流域の概要と流木の特性

(1) 総頭川流域の概要

総頭川流域を**図-1** に示す. 坂町を流れる総頭川は流域面積4.2 km^{2}の二級河川である. 総頭川と支川の大判川の主流路の縦断図を**図-2** に示す. 総頭川の主流路は河口の O_M から O_S 地点（**図-1**）までの区間で, 標高 110 m において支川の大判川と合流している. 合流地点より上流は林地からなる渓流域, 合流地点から下流の標高 60 m までの地域は主に田畑が広がっている. さらに下流の地域は, 住宅街が広がり, 河口付近には坂町役場が位置する.

(2) 災害の概要

総頭川流域に位置する坂観測所では, 2018 年 7 月 5 日 9 時から 6 日 19 時までの間に累加雨量 268 mm を, 6 日 18 時から 19 時の間に最大時間雨量 67 mm/h を記録し, 20 時以降は欠測となった [7]. 一方, 総頭川流域の流域界から約 3 km 南方に位置する天応観測所の記録では, 6 日 20 時以降も降雨が継続しており, 最大時間雨量 55 mm/h（6 日 19 時 ～ 20 時）, 累加雨量 388 mm であった [7].

その結果, 総頭川流域では, 谷出口付近にある刈津土井橋, 旗橋が大量の流木捕捉により閉塞状態となった. 一方, 下流の住宅街では堆積土砂に起因した河床上昇による土砂氾濫被害が顕著であった. この流域では氾濫による浸水被害 130 件を含む家屋被

害 826 件, 人的被害(死者) 1 名が発生した.

航空レーザー測量によると,総頭川流域では崩壊・侵食によって流出した土砂量 12.6 万 m^3, 下流住宅街に氾濫した土砂量 4.2 万 m^3(いずれも間隙を含む)と評価されている [8]. また, 流出土砂のうち河道内と側道に堆積した土砂量は 2.4 万 m^3 とされる.

総頭川と支川の大判川では, 崩壊, 侵食に起因して流木を伴った土石流が発生し, 下流域に大量の土砂と流木を流出させたものと推測される.

(3) 流木の特性と橋梁による流木捕捉

著者らは, 災害直後から総頭川流域の現地調査を実施し, 河道に残留する倒木や流出流木のスケールについて調べ, 橋梁と流木捕捉との関係などを明らかにした [3]. その結果を以下に要約する.

上流の渓流沿いに残存する倒木は流木の主な発生源と考えられ, 平均長は $L = 9.70$ m であった ($N = 20$ 本). 中流河道において谷出口付近に位置する刈津土井橋および旗橋では, ピア (橋脚) がないにもかかわらず大量の流木が捕捉され, 河道閉塞が発生していた. 刈津土井橋の桁下クリアランスは 2.7 m で, 捕捉流木の平均長はそれを上回っていた. ピアのない橋梁に関する実験によると [9], 流木が橋桁に捕捉される確率と流木本数および流木長との間には正の相関関係がある. 従って, 橋梁による流木捕捉の原因は, 桁下クリアランスより長い流木が多く存在したこと, 多数の流木が崩壊により一気に流下したこと, 水位がピーク時に橋桁にかかる程度の高さであったことなどが考えられる. 刈津土井橋に捕捉された流木群の高さは約 4 ～ 7 m に達した.

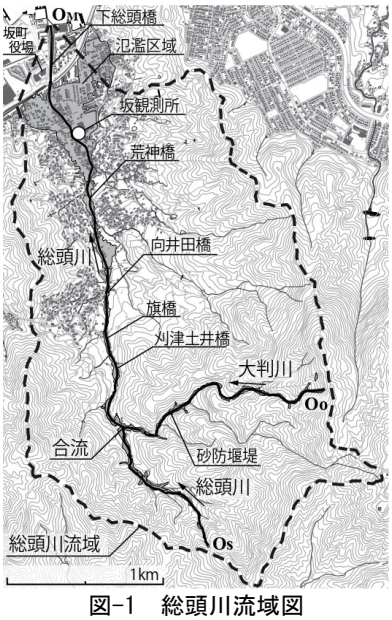


図-1 総頭川流域図

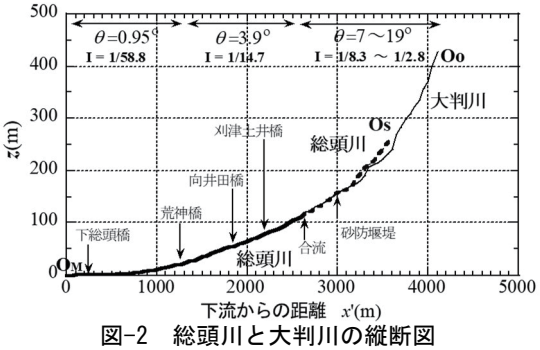


図-2 総頭川と大判川の縦断図

(4) 下流河道における土砂堆積

河道閉塞を引き起こした橋梁より下流の河道では流木の流出は少なく, 個別に散乱・堆積していた程度であった. 刈津土井橋 ($x' \fallingdotseq 2{,}200$ m) から下流は床固工の区間であるにもかかわらず, 荒神橋付近 ($x' \fallingdotseq 1{,}300$ m) までは床固工が各所で破壊されるなど侵食傾向にあった. 一方, 荒神橋から下流の河道には顕著な土砂堆積が発生していた (**図-2**). そのため, 下流河道に沿って立地する住宅街は広範な氾濫土砂により被害が発生した. この付近の河床勾配は上・中流 ($x' \fallingdotseq 1{,}300$ ～ $4{,}000$ m) と比較して極めて緩く 1/58.8 であった. 従って, 下流で発生した土砂堆積は, 朝倉市のように流木による河道閉塞が原因 [2] ではなく, 河床勾配の変化など地形的な要因が原因と推測される.

3. 流木を伴った土石流の 1 次元流動シミュレーション

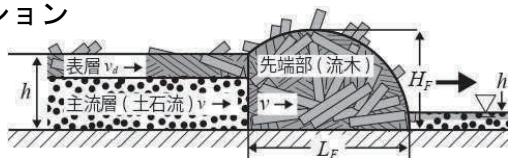


図-3 流木を伴った土石流の流動モデル

総頭川流域で発生した土石流には二種類の可能性が考えられる. 一つは洪水流による河道・河岸侵食に起因して発生した土石流, 二つ目は河道・河岸侵食に加えて源頭部斜面の崩壊に起因して発生した土石流である. 本章ではより包括的な後者のケースを想定してモデル構築を図ることとする.

さて, 源頭部の崩壊は大量の土砂を一気に流動化させて段波を形成し流下するとともに, 斜面上に自生する樹木を流木化させて流れに取り込む. このとき, 流木は土石流の表面を移動するが, 表面流速は段波先端部の移動速度よりも速いため, 次第に段波先端部へと集積する. このように流木が先端部に集積する現象は, 2014 年に長野県南木曽町で発生した土石流 [10]や水路実験 [5]で確認されている. そこで, 崩壊を伴う土石流の解析モデルは, 土石流段波先端部の流木群を流木のみの 1 層流モデルとし, 後続の本体部は, 土砂・水混相流 (土石流) である主流層と

流木・土砂・水混相流である表層の 2 層構造モデルとした[2,3,4]（**図-3**）．なお，崩壊が発生しない場合の土石流は，顕著な段波を持たないので，本体部のみの 2 層構造モデルとして取り扱った[2]．

(1) 土石流流動モデル（本体部主流層）の基礎式

主流層のモデルは，河床の侵食・堆積と側岸侵食の評価が可能な高岡[11]，Takaoka et al.[12]のモデルをもとに構築した．流路断面は長方形で近似し，側岸は水平方向に侵食され，即座に流れに取り込まれる．

土石流（主流層）の運動方程式：

$$\frac{\partial Q}{\partial t}+\frac{\partial (vQ)}{\partial x}=-gBh\frac{\partial H}{\partial x}-(B+2h)\frac{v^2}{\varphi^2} \tag{1}$$

土石流（主流層）の連続式：

$$\frac{\partial (Bh)}{\partial t}+\frac{\partial Q}{\partial x}=\varepsilon_z i_s+Bi_b+q_{in} \tag{2}$$

土砂の連続式：

$$\frac{\partial (CBh)}{\partial t}+\frac{\partial (C_T Q)}{\partial x}=C_*\varepsilon_z i_s+C_* Bi_b+q_{\sin} \tag{3}$$

ここに，t：時間，x：流下方向の距離，Q：水と土砂の流量，v：断面平均流速，h：流下水深，z：河床高，H：水位（$H=h+z$），B：流路幅，φ：流速係数（$\varphi=v/u_*$），u_*：摩擦速度，ε_z：両岸侵食に伴って崩落する河岸の高さ，i_s：両岸の侵食速度，i_b：河床の変動速度，C：断面平均流砂濃度，C_T：流砂の輸送濃度，C_*：堆積土砂濃度（$C_*=0.7$），q_{in}：河道単位長さ当たりの横流入量，q_{sin}：河道単位長さ当たりの横流入流砂量．なお，側岸崩壊深ε_zは 2017 年九州北部豪雨の白木谷川における土石流を参考に$\varepsilon_z=5$ m とした[3]．また，濃度分布は一様と仮定し，$C_T=C$ とした．

未知数は Q, h, z, B および C の 5 つで，式は(1)から(3)の 3 つに，河床と側岸の変動式の計 5 つである．

河床と側岸の変動式：

$$i_b=-\partial z/\partial t \tag{4a}$$

$$i_s=\partial B/\partial t \tag{5a}$$

式(4a), (5a)は，高岡の実験式[11]により評価した．

河床の侵食速度式（$C_{T\infty}>C_T$ の場合）：

$$i_b=k_b(C_{T\infty}-C_T)^p v \tag{4b}$$

河床の堆積速度式（$C_{T\infty}<C_T$ の場合）：

$$i_b=-k_b(C_T-C_{T\infty})^p v \tag{4c}$$

側岸の侵食速度式：

$$i_s=k_s v \tag{5b}$$

ここに，$C_{T\infty}$：平衡流砂濃度である．また係数 k_b, p, k_s の値は，高岡の実験結果[11]から $k_b=0.01$, $p=0.7$, $k_s=0.002$ とした．さらに，式(5b)は，限界侵食速度 v_c の概念を導入して

$$i_s=k_s(v-\kappa_c v_c) \tag{5c}$$

ここに，2017 年九州北部豪雨災害の事例[2]をもとに係数 $k_c=10$ とした．側岸の限界侵食速度 v_c は

$$v_c=\varphi u_{*c}=\varphi\sqrt{sgd\tau_{*c}} \tag{5d}$$

と仮定される．ここに，u_{*c}：限界摩擦速度，$s=(\sigma-\rho)/\rho$，d：土砂の粒径，τ_{*c}：無次元限界掃流力である．平衡流砂濃度を平衡流砂量 $q_{s\infty}$ で表すと，

$$C_{T\infty}=Bq_{s\infty}/Q \tag{6}$$

平衡流砂量 $q_{s\infty}$は，広範な土砂移動現象に適用可能な橋本らの式[6]により評価した．

$$\frac{q_{s\infty}}{\sqrt{sgd^3}}=4.7\tau^{3/2}\left(1-\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right)\frac{1}{(\alpha-I_f)\cos\theta}G\left(I_f,\frac{h}{d},\frac{w_0}{u_*}\right) \tag{7a}$$

ここに，

$$G\left(I_f,\frac{h}{d},\frac{w_0}{u_*}\right)=1+0.1\left(\ln\left(\frac{h}{d}\right)\right)^2(I_f)^{-0.8}\exp\left\{-2.5\left(\frac{w_0}{u_*}\right)^{0.5}\right\} \tag{7b}$$

s：土砂の水中比重 $=(\sigma-\rho)/\rho$, d：土砂の粒径，τ：底面せん断力，τ_*：無次元掃流力，I_f：エネルギー勾配，w_0：土粒子沈降速度，θ：河床勾配．また，$\alpha=0.875$ である．

(2) 流木流動モデル（本体部表層）の基礎式

後続の流木は本体部主流層の表面に乗って流下するものとする．従って，基礎式は次の連続式となる．

流木相（表層部）の連続式：

$$\frac{\partial V_d}{\partial t}+\frac{\partial Q_d}{\partial x}=n_0 i_s\frac{\pi}{4}d_d^2 l_d \tag{8}$$

ここに，V_d：河道単位長さ当たりの流木の実質体積，Q_d：流木流量，n_0：側岸斜面における単位面積当たりの樹木本数，d_d：樹木の直径，l_d：樹木長さ．流木量 V_d と河道単位面積当たりの流木本数 n_d との関係は

$$V_d=Bn_d\frac{\pi}{4}d_d^2 l_d \tag{9}$$

で表される．流木速度を v_d とすれば，流木流量 Q_d および流木本数フラックス N_d は次のようになる．

$$Q_d=V_d v_d \tag{10}$$

$$N_d=Bn_d v_d \tag{11}$$

流木の流速 v_d は土石流（本体部主流層）の平均流速 v に関連付けて

$$v_d=a_s v \tag{12}$$

とした．流木の流速を主流層の表面流速で近似すると，係数 a_s は大略 1.25 となる．ここに，急勾配河道において現れる土砂移動形態に対して提案された流速分布式[6]を用いた．

(3) 流木流動モデル（先端部）の基礎式

源頭部の崩壊によって発生した段波の先端部流木相と後続本体部との境界において，本体部主流層の平均速度を v，本体部表層の流木速度を v_d とすると，先端部には後続本体部表層を移動してきた流木が相対速度(v_d-v)で集積する．従って，先端部流木相の連続式は

$$\frac{\partial V_F}{\partial t}=(v_d-v)V_d=\frac{a_s-1}{a_s}Q_d \tag{13}$$

ここに，右辺各量は本体部の先端部との境界における値である．また，V_F：先端部流木相全体の実質体積，V_d：本体部表層において河道単位長さ当たりに存在する流木の実質体積である．

さらに，先端部流木相の代表厚さを H_F，代表長さを L_F とすると

$$V_F = Bk_F H_F L_F \lambda_d \tag{14}$$

とおける．ここに，k_F：形状係数，λ_d：流木相の実積率(流木濃度)である．先端部の形状を半円形で近似すると，$L_F = 2H_F$，$k_F = \pi/4$ となる．段波先端部の流木相は後続本体部の先頭に位置し，本体部の計算後にその計算が付随的に実施される．本体部の速度は v，流木相先端の速度は $v + dL_F/dt$ となる．段波は崩壊に起因して発生するので，崩壊を考慮しない場合，段波先端部流木相は存在しないものとして取り扱う．

(4) 境界条件および初期条件

a) 上流端の境界条件

上流端では崩壊発生時とそれ以外の時刻における境界条件を考慮した．

崩壊時の境界条件（$t_L \le t \le t_L + T$）：

$$Q = Q_{w0} + Q_0,\ h = h_\infty,\ C_T = C_0,\ Q_d = Q_{d0} \tag{15a}$$

ここに，Q_{w0}：雨水流量，Q_0：土石流の初期流量，h_∞：等流水深，C_0：土石流の初期濃度，Q_{d0}：流木の初期流量，t_L：崩壊開始時刻，T：崩壊継続時間である．崩壊発生時は静止した土量 V_S が崩壊により一瞬のうちに流量 Q_0，流砂濃度 C_0 の土石流に変換され T 秒間継続するものとしてモデル化し[12]，流木の初期流量は，崩壊面積 A_s の斜面上に自生する数密度 n_d の樹木が，一瞬のうちに Q_{d0} の流木流量に変換され T 秒間継続するものとした．崩壊条件は航空写真と住民の証言に基づき**表-1** のように仮定した．

土石流と流木流量（$t_L \le t \le t_L + T$）：

$$Q_0 = \frac{C_* V_s}{TC_o},\ Q_{d0} = \frac{n_0 A_s}{T}\frac{\pi}{4} d_d^2 l_d \tag{15b}$$

一方，それ以外の時刻は流量を合理式（流出係数 0.9）で評価し，水深は等流水深とし，流砂濃度は平衡流砂濃度と仮定した．

崩壊不発生時の境界条件（$0 \le t < t_L,\ t_L + T < t$）：

$$Q = Q_{w0},\ h = h_\infty,\ C_T = C_{T\infty},\ Q_d = 0 \tag{16}$$

b) 下流端の境界条件

下流端の流砂濃度は平衡流砂濃度と仮定した．

c) 初期条件

初期条件として河床高と流路幅を与えた．初期河床高は等高線データを用いた．初期流路幅 B は上流の区間（x'=2,350～4,000m）では $B = 5.36A^{0.37}$ を用いて評価し[13]，下流の区間（x' = 0 ～ 2,300 m）では航空写真をもとに決定した．ここに A (km^2) = 流域面積．

d) その他の計算条件

計算対象主河道は流域面積が大きい大判川の源頭部 O_O から下総頭橋の下流 250 m（O_M）までとした．上流の渓流区間（x' = 2,350 ～ 4,000 m）では側岸の侵食を許容するが，中・下流の氾濫区間（x' = 0 ～ 2,300 m）では側岸侵食を許容しない条件とした．

計算対象時間は，7 月 6 日 16 時 00 分から 21 時 00 分までの 5 時間とし，時間格子間隔 Δt = 0.05 sec，空間格子間隔 Δx = 50 m とした．降雨条件は，坂および天応観測所における各時間雨量とした．流速係数は，流況に基づき渓流区間で 8，氾濫区間で 10 とした．流木条件は現地調査[3]により設定した（**表-2**）．

e) 計算ケース

本研究では，上流端および河床の境界条件を変化させた 3 ケースのシミュレーションを実施した（**表-3**）．河床の侵食条件は，渓流区間（x' = 2,350 ～ 4,000 m）で侵食を許容するが，中・下流の床固工区間（x' = 0 ～ 2,300 m）では，侵食を許容する場合（床固工なし）と許容しない場合（床固工あり）の 2 通りを設定した．上流端の境界条件は，源頭部崩壊発生の場合（崩壊あり）と，崩壊不発生の場合（崩壊なし）をそれぞれ設定した．

表-1　崩壊条件

崩壊開始時刻	t_L = 19:00 (7 月 6 日)
崩壊継続時間	T = 60 sec
崩壊土砂量	V_s = 2,000 m^3
崩壊面積	A_s = 2,000 m^2
土石流の初期濃度	C_0 = 0.4
土砂の粒径	d = 5 mm
河床侵食深さ(岩盤深度)	D = 10 m

表-2　流木条件

側岸斜面上の樹木数密度	n_0 = 0.60 本/m^2
胸高直径	d_d = 0.141 m,
樹高	l_d = 9.45 m
先端部流木群の実積率	λ_d = 0.2

表-3　計算ケース

計算ケース	床固工の有無	源頭部崩壊の有無
Case 1	なし(侵食を許容)	**あり**(V_s = 2,000 m^3)
Case 2	**あり**(侵食しない)	**あり**(V_s = 2,000 m^3)
Case 3	なし(侵食を許容)	なし(V_s = 0 m^3)

4. 計算結果と考察

図-4 に，計算開始から 3 時間後の 19 時(崩壊時)における流量の縦断分布を示す．この時点では，崩壊 (Case 1, 2) に伴う土石流段波は上流端に位置している．流量は下流に行くに従い増加し，刈津土井橋（x' =2,200m）で 37.7 m^3/s，下流端（x'=0m）で 75 m^3/s となった．各地点での流量のピークは，崩壊に伴う土石流段波の到達時に発生し，上流端源頭部で 59 m^3/s,

谷出口の刈津土井橋で 86 m³/s, 下流端で 78 m³/s を示した. 崩壊のない場合（Case 3）と比較すると, 刈津土井橋地点で 2.3 倍, 下流端で 1.04 倍に達した.

(1) 河床変動高

図-5 に河床変動高の縦断分布を示す. 上流端付近では侵食傾向を, 砂防堰堤（x' = 3,000 m）の直上流付近では堆積傾向を示した. この区間の侵食・堆積高は各ケースとも同じである. x' = 2,350 m から下流の区間には床固工が設置されている. Case 2 ではこの区間を固定床として計算したため, 河床侵食が生じなかった. 一方, 移動床の条件（Case 1, 3）では, x' = 2,350 m から 2,000 m の区間および向井田橋（x' = 1,850 m）から荒神橋上流（x' = 1,350 m）までの区間で侵食が生じた. 一方, 荒神橋より下流は最大 5 m 程の顕著な堆積を示した. Case 1, 2 と Case 3 における河床高の計算結果は概ね一致し, 現地調査結果とも一致している. この下流区間の土砂堆積は, 上流端の崩壊や中下流の床固工の有無に関係なく発生しており, 河床勾配の減少に起因したものと推測される.

(2) 流砂量および流木流量のハイドログラフ

図-6, 7 は刈津土井橋（x' = 2,200 m）での流砂量および流木流量のハイドログラフである. ここに, 流木流量は式 (8) により計算された本体部における量である. 流砂量は, 降雨強度に比例するように推移している. 一方, 流木流量は 18 時の降雨ピーク発生直後に微増している. これは, 河岸侵食に起因するものである. また, Case 1, 2 では 19 時直後に流砂量と流木流量が瞬間的に増加しているが, 源頭部崩壊に起因するものである. 流砂量と流木流量のピーク値は, 源頭部崩壊を伴う Case 1 で 18.0 m³/s と 7.0 m³/s, 崩壊のない Case 3 で 6.2 m³/s と 0.1 m³/s であった.

次に, **図-8** に同地点での累加流出流木量（間隙を含む）の時間変化を示す. 流出流木量が大きく増加する時間帯は 2 つあり, 18 ～ 19 時の間と, 19 時の直後に急増している. 18 時から 19 時にかけて発生した流木は, 降雨強度の急増に伴う河岸侵食に起因して生じている. しかし, 19 時直後の流木量の急増は, 源頭部崩壊によるものであるため Case 3 (崩壊なし)では確認できない. 21:00 時点の累加流出流木量は, 崩壊を伴わない Case 3 の約 690 m³ に対し, 崩壊を伴う Case 1, 2 は約 1,900 m³ であった. 崩壊を考慮した場合の流出量は, 崩壊がない場合の約 2.8 倍であり, 上流端の境界条件は流出流木量に大きく影響した. 一方, 流出土砂量は降雨強度に比例するように増加した. 総流出土砂量は, 崩壊を伴う Case 1 では約 6.3 万 m³, 中流の河床侵食を許容した Case 2 では約 6.5

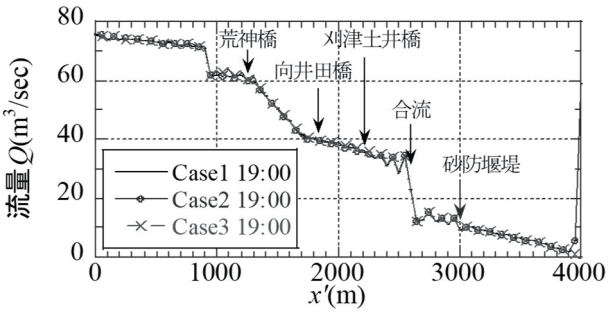


図-4 崩壊発生時の流量の縦断分布

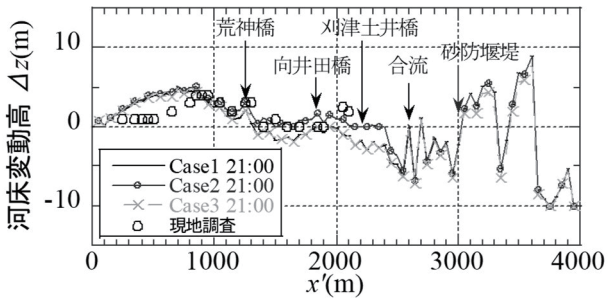


図-5 河床変動高の縦断分布

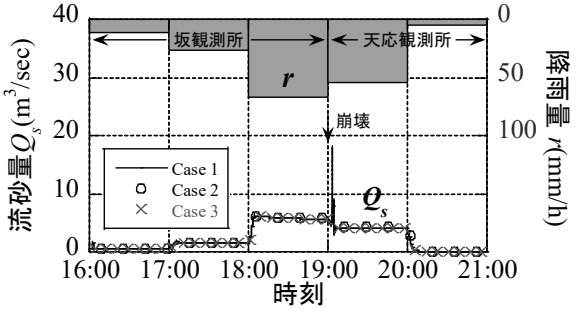


図-6 流砂量のハイドログラフ（刈津土井橋）

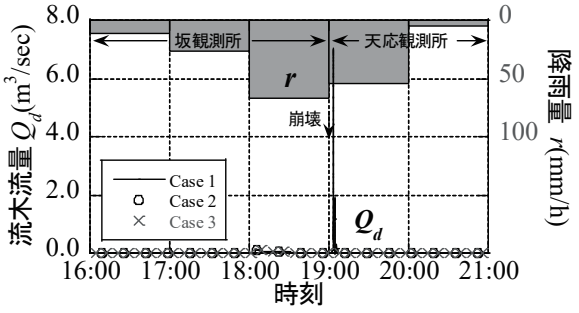


図-7 流木流量のハイドログラフ（刈津土井橋）

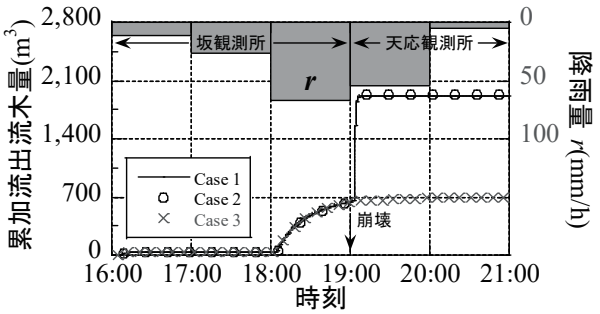


図-8 累加流出流木量の時間変化（刈津土井橋）

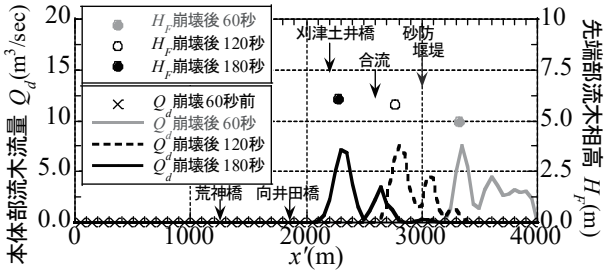


図-9　本体部流木流量および先端部流木相高の縦断分布

万 m³，崩壊を伴わない Case 3 では約 6.2 万 m³ となった．上流端の境界条件による差は小さかった．

(3) 流木の流出・流動特性

流木の流出は 18 時以降の河岸侵食や 19 時過ぎの斜面崩壊発生時に集中していた（**図-7, 8**）．Case 1 を例に，崩壊発生後 60 秒ごとの本体部流木流量 Q_d および先端部流木相の高さ H_F の縦断分布を**図-9** に示す．源頭部の崩壊により発生した土石流段波は約 190 秒後に刈津土井橋に到達した．この時の先端部流木相高 $H_F = 6.1$m，後続本体部水深 $h = 1.5$ m，流木流量 $Q_d = 7.0$ m³/s,と評価された．この先端部流木相高は刈津土井橋の桁下高さ 2.7 m を超えることから，崩壊時は流木群が橋梁に捕捉され，河道閉塞を引き起こした可能性が推測される．一方，18 時直後の降雨ピーク時における本体部の $h = 0.8$ m，$Q_d = 0.1$ m³/s と評価された．従って，崩壊発生前の流出流木は橋梁に捕捉されずに下流へ流下したものと推測される．

5. おわりに

以上，2018 年 7 月西日本豪雨により発生した坂町総頭川流域における流木を伴った土石流について，河床や上流端の境界条件を変えて土石流の 1 次元流動シミュレーションを実施し，土砂と流木の流動・流出特性を考察した．

流木は河岸侵食と源頭部斜面崩壊に伴って発生したと考えられ，その流出ピークは源頭部崩壊時に発生した．崩壊により発生した土石流段波の先端部に集積した流木相高は刈津土井橋で $H_F = 6.1$m，後続本体部水深は $h = 1.5$ m と評価された．段波先端部流木相の高さ H_F は刈津土井橋の桁下高さ 2.7 m を超えていたため，崩壊後に流木群が橋梁に捕捉され，河道閉塞を引き起こしたことが示唆された．斜面崩壊および河道・河岸侵食を考慮した本計算モデルは，流木群の抵抗則を考慮していないなど課題が残るが，流木の発生と流動および流出現象を良好に表現できるものと考えられる．谷出口付近での橋梁による流木捕捉は下流への流木流出を防ぎ下流の住宅街の被害を軽減したが，過剰な土砂流出と河床勾配の減少により下流河道周辺に土砂氾濫が引き起こされた．

参考文献

1) H. Nagano, H. Hashimoto and T. Miyoshi: One-dimensional model of landslide-induced debris flow with woody debris, Proc. of the 35th IAHR World Congress, CD-ROM, 2013.
2) 永野博之，福岡尚樹，橋本晴行 : 2017 年九州北部豪雨により発生した朝倉市白木谷川流域の流木・土砂・水混相流の流出規模に関する研究，河川技術論文集, 24 巻, pp. 487-492, 2018.
3) 福岡尚樹，橋本晴行 : 2018 年 7 月広島県坂町総頭川で発生した流木を伴った土石流の特性，河川技術論文集, 25 巻，pp. 681-686, 2019.
4) N. Fukuoka, H. Nagano, and H. Hashimoto: Numerical simulation of debris flow with driftwood in the Sozu River, Saka Town, Hiroshima Prefecture, Japan on July 6, 2018, Proc. of the 22th IAHR-APD Congress, USB, 2020 (掲載予定).
5) 福岡尚樹，山本泰己，永野博之，池松伸也，橋本晴行 : 流木を伴った土石流の先端部の抵抗則に関する実験的研究，第 66 回 H29 砂防学会研究発表会概要集, pp. 94-95, 2017.
6) 橋本晴行: 土砂の移動現象とそのメカニズム, ながれ 29, pp.193-202, 2010.
7) 広島県土木建築局河川課:広島県河川防災情報システム, http://www.kasen-bousai.pref.hiroshima.lg.jp/rivercontents/
8) 広島県砂防課 : 土砂洪水流に対する対策について，平成 30 年 7 月豪雨災害を踏まえた今後の水害・土砂災害対策のあり方検討会第 2 回砂防部会（資料 4），p.2, 2018.
9) 橋本晴行，池松伸也，喜多貢菜，船田昂志，西田悠人，ムハマド ファリド マリカル: ピアのない橋梁による洪水時の流木捕捉と水位上昇に関する実験的研究, 第 9 回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp. 97-102, 2018.
10) 石川芳治 : 最近の流木災害の特徴と対策，第 9 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp. 61-66, 2018.
11) 高岡広樹 : 高濃度流れによる河道侵食と土砂流出に関する研究，九州大学博士論文，2006.
12) H. Takaoka, H. Hashimoto and M. Hikida: Simulation of landslide-induced debris flow-The Atsumari debris flow disaster in Minamata City, Japan, Proceedings of 4th International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, Cheng-lung Chen & John J. Major (ed.): 353-363, 2007.
13) 橋本晴行，渡辺勝利，全柄徳，上野賢仁，山中稔，笠井美青，野上昭治，緒方勤 : リモートセンシングを用いた嘉瀬川ダム流域の被覆状況調査と流出土砂量の推定，水工学論文集，第 45 巻，2001.

（2020. 7. 1　受付）