JSECE Publication No.83 ISSN 2433-0477

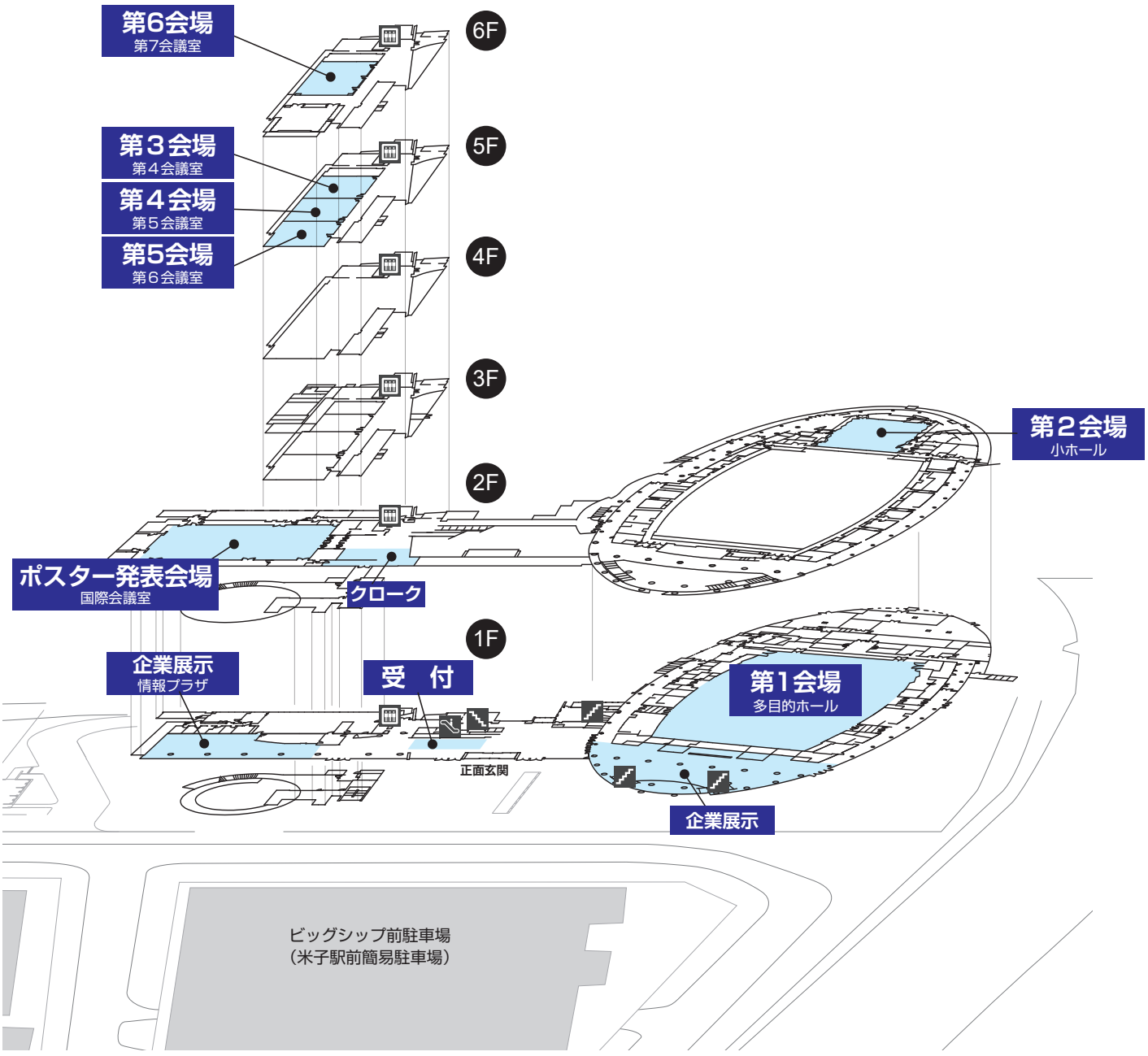
平成 30 年度

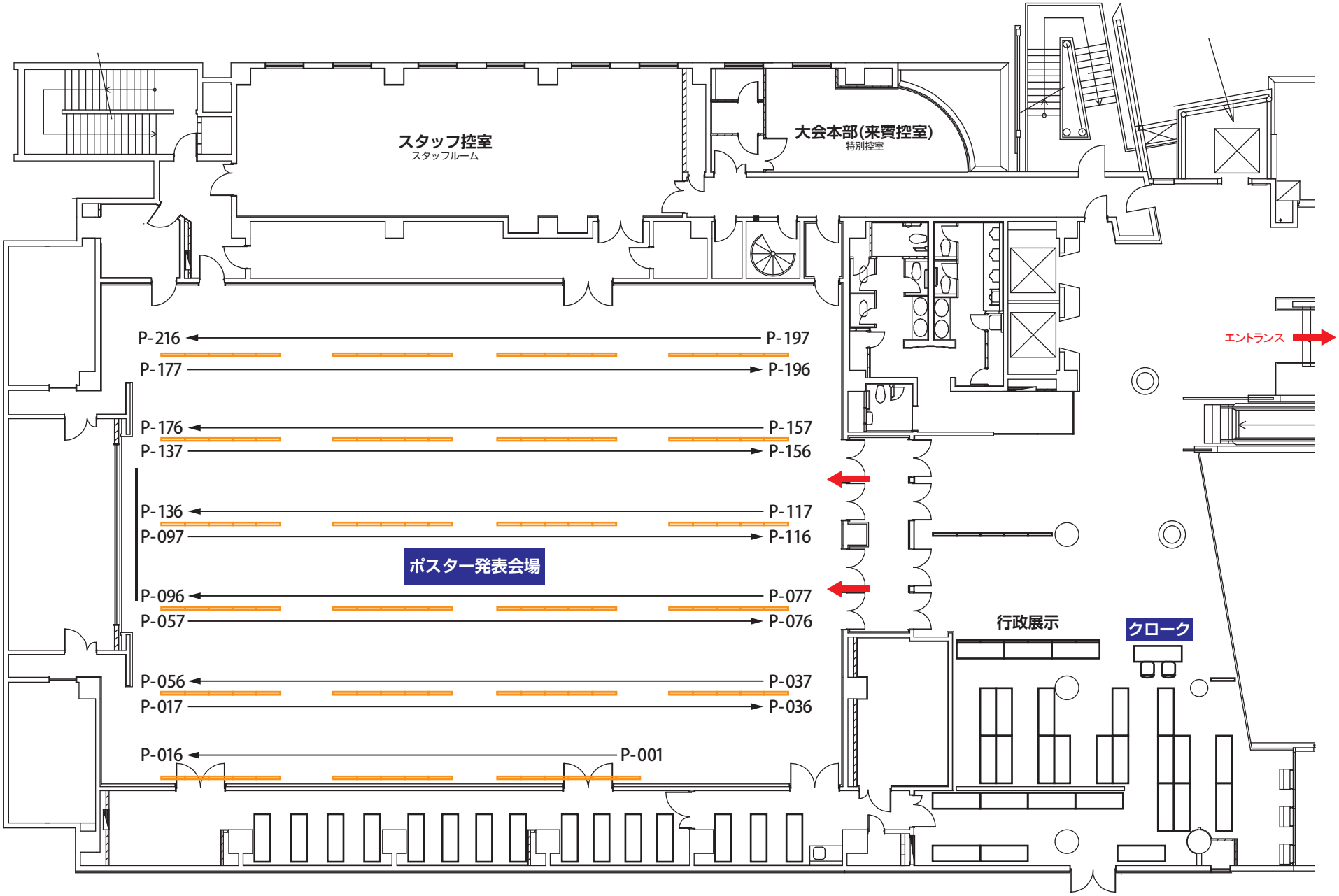
砂防学会研究発表会概要集

期　日　平成 30 年 5 月 16 日～18 日

会　場　米子コンベンションセンター　BiG SHiP

公益社団法人　砂防学会


第6会場
第7会議室
第３会場
第４会議室
第４会場
第５会議室
第5会場
第６会議室
6F
5F
4F
3F
2F
1F
第２会場
小ホール
ポスター発表会場
国際会議室
クローク
企業展示
情報プラザ
受　付
第１会場
多目的ホール
正面玄関
企業展示
ビッグシップ前駐車場
（米子駅前簡易駐車場）


スタッフ控室
スタッフルーム
大会本部(来賓控室)
特別控室
エントランス
P-216
P-197
P-177
P-196
P-176
P-157
P-137
P-156
P-136
P-117
P-097
P-116
ポスター発表会場
P-096
P-077
P-057
P-076
P-056
P-037
P-017
P-036
P-016
P-001
行政展示
クローク

平成 30 年度
砂防学会研究発表会「鳥取大会」
プログラム

※赤字はリンクあり

5月16日（水）　タイムテーブル

開始時刻	第1会場 多目的ホール	第2会場 小ホール	第3会場 第4会議室	第4会場 第5会議室	第5会場 第6会議室	第6会場 第7会議室	国際会議室
			会議棟5階			会議棟6階	
09:30	企画セッション 「豪雨に関する最近の気象観測および予測技術」 辻本浩史 （日本気象協会） S-01～04						ポスター発表
10:50							
11:00	特別講演 「日本最古の鬼伝説とたたら」 大下修一						
12:00	昼休憩						
13:00	定時総会						
14:20	休憩						
14:30							ポスター発表 コアタイム
15:30	休憩						
15:40	テーマ（1） 藤田正治 （京都大学防災研究所） T1-01～04	流砂及び土石流 里深好文 （立命館大学） V-129～136	歴史的砂防 今村隆正 （防災地理調査） V-111～119	火山砂防 地震 荒木義則 （中電技術コンサルタント） V-120～128	構造物(2) 池田誠 （八千代エンジニアリング） V-007～015	テーマ（2） 海堀正博 （広島大学） T2-01～05	ポスター発表
17:10							
17:40							
18:00	移動						
18:30	意見交換会 （ANAクラウンプラザホテル米子）						
20:30							

※赤字はリンクあり

5月17日（木）　タイムテーブル

開始時刻	第1会場 多目的ホール	第2会場 小ホール	第3会場 第4会議室	第4会場 第5会議室	第5会場 第6会議室	第6会場 第7会議室	国際会議室
			会議棟5階			会議棟6階	
08:50	土砂流出(1) 水野秀明 （九州大学） V-062～067	斜面崩壊(1) 堤大三 （三重大学） V-038～043	テーマ（3） 宮田秀介 （京都大学防災研究所） T3-01～06	中四国支部企画 藤村尚 V-144～149	構造物(3) 内山均志 （砂防フロンティア整備推進機構） V-016～021	砂防事業 砂防計画 柳崎剛 （建設技術研究所） V-137～143	ポスター発表
10:20	休憩						
10:30	土砂流出(2) 小山内信智 （北海道大学） V-068～073	斜面崩壊(2) 地すべり 斜面安定 中井真司 （復建調査設計） V-044～049	管理・計測(1) 杤木敏仁 （砂防・地すべり技術センター） V-084～089	テーマ（4） 井上公夫 （砂防フロンティア整備推進機構） T4-01～05	構造物(4) 池田暁彦 （砂防・地すべり技術センター） V-022～027	休憩	
10:50						水文 島田徹 （国際航業） V-156～158	
12:00	昼休憩						
13:00							ポスター発表 コアタイム
14:00	休憩						
14:10	土砂流出(3) 林真一郎 （北海道大学） V-074～079	斜面崩壊(3) 小杉賢一朗 （京都大学） V-050～055	管理・計測(2) 岡野和行 （アジア航測） V-090～095	構造物(1) 別府万寿博 （防衛大学校） V-001～006	構造物(5) 嶋丈示 （砂防・地すべり技術センター） V-028～033	警戒・避難(1) 執印康裕 （宇都宮大学） V-100～105	ポスター発表
15:40	休憩						
15:50	土砂流出(4) 福山泰治郎 （信州大学） V-080～083	斜面崩壊(4) 笹原克夫 （高知大学） V-056～061	管理・計測(3) 長谷川祐治 （広島大学） V-096～099	生態系の保全及び創出 花岡正明 （建設環境研究所） V-150～155	構造物(6) 中谷加奈 （京都大学） V-034～037	警戒・避難(2) 山下祐一 （テクニコ） V-106～110	ポスター発表
16:50							
17:00							
17:10							
17:20							

※赤字はリンクあり

●企画セッション　第1会場　（多目的ホール）
「豪雨に関する最近の気象観測および予測技術」

5月16日(水) 9:30-10:50 コーディネーター: 辻本浩史(日本気象協会)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
S-01	豪雨に関する最近の気象観測および予測技術	○辻本浩史	3
S-02	2周波の偏波レーダーを用いた豪雨観測と火山灰観測	○大石哲 小川まり子，佐藤卓弥，山口弘誠，中北英一	5
S-03	気象予報モデルWRFによる線状降水帯の再現計算	○田中健路	7
S-04	大規模土砂災害の発生予測に向けた線状降水帯のリアルタイム判定の試み	○野呂智之 神山嬢子，村田郁央，戸舘光，増田有俊，早坂祐一，後藤祐輔，片山勝之，渡邊良美	9

●テーマ別セッション(1)　第1会場　（多目的ホール）
「流域総合土砂管理のあり方(管理・計測)」

5月16日(水) 15:40-17:10 コーディネーター: 藤田正治(京都大学防災研究所)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
T1-01	日野川流砂系の総合土砂管理計画の概要と河道域土砂供給対策に関する研究	○岩田学 横林直樹，乗松晃生，藤井貴宏，荒木義則，末本剛志	11
T1-02	流域源頭部の土石流発生降雨パターンが示す土砂流出の長期的なサイクル ―静岡県安倍川大谷崩での観測事例―	○經隆悠 堀田紀文，今泉文寿，早川裕弋，増井健志	13
T1-03	山地流域からの土砂流出に河床堆積土砂が及ぼす影響	○堀田紀文 Kharistya Amaru	15
T1-04	長野県飯山市井出川で発生した山腹崩壊に伴う土石流に対する既設堰堤の効果に関する検討	○矢島光一 田下昌志，西澤賢，北原誠，山崎隆雄，長谷川国宏，山田泰弘，丹羽諭	17

●テーマ別セッション(2)　第6会場　（会議棟第7会議室）
「局所豪雨に起因する最近の土砂災害の特徴と課題」

5月16日(水) 15:40-17:10 コーディネーター: 海堀正博(広島大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
T2-01	局所豪雨に起因する最近の土砂災害の特徴と課題	○海堀正博	19
T2-02	2017年九州北部豪雨による赤谷川支川乙石川の氾濫範囲と家屋残存域の地形的特徴	○清水収 川西志歩	21
T2-03	平成29年九州北部豪雨による林地荒廃と流木発生の特徴	○久保田哲也 武田剛，Andang Suryana Soma，水野秀明	23
T2-04	豪雨時に発生した近年の橋梁災害	○竹林洋史 藤田正治	25
T2-05	土砂災害に対応した豪雨度と災害規模の関係-豪雨度による崩壊個数の把握-	○林拙郎 山田孝	27

※赤字はリンクあり

●テーマ別セッション(3)　第3会場　(会議棟第4会議室)
「新たな河床変動・流砂計測手法の比較による特性の把握と改良の検討」

5月17日(木) 8:50-10:20 コーディネーター: 宮田秀介(京都大学防災研究所)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
T3-01	TDRを用いた土砂流出計測手法の開発	○宮田秀介 藤田正治	29
T3-02	六甲山系におけるTDRを利用した浮遊砂の鉛直濃度分布観測	○内藤秀弥 宮田秀介，藤田正治，岸本昌之，服部浩二，石塚忠範，永田葉子，小菅尉多	31
T3-03	地上型グリーンレーザを用いた山地河川の河床変動の把握	○三浦直子 浅野友子	33
T3-04	ICレコーダーを利用した流砂観測の試み	○長谷川祐治 宮田秀介，山野井一輝，今泉文寿，権田豊，中谷加奈，堤大三	35
T3-05	Step-Poolの存在する渓流における流砂量式の検討	○権田豊 宮田秀介，長谷川祐治，堤大三，中谷加奈，今泉文寿	37
T3-06	天神川における流砂観測および土砂動態分析	○加藤陽平 永谷直昌，米倉翔，伊藤健，安藤政司，松尾至哲	39

●テーマ別セッション(4)　第4会場　(会議棟第5会議室)
「巨大(深層)崩壊の高精度編年研究会の報告
ー年輪年代法による巨大崩壊の発生年代の推定と歴史史料との対比ー」

5月17日(木) 10:30-12:00 コーディネーター: 井上公夫(砂防フロンティア整備推進機構)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
T4-01	巨大（深層）崩壊の高精度編年研究会の3年間の活動報告―年輪年代法による巨大崩壊の発生年代の推定と歴史史料との対比―	○井上公夫 巨大（深層）崩壊の高精度編年研究会	41
T4-02	小武川上流ドンドコ沢の巨大崩壊における土砂堆積量の推定 - 電気探査と詳細地形解析を用いて	○土志田正二 池田敦，苅谷愛彦，小林浩，井上公夫	43
T4-03	歴史時代に南アルプスで発生した崩壊履歴の高精度復元ー酸素同位体比を用いた樹木年輪年代測定の適用ー	○山田隆二 木村誇，苅谷愛彦，佐野雅規，對馬あかね，李貞，中塚武，井上公夫	45
T4-04	山口県防府市，山口市，広島県広島市および長野県南木曽町における被災渓流の土石流発生履歴	○鈴木素之 片岡知，松木宏彰，椿原京子，阪口和之	47
T4-05	新潟県中津川流域における巨大崩壊の一例	○下河敏彦 清水勇介，稲垣秀輝	49

※赤字はリンクあり

●口頭発表①　第1会場　（多目的ホール）

土砂流出(1)

5月17日(木) 8:50-10:20 座長：水野秀明(九州大学)

論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-062	水理模型実験による平成23年那智川水害時の井関地区氾濫メカニズムの検討	○木下篤彦 筒井和男，西岡恒志，福田和寿，田中健貴，島田徹，江川真史，山田真悟	175
V-063	平成29年7月九州北部豪雨における土砂洪水氾濫による被災家屋の分布とその特徴	○澤村朱美 桜井亘，内田太郎，松本直樹，工藤司，島田徹，西内卓也，宮田直樹	177
V-064	既設砂防堰堤のスリット化における環境保全対策の実践	○土井康義 三輪賢志，小渕光昭，大浦二朗，熊木正，澤樹征司，鈴木荘司，柴田閑，吉井千晶，斉藤宏二郎	179
V-065	人工衛星観測雨量データを用いたミャンマーAyeyarwady川上流域における土砂動態解析	○山野井一輝 Myo Thandar，藤田正治	181
V-066	梓川上流域（上高地）における降雨流量・土砂移動特性について	○池田暁彦 五十嵐勇気，伏木治，柳真衣，五十嵐祥二，長谷川真英，酒向秀典	183
V-067	急峻な支渓流域における土砂流出事例	○目晋一 田中秀基，小町谷章，木暮一也，角岳志，山野利勝，西尾陽介，竹島秀大，内田康太	185

土砂流出(2)

5月17日(木) 10:30-12:00 座長：小山内信智(北海道大学)

論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-068	平成29年7月九州北部豪雨による赤谷川支川本村川の土石流災害について	○辻本和紀 池田誠，矢野孝樹，西ヶ谷友美，酒匂俊輔，千原墾，中原博隆，福地俊平	187
V-069	大規模土砂生産を含む山地流域の土砂流出特性	○堀江克也 桜井亘，内田太郎，松本直樹，泉山寛明，岡村誠司，大崎奈央子，亀田涼，髙橋一徳	189
V-070	2016年8月出水による北海道十勝川流域の土砂動態等評価および今後の土砂災害対策のあり方	○小山内信智 笠井美青，吉村俊彦，石井崇，吉田安範，高嶋繁則	191
V-071	土砂供給の変化による河床変動への影響に関する考察	○青木健太郎 藤田正治，加藤陽平	193
V-072	妙寿砂防堰堤の可動式シャッターの試験運用と流砂観測データを用いた検証－2017年7～8月出水を対象として－	○長山孝彦 大坂剛，金子秀樹，高橋至，寺崎賢一，松田悟，古谷智彦，水谷佑，伊藤隆郭，水山高久，藤田正治	195
V-073	土砂移動が活発な常願寺川における流水・流砂の連続的な把握と流域監視に繋がる土砂流出解析	○古谷智彦 大坂剛，金子秀樹，高橋至，寺崎賢一，長山孝彦，松田悟，水谷佑，伊藤隆郭，水山高久，藤田正治	197

※赤字はリンクあり

●口頭発表①　第1会場　（多目的ホール）

土砂流出(3)

5月17日(木) 14:10-15:40 座長: 林真一郎(北海道大学)

論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-074	十勝平野西部芽室川及び久山川に見られる沖積低位段丘の形成史と2016年8月豪雨での侵食	○古市剛久 石丸聡，塩野康浩	199
V-075	平成28年8月豪雨に伴う北海道上川町（層雲峡）の土石流と降雨との関係に関する考察	○早川智也 吉川契太郎，村上泰啓，杤木敏仁，皆木美宣，水野洋平，小山内信智，林真一郎，古市剛久	201
V-076	十勝岳硫黄沢における治山施設整備及び森林整備の方針	○池上忠 本間宏樹，黒澤貴之，山根誠，岡野浩幸，鈴木洋一郎，岩山誠，浅野仁，丸谷知己，山田孝	203
V-077	十勝岳硫黄沢における大正泥流の流下機構	○本間宏樹 黒澤貴之，山根誠，池上忠，大曾根啓介，阿部拓実，岩山誠，浅野仁，丸谷知己，山田孝	205
V-078	泥流の振動検知に関する実験的研究	○藤浪武史 伊波友生，矢部浩規	207
V-079	Understanding the Variations of Internal Sedimentary Structures and Material Characteristics at Unzen using Ground Penetrating Radar	○Gomez Christopher 堀田紀文，篠原慶規，酒井佑一，経隆悠，矢野敦久，北本楽，坂本実	209

土砂流出(4)

5月17日(木) 15:50-16:50 座長: 福山泰治郎(信州大学)

論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-080	流域の土砂生産環境に及ぼすニホンジカの影響に関する現象論的考察	○菊池将人 福山泰治郎，平松晋也	211
V-081	土砂生産源推定のためのトレーサ探索と粒径の影響	○水垣滋 谷瀬敦，新目竜一，宮田秀介，堤大三	213
V-082	GeoWEPPを用いた山地森林流域の長期土砂計算	○長岡岳 堀田紀文，酒井佑一，Kharistya AMARU	215
V-083	裸地斜面における冬期土砂生産の実態把握と予測モデルの提案	○田澤侑士 平松晋也，福山泰治郎	217

※赤字はリンクあり

●口頭発表②　第2会場　（小ホール）

流砂及び土石流

5月16日(水) 15:40-17:40 座長: 里深好文(立命館大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-129	桜島における荷重計を用いた継続的な土石流の特性の把握とLVPセンサーを用いた土石流検知の試み	○伊藤隆郭 吉柳岳志，東和彦，吐師一彦，田方智，松田悟，水山高久	309
V-130	パルス式ハイドロフォンを用いた粒径別掃流砂量の推定とその検証の試み	○松田悟 長山孝彦，田方智，伊藤隆郭，藤田正治，水山高久	311
V-131	骨格が大礫により構成された河床に生じる鉛直分級とその構造	○本合弘樹 関根正人，平松裕基，中川裕貴	313
V-132	河床変動計算における透過型砂防堰堤の閉塞条件に関する研究	○丹羽諭 松本直樹，内田太郎，工藤司，桜井亘，河恩勁，大野亮一，里深好文	315
V-133	雲仙普賢岳ガリーにおける崖錐発達の実態と土石流発生条件との関係	○北本楽 經隆悠，篠原慶規，堀田紀文，Gomez Christopher，酒井佑一，矢野敦久	317
V-134	流域監視に資する流砂水文観測データ分析手法の検討	○高原晃宙 内田太郎，小松美緒，桜井亘，松田悟，齋藤悠樹，田方智，伊藤隆郭	319
V-135	粒度分布が土石流の流動機構に与える影響	○酒井佑一 堀田紀文	321
V-136	2016年北海道豪雨における小林橋被災要因に関する数値解析	○井上卓也 矢部浩規	323

斜面崩壊(1)

5月17日(木) 8:50-10:20 座長: 堤大三(三重大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-038	浅層電磁探査法を用いた土層厚推定手法の検討	○野池耕平 松澤真，南智好，斉藤泰久	127
V-039	水文データを活用した崩壊予測ー火山性地質を例にー	○清崎淳子 地頭薗隆，宮本祐成，角之上真由，木場彬人，水流龍馬，西村富美江	129
V-040	山地流域源頭部で崩壊が発生する水文条件	○梁偉立	131
V-041	融雪水量を考慮した斜面崩壊危険度評価のためのモニタリング	○堤大三 宮田秀介，市田児太朗	133
V-042	2017年九州北部豪雨災害により火山岩地域で発生した崩壊の発生時刻と崩壊形態との関係－日田市柳瀬地区の事例－	○松澤真	135
V-043	紀伊山地における重力変形斜面で採取したボーリングコアの溶出特性について	○小川内良人 木下篤彦，菅原寛明，田中健貴	137

※赤字はリンクあり

●口頭発表②　第2会場　（小ホール）

斜面崩壊(2)，地すべり，斜面安定

5月17日(木) 10:30-12:00 座長：中井真司(復建調査設計)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-044	安倍川流域における地震による崩壊と重力斜面変形	○横山修 千木良雅弘，今泉文寿	139
V-045	岩盤内地下水の流動経路予測と深層崩壊発生危険度予測のための簡易手法の提案	○寺下和杜 平松晋也，福山泰治郎	141
V-046	熊野地区における深層崩壊と地質・水文特性との関係（その4）	○金村和生 岡島信也	143
V-047	深層学習を用いた地すべり地形自動抽出の試みと教師データの影響	○古木宏和 稲垣裕，一言正之，櫻本智美，藤平大	145
V-048	阿蘇山周辺斜面の土層構造と地下水深形成過程	○桑澤昭雄 平松晋也，福山泰治郎	147
V-049	地山補強ネット工法の設計上の課題とその解決に向けた基礎的研究	○歳藤修一 九田敬行，澁谷啓，丁經凡，阿部真也，正木聡	149

斜面崩壊(3)

5月17日(木) 14:10-15:40 座長：小杉賢一朗(京都大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-050	土層厚分布と気候・地質・地形の関係について	○秋田寛己 千田容嗣，武澤永純，石井靖雄，松田昌之	151
V-051	H29九州北部豪雨で崩壊した斜面での調査事例報告その1－3つの地質帯における表層崩壊地の特徴比較－	○千葉伸一 長谷川陽一，村田郁央，野呂智之，北原哲郎，瀬戸秀治，王昭雯，上原祐治，中尾邦彦	153
V-052	H29九州北部豪雨で崩壊した斜面での調査事例報告その2　－崩土流動化の素因検討－	○長谷川陽一 村田郁央，野呂智之，千葉伸一，北原哲郎，瀬戸秀治	155
V-053	二次元方向の変位計測に基づく斜面崩壊予測に関する遠心模型実験	○伊藤和也 吉川直孝，平岡伸隆，笹原克夫	157
V-054	深層崩壊の発生機構の検討　－選択的な山体地下水流動経路の存在について－	○小杉賢一朗 小松正弥，正岡直也，柴田俊	159
V-055	森林の崩壊抑制機能の適正評価に関する基礎的研究	○長岡貴子 平松晋也	161

※赤字はリンクあり

●口頭発表②　第2会場　（小ホール）

斜面崩壊(4)

5月17日(木) 15:50-17:20 座長: 笹原克夫(高知大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-056	熊本地震により損傷を受けた自然斜面における亀裂の拡大－阿蘇市的石地区の事例－	○笹原克夫 内村太郎，平岡伸隆，土佐信一，大類光平，板山達至，王林，西條敦志	163
V-057	熊本地震により損傷を受けた自然斜面における降雨時の変形挙動の計測	○土佐信一 大類光平，笹原克夫，内村太郎，平岡伸隆，板山達至，王林，西條敦志	165
V-058	破砕度と開口亀裂の評価に基づく奈良県赤谷西地区における重力変形領域の推定	○林幸一郎 武澤永純，石井靖雄	167
V-059	平成28年熊本地震とその前後の降雨によって発生した崩壊地の分布特性	○木村誇 酒井直樹，水谷佑，村松広久，田中義朗，高野正範，近藤雅信	169
V-060	那智川流域で発生する崩壊と地質・水文特性との関連－地質分布と地下水挙動－	○辻野裕之 吉村元吾，菅原寛明，田中健貴，木下篤彦，西岡恒志，中村静也，赤嶺辰之介	171
V-061	平成28年度熊本地震で崩壊した斜面の動態モニタリングによる斜面安定性評価	○岩佐直人 堀健吾	173

※赤字はリンクあり

●口頭発表③　第3会場　（会議棟第4会議室）

歴史的砂防

5月16日(水) 15:40-18:00 座長: 今村隆正(防災地理調査)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-111	諸戸北郎博士指導の東大林学実科修学旅行記にみる明治期の山地荒廃状況	○田中隆文	273
V-112	竣工後長い年月を経た石積砂防施設の維持管理について	○渡邊尚 大坂剛，高橋至，柳川磨彦	275
V-113	夜間瀬川流域における土砂災害伝承と砂防事業の変遷	○中根和彦 田下昌志，西澤賢，北原誠，木下昌明，山崎隆雄，長谷川国宏，蒲原潤一，井上公夫，今村隆正	277
V-114	地元密着型の歴史的砂防施設の調査整理手法に係る研究	○蒲原潤一 中根和彦，後藤宏二，池田誠，西ヶ谷友美，樋口輝久，西村雅幸，武田吉充	279
V-115	広島県福山市における歴史的砂防施設“大谷砂留”の実態と地域住民による整備活動	○樋口輝久 秋田哲志，篠原智	281
V-116	「別所砂留」および「金名の郷頭」にみる構造的特徴とその機能に係わる一考察	○西ヶ谷友美 後藤宏二，池田誠，蒲原潤一，中根和彦，光成良秀	283
V-117	導流堤機能を有する歴史的石積構造物について－大津市百間堤ほか－	○後藤宏二 池田誠，西ヶ谷友美，蒲原潤一，中根和彦，上野邦雄，高橋大樹	285
V-118	鳥取県の土砂災害の歴史	○今村隆正 彌富涼子，小沼拓也，雨宮圭吾	287
V-119	1900年前後の欧州砂防技術	○西本晴男	289

管理・計測(1)

5月17日(木) 10:30-12:00 座長: 杤木敏仁(砂防・地すべり技術センター)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-084	プレート型ハイドロフォンの流砂量換算手法に関する提案	○吉村暢也 桜井亘，内田太郎，高原晃宙，小松美緒，鶴田謙次	219
V-085	那智川流域における土砂災害予兆の検知事例報告	○田中健貴 吉村元吾，菅原寛明，木下篤彦，島田徹，江川真史，山田真悟，孝子綸図	221
V-086	四国山地砂防事務所における投下型水位計の円滑な設置・運用に向けた取組み	○山口悠 佐光洋一，酒谷幸彦，河合水城，伊藤誠記，平澤良輔，山﨑隆幸，岡川英智	223
V-087	堰堤の損傷事例に関する実態調査	○三池力 藤田正治，水山高久，本田尚正，池田暁彦，長山孝彦，伊藤隆郭，村松広久，中野雅章	225
V-088	高密度レーザー計測と有人機計測による土砂移動把握の比較と適用	○杤木敏仁 小林拓也，皆木美宣，水野洋平	227
V-089	UAV写真測量を活用した砂防堰堤の堆砂量把握における精度向上に関する取りくみ	○板野友和 吉野睦，片桐知治，山本一兆，小関輝明，山崎渓，堺浩一，石塚淑大，鈴木崇，堀内成郎	229

※赤字はリンクあり

●口頭発表③　第3会場　（会議棟第4会議室）

管理・計測(2)

5月17日(木) 14:10-15:40 座長: 岡野和行(アジア航測)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-090	紀伊山系栗平地区における地形変化と流出土砂量について	○岡野和行 吉村元吾，菅原寛明，田中健貴，木下篤彦，臼杵伸浩，上田征香，井元成治	231
V-091	のり面構造物における３次元モデルの活用に関する研究	○藤田哲 宇次原雅之，若井明彦，江口喜彦	233
V-092	神通川水系谷内谷での地すべり性土砂移動におけるGNSS観測について	○窪寺洋介 丹保富美雄，寺崎秀治，馬場貴志，長山孝彦，渡部春樹	235
V-093	砂防堰堤を対象とした土圧の鉛直分布に関する現地土圧試験	○日下拓也 大坂剛，金子秀樹，高橋至，柳川磨彦，村松広久，長山孝彦，小林浩二，スレンソッキアン，小原大輔，新村麻衣，伊藤隆郭，水山高久，藤田正治	237
V-094	IoT機器（衛星）を利用した低コストな現地観測情報収集システムに関する実証試験	○秋山演亮 山口耕司，吉村元吾，菅原寛明，田中健貴	239
V-095	モバイル３Dスキャナを活用した砂防施設の点検・診断	○畠山直樹 澤田悦史，木村茂	241

管理・計測(3)

5月17日(木) 15:50-16:50 座長: 長谷川祐治(広島大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-096	北海道における砂防堰堤の劣化予測と長寿命化計画の検討	○小野田篤史 佐々木卓，樽林基弘	243
V-097	主として鋼材を用いた砂防施設の維持管理マニュアルについて	○星野和彦 水山高久	245
V-098	繰り返し衝撃を受けるコンクリートの表面損傷に及ぼす衝撃荷重条件の影響	○黒田一郎 堀口俊行，森山洋平	247
V-099	砂防堰堤の底面における圧力状況の把握のための模型実験	○齋藤悠樹 松山洋平，手塚咲子，村松広久，松田悟，三池力，長山孝彦，伊藤隆郭，水山高久	249

※赤字はリンクあり

●口頭発表④　第4会場　（会議棟第5会議室）

火山砂防，地震

5月16日(水) 15:40-18:00 座長：荒木義則(中電技術コンサルタント)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-120	阿蘇カルデラにおける平成２８年熊本地震とその後の降雨による土砂流出実態	○平川泰之 船越和也，武石久佳，園田晋平，江口秀典，髙木耕太郎，秋山陽平	291
V-121	2016年4月の熊本地震による特異な土砂移動現象の要因	○谷本進 海堀正博，高田昊生	293
V-122	ネパールゴルカ地震による斜面崩壊発生場の地形・地質特性	○檜垣大助 加藤京樹，鄒青頴，林一成，八木浩司，千木良雅弘	295
V-123	メラピ山麓におけるサンドマイニングについて	○西尾陽介 下田義文，溝口昌晴，矢野孝樹	297
V-124	無人化施工に使用する把持装置の開発	○中濃耕司 堤宏徳，岡崎敏，吉田貴	299
V-125	火山噴火時における土石流発生区域に関する無人調査手法の開発 その２- ドローン搭載用調査デバイスによる土石流発生リスクの評価手法の提案と実証試験 -	○金崎裕之 森山裕二，島田徹，永田直己，皆川淳，永谷圭司，久利美和，桐林星河，谷島諒丞，菊地泰洋，中川範晃	301
V-126	2015年8月の桜島の地殻変動に伴い噴火が発生した場合の火砕流シミュレーション	○岩田直樹 荒木義則，井口正人，宮本邦明，下村誠	303
V-127	離島-三宅島2000年噴火-における火山砂防対策の特徴と留意事項について	○松井宗廣 長野英次，安海高明，江藤稚佳子，櫻井由起子，藤本拓史，森本洋一	305
V-128	降灰を想定した人工試料による降雨浸透実験（その２）	○小野秀史 安養寺信夫，池田暁彦，堤宏徳，山田將喜，山本陽子	307

中四国支部企画

5月17日(木) 8:50-10:20 座長：藤村尚			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-144	鳥取智頭における土砂流出に対する降雨の評価	○藤村尚 山下徹，中原孝志，吉竹紀幸，的場善博	339
V-145	局所豪雨による土砂災害への雨量指標R'の適用について―中国地方南部と九州北部の事例による検証―	○中井真司 永井瑞紀，吉冨健一，海堀正博	341
V-146	森林域における水・物質流出から見た流木研究の重要性	○芳賀弘和	343
V-147	中国地方における砂防技術者の不足の現状と課題	○佐藤丈晴 海原荘一，大元誠治，木原均，大坪亮太，藤村尚，海堀正博	345
V-148	中国地方の建設コンサルタントにおける砂防技術者の育成・確保に向けた課題	○海原荘一 藤村尚，海堀正博，佐藤丈晴，荒木義則	347
V-149	土石流ならびに火砕流による災害のリスクが大きい地域における防災策	○渡辺正幸 下田義文	349

※赤字はリンクあり

●口頭発表④　第4会場　（会議棟第5会議室）

構造物(1)

5月17日(木) 14:10-15:40 座長: 別府万寿博(防衛大学校)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-001	大規模土石流（レベルII荷重）の検討の必要性と設定方法に関する一考察	○石川信隆 嶋丈示，堀口俊行，石川芳治	53
V-002	個別要素法を用いた鋼製砂防堰堤が受ける土石流の荷重評価法	○堀口俊行 小松喜治，香月智，石川信隆，水山高久	55
V-003	礫衝突を受ける鋼管部材の破壊メカニズムに関する解析的検討	○別府万寿博 國領ひろし，石川信隆，水山高久	57
V-004	流木の回転機構に着眼した効果的な流木捕捉に関する研究	○高山翔揮 原田紹臣，里深好文，中谷加奈，水山高久	59
V-005	砂防堰堤の詳細検討における土石流数値シミュレーションの適用	○木村啓祐 増田賢人，西島大雅，樋田祥久，森克味	61
V-006	越百川第3砂防堰堤の段階施工中における流木捕捉事例について	○佐伯拓也 市川東大，中嶋民人，古田誉，築城彰良，籠橋慶太	63

生態系の保全及び創出

5月17日(木) 15:50-17:20 座長: 花岡正明(建設環境研究所)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-150	世界遺産小笠原諸島の環境に配慮した砂防施設（沈砂池）設計の検討	○宮崎新二 橋本勝，榎本亮二，瀬戸祥太，手塚和博，藤井省五，森山清郁，矢萩雄介	351
V-151	六甲山系グリーンベルト整備事業におけるササ繁茂抑制試験	○養田勝則 石塚忠範，明見章史，岸本昌之，川西誠一，斎藤史之	353
V-152	天竜川上流におけるシカ食害･獣害による土砂流出への影響調査について	○花岡正明 椎葉秀作，岡村修，杉山和也，福山泰治郎，竹田謙一，平松晋也	355
V-153	自然環境データの有効活用による効率的・合理的な環境対応方針の検討	○柴田閑 三輪賢志，小渕光昭，大浦二朗，熊木正，澤樹征司，田頭直樹，鈴木荘司，土井康義，吉井千晶，斎藤宏二郎	357
V-154	樹林の成長と水流の抵抗を考慮した河道内樹林の維持管理法	○渡部春樹 長山孝彦，三池力，窪寺洋介，伊藤隆郭	359
V-155	美利河ダム流入河川へのヤマメ遡上行動を計測する超音波テレメトリー手法	○布川雅典 柏谷和久，谷瀬敦，新目竜一	361

※赤字はリンクあり

●口頭発表⑤　第5会場　（会議棟第6会議室）

構造物(2)

5月16日(水) 15:40-18:00 座長: 池田誠(八千代エンジニヤリング)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-007	鋼製砂防構造物設計事例集について	○池田誠 坂口哲夫，松原智生，阿部征輝，櫻井一也，秋山浩一	65
V-008	鋼製透過型砂防堰堤の流木捕捉性能における開口部幅の影響について	○山内秀基 嶋丈示，飯塚幸司，國領ひろし，築城彰良，堀口俊行，水山高久	67
V-009	小谷村（濁沢）ワイヤネットエの土石流捕捉実態	○朱培紅 大澤和幸，黒岩楠央，橋本康義，石川芳治，守山浩史	69
V-010	鋼製透過型砂防堰堤の補強に関する実験的検討	○小松喜治 堀口俊行，香月智	71
V-011	飯山市で発生した土石流・流木災害の緊急対策に用いた強靭ワイヤーネットエ	○石川芳治 田下昌志，北原誠，近藤次夫，深澤光太，望月章彦，橋本康義	73
V-012	小変形バリアの機能と特徴	○酒井啓介 石川芳治，奥田峻，小室雅人	75
V-013	京都府朝根川砂防堰堤被災に関する考察	○松村和樹 大井達郎	77
V-014	京都府綾部市で発生した土石流による砂防堰堤の破壊実態の調査（速報）	○武澤永純 赤澤史顕，石井靖雄，西井洋史	79
V-015	神流川水系の砂防堰堤に設置した魚道の特徴	○安田陽一	81

構造物(3)

5月17日(木) 8:50-10:20 座長: 内山均志(砂防フロンティア整備推進機構)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-016	六甲山系のソイルセメント材の強度特性に関する一考察	○井川忠 石塚忠範，藤原克哉，服部浩二，岩村美樹，長渡祐樹，小布施栄	83
V-017	現地の粗石を活用した砂防ソイルセメント流動タイプの基礎処理適用事例について	○小布施栄 堀口哲夫，飯原征敏，杉田毅，嶋丈示，飛岡啓之，井上隆太，一條澄夫，小川裕司	85
V-018	ソイルセメントの品質管理方法と強度品質の標準偏差	○小林瑞穂 秋山祥克，松村和樹，橘木貞則，織田哲暢，門分良太	87
V-019	砂防ソイルセメントにおける固化材の特性	○織田哲暢 秋山祥克，橘木貞則，酒巻克之，五十嵐夕子	89
V-020	多治見砂防管内におけるソイルセメント材の強度特性に関する一考察	○青山哲司 市川東大，糸魚川舞，牧戸伸浩，小布施栄	91
V-021	二の沢INSEM-ダブルウォール堰堤の設計・施工上のポイント	○宮本健史 新宅雅，伊藤進二，山﨑詔大	93

※赤字はリンクあり

●口頭発表⑤　第5会場　（会議棟第6会議室）

構造物(4)

5月17日(木) 10:30-12:00 座長: 池田暁彦(砂防・地すべり技術センター)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-022	砂防堰堤における性能設計	○廣瀬隆浩 松村和樹	95
V-023	開発許可等におけるレッド解除の技術的課題について（急傾斜地の崩壊対策を例に）	○内山均志 亀江幸二，西真佐人	97
V-024	近年の設計エラー事例の傾向と改善に向けた取り組みについて	○宇野沢剛 小林浩，鈴木秀幸	99
V-025	大源太川第1号砂防堰堤の安定性照査および補強対策基本設計	○渡邉正一 森下淳，村松広久，大橋広治，中野雅章，中村ゆかり，涌井正樹，江川千洋，島健	101
V-026	水理模型実験を用いた急流河川における水制工群の効率的配置に関する検討	○藤川拓司 功刀英範，武藤亮太，伊豆田岳志，大谷健一，松屋勇一郎	103
V-027	防災施設の急速施工に関する一考察	○上田龍一 岩田健	105

構造物(5)

5月17日(木) 14:10-15:40 座長: 嶋丈示(砂防・地すべり技術センター)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-028	疣目川本川における鋼製透過型砂防堰堤の土石流捕捉事例について	○筒井智照 國領ひろし，大隅久	107
V-029	鋼製透過型砂防堰堤の構造部材と機能部材に関する一提案	○國領ひろし 石川信隆，嶋丈示，堀口俊行，水山高久	109
V-030	大規模土石流に対する目標安全性指標を用いた砂防堰堤の安全性評価	○飯塚幸司 石川信隆，香月智，堀口俊行，嶋丈示，水山高久	111
V-031	既設不透過型砂防堰堤に付加する流木対策工に関する一提案	○佐々木司 國領ひろし，田村圭司，廣井幸治，嶋丈示	113
V-032	不透過型砂防堰堤の前庭保護工を利用したスクリーン型流木捕捉工の提案	○鳴海正寿 嶋丈示，西村佳樹，山下勝	115
V-033	土石流による上載荷重変化に関する実験的研究	○嶋丈示 水山高久	117

※赤字はリンクあり

●口頭発表⑤　第5会場　（会議棟第6会議室）

構造物(6)

5月17日(木) 15:50-16:50 座長: 中谷加奈(京都大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-034	既設コンクリート堰堤への流木捕捉機能追加に関する実験的研究	○吉田一雄 松元志津佳，里深好文，高山翔揮，坂本良祐，嶋丈示，水山高久	119
V-035	平成29年7月九州北部豪雨におけるJ-スリット堰堤（柚ノ木川）の土石流捕捉状況について	○松元志津佳 吉田一雄，長尾公博，嶋丈示，水山高久	121
V-036	地場産大型ブロックを活用したCBウォール工法	○井幡英紀 坂場義雄，水山高久	123
V-037	既設不透過型砂防堰堤の前庭部における流木対策に関する高機能化の提案	○原田紹臣 中谷加奈，里深好文，水山高久，小西成治	125

※赤字はリンクあり

●口頭発表⑥　第6会場　（会議棟第7会議室）

砂防事業，砂防計画

5月17日(木) 8:50-10:40 座長：柳崎剛(建設技術研究所)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-137	地域の想いの実現に向けた渓流保全工親水整備計画・維持管理計画検討ワークショップ　～湯沢砂防事務所と地域住民との協働・役割分担による地域づくりの取組み～	○高橋裕美 森下淳，渡邉正一，中嶋邦博，杉本龍志，澤樹征司，稲葉修一，村上正人，岸根泰三	325
V-138	平野川第2号砂防堰堤を事例とした透過型砂防堰堤での捕捉土砂内部の土砂と流木の堆積状況の調査	○藤村直樹 染谷哲久，西井洋史，石井靖雄，田村毅，石田晃一，本田健，川上誠博	327
V-139	長寿命化計画における砂防設備の劣化予測に関する検討事例	○古山剛 金野崇史，川俣英之，川崎巧，小林優太	329
V-140	平成23年台風12号豪雨により発生した斜面崩壊の要因分析	○南部啓太 西岡孝尚，澁谷啓，菅原寛明，松尾嘉和，中田博貴	331
V-141	要因分析図を用いた砂防施設配置計画の検証	○西岡孝尚 南部啓太，菅原寛明，松尾嘉和，中田博貴	333
V-142	深層崩壊に起因する大規模土砂災害被害想定手法の適用と課題	○柳崎剛 伊藤誠記，平澤良輔，田所真路，村上睦実，桜井亘，内田太郎，向井信之，福島和彦，佐伯響一，和田孝志	335
V-143	深層崩壊に起因する土砂災害対策及び施設効果の検討	○和田孝志 伊藤誠記，平澤良輔，田所真路，村上睦実，桜井亘，内田太郎，柳崎剛，向井信之，福島和彦，佐伯響一	337

水文

5月17日(木) 10:50-11:40 座長：島田徹(国際航業)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-156	降雨と湧水ECの関係に着目した深層崩壊危険斜面抽出手法に関する研究	○西岡恒志 榎原伴樹，木下篤彦，田中健貴，海原荘一	363
V-157	那智川流域における斜面の水分動態に対する考察	○島田徹 江川真史，山田真悟，孝子綸図，吉村元吾，木下篤彦，菅原寛明，田中健貴	365
V-158	TDTセンサーの改良による野外土壌水分探査への適用	○正岡直也 小杉賢一朗	367

※赤字はリンクあり

●口頭発表⑥　第6会場　（会議棟第7会議室）

警戒・避難(1)

5月17日(木) 14:10-15:40 座長: 執印康裕(宇都宮大学)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-100	確率年の表現法による単一降雨指標と斜面崩壊の関係について	○執印康裕	251
V-101	地震後の土砂災害に対する警戒避難について（平成28年熊本地震時の対応を踏まえて）	○千葉幹 酒谷幸彦，蒲原潤一，山口悠	253
V-102	土砂災害に関する防災訓練の効果向上を支援する事前学習について	○河合水城 蒲原潤一，千葉幹，三木洋一，瀬戸秀治，大村さつき，赤松将晴	255
V-103	紀伊半島に土砂災害を引き起こす降雨について	○杉本利英 吉村元吾，菅原寛明，田中健貴，牧野裕至，景山健彦，藤田暁，坂井紀之，藤田浩史，木谷和大	257
V-104	高感度地震観測網で観測された土砂移動発生箇所近傍での地盤振動の特性	○浅原裕 海原荘一，木下篤彦，田中健貴	259
V-105	基岩地下水位変動に着目した深層崩壊の発生予測に資する雨量指標の検討	○千野佑輝 小杉賢一朗，吉村元吾，菅原寛明，田中健貴	261

警戒・避難(2)

5月17日(木) 15:50-17:10 座長: 山下祐一(テクニコ)			
論文番号	タイトル	著者名	ページ
V-106	兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み －警戒避難システムとしての現状と課題，公表へ向けての取り組み－	○鶴野聡 石田博彰，井出光司，沖村孝，中川渉，原口勝則，鏡原聖史，鳥居宣之	263
V-107	住民個人のための土砂災害タイムライン作成補助ツールの検討	○大村さつき	265
V-108	8.20広島土砂災害後の復興まちづくり支援	○山下祐一 古川智	267
V-109	実践形式を組み込んだ学習型の大規模土砂災害合同演習	○矢下誠人 石塚忠範，藤原克哉，服部浩二，岩村美樹，蒲原潤一，河合水城，坂口哲夫，浅見晃菜，流川遥平	269
V-110	地区防災計画制度の普及による地域防災力の向上を目指して	○井良沢道也 小原孝一，平門由佳子	271

●ポスター発表　（国際会議室）

5月16日は奇数番号，5月17日は偶数番号が発表となります．

論文番号	タイトル	著者名	ページ
P-001 (T2-06)	集中豪雨時の土砂移動に関する谷底低地の安全性と微地形の関係	○小林浩 小野田敏，下河敏彦	371
P-002 (T2-07)	土石流が発生する可能性のある降雨の早期の予測について	○牧野裕至 綱川浩章，吉村元吾，菅原寛明，田中健貴，杉本利英，藤田暁，坂井紀之	373
P-003 (T2-08)	平成２９年九州北部豪雨　福岡県側の土砂災害（１）―東峰村の被災状況の整理―	○曽我智彦 前川哲志，平川澄美，鳥田英司	375
P-004 (T2-09)	平成２９年九州北部豪雨　福岡県側の土砂災害（２）－砂防施設の状態と土砂捕捉効果の状況－	○宇城輝 田代健二，渡辺隆吉，鳥田英司	377
P-005 (T3-07)	富士川水系・大武川第50 床固工における浮遊砂観測結果の分析と考察	○富田邦裕 叶正興，井内拓馬，重村一馬，田中秀基，小町谷章，木暮一也，角岳志，山野利勝，藤田正治	379
P-006 (T4-06)	チェーンアレー探査を用いたドンドコ沢岩石なだれの２次元堆積構造の把握	○秋山晋二 林久夫	381
P-007 (T4-07)	歴史時代の大規模崩壊による山地河川の地形変化とその影響－赤石山地ドンドコ沢岩石なだれの再検討－	○木村誇 山田誇，苅谷愛彦，井上公夫	383
P-008	異なる流量条件でのバンダル周辺における河床変動特性	○長谷川祐治 橋崎卓，川池健司，中川一，太田一行	385
P-009	富士山大沢崩れにおける土石流の発生と渓床堆積物の堆積状況の関係	○今泉文寿 中村亮佑，逢坂興宏，守口海，土屋智，岡本憲男，杉本宏之，鈴木聡，佐藤慎一，柏原佳明	387
P-010	粒子法と格子法を結合した土石流シミュレーション手法に関する検討	○鈴木拓郎 堀田紀文	389
P-011	崩壊に起因する土石流の２次元再現計算	○西口幸希 日名純也，内田太郎，松本直樹，桜井亘	391
P-012	流砂観測スーパーサイトの整備（穂高砂防観測所、足洗谷）	○野中理伸 水山高久，堤大三，宮田秀介	393
P-013	ハイドロフォンデータによる砂防事業効果評価の可能性に関する一考察	○重村一馬 牛腸宏，田中秀夫，富山昌延，黒岩忠夫，富田邦裕，叶正興，山本和彦	395
P-014	自由越流する粒子によるダム水叩き部への衝突に関する実験	○太田一行 佐藤隆宏，竹内康生	397
P-015	粒度分布の違いが透過型砂防堰堤の土砂捕捉に与える影響に関する水路実験	○松本直樹 内田太郎，桜井亘，松原智生，奥山遼佑，日名純也，里深好文	399
P-016	土石流の流動深方向の粒径別濃度分布	○木佐洋志 三好岩生	401
P-017	渓床勾配と集水面積に基づく土石流による侵食土砂量の推定手法の検討	○工藤司 内田太郎，松本直樹，桜井亘	403
P-018	The effect of polymer on the change in the hydrograph of the successive debris flow	○Kim Yong Rae Takashi Yamada	405
P-019	濁度成分の堰堤滞留効果に着目した崩壊監視手法に関する研究	○筒井和男 西岡恒志，榎原伴樹，木下篤彦，田中健貴	407

P-020	加速度センサを用いた土石流の流動特性の評価に関する実験的研究	○永野博之 高田光	409
P-021	十勝岳硫黄沢における大正泥流の流下痕	○黒澤貴之 山根誠，池上忠，本間宏樹，大曾根啓介，阿部拓実，岩山誠，浅野仁，丸谷知己，山田孝	411
P-022	荒廃渓流源頭部における土石流段波の流動形態	○横田優至 増井健志，經隆悠，今泉文寿，逢坂興宏，土屋智，堀田紀文，早川裕弌	413
P-023	階段状の渓床を流下する土石流の流動特性	○越智尊晴 竹林洋史，長谷川祐治，藤田正治	415
P-024	土地利用並びに地形データ解像度が土石流挙動に及ぼす影響	○林聖也 中谷加奈，小杉賢一朗，長谷川裕治，里深好文	417
P-025	細粒土砂を含む土石流の相変化が流動・堆積に及ぼす影響	○麻野佑介 中谷加奈，小杉賢一朗，長谷川祐治，里深好文	419
P-026	現地実験結果を活用したハイドロフォンの維持管理手法の提案	○田淵陽介 窪田敏一，阿部勝博，矢倉広和，松橋憲吾，笠原亮一	421
P-027	渓床堆積物再移動型土石流の発達プロセスに関する実験的研究	○谷川安平 山田孝，保科朱里	423
P-028	土石流氾濫域におけるまちづくりのための土石流シミュレーションの活用法	○米田光佑 竹林洋史，藤田正治	425
P-029	火山地帯を想定した軽量骨材で構成される土石流の基礎実験	○鈴木隆之 山田翔太，小田晃	427
P-030	雲仙普賢岳炭酸谷における土石流発生に関する数値計算	○山本歩 高山翔揮，里深好文	429
P-031	表層崩壊から土石流までを一連で予測する数値解析手法の検討	○蔭山星 飛岡啓之，平川了治，竹林洋史	431
P-032	火山性堆積物地帯の泥流における構成材料の沈殿条件の解析	○川原健士朗 水野秀明，久保田哲也	433
P-033	天然ダムの決壊が下流域に与える影響に関する検討	○鬼頭和記 里深好文	435
P-034	2017年九州北部豪雨により筑後川水系妙見川で発生した斜面崩壊の地形的特徴と土砂移動量	○清水収 帆足直	437
P-035	堆砂域内部における流木・礫の捕捉状況の可視化について	○本田健 藤村直樹，染谷哲久，川上誠博，武田大典，本間哲郎	439
P-036	河床変動計算における流路形状の影響	○杉原成満 倉本和正，水野秀明	441
P-037	過去の災害実績等に関するデータの蓄積が少ない地域における土砂災害ハザードマップの作成手法の検討～スリランカ国Aranayake災害での検討事例～	○鈴木清敬 内田太郎，松本直樹，桜井亘，岡本敦，中谷加奈，堀内成郎，岩浪英二	443
P-038	豪雨時の山地中小河川の土砂動態計算	○内田太郎 松本直樹，桜井亘，中村直登，西口幸希，日名純也，村上正人，里深好文	445
P-039	伊豆大島大金沢斜面プロットにおける植生回復と土壌侵食量の変化	○若原妙子 石川芳治，武藤静，椋本真里奈，石井靖彦，岩﨑紀子	447
P-040	兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み－六甲山系谷頭凹地における土砂移動メカニズムの推定－	○鳥居宣之 沖村孝，中川渉，原口勝則，鏡原聖史，村田貴幸，石田博彰	449
P-041	阿武隈川上流における出水時の土砂移動特性について	○叶正興 井内拓馬，高橋正志，中野孝	451

P-042	六甲山系における近年の土砂移動状況の検討	○永田葉子 石塚忠範，服部浩二，岸本昌之，小菅尉多，敦賀屋研次郎	453
P-043	小渋川流域の縦断的な流砂水文観測状況とその結果	○鶴田謙次 椎葉秀作，岡村修，杉山和也，吉村暢也，遠藤哲雄	455
P-044	土砂生産流域の谷壁起伏量と堆積域の地形形成について	○池田潤	457
P-045	揖斐川上流における出水時流砂観測結果による土砂動態傾向の把握	○流川遥平 吉野睦，片桐知治，山本一兆，小関輝明，田中直，吉田宇男，森田威孝，西陽太郎	459
P-046	Navigable Channel Characteristics in Braided Stream with Narrow Pass	○Tin Tin Htwe Yuji HASEGAWA, Hiroshi TAKEBAYASHI, Masaharu FUJITA	461
P-047	日高山脈東麓における平成28年台風10号豪雨による土砂移動現象のその後	○林真一郎 小山内信智，古市剛久	463
P-048	大雨に伴う土砂堆積で形成される山地渓流の河床横断形の特徴－15年間の河床変動の推移から－	○福永悦子 北村宏太，清水収	465
P-049	平成28年8月豪雨に伴う戸蔦別川流域の土砂移動実態の定量的評価	○永野統宏 早川智也，松岡暁，佐伯哲朗，谷昭彦，三上孝敏，吉村俊彦，石井崇，小山内信智，笠井美青	467
P-050	土砂動態モデルを用いたヒル谷における生息場の時空間変化	○村上秀香 藤田正治，山野井一輝	469
P-051	平成２９年７月九州北部豪雨における流木の発生と堆積の実態 －妙見川・奈良ヶ谷川の事例－	○染谷哲久 藤村直樹，石井靖雄，西井洋史	471
P-052	平成28年台風10号出水による十勝川支川の河道変化の特徴	○李学強 柳井一希，塩野康浩	473
P-053	天然林流域からの流出（Ｖ）-台風イベントによる粗粒状有機物の流出-	○鈴江卓也 中島皇，山下貴之，増尾貴裕，福島慶太郎	475
P-054	航空写真を用いたDSMの構築と再現計算への適用について-昭和34年富士川災害に関する適用事例-	○角田皓史 加藤誠章，福池孝記，関英理香，五十嵐勇気，田中秀基，小町谷章，木暮一也，山野利勝，角岳志	477
P-055	平成28年8月豪雨における 十勝川水系の2渓流での河床変動の比較	○青木大輔 笠井美青	479
P-056	平成29年7月九州北部豪雨に伴う妙見川・奈良ケ谷川における土石流発生渓流の特徴	○江藤稚佳子 水野秀明	481
P-057	砂防設備の下流における流砂水文観測について	○塚原直幸 西本晴男，秋山一弥，木下篤彦，西岡恒志	483
P-058	土砂流出が著しい地域におけるシミュレーションを用いた土砂挙動の推定	○太田紘樹 杤木敏仁，東和彦，細山田美佐貴，有嶋哲朗	485
P-059	土砂動態モデルを用いた平成29年7月九州北部豪雨での赤谷川流域におけるハザード群発生の解析	○鈴木豪太 山野井一輝，藤田正治	487
P-060	富士山大沢崩れにおける土砂生産の特徴とタイミング	○岡本憲男 中村亮祐，今泉文寿，逢坂興宏，守口海，土屋智，杉本宏之，鈴木聡，佐藤慎一，柏原佳明	489
P-061	平成29年7月九州北部豪雨による北川右支川の土石流災害について	○小室知栄 池田誠，矢野孝樹，辻本和紀	491

P-062	シカ食害を受けた冷温帯林流域からの浮遊土砂流出：対照流域法による比較	○平岡真合乃 福島慶太郎，水垣滋，境優，五味高志	493
P-063	赤谷の深層崩壊後の土砂流出が川原樋川との合流点に及ぼす影響	○井之本信 木下篤彦，田中健貴，桜井亘，内田太郎，臼杵伸浩，岡野和行，吉野弘祐	495
P-064	平成29年7月九州北部豪雨による八坂川の土石流災害について	○矢野孝樹 池田誠，小室知栄，辻本和紀	497
P-065	先行降雨が地震時斜面崩壊の発生場に及ぼす影響の検討	○秦雅之 平尾暢美，池田寛，一松晃弘，桜井亘，内田太郎，高原晃宙，萬徳昌昭	499
P-066	内陸地震における斜面崩壊分布推定式の検討	○飯田智之 山田隆二，松田昌之，高山陶子，猪狩祥平，ハスバートル	501
P-067	地震観測に基づく山地における地震動増幅特性ー地震動による崩壊リスク評価に向けて	○山田隆二 大角恒雄，飯田智之，小倉拓郎，小松義隆，阿部一徳，木村卓，小野寺哲也	503
P-068	地震動による土壌の保水性・透水性の変化が降雨流出に及ぼす影響	○村上智哉 小杉賢一朗，正岡直也	505
P-069	昭和5年発生の北伊豆地震による土砂災害	○木村美香 西本晴男	507
P-070	熊本地震による崩壊土砂の斜面上堆積と二次移動発生要因	○梅谷涼太 斉藤はるか，桂真也，林真一郎	509
P-071	DInSARと航空レーザ測量とGNSSを用いた稲子岳の地すべり調査	○水野正樹 王純祥，三五大輔，西川大亮，平田育士	511
P-072	糸魚川市海川流域の２箇所で発生した地すべりの特徴と移動体の土質性状	○石田孝司 金澤瑛，丸山清輝，石川茂，平松晋也	513
P-073	平成29年10月22日の台風21号によって滑動した三波川帯地すべりー鉄道に近接する地すべりへの対応例ー	○中山雅之 森川智，岸畑明宏，池上忠，山根誠，谷川正志，高瀬尚人，徳田岳志，阿部拓実，海堀正博	515
P-074	熊野参詣道横垣峠地すべりにおける降雨ー地下水位の応答関係―地すべり安定性評価への土壌雨量指数の適用性検討ー	○石田優子 古根川竜夫，後誠介，深川良一	517
P-075	融雪と蒸発散を考慮した実効雨量法による地すべり地の地下水位変動解析	○桂真也 溝口芽衣	519
P-076	計測諸元の違いを考慮した航空レーザ測量による斜面変動把握手法の検討	○竹下航 藤平大，後根裕樹，中野陽子，江藤千佳子，櫻井由起子，青木利昌	521
P-077	FOREST CHANGE DETECTION AT RECREATIONAL SITES IN CONSERVATION AREA	○Ridho Pratomo Masamitsu Fujimoto, Yoshifumi Satofuka	523
P-078	山地森林小流域の長期間観測による流出解析IIIー森林植生の異なる流域の比較ー	○戎信宏 高瀬恵次	525
P-079	滋賀県葛川試験地における岩盤中の広域地下水調査手法としての空中電磁探査の適用性	○影浦亮太 奥村稔，河戸克志，佐藤敏久，小杉賢一朗，正岡直也	527
P-080	溶存物質濃度の主成分分析による地下水流動の解析	○金澤瑛 丸山清輝，石田孝司，小杉賢一朗，勝山正則，正岡直也，木治佐保	529
P-081	堆積岩山地における水温に着目した地下水流動特性の推定	○柴田俊 正岡直也，小杉賢一朗	531
P-082	六甲山西滝ヶ谷流域における洪水流出特性	○廣田大空 中谷加奈，小杉賢一朗，石塚忠範，岸本昌之，小菅尉多，永田葉子	533
P-083	風化蛇紋岩地帯における円弧型二次すべりブロックの降雨流出過程	○吉野孝彦 桂真也	535

P-084	ナトリウムイオン濃度に着目した、堆積岩山地における渓流流量・水質に基岩内地下水が及ぼす影響	○木治佐保 小杉賢一朗，勝山正則，正岡直也，小松正弥	537
P-085	鉄道沿線斜面における森林情報を加味した斜面安定解析	○中田慎 岡野和行，山下修平，野中彰太，臼杵伸浩，杉山友康	539
P-086	スギを対象とした引き倒し現地実験	○岡田康彦 黒川潮	541
P-087	姫川流域における深層崩壊跡地の標高分布特性に関する一考察	○野田敦夫 五十嵐祥二，石田哲也，浅野未来，川上誠博，松本祐樹	543
P-088	高頻度衛星画像を用いた土砂移動箇所の把握	○船越和也 織田和夫，角田里美，金宗煥，服部聡子，松田昌之，屋木わかな，太井正史，池田義太郎	545
P-089	平成29年7月九州北部豪雨における林地被害状況	○黒川潮	547
P-090	空中写真を用いた多視点ステレオによる開口亀裂の自動抽出	○西村直記 臼杵伸浩，江口友章，勝又善明，滝川正則，中川雅史，井草流星	549
P-091	平成26年広島豪雨災害における土石流発生源の地形特性　その3	○吉永子規 尾崎順一，中野陽子，安海高明，小林浩	551
P-092	天竜川上流域における深層崩壊の発生する恐れのある斜面の抽出検討事例	○梶原あずさ 椎葉秀作，岡村修，山根宏之，杉山和也，深見悠矢，江口友章，坂口宏，内藤直司	553
P-093	2008年岩手・宮城内陸地震後に発生した斜面変動の分析	○林一成 井良沢道也，王凱，深澤真聖	555
P-094	和歌山県有田川上流域における昭和28年（1953）の土砂災害について	○井上公夫 吉村元吾，木下篤彦，田中健貴，菅原寛明，坂口武弘，西岡恒志，中根和彦，今村隆正	557
P-095	Simulation of Large-Scale Shallow Landslide Triggered by Heavy Rainfall using IRIS Model	○陳振宇 呉軒蘋，陳均維，陳國威	559
P-096	兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み-兵庫県内の新生代第三紀堆積岩類における地形・地質学的特徴と崩壊特性-	○中川渉 沖村孝，鳥居宣之，石田博彰，原口勝則，鏡原聖史	561
P-097	鬼ヶ城砂防堰堤におけるUAV を用いた急崖斜面の崩壊特性評価・対策工への適用事例	○横尾公博 高橋至，柳川磨彦，山根恭子，池田誠，長谷川怜思	563
P-098	広島市安佐北区高松山における斜面浸透・流出過程の現地観測	○梶昭仁 小森潤二，秋山浩一，宮田英樹，寺尾晃平，内田龍彦，河原能久	565
P-099	降雨ピークから遅れて発生する斜面崩壊に関する実態分析	○鈴木大和 神山嬢子，戸舘光，野呂智之，吉野弘祐，秋山怜子，松田昌之	567
P-100	阿蘇中央火口丘群北部における崩壊発生場の60年間の変遷および地形的特徴	○矢野敦久 篠原慶規，經隆悠，水野秀明，久保田哲也	569
P-101	超音波現地透水試験法を用いた透水性の空間分布の把握	○稲垣大基 平岡伸隆，伊良知慎太郎，藤本将光，田中克彦，深川良一	571
P-102	SH型簡易貫入試験による土層区分の堆積岩地質への適用	○村田郁央 長谷川陽一，野呂智之，舩山淳，松澤真，野池耕平，木下篤彦，西岡恒志	573

P-103	地層境界付近の地下水位変状と空中電磁探査解析結果に着目した表層崩壊危険斜面抽出の研究	○坂口武弘 西岡恒志，榎原伴樹，木下篤彦，田中健貴，河戸克志	575
P-104	堰堤等の基礎補強時における網状鉄筋挿入工（E.P.ルートパイルエ）の高度化に関する実験	○藤本将光 前川裕哉，原田紹臣，小西成治，疋田信晴	577
P-105	斜面内のパイプ流周辺における地下水位変動に関する実験的考察	○伊良知慎太郎 平岡伸隆，稲垣大基，藤本将光，田中克彦，深川良一	579
P-106	広域を対象とする簡易水質調査を活用した深層崩壊の恐れのある斜面抽出の検討	○河合政岐 下村慎一郎，大原崇裕，地頭薗隆，石川昌信，松本敏	581
P-107	熊本地震により形成された亀裂斜面の層序の特徴と土壌特性	○荒田洋平 五味高志，Roy C Sidle，王功輝	583
P-108	衛星SAR解析による平成29年7月九州北部豪雨での土砂移動域の抽出	○下村博之 小俣雅志，森田保成，阿部直樹，竇楽裕，舩木俊郎，三五大輔	585
P-109	阿蘇カルデラにおける渓流水・湧水を活用した崩壊予測	○宮本祐成 地頭薗隆，木場彬仁，角之上真由，西村富美佳，水流竜馬，清崎淳子	587
P-110	GISによる異なるメッシュサイズを用いた深層崩壊危険斜面の抽出	○山口明日香 笠井美青	589
P-111	阿蘇カルデラ壁における平成24年7月九州北部豪雨による斜面崩壊発生箇所の地形・地質要因	○斉藤はるか 梅谷涼太，桂真也，林真一郎	591
P-112	急傾斜地における崩土の流動現象に関する実験	○山本和輝 藤本将光，原田紹臣，青木康真，里深好文	593
P-113	現地モニタリングに基づく事前道路通行規制区間の解除方法に関する研究	○舘野祐一郎 藤本将光，小田和広，小泉圭吾，小山倫史，鏡原聖史，鳥居宣之	595
P-114	斜面崩壊前LPデータを用いた微地形強調図による平成23年加勢蛇川上流域斜面崩壊の分析	○中村公一 今西将文	597
P-115	南アルプス付加体堆積岩地域における地すべり地帯の地形地質要因解析	○輿水康二 山川陽祐	599
P-116	姶良カルデラ壁における渓流水・湧水を活用した崩壊予測	○木場彬仁 地頭薗隆，角之上真由，宮本祐成，西村富美佳，水流竜馬，清崎淳子	601
P-117	平成29年7月九州北部豪雨による表層崩壊予防工施工箇所と周辺の崩壊状況について	○鏡原聖史 沖村孝，荒木繁幸，寺岡克己，柴田佳久	603
P-118	樹木根系による土のせん断強度補強効果疑似根を用いた一面せん断試験による検討	○山本蓉子 逢坂興宏，今泉文寿，土屋智，久保田紀子	605
P-119	多様な土壌水分特性の推定に対する粒子フィルタの有用性	○伊藤真一 小田和広，小泉圭吾	607
P-120	2018 implementation plan for expansion of erosion control works focusing on living spheres in Korea	○Kun-Woo CHUN Youn-Tae LEE, Suk-Woo KIM, Tsugio EZAKI	609
P-121	三次元地形モデルを活用した土砂量および流木量算出方法に関する一考察	○鈴木崇 野田敦夫，榊仁一，森良樹，渋谷典幸	611
P-122	歴史的砂防施設の利活用の現状と課題について	○澤陽之 井良沢道也，熊谷和馬，我田哲夫，前田啓成	613
P-123	狭隘箇所における砂防堰堤整備の課題と対応方法の検討	○佐藤敏明 綱川浩章，有澤俊治，秋田尚孝，矢野孝樹，辻本和紀，菊池英明，手嶋良祐	615

P-124	天然ダム形成箇所における無人化施工を活用した応急対策工事について	○菅原寛明 吉村元吾，上田智宗，山村登，橋本雅行	617
P-125	木曽川水系における流木の発生原因と流出実態	○黒岩知恵 綱川浩章，有澤俊治，秋田尚孝，梅村裕也，湯川典子，木田千鶴，大橋一智，望月純，梶原あずさ	619
P-126	越美山系における深層崩壊に起因する土砂災害に対するハード対策の検討事例	○江口友章 吉野睦，片桐知治，山本一兆，小関輝明，坂口宏，冨田康裕，梶原あずさ，勝又善明，吉野弘祐	621
P-127	前庭保護工における流木の挙動と流木捕捉効果の検証	○鶴見侑生 金野崇史，溝口裕也，斉藤武，吉田圭佐，田中秀基，小町谷章，木暮一也，山野利勝，角岳志	623
P-128	緊急時における災害想定のための高効率な氾濫計算プログラムの開発	○髙橋佑弥 藤村直樹，水野正樹	625
P-129	砂防分野におけるi-Constructionの運用に向けた一考察	○西方博幸 原田紹臣，石原孝雄，伊藤靖，曽我享彦，後藤侑亮，金子智彦，澤端秀隆，水山高久	627
P-130	牛伏川上流におけるニセアカシア林相転換の状況	○山田晃 田下昌志，相河政登，横山達，蒲原潤一，井上公夫，中根和彦，中田慎	629
P-131	大規模災害を引き起こした降雨の特性に関する研究	○里深好文 石川莉沙子	631
P-132	土石流による木造家屋の破壊限界評価	○山田孝	633
P-133	鋼製透過型砂防堰堤の捕捉過程並びに閉塞モデルに関する検討	○中谷加奈 楠田夏子，長谷川祐治，里深好文，水山高久	635
P-134	平成26年8月20日広島土砂災害における土石流・流木流下防止緊急対策工の設計・施工について	○荒木義則 大久保雅彦，井田源太郎	637
P-135	掃流区間におけるコンクリートスリット堰堤の流木捕捉に関する研究	○佐藤厚慈 原田紹臣，伊藤靖，中谷加奈，高山翔揮，里深好文，水山高久	639
P-136	既設砂防堰堤を対象とした補強対策設計条件の検討	○村松広久 大坂剛，金子秀樹，高橋至，柳川磨彦，関敏文，内田太郎，藤田正治，水山高久，水谷佑	641
P-137	材料の特殊性に着目した砂防ソイルセメントの強度特性(その4)	○藤澤久子 小林浩二，三池力，松田悟，伊藤隆郭	643
P-138	砂防施設破壊時における降雨と外力に関する調査	○赤澤史顕 藤村直樹，劉詩雨，武澤永純，石井靖雄，秋山怜子	645
P-139	耐摩耗性・耐衝撃性に特化した材料と急速施工システムの開発	○神田利之 島口典明，米沢洋，渋谷隆	647
P-140	道路盛土横断排水工における閉塞軽減構造の土石流及び流木捕捉機能に関する一考察	○坂本良祐 原田紹臣，高山翔揮，里深好文，松元志津佳，吉田一雄，中谷加奈，水山高久	649
P-141	大型台風を想定した住民主体のタイムラインづくりの取り組み事例	○倉本和正 西條俊和，杉原成満，秦雅之，濱田隆敬，山野亨，武田紗也香	651
P-142	地域防災力向上のためのソフト対策取組み事例（１）	○江川佳苗 鳥田英司，坂下晴佳，財津憲史	653
P-143	土砂災害情報収集システムにおける発災推定用キーワードの検証	○小林拓也 菊井稔宏，宮瀬将之，本田正晃，大塚尚志	655

P-144	天竜川水系における水害・土石流被害簡易表示システムの開発（その２）	○坂口宏 椎葉秀作，岡村修，杉山和也，柴垣昂平，梶原あずさ，吉野弘祐，江口友章	657
P-145	土砂災害発生予測精度向上に向けた素因特性ごとに適した降雨指標の検討	○戸舘光 村田郁央，鈴木大和，野呂智之，秋山怜子，松田昌之	659
P-146	豪雨発生確率評価と土砂災害フラジリティ評価を活用した土砂災害切迫性評価手法の提案	○池田寛 野呂智之，神山嬢子，鈴木大和，戸舘光，倉本和正，杉原成満	661
P-147	兵庫県丹波市周辺を例とする地形特性を考慮した斜面崩壊の発生に関する基準値	○小田和広 越村謙正，伊藤真一，小泉圭吾	663
P-148	四国山地砂防事務所における地域防災力向上施策	○平澤良輔 伊藤誠記，山﨑隆幸，岡川英智，佐光洋一，酒谷幸彦，河合水城，山口悠	665
P-149	深層学習を用いた画像解析及びクラスタリングによる土砂災害の素因特性の抽出	○中西宏彰 野呂智之，神山嬢子，鈴木大和，戸舘光，家田泰弘，片嶋啓介，大坪隆三，相澤明宏，潮見礼也	667
P-150	避難行動訓練教材EVAGを用いた防災教育の取り組み	○山田知瑛里 斎田友理子，土佐信一，清水彩香，中村清美，眞弓孝之	669
P-151	地域防災力向上のためのソフト対策取組み事例（２）	○坂下晴佳 江川佳苗，鳥田英司，財津憲史	671
P-152	地蔵寺川流域における深層崩壊に起因する土砂災害の被害想定手法について	○児玉龍朋 伊藤誠記，平澤良輔，田所真路，村上睦実，内田太郎，松本直樹，横尾公博，池田誠，大塚智久	673
P-153	平成29年10月22日台風21号豪雨で発生した梅本川土石流災害と対応について	○岡田和美 谷元明彦，新堀由幸，山口雄一	675
P-154	全国の3次メッシュを対象としたラフ集合による土砂災害発生の重要要因の抽出	○谷田佑太 野呂智之，神山嬢子，鈴木大和，戸舘光，海原荘一，只熊典子，竹本大昭，藤原康正，佐藤丈晴	677
P-155	近年の土砂災害における前兆現象と考えられる水・土砂動態覚知と災害発生までの時間	○小松美緒 内田太郎，桜井亘	679
P-156	土砂災害に対する警戒避難意識向上に向けた教育カリキュラムの検討	○松木敬 吉村元吾，菅原寛明，田中健貴，此松昌彦，江種伸之，池田一平	681
P-157	平成28年熊本地震前後における土砂移動現象発生時の各種降雨指標の分析	○渡邊輝嗣 桂真也，林真一郎，梅谷涼太，齋藤はるか，野呂智之，村田郁央	683
P-158	草津白根山噴火における合成開口レーダー衛星画像による噴火箇所の特定	○三五大輔 鵜殿俊昭，小俣雅志，下村博之，吉川和男，石岡義則，榊原庸貴	685
P-159	岩手山砂防堰堤探検隊における防災教育の効果分析	○佐藤承未 尾崎順一，吉永子規，伊藤英之	687
P-160	『台湾日々新報』から見る土砂災害と防災教育展開に向けた提案	○林怡資	689
P-161	浅野川伝統的建造物群保存地区の洪水の危険性	○Qin xin 藤本将光，里深好文	691
P-162	兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み　－土石流判定手法の課題整理－	○原口勝則 沖村孝，中川渉，鏡原聖史，鳥居宣之，石田博彰，鎗水正和	693
P-163	湛水した砂防堰堤の堆砂量把握手法	○北原一平 岩沢博章，花田一二，川原浩喜，高岡善明，澤田悦史，堂ノ脇将光，尾城隆紀，三上海人，前田祥吾	695

P-164	ディープラーニングと赤色立体地図を用いた微地形自動判読手法の検討	○高山陶子 濱田耕平，花井健太，織田和夫，角田里美	697
P-165	SfM/MVSを用いた崩壊斜面における土砂変動量算出への適用性検討	○服部聡子 織田和夫，高山陶子	699
P-166	UAV 搭載レーザによる立山工事専用軌道沿い斜面の計測と落石点検への活用	○熊倉歩 高橋至，柳川磨彦，村元陽介，山根恭子，高山陶子，澤陽之	701
P-167	静止画像を用いた流量推定プログラムの開発	○松本定一 椎葉秀作，岡村修，杉山和也，山根宏之，石井秀樹，池島剛	703
P-168	ＵＡＶ搭載型レーザによる砂防施設の計測について	○長野英次 萬徳昌昭，牧谷雄大，小林浩，安海高明，松井宗廣，弓真由子，前田明仁，鈴木英夫	705
P-169	複合現実を実現するデバイスで作成したコンテンツの砂防分野への適用検討	○太田敬一 後藤裕子，西村正寛	707
P-170	砂防調査を目的としたドローン搭載レーザースキャナの活用について	○西川友章 中谷加奈，長谷川祐治，島田徹，名草一成，徳岡杜香，笠原拓造	709
P-171	ALOS-2/PALSAR-2を用いた干渉SAR解析における斜面変動検出性能の評価	○平田育士 吉川和男，柴山卓史，森田保成，神山嬢子，野呂智之，鈴木大和，山下久美子	711
P-172	火山砂防地域における鋼製砂防構造物の点検調査及び変状レベルの評価手法	○長塚結花 池田誠，横尾公博，松本卓也，佐藤宏樹，村井瞳	713
P-173	砂防施設点検におけるUAVの活用事例	○長谷川謙二 綱川浩章，有澤俊治，秋田尚孝，浅野雅博，刑部博，中山貴士，藤田昌彦	715
P-174	金山沢源頭部の土砂移動とその面的なモニタリングについて	○佐藤匠 石田哲也，浅野未来，久保毅，西村智博，室井翔太，向山栄	717
P-175	航空レーザ計測による平成26年噴火以降の御嶽山周辺状況の把握	○美土路哲也 有澤俊治，水野利香，平林大輝，中西計友，杉井大輔，板野友和，野呂数馬	719
P-176	砂防施設の健全度評価に関する一考察	○松山洋平 手塚咲子，田方智，齋藤悠樹	721
P-177	IoTとエッジコンピューティングを用いた画像計測による災害監視に対応した自律型高機能カメラの開発	○井深真治 肥後明豪，福田昌宏，五十嵐和秀，水谷佑，松本定一，池島剛	723
P-178	数値実験によるハイドロフォンの測定限界に関する検討	○井内拓馬 内田太郎，桜井亘，高原晃宙，小松美緒，叶正興，山本和彦	725
P-179	石狩川上流におけるALB手法を用いた河床変動モニタリングの適用性について	○皆木美宣 三浦克真，西村義，森文昭，宇野女草太，城下奨	727
P-180	実効雨量 を用いた土砂災害危険度判定手法の適による道路管理高化検討	○高田望 友村光秀，渡邉涼一，堀岡良則，小杉賢一朗	729
P-181	LP差分解析と流砂観測を基にした土砂動態把握	○滝澤雅之 光永健男，鴫原吉隆，窪田敏一，阿部勝博，矢倉広和，中村傑，岸本博志，新井瑞穂，荒井健一	731
P-182	土石流監視カメラおよびLPデータ解析による山地河川の土石流・洪水流出の実態	○桜井亘 内田太郎，高原晃宙，工藤司，友村光秀，坂井大作	733
P-183	降雨時における流砂水文観測を活用した天然ダム監視手法について	○吉村元吾 菅原寛明，田中健貴，木下篤彦，臼杵伸浩，岡野和行，吉野弘祐	735

P-184	衛星観測条件に着目したSAR強度画像による土砂移動箇所判読精度の検証　－九州北部豪雨の事例－	○山下久美子 神山嬢子，鈴木大和，野呂智之，杉本惇，柴山卓史，鵜殿俊昭	737
P-185	最近の観測結果からみる雲仙普賢岳溶岩ドームの変動について	○武田大典 植野利康，内田智彦，西島純一郎，田中聡，吉川和男，柴田俊彦，本田健，橋詰二三雄，張暁兵	739
P-186	砂防関係施設維持管理支援システム【砂助】を活用した維持管理の合理化に関する提案	○木下悦男 原田紹臣，岩崎貴志，川島康史，越康，坂下江，佐藤厚滋，水山高久	741
P-187	長野県飯山市山腹崩壊に伴う土石流災害監視対策、吊り下げ式土石流センサー設置事例	○岡崎壮泰 猪又亘，中村幸一，高雄信行，小林裕典，山崎隆雄，長谷川国宏	743
P-188	航空レーザ計測データを活用した砂防関係施設点検における施設周辺状況把握の試み～神奈川県箱根町大涌谷・須沢の砂防関係施設を事例として～	○窪田慎一 清水幹輝，江守新	745
P-189	北海道駒ヶ岳における２時期の高密度電気探査と空中電磁探査の比較	○阿部征輝 三佐川剛昌，則藤正信，澤谷裕貴，影浦亮太，河戸克志，清野耕史，篠崎嗣浩，江頭勲	747
P-190	災害前後に観測された単偏波SAR画像による土砂移動範囲の判読チェックリストの作成　－九州北部豪雨の事例－	○杉本惇 柴山卓史，鵜殿俊昭，小俣雅志，野呂智之，神山嬢子，鈴木大和，山下久美子	749
P-191	清津川流域におけるUAVレーザ測量手法等のICTを活用した渓流調査について	○中舎哉 北沢茂樹，親松康義，鈴木浩二，河村倫明，西川貴史	751
P-192	非接触火山泥流検知システム十勝岳実証試験によるLPWA無線通信の積雪寒冷地特性について	○柳町年輝 田口亮，藤浪武史，伊波友生	753
P-193	1984年インドネシア・メラピ火山噴火後の出水発生基準雨量の検討	○権田豊 野瀬田和明，宮田秀介，藤田正治，堤大三，AkhyarMushthofa，SantosaSandy	755
P-194	火山灰物性から浸透能を概略的に推定する方法に関する一考察	○田方智 堤宏徳，山田將喜，山本陽子，木佐洋志，手塚咲子	757
P-195	火山噴火後に土石流を引き起こす降雨量の変化に関する考察	○厚井高志 藤沢康弘，安養寺信夫，村松悦由，大城久尚，城ケ崎正人，山田將喜，山本陽子，堤宏徳	759
P-196	UAVを用いた火山噴火時の緊急調査について	○藤本拓史 小松澤展，田村圭司，石北肇，風間宏，田中秀基，萬徳昌昭，松井宗廣，長野英次，安海高明	761
P-197	シナリオシミュレーション形式での火山防災訓練の実施事例	○池島剛 大森英人，鈴木聡，松本浩茂，杉本宏之，伊藤英之，松尾環，鎌田亮，吉田政弘，鷹島充寿	763
P-198	十和田火山ハザードマップにおける融雪型火山泥流の影響想定	○荒井健一 廣谷志穂，岸本博志，檜垣大助，林信太郎，青森県防災危機管理課，秋田県総合防災課	765
P-199	プロジェクションマッピングを活用した火山噴火被害想定の説明事例	○笠原亮一 飯沼達夫，上條孝徳	767
P-200	火山噴出物の特性および降雨特性に着目した土石流発生形態に関する一考察	○藤沢康弘 厚井高志，安養寺信夫，山本陽子，山田將喜，堤宏徳，大城久尚，村松悦由，城ヶ崎正人	769

P-201	航空レーザーデータの差分解析による雲仙岳溶岩ドームの中長期変動	○櫻井由起子 山村祥子，安海高明，藤本拓史，江藤稚佳子，光武久修，田中聡，田中宏和	771
P-202	火砕流対策としての熱風防護柵について	○安海高明 松井宗廣，長野英次，江藤稚佳子，櫻井由起子，藤本拓史	773
P-203	火山地域における備蓄ブロックの有効活用検討事例	○金野崇史 中野孝，古山剛，斉藤武，川俣英之，川崎巧	775
P-204	火山噴火時立入困難地域の状況把握のための遠隔調査ユニットならびにUAVを用いた運搬手法の開発への取り組み	○家田泰弘 堤宏徳，山田將喜，山本陽子，佐渡耕一郎，荒木強，高橋信一，潮見礼也，相澤明宏，河野元	777
P-205	近年の火山噴火に伴い発生した溶岩流に対する数値シミュレーションによる再現性の検証	○河野元 大坪隆三，片嶋啓介，家田泰弘，潮見礼也	779
P-206	降灰厚さと火口からの距離の関係について－桜島の事例－	○瀬戸秀治 藤村直樹，水野正樹，竇杰，西井洋史，ワンチャオウェン	781
P-207	融雪型火山泥流発生過程に関する融雪実験と数値解析シミュレーション	○山口翔大 宮田秀介，堤大三，藤田正治	783
P-208	UAVを用いた火山灰堆積状況および浸透能の概略把握の試み	○手塚咲子 堤宏徳，山田將喜，山本陽子，田方智，木佐洋志	785
P-209	平成23年1月新燃岳噴火に伴う降灰の流出について	○高橋秀明 前寺雅紀，本多泰章，安養寺信夫，首藤美誠，高橋史哉，地頭薗隆，清水収	787
P-210	火山泥流に寄与する融雪水量推定のための実験的研究－熱水混じりの高温土砂が融雪に供給される場合－	○鈴木貴大 山田孝，笠井美青	789
P-211	緊急ハード対策工の構造と評価指標（案）に関する考察－既存資材の組合せや新工法による緊急ハード対策工の立案に向けて－	○前寺雅紀 杤木敏仁，池田暁彦，小林拓也	791
P-212	立入規制がかけられた火山地域におけるUAVの利活用	○金井啓通 杤木敏仁，東和彦，細山田美佐貴，有嶋哲朗	793
P-213	新燃岳2017年10月噴火に伴い降下した火山灰の物性および浸透能	○湯澤樹 首藤美誠，高橋史哉，堤宏徳，山田將喜，山本陽子，小林豊，田方智	795
P-214	衛星画像を用いたナラ枯れ被害状況の把握と防除対策の取り組みについて	○池田欣子 石塚忠範，明見章史，岸本昌之，船越和也，山賀由貴，梅村裕也，金宗煥	797
P-215	地震による斜面崩壊の影響範囲の検討	○萬徳昌昭 高原晃宙，桜井亘，内田太郎，秦雅之，池田寛，一松晃弘	799
P-216	大源太川第１号砂防堰堤補強工事における二重式仮締切の詳細設計	○森浜哲志 森下淳，渡邉正一，小野知義，太子博晶，横川泰希，角田和史	801

企画セッション
テーマセッション

豪雨に関する最近の気象観測および予測技術

（一財）日本気象協会　○辻本浩史

１．はじめに

地球温暖化の影響による気象現象の激甚化が指摘されており，停滞する降水帯がもたらす局地的な集中豪雨により甚大な土砂災害が近年相次いで発生している．短時間のうちに周囲の状況が大きく変化する豪雨災害では，身の回りに危険が迫る前に避難することの必要性が指摘されているが，その判断を適切に行うためには気象現象などを正しく理解することが求められる．

本企画セッションでは「豪雨に関する最近の気象観測および予測技術」と題し，集中豪雨についての過去のトレンドと将来変化，集中豪雨を見逃さずに的確に観測する観測技術および事前に察知する予測技術について最新の知見をもとに議論する．なお，集中豪雨には気象学的定義はなく，台風，低気圧，停滞前線といった様々な気象擾乱が原因となって発生する可能性があるが，本企画セッションでは，局地性が強く，時間的にも激しく変化するタイプの集中豪雨（代表的なものとして近年メディア等で取り上げられるケースが増えた線状降水帯による集中豪雨）を取り上げる．

２．豪雨のトレンドと将来予測

まず集中豪雨のトレンドと将来予測について概観しておく．全国に展開するアメダスデータに基づく解析によると，猛烈な雨と表現される 1 時間降水量 80mm 以上の年間発生回数は明らかに増加傾向にある（図 1）．さらに，IPCC の RCP8.5 シナリオを用いた非静力学地域気候モデルによる日本の気候変化予測の結果によると（図 2），将来気候（2076～2095 年）では現在気候（1980～1999 年）に比較して 1 時間降水量 50mm 以上の短時間強雨の年間発生回数は全国平均で 2 倍以上となると予測されている．

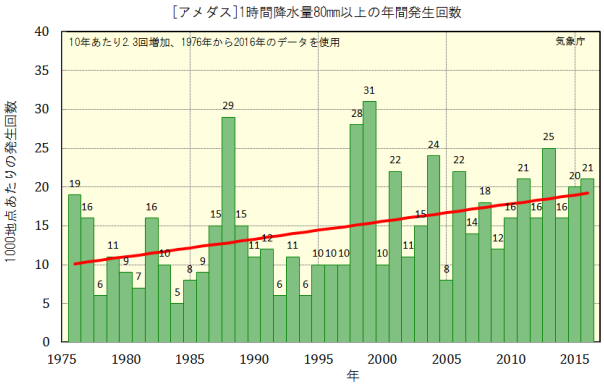


図 1　アメダス 1 時間降水量 80mm 以上の年間発生回数　出典（気象庁ホームページ http://www.jma.go.jp/jma/kishou/info/coment.html）

３．最近の観測技術

線状降水帯がメディア等で取り上げられる機会が増えた一つの要因として，近年急速に発展したレーダ観測ネットワークによってその全貌がリアルタイムで把握できるようになった事があげられる．レーダによる全国のレーダ監視網の整備は 1970 年代に始まったが，当初はレーダから算出された雨量と地上雨量計で観測された雨量の差が大きいためにレーダによる観測は定性的な利用に限定される時期が長く続いた．しかしながら，近年のハード・ソフト両面からのレーダ観測技術の著しい進歩，特に水平・垂直の 2 偏波の観測から得られる様々なパラメータを用いた雨量強度の推定方法の確立によりレーダ観測から導かれる雨量データの品質が格段に高まってきている．

図 3 は国土交通省解析雨量（レーダ）から求めた平成 29 年九州北部豪雨時の 9 時間雨量の分布図である．朝倉市内では多いところで 800mm を超える記録的な雨量となっており東西に線状に延びた特徴的な形を

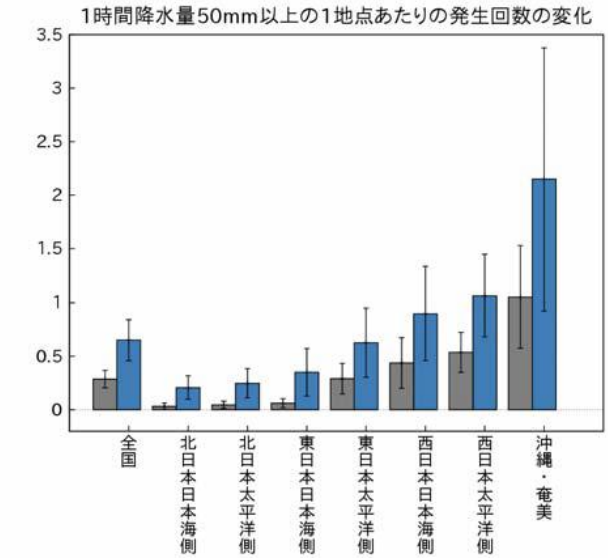


図 2　1 時間降水量 50mm 以上の 1 地点あたりの発生回数の変化　出典（気象庁地球温暖化予測情報 http://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/GWP/index.html）棒グラフ（左：現在気候　右：将来気候）

捉えている．雨量が 400mm を超える範囲に着目すると南北方向は僅か 10km 程度の非常に限られた範囲に大雨が集中しており，地上雨量計のみによる観測（例えばアメダスの場合約 17km 間隔に 1 か所）では実態の把握も困難なケースも多い．

なお，高性能のレーダは小型化も進み，局地的な集中豪雨や火山の噴煙監視等，国内外のプロジェクト研究での利活用も進んでいる．

４．予測技術

台風や低気圧による大雨と比べて、線状降水帯のような集中豪雨を事前に予測することは最新の気象予測技術をもってしても困難な課題とされている．気象予測は図 4 に示すように現象の時間スケール（横軸）と空間スケール（縦軸）に応じて異なる手法（モデル）で実施される．例えば台風は数日から 1 週間程度の時間スケール（現象の寿命）で数百 km～約 1000km の広がりをもつ現象であるため数日前からの予測が可能であり，事前の防災体制や避難準備等の計画にも利用可能である．

一方，ゲリラ豪雨や線状降水帯のような現象は時間・空間スケールが小さくなり，時間的余裕をもって予測することが困難となる．

一例として，気象庁の数値予報モデル MSM を用いて平成 29 年九州北部豪雨を予測した結果を示す．MSM は水平格子間隔 5km で 1 日 8 回（3 時間ごとに）39 時間先までの予測計算を行い，数時間から 1 日先の大雨や暴風などの災害をもたらす現象を予測することを主要な目的としているモデルである．災害が発生した 7 月 5 日午前 9 時を予測開始時刻とした 6 時間後の予測結果を図 5 に示す．図 5 では福岡県南部に線状降水帯と思われる激しい雨（1 時間雨量で 30mm 以上）を予測しているが実際の位置と比べると南に 20～30km 程度ずれている．空間解像度の更なる細密化，様々な観測データの同化等による精度向上の試みが続けられている．

また，線状降水帯のような災害につながる恐れのある雨をリアルタイムで入手できる現業レーダデータを用いて検知する研究も行われている（辻本ら，2017）．

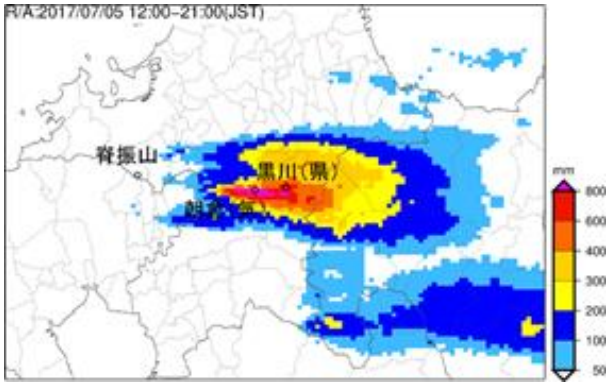


図 3　解析雨量による 9 時間雨量の分布
（平成 29 年 7 月 5 日 12 時～21 時）

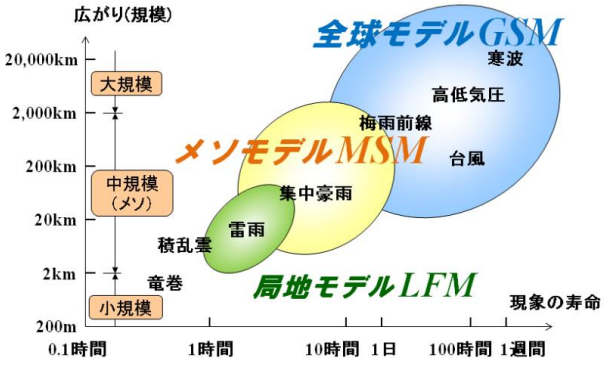


図 4　数値予報モデルの種類　出典：気象庁 HP
http://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/whitep/1-3-4.html

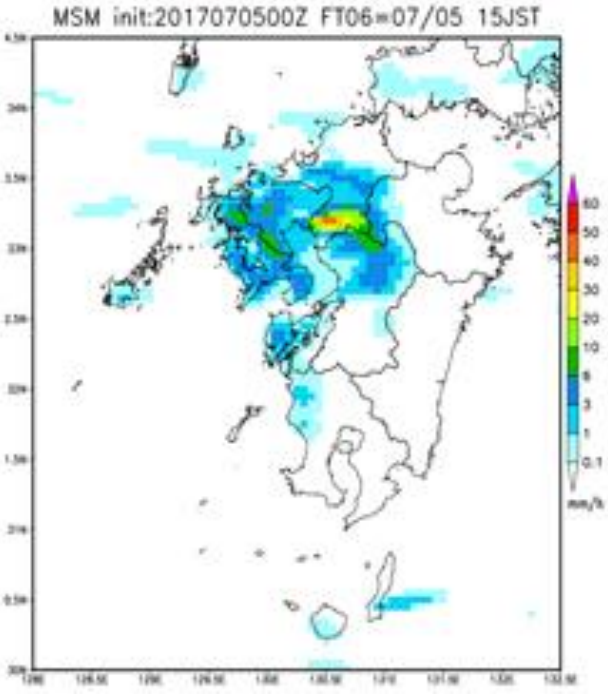


図 5　気象庁 MSM の予測結果　平成 29 年九州北部豪雨（7 月 5 日 9 時を初期時刻とした 6 時間後予測）

参考文献

辻本浩史，増田有俊，真中朋久：現業レーダデータを用いた土砂災害事例における線状降水帯の抽出，砂防学会誌，69(6), 49-55, 2017-03.

S-02

2 周波の偏波レーダーを用いた豪雨観測と火山灰観測

神戸大学都市安全研究センター　大石哲・小川まり子
神戸大学大学院工学研究科　佐藤卓弥
京都大学防災研究所　山口弘誠・中北英一

1. はじめに

気象レーダーの黎明期は雨雲からの散乱電波の強さを輝度でブラウン管表示していたが，デジタル技術の進展などにともなって，短い時間間隔で高い空間分解能を持つ降雨強度計測装置として進展してきた．一方で過去には散乱電波の強さと地上雨量計の間をべき乗則で関係づけていたため，比較的わかりやすかったが，さまざまな観測パラメータによって降雨強度を算出するようになってプロセスのブラックボックス化が危惧されるようになった．そこで，本稿ではレーダーによって高い時空間分解能で比較的正確な降雨強度を算出する方法を説明する．

2. 雨滴程度の大きさの空中浮遊物質による電波散乱

レーダーはアンテナから電波を一定時間送信する．その電波は空中浮遊物質にあたると散乱される．散乱された電波の広がりや強さは空中浮遊物質の大きさや材料によって異なる．散乱電波のうち，アンテナの方向に返ってくるものを後方散乱電波という．実際には空中浮遊物質の 1 粒ずつからの後方散乱電波がある計測時間単位でまとまって受信される，その計測時間単位で受信された電波のエネルギーの強さのことをレーダー反射因子といい，計測時間単位に光速を乗じたものがレーダーのビーム方向の空間解像度となる．電波は直径 2m のパラボラアンテナによって 0.5 度程度の仰角･方位角に限定されて射出されるのでビームと呼ぶ．理想的には送信された電波と同じ仰角・方位角の電波だけを受信する．

したがって，レーダーではビーム方向の空間解像度の長さと仰角・方位角で規定される観測単位体積の散乱電波情報の積分値あるいは統計値が観測値となる．この積分値から 1 粒ごとの後方散乱電波情報を再構成して空中浮遊物質（一般的には雨粒）を再現し，それが落ちてくる状態（同じく降雨強度）を推定するため，レーダーによる降雨強度推定は積分方程式のパラメータ推定問題となる．

電磁気学の散乱に関する理論では，散乱された電波は，Maxwell 方程式を変形した微分方程式に，散乱に関する境界条件を与えることによって求められる．その計算方法はいくつかあるが，空中浮遊物質の大きさなどが分布として分かっていれば，その 1 粒ごとの後方散乱を算出して，積分結果としてのレーダー反射因子を算出することができる．一方，水文学的には積分されたレーダー反射因子を観測値として用いることで，雨粒の構成を推定して，それが降雨強度を推定する，すなわち逆問題を解くことになるという問題がある．

一般的に雨粒の材質は液体の水，形は大きさに依存した楕円形であると固定できる．雨粒の粒径ごとの個数である粒径分布は 3 つのパラメータからなるガンマ関数の形をしていると仮定すると，同一の観測体積から 3 つの観測値を得ることができれば粒径分布の 3 つのパラメータを推定することができる．

最近使われている MP レーダーは Multi Parameter Radar の略で同一の観測体積から複数の観測値を求めようとするものである．そのために MP レーダーは全く同時に垂直偏波と水平偏波をもつ電波を送信することができ，それぞれのレーダー反射因子を独立して計測することができる．その比（ログスケールで差）を取ったものがレーダー反射因子差であり，空気抵抗で扁平になった雨滴の粒の縦軸と横軸の比を表していると考えられている．

また，MP レーダーでは電場のエネルギーの強さとともに受信する垂直・水平偏波の位相差を計測することができ，それを伝搬位相差という．伝搬位相差も雨滴の縦軸と横軸の比を表していて，強い雨は大きな雨滴を多く含むので扁平になって伝搬位相差が大きくなる．エネルギーの情報であるレーダー反射因子は散乱によって減衰するため減衰量を推定する必要があるが，位相情報は減衰しない．したがって伝搬位相差を使

うことで特に減衰が大きくなる強い雨の時の降雨強度推定を向上させている．

空中浮遊物質が雨粒の場合には，大きな雨粒の方が扁平しやすいこともあって散乱されて受信される鉛直偏波と水平偏波の間には相関が高いのだが，氷柱のような場合には落下姿勢によって散乱が変化するため相関が小さくなる．MP レーダーでは偏波間相関係数も計測できるので，それを使って空中浮遊物質が雨粒なのか氷粒なのかを推定することができる．それを降水粒子判別と呼んでいる．

3. MP レーダーパラメータによる降雨強度推定

上述したレーダー反射因子，レーダー反射因子差，伝搬位相差および偏波間相関係数が MP レーダーによる主な観測パラメータであり，実際にはこれらを組み合わせたファジィ理論で空中浮遊物質の降水粒子判別を行い，また，粒径分布の 3 つのパラメータをレーダー観測パラメータから推定する．実際にはレーダー反射因子，レーダー反射因子差，伝搬位相差に相関があって独立していないこと，雨滴の場合には偏波間相関係数の変動が小さいことから粒径分布の 3 つのを決めることが困難である．そこで，降雨強度推定に影響が小さいと考えられている小さな雨滴の粒径分布推定に影響があると考えられる 1 つの粒径分布パラメータは 0 として固定する．それによって粒径分布はガンマ関数ではなく指数関数となり，残った 2 つの粒径分布パラメータをレーダー反射因子，レーダー反射因子差，伝搬位相差という 3 つのレーダー観測パラメータから推定する．

推定された降水粒子の粒径分布に，粒子の密度と体積および粒径に応じた落下速度を乗じて粒子の最小径と最大径までを積分することは指数分布の 4 次モーメントの計算に相当する．最小径は 0mm，最大径は∞にすることで解析的な積分を行うことができる．一方で，上述の方法をいくつかの場所で実施して求められた積分後のべき関数は，上記の方法を厳密に行うよりも高速に降雨強度を推定でき，その精度も統計的には確保されているので，そちらを用いる方が実用的である．

ここまで述べてきた方法では，従来のレーダー反射因子だけをもちいた降雨強度推定よりも，より高い精度の降雨強度推定を行うことができる．しかし，レーダーで推定しているものと，地上の雨量計が計測しているものは異なっている．レーダーでは，上空 500m から 4000m の高度で $10^6 m^3$ 以上の体積の代表的な降雨強度を 1 分から 5 分ごとに推定しており，アメダスで用いられている地上雨量計では $30cm^2$ の面積を 10 分間に通過した雨滴の体積を計測している．どちらが正しいとか，間違っているというわけではなく，計測したいものの時空間変動特性，または時空間相関を勘案して測定されているものの誤差特性をモデル化した上でそれを時空間積分することによって誤差範囲を考慮した計測が可能になる．

4. 最先端のレーダーの利用方法とレーダーそのものの紹介

気象レーダーを用いて火山灰量の推定を行う研究が日本でも盛んになってきた．火山灰は雨滴と違って個体であるため粒子が回転楕円体をしているとは仮定できないなどの困難があるが，今まで雲や噴煙に覆われて見ることができなかった噴出された火山灰の上空での動きや，火砕流の高さ，それをもたらす噴出物の熱量などの現象の理解につながるし，降下した堆積物が地上に堆積している厚さを即時に推定することにもつながると考えられる．

最後に最近になって注目されているレーダーを 1 つ紹介する．現業の気象用レーダーとして用いられているレーダーは波長が 5cm 程度の C バンドレーダーと，波長が 3cm 程度の X バンドレーダーであるが，最近になって波長が 1cm 未満のミリ波レーダーが研究用に用いられるようになってきた．レーダーの波長と，レーダーが探知する空中浮遊物質の大きさには単調増加関係があり，X バンドレーダーでは直径が 0.5mm 程度よりも小さなものは探知しにくい．すなわち，小さな雨粒の感度が弱い．ミリ波レーダーであれば数 $10\mu m$ 程度の雲粒にも感度があって，雨雲になる以前の空中に漂っている雲を探知できるため，降雨予測の予測時間を延長したり X バンドレーダーでは無視してきた小さな雲粒の粒径分布の推定に使えると期待している．

気象予報モデル WRF による線状降水帯の再現計算

広島工業大学環境学部地球環境学科　田中健路

1. はじめに

2014 年広島豪雨や 2017 年九州北部豪雨などをはじめ、線状降水帯の停滞に伴う局地的かつ記録的な大雨、および、それに伴う土砂災害が頻繁に報告されてきている。気象予報モデルによる線状降水帯の停滞位置や降雨強度，継続時間などの降雨特性の予測精度の向上は，防災上重要となる。本稿では，近年の顕著な大雨の事例について，数値予報モデルを用いて解析を行った結果を基に，線状降水帯の数値予報の可能性と課題について述べる。

2. 計算の概要

本研究では数値予報モデルWRF3.7を使用して計算を行った。降水系の発達で重要となる雲物理過程は、Milbrandt and Yau (2005)の多重モーメントスキームを使用した。初期条件は，気象庁数値予報 GPV 初期値の MSM，GSM（上層のみ）を使用し，海面温度は NCEP 日別海面水温データを使用した。WRF では，X-BAND レーダーのドップラー速度などの観測プロダクトによる同化計算も可能ではあるが，初期時刻から比較的短時間の降水位置の的確な予測に効果が限定されることから，今回の計算では観測データを組み込んだ同化計算は行っていない。

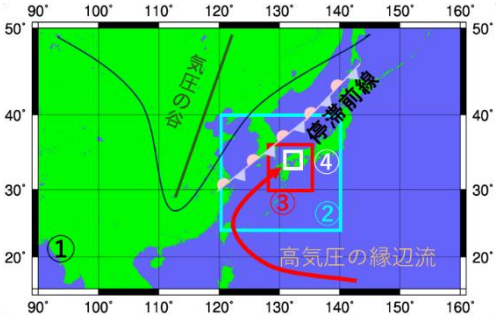


図-1　多重領域計算の範囲

最近 5 年間で西日本で顕著な被害をもたらした 3 事例（2013 年山口・島根豪雨，2014 年広島豪雨，2017 年九州北部豪雨）を対象とした。各事例に関する条件設定は，以降の計算結果とともに述べる。

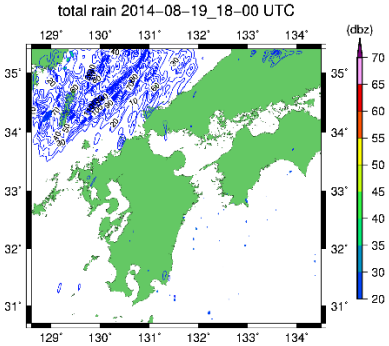


図-2 第 3 領域の積算雨量（等値線）と降雨強度の計算結果（第 3 領域）

3. 計算結果

3.1. 多重領域計算 ～2014 年 8 月広島豪雨の事例①～

2014 年 8 月豪雨の事例について，図-1 に示すように，停滞前線の形成に関与するアジア域から広島県西部まで 4 段階の領域（格子点間隔 50km, 10km, 2km, 0.5km）を設定し，ダウンスケール計算を試みた。計算期間はピーク降雨時間帯から 42 時間前の 2014/8/19 00UTC を初期時刻とし，8/20 00UTC まで 48 時間計算を行った。実際に降雨のピークとなった 2014/8/19 18UTC の計算結果（図-2）において，前線近傍の対馬海峡上空での降雨が顕著となり，広島上空ではほとんど降水が生じない結果となった。

3.2. 高解像度計算 ～2014 年 8 月広島豪雨の事例②～

図-3 に示すように，下層空気の上流側に対応する九州全域を含む領域を与え，降雨ピーク時間帯の 6 時間前に対応する 2014/8/19 12UTC を初期時刻として計算を行った。格子点間隔を 1km とし，地形データは GTOPO30 を使用した。図-4 に 2014/8/19 18UTC（日本時間 20 日午前 3 時）のレーダー降雨強度，図-5 に同時刻に対応する降雨強度分布の計算結果を

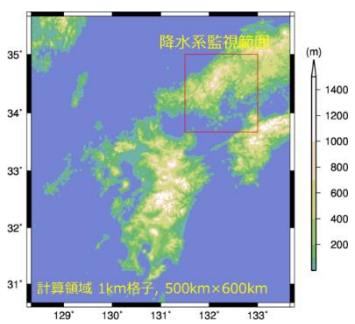


図-3 局地計算領域

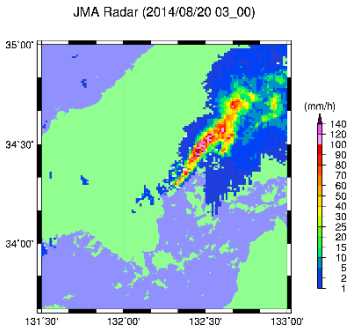


図-4 レーダー降雨強度分布

示す。豊後水道と九州西部を迂回して周防灘側から流れ込んできた湿った空気が風上側で合流し，周防半島から広島県西部の山地斜面に平行に上昇するという気流構造により，広島市安佐北区・安佐南区を中心として降水強度 120mm/h 以上の猛烈な雨を伴う線状降水帯が停滞する様子が表れている。地形起伏を除去すると，団塊状の降水系が広島県北部で発生し，下流側の島根県に移動する結果となった。

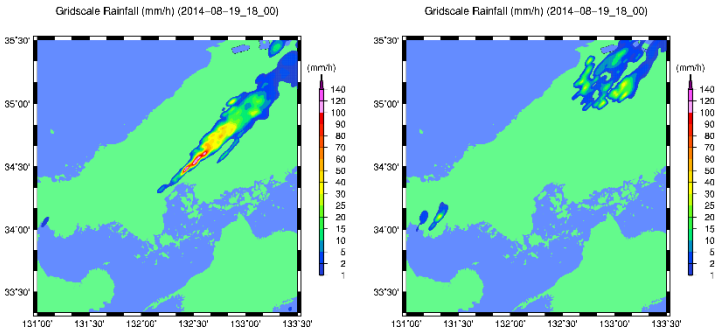


図-5 降雨強度分布。地形起伏 1.0 倍(左)と 0.0 倍(右)の例

対流有効位置エネルギーが 2000J/kg 前後の強い対流不安定な場の中で，地形による下層暖湿気の強制上昇が重要な役割を担うことを示唆している。解像度の粗い大領域を含む計算では，前線の大規模構造に支配される降水が卓越する一方，局地的な地形による対流活動が過小評価となることから，スケールの異なる計算領域の接続方法の改善が重要であると考えられる。

3.3. 2014 年広島豪雨以外の事例解析

2013 年 7 月 28 日山口島根豪雨を対象とした計算(図-6 左)では，萩市須佐沿岸域を中心とした降水強度 140mm/h を超える降水セルが解析されたが，降水セルが南北に分布する結果となっており，レーダー観測（紙面の都合上，図は割愛）で見られた西側に延びる降水帯とは異なる形状となった。2017 年 7 月 5 日の大雨については，梅雨前線付近の風の収束に沿った形で島根県側で線状降水帯が発達（図-6 中央）し，南進して衰退した後に，福岡・太田県境の山間部の地形に沿って降水帯が停滞する状況が解析された（図-6 右)。前線の南北移動により，同日に発生した両者の線状降水帯は異なる発達形態を持っており，レーダー観測と比較して，降水過程の移行がスムーズに行かず，九州北部での降水開始が 1～2 時間程度遅れる結果となった。海上での線状降水帯の形成の有無により，降水帯の南北位置の計算結果に影響が及ぶことに留意を要する。

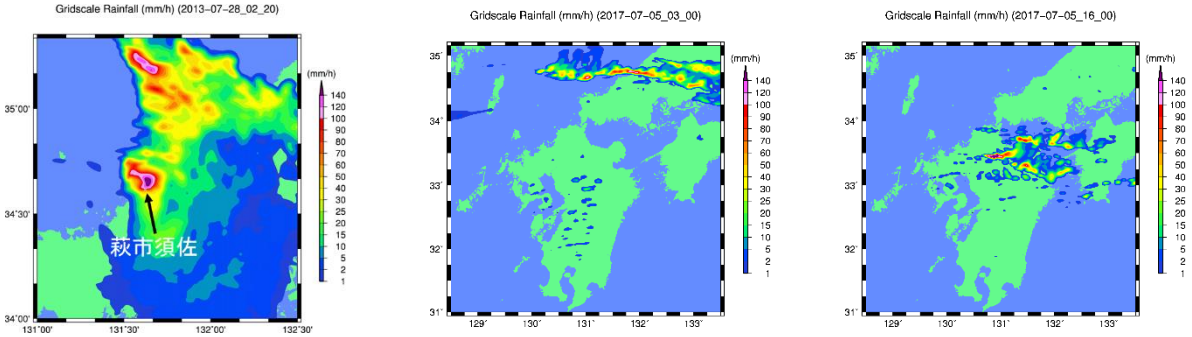


図-6 2013 年山口島根豪雨(左)，2017 年 7 月 5 日島根(中央)，九州北部(右)の降水強度分布の計算結果

4. 議論とまとめ

積乱雲が発達しやすい不安定な大気条件下において，前線近傍の下層風の強い収束や地形により，下層の湿った空気の上昇が促される場での線状降水帯に関しては，降水帯の軸の位置や降水強度など，レーダー観測などと比較的良く合う結果が得られる。計算上の空間解像度が粗い場合，地形性の強制上昇が弱まり，実測よりも下流側に降水のピークが流される傾向が見られる。また，大規模な領域から局地規模にダウンスケール計算を行う際，大規模な領域での雲，降水域の結果に強く支配され，対象領域に降水系が発生しない結果となり，多重スケールの計算での接続方法の改善が必要である。

参考文献

1) Milbrandt, J.A. and Yau, M.K. (2005) A multimoment bulk microphysics parameterization, Part I: analysis and the role of the spectral shape parameter, *J. Atmos. Sci.*, vol. 62, pp. 3051-3064.

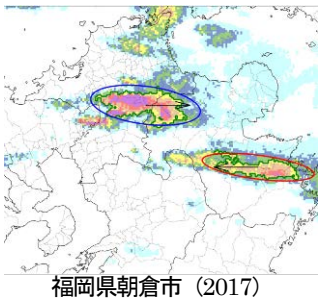
S-04

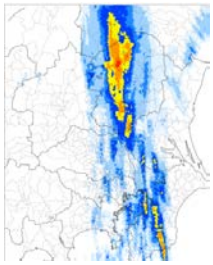
大規模土砂災害の発生予測に向けた線状降水帯のリアルタイム判定の試み

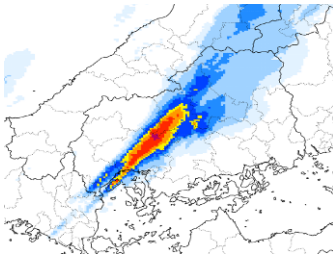
国土交通省国土技術政策総合研究所　○野呂智之，神山嬢子*，村田郁央，戸舘　光
一般財団法人日本気象協会　増田有俊，早坂祐一，後藤祐輔，片山勝之，渡邊良美
*現　国立研究開発法人土木研究所

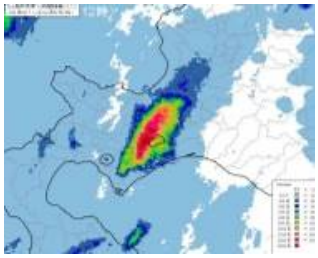
1．はじめに

九州北部豪雨災害（2017）の特徴を表すキーワードのひとつとして「線状降水帯」があげられる。この停滞性降水システムによる土砂災害はこの数年だけでも広島（2014），栃木・茨城（2015）等で発生しており，いずれの災害でも甚大な被害が発生している（図－１）。これは，雨域が一定の地域に停滞することにより多量の降雨が同一地域で継続したことが理由である。国土技術政策総合研究所では，大規模な土砂災害を対象とした警戒避難体制の構築に活用するため集中豪雨をもたらす降水システムの一つとして線状降水帯に注目し，その出現に関する予測と検知を組み合わせることで土砂災害の危険度評価につなげる検討を行ってきた。


福岡県朝倉市（2017）


関東東北（2015）


広島市（2014）


北海道支笏湖周辺（2014）

図－１　線状降水帯の主な出現履歴（2014 年～2017 年）

2．線状降水帯に焦点をあてた理由

道路の冠水や斜面崩壊が同時多発的に一定の範囲内に集中することで人の移動に時間を要するようになり，自治体にとっては防災体制の構築や避難の呼びかけ，住民にとっては避難行動開始のタイミングに影響を及ぼしている。これまでの整理では，線状降水帯に伴う土砂災害ではその他に比較すると人的被害が 13 倍も大きい結果が示されている[1)]。数日～数時間前の段階から雨域の接近を把握する技術が実用化されている台風や温帯低気圧などに比べ，線状降水帯は直前まで精度の高い豪雨予測を行うことが難しいとされているが，近年の研究により実態解明が進んできている[2)]。そこで，大規模な土砂災害の発生に備えた事前行動の早期着手に資することを目的として，線状降水帯の予測，検知を可能な限り早期に行う手法の検討を行ってきた。

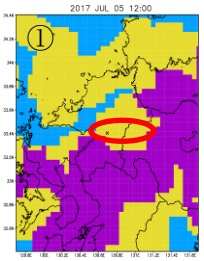
3．検討内容

今回考案した手法は，時空間分解能が異なる２種類の気象データを用いて線状降水帯の出現を２段階（事前予測とリアルタイム判定）で予測，検知を行うものである。以下にそれぞれの概要を記す。

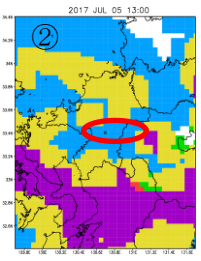
3.1　事前予測

可降水量やＫ指数，水蒸気フラックス流入量等の指数を用い，総観スケールで過去の線状降水帯発生時の大気環境場を再現する組合せを採用した。これらの指数またはその組合せを監視することにより，線状降水帯が発生しやすい状況に近づいているか否かの判断を降雨が始まる前の段階で行うことが可能となる。

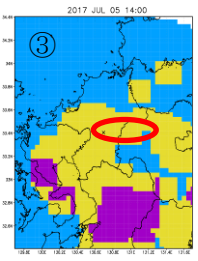
九州北部豪雨災害のケースを事後検証した結果を図―２に示す。①は 7/5 朝 06 時に予測した 12 時時点の集中豪雨発生ポテンシャル分布（ここでは予測 12 時と表す）で，以降の１時間毎予測値が②～⑤である。九州北部地域でポテンシャルが高い状態（紫の範囲）となることを６時間前の段階で予測することができたが，予測された高ポテンシャル域は累積雨量が多かった朝倉市（図中の赤い楕円）を囲むように東～南側にずれ，以降は全体的に南側にずれていた。また，同時期に高ポテンシャル域と予測した愛媛，和歌山では実際の日雨量は20mm以下にとどまった。



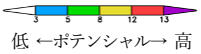
①予測 12 時



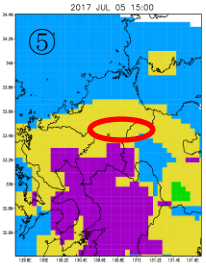
②同 13 時



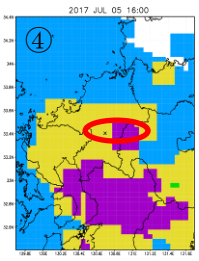
③同 14 時



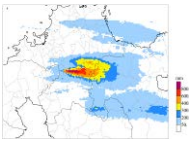
低 ←ポテンシャル→ 高



④同 15 時



⑤同 16 時


累積雨量（09-21 時）

図－２　各６時間先のポテンシャル予測

3.2　リアルタイム判定

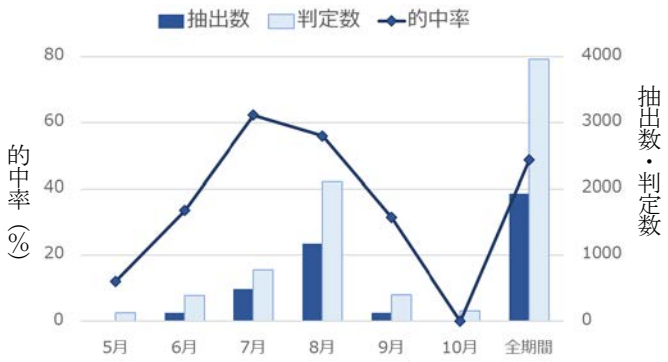
レーダ観測により雨域の範囲とその移動ベクトルをメソスケールで把握し，一定のしきい値を超えた状況を「線状降水帯が出現した」と判定する手法を採用した[3),4)]。現時点で使用可能なレーダデータの一覧を表－1に示す。時空間分解能や利用者への提供までに必要な時間を考慮すると XRAIN が最も優れているが，現状では日本全域がカバーされていない点に難がある。解析雨量は気象庁レーダをアメダス観測値でメッシュ解析した高精度のデータであるが，長い更新間隔や提供までに時間がかかる短所がある。本手法ではリアルタイム性を重視していること等を踏まえ気象庁レーダを使用するとともに，観測時点の前 15 分平均値で判断することで雨域形状が瞬間的に変化することによる影響を排除した。しきい値は表－2に示すように「雨量」「雨域形状」に分類される項目を設けた。なお表中の楕円とは，しきい値を満たした雨域を楕円形状に近似した平面の範囲を指している。

表－2　リアルタイム判定条件

	抽出条件	しきい値
雨量	雨量	≧20mm/h
	最大雨量	≧50mm/h
	20mm/h 以上の降雨面積／楕円面積	≧40%
雨域形状	雨域面積	≧200km²
	楕円長軸の長さ	≧50km
	楕円長軸／楕円短軸	≧3
	楕円の走向と 700hPa*風向の差	≦22.5 度

*700hPa：高度約 3000m

この手法によるリアルタイム判定の精度検証として，6ヶ月間（2014 年 5 月～10 月）のレーダデータを用いて的中率を算出した（図－3）。前述の方法（気象庁レーダによる前 15 分平均値）でリアルタイム判定した線状降水帯の個数（判定数）を分母とし，解析雨量を用いて別途抽出した個数（抽出数）を正解とみなし分子とした。期間全体では 1931 個／3954 個となり的中率は約 49%，的中と空振りがほぼ同数という結果となった。的中率は時期によって大きな差があり，最も的中率が高かった 7 月と低かった 5 月，10 月を比較すると 6 倍程度の差が生じていた。



図－3　線状降水帯のリアルタイム判定結果

表－1　レーダデータの候補一覧

	メッシュサイズ	更新（分）	提供までの所要時間（分）
XRAIN	250m	1	1
高解像度降水ナウキャスト	250m	5	4
国交省レーダ	1 km	5	6
気象庁レーダ	1 km	5	0
解析雨量	1 km	30	20

4．考察

4.1　事前予測

線状降水帯が形成されやすい大気環境場を監視することにより，九州北部豪雨の際は 6 時間前の時点で集中豪雨の発生をある程度の精度で予測可能であることがわかった。ただし，現状の予測の空間精度では空振りで終わる地域が広範囲で出現するため，実運用として利用するには精度向上に向けた研究および検討がさらに必要である。

4.2　リアルタイム判定

線状降水帯の出現をリアルタイムで判定することにより，現在降っている雨が大規模など土砂災害発生をもたらす長時間継続するような降水システムに起因しているかどうかの判断が可能になる。線状降水帯ではなく短時間で終わる夕立のような降雨であることが予想できれば，警戒避難基準雨量の CL 超過判定と組合せることで，短時間降雨に起因する空振り数の削減に役立つ可能性がある。

5．おわりに

線状降水帯の事前予測とリアルタイム判定の結果を可視化するためのシステム開発をこれまでに進めてきた。想定ユーザーである地整，都道府県等の一部を対象に試用の機会を設け，集約意見を踏まえて社会実装に向けた課題整理や必要に応じて改良を行うことを予定している。本研究は戦略的イノベーション創造プログラム（SIP）「レジリエントな防災，減災機能の強化（豪雨・竜巻予測技術の研究開発）」により実施した。

【参考文献】

1) 國友ほか：土砂災害発生予測の精度向上に向けた集中豪雨生起ポテンシャル評価の試み，平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集，B184-185，2016

2) 例えば向井ほか：2017 年九州北部豪雨災害調査報告書，京都大学防災研究所，pp16-19

3) 辻本ほか：現業レーダデータを用いた土砂災害事例における線状降水帯の抽出，砂防学会誌，Vol.69，No.6，pp49-55

4) 野呂ほか：線状降水帯の形成条件に着目した土砂災害発生予測に関する検討，平成 29 年度砂防学会研究

T1-01

日野川流砂系の総合土砂管理計画の概要と河道域土砂供給対策に関する研究

国土交通省中国地方整備局河川部　横林　直樹　乗松　晃生
国土交通省中国地方整備局日野川河川事務所　○岩田　学　藤井　貴宏
中電技術コンサルタント株式会社河川本部　荒木　義則　末本　剛志

1．日野川流砂系の総合土砂管理計画の策定及び取り組み状況

日野川は，鳥取県西部に位置し，かつてはたたら製鉄に伴う「鉄穴流し」が盛んに行われたことで，大量の土砂が供給され，現在の弓浜半島や米子平野が形成された。しかし，大正末期の鉄穴流しの終焉後，上流からの流出土砂の減少により海岸侵食が始まり，皆生海岸では約 300m 砂浜が後退した。

一方，流域には解体期を迎えている大山が存在し，豪雨時にはしばしば土砂流出が生じている。

流砂系全体の問題の解決を図るために，平成 23 年 9 月に関係機関からなる「日野川水系及び皆生海岸総合土砂管理連絡協議会（以下，連絡協議会）」を設立し，「日野川河道が持つ土砂供給能力を最大限に引き出し，日野川流域からの土砂供給の人為的な減少分の回復に努めるとともに，海岸保全対策により，海岸線の維持，回復を図る」ことを土砂管理目標とした「日野川流砂系の総合土砂管理計画（以下，総合土砂管理計画）」を平成 27 年 3 月に策定した。

総合土砂管理計画の概要を図-1 に示す。現在，策定した計画に基づき，各領域において土砂動態改善のための土砂供給対策について連絡協議会での情報共有，対策実施に向けた関係機関協議，対策効果の確認を行いながら実施している。



図-1 日野川流砂系の総合土砂管理計画の概要

2．河道域での土砂供給対策試験施工

流下能力確保のための河道掘削の際に，砂州の一部を掘削して洪水の自然の営力による土砂流出手法や掘削土砂の置き土実施に向けた土砂供給対策試験施工（置き土：日野川本川 1.2k 付近，砂州掘削：日野川本川 2.0k 付近，日野川本川 5.8k 付近）を平成 25 年度に実施した。平成 29 年 9 月の台風 18 号（車尾地点　約 1,300m^3/s），同年 10 月の台風 21 号（車尾地点　約 1,100m^3/s）にて 2 出水とも平均年最大流量（車尾地点 810m^3/s）を大きく上回る流量を観測し，土砂供給対策試験施工箇所について変化が見られた。

2 出水による土砂動態は，トレーサ・石礫調査により，粒径と移動距離を確認した。図-2 に土砂流出状況の調査結果の一例を示す。各試験施工箇所ともに，石礫（φ 10cm）は試験施工箇所直下で確認されたが，海浜構成材料となる粒径 2mm のトレーサについては試験施工箇所から約 1km 程度下流へ移動していることを確認した。

また，UAV レーザ測量により，2 出水前後の差分解析を行い，各試験施工箇所の地

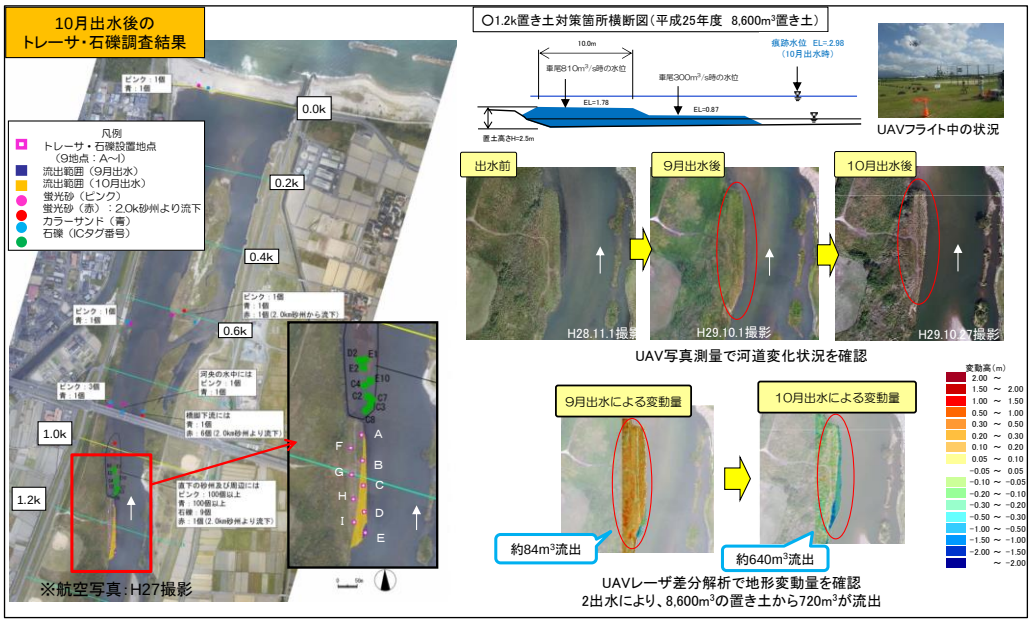


図-2　河道域土砂供給対策試験施工箇所（置き土：日野川本川 1.2k 付近）流出状況

形変動量を確認した。2.0k 及び 5.8k 付近の砂州掘削箇所については，側方侵食による土砂の大部分の流出を確認した。これは，植生繁茂しやすい砂州を対象として，超過確率 1/3 規模（車尾地点 1,097m³/s）で土砂流出するように設定した試験施工の掘削形状について一定の効果があったと言える。

一方，1.2k 付近の置き土については，平均年最大流量で冠水し，8,600m³ の置き土が流出するように設定していたが，図-2 に示すように 2 出水において約 720m³ の流出と小規模であった。この要因は，試験施工実施後から今回出水までは最大 500m³/s（車尾地点）程度の出水しか発生しておらず，河口砂州もフラッシュせずに成長している状況の中，2 出水でフラッシュはしたものの河口砂州の影響を受けたものと考えられる。

３．日野川本川下流域の平面二次元河床変動解析による土砂動態の検証

日野川本川下流域（0.0k～7.0k）を対象とし，平面二次元河床変動解析による 2 出水の土砂動態について，調査結果との検証を行った。2 出水ともに解析による地形変動量と調査結果は同等となり，0.0k 付近は河口砂州のフラッシュにより河床高が大きく低下（0.5～1.5m 程度），2.0k・5.8k の砂州掘削試験施工箇所は侵食により河床高が低下（最大 1.0m 程度）したが，2.6k 付近の車尾堰及び 4.2k 付近の日野川堰直上流を除くと全体的には堆積傾向であることを確認した。また，土砂供給対策試験施工箇所について平面二次元河床変動解析により 2 出水の試験施工前後での土砂動態を検証すると，試験施工前に比べて 2mm 粒径の流下範囲・侵食ボリュームともに 2 倍以上となり出水時に土砂流出を促しているという試験施工の効果を確認した。

さらに，1.2k 付近の置き土の流出が小規模だった要因を推定するため，平面二次元河床変動解析により河口砂州有り・無しでの土砂動態を検証すると，河口砂州が無かった場合，置き土の約 9 割は流出していたと想定された。このため，2 出水で河口砂州はフラッシュしたが，河口砂州が完全に流出するまでは背水影響により無次元掃流力が低下していたため，置き土の流出が小規模だったと考えられる。したがって，今後置き土を計画する際には，河口砂州等の背水影響を受けにくい箇所・形状を検討する必要がある。

４．今後の取り組みについて

４．１ 流砂系全体の土砂動態把握に向けた取り組み

土砂動態把握の観測は，図-3 に示すように日野川本川 2 箇所，支川 6 箇所にて流砂量観測（水位計，濁度計，音響式掃流砂計）及び流量観測を実施している。土砂移動予測モデルは，山地から河口までの流域全体の土砂移動を追跡できるモデルとするため，山地部は流域土砂動態解析モデル，平野部（菅沢ダム～河口）は一次元河床変動計算モデル（植生消長考慮）を組み合わせたモデルを構築している。2 出水の掃流砂計の観測結果と土砂移動予測モデルの掃流砂量計算結果を比較した結果，洪水の立ち上がりやピーク量は概ね一致したが洪水減衰期については計算値がやや大きくなる課題が残されている。

土砂動態は出水規模により大きく変化するため，今後も実際の出水時の土砂移動について把握する為の流砂量観測，河床変動，河床材料等モニタリングを継続実施し，データ蓄積を行っていくとともに，土砂移動予測モデルの精度向上に取り組む必要がある。



図-3　流砂量観測及び流量観測位置

４．２ 各領域での土砂供給対策実施へ向けた取り組み及び総合土砂管理計画更新について

ダム・砂防・河道域での土砂供給対策実施に向けては，治水・利水・環境への影響を把握した上で，連絡協議会にて関係機関が連携し，対策の実施方法，作業分担，利水者等への周知等を事前に協議して対策に取り組む予定である。

また，総合土砂管理計画を進めていくにあたり，土砂供給対策の設定，土砂供給対策効果の評価，モニタリング手法等について技術的・学術的課題が顕著となってきた。このため，図-4 に示すように，学識者からなる「総合土砂管理計画技術検討委員会（仮称）」を平成 30 年度に設立し，総合土砂管理計画策定から 5 年となる平成 31 年度に計画のフォローアップ・計画更新を行う予定として準備を進めていく。

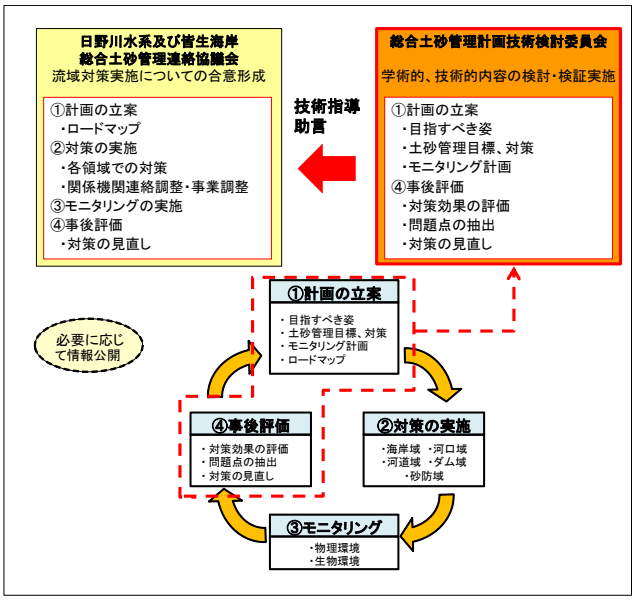


図-4　総合土砂管理計画フォローアップ PDCA

T1-02

流域源頭部の土石流発生降雨パターンが示す土砂流出の長期的なサイクル
–静岡県安倍川大谷崩での観測事例–

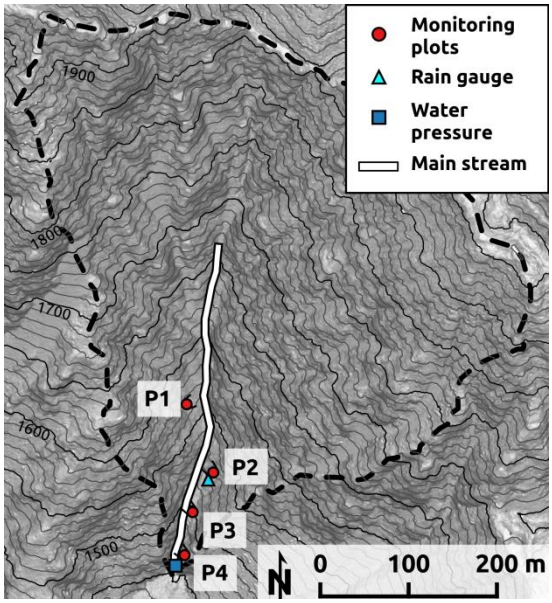
森林研究・整備機構 森林総合研究所　○經隆　悠
東京大学大学院農学生命環境科学研究科　堀田紀文
静岡大学農学部　今泉文寿
東京大学空間情報科学研究センター　早川裕弋
東京都・森林事務所秋川林務出張所　増井健志

1. 研究の背景と目的

荒廃した流域源頭部では，凍結融解等によって生産・供給された土砂が，豪雨時に土石流となって流下する。この土砂生産と土砂流出（土石流発生）は数百年という長期間継続する場合があり，下流での直接的な被害だけでなく，河床上昇やダム堆砂といった問題を引き起こす。そのため，長期的な土砂流出量の推定が求められるが，源頭部での土石流の発生プロセスはよく分かっていない。また，土石流は堆積土砂の侵食によって発生・発達すると考えられるが，土石流の侵食速度は堆積土砂の勾配や水分条件の影響を受ける。そのため，過去の土石流の流下による堆積土砂の変化が，その後の土石流発生に必要な降雨パターンを変化させる可能性がある。本研究では，土石流の発生プロセスと発生降雨条件の時系列変化を明らかにすることを目的として，流域源頭部の土石流発生域を対象とした 4 年間の現地観測を行った。

2. 研究対象地

対象地は静岡県安倍川源頭部に位置する大谷崩・一の沢で，最高地点標高が約 1900 m，流路長が約 650 m，流域面積が約 0.22 km^2 である。大谷崩は 1707 年に発生した大規模崩壊であり，一の沢では崩壊から 300 年以上経過した現在でも活発な土砂生産・流出が続いている。ここでは，土砂の生産と流出に季節的なサイクルが存在する。主に冬季から春先の期間，土砂は凍結融解によって斜面から生産され谷底に供給される。これらの土砂は，夏から秋にかけて豪雨時に土石流として流出する。



図－1　研究対象地

3. 方法

3.1　土石流と降雨の観測

土石流の流下を P1 から P4 に設置したビデオカメラまたはインターバルカメラで撮影し，流下タイミングを判読した。流下波形は谷出口（P4 下部）に設置した圧力式水位センサーによって，雨量は P2 付近に設置した雨量計によって，それぞれ 1 分間隔で計測した。無降雨時間が 3 時間以上継続した場合に，その前後を異なる降雨イベントとした。観測期間は 2012 年から 2015 年の 4 年間である。

3.2　降雨解析

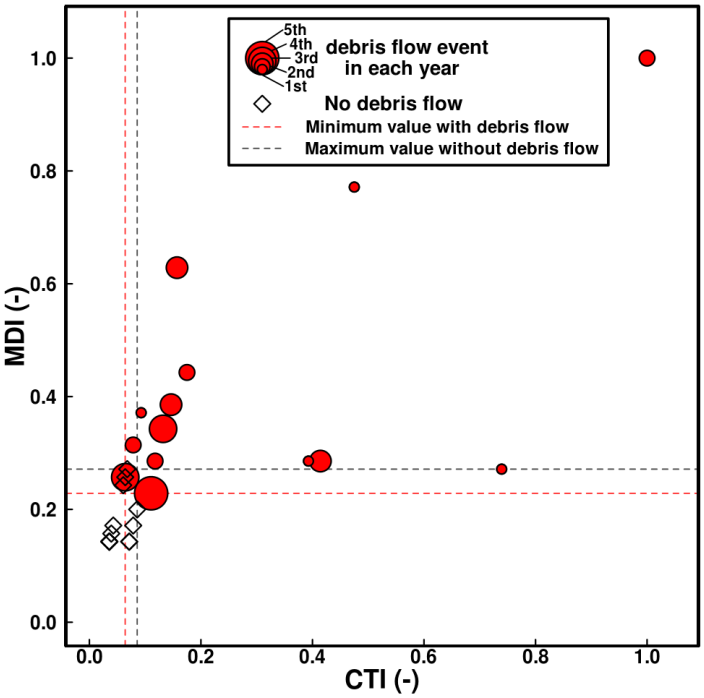
Intensity-duration 法（*ID* 法）及び各降雨指標によって降雨と土石流の発生・非発生の関係を調べた。*ID* 法では，各降雨イベントの降雨継続時間と平均降雨強度の関係を両対数軸でプロットし，土石流発生降雨の下限値をべき乗関数で結ぶことで，土石流発生閾値を求めた。また，各降雨の最大 10 分間雨量および最大 1 時間雨量，総雨量を求めた。

これまでの観測結果から，対象地では土石流が 10 分間雨量 5 mm 以上の降雨で発生することが分かっ

ている[1)]。ここで，降雨中に 10 分間降雨強度 5 mm を超える期間は分散的または連続的に現れると考えられる。この降雨パターンの違いを比較するために，cumulative time of rainfall intensity threshold index（CTI）と maximum duration of rainfall intensity threshold index（MDI）（それぞれ，各降雨イベント中の 10 分間降雨強度 5 mm 以上の累積時間または最大継続時間を，それぞれの観測期間の全降雨中の最大値で除した値）という新たな降雨指標を求めた。CTI と MDI は，それぞれ降雨中の 10 分間降雨強度 5 mm 以上の期間の累積または集中度を表す降雨指標である。

4. 結果と考察

観測期間中に 14 の降雨イベントで土石流の発生が確認された。*ID* 法および各降雨指標の比較から，土石流は最大 10 分間雨量 5 mm 以上で発生するが，平均降雨強度や総雨量などその他の降雨指標はばらつきが大きいことが分かった。また，最大 10 分間雨量 5 mm 以上の降雨であっても，土石流が発生しない場合があった。図 2 に最大 10 分間雨量 5 mm 以上の降雨の CTI と MDI の関係を示す。これにより，土石流は CTI または MDI が大きい降雨で発生することが分かった。つまり，土石流は 10 分間降雨強度が 5 mm を超えることに加え，そのような短期間に強い雨が蓄積または集中することで発生する。



図－2　CTI・MDI と土石流発生・非発生の関係
赤点のサイズは各年の土石流発生順序を示す。

インターバル撮影結果から，対象地の上流側では，10 分間降雨強度のピーク（約 5 mm/10 分）に対応して複数の土石流段波が発生・流下し，その多くは谷出口まで到達せずに堆積することが分かった。また，流動深 2 m 程度で谷出口まで到達する明確な土石流段波は，前述の複数の段波により河床の堆積土砂の空間分布が変化した後に発生・伝搬していた。このことは，複数の段波の発生が，土砂の空間分布の変化を通して，より発達した土石流段波の伝搬を促進することを示唆する。つまり，CTI・MDI は段波発生の累積または集中度を評価しており，上記の発達プロセスを反映した降雨指標であると言える。そのため，土石流の発生を他の降雨指標と比べ高精度に判定できる。

また，土石流がある年で 3 から 4 回発生した後では，非発生降雨の上限値と同程度の CTI と MDI をもつ降雨で土石流が発生した（図 2）。このことは，以前の土石流の流下により土砂量が減少した場合，より瞬間的に強い雨で土石流が発達・伝搬する危険性があることを示唆する。つまり，過去の土石流は，その後の土石流の発生降雨パターンを変化させる。しかしながら，翌年の 1 回目の土石流は，再び CTI または MDI が高い降雨で発生した。このことは，本研究対象地のように土砂生産と土石流発生時期に明確な季節性が存在する場合には，土砂生産期間中に堆積土砂量が増加することで，次の土石流の発生・発達に必要な降雨パターンがリセットされることを示唆する。言い換えれば，土石流が比較的同様の降雨パターンで発生し続ける流域は，土砂生産と土砂流出の長期的なサイクルを有する。

謝辞　本研究は特別研究員奨励費（16J02197）の助成を受けたものである。

参考文献　1) Imaizumi et al. (2017), Natural Hazards and Earth Science Systems, 17, 1923-1938

T1-03

山地流域からの土砂流出に河床堆積土砂が及ぼす影響

東京大学大学院農学生命科学研究科　○堀田 紀文
筑波大学大学院生命環境科学研究科　Kharistya Amaru

1. 研究の背景と目的

一般に，土砂流出は流域の地形・地質・植生・降水量など，さまざな要因の影響を受けるが，森林に覆われた流域からの土砂流出量は森林以外の流域に比べて低いと考えられている（難波・川口, 1965）．森林伐採後に流域からの土砂流出量が増大するという報告は多いが，一方で，攪乱を最小限にとどめた森林伐採を実施すれば，その後の土砂流出の増大は生じないという指摘もある（Hotta et al., 2007）．したがって，森林が適切に維持・管理されていれば，流域からの土砂流出量は抑制されると言えそうである．しかしながら，大規模崩壊など過去に大きな災害を経た流域では，数十年が経過し流域全体が再び森林に覆われたとしても，災害時に供給された土砂が流域内に留まり，高い水準での土砂流出が維持されることがある（Koi et al., 2008）．すなわち，上で挙げた地形・地質・植生などの現在の流域の諸条件のみで流域からの土砂流出量を評価することが出来ない場合があると考えられる．

本研究では，流域からの土砂流出の長期的な動態に関わる要因を整理することを目的として，多点で得られた浮流土砂（Suspended sediment: SS）のデータを用いて，森林率と SS 流出量の関係について検討を行った．

2. 対象地と方法

研究対象地は，群馬県北西部に位置する利根川水系吾妻川上流域（流域面積 707.9km^2）である（**Fig. 1**）．大部分が火山性の地質であり，対象地付近の中之条地域気象観測所の平均年降雨量は 1265.3mm，年平均気温は 11.5 度である（1971-2000 年）．対象地は大きく 4 つの流域（熊川流域，吾妻川源流域，万座川流域，白砂川流域）に区分され，それらに属する 73 の小流域と合わせた合計 77 流域（0.16～223.9km^2）において，1993～1997 年の間の降雨時および平水時に流量（：流路断面と流速の計測結果から算出）と SS 濃度（：採水したサンプルを吸引濾過して分析）の測定を行った（南波ら, 2007）．観測ごとに対象流域（複数）は変更し，最も多い流域で 31 回，少ない流域で 1 回の観測を期間内に実施した．全部で 617 データを取得し，比流量と比 SS 流出量の関係を比較した．対象地において，森林率と流域平均勾配は全流域で幅広く分布しており，森林率と地形が SS 流出量に与える影響について独立して比較することが可能である．

3. 結果と考察

森林率と SS 流出量の関係の比較から，ばらつきは大きいものの，森林率が高い流域で SS 流出量が小さいという結果が得られた．地形条件（傾斜，起伏量）と SS 流出量の間には明確な関係は見られなかった．これらの検討にあたっては，森林率と地形条件が独立となるようにデータの選別を事前に行っている．

さらに同一降雨イベントのデータだけを用いて検討を行ったところ，森林率が低い場合には，ばらつきが大きいものの，SS 濃度が比較的高い流域が多く存在するという結果となった．ばらつきの要因としては，森林以外の土地の地表条件によって，土砂の流出し易さが異なることが考えられる．地表に顕著な撹乱がなければ森林率が低くても土砂流出が抑制される．しかしながら，森林率が 90%に達するほど高い流域でも SS 濃度が高い流域が存在しており，崩壊地のように，僅かでも存在すれば大量の土砂の供給源となるような場所が流域内に存在している可能性が示唆された．一方で，森林率が 100%に近づくと，SS 濃度が低い値に収束することが見て取れた．この関係は異なる降雨出水イベントにおいても同様であり，ほぼ全域が森林に覆われた流域では，降雨時に流出



Fig. 1 研究対象地

する SS の濃度が顕著に低かった．このことからも，流域の土砂流出量は土砂の生産源の有無によって大きく影響を受けると言えるだろう．

次に，森林率と SS 流出量の関係を流域スケールごとに比較した（**Fig. 2**）．ここで，白砂川に含まれる流域（森林率：73～100%）を森林率が高いとし，吾妻川上流域（森林率：10.5～100%）に含まれる流域を森林率が低いとして区別したうえで，流域面積（1～10km^2，および 100km^2～）で図を分けている．100km^2～の結果は，全て流域末端部の 1 箇所の観測点で取得されたものである．**Fig. 2** から，流域面積が小さい場合には，森林率に応じて SS 流出量の大小に違いが見られたが，流域面積が大きい場合には違いは見られなかった．大流域（**Fig. 2b**）での回帰線は吾妻川上流域と白砂川流域でほぼ一致しており，それらは小流域（**Fig. 2a**）での吾妻川上流域の回帰線とほぼ一致していた．すなわち，白砂川流域（流域面積 223.9km^2）は，全体での森林率が高く（94%），そこに含まれる小流域での SS 流出量は小さいにも関わらず，白砂川流域末端での SS 流出量が大きかった．小流域における結果から，上流域からの SS 供給量は小さいと考えられる．したがって，下流域での SS 流出量の増大は，現在の森林成立前に河道に供給・貯留された土砂が流出することで長期継続的に生じていると考えられる．

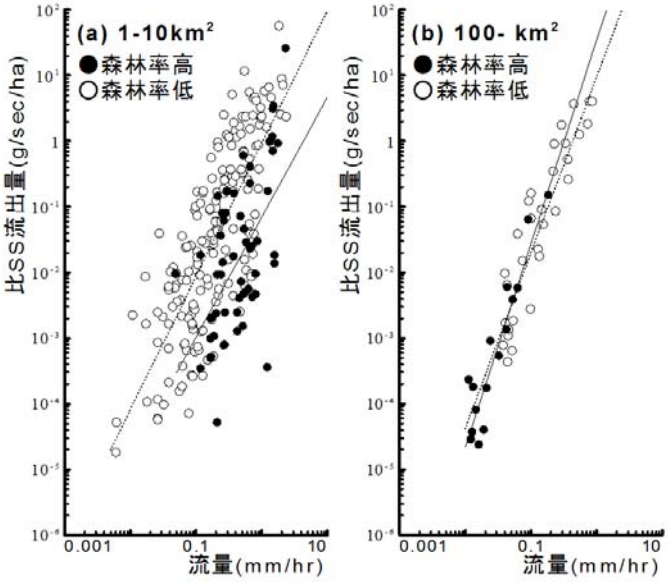


Fig. 2 森林率の異なる(a)小流域と(b)大流域での流量と SS 流出量の関係

Fig. 3 の観測点の位置からそれぞれの流域を描画し，小流域と大流域の土砂生産源を区別したものが **Fig. 3** である．大流域から小流域の観測流域を除外すると，ほぼ河道部のみとなることが分かる．すなわち，大流域からの土砂流出が，小流域からの流出量に河道部からの供給量を加えたものとみなせることが分かる．河道部での浸食・堆積の実態の詳細は不明であるが，少なくとも白砂川流域では，河道部から土砂が供給されることで，流域全体として吾妻川上流域と同程度の土砂流出量まで増大したと考えられる．

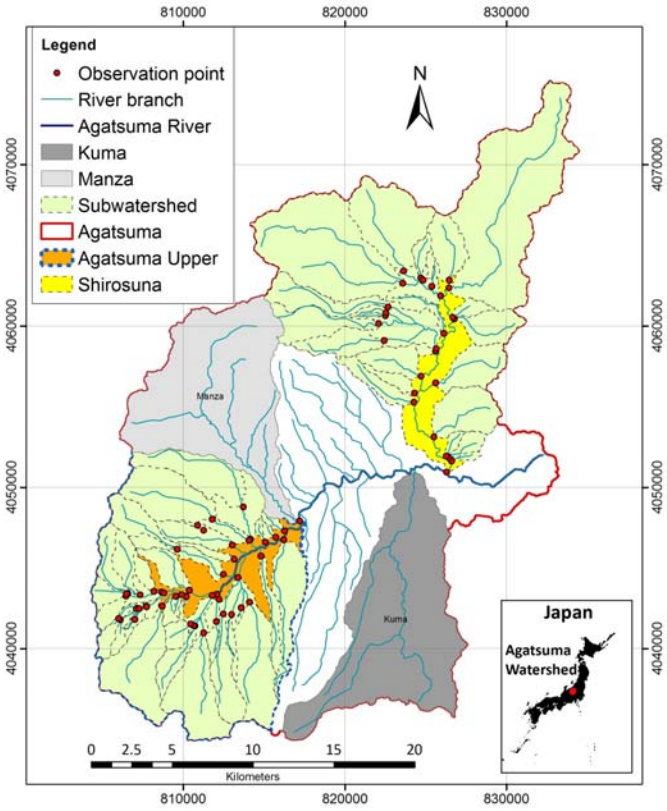


Fig. 3 観測点の位置と流域の網羅状況

Amaru & Hotta (2018)は，本研究対象地に土壌侵食モデルを適用し，SS 観測値に基づいて推定された実土砂流出量と同程度の土砂流出量を得るためには，河道部の浸食可能深を他流域と比較して大きな値を与える必要があることを示した．数値計算上でも，河道における土砂貯留・供給量が土砂流出に大きく影響を与えることが示唆されたと言える．流域からの土砂流出量を長期にわたって適切に評価するためには，土砂災害などの流域の過去の履歴を踏まえたうえで，河道の土砂量出量を適切に与える必要があるだろう．

参考文献：

Amaru & Hotta (2018): International Journal of Erosion Control Engineering, in press; Hotta et al., (2007) Hydrological processes 21, 3565–3575; Koi et al. (2008): Geomorphology 101, 692–702; 南波ら(2007): 砂防学会誌 59, 14–24. 難波・川口(1965): 林業試験場研究報告 173, 93–116.

長野県飯山市井出川で発生した山腹崩壊に伴う土石流に対する既設堰堤の効果に関する検討

国土防災技術株式会社　○　矢島光一
長野県砂防課　田下昌志　西澤賢　北原誠　長野県北信建設事務所　山崎隆雄　長谷川国宏
国土防災技術株式会社　山田泰弘　丹羽諭

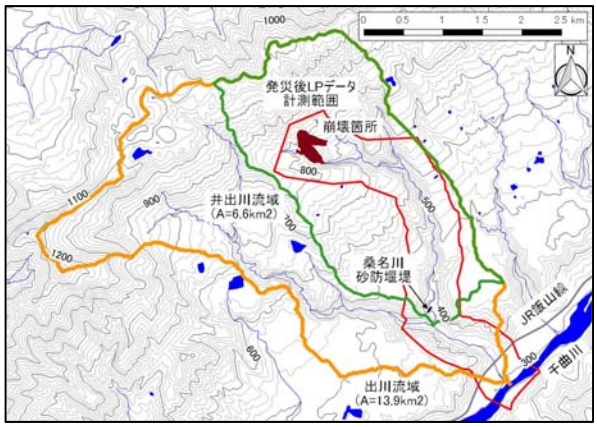
1. はじめに

2017年5月に長野県飯山市井出川で大規模な山腹崩壊が発生、その後、確認されただけでも8回の土石流が発生した。この災害については、砂防学会調査団からも報告[1]されたところである。長野県は、井出川に設置されていた桑名川砂防堰堤がこれらの土石流を捕捉した効果について検証を行ったので、検討結果を報告する。

2. 災害概要

2.1 流域概要

山腹崩壊が発生した井出川は、千曲川水系支川の出川の左支川である。出川の集水面積は13.9 km²、井出川の集水面積は6.6 km²であり、井出川の流末にはコンクリートスリット構造の桑名川砂防堰堤が設置されていた（図－1）。出川本川と井出川の合流点から千曲川合流点の間には、JR飯山線、県道408号線の橋梁や家屋等の保全対象が集中する。地質は主に、第四紀更新統の野々海川火砕岩であり、植生は主に、ブナ・コナラ・ミズナラである。



図－1　出川流域の平面図

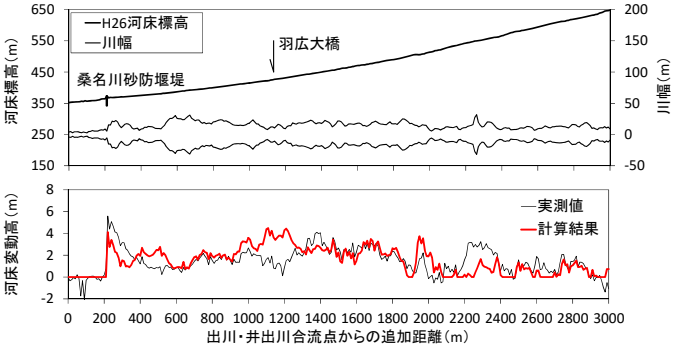
2.2 土石流の発生状況

5/19に発生した山腹崩壊の土塊は、東方向と南南東方向の2方向へ崩壊した。東側へ崩壊した土塊は、渓流を流下・土石流化し、桑名川砂防堰堤までの区間に堆積、南南東方向へ地すべり的に移動した土塊は、末端が河道に達した。

土石流の発生状況を表－1にまとめる。5/26の土石流以外は、降雨がない状況で土石流が発生している。5/22の午前中には航空レーザー測量が実施され、H26計測データとの差分解析により、発災から5/22の午前中までに流下した土砂量は14.7万m³と推定された。5/22の14:40の土石流は桑名川砂防堰堤で減勢されたものの一部が堰堤を越流し、出川本川と井出川の合流点付近の市道橋が閉塞し周辺の水田に氾濫、JR橋梁の上流側で河道の流下能力を超え、流路工の脇に土砂が氾濫した痕跡が確認された。なお応急対策として設置された大型土のうにより被害は生じなかった。

表－1　土石流の発生状況

日時		土石流または崩壊発生箇所	土石流・崩壊の規模	降雨	流下・堆積の実態、証言等
5/19	6:00頃	井出川上流の山腹	堰堤上流の差分解析より約14.7万m3	なし	砂防堰堤より上流の渓床に堆積 発生後に下流域の流水が減少
5/20	11:00他	不明		なし	
5/22	13:38	不明	不明	なし	堰堤を越流していない
	13:48	不明	不明	なし	
	13:58	不明	不明	なし	
	14:00	不明	不明	なし	
	14:40	羽広大橋より上流側の山腹もしくは渓岸	※5/22では最大本検討の土石流総量の推定値5.2万m3	なし	調査員が崩壊音を確認 羽広大橋地点で流速9.9～12m/s 出川合流点付近の市道に氾濫 JR橋上流で流下能力を超える
	14:45	不明	不明	なし	
5/26	23:27	不明	不明	降雨あり	
5/29	13:07	源頭部の崩壊	幅10m×長さ20m	なし	調査員が崩壊音を確認 崩壊地を確認



図－2　5/19 土石流の再現計算

3. 再現計算および既存堰堤の効果検証

3.1 検討概要

本検討では、はじめに5/19の崩壊に伴う土石流を対象とした再現計算を実施し、河床変動高を再現できるパラメータを設定した。次に5/22の14:00の土石流の再現計算の氾濫域と、桑名川砂防堰堤が設置されていなかった条件による計算の氾濫域を比較することで、桑名川砂防堰堤の効果について検証した。

3.2 5/19 土石流の再現計算によるパラメータの決定

検討は深層崩壊を起因とした土石流の流下・氾濫計算マニュアル（案）[2]による一次元河床変動計算によった。投入土砂量は、H26とH29の標高差分解析によって求められた流下土砂量の14.7万m³とした。発災後の河床堆積土砂の画像解析により粒度分布データを作成、粗粒土砂の代表粒径5cm、堆積濃度0.6とし、間隙は水で飽和していると仮定した。なお、桑名川砂防堰堤の透過部は土砂と流木により閉塞されたため、不透過型の堰堤として取り扱った。

流砂量の計算に影響が大きい堆積速度係数δ_dおよび間隙流体の乱流に取り込まれる細粒土砂の濃度（細粒土砂/水＋細粒土砂）C_{fw}について感度分析を実施し、δ_d=0.002、C_{fw}=0.4 の組合せで堆積形状が再現された（図−2）。

3.3 桑名川砂防堰堤の効果検証計算

3.3.1 5/22 の 14:00 に発生した土石流の再現計算

検討にはHyperKANAKO[3]を用いた。土石流ハイドログラフはピーク流量が中央にくる三角形ハイドログラフとし、投入点を堰堤下流の出川・井出川合流点に設定した。ここで、3.2 における検討結果を踏まえ、河床変動に寄与する土砂は粗粒分のみとして供給濃度C_d= 0.33、間隙流体密度ρ=1.64 とした。ここでは、5/22 の 14:45 に次なる土石流が発生したため土石流の継続時間を 5 分以内とし、氾濫痕跡を再現できるピーク流量と継続時間の組合せを検討した。

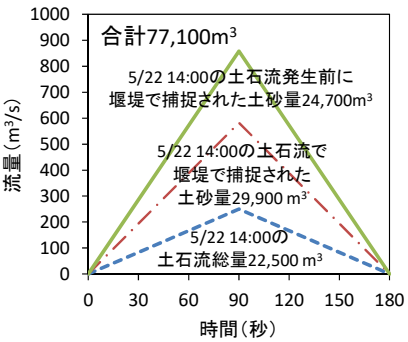
JR 橋梁の上流側で流下能力を超え若干の氾濫が発生することを優先する再現項目とした。検討の結果、ピーク流量 250 m³/s、継続時間 3 分（図−3 の破線　土石流総量 22,500 m³）とすることで、氾濫痕跡が再現された（図−4（a））。

3.3.2 既設堰堤が設置されていなかった条件の計算

本検討では、発生する可能性があった最大規模の土石流を想定し、下記の 2 つの条件から土石流総量を検討した。

①5/22 の 14:40 に発生した土石流は、桑名川砂防堰堤により計画堆砂勾配までの土砂量 29,900 m³ が捕捉されたと仮定

②（短期間に土石流が頻発したことを踏まえ）5/22 の 14:40 以前に発生した土石流等により、桑名川砂防堰堤で捕捉された土砂 24,700 m³ が同時に流下した可能性を考慮



図−3　土石流ハイドログラフ

上記より、桑名川砂防堰堤が設置されていなかった条件として、土石流総量 77,100 m³、ピーク流量 857 m³/s、継続時間 3 分の土石流ハイドログラフ（図−3 の実線）を設定した。また、桑名川砂防堰堤は流木も捕捉したため、堰堤が設置されていなければ流木の流出により JR 橋梁、県道橋梁を閉塞させた可能性があったと考えた。2 つの橋梁に該当する計算点に橋梁標高を入力し閉塞状態から計算を開始することで、流木の捕捉効果について検証した。

図−4（b）に橋梁を閉塞させなかったケース、（c）に橋梁を閉塞させたケースの氾濫結果を示す。（b）では左岸側の開けた箇所から田畑に氾濫する結果となった。また、JR 橋梁、および、県道橋梁の上流側でも左岸側に氾濫し、4 軒の家屋に泥水・土砂を氾濫させる結果となった。これは、既設の桑名川砂防堰堤が設置されていなかった場合、家屋への氾濫・人的被害が生じていた可能性を意味する。さらに（c）では（b）と比較して、氾濫範囲の拡大に伴い、右岸側の家屋 1 軒にも被害が拡大し、（b）で被害が生じた家屋でも氾濫水深が増加する結果となった。桑名川砂防堰堤が流木を捕捉したことにより、下流域の被害が軽減されることが示唆された。

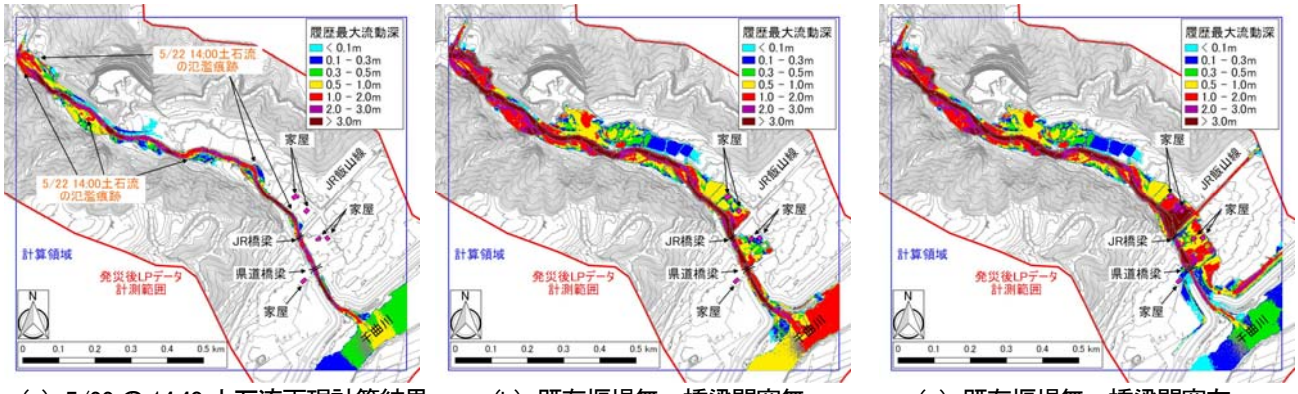
4. おわりに

本研究では、長野県飯山市の井出川で発生した土石流災害を対象として、既設の桑名川砂防堰堤の効果について検証を行った。その結果、下記の結論を得た。

- 可能性があった最大規模の土石流が発生した場合、堰堤が設置されていなければ家屋に氾濫被害が生じていた。
- 流木により橋梁閉塞が生じた場合には被害が拡大する結果から、堰堤による流木捕捉は被害軽減につながった。

参考文献

1) 平松ら（2017）：平成 29 年 5 月長野県飯山市井出川流域で発生した大規模崩壊と土石流、砂防学会誌、Vol. 70、No. 3、p.41-50
2) （独）土木研究所（2012）：深層崩壊に起因する土石流の流下・氾濫計算マニュアル（案）、土木研究所資料、第 4240 号
3) 中谷（2010）：GUI を実装した汎用土石流数値シミュレーションシステムの開発と適用，京都大学学位論文，pp.153



（a）5/22 の 14:40 土石流再現計算結果　（b）既存堰堤無・橋梁閉塞無　（c）既存堰堤無・橋梁閉塞有

図−4　桑名川砂防堰堤の有無による氾濫範囲の比較

T2-01

局所豪雨に起因する最近の土砂災害の特徴と課題

広島大学大学院総合科学研究科　海堀正博

１．はじめに

近年、突然の豪雨が局所的に数時間から数日間続き、河川の氾濫や土砂崩れ(山腹崩壊やがけ崩れ)等による甚大な被害の出る事例が頻発している。同じところで降り始めからの雨量が数百 mm を超えると規模の大きな崩壊等が起きることも知られていたが、その頻度も増えているようだ。たとえば、2017 年 7 月初旬に起きた九州北部豪雨災害は最近の典型例の一つであるといえる。本稿ではいくつかの豪雨災害事例を振り返り、防災・減災につなげるために取り組むべき課題について考察してみたい。

２．2017 年 7 月初旬の九州北部豪雨災害 [1)]

福岡県朝倉市の黒川北小路公民館雨量観測所では 7 月 5 日の日雨量が 803mm にもなったが、その過程では 12～21 時の 9 時間の間に 774mm が降っており、平均すると時間雨量 86mm もの豪雨が 9 時間続いていたことになる(図-1)。また、朝倉市内の寺内ダム管理所の雨量観測所では、毎正時の時間雨量の最大値は 145mm(5 日 15 時)を記録している。

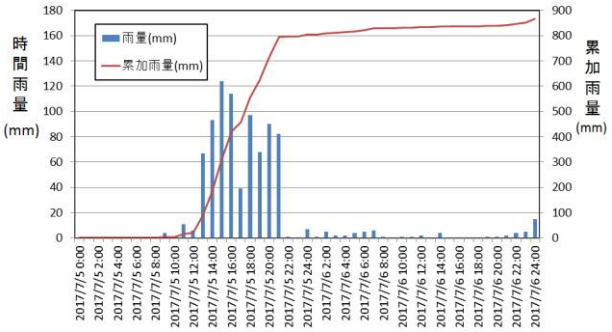


図 1　九州北部豪雨での降雨観測例
(福岡県朝倉市黒川北小路公民館の観測記録より作成)

このような強い雨が 2～3 時間も続くと、表層崩壊の集中発生が見られることは過去にも幾度か報告されてきた(たとえば、2010 年 7 月の広島県庄原豪雨災害)が、朝倉市周辺においても同様に表層崩壊の集中発生状況が認められた(写真 1)。



写真 1　九州北部豪雨で発生した無数の表層崩壊
下から奈良ヶ谷川・その上は北川右支・本流、いずれも朝倉市。(2017 年 7 月 9 日海堀撮影)

しかし、九州北部豪雨はただ強雨が降っただけではなく、それが続いて数百 mm 超の大雨になったことから規模の大きな崩壊の発生にもつながった(写真 2)。同様に規模の大きな崩壊は朝倉市東部でも複数起きていることが砂防学会緊急調査団によって確認されている [1)]。ここで、規模の大きな崩壊と書いたが、崩壊深さが樹根の及ぶ深さよりはるかに深いいわゆる深層崩壊に近いものと、隣同士の表層崩壊の周囲が拡大してついには連結し、結果的には非常に幅の広い表層崩壊と見なせるものの双方のタイプがあるように思われる。後者の場合でも、多少は崩壊深さも深くなっていることもある。地質や岩質をはじめ基礎岩盤の風化状況の違いに起因すると思われるが、豪雨の降り方に依存している可能性もある。詳しいことは今後の課題である。

３．強い雨が 2～3 時間継続して表層崩壊の集中発生につながった事例(2010 年 7 月広島県庄原豪雨災害 [2)])

広島県では 2010 年 7 月 11～14 日に県の全域でかなりの雨が降っており、すでに呉市安浦町や世羅郡世羅町ほか 4 箇所でそれぞれ崩壊や土石流により計 4 人の命が失われていた。その期間、庄原周辺は約 270mm ほどの累加雨量になっていたが、まだ災害には至っていない。しかし、その後 16 日 15 時過ぎ頃から突然、激しい雨が降り始め、18 時過ぎまでの 3 時間足らずの間にその量は 173mm を記録。この雨により、17 時前後以降、無数の表層崩壊が発生し(写真 3)、崩土や土石流・



写真 2　九州北部豪雨で発生した規模の大きな崩壊
大分県日田市小野地区。(2017 年 7 月 9 日海堀撮影)

濁流が十数軒の人家を襲い、1 名が犠牲になった。

庄原災害の事例では、(1)3 時間足らずの間に 173㎜という強雨であったが、この地域にとってはあまりにもまれな降り方の雨であったこと[2]、さらに、総雨量が大きなものにはならなかったこと、(2)母岩が流紋岩や安山岩であり、風化はしていて一部にはひび割れや細粒化が見られるものの硬い岩盤が比較的浅い部分にまで張り出していると、逆に言うと、表面には黒色土壌が覆っているような地域で表層の土壌層が浅かったこと、なども、深い崩壊にならなかった要因であろう。



写真 3　広島県庄原豪雨で起きた無数の表層崩壊
災害発生翌々日の 2010 年 7 月 18 日海堀撮影

4．強い雨が 2～3 時間継続して崩壊や土石流等が集中発生し、多数の人命を奪った事例(2014 年 8.20 広島豪雨土砂災害[3])

8 月 20 日になって広島県北西部にあった線状降水帯が次第に広島市域北西部に接近し、1 時 15 分、広島市の全域に土砂災害警戒情報が発表された。最終的に、77 名もの犠牲者を出した広島市安佐南区や安佐北区の地域に豪雨が降り始めたのは 1 時 30 分を過ぎてからであったが、4 時過ぎまでの 3 時間弱の間に多いところでは 230㎜ もの雨量となった。この過程では 2 時間で 200㎜ 超を記録した雨量観測所も 2 箇所、少なくとも 3 箇所以上の観測所で最大 1 時間雨量は 100㎜ 超となっていた。土砂災害の集中発生は 3 時過ぎ頃から 4 時過ぎ頃にかけてであり、すべてが真っ暗な時間帯での出来事であった(図 2)。



図 2　災害後の広島市安佐南区の一地域
GoogleEarth 2014 年 11 月 4 日画像より

この災害では、広島市からの避難勧告等の発令が、安佐北区で 4 時 15 分以降、安佐南区で 4 時半以降と、土砂災害の発生後になってしまい、これが原因で犠牲者の多い大災害になってしまったとの見方もある。しかし、主原因を避難勧告等の遅れ等に委ねるだけでは今後も災害を真に防止することにはつながらず、受け身的な防災意識しか芽生えない可能性がある。そもそもあまりにも危険度の高いエリアに多くの人家が集中してしまっている状況(図 3)と、それにもかかわらず、災害の起きる可能性を意識できない、防災に関心が無く、対策の必要性を感じない、という住民意識をどう変えていくかが問われている[4]。少なくとも、被災した地域の周辺においては、災害前に比べて圧倒的に、災害や防災のことを自ら考える住民や住民組織が増えており、積極的な活動も続いている。



図 3　災害前の広島市安佐南区の一地域
GoogleEarth 2012 年 4 月 26 日画像より

5．解決すべき課題と今後の展望

近年の異常気象、極端気象は温暖化の影響とも言われているが、今後も同様に続くことが予想される。豪雨は突然ある場所に降り始め、地域によっては数時間続くところや数日間続く場合もあるだろう。そのことを想定した防災とは、どこまでの程度を想定するべきなのか、どこまでの程度をハード対策で対応すべきなのか？　また、ソフト対策においても想定する確率年やそれによる現象の規模により、保全対象の範囲は大きく変わることも予想される。砂防としてできることと、砂防以外の観点で協力を依頼すべきこと、これらが合わさった総合的な考え方を持った取り組みが今後ますます必要になるはずである。

引用文献

1)丸谷ら(2017):砂防学会誌、Vol.70、No.4、pp.31-42.　2)海堀ら(2010):砂防学会誌、Vol.63、No.4、pp.30-37.
3)海堀ら(2014):砂防学会誌、Vol.67、No.4、pp.49-59.　4)海堀(2017):砂防学会誌、Vol.69、No.6、pp.1-2.

T2-02

2017 年九州北部豪雨による赤谷川支川乙石川の氾濫範囲と家屋残存域の地形的特徴

宮崎大学農学部　　○清水　収　　川西　志歩

1.　はじめに

平成 29 年 7 月九州北部豪雨（気象庁命名）では，福岡県朝倉市において 7 月 5 日 11 時から 21 時までの 10 時間の合計雨量が 507 ミリ，最大 1 時間雨量は 129.5 ミリ（極値を更新）を記録した。この集中豪雨により朝倉市東部を流れる筑後川水系赤谷川の支川乙石川では，谷底低地内を流れる流路幅わずか 10m 程度の乙石川が幅 100m 程に拡がる大きな氾濫を起こし，川沿いにあった農地と多くの建物が土砂埋没や浸水の壊滅的な被害を受けた。一方，谷壁斜面沿いに分布する地盤高の高い土地には氾濫は到達せず，被害を免れた。

本研究は，乙石川の氾濫範囲並びに家屋残存域を調べ，地形条件からどのような場所が安全であったかを明らかにする。このことは極端な豪雨に伴う大規模な水・土砂流出が今後各地で発生し得る想定の下で，ハザードマップ整備や避難所適地の判定等，地域のソフト対策を進めるにあたって重要な情報になると考える。

2.　調査地概要と調査方法

乙石川は赤谷川本川との合流点を下流端とし，流域面積は 6.0km² である。赤谷川合流点から上流へ長さ約 3km にわたって谷底低地が川沿いに細長く続き，その幅は 40～140m である。流域を取り囲む山地は標高 200～700m の低山である。谷底低地には下流から順に石詰，中村，乙石の 3 集落が間隔を空けて分布する。

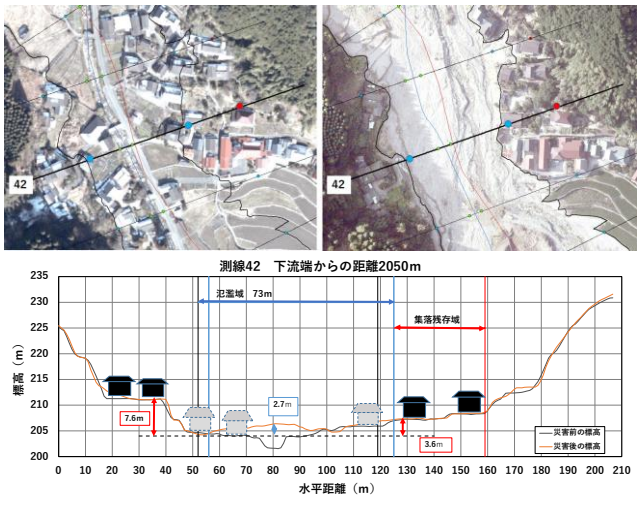
調査区間は赤谷川合流点から乙石集落の約 100m 上流の大きな崩壊地までの区間長 3230m で，ここに縦断距離 50m 間隔で 66 の横断測線を設けた。災害前（2017 年 1 月）と災害後（同年 7 月）に実施された航空レーザ計測による 1m 格子 DEM とオルソ画像を用い，各測線において氾濫範囲と建物損壊数・残存数を判読し，また災害前後の横断地形変化を調べた。なお，66 測線のうち最下流の 5 測線は赤谷川本川の氾濫も及んでいるため検討から除き，61 測線を対象とした。具体的な調査方法は以下のとおりである。【氾濫域の判別】基本的にオルソ画像上での植生等の消失に基づき判別した。ただし，横断地形変化から判別される氾濫域と相違がある場合には，植生消失と地形変化のどちらか一方でも認められた範囲を氾濫域とした。【残存建物の判定】オルソ画像において屋根の形が変化していないこと，建物の位置で横断地形変化が認められないことの両方を充たす建物を残存と判定した。【横断図での地形測定項目】横断図において，河道断面を除き最も標高の低い土地を基準地とし，そこから堆積最高点，洗掘最高点，建物・農地残存地までの標高差を測定した。なお，基準地は全ての測線で河道の縁辺部が該当し、そこには調査区間の大部分で道路が通っていた。

3.　結果

3.1　各集落における氾濫の状況

乙石（下流端からの距離 2950～3150m）では，谷底低地の幅が 60～80m と狭く，谷底低地に隣接した左岸には比高 10m ほどの高い段丘状地形があり，そこに家屋が集まっていた。氾濫は谷底低地の幅全体に及んでいて，地形変化は堆積が多かった。代表測線の例では，基準地からの標高差は堆積最高点まで 5.6m，洗掘最高点まで 7.6m，建物残存地まで 9.7m であった。

中村（下流端からの距離 1950～2450m）では，谷底低地の幅が 120m 前後と広く，低地内では中央が低く左右両岸が少し高い地形をしていた。家屋は両岸の高い地形面に多く分布するが，中央の低い土地にも家屋が存在していた。氾濫は低地内の中央の低標高の部分に広く及んでいた。図－1 に示す代表測線の例では，氾濫の幅は 73m，基準地からの標高差は堆積最高点まで 2.7m，洗掘最高点まで 2m，建物残存地までは左岸で 3.6m，右岸で 7.6m であった。この測線は中村集落の中でも家屋が密集している場所であり，被害を受けた建物が多かった。残存した建物は右岸のような高い段丘や，左岸のような氾濫域の地盤よりも 1m ほど高い微高地に位置していた。

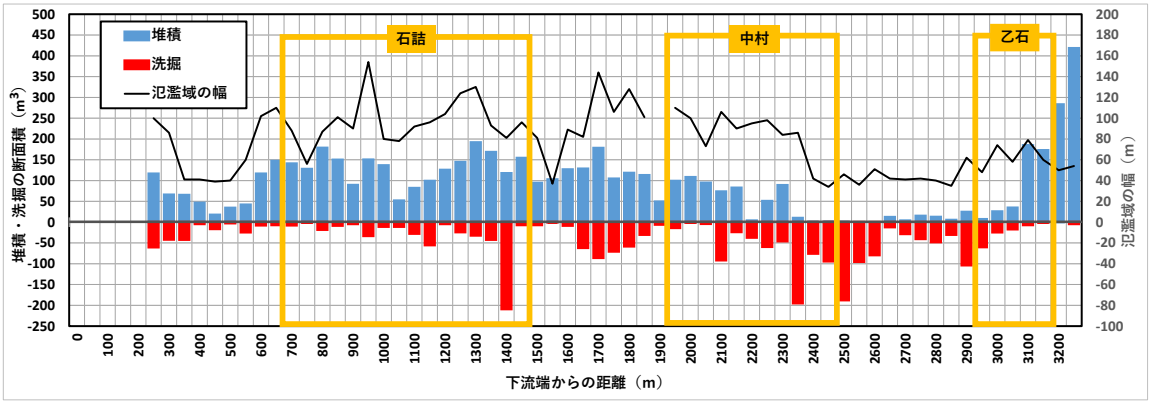


図－1　測線 42（中村集落）の災害前後の比較

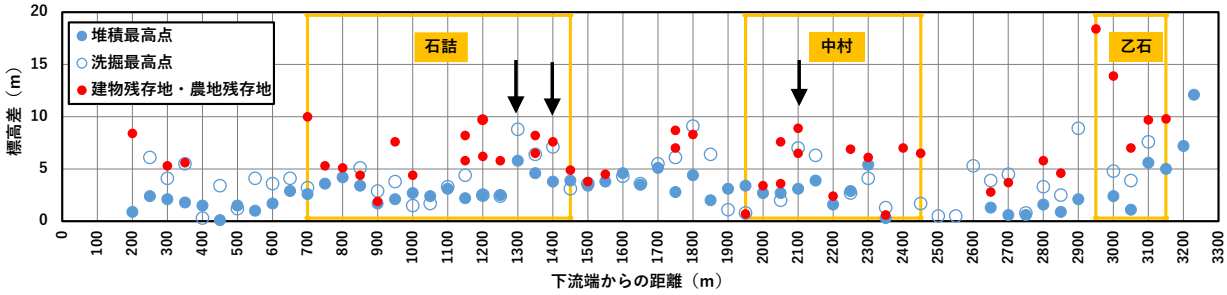
石詰（下流端からの距離 700～1450m）でも谷底低地の幅は 120m 前後と広く，低地内の左岸側に比高 5m 程度の段丘状あるいは扇状地性の高い地形面があり，そこに多くの家屋が分布していた。氾濫は幅 80m ほどに広がり，ほぼ全面で堆積が発生していたが，左岸の高い地形面には氾濫が及んでいなかった。代表測線の例では，基準地からの標高差は堆積最高点まで 2.7m，洗掘最高点まで 1.5m，建物残存地まで 4.5m であった。

3.2　氾濫域の幅と堆積・洗掘の分布

図－2 に示すように，氾濫域の幅は谷壁や段丘崖で制約された乙石で 50～80m だが，中村と石詰では概ね 80～130m と広かった。洗掘は中村の上流端付近で大量に発生した。ここは上流の狭窄区間から下流の谷幅の広い区間へ出た場所であり，狭い幅と急な勾配によって大きな流速を持った流れが，拡幅部に出た所で河床・河岸の構成土砂を強く洗堀したと考えられる。ここ以外の区間では圧倒的に堆積が卓越していた。最下流の 5 測線を除く区間長 3020m における堆積土砂量は 258,900m³, 洗堀土砂量は 118,400m³ と算出された。



図－2　氾濫域の幅，及び堆積・洗掘断面積の縦断分布



図－3　各測線において最も標高の低い土地を基準とした地形変化最高点ならびに建物・農地残存地までの標高差

3.3　建物残存域の地形的特徴

図－3 のとおり，乙石より上流の 2 測線を除く全てで堆積最高点までの標高差は 6m 未満であり，さらに堆積最高点までの標高差 5m 未満が全測線の 9 割であった。そして，建物と農地の残存地はほとんどの測線で堆積最高点よりも標高の高い位置であった。例外の 4 測線（下流端からの距離 900，1500，1950，2350m）では残存地が堆積最高点よりも低い，あるいはほぼ同じ高さであったが，これらは残存地から離れた位置で局所的に盛り上がる堆積や，氾濫域と残存地がなだらかにつながるような堆積が見られた測線であった。

表－1 のとおり測線上に位置した合計 76 軒の建物を調べた結果，損壊が 47，残存が 29 であった（損壊率 6 割）。前述のように今回の災害で堆積が及んだ範囲は，概ね基準地から標高差 5m 未満の土地と考えられる。ここで，損壊 47 軒のうち 8 軒は標高差 5m 以上の土地に位置していた。ただし，これらの損壊理由を調べると，5 軒が本流の河岸洗掘によるもの，3 軒が本流の氾濫と無関係の理由によるものであった。河岸洗掘による損壊 5 軒が発生した測線を図－3 中に矢印で示したが，これら 3 測線では洗掘最高点が上下流の測線に比べて高い位置まで及んでいて，そのようになる局所的な要因があったと考えられる。これら限られた場所を除くと，基準地から標高差 5m 以上に位置する建物で本流の氾濫による被害が及んだものはなかった。

以上より，今回の土砂移動規模において建物が残存する安全な場所として，第一に選択されるべき地形条件は，基準地から標高差 5m 以上の土地と結論される。その上で，少数だが 5m 以上の土地にも影響を与える河岸洗掘の発生場所を別途特定し，それへの対処を施すことが望ましいと考える。

表－1　測線上に位置した建物 76 軒の残存・損壊の内訳，及び基準地より標高差 5m 以上の土地にあった建物の損壊理由

残存【29軒】	標高差5m以上	23軒
	標高差5m未満	6軒
損壊【47軒】	標高差5m以上	8軒
	標高差5m未満	39軒
合計		76軒

標高差5m以上の建物の損壊理由		
本流の河岸洗掘による損壊		5軒
本流氾濫と無関係の損壊	裏山の崩壊	2軒
	支流の氾濫	1軒

謝辞

航空レーザ計測のデータは，九州地方整備局河川計画課のご配慮で使用することができた。ここに記して深謝申し上げます。

T2-03

平成 29 年九州北部豪雨による林地荒廃と流木発生の特徴

九州大学農学研究院森林保全学研究室　○久保田哲也，武田　剛，Andang Suryana Soma，水野秀明

１．はじめに

平成 29 年 7 月の九州北部豪雨災害では未曾有の豪雨により多くの流木を伴う土砂災害が発生した。ここでは，福岡県朝倉市，東峰村，大分県日田市の地域を中心に土砂災害の現地調査を行ったのでその特徴を報告する。

2.　研究対象地域と調査内容

対象地域は，上記のように朝倉市（赤谷川上流支川，寒水川上流，奈良ヶ谷川上流，妙見川上流，黒川上流）・東峰村（宝珠山川上流，大把川流域），日田市（鶴河内川流域東原地区など）の森林斜面崩壊地と荒廃渓流とした。調査内容としては，森林林相調査，流木の諸元計測，植生サンプル採取，土質サンプル採取，地質調査，崩壊斜面簡易測量，せき止め箇所調査，砂防堰堤堆砂量調査，林地浸食・渓岸浸食調査，砂防堰堤・治山堰堤の効果・被災状況確認などを行った。



写真１　調査地の例

3. 九州北部豪雨における流木の実態

3.1 流木の特色

流木調査の結果は，下記の通りとなった。

流木本数は，奈良ヶ谷川にヒノキが目立ったが，概ねスギで，広葉樹は 1 割に満たなかった。これは，2009 年の山口県の防府災害（久保田，2010，古川他，2009）や 2014 年広島市災害時（久保田，2015）とかなり異なる。平均直径は，奈良ヶ谷川中流で，29.3cm，平均長さ 11.2m で，赤谷川上流左支川の小河内川では平均径 28cm，さらに上流左支川の赤谷川(3)渓流では，28.3cm となっている。黒川地区では，流木径は 21.5cm，東峰村での流木径は平均 32cm 程度，長さ 15m 程度。2009 年以降で発生した同様な地質の既往災害でも 20cm～30cm の平均直径。ただし，今回の流木本数は既往災害よりかなり多い。また，ほぼすべて根つきのものである。土砂の発生源と同じく，流木は崩壊地のみならず渓岸浸食でも多量に発生している。

3.2 流木発生源における林相

朝倉市赤谷川・妙見川・奈良ヶ谷川流域などの発生源での胸高直径は 12cm～21cm，立木間隔は 1.6m 程度，黒川上流では平均 2.2m で，4.8m^2 に 1 本の密度。日田市東原地区では，直径平均 22cm で間隔は 1m から 1.6m 程度となる。全体に立木植栽間隔は 1.1m～1.6m 程度，つまり，1.2m^2 ～2.56m^2 に 1 本の密度となる。

3.3 流木量の推定例

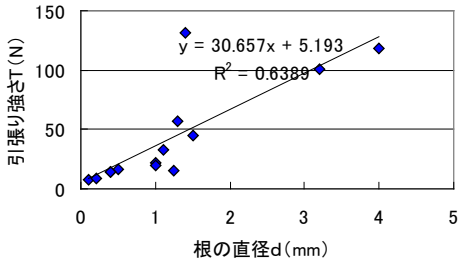
朝倉市黒川上流の崩壊例では，面積約 3600m^2 で，約 720 本が流出したことになる。災害地区全体の崩壊面積が 357ha との報告（林野庁，2017）もあり，その場合は約 71 万本が流出したことになる。

4. 広葉樹流木に関する考察

広葉樹の場合は，現地調査では，立木本数密度は針葉樹より高い場合が多いが，針葉樹より小径木がほとんどになる。奈良ヶ谷川下流（大分道橋梁付近）への流出流木現地調査に基づくと，広葉樹本数は 10%以下でその径も針葉樹平均以上と大きい。林野庁調査時の樹種分布図解析から，奈良ヶ谷川上流域の全崩壊面積に占める広葉樹崩壊地の面積率は約 0.16 と



写真２　広葉樹停滞の例（朝倉市）



福岡県朝倉市奈良ヶ谷崩壊地
スギ根系強度

図１ 流木発生源における森林根系強度の例

なり，広葉樹の下流への『流出率』は立木本数密度（本/1.42m^2）や径（平均約 18cm）を考えると，針葉樹よりかなり低いと考えられる。広葉樹は比重も重く，形状も複雑なので，写真２のように，流下途中で停滞したものと思われる。

5. 流木発生源における森林根系強度の影響

根系の影響については，渓岸浸食以外では，すべり面が根系分布域より深く明確ではない。ただし，根系サンプルの引張試験では奈良ヶ谷と赤谷川支川汐井谷の崩壊地周辺のスギ根系は九大福岡演習林や広島災害時のシラカシなど（Laura 他，2017）より強い結果も見られる。根系の生育も２m深さ程度までしっかりと発達していた。根系密度は広島市災害時のシラカシ（久保田他，2016）とほぼ同じ 0.45 程度（最大約 0.8）であるが，今後も，根系分布面積密度サンプル数の増加による検討が必要と考えられる。

6. 流木発生源における森林渓流荒廃調査

支川に流入する小渓流や０次谷の縦横浸食が激しく，そのため，崩壊に渓岸浸食土砂などが加わり，極めて大量の土砂が流出して，家屋などを埋没させている。妙見川・奈良ヶ谷川流域では，渓岸浸食深は 1.3m～2.0m であるのに対して，渓岸のスギ根の深さは 1.6m～2.0m であり，渓岸浸食には根系は効果があると思われる。

7. 崩壊などの到達状態（等価摩擦係数）との関係

等価摩擦係数 Mf は，崩壊地の最上部と崩土到達最下端のなす tan で表わされ（Mf＝H/L：H は崩壊地最上部と崩土到達最下端の比高，L は崩壊地最上部と崩土到達最下端の水平距離），小さいほど遠くまで崩壊土砂が到達したことを意味するので，ここでは，この Mf を用いて考察を行ったが，朝倉市赤谷川や黒川上流山地では片岩類と花崗岩類が主で 0.473～0.675，日田市東原は安山岩質の火山堆積物で 0.272～0.408，同じく火山堆積物から成る東峰村の流動性あるものでも 0.3 以上と，過去の災害と比較して，通常の範囲であったので，崩壊が流動化して流木と共に下流遠方まで移動したわけではないと思われる。

8. 多変量解析による崩壊要因評価

最も雨の集中した妙見川・奈良ヶ谷川流域の崩壊要因に関する多変量解析では，「非森林斜面からの距離」，「標高 200m～250m」，「斜面傾斜 40° 以上」が崩壊の有力要因となっている。

9. まとめ

１）流木の直径など諸元は他の災害と大差ない。平地に近い下流にまで流出した流木量は明らかに多い。これは，極端で記録的な大雨が原因と思われる。

２）下流に土砂・流木を流下させた崩壊地は，ほとんどの場合，根の生育限界（２m）よりもすべり面が深い。また，根系の発達も良好と見られたが，根系密度は継続調査が必要と思われる。

３）流木を含む森林斜面崩壊土砂（土石流化含む）の到達距離も過去の類似地質の災害データと同等である。

４）森林管理に関しては，傾斜が 40 度近い急斜面林地と渓床勾配約 5 度以上の渓岸の人工林大木の伐採を進めておくことや，広葉樹を帯状に混植するなどの流下被害軽減策が考えられる。

謝　辞

本研究調査内容は、その一部を文部科学省科研費特別研究促進費（17K20140、代表・九州工業大学 秋山壽一郎教授）によりました。記して感謝します。

参考文献（著者 50 音順）

久保田哲也：自然災害研究協議会西部地区部会報・論文集，34 号，93-96，2010。　久保田哲也他：平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集，B-38-39，2016。　古川浩平他：砂防学会誌，62(3)，62-73，2009。　Laura Sanchez-Castill 他：Journal Faculty of Agriculture Kyushu University，62(1)，177-181，2017。　Laura Sanchez-Castillo 他：Botanical Sciences 95，2017。

林野庁：平成 29 年度九州北部豪雨「流木災害等に対する治山対策検討チーム」中間取りまとめ，2017

T2-04

豪雨時に発生した近年の橋梁災害

京都大学防災研究所 ○竹林洋史・藤田正治

1. はじめに　橋梁は，水や土砂の流れや流木やゴミの流下を阻害する構造物である．そのため，近年新しく建設された橋梁は，橋脚による遮蔽面積が河積の 5%以下となるように設計されているが，建設時期の古い橋梁はこのような設計基準を満たしていないまま現在も存在する．特に橋脚間の距離が短い中小河川の橋梁では土砂や流木が橋梁に引っかかり，低流量でも氾濫して橋梁を迂回する迂回流が形成される．また，河道内の流路変動や橋脚上流の局所洗掘による橋梁の倒壊も発生している．本研究では，豪雨時に発生した近年の橋梁災害について考察する．

2. 2016 年熊本地震による山王谷川で発生した土石流による橋梁周辺の災害　2016 年 4 月 16 日の本震時に山王谷川流域で発生した斜面崩壊により，下流の宅地まで到達する土石流が発生した．図 1 は，土砂氾濫域下流端付近の家屋の被災状況である．図 2 に図 1 に示した家屋のすぐ横に位置する橋梁の被災後の様子を示す．河道から氾濫して家屋に流れ込んだ土砂は，黒色の細粒土砂であったが，橋梁には直径 2m～3m 程度の 2 つの巨礫が引っかかっており，これらの巨礫によって河道が閉塞され，土砂の氾濫が助長されたことが推定される．図 3 は，図 2 の橋梁の左岸側の様子である．河道内を流れることができなくなった土石流が橋梁を迂回して流下し，河岸が浸食されていることがわかる．このような，橋梁断面での河道閉塞による水および土砂の氾濫の助長および迂回流による河岸浸食は，2011 年の紀伊半島南部豪雨災害，2013 年伊豆大島土砂災害，2014 年広島土砂災害など，毎年のように発生している．

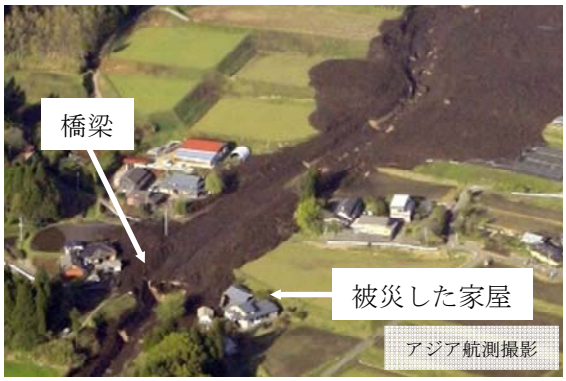




図 1　橋梁周辺の土砂の氾濫と被災家屋



図 2　巨礫により閉塞した橋梁



図 3　迂回流による河岸の浸食

3. 2017 年九州北部豪雨による JR 久大本線の落橋　2017 年 7 月の九州北部豪雨では，大分県日田市においても非常に多くの雨を観測し，河岸浸食や河床変動に起因した河川周辺の構造物の被災も多く発生した．図 4 は，日田市内を流れる花月川に架かる JR 久大本線の落橋の様子である．左岸側（写真の奥側）の 3 本の橋脚は，根元から水平に切断されている．一般に，橋脚は洪水流のみによる応力では根元から切断されるような破壊は発生しないため，橋桁付近に大きな応力が下流方向に作用した可能性が考えられる．一方，最右岸側の橋梁は根固工とともに倒れている．図 5 の被災直後の様子を見ると，倒壊した橋梁の直上流の橋梁の橋桁にはほとんど流木が集積されておらず，橋脚にもわずかの流木しか集積していない．ここで，図 7 の右の写真を見ると，中央の二本の橋梁の根固工は大きいが，両岸付近の二本の橋梁の根固工は小さいことがわかる．これは，2012 年 4 月の時点では，流路内の二本の橋脚について強固な根固工を設置し，砂州上の橋脚については小



図 5　JR 久大本線の落橋の様子



図 6　被災直後の上流側の橋梁の様子



図 7　JR 久大本線周辺の流路形状の変化

規模な根固工を設置したものと推察される．しかし，2012 年 7 月の前回の九州北部豪雨時の流路変動，もしくは被災した護岸の改良・補修のため，2012 年 8 月では流路が右岸側に移動しており，右岸側の橋脚は流路内に位置しているにもかかわらず，根固工が小さい状態で 2017 年 7 月の出水を受けたことになる．これらのことから，最右岸側の橋梁が橋脚周辺の河床の浸食によって倒壊し，橋桁によって連結された他の橋梁が橋桁に引っ張られて，下流方向に倒壊したと考えられる．局所洗掘および流路変動による橋梁の被災は，2017 年 10 月に大阪府の男里川に架かる南海電鉄でも発生しており，流路形状の予測結果に基づいた橋梁倒壊対策を実施しておくことが重要である．



図 8　戸蔦別川に架かる中島橋の被災状況

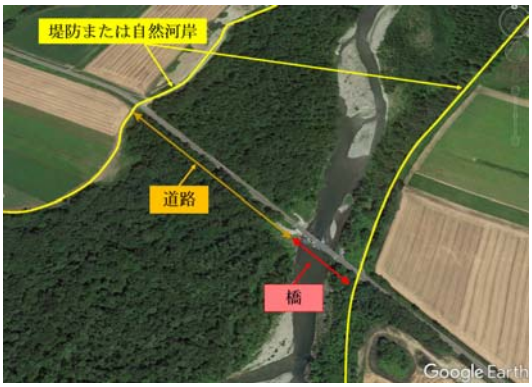


図 9　中島橋と橋に接続する河道内道路

4. 2016 年北海道豪雨災害での橋梁災害　図 8 に十勝川流域の戸蔦別川に架かる中島橋の被災後の様子を示す．右岸に接続していた橋桁の一部が洪水時に流出している．図 9 に示すように，河川域の幅に比べて中島橋の橋梁長さが非常に短いことがわかる．つまり，中島橋は流路のみを横断するように架けられており，橋梁に続く道路が河道内に存在している．このような道路は，流れに対して直交している場合が多く，非越流水制にように河道内に存在し，河積を非常に小さくしている．そのため，土砂や流木による橋梁断面での疎通能力の低下により，迂回流が形成され，堤防が被災しやすい状態となっている．常呂川の清見橋や太幌橋，2016 年岩手豪雨災害時に被災した老人ホームの直上流の橋梁も同様に，橋梁は河道中央付近の流路にのみ架かっており，橋梁に続く道路が堤外地に河道を横断するように存在し，氾濫を助長している．

5. おわりに　土砂および流木による近年の橋梁災害を紹介し，橋梁周辺の危険度の高さや対策について考察した．

土砂災害に対応した豪雨度と災害規模の関係
-豪雨度による崩壊個数の把握-

○林　拙郎(静岡大防災総合ｾﾝﾀｰ(客員))・山田　孝(北大農学研究院)

1．はじめに

豪雨によって発生する土砂災害の発生予測は，実効雨量，土壌雨量指数，連続雨量を用いるなどの方法によって，降雨状況をみながら実用上に行われるようになって来た。これらの発生予測は，土砂災害の発生初期の時刻を予測するものであって，最終的な豪雨の量によってどのような土砂災害が発生するのかなどの豪雨の結果としての全体像を評価するものではない（林・山田，2013)。

筆者らは，土砂災害を発生させた豪雨の結果としての豪雨度・豪雨階の設定法を示し，豪雨に対する評価法を検討した（林・山田，2017)。ここでは，求められた豪雨度の意義について検討する。

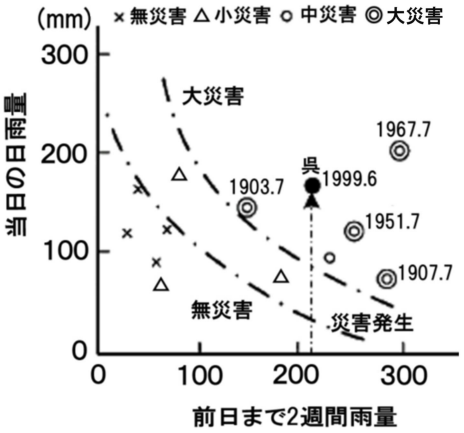


図-１　前日までの２週間雨量と当日の日雨量の関係（佐々木(2008)を修正）

2．従来の成果および研究方法

我々が，災害発生後に調査に行くとき目にする光景は，散在する斜面崩壊や土石流発生後の状況であり，多くは豪雨終了後の景観である。一方，地震発現後における計測震度は，地震動による被害の程度を示す指標であり，地震動における速度と加速度が主に関係している。豪雨による土砂災害として目立つ現象は，表層崩壊・深層崩壊・地すべり・土石流・沢抜けであり，発生時間の早い遅いはあるものの間隙水圧の上昇による土層抵抗力の減少により発生する。このような現象は，山腹内の地下水や浸透流の上昇，あるいは浸透流の谷川への浸出によるものであり，降雨が長引けば累積雨量（総雨量）が与える影響は大きい。これら豪雨の影響が関係する成分を考えると，急激な変化を発生させるトリガー雨量と長期的な変動に関係する先行雨量との２因子の成分が挙げられる（林・山田，2017)。

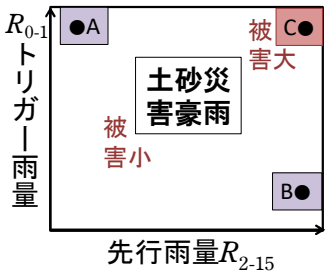


図-２　土砂災害豪雨の把握法

ここでトリガー雨量 $R_{0\text{-}1}$ とは，災害当日と前日の累積雨量(総雨量)であり，先行雨量 $R_{2\text{-}15}$ は前々日から２週間前までの累積雨量（総雨量）である。この２因子を用いた先駆的研究として網干・低引（1972）の研究がある。**図-１**はその後のデータを追加した佐々木（2008）によるものである。これらの考え方をまとめた図が**図-２**である。典型的な土砂災害は，図中「C」であり，先行雨量が大で，且つトリガー雨量が大の場合であり，この他，先行雨量が小でトリガー雨量が大きく（「A」）ても，逆にトリガー雨量が小で先行雨量が大きくても（「B」）土砂災害は発生する。

3．土砂災害の豪雨度

上で述べた $R_{2\text{-}15}$ と $R_{0\text{-}1}$ は，豪雨の地域性が発生するので，地域雨量 $R_{1/2}$ を用いて基準化すると，次の２因子（x_R, y_R）が設定される（林・山田，2017)。

{先行水分度($R_{2\text{-}15}/R_{1/2}$)，トリガー度($R_{0\text{-}1}/R_{1/2}$)}

(1)豪雨度・豪雨階の設定法

右図（**図-３**上）をみると，先行水分度とトリガー度の最大値はどちらも５であり，縦軸と横軸の最大値は同一となっており，少なくとも数値上は横軸と縦軸の影響度は同一となっている。これは先行雨量の期間を２週間とした場合であり，１週間とした場合，豪雨 C に対し横軸と縦軸の最大値は同一とならない（**図-３**下)。これより，先行降雨の期間を２週間とすると豪雨 A と

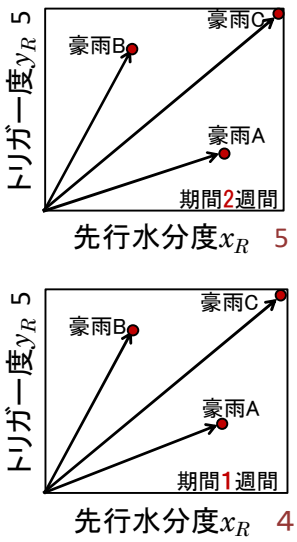


図-３　豪雨 A と豪雨 B の影響度の同一性

豪雨 B の大きさは同一とみることができ，豪雨度 H は次式で表される。

$$H = \sqrt{x_R + y_R} \qquad (1)$$

(2)各豪雨の豪雨度，豪雨階

右の**図-4**は，先行降雨の期間を 2 週間（横軸・縦軸の最大値を 5）とした場合の各豪雨に対する豪雨雨度，豪雨階を示したものである。紀伊半島豪雨のときの紀伊風屋（紀風）と長崎豪雨（長）が豪雨階 H6 であり，この２つの横軸・縦軸の値が［4-5］という同じ枠に入っている。この**図-4**を改めてみると，豪雨階 H5 の豪雨の範囲が空白であり，H5 のデータはここまでのデータの中にはみられない。そこで，東北日本の豪雨と 2017 年の九州北部豪雨を追加したものが**図-5**である。2017 年九州北部豪雨のデータは，北小路公民館の雨量計によるものであり，山地部のデータとみてよい。このときの豪雨度は，H=6.9 で長崎豪雨と紀伊半島豪雨の豪雨度を上まわっており，得られたデータの中では最大である。

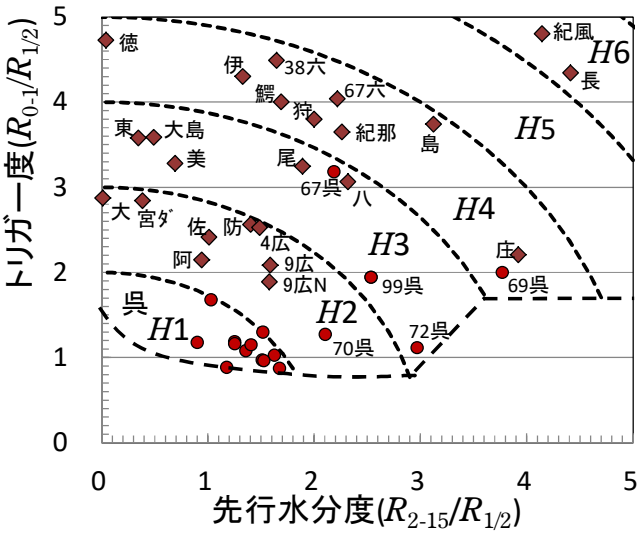


図-4　各豪雨に対する豪雨度，豪雨階

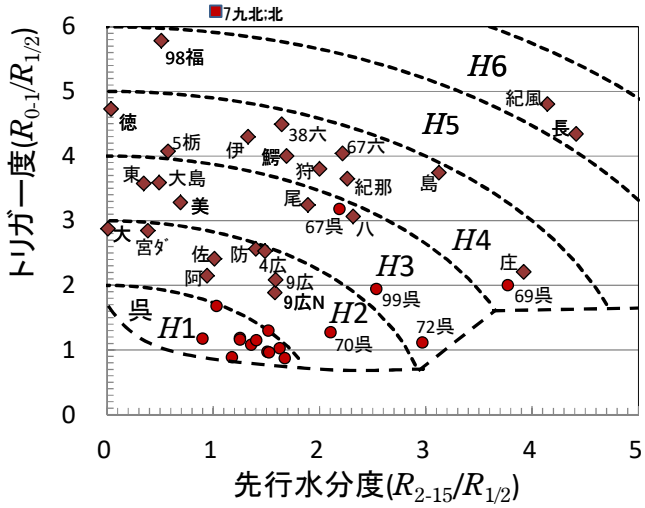


図-5　H5 および最近の豪雨を加えた豪雨度，豪雨階

4. 豪雨度と崩壊個数

ここまで，先行雨量とトリガー雨量に基づき豪雨度を設定した。設定した先行水分度は 2 週間前から山腹内に浸入した水分量であり，トリガー度は間近に山腹内へ浸入した水分量である。両因子とも，土砂災害に与える影響度は同等とみられる。両因子の影響を評価したものが豪雨度であり，豪雨度は崩壊規模や崩壊個数に影響を与えるはずである（林，1985）。この関係を調べたものが**図-6**である。

図-6は，呉における 1951 年～1972 年までの豪雨度 H に対する崩壊箇所数 n の全データを示したものである。両者の関係はべき乗関係で表せそうであるが，大規模災害の後のデータも含んでおり，その影響を考慮する必要がある。

例えば，**図-5**の「67 呉」の豪雨階が H3 で，「69 呉」の豪雨階が H4，また「72 呉」が H3 という値となっているが，各豪雨による崩壊箇所数は，それぞれ 1563 箇所，145 箇所，296 箇所である（呉市消防局，1977）。「69 呉」の豪雨度が「67 呉」の豪雨度より大きいにも関わらず，後の豪雨の方が崩壊箇所数が少ないのは，両者の期間が短いために，後の豪雨は前の豪雨で崩れずにあった斜面がせいぜい崩れたものと考えることができ，本来崩れるべき斜面が前の豪雨によって崩れたために，その後の豪雨では当初の斜面全体が崩れることはなかったものとみられる（林，2008）。これらの影響を除去することが今後必要となる。

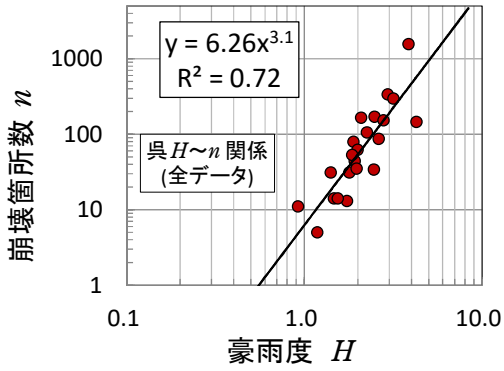


図-6　豪雨度と崩壊箇所数(呉 1951-1972)

引用･参考文献

網干寿夫･低引洋隆(1972)第7回土質工学研究発表講演集,507-510. 林拙郎(1985)日本林学会誌**67**(6). 林拙郎(2008)保全砂防学入門，電気書院. 林拙郎･山田孝(2013)砂防学会誌 **66**(2). 林拙郎･山田孝(2015)地盤工学ジャーナル **10**(1). 林拙郎･山田孝(2017)自然災害科学 **36**(3). 呉市消防局(1977)呉市の火災と水災の記録. 佐々木康(2008)土に関する三つの話題，JICE REPORT，**13**,74-85. 鈴木勇二･南哲行･他(1998)砂防学会誌 **69**(3). 竹歳健治(2016)砂防学会誌 **69**(3).

T3-01

TDR を用いた土砂流出計測手法の開発

京都大学防災研究所　○宮田秀介・藤田正治

1. はじめに

流域の土砂管理および土砂災害防止軽減のために流域内土砂移動の把握が必須であるが，出水時の山地河川において正確な土砂流出量観測は難しいのが現状である。この原因として，低い河川水位と激しい河床変動があげられる。また，河床面の変動量はそれ自体も水・土砂の流出に伴うものであり，計測することで山地河川の土砂動態の理解につながる。現在開発を進める TDR（time domain reflectometry）を利用した床変動および河川水の土砂濃度の計測手法について，計測原理，室内実験を取りまとめ，現地での計測事例を紹介する。

2. TDR の計測原理と計測システム

TDR は土壌水分の計測では広く用いられる手法である。計測システムは，同軸ケーブルで接続されたケーブルテスタ（測定部）およびプローブ（受感部）から構成される（図-1）。ケーブルテスタが発信した電磁波パルスがプローブを往復して返ってくるまでの時間と反射パルスの強度を計測しており，計測結果は波形として表される。波形を解析し，プローブ（長さ L）に相当する部分の見かけの長さ L_a（=時間×光速）を求めると比誘電率 ε が下の式より得られる。

$$\varepsilon = \left(\frac{L_a}{LV_p} \right)^2 \tag{1}$$

ここで V_p はプローブでの電磁波相対伝播速度（0.99）である。

3. 堆積土砂量の計測

3.1 方法

異なる誘電率を持つ２種類の物質が隣接するとき，誘電率の不連続点において生じるマイクロ波の反射を利用して境界面を検知することができる。境界面を貫くようにプローブを設置すると，物質境界面に相当する箇所で TDR 波形の変換点が現れる（図-1a）。この波形の変化点を読み取ることで境界面を検知する。水中の堆積土砂面の位置を測定する場合，上層が水，下層が堆積土砂となる。したがって，プローブは鉛直方向に設置する（図-1a）。

堆砂面位は，水層の厚さを計測することで求める。具体的には，TDR 波形の見かけの長さ L_{a2} を求める（図-1a）。L_{a2} は水の比誘電率のみで決定されるため，堆積状況によらず堆砂層位は正確に計測される。また，堆砂層は水（比誘電率：約 80）と砂（比誘電率：3）のみで構成されるため，堆砂層の比誘電率から堆積土砂の空隙率（水の存在比）が求まり層厚と空隙率から正味の堆積土砂量が計算できる（宮田・藤田, 2015）。

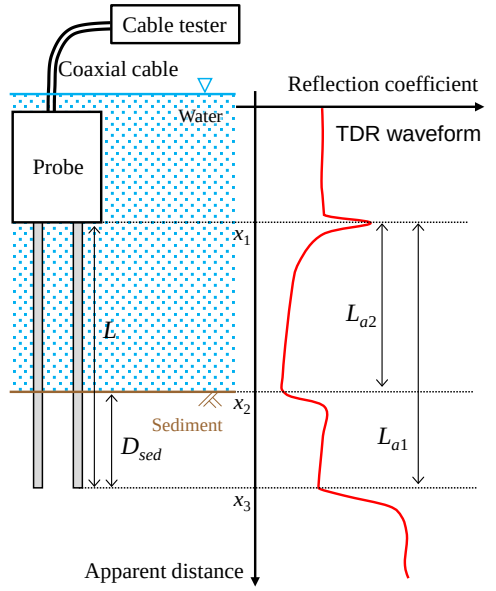
3.2 室内実験

水路に堆砂池を模したコンテナを接続し，水と土砂を流入させる実験を行った（Miyata & Fujita, 2018）。コンテナには 8 本のプローブを図-1a のように設置した。各プローブについて堆砂面位と空隙率を測定し，土砂の体積を求めた。コンテナは水で満たされており，重量を計測することで流入した土砂の体積に換算した。TDR 計測および重量計測によるコンテナへの土砂流入量を比較すると，バラツキはあるものの，1：1 の比例関係となった（図-2）。本手法で堆砂量の変化をうまく計測できることが示された。

3.3 現地での計測事例

山地渓流のプール部に鉛直方向にプローブを設置することで，試験堰堤から実験排砂された土砂が渓流のプールに体積し，排砂終了後にプールが侵食される様子を計測した。実験地は神通川水系蒲田川左支川のヒル谷である。堆砂面位はレ

(a) 堆積土砂量の計測



(b) 土砂濃度の計測

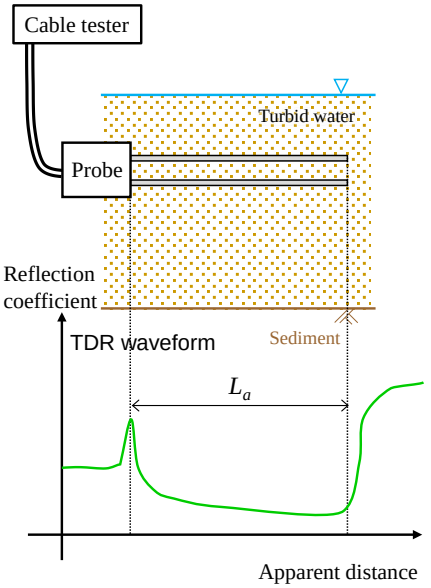


図-1　(a) 堆積土砂量計測と (b) 土砂濃度計測の概念図

ベル測量結果と比べてやや過大評価であったが，変動のタイミングは的確に計測できた（図-3）。堆砂面位の過大評価は，堆砂面と掃流砂移動層の境界が明瞭でないことが考えられる。

4. 土砂濃度の計測

4.1 方法

河川水が水と砂粒子のみで構成されていると仮定すれば，河川水の比誘電率ε_{obs}の平方根は水（比誘電率：ε_w）と砂粒子（比誘電率：ε_s）の体積ミキシングモデルで表される。

$$\sqrt{\varepsilon_{obs}} = (1-C)\sqrt{\varepsilon_w} + C\sqrt{\varepsilon_s} \qquad (2)$$

ここで C は体積土砂濃度である。計測された TDR 波形から見かけのプローブ長 L_a を求め，河川水の比誘電率を得る（図-1b）。上述のように，水および砂の比誘電率は既知であり，土砂濃度が容易に計算できる。土砂濃度は高さ方向に不均一となる可能性があるため，土砂濃度を計測するときには水平方向にプローブを設置する（図-1b）。

4.2 室内実験

土砂濃度計測の精度を検証する実験を行った。円筒容器にいれた 60L の純水に順次，砂を投入して土砂濃度を変化させながら TDR 計測を実施した。実験砂には珪砂 7 号（平均粒径：0.2mm）とカオリン（平均粒径：0.4μm）を用いた。５本のプローブでの TDR による土砂濃度計測結果と直接採取で求めた実測値の比較を図-4 に示す。TDR の計測値は体積濃度が低いほど誤差が大きいが，0.02 を超える時には相対誤差が 20%以下であった（図-4）。したがって，本手法は既往の濁度計などでの計測が困難な高濃度に適すると言える。

4.3 現地での計測事例

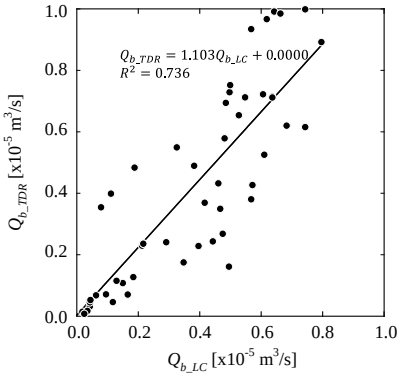


図-2 重量から求めた土砂流入量と TDR 計測から求めた土砂流入量の比較

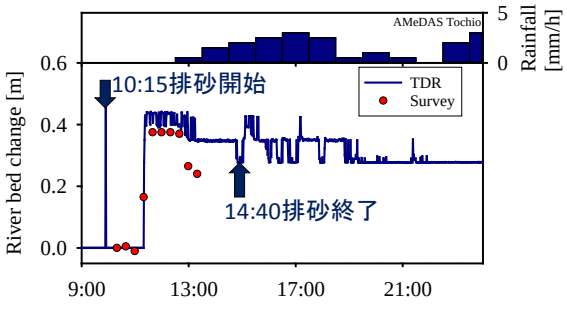


図-3 ヒル谷プール部での堆積土砂面高さの計測結果

北海道南部沙流川水系の総主別川において TDR での土砂濃度観測を行った。プローブは河床高 17～37cm に５本設置した。2016 年 8 月 21-23 日に総降雨 243.5mm の降雨イベントがあり，総主別川でも河川地形の変化を伴うような激しい土砂移動が起こった。流量ピーク付近の時刻に 0.07 の高い土砂濃度が計測され，降雨終了後の流量減衰期に濃度が 0.3～0.4 でほぼ一定となった（図-5）。これはプローブが堆積土砂に埋没していることを示す。また，六甲山系の荒廃流域では降雨イベント中の浮遊砂鉛直濃度分布が観測できており（内藤ら，2018），TDR による計測は河床変動と土砂濃度の鉛直分布を一体的に計測できる手法といえる。

5. おわりに

TDR のプローブを鉛直方向および水平方向に設置することで，それぞれ水中での堆積土砂量および河川水の土砂濃度（と河床変動）が計測できることがわかってきた。本稿で示した以外にもまだ利用方法はあると思われる。今後の現地データの蓄積によって，より有効な計測方法を確立していく。

引用文献

宮田・藤田（2015）：TDR（時間領域反射測定法）を利用した堆積土砂面位および空隙率測定，砂防学会誌 ； Miyata, Fujita (2018): Laboratory based continuous bedload monitoring in a model retention basin: Application of time domain reflectometry, Earth Surface Processes and Landforms ； 内藤ら（2018）：六甲山系における TDR を利用した浮遊砂の鉛直濃度分布観測，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集

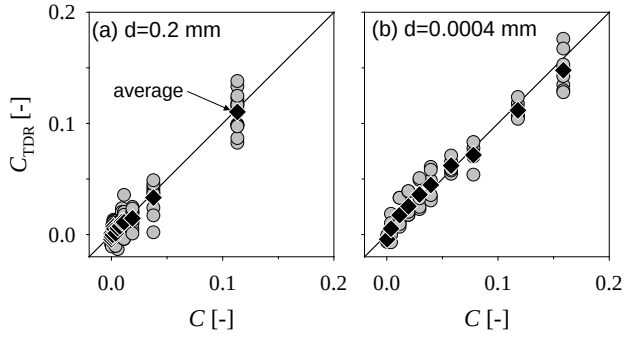


図-4 (a) 珪砂 7 号と (b) カオリンを用いた実験での TDR による土砂濃度計測結果

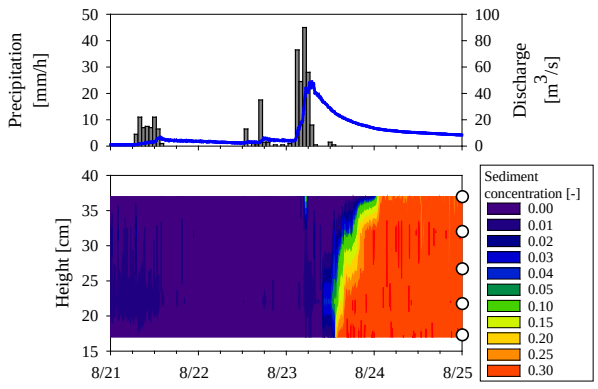


図-5 総主別川におけるイベント中の土砂濃度鉛直分布
図中〇はプローブ設置高さを示す。

六甲山系における TDR を利用した浮遊砂の鉛直濃度分布観測

○内藤秀弥（京大院工）・宮田秀介・藤田正治（京大防災研）
岸本昌之・服部浩二・石塚忠範（国土交通省六甲砂防事務所）
永田葉子・小菅尉多（国土防災技術株式会社）

1．はじめに

大規模な出水イベントが起こると、山地河川では多量の土砂流出によって濁度計の検出部分が埋没することがあり、通年で安定したデータの取得が難しいという課題がある。本研究では高濃度の土砂濃度計測に適した TDR を利用し、現地観測による手法の有効性を検討した上で山地河川の土砂濃度鉛直分布の観測を試みた。

2．方法・観測地の概要

兵庫県の六甲山系に位置する白水谷流域において現地観測を行った。白水谷流域は裸地が流域面積の 39%を占め、六甲山系では突出して土砂流出の多い流域であり、流域末端の砂防堰堤においてハイドロフォンおよび濁度計、水位計、流速計、IP カメラを組み合わせた水文流砂観測が 2006 年より行われている [1]。また、出水中に多段式採水器により河床高 2cm から 15cm の濁水サンプルを採取し土砂濃度を計測した。ここに著者らの開発する TDR 計測システムを導入し、河川水の土砂濃度を観測した。計測方法は、宮田・藤田 [2]に詳しい。濃度の鉛直分布を把握するために、堰堤天端の側壁部に河床高 3cm から 23cm に 5cm 間隔で 5 本のコイル型プローブを配置した（写真-１）。土砂濃度観測は 2017 年 4 月に開始した。

3．結果と考察

(1) TDR による土砂濃度計測の現地への適用性

2017 年 6 月 21 日の降雨イベント（総降雨量：89mm）では、TDR と多段式採水器により土砂濃度を計測することができた。そこで TDR による土砂濃度計測手法の適用性を検証するために、TDR による計測（プローブ P-1、P-2）と出水イベント中の直接採水（多段式採水）による土砂濃度観測結果と比較を行った（図-１）。TDR による計測値は、プローブ P-2（河床高 8cm）は多段式採水による計測結果と近い値をとるものの、河床高 2cm の P-1 では採水による結果よりも濃度が高い傾向を示した。また採水されたサンプルに含まれる土砂はほとんどが 0.5mm 以下であり、採水ではウォッシュロード成分を主として計測したとみられる。一方の TDR は粒径に関わらず計測範囲の土砂濃度を測定する [2]。したがって、TDR 計測は粒径 0.1mm 以下のウォッシュロード成分だけでなくより粗い粒径も含む浮遊砂全体の濃度を計測したと考えられる。その結果、特に河床近傍において TDR では多段式採水よりも高い土砂濃度が計測されたと考えられる。TDR による土砂濃度は、濁度計や多段式採水では完全にはとらえきれない浮遊砂成分の観測に適していると考えられる。ただし、TDR は体積土砂濃度 0.02 を超えるような高濃度計測に適しており [2]、通年の土砂流出量の把握には濁度計などと組み合わせて使用するべきである。

(2) 大規模出水時の土砂濃度鉛直分布

日本列島に上陸した台風 21 号により、白水谷流域でも大規模な出水イベントが起こった。2017 年 10 月 22-23 日の総降雨量、最大降雨強度は、それぞれ 144mm、12mm/h であった（図-２）。本イベントでは河床高 13cm のプローブ P-3 まで土砂濃度を観測することができた。

白水谷流域での観測により、出水中には河床近傍ほど濃度が高い明瞭な鉛直方向の分布を示すことが明らかとなった（図-１、図-３）。そこで、大規模出水イベント中の TDR 計測による鉛直濃度分布を用い、山地河川での



写真-１　TDR 計測システムのプローブ

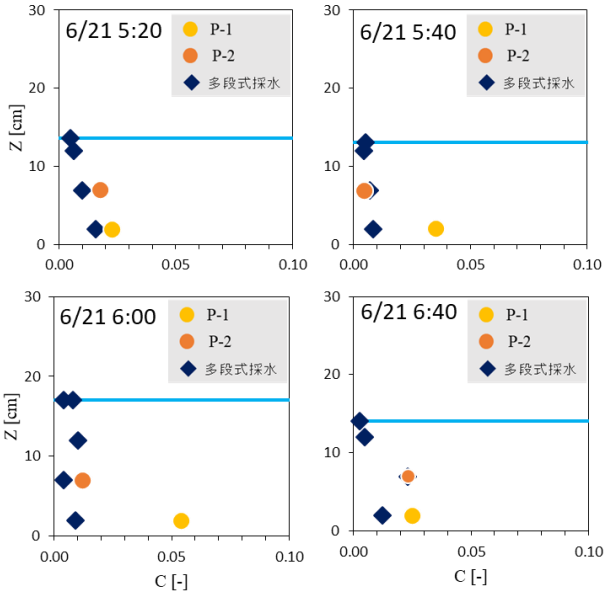


図-１　TDR 計測および多段式採水による濃度鉛直分布

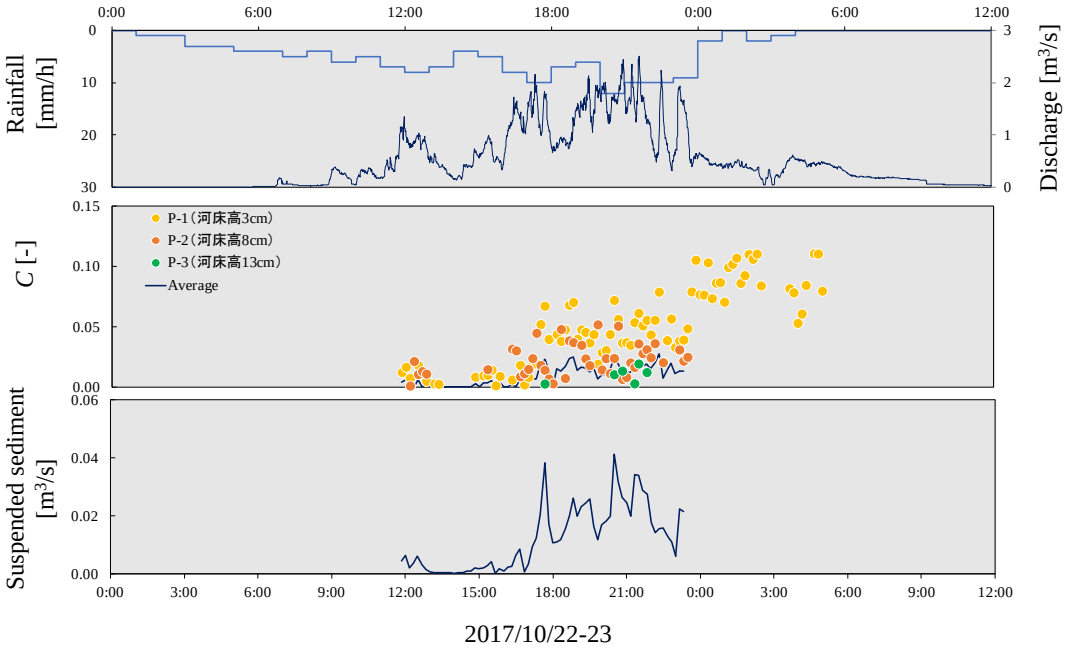


図-２　大規模出水イベントにおける降雨，河川流量，TDR による土砂濃度計測結果と浮遊砂流出量の計算結果

浮遊砂濃度分布へのラウス分布の適用性について検討した。ラウス分布の計算に必要な基準面濃度の与え方として、移動床を対象とする芦田・道上の式[3]および Garcia & Parker の式[4]を用いる方法と河床近傍での TDR 計測値を与える方法を比較した。各基準面濃度式の計算結果は河床近傍の TDR 計測値の 3 倍程度となった。そのため、基準面濃度式を利用した鉛直分布は TDR で計測された分布よりも濃度の絶対値が過大評価であった（図-３）。河床近傍の TDR 計測値を基準面濃度として与えると、実測値とよく適合する結果が得られた。したがって、基準濃度として、河床近傍の計測値を用いることで浮遊砂の濃度分布をより正確に評価できると考えられ、河床近傍の土砂濃度を実測することが非常に重要であることがわかった。また、これらの結果は河床近傍の土砂濃度が計測できれば、濃度分布および断面平均濃度が計算できることを示唆する。

プローブ P-1 の土砂濃度が得られた時刻について断面平均濃度から浮遊砂流出量を計算した（図-２）。計算された浮遊砂流出量の最大は 0.04 m^3/s であり、P-1 で計測できた時間内での総浮遊砂流出量は 555 m^3 であった。

様々な河川での土砂濃度分布観測データを蓄積することで、濃度分布の規定要因についての理解が進むと期待される。

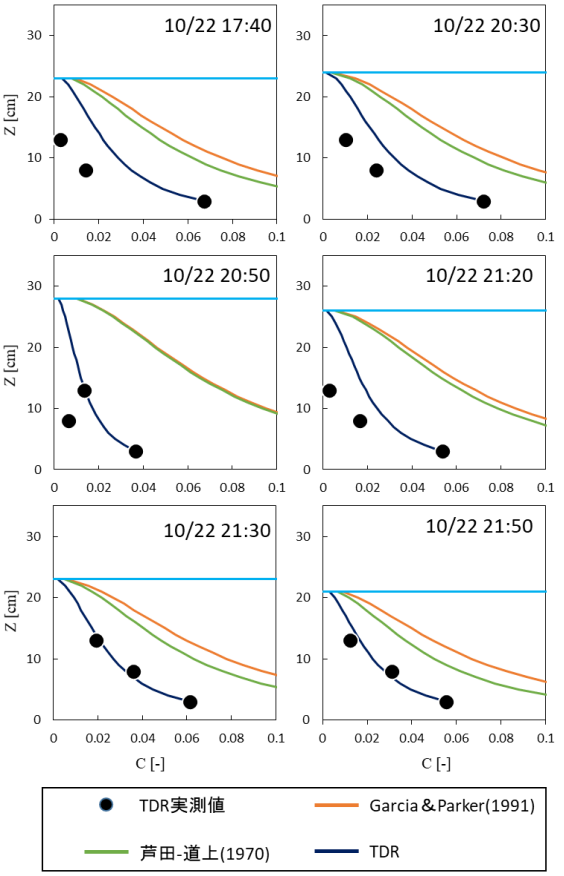


図-３　基準面濃度式[3][4]および TDR（P-1）計測値を基準面濃度として用いたときのラウス分布と TDR 計測値の比較
粒径は 1mm とし，水理量は各時刻の計測結果，その他定数には一般的な値を用いた。

参考文献

1) 田村ら：六甲山系の横断方向の流砂変動とハイドロフォン，砂防学会誌，2016；2) 宮田・藤田：TDR を用いた土砂流出計測手法の開発，平成 30 年砂防学会研究発表会概要集，2018；3) 芦田・道上：浮遊砂に関する研究（１）―河床付近の濃度―，京都大学防災研究所年報，1970；4) Garcia & Parker: Entrainment of bed sediment into suspension, Journal of Hydraulic Engineering, 1991

T3-03

地上型グリーンレーザを用いた山地河川の河床変動の把握

東京大学　○三浦直子・浅野友子

1. 背景

近年，地上型レーザを用いて河川の水面下を含む河床地形を計測する試みが行われている。 国外では，地上型グリーンレーザを利用して河床地形を計測し，水面下で屈折したレーザデータを補正し(Smith et al. 2012)，河床の粒径分布や粗度を表すためのデータ処理方法(Brasington et al. 2012)が報告されている。国内では，著者らが，山地河川において河床地形を効率的，定量的に調査する新たな方法を提示した(Miura and Asano 2016)。さらに，山地河川の複雑な水面勾配をもつ部分に適用できる水面下データの補正方法を開発した(Miura et al. 2016)。これら一連のデータ処理を経て取得・作成された高精度かつ高密度の山地河川の河床地形データの利用方法は多岐にわたることが期待される。本研究では，ケーススタディとして二時期に計測したレーザデータを用いて山地河川の河床変動を把握することを試みる。

2. 方法

2.1 対象地　対象とした山地河川は京都大学防災研究所流域災害研究センター穂高砂防観測所内のヒル谷試験流域に位置し，試験堰堤直下の長さ約 13.5 m の範囲である（図 1 写真）。河床勾配は 9%で，2015 年 5 月に堰堤内に堆積した土砂 56.6m^3 の排砂実験が行われたため，対象範囲の河床には所々に流されずに残った土砂がある状態であり，複雑な微地形を形成している。水深はレーザ計測を行った 2015 年 6 月の時点で 6 cm から 14.8 cm，10 月の時点では 4 cm から 16.5 cm の範囲であった。

2.2 現地計測　レーザデータは，地上型レーザセンサで緑の波長域（532 nm）のレーザ光を発する Leica ScanStation C10 を用いて，排砂実験直後の 2015 年 6 月と 4 か月後の 10 月に計測した。最も近いアメダス地点「栃尾」の観測値によると，計測を行なった二時期の間の総降水量は 902.5mm，最大 1 時間雨量が 20.5mm の降雨があった。河川を囲むように 6 か所にセンサを設置し，10 m で 5 mm 間隔となる設定とし，全てのデータは比較的短い距離（＜20 m）で計測した。全ての計測データのうち，水面下のデータについてはブロック分割を行い Miura et al.((2016)の方法で屈折を補正した後に，影となる部分でデータ欠損がでないように目視で確認しながら任意で使用するデータを選択して合成した（図 1）。合成データはフィルタリング処理を行い，空中に浮遊するポイントや下部のエラーポイントを取り除いた。



図 1. 対象地の計測時の写真（下流側から撮影）と合成したレーザデータ 6 月計測（左）と 10 月計測（右）。レーザ点群は RGB 情報を付与して表示している。

2.3 河床変動の把握　二時期の間の地形の変化を捉える方法には，最も一般的な Digital Elevation Model（DEM）を用いて差分を取る方法（DEM of difference; DoD），点群を用いて近傍の点同士の距離を計算する方法

(Direct cloud-to-cloud comparison with closest point technique; C2C)，点群の点とメッシュデータ間の距離を計算する方法(Cloud-to-mesh distance; C2M)や 3 次元で点群間の距離を計算する方法(Multiscale Model to Model Cloud Comparison; M3C2; Lague et al. 2013)がある。本研究対象地のように複雑な地形を有する河床に対しては，点群の密度や地表面の粗度の影響を受けずに計算できることから，M3C2 を採用することとした。計算にはオープンソースソフトウェアの CloudCompare v2.3(EDF R&D 2017)を使用した。

3. 結果と考察

10 月計測時には，6 月計測時に堆砂していた土砂の一部が移動したことは見た目にも明らかであった(図 1)。図 2 は 2015 年 6 月から 10 月にかけての河床の変動距離の頻度分布である。この計算には M3C2 を用いている。変動距離はプラスよりもマイナスで多くなっていた。また，全データの 99%は- 0.39 m から 0.36 m の範囲に分布していた。水面下データの屈折補正を行った時点で位置精度で最大 1.86 cm の誤差を含む可能性が認められたため，2 cm 以下の変動距離は除外した。図 3 に 2015 年 6 月から 10 月にかけての河床の変動距離の空間的分布を示す。この期間の最も大きな変動箇所は対象範囲の中央付近であり，排砂実験により堆積していた土砂がまとまった範囲で流されたことが分かる。対象範囲全体でも変動距離がマイナスの部分が多いこと，範囲は小さいが，プラスの部分が筋状に見られること，一方で大きな石が移動した形跡は見られないことから，主に細かい土砂が流されて移動し，一部は移動した先で再び堆積した以外は対象範囲より下流に流されたと考えられる。対象範囲の計測時の写真との比較でも，変動箇所は概ね妥当であった。

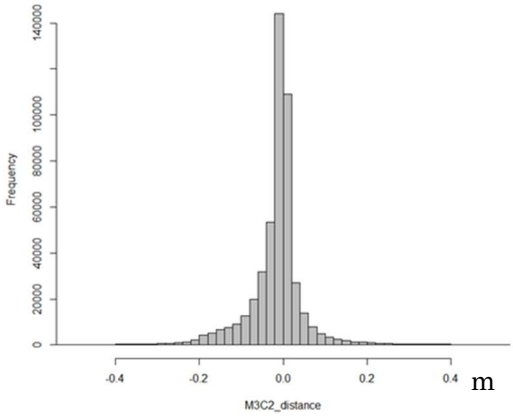


図 2. M3C2 による 2015 年 6 月から 10 月にかけての河床の変動距離の頻度分布

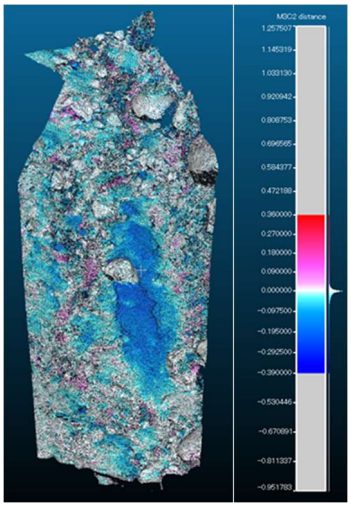


図 3. 河床の変動距離の空間的分布。赤色はプラス，青色はマイナスの変動距離を示している。

謝辞

本研究は科学研究費(26340001)の助成を受けた。計測に当たっては，京都大学防災研究所流域災害研究センター穂高砂防観測所宮田秀介助教及びスタッフの皆様と産機エンジニアリング株式会社にご協力いただいた。この場を借りて謝意を表したい。

参考文献

Brasington, J., Vericat, D., & Rychkov, I. (2012). Modeling river bed morphology, roughness, and surface sedimentology using high resolution terrestrial laser scanning. *Water Resources Research, 48*, W11519

EDF R&D (2017). CloudCompare (version 2.7) [GPL software] < http://www.cloudcompare.org/> (Accessed 25.01.17). In

Lague, D., Brodu, N., & Leroux, J. (2013). Accurate 3D comparison of complex topography with terrestrial laser scanner: Application to the Rangitikei canyon (N-Z). *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing, 82*, 10-26

Miura, N., & Asano, Y. (2016). Effective Acquisition Protocol of Terrestrial Laser Scanning for Underwater Topography in a Steep Mountain Channel. *River Research and Applications, 32*, 1621-1631

Miura, N., Asano, Y., & Moribe, Y. (2016). Improved correction method for water-refracted terrestrial laser scanning data acquired in the mountain channel. *Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spatial Inf. Sci., XLI-B8*, 349-352

Smith, M., Vericat, D., & Gibbins, C. (2012). Through-water terrestrial laser scanning of gravel beds at the patch scale. *Earth Surface Processes and Landforms, 37*, 411-421

IC レコーダーを利用した流砂観測の試み

○長谷川祐治（広島大学大学院総合科学研究科）　宮田秀介（京都大学防災研究所）
山野井一輝（理化学研究所）　今泉文寿（静岡大学農学部）　権田豊（新潟大学農学部）
中谷加奈（京都大学大学院農学研究科）　堤大三（三重大学大学院生物資源学研究科）

1. はじめに

山地河川ではハイドロフォンによる流砂観測が盛んに行われ [1]，現地では構造物の水通し部に固定して計測することが殆どである．土砂移動現象の把握には，渓流の複数箇所での連続観測が求められるが，ハイドロフォンは機器の設置と電気系統を必要とすることや，大規模出水までを対象とするには構造物以外への設置が難しいため，そのような事例は少ない．一方で，山地河川で見られる階段状の地形を呈した河道では，土砂移動に不明な点が多く残されている．小流域で多地点を観測するには従来のハイドロフォンでは困難であり，設置や計測が簡便なシステムの方が適用しやすいと考えられる．本研究は，音を記録する機器として入手が容易な IC レコーダーを導入し，従来ハイドロフォンと同様に金属管に流砂が衝突して得られる音響信号と直接採取した土砂量の比較を行い，IC レコーダーを利用した流砂観測の妥当性を検証した．

2. 観測の概要

図-1 に対象区間の縦断図（数値は各区間の勾配や計測地点）を示す．観測は神通川水系足洗谷試験流域内のヒル谷で実施し，試験堰堤直下流に粒径 3mm の土砂を約 6m^3 を置いて人為的に供給した．**写真-1** に IC レコーダーを導入したハイドロフォン（以下，ICHP と呼ぶ）の概要を示す．ICHP は長さ 50cm，管径 5cm，肉厚 0.3cm の鉄製の金属管で，片側のキャップに IC レコーダーを取り付け，金属管に接触しないように中に入れた．キャップの内側にラバーを巻いて金属管を伝わる振動を小さくした．ICHP は 7 基用意して，金属管が縦向きになるように設置した．これは，対象流域の渓流幅が比較的狭く，横向きでは堆積で金属管が埋まる可能性があることや，横向きでは衝突粒子が多くなると管内で音が飽和する可能性があるためである．計測前に流れの方向を確認して，主流部となって設置断面で最も土砂が衝突して流砂量の代表値になると推測される位置に設置した．記録したデータは信号処理を行わず，衝突した粒径と得られた音響信号の時間積分値の関係性のみを確認した．ICHP での計測以外に図中に示す 2 箇所で直接採取を行った．

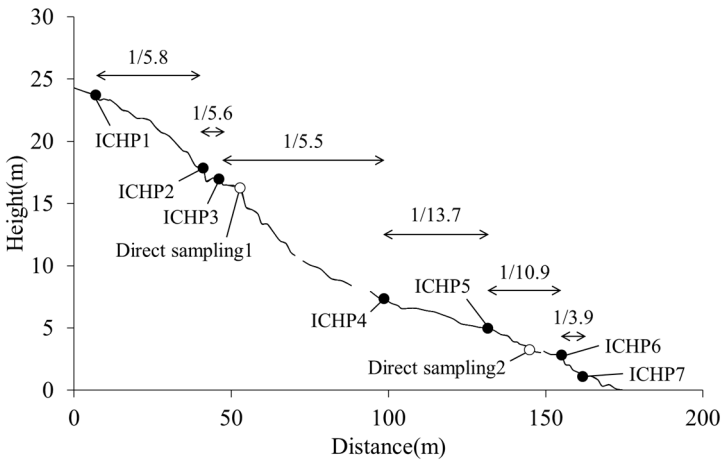


図-1　現地観測を行った河道の縦断図

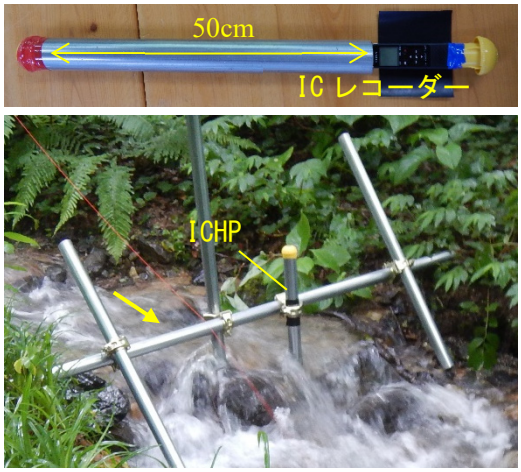


写真-1　ICHP の概要（上）と設置の状況（下）

3. 観測の結果

現地観測の前に空気中で ICHP にほぼ同じ高さからガラス玉や礫を衝突させて，得られた音響信号の生データの積分値を求めて，衝突粒子の質量と信号の積分値の関係を確認した．**図-2** に結果を示す．粒子の質量に対して信号の積分値が大きくなるが，ガラス玉と礫では両者の傾向が異なる．音響信号の処理を行っていないことが傾向の違いを示す要因の一つと推測されるが，更なる検討が必要である。**図-3，4** に ICHP から得られた音響信号の 1 分間の時間積分値の時間変化を示す．上流側 3 基の結果を**図-3** に，下流側 4 基の結果を**図-4** に示す．時間は全て同期化し，ノイズ除去は行って

いない．図中に直接採取で得た結果をプロットで示す．土砂流出開始後から直接採取を行ったため，プロットより前の時刻は土砂流出がない．流砂が衝突する前の積分値は，ICHP1-4 ではほぼ同じ値を示し，ICHP5 では小さく，ICHP6，7 では大きい．これは，水の流れが影響している．音響信号の大きさは流砂の衝突速度に比例することから ICHP6，7 は他の ICHP より流砂衝突時は大きい信号を記録する．直接採取 1 に近い ICHP3 との比較では，両者で流出ピークが二回確認できる．一方，下流側の ICHP5 との比較では，直接採取 2 の波形を表現できていない．この周辺は，他の ICHP 設置点と比べて勾配が緩く，堆積が生じて流砂の衝突による ICHP の反応が強く現れないためである．他の ICPH と比べて ICHP5 は信号が小さいことからもわかる．今回は ICHP を縦方向に置くことで，一部が埋没しても金属管に流砂が衝突し続けるが，音響信号は小さくなる傾向を示した．しかし，信号を記録する IC レコーダーの位置と流砂の衝突位置が近くなることで，フィルター処理を行わない ICHP は長さ方向の周波数帯の影響を受けて，信号の大きさにも影響すると考えられることから，音響データの処理方法について検討が必要である．信号が応答する順番は，上流側の ICHP1 から始まるはずだが， ICHP1 と ICHP2，3 では逆転している．その他は全て上流側から反応する．ICHP1 は土砂供給地点に近く，ICHP の上流で堆積が生じて，主流の方向が変化して ICHP1 への流砂衝突が少なかったことが理由に挙げられる．しかし，時間経過により侵食が生じて主流が観測前に確認した位置になることで 12 時過ぎには信号が大きくなる．ICHP2，3 では明確なピーク値が現れる．この地点はステッププールが存在するが，実験前からプールは満砂で，急勾配のため河道に堆積が生じないことから，土砂を供給した波形がそのまま伝播したと推測される． ICHP4，6，7 は上流側と比べて明確なピークが現れない．ICHP4 の上流は勾配が緩く堆積が生じたこと，ICHP5 の周辺でさらに堆積が生じた影響を受けたことが理由である．なお，ICHP1 で確認されたように，堆積しても ICHP には流砂が衝突し続けていた．ICHP で，流砂の時系列的な移動現象や下流に流出することでピーク値が緩やかになる流砂の伝播特性の傾向を確認できる．

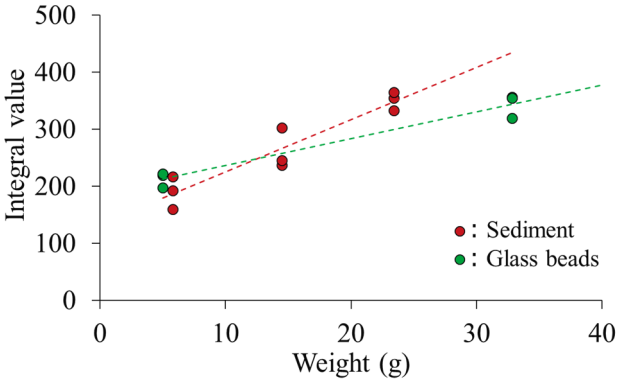


図-2　空気中における衝突粒子の質量と音響信号の関係

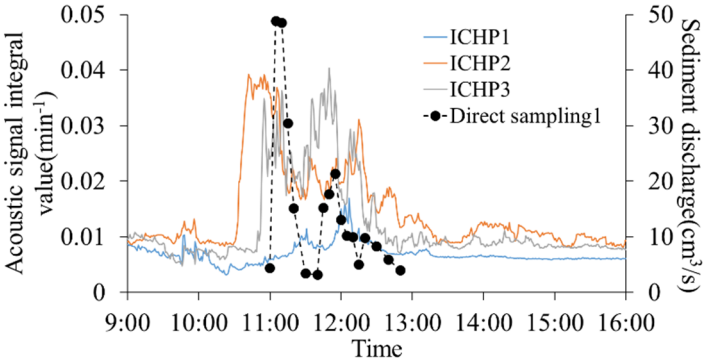


図-3　ICHP1-3 の音響信号の時系列

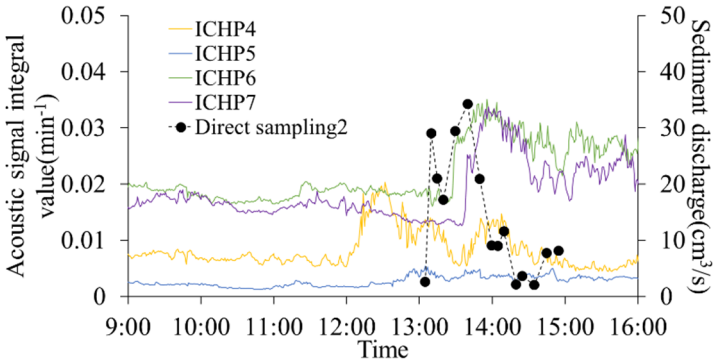


図-4　ICHP4-7 の音響信号の時系列

4. まとめ

ヒル谷に設置した 7 基の ICHP により流砂の伝播過程を捉えることができた．定量的な観測には更なる検討が必要だが，河床変動計算で得られる流砂量等と比較し易い形のデータを得た．また，本観測手法と，レーザースキャナ等による 2 次元地形測量の差分を併用すれば，期間内通過土砂量を求めることで，より高精度かつ低コストな土砂移動解析手法に繋がる可能性がある．

謝辞

本研究は，科研費 16K01326 の 助成を受けたものです．ここに記して感謝致します．

参考文献

1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：国総研資料．第 886 号，2016

Step-Pool の存在する渓流における流砂量式の検討

○権田豊(新潟大学農学部)
宮田秀介・長谷川祐治・堤大三(京都大学防災研究所)
中谷加奈(京都大学農学部) 今泉文寿(静岡大学農学部)

1. はじめに

現在，砂防工学の分野では，河川の総合土砂管理を背景に Step-Pool が存在する渓流における流砂量の定量的な把握が重要な課題となっている．Step-Pool の存在する渓流における流砂量式は，藤田ら(2000)により式1(以下藤田式)のように提案されているが，この式は，実河川への適用性の検証が不十分という課題を抱えている．そこで本研究では，現地排砂実験を実施し，藤田式により推定される流砂量と実測値それぞれを比較し，藤田式の実河川への適用性を検討した．

$$q_{so} = 2.015 \times 10^{-6} \times \sqrt{(\sigma/\rho - 1) g d_m^3} \times \left\{ \frac{7.207 \alpha^2 q^{\frac{4}{3}}}{(\sigma/\rho - 1) g d_m (0.745 V_w^{\frac{1}{2}} + 0.37 q^{\frac{2}{3}})} \right\}^{6.62} \quad (1)$$

ここで，q_{so}:プールから流出する単位幅流砂量(m²/s)，σ:砂礫の密度(kg/m³)，ρ:水の密度(kg/m³)，g:重力加速度(m/s²)，d_m:砂礫の平均粒径(m)，q:単位幅流量(m²/s)，V_w:プールの単位幅未堆砂容積(m²)，α:係数(=0.41)である．

2. 調査地および調査方法の概要

2015 年 11 月 25 日，2016 年 7 月 3 日に京大防災研穂高砂防観測所ヒル谷試験流域において，試験堰堤及びその周辺から渓流に土砂を供給した（表 1）．試験堰堤の約 40m 下流の Pool(幅 0.6m，長さ 1.2m)において，30cm 間隔で堆砂面の高さを 10 分～20 分間隔でレベル測量して Pool の未堆砂容積を算出した．流砂量は Pool 下流において，ポータブルハイドロフォンで 1～30 分間隔で，Helley-Smith Sampler(以下サンプラー)で(10～20 分間隔)で計測した．

表 1. 実験条件

	2015.11.25	2016.7.3
流量	0.072m²/s	0.17m²/s
排砂時間	4.5時間(10:15～14:40)	50分(9:25～10:15)
平均粒径(サンプラー)	2.5mm	5.7mm
総土砂量	約22m³	約6m³
排砂方法	試験堰堤に溜まった土砂をかき出して下流へ排出	実験用の土砂(購入)をバケツで河道に下ろし、投入

3. 結果

2015 年 11 月 25 日の実験では，排砂を開始した 44 分後の 10:59 から未堆砂容積は減少をはじめ，それから 40 分後の 11:39 でほぼ最小値(満砂)となった（図 1）．2016 年 7 月 3 日の実験では，排砂を開始した 62 分後の 10:27 から減少をはじめ，それから 30 分後の 10:57 でほぼ最小値(満砂)となった．

Pool から流出した流砂量の時間変化を図 4-11 に示す．2015 年 11 月 25 日の実験では，サンプラー・ハイドロフォンの値ともに満砂する約 10 分前から増加したが，サンプラーの値は増加を続け，ハイドロフォンの値は増減を繰り返した．2016 年 7 月 3 日の実験では，サンプラーの値は満砂する直前に増加し，その後増減を繰り返した．

Pool から流出した流砂量の平均粒径の時間変化を図 4-12 に示す．2015 年 11 月 25 日の実験では，サンプラーとハイドロフォンの値は 11:30 まではほぼ一致していたが，それ以降はハイドロフォンの値が著しく大きくなる結果となった．2016 年 7 月 3 日の実験では，サンプラーの値は開始直後に一時的に高い値をとったが，その後はほぼ一定の値をとった．

式 2.9 に計測した流砂の粒径(ハイドロフォン・サンプラー)，Pool の未堆砂容積，流量を代入して推定した流砂量と，ハイドロフォン・サンプラーで計測した流砂量の実測値を比較した．流砂量の推定値は，Pool の未堆砂容積・流量は計測値をそのまま用い，粒径は与え方を様々に変えて計算した（図 2）．

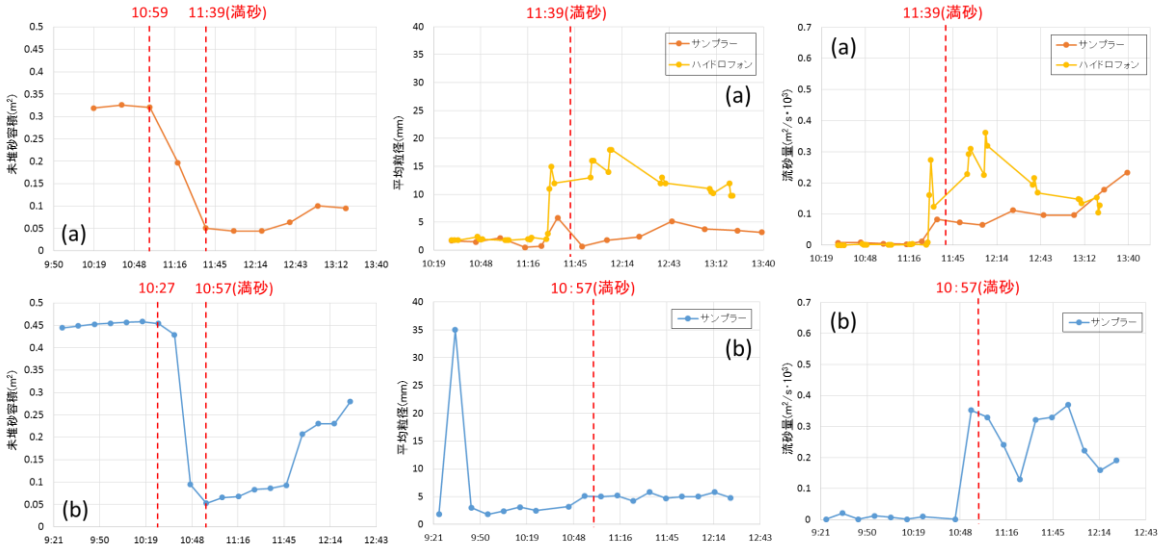
2015 年の結果については，粒径にハイドロフォンの実測値 dmh を与えて計算した場合(①)は，Pool が満砂するまでは流砂量の推定値とハイドロフォンの実測値は概ね一致していたが，それ以降実測値は増加するのに対し推定値は減少し，両者が著しく異なる結果となった．これは，Pool が満砂した後の dmh がそれ以前に比べ 1 オーダー程度大きくなり，推定値が著しく小さくなったためだと考えられる．粒径にサンプラーの実測値 dms を与えて計算した場合(②)は，流砂量の推定値の時間変動が大きく計測期間を通してサンプラー・ハイドロフォン両方の実測値と合わない時間帯が多かった．①では，Pool が満砂する以前，以後の時間帯で dmh が同オーダーの値をとっているのに対し，②では計測時間によって dms が変化し異なるオーダーの値をとることが多く，それが流砂量式に反映されたためだと考えられる．粒径を dmh の平均値で一定として計算した場合(③)と，粒径を dms の平均値で一定として計算した場合(④)は，実測値と推定値の時間変化の傾向はほぼ一致しているが，実測値より推定値が小さかった．

2016 年の結果については，粒径に dms を与えて計算した場合(⑦)は，実測値と推定値が合っている時間もあるが，満砂後，実測値はほぼ一定値をとるが推定値は徐々に減少した．粒径を dms の平均値で一定として計算した場合(⑧)は，満砂するまでは推定値と実測値が合っているところもあるが，満砂後は推定値が実測値よ

りも小さくなった．粒径を dms の最小値で一定として計算した場合(⑨)は，実測値と推定値の時間変化の傾向はほぼ一致しているが，実測値より推定値が大きかった．

4. おわりに

本研究により，藤田式により Step-Pool が存在する渓流の流砂量を推定しようとする場合，粒径の与え方が重要な鍵となることが示唆された．また，Pool が満砂後，実測値と推定値が合わない傾向がみられた．これは満砂後の Pool では河床が上昇し Pool が平坦になっているため，Pool の底の土砂が侵食されて Pool から流出することを想定している藤田式では，Pool の満砂後の流砂量は正しく推定できなかったためと推測される．藤田式の実河川への適用性の検証をさらに進めるためには，ハイドロフォンとサンプラーで計測値に差異が生じた原因，特に粒径の計測値に著しい差が生じた原因を明らかにし，その上で計測事例を積み重ねる必要がある．



①未堆砂容量　②流砂の平均粒径　③流砂量

図 1. 未堆砂容量，平均粒径，流砂量の経時変化(a:2016 年 11月 25日，b:2017 年 7月 3 日)

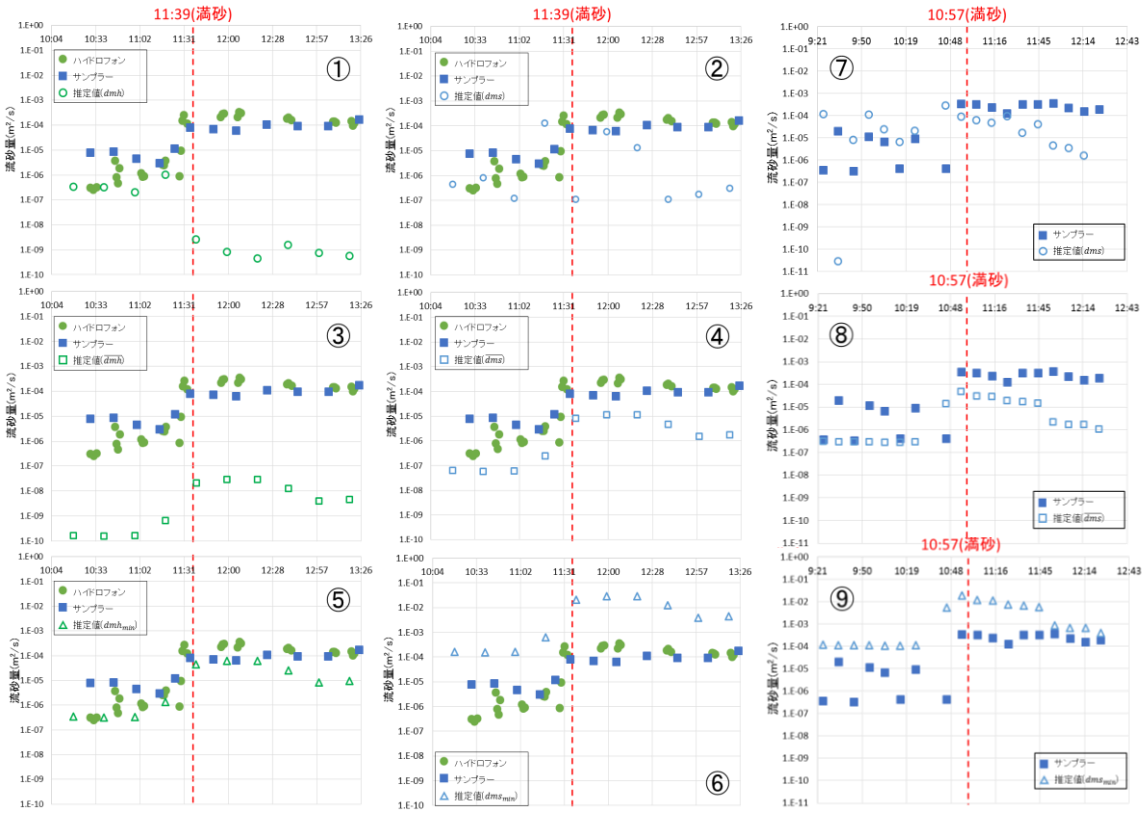


図 2. 粒径の与え方が藤田式による流砂量の推定値に与える影響

天神川における流砂観測および土砂動態分析

いであ株式会社　○加藤陽平、永谷直昌、米倉翔
国土交通省　倉吉河川国道事務所　伊藤健、安藤政司、松尾至哲

1.　はじめに

鳥取県中部を流れる一級水系天神川では、昭和 9 年の土砂災害を契機として直轄砂防事業が開始された。有害な土砂流出を抑制する一方、総合土砂管理の視点では海岸域に対する土砂供給の確保が重要となる。天神川では直轄河道を通過する土砂量を把握するため、国総研式ハイドロフォン・濁度計、バケツ採水等による流砂観測を実施しており、ここでは流砂観測および土砂動態分析の結果について紹介する。

2.　天神川における流砂観測の現状と課題

2.1 観測状況

図-1 に示す 5 地点において、国総研式ハイドロフォンによる掃流砂観測、濁度計・浮遊砂サンプラーによる浮遊砂観測を実施している。また、近傍の橋梁において洪水中にバケツ採水を実施している。平成 22 年以降観測しており、平成 29 年 9 月には観測開始以降最大流量となる出水が発生した。

2.2 浮遊砂観測の現状と課題

図-2 は若土大口堰地点の流量 Q－浮遊砂量 Qs 関係図である。浮遊砂は濁度計およびバケツ採水で観測されているが、若土大口堰以外は濁度が欠測やノイズなどの異常値を示していた。ピーク流量時のデータを比較すると濁度計の生値はバケツ採水の約 50 倍と非常に多い。これは、濁度計がハイドロフォンと同じく河床底面（堰天端）に設置されているため、掃流砂の混入や、浮遊砂濃度の濃い層を捉えているためと考えられる。

そこで、バケツ採水と濁度計の差を解消するため、以下に示すラウス分布式を用い、濁度計観測濃度を水深平均濃度に換算した。

$$\bar{C} = \frac{1}{h-a}\int_a^h C(z)\,dz = \frac{1}{h-a}\int_a^h C_b\left(\frac{h-z}{z}\cdot\frac{a}{h-a}\right)^Z dz$$

ここに、a：浮遊砂の基準面（=0.05h）、Cb：濁度計観測濃度、Z：ラウス数である。

図-2 には平均濃度変換後の濁度計観測データも示している。濃度変換を行うことによってバケツ採水との差が縮小したが、その差は約 5 倍と大きい。今後の課題として、鉛直方向の浮遊砂濃度を計測することによるこれらの差異について検証する必要がある。

2.3 掃流砂観測の現状と課題

図-3 は平成 29 年 9 月洪水時における全 5 地点の流量 Q－単位幅掃流砂量 qb 関係図である。今津堰は天神川本川の下流部に位置し、海岸への流出土砂を把握する上で重要な地点であるが、他の地点に比べて同一流量に対する流砂量が少ない。**図-4** のように、今津堰のハイドロフォンが河岸部に設置されており掃流力が小さいことや、直上流に位置する羽合堰・中州によるみお筋分派の影響等が考えられる。



図-1　観測地点

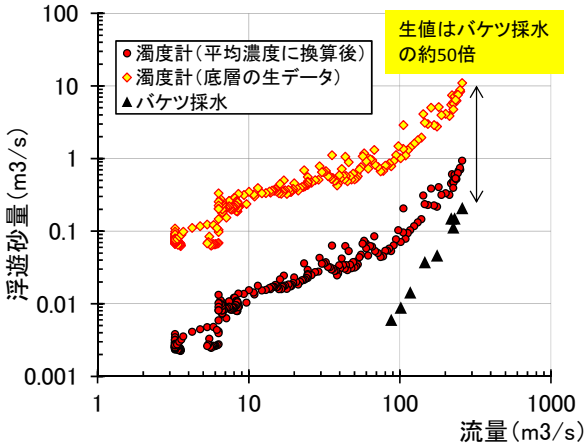


図-2　浮遊砂観測結果（若土大口堰）

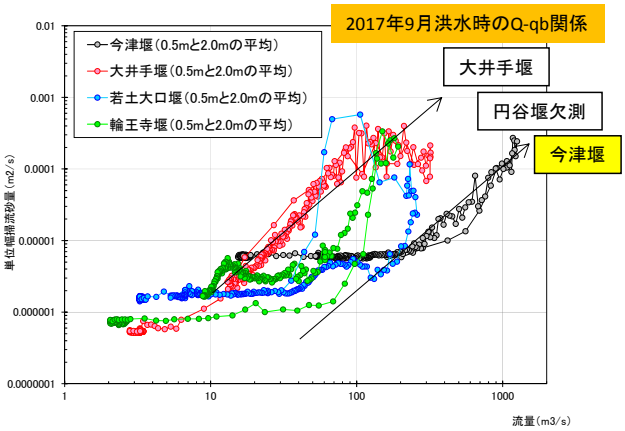


図-3　掃流砂観測結果（全箇所）

観測されている掃流砂の妥当性を検証するため、今津堰周辺の平面二次元河床変動モデルを構築し、平成 29 年 9 月洪水時の流砂量を推定した。レーザー測量と定期横断測量結果から河床地形を作成し、平成 27 年の河床材料調査結果を与えて河床変動計算を行ったところ、**図-5** の単位幅流砂量が得られた。図にはハイドロフォンによる観測結果とそれを再現したハイドロフォン地点の流砂量、そして今津堰全幅での単位幅掃流砂量を表示している。モデルの精度を見ると、ハイドロフォンの観測結果と計算結果が、最大値や波形などが概ね一致している。また、単位幅掃流砂量について今津堰全体とハイドロフォン地点計算値を比べると、約 2 倍の差が生じている。

この結果より、今津堰においてより信頼性の高い掃流砂量を推定するためには、ハイドロフォンで観測される値に約 2 倍程度の補正係数を乗じることにより、今津堰地点の掃流砂が推定出来ると考えている。

3. 天神川の長期的土砂動態

3.1 流砂観測結果による分析

ハイドロフォン等による平成 22 年～平成 29 年の流砂観測結果を用いて、Q-Qs 関係、Q-qb 関係の近似式を作成し、観測所流量から長期的な土砂流出量を積算した。また、今津堰の掃流砂量については、Q-qb 関係式からの積算値に補正係数を乗じて年間の土砂量とした。**図-6** の黄色網掛け部は、流砂観測結果から積算した昭和 55 年～平成 29 年（38 年間）の流出土砂量推定結果である。

3.2 数値シミュレーションによる分析

流砂観測結果は 5 地点のみしか存在しないため、加藤・檜谷 [1]の土砂動態解析モデルを改良し、天神川流域の全渓流の長期的な土砂流出量を推定した。改良点として、既報 [1]では上流端平衡給砂条件により山地渓流の土砂生産を表現したのに対し、本報では気象庁 [2]に準じた土壌雨量解析を行い、土壌雨量指数が 140mm 以上で土砂生産が生じる設定としている。

3.3 土砂動態マップ

図-6 は流砂観測と数値シミュレーションの結果から作成した昭和 55 年～平成 29 年の土砂動態マップである。今津堰では観測とシミュレーションの結果が概ね一致している。今後は他の堰においても再現を実施していく予定である。

4. まとめと今後の展開

天神川流砂系における総合土砂管理計画を策定するため、流砂量の現状把握、および山地から河口までの土砂動態シミュレーションを行った。今後、流砂観測を継続してデータを蓄積し、モデルの精度検証を行うとともに、各領域での目指すべき土砂動態のあり方を踏まえ、総合土砂管理の対策メニュー検討に活用していく予定である。

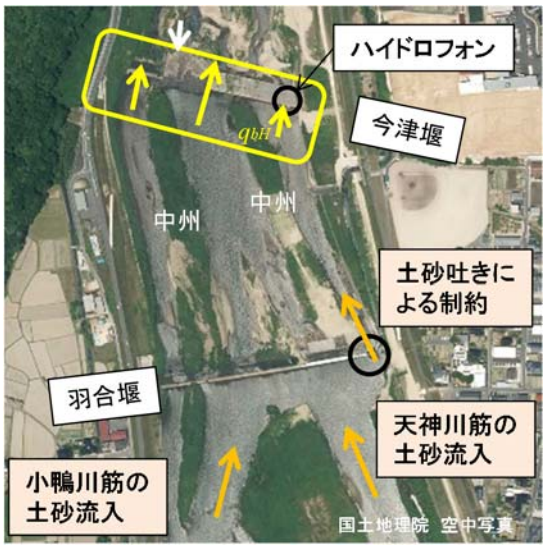


図-4 今津堰周辺の現状

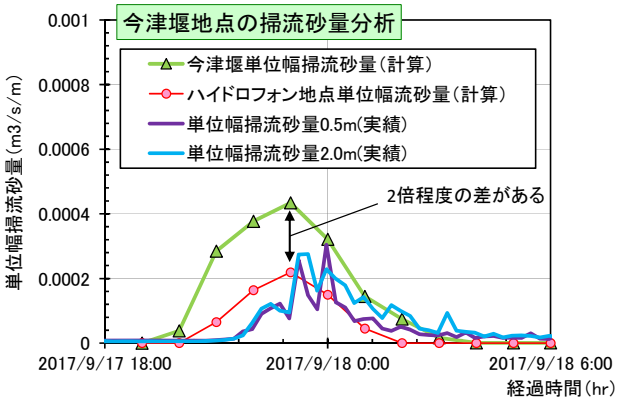


図-5 掃流砂の検証結果

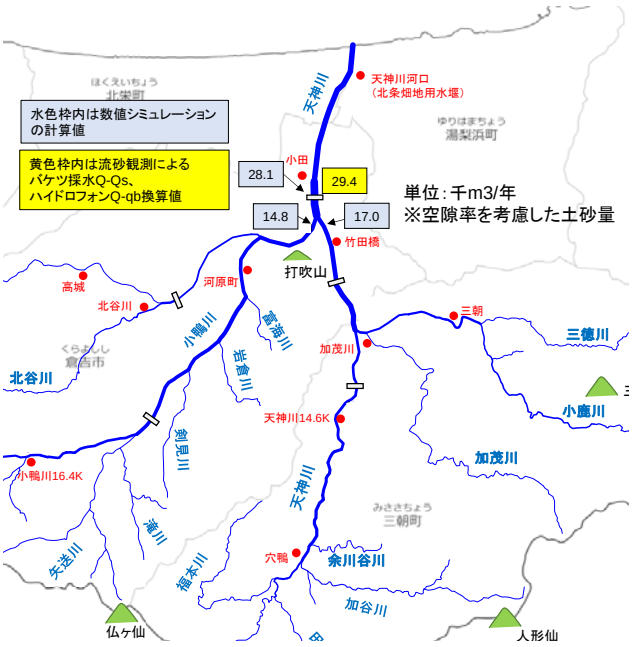


図-6 土砂動態マップ（暫定値）

参考文献

1) 加藤陽平，檜谷治：透過型砂防堰堤を有する流域の土砂流出予測法，水工学論文集，第 58 巻，2014.
2) 気象庁，http://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/bosai/dojoshisu.html，2018 年 3 月 26 日閲覧

巨大（深層）崩壊の高精度編年研究会の 3 年間の活動報告

—年輪年代法による巨大崩壊の発生年代の推定と歴史史料との対比—

砂防フロンティア整備推進機構　井上　公夫
巨大（深層）崩壊の高精度編年研究会

1　本研究会の目的

砂防学会の公募研究会，「**巨大（深層）崩壊の高精度編年研究会**」では，平成 27～29 年度に現地調査・年輪年代測定などを行ってきたが，3 年間の調査結果を取りまとめたので報告する（井上ほか，2018）。

日本アルプスの各地に地質時代～歴史時代の巨大（深層）崩壊地（移動体体積≧$10^7 m^3$）が存在する。それらをもたらした崩壊の発生年代を確定することは，崩壊の発生間隔や土砂災害史，地形発達史などを論じる上で重要である。地質現象の編年には様々な手法（例：^{14}C 法，火山灰編年法等）があるが，測定原理や測定誤差のために，通常は数十年以下の精度まで限定することは不可能である。一方，樹木年輪幅の変動パターンを標準試料と比較して樹木の枯死年代を決定する年輪年代法は，1 年単位での編年が可能である。新たに，防災科学技術研究所の山田隆二（2018；Yamada, et al., 2018）による「酸素同位体比を用いた年輪年代測定」も実施され，光谷の年輪年代とほぼ同様な年代値が得られた。

本研究会では，史料災害学，第四紀地形・地質学及び年輪年代学の専門家が連携し，巨大崩壊堆積物や堰き止め湖沼堆積物中に含まれる樹木化石の年輪解析を行い，巨大崩壊の発生時期を年単位で確定することを目指した。また，その成果を歴史史料等と対比して巨大崩壊の誘因を推定した。通常，巨大崩壊は豪雨だけでなく，強震動に励起されることが多いため，本研究の知見は海溝型巨大地震や内陸活断層直下型地震と大規模山地斜面災害との関係を議論するための重要な基礎資料となるであろう。

2　本研究会の活動結果の報告

本研究会は，平成 27 年（2015）1 月に砂防学会に申請し，3 月に受理された。平成 27 年度に，代表研究者・井上公夫と共同研究者・苅谷愛彦（専修大学）・光谷拓実（奈良文化財研究所）・土志田正二（消防庁消防研究センター）の 4 人で研究活動を開始した。その後上記の 4 人に加えて，山田隆二（防災科学技術研究所），尾関信幸（ニュージェック），小林浩（朝日航洋），木村誇（防災科学技術研究所），池田敦（筑波大学），秋山晋二（国際航業），林久夫（ジオックスコンサルタント）が共同研究者として加わった。現地調査を各年度数回実施し，年度末に中間報告会を行ったため，次第に参加者が増加した（計 48 名＋学生 18 名）。

2015 年 7 月 17 日（金）に山梨県立図書館会議室でキックオフ会議（14 名参加）を開催した。翌 18 日（土）にドンドコ沢の現地調査を行う予定であったが，台風接近のため，ドンドコ沢方面を中止し，富士川中・下流部の現地調査を有志で行った。

2016 年 2 月 2 日（土）に東京農工大学 50 周年ホールで，平成 27 年度中間報告会（39 名参加）を行った。平成 28 年度は年輪年代試料を得るためのトレンチ掘削を行った。このため，砂防学会丸谷知己会長名で，山梨県中北林務事務所に「恩賜県有財産内入山許可申請」，「林道使用許可申請」，「山梨県立自然公園特別地域（第 3 種特別地域）内鉱物の採取（土石の採取）許可申請」を行い，2016 年 6 月 23 日～12 月 9 日の入山・林道使用許可を受けた。富士島建設株式会社にトレンチ掘削（幅 4m×奥行 3m×高さ 3m）を依頼して，2016 年 8 月 9 日（火）～12 日（金）に行った。

掘削時に地質状況と湧水状況を観察して，倒木の風化状況を見ながら，年輪年代測定用の輪切円盤状試料を 6 試料ほど採取した。採取後，丹念に埋戻し作業を行い，表面は植生マットを敷設し，原形復旧を行った。



写真 1　重機による掘削作業と倒木の裁断



写真 2　採取できた円盤状試料

また，11 月 6 日（日）～7 日（月）に池田敦を中心（6 名参加）として，ドンドコ沢の岩石なだれ堆積物の厚さを推定するために電気探査を行った。2017 年 4 月 15 日（土）に専修大学サテライトキャンパスで平成 28 年度の中間報告会（20 名参加）を行った。

2018 年 6 月 2 日（金）～5 日（月）に林久夫を中心（6 名参加）に岩石なだれ地区で，チェーンアレー探査を実施した。また，7 月 28 日（金）～29 日（土）に現地見学会「和歌山南部田辺市・木守，新宮市口高田」を行った（17 名参加）。その他にも有志で何回かドンドコ沢の現地調査が行われた。

3　ドンドコ沢の堰止湖の形成と決壊

図 1 は、小武川・ドンドコ沢・丸沢の河床縦断面図とドンドコ沢岩屑なだれによって形成された天然ダムの形状を示している。ドンドコ沢と丸沢は岩屑なだれ堆積物の直下で合流し，小武川となって流下し，富士川に注いでいる。鳳凰山東斜面で巨大（深層）崩壊を起こし，岩屑なだれとなってドンドコ沢を広く埋積し，広大な岩石なだれ堆積面を形成した。この堆積物によって，丸沢が河道閉塞され，天然ダムが形成された。

ドンドコ沢と丸沢合流点より上流の流域面積は 20.4km^2，天然ダム湛水域より上流の丸沢の流域面積は 10.3km^2 である。天然ダムの湛水標高を 1230m とし，湛水面積を求めると 9.4 万m^2 で，湛水高 40m（50m）とすると，湛水量は 125 万m^3（157 万m^3）となる。丸沢の流出土砂で湛水範囲が縮小していると判断すると，湛水面積は 14.3 万m^2 で，湛水高 40m（50m）とすると，湛水量は 191 万m^3（222 万m^3）となる。いずれにしても，天然ダムの湛水量は 120 万m^3～220 万m^3 である。この天然ダムより上流の集水面積は 10.3km^2 であるので，240～450mm の降水量があると満水となる（流出率 f ＝0.5 と仮定）。

いずれにしても天然ダムは数か月後には満水となり，溢れ始める。しかし，河道閉塞区間が長く（幅 400m），硬質な花崗岩質の巨岩からなるため，満水となって溢れ出しても，すぐに決壊することはなかったであろう。苅谷（2012）によれば，AD1409～1440 年頃まで，天然ダムは湛水域のある湖沼として存続していた。

4　巨大崩壊の発生時期の史料解析

2017 年 9 月 16 日の第 34 回歴史地震研究会（つくば市）で，石橋克彦先生とドンドコ沢の巨大崩壊について議論した。八ヶ岳岩屑なだれは仁和三年七月三十日（887.8.22）の五畿七道地震で発生し，千曲川を塞き止めて，303 日後の仁和四年五月八日（888.6.20）に決壊して，洪水段波が千曲川を流下して，「仁和の洪水砂」を堆積させた（石橋，2000；井上，2011，2018）ことで意見は一致した。ドンドコ沢～小武川付近には当時人家がほとんどなく，史料はほとんど残っていない。『類聚三代格』によれば，仁和三年八月廿日（887.9.11.22）に台風襲来の記録があると指摘を受けた。五畿七道地震の 20 日後となるので，丸沢に形成された天然ダムが満水となり，洪水が小武川から富士川を襲った可能性がある。地震後降雨となったため，ドンドコ沢の岩屑なだれはかなり大きく再移動したであろう。また，五畿七道地震に関連した富士川断層沿いの直下型地震の発生も想定される。

本研究会は本セッションで終了するが，他の地域でも高精度年輪年代測定を実施し，地形・地質情報と関連付けて，さらに調査を進めていく必要があると思う。

引用文献

石橋克彦（2000）：887 年仁和地震が東海・南海地震であったことの確からしさ，地球惑星科学関連学会予稿集，S1-017

井上公夫（2011）：2.1　八ヶ岳大月川岩屑なだれによる天然ダムの形成（887）と 303 日後の決壊，水山ほか：日本の天然ダムと対応策，古今書院，p.31-44.

井上公夫（2018）：歴史的大規模土砂災害地点を歩く，丸源書店，コラム 3，p.12－17.

他の文献は，各発表者の文献を参照して下さい。

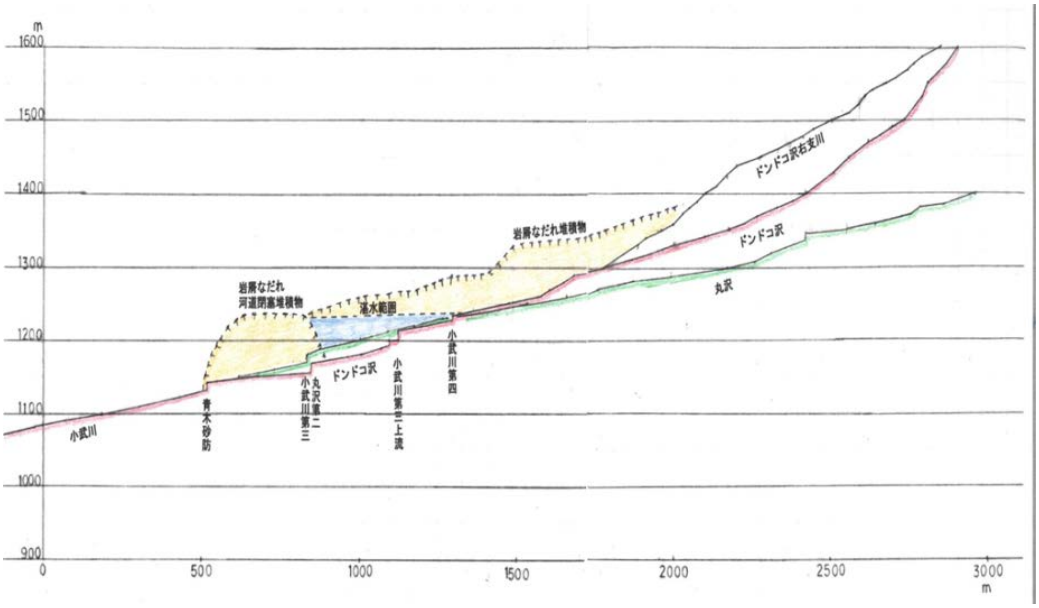


図 1　小武川・ドンドコ沢・丸沢の河床縦断面図とドンドコ沢岩屑なだれ，天然ダム

T4-02

小武川上流ドンドコ沢の巨大崩壊における土砂堆積量の推定 - 電気探査と詳細地形解析を用いて

消防庁消防研究センター　○土志田正二
筑波大学　池田敦
専修大学　苅谷愛彦
朝日航洋株式会社　小林浩
砂防フロンティア整備推進機構　井上公夫

1. はじめに

巨大（深層）崩壊の高精度編年研究会(井上ほか, 2018)は，巨大（深層）崩壊地(移動体堆積≧10^7 ㎥)（以下巨大崩壊と呼ぶ）を対象とし，崩壊の発生年代を高精度で編むことで，崩壊の発生間隔や土砂災害史，地形発達史を明らかにすることを目的としている。しかし土砂災害史や地形発達史を明らかにするためには，崩壊の編年のみならず土砂堆積量を正確に推定することも重要となる。本研究では高精度年代測定を実施した小武川上流ドンドコ沢にみられる巨大崩壊を対象とし，その崩壊土砂堆積量の推定を詳細地形解析ならび電気探査を用いて行った。

2. レーザ計測データを用いた詳細地形解析

小武川上流ドンドコ沢にみられる巨大崩壊の土砂堆積量は, その地形形状および現地踏査の結果から 1.92×10^7 ㎥と推定されている(苅谷, 2012)。土志田ほか(2016)では，航空レーザ測量データ(1mDEM)を用いてより詳細な地形分類を行い，崩壊土砂堆積範囲を推定した(図-1)。この地形分類のうちドンドコ沢における土砂堆積域と推定される地域は６～９、13～16 である（水平面投影面積:1.06×10^6 ㎡)。現地の露頭観察および詳細地形解析の結果，土砂堆積域における堆積物の厚さは約 20～50m 程度と考えられたことから，その土砂量は 2.12×10^7 ㎥～5.30×10^7 ㎥ 程度と推定した。しかし，ここで用いた堆積物の厚さは局所的な露頭データおよび現河床からの高低差から算出しており精度は十分ではない。そこで本研究では電気探査を行うことで岩石なだれの横断方向の堆積物の厚さの推定を試みた。

3. ドンドコ沢の岩石(岩屑)なだれでの電気探査

ドンドコ沢の岩石なだれ堆積物の厚さを推定するために, 岩石なだれ堆積物上流部に測線を設け電気探査を実施した(図-2)。探査に用いた機器は，SYSCAL ジュニア スイッチ 48 であり，48 本の電極を 4 m間隔で配置した。比抵抗断面の解析・描画には，解析ソフト RES2DINV ver. 3.59 を用いた。電気探査を行った測線北端の直下には，苅谷（2012）が Loc.1 とした露頭があり，そこでは厚さ 10～15mの岩石なだれ堆積物（UG）の下に，上面に土壌（木片の ^{14}C 年代が 9 世紀）をもつ礫層（LG）が認められている。なお，ドンドコ沢周辺に位置するアメダス韮崎において，探査前に降雨が観測されたのは探査実施日の 6 日前であり, そのときの日降雨量は 7.5 mm であった。そのため，探査結果には降雨に伴う一時的な低比抵抗層は含まれないと考えられる。

4. 電気探査の結果・考察

測線（岩石なだれ堆積物上流部）の比抵抗断面とその解釈の一例を図-3 に示す。測線の北端付近では，UG が高比抵抗部として，LG が低比抵抗部として判別できた。両者の比抵抗のコントラストは，LG に比べ UG の方が，粗粒かつ間隙の充填物に乏しいため，含水量が少ないことを反映している。この結果から類推し，4 kΩm 以上を岩石なだれ堆積物とすると, その厚さは測線の中央付近では 20～30 m，南側では 25 m（探査深度）以上と推定される。測線中央付近の下方には，河岸段丘の形状をもつ低比抵抗部が存在し，岩石なだれ発生以前には，その段丘の南側に谷があったことを示唆する。ドンドコ沢左岸には岩石なだれ堆積物が残存していないという現地踏査結果とあわせて考えると，岩石なだれの流心部は，現在のドンドコ沢の位置ではなく，その埋没谷上にあったと予想される。この結果は，木村ほか(2018)の河川地形の変化の推定と調和的である。

5. 土砂堆積量の推定・まとめ

電気探査の結果から，岩石なだれ堆積物の厚さは 20～30m 程度と推定された。その結果，土砂堆積量は 2.12～3.18 $\times10^7$ ㎥と推定される。ただし土砂堆積量は複数回の崩壊の結果の可能性も高いため、今後その検証も必要である。

謝辞

本研究に用いた 1mDEM は国土交通省関東地方整備局富士川砂防事務所が 2009 年度に作成したものを本研究会に貸与していただいたものである。

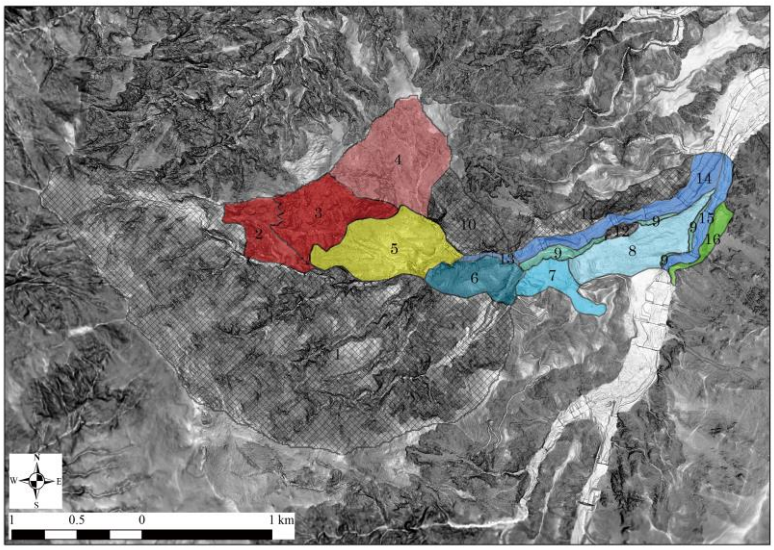
参考文献

苅谷愛彦（2012）:「赤石山地･地蔵ヶ岳東麓で奈良-平安時代に発生した大規模岩屑なだれ」, 地形 33-3, p.297-313.

井上公夫ほか (2018) : 年輪年代法による巨大崩壊の発生年代の推定と歴史史料との対比, 平成 29 年度(公社)砂防学会公募研究会(継続), 平成 29 年報告書, pp.85.

土志田正二・小林浩・井上公夫・苅谷愛彦・尾関信幸・木村誇 (2016) : 小武川上流ドンドコ沢の巨大崩壊発生位置と土砂堆積量の推定, 平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集 A, pp.A-286-287.

木村誇・山田隆二・苅谷愛彦・井上公夫(2018) : 赤石山地ドンドコ沢岩石なだれの発生に起因した地形変化の再検討, 日本地すべり学会誌, 55-1, pp.42-52.



No.	名称	面積[m²]
1	広域集水域	4.09×10^6
2	崩壊部A	0.18×10^6
3	崩壊部B	0.32×10^6
4	崩壊部C	0.50×10^6
5	崩壊部_下流側	0.40×10^6
6	岩屑なだれ段丘面_上流部	0.19×10^6
7	岩屑なだれ段丘面_中流部	0.12×10^6
8	岩屑なだれ段丘面_下流部	0.28×10^6
9	岩屑なだれ段丘段丘崖	0.07×10^6
10	基岩部_左岸上流部	0.23×10^6
11	基岩部_左岸下流部	0.24×10^6
12	基岩部	0.02×10^6
13	河床_ドンドコ沢上流	0.02×10^6
14	河床_ドンドコ沢下流	0.22×10^6
15	河床_小武川	0.09×10^6
16	対岸_乗り上げ部	0.06×10^6

図-1 1mDEM を用いたドンドコ沢の地形分類と水平面投影面積（土志田ほか, 2016）

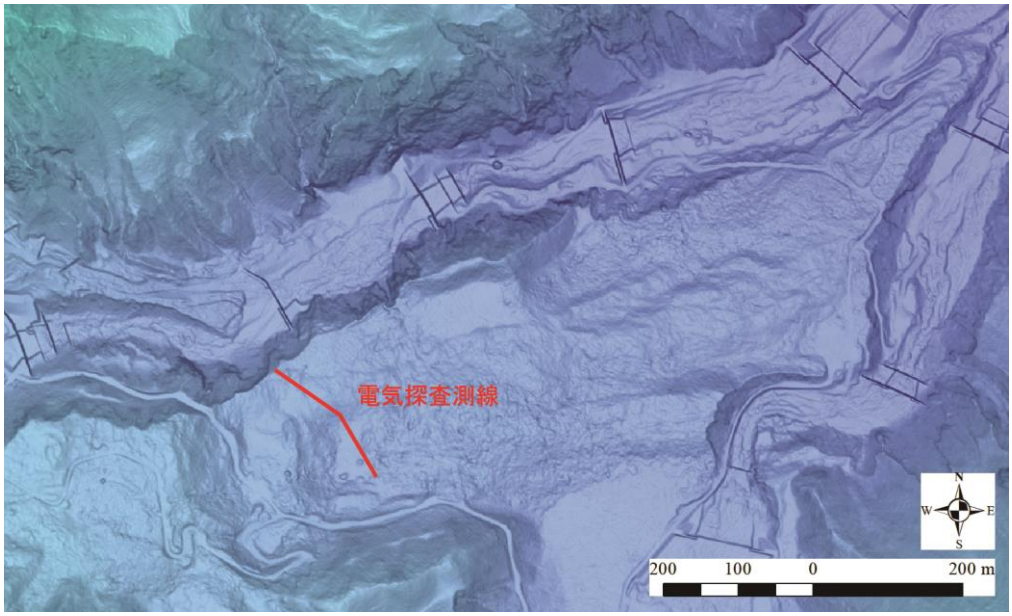


図-2 電気探査測線位置図(岩石なだれ堆積物上流部)

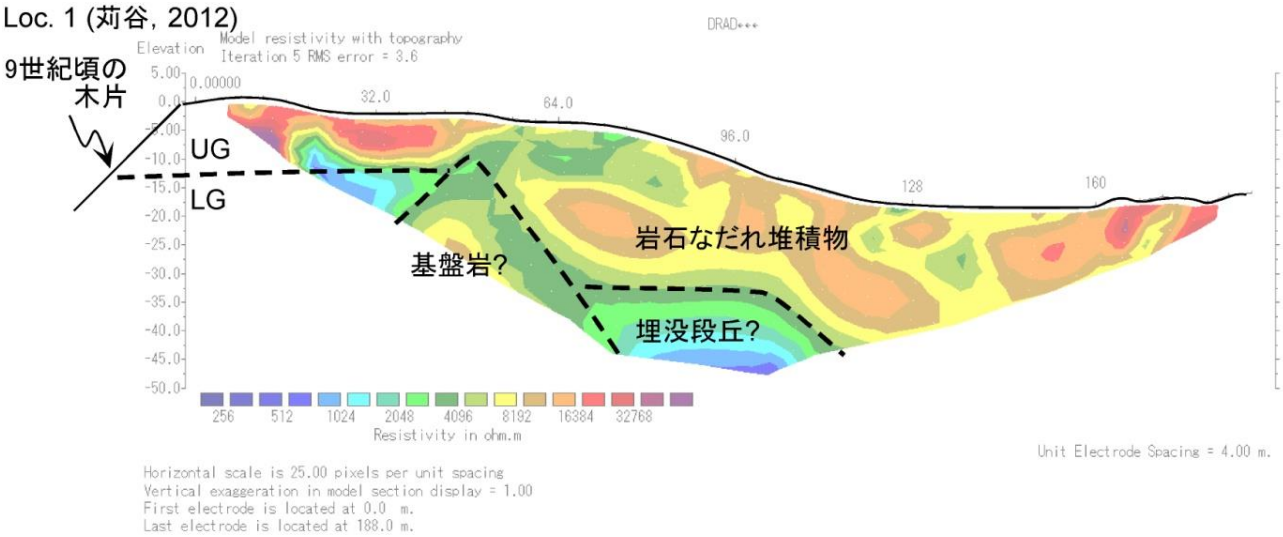


図-3 電気探査測線（岩石なだれ堆積物上流部）の比抵抗断面とその解釈の一例

歴史時代に南アルプスで発生した崩壊履歴の高精度復元
－酸素同位体比を用いた樹木年輪年代測定の適用－

防災科学技術研究所　○山田隆二，木村誇
専修大学　苅谷愛彦
早稲田大学　佐野雅規
総合地球環境学研究所　對馬あかね，李 貞，中塚武
砂防フロンティア整備推進機構　井上公夫

１．はじめに

斜面災害の予測や対策には，その履歴を復元し長期的な地形の安定性を評価することが重要である．山地斜面の植生が豊かな我が国では，化石木など樹木由来の試料の年代測定による履歴復元が可能である．放射性炭素（^{14}C）年代測定法のほか，保存状態が良好で年輪・樹皮が認められる歴史時代の樹幹試料に対しては年輪年代測定法を利用できる（例えば光谷, 2001）．近年，年輪幅の代わりに年輪を構成するセルロース細胞の酸素同位体比を測定する酸素同位体比年輪年代法が広がりを見せる（例えば中塚・佐野, 2014）．

歴史時代に南アルプスで発生した斜面崩壊には，赤石山地ドンドコ沢岩石なだれ（苅谷, 2012）や八ヶ岳大月川岩屑なだれ（河内, 1983）などがある．ドンドコ沢岩石なだれが形成したせき止め湖堆積物から良好な保存状態で掘削採取した埋没樹幹（樹齢約 350 年のヒノキと約 300 年のツガ属樹木）について，Yamada et al.（2018）は酸素同位体比年輪年代法によって AD 885 以降数年以内あるいは AD 888 年という枯死年代を求め，古文書記録と対比し誘因を議論した．

今回，我々は上記 2 つの斜面崩壊履歴について，酸素同位体比年輪年代法による解析を進めた．ドンドコ沢岩石なだれで用いた試料は，砂防学会「巨大（深層）崩壊の高精度編年研究会」の活動の一環として，2016 年 8 月にせき止め湖沼堆積物中のトレンチ調査にて採取した樹幹試料である．同研究会で見学会（2016 年 7 月）等を実施した八ヶ岳大月川岩屑なだれでは，崩壊堆積物から新たに採取した樹幹試料（サワラ）と，河内晋平氏が採取した樹皮付き

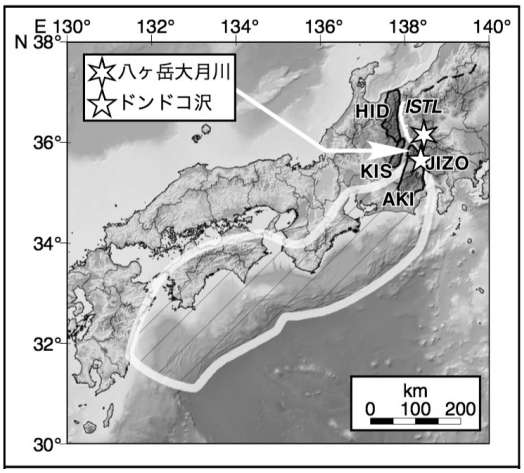


図 1 南アルプス「赤石山地ドンドコ沢岩石なだれ」と「八ヶ岳大月川岩屑なだれ」の位置．斜線部は南海トラフの想定震源域（地震調査研究推進本部，2013）．ISTL: 糸魚川静岡構造線; HID: 飛騨山脈; KIS: 木曽山脈; AKI: 赤石山脈; JIZO: 地蔵ヶ岳

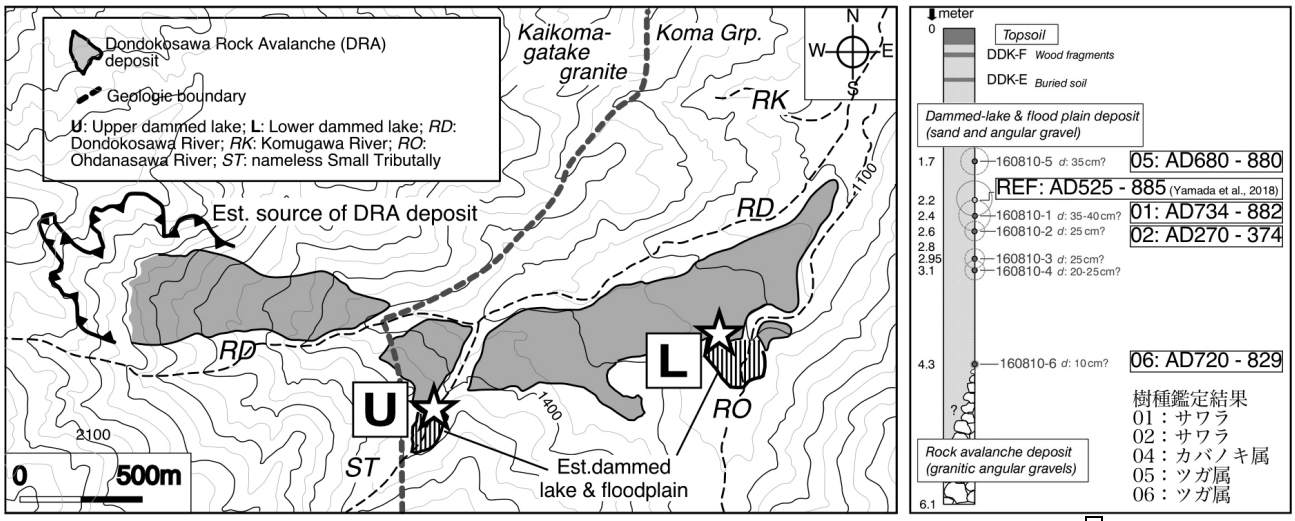


図 2（左） ドンドコ沢岩なだれによるせき止め湖と試料採取地点（Yamada et al., 2018 から引用）．トレンチは L 地点で実施した．**（右）**トレンチ断面図と樹幹試料採取深度．年輪年代測定結果（太字）は，成長年が判明した年輪の範囲を示す．

樹幹試料（サワラ，八ヶ岳総合博物館提供）を用いた．またあわせて ^{14}C 年代測定も実施した．

２．ドンドコ沢岩石なだれによるせき止め湖沼堆積物

約 5m深のトレンチから，6 本の樹幹試料を得た．そのうち保存状態が良好な 4 本の酸素同位体比年輪年代測定を行った（図 2）．02 を除いて，最外年輪の年代は AD 829–882 であった．採取の過程でどれも樹皮が剥離したため枯死年は確定できないが，これよりより後である．同一イベントで枯死したとして矛盾はなく，井上ほか（2016）の議論を補完するといえる．02 は他と大きくずれるものの，これを挟む上下層から得られた試料は前述の年代範囲にあるため，同一のイベントによる堆積と考えられる．値がずれる原因について，長期間保存された枯死試料が再度巻き込まれて堆積したのか，数 100 年の寿命を持つ個体の一部であるのかを検証する必要がある．

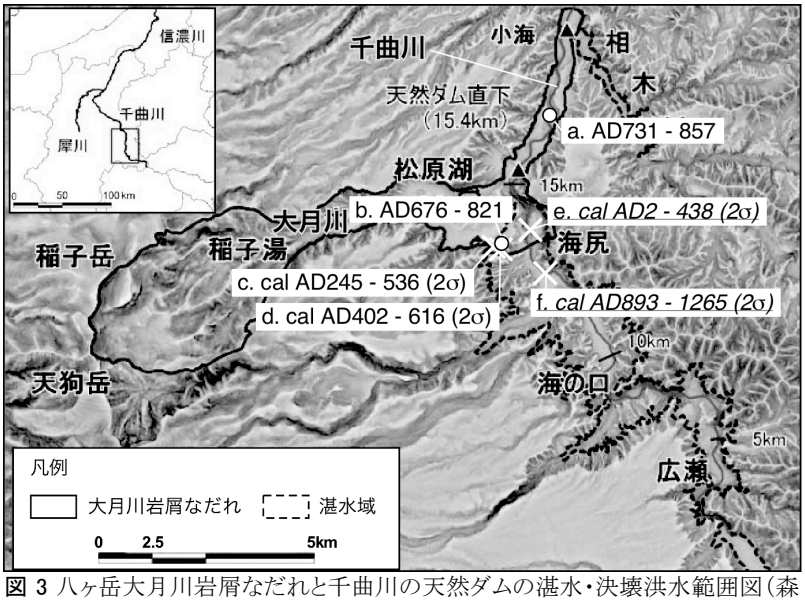


図 3 八ヶ岳大月川岩屑なだれと千曲川の天然ダムの湛水・決壊洪水範囲図（森ほか, 2012; 図 2.1 を修正）と年代測定結果. a, b は年輪年代, c～f は ^{14}C 年代, e, f は河内（1983ab）の値を OxCal 4.3（Bronk Ramsey and Lee, 2013）と IntCal13（Reimer et al., 2013）を用いて再計算した値.

３．八ヶ岳大月川岩屑なだれ堆積物

河内氏の試料と今年度採取した試料の酸素同位体比年輪年代測定の結果，最外年輪がそれぞれ AD 857 と AD 821 であった（図 3, ab.）．試料 a.にはしっかりとした樹皮が残るため，この値は枯死年と考えられる．従って，五畿七道地震（AD 887）が発生した時には既に枯死していたことになる．b. には樹皮が確認できないが，a. と同時期に枯死したとして矛盾はない．一方，せき止め堆積物から採取した木片の ^{14}C 年代測定の値（図 3, c~f）は，わずか 4 試料であるものの，おおよそ AD 0-1300 と広く分布しており，あえて c, d, e が同一イベントに対応すると考えるとその発生時期は AD 402-438 頃となる．これらの年代測定の結果は，大月川岩屑なだれによる崩壊堆積物が複数のイベントによって形成されたことを支持する．今後，岩屑なだれとせき止め湖の形成・決壊などの過程を理解するためには，堆積ユニットの区分やメカニズムの解釈などに関する現地踏査と，良好な樹木試料を用いた年代測定がさらに必要である．しかしながら，古文書記録と対比可能なレベルの精緻な年代値を得ることによって，正確な事象の議論・理解が確実に進んでいるといえる．

謝辞

八ヶ岳総合博物館には河内晋平氏が採取した樹幹試料をご提供いただきました．また，防災科学技術研究所若月強博士には崩壊堆積物からの樹幹試料採取にご協力いただきました。記して感謝いたします．

参考文献

Bronk Ramsey, C., Lee, S., 2013, Radiocarbon, Vol. 55, 720-730.
井上公夫，苅谷愛彦，光谷拓実，土志田正二, 2016，平成 28 年度研究発表会，砂防学会，富山.
Bronk Ramsey, C., Lee, S., 2013, Radiocarbon, Vol. 55, 720-730.
河内晋平, 1983a，地質学雑誌，89，173-182.
河内晋平, 1983b，地質学雑誌, 89, 599-600.
苅谷愛彦, 2012，地形, 33, 297-313.
光谷拓実, 2001，日本の美術，至文堂, 421, p. 86-97.
森俊勇・井上公夫・坂口哲夫著, 2012，水山高久監修「日本の天然ダムと対応策」，古今書院, 186pp.
中塚武・佐野雅規, 2014，月刊地球号外，第四紀研究における年代測定法の新展開（III), 106-113.
Reimer, P. J. et al., 2013, Radiocarbon, 55, 1869-1887.
Yamada, R., Kariya, Y., Kimura, T., Sano, M., Li, Z., Nakatsuka, T., 2018, Quat. Geochronol., 44, 47-54.

T4-04

山口県防府市，山口市，広島県広島市および長野県南木曽町における被災渓流の土石流発生履歴

山口大学大学院創成科学研究科　○鈴木　素之
山口大学大学院創成科学研究科　片岡　知
復建調査設計　松木　宏彰
山口大学教育学部　楮原　京子
アジア航測　阪口　和之

1. はじめに　本研究では，2009 年 7 月 21 日に山口県防府市，2013 年 7 月 28 日に山口市阿東，2014 年 7 月 9 日に長野県南木曽町，2014 年 8 月 20 日に広島市で起きた各土石流災害を対象として，各地域の土石流発生時期を検討し，それらの結果を土砂災害年表として整理した。本報告では作成した土砂災害発生年表から明らかになった各地域の土石流発生履歴の特徴と傾向について述べる。

2.研究手法　調査地区は，防府市勝坂，真尾，松ケ谷，石原，玉泉溜池，三谷川，山口市阿東嘉年，広島市安佐北区可部東，三入南および安佐南区八木，宮下川，緑井，南木曽町読書である。なお，防府市，広島市および南木曽町には花崗岩が，山口市阿東嘉年には流紋岩が分布している。現地調査では渓流の側岸あるいは扇状地末端の新旧土石流堆積物の層序を確認した上で，土中から植物遺骸や炭化物を採集し，土石流堆積物の形成年代を放射性炭素（^{14}C）年代測定により推定した。また，^{14}C 年代値と災害記録との対比から土石流発生時期の確度を検討した。

3.調査結果

3.1 防府市　防府市の各調査地区の土石流発生年表を**図-1** に示す。図には史料 [1), 2)]から抽出した過去の豪雨・洪水・地震の発生件数と，これまでに得られた土石流堆積物の年代値を記載している。ここで，豪雨・地震年表に示した年代は炭化物の年代値と対応した豪雨記録を示している。鈴木ほか [3)]によると，防府地域全体でみると，2009 年を含めて少なくとも過去 9 回の土石流（図中では土石流 No.1~No.9 と表記）が発生したことが既に分かっている。この地域の土石流発生間隔は 100～200 年程度といえるが，豪雨の発生間隔は数十年程度と短いものがあり，豪雨と土石流の発生間隔は一致しない。このことは，土砂が渓流に堆積する時間を考慮する必要があることを示唆している。

3.2 山口市　阿東嘉年の 2 渓流の調査結果を**図-1** に示している。この箇所では少なくとも過去 4 回の土石流（図中の No.1～No.4）が発生していたと考えられる。現時点のデータに限れば，この地域の土石流発生間隔はおおよそ 400～600 年といえる。また，No.2，3，4 の土石流はそれぞれ 1230 年，1653 年および 1778 年の豪雨記録と整合している。防府地域でも 1230 年と 1778 年の豪雨記録に対応する土石流堆積物の存在が確認されていることから，これらの豪雨

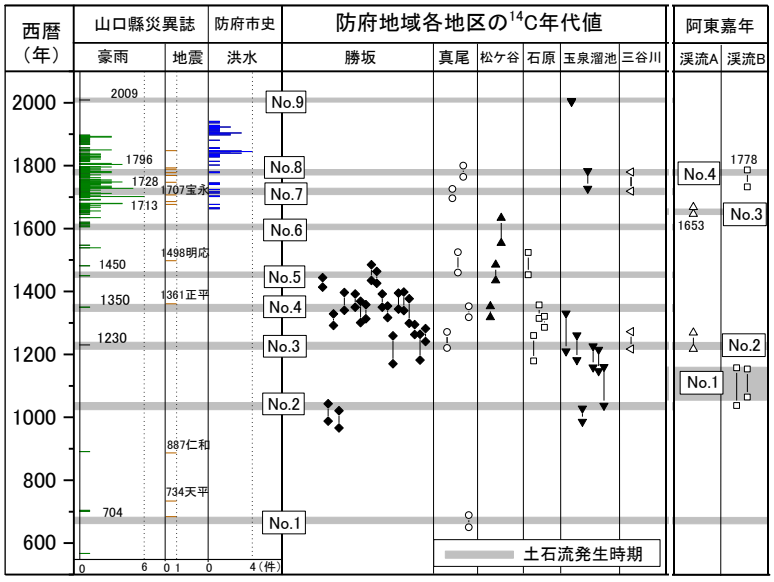
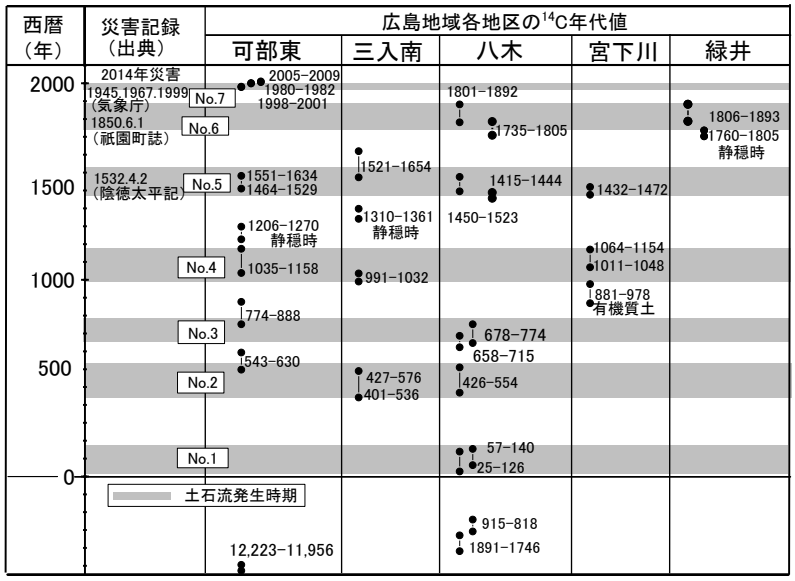


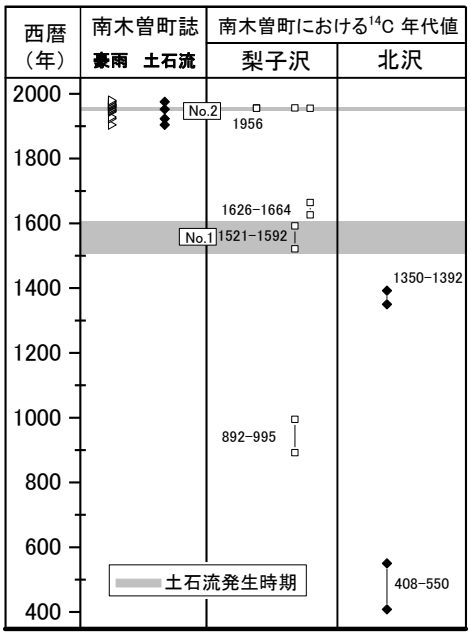
図-1　防府市 H21 被災エリアおよび山口市 H25 被災箇所の土石流発生年表

は，防府だけでなく山口市阿東嘉年に及ぶ広範囲で土石流や崩壊の発生をもたらすものであったと推定される。



図–2　広島市 H26 被災エリアの土石流発生年表

3.3 広島市　広島市の各調査地区の土石流発生年表を**図–2** に示す。図には災害記録に残る豪雨や土砂災害の発生年月日，土石流堆積物の ^{14}C 年代値を載せている。ここで，No.3 と No.4 の間にある宮下川の 1 点と No.4 と No.5 の間にある可部東と三入南の 2 点は土石流堆積物に挟まれた静穏時に堆積した有機質土の年代値である。鈴木ほか [4] によると，この地域では少なくとも過去 7 回の土石流（図中の No.1～No.7）が発生したと考えられる。No.2～No.5 の土石流は複数の地域で同時期に発生したものと推定できる。この地域の土石流発生間隔はおおよそ 200～400 年といえる。



図–3　南木曽町 2 渓流の土石流発生年表

3.4 長野県南木曽町　南木曽町で土石流が発生した 2 渓流の土石流発生年表を**図–3** に示す。図には災害記録 [5] に残っている豪雨・土石流災害の発生年, 各地域の土石流堆積物の ^{14}C 年代値を載せている。これより，この箇所では少なくとも過去 2 回の土石流（図中の No.1～No.2）が発生したと考えられる。現時点では，この地域のデータは少ないため，土石流発生間隔は不明である。

4.まとめ　風化花崗岩が分布する地域の土石流発生間隔は防府地域で 100～200 年，広島地域で 200～400 年であったものの，南木曽町では土石流発生間隔を推定するまでには至らなかった。一方，流紋岩分布域の阿東嘉年地区の土石流発生間隔は 400～600 年であった。これらは，豪雨の発生間隔だけでなく，地質による風化速度の違いが土石流発生頻度に影響したことを示唆している。

謝辞：本研究は JSPS 科研費 JP26560185，JP15H04038，17K18954 公益財団法人河川財団河川基金，山口県との共同研究，山口大学山口学研究プロジェクトの助成によって実施した。また，調査には山梨大学グループ（後藤聡先生）にご協力頂いた。関係各位に謝意を表す次第である。

参考文献

1)　下関測候所（1953）：山口縣災異誌.
2)　防府市教育委員会（1980）：防府市史 上巻，pp.65-81.
3)　片岡知，鈴木素之，阪口和之，楮原京子，松木宏彰（2017）：防府地域において史料に残る豪雨が引き起こした土石流発生時期の推定，平成 29 年度土木学会中国支部研究発表会概要集，pp.233-234.
4)　鈴木素之，阪口和之，楮原京子，松木宏彰（2016）：地形・地質条件による土石流発生頻度のちがい，地盤工学会誌，Vol.64，No.4，pp.8-11.
5)　南木曽町誌編さん委員会（1982）：南木曽町誌　通史編.

新潟県中津川流域における巨大崩壊の一例

○下河敏彦・清水勇介・稲垣秀輝（株式会社環境地質）

1. はじめに

近年日本列島は地震の活動期に入り、直下型地震も増加している。特に M7 以上の直下型地震では、巨大崩壊や地すべりが発生し河道閉塞が発生することも少なくない。

本報告では、新潟県中津川右岸の巨大崩壊の事例について報告する（以下、見玉地すべり）。滑落崖は幅 1,200m、比高 250ｍに及ぶが、地すべり堆はあまり開析されておらず、比較的新しい時代の直下型地震によって形成された可能性がある。

2. 対象地域と調査方法

見玉地すべりは、信濃川と中津川の合流点から約 6km 上流に右岸側に位置する。十日町活断層系からの距離は、約 5～6km 南方である（図-1）。



図-1　対象地域

地震調査研究推進本部地震調査委員会資料に加筆

対象の微地形分類図を作成した（図-2）。国土地理院の 5ｍメッシュから作成した 5m 等高線図を作成し、空中写真判読及び現地調査から、この地形分類図及び地すべり及び天然ダムの復元を目的とした断面図を作成した（図-3）。

3. 調査結果と考察

3.1　地すべりの形態

見玉地すべりは、幅 1,200ｍ、長さは滑落崖頂部から中津川河床まで、最大傾斜方向に 2,700ｍである。流出域と堆積域が明瞭に分かれており、開析谷は未発達である。また、地すべり堆の細分化は進んでいない。これらのことから、見玉地すべりが高速に分離したと判断される。

3.2　発生時期

地すべり堆は、中津川右岸側に連続する低位段丘面をすべて埋没している。これらの低位段丘面は、渡辺（2000）よると、大割野Ⅰ、Ⅱ面に該当し、大割野Ⅰ面の形成時期が 1 万年であり大割野Ⅱ面はⅠ面を侵食して形成された段丘である。つまり、見玉地すべりの発生時期は少なくとも完新世であり、数千年程度と判断される。

3.3　規模（生産土砂量）

地すべり中央部及び北東部の非変動域の地形断面を投影し、地すべり発生前の地形を復元した。この結果、地すべり発生域は延長約 1,600ｍ、幅 1,200ｍ、平均層厚 160ｍ、生産土砂量は概ね 3×10^{7}ｍ^{3} に達する。

3.4　天然ダムの発生

このような土砂移動の発生機構であれば、河道がせき止められ天然ダムが形成されたことは確実である。微地形判読の結果、地すべり内部には深掘れした痕跡はない。このため、天然ダムは決壊しても現存する地すべり堆にオーバーフローすることはなかったと判断される。

図-2 のうち、中津川左岸側に赤枠で示した平坦面において、天然ダムの湖成堆積物の有無を調査する予定である。

3.5　六日町・十日町断層帯の活動履歴との関係

地震調査研究推進本部地震調査委員会の調査のよると、見玉地すべりに近い十日町断層帯東部の最新活動時期を 3,800～3,200 年前、平均活動間隔は 4,000～8,000 年としている。先述した埋没段丘面の時期を踏まえると、見玉地すべりを発生原因となった地震の回数は多くとも 2 回、最新活動時期に、地すべりが発生した可能性も高い。また、想定される地震の規模は M7.4 であり、近年巨大崩壊の発生した 2004 年新潟県中越地震（M6.8）や 2008 年岩手・宮城内陸地震（M7.2）と比べても遜色ない規模である。ただし、六日町断層帯との関係については、今後の課題であろう。

4. 今後に向けて

筆者らは、見玉地すべりは十日町断層帯の活動によって発生したと考えている。そのことを明らかにするために、詳細な地質調査や年代決定資料を得られるような調査を行いたいと考えている

文献

1) 渡辺秀男（2000）：新潟県十日町盆地の津南段丘群の形成について，地球科学 Vol54.№5, pp.310-327.

2) 地震調査研究推進本部地震調査委員会（2010）：『十日町断層帯の評価の一部改訂について』, 30p.

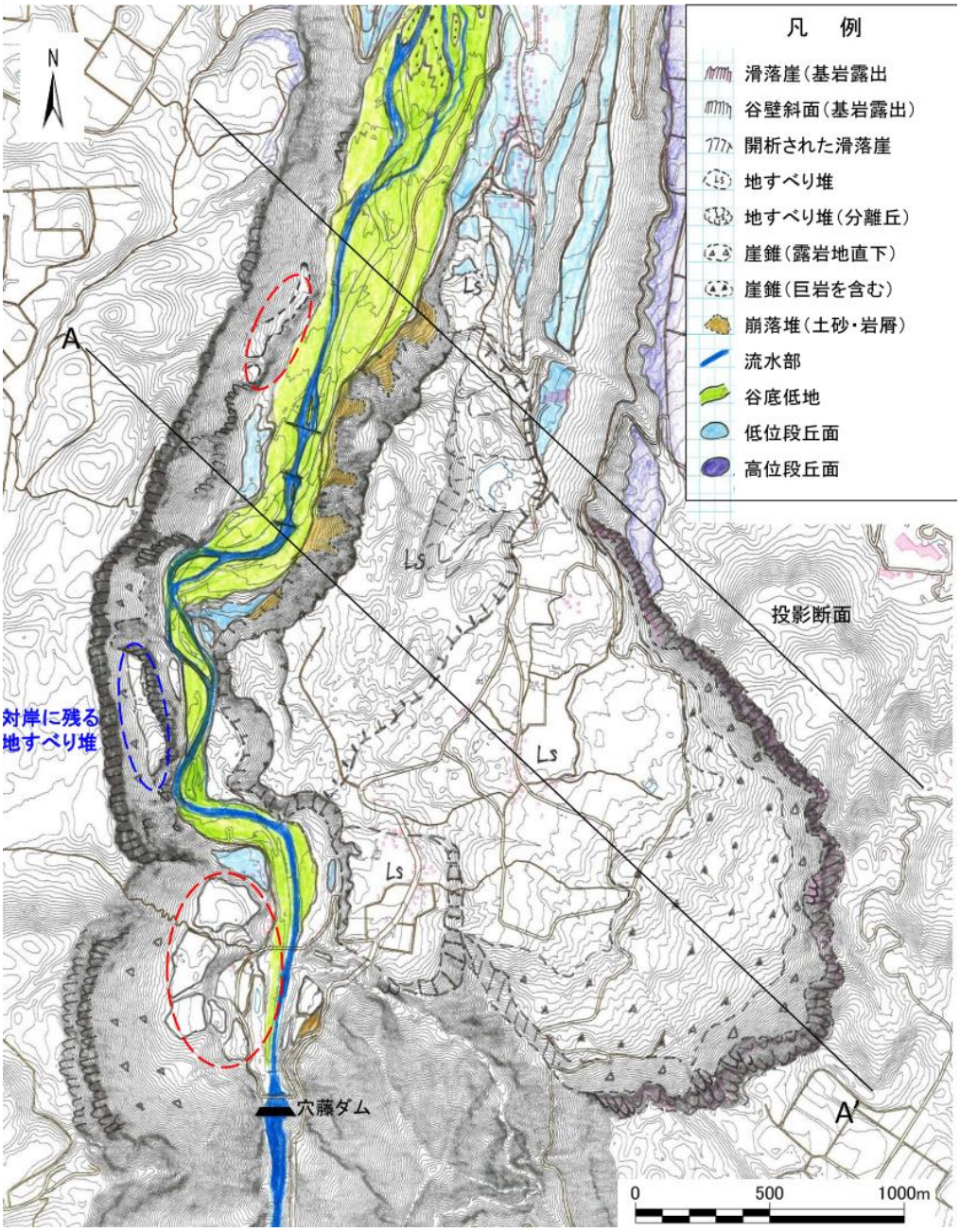


図-2　対象地域の微地形分類図

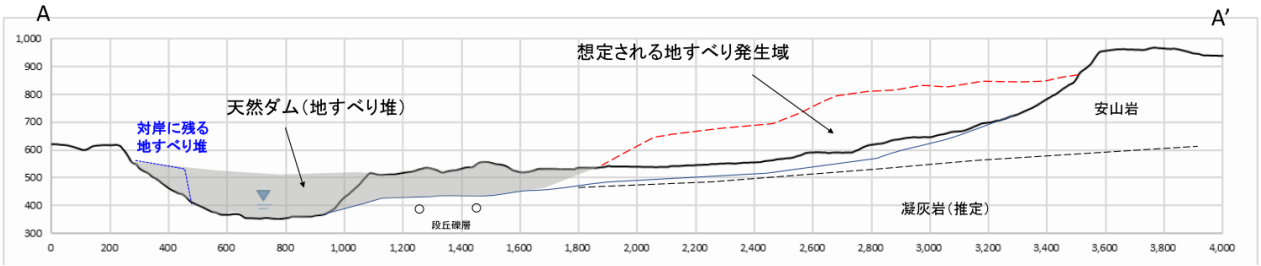


図-3　見玉地すべりと想定される天然ダム

一般口頭発表

V-001

大規模土石流（レベル II 荷重）の検討の必要性と設定方法に関する一考察

防衛大学校名誉教授　○石川信隆
砂防・地すべり技術センター　嶋　丈示
防衛大学校　堀口俊行
東京農工大学名誉教授　石川芳治

1. 緒言

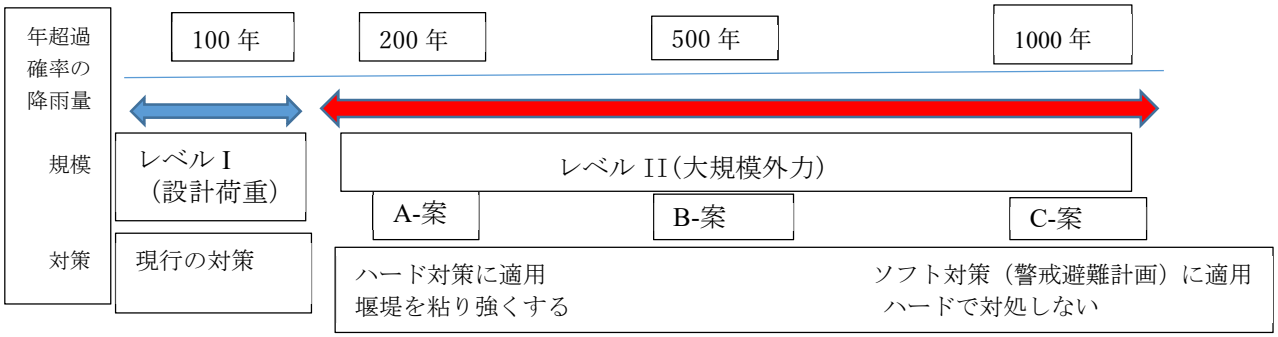
砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）[1]においては，土石流・流木対策施設（砂防施設）の計画規模は 100 年超過確率の降雨を基に算定されている。しかしながら，2011 年 9 月の台風 12 号による紀伊半島における豪雨，2013 年 10 月の伊豆大島における豪雨、2014 年 8 月の広島地方での豪雨ではいずれも 100 年超過確率を超える豪雨が発生し，大規模な土石流災害をもたらしている。すなわち，100 年超過確率（レベル I）を上回るような年超過確率の降雨が発生した場合には，大規模な土石流(レベル II)による災害が発生する可能性が高い。よって，ここでは，レベル II 荷重の考え方，検討の必要条件，設定方法，レベル II 荷重の推定例などについて検討するものである。

2. 土石流レベルの設定方針(案)

1995 年 1 月の兵庫県南部地震および 2011 年 3 月の東日本大震災を契機として，各分野でレベル II（大規模外力）という用語が使用されるようになってきた。砂防分野でも 2013 年 10 月の伊豆大島災害 [2]からレベル II に対する対策を検討する必要性が高まってきた。

2.1 ハード対策におけるレベルⅡ土石流の考え方

レベル II 土石流について，イメージで表すと次のようになる。



2.2 レベル II の設計方針(案)

ここでは、砂防施設の設計に用いるレベル II 土石流の設定方針(案)について，表－1 のように A-案について検討してみた。

表-1 土石流レベルに対応する砂防堰堤の設計方針(案)

土石流レベル	定義	防護目標	計画	設計
発生頻度の高い土石流レベル I（L1） 現行設計荷重レベル (100 年再現確率)	数十年～百数十年に 1 回の頻度で発生する土石流	Protection(防護)を目標. 人命・財産を守る. 発生直後に必要な地域活動の継続可能.	砂防堰堤の設計外力として考える.	原則として許容応力範囲の設計を考える.
過去最大クラスの土石流レベル II (L2)　または 新たに想定する大きな荷重（200 年再現確率）	L1 を上回る大規模な土石流 例えば，深層崩壊による土石流	Mitigation(減災)を目標。 機能を失うような破壊を防止 砂防堰堤に多少の損傷が生じても人命を守る．早期復旧	避難計画を含めて被害想定も考える.	リジリエントな設計および損傷後の補修補強を考える.

3. 砂防施設の設計においてレベルII荷重を考慮するための必要条件

(1) 大規模土石流の発生が懸念される場合（潜在的な巨礫の存在）
(2) 深層崩壊の可能性がある場合
(3) 下流側に重要な施設がある場合（学校・病院・原発関連施設など）

4. 砂防施設の設計におけるレベルⅡ荷重の設定法

A 過去の災害から推定する方法
(1) 過去の最大クラスの土石流災害から礫衝突荷重と流体力を推定する。
(2) 被災した堰堤の損傷状態から推定する。
B. 砂防堰堤の抵抗限界から推定する方法

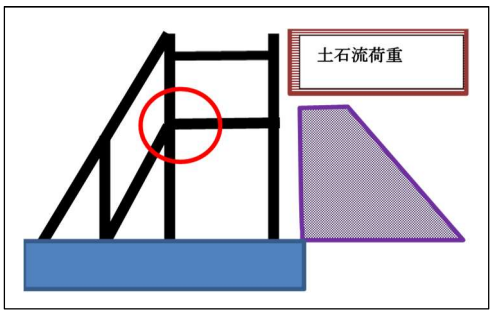


図-1 鋼製透過型砂防堰堤モデル

(3) 既設の堰堤を用いて安定計算から極限の流体力を逆算する。
(4) 既設の堰堤を用いて静的弾塑性解析から荷重—水平変位を求め，その最大荷重をレベル II とする。

C. シミュレーション解析による推定方法
(5) DEM[3] (個別要素法)などを開発してレベルII荷重を算出する。

5. 土石流に対する鋼製堰堤の性能マトリックス

表-2 性能マトリックス

土石流規模	修復限界	終局限界
レベル I	○	Δ
レベル II	◆	○

ただし，
Δ；緊急的砂防堰堤；緊急的に設置する砂防堰堤で，供用期間は約 20 年.
○: 通常砂防堰堤：現行の砂防堰堤で，供用期間は約 50 年。
◆：重要砂防堰堤：下流域に重要な施設などがある場合で，供用期間は約 70 年。

6． レベル II 荷重の推定法に関する計算例

6.1 被災した鋼製堰堤の損傷状態に基づく簡易なレベル II 荷重の推定法

図－1 における 2 列目の柱の接合部（○印）の残留へこみ変形(写真-1)は，584ｍｍ(へこみ率 0.95)であった。この残留へこみ変形から，修正エリナス式を用いて，レベル II 荷重を推定する。図-2 に示すように，残留へこみ変形 584mm に対応する荷重は約 1900kN となる。よって，2 列目の柱は 4 本あるので，全体の破壊荷重は，1900 kN x 4 本＝7600kN，単位奥行当り(10.9m)の破壊荷重は F=697.2kN/m となる。

6.2 DEM によるレベル II 荷重の推定

図－3 に示すように DEM による解析を行い，2 列目の接合部における荷重を算出した。その結果，図－4 に示すような荷重—時間曲線が得られた。ただし，ここでは継手部は鋼管部材と同じ曲げ剛性としている。
最大荷重は，$P=4x10^6$ N となった。
よって，単位奥行幅(10.9m) 当りの荷重は，F=367 .0kN/m となる。以上をまとめると表-3 のようになる。

表-3 レベル II 荷重

推定法	土石流流体力(kN/m)
検討委員会[4]	520.3
簡易推定法	697.2
DEM	367.0

参考: 設計荷重 F=163.85kN/m

7． 結語

砂防施設の設計においてレベル II を考慮することのメリットは次のようである。① 粘り強い施設の設計に役立つ。②レベル I で設計（許容応力設計法）された堰堤をレベル II 荷重で安全性照査することにより，設計では分からなかった構造物の弱点を見つけることができる。③ 補修・補強対策に役立つ。④ 過去の災害での最大レベル級の土石流規模を調査・推定することにより，砂防技術レベルの向上につながる。



写真-1 接合部の残留へこみ変形
(左の梁が右の柱をへこませている)

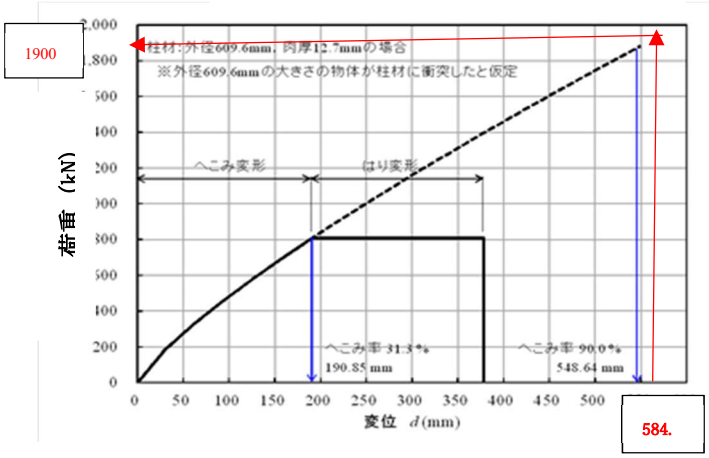


図-2 2 列目の柱 609.6 x 12.7）の接合部の荷重－へこみ変形関係

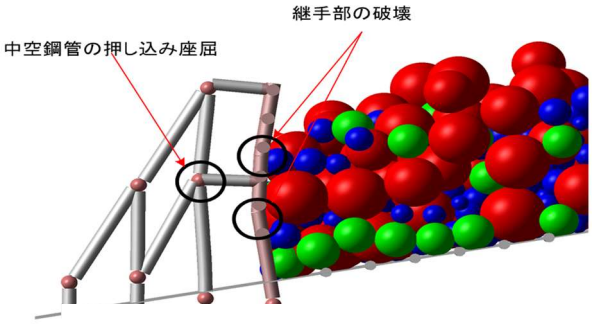


図-3 DEM によるレベル II 荷重の推定

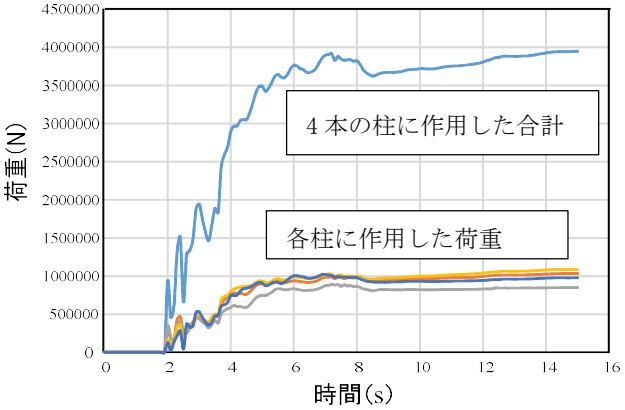


図-4 DEM による計算結果
2 列目柱接合部の荷重—時間曲線

参考文献 1) 国土交通省 国土技術政策総合研究所：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，国土技術政策総合研究所資料，第 904 号，p.8，平成 28 年 4 月.
2) 国土交通省水管理・国土保全局砂防部保全課：「土砂災害対策の強化に向けた検討会，ハード対策分科会討議資料」，2014 年 3 月
3) 香月智・堀口俊行・石川信隆・水山高久：個別要素法による土石流に対する鋼製透過型砂防堰堤の荷重評価解析，平成 29 年度砂防学会研究発表概要集,R3-14,p.160-161,2017 年 5 月
4) 梨子沢流域砂防堰堤に関する検討委員会，報告書，平成 26 年 11 月.

個別要素法を用いた鋼製砂防堰堤が受ける土石流の荷重評価法

防衛大学校　○堀口俊行　小松喜治　香月智
砂防鋼構造物研究会　石川信隆
政策研究大学院大学　水山高久

1　緒　言

近年，局地的な集中豪雨や台風によって，山間地に洪水や土砂災害が頻発している．特に，土石流は大きな破壊力を発生させるため，対策構造物の設置が求められている．例えば，平成 29 年 7 月九州北部豪雨において，大量の流木を含んだ土石流が生活地域に侵入して大きな被害をもたらした．その対策として，対策構造物に**写真-1** のような鋼製透過型砂防堰堤が建設されている．これは通常時，河川の連続性を維持して水や小砂礫を流下できる機構となっている．しかし，土石流が発生すると先頭部に巨礫や流木が集中する特性を利用し，堰堤の透過部を閉塞することで後続の土砂を捕捉できるものである．このような構造物は，直接堰堤に土石流が衝突するため土石流荷重を評価する手法が求められている．

土石流荷重に関する研究において，池谷ら [1]は土石流の種類を大きく 2 つに分けており，①流体理論による土石流荷重と②固体理論における土石流荷重に分けて説明している．これを基に水山 [2]は，分類ごとのコンクリート製の砂防堰堤に対する衝撃力を算定する方法を検討した．そこでは，巨礫の衝突衝撃力を固体理論によって求めるものとして，衝突時における局部的な破壊によるエネルギーから求めるものとしている．しかし，これらは実験結果から検討されたものであり，個別要素法のような動的解析を用いた手法での解析的な研究例は少なく，検討の余地がある．

よって本研究では，実験室規模の土石流実験から得られた衝撃力荷重を個別要素法解析で再現せることで，衝撃荷重の評価について提案するものである．

2　実験の概要

2.1　実験装置

図-1 に示す実験装置は，可変勾配型直線水路を用いている．水路の諸元は，水路長 4.5 m，水路幅 30 cm，深さ 50 cm であり，水路勾配は任意に設定ができる．なお，本実験では河床勾配を梨子沢第 1 砂防堰堤設計諸元に示されている $\theta = 11.3°$ に固定した．土石流を発生させる流水は，上流に置いた礫塊の後方から電動ポンプによって流す．また，土石流の先端部に段波を形成させるために底面粗度を配置した．**図-1** に示すように，間隔は 30 mm，高さを 6 mm の底面粗度を堰堤から 2.0 m の長さにわたり設置した．**図-2** に，堰堤モデルと荷重計測要領を示す．土石流荷重は，堰堤モデルの下流側に 2 個のロードセルと 1 個の分力計を左右対称に配置して計測した．また，堰堤モデルは上端部で吊っており，底板との摩擦を受けないように工夫している．つまり，堰堤モデルが土石流から受ける水平力は 3 つのロードセルの合計値につり合うようになっている．さらに，堰堤下部の水路底面は水平である．

また，**図-3** に示すように土石流モデルは，呼称粒径 10 mm，20 mm，30 mm を使用しており，土石流に適した粒径加積曲線を参考に比率を決定した．礫材の比重は 2.6，礫全体の総重量は 35 kg である．



写真-1　鋼製透過型砂防堰堤

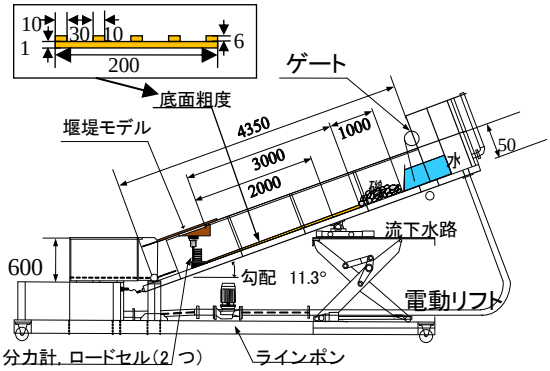


図-1　実験水路

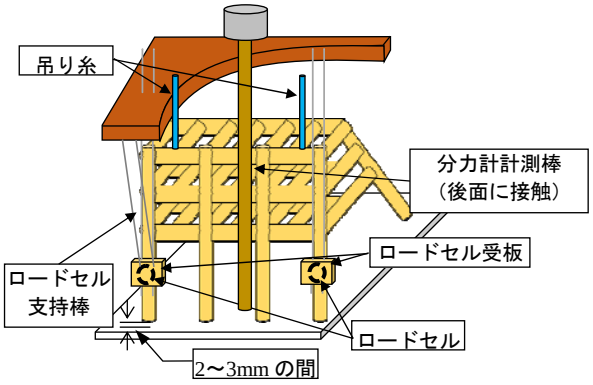


図-2　堰堤モデルと荷重計測要領

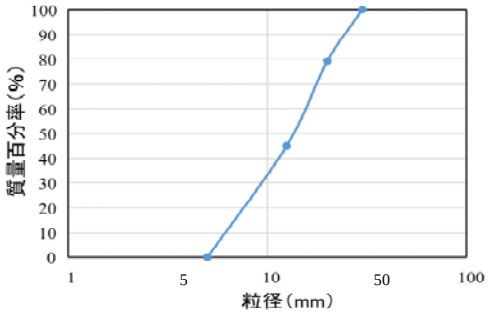
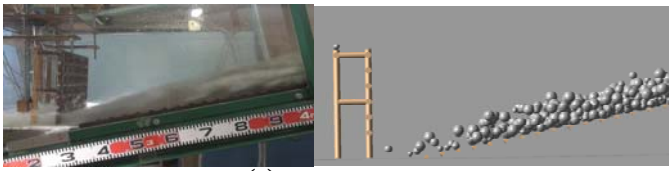


図-3　粒径加積曲線

2.2　実験状況

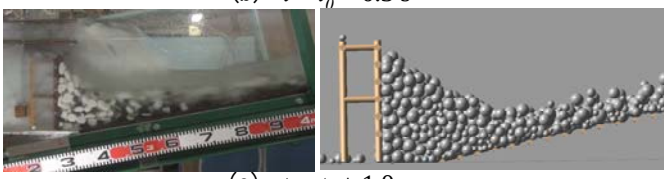
図-4 に，捕捉堆積過程を示す．**図-4 (a)** は，礫の先端



(a) $t = t_0$ s



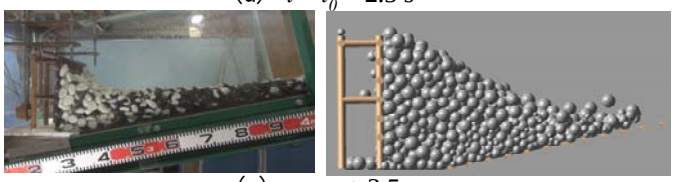
(b) $t = t_0 + 0.3$ s



(c) $t = t_0 + 1.0$ s



(d) $t = t_0 + 2.5$ s



(e) $t = t_0 + 3.5$ s

図-4　捕捉堆積過程（左:実験，右:解析）

が堰堤に到達した時間である．さらに，堰堤に近づく土石流は底面粗度によって，流水と礫材が上流側に向かって高く盛り上がる形状で接近している．**図-4(b)**は，先行礫が堰堤下部に貯まっており，後続の段波が押し寄せている．また，後続礫が集合運搬されて到達するようになる．特に，径の大きな白い礫が先端に集中して偏析が生じ，早い時間に衝突していることがわかる．**図-4(c)**は，後述する荷重～時間関係で，土石流荷重が最も大きくなる時間である．この時に堰堤前面で停止した礫の高さが最高点になっている．**図-4(d)**は，後続礫が堰堤に捕捉され上流側に貯まって停止して，水が礫塊の間隙を流下し続けている．**図-4(e)**は，流水も終了して礫塊の停止状態になっている．

3　解析結果

3.1　解析モデル

図-5に，解析モデルを示す．実験と同じように土石と堰堤を配置している．さらに，堰堤の部材モデルには円柱形要素を組み合わせて 1 列目と 2 列目をモデル化し，分力計にあたる部分を円柱形要素と球形要素で結ぶ連結ばねを使用してモデル化した．ここで得られた接触力を衝撃荷重として評価する．

3.2　荷重～変位関係

図-4は，礫の堆積形状の解析と実験の時刻歴を示す．**図-4(a)**は，土石流の先端が堰堤に衝突した時間を示し

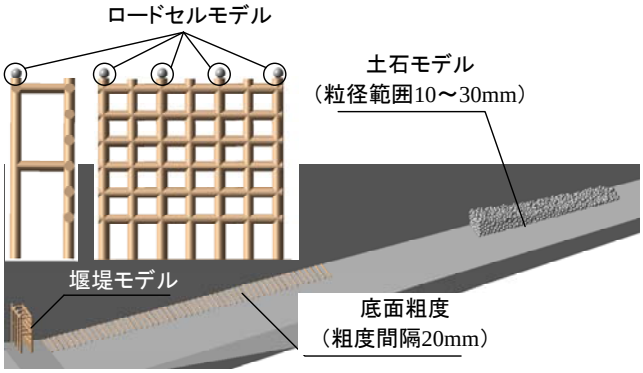


図-5　解析モデル

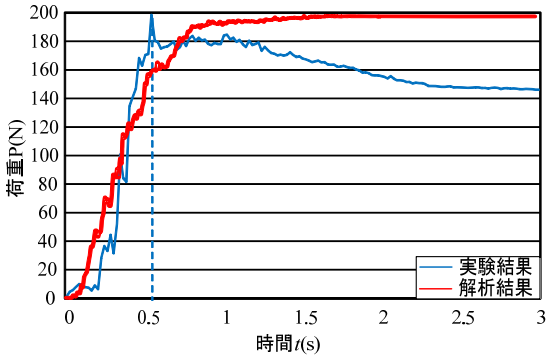


図-6　荷重～時間関係

ている．**図-4(b)**は，礫が衝突しており，堰堤に対して衝撃力荷重を受けている．土石流の先頭部は，堰堤高さ 1/3 程度である．**図-4(c)**は，時間とともに堆積している過程であり，安定形状に移ろうとしている．**図-4(d)**では，後方から流れている水が流下して礫が残ることで堆積している．**図-4(e)**は，止水後の形状であるが，最終形状は実験とやや異なる．

図-6に，解析結果の荷重～時間関係を示している．土石流モデルの先端が衝突してから 1.0 s 程度で最大衝撃荷重付近まで上がり徐々に荷重が一定になっている．実験とはやや異なるが最大衝撃荷重は概ね再現できている．これより，実験規模における最大荷重評価についての予測が期待できる．

4　結　論

本研究は，鋼製透過型砂防堰堤が受ける土石流の衝撃荷重を評価するために荷重～時間関係を整理し，個別要素法解析でその荷重を推定したものである．

1)　透過型砂防堰堤に対する衝撃荷重の計測法について示した．これにより，土石流から受ける堰堤全体に生じる荷重について計測可能であることがわかった．

2)　個別要素法を用いて実験スケールにおける荷重評価が概ね再現できることを示した．

3)　今後，異なる実験条件を用いて提案手法が衝撃荷重の評価法として適用性への検討が必要である．

参考文献

1) 池谷浩：土石流の分類，土木技術資料 20(3), pp.44～49, 1978.3.

2) 水山高久：砂防ダムに対する土石流衝撃力算定とその問題点，新砂防，Vol.112，pp.40～43，1979.8.

3) 大同淳之，吉栖雅人，中嶋健太：土石流による衝撃力，水工学論文集，第 38 巻，pp.557～562，1994.2

V-003

礫衝突を受ける鋼管部材の破壊メカニズムに関する解析的検討

防衛大学校　○別府万寿博　日鐵住金建材　國領　ひろし
砂防鋼構造物研究会　石川信隆　政策研究大学院大学　水山高久

１．緒言

深層崩壊や大規模な土石流が発生すると，大量の土砂や大径の礫が流下し，鋼製透過型砂防堰堤（以下，鋼製堰堤）に作用する．鋼製堰堤の部材間隔は，最大礫径 D_{95} の 1.0 倍程度として設計するため，スパンが短い（以下，短スパン）構造部材に巨礫が衝突することが想定される．構造部材の設計で用いる修正エリナス式 [1]は塑性ヒンジの形成を仮定したものであるが，この仮定が短スパンの構造部材へ適用できるかを検討する必要がある．本研究はスパン 6m および 1m の鋼管部材を対象として，数値解析により修正エリナス式の適用性について検討を行ったものである．なお，数値解析には，衝撃解析ソフト AUTODYN を用いている．

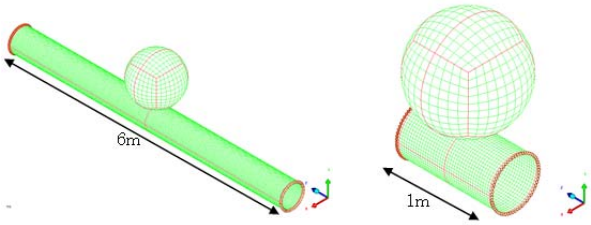
２．鋼管部材に対する礫衝突解析

2.1　解析モデル

図-1 に示すように，直径 1ｍの礫を直径 Φ508mm×板厚 t19mm の鋼管部材に衝突させた．なお，計算時間を短縮するため 1/2 モデルを作成した．鋼管の両端は完全固定とし，スパンの相違がへこみ変形やはり変形に及ぼす影響を調べるため，スパンは 6m および 1m とした．礫の衝突速度は，10m/s とした．衝突荷重については，接触部に生じる値を算定した．図-1 に示す鋼管中央部の衝突点とその真裏（梁変形）の変位を出力した．鋼材の塑性判定には，Von-Mises の降伏関数を用いた．

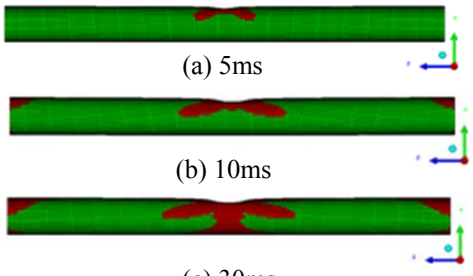
2.2　スパン 6m の衝撃応答

図-2 に，鋼管長 6m の場合における礫衝突後の鋼管部材の塑性化状況を示す．図から，衝突後 5ms では衝突部にへこみ変形が生じるとともに，はり中央部断面が大きく塑性化している．衝突後 10ms になると衝突部の塑性化やへこみ変形に伴い，固定端の要素も塑性化している．最終的には，修正エリナス式の仮定と同様に，固定端における 8 割程度の要素が降伏している．図-3 に残留ひずみ分布を示す．図から，衝突部にひずみが集中して残留しており，最大残留ひずみは 70000 μ であった．図-4 に，礫の変位，衝撃荷重，支点反力およびはり中央部の変位の時刻歴応答を示す．図-4(a)に示す礫の変位～時間関係から，衝突後約 17ms において最大変位 110mm を示し，その後は礫が跳ね返ることによって変位が低下している．図-4(b)に示す衝撃力～時間関係から，衝突後 3ms までは荷重が急激に増加し，その後は緩やかな荷重増加を伴いながら時刻約 17ms で最大約 1000kN を示している．修正エリナス式を用いて，同じ条件におけるへこみ荷重を算定すると約 1300kN となることから，理論よりも 2 割ほど小さな値となった．図-4(c)に示す支点反力～時間関係から，衝撃荷重が急増する時間領域においては，支点反力は衝撃による反動



(a) スパン 6m　(b) スパン 1m

図-1　礫衝突を受ける鋼管部材モデル



(a) 5ms

(b) 10ms

(c) 30ms

図-2　スパン 6m の塑性化状況

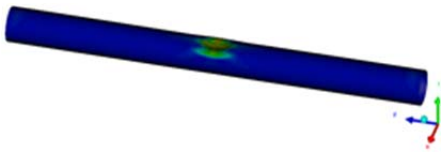
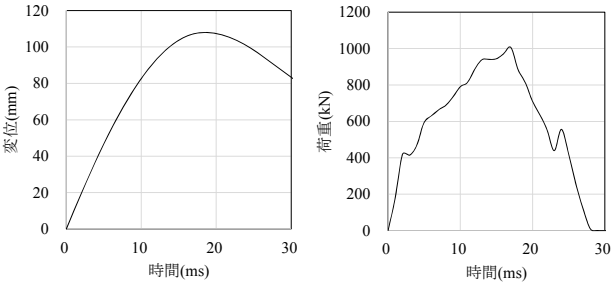
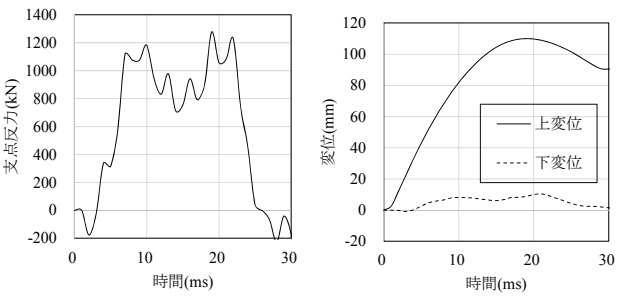


図-3　スパン 6m のひずみ分布



(a) 礫の変位～時間関係　(b) 衝撃荷重～時間関係



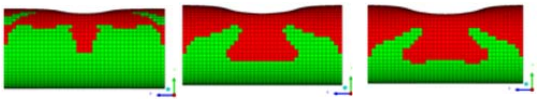
(c) 支点反力～時間関係　(d) はり変位～時間関係

図-4　スパン 6m の応答

で負値を示すが，その後は衝撃荷重と釣り合うような応答を示している．図-4(d)に示すはり中央の変位～時間関係から，上変位は衝撃力の増加とともに増加し，最大で 110mm となった，一方，はり中央の下変位は衝突後約 3ms 後に応答を開始し，最大で 10mm の最大変位を示した．以上の解析結果から，はりとしての全体応答は衝突後約 3ms から開始し，星川の実験 [2]と同様にへこみ変形が大きくなる時間帯ではり変位も発生していることがわかる．

2.3　スパン 1m の衝撃応答

図-5 に，鋼管長 1m の場合における礫衝突後の鋼管部材の塑性化状況を示す．図から，衝突後 5ms～30ms では衝突部にへこみ変形が生じるが，スパン央部断面が塑性化することなく，はり上部の要素に塑性化が集中した．最終的には，修正エリナス式の仮定とは異なり，固定端においてもはり上部の要素のみが塑性化した．図-6 に残留ひずみ分布を示す．図から，衝突部にひずみが集中して残留しており，最大残留ひずみは 80000μ であった．図-7 に，礫の変位，衝撃荷重，支点反力およびはり中央部の変位の時刻歴応答を示す．図-7(a)に示す礫の変位～時間関係から，衝突後約 14ms において最大変位 85mm を示し，スパン 6m よりも 2 割程度小さい値となった．図-7(b)に示す衝撃力～時間関係から，スパン 6m の場合と同様に，衝突後 3ms までは荷重が急激に増加し，その後は緩やかな荷重増加を伴いながら時刻約 12ms で最大約 1300kN を示している．この値は，スパン 6m の場合よりも 2 割ほど大きい値となった．図-7(c)に示す支点反力～時間関係から，スパン 6m の場合と異なり，支点反力は衝突後に 1400kN まで急増した．この理由は，礫衝突とともに固定端上部に応力が伝達されるためと考えられる．図-7(d)に示すはり中央の変位～時間関係から，上変位は衝撃力の増加とともに増加し，最大で 90mm となった，一方，下変位はほとんど発生しなかった．この理由は，塑性化がはり上部に集中するため，はり変形が生じないためと考えられる [3]．以上の解析結果から，短スパンの場合は，はりとしての全体応答が生じにくいことがわかる．図-8 は，スパン 6m および 1m の荷重～へこみ変形関係を示している．この図を積分してへこみ吸収エネルギーを算定すると，スパン 6m および 1m ではそれぞれ約 60kJ および約 59kJ となる．すなわち，礫径 1m で速度 10m/s の時の礫衝突エネルギーは約 68kJ であるので，へこみ変形による吸収エネルギーは，それぞれ約 8kJ および約 9kJ 小さくなっている．この差は，端部の塑性変形や振動などによって消散したものと考えられる．



(a) 5ms　(b) 10ms　(c) 30ms

図-5　スパン 1m の塑性化状況

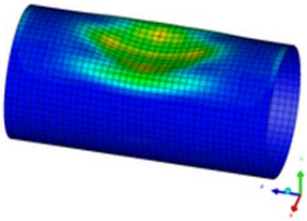
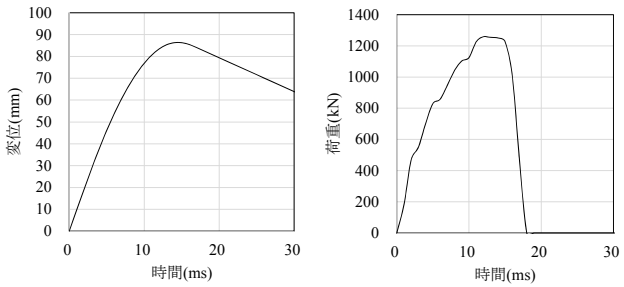
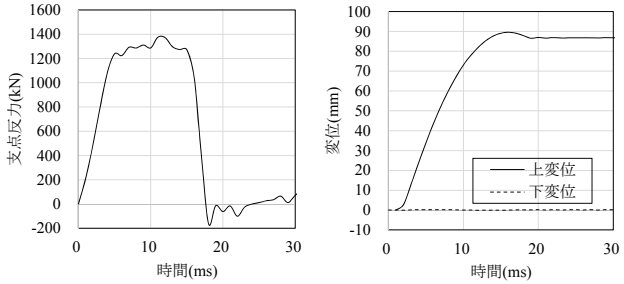


図-6　スパン 1m のひずみ分布

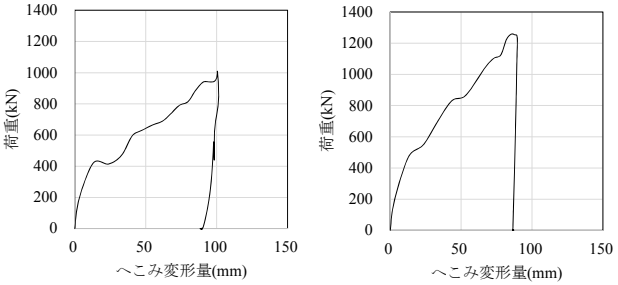


(a) 礫の変位～時間関係　(b) 衝撃荷重～時間関係



(c) 支点反力～時間関係　(d) はり変位～時間関係

図-7　スパン 1m の応答



(a) スパン 6m　(b) スパン 1m

図-8　荷重～へこみ変形関係

参考文献

1) 鋼製砂防鋼構造物委員会：鋼製砂防構造物設計便覧，砂防・地すべり技術センター，平成 21 年 7 月

2) 星川辰雄：鋼製透過型砂防ダムの動的塑性回転容量に基づく耐衝撃設計法に関する研究，九州大学学位請求論文，平成 7 年 9 月

3) 別府万寿博，松澤遼，嶋丈示，石川信隆，水山高久：礫衝突を受ける鋼管部材の荷重評価と局部変形解析に関する一考察，平成 29 年度砂防学会研究発表概要集，平成 29 年 5 月

V-004

流木の回転機構に着眼した効果的な流木捕捉に関する研究

原田　紹臣（三井共同建設コンサルタント株式会社）
○高山　翔揮，里深　好文（立命館大学理工学部）
中谷　加奈（京都大学大学院農学研究科）
水山　高久（政策研究大学院大学）

1，はじめに

平成29年7月に発生した九州北部豪雨災害では，一部の流域において不透過型砂防堰堤が流木を殆ど捕捉せず，多量の流木が下流域まで流出し，家屋や橋梁等に多大な被害を与えた事例[1]が報告されている．今回の災害を受け，現在，渓流から河川区域まで含めた流域における緊急的な流木対策の方向性や事業の推進[例えば，2]が示され，流域も含めた合理的な流木対策技術の立案が急務な課題となっている．

流域における流木対策として，筆者らはこれまで，流木の回転運動に着眼した不透過型砂防堰堤における流木捕捉機能の高度化[3]や橋梁部おける流木対策技術（木除け杭）[4]について取り組んできている．その他の流木対策に関して，流木捕捉工を併設した土石流分散堆積工が提案され，捕捉事例も報告されている．ただし，筆者らの既往研究[3]によると，土石流分散堆積工等に設けられた流木捕捉工の直上流における流れの変化（例えば，緩勾配区間から急勾配への急激な変化）による影響を受けた場合，流木が流れ方向に回転し，一般的に用いられる流木捕捉工の杭間隔では不足し，流木がそのまま杭間を通過してしまうことが懸念される．一方，杭間隔を顕著に狭くした場合，日常的な芥や流木の閉塞防止に関する密な維持管理が別途に必要となる．

そこで，比較的に広い杭間隔においても流木捕捉を可能とすることを目的に，流木捕捉が優位となる方向（流れに対して直角方法）へ回転（**図-1**）[1]させるため，土地利用の観点より一般的に流れが顕著に変化（急流から緩流に変化）すると考えられる土石流氾濫堆積地等の谷出口付近における地形を活用した遊水池形式での流木対策工を提案する．

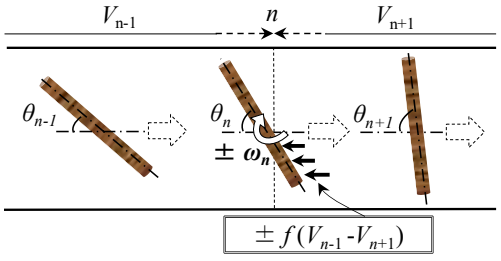


図-1　流水中における流木の回転機構に関する概要図[3]

なお，本稿では急勾配の流路から緩勾配の平坦地へ流下する際に期待される流木の回転について実験により考察する．

2，流れの変化が流木の回転に与える影響

2.1，実験概要

実験に使用した急拡水路（直線水路及び平面氾濫台）を**図-2**に示す．**図-2**に示されるとり，実規模に対して約1/100程度の縮尺を想定して，傾斜させた直線水路（幅 10cm）の上流から水（q_{in}），流木（ただし，円形材料，流木長 8cm，乾燥状態での比重：約0.75，手動により投入：時間あたりの投入速度が概ね 1 本/0.5 秒）を供給し，下流の平面氾濫台における流木捕捉直前での流木の軸方向θ_n（**図-3**）をそれぞれ計測している．流木の投入については，流木の供給条件（初期投入方向）の違いが流木の回転（制御）効果（**図-1**）に影響を与えないように配慮するため，流木の方向を流れの水平面内において全方向にほぼ同じ割合となるように投入している．水路の傾斜角は土石流区間（10 度以上）を基本としている．また，流木の投入位置 L_w や平面氾濫台における流木方向の評価（**図-4**）位置（捕捉工位置）L_p をそれぞれ変化させている（**図-2**）．なお，予備実験において，流水への土砂混入，流木の枝付加，流木の投入速度等の違いによる影響について事前に把握している．

各実験条件の違いが流木の回転等に与える影響を把握するため，流量（q_{in}），水路勾配（直線水路:θ_w，平面氾濫台:θ_p），流木径ϕ_1を変化させて，それぞれの条件における流木の回転（制御）効果を比較している．また，手動での

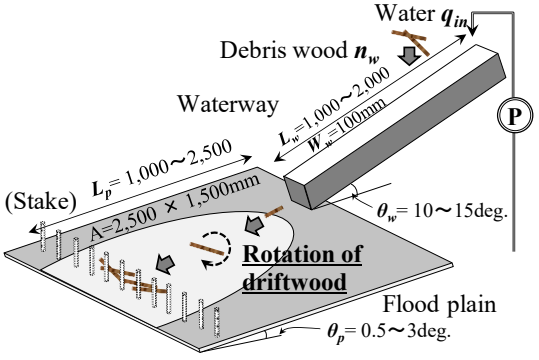


図-2　実験水路の概要

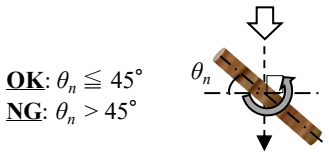


図-3　流木回転の制御効果に関する定義図

表-1　実験条件

CASE	q_{in} (ℓ/s)	ϕ_1 (mm)	θ_w (deg.)	θ_p (deg.)	L_w (m)	L_p (m)
1-1	0.25	1.6	15	2.0	1.0	1.0
1-2	0.80					
1-3	0.50				2.0	
1-4						
1-5		2.8				
1-6		1.8		1.0		
1-7				3.0		
1-8				0.5		
1-9				2		2.0
2-1					0.5	1.0
2-2					2.0	2.0
2-3	0.80	2.8			1.0	1.0
2-4	0.50	1.6	10	0.5		

流木投入による影響等を低減するため，実験は同じ条件（**表-1**）で3回実施して実験結果の平均化を図っている．

2.2, 実験結果及び考察

実験結果における流木の回転に関して，流れの変化に伴う流木の回転効果（流木の回転率）f_c は，

$$f_c = n_0 / n_w \qquad (1)$$

と表される．ここに，n_0 は平面氾濫台上での計測位置 L_p において θ_n が45度以上（**図-3**）であった流木の本数，n_w は流木の供給本数（**図-2**）である．以降に，実験条件の違いが流木の回転効果に与える影響について考察する．

供給流量の違いによる流木の回転率 f_c の変化を**図-4**に示す．**図-4**に示されるとおり，流量及びレイノルズ数（ただし，直線水路部）が大きくなるに伴って，流木回転効果（**図-1**）の向上が確認された．実験中の観察によると，直線水路から平面氾濫台へ通過する際に，その上下流で発生する流速差の影響を受けて流木が回転[3]（**図-1**）するため，流量が大きくなるに伴ってこの上下流の流速差が顕著になったことによるものと考えられる．

河床勾配の変化（直線水路 θ_w と平面氾濫台 θ_p との勾配比: θ_w / θ_p）の違いによる流木の回転率 f_c の変化を**図-5** に示す．**図-5** に示されるとおり，河床勾配の変化に影響を受けた流速の変化が流木の回転効果に与えた影響を確認した．

最後に，流木の流下距離（流木の投入位置 L_w，平面氾濫台における流木方向の評価位置 L_p：**図-2**）の違いによる流木の回転率 f_c の変化を**図-6** に示す．**図-6** に示されるとおり，流木の流下距離等は流木の回転効果に殆ど影響を与えない

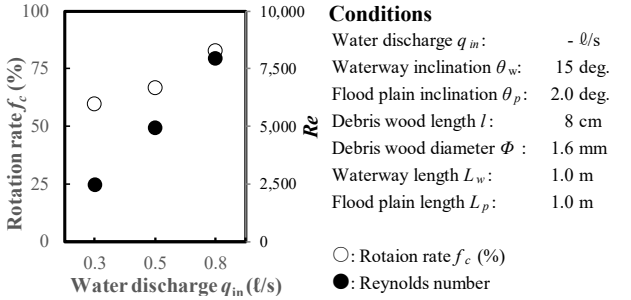


図-4　供給流量の違いによる流木回転効果の変化

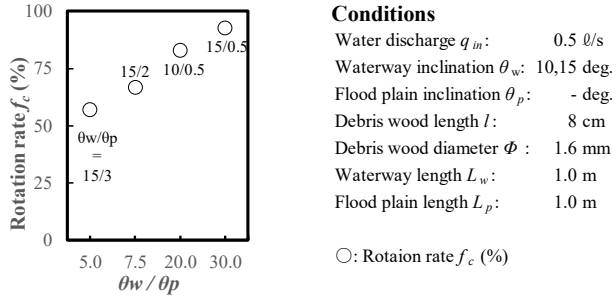


図-5　河床勾配変化の違いによる流木回転効果の変化

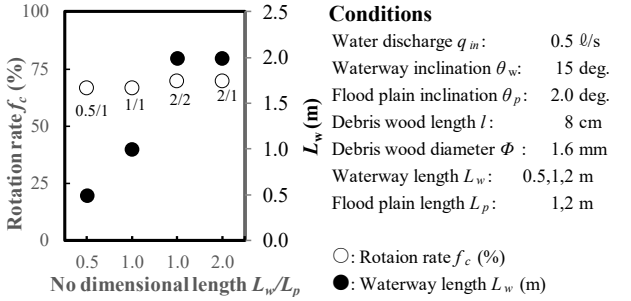


図-6　流木の流下距離等の違いによる流木回転効果の変化

ことが確認された．実験中の観察によると，前述にも示すとおり，流木回転が流速の変化付近で主に発生していることによるものと考えられる．

これらの結果より，一般的に土石流氾濫開始地点の谷出口付近等に見られる地形の変化を活用すると，流木捕捉工としての杭を比較的に広間隔で経済的に配置させることが可能となり，維持管理や土地利用等においても有効となる可能性が示唆された．ただし，本実験は基礎的な実験であるため，今後，更なる検討が望まれる．

参考文献

1) 地盤工学会：平成29年7月九州北部豪雨緊急災害報告会資料, 2017.
2) 国土交通省 砂防部：事務連絡，平成29年7月九州北部豪雨災害を踏まえた今後の砂防事業における流木対策, 2017.
3) 原田紹臣, 高山翔揮, 里深好文, 水山高久, 中谷加奈：既設不透過型砂防堰堤における流木対策の高度化に関する提案，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.74, No.4, pp.I_1219-I_1214, 2018.
4) 原田紹臣ら：橋脚における木除杭及び芥留杭の機能に関する基礎的な実験,土木学会論文集 B1(水工学), Vol.72, No.4, pp.301-306, 2016.

V-005

砂防堰堤の詳細検討における土石流数値シミュレーションの適用

いであ株式会社　　○木村 啓祐，増田 賢人，西島 大雅，樋田 祥久，森 克味

1 はじめに

土石流数値シミュレーションでは,時刻毎の各メッシュの流動深,堆積深などの計算結果を地形図に表現し,その変化の状況から様々な事項を推定する．近年，土石流発生時の氾濫状況の把握だけでなく，砂防施設の計画段階における施設の位置・向きについての妥当性検証等に使用されるようになってきた[1)]．一方で土石流危険渓流など,規模の小さい渓流の微地形を考慮した解析においては,砂防ＬＰデータが整備されていない場合,砂防基盤図や 5mDEM データを使用する必要があり，微地形が表現されず，解析結果を適切に評価することができないことがある．本検討では，汎用プログラムである HyperKANAKO システム[2)]を用いて地形データの地図情報レベルの違いによる解析結果を比較するとともに,現地測量により作成された測量平面図からメッシュデータを作成する方法や計画施設を容易に反映できるシステムについて検討したものである．

2 土石流数値シミュレーションに用いる主な地形データ（計算地形メッシュデータ）

2．1 レーザプロファイラデータ（砂防LPデータ）

国土交通省砂防部においては平成２０年以降，全国統一の砂防ＬＰデータ規格（1m メッシュ）を策定し,直轄砂防事務所において航空レーザ測量が行われ，データの整備が順次行われている．

砂防ＬＰデータは地図情報レベル 1000 であり，土石流数値シミュレーションの実施においても，精度良い解析結果を確認することが可能である．

表-1　主な地形データ

項目	砂防ＬＰデータ	砂防基盤図	5mDEM データ	測量平面図
地図情報レベル	1,000	2,500	5,000	500
整備状況	直轄管内	基礎調査箇所	全国	必要箇所
管理者	直轄	都道府県	国土地理院	発注者
精度	○	△	△	◎
入手	非公開	非公開	公開	非公開
解析への適用	○	○	○	×（変換必要）

2．2 TINデータ（砂防基盤図）

近年，土砂災害防止法に基づく基礎調査が行われており，土砂災害特別警戒区域や土砂災害警戒区域の設定に使用されている地図情報レベル 2500 の TIN（triangulated irregular network）データがあり，基礎調査が実施されている箇所においてはデータが整備済みである．

2．3 基盤地図情報 数値標高モデル（5mDEM データ）

国土地理院においては航空レーザ測量による全国の数値標高モデル（5m メッシュ地形データ）が２万５千分の１地形図の図郭単位で基盤地図情報ダウンロードサービス[3)]において公開されており，全国どこの箇所でも自由に入手することが可能である．但し，地図情報レベル 5000 であり他のデータに比べやや精度が劣る．

2．4 測量平面図

測量平面図は現地測量結果を基に等高線，単点，現況地物線等から地図情報レベル 500 で作成されているが，ＣＡＤデータであり，メッシュデータ化されていない．また，砂防堰堤の計画段階では作成されていることが多い．このため，測量平面図を活用してメッシュデータ化し，精度の高い土石流数値シミュレーションの実施について検討を行った．

3 土石流数値シミュレーションの地形データ作成・編集システム

地形作成・編集システムは測量平面図などの CAD データ（DXF 形式）を用いて，メッシュデータ化した地形データを作成するとともに，砂防堰堤等の計画構造物を現況地形へ配置し，砂防堰堤を地形データに反映して堰堤整備後の土石流動態を解析できる地形データを編集できるシステムとした．（図-1）地形データの作成は現況地物線や等高線等から構成される測量平面図から等高線のみの CAD データ（DXF 形式）を作成する．作成した DXF 形式の等高線図を入力データとし，図面に対して水平垂直のスキャンラインと等高線の交差から特定座標の標高を推定し，標高グリッドを生成することでメッシュデータを作成する．また，計画堰堤を反映した地形データの編集は堰堤形状（天端幅，上下流法勾配，水通し断面，水通し標高）をパラメータ入力し，堰堤位置を指定することで容易に編集できる方法とした．（図-2）

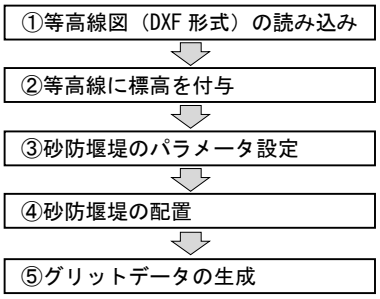


図-1　地形モデル作成・編集フロー

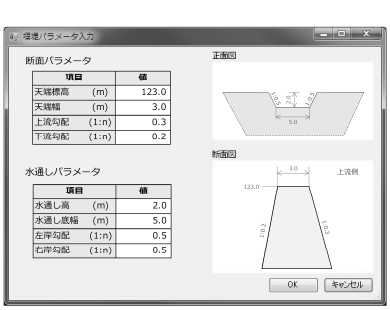


図-2　砂防堰堤のパラメータ設定

4 各地形データによる土石流数値シミュレーションの適用

土石流数値シミュレーションに用いるデータは種類によって精度が異なり，渓流内の微地形を考慮する解析においては精度の高い地形データを使用することが望ましい．しかし，精度が高い砂防ＬＰデータは直轄砂防事務所管内など限られた範囲のみ整備されている．このため，砂防ＬＰデータが入手できない場合，砂防基盤図や5mDEM データを使用して土石流数値シミュレーションを実施する必要があり，同じ渓流においても地形データの精度により解析結果が異なることが想定される．

これらを検証するため，同一渓流において砂防ＬＰデータ，砂防基盤図及び地形データ作成・編集システムから作成した測量平面図の地形データを使用した土石流数値シミュレーションを実施し，その違いについて検証した．

対象としたＡ渓流は土石流危険渓流で規模の小さい渓流であり，流路と宅地の比高差が小さいため，地形データの精度による宅地（平坦地）への土石流流下状況の違いについて確認した．(表-2)

解析の結果，砂防ＬＰデータは微地形が詳細に表現されており，土石流は流路を通過し，下流へ土砂が流出する結果となった．(図-4)

砂防基盤図は宅地と流路の比高差が適切に表現されていないことから，土石流は一部宅地へ流下する結果となった．(図-5)

測量平面図は高さの情報が等高線と単点であることから，砂防ＬＰデータほど微地形を表現されていないものの，宅地と流路の比高差は正確に表現されていることから，砂防ＬＰデータと同様に土石流は流路を通過して下流へ土砂が流出する結果となった．(図-6)

以上から，地形データの精度によって解析結果が異なることがあるため，使用する地形データや解析結果の適用については十分留意する必要がある．このため，今回の様な不明瞭な谷地形の越流状況などは等流計算などで土石流の流下能力を確認する等，他の検証方法を併用し，解析結果の妥当性を確認する必要がある．

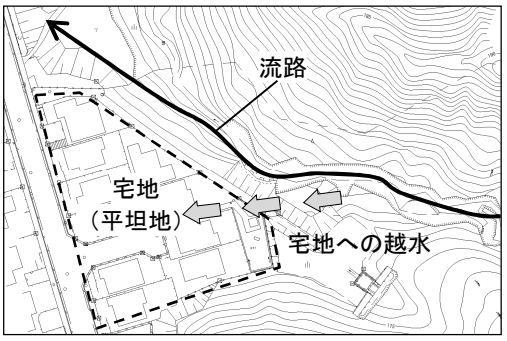


図-3 測量平面図

表-2 渓流及び解析諸元

項目	Ａ渓流
計画流出土砂量	3,700m³
土石流ピーク流量	45.1m³/s
土砂濃度	0.3
計算時間	546sec
メッシュサイズ	2.0m

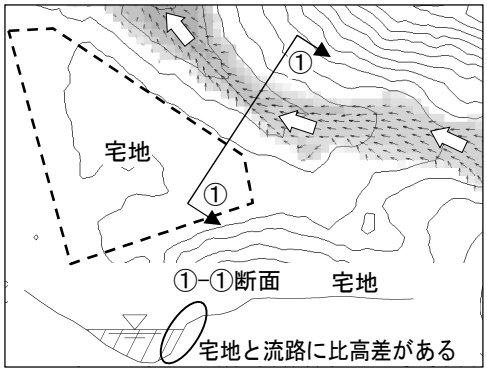


図-4 砂防ＬＰデータによる解析結果

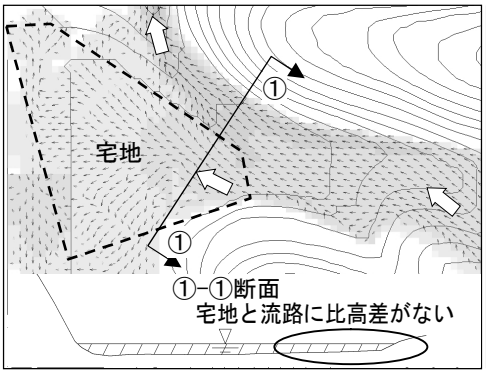


図-5 砂防基盤図による解析結果

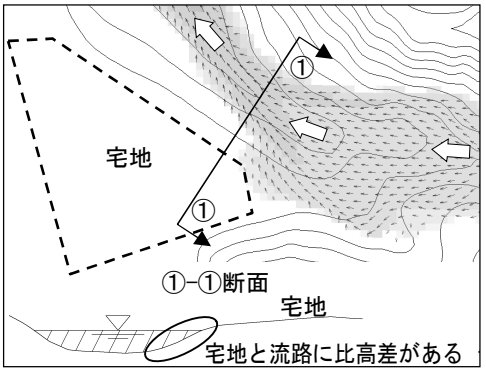


図-6 測量平面図による解析結果

5 今後の展望

地形データ作成・編集システムを使用することで砂防ＬＰデータが整備されていない渓流においても十分注意する必要はあるが，土石流数値シミュレーションの実施が可能なった．また，３次元化表示システム [4] を組み合わせることで，一連で詳細な解析や結果表示を行うことが可能となった．(図-7)

今後，地形データ編集システムは土石流堆積工や土石流導流工などにも対応できるよう検討し，将来的には汎用性ソフトとして公開する予定である．

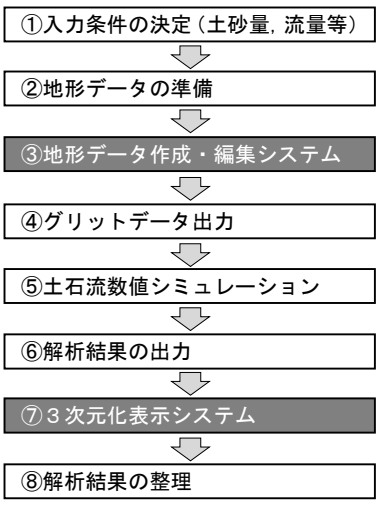


図-7 土石流数値シミュレーションフロー

【参考文献】

1) 砂防堰堤設計における土石流数値シミュレーションの適用事例：平成 26 年度 砂防学会研究発表会概要集 p.B-250-251
2) LP データを活用した土石流シミュレーションシステム「Hyper KANAKO」の開発：砂防学会誌，Vol.64,No.6，p.25 -31,2012
3) 基盤地図情報ダウンロードサービス（https://fgd.gsi.go.jp/download/menu.php）
4) 土石流数値シミュレーションの３次元化表示による砂防堰堤設計の適用事例：平成 28 年度 砂防学会研究発表会概要集 p.B-212-213

越百川第 3 砂防堰堤の段階施工中における流木捕捉事例について

国土交通省中部地方整備局 多治見砂防国道事務所　市川 東大
吉川建設 株式会社　中嶋 民人、古田 誉
株式会社 神戸製鋼所　○佐伯 拓也、築城 彰良、籠橋 慶太

1. はじめに

越百川第 3 砂防堰堤は、中央アルプス南部の西斜面を流れる、木曽川の左支川である伊奈川の支川にあたる越百川において、施工中の堰堤である。同堰堤は、平成 19 年度の「土石流・流木対策設計技術指針及び同解説」改定において、鋼製透過型砂防堰堤のハイダムが計画可能となったことにより、「鋼製透過型ハイダム」として計画された。平成 25 年度より鋼製部全体を 4 期に分けた段階施工が実施されており（**図 1**）、2018 年 3 月現在、2 期施工範囲まで完成している [1)]。

施工期間中、同堰堤は度々出水を受けているが、これらのうち 2017 年 7 月の出水時には、流木および土砂を第 1 期施工の高さ程度まで捕捉し、上下分割の段階施工の実施による効果を発揮した（**写真 1**）。

本報は、越百川第 3 砂防堰堤（格子形-2000 C）の段階施工の概要を紹介するとともに、その効果事例ついて報告するものである。



写真 1　越百川第 3 砂防堰堤の段階施工中（第 2 期施工）における流木捕捉状況（上流右岸側より）

2. 鋼製透過型砂防堰堤（格子形-2000 C）の段階施工

「段階施工」は、鋼製透過型砂防堰堤の施工が複数年に渡る場合に、初年度に非越流部と鋼製部を一定の高さまで施工し、次年度以降に残りの部分を「段階的」に施工する工法である [2)、3)]。段階施工の実施より、施工中に土石流が発生しても、施工済みの高さの範囲までは土石流・流木を捕捉できるため、下流の被害を低減することが可能となる（**図 2**）。

格子形-2000 C の柱部材が直立しており、架設が安全かつ容易であることと、工場製作時の公差を通常の 1/2 以下を目標とする高い精度により、今回、ハイダムでも段階工法の実施が可能となった。

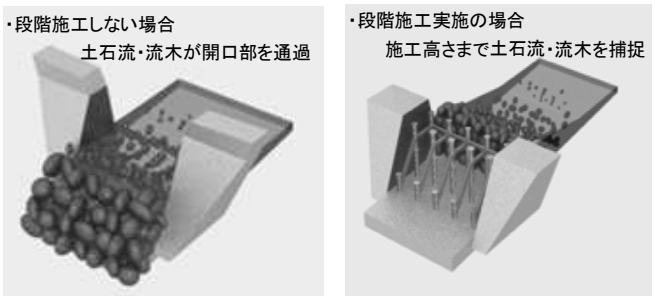


図 2 段階施工実施の効果イメージ

3. 越百川第 3 砂防堰堤における段階施工の概要

越百川第 3 砂防堰堤の段階施工において、鋼製部については捕捉機能と施工性の両立の観点から、第 1 ～4 期施工範囲を**図 1** のように分割して実施している。

3-1 第 2 期施工範囲の施工における工夫

第 2 期施工の開始にあたっては、既設範囲の起工測量を実施した。測量結果は、国土交通省の規格内であったが、2 期施工範囲の出来形精度をさらに向上すべく、一部の部材について、工場製作時に部材長を微調整する対応をとった。これにより、2 期施工範囲については高い精度で施工することができた。

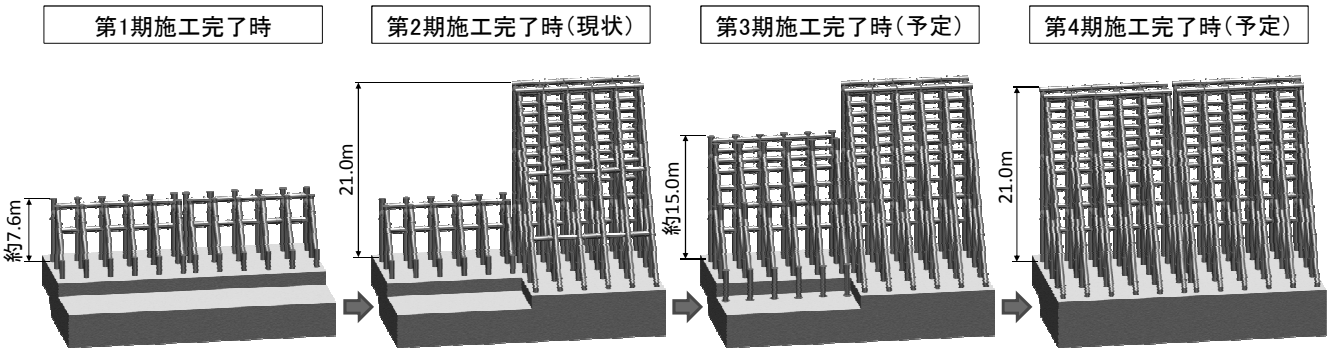


図 1　越百川第 3 砂防堰堤の鋼製部の段階施工状況のイメージ図（第 1～4 期で完了予定）

3-2 第 2 期施工範囲の施工による知見等

今回、鋼製部の有効高さが 21.0m に達するハイダムの施工は全国初である。施工において、その規模に見合った建設機械の必要性や（50t 級ラフテレーンクレーンの使用等）、綿密な搬入計画の立案が非常に重要であるといった貴重な知見が得られた。

4. 段階施工中の効果事例（流木・土砂の捕捉）

鋼製部の第 2 期施工範囲の完成後、2017 年 7 月 26 日には越百川において出水があり、越百川第 3 砂防堰堤で流木および土砂が捕捉された。近隣の須原観測所では、26 日の 24 時間雨量 73mm、最大時間雨量 25mm（19 時～20 時）が観測されている。

写真 2 に出水前の状況を示す。2017 年 7 月 26 日の出水前には、左岸側の施工のために流水は右岸側を流れており、堆積は無かったことがわかる。

次に**写真 3～4** に示すように、流木および土砂を捕捉した際には、鋼製部の捕捉面は第 1 期施工の高さ程度（約 7m）まで流木で覆われており、上流側に土砂を堆積させていた。このことから、今回の出水では鋼製部において流木（目視で長さ 3～4m、径 0.3m 程度）が捕捉され、開口部が閉塞されたことをきっかけに、土砂が堆積していったものと推定される。なお、今回の出水により下流域での被害は報告されておらず、鋼製部を上下に分割する形式での段階施工を採用したことの効果が、計画通りに発揮されたと言える。

また、2017 年 8 月には、**写真 5** に示すように上流側に堆積していた流木および土砂を取り除いた。その際、鋼製部の部材については、鋼管部および継手部ともに目立った変位や凹み、擦痕は発生していないことを確認しており、今後の施工に向けて問題ない状態であった。

5. まとめ

段階施工を実施している越百川第3砂防堰堤の鋼製部の施工は、第 2 期施工範囲までを無事に完了し、鋼製部高さは既往の実績を大きく超える 21.0m に到達した。また、2017 年 7 月には第 1 期施工高さまで流木・土砂を捕捉し、下流域への流出を防いでおり、段階施工を実施した効果を発揮した。

今後、第 1～2 期施工で得られた知見を活かしつつ、第 3 期以降の施工を滞りなく進め、基幹堰堤として流域の安全確保に資するものとしたい。

参考文献

1. 草野愼一・森敦史・奥村英司・河合雅也・築城彰良・佐伯拓也：越百川における鋼製透過型ハイダムについて，平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集 B，p.208-209，2016
2. 藤田幸雄・佐伯拓也・守山浩史：格子形鋼製砂防えん堤の段階施工の効果事例について，平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集，p.56-57，2012
3. 加藤光紀・守山浩史・川村崇成・高野昭彦：新工法：格子形えん堤の段階施工について，砂防学会誌，Vol.63，No.4，p.22-25，2010

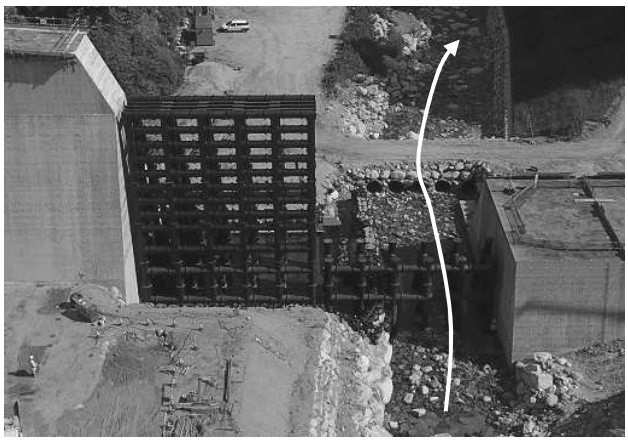


写真 2　越百川第 3 堰堤_流木捕捉前（上流側上空より）



写真 3　越百川第 3 堰堤_流木捕捉時（上流側上空より）



写真 4　越百川第 3 堰堤_流木捕捉時（下流側より）

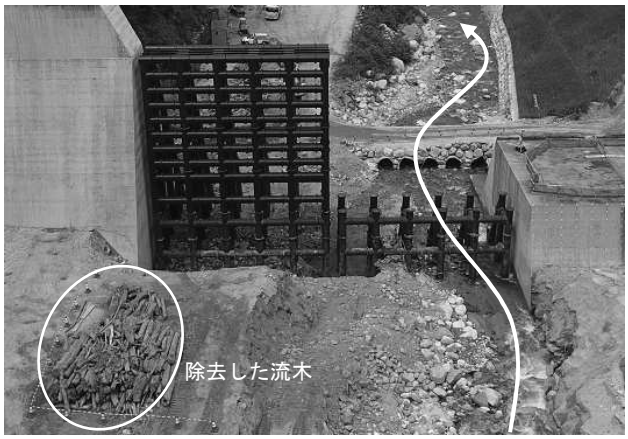


写真 5　越百川第 3 堰堤_流木除去後（上流側上空より）

鋼製砂防構造物設計事例集について

（一社）建設コンサルタンツ協会　技術部会　砂防・急傾斜専門委員会
○池田誠，坂口哲夫，松原智生，阿部征輝，櫻井一也，秋山浩一

１．はじめに

（一社）建設コンサルタンツ協会では，「砂防・急傾斜専門委員会」を設け，砂防に関する現状の問題点や課題を抽出し，解決策を提言するなどの活動を行うとともに，建設コンサルタンツ協会の会員サービスとして，砂防技術力の向上，設計・成果品の品質確保のための活動を行っている．

活動のひとつとして，平成 23 年 11 月に鋼製砂防構造物設計事例集※1の発刊を行った．

本事例集は具体的な検討事例があれば参考になるとの意見が建設コンサルタント砂防技術者から多数寄せられたことから取りまとめたが，それから 6 年が経過し，施工実績も増加したことや，砂防堰堤の分類の明確化，維持管理の重要性の高まり，新たな製品の開発など鋼製砂防構造物を取り巻く環境が変化してきた．

これらの環境の変化に対応するため，（一財）砂防・地すべり技術センターの建設技術審査証明等を受け，かつ現在これらの構造物の生産体制が整備されている事例および近年多発している土砂災害の緊急対策に実績のある事例について 2 年間かけて，「鋼製砂防構造物設計事例集（Ⅱ）」として取りまとめたので抜粋して報告する．

２．鋼製砂防構造物の種類と掲載した工法

砂防構造物は，土石流，土砂流出対策，流木対策施設等に用いられ，砂防堰堤の分類※2に準拠すると表 1 に示すように分類できる．本書でいう「鋼製砂防構造物」とは，主たる材料が鋼材または鋼材と他の材料を組合せた砂防構造物を指した．

本事例集では，透過型砂防堰堤 4 種類，不透過型砂防堰堤 1 種類，流木捕捉工 3 種類の 19 工法について設計事例等を整理した．

表１　鋼製砂防構造物の種類と「鋼製砂防構造物設計事例集（Ⅱ）」に掲載した工法

形式	機能	主たる材料	種類	掲載した工法
透過型砂防堰堤	閉塞による捕捉	鋼材	鋼管フレーム型砂防堰堤	格子形－2000C，格子形鋼製砂防堰堤
				鋼製スリット堰堤 B 型
				J－スリット堰堤
				鋼製スリット堰堤 T 型
				格子形－2000C グリッドネット
			強靭ワイヤーネット工（柔構造物）	ワイヤネット工
				TAMPO バリア
				土石流・流木流下防止緊急対策工（通称：強靭ワイヤーネット工）
		鋼材とコンクリート	バットレス型砂防堰堤	CBBO 型砂防堰堤，HBBO^{+}型砂防堰堤
	堰上げ	コンクリート	堰上げ型スリット砂防堰堤	
			大暗渠砂防堰堤	
		鋼材と中詰め材	鋼製ウォール型砂防堰堤（セル堰堤）	ダブルウォール堰堤，スーパーウォール堰堤
				鋼製自在枠堰堤
				鋼製続枠堰堤
				鋼板セル堰堤
				鋼矢板セル堰堤
不透過型砂防堰堤	堆砂による捕捉，勾配緩和	コンクリート	重力式コンクリート砂防堰堤	
			アーチ式砂防堰堤	
			3 次元式砂防堰堤	
			ブロック積砂防堰堤	
		鋼材と中詰め材	鋼製ウォール型砂防堰堤(枠，セル，ウォール堰堤等)	※　透過型砂防堰堤の鋼製ウォール型砂防堰堤と同様
		石	石積み砂防堰堤	
流木捕捉工	流木の捕捉	鋼材	鋼管フレーム型流木捕捉工	鋼製スリット堰堤 A 型
				h 型流木捕捉工
				流木捕捉工 D－スリット
				N 型流木捕捉工（既設堰堤改良専用）
			強靭ﾜｲﾔｰﾈｯﾄ工（柔構造物）	土石流・流木流下防止緊急対策工（通称：強靭ワイヤーネット工）
		鋼材とコンクリート	その他	鋼製Δ型スリット

３．鋼製砂防構造物の適用範囲

本書で対象とした工法について，設置可能区域と設計可能形状を整理した．

鋼製ウォール型砂防堰堤は鋼製高 15m 未満，流木捕捉工は鋼製高 2～5m（N 型流木捕捉工は，2m と 3m）と同様の適用範囲であった．

一方，閉塞による捕捉機能を有する透過型砂防堰堤については工法ごとに特徴があったため，表 2 に示すとおり整理した．

４．施工実績

本書では，鋼製砂防構造物の高さごとの施工実績を収集整理した．

ここで，鋼製砂防構造物設計事例集［平成 23 年 3 月現在］と，鋼製砂防構造物（Ⅱ）［平成 29 年 9 月現在］の 6 年半の施工実績を対比した（図 1）．この結果，透過型砂防堰堤の施工実績は，約 1.9 倍に増加している．

平成 19 年 11 月の「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）及び同解説」によって，土石流対策と流木対策を同時に行うことが基本となったことで，鋼製透過型砂防堰堤の採用件数が増大したと推測される．

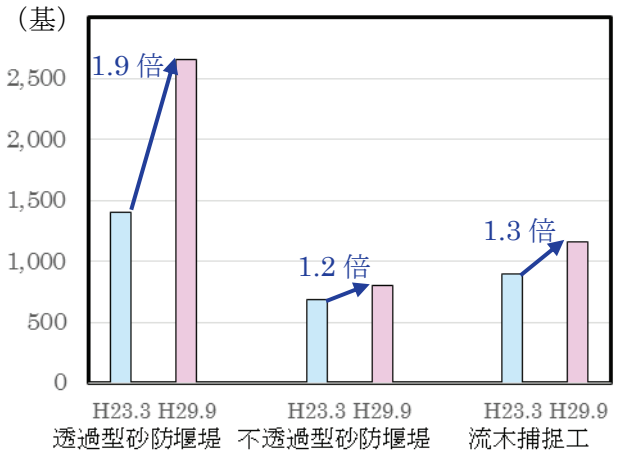


図１　鋼製砂防構造物施工実績※3

５．維持管理事例

近年，鋼製砂防構造物の維持管理事例が増加傾向にある．維持管理事例としては，既設不透過型砂防堰堤に対して鋼製砂防構造物を用いた透過型砂防堰堤に改築した事例，損傷を受けた既設鋼製砂防構造物を修繕した事例，除石・除木の事例などが挙げられ，本書で事例を整理した．

鋼製砂防構造物の実績が増えてきていることと，土石流を捕捉した事例も増えてきたことから，維持管理事例も増えてきたのだと推測される．

鋼製砂防構造物の透過型砂防堰堤で土石流を捕捉した実績を整理すると，図 1 に示した施工実績同様に増加しており，捕捉実績は 2.7 倍に増加していることが明らかとなった（図 2）．

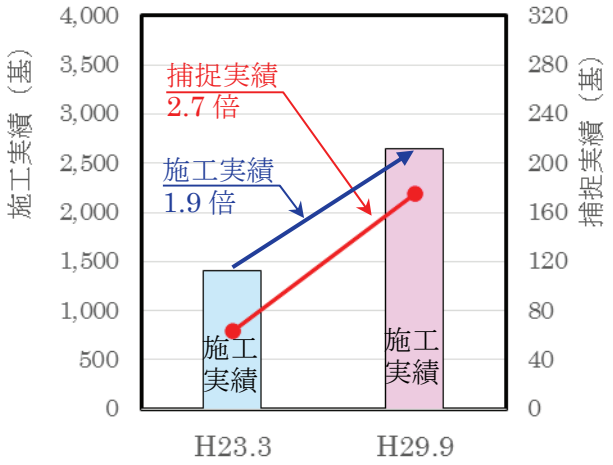


図２　鋼製砂防構造物（透過型砂防堰堤）の施工実績と捕捉実績※3

おわりに

平成 29 年 7 月九州北部豪雨を経験し，流木による被害を減少させるために砂防事業としての流木対策の必要性が改めて認識され，透過構造を有する砂防施設（透過型砂防堰堤，流木捕捉工）の整備の必要性が極めて高くなってきている．

この事例集が今後もニーズが高くなるであろう鋼製砂防構造物を設計する方々の参考書として活用されることを期待している．

本事例集の作成に当たっては砂防鋼構造物研究会の田畑氏，岡田氏，戸田氏，水原氏，吉田氏には大変お世話になり，心より感謝申しあげます．

参考資料

※1　「鋼製砂防構造物設計事例集」建設コンサルタンツ協会，平成 23 年 11 月

※2　「砂防堰堤の分類」国土交通省砂防部，http://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/entei_bunrui.pdf

※3　砂防鋼構造物研究会 提供

表２　標準的な適用条件と設計可能形状（透過型砂防堰堤：閉塞による捕捉）

主たる材料	種類	名称	設置可能区域		設計可能形状	
			土石流区間	掃流区間	鋼製高（透過高）	スリット純間隔※ ﾘﾝｸﾞ径
鋼材	鋼管ﾌﾚｰﾑ型砂防堰堤	格子形－2000C，格子形鋼製砂防堰堤	○		2.0m～20m級まで	0.5m以上
		鋼製スリット堰堤 B 型	○		2.0m～13.0m程度	0.35m以上
		J－スリット堰堤	○		2.0m～12.5m	0.5m以上
		鋼製スリット堰堤 T 型	○		2.0m～12.0m	0.4m以上
		格子形－2000C グリッドネット	○		2.0m～20m級まで	0.3m程度以上
	強靭ﾜｲﾔｰﾈｯﾄ工（柔構造物）	ワイヤネット工	○		2.5m～5.0m（実績）	0.3m以上※
		TAMPO バリア	○	○	3.0m～6.0m	0.3m以上※
		土石流・流木流下防止緊急対策工（通称：強靭ワイヤーネット工）	○	○	3.0m～6.0m	0.3m以上※
鋼材とｺﾝｸﾘｰﾄ	ﾊﾞｯﾄﾚｽ型砂防堰堤	CBBO 型砂防堰堤，HBBO⁺型砂防堰堤	○		2.0m～12m	0.3m程度以上

鋼製透過型砂防堰堤の流木捕捉性能における開口部幅の影響について

（一財）砂防・地すべり技術センター　○山内秀基　嶋　丈示
砂防鋼構造物研究会　飯塚幸司　國領ひろし　築城彰良
防衛大学校　堀口俊行
政策研究大学院大学　水山高久

1. はじめに

土石流・流木対策施設は透過構造を有する施設を原則とすることが「砂防基本計画策定指針」に記述され，透過型砂防堰堤には土石流・流木に対して高い捕捉効果を発揮することが期待されている。一方，「土石流・流木対策設計技術指針」には，土石流や流木を効率的に捕捉できる様に透過型砂防堰堤の開口部幅は透過型の機能を十分生かせるようにできるだけ広くとると記述されている。

これまでに多くの鋼製透過型砂防堰堤が施工され，土石流や流木に対して高い捕捉効果を発揮しているが，中には上記の指針に反して開口部幅が谷幅（数 10m）に対して極端に狭く（4m 程度）設定される事例が見られる。開口部幅を上流の谷幅に対して狭く設定すると堰上げが生じ，流水が堰堤天端を越流することが考えられ，この時に水面に浮く性質のある流木は越流水と一緒に堰堤天端を越流し下流に流出する恐れがある。

よって本研究では，開口部幅を上流の谷幅（土石流流下幅）に対して狭く設定すると堰上げが発生することに着目して，開口部幅の大きさを変化させて水路実験を行い，堰上げによる越流が鋼製透過型砂防堰堤の流木捕捉性能にどう影響を及ぼすかを検討するものである。

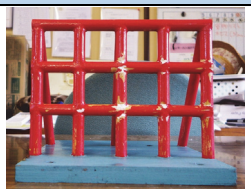
2. 水路実験

本実験では，長さ 3m，幅 0.2m，高さ 0.3m の矩形水路を用いて，水路勾配 15°（土石流状態）と 3°（掃流状態）の 2 種類について実施した。土石流状態を想定し流木混じり土石流を供給する場合は，予め土砂および土砂と流木を混合したものを塞き止めておき，4.0 l/sec の水と一緒に一気に流すものとした。流木のみを供給する場合は，水路床に流木をランダムに置いている所に 8.4 l/sec の水を供給し流すものとした。また，掃流状態の流木を想定する場合は，水を 10.9 l/sec の一定流量で流し水面の変動が落ち着いた後に，流木を水路の上流端からランダムに投入した。

実験に使用した土砂は，粒径の範囲を 10～30mm として，95%粒径が 28mm（最大礫径：d95）の混合土砂を用いた。また，実験に使用した流木は直径 4mm で長さ 100mm の木製の棒とした。

堰堤のタイプは，**表－1** に示す開口部幅が異なる 2 種類の模型を用いた。タイプ①は土石流流下幅と透過部を同じにした場合とタイプ②は土石流流下幅の約 1／3 を透過部とした場合を想定している。模型は全て堤高 150mm，透過部の鋼管純間隔は縦横共に 35mm であり，流下する土砂の最大礫径：d95 の 1.25 倍，流下する流木長の 1／3 倍とした。

表－1　堰堤タイプ

堰堤タイプ①（透過部広い）	堰堤タイプ②（透過部狭い）
	
開口部幅：200mm（幅率 100%）	開口部幅：65mm（幅率 33%）

3. 実験ケース

実験ケースを**表－2** に示す。下表に示す通り，水路勾配 15° の土石流状態で流木混じり土石流を供給した場合と流木のみを供給した場合の 2 パターンと，水路勾配 3° の掃流状態で流木のみを供給した場合の 1 パターンに対して 2 種類の堰堤タイプを組み合わせた計 6 ケースを実施した。また，各ケース 3 回ずつ実験を実施した。

表－2　実験ケース

ケース名	勾配（°）	堰堤タイプ	供 給	土砂量（kg）	流木量（本）	水量（l/s）
Case-1	15	①	土砂と流木	14.12	200	4.0
Case-2		②				
Case-3		①	流木	—		8.4
Case-4		②				
Case-5	3	①			500	10.9
Case-6		②				

4. 実験結果

実験結果を**表－3** に，各ケースの流出した流木の本数を**図－1** に示す。また，水路実験における土砂および流木の捕捉状況を**表－4** に示す。

表－3　実験結果

ケース名	土砂の捕捉率（%）	流木の捕捉率（%）	流出した流木の内訳（本）		
			越　流	すり抜け	合　計
Case-1	97.9	95.5	0	9	9
Case-2	99.0	92.0	14	3	17
Case-3	—	95.5	0	9	9
Case-4	—	88.5	18	6	24
Case-5	—	97.4	0	13	13
Case-6	—	0	500	0	500

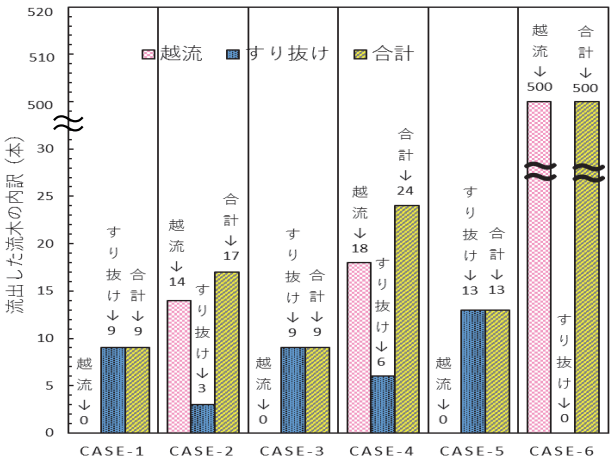
5. 実験の考察

①流木混じり土石流の実験を行うと，開口部が広い方は堰上げを生じることがなく，流木と土砂は混合した状態で捕捉されたが，9 本の流木は透過部からすり抜けて流出した。開口部幅が狭い方は堰上げが生じ土砂と流木が分離し，水面に浮いた流木は堰堤天端からの越流水によって 14 本が越流して流出した。この時に，3 本の流木

は透過部からすり抜けて流出した。どちらのケースでもすり抜けによって流出する流木が存在するが，これらは透過部面積に比例すると考えられ，開口部幅が広い Case-1 が最大値である。一方，開口部幅が狭く越流によって流出する流木は越流水深に比例すると考えられ，越流水深が高くなればなる程多くの流木が流出すると思われる。土砂は流木による土砂捕捉効果もあり，高い捕捉率を示した。

②土石流状態で流木のみの実験を行うと，開口部幅が広い方は堰上げを生じることなく流木が捕捉されたが，9 本の流木は透過部からすり抜けて流出した。開口部幅が狭い方は堰上げが生じ，水面に浮いた流木は堰堤天端からの越流水によって 18 本が越流して流出した。この時に 6 本の流木は透過部からすり抜けて流出した。これらは流木混じり土石流のケースの流木の場合と傾向は同じであるが，流木のみの本ケースの方が越流・すり抜けによって流出した流木の本数が多い。これは，流木のみ場合の方は越流水深が高いために越流する流木が増えたのと，土砂がなく透過部面積が広いためにすり抜ける流木が増えたものと考えられる。

③掃流状態で流木のみの実験を行うと，開口部幅が広い方は透過部と流木が捕捉された影響で堰上げが生じたが越流は発生しなかった。流木は越流せずに透過部で捕捉されたが，13 本の流木は透過部からすり抜けて流出した。開口部幅が狭い方は堰上げが生じ，水面に浮いた流木は堰堤天端からの越流水によって全てが越流して流出した。流木捕捉には水面の位置が重要であり，水面が越流によって透過部よりも高くなれば流木も越流するため捕捉することが一切出来なくなることがわかった。

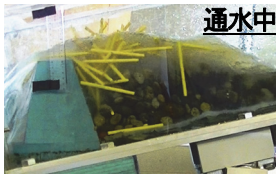
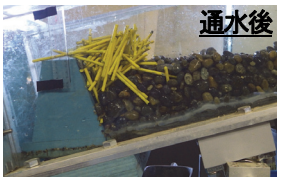
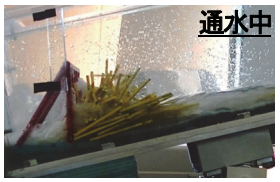
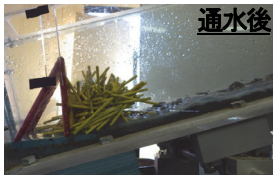
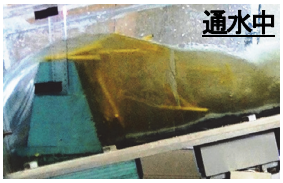
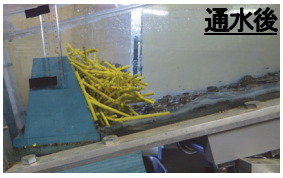
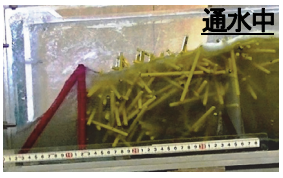
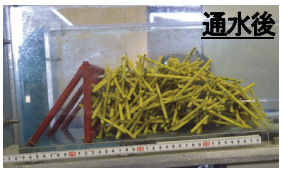
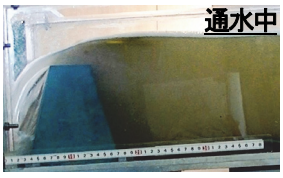
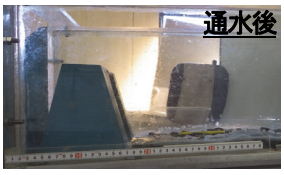


図－1　各ケースの流出した流木の内訳（Case-1～Case-6）

6. おわりに

開口部幅が狭く堰上げによる越流水が発生した場合は，その越流水によって流木が一緒に越流し下流に流出するが，これらは堰堤をすり抜ける流木よりも多く，流木の捕捉性能を低下させる大きな原因であることがわかった。従って，透過部で水を透過させ土砂や流木を捕捉する透過型砂防堰堤は，開口部幅を上流の谷幅程度に広く設定し，洪水時や土石流時に堰上げによる越流水を発生させないことが非常に重要であると考えられる。

表－4　流木の捕捉状況（Case-1～Case-6）

	堰堤タイプ①（透過部広い）	堰堤タイプ②（透過部狭い）
土石流状態	Case-1（土砂と流木）  	Case-2（土砂と流木）  
	①土石流状態で流木混じり土石流を供給した場合 ・Case-1 は堰上げを生じることなく，流木は先頭部に集中し土砂と流木は混合した状態で捕捉された。 ・Case-2 は堰上げを生じ堰堤天端から水が越流した。流木と土砂が上下に分離した状態で捕捉され，流木の一部が天端から越流した。	
	Case-3（流木のみ）  	Case-4（流木のみ）  
	②土石流状態で流木のみを供給した場合 ・Case-3 は堰上げを生じることなく，流下してきた流木は透過部を通過する流水と一緒に捕捉された。 ・Case-4 は堰上げを生じ堰堤天端から水が越流した。流下してきた流木は透過部を通過する流水と一緒に吸い込まれる様に捕捉されたが，流木の一部は天端から越流した。	
掃流状態	Case-5（流木のみ）  	Case-6（流木のみ）  
	③掃流状態で流木のみを供給した場合 ・Case-5 は堰上げを生じたが，堰堤天端から水が越流しなかった。水面を流下してきた流木は透過部を通過する流水と一緒にほぼ全てが捕捉された。 ・Case-6 は堰上げを生じ堰堤天端から水が越流した。流木が水面に浮いたまま越流水によって透過部の上を通過したため，流木は全て下流に流出した。	

V-009

小谷村（濁沢）ワイヤネット工の土石流捕捉実態

長野県 土尻川砂防事務所 大澤 和幸，姫川砂防事務所 黒岩 楠央
東亜グラウト工業株式会社　橋本 康義，○朱 培紅
柔構造物工法研究会　石川 芳治
株式会社　神戸製鋼所　守山 浩史

1. はじめに

濁沢は，長野県小谷村に位置する流域面積 3.06km^2，流路長約 4.0km，標高差 880m，平均河床勾配約 1/4.5 の土石流危険渓流であり，最近では昭和 30 年，昭和 57 年，平成 7 年，平成 11 年，平成 13 年に大規模な土石流が次々と発生し，平成 7 年には 120,000m^3 以上の土石流が下流の河道を完全に閉塞して，JR 大糸線が 2 年間不通になった [1),2)]。このため，土石流により流下する土砂や流木を捕捉し，災害を防止軽減するために平成 16 年 8 月に土石流を捕捉するための小谷村濁沢ワイヤネット工（以降「ワイヤネット工」という）を設置した（写真-1)。ワイヤネット工は完成後，濁沢で発生した多くの土石流による土砂や流木を捕捉しており下流における土石流災害の防止軽減に寄与してきている。ワイヤネット工建設後からこれまでの土砂および流木の捕捉実態の概要を報告するとともに，変形が著しかったリングネットのリング素線について引張強度試験を行ったので結果を報告する。

2. ワイヤネット工の概要

小谷村濁沢のワイヤネット工はえん提高 5.0m（有効高 3.0m)，えん提幅 28.9m（リングネット部全幅)，支点間距離 68.5m，全高 20.8m（アンカレッジまでの高さ）であり [1)]，リングネット（引張強度 1770N/mm^2 の素線を直径 1.2m，1.6m，2.0m のリング状に巻いてからネット状に編んだもの）を主索と吊索に接続して，袋状に配置した柔構造な構造物であり，土石流・流木を捕捉する透過型砂防施設である。構成部材が軽量なうえ河床の掘削も不要であり，しかもコンクリート打設が少なく簡単に架設できたため，砂防施設の建設が困難な濁沢でも安全性の高い施工を行なうことができ，工期は実質 7 ケ月であった [1)]（写真-1)。



写真-1　ワイヤネット工の完成時全景（平成 16 年 8 月）

3. 建設後の土砂および流木の捕捉状況

ワイヤネット工が完成した翌年の平成 17 年 7 月と 8 月に，2 回の小規模な土石流が発生し，土砂の捕捉高さは約 2.0m に達した。このため平成 17 年 9 月と平成 18 年 6 月に，捕捉された土砂の除石ならびにワイヤネット工の補修を行った（写真-4)。この直後に，3 回目の土石流が発生し，土砂および流木を捕捉し，平成 19 年 9 月に，3 回目の除石と補修を行った。その後，平成 23 年 10 月までの間に，数回にわたり土石流が発生したものと推定され，ワイヤネット工の設計捕捉高さに迫る土砂および流木が捕捉された。同年 11 月に，ワイヤネット工の上流域において，流路を確保することを目的に除石が実施された（写真-3)。平成 24 年 7 月には約 138,000 ㎥の土砂および流木の捕捉が確認された（写真-2)。そのため平成 24 年 11 月と平成 25 年 11 月に除石と補修を行った。さらに，平成 29 年 10 月には堆砂高さ 5.0m を超える石礫および流木の捕捉を確認した。



写真-2　流木ならびに土砂の捕捉状況



写真-3　上流域流路完成状況



写真 - 4　除石，補修後のワイヤネット工

4. サンプリングによるリング素線の性能試験

土石流により流下した土砂および流木の捕捉後の平成 24 年 7 月に実施した現地調査では，表面に露出しているリングネットの各リングは設計時に想定した範囲の変形状態であり，大きな損傷は認められなかった。しかしながら河床部付近にあり，河川流水に接触していたリングの多くは，茶褐色に変色していた。茶褐色に変色したリングおよび曲げ変形が比較的大きいリングについて十分な強度を有しているかどうかを検証するため，リングのサンプルを採取し，リング素線の引張試験を実施した。平成 29 年 10 月の現地確認においても，サンプリングを行い，リング素線の引張試験を行った。表-1 にこれらの引張試験結果を示す。いずれのリング素線の最大引張強度も規格値（28.1kN/本）以上の強度を有していることが確認された。

表-1　大きな変形や変色を生じたリングの素線の引張強度試験結果

品名		平成24年10月サンプリング										平成29年10月サンプリング				
		① No.106（一部変形あり）					② No.63（一部腐食あり）					No.106（一部錆あり）				
公称径 mm	試験体記号	実測直径 mm	最大引張強度 kN	平均 kN	引張強さ N/mm^2	平均 N/mm^2	実測直径 mm	最大引張強度 kN	平均 kN	引張強さ N/mm^2	平均 N/mm^2	実測直径 mm	最大引張強度 kN	平均 kN	引張強さ N/mm^2	平均 N/mm^2
φ4.5	1	4.54	28.6	28.5	1765	1756	4.48	28.0	28.3	1780	1802	4.52	28.7	29.0	1802	1822
	2	4.54	28.1		1730		4.47	28.5		1811		4.492	29.1		1831	
	3	4.55	28.9		1773		4.47	28.5		1814		4.503	29.2		1833	
規格		4.5±0.09	－	28.1 以上	－	1770 以上	4.5±0.09	－	28.1 以上	－	1770 以上	4.5±0.09	－	28.1 以上	－	1770 以上

5.まとめ

ワイヤネット工は土石流・流木を捕捉するための透過型砂防施設として設置され，これまで多くの土石流を捕捉してきた。土砂および流木の捕捉後の調査で，ワイヤネット工を構成するリングの一部に著しい変色や変形が見られたため，それらについては部材交換などの補修作業を行うことにより，リングネットの維持を行ってきた。大きな変形が生じたり変色したリングの素線のサンプリングを行い，これらの素線について引張試験を行った結果，リング素線に引張強度の低下は認められなかった。したがって，ワイヤネット工の性能と機能は維持されていると考える。今後は，土砂や流木が捕捉した場合には，アンカレッジから主索を繰り出す方法で除石を行なう手法についても条件が整えば試みたい。本報告をまとめるにあたり，長野県砂防課田下昌志課長ほか砂防課の皆様には多大なご指導を賜りました。ここに謝意を表する。

参考文献

1）堀内成郎・大澤和幸：ワイヤネット工，実用化における改良―採用事例を通して―　砂防学会誌，Vol.57，No.6，p65-69，2005

2）野本幸男・樋口隆樹：小谷村濁沢における砂防事業について　砂防学会研究発表会概要集，p310-311，2010

鋼製透過型砂防堰堤の補強に関する実験的検討

防衛大学校　学生会員　　○小松　喜治
防衛大学校　　正会員　　堀口　俊行，香月　智

1　緒　言

近年，日本において局地的な集中豪雨や台風の直撃により山間地において洪水や土砂災害が多く発生している．特に，巨礫等を含んだ土石流は大きな衝撃破壊力を有しており，この被害を防ぐために対策構造物の設置が求められている．その対策構造物の一つに鋼製透過型砂防堰堤がある [1]．これは土石流が発生した際に，土石流の先頭部に巨礫が集中する特性を利用し，土砂等を捕捉する．しかし，降雨形態の変化に伴って破壊する事例 [2] も生じている．

そこで本研究は，鋼製堰堤の肩部を両翼にあるコンクリート堰堤と連接する肩部補強法を検討する．これは**図-1** に示すようにコンクリート部の天端に肩部がかかるように鋼製部材を取り付けるというものである．このモデルについて，土石流の衝撃荷重を受ける鋼製透過型砂防堰堤の転倒安定性に関する補強効果について実験的に検討するものである．

2　実験の概要

2.1　実験内容

静的荷重の計測実験と転倒実験で堰堤モデルにかかる荷重を計測した．また，肩部補強実験で肩部にかかる荷重を測定し，得られた結果をもとに，全体荷重のうち肩部にかかる荷重の補強効果について検討した．

2.2　実験装置

2.2.1　可変勾配型直線水路

図-2 に示すような可変勾配型直線水路を用いて行った．本研究において可変勾配型直線水路の勾配を 11.3°に設定した．さらに，堰堤モデルは平らな水槽の部分に設置した．

2.2.2　供試体

写真-2 に供試体を示す．供試体の呼称粒径は 10 mm，20 mm，30 mm のものである．比重は 2.6 で合計 35 kg 分の礫材を用いており，堰堤に礫が補足されたときに満砂になるように体積を決定した．

2.2.3　堰堤モデル

写真-3 に堰堤モデルを示す．堰堤高さは 250 mm，幅 300 mm である．側壁は，不透過部分を模している．また，堰堤と木材で作成した底面部分を蝶番で繋ぎ，土石流モデルが衝突することで転倒運動できるようになっている．この際，堰堤モデルの後方の重錘の数により，その抵抗モーメントを変えて実験を行った．

2.3　実験要領

静的荷重の測定実験では，**写真-4** のようにばね測りを用いて高さ 250 ㎜の場所で地面に水平にしてゲージが動くまでばねを引っ張り，荷重を計測した．この際，重錘

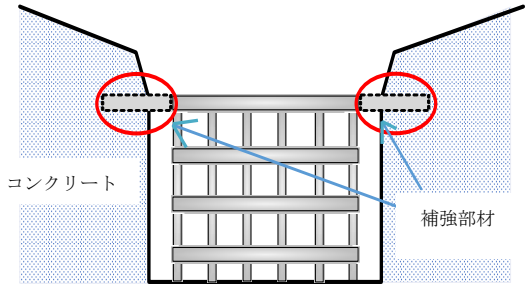


図-1 補強部材の位置

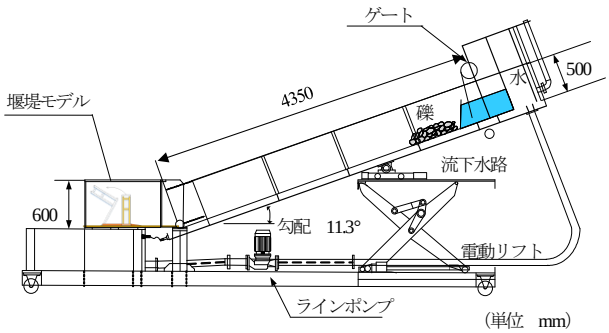


図-2 可変勾配型直線水路

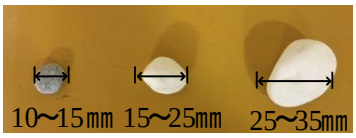
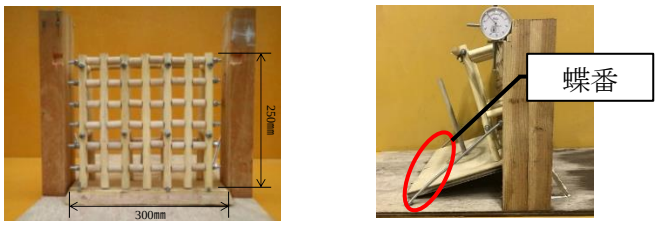


写真-2 供試体



(a) 正面　　**(b)** 側面

写真-3 堰堤モデル

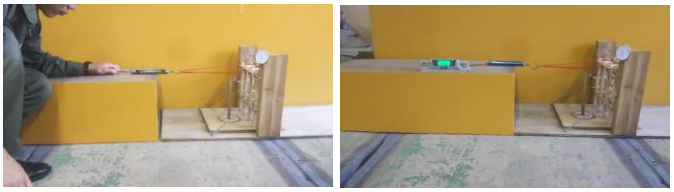


写真-4 静的荷重の測定実験

キーワード　土石流，鋼製砂防堰堤，衝撃荷重
連絡先　〒239-8686　神奈川県横須賀市走水 1-10-20　防衛大学校　建設環境工学科　TEL:046-841-3810　FAX:046-844-5913



写真-5 ゲージ（土石流モデル）



写真-6 ロードセルの設置



写真―7 転倒要領

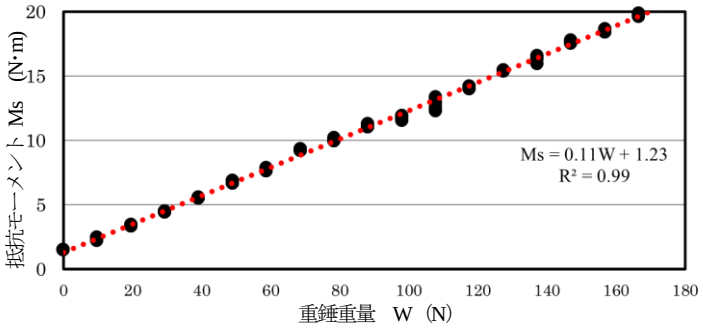
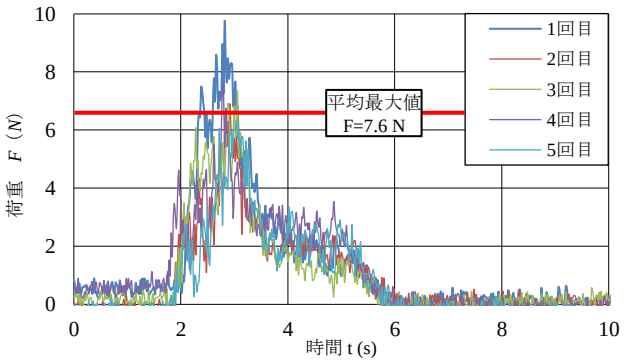


図-3 重錘重量 ～ 抵抗モーメント関係



(a) 水のみ

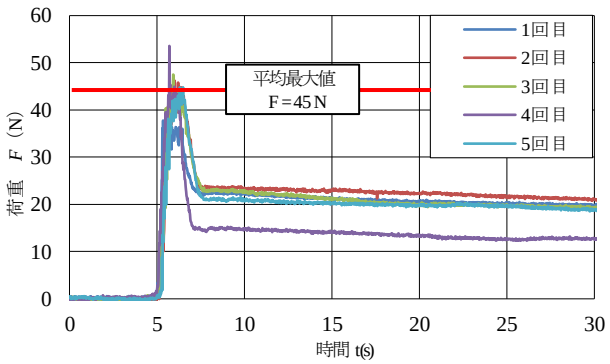
回数 / 重錘質量 (kg)	1	2	3	4	5
8	×	×	×	×	×
9	○	×	○	○	×
10	○	○	○	○	○

(a) 水のみ

回数 / 重錘質量 (kg)	1	2	3	4	5
16	×	×	×	×	×
17	○	×	×	○	○
18	○	○	○	○	○

(b) 土石流モデル

図-4 転倒実験結果



(b) 土石流モデル

図-5 肩部補強実験結果

を 0～18 kg と変化させて抵抗モーメントを求めた．

転倒実験では，土石流モデルを衝突させて，堰堤モデルが転倒するかを確認した．土石流モデルは，堰堤モデルから 3.0 m の位置より 1.0 m 程度に敷き均し，その後ろから 0.3 m の高さまで貯めた水を一挙に流し込むことで生起させた．**写真-5** に示しているように，堰堤モデルが動いたことを確認するためにゲージを堰堤上端に固定して確認している．

肩部補強実験では，堰堤モデルが転倒しないことを確認するとともに，**写真-6** のようにロードセルを用いて肩部補強部材のかかる衝突荷重を測定した．

3 実験結果

図-3 に，静的荷重の測定実験で得られた荷重をモーメントに変換したグラフを示す．堰堤モデルの抵抗モーメントは，水のみの場合では 10.5～11.2 N·m，水と礫の場合では 18.7～19.7 N·m と推定することができる．

写真-7 に転倒実験時の堰堤モデルが転倒する一例を示す．また，**図-4** は転倒実験の結果を示したものである．水のみの場合では 10 kg の重錘，水と礫の場合では 18 kg の重錘を載せたとき，堰堤モデルは転倒しない．

肩部補強実験では，水のみにおいては 9 kg の重錘，水と礫においては 17 kg の重錘を載せて行った．**図-5** にそれぞれの重錘を載せたときに，肩部補強部材にかかる衝突荷重を示している．水のみにおける最大平均衝撃荷重は 7.6 N，水と礫における最大平均衝撃荷重は 45 N であり，以上のことから，肩部補強部材には堰堤モデル全体に受ける衝撃荷重は水のみでは約 7 %，水と礫では約 18 %かかっている．

4 結 言

本研究は，鋼製砂防堰堤に対して補強対策の一手法として不透過型堰堤部に連接させる鋼製部材を取り付け，その補強効果について検討した．

1）肩部補強部材を取り付けることで，堰堤は転倒しなくなり，充分な補強効果が得られる．

2）肩部補強部材には，土石流モデルにより堰堤が受ける衝撃荷重の約 18 %が生ずる．

参考文献

1) 財団法人　砂防・地すべり技術センター　鋼製砂防構造物委員会編集：平成 21 年版　鋼製砂防構造物設計便覧，エッセイエブロ，2010

2）国土交通省中部地方整備局多治見砂防国道事務所：梨子沢流域砂防堰堤に関する検討会，2014.

V-011

飯山市で発生した土石流・流木災害の緊急対策に用いた強靭ワイヤーネット工

長野県 建設部 砂防課 田下 昌志、北原 誠、 長野県 北信建設事務所 近藤 次夫、深澤 光太
柔構造物工法研究会 ○石川 芳治、 東亜グラウト工業(株) 望月 章彦、橋本 康義

1. はじめに

平成 29 年 5 月 19 日に、長野県飯山市照岡大どう地先の井出川上流域において大規模崩壊が発生した(図-1)。この大規模崩壊を発生源として、土石流・流木が井出川を流下し、下流に設置されていた桑名川砂防堰堤により大部分が捕捉されたが、土砂や流木の一部はさらに下流に流下した。このため、下流の集落では避難が行なわれ、JR 飯山線が運休となり、市道の一部が通行止めとなった。下流における被害を緊急に防止するために強靭ワイヤーネット工（土石流・流木流下防止緊急対策工）を桑名川砂防堰堤の副堰堤に設置したので報告する。

2. 大規模崩壊と土石流・流木の流下の概要

井出川は一級河川千曲川水系出川の支流であり、長野県北部の飯山市に位置する流域面積約 6.6km^2 の小河川である(図-1)。流域の地質は主として第四紀更新統の野々海火砕岩（安山岩溶岩、安山岩火砕岩）からなる。井出川流域は土石流危険渓流に指定されており、大規模崩壊の発生した斜面は地すべり危険箇所である。井出川の下流は出川と合流後、千曲川に合流する。出川合流点上流には、桑名川砂防堰堤（高さ 14m、長さ 52m、スリット幅 2m）が整備されている。大規模崩壊および土石流が発生したのは平成 29 年 5 月 19 日の早朝であり、大規模崩壊の引き金になったのは降雨と融雪による斜面への水分供給によるものと推定されている [1)]。その後 5 月 22 日には無降雨時にもかかわらず断続的に 6 回の土石流が発生し、桑名川砂防堰堤のスリット部が閉塞されて満砂し、約 22,500m^3 の土砂が堆積したと推定されている [1)]（写真-1)。さらに、土石流とともに約 470m^3 の流木が発生し、その大部分が桑名川砂防堰堤により捕捉された [1)]。

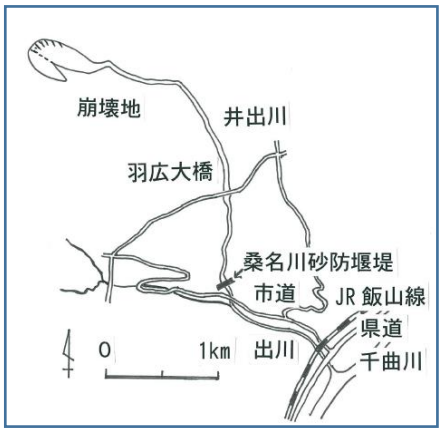


図-1 飯山市井出川位置図

3. 警戒避難および応急対策

大規模崩壊ならびに土石流の発生後、長野県により監視カメラ、水位計、傾斜計、土石流センサー等が設置された。5 月 20 日には下流の住民 10 世帯 26 名に対して避難勧告が発令され、5 月 22 日には避難指示に変更発令された。また、下流を橋梁で横過する JR 飯山線は 5 月 22 日から運行が休止となった。下流の人家の保全と河道からの土砂溢流防止のために、出川に大型土のうと大型ブロック(4t)を設置した。早急な除石や流木の除去が困難であったのでその後の出水等により流木が流下し、県道や JR 飯山線の橋梁が閉塞されることによる下流の家屋被害を防止するために桑名川砂防堰堤の下流に鋼製牛枠を設置し、さらに桑名川砂防堰堤の副堰堤に強靭ワイヤーネット工を設置した(図-2、写真-2)。



写真－1 桑名川砂防堰堤により捕捉された土石流と流木（平成 29 年 7 月撮影）

4. 強靭ワイヤーネット工による対策

強靭ワイヤーネット工を副堰堤に設置した理由は次のとおりである。(1)主堰堤の堆砂地に入る道路がないため早急な除石や流木の除去が困難であった。(2)主堰堤の水通しに設置する場合と比較して副堰堤に設置する場合は工事用の足場が低くて済むため施工の安全性が高い。(3)副堰堤の近くに市道があるため工事、維持管理（流木の除去等）が容易で経費が少ない。(4)強靭ワイヤーネット工は通常でも最短で1カ月程度で施工可能であるが、副堰堤に設置することにより施工期間を短かくできる。リングネット部が流木等で閉塞された状態で泥流が越流することを想定した結果、リングネット部に作用する力は単位幅当たり136kNとなり、横ロープを支えるアンカー1本当たりに作用する力は309kNとなった。副堰堤のコンクリート部にアンカー体を定着できたためアンカーの施工が短期間で可能となり、約10日間で施工を完了することができた。強靭ワイヤーネット工の設置により流木等に対する危険度が減少したため飯山市の災害対策本部による24時間目視監視が終了できた。平成29年10月23日台風21号による豪雨に伴い出水が起こり桑名川砂防堰堤に捕捉されていた流木の一部が下流に流下したが強靭ワイヤーネット工により捕捉され（写真-3)、下流における被害の発生は防止された。

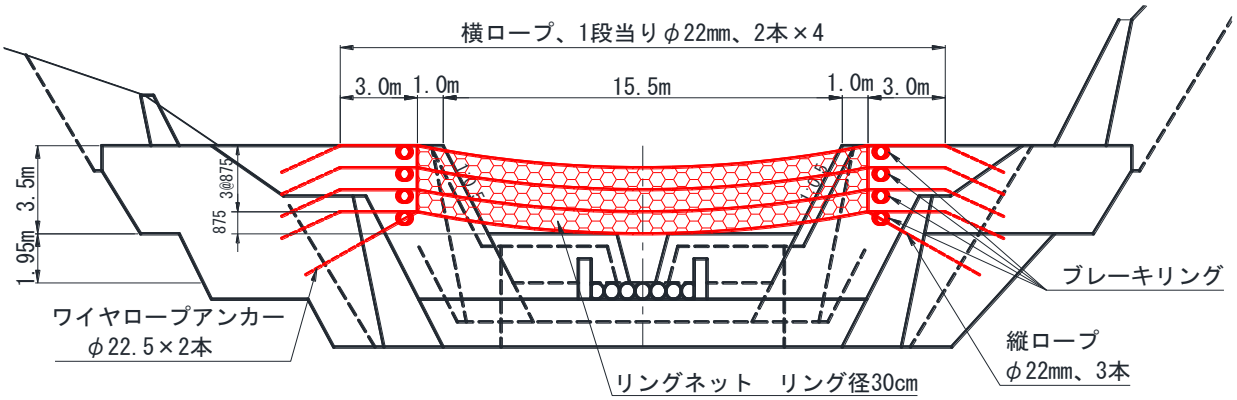


図-2　桑名川砂防堰堤の副堰堤に設置した強靭ワイヤーネット工の概要図



写真－2　桑名川砂防堰堤の副堰堤に設置した強靭ワイヤーネット工(平成29年8月撮影)



写真－3　強靭ワイヤーネット工により捕捉された流木（平成29年10月23日撮影）

5. まとめ

強靭ワイヤーネット工は透過型の堰堤であるため、土石流のみならず流木の捕捉に対しても効果が高く、土石流・流木災害直後に下流での応急対策や復旧活動、交通の再開、避難所の安全の確保、警戒避難体制の段階的縮小等に効果を発揮した。

引用文献

1)平松晋也ら、平成29年5月長野県飯山市井出川流域で発生した大規模崩壊と土石流、砂防学会誌、Vol.70,No.3,p.41-50,2017

小変形バリアの機能と特徴

柔構造物工法研究会　石川芳治　東亜グラウト工業株式会社　○酒井啓介
東亜グラウト工業株式会社　奥田　峻　室蘭工業大学大学院　小室雅人

1. はじめに

平成 29 年 12 月の落石対策便覧 1)の改訂により道路の落石対策施設には道路の建築限界を侵さないように落石を受けた時に低変形量であることが要求されるようになった．そのため，落石衝突時に道路空間の安全性を損なわない，小変形かつ高エネルギー吸収型の落石防護柵の開発が望まれている．

著者らは変形量を抑えた 500kJ 対応の高エネルギー吸収型落石防護柵(以下，小変形バリア)を開発し，実物大実験により性能を検証したので報告する．また，落石対策便覧の改訂に伴い，性能検証を行う際の実験方法ついて明記されたため，本実験との比較を行ったので併せて報告する．

2. 実物大実験

2.1 試験体の構造

写真-1 に実物大の試験体(柵高 4.0m，延長 5m×3 スパン=15m)を示す．本試験体は，鋼管の内部に H 形鋼を配置した強化型支柱，それらを繋ぐ上弦材，落石捕捉用のワイヤロープ(φ18mm，計 14 本配置)とひし形の高強度金網(公称素線引張強度 1,770N/mm² 以上，素線径 φ4.0mm)，衝撃緩衝装置である U ブレーキ(写真-2)，およびロープ間のすり抜けを防止する間隔保持材から構成される．なお，支柱基部はコンクリート基礎に埋め込まれた杭式構造となっている．



写真-1　試験体全景



写真-2　U ブレーキ

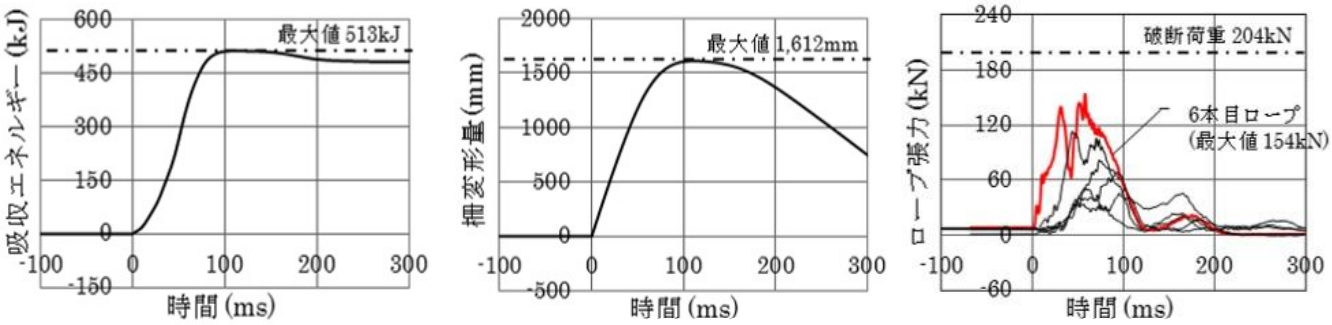
2.2 実験概要

実験は，スイスのDTC(Dynamic Test Center)にて実施した．重錘衝突時の運動エネルギーが 500kJ以上となるよう設定し，水平滑走式の実験装置を使用した．重錘は，EOTA規格 2)に準拠したコンクリート多面体とし，外寸 960mm，質量 1,499kgである．

測定項目は，重錘に内蔵されている加速度センサによる加速度，高速度カメラにて撮影した連続写真の画像解析による柵変形量，ロープ端部に設置したロードセルによるロープ張力および，実験終了後の目視確認と状況写真撮影による柵の変形状況である．

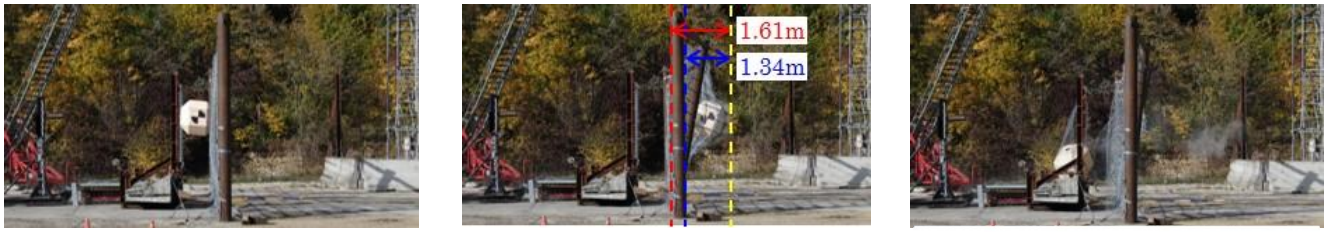
2.3 実験結果

図-1 に，各種測定値の時刻暦応答波形を示す．図-1(a)より重錘衝突時の加速度から求めた柵の吸収エネルギーは最大 513kJである．これは開発目標の吸収エネルギーを満足している．図-1(b)，写真-



(a) 吸収エネルギー　(b) 柵変形量　(c) ロープ張力

図-1　各種測定値時刻暦応答波形



(a) 重錘衝突時(t=0ms)　(b) 最大変形時(t=111.6ms)　(c) 重錘捕捉後(t=500ms 以降)

写真- 3　高速度カメラ撮影による連続写真

3(b)より，柵変形量は最大時で 1.61m(柵背面から 1.34m)程度という結果が得られた．図-1(c)より，最上段のロープから 6 本目に該当する重錘が直接衝突したロープにおいて最大値 154kNを示している．これはロープの破断荷重 204kNを下回っている．このことから重錘衝突により，ロープが破断まで至らず，また，実験終了後の目視点検においてもロープの損傷はあるものの，確実に重錘を捕捉している事を確認している(写真-4).



写真- 4　実験後の試験体状況

3. 性能検証方法

表-1 に，本実験の性能検証方法と落石対策便覧に記載されている性能検証方法について示す．両者を比較し，落石対策便覧に準拠した方法で性能検証を行っていること確認した.

表-1　性能検証方法比較(主要項目抜粋)

	落石対策便覧	小変形バリア
実験供試体	3 スパン	3 スパン
実験方式	斜面滑走式，転落式，振り子式，鉛直落下式など	水平滑走式
重錘形状，材質	形状：多面体 材質：コンクリート(密度 2,300～3,000kg/m^3)	形状：多面体 材質：コンクリート(密度約 2,600kg/m^3)
衝突速度	25m/s 以上	26.2m/s
入射角度	阻止面に対して垂直	阻止面に対してほぼ垂直
重錘衝突位置	水平方向：スパン中央 鉛直方向：鉛直中央高さから最大衝突高さの間	水平方向：スパン中央 鉛直方向：柵高の 2/3

4. 小変形バリアの機能と特徴

実物大実験の結果より得られた小変形バリアの機能と特徴は以下の通りである．1)本防護柵は強化型支柱や高強度ネット，衝撃緩衝装置などの部材を使用することにより，500kJ 相当の落石を確実に捕捉する事が可能である．2)本防護柵は水平方向柵変形量が 1.34 m に収まるため，道路脇での落石防護工として適している(落石対策便覧，P174，構造細目の設定③「エネルギー吸収装置や高強度・高たわみ性のネットを用いた落石エネルギーの吸収能力を高めた各種の落石防護柵が用いられているが，これらは落石衝突時に阻止面が大きく突出するので，路側に用いる場合には道路空間の安全性を損なわないことに注意する.」との記載内容に対しても概ね満足する．).

5. おわりに

小変形バリアは今後，数値解析手法 3)などを用いて性能の向上や改良を重ね，道路機能や人命の安全確保に貢献していきたいと考える.

参考文献

1) 落石対策便覧，公益社団法人日本道路協会，2017.12.27

2) EOTA，Guideline for European Technical Approval of Falling Rock Protection Kits(ETAG 027)，2008

3) 堅田恭輔，小室雅人，奥田峻，酒井啓介，栗橋祐介：小変形落石防護柵の動的挙動に関する衝撃応答解析，土木学会北海道支部論文報告集，2018.1.27

京都府朝根川砂防堰堤被災に関する考察

○（株）インバックス　松村　和樹
京都府建設交通部砂防課 大井　達郎

1. はじめに

平成２９年の台風 21 号（ラン）は超大型で非常に強い勢力で１０月２３日未明に静岡県御前崎に上陸し，全国各地で大きな被害を発生させた。

京都府北部の綾部市故屋岡町の朝根川（流域面積 0.092Km2）の右支川では土石流が発生し，左支川との合流点直下に建設されていた砂防堰堤（平成６年竣工）の右岸のブロック長さ 15m の袖本体部が転倒破壊された。このような砂防堰堤の破壊形態は非常に稀なものであるので報告する。

土石流発生状況など，いまだ十分に詳細な調査がされていないので，現地踏査の判断や京都府の調査データを用いて土石流の状況と堰堤の破壊原因について以下に考察を加える。

2. 降雨状況

朝根川内に古和木雨量観測所があり，1 時間当りの最大降雨量は 49 mm/h(22 日 21 時)，24 時間雨量は 486 mm/24h(22 日 8 時～23 日 8 時)で計画規模の 313mm を超えるものであった。

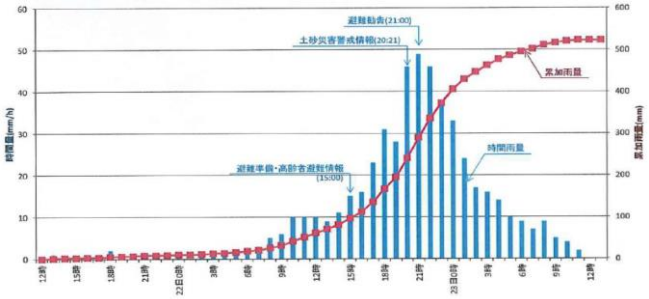


図 1 降雨の状況

3. 被災状況

当該砂防堰堤右岸袖部の一部ブロックが破壊された。

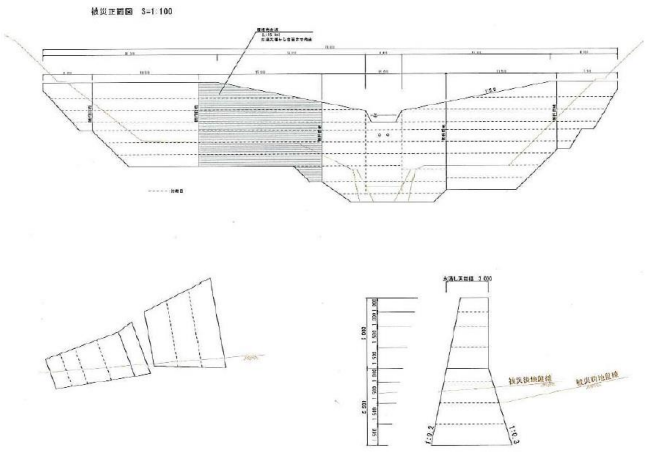


図 2　被災ブロック

4. 堰堤破壊モードの考察

当該砂防堰堤の設計は旧基準[1]で行われ，安定計算は水通し部のみでの照査であり，計画規模の外力などに対して安定性は保たれているが，新基準[2]での照査は転倒，滑動，内部応力・地盤支持力すべてに安定は確保できていない。今回破壊された部位は袖部の施工目地間でのブロックであり，破壊の原因を以下に考察する。

現地での観察やドローンの撮影は写真 1，2 のようであり，主たる破壊の直接原因は計画を超える土石流流体力と考えられる。

写真 2 には残された堰堤側面に円弧状の摩擦痕が認められる。この摩擦痕は同心円とはなっていないことから，つま先部を中心にした単純な回転（転倒）ではなく，当該ブロックの移動は複雑な動きを伴い転倒したものと推定される。



写真 1 堰堤被災状況（綾部市消防本部提供）



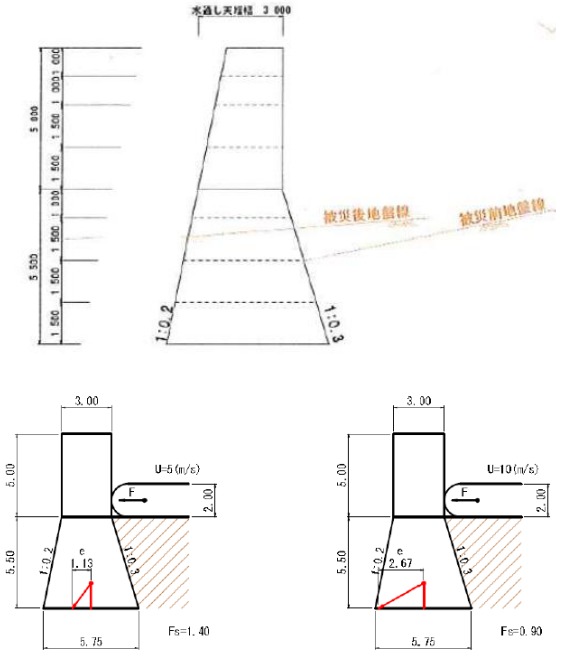
写真 2 転倒ブロック側部の円弧状摩擦痕

現地調査での土石流痕跡から推定される土石流総流出量から現行の基準[2]を引用して計算される土石流ピーク流量（67.3m^3/ｓ），流速（8.8m/s），水深（2.54m）となり，安定計算では土石流流下幅が約 3.0m となる。流下幅以外は大きめに推定されていると思われるが，今のところ，これ以上のデータは入手できないので，計画以上の外力が堤体にかかり破壊につながったと推察される。

4.1 安定計算

土石流域に計画される砂防堰堤には袖に上流河床勾配と同じ勾配を設けることが一般であり，この堰堤も 1/6 程度の袖勾配が設置されていた。さらに堰堤長が 70m と長いため，破壊されたブロックでは本堤の高さが 5.5m で袖の高さが 5.0m となっており，本堤に比較して袖の高さが大きく不安定な形状となっている。

堰堤長が長い堰堤において袖高さの増分は 2.0m 程度に設定してその後は水平にするのが一般的であるが，京都府の基準では袖高さの増分は 5.0m までとなっている。ちなみに，土石流水深 2.0m で流速 5.0m/s と 10.0m/s の条件で安定計算を行った結果を以下に示す。



σd=388.26kN/m2
σu=-31.92kN/m2

ケース①

流速 5.0m/s，水深 2.0m

σd=674.58kN/m2
σu=-318.23kN/m2

ケース②

流速 10.0m/s，水深 2.0m

(1) 転倒

それぞれのケースでは合力の作用点はミドルサードを外れている。

災害後，京都府が行ったボーリング調査結果から，堤底付近は粘土質砂層で N 値は 15 程度であり，地盤強度は 250kN/m^2 と推定されている。上記のケース②において堰堤下流部に発生している圧縮応力は全て 250kN/m^2 を超過している。さらに，土石流発生時には先行降雨が十分あり，粘土質砂層は水分を含み強度も低下し，堰堤つま先部の地盤支持力はかなり低下していたと推定できる。

このような状況から堰堤破壊モードはつま先部の圧縮破壊による転倒と推定されるが，写真 1 からは破壊ブロックは下流へ数メータ移動していることが認められ，さらに写真 2 から側壁に残った摩擦痕は単純な同心円を示していないことからつま先部を中心とした単純な転倒とは考えにくい。

(2) 滑動

ケース②では滑動安全係数（Fs）は 1.0 を下回り，計算上は滑動領域に入っている。しかし，この条件は堤体を地盤に直接置いた状態を想定しており，実際には堰堤は 1.0m～2.0m程度の地盤への貫入があり，この貫入深が保たれていれば，堤体が滑動すると同時に地盤の受動土圧が抵抗となり滑動は困難であると考えられる。

(3) 地盤支持力

転倒の項でも述べたが，災害後のボーリング調査では地盤強度は 250kN/m^2 と推定されている。上記の試算において堰堤下流部に発生しているケース①，②の圧縮応力は 388kN/m^2，674kN/m^2 と 250kN/m^2 を大きく超過し，破壊時には地盤支持力の低下もあり，つま先部の沈下があったものと考えられる。このことからは堰堤の最終破壊モードは転倒と推定される。

4.2 考察

写真 1 のように被災ブロックは下流方向へ移動し，単純な転倒とは異なっている。このような状態は地盤が粘土質砂層であることから先行降雨で強度低下が生じ，さらに袖からの越流水（確認はされていない）によるつま先部の浸食など複数の原因が考えられる。

このことから堰堤の破壊は地盤支持力の弱体化と浸食により，水平移動に対する抵抗が消失し，滑動が生じ，その後つま先部の沈下（堰堤の回転）が起こり，下流の残存する基礎地盤に移動が妨げられて土石流流体力で最終的に転倒したと推察される。

また，図 2，写真 2 に堰堤の分離が認められる。これまでの砂防堰堤の破壊は袖部と本体の境界面で生じることが多く報告されているが，今回の分離箇所は袖部下部の本体の 1 ブロック下部の施工目地を境にしている。そこは現地観測から，転倒時に剥離したものと思われる。この施工目地にはグリーンカットが行われていなく，上部ブロックコンクリート打設時に下部ブロックとの間にモルタルが敷かれておらず上下の一体化がなかったことが原因と考えられる。

5. まとめ

今回の砂防堰堤の破壊は

① 計画規模を超過する外力
② 被災部の形状（本体高さ 5.5m，袖高さ 5.0m）の不安定
③ 地盤が砂質粘性土での支持力不足でつま先部の沈下または，浸食が原因で滑動・転倒に至ったものと推定される。

今回の堰堤被災の原因は初期の下流部基礎の弱体，もしくは洗堀と推定されることから，基礎部の支持力が危惧される場合はソイルセメントなどで補強が推奨される。

堰堤破壊とは直接関連性はないと思われるが，コンクリート打設時には下部ブロックにグリーンカットを施し，敷モルタルを施工することが砂防堰堤全体の一体化に重要と考える。

参考文献

1） 土石流対策設計技術指針（案）：平成元年
2） 土石流・流木対策設計技術指針：平成 19 年

V-014

京都府綾部市で発生した土石流による砂防堰堤の破壊実態の調査（速報）

国立研究開発法人土木研究所　○武澤永純、赤澤史顕、石井靖雄、西井洋史

1．はじめに

平成 29 年 10 月 21～23 日の 3 日間において、京都府綾部市古和木雨量観測所では、最大 24 時間雨量 486 mm の大雨を記録し、綾部市北東部に位置する朝根川で土石流が発生した。土石流による犠牲者はなかったものの、同渓流にある砂防堰堤が転倒し破壊された。砂防堰堤の破壊事例として、前庭部洗掘により基礎が底抜けした事例は報告されているもの[1)、2)]、コンクリート砂防堰堤が土石流によって転倒した事例は近年報告されていない。

本報告では、現地での痕跡調査や砂防堰堤の安定計算により、砂防堰堤の破壊プロセスの推定を試みるとともに、朝根川で発生した土石流の規模を推定した結果を報告する。

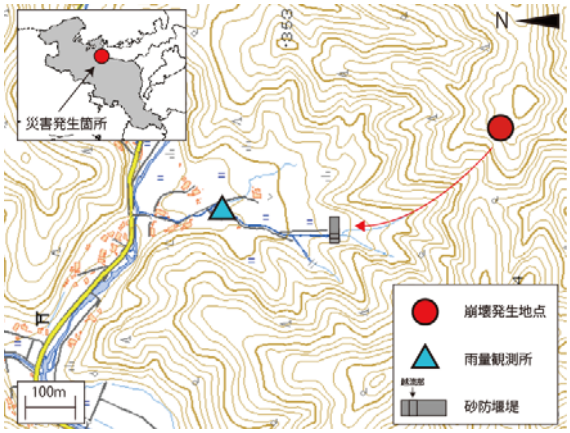


図 1　流域図（国土地理院 1/25000 地形図に加筆）

2．災害の概要

2.1　土石流発生の概要

図 1 に朝根川の流域図を示す。砂防堰堤（不透過型の重力式コンクリート形式）は 2 つの支川の合流地点付近にある。左支川からの流れは砂防堰堤の越流部に向かうが、右支川からの流れは砂防堰堤右岸側の非越流部に向かい、砂防堰堤設置位置付近で左支川と合流する。現地調査の結果、朝根川右支川の源頭部付近で幅約 30 m、長さ約 60 m、深さ約 6 m の崩壊により、土石流が発生したと推定された。堰堤右岸側非越流部の天端には土砂の堆積が確認されたが、堰堤左岸側非越流部の天端には越流部周辺のみ土砂の堆積が認められた。土石流の堆積物には長さ約 17 m の流木は確認できたが、粒径が 1 m を越えるような礫は確認出来なかった。京都府によると、今回の土石流災害による流出土砂量は 11,600 m^3 と推定されている。



図 2　被災した砂防堰堤
（綾部市消防部局提供，青の破線は非越流部の破壊前の推定位置を示す，番号は破壊により分離した非越流部のブロックに付した番号である）

2.2　砂防堰堤の被災状況

土石流発生後の砂防堰堤の様子を、**図 2** に示す。堰堤の高さは 9 m、長さは 70 m で、平成 6 年度に完成している。堰堤の計画・設計は、平成元年の土石流対策技術指針（案）に基づき実施されていた。計画時の 24 時間雨量は 313 mm であり、災害発生時の降雨量は計画降雨量を越えていた。砂防堰堤は、土石流の発生・流下により堰堤右岸側の非越流部における目地と目地の区間（延長 15 m）で破壊した。破壊した非越流部は、堰堤から概ね 10～20 m 下流側の位置で確認された。なお、砂防堰堤の左岸側では、土石流による損傷は認められなかった。

2.3　破壊された非越流部の状況

現地調査の結果、破壊された非越流部は、①上部左岸側ブロック、②上部右岸側ブロック、③下部ブロック、④根入れ部ブロック、の大きく 4 つに分かれていた。各ブロックでは一部損傷した箇所は認められたが、概ね原形を保っていた。①ブロックと③ブロックの分離箇所は袖部と本体部の境界より低い位置であった。①ブロックと③ブロック、②ブロックと③ブロックが分かれた箇所（打ち継ぎ目）には型枠固定用と推定される鉄筋が配置されていたが、目立った変形（曲がり）は確認出来なかった。また、③ブロックの右岸側側面には円弧状の擦過痕が確認された。

3．砂防堰堤の安定計算

砂防堰堤の破壊プロセスを推定するため、安定計算を行った。安定計算は平成 28 年の土石流・流木対策設計技術指

針[3]に基づき実施した。計算断面は、破壊した非越流部の中央とした（**図3**）。災害前の施設点検において堰堤上流で湛水が確認されていたことから、安定計算時に揚圧力を作用させた。災害発生前の堆砂面は水通し天端から 2.5 m 下の高さにあったことから、災害発生時にはその堆砂面上を土石流が流下したと想定し、土石流流体力を算出した。土石流の水深は、堰堤上流の谷出口で確認された痕跡より、土石流が谷出口から非越流部に向かって直進した場合（ケース 1）と、谷出口から渓流の最深部に沿って流下し非越流部に向かった場合（ケース 2）を設定した（**表1**参照）。袖部破壊の照査において、土石流の水深は水通し天端を越える高さとなった。また、土石流の流速は、堰堤から谷出口までの渓床勾配（約 12 °）と土石流の水深からマニング式により算出した。

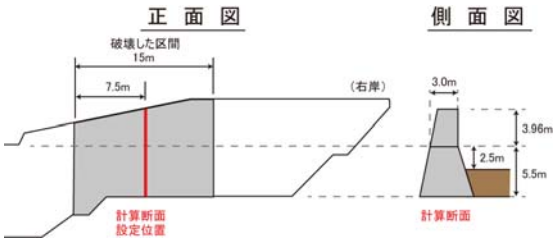


図3　安定計算断面の位置と形状

表1　計算ケース

対象	土石流		砂防堰堤		
項目	水深	流速	上流法勾配	下流法勾配	許容支持力
単位	m	m/sec	－	－	KN/m^2
ケース1	2.6	8.6	1:0.3	1:0.2	392
ケース2	4.5	12.4			

4．計算結果と考察

表2に安定計算結果を示す。表中の「OK」は平成 28 年の土石流・流木対策設計技術指針に示されている許容値を満たすことを示し、「NG」は許容値を満たさなかったことを示す。袖部の破壊については、ケース 2 は許容値を満足しない。堤体の安定性については、両ケースで許容値を満足しない結果となった。また、砂防堰堤の自重および外力の合力の作用線は、両ケースで堤底の外に位置した。

表2　安定計算結果

部位	袖	堤体		
照査基準	破壊	転倒	滑動	沈下※
ケース 1	OK	NG	NG	NG
ケース 2	NG	NG	NG	NG

※自重および外力の合力の作用線が堰堤下流法先に位置したときの地盤反力は、地盤の許容支持力を超過した。

以上の結果より、土石流による砂防堰堤の破壊のプロセスとしては、以下のことが考えられる。崩壊に起因し発生した土石流は右支川を流下し、左支川との合流点付近において直進し、非越流部に衝突し、目地と目地の間のブロックが破壊したと考えられる。破壊した非越流部で確認された擦過痕は円弧状を示していた。また、安定計算において転倒の許容値を満たさなかったことから、砂防堰堤は転倒によって破壊した可能性が高いと考えられる。ただし、安定計算では滑動、沈下の許容値ともに満足していないことから、転倒、滑動、沈下の複数の破壊モードが生じた可能性も考えられる。①・②ブロックと③のブロックの分離面に配置されていた型枠固定用と推定される鉄筋には大きな変形が認められなかったことから、①・②ブロックと③のブロックは転倒時もしくは転倒後に分離した可能性が考えられる。

表2に示す安定計算のうち、砂防堰堤の破壊状況と矛盾しない計算結果はケース 1 であった。これより、朝根川で発生した土石流はケース 1 で設定した土石流の流速もしくは水深と同等程度か、それより小さい可能性が考えられる。ケース 1 で推定した流下断面からピーク流量を算出すると、378 m^3/sec であった。この値は、計画降雨量で算定される土石流のピーク流量（8.4 m^3/sec）を大きく上回る。したがって、計画規模を上回る土石流が発生したと考えられる。

4．おわりに

今後、個々の砂防堰堤の重要性なども考慮し、計画規模を上回る土石流に対しても最小限の安定性を確保する方策などについて、検討を行っていくことが重要と考えられる。また、本事例のように複数の渓流の合流点の下流に、堤長が比較的長い砂防堰堤を計画する際には、土石流が非越流部に向かう可能性も想定し、水通しの位置や幅の設定、目地の位置、安定計算断面について、現場毎に配慮していくことも重要と考えられる。本調査で対象とした砂防堰堤の破壊ブロックは、土砂によって覆われている部分もあり、ブロックの全てを詳細に調査・観察することが出来なかった。今後現地調査を行い、さらに破壊のメカニズム等について検討を実施する予定である。

謝辞：本研究の遂行にあたり、現地調査や資料提供等にご協力頂いた京都府建設交通部砂防課に感謝いたします。

引用文献　1）建設省土木研究所（1979）：砂防ダムの災害実態調査、土木研究所資料第 1514 号、87p.　2）建設省土木研究所（1987）：砂防ダムの災害実態調査（2）、土木研究所資料第 2461 号、50p.　3）国土交通省国土技術政策総合研究所（2016）：土石流・流木対策設計技術指針 解説、国土技術政策総合研究所資料 No.904、78p.

神流川水系の砂防堰堤に設置した魚道の特徴

Characteristics of fish passages installed at Sabo works in Kanna River system

日本大学理工学部土木工学科○安田陽一

1. はじめに

神流川は，群馬・長野・埼玉 3 県の県境となる三国山に源を発し，流域面積 407.0km^2，幹線流路延長 87.4km，平均河床勾配は 1/20 と，利根川上流の支川の中では比較的急峻な河川であり [1]，過剰な土砂流出による土砂災害の減災対策として様々な砂防施設が設置されている [1]．その一方，水生生物の移動できる環境が制限されているため，生息領域を広げるために魚道整備が行われている．しかしながら，従来の魚道整備では輸送される砂礫や流木によって閉塞されたり，澪筋が魚道の設置個所と異なる箇所になり通水しなくなったりすることで魚道の機能を失うことがある．

砂防施設や治山施設で魚道整備する場合，魚道内に流入する水量の確保，洪水時に輸送される砂礫や流木の排出機能，遡上・降河環境，河川と魚道との連続性，迷入対策などを考慮する必要がある [2),3),4)]．

ここでは，既設魚道があった砂防施設（柏木堰堤）（**写真 1**），未整備の砂防ダム（野栗沢砂防堰堤，中ノ沢第一砂防堰堤）（**写真 2, 3**）に魚道整備を行った事例を紹介し，その特徴を報告する．

2. 柏木堰堤における魚道整備

柏木堰堤では，洪水時に輸送される礫による越流面の摩耗および水叩きの損傷を受けて改修工事に伴う魚道機能の改善を進めるために魚道整備が行われた．この堰堤を境に水生生物の種類および生息密度が大きく異なっていることから，水産対象魚ばかりでなく多様な水生生物の移動環境の改善が求められていた．既設の魚道規模が河川規模からみて極めて小さく，かつ河川との連続性が好ましくないため，南甘漁協との協議のもとで右岸側に 6m 規模の魚道，左岸側の既設魚道下流端の隔壁損傷に伴う改善，および堰堤直下の迷入対策としての石組み魚道 [5),6)]を行うことになった．

写真 4 は 6m 規模の台形断面魚道，**写真 5** はその下流側の石組みをした河道，**写真 6** は石組み魚道，**写真 7** は既設魚道下流端の隔壁損傷に伴う石組みによる改善した状態を示す．多様な水生生物が遡上できるように，側壁を 1：1 勾配とし，隔壁天端の中央 2m 区間を両側の天端と比べて 15 ㎝下げたプール式台形断面型魚道 [3)]とした．**写真 4** に示されるように，流量の大きな変化に対して，遡上可能にし，堰堤上流側の魚種および生息密度が大きく改善されている．また，洪水時に輸送される砂礫は魚道の排出機能 [4)]により，ほとんど堆積されていない状態になっている．また，魚道新設に伴い，迷入防止の回避を考慮するため魚道下流側の河道を石組みすることによって，遡上経路が分かるように整備した．

石組み魚道 [5),6)]は 70 ㎝から 1m 前後の巨礫を用い，練り積みを組み合わせている（**写真 6**）．また，既設魚道下流端の隔壁が損傷した箇所については，水面落差が大きくなったため，**写真 7** に示されるように，70 ㎝から 1m 前後の巨礫を設置し，魚道からの適切な流量となったときに落差解消するようにした．これらは 2018 年 3 月に完成したばかりであるため，今後の調査によって設置効果が検証される．



写真 1 柏木堰堤



写真 2 野栗沢砂防堰堤



写真 3 中ノ沢第一砂防堰堤



a) 渇水時の流況　　b) 豊水時の流況

写真 4 台形断面魚道の流況



写真 5　新設魚道下流側の石組み河道内の流況

3. 野栗沢砂防堰堤における魚道整備

野栗沢砂防堰堤で折り返し魚道を設置し，澪筋の安定化のための河道成形を試みた状態を**写真 8, 9** に示す．

写真 8 に示す折り返し魚道は堰堤の落差約 10m に設置され，野栗沢と神流川合流点にある床固工の魚道整備に伴い，堰堤上流での水生生物の移動・生息環境回復を目的に整備されていた．魚道設置において土地利用の制限があったため，流入部での洪水流の流量制御を行うための構造にはならなかったため，流入部の高さを１ｍ程度としている．また，澪筋の安定化を考慮して，堰堤上流側の水衝部に巨礫による突出部を設け，左岸側の人工堆積箇所を開削した．この個所では出水経験を複数しているが魚道内の堆積はあまり進行しない．

4. 中ノ沢砂防堰堤における魚道整備

中ノ沢第一砂防堰堤では５ｍごとの本堤と副堤の段差となり，河道幅の制限がされていることから，**写真 10** に示されるように，副堤に設置された折り返し魚道は内側から外側に折り返し，下流部で立体交差する構造とした．この場合の開口高さは 1.5m である．2017 年 4 月より運用され，魚道内を多くの渓流魚・底成魚の遡上が確認された．また，台風の影響で大量の砂礫の輸送があった箇所であったが堆積はほとんど認められなかった．澪筋については，蛇行河川であったため，外岸側に魚道流入部があり，安定した流入量が確保された．さらに，流入部直上流部で水制工を設置したことから大型の流木によって閉塞することはなかった．

5. まとめ

群馬県利根川水系神流川流域に整備された砂防施設を対象に魚道整備を行った事例として，整備された魚道の特徴をまとめる．砂防施設内でプール式の魚道を整備される場合には，平水時から洪水時にかけて魚道機能と洪水後の機能維持を合わせた構造である必要があり，ここで挙げた柏木堰堤，野栗沢砂防堰堤，中ノ沢第 1 砂防堰堤では，輸送された砂礫によって機能を失わないプール式台形断面魚道とし，流量変化に対応する魚道となっている．また，魚道と河川との連続性を確保するために澪筋の安定化を野栗沢砂防堰堤で実践した．柏木堰堤では河川幅が大きいため，迷入防止対策の一環として石組み魚道を設置し，今後の機能検証をする状態となっている．河道幅が制約された中での落差の大きい堰堤に設置可能な魚道を中ノ沢砂防堰堤で施工し，砂礫，流木による閉塞がないことを確認した．

参考文献

1) 国土交通省関東地方整備局，利根川水系砂防事務所，神流川流域, http://www.ktr.mlit.go.jp/tonesui/tonesui_index030.html, (2018.03.25 閲覧)．
2) 安田陽一，技術者のための魚道ガイドライン，コロナ社，144 pages，2011.
3) 安田陽一，河川整備の土木技術から見た通し回遊性の水生生物の保全に向けた貢献, 海洋と生物 225, 生物研究社, Vol. 38，No. 4，pp.387-396, 2016.
4) 安田陽一，生態系保全と治山・治水との調和のとれた河川環境,フォレストコンサル,森林部門技術士会，No.138，2014，pp. 7-22.
5) 安田陽一，石組みを利用した減勢工に関する実験から実務への適用とその成果，土木学会河川技術論文集，第 23 巻，pp.639-644, 2017.
6) 安田陽一，内村政彦，頭首工に設置した石組み魚道に関する実験から実務への適用，第 45 回土木学会関東支部技術研究発表会，CD-ROM, Ⅱ-49, 2018.



写真 6　石組み魚道の完成状況



写真 7　魚道下流端の隔壁損傷に伴う巨礫設置



写真 8　10m 落差の折り返し台形断面魚道



写真 9　澪筋の安定化のために工夫した状況



写真 10　立体交差を有する折り返し台形断面魚道

V-016

六甲山系のソイルセメント材の強度特性に関する一考察

国土交通省近畿地方整備局六甲砂防事務所　石塚忠範、藤原克哉、服部浩二、岩村美樹、長渡祐樹
（株）オリエンタルコンサルタンツ　○井川　忠
株式会社本久 小布施栄

１．はじめに

六甲砂防管内の砂防工事で発生する土砂を有効活用するため、砂防ソイルセメント工法の流動タイプ（以下「INSEM-F タイプ」）、転圧タイプ（以下「INSEM-C タイプ」）に関する簡易配合試験を実施した。簡易配合試験では、人力掘削による表層土砂（21 箇所）と工事現場で建設機械により地表から 3m以深の深部土砂（7 箇所）の 2 種類を採取し、同一現場の表層・深部での圧縮強度・湿潤密度等の材料特性を確認した。本発表では、簡易配合試験による INSEM-F タイプ・INSEM-C タイプの強度発現の特性や表層と深部の採取土砂の材料の特性の違い等について考察した結果を説明する。

２．採取土砂の特徴

六甲山系は、表層はマサ化した風化花崗岩で構成されている渓流が多く、砂防工事で発生する掘削残土の多くはこの風化花崗岩である。六甲山系の山林の特徴は人工林がほとんどなく、アラカシなどの常緑広葉樹に覆われた極相林の渓流が多い。このため、林床は暗く土壌には草本が侵入しにくい条件であり、多くの渓流では表層の風化が発達している。一方、工事現場から採取した深部の土砂は地表面から 3m 以深であり、表層土砂に比べると樹木や雨水等の浸透の影響を受けにくい条件であると想定される。これらの採取位置の違いは、土砂に含まれる有機成分の含有量にも影響しており表層土砂では多く、深部の土砂では有機成分が少ない結果が得られている。表層と深部の土砂の粒度については、ふるい分け試験の結果、採取場所 7 箇所のうち、0.075mm 以下の細粒分含有量で見ると多いところで 25%程度、少ないところで 10%未満とややバラツキがあった。礫分は全体的に少なく、全体的に粒度に片よりがあることが示された。採取段階の自然含水比は、採取条件によりバラツキがあるが 3%から 30%程度の範囲であった。表層の含水比よりも深部の含水比の方が小さく、有機成分の含有量も深部の方が少ない傾向であることが示された。

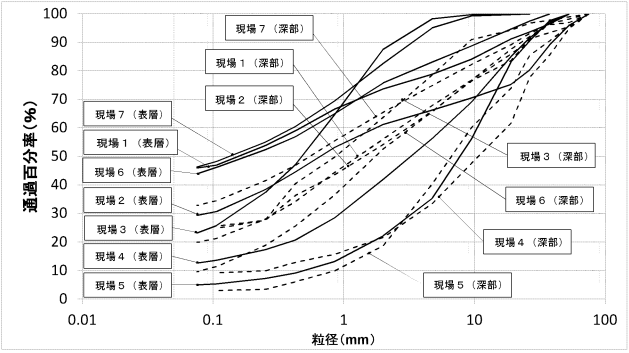


図１ ふるい分け試験結果

３．簡易配合試験

(1) 供試体作成

表層や深部から採取した土砂の物理特性を把握した後、直径 5.0cm×高さ 10.0cm の小径供試体（以下、「簡易配合試験供試体」）を用いて INSEM-F タイプと INSEM-C タイプの圧縮強度試験を実施した。簡易配合試験供試体は、標準供試体の大きさ（直径 12.5cm×高さ 25.0cm）に比べて小さく、最大礫径や供試体作成方法の相違に伴う圧縮強度の信頼性への懸念が生じたことから、転圧タイプについては締固め回数を変えた 2 ケース（1.5kg ランマ落下による突固め 36 回及び 90 回）を検討した。併せて、標準供試体は電動ハンマを用いて製作し相関を確認した。流動タイプは有スランプであるため、製作方法は簡易配合試験供試体・標準供試体ともに同様とし単位体積重量と圧縮強度による比較を行った。

(2) 簡易配合試験供試体の湿潤密度

図 2 に INSEM-C タイプの突固め方法の違いによる湿潤密度の比較結果を示す。標準供試体（電動ハンマ）の突固め結果より、1.5kg ランマで製作した突き固めの方が 36 回で 1.03 倍（＋3%）、90 回で 1.05 倍(+5%)大きい傾向である。また、1.5kg ランマの突固めによる比較では 36 回に対して 90 回は 1.02 倍（+2%）の結果となった。簡易配合試験供試体は小径であり、ランマの力が伝達されやすく密度が高めに出る傾向が示された。すなわち、今回検討した地域のマサ土では簡易配合試験により単位体積重量を検討する場合、標準供試体との密度の相関を確認のうえ設定する必要があることが示された。

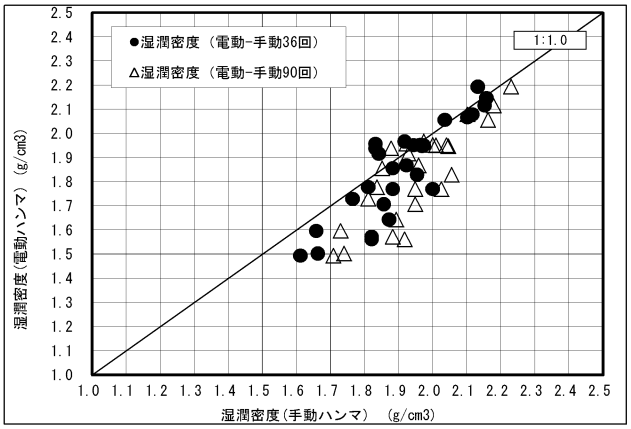


図２　突固め方法の違いによる湿潤密度の比較

ISNEM-F タイプは、生コンクリートに類似した性状のソイルセメント材であることから供試体の製作は INSEM-C タイプのように起振力を加えない。従って、製造方法による人為的影響はほとんどないことから、供試体の大きさの違いによる密度の差はほとんどない。

(3) 圧縮強度の評価

表層と深部の土砂に対して小径供試体を用いた配合試験を実施した。表層は深部に比べて有機物が多い傾向があるため、一般的な高炉セメントＢ種に加えて有機物対応のセメント系固化材を使用し、発現強度の傾向を確認した。本検討では、管内の土石流危険渓流の土砂に対して、どの程度の強度発現が得られるか目安を確認するため、単位セメント量は INSEM-C タイプは C=150kg/cm^3、INSEM-F タイプは C=250kg/m^3 とした。

図 3 に INSEM-C タイプの圧縮強度試験結果を示す。

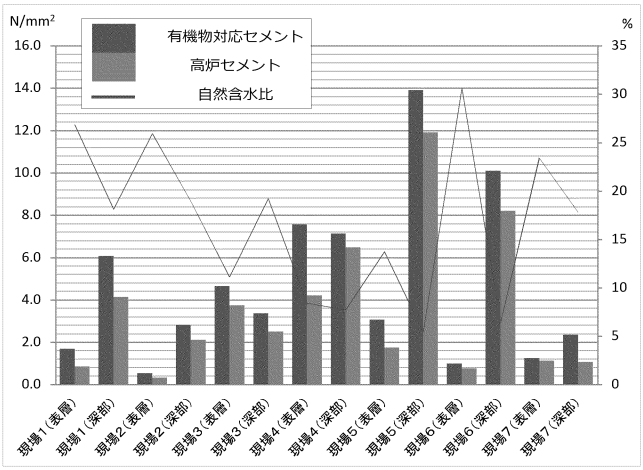


図 3 圧縮強度と自然含水比の関係(INSEM-C タイプ)

INSEM-C タイプの圧縮強度は、自然含水比が 20%を超える高い土砂ほど水和反応が進行せず、圧縮強度が小さい傾向が確認される。また、同一箇所で表層よりも深部の方が高い強度が得られる傾向が確認された。全箇所で高炉Ｂ種よりも有機物対応セメントの方が圧縮強度は大きくなりセメント系固化材の有効性が示された。

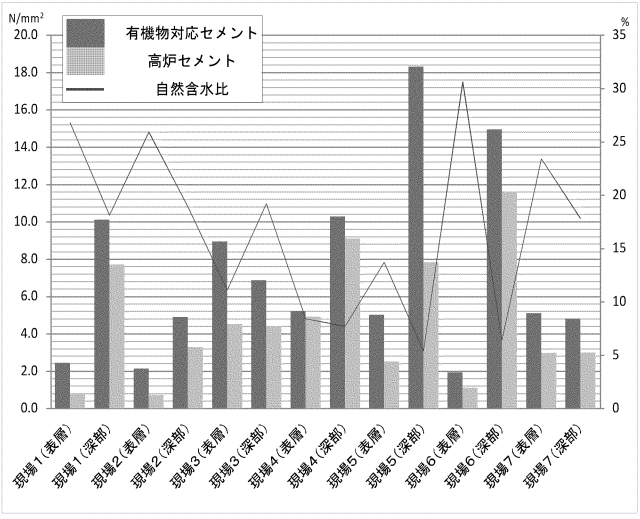


図 4 圧縮強度と自然含水比の関係(INSEM-F タイプ)

続いて図 4 に INSEM-F タイプの圧縮強度試験結果を示す。INSEM-C タイプと同様に、圧縮強度は表層よりも深部で採取した土砂の方が高い、また有機物対応セメントの方が高炉Ｂ種よりも高い発現強度が得られる結果となった。

(4) 製造方法の違いによる評価

本検討では採取土砂に対して INSEM-C タイプとＦタイプの簡易配合試験により強度発現性、湿潤密度を得るものとした。製造方法の違いによる圧縮強度と湿潤密度の違いについて整理した。図 5 に各タイプの圧縮強度試験結果、図 6 に湿潤密度の計測結果を示す。両工法はセメント量や製造方法に違いがあるが、同一現場の土砂を用いる場合、圧縮強度は INSEM-F タイプの方が大きくなる。また、湿潤密度は六甲管内の風化花崗岩は礫分が少なく密度が小さい傾向から水分の多い INSEM-F タイプの方が湿潤密度は小さくなる傾向が確認された。

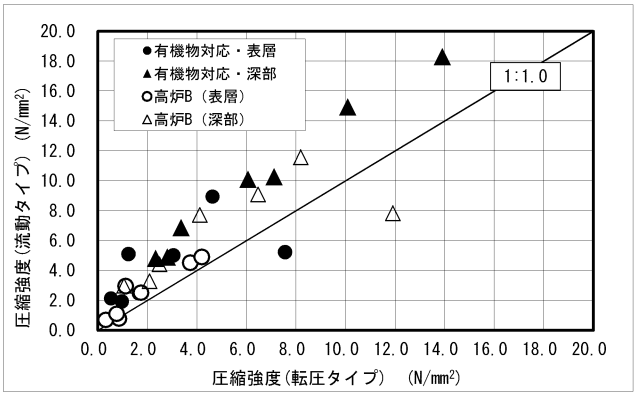


図 5 INSEM-C タイプとＦタイプの圧縮強度の比較

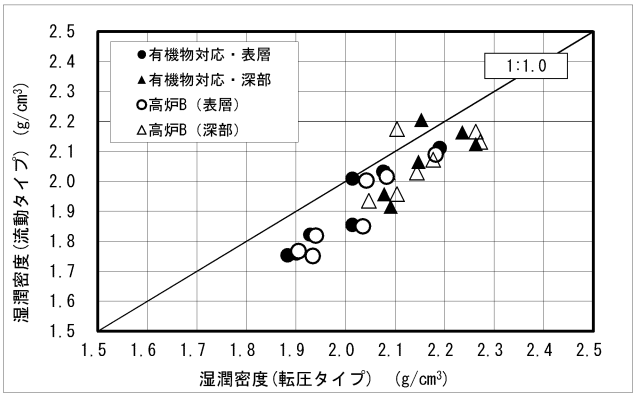


図 6 INSEM-C タイプとＦタイプの湿潤密度の比較

4．六甲砂防管内のソイルセメント材の活用の展望

本検討で実施した簡易配合試験では、締固めによる施工の INSEM-C タイプと有スランプ材としての活用を期待した INSEM-F タイプの圧縮強度・湿潤密度の発現傾向や相違点を明らかにした。これらの 2 種類のソイルセメントは製造方法が異なっても概ね 2N/mm^2 以上の圧縮強度が確認され、湿潤密度もコンクリートに比べると大きくはないものの一定の傾向が示された。六甲山系は、住宅密集地での砂防工事が多いため、索道による土砂の持ち出しが多い傾向にあるが、砂防ソイルセメント工法は施工条件が満たされれば積極的な活用が期待できる。

【参考文献】1)砂防ソイルセメント施工便覧 平成 28 年 9 月、2)現位置攪拌混合固化工法(ISM 工法)設計・施工マニュアル第 1 回改定版 平成 19 年 3 月、3)井川ら：平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集, 流動ソイルセメントの設計に関する一考察 2017

現地の粗石を活用した砂防ソイルセメント流動タイプの基礎処理適用事例について

株式会社 本久　○小布施 栄　堀口哲夫
国土交通省 日光砂防事務所　飯原征敏　杉田 毅
(一財)砂防・地すべり技術センター　嶋 丈示
パシフィックコンサルタンツ(株)　飛岡啓之　井上隆太
株式会社 浜屋組　一條澄夫　小川裕司

1 はじめに

現場は栃木県日光市に位置する土石流危険渓流で堰堤建設地にはローム層・軽石層・土石流堆積物・崩壊堆積物が厚く堆積している。これらの地盤は基礎地盤としては不適であり，厚さ6.0mの基礎処理工が計画された。これらの土砂のうち軽石層・土石流堆積物は自然含水比が高く礫つぶれが顕著で，崩壊堆積物には粗石・巨石（以下「粗石」）を多量に混入している。このため砂防ソイルセメント転圧タイプ（以下「転圧タイプ」）や原位置撹拌地盤改良工法の適用ができない。そこで締固めが不要で転圧タイプでは活用できないφ150 ㎜以上の粗石を多量に含む土砂を有効活用できる砂防ソイルセメント流動タイプ（以下「流動タイプ」）が採用された。また当該現場では計画施工量 9,000m³ に対して活用可能な土砂は約6,000m³であり，現地発生土砂を最大限に活用する必要性が生じたことからφ500㎜程度までの粗石を活用する流動タイプを採用した。本報ではその施工結果について報告する。

2 施工方法と施工性

2.1 粗石を活用した流動タイプの概要

流動タイプはφ300 ㎜以下の粒径範囲の現地発生土砂（以下「母材」）とセメントミルクを混合撹拌し施工箇所へコンクリートのように流し込んで構造物を構築する工法である。転圧タイプに比べて活用可能な粒径範囲が広いことに加え密実な改良体が期待できる。従来は特殊な撹拌装置を有するISM工法が代表的な工法であったが汎用型バックホウによる混合撹拌やピット混合したソイルセメント材の打設事例（**図-1**）も出てきており，当該現場でも汎用機械および汎用設備によるピット混合施工を行った。φ300 ㎜以上の粗石を有効活用できる工法としては「粗石コンクリート工法」と「新粗石コンクリート工法」がある。これらの工法は並べた粗石間にコンクリートを充填するという点に特徴があり，確実な充填性を得るため高い流動性を必要とするが，流動タイプには礫間を充填するほどの流動性はない。こうした流動タイプの性状で粗石を活用する方法としては母材とセメントミルクでベースソイルセメントを練り上げた後に粗石を混合する二次混合方式（**図-2**）と流動タイプのソイルセメント材を施工箇所に打設後，粗石を投入・沈設させる方式がある。共に良好な充填性が得られることが確認できているが，当該現場では粗石を均一に分散させることができる二次混合方式で施工を行った。

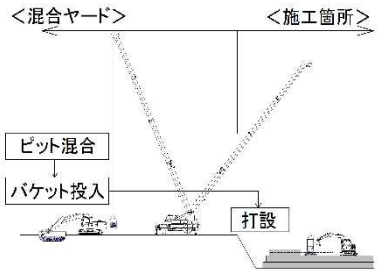


図-1 ピット混合と打設の施工概略図

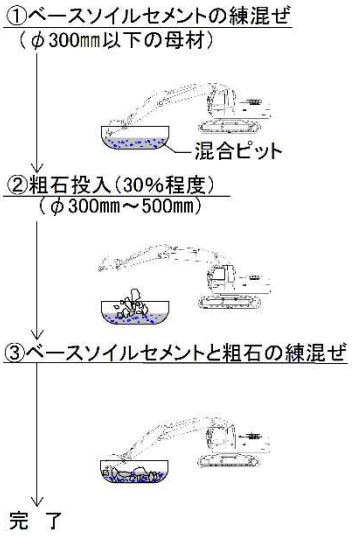


図-2 二次混合方式の概略図

2.2 土砂物性と示方配合

試験に供する土砂は試掘を行い，現場を代表する箇所から採取した。土砂物性値を**表-1** 示す。この土砂は同一箇所でも物性の相違が著しいため，配合試験に先立ち簡易配合試験を複数実施した。この結果，土砂物性のバラツキによる品質の低下を抑えるため，強度発現に優れるセメント系固化材を選定した。一方，流動タイプの配合検討では発現強度に加え良好なワーカビリティを確保することが重要なポイントである。当該土砂はスランプロスの程度が著しいため，ベースソイルセメントの練り上がり直後の現場管理スランプを 20cm 以上，打設時に必要な最小管理スランプを 10cm 以上とし 60 分経過後でもワーカビリティを確保できるよう配合を決定した。示方配合および現場製造計画を**表-2**，スランプ測定結果を**表-3** に示す。

表-1 土砂物性値と土砂変化

項 目			物性試験時		配合試験時		施工中	
自然含水比		%	40.5		18.2		17.0～21.0	
ふるい分析	礫分（2～40mm）	%	17.2		－		73.7	
	〃（4.75㎜以上）	%	11.9		57.5		52.9	
	砂分（0.075～2mm）	%	33.5		－		27.3	
	細粒分（0.075㎜以下）	%	49.3		－		9.0	
密度・吸水率			細骨材	粗骨材	細骨材	粗骨材	細骨材	粗骨材
	表乾密度	g/cm³	1.94	2.05	2.33	2.63	2.38	2.53
	絶乾密度	g/cm³	1.56	1.65	2.08	2.59	2.33	2.45
	吸水率	%	24.7	23.9	11.9	1.31	6.98	3.34
有機不純物試験			濃い（暗赤褐色）		－		－	

表-2 ソイルセメント材の示方配合とバッチあたり製造計画

項 目		配合試験時	施工中
セメントの種類		セメント系固化材	
示方配合	kg/m³	C200 W340 （高性能減水剤C×1.5%）	
目標強度 （配合強度）	N/mm²	1.11 （2.02 ）	
ソイルセメント材の最大骨材寸法	㎜	300	
二次混合する粗石の骨材寸法	㎜	300～500	
二次混合する粗石の投入量	%	ソイルセメント材の30%程度	
1バッチの製造量	m³	5.0（ソイルセメント材）+ 1.7（粗石）= 6.7	
現場管理スランプ	cm	20	10
最小管理スランプ	cm	10	5
1バッチの打設完了目標時間	分	60	30

2.3 施工性

2.3.1 施工時のスランプの低下

表-3 配合試験時におけるスランプ測定結果

バッチNo.		1	2	3	4	5(決定)
C	kg/m^3	250	250	250	250	200
W	kg/m^3	290	300	310	340	340
混和剤	%	1.0	1.0	1.0	1.5	1.5
SL (0min)	cm	0.0	4.0	9.5	25.5	25.5
SL (30min)	cm	–	–	0.0	13.0	16.0
SL(45min)	cm	–	–	–	4.0	11.5
SL 60(min)	cm	–	–	–	–	11.5

実際の施工では配合試験結果と異なり初期スランプ 10cm 程度，30 分経過後で 5cm 程度の硬いコンシステンシーとなった。母材の含水比は工事期間中 20%前後で推移し，施工中に実施した土砂物性試験結果からも土砂物性は変化していないことが確認できた。このスランプ低下は母材の自然含水比が配合試験時より 2%程度高く，その分加える調整水量が減ったことが影響したものと推察される。2%の含水量は 30kg/m^3 の水量に相当し，配合試験時におけるスランプ測定結果と酷似する結果である。この結果から増分の母材の含水は土粒子に吸着する水として作用し，ワーカビリティの向上には寄与していないことが推察される。スランプの低下に対して，実際の施工では練り上がり後 30 分以内で打設を完了することで対処でき，最小管理スランプを事前に設定する有効性を確認できた。今後の課題としては現場での土砂変化の相違に対して余裕のある配合とすることが必要である。

2.3.2 流動タイプの施工性と粗石混入率

流動タイプはセメントミルクにより母材がほぐれやすくなるため混合性は良好かつ容易である。施工は普通バケットにて行ったが施工性について問題はなく，脱型後の表面観察やボーリングコアの観察結果から未改良部も認められず品質面でも問題がないことが確認できた。一方，粗石混入に伴う施工性については粗石混入率が体積比で 30%程度であれば問題はなく，過度の粗石混入は打設作業に支障が生ずるとの既往施工事例報告がある。今回の施工でも 30%程度の粗石混入率で施工を行い，混合性・打設性ともに良好であることが確認できた。なお実験的に 50%程度の粗石を混入してみたがバイブレータの打設作業に支障が生じた。

2.3.3 流動タイプの日施工量

表-4 日施工量集計結果

	流動タイプ 施工量	粗石 投入量	合計 施工量
全施工量 m^3	4,390	1,490	5,880
最大施工量 m^3/日	115	39	154
最少施工量 m^3/日	20	7	27
平均施工量 m^3/日	73	25	98

今回実施した流動タイプの製造日あたりの施工量について結果を**表-4** に示す。ベースのソイルセメント材の平均製造量は 73m^3 となり粗石をあわせると 98m^3 となった。流動タイプの施工量は二次混合をしているため砂防ソイルセメント施工便覧に参考として示される日施工量の平均値（80m^3/日）より若干低いが，粗石を投入することで製造効率が 30%程度向上し日施工量の増加につながった。

3 ボーリングコアによる外観観察と一軸圧縮強度結果

表-5 コアの一軸圧縮強度試験結果

コアの状態	一軸圧縮強度 (N/mm^2) 測定値	平均値	単位体積重量 (g/cm^3) 測定値	平均値	材齢 日
通常破壊	8.99		2.174		93
	10.2		1.894		79
	9.09	9.43	2.066	2.045	79
粗石界面破壊	7.02		2.142		93
	6.34		2.266		85
	4.57		2.260		79
	8.70	6.66	2.122	2.197	57
参考)配合試験	7.43	7.43	1.894	1.894	28

流動タイプの密実さの程度，粗石周りの充填状況，粗石との付着の程度を確認するためにφ86 ㎜のチェックボーリングと一軸圧縮強度試験を実施した。粗石コンクリート工法では粗石下部にコンクリートが行き渡らず，こぶし大の空隙や材料分離に伴うジャンカが多量に形成されやすいことが指摘されている。今回実施したコアの外観観察では小さな気泡が全体的に認められたものの粗石下部に大きな空隙やジャンカを多量に形成することはなかった。空隙の総量はコア全体平面積の 0.6～1.1%と小さく、配合設計時の単位体積重量と比較しても密なものと判断できる。**図-3** に全長コアの展開写真と空隙の大きさ，分布の状態を示す。次に粗石の影響が少ない通常破壊形態のコアと粗石縁部に沿って破壊する界面破壊形態のコアの一軸圧縮強度試験結果を**表-5** に示す。全試料が所定の強度を大きく上回り，粗石との付着程度も良好であった。母材の物性のバラツキが小さかったこと，添加する水が少なくなったこと，粗石の吸水による単位水量の減少といったことが一体となって良好な水和反応を促したものと考えられる。

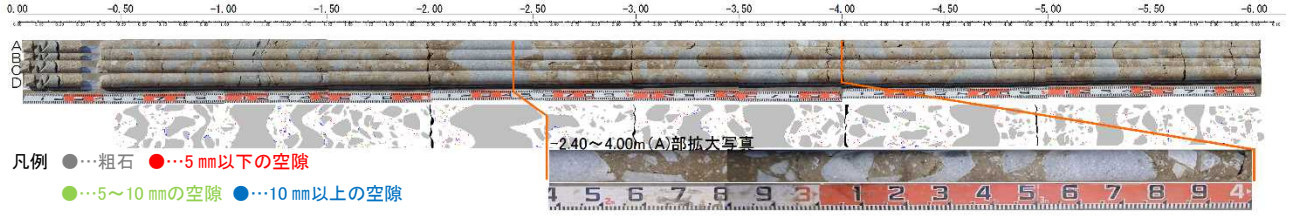


図-3 チェックボーリングコア 4 面の展開写真と空隙の分布状況

4 まとめ

今回の粗石を活用した流動タイプの施工結果から良好な施工性と品質を確保できることが実証できた。そして粗石を活用することで 6,000m^3 の現地発生土砂のほぼ全量を活用でき，より一層の残土発生の抑制と環境負荷の低減が図れたものと考える。更に粗石を活用することで約 300t のセメント系固化材の使用量の低減を図ることができコストのみならず搬入総量の低減にもつながった。今後さらに技術研鑽を深めることでまだ事例の少ない本工法の信頼性向上につながるよう知見を蓄積したいと考える。

【参考文献】1)（一財）砂防・地すべり技術センター；砂防ソイルセメント施工便覧，平成 28 年 9 月，2）小布施ら；現地の粗石を活用した砂防ソイルセメント流動タイプの試験施工の実施事例について　平成 29 年度砂防学会研究発表概要集　平成 29 年 5 月，　3）八木澤ら；流動タイプの配合試験に関する一考察　平成 29 年度砂防学会研究発表概要集　平成 29 年 5 月

V-018

ソイルセメントの品質管理方法と強度品質の標準偏差

株式会社インバックス　○小林瑞穂　秋山祥克　松村和樹
橘木貞則　織田哲暢　門分良太

1　はじめに

国土交通省砂防部による施設効果事例「砂防堰堤の分類」によると，設計基準強度3.0N/mm²以上を満足している砂防ソイルセメントは，コンクリートと同様の分類に含まれるとされている。しかし，これまでのソイルセメントはコンクリートのように統計学的な強度管理や検証はされていなかった。そこで，昨年ソイルセメント強度のバラツキ傾向を検証したところ，圧縮強度の品質管理における検証データに収束傾向が確認された[1)]ため，今回は更に検証データを増やし，ソイルセメントの圧縮強度のバラツキを検証した結果を第2報として報告する。

2　ソイルセメントの品質管理方法

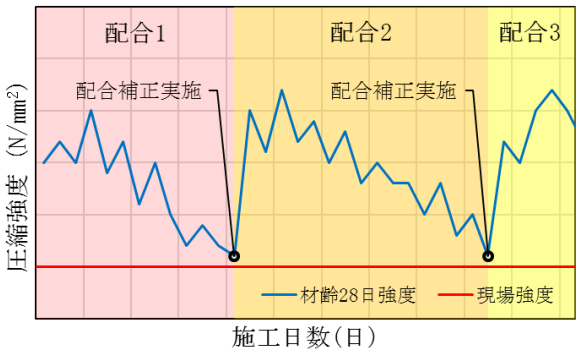


図-1　ソイルセメントの配合補正概念図

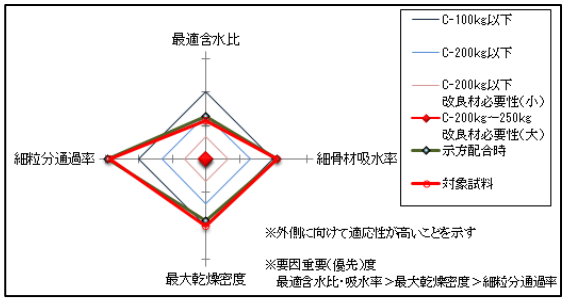


図-2　INSEM材適応性指標チャート

筆者らは，図-1に示すように，多くの配合実績に基づき「現地発生土砂のバラツキに対応して適時，適切な配合に補正する」という考え方を基本とした品質管理手法を用いている。具体的には，SBウォール工法研究会の「現地土砂のINSEM材適応性判断指標分類（図-2）」[2)]や事前確認試験によって，土砂のバラツキを事前に把握することで適時適切な配合に補正し，ソイルセメントの品質向上を行っている。本予稿の検証データは，上記のような品質管理手法によって得られたデータを用いて検証した結果である。

3　ソイルセメントの品質管理データ

今回，新たに23事例の品質管理データを追加し，全32事例について検証した。図-3は，各事例の品質管理データから求められた，材齢28日圧縮強度の平均値（μ）及び，標準偏差（σ）を用いて描いた正規分布曲線である。

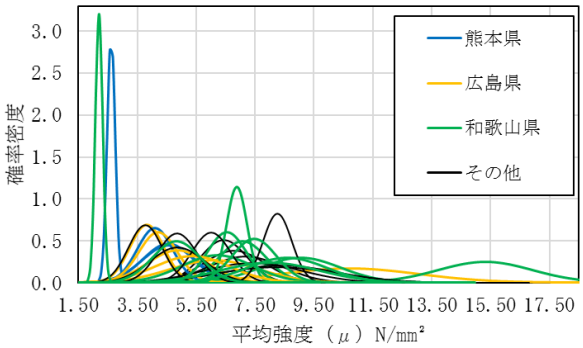


図-3　正規分布曲線

図-3を見ると，正規分布の山はグラフの右側に行くほど，おおよそ高さが低く，なだらかになっている。これは昨年の検証と同様の傾向である。すなわち，ソイルセメントの強度品質はコンクリートと同様に，強度の平均値が高くなればなるほど，発現強度がばらつくと考えられる。また，母数が増加しても，傾向に変化は見られなかったため，圧縮強度と発現強度のバラツキ，つまり標準偏差の間には深い相関があることが示唆された。

4　平均強度と標準偏差

3にて，圧縮強度と標準偏差の間に深い相関があることが示唆された。そこで，圧縮強度と標準偏差の関係を明確にするためグラフに示した（図-4）。図-4の関係について相関分析を行うと，相関係数はR=0.670，説明変数0.144の有意確率はP=0.00278%であった。有意水準5%とするとPは有意水準以下となるため，相関があると認められる。

一方，施工場所別に図-4のデータを振り分けると，各施工場所において相関係数と説明変数の有意確率は熊本県；R=0.991（P=0.899%），

広島県；R=0.974（P=0.0210%），和歌山県；R=0.717（P=1.29%）となった。前述の3つの施工場所のうち一番相関係数の小さい和歌山県の各事例は，主材料である土砂は河床堆積土砂と地山土砂に大別され，それぞれ粒度の異なる材料であるためバラツキが大きくなったと考えられる。反対に，相関係数から高い相関があると判断される広島県，熊本県の各事例では，主材料はそれぞれ，ほぼ花崗岩質の真砂土，ほぼ黒ボク土（熊本県の事例は全て阿蘇地区であるため）である。それぞれ性状が類似した傾向の土砂を使用したことが相関係数を大きくしたと考えられる。

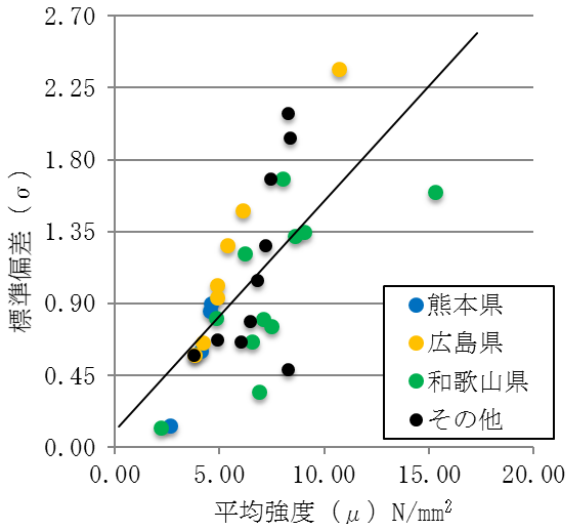


図-4　圧縮強度と標準偏差

5　検証結果の標準偏差による強度管理

4にて，圧縮強度と標準偏差の関係について検証したが，検証データ全体において相関があると認められた（R=0.670，P=0.00278%）。この検証データの圧縮強度と標準偏差の関係は以下の式で表される。

$$\sigma = 0.144\ \mu + 0.0978 \quad \cdots (1)$$

また，コンクリート標準示方書[3]によると，「コンクリートの配合強度は，一般の場合，現場におけるコンクリートの圧縮強度の試験値が，設計基準強度を下回る確率が 5%以下となるように定める」とある。このとき，圧縮強度が正規分布しているとすると，基準値を 95%満足するときの係数（k）は 1.645 であり，配合強度（F）は，以下の式で表される。

$$F = \mu - k\sigma \quad \cdots (2)$$

（2）式をソイルセメントに適用すると，F は現場強度，μ は配合強度，σ は標準偏差となる。ここで，現場強度 3.0N/mm² のときの配合強度を（1）式及び，（2）式を用いて求めると，4.2N/mm² となる。なお，この現場強度 3.0N/mm² は砂防ソイルセメント施工便覧[4]より，「一般的な砂防堰堤の現場強度の目安となる目安」とされている。また，現場強度が 3.0N/mm² のときの目安は 4.5N/mm² とされている。しかし、今回の検証データを適用すると配合強度は 4.2N/mm² で現場強度 3.0N/mm² を満足できるということになる。

6　おわりに

本検証は昨年時から事例を増加させて，精度を高めたが，推論と異なる傾向は出てこなかった。つまり，「圧縮強度と標準偏差には明確な相関がある」と判明した。しかし，本検証データは**2**に示すような品質管理手法を用いたデータである。土砂のバラツキに応じて補正を行い，一定の品質に保たれたソイルセメントであれば，今後コンクリートのような統計学的な品質管理ができる可能性は非常に高いと考えられる。今後も更に圧縮強度の品質管理データを増やし，より詳細な検証を実施したい。

7　参考文献

1）INSEM 品質のバラツキについて：小林他，砂防学会研究発表会，2017
2）SB ウォール工法 施工管理要領：SB ウォール工法研究会，2015
3）コンクリート標準示方書［施工編：施工基準］：土木学会，2012
4）砂防ソイルセメント施工便覧：(一財)砂防・地すべり技術センター，2016

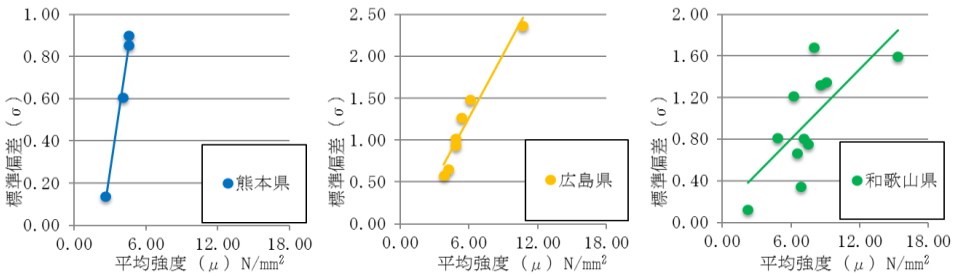


図-5　圧縮強度と標準偏差（施工場所別）

砂防ソイルセメントにおける固化材の特性

株式会社インバックス　○織田哲暢　秋山祥克　橘木貞則　酒巻克之　五十嵐夕子

1　はじめに

従来、砂防ソイルセメント工法における固化材(ここでは土砂を化学的に固結する材料の総称として固化材と呼ぶ)としては、一般的に高炉セメントB種が使用されることが多かった。

砂防ソイルセメント工法の利点として現地発生土砂の有効活用があるが、これを最大限に活かすためには多様な土質(細粒土、高含水比土、有機質土、火山灰質粘性土等)に対応できることが望まれる。

しかし、これらの土砂に高炉セメントを適用した場合、要求される強度が得られない、あるいは単位セメント量が極端に多くなることがある。

そこで、セメント系固化材を活用し、その有効性が確認されれば、

●砂防ソイルセメントに活用できる土砂範囲の拡大

●固化材使用量の低減による搬入車両削減による、CO_2排出抑制、さらなる環境負荷低減

等のメリットが得られると考える。

本報告は、過去に研究例が少ない、種類の異なる固化材を砂防ソイルセメントに用いた場合の特性として強度発現に着目し、

①単位固化材量と強度の関係

②材齢経過に伴う強度の伸び率

の2点について述べる。

2　試験方法

配合試験は『砂防ソイルセメント施工便覧』に準拠し、供試体を作製、圧縮強度を測定した。

蓄積されたデータの中から材齢7日強度および材齢28日強度の試験結果をとりまとめ、考察する。

3　各種固化材による強度発現

現状、砂防ソイルセメント工法に用いられている主な固化材を表－1に示した。本報告ではこれら3種類の固化材および表-2に示した2種類の試料土を用いて強度発現を比較し、その結果を図-1,2に示した。

図-　1の試料土Aは、有機不純物量はやや多いものの粒度組成や試験含水比は砂防ソイルセメントで一般に用いられる土質と言えるが、目標強度(σ28)を4.5N/mm²とした場合に高炉セメントB種では単位固化材量が120kg/m³であるのに対し、セメント系固化材(特殊土用)では現場での最小添加量(100kg/m³)で十分な強度が得られる。

表-　1　砂防ソイルセメント工法に用いられる主な固化材

分類		主に使用される品種
《JIS規格品》	ポルトランドセメント	高炉セメントB種
	混合セメント	
セメント系固化材*		特殊土用固化材(汎用) 高有機質土用固化材

＊JIS規格のセメントを母材とし特定成分や粒度の調整をしたもの[1)]

表－2　試料土の性状

項目	試料土A	試料土B
試験含水比　(%)	12.0	18.0
細粒分含有率　(%)	4.8	8.9
有機不純物試験　(発色)	淡赤褐色	暗赤褐色

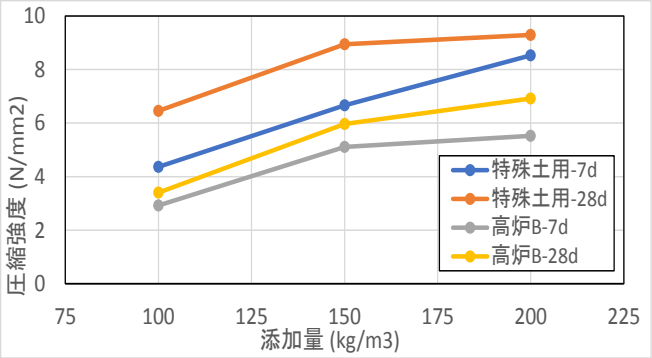


図-　1　特殊土用固化材と高炉セメントB種の強度比較例(試料土A)

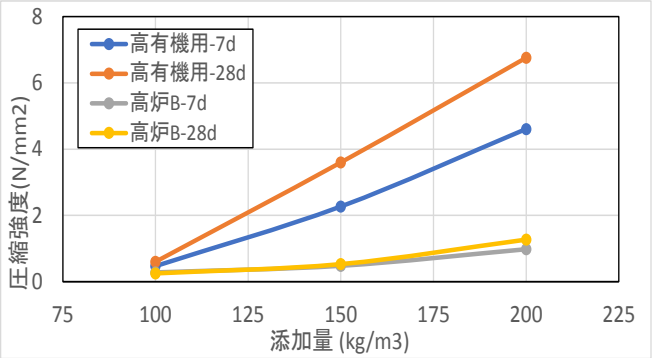


図-　2　高有機質土用固化材と高炉セメントB種の強度比較例(試料土B)

一方、図-　2においては、高炉セメントB種では単位固化材量を多大としても実用強度が得られないのに対し、セメント系固化材(高有機質土用)では165kg/m³程度で4.5N/mm²を満足する。ここで用いた試料土Bは、有機不純物量が非常に多く、固化材の水和を著しく阻害するとされている腐食酸やアロフェン等[2)]を多量に含んでいることが示唆され、従来の

高炉セメントを用いる砂防ソイルセメントでは適用が困難な発生土とされていた。

セメント系固化材は、高炉セメント等の JIS 規格品と比較すると硫酸塩成分が多くなるように調整されており、エトリンガイトが長期間安定して存在する。エトリンガイトはセメント水和物の一種であり、その針状結晶が土粒子を架橋して強固な骨格を形成するとともに有機物の存在下でも水和が阻害され難く固化に有効に働く[3),4)]。

4　各種固化材による材齢と強度の関係

図- 3 に各種固化材による材齢 7 日と 28 日の圧縮強度の関係を示した。

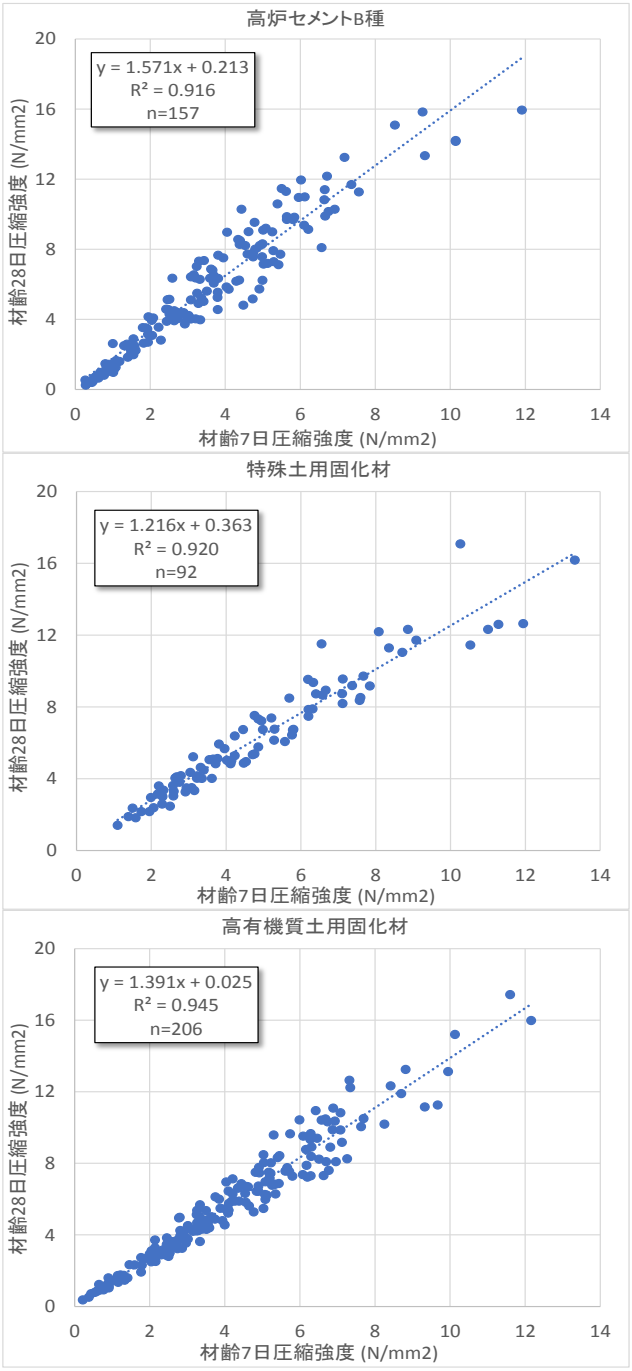


図- 3　各種固化材による材齢 7 日と 28 日強度の関係

一般の地盤改良における標準的な配合試験では、材齢 7 日から 28 日の強度の伸び率は、1.2～1.7 倍とされており[5)]、いずれの固化材も高相関でこの範囲にはあるものの、高炉セメント B 種が約 1.6 倍、特殊土用固化材は約 1.2 倍、高有機質土用固化材は約 1.4 倍と固化材種によって異なる伸び率となった。

高炉セメント B 種は、高炉スラグを 4 割程度含むセメントであり遅硬型（長期強度重視型）と言えるのに対し、セメント系固化材は、エトリンガイトが材齢初期段階で多量に生成することから速硬型（初期強度重視型）と言え、このような相違によって伸び率の差が生じたものと考える。なお、高有機質土用固化材は特殊土用固化材と比較し、強度発現が難しい土質に対応するためにエトリンガイトを多く生成するなどの特別な材料設計とされており、これによって伸び率も大きくなる傾向にある。

5　まとめ

・セメント系固化材は高炉セメント B 種に比較し一般的に高強度が得られ、特に高有機質土等では高炉セメント B 種との強度差が大きくなる。これはセメント系固化材の特徴であるエトリンガイトの水和生成に起因している。

・材齢 7 日から 28 日の強度の伸び率は固化材の種類により差があり、これは、エトリンガイトの生成量を含めた各固化材の材料設計の相違によるものと考えられる。

・砂防ソイルセメント工法においては、現地発生土の事前試験等により、適正な固化材を選定することが肝要である。これによって、多様な現地発生土を有効利用できるとともに施工単価低減および環境負荷低減にもつながるものと考える。

・今後は、さらにデータを拡充し、考察の精度を上げたい。

【参考文献】

1)（社）セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル第 4 版, p. 3（2012）

2) 松山・柳谷・杉山・酒巻：固化阻害因子が安定処理土の一軸圧縮強さに及ぼす影響－その 3－, 第 49 回地盤工学研究発表会, pp. 613-614（2014）

3)（社）セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル第 4 版, pp. 37-38（2012）

4) 太平洋セメント：ジオセット技術マニュアル p. 6（2016）

5) 金城・酒巻・田坂・高倉：土を固める原理と応用－3. 改良土の特性－, 土と基礎 52-11（562）, pp. 59-66（2004）

多治見砂防管内におけるソイルセメント材の強度特性に関する一考察

国土交通省中部地方整備局多治見砂防国道事務所　市川東大、糸魚川舞
国土交通省中部地方整備局庄内川河川事務所　牧戸伸浩
（株）オリエンタルコンサルタンツ　○青山哲司、株式会社本久 小布施栄

１．はじめに

多治見砂防管内では、コスト縮減と建設発生土の有効活用を目的として、砂防ソイルセメント工法を採用している。しかし、母材の特性により、強度発生不良や施工障害が生じた事例が見受けられる。この問題を解決すためには、設計段階において、①必要な品質（強度や単位体積重量）の確保と②施工に必要な量を満たす母材の確保が課題であると考える。

本発表では、この課題を解決する一考とし、既往砂防堰堤の堆積土砂に着目し、砂防ソイルセメント工法の転圧タイプ（INSEM-C タイプ）と流動タイプ（INSEM-F タイプ）に関する簡易配合試験により、堆積土砂がソイルセメント材として使用可否の検証結果を説明する。

２．採取土砂の特徴

2.1 試料採取箇所の概要

2.1.1 既設砂防堰堤の堆砂状況

多治見砂防上松管内は、花崗岩を主体とする基岩で構成された山体であり、管内の砂防堰堤の堆積土砂は、マサ土を主体とした堆積物となっている。

管内には土砂発生源となる崩壊地が数多く見られ、土砂の生産は活発で多くの砂防堰堤は満砂となっている（写真①）。



写真① 堰堤 C の堆砂状況

2.1.2 試料採取箇所

対象とした砂防堰堤は、いずれも堆砂域が広く、均一な堆砂条件ではないことから、堆積土砂の性状は異なることが想定された。

このため、試料採取場所は、図-1・表-1 に示す 3 箇所とし、3 基の水系砂防堰堤において、各砂防堰堤で 1 箇所実施した。試料は、表面の腐食物や堆積物を除去したうえで１ｍ程度の表層土砂を採取した。



図-1 採取箇所位置図

表-1 採取箇所

採取場所		選定理由	堰堤名
①	堰堤袖部	砂分が多く堆積してる場所	堰堤A
②	流速の遅い中央部	有機物の盈虚を受けている場所	堰堤B
③	段丘状の堆積地	砂分の流出が比較的少ない場所	堰堤C

2.2 採取土砂の特徴

2.2.1 粒度分布

採取土砂のふるい分け試験を行った結果を図-2 に示す。3 箇所共通の特徴として、砂分の占める割合が多く、0.075mm 以下の細粒分含有量が 10%以下と少ない。これは、流水が多く土砂移動が激しいことから、細粒分が流されていると考えた。このことを、堰堤 B で採取した土砂を水洗いし、ふるい分け試験により検証した。

その結果、粒度分布に顕著な差異が見られなかったことから、骨材に付着した細粒分は流出したものと判断できる。

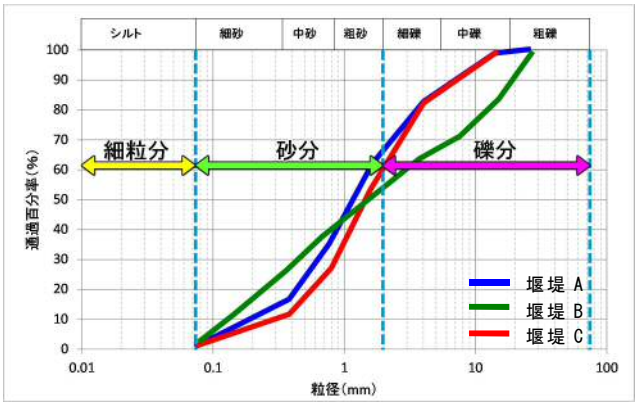


図-2 粒度分布の状況

2.2.2 湿潤密度

湿潤密度では、同じ地質の堆積土砂であるもの、1,900～2,200g/cm^2 を示し（表-2）、密度に違いが生じている。堰堤 A と堰堤 C は粒度分布が近似するため密度に差が生じない。これに対して堰堤 B は、粒度分布が比較的良好であるため、密度が高くなっている。

2.2.3 自然含水比

自然含水比では、採取場所①・③（図-1）の値は 3.0～5.0%と低い値を示すものの、採取場所②では、水際の近くで採取したため、13.0%と 2 倍以上の値を示している（表-2）。

表-2 湿潤密度および自然含水比一覧表

採取場所		堰堤名	湿潤密度 (g/cm^2)	自然含水比 (%)
①	堰堤袖部	堰堤A	1,955	5.1
②	流速の遅い中央部	堰堤B	2,182	13.0
③	段丘状の堆積地	堰堤C	1,912	3.2

2.2.4 有機不純物含有率

有機不純物の含有率では、採取場所①・③（図-1）は土砂移動の痕跡が見られることから、有機物や砂粒分が流されているため、有機不純物の含有が少ない。これに対して、採取場所②は、土砂移動の痕跡が見られないことから、有機不純物の含有が多く見られる。

表-3 有機不純物の含有状況



3．簡易配合試験

3.1 供試体作成

本検討では、既設砂防堰堤堆砂域において 3 箇所の土砂を採取し、直径 5cm×高さ 10cm の小径供試体（以下、「簡易配合試験供試体」）を用いて INSEM-C タイプと INSEM-F タイプの単位体積重量と圧縮強度による比較を行った。

3.2 簡易配合試験供試体の湿潤密度

図-3 に INSEM-C タイプと INSEM-F タイプの湿潤密度の比較結果を示す。

採取土砂は、砂・礫分を多く含むことから、セメントの水和反応により、密度が増加傾向にある。また、基本的に、最適含水比で締固めを実施するため、間隙が充填されることにより、単位体積重量の増加が確認できる。

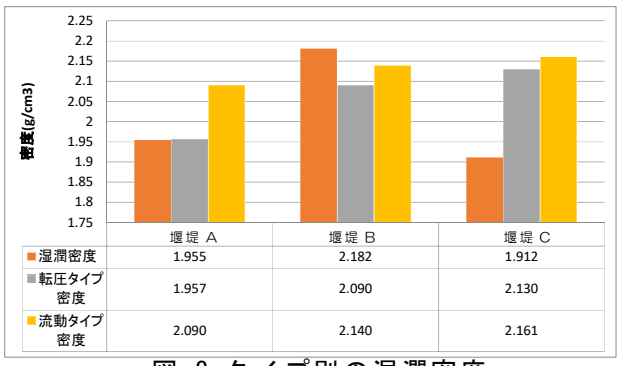


図-3 タイプ別の湿潤密度

3.3 圧縮強度の評価

表層と深部の土砂に対して小径供試体を用いた配合試験を実施する。堰堤 B は堰堤 A・C に比べて有機物の含有が高くなっている。一般的に、有機不純物の含有が高い場合、有機物対応のセメント系固化材を使用するが、高炉セメント B 種を使用した場合における発現強度を比較するため、有機物対応のセメント系固化材を使用しないものとする。

本検討では、採取場所の違いから、どの程度の強度発現が得られるか目安を確認するため、単位セメント量は INSEM-C タイプは C=150kg/m^3、INSEM-F タイプは C=250kg/m^3 とする。

図-4 に INSEM-C タイプと INSEM-F タイプの圧縮強度試験結果を示す。

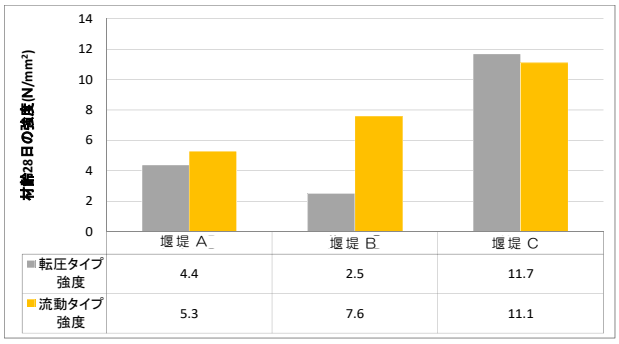


図-4 タイプ別の圧縮強度

INSEM-C タイプは、細粒分が少ないことから度分布が悪く、締固めにくいことに起因して水和反応が進まないため、発現強度が INSEM-F タイプより低い。これに対して、INSEM-F タイプは、良好なセメントの水和反応により、発現強度が INSEM-C タイプより高い。

また、堰堤 B における INSEM-C タイプでは、有機物の影響により、発生強度が低い。

両工法は、セメント量や製造方法に違いがあるものの、同一現場の土砂を用いる場合、圧縮強度は INSEM-F タイプの方が大きくなる。

3.4 簡易配合試験結果に基づく堆積土砂の特性

堆積土砂の粒度分布は、細粒分が流されていることが多いため、細粒分が少ない。また、粒度分布は概ね同じ傾向を示すが、堆積状況や深さにより変化することが想定される。

含水比は、澪筋周辺が高く、それ以外は比較的低い傾向にあるため、全体としてバラつきが生じる恐れがある。また、堆砂域の浅部と深部においても、含水比が異なることが想定される。

有機不純物の含有は、堆砂域内では有機物や細粒分が流されているため、有機物の含有は少ない傾向にある。ただし、堆砂域内は、堆積履歴や出水状況により、腐葉土を含むことがあるため、有機不純物の含有が変化することが想定される。

4．ソイルセメント材の活用の展望

今回採取した堆積土砂は、両工法での活用が期待できる 2N/mm^2 以上の水和反応が概ね確認され、湿潤密度についてもコンクリートに比べると大きくはないものの一定の傾向が示された。また、堆積土砂は、計画段階における検討が可能や、確実性の向上に寄与できることが判明した。このことから、堆積土砂を活用することで、安定した材料と強度の確保に寄与できるといえる。

【参考文献】①砂防ソイルセメント施工便覧 平成 28 年 9 月、②現位置攪拌混合固化工法(ISM 工法)設計・施工マニュアル第 1 回改定版平成 19 年 3 月

V-021

二の沢 INSEM-ダブルウォール堰堤の設計・施工上のポイント

共生機構株式会社　○宮本健史、新宅雅
株式会社井木組　　伊藤進二、山﨑詔大

1. はじめに

中国地方最高峰を誇る大山一帯は大山隠岐国立公園に指定されており、山頂には高山植物、裾野にはブナの原生林が広がり豊かな自然環境が残っている。

一方、山麓斜面には火山堆積物が厚く堆積し、豪雨時にはしばしば土砂流出が発生し、下流域集落は土石流災害の危険にさらされている。

本稿は、二の沢に源を発する白水川において施工されている INSEM-ダブルウォールについて設計・施工上のポイントを発表する。

2. 二の沢 INSEM-ダブルウォールの概要

二の沢砂防堰堤は、堤長 358.2m、堤高 12.5m で完成すれば三の沢砂防堰堤（INSEM-ダブルウォール）を上回り、中国地方最長の砂防堰堤となる。

また、その沢の広さから水通しが 2 箇所ある珍しい構造となっている。

堰堤計画地が大山隠岐国立公園特別区域内であることから「大山周辺の景観や環境との調和を意識した構造物の設置」をテーマに、下流壁面が自生種による植生回復が可能で、現地発生土砂の有効活用となる INSEM-ダブルウォールが採用された。

本堤は複数年度に分けて施工される計画で平成 28 年 8 月から掘削に着工。冬期の休工を挟み、平成 29 年 5 月から第 1、第 2 工事をほぼ同時期に着手、11 月までのおよそ 6 ヶ月で左岸側（約 L=140m、中詰土量約 11,400m^3）が完成している。



図 1　二の沢砂防堰堤の概要

3. 設計のポイント

3. 1　INSEM-ダブルウォールの構造

INSEM-ダブルウォールは、従来のダブルウォール同様、壁面材と多段タイ材による物理的補強を主構造としながら、中詰に INSEM 材（化学的補強）を用いることによって物性値を改善させた複合構造である。

そのため、目標強度は 0.5N/mm^2～1.5N/mm^2 程度ですみ、現場土の状況に合わせた柔軟な強度設定が可能である。

これにより、現場発生土砂の 100%有効活用は勿論、INSEM 材の製造に必要なセメント量ひいては搬入車量の削減に繋がり、近隣住民への負担も軽減することができる。

3. 2　下流壁面緑化

自生種による壁面緑化を目指すにあたり、壁面際まで INSEM 材で中詰すると植物の育成を阻害するおそれがあるため、壁面部は現地の表土をそのまま中詰する構造とした。

3 年前に完成した近傍の三の沢砂防堰堤も同様の構造で下流面を緑化している。（写真 1 参照）

3. 3　伏流水対策

堰堤計画地左岸に伏流水が確認され、豊水期には堤体まで水位上昇するおそれがあった。中詰材を固化すると伏流水が遮断され、下流農業用水の取水に影響が懸念されたため、地中部の中詰に INSEM 材を使用せず、クラッシャーランを使用することで堤体内部の透水性を確保した。（図 2 参照）



写真 1　壁面緑化事例



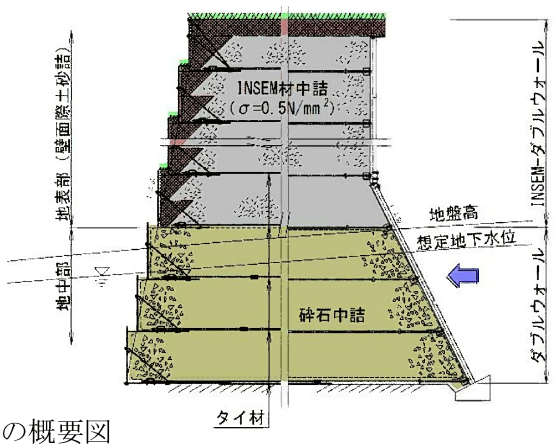


図 2　伏流水対策の概要図

3. 4　INSEM 材配合設計

当該現場の INSEM 目標強度は 0.5N/mm^2、配合強度は 0.75N/mm^2 で設計されている。現場採取した母材の物性値は礫分 61.8%、砂分 28.5%、細粒分 9.7%、自然含水比 11.3%の細粒分まじり砂質礫に分類される良質な土である。この値は、三の沢砂防堰堤の母材と近似していたため、これを参考に表 1 で配合試験を実施した。

下記 2 点に配慮し、セメント添加量 50kg/m^3、含水比管理値 11.0%±1.5%と決定した。

①現場で均一な混合が確保でき、十分な強度発現が得られるよう最低添加量を 50kg/m^3 とした

②母材の保管が野積みで含水比が変化しやすく、曝気管理は困難なため、自然含水比を基準に設定

表 1　配合試験組合せ

含水比	C=50kg/m^3		C=70kg/m^3	
(%)	σ7(N/mm^2)	σ28(N/mm^2)	σ7(N/mm^2)	σ28(N/mm^2)
8.00	2.51	2.98	3.78	5.00
9.50	2.47	2.97	3.12	4.28
11.00	1.17	1.64	2.41	3.63

4. 施工のポイント

堰堤計画地は豪雪地帯で、施工は 4 月から 12 月までの期間に限定されるため、施工の合理化を図り、工期を短縮することがポイントとなった。施工者の㈱井木組は 10 項目に上る創意工夫を立案実行しているが、その中で INSEM-ダブルウォールに関連したものは以下のとおりである。

4. 1　自走式破砕機の活用

通常はスケルトンバケットを使用してふるい分けを行うが、自走式破砕機を使用した。その効果は以下のとおり。

①400mm 程度の礫も最大 50mm 程度にまで破砕したことで、現地発生土砂を均一な粒度に調整するとともに最大限有効活用することができた

②粒径処理の平均施工量は第 1 工事で 400m^3/day、第 2 工事で 355m^3/day とバックホウ処理(96m^3/day) に比べ約 4.2 倍、3.7 倍の効率性の向上が図れた

4. 2　自走式土質改良機の活用

バックホウ混合では日当たり施工量が制限されることが予想されたため、自走式土質改良機を使用した。その効果は以下のとおり。

①均一で安定した品質の INSEM 材が製造できた

②INSEM 材の日当たり最大生産量は第 1 工事で 260m^3、第 2 工事で 283m^3 を確認。バックホウ混合（171m^3/day）の約 1.5 倍～1.7 倍の効率性の向上が図れた

4. 3　INSEM 材の強度発現

INSEM 材の強度管理は 60 回（1 回/1 施工日）実施した。σ28 強度は平均 3.40N/mm^2、最小値 2.05N/mm^2 と自走式破砕機、自走式土質改良機の使用が品質向上にも大きく寄与した。

4. 4　工期短縮の達成

従来の施工方法と比較し約 55 日の短縮を達成、施工工期よりも 3 ヶ月早く竣工することができた。



図 3　5 月本堤施工開始

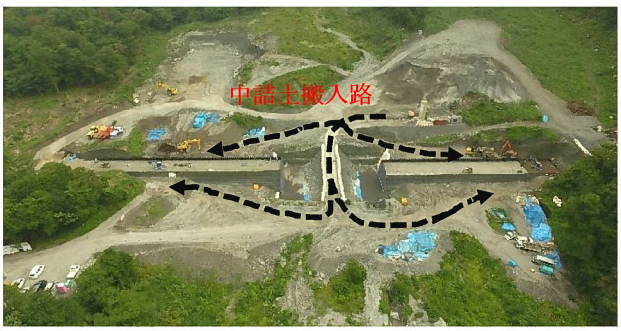


図 4　7 月施工状況(H=6.6m,V=5,200m3)

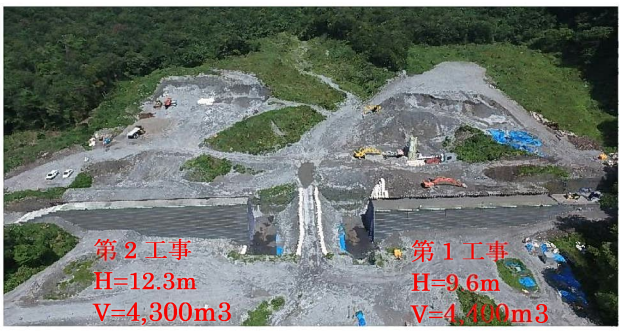


図 5　9 月第 2 工事完成



図 6　積雪前に完成(12 月撮影)

5. おわりに

二の沢砂防堰堤は平成 35 年度の完成を予定されており、INSEM-ダブルウォール工事は今年度で 3 期目となる。

今後も更に、より合理的な設計・施工のニーズに応えられるよう日々研鑽していきたいと考えている。

参考文献

1) 建設技術審査証明(砂防技術)報告書 INSEM-ダブルウォール(DW)工法、財団法人砂防・地すべり技術センター 平成 28 年 9 月

2) 青木ら：大山砂防三の沢砂防堰堤 INSEM 材の強度発現について、平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集

砂防堰堤における性能設計

株式会社 インバックス　○廣瀬隆浩　松村和樹

1. 序

砂防堰堤の性能については、「砂防堰堤が機能を発揮するために必要となる構造上保持すべき強度、安定性等のこと」と定義され、性能設計とは、「構造物に要求する性能を明示し、その性能を設計供用期間に構造物が保持することを客観的に確認する」ことである。したがって、要求性能が示されれば、施設の必要な性能が明確になるとともに、それを定量的に満足させることで、設計者の創意工夫を活かした構造物が提案される可能性が高まることとなる。本予稿では、重力式堰堤の設計方法の変遷を調査し、砂防堰堤における性能設計について考察したので研究の一部を紹介する。

2　重力式堰堤の設計手法の起源

重力式ダムの設計は、「滑動、転倒、許容応力」の安定性要素を検証する手法でなされてきた。このことは古くから変わりはない。Simon(Belgique 1586)が「水圧が三角形分布で作用点が水深の 1/3 である」ことを発表し、Belider(France 1750)が、ダム下流端を中心とした「転倒モーメントによる安定公式」を提案、Sazilly(France 1853)が「均等抵抗力断面決定方法」を、Bouvier(France 1870)が、「主応力が材料の耐圧強度を越えない」ように設計する手法を提言して、現在の設計手法はほぼ確立した。その後、設計方法が変化した事柄は、「荷重項」や「滑動に対する安定性」そして「築堤材料」の扱いである。今回は「揚圧力」と「滑動の安定性」について記述する。

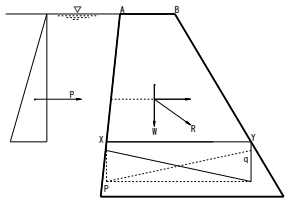


Fig 1　profile of equal resistance

3　設計の課題と性能設計

3.1 揚圧力

Bouzey ダム(France 1895)が破壊し、それが「揚圧力」によるものであることを Levy(France 1899)が明らかにし、揚圧力の取扱いが注目される様になった。水道用布引五本松ダム（1900 年）の設計では「自重と静水圧」のみで「揚圧力」を考慮してはいなかったが、経験に基づき「揚圧力を低減させるため水平排水管」を設けている。一方、砂防堰堤で揚圧力に関する最も古い記述が残る内務省資料[1]には「揚圧力は水抜を設ける等の工法によって其作用を防止することが出来、また砂防堰堤は貯水を目的としないから一般に揚圧力は考慮しない」と書かれており、昭和 33 年河川砂防技術基準には荷重項としてこの揚圧力は記載されていない。しかし、現在の技術指針等では、1932 年に発表された観測値をもとに揚圧力係数[2]として 1/3～1.0 といった値が用いられている。

[1] 内務省神戸土木出張所資料（砂防堰堤断面決定の一考察、S14.11）
[2] Ivan E. Houk Uplift Pressures in Masonry Dams　1932

このため、新設や改築する砂防堰堤の断面肥大化が散見される。そこで、筆者らは砂防堰堤でこの揚圧力をどのように考えるか、そして仮に揚圧力を見込むとしたらどのような解決策があるか、一案を Fig 2 示す。

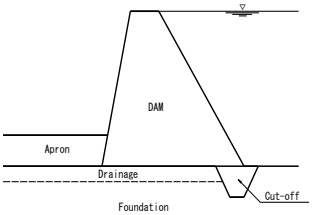


Fig 2　Drainage System

3.2 滑動の安定性

「Design of Small Dams[3]」には、「水平力はダムを移動させようとする。この力にはコンクリートあるいは基礎の摩擦抵抗および剪断抵抗で抵抗する。一般に大ダムに使用する基準の剪断抵抗は、それを使用しない場合、良好な岩盤上のコンクリートダムを経済的に設計することは不利であることは確かであるが、低ダムの設計では推薦しない。剪断抵抗に大きく影響するコンクリートあるいは岩盤の特性は、安易には定められないので、小規模な構造物は、一般的な方法として摩擦抵抗で決めることを推奨する」と記述されている。

滑動に対する安全性検証は、摩擦抵抗と剪断+摩擦抵抗の検証方法が併記されているが、米国は剪断+摩擦抵抗による検証、フランスは両者の選択(不連続な地盤においては摩擦抵抗のみ)、スペイン[4]では、剪断は信頼度が低いとして現行の技術基準に留意するとされている。なお、「堰堤工學[5]」には滑動に対する安定について次のように記載され摩擦係数による設計が示されている。

- (原文)堰堤の滑動に對する安定に關しては先に本節(1)に於て述べたる如く、f=摩擦係數とし、考ふる水平線上に於て、Rh = 堤體に作用する總水平力、Rv = 堤體に作用する總鉛直力とする時、F　≧　Rh / Rv なることを要す。一般に f=0.7～0.8 位にとるも、地震力を考ふる場合は、Rh / Rv の値は往々之以上となる場合あるを以て、堰堤コンクリートの施工に充分の注意をなし、特に施工目地又は岩盤との接觸面には凹凸を附し、其の抗剪力を利用して滑動安定を著しく増進することが出来る。

いずれにしても、滑動の安定性についてどの手法を用いるかは、砂防堰堤の荷重の作用をよく調査して要求性能を定めることが重要である。

なお、前述の剪断+摩擦抵抗の検証方法は、現行指針等において台形水通しの袖の安定性の検証に用いられ「礫衝突等に耐える」検討に用いられて

[3] 米国内務省開拓局
[4] Spanish National Committee, Regulations and Recommendation for Desing, Construction and Operation of Large Dam,1967
[5] 堰堤工學　伊藤令二(建設省関東地方建設局長) 昭和 28 年 6 月

いる。しかし、袖に関わる要求性能について赤木正雄[6]は次のように記述している。

- 梯形や弧形の何れの形状を採用すべきかは、堰堤の目的及び施工箇所によって自ら異るものなれども、特に乱流せる河床上に水路の形成を目的とするが如き場合には、弧形によるを有利とするものなり

すなわち、荒れた河川に於いては、前庭保護の課題はあるが袖を形成することを除していたことが伺える。また、現行の河川砂防技術基準(案)においても、巻込み護岸や緩衝工によって袖に直撃することを緩和することも方策として記載されており、いたずらに袖を補強することはこれら経験則に反することと思われる。



Phot 1 Check Dam (Austria 1996 松村)

4. 結論

村幸雄[7]は、「ダム工学は各種基礎工学の応用工学的色彩が強い。ダムの設計に関係する技術者の大切な事の一つは各方面をある程度理解して、バランスのとれた設計を行うことを忘れてはならない」と記し、次のような設計に関する流れを示している。

① 堰堤が受け持たなければならない荷重
② ①に伴う作用外力の決定とメカニズム
③ 築堤材料・堰堤基礎の条件選定
④ ③に基づく抵抗力の決定
⑤ 安全評価の定義

これは、「要求性能＝設計シナリオ」と言えるもので、筆者らは「省資源・小原資」のもとで計画される堰堤について、「経験則や技術的な妥協」に留意して、「設計シナリオ」を検討することを推奨するものである。

Zienkiewicz[8]は「ダム設計基準委員会報告」で、「ダムの設計に携わる技術者のために、要綱等が政府機関などから発行されているが、これらは構造物の安全性と信頼性を確保するために考慮しなければならない要件を明確にすることに主眼を置いている。この要綱は、十分な経験をもたない技術者にとって、極めて貴重なものであると信じるが、経験のない技術者によって無批判に適用されかねないという危険性も存在する。理解しないまま、特定のダム地点に要綱を適用すると、物理的もしくは施工上の特殊条件の存在を見落とすことがある。したがって、疑問ももたず、また修正も必要ではないかということを検討もせずに要綱を厳格な規則として、これを用いるのではなく指針として用いることを勧告する」と指摘し、我々が身近に区分している「ローダム」という用語について、フランス[9]では、「低ダムという言葉は普遍的に受け入れられる定義はない。国際大ダム会議は、大ダムを 15m 以上、場合によっては 10m 以上の高さのダムとみなしているが、実際低ダムと大ダムの境界を正確に定義することはあまり重要ではない」と述べており、設計基準において、区分を設けることは合理的ではあるが、区分によって設計条件を変えることは工学的連続性が損なわれる一要因になっていると指摘している。

Table 2 Stability Revaluation

Criteria	Load Case	Sliding*1	Overturning	Internal stability
Existing	Height≧15m All-Case	1.5*1(4.0*2)	B/6	S≦σ。
	Height＜15m All-Case	1.2*1(4.0*2)	B/6	S≦σ。
Propose All-Height	Flood	1.2*1	B/6	S≦σ。
	Earthquake, Mudflow, D95-Inpact	1.1*1	B/3	S≦1.5σ。
	Extreme	1.0*1	Base	S≦2.0σ。

*1 ΣPv・tanφ/ΣPh

*2 Formula of Henny(Basement Rock)

なお、筆者らは現行の指針等を否定するものではなく、現行指針等の根幹の要求性能を過不足なく満たし、かつ定型の設計法に頼らず、現場状況を踏まえた「性能設計」のため表-2 を提案するものである。今後砂防堰堤における性能設計について砂防学会において議論されることを望むものである。

Table 1 CURRENT STATE-OF-THE-PRACTICE FOR EXISTING GRAVITY DAMS TABILITY ANALYSIS

Load	Reclamation 1987 Shear-Friction			FERC 2002 Shear-Friction		Corps 2005 Limit Equilibrium			New York Dam Safety 1989 Shear-Friction			
	Dam Interface	Foundation				Well Defined	Ordinary		New Dam		Existing Dam	
		C>0	C=0	C>0	C=0		C>0	C=0	C>0	C=0	C>0	C=0
Usual	3	4	2	3	1.5	1.7	2	2	2	1.5	2	1.5
Unusual	2	2.7	1.5	2	1.3	1.3	1.5	1.7	2	1.5	1.5	1.25
Exterme	1	1.3	1	1.3	1.3	1.1	1.1	1.3	1.5	1.25	1.25	1

[6] 高等土木工學 第十六巻 渓流及砂防工學 赤木正雄著 昭和 6 年
[7] 「Engineering for Dams 1917」の翻訳者(土木研究所 1955)
[8] 世界大ダム会議 Prof. O.C.Zienkiewicz
[9] PETITS BARRAGES COMITÉ FRANÇAIS DES GRANDS BARRAGES 1966

開発許可等におけるレッド解除の技術的課題について
（急傾斜地の崩壊対策を例に）

一般財団法人 砂防フロンティア整備推進機構　　亀江 幸二　西 真佐人　○内山 均志

1．はじめに

平成 29 年 11 月末現在、土砂災害警戒区域等の指定数は約 52 万箇所を超え、そのうち土砂災害特別警戒区域（以下、「レッド」という）指定数は約 35 万箇所に達している。これに対し、同時点で全国 857 箇所において区域の全部又は一部の解除が行われ、その件数は年々増加している。そのうち砂防関連事業の実施による解除が 7 割、その他公共事業の実施や特定開発行為、または民間等の対策によるものが 3 割となっている。一方で、レッド解除に関する具体的な技術的基準が十分に整理できていない部分がある。このため、特定開発行為許可等の手続きにおけるレッド解除の技術的判断が、都道府県担当者の個別判断に委ねられ、開発許可申請者への対応に悩んでいる場合等があり、当機構への相談ケースも増えている。本発表は、このレッド解除が許可の条件となる都市計画法の開発許可や土砂災害防止法の特定開発行為許可における技術的な課題等について、急傾斜地の崩壊対策を例に紹介する。

2. 開発許可等の要件

都市計画法（第33条第1号第8項）では、開発区域内にレッドの土地を含まないよう対策等することが、開発許可の基準として規定されている。また土砂災害防止法（施行令第7条）では「土石等を特定予定建築物の敷地に到達させることのないよう」対策すること（レッド解除が必要）として特定開発行為許可における対策工事の技術的基準が規定されている【図-1】。更に土砂災害防止対策基本指針においてもレッド解除について規定され、平成29年9月にそれを補完する通知が国土交通省から各都道府県に発出されたところである。

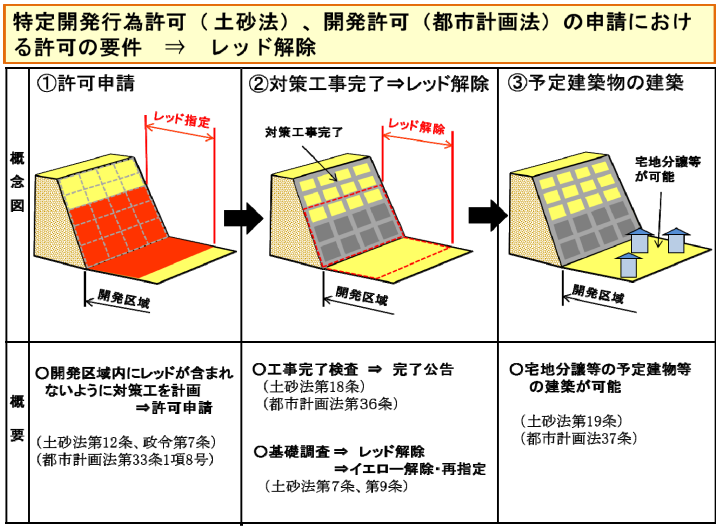


図-1　特定開発行為許可等におけるレッド解除

3．主な課題の例

急傾斜地崩壊防止施設の計画・設計において、多くの都道府県が「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例」 (一社)全国治水砂防協会(以下「技術指針」という)に準じて行っており、レッド解除を行う場合もこの「技術指針」を拠り所としている場合が多い。しかしこの「技術指針」にはレッド解除のための対策の考え方について示されていないため、都道府県担当者が特定開発行為許可の審査等に苦慮するケースがある。

当機構への相談が多い具体的な事例を以下に示す。

課題①　「技術指針」に示されている「安定勾配（30°以上）による切土工＋植生工」による計画では、レッド解除を認めることはできないのか

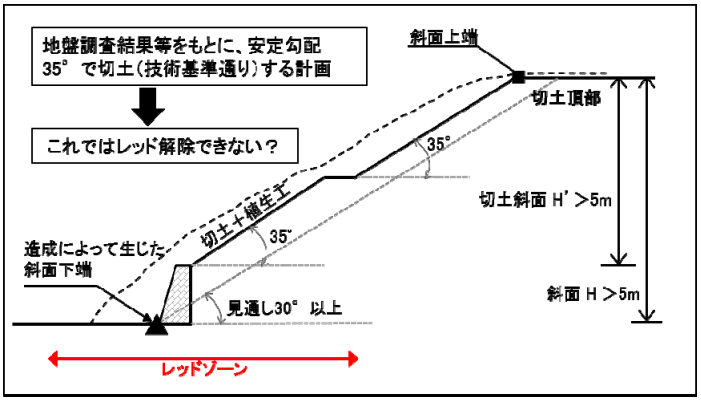


図-2「切土＋植生工」によるレッド解除計画

土砂災害防止法では傾斜度30°以上、高さ5m以上の切土斜面に植生工を施工した斜面に対してはレッド指定をしている場合が多い。一方で、「技術指針」や開発許可の技術的基準等では、地質条件に応じて勾配30°以上の切土工による斜面対策計画が認められているが、これに従った対策を実施してもレッド解除は不可となるため、法指定と「技術指針」の間に矛盾が生じる【図-2】。

課題②　開発行為においては、従前の急傾斜地崩壊防止施設（法枠＋アンカー工）以外の工法（新工法等）によるレッド解除は可能か

住宅・宅地分譲等の開発行為においては、工期が早くて安くできる対策工事の選定がその利益向上の観点からは強く求められる。また、国土交通省は民間事業者等により開発された有用な新工法等について、公共事業等において積極的に活用していくことを推奨している。そのため開発許可申請者等

が対策工法の検討に際し、従前の急傾斜地崩壊防止施設と異なる新工法等を検討するケースが増えている。しかし、開発行為等において検討される多くの補強土工や待受け施設の製品の中には斜面崩壊防止上の技術的評価が明確でないものも多く、けられる。このため、これら新工法等を活用した対策計画への対応が課題となっている。

【新工法によるレッド解除の相談事例】

某県では、レッド解除のための斜面崩壊防止対策として、既存の樹木等を残すことができる、NETIS 掲載製品を活用した地山補強土工による相談があった【図-3】。法面保護工として活用する場合は大きな問題はないが、この製品に崩壊防止効果を期待するためには、当該箇所の条件に適合している工法か、要求性能について永続的な効力を有するものであるか等に関して審査に長期間を要した事例があった。



図-3　地山補強土工による対策例

４．課題解決事例の紹介

東京都は、特定開発行為許可において課題②の新工法等よるレッド解除に対応するための技術指針を定めた（平成 29 年 10 月）。擁壁工は大臣認定擁壁（宅地造成等規制法施行令第 14 条）によるものとし、それ以外の新工法等については「(一財)砂防地すべり技術センターが実施する建設技術審査証明を取得した対策施設及びそれと同等以上の効力を有すると認められる施設」として規定し対応することとした。【図-4】

3. 対策施設の設計
3. 1準拠する技術基準等
（略）
(1)本則
（略）
(2)その他の技術基準等(新工法等)
本則に基準のない特殊材料又は構法による擁壁等(以下、「新工法等」という。）を採用する場合には、地形、地質、周辺環境への影響等の設置場所の諸条件を十分に調査したうえで、調査結果に適合した工法を選定する。また、要求される性能について永続的な効力を有することが確認できる工法を選定する。
新工法等は、土砂災害防止法施行規則第8条第5項に基づく構造計算書の提出・審査を受けることで採用可能となる。審査は以下の規定等による。

①宅地造成等規制法施行令第14条による対策施設
（特殊の材料又は構法による擁壁）
第14条　構造材料又は構造方法が第6条第1項第2号及び第7条から第10条までの規定によらない擁壁で、国土交通大臣がこれらの規定による擁壁と同等以上の効力があると認めるものについては、これらの規定は適用しない。
②一般財団法人砂防・地すべり技術センターが実施する建設技術審査証明を取得した対策施設及びそれと同等以上の効力を有すると認められる施設（以下の建設技術審査証明の審査基準を参照のこと）

図 - 4 特定開発行為に係る技術指針（平成29年10月）東京都HPより

５．考察

課題①の切土法面については、「技術指針」等に対策施設とレッド解除の考え方が整理・明記され、都道府県担当者がそれに基づき審査できるようにすることが望まれる。また課題②の新工法等についても同様に、一定の基準にもとづきその性能が詳細にチェックできるようにすることが望まれる。その上で、開発許可申請者等にレッド解除の根拠として提示できるよう、各都道府県の特定開発行為許可マニュアルに明記にしておくことが、円滑な審査のために重要と考える。特に擁壁工に比べて審査の難しい地山補強土工や待受け施設等の製品を活用するためには、斜面崩壊防止等の効果を評価する手法を確立する必要がある。国土交通省は、これら課題①、②及び【図-5】に示した課題等に対し、開発許可等の際に関係機関・部局が協力・連携して対応するよう通知し行政的に対処している。今後はこれら技術的ルールについても出来る限り具体的な考え方を示す等を検討し、対処することが望ましい。

●特定開発行為許可が必要であるにもかかわらず、ミニ開発等は建築確認申請時等でなければ把握困難
⇒事前に把握できる仕組みづくりが必要
●開発目的ではない個人によって対策を実施する場合のレッド解除等について、土砂災害防止法では規定していない（法第９条）
⇒レッド解除判断に資する技術的な方針を明確にすることが望まれる
●待受け施設等の対策施設の永続的な機能維持
⇒維持管理体制等の内容確認が必要

図-5　その他の課題

６．おわりに

課題事例①、②の中には、土砂災害防止法と他法令の技術的基準の相違が原因となっている部分もあり、行政的な判断も含めて個別案件ごとに検討・審査することが必要と考える。また、上記に示したその他の課題についても、開発行為等によるレッド解除の事例を数多く蓄積し、円滑な対応ができるよう検討していくことが必要と考える。

７．参考文献

改訂版土砂災害防止法令の解説（第 2 版）、最新開発許可制度の解説（第 3 次改訂版）、東京都特定開発許可審査基準・同技術指針（平成 29 年 10 月）、砂防および地すべり防止講義集（第 58 回）平成 30. 2. 16

近年の設計エラー事例の傾向と改善に向けた取り組みについて

（一社）建設コンサルタンツ協会　技術部会　砂防・急傾斜専門委員会
○宇野沢　剛，小林　浩，鈴木秀幸

1. はじめに

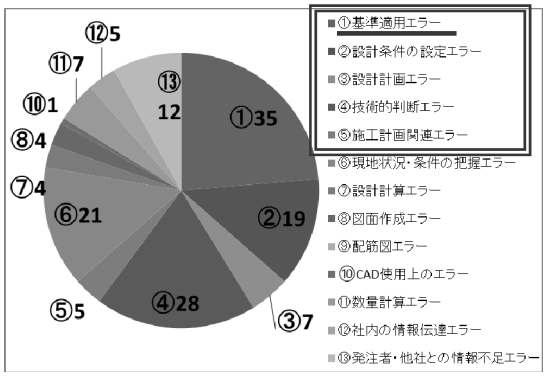
（一社）建設コンサルタンツ協会　砂防・急傾斜専門委員会では，土砂災害から人命と財産をまもるためのハード対策やソフト対策について，現状の問題点や課題を抽出し，解決策を提言するなどの活動をおこなうとともに，建設コンサルタンツ協会の会員サービスとして，砂防技術力の向上，設計・成果品の品質確保のための活動をおこなっている．

活動のひとつに，協会本部が毎年実施する「品質セミナー～エラー防止のために～」への講師派遣がある．主に，砂防設計業務で発生したエラー事例の収集整理・傾向分析をおこない，セミナーで紹介することでエラー防止に役立てるものである．

今回，砂防学会研究発表会においてエラー防止の取組を紹介することで，さらに砂防業務の円滑化に寄与できるのではないかと考え発表する．

2. 近年の砂防設計でのエラーの傾向

品質セミナーでは，専門委員会に参加するコンサルタント各社に加え，全国の協会員各社（H28 年度より実施）からエラー事例を収集し，各エラーの対応，今後の防止策などを分析し，主だった事例を紹介している．砂防関係については，事例収集はH15 から行い，セミナーでの事例紹介はH22 から実施している．ここで，砂防設計におけるエラーの傾向を把握するために，エラーの原因について整理した．図－１は収録した設計に関するエラー事例の内容をエラーコード別に整理しものである．これによると，エラー事例の約 70%が技術的判断に関わるエラー（エラーコード①～⑤）で，とくに基準適用エラー①が 35%と最も多くなっている．



図－１　エラー事例の内容

3. エラー内容の分析

3.1 本稿で着目した設計工種とエラー事例

砂防構造物の計画・設計に関する技術基準は，技術水準の向上に応じて随時改定されてきた．とくに「砂防基本計画策定指針」「土石流・流木対策設計技術指針」（平成 28 年 4 月）には多くの改定事項があり，一定レベルの設計経験者であっても，基準適用エラーをしやすい状況にあると考える．

一方，長寿命化の一環として既設構造物を改築する場合などでは，補修・補強に関する設計基準が整っていないため，技術的判断に関わるエラーが起こりやすくなると考える．

ここでは，基準適用エラー・技術的判断に関わるエラーが発生しやすい設計工種のうち，近年の災害動向や，施設管理へのニーズから，今後業務の増加が予想される工種として“流木捕捉工”“砂防堰堤工改築”を挙げ，セミナー活動で収集されたエラー該当事例を抽出し，その概要を表－１，表－２に整理した．

表－１　流木捕捉工設計におけるエラー事例

設計項目	エラーの概要
基本事項決定	○施設効果量算出エラー（掃流区間において土石流区間と同じ方法で流木捕捉量を算出） ○流木発生抑制量の過大評価（“平常時”ではなく“計画”の堆砂面より下流の立木量を計上）
施設設計	○設計外力の誤認（閉塞時の水圧を考慮せず，安定計算を行わずに垂直壁形状を決定） ○水叩き長算出の為の落水高の誤認（閉塞時を考慮せず落水高を設定し，水叩き長を過少設計）

表－２　砂防堰堤工改築設計におけるエラー事例

設計項目	エラーの概要
基本事項決定	○既設堰堤の形状誤認（満砂した堰堤の上流法勾配，既往資料不足の堰堤の堤高誤認） ○地質条件の根本的な確認不足（嵩上げを計画した既設堰堤袖部に地すべりがある事が判明し，嵩上げを断念）
施設設計	○過大な腹付け範囲の設定（構造上増厚が不要な袖部にも腹付けを計画） ○特殊な形状による「上流側腹付け」を設計した際の安定計算のエラー ○カットオフを有する「下流腹付け」の形状と，基礎地盤の土質条件との不整合
施工計画	○腹付け部の基礎掘削をおこなった際にパイピングが発生，工事が中断
数量計算	○前庭保護工の取り壊し数量を完成形(腹付け面)から行って算出．取り壊し数量を過少に算出

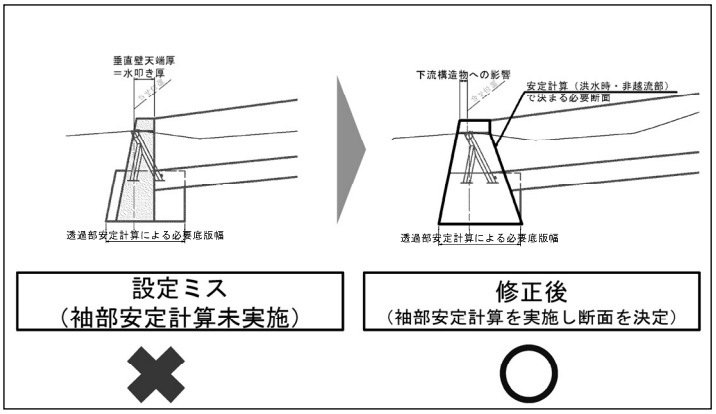
次に抽出したエラー事例より，若手～中堅技術者にも設計機会が多いと考えられる「流木捕捉工設計」に関するエラー事例を紹介し，その発生原因や改善策について考える．

3.2 流木捕捉工設計に関するエラー事例紹介

(1) 不透過型砂防堰堤前庭部へ流木捕捉工を設けた場合の安定計算エラー

1) 内容：砂防堰堤の設計に伴い，前庭保護工への流木対策施設の設置を検討した．閉塞時に流木捕捉工高まで水圧がかかる可能性があるのだが安定計算を行わずに，当該自治体の砂防設計マニュアルにある垂直壁形状（下流 1:0.2，上流直）を採用した．

2) 主な原因：副堰堤の場合，本堰堤と同等の荷重で検討を行うことは理解していたが，“垂直壁”という言葉のみに引っ張られ，本来副堰堤と同等の構造物であるにも関わらず，“安定計算不要”との安易な判断を行ったこと．



図－2 安定計算エラーの一例

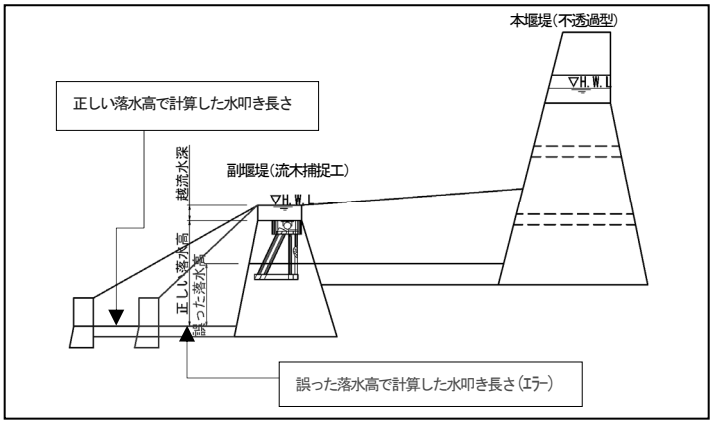
3) 改善策：①設計要領にない項目については，参照する設計便覧などの細部まで内容を確認し，対応について発注者協議を行う．②指針改定などの直後は，自治体の設計マニュアルだけでは対応できない事項が多数存在する．社内での技術照査を含め，参考資料を確認し，安易な判断を行わない．

(2) 副堤流木止めの水叩き長設定エラー

1) 内容：流木捕捉工下流の水叩き長の設定に際して，捕捉後の水の流れについて考慮できておらず，誤った落水高を設定したことにより水叩長さが不足した．

2) 主な原因：各公式に対する理解の不足．設計目的構造物の機能などに対する想像イメージの不足．

3) 改善策：①古い文献や過去における設計マニュアルなどの閲覧による設計時に用いる各公式の背景や履歴などに関する正確な把握．②実際に設置されている目的構造物の機能（例えば，流木捕捉状況）などに関する現場見学などによる理解の深度化．③経験豊富な熟年技術者による社内設計照査の徹底．



図－3 水叩き長設定エラーの一例

4. 砂防・急傾斜専門委員会の最近の取り組み

新たな知見に基づく設計指針の改定や，新しい需要に応じた設計技術の開発などが進む中で，社内組織の取り組みだけではエラー撲滅はむずかしいと思われ，砂防・急傾斜専門委員会では，エラー防止・品質確保のため，次のような取り組みもおこなっている．

4.1 砂防関係業務照査要領（案）の更新

設計エラー防止のため「砂防関係業務照査要領（案）」を作成し，（一社）建設コンサルタンツ協会のホームページに公開している．当照査要領（案）は，ここで挙げたようなエラー事例をフィードバックし更新を続けることで，実際に起こり得るエラーへの対応強化を図っている．更新情報については，品質セミナーで紹介している．

4.2 砂防関係施設維持管理の手引きの作成

平成 24 年 5 月より，砂防関係施設の施設点検のポイント，対策工法（修繕，改築，更新の方法）などを整理した手引きの作成を進めている．砂防構造物の維持管理系業務を円滑に進められるように，対策工法の具体的な種類を例示することを目指している．完成後は（一社）建設コンサルタンツ協会のホームページに公開を予定している．

4.3 鋼製砂防構造物設計事例集（Ⅱ）の作成

平成 30 年 4 月に，鋼製砂防構造物設計事例集の改定版（Ⅱ）を発行した．初版（H23）から 6 年が経過し，施工実績および土石流・流木捕捉実績の増加への対応とともに，新たな製品の開発など鋼製砂防構造物を取り巻く環境の変化に対応した内容になっている．本稿で挙げた流木捕捉工に関しても，種類，適用条件，その他設計に必要な情報を掲載しており，設計成果の品質確保の一助になればと考えている．

参考資料

平成 29 年度品質セミナー“エラー防止のために”成果品に関するエラー事例集（H29.10，（一社）建設コンサルタンツ協会技術委員会/照査特別 WG）

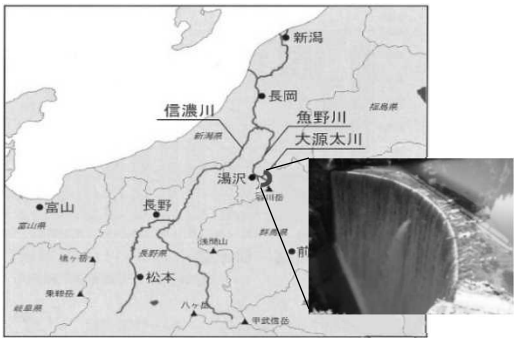
V-025

大源太川第１号砂防堰堤の安定性照査および補強対策基本設計

国土交通省北陸地方整備局湯沢砂防事務所　森下　淳（現，北陸地方整備局河川部）
○渡邉正一（現，信濃川下流河川事務所）
日本工営株式会社　村松広久，大橋広治，中野雅章，中村ゆかり
株式会社キタック　涌井正樹，江川千洋，島　　健

１．はじめに

大源太川第１号砂防堰堤は，信濃川水系魚野川の支川大源太川の「四十八滝」と称する堅硬な狭窄部上流端に昭和14 年に完成した練石積粗石コンクリート構造のアーチ式砂防堰堤で，現存している直轄砂防堰堤の中で日本最初期のアーチ式砂防堰堤である（図-1）。



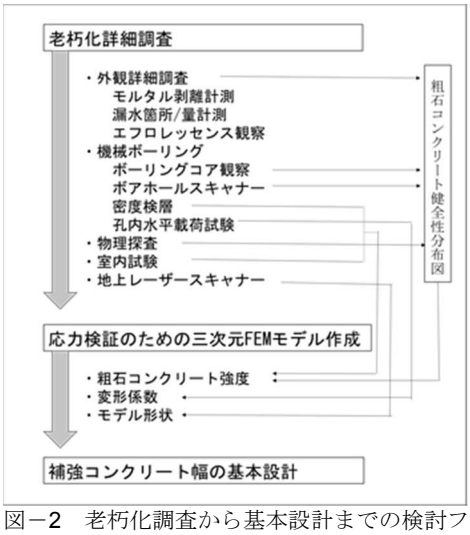
図－1　大源太川第１号砂防堰堤の位置図

周辺一帯は「大源太キャニオン」と呼ばれ，年間約 4 万人の観光客が訪れる観光拠点となっている。また，平成 15 年に文化庁の登録有形文化財に，更に，平成 23 年には公益社団法人「土木学会」の選奨土木遺産に選定されるなど歴史的・文化的価値の高い砂防堰堤である。

完成後 80 年近くが経ち，漏水等が目立つようになったため，平成 22 年に老朽化に関する詳細調査を実施し，それを踏まえ補強対策設計を行い，平成 26 年度から補強対策工事に着手している。本稿では，これら検討の中の主に三次元 FEM 解析による現堰堤の安定性照査および補強対策基本設計について報告する。

2. 現堰堤の安定性照査

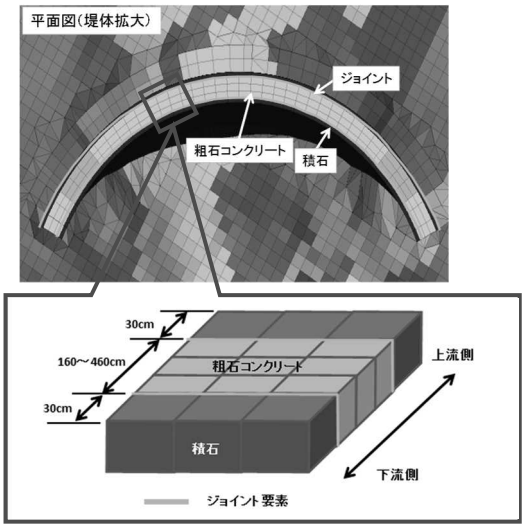
平成 22 年に実施した老朽化詳細調査では，堰堤下流面の劣化状況の観察および堰堤天端からの垂直ボーリングに加え，ボアホールスキャナーによりボーリング孔内の観察を行った。また，ボーリングコアを試料とした室内試験結果から得られた物性値を用いて，現堰堤の安定性照査および補強対策設計を行った。それらの関係を図-2 に示す。



図－2　老朽化調査から基本設計までの検討フロー

2.1 応力照査モデル

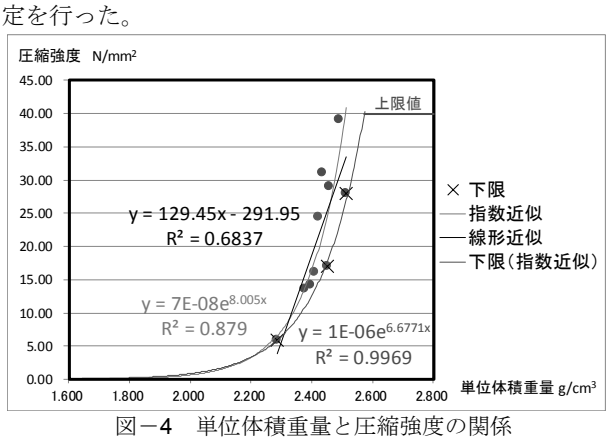
大源太川第 1 号砂防堰堤は堤高 15m以上のアーチ式であることから，河川砂防技術基準(案)設計編におけるアーチ式ダムの設計に準じ，三次元 FEM モデルによる応力解析を行うこととした。モデルは，既設堰堤および周辺岩盤を三次元でモデル化し、既設堰堤は、積石と粗石コンクリートで物性を分けることとした。安定性照査では，積石控え下部への粗石コンクリートの十分な充填、一体化の困難な状況を踏まえ，境界にはジョイント要素を設け，界面の直角方向に圧縮力が作用する場合には直応力とせん断応力共に伝達するが，引張力が生じる場合には直応力およびせん断応力の伝達を切断するような界面モデルとした（図-3）。



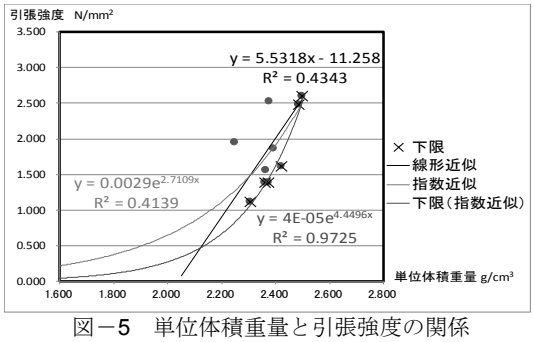
図－3　現堰堤の三次元モデルイメージ

2.2 粗石コンクリート強度の推定

圧縮強度に関しては，土木研究所「砂防ソイルセメントの材料特性に関する調査」によれば，一般的に単位体積重量は強度に比例する傾向があるとされている。そこで，密度検層から推定した単位体積重量と室内試験で得られた粗石コンクリートの強度との関係を整理したところ，単位体積重量と室内強度試験で得られた強度の間に概ねの相関が認められたことから，単位体積重量と粗石コンクリート強度の相関式を作成し，単位体積重量から推定強度の設定を行った。



図－4　単位体積重量と圧縮強度の関係



図－5　単位体積重量と引張強度の関係

2.3 照査荷重および現堰堤の応力検証結果

現堰堤の安定性検討に用いる照査荷重については，河川砂防技術基準(案)のアーチ式コンクリートダムの設計で定められている静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧、温度荷重を考慮した。平常時および洪水時における照査結果について表-1, 2 に示す。引張応力に関しては，平常時，洪水時共に粗石コンクリートおよび間知石で，また，圧縮応力に関しては，洪水時の粗石コンクリートで許容応力を超過する応力が発生する結果となった。

表－1　現堰堤の引張応力照査結果

現況堤体		①発生応力 (N/mm²)	②許容応力度	③評価
平常時 (地震時)	積石	0.266	0.18	NG
	粗石ｺﾝｸﾘｰﾄ	0.587		NG
洪水時	積石	0.239	0.14	NG
	粗石ｺﾝｸﾘｰﾄ	0.539		NG

※③評価は、①≦②ならばOK、①＞②ならばNG

表－2　現堰堤の圧縮応力照査結果

現況堤体		①発生応力 (N/mm²)	②許容応力度	③評価
平常時 (地震時)	積石	-0.424	-1.03	OK
	粗石ｺﾝｸﾘｰﾄ	-0.967		OK
洪水時	積石	-0.391	-0.79	OK
	粗石ｺﾝｸﾘｰﾄ	-0.898		NG

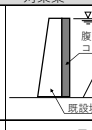
※③評価は、①≧②ならばOK、①＜②ならばNG

3. 補強対策工の基本設計

3.1 工法の選定

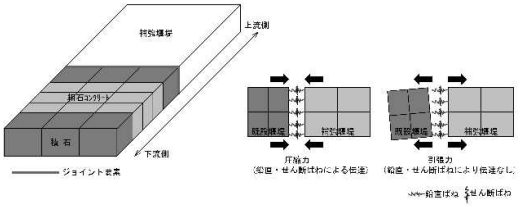
大源太川第１号砂防堰堤の強度不足に対して，補強対策工法の候補として，上流側或いは下流側への腹付コンクリート設置とアンカーによる補強が考えられた（表-3)。しかし，アンカーによる補強については，アンカーによる恒常的な応力が堰堤に作用するため，また，下流側への腹付けについては，文化財及び観光資源として重要な外観に大きな変更が生じるため，上流側への腹付コンクリート案を補強対策工法として採用した。なお，同案は上流面からの浸透水を遮断し，漏水による劣化の進行を止めるとともに，上流面の引張力を負担し耐荷性を確保する点においても有利な工法である。

表－3　大源太川第１号砂防堰堤の補強対策方法の評価

対策案		問題点・課題	評価
堤体上流側腹付け		・既設堤体との一体性の確保が課題となる。 ・仮締切り規模を極力小さくし環境・利用への影響の最小化を図る。	対応可
堤体アンカー補強		・アンカー受圧部での既設堤体強度が不足する。 ・プレストレス力の堤体伝達に不確実性がある。 ・アンカーヘッドを水通し天端内に格納する必要があるが、再緊張等のメンテナンスが必要で維持管理が大掛かりとなる。	適用困難
堤体下流側腹付け		・歴史的構造物(登録有形文化財、土木遺産)の外観保持が不可能となる。	適用不可

3.2 補強基本設計の応力検証モデル

補強対策を検討する応力検証モデルは，現堰堤の応力検証を行った三次元 FEM モデルを基本としたが，現堰堤と腹付コンクリートの接合部にジョイント要素を設け，腹付コンクリートの変形量＞現堰堤の変形量となった場合には，現堰堤と腹付コンクリートは密着していることから，現堰堤と腹付コンクリート間で応力は伝達される。一方，腹付コンクリートの変形量＜現堰堤の変形量となった場合には，現堰堤と腹付コンクリートは分離し，それぞれの応力は他方に伝達されない条件とした（図-6)。



図－6　腹付コンクリートの応力検証モデルイメージ

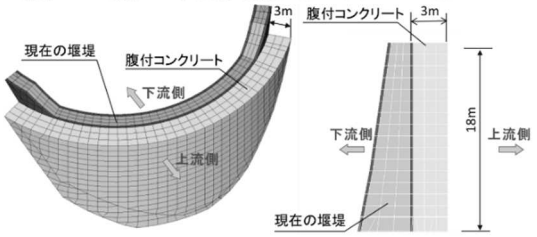
3.3 腹付コンクリート厚の検討

現堰堤に対して，上流側に接して設ける腹付コンクリートの厚さを検討するため，2m, 3m, 4m のケースについて堰堤全体の応力照査を実施した。応力照査は現堰堤の解析結果から全体的に発生応力が大きくなる平常時（地震時）で行った。その結果，表-4 に示すとおり，腹付コンクリート厚を基本的に 3m とすることで既設堰堤および腹付コンクリートの発生応力が許容応力内となる結果を得た。補強対策の基本設計イメージを図-7 に示す。

表－4　腹付厚 3m における応力検証結果

平常時（地震時）		①発生応力 (N/mm²)	②許容応力度	③照査値 (①/②)	④評価※3	
引張応力 ※1	積石	0.064	0.18	0.36	≦1.0	OK
	粗石ｺﾝｸﾘｰﾄ	0.083		0.46	≦1.0	OK
	腹付ｺﾝｸﾘｰﾄ	0.605※4	0.62	**0.98**	≦1.0	OK
圧縮応力 ※2	粗石ｺﾝｸﾘｰﾄ	-0.227	-1.03	0.22	≦1.0	OK
	粗石ｺﾝｸﾘｰﾄ	-0.300		0.29	≦1.0	OK
	腹付ｺﾝｸﾘｰﾄ	-1.415	-6.24	0.23	≦1.0	OK

※1 腹付ｺﾝｸﾘｰﾄは設計基準強度（24N/mm²）の1/10（引張強度）に対する許容応力度
※2 腹付ｺﾝｸﾘｰﾄは設計基準強度（24N/mm²）に対する許容応力度
※3 ④評価は、③≦1ならばOK、③＞1ならばNG
※4 腹付ｺﾝｸﾘｰﾄの引張応力は、岩着部1要素分の高さを平均応力として評価



図－7　補強対策のイメージ

4. おわりに

大源太川第１号砂防堰堤は，信濃川下流水系砂防における根幹となる砂防堰堤の一つであるとともに，歴史的・文化的価値が高く，観光資源としても重要な存在であることから，適切に維持管理を行っていく必要がある。

本検討では，粗石コンクリートの単位体積重量と室内試験で得た強度に着目し，両者の相関式から現堰堤の安定性照査および補強対策の基本設計において必要となる現堰堤の全体的な強度の設定を行った。この方法については，同様な構造を持つ砂防堰堤にも適用できるものと考える。また，老朽化に関する詳細調査から補強対策設計までの一連の流れを整理した。これは補強対策設計を視野に入れた効率的な調査内容の検討に際して参考となるのではと考える。

おわりに終始暖かいご指導，ご助言をいただきました，岩手大学農学部，井良沢道也教授に謝意を表する次第です。

V-026

水理模型実験を用いた急流河川における水制工群の効率的配置に関する検討

胆振総合振興局 室蘭建設管理部　○藤川拓司　功刀英範　武藤亮太
㈱北海道技術コンサルタント　伊豆田岳志　大谷健一　松屋勇一郎

1. はじめに

北海道沙流郡日高町を流れる沙流川では平成28年8月豪雨で破堤を伴う氾濫被害や落橋等の道路被害が発生した（写真-1）. 災害復旧に当たっては, 護岸工に加え, 水制工による堤防前面の流速低減により再度災害の防止を図る計画が立案された.

河川砂防技術基準（案）同解説における流速低減を目的とした水制工の設置基準は, 高さ：計画水深の 0.2～0.3 倍程度, 長さ：川幅の 10%以下, 間隔：長さの 2～4 倍又は高さの 10～30 倍程度にすることが多いとの記載があるが [1], 当該計画地点のような急流河川における設置例は少ない. そのため本研究では水理模型実験により, 急流河川における効率的な水制工の配置・形状について検討を行った.



写真-1 被災状況（沙流川）

2. 実験手法

2.1 実験条件・手法

基本的な実験条件を表-1 に示す. 実験では災害復旧工事後の河道状況を 1/50 の規模で地形再現した実験水路に, 高さ・長さ・間隔の 3 つのパラメータを様々に変化させた水制工の模型を設置し, 計画洪水流量時における水制工間の流速を測定した.

（以降の流速等の数値は実スケールに換算した値である）

表-1 基本的な実験条件

勾配	川幅	曲率半径	計画流量	計画水深
1/95	100m	300m	1200㎥/s	3.5m

2.2 実験パターン

実験パターンについて表-2 にまとめる. 河川砂防技術基準（案）の記述に従い実験パターンを検討した. 実験では水制高は 0.5m ピッチ, 水制長 2.0m ピッチ, 水制間隔は 10m ピッチで様々に変化させた. また, 高さのみ記述の範囲外（H=1.5～3.5m）のパターンも対象とし, 合計 34 パターンの実験を行った.

表-2 実験パターンまとめ

	水制高	水制長	水制間隔
基準記載	計画水位の0.2～0.3倍程度	川幅の10%以下	長さの2～4倍又は高さの10～30倍程度
基準値	3.5m	100m	長さ：10m以下 高さ：0.7m～1.0m
基準範囲	0.7m～1.0m	10m以下	7m～105m
実験範囲	1.0m～3.5m	4m～10m	10m～80m※
検討ピッチ	0.5mピッチ	2mピッチ	10mピッチ
最大パターン数	6パターン	4パターン	8パターン

（※基数が変わらないため80mまでとする）

2.3 目標流速の設定

本研究では水制工による堤防前面の流速低減効果について, 水制工間の流速が目標流速以下となれば効果有りと判定する. 目標流速は「護岸・水制の計画・設計」[2]の記述を参考にして設計流速の 6 割とし, 災害復旧工事の設計流速は 7.0m/s であるため, 実験の目標流速はその 6 割:4.2m/s とした.

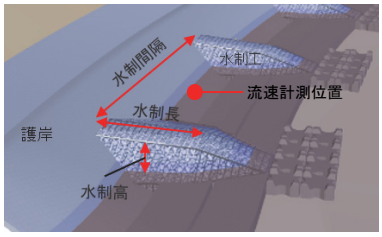


図-1 水制工模式図

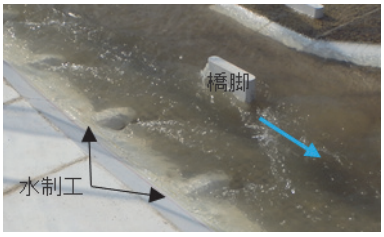


写真-2 実験風景

3 結果と考察

3.1 水制工総体積と流速の関係性

図-2 に各パターンの最大流速と水制工の総体積の関係を示す. 体積と流速は弱い負の相関しか得られず, 総体積が大きいほど設置費用は高くなるが、流速低減効果がダイレクトに高まるわけではないことが伺える.

3.2 急流河川における最適な水制工

配置・形状と流速にどのような関係があるかデータを整理する. 各パターンにおける最大流速と判定を高さ毎に整理したものを表-3 に示す. パターンで「○」としたものは流速低減効果がある（もしくはあると判断できる）, 「×」としたものは効果なし, 「-」は河川砂防技術基準の範囲外にあるため検討外のパターンである.

（ ）は実験での最大流速を示す.

河川砂防技術基準の記述に従うと, 水制高は 1.0m（計画水深の 0.3 倍）が上限となるが, この高さで目標流速以下となるパターンは最も体積の大きい間隔 10m・長さ 10m のパターンであった.

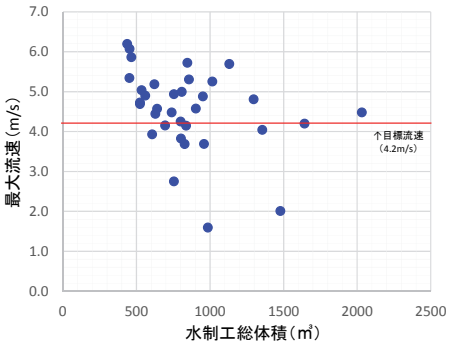


図-2 最大流速と総体積の関係性

記述の範囲外であるが、水制高が 1.5m, 2.0m のパターンでは 1.0m よりも総体積の小さな配置・形状で, 目標流速以下にできることが分かった. また, 水制高が 2.5m では落下流の影響が大きく, 充分な流速低減効果は得られなかったものの, 3.0m, 3.5m では水はね水制としての効果も確認されたことに加えて, 流速低減効果が確認された. 最も効率が良いパターンは, 表-4 に示す水制高 2.0m, 水制長 6.0m, 水制間隔 30m, 総体積 606 m³ のパターンであった.

この結果から, 急流河川において流速低減を目的として水制工を設置する場合, 高さは計画水深の半分程度を目安に設定することが良いと考えられる. また, 河岸から流水を遠ざける水はね水制として設計する場合は計画水深の 0.9 倍程度以上を目安にすると良いであろう. その中間の高さでは, 落下流の影響により充分な流速低減効果が得られない可能性が高く, 長さ, 間隔については目標流速に応じてその都度検証が必要である.

3.3 経済的な水制工の配置・形状

次に流速低減効果を左右している 3 つのパラメータ(高さ, 長さ, 間隔)に関し, 最も支配的なパラメータについて検討した.

検証は高さ, 長さ, 間隔の 3 つのパラメータの中で, ひとつだけが異なるパターンを比較整理した. それぞれのパラメータについて, パラメータの変化量と最大流速をプロットすると図-3 となる. 変化量と最大流速の間には各パラメータで似たような傾き(効果)となっており, これは他のパラメータにかかわらず, 効果がほぼ一定であることを示している.

さらに, 各パラメータの効果を比較するため, 総体積の変化量(ΔV)と流速の変化量(Δν)に基づきΔν/ΔVを算出する. Δν/ΔV は単位体積あたりの流速低減効果量を示し, この値が大きいほど効率的に流速低減が可能であることを意味する. パターン毎に計算したΔν/ΔV の平均値を図-4 に示す. 効率的に流速を抑制するためには, 高さを上げることが最も良く, 次いで間隔, 長さの順になることが分かった.

表-3 各パターンの最大流速と判定結果(高さ毎)

水制高1.0m 判定(流速)

水制間隔	水制長 4.0m	6.0m	8.0m	10.0m
10m	×	×(4.9)	×(4.8)	○(4.2)
20m	×	×	×	×(5.3)
30m	×	×	×	×
40m	-	-	-	×
50m	-	-	-	-
60m	-	-	-	-

水制高1.5m 判定(流速)

水制間隔	水制長 4.0m	6.0m	8.0m	10.0m
10m	○(4.1)	-	-	-
20m	×(6.2)	○(4.2)	○	○
30m	×	×(5.9)	×	×(5.0)
40m	×	×	×	×
50m	-	-	-	-
60m	-	-	-	-

水制高2.0m 判定(流速)

水制間隔	水制長 4.0m	6.0m	8.0m	10.0m
10m	○	-	-	-
20m	×(4.9)	○	○	○
30m	×	○(3.9)	○	○
40m	×	×(6.1)	×(4.4)	○(3.8)
50m	×	×	×(4.7)	×(4.3)
60m	×	×	×	×(5.0)

水制高2.5m 判定(流速)

水制間隔	水制長 4.0m	6.0m	8.0m	10.0m
10m	-	-	-	-
20m	-(5.7)	×	×	×(4.5)
30m	-	×(4.9)	×	×
40m	-	×	×	×(5.3)
50m	-	×	×	×(5.7)
60m	-	×	×	×

水制高3.0m 判定(流速)

水制間隔	水制長 4.0m	6.0m	8.0m	10.0m
10m	-	-	-	-
20m	-	○(4.0)	○	○
30m	-	×(4.6)	○	○
40m	-	×	○(3.7)	○
50m	-	×	×(4.24)	○
60m	-	×(5.3)	×(4.6)	○(3.7)
80m	-	×	×	×(5.2)

水制高3.5m 判定(流速)

水制間隔	水制長 4.0m	6.0m	8.0m	10.0m
10m	-	-	-	-
20m	-	-	○	○
30m	-	-	○	○
40m	-	-	○	○(2.0)
50m	-	-	○	○
60m	-	-	○(2.8)	○(1.6)
80m	-	-	×	×(4.5)

表-4 最適な水制工形状(高さ毎)

水制高 m	水制長 m	水制間隔 m	総体積 m³
1.0	10.0	10	1,642
1.5	6.0	20	695
2.0	6.0	30	606
2.5	–	–	–
3.0	10.0	60	828
3.5	8.0	60	755

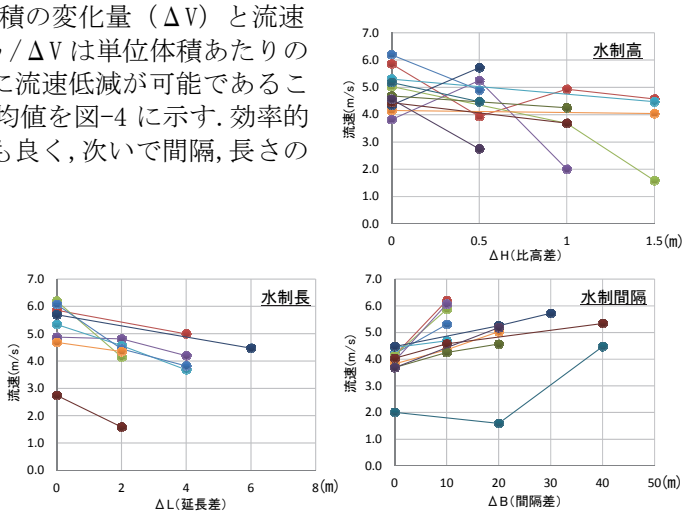


図-3 変化量と最大流速

4. まとめ

本研究の結果, 以下のことが判明した.

①急流河川における水制工の高さは, 河川砂防技術基準の記述である計画水深の 0.2～0.3 倍程度ではなく, 0.5 倍程度にすることで, より効率的(経済的)となる.

②長さ・間隔は、河川砂防技術基準の記載値内で目標流速が達成可能であるが、より安価な組み合わせでは、機能が不十分となるケースが多いため, 目標流速に応じ, その都度検証が必要である.

③急流河川において, 水制工を用いて流速を低減するためには, 高さを上げることが最も効率的で, 次いで間隔, 長さの順になることが分かった.

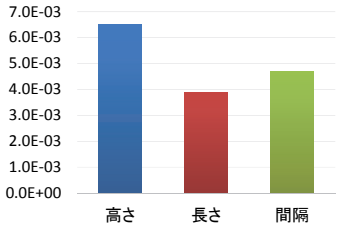


図-4 単位体積あたりの流速低減効果

5. 今後の課題

本研究は沙流川の河道状況を再現して実験を行ったが, 川幅, 河床勾配, 曲率半径, 河床材料といった河道状況の異なる別の急流河川においても設計の目安になるような指標を得るためには, 異なる河道条件による研究を蓄積していくことが必要である.

参考文献

1) 建設省監修日本河川協会編(1997)「改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編[Ⅰ]」, 山海堂

2) 山本晃一(2003)「護岸・水制の計画・設計 一歩先そして一歩手前」, 山海堂

V-027

防災施設の急速施工に関する一考察

株式会社インバックス　○上田龍一　岩田健

1．はじめに

近年頻発している豪雨や地震・火山噴火等の土砂災害の対応として、緊急防災対策が実施されている。現状の対策では、土嚢や防護柵等を利用した仮設的な構造物により、一時的な安全を確保した上で、恒久対策となる防災施設を構築する対応が中心となっている。

しかし、火山噴火や地震等は、事前の発生予測が困難な突発的な大規模災害であり、その影響範囲は広域におよぶ。このような大規模災害の発生予想地域の一部では、既に資材の備蓄等が進められているが、広域災害に対処するために必要な膨大な量の資材を備蓄することは現実的に困難である。また大規模災害時には、地域外からの緊急的な資機材調達も困難となる可能性がある。

本稿では、このような背景を踏まえ、限られた材料による防災施設の急速施工の可能性について考察した。

2．緊急防災施設計画・実施留意事項

(1) 法規制

法規制において緊急防災対策が遅延する要因としては、森林法や自然公園法、無人化工法に関係する電波法が代表的であるが、法規制より用地取得等がもっともネックとなっている。しかし、法規制による制限は技術的問題ではなく、平常時の行政手続きであるため、本稿では記述しない。

(2) 資材確保

現状の大規模土砂災害における緊急対策は、既設施設の除石、対策施設構築においては、コンクリート二次製品（現状はブロック）や現地の土砂材料が主として使用されている。災害発生時においては、備蓄されている資材や現地で調達可能な土砂等を活用して、出来る限り区域外から持ち込む必要がない材料を活用することが望ましい。場所によらず調達可能な建設資材は、現地発生土砂であることは論ずるまでもなく、これまで土砂を活用する工法として、鋼製砂防構造物が代表的であった。

しかし、本学会でも既報[1]のとおり、恒久構造物となる鋼製砂防構造物の構造体の根幹を成す鋼材等の材料は、製造・納入に時間を要し、発災後数週間での緊急対策施設の建設は困難である。この課題を解決するため、備蓄ブロックの活用が計画され、御岳噴火災害では備蓄ブロックにおける急速施工が試みられ成果を上げているが、高速施工とまでは至っていない。

そこで、緊急対策施設に利用可能と考えられる原料や二次製品等について物流調査を実施し、少ない資材で、かつ迅速な輸送が出来、あるいは備蓄可能で最大の効果を発揮する付加資材として①セメント、②補強土敷き網、③柔構造物という結論に至った。

表-1　資材の調達性

原料・二次製品	現地調達のレスポンス	備　考
鋼製砂防構造物	2ヶ月～4ヶ月 1ヶ月～2ヶ月	格子型堰堤・B型透過型 ダブルウォール・自在枠
セメント	**250t程度は翌日から**	**運搬計画要**
鋼矢板・型鋼	ロール予定無しなら3ヶ月	中古矢板は不足気味
コンクリートブロック	翌日(備蓄有)	運搬計画要
コルゲート	標準規格品なら翌日 規格外では3日以降可能	規格品：直径4.5m以下
敷網材･布材	**翌日**	**備蓄可能**
土嚢袋	翌日	耐候製は在庫確認要
木材(間伐等)	備蓄ほとんどなし	
線材(柔構造)	**ワイヤー関係は納入1カ月**	
建設重機類	20t級以下は翌日	超大型は最低３日以上
特殊機械(伐採重機等)	リース重機としては無し	

(3) 緊急対策施設の要求性能

緊急防災施設は、平常時の土砂災害を主として設定するものではない。災害時の限られた時間の中で、下流域の安全性を高めるために緊急的に設置されるものである。

したがって、最低限の安全性を確保できれば、必ずしも平常時の防災対策施設以上の性能を確保する必要は無いと思われる。

上記から、本稿では緊急防災対策施設への要求性能として、以下の性能を確保すべきと定義した。

① 災害発生より１ヶ月以内で緊急防災対策施設を構築できること。
② 火山噴火(溶岩流含む)に対応できること。
③ 現地発生土砂等を主軸として現地へ最小限の材料(重さや容積)搬入で構築可能なこと。
④ 安定性は限界設計でよい。

３．急速施工に関する対策工の提案

ここでは、対策工のイメージのみを記載する。

現地にて調達可能な材料は、基本的には土砂材料である。土砂材料を用いた代表的な砂防構造物への適用材料として砂防ソイルセメントが挙げられる。同材料は、現地調達可能な土砂材料にセメントを攪拌混合することで製造が可能であるため、緊急対策施設への適用が可能である。

砂防ソイルセメントを適用した急速施工が可能と考えられる対策工(図-1, 2)の概念図を示す。

なお、これらの工法は、既存の施工性の課題を踏まえて提案する工法である。

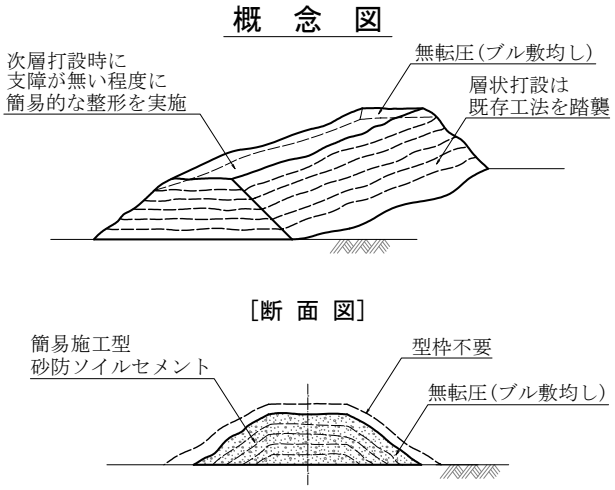


図-1　無転圧(ブル敷均し)砂防ソイルセメント工(無人化対応可)

図-1 は、無転圧(ブル敷均し)を想定した砂防ソイルセメント工法である。転圧不要のため、振動ローラー等の締固めに必要な機械が不要となる。転圧有の砂防ソイルセメント工法と同様に層状打設である点に差異は無いが、簡易的な整形(敷均し)程度で次層を打設することで急速施工が可能となる。

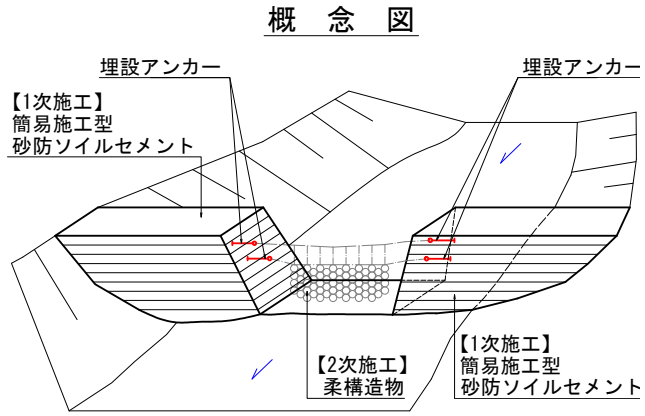


図-2　「砂防ソイルセメント＋柔構造物」を活用した流木・土石流対策工

図-2 は、砂防ソイルセメントと柔構造物を用いたハイブリット工法の概念図である。

土石流や流木捕捉を主目的として渓流横断部への設置を想定する。1 次施工で砂防ソイルセメントにより袖部を構築し、2 次施工として資材調達の状況に応じて柔構造物を設置する。

本工法では自立する砂防ソイルセメント構造体へあらかじめ埋設アンカーの施工を行う。

４．まとめ

急速施工に対する要求として、以下のことが挙げられる。

① 災害時の緊急対策としては、既設砂防設備(既設砂防堰堤)の緊急除石が最も効果的である。

② ①の発生土砂を活用し、導流工を構築することは流域が明確でない火山地域では現実的であり、掘削土砂を用いた単純導流堤、無転圧(ブル敷均し)砂防ソイルセメントやジオテキスタイル補強土導流堤の適用が有望である。

③ 土石流や流木捕捉のための構造物は、砂防ソイルセメント堰堤が性能的に望ましく、渓流横断部では、砂防ソイルセメントにアンカーを埋設した柔構造物の併用が現実的である。

５．課題

急速施工に関する対策工として提案した工法は、両者ともに砂防ソイルセメントを用いた構造である。砂防ソイルセメントの品質管理は、重要な要素である反面、土砂性状の確認や設計基準強度等、現状の設計基準類をそのまま準拠した場合、有事における急速施工の妨げとなる可能性がある。無転圧(ブル敷均し)の砂防ソイルセメントにおいては、過去に事例の無い工法であることから、実証試験を行い、問題点の抽出する等の検討が必要である。

緊急防災施設の急速施工に対する要求性能ならびに安全性の指標等の確立が課題である。

[参考文献]

1　淺井信秀，大隅久，守山浩史，井上隆太，嶋丈示：火山噴火に伴う緊急対策用の鋼製砂防構造物に関する一考察，平成 20 年度砂防学会研究発表会概要集，PA-61

2　砂防ソイルセメント施工便覧(平成 28 年版)：(一財)砂防･地すべり技術センター

疣目川本川における鋼製透過型砂防堰堤の土石流捕捉事例について

日鐵住金建材株式会社　國領ひろし　○筒井智照　大隅久

1. はじめに

九州北部地域では，2017 年 7 月 5 日から 6 日にかけて台風 3 号および梅雨前線の影響による集中豪雨に見舞われ，福岡県朝倉市朝倉では 1 時間雨量で 129.5mm を観測した．この影響により，福岡県中南部に位置する朝倉市や東峰村では土石流や流木等が発生し，地域に甚大な被害を及ぼした．近年，このような土石流や流木等の発生箇所において，鋼製透過型砂防堰堤による土石流・流木の捕捉事例が多く報告されている[1]．今回，福岡県朝倉市疣目地区に設置された大北砂防堰堤（鋼製透過型砂防堰堤）においても，土石流・流木等を捕捉し，下流域の土砂災害軽減に貢献した．

本稿では，土石流および流木を捕捉した鋼製透過型砂防堰堤（大北砂防堰堤）を対象に現地調査を行い，当堰堤による土石流等の捕捉形態や捕捉状況を調べるとともに，土石流捕捉効果を定量的に考察するものである．

2. 調査地概要

2.1 流域概要

調査位置図を**図-1** に示す．調査地は，福岡県中南部に位置する筑後川水系疣目川の大北砂防堰堤で，現渓床勾配 1/7.2（土石流堆積区間），計画捕捉量は約 3,800m³ となっている．

2.2 施設概要

大北砂防堰堤の施設規模を**表-2** に示す．大北砂防堰堤は，堤高 7.0m，堤長 38.0m の鋼製透過型砂防堰堤ある．開口部の幅は 11.5m，鋼製高 5.0m で，開口部には鋼製スリットダム B 型が設置されている．開口部（透過部）の構造概要を**図-1** 示す．当堰堤は，1995 年に設置されており，透過部を構成する断面（部材純間隔）は，最大礫径 D_{95} の 1.5 倍（柱部材純間隔）で計画されている．

3. 調査結果

3.1 捕捉形態

土石流の捕捉状況を**写真-1** に示す．なお，**写真-1(a)**は堰堤の下流側，**写真-1(b),(c)**は堰堤上流側および近傍を左岸側からそれぞれ撮影したものである．堰堤上流域の貯砂空間（堆砂敷）は満砂状態となっており，捕捉面（堰堤）の付近には多くの流木や巨礫が集中して堆積している様子が確認された．これより，土石流の先頭部で流下した流木や巨礫が鋼製透過型砂防堰堤の柱部材により捕捉され，これらが開口部を閉塞して後続の土砂を捕捉したものと推察される．ここで，堰堤近傍の堆砂地内に存在する巨礫および流木を調査したところ，最大礫径は約 0.8m（平均礫径 0.6m）で設計時の最大礫径（D_{95} = 1.0m）よりやや小さく，流木長は 3.0～9.0m，流木径は 0.2～0.3m 程度であった．

これまでの土石流等の捕捉形態では，「流木＋石礫＋土砂の捕捉」，「流木＋土砂の捕捉」，「石礫＋土砂の捕捉」および「流木のみの捕捉」などが報告されている[2]．当該地における土石流捕捉形態をこれらにあてはめると，捕捉形態は「流木＋石礫＋土砂」であると判断される．



図-1　調査位置図（Google マップより）

表-1　大北砂防堰堤（鋼製スリットダム B 型）

現渓床勾配 θ	1/7.2
計画捕捉量　(m³)	3,800
堰堤高　(m)	7.0
堰堤長　(m)	38.0
開口部の幅　(m)	11.5
鋼製高　(m)	5.0
最大礫径 D_{95} (m)	1.0

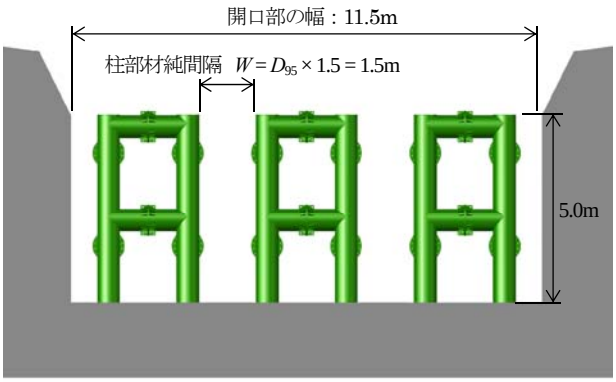


図-2　開口部（透過部）の構造概要

3.2 捕捉状況

写真-2 に部材による捕捉状況を示す．なお，**写真-2(a)**は上流柱部材による捕捉状況，**写真-2(b)**は下流柱部材による捕捉状況（スリットダム内の堆積状況）である．**写真-2(a)**より，流木や礫が柱部材間に絡み合って捕捉されている様子がわかる．捕捉面付近には，柱部材の純間隔（W = 1.5m）より小さい中小礫（礫径 0.4～0.5m）も多く見受けられたが，流木が先行して捕捉されることによる開口部（透過部断面）の見掛け上の狭小や，礫間および礫と柱部材間のアーチ効



(a) 堰堤下流側



(b) 堰堤上流側全景（左岸側より撮影）



(c) 堰堤近傍（左岸側より撮影）

写真-1 土石流の捕捉状況



(a) 上流柱部材による捕捉状況



(b) 下流柱部材による捕捉状況

写真-2 部材による土石流捕捉状況



写真-3 堰堤下流の流路状況

果により，これらの中小礫も捕捉されることが確認された．また，鋼製スリットダム B 型のユニット内に流木や石礫等が堆積していることが認められた（**写真-2**(b)）．これより，下流柱部材によっても礫や流木が捕捉され，下流への土砂流出を抑制していることがわかる．堰堤下流の流路の状況を**写真-3** に示す．下流流路内には，先行流や土石流捕捉後の越流によるものと推察される流下礫が点在しているものの，土石流等が流下した痕跡は認められなかった．

4. 捕捉効果に関する考察

図-3 に土石流捕捉後の堰堤上流域の縦断図を示す．堰堤の上流約 40m 付近までは，計画堆砂勾配 1/14.3（ここでは現渓床勾配 1/7.2 の 1/2 程度）で土砂が堆積しているが，それより上流域では計画堆砂勾配より急な勾配（約 1/5.7）で土砂堆積している状況であった．ここで，鋼製スリットダム B 型により捕捉された土砂量（捕捉量）は約 5,400m^3 と算出され，計画捕捉量約 3,800m^3 を上回る土砂を捕捉したものと推察される．なお，捕捉流木量は約 120m^3 で，捕捉量に対して約 2.2%であった．

以上より，鋼製スリットダム B 型は，当該地区で発生した土石流および流木を的確に捕捉し，その効果を十分に発揮したものと考えられる．

5. おわりに

当該地の鋼製透過型砂防堰堤は，柱部材が最大礫径 D_{95} の 1.5 倍の純間隔で配置されていたが，今回の調査では，当間隔で配置された柱部材（縦部材）のみでも十分に土石流捕捉効果があることが確認された．一方，指針[3]が改定され，鋼製透過型砂防堰堤の透過部断面（縦および横部材の純間隔）が D_{95} の 1.0 倍となったことから，土石流捕捉効果

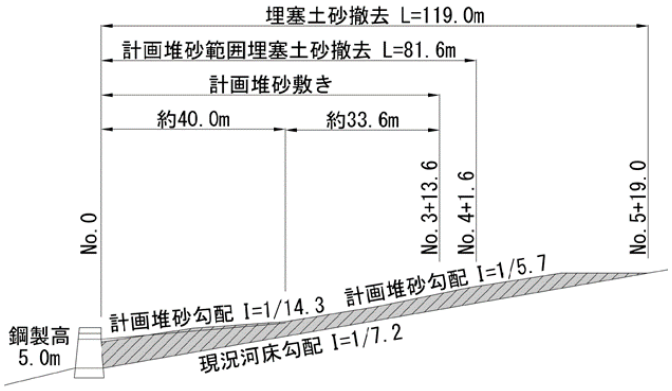


図-3 埋塞土砂縦断図

はさらに向上するものと考えられる．さらに，下流側に柱部材を有する立体フレーム構造では，下流柱部材による流木や石礫の捕捉，堆積効果が期待でき，これは立体フレーム構造における捕捉機能の優位性の一つと考えられる．なお，今回の目視調査では部材のへこみや損傷等は認められなかったが，今後，除石作業が実施された際には，詳細な健全度調査を実施する所存である．

謝辞

本報告に際し，福岡県朝倉県土整備事務所および第一復建株式会社の関係各位に多大なるご協力をいただいた．ここに感謝の意を表します．

参考文献

1) 武田一平、國領ひろし、下野高：連続設置された鋼製透過型砂防堰堤の捕捉事例，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，2017.5

2) Shima, J., Moriyama, H., Kokuryo, H., Ishikawa, N. and Mizuyama, T. (2016): Prevention and Mitigation of Debris Flow Hazards by Using Steel Open-Type Sabo Dams, International Journal of Erosion Control Engineering, Vol. 9, No. 3

3) 国土交通省国土技術政策総合研究所：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，土石流・流木対策設計技術指針解説，2016.4

鋼製透過型砂防堰堤の構造部材と機能部材に関する一提案

砂防鋼構造物研究会　○國領ひろし　石川信隆
（一財）砂防・地すべり技術センター　嶋丈示
防衛大学校　堀口俊行
政策研究大学院大学　水山高久

1. 緒言

近年，集中豪雨等により大規模な土石流が発生する傾向にあるが，一方，鋼製透過型砂防堰堤（以下，鋼製堰堤）の部材間隔は狭くなる傾向にある[1]．鋼製砂防構造物設計便覧[2]（以下，便覧）によると，鋼製堰堤を構成する部材は，「構造部材」と「機能部材」に区分され，土石流等の外力に対する構造面（耐荷性能）および機能面（捕捉性能）の考え方は，**表-1** のように定義されている．また，「機能部材は小礫を捕捉する補助部材として位置づけ」とある．しかし，小礫の定義や対象礫径は記載されていない．さらに，「機能部材が全て喪失して土砂捕捉機能も喪失すると，施設本来の目的が達せられないため，機能部材が全てなくなった場合でも構造部材のみで土石流の先頭部の巨礫を捕捉できるなど，最低限の土砂捕捉機能を確保することが望ましい」とされ，「つまり，機能部材が喪失して施設全体として土砂捕捉機能が全て失われるような部材は，構造部材として設計することが望ましい」とされている．しかし，具体的な配置例や定量的な区分に関する記述はされていない．

そこで本研究では，まず構造部材と機能部材について，捕捉性能および安全性能について性能マトリックス表示でその考え方を示す．次に，その具体的な配置例を示すとともに，定量的な検討を行うものである．

2. 捕捉性能マトリックス

表-2 は，構造部材と機能部材の設計の考え方を捕捉性能の観点から示したものである．ここでは，捕捉対象礫として小中礫を D_{50}～D_{80}，巨礫を最大礫径 D_{95} と定義した．構造部材は，鋼製堰堤の形状を保持し，機能部材を支える必要性から，縦部材（柱部材）だけではなく，柱部材同士を連結する横部材（はり部材）として配置される場合がある．これより，機能部材を兼用する構造部材では巨礫を捕捉するために，礫衝突に対して短いスパン（たとえば D_{95} の 1.0 倍）となる場合もあることがわかる．

3. 安全性能マトリックス

表-3 は，構造部材と機能部材の設計の考え方を安全性能の観点から示したものである．ここで，荷重レベルⅠとは計画規模の土石流荷重，荷重レベルⅡは計画規模を上回る大規模土石流荷重とした．また，修復限界とは部材等が損傷した場合，修復を行えば継続使用が可能となる限界の状態，終局限界は構造物または部材が破壊，大変形等を起こし，機能や安全性を失う状態と定義した．これより荷重レベルⅠでは，構造部材は繰り返し使用が可能な修復限界，機能部材は終局限界で安全性照査を行えばよいこととした．

表-1　構造部材と機能部材の考え方[2]

区 分	構造面 （耐荷性能）	機能面 （捕捉性能）
構造部材	形状を保持することを目的とし，機能部材を支える部材 繰り返し供用できる部材	－ （ただし，機能部材を兼用する場合あり）
機能部材	部材が破断せず，所定の位置に留まっていればよい部材 塑性変形を許容できる部材	土石流を捕捉する目的で配置される部材

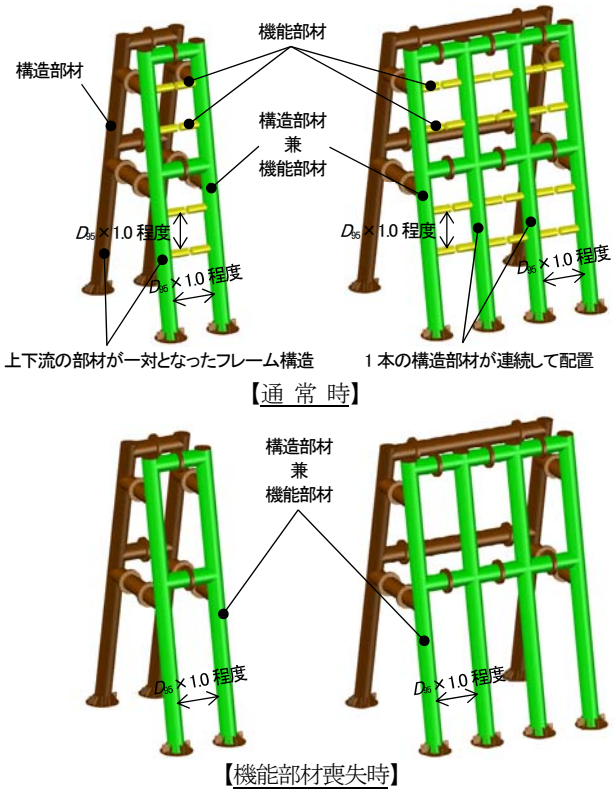
表-2　捕捉性能マトリックス

捕捉対象礫径	部材純間隔（W）	
	礫径の 1.0 倍程度	礫径の 1.5～2.0 倍程度
小中礫（D_{50}～D_{80}）	機能部材（横部材）	－
巨礫（D_{95}）	機能部材（縦横部材） 構造部材（縦部材）※	構造部材（縦部材）

※構造部材を横部材として配置する場合もある．

表-3　安全性能マトリックス

荷重レベル	修復限界	終局限界
レベルⅠ	構造部材	機能部材
レベルⅡ	－	機能部材 構造部材



(a)　上流柱 2 本＋下流柱 2 本　　(b)　上流柱 4 本＋下流柱 2 本

図-1　構造部材と機能部材の配置例（$W = D_{95} \times 1.0$ 倍の場合）
（上流柱部材をすべて構造部材とする場合）

4. 構造部材と機能部材の配置例

図-1 に構造部材と機能部材の具体的な配置例を示す．配置例は，部材純間隔 W が D_{95} の 1.0 倍で，上流柱部材をすべて構造部材（兼機能部材）とした場合である．この部材配置では，機能部材がすべて喪失しても柱部材の純間隔は D_{95} の 1.0 倍を保てるため，土石流の捕捉が可能である．一方，上流側柱部材をすべて機能部材とする場合や構造部材の配置間隔を広げ，その間に機能部材を配置する場合では，機能部材喪失時に構造部材のみで土石流を捕捉できない危険性がある．よって，構造部材（兼機能部材）としての柱部材は，少なくとも D_{95} の 2.0 倍程度（柱部材で土石流ピークカットが可能な間隔）を超えない範囲で配置する必要がある．また，本来構造部材は，**図-1(a)**に示すように上下流の柱部材が一対となるフレーム構造を構成し，このフレームにより土石流などの外力に抵抗するものとしているが，**図-1(b)**では，一本の構造部材が連続して配置される形状となるため，二次元断面（面内）での安全性の検証が困難となる．よって，このような形状となる構造部材の配置では，三次元モデルでの安全性検証など計算モデルや荷重分担幅の考え方等について留意する必要があると考える．

5. 構造面の安全性照査

表-4 は，構造部材と機能部材に関する安全性照査法を示したものである．ここでは，設計外力は構造部材および機能部材ともに安定計算で用いる外力とし，各部材の応力度照査においては，構造部材は許容応力度，機能部材は降伏応力度まで見込めるものとした．また，礫衝突に対する局部変形では，構造部材は修復限界としてへこみ率 δ_d/D（へこみ変形量 δ_d と鋼管径 D の比）を 40%未満，機能部材では終局限界としてへこみ率 δ_d/D を 75%未満に設定した．ここで，柱部材の純間隔 W を D_{95} の 1.0 倍程度で配置した場合，その柱部材間に配置される鋼管はり部材のスパン長（純スパン長）は，構造部材，機能部材を問わず D_{95} の 1.0 倍程度となる（**図-1**）．つまり，これらは礫衝突を受ける短スパンの鋼管はり部材となり，局部変形の照査式である修正エリナス式[2]の適用可否が問題となる．

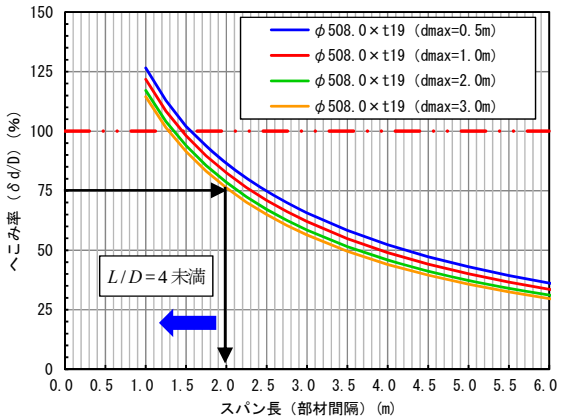
6. 礫衝突を受ける短スパン鋼管はり部材に対する検討

現行設計で用いられている修正エリナス式では，鋼管はり部材のスパン長 L と鋼管径 D の比（L/D）が 4～5 程度から適用するものとされている[3]．**図-3(a), (b)**は，それぞれ鋼管はり A（D 508.0mm × t 19.0mm）と鋼管はり B（D 609.6mm × t 22.0mm）について，直径 0.5m，1.0m，2.0m，3.0m の礫が衝突した場合のへこみ率 δ_d/D とスパン長 L の関係を示したものである．これより，へこみ率をたとえば 75%未満（**表-4**）までを有効とすると，鋼管はり A はスパン長 L = 約 2.0m 以上，鋼管はり B は L = 約 2.5m 以上が適用可能となる．このとき，L/D は 4 以上となる．すなわち，へこみ率が 75%未満の場合は，修正エリナス式の適用は可能であるが，これを超えると，計算は可能であるものの，L/D が 4 未満となる短スパンではへこみ率が 100%を超える場合が生じることがわかる．よって，L/D が 4 未満となる短スパンの鋼管はり部材に対しては，へこみ変形量を制限できる局部変形の計算法や礫の衝突速度が局部変形に与える影響[4]を考慮した設計法など，別途検討が必要であると考える．

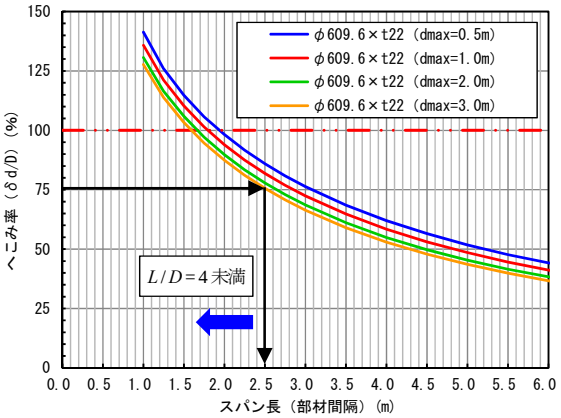
表-4　構造面の安全性照査

区 分	設計外力	部材の応力度照査	礫衝突に対する局部変形
構造部材	安定計算に用いる外力	許容応力度	へこみ率 $\delta_d/D<0.4$
機能部材	安定計算に用いる外力	降伏応力度	へこみ率 $\delta_d/D<0.75$

※へこみ率 = 局部変形 δ_d / 鋼管径 D



(a)　鋼管はり A（D 508.0mm × t 19.0mm）



(b)　鋼管はり B（D 609.6mm × t 22.0mm）

図-3　修正エリナス式によるへこみ率～スパン長関係

7. 結言

本研究では，構造部材と機能部材について，捕捉性能および耐荷性能の観点から設計の考え方を提示するとともに，その具体的な配置例を示した．さらに，礫衝突に対する短スパンの鋼管はり部材の修正エリナス式の適用範囲について検討したものである．今後，短スパンとなる鋼管はり部材の局部変形にも対応できる計算法を検討する予定である．

参考文献

1）国土交通省国土技術政策総合研究所：土石流・流木対策設計技術指針解説，国総研資料，第 905 号，平成 28 年 4 月，2016.4

2）鋼製砂防構造物委員会編集：鋼製砂防構造物設計便覧，(財) 砂防・地すべり技術センター，平成 21 年度版，2009

3）星川辰雄、石川信隆、彦坂熙、阿部宗平：局部変形とひずみ速度効果を考慮した鋼管固定はりの衝撃応答変位，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.101-115，1995.4

4）別府万寿博、松澤遼、嶋丈示、石川信隆、水山高久：礫衝突を受ける鋼管部材の荷重評価と局部変形解析に関する一考察，平成 29 年度砂防学会研究発表論文集，pp.R3-25-26，2017 年 5 月

V-030

大規模土石流に対する目標安全性指標を用いた砂防堰堤の安全性評価

砂防鋼構造物研究会　○飯塚幸司　石川信隆
防衛大学校　香月　智
同上　堀口俊行
(一財)砂防・地すべり技術センター　嶋　丈示
政策研究大学院大学　水山高久

1. 緒言

近年, 異常気象の影響により, 極めて大きな土石流が発生する事象が多くなり, 砂防堰堤が破壊する事例が報告されている. 昨年著者ら[1]は, 土石流流体力の不確定性（平均値と標準偏差）を考慮した砂防堰堤袖部のせん断破壊について検討を試みたが, 今回は, 土石流中の礫のばらつきを考慮した砂防堰堤袖部の滑動破壊について安全性照査を試みるものである. まず礫衝撃力の確率変数が正規分布に従う場合について検討する. 次に, 目標安全性指標を用いた部分係数法を用いて, 礫のばらつきを考慮した砂防堰堤袖部の必要鉄筋量の算定法について検討するものである.

2. 性能関数と安全性指標の定義

2.1 性能関数の定義

土石流外力を S , 砂防堰堤の抵抗力を R とすると, 性能関数は $Z = R - S$ と定義し, $Z > 0$ のとき安全であり, $Z \le 0$ のとき破壊と定義する. すなわち, $Z \le 0$ となる確率が破壊確率 P_f である. 外力 S と抵抗力 R がともに正規確率変数のとき, 性能関数 Z も正規確率変数になり, 性能関数の平均値 $\overline{Z}$ と標準偏差 σ_Z は, 次式で表される[2),3),4)].

$$\overline{Z} = \overline{R} - \overline{S}, \qquad \sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \qquad (1a,1b)$$

ここに, $\overline{R},\overline{S}$: 抵抗力と外力の平均値, σ_R,σ_S : 抵抗力と外力の標準偏差.

2.2 安全性指標の定義

安全性指標 β は, 図-1 に示すように破壊をもたらす破壊点（$Z = 0$ ）から平均値がどの程度離れているかを示す尺度である. すなわち, $\overline{Z}$ が σ_Z の何倍の位置にあるかを, β で示すことにより, 安全性余裕の目安になる. β が大きいほど, 破壊確率 P_f は小さくなる.

$$\beta = \frac{\overline{Z}}{\sigma_Z} = \frac{\overline{R} - \overline{S}}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}}, \qquad P_f = 1 - \varphi(\beta) \quad (2a,2b)$$

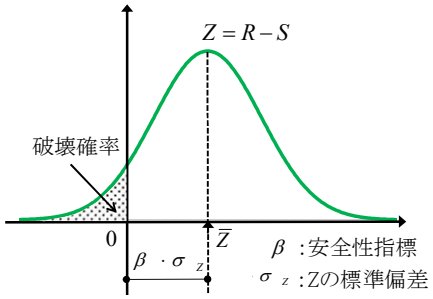


図-1 安全性指標の定義

3. 目標安全性指標を用いた部分安全係数設計法

式$(2a)$ の β が, ある目標安全性指標 β_T （確定論における安全率のような値）を上回るような設計法を試みる. すなわち, $\beta \ge \beta_T$ より, 式$(2a)$ は変動係数を用いて次式になる.

$$\overline{R} - \overline{S} \ge \beta_T \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} = \alpha\beta_T(\sigma_R + \sigma_S)$$
$$= \alpha\beta_T(V_R\overline{R} + V_S\overline{S}) \qquad (3)$$

ただし, V_R: 抵抗力の変動係数, V_S:外力の変動係数

$$\alpha = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}\,/(\sigma_R + \sigma_S), \qquad V_R = \sigma_R / \overline{R}, \quad V_S = \sigma_S / \overline{S}$$

式(3)を展開すると, 次式のような部分安全係数による設計式が得られる.

$$\phi R_n \ge \gamma S_n \qquad (4)$$

ただし,

$$\phi = \frac{(1 - \beta_T\alpha_R V_R)}{R_n}\overline{R}, \qquad \gamma = \frac{(1 + \beta_T\alpha_S V_S)}{S_n}\overline{S}$$

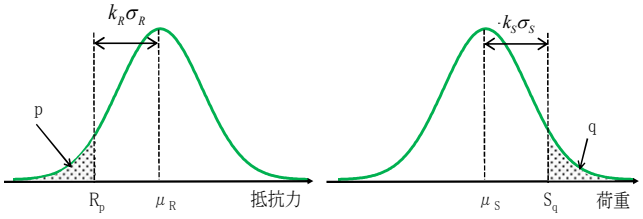
R_n, S_n ： 抵抗値および外力の公称値.
ここで, 公称値＝平均値とすると, 式(4)は次式になる.

$$(1 - \beta_T\alpha_R V_R)\overline{R} \ge (1 + \beta_T\alpha_S V_S)\overline{S} \qquad (5)$$

さらに, 公称値を図-2 に示すような特性値を用いる. つまり, 抵抗値はなるべく低目に, 外力はなるべく高目にした特性値 R_p, S_q を用いる.

$$R_p = \overline{R} - k_R\sigma_R = \overline{R}(1 - k_R V_R),$$
$$S_q = \overline{S} + k_S\sigma_S = \overline{S}(1 + k_S V_S) \qquad (6a,6b)$$

ただし, k_R, k_S は平均値と特性値を関係づける係数で, R_p の非超過確率と S_q の超過確率が共に0.01 以内のとき, $k_R = k_S = 2.32$ となる。



(a) Rの特性値Rp　　(b) Sの特性値Sq

図-2 特性値

よって, 式(4)に式(6)を代入すれば, 特性値を用いた設計式が得られる.

$$\phi R_p \ge \gamma S_q \qquad (7)$$

ただし,

強度係数 $$\phi = \frac{1 - \alpha_R\beta_T V_R}{1 - k_R V_R} \qquad (8a)$$

荷重係数 $$\gamma = \frac{1 + \alpha_S\beta_T V_S}{1 + k_S V_S} \qquad (8b)$$

4. 砂防堰堤袖部の滑動安定性照査

4.1 検討-1

図-3 のようなコンクリート砂防堰堤袖部の場合, 礫衝撃力のみ作用するときの破壊確率を求める.

(1) 抵抗力 R は,

$$\begin{aligned}\overline{R} &= f\sum V + \tau_C L + \tau_S A_S \\ &= 0.8\times 574.1 + 392\times 3.0 + 99{,}960\times 0.0011613 \\ &= 1751 kN/m\end{aligned}$$

ただし, f :摩擦係数, $\sum V$:袖部の重量,
τ_C : コンクリートのせん断強度
(ここでは 40t/m²=392kN/m² を用いた[6]),
τ_S :鉄筋のせん断強度
(ここでは 10,200t/m²=99,960kN/m² を用いた),
A_S :鉄筋断面積 (ただし, 単位 m²/m)

ここで, 変動係数 $V_S = 0.2$ とすると, 抵抗力の標準偏差は

$$\sigma_R = 0.2\times 1751 = 350.2 kN/m$$

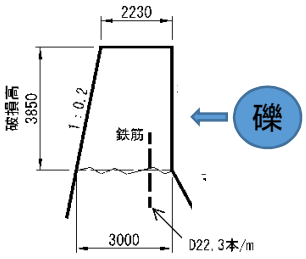


図-3 コンクリート堰堤の袖部[1),6)]

(2) 外力の礫衝撃力 S として, ここでは針原川調査報告書[6)]の衝撃力を平均値として用いる.

$$\overline{S} = 887.9 kN/m$$

外力の変動係数とすると,

$$\sigma_S = 887.9 kN/m$$

(3) 安全性指標 β は,

$$\beta = \frac{\overline{R}-\overline{S}}{\sqrt{\sigma_R^2+\sigma_S^2}} = \frac{1751-888}{\sqrt{350^2+888^2}} = \frac{863}{954} = 0.90$$

標準正規分布表より, $\varphi(\beta) = \varphi(0.9) = 0.32$

$$P(\beta) = 0.5 + 0.32 = 0.82$$

すなわち,礫衝撃力による安全性余裕度は82%,破壊確率は18%となる.

ここで変動係数 V_Sを変化させ, 安全性指標 β と破壊確率 P_f の関係を見てみる。変動係数 V_S が大きくなると, 安全性指標 β は小さくなり, 破壊確率 P_f が大きくなる. つまり, 破壊する確率が大きくなる(図-4).

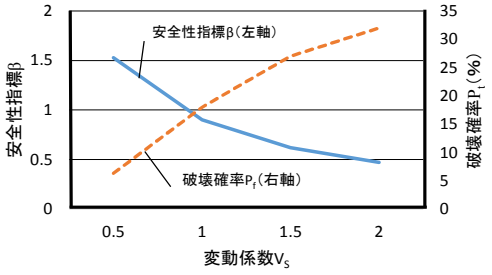


図-4 変動係数 V_S と安全性指標 β ・破壊確率 P_f との関係

4.2 検討-2

目標安全性指標を $\beta_T = 3.5$ (許容破壊確率 0.02%) としたとき, 式(7)を用いて必要鉄筋量を求める.

まず部分安全係数を求める.

$$\alpha = \frac{\sqrt{350^2+888^2}}{350+888} = \frac{954}{1238} = 0.77$$

$$\phi = \frac{1-0.77\times 3.5\times 0.2}{1-2.32\times 0.2} = \frac{0.46}{0.54} = 0.85$$

$$\gamma = \frac{1+0.77\times 3.5\times 1.0}{1+2.32\times 1.0} = \frac{3.70}{3.32} = 1.11$$

$$\begin{aligned}R_p &= \overline{R}(1-k_R V_R) \\ &= \overline{R}(1-2.32\times 0.2) = 0.54\overline{R} \\ \overline{R} &= 0.8\times 574.1 + 392\times 3.0 + 99{,}960\times A_S\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\overline{S}_q &= \overline{S}(1+k_S V_S) = \overline{S}(1+2.32\times 1.0) \\ &= 888\times 3.32 = 2948 kN \\ &= 1635.3 + 99{,}960 A_S\end{aligned}$$

ゆえに、 $0.85R_p \geq 1.11 S_p$

$$0.85\times 0.54(1653.3+99{,}960A_S) \geq 1.11\times 2948 = 3272$$

$$45881 A_S \geq 2513.5$$

$$A_S \geq 0.0548 m^2/m$$

よって, 目標安全性指標 $\beta_T = 3.5$を満足するような必要鉄筋量を求めることができた.

5. 結言

本研究は, 信頼性設計法の中のレベル２を用いて砂防堰堤袖部の滑動安全性照査に適用したものである。具体的には安全性指標から破壊確率を求める方法や, ある目標安全性指標を満足するように未知数である鉄筋量を求める方法を提案したものである.

今後の課題として, 信頼性設計の砂防構造物へ適用に向けて, 礫径や流速の確率分布や, 特性値や変動係数などについてデータを整理・検討する必要がある。

(参考文献)

1) 飯塚幸司,石川信隆,香月智,嶋丈示,水山高久:土石流中のばらつきを考慮した砂防堰堤の安全性評価,平成 29 年度砂防学会研究発表概要集,pR-32 132-133
2) 国土交通省 国土技術政策総合研究所, 砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説,2016 年 4 月
3) 星谷勝,石井清 : 構造物の信頼性設計法,鹿島出版会, 昭和 61 年.
4) 大塚久哲 : 信頼性理論と性能設計,大塚社会基盤総合研究所, 櫂歌書房,2016 年
5) 土木学会: 構造工学シリーズ 22 防災・安全対策技術者のための衝撃作用を受ける土木構造物の性能設計 基準体系の指針,平成 25 年
6) 針原川土石流検討委員会,針原川土石流検討委員会報告書, 平成 10 年 5 月

既設不透過型砂防堰堤に付加する流木対策工に関する一提案

日鐵住金建材株式会社　國領ひろし　○佐々木 司
国土交通省関東地方整備局利根川水系砂防事務所　田村圭司　廣井幸治
（一財）砂防・地すべり技術センター　嶋丈示

1. はじめに

指針[1]の改定により，土石流・流木捕捉を目的とした砂防堰堤は透過型砂防堰堤が基本とされた．一方，近年頻発する流木災害により，最近ではこれまでに整備されてきた不透過型砂防堰堤に流木捕捉機能を付加する堰堤改良が進められている．これまでの既設不透過型砂防堰堤の改良では，主に本堰堤の切り欠き，あるいは嵩上げにより開口部を形成し，その開口部内に鋼管製のフレームを設置する方法が実施されている[2]．一般に，土石流区間に設置される土石流捕捉を目的とした不透過型砂防堰堤では，除石により捕捉容量を確保することが原則とされているため，上流域の堆砂がなく，堰堤の改良は比較的容易である．しかし，掃流区間や土石流区間であっても山脚固定や渓岸浸食防止等の目的で設置される不透過型砂防堰堤の場合，除石が行われず，満砂状態となっている堰堤も多い．このような堰堤では，従来の手法[2]による堰堤改良が困難である．

そこで，本稿では満砂状態の既設不透過型砂防堰堤に対し，本堰堤に極力手を加えることなく容易に流木捕捉機能を付加することが可能な新たな方法を提案するものである．

2. 計画地の概要

2.1 流域概要

図-1 に計画地の位置図を示す．計画対象地は，群馬県西部に位置する利根川水系烏川流域の長井川で，高崎市倉渕町権田地先の長井川砂防堰堤である．長井川は，流域面積 8.8km^2，延長 6.7km，平均河床勾配 1/11.1 で土石流危険渓流に指定されている．

2.2 既存施設の概要

既存施設の概要を**表-1** に示す．長井川砂防堰堤は，昭和 51 年に土石流対策として建設されたコンクリート製の不透過型砂防堰堤で，規模は堤長 78.6m，堤高 10.0m，天端幅 2.0m である．なお，平成 29 年に堰堤天端幅を増厚（天端幅 3.5m）する改良（補強）工事が実施されている．当堰堤の設置区間は，現渓床勾配 θ_o=1/24.0 であり，建設当時の旧指針では掃流区間に該当する．堰堤改良後の状況は，**写真-1** に示すとおり上流域は満砂状態となっており，今回，この堆砂敷内に流木対策工（流木捕捉工）を設置するものとした．

3. 施設計画

3.1 流木捕捉工の設置位置

堆砂敷に流木捕捉工を設置する場合，本堰堤までの距離が長くなると捕捉工の側方から流木がすり抜けるおそれがある．そこで，本計画では**図-2** に示すように最大流木長 L_{max} を基準として，既設堰堤と捕捉工の捕捉面までの距離を掃流区間に設置する流木捕捉工の柱部材純間[1]と同等以下とし，折れ損した流木等の捕捉も考慮した間隔として L_{max}×1/3～1/2 程度に収まるよう配置した．さらに，当地区では L_{max} が 13.0m と長いため，捕捉工の中間部と端部で構造形状を変化させ，堰堤と端部捕捉工の距離を短くすることにより，流木が側方からすり抜けるのを極力防ぐ対策を講じた．



※ 利根川水系砂防事務所管内図

図-1 計画地位置図

表-1 長井川砂防堰堤の概要（昭和 51 年建設）

流域面積 A (km^2)	2.8
現渓床勾配 θ_o	1/24.0
最大礫径 D_{95} (m)	0.3
最大流木長 L_{max} (m)	13.0（最大流木径 0.5m）
土石流流速 U (m/s)	2.53
越流水深 Δh (m)	2.5
堰高 (m)	10.0
堤長 (m)	78.6
天端幅 (m)	2.0（平成 29 年改良：3.5m）
水通し幅 (m)	10.0



写真-1 施設の現況（上流堆砂域：着工前）

3.2 流木捕捉工の設置幅および部材配置

流木捕捉工の設置幅は，水通し部からの流木の流出を防止し，流木捕捉効果を十分に発揮させるため，できるだけ広くとることが望ましい．そこで，本計画での設置幅は水

通し幅以上とし，水通し底端から左右岸に L_{max}×1/3～1/2 以上の幅を確保するものとした（**図-3**）．ここで，捕捉工柱部材はより確実な流木の捕捉効果を発揮できるよう水通し幅内（投影）に 2 本以上，さらに袖小口肩からも 2 本以上を配置することとした．なお，捕捉工の柱部材間隔は L_{max}×1/3～1/2 以下（柱部材中心間隔 4.5m）としている．

3.3 捕捉工高さ

捕捉工（透過部）は，次式を満足する高さを設定した．

$$H_s = D_{h0} + \Delta D_{h0} + \Delta H_s$$

ここに，H_s：流木捕捉工高さ（ただし，最低 2.0m とし m 単位で切り上げ）D_{h0}：水深（設計流量に対する水通しによる堰上げ水深），ΔD_{h0}：流木捕捉工による堰上げ高さ，ΔH_s：余裕高（最大流木径の 2 倍以上）．

3.4 流木捕捉工に作用する設計外力

当渓流は土石流危険渓流であるが，堆砂勾配（平常時堆砂勾配 θ_n）が 1/36.0 と緩いため，土石流が発生しても土石流形態では堰堤に到達せず，掃流状態で到達する可能性が高い．そこで，設計外力は掃流区間に設置される流木捕捉工に準じる [1] ものとした．ここで，越流水深については流木により捕捉工（開口部）が閉塞するものとして，設計流量に対する捕捉工設置幅による堰上げ水深を採用した．ただし，出水時には礫の移動も想定されることから，部材安全性については礫衝突時の照査も実施することとした．

3.5 外的安定性と内的安定性

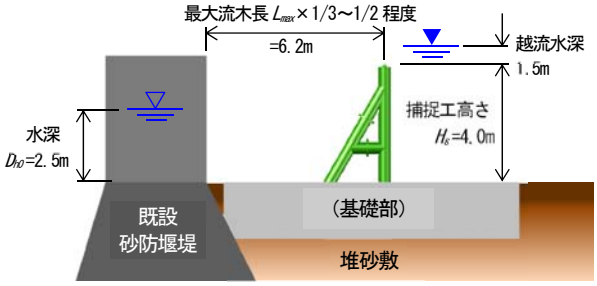
外的安定性（安定計算）は，鋼製部と基礎部が一体となって外力に抵抗する重力式構造物とみなし，滑動，転倒，地盤支持力に対する照査を行い，安定性が確保できる基礎幅を決定した．内的安定性（構造計算）では，まず鋼製部の形状をモデル化して平面フレーム解析を行い，部材応力照査を許容応力度法により実施した．さらに，礫および流木の衝突に対する検討として，礫または流木の運動エネルギーと鋼管の塑性変形（へこみ変形＋はり変形）による吸収エネルギーの対比により行い，施設の安全性を確保した．

4. 既設砂防堰堤の安定性に与える影響について

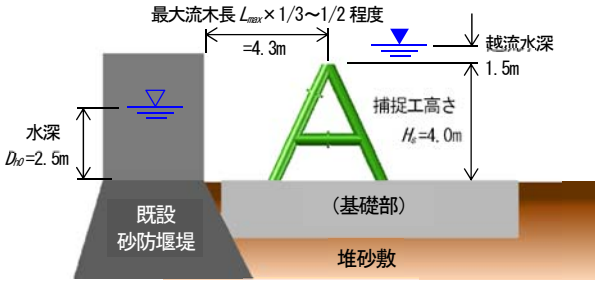
施設の設置状況を**写真-2** に示す．今回実施した堆砂敷を利用した流木対策では，堆砂敷の土砂（例えば γ_s= 18.0kN/m^3）と流木捕捉工の基礎部（例えば γ_c=22.5kN/m^3）が置き換わったものと考えると，自重あるいは堆砂圧の増加分（γ_c-γ_s=4.5kN/m^3）は少ない．また，流木捕捉工は単独で設置され，それ自体で設計外力に対する安定性が確保されている．したがって，流木捕捉工の設置による既設堰堤の安定性に与える影響は，極めて少ないものと考える．

5. おわりに

今回の提案では，満砂状態の既設不透過型砂防堰堤を極力改良せずに流木捕捉機能を付加する方法を示した．堰堤上流域の満砂，未満砂に関わらず，既設堰堤に流木捕捉工を直接設置する場合，本堰堤に作用する設計外力が変化するため，施設全体としての安定性が求められ，結果として腹付け等の堰堤改良が必要となる．よって，本提案での方法は，既設堰堤に対する影響がほとんどなく，流木捕捉機能を付加できる有効な方法であると考える．



a）中間部の形状



b）端部の形状

図-2 側面図

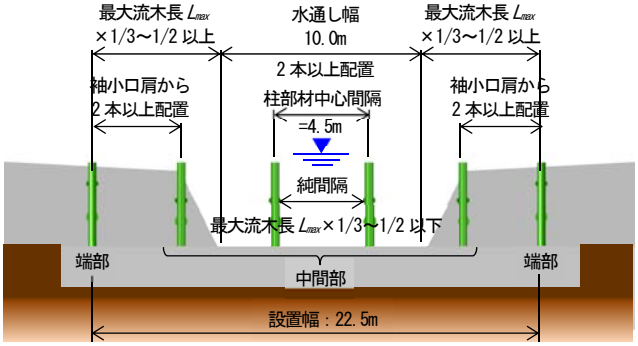


図-3 正面図（上流視）

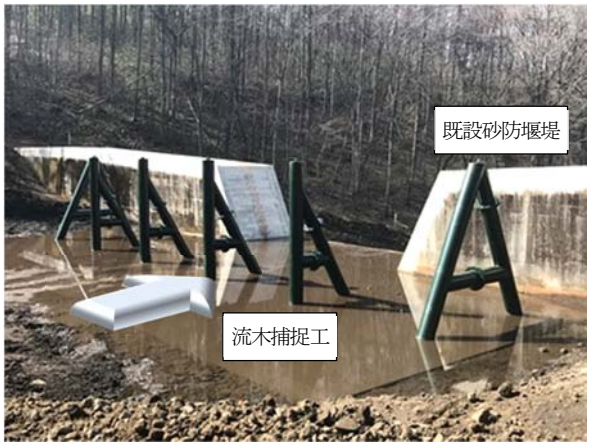


写真-2 流木捕捉工設置後（上流堆砂敷）

謝辞

本報告に際し，追川工業株式会社の関係各位，および株式会社インバックスの関係各位にご協力いただいた．ここに感謝の意を表します．

参考文献

1）国土交通省国土技術政策総合研究所：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，土石流・流木対策設計技術指針解説，2016.4

2）國領ひろし、守山浩史、山口聖勝、榎本昭子、嶋丈示、吉田圭佐、水山高久：不透過型コンクリート砂防堰堤の高機能化に関する一考察，平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集，2014.5

V-032

不透過型砂防堰堤の前庭保護工を利用したスクリーン型流木捕捉工の提案

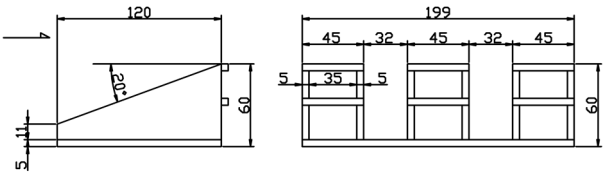
（一財）砂防・地すべり技術センター　○鳴海 正寿、嶋 丈示
シバタ工業株式会社　西村 佳樹、山下 勝

1．はじめに

砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説[1)]において、土石流に含まれる流木の捕捉量は不透過型堰堤の場合、最大でも計画捕捉量の 2%となっており掃流区間では流木捕捉効果はないものとしている。一方、透過型砂防堰堤の場合は流木容積率と同じ比率で捕捉可能で、掃流では浮遊した流木を水と分離させることで捕捉されるものとし、実際に効果を上げている。流木対策を検討した際、既設の不透過型砂防堰堤を透過型砂防堰堤へ改築することが考えられるが、コストおよび工期の問題や、場合によっては安定計算が満足されない等いくつかの問題がある。そこで本研究では、堰堤以外の砂防構造物に流木捕捉機能を付加させることに着目し、本堤と副堤（もしくは垂直壁）の間の前庭保護工に、流木捕捉工を設けることを検討した。また、検討する捕捉工の形状は、既往の流木捕捉工より流水の排水が効率よく行われるように捕捉面を斜めにして面積を大きくとれるスクリーン型とした。このスクリーン型流木捕捉工を、前庭保護工に設置した場合の流木の捕捉形態を明らかにするため、水路模型を製作し流木捕捉実験を行ったので報告する。

2．本副間に設置する流木捕捉工について

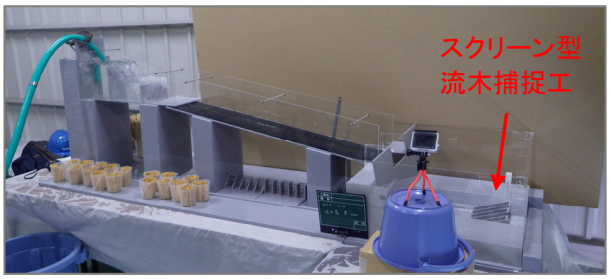
前庭保護工（本堤と副堤の間）に設置する最大のメリットは、砂防堰堤の改築を必要とせず施工面でコストを削減できることである。また、工場であらかじめ制作した部材を現地に搬入し取り付けるだけで済むため、施工も容易で工期が短く、万が一破損した際にも取り換えが容易であるという利点がある。今回実験に使用したスクリーン型流木捕捉工の形状を図－1 に示す。実験結果はフルード相似則に従うものとし、水路模型同様 1/50 縮尺で制作した。



図－1 スクリーン型流木捕捉工の形状(単位:mm)

3．実験概要

写真－1 のようにポンプで水を循環させた水路模型の上流側より、湿潤状態の流木(比重 0.84) を投入し、流木捕捉形態の確認および流木の捕捉量を測定した。流木の投入は一番厳しい条件を考慮して 1 本ずつ行い、捕捉された流木が堰堤の水通し天端下流肩に到達するまで続けた。実験諸元を表－1 に示す。



写真－1 水路模型全景

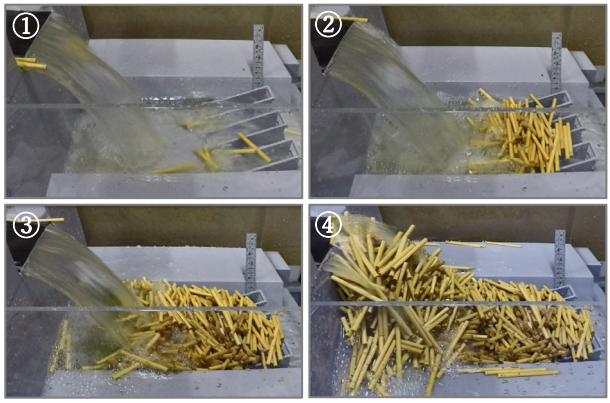
表－1 実験諸元

項目		設定寸法	模型
不透過型砂防堰堤	有効高さ	10 m	20 cm
	水通し幅	10 m	20 cm
	下流肩勾配	1：0.2	1：0.2
前庭保護工	流路幅	10 m	20 cm
	流路長	15 m	30 cm
	流路勾配	0°	0°
	側壁護岸高さ	3 m	6 cm
	側壁護岸勾配	1：0.5	1：0.5
水路	水路幅	10 m	20 cm
	勾配	5°	5°
	流量	22 m^3/s	1.25 ℓ /s
流木	長さ	4 m	8cm
	直径	0.3 m	0.6 cm
流木捕捉工	高さ	3 m	6 cm
	縦材純間隔	2 m	4 cm
	縦材勾配	20°	20°
	部材直径	－	0.5 cm

4．結果

4-1 捕捉形態について

流木捕捉の様子を写真－２に示す。①初期では流木はスクリーン上に捕捉されるが、他の流木が衝突した際に移動し、流出する流木もあることを確認した。②捕捉が進むと上流側は水褥池となり、水位の上昇と共にスクリーン上に捕捉された流木はスライドしながら下流側に移動した。③その後、スクリーンとほぼ同じ高さで流水の流下地点まで捕捉が進むが、流木が捕捉された部分は浸透流の挙動を示し、側壁護岸の上流側から流水のみが僅かに両岸へ越流し始めた。④流水の落下地点まで溜まると、流木は流水の放物線に沿って捕捉され、水通し天端の下流肩に至った。また、流木は側壁護岸の天端にはほぼ流出しなかった。



写真－2　流木捕捉の様子

4-2 捕捉量および捕捉率について

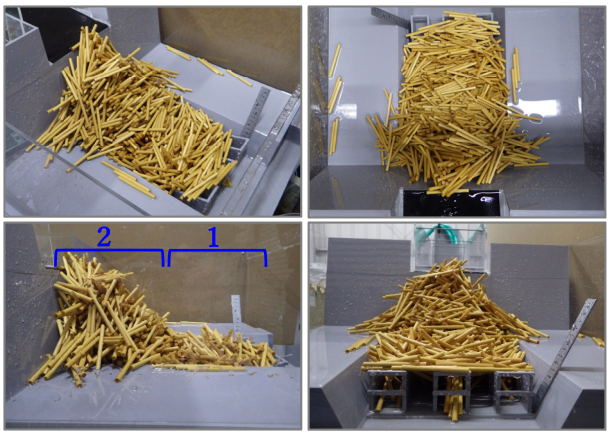
流木が水通し天端下流肩に到達するまでに流した本数は 1100 本であり、捕捉されたのは 1013 本であった。捕捉率（各回）は 100 本投入時点で 46%であったが、500 本からは 100%で捕捉され、最終的な全体の捕捉率は 92%となった(表－２)。

表－２　流木流出量と捕捉率

投入本数	流出本数（各回）	流出本数（累積）	捕捉率（各回）	捕捉率（合計）
100 本	54 本	54 本	46%	46%
200 本	24 本	78 本	76%	61%
300 本	6 本	84 本	94%	72%
400 本	3 本	87 本	97%	78%
500 本	0 本	87 本	100%	83%
中略※この間の捕捉率(各回)は全て 100%				
1100 本	0 本	87 本	100%	92%

4-3 捕捉容量について

最終的な流木捕捉状況（写真－3）よりスクリーンとほぼ同じ高さで流水の落下地点まで溜まる空間１と、落下地点から堰堤の水通し天端下流肩まで流水の放物線に沿って溜まる空間２に分けられる。別途、流木径や流木長における空隙率を求めることにより、流木捕捉量が算定される。



写真－3 流木捕捉状況（1013 本捕捉後）

5．おわりに

今回の実験では、砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 [1]に参考として示されている掃流区間の計画流木捕捉量のように、水褥池の一面のみに捕捉される形態ではなく、流木捕捉工の高さ分捕捉される形態であることが分かった。また、捕捉が進むと水褥池が形成され側壁護岸天端から両岸へ水が僅かに越流するものの、流木の捕捉率は 100%で再流出は無かった。初期の捕捉率は、構造の見直しによって改善されるものと思われる。以上のことから、実際は指針で示されている以上の流木捕捉量が見込める可能性があり、前庭保護工に流木捕捉機能を付加することは得策であるものと考えられる。一方で、砂礫を混入させた状態の流木捕捉形態の確認、側壁護岸天端への流水の越流対策等、いくつかの検討課題がまだ残っており、今後継続して検証を行う。

参考文献

1）国土交通省砂防部、国土技術政策総合研究所：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説、平成 28 年 4 月

V-033

土石流による上載荷重変化に関する実験的研究

一般財団法人砂防・地すべり技術センター　○嶋　丈示
政策研究大学院大学　　水山高久

１．はじめに

深層崩壊などに起因する大規模土石流に対して，堰堤の安定計算を行うと現実的ではない断面が算定される。この理由は，土石流による上載荷重が大きいためであるが，満砂した堰堤の破壊形態を見ると袖部の破壊がもっぱらであり，堤体の安定性（転倒，滑動）を損なう事例は見られない。そこで，土石流による上載荷重が基準で示されているような荷重図になるか検証する。この結果によっては，土石流による上載荷重を無視または軽減でき，大規模な土石流に対しても現実的な断面が算定される。

２．不透過型砂防堰堤の荷重図

図１は，土石流区間に設置する不透過型砂防堰堤（越流部）が満砂したときの荷重図である。堆砂圧及び静水圧は深さ方向に三角形分布である。ここに土石流が作用すると，水平方向に土石流の流体力に加え，土石流による上載荷重として堆砂圧及び静水圧が堤体の下端まで均等に増加させる。例えば，この堆砂面に深層崩壊のような大規模な土石流が作用したとすると，図１の上載荷重が土石流波高に応じて増加するため，堤体の安定性を確保するためには非現実的な断面が算定されることになる。しかしながら，土石流による不透過型砂防堰堤の損傷事例をみると，袖部や水通し近傍のコンクリート塊が打ち継ぎ目からせん断されていることが多い。すなわち，土石流流体力による水平方向の外力によって堤体が破壊されており，堤体の安定性を損なった事例はほとんどない。そこで，土石流の移動を想定して，堆砂面上に重量物が移動した場合の堤体に作用する土圧及び間隙水圧の変化を測定した。

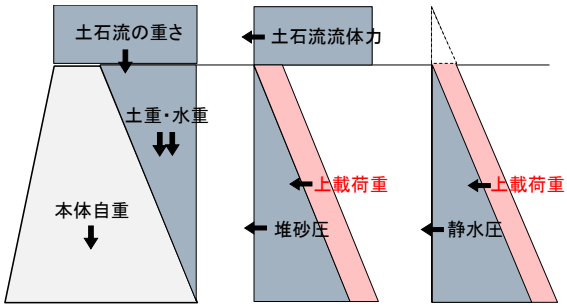


図１　満砂時状態の越流部の荷重（土石流時）

３．実験方法

（１）実験装置

図２に実験装置を示す。アクリル板で幅 300㎜ の水路を作り、20 度傾斜させた。下流端に高さ 600㎜ の壁体を設置し、この壁体の底面から 100㎜，235㎜，370㎜，505㎜ の位置に土圧計及び間隙水圧計を取り付け深さ方向の荷重分布を測定した。

（２）土砂

装置内に敷き詰めた土砂の粒径分を図２に示す。間隙水が土粒子に取り込まれないよう微細土砂は含まず，砂質系の土砂を採用した。

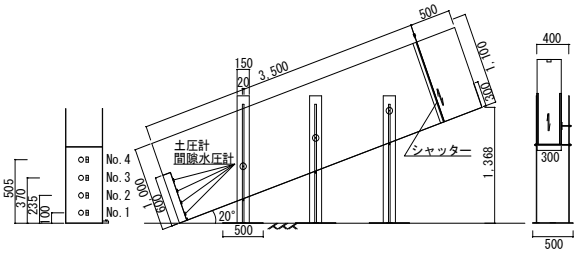


図２　実験装置

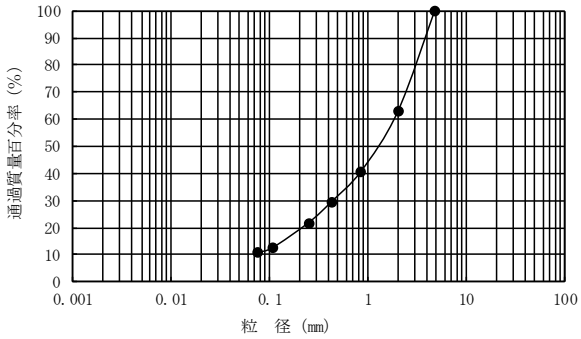


図３　粒度分布

表１　実験ケース

event (No.)	内容
1	上流側を満水状態にする。
2	土砂を投入する。（1層目）
3	土砂を投入する。（2層目）
4	土砂を投入する。（3層目）
5	土砂を投入する。（満砂）
6	土砂を締固める。
7	静的荷重を載荷する。（荷重1：0.02kPa）
8	静的荷重を載荷する。（荷重2：0.03kPa）
9	静的荷重を載荷する。（荷重3：0.04kPa）
10	荷重1を上流から下流に向かってゆっくり動かす。
11	荷重1を上流から下流に向かって速く動かす。

（３）実験方法

実験ケースを表１に示す。ケース１は壁体の天端まで水で満たしたときの間隙水圧計の反応を，ケース２～５まで

はケース１の満水状態から土砂を水平に４層に分け投入し，土圧計及び間隙水圧計が想定通り反応するかを検証した。ケース６はケース２～５においてバイブレータで締め固めながら土砂を投入し，土砂の単位体積重量の変化を土圧計が計測できることを検証した。ケース７～９はケース６の状態から，壁体の近傍に幅 300㎜，長さ 400㎜，厚さ 50㎜程度に整形した重量物ａ（0.02kPa），a+b（0.03kPa），a+b+c（0.04kPa）と重ねて３段階に変化させ，土圧及び間隙水圧を計測した。ケース 10 及びケース 11 は，この重量物ａを上流から下流に移動させたときの土圧計と間隙水圧計を計測した。

４．実験結果

（１）静的載荷

図４～図６は満砂状態(飽和)の堤体天端近傍に重量物ａ，a+b，a+b+c と載荷したときの土圧，水圧，全圧である。載荷の増加により，堆砂面近傍の土圧計４は増加しているが，土圧計３はほぼ変化せず，土圧計１，２は減少した。水圧は水圧計２が１割程度増加したが，他の３つの若干反応した程度である。この土圧と水圧の合計を見ると積載による影響は天端近傍のみであるがわかる。

（２）動的載荷

図７～図９は，ケース６の状態から重量物ａをゆっくり移動させたものと（ケース 10），早く移動させたものである（ケース 11）。参考として静的荷重のケース６（無載荷），ケース７（静的載荷）もプロットした。堆砂面近傍の土圧計４は重量物が移動すると静的載荷に比べて変化が小さく，速度が速いほど，その変化も小さい。水圧に関しては静的荷重と同様の傾向である。土圧と水圧の合計は静的載荷と同様の変化は小さく，天端近傍もほとんど増加していないことがわかる。

５．おわりに

上載荷重による影響は移動速度が大きいほど小さい結果となった。このことから，大規模な土石流が作用しても満砂状態であれば，袖部に土石流流体力が水平方向に作用するが，土石流は水通し部から越流するため上載荷重による増加は無視できる程度であり，堤体の安定性には影響しないものと考えられる。

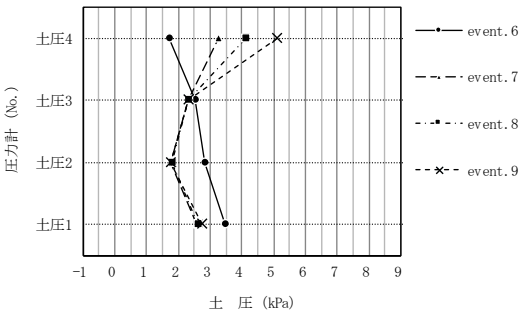


図４　土圧（砂ー静的載荷）

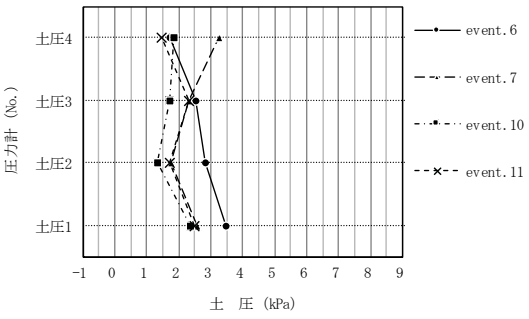


図７　土圧（砂ー動的載荷）

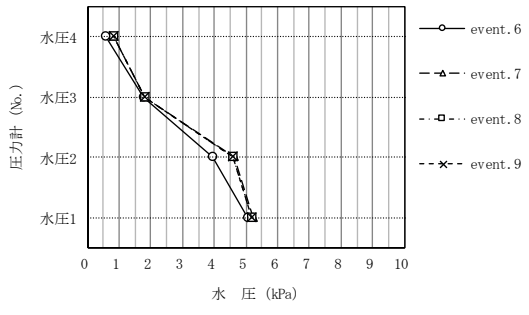


図５　水圧（砂ー静的載荷）

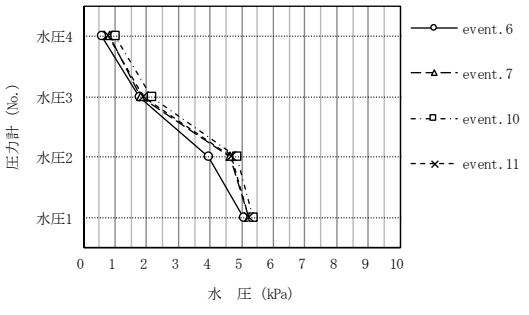


図８　水圧（砂ー動的載荷）

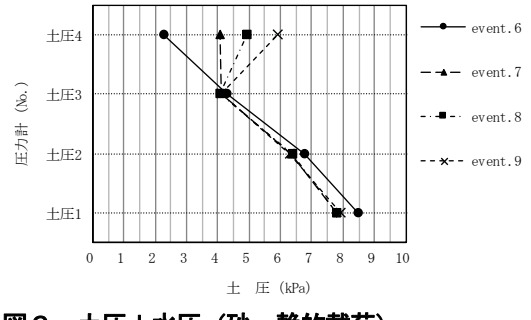


図６　土圧＋水圧（砂ー静的載荷）

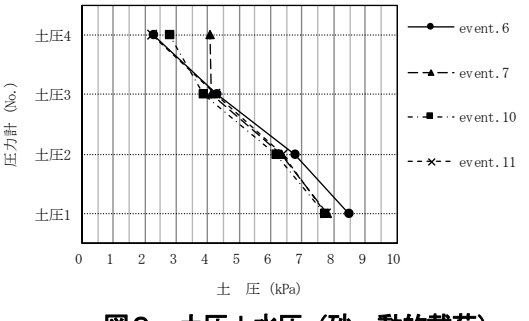


図９　土圧＋水圧（砂ー動的載荷）

V-034

既設コンクリート堰堤への流木捕捉機能追加に関する実験的研究

JFE 建材株式会社　○吉田　一雄，松元　志津佳
立命館大学理工学部　里深　好文
立命館大学大学院理工学研究科　高山　翔揮，坂本　良祐
（一財）砂防・地すべり技術センター　嶋　丈示
政策研究大学院大学　水山　高久

1. はじめに

近年の土砂災害に見られる特徴として，短時間での局地的豪雨や数時間にわたって同じ場所に集中豪雨をもたらす線状降水帯によって各地で大規模な土砂災害が発生している。その土砂災害の中でも土砂とともに流れてくる流木の被害が拡大しているため，国土交通省は流木等を確実に捕捉できる透過構造を有する施設の設置を推進している。さらに，既に設置されている不透過型砂防堰堤についても流木の捕捉効果を高めるための改良を行うこととしている。

そこで，本報告は既設不透過型砂防堰堤に流木捕捉効果を高めるための流木捕捉工の提案とその機能検証について報告する。

2. 新しいタイプの流木捕捉工の特徴と機能について

2.1. 特徴について

提案する流木捕捉工は既設不透過型砂防堰堤の上流側本体に取り付けることを特徴とし，未満砂の既設砂防堰堤にも設置できる流木捕捉工である（図-1）。

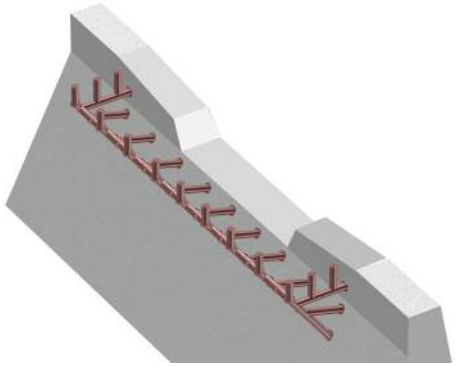


図-1　流木捕捉工の形状

2.2. 機能について

不透過型砂防堰堤の計画捕捉流木量の算出方法が変更[1)]になり，不透過型砂防堰堤が捕捉できる流木量が減少したため，今回提案する流木捕捉工にその減少分を補完できる機能を持たせることとした。つまり土石流を捕捉する構造物ではなく，流木のみを捕捉する構造物とする。よって，部材の配置は流木が捕捉できる間隔に設定する。

3. 流木捕捉機能の検証について

本実験は土石流対策用不透過型砂防堰堤への流木捕捉機能を追加した流木捕捉工について，未満砂時の条件下において水理模型実験により流木捕捉機能を把握することを目的とする。



写真-1　実験水路（立命館大学）

3.1. 実験施設及び実験条件

実験に用いた水路は，長さ 10.0m，幅 0.4m，高さ 0.2m の片面ガラス張りの勾配可変水路で（写真-1），水路下流端に模型を設置した。模型縮尺 1/100，勾配 3°（I=1/20），流量は模型水通し断面を流せる最大流量を目安に 0.61 ﾘｯﾄﾙ／s と 1.08 ﾘｯﾄﾙ／s と２ケースを設定し，流木の供給は１本ずつ向きを変えながら複数の流木が重ならないように手で供給した。

3.2. スリット間隔の設定

部材の配置は水通し断面から両サイドに 2 スパン分の重なりを設定し，1 スパン当たりの部材間隔を 2.0m に設定した（図-2）。部材間隔は土石流・流木対策設計技術指針解説では最大転石径の 2 倍以上，最大流木長の半分に設定することとしている[2)3)]。今回提案する流木捕捉工は既設の砂防堰堤への流木捕捉機能の追加であるため，十分な現地調査が実施できないことも想定し，最大流木長 4.0～5.0m を捕捉できる部材間隔 2.0m に設定した。
予備実験の結果より両サイドからの流木の流出を抑制するために横材を縦断方向に追加するケースを設定した。

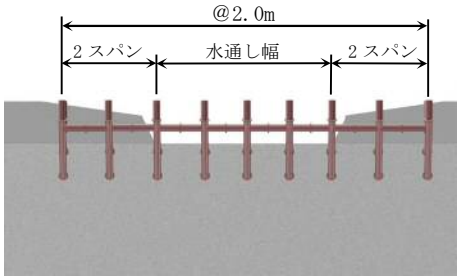


図-2　流木捕捉間隔の設定



写真-2　流木捕捉工（サイド横材無し）



写真-3　流木捕捉工（サイド横材有）

4. 実験結果

（1）オリジナルタイプ（CASE2，CASE3，CASE4）

CASE2～4 はサイドに横材が無いタイプであり（写真-2），3 ケースの平均捕捉率 81.1%であったが，3 ケース目の CASE4 では 71.8%と低い捕捉率であった（写真-4）。その原因はサイドからの流出であった。

（2）サイド横材追加タイプ（CASE5，CASE6，CASE7）

CASE5～7 は両サイドからの流出を防止するために横材を水面付近に設置した（写真-3）。その結果，サイドに横材があることで水の流れが中央に向き，サイドへの流れが抑制され流木がサイドへ流れにくい流況が確認できた。さらにサイドの横材が捕捉のきっかけにもなることで捕捉率が 3 ケース平均で 98.5%にまで向上した（写真-5）。

（3）正面・サイド縦材追加タイプ（CASE8，CASE9，CASE10）

CASE8～10 は流量を 0.61 ㎥／s から 1.08 ㎥／s に上げ，水面がサイド横材より上がったケースを想定し，追加した縦材が捕捉率に寄与するかを確認した。その結果，想定していた流量よりも増大した場合にも縦材を配置しておけば 90%以上の捕捉率を確保できることが確認できた（写真-6）。

表-1　実験ケースと実験結果

実験ケース	捕捉工有無	堆砂状況	流量（㎥／s）	流木長（cm）	供給流木数（本）	流出流木数（本）	捕捉率（%）	備考
CASE1	無	未満砂	0.61	5.0	419	371	－	
CASE2	有				450	51	88.7	オリジナル
CASE3					419	72	82.8	
CASE4					419	118	71.8	
CASE5					419	1	99.8	サイド横材有
CASE6					419	8	98.1	
CASE7					419	10	97.6	
CASE8			1.08		100	15	85.0	正面・サイド縦材
CASE9					100	5	95.0	
CASE10					100	2	98.0	

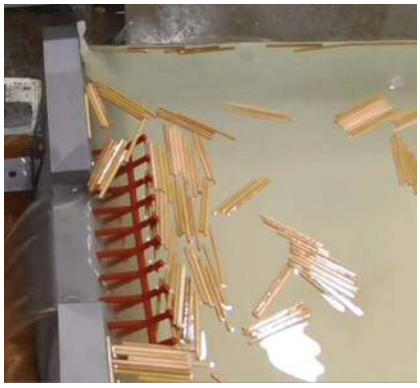


写真-4　CASE2～4（平均捕捉率 81.1%）
（模型 Ver.1；オリジナル）



写真-5　CASE5～7（平均捕捉率 98.5%）
（模型 Ver.2；サイド横材追加）

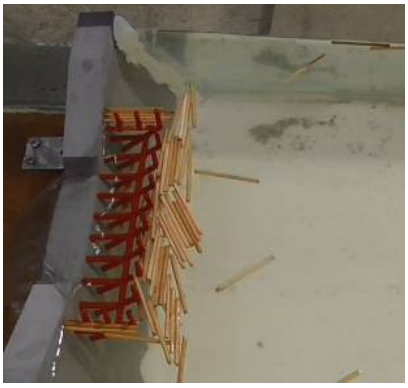


写真-6　CASE8～10（平均捕捉率 92.7%）
（模型 Ver.3；正面・サイド縦横追加）

5. まとめ

流木を確実に捕捉するためには，流木捕捉工の捕捉部材が水面より上に突出する必要がある。今回提案する流木捕捉工は，これまでに実績のある水通し部に開口部を設けて設置するタイプとは異なり，両サイドからの回り込みが発生する部材配置となる。また，袖部の影響により袖部背面の水位が上昇するため，高さの設定には留意が必要である。本実験より，両サイドからの回り込みに対しては水面付近に縦断方向に横部材を両端部に配置することで捕捉効果が向上することがわかった。しかし，流量を上げたケースでは袖部の影響で水位が上昇したため横部材が機能しなかった。そこで，水位上昇に対処するために正面とサイドに縦材を追加することで捕捉機能が確保できることがわかった。

今後は実用に向けて施工の留意点を整理し，既設砂防堰堤に容易に設置できる流木捕捉工を製品化する。

参考文献
1)砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 平成 28 年 4 月，国土交通省　国土技術政策総合研究所，p.44
2)土石流・流木対策設計技術指針解説 平成 28 年 4 月，国土交通省　国土技術政策総合研究所，p.68
3)鋼製砂防構造物設計便覧　平成 21 年版，財団法人砂防・地すべり技術センター，p.125

V-035

平成 29 年 7 月九州北部豪雨における J-スリット堰堤（柚ノ木川）の土石流捕捉状況について

JFE 建材株式会社　○松元　志津佳，吉田　一雄
大分県日田土木事務所　長尾　公博
（一財）砂防・地すべり技術センター　嶋　丈示
政策研究大学院大学　水山　高久

1. はじめに

平成 29 年 7 月 5 日の昼頃から夜にかけて，福岡県から大分県にかけて観測史上最多の記録的な雨量を観測した．日田雨量観測所では，日降水量 336mm を記録し，平成 24 年 7 月九州北部豪雨の時と比べると，累加雨量は約 2 倍を記録した．九州北部の 3 水系（遠賀川，筑後川，山国川）では，氾濫危険水位を超える洪水が発生し，3 観測所では観測史上最高水位を更新した．柚ノ木川砂防堰堤が設置された周辺では，15 時前後と 20 時前後に複数回の降雨ピークが見られ，時間雨量は 80mm/h を記録した．

本報告は大分県日田土木事務所管内の鶴河内川右支川柚ノ木川に設置された J-スリット堰堤の捕捉状況と除石後に確認できた部材の損傷状況について報告する．

2. 柚ノ木川砂防堰堤（J-スリット堰堤）について

かつては保全対象直上流に配置する砂防堰堤は不透過型コンクリート砂防堰堤の採用が一般的であったが，国土交通省砂防部の方針により透過構造を有する施設が推奨される中，本件は人家直上流に配置された鋼製透過型砂防堰堤が土石流を捕捉した貴重な事例である．以下に豪雨前後の渓流の状況と設置位置及び堰堤諸元を示す．

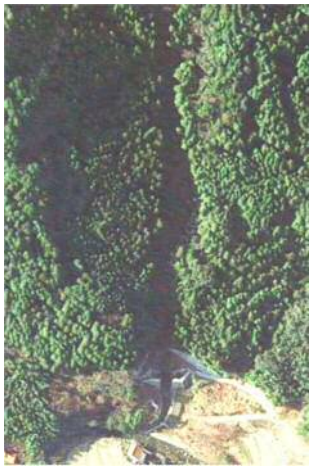


写真-1　豪雨前の状況
【引用:Google マップ】



写真-2　豪雨後の状況
【撮影:アジア航測株式会社(撮影日　平成 29 年 7 月 8 日)】

表-1　設置位置及び堰堤諸元

流域面積	0.04 km^2	鋼製高さ	11.0 m
渓床勾配	1/3	水通し幅	8.0 m
完成年月	平成27年10月	捕捉年月	平成29年7月



写真-3　完成時の状況

3.　捕捉状況について

土石流捕捉直後の柚ノ木川砂防堰堤は，鋼製高さ 11.0m の空き容量分が満砂し，透過部（捕捉面）や堆砂敷に流木が多く確認できた（写真-4）．鋼製透過型砂防堰堤の土石流捕捉効果と流木捕捉効果の両方が高いことがわかる．また，堰堤サイトは人家直上流に位置し，保全対象からの距離は 50m 程度と近く（写真-5），以前なら透過型砂防堰堤の配置が敬遠されがちな位置であったが，保全対象である人家は無害であり，柚ノ木川砂防堰堤の施設効果が高いことが確認できた．なお，柚ノ木川左岸側の隣接する渓流は無施設の状態であったため，本川に土砂と流木が流入した（写真-6）．



写真-4　土石流・流木捕捉直後



写真-5　保全対象との距離



写真-6　堰堤左岸側の土砂・流木流出状況

4. 除石後に確認できた部材損傷状況について

土石流を捕捉してから 1 ヶ月後に安全に除石作業が進められ，J-スリット堰堤の部材損傷状況について 10 月 2 日と 11 月 20 日の 2 回調査を実施した（写真-7）．その結果，巨礫の衝突による過度な損傷は中央柱の中央部に目視で確認できたが，その他は丁寧な除石作業の結果，重機による部材損傷も見あたらなかった．目視で確認できた凹み箇所を測定した結果，最大で 27mm であり鋼管径 508mm に対して凹み率は 5.3%であった（写真-8）．鋼製砂防構造物設計便覧[1)] では 10%未満の場合はレベル I （健全）と評価できる．

なお，上流側河床の安定化を図るため水通し天端から 7.0m 分が除石されている．捕捉面下部の捕捉状況は礫と流木がからまっていることが確認できた（写真-9）．



写真-7 除石後の状況



写真-8 凹み測定状況



写真-9 捕捉面下部の礫･流木捕捉状況

5. 鋼管の凹み状況からの衝突礫径と土石流流速の推定

鋼管の凹み状況から衝突した礫の大きさと土石流流速を推定する．土石流諸元を表-2，鋼管の凹み量と土石流流速の関係を図-1 に示す．凹み量の算定は修正エリナス式より実施した（①式で Ed=礫の運動ｴﾈﾙｷﾞｰより凹み量算出）．

D_{95}=1.1m で凹み量 27mm になるためには土石流流速が 2.4m/s となる．しかし，衝突位置が上方部であることより，D_{95} より小径の礫が衝突した可能性が高いことが推測できるため，設計流速 4.5m/s で衝突したと仮定すると，0.7m の礫が衝突したと考えられる．例えば，0.5m の礫が衝突した場合では 7.4m/s の流速となり，現地の堆積状況から推察すると 0.5m～0.7m の礫径帯が衝突したと考えられる．

表-2 土石流諸元一覧

土石流のピーク流量	22.0 m^3/s
土石流水深	0.72 m
土石流流速	4.50 m/s
土石流流体力	28.52 kN/m
最大礫径（D_{95}）	1.1 m

$$Ed = \frac{1}{4} \cdot K \cdot \sigma_{y,d} \cdot t^2 \cdot \frac{\delta_d^{1.8}}{1.8 \cdot D^{0.8}} \quad \cdots ①$$

Ed：鋼管の凹み変形による吸収エネルギー（$N \cdot mm$）

K :$161 \cdot (Do/D)^{0.11}$

Do：礫の直径（mm）

D：鋼管の外径（mm）

$\sigma_{y,d} = 1.0 \cdot \sigma_y \ (N/mm^2)$

σ_y: 静的降伏応力度（N/mm^2）

t：鋼管板厚（mm）

δ_d: 凹み量（mm）

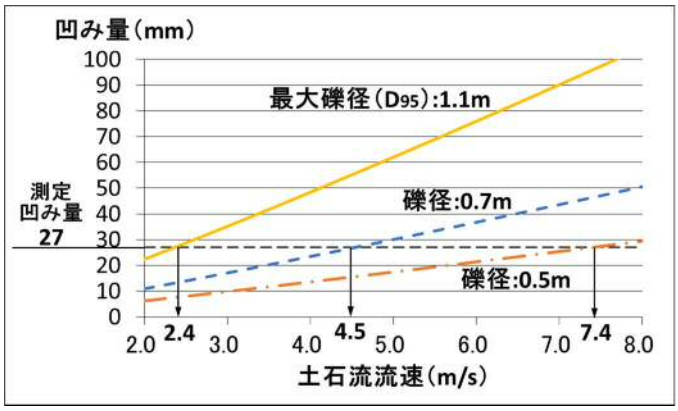


図-1 土石流流速と鋼管の凹み量の関係

6. まとめ

本堰堤は，平成 25 年 1 月に設計，平成 27 年 10 月に竣工，平成 29 年 7 月に土石流捕捉といった時系列であり，土石流対策の整備が迅速に実施され，かつ，施設効果が早期に発現した事例と言える．加えて，堰堤ｻｲﾄが人家直上流に位置する透過型の砂防堰堤であり，本件の施設効果は今後の土石流対策を推進する上でも貴重な事例と言える．

砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）には，「土砂とともに流出する流木等を全て捕捉するためには，透過構造を有する施設を原則とする．」とある．また，平成 29 年 7 月九州北部豪雨を受けて流木対策を強力に推進するよう通達が発出されている．今後益々，鋼製透過型砂防堰堤を計画・施工する事例が増加していくと考えられるが，今後はこれから施設を整備する地域の住民の方々に，本件のような施設効果を周知していくことが重要と考える．

参考文献

1) 鋼製砂防構造物設計便覧 平成 21 年版，財団法人 砂防・地すべり技術センター，p.148

地場産大型ブロックを活用した CB ウォール工法

共生機構株式会社　○井幡英紀・坂場義雄
政策研究大学院大学　水山高久

１．はじめに

INSEM 堰堤は、近年全国に普及しているものの、薄肉のコンクリートパネルが抱えている施工上の問題や水平打継目処理割愛がまねく堤体の弱体化といった課題も残されている。

CB ウォール工法は、これらの課題に対して、大型積みブロック壁面材の登用や、水平打継目処理（セメント散布）による一体化などによって解決を図り、粘り強い INSEM 堰堤を実現するものである。

本報では、これら既存工法が抱える課題を解決する 3.0N/mm² の INSEM 堰堤 CB ウォール工法を紹介する。

２．既存工法が抱える課題

現在、砂防堰堤で多く採用されている INSEM 工法の多くは、上流面に板厚 t=3~4mm の薄肉の軽量鋼矢板または波状鋼板が使用され、また、下流面には厚さ 15cm 前後の薄いコンクリートパネルが使用されているものが主流である。

これらの既存工法が抱える課題として以下のものがあげられる。

- 薄いコンクリートパネルは自立性がないため、INSEM の発現強度如何によっては壁面が変状する恐れがあり、連続施工が制限される。
- INSEM 堰堤の実態は、水平打継目処理をしていないため、堤体の弱体化を招くおそれがある [1)]。

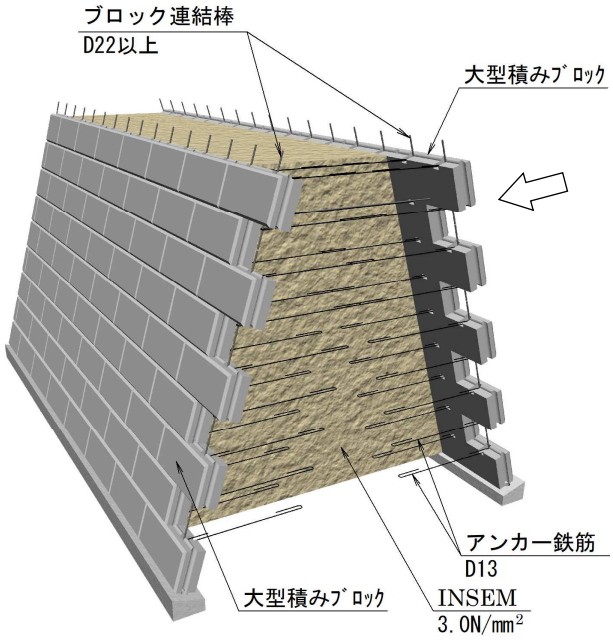


図-1　CB ウォール工法概念図

３．大型積みブロックを活用した他分野での事例

砂防以外の分野に目を向けると同種技術を活用した事例は、道路・護岸擁壁をはじめ、津波防潮堤などにある。写真-1 は岩手県の白浜漁港で採用された高さ 14.5m の津波防潮堤である。津波の巨大な水平外力に抵抗するため、ブロック連結棒には太径の D35 が使用されている。

４．CB ウォール工法の概要

既存工法が抱える課題を解決し、かつ他分野での擁壁構造事例を参考にすることによって CB ウォール工法を開発した。この堰堤工法は、堤体材料に 3N/mm² のソイルセメント、上下流壁面材にこの自立可能な厚さ 35cm 以上の厚手の大型積みブロック(地場産)を使用した INSEM 堰堤である。

壁面材には、かつての高度成長期において、積みブロック擁壁工の合理化の一環として、全国のコンクリートメーカー各社が競って開発した地場産の大型積みブロックを使用し、施工の合理化ならびにコスト縮減に寄与することができる。

さらに、本工法では、重力式構造物の大原則である堤体の一体化を図るため、セメント散布による INSEM の水平打継目処理を必ず行うものとしている。





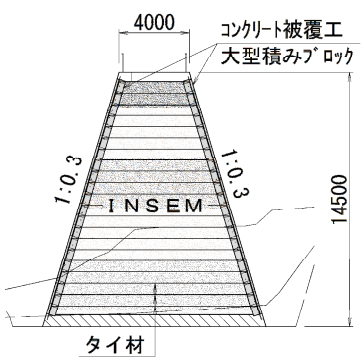


写真-1 津波防潮堤（岩手県白浜漁港）

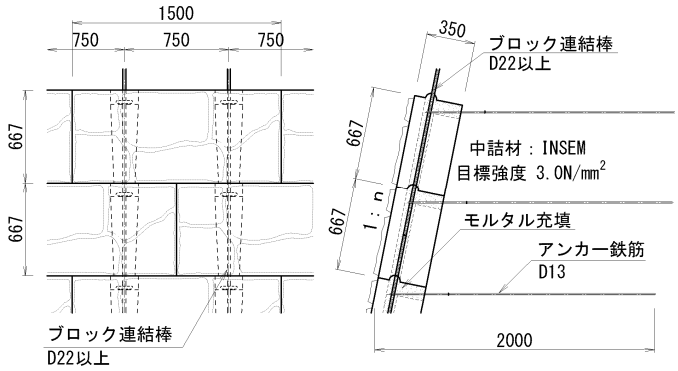


図-2　ブロック壁面材と連結鉄筋

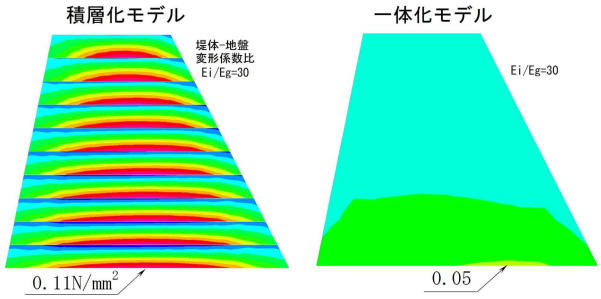


図-3　基礎地盤の沈下による水平引張応力度

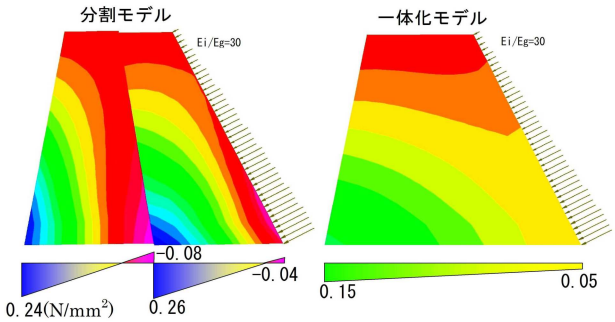


図-4 分割された堤体内の応力度分布と地盤反力分

5．CB ウォール工法の特長

CB ウォール工法の主な特長を、以下に示す。

- 大型積みブロック壁面材による INSEM の品質向上と連続施工の実現。
- INSEM の水平打継目処理による一体化した粘り強い堤体の構築。

大型積みブロック壁面材は、既存の INSEM 堰堤に使われている厚さ 15cm 前後の薄いコンクリートパネルの壁面材とは異なり、自立性が高いことから、写真-2 に示すように INSEM 施工時に壁際まで転圧締固めを確実に行うことができ、一様の品質の INSEM を得ることができる。また、INSEM 強度の発現を待たずに連続施工が可能となる。

INSEM 堰堤は、水平打継目処理を省略すると図-3 に示すような積層化した堤体となり、堆積地盤上に設置した場合などでは自重による沈下の影響を受けて各積層版内に引張応力が作用し、図-4 に示すように堤体全高にわたって鉛直方向に貫通ひび割れが生じる恐れがある。

これに対し、CB ウォール工法は、セメント散布による水平打継目処理を確実に行うことで、堤体の一体化が図れ、袖部の破壊に対する安全性に対しても大きく向上する。



写真-2 振動ローラ 3t 級による壁際の転圧

表-1　既存技術との比較

	既存 INSEM 工法	CB ウォール工法
堤体強度(N/mm²)	3.0 以上	3.0 以上
壁面材　上流面	軽量鋼矢板	大型積みブロック
下流面	ｺﾝｸﾘｰﾄﾊﾟﾈﾙ	大型積みブロック
水平打継目処理	なし	セメント散布
連続施工	制限あり	可能
直工コスト(円/m²)		
上流面材	21,600	15,200
下流面材	21,300	15,200
設置・組立	4,400	5,900
砂防ｿｲﾙｾﾒﾝﾄ工*)	35,800	35,800
控　除	▲800	▲3,800
水平打継目処理	－	100
合　計	82,300(100%)	68,400(83%)

*) 堤高 10m、平均堤体幅 6.5m として算出。

6．おわりに

今後、激烈な集中豪雨、大規模地震などに伴い、予測を超えるような土石流や流木さらには深層崩壊などによる大規模災害が頻発する可能性がある。そのような災害に適切に対応していくためには、粘り強い堰堤構造が求められる。

CB ウォール工法は、大型積みブロックを使用することにより壁際まで十分に転圧を行うことができ、また、セメント散布による水平打継目処理で堤体一体化を図ることによって、まさに粘り強い構造を実現できる。さらに、施工性の向上と、コスト縮減についても達成できることなどからして、これからの INSEM 堰堤のあるべき構造と考える。

参考文献

1)　井上ら：INSEM 堰堤における水平打継目処理割愛が内部応力状態に及ぼす影響，平成 27 年度砂防学会研究発表概要集 B, p.212-213,2015

既設不透過型砂防堰堤の前庭部における流木対策に関する高機能化の提案

○原田　紹臣，中谷　加奈（京都大学大学院農学研究科）
里深　好文（立命館大学理工学部）
水山　高久（政策研究大学院大学）
小西　成治（ヒロセ補強土株式会社）

1. はじめに

近年に発生した甚大な流木被害等を受け，今後，砂防施設の管理者は既設の砂防堰堤を有効に活用した流木対策の実施（例えば，前庭保護工における流木捕捉工の設置等）が必要となっている[1]．ただし，**図-1**に示すとおり，筆者らの先行研究[2]において不透過型砂防堰堤（本堤部）の水通しを流木のみが過通する際，流木が水平面内の流れ直角方向（$\theta_i = 0°$）から流れ方向（$\theta_i = 90°$）に回転して流下するため，副堰堤等に設置された流木捕捉杭の間をそのまま通過してしまうことが懸念される[2]．

そこで，我々は砂防堰堤（本堤部、前庭部）における流木の回転移動に着眼し，既設不透過型砂防堰堤を活用した流木捕捉工における捕捉機能の高度化（流木の回転を制御させる新たな構造：越流堰）について提案する．さらに，水理実験の結果を踏まえて，有効な構造について示す．

2. 実験条件

実験に使用した不透過型砂防堰堤及びその前庭部に流木

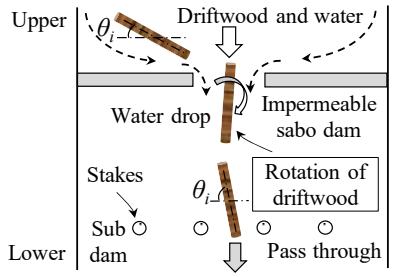


図-1 前庭部における流木の挙動及び回転の平面概要[2]

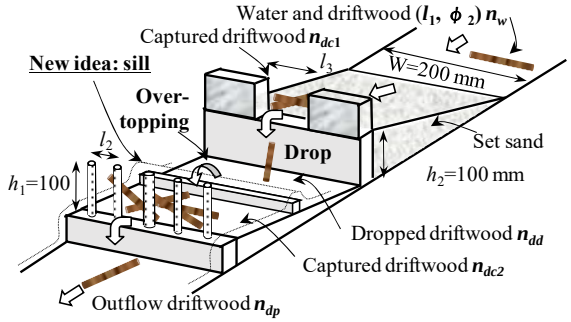


図-2 実験水路の概要（前庭部：副堰堤における流木捕捉工）

捕捉工（捕捉杭）を設置した水路を**図-2**に示す．**図-2**に示されるとおり，実規模に対して約1/100程度の縮尺を想定して傾斜させた水路（長さ3m，幅20cm）の上流から水（Q_1），流木（ただし，円形材料，流木長l_1：8cm，乾燥状態での比重：約0.75，手動により投入）を供給し，本堤部の水通し部，前庭部に設置した流木捕捉工（捕捉杭：高さh_1 10cm，径ϕ_1 5mm）によりそれぞれ捕捉された流木等の本数を計測している．水路の傾斜角は土石流区間（10度以上）を基本とし，本堤部の水通し幅（l_3：**図-2**）は設計指針[3]を参考に流木長l_1の1/1.3倍としている．本堤部の落差高（堰堤高）h_2は一般的な堰堤高程度までとし，流木捕捉杭（高さh_1）の間隔（l_2）は，設計指針[3]を参考に流木長（l_1）の1/2を標準としている．

本研究において，流木の回転を制御させることにより前庭部での流木対策工における捕捉機能の向上を図るため，新たに越流堰の併設を提案する．なお，本越流堰は落水部より下流に配置するものとし，構造や配置を変化させている（**図-3**）．**図-3**に示されるとおり，断面形状に関しては四角部材と半円形との違いを比較するとともに，捕捉杭や越流堰の配置をそれぞれ変化させている．また，越流堰の高さ（h_3）は，前庭部における水深（約1cm）程度とし，水路勾配θ_1，上部からの供給流量Q_1，流木供給本数n_w，鋼材の杭間隔l_2，流木径ϕ_2を変化させて流木捕捉量 n_{dc} を比較している．なお，紙面の関係より結果の一部を以降に示す．

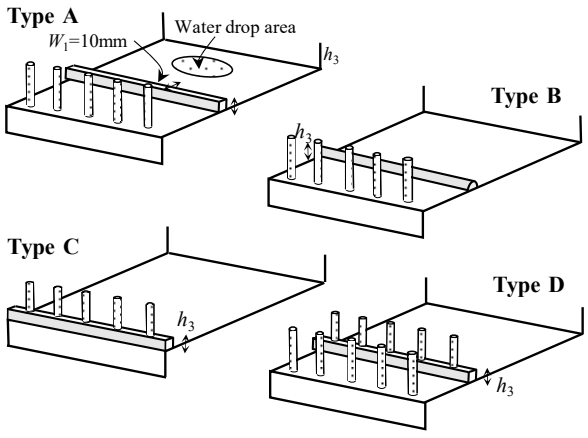


図-3 越流堰及び流木捕捉杭の配置形式

3. 実験結果及び考察

実験結果における各流木捕捉効果に関して，本堤部における水通し部での捕捉率 f_{c1}，前庭部における流木捕捉杭による流木捕捉率 f_{c2}，下流への流木流出率 f_{dp}は，

$$f_{c1} = n_{dc1} / n_w \quad (1)$$

$$f_{c2} = n_{dc2} / n_{dd} \quad (2)$$

$$f_{dp} = n_{dp} / n_w \quad (3)$$

と表される．ここに，n_{dc1}は水通し部で捕捉された流木の本数，n_{dc2}は捕捉杭で捕捉された流木の本数，n_{dp}は捕捉杭を通過して下流へ流出（落下）した流木の本数，n_{dd}は水通しを通過した流木の本数，n_wは流木の供給本数である（**図-3**）．以降に条件の違いが各流木捕捉機能に与える影響の一部を示すとともに，有効な越流堰の構造に関して考察する．

新たに提案する越流堰の設置有無の違いによる捕捉率 f_{c2} の変化を**図-4** に示す．**図-4** に示されるとおり，捕捉杭に越流堰（TYPE A：**図-4**）を組み合わせて設置した場合，捕捉率 f_{c2} が顕著に改善（向上）することが確認された．ここで，実験中の観察結果により得られた流木の回転挙動及び流木捕捉機構の概要を**図-5** に示す．**図-5** に示されるとおり，上流の流路区間（L_{n1}）における流れに対する流木の角度 θ_{n1}（水平面内の流れ直角方向に対する角度）は，流速 V_{n1} が定常の場合，投入時で決定された角度があまり変化せずにそのまま流下していた．そして，本堤部の堆砂区間（緩勾配区間：L_{n2}）へ遷移するに伴って，この遷移区間の上下流で生じる流速差（$V_{n1}-V_{n2}$）の影響を受けて，流木が流れ横断方向（θ_{n2}）に回転した．次に，本堤部の水通しを通過する際に，平面的な水通しを通過するための縮流や自由落水時の流速（V_{n3}）の影響（**図-1**）を受けて，流木は顕著に流れ方向（θ_{n3}）に回転した．ここで，今回新たに提案する越流堰を設置した場合，本構造による背水の影響を受けて流木は流れに対して越流時に横断方向（$\theta_{n4\sim5}$）に回転し，そのまま捕捉杭により捕捉されていた．なお，本現象は一般的な走り高跳びの跳躍方法の一つであるベリー・ロールと類似した流木の挙動であった．

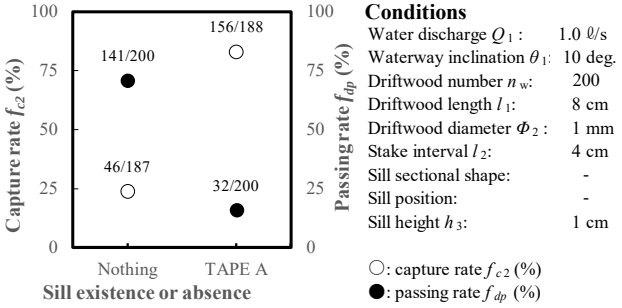


図-4 越流堰の設置有無の違いによる流木捕捉率等の変化

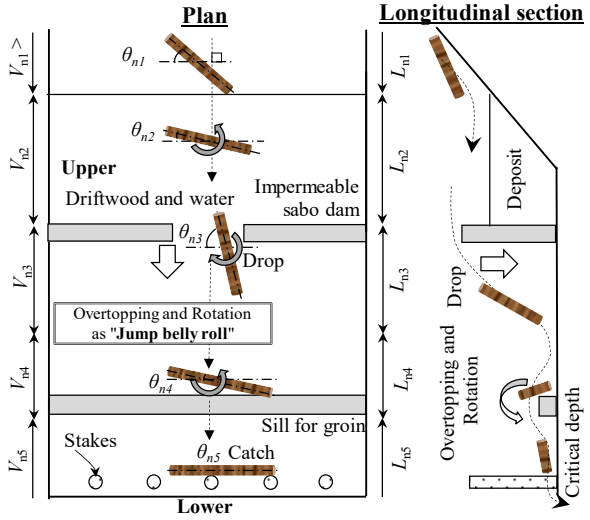


図-5 越流堰における流木の回転制御及び流木捕捉機構の概要

越流堰の構造に関して，越流堰の断面形状（TYPE A，B：**図-3**）の違いによる捕捉率 f_{c2} の変化をそれぞれ**図-6** に示す．**図-6** に示されるとおり，四角の断面形状は半円形と比較して，捕捉率 f_{c2} に対して有効であることが新たに分かった．実験中の観察結果によると半円形の場合，上流への背水の影響範囲が小さく，多くの流木が回転せずにそのまま堰を越流して流下したことによるものと考えられる．

4. おわりに

今後，これらの構造との関係性等について更なる理論の一般化や流木回転に関する詳細なモデル化が望まれる．

参考文献

1) 国土交通省 砂防部：事務連絡，平成 29 年 7 月九州北部豪雨災害を踏まえた今後の砂防事業における流木対策, 2017.

2) 原田紹臣・高山翔揮・里深好文・水山高久・中谷加奈：不透過型砂防堰堤における鋼製部材を用いた流木対策工の捕捉機能に関する基礎的な実験，土木学会論文集 B1(水工学)，Vol.73, No.4, pp. I_1351-1356, 2017.

3) 国土交通省 砂防部：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，国総研資料，Vol.904，2016.

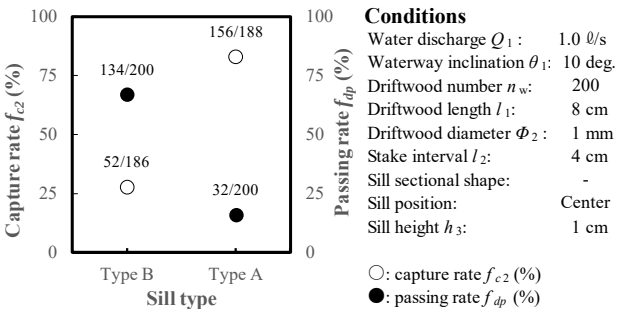


図-6 越流堰の断面形状の違いによる流木捕捉率等の変化

浅層電磁探査法を用いた土層厚推定手法の検討

パシフィックコンサルタンツ株式会社　　○野池耕平・松澤 真・南 智好・斉藤泰久

1. はじめに

表層崩壊の発生のおそれのある場所を推測する上で、崩壊のおそれのある土層（以下、土層厚と呼ぶ）の分布を把握することは重要であり、「表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル（案）」[1]においても、土層厚は表層崩壊危険度評価を行う上で重要なパラメータのひとつとして位置づけられている。

土層厚の推定手法として簡易貫入試験がよく用いられており、SH 型簡易貫入試験から得られた Nd 値の変化や平面縦横断的な土層分布と地形との対比から表層崩壊のおそれのある範囲の設定を試みた事例もある [2]。しかし、簡易貫入試験は先端部（ビット）が土層中の礫に当たることによって誤差が生じることが懸念される。そこで近年では物理探査を用いた検証が行われた事例がある。たとえば広島市八木地区の泥岩（ホルンフェルス）分布域では電気探査によって把握された比抵抗急変部が Nd 値 10 の深度と良い相関を持っていることが確認されており [3]電気探査を用いることにより間接的に土層厚の分布を推定できると考えられる。しかし、作業効率は必ずしも良いとはいえず、効率の良い調査手法の検討が望まれる。そこで本検討では、容易に比抵抗分布を把握することができる浅層電磁探査法（以下、電磁探査と呼ぶ）に注目し、土層厚調査を実施した。

2. 調査地

下記に示す 2 箇所において調査を実施した。調査地一覧を**表-1**、調査位置図を**図-1** に示す。

・調査地 A（東京都）

砕石場内で岩盤上に掘削ずりが盛土され、締め固められている範囲で電磁探査を実施した。地質は中生代ジュラ紀の付加体（砂岩泥岩互層）が分布する地域である。

・調査地 B（福井県）

既往調査において電気探査・ボーリング調査が実施されている自然斜面において電磁探査を実施した。地質は第三系安山岩・角礫岩が分布する地域であり、表層部には崩積土が分布する。

表-1　調査地一覧表

調査地	測線の長さ	地質		備考
		時代	岩石名	
調査地A	測線A 100m	ジュラ紀	砂岩泥岩 互層	・同測線で電気探査も実施
調査地B	測線B-1 110m	第三紀	安山岩 ・角礫岩	・既往調査で同測線において電気探査、ボーリング(1箇所)を実施
	測線B-2 100m			

3. 調査方法

3.1 概要

電磁探査とは、地中の誘導電磁場からの応答から導電率や磁化率を測定する手法であり、電磁探査装置を携行して測定を行うものである。データ取得方法としては測線上を一定速度で歩行する連続測定と、測点における定点測定を行う方法があるが、ここでは後者の手法で実施した。測定間隔は 1m とし、測線の長さは**表-1** のとおりに設定した。電磁探査機は、Geophex 社の GSM-2 システムを使用した。

3.2 比抵抗エッジ抽出手法

広島市八木地区の泥岩（ホルンフェルス）分布域における事例 [3]では、土層厚に相当する深度は比抵抗が急変する深度と良い相関を持つことが明らかとなっている。そこで、本検討においても比抵抗の分布に着目して調査を実施し、一部で比抵抗急変部の分布についても検討を行った。比抵抗が急変する深度は比抵抗エッジ抽出法 [4]によって抽出した。この手法は比抵抗グリッドの上下値の差分計算を 2 回繰り返すものであり，結果は 2 次微分値として表される。

4. 調査結果

4.1 調査地 A

図-2 に砕石場管理者からのヒアリングに基づいた断面形状、電気探査結果を示す。ヒアリングでは「起点側は深度 2～4m 程度に掘削面が出現し、終点側で深度が深く掘削されている」とされた。電磁探査結果では、地表部には低比抵抗ゾーンが分布し、深部に向かって比抵抗が高く変化し、起点側では深度 4m ほどで比抵抗が 300Ω・m から 1,000Ω・m へ急変する領域が見受けられた。また、終点側では、比抵抗急変部が更に 4m ほど深い位置に分布している様子が見られた。

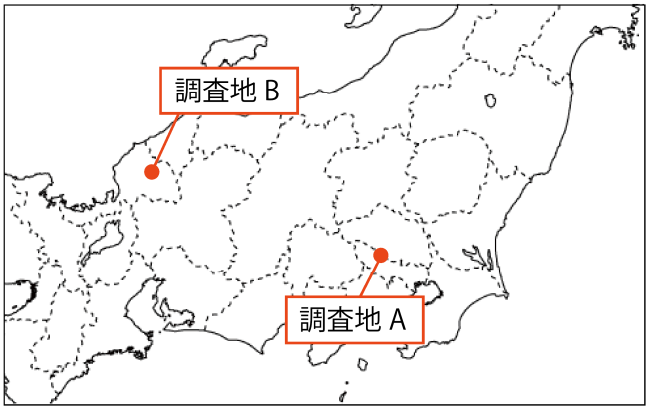


図-1　調査位置図

この比抵抗急変部の分布は、ヒアリングによって把握された盛土・地山境界の分布と概ね一致し、電磁探査によって盛土の分布を推定することができると考えられる。

4.2 調査地 B

電気探査、電磁探査、および電磁探査による比抵抗分布から作成した 2 次微分結果を**図-3**、2 次微分結果の鉛直分布を**図-4** に示す。

電気探査結果では、地表から 1～2m 程度の範囲に高比抵抗帯が帯状に分布し、深部に低比抵抗帯が分布する傾向が見受けられる。ボーリング調査結果からは、地表から 1.15m までが N 値 2 の崖錐堆積物、それ以深では凝灰角礫岩が分布しており、この高比抵抗部が土層厚に相当する崖錐堆積物であると考えられる。

電磁探査結果でも同様に地表から深部にかけて比抵抗が低くなる傾向がある。また、2 次微分結果では地表部にプラスのゾーンが分布しており、「比抵抗が急変する深度」と考えられるプラスからマイナスへの変換点（ゼロ・クロッシング深度）が深度 1～2m 程度に出現する。図-4 からも地表部から 1-2m 程度で 2 次微分結果が 0 となる位置が見受けられる。このゼロ・クロッシング深度は、電気探査結果から明らかとなった地表部で見られる高比抵抗部の分布と概ね一致し、ボーリング調査結果によると N 値が 2 と締まりが緩い領域であることから、表層崩壊のおそれのある土層厚に相当する領域として考えることができる。

5. まとめ

従来、電気探査で捉えることができる物性の変化は、電磁探査においても 2 次微分を併用することによって、電気探査と同程度に認識することができ、表層崩壊のおそれのある土層厚の分布を概略的に把握することができた。また、電気探査であれば測線 100m に対して 1 日弱程度の時間を要するのに対し、電磁探査は 1 時間強で実施することが可能であり、作業効率の向上に繋がり、面的な調査を実施することで表層崩壊危険度評価等の検討・調査計画が立てやすくなると考えられる。

ただし、電気探査と同様に本技術は物理探査による間接的な探査手法であるため、簡易貫入試験など別の試験と併用して実施する必要がある。また、現在のところデータの蓄積が十分とはいえず、他の地質帯においても同様のデータを蓄積していく必要があると考えられる。

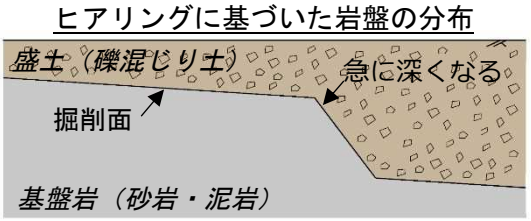
参考文献

1) 土木研究所土砂管理研究グループ火山・土石流チーム：表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル（案），土木研究所資料，第 4129 号，2009.

2) 松澤ら：簡易貫入試験を用いた崩壊土砂量の推定に向けた考察，平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集，B-94-95，2015.

3) 野池ら：電気探査による比抵抗分布および微分フィルタを用いた土層厚推定手法の検討，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，A-614-615，2017.

4) ディジタル画像処理[改訂新版]編集委員会：ディジタル画像処理[改訂新版]，公益財団法人画像情報教育振興協会(CG-ARTS 協会)，p100-112，2015.



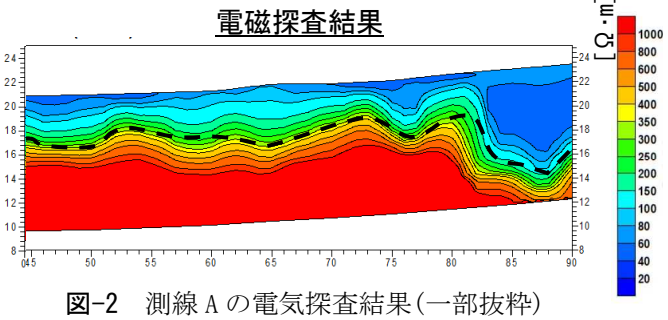


図-2　測線 A の電気探査結果（一部抜粋）

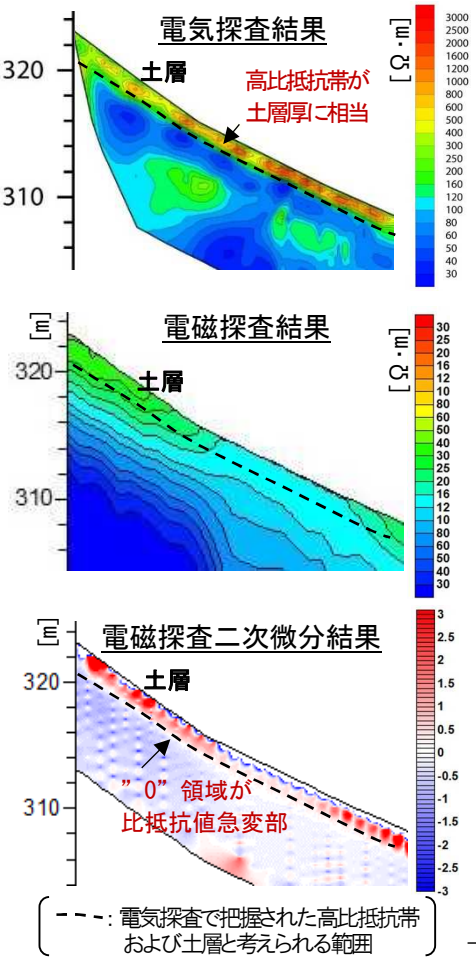


図-3　測線 B-1 の電気探査・電磁探査結果（一部抜粋）

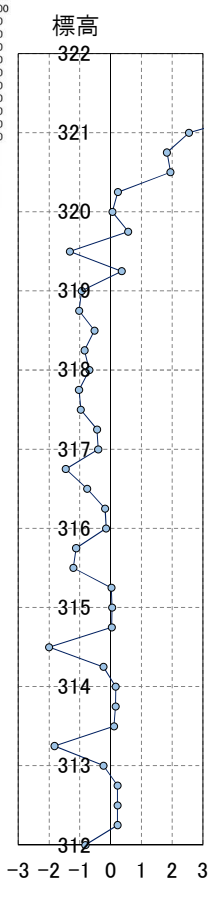


図-4　2 次微分結果の鉛直分布

V-039

水文データを活用した崩壊予測－火山性地質を例に－

CROSS-ENGINEERING　○清﨑　淳子
鹿児島大学農学部　地頭薗 隆・宮本 祐成・角之上 真由・木場 彬人・水流 龍馬・西村 富美江

１．はじめに

近年の豪雨災害や地震災害で発生した様々な土砂移動現象のうち，深い地下水が関与したとされる斜面崩壊は規模の大きな崩壊が発生している。水文データを活用した崩壊予測手法の手順に従って渓流水・湧水の流量および電気伝導度（EC）の測定を行い，危険渓流の抽出（流域レベルの評価）から危険斜面の抽出（斜面レベルの評価）を進める中で，今回，特に阿蘇カルデラや姶良カルデラで進めた調査結果に基づき，予測手法の特徴とした水文因子と特徴的な地質条件について考察する。

２．水文因子と地質条件

渓流水 EC が比較的高く（通常の河川水より高い 10mS/m 以上を目安），かつ比流量が調査地の平均流量より大きい流域は，地形的流域界を越えて地下水が流動していると判断して上流部の湧水分布を調査し，崩壊発生危険箇所を抽出している [1]。阿蘇カルデラも姶良カルデラも渓流水・湧水の状況は一様ではなく，それぞれ素因となる地形・地質条件が反映していると考えられる。火山性地質と区分される地層には，古い時代の火山岩類の分布域やカルデラ構造を持つ火山地域があり，火山活動に伴う構造の形成経緯やそれぞれの岩相に反映される岩石の性質，地層としての性状などによって多様な地質条件を有している。深い地下水が関与して規模の大きな崩壊を発生する危険斜面は，地下水が集中する地下構造を持つと考えられ，そのような視点で整理するといくつかの特徴を見出すことができる。

写真１，２に阿蘇カルデラ（阿蘇谷側）のカルデラ壁を中央部から西側，東側それぞれ遠望したものを示す。カルデラ西壁ではほとんど渓流水が見られず，東壁では渓流水が多く EC も高い（10～15mS/m）。東壁では湧水が一定標高に配列しており，阿蘇火砕流堆積物の 1 と 2 の境界付近にあたっている。西壁では垂直方向に連立する亀裂が際立っており，外輪山溶岩類の冷却節理の発達に加えて，熊本地震後に詳細な変位分布が指摘された正断層群の存在 [2]も降雨の浸透（透水性）に影響を及ぼしていると考えられる。一方で，豊かな水量を涵養する東壁は植生が豊かであり，背後には緩やかな傾斜が特徴の火砕流台地が広がっており保水性の高い層の重なりが推測される。

３．試験データ

EC の目安としている 10mS/m の値は，火山岩・火砕流堆積物の試料を用いた簡易岩石－水反応試験では 1 日～2 日経過に示す値である。降水は比較試験した精製水と同様，溶出物を含まない低い値であるため，渓流水・湧水の EC が高い値を示すことは，岩石と水の反応時間が長いこと，接触面積が大きいこと，溶出しやすい物質が存在する事を示唆している。地下構造としては，移動距離が長いという点で涵養域が広範囲であることや滞留部分があることなどを示唆し，接触面積が大きいという点では亀裂が多いことや空隙率が高いことが根拠として挙げられる。岩石試料の風化の影響や火砕流堆積物の溶結度の違いにより，簡易試験では明瞭な EC の変化が得られているが，現地計測値との比較により考察した岩石と水の接触面の乾湿繰り返しによる EC の上昇という現象も興味深い。

湧水センサーによるデータがモニタリングされている試験地のデータより，傾向として降雨ピークと流量ピークの時間差平均は堆積岩地域で約 57 時間，火山岩地域で約 4 時間，火砕流台地周縁で約 3 時間である [3]ように，火山性地質の例では比較的短時間で降雨が浸透し湧出している一定量があることがわかる。EC も一時的に薄まり連動して低い値になるが，すぐに上昇して高い値を示す。このことは，時間差を持って涵養域からゆっくりと移動してきていることや亀裂が多いこと，風化変質などの溶出物

質が多いところを通過していることなどを示していると考えられる。一方で堆積岩地域では EC の値にはほとんど変化が見られず，浸透や涵養のシステムが地質条件によって特徴的であることが伺える。

４．おわりに

今回、火山性地質の中でも特にカルデラ構造を持つ特徴的な地域での調査事例を報告したが，2016 年の鹿児島県垂水市深港土石流対応にみられるような対象斜面に的確に適応した対策が重要である。深い地下水が関係する崩壊の危険箇所を抽出し，湧水センサーによる常時観測から避難警戒対応への評価基準となる指標を得ることを目的として，今後も更なるデータの取得を進める必要がある。そのためにはタイプのことなる試験地でのモニタリングを継続し，精度の向上を目指して解析・考察を深めたい。



写真１　阿蘇カルデラ北西壁に見られる地形的特徴



写真２　阿蘇カルデラ北東壁に見られる地形的特徴

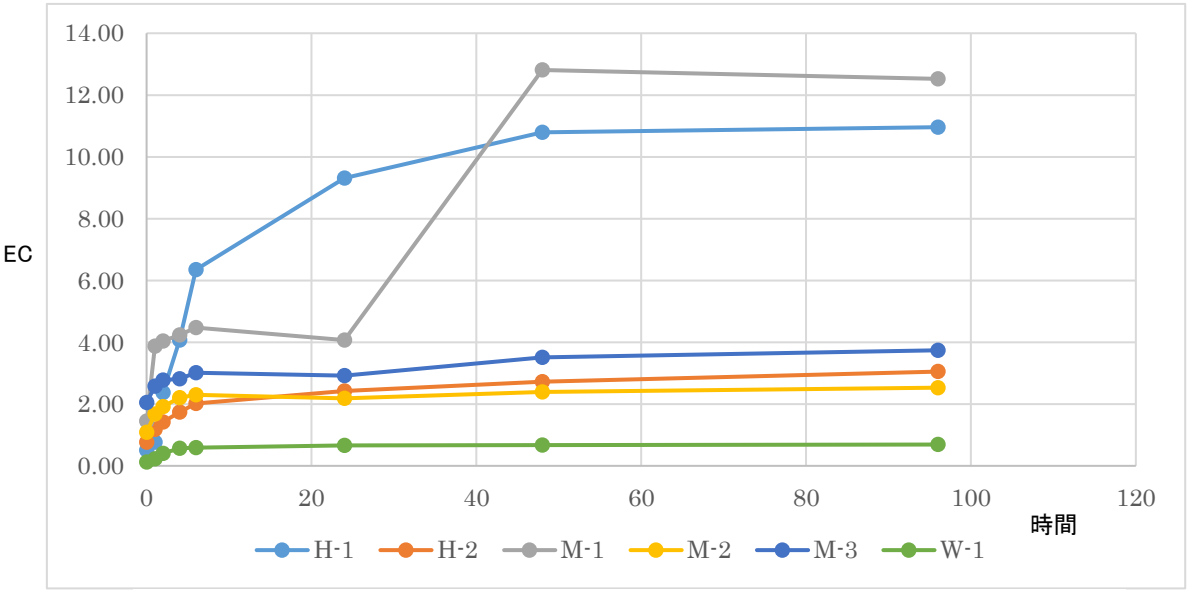


図1　簡易岩石―水反応試験（H-1･2 火山岩，M-1～3 火砕流堆積物，W）

参考文献

1） 水流ほか（2017）：姶良および阿蘇カルデラ壁における水文学的アプローチによる崩壊危険箇所の抽出．平成 29 年度砂防学会研究発表概要集，Pa-19，p.424,425

2） 向山ほか（2017）：2016 年熊本地震に伴って変位した阿蘇カルデラ外輪山の正断層群．日本応用地質学会平成 29 年度研究発表会講演論文集，p.115-116

3）清崎ほか（2017）：深層崩壊発生予測と警戒避難の検討－水文因子と地質条件による考察－．平成 29 年度砂防学会研究発表概要集，R4-18，p.232,233

V-040

山地流域源頭部で崩壊が発生する水文条件

台湾　国立台湾大学森林学系　○梁　偉立

1. 研究背景と目的

山地流域源頭部は，0 次谷として崩壊や地すべりが起こりやすい部位と認識されている。源頭部における崩壊発生メカニズムを解明するためには，水文観測に基づいて理解することが重要である。特に地下水や基岩面飽和帯は斜面安定に与える影響が大きく，表層崩壊予測において地下水及び基岩飽和帯の計測は不可欠である。しかし，斜面崩壊発生前後の基岩面における間隙水圧の野外観測データが非常に少なかったため，斜面崩壊に至る水文プロセスが十分に理解されていなかった。2015 年，2017 年の砂防学会研究発表会では，台湾の山地源頭部流域における地形特性と基岩面飽和帯の形成過程，そして台風による崩壊動態を発表した。本研究は続報として，源頭部崩壊が発生した際の降雨特性と基岩面飽和帯形成を比較し，崩壊に至る水文条件を考察した。

2. 観測地と項目

2013 年 12 月から 2016 年 9 月の間，台湾宜蘭県における粗坑渓の支渓にある天然林小流域源頭部において現地観測を行った（24º45’42”N, 121º35’45”E）。年雨量は約 4125 mm であり，明瞭な乾季・雨季の区分はなく，台湾の代表的な多雨地域である。源頭部面積は 0.16 ha であり，基岩は頁岩と粘板岩である。観測地は急斜面であり，勾配は 4～75°，平均 41°であった。観測流域の下部には二つのガリーが存在し，一年を通して流出が見られた。流出箇所ではガリー侵食が進んでおり，植生が存在せず，それ以外の場所には広葉樹や下層植生による被覆が多く見られた。レーザー距離計を用いて地表面地形を計測し，また，貫入試験より土層厚を計測することで基岩面地形を推定した。観測流域全体の 60 箇所にテンシオメータを埋設し，基岩面直上の間隙水圧をデータロガーにより 10 間隔で記録した。本研究では，全箇所で記録された正圧を積算したものを基岩面飽和量とした。観測地から 800 m 離れた気象ステーションで転倒マスにより降雨を計測した。降雨イベントの区切りはイベント間の無降雨時期が 18 時間以上であることとし，また，総降雨量が 2 mm 以上のものを一降雨イベントと定義した（Liang and Chan, 2017）。

2015 年 8 月の台風 SOUDELOR（平成 27 年台風 13 号）と 9 月の台風 DUJUAN（平成 27 年台風 21 号）がもたらした豪雨の後に，特定の箇所におけるテンシオメータのポラスカップが頻繁に壊れ，塩ビパイプの先端も曲がったことから，基岩面変位が発生したと考えられる（以下，変位イベント）。2016 年 9 月の台風 MEGI（平成 28 年台風 17 号）がもたらした豪雨より，観測地の下半部がほぼ崩れ落ち，上半部にも表面変位が見られた（以下，崩壊イベント）。すべり面は基岩内に達していなかったことから，源頭部の表層崩壊に属すると考えられる。

3. 結果と考察

普段の降雨イベントに比べ，台風イベント時には降雨量が大きく，かつ継続時間が長かったため，平均降雨強度が小さくなった（図 1a 上）。その一方，最大時間降雨強度を見ると，台風イベント時のデータが上位を占めた（図 1a 下）。特に変位イベントの総降雨量は 370 mm と 387.2 mm であり，降雨量と最大時間降雨強度はそれぞれ全イベント中の 1～2 位と 2～3 位であった。崩壊イベントの総雨量は 457.6 mm（継続時間：208.5 hr）であったが，崩壊までの積算雨量は 271.4 mm（継続時間：188.7 hr）であり，降雨量と最大強度はそれぞれ全イベント中の 3 と 11 位であった。記録的に最大級の降雨イベントではないにもかかわらず，崩壊に至った点が興味深い。

崩壊イベントでは，崩壊により多くの観測機器が破損したが，残存したデータロガーから崩壊発生時に記録されたデータを復元した。基岩面間隙水圧と流出データの欠測タイミングから，崩壊時間と範囲が推測できた（梁，2017）。積算雨量の上昇と伴に飽和率と飽和量が上昇し，全観測箇所の 89％が飽和

になった時に観測流域下部において欠測が発生し，崩壊が始まったと考えられる。降雨量が 103 mm まで増加した 3.7 時間後に，テンシオメータの計測可能率が急速に下がり，崩壊がさらに流域上部へ拡大したと考えられる。崩壊が始まった時点で，基岩面飽和量が 951 cm を記録し，変位イベント中に記録した最大飽和量をやや上回り，過去の降雨イベント中の最大値になった（図 1b）。また，全観測点を飽和頻度で分けると，“ほとんど飽和しない箇所（Rarely）”と“偶に飽和する箇所（Sometimes）”はそれぞれ全体の 40％と 37％を占めた（Liang and Chan，2017）。崩壊時に“Rarely”と“Rarely+ Sometimes”箇所に記録された飽和量も過去最大になった（図 1b）。

以上，本研究では流域源頭部で崩壊に至るまでの水文条件を明らかにした。まず，崩壊イベントは基岩面が非常に湿潤な初期状態（全箇所の 4 割が飽和した）から始まった。このため，過去最大の降雨量ではないにも関わらず過去最大の飽和量が記録された。さらに，普段ほとんど飽和しない部位まで飽和になったため，斜面安定性が過去のイベント時より下回ったことで崩壊に至ったと考えられる。また，崩壊発生一年前の台風イベント時に生じた基岩面変位が斜面安定を低下させ，崩壊に寄与した可能性もある。以上の結果から，源頭部崩壊は降雨量や降雨強度のみに依存するのではなく，基岩面飽和帯の動態と分布，さらに過去の基岩面変位が大いに関連することが分かった。

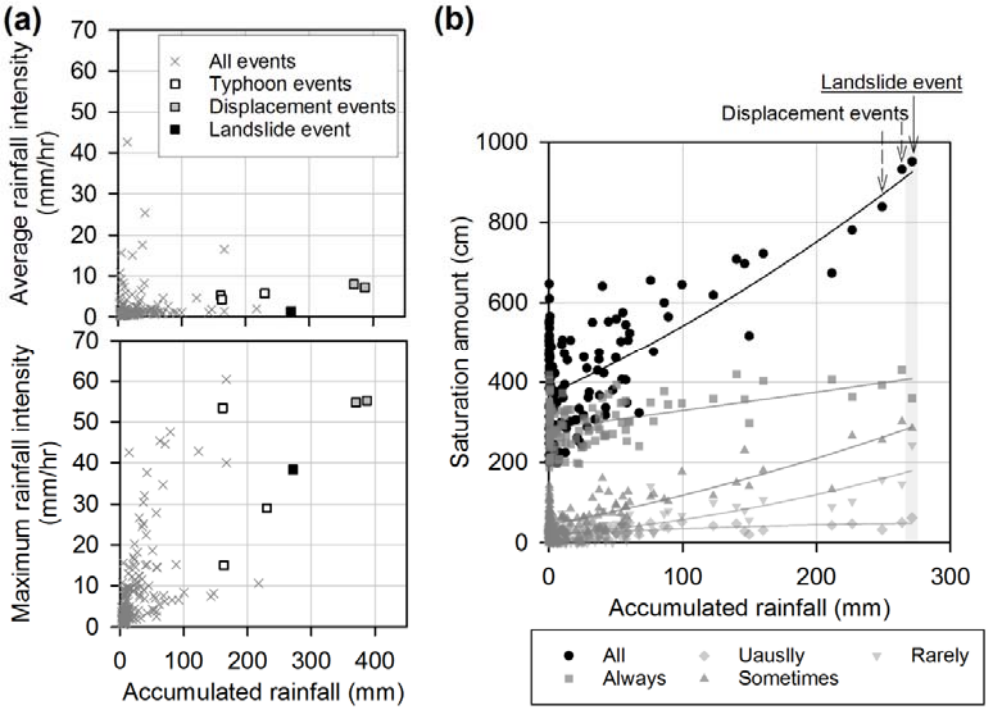


図 1.（a）普段の降雨イベントと台風イベント（基岩変位と斜面崩壊を起こしたイベント）の降雨特性比較。（b）降雨イベント毎の基岩面飽和帯が最大になった量とその時の積算雨量の関係。崩壊イベントの積算雨量と飽和量は崩壊開始時点に記録したものとした。図 1b は全観測箇所の飽和量及び飽和頻度により区分された 4 グループそれぞれの飽和量を示している。

引用文献

Liang, W.-L., Chan, M.-C., 2017. Spatial and temporal variations in the effects of soil depth and topographic wetness index of bedrock topography on subsurface saturation generation in a steep natural forested headwater catchment. Journal of Hydrology, 546: 405-418.

梁偉立．2017.台風による山地小流域源頭部における崩壊動態。平成 29 年度（社）砂防学会研究発表会概要集，50-51(R1-25).

V-041

融雪水量を考慮した斜面崩壊危険度評価のためのモニタリング

三重大学大学院生物資源学研究科　○堤大三
京都大学防災研究所　宮田秀介，市田児太朗

1. はじめに

豪雨による斜面崩壊は、斜面土層に浸透した雨水によって間隙水圧が上昇し、土層の安全率が低下することで発生すると説明される。土層構造が比較的単純な斜面では、この発生機構を物理的にモデル化し、シミュレートすることが可能である。逆に土層構造が複雑な斜面、特に斜面深部の基岩層も含めて崩壊する様な深層崩壊をモデル化することは簡単ではない。小杉ら（2013，2014）は、斜面の地下水位の変動を、実効雨量を指標とした関数モデルで表わせることを示し、雨量のみを用いて斜面崩壊危険度を評価する手法を提案している。しかし、積雪地域では、降雨に加えて融雪水が地下水位変動に寄与するため、この影響も考慮する必要がある。2017年5月に長野県飯山で発生した土砂移動現象は、融雪水が発端となったものと考えられる。

岐阜県高山市のある小学校は、背面に急峻な山地がせまっている土砂災害の危険性が高い場所に位置している。筆者らは、この小学校裏山の斜面における崩壊発生危険度を評価し、土砂災害の被害を軽減することを目的として、降雨観測と斜面からの湧水量観測を実施している（**図−１**）。この地域は冬期に最大1 m程度の積雪があり、斜面崩壊危険度評価に及ぼす融雪水の影響について検討を行う。

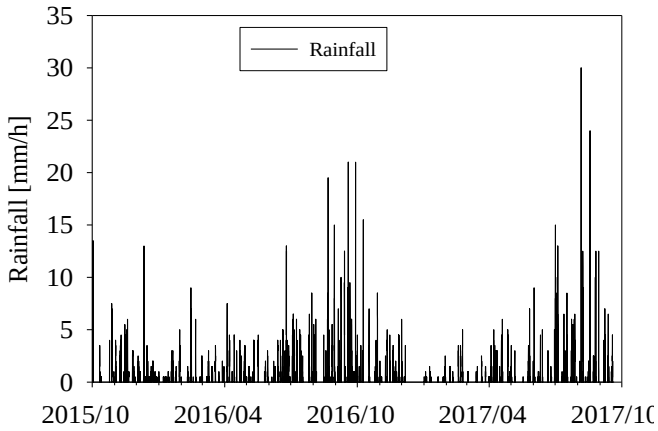
2. 降雨および湧水観測結果

小学校の屋上に転倒マス式の雨量計を設置し、2015 年 8 月から降雨観測を実施している。この雨量計は、ヒーター付きのため、冬期の降雪による降水量も計測することができる。2015 年 10 月から 2017 年 10 月までの時間降水量を**図−2** に示す。毎年、6 月から 10 月にかけての期間に降雨が多く、それ以外の時期は少ない傾向が明瞭に表れている。

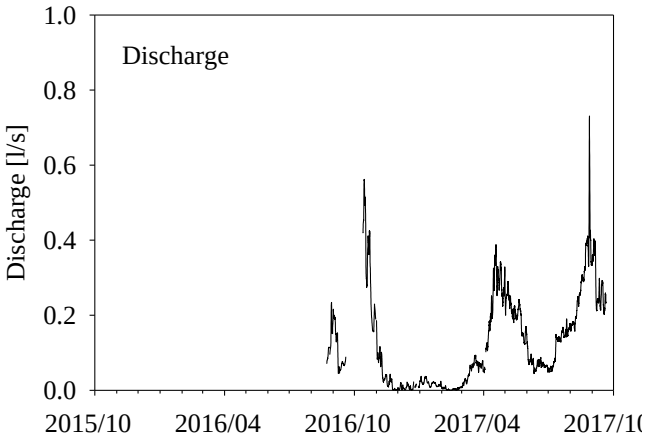
小学校の裏山斜面において、V字堰と圧力式水位計を用いて、2016年8月から水位変動を計測している。あらかじめ計測して得られた水位と流量とのキャリブレーション関係から湧水量を計算したものを**図−3**に示す。装置に落葉や土砂が閉塞したことが原因で9-10月におよそ1ヶ月間の欠測期間がある。この様な落葉の閉塞の解消や積雪による観測不能を解決するため、湧水点と装置全体に庇を設置した（**図−1参照**）。これによって、積雪期間を含み通年で湧水量の観測が可能となった。欠測期間を除き、降雨期は大きな湧水流量が計測されているが、11月から減少し始めて12月から2月の間はほとんど湧水量がない。これは、**図−2**で示した様に、12月以降はほとんどの降水が雪として降ったため、直接斜面土層に浸透しなかったためと考えられる。しかし、3月になって再び湧水量が回復し始めている。これは、1-2月の間の低温で融雪があまり進行しなかったが、2月の終わりから3月にかけて気温が上昇傾向となり日平均気温がプラスとな



図−1　湧水量観測装置（積雪期も継続）



図−2　降雨量観測結果



図−3　湧水量観測結果

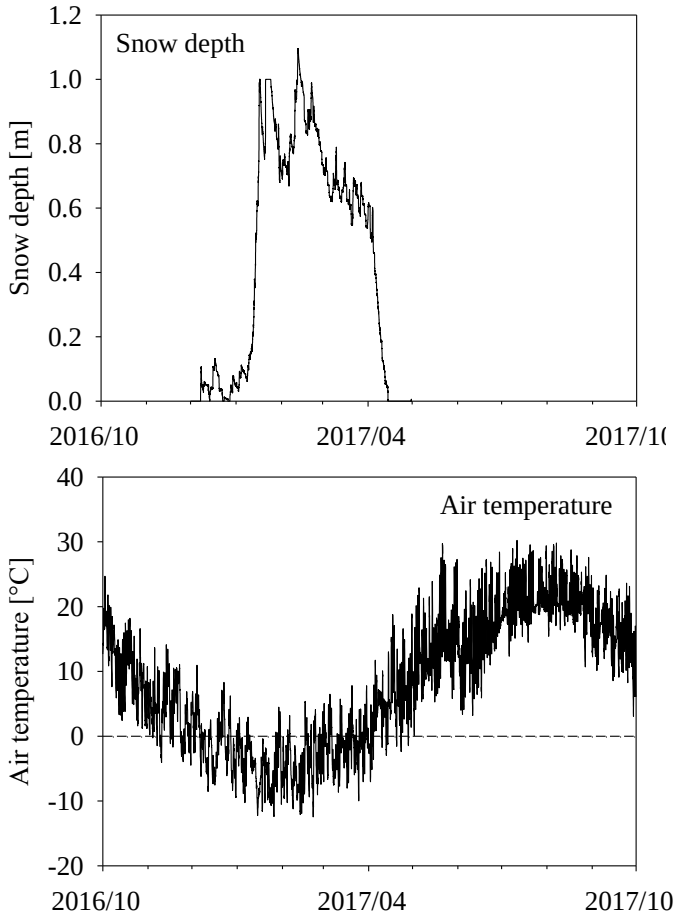


図-4　積雪深と気温の変化

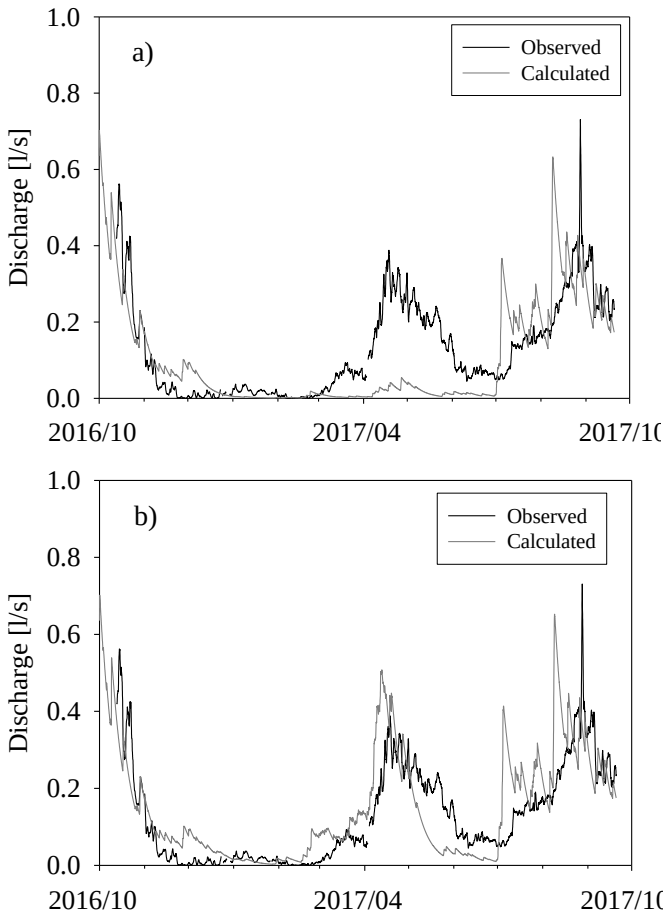


図-5　湧水量の再現計算
（融雪を a：考慮せず，b：考慮）

る日が多くなってきたことで（**図-4**）融雪が徐々に進行して、融雪水が降雨と同様に斜面土層に浸透したためと考えられる。

3. 関数モデルによる湧水量の予測

地下水位変動の代わりに、ここでは斜面からの湧水量変化を、実効雨量を指標とした関数モデルで予測することを試みる。用いた降雨データは、**図-2** に示す小学校で観測した時間降水量である。ここで 12 月以降に観測された降水は積雪として一旦地表面に蓄積される事を考え、気温が 0℃を下回る 12 月から 3 月の降水は無視することとした。検討の結果、半減期が 480 時間の 1 種類の実効雨量の指数関数モデルが比較的良く湧水量変化を表わすことができることが分かった。湧水量の実測値と関数モデルによる予測値の比較を**図-5a** に示す。細かい変動までは再現されていないが、夏期の比較的大きな湧水量が徐々に減少し、積雪期にはほとんどなくなるという大きな傾向は表現されている。一方で、3 月になって徐々に回復してくる湧水量については、関数モデルでは全く表わされていない。これは、関数モデルでは 12 月から 3 月の降水を無視しているためであり当然の結果と言えるが、実現象では、融雪水の供給が斜面からの湧水量の回復に寄与している事を考えれば、関数モデルにおいても実効雨量の中に融雪水の供給を組み込む必要がある。そこで、**図-4** に示した積雪深と気温変動のデータを元に、積雪の密度変化を考慮した積雪面低下法によって融雪水量を推定し、降雨量に加えて同様の解析を行った。その結果、**図-5b** に示すように、融雪期の湧水量の増加がよく再現されておいることが示された。

4. おわりに

本研究では、降雨や積雪、気温のデータから、融雪水量を考慮して斜面湧水量の実測値を再現することを試みた。その結果、積雪地域において斜面危険度を評価するためには、融雪水の供給を考慮する必要があることを示した。今後は、栃尾小学校での斜面危険度評価手法を実際に適応し、早期警戒・避難に有効な情報提供を行う予定である。

参考文献

小杉賢一朗，藤本将光，山川陽祐，正岡直也，糸数哲，水山高久，木下篤彦，山体基岩内部の地下水位変動を解析するための実効雨量に基づく関数モデル，砂防学会誌，66(4)，pp.21-32，2013.

小杉賢一朗，三道義己，藤本将光，山川陽祐，正岡直也，水山高久，平松晋也，福山泰治郎，地頭薗隆，関数モデルを用いた深層崩壊の要因となる基岩地下水位変動の解析，砂防学会誌，66(6)，pp.3-14，2014.

V-042

2017 年九州北部豪雨災害により火山岩地域で発生した崩壊の発生時刻と崩壊形態との関係 －日田市柳瀬地区の事例－

パシフィックコンサルタンツ株式会社　　松澤　真

1. はじめに

平成 29 年 7 月の九州北部豪雨により福岡県朝倉市，大分県日田市では斜面崩壊が多数発生した．筆者は，日本応用地質学会平成 29 年 7 月九州北部豪雨災害調査団の団員として 9 月 3 日に大分県日田市鶴河内柳瀬地区の調査をした際，住民の方から大規模崩壊 2 箇所と表層崩壊 1 箇所の発生時刻をヒアリングする事ができたため，崩壊地の現地踏査および XRAIN による雨量解析を実施し，崩壊の発生時刻と雨量・崩壊形態との関係について検討を行った．

2. 調査地域の地形・地質的特徴

調査地では，鶴河内川が北東から南西に向かって流下しており，川沿いに集落が分布している．大規模崩壊①は左岸側，大規模崩壊②は右岸側で発生しており，大規模崩壊②の付近では，表層崩壊①が発生していた(**図-1**)．大規模崩壊①，②の見掛かけの摩擦角は，それぞれ，14，15° と非常に緩く，崩壊土砂の流動性が非常に高い事が特徴である．

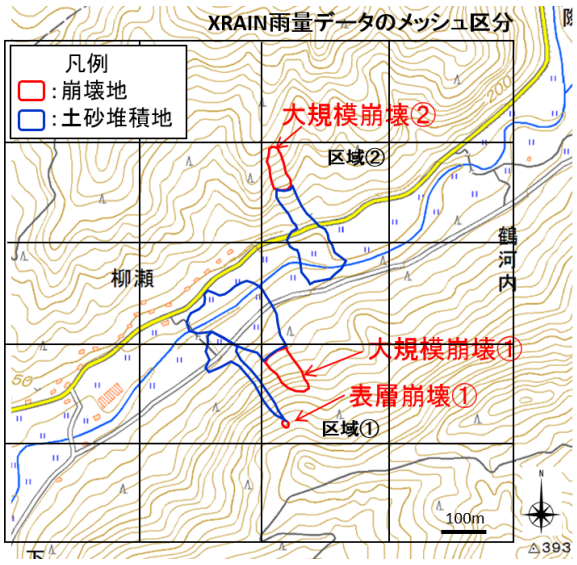


図-1　崩壊地周辺の地形図(基図:地理院地図)

調査地周辺の地質は、中新世後期～鮮新世の火砕岩類（北坂本累層）を基盤岩とし、鶴河内川の左岸側の尾根付近にはキャップロックとして覆う鮮新世安山岩溶岩（夜明火山岩類）が分布する [1)]．

3.結果と考察

3.1 崩壊の発生時刻と雨量の関係

XRAIN データのメッシュ区分を図-1 内に黒枠で示しているが，この範囲のうち区域①および区域②の 1 分間雨量データを**図-2**（7 月 5 日 10 時～22 時)に示す．雨量データの一部は欠測しているが，区域①の総雨量は 307mm，区域②は 265mm 程度と区域①の方が 42mm 多い結果となった．**図-2** には近隣住民へのヒアリング結果に基づく崩壊の発生時刻を追記しているが，雨量と崩壊現象との明瞭な関係は認められなかった．

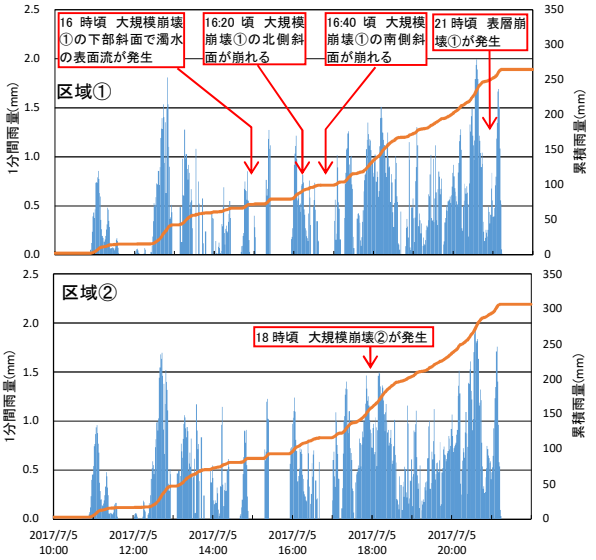


図-2　崩壊の発生時刻と雨量の関係

3.2 崩壊地の地質的特徴

3.2.1 大規模崩壊①

崩壊地には，基盤岩である凝灰角礫岩が分布しており，地表付近に 1～2m 程度の表土層が形成されていた．崩壊は 2 回に分けて発生しており，まず北側で崩壊し，次に南側の崩壊が発生した．

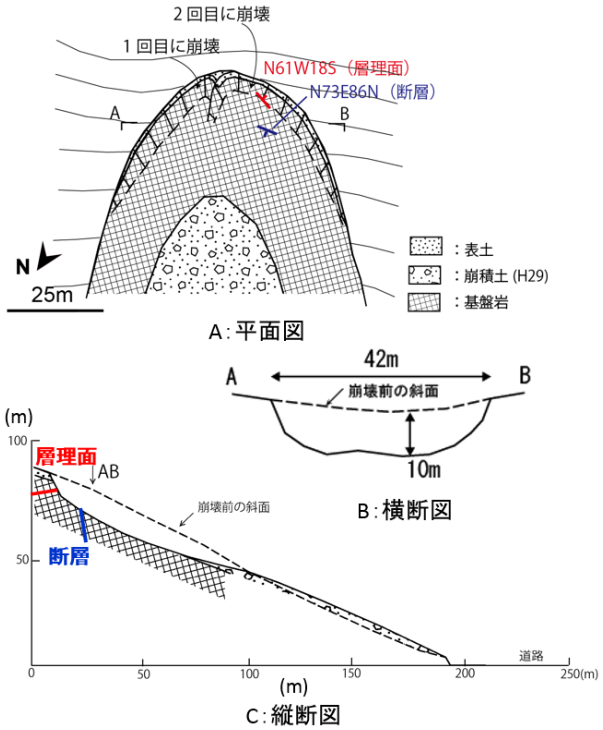


図-3　大規模崩壊①の簡易測量結果

崩壊地の簡易測量結果を**図-3** に示すが，崩壊面の縦断形状はスプーンで抉ったような形を呈しており，斜面下部には今回の崩壊で発生した崩壊土砂が堆積している．崩壊深は最大 10m であり崩壊の幅は 42m である．層理面は N61W18S を示し，緩い盤構造である．また，崩壊地の上部には高角な断層(N73E86N)が分布している．断層には粘土が充填されており，崩壊面上にも赤茶色の粘土が付着していたため，全岩粉末試料の XRD 分析を実施した結果，断層粘土，崩壊面上の粘土ともにハロイサイトが形成されており，崩壊面上の粘土にはスメクタイトも形成されていた事が明らかとなった．

3.2.2 大規模崩壊②

崩壊地には，大規模崩壊①と同様に基盤岩である凝灰角礫岩が分布しており，地表付近に 1～2m 程度の表土層が形成されていた．基盤岩はハンマーの打撃により崩れるほど風化しており，褐色を呈していた．崩壊地の簡易測量結果を**図-4** に示す．

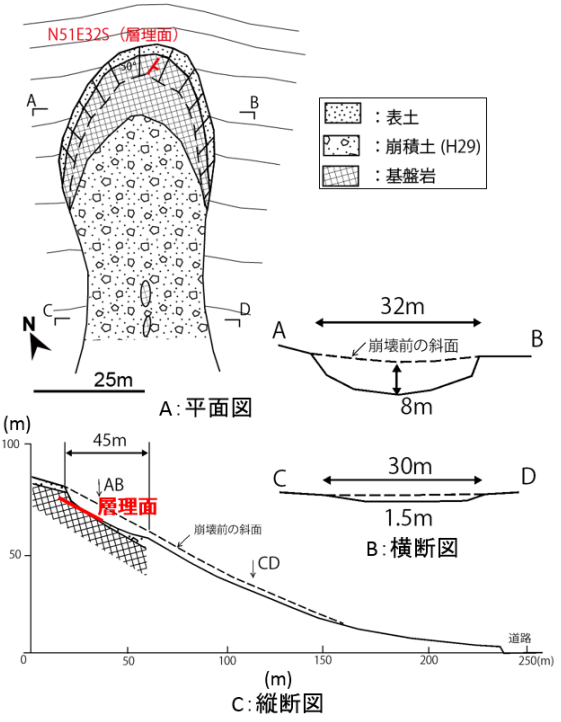


図-4 大規模崩壊②の簡易測量結果

大規模崩壊②は大規模崩壊①より一回り小さい崩壊である．層理面は N51E32S であり，緩い流れ盤構造を形成しており，崩壊は層理面上で発生していた．崩壊面上には赤茶色の粘土が付着していたため，全岩粉末試料の XRD 分析を実施した．XRF 分析の結果，崩壊面上の粘土には大規模崩壊①のすべり面上の粘土と同様にハロイサイトおよびスメクタイトが形成されていた．

3.2.3 表層崩壊①

表層崩壊①は，大規模崩壊①付近の南西斜面で発生しており，発生箇所の標高は大規模崩壊①より 30m 程度高かった．崩壊の深さは 1.5m 程度，幅は 11m であり，崩壊地には安山岩質の岩屑崩土が分布しており，大規模崩壊①の崩壊面に露出していた基盤岩は認められなかった．

3.3 崩壊発生のメカニズムの考察

表層崩壊①が発生した斜面は，キャップロックを形成している安山岩溶岩直下の斜面であるため，不安定なキャップロックの浸食に伴い，安山岩質の礫を多量に含む岩屑崩土層が形成されていたと推定される．キャップロックを形成する溶岩は亀裂が多く透水性の良い岩盤であるため，溶岩に降った雨水は速やかに下部の難透水性の基盤岩(火山砕屑岩類)に達した後，側方流動によりキャップロックの境界部である斜面に流出した可能性がある．このように透水性の良い溶岩が上位に載るキャップロック斜面では，雨水が遠回りする事により，「遅れ崩壊」が発生したため，崩壊の発生時刻が大規模崩壊より遅れた可能性がある．

4. まとめ

日田市柳瀬地区を事例として，崩壊発生時刻(住民ヒアリング)と雨量・崩壊形態との関係を検討した結果，以下のことが明らかとなった．

1) 崩壊は，表層崩壊より大規模崩壊が先に発生していたが，XRAIN による雨量データを確認した結果，崩壊の発生時刻と雨量との明瞭な関係は認められなかった．
2) 大規模崩壊①は，斜面に直行する断層および緩い受け盤構造の層理面により囲まれた範囲が地下水を貯留しやすい構造を形成しており，地下水がダムアップされていた可能性がある．また，すべり面には崩壊の素因となるスメクタイトおよびハロイサイトを含む粘土が形成されており，崩壊が発生しやすい地質的素因を持っていた事が明らかとなった．
3) 大規模崩壊②は，緩い流れ盤構造であり，すべり面には，大規模崩壊①と同様にハロイサイト，スメクタイトが形成されていた事が明らかとなった．
4) 表層崩壊①は，形態は表層崩壊であるが，背後に透水性の良い溶岩からなるキャップロック構造という天然の水瓶が形成されていたため，雨水起因の地下水の供給が遅れ，「遅れ崩壊」が発生したと想定される．

5. 参考文献

1) 木戸道男：第三章新生界, 3.2 北部～中部九州 7 英彦山-耶馬溪地域．日本の地質 9 九州地方，p. 136-140，1991.

謝辞：近隣住民の方には崩壊発生時刻をヒアリングさせて頂き，株式会社ドーコンの田近氏には崩壊メカニズムについて貴重なご意見を頂きました．ここに感謝の意を表します．

V-043

紀伊山地における重力変形斜面で採取したボーリングコアの溶出特性について

国土交通省　近畿地方整備局　大規模土砂災害対策技術センター　木下篤彦・菅原寛明・田中健貴
国土防災技術株式会社　○小川内良人

1. はじめに

紀伊山地では，平成 23 年 9 月台風 12 号の豪雨により，大規模な深層崩壊が多発し，17 箇所の天然ダムが形成された。このような深層崩壊による被害を軽減するためには，深層崩壊の発生のおそれのある斜面を抽出し，保全対象の重要性を勘案した上で深層崩壊の発生を抑制する有効なハード対策とソフト対策とを組み合わせた事前予防対策が重要である。紀伊山地では，広範囲に重力変形斜面に関する地形解析を実施して，深層崩壊の発生のおそれのある斜面が抽出されているが，対象斜面が多く個々の斜面の相対的な危険度は把握されていない。

そのため，危険斜面を絞り込む手法を検証するために，既往解析で抽出された重力変形斜面の内，121 斜面について地形解析と 23 斜面の現地調査を行い，重力変形斜面脚部の湧水の電気伝導度と溶存イオンの関係や斜面のひずみ率，斜面の危険度評価，比抵抗パターンとの関係を検討した結果が報告されている[1)]。

本研究では，既往報告の 23 斜面の湧水の水質と斜面のひずみ率との関係について着目し，どのような岩盤の状態が電気伝導度に影響を与えているのか把握することを目的とし，重力変形斜面を対象に調査ボーリングを実施して，ボーリングコアを利用した岩石溶出試験を実施して検証した。

2. 研究方法

2.1 研究方法

対象地は，平成 23 年深層崩壊が発生した赤谷地区の西側の流域である。既往解析で抽出された重力変形斜面について，斜面のひずみ率を千木良（2015）[2)]，斜面の危険度評価（Ⅰ～Ⅳ区分）を千木良ら（2014）[3)] に従って解析し，変形度の異なる【赤谷西 1】と【赤谷西 2】の 2 つの斜面を選定した（図-1）。赤谷西 1 斜面はひずみ率 4.7%，斜面の危険度評価Ⅳ，比高 325m である。赤谷西 2 斜面は，ひずみ率 2.8%，斜面の危険度評価Ⅱ，比高 308m である。平成 23 年深層崩壊の赤谷地区は，ひずみ率 5.3%，斜面の危険度評価Ⅳ，比高 610m である。

赤谷西 1，2 のそれぞれの斜面で調査ボーリングを実施し，孔内傾斜計と水位専用孔の 2 孔をセットで設置した。ボーリング調査中には，ボアホールカメラ観測を実施し，岩盤の開口量を解析した。また，ボーリングコアは，脇坂（2012）[4)]に従って破砕度区分を実施した（図-1）。

溶出試験に使用したコアは，岩盤の開口量やコアの破砕度区分ごとに，それぞれ異なる条件のコアを選定した。溶出試験は，長さ 5cm～15cm で採取したコアの形状を保ったまま，試料と溶媒水の液固比を 1:10 とした pH6.0 の溶媒水に浸した。試験開始後から 3 日後，5 日後，7 日後，14 日後，28 日後の 5 回，それぞれ採水した。分析項目および分析法は，Na^+，K^+，Ca^{2+}，Mg^{2+}，Cl^-，SO_4^{2-}，pH，電気伝導度（以下，EC と表記）を JIS K 0102 とし，SiO_2，HCO_3^-を JIS K 0101 とした。

また，対象斜面周辺の地表水やボーリング孔内水を定期的に採水して水質分析を実施した。分析項目は，岩石の溶出試験と同じ項目とした。

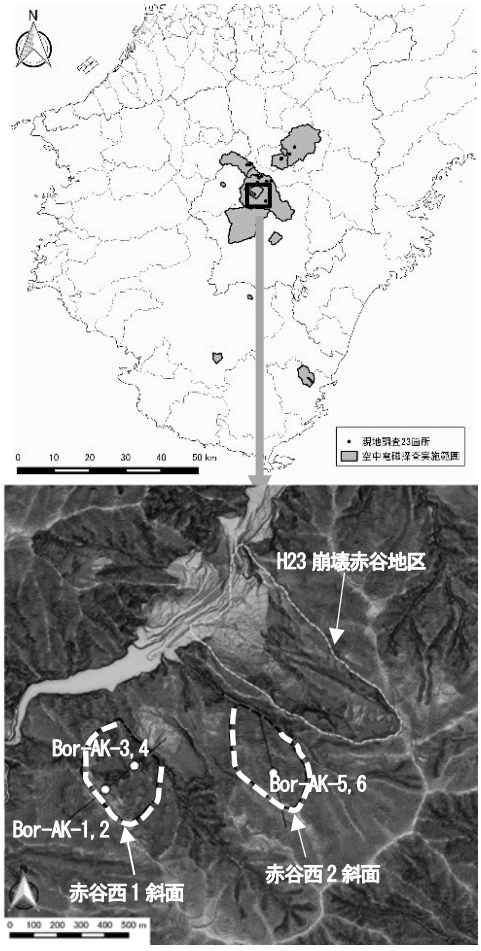


図-1　調査位置図

3. 調査結果

3.1 岩石の溶出試験結果

(1) 溶存イオンと EC との関係

岩石の溶出試験結果では，EC 値が Ca^{2+}，HCO_3^-の溶出量と高い相関性を示した（図-2）。コアに炭酸塩鉱物の白色脈が挟在されている場合は，Ca^{2+}，HCO_3^-の溶出量が特に高くなっている。

(2) 岩盤の開口量と EC，SiO_2の関係（図-3）

EC 値は，開口量が 4mm 程度をピークとする分布形態を示す。開口量が小さい場合は，水との接触面積が小さいので溶出量が少ないが，開口量が大きくなると水との接触面が増加して溶出しやすい。更に開口が進むと溶出の過程で溶出する物質が少なくなり，溶出量も減少すると考えられ

る。重力変形斜面の変位が活発な場合は，変位により岩盤が開口して，地下水が新たな開口面に接触することで，溶出量が増加して EC 値が上昇するが考えられる。SiO_2 も開口量が 4mm 程度をピークとする分布形態を示す。

(3) コアの破砕度区分と EC，SiO_2 の関係（図-4）

EC は，Cr0（亀裂無し）では値が低く，Cr1b（開口部に細粒の充填物を挟む）では Cr0 や Cr1（開口亀裂）に比べて EC 値が高い傾向がある。細粒物は，地下水との接触面積が大きいので溶出量が多くなる。一方，Cr2～Cr4（Cr2→Cr4 へ破砕が進む）は，Cr1b に比べて溶出量が低下している。これは，破砕が進むと時間とともに次第に溶出する物質が少なくなっていくと考えられ，破砕度と開口量では溶出特性が異なっている。

SiO_2 は，Cr0 で溶出量が小さく，Cr1b，Cr2～Cr4 へと SiO_2 の溶出量が多くなっており，EC とは異なる溶出形態を示す。岩盤が破砕により細粒化して SiO_2 が溶出しやすくなると考えられ，岩盤の破砕状況を推定する指標となることが示唆される。

3. 2 重力斜面脚部湧水の EC とひずみ率・斜面の危険度の関係

重力変形斜面脚部の湧水の水質は，Ca^{2+} と HCO_3^- が富む Ca－HCO_3-型の一般的な地下水である。湧水の電気伝導度は，Ca^{2+}，HCO_3^-，SO_4^- と高い相関性が得られた。これは岩石の溶出試験結果と整合している。Ca^{2+}，HCO_3^-，SO_4^- の溶出は，紀伊山地の四万十帯に炭酸塩鉱物や硫化物が多いことに由来している。

重力変形斜面脚部の湧水の EC 値とひずみ率の関係を図-5 に示す。平成 23 年深層崩壊斜面は，冷水地区以外はひずみ率 5～7%に集中し，EC 値が高く危険度評価Ⅳが卓越する領域にある。

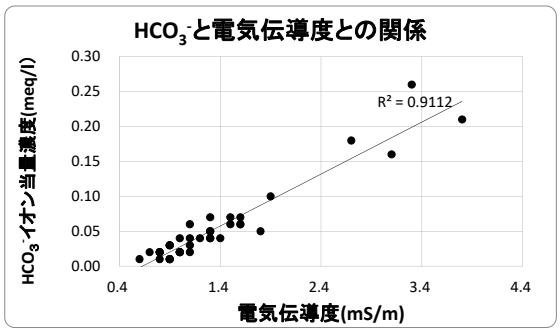


図-2　EC と HCO_3^- の関係（Bor-AK-5）

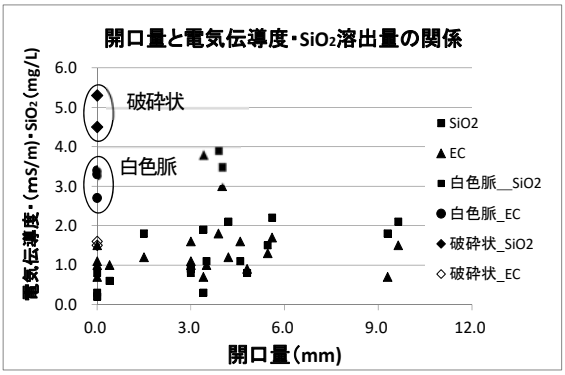


図-3　開口量と EC・SiO_2 の関係

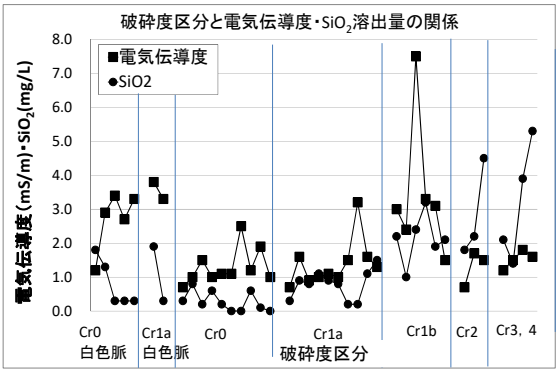


図-4　破砕度区分と EC・SiO_2 の関係

4. おわりに

本研究では，紀伊山地における重力変形斜面で調査ボーリングを実施し，採取されたコアを利用して岩石の溶出試験を実施した。その結果，岩盤の開口量や破砕度などの岩盤の状態によって溶出量が異なること，炭酸塩鉱物由来の Ca^{2+} と HCO_3^- の溶出が EC 値に大きく影響していること，SiO_2 の溶出量の違いが岩盤の破砕状態を示す可能性があること，岩石の溶出試験結果と重力変形斜面脚部の湧水の水質の特徴が類似していることが分かった。

深層崩壊の発生のおそれのある斜面の抽出を絞り込む手法の指標として，斜面のひずみ率・危険度評価・比高・EC の組み合わせが有効になることが示唆された。これまで深層崩壊のおそれのある斜面を抽出する手法には，地頭薗ら（2006）[5] が，渓流の EC が危険斜面を抽出の指標になることを示している。今後，斜面のひずみ率・危険度評価・比高・EC に着目した斜面の絞り込むための手法として，調査事例を増やして手法を検証を進めたい。

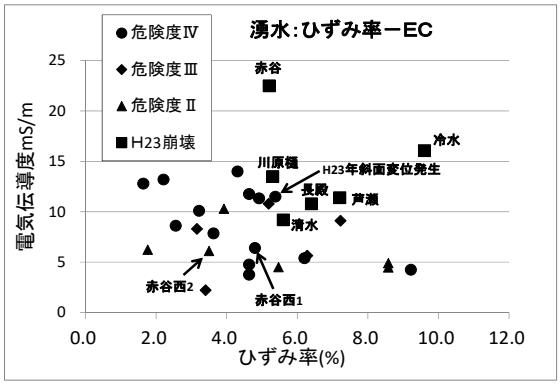


図-5 湧水の EC・ひずみ率・危険度評価の関係

【引用文献】

1) 今森直樹・田中健貴・木下篤彦・林　幸一・森加代子・高原晃宙・小川内良人・横山　修（2017）：紀伊山地における重力変形斜面と水文・水質の関連性について，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集 R4-20

2) 千木良雅弘（2015）：深層崩壊の場所の予測と今後の研究展開について，応用地質，56 巻，5 号，200-209

3)千木良雅弘・坂島俊彦・渋谷研一（2014）：深層崩壊発生危険斜面の地質・地形的抽出法について，平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集，A-16-17

4)脇坂安彦・上妻睦男・綿谷博之・豊口佳之（2012）：地すべり移動体を特徴づける破砕岩－四万十帯の地すべりを例としてー，応用地質，第 52 巻，第 6 号，231-247

5) 地頭薗隆・下川悦郎・寺本行芳一（2006）：深層崩壊発生場予測法の提案ー鹿児島県出水市矢筈岳山体を例にしてー，砂防学会誌，Vol. 59，No.2，pp.5-12

V-044

安倍川流域における地震による崩壊と重力斜面変形

国土防災技術（株）　○横山　修
京都大学　千木良雅弘
静岡大学　今泉文寿

1. はじめに

近年，東海地方及び東南海地方では，南海トラフ沿いの巨大地震が懸念されており，大規模崩壊を誘発する可能性が考えられる。静岡県の東部を流れる安倍川の源流域にある大谷崩は，日本における最大規模の地震の一つである 1707 年宝永地震により発生したと言われている [1]。また，1854 年安政東海地震の際には，安倍川流域で多くの崩壊が発生した記録が絵図（図-1(a)）として残されている [2]。しかし，絵図を書き直した地図（図－1(b)）は，特定位置の根拠に乏しく，十分な検証がされていない。

本研究では，1854 年安政東海地震の際に発生した崩壊ついて，航空レーザー測量（以下，LiDAR）データを用いた微地形判読や現地調査により，崩壊地の実態解明を進めている。本報告では，その結果の一部を示す。

2. 1854 年安政東海地震と崩壊絵図

安政東海地震は，駿河湾から遠州灘，紀伊半島南東沖一帯を震源とする M8.4 の巨大地震である。古絵図は地震の翌日に当時の安倍川流域 36 か村の名主が集まり，地震による 100 箇所以上の山崩れ被害を幕府に届けたものである（図－1）[2]。黒太線は尾根及び河道，ハッチング（横線）は崩壊地である。安倍川支流中河内川の崩壊箇所付近では，河道の幅が広く，崩壊により天然ダムが形成された可能性がある。

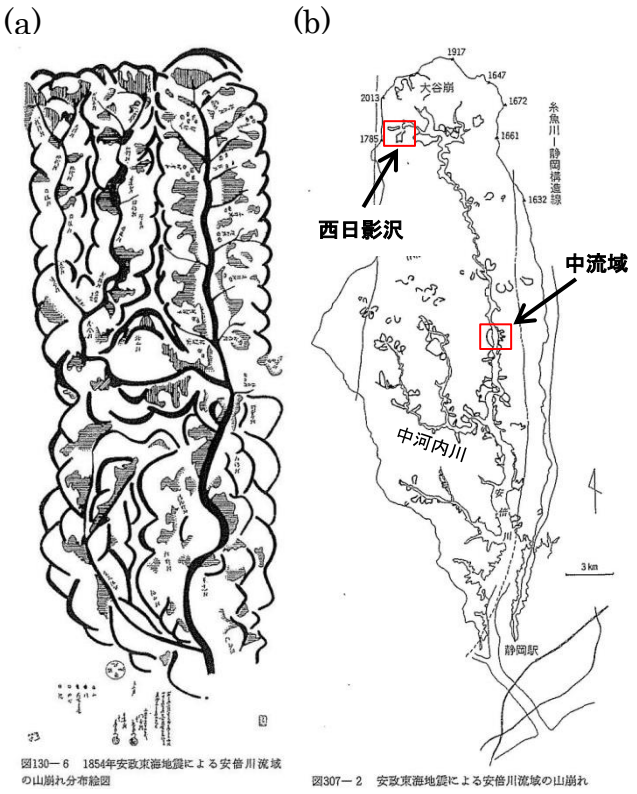
安倍川流域には古第三紀瀬戸川層群のスレートが広く分布しており，図－1(b)に示す崩壊箇所の多くはスレートの分布域であったと考えられる。

3. 崩壊箇所の実態

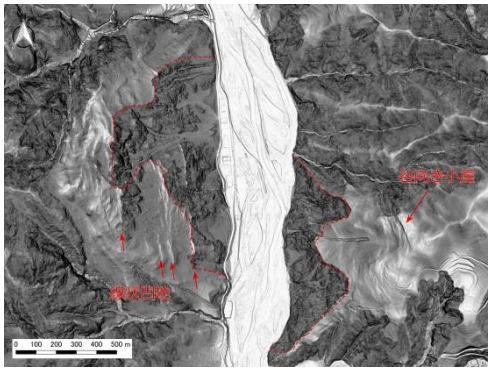
対象地域の詳細な地形的特徴を把握するため，LiDAR データによる 1m サイズの DEM を用いて，線状凹地等の微地形の判読を行った。また，現地踏査により地質図を作成，重力斜面変形している露頭の観察等を行い，重力斜面変形と地質構造の関係を分析した。

3.1 見月山

安倍川中流で，両岸に馬蹄形の急崖が残されており，安政東海地震時に発生した崩壊斜面である可能性が高い（図－2）。右岸斜面では，崩壊地内や崩壊地の上方斜面に南北方向に延びる線状凹地が発達している。一方，左岸斜面には線状凹地は見られず，複数列の谷向き小崖が発達していた。南北走向でかつ 70～90 度に急傾斜するスレート劈開は斜面傾斜方向（安倍川方向）に倒れていた（図－3）。これらのことから，両斜面で重力斜面変形が発生していたことが伺える。また，これらの線状凹地や谷向き小崖の延長線には，断層露頭が確認された。よって，線状凹地や山向き小崖は，断層面であると考えられる。



図－1　既往文献に示される崩壊地分布図 [2]
(a)山崩れ分布絵図，（b）地図に書き直したもの



図－2　安倍川中流域の対象斜面



図－3　左岸に発達するスレートのトップリング

3.2 西日影沢

絵図を移写した地図には，西日影沢源流域付近に崩壊が記載されている。しかし，実際には西日影沢には崩壊跡地が多数存在しており（図－4），安政東海地震による崩壊発生箇所の特定には至っていない。

崩壊跡地が密集する東向き斜面では，重力斜面変形が進行している。主稜線付近の起伏の小さな緩斜面や，N-S 方向に延びる複数列の明瞭な線状凹地，山向き小崖が認められる（図－4）。また，河床付近では，南北の走向で山（西）側に高角度で傾斜するスレート劈開が折れ曲がり，低角度となっていた（図－5）。同時に，スレートを高角に切断する断層もスレート劈開の折れ曲がりに伴い倒れていた。

線状凹地の延長部分で断層破砕帯が確認されたことから，明瞭な山向き小崖は，スレートのトップリングに伴う急勾配断層に沿った変位によって作られたと考えられる（図－6）。線状凹地は，断層面に沿って上方斜面が陥没した結果と推定される。

4．重力斜面変形が崩壊に及ぼす影響

安倍川流域においては，高角度の劈開を有するスレートの重力斜面変形が地震による大規模な崩壊の原因と推定される。図－7 に示すように，スレートのトップリングが発生した場合，岩盤の強度が著しく低下するほか，亀裂の発生に伴う透水性や保水性が増大すると考えられる。また，地震時の振動は，開口したクラックにより増幅されやすい（Marzorati et al., 2011）[3]。さらに，トップリング変形に伴い，高角度の断層は地表では明瞭な線状凹地を形成し，地中では地下水の流れを規制する。一般に，ガウジを伴う断層破砕帯は不浸透性で，地下水が排水されにくいことから，地下ダムの形成が考えられる。したがって，重力斜面変形が進行している斜面では，暴風雨の影響を受けやすく，特に地震後では小規模の降雨でも崩壊が発生しやすい条件となっている。

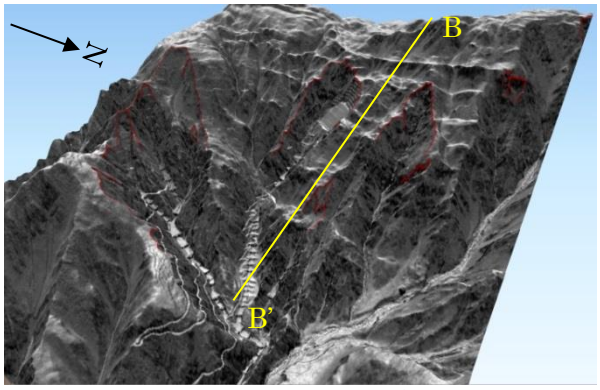
5. まとめ

安政東海地震で発生したとされる安倍川流域の崩壊斜面について実態把握を行った。崩壊は高角度に傾斜する劈開を有するスレート地帯で発生していた。また，調査を行った 2 箇所で線状凹地を伴う重力斜面変形が進行していた。明瞭な線状凹地は，スレートのトップリングに伴う急勾配断層に沿った変位の結果であり，このような地形地質構造が地震や地震後の降雨による崩壊の原因となったものと考えられる。

謝辞：静岡森林管理署には，国有林内での調査許可を頂いた。ご協力感謝申し上げます。

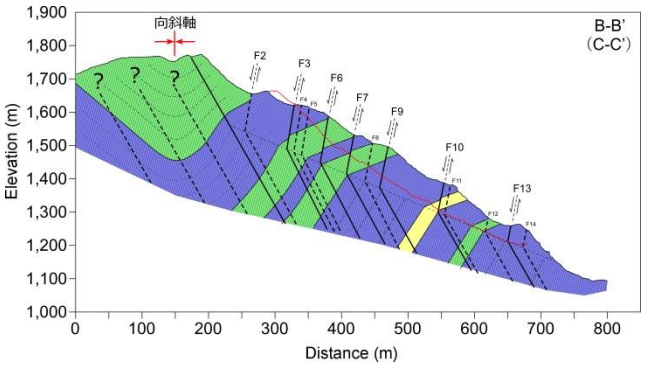
引用文献：

1) 田畑ら，天然ダムと災害，p.19-20，2002
2) 静岡県，静岡県史 別編（自然災害史 1 巻），1996
3) Marzorati et al., Site effects “on the rock”: the case of Castelvecchio Subequo (L’Aquila, central Italy). Bulletin of earthquake engineering, 9(3), 841-868. , 2011

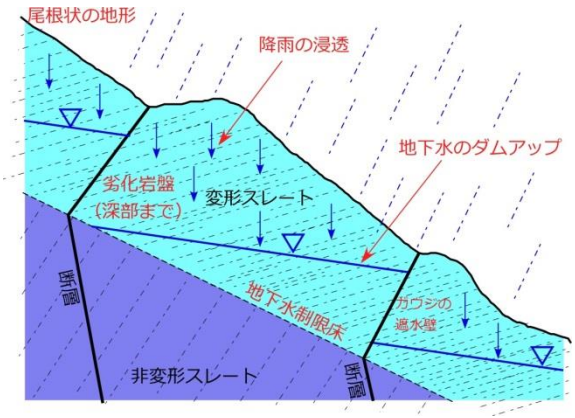


図－4　山腹に発達する線状凹地


図－5　スレートのトップリング



図－6　西日影沢の地質断面図



図－7　重力斜面変形による崩壊の要因

V-045

岩盤内地下水の流動経路予測と深層崩壊発生危険度予測のための簡易手法の提案

信州大学農学部 (現 和歌山県庁)　　○ 寺下　和杜
信州大学学術研究院農学系　　平松　晋也・福山泰治郎

1. はじめに

本研究では，深層崩壊の発生予測に資することを目的とし，対象流域内で岩盤内地下水位と湧水量の観測に加え，これらの電気伝導度の経時変化を観測した。そして，岩盤内地下水位や湧水量の降雨応答特性について考察するとともに，原位置トレーサー試験を実施し，岩盤内地下水流動経路のモデル化を試みた。

2. 研究対象流域と観測項目

対象流域は，長野県上伊那郡飯島町に位置する与田切川流域内の小流域（Y-1 流域：図-1）であり，流域内の上流 4 地点（Y-1Gw1,Y-1Gw2,Y-1Gw3,Y-1Gw4）で岩盤内地下水位と電気伝導度を，下流部 2 地点（Y-1Sw1,Y-1Sw2）で湧水量と電気伝導度をそれぞれ観測した。

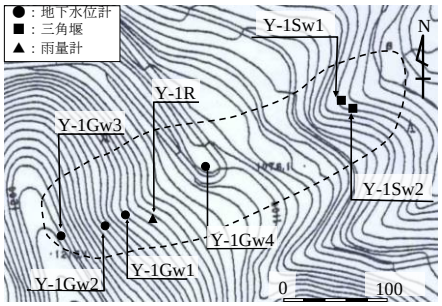


図-1　研究対象地（Y-1 流域）

3. 岩盤内地下水位と湧水量の降雨応答特性

岩盤内地下水位と湧水量の経時変化を示す図-2 より，Y-1Gw1 や Y-1Gw4 地点とは異なり，Y-1Gw2 地点の岩盤内地下水位は降雨に対して鋭敏に反応している事実より，地下水の供給水源が異なるものと推察される。一方，流域最上流部に位置する Y-1Gw3 地点では，降雨による地下水位の変化がほとんどみられない。Y-1Sw1 と Y-1Sw2 地点は近接しているものの，Y-1Sw1 地点の湧水量は Y-1Sw2 地点よりも降雨応答特性が鋭敏である事実が確認された。

4. 岩盤内地下水の流動経路

降雨開始から岩盤内地下水位ピークまでの総降雨量と遅れ時間(降雨ピークから岩盤内地下水位ピーク出現までの時間差)の関係を示す図-3 と総降雨量とピーク岩盤内地下水位の関係を示す図-4 より，総降雨量の増加とともに遅れ時間は減少し，ピーク岩盤内地下水位は増加するといった傾向が確認される。しかしながら，同規模の総降雨量に対するピーク岩盤内地下水位には少なからず

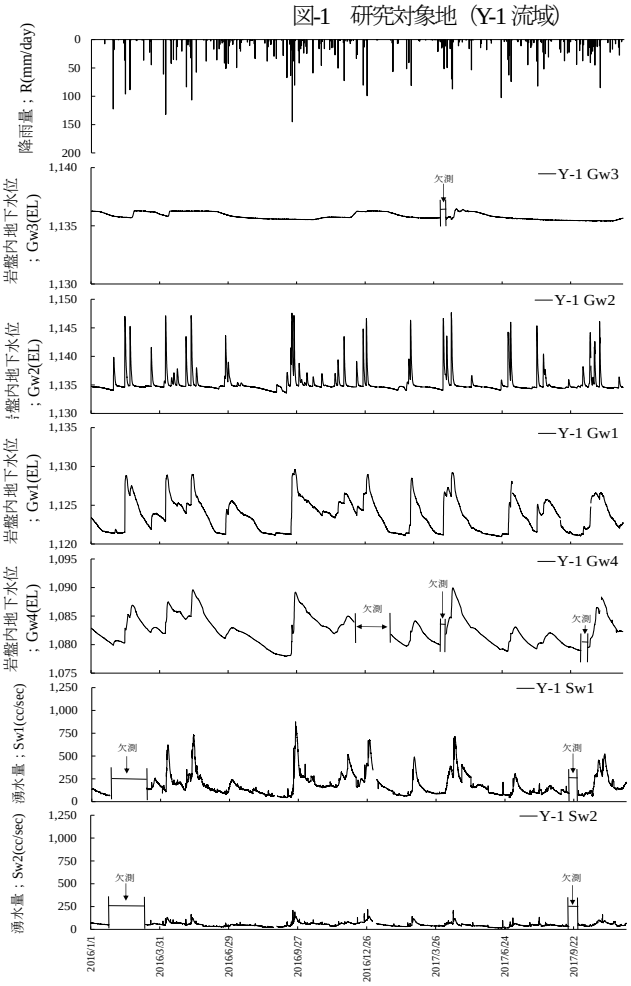


図-2 岩盤内地下水位と湧水量の経時変化

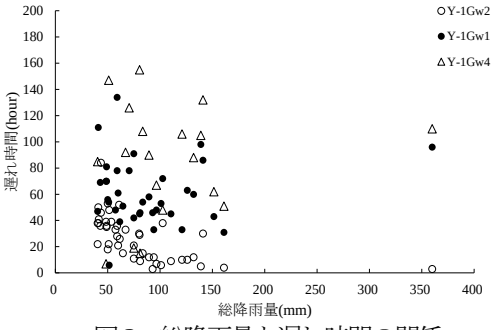


図-3　総降雨量と遅れ時間の関係

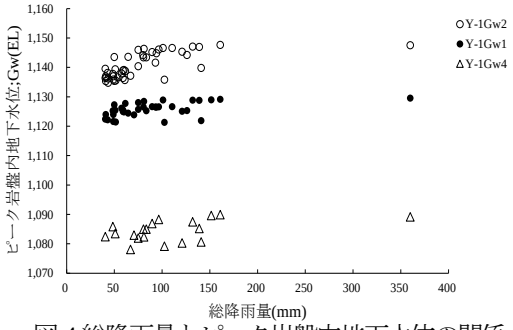


図-4 総降雨量とピーク岩盤内地下水位の関係

バラつきがみられるため，実降雨量を用いて地下水位の挙動を眺めると，岩盤内地下水位の上昇に上限値が存在する事実が確認された(図-5)。さらに，10 月 19 日～23 日の降雨イベントを例として，ピーク岩盤内地下水位の縦断変化(図-6)を眺めると，Y-1Gw2 地点のピーク出現時間が最も早く，その後 Y-1Gw4 地点がピークを迎えるまでの期間で他の地点とは異なり Y-1Gw1 地点の地下水位に変化がほとんどみられなかった。この結果は，Y-1Gw2 と Y-1Gw4 地点の岩盤内地下水位の供給水源は同一である事実を示唆するものである。

さらに，Y-1Gw2 地点を投入孔として 4 回，Y-1Gw4 地点を投入孔として 2 回トレーサー試験を実施し，岩盤内地下水流動経路の把握を試みた。その結果，トレーサーの投入量や濃度，投入時の岩盤内地下水位の違いにより，トレーサーの各岩盤内地下水位観測地点への到達所要時間に差違がみられたものの，図-7 に示すように Y-1Gw1 地点へのトレーサーの到達はみられなかったが，Y-1Gw2 地点に投入した 4 回中 3 回で Y-1Gw2 地点から Y-1Gw3 と Y-1Gw4 地点へのトレーサーの到達が確認された。しかし， Y-1Gw4 地点から湧水地点へのトレーサーの到達は確認できなかった。

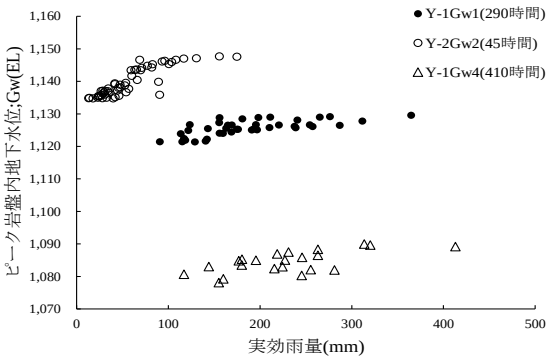


図-5 実効雨量とピーク岩盤内地下水位の関係

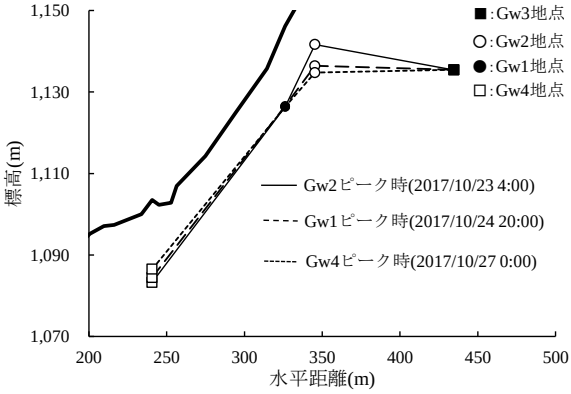


図-6 ピーク岩盤内地下水位の縦断変化

5. 深層崩壊発生危険度予測にむけて

Y-1 流域の Y-1Gw3 地点を除いた岩盤内地下水位観測地点は崩積土が厚く堆積しているため，複雑な水文地質構造を有しており地下水流動経路が極めて複雑であるといった事実に加え，データ不足のため，岩盤内地下水位や湧水量のモデル化を提示するまでには至らなかった。今後は，データを蓄積し，より詳細な地下水流動経路を把握することにより岩盤内地下水位や湧水量のモデル化を行っていく必要がある。

6. 今後の課題

本研究では Y-1Gw2 地点から Y-1Gw3 地点と Y-1Gw4 地点への地下水流動経路が確認された。しかし，Y-1Gw1 地点から下流方向への地下水流動経路や各地下水位観測孔と湧水地点間の地下水流動経路を確認するまでには至らなかった。今後は， Y-1Gw2 地点と Y-1Gw1 地点間と Y-1Gw1 地点から下流方向への地下水流動経路を確認するため，Y-1Gw2 地点と Y-1Gw1 地点に本研究より高濃度かつ多量のトレーサーを投入するとともに，Y-1Gw3 地点から Y-1Gw2 地点への地下水の流下を確認するため，Y-1Gw2 地点の岩盤内地下水位が Y-1Gw2＜Y-1Gw3 を示す期間内に Y-1Gw3 地点へのトレーサーの投入が必要となる。

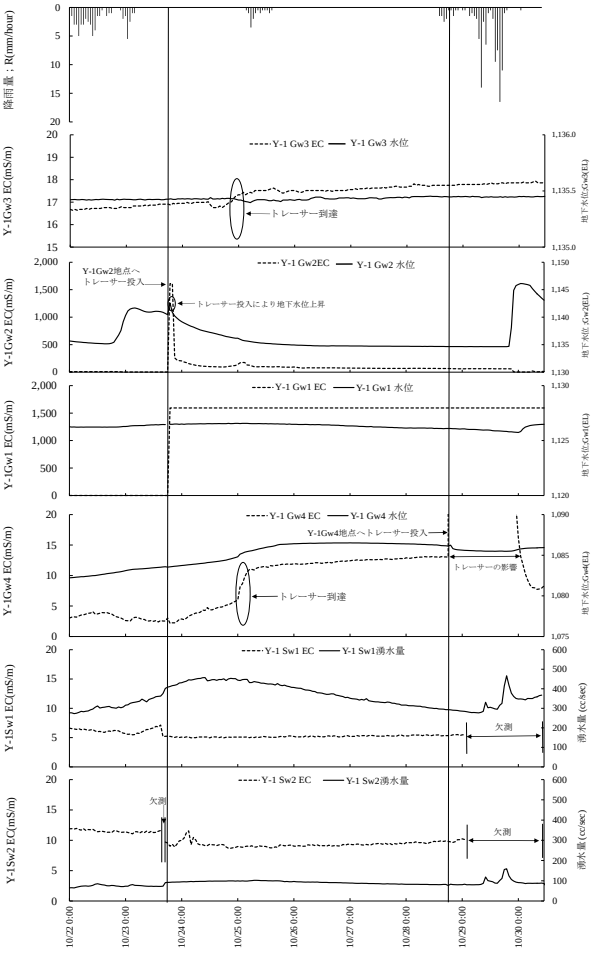


図-7 トレーサー試験結果

熊野地区における深層崩壊と地質・水文特性との関係（その 4）

中央復建コンサルタンツ株式会社　　○金村和生・岡島信也

1，はじめに

和歌山県田辺市熊野(いや)地区では、平成 23 年 9 月に発生した台風 12 号の大雨により、深層崩壊が発生し、甚大な被害をもたらした(図-1 参照)。6 日間で 1500mm を超える記録的な大雨が観測され、5 日目で崩壊した。

本研究では、今後の危機管理対策上、崩壊地と隣接する未崩壊斜面がどのような降雨条件で崩壊する危険性があるのかを評価するために、2 次元浸透流解析を実施し、降雨強度の違いによる感度分析を行った。ここでは、その研究結果の一例を報告するものである。

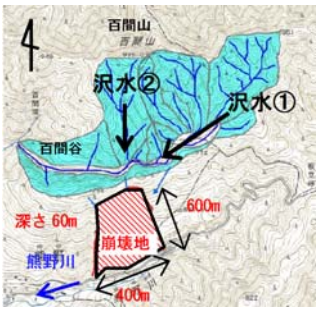


図-1　熊野地区地形図

2，崩壊の目安

筆者ら [1]は、深層崩壊のプロセスとして、背面沢など流域を越えた範囲から崩壊地内の緩み領域に、過剰に浸透・流入する深層地下水が、影響していると推察した。最近の研究 [2)3)]では、斜面のり尻に発生するパイピング破壊をトリガー（引き金）に、土塊、地下水と共に一斉に流れ出したものと考えている。崩壊時の 5 日目は、崩壊地全域が飽和状態となり（図-2 参照）、安定解析上、崩壊現象（安全率 Fs＜1）と整合した。また、斜面のり尻の水平方向の局所動水勾配は、パイピング破壊の目安とされる 0.5 よりも、さらに大きい 0.6 を示した（図-3 参照）。

これより、本研究では、斜面のり尻の水平方向の局所動水勾配が 0.6 以上を示すと、深層崩壊を誘発する可能性があると考えた。

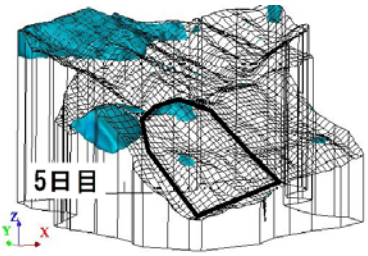


図-2　3 次元浸透流解析結果 [2)]
（着色部不飽和）

3，解析内容

解析断面を図-4 に示し、解析ケース、解析条件を表-1、表-2 に示す。case1 として、未崩壊斜面のⅢ測線を対象に 2 次元浸透流解析を実施し、崩壊斜面の主測線の水平方向の局所動水勾配(図-3)との違いを比較した。

case2 として、降雨強度量を 10mm/h、20mm/h、30mm/h と 3 パターン変化させた感度分析を実施し、崩壊が発生する危険性のある降雨条件を評価した。

地質断面図（Ⅲ測線）、解析モデル図を図-4、図-5 示す。

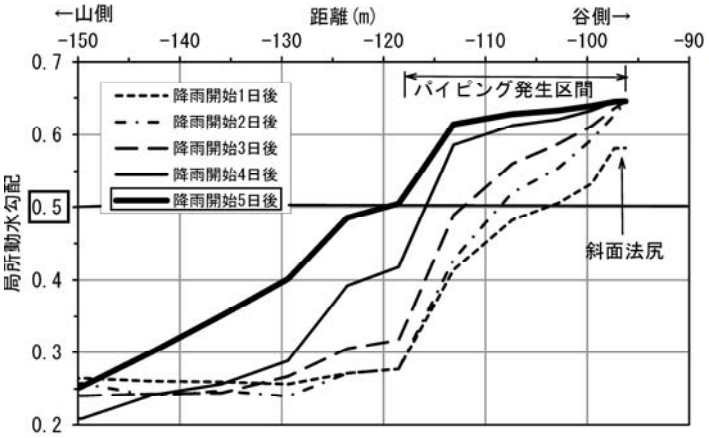


図-3　水平方向の局所動水勾配分布図(崩壊斜面) [1)]

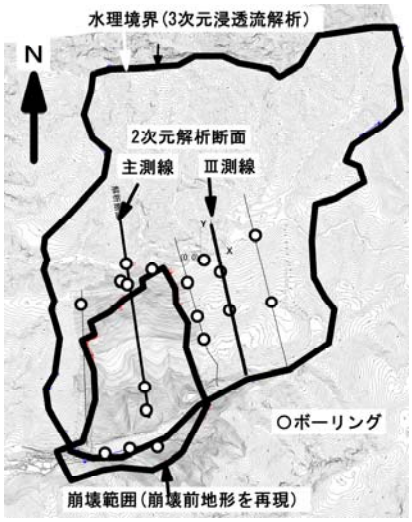


図-4 浸透流解析断面

表-1　解析ケース

解析ケース	解析条件	備考
Case1	台風12号雨量波形図	主測線との比較（同じ解析条件）
Case2-①	10mm/hの降雨を10日間継続	降雨量を変化させた感度分析
Case2-②	20mm/hの降雨を 1週間継続	〃
Case2-③	30mm/hの降雨を 1週間継続	〃

表-2　解析条件

地層名	土質	記号	飽和透水係数 Kr(cm/sec)	比貯留係数 Ss(1/m)	不飽和浸透特性のタイプ
古期崩積土	玉石・砂礫・砂	dt2	4.00E-03	1.00E-04	砂礫
牟婁層群	泥岩優勢互層	Msalt-U	1.00E-04	1.00E-04	泥岩
	泥岩優勢互層	Msalt-L	1.00E-05	1.00E-04	泥岩
	砂岩優勢互層	Ssalt-L	1.00E-05	1.00E-04	泥岩
	礫岩・砂岩	Cg, Ss	1.00E-05	1.00E-04	粘性土

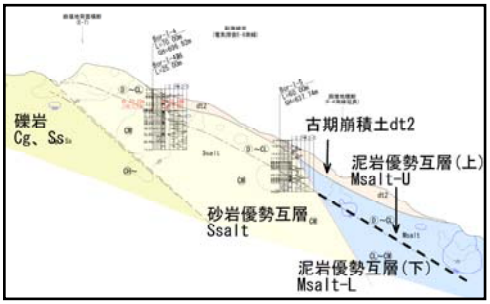


図-5　地質断面図（Ⅲ測線）

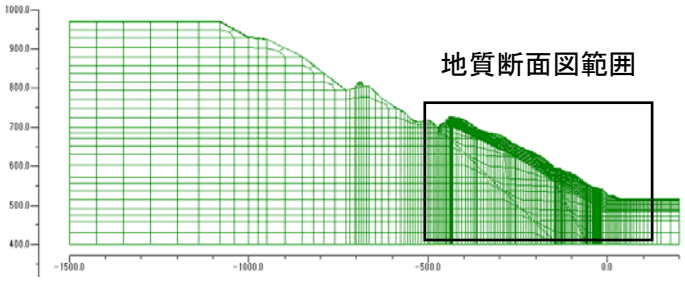


図-6　浸透流解析モデル図(Ⅲ測線)

4，解析結果

斜面のり尻から山側に向かって 80m 間の水平方向の局所動水勾配分布図を図-7 に示す。水平方向の局所動水勾配は、時間の経過とともに大きくなるものの、0.6 には達していない。0.6 に達しなかった理由として、Ⅲ測線は主測線に比べて、斜面が緩く、dt2 層の層厚が薄いことが考えられる。よって、崩壊が発生しなかったことを裏付けるものと考えられる。

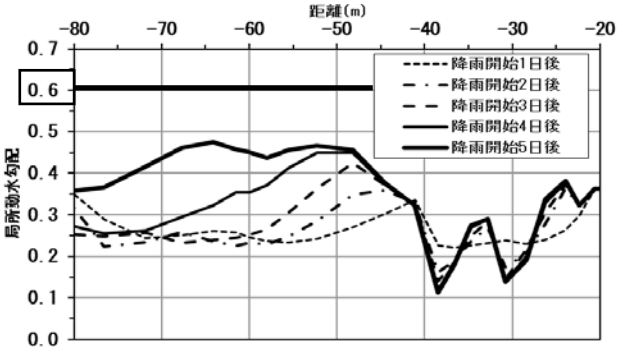


図-7　水平方向の局所動水勾配分布図(Ⅲ測線)

図-8 に累積降雨量と水平方向の局所動水勾配との関係図を示す。降雨強度 10mm/h、20mm/h の場合、累積降雨量が約 2,000mm で、水平方向の局所動水勾配が 0.6 以上を示す。降雨強度が 30mm/h とさらに大きい場合は、累積降雨量は 2,400mm で 0.6 を示す。これは、降雨強度が 30mm/h 以上と大きくなると、地中に浸透しない降雨や表流水が増加するものと考えられる。

図-9 に水平方向の局所動水勾配時系列時を示す。降雨強度 20mm/h、30mm/h では、降雨後 4 日目付近で水平方向の局所動水勾配が 0.6 となり、それ以降は横ばいを示す。また、降雨強度 10mm/h では、降雨後 9 日目でようやく水平方向の局所動水勾配が 0.6 を示す。いずれも現実的な降雨条件ではないと考えられる。

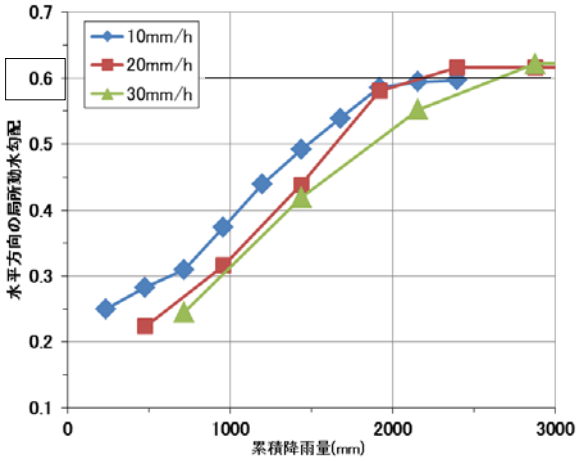


図-8 累積降雨量と水平方向の局所動水勾配との関係図

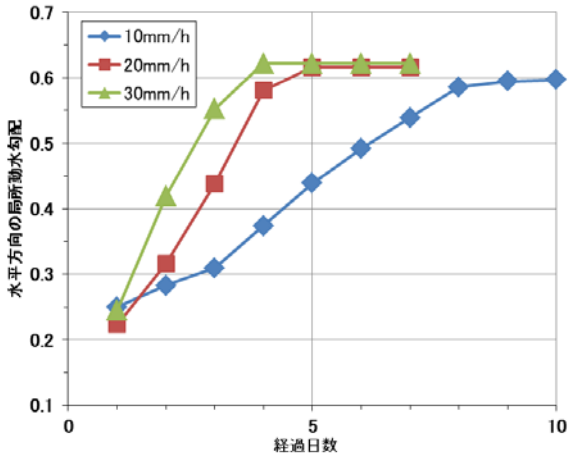


図-9　水平方向の局所動水勾配時系列図

5，おわりに

本研究では、崩壊地と隣接する未崩壊斜面に対して、降雨強度を変化させた感度分析を行った。その結果、台風 12 号時よりもさらに大雨の場合(累積降雨量 2,000mm 以上)、崩壊の危険性があると考えられた。今後、危機管理対策上の指標として活用できるように、さらなる研鑽に努めたいと考える。

【参考文献】

1) 桜井亘・北垣啓文・酒井良・平野剛・小杉賢一朗・金村和生・岡島信也・國眼定；和歌山県熊野地区における大規模崩壊(深層崩壊)と水ミチとの関係，平成 27 年度　地盤工学研究発表会

2) 金村和生・岡島信也・國眼定；和歌山県熊野(いや)地区における大規模斜面崩壊(深層崩壊)と水ミチとの関係(2)、平成 28 年度　地盤工学研究発表会

3) 金村和生・岡島信也；熊野地区における深層崩壊と地質・水文特性との関係(その 3)，平成 29 年度砂防学会研究発表会

V-047

深層学習を用いた地すべり地形自動抽出の試みと教師データの影響

日本工営株式会社　○古木　宏和、稲垣　裕、一言　正之
国立研究開発法人土木研究所　土砂管理研究グループ　地すべりチーム
櫻本　智美、藤平　大

1. はじめに

過去の土砂災害に関する情報は、土石流等の災害種別毎に実態が把握されつつあり、ビッグデータとして蓄積されている。しかしながら、土砂災害は発生場毎にその素因が異なるため精度の高い予測に困難を伴い、今後蓄積されたビッグデータを活用した、被害軽減のための予測技術の開発が望まれている。

近年、高速処理するコンピュータを利用した最新技術の中で、深層学習を用いた画像分析技術は、2012年を境に急速に発展を遂げている。その一つの特徴として、これまで困難であった画像からの特徴量の抽出が機械学習により、独自に可能になったことが挙げられる。これらの技術は医療分野等での適用が試行されており、砂防分野でも有効な分析ツールとしての研究が始まりつつある[1)]。

本研究では、斜面崩壊発生場の予測技術の一端として、公表されている地形データやソフトウェアを用いて、深層学習による地すべり地形の自動抽出が可能か試みた。

2.　地図画像を用いた画像生成研究の事例

本研究では、オープンデータ化された地理情報、すなわち国土地理院から提供されている地図タイルを活用し、深層学習の教師データを作成する。

深層学習により地すべり地形の自動抽出を試みた事例として岩崎他（2017）が挙げられる。これは、地図タイルを深層学習に適用し、地形情報と地質情報を組み合わせることにより、一定規模の地すべり地形が抽出可能であるとして、GAN（敵対的生成ネットワーク- Generative Adversarial Network）と呼ばれる学習システムを用いて地図画像の生成を試みている。画像生成には画像系のDNNであるpix2pixが使用されている。本研究においてはこの手法を参考とし、加工した地形情報から地すべり地形の抽出を試みた。

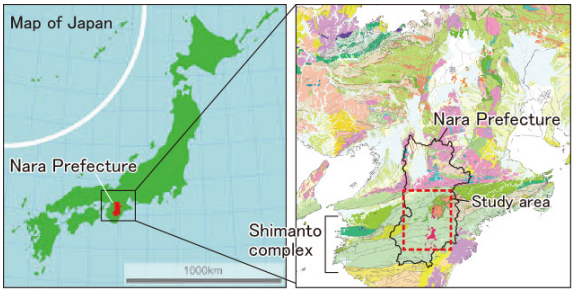


図 1　学習データの対象地域

産業技術総合研究所地質調査総合センター（編）(2015)
20 万分の 1 日本シームレス地質図に一部加筆

3. 教師データの作成方法

3.1 対象地域

対象とした地域は、斜面変動地形が多数分布するとされる地質帯(付加体地域)に着目し、奈良県南部、紀伊山地の一部とした(図1)。

3.2　教師データの作成手順

画像系のDNNであるpix2pixに地すべり地形の特徴を学習させるための画像は、仕様上1辺を256pixelの正方形に加工する必要がある。ここで、対象地域に分布する地すべり地形の規模や特徴を考慮した上で以下の手順で教師データを作成した。データ数は表1の通りである。

① 1 辺の長さは、分布する地すべりの規模を考慮した上で、500m、1kmとして機械的に切り分けた(図 2)。

② 基図は、5m メッシュ DEM を加工し、等高線データと、地すべり地形の特徴が傾斜量や曲率で表現され、技術者が一般に地形判読を行う上でも有効とされる CS 立体図[2)]を作成した。

③ 地すべり地形情報(正解画像)は防災科学技術研究所 研究資料「1:50,000 地すべり地形分布図」を用いた。

④ 上記データを用い pix2pix の仕様に沿い、図 3 のように教師データを作成した。画像は PNG 形式とした。

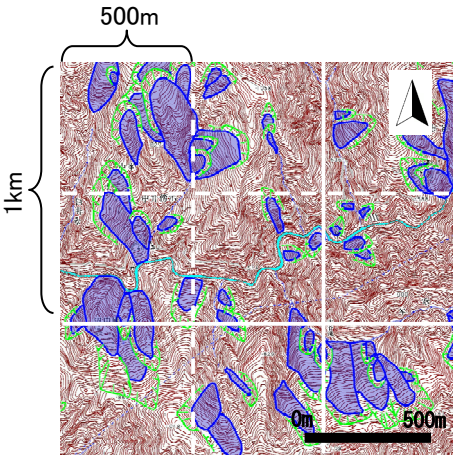


図 2　データ用地図画像の分割

国土地理院の電子地形図に防災科学技術研究所 研究資料「1:50,000 地すべり地形分布図」を追記して掲載

4. 深層学習による画像生成結果

4.1 学習時のパラメータ

学習実施時におけるpix2pixのパラメータを表2に示す。パラメータの設定は、モード崩壊を起こさず、正常に画像を生成する範囲でトライアルを行い設定した。

4.2 画像生成結果

上記の条件を元に深層学習を行い、pix2pixによる画像を生成した結果、等高線による画像生成結果(図4)では、緩斜面を抽出する傾向は見られたものの、地すべり地形全体の抽出には至らなかった。一方、CS立体図では地すべり地形全体を再現する傾向が得られた。

5. 学習データの影響の考察

地すべり地形を学習させるにあたり、学習データの影響を評価するための検討の一つとして、学習データの選別を行った。図1のように機械的に画像を分割した場合、地すべり土塊および周辺の地形が画郭から外れているものが多々存在する。これに対し、表1のCS立体図(1km×1km)の教師データの中から、地すべり土塊と地すべりの特徴を表す滑落崖地形、緩斜面等が比較的明瞭に表現されている画像を選別し、教師データとした。教師データ数は約800→約300と減少するが、このデータを学習させて画像を生成させたところ、図5のように相対的に地すべり地形の再現性が高い結果が得られた。

6. まとめ

深層学習による地すべり地形の自動抽出の試みとして、画像系のDNNであるpix2pixを用いて地すべり地形範囲を生成した。結果、基図の違いにより再現精度が異なる事が確認できた。すなわち、より視覚的に地すべり地形の特徴を表現できるCS立体図において再現精度が高くなった。また、教師データの影響として、データ数は減っても地すべり地形が明瞭に表現されている画像を教師データとする事で、より精度が向上することが確認された。今回は生成された画像に対し、定性的に同じ位置に描かれた画像に対して判定を行っているが、今後は定量的に出力画像と正解画像の一致率を算定する等、教師データの影響と精度の関係を整理する必要があると考える。

参考文献

1. 岩崎亘典、和山亮介 (2017) Deep Learning での地図タイル活用の検討, The 31st Annual Conference of the Japanese Society for Artificial Intelligence, 2017, 2B1-5
2. 戸田堅一郎 (2014) 曲率と傾斜による立体図法(CS立体図)を用いた地形判読, 森林立地, 56 巻 2 号, p.75-79

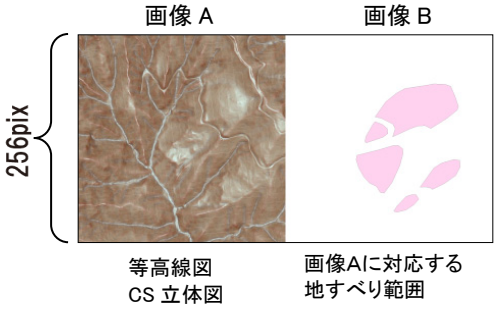


図 3 教師データの作成例

表 1 図種、図郭サイズごとの教師データ数

図種	図郭サイズ	教師データ数	検証データ数
等高線図	1km×1km	約 800	約 200
	500m×500m	約 2400	約 400
CS 立体図	1km×1km	約 800	約 200
	500m×500m	約 2400	約 400

表 2 学習時のパラメータ(pix2pix-tensorflow)

変数名	値	備考
Count	表 1 参照	学習用データ個数
Max_Step	20～5000	学習の回数
Pic_size	256pixel	
Batch_size	2～8	1step で学習するデータ数

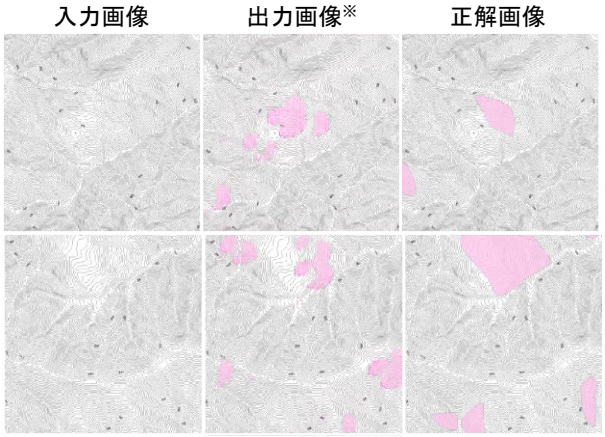


図 4 等高線図における画像生成結果

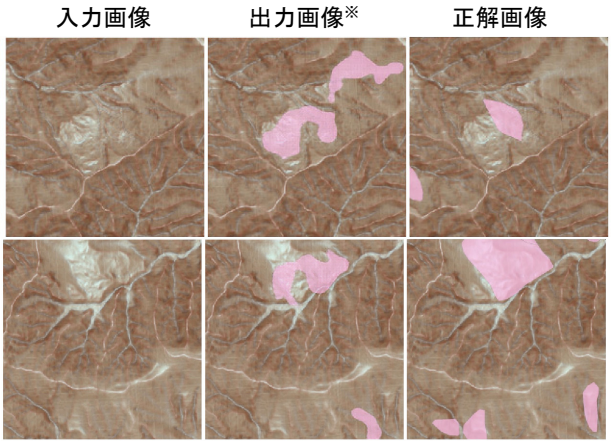


図 5 CS 立体図における画像生成結果(選別教師データ)

阿蘇山周辺斜面の土層構造と地下水深形成過程

信州大学農学部　○桑澤昭雄，平松晋也，福山泰治郎

1. はじめに

熊本県阿蘇地方では，2016 年 4 月に発生した熊本地震(前震：M6.5，本震：M7.3)により崩壊が多発した。崩壊の発生にまでは至らなかったものの，この地震によって斜面に多数の亀裂が発生し,地震後の降雨によって亀裂に起因した新規崩壊や拡大崩壊が多発した。この開口亀裂が斜面の安定性に影響を与えていることは，兵庫県南部地震を対象とした平松らの研究をはじめとする数多くの既往研究で指摘されている。本研究は，地震によって発生した亀裂が斜面の安定性に及ぼす影響を定量的に評価することを目的として，地震時に多数の亀裂が発生した山王谷川流域内の崩壊地周辺の土層構造と土壌物理特性の深度分布を把握するとともに，土層内部での雨水の挙動や地下水深の形成過程の把握を試みた。

2. 対象流域の概要

対象流域は，阿蘇山(熊本県阿蘇地方)の南西に位置する山王谷川流域(流域面積 2.34km^2)である。山王谷川流域でも熊本地震時に写真-1 に示すように幅 50cm・深さ 100cm 程度の亀裂が多数発生している。図-1 に示す地点で土層断面調査を行うとともに，同断面より不撹乱試料を採取した。土層構造と土壌物理試験結果を図-2 に示す。表層土以深は黒色の土層と褐色の土層の互層構造を呈しており，部分的に軽石を含んだ層が存在する。飽和透水係数は，最表層部では 9.60×10^{-2}cm/sec と高い値を示し，100cm 深度まで深度の増加とともに低下傾向を示すことがわかる。一方，100cm 以深では 10^{-5}(cm/sec)オーダーの値を示し飽和透水係数の低下はほとんどみられなくなる。また，Nc 値は深度の増加とともに緩やかな増加傾向を示し，100cm 深度では 10 前後の値を示すようになり 100cm 以深ではほとんど変化がみられなくなる。飽和透水係数の深度分布からは明瞭な透水性の不連続面が確認できず，Nc 値の深度分布からは土質強度に明確な差異が認められないため，これらの結果のみでは崩壊時のすべり面を特定するのは困難である。

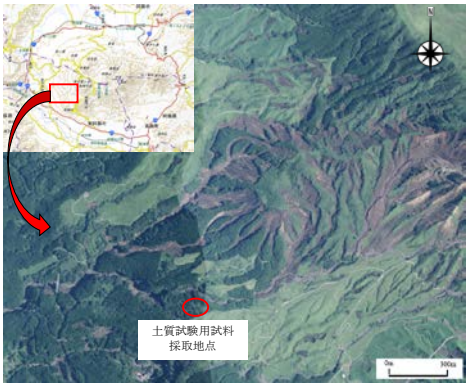


図-1 対象流域概要(地理院地図より引用加筆)

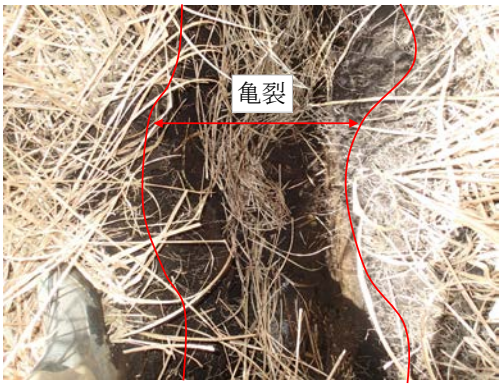


写真-1 山王谷川流域で発生した亀裂

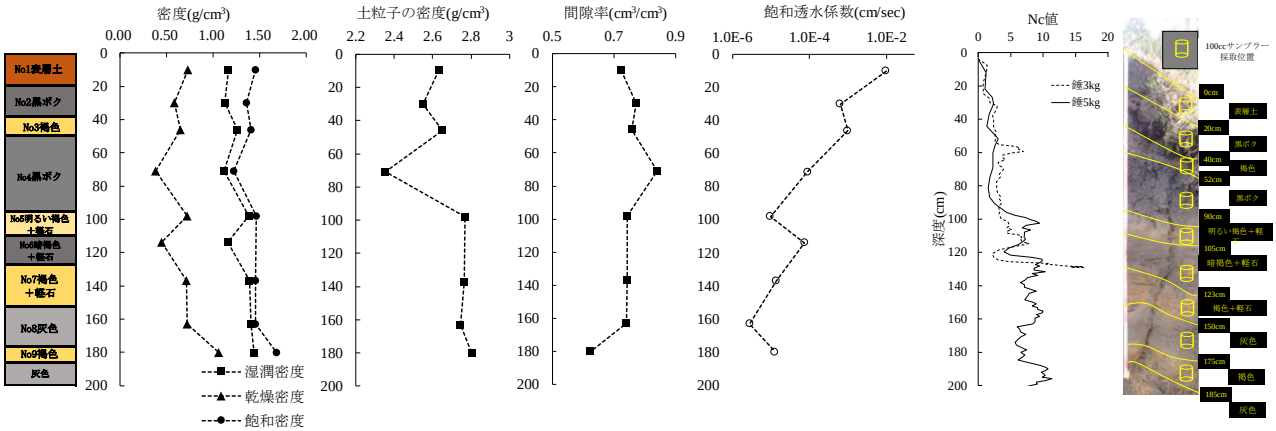


図-2 土層構造と土壌物理定数の深度分布特性

3. 土層内での地下水帯形成過程

地震発生後に観測された降雨イベント(気象庁阿蘇山観測所:2016 年 6 月 18 日 00 時 00 分～27 日 00 時 00 分)時の土層内の水分状態を確認するため，飽和-不飽和浸透流解析を実施した。解析土層の土層厚を 2.0m に設定し，土層構造は図-2 の土層断面を参考に，図-4 に示す 5 層構造とした。各層の土壌水分特性曲線と不飽和透水係数曲線は，現地で採取した不撹乱供試体に対する pF 試験結果を用いて van-Genuchten 式により設定した。解析開始直前には，土層内の水移動(全水頭 : Φ =0cmH_2O)はないものとした。解析により得られた地下水帯の経時変化を図-3 に，土層内の飽和度分布を図-4 に示す。19 日 17 時 20 分には No1(表層土)と No2(黒ボク)の土層の境界部で微小ながら地下水帯が発生し，その 10 分後には消滅した。19 日 18 時 40 分に再び発生した地下水帯はその後の降雨の継続とともに上方と下方へと地下水帯を拡大している。その後の降雨の減少とともに地下水帯は縮小し，20 日 14 時 50 分には消滅した。その約 8 時間後である 22 時 40 分に再び発生した地下水帯は，降雨が減少しても消滅することなく下方へと拡大し続け，25 日 4 時 30 分には飽和に達し地下水深 2.00m を記録した。地下水帯の上端部はその後，降雨に対応して上昇と下降を繰り返し，解析終了まで無降雨期間が 30 時間程度継続したにも関わらず解析終了時の 27 日 0 時 00 分まで地下水帯の縮小は 5cm 程度とわずかであった。

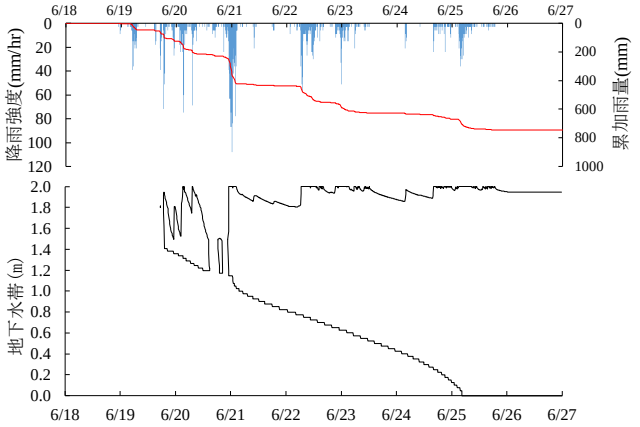


図-3 地下水帯の経時変化

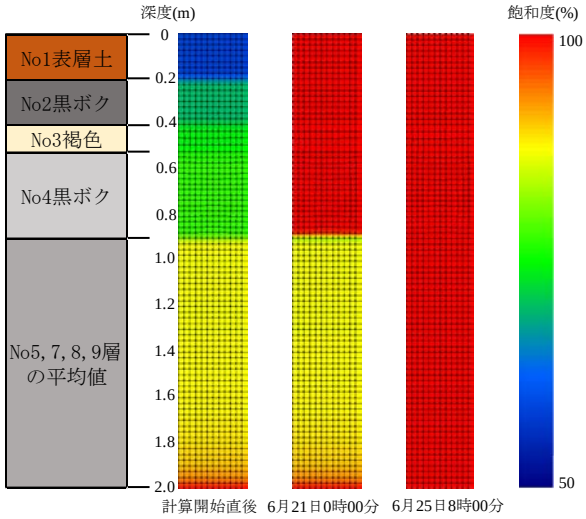


図-4 土層断面内の地下水帯の経時変化

以上の結果から，山王谷川流域の土層は連続した土層間での透水性の差異が少なく深度の増加とともに徐々に低下しているため，特定の土層間で地下水帯が発生する現象は確認できなかった。No5,7,8,9 層は透水性が低く難透水層として位置付けられ，長期間継続して降雨が与えられると，土層内に雨水が貯留され続けるという興味深い結果が得られた。

4. おわりに

地震後に発生した降雨イベントの降雨波形を入力条件として飽和-不飽和浸透流解析を実施した結果，山王谷川流域の土壌は短期集中型の降雨では地下水帯が形成されにくく，形成されてもその後直ちに消滅するのに対し，長期間継続した降雨が与えられると土層内に雨水を長期間貯留し続けるといった興味深い事実が明らかになった。

飽和透水係数と Nc 値の深度分布からすべり面を特定することは困難であったため，今後は各土層内での土質強度を求め，すべり面を特定する上での基礎情報とする予定である。また，今回調査した地点の他にも土層断面調査や土壌物理試験を実施することにより，山王谷川流域全体の土壌物理特性の把握を試みる予定である。さらに，山王谷川流域内で多数確認された亀裂が斜面の安定性に及ぼす影響を定量的に評価することを目的として，亀裂の影響を加味した飽和-不飽和浸透流解析と斜面安定解析を実施する予定である。

V-049

地山補強ネット工法の設計上の課題とその解決に向けた基礎的研究

ライト工業（株）　○歳藤　修一・九田　敬行
神戸大学大学院　　澁谷　　啓・丁　　經凡
神鋼建材工業（株）　阿部　真也・正木　　聡

１．はじめに

地山補強土工は，補強材を地山へ打設し，斜面の表層崩壊防止を図る構造物である。併用するのり面工は，従来より現場吹付のり枠工が多く用いられているが，近年では環境や景観への配慮からワイヤロープや金網を併用した工法も多くなっている（以下，地山補強ネット工法と称する）。

地山補強土工法は，頭部に併用するのり面構造物から得られる補強効果をのり面工低減係数（μ）と評価し設計[1)]される。地山補強ネット工法も同様に設計されるが，地盤条件によっては補強効果がほとんど得られない課題が生じている。このような背景を踏まえて，地山補強ネット工法による安定化効果や，支圧板による抜け出し防止効果のメカニズムを解明するための基礎的研究を行った。

２．現状の課題

地山補強土工の補強材力は，「補強材の許容引張力(Tsa)」ならびに「補強材が移動土塊から受ける許容引抜き抵抗力(T1pa)」と「不動地山から受ける引抜き抵抗力(T2pa)」の３要素のうち，最も小さな抵抗力によって決まる。また，T1pa はのり面工の補強効果を考慮し，各のり面工のタイプに伴う低減係数μを適用して設計している（表-1，式-1）[1)]。一方，地山補強ネット工法では，のり面工低減係数μ＝0.7程度を採用[2)]している。

表-1　のり面工タイプと低減係数の目安

のり面保護工タイプ	μ	備　考
植生工のり面	0	
コンクリート吹付工	0.2～0.6	
のり枠工	0.7～1.0	
擁壁類	1.0	連続した板タイプのり面工

出典：切土補強土工法設計・施工要領　NEXCO 東日本・中日本・西日本

$T_{1pa}=(1/(1-\mu))\times L1\times t_a$　（式-1）
ここで，
μ ： のり面低減係数
L_1 ： 移動土塊の有効定着長
t_a ： 引抜き抵抗力

上記の現設計手法で地山補強ネット工法の設計を行った場合には，設計対象地盤が極端に薄い場合や表層のＮ値が低い場合において，移動土塊からの抵抗力がほとんど得られないため，地山補強土工として必要な抑止力が大きくないのにもかかわらず計画安全率を確保できないことがある。

３．地山補強ネット工法の補強効果

補強材頭部に固定される支圧板とそれを連結するワイヤロープからなる地山補強ネット工法では，移動土塊の崩壊に対して，①ワイヤ連結による支圧効果，②支圧板による崩壊土塊の抑え効果の２つの補強効果を期待できると考えられる。①については小変形時に得られる効果で，これまでのμ=0.7程度の使用が適当と考える。②については大変形時に得られる効果で，すべり面が深いケースより浅いケースで支圧効果が大きく期待できると考えられる。

現状の地山補強ネット工法の設計では，上記②の効果が見込まれていないため，すべり面が浅い場合の支圧板の抵抗力を評価し，設計計算に反映することが出来れば課題解決の可能性に繋がる。以上を踏まえて，実物大引抜き実験を実施し，支圧板による崩壊土塊の抑え効果を評価することとした。

４．実物大引抜き実験

のり面工として支圧板を併用する場合には，補強材の周面摩擦抵抗力に拘束力が加わり，表層の抜け出しを抑える効果が期待され，引抜き抵抗力が大きくなると推定される。この現象は，移動層厚が薄い場合ほど顕著に表れることが予想される。

以上のような観点から，移動層が薄い場合に引抜き抵抗力が大きくなる現象を，実物大引抜き実験により検証した。

４．１実験条件

実験装置は，地山補強ネット工法の補強材の標準的な設置状況を実物大スケールで再現する。実験装置内に真砂土を締固め，補強材，グラウトを設置する。移動土塊と補強材の間での相対変位により抵抗力が発揮されるメカニズムを再現する為，装置下部から補強材をジャッキで引き抜き，引抜き荷重および変位を測定する。土層は予備実験と解析により，側壁からの拘束効果を受けない大きさ（2.0m×2.0m）とし，土層厚は 0.5m とした。土層の真砂土は含水率 11.0%程度，締固め度 78%程度で管理した。

実験は，支圧板無しのケース，支圧板有りのケースについて行い，どのように荷重が変化するか確認した。実験装置の概要を図-1 に示す。

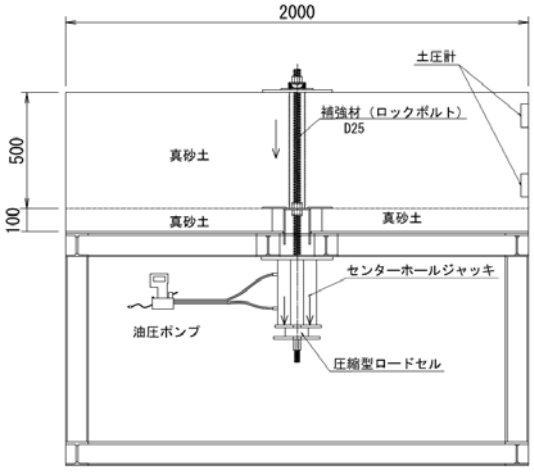


図-1　実験装置概要図



写真-1　実験状況

４．２実験結果

実物引抜き実験（図-1）を行い，図-2 の結果を得た。支圧板無しの場合には，引抜きによる荷重の増加がほとんどみられなかった。支圧板を併用した場合には，引抜き変位に対して荷重が増加していることが確認された。頭部に支圧板を併用することにより，周面摩擦抵抗力に拘束力が加わり，引抜き抵抗力が大きくなるものと考える。

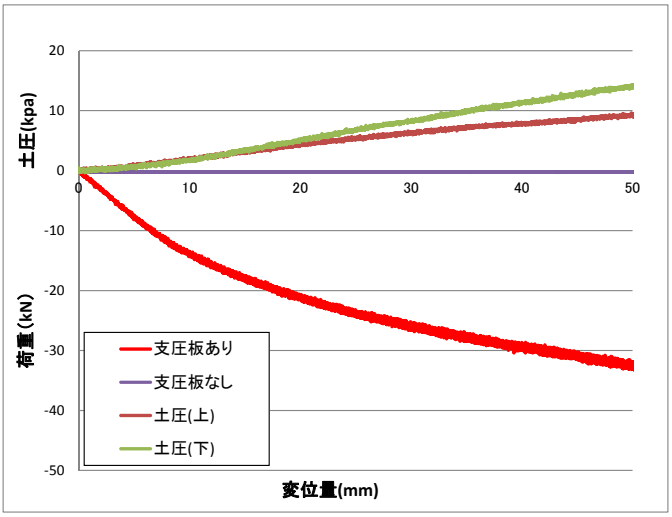


図-2　荷重-変位量曲線

５．まとめ

地山補強ネット工法の設計手法に関する課題と解決に向けての方向性について述べた。支圧板を設置することで，崩壊土塊の抑え効果があることが分かった。今後は，対象となる土質条件や移動層厚の変化に対して引抜き抵抗力がどのように変化するかをシミュレーション解析する予定である。

参考文献

1)　東日本高速道路株式会社他：切土補強土設計・施工要領, 2007. 1

2)　九田ら：ES ネット工法ののり面補強効果に関する模型試験：土木学会第 69 回年次学術講演会, 2016. 9

V-050

土層厚分布と気候・地質・地形の関係について

国立研究開発法人土木研究所　○秋田寛己、千田容嗣、武澤永純、石井靖雄
アジア航測株式会社　松田昌之

１．背景と目的

土砂災害に対する適切な警戒避難体制を構築するには、土砂災害発生の危険度を事前に評価していくことが重要である。表層崩壊の危険度評価手法を活用していくには、崩壊深の推定が不可欠であるが、崩壊深と関わる土層厚は空間的なばらつきが大きく、高密度な簡易貫入試験の実施には、費用や労力がかかることが課題となる。

崩壊深をなす表層土の形成には、風化による作用と、地形が寄与する移動及び堆積による作用が影響を及ぼすことが示唆されており[1)]、岩石の風化には気候や地質が関わるとされる[2)]。これまでの研究では、特定の地域での簡易貫入試験データに基づいた、移動及び堆積による作用と関連付けた研究が多く進められている[3)]。しかしながら、風化に関わる気候や地質による土層厚への影響の考察には全国的なデータを必要とするため、研究例がほとんどないのが現状である。そこで本研究では、全国的な簡易貫入試験データを用いた統計的な分析を行うとともに、土層厚分布に影響を与える気候・地質・地形等の要因を考察した。

２．対象地と方法

調査対象地は全国 43 箇所（測点数：5,816）とし、2009 年～2016 年に実施された簡易貫入試験結果を収集した。試験方法は統一されており、SH 型簡易貫入試験機を用いて、10cm 貫入するまでの打撃回数から Nd 値を求めている。本研究では Nd 値が 20 以上となる深度より上部を表層土とし、地表面から Nd 値が 20 になる深さまでを土層厚と定義した。なお、Nd 値 20 は地質に関わらず、表土～強風化層までの厚さに相当し、崩壊深は Nd 値 20 までの範囲におさまることが多いという報告がある[4)]。土層厚は気候・地質（時代・岩石）の区分を設定し、調査対象を区分して、平均値・標準偏差・最小値・最大値・四分位数（25%・50%・75%の各確率値）を計算した。ここでの計算値は土層厚分布に及ぼす影響を評価するための指標とした。

気候区分は、日本の地理的な区分[5)]を用い、北海道・日本海側・内陸性・太平洋側・瀬戸内・南西諸島に区分した。また、土層厚と気候の関係を分析するため、対象地最寄りのアメダス観測所データを収集し、年平均降水量・年平均気温・Lang の雨量因子（＝年平均降水量／年平均気温）・気温較差の積算値・年平均日照時間を計算した。計算期間は、世界気象機関で定められている平年値（1981 年～2010 年：30 年間）とした。

地質区分は日本シームレス地質図[6)]に準じ、時代を中生代・第三紀・第四紀に分け、岩石は火山岩類・深成岩類・堆積岩類・付加コンプレックス・変成岩類に分類した。また、土層厚と地形の関係を分析するため、平均勾配・集水面積・標高・起伏量を GIS で DEM（5m 間隔）の隣接メッシュから計算した。

土層厚分布の推定手法としては、確率密度関数による考察を行うこととし、式 1 に示す対数正規分布の適用を試みた。

$$f(x) = \frac{1}{\sigma x\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad \cdots \text{式 1}$$

μ：平均値、σ：標準偏差、x：階級値

３．結果と考察

３．１　確率密度関数による土層厚分布の推定

図‐１(a)と(b)に土層厚分布への確率密度関数の適用例を示す。Kolmogorov-Smirnov の適合度検定を行った結果、土層厚分布は気候・地質・地形によらず、対数正規分布の確率密度関数で近似できた。そのため、簡易貫入試験の平均値μと標準偏差σを求めることで、土層厚分布をある程度推定でき、確率密度関数の分布曲線によって、対象地毎の傾向が比較できる地域があることが考えられた。(a)のように土層厚の小さな値がよく出現する対象地は、分布曲線のピークが高くなり、(b)のように土層厚の大きな値が出現する対象地は、分布曲線のピークが低くなる。

図‐２(a)と(b)では、対象地 43 箇所のうち、瀬戸内式気候と太平洋岸式気候に該当する対象地の分布曲線を比較した。(a)の対象地は土層厚が小さく、(b)の対象地は大きい傾向が認められ、土層厚は気候区分による影響を受けている可能性が考えられた。

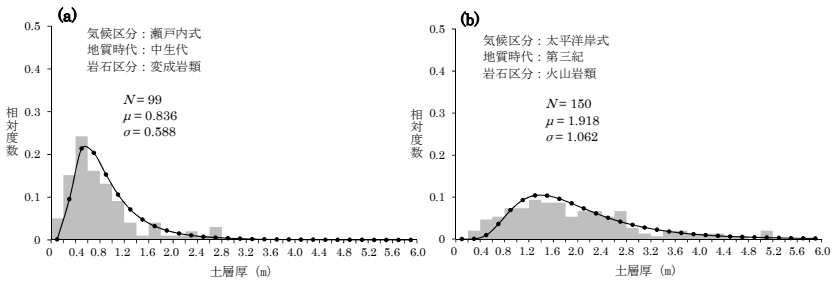


図 - 1．確率密度関数の適用例

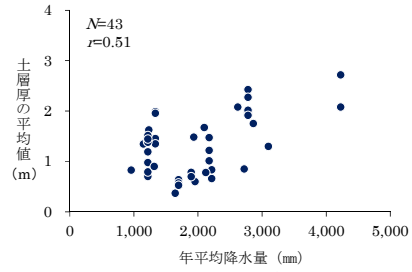


図 - 3．土層厚と年平均降水量の関係

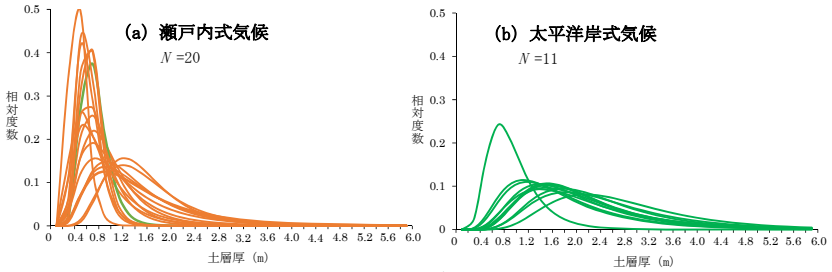


図 - 2．分布曲線による比較

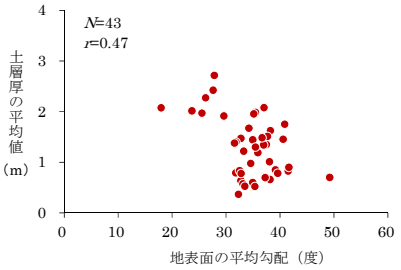


図 - 4．土層厚と平均勾配の関係

3．2　土層厚分布と気候・地質・地形の関係

図 - 3 と図 - 4 に、対象地 43 箇所の土層厚と年平均降水量及び地表面の平均勾配との関係を示す。土層厚は年平均降水量との間に正の相関が認められ、地表面の平均勾配との間に負の相関が認められた。その他に計算した気候や地形の因子との間には明瞭な傾向が認められず、土層厚に影響を与えると考えられた因子は、年平均降水量と地表面の平均勾配の 2 つであった。

図 - 5 に気候・岩石区分・年平均降水量の区分毎に整理した土層厚のボックスプロットを示す。横軸は対象地番号を示し、同一の気候区分内で正方向に向かうほど、年平均降水量が多い対象地になるように示している。分布曲線の比較結果と同様に、瀬戸内式気候は土層厚がばらつきも含めて小さく、太平洋岸式気候は土層厚が大きい傾向が認められた。

年平均降水量と土層厚の傾向は類似しているため、土層厚の大小には降水量が関与している可能性があった。そのため、降水量の多い地域では基岩の風化が進みやすく、土層厚が大きくなることが考えられた。

岩石区分は堆積岩類で土層厚が大きい傾向があるもののばらつきが見られ、地質以外の影響も関与している可能性があった。

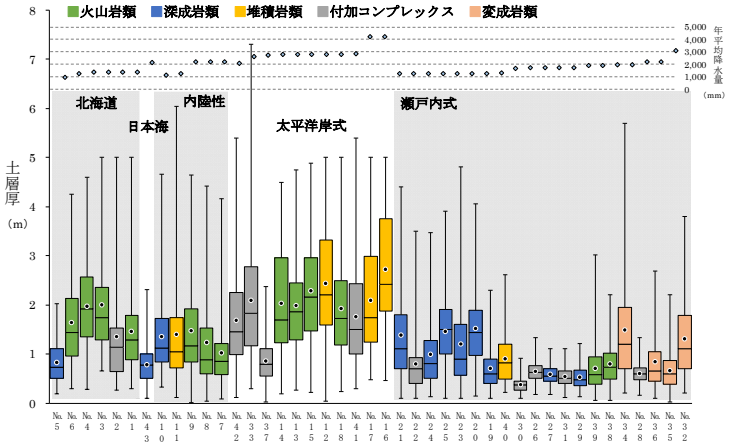


図 - 5．土層厚のボックスプロット
（気候・岩石区分・年平均降水量）

4．まとめ

土層厚分布は気候区分による違いが見られ、土層厚の大小には、降水量が影響を与える一つの要因になることが示唆された。今後、今回整理したデータを活用しながら、土層厚の平均値 μ や標準偏差 σ を推定しつつ、現地調査を効率的に実施する手法の検討につなげていくことが重要と考えられる。

参考文献

1）逢坂：花崗岩斜面における土層構造の発達過程に関する研究，砂防学会誌，45(3)，p.3-12，1996.
2）千木良：風化と崩壊，近未来社，204pp，2005.
3）Heimsath et al.,: The soil production function and landscape equilibrium, Nature, vol.388, p.358-361,1997.
4）小山内他：簡易貫入試験を用いた崩壊の恐れのある層厚推定に関する研究，国総研資料，第 261 号，2005.
5）関口：日本の気候区分 -気候区分の基礎的問題について-，経済安定本部資源調査会事務局，61pp，1950.
6）20 万分の 1 日本シームレス地質図：産総研地質調査総合センター，https://gbank.gsj.jp/seamless/maps.html.

H29 九州北部豪雨で崩壊した斜面での調査事例報告その 1
－3 つの地質帯における表層崩壊地の特徴比較－

応用地質株式会社　○千葉伸一
国土交通省国土技術政策総合研究所　長谷川陽一、村田郁央、野呂智之
応用地質株式会社　北原哲郎、瀬戸秀治、王昭雯、上原祐治、中尾邦彦

１．研究目的

急傾斜地において崩土が流動化すると被害が広範囲に及ぶことが問題として指摘されている[1)]ことに加え、待受式擁壁での被災事例では崩土の流動化事例が多いことが指摘されている。そこで、平成 29 年 7 月の九州北部豪雨で発生した 4 地区の表層崩壊発生現場にて現地踏査や土質試験等を行い、がけ崩れの崩土が流動化したと考えられる箇所の地形、地質、土質条件の特徴を整理するとともに、がけ崩れの流動化する要因について検討を行った。

２．各地区の特徴と流動化率

4 地区の地形地質の特徴と崩壊の発生形態を以下に述べる。崩土の流動化率[2)]は桂川が 68%で、それ以外は 100%である。流動化率は、崩土のうち“元の岩組織が残っておらず破砕や土砂状化しているもの”を流動化土砂、“元の岩組織が残っているか、破砕の程度が少なく岩組織が復元できるもの”を非流動化土砂と定義したうえで、流動化土砂量を崩壊土砂量で除して求めた。図-1 の主測線断面図には、崩土の発生域・移送域・堆積域を区分して示した。

(1) 黒川

発生域の傾斜 33° 比高 51m、発生域下方の傾斜は 22° であり、20～30° の受け盤構造の泥質片岩からなる。崩壊は斜面頭部の崖錐堆積物と基盤岩の境界で崩壊が発生し、崩土は斜面表面を削りながら移送され、末端に流動化土砂として堆積した。

(2) 桂川

発生域の傾斜 34° 比高 45m、発生域下方の傾斜は 10° であり、10° 程度の緩い受け盤構造の緑色片岩からなる。崩壊地の末端部には非流動化土砂（小規模な地すべりブロック）が確認される。

(3) 導目木川

発生域の傾斜 45° 比高 46m、発生域下方の傾斜は 40° であり、結晶片岩と花崗岩から構成される。土砂の発生域は主に結晶片岩の分布する範囲と一致しており、崩土の一部に結晶片岩の巨礫が混入していることから基盤岩も一部が崩壊している可能性が考えられる。なお、谷止工の最上流部より上方では土砂が捕捉され、堆積域となっている。

(4) 鶴河内川

発生域の傾斜 26° 比高 28m、発生域下方の傾斜は 25° であり、礫岩から構成される。崩壊の発生域は頭部の礫岩風化部の分布域、斜面途中が移送域で表面には移動土砂により削剥された崖錐堆積物が露出しており、斜面下方は堆積域で流動化した土砂が薄く堆積している。

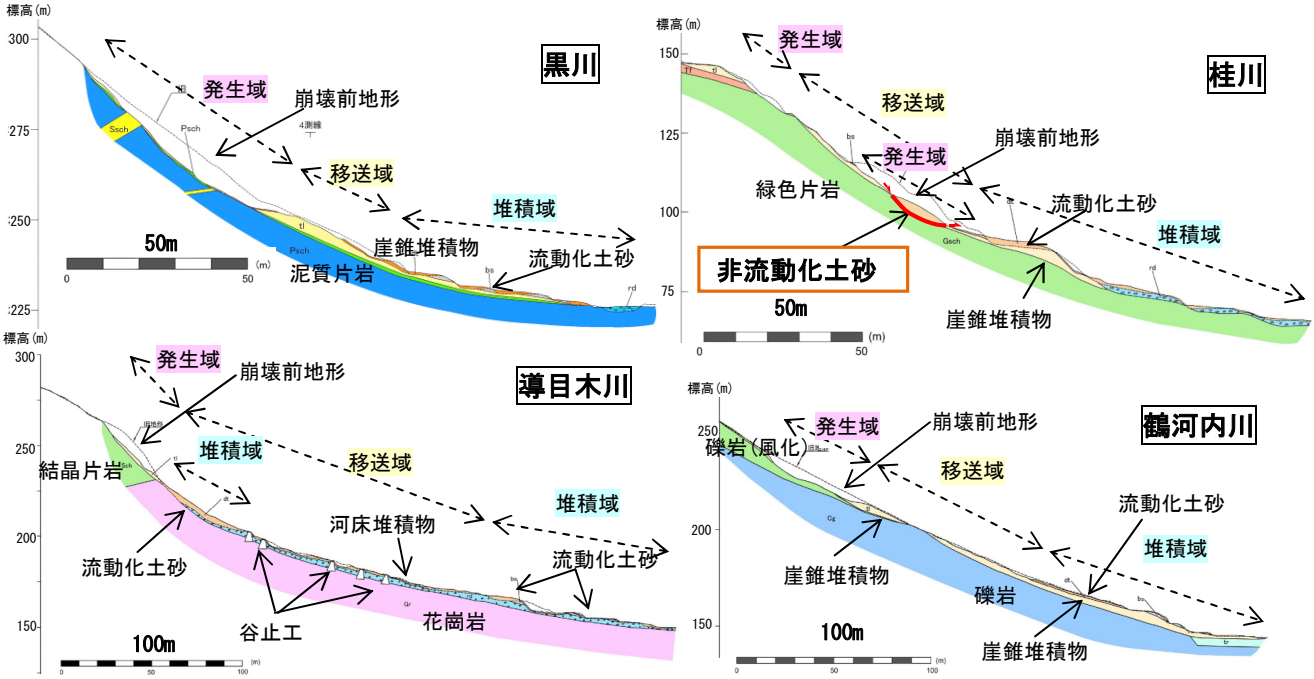


図-1 主測線地質断面図

３．土質条件等の特徴

流動化に関わる土質条件を表-1 に示す。以下に各土質条件等の特徴を述べる。

(1) 物理特性

非流動化の桂川は湿潤密度が 1.49g/cm^3 と低めであるが最も低くはない。塑性指数やスランプコーン試験では中間値であり、特に非流動化・流動化で特徴は見られない。粒度試験では桂川が最も細粒であり(図-2)、材料地盤の分類名では「砂混じり火山灰質粘性土」に区分され、透水係数は換算できないほど細粒である。

(2) 強度特性

土層強度検査棒のベーンコーンせん断試験による経験式によりせん断強度を算出すると、非流動化の桂川で 18.7kN/m^2 と最も高い粘着力が得られた。

(3) 保水性試験

土の保水性試験は、土の水分量と土中水のサクションの関係から水分特性曲線を求める試験である[3)]。基盤岩が類似した片岩であるにも関わらず崩土が流動化した黒川と一部が非流動化であった桂川のみ実施した。図-3 に示した保水性試験による水分特性曲線によると、火山灰質粘性土からなる桂川の崖錐堆積物は、細粒分を多く含み、黒川と比較して同じサクションでの含水比が高い（保水力が高い)。中間土からなる黒川の崖錐堆積物は、桂川に比べると粗粒分（礫分・砂分）を多く含み、保水力が低い。

表-1 流動化に関わる土質条件の一覧表

土質特性	流動化			非流動化
	黒川	導目木川	鶴河内川	桂川
湿潤密度g/cm^3	1.943	1.461	1.613	1.490
地盤材料の分類名	細粒分質礫質砂	細粒分質砂質礫	砂礫質粘土	砂まじり火山灰質粘性土
塑性指数	11.6	10.3	32.9	22.3
スランプ 1.5cm含水比(%)	29	23.7	60.1	46.5
透水係数(m/s)※1	2.60E-07	4.80E-05	3.70E-08	-(小さい)
保水性、毛管飽和後の含水比(%)	25.3	—	—	40.2
土検棒c(kN/m^2) ※2	9.2	5	13.2	18.7
土検棒φ(°)※2	22.8	28.1	25.6	22.1

※1 粒度試験D20からの換算値、桂川は非常に細粒でD20が得られない
※2 土層強度検査棒のベーンコーンせん断試験による経験式により算出

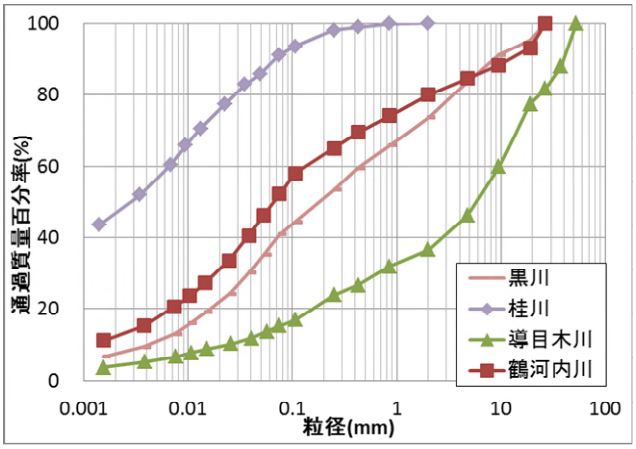


図-2 粒径加積曲線

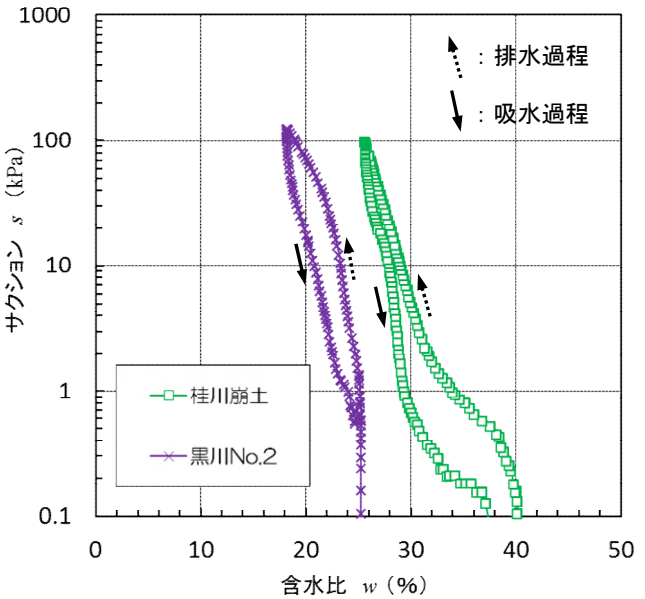


図-3 保水性試験による水分特性曲線

４．考察

地形条件では、桂川が崩壊地下方の傾斜が 10°と最も緩いため、崩壊後に流動化しづらかった可能性が考えられる。

土質条件では、桂川は最も細粒であったが保水性も高く、強度特性においても最も粘着力が高いため、降雨による流動化が発生しづらいと考えられる。その一方、黒川では保水性が相対的に低いため降雨による含水比の増加に伴ってサクションが低下しやすく、最も密実な状態にあっても流動化しやすいと考えられる。

参考文献

1）村田郁央他(2017)：H29.7 九州北部豪雨のがけ崩れに関する現地調査速報、全国地すべりがけ崩れ対策協議会第 71 回研究発表大会資料集、pp107-111

2）内田太郎他(2013)：崩壊土砂の流動化量に関する一考察、土木技術資料 55-7、pp6-9

3）畠山正則他（2014)：連続加圧方式による新しい保水性試験方法、地盤工学シンポジウム論文集 地盤工学会編 59、pp103-110

V-052

H29 九州北部豪雨で崩壊した斜面での調査事例報告その 2　－崩土流動化の素因検討－

国土交通省国土技術政策総合研究所　○長谷川陽一，村田郁央，野呂智之
応用地質株式会社　　千葉伸一，北原哲郎，瀬戸秀治

1．はじめに

平成 29 年 7 月九州北部豪雨（以下，H29 豪雨）では 140 件以上のがけ崩れが発生した。国土技術政策総合研究所ではこれまで急傾斜地崩壊対策施設の待受式擁壁の設計における崩土の衝撃力や崩壊土砂量の推定方法に関して研究を実施してきており，H29 豪雨によるがけ崩れ現場でも調査を実施してこれらに関して検討を行っている。本稿ではその検討の一部である，崩土が流動化する素因の検討とのり下における崩土による荷重の空間分布（崩壊幅における衝撃力の平均荷重）の検討結果について報告する。

2．検討方法

崩土流動化の 4 つの調査地の概要については本報告と連番となっている報告その 1[1)]を参照いただきたい。

2.1 崩土流動化

本検討では流動化率，等価摩擦係数，到達距離を流動化の指標とし，それらと地形，地質，土質条件を比較して流動化の素因を検討した。流動化率については報告その 1[1)]を参照いただきたい。等価摩擦係数は，崩壊地上端から崩土到達部下端までの比高（鉛直距離）を水平距離で除して求めた。到達距離は，急傾斜地のり下から崩土到達部下端までの水平距離とした。

崩土流動化の素因候補として，崩壊土砂量，平均崩壊深，最大崩壊深，のり下と崩壊地上端の標高差（崩壊高），斜面形状，斜面勾配および崩土の細粒分含有率，塑性指数，流動限界[2)]，地質，粘土鉱物について調査した。なお，過去の国総研における検討では，崩壊土砂量，崩壊深，崩壊高，斜面形状，勾配，地質などが流動化の素因となっている可能性があるが土質に関するデータは不足している，としている。

これらのデータを考察するにあたり，昭和 47 年から平成 26 年までの全国のがけ崩れ災害実態（以下，土砂災害データ），清水ら[3)]の報告による平成 24 年 7 月九州北部豪雨（以下，H24 豪雨）での長大斜面崩壊事例，および平成 21 年度に国総研で収集した過去の崩土流動化事例のデータも用いた。

2.2 荷重の空間分布

のり下における崩土による荷重の空間分布の検討方法については文献[4)]の方法を用いた。検討方法を要約すると，崩壊地の形状を三次元的に把握し，告示式によって崩土の移動による荷重の空間分布を推定するという方法である。本報告では H29 豪雨後に取得したレーザープロファイラデータから，黒川地区の崩壊地の形状を 5m 間隔の 5 測線で計測した。のり下の位置を斜面の遷緩線の位置とし，その位置に待受式擁壁があるものとして各測線における衝撃力を告示式（国交省告示第三百三十二号に示される式）により計算した。

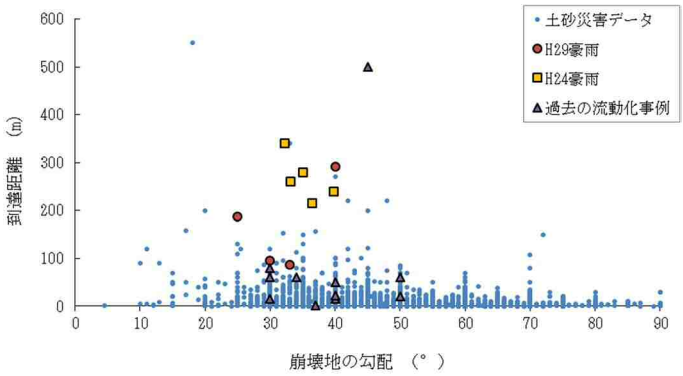


図 1　崩壊地の勾配と崩土到達距離の関係

3．検討結果および考察

3.1 崩土流動化

3.1.1 崩土の到達距離と各指標

崩壊地の勾配と崩土の到達距離の関係を**図 1** に示す。到達距離が 100m を超える崩壊は勾配が 50° 以下（特に 30～40° ）に集中している。**図 2** に崩壊土砂量と到達距離の関係を示すが，H29 豪雨および H24 豪雨の調査地では斜面形状が谷斜面または直線斜面となっており，尾根斜面の調査地はなかったことから，土砂災害データは谷または直線斜面で勾配が 50° 以下の事例のみプロットした。崩壊土砂量が 3,000m³ を超えるあたりから到達距離が 100m を超えるグループと，崩壊土砂量が 5,000～20,000m³ と増加しても到達距離が 100m を超えないグループが見られた。なお，H29 豪雨および H24 豪雨で到達距離が 100m を超えた調査地では，崩壊地下方斜面の勾配が 20° 以上，長さが 50m 以上という斜面形状の特徴がみられている（土砂災害データおよび過去の流動化事例の斜面形状については調査中であ

る)。図 3 に H29 豪雨の崩土の物理特性（細粒分含有率，流動限界）と到達距離の関係を示す。細粒分含有率および流動限界が増加すると到達距離が低下する傾向がみられた。図中にプロットした調査地は全て流動化が発生したものであるため，砂質土および粘性土の物理特性を持った崩土のどちらでも流動化が発生した結果となった。

3.1.2 等価摩擦係数と各指標

図 4 に崩壊地の勾配と等価摩擦係数の関係を示す。図中には，崩土がのり下に溜まって到達距離(L)が 0 だった場合の L=0 ラインと，崩土の到達距離(L)が崩壊高(H)の 2 倍となった場合の L=2H ラインも示した。H29 豪雨の調査地は L=2H のラインを超える事例はなく，H24 豪雨の調査地は L=2H のラインを超える事例が 2 例と超えない事例が 3 例となった。過去の流動化事例の傾向と合わせて考えると，崩土が流動化しても到達距離が崩壊高の 2 倍以上となるとは限らないことが示された。そのほか，等価摩擦係数は斜面規模や崩土の物理特性などの指標と有意な関係性は認められなかった。

3.1.3 流動化率と各指標

流動化率の考察については報告その 1[1)]を参照していただきたいが，データ数がまだ少ないこともあり，有意な傾向は得られていない。

3.2 荷重の空間分布

図 5 に各測線において算出した衝撃力の分布図を示す。なお，崩土流出範囲の斜面向かって左端を基点とした。また，右端は隣の崩壊斜面と完全に接しているため，右端の測線から 5m までを推定の土砂流出範囲とした。最大の衝撃力は崩壊深および崩壊高が最も大きくなる中央の測線で 230kN/m² となった。

図 6 は任意の（平均衝撃力が最大となる）解析幅で衝撃力を平均化したものである。擁壁の目地は一般的に 20m であるが，20m 幅での平均衝撃力は 182kN/m² で最大衝撃力の 79%程度となった。崩壊幅の 42m 幅での平均衝撃力は 111kN/m² で最大衝撃力の 48%となった。

4. おわりに

検討が不十分なところもあるため，今後も H29 豪雨におけるがけ崩れのデータについて解析を進めていきたい。

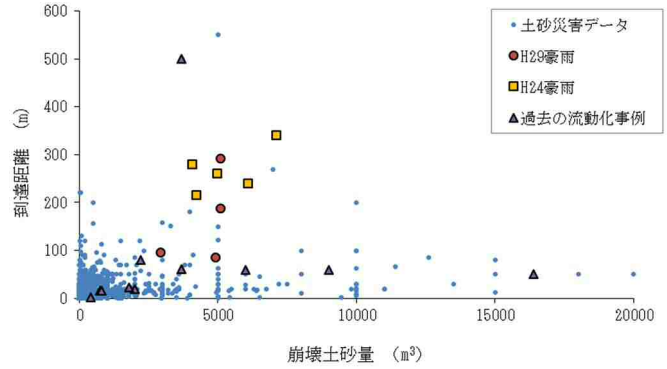


図 2　崩壊土砂量と崩土到達距離の関係

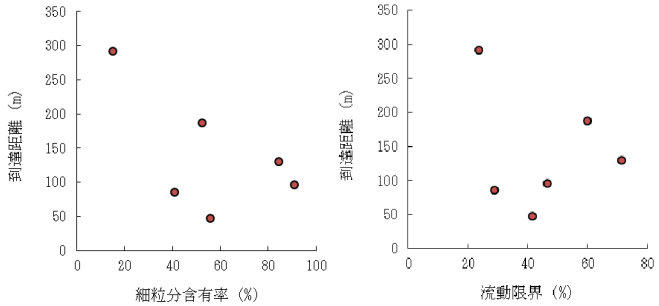


図 3　物理特性と崩土到達距離の関係（H29 豪雨）

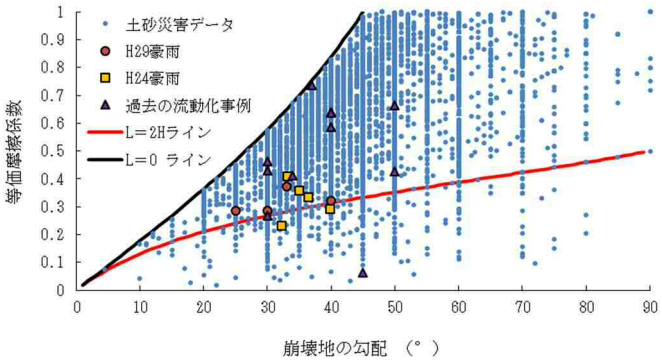


図 4　崩壊地の勾配と等価摩擦係数の関係

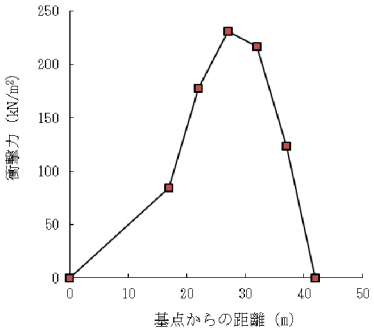


図 5　衝撃力の分布図（黒川地区）

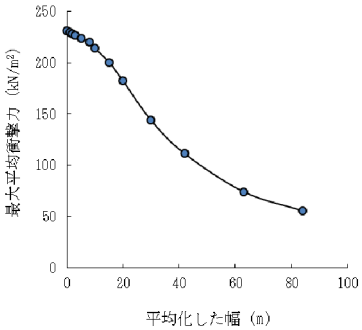


図 6　任意の解析幅における最大平均衝撃力

【参考文献】

1）千葉ら（2018）：H29 九州北部豪雨で崩壊した斜面での調査事例報告その 1−3 つの地質帯における表層崩壊地の特徴比較ー，平成 30 年度砂防学会研究発表会　2）中村ら（1999）：まさ土の物性と液状化特性，土木学会論文集，No.638/Ⅲ-49，pp.207-215.　3）清水ら（2018）：阿蘇カルデラ壁で発生した山腹崩壊に伴う土砂と流木の到達範囲とそれに基づく危険区域設定の提案，砂防学会誌，Vol.70，No.5，pp.3-14.　4）曽我部ら（2004）：崩壊土砂の作用荷重の空間分布が待受け式擁壁の安定性に及ぼす影響，第 7 回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，pp.1-6.

二次元方向の変位計測に基づく斜面崩壊予測に関する遠心模型実験

東京都市大学○伊藤和也
（独）労働者健康安全機構　労働安全衛生総合研究所　吉川直孝，平岡伸隆
高知大学　笹原克夫

1　はじめに

土砂災害防止法により指定される土砂災害警戒区域や，道路防災点検における危険度ランクの高い斜面の対策などでは，斜面の動態計測により崩壊発生を検知する技術が要求される。また，切土掘削工事の安全対策においても斜面の動態計測[1]が行われることがあり，斜面の動態計測に基づく崩壊発生予測は重要である。従来の崩壊危険斜面の監視には，伸縮計等により地表面変位を計測し，クリープ式等[2-3]により崩壊発生を把握することが行われ，多くの実績が挙げられる。地表面方向の変位は斜面のせん断変形に由来するが，崩壊のタイプによっては地表面方向の変位が小さい場合がある。例えば直立した溝や土層深に比べて斜面長の短い斜面では，鉛直方向の変位が卓越することがあり，そのような場合には従前の計測では不十分となる。斜面の動態計測において，斜面のせん断変形だけではなく，圧縮や膨張も計測出来れば，様々な斜面の変形モードに対応できると考えられる。

本研究は，切土掘削に伴う地盤内部のせん断ひずみ，鉛直方向の圧縮／膨張ひずみを，深さ方向に計測するために，遠心場切土掘削実験を行い，掘削に伴う地盤内部のせん断ひずみと圧縮ひずみの関係を計測機器と画像による PIV 解析により検討した。

2　実験概要

実験は，労働安全衛生総合研究所所有の遠心模型実験装置を使用した[4]。実験土槽は幅 450mm×高さ 270mm×奥行き 150mm のアルミ製土槽であり，土槽の側面は強化ガラス面によって内部の様子を観察できる。作製した模型地盤の形状は，高さ 125mm，勾配 60 度の斜面であり，試料は利根川水系の川砂（ρ_s=2.762g/cm^3，最大粒径 9.5mm，U_c=2.98）を使用した。この川砂を初期含水比 9.0%となるように調整し，伊藤らが用いた方法[5]と同様に地盤内の鉛直変位と傾斜を把握するための層別沈下計のロッドと加速度計を埋設するために地盤を 8 層に分割し，それぞれ側方からの静的締固めによって作製した。湿潤単位体積重量は 1.58g/cm^3（締固め度 Dc=88）とした。模型地盤は法面高さ 2.5m の斜面を 1/20 縮尺モデルとして作製した.

本実験では遠心力載荷時に地盤を掘削することが可能な遠心場掘削シミュレーター[5]を使用した。掘削除荷過程は，法面にあらかじめ設置した乾燥砂（カウンターウェイト）を掘削シミュレーターによって段階的に除去することでこれを再現した。1 回の切取り高さは 12.5mm（実地盤換算で 0.25m）とし，掘削が完了した段階で約 2 分間放置した。これを崩壊するまで繰り返し，法面高さ 87.5mm（実地盤換算で 1.75m）となるまで掘削を行った。計測項目としては図-1 に示す位置に半導体ひずみゲージ型の加速度計（□）を埋設し，アルミロッドを介して法肩部に接触型変位計（△），法肩部の水平変位をレーザ変位計によって計測している。なお，地盤内に埋設したロッドは 2 重管構造としており摩擦を除去することで一般的な層別沈下計と同じ構造である。また，土槽正面には

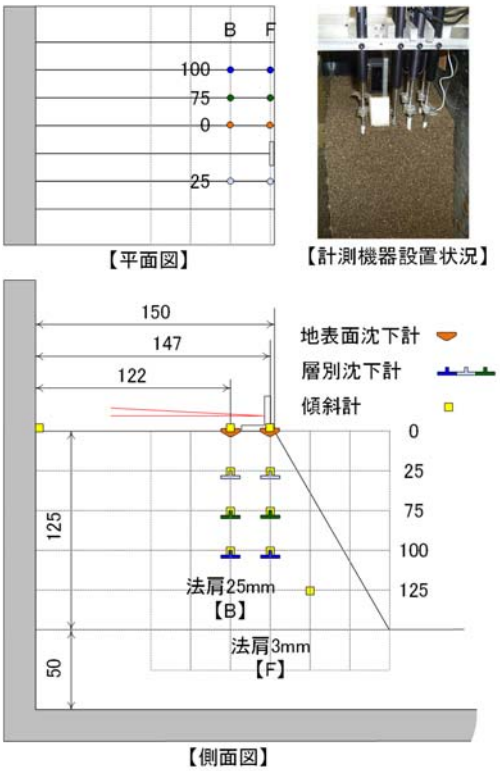


図-1　計測機器設置位置

PIV 解析用の HDV ビデオカメラ（1280pixel×720 pixel）を設置して，掘削過程の地盤変形を撮影している。

3　実験結果と考察

以下の結果は実地盤換算で示す。図-2 に法肩部に設置した水平変位と鉛直変位の経時変化を示す。ここで，凡例について説明すると 0 や 25.0 のような数字は深度を，F や B のような英字は法肩からの距離を示している（F：法肩から 3mm，B：法肩から 25mm）。各掘削段階によって沈下量が増加し，最終的に掘削高さ 1.75m にて崩壊した。図-3 は水平方向せん断ひずみと鉛直方向鉛直ひずみの経時変化を示す。ここで，水平方向せん断ひずみは，加速度計から傾斜角度を算定してせん断ひずみを算出しており，鉛直方向鉛直ひずみは，層別沈下計での各沈下量の差分と設置位置から鉛直ひずみを算出している。ここでの凡例は各計測機器の差分を取っていることから中心値を記載している。こちらも，地表面の変形挙動と同様に掘削毎に変化が生じているが，特に掘削高さ 1.25m から大きな圧縮方向の鉛直ひずみが生じていることが分かる。

図-4 は，掘削による各掘削高さでの写真（左側）と PIV 画像解析[6]による最大せん断ひずみ分布（右側）を示したものである。掘削高さ 1.50m 付近から地盤内部に最大せん断ひずみが卓越し始め，直線すべりのような形状を呈していることが確認できる。

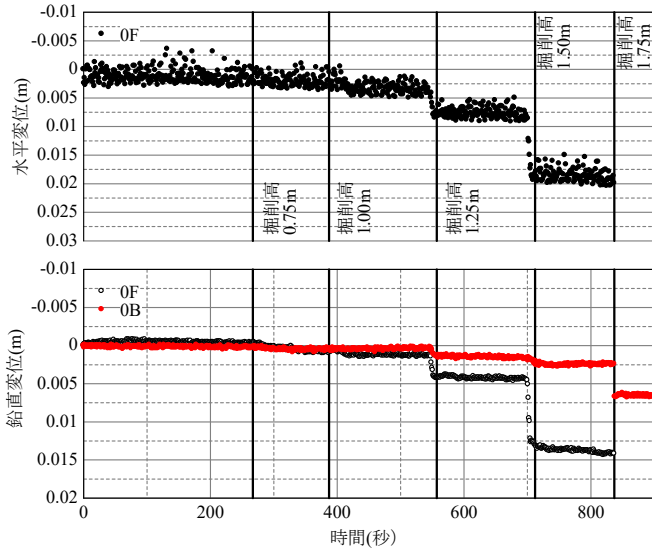


図-2　地表面変形の経時変化

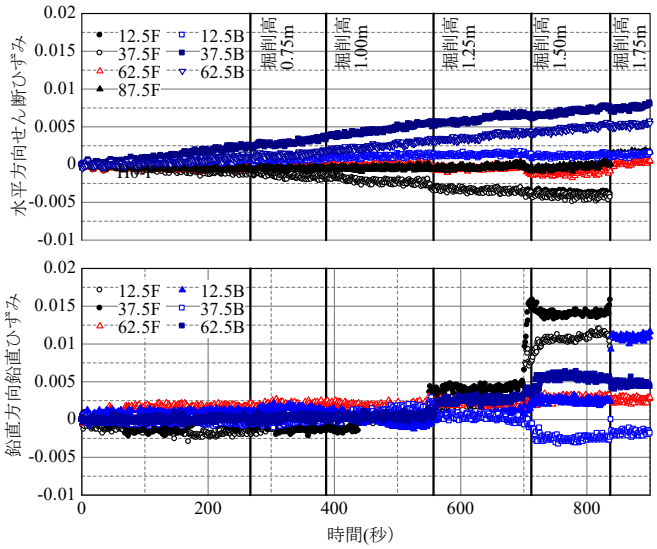


図-3　せん断ひずみと鉛直ひずみの経時変化

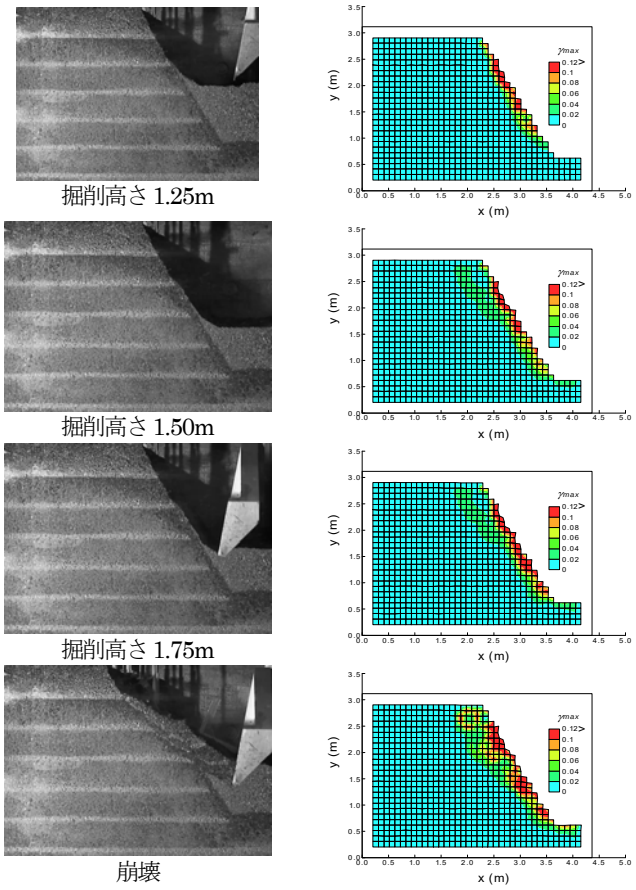


図-4　最大せん断ひずみ分布の推移

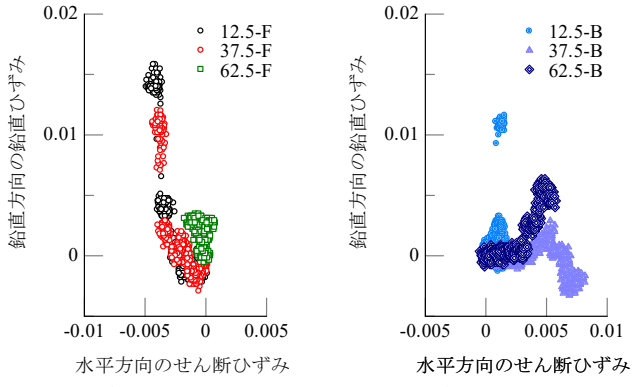


図-5　各箇所のせん断ひずみ～鉛直ひずみ関係

図-5 は変位計や加速度計から算出した水平方向せん断ひずみと鉛直方向鉛直ひずみの関係を示したものである。笹原・伊藤は崩壊に至らない比較的変形の小さい領域にて同様の実験を行い，切土掘削による斜面変形は水平方向せん断ひずみと鉛直方向鉛直ひずみの間には線形関係が成立することが確認している[7]。今回の実験結果では，法肩部に最も近くすべり土塊内にある 12.5F と 37.5F の水平方向せん断ひずみと鉛直方向鉛直ひずみの関係は掘削高さ 1.50m までは彼らと同様に線形的であったが，それ以降は鉛直ひずみが卓越するような挙動を呈していることが確認された。

今後は計測データから崩壊土塊範囲を推定する方法などについて検討したい。

謝辞

本研究は，科学研究費助成事業（挑戦的萌芽研究）課題 ID16689560／「多次元方向の変位計測に基づく斜面崩壊発生予測」研究代表者：笹原克夫）の成果の一部である。

参考文献

1) 例えば 切土法面の調査・設計から施工まで編集委員会編：地盤工学・実務シリーズ 5 切土法面の調査・設計から施工まで，地盤工学会，1998
2) 斎藤：土質工学におけるレオロジー 7.2 斜面崩壊予測，土と基礎，Vol. 29, No. 5，pp. 77-82，1981
3) 福囿：表面移動速度の逆数を用いた降雨による斜面崩壊発生時刻の予測法，地すべり，Vol. 22, No.2，pp. 8-13，1985
4) 伊藤ら：新遠心模型実験装置（NIIS-Mark II Centrifuge）の開発，産業安全研究所研究報告，NIIS-RR-2005（2006），pp.57-74，2006.
5) 伊藤ら：遠心場掘削シミュレーターを使用した簡易な斜面補強工法の斜面安定効果に関する遠心模型実験，第 47 回地盤工学研究発表会，pp.779-780，2012.
6) 例えば，吉川：画像解析による局所変形計測法を用いた砂質土の浅い基礎の支持力発現機構に関する研究，山口大学博士論文，pp.27-52，2007.
7) 笹原・伊藤：土のダイレイタンシーに着目した切土施工時の斜面安定度評価の試み，第 52 回日本地すべり学会研究発表会，pp.118-119，2013.

V-054

深層崩壊の発生機構の検討
ー　選択的な山体地下水流動経路の存在について　ー

京都大学農学研究科　小杉賢一朗○・小松正弥
正岡直也・柴田俊

1.　はじめに

山体の基岩内部に存在する地下水（山体地下水）の水位上昇は，降雨に伴う深層崩壊発生の主たる誘因と考えられている。しかしながら，山体地下水の詳細な挙動は明らかにされておらず，その降雨応答の解析や斜面安全率の評価においては，平均的な地下水面の存在が仮定されることが多い。その一方，特に堆積岩山地において，実際に調査ボーリング孔を掘削すると，複数の深度に地下水帯の存在が確認されることが多く，3 次元的に入り組んだ地下水流動経路の存在が推察される。

本研究では，このような複雑な地下水流動の特徴を解明する目的で，付加体堆積岩山地を対象として調査ボーリング孔を高密度で掘削し，詳細な水文・水質観測を行った。以下に，その結果を述べる。

2.　調査地の概要と調査手法

調査地は滋賀県甲賀市の金山である。中～後期ジュラ紀の付加コンプレックスを基質としている。本調査地では，図-1 に示すように 15 個の流域が設定されている。各流域の出口には，図-2 に示す簡易量水堰が設置され，流出量が計測されている。本研究は G 流域を主たる対象とした。

図-3 には，G 流域内の調査ボーリング孔の配置を示した。各地点では深度別の地下水を分離して計測するために，複数のボーリング孔が掘削されている。図-3 中には，例として g01 および g02 地点におけるボーリング孔の詳細を示した。深度が大きな孔から順に，M，S，T と呼んでおり，それぞれ異なる深度にストレーナ（有孔管）を設けている。地質は砂岩ならびに砂岩頁岩互層を主体とし，g01 地点の地表付近ではチャートがみられた。

各ボーリング孔の孔底に圧力式水位計を設置し，地下水位の変動を 10 分間隔で自動計測した。さらに，2017 年 11 月 5 日には，各孔から地下水を採取し，電気伝導度と主要イオンの分析を行った。

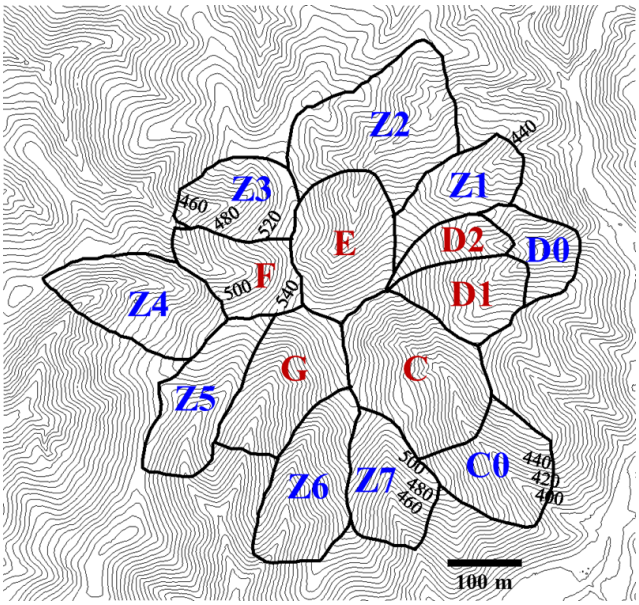


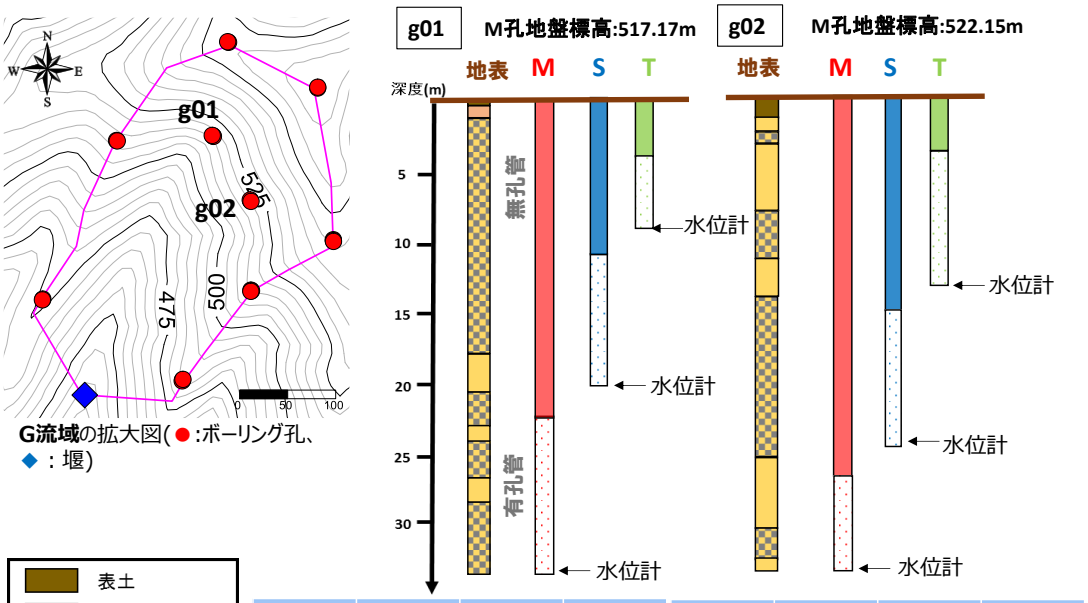
図-1　調査地の地形と流域の配置



図-2　流域出口に設置された量水堰

3.　結果と考察

図-4 には，ceg，efg，g01，g02 孔の主要イオン分析結果をスティフダイアグラムで示した。また，電気伝導度（EC）の計測結果を数値で示した。山頂の ceg 地点や稜線の efg 地点における M 孔の地下水は，EC が 26～37 μS/cm と低く，ナトリウム・カリウムー塩化物イオンの量が相対的に大きい特徴を示していた。これらの特徴は，g01 地点の M 孔および S 孔の地下水でも見られる。一方，g01 地点の T 孔の EC は M，S 孔に比べて高く，また，マグネシウムー硫酸・硝酸イオンの量が比較的多い点も，M，S 孔とは異なっていた。さらに



	M	S	T		M	S	T
深度(m)	33.5	20.4	9.4	深度(m)	33.35	24.8	13.5
無孔管深度(m)	22.55	11.25	4.05	無孔管深度(m)	26.7	15.1	4

図-3　ボーリング孔の配置と g01，g02 地点のボーリング孔の詳細

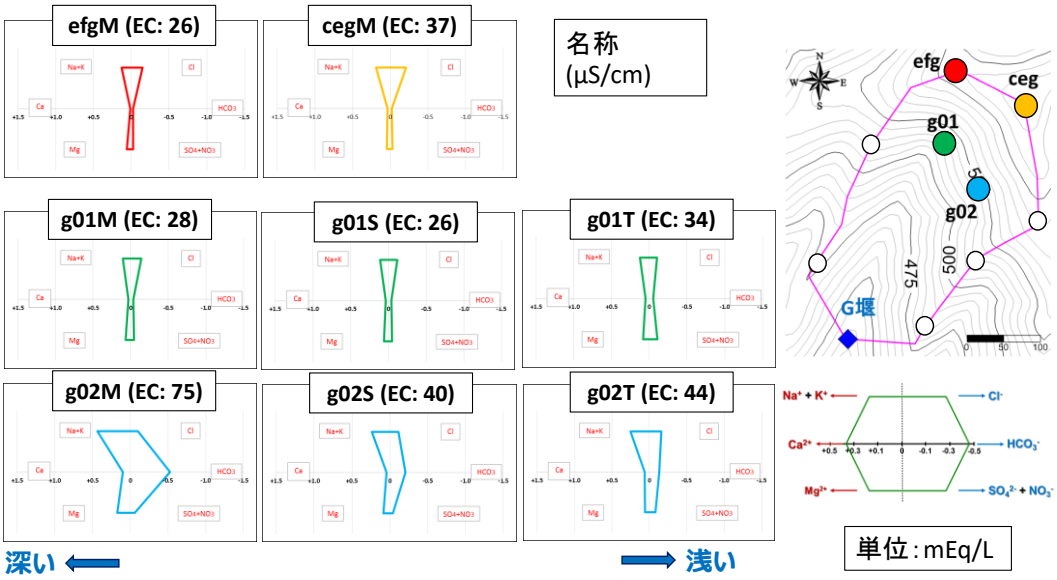


図-4　電気伝導度（EC）ならびに主要イオンの分析結果

g02 地点では，全深度の地下水において EC が比較的高く，また，ナトリウム・カリウムー重炭酸イオンが多い特徴を示した（ただし，ここの重炭酸イオン濃度はイオンバランスに基づく逆算値である）。以上の結果から，山頂や稜線の地下水が，主として g01 地点の中～深層に流下していることが推察される。

地下水位変動の計測結果（図は省略）では，g02 地点において，T 孔の波形が降雨に対して最も鋭敏に反応し，M 孔の波形が最も緩やかであった。一方 g01 地点では，M 孔の波形が最も鋭敏であり，中規模以上の降雨で S 孔の水位よりも高くなり，さらに大規模降雨では T 孔の水位よりも高くなる傾向がみられた。これらの結果は水質分析から得られた傾向と良く符合しており，g01 地点の深部に選択的な地下水流動経路が存在していることを強く示唆していた。

さらに，G 流域出口で計測された流出波形と EC の波形は，g01 地点 M 孔の水位波形と対応を示しており，g01 地点の深部の地下水流動が G 流域の主要な水文プロセスであることが推察された。

V-055

森林の崩壊抑制機能の適正評価に関する基礎的研究

信州大学院総合理工学研究科　○長岡　貴子
信州大学農学部　平松　晋也

１．はじめに

樹木根系がもつ崩壊抑制機能の評価手法として広く用いられているのは，根系の「引抜き抵抗力」であり，従来の研究では個々の根系が示す最大引抜き抵抗力の合計値が崩壊抑制力とされてきた（以下，従来モデルと呼ぶ）[1), 2)]。しかしながら，従来の評価手法では，最大引抜き抵抗力を発揮するタイミングや個々の根系が破壊（破断・引抜き）されるまでの時間といった引抜き抵抗力の時間変化が考慮されていないため，根系の効果を過大評価していることになる。本研究は，現地斜面で根系の引抜き試験を実施することにより，引抜き抵抗力の挙動をモデル化し，従来モデルとの比較を行った。

２．調査地と試験方法

現地引抜き試験は，信州大学農学部の手良沢山演習林の 44 年生ヒノキ人工林内で実施した。現地の平均斜度は 39° で，土壌は褐色森林土である。斜面方向に位置する 2 立木の中央に幅 2m×深さ 1m のトレンチ断面を作成し，断面に露出した直径 2mm 以上の根系を対象に引抜き試験を実施した。根系が斜面上下の立木のどちらから伸長してきているか(以下，根系の伸長方向と呼ぶ）を把握した（図-1)。引抜き試験は，図-2 に示すように根系と固定したワイヤーを電動ウィンチによって巻き取ることによって実施した。試験中の根系が示す抵抗力の時間変化をロードセルで計測し，時々刻々と変化する値をデータロガーに保存した。試験後，引抜いた根系の根長などの根系構造を計測した。

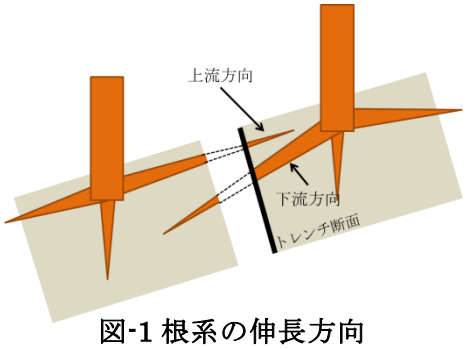


図-1 根系の伸長方向

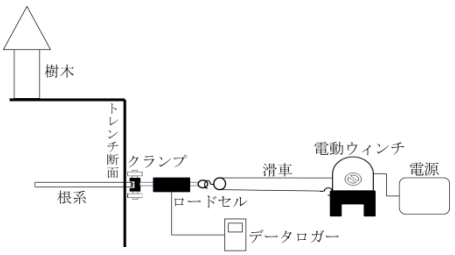


図-2 現地引抜き試験概要

３．現地引抜き試験の結果

引抜き試験は 6 断面で実施し，合計 84 本の根系（上流方向 43 本，下流方向 41 本）についてのデータを取得した。引抜いた根系は全て「破断」しており，大部分の根系の引抜き抵抗力の時間変化(以下，抵抗力－変位曲線と呼ぶ)は図-3 のような挙動を示した。本研究では，根系が破断する際に発揮する強度を「最大破断強度：F_{max}」，その強度を発揮する時間（＝変位）を「ピーク到達時間：T_{max}」と定義した。また，根系の伸長方向によって破断に至るまでのメカニズムが異なることが想定されたため，根系の伸長方向別に検討を行った。

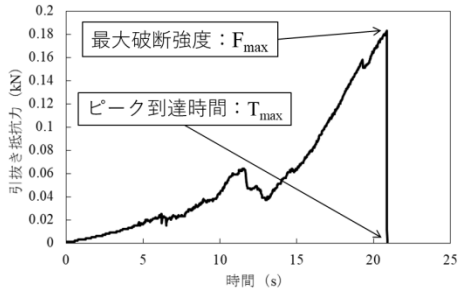


図-3 抵抗力－変位曲線の一例

根系の伸長方向如何にかかわらず，最大破断強度と根直径との間には正の相関性が認められた（図-4)。ピーク到達時間については，下流方向の根系では最大破断強度の増加とともにピーク到達時間も増加する傾向にあるのに対し，上流方向の根系では最大破断強度だけでは説明できない結果となった（図-5)。この原因としては，上流方向の根系の場合，破断する際に根系自体の破断強度と根系と土壌との間にはたらく周

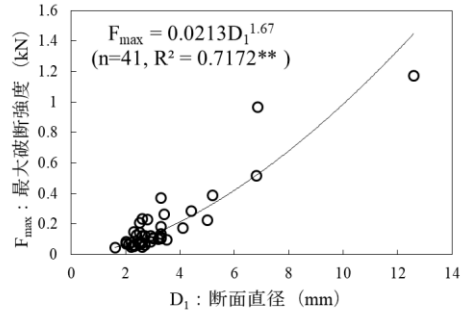


図-4 根直径と最大破断強度との関係（下流方向の根系について）

面摩擦力の 2 つの力が機能しているといった事項が挙げられる。根系の破断現象は「周面摩擦力≧破断強度」のときに起こるとした先行研究 3)と同様，本研究結果からもこの 2 つの力関係が変化した際に根系が破断するものと考えられる。

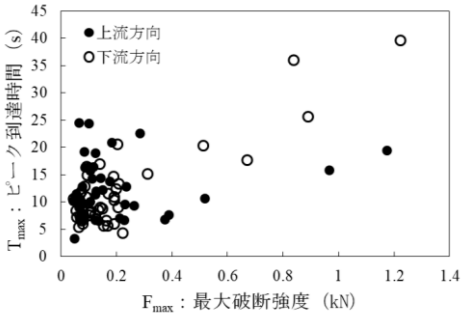


図-5 最大破断強度とピーク到達時間との関係

４．モデルの構築と検証

4.1. 抵抗力－変位曲線と崩壊抑制力のモデル化

前章までの検討により，根系構造から推定可能であることが明らかとなった最大破断強度とピーク到達時間を用いて，図-6 に示すように最大破断強度を示すまで引抜き抵抗力が直線的に増加するものと仮定し，個々の根系が示す抵抗力－変位曲線を推定した。根系に引張力が作用し始めてから t 時間後の根系の引抜き抵抗力(F(t))は(1)式で表すことができる。

$$F(t) = F_{max} / T_{max} \times t \quad \cdots (1)$$

ここに，F(t)：時間 t における引抜き抵抗力(kN)である。

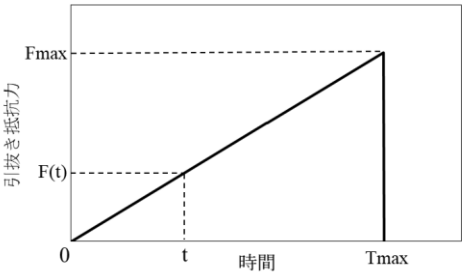


図-6 抵抗力－変位曲線の推定の模式図

本研究では，図-7 に示すように個々の根系の抵抗力－変位曲線を用いて同一時刻の引抜き抵抗力の合計値を求め，その値を対象とするトレンチ断面の断面積で除すことにより(2)式を用いて根系の崩壊抑制力を求めた。

$$\Delta C(t) = \sum_{n=1}^{N} F(t) / A \quad \cdots (2)$$

ここに，ΔC(t)：時間 t における単位面積あたりの崩壊抑制力(kN/m²)，N：根系本数，$F(t)$：時間 t における引抜き抵抗力(kN)，A：対象とするトレンチ断面の断面積(m²)である。

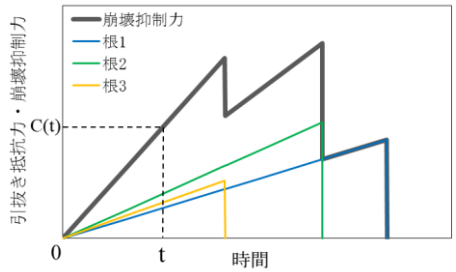


図-7 崩壊抑制力の推定の模式図

4.2.本モデルの検証

引抜き試験による崩壊抑制力（実測値）と本モデルによる崩壊抑制力，さらには従来モデルによる崩壊抑制力を算定し，本モデルにより得られた崩壊抑制力の妥当性について考察した。検証に用いたのは，1 断面で 23 本(下流方向：13 本，上流方向：10 本)の根系を引抜いたトレンチ断面のデータである。各評価方法における崩壊抑制力の経時変化を図-8 に示す。従来モデルの崩壊抑制力は実測の最大崩壊抑制力と比較して約 2.3 倍の過大値を示したのに対して，本モデルでは 1.4 倍と過大評価分を大幅に是正することができた。しかし，過大評価分が是正されたとはいえ，依然として最大崩壊抑制力が実測値よりも大きくなった原因としては,個々の根系の示す抵抗力－変位曲線でのピーク到達時間の推定精度上の問題が挙げられる。

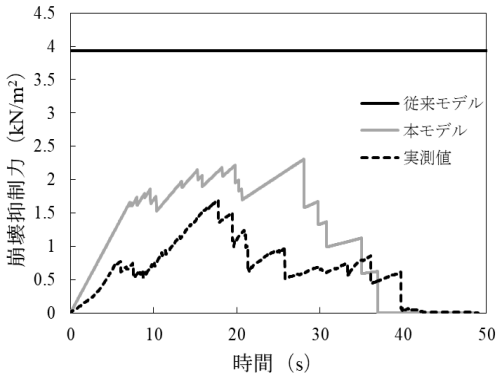


図-8 崩壊抑制力の算定結果

５．おわりに

個々の根系が引抜き試験時に示す最大破断強度とピーク到達時間は，根系の伸長方向別に解析することで，根系構造から推定可能であることが確認された。個々の根系が示す引抜き抵抗力の時間変化を加味した本モデルにより求められる崩壊抑制力は，従来モデルの過大評価分を大幅に是正し得る事実が明らかとなった。今後は，モデルの推定精度の向上を目指した追加調査を行い，モデルに改良を加えることにより，根系効果の再評価を行う予定である。

参考文献 1) Wu, T. H, et al. (1979) Canadian Geotechnical Journal16(1), 19-33. 2)阿部和時（1997）森林総合研究所研究報告 373，105-181. 3)奥中大智ら(2014）中部森林研究 62，87-90 .

V-056

熊本地震により損傷を受けた自然斜面における亀裂の拡大
－阿蘇市的石地区の事例－

高知大学　○笹原克夫　　埼玉大学　内村太郎　　(独)労働者健康安全機構労働安全衛生総合研究所　平岡伸隆
国土防災技術㈱　土佐信一　大類光平　　㈱オサシ・テクノス　板山達至　　中央開発㈱　王林
曙ブレーキ工業㈱　西條敦志

1. はじめに

平成 28 年 4 月 14, 16 日に発生した熊本地震では，阿蘇大橋のあった黒川沿いの河陽地区や，外輪山の北西部で斜面崩壊や地すべりが多発した。また崩壊には至らなくても，損傷を受けて亀裂が入った斜面が多く残されたことも特徴である。例えば黒川ぞいの河陽地区の河岸段丘面や外輪山北西部のカルデラ壁上部などでは多くの亀裂が入った斜面が残された。これらの亀裂の入った斜面は，その後の降雨により崩壊することが危惧された。筆者等は外輪山北西部において亀裂の入った斜面の降雨浸透と，それに伴う変形の計測を行っている [1]が，この斜面で地震直後に比べて，亀裂が拡大したことが判明した。本報ではこの，計測斜面の亀裂の拡大の状況について報告する。それに伴う斜面の変形状況の計測結果については続報 [1]を参照されたい。

2. 阿蘇市的石地区の外輪山の損傷状況

外輪山北西部の崩壊等の状況については，株式会社パスコの空中写真判読や，発表者の現地踏査により，図-1 のように調べられている。右下の盆地内部の平坦地に連続する亀裂は，震源断層に関連する地盤変動を表していると見られるが，左側のカルデラ壁に多くの斜面崩壊と，その周囲に亀裂が確認されている。これらの亀裂の多くはカルデラ壁最上部の遷急線付近に，遷急線に平行に存在するものが多い。なお図中の計測対象斜面は，降雨浸透とそれに伴う変形を計測する斜面であり，今回亀裂の拡大が確認された斜面である。また「踏査範囲」は筆者が現地踏査により亀裂を確認した範囲である。

外輪山のカルデラ壁は最上部に降下火砕物である火山灰質粘性土が分布する。最上部は有機質を多く含む黒ボクとその下位に有機質をほとんど含まない赤ボクがある。図-1 の計測対象斜面周辺では黒ボクの層厚は 0.5-1m 程度である。その下位の赤ボクの層厚は不明である。稜線より数十 m 下位には溶岩層があり，これがほぼ直立した岩壁を呈している。カルデラ壁の下位には崖錐が発達している。

カルデラ壁の崩壊は，この溶岩層上部の降下火砕物の層で発生しているものがほとんどである。降下火砕物層のみが崩壊している場合と，その下位の溶岩層も引き摺られて崩壊する場合もある。また溶岩層下部の崖錐が，上部からの崩壊土砂に侵食されて移動する場合も小数ながらあった。同地区周辺では平成 24 年 7 月にも，豪雨による外輪山の崩壊が多発したが，この場合は溶岩層下部の崖錐が流水に侵食されて流出したケースが多かったことが筆者の調査や砂防学会調査団 [2]により確認されている。この崩壊部位が異なることが，地震によるカルデラ壁の崩壊と，降雨による崩壊の大きな相違である。

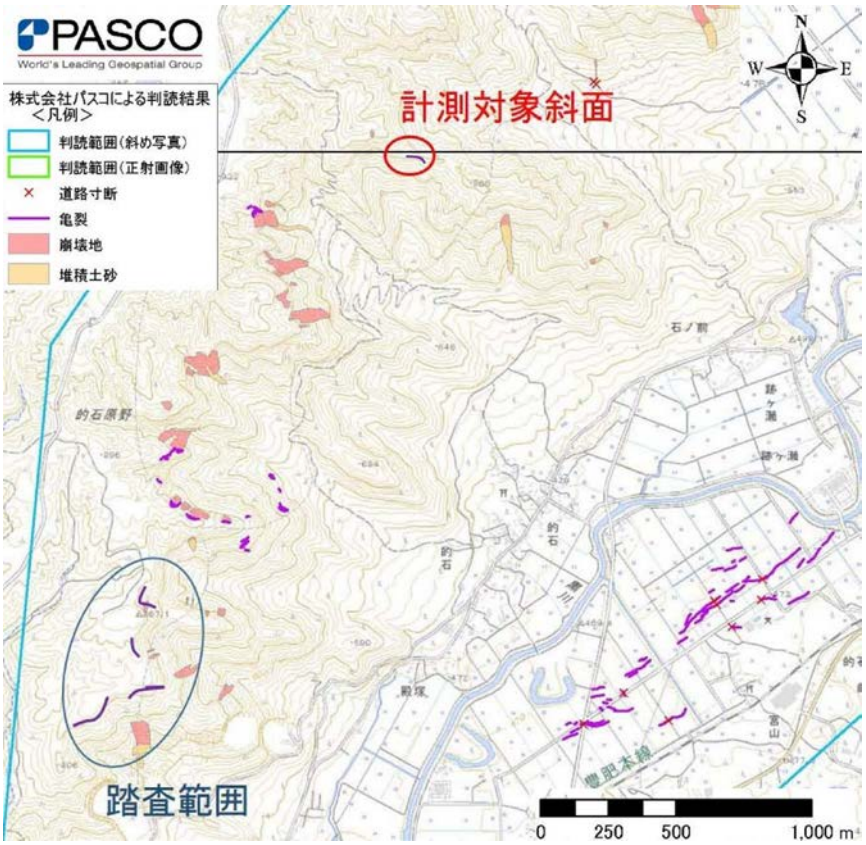


図-1 外輪山北西部の斜面崩壊と亀裂の分布

3. 阿蘇市的石地区のカルデラ壁上部の亀裂の拡大について

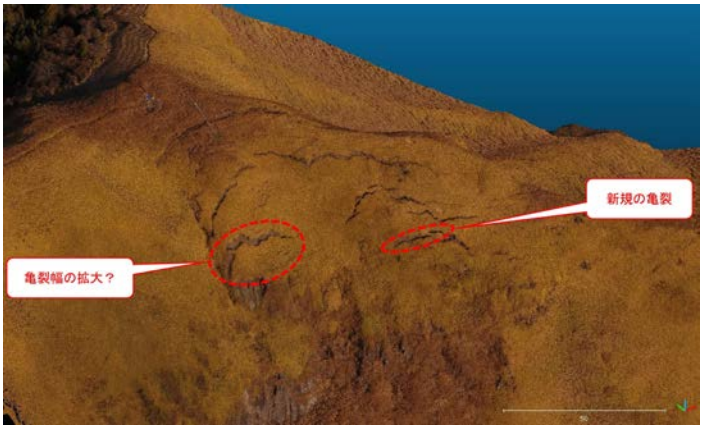
先に述べたように，筆者等の計測対象斜面では，地震直後に比べて亀裂が拡大した。図-2 に平成 28 年 4 月 16 日に国際航業㈱及び㈱パスコにより撮影された，計測対象斜面の空中斜め写真(a)と，同斜面を対象に，平成 29 年 12 月 20 日に筆

者等によりUAV計測されたデータからの疑似3D写真(b)である。両図を比較すると，亀裂の拡大した部分と，新たに亀裂が発生した部分が確認される。斜面上部には横方向に連続性の良い長い亀裂が存在し，斜面下部には連続性の悪い短い亀裂が多数存在する。その下部は溶岩層が顔を出し，ほぼ直立している。亀裂が拡大したのは，斜面下部であり，短い亀裂の幅が拡大している。これは斜面下部の表層部が下方に変位したためと考えられる。新たに亀裂が発生した部位も同様に斜面下部であり，これも溶岩層直上の急斜面が下方に変位したためと考えられる。

次に，熊本県のLP計測を図化した地形表現図に，筆者等の計測装置の配置と共に，亀裂の分布を表したものが図-3である。これを見ると亀裂が拡大した部分と，新たに亀裂が発生した部分は，溶岩層上部の降下火砕物より成る斜面の下部であることがわかる。地形的にはやや突出した尾根状地形で，その下部の遷急線直上である。遷急線より下部は溶岩層を降下火砕物が覆う構造の急斜面であると考えられる。つまり地震により斜面全体が下方への変位を始めたが，地震時は斜面上部の変位が大きく，それにより横方向に連続性の良い引っ張り亀裂が形成されたと考えられる。そしてその後の降雨により，斜面全体が変位するが，下位にある溶岩層により土層の移動は押さえられる。この変位により斜面上部はむしろ安定し，今度は斜面下部の遷急線付近が，上部からの圧縮を受けて不安定となり，変位が大きくなったと考えられる。この斜面下部は傾斜が大きいので，今後も変位が続くと考えられ，注意が必要であると考える。



(a) 平成28年4月16日撮影



(b) 平成29年12月20日撮影

図-2 計測対象斜面の亀裂の拡大

4. おわりに

阿蘇山外輪山北西部のカルデラ壁上部で，地震直後に比べて亀裂が拡大した斜面を発見し，その地形的特徴について簡単に考察した。今後も監視と計測を継続し，熊本地震により生じた亀裂が斜面の安定性に与える影響を評価するつもりである。

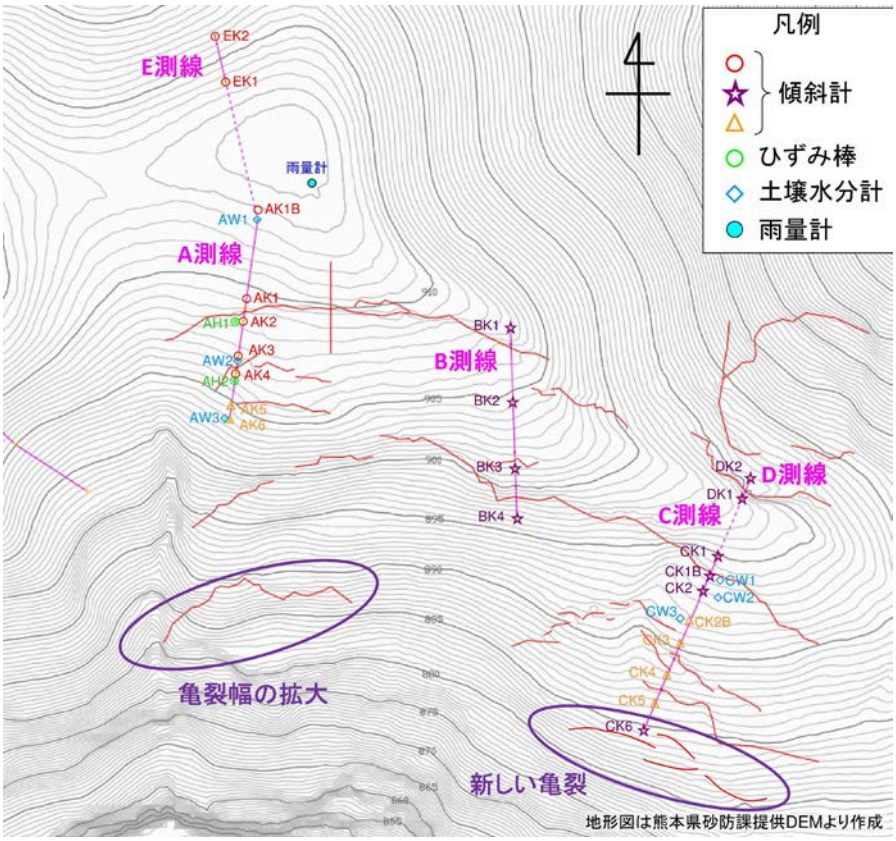


図-3 計測対象斜面の地形

参考文献

1) 土佐信一他：熊本地震により損傷を受けた自然斜面における降雨時の変形挙動の計測，平成30年度砂防学会研究発表会概要集.

2) 久保田哲也他：平成24年7月九州北部豪雨による阿蘇地域の土砂災害，砂防学会誌，65(4)，pp.50-61，2012.

V-057

熊本地震により損傷を受けた自然斜面における降雨時の変形挙動の計測

国土防災技術（株）　○土佐信一，大類光平
高知大学自然科学系　笹原克夫
埼玉大学　内村太郎
労働安全衛生総合研究所　平岡伸隆
（株）オサシ・テクノス　板山達至
中央開発（株）　王 林
曙ブレーキ工業（株）　西條敦志

1. はじめに

筆者らは，計測に基づく斜面の崩壊予測を目的として，斜面の変状を計測する共同研究を進めている。平成 28 年（2016 年）4 月の熊本地震によって損傷を受け，多数の亀裂が生じた熊本県阿蘇市的石地区の自然斜面もその研究フィールドの一つであり，多数の傾斜計・ひずみ棒・土壌水分計を設置し，平成 28 年 9 月から計測を行っている[1)]。本稿では，平成 29 年 5 月～12 月に得られた計測結果について報告する。

2. 対象斜面と計器配置

対象斜面は阿蘇カルデラ外輪山の北北西部, カルデラ壁上端に位置し，縦断面形は凸形の上昇斜面型, 横断面形は谷形の集水斜面型を呈する南向き斜面である。地表は牧草で覆われ，地表から深さ 50cm 程度までは多くの火山礫を含んだ黒ボク土, その下層は茶褐色の火山灰土となっている。

測線と計器配置を図-1 に示す。南向き斜面に多数分布する亀裂を跨ぐように A～D 測線と, 北向きで亀裂のない緩傾斜斜面に E 測線を設け，亀裂の上下を主体に計器を設置した。傾斜計は分解能 0.02 度以下の MEMS 型の 2 軸式で，ほぼ地表付近に埋設した後, 温度による変動を緩和させるため土のうを被せた。A 測線と C 測線の一部には土壌水分計（埋設深度 10,30,50cm）とひずみ棒，斜面上部には雨量計を設置し，10 分間隔で計測を行った。

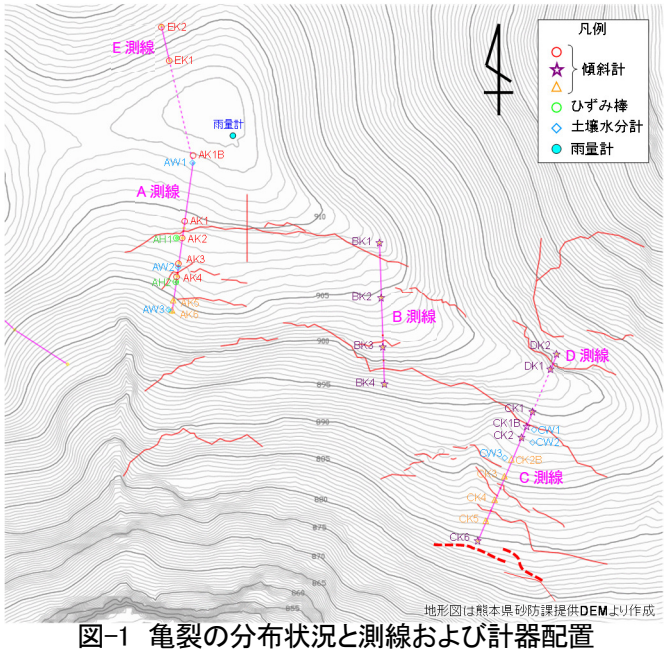


図-1 亀裂の分布状況と測線および計器配置

なお，当地区では毎年 2～3 月頃に「野焼き」が行われることから，すべての計器は冬期に一時撤去して焼損を防ぎ，野焼き後に再設置して計測を再開している。

3. 計測結果と考察

平成 29 年 5 月～12 月の再設置から一時撤去までの 7 ヶ月間の計測結果を図-2 に示す。2 軸の傾斜計とひずみ棒は，南北方向 NS 成分は N を正（北に傾倒すると増），東西方向 EW 成分は E を正（東に傾倒すると増）で表した時系列図と，その変動方向を方位で示すベクトル図（上が北，緑色）を右端に重ねて記した。

亀裂に近い傾斜計・ひずみ棒・土壌水分計のほとんどにおいて，降雨と連動した動きが観測された。

3.1 A 測線

計測結果の代表例として示した図中①土壌水分計 AW3 と図中②ひずみ棒 AH2 より，②のせん断変位は，降雨前の体積含水率の減少に伴って増加し，その後の降雨中には戻る交互変動が認められた。この応答は，降雨量が増える 6 月中旬以降には変動量が小さくなるが継続しており，広島のまさ土斜面で降雨の少ない時期に観測される挙動と類似している[2)]ことからも，計器設置直後にしばしば見られる，所謂「なじみ変動」ではないと考えられる。

3.2　B 測線

A 測線に比べて相対的に大きな傾斜変動が認められ，傾斜の方向も前年度と同じ傾向であった。また，斜面上方の BK1・BK2 は図中③の BK3 と同じ時期に変動したのに対し，より下方の図中④BK4 は約 1 ヶ月遅れて変動しており，上部ブロック土塊に押された動きを捉えた可能性がある。

3.3　C 測線

斜面上方の傾斜計 CK1B・CK2（図中⑤⑥）と下方の CK3・CK4（同⑦⑧）は共に明瞭な傾斜変動が認められたが，その変動の方向は各々異なり，亀裂を挟んだ別ブロックの動きを捉えた可能性がある。

傾斜変動の発現時期は，CK1B・CK2 では 5～6 月が主なのに対し，CK3・CK4 ではそれ以後も累積的に増加しており，それぞれ異なっている。

一方，笹原ら[3)]が報告したように，熊本地震直後に撮影された空中写真と，平成 29 年 12 月に UAV で空撮した写真の対比によって，C 測線の下方には新たに大きな亀裂（図-1 右下の赤破線）が生じていることが判明した。この亀裂に近い位置にある CK3･CK4 の傾斜変動の累積的増加は，亀裂の拡大と関連している可能性がある。

4.　おわりに

今後は，亀裂が拡大している C 測線下方への地盤伸縮計の追加や，なじみ変動の検証のため野焼き前後に撤去しない常設型の傾斜計の追加などを含め，計測を継続して，亀裂や周辺斜面の状況，降雨と各計測データとの関係を追及する予定である。

謝辞：的石原野管理組合には現地立入と現場計測の承諾，熊本県砂防課には航空 LP データの提供をいただいた。記して感謝いたします。

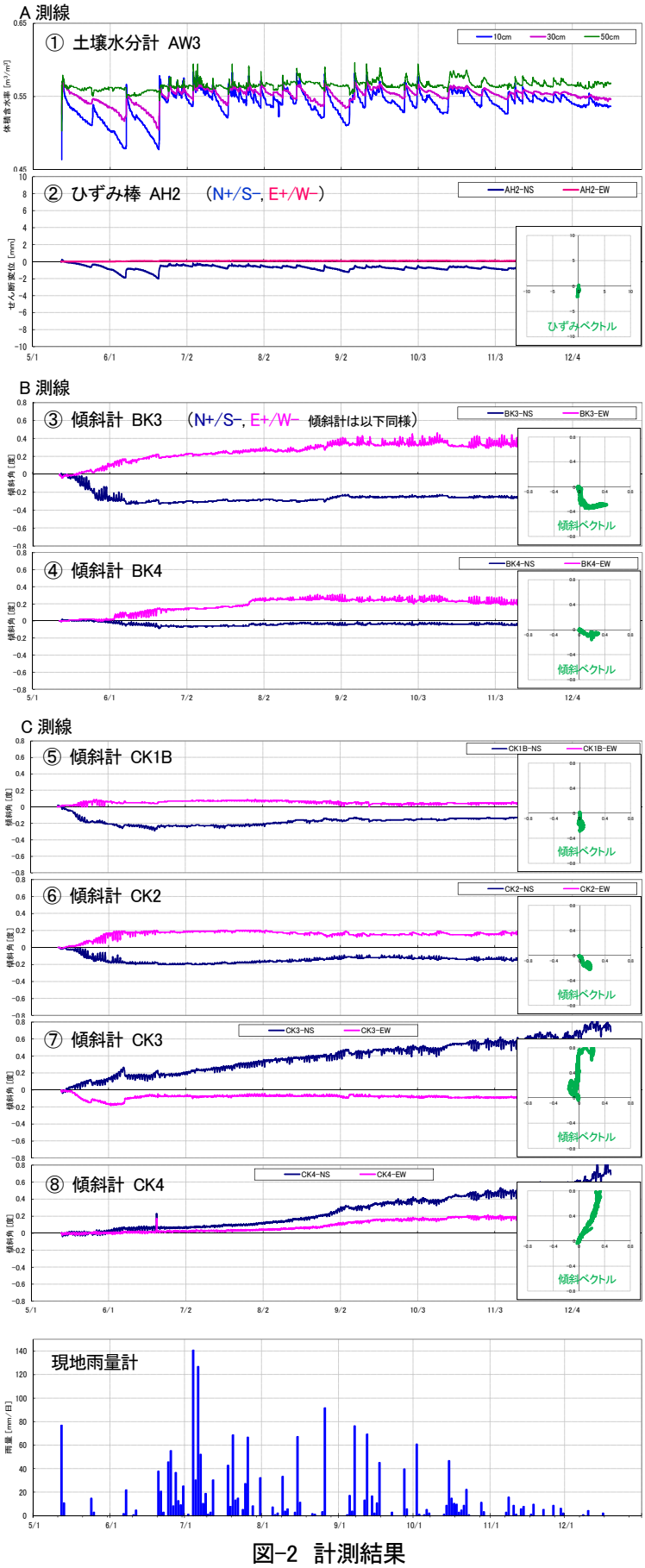


図-2　計測結果

参考文献

1）笹原ら：熊本地震で多数の亀裂が生じた斜面における傾斜変動，第 56 回地すべり学会研究発表会講演集，2017.　2）中井ら：降雨時のまさ土斜面表層部におけるせん断変形挙動と土壌水分の関係，地盤工学ジャーナル，Vol.11，No.2，2016.
3）笹原ら：熊本地震により損傷を受けた自然斜面における亀裂の拡大ー阿蘇市的石地区の事例ー，平成 30 年度砂防学会研究発表会概要集

V-058

破砕度と開口亀裂の評価に基づく奈良県赤谷西地区における重力変形領域の推定

国立研究開発法人土木研究所　　○林幸一郎・武澤永純・石井靖雄

1. はじめに

深層崩壊対策として，重力変形に伴う微地形をレーザー測量データを活用して判読し，危険箇所を抽出する検討が進められている [1), 2)]．一方，深層崩壊対策を検討していく上では土砂量の推定も重要であり，現地調査などにより斜面内部の変形領域を評価することが重要となる．

地すべり運動が進行している領域においては，無構造な角礫岩，引張り割れ目など，特徴的な破砕や亀裂が認められることが報告されており [3)]，ゆるみ岩盤 [4)] など重力変形斜面の変形領域にも，同様の特徴が認められることが考えられる．近年，著しく品質が向上した高品質ボーリング調査や，ボアホールカメラを用いた孔壁調査は，重力変形斜面で認められると考えられる特徴的な破砕や亀裂の調査にも有効と考えられる．そこで本研究では，ボーリングコアと孔壁画像を用い，破砕状況と亀裂状況に着目して岩盤性状の評価を行い，変形領域の下端深度を推定する手法を検討した．

2. 調査方法

2.1　調査対象

本研究は，平成 23 年に奈良県五條市で発生した深層崩壊の近傍に位置する赤谷西地区を対象とした（図-1）．赤谷西地区は，熊野川水系川原樋川支流赤谷川の支渓流に面した，斜面勾配 30～40° の北向き斜面である．斜面には不規則形状の凹凸が認められ，斜面上部の尾根付近に幅約 10 m の線状凹地が分布することなどから，重力変形が生じていると考えられる．本研究では，斜面上部付近で実施された調査ボーリング孔（Ak-5 孔，削孔長 85 m）を用いて岩盤の破砕状況と亀裂状況を評価し，深度方向の分布から変形領域の下端深度を推定した．

2.2　破砕状況の評価

破砕状況は，脇坂ほか [3)]による破砕度区分を用いて評価を行った．評価には，高品質ボーリングにより極力乱さずに採取され，要領 [5)]に則り丁寧に取り扱われたボーリングコアを用いた．

2.3　亀裂状況の評価

亀裂は，㈱レアックス製のボアホールイメージプロセッサー（深度方向の分解能 0.25 mm，円周方向の分解能 360 px）で取得された孔壁展開画像から判読した．

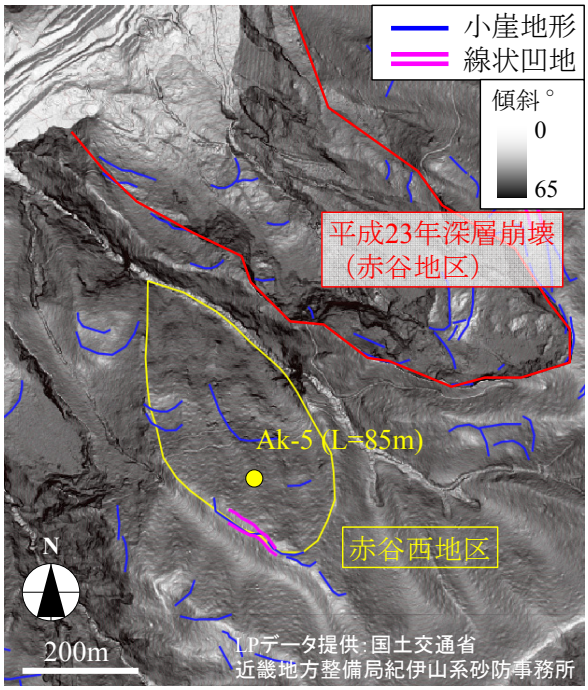


図-1　検討対象地点位置

また，亀裂の深度，走向，傾斜，開口量についても測定を行った．

その上で，亀裂は，開口量と形状により以下の 3 種類に区分し評価した．このうち亀裂 C は，引張り割れ目 [3)]と同様の視点で区分した．

亀裂 A：開口量が孔壁画像から測定できないほど小さい亀裂

亀裂 B：開口量が測定でき，形状が平面に近い亀裂

亀裂 C：開口量が測定でき，面形状が鋸歯状で，層理面と斜交し鉛直に近い形状の亀裂

さらに，亀裂の評価結果は，ボーリングコアと対比し，その妥当性を確認した．

2.4　変形領域推定結果の妥当性評価

破砕状況と亀裂状況の評価に基づき推定した変形領域の下端深度は，平成 29 年 9 月～平成 30 年 2 月の挿入式孔内傾斜計による観測結果と対比し，その妥当性を評価した．

3. 調査結果

3.1　破砕状況と亀裂状況の評価結果

破砕度区分の結果，全削孔長 85 m 中，Cr1a は 47.16 m，Cr1b は 8.05 m，Cr2 は 4.67 m，Cr3 は 0.74 m，Cr4 は 0.24 m からなると評価した（図-2 (c) ）．無破砕の岩盤は 18.77 m，崩積土など破砕度を評価できなかった区

間は 5.37 m であった. 粘土～砂状の Cl は認められなかった. 角礫岩には断層由来のものも含まれる可能性もあるが, 複合面構造が不明瞭であったため今回は全て Cr にて評価した. 破砕度の深度方向の分布では, 無構造の角礫岩（Cr2～Cr4）が深度 67.61 m まで認められた. 一方, 引張り割れ目が認められる岩盤である Cr1a, Cr1b は深度 72.21 m まで認められた.

亀裂は, 亀裂 A を 177 面, 亀裂 B を 511 面, 亀裂 C を 73 面判読した. 深度方向の分布では, 亀裂 A は深度 84.66 m のほぼ調査深度下端まで認められ, 亀裂 B は深度 80.22 m まで, 亀裂 C は深度 62.60 m まで認められた. **図-2** (e) には, 亀裂 C の 1 面ごとの開口量と, ボーリング孔底からの累積開口量を併せて示す. 累積開口量は深度 62.60 m から次第に多くなることが特徴的であり, それ以深のボーリングコアで認められる引張り割れ目は, 孔壁画像では開口していなかった.

以上の結果から, 変形領域の下端深度は, 無構造な角礫岩の分布下限の深度 67.61 m, もしくは亀裂 C の累積開口量が増加する深度 62.60 m と推定され（**図-2** (c), (d), (e) ）, そのうち深い深度は 67.61 m であった.

3. 2　変形領域下端深度の妥当性

挿入式孔内傾斜計による観測結果を**図-2** (f) に示す. 深度 64.25～67.75 m 区間においてほぼ北向き方向に 0.48 mm の変位が計測され, この区間の変位が最も深い深度における地中変位であった. なお変位の方向は, 斜面の傾斜方向と概ね一致する. 破砕度と亀裂状況から推定された変形領域の下端深度 67.61 m とは 0.14 m の差であり, 概ね妥当な結果を示すものと考えられる.

4. まとめ

本研究では, 赤谷西地区において, ボーリングコアと孔壁画像を用い, 破砕度区分と亀裂の開口量と形状に着目して岩盤性状を評価することで, 変形領域の下端深度を推定できる可能性を示した. 今後は, 特徴的な破砕や亀裂の形成と重力変形のメカニズムの関係を検討するとともに, 斜面内における岩盤性状や, 変形の程度による違いを明らかにし, 評価手法を検討していく必要がある.

謝辞

国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所には, LP データとボーリング調査データ, 斜面周辺の地質情報を提供頂きました. ここに感謝の意を表します.

参考文献

1) 千木良雅弘：深層崩壊の場所の予測と今後の研究展開について, 応用地質, Vol.56, No.5, p.200-209, 2015
2) 笹原克夫：高知県北川村平鍋周辺の深層崩壊跡地と山頂緩斜面の分布, 砂防学会誌, Vol.69, No.3, p.26-37, 2016
3) 脇坂安彦・上妻睦男・綿谷博之・豊口佳之：地すべり移動体を特徴づける破砕岩―四万十帯の地すべりを例として―, 応用地質, Vol.52, No.6, p.231-247, 2012
4) 佐々木靖人・片山弘憲・倉橋捻幸：ダムにおける緩み岩盤の実態と分類試案, ダム技術, No.228, p.9-21, 2005
5) （一社）全国地質調査業協会連合会・社会基盤情報標準化委員会：ボーリング柱状図作成及びボーリングコア取扱い・保管要領(案)・同解説, 138pp, 2015

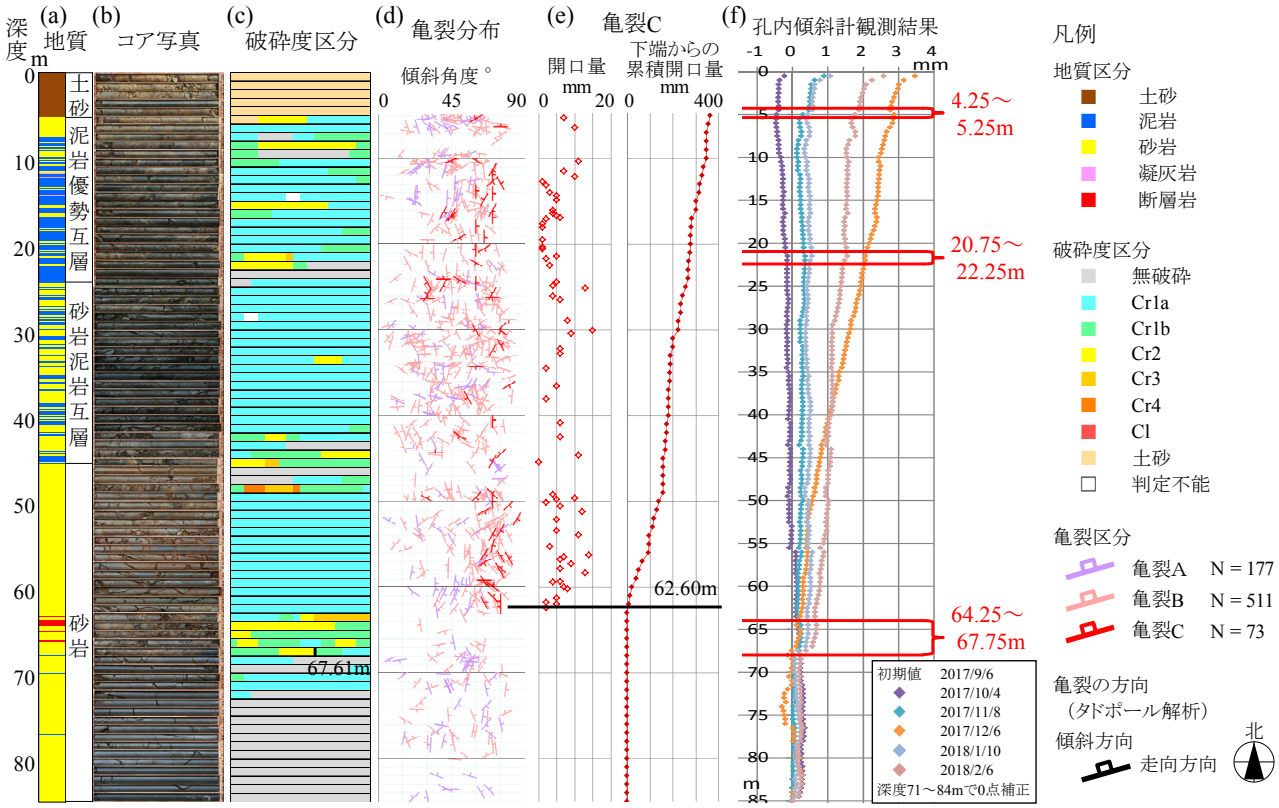


図-2　破砕度と亀裂状況による岩盤性状の評価結果と孔内傾斜計観測結果

V-059

平成 28 年熊本地震とその前後の降雨によって発生した崩壊地の分布特性

防災科学技術研究所　○木村 誇・酒井 直樹
日本工営株式会社　水谷 佑・村松 広久・田中 義朗
中日本航空株式会社　高野 正範・近藤 雅信

1. はじめに

平成 28 年（2016 年）熊本地震により，熊本県北東部の阿蘇火山周辺では多数の斜面崩壊が発生して甚大な被害が生じた（石川ほか，2016a；宮縁，2016）。また，本震後の降雨により新たな崩壊が発生したことで，さらに被害が拡大する結果となった（石川ほか，2016b）。このような地震後の降雨による二次災害の被害を軽減するためには，強い地震動を受けたことで斜面がどの程度不安定化しているかや，どのような場所が不安定化しているかを明らかにする必要がある。地震による斜面の不安定化を定量的に把握するには，地震前後の降雨実績をもとに，斜面崩壊の引き金となった雨量を分析するのが有効と考えられるが，広範囲に及ぶ崩壊発生域内での雨量の違いを考慮した研究は少ない。そこで本発表では，解析雨量を用いて熊本地震前後の 2 つの降雨イベントにおける雨量と崩壊地の空間分布を比較し，地震による斜面の不安定化の程度とその影響範囲について分析した結果を報告する。

2. 解析対象とした地域と降雨イベント

解析対象地域の阿蘇火山は 27〜9 万年前頃にかけて起こった 4 回の巨大火砕流噴火によって形成された南北 25 km，東西 18 km のカルデラと，その後の噴火活動によってカルデラ内に形成された中央火口丘群で構成される。カルデラ壁は比高 300〜500 m 程度の急崖地形を呈しており，先阿蘇火山岩類の溶岩・火砕岩とそれを覆う阿蘇火砕流堆積物からなる。中央火口丘群はカルデラ形成後に噴出した溶岩・火砕岩からなり，表層は降下火砕物主体の土層に厚く覆われる。

阿蘇火山周辺では，2012 年 7 月 11〜14 日にかけて九州北部地方を襲った豪雨により，多数の斜面崩壊が発生している（久保田ほか，2012；宮縁，2012）。また，2016 年 4 月 16 日に発生した熊本地震の本震後は，4 月 21 日と 6 月 19〜29 日にかけての降雨によって新たに斜面崩壊が発生している（石川ほか，2016b）。6 月 19〜29 日にかけては本州付近に停滞した梅雨前線の上を次々と低気圧が通過して，降雨が断続的に続いたが，阿蘇火山周辺でみると，19 日未明から 21 日未明にかけてと 22 日朝から 23 日未明にかけて，特に強い雨が降っており，土砂災害の発生もこの期間に集中している。そこで以下では，地震前後の主な降雨イベントとして，2012 年 7 月 11〜14 日の 4 日間と 2016 年 6 月 19〜23 日の 5 日間を対象に解析を行った。

3. 解析方法

熊本地震とその前後の降雨イベントで発生した崩壊地の位置と土砂移動範囲（崩土の移動・堆積域を含む）は，防災科学技術研究所の土砂移動分布図（https://www.bosai.jp/mizu/dosha.html）と林野庁の崩壊・亀裂位置図（https://www.rinya.maff.go.jp/j/kouhou/jisin/rezakohyo2.html）に基づいた。これらの判読結果は，2010 年 6 月，2013 年 1 月，2016 年 4 月（本震直後），2016 年 8 月，2017 年 1 月の 5 時期の航空レーザ測量データで作成した詳細地形図と重ねて，崩壊地の位置や土砂移動範囲に修正を施した。熊本地震本震による地震動は産業技術総合研究所 QuakeMap（https://gbank.gsj.jp/QuiQuake/QuakeMap/index.html）の推定結果に基づいた。地震前後の 2 つの降雨イベント期間の解析雨量をもとに，各降雨イベントの最大 1 時間雨量，最大 24 時間雨量および総雨量の空間分布を図化した。これらの分布図を重ねて，雨量の空間分布と崩壊地の分布域との関係を解析した。

4. 解析結果

阿蘇火山の地質および熊本地震本震による地震動と崩壊地の分布を図-1 に示す。カルデラ南部の一部を除いてカルデラ壁も中央火口丘群も震度 5 強以上の揺れを受けており，斜面崩壊も大半が震度 5 強以上の領域で発生している。

地震前後の 2 つの降雨イベントによる雨量と崩壊地の分布を図-2 と図-3 にそれぞれ示す。2012 年 7 月の降雨では，雨域の中心がカルデラ北部の阿蘇谷付近にあったため，崩壊地の分布もカルデラ北部に偏っている。カルデラ壁の崩壊は，東縁の象ヶ鼻から根子岳にかけての範囲に特に集中している。一方，2016 年 6 月の降雨についてみると，19 日未明から 21 日未明にかけての雨域の中心はカルデラより西南西にある大峰山付近から中央火口丘群の中岳付近にかけての範囲にあり，22 日朝から 23 日未明にかけての雨域の中心はカルデラより北西にある酒呑童子岳付近から大観峰付近にかけての範囲にあった。このため，カルデラ壁，中央火口丘群ともに西部地域に崩壊が多いのが特徴である。

本発表では，これらの分布図をもとに，雨量と崩壊面積率との関係や，熊本地震による崩壊・亀裂形成箇所と地震後の降雨により発生した崩壊地との位置的関係について解析した結果を報告する。

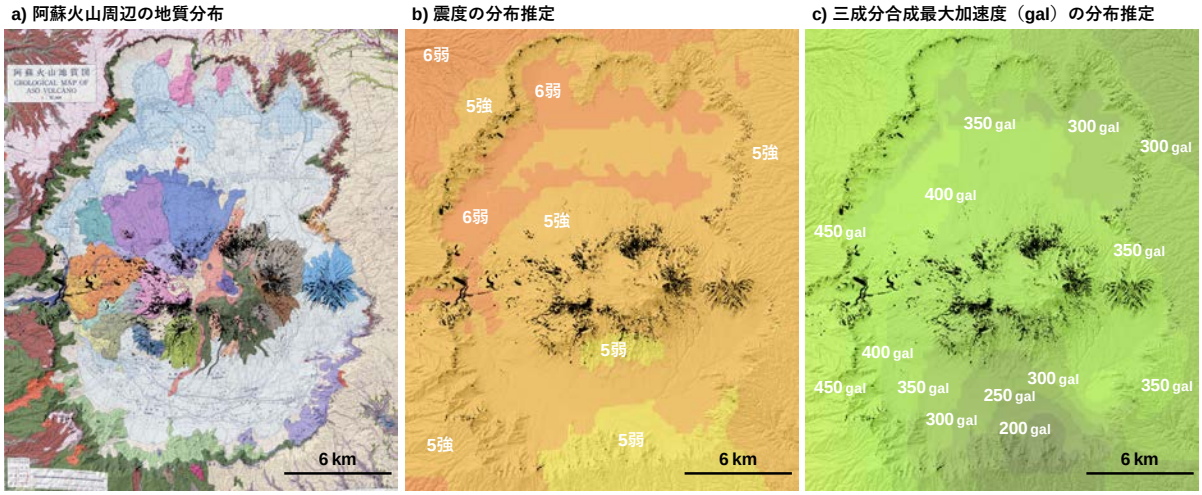


図-1 阿蘇火山の地質および平成 28 年熊本地震本震時の計測震度・三成分合成最大加速度の分布推定図（小野・渡辺（1985）の 5 万分の 1 阿蘇火山地質図幅および産業技術総合研究所 QuakeMap を用いて作図，地震による崩壊地の分布を黒で示す）

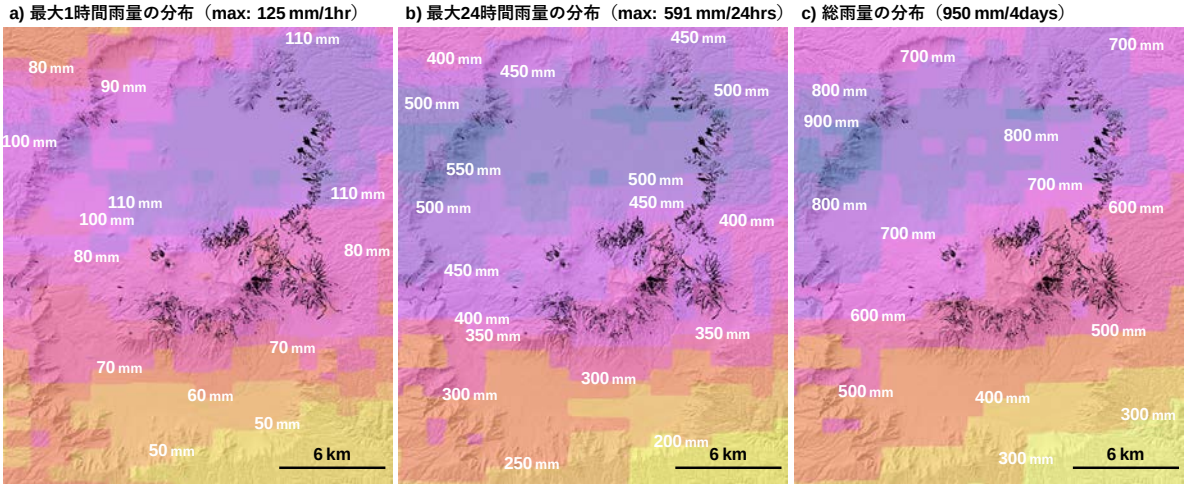


図-2 2012 年 7 月 11～14 日の最大 1 時間雨量・最大 24 時間雨量・総雨量および崩壊地の分布（崩壊地の分布を黒で示す）

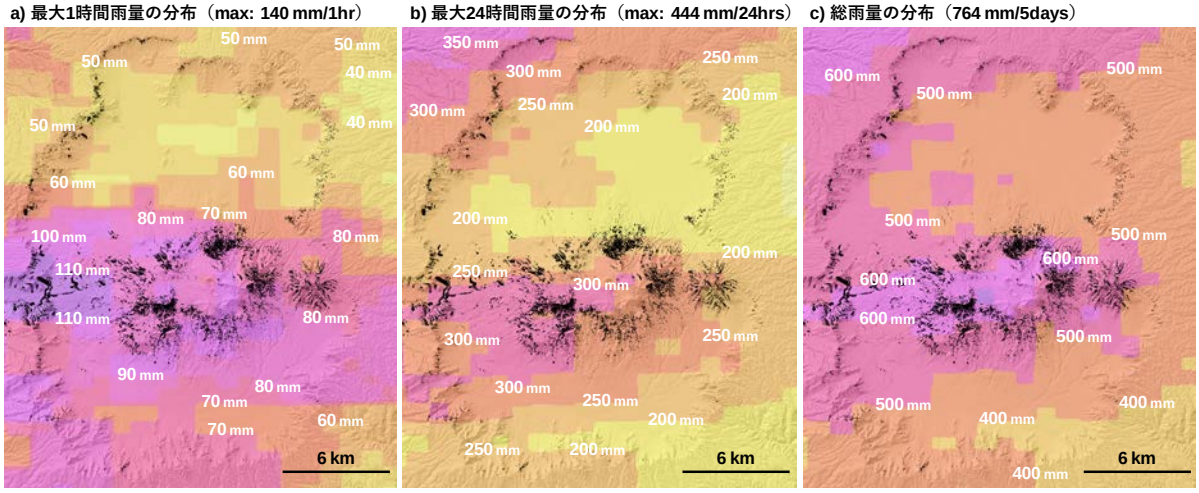


図-3 2016 年 6 月 19～23 日の最大 1 時間雨量・最大 24 時間雨量・総雨量および崩壊地の分布（崩壊地の分布を黒で示す）

【謝辞】 本研究は平成 28 年度文部科学省「熊本地震復旧等予備費」ならびに科研費課題 JP17H03303 により行いました。研究に用いた航空レーザ測量成果等のデータは熊本県土木部砂防課ならびに林野庁治山課より提供いただきました。

【参考文献】 石川ほか(2016a) *砂防学会誌* **69**(3)：55-66；石川ほか(2016b) *砂防学会誌* **69**(4)：25-36；久保田ほか(2012) *砂防学会誌* **65**(4)：50-61；宮縁(2012) *地学雑誌* **121**(6)：1073-1080；宮縁(2016) *地学雑誌* **125**(3)：421-429.

那智川流域で発生する崩壊と地質・水文特性との関連－地質分布と地下水挙動－

国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所　吉村元吾・菅原寛明
国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所（大規模土砂災害対策技術センター）　田中健貴
国土交通省国土技術政策総合研究所（大規模土砂災害対策技術センター）　木下篤彦
和歌山県土砂災害啓発センター　西岡恒志
サンコーコンサルタント株式会社　○辻野裕之・中村静也・赤嶺辰之介

1. はじめに

那智川流域では，紀伊半島大水害（2011 年）をはじめ，これまで台風･豪雨時に崩壊や土石流が多く発生している。崩壊・土石流の発生メカニズムは当該地域に分布する地質と地下水の挙動に関連し，危険箇所の抽出にはこれらの関連を明確にすることが重要である。ここでは，那智川左岸の平野川において，二つの異なる条件を有する斜面（崩壊斜面・健全斜面）を対象にボーリング調査，観測孔を利用した地下水位観測を実施し [1]，当地域で発生する崩壊と地質・水文特性との関連について検討した。

2. 那智川流域の地質と崩壊

那智川流域の地質は図-1 に示すように，熊野層群・熊野酸性火成岩類（花崗斑岩）を基盤岩とし，これらの上位を崖錐堆積物や土石流堆積物が覆う。堆積物は斜面下方で厚く（最大で 20m 程度）分布することが特徴で，特に渓流沿いのものは浸食や崩壊に伴い土石流発生の大きな原因となっている。熊野層群と熊野酸性火成岩類との地層境界は N65～70W18～25NE で，那智川左岸斜面では概ね北西方向に傾斜する。熊野層群と熊野酸性火成岩類との境界はシャープな面で水理的に不連続となっており，地層境界付近を流動する地下水は，那智川流域一帯の地下水の主体をなす。

崩壊は渓流沿いの堆積物を除くと，多くは花崗斑岩（Gp）の表層部の崩壊が主体であるが，花崗斑岩（Gp）と熊野層群（主に泥岩 Km）との境界を含む崩壊も認められる。

3. 地下水位の観測

崩壊斜面と健全斜面は隣接しており，平野川流域においても，図-2 に示すように，右岸斜面（H28 斜面とする）（赤丸で表示）は，2011 年に崩壊が発生し，勾配が急で崩壊地形が散見される起伏に富んだ斜面であり，「崩壊が発生しやすいと想定される斜面」と位置づけられる。これに対して，東側の斜面，左岸斜面（H29 斜面とする）（青丸で表示）では，明瞭な崩壊の発生は確認されず，斜面勾配も H28 斜面に比べて緩く，「崩壊が発生しにくい斜面」とみなせる。

両地点で，熊野層群（泥岩 Km）を確認するまでボーリング調査を行い，特に花崗斑岩（Gp）の風化・亀裂状態を調査し，掘削中の水位変化等に基づいて，深度を異にする地下水位観測孔を設置した（観測孔の仕様は表-1 に示す）。

4. 地質分布と地下水挙動

ボーリング結果に基づき作成した地質断面図を図-3 に示す。H28 斜面は，花崗斑岩の風化が進み，緩い傾斜の亀裂が発達するという特徴があり，風化の違い等に起因して不透水層が形成されている。H29 斜面の花崗斑岩は，

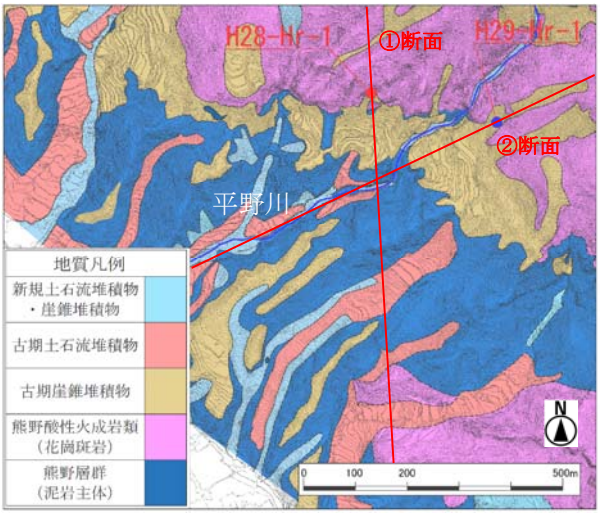


図-1　平野川付近の地質図

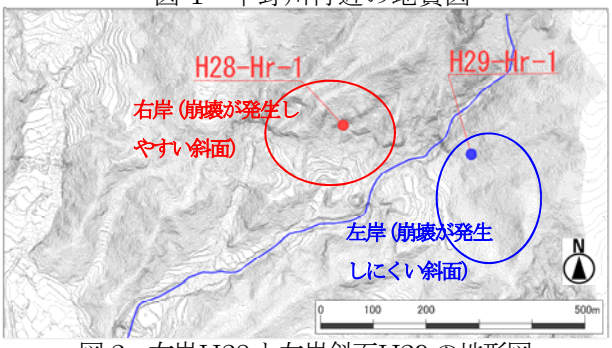


図-2　右岸H28 と左岸斜面H29 の地形図

表-1　水位観測孔の仕様

斜面	ボーリング孔番号	深度（GL－m）	観測対象（GL－m）	観測対象区間の地質
右岸 H28	W1 （H28-Hr-1）	70.0	35 ～ 70	熊野層群（泥岩 Km）
	W2 （H28-Hr-1-2）	30.0	20 ～ 30	Gp層-Km層の境界部
	W3 （H28-Hr-1-3）	17.0	12 ～ 17	花崗斑岩（Gp）の弱風化部Gp-2
	W4 （H28-Hr-1-4）	10.0	1 ～ 10	花崗斑岩（Gp）の風化部Gp-1
左岸 H29	W5 （H29-Hr-1）	70.0	44 ～ 70	熊野層群（泥岩 km）
	W6 （H29-Hr-1-2）	38.0	32 ～ 38	Gp層-km層の境界部
	W7 （H29-Hr-1-3）	22.0	14 ～ 22	花崗斑岩（Gp）の弱風化部Gp-2
	W8 （H29-Hr-1-4）	12.0	2 ～ 12	花崗斑岩（Gp）の風化部Gp-1

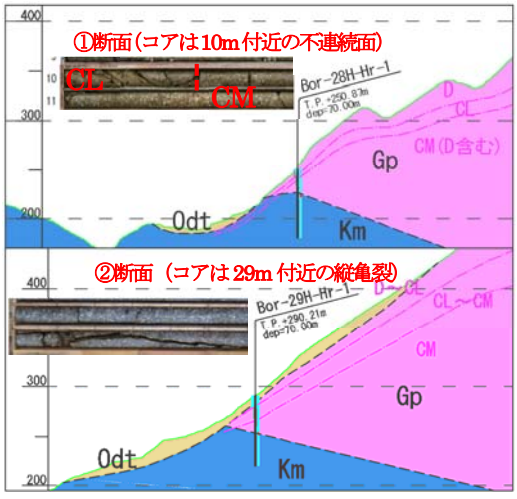


図-3　平野川の地質断面図(上がH28，下がH29 斜面)

比較的硬質な部分が多く，縦亀裂が発達する。各孔の地下水位観測結果を図-4 に示し，結果の概要を記述する。

4.1 花崗斑岩(Gp 内)の地下水挙動

(1)H28 斜面；まとまった降雨の直後に「深度の異なる複数の地下水位（水頭）が存在（Gp-1,2）」する傾向が認められ，H29 斜面と比較して「鉛直方向への浸透（地下水流動）がスムーズではない状況」が想定される。

(2)H29 斜面；まとまった降雨の直後に「Gp 層-Km 層境界の地下水と主として Gp-2 の地下水が一体化した飽和地下水ゾーン」が形成される状況にある。「亀裂の発達」（図-3 の下参照）が大きな要因となり「鉛直方向への浸透（地下水流動）が卓越している状況」が想定される。

4.2 Gp 層-Km 層境界付近における地下水挙動

地層境界からは地下水が湧出しやすく，流域内でも地質の境界からの湧水（パイプ）が多く見られる。パイプ状湧水孔から出る地下水は豪雨時には流量が増加し，湧出箇所も多くなる（あるいは斜面上方へ移動する）。流出しきれない場合，背後地山の水位が上昇する。H28 斜面では水位上昇量が少ないが，図-3 に示すように，H29 斜面では前面の崖錐堆積物（Odt）の存在により，スムーズな湧出が妨げられ，地下水位が上昇する。この地下水は泥岩の表層まで浸入する場合と境界面を流動する場合がある（水質の違いが明らかになっている）。

(1)H28 斜面；当該地下水の水位変動は非常に緩やかであり，平常時（および降水があるレベルを超過しない限り）は，周辺一帯における「Gp 層-Km 層境界の湧水」としての地下水流出が卓越している。ただし，「多量の降水の浸透」が生じた場合は，Gp 層-Km 層境界の湧水（パイプ）による排水が追いつかず，一時的に 1m 程度の地下水位が上昇する。

(2)H29 斜面；まとまった降雨に伴う水位上昇が顕著であり，H28 斜面に比べると「排水性」に劣ることが想定される。これは，H29 斜面では全般に地層境界が崖錐性堆積物(Odt)に被覆されていることが要因と推定される。

4.3 崩壊のメカニズム

地下水位観測結果に基づき，平野川流域で発生する主な崩壊の形態とメカニズムをまとめ，表-2 に整理した。

崩壊形態①については，当該流域内の崩壊の主体をなし，誘因は，花崗斑岩と熊野層群（泥岩）との地層境界に起因する地下水位の上昇ではなく，花崗斑岩内の表層部の地下水位上昇が主体であることが，今回の観測結果（H28 斜面）で明らかとなった。

崩壊形態②については，地層境界がシャープで水理的に不連続であること，泥岩の強度が低いことなど，当該地域の地質に起因する。泥岩中まで浸透した地下水がパイプ状に流出する（地層境界からの湧水は多く確認される）ことが多く，パイピング孔の発生，あるいは流出がおいつかないときに背後に過大な間隙水圧が発生することが崩壊発生の要因となる。この形態の履歴は地質境界付近の古い崩壊地形として比較的明瞭に残っている。

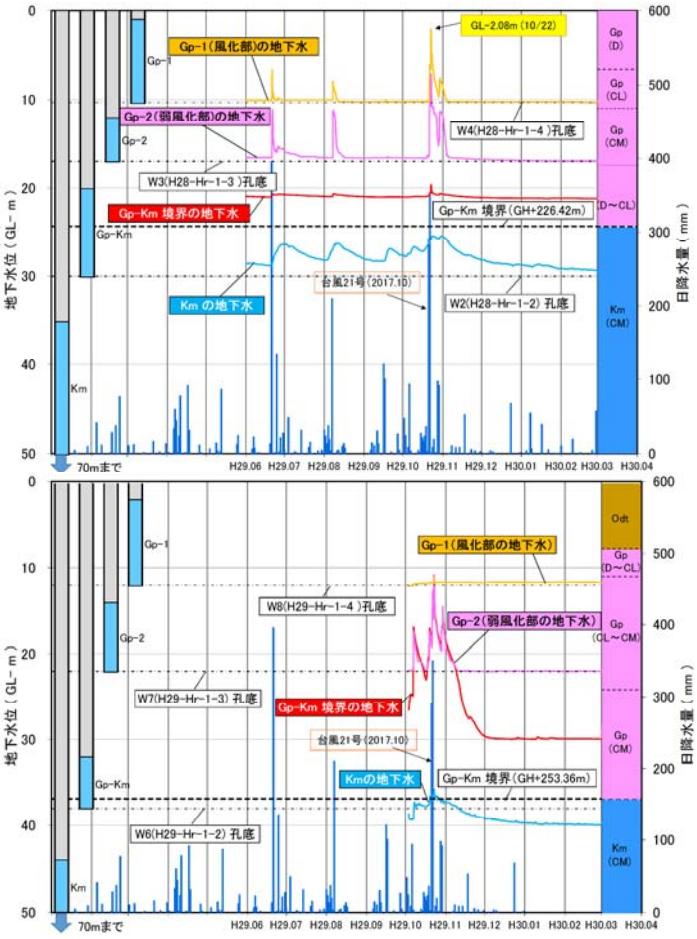
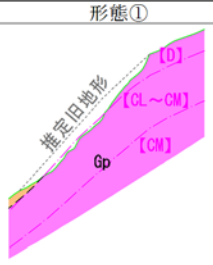
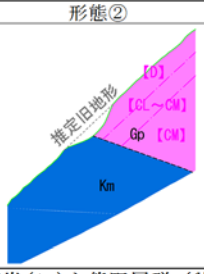


図-4　地下水位観測結果（上がH28, 下が H29 斜面）

表-2　崩壊形態とメカニズム

	形態①	形態②
模式図		
メカニズム	**花崗斑岩（Gp）表層部の崩壊** 水位上昇に伴う表層部のすべり崩壊しやすいと想定される斜面；強度の弱い風化層内で地下水位が上昇する（岩盤中に不透水層が形成されている）。 崩壊しにくい斜面；風化層内で地下水位が形成されない（上昇しない）。	**花崗斑岩（Gp）と熊野層群（特に泥岩Km）との境界を含む崩壊** パイピング孔や背後地盤に過大な間隙水圧が発生することが要因 崩壊跡では泥岩表層部にパイピング孔や地下水流出跡が確認される。

5. おわりに

那智川流域の花崗斑岩の崩壊は主に風化岩中の不連続面の存在で地下水が上昇しやすいことに起因する。また，地層境界の地下水も崩壊に影響を及ぼす場合がある。二つの崩壊形態共に，かつて崩れた形跡が地形に表れており，地形判読で危険箇所をある程度，抽出することはできる。ただし，花崗斑岩中の不連続面の存在については広域物理探査による抽出の適用などを検討する必要がある。

参考文献

1)国土交通省：紀伊山地那智川流域地質調査・水文観測業務報告書，2018

平成 28 年度熊本地震で崩壊した斜面の動態モニタリングによる斜面安定性評価

日鐵住金建材株式会社　○岩佐直人、堀　健吾

1.　はじめに

平成 28 年熊本地震では多くの斜面崩壊が発生し、残存している自然斜面内には多数の亀裂や倒木が生じ、斜面崩壊リスクが存在しており、ハード対策・ソフト対策を有効的に活用していかなければならない。ソフト対策には、リアルタイムに斜面状態を把握し、警戒・避難、補強・補修、抜本的対策検討に反映することが求められており、その精度向上等を目的に土壌水分や斜面変位に着目した研究[1)]が行われている。

本研究は、斜面変形をある程度抑制しながら不安定土塊の変位を計測できるネイリングセンサを、斜面変状が生じている斜面に設置して、さらに降雨量・土壌水分から斜面の不安定化メカニズムを把握して、土壌水分・変形量に着目した斜面危険度判定に関する研究の一環であり、その調査結果の一部について報告する。

２．モニタリング斜面の概要

対象斜面は、阿蘇山西に位置する北向山(図 2-1)の自然斜面であって、勾配約 40° の国有林内のウラジロガシ等照葉樹林を主とする北向き斜面であり、熊本地震により斜面天端付近から深さ 1～2m 程度の崩壊が発生した。写真 2-1 に斜面のり肩付近の変状状況を示すが崩壊源頭部付近は亀裂が多数生じ、樹木が斜面崩壊方向に転倒している状況であり、降雨や地震によって斜面崩壊部が拡大崩壊する可能性が考えられる。

図 2-3 にネイリングセンサ設置付近で実施した SH 式貫入試験における Nd/Ndrop 値を示す。深さ 2m 程度で Nd/Ndrop 値が 10 程度の値であり、深さ 3m より Nd/Ndrop 値が 10 以上であった。写真 2-3 に地盤状況を示すが、深さ 50cm 程度までが表土層で、50cm 以深で黒色の粘土層である。なお転倒している樹木根系深さ及び斜面崩壊深さは 1m 程度であった。　図 2-2 に計測機器位置、写真 2-2 に計測箇所全景を示すが、設置した計測機器は、ネイリングセンサ（EGS-9112N)、誘電型土壌水分計（EC-5:DECAGON 社）である。ネイリングセンサは想定すべり深さを考慮して、歪ゲージを地表面からの深さ 0.80m(N1)、0.85m(N2)、0.90m(N3)の 3 箇所に貼り付けた径 12mm の鋼管を径 28.5mm のロープネジ中空鋼管に内蔵したものであり、土塊の移動に伴って発生する中空鋼管の曲げひずみから、地盤変位量を把握するものである。なおネイリングセンサ（測点 B）は、のり肩より 2m の箇所に地表面に対し垂直



図 2-1 モニタリング斜面位置



写真 2-1 斜面変状状況（のり肩付近）

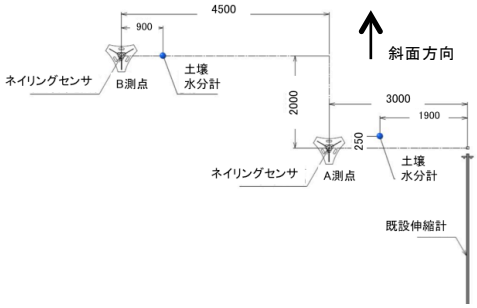


図 2-2 計測機器位置



写真 2-2 計測状況



写真 2-3 地盤状況

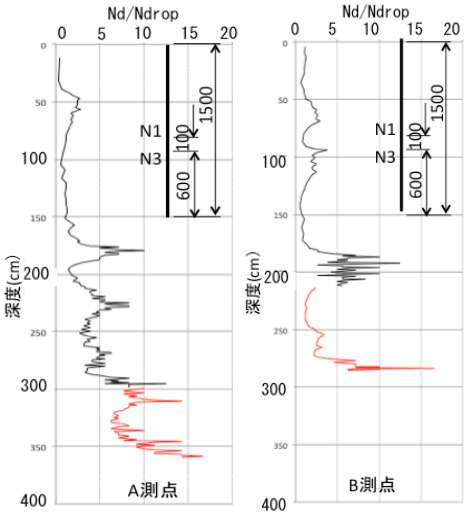


図 2-3 A,B 測点簡易貫入試験結果

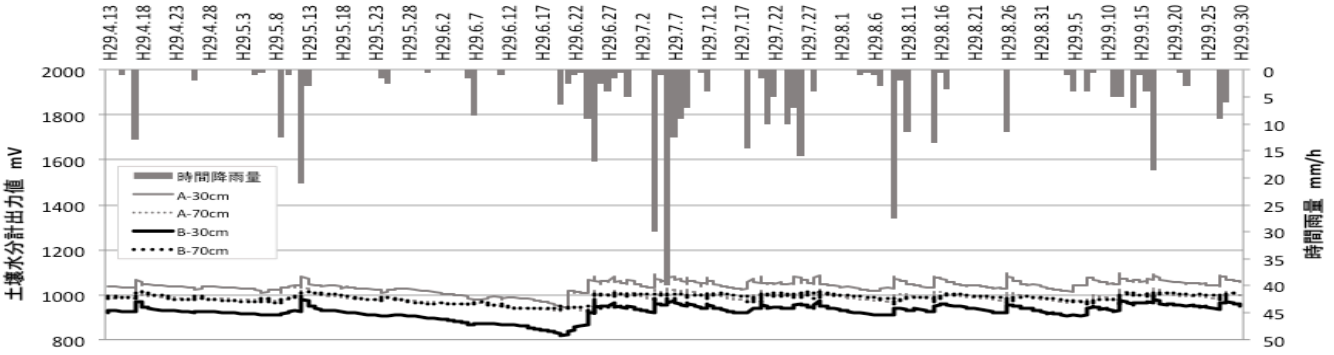


図 3-1 時間雨量と土壌水分出力値履歴(H29.4.13-9.30)

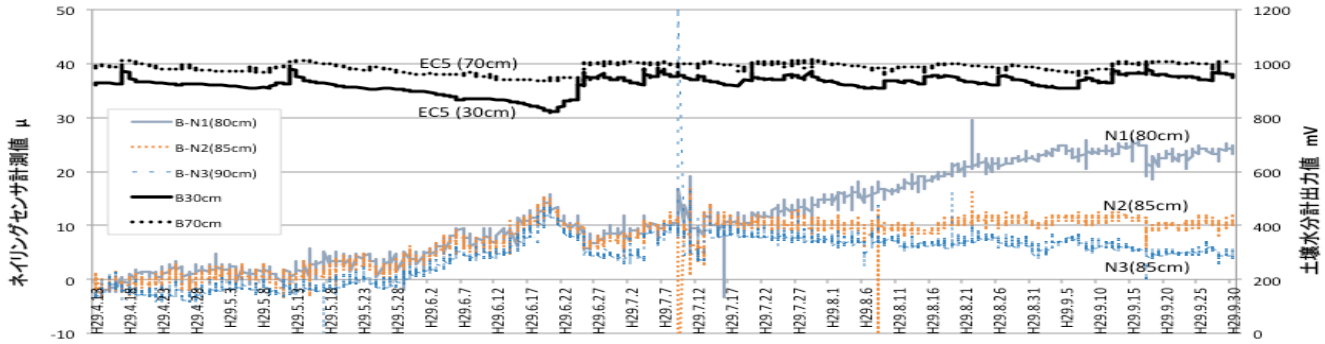


図 3-2 測点 B 土壌水分出力値とネイリングセンサ値履歴(H29.4.13-9.30)

に設置し、土壌水分計は、ネイリングセンサ設置箇所より 1.1m(A 測点)、0.9m(B 測点)横に、深さ 30cm、70cm の箇所に設置した。なおネイリングセンサによるデータ及び土壌水分計は 2 時間間隔で取得している。

3．調査結果

図 3.1 に、H29.4.13～H29.9.30 までの時間雨量（南阿蘇気象庁データ）と土壌水分（現地土砂との関係が未確認なため出力値で表示）履歴を示す。土壌水分は、測点 A,B とも深さ 30cm 位置が降雨に対する挙動が顕著に表れており、特に H29.6.19～6.28 降雨時の土壌水分値の上昇が大きい。なお深さ 70cm 位置は降雨による影響があるものの、その挙動変化は小さく、降雨イベントに対し 1 日程度遅れて反応している。このような現象は深さ 50cm 付近以深で見られる粘土層の影響と考える。図 3.2 は、同期間の B 測点ネイリングセンサ値（曲げひずみ）と土壌水分の履歴を示している。H29.5.12-13 の降雨をきかっけにしてネイリングセンサ値が徐々に上昇しており、5.28 頃から急激に値が上昇し、6.20 頃から値が低下している。これは降雨により表土層の土壌水分が上昇し、表土層がゆるみすり抜け現象が生じたためと考えている。その後 H29.9.5 頃まで深さ 80cm の値が上昇しているが、若干の低下がみられるものの H29.9.20 以降はほぼ一定の値で推移している。なおネイリングセンサ値の変化は 10～20μ（応力 4N/mm²程度）と小さく土塊移動レベルの変状ではなく、地盤ゆるみ現象を捉えているものと考えている。したがって崩壊箇所周辺部では、降雨によって粘土層上部の表土層内の土壌水分が上昇することにより、地盤のゆるみ現象が発生しているものと考えている。

4．まとめ

平成 28 年熊本地震で斜面崩壊が発生した斜面に、ネイリングセンサ・誘電型土壌水分計を設置して斜面動態モニタリング調査を行い、以下のことが明らかになった。

（1）土壌水分は降雨量に連動して変動しており深さ 30cm の位置で顕著である。一方深さ 70cm 位置ではその変動量は小さく時間遅れで表れている。これは深さ 50cm 付近の粘土層の影響と考える。

（2）ネイリングセンサ値は、H29.5.12～9.20 の多雨期間で変動があり、最大 20μ と小さい値変化である。

（3）ネイリングセンサ値の変動は、表土層のゆるみ現象を表しているものと考えられ、崩壊箇所周辺部では、降雨によるゆるみ現象が生じているものと推定される。

今後もモニタリング調査を継続し、斜面危険度判定に反映するデータを収集する。なおモニタリング調査を行うにあたり九州森林管理局熊本森林管理署及び日本林業土木（株）の方々にご協力をいただいた。末筆ながら御礼を申し上げる。

＜参考文献＞ 1)例えば岩佐他,ネイリングセンサを用いた斜面動態モニタリングによる既設盛土安定性の検討,第 52 回地盤工学研究発表会発表講演,0909,2017

V-062

水理模型実験による平成 23 年那智川水害時の井関地区氾濫メカニズムの検討

国土交通省国土技術政策総合研究所(大規模土砂災害対策技術センター)　○木下篤彦
和歌山県土砂災害啓発センター　筒井和男・西岡恒志・福田和寿
国土交通省大規模土砂災害対策技術センター　田中健貴
国際航業（株）　島田徹・江川真史・山田真悟

1．はじめに

平成 23 年 9 月の台風第 12 号では，那智川流域で，表層崩壊や土石流が発生し，大きな被害が出ている [1)・2)]．特に，井関地区では，那智川本川の水位の上昇により，浸水被害が発生している [3)]．井関地区の浸水被害については，既往研究などでシミュレーションにより再現する試みがなされているが [4)]，再現精度は低いものとなっている．この原因として，著者らは流木の影響 [5)]や支川からの土石流による巨礫が那智川本川に堆積したことと考えている．本研究では，水理模型実験を通して，流木と巨礫が氾濫被害に与えた影響について検討する．

2．平成 23 年那智川災害の概要

図-1 に那智川流域の位置図を示す．平成 23 年 9 月の台風第 12 号による災害は，源道橋上流の各支渓流から表層崩壊･土石流が同時多発的に発生するとともに，井関地区にて氾濫により大きな被害が発生している．累積雨量は 5 日間で約 870mm に達しているが，9 月 4 日の深夜に時間雨量 120mm に達している。住民ヒアリングからも，9 月 4 日の深夜 2 時～4 時頃に土石流や那智川本川の水位の上昇が発生しており，急激な時間雨量の増加が災害の発生原因になったと考えられる．特に，井関地区では和歌山県の氾濫痕跡調査結果で，約 3m の水位となり，大きな浸水被害が発生している(写真-1)．その他，写真-2 に那智川本川に堆積した巨礫の様子，写真-3 に源道橋における流木の様子を示す．

3.過去と災害後の航空写真から作成された地形図の差分結果について

那智川流域では平成 16 年に航空写真を撮影している．また，平成 23 年 9 月の災害直後にも航空写真を撮影している．これらを基にそれぞれ地形データを作成し、災害前後の差分図を作成した. 図-2 に災害前後の航空写真を基にした差分図を示す．源道橋の上流及び直下流約 120m で河床上昇が発生している．源道橋は，写真-2 に示す通り，災害時は流木などにより閉塞していたと考えられる．また、源道橋下流の河床上昇は 3m にも及んでおり，現地調査の結果金山谷からの土石流による巨礫の堆積によるものと考えられる．

なお，本川と天女谷川の合流点付近には，背割堤があるが，背割堤により，土砂が天女谷川との合流点付近の天女谷川側に堆積していないことが分かる．このため，背割堤は井関地区への土砂の流入という点で効果を発揮したと考えられる．

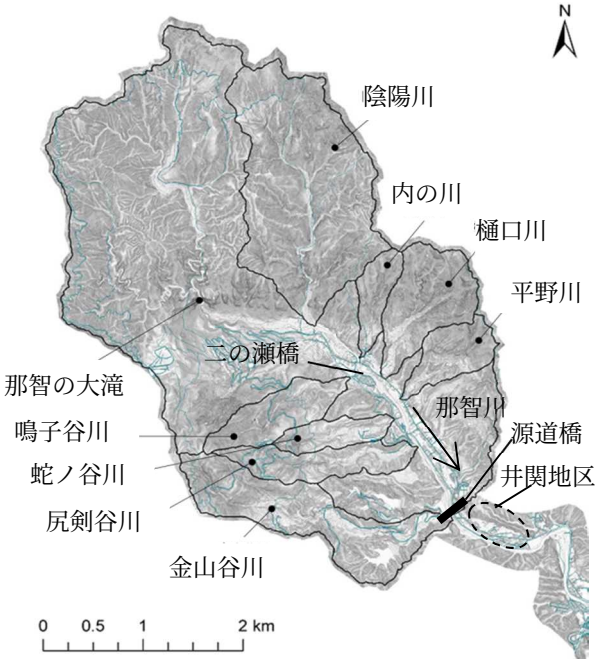


図-1 那智川の位置図．矢印は流向を示す．

4.水理模型実験による那智川の氾濫メカニズムの検証

井関地区の氾濫メカニズムを流木と巨礫の点から検証する目的で水理模型実験を行った．模型は現地の



写真-1 井関地区の被害状況



写真-2 那智川本川に堆積した巨礫



写真-3　源道橋での流木の堆積

1/100 の模型である(図-3). また，勾配は現地に合わせ 1/50 とした．粗度は和歌山県の那智川整備計画より n=0.035 になるように設定した．実験条件は表-1 の通りである．流量は，災害時のピーク流量である 404m^3/s から，フルードの相似則より 4 ℓs とし実験中一定とした．流木は，長さ 5cm，直径 5mm 程度のものを用い，水路上端から一気に投入した．また，金山谷川から土石流により那智川本川に堆積した巨礫をイメージして，Case 4・5 では，4cm 程度の礫を袋に詰めたマウンドを設置した．なお，マウンドの高さは，災害後の現地調査の結果から，ほぼ堤防の天端高さになるようにした．その他，実験中は水路の上流から平均粒径 1.5mm の砂を給砂し，掃流力によって下流に砂が給砂されるようにした．

Case 0～3 では，流木量を増やすことで，源道橋で閉塞が起こりやすくなり，Case 3 では源道橋が完全に閉塞した．これに伴い，那智川本川の水の流れが井関地区の方向に変化し，井関地区で水位の上昇が見られた．Case 4・5 のように金山谷の出口にマウンドを設置した場合も同様の結果となった．図-3 に代表事例として，Case 5 の最終形状のオルソフォト，土砂堆積状況を示す．マウンド及び源道橋で河道が閉塞している．特に，源道橋上流では流木の集積が見られる．また，水路上流端から給砂された砂が源道橋上流に堆積し，河床が上昇している．さらに，堤防からあふれた砂は井関地区方向に向かって堆積している．図-4 に Case 0 及び Case 5 の平衡状態の流水のベクトルを示す．(a)では水の流れは河道内を源道橋の方向に向かって流れているが，源道橋及び金山谷出口で河道が閉塞すると(b)のように上流で水の流れが止まり，井関地区の方向へ水が流れ，井関地区の水位が上昇することが分かった．

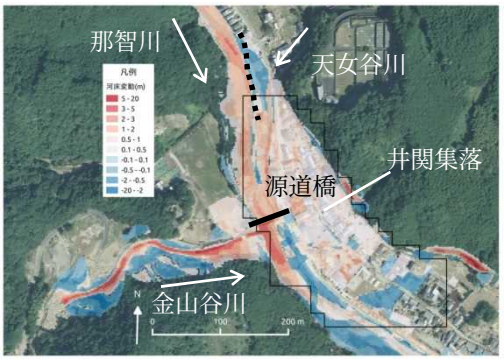


図-2 災害前後の航空写真を基にした差分図
矢印は流向を表す．図中点線は背割堤．

表-1 水理模型実験の実験ケース

Case	流量 (ℓs)	流木量 (cm^3)	マウンドの有無
0	4.0	0	無
1	4.0	500	無
2	4.0	1000	無
3	4.0	1500	無
4	4.0	0	有
5	4.0	1500	有

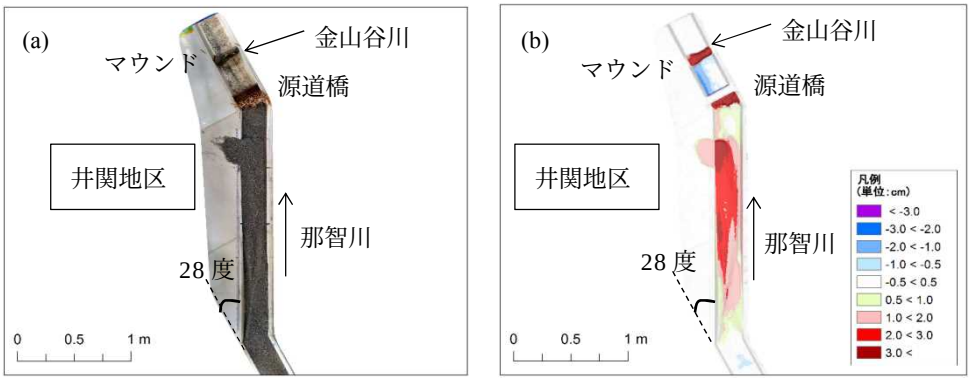


図-3 Case5 の最終形状．(a)オルソフォト，(b)土砂堆積状況．

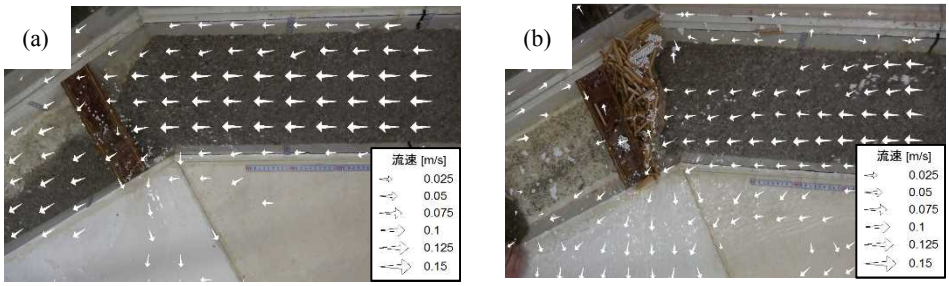


図-4 (a)Case 0 の平衡状態の流水のベクトル，(b)Case 5 の平衡状態の流水のベクトル．

5.おわりに

本研究では，流木による橋梁の閉塞，支川からの巨礫の那智川本川への堆積に焦点を当てて井関地区の氾濫メカニズムに関する水理模型実験を行った．この結果，流木や巨礫の堆積により河道が閉塞し，井関地区の水位上昇に大きな影響を及ぼしていたことが分かった．

参考文献

1)松村ら: 2011年9月台風12号による紀伊半島で発生した土砂災害, 砂防学会誌, Vol.64, No.5, pp.43-53, 2012. 2)筒井ら: ヒアリング調査を基にした平成23年那智川災害の避難行動に関する研究, 第8回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp.37-42, 2016. 3)木下ら: 平成23 年台風12 号による那智川流域における土石流災害実態, 平成24年度砂防学会研究発表会概要集, pp.96-97, 2012. 4)木下ら: 平成23年台風12号時の那智川流域の土砂流出・堆積機構に関する研究, 平成25年度砂防学会研究発表会概要集, pp.B-6-7, 2013. 5)黒岩ら：平成23年台風12号土砂災害における和歌山県那智川支流域の流木の発生と流出実態, 第8回土砂災害に関するシンポジウム論文集, pp.127-132, 2016.

V-063

平成 29 年 7 月九州北部豪雨における土砂洪水氾濫による被災家屋の分布とその特徴

国土交通省国土技術政策総合研究所　桜井亘，内田太郎，松本直樹，工藤司
国際航業株式会社　○澤村朱美，島田徹，西内卓也，宮田直樹

1．はじめに

平成 29 年 7 月 5 日の昼頃から夜にかけて、福岡県朝倉市から大分県日田市に及ぶ比較的狭い範囲が線状降水帯を伴う集中豪雨に見舞われた。この豪雨によって、特に筑後川中流右岸側の支川上流域では、崩壊及び土石流が集中的に発生し、多量の土砂及び流木が下流市街地に流出し、人的被害や多数の家屋被害が生じた。

今回の災害の特徴の一つとして、筑後川右岸流域のいわゆる山地中小河川において、多量の土砂・流木を含む洪水が氾濫したことで、上流部の土石流区間から下流部の掃流区間までの広範囲で甚大な被害が発生したことが挙げられる。

本報告では、このような土砂洪水氾濫に伴う家屋被害に着目し、その分布状況を把握するとともに、被害発生場所の立地条件の特徴をとりまとめた。

2．家屋被害調査

筑後川右岸の土砂生産が特に顕著で土砂洪水氾濫被害が生じている流域（図 2 参照）を対象として、家屋の被害状況を調査した。家屋の被害状況は、災害直後に撮影された斜め写真（国際航業自主撮影）や UAV 動画（国土地理院撮影）を用いて把握し、一部のエリアでは補足的に現地調査を実施した。なお、流失した家屋については、災害前後のオルソフォト（国土地理院撮影）をもとにその分布を把握した。

以上の調査をもとに、図 1 に示すフローに基づいて、家屋の被災程度に応じた分類を実施した。被害分類を行った家屋数は対象の 7 流域で計 5,083 戸であり、そのうち家屋流失に該当する家屋数は 178 戸、被災程度大に該当する家屋数は 283 戸であった。被害程度別の被災家屋分布図を図 2 に示す。家屋流失や被災程度大の家屋が下流部においても多く分布している。

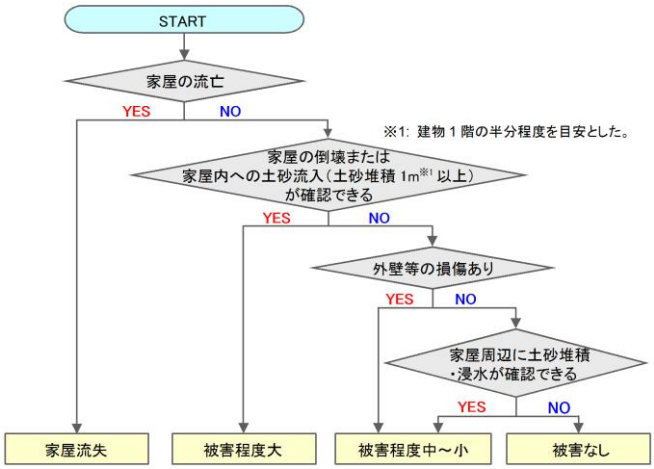


図 1　家屋被害分類フロー[1) を参考]

3．被災家屋の分布の特徴

土砂洪水氾濫によって被災した家屋（土石流や崩壊の直撃により被災した家屋は除く）について、その立地場所の地形条件を整理した。地形条件は、集水面積や河床勾配、河道との比高、河道からの平面

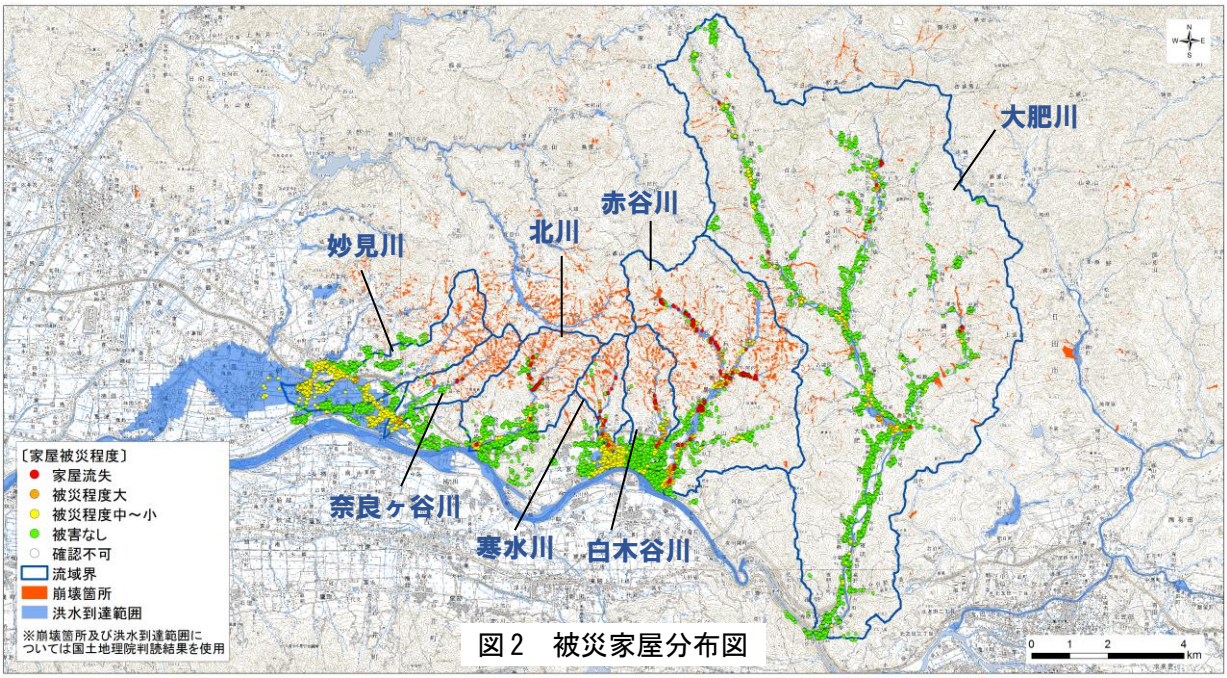


図 2　被災家屋分布図

距離とし、国土地理院の基盤地図情報を用いて算定した。なお、河床勾配や集水面積は河道ライン上で算定しているため、各家屋の河床勾配や集水面積は、当該地点から河道ラインに直交する地点のデータを付与した。

損傷が生じた被災家屋（流失，家屋被害大）に限定して、地形条件別に被災家屋数との関係を整理した結果を図 3 に示す。図中の被害発生割合は、全家屋数に対する被災家屋数（家屋流失，被害程度大）の割合を示す。同図より、河道との比高や距離は、被災家屋は概ね一定の地形条件のもとに分布（比高は概ね 6m 以下、距離は概ね 100m 以内）している傾向が見られる。一方、集水面積は 3km² 未満で被災家屋数が急増するが、面積が大きくても一定の割合で被災家屋が分布している。河床勾配も 1/30 以上で被災家屋数が急増するが、1/100 未満の緩勾配区間でも一定の割合で被災家屋が分布している。

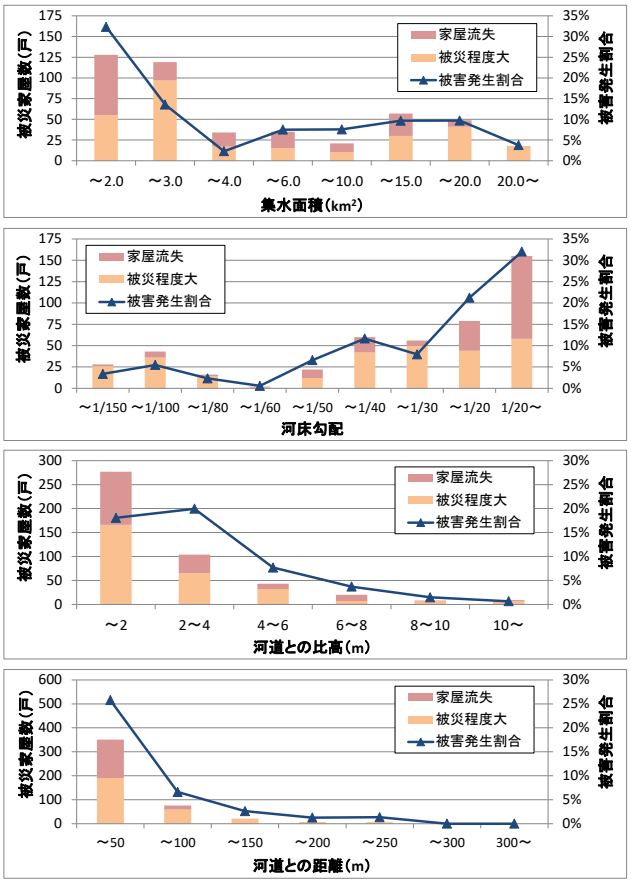


図 3　地形条件と被災家屋数の関係

次に、集水面積と河床勾配に着目し、両者の組み合わせで被災家屋の分布状況を整理した。図 4 は、集水面積と河床勾配の各分類に該当する家屋の被害発生割合を示したものであり、割合の大きさに応じた着色をしている。同図より、被災家屋は急勾配の区間（概ね 1/60 以上）と、緩勾配（概ね 1/80 未満）だが集水面積が大きい（概ね 10km² 以上）ところに分布しており（図中の囲み）、河床勾配が緩くても集水面積が大きければ被害が生じている。

集水面積 ＼ 河床勾配 (1/N)	150～	100～150	80～100	60～80	50～60	40～50	30～40	20～30	～20
～2.0km²	－	－	－	－	－	－	3.8%	29.1%	41.7%
2.0～3.0km²	－	－	4.0%	1.7%	0.0%	18.0%	13.8%	13.2%	24.2%
3.0～4.0km²	1.3%	1.7%	0.0%	0.0%	0.0%	1.7%	3.4%	5.9%	28.6%
4.0～6.0km²	－	0.0%	0.0%	0.0%	2.3%	1.9%	1.0%	56.3%	－
6.0～10.0km²	－	－	2.8%	－	13.6%	0.0%	5.6%	19.6%	－
10.0～15.0km²	11.4%	1.8%	0.0%	0.0%	23.4%	22.2%	5.8%	3.8%	－
15.0～20.0km²	4.0%	12.2%	31.6%	－	0.0%	4.0%	－	－	0.0%
20.0km²～	7.8%	2.0%	0.0%	－	－	－	－	－	－

※家屋数の少ない（20 件未満）分類には“－”を記載

図 4　集水面積・河床勾配と被害発生割合の関係

この整理結果を踏まえ、集水面積と勾配を用いた土砂輸送能力に関わる指標 *ARI*※2（A：流域面積、R：最大 24 時間雨量、I：200m 区間の平均勾配）を求め、被災家屋数との関係を整理した（図 5）。なお、最大 24 時間雨量は、解析雨量を用いて流域ごとに算定した流域平均雨量を用いた。図 5 より、*ARI* 値 30 を境界として、それ以上で被害発生割合が急増し、それ未満では被害発生割合は 5%と僅かであり、被災家屋の分布をより明確に分離できる可能性が示された。また、*ARI* は流出土砂量に関わる指標であることから、流域規模や河道特性の違いに規定されることなく、多様な流域で被災家屋の分布を説明できる可能性がある。

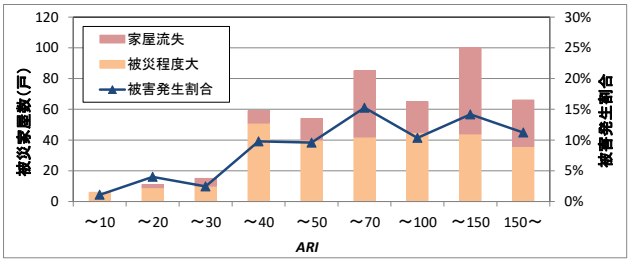


図 5　*ARI* と被災家屋の関係

4．おわりに

本報告では、平成 29 年 7 月九州北部豪雨における土砂洪水氾濫による被災家屋の分布状況を整理した。その結果、被災家屋は河道との比高や距離などの一定の地形条件のもとに分布していることが分かった。また、土砂輸送能力に関わる指標（*ARI*）で被災家屋の分布を説明できる可能性が示された。

今回の調査結果は、山地中小河川における土砂洪水氾濫による被害想定を検討していく上での根拠データとして重要な資料になり得ると考えられる。今後は、他流域での災害事例も含めて、より体系的な整理・分析を行ない、土砂洪水氾濫による被害防止に繋げていくためのデータ蓄積を進めていきたい。

【参考文献】

1）国土技術政策総合研究所・土木研究所：平成 25 年(2013 年)台風 26 号伊豆大島土砂災害調査報告，国総研資料第 875 号・土木資料第 4302 号，2015
2）奥村：洪水時の土砂流送と河道の土砂輸送，新砂防，Vol.43，No.5，p.19-26，1991

V-064

既設砂防堰堤のスリット化における環境保全対策の実践

国土交通省 関東地方整備局 日光砂防事務所　三輪賢志，小渕光昭，大浦二朗，熊木正
株式会社 建設技術研究所　○土井康義，澤樹征司，鈴木荘司，柴田閑，吉井千晶，斎藤宏二郎

1. はじめに

日光砂防事務所管内の男鹿川上流第一砂防堰堤では，砂防施設の改築（現行施設基準による見直し,長寿命化のための対応など）として，スリット化（堤高は 14.5m，スリット本数は横断方向に 3 本,スリット高は水通し天端から 4m までとし，2m ずつ切り下げる）を計画している．本堰堤の堆砂状況は，水通し天端から約 2m 下まで堆砂しており，完成後 24 年が経過していることから嫌気化した堆積土砂の流出による下流河川への環境影響が懸念された．そこで環境保全を目的として，急峻な地形や工事工程等の制約条件を加味しつつ採用し得る環境影響低減策を検討し，これらを実践しながら施工してきたところである．施工期間は平成 29 年 11 月～平成 30 年 3 月である．本稿では，この一連の考え方と具体的な取り組み内容を事例として報告するものである．



写真-1　対象砂防堰堤の外観と周辺地形

2. スリット化により想定される現象

スリット化によって生じる現象として以下を想定した．

＜施工中（冬季施工のため流量は少ない）**図-1**＞

・天端～2m 下までのスリット化に伴う澪筋形成により，堆砂敷の表層付近の土砂が流出する．

・天端 2m～4m 下までのスリット化に伴う澪筋形成により，平常時堆砂線上部の土砂が流出する．

＜供用後＞

・平常時は，施工中に流出した土砂量からの大きな変化（流出増）は想定されない．

・出水時は，澪筋周辺以外を含め平常時堆砂線上部の土砂や堰堤直上流の深掘れに伴う土砂が流出する．

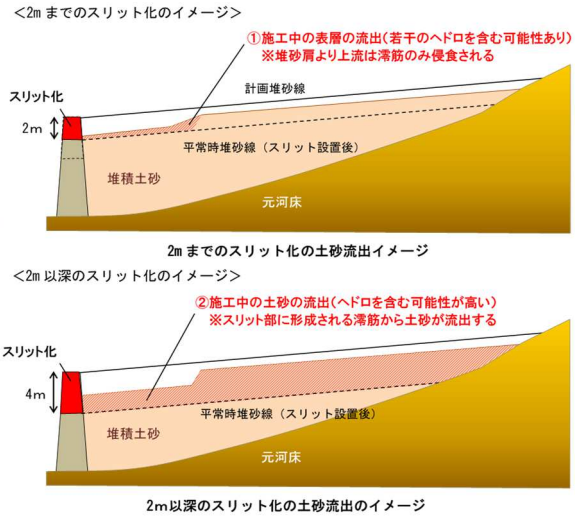


図-1　スリット化により想定される現象

3. 想定される環境への影響

2. の現象によって想定されるインパクトーレスポンスは**図-2** に示すとおりである．

一つは臭気源となる有機堆積物の流下による異臭の発生や魚類等の斃死であり，もう一つはシルト分の流下・堆積による魚類等の斃死や生息環境の変化である．

当該地域は渓流魚の生息地となっており，これらの影響が顕在化した場合は，遊漁問題につながる恐れがある．

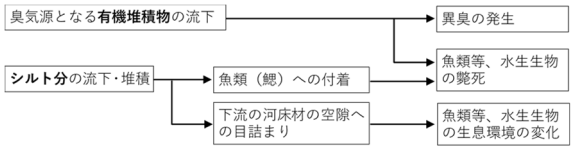


図-2　想定されるインパクト-レスポンス

4. 影響回避・低減策の検討

環境影響への対応策として，本稿では２つの案を検討した．

一つ目はリスク回避案であり，堆積土砂を浚渫することで下流に流出させない方法である．ただし，当該箇所は急峻な地形（**写真-1**）にあり，砂防堰堤を越える重機の搬入や作業場所の確保，また浚渫土砂の仮置き場の確保が困難な状況であった．また工程的な制約もあったことから本案の採用は困難と判断した．

二つ目はリスク低減案であり，堰堤下流に沈砂池を設置し流出するシルト・粘土分，及び臭気原因物質を待ち受けることで濃度を調整する方法である．冬季の平水時など，流量が少なく濃度が上がりやすい時期は，沈砂池で土砂を待ち受けて濃度を下げ，逆に出水時などの流量が多く濃度が上がりにくいときは，フラッシュ効果を期待し，このタイミングでできるだけ多くの土砂を流下させる考え方である．

本検討では，現実的に取り得る対策として後者のリスク低減案を採用する方針とした．

ただし，本案は環境へのリスクを抱えた対策であり効果に不確実性を伴うことから，採用にあたっては環境モニタリングを併用し，問題となる事象が生じていないか確認しながら進めることを条件とした．また流出する土砂における有機堆積物の含有量も不明確であったことから，底質分析も併せて実施することとした．

5. 環境影響低減策の具体的取り組み（沈砂池の設置）

沈砂池は施工条件を踏まえ対象砂防堰堤から約 500m 下流に設置した．

粒径 0.15mm までは沈砂池にて沈降させ，残りの細粒分はシルトフェンスで補足させる構造とした．なお，沈砂池内の流速は 0.5m/s 以下として設計した（**写真-2**）．

シルトフェンスは，落葉等が溜まりやすく目詰まりを起こす可能性が高いことから 1 日に数回ふり払うものとし，現場で簡易にできるよう施工業者がやりやすい構造とした．

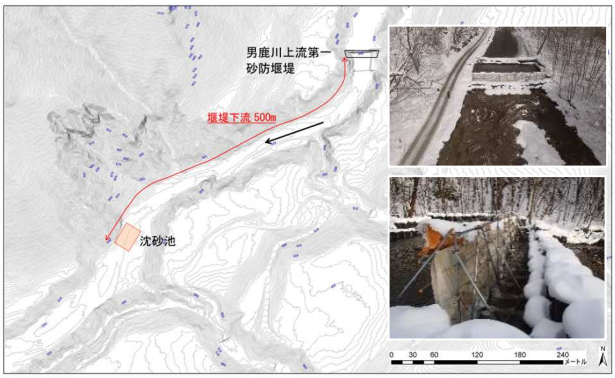


写真-2　沈砂池の設置状況

6. 流出土砂の成分分析

今回のスリット高は，水通し天端から 4m であり，また施工直前の堤体部の堆砂面は水通し天端から約 2m 下の位置であった．すなわち，流出する土砂は概ね堆積厚 2m 分と想定された．

以上のことから，堆砂敷の深さ 2m 分を分析することで流出土砂の成分を把握できると判断した．なお，採泥時はまだ湛水状態にあったことから，安全にアクセスできる湖心，右岸，左岸の 3 地点を代表として柱状採泥を実施した（**図-3**）．分析項目は①臭気，②硫化物，③強熱減量，④粒度組成，⑤夾雑物であり，分析の結果，いずれも問題となる成分の含有量は軽微であることを確認した（**表-1**）．

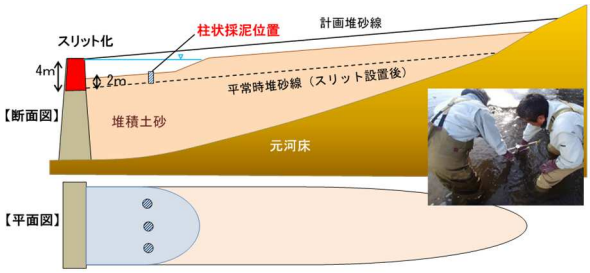


図-3　柱状採泥位置と実施状況写真

表-1　底質分析結果

	左岸側	中央	右岸側
採泥土砂写真			
臭気	・わずかな硫黄臭を感じる ・臭気強度：1～2	・わずかな硫黄臭を感じる ・臭気強度：1～2	・わずかな硫黄臭を感じる ・臭気強度：1～2
	※臭気強度の表示法 0：無臭、1：やっと感知できるにおい、2：何のにおいかがわかる弱いにおい 3：らくに感知できるにおい、4：強いにおい、5：強烈なにおい		
硫化物	・0.01mg/g未満	・0.01mg/g	・0.01mg/g未満
	※基準値としては、「水産用水基準（2012年版 日本水産資源保護協会）」がある。 同基準によれば、底質の硫化物は **0.2mg/g以下**とされている。		
強熱減量	・2.1%	・2.2%	・2.9%
	※基準値としては、「海洋投入処分基準（廃棄物処理法）」がある。 同基準によれば、底質の強熱減量は **15%以下**とされている。		
粒度組成	・礫分：5.4% ・砂分：91.4% ・シルト粘土分：3.2%	・礫分：0.0% ・砂分：94.6% ・シルト粘土分：5.4%	・礫分：4.0% ・砂分：92.3% ・シルト粘土分：3.7%
夾雑物	・細かい落葉片が混在	・ほとんど視認されない	・黒色の落葉片や木片が混在

7. 環境モニタリング調査

工事中，工事後の環境変化を把握するため，環境モニタリング計画を策定し，初期値取りの工事前調査を実施した．

モニタリング項目は，水の濁りや河床への堆積物の変化を把握するための景観写真撮影や濁度分析，及び臭気の原因物質を把握するための硫化物や強熱減量分析，シルト・粘土分の増減を把握するための粒度組成分析，生物への応答を把握するための魚類の産卵場や底生動物調査とした．

調査地点の考え方は**表-2** に示すとおりであり，コントロールポイントとして本堰堤の上流側に設定したほか，影響最大地点の状況を把握するため沈砂池直下等に設定した．

工事中は施工業者による景観写真撮影にてモニタリングを実施し，沈砂池下流へのシルト・粘土分や臭気の流出もほとんどなく低減策の効果が現れていることを確認した．

表-2　モニタリング地点の設定根拠

	地点名	設定根拠
地点①	男鹿川上流第一砂防堰堤上流の堆砂敷	コントロールポイントとして設定
地点②	男鹿川上流第一砂防堰堤下流沈砂池直下	影響が最大である地点の状況を把握するため設定
地点③	キャンプ場付近（横川砂防堰堤下流）	キャンプ場付近の影響を把握するため設定
地点④	水上沢合流点下流	主な支川による希釈状況を把握するために設定
地点⑤	五十里ダム上流	五十里ダム末端部の影響を把握するために設定
地点⑥	五十里ダム下流	五十里ダム下流の影響緩和状況を把握するために設定

8. 施工直後の状況と追加の環境配慮事項の検討

影響最大地点として設定した沈砂池下流では，施工後も恒常的な水の濁りは検出されなかった．また河床の堆積物についても，若干のシルト・粘土分の堆積が見られたものの，元々土砂を流下させて出水期にフラッシュさせる対策であるため，想定の範囲内であることを確認した（**表-3**）．

一方，沈砂池～副ダムの範囲では，シルト・粘土分の堆積が見られ，このまま沈砂池を撤去した場合、沈砂池下流の広範囲でカジカ等の底生魚への影響が懸念された．そのため，積極的な環境配慮事項として以下を検討・実施した．

・重機による河床の堆積土砂の浚渫
・沈砂池撤去時の堆積土砂の流下量調節（**図-4**）

表-3　施工前後の沈砂池直下の状況

	施工前	施工後
河床状況		

9. まとめと今後の方針

以上の対策を講じる中，平成 30 年 3 月 8 日～3 月 9 日に 100mm 程度の降雨に伴う出水が発生し，これによって堆積土砂のフラッシュ効果も確認されたところである．

今後は，流下量を調節してきた保全対策の効果を確認するための出水期前の調査，及び出水によるフラッシュ効果を確認するための出水期後の調査を実施し，効果検証を行うとともに状況に応じて追加対策を検討するものとする．

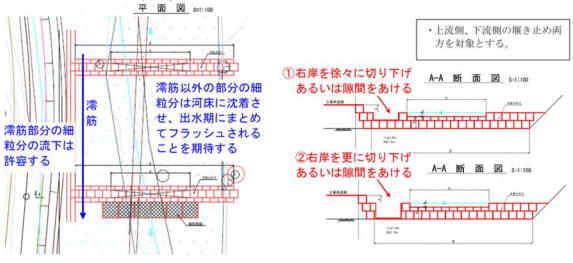


図-4　水位を徐々に下げた土砂流出調整

人工衛星観測雨量データを用いたミャンマーAyeyarwady 川上流域における土砂動態解析

理化学研究所計算科学研究センター　○山野井一輝
京都大学工学研究科　Myo Thandar　京都大学防災研究所　藤田正治

1. はじめに

Ayeyarwady 川（流域面積：413,710km^2）はミャンマーを流れる最大の河川であり，現在も上流部まで重要な河川航路として活用されている．このような河川では，船舶が十分通行できる水深を確保することが非常に重要であるが，その妨げになるような活発な河床変動が問題視されている [1]．また，流域では違法な森林の伐採が行われており，森林面積が急激に減少しているようである．さらに，ダムの建設計画も複数存在しているため，流域内の土砂動態を把握し，将来的に各事象が河床変動にどのような影響を及ぼすか把握しておくことは非常に重要と考えられる．しかしながら，降雨や流量に関する観測データは日本と比して非常に不足していることや，治安面の問題から流域全域での現地調査も難しいため，直接観測データのみに依存した評価は簡単でない．そこで本研究では人口衛星観測雨量データである GSMaP[2]と下流端付近にある Sagain 地点の流量・流砂量データを利用した土砂動態解析を行い，ミャンマーAyeyarwady 川上流部における土砂動態解析を試みた．

2. 対象領域と利用データ，解析手法

対象流域は Ayeyarwady 川の上流側の領域とした．対象流域にて抽出した単位河道・単位斜面を図-1 に示す．抽出には，SRTM-3 データを利用した．

なお，本対象流域のような広い流域において土砂動態解析を行う場合，河道毎にばらつきがある河床材料粒度分布を，実測データに基づいて与えるのは非常に困難である．そこで，本研究では全河道の粒度分布が等しい分散σ^2を持つ対数正規分布に従うと仮定し，平均粒径の推定値 d から河床材料の粒度分布を作成して与えるものとした．分散σ^2の算定には，図-2 に示す Sagain 地点で採取された河床粒度分布 4 サンプルから算出した値の算術平均値を用いた．平均粒径 d は，江頭ら [1]を参考に，平衡状態を仮定した下記の関係式から与えた．

$$(d/d_0)^{9/7} = (i/i_0)(A/A_0)^{3/7} \qquad (1)$$

ここにd，i，A，はそれぞれ各河道の平均粒径，勾配，および集水面積であり，d_0，i_0，A_0は，それぞれの代表地点における値である．本研究では観測・測量データの存在する Sagain 地点を代表地点として扱うものとし，$i = \max(i_e, i_0)$とした．ここに，i_eは SRTM より抽出された河道の勾配である．

計算モデルは筆者らがこれまで開発してきた土砂生産考慮型の土砂動態モデル [4]とするが，土砂生産量は下流端における流砂量の観測結果から，流域全体の平均的な比土砂生産量 γ (単位面積・単位時間あたりの土砂生産量) を算出し，1 日毎に一定量を河道に供給するものとした．ここでは，このようにして算定した γ を用いる Case 1 と，森林破壊の影響で土砂生産量が倍増したと仮定し γ を 2 倍にした Case 2 の 2 ケースの解析を実施した．生産土砂の粒度分布は Sagain 地点の河床の値とした．計算期間は 2003 年から 2012 年の 10 年間とし，計算のパラメータは表-1 のように設定した．降雨流出に関わるパラメータは Sagain 地点の流量データを参考に設定している．なお，過度な侵食を防ぐため，上流からの流入のない 1 次河道では，最低河床高を設け，初期値よりも河床低下が起きないようにしている．

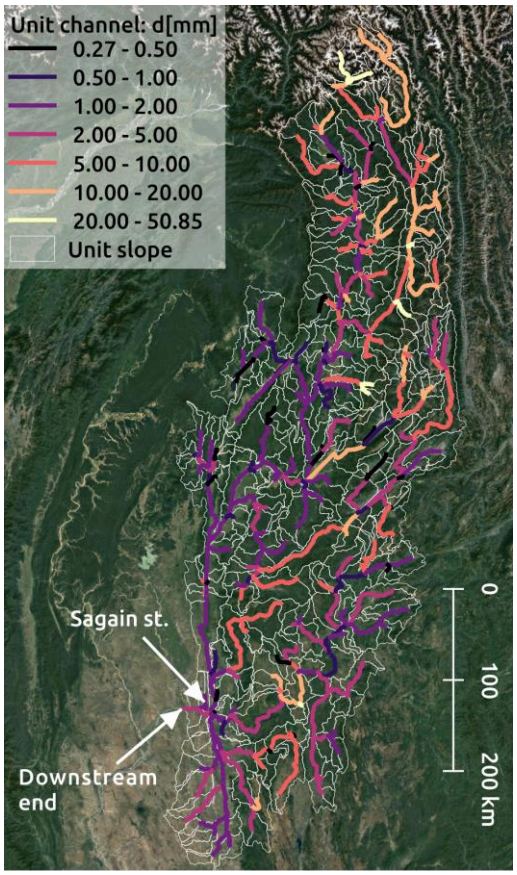


図-1 Ayeyawady 川流域の単位河道・単位斜面および与えた平均粒径 [背景：google map]

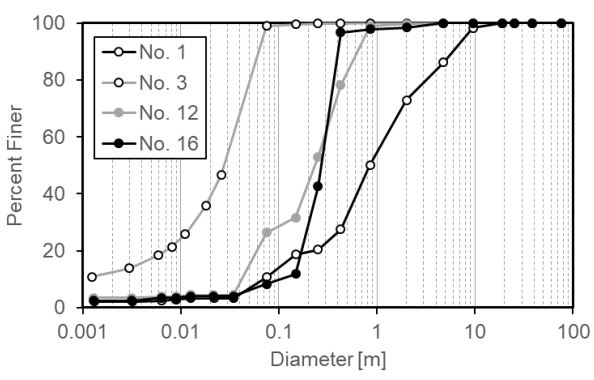


図-2 標準偏差の算出に用いたサンプルの粒度分布

表-1 計算に用いたパラメータ

σ	1.398
d_0 [m]	0.0020
i_0	0.00019
γ [m3/km2/day]	Case 1: 0.431 Case2: 0.862
k (土層透水係数)[m/s]	0.0020
D (土層厚)[m]	0.80
n_s(斜面のマニング粗度係数)[$m^{-1/3}s$]	1.0
n_c(河道のマニング粗度係数) [$m^{-1/3}s$]	0.030

3. 計算結果と考察

Sagain 地点における流量の解析結果を図-3(上)に示す．2010 年の洪水期に一部流量が過大になっているが，GSMaP データを利用することで，期間を通じて概ね良好な流量が得られたと判断できる．次に，同地点における流砂量（掃流砂，浮遊砂，ウォッシュロード量）の累積値を図-4 に示す．流砂量観測値から算出した土砂量を流域全域に供給した Case 1 では，実績値の 1/4 程度が流出する結果となった．また，その倍量を供給した Case 2 では土砂流出量は増加したものの，総量は実績値の 1/3 程度で大きな変化が見られなかった．すなわち本条件では，生産土砂の多くが上流側に堆積する傾向になったと言える．

次に Case 1 および Case 2 の 10 年間経過時点における流域全体の河床変動量の分布を図-5 に示す．土砂生産量を倍にした Case 2 では全体として侵食が抑制，または堆積が促進された傾向が確認できる．すなわち仮に今後土砂生産量が増加した場合，航路の維持がより困難になっていく可能性があり，本手法によって堆積傾向が顕著な箇所を同定できれば，その対策箇所の優先順位の決定等に利用できると期待できる．なお，流域北部では局所的に数 m 以上の活発な侵食が発生している地点が散見される．これが実態に即しているかについては検証できていないが，本手法では下流端の粒度分布データから流域全体の粒径を推定しているため，急峻な山地流域となる上流部では平均粒径が過少に評価された可能性がある．

本研究では下流端の粒度分布データと流量観測データ，および衛星観測データのみから Ayeyawady 川における土砂動態解析を試みた．今後，現地データやリモートセンシングデータによる計算の検証と，土砂生産に関する複数シナリオの解析が実施できれば，将来流域で発生しうる土砂動態に関連する問題の同定・対処に有効に活用できると考えられる．

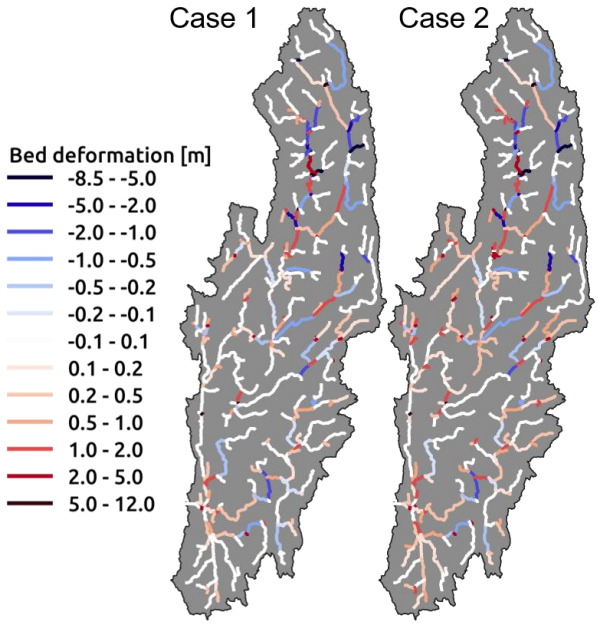


図-5 10 年間経過後の河床変動量の分布

参考文献： 1) Tin Tin Thwe et al.: Effects of Dikes on Navigation in Braided Channel, The Ayeyarwady river, Myanmar, J. JSCE B1, Hydraulic Engineering), Vol. 73, No. 4, I_889-I_894, 2017　2) Okamoto et al.: The Global Satellite Mapping of Precipitation (GSMaP) project, 25th IGARSS Proceedings, pp. 3414-3416, 2005　3) 江頭ら：崩壊・土石流による堆積土砂に着目した微細砂の流出予測法―2017 年 7 月九州北部豪雨災害時の赤谷川を対象として―，土木学会論文集 B1(水工学), Vol.74, No.4, I_925-I930, 2018.　4) 山野井ら：土砂生産・土砂供給・土砂輸送堆積統合型モデルの開発と山地流域への適用，土木学会論文集 B1(水工学), Vol.70, No.4, I_925-I930, 2014.

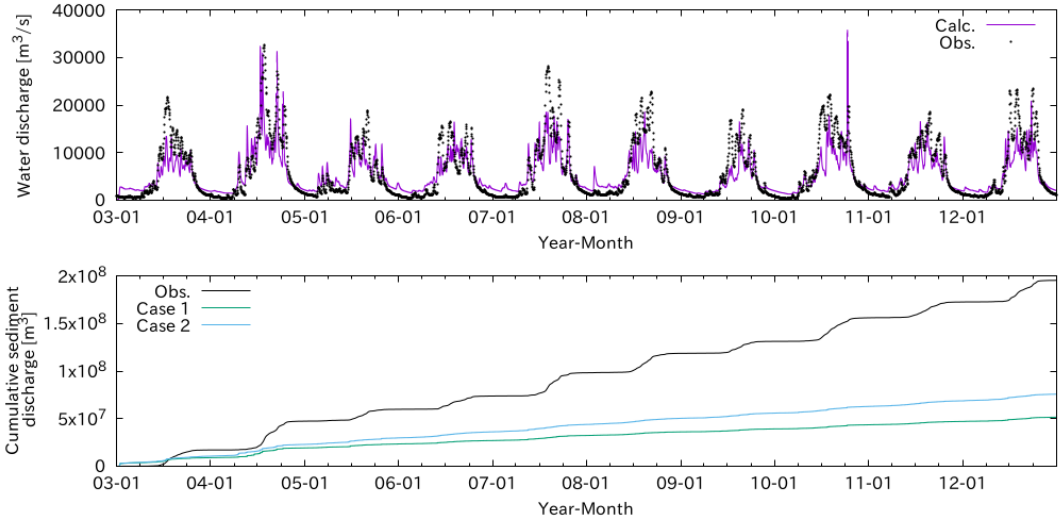


図-3 流量・流砂量の解析結果

梓川上流域（上高地）の降雨流量・土砂移動特性について

（一財）砂防・地すべり技術センター　○池田暁彦　五十嵐勇気　伏木　治　柳　真衣
国土交通省松本砂防事務所　五十嵐祥二[*1]　長谷川真英　酒向秀典[*2]

１．緒　論

梓川上流域（上高地）は，我が国有数の山岳景勝地であり，年間約 120 万人の登山客・観光客が来訪している．上高地は流域面積 112.4 km^2，流路長 17.0km，平均河床勾配 1/55（低地部：大正池～横尾は 1/150），標高約 1,500m の開けた山岳渓谷である．上高地を取り巻く北アルプスは急峻な地形と脆弱な地質である上，一年の約半分が積雪に覆われる厳しい気象条件であるために土砂生産・流出が活発である．上高地では降雨時に多量の土砂が梓川本川に流入するとともに，流入土砂による河床上昇に起因する河童橋周辺や明神地区などの上高地集団施設地区に対する土砂災害や浸水被害が懸念されている．

本研究は，平成 27 年以降に実施してきた上高地における詳細な降雨・流量観測結果と土砂移動モニタリング結果に基づき，平成 29 年 7 月出水を中心に，梓川上流域（上高地）における降雨流量特性・土砂移動特性ついて考察したものである．

２．降雨流量・土砂移動モニタリングの概要

(1) 降雨・流量観測の概要

雨量計は土砂生産源に近い稜線部の山小屋と渓谷部に上高地全体を網羅するように 9 箇所に設置した．なお，稜線部の雨量計は山小屋の協力を経て設置しているため，山小屋の開設期間（無積雪期の 4 ヶ月間）のみ観測している．また，気象庁レーダーアメダス解析雨量を用いて上高地全体における雨域の移動（時間変化）を把握するとともに雨量計の雨量との検証比較を行っている．

水位計は土砂流出が著しい支川（奥又白谷，徳沢，白沢，八右衛門沢）の 4 箇所と，本川の上流から下流に 5 箇所の計 9 箇所に設置した．横尾大橋，横尾狭窄部，奥又白谷，徳沢，白沢，八右衛門沢の 6 箇所については水位計とともに監視カメラを設置し，流況を観察した．これらの観測結果により，上高地の上流域・支川（土砂生産源）から下流（土砂流送・堆積域）に至るまでの空間的な降雨・流量を把握している．本川の流量は水位と流量の関係（H-Q 式）を，支川の流量はマニングの平均流速公式に基づいて算出した．なお，本川における H-Q 式は平常時（低水流量）の流量観測によって作成されているため，現段階では暫定値として取り扱っている．**図－１**に観測機器の配置状況を示す．

(2) 土砂移動モニタリングの概要

梓川本川では大正池から横尾までは標高 1,500m 程度の低地部を形成しており，それより上流の槍沢や支川流域は標高 2,000m 以上となる北アルプスが源頭となっているため，河床勾配は急となっている．本川の平均的な河幅は 100m 程度，最小 50m，最大 200m 程度であり，狭窄と拡幅を繰り返している．また，河道法線は稜線の



図－１　雨量・水位観測機器設置箇所

地形に沿って緩やかに屈曲している．こうした地形特性を踏まえ，上高地全体の土砂移動実態を把握するために昭和 50 年以降に空中写真判読，梓川本川における河床横断測量，現地調査等を継続的に実施しており，近年では航空レーザー測量による地形測量やUAV を用いた現地調査を実施している．これらの調査結果により，出水時ならびに中長期的な土砂生産状況（荒廃状況），河床横断形状，河床変動高・河床変動量，地形差分解析等の経年変化を分析している．

３．降雨流量特性

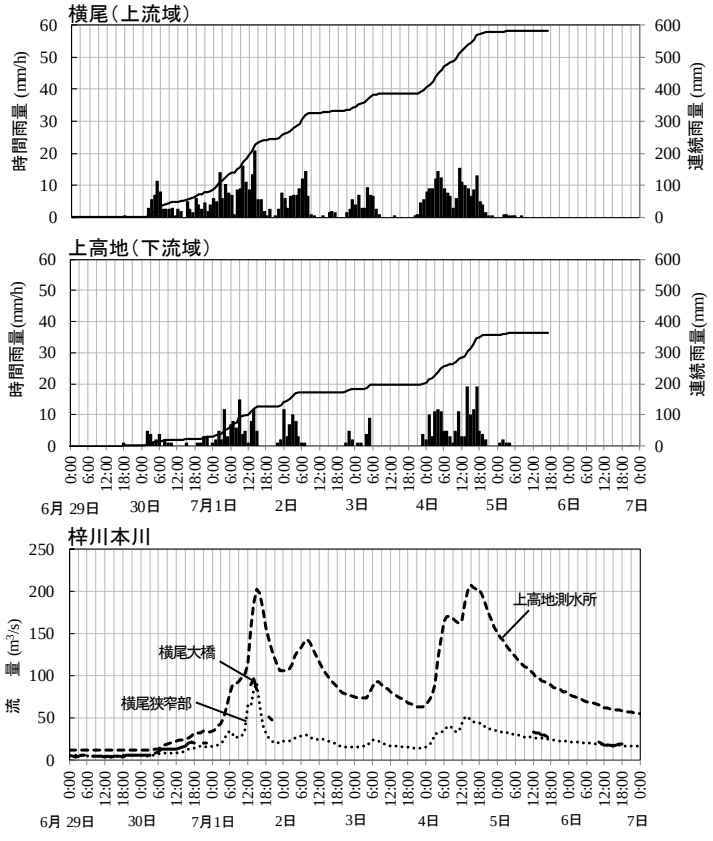
平成 27 年に稜線部の雨量計と支川の水位計を設置して以来 7 回の出水（時間雨量 20mm，連続雨量 80mm／横尾大橋 50m^3/sec，上高地測水所 100m^3/sec のいずれかを超過した場合に出水と定義）が観測されている．特に平成 29 年 7 月 1 日～4 日の出水は，平成 18 年出水（河童橋周辺で歩道への溢水）や平成 23 年出水（産屋沢で土石流が発生）した出水に次ぐ流量規模であった．上高地では梅雨前線・秋雨前線の停滞，台風の通過に伴う降雨が特徴的で，いずれも西から東方向，北西～南東方向への雨域の移動が顕著である．平成 29 年 7 月 1 日～4 日の出水では 1 日は北西方向から，4 日は台風の移動に伴って西から東へ移動している．**図－２**に平成 29 年 7 月 1 日～4 日の出水における雨量と流量を示す．

[*1]現 鹿児島県土木部砂防課，[*2]現 北陸地方整備局

雨量についてみると横尾（上流域）と上高地（下流域）ともにほぼ同じ降雨波形で最大時間雨量（20mm）も同程度であるが，連続雨量は横尾（583mm）が上高地（362mm）の1.6倍となっている．なお，当該出水では稜線部の雨量計が積雪のために未設置で把握できていないが，過去の出水における稜線部と梓川本川沿いの低地部の雨量についてみると，稜線部では低地部よりも雨量が多くなる傾向があり，最大で2～3倍程度の雨量が観測されている．

本川における流量は，横尾では降雨開始から2時間後，上高地測水所では4時間後に流量の増加がみられる．流量波形は降雨波形と同じであるものの，中間流出が卓越しており，応答は緩慢である．上下流から下流へのピーク流量（1つめのピーク）は，横尾大橋で96m³/sec，横尾狭窄部で92m³/sec，上高地測水所で202m³/secとなっており，横尾狭窄部では横尾大橋から1時間後に，上高地測水所では横尾狭窄部から1時間後にピークが観測されている．上流に位置し，集水面積が小さい横尾大橋が横尾狭窄部よりも流量が大きい（比流量：横尾大橋3.13m³/sec/km²，横尾狭窄部1.94m³/sec/km²）傾向がみられる．これは当該出水を含め，過去の出水でも同じ傾向がみられ，横尾大橋と横尾狭窄部の間で合流する右支川横尾谷からの流出土砂が土砂堆積地を形成していることから，その堆積地内での滞留が一因ではないかと考えられる．

支川の奥又白谷と八右衛門沢は土石流区間で観測しており，常時流水はみられない．奥又白谷では降雨開始から3時間後，八右衛門沢では18時間後に流水が確認された．奥又白谷，八右衛門沢ともに降雨ピークの1時間後に流量増加と濁水が確認されたが，土石流は発生していない．徳沢と白谷は掃流区間で観測しており，常時流水がある．徳沢では降雨開始から1時間後，白谷では3時間後に流量増加と濁水が確認された．徳沢では本川と同様に中間流出の影響があるが，他の支川では流量波形は降雨との応答がよく，シャープな形状となっている．



図－２　平成29年7月1日～4日出水の雨量・流量

４．土砂移動特性

上高地では昭和50年，昭和54年，昭和58年，平成5年，平成18年などに土石流を含む顕著な土砂移動現象が発生している．空中写真判読，梓川本川における河床横断測量，現地調査（出水調査），航空レーザー測量等により，土砂生産源は基盤岩が露岩する本川・支川流域の源頭部，山腹斜面，支川・本川の河床であることが確認できている．特に土砂生産・流出が著しいのは横尾谷，奥又白谷，下又白谷，徳沢，白沢，下白沢，八右衛門沢となっている．

出水を含む長期的な平均河床高の推移をみると，平均的な河幅が100m程度の梓川本川では，堆積・侵食が繰り返し発生する傾向がみられ，網状流路を形成しながら絶えず流路（澪筋）が変化している．堆積が顕著となるのは横尾谷や奥又白谷などの土石流状態で本川に土砂が流入する支川合流部や河幅が広い区間，侵食が顕著となるのは河幅が急激に狭くなる狭窄部となっている．なお，堆積・侵食が一貫して継続する区間はみられない．平成5年出水から現在までの24年間では同様な傾向で河床変動がみられるが，平均的な河床変動高は50cm程度となっている．梓川本川では大正池から横尾までの平均河床勾配が1/150で大きな変化がないため，河幅の変化と河道法線形状が土砂移動に対する地形的な支配条件となっている．また，長期的な平均河床変動高と流量規模の関係をみると，流路の変化はあるものの顕著な土砂移動現象は常時の流水では生じず，流量規模が比較的大きい場合に，上流や支川からの流出土砂の堆積，堆積土砂の侵食（二次移動）などが生じている．

平成29年7月1日～4日の出水においては，横尾谷，奥又白谷からの土砂流出が顕著であり，それぞれの合流部での土砂堆積がみられた．それ以外の下又白谷，徳沢，白沢，下白沢，八右衛門沢では顕著な土砂流出はみられず，濁水のみが流入していた．梓川本川では，奥又白谷と明神地区～河童橋間で土砂堆積，それ以外の区間では流路の変化に伴う堆積土砂の二次侵食がみられ，流路変化によって渓岸侵食も発生している．

５．おわりに

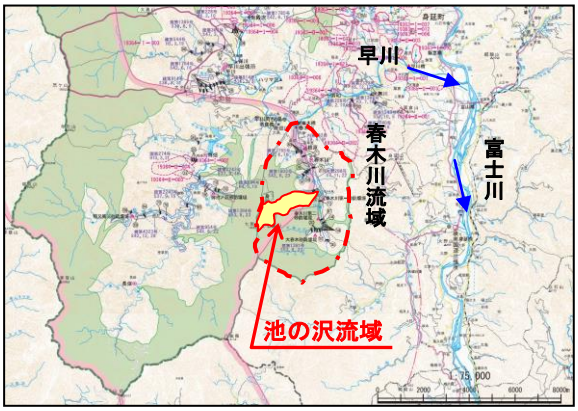
これまで上高地で実施してきた詳細な降雨・流量観測結果と土砂移動モニタリング結果に基づき，梓川上流域（上高地）における降雨流量特性・土砂移動特性がある程度把握できた．今後も土砂動態を解明するための土砂移動モニタリングを行うとともに，今後の土砂流出や河床変動を予測手法について検討する予定である．

急峻な支渓流域における土砂流出事例

国土交通省関東地方整備局富士川砂防事務所　田中　秀基※1　小町谷　章※2　木暮　一也
角　岳志　山野　利勝
八千代エンジニヤリング株式会社　○目　晋一　西尾　陽介　竹島　秀大　内田　康太
※1　現　六甲砂防事務所　　※2　平成 30 年 3 月現在の所属

1. はじめに

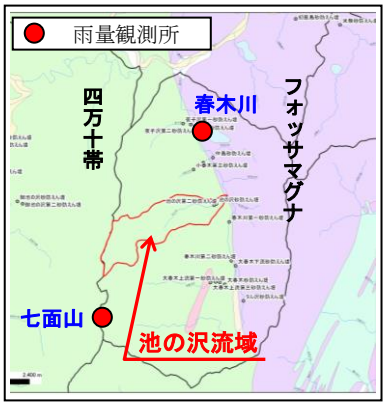
出水時に山地渓流で発生する土砂移動は「降雨特性」や「発生場の条件」に影響を受け、同じ降雨でも土砂移動形態や規模が異なる。よって土砂移動現象の理解を進めるためには、土砂流出が生じた際に、降雨・流出状況や土砂生産・流出および堆積状況を調査、分析し、知見を蓄積してゆくことも重要だと考えられる。以上を踏まえ、本稿においては、富士川流域の早川支川春木川の左支川に位置する池の沢において、平成 29 年 8 月の台風 5 号で発生した土砂流出について報告する。



図－1　池の沢位置図

2. 池の沢の概要

池の沢は流域面積が 1.84km²、渓床勾配が谷出口付近で 1/3.5 上流部で 1/2 の急峻な渓流である。春木川は糸静線で東西に地質が別れ、池の沢は四万十帯の瀬戸川層群に該当し、褶曲作用や断層運動で破砕を受けた脆弱な地質構造を有する。流域には砂防堰堤が 1 基設置されている。

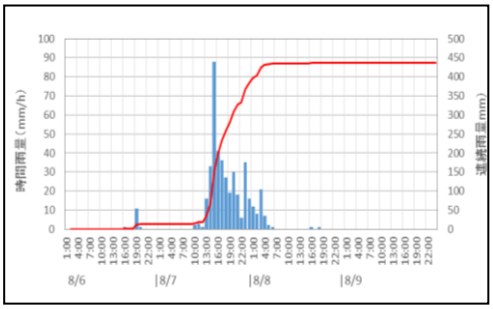


図－2　地質図

3. 発生した土砂流出

3.1　降雨の状況

池の沢流域近傍の七面山観測所の台風 5 号発生時の降雨データによると、降雨は 20 時間程度継続し、連続雨量は 422mm、最大時間雨量 88mm/h であった。下流の春木川観測所においては 330mm、55mm/h となっている。



図－3　台風 5 号雨量（七面山）

3.2　土砂生産・流出の状況

(1)　池の沢第二砂防堰堤における土砂堆積状況

出水前は未満砂の池の沢第二砂防堰堤は、出水により満砂した。堆積土砂は数 cm 程度の礫が目立ち、側岸斜面に残存した堆積土砂からは、流出土砂に細粒分が多く含まれていたことが覗える。

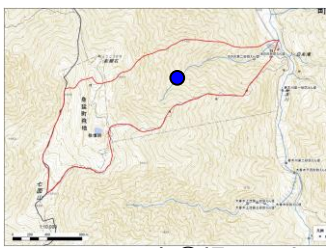


図－4　台風 5 号による堆砂状況

(2)　池の沢第二砂防堰堤堆砂域上流の状況

堆砂域の上流部は河床が巨礫によって覆われた状況が続き、礫が移動した状況が見られない。河床に新たに堆積した礫や砂は、巨礫の背面に堆積したものであり、河床部にはほとんど残存していない。また、既に形成されている崩壊地の崖錐では侵食が見られる箇所もあるが、図－6 に示す写真①の地点では、堆積した崩土に侵食の跡が見られない状況であった。


図－5　側岸斜面の残存土砂


図－6　写真①撮影地点

(3)　崩壊地、沢からの土砂流出状況

図－8 に示すように、河道側岸の崩壊地形においては、複数の既往崩壊地や沢において、台風 5 号出水における土砂生産が認められた。図－9 の写真に示す崩壊地形では、崩壊地内が新たな生産土砂で埋まっており、側岸の斜面と堆積土砂表面が不連続となっている。



図－7　崩土堆積地点

4. 流量の推定

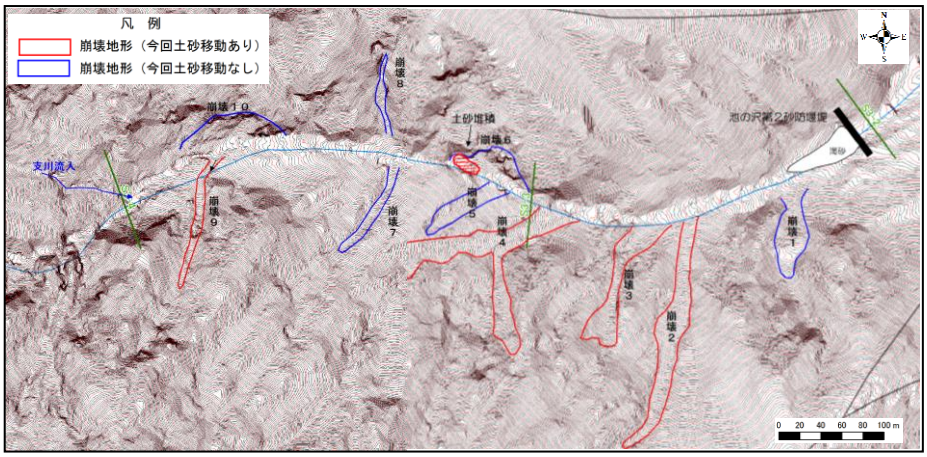
4.1　合理式

池の沢における台風 5 号発生時の清水のピーク流量について、次に示す合理式により算出する。

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \times K_{f1} \times P_a \times A$$

ここで、K_{f1}：ピーク流出係数（0.85）
P_a：洪水到達時間内平均降雨強度（mm/hr）A：流域面積（km^2）

洪水到達時間内の平均雨量強度については、流域面積が $2km^2$ 未満であり、河床勾配が急であるため 1hr 以内になることが想定される。仮に七面山雨量観測所における連続雨量（21 時間で 422mm）を 24 時間雨量とし、参考文献 1 の手法により洪水到達時間を算出すると、26.6min という値が得られる。ここでは、現状で得られている雨量の最小単位が 1 時間であるため、最大時間雨量 88mm/hr を Pa と仮定した場合のピーク流量の算出を行うものとした。



図－8　崩壊地形と新たな土砂流出の有無



図－9　土砂生産状況（崩壊２）

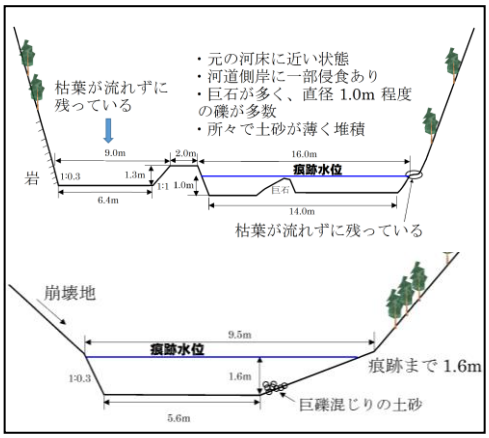
4.2　流下痕跡からの流量推定

河道内において比較的河道形状が単純であり、流下痕跡が認められる地点を 2 地点選定し、流量の算出を行った。（図－10）

4.3　流量の比較検討

以上までの検討結果に池の沢第二砂防堰堤改築時に算出された土石流ピーク流量を加え、表－1 に示した。合理式による清水流量と流下痕跡から算出した流量との差が大きいが、土石流ピーク流量については、さらに規模が大きい結果となった。

合理式による流量　＜　痕跡水位流量　＜土石流ピーク流量



図－10　流量算出断面

表－1　流量算出結果

	算出方法	流量（m^3/s）
清水流量	合理式	38.44
土砂込み流量	合理式（×1.5）	57.66
流下痕跡（断面１）	マニング	178.24
流下痕跡（断面２）	マニング	158.18
土石流ピーク流量	参考文献	500.0

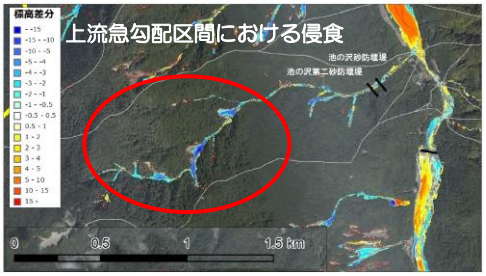
5. 土砂生産・流出状況のまとめ

台風 5 号の降雨は、計画規模降雨（503mm/day）に近かったにも関わらず、渓床に土砂移動の痕跡が乏しく、砂防堰堤堆砂敷以外は新たな土砂堆積も見られない。流量は清水流量（土砂混入）の 3 倍程度は流れたと想定されるため、土砂流が発生していた可能性がある。LP 差分からは、平成 23 年出水で池の沢河床から土砂が流出しており、特に上流域で顕著となっている。このため、次のような大きな土砂移動に繋がる現象が発生しなかったと考えられる。

①最上流の急勾配区間における土石流の発生
②斜面崩壊と河道閉塞、閉塞箇所決壊による清水流量の増加

以上を勘案すると、本年の台風 5 号発生時に砂防堰堤の堆砂敷を埋めた土砂流出は、現地踏査で確認された崩壊地形からの土砂生産が主な原因であったと考えられる。

池の沢からの流出土砂は、殆どの土砂が砂防堰堤で捕捉されたと考えた場合、流出土砂量は $2,200m^3$ となり、砂防計画で対象とする土砂量よりも小規模な土砂流出であったことが分かる。急峻で地質的に脆弱な山地流域においても、土砂生産の場の条件によっては土石流が発生せず、流出土砂の量、土砂移動形態に変化が生じる一例であると考えられる。



図－11　H21 年－H27LP 差分

【参考文献】：「砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)及び同解説 国土技術政策総合研究所　P.29

平成 29 年 7 月九州北部豪雨による赤谷川支川本村川の土石流災害について

八千代エンジニヤリング株式会社　池田誠，矢野孝樹，○辻本和紀，西ヶ谷友美
国土交通省九州地方整備局筑後川河川事務所　酒匂俊輔，千原墾
飛島建設株式会社　中原博隆，福地俊平

１．はじめに

平成 29 年 7 月 5～6 日にかけて,梅雨前線に伴う大雨および台風第 3 号による豪雨の影響で福岡県と大分県を中心とする九州北部で記録的な大雨となった.長時間の強い降雨の影響で河川の氾濫や土砂災害が相次ぎ,死者 37 人,行方不明者 4 人,家屋全壊 288 棟,半壊 1,079 棟（消防庁：平成 29 年 9 月 8 日時点）という甚大な被害が発生した.

本報告では,福岡県朝倉市杷木松末地区赤谷川右支川本村川で発生した土石流災害について,土石流の被災状況および今後の対応策を報告する.

２．流域特性

２．１　被災状況概要

福岡県朝倉市杷木松末地区本村川流域（流域面積 0.4km²,谷出口河床勾配 i=1/11.4）では,平成 29 年 7 月九州北部豪雨により流域内の土石流危険渓流 3 渓流から土石流が発生しており,土砂流出による家屋および市道に破壊被害が生じている.

２．２　保全対象概要

当該流域における土砂災害警戒区域内には,人家 23 戸および公民館 1 戸が位置している.

２．３　既存施設状況

既存治山施設（福岡県）が 8 基（満砂）設置されており,既存砂防施設は配置されていない.

２．４　地質状況

当該流域における地質は主に花崗岩であり,流域の一部は泥質片岩が分布している.

３．流木・土砂流出状況

３．１　土砂流出状況

不安定土砂の堆積,崩壊可能土砂の特徴および区間は表－１,図－１に示す通りである.本川の中流域では,硬質な円礫（D_{95}：1.0m）が点在している（写真－２）一方で,本川の下流域および崩壊地では,砂質土が大半であり,礫は確認できない.（写真－３,４）中流域に堆積している礫の発生源を調査した所,河床が深く浸食された箇所（写真－５）の旧河床堆積物に礫が混在していたため,中流域に堆積している礫は渓床,渓岸の旧河床堆積物から発生したと推測される.

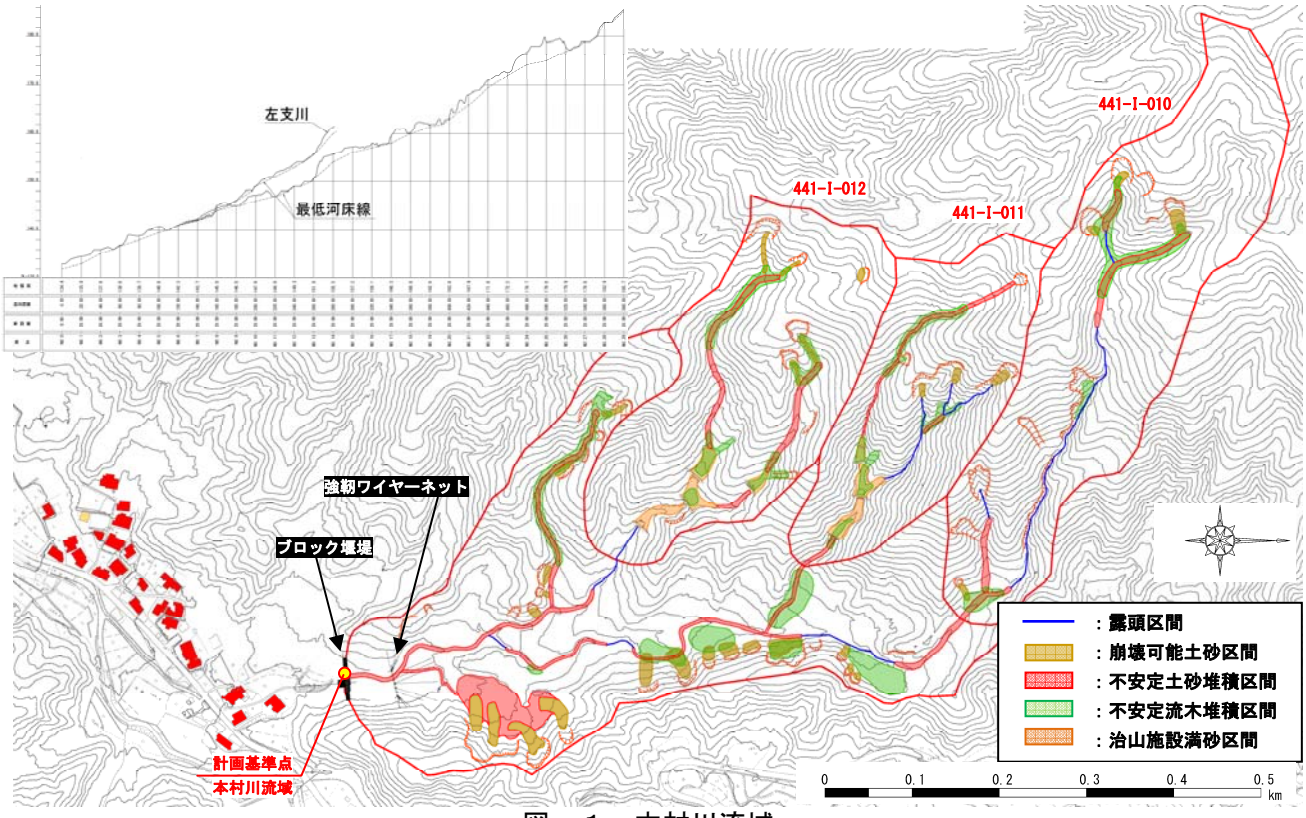
３．２　流木流出状況

流木堆積区間は図－１に示す通りである.林相は主にスギ・ヒノキに分類され,崩壊箇所には倒木が多量に折り重なる状況である.（写真－４）流木の発生原因を「河道堆積流木」「崩壊地堆積流木」「立木」に分類し不安定流木調査およびサンプリング調査を実施した.不安定流木調査の結果,倒木約 1,000 本が河道内および崩壊地に堆積しており,不安定流木量は 453m³ と算出された.サンプリング調査の結果,立木量は 150m³ となった.

４．計画流出量

４．１計画流出土砂量

本村川流域の計画基準点での移動可能土砂量と運搬可能土砂量を比較すると,運搬可能土砂量の方が小さい.本村川流域の谷出口（計画基準点）の計画流出土砂量は 35 千 m³ と算定された.なお



図－１　本村川流域

24 時間雨量については,鶴河内雨量観測所の 100 年確率降雨（363mm/日）データを採用した.

４．２　計画流出流木量

立木量の流出流木率は一般値の 0.9 とし,本災害で堆積した流木量の流出流木率を 1.0 とした.本村川流域の谷出口（計画基準点）の計画流出流木量は 588m³ と算定された.

５．応急対策状況

災害発生後に応急的な対策としてブロック堰堤および強靭ワイヤーネットを設置している.



写真－１　応急対策

６．計画堰堤の形式選定

本村川の移動可能土砂は,礫が一部には含まれているものの,砂質土が主体であると判断した.更に,本村川の下流域への礫の到達は一部であり,計画砂防堰堤を透過型砂防堰堤とした場合には閉塞できない可能性が極めて高い.特に災害直後であるため,中小出水で砂質土が流下する可能性が高いと推測される.このため,計画堰堤は不透過型砂防堰堤が適切であると判断した.なお,前庭保護工に流木捕捉工を設置し整備率を 100%とさせる計画とした.

７．まとめ

平成 29 年 7 月九州北部豪雨で発生した土石流災害の被害状況および災害後の対策は以下の通りである.

①今回の災害で土砂流出による家屋および市道に破壊被害が生じた.②ブロック堰堤と強靭ワイヤーネットで応急対策を実施している.③流域内は礫が一部確認できるが,花崗岩と泥質片岩の砂質土が主体である.④計画堰堤は不透過型とし前庭保護工に流木捕捉工を設置する計画とした.

表－１　不安定堆積土砂, 崩壊可能土砂の特徴

		特徴の概要図および写真	
不安定堆積土砂	①流出していない渓床堆積土砂量	河床 / 土石流時に浸食が想定される渓床堆積土砂	
	②流出した土砂が河道に堆積した渓床堆積土砂量	今回流出した土砂が堆積した渓床堆積土砂	
	③土石流時に浸食が想定される渓床堆積土砂	土石流時に浸食が想定される渓床堆積土砂	
崩壊可能土砂	④山腹崩壊により生産された土砂が河道に到達せず、斜面に残った土砂量	山腹の崩壊土砂が残存している	
渓床露頭	①河床の土砂がすべて流出し露頭しているため土砂量なし	河床の土砂がすべて流出し露頭	
崩壊地露	②山腹の土砂がすべて流出し露頭しているため土砂量なし	山腹の土砂がすべて流出し露頭	



写真－２　河床の礫の分布状況（中流域）



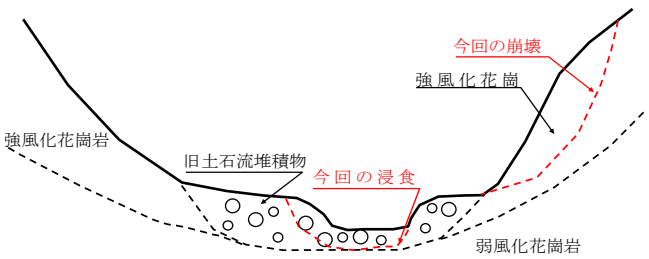
写真－３　河床の礫の分布状況（下流域）



写真－４　崩壊地の状況



写真－５　河床堆積物の状況（元河床）



図－２　礫の発生源イメージ

大規模土砂生産を含む山地流域の土砂流出特性

国土技術政策総合研究所　桜井亘　内田太郎　松本直樹　泉山寛明
いであ株式会社　○堀江克也　岡村誠司　大崎奈央子　亀田涼　髙橋一徳

1．はじめに

中期の砂防計画や総合土砂管理の検討において、大規模な土砂生産後に生じる活発な土砂流出の実態を把握することは重要である。これまでに、過去に大規模土砂生産現象が発生した 11 流域を取り上げ、生産土砂量と流出土砂量の時系列変化や大規模土砂生産の影響期間等を明らかにした[1]。しかし、影響期間中の流出土砂量などの定量的な評価までは至っていない。昨年度の研究[2]において、流出土砂量を簡易に説明する土砂輸送能[3]（= ARI、A：流域面積、R：年最大日雨量、I :勾配）に着目し、これに粒径 d を加味した土砂輸送能（=ARI/d^3）を用いることで大規模土砂生産を含む流出土砂量を統一的に説明できる可能性が示唆された。ただし、粒径 d、勾配 I、降雨量 R の与え方や評価地点の違いによる影響については明らかとなっていない。本研究では、これらの指標の与え方やその影響について検討し、大規模土砂生産を含む土砂流出特性について検討を行った。

2．検討方法

検討対象流域及び対象とする大規模土砂生産を**表-1** に示す。流域ごとに大規模土砂生産を含む 4 時期（A.大規模土砂生産発生前、B.大規模土砂生産発生直後、C.影響期間中、D.影響期間終了後）の土砂輸送能を算出し、流出土砂量との関係を検討する。その際、粒径 d、勾配 I、降雨量 R に用いる指標は以下のとおり設定し、相関の高い指標の分析を行った。粒径 d については、昨年度は複数時期の粒径が存在する同一地点を基本としたが、流域内での位置づけが明確ではなかった。粒径の評価地点の違いの影響を低減させるため、大規模土砂生産後の変動が大きい区間内で得られるすべての粒度分布を抽出し、それらの平均粒径の中央値（第 2 四分位）を用いた。**図-1** に川辺川朴木砂防堰堤上流域の例、**図-2** に検討 5 流域の平均粒径の変化を示す。平均粒径（中央値）は B の時期に細かくなり、その後、次第に粗粒化する傾向が見られた。勾配 I については、算出区間の違いが与える影響を確認するため、大規模土砂生産後の変動が大きい区間を抽出し、その区間を 5 分割した区間別の平均地形勾配を用いた（**図-3**）。なお、1 区間の延長は 0.5～3.0km 程度である。降雨量 R については、年最大流量、年最大日雨量、年間上位 3 位までの日雨量の合計、年最大時間雨量、最大 3 時間雨量、年降水量（日雨量による足切設定）の 6 指標を用いた。これらの指標を基に ARI 、ARI/d 、ARI/d^3 の 3 つの土砂輸送能を算出し、流出土砂量との関係の分析を行った。

表-1 検討対象流域と大規模土砂生産[1]

対象流域	浦川	川辺川-朴木砂防堰堤	揖斐川-横山ダム	芋川-東竹沢第二砂防堰堤	王滝川-牧尾ダム
大規模土砂生産	H7.7豪雨	H16・H17豪雨	S50豪雨	H16新潟県中越地震	S59長野県西部地震
生産土砂量(m^3)	1,375,389	1,840,661	2,497,000	3,528,974	38,561,384
影響期間(年)	5	8	2	2	7

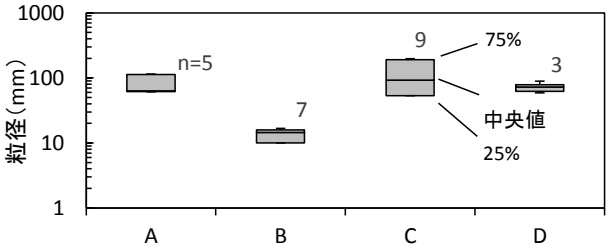


図-1 大規模土砂生産前後の平均粒径の変化
（川辺川-朴木砂防堰堤上流域）

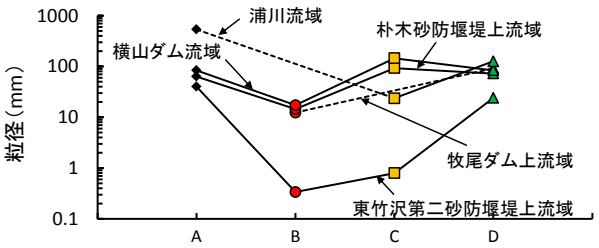


図-2 大規模土砂生産前後の平均粒径の変化
（検討対象流域）

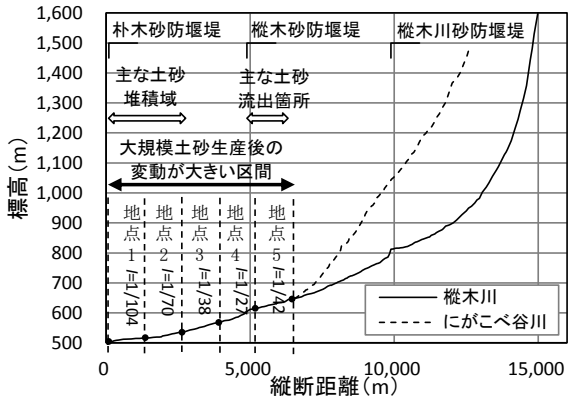


図-3 土砂輸送能を算出する勾配 5 地点
（川辺川-朴木砂防堰堤上流域）

３．検討結果と考察

各流域の流末の流出土砂量と土砂輸送能の相関係数を**表-2** に示す。ここで、ケース①-1～①-6 の勾配 *I* は地点 1（下流端）とした。*ARI* 及び *ARI/d* においては正の相関が見られたが、ARI/d^3 についてはほとんど相関が見られなかった。降雨指標については、*ARI* 及び *ARI/d* のどちらも年最大日雨量（①-2）を用いた土砂輸送能との相関が高くなった。**図-4** に①-2 の土砂輸送能と流出土砂量との関係を示す。*ARI* の図には奥村 [3]の近似直線も示し、*ARI/d* 及び ARI/d^3 の図には、平均粒径の 25%値～75%値の範囲を誤差範囲として示した。*ARI/d* 及び ARI/d^3 では、粒径を考慮することによって細かい粒径の期間（B 及び C）は右側にプロットされる傾向にあるが、ARI/d^3 は粒径の違いが強く出るため採取地点による影響が大きい。*ARI* では、芋川-東竹沢第二砂防堰堤上流域のプロットが左側に位置しているが、これは流域面積や勾配が小さい割に粒径が細かく流出土砂量が多いためである。*ARI* に粒径 *d* を加えることにより、これらのプロットが他流域と同程度の傾きに乗ってくる。このことから、*ARI/d* を用いることで大規模土砂生産を含む流出土砂量がより精度良く予測できる可能性が高いと考えられる。勾配 *I* については、地点 1（下流端）を用いた土砂輸送能（③-2）との相関が高く、流域全体や 5 地点の最大値の勾配を用いると相関が低くなった。また、大規模土砂生産直後及び影響期間終了後の粒度分布に対して、近年 5 年間の流量時系列を与えた流砂量計算を実施し、年間流砂量に占める日数の割合を算出した。**図-5** に朴木砂防堰堤上流域の例を示す。年間の流砂量に達する日数は、影響期間終了後より大規模土砂生産直後の方が長くなった。大規模土砂生産により粒径が細かくなると、流砂が発生する出水規模が小さくなるため年間の流出土砂量を決定する出水日数が変化すると考えられる。このことから、大規模土砂生産を含む流出土砂量の評価においては、粒径 *d* の変化に加え、降雨量 *R* の変化についても今後考慮することが考えられる。

表-2 流出土砂量と土砂輸送能の相関係数

	ARI	*ARI/d*	ARI/d^3
①-1（年降水量）	0.448	0.602	0.268
①-2（年最大日雨量）	0.502	0.637	0.331
①-3（年間上位3位までの日雨量の合計）	0.270	0.517	0.369
①-4（年最大時間雨量）	0.466	0.622	0.299
①-5（最大3時間雨量）	0.477	0.631	0.308
①-6（年降水量（日雨量による足切り設定））	0.260	0.397	0.289
②-1（粒径-中央値）	0.502	0.637	0.331
③-1（勾配-源頭部から流末までの全体）	0.336	0.406	0.211
③-2（勾配-地点1）	0.502	0.637	0.331
③-3（勾配-5地点の中の最小値）	0.389	0.632	0.031
③-4（勾配-5地点の中の最大値）	0.440	0.541	0.032

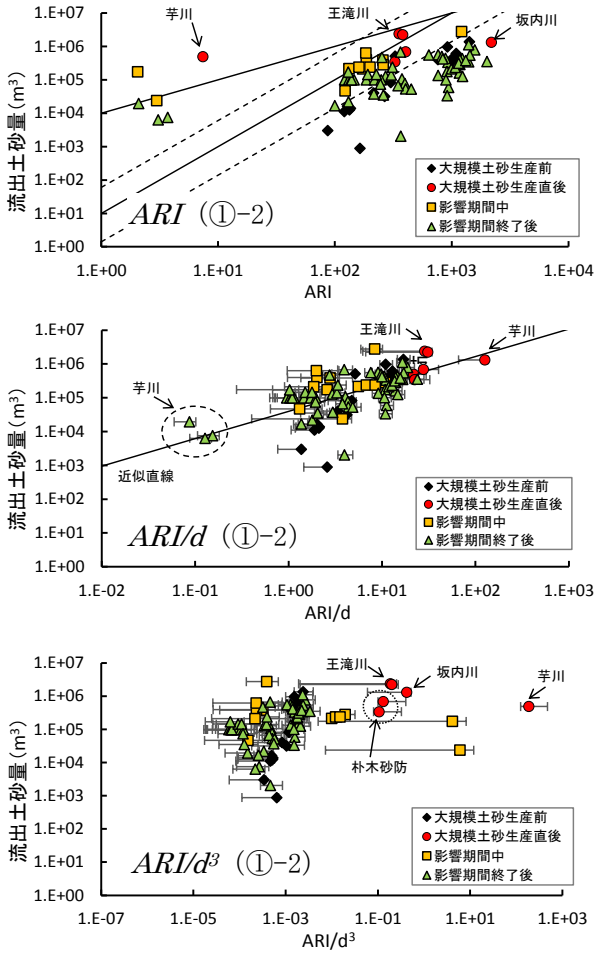


図-4 土砂輸送能と流出土砂量との関係

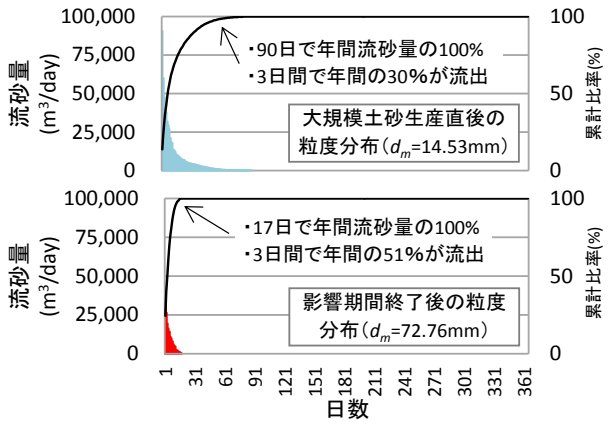


図-5 年間の流砂量に占める日数の割合
（川辺川-朴木砂防堰堤上流域のパレート図）

参考文献

1)堀江ら：非常に大規模な土砂生産後の土砂流出の実態分析，平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集 B, pp.32–33, 2016

2)泉山ら：大規模土砂生産後の流砂特性の変化に及ぼす河床材料の粒径の影響，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集, pp.2–3, 2017

3)奥村：洪水時に土砂流送と河道の土砂輸送能，新砂防, Vol. 43, No.5, pp.19–26, 1991

V-070

2016年8月出水による北海道十勝川流域の土砂動態等評価および今後の土砂災害対策のあり方

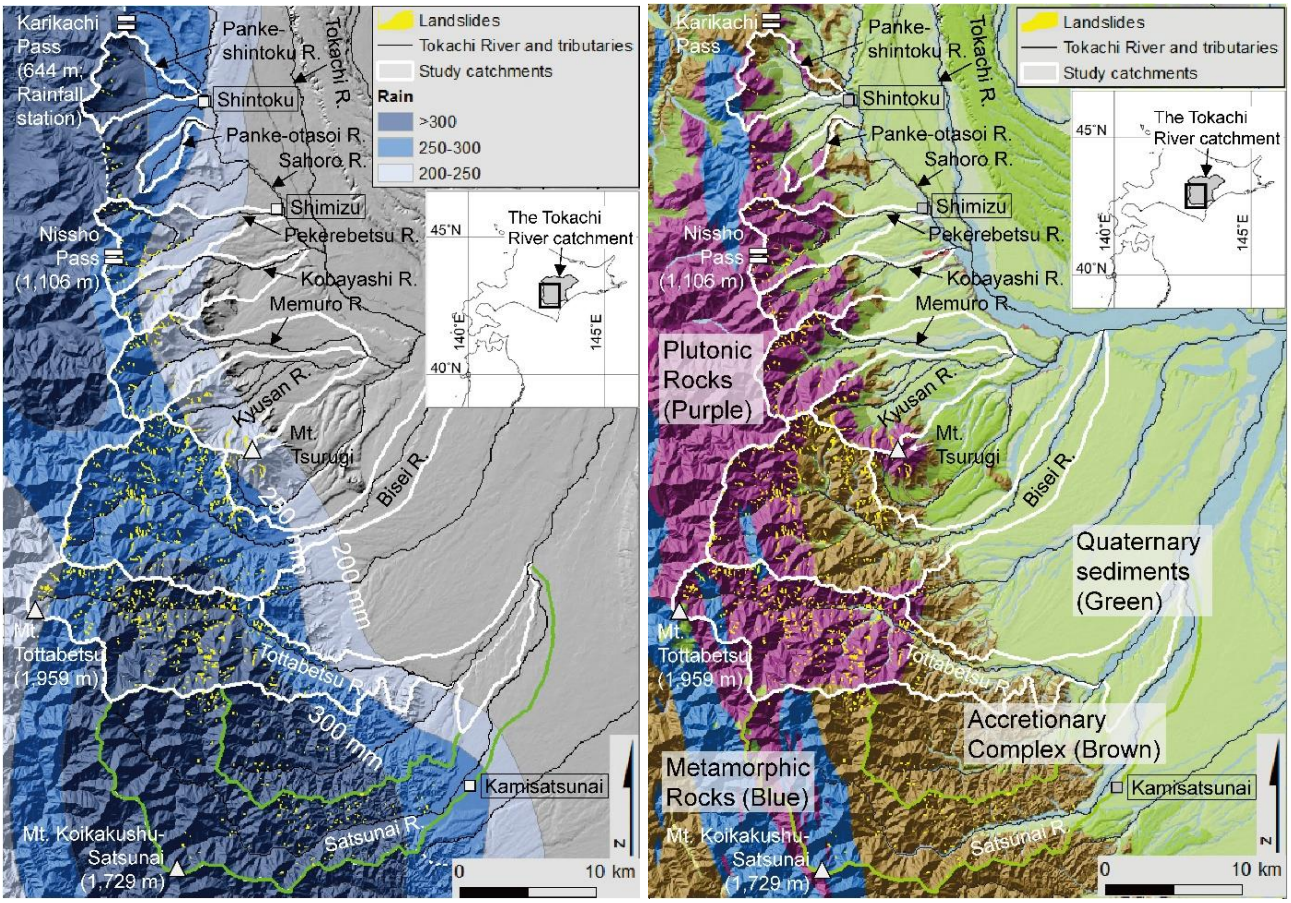
北海道大学農学研究院　○小山内信智、笠井美青
国土交通省北海道開発局　吉村俊彦（現　北海道局）、石井崇
北海道建設部　吉田安範、高嶋繁則（現　旭川建設管理部）

1．はじめに

北海道では2016年8月中旬以降、観測史上初めて1週間に3つの台風が上陸し、それに引き続き8月30～31日にかけて北海道の南側を東から西へと通過した台風第10号によって十勝平野西側の日高山脈東麓斜面において100年超過確率を上回る降雨があり、多数の山腹崩壊や土石流が発生した。そのため大量の土砂・流木が下流に流送され、「水系砂防」的な被害を多発させた。北海道開発局および北海道においては「十勝川流域砂防技術検討会」を設置し、災害実態および今後の土砂災害対策のあり方を検討したので、その結果を報告する。

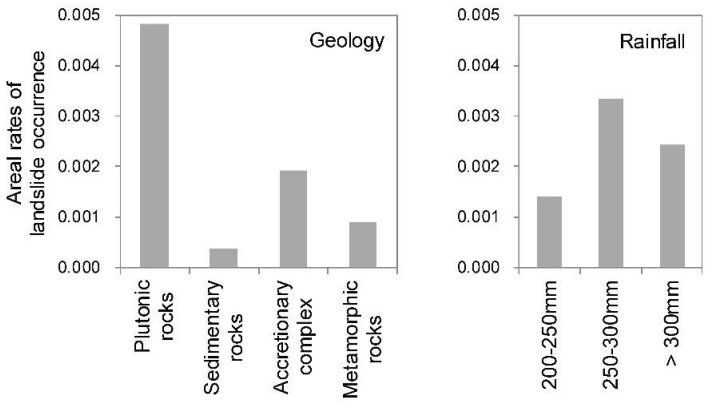
2．日高山脈東麓の崩壊実態

豪雨後の9月10月に撮影された衛星画像等を用いて、パンケ新得川から戸蔦別川にいたる日高山脈東麓の約830km²の範囲内で、1,900箇所以上の崩壊が判読された。図－1(a)は山腹崩壊分布を総雨量階図に、(b)は地質区分図に示したものである。区分ごとの崩壊面積率を図－2に示した。平均崩壊面積率は0.26%と、雨の少ない北海道においては甚大なものであったが、1箇所当たりの崩壊面積は1,100m²程度であり、比較的小規模な表層崩壊が大半を占めていた。ここで特徴的であったのは、総雨量で250mmを超すエリアでの崩壊が稠密であったが、戸蔦別川よりも南側では雨量がさらに大きかったにもかかわらず崩壊や土石流の発生が明瞭に少なかったことである。これは地質の影響が強かったためと考えられ、風化が進んだ花崗岩・花崗閃緑岩の深成岩エリアでの崩壊面積率が0.48%と飛びぬけて高く、次いで付加コンプレックス（砂岩・泥岩混在層）は0.19%、変成岩の0.09%、堆積岩の0.04%は相対的に低い値であった。



(a)　　(b)

図－1　総雨量階(a)および地質(b)に対比した山腹崩壊分布　(Furuichi T., *et. al*, 2018)



図－２　地質（左）および総雨量階（右）毎の崩壊面積率

３．土砂・流木の流下状況

砂防事業を実施している代表４渓流において、災害前後の2013年と2016年のLPデータが取得できている範囲ではその差分で、災害前のものがない範囲では国土地理院の10mDEMおよび現地地形の確認等によって土砂・流木移動状況を推定した（表－1）。

発生土砂量は、山腹崩壊による移動土砂量と渓流部での侵食土砂量を加えたものである。流出土砂量は、砂防基準点から下流の河川区間に流出した土砂量である。各渓流での算出精度や砂防施設等の配置状況が異なるので、数値を横並びに扱うことはできないのであるが、単位面積（1km²）・崩壊面積率 1%あたりの流出土砂量に流域面積の重みを考慮して平均化した場合、約 3.3 万 m³/km²・%程度の土砂流出となり、今回調査対象とした日高山脈東麓（流域面積 830km²、崩壊面積率 0.18%）においては、500 万 m³ オーダーの土砂が河川区間に供給されたものと推算される。

流木については、代表４渓流の合計で約 94 千 m³ の発生流木量があり、その約４割の 40 千 m³ が砂防基準点よりも下流に流出している。単位面積あたりでは、それぞれ 384m³/km²、162m³/km² であり、これらの数字は標準的な発生流木量等の範囲内であると見ることもできるが、渓流勾配が緩くなり谷底平野の様相を呈する区間での渓畔林の流出が比較的多かったようである。

表－１　代表４渓流における流出土砂と流出流木

渓流名	流域面積 (km²)	崩壊面積率 (%)	発生土砂量 (万 m³)	流出土砂量 (万 m³)	単位面積当たり流出土砂量 (万 m³/km²)	単位面積・崩壊面積率当たり流出土砂量 (万 m³/km²・%)	発生流木量 (千 m³)	流出流木量 (千 m³)	単位面積当たり流出流木量 (m³/km²)	流出流木率 (%)
戸蔦別川	153	0.54	403	261	1.71	3.16	68.6	28.3	184	41
ﾍﾟｹﾚﾍﾞﾂ川	32	0.31	140	40	1.25	4.03	9.1	3.1	96	34
芽室川	46	0.29	190	51	1.11	3.82	9.8	6.3	137	65
ﾍﾟﾝｹｵﾀﾂｲ川	13	0.16	40	13	1.00	6.25	6.3	1.8	139	29
代表４渓流計	244		773	365	1.50	(3.28)	93.8	39.5	162	42

４．今後の土砂災害対策の考え方

本災害は、日高山脈の高標高部に分布する花崗閃緑岩・花崗岩とその上にある粘着性に乏しい周氷河堆積物に 100 年超過確率以上の豪雨が与えられたことで発生したと特徴づけられる。流出土砂量が過去の花崗岩地域における災害と比較して極端に大きかったというわけではなかったにもかかわらず、下流域での被害は甚大なものとなった。これは、緩勾配になった谷底平野区間（山地・扇状地接続区間）や扇状地内河道における出水中の澪筋の変動などの影響で、流送土砂が再生産されたり渓畔林が流木化したことによる。

今後の施設整備等を考える上では、以下のような配慮が必要になると考えられる。

①保全対象の上流側で、高位段丘崖に挟まれた低位段丘面を基盤の侵食を抑制しつつ流木・超過土砂を捕捉できる形態で活用する。

②渓床が受食性の強い地質である場合には、砂防堰堤や床固工等の横断工作物を通過する流水が狭い幅に集中して掃流力が大きくならないように、水通し断面、副えん堤、水叩き工等の構造や施設配置を検討する。

③緩勾配区間における渓畔林の取り扱いを検討するとともに、掃流区間においても十分な流木対策を行う。

＜参考文献＞　Furuichi T., *et. al*, 2018：Disastrous sediment discharge due to typhoon-induced heavy rainfall over fossil periglacial catchments in western Tokachi, Hokkaido, northern Japan, Landslides (submitted)

土砂供給の変化による河床変動への影響に関する考察

京都大学大学院工学研究科　○青木　健太郎
京都大学防災研究所　藤田　正治
いであ株式会社　加藤　陽平

1. はじめに

近年，九州北部豪雨や紀伊半島大水害など計画を上回る規模の降雨が頻発し，全国各地で水災害による甚大な被害が発生している．今後，地球温暖化が進行すると降水量がさらに増加することが予想され，大規模な水災害が頻発し，甚大な被害が発生する可能性がある．このような背景から，平成 27 年 8 月に「水災害分野における気候変動適応策のあり方について」が社会資本整備審議会から答申され，過剰な土砂堆積を考慮する重要性が述べられた．大規模水害を引き起こすような豪雨の場合，河床の上昇または低下量がかなり大きくなるため，治水計画において洪水中の河床変動を考慮することが不可欠となる．しかし，多くの河川の治水計画は固定床に対する不等流計算に基づいており，洪水時の河床変動による水位変化を考慮していないのが現状である．

これからの治水計画では，過剰な河床上昇や低下に注意を払う必要があると考えられる．本研究では，平野部の河道を単純化した一次元河床変動モデルに，山地流域からの土砂供給量や供給タイミングの違いを境界条件として与えて大規模洪水時の河床変動特性について検討した．

2. 解析モデル

本研究は，土砂供給条件が河川の河床変動特性に与える影響をわかり易くするため，実河川の条件を模した一様河道を対象にして行う．参考にしたのは**図-1** に示す高知県の物部川流域であり，その幹川流路延長は 71km，流域面積は 508km^2 の一級河川で，



図-1　物部川流域図 [1)]

河床勾配は上流部で約 1/40，中流部で約 1/150，下流部でも約 1/300 と急流である．

河口から 10.4km 地点の合同堰の上流域は山地部であり，崩壊や土石流が発生し下流域への土砂供給条件に影響を与える．本研究では，合同堰を山地部と平野部の境界と位置付け，下流部の河道を単純化した一次元河床変動モデルを構築した．水理計算には一次元不等流計算，掃流砂量の計算には芦田・道上の式を用いた．境界条件の違いによる河床変動の傾向を把握するため，掃流砂のみ考慮した．

一次元河床変動計算に用いる初期河床は，物部川下流部の河道を参考として作成した初期河床は，河床勾配 1/300，川幅 250m，延長 10.0km の矩形断面とし，断面間の距離 Δx を 50m とした．また，河床材料は河口から 4km 付近で実施された河床材料調査をもとに設定した．設定した河道断面と縦断形状を**図-2**，河床材料を**図-3** に示す．さらに，低水路粗度係数は n=0.033，交換層厚 a は最大粒径程度の 0.3m で設定し，下流端水位は等流水深を与えた．

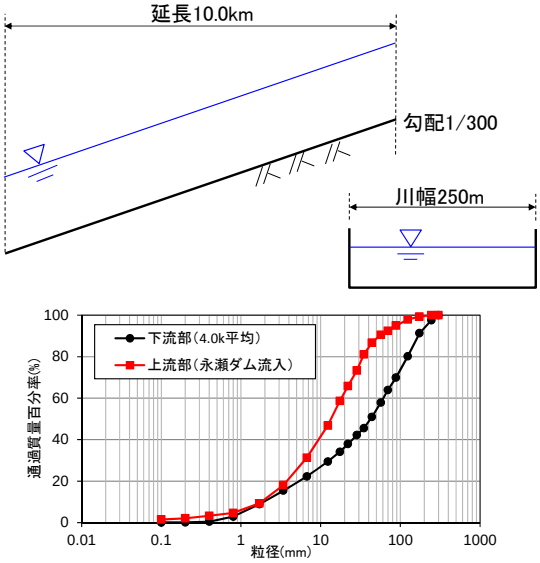


図-2　設定した初期河床及び河床材料

3. 降雨波形の違いが河床変動に及ぼす影響

河川整備基本方針で設定された**表-1** に示す計画降雨群（9 降雨波形）を対象として，降雨量は計画規模（1/100 確率：357mm/12hr），土砂供給量は平衡流砂量の 5 倍，河床勾配は 1/300 とした．

表-1 に計画降雨群の洪水継続時間及び土砂供給

の影響範囲を示す．影響範囲の定義は閾値±5cm（物部川 4.0k～5.0k 区間での流下能力が 100m^3/s 変化する場合の水位変動量に相当）である．

洪水継続時間と影響範囲の関係を**図-3** に示す．洪水継続時間が最長である昭和 38 年 8 月 10 日洪水型では，影響範囲が 1.15km と最も長く，洪水継続時間が最短である昭和 44 年 6 月 26 日洪水型では，影響範囲が 0.55km と最も短くなった．

表-1　降雨波形ごとの影響範囲一覧表

No.	降雨波形	洪水継続時間(hr)	ピーク流量 (m^3/s)	影響範囲 (km)
1	S38.08.10	55	4,161	1.15
2	S44.06.26	21	2,863	0.55
3	S45.08.21	31	4,838	0.85
4	S46.08.30	26	3,503	0.70
5	S47.07.05	48	4,020	0.90
6	S57.08.27	36	4,011	0.85
7	H05.07.28	50	4,814	0.80
8	H05.08.10	29	3,801	0.60
9	H17.09.07	41	3,678	0.90

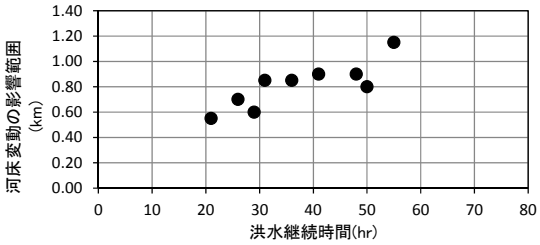


図-3　洪水継続時間と河床変動の影響範囲の関係

4. 土砂供給のタイミングが河床変動に及ぼす影響

平成 7 年 7 月に姫川での水災害では，洪水前半に河床低下し河川構造物に損傷を与え，洪水後半に多量の土砂が流入し氾濫した [2]．このように土砂供給のタイミングによって，河床低下と河床上昇による被害の両方が発生する可能性がある．そのため，本章では土砂供給のタイミングが河床変動に及ぼす影響や供給される土砂の粒度分布の違いによる影響について考察した．

計算ケースは，ピーク流量の 3 時間前，ピーク流量発生時，ピーク流量の 3 時間後に土砂を 1 時間で供給するケースを設定した（**図-4**）．全土砂供給量は，境界点における平衡流砂量の総量で設定し，粒度分布は下流部（4km 付近）と上流部（永瀬ダム流入部）での粒度分布を設定した（**図-2**）．

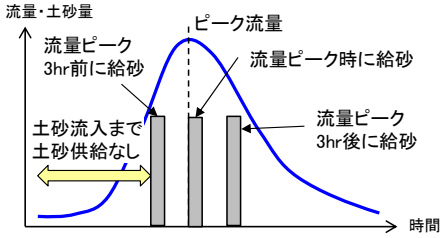


図-4　土砂供給タイミングのイメージ図

下流部の粒度分布を想定したケースについて，流量ピークの 3 時間前給砂では，流量ピーク時に河床が上昇している．反対に流量ピークの 3 時間後給砂では，洪水減水期のため掃流力が弱いため洪水後の河床は低下したままである．

上流部の粒度分布を想定したケースについて，流量ピークの 3 時間前給砂では，土砂供給時に河床が上昇しているが，流量ピーク後に河床が低下している．反対に流量ピークの 3 時間後給砂では，土砂供給以降，河床が上昇している．

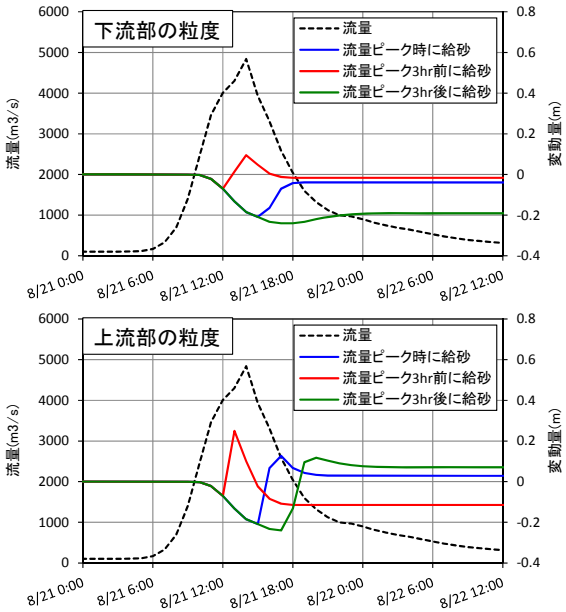


図-5　境界点から 200m 下流の河床変動量

5. おわりに

本研究では，今後の新たな治水計画の考え方の一歩になるような知見が得られた．

1) 洪水継続時間と影響範囲の関係にはある程度の相関関係が見られ，影響範囲には洪水継続時間も重要な要因である．そのため，様々な降雨波形を想定することが重要となる．
2) 土砂供給のタイミングや供給される土砂の粒度分布の違いによって洪水中，洪水後の河床変動量に違いが見られる．そのため，山地部の土砂動態の特性を把握することで土砂供給のタイミングや供給土砂の粒度を想定することが重要となる．

参考文献

1) 国土交通省四国地方整備局，高知県：物部川水系河川整備計画，p.1， 2010.
2) 杤木ら：土砂生産のタイミングを考慮した土砂生産・流出に関する研究，砂防学会誌，vol59，No.5，pp.15-22，2007.

V-072

妙寿砂防堰堤の可動式シャッターの試験運用と流砂観測データを用いた検証
－2017 年 7～8 月出水を対象として－

北陸地方整備局 立山砂防事務所 大坂剛，金子秀樹，高橋至，寺崎賢一
日本工営(株) ○長山孝彦,松田悟,古谷智彦,水谷佑,伊藤隆郭
政策研究大学院大学 水山高久，京都大学防災研究所 藤田正治

1. 緒論：立山砂防事務所では，妙寿砂防堰堤に可動ｹﾞｰﾄを有する可動式ｼｬｯﾀｰを設置し，積極的な土砂流出の制御に取り組んでいる[1)]。加えて，流砂観測のﾃﾞｰﾀを砂防事務所にﾘｱﾙﾀｲﾑで集約すると共に，山地河川における流水と流砂の不連続性，豪雨等に起因した災害発生の予警報ｼｽﾃﾑへの応用，および流域内の妙寿砂防堰堤に設置された可動式ｼｬｯﾀｰの将来的な運用を見据えて，河川に縦断的に設置した流水・流砂計測機器一式のﾃﾞｰﾀ管理も行っており，今後のｼｬｯﾀｰ運用との関連性について引き続き試験運用を行っている。

なお，今年出水期前には，妙寿堰堤堆砂敷において小型荷重計を活用した土砂堆積厚変化の測定，妙寿堰堤副堰堤部でのﾛﾊﾞｽﾄ型ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝによる流砂観測設備が改良整備され，出水期を迎えた。

平成 28 年 7 月 4 日に，千寿ヶ原にて時間雨量最大 26 mm/h(7/4 5:00)，積算降雨 288 mm の降雨があり，この降雨で妙寿砂防堰堤は水通し天端を越す出水が発生，これにあわせてｼｬｯﾀｰ堰堤の試験稼働を行った。このｼｬｯﾀｰ操作の実態と効果検証を報告する。

2.出水ならびにｼｬｯﾀｰ試験操作：7/1 より始まった降雨は，4 日朝までに積算雨量 221mm に達し（図-1)。これにより 4 日 4 時までに妙寿砂防堰堤では最大水位 10.2m を観測した(昨年度出水より 1m 高い；水通し天端まで到達：妙寿堰堤のｽﾘｯﾄ幅 7.5 m，ｽﾘｯﾄ高：8.5 m)。その後 8:00 頃には立山地方は雨域を水位低下が始まり，これ以上の水位上昇はないと判断，水位が水通し天端高さまで減衰した段階でｼｬｯﾀｰ全閉操作を実施した(図-2)。それ以降徐々に減水したが堆砂域に貯留した土砂が多く，湛水域の水深が 5m 程度となった 6 日 8:10 より全開操作を行った。なお、操作時に懸念される作動時のｼｬｯﾀｰ機械部への土砂の噛みこみは、今回の操作においても発生しなかった。

3.試験操作時の土砂流出量：操作時には目視観察並

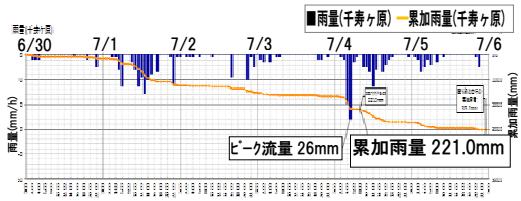


図-1 降雨状況(千寿ヶ原)

びにCCTV 画像解析より，堆積・侵食土砂量を，併せて妙寿堰堤および上下流の堰堤（上流:七郎堰堤，下流:空谷堰堤）でのﾛﾊﾞｽﾄ型ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝによる掃流砂観測成果より，出水時の流入流出土砂量を算定した。

7 月 1～6 日の計測結果より推定される妙寿堰堤でのｼｬｯﾀｰ稼働時（開閉時）の土砂移動量を表-1 に示す。一連の出水（7/6 迄）時は，12,200m^3（100%）の流入に対して，約 9,400m^3（約 75%）の土砂をｼｬｯﾀｰ稼動を含む妙寿堰堤にて捕捉堆積，約 2,800m^3（25%）の土砂が妙寿堰堤から流出，その下流で 6,300m^3（50%）新たに河道を侵食し，空谷堰堤より下流へは 9,100m^3（75%）の土砂が流出した。なお，次の出水（8/8 出水）までに



図-2 流出状況(左上：平常時，右上：7/4 ﾋﾟｰｸ時(5:30)，左下：7/6 開操作直前（8:10），右下：流出後(18:10)

表-1 流砂観測結果他より推定されるシャッター試験稼働時の土砂移動状況

出水日時	七郎堰堤からの流出土砂量(m^3)	妙寿堰堤での捕捉土砂量(m^3)	妙寿堰堤からの流出土砂量(m^3)	妙寿～空谷堰堤間での移動土砂量(m^3)	空谷堰堤からの流出土砂量(m^3)
計測手法	ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝによる掃流砂計測値にｷｬﾘﾌﾞﾚｰｼｮﾝ式を適用	目視観察並びに画像解析により算出	ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝによる掃流砂計測値にｷｬﾘﾌﾞﾚｰｼｮﾝ式を適用	空谷堰堤の算出土砂量と妙寿堰堤の算出土砂量の差分	ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝによる掃流砂計測値にｷｬﾘﾌﾞﾚｰｼｮﾝ式を適用
7/1-6（ｼｬｯﾀｰ操作有）	12,200（100%）	9,400(75%)	2,800(25%)	−6,300(50%)侵食	9,100（75%）
8/8-10（ｼｬｯﾀｰ操作無：参考）	5,400 （100%）	0	5,400(100%)	−900（20%）侵食	6,300(120%)



図-3 試験稼働の堆砂敷の状況
（左:開操作直後；中央:開操作 10 時間後；右：6 日後）

4,000m^3 程度の土砂が継続的に流出している事が画像解析による情報から算出された（図-4)。下流への土砂流出がｼｬｯﾀｰ操作により土砂の動きを鈍くしていることが確認された。

一方で，8 月 8 日には最大時間雨量 30mm，累計雨量 316mm の降雨があり，これに伴い最大水位 9m を観測する出水が発生したが，この時はｼｬｯﾀｰ操作を行わず，出水時無操作の事例を計測した。この場合は，100%の土砂流入に対して，ｼｬｯﾀｰの操作が無い状態でほぼ全量の 100%が流出し，下流域で 20%程度侵食を生じて，空谷堰堤より下流へは 120%の流出となった（表-1)。

4.ｼｬｯﾀｰ操作と流砂の応答：前述の通り，ｼｬｯﾀｰ堰堤ならびに上下流の堰堤では，流砂観測機器が設置されている[1)]。上流側では，七郎堰堤の他，真川 2 号堰堤で，下流側では空谷砂防堰堤の他，津之浦下流堰堤，本宮堰堤でも，水位計，流速計，ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝ，濁度計による連続観測を行っている。この一連のｼｬｯﾀｰ操作間の観測結果を示す。まず，各観測所（妙寿砂防堰堤より下流）での時系列変化をﾙｰﾌﾟ曲線で示す。妙寿砂防堰堤のｼｬｯﾀｰ閉塞後（7/4 8:25）の影響は，いずれの堰堤に

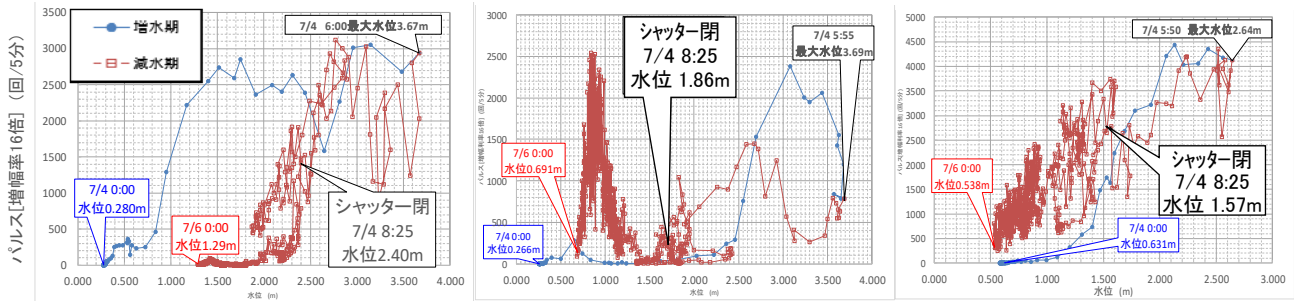


図-6 水深・ハイドロフォンパルス(掃流砂)のループ（左:空谷，中:津之浦下流，右：本宮）

おいても下流域での掃流砂は減少し，かつ急激な流出も見られず，本宮堰堤以外では右回りのﾙｰﾌﾟが観測された（図-6）。なお，減水期後半に津之浦下流堰堤にて観測値が上昇しているのは，直近で河床内工事を行っていたことを確認している。

一方で，細粒成分(濁度・ｳｫｯｼｭﾛｰﾄﾞ)の土砂濃度はｼｬｯﾀｰ操作では，妙寿堰堤直下の空谷堰堤ではﾙｰﾌﾟは右回り，本宮堰堤では左回りとなったが，操作時に大きな変化は見られなかった（図-7）。本宮堰堤では，掃流砂・細粒成分ともに左回りのﾙｰﾌﾟが得られたが，これは支川の称名川からの流入の影響と思われる。

次に，ｽﾘｯﾄ・ｼｬｯﾀｰの効果検証のため，今回（7/1-6）の開閉操作時を含む期間にて七郎堰堤，妙寿堰堤，空谷堰堤での流砂観測結果（掃流砂成分）の時系列変化を示す（図-8）。いずれも，ｼｬｯﾀｰの開状態，閉操作（→後に開放）の状態での透過部からの掃流砂の挙動と下流（空谷堰堤）への影響は，既報 [2]で報告している昨年度出水時と類似していた。

すなわち，ｼｬｯﾀｰの開状態では，ｽﾘｯﾄ部が上部・横桟，下部が開放されており，ｽﾘｯﾄとｵﾘﾌｨｽの機能の両方をもっている。水位堰上げ（3m）を境界として，流砂の捕捉機能と，洪水減水期での流出が認められた。次にｼｬｯﾀｰ閉操作（→後に開放）の状態ではｼｬｯﾀｰの閉塞で掃流砂の流出が抑制される。また，掃流成分と細粒成分（濁度）の縦断的な伝播においては，ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝを用いた観測から，掃流砂のｼｬｯﾀｰ操作の有無による違いが現れる事が確認された。一方で濁度（細粒成分）に対しては，ｼｬｯﾀｰ操作の有無に関わらず，濁度は下流に伝播する事が確認された。

5.結論： 妙寿ｼｬｯﾀｰ堰堤において，試験稼動対象流量でのｼｬｯﾀｰ操作を実施，併せて対象流量での操作無し事例を比較検証した。その結果，開操作時に捕捉(一次貯留)した掃流砂成分を遅れて流出させる，すなわち平滑化させることが，比較事例においても示された。また，今後は同流域で進められている時空間的な流砂観測に関するｼｽﾃﾑを活用し，土砂監視，土砂資源利用に向けて，ｼｬｯﾀｰ稼動ﾊﾟﾀｰﾝをさらに，試験運用と合わせた検討を進めて行く予定である。

参考文献： 1) 三上幸三ら：砂防学会誌，Vol.66，No.5，p.42-48，2013.
2) 長山孝彦ら：妙寿砂防堰堤の可動式シャッターの試験運用，平成 29 年砂防学会研究発表会概要集，p.1-10，2017.

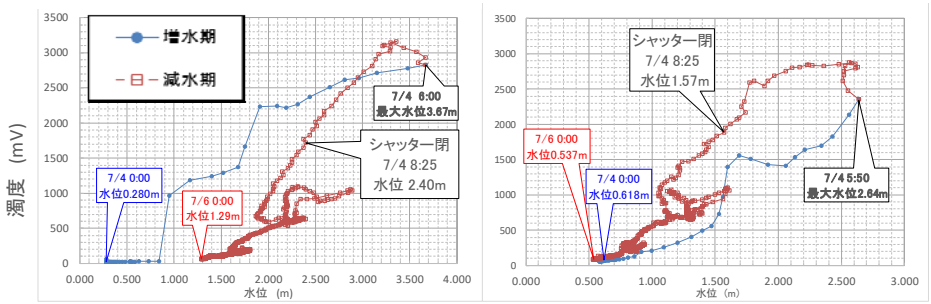


図-7 水深・細粒成分の流砂量のループ（左:空谷，右：本宮）

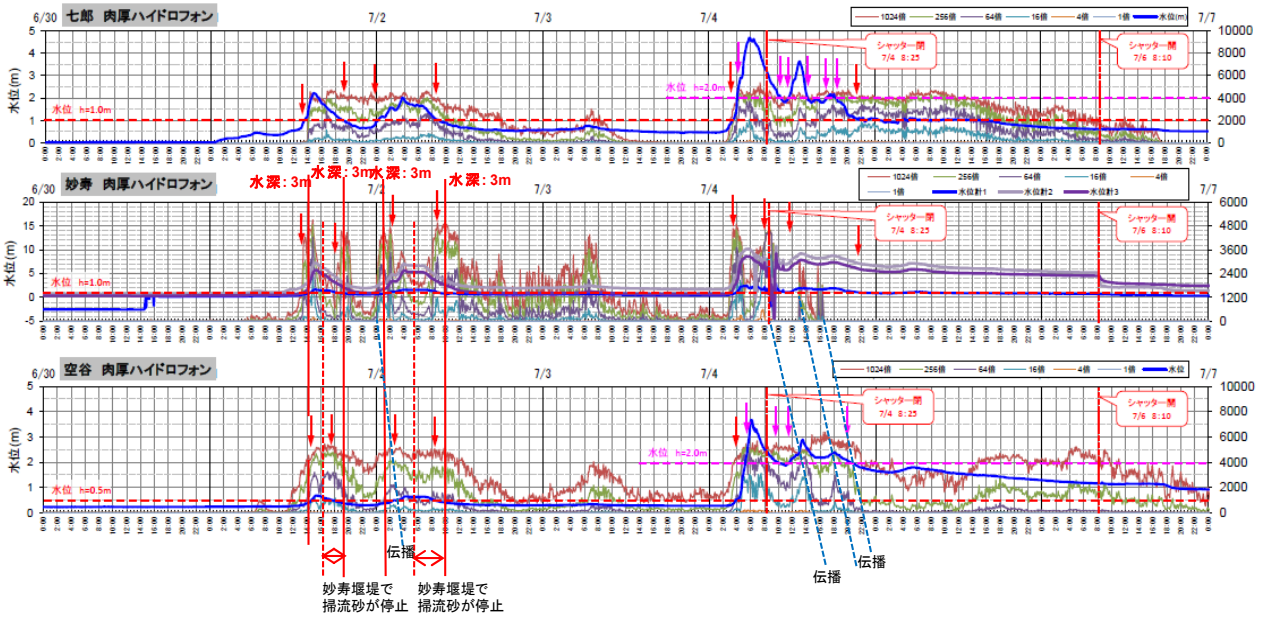


図-8 2017 年 7/1-6 出水（ｼｬｯﾀｰ稼働時）の妙寿堰堤による掃流砂の土砂調節効果

土砂移動が活発な常願寺川における流水・流砂の連続的な把握と流域監視に繋がる土砂流出解析

北陸地方整備局 立山砂防事務所 大坂 剛, 金子 秀樹, 高橋 至, 寺崎 賢一
日本工営(株) 長山 孝彦, 松田 悟, ○古谷 智彦, 水谷 佑, 伊藤 隆郭
政策研究大学院大学 水山 高久　　京都大学大学院防災研究所 藤田 正治

1. 緒論： 山地河川における出水・流砂の連続的な計測法の試み[1]が行われ，流水と流砂の不連続性や浮遊砂を除いた掃流砂やｳｫｯｼｭﾛｰﾄﾞ（以下 W.L. と示す）と水理量との関係が明らかになってきた．常願寺川本川と支川（称名川，湯川，真川）を対象とし，掃流砂と W.L. の観測法を固定して，水理・水文量に対する流砂の応答を評価してきた[2]．また，津之浦下流砂防堰堤を対象とした浮遊砂流の計測法の試み[3),4)]を通じ，流砂形態ごとの粒径別流砂量の把握を試みている．一方，平時から中小規模の降雨を対象として，流域ｽｹｰﾙでの流れと粒径別流砂量の把握に関するﾂｰﾙ[5),6)]を用いて，ある程度実用的なﾚﾍﾞﾙに達してきた．これらの試行結果を示す．

2. 流砂量のモニタリング

2.1 時系列ﾃﾞｰﾀ： 2017 年 7 月 1 日に発生した出水時の，妙寿砂防堰堤，空谷砂防堰堤，津之浦下流砂防堰堤，称名 20 号床固工，本宮砂防堰堤における観測ﾃﾞｰﾀ（水位・ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝのﾊﾟﾙｽ数）及び，津之浦下流砂防堰堤において推定した掃流砂量を**図-1** に示す．また，ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝ観測ﾃﾞｰﾀから推定した粒度分布（**図-2**，後述）より，粒径階別の掃流砂量を求めた．掃流砂量は，**図-3** に示すｷｬﾘﾌﾞﾚｰｼｮﾝ式を用いて算定した．なお，2015 年度には継続的な掃流砂観測の試みとして，ﾛﾊﾞｽﾄ型ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝ（肉厚型）を津之浦下流砂防堰堤に設置している．肉厚型ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝに関しても，標準型（3mm 厚）と同様に出水時の観測ﾃﾞｰﾀからｷｬﾘﾌﾞﾚｰｼｮﾝ式を作成した（**図-4**）．また，**図-1（a～c）**に示す掃流砂量計のﾃﾞｰﾀを見ると，津之浦下流砂防堰堤のﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝが飽和域に達していることが分かる．

2.2 粒度分布： ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝ音響ﾃﾞｰﾀは衝突する礫の運動量と相関関係にあることを利用し，出水中の粒度分布を求め，同時間帯における観測枡（津之浦下流砂防堰堤）の捕捉土砂の粒度分布と比較した（**図-2**）．これによると D_{60} 付近の推定値は，捕捉土砂と類似する結果が得られた．

2.3 W.L. と掃流砂： 本宮で観測された出水ﾋﾟｰｸ時の流量と浮遊砂量（細粒成分）及び掃流砂量の関係を**図-5～8** に示す．**図-5** より，2017 年における流量に対する細粒成分の応答は過年度の出水の中でも流砂量が大きい範囲にある．また，**図-7** では出水ﾃﾞｰﾀと比較するため，平衡流砂量式（本宮における D_{60}=30mm）を記載している．これによると，平衡流砂量式から予想される流砂量に比べ，本宮では掃流砂量は少ない．

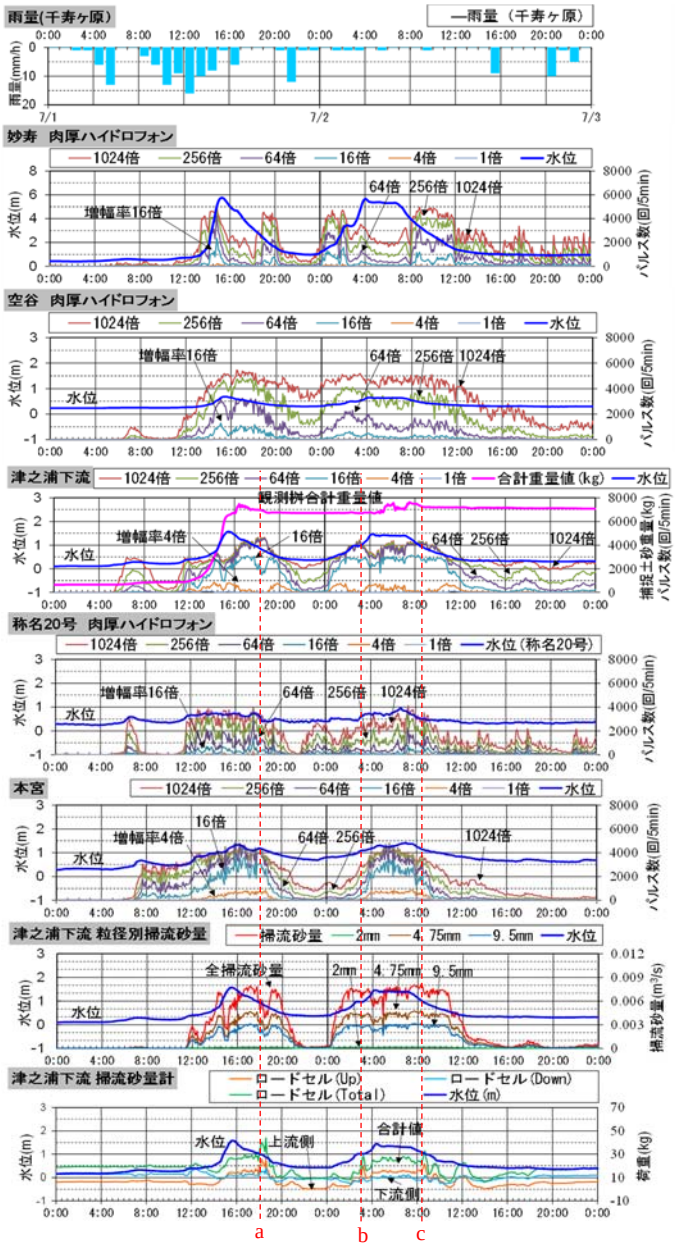


図-1　流水・掃流砂観測の例（2017 年 7 月 1 日）

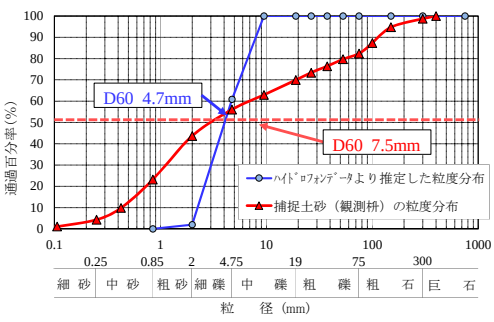


図-2　掃流砂の粒度分布の推定（2017 年 7 月 1 日出水）

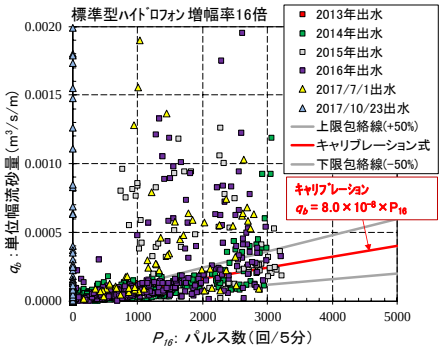


図-3 ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝﾊﾟﾙｽ数と単位幅掃流砂量の相関（津之浦下流砂防堰堤）

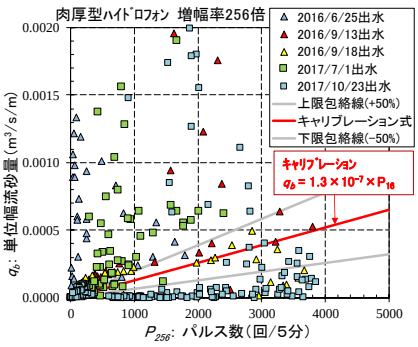


図-4　肉厚型ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝを用いた掃流砂量算定の試み（津之浦下流砂防堰堤）

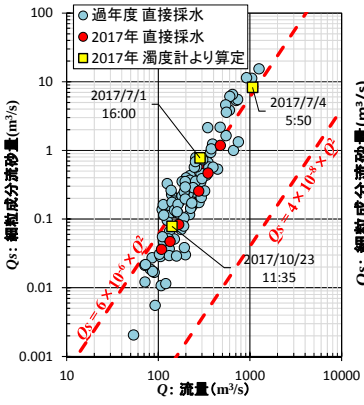


図-5 流量と W.L.の関係
（本宮砂防堰堤）
（出水ﾋﾟｰｸ時ﾃﾞｰﾀ抜粋）

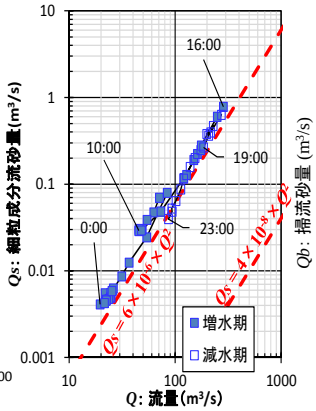


図-6 流量と W.L.の関係
（本宮砂防堰堤）
（2017/7/1 出水時）

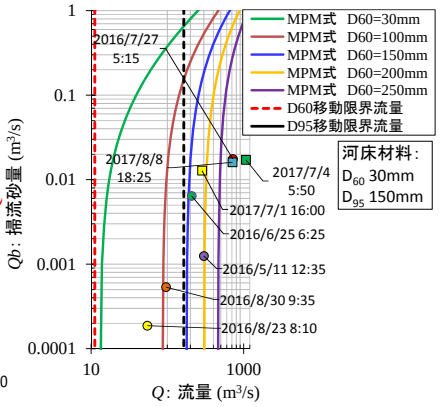


図-7 流量と掃流砂量の関係
（本宮砂防堰堤）
（出水ﾋﾟｰｸ時ﾃﾞｰﾀ抜粋）

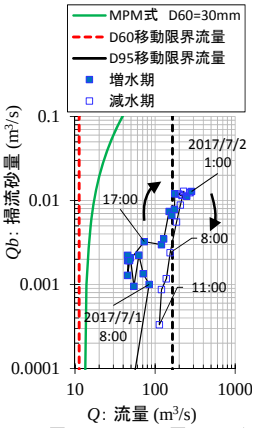


図-8 流量と掃流砂量の関係
（本宮砂防堰堤）
（2017/7/1 出水時）

平衡流砂量式を用いて，D_{60}粒径を逆算した結果，粒径が 10 倍程度の大きさになった．これは，現河床における流砂の活性度が低いことを示す．観測ﾃﾞｰﾀから，全期間の掃流砂，浮遊砂(細粒成分)の流砂量を整理した(**表-1** 左)．

3. 単位河道ﾓﾃﾞﾙを用いた流出解析：中小規模の土砂流出に対して，江頭・松木の単位河道・単位斜面ﾓﾃﾞﾙ[5]を基礎とする，数値計算ﾓﾃﾞﾙ[6]を用いた流出解析を昨年度より実施している[7]．以下では，今年度での検討の際の条件変更箇所を示す．

【対象流域】本宮砂防堰堤地点における集水域(201km²)（ **図-9**）

【降雨】2006 年 8 月 1 日～2016 年 7 月 31 日（千寿ケ原）

【供給土砂】流域内土砂生産源における土砂粒度分布(D_{60}=3.3mm，D_{90}=43.1mm)

【計算方法】2006 年～2016 年の 10 年分の降雨を 4 回繰り返し流域に与えた．1 年ごとに流出土砂量を合計し，同量を次年度の供給土砂量として与えた

3.3 計算結果：本計算での出水時における掃流砂量(Q_b)，浮遊砂量(Q_s)，流量(Q)および水深(H)の観測値・計算値比較を**図-10** に示す．浮遊砂量(Q_s)は観測ﾃﾞｰﾀが無いため計算値のみ示し，観測ﾃﾞｰﾀは，濁度をもとに算定した W.L.(Q_w)を比較した．計算値は，**表-1** と比較した(**表-1** 右)．掃流砂量が月間 10^2(m³)ｵｰﾀﾞｰや，浮遊砂成分が月間 10^2～10^3(m³)のｵｰﾀﾞｰであることが示され，幾つかの月間の流出土砂量は説明できるようである．また，掃流砂の計算値を見ると，10^1～10^2(m³/月)のｵｰﾀﾞｰの流出土砂量の再現性が悪く，巨礫も含む河床材料の粒度分布等に対する設定法の検討が必要である．浮遊砂と W.L.に対するﾓﾃﾞﾙ上の扱いや，流出解析における浸透ﾊﾟﾗﾒｰﾀのﾁｭｰﾆﾝｸﾞについても改良を行っていきたい．

4. 結論：常願寺川での流水・流砂情報の縦断的な連続観測や集中的なﾃﾞｰﾀ収集ｼｽﾃﾑの構築が進み，流砂観測による流域監視が可能となってきた．また，浮遊砂や流域全体の粒径別流砂量の把握のために，平水から中小規模の降雨に対して，単位河道ﾓﾃﾞﾙにより降雨に対する流砂の応答を再現し，観測ﾃﾞｰﾀを補完するようなｼｽﾃﾑを展開している．幾つか解決すべき課題もあるが，流域内の土砂動態の把握と総合土砂管理への方向性を，更に検討する予定である．

謝辞：単位河道ﾓﾃﾞﾙによる解析においては，京大藤田研の諸兄の助力を得た，記して感謝いたします．

参考文献：1) 堤大三ら：京大防災研年報，51 号 B，661-668，2008，2) 酒谷幸彦ら：平成 22 年度砂防学会研究発表概要集(以下，概要集)，494-495，2010，3) 田井中治ら：平成 23 年度概要集，528-529，2011，4) 三上幸三ら：平成 24 年度概要集，p510-511，2012，5) 江頭進治ら：水工学論文集，44，735-740，2000，6) 山野井 一輝ら：土木学会論文集 B1(水工学)，Vol. 70，No. 4，I_925-I_930，2014，7) 古谷ら：平成 29 年度概要集，p6-7，2017.

表-1 月別の流砂量観測結果（左）及び数値計算結果の比較（右）
（本宮砂防堰堤）

本宮	観測値(m³)		計算結果(m³)	
	掃流砂	浮遊成分	掃流砂	浮遊成分
2014/3	149	7,596	4,764	913
2014/4	0	521	76	105
2014/5	7	16,709	17	71
2014/6	304	10,529	452	236
2014/7	72	7,368	21	131
2014/8	405	14,935	20,415	20,857
2014/9	0	232	2	150
2014/10	482	15,329	21,611	5,145
2014/11	53	3,197	113	358
2014/12	53	1,571	333	842
2015/3	3	1,294	43	154
2015/4	1,383	48,125	1,769	372
2015/5	57	1,134	20	67
2015/6	0	38	100	137
2015/7	258	1,873	1,299	311
2015/8	0	欠測	4,262	13,890
2015/9	1		286	2,127
2015/10	153	17,255	1,616	973
2015/11	7	4,276	272	1,168
2015/12	115	11,737	6,526	2,392
2016/1	0	8,790	6	261
2016/2	4	8,226	81	228
2016/3	0	857	0	30
2016/4	103	6,351	95	184
2016/5	206	11,216	547	233
2016/6	55	7,961	72	149
2016/7	377	52,356	52,156	8,256
2016/8	11	5,374		
2016/9	480	13,191		
2016/10	101	3,758		
2016/11	0	369		
2016/12	25	1,576		
2017/1	0	206		
2017/2	0	1,871		
2017/3	0	286		
2017/4	112	5,180		
2017/5	30	3,113		
2017/6	0	3,943		
2017/7	229	168,071		
2017/8	577	95,669		

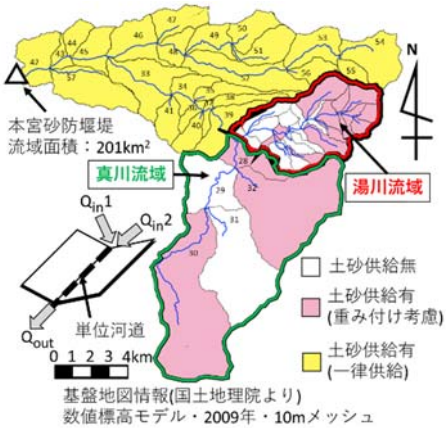


図-9 単位河道・斜面と
土砂生産条件

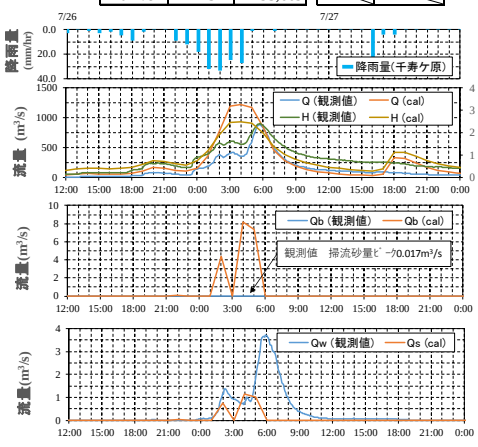


図-10 計算結果と観測値の比較
（2016 年 7 月 26 日出水）

十勝平野西部芽室川及び久山川に見られる沖積低位段丘の形成史と2016年8月豪雨での侵食

北海道大学大学院農学研究院　○古市剛久
北海道立総合研究機構地質研究所　石丸聡
国土防災技術北海道(株)　塩野康浩

1. はじめに

2016年8月末に東北地方を東から西へ横断した台風10号は北海道十勝平野西部(日高山脈北部東麓)に大雨をもたらし，大量の土砂流出，顕著な地形変化，甚大な被害を引き起こした(小山内ほか 2017; Furuichi et al. in review)．昨年の本会では，この土砂流出・地形変化現象が完新世の時間スケールでの議論するに値する現象ではないかという視点を報告した(古市ほか 2017)．本稿では，その視点に立って，十勝平野西部諸流域のうち，芽室川と久山川の沖積低位段丘に関する形成史と2016年8月豪雨時の侵食についての予察を報告する(図1)．

2. 沖積低位段丘の形成史

十勝山脈北部東麓の地質は大きく山地部と山麓部に分けられるが，山麓部では後期更新世の寒冷気候の下，基底の堆積岩を覆う砂礫層が厚く堆積し，広大な扇状地及び堆積段丘が形成された。その後の後氷期(完新世)の温暖化に伴い斜面では堆積物の面的な移動(ソリフラクション)が弱まり斜面からの岩屑の供給は少なくなり，同時に降雨増加と海面上昇に伴って最終氷期に形成された扇状地や段丘は下刻され，現河床のレベルまで河床が低下した。この河床低下の時期やプロセスの詳細はこれまで十分には解明されていないが，概念モデルとしては完新世中の相対的な温暖期と寒冷期の繰り返しの中で土砂供給量と河川流量に変動があり，それら変動に応じて低位段丘を形成しつつ河床低下が進行したと考えられる．完新世中の気候変化の影響に関しては，十勝平野西部流域でも約3000年前の埋没黒ボク土層を基底に持つ埋没ガリーが斜面に存在するとの報告がある(山本 1989)．

十勝平野西部には完新世に降下した火山灰が複数あることが知られており，沖積低位段丘の形成史解明に活用することができる(表1)．芽室川及び久山川の沖積低位段丘の地表面直下の黒ボク土層中から採取した試料からは，樽前火山起源の火山灰，渡島駒ケ岳火山起源の火山灰，及び白頭山苫小牧火山灰が見出された．このことは黒ボク土層の形成がこれらの火山灰が堆積する前(恐らく少なくとも 200 yr BP 以前)に始ったことを示しており，段丘面の離水も黒ボク土層の形成開始と同時期と考えることができる．

地表面直下の黒ボク土層の下位には砂礫層が堆積している場合が多く，その砂礫層の下位には埋没腐食土層や氾濫原土層が見られ，この埋没腐食土層や氾濫原土層中の炭片の放射性炭素年代は600 yr B.P.–3,500 yr B.P.であった．また，久山川の中流部では同一露頭に砂礫層に挟まれる3層の埋没腐食土層が見られ，それぞれの年代が上位から600 yr BP, 890 yr BP, 1310 yr BP であった．このことはこの地点の地表面に砂礫を堆積させた出水イベントの発生頻度が300–400年程度であったことを示唆している(図2)．

3. 沖積低位段丘の侵食

2016年8月イベント前の国土地理院10–m DEM とイベント後の LP 1–m DEM を比較して河川横断面の変化を見たところ，段丘の側方侵食による氾濫原の拡幅が顕著であった(図3)．特に上流部では2016年8月イベント前の横断面では V 字型を呈していた谷が，イベント後には矩形に変化した．芽室川においてイベントの前後の空中写真を比較して川幅変化を100 m 間隔で計測したデータからも，上流部から中流部区間で川幅の拡張が特に顕著である(李ほか 2018)．

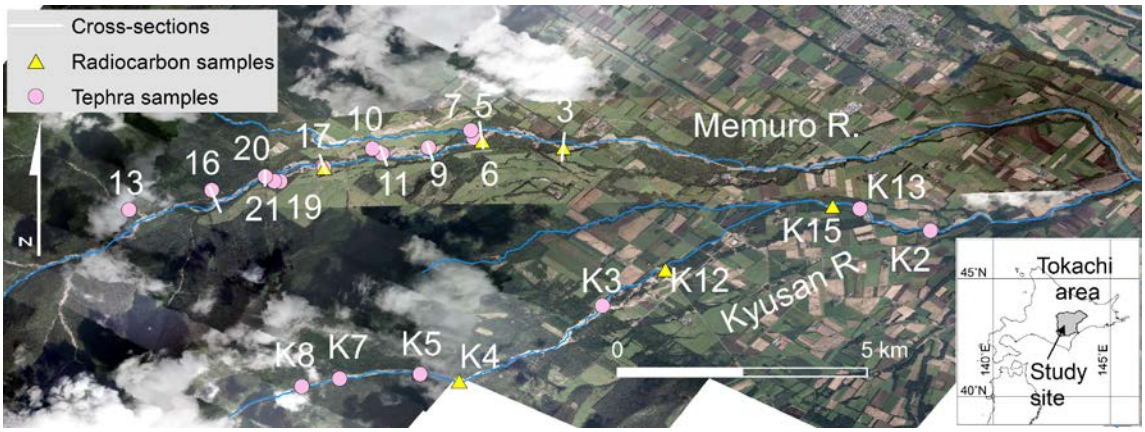
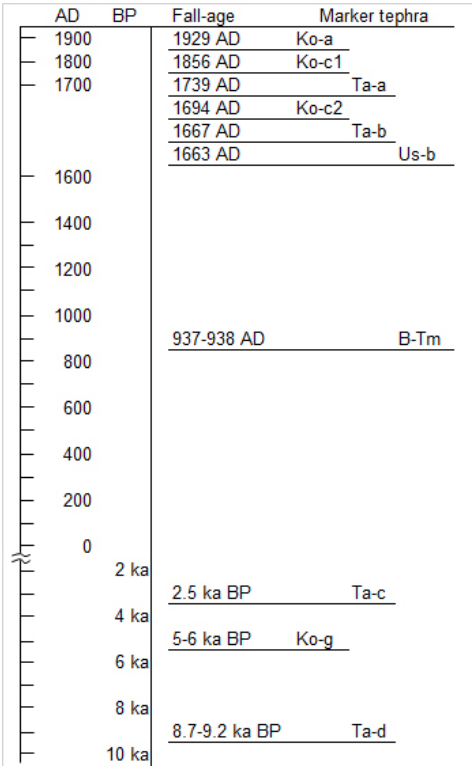


図1．調査対象地の位置及び芽室川・久山川での試料採取地点．数字のみが芽室川，K と数字が久山川

表1. 十勝平野西部に降下した可能性のある主な完新世火山灰



（Ko：渡島駒ケ岳火山，Ta：樽前火山，Us：有珠火山，B–Tm：白頭山苫小牧火山）

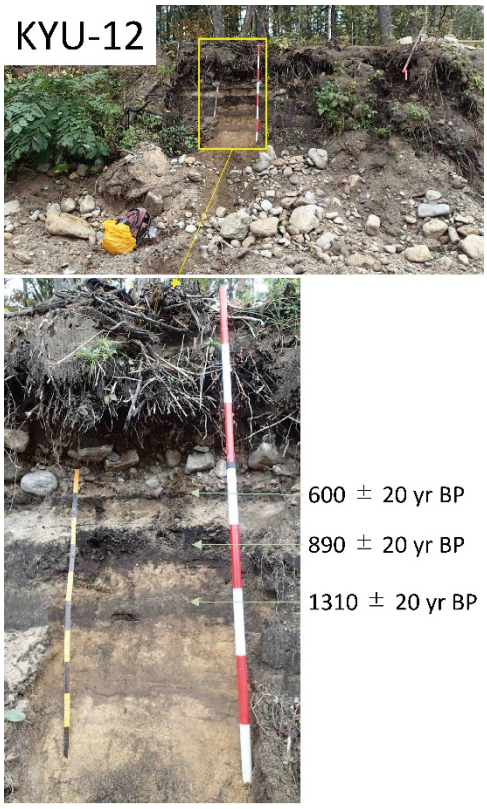


図2. 久山川上流部の沖積低位段丘堆積物中の埋没腐食土層とそれぞれの放射性炭素年代．位置は図1を参照．

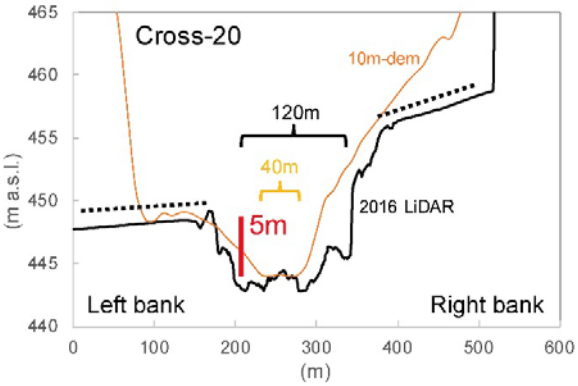


図3. 芽室川上流部における2016年8月イベント前後の河川横断面の変化．オレンジ線がイベント前，黒線がイベント後．位置は図1を参照．

4. 予察

今回得られた沖積低位段丘堆積物データからは，10^2年オーダーで繰り返されてきた洪水・土石流イベントが10^3年オーダーで土砂を堆積させてきたことが分かる．2016年イベント前後の河川横断面形状の変化は，10^3年オーダーの時間スケールを持つ土砂堆積プロセスで形成された沖積低位段丘が側方侵食されて川幅が顕著に拡がったことを示している．このような側方侵食が10^2年オーダーの間隔で発生する洪水・土石流でも同じように起り，拡幅した氾濫原が10^2年オーダーでV字型の横断面を呈するまで埋積されるのか，あるいは2016年イベントは10^2年オーダーのイベントとは規模が異なる現象であったのか，堆積物の分布範囲などの面を含めて引き続き検討していきたい．

謝辞．本研究は砂防学会，全国治水砂防協会，河川基金からの支援を受けた．

引用文献

Furuichi T, Osanai N, Hayashi S, Izumi N, Kyuka T, Shiono Y, Miyazaki T, Hayakawa T, Nagano N, Matsuoka N, in review. Disastrous sediment discharge due to typhoon-induced heavy rainfall over fossil periglacial catchments in western Tokachi, Hokkaido, northern Japan, *Landslides*.

古市剛久・小山内信智・笠井美青・林真一郎・桂真也・伊倉万理・石丸聡・布川雅典（2017）．十勝平野西部流域における2016年8月の土砂流出に対する気候変動史からの一視点．平成29年度砂防学会研究発表会概要集，R1–10，20–21.

李学強・柳井一希・塩野康浩（2018）：平成28年台風10号出水による十勝川支川の河道変化の特徴．平成30年度砂防学会研究発表会概要集.

小山内信智・笠井美青・林真一郎・桂真也・古市剛久・伊倉万理・高坂宗昭・藤浪武史・水垣滋・阿部孝章・布川雅典・吉井厚志・紅葉克也・渡邊康玄・塩野康浩・宮崎知与・澤田雅代・早川智也・松岡暁・佐伯哲朗・稲葉千秋・永田直己・松岡直基・井上涼子（2017）：平成28年台風10号豪雨により北海道十勝地方で発生した土砂流出，砂防学会誌，69(6)，80–91.

山本憲志郎（1989）：完新世における日高山脈北部の周氷河性斜面堆積物の移動期，第四紀研究，28(3)，139–157.

V-075

平成 28 年 8 月豪雨に伴う北海道上川町（層雲峡）の土石流と降雨との関係に関する考察

日本工営株式会社　○早川智也
国土交通省北海道開発局旭川開発建設部　吉川契太郎・村上泰啓
（一財）砂防・地すべり技術センター　杤木敏仁
中日本航空株式会社　皆木美宣・水野洋平
北海道大学　小山内信智・林真一郎・古市剛久

１．はじめに

平成 28 年 8 月，北海道上川町層雲峡に位置する石狩川水系黒岳沢川では，数日の間隔で連続して接近した 3 つの台風の豪雨で土砂流出が頻発し，インターバルカメラで土砂流出の発生時刻を，流域内の黒岳雨量観測所（国土交通省）で 10 分雨量を欠測なく取得することができたことを平成 29 年 5 月の砂防学会奈良大会で報告した[1)]。一方，土石流と降雨との関係としては，平成 26 年 7 月梨子沢では約 3 時間，平成 26 年 9 月柿平沢では約 2 時間の降雨継続時間であり，土石流の流出に寄与する降雨が従来の技術基準等で示されている 24 時間雨量より短いと推察された。また，工藤ら 2017[2)]では，7 地域 23 渓流において渓床土砂移動型の土石流に限っては，土砂濃度の推定から土石流に寄与した降雨は 60 分以下程度である可能性を指摘している。そこで，欠測なくデータ取得できている黒岳沢川の土石流を対象に，その流出に寄与した降雨継続時間について推定することとした。なお，本稿は砂防学会北海道支部で結成した「平成 28 年 8 月北海道上川町(層雲峡)で発生した土石流に関する調査団」（団長：小山内信智北海道大学特任教授）による調査結果に基づいている[3)]。

２．黒岳沢川

黒岳沢川は層雲峡温泉の直上流に黒岳沢川第 1 号えん堤(堤高 22m，貯砂容量 117,000m^3，除石対応)が整備されており，その流域面積は 4.5km^2 である。土砂流出時にはえん堤に土砂が堆積し，それを計測することで流出した土砂量を把握できる(表 1)。近年の土砂流出は大小 5 回観測されており，えん堤に堆積した土砂量はいずれも貯砂容量を超えていない。発生時刻については，カメラで把握できなかったものは，水位観測値がある場合は水位のピーク時，水位観測値がない場合は 10 分雨量のピーク時としている(図 1)。また，対象範囲では，平成 21 年 9 月～10 月と平成 29 年 7 月に LP 計測を実施しており，その差分図を図 2 に示した。上流域で土砂の侵食が連続的にみられ，中流域で流走と堆積を繰り返し，黒岳沢川第 1 号えん堤で顕著な堆積がみられる。写真①及び写真②に平成 28 年 8 月出水前後の現地写真を示した(写真位置は図 2 の○番号)。写真①に示したように出水前に比べ河床が低下している箇所が多くみられ，差分値で侵食(マイナス値)とでている範囲に概ね一致している。一方，写真②に示したように斜面には顕著な変化がみられない。

表１　黒岳沢川における近年の土砂流出

日付	発生時刻	土砂量 (m^3)	発生時刻の推定方法
H28. 8. 17	19:20	1, 742	水位ピーク時
H28. 8. 21	21:20	4, 900	水位ピーク時
H28. 8. 23	7:00	65, 348	インターバルカメラ
H22. 8. 24	0:10	20, 791	雨量ピーク時
H22. 9. 6	13:50	8, 718	雨量ピーク時

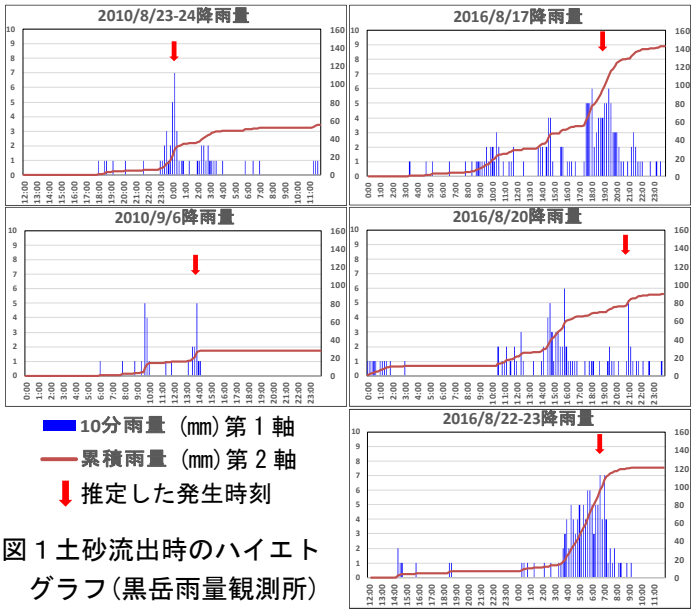


図１土砂流出時のハイエトグラフ(黒岳雨量観測所)



写真①　顕著な河床低下がみられる。



写真②　斜面に大きな変化がみられない。

差分値で斜面部にマイナス値がみられるものがあるが比較的影響が小さく，渓床土砂移動の方が連続的に土砂を生産しており，渓床土砂移動型の土砂流出が優勢であると考えられる。

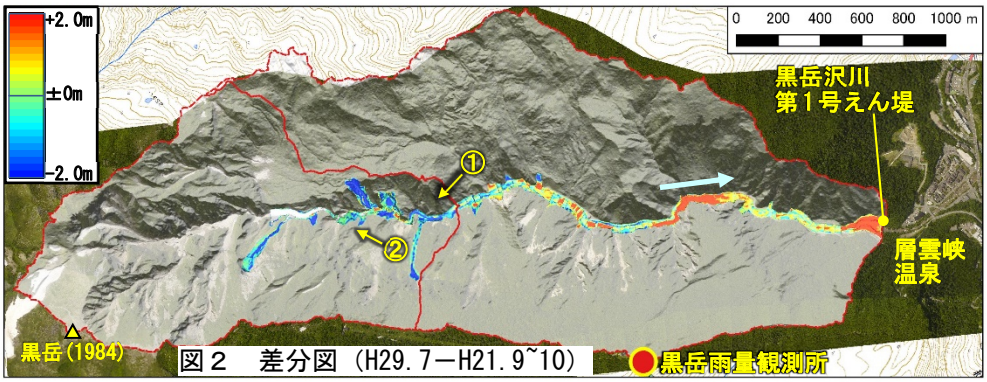


図２　差分図（H29.7－H21.9~10）

３．土砂流出に寄与した降雨の継続時間の推定方法

えん堤の堆積から把握した土砂量と，渓床勾配から理論的に導き出される土砂濃度との関係から，その土砂流出に寄与した流出水量を推定する。なお，これは工藤ら 2017[2] に準じた手法である。土石流の土砂濃度を(Cc＋Cf)とし，Cc，Cf はそれぞれ土石流中の粗礫，細砂の濃度である。(Vc+Vf)をえん堤に堆積した土砂量(m³)，Vw を土石流として流出した総流出水量(m³)とし，えん堤で捕捉されなかった浮遊土砂はあるものの，次式がなりたつと仮定する。

$$Cc + Cf = \frac{(Vc + Vf)}{Vw + (Vc + Vf)} \quad \cdots (式1)$$

ここで Vw（総流出水量）は集水面積に降雨量と流出率を乗じて求めた。その際，比較的集水面積が大きいため洪水到達時間 20 分を考慮した。

$$Vw = \left(A_{upper} \cdot Rn_{-20min} + A_{lower} \cdot Rn\right) \cdot kf \quad \cdots (式2)$$

ここで A_{lower}：下流域集水面積(m²)，Rn：土石流に寄与する降雨(m)，A_{upper}：上流域集水面積(m²)，Rn_{-20min}：Rn の 20 分前の降雨(m)，kf は流出率（1.0）である。土石流に寄与する降雨は推定した土石流発生時刻からさかのぼった累積値とし，その時間を 10 分間，30 分間，1 時間，3 時間，12 時間，24 時間の６ケースとした。一方，理論値の土砂濃度は土石流の平衡濃度式（高橋の式）を用いた。

$$Cc = \frac{\rho \tan\theta}{(\sigma - \rho) \cdot (\tan\varphi - \tan\theta)} \quad \cdots (式3)$$

ここで，ρ：間隙流体の密度(kg/m³)，σ：砂礫の密度(kg/m³)，θ：渓床勾配(3°～5°)，ϕ：内部摩擦角(35°)である。理論値の土砂濃度の算出における Cf は工藤ら 2017[2]に準じ，Cf＝0，0.13，0.38 の 3 ケースとし，それぞれ ρ=1.0，1.2，1.6 に相当する。

４．結果

式１及び式２で算出した各土砂流出の土砂濃度（実地値）を図３に折れ線グラフで示し，式３に基づく土砂濃度について ρ=1.0，1.2，1.6 のそれぞれの理論値の土砂濃度を赤い横帯で示した。その関係から、実地値と理論値が交差する付近が実地値に対して寄与した降雨であると考えられる。

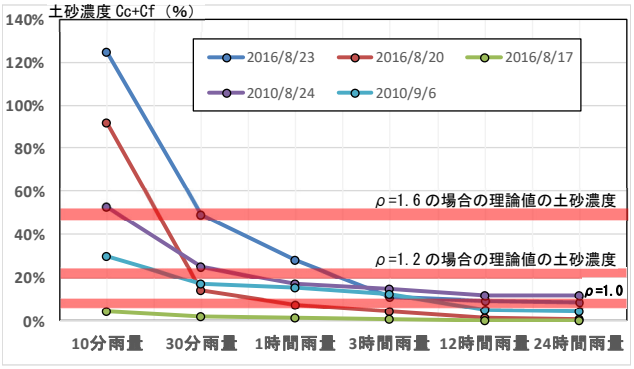


図３　降雨継続時間ケースごとの土砂濃度

その結果、H28(2016)/8/23 の土砂流出は ρ=1.6 の場合で 30 分雨量，ρ=1.2 の場合で 1 時間雨量程度が土砂流出に寄与していると考えられる。H22（2010）/8/24 の土砂流出は ρ=1.6，1.2 でそれぞれ 10 分雨量，30 分雨量，H22（2010）/9/6 の土砂流出では ρ=1.2 で 30 分雨量程度と見受けられる。間隙流体 ρ=1.0 で 12 時間雨量～24 時間雨量による土砂濃度に近づいてくる。その場合，間隙流体に細砂が含まれていない状態を示す。

５．おわりに

間隙流体中の細砂が含まれる状態の場合，土砂流出に寄与している降雨は 10 分雨量～1 時間雨量であると考えられ，既往事例や既往検討と整合する。浮遊土砂を含む細砂の量・濃度については不明点が依然として残るものであり今後の課題である。

参考文献　1)早川ら(2017)：平成 28 年 8 月北海道上川町（層雲峡）における複数の豪雨に伴う土砂流出特性，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集
2)工藤ら(2017)：LP 差分データとレーダー雨量データを用いた土石流の流出土砂量を規定する降雨指標に関する考察，砂防学会誌，Vol.70，No.3，p.3-12.
3)小山内ら(2017)：平成 28 年 8 月北海道上川町(層雲峡)で発生した土石流の実態，砂防学会誌，Vol.69，No.5，p.47-57.

V-076

十勝岳硫黄沢における治山施設整備及び森林整備の方針

応用地質株式会社　○池上 忠・本間 宏樹・黒澤 貴之・山根 誠・岡野 浩幸・鈴木 洋一郎
北海道森林管理局　計画保全部治山課　岩山 誠
北海道森林管理局　上川中部森林管理署　浅野 仁
北海道大学 大学院 農学研究院　丸谷 知己　山田 孝

1. はじめに

十勝岳の北西山麓を流れる美瑛川及び富良野川では，1926（大正 15）年の大正泥流のような融雪型泥流に対し，治山・砂防・河川事業の連携による対策事業が進められている．融雪型火山泥流の被害軽減に向けては，大正泥流の流下機構を把握することが重要であるが，対象の美瑛川水系硫黄沢川流域は，富良野川流域と比較して被害が小さく，研究が進んでいない状況である．

北海道森林管理局の治山事業に関連して実施した，平成 27～29 年度の 3 ヵ年にわたる調査結果から大正泥流の流下形態及び泥流と林相の関係について考察し，治山事業による森林整備計画及び施設計画を策定した．本報では，以上の調査検討成果の内，二次元河床変動計算及び治山事業の方針について概要を報告するものである．

2. 調査・検討手法

平成 27～29 年度の 3 ヵ年で実施した調査・検討フローについては別報告「十勝岳硫黄沢における大正泥流の流下機構」図-1 に示す．地質調査により作成した泥流流下区分図と，植生調査により作成した林相区分図及び胸高直径生長曲線図から，大正泥流の流下形態を把握すると共に大正泥流を被ったにも関わらず生き残った樹木の位置及び胸高直径を把握した．これらの結果を再現対象として二次元河床変動計算を行い，大正泥流発生時の最大流動深・最大流体力・樹木倒伏限界胸高直径等の分布図を作成した．二次元河床変動計算の結果から，森林による緩衝機能が期待できる区域（泥流緩衝林）と治山施設による整備が必要な区域を区分し，森林整備計画及び施設等整備計画を策定した．本報では，別報告図-1 調査検討フローの研究発表-2 について報告する．

3. 二次元河床変動計算結果

ピット調査を主体とする地質調査により，大正泥流の流下範囲及び浸食・堆積区分を把握し，泥流区分図（図-1）作成した．この結果により得られた大正泥流の流下範囲を再現対象として二次元河床変動計算を行い，大正泥流を想定した最大流動深分布図を作成した（図-2）．なお，ハイドロの投入量は「十勝岳（美瑛川および富良野川）火山泥流対策基本計画」によることとし，投入幅や投入位置の変更に併せて波形等をトライアルし，最も再現性が高い投入ハイドログラフを作成し計算を行った．

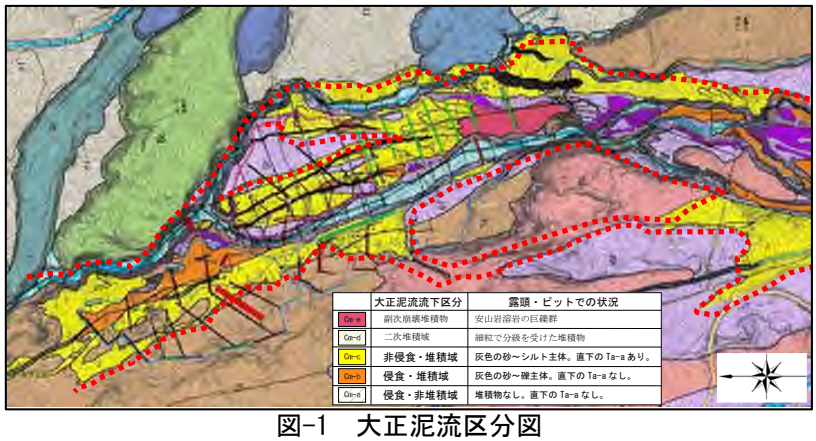


図-1　大正泥流区分図

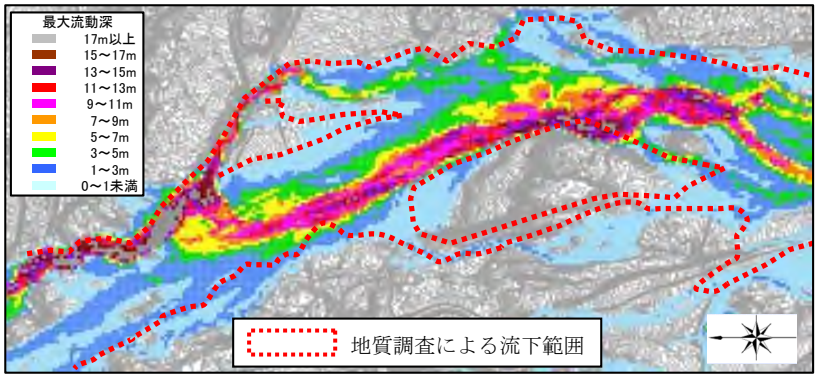


図-2　最大流動深分布図

4. 施設整備及び森林整備の方針

4.1. 泥流緩衝林の整備方針

図-1 泥流区分図に基づく大正泥流の堆積・侵食区分と現況植生の対比から区分した林相である再生林(泥流によりほぼ全ての立木が倒伏した範囲)，泥流緩衝林（非侵食域で堆積のみが発生した範囲）の内，泥流緩衝林については大正泥流を被ったにも関わらず樹木が残存していたことから，泥流緩衝林の範囲を森林整備計画対象区域とした．また，同区域に残存している樹木の生長錘調査結果から大正泥流時の樹木の DBH を推定し，最も出現頻度が高い DBH=36cm≒40cm を管理目標値とした（図-3）．

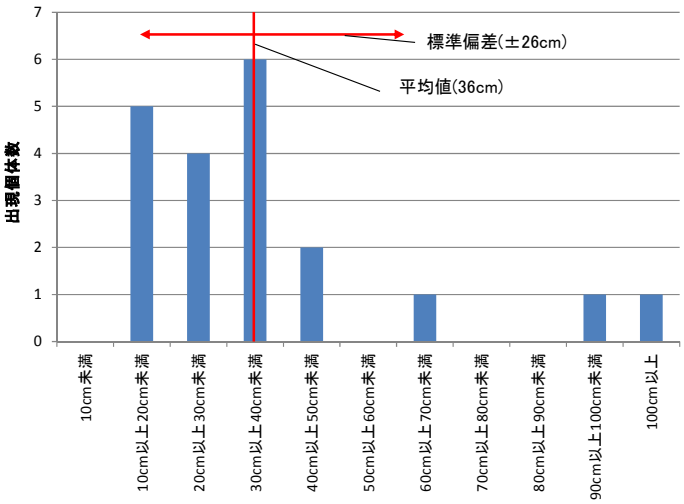
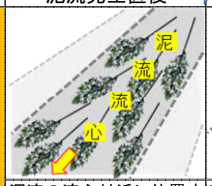
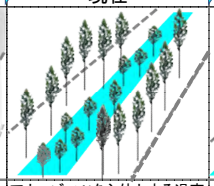
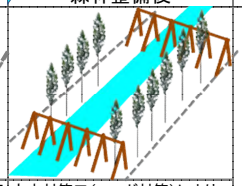
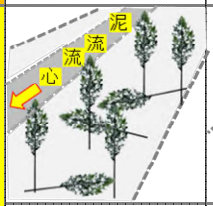
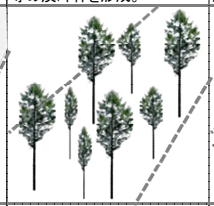
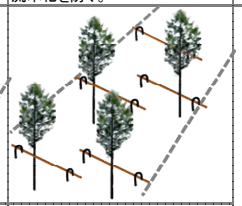
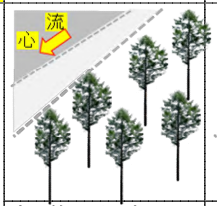


図-3　大正泥流時の樹木の DBH 分布図

4.2. 林相区分毎の整備方針及び施設整備

各林相区分（再生林，泥流緩衝林，極相林）における整備の考え方について表-1 に示す．この他，二次元河床変動計算に基づく溢流防止を目的とした道流堤，泥流の貯留等を目的とした遊砂地や既設治山ダム工の嵩上げ等を計画している．

表-1　各林相区分（再生林，泥流緩衝林，極相林）における整備の考え方

区分	大正泥流の影響と泥流発生直後・現況の林相						森林整備後の林相・整備の方向性及び整備方針		
	大正泥流の流下形態			林相模式図			整備の方向性	整備方針
	流下域	侵食	堆積	泥流発生直後	現在	森林整備後		
再生林 再生林渓流部	流下範囲内流心付近	有り	無し	 泥流の流心付近に位置するためほぼ全ての流木が倒伏。	 アカエゾマツを主体とする過密且つ形状比が悪化した一斉林。再生林流心部はハンノキ等の渓畔林を形成。	 立木対策工（ハード対策）により泥流の減勢を図ると共に流木化を防ぐ。渓流部の渓畔林は皆伐し流木化を防ぐ。	流木発生防止	整備範囲の上流及び下流に各1基の流木止工（鋼製スリット）を配置する。上流の流木止め工は更に上流からの流木を捕捉し立木への巻き込みによる被害拡大を防止すると共に、施設下流の立木に対して泥流の流体力を減勢させることを期待する。下流の立木止め工は、保全対象（白金温泉）に対して流木の流出を防止する。流心に位置する渓畔林は皆伐する。
泥流緩衝林	流下範囲内流心外	無し	有り	 泥流の流心から外れていたためDBH20cm以上の立木は残存。	 多様な樹種・樹高・形状比の樹木による混交林。	 胸高直径40cmを目標値として本数調整伐を行う。伐木は地表に固定する。	大径木林への誘導	胸高直径40cm未満の立木を段階的に抜き切りする。一回の伐採率は材積で50%以下とする。伐採木は搬出若しくは地表固定とする。地表固定の場合は、泥流による浸水時に浮力が発生し流下することが懸念されるため、逆U字型の鉄筋等により固定することが望ましい。
極相林	流下範囲外	無し	無し	 流下範囲外であるため泥流の影響圏外であった森林（極相林）。	 安定した極相林。	森林整備対象としない	整備対象外	大正泥流規模の次期泥流を想定した場合、泥流の氾濫範囲外に位置することから森林整備の対象としない。

参考文献

1) 黒澤貴之・山根誠・池上忠・本間宏樹・千葉伸一・岩山誠・浅野仁・丸谷知己（2017）：ピット調査による十勝岳大正泥流流下痕に関する報告，平成 29 年度砂防学会研究発表大会「奈良大会」，講演要旨．

2) 鈴木洋一郎・山根誠・池上忠・岩山誠・浅野仁・丸谷知己（2017）：樹木分布と年輪調査からみた十勝岳火山泥流流下履歴の考察，平成 29 年度砂防学会研究発表大会「奈良大会」，講演要旨．

3) 林野庁北海道森林管理局(2018)：十勝岳治山事業実施測量・設計業務及び解析等調査業務報告書．

十勝岳硫黄沢における大正泥流の流下機構

応用地質株式会社　○本間 宏樹・黒澤 貴之・山根 誠・池上 忠・大曾根 啓介・阿部 拓実
北海道森林管理局　計画保全部治山課　岩山 誠
北海道森林管理局　上川中部森林管理署　浅野 仁
北海道大学 大学院 農学研究院　丸谷 知己、山田 孝

1. はじめに

十勝岳の北西山麓を流れる美瑛川及び富良野川では，1926（大正 15）年の大正泥流のような融雪型泥流に対し，治山・砂防・河川事業の連携による対策事業が進められている．融雪型火山泥流の被害軽減に向けては，大正泥流の流下機構を把握することが重要であるが，対象の美瑛川水系硫黄沢川流域は，富良野川流域と比較して被害が小さく，研究が進んでいない状況である．

本報告は，北海道森林管理局の治山事業に関連して実施した，平成 27～29 年度の 3 ヵ年にわたる地質調査と植生調査の結果をもとに，大正泥流の流下形態，流動深，流体力などの流下機構に関して考察を行ったものである．

2. 調査・検討手法

平成 27～29 年度の 3 ヵ年で実施した調査・検討フローを図-1 に示す．地質調査により作成した泥流流下区分図と，植生調査により作成した林相区分図及び胸高直径生長曲線図から，大正泥流の流下形態を把握すると共に，大正泥流を被ったにも関わらず生き残った樹木の位置及び胸高直径を把握した．これらの結果を再現対象として二次元河床変動計算を行い，大正泥流発生時の最大流動深・最大流体力・樹木倒伏限界胸高直径等の分布図を作成した．二次元河床変動計算の結果から，森林による緩衝機能が期待できる区域（泥流緩衝林）と，治山施設による整備が必要な区域を区分し，森林整備計画及び施設等整備計画を策定した．本報では，図-1 に破線枠で示す部分（地質調査，植生調査，緩衝林）について H27～H29 にかけて実施した調査・検討の成果の報告を行うものである．

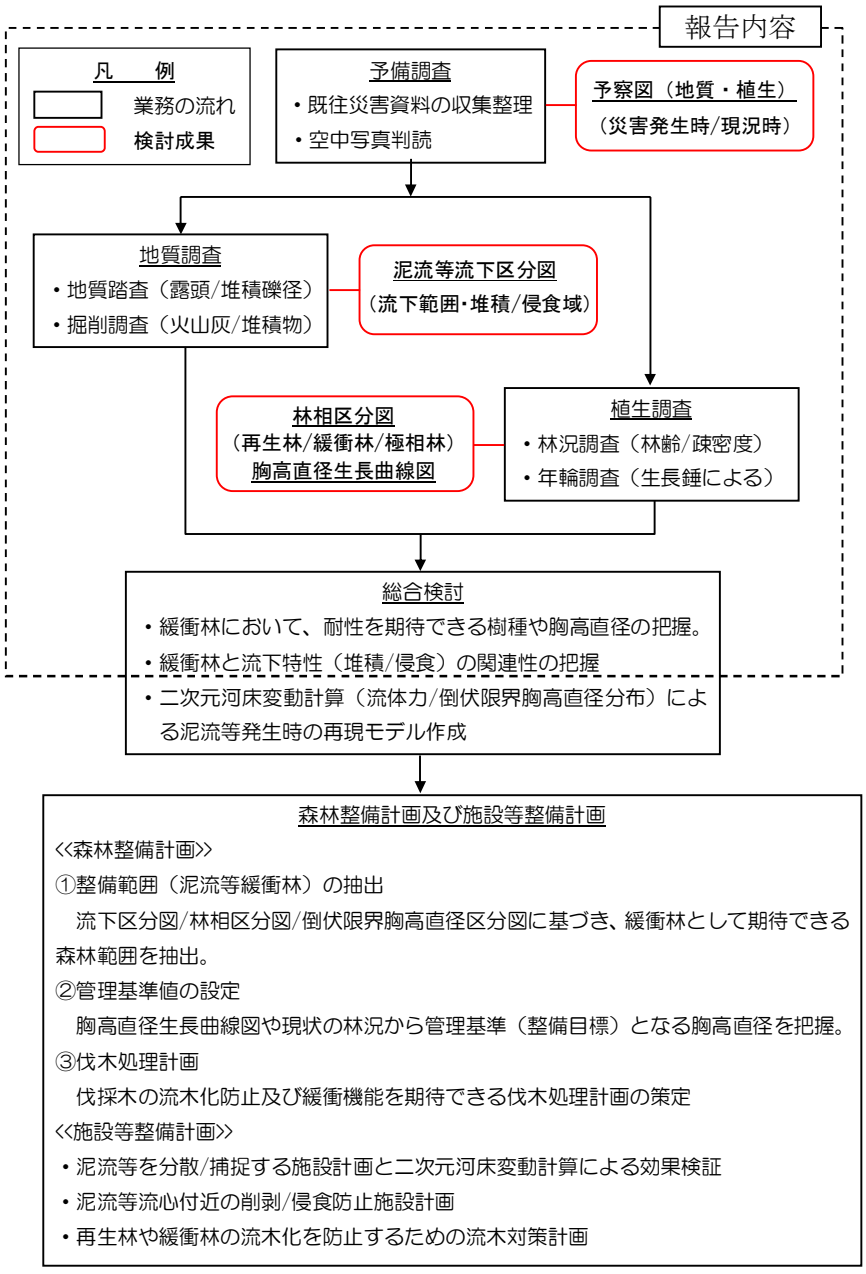


図-1　調査・検討フロー及び報告内容

3. 地質調査結果

調査対象地で実施した約 200 箇所のピット調査と露頭観察に基づき，図-2 に示すように大正泥流の流下区分を行った．発生源である中央火口丘からの岩屑なだれ堆積物は，標高約 1100m に到達するまでには泥流として成長し，幅 500m ほどの広がりを持ち，そこから標高約 900m 付近の地形遷緩線までは直線的に流下しながら侵食・堆積域を形成し肥大したと推定した（区間Ⅰ）．そこから標高約 700m 付近までは山麓緩斜面となり，泥流が谷へ集中して流心となって侵食・非堆積域を形成し，谷から尾根に溢れた泥流が減勢して非侵食・堆積域を形成した（区間Ⅱ）．さらに標高約 700m 以下では，谷の屈曲部であまり減勢せずに尾根上を流れ，微低地では直線的に侵食・堆積域を形成した（区間Ⅲ）．

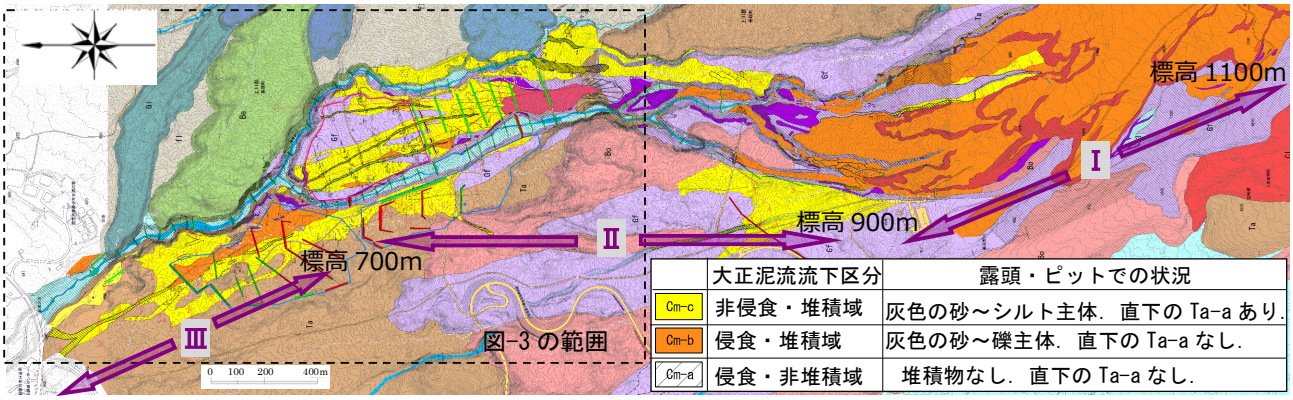


図-2　調査対象地の大正泥流流下区分図

4. 植生調査結果

大正泥流の流下痕の堆積・侵食区分及び流心の範囲と現況植生を対比し，調査対象地の林相を，再生林（泥流によりほぼ全ての立木が倒伏した範囲），泥流緩衝林（非侵食域で堆積のみが発生した範囲）及び極相林（泥流を被らなかった範囲）に区分した（図-3）．再生林に於ける成長錐による年輪調査の結果，大正泥流発生時における DBH が概ね 20cm 以上（最低 10cm）の立木が残存したことを確認した（図-4）．

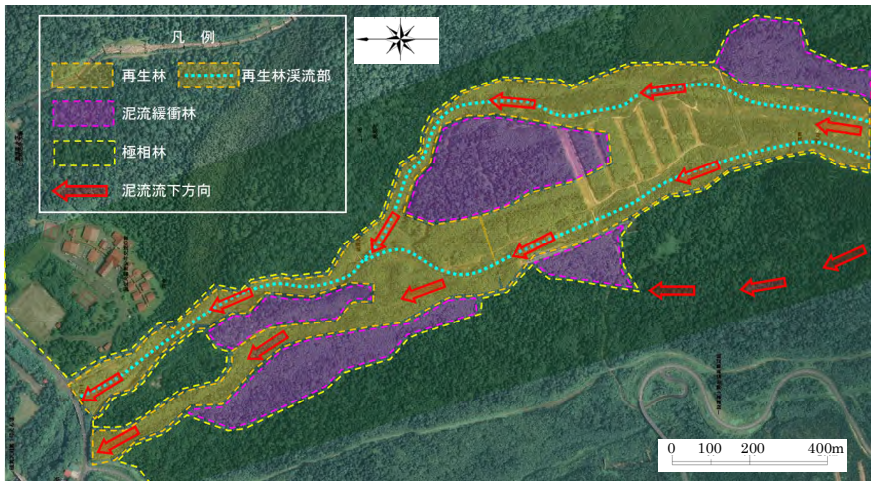


図-3　調査対象地の林相区分図

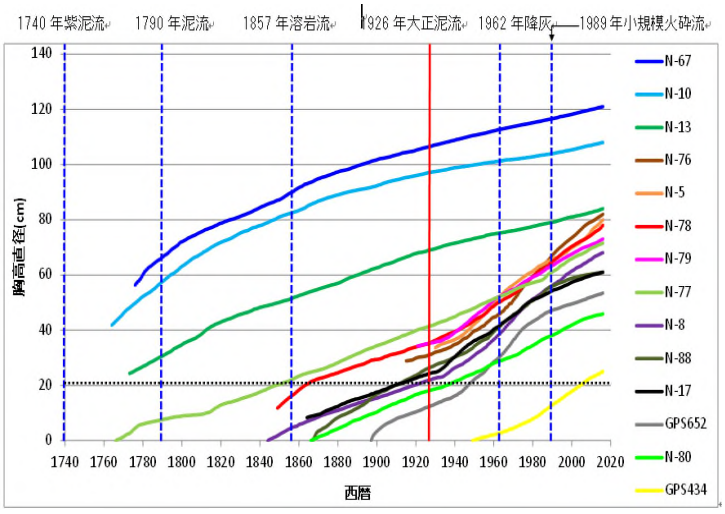


図-4　泥流緩衝林における胸高直径生長曲線

参考文献

1）黒澤貴之・山根誠・池上忠・本間宏樹・千葉伸一・岩山誠・浅野仁・丸谷知己（2017）：ピット調査による十勝岳大正泥流流下痕に関する報告，平成 29 年度砂防学会研究発表大会「奈良大会」，講演要旨．

3）鈴木洋一郎・山根誠・池上忠・岩山誠・浅野仁・丸谷知己（2017）：樹木分布と年輪調査からみた十勝岳火山泥流流下履歴の考察，平成 29 年度砂防学会研究発表大会「奈良大会」，講演要旨．

4）林野庁北海道森林管理局(2018)：十勝岳治山事業実施測量・設計業務及び解析等調査業務報告書．

V-078

泥流の振動検知に関する実験的研究

寒地土木研究所　○藤浪　武史
寒地土木研究所　　伊波　友生
寒地土木研究所　　矢部　浩規

1. はじめに

泥流の発生を検知するためにワイヤセンサが流下想定渓流に設置されている．ワイヤセンサは設置が簡易で検知原理が単純であり，災害復旧工事の安全管理にも多用されている．さらに，土砂流下状況は，上流から下流にかけて配置することで把握することが出来る．一方で，積雪によるワイヤの切断や老朽化，動物や落石による誤検知も多い．また，一度切断すると再度接続する必要があり，積雪寒冷地ではワイヤセンサの管理に多大な労力が必要である．

そこで，ワイヤセンサに代わる新たな泥流検知手法として振動センサに着目した．振動センサはワイヤセンサと異なり非接触型の検知センサであり，積雪・動物による影響の低減が可能である．一方で，泥流流下時の振動検知の実績は少なく，またそれらの関係性は依然として明らかになっていない．著者らは実験室スケールでの振動感知に関して一般的な地震計や 3 軸 MEMS 加速度センサなどで構成する自作の安価なセンサを用いて振動を検知できることを確認しているが，現地スケールでの振動検知に関して明瞭でない点が多く，性能の照査が必要であると考えられる [1, 2].

以上の背景から泥流および土石流の振動検知実験を行った．

2. 実験の概要

実験に用いた実験水路斜面を**図-1** および**写真-1** に示す．実験水路斜面は高さ約 2.6 m，幅約 0.5 m，斜度約 20°，斜面長約 7.6 m である．泥流および土石流流下の振動が斜面地盤を伝達する点を踏まえ，自然状態の地山で行った．加えて，泥流および土石流が流下する河床が水分で飽和状態であることを模擬するためにブルーシートを河床上に敷設した．

泥流は土砂を 25 %，土石を 75 %混合して実験水路斜面に 5 cm 厚で敷設し，材料の上から散水することで模擬した．土石流は土石単体を実験水路斜面に 5 cm 厚で敷設し，材料の上から散水することで模擬した．3 成分速度型地震計（CDJ-S2C-2, Chongqing Geological Instrument Factory, 中国）と加速度センサを実験水路斜面の下流端から 1.5 m 上方の実験水路中心に埋設した．埋設深は実験水路斜面下約 40 cm である．地震計センサのサンプリング間隔は周波数分析も意図して 2 ミリ秒とした．加速度センサのサンプリング間隔は長期使用を意図して 500 ミリ秒とした．

3. 実験結果と考察

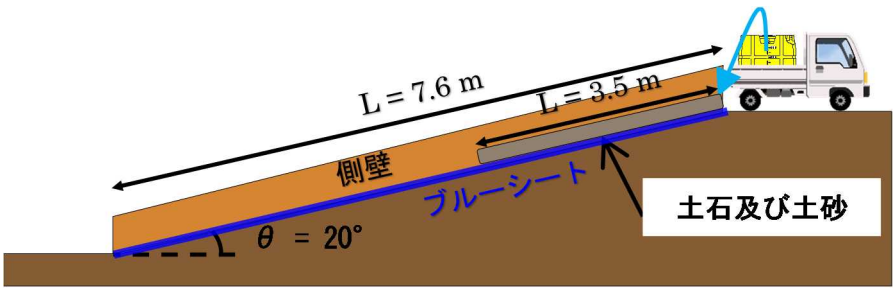


図-1　実験水路斜面　側面図



写真-1　実験水路斜面　全景

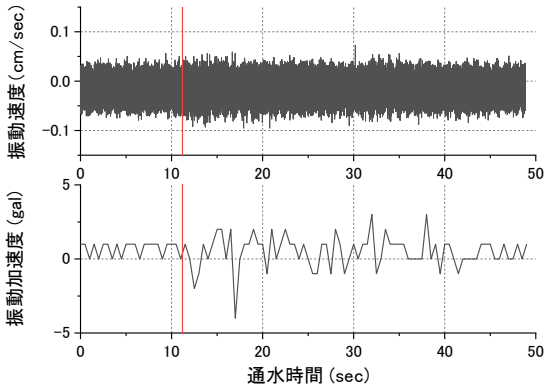


図-2　泥流流下時の振動波形

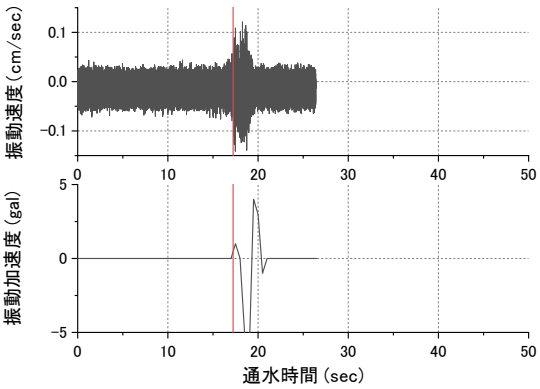


図-3　土石流流下時の振動波形

泥流流下による地震計による振動速度（鉛直方向）と加速度センサによる振動加速度を図-2 に示す．いずれのセンサも泥流がセンサ直上を通過した瞬間（図の赤線部）から波形が現れるとともに，泥流流下中は微弱な振動が長く続く様子が検知された．

土石流流下による地震計による振動速度（鉛直方向）と加速度センサによる振動加速度を図-3 に示す．いずれのセンサも土石流がセンサ直上を通過した後にピーク値を示していることが分かる．これは土石流のフロント部は水分と径の小さな礫によって構成されているため起振力が相対的に小さく，一方で後続の流れは径の大きな礫が連行されるため起振力が相対的に大きいためと考えられる．また，振動速度，振動加速度ともに瞬間的に波形が生じ，継続時間が短いことが分かった．

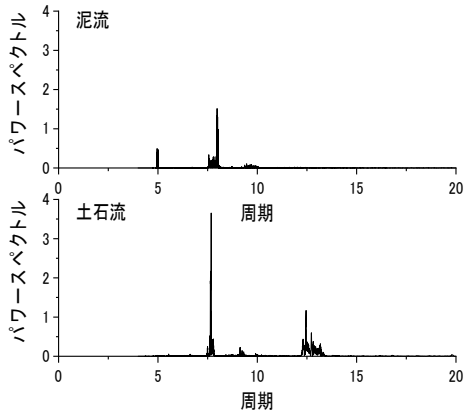


図-4　パワースペクトルの比較

泥流，土石流それぞれの振動速度から算出した振動加速度に対して，周期ごとのパワースペクトルを図-4 に示す．この時泥流のピーク周期は 7.7 秒，土石流のピーク周期は 7.8 秒でありほぼ等しい．しかし，パワースペクトルは土石流の方が大きく，また周期 12.4 秒付近でもパワースペクトルが増加していることが分かった．以上より，泥流と土石流ではスペクトル特性が異なることが示唆された．

4. 結論

自作の安価な加速度センサで泥流および土石流の流下の振動を検知することができた．この時，振動波形やスペクトル特性を用いることで，泥流あるいは土石流を判定できる可能性があることが分かった．これが実現できれば，従来のワイヤセンサなどを用いる方法に対してコスト縮減など維持管理の簡素化の可能性がある．但し，これらは実験水路においての適応性を確認した段階であり，実際の泥流や土石流での振動検知を念頭に置いた実証実験が必要である．

参考文献

1)阿部孝章，藤浪武史，船木淳悟（2014）：小型マイコンボードを用いた積雪層上の振動計測のための簡易センサの構築，寒地技術論文・報告集，Vol.30

2)藤浪武史，阿部孝章，船木淳悟（2014）：積雪層を介した土砂移動の振動検知に関する実験的研究，第 7 回土砂災害に関するシンポジウム論文集

Understanding the Variations of Internal Sedimentary Structures and Material Characteristics at Unzen using Ground Penetrating Radar

神戸大学大学院海事科学研究科　○Gomez Christopher
東京大学農学部　堀田　紀文
宮崎大学農学部　篠原　慶規
東京大学大学院農学部農学生命科学研究科　酒井　佑一
森林総合研究所　経隆　悠
九州大学大学院生物資源環境科学府　矢野　敦久
筑波大学生命環境科学研究科　北本　楽
神戸大学大学院海事科学研究科　坂本　実紀

1. Research Background and Objectives

Lahars contribute to the dismantlement of volcanic structures long after eruptions stop. And although the triggering may occur in relatively homogeneous material at first, as time passes the frequency of lahars decreases, leaving space for other erosive processes to occur in between while at the same time, older or remobilized material serves as the source of lahars, significantly modifying their triggering conditions.

The complexity of lahar deposit structures from Ground Penetrating (GPR) surveys have been evidenced at Semeru and Merapi Volcano 1), 2), 3) but along the talweg, research has only concerned valleys with regular and high volume lahars 4).

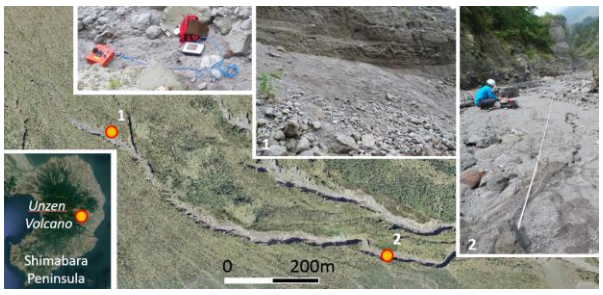


Fig. 1 Field in the Gokurakudani, at Unzen Volcano (Shimabara Peninsula).

The present research aims to image the subsurface of lahar valleys at Unzen Volcano, a complex chain of sediment transport and deposition processes.

2. Research location

The research location is in Nagasaki Prefecture (Japan), on the peninsula of Shimabara occupied by Unzen Volcano at its centre (1359 m a.sl.). The research has been concentrated on the Eastern Flank of the volcano (Fig. 1) where most of the 1991-1995 eruption modified the landscape through dome-collapsed pyroclastic flows 5) and lahars 6).

3. Method

3.1 Field acquisition

The GPR survey has been performed with a GSSI SIR-3000 mounted with a 400 MhZ antenna. The topography was recorded using a handheld GNSS (horizontal precision 5 m) and the UAV-based structure-from-motion data.

3.2 Data processing

The GPR radargram were with the Reflex platform, using the 2D processing module. First, a static time filter was applied to remove the time travelled through the air and the plastic of the antenna before reaching the soil. Then the signal was enhanced to increase the refraction patterns using the AGC gain, with a factor of 1.44. An energy loss compensation with a 1.2 factors at 80 ns was applied. Then the horizontal surface echo was minimized with a

moving average window subtraction with a window opening of 100 traces. After signal improvement, the velocity data were transformed into depth using the refraction hyperbolae created by the single blocks in the substratum. The measured velocities are between 0.04 m.ns^{-1} and 0.06 m.ns^{-1}.

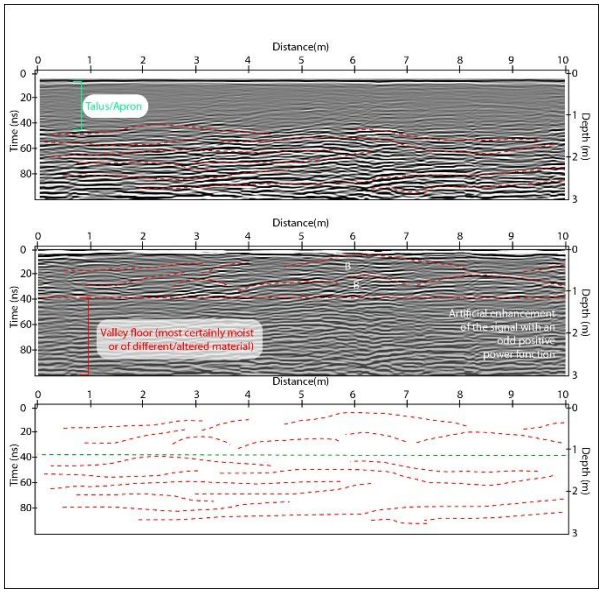


Fig. 2 Radargram at location 1 (fig. 1)

4. Results and Discussion

Starting upstream, the radargram at location 1 (Fig. 1) recorded over the apron shows two horizontal series with a clear delineation between a 1.5 to 1.8. The upper part of the structure characterizes the apron and the subhorizontal layers below are the deposits from the talweg. Those units however are different from typical lahar valley talwegs, and may be interpreted cautiously as potential remobilization of the previously present apron. Downstream, the radargram shows a series of downstream prograding layers, typical of the pattern identified at other volcanoes for valley talwegs. However, intercalated in this structure and in the upper 1 m of the structure, there is an accumulation of clasts between 20 m and 30 m, with layers displaying a multi-lenses structure (Fig. 2).

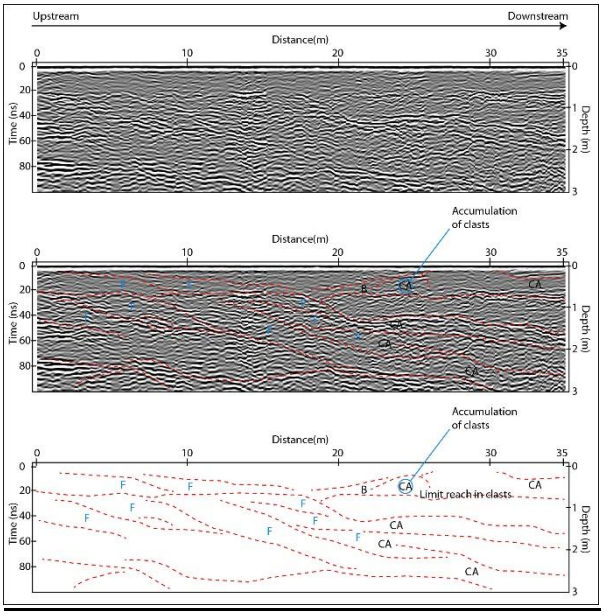


Fig. 3 Radargram for location 2 (cf. Fig. 1)

5. References

1) Gomez, C., Lavigne, F. (2016), Transverse architecture of lahar terraces, inferred from radargrams: preliminary results from Semeru Volcano, Indonesia. Earth Surface Processes and Landforms, Vol.35, No.9, 1116-1121.

2) Gomez, C., Lavigne, F., Hadmoko Sri, D. (2017), Fault Detection in the Curah Lengkong at Mt Semeru in Indonesia – Topographic and Ground Penetrating Radar Evidences. IEICE SANE 2017-44, vol. 117, No.222, 7-10.

3) Gomez, C., Lavigne, F., Lespinasse, N., Hadmoko Sri, D., Wassmer, P. (2008), Longitudinal structure of pyroclastic-flow deposits, revealed by GPR survey at Merapi Volcano, Java, Indonesia. Journal of Volcanology and Geothermal Research, Vol.176, 439-447.

4) Gomez, C., Lavigne, F., Sri Hadmoko, D., Wassmer, P. (2018), Insights into lahar deposition processes in the Curah Lengkong (Semeru Volcano, Indonesia) using photogrammetry-based geospatial analysis, near-surface geophysics and CFD modelling. Journal of Volcanology and Geothermal Research, Vol.353, 102-113.

5) Ui, T., Matsuwo, N., Sumita, M., Fujinawa, A. (1999), Generation of block and ash flows during the 1990-1995 eruption of Unzen volcano, Japan. Journal of Volcanology and Geothermal Research, Vol.89, 123-137.

6) Miyabuchi, Y. (1999), Deposits associated with the 1990-1995 eruption of Unzen volcano, Japan. Journal of Volcanology and Geothermal Research, Vol.89, 139-158.

V-080

流域の土砂生産環境に及ぼすニホンジカの影響に関する現象論的考察

信州大学農学部（現 パシフィックコンサルタンツ株式会社）　○菊池　将人
信州大学学術研究院農学系　福山　泰治郎・平松　晋也

1. はじめに

近年，日本国内ではニホンジカ（以下，シカと呼ぶ）の増加が土壌侵食に影響を及ぼす事例が多数報告されている。その実態は，シカの増加が，下層植生を衰退させ植生の土壌侵食の抑制機能を著しく低下させることにより，土砂の流亡を引き起こす原因となっている。しかしながら，シカの出現頻度と侵食土砂量の定量的把握や流域の土砂流出問題にまで踏み込んだ研究は行われていないのが現状である。本研究では，センサーカメラを用いてシカの出現頻度を観測し，斜面スケールと流域スケールでの侵食土砂量観測を実施することにより，シカの存在が森林流域内の土砂生産ポテンシャルに及ぼす影響について定量的把握を試みた。

2. 研究対象地と観測概要

研究対象地は，長野県伊那市高遠町に位置する山室川座頭沢流域である。斜面スケールでの観測は，流域内の計 17 地点に設置した土砂受け箱へと流入した侵食土砂量を原則 1 降雨毎に計測するとともに，植被率やシカの出現頻度，降雨量を観測した。流域スケールでは，設定した試験流域（0.38 km^2）の最下流部に設置した水位計と濁度計で流出土砂量を連続観測するとともに，流域内の 4 地点で植被率とシカの出現頭数を観測した。本研究では，「対象とする降雨の前後に 24 時間以上の無降雨期間を有する降雨」を 1 降雨イベントとして定義した。当該降雨イベントに対するシカの出現頻度としては，「自動撮影した写真 1 枚当たりのシカ頭数」を，対象とする降雨イベント前の降雨イベント終了時から当該降雨終了時まで集計した延べ頭数（以下，期間内利用頻度（頭/event）と呼ぶ）を使用した。

3. シカの出現が降雨時の土壌侵食に及ぼす影響

本研究では，土砂受け箱とセンサーカメラを用いた自然観測に加え，シカが土壌侵食に及ぼす影響を顕著にするため，塩化ナトリウムにより強制的にシカの誘引を行った場合の観測も実施した。自然観測とシカの誘引を強制的に行った観測地点の内，シカの出現を頻繁に確認した観測地点を代表例として，降雨イベントごとの計測結果である侵食土砂量やシカの期間内利用頻度をはじめとする観測結果の経時変化を図-1 に示す。自然観測ではシカの出現にともなう植被率の減衰や侵食土砂量の増加は確認できなかったものの，誘引を行った観測地点では，シカの期間内利用頻度の急増にともない，植被率の急減や侵食土砂量の増加が確認された。

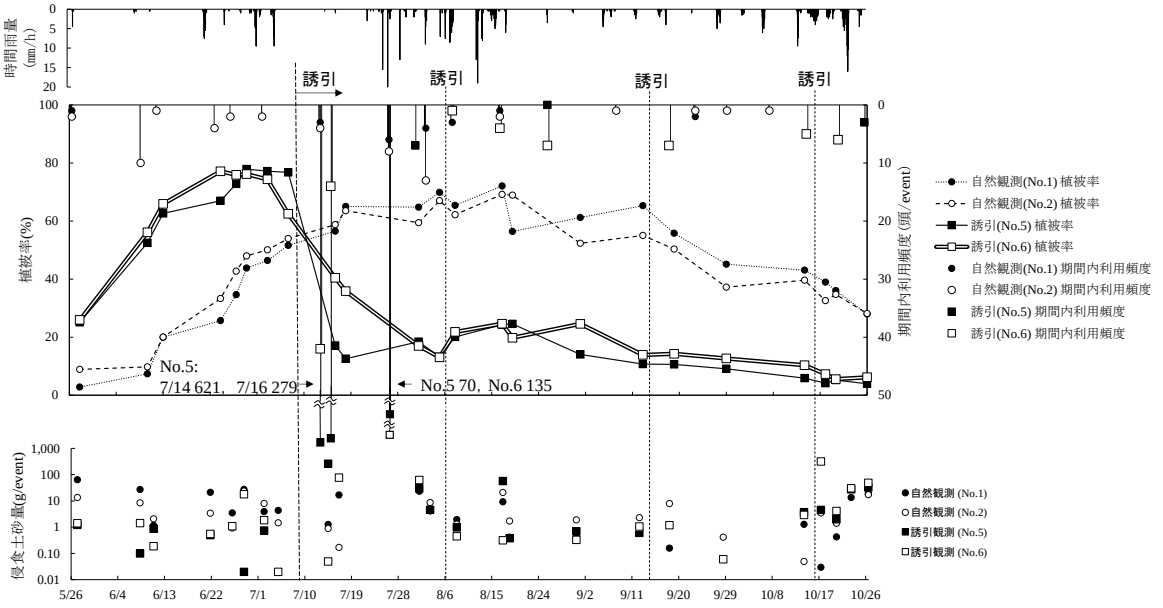


図-1 侵食土砂量・シカの期間内利用頻度・植被率の経時変化（斜面スケール）

100%から植被率を差し引いた値を「裸地面積率」と定義し，シカの期間内利用頻度と降雨量及び裸地面積率を説明変数とした侵食土砂量予測式を表-1 に示す。土壌侵食には植被率が大きく影響を及ぼし，シカの誘引による期間内利用頻度の増加によりこの傾向がより顕著になることがわかる。このことから，シカの過度な採食圧による植生の減衰が，その後の土壌侵食に影響を及ぼしているものと推察される。

表-1 各観測条件下における侵食土砂量予測式

	期間内利用頻度	裸地面積率
自然観測	$S=3.082 \cdot D^{0.054} \cdot R_t^{0.188} \cdot R_h^{0.082}$	$S=0.342 \cdot P^{0.432} \cdot R_t^{0.021} \cdot R_h^{1.228}$
自然観測＋誘引	$S=0.793 \cdot D^{0.836} \cdot R_t^{0.001} \cdot R_h^{0.121}$	$S=4.512 \cdot P^{8.402} \cdot R_t^{0.644} \cdot R_h^{0.195}$

S：侵食土砂量(g/event), D：期間内利用頻度(頭/event), P：裸地面積率(%), R_t：総降雨量(mm/event), R_h：最大時間雨量(mm/h)

4. シカの出現が流域からの土砂流出に及ぼす影響

流域スケールでの計測結果である流出土砂量，時間雨量，シカの期間内利用頻度，植被率の経時変化を図-2 に示す。全 33 降雨イベントのうち，解析対象とした 16 降雨イベントの流出土砂量とシカの期間内利用頻度や総降雨量の関係を示す図-3 より，総降雨量の増加とともに流出土砂量も増加する傾向が確認されたものの，シカの期間内利用頻度の増加による流出土砂量の顕著な増加を確認するまでには至らなかった。観測結果を基に構築した流出土砂量予測式を (1)式に示す。

$$Q_s = 0.567 \cdot D^{0.126} \cdot {R_t}^{1.067} \cdot {R_h}^{0.616} \quad \cdots\cdots (1)$$

Q_s：流出土砂量(g/event)，D：シカの期間内利用頻度(頭/event)，R_t：総降雨量(mm/event)，R_h：最大時間雨量(mm/h)

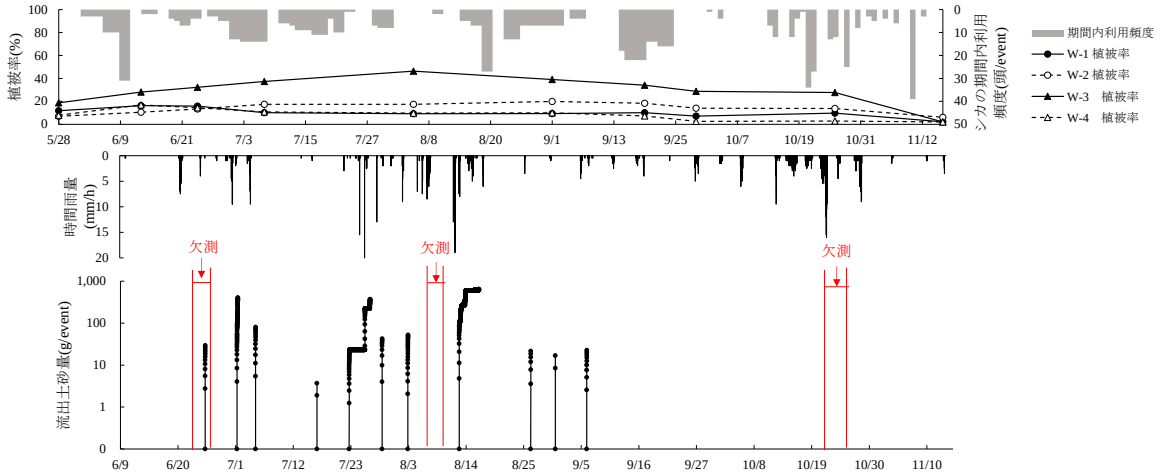


図-2　流出土砂量・シカの期間内利用頻度・植被率の経時変化（流域スケール）

(1)式より，総降雨量とシカの期間内利用頻度の累乗値を比較すると，土砂流出の決定的な支配要因は降雨量であるものの，僅かながら土砂流出に対してシカの影響も認められた。

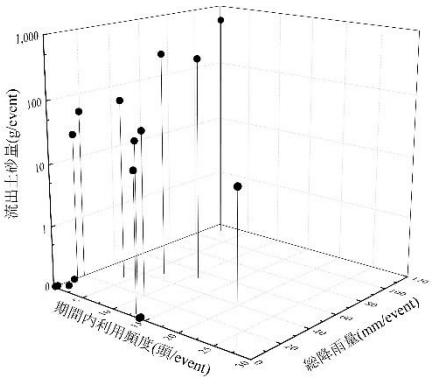


図-3　流出土砂量・シカの期間内利用頻度・総降雨量の関係

5. おわりに

本研究では，従来指摘されている，土壌侵食には植被率が多大な影響を及ぼしている事実を支持する結果が得られ，シカの誘引後にはこの傾向がより顕著になる事実から，シカの過度な採食圧による植生の減衰がその後の土壌侵食に影響を及ぼしているものと推察された。流域スケールに拡大した場合，降雨因子に比べ影響度合いは小さいものの，流域からの土砂流出にもシカが影響を及ぼすことが示唆された。今後は，頭数密度を制御した条件下で観測を行い，植生の衰退を最小限に抑えるシカの頭数密度を明らかにし，流域の土砂生産に及ぼすシカの影響を最小限度にするためのシカの密度管理の提案へと研究を展開していく予定である。

V-081

土砂生産源推定のためのトレーサ探索と粒径の影響

（国研）土木研究所寒地土木研究所　○水垣滋・谷瀬敦・新目竜一
京都大学防災研究所　宮田秀介
三重大学生物資源学部　堤大三

1. はじめに

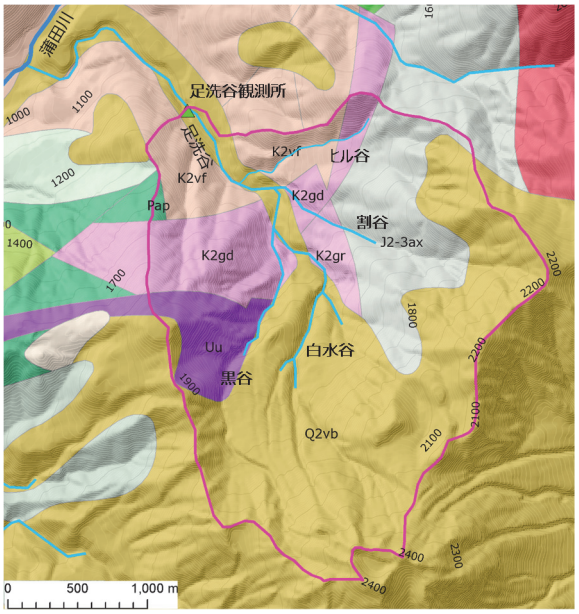
流砂系の総合的な土砂管理では、山地から下流河川・海岸・沿岸への土砂動態において、主要な生産源である山地上流域のどこからどの程度土砂が輸送され、下流河川・沿岸域に寄与するかを定量的に評価すること、すなわち土砂生産源の定量評価が重要な課題の一つとなる。欧米では、微細土砂を対象に複数トレーサを用いた多変量混合モデルが主流となっており（たとえば Collins et al., 1998）、生産源土砂のトレーサ特性から、生産源の区分法と有効トレーサの組み合わせを統計的に抽出することで、信頼性の高い生産源寄与の定量評価を行っている。わが国では、古くから海岸砂や河床材料の生産源が岩種や鉱物組成、元素組成などをトレーサとして推定されてきたが、そのほとんどが生産源土砂とのトレーサ特性の直接比較が行われておらず、生産源寄与を定量評価した事例は極めて少ない（Mizugaki et al., 2012）。また、トレーサ特性の粒径依存性により、微細土砂に用いるトレーサをそのまま砂礫に適用できない可能性があり、流砂系の総合土砂管理の観点から、幅広い粒径に適用できる生産源推定手法の構築が必要であると考えられる。本研究の目的は、様々な粒径階に適用可能な土砂生産源推定手法を構築するために、有効なトレーサ（放射性同位体）の探索と粒径による影響を明らかにすることである。

2. 方法

2.1　調査地及び野外調査　調査流域は、岐阜県高山市に位置する神通川水系蒲田川流域の足洗谷（6.7 km^2）とした（図-1）。流域内の異なる地質に区分される生産源土砂のトレーサ特性を調べるために、地質図（原山, 1990; 産総研, 2015）をもとに調査地点を 37 箇所設定し、裸地斜面の表層約 5 cm から土砂試料を採取した。

2.2　分析方法　採取した土砂試料は、絶乾した後、a～e の 5 段階（a: <0.075 mm、b: 0.075～0.425 mm、c: 0.425～2 mm、d: 2～4.75 mm、e: 4.75～9.5 mm）に篩別し、b～e については粉砕器（安井器械; PV1400(S)）で粉砕して均一化したものをγ線分析に供した。篩別した a 及び粉砕した b～e の土砂試料について高純度 Ge 井戸型検出器付きγ線波高分析装置（Ortec GWL-120-15; SEIKO EG&G MCA7600）により 1 試料につき 8 時間以上測定し、天然放射性同位体のウラン-238 系列、トリウム-232 系列、ウラン-235 系列、カリウム-40、及び人工放射性同位体セシウム-137 と放射性降下物の過剰鉛-210 の 13 種類について定量分析した。

2.3　解析方法　生産源土壌の採取地点を地質図によりいくつかの基準で分類した。異なる基準の分類グループを判



記号	地質	面積 [km^2]	[%]
J2-3 ax	中-後期ジュラ紀(J2-3)の**付加コンプレックスの基質**	1.00	14.9
K2 gd	後期白亜紀(K2)の**花崗閃緑岩**	0.78	11.5
K2 gr	後期白亜紀(K2)の**花崗岩**	0.17	2.5
U u	超苦鉄質岩類(超塩基性岩：**蛇紋岩**：オフィオライト)	0.40	6.0
Q2 vb	中期更新世(Q2)の非アルカリの苦鉄質火山岩類（**安山岩**･玄武岩）	3.82	56.7
K2 vf	後期白亜紀(K2)の非アルカリ珪長質火山岩類（デイサイト･**流紋岩**類）	0.55	8.2
P ap	ペルム紀(P)の苦鉄質深成岩類(付加コンプレックス中の岩体)（斑れい岩類）	0.02	0.3

図-1　足洗谷流域の地質構成（産総研, 2015）

別できるトレーサの組合せを抽出するため、Walling et al. (1999)の方法にしたがい、Kruskal-Wallis 検定及び判別分析を行った。

3. 結果と考察

すべての粒径階を含めた Kruskal-Wallis 検定及び判別分析により抽出された地質区分・トレーサ特性の組み合わせのうち、^{212}Pb、^{228}Ac、^{40}K 濃度の岩相区分（図-1; 産総研, 2015）による比較を図-2 に示した。岩相によってバラツキの大小が異なるものの、有意に濃度差が認められたことから、これらのトレーサの有効性がうかがえる。トレーサ濃度のバラツキは粒径階によって生じており（図-3）、とくに花崗岩（gr）は微細な粒径で ^{212}Pb 及び ^{228}Ac 濃度が顕著に高くなり、^{40}K では粒径階 c で最大となることがわかる。一方、蛇紋岩（u）や安山岩・玄武岩（vb）などは粒径効果が顕著でない。このことは、掃流砂や浮遊砂、ウォッシュロードを対象とする場合、有効な生産源区分・トレーサ組み合わせを決定する際に、流域に含まれる岩相やトレーサ特性の粒径効果に注意をはらう必要性を示している。一方、図-3 のようにトレーサ特性の粒径効果がわかれば、粒径階ごとに有効な生産源区分・トレーサ特性を探索することで、それぞれの粒径階で定量的な生産源推定手法を構築できる可能性を示している。

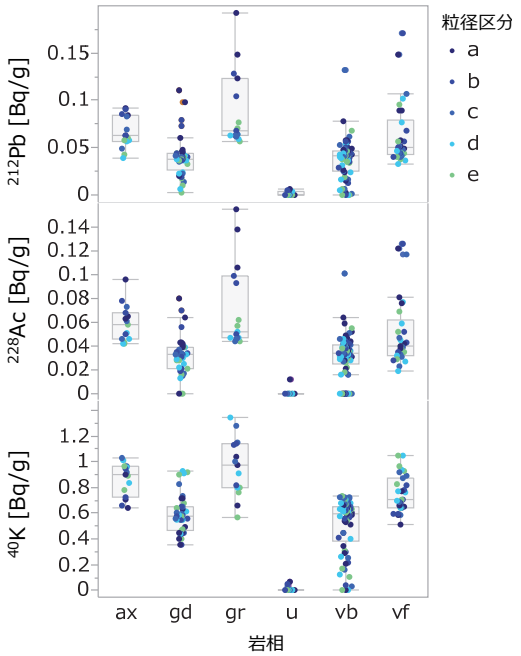


図-2　岩相区分とトレーサ濃度特性

【引用文献】Collins et al. 1998. Earth Surface Processes and Landforms 23: 31-52. 原山智. 1990. 5 万分の 1 地質図幅「上高地」・上高地地域の地質, pp. 175. Mizugaki et al. 2012. IJECE 5: 60-69. 産業技術総合研究所地質調査総合センター (編) . 2015. 20 万分の 1 日本シームレス地質図 2015 年 5 月 29 日版. Walling et al. 1999. Hydrological Processes 13: 955-975.

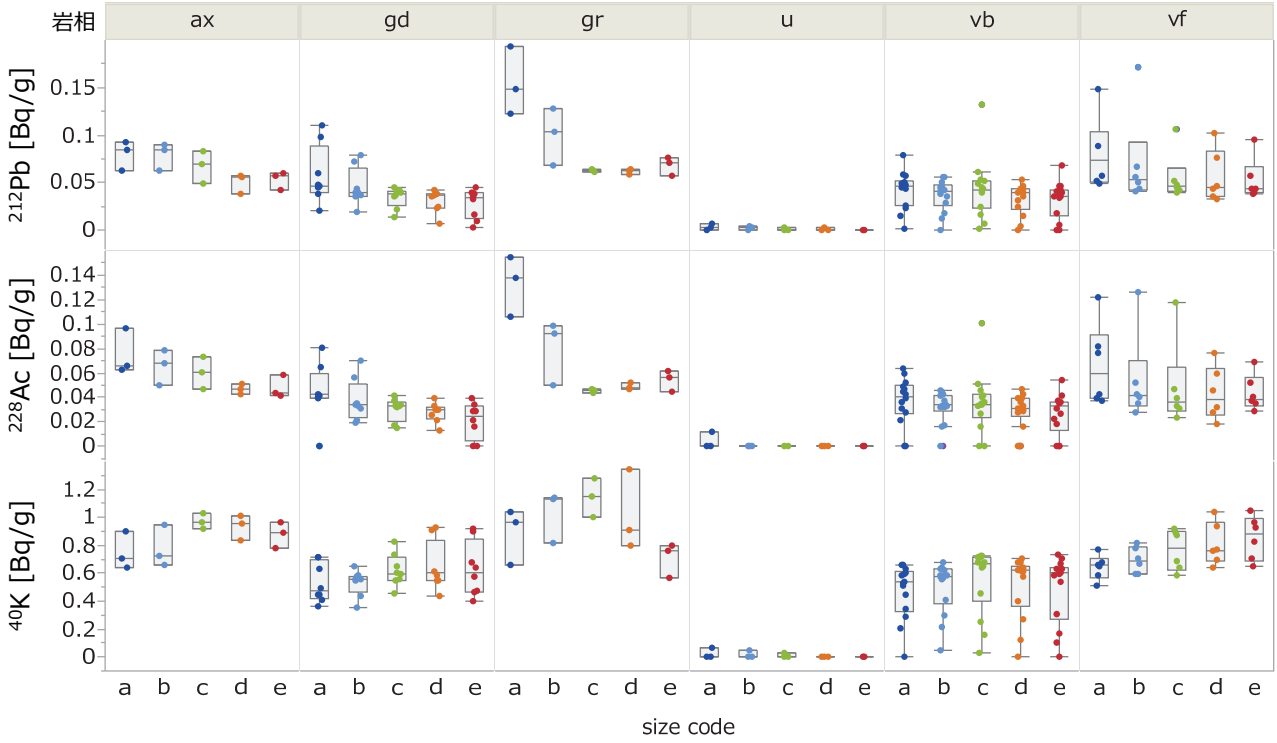


図-3　粒径区分によるトレーサ濃度特性の違い

V-082

GeoWEPP を用いた山地森林流域の長期土砂計算

東京大学大学院農学生命科学研究科　○長岡岳　堀田紀文　酒井佑一
Padjadjaran University　Kharistya AMARU

1　背景と目的

近年、流量や流出土砂量の予測を行うための様々な土壌浸食モデルの開発と適用が世界中で進められている。しかし、土壌浸食モデルは世界的に農地を対象とした適用が多く、山地に適用した例は少ない。そのため、山地流域が多くを占める我が国への適用例は僅かであり、その適用性は明らかにされていない。日本でのモデルの適用が可能になれば、ダムの堆砂の予測や、土砂災害対策への活用、森林の多面的機能の定量的な評価に有効と考えられる。本研究の目的は生態水文学研究所白坂流域を対象に、モデルを適用し実際の観測値と比較することによって、日本の山地森林流域に対するモデルの適用性を明らかにすることである。

2　解析対象地

解析対象地である生態水文学研究所内の白坂流域は、愛知県瀬戸市に存在し、流域面積は 88.5 ha で、地質は流域全域が風化花崗岩である。標高 295 m から 629 m の山地に属し、土壌は主として褐色森林土から成っている。年平均気温 13.5℃、平均年雨量は約 1900 mm で夏季に雨が多い。現在の植生は大部分が落葉広葉樹天然林、一部が針葉樹人工林である。本流域は過去に里山として利用され、人為的な伐採利用が行われた結果裸地率は 1930 年代には約 11%だったが回復し、裸地率は 1980 年代には約 4%、2000 年代以降は約 0%になっている。長期にわたり気象・水文・土砂データが存在し、日本の流域の多くと同じく、元々ハゲ山だった経歴を持つことが本研究の対象地とした理由である。

3　データと解析手法

解析には、ArcGIS のプラグインである GeoWEPP を用いた。

入力データには、5 m グリッドの数値標高地図、100 m グリッドの土壌図と土地利用図、生態水文学研究所で観測された 1942 年から 2011 年までの降水量・最高気温・最低気温を使用した。計算結果と比較するデータには、流出水量、流出土砂量を用いた。

実測データが十分存在する中で最も条件の異なる 2000 年代と 1950 年代の条件下でそれぞれパラメーターフィッティングを行った。パラメーターは、WEPP データベース内の「Tree-20 year old forest」土地利用ファイル・「20-yr forest loam」土壌ファイルをベースに植生などの条件から文献値を参照して定めた。計算結果を実測データと比較することで, GeoWEPP による水・土砂流出量の長期的な再現性を検討した。パラメーターフィッティングは、サイトの依存性が大きく適切な値を与えるのが難しい有効透水係数、河道中心の浸食可能深に関して行った。

4　結果

まずは水文部分を再現するのだが、年間の水収支については Penman-Monteith 式を用い、不透水層を導入することにより概ね再現することができた。2000 年以降のパラメーター設定に関しては、有効透水係数を 30 mm/h、河道中心の浸食可能深を 250mm 以上にしたときに、流量・流出土砂量ともに良好な再現がみられた(図 1)。日単位での流量は観測値と比べ大きなばらつきがあったが、系統的な大きなずれはなかった。年平均の斜面浸食量は 194 トン、河道浸食量は 54 トンであった。1950 年代のパラメーターフィッティングにあたって、まずは植生被覆率の違いを反映させた。斜面パーツのうち、現在は人工林となっているものの土地利用をデータベース内の休耕している農地を表す「fallow」に変更しその流域全体に対する面積率を 12%にしたうえでパラメーターフィッティングを試みた。パラメーターフィ

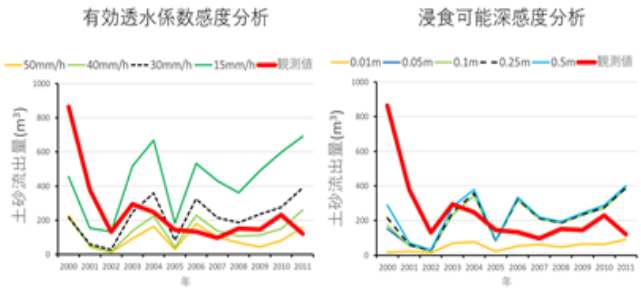


図１　2000 年代感度分析結果

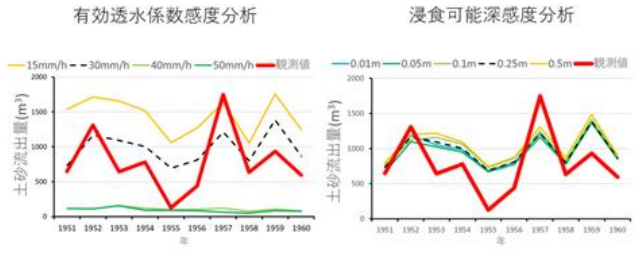


図２　1950 年代感度分析結果

ッティングを行うパラメーターは、時間変化により大きく変化する可能性のある河道の浸食可能深と斜面の有効透水係数の二つとした。有効透水係数は 30mm/h、浸食可能深はいずれも大きな違いはなかった(図２)。年平均の斜面浸食量は 2029 トン、河道浸食量は 626 トンであった。

土砂量の観測値と計算値の比較を図３に示す。観測値は当初は 1950 年代の条件下での結果に適合していたが、時間の経過とともに 2000 年代の条件下での結果と適合するようになった。

5　考察

本研究においては、まず水文過程を再現する際に、実際の森林流域と同じく、表面流をほとんど発生させないことにより流量を再現することができた。それゆえ、白坂流域の現実の土砂生産を考慮すると、斜面以外の土砂生産源の存在が推察される。白坂流域においては、河道に堆積した土砂が主要な土砂生産源である可能性が高いと考えられる。

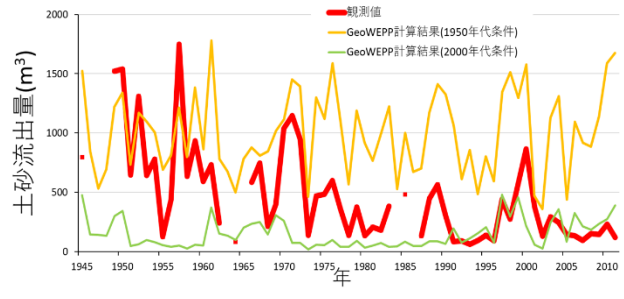


図３　土砂流出量の長期比較

本研究において、1950 年代は表面流の割合が大きく、浸食可能深の影響が小さかったことから、浸食において斜面における浸食が中心であったのに対し、2000 年代は表面浸食の割合が小さくなり、浸食可能深の影響も比較的大きいことから、浸食において河道による侵食の影響が大きくなっているという浸食動態の変化を見ることができる。

本研究において、2000 年東海豪雨のときは再現性が低かった。また、その他にも再現性が低い箇所があり、その時は短期間に大量の降水があるところがほとんどであった。以上のことから、短期間の降水による崩壊が発生することにより予測が外れることがあると考えられる。

しかしながら、全般的にみると土壌浸食モデルの一つである GeoWEPP により全体的に良く水・土砂流出を再現することができた。1950 年代と 2000 年代の比較を通して、土地被覆のみを変更し他は同一のパラメーターを使用しても良い再現を得られた。また、図１からわかるように、パラメーターフィッティングをしていない 1960-1990 年代に関しても、実際の被覆率と対応するように観測値が 1950 年代の被覆条件での計算結果から 2000 年代のそれへと変化していることがみられる。以上のことから、適切な植生被覆率を与えることで，土壌浸食モデルを用いた流域土砂動態の長期的な予測／評価が可能になると考えられる。より詳細な植生分布や土層厚といったパラメーターの正確な調査を行うことにより、より正確にモデルを適用できることが期待される。

謝辞

データの提供をしてくださった愛知県生態水文学研究所には心より感謝を申し上げる。

参考文献

Amaru,K. and Hotta ,N.(2018):平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集 IS-02.A-66-A-67.

Dun, S, et al. (2009): J. Hydrol. 366(1-4): 46-54.

V-083

裸地斜面における冬期土砂生産の実態把握と予測モデルの提案

信州大学農学部（現　山梨県庁森林環境部）　○田澤　侑士
信州大学学術研究院農学系　　平松　晋也・福山泰治郎

1. はじめに

凍結融解による土砂生産は発生規模が小さいものの毎年恒常的に発生するため，流域内での不安定土砂の堆積量は年数経過とともに増大することになる。不安定土砂が降雨，融雪，地震等により再移動すると，土石流化し下流に甚大な被害を及ぼす恐れがある。このため，本研究では凍結融解に起因した生産土砂量を予測し，山地流域における冬期土砂管理に資することを目的として与田切川流域内にモデル断面を作成し，凍結融解による土砂生産の実態を把握した。

2. 研究対象地と観測概要

本研究では長野県上伊那郡飯島町に位置する与田切川流域内の広葉樹森林内(標高 1,140m，傾斜 38°)に高さ 140cm ×幅 100cm の観測断面(図-1)を設け，気温，地温，土壌体積含水率，日射量，風速を観測するとともに，凍結融解により生産される土砂量を計測した。

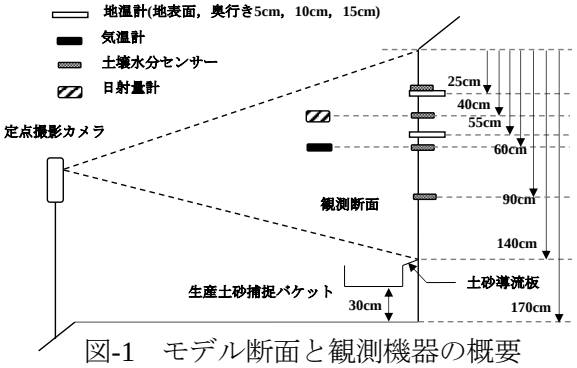


図-1　モデル断面と観測機器の概要

3. 観測結果

観測項目の経時変化を示す図-2 より，気温が低下し地表面地温が継続して 0℃を下った 2016 年 12 月 28 日~2017 年 2 月 22 日では，断面の凍結が進行し，土砂生産は抑制されていることがわかる。2 月 23 日以降は，気温と地表面地温が 0℃を境に上昇と下降を繰り返し，1 日サイクルで断面の凍結と融解が繰り返され，土砂生産が活発化するようになった。特に，地温上昇が断面の奥行 5cm や 10cm深度まで及ぶようになった3月中旬以降では多量の生産土砂量が確認された。

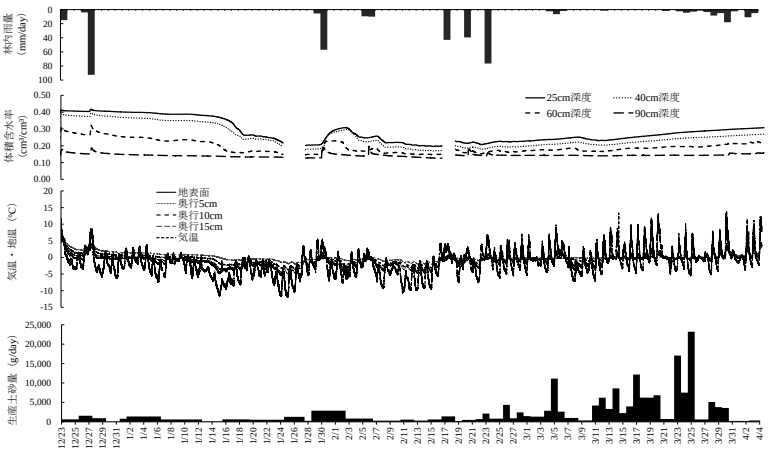


図-2　観測期間における各観測データの経時変化

4. 凍結融解に起因した生産土砂量予測式の提案

凍結融解に起因した土砂生産現象の影響要因として，土層の凍結や融解に使用される伝熱量と，土層の凍結量を規定することとなる体積含水率に着目した。本研究では伝熱量を地表面付近のパラメータを用いた「大気から地表面への伝熱量」と地表面と断面内部での地温差に基づく「地表面から土層内部への伝熱量」の 2 種類に区分し，生産土砂量予測式を構築した。大気から地表面への伝熱量は(1)式に示す熱収支式を用いて算出した。

$$Rn=H+IE+G \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

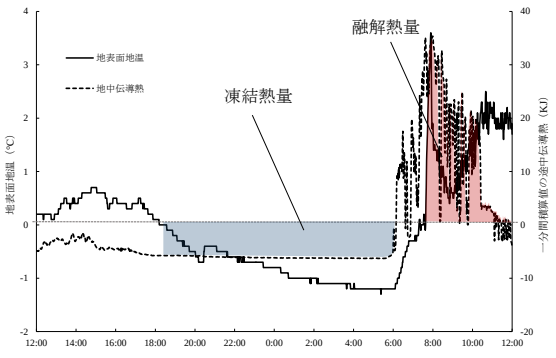


図-3　凍結熱量と融解熱量算出の模式図

ここに，Rn：正味放射量，H：顕熱輸送量，IE：潜熱輸送量，G：大気から地表面への伝熱量である。地表面地温と(1)式により得られる大気から地表面への伝熱量を用いて，図-3 に示すように地表面地温と伝熱量が負の値を示した期間における伝熱量の積算値である「地表面凍結熱量：凍結指標」と地表面地温と伝熱量が正の値を示した期間における伝熱量の積算値である「地表面融解熱量：融解指標」の経時変化を求めた。

以上の結果得られた土砂生産イベント毎の地表面凍結熱量と地表面融解熱量及び生産土砂量の経時変化を図-4 に示す。

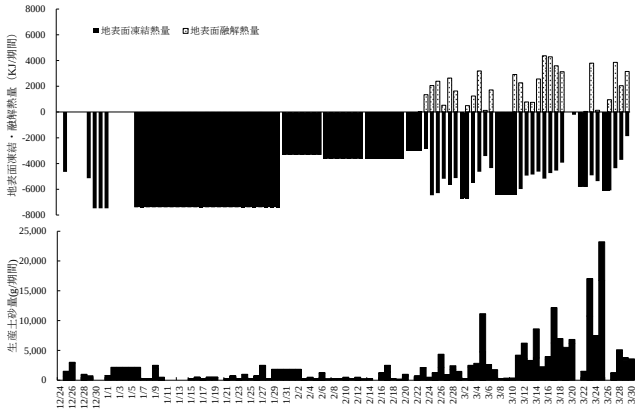


図-4　地表面凍結，融解熱量の経時変化

図-4 より，2016 年 12 月 23 日~2017 年 2 月 22 日では断面の凍結が進行し，地表面融解熱量はほとんど発生しなかったため，土砂生産は抑制された事実が明らかになった。2 月 23 日以降になると地表面融解熱量と地表面凍結熱量は 1 日サイクルで繰り返し交互に発生し，土砂生産が活発化するようになった。「地表面凍結熱量」，「地表面融解熱量」，「断面凍結直前の体積含水率」を説明変数として構築した生産土砂量予測式を(2)式に示す。

$$S=6.55\cdot Ec^{0.15}\cdot Ew^{0.70}\cdot \theta^{0.26} \quad (2)$$

ここに，S：生産土砂量(g/期間)，Ec：地表面凍結熱量(KJ)，Ew:地表面融解熱量(KJ)，θ:断面凍結直前の体積含水率(cm^3/cm^3)である。(2)式より算出された生産土砂量の計算値と実測値の関係を示す図-5 より，(2)式による土砂生産の実測値と計算値の間にはバラツキが若干ながらみられた。この原因としては，「熱収支式（(1)式）で算出した大気から地表面への伝熱量では断面内部の地温変動が考慮されていない」といった事実が挙げられる。

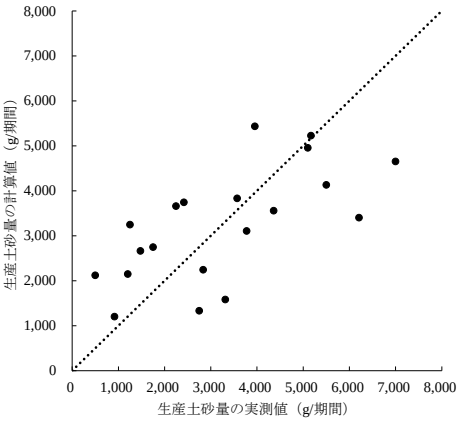


図-5　実測値と計算値の関係

上記の事項を勘案し，(2)式中の大気から地表面への伝熱量の代わりに地表面と奥行 10cm 地点の地温変化を用いて求めた「地表面から断面内部への伝熱量」を土砂生産の説明変数として用いて構築した土砂生産予測式を(3)式に示す。

$$S=2.1\cdot 10^4\cdot Ec_{0\text{-}10}^{0.01}\cdot Ew_{0\text{-}10}^{0.31}\cdot \theta^{1.06} \quad (3)$$

ここに，$Ec_{0\text{-}10}$：地表面→10cm 凍結熱量(KJ)，$Ew_{0\text{-}10}$：地表面→10cm 融解熱量(KJ)である。(3)式より得られた生産土砂量の計算値と実測値の関係を示す図-6 より,(3)式の再現精度は良好である事実が確認された。(2)~(3)式を比較すると，(3)式は(2)式よりも凍結熱量，融解熱量の影響が小さいことがわかる。これは地表面と土層内部の熱移動は大気と地表面の熱移動ほど鋭敏ではないことによるものであると推察される。

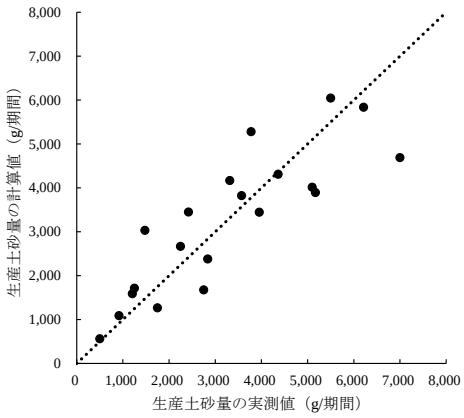


図-6　実測値と計算値の関係

5. おわりに

気温と地表面地温が 0℃を境に上昇と下降を繰り返すことで土砂生産が活発化する事実が確認された。また，本研究で提示した(2)~(3)式より，断面の凍結量を規定する体積含水率が凍結融解による土砂生産現象に強く影響している事実が明らかになった。今後は，土砂生産予測式の精度向上や物理的妥当性の検討を図り，裸地斜面における冬期間での土砂生産現象に対する予測モデルを活用した土砂生産管理手法の提案へと研究を展開していく予定である。

V-084

プレート型ハイドロフォンの流砂量換算手法に関する提案

国土技術政策総合研究所　　桜井亘，内田太郎
高原晃宙（現：国土交通省砂防部保全課），小松美緒
株式会社 コルバック　　○吉村暢也，鶴田謙次

1. はじめに

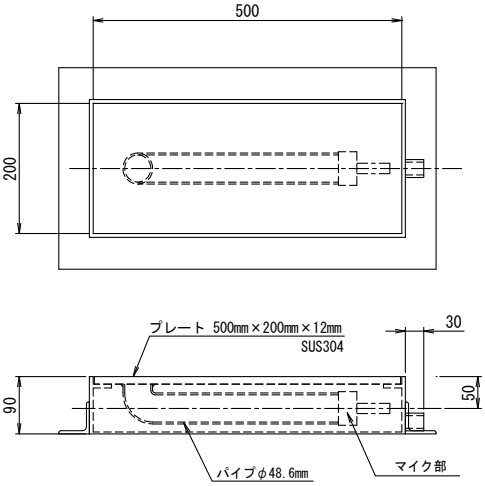
近年，掃流砂量観測としてステンレス製のパイプに移動する礫を衝突させて，その音を計測するハイドロフォン計測装置を使用した観測事例が増えてきている。しかし，ステンレス製のパイプに移動礫が衝突するため早期にパイプが損傷することがあり，損傷に強い高強度タイプのハイドロフォンが望まれている。

本検討では，高強度タイプのプレート型ハイドロフォン（以降，プレート型と呼ぶ）を対象として，流砂量の換算方法を従来のパイプ型ハイドロフォン（以降，パイプ型と呼ぶ）と同様の手法を用いて検討を行い換算手法の課題等の抽出したものである。

2. プレート型ハイドロフォンの説明

プレート型は，幅 50cm×長さ 20cm×板厚 12mm のステンレス製のプレートの下部にパイプ型を取り付けたものである。パイプ型の板厚 3mm に対してプレート型の板厚は 12mm となっており，礫衝突に対して強度が増している構造となっている（**図-1** を参照）。

プレート型ハイドロフォン　標準構造図
図-1



3. 流砂量換算手法

ハイドロフォン計測値から流砂量に換算する主な手法としては，計測値をパルスに変換してパルスの数と流砂量との関係から換算する手法と計測値を音圧積算値にして流砂量との関係から換算する手法がある。今回検討では，音圧積分値から流砂量に換算する手法を用いて検討した（詳細は参考文献 1）と 2）を参照）。ここで，音圧積算値と流砂量との関係式を**式(1)**に示す。

$$Sp = \alpha \cdot f(nc) \cdot Qsc \qquad \text{----------式(1)}$$

ここに，Sp：ハイドロフォン計測値で音響波形の上位包絡線の時間積分値「以降，音圧積算値と呼ぶ」（V・sec），α：音圧積算値と流砂量との比例係数（V・sec／cm^3），f(nc)：検出率，干渉によって音響波形が打ち消される割合，nc：単位時間内にハイドロフォンに衝突する粒子数（個/sec），Qsc：ハイドロフォンに衝突した流砂量の合計（cm^3）。

検討は，既往の現地水路実験の結果を利用して式(1)に示す比例係数αと検出率 f(nc)を求め，さらに**式(1)**による計算土砂の検証および課題抽出を行った。

4. 現地水路実験

現地水路実験は，平成 28 年度に天竜上流河川事務所管内の生田観測所で実施した現地水路実験のデータを利用した。実験は，現地のプレート型ハイドロフォン直上に簡易水路（B=50cm×L=180cm，水路勾配 i=5°）を設置して，水と土砂を流下させて音圧積算値を計測した（**図-2** と**写真-1** 参照）。実験ケースは，粒径を変えて１粒子ずつ計測したケースを１１ケース（個別衝突ケース），混合粒径の土砂の土砂量を変えた１２ケース（集団衝突ケース）である。

また，実験時の流速は３段階に変化させて V=0.8,2.0,2.9m/s（無次元掃流力 τ_*=0.5,1.0,1.1）について実施した。ただし、集団衝突ケースについては V=0.8m/s のケースは計測していない。個別衝突ケースは比例係数αと検出率 f(nc)の算出，集団衝突ケースは結果の検証に使用した。

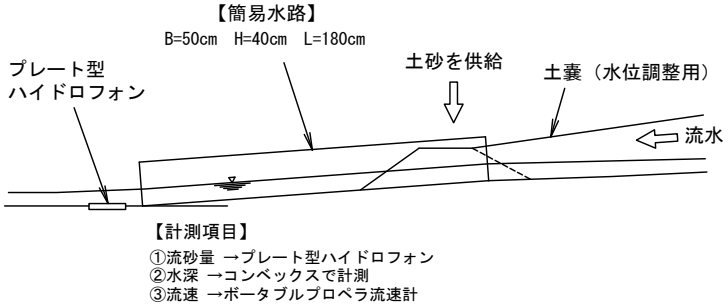


図-2　現地水路実験



写真-1　実験実施状況

5. 検討結果と検証

(1) 比例係数 α

個別衝突ケースで供給した 1 粒子ごとの土粒子体積と計測値の音圧積算値から比例係数 α を計算した。計算結果を整理したものを**図-3** に示す。また，この図にはパイプ型の結果（文献 1)）も合わせて示した。この**図-3** によると，プレート型の比例係数 α は 6.13×10^{-4} となった。パイプ型の $\alpha=1.04\times10^{-3}$ と比べて約 0.6 倍の値となり，若干小さな値となるが大きな相違は生じない結果となった。

ただし，**図-3** の土粒子の体積の小さいケース（体積 0.52cm³，粒径 10mm）について見ると傾向から外れている結果となった。この結果について，**図-4** に示す粒径 10mm の音響波形を見ると複数回土粒子が衝突しており粒径の小さいケースほどその傾向であった。この複数回衝突したことが傾向を外れた原因の 1 つと考えられる。また流水ノイズの影響も考えられる。

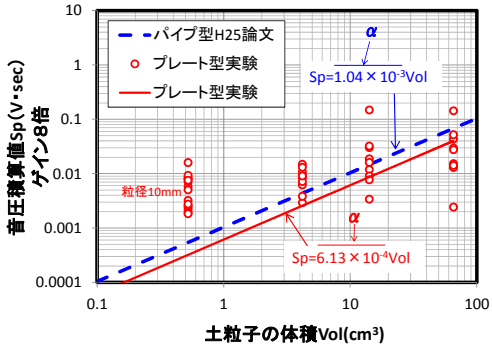


図-3　土粒子体積と音圧積算値との関係

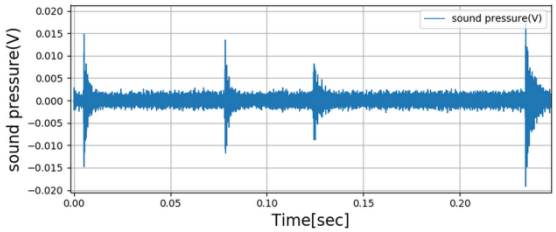


図-4　音圧波形（粒径 10mm のケース）

(2) 検出率 f

検出率 f は音響波形の干渉によって打ち消される割合で，モンテカルロシミュレーションにより求めた（計算方法は文献 1) と 2) を参照)。また計算は粒径 5mm, 10mm, 20mm の混合粒径で実施した。

計算結果を**図-5** に整理した。この図にはパイプ型の結果（文献 1)）も合わせて示した。計算結果としては衝突粒子数が少ない時にパイプ型と若干違いが生じているようである。

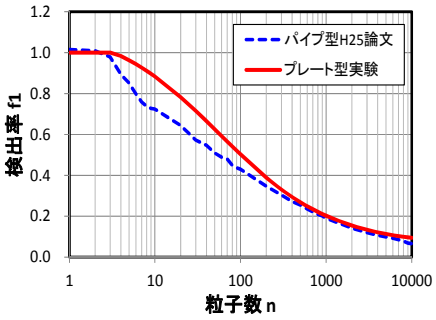


図-5　粒子数と検出率との関係

(3) 検証

集団衝突ケースの計測値を使用して，実験時の供給土砂量と検討により求めた比例係数 α と検出率 f および実験時計測による音圧積算値 Sp を使用して**式(1)** から計算した土砂量で比較した。

結果を**図-6** に示す。この結果によると実験で供給した土砂量に対して，計算された土砂量は，供給土砂量の約 33%であった。残りの約 67%がハイドロフォンに衝突しない割合と考えれば衝突率が約 33%となる。

パイプ型での既往の検討結果ではハイドロフォンの衝突する割合が 30～70%（無次元掃流力 0.1～0.3 の場合）であるので[4]，今回のプレート型の結果も同様に傾向となった。また，今回使用した既往実験の集団衝突ケースでは水量が多く無次元掃流力が 1.0～1.1 と大きなケースであるので，より衝突率が小さくなったと推測される。

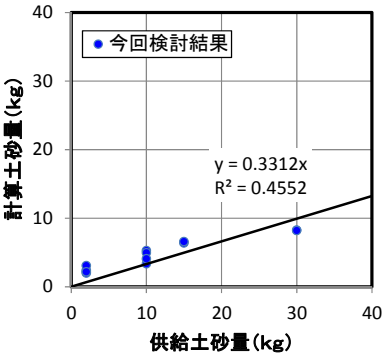


図-6　供給土砂量と計算土砂量

6. まとめと課題

プレート型の計測値から流砂量に換算する手法の留意点と課題を以下に整理した。

・プレート型の比例係数 α と検出率 f は，パイプ型と相違があるのでプレート型の値を使用する必要がある。
・プレート型は，礫が複数回衝突しており，音響波形に衝突回数による違いが見られることを確認した。今後は衝突回数を考慮した補正が必要と考える。
・ハイドロフォンに衝突しない移動礫が存在する。パイプ型でも同様の課題があり，今度，衝突率を考慮して補正する方法を検討することが必要と考える。

謝辞：現地水路実験のデータについては，国土交通省天竜上流河川事務所砂防調査課から提供していただき，ここに記して深く感謝いたします。

参考文献

1) 鈴木ら：音圧データを用いたハイドロフォンによる掃流砂観測手法の現地適用性の検証，砂防学会誌，Vol. 66，No. 1，P4-14, 2013　　2) 井内ら：ハイドロフォンを用いた掃流砂観測における流水によるノイズ・非衝突の影響に関する水路実験，砂防学会誌，Vol. 69，No. 3，P4-14, 2016　　3) 吉村ら：ハイドロフォンの破損が流砂観測に及ぼす影響，平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集，Pa-35　　4) 桜井ら：近年の山地河川における流砂水文観測，国総研資料 第 887 号，平成 28 年 3 月

V-085

那智川流域における土砂災害予兆の検知事例報告

国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　○田中健貴・吉村元吾・菅原寛明・木下篤彦
国際航業株式会社　島田　徹・江川真史・山田真悟・孝子綸図

1. はじめに

土砂災害による被害を防止あるいは軽減するためには，地域住民の早期避難が重要である。早期避難のためには，土砂災害の切迫性を地域住民に伝えることが有効と考えられ，そのためにこれまで土砂災害の前兆現象を利用した情報発信が検討されてきた[1)]。しかしながら，これまで検討されてきた方法は地域住民の通報を基本としたものが多く，前兆現象が発見されていない場合や，発生が夜間であるといった条件では有効に活用できないといった課題が考えられる。一方で，近年全国各地で流砂水文観測が実施されてきており，流域監視に活用され始めている[2)]。渓流に設置された観測機器による観測では，危険な箇所に近づき前兆現象を発見する必要がなく，また夜間であっても観測が可能である。そこで本稿では，流砂水文観測データを用いた土砂災害の前兆現象検知について報告する。

2. 観測方法

平成 23 年台風第 12 号によって同時多発的な土石流が発生した那智川流域の支川である平野川を対象とした。なお分析は平成 29 年 6 月梅雨前線による降雨ならびに 10 月台風第 21 号による降雨を対象とした。台風第 21 号による降雨は平成 23 年台風第 12 号以降最大の降雨量であった。平野川流域では，左支流(0.26km²)と右支流(0.12km²)において水位（株式会社測商技研北陸製 JST-010-4），濁度（OPTEX 社製 COP-TC-3000）の観測を行っている。

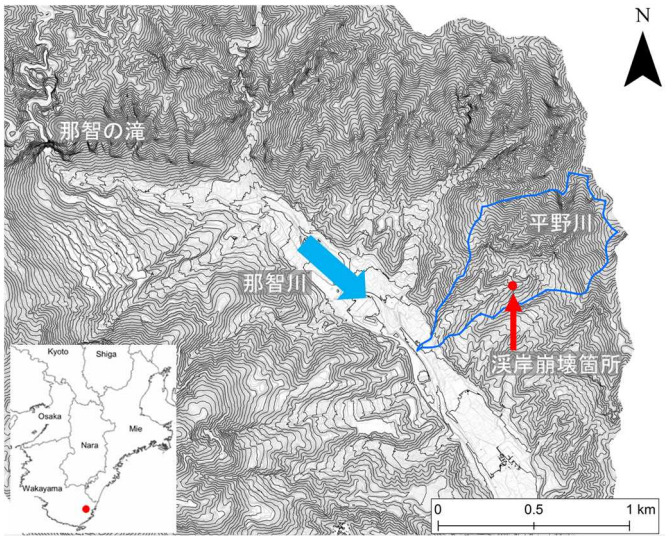


図１　那智川流域平野川観測位置

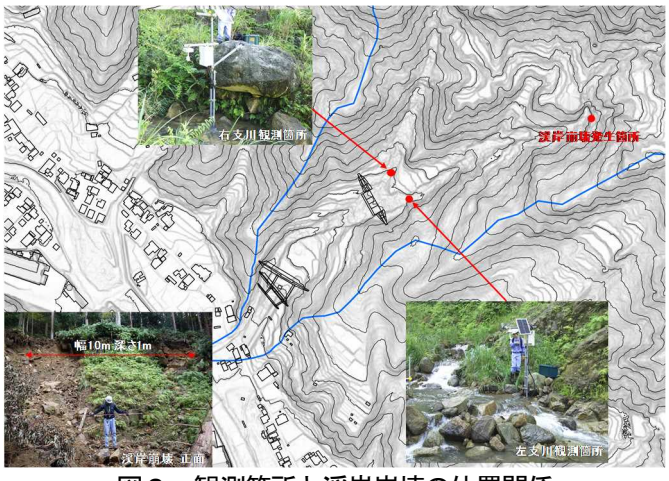


図２　観測箇所と渓岸崩壊の位置関係

3. 結果と考察

3.1　6 月梅雨前線の降雨による土砂流出状況

右支川では濁度の増加が 2 度見られた。1 度目は水位の増加とほぼ一致し，21 日 8 時から 12 時の間で観測されている。なお，同時間帯で土砂災害警戒情報が発令された。一方で，2 度目の濁度の増加は 22 日 10 時頃であり，この時は水位の増加を伴っていない。左支川では濁度の増加は 1 度見られたのみであった。

3.2　台風第 21 号の降雨による土砂流出状況

台風第 21 号による降雨では 22 日 16 時から 23 日 4 時にかけて土砂災害警戒情報が発令された。この時，濁度・水位ともに降雨と対応した挙動を示したが，左支川の水位観測データは 22 日 18 時以降急激に低下している。一方で，濁度は同日 18 時以降高い値を示し続け，23 時頃低下した。

3.3　渓岸崩壊による観測値の変化

出水後の現地調査により，台風第 21 号による降雨によって平野川左支川では渓岸崩壊（幅 10m，深さ 1m，土砂量約 20m³）が観測箇所上流 0.3km の位置で発生したことが分かった。この渓岸崩壊の発生時刻は不明であるが，渓岸崩壊が発生することにより渓流では濁りが生じることから，ここでは前兆現象として考えることとする。このとき，下流の濁度計による濁度は 18 時ごろより増加しはじめ，ピークが 3 時間遅れた 21 時頃に観測されている。またこの時，水位の上昇を伴わない濁度の上昇が観測され，水位と濁度の関係は左回りのループを示している。このような観測データの関係はこれまでの報告でも指摘されており[2) 3)]，流域監視の 1 つの指標になると考えられる。

4. まとめ

土砂量約 20m³ の渓岸崩壊が距離 0.3km 離れた地点で発生した場合，観測地点では約 3 時間遅れて濁度がピークに達した。また渓岸崩壊は土砂災害警戒情報発令後に発生しており，渓岸崩壊発生による流域状況の変化を観測によって捉えることが出来た。以上から，観測データを活用することで，より切迫性をもった情報提供が可能であり，警戒体制の検討にも活用できると考えられる。しかしながら，今回は渓岸崩壊のみを対象としており，他の前兆現象との分離は出来ていない。つまり渓岸崩壊と同様の濁度・水位の上昇を見せる前兆現象があった場合，発生した現象の推定が難しい。今後観測を継続し，様々な事例が収集されることによって観測データからリアルタイムに上流域で発生した前兆現象を検知することが期待される。

参考文献：

1）加藤　誠章他：前兆現象による土砂災害の発生危険度の評価手法について，砂防学会誌，vol.60, no.6, p.11-19, 2008

2）桜井　亘他：近年の山地河川における流砂水文観測，国土技術政策総合研究所資料，第 887 号，2016.3

3）光永健男他：流砂量自動観測装置が捉えた日光大谷川（稲荷川）の土石流発生事象，平成 25 年砂防学会研究発表会概要集 B276-277

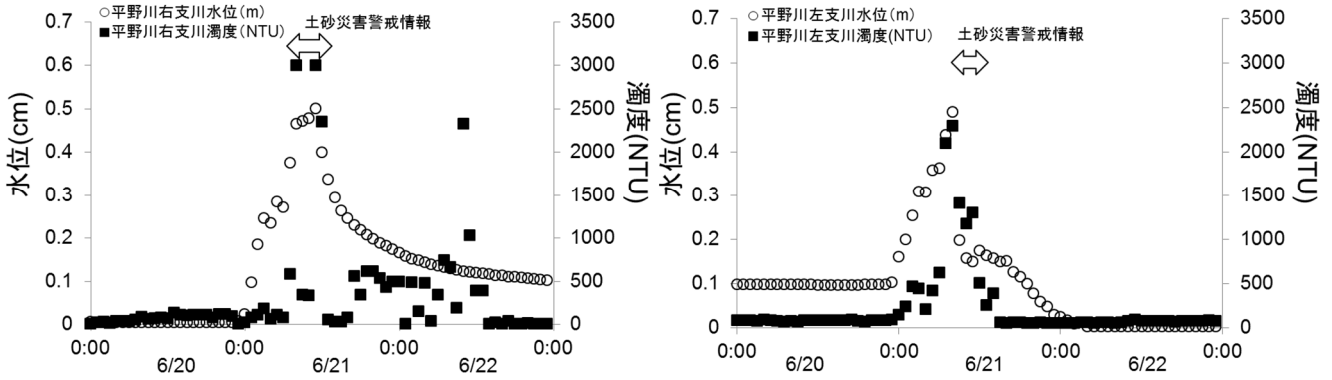


図３　平成 29 年 6 月梅雨前線による降雨時の水位−濁度の関係

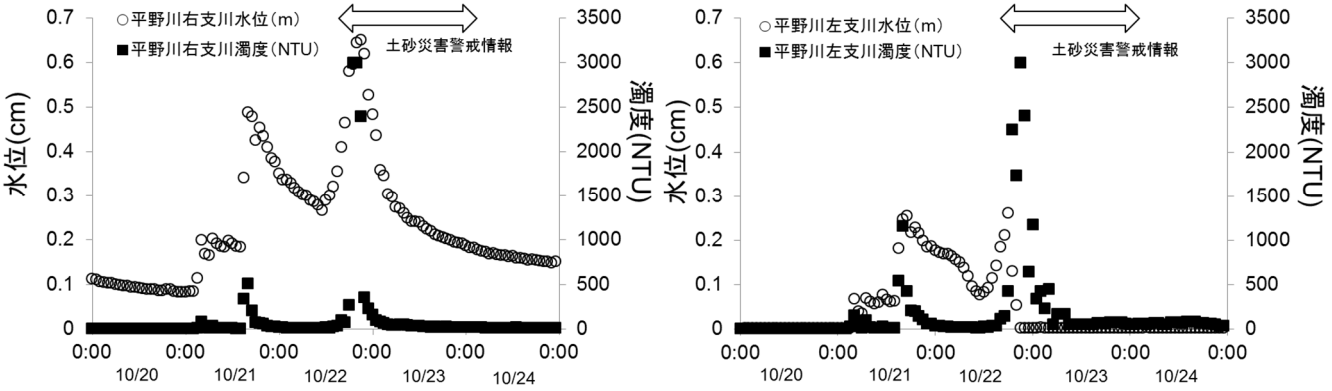


図４　台風第 21 号による降雨時の水位−濁度の関係

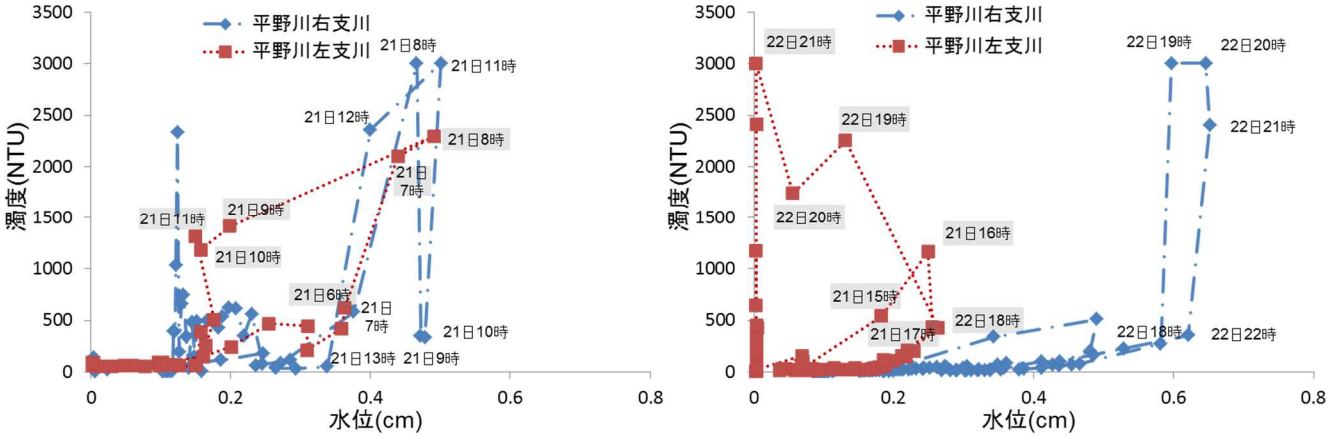


図５　出水時の水位−濁度の関係　左：平成 29 年 6 月梅雨前線　右：台風第 21 号
灰色着色時間は左支川，無色着色は右支川の時間を表す

四国山地砂防事務所における投下型水位計の円滑な設置・運用に向けた取組み

四国地方整備局　四国山地砂防事務所　：伊藤　誠記、平澤　良輔※1、山﨑　隆幸※2、岡川　英智※3
（一財）砂防フロンティア整備推進機構　：佐光　洋一、酒谷　幸彦、河合　水城、○山口　悠
※1　現所属：四国地方整備局河川部　※2　現所属：四国技術事務所　※3　現所属：山鳥坂ダム工事事務所

1. はじめに

豪雨や大規模地震等で発生が懸念される「河道閉塞（天然ダム）」では、上流側の浸水被害や決壊による下流側への大規模な土石流の発生等に備え、刻々と変化する水位状況を、迅速に監視・把握する必要がある。特に、土砂災害防止法では、河道閉塞における緊急調査が規定されており、緊急調査で得た情報は関係自治体に随時提供することが、国土交通省に求められている。そこで、アクセスが悪い場所へも迅速な設置が可能な「投下型水位計」（図 1）が全国の地方整備局に配備されており、四国地方整備局では四国技術事務所にて配備・維持・管理されている。しかし、投下型水位計の設置・運用に関するマニュアル等は整備されておらず、的確に設置・運用するための準備が十分でないことが課題であった。



図 1　投下型水位計の概要
［株式会社拓和ホームページの画像をもとに作成］

四国山地砂防事務所では、平成 27 年度から、投下型水位計が迅速かつ円滑に設置・運用できるよう、四国地方整備局、四国技術事務所に加え、災害協定締結先の航空会社及び水位計メーカーの実務担当者と連携し、様々な取組みを推進している。

本発表では、平成 27～29 年度の 3 カ年で継続して実施している、投下型水位計の設置・運用に関わる関係者の災害対応能力・スキルの向上に資する取組みについて紹介するとともに、今後の展望等について述べる。

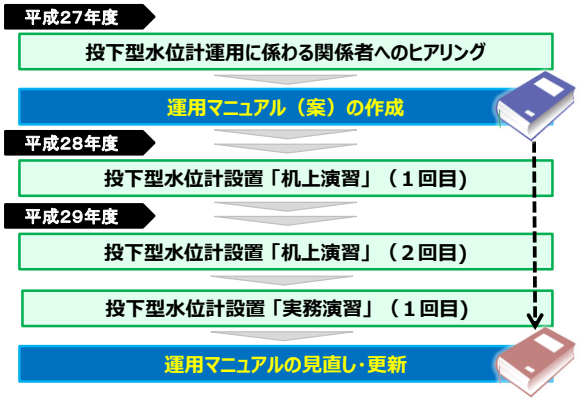


図 2　投下型水位計の設置・運用に関わる取組み概要

2. 各取組みの紹介

2.1.　投下型水位計運用マニュアル（案）の作成

前述のとおり、設置・運用について体系的に整理したマニュアル等を整備することが求められていたため、投下型水位計の設置・運用に関わる各役割担当班が実施すべき対応の流れ等を取りまとめ、「投下型水位計運用マニュアル（案）（以下、「水位計マニュアル」という）を作成している。作成にあたっては、四国地方整備局と災害協定を締結している四国航空株式会社と、水位計メーカーである株式会社拓和の担当者へヒアリングを行い、記載内容及び整理項目に不足が無いように配慮した。

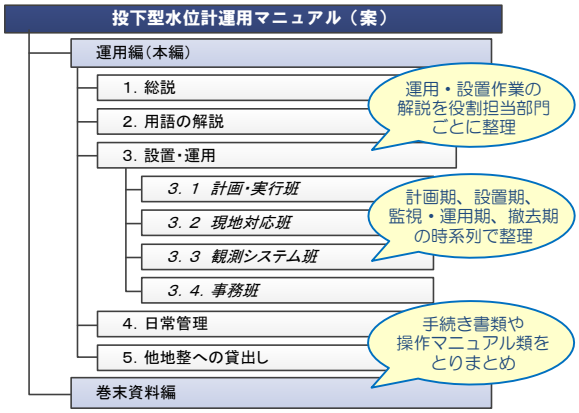


図 3　水位計マニュアルの体系図

水位計マニュアルは、設置・運用作業を行う担当者が理解しやすいよう、役割担当ごとに時系列で作業の流れを系統立てし（図 4）、各作業で何を行うべきかを具体的な解説を付記する形式で取りまとめている。特に、災害時における各機関の迅速かつ円滑な対応が図られるよう、班ごとの役割分担や対応時の留意事項、連携に係る事項等について、具体化・明確化されるよう配慮している。

これにより、各機関の対応時の“よりどころ”を確立することができた。その後の取組みでは、水位計マニュアルの記載内容を習熟し、必要に応じて修正・更新することで、災害対応能力・スキルの向上を図ることとした。

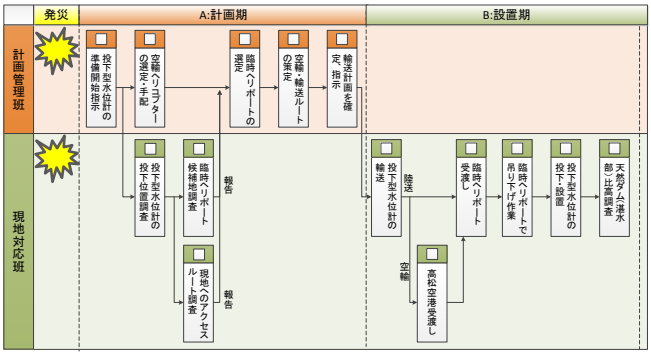


図 4　各役割担当班の対応フロー（一部抜粋）

2.2. 投下型水位計設置机上演習の実施

前述の水位計マニュアルに基づき、役割分担や連携における課題の抽出（マニュアルの検証）と、関係職員が行うべき対応についての習熟を図るため、投下型水位計の設置・運用に関する「机上演習」を実施している。

机上演習は「学習型形式」で行い、河道閉塞（天然ダム）の形成を想定した状況付与を行いながら、進行役から演習者に対し質問し、付与条件に応じた対応行動について回答する、という流れで進行した。机上演習におけるポイントは以下のとおりである。

＜机上演習のポイント＞

- 職務内容に関わらず参加者を２班に分け、役割を設定
  - *⇒普段の担当業務以外の対応についても把握・確認できる*
  - *⇒異なる業種の担当者との意見交換で理解の深化が図られる*
- 班ごとに投下型水位計の運搬・設置計画の検討も実施
  - *⇒対応の流れだけでなく、実際の対応（計画立案）も確認できる*
  - *⇒各班の検討結果について、長所・短所に関する協議ができる*

平成 28 年度及び平成 29 年度に実施した 2 回の机上演習を通じて、投下型水位計の設置・運用に関する各機関の対応について全体的に理解が深まったことが、演習後のアンケート調査等により確認された。また、平成 28 年度に明らかとなった役割分担等に関する課題の一部が解決されるなど、各対応の役割分担や指示系統の流れ等について、明確化・具体化が図られた。

しかし、「局・事務所間の班体制の明確化」や「ヘリの契約、指揮に関する対応」など、今後さらなる協議・検討が望ましい事項も明らかになった。また、投下型水位計ならびに観測システムについて、取扱い方法等の理解度向上のため、実機を使用した演習の必要性が示された。





＜机上演習で明らかになった課題の例＞

- 監視用パソコンの調達・運用方法の確認　＜解決済＞
- ヘリと現地対応責任者の連絡手段の確保　＜解決済＞
- 各種手続きの調整・連絡窓口の明確化　＜今後の課題＞
- 局⇔事務所の班体制、指揮系統の明確化　＜今後の課題＞

図 5　投下型水位計設置机上演習の実施状況

2.3. 投下型水位計設置実務演習の実施

机上演習で明らかになった課題等を踏まえ、投下型水位計、ヘリコプター及び監視用パソコンの実機を使用し、水位計マニュアルに沿った一連の対応が、各担当者によって円滑に実施可能かを検証するため、投下型水位計の設置・運用に関する「実務演習」を実施している。

実務演習は、投下型水位計の設置・運用の流れを実地で確認することを目的に、「デモンストレーション方式」で、事前準備から投下型水位計の吊り下げ、湛水地への設置、水位データの観測までの一連の対応について実施した。また、見学者や講評者にも分かりやすくなるよう、説明役を配置し、パネル等を用いた解説を行った。

実務演習では、机上演習では経験できなかった投下型水位計の設置・運用に関する一連の対応について、実際の動きを伴って確認することができた。また、実務演習の実施に向けて、関係機関と複数回の協議・調整を行ったこと、実務演習の実施により設置に必要な資機材の選定、具体の設置法の試みなどを具体的に行ったことにより、設置・運用におけるより詳細な留意点やポイント等を確認・把握することができた。





図 6　投下型水位計設置実務演習の実施状況

机上演習及び実務演習を通じて、対応上の課題等が明らかになるとともに、それらの解決に向けた対応の具体化・明確化が図られた。また、その内容は、水位計マニュアルに反映され、ブラッシュアップが図られている。

3. 今後の展望

行政機関の定期的な人事異動等により、各機関の防災体制が変化していくことからも、平時から各機関の防災担当者との顔の見える関係を維持するために、投下型水位計設置演習（机上・実務）を継続して開催していくことが望ましい。併せて、これまでの取組みを通じて明らかになった課題や対応方針を関係機関に周知・共有するとともに、水位計マニュアルの読み合わせの実施など、マニュアルのさらなる活用・定着を図る取組みを行っていくことが求められる。

さらに、上記の取組みに加え、観測した水位の情報をホームページ等で一般に公開するシステムの整備や、平時からの観測データを活用した流量の推計手法の導入など、天然ダムの湛水状況を監視・把握するための仕組みについても、検討していくことが期待される。

4. まとめ

本発表では、投下型水位計の設置・運用に関して、四国山地砂防事務所を中心に推進している各取組みとその成果について紹介した。今後も、継続した取組みの実施により、さらなる災害対応能力・スキルの向上が図られることを期待している。

最後に、本発表に関し資料提供や助言を頂いた関係各位に、厚く御礼申し上げます。

V-087

堰堤の損傷事例に関する実態調査

京都大学防災研究所：藤田正治
政策研究大学院大学：水山高久
東京農業大学：本田尚正
（一財）砂防・地すべり技術センター：池田暁彦
日本工営株式会社：○三池力，長山孝彦，伊藤隆郭，村松広久，中野雅章

1．はじめに

既存のコンクリート製砂防堰堤の多くは，水通し部の摩耗，前庭保護も含めた下 流側の侵食・底抜け，土砂の吸出し，ひび割れ等の問題を抱えている。砂防堰堤は長期的に土砂災害防止・軽減機能を発揮することが必要であり，既存ストックとしての既設堰堤の長寿命化は重要な問題である。このため，2014 年には，堰堤の補強・補修を実施するための砂防関係施設の長寿命化計画策定ガイドラインが国土交通省から示された。損傷を有する堰堤は大規模な出水や土砂災害の度に，その損傷部分を拡大していく。そのため，今後，多数の堰堤の補強・補修を実施するためには，事業の低コスト化とそれを可能にするための新たな設計，施工技術の開発が課題である。本稿では，これらの研究の前に，現状の砂防堰堤の損傷度合いを把握するために，既存の砂防堰堤の損傷事例の収集と損傷形態の分類を行い，それを再整理する。また，本研究における将来を見据えた補強・補修の方向性について発表する。

2．損傷事例の収集

これまで砂防堰堤の損傷事例や損傷形態の分類は報告されているが[1),2)]，過去 30 年以上経っており近年における損傷事例の実態については報告としてはとりまとめられていない。

今回，国土交通省北陸地方整備局管内の異なる 5 流域（Ct 流域，Dz 流域，Ah 流域，Bm 流域，Dy 流域，Ey 流域）に設置された砂防堰堤において，平成 28 年度に実施された施設点検結果を用いた損傷事例の収集を行った。

表-1 変状レベルと損傷の程度[3)]

変状レベル	損傷等の程度
a	当該部位に損傷等は発生していないもしくは軽微な損傷が発生しているものの，損傷等に伴う当該部位の性能の劣化が認められず，対策の必要がない状態
b	当該部位に損傷等が発生しているが，問題となる性能の劣化が生じていない。現状では対策を講じる必要はないが，今後の損傷等の進行を確認するため，定期巡視点検や臨時点検等により，経過を観察する必要がある状態
c	当該部位に損傷が発生しており，損傷等に伴い，当該部位の性能上の安定性や強度の低下が懸念される状態

損傷の評価については，砂防関係施設点検要領(案)[3)]の堰堤の損傷の変状レベルの評価基準を用いた（表-1）。損傷等に伴い当該部位の性能上の安定性や強度の低下が懸念される状態（変状レベル c）の損傷を有し，健全度が要対策（C）と評価された砂防堰堤を抽出した。また，検討段階時点で補修・改築工事中の堰堤は対象外とした。なお，Dz 流域については袖部の損傷種別の特定が困難であったため，非越流部全体の損傷（破損・損壊・欠損・剥離）として整理した。

表-2 損傷形態分類

部位			損傷形態
本堤・副堤	堤体	本体	天端摩耗
			ひび割れ
			洗掘
			漏水
		石積	天端石欠損
			積石欠損
			全体変形
	袖部		ひび割れ
			漏水
			欠損

3．損傷形態の分類

損傷は本堤および副堤に認められるものを抽出し，堤体はコンクリートと石積に分けて損傷を分類した（コンクリート堰堤：108 基，石積堰堤：52 基）。また，袖部の損傷については，堤体部と区分して分類した。（表-2）

4．実態調査結果

(1) 全流域における損傷形態

図-1 は，全 5 流域の堰堤で認められる損傷形態毎の変状レベルの個数分布を示したものである。堤体部ではコンクリート本体での天端摩耗やひび割れにおいて損傷の進行が特徴的であるが，洗掘の発生は比較的少なく，漏水は変状レベル b 程度の損傷進行であった。石積構造においては，天端石の欠損が多い。一方，袖部ではひび割れ変形が顕著であり欠損も多いが，漏水の発生は少ない。

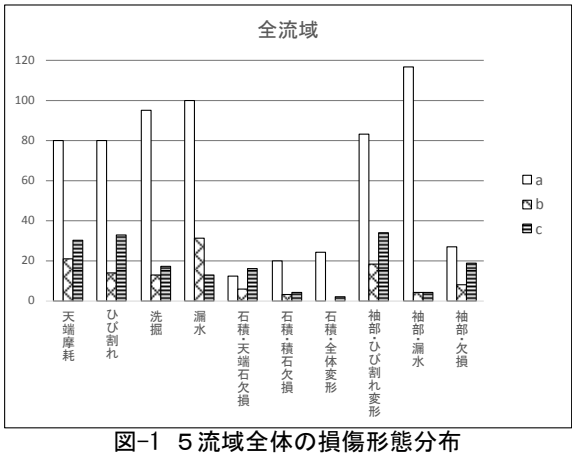


図-1 ５流域全体の損傷形態分布

(2) 流域毎の損傷形態

図-2～6 は，各流域における損傷形態毎の変状レベルの個数分布を示したものである。砂防堰堤としての機能・性能が低下していると評価される変状レベル c の主な変状種別は，各流域の施設で異なる傾向が見られた。例えば，Ct 流域では堰堤の天端摩耗が支配的であり，Ey 流域ではひび割れや洗掘，欠損が卓越し，Dz 流域では，堰堤の天端摩耗，ひび割れ，洗堀および袖部の漏水や破損が一様に見られる。一方，Ah 流域や Bm 流域においては，石積堰堤の天端・積石の欠損が見られ，石積の堰堤以外の施設では，Ah 流域では，天端摩耗，ひび割れ，袖部の漏水や破損が多く，Bm 流域では，これらの損傷が一様であるといった傾向が示された。

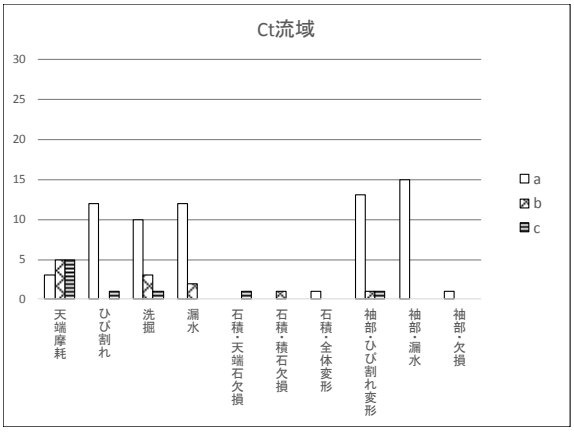


図-2 Ct 流域の損傷形態の分布

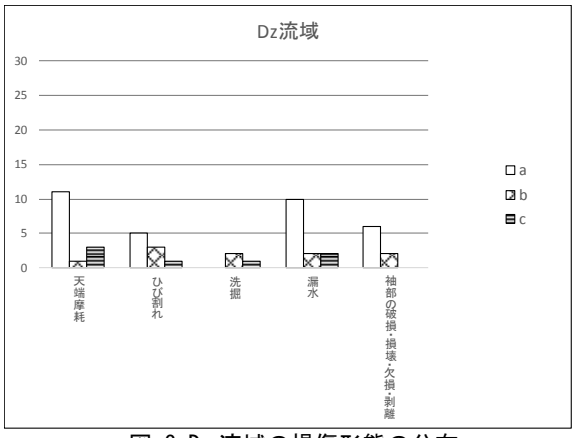


図-3 Dz 流域の損傷形態の分布

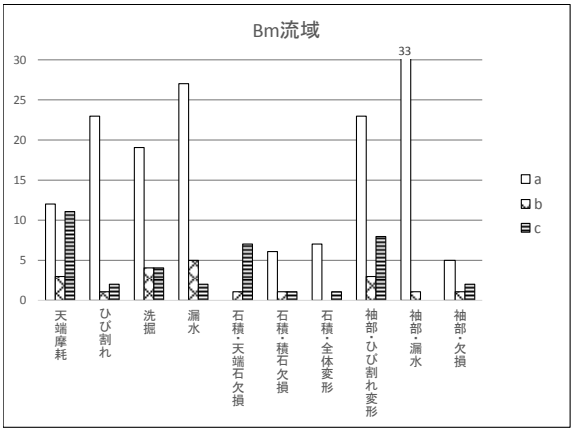


図-4 Bm 流域の損傷形態の分布

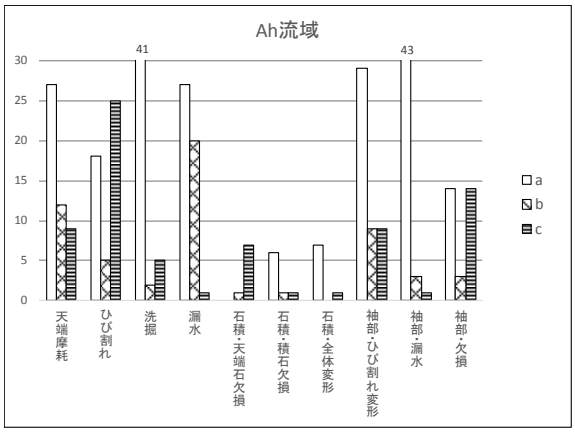


図-5 Ah 流域の損傷形態の分布

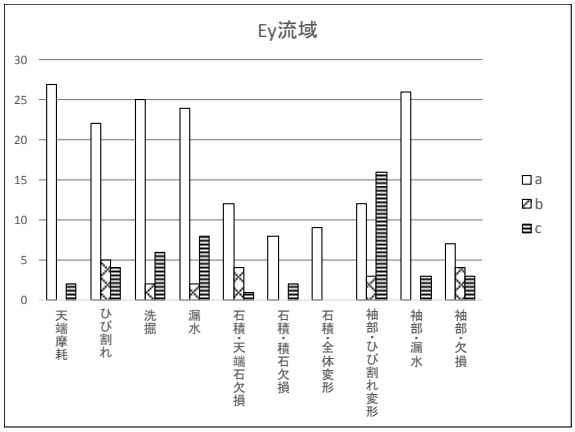


図-6 Ey 流域の損傷形態の分布

5．将来に向けた補強・補修の方向性

堰堤に発生する損傷は，流域によって損傷形態が異なる傾向が示唆され，各流域の有する土砂流出特性が何らかの損傷発生要因として寄与しているものと推察され，堰堤の補強・補修を行うにあたっては，これをふまえた対策方法を実施することが有効と考えられる。また，土砂や礫が支持地盤のため，洗掘やひび割れが認められる古い竣工年の堰堤も現存しており，現行設計基準に照らした補強・補修対策を実施した場合，対策の規模が莫大となり実施困難なケースも有り得る。安定性や強度の低下が懸念される堰堤は今後も増加することは避けられないことであり，損傷した堰堤を確実に補修・補強を実施するためには，事業の低コスト化とそれを可能にするための流域特性を考慮した適切な設計，施工技術の開発が求められる。

6．まとめ

今回得られた堰堤の損傷形態の分類結果をふまえ，今後は損傷発生の要因分析を進め，流域毎に異なる損傷特性の相違について，流水や土砂流出特性の違いなどの観点より損傷発生要因の追求し，堰堤の補強・補修方法は，損傷発生要因に対し適切に対策するとともに，コスト縮減を目指した新たな補強・補修のための設計法と補強・補修工法の検討を進めてきたい。

謝辞：本検討の堰堤の損傷事例収集にあたり，国土交通省北陸地方整備局立山砂防事務所の皆さまには多大なご協力を頂いた。心より御礼申し上げます。

■参考文献

1) 水山（1979）：砂防ダムの災害実態調査 ,新砂防 vol.31, No,4 p.26-30
2) 水山，鈴木，矢島（1987）：砂防ダムの災害実態調査(2) ,土木研究所資料第 2491 号
3) 国土交通省砂防部保全課（2016）：砂防関係施設点検要領（案）

V-088

高密度レーザー計測と有人機計測による土砂移動把握の比較と適用

（一財）砂防・地すべり技術センター　○杤木敏仁，小林拓也
中日本航空（株）　皆木美宣，水野洋平

1 はじめに

近年，無人航空機（以下「UAV（Unmanned Air Vehicle）」）が急速に普及してきている。また，レーザー計測装置の小型化も進んでおり，比較的大型の UAV であれば小型のレーザー計測装置を積載できるため，UAV による航空レーザー計測が可能である[1)]。

本研究では，UAV に小型レーザースキャナを搭載した航空レーザー計測システム（以下「UAV 計測」）を利用し，災害後などで人の立ち入りが危険な場所の地形データの取得や，微地形・微細な土砂移動現象を把握することを目的としている。平成 27 年度[2)]は，UAV 計測によりリル・ガリ侵食などの微細な土砂移動現象やオーバーハング等の急峻地形，樹木や砂防施設等の形状の把握が可能であることを確認した。平成 28 年度[3)]は紀伊山地の赤谷をフィールドとして一降雨による土砂移動の把握を試み，小規模な地形変化が生じた箇所，変動量の把握が可能であることを確認した。

今年度は同日に有人機計測と UAV 計測を実施し，同エリアの過年度の有人機計測データとの比較を行うことで，プラットフォーム(有人機・無人機)や画像データによる違いからそれぞれの適用について検討した。

2 研究方法

2.1 研究対象地区

研究対象地区は平成 28 年度と同様に，奈良県五條市に位置する赤谷とした。

2.2 計測日及び計測諸元

UAV 及び有人機による計測は平成 29 年 9 月 4 日に実施した。UAV は 3 フライト，有人機は 1 フライト実施した。また，過年度データの計測月日は，有人機計測データが平成 23 年 9 月 6 日，UAV 計測データが平成 28 年 9 月 22 日である。なお，有人機計測日は深層崩壊が発生した直後である。表 1 には有人機及び UAV 計測諸元を示し，表 2 には画像データ計測諸元をそれぞれ示す。小型撮影機は PHAMTOM4 PRO を使用し簡易的な正射投影画像作成及び Structure from Motion(以下:「SfM」)による三次元形状復元に使用した。

表 1　有人機及び UAV 計測諸元

項目	単位	有人機計画値	UAV計画値
レーザ発射回数	測定/秒	30万(300kHz)	50万(500kHz)
スキャン角度	°	±30	45
飛行速度	km/h	100	15～20
対地高度	m	400	150(ﾌﾗｲﾄ1・2)
			50・100（ﾌﾗｲﾄ3)
計測点間隔	m	0.26	約0.1以下

表 2　画像データ計測諸元

諸元	性能値
小型撮影機	PHANTOM4 PRO (DJI製)
有効画素数	2000万画素
シャッター速度	1/8,000 ～ 8秒
ISO感度	100 ～ 3,200

3 計測結果及び考察

表 3 にプラットフォームの違いによる差分解析結果を示す。いずれも平成 23 年 9 月 6 日に計測した有人機計測データ（グリッドサイズ 0.5m）との差分である。赤谷における深層崩壊発生直後から約 6 年間の土砂変動量は約 175 万 m^3 であり，これは降雨等による侵食や対策工事による排土，盛土等が含まれた量である。

Case A，B の有人機と UAV のプラットフォームの違いでは，差分解析結果に 14,000 ㎥の差異がある結果となった。この理由として，UAV 計測データが高密度なため，内挿補間の精度が向上したことが考えられる。

一方，Case B，C のグリッドサイズの違いでは大きな違いは出ていない。これはグリッドデータを作成する際の内挿補間が高精度に行われるため，グリッドごとの標高値の信頼性が高いことが考え

られる。UAV レーザーデータの高密度なデータであれば，グリッドサイズを大きくしても高精度な差分解析ができる可能性が高く，様々なグリッドサイズのデータを作成することができるため，過年度データが有人機レーザーで整備されている場合においても UAV レーザーで計測する利点がある。

Case A，D の SfM にて作成した三次元データで差分解析では，他の Case と比較して全く異なる結果となった。これは SfM を使用した際に樹木などの植生部分は，地表面を捉えることが出来ないため，差分を正確に算出することが出来ないことに起因している。図 1 に SfM を使用した差分解析画像と有人機計測の差分解析画像の比較を示す。対象範囲が裸地のみの場合には植生の影響を受けることがないが，対象範囲に植生と裸地が混在している場合は差分解析結果に影響を与える。GCP 等が取得できず作成された三次元データの場合も同様に，水平位置精度が著しく低いため，差分解析結果の信頼性に影響を与えると考えられる。

表 3　プラットフォームの違いによる差分結果

case	使用機	グリッド (m)	堆砂量 (m^3)	侵食量 (m^3)	収支(m^3)
A	有人機	0.5	376,058	2,112,588	**-1,736,530**
B	UAV(レーザー)	0.5	373,275	2,124,130	**-1,750,855**
C	UAV(レーザー)	0.1	373,187	2,123,980	**-1,750,793**
D	UAV(SfM)	0.5	1,547,777	1,901,901	**-354,124**
較差(A - B)			2,783	-11,542	**14,325**
較差(A - C)			2,871	-11,392	**14,263**
較差(A - D)			-1,171,719	210,687	**-1,382,406**

図 2 及び表 4 には同日計測したプラットフォームの違いによる差分結果を示す。プラットフォームや計測点密度が異なる場合に約 16,000 ㎥の差があることが分かる。このことから，Case A，B の差分結果に 14,000 ㎥の差が現れたことは，プラットフォームや計測点密度の違いによる影響が高いと考えられる。図 2 に示すように、特にガリや溝筋等の微細な地形において差が見られた。差分解析を実施する際は，同じグリッドサイズで差分解析を実施しても，計測点密度に大きな違いが有る場合，結果に違いが出ることを理解し使用する必要がある。

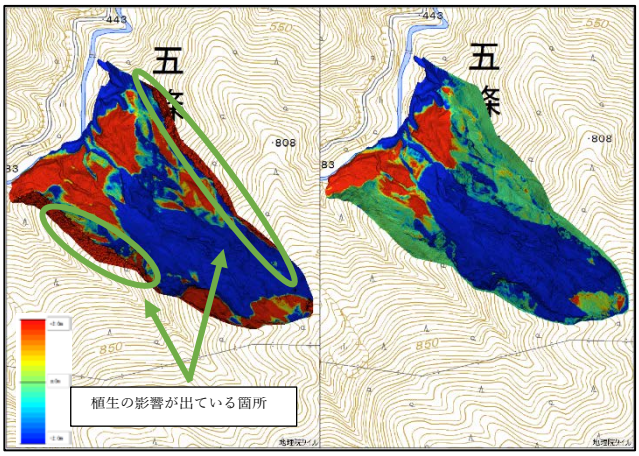


図 1　SfM を使用した差分解析画像（左）と有人機計測の差分解析画像（右）の比較

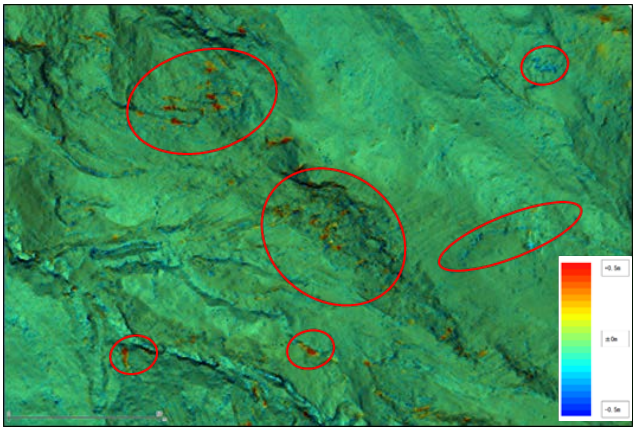


図 2　UAV 計測と有人機計測の差分図（同日計測）

表 4　同日計測したプラットフォームの違いによる差分結果

H29UAV ｸﾞﾘｯﾄﾞｻｲｽﾞ (m)	H29有人機 ｸﾞﾘｯﾄﾞｻｲｽﾞ (m)	堆砂量 (m^3)	侵食量 (m^3)	収支 (m^3)
0.5	0.5	6,916	23,564	-16,648

参考文献

1)高橋 弘:超小型モバイルレーザ計測装置の UAV への適用，先端測量技術 107 号，p.102-114，2015

2）皆木ら：無人航空機（UAV）レーザ計測システム（TOKI）を用いた新たな調査ツールとしての考察, 平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集 B, p.2-093-094,2016

3)小林ら：高密度・高精度レーザー計測に基づく短期間の土砂移動現象の把握, 平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，p.730-731,2017

V-089

UAV 写真測量を活用した砂防堰堤の堆砂量把握における精度向上に関する取りくみ

越美山系砂防事務所　吉野 睦、片桐 知治、山本 一兆※1、小関 輝明※2
※1 現 木曽川下流河川事務所　※2 現 富士砂防事務所
株式会社パスコ　○板野 友和、山崎 渓、堺 浩一、石塚 淑大、鈴木 崇、堀内 成郎

1．はじめに

近年、急速に性能が進展した UAV による写真撮影と比較的安価な SfM 解析ソフトの普及により、容易に高精度な三次元地形モデルの作成が可能となった。砂防分野においては、事業に必要な地形状況を効率的に把握するための手法として、UAV 写真測量技術の活用に関する検討が進められている。

越美山系砂防事務所では、保全対象への影響等から空き容量確保が必要な砂防堰堤の適切な管理や、調査員の安全に配慮した効率的な調査手法の開発等を目的とし、UAV を活用した堆砂状況把握手法の検討を進めている。平成 28 年度検討では、汎用的な UAV と SfM解析ソフトウェアを用いて、高さ精度 0.2m、堆砂量数百 m^3 程度、堆砂率 10%程度の精度を目標とした堆砂状況把握手法を整理した [1)]。一方、植生域や湛水域では、樹木や水の影響により、地形の再現精度に大きな誤差が生じることが明らかとなった。

本検討では、H28 年度検討での課題を踏まえ、植生域や湛水域での堆砂量把握精度向上を目的とし、UAV 写真撮影方法や、SfM 解析処理後の地形モデル作成方法について検討・検証し、地形モデル作成精度への影響について整理したので報告する。

2．検討内容

2.1　使用する機材とソフトウェア

使用機器等は、汎用性を考慮して下記とした。

使用機器等	UAV：Phantom4 Pro（Dji 社） SfM 解析ソフト：Pix4Dmapper（Pix4d 社）

2.2　検討する撮影手法

UAV 写真測量では、撮影写真の良し悪しで三次元地形モデルの再現性が概ね決定される。H28 年度検討では、植生繁茂域の地表面撮影率、水面下地形の不鮮明な画像、光条件による黒潰れ・白飛び等が地形モデル精度向上のため課題となった。

そこで、下記①～⑤の撮影手法を適用し、植生域や湛水域の地表面の撮影状況や、作成される地表標高モデルの精度にどのような影響が生じるかを比較・検証した。基本的な撮影方法を表 1 に、適用する撮影手法のイメージを図 1 に示す。

①高度別撮影：精度・範囲・安全性に配慮し、堆砂敷を高度約 30m、広域を樹高より高い高度で撮影。
②陰域スポット撮影（又は RAW 撮影）：黒潰れ・白飛びが生じやすい範囲のみを斜め撮影。
③植生域スポット撮影：垂直撮影で樹冠の陰になる範囲を斜め方向から複数の向きで撮影。
④湛水域スポット撮影：水面の反射低減のため、水面下の地形を偏光フィルター装着で斜め撮影。
⑤落葉期の撮影：落葉後に撮影することで画像に地表が写る範囲の充実を図る。

表 1　基本的な撮影方法

撮影対象・範囲	砂防堰堤堆砂敷（計画堆砂範囲）
撮影高度（垂直）	二段の高度で撮影（30m、植生上空）
標定点（GCP）	堰堤付近両岸+堆砂敷内（RTK 法）
撮影時期	9 月初旬、12 月初旬
写真の重複率	サイド・オーバーラップ 60%以上

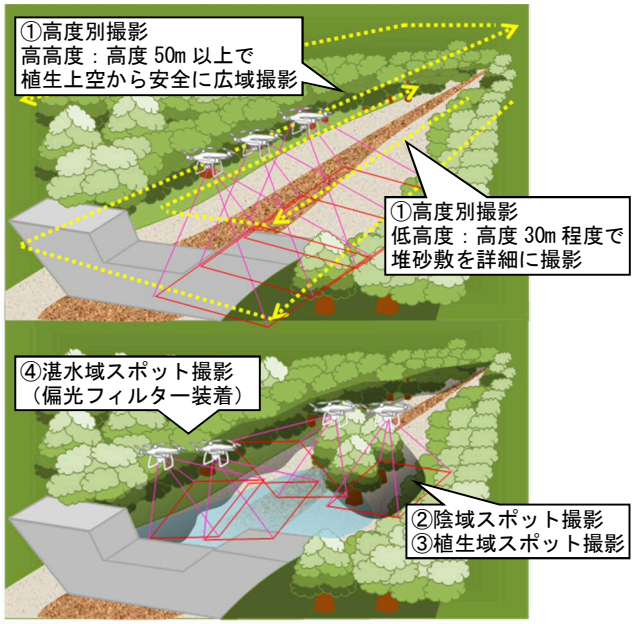


図 1　UAV 撮影イメージ

2.3　検証する地表標高モデル作成手法

SfM 解析処理により作成される三次元地形モデル（点群）から、地表以外を表現する点群を除去し、堆砂量等を算出するための地表標高モデルを作成する。簡易的には、SfM 解析ソフト搭載の DTM 作成ツール等があるが、地形の再現性が良くない場合が多いため、汎用的な GIS ソフトウェア等で実施可能な以下の手法を考案した。

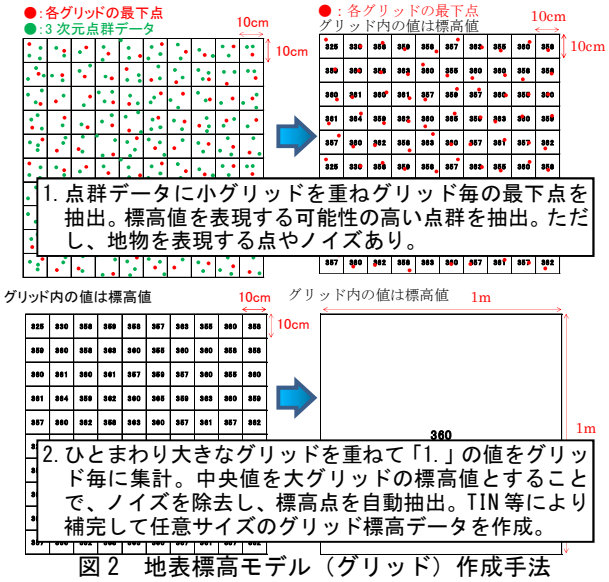


図 2　地表標高モデル（グリッド）作成手法

３．結果

3.1　撮影手法による地形の再現性

各手法の適用・非適用の三次元地形モデル上の横断図により、地形の再現性を比較した。なお、表 1 手法での地形モデルの基本的な精度は、H28 年度検討において検証済のためここでは割愛する。

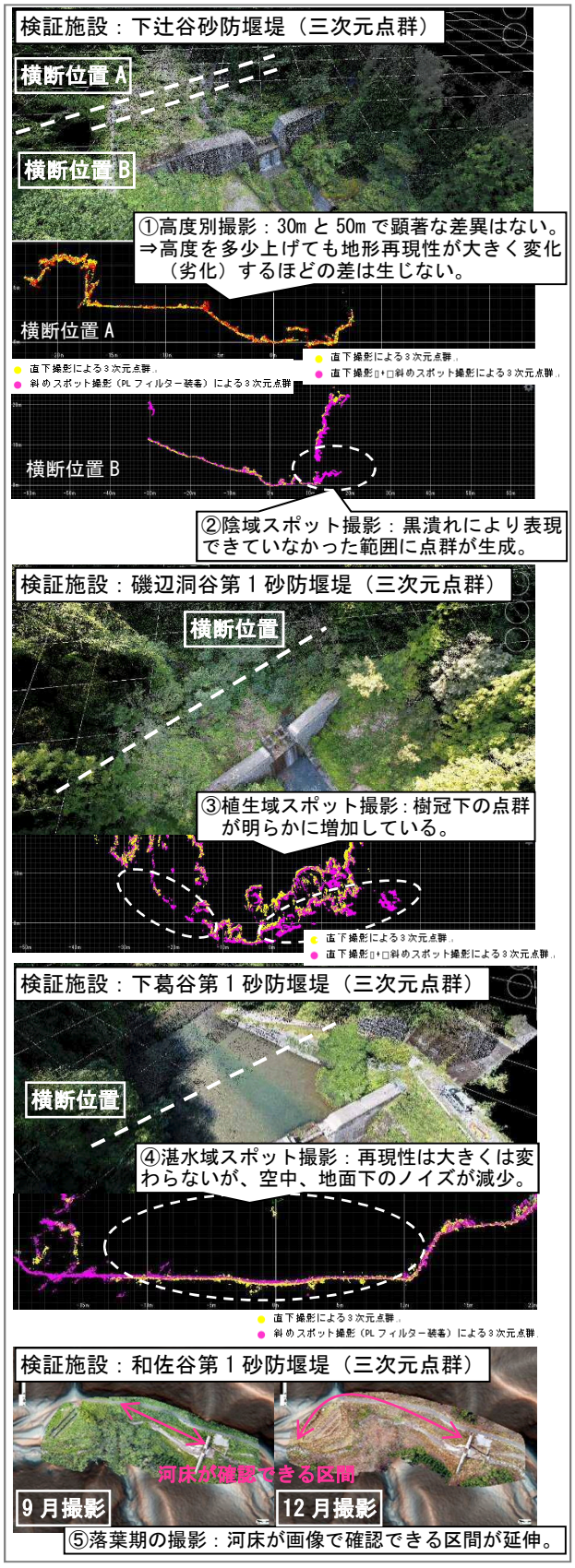


図 3　地形再現性の検証結果

3.2　地表標高モデルの再現性

図 2 の手法により作成した地表標高モデルと、地上レーザスキャナによる計測データとを重ね合わせ、その精度を検証した。結果を図 4 に示す。

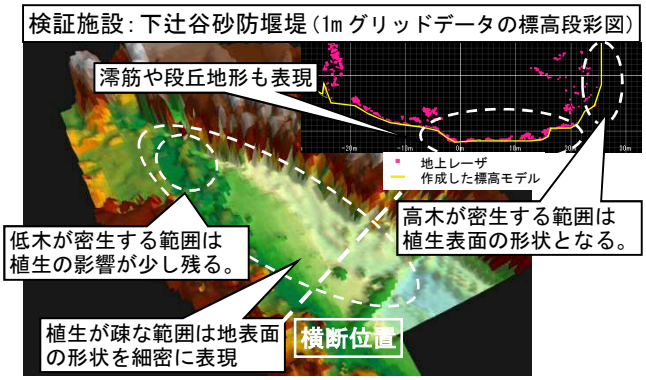


図 4　地表標高モデル作成結果の検証結果

3.3　結果の考察

3.1 の何れの手法においても地形再現性向上への影響を確認した。3.2 では、写真に一定の割合で地表面が写っている場合は、効率的に標高地形モデルの作成が可能であることを確認した。

一方、2.2④の手法でノイズの低減が確認できたが、地形モデル上の水深と、現地で計測した水深に差異が生じた。これは屈折による見かけの水深で説明される[2)3)]が、場所によって実際の水深に対する比率が異なっていた。原因の推測結果を図 5 に整理する。

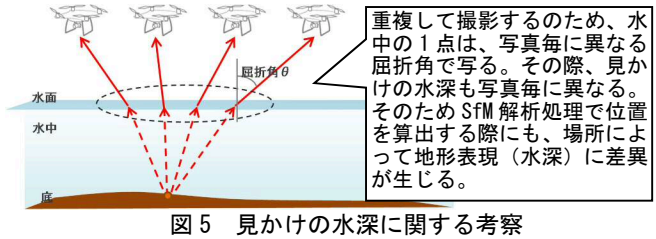


図 5　見かけの水深に関する考察

４．おわりに

UAV 写真測量の手法や精度に関する資料は、国土地理院のマニュアル[4)]を初め多くの検討・検証が進められている。一方、植生域など、写真に地表が写らない領域を含む範囲の撮影方法や処理方法、モデルの再現性については、十分な検討がなされていない。本検討では、植生域を含む砂防堰堤の堆砂敷を対象とすることで、砂防分野における UAV を活用した効果的な地形情報の把握手法について示すことができた。現地状況に応じてこれら手法を組み合わせることにより、地形再現性の向上が図れることが期待される。UAV 写真測量技術は、さらなる発展が期待される新技術であるため、より効果的な活用方法等について継続的な検討を進める予定である。

参考文献

1) 池上 浩二 ほか（2017）：UAV と写真解析技術を用いた砂防堰堤の堆砂量管理に関わる取り組みについて，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，p. 464-465
2) 田中 龍児 ほか（2007）：サンゴ礁海域を対象とした写真測量（測深）法の開発，海洋開発論文集，第 23 巻，p. 543-547
3) 神野 有生（2016）：UAV を用いた水面下の写真測量，講演会「防災・環境分野における UAV 活用の現状と将来」資料
4) 国土地理院（2016）：UAV を用いた公共測量マニュアル（案），国土交通省 HP

V-090

紀伊山系栗平地区における地形変化と流出土砂量について

国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　吉村元吾・菅原寛明・田中健貴
国土交通省国土技術政策総合研究所（大規模土砂災害対策技術センター）　木下篤彦
アジア航測株式会社　臼杵伸浩・○岡野和行・上田征香・井元成治

1. はじめに

平成 23 年台風 12 号により紀伊半島では大規模な斜面崩壊が多数発生した．熊野川水系十津川左支川滝川流域の栗平川の左岸斜面では，面積，土砂量ともに最大規模の深層崩壊が発生し，崩壊土砂が下部の河道を閉塞することによって，高さ約 100m の天然ダムが形成された．

栗平地区では，平成 29 年に台風 8 号および台風 21 号の 2 度にわたり，天然ダムを越流した流水が下流部を大規模に侵食した．その結果，排水路工の一部が流失するとともに，下流に多量の土砂が流出した．ここでは，台風直後に航空機から撮影した写真と天然ダムに設置された CCTV の映像から，発生した現象の規模と時刻を把握した結果を報告する．

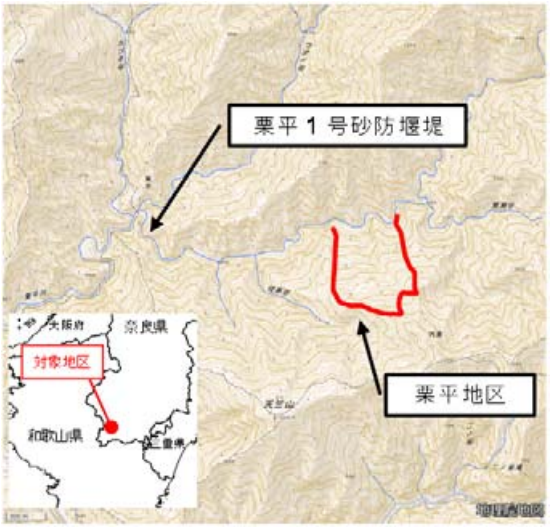


図１　対象地区の位置

2. 対象とする降雨イベントと侵食状況

対象とする栗平地区では，台風 5 号（平成 29 年 8 月 6 日から 8 日）による豪雨，および台風 21 号（平成 29 年 10 月 20 日から 24 日）による豪雨で越流が発生した．風屋雨量観測所では，台風 5 号による豪雨時に最大時間雨量 31.5mm/h, 積算雨量 238.5mm を，台風 21 号による豪雨時に最大時間雨量 37mm/h，積算雨量 528.5mm を記録した（図 2）．

台風 21 号時に天然ダム付近の右岸側から撮影された CCTV の映像をみると，排水路工の侵食は，越流を開始した 16:30 直後にはまだ発生しておらず，23:00 頃から開始したことが確認できた．さらに，23:30～2:00 頃の映像を見ると，最終的な侵食範囲の最上流部付近まで進行していることが確認できた（図 4）．この結果から，排水路工の侵食は排水路工の越流決壊開始直後ではなく，降雨のピーク時刻（21:00 頃）以降に発生していたことがわかる．

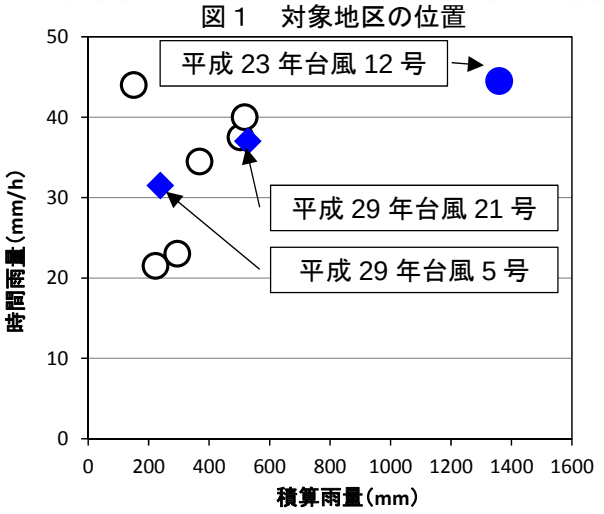


図２　天然ダム形成以後の
主な降雨イベントの雨量（風屋雨量観測所）

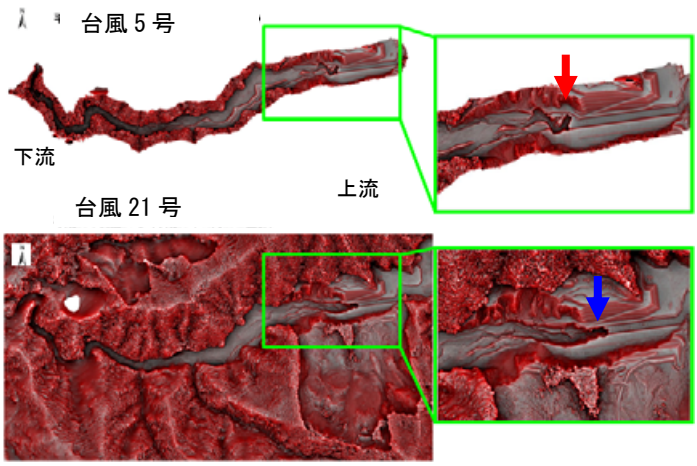


図３　豪雨後の侵食状況



図４　台風 21 号時の排水路工侵食の状況

3. 降雨イベント時の地形変化と流出土砂量

台風 5 号発生直後の 8 月 10 日，台風 21 号による豪雨直後の 10 月 24 日に，それぞれ UAV および有人回転翼から撮影した航空写真を用いて 3 次元地形データを作成した．これらの 2 時期と平成 27 年に計測された航空レーザ測量成果を用いて，豪雨前後の標高差分図を作成した（図 5）．さらに，その結果から堆積部（標高差分値が正）と侵食部（標高差分値が負）の地形変化量の積算値を算出した．

台風 5 号による豪雨では，排水路工が延長約 10m，高さ約 15m にわたり侵食を受けた．標高差分値が負の範囲の差分量積算値を，崩壊および侵食による生産土砂量，正の範囲の差分量積算値を堆積土砂量と考えると，約 98,100m^3 の土砂が生産され，それらの約 70%の約 71,200m^3 の土砂が天然ダム周辺に堆積し，差し引き約 26,900m^3 の土砂が，下流の栗平 1 号砂防堰堤付近に流出したと推定できる．

一方，台風 21 号による豪雨では，排水路工が延長約 80m，高さ約 30mにわたり侵食を受けた．約 172,300m^3 の土砂が生産され，約 141,000m^3 の土砂が天然ダム周辺に堆積した．その結果，約 31,300m^3 の土砂が下流の栗平 1 号砂防堰堤付近に流出したと推定される．

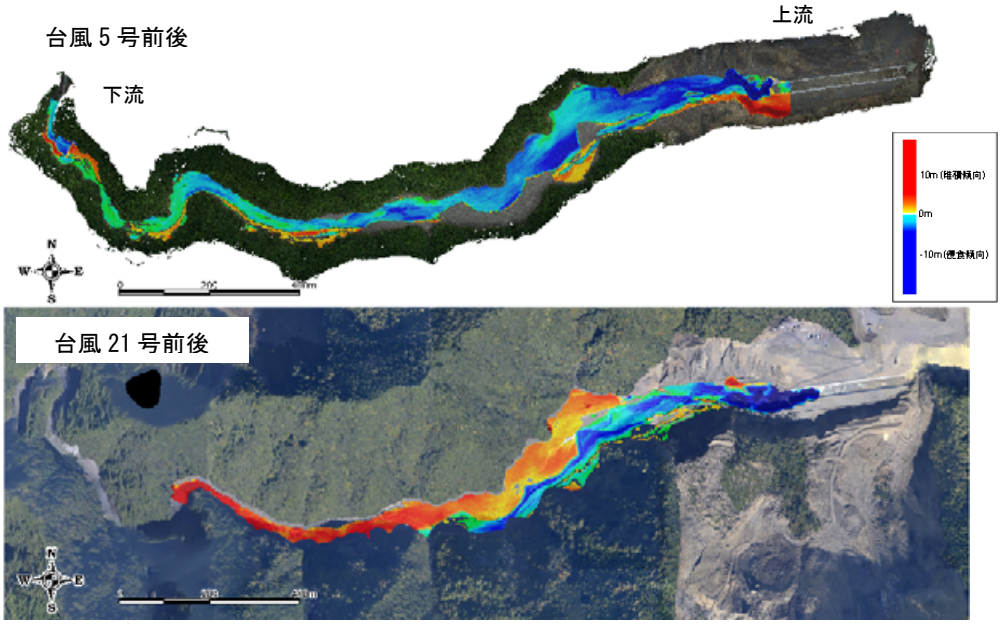


図５　豪雨前後の標高差分図（上：台風 5 号前後，下：台風 21 号前後）

4. 砂防施設の効果

平成 29 年 2 月に完成した栗平 1 号砂防堰堤は，台風 5 号以前は未満砂の状態であったが，台風 5 号による土砂流出で空高さ約 2.8mを残して堆砂した．台風 21 号時には，堰堤はさらに土砂を捕捉し，満砂状態となったことが確認できた．



図６　台風 21 号直後の栗平 1 号砂防堰堤付近の状況

5. おわりに

豪雨前後の航空写真と CCTV の映像から，平成 29 年台風 5 号ならびに台風 21 号時における天然ダム下流の排水路工の侵食状況と，それによる土砂の移動量の推定，砂防堰堤の施設効果の確認を行った．

その結果，台風 5 号および台風 21 号により，排水路工を含む天然ダム下流の流路が侵食され，多量の土砂が下流に流出したことが確認された．さらに，CCTV の映像から，排水路工が大きく侵食され，土砂の流出が発生したのは，降雨量がピークを越えた 23 時から 2 時頃であることが分かった．今後も，豪雨による天然ダムへの影響や流出土砂量の把握を，航空機による写真撮影や種々の流砂観測から行うことを予定している．



図７　豪雨後の栗平 1 号砂防堰堤の堆砂状況
（左：台風 5 号後，右：台風 21 号後）

V-091

のり面構造物における３次元モデルの活用に関する研究

日特建設株式会社　○藤田哲、宇次原雅之　　群馬大学　若井明彦
日本サーベイ株式会社　江口喜彦

1.　はじめに

近年、UAV（小型無人航空機）の普及、機体性能の向上により手軽に空撮画像を取得することが可能となっている。また、撮影された画像から、3 次元モデルを構築する技術の汎用化も進んでいる。筆者らは、のり面構造物を対象に、UAV により撮影した画像を用いて取得した構造物の 3 次元モデルを、維持管理へ活用する取り組みを進めている。これまでに、吹付工やグラウンドアンカー工での活用結果を報告[1]してきたが、本報告では、のり枠工を対象として、撮影条件の違いによる 3 次元モデルの生成状態の比較および、模擬クラックの検出精度や枠間隔の測定精度について検討した。また、レーザースキャナにより得られる 3 次元点群データの精度や適用性について比較を試みた結果を報告する。

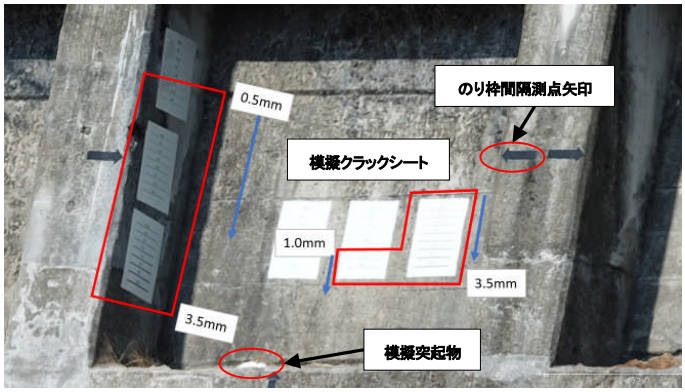
２．現位置試験の概要および実施方法

対象のり面は、道路沿いのアンカー付きのり枠（枠断面400m×400mm、スパン2000mm）である（図－1）撮影に使用したUAV は、Mavic Pro（DJI 社製）で、撮影にはUAV 搭載カメラ（横×縦：4000×3000 画素）を使用した。画像ラップ率70～90%を確保し、以下の4つの方法で撮影し、撮影した画像から専用ソフト（Pix 4Dmapper）により3 次元モデルを作成した。



図－1 のり面全景

・CASE 1 全景 距離：20m、高度：10～20m
・CASE 2 上流側のり枠　撮影方向：正面、距離：5～10m、高度3～10m
・CASE 3 上流側のり枠　撮影方向：正面に加えて左右に機体の向きを変更、距離：5～10m、高度：3～10m
・CASE 4 上流側のり枠　撮影方向：正面に加えて下方向にカメラの向きを変更、距離：5～10m、高度：5～12m



図－2 CASE2 における模擬クラック検出状況（鳥瞰画像）

得られた3次元モデルについて、以下のような項目について評価し、適用性を検討した。

・項目 1　あらかじめ対象のり面に、図－2 に示す模擬クラックシート（線の太さ：0.1～3.5mm）を枠内、縦梁側面に設置しておき、得られた三次元モデル上でそれが検知できるかどうかを検証する。また、模擬突起物（高さ 3 段階 1～3cm）を横梁上に設置し同様の検証を行う。

・項目 2　対象のり面に 3 次元モデルから得られる寸法の精度を確認する目的で、アルミスタッフ（縦横 3m）を写り込ませ 3 次元モデル上で測定される寸法値と比較し、精度を確認する。3 次元画像上での寸法値の読み取りには Cloud Compare V2.6.2 を使用した。

・項目 3　得られた3次元モデルから、点群の取得が希薄になりやすいのり枠の側面の点群密度を確認する。

・項目 4　UAV搭載レーザースキャナ（Yellow Scan社 Surveyor）により、のり面上部の樹木に覆われた範囲の点群データを取得し、精度や適用性を確認する。

３．結果及び考察

3.1 模擬クラックおよび模擬突起物の確認

枠内および梁の側面に貼った模擬クラックシートのクラックの検知を試みた。CASE1 の距離 20m からの撮影による鳥瞰画像からは、模擬クラックは確認できなかった。3 次元化する前の個々の写真データでも模擬クラックは確認できなかった。CASE2～4 では、枠内に貼り付けた模擬クラックは日射の影響もあり見づらく、1mm 以下は不鮮明であっ

たが、縦梁側面の日陰部分では 0.5mm 以上の模擬クラックを確認できた（図－2）。

模擬突起物の確認は、CASE1 では不明瞭であったが、CASE2～4 では鳥瞰画像に加え、点群データにおいても 1～3cm の 3 段階の高さの違いを画像から確認できた。点群データから突起物の高さの計測を試みたが、数 cm の対象物を計測するのは難しく 1～2cm 程度の計測誤差が発生した。

3.2 のり枠間隔の計測

あらかじめ設置したアルミスタッフ（縦横 3m）の点群データ上の寸法精度は±1cm であった。のり枠間隔を対象とした寸法精度の比較結果を図－3、表－1 に示す。計測誤差は現場実測値との差分の絶対値平均が CASE1 の撮影距離 20m で 1.2%、CASE2、3 の撮影距離 10m で 0.7%であった。撮影距離が近い方が点群の密度が大きくなり、誤差が小さくなると考えられる。しかし、CASE4 は 6.4%と差が大きく、同位置でカメラの向きを上下方向に変えて複数枚（3 枚）撮影する手法に原因があった可能性がある。

3.3 のり枠側面の点群密度

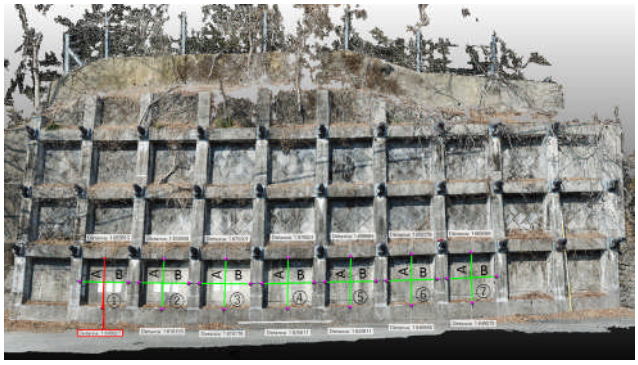
のり枠正面および側面の 0.64m² 当たりの点群の状態、およその数を図－5 に示す。CASE1 は正面の点群密度が約 1000 点/m² あるのに対して側面は 140 点/m² と小さくなった。CASE3 では UAV の機体を左右に振りのり枠側面の画像の取得を試みたが効果はみられなかった。正面の点群密度が約 15000 点/m² あるのに対して側面は点群密度が約 4000 点/m² であり、CASE2、4 においても同様の傾向であった。

3.4 レーザースキャナ計測による点群データ

UAV搭載レーザースキャナによる計測から得られた点群データを図－6に示す。データは樹木のデータを除去したもので、写真測量では得ることが難しい樹木にさえぎられた構造物についても、低密度ではあるが点群が得られているのが確認できる。

４．まとめ

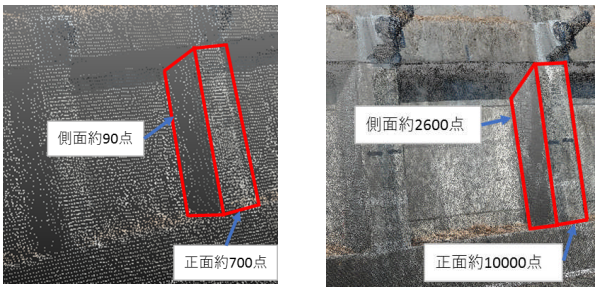
今回用いた仕様の機器による撮影では、点検で識別したいのり枠のクラックの幅を 1㎜ とした場合、UAV を 10m 程度まで近接させて撮影すればクラックが識別できることが確認された。突起物については、1cm 程度のものは識別可能であるが、突起寸法を精度良く求めることは困難であった。のり枠間隔の計測は、撮影範囲が近いほど精度は良くなるが、20m の測定距離でも誤差 1.2%程度で測定可能であることが確認できた。日常的な点検に適用する場合にはおおむね満足できる精度であると考えるが、さらに高い精度が必要な場合は、使用する機器や撮影距離などを検討することにより対応が可能である。のり枠側面の点群がのり枠正面に比べ希薄になる課題は残ってはいるが、今後も UAV の機体性能に合わせた撮影方法、条件をさらに研究し、のり面構造物における 3 次元モデルの活用を進めたい。本研究にあたり、群馬県藤岡土木事務所の皆様には多大なるご協力を賜りました。ここに記して感謝の意を表します。



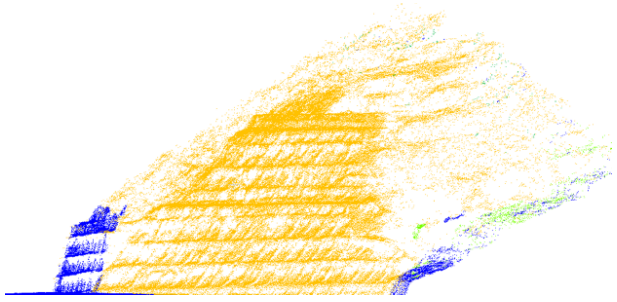
図－3 CASE2 におけるのり枠間隔計測結果

表－1 CASE 1～4 におけるのり枠間隔計測値の比較

		CASE 1		CASE 2		CASE 3		CASE 4	
位置	実測値	測定値	差	測定値	差	測定値	差	測定値	差
①A	1593	1566	−27	1606	13	1566	−27	1702	109
①B	1632	1666	34	1653	21	1636	4	1729	97
②A	1603	1600	−3	1616	13	1588	−15	1695	92
②B	1654	1670	16	1658	4	1637	−17	1762	108
③A	1603	1630	27	1619	16	1599	−4	1703	100
③B	1664	1691	27	1672	8	1636	−28	1781	117
④A	1606	1627	21	1625	19	1576	−30	1700	94
④B	1672	1691	19	1676	4	1637	−35	1772	100
⑤A	1622	1642	20	1628	6	1616	−6	1747	125
⑤B	1641	1639	−2	1656	15	1615	−26	1738	97
⑥A	1632	1601	−31	1649	17	1613	−19	1728	96
⑥B	1651	1669	18	1656	5	1646	−5	1755	104
⑦A	1636	1636	0	1649	13	1631	−5	1750	114
⑦B	1662	1680	18	1668	6	1662	0	1771	109
差の絶対値の平均			18.8		11.4		15.8		104.4



図－5 のり枠正面および側面の点群生成状況左:CASE1 右:CASE3



図－6 レーザースキャナ計測による点群データ(樹木を除く)

参考文献

1) 藤田・宇次原ほか、UAV による撮影と多視点写真測量技術を用いたのり面構造物点検手法の適用性の検討、平成29年度砂防学会研究発表会、2017.

V-092

神通川水系谷内谷での地すべり性土砂移動における GNSS 観測について

富山県砺波土木センター　丹保　富美雄(現 立山土木事務所)，寺崎　秀治(現 富山県港湾課)
日本工営株式会社　馬場　貴志，長山　孝彦，○窪寺　洋介，渡部　春樹

1.　はじめに

平成 29 年 1 月に，富山県南砺市利賀村上百瀬地区谷内谷の上流斜面を崩壊発生源とする土砂災害が発生した。本報告では，この土砂災害の概要を報告すると共に，安全対策として設置観測を行った GNSS 等による監視観測状況及び結果について報告する。

2.　土砂災害の概要

平成 29 年 1 月 16 日と 1 月 20 日に百瀬川支川谷内谷の旧利賀スキー場の斜面上部（土砂生産域）において，融雪等に起因した地すべり状の崩壊が発生し，移動土塊（約 17.7 万 m^3）が下流へ流出・堆積した。その後，1 月 30 日には斜面上部に残っていた土塊の一部が崩落流出し，上流側に設置していたワイヤーセンサを切断し，下流堆積域付近まで到達した（図 2）。



図 1　位置図

3.　土砂流出後の対応状況

土砂崩壊並びに土砂流出が発生した 1 月 20 日以降，土砂生産域では緊急の排水工，下流堆積域では応急の土留工や排土工を始めとした応急対策が実施された。それに合わせ，土砂生産域ではワイヤーセンサ・移動杭監視カメラなどが，下流堆積域では伸縮計や GNSS の測地観測，カメラ画像解析による移動土塊の監視を実施した。なお現在，土砂生産域にて排水ボーリング工や土留工などの恒久対策が，下流堆積域では排土に加えて堆積工や導流堤等の整備が実施中である。



図 2　土砂堆積状況と被災状況（H29.1/20 時点）

4.　移動土塊の概要

4.1　上百瀬地区の地形・地盤特性

上百瀬地区は，広域地質図から新第３系岩稲累層と花崗岩類，変成岩類を主体とした地質構成を呈しており，元来堅固な地質ではなかった。現地形状況から古い時代に地すべりブロック頭部付近で地すべりまたは崩壊が発生し，崩土が谷部を埋塞したものと推測される（埋没谷）。この緩傾斜の埋没谷がスキー場として使用されていたものと考えられる。

4.2　移動土塊の性状

今回崩壊流出した移動土塊は，斜面上部で地すべり状の崩壊が発生しその崩壊土砂が積雪を巻き込んで土石流化し谷に沿って流出したものと考えられる。流出し斜面に堆積した土砂の層厚は周辺の元地形から 3.0m程度と想定された。粘土質で含水比が高く泥濘化したものであり，積雪を巻き込んでいるため非常に軟質化したものであった。崩壊後は積雪面を圧雪しつつ乱れた状態で滑り落ち，下流側堆積域に到達していた。移動速度は 10m/分前後であり，一般的な地すべりで捉えられる初期変位よりも速く流動的であった [1)]。


図 3　発生区間・流下区間の状況

5.　GNSS 設置・観測概要

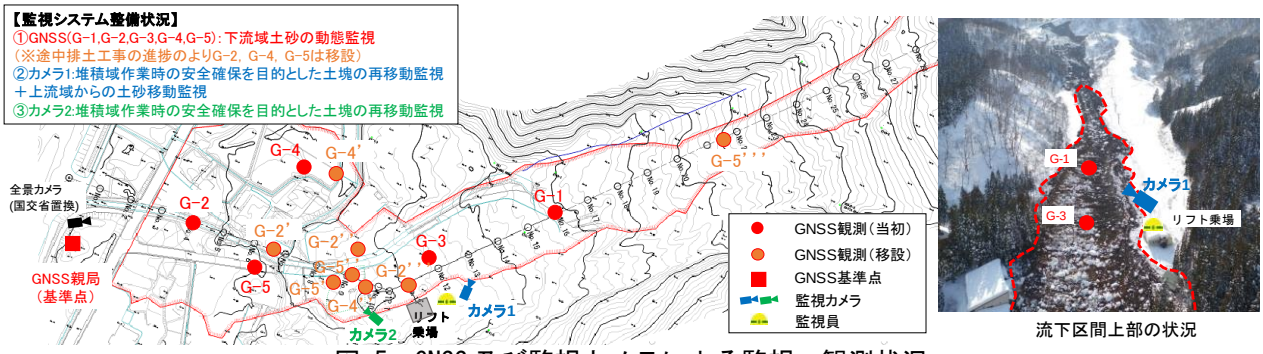
5.1　GNSS 設置位置・方法・観測期間

土砂移動の速度は地すべりよりも速いが，一般的な土石流よりは遅いことから移動土塊の全体的な動きを捉え，下流域での移動土塊の再移動監視及び対策施工時の安全管理のため GNSS（全球測位衛星システム）を用いた観測を行った。また早い動きの検知，補完するため監視カメラを使った画像解析システムを設置した。

GNSS の設置位置は移動土塊の全体的な動きを捉えるために上流側・下流側で全 5 箇所(G-1～G-5)に設置したが，G-2,4,5 については途中排土工事の進捗に合わせ工事の影響のない位置に移設を行った（図 5）。監視カメラは上下流の中間部から上流側方向と下流側方向，各 1 基（計 2 基）による土塊の監視観測を行った。観測期間は H29.2 月～11 月末まで約 10 ヶ月間である。



図 4　GNSS 計測セグメントの構成



流下区間上部の状況

図 5　GNSS 及び監視カメラによる監視・観測状況

5.2　GNSS 観測

GNSS は X・Y・Z 軸で測っており，キャリブレーションをするため観測値は 1 時間毎となる。また簡易な架台で設置し，地表～30cm 位の土塊を対象とした。

5.3　GNSS 観測結果

災害発生後の期間ごとに総量でとりまとめると，上百瀬地区における土砂動態は以下の特徴があった。

	①GNSSの変位	②降水量	③気温
(1) 災害発生～災害発生1ヶ月後（H29.2月～3月）（図6）	■概ね5～10mm/日 ・上流側に設置したG-1の土塊の移動量がG-2（下流側）よりも大きく，上流側の土塊の移動が顕著。 ・2/19には245mm/日の変位（期間中最大）	最大35mm/day（2017/2/23）	平均3.0℃ 最大7.7℃
(2) 災害発生1ヶ月後～2ヶ月後（H29.3月～4月）（図7）	■0.1～5mm/日程度 ・上流・下流側の移動量の変化率がほぼ同等程度であり，土塊全体で移動したと推測 ・この時期は融雪期に当たり，固定部の地表の沈下による変位が大きい。	最大27mm/day（2017/3/15）	平均7.5℃ 最大16.2℃
(3) 災害発生2ヵ月後～4ヵ月後（H29.4月～6月）（図8）	■0～3mm/日程度の変位 ・下流側（G-2,3,4）の土塊の移動が顕著	最大25mm/day（2017/4/11）	平均15.9℃ 最大23.6℃
(4) 災害発生4ヵ月後以降（H29.6月～11月）（図9）	■0～2mm/日程度の変位 ・G-5は左岸側の流路形成による侵食により145mm/日が確認されたが局地的な変動 ・上下流の移動量の変化率が少なく，土塊全体の動きはほとんど見られない。	最大202mm/day（2017/10/23）	平均19.6℃ 最大29.0℃

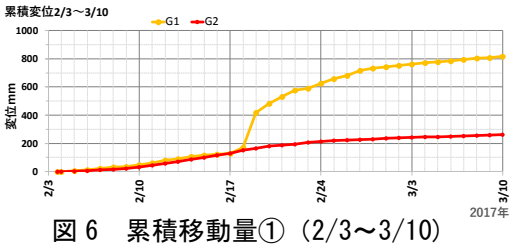


図 6　累積移動量①（2/3～3/10）

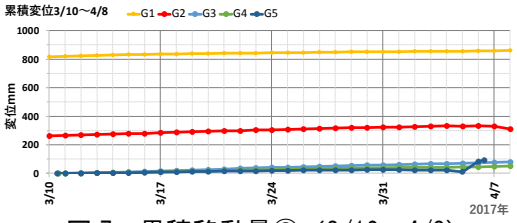


図 7　累積移動量②（3/10～4/8）

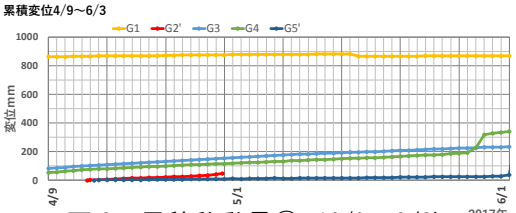


図 8　累積移動量③（4/9～6/3）

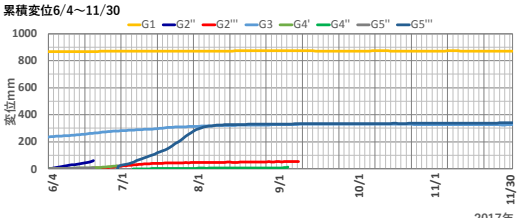


図 9　累積移動量④（6/4～11/30）

5.4　考察

災害発生 1 ヶ月後付近は，融雪も影響し，概ね 5～10mm/日の変位が確認され，2/19 には期間中最大の 245mm/日の変位が確認された。その後，3 月以降も融雪の影響もあり 0.1～5mm/日程度の変位となり上下流で一様な動きが見られた。融雪期の終わった 5～6 月には部分的に下流側の排土工事の影響により下流側土塊が上流側より押される形になり 145mm/日の変位が確認されたが，全体的に 0～3mm/日程度の変位となり，土塊の動きはほぼ納まったと言える。その後 7 月以降も部分的な変位は確認されるが，0～2mm/日程度の変位となり，土塊は安定していると推定される。

6.　おわりに

災害発生直後から約 10 ヶ月にわたって計器（GNSS，定点カメラ）による観測・監視を行った。対象土塊が崩壊土砂であり，積雪を巻き込んでおり非常に軟質なものであったこと，途中排土工事の進捗により移設を繰り返しながらの観測であったが，移動後の土塊の動きを監視・観測を行うことが出来た。途中，台風等の大規模降雨（最大 202mm/day）も経験したが，変動は 5mm/日程度であり，最小限にとどまったと考える。GNSS は土砂動態を絶対座標系で一括して監視管理でき，その特性から広範囲で微細な変状にも比較的追従することなどメリットも多い。一方で今回の観測が 1 時間毎であったことから即効性・応答性には課題があると言える。また GNSS の固定方法は今回，固定部が軟質な土塊であったため，そこを支点として回転するような変位が見られたため土塊全体の変位か地表部の局所的な変位かの瞬間的な判断は困難であったことから設置方法についても課題がある。今回は対象土塊が軟質で動きが速いものであったが，このような事例も含め，設置・活用に関して改良検討を加えて行き，活用範囲が広がることを期待したい。

【参考文献】　1）石田ら：南砺市利賀村で発生した地すべりの特徴と移動体の土質性状について，平成 29 年度日本地すべり学会研究発表会概要集，2017

砂防堰堤を対象とした土圧の鉛直分布に関する現地土圧試験

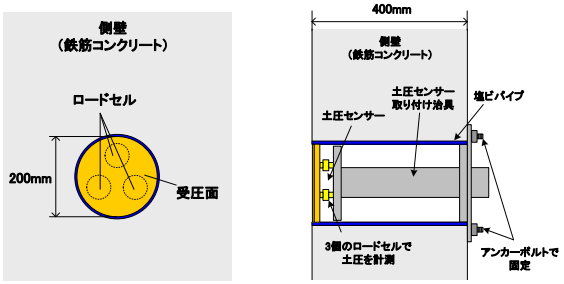
立山砂防事務所　大坂剛、金子秀樹、高橋至、柳川磨彦
日本工営株式会社　○日下拓也、村松広久、長山孝彦、小林浩二、スレンソッキアン、小原大輔、新村麻衣、伊藤隆郭
政策研究大学院大学　水山高久
京都大学防災研究所　藤田正治

1. はじめに

既設砂防堰堤では、長寿命化を目的とした高機能化のための改良が進められているが、補強対策設計を行う上で、重要なパラメータとなる堰堤に作用する外力（水圧・土圧）の設定が課題となっている。筆者ら[1),2)]はこれまでに、適切な堆砂土圧に対する知見を得るため、新たに土圧センサーを開発し、小型模型と大型模型を用いて、土圧試験を実施してきた。小型模型では、主に開発した土圧センサーの土砂への適用性を確認することを目的とし、大型模型では、実物大規模の高さに作用する土圧を確認することを目的として、土圧試験を実施した。その結果、土圧センサーの土砂への適用性が十分あることを確認し、また、大型模型を用いた土圧試験の静止土圧係数は小型模型を用いた土圧試験結果や設計基準よりも小さな値となり、深度によって静止土圧係数が変化する結果が得られた。本検討では、粒径幅の広い現地土砂を用いて、現地河床に堆積する土砂の密度を反映させ、湿潤状態および飽和状態の壁体へ作用する土圧・水圧を大型模型にて計測し、土圧、水圧および土圧係数の鉛直分布について検討を行った。

2. 試験概要

開発した土圧センサーの模式図および大型模型への設置イメージを図 1 に示す。土圧センサーは、曲げ荷重による計測誤差を軽減させる目的で小型ロードセルを図 1(a)に示す 3 箇所に設置し、試験槽の側壁に直接埋込み、アンカーボルトで固定する構造（図 1(b)）とした。



(a) 正面　　(b) 断面

図 1　土圧センサー

土圧試験は、図 2 に示す大型模型を用いて、現地土砂試料の含水状態を変えて表 1 に示す 2 ケースを実施した。

表 1　試験ケース

ケース	材料	試料状態
1	現地土砂	湿潤
2		飽和

大型模型（鉄筋コンクリート製）は、内寸が高さ 430cm×幅 280cm×奥行き 400cm で、奥行きは主働すべり面が十分入る寸法とした。土圧センサーは、試験槽底部から 50cm、150cm、250cm、350cm の 4 箇所に設置した。また、飽和試験の際の飽和状況を確認するために、模型底部には、圧力式水位計を設置し、土圧センサー間（試験層底部から 0cm、100cm、200cm、300cm）には、水位観測孔を設け、水位の観測を行った。

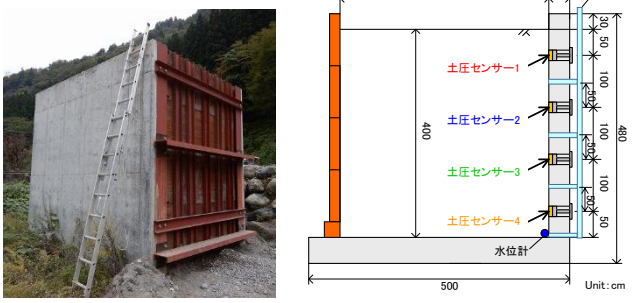


図 2　大型模型

試験に用いた土砂は、常願寺川より採取した粒径幅の広い現地土砂である。現地土砂の粒径加積曲線を図 3 に示す。

試験に用いる密度は、常願寺川河床で実施した現場密度試験（水置換法）より設定し、乾燥密度ρ_d=2.05g/cm^3 とした。図 4 に設定した乾燥密度と、乾燥状態および飽和状態で実施した現地土砂の最小密度・最大密度試験結果を示す。試験密度は、飽和状態で相対密度 Dr=96.6%、乾燥状態で Dr=103.5%となり、密に詰まった状態にある。現地土砂の土質特性を表 2 に示す。現地土砂のせん断抵抗角および壁面摩擦に関する係数（壁面摩擦角 ϕ_w、壁面摩擦による粘着力 c_w）は、大型一面せん断試験により求めた。

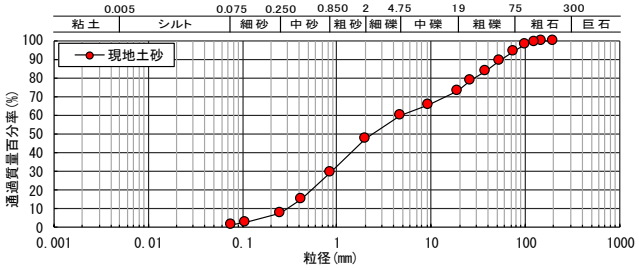


図 3　現地土砂の粒径加積曲線

表 2　現地土砂の土質特性

湿潤密度 ρ_t(g/cm^3)	2.20
乾燥密度 ρ_d(g/cm^3)	2.05
飽和密度 ρ_{sat}(g/cm^3)	2.29
水中密度 ρ(g/cm^3)	1.20
見掛け密度 Gg(g/cm^3)	2.70
最小乾燥密度 ρ_{dmin}(g/cm^3)	1.72
最大乾燥密度 ρ_{dmax}(g/cm^3)	2.04
含水比 w(%)	7.4
せん断抵抗角 ϕ(°)	41.8
壁面摩擦角 ϕ_w(°)	36.2
壁面摩擦による粘着力c_w(kgf/cm^2)	0.01

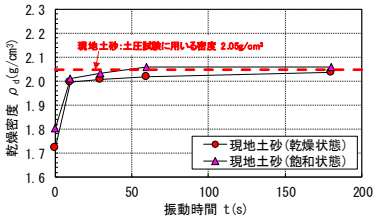


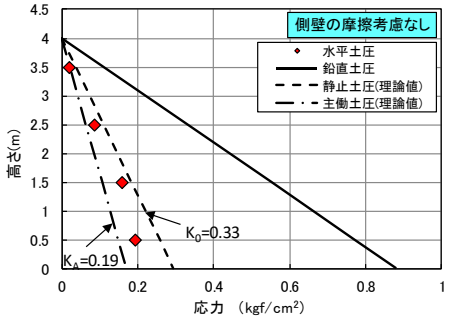
図 4　密度条件

試験手順は、1 層の仕上がり高さを約 100cm として、試験模型に重量を測定した現地土砂を、所定の乾燥密度ρ_dになるように締固め、最終高さ 400cm まで投入した。計測は、1 秒に 1 回サンプリングし、その平均値を 60 秒に 1 回出力した。なお、本試験は、試験中の土砂の水平変位を考えていないため、静止土圧の計測を想定したものである。

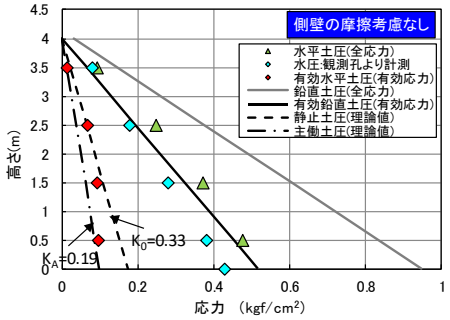
3. 試験結果

図 5 は、湿潤状態および乾燥状態の土圧センサーで計測した水平土圧と、投入した土砂材料の重量より算出した鉛直土圧の深度分布を示したものである。飽和状態の試験では、計測した水平土圧（全応力）から水位観測孔より計測した水圧を差し引いて、有効応力状態の水平土圧を算出している。また、図中には、ヤーキーの式より求めた静止土圧係数 K_0 と、クーロン土圧理論より求めた主働土圧係数 K_A を用いて算出した水平土圧（理論値）も示している。

試験値は、湿潤状態、飽和状態ともに理論値の静止土圧と主働土圧の間に位置し、理論値が直線分布を示すのに対し、試験値は深度が深くなるに従い土圧増分が減少し上に凸な非線形の形状を示す。



(a) 湿潤状態



(b) 飽和状態

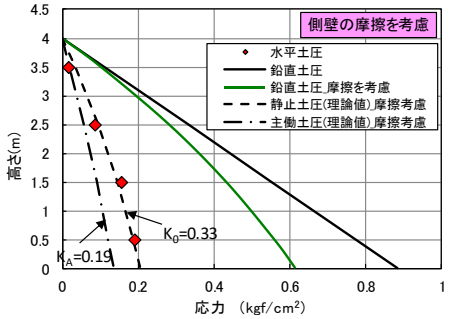
図 5　土圧・水圧の深度分布（側壁の摩擦考慮なし）

本試験結果が、理論値の静止土圧と主働土圧の間に位置し、深度が深くなるに従い土圧増分が減少する理由として、試験模型側壁の摩擦の影響が考えられる。砂防堰堤設計に用いる土圧設定に必要となる土圧係数 K を試験値から算出する場合、水平土圧を鉛直土圧で割ることで得られる。そのため、土圧係数算出の際には、鉛直土圧について側壁の摩擦を考慮する必要がある。そこで、上野 [3]によって検討された壁面摩擦を考慮した鉛直土圧の算定式（式(1)）を用いて、側壁の摩擦を考慮した鉛直土圧を算出し、土圧係数 K を求めることとした。

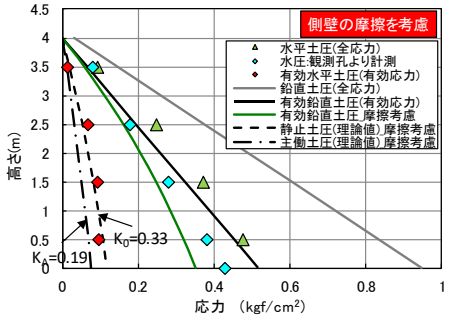
$$\sigma_z = \frac{b\gamma_d - c_w}{K_0 \tan \phi_w}\left\{1 - exp\left(\frac{-K_0 \tan \phi_w}{b} z\right)\right\} \qquad (1)$$

ここで、σ_z：鉛直土圧、b：模型幅の1/2、γ_d：乾燥単位体積重量、c_w：壁面摩擦による粘着力、ϕ_w：壁面摩擦角、K_0：静止土圧係数、z：深さ

図 6 は、湿潤状態および乾燥状態の摩擦の影響を考慮した鉛直土圧と、その鉛直土圧を用いて算出した理論値の静止土圧および主働土圧を示したものである。摩擦を考慮した鉛直土圧は、深度が深くなるに従い、土圧増分が減少し、上に凸な非線形の形状となり、理論値の静止土圧および主働土圧についても同様に、上に凸な非線形の形状となった。その結果、試験値は、概ね理論値の静止土圧と一致する結果となった。



(a) 湿潤状態



(b) 飽和状態

図 6　土圧・水圧の深度分布（側壁の摩擦考慮）

側壁の摩擦を考慮しない場合と考慮した場合の土圧係数 K の深度分布を図 7 に示す。なお、本試験は静止状態を想定しているため、試験値より求めた土圧係数は、静止土圧係数に相当する。側壁の摩擦を考慮しない場合、湿潤状態で K=0.17～0.29（平均：0.24）、飽和状態で K=0.21～0.35（平均：0.27）となり、理論値の主働土圧係数（K_A=0.19）と静止土圧係数（K_0=0.33）の間に位置する結果となった。一方、側壁の摩擦を考慮した場合、湿潤状態で K=0.18～0.36（平均：0.30）、飽和状態で K=0.24～0.42（平均：0.33）となり、静止土圧係数に概ね一致する結果となり、理論値が妥当な結果であることを示唆する結果となった。

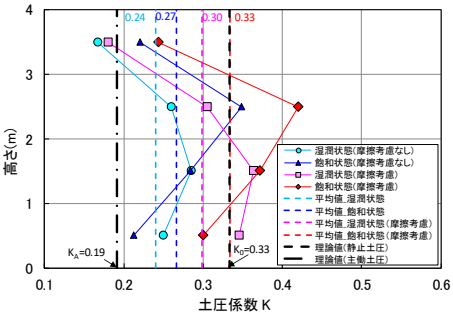


図 7　土圧係数の深度分布の比較

4. おわりに

実物スケールを対象とした大型模型での土圧試験を実施した例は無く、大型模型でも側壁の摩擦を考慮することで、静止土圧係数は概ね理論値通りになることが確認できた。土圧係数設定の際には、パラメータとなるせん断抵抗角 ϕ および壁面摩擦角 ϕ_w を適切に評価・設定することが重要である。

参考文献：1)福田ら(2016)：土圧係数に着目した室内・現地土圧試験,平成28年度砂防学会研究発表会概要集A, pp.48-49, 2)大坂ら(2017)：土圧・水圧の鉛直分布に関する現地土圧試験,平成29年度砂防学会研究発表会概要集A, pp.208-209, 3)K. Ueno(2001) : Section 4.3 Stress distribution in a container in "On the Bearing Capacity of Surface Foundation on Granular Media", pp.95-111, TITech, Doctoral thesis.

V-094

IoT 機器（衛星）を利用した低コストな現地観測情報収集システムに関する実証試験

和歌山大学　○秋山演亮、山口耕司
国土交通省大規模土砂災害対策技術センター吉村元吾、菅原寛明、田中健貴

１．成果の概要

ICT/IoT 技術の進歩は防災 / 減災の分野でも今後、多くの成果を達成すると考えられている。しかしそのためには、防災や減災の現場において、各地の施工業者等が簡便かつ安価に使える端末が必要不可欠である。また都市部から離れた土砂災害や洪水の発生源となる多くの場所においては、Wi-Fi や携帯電波によりインターネット網に繋がることは困難で有り、ICT/IoT 化の推進の妨げとなっている。

そこで本研究ではこれらの問題に対応するために、下記の様な成果を達成した。

① 現場における小型 IoT 機器の運用

Wi-Fi に加え LoRa を使った地上センサネットワークの基板システムを開発、実証試験を行った。これにより直達距離 1～2km の通信を実現し、中継機の利用により更なる長距離通信の可能性を示すことが出来た。またセンサを除く通信システムの価格を 1～2 万円と廉価に抑えることが出来た。

② 衛星やバルーンを用いた回線試験

山間部等において、衛星を使った省電力通信装置の検証実験を行った。低軌道周回衛星に加え、静止衛星を使った通信にも成功した。年間を通じた機器運用を行うことにより、耐候性や設置方法に関するノウハウを蓄積することが出来た。

２．現場における小型 IoT 機器の運用

電力源に欠く災害現場において、実利用可能な地上センサおよび送信機に関する開発を実施した。既に市街地等での利用を目的として開発されている地上センサ・送信機を利用し、太陽電池と二次電池を利用した器機開発を実施した。

紀伊山中において、数年前の台風により発生した日本最大規模の自然ダムを有する栗平地区において、IoT 機器を適切に配置し、太陽電池のみで稼働する有効な地上センサネットワークを設置。年間を通じた運用試験を行った。これにより、耐水性や耐候性に関して試験的な運用を実施した。

同現場では、すでに静止衛星を使ったセンサ情報転送システムが作動していたが、衛星との通信には大電力が必要である。そのため再度の土砂災害により同現場に通じる道路が流された時には、毎日ヘリコプターを用いた空輸により、発電機燃料を空輸するなどが必要となり、膨大なコストが発生していた。



図 1　RoLa-wan を用いたセンサ用子機

この問題に対応するために、一昨年度は開発済みの小型・省電力の通信端末を利用し、まずは Wi-Fi や 920MHz 帯等を利用した地上センサネットワークを現場に構築。各機器の耐候性を確認すると同時に、小面積の太陽電池パネルにより連続動作が出来るかを確認し１年近くにわたり動作させることに成功した。しかし Wi-Fi では通信距離が 100m 程度と短く、1km 四方もある栗平のような現場では地上のセンサネットワークも中継機を必要であった。そこで本研究では新たな通信方法として LoRa-wan（図 1）を利用し長距離通信実験を行った。

LoRa-wan は 920MHz 帯を使った新しい通信システムである。本研究では既存の LoRa-wan ゲートウェイを利用し、を使った新しい通信ネットワークを構築し、直達距離で 1～2km にもおよぶ通信実験に成功した。

また従来のシステムでは、センサ用子機から集められたデータはインターネットを介してクラウド上のサーバに集約されていた。しかし災害時には、周辺のローカルネットワークは稼働していても、インターネット回線からは切断されてしまい、クラウド上のサーバにデータが送れない / 閲覧出来ない等の問題点が発生していた。そこで本実証試験ではローカルネットワーク上にエッジサーバを設置することで、この問題を解決した。エッジサーバには RoLa-wan モジュールとほぼ同じわずか 65mm×31mm サイズの Raspberry Pi Zero を利用する事で、センサ用子機のサイズに納める事が出来た。センサ

によって集められたデータはエッジサーバに送られると同時に、クラウドサーバにも送信される。これにより、災害時にインターネットと切断しクラウドサーバとの通信が不可能になっても、ローカルネットワークさえ生きていれば現地で必要な情報が収集出来る様になった。

３．衛星を用いた回線試験

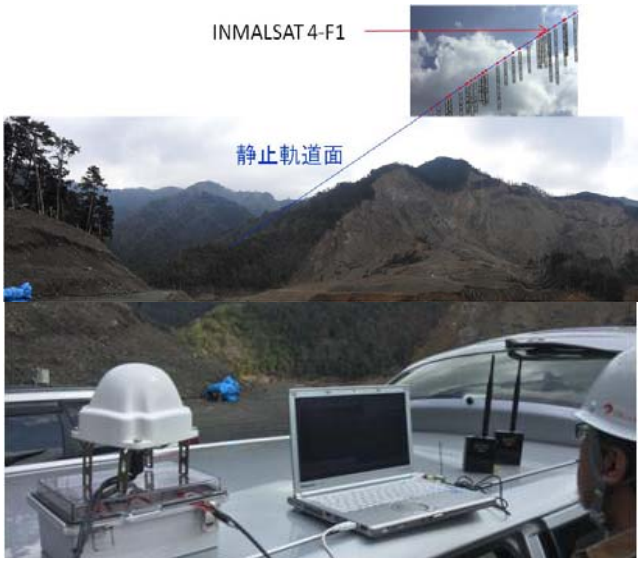


図 3　栗平における静止衛星位置と通信システム

山間部での通信インフラのイニシャルコスト・ランニングコストの低減を目指し、衛星の利用実証を行った。従来のシステムでは、地球から遠く離れた静止軌道（地球からの距離約 36,000km）上に位置する通信衛星に対して、大出力で広帯域の通信を実施していた。そのため、送信機には大電力が必要であり、大型の発電機を設置・運営する必要があった。このようなケースでは毎日の給油作業が必要不可欠であり、ランニングコストを高める一因ともなっていた。そこで本研究では低軌道（地球からの距離数百 km）を周回する衛星を利用する事で通信距離を低減し、30cm 角サイズの太陽電池＋自動車用の 12V バッテリのみを使った連続運用に成功した。(図-2)

一方、近年では海外諸国でも IoT に関する関心が高い。そのため静止衛星ではあるが IoT への利用を念頭に置き、衛星側に巨大なアンテナを利用する事で地上側からは低出力で通信が可能なシステムの構築が進んでいる。また低軌道衛星を使った本研究での連続実証試験でも、衛星位置が変わることで通信のための補足等が出来ない事も一つの原因と考えられるトラブルで、データ転送に欠損が生じることがあった。そこで本研究でも大アンテナを有する静止衛星を利用し、低軌道衛星の場合と同様の電力構成で通信が可能か、確認試験を行い良好な通信環境が得られることを実証することが出来た。

４．まとめ

本研究で実証された衛星通信網、および IoT 端末を使う事で、従来の遠隔計測機とくらべると 1/10～1/100 程度のコストで計測端末を構築、通信ネットワークを確立することが出来た。またエッジサーバも併せて利用する事で、極めて抗たん性の高い低コストなシステムを構築する事が可能である。今後、多くの現場で利用される事が期待される。



図 2　RoLa-wan を使った水位計と傾斜計

紀伊山地には土砂災害を起こす可能性の在る場所も多く、また支流に１つだけせっちしても結局、センサが稼働しているかどうかの確認に人手を介するなど、多くの点で問題があった。今回安価なセンサ用機器（センサ部分を除き 1 台 2 万円以下を予定）を開発することで、今後、多くのセンサを設置する可能性が開けてきた。本研究でも試験的に河川の水位計や崩落が予測される地域での傾斜計の設置を行った（図-3)。今後、省庁や地元行政とも協力しながら、数多くのセンサ用子機の設置を進め,運用上の問題点を明らかにすると同時に装置の更なる価格低下を進めたい。

また RoLa-wan による通信距離は 1～2km と長距離ではあるが、実用を考えると更なる長距離通信が望ましい。そこで 1km おきに受信したデータを再送信するリピータを設置することで、地上ネットワークだけでも通信距離を伸ばす方法を検証したい。実際の現地での測定では機器のチェックを１ヶ月おきには行うため、子機やリピータのバッテリも 1 ヶ月おきに交換する事が可能である。今後は運用性も考えた電力量の調整も実施する予定である。

V-095

モバイル３Ｄスキャナを活用した砂防施設の点検・診断

国土交通省 東北地方整備局 岩手河川国道事務所
パシフィックコンサルタンツ株式会社　○畠山　直樹、澤田　悦史、木村　茂

１．はじめに

i-Construction の推進や ICT 機器の急速な発展により、砂防施設の点検や診断の際に新技術であるＵＡＶや３Ｄレーザを活用し、効率化と高度化が図られている。これらの新技術は、目視点検に代わり低コストでかつ短時間に高精度な点検・診断を行えることが実証されてきたものの、全てにおいて万能ではなく、以下のとおり課題もある。

【ＵＡＶ計測における課題】

・天候に左右されやすい、計測時間（飛行時間）が短い
・上空からの撮影であるため遮蔽物が有る場合は、その直下の計測は不可能。
・ＤＩＤ地区等の住宅街では、飛行のために調整（申請許可）が必要
・訓練を受けた高度な操縦技術が必要

これらの課題を解決するために、今回、「誰でも」、「いつでも」、「簡単に」、「高精度計測が可能」なことをコンセプトとして、「モバイル３Ｄスキャナ」により現地点検・診断を試行したため、この結果を報告する。



図-1 Stencil2 の性能

２．モバイル３Ｄスキャナの概要

スキャナは「KAARTA 社 Stencil2」により試行を行った。Stencil は約 1.5 kg 程の小さな 3D スキャナであり、携帯して対象周囲を歩くだけで形状の取得が可能である。データ取得は、SLAM(Simultaneous Localization and Mapping)の技術を用いたスキャナであり、3D レーザ（LiDAR)、IMU、カメラのデータを統合処理し自己位置推定を行い自動合成で処理を行っている。また、GPS が不要なため、木やビルの陰に隠れる環境や屋内や地下空間などでも計測を行うことが可能である。精度は従来の据置型レーザスキャナには劣るものの（メーカ公称±3cm)、計測時にデータの取得と合成までが完了するため現場でデータを確認することも可能であり、従来の計測手法と比べて作業効率が非常に高い特徴を有している。



図-2 現地試行状況

３．砂防施設の現地試行結果

試行を行った砂防水路工は、底幅 7mのコンクリート三面張り構造であり、S48 年に建設されたものであるため(44 年経過)、経年劣化による老朽化で図-3 に示すとおり護床ブロックの流出・変状が見受けられる。

この水路工内を図-2 の写真のとおり、ステンシル、バッテリーを携行しつつ、モニターを見ながら 100m 区間の変状計測を行った。計測手順は以下のとおりであり、準備から３次元モデルの完成まで約 240 分(4 時間)程度であった。

①ＴＳ測量により、現地にターゲット 15 箇所を設置【60 分】
②モバイルスキャナーにより現地計測【10 分】
③ソフトによる補正処理【170 分】⇒３次元点群モデルの完成



図-3 調査結果（上：取得した点群、下：現地写真）

現地試行結果より、モバイル 3D スキャナの特徴を整理すると以下のとおりである。

- ◎スキャナは軽量であり、かつ操作も容易であることから、汎用性が高い。
- ◎スキャナを持ち歩くだけ計測できるため、1 人でも計測が可能である。
- ◎UAV が計測不可能な樹木の下でも計測が可能である(図-4 参照)。
- ◎水路から 20m 程度離れている樹木についても計測されており、おおよその形状を把握できている。
- ◎ブロックの形状や変状についても精度良く(誤差 1cm)計測できていた(図-5 参照)。
- △写真等を同時撮影できないため、細かなひび割れ等は計測できない。
- △スキャナの自己位置が推定できなくなるとデータにズレやねじれが生じる可能性もあるため、正確な計測を実施するためには、真値となる指標（ターゲット）必要である。

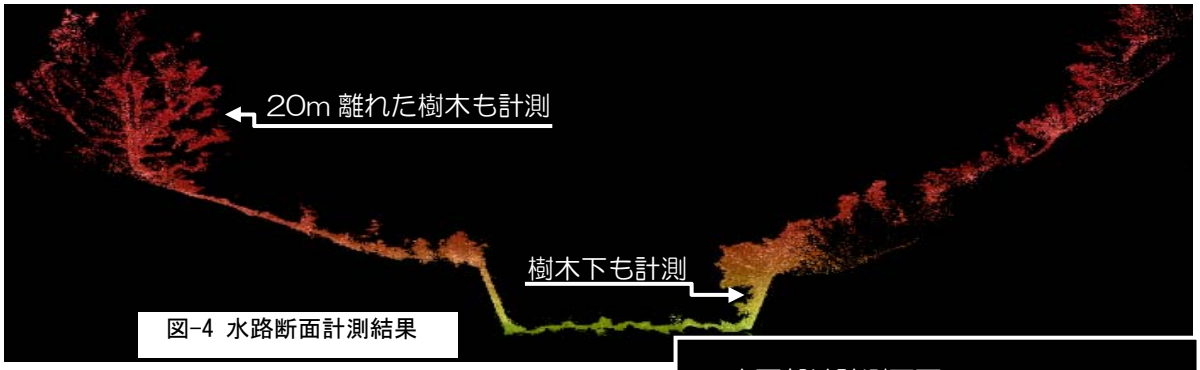


図-4 水路断面計測結果

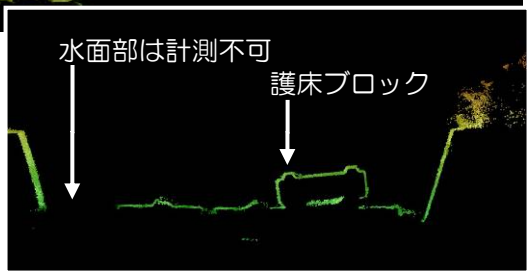


図-5 水路断面(ブロック流出部)

4．精度検証結果

砂防水路工の Stencil データと据置型レーザのデータを比較し距離の差分で色付けを行った。据置型では計測できていない部分や水面の部分に関しては赤（差 10cm）になっているところもあるが概ね誤差は 5cm（青～緑）以内に収まっていることがわかった。

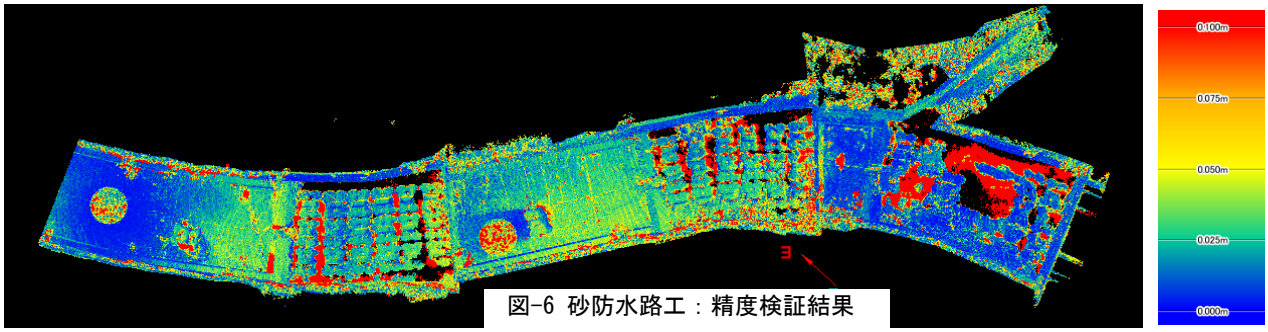


図-6 砂防水路工：精度検証結果

5．まとめ・今後の展開

今回のモバイル 3D スキャナの検証により、構造物の変状を迅速かつ効果的に点検・診断可能なことがわかった。また、機器の操作もタブレットで容易に行うことができるため、汎用性も高いことがわかった。しかし、計測精度の面では、据置型レーザに比べると見劣りする。この課題については、今後技術開発（高精度化、コンパクト化）が進むことで解決可能であると考えるとともに、引き続き、精度向上の手法を現地で繰り返し検証していきたいと考えている。また、砂防施設の点検・診断以外でも、流域調査（渓床勾配、断面）、立木・流木調査、レキ径調査、堆砂量調査、土石流・地すべり規模の把握等、砂防の調査から設計・維持管理に亘り、幅広く活用できるものと考えているため、今後これらへの適用性の検討も試行していきたい。

この機器の普及により、変状の早期発見と応急対策を行い、予防保全型の維持管理として施設の長寿命化に寄与していくものと考えている。今後は、「ＣＩＭ」や「i-Construction」などの「三次元的な維持管理」についても研究を進めていきたいと考えている。

北海道における砂防堰堤の劣化予測と長寿命化計画の検討

北海道建設部建設政策局維持管理防災課　○小野田篤史
北海道室蘭建設管理部静内総合治水事務所　佐々木　卓
北海道建設部土木局河川砂防課　樽林　基弘

1. はじめに

北海道が管理する砂防堰堤は、2011 年度末、現在 1,125 基あり、昭和 50 年(1974 年)、56 年(1980 年)の大災害を含む、1969 年から 1988 年までの 20 年間で約半数の砂防えん堤が整備されている。また、2011 年度末、現在、建設後 50 年を経過した砂防堰堤は約 8%（89 基）となっているが、20 年後には約 60%（670 基）が建設後 50 年を迎える。今後、建設後 50 年を経過する砂防えん堤の数が急増することから、財政負担を軽減しながら、土砂災害を防止する砂防堰堤の安全性を確保し、計画的に補修・更新を進めるため 2018 年度を目標として、『砂防堰堤の長寿命化計画』の策定を検討することとなった。

北海道は積雪寒冷地であるため、コンクリート構造物の凍害危険度が高い地域である(1)。凍害とは、コンクリート中の水分が 0℃以下になった時の凍結膨張によって発生する現象であり、長年にわたる凍結、融解を繰り返すによって進行し、コンクリート断面の欠損拡大やひび割れが生じるほか、他の劣化と相乗的に作用することで劣化がさらに進むことが知られている。よって、全道の既設砂防堰堤の劣化状況を調査し、建設後の供用年数と劣化レベルの関係を分析することとした。劣化状況の調査は全道の砂防堰堤を対象として 2012 年～2013 年度に行った。その結果、砂防堰堤を本堤工、前庭工、取付護岸工に区分し、本堤工では天端摩耗、ひび割れ、漏水、前庭工では天端摩耗、ひび割れ、水叩損傷、基礎洗屈、取付護岸工では基礎洗屈、ひび割れ、漏水について劣化状況を把握した後 2014 年～2016 年度に、『ガイドライン (2)』に基づき長寿命化検討を行った。

2. 劣化状況の特徴とその要因

砂防堰堤の劣化状況調査から、本堤工の天端摩耗 110 箇所、ひび割れ 147 箇所、漏水 120 箇所と多くの劣化が確認された。一般に鉄筋コンクリートの劣化要因としては、鉄筋の腐食、塩害、中性化、凍害、アルカリシリカ反応等が考えられる。しかし、無筋コンクリートである砂防堰堤では、鉄筋の腐食やそれに起因して劣化が進行する塩害や中性化が劣化要因とは考えにくい。また、本堤工のひび割れ、漏水発生箇所に遊離石灰が認められる箇所があるものの、ひび割れが限られた方向に生じていること、亀甲状のひび割れを呈していないことなどからアルカリシリカ反応による劣化も考えにくい。一方、本堤工の天端摩耗（断面欠損を含む）については、そのほとんどが常時流水の影響を受けない袖部で発生（写真－1）しており、常時流水の影響で比較的寒暖差が少ないと考えられる水通し天端ではほとんど認められない。そして、その傾向は常時流水の影響を受ける前庭工のひび割れや水叩損傷においても同様である。本堤工における天端摩耗、ひび割れ、漏水の経年劣化の傾向は、ほとんど同じ傾向を示している（図－2）。これらの劣化要因は、乾燥収縮などにより生じたひび割れに水が浸透、凍結融解を繰り返すことでひび割れが拡大し、天端摩耗が生じたり、漏水が発生するものと推定され、北海道における砂防堰堤の経年劣化の要因は凍害による影響が大きいと考えられる。



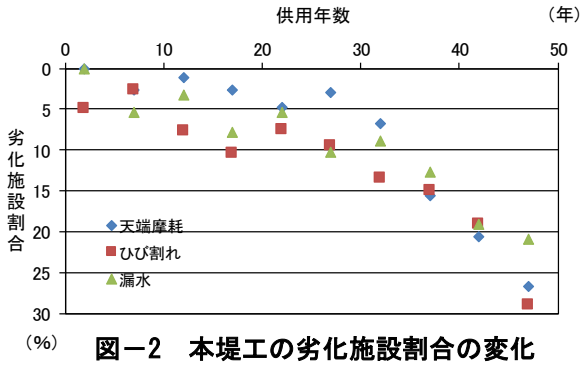
図－1　凍害危険度分布図　（文献(1)より）

3. 劣化予測の検討

劣化予測に当たっては、経年劣化の傾向が強い本堤工の①天端摩耗、②ひび割れ、③漏水の 3 つの劣化状況を対象とするものとする。劣化レベルの区分は『砂防関係施設点検要領（案）(3)』に基づき、a（軽微な損傷）、b（損傷あるが性能劣化に及ばない）、c（損傷により性能上の低下が懸念）とし、これら以外に簡易調査のため「劣化なし」の 4 区分とした。



写真－1　凍害による本堤工の断面欠損の状況



図－2　本堤工の劣化施設割合の変化

本堤工の各劣化状況は、いずれも砂防施設の安定性や強度に対して著しい影響を及ぼすと考えられる。よって、本堤工の 3 つの劣化状況のうち、どれか一つの劣化レベルが上がった時点で、その砂防施設の健全度が低下すると考える。よって、健全度のグレード A（対策不要）、B（経過観察）、C（要対策）の評価は、3 つの劣化状況の劣化レベル a, b, c にそれぞれ対応させた。全施設の健全度を評価した結果、供用年数が長くなればなるほど健全度が低下する特徴が読み取れる（図－3）。

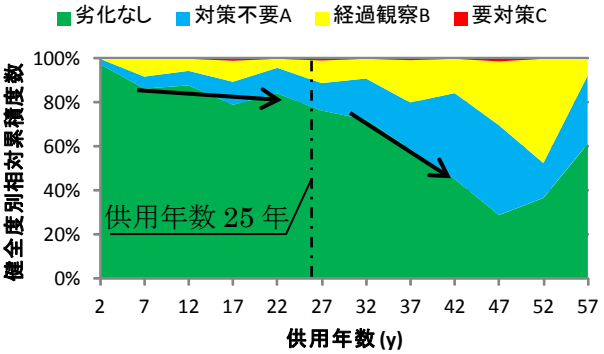
劣化予測を行う方法としては、理論的手法、回帰分析手法や確率論的手法などがある [4] が、健全度は物理量ではなくグレードであるので理論的手法は適さない。本堤工の 3 つの劣化状況の要因は凍害が多いものと推察され、出水による損傷など突発的な現象ではないこと、北海道の全砂防堰堤を対象とした十分なデータ量があること、劣化予測線の解析及び予測線により健全度の評価が簡便なことから、今回の健全度評価に回帰分析手法を用いることとする。

回帰分析手法を適用するにあたっては、健全度の各グレードに対して代表値（劣化レベルスコア）を与える。今回の劣化調査の結果『劣化なし』が約 9 割を占めている。図－3 より供用年数 25 年以上の施設において、健全度が下がる傾向にあることから、供用期間が 25 年に満たない施設のスコアを 1.0、25 年以上の施設は何らかの劣化が生じていることを想定し、スコアを 0.8 とする。供用年数を経過年数として読みかえ、10 か年ごとの経過年数に対して全施設の平均スコアを算出する。経過年数に対して平均スコアを回帰分析することにより劣化予測線を決定する。健全度が変化する経過年数の評価は、健全度スコアを階級区分し、劣化予測線が階級区分線を交差する年数として求める。

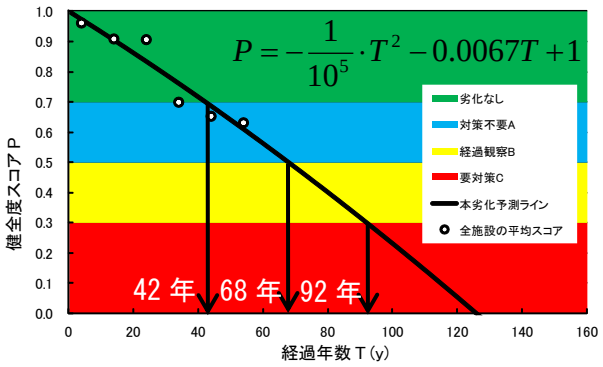
検討の結果、劣化予測線より健全度が要対策 C になる経過年数は、92 年と評価される（図－4）。経過観察 B 及び対策不要 A も同様に求めると、それぞれ 68 年、42 年となる。

表－1　劣化予測の条件

健全度	劣化レベルスコア	階級区分	摘　要
劣化なし	1.0	－	供用年数25年未満
劣化なし	0.8	－	供用年数25年以上
対策不要A	0.6	0.5～0.7	
経過観察B	0.4	0.3～0.5	
要対策C	0.2	0.0～0.3	



図－3　供用年数と健全度のグレード



図－4　北海道の砂防施設の劣化予測線

4. ライフサイクルコストの試算

以下のケースでライフサイクルコストを試算した。

ケース 1：各劣化が進行（要対策 C）してから、大規模な補修・更新を行う機能回復。
ケース 2：各劣化が問題となる性能劣化には至らない段階（経過観察 B）で補修・更新を行う対症療法。
ケース 3：定期的な点検により、劣化が進行する前（対策不要 A）に適宜補修を行い、健全度を維持する予防保全。

検討の結果、「機能回復」は総額約 245 億円、「対症療法」は約 126 億円、「予防保全」は約 45 億円を要し、総費用を約 1/5 まで圧縮することが期待できる。この違いの原因は、「機能回復」は、腹付け補強などにより補修規模が大きくなるのに比較して、「対症療法」、「予防保全」では、ひび割れ注入など補修方法が簡易となること、さらに、「予防保全」は「対症療法」と比較して、補修面積が少ないことによる。ただし、ケース 1（予防保全）の計算は、補修した後、42 年間は補修の必要がないとしてライフサイクルコストを計算しており、補修をしなかった部位に新たな劣化が 42 年以内に発生する可能性が高いことに留意する必要がある。

表－2　ライフサイクルコストの比較

単位：百万円

ケース	2012～2107 総費用	2012～2016 初年度費用	年平均費用（初年度を除く）	最大年費用
ケース1　機能回復	24,465	840	249	693
ケース2　対症療法	12,568	1,960	112	280
ケース3　予防保全	4,520	2,172	25	100
(ケース1)－(ケース3)	19,945	▲ 1,332	224	593

引用文献

(1) 長谷川寿夫（1975）：コンクリートの凍害危険度算出と水セメント比限界値の提案，セメント技術年報，Vol.29, p.248-253.
(2) 国土交通省水管理・国土保全局砂防部保全課（2014）：砂防関係施設の長寿命化計画策定ガイドライン（案）.
(3) 国土交通省水管理・国土保全局砂防部保全課（2014）：砂防関係施設点検要領(案).
(4) 吉村　明・高橋　至（2010）：立山砂防事務所管内における砂防設備の点検・保全計画の向上について，平成 22 年度　北陸地方整備局管内事業研究

主として鋼材を用いた砂防施設の維持管理マニュアルについて

一般財団法人　砂防フロンティア整備推進機構　○星野 和彦、水山 高久

１．はじめに

主として鋼材を用いた砂防施設（以下、「鋼材を用いた砂防施設」という）は、昭和 40 年代から鋼材メーカなど民間を中心に研究開発が進められ、地盤の変動に追随する屈撓性に優れたタイプや、透過型のように、平常時の流下土砂を通過させることにより、大規模土砂流出時に最大の機能を発揮するという機能面、並びに河川の上下流の連続性など環境面の有利性があることから、現在までに 4,500 基を超える施設が建設されてきている。

一方、砂防設備を含む社会資本は、その多くが高度成長期以降に急速に整備されて来たことから、今後の老朽化による機能・性能の劣化が懸念されている。平成 24 年 12 月の中央道笹子トンネルの天井板落下事故を契機に、国土交通省は平成 26 年 5 月 21 日に「国土交通省インフラ長寿命化計画（行動計画）」を決定した。

これを受け、砂防関係施設についても、「砂防関係施設の長寿命化計画策定ガイドライン」（平成 26 年 6 月）（以下、「ガイドライン」という）、「砂防関係施設点検要領（案）」（平成 26 年 9 月）（以下、「点検要領」という）により、砂防関係施設の点検を統一した視点で実施するとともに、点検結果に基づく長寿命化計画を策定している。

２．点検要領の課題

点検要領は、砂防設備の過半を占めるコンクリート構造物を主な対象として施設の点検方法や健全度の評価方法が記述されており、鋼材を用いた砂防施設の点検項目や部位の変状レベルの評価についての記述が少ない状況にある。

鋼材を用いた砂防施設は、部材の種類が多く、変状も損傷・凹み・ボルトの欠損・摩耗・腐食など多様であり、マスコンクリート構造物とは異なった点検方法と評価方法が必要とされる。

これらの背景を踏まえて、当機構では鋼材を用いた砂防施設の点検方法、健全度評価方法、修繕方法などに特化した、「主として鋼材を用いた砂防施設の維持管理マニュアル」（以下、「マニュアル」という）を公益事業として作成し、鋼材を用いた砂防施設の適切な維持管理に資することにした。

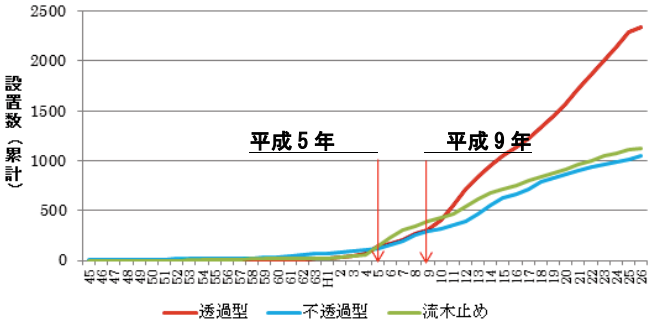
なお、とりまとめにあたっては、学識者、国土交通省砂防部、行政経験者等からなる委員会に諮っている。

３．鋼材を用いた砂防施設の維持管理上の課題

（鋼材を用いた砂防施設の整備状況）

鋼材を用いた砂防施設は、昭和 40 年代後半から施工され、平成 26 年末までに計 4,536 基が施工されている。その内訳をみると、透過型が 2,352 施設（52%）、不透過型が 1,056 施設（23%）、流木止めが 1,128 施設（25%）となっている。

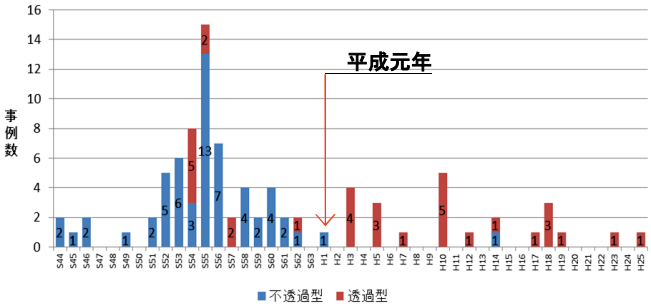
施工実績の経年変化についてみると、大分県で流木災害が発生した平成 5 年を境に設置数が増加していることが分かる（図－1 参照）。



図－1　鋼材を用いた砂防施設の設置数

（鋼材を用いた砂防施設の健全度の実態）

変状事例の発生状況を時系列的にとりまとめたものを図－2 に示す。昭和 44 年から昭和 63 年までの 20 年間に施工された施設の変状事例数は 60 事例（3 事例／年）である。これに対し、平成元年から平成 26 年までの 26 年間では 32 事例（1.2 事例/年）であり、以前に比べ約 1/3 に減少している。



図－2　鋼材を用いた砂防施設の変状施設数

また、昭和年代では、不透過型が 55 事例、透過型が 10 事例であったのに対し、平成では不透過型が 2 件、透過型が 22 件とその割合が逆転している。

ここで、年別の設置数をみると、平成 9 年を境に不透過型に比べ透過型堰堤の設置数が急増していることが分かる（図－1 参照）。

（変状の発生部位及び要因）

平成年代の変状事例 24 事例(透過型 22､不透過型 2) の種類内訳をみると､変形が 15 件と全体の 6 割以上を占める。次いで摩耗、腐食、ボルトの欠損がそれぞれ 2 件､底版コンクリートの摩耗､リブ破損、塗装の剥離がそれぞれ 1 件報告されている。

変形(凹み変形、全体変形など)の原因は、土石流の衝突、礫の衝突、礫の落下、土石流捕捉など、すべて「土石流」に起因するものであった。変形が多い理由として、透過型の多くが塑性変形を許容する設計となっていることが考えられる。

４．マニュアルの概要

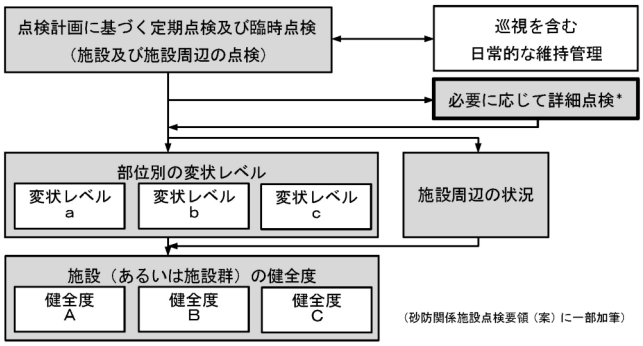
（目的）

砂防設備としての維持管理は、関連通達や「点検要領」及び「ガイドライン」に基づいて実施するが、その際には、鋼材を用いた砂防施設の特徴を踏まえた維持管理を行うことが必要である。

また、鋼材を用いた砂防施設の施工実績が増加してきたことから、土石流等を捕捉する機会も増えて来ているため、平常時の点検結果とともに土石流等の捕捉時の状況等を点検結果として確実に記録することで、今後の砂防計画や設計・修繕方法に反映させることが出来るようサイクル型の維持管理シンステムを目指している。

（点検及び健全度評価）

点検から健全度評価までの流れは、基本的には点検要領（下図）に依っているが、鋼材を用いた砂防施設のうち、透過型施設については、土石流が堆積した場合、除石・除木を行わないと施設背面の点検が出来ない場合があること。また、鋼製部材は種類が多く、点検や変状レベルの判断にあたっては、鋼材に関する専門知識を有していることが望ましいことから、マニュアルは、詳細点検に用いられることを想定して作成している。



図－3　点検、健全度評価の流れ

ただし、定期点検等において、目視点検によって、変状レベルが判断できる点検項目については、本マニュアルの変状レベル評価基準を用いることができるとしている。

（点検項目）

点検要領に示されている主たる点検項目は、不透過型については、「変形、破損、腐食、摩耗、中詰め材の流失」、透過型については、「変形・欠損」「腐食・摩耗」のみであるが、マニュアルでは健全度評価に必要と思われる項目を追加し、下表に示す項目等及び「施設周辺の状況」を提示している。

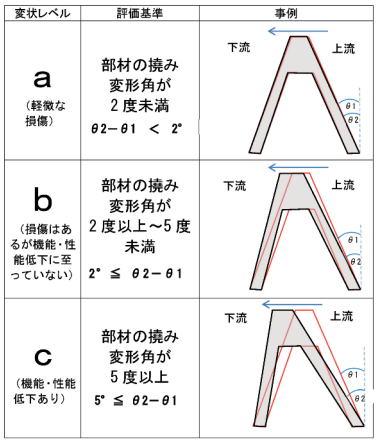
表－1　鋼材を用いた砂防施設の点検項目例

部位	型式	項目	部位	型式	項目
越流部	透過型	鉛直変位	非越流部	コンクリート不透過	ひび割れ*
		水平変位			破損
		凹み			漏水*
		鋼材の脱落		鋼製不透過	鉛直変位
		ボルトの欠損			水平変位
		継手部の開口			鋼材の変形・破損
		底版コンクリートの摩耗			鋼材の脱落
		底版コンクリートの下流洗掘			ボルトの欠損
		鋼材の腐食等			継手部の開口
	不透過型	鉛直変位			中詰材の流失
		水平変位			鋼材の腐食等
		鋼材の変形・破損			基礎部洗掘
		鋼材の脱落			
		ボルトの欠損			
		継手部の開口			
		中詰材の流失			
		鋼材の腐食等			
		基礎部洗掘			
		水通し天端の摩耗			

＊砂防関係施設点検要領（案）に準ずる

（変状レベルの評価）

また、変状レベルの評価については、点検要領は、透過型の「変位変形」「腐食」2 項目だけであるが、マニュアルでは、「施設周辺の状況」を除き、提示している点検項目全てについて、変状レベルを設定した。変状レベルの例を図－4 に示す。



図－4　コンクリート充填鋼管の変状レベル

マニュアルは、砂防フロンティア整備推進機構のホームページにアップされているので、施設の維持管理に活用されることを願います。

５．今後の取り組み

砂防フロンティア整備推進機構では、引き続き公益事業として、柔構造物（強靭ワイヤーネット工等）に関する維持管理マニュアルの検討を進めており、作成後、公開したいと考えている。

また、維持管理にあたって課題が多いと考えられる、石積砂防施設（粗石コンクリート造）（歴史的砂防施設を含む）に関する健全度評価手法及び修繕方法等の確立、既設砂防堰堤の補強・改築手法に関する技術的検討、効率的な除石・除木計画の策定手法に関する検討等についても研究を進めており、これらのテーマについて、一定の考え方を取りまとめたいと考えている。

繰り返し衝撃を受けるコンクリートの表面損傷に及ぼす衝撃荷重条件の影響

防衛大学校　○黒田　一郎，堀口　俊行，森山　洋平

1. はじめに

コンクリートダムの水吐や砂防ダムにおいては，越流状態において水流に混入した礫の繰り返し衝突が生起し，その際，礫衝突による衝撃と擦過に起因する衝撃疲労損傷が生じる．その対策のための検討として，重錘の繰り返し落下衝突によるコンクリートの損傷に着目した研究[1,2]が行われてきた．そこでは，隅角を持たない鋼球を重錘として使用しているため，実現象で衝突する礫の形状の効果を充分に加味したものではなかった．そこで，本研究は，球形の重錘と，隅角を有する重錘を使用した繰り返し落下衝突実験を行い，表面の損傷におよぼす重錘形状の効果をについて検討するものである．

2. 実験の概要

繰り返し落下衝突実験は，床上に固定したコンクリート供試体の表面の一定の範囲に，所定の高さから鋼製の重錘を400回に至るまで繰り返し落下衝突させる方法で行なった．重錘の落下範囲と落下高さを制御するために，供試体の上方に設置した170mm×180mmの内寸を持つ矩形断面の鉛直筒を通して，重錘を一つずつ手動で落下させた．

供試体は，早強ポルトランドセメントを用いた水セメント比60%の無筋コンクリートである．その寸法は300×300×350mmの直方体ブロックと，それに傾斜45度の斜面を設けた供試体の2種類である．供試体は打設後21日間湿布養生した後に気中乾燥させ，材令28日以上で実験に供した．

重錘は，形状は立方八面体K，球体Rの2種類，質量はL(約6.5kg)，S(約2.8kg)の2種類，都合2×2の4種類使用した．ここで，立方八面体とは，立方体の8つの頂点を切り落とした立体であり，正三角形8つとそれと同じ辺長(質量Lで71mm，質量Sで53mm)の正方形6つで構成される準正多面体である．図-1に，立方八面体の重錘の写真を示す．

以上の各種条件を組み合わせて，表-1に示す全部で8種類の実験シリーズを行った．供試体の数は各実験シリーズ毎に3体である．実験シリーズ名の最初の記号は，重錘の衝突を受けるコンクリート表面(打撃面)の傾斜角(G45は45度の斜面，G0は水平)，2番目の記号は重錘質量LまたはS，3番目は落下高さでHi(1.2m)またはLo(0.6m)，最後の4番目は重錘形状で，立方八面体Kまたは球体Rを表わす．

繰り返し落下衝突は，全ての供試体で400回まで行ない，50, 100, 200, 400回衝突させた段階で，損傷して生じたクレータの体積(損失体積V)を測定した．損失体積Vの測定は，打撃面を予め一辺20mmの正方形メッシュに分割し，その全ての格子点におけるクレータの深さをノギスで測定した上で，数値積分法の一種である点高法によって算出した．

3. 実験結果

図-2に，衝突回数Nと損失体積Vの関係を示す．ここで，図中の四角形のマーカ(□)は立方八面体K，円形のマーカ(○)は球体Rを表わす．

全ケースの実験結果において衝突回数Nと損失体積Vの関係はほぼ右上がりの直線になっており，衝突回数Nに比例して損失体積Vが一定の割合で増加していることが分かる．

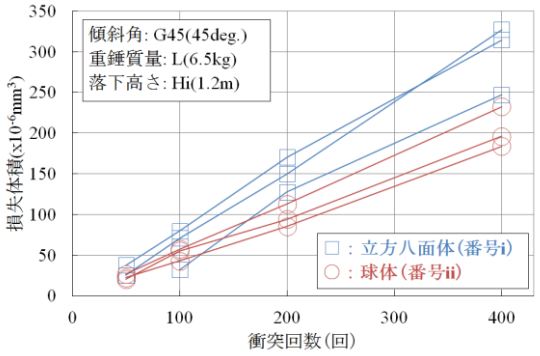


図-1　立方八面体重錘

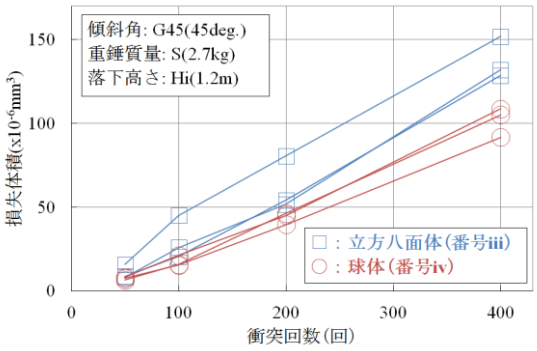
表-1　供試体シリーズ

番号	供試体シリーズ名	供試体個数	打撃面傾斜角 G (deg.)	重錘質量 m (kg)	落下高さ h (m)	重錘形状*	400回衝突時の損失体積 V_{400} ($x10^3 mm^3$)	400回衝突時の累積エネルギー E_{400} (kJ)	単位エネルギー損失体積 V_U (mm^3/J)	隅角効果比 ρ
i	G45-L-Hi-K	各3体	45	**6.50**	1.2	K	296	30.6	9.69	1.50
ii	G45-L-Hi-R			**6.71**		R	204	31.5	6.47	
iii	G45-S-Hi-K			2.74		K	137	12.9	10.66	1.39
iv	G45-S-Hi-R			2.82		R	102	13.3	7.67	
v	G45-S-Lo-K			2.74	**0.6**	K	54	6.4	8.40	1.92
vi	G45-S-Lo-R			2.82		R	29	6.6	4.38	
vii	G0-S-Hi-K		**0 (水平)**	2.74	1.2	K	157	12.9	12.15	1.55
viii	G0-S-Hi-R			2.82		R	104	13.3	7.83	

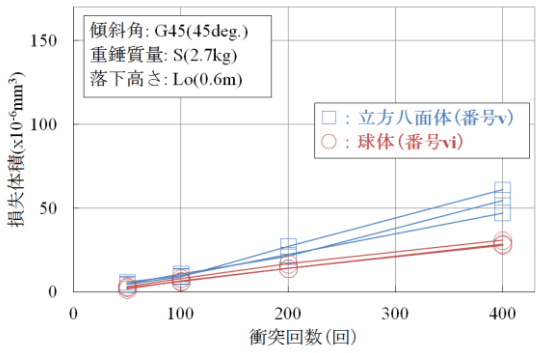
* 記号Kは立方八面体，Rは球体を表わす



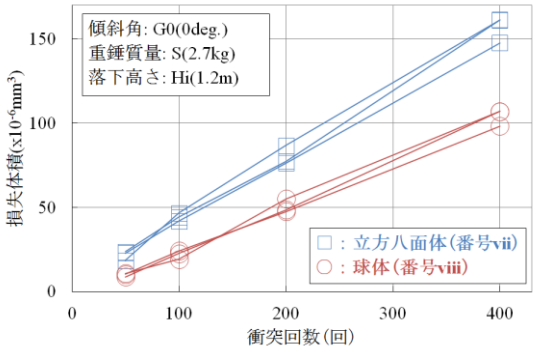
(a) 傾斜角45度，重錘質量L，落下高さHi



(b) 傾斜角45度，重錘質量S，落下高さHi



(c) 傾斜角45度，重錘質量S，落下高さLo



(d) 傾斜角0度，重錘質量S，落下高さHi

図-2 衝突回数と損失体積の関係

図-2は，打撃面傾斜角，重錘質量，落下高さの各条件を揃えた上で立方八面体Kと球体Rを比較しているが，いずれの条件においても，立方八面体Kの方が大きな損失体積Vを示している．そこで，次の式で示すように，400回衝突時の損失体積V_{400}を，それまでの重錘の累計された運動エネルギー(累積エネルギーE_{400})で割った数値を，単位エネルギー損失体積V_Uと定義し，**表-1**に併記する．

$$V_U = V_{400}/E_{400}$$

上述のように，重錘形状以外の条件が同一の場合には，立方八面体Kの方が損失体積Vが大きいので，立方八面体Kの単位エネルギー損失体積V_Uを球体Rのそれで割った値を，損傷に与える隅角の効果を表わすものとして新たに隅角効果比ρと定義し，**表-1**に追加して示す．隅角効果比ρは，概ね1.4～1.9の範囲であり，重錘質量と落下高さが小さくて，衝突1回あたりの重錘の運動エネルギーが小さいケース(番号vとvi)で最も大きな値1.92となっている．

また，前述の単位エネルギー損失体積V_Uに着目すると，打撃面傾斜角が同じ45度で，立方八面体Kの3つのケース(番号i, iii, v)を比較すると，単位エネルギー損失体積V_Uの値には格差があり，同じ落下高さなら重錘質量が小さい方が(iよりもiiiが)，同じ重錘質量なら落下高さが大きい方が(vよりもiiiが)，V_Uの値は大きくなる傾向があり，重錘質量や落下高さが一定でない場合には単純にエネルギー量だけで損失体積を評価できないことがわかる．そして，球体Rの3ケース(ii, iv, vi)も同じ傾向を示している．

次に，打撃面傾斜角が単位エネルギー損失体積に与える影響を考察する．立法八面体では番号iiiとviiの比較が，重錘質量と落下高さが同じで打撃面傾斜角だけが異なるケースの比較であり，球体Rでは，番号ivとviiiの比較がそれに当たる．水平面への衝突での単位エネルギー損失体積は，傾斜面に比べて，立方八面体Kでは14%，球体Rでは僅かに2%しか上回っておらず，本実験では打撃面傾斜角が単位エネルギー損失体積に及ぼす影響は小さかった．

4. まとめ

(1) 荷重条件に関わらず，衝突回数Nと損失体積Vは比例する．
(2) 隅角を有する立法八面体の重錘では，球体の重錘と比べて単位エネルギー当たりの損失体積が1.4～1.9倍程度となる．
(3) 重錘質量や落下高さが異なる場合には，重錘のエネルギー量だけで損失体積を評価できない．
(4) 打撃面傾斜角の影響は小さかった．

参考文献

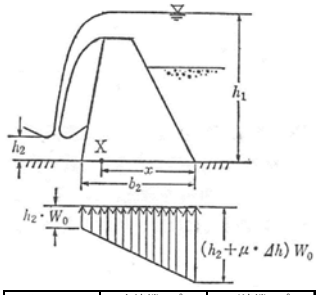
1) 小柳洽，六郷恵哲，斎藤保則：コンクリートの衝撃摩耗におよぼす乾湿条件および衝撃角度について，コンクリート工学年次論文報告書，Vol.11，No.1，1989
2) 豊福俊泰，宮川邦彦，豊福俊英：コンクリートの衝撃摩耗特性に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，No.2，pp.835-840，1998

砂防堰堤の底面における圧力状況の把握のための模型実験

日本工営㈱　○齋藤悠樹　松山洋平　手塚咲子　村松広久　松田悟　三池力　長山孝彦　伊藤隆郭
政策研究大学院大学　水山高久

1. はじめに

砂防堰堤の安定計算では，「砂防堰堤公式集（マニュアル）[1)]」に示す荷重条件が適用されている。堤底上流端の揚圧力は基礎地盤の種類で異なっており，岩盤の場合は揚圧力係数:μ＝1/3, 砂礫盤の場合では揚圧力係数:μ＝1 のように設定されている(図−1)。しかしながら，満砂した堰堤底面の圧力水頭の実態は明らかになっていない。本研究では，直線水路を用いて堰堤底面の圧力状況を再現することで，堰堤底面の水頭の把握を試みた。



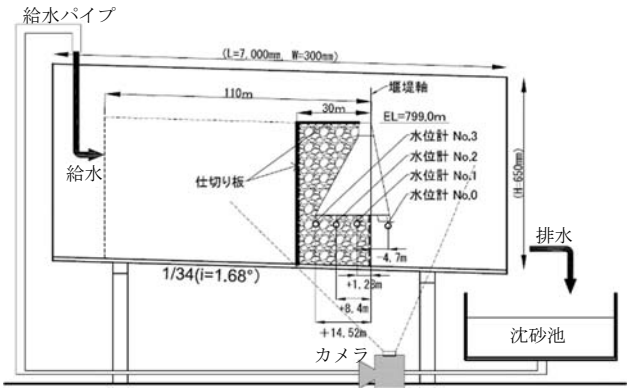
基礎岩盤の種類	上流端(t/㎡)	下流端(t/㎡)
岩　盤	$(h_2+\mu \cdot \Delta h)W_0$	$h_2 \cdot W_0$
砂 礫 盤	$h_1 \cdot W_0$	$h_2 \cdot W_1$

図−1 揚圧力の取扱い [1)]

2. 実験内容

2.1 実験条件

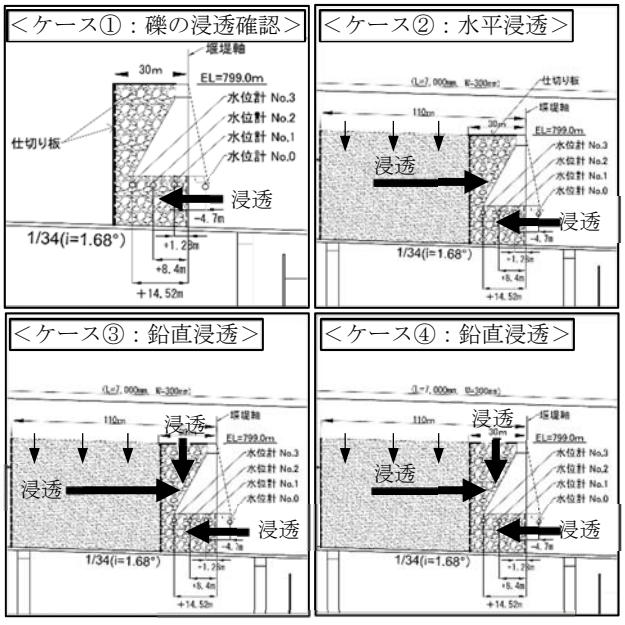
使用した実験装置を図−2 に示す。実験には，長さ 7 m，幅 0.3m，高さ 0.65m，勾配：1/34（1.68°）で木製(片側がアクリル製)の直線水路模型を用いた。堤高の大きい堰堤を想定して 1/80 の縮小模型を用いた。堰堤模型上流に堆積土砂に見立てた礫・砂(k=5.83×10^{-2} cm/s(T=15℃))を敷き詰めた水路に上流から給水（単位幅流量 43.2 ㎥/s：原型値）し，堰堤底面の水頭と，堰堤天端付近の水位を計測した。砂は，60%粒径が 1.15 ㎜の川砂であり，礫は，60%粒径が 17 ㎜の川砂である。実験は定常流で堰堤底面の 4 ヵ所の圧力を計測した。堰堤側面から流況把握のためビデオ撮影を行った。



図−2 実験水路と実験装置

2.2 実験ケース

実験ケースは，①鉛直浸透がなく，堰堤底面下からの水平浸透のみのケース，②砂からの水平浸透と堰堤底面下から浸透するケース，③砂からの水平・鉛直浸透と堰堤底面下からの浸透があるケース，④砂からの水平・鉛直浸透と堰堤底面下からの浸透があるが，鉛直浸透はケース③よりも多いケースとした(図−3)。実験では，全体が砂で充填された場合には堰堤底面の浸透がほとんど起こらなかった。そのため，透水性が非常に大きい礫(粒径 17 ㎜)を堰堤周辺に配置することにした。ケース①では礫の場合の堰堤底面の水頭を確認するために下流水位のみの状態にした。ケース②では砂層からの浸透が堰堤底面の水頭に及ぼす影響を確認した。ケース③，④では礫からの鉛直浸透が堰堤底面の水頭に及ぼす影響を確認した。ケース③，④では流水を鉛直浸透させるために仕切り板に隙間(ケース③: 幅 2 ㎜，長さ 250 ㎜，ケース④：幅 3 ㎜，長さ 250 ㎜)を設けた。また，堰堤模型上流に敷詰めた礫・砂について，各ケースの堰堤軸 0m から上流 30m までは礫，ケース②，③，④では堰堤上流 30m から 110m までは砂を敷詰めた。



図−3 ケースごとの再現現象イメージ

3. 実験結果

表−1，表−2 は，堰堤底面の水頭と堰堤天端付近の水位の実験値，図−4 は，表−1，表−2 の実験値を図示したものである。いずれも原型値での表記，表示である。

3.1 ケース①

砂からの浸透を遮断した場合では，No.0～3 の水頭は堰堤底面の水位程度で，4 ケースの中で最も低い水頭を示した(図−4，表−1)。

3.2 ケース②

No.0～3 の水頭がケース①よりも 0.9～1.8m 程度高い (図−4，表−1)。No.0 の水頭はほぼ変化がなかった。また，堰堤上の越流部の水位は，ケース①とほとんど変わらなかった(表−2)。

3.3 ケース③

No.0 の水頭はケース②とほぼ変わらない値を示したが，No.2～3 の水頭はケース②よりもさらに 1～2m 程度高い値となった(表−1)。また，式（1）により揚圧力係数を算出すると μ=1/10 となった(図−4，表−1)。

$$L=(h_2+\mu\times\Delta h)\times W_0 \qquad \text{式（1）}$$

ここに，L：揚圧力(t/㎡)，h_2：堰堤下流側水位(m)，μ：揚圧力係数，Δh：堰堤下流側水位と堰堤上流側水位の差(m)，W_0：水の単位体積重量(t/㎥)である。揚圧力係数の算出に用いた値は，ケース①～④で計測された No.1～3 の水頭と堰堤天端付近の水位(No.1~3,+20m)の平均値(h_2=776.10m，Δh=28.20m，W_0=1.0 t/㎥)を用いた。堰堤付近の水位は，ケース②の計測値と同じである。

3.4 ケース④

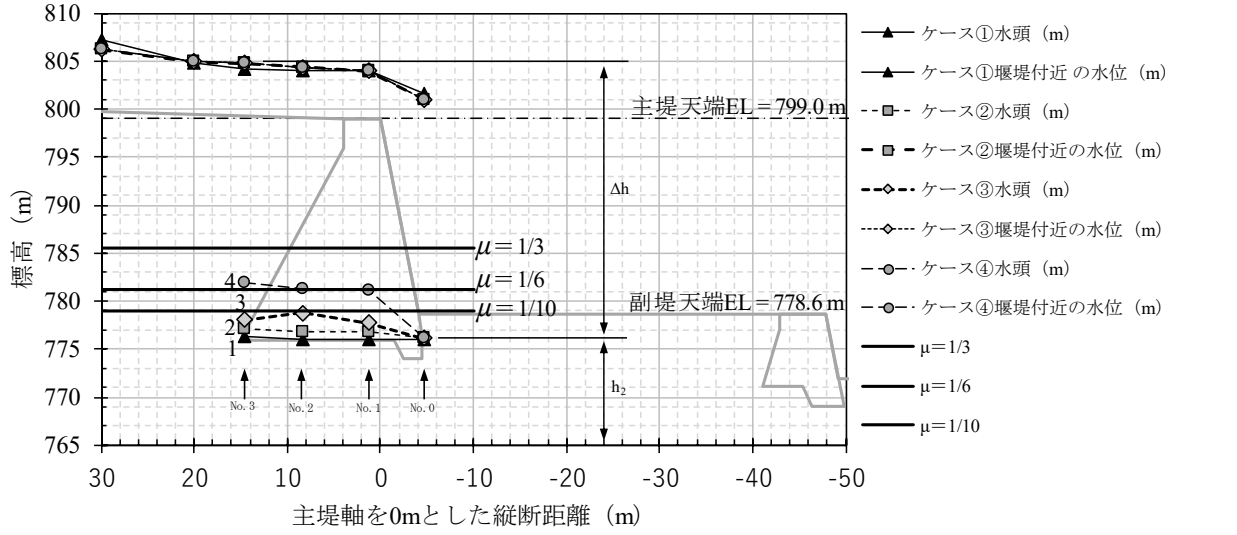
ケース③よりも砂からの鉛直浸透を増量した場合では， No.1～3 の水頭はケース③よりもさらに 3～4m 程度高くなった。また，式（1）で揚圧力係数を算出すると μ=1/6 となった(図−4，表−1)。堰堤付近の水位は，ケース②の計測値と同じである。ケース④の結果から，堤底上流端の揚圧力係数が 1/3 よりも小さくなることが分かった。また，図−1 に示すような台形の圧力分布ではなく，堰堤底面部の圧力水頭がほぼ同じ値をとるような分布形になることが示された。

表−1 実験値（水頭）

水位計 No.	No.3	No.2	No.1	No.0
ダム軸からの水平距離	+14.52m	+8.4m	+1.28m	-4.7m
ケース①	776.28	775.96	776.04	776.04
ケース②	777.12	776.88	777.84	776.12
ケース③	778.04	778.76	777.76	776.12
ケース④	781.92	781.28	781.16	776.12

表−2 実験値（堰堤天端付近の水位）

			No.3	No.2	No.1	No.0
ダム軸からの水平距離	30m	20m	+14.52m	+8.4m	+1.28m	-4.7m
ケース①	807.25	804.89	804.11	804.09	803.96	801.61
ケース②	806.21	804.97	804.75	804.41	803.96	801.05
ケース③	806.21	804.97	804.75	804.41	803.96	801.05
ケース④	806.21	804.97	804.75	804.41	803.96	801.05



図−4 実験結果（水頭，堰堤天端付近の水位）

4. おわりに

本実験では堰堤底面の圧力状況を再現するために，堰堤底面の水頭の把握を試みた。堰堤底面の圧力状況を再現したところ,堰堤底面の水頭の上昇が大きかったケース④で μ=約 1/6, ケース③で μ=約 1/10 であり，揚圧力係数 μ=1 程度にはならない結果となった。加えて，図−1 に示すような台形の圧力分布ではなく，堰堤底面部の圧力水頭がほぼ同じ値をとるような分布形になることが示された。今後は，堰堤底面の圧力分布と鉛直浸透の特性の関係および揚圧力分布形状や揚圧力係数の妥当性等の検討が必要であるとともに，現地計測と解析の必要性を示していきたい。

参考文献：出典

1) 社団法人 全国治水協会（1980）：改訂版　砂防設計公式集(マニュアル)，p.101-102

確率年の表現法による単一降雨指標と斜面崩壊の関係について

執印康裕(宇都宮大学)

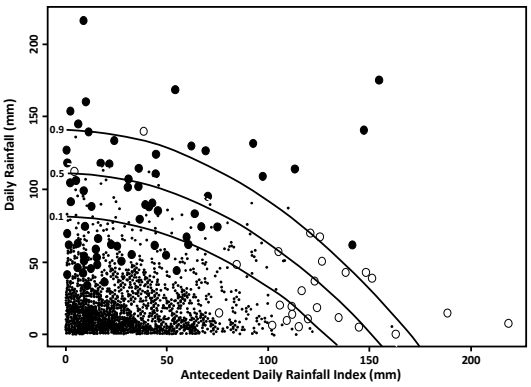
1. はじめに

降雨を誘因として発生する斜面崩壊は普遍的な自然現象の一部であるとともに,時と場所によっては土砂災害を引き起こす主たる要因でもある。したがって降雨と斜面崩壊の関係については,その発生機構の解明を主たる目的とする純粋科学の立場と,土砂災害に対処することを目的とした応用科学の立場の両面から研究が行われている。純粋科学の面からは,いわゆる水文素過程を考慮したモデルと土質力学を組み合わせた物理モデルによるアプローチ手法が用いられ,応用科学の面からは,降雨に対する斜面崩壊の発生・非発生の応答関係に重きをおいた,経験あるいは概念モデルによるアプローチ手法が用いられる。

勿論,純粋科学,応用科学の両者は独立して別個に存在するものではなく,アプローチ手法は異なるものの,その目的の一つに斜面崩壊の予知・予測を共有していることは自明であろう。事実,純粋科学のアプローチ手法による研究であっても,応用科学のアプローチ手法による経験あるいは概念モデルを用い,その妥当性(物理モデルによる斜面崩壊発生機構からみた降雨ー斜面崩壊関係の妥当性)を検証していることが多い。

これは物理モデルが対象とする場の降雨浸透特性,土質強度,地形等の素因特性をモデルに厳密に反映させようとすればするほど,場の素因特性に強く規定されることによって,応用的(あるいは実用的)な面において重視される一般化あるいは普遍性が検証され難いことを示している。このことは社会実装されている警戒・避難対策手法の多くが,経験モデルあるいは概念モデルをベースにしていることからも明らかである。

経験あるいは概念モデルは降雨ー崩壊の応答関係を降雨あるいは崩壊の発生確率に基づいて検討するものである。ただし斜面崩壊そのものは,降雨の地中への浸透に伴う土壌水分の増加あるいは地下水位の上昇によって発生し,かつ土壌水分あるいは地下水の降雨に対する時間応答特性は数時間単位の短期から数日以上の複数の時定数を有していることから,短期降雨および長期降雨の両者の影響を考慮した形で用いられることが多い。例えば日本では長期降雨の指標として土壌雨量指数,短期降雨の指標として60分積算雨量の両者が用いられていることは周知の事実である。しかしながら,その有効性が多くの運用実績に基づいて検証されている経験あるいは概念モデルをベースとする降雨ー崩壊の応答関係についても,1つの課題が残されていると考える。その課題は,各降雨の長期降雨の影響を横軸に,短期降雨の影響を縦軸にとる2次元平面上で崩壊との応答関係を検討する手法が用いられている点にある。図-1にこの手法による代表事例としてGlade et al.(2000)がニュージーランドで検討した結果の一部を示す。本図において横軸が発生日までの先行降雨指標(日単位で実効降雨と同じ計算手法で算出),縦軸が発生日当日の雨量であり,黒丸,白丸は崩壊発生降雨を,小さな黒点は非崩壊発生降雨である。なお3本の曲線は崩壊発生確率の等値線を示している。この手法は,現在日本で広く使用されている土壌雨量指数と60分積算雨量の組み合わせによる連携方式の原型ともいえるが, 本図からわかるように,崩壊発生確率が大きくなるほど,非発生降雨イベントは減少していくものの,崩壊発生確率が下がるにつれて,発生降雨と非発生降雨の区別が認識し難くなる傾向にあることが分かる。これは図1において時間軸が表示されていないことに原因があると考えるものである。



黒丸 or 白丸:崩壊発生,黒点:崩壊非発生

図-1:先行降雨と当日雨量に対する崩壊の発生・非発生関係
(Glade et al, 2000 より改変引用)

本論においてはこの点に着目し,応用科学の立場から,時間軸とあわせて表示が可能な降雨指標の提案およびその可能性について検討したので,結果をここに報告する。なお降雨指標の提案に際し,以下の2点を重視して行っている。

① 降雨指標が汎用性を有すること。

② 降雨指標の意味が直感的に把握しやすこと。

以上の2点を重視した結果,①に対しては,特別に高度な計算を行うことなしに,砂防関係者であれば,誰もが簡単に算出できる極めて単純な方法によるものを提案し,かつ②に対応するために降雨指標として確率年と同じ単位で表現可能なものを提案している。

2. 対象地および降雨指標の算出方法について

2.1　対象地について

対象地として東京都伊豆大島の西側山腹斜面を選定した。本対象範囲においては，1950年から2015年までの66年間で1958年9月および2013年10月に2回の大規模な斜面崩壊が発生している。1958年9月の斜面崩壊は，狩野川台風を誘因として9月26日午後4時分頃に発生し，このときの降雨概況は，本島西部に位置する伊豆大島元町地区にある気象庁観測所で観測された総降雨量536.9㎜，最大時間雨量87.5㎜である。一方2013年10月の斜面崩壊は，2013年台風26号による10月15日から16日未明にかけての記録的な降雨（総降雨量：824㎜，最大時間雨量：119㎜）を誘因とするものであり，16日午前2時過ぎから3時頃にかけて山腹斜面上部の広範囲にわたって発生した（石川ら，2014）。

2.2　降雨指標（GIPRI）の算出方法について

降雨指標は，日本において広く使用されている土壌雨量指数および60分間積算雨量の両者の組み合わせによる連携方式と同様である。唯一の違いは，連携方式では，短期降雨指標および長期降雨指標の使用単位が各々㎜/h，㎜をとる2次元空間上のスネークラインを使用するのに対して，GIPRIではともに確率年単位のyearをとる2次元空間上のスネークラインを使用している点にあり，以下の式(1)，(2)によって算出される

$$L = \sqrt{\{\log(a)\}^2 + \{\log(b)\}^2} \quad \cdots\cdots\cdots(1)$$

$$GIPRI = 10^L \quad \cdots\cdots\cdots(2)$$

ここに　L：確率年1年とする原点からの距離，a：土壌雨量指数の確率年（単位：years），b：1時間雨量の確率年（単位：years），GIPRI：一般化統合確率年降雨指数（単位：years）である。

すなわち各時刻におけるプロット位置が原点から離れるほど，斜面崩壊の発生確率が高い状態にあるとの極めて単純な仮定に基づいている。

図-2に1958年の狩野川台風によるGIPRIの算出事例を示す。本図から，GIPRIは両降雨特性の確率年を統合した指標であり，時間軸とあわせて表示が可能であることが分かる。また本台風の規模が最大となった時刻は，GIPRIが最大値の131年を示した17時前後であること，崩壊発生時のGIPRIは48年であることが確認される。なお両降雨特性の確率年は1950-2015年の気象庁大島観測所の時間降雨データを基にGEVを用いて算出している。

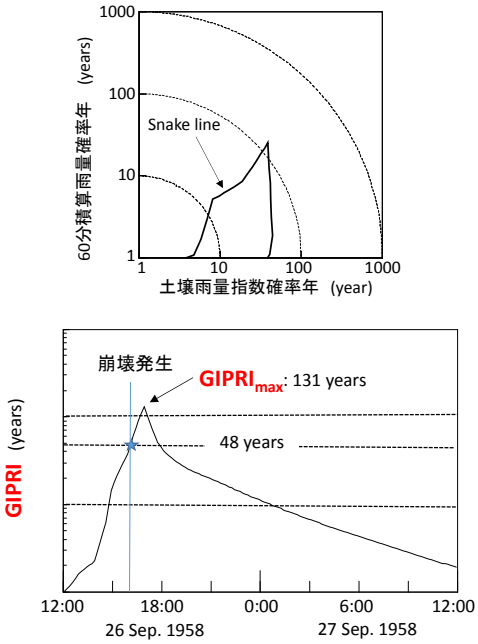


図-2：　1958年狩野川台風によるGIPRIの算出例

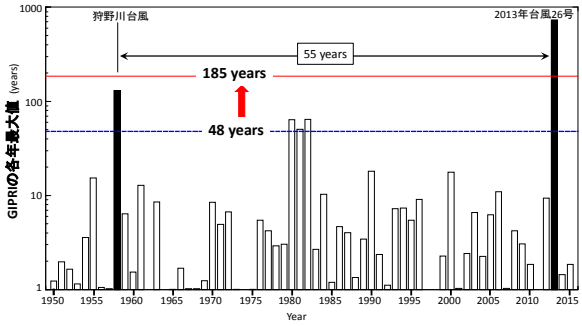


図-3：GIPRIの1950年から2015年までの各年最大値

3. GIPRIの有効性の検証結果及びまとめ

対象地では前述のように1950年から2015年の66年間で2回の大規模な斜面崩壊が発生しているが，同期間におけるGIPRIの各年最大値を示すことによって，その有効性を検討した。すなわち，発生年以外の年で２つの斜面崩壊を上回る年が存在しない場合には，その有効性が担保されているとの単純な仮定をしている。結果を図-3に示す。なお図-3には両台風における崩壊発生時のGIPRIも合わせて示している。本図よりGIPRIの有効性が担保されている事，さらに2013年の崩壊発生時のGIPRIは185年と狩野川台風時を上回っている事が分かる。これは，55年間におよぶ森林植生等の素因の長期変化が崩壊発生に影響を与えていることを示唆している。

以上をまとめると，①GIPRIの有効性が担保されていること，②さらにGIPRIが，素因の変化が降雨と崩壊の関係性に与える影響を反映している可能性があることの２点となる。

引用文献

Glade et al., (2000): Applying probability determination to refine landslide-triggering rainfall thresholds using an empirical “Antecedent Daily Rainfall Model”, Pure and Applied Geophysics, 1059-1079

石川芳治ら(2014)：2013 年 10 月 16 日台風 26 号による伊豆大島土砂災害，砂防学会誌，Vol. 66，No. 5，p. 61-72

V-101

地震後の土砂災害に対する警戒避難について
（平成 28 年熊本地震時の対応を踏まえて）

一般財団法人砂防フロンティア整備推進機構　○千葉幹・酒谷幸彦・蒲原潤一*・山口悠
（*現国土交通省水管理・国土保全局砂防部保全課土砂災害対策室）

1. はじめに

我が国では、地震による土砂災害が度々発生している。地震によって家屋なども大きな被害を受けるなか、がけ崩れや土石流等が広域で多数発生し全体像が把握しにくいこと、地盤の緩みなどにより斜面の安全度の低下が懸念される場合もあり、そうした中での二次災害防止は、重要な課題となっている。近年発生した平成 28 年熊本地震は、熊本県を中心に多数の土砂災害をもたらしたが、その後の梅雨期等における二次災害防止に向け、国や県・市町村により、危険箇所の点検や警戒避難体制が構築されるなどの対応が実施された。

本論では、熊本地震の際、土砂災害の警戒避難に関して実施された災害対応を取り上げ、地震後の警戒避難体制について考察する。

2. 熊本地震後の主な災害対応

平成 28 年熊本地震は、平成 28 年 4 月 14 日に前震が、同月 16 日に本震が発生し、各地の震度は最大で震度 7 となっている。これにより、土砂災害発生件数は 6 県 190 件に及ぶが、うち熊本県内での発生件数が 158 件と、最も多い（国土交通省、2016）。災害発生直後の二次災害防止への対応として、国土交通省や熊本県により、土砂災害警戒情報発表基準の引き下げや土砂災害危険箇所の緊急点検（国、県併せて計 6,587 か所：熊本県土木部砂防課、2016a）、応急対策、監視観測体制の構築等が実施された。

ここでは、土砂災害発生後の二次災害に関係する警戒避難対応のうち、地震後に特徴的であると考えられる対応について、取り上げた。

2.1. 村全体を対象とした警戒避難体制の見直し

熊本県南阿蘇村では、阿蘇大橋地区や火の鳥温泉地区、高野台地区、山王谷川地区などの土砂災害が発生した。地震に伴い村内の 38 地区のうち、18 地区に避難勧告が発令されていたが、**地震後初の梅雨入り前のタイミング**（平成 28 年 5 月 21 日）で基準が見直された（表 1 参照）。これにより、6 地区 457 世帯 1424 人が解除に、4 地区 576 世帯 1434 人が避難準備情報に見直されたほか、9 地区 836 世帯 1836 人は避難勧告が継続された（同じ地区内に、避難勧告が解除されたエリアと継続されたエリアの両方を含む地区が一地区あることから、合計が 19 地区となる）。

見直しにあたっては、土砂災害危険箇所の緊急点検結果のほか、地震による家屋の倒壊状況、避難指示が継続して発令されており帰ることができないといった地元の声、専門家の意見、降雨や余震の状況なども考慮され、地区単位で基準が設定された。ヒアリング結果に基づき、ここでは結果として相対的な危険度の高さに応じ 3 区分に整理した。

- 危険度が高い地区：土砂災害が実際に発生しているほか、家屋の倒壊状況や地割れ、ライフラインの寸断など地震の被害も大きい地区／土砂災害や亀裂が発生している、山に近いなど土砂災害のおそれが高い、地震による被害も比較的あるといった地区であり、危険箇所点検結果も B 判定以上とされた地区
- 危険度が中程度の地区：それほど目立った被害がでていないと考えられたが、危険箇所点検結果で B 判定以上である地区
- 危険度が低い地区：危険箇所点検の結果 C 判定とされ、さらに地震の被害もそれほどでない地区

また地震発生から約 1 年後、**年度が変わるタイミング**（平成 28 年度末）に再度見直しがされた（表 1 参照）。応急対策の実施などにより、全体として安全度が上がっていると考えられるなか、避難勧告が継続して発令されることで緊張感がなくなるという面もあったが、見直しにより適宜発令状況が更新されることとなった。

これ以外のタイミングであっても、近くでの土砂災害の発生や、山が近くて危ないという住民からの声を受け、ランクを引き上げた地区もあった。

なお避難勧告等は地区単位で発令されたが、土砂災害のおそれがある範囲としては土砂災害警戒区域等を目安に避難が呼びかけられたほか、避難のタイミングは各種警報や土砂災害警戒情報等が活用されている。

表 1 地震後の警戒避難体制（南阿蘇村提供資料を元に作成）

◆H28梅雨期～

	避難勧告等の発令状況	大雨注意報	大雨警報	土砂災害警戒情報	特別警報
危険度が比較的高い地区	避難勧告	→	→	避難指示	
危険度が中程度の地区	避難準備情報	→	避難勧告	避難指示	
危険度が比較的低い地区	発令なし		避難準備情報	避難勧告→避難指示	

◆H29年3月末～

	避難勧告等の発令状況	大雨注意報	大雨警報	土砂災害警戒情報		特別警報
				警戒1	警戒2	
危険度が比較的高い地区	避難勧告	→	→	避難指示（緊急）		
危険度が中程度の地区	発令なし	予防的避難（自主避難）	避難準備・高齢者等避難開始	避難勧告	→	避難指示（緊急）
危険度が比較的低い地区	発令なし	予防的避難（自主避難）	避難準備・高齢者等避難開始		避難勧告	避難指示（緊急）
			警戒判定メッシュ情報に基づき、危険度に応じて区ごとに発令			

2.2. 危険箇所点検結果を活用した応急仮設住宅入居条件の設定

熊本県南阿蘇村では、応急仮設住宅の入居条件として、住居の全壊等やライフラインの途絶などのほか、土砂災害に関しては、地すべり等により避難指示等を受けている地区や、危険度 A 判定とされた箇所の土砂災害警戒区域に居住することが挙げられた。

ただし、土砂災害警戒区域からはみ出す地域であっても、アクセス路が土砂災害警戒区域に重なっていることで、孤立化するおそれがあるような箇所については、個別に、柔軟性のある運用が行われた。

2.3. 応急仮設住宅建設候補地に対する調査の実施

松尾（2017）は、今回の熊本地震で応急仮設住宅建設候補地となった箇所の多くは、住居の建設が行われることが想定されていない箇所であったことから、当初、基礎調査等が行われておらず、3 市町村 3 か所において土砂災害警戒区域に該当する箇所に応急仮設住宅が建設されたこと、さらに 16 市町村を対象に 135 か所を調査した結果、土砂災害警戒区域に該当する箇所数が 17 か所に及んだことを指摘している（図 1 参照）。またこの結果を受け、熊本県は、今後の大規模災害に備え、各市町村に応急仮設住宅候補地の災害発生前の選定を依頼、土砂災害警戒区域等の指定基準に該当するか調査を行った。

2.4. 土砂災害警戒区域等の見直しや新規設定

熊本県土木部砂防課（2016b）によれば、地震による山腹崩壊により、区域指定時に想定した土砂量以上の土砂流出の危険性がある箇所や、土砂災害警戒区域等の区域指定後に施設整備が完了した箇所について、土砂災害警戒区域等の見直しが行われた。その結果、4 市町村で合計 101 か所（拡大した区域 85 か所、縮小した区域 16 か所）で区域が見直された。また山腹崩壊箇所等における新規設定箇所は、前述した 4 市町村を含む 6 市町村で 36 か所であった。

ここで対象とした市町村における土砂災害警戒区域の指定箇所（公示済、平成 29 年 12 月 1 日指定済迄）及び公表箇所（未指定、平成 29 年 12 月 15 日時点）の合計と比べると、4 市町村内の指定・公表箇所 617 か所に対し 101 か所で見直しが、6 市町村内の同 985 か所に対し 36 か所で新規設定が行われたこととなる。

3. 考察

地震後の警戒避難体制において、土砂災害警戒区域や土砂災害警戒情報のほか、専門家による助言や危険箇所点検結果が活用されている状況が伺えた。一方で、土砂災害以外の要素（家屋の倒壊やアクセス路の途絶など）も大きく影響することから、単に土砂災害の危険度に応じ一律に基準を設けることはできない。こうした場合、行政と連携しながらの専門家の助言が役立ったことを含め、市町村の警戒避難体制の構築事例を広く紹介することも有用と考える。

また土砂災害のおそれがある範囲の目安として広く活用されている土砂災害警戒区域であるが、その目的上、避難路や応急仮設住宅建設候補地は基礎調査の対象とはならないことも多い。また避難経路や応急仮設住宅を迅速に判断する際は、必ずしも基礎調査と同じ手法でなくともよいのではないかと考える。こうした、土砂災害警戒区域を補うような情報の出し方を整理していきたい。

土砂災害防止対策基本指針では、地震等の影響により地形的条件が変化した場合や、新たに土砂災害防止施設等が設置されたなど、土砂災害警戒区域等の見直しが必要となった場合は、柔軟かつ迅速に対応することが望ましいとされている。しかしながら、地震後、都道府県や市町村では災害対応に追われる場合も多く、後手に回る可能性もある。また前出の松尾（2017）によれば、土砂災害特別警戒区域内で被災された方が多く、再建時に必要となる建物の構造規制が、家屋再建の大きな障害になりうる。これらを踏まえると、災害後の土砂災害警戒区域等の見直しは再建に影響を及ぼすこともあり、実際に熊本県で実施された事例などを収集・整理するなど、平時に備えておくことも必要だと思われる。



図 1 土砂災害のおそれがある応急仮設住宅建設候補地の例（熊本県提供資料に加筆）

謝辞

本論に関し、資料提供等を通じご協力頂いた国土交通省砂防部砂防計画課、九州地方整備局や熊本県砂防課、南阿蘇村ほか熊本県内の市町村、南阿蘇村の住民の皆様には、大変お世話になりました。ありがとうございました。

参考文献:

熊本県土木部砂防課（2016a）：熊本地震に係る土砂災害危険箇所（追加）の緊急点検結果について（その 2）、http://www.pref.kumamoto.jp/kiji_16252.html、参考 2018-03-23

熊本県土木部砂防課（2016b）：県内の土砂災害警戒区域等指定状況、http://www.pref.kumamoto.jp/kiji_9020.html、参考 2018-03-27

国土交通省（2016）：平成 28 年熊本地震による土砂災害の概要（平成 28 年 9 月 14 日時点）、http://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/h28dosha/160914_gaiyou_sokuhou.pdf、参照 2018-03-22

松尾竜也（2017）：熊本地震により対応が必要となった土砂災害防止法に関連する業務について、砂防と治水、第 237 号、pp86-pp88

V-102

土砂災害に関する防災訓練の効果向上を支援する事前学習について

（一財）砂防フロンティア整備推進機構：○河合 水城，蒲原 潤一※1，千葉 幹
応用地質 株式会社 ：三木 洋一，瀬戸 秀治，大村 さつき，赤松 将晴
※1 現所属：国土交通省 砂防部 保全課 土砂災害対策室

1. はじめに

近年は気候変動の影響などから、これまで土砂災害の発生頻度が小さいと考えられていた地域であっても深刻な土砂災害に見舞われることが予想されている。

このため、土砂災害を対象とした危機管理の経験に乏しい地域において、さらには、幅広い防災領域を担う代わりに土砂災害に特化した経験・知識が十分とは言えない市町村の職員に対して、大掛かりな訓練や遠方からの講師の招聘を行わずとも土砂災害対策に関する効率的な学習機会が確保されることが期待される。

当機構では学習型方式等による防災訓練を提案し多くの実績を上げてきている。近年では一直轄事務所あたりの参加市町村が増加しており、数年に１回の開催では人事異動もあるため危機管理能力の向上機会が少ないことが大きな課題であった。

こうした状況に対応するため、訓練前において訓練参加者等の学習機会を確保していくことや予習段階における職員の基礎知識力の向上を事前（平常時）に図っておくことが重要である。

本研究では、防災訓練前の事前学習による土砂災害に対する組織、個人の危機管理能力の向上を目的に、訓練に参加する山梨県韮崎市の防災担当職員（総務課、建設課）を対象に検討した事前学習内容について報告する。

2. 事前学習内容について

事前学習内容の検討にあたり、平成26～28年度に実施した富士川流域の関係市町、県、国が参加した「大規模土砂災害を想定した合同防災訓練」の実施結果報告書等から資料整理を行い、表１のような課題を抽出した。

その抽出結果から、土砂災害発生前の市町村としての事前防災行動に関する理解や土砂災害防止法等に基づく対応事項（河道閉塞の緊急調査等）の理解が不十分であること、また、国や県の技術支援内容に関する理解が不十分であることも分かった。

表１ 合同防災訓練の課題

1	降雨による大規模土砂災害（同時多発的な土砂災害、河道閉塞等）が発生するまでの事前防災行動に関する理解度が低い。
2	市町の地域防災計画や災害対応マニュアルに基づく詳細な対応行動や行動時の留意点等の確認を十分に行うことはできていない。
3	訓練参加者の大規模土砂災害に係わる経験や知識は大きく異なるため、災害対策基本法や土砂災害防止法に基づく対応内容等に関する理解度が低い。
4	国交省の大規模災害時対応として行う技術支援（リエゾン・TEC-FORCE 等）に関する理解度が低い。

訓練課題より判明した内容に基づき、事前学習に求められる確認、理解すべき内容を次のように設定した。

①大規模土砂災害（河道閉塞等）の発生が確認される時点までの気象情報、土砂災害への対応内容
②地域防災計画等に基づく対応内容
③土砂災害防止法や大規模土砂災害対応に関する知識
④国の技術的支援対応（リエゾン・TEC-FORCE 等）

上記に基づき、訓練前に実施する事前学習内容を以下の基礎編、実践編に分けて構成し表２に示した。

○基礎編：土砂災害一般に関する知識、自治体の対応マニュアル(共通箇所)の定着を目的とし、地域性は考慮しない内容
○実践編：自治体の対応マニュアル（独自箇所)、地域性（想定されている災害シナリオ）を考慮した内容

また、訓練参加する市町村職員には土砂災害に関する基本的な知識を持ち合わせていない職員がいると考えられるため、基本知識（平常時）を加えた大雨時、大規模土砂災害時の３つのカテゴリーで事前学習の問題文を構成した。

職務中の都合のいい時間にできることを考慮して、30分程度で回答ができ、解説文も確認できるように、問題数は基礎編、実践編それぞれ10問とした。

表２ 基礎編・実践編の構成概要

基礎編	実践編
(1) 平常時	
一般的な土砂災害の特徴 （がけ崩れ、土石流、地すべり）	韮崎市で想定される土砂災害の特徴・災害履歴 （がけ崩れ、土石流、地すべり）
大規模土砂災害の特徴 （同時多発的な崩壊、大規模土砂災害、河道閉塞）	土砂災害警戒区域・特別警戒区域に求められる事項
土砂災害防止法に基づく基礎調査による警戒区域等	土砂災害ハザードマップの周知方法
土砂災害ハザードマップ	
(2) 大雨時（対象現象：がけ崩れ、土石流、地すべり）	
気象情報・土砂災害警戒情報	気象情報（収集・伝達方法）
市町村の責務（避難勧告、避難指示）	土砂災害警戒情報（要支援者施設への対応）
避難所開設、運営	市町村の責務（避難勧告、避難指示）
	避難所開設、運営
(3) 大規模土砂災害発生時（対象現象：同時多発的な崩壊、大規模土砂災害、河道閉塞）	
土砂災害防止法に基づく緊急調査	土砂災害防止法に基づく緊急調査に伴う住民対応
国、県、市町村の役割分担 （リエゾン、テックフォース）	リエゾン、テックフォースの受け入れ態勢
国、県からの助言時の対応 （情報共有、土砂災害緊急情報）	災害対策資機材の受け入れについて

問題文内容の構成は図１に示すように、見やすく理解しやすくすることを念頭に、項目とキーワードを配置し、図表で説明文を理解できるようにした上で、問題（４択：不正解選択）に取り組んでいただけるようにした。回答と解説文を別途作成し、不正解の箇所は内容を理解し勉強していただけるような解説書（論文等）を添付した。


問３
基礎知識と問題
平常時の確認事項・土砂災害一般
キーワード：砂防施設の役割、砂防３法（砂防法・地すべり等防止法、急傾斜地法）、砂防堰堤の調節機能、ハード対策の課題
砂防の役割と対策
土砂災害は、いたる所で多様な形態で発生します。そのような土砂災害から人命や財産を守るため、構造物の設置によるハード的な対策が実施されています。
問題
① 砂防事業における砂防堰堤、床固工群等の砂防施設整備は土砂流出による災害から人命、財産等を守ることを目的として実施される。
② 砂防３法は土砂災害の原因地に着目したものであり、各法律が指定する指定地（区域）では土砂災害を誘発する行為が制限されている。
③ 近年の異常気象のもとでは、従来から整備を進めてきた砂防施設は効果を発揮できなくなっている。
④ 砂防事業は土砂災害から人命や財産を守るため、構造物の設置よるハード対策に併せて、警戒避難体制の整備、新規住宅等の立地抑制等を実施するソフト対策の両面を推進している。
（出典）
基礎知識　全国治水砂防協会　日本の砂防　P10
図　富沢川国道事務所　八幡平山系（秋田県側）直轄火山砂防事業　土砂災害から暮らしを守る砂防事業　パンフレット絵　に加筆
設問　①国土交通省HP　砂防関係事業の概要
②砂防法４条、地すべり等防止法１８条、急傾斜地法７条
③国土交通省HP　砂防堰堤の効果事例
④全国治水砂防協会　日本の砂防　P10

図１ 事前学習内容（基礎編の問３の事例）

3. 事前学習の検討について

事前学習内容（基礎編・実践編）を検討、作成し、山梨県韮崎市が参加する合同防災訓練の１か月程度前に基礎編を、その２週間後に実践編を実施していただいた。

その事前学習内容は合同防災訓練シナリオ（訓練当日の質問、回答として）にも一部、反映し、訓練実施後にアンケートを実施して事前学習効果を確認した。

図２に事前学習の検討の流れを示す。

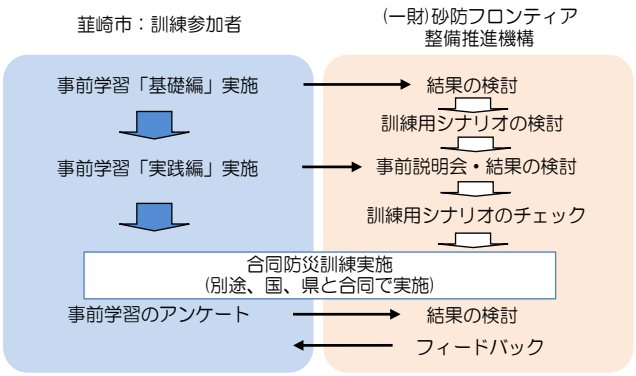


図２ 検討の流れ

4. 事前学習効果について

事前学習には訓練に参加する約 10 名（基礎編８名、実践編 10 名）に実施していただいた。40～60 才の比較的年長者に実施していただき、基礎編の正答数は平均 81.25%、実践編の正答数は 75%と比較的高い傾向となった。

図３に示した事前学習の結果（韮崎市にアンケート行った結果）、過半数が、訓練実施・防災の業務対応に役立ったと回答しており、効果があったと考えられる。

また、事前学習時期（訓練実施の１か月程度前）、事前学習にかける時間は 30 分程度が適当との回答が多かったが、基礎編・実践編では約半数の所要時間が 30 分を超えているため、問題文の内容（文字の大きさ、文章量等）について今後改善が必要であると考えられる。

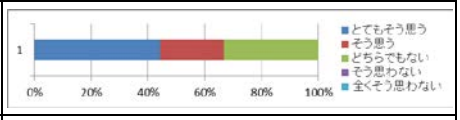
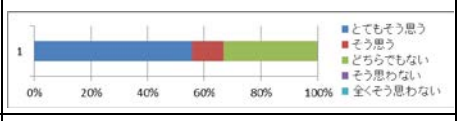
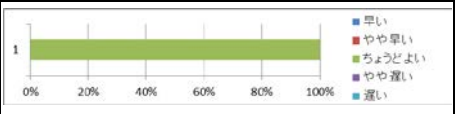
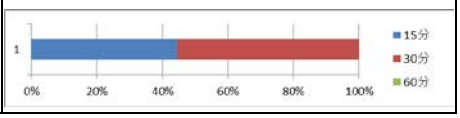
質問	回答結果
訓練前の事前学習（内容含め）は役立ったか？	
事前学習を実施は防災業務に役立ったか？	
事前学習の実施時期については？	
事前学習（１回）にかける時間は？	

図３　アンケート結果

5. おわりに

本研究では、山梨県韮崎市の職員（防災関係部署）を対象にした事前学習内容（問題文、参考文献等）について検討した。

土砂災害に関する基礎知識力の向上を目的とした基礎編と土砂災害対応を行う総務、建設部署の職員向けの実践編を作成し、防災訓練前の事前学習内容として一定の効果があることが分かった。

今後は、問題文内容の改善に加え、他市町村、都道府県、国交省等の防災担当職員に加え、一般住民を対象とした問題内容についても検討し、地域特性に応じた事前学習内容の多様化に努める必要があると考える。

また、本事前学習を効果的に実施するための手段として、e ラーニング等の仕組みについても合わせて検討する必要があると考える。

紀伊半島に土砂災害を引き起こす降雨について

国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所　吉村元吾，菅原寛明
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　田中健貴
株式会社ニュージェック　○杉本利英，牧野裕至，景山健彦，藤田　暁
一般財団法人日本気象協会　坂井紀之，藤田浩史，木谷和大

1．はじめに

平成23年(2011年)台風第12号は，8月31～9月5日にかけ，広い範囲に大雨をもたらし奈良，和歌山，三重の３県で土石流等58件，地すべり13件，地すべり50件と紀伊半島を中心に大規模な人的被害をもたらす土砂災害が多発した[1]。紀伊半島においては，過去にも明治22年(1889年)8月台風による十津川大水害や昭和28年(1953年)7月梅雨前線による有田川土砂災害などが発生している。

本研究では，紀伊半島における土砂災害を引き起こす降雨をもたらす気象要因を明らかにすることを目的に，同半島において災害が発生した降雨や同規模の降雨を対象に降雨要因，発生時期や高層気象解析値(風向風速，気温，相当温位)の分析を行うとともに，大雨要因として重要な地形効果について領域気象モデルThe Weather Research and Forecasting（WRF）Modelによる主風向別シミュレーションを行い，大雨要因として重要な地形効果についての解明を行った。

2．紀伊山系砂防管内の地形的特徴

台風や前線性など大規模擾乱による降雨現象では，斜面勾配や方向，標高などの地形特性が降雨量や降雨分布に密接に関係していることから，管内を**図-1**に示す流域に7区分し，国土数値情報の3次元メッシュ平均標高を使用して各流域の斜面方向別の標高分布と傾斜度を調査した。その結果，紀伊半島東側の流域は，1,000m以上の標高が流域の53～55%，西～南側の流域標高は，1,000m以上の標高が流域40～47%を占めていた。斜面の傾斜の向きは，紀伊半島の東側に位置する北山川流域は東南東～南東に，熊野川下流域は東北東～東南東に，その南の和歌山県南部流域は，南東～南に卓越。紀伊半島の西側に位置する和歌山県西部流域は，南～北西方向に，北側位置する紀の川下流・上流域は，北西～北北西，北北西～北，紀伊半島中央部に位置する十津川流域は，ほぼ全方位に斜面が分布していた。

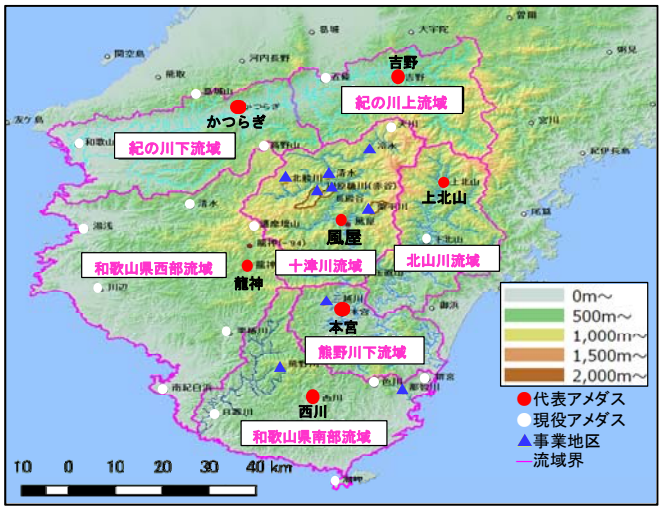


図-1　紀伊山系砂防管内流域区分位置図

表-1　大雨発生要因・頻度一覧表

流域名（観測所名）	発生頻度 回/10年	降雨要因（回数） 前線	台風	前線＋台風	大気不安定
紀の川下流（かつらぎ）	2回 0.5回/10年	1 50%	1 50%	0	0
紀の川上流（吉野）	4回 1.5回/10年	0	4 100%	0	0
和歌山県西部（龍神）	47回 11.5回/10年	24 51%	17 36%	6 13%	0
和歌山県南部（西川）	59回 15.5回/10年	24 41%	24 41%	10 17%	1 2%
十津川（風屋）	21回 5.4回/10年	3 14%	13 62%	5 24%	0
熊野川下流（本宮）	40回 9.8回/10年	3 8%	27 68%	10 25%	0
北山川（上北山）	51回 12.4回/10年	3 6%	37 73%	11 22%	0

3．災害発生降雨要因，発生時期，卓越風向の分析

アメダスが整備された昭和51年以降平成28年迄の41年間を対象に，管内で多くの災害が発生している「総雨量250mm以上または総雨量150mm以上で時間雨量50mm以上の降雨」を抽出し，降雨要因と発生時期・頻度を整理した。大雨発生要因・頻度一覧表を**表-1**に示す。

降雨要因及び時期は，和歌山県西部，南部流域は，6月下旬～7月上旬に前線性降雨が発生し，北山川，熊野川下流，十津川流域は，8月上旬～中旬に台風性降雨や9月中旬に前線と台風による降雨が多く発生している。ま

た，紀の川上流域は，7月中旬～9月上旬に台風性降雨，紀の川下流域は，6 月下旬に前線と9月上旬に台風性降雨がまれに発生していた。次に，JRA55(2003年以前)，MSM(2004年以降)を用いて各流域における高層気象解析値 (**図**-2 500hPa・850hPaの風向風速，気温，相当温位)についても整理を行った。その結果，大雨時の500hPa(高度約5,700m) の風向頻度は，紀の川上流，十津川，熊野川下流域で南南東，北山川流域では，南南東及び南南西頻度が高い。一方，紀の川下流域で西南西，和歌山県西部で南西，一部南南東，和歌山県南部で南南東と一部南西の頻度が高い。また，500hPaの気温は，各流域Avr.-2.5℃～-3.4℃で大雨時に必ずしも上空に寒気を伴っていない。また，850hPa (上空約1500m)の大気下層の風速は，いずれの地点も風速15m/s以上(Avr.19.4～28.2m/s)の強風が吹いており，相当温位は紀の川下流域を除いた流域でAvr. 347.0～350.9Kで，下層から大雨時の特徴である340K以上の非常に湿った暖湿流の流入が半島の東側では東南東～南東，西側では南～西からの風として流入していた。**図-3**の左図に紀伊半島の東・西・南に位置する3流域の降雨ピーク時高層(500hPaと850hPa)の風向を示す。

4．気象モデルWRFによる大雨要因としての地形効果解明

各流域で強雨域が発生しやすい風向を明らかにするためWRFによる風向別の地形性降雨シミュレーションを実施した。初期条件は平成 23 年(2011 年)9 月紀伊半島豪雨直前の潮岬高層観測値を鉛直プロファイルとして水平方向に一様に設定した。計算は 16 方位の風向毎に計算領域内に一律 20m/s の風を与えて実施した。3 流域の WRF 計算結果を**図-3** の中央と右図に示す。北山川流域では，東～南南東，和歌山県西部流域で南南西～西，和歌山県南部流域では東～西からの風の場合に強い地形性降雨域が見られ，各流域の山脈から海へ向かって開けた方向からの風の時に降雨が強くなる傾向がある。

5．考察および結論

降雨要因，発生時期や高層気象解析値の分析を行うとともに，WRFによる風向別シミュレーションを行い，紀伊半島における土砂災害発生の可能性降雨の解明を

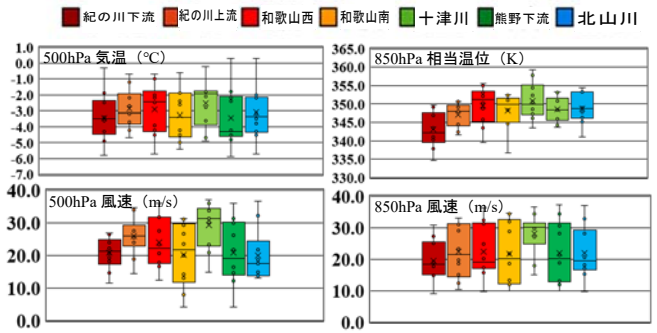


図-2　降雨ピーク時の気温，相当温位，風速の箱ひげ図

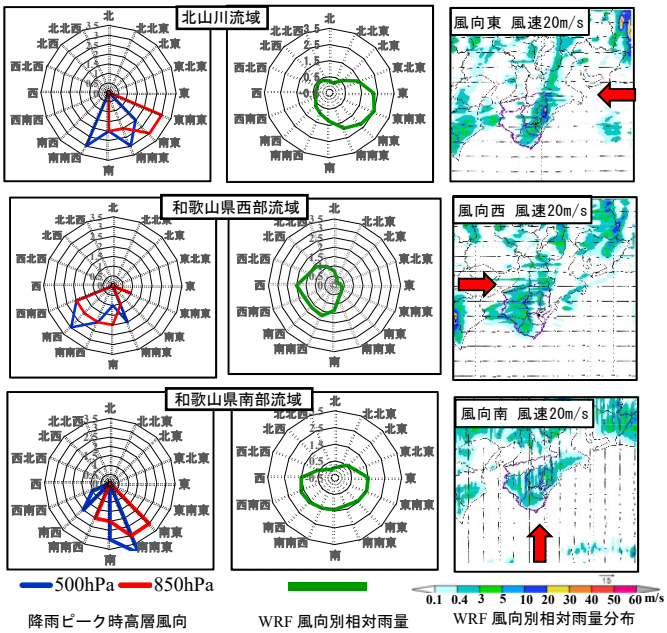


図-3　降雨ピーク時高層風向，風向別相対雨量，風向別図雨量分布図

行った。その結果，6月中旬から7月上旬に，紀伊半島の西側では梅雨前線が流域周辺に停滞し，前線に向かって低気圧が西から進んでくる場合に暖湿流が供給され，風向が南東～西の時に紀の川下流，和歌山県西部，南部流域で地形性降雨が発達する。一方，紀伊半島全域では，7月中旬から8月下旬に台風に伴う大雨が多く，経路は5パターンに分類でき，特に四国・中国地方を縦断し北進する経路の場合，接近時に南東風により半島東側で，台風通過後は南西風により半島西側で降雨が発達し全流域で降雨が発達していた。また，9月中旬頃に流域周辺に前線があり，南海上にある台風から暖湿流が供給され風向が南の時に全流域で強い雨域が発達していた。

また，WRFを用いた風向別の地形性降雨シミュレーションや再現計算結果においても，強雨が発生しやすい風向や強雨の位置は実現象とほぼ一致していた。

参考文献

1)　土木学会平成23年台風12号土砂災害現地調査団：平成23年台風12号土砂災害調査報告書

V-104

高感度地震観測網で観測された土砂移動発生箇所近傍での地盤振動の特性

株式会社かなめ技術開発　○浅原 裕
株式会社エイト日本技術開発　海原荘一
国土交通省国土技術政策総合研究所　木下篤彦
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　田中健貴

1. はじめに

高感度地震計による地盤振動データは，深層崩壊や土石流など一定規模以上の土砂移動現象が発生したことを検知するのに役立てられようとしている。既往研究によれば，深層崩壊に伴う地盤振動の卓越振動数は 1 ~ 3 Hz 程度，土石流では 10 Hz 程度という報告があるが，一方で土砂移動発生箇所のごく周辺ではそれより高い振動数の地盤振動が記録されているという報告もあり，距離減衰の実態や卓越振動数と土砂移動プロセスの関係について十分な知見が得られているとは言えない。しかし，それらの知見が地盤振動データによる土砂移動現象検知技術の向上には必要と考えられる。

本研究では，土砂移動現象発生箇所近傍で得られた地盤振動記録からその特徴を把握することにより，土砂移動検知技術の高度化に関して，着目すべき特性とその活用方法を考察する。

2．対象記録

本研究では，土砂移動現象発生箇所近傍で地盤振動データが得られた 2 つの事象、2014 年 7 月 9 日に長野県南木曽町梨子沢で発生した土石流と，2016 年 11 月 2 日に長崎県平成新山で発生した斜面崩壊を対象とした。2014 年南木曽土石流については，国立研究開発法人防災科学技術研究所の高感度地震観測網（Hi-net）で，2016 年平成新山斜面崩壊については，防災科学技術研究所の基盤的火山観測網（V-net）と気象庁・火山観測網で，事象に伴う地盤振動データが得られていた。2014 年南木曽土石流で崩壊発生位置から約 2.1 km に位置する Hi-net 南木曽における鉛直成分の振動波形とランニングスペクトルを図 1 に示す。また 2016 年平成新山斜面崩壊で周囲の観測局で得られた地盤振動データについて，斜面崩壊時の振動波形のフーリエスペクトルと斜面崩壊の振動が到達する前の常時微動のフーリエスペクトルの比をとったものを図 2 に示す。以下にそれぞれの事象で観測された地盤振動の特徴を整理した。

－2014 年南木曽土石流で観測された地盤振動の特徴

- CCTV 映像で土石流が確認された 17:41 より 3 分程早い 17:38 頃に，土石流の発生原因となった崩壊に伴う地盤振動が複数観測点で観測された。この地盤振動は，崩壊発生地点から 28.5 km 離れた東白川観測点でも観測され，卓越振動数はいずれの観測点においても 5 Hz 以下であった。（一般に大規模土砂移動現象に伴う地盤振動として観測される卓越振動数帯に一致している）
- 17:38 頃の振動は，崩壊に最も近い南木曽観測点以外の観測点では 1 分ほどで振幅は小さくなっていき，その後 10 分ほどかけて振幅は徐々に崩壊発生前のレベルに戻った。
- 南木曽観測点では 17:41 以降，地盤振動に徐々に 10 Hz 付近の高い振動数の成分が含まれるようになり，17:43 以降は振幅が急激に大きくなるとともに 40 Hz までの幅広い振動数帯の地盤振動が観測された（Hi-net では 40 Hz 以上の地盤振動はエイリアシング防止のためフィルタでカットされている）。この振動は 18:00 頃にかけてゆっくりと小さくなっていったが，幅広い振動数帯で地盤振動が観測された。（観測点から約 100 m しか離れていない渓流を土石流が流下したときの地盤振動と考えられる）

－2016 年平成新山斜面崩壊で観測された地盤振動の特徴

- 平成新山から約 1.5 km の気象庁・国見岳北山腹（V.UNKN）では，2 分に及ぶ長さで 1 ~ 20 Hz の広い振動数帯の地盤振動が観測された。同じ地盤振動について，4.1 km 離れた気象庁・矢岳南西山腹（V.UNZA），9.4 km 離れた防災科研・猿葉山（N.UNSV）では数 Hz が卓越となっており，10 Hz 以上の成分はほとんど観測されていない。

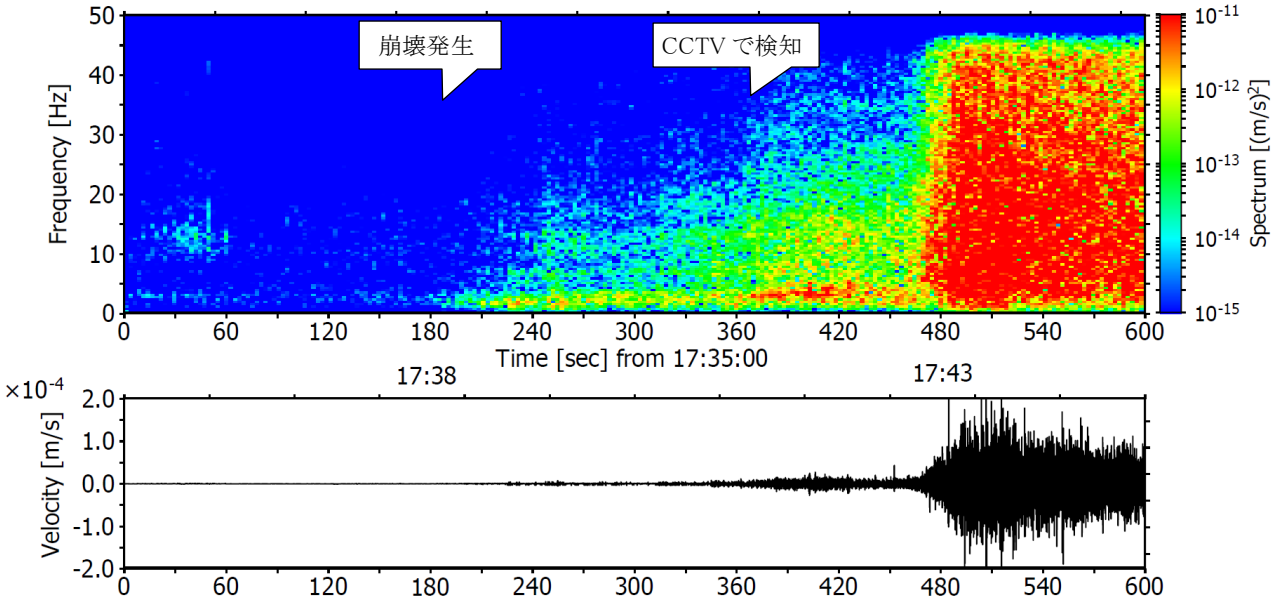


図 1：2014 年南木曽土石流で観測された Hi-net 南木曽における UD 成分（上）ランニングスペクトルと（下）地盤振動波形。17:38 頃から 17:42 頃までは 10 Hz 以下の振動が卓越しているが，振幅が急激に大きくなる 17:43 頃以降は広い卓越振動数成分を持つ振動が観測されている。

3．考察

上記解析から，土砂移動現象と観測される地盤振動データの関係は，次のように整理される。

- 崩壊による地盤振動は数十 km 先でも観測されるが，流下する土石流による地盤振動は流下する渓流の直近でのみ観測される。
- 直近を通過する土石流による地盤振動は，少なくとも 50 Hz 程度までの広い振動数帯の成分を持っている。
- 流下する土石流の直近で観測される 10 Hz 以上の振動数の振動は，数 km 以上離れた地点では観測されない。浅部地盤の減衰特性の振動数による違い（高振動数の地盤振動ほど早く減衰する）によるものと考えられる。

大規模な土砂移動による地盤振動を検知し，発生位置を特定する仕組みは，地震計を面的に配置することで実現可能であるが，発生箇所の直近では 10 Hz 以上の高い振動数成分が卓越している可能性を考慮する必要がある。

また，流下する土石流を検知するためには，面的な地震計配置による検知とは異なるアプローチが必要で，検知したい渓流の直近に地震計を設置することが必要である。また，地盤振動の振動数特性の変化に着目すると，流下する土石流が近づいていることの検知も，原理的には可能と考えられる。

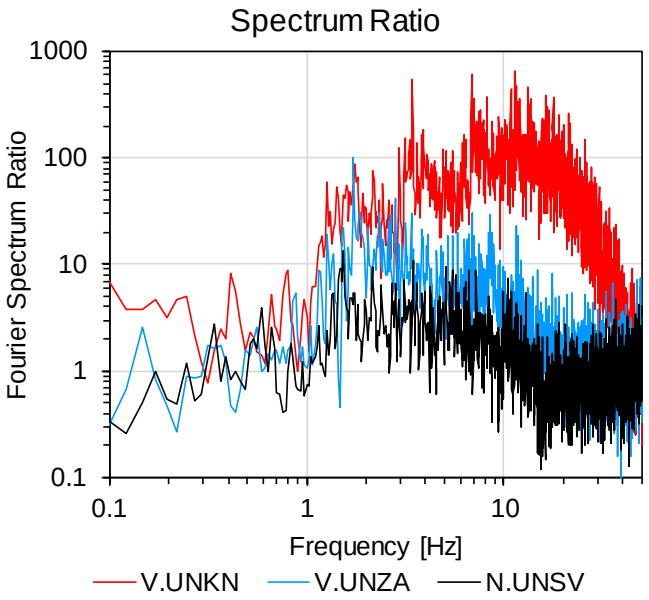


図 2：2016 年平成新山斜面崩壊で周辺の観測局で得られた UD 成分の地盤振動波形スペクトル比（斜面崩壊時／平常時）。平成新山から約 1.5 km の気象庁・国見岳北山腹（V.UNKN）では 10 Hz 付近にピークがあるのに対し，約 4.1 km，約 9.4 km の気象庁・矢岳南西山腹（V.UNZA），防災科研・猿葉山（N.UNSV）では，2 Hz 付近にピークがあり，10 Hz 以上の成分はほとんど含まれない。

謝辞　本研究では，国立研究開発法人防災科学技術研究所の高感度地震観測網 Hi-net 及び基盤的火山観測網 V-net データ，及び気象庁火山観測網データを使用しました。ここに感謝の意を表します。

基岩地下水位変動に着目した深層崩壊の発生予測に資する雨量指標の検討

京都大学大学院農学研究科　○千野佑輝，小杉賢一朗
紀伊山系砂防事務所　吉村元吾，菅原寛明，田中健貴

1. 研究背景

土砂災害の発生予測には，実効雨量や土壌雨量指数といった雨量指標が用いられることが多い。これらの指標は降雨が土壌に浸透する過程を簡易的に再現したモデルが元となっており，がけ崩れや土石流などの土壌表層部の崩壊に由来する災害を前提として用いられるのが一般的だが，近年多発している深層崩壊への適用性に関しては十分な検討がなされていない。そこで本研究では，雨量指標を用いた深層崩壊の発生予測手法を提案することを最終的な目的とし，今回はその前段階として，深層崩壊の発生と関連の深いとされる基岩地下水位の変動と雨量指標の相関をみることによって，雨量指標の有用性に関して検討をすることにした。

2. 方法

2.1 観測データおよび指標

2011 年 9 月の台風 12 号により紀伊山地で深層崩壊が多発した。災害以降，崩壊地各所でボーリング孔が掘削され地下水位等の観測が行われており，今回はその中から，栗平（2014/8～2017/11，4 地点），坪内（2014/1～2017/11，9 地点），那智（2015/3～2017/11，10 地点）の 3 地区で観測された雨量および地下水位データを使用した。雨量指標は，実効雨量（半減期 1.5h，24h，72h，120h，240h，480h，720h の 7 通り），積算雨量（積算時間 5h, 24h, 48h, 72h，120h，240h，480h，720h の 8 通り），そして直列 3 段タンクモデルから計算する土壌雨量指数（3 段の合計貯留量に加え，各段の貯留量を 1 つの指標とした計 4 通り，パラメータは現行のもの同様，Ishihara & Kobatake（1979）に従う）を用いた。

2.2 評価方法

地下水位変動の中でも特に降雨イベント時の挙動と雨量指標との対応を見るために，観測データの中から総雨量 10mm 以上かつ地下水位上昇量 0.5m 以上の降雨イベントを機械的に抽出し，各イベントにおける地下水位と雨量指標の“ピークの高さ”と“ピークのタイミング”という 2 つの観点から評価を行った。ピークの高さに関しては，両者のピーク値の順位相関を Nash-Sutcliffe efficiency factor（NSEF 値）を用いて評価した。ピークのタイミングに関しては地下水位ピーク時刻から実効雨量ピーク時刻を引いた値（ピークラグ）を計算することにより，その現れ方の傾向を考察した。

3. 結果と考察

3.1 ピーク値の順位相関

図 1 は 3 地区 23 地点の観測データに対し，各指標で NSEF 値を計算した結果である。実効雨量では半減期 72～240h あたりで NSEF 値が大きい傾向が見られる。積算雨量では，NSEF 値の最大値は積算時間 72h あたりで頭打ちになっているが，全体的に積算時間が大きいほど，ばらつきが少なく相関が高い傾向にある。また，土壌雨量指数に関しては，実効雨量と積算雨量の最適値より若干相関が劣っているが，各段の貯留量をみると，下段になるほど NSEF 値が大きくなる傾向にあることがわかる。これまで実効雨量では半減期 1.5h，72h，積算雨量では積算時間 24h が多用されてきたが，ボーリング孔内の地下水位との対応という観点からは，より長期的な雨量指標のほうが対応は良くなるものと考えられる。また，実効雨量や積算雨量に比べ，パラメータを多く設定する土壌雨量指数との相関が予想に反して高くないことから，従来通りのパラメータでは地下水位変動の再現に不十分であること，パラメータを最適化する必要があることが示唆される。

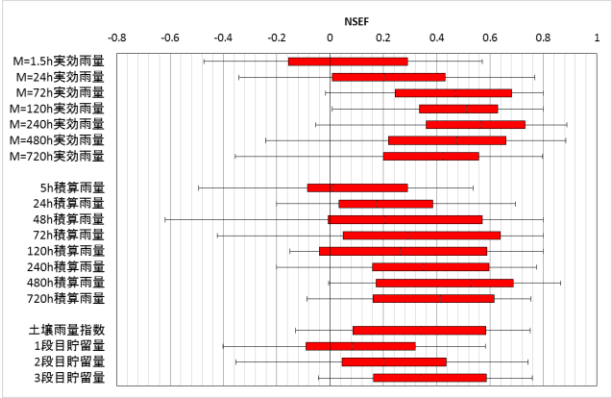


図 1　各指標で計算した NSEF 値（3 地区 23 地点）
NSEF 値は 1 に近いほど相関が高い

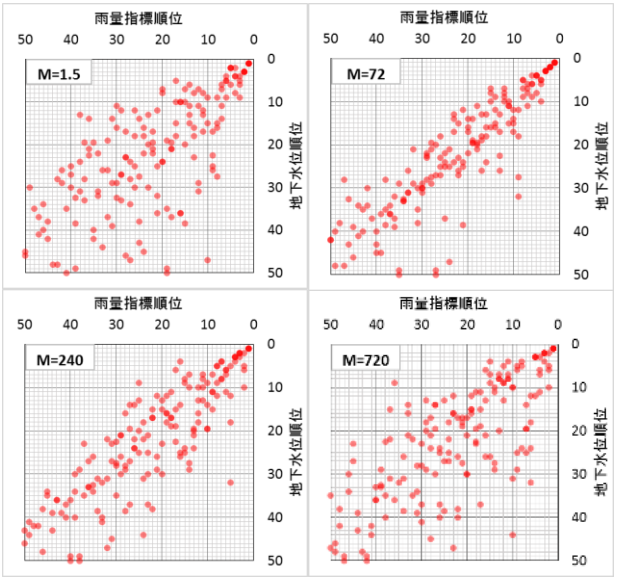


図 2　指標順位 vs 地下水位順位（栗平 4 地点）

図 2 は比較的傾向がきれいに現れた栗平 4 地点について，実効雨量を用いたときの順位相関を散布図で表したものである。極端にパラメータが小さい（M=1.5）もしくは大きい（M=720）と全体的にばらつきが目立つが，パラメータを最適化することで相関が良くなる様子がわかる。しかし，パラメータを変えることで順位関係が変わっているのは主に下位のプロット，すなわち中小規模の降雨イベントである。災害予測という観点からは大規模降雨イベント時の地下水位変動を的確に再現する指標が求められ，それが必ずしも地下水位変動全体との相関が良い指標であるとは限らないと考えられる。今後さらに実用的な考察をするには，大規模降雨イベントに重点を置くことを検討する必要がある。

3.2 ピークラグの傾向

例として栗平 4 地点について，半減期 120h 実効雨量のピーク値とピークラグの関係を図 3 に示した。ピーク値の小さい中小規模の降雨イベントではピークラグが大きい（地下水位ピークが遅い）イベントも多くばらつきが目立つのに対し，大規模降雨イベントになるほどピークラグが 0 に近づいている様子がわかる。すなわち，降雨イベントの規模によってピークラグの現れ方が異なり，特に大規模降雨イベントになるほど地下水位のピークは早く現れる傾向にあるといえる。

大規模降雨イベントに着目してみてみる。観測期間中の 2015 年 7 月に 3 地区とも総雨量 400mm を超える大きな降雨イベントが観測された。この大規模降雨イベントにおける各指標に対するピークラグを図 4 に示した（積算雨量に関しては土壌中の貯留量を再現するタンクモデルではないため，タイミングに関する議論では省略してある)。長期的な指標を用いるとピークラグがマイナスになる例も多く，改めて大規模降雨イベント時の地下水位応答が早い様子が伺える。逆にピークラグがプラスになる場合に対して，実効雨量の半減期を大きくすることで多少ピークラグは小さくなるが，半減期 120h あたりからはほぼ変化がないことがわかる。一方，土壌雨量指数の各段の貯留量をみると，下段にいくほどピークラグがマイナス側へ大きく移行しているのがわかる。直列のタンクモデルという構造が降雨応答の遅れを再現しているものと考えられる。

栗平地区を例に実際の波形を見てみる。15 日夜から降り始めた一連の雨は 16 日の夜中にピークを迎えて 2 日間以上にわたり降り続いた。地下水位のピークは，早い地点では降雨のピークから数時間後に現れており，M=24h 実効雨量や土壌雨量指数のピーク時刻がそれに近い。遅い地点では一連の降雨イベントが終わった頃に地下水位ピークを迎えているが，これは各半減期の実効雨量ピークよりも遅く，3 段目タンク貯留量のピークよりは早い。

実効雨量の波形は半減期が大きくなるほど指標の減少速度が遅くなる様子が顕著に現れている一方，ピークのタイミングはあくまで降雨の有無へ依存しており，特に地下水位ピークの遅れを再現するには限界があると考えられる。また，半減期を大きくしすぎるとその後の 2 次降雨，3 次降雨の過大評価につながる可能性があり，むやみに半減期を大きくすることは思わぬ判断ミスを招きかねない。それに対し，土壌雨量指数に代表されるような直列タンクモデルはピークのタイミングに関しては非常に融通の効く指標であることが考えられる一方，図 5 のようにタイミングを大きく違えてしまう可能性も考慮しなければならない。また構造が複雑になるゆえにパラメータの設定が困難であることも課題である。

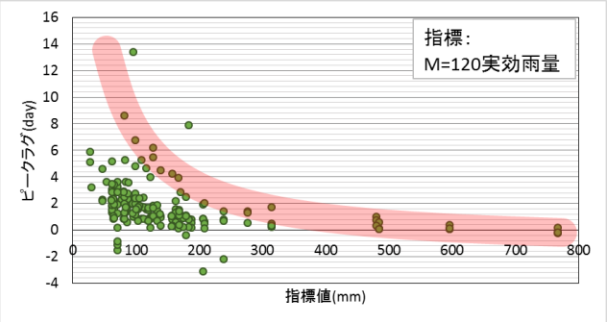


図 3　指標ピーク値 vs ピークラグ（栗平 4 地点）

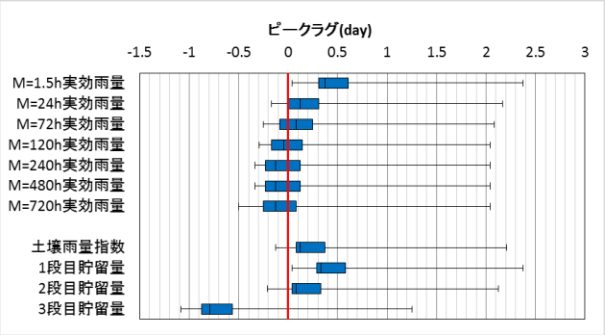


図 4　各指標で計算したピークラグ
（3 地区 23 地点，2015/7 イベント）

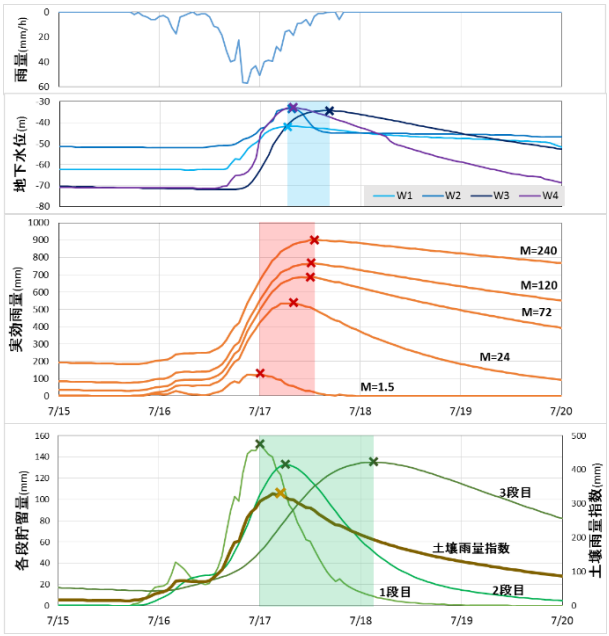


図 5　2015/7 イベント（栗平 4 地点）

4. まとめ

地下水位変動との対応について，ピークの高さの観点からは比較的長期的な雨量指標が適することが示された一方，ピークのタイミングに関しては降雨イベントの規模や観測地点によって傾向が異なるために，一概にこの指標が良いとはいえず，また各指標のピークタイミングに関してもその精度に限界があることが示唆された。ピークの高さの精度を損なわずに，どこまでのピークタイミングの再現が可能であるかを把握することが重要である。土壌雨量指数のようにパラメータを多く持つ指標では，最適化をすることである程度の改善は見込めるが，指標の複雑化を招き，あまり得策とはいえない。本研究のように指標と地下水位変動の傾向を把握し，それらを包括的に判断できるような方法を考えるのが有効と考える。例えば，ピークのタイミングに対して，どれだけの誤差が現れうるのかを事前に把握できていれば，必ずしも完璧に再現できる必要は無いだろう。今後は災害予測という観点からより実用的な提案ができるよう研究を進めていく予定である。

（参考文献）

1) 小杉ら（2013)「山体基岩内部の地下水位変動を解析するための実効雨量に基づく関数モデル」，砂防学会誌，Vol.66, No.4，p.21-32

2) Ishihara, Y. and S. Kobatake（1979)「Runoff Model for Flood Forecasting」, Bull.D.P.R.I, Kyoto Univ., 29(1), 27-43

兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み
—警戒避難システムとしての現状と課題，公表へ向けての取り組み—

兵庫県県土整備部土木局砂防課：石田博彰，〇鶴野 聡，井出 光司
（一財）建設工学研究所：沖村 孝，中川 渉，原口勝則，鏡原聖史
神戸市立工業高等専門学校：鳥居宣之

1. はじめに

兵庫県では，市町毎に発表する土砂災害警戒情報の補足情報として，5km もしくは 1km メッシュ毎の危険度を示す地域別土砂災害危険度（以下，地域別）と更に詳細な土砂災害警戒区域（以下，Y区域）毎の危険度を示す箇所別土砂災害危険度（以下，箇所別）の 2 つのシステムを構築している．

地域別は，土砂災害警戒情報の発表基準の判定手法と同じ手法を用いていることからインターネット等で一般に公表しているが，箇所別は，県独自のシステムであり，行政機関向けの情報発信に限定されている．しかし，Y区域毎の危険度は，本来，その地区の住民に直接伝えて効果を発揮するものである．このことから，今回，公表に向けての検討を行ったので，この検討結果について報告する．

2. 2 つのシステムの概要

1)地域別

気象庁が発表している土砂災害メッシュ情報の兵庫県版（全国的なモデル）．メッシュ内における過去の降雨実績や災害発生履歴を元にした経験モデルである．(メッシュ内の最も危険な箇所での判定がそのメッシュ全体の判定となる）（図-2）

2)箇所別

10m メッシュ毎に地質や斜面の傾斜度等を考慮した地形モデルを想定し，実績および予測降雨に基づいた地下水位の上昇による斜面安全率の変化を計算する物理モデルである [1]（県独自のモデル）．（図-3）

3. 箇所別公表にあたっての課題

1) 県として両システムを同時に公表するのであれば判定結果を整合させる必要があるが，経験モデルと物理モデルの判定結果が全く同じになることはあり得ない．

2) 土砂災害警戒情報は，県も発表主体であることから以下の問題がある．

① 土砂災害警戒情報の発表前であっても，県が土砂災害の危険があるとは公表できない．（発表前でも箇所別が危険判定する可能性あり）

② 地域別で危険性があると表示されているメッシュ内に危険性がないとは公表できない．（地域別で危険判定したメッシュ内のY区域全てが箇所別で危険判定することはあり得ない）

3) 県は地域別を公表しており，目的が同一であるが判定結果の違うシステムを新たに公表することは住民の混乱を招く．

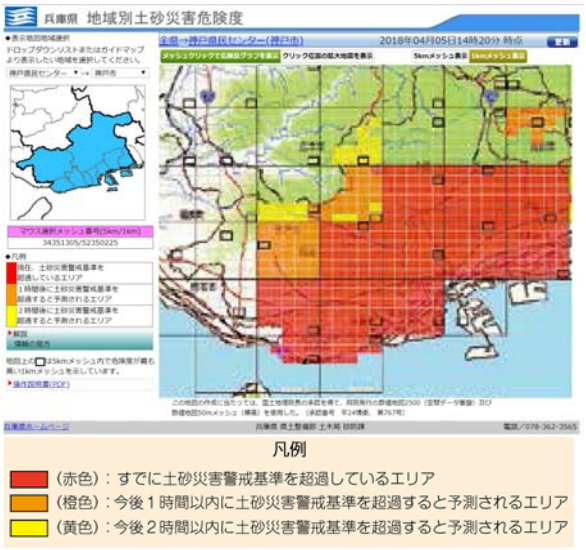


図-1 地域別土砂災害危険度画面(1km メッシュ)
[http://sabo.civil.pref.hyogo.lg.jp/chiikidosya/]

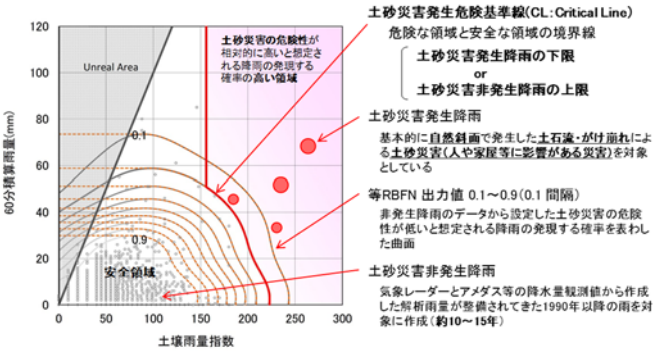


図-2 土砂災害発生危険基準線の設定例
(5km メッシュ毎)〔経験モデル〕

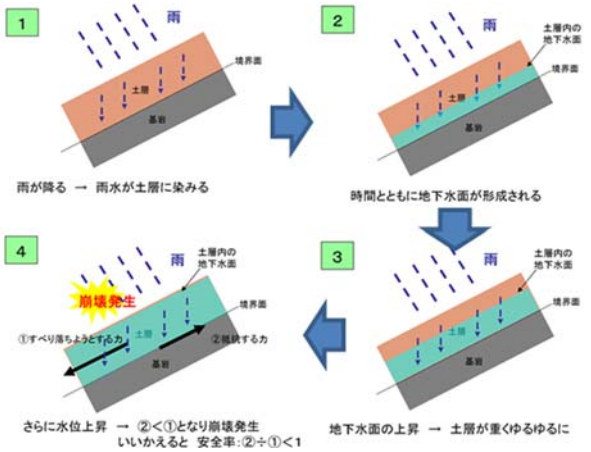


図-3 地下水位の上昇により斜面の安全率が変化するイメージ(10m メッシュ毎)〔物理モデル〕

4. 箇所別公表に向けての取り組み

4-1. 公表用画面の作成

前項の課題より，箇所別をそのまま公表することはできない．そこで，公表用としてＹ区域の危険度を表示する新たな画面を作成した．（図-5）

1) 地域別に基づくＹ区域の危険度表示

1km メッシュ内のすべてのＹ区域は，1km メッシュと同じ危険度で表示する．（課題 2②への対応）

2) 箇所別に基づくＹ区域の点滅による危険度表示

1km メッシュ内でも，より危険と判断されるＹ区域を強調表示する．ただし，箇所別のみの判定の場合は，地域別を上位の情報として優先しＹ区域の危険度は表示しない．（課題 2①への対応）

3) 地域別の情報として公表

新たに作成する公表用画面は，地域別の情報として公表する．（課題 3 への対応）なお，箇所別の 10m メッシュ判定は，安全情報ととらえられる恐れがあるため表示しない．

4-2. 既往災害事例での検証

丹波市で甚大な被害が発生した平成 26 年 8 月豪雨災害を事例に公表用画面の適用性を検証した．

8 月 17 日 0 時 20 分に兵庫県と気象台は共同で丹波市に土砂災害警戒情報を発表した．土砂災害はその約 2 時間半後の後 17 日 3 時頃に発生した．当日の降雨は丹波市でも一部の地域に集中しており，丹波市は地域別を活用して前山地区等に対し災害発生前に避難勧告を発令した．

図-6 に前山地区の再現結果を示す．前山地区のＹ区域の着色は，17 日 0 時が橙色，17 日 1 時が赤色と時間とともに危険度は変化するが，全箇所同じ着色となっている．次に点滅のＹ区域（ジグザグ線枠）に着目すると，17 日 0 時から 17 日 1 時にかけて時間とともに点滅箇所は変化している（より危険と判断されるＹ区域が強調される）．また，17 日 1 時には災害の発生したＹ区域（青色枠）のほぼすべてが点滅している（見逃しなど危険側の判定となっていない）．

この結果より，今回作成した公表画面は，土砂災害警戒情報を補足する情報として活用できることが確認できた．

5. まとめ

Ｙ区域の地形・地質条件等を考慮した兵庫県独自のモデルである箇所別の公表について，課題及び公表に向けた取り組みを報告した．

なお，今回の取り組みについては，神戸地方気象台をはじめ関係部局と情報共有をはかりながら進めている．今後，点滅のＹ区域に対し行政や住民がどのような対応や行動をとるべきか，さらに協議を進めてゆく必要がある．

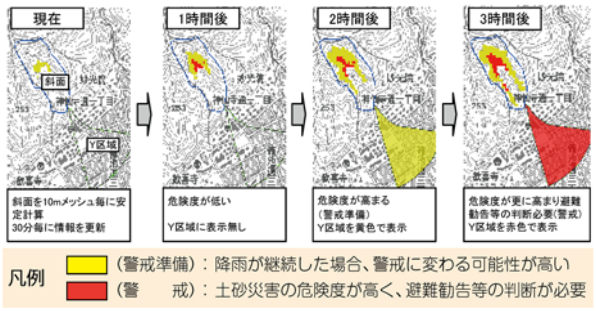


図-4 箇所別のＹ区域の判定方法

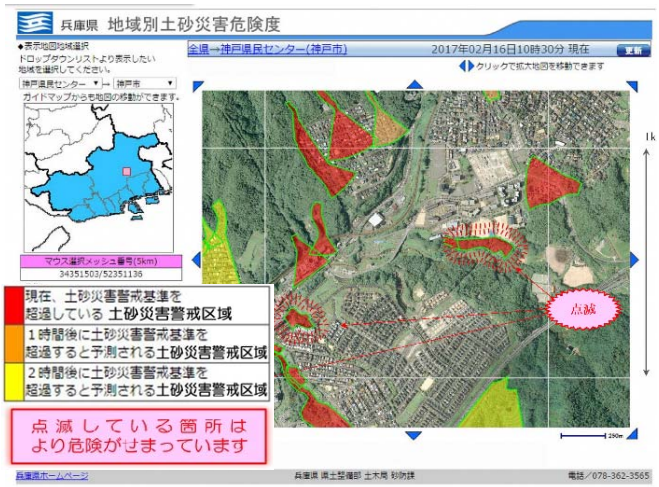


図-5 公表用画面の作成イメージ

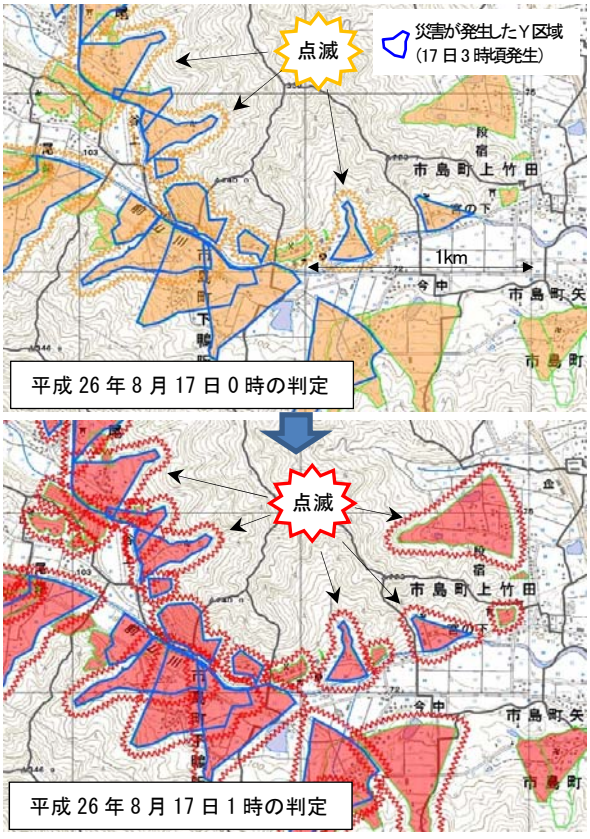


図-6 公表用画面のＹ地区判定の遷移（前山地区）
（平成 26 年 8 月豪雨の再現計算結果）

参考文献

1) 沖村ら，豪雨による土砂災害を対象としたリアルタイムハザードシステムの構築，新砂防，63（6），4-12，2011.

V-107

住民個人のための土砂災害タイムライン作成補助ツールの検討

応用地質（株）○大村さつき

1. はじめに

平成 29 年度砂防学会研究発表会においては、茨城県稲敷郡阿見町が実施している地区防災計画の策定及び防災リーダー育成講座の取組について、また、この取組内で実施したタイムラインを用いた防災リーダー育成講座について報告した。報告では、今後の課題点として、地区防災計画を基にした防災活動への支援と、計画の中へのタイムラインの組み込み、被災経験が無く状況をイメージしにくい住民への訓練の工夫を挙げていた。

本検討では、これらの課題のうち地区防災計画を基にした防災活動への支援策に資する、住民個人のための土砂災害タイムライン作成補助ツールの検討ついて報告する。

2. タイムライン策定における課題

平成 29 年度までの検討では、自治会・町内会規模の土砂災害タイムラインについて検討してきた。タイムライン作成の補助ツールとして作成したマニュアルも、個人や家族で検討するよりは、地域でのタイムラインを作成することを目的としたものであった。しかし、特定の自治会・町内会の中でも、避難に必要な情報・時間・避難先は個人の状況により異なっている。このため、地域でタイムラインを策定していたとしても、個人の状況に合わせたタイムラインの検討が必要となる。また、近年自治会への加入率は低下、地域と交流を持たない（持てない）住民もおり、地域だけでなく個人への働きかけも必要な状態となっている。

他の分野においては、洪水に関して、のマイ・タイムライン作成の取り組み（常総市）や、ハザードマップに関して、シールを貼ることにより家庭別の避難計画ができるツール（飯田市）、Web 上で利用者が自由に追記して書き込んで出力することができるツール等の提示（広島県）等がされている。

土砂災害タイムラインにおいては、土砂災害対応のマイ・タイムライン案の提示（茨城県）、タイムライン作成の手引きの提示（山口県）等があるものの、住民個人が自分で記入して利用できる資料の提示は行われていない。

また、これまでの筆者の取り組みでは、ヒアリングを複数回実施した上で、タイムラインを作成していた。また、阿見町の取り組みでは 1 回の講習会で作成をしているが、複数のスタッフが対応する形をとっている。資料についても、複数の人数で 1 つのタイムラインに取り組む場合、大判図面の利用が必要となる。同様のワークショップを実施しようとした場合、人員・資料作成ついて負荷が大きいことが課題となる。

3. ツールの検討

前述の課題を解決することを目的として、住民個人を対象とした、土砂災害タイムラインの作成補助ツールの検討を行った。作成したツールについて以下に示す。

本ツールの検討では以下の内容に留意して資料を作成した。

・住民個人のタイムラインが検討できる。
・印刷物は通常プリンターで印刷できるサイズとする。
・講習会・個人への資料配布として使用できる。
・被災経験が無くても土砂災害のイメージができる。
・対象住民に合わせての資料変更が容易である。



図 1　作成したツールの一部
タイムライン記入シートおよび解説資料

実際に作成した資料の一部を図 1 に示す。この 2 種類の資料以外に、啓発用ちらしと予警報基準をセットにして、後述する利用事例で使用した。啓発用ちらしでは、表面に対象地域の災害事例の写真を示し、裏面では早めの避難の重要性を示した内容となっている。

4. ツールの利用事例

4.1　一般住民向けの講演会でツールを利用した事例

一般住民向けの講演会でツールを利用した事例について以下に示す。

一般住民を対象にした講演会である、第 25 回三浦半島地域防災懇話会にて利用した。開催地は神奈川県横須賀市で、参加者は 30 名程度、時間は 60 分であった。

本講演会で利用したツールでは、ちらしの内容ついて神奈川県の災害事例等の内容と差し替えて使用した。使用したちらしについて図 2 に示す。

表面には神奈川県内での災害写真を、裏面では神奈川県の土砂災害危険箇所多さと、土砂災害での被災者は建物内が他の災害に比べて多く、早期の避難の重要であることを示した。

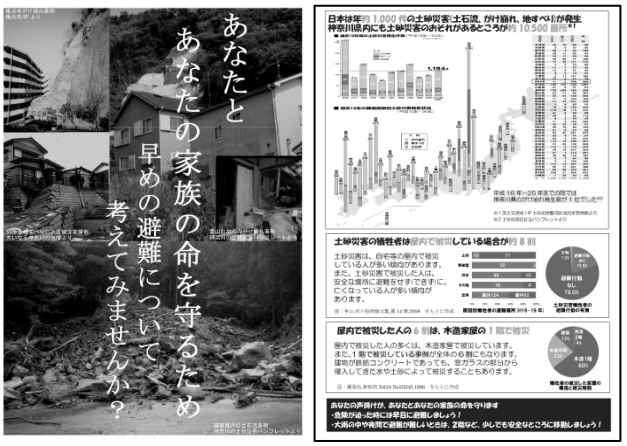


図 2　使用したちらし（A４）

また、同じ資料を 2 セット参加者に渡し、講演会の最後に「家族や友人に 1 セットを渡して、講演会内容について話をしてみてほしい。」旨を水平展開に広げる一環として伝えた。参加者からは、「家族と話をしてみる」「地域でも使用したい」といった感想があった。

4.2　民間会社の社内研修の一環としてツールを利用した事例

民間会社の社内研修の一環としてツールを利用した事例について以下に示す。

民間会社の防災週間中のイベントの一つとして、社員を対象にした講習会で利用した。参加者は 62 名、時間は 60 分であった。

本講習会で使用したツールでは、対象を地震として、発生後のタイムラインについて個人で検討、席が近くの人と意見交換をしてもらう形とした。検討手順としては、参加者が東北地方太平洋沖地震時の経験を持つため、その際どんな状態になったかを振り返った上で今後計画について何が必要かを検討する手順とした。これは、広島市でタイムラインを検討した際に実施した、災害経験の振り返り結果を基に、タイムラインを検討していった手順と同様である。参加者が作成したタイムラインでは、職場での災害時の課題解決のための対応だけでなく、家族との対応についても検討されており、個人の状況に応じた検討が行われていることが確認された。

東日本大震災 3.11 の振り返り			時系列	防災タイムライン（案）		
だれが				だれが		
あなた	家族	周囲の人		事業所長他	社員	
			平常時（発生前）			
			地震発生（3/11 14:46）	・安全確保	・安全確保	
			5 分後（3/11 14:50）		・安否確認メール受領 ・自分・家族の安否確認	
			30 分後（3/11 15:15）	・安否確認集約 ・諸施設責任者本部の設置判断、決定内容の連絡	・安否確認メール送付	
			1 時間後（3/11 15:46）	・報告状況の把握		
			3 時間後（3/11 18:00）	・帰宅者のグループ分け	・徒歩帰宅 or 自社に施設	
			6 時間後（3/11 21:00）			
			12 時間後（3/12 3:00）			
			18 時間後（3/12 9:00）	・出社の要否発信	・出社の要否受領	
			24 時間後（3/12 15:00）			

図 3　使用したツール（A3）

左側：経験の振り返り　右側：タイムライン

5. 今後の課題

今回の検討の結果、60 分という短い時間で、講演者 1 人でも対応が可能な、個人のためのタイムラインを作成するツールを作成することができた。今後の課題としては、同様の事例を積み上げ、より使いやすいツールに更新していくことが必要である。

参考文献

大村ほか（2017）：地域住民が主体となった土砂災害に対するタイムラインの検討, 砂防学会誌, Vol. 69, No. 6, p. 61-66

大村ほか（2017）：阿見町における土砂災害に対する地域防災力向上の取り組み事例、平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集

下館河川事務所：みんなでタイムラインプロジェクト http://www.ktr.mlit.go.jp/shimodate/shimodate00285.html (2018/4/6)

内閣府（2017）：避難勧告等に関するガイドライン参考事例集

土砂災害ポータルひろしま： http://www.sabo.pref.hiroshima.lg.jp/portal/sonota/hazardmap.html (2018/4/6)

8.20 広島土砂災害後の復興まちづくり支援

(株)テクニコ　○山下祐一　中電技術コンサルタント(株)　古川　智

１．はじめに（広島市安佐北区可部東６丁目の新建自治会の取組み）

平成 26 年 8 月 20 日､広島市安佐南区と安佐北区に集中豪雨が集中し､大規模な土砂災害が発生した。そのうち、広島市安佐北区可部東６丁目の新建自治会の災害復旧、復興まちづくりに関して「広島県災害復興支援士業連絡会(以下士業連絡会)」が支援を行い、被害を受けた住民が自分達の希望する復興まちづくりに多くの内容を取り入れることが出来た。ここではその経緯や内容について取りまとめる。

２．「安佐北区可部東６丁目新建自治会」での相談・意見交換

災害発生後 1 カ月を待たずにがれき処理が進む中、一応の見通しが立った時期の平成 26 年 9 月 14 日(日)に、新建自治会から士業連絡会との間で、被災を受けた住民の個別相談と災害復興まちづくりのあり方についての意見交換を行った。参加者は弁護士 15 名、司法書士 3 名、技術士 3 名､建築士 2 名､社会福祉士 1 名他合計 26 名が参加した。





写真－1　新建自治会と士業連絡会の意見交換

まず、個別相談件数(災害復旧)は 25 件、重複を含め、復旧工事と費用負担の問題 12 件、土砂撤去 6 件、り災証明 6 件、応急修理 6 件、消毒 2 件、保険 2 件あり、技術的な問題は民地間の擁壁の安定性に関するものであった。

次に、災害復興まちづくりのあり方については、士業連絡会と被災住民がわかれて、現状の個人の悩みなどを含めていろいろ話し合いが行われた。阪神大震災、東日本大震災後の復興に携わった経験者も交えて、幅広い意見のくみ上げを行い、今後の対応として自治会で意見を集約してまとまって市側に要望書を提出することを話し合った。ここで重要と感じたのは、被災者である住民が意見をまとめて行政側に要望すると個別に対応するより早く要望が実現できるという意見であった。

３．新建自治会の住民要望アンケート結果

災害復旧や災害復興まちづくりについて、新建自治会内で行った要望アンケートの結果は次の通りである。

3-1　応急復旧の問題

・新建川沿いの道路の舗装　　・新建川の復旧、護岸工事　　・台川の復旧、護岸工事

・公園角のカーブミラーの復旧設置　　・第４公園の復旧　　・側溝のふたの整備

3-2　災害復興まちづくり

①確実に獲得したい設備について

・新建川の上の工事用道路を市道にして欲しい　　・避難所を作って欲しい

・集会所前の道路を、台川の向こう側まで、市道にしてほしい（現在は私道）

②実現したいこと

【防災】・防災のための、放送塔の設置（具体的な場所は防災計画による）

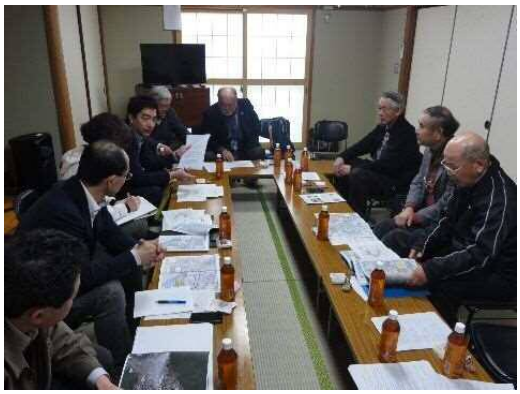
・防災メール等の防災システムの整備。

【避難経路】・新田さんと横谷さんの家の間に、避難用の橋を架ける。

・台川の下流に橋がほしい、避難経路がない　　・避難道の整備、確保、２カ所ほしい
【安全な水路の確保】・新建川の安全な水路の整備　　・河川に即してフェンスの取り付け
【公園～住みやすい町のために】・第４公園の整備、拡張（・桜を植え、住民が集える場所にしたい
・電源と街灯を　・グランドゴルフが出来る場所を作る　・舞台を作る）
・ちびっこ広場の整備　（・テーブル、いすの設置　・テラスを作る　・テントを設置する）

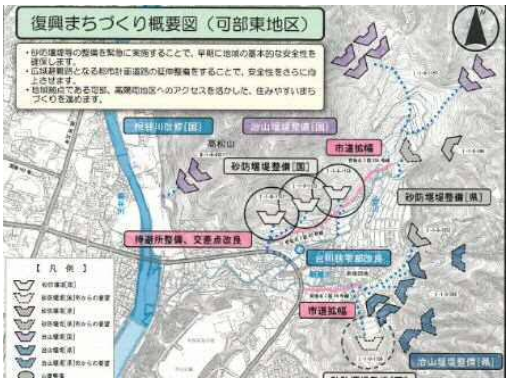
４．復興まちづくりプランについて

住民からの要望アンケート結果について、平成 26 年 12 月 14 日に取りまとめ報告と今後の対応について意見交換を行った。さらに、平成 27 年 2 月 28 日には復興まちづくり計画(要望書)の最終確認・相談を新建自治会の役員と士業連絡会で行い、広島市に提出した(写真－2)。



写真－2　自治会と士業の最終打合せ

自治会でのアンケートに基づき、士業連絡会で取りまとめた要望書が、ほぼ復興まちづくりプランに反映された（全国的に貴重な実績）。平成 28 年 4 月の段階ではこのままで推移すると 70%位要望が実現できる予定である。新建自治会の要望書[7 項目]と実現内容については次のようにまとめられる(図－1)。



図－1　新建自治会地区のまちづくり概要図

①新建川上流砂防堰堤工事用道路の市道としての存続：相談、要望項目
②地域内の私道の公道化：希望の私道より下流の私道で実現の方向
③防災有線無線等の設置：実現できていないが、自治会で新建カードを作成し、スマートホンで情報の共有化を実施。70 世帯に対応しているが、高齢者には対応できていない。雨量計も併せて自治会でのシステムづくりを実施。
④台川を挟んで避難のための台川への架橋：2 箇所のうち 1 箇所(中央)は実現予定。
⑤公園の早期復旧と拡張：公園の復旧はできたが、拡張は難しい状況。
⑥避難所、集会所を兼ねた安全安心な建物の建設：ちびっこ広場への建設は無理との回答。
⑦河川の危険箇所の改修：現在、河川工事の実施中であり、災害復旧の改修を実施予定。

このように、大規模災害に見舞われた場合、その対応として自治会単位でまとまると災害復旧・復興が早まり、自分達の要望も通りやすくなることを学んだ。常日頃から安全・安心なまちづくりに取り組むことが重要であり、災害時にもそれが反映される。

５．おわりに

広島市の新建自治会では、災害発生後の災害復旧と復興まちづくりを士業連絡会と一緒に早期にまとめたことにより、住民の意見を取り入れた復興まちづくりができた。新建自治会は現在 192 世帯、503 名が生活しているが、災害前の人数には達していないものの、新しく家を建てたり、若い家族も入居するなど、自治会の再建も進んでいる。また、豪雨時の安全対策として雨量計も設置し、それを使ってスマートホンで監視するシステムも住民活動で導入しているが、高齢者がスマートホンを持っていない、使い方もわからない人も多く、それも問題となっている。最近では、若者と老人会が一緒になったイベント等も開催し、災害に備えた対応も実施している。

V-109

実践形式を組み込んだ学習型の大規模土砂災害合同演習

国土交通省近畿地方整備局六甲砂防事務所　石塚　忠範※1　藤原　克哉※2　服部　浩二※3　岩村　美樹
(※1：現　水管理・国土保全局砂防部、※2：現　五條市、※3：現　近畿地方整備局河川部)
一般財団法人砂防フロンティア整備推進機構　○矢下　誠人　蒲原　潤一　河合　水城
日本工営株式会社　坂口　哲夫　浅見　晃菜　流川　遥平

1. はじめに

六甲山の周辺地域の地形は、六甲山麓の扇状地の上に市街地が広がっており、河川は非常に急峻かつ海までの距離が短く急流である。また、地質はおもに風化した花こう岩で形成されており、崩壊や土石流が発生しやすい状況である。上記のように、地形地質共に土砂災害が起こりやすい特徴を有している。これらの特徴を素因として、六甲山の周辺地域は、これまで度々同時多発的な土砂災害に見舞われており、特に昭和 13 年 7 月の阪神大水害、昭和 42 年六甲山豪雨災害、平成 7 年阪神・淡路大震災等の災害では、家屋の被害だけでなく多数の人的被害が発生した。

国土交通省は昭和 13 年 7 月の阪神大水害を契機として、砂防施設の建設を主とした、土砂移動現象から人命財産を保全する取り組みを実施してきた。一方、昨今の都市域における土砂災害の頻発化により、ハード対策だけではなく、災害発生時に関係機関(神戸市、西宮市、芦屋市、宝塚市の 4 市、兵庫県、国土交通省等)が連携して危機管理対応を実行できる体制を構築し、演習を通じて具体の対応を確認する、ソフト対策を併せて実施する必要性が高まった。

上記の状況より、平成 27 年度、28 年度に関係機関を一堂に会した合同防災演習（いずれも学習型の演習形式）が開催された。2 回の演習により、関係機関間で連携した土砂災害対応の大まかな流れについて、理解が深まった。平成 29 年度では、災害対応の大まかな流れだけではなく、災害対応の各場面において具体的にどのような対応を実施するのか、演習参加者が認識できるような演習方式が望まれた。

本発表では、新たな演習方式として、「実践形式を組み込んだ学習型」を考案した経緯と演習結果についてとりまとめ、報告する。

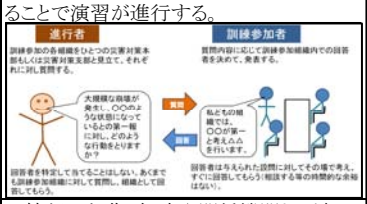
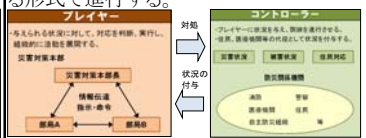
2. 演習方式

過年度の演習において、①：基本的な対応・連携事項の学習、②：リエゾン・警戒避難に関する具体的な学習を望む意見がそれぞれ挙げられた。これらの意見について、ロールプレイング形式では①の、従来の学習型では②の解決に不向きと考えられたため、両者の利点を組み合わせた「実践形式を組み込んだ学習型」を考案した(表-1)。

「実践形式を組み込んだ学習型」は、「進行者」が災害対応に関する質問を行い、「演習参加者」が回答するという工程を繰り返す「学習型」の進行を基本としつつ、「リエゾン派遣・受け入れ」「災害対応方針に関する連絡調整会議」といった、災害対応の 1 場面を想定し「演習参加者」が実際の役割を演じる「実践形式」を間に組み込んで方式である。

演習前には、参加者を対象とした演習シナリオの事前講習や、応急対策に関する事前課題を出す、【①「仕込み」型の試み】を行い、演習効果の向上に努めた。実践形式のステージでは、ステージ参加者が【②災害対応を模擬体験】できるだけではなく、ステージ参加者以外の方も、実践形式の映像と音声を会場に放映することで、【③災害対応をイメージ】できるようになるよう、配慮した。

表－1　演習方式比較表

	ロールプレイング形式	学習型(従来)	実践形式を組み込んだ学習型
概要	■コントローラーが演じる各機関から気象状況や災害状況等が付与され、これに対してプレイヤーが判断、実行等の行動をとることで演習が進行する。 	■「進行者(ファシリテーター)」と「訓練参加者」にわかれ、「進行者」が対応について質問し、これに「訓練参加者」が回答する形式で進行する。 	■学習型方式に加え、課題となった対応やテーマ(リエゾンの派遣対応、連絡調整会議など)について、参加者が実践することでより具体的な対応を確認する。  実践方式の演習状況（連絡調整会議）
メリット	■情報の収集・伝達や関係機関との連携、専門技術など幅広い対応能力の向上が期待できる。 ■実際の災害状況を再現して、自機関の実対応を確認する事で【②災害対応を模擬体験】することができる。	■参加機関の回答を参加者全員が聞くため、他機関がどのような対応を行うのか理解でき、関係機関の役割や対応の流れが参加者全員で確認できる。 ■進行者がその都度状況説明を行うため、見学者も含めた全員が同じ状況を認識・共有、理解でき、見学者にも訓練状況を理解することが出来る。	■学習型方式の長所に加え、実践形式で切り出した場面については【②災害対応を模擬体験】することができる。 ■会場に実践形式ステージの映像と音声を流すことにより、実践方式に参加していない参加者も【③災害対応をイメージ】できるようになる。
デメリット	■他機関との連携、対応が確認しづらい。 ■見学での学習が難しい。	■回答者以外の緊張が保ちづらい。 ■具体の対応確認に不向き。	■時間配分が難しい、時間の不足。 ■実践形式ステージは事務局の手を離れるため、事前調整(事務局による【①仕込み】)が不可欠となる。

3. 演習概要

六甲山周辺地域における、大規模土砂災害発生前後の市・県・国等関係機関間の連携の確認、及び対応力向上を目的として同時多発的土砂災害合同演習(平成 29 年 12 月 15 日、参加者 45 名)を開催した。演習では、降雨による 4 市に跨る同時多発的土砂災害発生を想定し、土砂災害発生から避難勧告等情報の解除までの流れを確認した(図 - 1)。



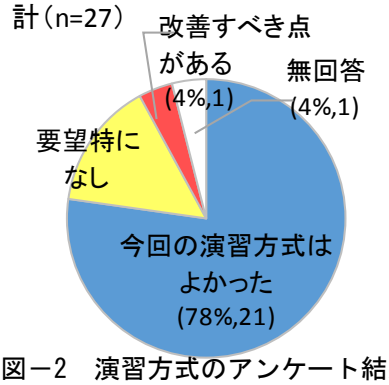
図－1　実践形式を組み込んだ学習型方式

3.1　実践形式①　リエゾンによる情報共有対応ステージ

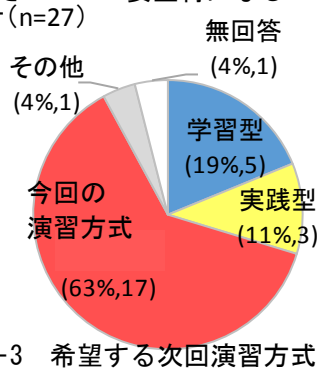
平成 28 年度演習において、市参加者より、リエゾンとどのように協力すればよいか、具体的にイメージできないという意見が上がっていたため、実践形式で確認することとした。このステージは、降雨を誘因とした土砂災害発生の一報が入った状況において、神戸市に国土交通省リエゾンが派遣された場面を想定し、実践した。神戸市職員はリエゾンの受入れ役、国土交通省職員はリエゾンとして派遣された職員役を演じ、「リエゾン役の挨拶」→「リエゾン役への概況説明」→「リエゾン役から本部への報告」という手順を実践し、リエゾンを通じた情報収集について、流れを確認した。

3.2　実践形式②　連絡調整対応ステージ(関係機関代表者による会議)

過年度の演習において、応急対策や警戒避難に関する確認にあまり時間が割かれていなかったため、災害後の対応に対する連絡調整を実践形式で確認することととした。このステージは、想定降雨後の土砂災害危険個所の緊急点検や、土砂移動現象が確認された渓流の調査が終了した段階において、兵庫県庁に、神戸市、西宮市、芦屋市、宝塚市、兵庫県、神戸地方気象台、国土交通省の代表者が集まり、連絡調整会議を開催した場面を想定し、実践した。県・国の職員は、県・国が実施する 2 次災害防止を目的とした監視観測、応急対策の概要について、市の職員は、2 次災害防止策の方針を受けた警戒避難解除までの考え方について説明し、議論を通じて役割分担を明確にした。



図－2　演習方式のアンケート結果
良かった：78%　要望特になし 14%
計(n=27)



図－3　希望する次回演習方式
今回の方式：63%

4. 演習結果

演習後に、参加機関を対象としたアンケートを行い、演習の効果を確認するとともに、「実践形式を組み込んだ学習型」の感想や、今後の演習方式に関する要望を確認した。

演習方式について、演習参加者の 78%より良かったという評価を頂いた(図-2)。また、アンケート記述欄に「リエゾンの受入れ方や、伝えるべき情報などを、客観的に見る事ができ、わかりやすかった。【市】」「それぞれの演習方式の長所が生かされていたと思う。(参加機関同士で)ある程度の共通認識を持つことが出来たと思う。【市】」等、肯定的なコメントを頂いた。同アンケート中で、次回の演習方式について質問したところ、「実践形式を組み込んだ学習型」を望む方が、全体の 63%であった(図-3)。また、アンケートにおける演習方法の改善に関する意見として「実践形式を採用する前に、学習型の演習で関係機関連携について理解を深める演習に時間を割いてほしい」といった趣旨のご意見を頂いた。

5. おわりに

①学習型による、災害対応における関係機関間連携の概要の確認と、②実践形式による、災害対応の具体的な場面に関する集中的な学習の両立を目指した「実践形式を組み込んだ学習型」方式の合同演習は、参加者を対象としたアンケート結果より、リエゾンを通じた情報収集や連絡調整会に関する学習の一助となり、一定の演習効果はあったものと考えられる。一方、実践形式で取り上げたテーマについて、要配慮者の避難の流れや、救助活動に係る自衛隊・警察及び関係機関の連携等、参加者全ての疑問が解決されたわけではなかったことから、実践形式の分かりやすさをさらに工夫することが求められる。

また、実践的な学習を望む意見や、学習型による基本的な対応・連携事項の学習を望む意見等、参加者の要望は多岐にわたるため、今後の演習の企画にあたっては、演習参加者の習熟度を図りつつ、「実践形式を組み込んだ学習型」を含めた複数の演習方式の中から、演習目的と各形式の利点・欠点を勘案し、演習方式を選定する必要があると考えられる。

V-110

地区防災計画制度の普及による地域防災力の向上を目指して

岩手大学農学部　○井良沢道也　小原孝一（現　国交省新庄河川事務所）
平門由佳子（現　林野庁東大雪森林管理支署）

１．はじめに

近年、日本全国で大きな自然災害が続いている。このような災害への対応は、行政による「公助」には限界があることが、近年の大規模災害の経験から明らかになっている。これを踏まえ、平成 25 年の災害対策基本法の改正で、地区居住者等による自発的な防災活動に関する計画制度である「地区防災計画制度」が創設された。しかし、本制度の創設から 3 年で、計画が策定済みの市町村は全国で 3 地区のみとなっており、普及が進んでいないのが現状である。そこで、地区防災計画に向けた活動が行われている全国及び岩手県の事例において、聞き取り調査等を行い、制度の普及への課題について検討した。

２．調査方法

全国事例の調査として、地区防災計画制度のモデル地区に指定されている 44 地区の中から新潟県長岡市、燕市、宮城県仙台市片平地区の 3 地区を選定し、実際に地区の住民代表者や担当職員の方に聞き取り調査を実施し、地区防災計画策定に向けた取り組みについて取りまとめた（表 1)。また、活発な地域防災活動が行われている新潟県阿賀町、新潟県砂防課において聞き取り調査を実施し、各地域の防災活動の特徴を整理した。さらに山形県庄内町木の沢地区において新庄河川事務所、庄内町等が実施している住民参加のハザードマップづくりに参画し、アンケート調査を行い、活動の効果を考察した。一方、岩手県内事例の調査として、行政側に岩手県内の市町村役場防災担当者への聞き取り調査（5 市町村）及びメールによるアンケート調査（全 33 市町村)、地区住民側に防災リーダーへの聞き取り調査（5 地区)、防災に関するワークショップの開催（八幡平市寺田地区）（参加者：約 40 人）を行った。

表 1　全国事例の聞き取り対象箇所

実施日	市町村	備　考
6月6日	仙台市	地区防災計画制度モデル地区（片平地区）今野均氏
7月10日	長岡市	同上（東神田地区）
7月10日	燕市	同　上（笈ヶ島地区）
7月11日	阿賀町	先進取り組み事例
7月12日	新潟県砂防課	同　上



図 1　宝探しゲーム



図 2 ながおか土砂災害 D メール

３．結果と考察

調査を行った地域では、地域の特性を考慮した活動が熱心に行われていることが分かった。仙台市片平地区は防災活動をまちづくりの一環として捉えている点が特徴的である。地域の小学校や大学と連携し、まちづくりを主体として防災を織り込んだ活動を行うことで、子供や若者が積極的に参加できる工夫がされている（図 1)。新潟県での調査においては、土砂災害前ぶれ注意情報やながおか土砂災害 D メールなど（図 2）の情報発信がされていることがわかった。一方で活動が沈滞化している地区もあった。地域防災力の向上を目指す上で重要なのは、地域住民同士の交流を深め、自分の地域をより深く知ることであり、地域活動のきっかけとして地区防災計画が機能することが期待される。

また行政側の課題として 3 つの課題があげられた。①職員の不足：聞き取り調査およびアンケート調

査どちらでも多く聞かれた課題である。他部署と連携するなど市町村全体で取り組む姿勢が必要となってくる。②制度の理解度の低さ：市町村職員、地区住民双方に言える課題である。制度自体だけでなく自助・共助の意識も不十分な地域がある。地区の防災組織の活動の活性化など防災意識の向上が急がれる。③手続きなどの簡易化：地区防災計画は策定までに多くの会議や書類作成が必要であり、職員不足が深刻な現状では取り組みにくい。手続きや書類の簡易化が本制度普及の一助となりうる（図 3、4、5）。

地区住民側の課題として 3 つの課題があげられた。①過疎化、高齢化：特に農山村地域では深刻な問題である。高齢者をうまく活用する、PTA などの他組織を活用するなど人材確保に工夫が必要である。②次世代育成：現在の防災リーダーは活動的であっても、その人の次を担う人材がいないことが聞き取り調査で浮き彫りとなった。市町村の防災リーダー育成講座などを活用して次世代育成に努めることが急がれる。③訓練などの内容の工夫：地区で防災活動などをしていても形骸的なものばかりで参加にメリットを感じられなく、特に忙しい若い世代などは参加から遠ざかってしまう。より内容の濃い活動を行うために、訓練内容などの工夫が必要である。

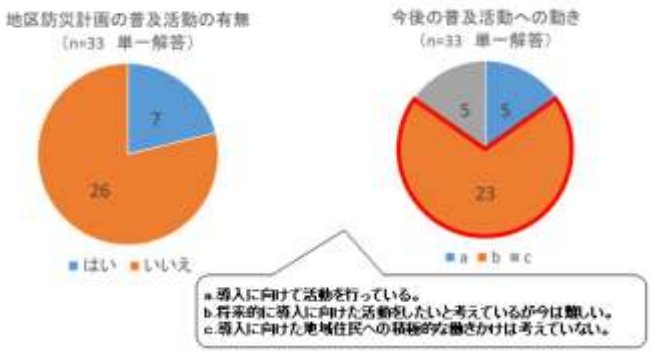


図 3　計画の普及活動有無

図 4　今後の普及活動への動き

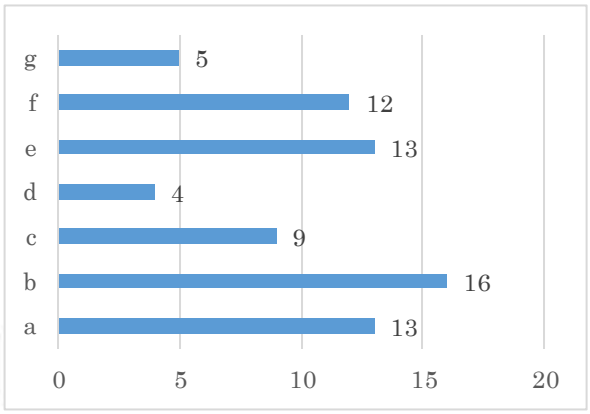


図 5　計画制度の導入課題(n=33 複数回答)
a 過疎化 b.人口増加 c.高齢化 d.自主防災組織の組織率の低迷 e.自主防災組織の形骸化 f.地域コミュニティの活動の停滞 g.市町村職員の不足 h.その他

4．今後の展望

「防災だけ」ではなく「防災にも」強いまちづくりを行っていくことが今後の地域防災を進めていくうえで重要になる。日常に何げなく取り入れ、まちの魅力や日常生活と防災が両立することが望まれる。地域のイベントに防災を組み込むことや、また観光として防災を取り込むなど人々が関わりやすくなる工夫が必要である。そのためにも行政、地区住民だけでなく企業や教育機関との連携が今後の課題となってくる。地域防災活動の 1 つの目標として本制度を取り入れ、地形特性、文化などその地域ならではのものを生かし、その地域に合わせた活動、計画を行い、持続可能なものにしていくことが望まれる。

なお、本調査は平成 29 年度岩手県県民協働型評価推進事業の助成を受けて実施した。調査実施にあたり、岩手県政策推進室、総合防災室、仙台市及び新潟県、岩手県の市町村防災担当者ならびに防災リーダーの皆様に御礼申し上げます。また、助言を頂きました国土防災技術(株)にも謝意を表します。

参考文献

・大村ほか(2017)：阿見町における土砂災害に対する地域防災力向上の取り組み事例，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集

・平成 29 年度岩手県県民協働型評価推進事業「地区防災計画制度の普及による地域防災力の強化方策の検討」(http://www.pref.iwate.jp/seisaku/hyouka/kenmin/060577.html)

V-111

諸戸北郎博士指導の東大林学実科修学旅行記にみる明治期の山地荒廃状況

名古屋大学 ○田中隆文

1. はじめに

「森林飽和」(太田，2012)の出版など多くの啓発活動の努力により，かつて森林は現在よりも疲弊し荒廃地が広く存在していたという認識が一般市民にも定着しつつある。ただし荒廃地といっても草木一本生えない砂漠のような状態もあれば，有用樹がなく藪漕ぎも困難なブッシュのような状況もあろう。砂防学の観点からは前者と後者は土砂生産の有無という決定的な違いとして捉えられる。しかしかつてどのような荒廃がどこでどの程度進行していたのかという実態についての情報は非常に限られている。遠景写真では判読が困難であり，絵画では空気遠近法などの技法が施される。

明治期に東京大学（農科大学時代を含む）の林学実科や本科の学生が各地を修学旅行で訪れており，その一部については，大日本山林会報に旅行記が掲載されている。この記録は，次の理由により当時の森林や林業の実態を伝える信頼性の高い情報といえよう。

a) 専門知識を有する学生が本多清六や諸戸北郎やアメリゴ・ホフマンらの教員の引率指導のもと，各地の専門家（林業家や公務員など）の案内で山間地を歩き調査を実施するなかで見聞した現地の実態である。
b) 大日本山林会は，林業の改良・進歩を目的とし明治15年（1882年）設立され，著名な林業家が名を連ねている林業団体である。その会報は，林業家や公務員，林学研究者らが投稿者および読者として関わっており，森林・林業の多くの論文や報告が掲載されてきた。修学旅行日誌の多くは連載記事として掲載されており，多くの読者の目に晒されてきている。
c) 修学旅行記が大日本山林会報に投稿された目的については、明治39年の旅行日誌の最後の段落（7月22日分）の記載に「この不備なる日誌が，少しでも沿道の地を紹介するの助となったならば，この上ない幸いである。」とあることから，沿道の地を読者に紹介する役割も意図されていたと考えられる。

この明治 39 年の旅行記の愛知県内について田中（2018）の既報があり以下の３点を指摘している。

・矢作川乙川合流点付近（現在の豊田市南西部）では赤裸の山が存在し砂防工事が施されており，瀬戸附近では植生がまったくない状況と描かれている。
・前項以外には山地荒廃地の記述はないが，豊根～稲橋間の津具や足助東の加茂では広大な草地が存在。
・現代よりも森林資源への依存度が高かった当時においても，間伐材や雑木の利用は採算をとるのが簡単ではなく，採算の改善のために林道開設に投資した段戸山の事例をその建設費と維持費とともに紹介。

2. 研究方法

本報告では，大日本山林会報に旅行記が掲載された修学旅行のうち諸戸北郎が引率したものを対象とした。管見では、1)明治34年夏季林学実科の修学旅行，2）明治 36 年の林学本科実科の第二学年級の春季修学旅行，3）明治 37 年林学科夏期修学旅行，4）明治 38 年林学実科三年生級修学旅行，5)明治39年の林学実科３年生の修学旅行，6）明治 43 年の墺国（オーストリア）と瑞西（スイス）の夏期修学旅行が挙げられる。1)～5)を読み解き，明治期の山地荒廃状況を考察した。

3. 結果

3.1. 明治 34 年夏季林学実科の修学旅行

明治34年夏季林学実科の修学旅行（大日本山林会報第 227 号）は諸戸助教授の指導で８月 19 日から９月４日まで名古屋，多治見，中津川，王滝，付知，大津，京都，比叡山と巡っている。8 月 19 日に東京を出発し 20 日に名古屋集合，21 日に白鳥の貯木場と熱田神宮，その後，岐阜県多治見へ移動。陶器業の煙突からの黒煙を見，陶器業と森林との関係を考察している。「多治見地方より釜戸中津川に至る一帯の山野土地の荒廃するもの甚だしく赤裸に非らざれば雑草または赤松の幡屈たるのみにして殆んど其の生長を停止せるものの如し」と記している。

3.2. 明治 36 年林学本科実科の春季修学旅行

明治36年の林学本科実科の第二学年級の春季修学旅行（大日本山林会報第 252 号）は，3 月 18 日～4 月 13 日の日程で右田と諸戸の二助教授，本多教授の指導の下，天城山，瀬尻御料林金原明善植林，名古屋，彦根，京都台杉，大阪博覧会，岡山，吉野を巡っている。

植生について，「(中略）天城山に向ふた。仰ぎ見れば、天城山の山毛欅（注：ブナ）や，天城山の松は鬱然として山を囲み，森々とした薄影が，幽かに雲中に表れている。」や「三方原は御料局の所轄に係る一面の松林で最も松毛虫被害を以て有名な処である。去る二十四年の頃抔は原の西方一里許りの地に発生し其勢中々侮るばからざるものであった。然し爾後三四年にして殆ど其跡を失ふたと云ふ、次で三十一年に再び前より西方二百五十町（以下略)」の記述がある。

名古屋では白鳥貯木場を見学しているが，近郊（例えば瀬戸市）のはげ山地域については旅程にもなく言及もない。

滋賀県犬上郡大瀧村の八尾国有林は以下のように描写されている。「高所にありては林齢百七八十年生の扁柏（注：ヒノキ）林にして、中腹は扁柏及赤松の混淆林鬱蒼とし中腹以下にありては扁柏を混することあるも林齢三十乃至八十年生の赤松単純林なりとす。此等扁柏は凡て天然生にして老樹の下稚樹能く発育しつつあるを見れば天然更新作業の適切なるや疑なし。渓間には天然又は植栽の杉樹ありと雖も極めて僅少なり。小憩後山腹を伝ひて歩道を上り山頂に到り隣接地字一の瀬山の砂防工事の実況を視る。砂防工事とは既に吾

人の知れる如く古来濫伐戦火等の結果林地荒廃山骨露出し地力衰退の結果已に（注：すでに）通常の方法にては造林能はざるを以て先づ土砂の崩壊土壌の流出を防止し此方を恢復せんが為に施す工事にして其方法にも種々ありと雖も要するに可成速かに林地を鬱閉し林地をして適当の方法を為さしむるにあり。」以下，ヒメヤシャブシと山腹工の説明が続く。「(工事の費用は)通常造林費の十倍以上に及ぶものにして当所の如きは芝代一間に付工事共に二十四銭の請負工事にして一町歩の工事実に五百円に及ぶと云ふ。若し夫れ世人にして愛林の志を有し能く之を撫育し来りしならんには此れ贅費を出すことなく反対に年々数十円の収穫を得べかりしを山林の撫育豈徒閑に附す可けんや」とある。

一行はその後京都に移動し北山や嵐山を訪れ、以下のように記している。「(略) 嵐山に出づ。春尚ほ早しと雖ども渡月橋の畔二三株の綻び初め山川の光影の幽雅なる所墨堤の春色の及ぶ処にあらず花より団子の桜見逃すも残念なれば心おきなく片付け清涼の智福院，天龍寺等の古刹を訪ひ（以下略)」。しかし、山林の荒廃についての記載はない。

ところで，司馬遼太郎 (1978) によれば明治維新後，大久保利通は「嵐山が荒れているので資金提供を」という陳情を受ける。明治 10 年代後半から保勝会などによる嵐山の植林が活発化し，明治 16 年には岩倉具視，井上馨，香川敬三，北垣国道らが嵐山桜楓会を結成し資金を集めて嵐山の整備を実施したという（大阪営林局，1933)。明治 28 年には京都府議会が嵐山，東山等の名勝地の風致林保護の建議を採択するが嵐山の荒廃は解決せず，昭和 5 年の風致地区指定に至ることとなる（田中，2008)。明治 36 年の林学本科実科の春季修学旅行は、まさにこの嵐山の保全問題の渦中に実施されているが、旅行記からはそれは伺われない。その理由は不明であるが，関係者を呼んで説明を受けるというような引率教員による設定はなかったようである。

3.3. 明治 37 年林学科夏期修学旅行

明治37年林学科夏期修学旅行(大日本山林会報第273～281 号）は，アメリゴホーフマンと諸戸北郎の指導で学生 13 人が参加している。7 月 11 日に群馬県高崎市を出発し軽井沢に向かい浅間山山麓の落葉松造林地を見学，長野，松本，塩尻と移動し木曽福島の西筑摩郡立木曽山林学校を訪問，同校の演習林を視察後，御岳登山，王滝を経て小川伐木地を見学，上松から阿寺，木曽路の野尻から妻籠を経て中津川に向かっている。そこでは「数日前の大雨にて河水氾濫し山腹崩壊し橋梁悉く破損し」，家屋や人的な被害が記されている。「山腹の崩墜は特に花崗岩の地層に多く又芝生により覆はれたる山腹に著しきも森林には比較的少し。」と記している。その後，愛知県の瀬戸市で砂防工事を視察，「赤裸々たる花崗岩の丘陵面積約五千町歩に亘り其内五百町歩は已に砂防工事を施せり，由来愛知県は比較的山林少なく面積三万町歩にして其内二万五千町歩は御料局に属し其余は共有林なりとす而して瀬戸亦御料に属するも砂防工事は県庁土木課によりて行はれつつあり（中略)，瀬戸砂防工に於いて特徴とするは鉄線の蛇腹及陶器の堰堤なり」と記している。

3.4. 明治 38 年林学実科三年生級修学旅行

明治 38 年林学実科三年生級修学旅行（大日本山林会報第 282～289 号）は諸戸北郎とアメリゴ・ホーフマンの指導で同年 7 月 9 日～29 日の日程で名古屋,瀬戸(砂防工)，中津川，野尻，多治見，大垣，桑名山田，吉野口，奈良を回っている。名古屋で製材所を見た後，翌日，自動鉄道で瀬戸に向かうが「途すがら眼を窓外に放てば，赤裸々たる禿山の此処彼処（ここかしこ）に散在せるを見，遂には一帯の山派皆血を以て塗りたらん様の惨状を呈するに至る，これ実に余等の想像以外なりし」と記している。次の記述もある。「愛知県に於いては二万町歩に渉りて，砂防工事を施す必要あり。同工事設計を農科大学に委託し，ホーフマン先生之が担任となり，去三月二十二日諸戸助教授及学生二名を引連れて此処に出張し此地方の砂防工事設計をなしたるなりと。同学生の卒業論文は実に之に関する記事なり。」翌日は瀬戸からその北方の高蔵寺に向かうが,「砂防工を視る。此日過ぐる所は多く工事に未だ着手せざる部分なるを以て，地骨裸出の惨状到底昨日の比にあらざるを覚ゆ」と記している。木曽路の旧宿場町野尻で木曽川と合流する阿寺川では以下のように記している。「此の附近水清く草緑にして風景佳なり，愈々（いよいよ）入りて愈々美，仰げば名にし負ふ木曽の五木は鬱蒼として満山を蔽ひて一点の禿地を現はさず，黄鳥囀り蝉樹間に喧（かまびすさ）しく，人をして真に幽遂なる深山に分け入るの感あらしむ」。その後，錦織綱場を経て岐阜市に入る。桑名では用水水源地を見学，伊勢に至りて内宮，神苑農業館，外宮に寄り，吉野林業を視察後，奈良で解散している。

3.5. 明治 39 年の林学実科 3 年生の修学旅行

1906 年（明治 39 年）6～7 月に諸戸北郎の指導で実施された東京大学林学実科 3 年生の修学旅行（大日本山林会報第 291～296 号）では，豊橋駅に到着後、新城から奥三河を巡り，岡崎，名古屋，瀬戸，高蔵寺，以降岐阜県内の中津川，付知，下呂，大洞，金山，下麻生、笠松をめぐり，7 月 23 日に岐阜に到着している。この間，修学旅行参加学生は測量をしたり，植生調査をしたり，林業の現場を見学している。愛知県内については田中 (2018) の既報がありその要旨は前述した。

岐阜県部分の旅行は暴風雨であったが強行され，豪雨下を徒歩で移動している。中津川市においては激流となった木曽川本流を樹根や切株がしきりに漂流しそれを住民が取り上げて居る様が描かれている。付知から下呂に向かうまでは山地荒廃の描写はない。下呂から少し北の東上田村橡ヶ洞で砂防工事を視察している。ここは昔の濫伐で荒廃し，明治 18 年に内務省の事業として起工し，石積工や張石工がの施工が継続されていたとある。その後，大ヶ洞を見学し下呂から飛騨金山を経て岐阜市に至るが，特に山地荒廃の記述はない。

引用文献

田中隆文（2018）明治期の東大林学実科の修学旅行にみる当時の愛知の山地荒廃状況．中部森林研究 66 号。
田中隆文（2008）環境問題はイメージでは解決しない．ーステレオタイプに惑わされないための水土保全学講義ノートー．星雲社，pp.125

竣工後長い年月を経た石積砂防施設の維持管理について

一般財団法人砂防フロンティア整備推進機構　○渡邊　尚
国土交通省 北陸地方整備局 立山砂防事務所 大坂　剛，高橋　至，柳川磨彦

１．はじめに

我が国では古来より山腹工を主体とする砂防事業が実施され、後に渓流砂防事業も実施されるようになった。近代砂防事業としては明治８年に京都府の不動川で石積砂防施設を用いた渓流砂防事業が行われた。これ以降、日本全国で多くの石積砂防施設が整備されるようになり、竣工後100 年を超えるものも増えつつある。

これら竣工後長い年月を経た石積砂防施設の維持管理に際しては、防災施設本来の機能の維持を第一としつつ、さらに歴史的・文化的価値を有する施設に関しては、施設の歴史的・文化的価値の保全にも留意して維持管理を行う必要がある。

本報告では竣工後、概ね 50 年以上を経た石積砂防施設を対象として、施設の長寿命化検討に資する情報の収集手法、特に健全性評価に必要な情報収集の手法について、近年の取り組み事例を紹介する。



図-1　不動川第５堰堤

２．既存施設の長寿命化の動き

わが国では高度成長期に道路、橋梁、河川管理施設等の社会資本が多く整備され、全国で約６割の砂防設備が 20 年後に竣工後 50 年を超える。

平成 24 年 12 月の中央自動車道トンネル天井板落下事故を受け、国土交通省砂防部は保全対象を守る観点から既存の砂防設備の健全度等を把握し、長期にわたりその機能及び性能を維持・確保するための長寿命化計画の策定・運用を全ての直轄砂防事務所と各都道府県に指示し、現在に至る。

３．長寿命化計画の骨子

石積砂防施設を含む砂防関係施設の今後の予防保全的維持管理に向けた長寿命化計画は「砂防関係施設の長寿命化計画策定ガイドライン（案）：平成 26 年 6 月水管理・国土保全局砂防部保全課」により、策定に必要な検討項目と検討の順序が示されている（図-2）。

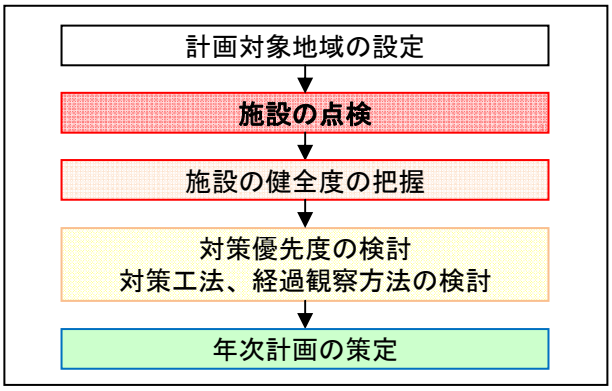


図-2　長寿命化計画の骨子

４．石積砂防施設の維持管理に必要な情報

4.1　情報収集の重要性

石積砂防施設は終戦後のコンクリートの普及や石工の減少等の理由により現在では新設されることはほとんどないが、外部に使用されている石材はコンクリートより摩耗に強く、また重力式の砂防堰堤に必要な重量も十分あるため、本来は砂防堰堤等の材料に適しており、それを証明するように石積砂防施設の多くは現役の砂防施設として施設本来の防災機能を果たし続けている。

今後も新たな施設の整備とともに、長寿命化計画策定の主旨に則り、既存の石積砂防施設の防災機能の維持に向けて施設の健全度評価と対策工の要否の判断を適切に行うことが必要であり、その判断に必要な情報を確実に収集することが極めて重要である。

長寿命化計画の骨子（図-2）でも「対策優先度の検討」や「対策工法、経過観察方法の検討」等の重要項目は、施設の健全度評価の結果を踏まえて検討する流れになっており、その施設の健全度の評価は、「施設の点検」で確認・記録した変状（天端摩耗、基礎洗掘、ひび割れ、漏水、等）の発生状況を踏まえて評価を行うことが求められている。このように、長寿命化計画の策定においても、検討の初期段階での情報収集が非常に重要な作業に位置付けられている。

4.2　情報収集における課題

このような情報収集の重要性に対し、竣工年代の古さ等から、石積砂防施設の基本諸元をはじめとする計画、設計、施工等に関する情報は、散逸あるいは現存しないことが多い。また通常の巡視点検では石材の情報（寸法や材質）や、石積砂防施設特有の変状（堤体のはらみや合端の欠損等）は調査項目に含まれていないことが多く、施設の今後の修繕、改築の際に必要となる情報が十分に収集できないケースも珍しくない。

4.3　健全度評価のための情報収集の手法

石積砂防施設の本来の機能（健全性）や性能（安定性）の評価のためには、本来、表-1 に示すような情報の収集が必要である。現実的には、前述の情報収集における課題等により、これらの情報の収集は困難なケースが多い。

以下に近年当機構で実施した情報収集の取り組みにおける調査手法の例を紹介する（表-2）。

表-1　施設の機能（健全性）や性能（安定性）の評価に必要となる情報

○施設の竣工当時の情報
- 施設の基本諸元（構造、型式、使用材料）
- 計画条件（要求機能と性能、周辺の状況）
- 設計条件（外力条件、場の条件）

○施設竣工～現在の間の情報
- 竣工後の劣化状況（経年変化）
- 竣工後の被災状況（破損状況）
- 修繕、改築に関する状況（補修履歴）

○施設の現在の情報
- 変状の発生状況（種類、範囲、進行性）

表-2　情報収集の手法（当機構の近年の事例）

調査の種類		調査対象、内容
机上	①文献調査	・施設の基本諸元 ・計画、設計条件 ・被災履歴、修繕、改築履歴 ・施設周辺の状況
机上又は現地	②外観調査（点検結果判読、または点検実施）	・被災状況 ・破損、劣化と、その経年変化 ・修繕、改築履歴 ・施設周辺の状況とその変遷
現地及び室内	③外観調査（詳細調査）	・外部材料の素材、形状、色彩 ・破損、劣化状況の詳細 ・修繕、改築箇所の現状 ・施設周辺の詳細な状況
	④破壊調査（ボーリング等、サンプリング）	・内部材料の種類(材質、配合) ・内部材料の物性値(圧縮強度等) ・内部状況の詳細(有害な水平クラック等)
	⑤非破壊調査（弾性波探査等）	・内部の概査(大規模空隙や弱部の推定) ・内部密度の推測(弾性波速度)

①文献調査

まず机上検討として、施設の計画書、設計図書、設備台帳等、検討に必要な基礎資料を出来るだけ広く、深く収集し、情報を収集する。また文化財としての検討を含める場合は、この段階で、施設の価値に関する情報についても収集を図る。

②外観調査（点検結果の判読または点検の実施）

収集した巡視点検の記録判読、または現地にて実際に点検を実施し、施設の破損・劣化や修繕・改築の状況と、それらの経年的な変化を把握する。

③外観調査（詳細調査）

流域内の基幹堰堤や、機能喪失により流域に甚大な影響を与える恐れがある施設、文化財砂防施設等の場合は、施設の重要度に応じて詳細点検を実施する。特に石材等、外部材料の諸元や変状に関する詳細な情報が入手出来ない場合は詳細調査を実施し、情報の収集を図る（図-3）。

深い谷筋や植生が繁茂した箇所、また石材の諸元や変状等の情報はドローンでは収集できないため、登攀技術を有する点検員による詳細調査等を実施し、入手を図る。

④破壊調査（ボーリング等）

施設内部の材料や変状の発生の有無について机上検討で資料が収集できない場合や直接観測を行う必要がある場合には、施設の機能・性能に影響を与えない範囲での破壊調査を行う。

⑤非破壊調査（弾性波探査等）

上記と同様に施設の内部状況に関しての情報が必要な場合、かつ破壊調査が許されない場合の次善対応策として、弾性波探査や電磁波レーダ等による内部状況の推定を行う。なお、破壊調査が可能な場合、この調査を併用することで、非破壊調査の精度の検証を行うことも可能である。



図-3 登攀技術を有する点検員による詳細調査例

５．おわりに

施設の高齢化は今後も進行する。石積砂防施設のように現在では使われない材料や構造の施設は適切に健全度を評価し、歴史的・文化的価値を有する場合はそれら価値の保全にも留意し今後の維持管理を検討することが必要である。そのためには情報の積極的な収集とストック、検討への再度のフィードバックが特に重要である。

一方で、効率的かつ安全な情報の収集に向け、ドローンを併用した調査の可能性検討や、変状の進行性を踏まえた上で長寿命化計画が求める「経過観察」調査との併合による点検頻度の低減、山腹基礎工等は役割を全うしたとして維持管理の対象外とする、等の検討も必要であると考える。

当機構ではこれらの取り組みを今後も継続的に実施してゆく所存である。

夜間瀬川流域における土砂災害伝承と砂防事業の変遷

長野県建設部砂防課　田下 昌志・西澤 賢・北原 誠
長野県北信建設事務所　木下 昌明・山崎 隆雄・長谷川 国宏
（一財）砂防フロンティア整備推進機構　蒲原 潤一※・井上 公夫・○中根 和彦
（株）防災地理調査　今村 隆正
※現 国土交通省砂防部保全課

１．はじめに

信濃川水系右支・夜間瀬川は，古い火山である志賀高原から多量の土砂を流出させる流域面積 117km²，全長 26km の急流荒廃河川で，中野市柳沢で信濃川に合流している。標高 2000m 前後の志賀高原に源流を持つ横湯川と角間川が山ノ内町の湯田中・渋温泉付近で合流している。横湯川右岸には崩壊地、地すべり地形が集中しており、野猿公苑から約 2km 上流右岸には面積約 300ha の落合地すべり（平成 3 年(1991)指定）が存在する。湯田中・渋温泉などの温泉街は横湯川・角間川・夜間瀬川の河床や河成段丘に発達しており、しばしば激甚な土砂・洪水災害を受けてきた。また，夜間瀬川下流部は，長さ 6km，面積 25km² の広大な夜間瀬川扇状地が形成されている。



図-1 夜間瀬川位置図

夜間瀬川における砂防事業は、明治 39 年（1906）の長野県砂防事業に始まり、明治 42・43 年（1909・1910）の災害で中止したものの、大正 7 年（1918）には直轄事業として復活し、現在も県施工事業として継続されている。本研究では、砂防の歴史上重要な地域といえる夜間瀬川の過去の土砂災害の伝承や昭和 25 年（1950）災害の状況、砂防事業の変遷とその効果について報告する。

２．過去の土砂災害の伝承

夜間瀬川流域には、災害（土石流・洪水）をモチーフとした「黒姫物語」、「池に浮んだ琵琶」という昔話があり、テレビ放映もされた。物語に登場する武将、城、池、山の名前は実在の地名になっている。２つの民話に共通しているのは、山の池の主である龍が池を決壊させて、下流の村へ大災害を起こすというものであり、容易に土石流を想像できる。それが民話となって残るのは、いかに土石流災害が多かったこと、そして村人を苦しめたことが想像できる。土砂災害の経験を昔話とすることは、義務教育の無い時代に、住む土地の危険性、警戒避難の重要性を子や孫に伝承する効果的な術だったと考えられる。

３．昭和 25 年（1950）災害

昭和 25 年（1950）8 月 4～5 日に熱帯低気圧が上信県境を北上し、志賀高原では 126mm/日を観測した。この豪雨で角間川の左岸護岸（堤防）が決壊し、下流の穂波温泉区は全滅に近く、死者 6 人が生じた（図-4 参照）。また、星川橋に流木がかかり、星川温泉街に浸水被害が発生した。これ以降、夜間瀬川流域の土砂災害で死傷者は発生していない。現地調査で水害決壊跡地記念碑や災害後に造られた「かすみ堤」を確認することが出来た。また、被災住民・流域自治体の防災担当者へのヒアリングにより、昭和 25 年（1950）以降は大きな災害もなく、当時被災したことを知らない住民の防災意識は低下していることが把握できた。

４．夜間瀬川の砂防事業の変遷

4.1　施設配置の特徴

夜間瀬川の縦断図と施工時期ごとの整備範囲を図-2 に示す。夜間瀬川の砂防事業は、明治 39 年（1906）に横湯川上流の土砂供給源となっている落合地すべり地に始まっている。大正 7 年（1918）からの直轄砂防事業は、コンクリート技術に代表される砂防技術の向上に伴い、下流温泉街付近にまで事業範囲を広げ、昭和 7 年（1932）からの県営砂防事業では、千曲川合流点近くまで下流に事業範囲を広げるとともに、支川の角間川を事業対象として加えた。この様に土砂発生源対策を嚆矢とし、コンクリートにより構造物の

強度を増したことで、流量の多くなる下流対策が行えるようになったことがわかる。

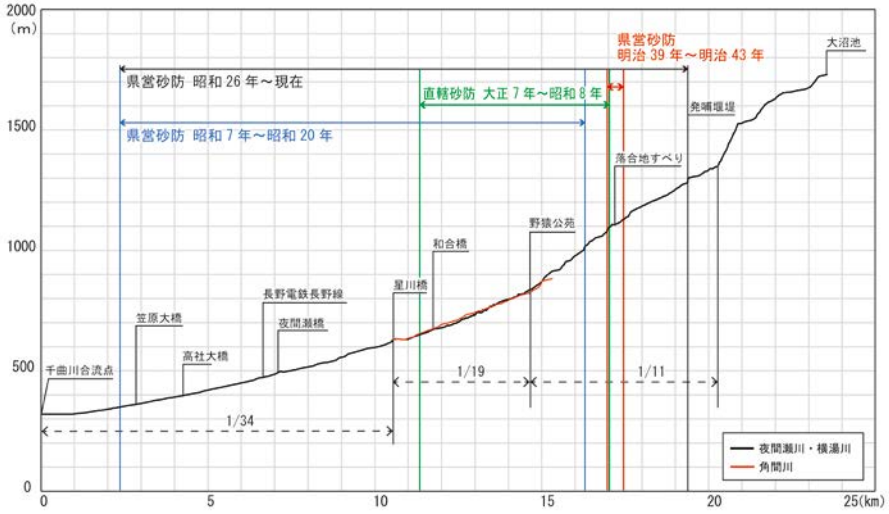


図-2 夜間瀬川縦断図と施工時期ごとの整備範囲

4.2 構造的特徴

明治期は堤高 2～8m程度の空石積堰堤が整備されたが、明治 43 年(1910)の災害で流失した。大正 7 年（1918）からの直轄砂防工事では、横湯川本川の砂防堰堤は全てセメントを用いた練石積となっている。日本で初めての練石積堰堤である山梨県の芦安堰堤は大正 5 年（1916）着工であり、引続いて最新の技術が横湯川に投じられた。大正 11 年（1922）に着工した第 28 号石堰堤の断面図を図-3 に示す。下流法面の積石は天端・上流法面と比較して大きく、1.5m 程度にも及んでいる。内部は裏込めの礫が密集し、セメントの貴重性がうかがえる。大正 9 年（1920）のセメント 1t の価格は 87 円であり、当時の米価 2.38 円/10kg から換算すると、米 約 366kg 分に相当した。現在のセメント 1t の価値は米 約 39kg 分と換算でき、当時のセメントの価値は現在の約 9～10 倍程度であった。

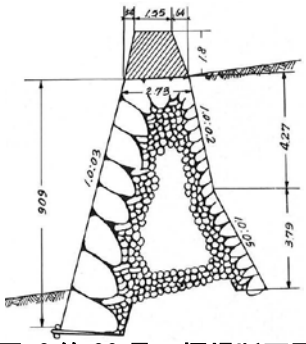


図-3 第 28 号石堰堤断面図
(昭和 5 年(1930)嵩上げ時)

５．考察（事業効果）

湯田中・渋・穂波の温泉街周辺の土地利用の変遷を図-4 に示す。昭和 6 年（1931）時点、夜間瀬川沿いは堤防がなく河原が広がっている。大正 14 年（1925）に穂波温泉が河原で掘削され、営業している。温泉街は段丘上に位置し、夜間瀬川沿いの安全な土地利用が求められていた状況が読み取れる。大正 7 年（1918）から始まった直轄砂防事業により、土砂流出が抑制されるとともに、昭和 7 年（1932）から始まった流路工整備により、夜間瀬川の流路が固定された。砂防事業の効果により、昭和 35 年（1960）時点では、段丘下の谷底低地に温泉街が広がっている。

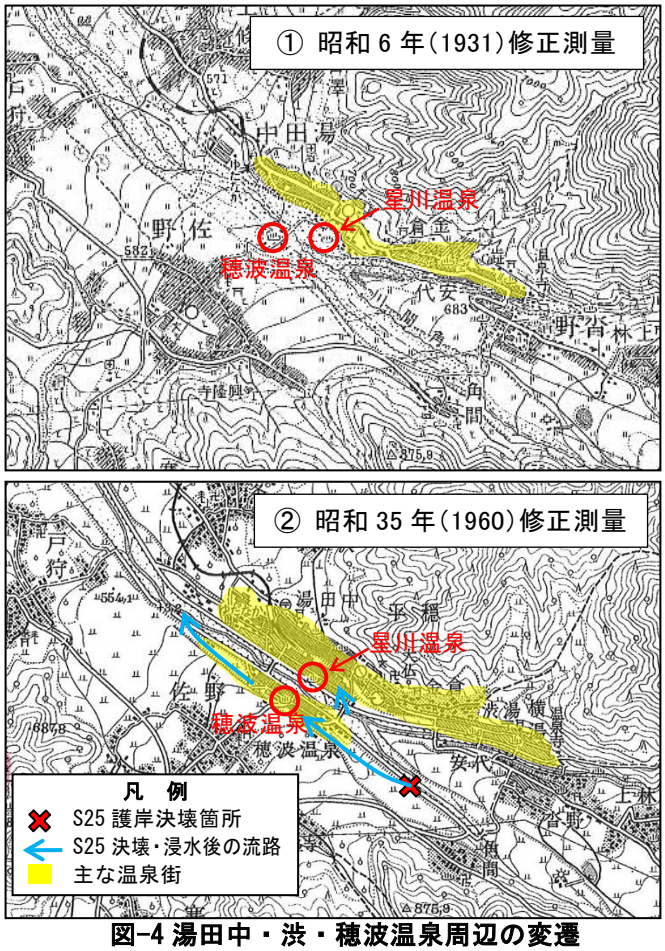


図-4 湯田中・渋・穂波温泉周辺の変遷

６．おわりに

本調査では、夜間瀬川砂防の展開とその効果とともに、地域の土砂災害の伝承と、住民の防災意識の低下を把握した。夜間瀬川の直轄砂防は大正 7 年（1918）に始まっており、今年は直轄施工 100 周年である。これを契機に夜間瀬川の土砂災害と砂防の歴史を住民に啓発することで、防災教育に活かす予定である。

参考資料

信濃川上流直轄砂防百年史編集委員会（1979）：松本砂防のあゆみ－信濃川上流直轄砂防百年史－，893pp.

穂波温泉区誌編集委員会・穂波温泉区誌編集局（1991）：穂波温泉区誌，459pp.

地元密着型の歴史的砂防施設の調査整理手法に係る研究

（一財）砂防フロンティア整備推進機構　○蒲原潤一、中根和彦
八千代エンジニアリング株式会社　後藤宏二、池田誠、西ヶ谷友美
岡山大学　樋口輝久
三原市市民学芸員　西村雅幸
三原市　武田吉充

１．はじめに

歴史的砂防施設は、地域の土砂災害対策の足跡を認識する資産として、防災教育や事業　啓発、観光振興などのため積極的に調査され、一部については文化財指定が進みつつある。

一方、砂防上の効果を目指した歴史的な構造物の中には、砂防法上の砂防設備でない、地域内でのみ知られ十分に調査されていないなどの理由から行政による管理が十分に望めず、地域の有志団体などの維持管理に頼らざるを得ないものも多い。さらに、調査研究については、施設の砂防上の効果の評価が定まっておらず、どのような視点や方法で整理すべきか手探りで実施されている場合がある。

本研究では、全国的に十分には知られていない、また、地元で砂防上の目的や機能の調査が十分とは言えないなどの施設について抽出し、築造経緯や構造を記録した。そのうえで地域資産としての認識を深化させるために必要となる、砂防の視点から分析・評価すべき項目や留意点について、今後、砂防構造物を顕彰していくことを念頭におきつつ検討した。また、事例のうち広島県三原市小泉町天井川流域に江戸時代から伝わる砂留について調査結果の一部を報告する。

２．調査対象及び調査の進め方

調査対象を表－１に示す。文化財等地域資産としての保全活用の前提条件としては、砂防設備でない、土地所有形態が民間など、必ずしも十分でない。砂防行政や文化財行政による保全や活用のためには、各要素を整理しつつ、施設の実態に応じた取り組みが求められる。また、各事例について、現時点でより詳細な調査や考察が必要と考えられる、砂防領域における土砂移動特性との関係や砂防構造物としての機能について整理を試みた。限られた事例からの整理であるが、①例えば砂留についての前法勾配や側壁の高さなど、各構造物について砂防工学的なアプローチによるより詳細な分類や共通点の分析が必要と考えられること、②特に床固工や導流堤工など砂防堰堤の土砂捕捉効果と明確に区別して説明されるべき機能について、砂防工学に基づいたより丁寧な調査や説明が必要と考えられること、③自助や共助のレベルによる自普請や連帯した生活保障としての営みなど、地域事情とより密接に関連していることを砂防構造物の特性の一つと捉え、より人間文化に焦点を当てた調査や説明が求められること、などの課題を抽出した。既に選奨土木遺産として精力的に調査や保全活用が進められているケースもあり、砂防学として連携しつつこれら課題への積極的な取り組みが求められる。なお、各事例の調査結果については別稿により報告する。

表－1 調査対象とした歴史的砂防施設と保全活用に係る情報整理

	事例1	事例2	事例3	事例4	事例5
	広島県三原市小泉町 天井川上流砂留群 （江戸期以降）	広島県福山市新市町 金名の郷頭 （江戸期）	広島県福山市福田 別所砂留 （江戸期以降）	広島県廿日市市大野 舟形土石流バリア （明治20年頃）	滋賀県大津市大物 百閒堤 （江戸期）
1.砂防指定地	一部指定（福禄川）	未指定	指定	未指定	指定
2.砂防設備	砂防設備でない	砂防設備でない	砂防設備でない	砂防設備でない	砂防設備でない
3.土地の状況	共有地	河川指定区間	共有地	個人所有地	国有地
4.保安林	指定	未指定	指定	未指定	未指定
5.構造物の文化財等地域資産としての扱い	－	2016 福の山百選	2015 土木学会選奨土木遺産 2016 福山景観 100 選	－	－
6.関係する地域の主な団体と広報実績	加古山生産森林組合	金名の郷頭・権現古墳群を守る会による拠点整備等	別所砂留を守る会による見学会等 2016 土木学会市民普請大賞グランプリ	－	大物共有財産管理組合
7.砂防の視点から分析・評価すべき項目・留意点（案）	i) 天井川対策としての機能評価 ii) 土堤と石積水路を組み合わせた構造の発達過程 iii) 未確認の土留構造物の残存状況 iv) 土砂流出に対する自衛手段としての除石	i) 地域の精巧な農業利水システムを支える床固工としての機能評価 ii) 天端を道路橋梁として活用する多目的構造と砂防上の機能	i) 土堤と石積水路を組み合わせた構造の発達過程 ii) 多数の砂留が集積しており特に側壁構造等の形式分類 iii) 渓間の土砂かん止量の算定など床固工としての機能評価	i) 土石流を受け流す導流堤としての構造評価 ii) 微地形の尾根を利用した家屋立地 iii) 災害を契機とした自普請による石材収集と築造の経緯	i) 集落を守る長大な導流堤として立地毎の構造特性の分類と評価 ii) 水害常襲地としての連帯した生活保障の歴史や霞堤や砂防惣代など他地域との対比 iii) 広範な地域の保全を可能とした利害調整等築造経緯

３．三原市小泉町の天井川上流砂留群

広島県三原市小泉町天井川流域に江戸時代から築造された砂留群がある。周辺の山林は、正徳年間の 1710 年頃までは、美しい山林で村人の収入源となっていたが、その後、塩田への燃料供給などにより乱伐が繰り返されたため水害や干害が多くなってきたこと、流出土砂を浚渫し、繰り返し両岸の堤防に積み上げたため、文政 2 年（1819）には天井川の堤防の高さが 5 間（約 9m）であったものが、明治 44 年（1911）には高い所で 20mにも達したことが記載されている。天井川の主な支川には、下流から水田川、生田川、宮谷川（玉城谷）、加古川、秋年川、福録川、宮谷川などがある。いずれの支川も、古くから土砂流出対策の取り組みが行われており、明和 8 年（1771）に 11 渓流において 26 基の砂留を築造したとされている[1)]。図 - 1 は本調査で形状を計測した福禄川の砂留である。高さは 7.3m、勾配 1：1.0～1.6 程度、石積技法が縦断方向に変化することから数回にわたって嵩上げされていることが判る。



図－1 福禄谷の砂留

４．砂留築造過程の推定

本調査では地域の歴史に詳しい住民の方々に聞き取り調査を実施している。このうち天井川支川宮谷川流域にお住まいの方から以下の通り、黎明期における砂留築造の様子を伝える貴重な証言が得られた。証言をもとに砂留築造プロセスの再現を図－２及び図－３の通り試みた。

・明治 34 年生まれの父親から聞いた話では、自宅裏を流れる渓流で年に一回、梅雨期前、渓流内に上流から流れ出る土砂を溜めるための穴を掘る「ウチボリ」という作業が若い頃（明治～大正期）まで行われていた。

・砂土手の左岸側には、周辺から集めた石を張った余水吐きが造られていた。

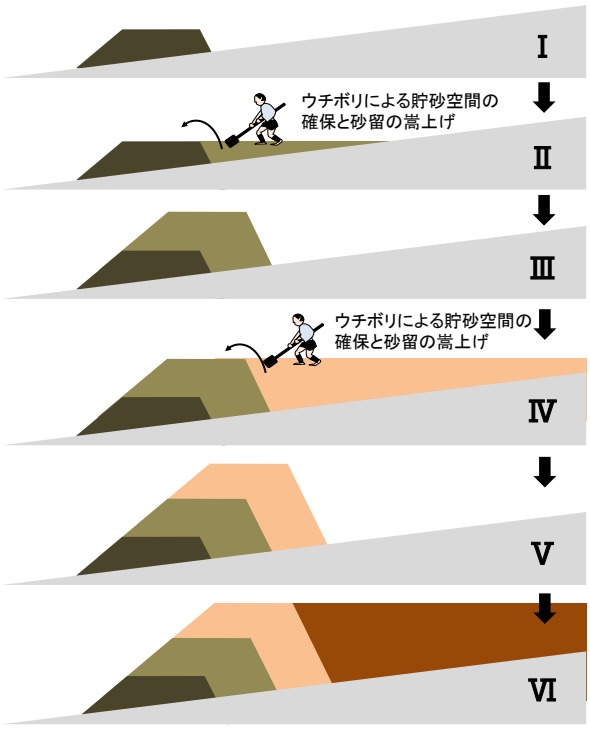
・三原市史に記載されている古い文書には、土砂を掘る作業員のための賃金について、村の財政では賄えないので、補助が欲しい旨の誓願の記述が残っており、公費から賃金が支払われていた。

・子供のころには、砂土手の広場で野球をやった。

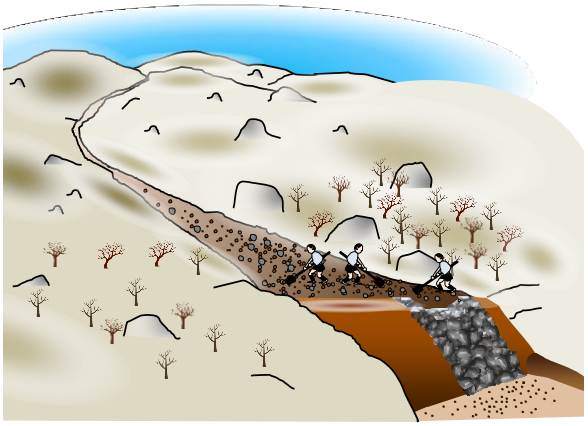
・砂土手の下流底部には湧き水が出ていた。湧き水は生活用水と溜め池への水に利用していた。

小泉町地区の砂との闘いについては「砂の流出が最も盛んであった頃には、誰は何処の谷の何所というように工事の持ち場が定まっておって、雨が降り出すと何をおいてもその場所にかけつけ、谷間に溜まった砂を掘り上げて、懸命に砂が下流に流れるのを防ぎ、之を谷の外に担ぎ出したというのである。今日でもこの掘り上げた砂を、谷々で認めることができる」とされている[2)]。自家用取水の保全と下流天井川対策との重層的な目的のため、生活者の立場から砂防が営まれたこと、砂土手構造物を流水から守るためにため池の余水吐に相当する石張りを装備するなど農業土木の技術を源流の一つに砂留が発達してきたことなど、本調査による証言と既往文献調査とから砂留に纏わる人間文化を説明していくうえで興味深い背景が推定できた。

本調査では、三原市小泉町を始め各地の皆様から各事例の歴史的砂防施設に係る貴重な情報を頂いた。また広島県から多大なご理解ご協力を頂いた。この場をお借りして御礼申し上げます。



図－2 砂留築造プロセスの推定図



図－3 砂留築造当時のイメージ図

参考文献

1）わたしたちの町-こいずみ，広島県三原市立小泉小学校（園），1990. 10

2）広島県治山五十年史，広島県林務部，1962. 3

広島県福山市における歴史的砂防施設 “大谷砂留”の実態と地域住民による整備活動

岡山大学大学院環境生命科学研究科　○樋口輝久、秋田哲志、篠原智

1．はじめに

広島県福山市は、国登録有形文化財の堂々川砂留群に代表されるように、江戸時代の砂防施設である「砂留」が数多く現存している全国でも希な地域である（**図-1**）。近年では、江戸期最大規模の別所砂留が地域住民によって半世紀以上も人の手が入っていなかった山中から発見され [1]、積極的な保存整備活動が行われている [2]。こうした砂留をめぐる動きが市内で活発化する中、同市芦田町下有地の大谷地区で新たな砂留が発見された。と言っても、広島県の砂防設備台帳には記載があり、一部の住民はその存在を知っていたため、再確認されたと言った方が良いかもしれない。なお、広島県土木建築部砂防課が平成 9（1997）年に発行した『福山藩の砂留』[3]には大谷砂留は掲載されていなかった。

本稿では、現地調査や文献調査によって明らかになった大谷砂留の実態と、大谷砂留を保存整備し、地域学習や地域資産として活用するために結成された「芦田大谷砂留守り隊」の活動を報告する。

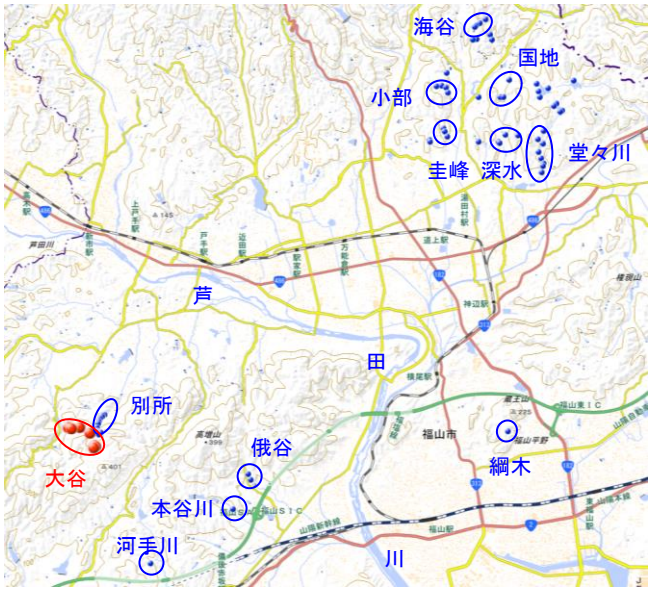


図-1　福山市内の砂留の分布（地理院地図に加筆）



図-2　大谷砂留の位置図（地理院地図に加筆）

2．大谷砂留の実態

大谷砂留は、一級河川芦田川水系有地川の支流堀町川に流れ込む東側の谷に位置している（**図-2**）。現在までに渓流に比較的大型の砂留 6 基、上流部の山腹に小規模な砂留数 10 基が確認されている。なお、前者と後者は規模、構造が明らかに異なる。今回は渓流の砂留 6 基を紹介する。

2.1 大谷砂留の規模と構造

実測による各砂留の規模は、**表-1** の通りである。最も高いものは四番砂留（**写真-3**）で、別所十番砂留の 17.85m に次いで江戸期では 2 番目である。

構造は、基本的には土堤の袖部と石積の水通し部で構成されるが（**図-3**）、五番のみは全幅が石積となっている（**写真-2**）。一番と四番は 3 分の 2 程度の高さまでは階段状の鎧積みとなっているが、その上は比較的小さな石を壁面に積んでいるため、後年の嵩上げ部分と推測される。残る二、三、五、六番は数段に分けて、一番や四番の上部と同様に壁面石積みとなっている。なお、一番と三番の下部には縦横 2m前後の巨石も用いられている。また、一番と二番は岩盤上に築かれている（**写真-1**）。

表-1　大谷砂留の規模

砂留	堤高(m)	堤長(m)	水通し幅(m)
一番砂留	5.49	26.3	10.1
二番砂留	8.60	35.9 以上	17.8
三番砂留	6.23	30.4	13.9
四番砂留	13.93	36.2	14.9
五番砂留	8.22	27.2	27.2
六番砂留	5.01	24.7	11.1

2.2 大谷砂留に関する記録

大谷砂留に関する記録が、福山藩の命により帯刀を許され、享保 15（1730）年より山番として大谷山を管理していた神原家に所蔵されている。

郡内の樋や井堰等を記した安永 2（1773）年の『塲所帳』に「砂留七ヶ所」の文字が見られる（**写真-4**）。今回確認された砂留は、そのうちの「同所東谷」（「同所」とは「大谷」のこと）の 3 ヶ所に該当するものと思われるが、実測値と記載されている堤高と堤長が一致する砂留は存在しない。また、「芦品郡有磨村

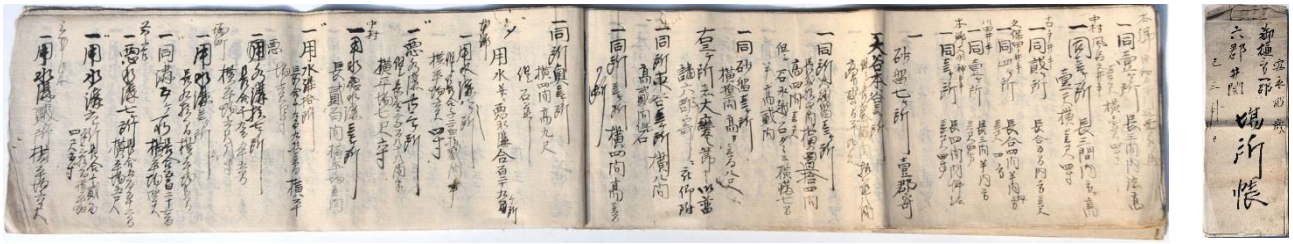


写真-4　『場所帳』の表紙および砂留記載の該当箇所（神原家所蔵）



写真-1　一番砂留



写真-2　五番砂留



写真-3　四番砂留

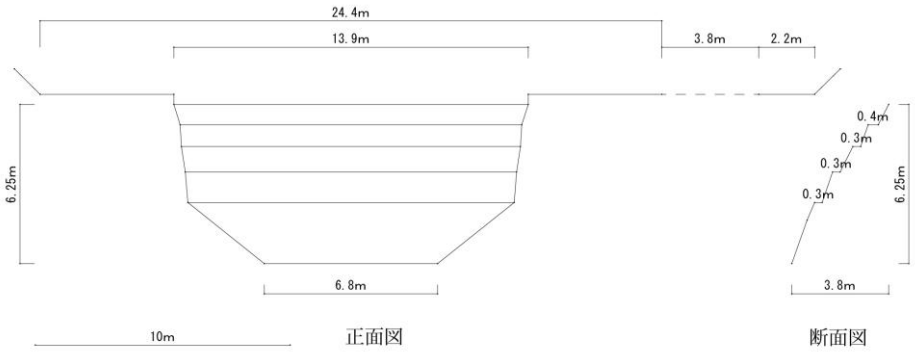


図-3　三番砂留の現況図（著者作図）

字下有地大谷山全圖」には今回確認できた 6 基、「芦品郡有磨村大字下有地字大谷山林畧圖」には上流側の 3 基が描かれている。ただし、番号は付けられていない。なお、「芦品郡有磨村」は、明治 31（1898）年から昭和 30（1955）年まで存在した村である。

昭和 35（1960）年 7 月の集中豪雨で十数ヶ所の山腹が崩壊し、3 ヶ年計画で復旧工事が実施されている最中の昭和 36（1961）年に、現当主の父である神原武雄氏によって描かれた「モデル治山治水大谷山観光森林公園圖」には、東谷に 6 基の砂留が記され、下流から順に一番から四番までの番号が付してある。本稿でもそれに倣って下流から番号を付けた。なお、小規模な砂留は描かれていなかった。

3．地域住民による整備活動

平成 29（2017）年 11 月、大谷砂留の保存整備を目的に地元の有志と有磨学区の町内会長らで構成された「芦田大谷砂留守り隊」が結成された。登録メンバーは約 40 名で、農閑期の 12 月より本格的に活動を開始し、平成 30 年 3 月までは毎週日曜日の午前に草木の伐採やアクセス道の整備を実施した。

今後、3 年間を目処に砂留の全貌を明らかにし、地元の小学生など見学の受け入れができるように整備を行う予定である。

4．おわりに

大谷砂留の発見により、福山市内には近世由来の砂留が 100 基前後現存していることになり、改めて福山藩が実施した砂防事業の壮大さならびに重要性を認識することができた。

東谷には、本稿で紹介した 6 基以外に石積みのみで構成された小規模な砂留が数多く現存している。その数は 40 基程度とも言われており、今後も踏査を行い、全貌を解明したい。また、古文書や地図には、「大谷本谷」に少なくとも 3 基の砂留の記載があるため、対象をさらに拡大することも必要である。

謝辞

本研究を遂行するにあたって、神原家の当主 神原保雄氏、「芦田大谷砂留守り隊」および「別所砂留を守る会」の皆様、広島県東部建設事務所にお世話になりました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1) 近世最大の砂防施設群“別所砂留” ― その実態と地域住民による保存整備活動（第一報）― ，樋口輝久・戸谷宥貴・山科直生，土木学会，土木史研究（講演集），Vol.36，2016.5，pp.243-246
2) 近世最大の砂防施設群“別所砂留”（第二報） ― 七番砂留の修復と今後の維持管理について ―，樋口輝久・山科直生・秋田哲志，土木学会，土木史研究（講演集），Vol.37，2017.5，pp.65-68
3) 『福山藩の砂留 ―その歴史的背景と構造―』，広島県土木建築部砂防課，1997.

「別所砂留」および「金名の郷頭」にみる構造的特徴とその機能に係わる一考察

八千代エンジニヤリング株式会社　○西ヶ谷友美、後藤宏二、池田誠
（一財）砂防フロンティア整備推進機構　蒲原潤一※1、中根和彦
別所砂留を守る会　光成良秀
（現所属　※1 国土交通省水管理・国土保全局砂防部保全課）

1．はじめに

広島県東部に位置する福山市には、堂々川の砂留に代表される歴史的砂防施設が多数現存している。福山地域は花崗岩が風化したマサ土が広く分布する地質的要因に加え、用材や薪炭材として森林の伐採により、山地が荒廃し降雨のたびに土砂を流出させ、土砂・洪水被害を被った歴史を有している。

本稿では、いずれも江戸期に築造された、福山市福田に位置する別所砂留と福山市新市町に位置する金名の郷頭の築造経緯や構造的特徴等について調査した結果を紹介する。

2．別所砂留

2．1　施設概要

別所砂留は、広島県福山市芦田町福田を流れる芦田川水系有地川の右支川五入道川に位置する砂留構造物である(図-1)。現在 36 基の砂留が確認され、そのうち 14 基が大型砂留となっており、下流より 1 番から 14 番の番号が付されている。小規模な砂留の大半は、大型砂留上流の急峻な支渓に 22 基が設置されている。

なお、別所砂留は平成 27 年（2015）に土木学会選奨土木遺産、平成 28 年（2016）にはふくやま景観 100 選に選ばれている。



図-1　別所砂留位置図

2．2　築造経緯

別所砂留の築造経緯は、國頭家文書に見ることができ、明和元年（1764）までに別所砂留 13 番まで完成しており、砂留の中を田として利用していた記録が残っている。同じく天保 12 年（1840）の文書では、天保 11 年 5 月の洪水被害を受けた砂留の修復工事の見積もりと思われる内容が残っている。また、安政 3 年（1856）の三谷家文書「御用状願書帳」には、福田村別所砂留普請に山手村石築の源六と綱五郎が派遣された記録が残されている。

「福山藩の砂留-その歴史的背景と構造-平成9年(1997)」によれば、福山藩の歴史の中で、1700 年代は自然災害が続く時代で、当時は燃料等の確保のために山林の伐採が進められ、著しく山林が荒廃しており、頻発する災害を防止することを目的として別所砂留の普請が行われたものと推測される。

2．3　構造的特徴

大型砂留の主要構造諸元を表-1 に示す。別所砂留の構造的特徴として、大型砂留は、石積越流部（水通しと下流のり面で構成）と土堤部が明確に区分され、堤体の大部分が土堤部で構成されており、流水が流下する範囲のみを石積越流部とする構造となっている。構造が特徴的な砂留としては、6 番、7 番、8 番砂留と 9 番、10 番砂留が挙げられる。前者 3 基の砂留は、石積越流部の勾配が途中で変化し緩くなっており、いわば水叩き状の構造を呈しており、側壁も他の砂留と比して高くなっている。後者 2 基の砂留は、堤体形状がアーチ形状となっており、堰堤高（有効高）も 10 番砂留は最も高い 18mとなっている（写真-1、写真-2）。

水通し幅と流域面積の比（水通し幅／流域面積）は、上流に位置する砂留ほど大きな値を示す傾向が伺える。10 番砂留が狭窄部に設けられ、ほぼ全断面が石積越流部となっている構造であることを考慮すると、上流の砂留は単位流域面積あたりの水通し幅が大きくなっていることを示している。

表-1　大型砂留主要諸元（1 番砂留～14 番砂留）

構造物名	堰堤長 (m)	堰堤高 (有効高) (m)	天端幅 (m)	下流のり勾配	水通幅 (m)	水通高 (m)	側壁高 (m)	構造形式	水叩き部有無	土堤部石積施工有無	石積様式（石積越流部）
1番砂留	25.0	6.5	2.7	1：1.4	7.1	0.4	0.5	石張り土堰堤（土砂止）形式	無	無	乱積
2番砂留	52.0	7.0	2.0	1：1.5	5.4	0.6	0.6	石張り土堰堤（土砂止）形式	無	無	乱積(谷積様)
3番砂留	56.0	4.0	2.0	1：2.1	5.1	0.6	0.6	石張り土堰堤（土砂止）形式	無	有	谷積
4番砂留	46.0	11.0	2.0	1：0.9	18.3	0.3	0.6	石堆段積(鏡積)形式	無	無	布積(鏡積)
5番砂留	47.0	4.5	2.3	1：1.5	4.9	0.6	0.6	左岸：石張り土堰堤（土砂止）形式 右岸：石張り形式と石壁堰堤形式の合成形式	無	無	左岸：谷積 右岸：下部乱積／上部布積
6番砂留	28.0	3.0	2.7	1：1.4/1：3.9	7.8	0.7	0.8～1.5	石張り土堰堤（土砂止）形式	有	有	乱積(谷積様)
7番砂留	49.0	8.5	3.9	1：1.4/1：7.6	7.4	0.8	1.0～2.0	石張り土堰堤（土砂止）形式	有	有	谷積
8番砂留	51.0	5.5	3.8	1：1.8/1：4.7	7.3	0.6	1.4	石張り土堰堤（土砂止）形式	有	有	谷積
9番砂留	29.0	11.0	2.1	1：1.4	9.1	0.6	0.6	石張り形式と石壁堰堤形式の合成形式	無	無	下部:乱積／上部石壁部:布積
10番砂留	29.0	18.0	2.1	1：1.5	17.9	0.6	0.6	石張り形式と石壁堰堤形式の合成形式	無	無	乱積
11番砂留	16.0	7.5	2.8	1：1.3	4.8	0.5	0.6	石張り形式と石壁堰堤形式の合成形式	無	無	乱積
12番砂留	20.0	9.5	2.6	1：1.3	5.4	0.6	0.5	石張り形式と石壁堰堤形式の合成形式	無	無	乱積
13番砂留	21.0	10.0	3.2	1：1.2	7.4	0.6	0.4	石張り形式と石壁堰堤形式の合成形式	無	無	下部:乱積／上部石壁部:布積
14番砂留	19.0	11.5	2.9	1：1.3	9.6	0.6	0.6	石張り形式と石壁堰堤形式の合成形式	無	無	乱積



写真-1　7 番砂留



写真-2　10 番砂留

2．4　効果量の推定

LP 測量図にて作成した縦断図(図-2)より元河床勾配を推定し、大型砂留の 1～10 番砂留の貯砂量および発生抑制量（侵食深を 1m として推定）を算出した。構造物として安定性について未確認ではあるが、大型砂留 14 基のうち1番砂留から10番砂留合計の貯砂量は約58,300m³、発生抑制量は約 23,600m³ と推定された。

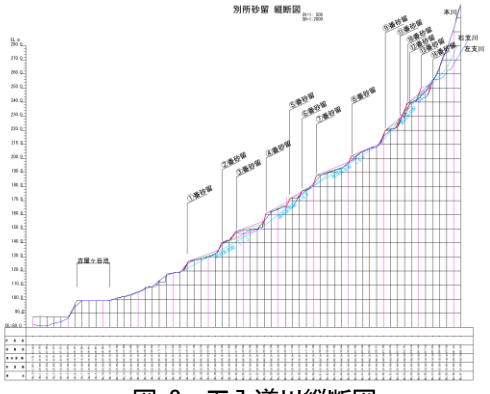


図-2　五入道川縦断図

２．５　地元団体による保全活動

地元では、平成 21 年（2009）より砂留の整備活動を実施しており、別所砂留が選奨土木遺産に認定されたことを契機に、平成 27 年（2015）９月「別所砂留を守る会」が結成されている。守る会では、年 10 回程度の除草および周辺整備、見学会の開催、広報紙「砂留通信」の発行・配布、別所砂留パンフレットの作成等の活動を行っている。なお、「別所砂留を守る会」の活動は、平成 28 年（2016）に土木学会市民普請大賞グランプリを受賞している。

３．金名の郷頭

３．１　施設概要

金名の郷頭は、広島県福山市新市町を流れる芦田川水系神谷川の右支川金名川の中流に位置する石積構造物である(図-3)。当該施設は、金名川の流れを一時貯留し、洪水吐より放流する洪水調節機能と常金丸と府中本山を結ぶ往還（街道）の橋梁機能を併せ持つ施設として、現時点においてもその機能を維持している歴史的構造物と評価することができる。



図-3　金名の郷頭位置図

３．２　築造経緯

石積様式から、築造年代は江戸時代中期以前、1750 年頃のものといわれており、地元では「天保 11 年（1840）の子年の洪水で、金名の郷頭上流にある権現池が決壊、土石流が発生した際には本施設が土石流をせき止め、下流の集落を守った」と言い伝えられている。

当該地域では、複数の溜池を用水路で連結させ、相互に用水を融通し過不足を地域全体で調整する仕組みを設けている。金名の郷頭の上流には、農業用水の取水口が設けられるとともに溜池からの用水路が金名川を横断している。江戸時代においては、農業生産が重要な経済活動であったと考えられ、田畑を自然災害から保全することと農業用水を安定的に確保することが地域の課題であったと推測される。金名の郷頭には農業用水の取水口と用水路の保全も機能として期待されていたのではないかと考えられる。

３．３　構造的特徴

金名の郷頭の主な構造諸元は、堤長 8.7m、堤高（有効高）7.9m、天端幅 2.0m である。石積堤体は上流側に弓状に張り出すアーチ構造（R=20m）となっており、堤体が自立式であるという特徴を有している(写真-3)。渓床には上下流にわたって栗石を敷き詰めたうえで直径 30～40cm の平石が設置されており、いわば水叩き部と三面張り水路を構成することにより、河床低下による石積堤体の倒壊防止を意図したものと考えられる。また、金名の郷頭の上下流には、それぞれ堤高 3.6m と 2.0m の石積床固工が設置されており、渓床固定の機能を発揮している。江戸時代中期の構造物ではあるが、上下流端に床固工を配置することにより渓床を固定し、渓床には栗石、平石を施し河床低下を防ぐ、そのうえで石積堤体を構築するという設計思想を見ることができる（図-4：側面図）。

洪水吐部の構造は、石材を両側から少しずつ迫り出させて天井石を載せる持ち送り工法が用いられている。この持ち送り工法は、近隣に所在する向田古墳の横穴式石室に用いられている工法と同一である。



写真-3　金名の郷頭（下流側）

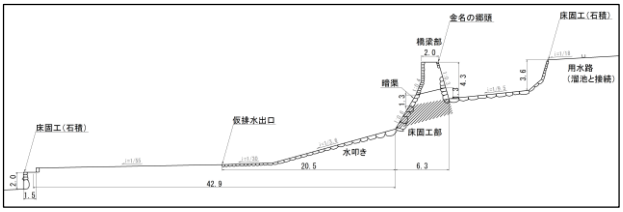


図-4　金名の郷頭側面図

３．４　地元団体による保全活動

地元では「金名の郷頭・権現古墳群を守る会」が結成されており、周辺整備、清掃活動、植樹等の活動を行っている。また、広報紙「金名権現古墳群を守る会ニュース」の作成・発行を通して金名の郷頭の周知を図るとともに、見学希望者に対しては会員が説明を行っている。守る会の活動により、金名の郷頭の周辺は公園化されており、駐車場、トイレ、説明看板や案内看板等見学者に対する対応施設等も一定整備されている状況にある。また、地元の小学校が見学・学習に訪れた際には施設の清掃を行ったり、卒業記念植樹を行うようになっている。

４．おわりに

広島県福山市に位置する、江戸期に築造された石積の砂防構造物である別所砂留と金名の郷頭の築造経緯や構造的特徴等を紹介した。

いずれの構造物も土砂・洪水被害から住居を守るためだけでなく、別所砂留に関しては、築造時代に地域の生産確保のため田畑を守ることも大きな目的であったこと、また金名の郷頭については利水機能や治水機能を併せ持つなど、地元住民の暮らしを複数面から支える重要な構造物であったことを確認した。また、それぞれの施設において地元団体が結成されており、地域資産として丁重に扱われていることを確認した。同時に、構造物の維持管理に関して地元の枠組みを超えた技術的な支援の必要性を感じる面もあった。

本調査では、広島県より貴重な資料の提供をはじめ、ご理解とご協力を頂きました。また、「別所砂留を守る会」および「金名の郷頭・権現古墳群を守る会」の会員の皆様には、貴重な資料の提供をはじめ、現地調査等にあたって多大なご理解とご協力を頂きました。ここに記して御礼申し上げます。

参考文献

1) 広島県：福山藩の砂留－その歴史的背景と構造、平成９年３月
2) 広島県東部建設事務所：別所砂留に係わる調査結果、平成 26 年６月

導流堤機能を有する歴史的石積構造物について－大津市百間堤ほか－

八千代エンジニヤリング株式会社　○後藤宏二、池田誠、西ヶ谷友美
（一財）砂防フロンティア整備推進機構　蒲原潤一※1、中根和彦
滋賀県土木交通部　上野邦雄
大津市歴史博物館　高橋大樹
（※1 現所属　国土交通省水管理・国土保全局砂防部保全課）

１．はじめに

古来よりわが国は厳しい自然条件から土砂・洪水災害に繰り返し悩まされ、その対策はいつの時代も重要な政策課題であったといえる。近世に入ると、砂留をはじめとする石積構造物が築造されるようになり、現在でもその機能を発揮している施設が全国に多く現存している。

本稿では導流堤機能を有するものと考えられる、滋賀県大津市大物に位置する百間堤と広島県廿日市市大野八坂に位置する舟形土石流バリアの築造経緯や構造的特徴等について調査した結果を紹介する。なお、廿日市市大野八坂の石積構造物は、船の舳先状の平面形状から舟形土石流バリアと称することとした。

２．築造経緯

２．１百間堤の築造経緯

百間堤は、淀川水系大谷川の左支川四ッ子川の中流部に位置している（図-1）。明治 15 年に編纂された「近江国滋賀郡誌（1882）」によると、嘉永 5 年（1852）の洪水後に築造され、巨石を用いて築くと記されている。また、大津市歴史博物館により編纂された「志賀町・大津市合併 10 周年記念展 村の古地図－志賀地域を歩く－（2017）」に掲載されている延宝 5 年（1677）に描かれた「大物村延宝見地図」には、既に四ッ子川に沿って古堤が記載されており、加えて古堤が「御公儀様御普請川堤」であることが記述されている。一方、元文元年（1736）に描かれた「大物村絵図」には、総延長約 1400m におよぶ「石堤」と「砂堤」が記載されており、嘉永 5 年（1852）以前から四ッ子川の石堤普請が繰り返し行われていたことが分かる。



図-１　百間堤位置図

２．２舟形土石流バリアの築造経緯

舟形土石流バリアは、広島県廿日市市大野八坂に位置している（図-2）。当該施設は、現在の所有者の祖父が、明治 19 年（1886）に被災したことを契機に、自宅を土石流災害から守るため、祖父の兄弟 2 名と雇った石工 1 名で 3 年の期間をかけて築造した石積構造物である。広島県立文書館のホームページに掲載されている「広島県史年表」を見ると、明治 19 年には 9 月 10 日、9 月 17 日、9 月 24 日に災害が発生した記録が残されており、このうち何れかが、築造のきっかけとなった災害に該当するものと推測されるところである。

３．構造諸元と特徴

３．１百間堤の構造諸元と特徴

百間堤の形態は、上流より約 200m 地点で大きく変化することが現地調査により確認された。上流部の構造



図-2　舟形土石流バリア位置図

は、比較的大きな石材による三面張構造の堅牢な石積堤であり、最大の天端幅を示す地点を通過すると、単断面であった堤体が複断面形式の堤体へと変化し、上流から約 200m の地点では土堤部を含めて 20m 以上あった天端幅が 3m まで急縮する特徴的な形態を呈している。急縮区間より下流は、比較的小径の石材を積んだ石積と盛土による土堤で構成されており、石積が見られなくなった後も、盛土状の地形はさらに下流に続いており、古地図に見る「砂堤」ではないかと思われる。（図-3、写真-1）

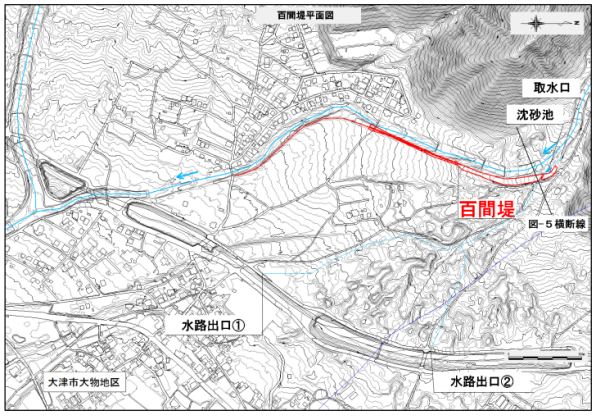


図-3　百間堤平面図



写真-1　百間堤
（滋賀県土木交通部上野邦雄氏撮影）

上流約 200m 区間における主な構造諸元は、石積高 0.4～2.6m、天端幅 5.5～14.0m、川表のり勾配 1：0.5

～鉛直、川裏のり勾配 1：1.3～鉛直である。石積様式は全区間通して乱積であり、石材の径は 30～40cm 程度のものから 200cm 以上の石材もあり、様々な大きさの石材が用いられている。

三面を巨石で覆い堅牢な石堤を構築している箇所は、比良山系より直進してきた四ッ子川がほぼ直角に曲がる外湾側となっており、流下してきた土石流が直進し被害を生ずることがないように堅牢な石堤で受け止め、屈曲する四ッ子川に沿って導流し、土石流を渓流内に留めるという意図が読み取れる。

３．２舟形土石流バリアの構造諸元と特徴

舟形土石流バリアは、土石流が流下してくる方向に、船の船首部を向けた形状で家屋を取り囲むように石積を築くことにより、家屋を土石流被害から防ぐことを目的としている（図-4）。



図-4　舟形土石流バリア平面図

舟形土石流バリアの主な構造諸元は、石積長 75m、石積高 0.8～2.7m、天端幅 1.6～1.8m、表のり勾配 1：0.2～1：0.3、裏のり勾配 1：0.2～1：0.3 である。石積の中詰めは土砂ではなく栗石を詰めているとのことである。石積様式は船首部（北側）が乱積、左舷部（西側）の天端付近は布積、下部は乱積、右舷部（東側）は谷積となっており、様々な積み方にて築造されている（写真-2）。



写真-2　舟形土石流バリア（東側）

用いられている石材の径は約 15～60cm と差が大きいが、谷積部および布積部は比較的大きさが均等となっており、また、石材の加工度も高いものとなっている。使用した石材は宇品港築港のために切り出された石材のうち品質検査に合格しなかったものを利用していることや、石工 1 人と所有者およびその親族で築造したことが、石径のばらつきや石材の加工度の違いなどの石積様式に現れたものと推測される。

舟形土石流バリアの設置箇所は、尾根状の地形に続くように設けられており、周辺より一段高まったところとなっている。舟形土石流バリアの導流機能を、自然の地形を上手く利用して高めているものと推測される。

４．導流堤機能の一考察

「火山地域で発生する土石流が尾根を乗り越える危険に関する調査要領（試行案）」の参考資料に示される危険性のある地点の評価方法を用いて、百間堤の導流堤機能を概略評価した。LP データより作成した概略評価地点の横断図を図-5 に示す。また、概略評価の結果を図-6 に示す。概略検討であり確定的なことは言えないが、堤体が土石流の外力に対して十分な強度を有していると仮定すれば、1 波の土石流により流出すると想定される土砂量が 12,000m3、土石流ピーク流量が 240m3/s まで導流堤機能を維持する結果となった。

また、同資料には平成 25 年に伊豆大島大金沢において発生した土石流が、尾根を乗り越えて流下したと推定される地点は流路の湾曲角が 30° 以上であったと報告されている。舟形土石流バリアの石積が、土石流の流下方向となす角度を見ると概ね 30° 以下となっており、経験を基に築造した石積構造物ではあるが最新の知見に符合する結果となった。

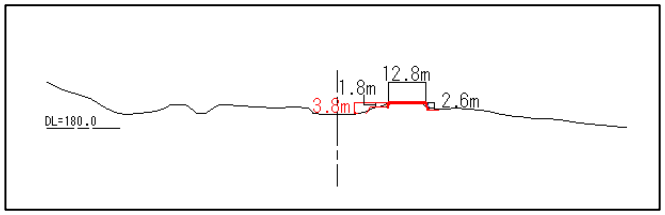


図-5　概略評価地点の横断図（百間堤）

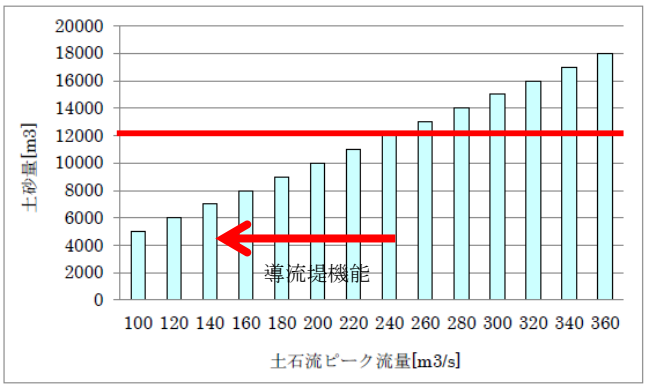


図-6　尾根越えの危険性の評価結果

５．おわりに

導流堤機能を有すると考えられる百間堤と舟形土石流バリアを紹介した。江戸期および明治期と異なる時期に築造された構造物ではあるが、現在まで機能を維持し土砂災害から地域等を守り続けてきたことを確認することができた。また、調査を通じてこれら歴史的石積構造物を地域資産として認識し、将来的に保全活用していく取り組みの必要性を感じさせられた。

本調査では、滋賀県、大津市歴史博物館および広島県より貴重な資料の提供をはじめ、多大なご理解とご協力を頂きました。また、舟形土石流バリアの所有者および百間堤の地元大津市大物区の方々には、現地調査等にあたってご理解とご協力を頂きました。ここに記して御礼申し上げます。

参考文献

1) 滋賀県(1882)：近江国滋賀郡誌
2) 大津市歴史博物館(2017)：志賀町・大津市合併 10 周年記念展 村の古地図-志賀地域を歩く-
3) 広島県立文書館：広島県史年表
4) 国土交通省水管理・国土保全局砂防部、国立研究開発法人土木研究所土砂管理研究グループ(2017)：火山地域で発生する土石流が尾根を乗り越える危険に関する調査要領（試行案）

鳥取県の土砂災害の歴史

株式会社 防災地理調査　○今村隆正・彌富涼子・小沼拓也・雨宮圭吾

１．はじめに

筆者らは，日本全国の歴史時代における土砂災害の調査研究を続けている．本発表は，平成 30 年度 砂防学会研究発表会の会場である鳥取県の事例について，これまでの調査成果を発表するものである．今回は，特に江戸時代や明治時代などに発生した，あまり知られていない事例を中心に発表する．

鳥取県は山陰地方の東部に位置し，東西約 126 ㎞，南北約 62 ㎞の東西に細長い県である．北は日本海に面し，南は大山（1729m）をはじめとして道後山，上蒜山，氷ノ山，扇ノ山などの中国山地が連なっている．気候は温暖であるが，梅雨期，台風期の降雨，冬期の降雪があり，比較的降水量の多い日本海型気候に属している．また，中国山地から日本海に流れ出る河川は急峻であり，地質は大山の火山噴出物や，新第三紀の火山岩類，風化花崗岩などが広く分布し，過去に何度も土砂災害に見舞われている．

２．地震の記録と土砂災害

鳥取県に大きな被害を発生させた主な歴史地震は，比較的震源の浅い内陸直下型の地震である．活断層は，昭和 18 年（1943）の鳥取地震で生じた鹿野断層，それに並行した岩坪断層が東西方向に走るように分布している．また，歴代の南海地震においても人的被害や家屋被害が発生している．しかし，地震を誘因として発生した大規模な土砂災害の記録は，今のところ確認されていない．

主な歴史地震について以下に概説する．

（1）宝永七年閏八月十一日（1710.10.3）伯耆・美作の地震（M6.5）

河村・久米両郡（東伯郡）で被害最大．倉吉・八橋町・大山などで家屋被害が大きかった．伯耆の死者 75，潰家 1092，山崩れ 492．しかし，山崩れの発生地点や規模は不明である．

（2）昭和 18 年（1943）鳥取地震（M7.2）

鳥取平野の直下が震源であったため，鳥取市を中心として死者 1000 人以上を出す大きな被害が生じた．大規模な土砂災害の記録は確認されていない．

（3）平成 12 年（2000）鳥取県西部地震（M7.3）

鳥取県の家屋全壊 345，負傷 97，崖崩れ 199．大規模な土砂災害の記録は確認されていない．

３．降雨を誘因とした土砂災害

鳥取県において降雨を誘因とした土砂災害は，県南部の中国山地を中心に記録が残る．しかし，大規模な山崩れはほとんどなく，多くは台風等の大雨を誘因として発生した中小規模の山崩れである．

（1）宝暦十二年七月十五日（1762.9.3）「三朝町増野の山崩れ」

大雨により三朝町片柴増野で山崩れがあり，人家数戸が被害に遭い圧死者が出た．「片柴村水死人十五人為菩提」という慰霊碑が建てられ現在も地元の方々によって供養されている．

（2）明治 26 年（1893）10 月 14 日「青谷町勝部の山崩れ」

明治 26 年の台風災害は鳥取県の災害史において特筆すべき災害である．青谷町勝部では，紙屋の山崩れで 41 人の死者があり．弥勒寺の境内に供養塔が建てられている（写真 1）．地元に残る伝承によれば，崩壊土砂は勝部川を堰止めた．

（3）平成 16 年（2004）9 月 29 日「智頭町市瀬の崩壊」

台風による大雨で崩壊し，千代川を堰止めた．崩壊の規模は幅約 350m，長さ約 200m，崩壊土砂量 33 万 m^3 で崩壊土砂により高さ 10m の天然ダムが形成され，約 1㎞ 上流の市瀬地区で床上浸水 10 戸などの被害が発生した（「山陰地域の斜面災害」編集委員会，2013）．



写真１　弥勒寺境内の供養塔
（今村隆正，2018 年撮影）

表１　鳥取県の主な土砂災害年表

発生年月日	誘因	発生地点	土砂災害概要	位置
1762 宝暦十二年七月十五日	降雨	三朝町片柴増野	増野で山崩れ，「片柴村水死人十五人為菩提」という慰霊碑が建てられている．	①
1794 寛政六年四月十日	不明	八東町横地	横地村の山崩れ，幅100間，長さ八町（180×870m）．	②
1893 明治26年10月14日	降雨	泊村原	原の南の山が崩れ，土砂が障り池に流入，水が溢れて人家倒壊．宇野山が崩壊し，土砂が津波のようであった．	③
		青谷町勝部	勝部村の紙屋では山崩れで死41．弥勒寺の境内に供養塔が建てられている．	④
		鹿野町古仏谷	古仏谷では山稜が崩壊し，崩壊土砂が高さ70m，周囲763mの山となった．「明治山」と言われている．	⑤
1934 昭和9年9月21日	降雨	倉吉市仲ノ町	長谷寺の東坂・西坂では共に山崩れし谷の水を堰止め，決壊し山津波となり，勝入寺客殿倒壊．	⑥
		赤碕町大父	大父西側の金やすで山崩れ矢筈川を堰止め，決壊し大熊集落を襲い数戸流失．	⑦
1943 昭和18年9月10日	地震	東郷町別所	別所の和谷橋付近で大規模な山崩れがあり，土砂は道路と谷川を越えて水田を埋めた．	⑧
1976 昭和51年3月27日	不明	八東町横地	栃山で地すべり（幅30m，高さ100m），約3万立方メートルの土砂が町道を横切り細見川へ流出し堰止めた．	⑨
2004 平成16年9月29日	降雨	智頭町市瀬	台風21号の大雨により，採石場の上部斜面が崩れ千代川を堰止め天然ダム形成．	⑩

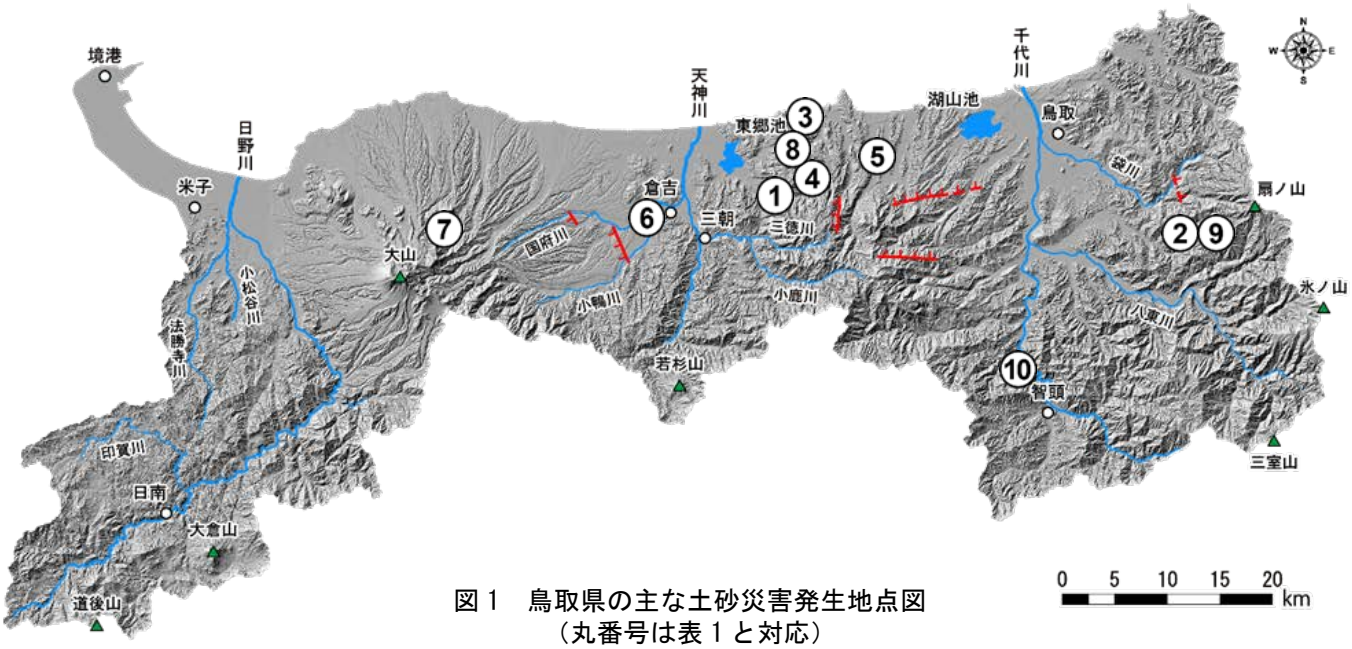


図１　鳥取県の主な土砂災害発生地点図
（丸番号は表１と対応）

４．まとめ（鳥取県の土砂災害の歴史と特徴）

鳥取県は，過去（2006～2016）の土砂災害の発生件数でみると 47 都道府県中 30 位前後であり，土砂災害が少ないと認識されがちである．確かに筆者が研究対象としているような歴史記録に残る大規模な山崩れ（土砂量が 100 万m^3以上程度の崩壊）災害は確認されない．しかし，中小規模の事例は繰り返し発生している．誘因別に見ると，発生誘因の多くは台風等による大雨に関連している事例であり，地震を誘因とした事例は少ない．

鳥取県の歴史における代表的な災害事例として，明治 26 年（1893）災害がある．この災害においては，鳥取県の各地で土砂災害の記録が残されているが，発生地点を特定できる事例は少ない．また，現地調査・ヒアリング調査をしていてよく耳にしたのは「土砂災害はあまりない」といった言葉であり，鳥取県の各地で共通であった．統計調査をした訳ではないので確かなことは言えないが，地域住民の土砂災害に対する意識の低下が懸念される．

鳥取県は，鳥取砂丘をはじめとして多くの観光資源を有し，海外からの観光客も多く，防災対策は大変重要である．今後も，未調査・未発掘の歴史記録や地域に残る災害伝承を出来る限り収集し，歴史時代に発生した土砂災害の現象をより詳細に調査して行きたいと考えている．

５．文献

宇佐美龍夫・石井寿・今村隆正・武村雅之・松浦律子(2013)：日本被害地震総覧 599-2012，東京大学出版会，694p.
都道府県別土砂災害発生状況（国土交通省砂防部）．楢柴竹造（1917）：因伯大年表，392p.
「山陰地域の斜面災害」編集委員会（2013）：山陰地域の斜面災害，248p.

1900 年前後の欧州砂防技術

株式会社東京建設コンサルタント　　○西本晴男

1．はじめに

19 世紀の後半以降、フランスでは山岳・丘陵地域で盛んに砂防工事が行なわれるようになり，1878 年にはプロスパー・デモンゼー（Prosper Demontzey）が砂防工事指導書を著した。その内容はいち早くオーストリアに取り入れられ，オーストリアでもアルトフア・ゼッケンドルフ（Arthur Seckendolf ），フェルディナント・ワング（Ferdinand Wang ）など砂防に関する指導者が現れ、砂防工事が積極的に実施されるようになった[1]。

日本では、1897（明治 30）年に砂防法が成立し、1900（明治 33）年には東京帝国大学に砂防の講座が開設された。この頃の日本の砂防技術は、江戸時代以来の土砂留め技術が，明治初年以降のデレーケなどの指導によるヨーロッパ由来の河川改修工法と融合した形で出来ていたといえる[1]。ただし、その工法は巨石積による，下流の法勾配が一割程度より緩勾配の堰堤が中心であった。

1900 年頃からオーストリアに留学し，ワングなどから当時の世界最先端の砂防技術を学ぶ者が出てきた。そのうちの一人である，東京帝国大学砂防講座の諸戸北郎教授（以下、「諸戸」という）が、1917（大正６）年の「理水及砂防工学・工事編」で，砂防堰堤の下流法勾配を 2 分にすることを推奨し[2]、その後昭和初期にかけて徐々にこの勾配にする考え方が日本国内に浸透していった。このように、19 世紀末から 20 世紀初頭にかけての欧州の砂防技術が，日本の近代砂防技術へ大きな影響を与えた。

諸戸は、欧州留学時（明治 42 年 2 月～明治 45 年 5 月）に、当時のオーストリア帝国をはじめフランス、スイスの砂防工事を視察し、多くの写真と自身の見解を記した報文を残している。下流法勾配が 2 分程度の急勾配になってきた砂防堰堤の前面の石積み様式に着目すると、1900 年前後に造られた砂防堰堤は、諸戸の写真によると欧州においては布積である一方で、日本においては一部を除いて谷積みか矢羽積あるいはそれに近い積み方となっている。

本研究では、この石積み様式の違いについて、著者が実際に調査を行い撮影した写真にもとづき事例紹介をするものである。

なお，写真の出典として記している「諸戸北郎博士アルバム」は，諸戸が残し，東京大学森林理水及び砂防工学教室が所蔵している写真アルバムを指す。

2．1900 年前後の欧州の地政学的状況

19 世紀末から 20 世紀初頭の欧州は，イギリス、フランス、ドイツ帝国、イタリア，オーストリアーハンガリー二重帝国などの大国が微妙な均衡を保っていた。特にオーストリア帝国の領土は現在のオーストリアよりはるかに広く，外交、軍事および財政の一部を共同管理するハンガリーとの二重帝国体制をとっていた。諸戸や河合鈰太郎がウーンに留学していた時期（1909-1912 年；1900-1902 年）はまさにこの時期に当たる。図－1 に示すように、オーストリア帝国は、現在のイタリア北部、クロアチア、モンテネグロ、チェコ、ポーランドなどの国に及ぶ広大な領土を有していた。これらの地域において、現在のオーストリアで実施された砂防工事と同様の工事が実施された[3]。



図―1　1913 年のオーストリア帝国　（図説オーストリアの歴史（2011）に加筆）

3．欧州における砂防堰堤の石積形状

欧州において、1900 年前後に砂防工事を盛んに行っていた国は、現在の国名でフランス、スイス、オーストリア、ドイツ、イタリア、クロアチア、モンテネグロ、チェコ、ポーランドなどである。これらの国では森林の乱伐が山地の荒廃を招いたことが砂防工事が盛んに行われた主たる理由である。これらの国における、砂防堰堤の石積み様式に着目した砂防堰堤の事例写真を図-2 から図-8 に示す。



図-2 マニバル渓（フランス）の砂防堰堤（1896 年施工、2014 年著者撮影）



図-3 フィッシ渓（オーストリア）の砂防堰堤（1900 年頃施工、2013 年著者撮影）



図-4 ファウケン渓（ドイツ）の砂防堰堤（1890 年施工、2014 年著者撮影）



図-5 サンジオルジオ砂防堰堤（イタリア）（1880 年施工、2014 年著者撮影）



図-6 マーニタス渓（クロアチア）の砂防堰堤（1900 年頃施工、2016 年著者撮影）



図-7 シュクルダ渓（モンテネグロ）の砂防堰堤（1897 年施工、2016 年著者撮影）



図-8 ラコヴニーク渓（チェコ）の砂防堰堤（1908 年施工、2016 年著者撮影）

4. 日本と欧州の比較

3．で示したように、欧州において 1900 前後に造られた砂防堰堤の石積み様式は布積である。石材間にセメント使用しているかどうかについては、図-2、図-4、図-6、図-8 は空石積であり、他のものは不明である。これらの堰堤は現在も機能を維持している。

図-9 はフランス南東部のサニエル渓において、1880 年代に施工された砂防堰堤の現在の状況である。堰堤下流面の状況から、この堰堤は破損箇所の補修を少なくとも 2 時期にわたって行われている。最初は布積の空石積み構造として造られ、その後、練石積み構造で補修されており、この時の石積み様式は明確な布積とはなっていない。その後コンクリートでの補修がなされている。

図-10 は兵庫県の逆瀬川における砂防堰堤の写真である。1903（明治 36）年施工で、その後 1924（大正 13 年）と 1933（昭和 8）年の 2 時期にわたり嵩上げされている。最初は下流面が緩勾配であり、その後、急勾配となり谷積（昭和 8 年は亀甲積）の石積み様式である。

この二つの事例はそれぞれ、1900 年前後施工の砂防堰堤における欧州と日本の石積み様式の典型的特徴を示すものであり、おおくくりに言えば欧州では布積、日本では谷積である。



図-9 サニエル渓（フランス）の 1897 年施工の砂防堰堤（2004 年著者撮影）



図-10 逆瀬川の砂防堰堤（兵庫県砂防課提供）

図-11 は東京都水道水源林内のハビロ沢にある堰堤である。1916（大正 5）年に施工されたもので、下流法面は 2 分勾配で布積の様式である。この水源林内には他にも同じ形状の堰堤が少なくとも 4 基現存している。なお、諸戸北郎博士アルバムに昭和 5 年から昭和 7 年に施工された布積み形状の堰堤 11 基の写真がある。



図―11 ハビロ沢（東京都水道水源林）の堰堤（1916 年施工）、（左：堰堤竣工時状況（諸戸北郎博士アルバム写真より） 右：2014 年撮影）

5. まとめ

武居ほか（2012）によると、日本の登録有形文化財になっている砂防施設は 158 基あり、このうち布積のものは 26 基である[4]。砂防堰堤の石積み様式については、欧州で行われていた布積の様式は、日本においては主流ではなかったといえる。石積み工法を論じた文献には、堰堤には布積は向かないと書いているものがあるが、その理由までは言及していない[5]。今後、日本と欧州で石積み様式に違いがある背景について考察したいと考えている。

〈参考文献〉

1）西本晴男：近代砂防草創期の砂防教育事情，砂防学会誌，Vol. 70, No.5，p.15-23，2018

2）諸戸北郎：理水及砂防工学・工事編，三浦書店，280pp.，1917

3）西本晴男：日本人初の砂防担当教授・諸戸北郎の近代砂防における業績，砂防学会誌，Vol. 70，No.3，p.13-24，2017

4）武居有恒・田畑茂清・板垣治・大矢幸司：歴史的砂防施設の保存と文化財，（財）砂防フロンティア整備推進機構，276pp.，2012

5）大久保森蔵・大久保森一：石積の秘法とその解説，理工図書，181 pp.，2016

阿蘇カルデラにおける平成２８年熊本地震とその後の降雨による土砂流出実態

アジア航測株式会社　　○平川泰之，船越和也、武石久佳、園田晋平
九州地方整備局 河川計画課　江口秀典、髙木耕太郎※1、秋山陽平
※1　現所属：　九州地方整備局 筑後川河川事務所 調査課

１ はじめに

2016年４月の熊本地震によって阿蘇カルデラ内では多くの斜面崩壊や地すべりが発生した。その後の６月19日～29日の総雨量1031mmの降雨により新規・拡大崩壊や二次的な土砂移動が発生した。土砂災害に対して脆弱な火山地域において，強い地震と強雨という大きな外力を連続して受けたことになる。このような事例における土砂移動の特徴を明らかにしておくことは有益と考えられる。そこでLPデータの解析によって阿蘇カルデラ全体の移動土砂量を算出し，主な特徴を整理した。

表１　使用 LP データ一覧

［地震＋降雨］前後
地震前後
降雨前後

区分	計測年月	所管
地震前	2013年1～2月	熊本河川国土事務所
地震後	2016年4～5月	熊本県
	2016年4～7月※	林野庁
降雨後	2016年9～10月	防災科学技術研究所
	2016年12月～2017年1月	九州地方整備局（今回計測）

※林野庁のLPは大部分の範囲が6月19日からの降雨より前に計測されている。

２ 調査方法

(1) LPデータは地震前，地震後，および地震後の降雨のそれぞれについて，カルデラ全体を網羅するように収集し，不足する部分は新たに計測した（表１）。

(2) 地震によって地盤変動が発生したため，地震前後のLPデータには全体にズレが生じ，単純に差分計算すると土砂移動を正しく評価できない。そこでCCICP手法によって地震前のLPデータの座標を補正し，全体的なズレを解消した。

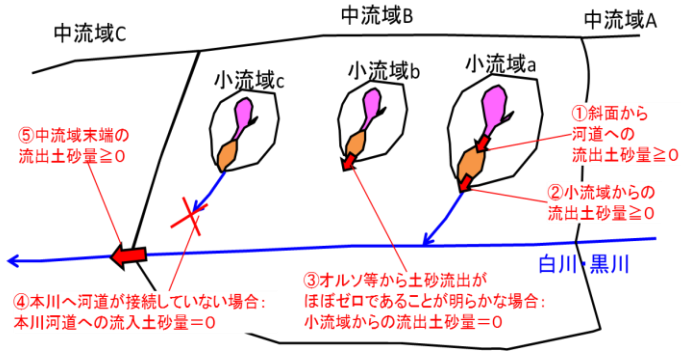


図１　土砂収支計算における補正ポイント

(3) LPデータの標高差分計算によって地盤変動高を算出した。

(4) 地震後時点，およびその後の降雨による拡大部について，赤色立体地図やオルソフォト，地盤変動高分布図等を判読して土砂移動域ポリゴンを作成した。ポリゴンは斜面部，河道部，氾濫部に区分した。判読範囲は阿蘇カルデラ内の約400km²である。

(5) 地盤変動高から，土砂移動域ポリゴン内のプラス領域（堆積）とマイナス領域（崩壊・侵食）について移動土砂量を算出した。次に小流域単位（概ね土石流危険渓流程度の規模で数は379），中流域単位（小流域を数渓流～数十渓流程度含む流域），カルデラ全体の順に上流から土砂収支を計算した。その際、現象として不合理が生じないよう，図１に示す①～⑤のポイントで補正を行った。

(6) 上記の移動土砂量算出を，地震前後，降雨前後，および〔地震＋降雨〕前後のそれぞれについて行った（表１）。降雨前後では新規・拡大部のみの土砂量も算出した。それらの結果をもとにして，カルデラ

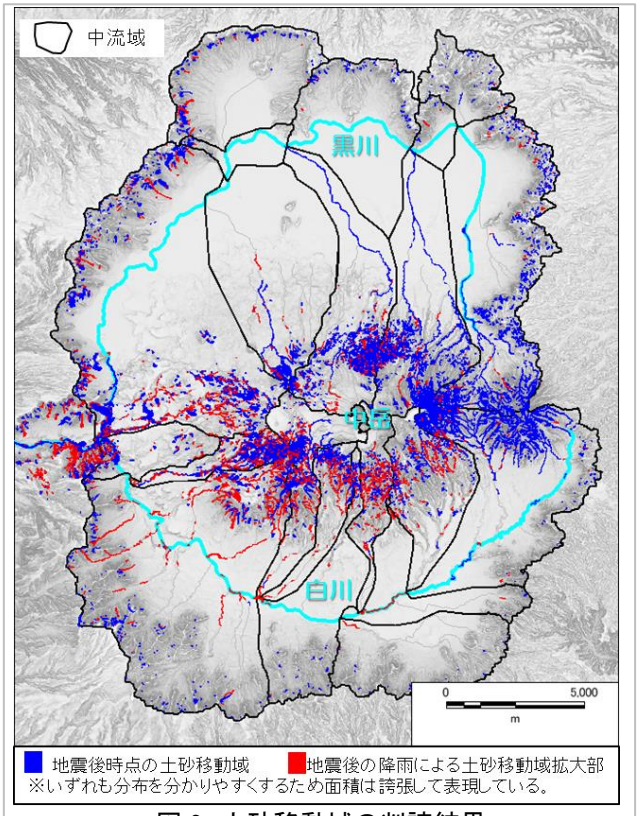


図２　土砂移動域の判読結果

全体の時系列的な土砂収支を算出した。

3 調査結果と考察

図 2 に土砂移動域の判読結果を示す。ポリゴン数は 10,088 である。これには地震前からの継続崩壊地も含む。

図 3 には小流域単位の移動土砂量と流域面積の関係を示す。数値がゼロまたは小さいものはグラフに表示されていない。流域面積が小さいものは土砂生産があっても流出がゼロの例が多く，これはカルデラ壁側に多い。一部を除くと概ね，生産土砂量は地震時・降雨時で同程度の範囲にあるが，流出土砂量は降雨時の方が多い傾向にある。降雨時の比流出土砂量は概ね 1 万～20 万 m^3/km^2 程度の範囲に分布している。

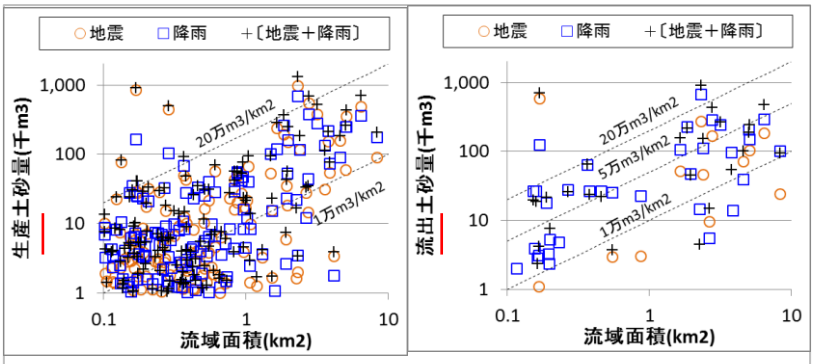
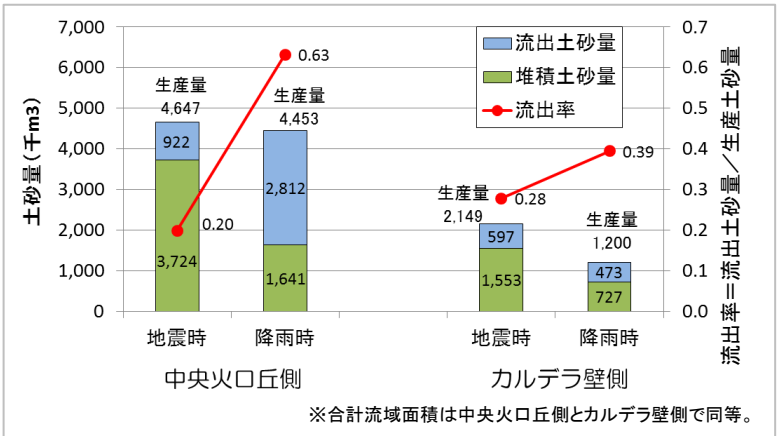


図 3 小流域単位の生産･流出土砂量と流域面積の関係

図 4 は，小流域を中央火口丘側とカルデラ壁側に分類して移動土砂量を集計したものである。中央火口丘側の方が生産土砂量が多い。これは山体が新しく未開析斜面が多い上に，テフラ堆積により表土が厚く発達しているためと考えられる。



※合計流域面積は中央火口丘側とカルデラ壁側で同等。

図 4 小流域の位置による移動土砂量と流出率の違い

次に地震時と降雨時の比較をすると，中央火口丘側では同程度の土砂が生産され，かつ流出率が 3.2 倍高くなったのに対し，カルデラ壁側では生産土砂が半分程度に減り，流出率は 1.5 倍程度である。この理由としては，中央火口丘側は細粒火山灰で覆われているため地震時の生産・堆積土砂が再侵食および流出しやすいのに対し，風化岩の角礫を主体とするカルデラ壁側はその反対であるためと考えられる。

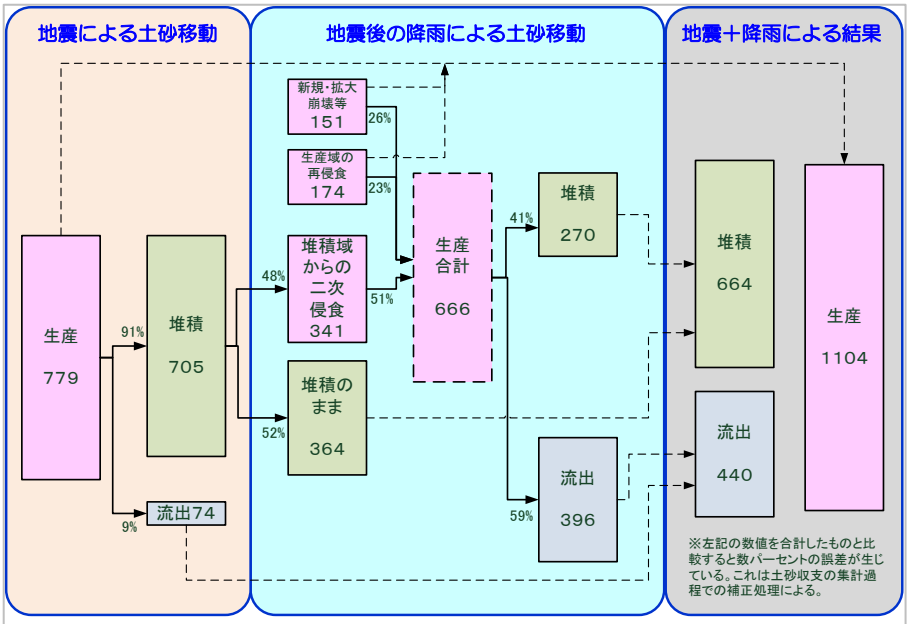


図 5 カルデラ全体の時系列的な土砂収支（単位：万m^3）

図 5 にはカルデラ全体の時系列的な土砂収支を示す。地震時の生産土砂の 9 割はカルデラ内に堆積した。その後の降雨では堆積土砂の半分が二次侵食を受け，また拡大崩壊や再侵食等により同程度の量が新たに生産されたことにより，結果的に地震時に近い量の土砂生産が発生した。降雨時には生産土砂の 6 割がカルデラ外に流出した。地震＋降雨による生産土砂のうち 664 万 m^3 が，2016 年末時点でカルデラ内に残存している，という結果になった。

4 おわりに

熊本地震とその後の降雨による土砂移動の実態と特徴を整理した。幸いにして 2017 年は降雨が少なかったが，今後も堆積土砂の再侵食や拡大崩壊等による土砂移動に留意する必要がある。

2016 年 4 月の熊本地震による特異な土砂移動現象の要因

広島大学大学院総合科学研究科　○谷本進・海堀正博
日本工営株式会社　高田昊生

1 はじめに

2016 年 4 月に熊本県を中心に断続的に地震が発生し、一連の活動の中で最大震度 7 の揺れが 2 度観測された。この強い揺れに伴って、特に 4 月 16 日の本震の際には、建物の倒壊や様々な形態の土砂移動現象による被害が多数発生した。そこで本研究では土砂災害の影響が大きかった阿蘇地方を対象に、現地調査を行うとともに地震特性や土の特性に着目し、地震と土砂移動現象の関係性を明らかにすることを試みている。

2 現地調査

2017 年 11 月 14～17 日、21～23 日、2018 年 3 月 14～17 日の 3 回に渡って南阿蘇村の京大火山研究センター、火の鳥温泉・南阿蘇リゾート、山王谷川砂防堰堤付近を中心に調査を行った。

火山センターでは、オレンジ色の草千里ヶ浜軽石層の液状化が地滑りの原因になったとされているが、調査では軽石層の下層に厚さ数 mm 程度の白い物質の層が一帯に分布しており(図 1)、一部ではその層の液状化が疑われるような跡も見られた(図 2)。



図 1　軽石層と下部の白色物質
(2018 3/22 撮影)



図 2　白色物質の液状化疑い箇所
(2017 11/18 撮影)

火の鳥温泉付近では地すべりが発生しており、すべり面となった可能性が高い白色粘土を確認することができた。白色粘土は振動を与えることにより流動化する性質を持っていた。

山王谷川砂防堰堤のすぐ上流の左岸側では、地すべりが発生しており、右岸側では山腹崩壊が発生していることを確認できた。崩壊地では火の鳥温泉周辺と同じように外力を与えることによって容易に流動化する白っぽい粘土が存在していた。また長野橋付近では土石流の痕跡を確認することができた。

3 地震特性の解析とその結果

気象庁、地方公共団体、防災科学技術研究所の観測点で記録されたデータをもとに最大加速度や、一定加速度以上の継続時間の分布を土砂移動発生個所と重ね合わせることでその関係を評価した。

本震時の 3 次元合成最大加速度の分布の一例を図 3 に示す。400gal を超えるあたりで土砂移動現象が発生しているが、前震時は、この周辺では大きくても 350gal 程度であった。また、各成分に注目すると本震時の加速度は、水平動は 1000gal を超えていた場所があった一方で、上下動はその半分程度であったことから水平方向に卓越する揺れだったと思われる。

継続時間については、表 1 に示すように全ての条件において本震時の方が長く揺れていた。200gal 以上の継続時間は差がより顕著に表れている。前震時はほとんど土砂災害が発生していないことを考慮すると、200gal を超えるような比較的大きな加速度の数秒以上の継続が土砂移動に重要な影響を与えていた可能性が疑われる。

表 1　土砂移動現象が発生した場所での一定加速度以上の継続時間

	前震	本震
200gal以上	0～2.5秒	6～12秒
100gal以上	6～12	12.5～15.5
50gal以上	11～16.5	15～23
30gal以上	19～22	20～30

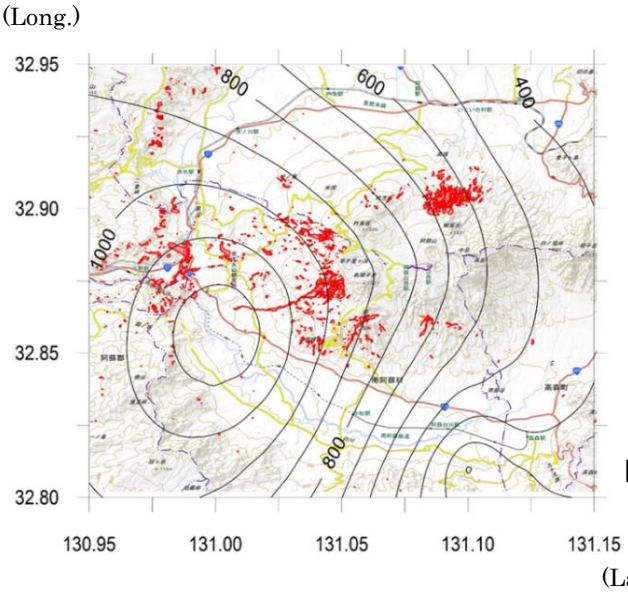
※3 秒以内に条件以上の加速度を記録した場合を継続したと設定している

4 土質試験とその結果

土の液状化のしやすさを評価するためにコンシステンシー試験を行った。その結果、火山センターの白色物質、火の鳥温泉付近、山王谷川の白色粘土はコンシステンシー指数 $I_c=(W_l-W_n)/(W_l-W_p)$（ただし、I_c：コンシステンシー指数、W_l：液性限界（%）、W_n:自然含水比（%）、W_p:塑性限界（%）である）が非常に小さかったため、不安定で地震動により液状化しやすい状態にあったと考えられる(表 2)。

表 2　コンシステンシー試験結果まとめ

層の種類	オレンジ軽石層（火山センター、火の鳥温泉）	白色物質層（火山センター）	白色粘土層（火の鳥温泉、山王谷川）	黒ボク土層（火山センター、山王谷）	赤ボク土層（火山センター）	埋没褐色土層（火山センター）
コンシステンシー指数	3.23～4.27 安定	-0.03 不安定	-0.36～0.11 不安定	0.34～0.59 安定	0.30 やや安定	0.21 やや不安定



左図は地震観測データをもとに、描画ソフト Surfer9 を用いて作成した。表示範囲は南阿蘇村周辺を拡大したものである。等値線は加速度（gal）を示し、100gal 間隔で引いている。赤印は土砂移動の発生位置を示す。より大きな加速度が観測された場所もあるが、土砂移動現象が多く発生したのはこの領域に集中していた。なお、北東部で土砂移動が集中して発生している領域は、過去に豪雨災害によっても多数の土砂の移動が確認されているためリスクの高い素因を持っていた可能性がある。

なお、ベースの地図は国土地理院による。また、土砂移動判読図は防災科学技術研究所による。

図 3　本震時の最大加速度分布と土砂移動現象の発生位置との重ね合わせ図

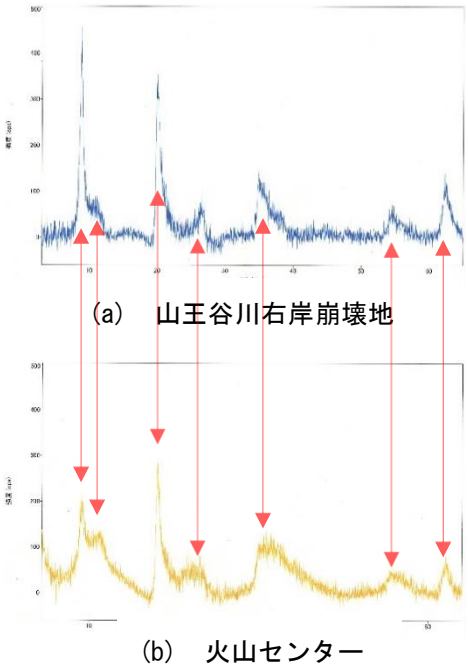
5 粘土分析

特に火山センター、火の鳥温泉付近、山王谷川で見られた白色に近い物質に注目した。肉眼では火山センターのものはやや粒径が粗いものを含んでいることが確認できた。また火の鳥温泉付近では白色の物質が一部ピンク色に変質しているところがあり、山王谷川では淡い黄土色に近い色のものも確認できた。

X 線回折分析を行った結果、各地の物質は全て類似したピークを持っていた。例として 2 つの物質の分析結果を図 4(a)、(b) に示す。この回折パターンを示すのは粘土鉱物であるハロイサイトである可能性が高いということが分かった。

6 まとめ

現地調査を行った地域では、ハロイサイトと思われる粘土鉱物を含んだ白色に近い物質の存在が多数確認され、その物質は土質試験により流動化しやすい状態にあったことがわかった。熊本地震ではそのような層に一定条件の地震動が加わることにより流動化が発生し、土砂移動現象の発生につながった可能性がある。今後は、白色物質の震動に対する挙動および、その分布範囲を調べることで、地震による土砂移動現象についてさらに明らかにしていきたい。



(a)　山王谷川右岸崩壊地

(b)　火山センター

図 4　X 線回折分析の結果

横軸は 2θ、縦軸は強度を示している。この 2 つの物質は 7 つのピークがほぼ一致しており、このパターンはハロイサイトのものと類似している。

引用資料

1)　平成 28 年熊本地震による土砂災害関する緊急調査報告書（2016）
2)　砂防学会誌，Vol69，No4，p.25-36，2016
3) 熊本地震による土砂移動分布図
http://map03.ecom-plat.jp/map/map/?cid=20&gid=587&mid=2908

ネパールゴルカ地震による斜面崩壊発生場の地形・地質特性

○檜垣大助[1)]・加藤京樹[2)]・鄒青穎[1)]・林一成[3)]・八木浩司[4)]・千木良雅弘[5)]
[1)]弘前大学農学生命科学部,[2)]弘前大学大学院農学生命科学研究科,[3)]奥山ボーリング(株),[4)]山形大学地域教育文化学部,
[5)]京都大学防災研究所

Keywords：ネパールゴルカ地震，斜面崩壊，地形，起伏量，地上開度

１．はじめに

2015 年 4 月に発生したネパールゴルカ地震(Mw7.8)では、震源断層域を中心に多数のランドスライドが発生し、そのほとんどは浅層崩壊であった（檜垣ほか，2015)。今後の地震による崩壊発生危険個所把握手法検討のため、ランドスライド多発域として、昨年度のネパール中部トリスリ川流域に加え、西隣の流域で震央周辺にあるゴルカ-ダディン郡地域（以下ゴルカ地域と呼ぶ）の崩壊発生個所の地形・地質特性について検討した。

２．目的と調査方法

地震前後の Google earth 上の衛星画像判読から抽出した新規崩壊・拡大崩壊個所を，Arc GIS10.2 を用いてポリゴンデータ化し、ASTER G-DEM(30m)と AW3D-DEM(5m)による地形条件の解析を行い、現地調査で崩壊形態や地質条件の特徴を調べた。そして、ゴルカ地域とトリスリ川流域の結果を比較し、両地域での地震による崩壊の地形・地質的な発生場の共通要因を把握した。そこから、ネパールヒマラヤの硬質堆積岩・変成岩地域での地震による崩壊発生場の地形要因とその把握手法を検討した。

３．新規崩壊の分布と発生場地形特性

対象とした２地域は,東西に延びる低ヒマラヤ帯と高ヒマラヤ帯の地質境界をなす MCT（主中央衝上断層）の両側にまたがる地域で、ゴルカ地域は面積 824km^2，標高 420-4300m で 1419 か所の地震による崩壊が認められた。一方、トリスリ川地域の範囲は、面積 470km^2，標高 560-4040m で 543 か所の崩壊が見られた。局所条件に影響されるごく小規模な崩壊を除き，解析対象は 1000m^{2}以上の地震による崩壊とした。両地域で、標高約 500-1500m，1500-2500m，2500-3500m の高度帯別にどの傾斜で崩壊が多く発生しているかを,傾斜ランク別の崩壊発生総面積でみた（図-1)。その結果、どの高度帯でも 50-60° の斜面での発生割合が多い。その中で、トリスリ川流域では、標高 1500m 以下での傾斜 40-60° で発生の約 45%を占め、それらは谷壁斜面下部の遷急線下方の谷中谷をなす急斜面に生じている。一方、ゴルカ地域では、どの高度帯でも 60° 以上の著しい急斜面でトリスリ川流域に比べ発生が多い。傾斜分布図上で崩壊地の分布を見ると、ゴルカ地域では稜線直下と谷壁斜面下部で崩壊が多い。一方、トリスリ川流域では,谷に沿った急斜面をなす谷中谷で崩壊が集中している（Tsou et al,2017)。後者の理由として，対象地域上端での両河川上流の流域面積を比較してみたが，後者は前者の 1.17 倍と大差はなく，標高も同程度で河川侵食力に大きな差は考えにくい。

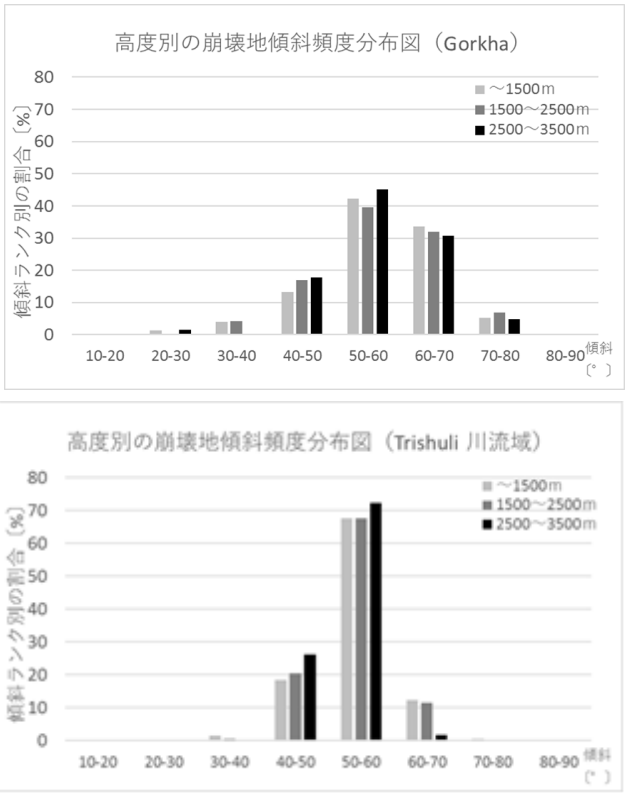


図-1 高度別の崩壊地の傾斜頻度分布図（上：ゴルカ地域、下：トリスリ川地域）

対象地域は，隆起・侵食による大起伏山地をなす。崩壊の多い稜線直下や谷壁斜面の大起伏な斜面を表す地形量として，起伏量（ここでは，接峰面と接谷面の標高差）について、解析メッシュスケールを変えて崩壊との整合性を見た(図-2, 3)。その結果、500m メッシュ内で起伏量 500-700m で崩壊が多発している傾向が見られた。次に，尾根や凸型

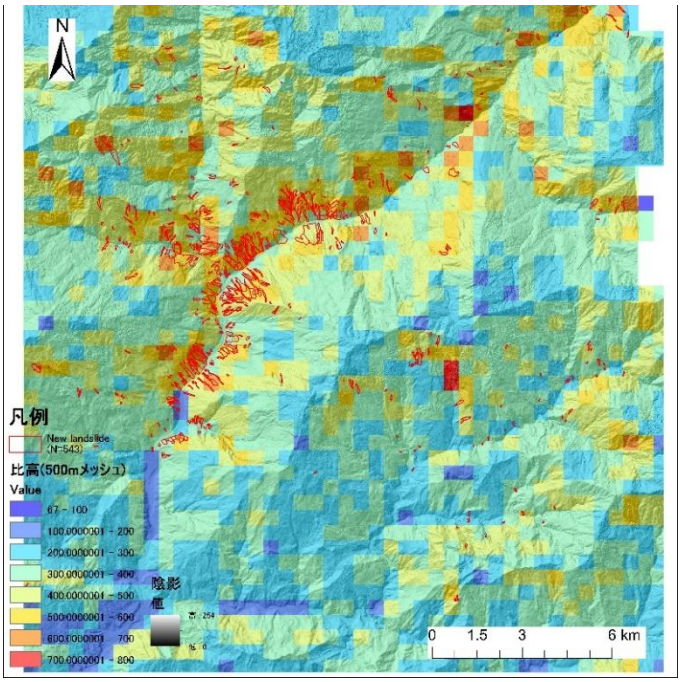


図-2 500m メッシュ起伏量の分布と崩壊位置（トリスリ川）

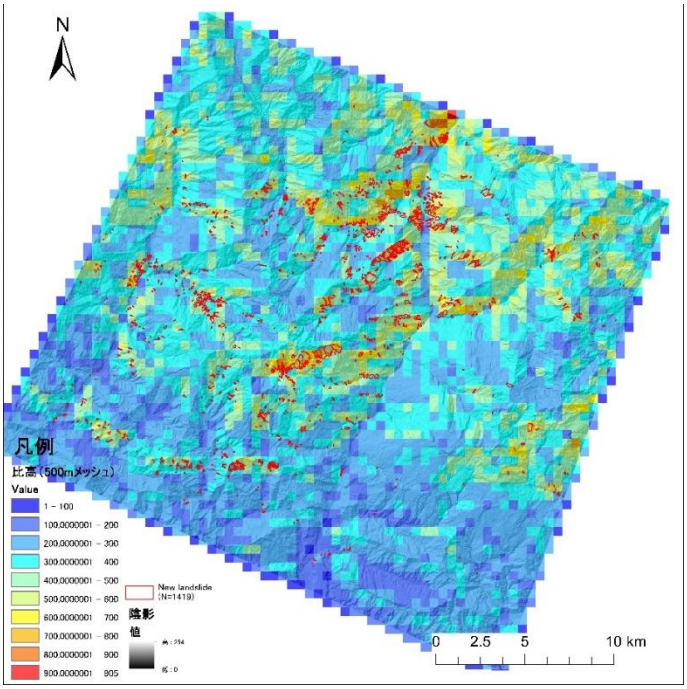


図-3 500m メッシュ起伏量の分布と崩壊位置（ゴルカ地域）

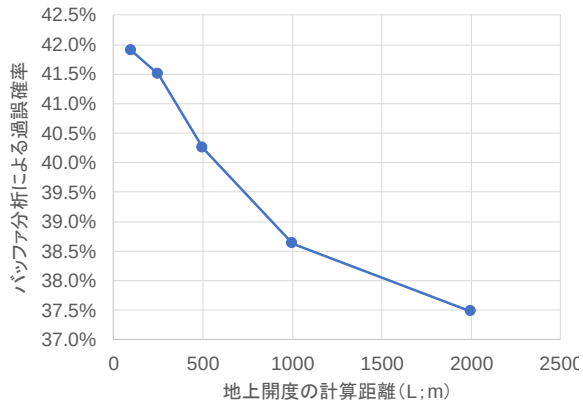


図-4 地上開度の計算距離の大きさとバッファ移動分析による過誤確率の関係

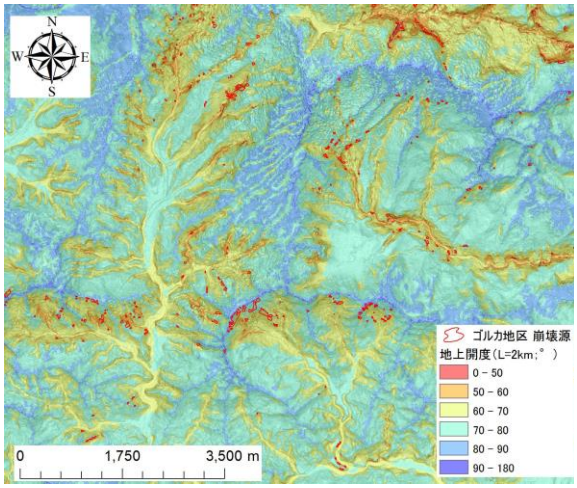


図-5 地上開度の分布と崩壊位置（ゴルカ地域の例）

傾斜変換線など、地形的な地震力の増加や地形的に不安定となりやすい斜面位置を捉える地形要素として、地上開度（横山，1999）の変化位置と崩壊位置の関係を見た。尾根肩の位置を捉えるには計算距離の大きい高い位置が良いが，谷壁斜面下部の遷急線は，計算距離のやや小さい方が良い。濱崎ほか(2015)によるバッファ移動分析（検索半径 150m）で地上開度の分布と崩壊発生率の関係を計算し，地上開度の計算距離の大きさとの関係を見ると、計算距離を 1 ～2 km より小さくすると過誤確率値が大きくなることが分かった(図-4)。そこで、計算距離 2km での地上開度分布と崩壊位置を見ると（図-5)、尾根部や谷壁の遷急線など地上開度の変化点で崩壊が対応していることが読み取れる。

4．まとめ

ネパールゴルカ地震の事例から、崩壊発生しやすかった場所の地形要因として、傾斜・起伏量・地上開度が挙げられた。その際、斜面や起伏の大きさを考慮した地形量取得が重要であることが分かった。今後、要因の重みづけを行って AHP 法による危険斜面評価手法として提示していきたい。

参考文献

濱崎ほか（2015）：GIS に基づく斜面変動予測評価のためのバッファ移動解析と過誤確率分析法-2008 年岩手・宮城内陸地震での事例研究-，日本地すべり学会誌，Vol.52，No.2，pp.51-59.

檜垣ほか（2015）：ゴルカ地震によるネパールでの地盤災害緊急調査報告，日本地すべり学会誌, Vol.52 No.4, 43-46, 2015

Tsou et al, (2017) : Topographic and geologic controls on landslides induced by the 2015 Gorkha earthquake and its aftershocks: an example from the Trishuli Valley, central Nepal, Landslides, DOI10.1007/s10346-017-0913-9.

横山ほか（1999）：開度による地形特徴の表示，写真測量とリモートセンシング, Vol.38, No.4, pp26.-34.

メラピ山麓におけるサンドマイニングについて

八千代エンジニヤリング株式会社　下田義文，溝口昌晴，○西尾陽介，矢野孝樹

１．はじめに

インドネシアのジャワ島中部に位置するメラピ火山（標高 2,986m）は、3～5 年に 1 回の頻度で噴火する非常に活動的な火山である。乾季と雨季がはっきり分かれており、噴火後の雨季には降雨によって堆積した火山砕屑物が侵食され、土石流となって頻繁に流下する。メラピ火山の山麓には、土石流災害を軽減するため、これまでに約 250 基の砂防施設が配置されてきた。メラピ火山の砂防計画では、除石管理型の不透過型砂防堰堤および透過型砂防堰堤について除石を実施する計画としている。一方、河道内に堆積した土石流堆積物は、建設資材としての価値が高いため、近隣住民や民間業者の現金収入源として合法・非合法に採掘される（以下、「サンドマイニング」と呼ぶ）。このサンドマイニングは、適切に管理されれば砂防堰堤の空き容量を回復させるのに有用であるため、既存の砂防計画ではこの適切な管理を提案している [1)]。しかしながら、利権がからむ社会的背景を受けて、サンドマイニングが適切に管理されるには至っていない。

サンドマイニングの実態と課題はこれまでにも報告されてきたが（例えば Jazaul IKHSAN ら [2)]）、2016 年時点の実態を調査する機会を得たので、ここに報告する。

２．調査方法

2.1 調査対象：調査対象範囲は、メラピ山麓で砂防事業を実施している河川とし、2016 年時点における既設砂防堰堤とその前庭保護工を調査対象とした。なお、過去の火砕流流下によって大きく破損し、2016 年時点において復旧していない施設は調査対象外とした。したがって調査対象施設数は 235 施設となった。

2.2 調査方法：各砂防堰堤の現地調査を実施し、既設砂防堰堤の諸元等を確認するとともに、各砂防堰堤周辺でのサンドマイニングの実施状況について確認した。

2.3 着眼点：各施設の土砂の採取状況から、サンドマイニングによる砂防構造物への影響について確認した。（空き容量の回復、砂防構造物の機能低下、等）

2.4 調査結果のとりまとめ

各砂防堰堤の構造諸元及びサンドマイニングの実施状況について一覧表形式でとりまとめた。とりまとめ項目は、砂防堰堤の状況（河川名、施設構造、諸元、施設利用状況）、サンドマイニングの実施の有無、土砂の採取方法、堆砂地の空き容量、土砂の採取場所（渓岸・堆砂地・堤体下流・側壁導流堤）とした。（表 1）

表 1　現地調査結果のとりまとめ項目

調査項目		整理項目	備考
砂防堰堤の状況	河川名		
	構造	透過・不透過	
	諸元	堰堤高等	
	利用状況	橋・取水堰・集落、等	
サンドマイニングの実施状況		有・無	
土砂の採取方法		人力・重機	
堆砂地空き容量		有・無	
土砂の採取場所	渓岸		
	堆砂地	計画河床より上・下	施設機能への影響評価
	堤体下流	計画河床より上・下	施設機能への影響評価
	側壁・導流堤	脚部・背面、等	施設機能への影響評価

３．調査結果

3.1 サンドマイニングの実施状況

透過型砂防堰堤では約 56%（45/81）の施設でサンドマイニングが実施されており、約 89%（72/81）の施設で空き容量が確保されていることが確認された。このことから、透過型砂防堰堤はサンドマイニングによって概ね空き容量が確保されていると考えられる。（図 1 上グラフ参照）

一方不透過型砂防堰堤は、サンドマイニングが実施されている施設は約 31%（48/154）あったが、空き容量が確保されている施設は約 8%（13/154）であることから、現時点では除石管理型の不透過型砂防堰堤として評価できる施設は少ない状況にあると考えられる。（図 1 下グラフ参照）

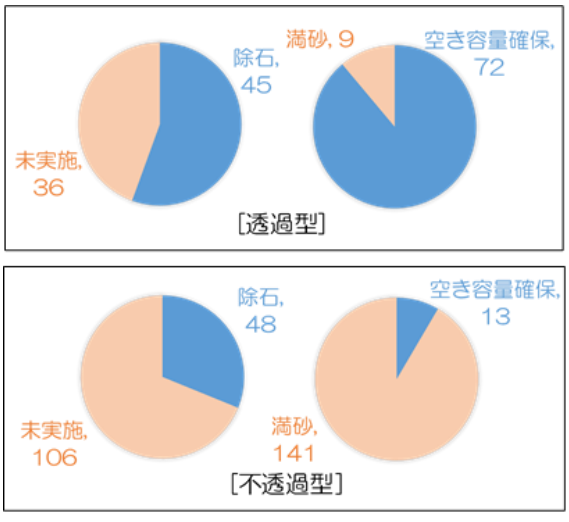


図 1　サンドマイニングの実施状況

3.2 サンドマイニングが実施されている地域

調査対象範囲においてサンドマイニングが実施されている砂防堰堤は 93 施設確認された。サンドマイニングを実施している砂防堰堤の分布を図 2 に示す。

これによると、2006 年噴火及び 2010 年噴火で火砕流

が流下して土砂が供給された南側山麓では、山頂から10km 以内の上流域にサンドマイニング実施の砂防堰堤が多いが、2006 年噴火及び 2010 年噴火で火砕流が流下していない西側山麓では、下流域の砂防堰堤においてもサンドマイニングが実施されていることが確認された。

このことから、メラピ山麓では土砂が豊富にある場所（上流域）に採掘活動が集中するが、資源が少なくなると、多少効率は悪くとも土砂がある場所（下流域）に活動が移動していく傾向があると考えられる。

3.3 土砂の採取方法

メラピ山麓のサンドマイニングは、過度な採取を抑制するため人力掘削により土砂を採取しているケースが多い。ただし、採掘許可を取得している業者は重機を使用して土砂を採取している。現地調査では、重機使用 13 施設、人力掘削 80 施設であった。

なお近年、非合法の採掘業者において、ポンプによる放水を利用して細粒土砂を効率的に採取する手法が採用されつつあり、過剰な採掘につながることが懸念されている。

3.4 土砂の採取場所

現地調査結果による土砂の採取場所を図 3 に示す。ここでサンドマイニング実施堰堤の約 82%（(50+26)/93）において堆砂地側から土砂を採取していることが確認できた。

この結果からメラピ山麓では、概ね砂防計画に準じた砂防堰堤の除石が実施されていると考えられる。

しかし一方で、前庭保護工下流側で土砂を採取しているケースが、サンドマイニング実施堰堤の 68%程度（(50+13)/93）において確認された。このうち、副堰堤の基礎部より低い位置までの掘削しているケース（図 5）や、導流堤及び護岸工の脚部や背面から土砂を採取しているケース（図 6）が確認されており、サンドマイニング実施堰堤の約 25%（23/93）において、サンドマイニングが砂防施設の安定性低下につながってしまっている状況が確認された。（図 4）

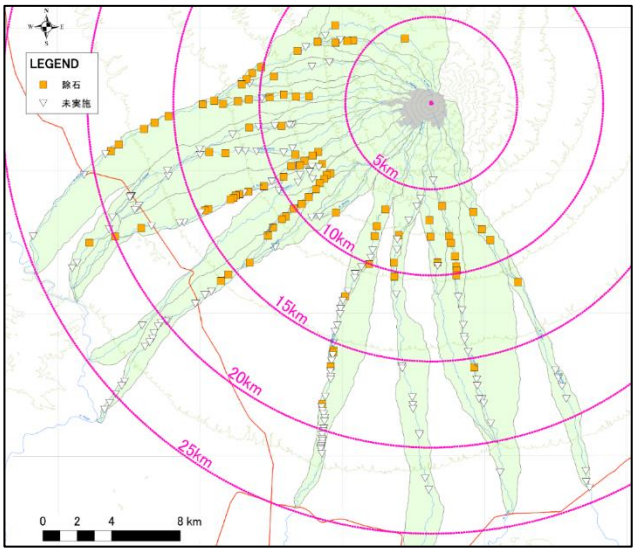


図 2　サンドマイニングが実施されている地域

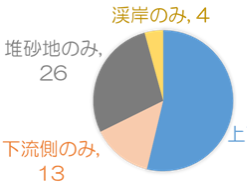


図 3　採取場所

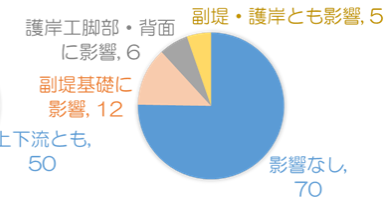


図 4　施設への影響



図 5　副堰堤下部までの掘削事例



図 6　護岸工背面側までの掘削事例

4．課題と対応

4.1 除石管理型砂防堰堤の選定

現地調査結果から、不透過型砂防堰堤を除石管理型として活用できていない状況が確認された。メラピ山麓の不透過型砂防堰堤には、主ダム天端に取水設備が設置されているケースが多く、これらの砂防堰堤では河床高を下げることができないことから、除石が抑制されていることが想定される。このことから除石管理型とする不透過型砂防堰堤は、取水設備等が設置されていない施設を選定する必要があると考える。

4.2 構造物によるサンドマイニングの抑制

現地調査結果から、一部の砂防施設においてサンドマイニングによる砂防施設の安定性低下が確認された。この結果から、今後の砂防施設整備にあたっては、不適切な箇所でのサンドマイニングを抑制するため、堰堤工上下流や側壁周辺にコンクリートブロック工や天端保護工を設置し、土砂の採取ができないようにすることが有効であると考える。

参考文献

1) Review Master Plan (2001)

2) Jazaul IKHSAN ら；「Sustainable Sand Mining Management in Merapi Area Using Groundsills」，京都大学防災研究所年報 第 52 号 B（平成 21 年 6 月）　P647

無人化施工に使用する把持装置の開発

国土交通省　九州技術事務所　堤　宏徳，岡崎　敏
(一財)先端建設技術センター　吉田　貴
東亜コンサルタント㈱　　○中濃耕司

1．はじめに

火山噴火緊急減災対策の緊急ハード対策として，コンクリートブロックを用いた横工や導流堤が計画されることが多い。火山噴火時には，噴石や火砕流，火山ガス等により危険度が上昇したエリアでも減災対策工事を実施せざるを得ない場合が生じ，このような場合には作業員の安全確保の視点から無人化施工が適用される。ここで，無人化施工によるコンクリートブロックの横取・据付に使用してきた把持装置は，台数が少ないうえ，使用用途が限定され[1)]，既存の把持装置が確保・使用できず，対策工を構築できないことが懸念される。

このような実状を踏まえ，著者らは，試験施工を行いコンクリートブロックの横取・据付が容易な新型把持装置の仕様の検討[2)]を行うとともに，その留意点の把握[2)]，詳細設計の実施[3)]を行った。その後，平成 28 年度に製作を行い，平成 29 年度には複数のオペレータによる作動確認を行った。本報では，この新型把持装置の特徴について紹介する。

2．把持装置の開発時の目標と仕様

新型把持装置は，①複数の種類・形状の資材を横取・据付できるものとする（把持対象の多種化），②装着できるバックホウを多くする（把持装置の装着容易性），③把持対象資材の横取・据付が容易な形状・構造とする（据付容易性），④落下等による作業ロスの軽減・防止するために噛合せ／密着度を向上させる（把持確実性），⑤把持部の取替え時間を短くできる構造とする（把持部の取替え容易性）等の点において，既往把持装置と同等以上の性能となるように計画した。

表 1 に新型把持装置の基本仕様を示す。新型把持装置では，把持対象の多種化の視点から，現在まで無人化施工に活用されてきた複数の 2～3ｔの根固めブロックや大型土のう袋を横取・据付できる仕様とした。ここで，単一の構造で平型及び異形の根固ブロックを把持できる装置の開発は，技術的に困難であることから，平型ブロックの把持を対象とした“センターホール挿入型”，異形ブロック及び大型土のう袋の把持を対象とした“グラップル型”といった 2 種類の把持部を製作し，これらを取替え，複数の資材の把持を可能した。把持部の取替え容易性のため，把持装置本体への把持部の装着は 2 本の鋼製ピンで固定構造とした。新型把持装置の装着容易性のため，カラー・アダプター等の装着治具を作製し，九州技術事務所が所有する分解組立型バックホウ（20ｔクラス）だけでなく，複数のメーカーの同等機種及び 30ｔクラスのバックホウに装着できるものとした。また，据付容易性のため，既往の把持装置と同等の作業が可能なように全長（2.2m 以下）及び重量（1.5t 以下）を制限するとともに，360° 旋回が可能な油圧配管（5 本）とした。把持確実性のため，把持部は水平移動式構造とし，センターホール型，グラップル型ともに把持部・把持面が把持対象部材・部位に対して平行に接触させ，確実な噛合せ・密着を可能とした。

表 1　新型把持装置の基本仕様

項　目		基本仕様
把持対象物	センターホール挿入型	円錐型，テーパー型のセンターホールを有する平型コンクリートブロック(2～3t)
	グラップル型	異型コンクリートブロック(無人化施工実績あり；2～3t)及び大型土のう袋等
共通仕様	装着機種	20tクラス及び30tクラスのバックホウ(国内3メーカー機種対応)
	把持方法	センターホール挿入型／グラップル型
	把持部作動形式	油圧式
	把持方式	水平移動式
	旋回角度	360°（全旋回式）
	最大使用圧力（把持部開閉用）	24．5MPa以上
	配管数	5本配管
	把持部	取替え式
センターホール型仕様	対象センターホール形状	円錐型又はテーパー型
	把持部径	20cm程度以下
	把持部長	50cm程度
	把持部刃先	水平移動式，センターホール内壁への接触可能なもの。
	挿入ストッパー	センターホールに容易に入らないもの
グラップル型仕様	グラップル開口幅	100cm程度
	ブロック把持面	平行に開口（平行式）
	標準把持部形状	長さ50cm×幅45cm程度
	吊フック	大型土のう袋，袋詰め根固工を把持できる専用吊フック
その他	把持装置重量	1,500kg程度以下
	把持装置全高	2.2m以下
	取替え容易性	把持部の装着は鋼製ピンによる

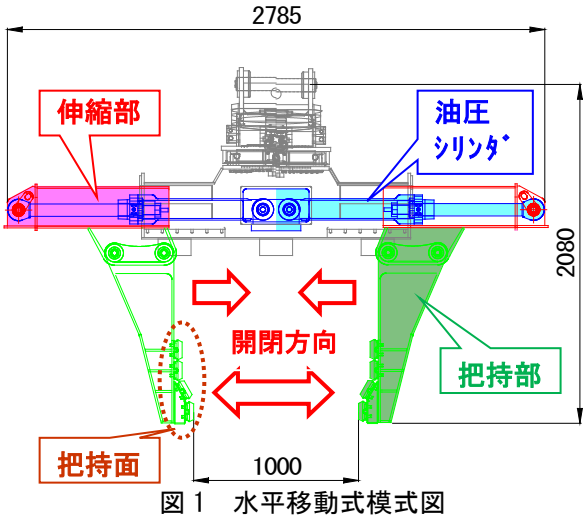


図 1　水平移動式模式図

3．新型把持装置の主な特徴及び作動確認試験結果

3.1 水平移動式構造の採用

新規把持装置の最大の特徴は，把持部を水平移動式構造を採用したことである（図 1 参照）。新型把持装置の本体の中央から左右に 2 本の油圧シリンダーを水平かつ対象に配置し，油圧シリンダーの先端部に伸縮部を固定する。この伸縮部に把持部を装着し，油圧シリンダーの開閉により把持部の先端で資材の把持を行うものとし，最大 1m 程度の幅の資材を把持できるよ

うに片側 50cm 開閉する構造とした。

把持部を水平移動式とし，対象資材の把持部位・面と並行に接触させることで，把持の確実度が向上する。また，開く方向と閉じる方向で把持が可能なため，把持部把持部野を取り替えることで多種の資材の把持が可能となる。なお，“センターホール挿入型”は開く方向での把持，“グラップル型”は閉じる方向での把持である。

3.2 把持部の取替え容易性

図 2 に把持部における伸縮部との接続部の模式図を示す。把持装置の台数が少ない現状においては，把持部を取替えることでひとつの装置で複数の資材を把持できることは有効であり，取替え容易性は重要な性能の一つである。把持部は片側 2 本の鋼製ピンによって伸縮部に固定する構造とする。この構造のため，ハンマーの打撃等で容易に抜去・挿入ができ，特別な機械が不要でかつ短時間で把持部の取替えが可能となる。

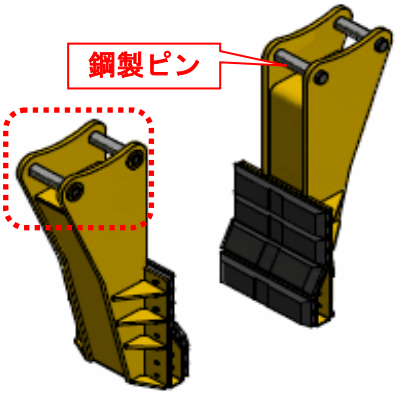


図 2　接続部の模式図

3.3 作動確認試験結果

作動確認試験として，センターホール挿入型把持部による 3t 平型ブロックの横取・据付，グラップル型把持部による大型土のう袋の横取・据付を行った。その状況を写真 1～2 に示す。いずれの試験も，横取（把持）⇒180° 旋回⇒据付（ただし，平型ブロックの設置には小距離の移動有り）という工程で実施した。なお，今回の作動確認試験は，維持・災害協定業者のオペレータにより実施した。使用予定の遠隔操縦可能な分解組立型バックホウが災害対応で出動した影響で，代替の機械を用いて有人作業で行った。

センターホール挿入型の試験では，把持した平型ブロックの落下・ズレは確認されず，良好な作業が実施できることが検証できた。一方，グラップル型の試験では，吊上げ材の抜け落ちによる破損が発生し，吊治具の改良が必要であることが確認できた。横取から据付までの 1 サイクルの作業時間は，平型ブロックで約 52 秒，大型土のう袋で約 43 秒（いずれも 2 人のオペレータの平均値）で，オペレータからは「作業性が良い」のと感想を頂いた。また，センターホール挿入型とグラップル型の把持部の交換は，2.9t 吊り移動式クレーン 1 台，作業員 2 名により，約 10 分間で実施でき，取替えが容易であることも検証できた。



写真 1　ｾﾝﾀｰﾎｰﾙ挿入型把持部による試験状況



写真 2　ｸﾞﾗｯﾌﾟﾙ型把持部による試験状況

4．まとめ及び今後の課題

今回開発した把持装置は，多少の改良点は有するものの，所期の目標は達成できたと評価できる。また，本把持装置により，無人化施工における大型ブロック等を用いた緊急ハード対策の構築が容易になることが期待できる。

さらに，本把持装置を使用した大型ブロックの横取・据付は，玉掛け作業が不要となり，作業の安全性向上と省人化が期待できる。図 3 に示すように条件によっては，大型ブロックの張り・積み作業が可能となる可能性があることから，今後は，有人作業への適応性についても検証していきたい。

本報の作成に際して，キャタピラー九州株式会社の協力をいただいた，末筆ながら感謝の意を表す。

【参考文献】

1)坂井佑介，大木鉄夫，吉田貴，中濃耕司；「無人化施工におけるコンクリートブロック把持装置に関する検討事例」(平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集, ppB52-53)

2) 堤宏徳，光益慎也，吉田貴，中濃耕司，森茂紀；「無人化施工に使用するコンクリートブロックの把持試験と留意点」(平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集, ppB242-243)

3) 堤宏徳，光益慎也；「コンクリートブロックを用いた無人化施工におけるブロック把持装置の開発について」(http://www.qsr.mlit.go.jp/n-shiryo/kenkyu/program/04/4_12.pdf, 参照 2018-04-04)

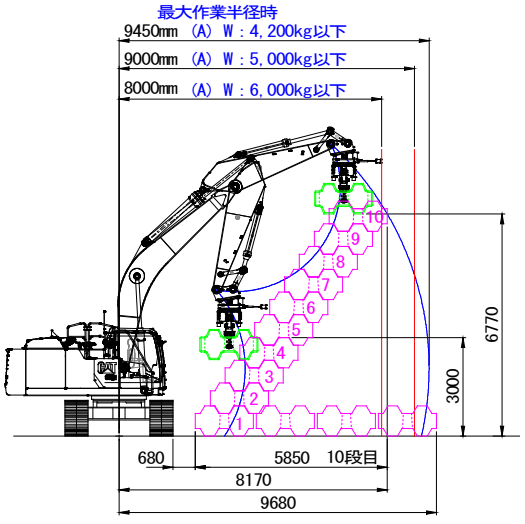


図 3　ブロック横取・据付イメージ(30t クラス)

V-125

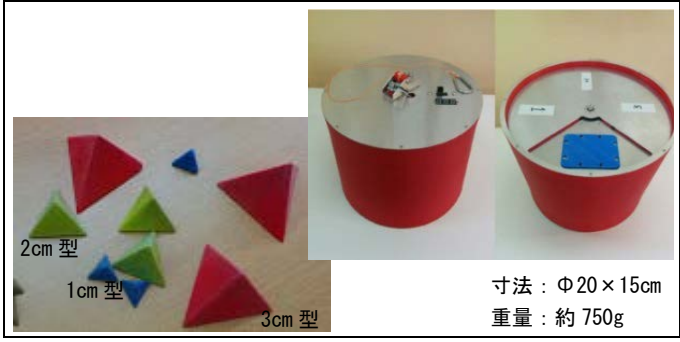
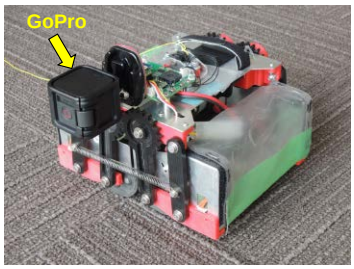
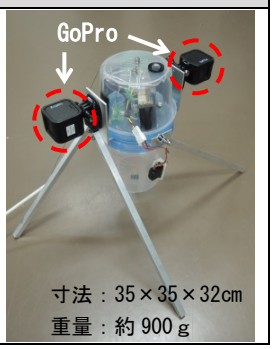
火山噴火時における土石流発生区域に関する無人調査手法の開発 その2
－ドローン搭載用調査デバイスによる土石流発生リスクの評価手法の提案と実証試験－

国際航業株式会社　○金崎裕之，森山裕二，島田徹，永田直己，皆川淳
東北大学　永谷圭司，久利美和，桐林星河，谷島諒丞，菊地泰洋
株式会社アールティ　中川範晃

1. はじめに

火山噴火時には，噴出物（火山灰や軽石など）の堆積により，地形及び流出特性が変化する．そこに雨が降ると，少ない雨量でも堆積物の二次移動現象（降灰後土石流）が発生しやすくなる．土石流発生区域である火山体源頭部は，立入規制区域となるため調査員を派遣できず，現地情報を踏まえた降灰後土石流の発生予測は困難であった．そこで筆者らは，マルチコプター型の小型無人機（通称：ドローン）に吊り下げて運搬するデバイス（表 1）の開発をおこない，それらを用いた無人調査手法について前報で報告している．しかし，その後の実証実験によって，確実なデータ取得やデータ分析の迅速化などの課題が見付かった．また，降雨のように長期間の連続観測を必要とする場合には，ドローンを用いた運搬・回収に課題があった．そこで，課題解決を目的とした改良型調査デバイスと機器を運搬可能な小型移動ロボットの開発，現地で迅速・簡易的に実施可能な土石流発生リスク評価手法の検討をおこなった．本稿ではその結果について報告する．

表 1：無人調査デバイス一覧

投下型降灰厚スケール（左）と投下デバイス（右）	サンプリングデバイス	表面流確認デバイス
 寸法：Φ20×15cm 重量：約 750g	 寸法：18×18×9cm 重量：約 800ｇ	 寸法：35×35×32cm 重量：約 900ｇ

2. 調査デバイスの運用課題とその改善

「投下型降灰厚スケール」は，大きさと色調の異なる正四面体で，降灰前に地表に投下し，埋積後に視認できる色調から降灰厚を計測できる．従来の 1～3cm 型のスケールは，火山灰に被覆された後，発見困難になるおそれがあるという課題があった．それを解決するために，10cm と 15cm の大型スケール（図 1 左）を開発した．これらを改良型投下デバイス（図 1 右）で小型スケールと共に運搬・投下することで，3cm 以上堆積した場合でも投下ポイントの確認が可能となった．

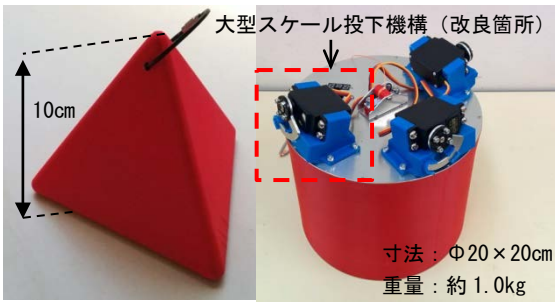


図 1：大型降灰厚スケールと投下機構

「表面流確認デバイス」は，水風船を割って散水した後の地表痕跡をカメラで撮影することで浸透性を確認できるデバイスである．従来型は，傾斜地での機体転倒の危険やカメラ画角から散水痕跡が外れるという課題があった．それらを解決するために，脚部の角度調整やカメラ取付け位置及び画角の調整をおこなった（図 2）．その結果，高い安定性を得た他，散水後の表面流発生の有無を確実に撮影することができるようになった．また，追加機能として，水風船を 2 つ格納し，時間差で連続散水することができるようになった．

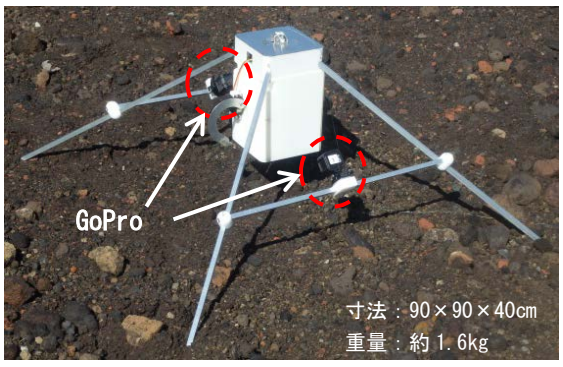


図 2：改良型表面流確認デバイス

3. センサー運搬が可能な小型移動ロボット

観測機器をピンポイントに運搬・設置し，長期間の連続観測をした後に回収するために小型ロボット『CLOVER』（図 3）を開発した．このロボットは，車体前方側面に搭載したカメラから受信した撮影映像を見ながら遠隔操縦及び現地状況の確認ができる．映像受信及び遠隔操縦には携帯電話回線を用い，最大 3km 程度の遠隔操縦実績をもつ．『CLOVER』を立入制限区域内へ運搬する際は，ドローンと専用運搬ネット（図 4）を使用し，ネットが着陸後，遠隔操縦で発進する．回収する際も同様の方法で，映像を確認しながら遠隔操縦でネット上に『CLOVER』を乗り込ませる．さらに，車体中央に設けた定型のホルダーに同じ規格で製作したセンサーボックスを適宜換装することで，様々な計測機器を搭載することができる．現在，換装可能な機器として，光学式雨滴センサーやガス検知センサーを開発中である．

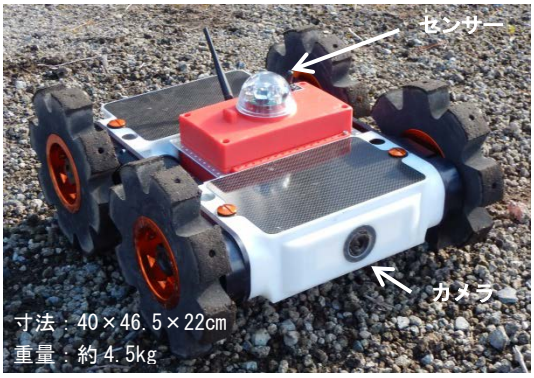


図 3：小型移動ロボット（通称：CLOVER）



図 4：小型移動ロボット運搬用ネットと撮影映像受信の様子

4. 現地情報を用いた迅速・簡易的な土石流発生リスク評価手法

土石流発生リスクを評価するための指標として，透水係数が考えられる．サンプリングデバイスで採取した火山灰について，室内分析で透水係数を測定するには数日を要し，迅速な結果報告が困難であるため，より迅速かつ簡易的に透水係数の推定値を把握する手法を考案した．この手法の作業手順を図 5 に示す．ふるい分けには，現地にて人力でふるうことが出来るメッシュサイズとして，850 μm，250 μm，75 μm の 3 つを使用した．また，土粒子の粒度（20%粒径）と透水係数の関係性を「クレーガーの式」（図 7）を用いて確認した（この式で算出した透水係数は，あくまでも概略的な浸透能の大小について迅速に推定するための目安値であることに留意）．この評価手法を検証するために，室内分析で測定した透水係数と簡易的に推定した透水係数の比較をおこなった．比較結果を表 2 に示す．この火山灰では，試験値と同一オーダーの透水係数推定値が得られた．今後，各火山の既往噴出火山灰について粒度分布・透水係数などのデータベースを蓄積および比較し，この手法の信憑性を高められるよう検証を進める．

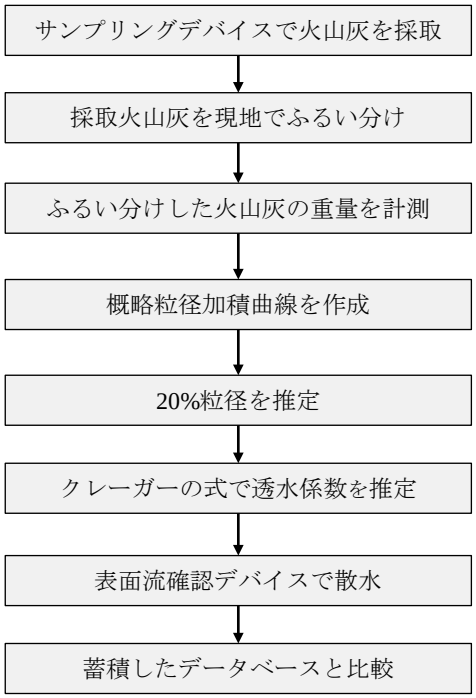


図 5：作業フロー

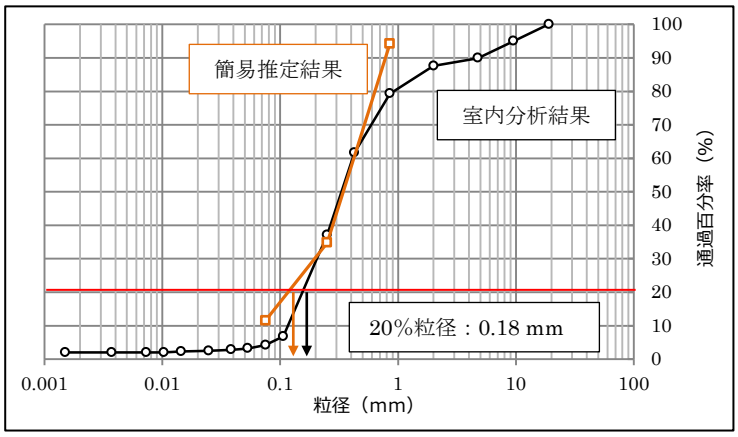


図 6：室内分析と簡易推定結果の比較（粒径加積曲線）

透水係数 $k = 0.359 \times d_{20}^{2.327}$（単位：cm/s）

図 7：クレーガーの式（近似式）

表 2：室内分析と簡易推定結果の比較（透水係数）

	室内分析結果	簡易推定手法
20%粒径	0.18 mm	約 0.12～0.14 mm
透水係数	3.69×10^{-5} m/s	$2.60 \sim 3.80 \times 10^{-5}$ m/s

5. まとめと謝辞

大型降灰厚計測スケールの開発，及びスケール投下デバイスや表面流確認デバイスなど既往の開発成果の改良により，無人調査実施における課題の解消と運用性の向上をすることが出来た．また，小型移動ロボットや換装型センサーの運用により，既存観測機器がない箇所における雨量や火山ガス検知など無人調査の種類も今後増えることが期待される．

従来までは，火山源頭域の現地情報の取得は立入規制により困難であったが，無人調査手法及び概略浸透能推定手法により，より迅速な土石流発生リスク評価が可能となった．今後も各火山の既往噴出火山灰について粒度分布・透水係数などのデータベースを蓄積し，比較用サンプルを増やすことを目標とする．

本研究は，国立研究開発法人新エネルギー・産業技術総合開発機構（NEDO）の助成を受け，実施することができた．ここに厚く御礼申し上げる．

2015 年 8 月の桜島の地殻変動に伴い噴火が発生した場合の火砕流シミュレーション

中電技術コンサルタント(株)　○岩田直樹, 荒木義則
京都大学防災研究所　井口正人
筑波大学生命環境系　宮本邦明，下村誠

1. はじめに

桜島では，1946 年の昭和噴火以降，大規模な噴火は発生していないが，2015 年 8 月 15 日には，火山性地震の多発や山体の膨張を示す急激な地殻変動の観測により大規模な噴火が発生する可能があるとして，一時，噴火警戒レベル 4（避難準備）に達するなど活発な活動が続いている。そこで本検討では，1985 年 4 月 9 日に南岳で発生した火砕流と，2017 年 3 月 25 日に南岳の噴火により発生した火砕流の 2 つの再現計算結果をもとに，2015 年 8 月の地殻変動に伴うマグマが噴出した場合に発生すると考えられる火砕流の流下距離について推定を行った。

2. 火砕流のシミュレーション手法

火砕流は，流れの底部の粗い粒子からなる重力流動層と，その上部の微細粒子と気体とによって構成されている固・気混相流からなり，下部の重力流動層では，固体粒子が流れの中で互いに衝突しながら流下していく。火砕流の流動は，この下部の重力流動層が支配的と考えられることから，本検討では，宮本ら[1)]が提案している重力流動層の流動・堆積挙動を粒子流でモデル化し，平面二次元流れによりシミュレーションを行う手法を用いた。

3. 1985年4月に発生した火砕流の再現計算

1985 年 4 月に南岳で発生した火砕流（写真-1）は南岳より南西側に流下し，図-1 に示す持木川の標高 400m 付近まで達したものと推定されている [2)]。この火砕流に伴う噴火の継続時間や噴出量は不明であるが，爆発開始から 1 分後に火砕流が発生して流下したことから，噴火継続時間は数分程度，噴出量も数 10 万 m^3 以下であったと推定される。

本検討では，総火砕流量を 6 万，9 万，12 万，18 万 m^3 と変えて，火砕流の到達位置が一致するような粒子の固体摩擦係数の推定を行った。ここで，火砕流は図-1 の①で示す位置から矢印の方向へ流下開始するものとした。地形データは，2016 年の国土地理院の DEM データをもとに作成した 15m グリッドのデータを用いた。図-2 は総火砕流量 18 万 m^3，摩擦係数 0.5 としたケースの流下範囲を示す。総火砕流量が 10 万 m^3 を超えるケースでは，摩擦係数を 0.5 程度とすると概ね整合した結果が得られるが，10 万 m^3 以下のケースでは，摩擦係数を 0.4～0.5 程度に低減すると整合した結果が得られる。このように，噴出量により摩擦係数は若干異なるが，0.4～0.5 程度とすると火砕流の流下範囲を概ね再現できることが分かった。

4. 2017 年 3 月 25 日に発生した火砕流の再現計算

2017 年 3 月 25 日に南岳で噴火が発生し，南岳南側に約 1.1km（標高 600m 付近まで）火砕流が流下した [3)]。シミュレーションでは，図-1 の②で示す位置から矢印の方向へ流下させ，到達位置が標高 600m 付近となる総火砕流量と摩擦係数の推定を行った。この結果，図-3 に示す総火砕流量 1 万 m^3，摩擦係数 0.5 としたケースが実測と概ね整合した結果となった。1985 年の火砕流のシミュレーション結果と比べると 1/10 以下の流量



写真-1　1985 年 4 月に発生した火砕流
（京都大学桜島火山観測所 HP より抜粋）

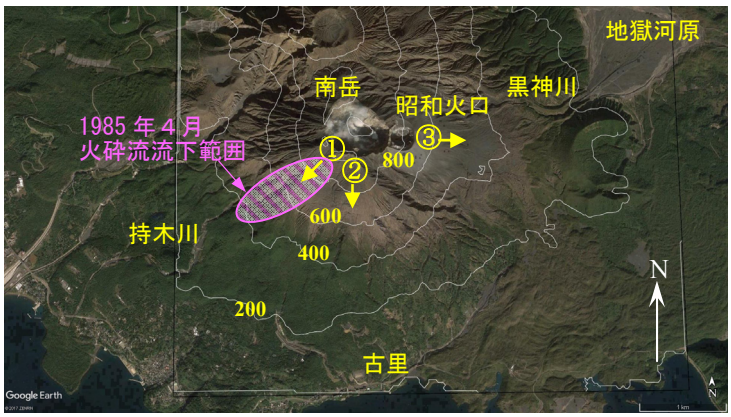


図-1　シミュレーション解析の流下開始位置と方向

であるが，標高600m付近まで到達している。これは火口付近の地形が急峻であるため，少ない流量でも比較的遠くまで流下するためである。

5. 2015 年 8 月に観測された地殻変動に伴い発生すると推定された火砕流の流下範囲の推定

2015年8月には桜島の地下1kmまでマグマが上昇し，そのマグマの量は270万m^3と推定されている[4]。もしこのマグマが噴火した場合に噴出されるテフラの量は，堆積したテフラの量から体積換算すると，マグマ量の約2.5倍に相当する700万m^3と考えられる。その内，落下して火砕流となるものは，噴出したテフラの1/4程度と考えられていることから，170万m^3程度の火砕流が発生する可能性があったと推測される。この火砕流が南岳からの距離が最も近い南側にある古里地区方向（図-1の②方向）に流下したケースと，昭和火口から東側の黒神川方向（図-1の③方向）に流下したケース，1985年の火砕流と同様に南岳から南西側（図-1の①方向）に流下したケースの3つについて検討を行った。なお，摩擦係数は，前述の再現計算結果をもとに，0.4および0.5とした2ケースについて検討を行った。

図-4は，摩擦係数0.5とした場合の流下範囲を示す。ここで，水色の円弧は，南岳火口から半径1.0～3.0kmの位置を0.5kmピッチで示している。南岳から南西側および南側に流下した場合に，火口から半径2.7km付近まで火砕流が達し，南側では古里地区付近まで到達している。昭和火口より東側に流下した場合には，火砕流は黒神川に留まり，地獄河原までは到達しない。これは，黒神川付近は深く侵食され，火砕流を溜めるポケットがあるためである。なお，スペースの都合で図示していないが，摩擦係数を0.4とすると，南岳からの火砕流は火口から半径3.0km付近まで達し，南側に流下した場合，海まで到達する。また，昭和火口より東側に流下した場合には，地獄河原上流付近まで到達する。

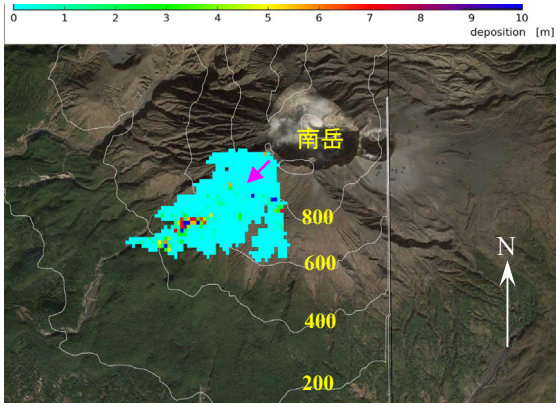


図-2　1985 年の火砕流のシミュレーション結果

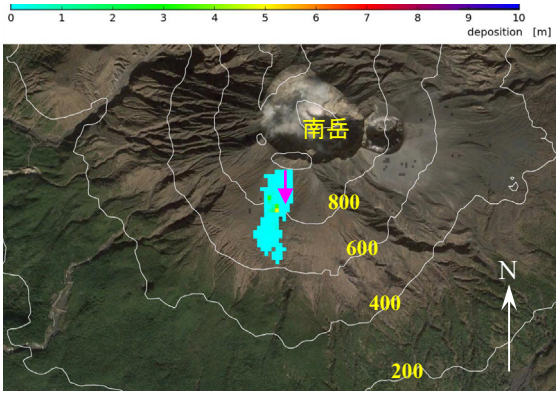


図-3　2017 年の火砕流のシミュレーション結果

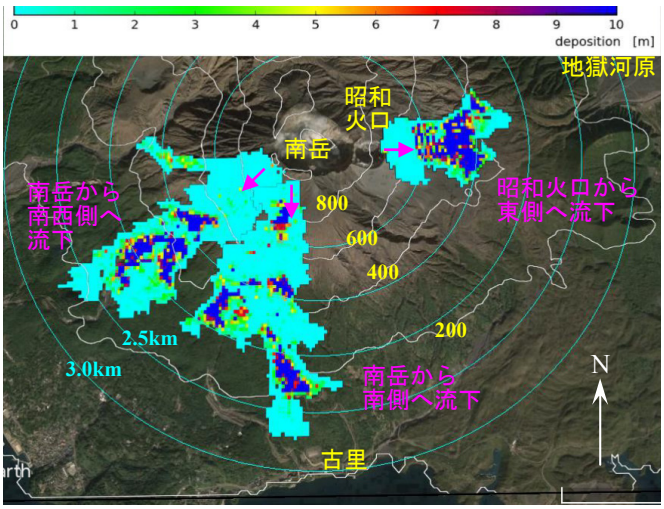


図-4　2015 年 8 月のマグマ上昇に伴う噴火が発生した場合の火砕流流下範囲の推定結果

6. おわりに

1985年4月と2017年3月の火砕流の再現計算結果をもとに，2015年8月に上昇したマグマが噴火した場合の火砕流の流下範囲についてシミュレーションを行った。この結果，2015年8月に上昇したマグマが噴火した場合の火砕流は非常に大規模であり，南岳で噴火して南側に流下した場合には，海岸付近まで火砕流が達する可能性があったことが推測された。

【参考文献】1）宮本ら：火砕流の流動モデルと流下・堆積範囲の予測に関する研究，水工学論文集，第36巻，pp.211-216，1992．2）荒牧ら：火山噴火に伴う乾燥紛体流(火砕流等)の特質と災害　報告書」，pp.129-135，1985．3）気象庁：火山の状況に関する解説情報（桜島第24号），2017．4）Hotta., K. et al.：Rapid dike intrusion into Sakurajima volcano on August 15, 2015, as detected by multi‐parameter ground deformation observations, *Earth, Planets and Space*, 68, 2016.

離島−三宅島2000年噴火−における火山砂防対策の特徴と留意事項について

朝日航洋株式会社　○松井宗廣，長野英次，安海高明，江藤稚佳子，櫻井由起子，藤本拓史，森本洋一

１，はじめに

日本における代表的な活火山の一つである三宅島で2000年7月に始まった噴火は9月2日島民3千人余の島外避難に至り、島民は避難解除となる2005年2月1日まで4年5ヶ月の長期間島外避難生活を余儀なくされた[1]（**写真−1**）。

島外避難後、一刻も早い帰島の実現を目指して国・東京都・三宅村を始めとする関係機関は懸命に対策をとった。

それにもかかわらず、4年5ヶ月もの長期に及ぶ島外避難とならざるをえなかった原因は

ⅰ）「離島」しかも「火山島」であること（三宅島の地域特性）。

ⅱ）8月中旬頃から始まった有毒「火山ガス（SO_2）放出」の長期化。

ⅲ）噴火による降灰に起因して全島的に発生した「土石流被害」。



写真−1　2000年8月18日の噴火

である。ⅲ）に関連して、青山 佾（やすし） 東京都副知事（当時）は帰島が実現した理由について「問題を単純化してひとことで言うと、土石流を防止する工事を行ったから帰れたのである。」と三宅島噴火災害誌[1]の結びで述べており「土石流対策」は安全な帰島条件の中で最大の懸案であった。上記ⅰ）〜ⅲ）は土石流対策実施の各過程に影響を及ぼした。本稿は、上記の様な困難な条件下における火山砂防対策を顧みて、主な留意事項等を取りまとめたものである。

２，三宅島の火山活動と被害概要

三宅島の噴火記録は古文書などから最近500年間に17〜69年、平均すると約50年間隔で13回の噴火が発生している[2]。1940年以降に限れば、ほぼ21〜22年ごとに噴火を繰り返しており[2] 2000年噴火も昭和58年10月3日の噴火から約17年目となる。2000年噴火は島内で始まった地震活動が徐々に西方沖に移動し海底噴火に至り、その後、山頂直下での地震活動の開始〜山頂噴火・カルデラ形成へと推移した[2]。2000年7月8日の最初の噴火から9 月初めまでの度重なる降灰により約2,200万㎥の火山灰[3]が雄山山麓周辺の斜面に堆積し、降雨の度に浸食（**写真−2**）、流出し土石流が発生した。最初の土石流発生は7月26日の降雨（総雨量90㎜、時間最大40㎜）によるもので、島の東部、北東部の住民に避難勧告が出た。その後、8 月18 日の大噴火により全島的に降灰がもたらされて以降、土石流被害が全島的に続出した。被害は都道三宅一周道路や村道、林道の寸断のみならず住宅地にも及び、早急な対策が求められた（**写真−3**）。東京都建設局河川部の平成12年12月4日時点での調査結果によれば、伊ヶ谷沢の共栄橋上流で家屋10 戸程度が土石流被害を受けるなど、8渓流で家屋被害、道路は一周道路が立根（沢）での道路決壊、大沢での道路施設流失などを含め全16か所など全島的に被害を受けた[4]。



写真−2　山頂付近のガリー（2000年12月）



写真−3　伊ヶ谷沢（2000年9月）

３，火山砂防対策の留意事項等

3.1　調査について

3.1.1　航空写真判読

複数年の航空写真判読結果の比較によるガリーやリルの分布、変化状況が把握された。【留意事項】①噴煙の影響で確認できない範囲（南西部）が存在する。②航空写真判読ではリルの幅の詳細判読が困難なため、1mと想定してリル面積の相対的変化による土砂流出量の多寡を判断せざるを得なかった。③噴火直後は土砂移動が顕著なため、顕著な降雨のたびごとに写真撮影が必要であるが、調査のタイミング、予算的なコンセンサスが必要となる。

3.1.2　ヘリコプターによる目視調査

島外避難の状況であることから、リル・ガリーの幅・深さの把握のためにヘリコプター（以下、ヘリ）からポール（L=2m）を投下してリル等の幅や深さを目視により把握された。【留意事項】①各流域の全体を上記の方法で実施することは困難で、調査個所は限定的、かつ局所的にならざるを得ない。②調査個所の選定のあり方に十分な検討が必要、ポール投下による目視調査は精度が数10㎝オーダ程度となること。③ポール投下地点がどの流域にあたるか、また、投下されたポールの姿勢によって目視が困難な場合が生じるなどに留意が必要である。

3.1.3　レーザープロファイラーデータによる計測

定量的な土砂移動状況把握のため4時期のデータを購入または国土地理院提供により入手、新たに2001年6月（梅雨前）と同年9月〜10 月（台風後）の2時期の全島のレーザー計測が行われた。【留意事項】①ノイズ除去処理より作業速度を優先した。②ヘリや航空機による上空からの計測に共通することとして、2015年7月改正の「活火山対策特措法」に基づき気象庁が発表する「噴火警戒レベル」等に連動して民間において飛行が自粛される場合がある。

火山噴火時のヘリ等の飛行安全管理に関して官民学による検討が望まれる。

3.1.4　衛星画像による状況把握

降下火砕物堆積域、リル・ガリーの分布状況の把握のため、2001年4月の撮影画像（購入）と同年9月新規撮影の2時期の画像が比較検証された。【留意事項】①地上解像度は1m程度であること。②航空写真同様、噴煙の方向に留意が必

要である。

3.2　計画について

3.2.1　流域界の再設定

流域界の設定は、噴火前(平成７年)の1/2,500地形図を用いたが、流域が不明瞭であったこと、2000年噴火に伴う地形変化や土砂流出に伴う地形変化があったことから、噴火後の1/5,000地形図(国土地理院作成)により再設定された。【留意事項】地形図の縮尺（精度）より噴火後の地形変化に着目して地図を選定する必要があった。

3.2.2　段階的な対策計画

０字谷流域が228、１字谷流域が98渓流あることから、優先順位をつけて対策を講じる必要があった。【留意事項】優先順位は①土砂流出の可能性が高いこと。②空港、港、通信施設等、及び生活上重要な施設（村役場、診療所、発電所、清掃工場、学校等）の存在。③復旧したライフラインの再度災害防止、の3条件とし、緊急対策の必要な41渓流が選定された。また、対策を、ⅰ）「応急対策」ⅱ）「緊急対策（41渓流）」ⅲ）「恒久計画（227渓流）」の3段階に分け、実施の目標期間はⅰ)1年以内、ⅱ)1～5年間、ⅲ)相当期間と設定された。なお、ⅱ）の目標期間内の土砂整備率は当面50%程度とされた。

3.3　設計について

3.3.1　資材運搬の制約[5]と施工性

離島であるため資材運搬の制約、島内のコンクリートプラント供給能力と復旧工事に伴うコンクリート需要のバランスを考慮、早期完成が可能な設計とされた。【留意事項】①現地発生土砂を有効活用する設計方針とされた。②既製品（鋼材、コンクリートパネル等）を用いた構造が多く採用された。③2001年7月からはクリーンハウスの整備により作業員の島内宿泊が可能となるとともに生コン供給能力の回復等により資材調達環境が大きく改善したため①、②によらず、現地条件に適した設計とされた。

3.3.2　鋼材の経年劣化[5]

火山ガス（SO_2）の影響、またこれによる流水の酸性化により多くの砂防施設で採用された鋼材が腐食したため補修が必要とされた。【留意事項】鋼材の採用時点で火山ガスの影響、海に近いことから腐食の問題が将来起こり得ることは想定されていた。しかしながら施工性、早期の工事完成、当時の施工環境の優先度が高いと判断された。

なお、三宅島は観光が経済の柱であり島一週道路から腐食した砂防施設が人の目に入り島のイメージ低下、景観への配慮の必要から、砂防堰堤前面に周辺環境に適合した溶岩パネル等を用いた景観対策が後に実施された。

3.4　施工について

3.4.1　島内での作業環境の整備

火山ガス（SO_2）放出の長期化により施工に係わる作業員が島内に留まれないことは最も大きい施工上の障害であり、島内に作業員が寝泊まりできる環境整備が急務であっ[1]た。【留意事項】室内の空気を清浄に保つことができる「脱硫宿舎（クリーンハウス）」の整備という世界的にも類例を見ない対応がとられた（**写真-4**）。これは施工における最も大きい特徴といえる。



写真-4　三宅支庁屋上脱硫装置[1]

3.4.2　火山ガス高濃度地区における施工

島の東側で特に火山ガスの濃度が高く最大15 ppmに達することがあった。沢のくぼみなど火山ガスが滞留しやすい箇所では5ppm（5分値）を超え、砂防工事等は作業中断を余儀なくされた。【留意事項】作業員の健康管理、安全確保が第一優先であるため、雲仙普賢岳火山噴火対策で開発された無人化施工が適用された（**写真-5**）。



写真-5　無人化施工状況[1]
（三池地区, 2003 年 8～10 月）

４，おわりに

2000年三宅島噴火の特徴は雄山山頂陥没と巨大カルデラ形成、そして「有毒火山ガス放出長期化」である。このうち「有毒火山ガス放出長期化」は世界的にも類例を見ない。これは島民の帰島の妨げとなっただけでなく火山砂防対策のうち特に施工のあり方に大きく影響を及ぼした。火山ガスに関連して、参考文献1)の9章に、三宅島2000年噴火の「教訓」が記載されており、その(1)として「噴火災害での火山ガスの想定」が挙げられていることを紹介して本稿の結びとする。

以上、本稿で紹介した留意事項等は参考文献1)を含む多くの文献から読み取れるものからのごく1部、しかも概要にしか過ぎないが、今後の同様な条件下における対策実施時において幾ばくかの参考となれば幸いである。

謝辞　本稿は国土交通省九州地方整備局九州技術事務所が火山地域における減災対策の効率化に資するために実施された検討報告書を同事務所の許可を受けてご提供頂いたものを基礎資料としている。資料提供に快諾頂いた同事務所の関係各位に紙面を借りて深くお礼申し上 げます。

【参考文献】

1) 東京都総務局総合防災部（平成19年3月）：平成12年（2000年）三宅島噴火災害誌, p258-260
2) 東京都建設局河川部、東京都三宅支庁（平成23年3月）：平成12年三宅島火山噴火に伴う土砂災害誌-砂防事業-, p1-17
3) 東大地震研究所とりまとめ（2001 年10 月21 日）
4) 東京都建設局河川部、東京都三宅支庁（平成18年3月）：平成12年三宅島火山災害への取り組み, p1-45-1-46
5) 末吉　満：2000 年三宅島噴火災害における災害調査及び対策施設設計の紹介, 建設の施工企画 ' 09.10, p29-33

降灰を想定した人工試料による降雨浸透実験（その２）

（一財）砂防・地すべり技術センター　○小野秀史　安養寺信夫　池田暁彦
国土交通省 九州地方整備局 九州技術事務所　堤 宏徳　山田將喜※　山本陽子
※現　九州地方整備局　情報通信技術課

1. 緒　論

これまで桜島，雲仙普賢岳，有珠山，三宅島，新燃岳などにおいて，火山噴火に伴う降灰によって地表面の浸透能が低下して多量の表面流が発生し，土石流が発生することが報告されている[1),2),3),4)]．また，降灰による地表面の浸透能の低下の原因については火山灰の粒径，層厚および化学的・物理的な固化過程が関係することが報告されている[5),6)]．このように定性的な浸透能と表面流の発生の関係には言及されているものの，浸透能を支配すると考えられる火山灰の粒径などの物理特性と，表面流の発生誘因となる降雨（強度・量）の関係に関する研究成果は少ない．筆者らは，これまでに火山灰の粒径が比較的粗い細粒砂～粗粒シルトと想定した降雨浸透実験を実施し，粒径と降雨強度の関係について報告した[7)]．

本研究では，火山灰の粒径がより細粒な成分を対象として降雨浸透実験を実施し，表面流の発生プロセスと，降雨強度に加えて降雨量と表面流出・下方浸透の流量の関係について分析したので報告する．

2. 実験方法

2.1 実験装置

実験装置は，降雨強度を制御可能な散水装置，試料を敷いた模型，装置全体の重量を計測する電子天秤，模型から流出する水の重量を計測する電子天秤からなる（**図 1**）．土層内の浸透量・流出量の収支を把握するため，実験装置から流出する表面流（地表面の流れ），表層側方流（地表から 3cm までの深さの流れ），下方浸透流（模型底面から流出する流れ）の重量を計測した．なお，表面流と表層側方流は分離して計測することが困難であったため合わせて計測した．

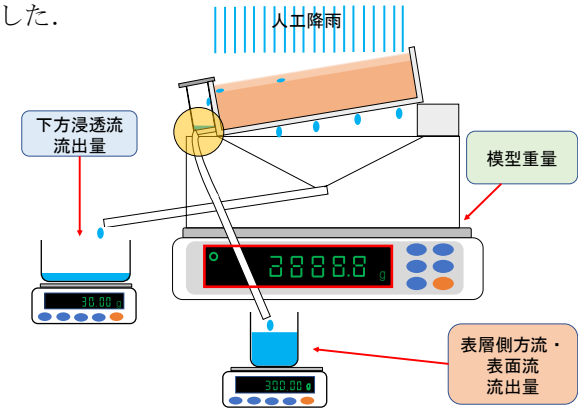


図 1　実験装置の模式図

実験に用いた模型は 20cm×20cm の箱型とし，深さは土層厚に応じて 3 cmと 9 cmとした．なお，土層厚は予備実験に基づく浸透状況を考慮し決定した．

2.2 実験条件

実験条件は前述の通り，土層厚を 3 cmと 9 cm，勾配を土石流の発生区間を想定して 15°，供給する降雨量は土石流の発生限界降雨を想定して降雨強度が 10mm/h，20mm/h，30mm/h となるように調整した．

2.3 実験試料

実験試料には火山灰を想定して粒度を調整した人工試料（工業製品）を用いた．本実験では，細粒分に着目して，DL ｸﾚｲ（D50≒0.02 mm）と木節粘土（D50≒0.01 mm）を使用した．また，比較検討のために珪砂 8 号（D_{50}≒0.1 mm），珪砂 7 号（D_{50}≒0.2 mm）を用いた．さらに，粒度の違いによる浸透状況の感度分析の為に，珪砂 8 号と DL ｸﾚｲの重量比を変えた混合試料を調整し，平均粒径と粒度の異なる 2 種の試料を準備した．同様に珪砂 8 号と木節粘土の混合試料も 2 種作成し，珪砂系試料と併せて計 8 種の試料を用いた．これらの条件に基づき 29 ケースの実験を行った．

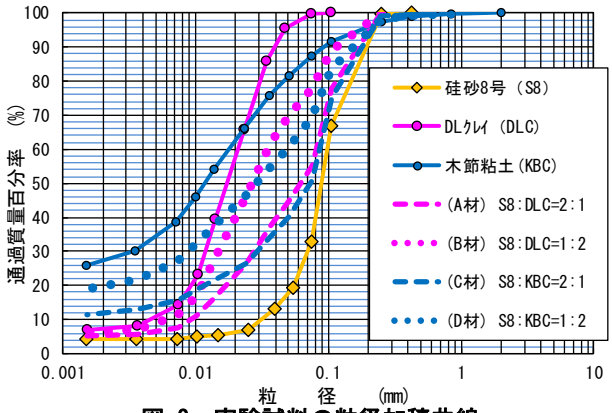


図 2　実験試料の粒径加積曲線

3. 実験結果

3.1 土層内の浸透・表面流の発生状況

表面流と表層側方流についてみると，下方浸透流の発生時期と流量は，粒径・粒度及び降雨強度の違いにより異なる．模型装置の重量収支から飽和含水比を求めると 30～45（wt.%）の範囲となり，細粒分に富む組成ほど高い値が示された．浸透流の透水係数は DL ｸﾚｲで 5.0×10^{-6}～1.0×10^{-5}（m/sec），木節粘土で 5.0×10^{-6}～1.2×10^{-5}（m/sec）であった．

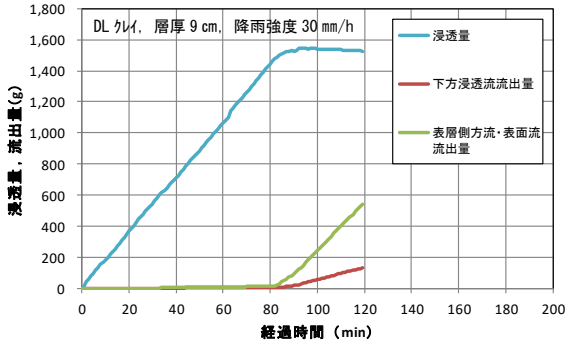


図 3　計測結果例（DL ｸﾚｲ）

土層内の浸透状況についてみると，降雨の土層への浸透に伴い，土層内には不飽和帯及び飽和帯が順次形成される．不飽和帯から飽和帯の形成時にかけて表層浸側方流が発生し，その後表面流が発生した．なお，降雨浸透開始から 3～5 分程度で土層内のサクションの影響により表層に多数の亀裂が発生した．

3.2 表層側方流発生に関わる粒径・粒度の評価

表層側方流が発生するまでの時間と粒径との関係を**図 4** に示す．全体的に粒径が小さい試料ほど表層側方流発生までの時間が短い結果となっている．**図 4** では，層厚 9 ㎝，降雨強度 30 ㎜/h を共通条件とした場合の実験結果を整理しているが，層厚・降雨強度を変えた場合でもほぼ同様の傾向が見られた．

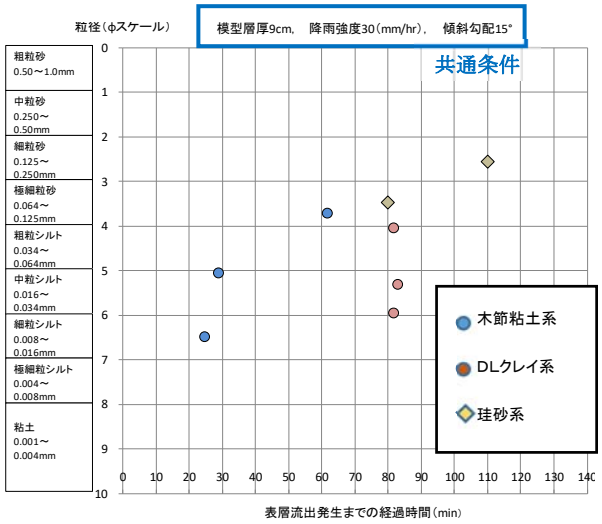


図 4　粒径と表層側方流発生時間の関係

図 5 に表層側方流と表面流の流出量の時間変化を示した．層厚，降雨強度を等しくした結果を比較すると，相対的に細粒分に富む木節粘土の方が DL ｸﾚｲに比べて発生までの時間が短いだけでなく，流出量のピークも大きいことが示されている．

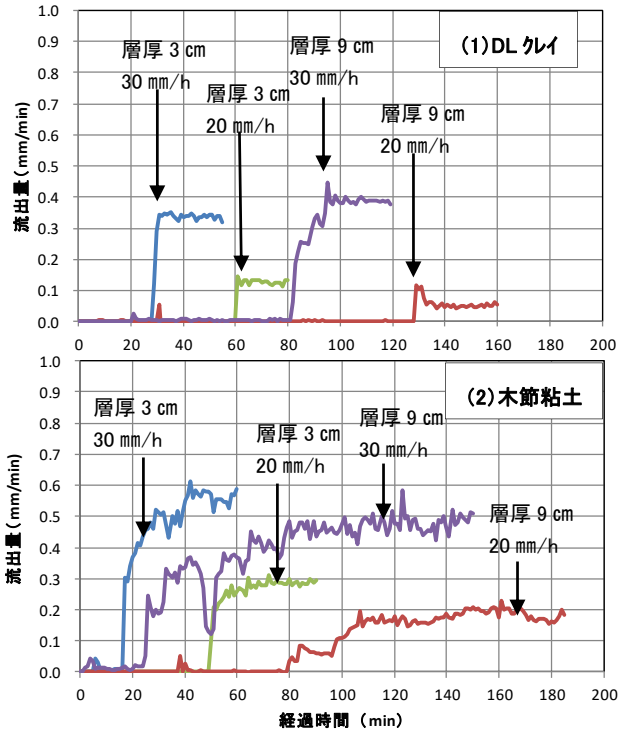


図 5　経過時間と表層側方流・表面流の流出量の関係

3.3 表層側方流発生に関わる降雨の影響評価

図 5 より，降雨強度 30 ㎜/h では，常に表層側方流が発生するまでの時間が短く，流量のピークも大きい．**図 6** に木節粘土系における降雨強度と表層側方流発生までの時間の関係を示す．粒径・粒度の違い及び層厚の違いごとに累積雨量の値をプロットした結果，降雨強度への依存度が高い傾向が認められた．なお，DL ｸﾚｲを含め他の組成ではこのような傾向は見られず，木節粘土系の試料に傾向が強く現れた．

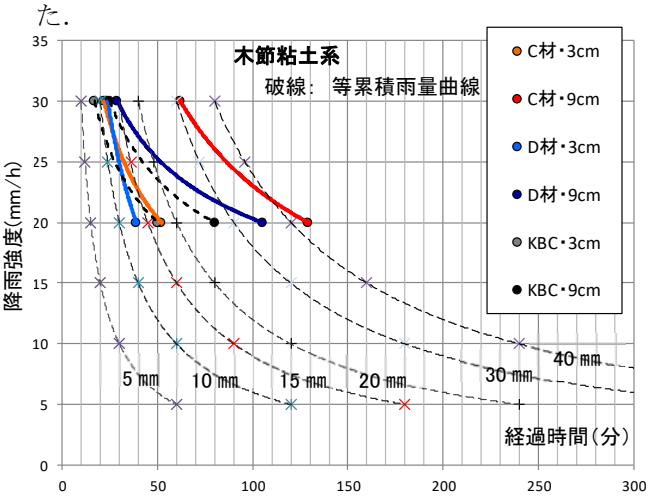


図 6　降雨強度と表層側方流発生時間の関係

4. まとめと課題

本実験から，火山灰の粒径・粒度が表面流出に及ぼす影響について，細粒分に富み粒度分布がよいほど（即ち間隙が小さいほど）表面流発生までの時間が短くかつ流出量のピークが高いことが示された．

また，降雨強度が表面流出の発生に及ぼす影響については，細粒分組成に富むほど大きく表れることが示された．この傾向は砂分組成と比較するとより明瞭に表れた．

今後の課題としては，層厚が厚いほど表層側方流及び表面流の発生時期が遅れる一方で，試料の違いや降雨強度の差によって不飽和帯や飽和帯の深度分布にも差が生じたことを踏まえて，層厚が及ぼす影響について把握することが考えられる．

参考文献

1) 高橋：土石流の機構と対策，2004
2) 地頭薗ら：火砕流堆積物および火山灰に覆われた雲仙普賢岳山腹斜面における表面流出，砂防学会誌，Vol. 49，No. 5，p. 42-48，1997
3) 野村ら：三宅島・有珠山・桜島の火山灰の物理特性の比較検討，砂防学会誌，Vol. 55，No. 6，p. 3-12，2003
4) 清水ら：霧島山新燃岳の 2011 年 1 月噴火による降灰とその後の土砂移動，砂防学会誌，Vol. 64，No. 3，p. 46-56，2011
5) 恩田ら：雲仙火山灰が浸透能低下を引き起こす原因，砂防学会誌，Vol. 49，No. 1，p. 25-30，1996
6) 厚井ら：降雨流出・土砂流出に影響する火山噴出物の特性－2011 年新燃岳噴火の事例－，砂防学会誌，Vol. 65，No. 6，p. 37-45，2013
7) 小野ら：降灰を想定した人工試料による降雨浸透実験，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，2017

桜島における荷重計を用いた継続的な土石流の特性の把握とLVPセンサーを用いた土石流検知の試み

国土交通省 九州地方整備局 大隅河川国道事務所 吉柳岳志，東 和彦(現 宮崎河川)，吐師一彦
日本工営(株) ○伊藤隆郭，田方 智，松田 悟　政策研究大学院大学 水山高久

1. はじめに: 桜島では，2000 年頃まで火山活動が活発で，野尻川・有村川等の河川において土石流が頻発した [1]。その後，2010 年頃より火山活動が活発化し，土石流の発生が増加している。そこで，土石流による流送土砂量の時系列特性の把握のために，有村川と野尻川において，ｽｲｽでの技術 [2]を応用した土石流荷重計ｾｯﾄ [3)-5)] を用いた土石流計測が行われている。これにより，荷重計を用いた土石流計測の可能性が示され，土石流検知の次世代技術として，荷重計，加速度計と圧力式水位計を用いた土石流検知ｾﾝｻｰ(LVP (= Loadcell, Vibration and Pressure meters))の開発に至った [6]。LVP ｾﾝｻｰはﾜｲﾔｰｾﾝｻｰとの組み合わせを基本として，土石流検知の閾値設定のためのﾃﾞｰﾀ収集とｵﾝﾗｲﾝ化を行っている。ここでは，土石流荷重計ｾｯﾄと LVP ｾﾝｻｰによる計測ﾃﾞｰﾀの現状を示す。

2. 土石流荷重計による土砂濃度の算出: 土石流荷重計ｾｯﾄは，2012 年に有村川 3 号堰堤（2m×4m ﾌﾟﾚｰﾄ型・1 基）に，2014 年に野尻 1 号（1m×1m ﾌﾟﾚｰﾄ型・3 基）にそれぞれ設置された [7]。

(1) 土石流荷重計周辺の地形等: 図－1 と図－2 は，有村川と野尻川の河床位の縦断分布である。土石流荷重計の設置されている有村 3 号堰堤,野尻川 1 号堰堤における流域情報は，それぞれ，次のようである。有村川 3 号：流域面積 約 1.35 km², 堆砂域の平均河床勾配 1/15.5 (=3.7°)，野尻川 1 号：流域面積 約 3 km², 堆砂域の平均河床勾配 1/22 (=2.6°)。いずれも上流から流下する土石流の平衡勾配よりも勾配が小さく，土砂の比重を 2.65 と仮定して，高橋式を用いると，平均土砂濃度は，0.0643（3.7°），0.0437（2.6°）である。

(2) 解析後の土砂濃度: 土石流荷重計ｾｯﾄでは，底面の圧力計で細粒成分の土砂濃度を求め，荷重計，圧力計と水位計測等で，粗粒成分の土砂濃度を算出する [8]。ここで，細粒成分と粗粒成分の区分は，今後の検討課題であるが，それぞれ，圧力計，荷重計で主体的に計測されるものとする。なお，全成分の土砂濃度は，荷重計，圧力計と水位計測等で算出される。**表-1** および**表 2** は，有村 3 号堰堤および野尻 1 号堰堤で計測・解析が可能であった土石流のﾃﾞｰﾀを示している。比較のために，ﾜｲﾔｰｾﾝｻｰの切断段数（後述），土石流発生時までの積算降雨量 (mm), 画像解析等で得られたﾋﾟｰｸ流量 (m^3/s)の値も示している。さらに，土砂濃度は，細粒成分（C），粗粒成分（F）に分けて示しており，ﾃﾞｰﾀの平均値には，土砂濃度の算出値が過大であった 2015 年 6 月 3 日の出水ﾃﾞｰﾀを除いている。いずれの計測ﾃﾞｰﾀにおいても，河床勾配を用いて算出される高橋式の土砂濃度式の値よりも，粗粒成分の土砂濃度は大きく算出されている。泥水の混入による石礫成分（粗粒成分）の土砂濃度の違いなど，今後，考慮すべき影響があると考えられる。

3. 土石流発生の検知と LVP センサー: 桜島では，ﾜｲﾔｰｾﾝｻｰが河床から 60 cm ごとに 3 本設置され，1 段(河床から 60 cm)，2 段(120 cm)，3 段(180 cm)によって，土石流の発生を検知し，併せて，流れの規模の参考にしている。

(1) LVP センサーによる土石流の計測: LVP ｾﾝｻｰは河床に設置し，従前のﾜｲﾔｰｾﾝｻｰとの組み合わせて確実に連続的な土石流の検知を行うためのｾﾝｻｰである [6]。ﾜｲﾔｰの誤検知防止やﾜｲﾔｰの切断後の現地立ち入りの制限時のた

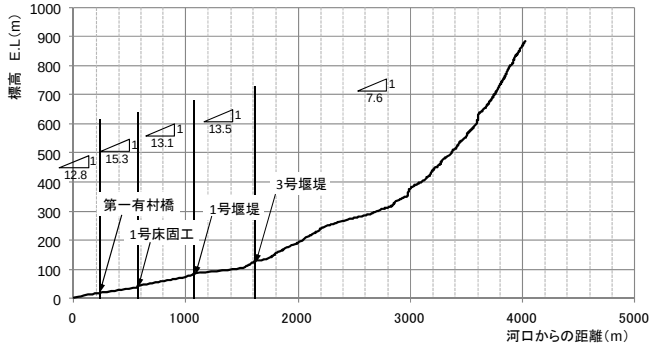


図-1 有村川の河床縦断図と河床勾配

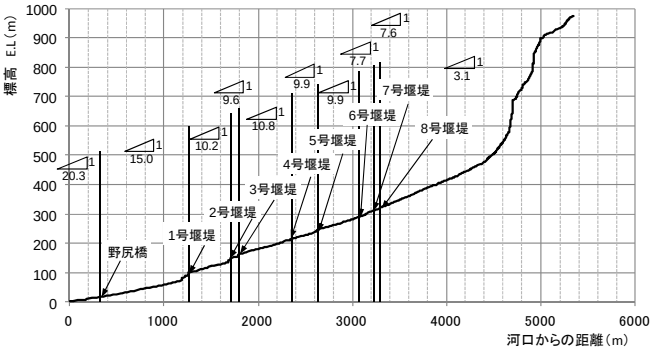


図-2 野尻川の河床縦断図と河床勾配

表-1 土石流荷重計による計測ﾃﾞｰﾀ(有村 3 号堰堤)

No.	Y/M/D	Wire	c	R	Q_p
1	2012/6/15	2	0.286 (C: 0.200, F: 0.086)	39.0	299
2	2012/6/21	1	0.375 (C: 0.330, F: 0.0450)	122	117
3	2014/6/27	3	0.290 (C: 0.254, F: 0.038)	34.0	179
4	2014/8/1	2	0.318 (C: 0.266, F: 0.052)	21.0	108
5	2014/8/29	2	0.584 (C: 0.584, F: 0.00)	13.0	153
6	2015/6/3	2	0.905** (C: 0.312, F: 0.593*)	52.0	63.8
7	2015/6/8	1	0.0796 (C: 0.0328, F: 0.0468)	55.0	－
8	2015/6/11	2	0.857 (C: 0.327, F: 0.530)	10.0	68.3
9	2015/6/14	2	0.756 (C: 0.370, F: 0.386)	23.0	78.5
10	2016/6/27	1	0.654 (C: 0.161, F: 0.493)	86.0	113
11	2016/9/20	2	0.402 (C: 0.0679, F: 0.334)	74.0	132
12	2017/5/13	1	0.545 (C: 0.293, F: 0.252)	30.0	103
13	2017/7/4	1	0.323 (C: 0.222, F: 0.101)	11.0	106
14	2017/8/15	1	0.303 (C: 0.174, F: 0.129)	5.0	44.0
Average			0.444 (C: 0.299, F: 0.192)		

Wire: ﾜｲﾔｰｾﾝｻｰの切断段数, c: 平均濃度(ﾋﾟｰｸ付近), C: 粗粒成分の土砂濃度, F: 細粒成分の土砂濃度, R: 土石流発生までの積算雨量 (mm), Q_p: ﾋﾟｰｸ流量(m^3/s), **: 解析土砂濃度が過大なため，平均値算出には用いていない。

表-2 土石流荷重計による計測ﾃﾞｰﾀ(野尻川 1 号堰堤)

No.	Y/M/D	Wire	c				R	Q_p
			Ave.	Left	Center	Right		
1	2014/6/21	2	0.156	0.111 (C: 0.111, F: 0.00)	0.206 (C: 0.206, F: 0.00)	0.152 (C: 0.152, F: 0.00)	12.0	–
2	2014/6/27	1	0.190	0.144 (C: 0.144, F: 0.00)	0.163 (C: 0.163, F: 0.00)	0.263 (C: 0.208, F: 0.055)	55.0	65.8*
3	2015/3/19	3	0.414	0.244 (C: 0.244, F: 0.00)	0.373 (C: 0.373, F: 0.00)	0.626 (C: 0.626, F: 0.00)	16.0	138*
4	2015/4/6	1	0.426	0.606 (C: 0.401, F: 0.204)	0.333 (C: 0.00, F: 0.333)	0.338 (C: 0.289, F: 0.0490)	8.00	30.6
5	2015/6/8	2	0.187	0.295 (C: 0.188, F: 0.107)	–	0.0796 (C: 0.0328, F: 0.0468)	24.0	83.6
6	2016/4/21	2	0.182	0.0519 (C: 0.0519, F: 0.00)	0.279 (C: 0.279, F: 0.00)	0.216 (C: 0.216, F: 0.00)	15.0	44.2
7	2016/6/19	2	0.276	0.185 (C: 0.185, F: 0.00)	0.337 (C: 0.319, F: 0.0183)	0.307 (C: 0.307, F: 0.00)	42.0	81.0
8	2016/6/27	2	0.443	0.382 (C: 0.382, F: 0.00)	0.427 (C: 0.393, F: 0.0340)	0.519 (C: 0.519, F: 0.00)	82.0	43.1
9	2016/7/11	2	0.286	0.295 (C: 0.295, F: 0.00)	0.159 (C: 0.00, F: 0.159)	0.404 (C: 0.404, F: 0.00)	14.5	31.9
Average			0.284	0.257 (C: 0.211, F: 0.0346)	0.285 (C: 0.217, F: 0.0680)	0.323 (C: 0.306, F: 0.0168)		

Wire: ﾜｲﾔｰｾﾝｻｰの切断段数, c: 平均濃度(ﾋﾟｰｸ付近), C: 粗粒成分の土砂濃度, F: 細粒成分の土砂濃度, R: 土石流発生までの積算雨量 (mm), Q_p: ﾋﾟｰｸ流量(m^3/s), *印: 野尻川 1 号ダム下流での計測ﾃﾞｰﾀ(その他は, 野尻川 1 号ダムでの計測)である。

めに土石流の検知が LVP ｾﾝｻｰによって行われる。計測値は, 水深, 荷重, 振動(生値)は, それぞれ, cm, kgf/m^2, m Volt の単位系で示される。

2015 年 2 月 6 日に LVP ｾﾝｻｰの設置後 [6], 現在 (~2017 年 3 月) まで, 同ｾﾝｻｰは故障せずに土石流の検知を行っている。2017 年 1 月～2018 年 3 月末までに, ﾜｲﾔｰ切断による 13 回の土石流流下の検知があった。LVP ｾﾝｻｰは全ての出水を検知した。

(2) 土石流発生の閾値の検討:

図－3 は, ﾜｲﾔｰが切断した時刻における水深, 荷重, 振動の値である。荷重のﾃﾞｰﾀにおいては, ここ 2 年ほど, 現地での土砂堆積の影響が大きいため, 土石流流下前の荷重を差し引いている。土砂濃度の大小と水深の関係が一意的でないが, 土石流の流下を少なくとも検知する閾値や流れの規模の区別をする境界値は抽出できるようである。荷重は, 100～150 kgf/m^2 以上, 一方, 振動は 200～1200 mVolt 以上で土石流の流下を検知し, ﾜｲﾔｰ 1 段 (高さ 60 cm) の高さ以上になる土石流では, 荷重は, 600～1,250 kgf/m^2, 振動は 2,800～3,000 mVolt 以上の値をとる。ただし, ここで示す荷重は, 土石流流下の直接的な荷重 [3)-5)] ではなく, 検知用の目安の値である。

4. おわりに: 荷重計を用いた 2 つのｾﾝｻｰについて, それぞれの計測ﾃﾞｰﾀを紹介した。土石流荷重計ｾｯﾄは, 土石流の粗粒分および細粒分の土砂濃度を時系列的に把握する。一方, LVP ｾﾝｻｰは, ﾜｲﾔｰｾﾝｻｰとの併用を想定した土石流の検知ｾﾝｻｰである。土石流の発生ﾃﾞｰﾀのﾘｱﾙﾀｲﾑ検知のために, ﾃﾞｰﾀのｵﾝﾗｲﾝ化が行われている。土石流荷重計ｾｯﾄによる土砂濃度の値は継続的に蓄積されているものの, 今後, 上流域の荒廃状態や降雨との関係を検討していく必要がある。LVP ｾﾝｻｰは, 土石流の検知には有効なﾂｰﾙであり, 今後もﾃﾞｰﾀを検証しながら検討を進めていく予定である。

参考文献: 1) 国土交通省 九州地方整備局 大隅河川国道事務所:桜島火山砂防調査研究成果集, 110p., 2007, 2) McArdell, B et al.: Geophysical Research Letters, Vol. 34, L07406, 2007, 3) 髙橋英一:砂防学会誌, Vol. 65, No. 6, pp.60-63, 4) 田方 智ら: 平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集 B, pp. B-30-31, 2015, 5) 加藤仁志ら:平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集 B, pp.B-92-93, 2016, 6) 加藤仁志ら:平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集 B, pp.B-86-87, 2016, 7) 田方 智ら: 平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集 B, pp.B-92-93, 2016, 8) OSAKA, T. et al.:Proc. Interpraevent 2014 Pacific Rim, November 25-28, Nara, Japan, 2014, O-14.pdf in DVD.

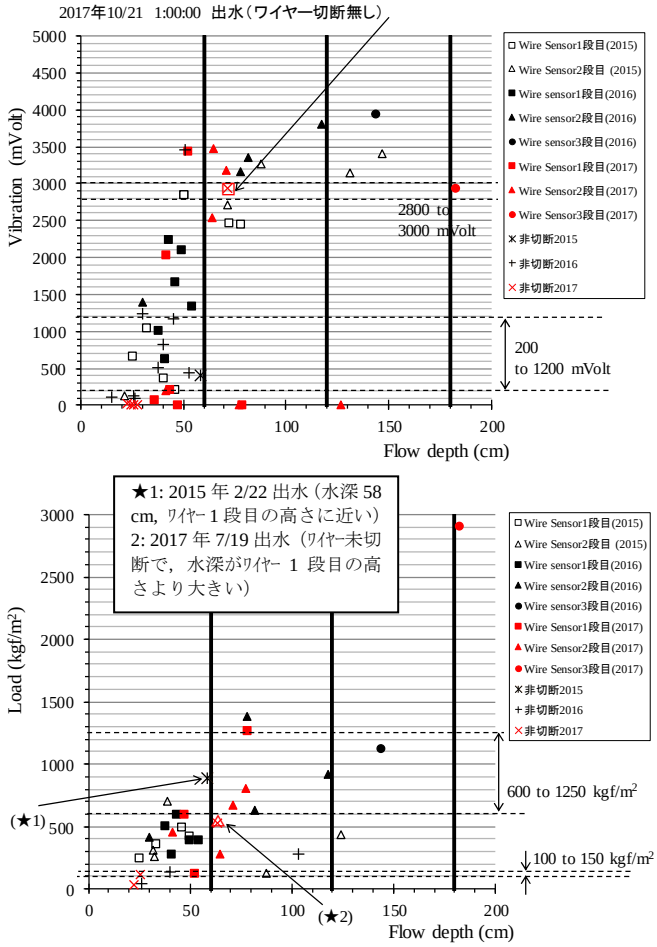


図-3 ﾜｲﾔｰが切断した時刻における水深, 荷重, 振動の値
(上図:水深と振動, 下図:水深と荷重)

パルス式ハイドロフォンを用いた粒径別掃流砂量の推定とその検証の試み

日本工営株式会社 ○松田 悟・長山 孝彦・田方 智・伊藤 隆郭
京都大学防災研究所 藤田 正治
政策研究大学院大学 水山 高久

1. はじめに

山地河川における流砂観測は，全国的に広く実施されている．出水時のﾊﾞｹﾂ採水などの直接手法，濁度計による細粒成分や音響法による掃流砂計測などの間接手法がある．流砂観測において得たい情報は流れる土砂の量と質（粒径）が重要であることが言われており，現在間接手法による流れる土砂の質（粒径）の把握について検討している例は多くない．本研究では，音響法を用いた掃流砂観測機器のひとつであるﾊﾟﾙｽ式ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝを用いた掃流砂の礫径を推定，また，それらの結果に基づいて粒径別流砂量を推定する手法を示す．また，実際の山地河川の観測所のﾃﾞｰﾀを例にして，ﾊﾟﾙｽ式ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝに併設の観測枡で捕捉された土砂の粒度分布と推定された粒度分布を比較し，推定手法の検証を試みた結果について報告する．

2. 運動量と出力電圧値の関係把握

2.1 運動量と出力電圧値の関係把握

音響法を用いたﾊﾟﾙｽ式ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝは，礫が鋼管に衝突した際の音がﾏｲｸを通じて電圧に変換され，電圧増幅等の波形処理を介してﾊﾟﾙｽ数が出力され（後藤ら，2012：図 1），観測枡に堆積する土砂量を用いた校正を行うことによりﾊﾟﾙｽ数から流砂量を推定する．この時，礫の衝突の運動量とﾊﾟﾙｽのｶｳﾝﾄに用いられる出力電圧のﾋﾟｰｸ値に線形関係があることが言われており（たとえば栗原ら，2009），この関係に着目した．実際には，ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝに既知の質量 m の物を衝突させた際の衝突速度 u_s から運動量 mv を求め，その時の出力電圧との関係を把握することになる．しかしながら，運動量に対する出力電圧は，ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝの固定方法による違いが指摘されており（後藤ら，2015），ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝにおける運動量と出力電圧の関係を各現場での試験を通じて把握しておく必要がある．

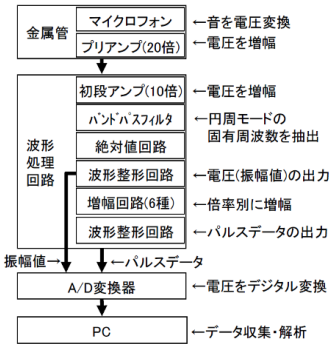


図 1 ﾊﾟﾙｽ式ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝｼｽﾃﾑ

2.2 試験方法

運動量と出力電圧の関係は，現場の機器の設置状況によって異なるため，現地試験により関係性を把握しておく必要がある．現場に設置されたﾊﾟｲﾌﾟﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝにおける運動量と出力電圧の関係性確認に先立ち，与える運動量の検討を行った際の様子を図 2 に示す．室内試験ではｺﾝｸﾘｰﾄ上にﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝを設置し，管の両端をｻﾄﾞﾙﾊﾞﾝﾄﾞで固定した．使用した機器については，後藤ら（2012）と同様の機器及びｼｽﾃﾑで実施している．幅広い運動量での試験を検討するため 7 種の径（ϕ=26 mm，22 mm，16 mm，10 mm，8 mm，6 mm，4 mm）の鋼球（SUJ2）を自由落下させ，ﾊｲｽﾋﾟｰﾄﾞｶﾒﾗ（600 fps）で衝突速度を把握して現場試験で与える運動量の検討を行った（図 3）．

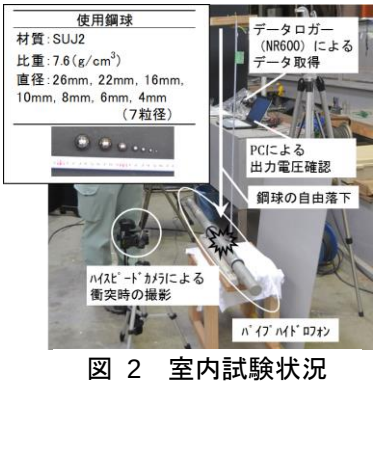


図 2 室内試験状況

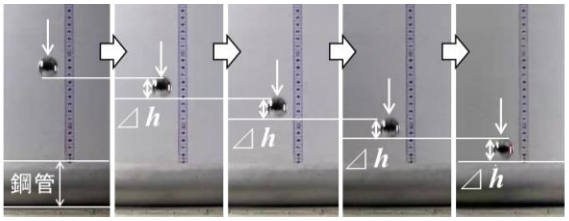


図 4 ﾊｲｽﾋﾟｰﾄﾞｶﾒﾗによる衝突速度の推定

室内試験の結果を図 4 に示す．2 g･m/s の運動量よりも大きい量を与えると出力値が頭うちになるような結果が得られており，既往研究においても同様の傾向が確認されている．ここで示す結果は，室内試験の物であるが，現場に設置されたﾊﾟﾙｽ式ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝにおいても，同様のｼｽﾃﾑであるため，既知の運動量を与え，その際の出力電圧との関係を求めれば，計測ﾃﾞｰﾀからの粒径推定に用いることのできる線形関係が得られる．

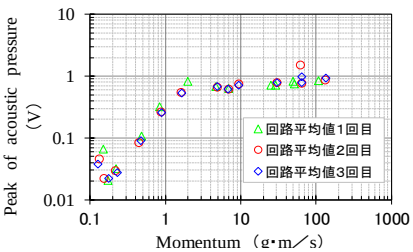


図 3 運動量と出力電圧の関係（室内試験結果）

3. 計測ﾃﾞｰﾀからの粒径推定

3.1 粒径の推定

運動量は，礫の質量と礫の衝突速度（移動速度）の積で表現されるため，礫の移動速度が推定でき，かつ現場土砂の土粒子密度が把握できれば，球体を仮定した際の粒径推定が可能である（図 5）．

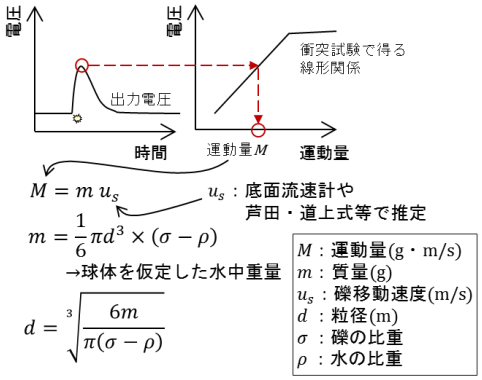


図 5 粒径推定のｲﾒｰｼﾞ

なお，ここでは礫の移動速度を同地点に設置された観測機器で別途計測される水理量を用いた芦田・道上式や綱川ら（2013）で示される礫移動速度と底面流速の関係をもとに底面流速計の値から推定した礫移動速度を用いて検証に使用した．

3.2 粒度分布の推定

ﾊﾟｲﾌﾟﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝにより計測されたﾃﾞｰﾀは，現場により異なるが，1 分から 5 分のｲﾝﾀｰﾊﾞﾙでﾃﾞｰﾀﾛｶﾞｰに記録される．この際，ｲﾝﾀｰﾊﾞﾙ時間中のﾊﾟﾙｽ数の合計が記録される他，その期間中の平均的な出力電圧が記録される．この電圧値を用いて運動量および粒径の推定をｲﾝﾀｰﾊﾞﾙ時間ごと行った．これを 1 出水でまとめると，その出水での粒度分布が推定される．

4. 粒径別流砂量の推定と検証

4.1 流砂量の推定

流砂量の推定にはﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝﾊﾟﾙｽの数から推定する方法（Goto, et al., 2014）や音響波形（ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝからの出力電圧波形）から推定する方法（鈴木ら，2010）が，本研究においては，図 6 に示すように，ﾊﾟﾙｽ式ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝと観測ますが設置されている実在の山地河川の観測地点におけるﾃﾞｰﾀを用いて流砂量の推定を行うとともに推定粒度分布の検証を行った．ﾊﾟﾙｽ式ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝでは，波形処理後の電圧値を複数の倍率に増幅し，それぞれのﾊﾟﾙｽ数を把握する．各増幅率のﾊﾟﾙｽ数と観測枡に堆積した土砂量との相関（図 7 の①）が良い増幅率を用いて校正線を引き（図 7 の②）ﾊﾟﾙｽ数から土砂量を推定する（図 7 の③）．これにより求められた流砂量と先述の粒径情報をもって粒径別流砂量を推定した．

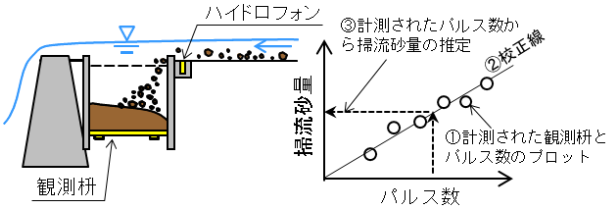


図 6　流砂量の推定

4.1 粒度分布の検証

この対象地点に設置されたﾊﾟﾙｽ式ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝの運動量と出力電圧との関係を把握するために現場での試験も実施した（図 8）．この試験で求められた運動量とﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝの出力電圧の関係を用いて算出した粒径を 1 出水分でまとめた粒度分布を図 9 に示す．比較対象となる観測枡で捕捉された粒度分布も併せて掲載している．観測枡内の土砂の粒度分布の形に一致するような結果は得られなかったが，60%粒径で比較すると底面流速計から推定した礫移動速度を用いた場合の推定粒度分布と芦田・道上式を用いた場合の推定粒度分布の平均的な粒径と観測枡の粒径は凡そ同程度になる．この結果から今回の検証で粒度分布の推定までは至らずとも現場での代表的な粒径の推定には寄与するものと示唆される．



図 7　現地試験の実施

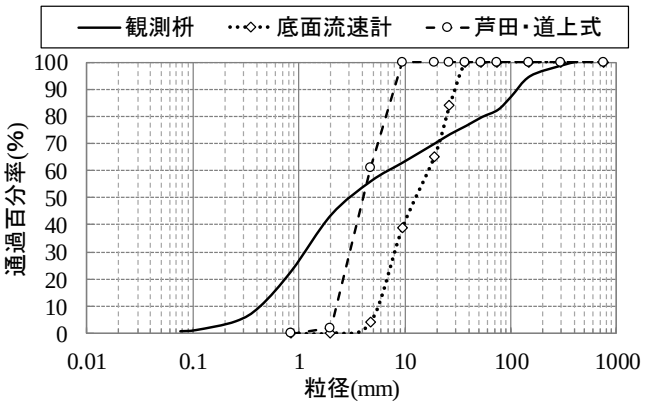


図 8　推定粒度分布と観測枡で捕捉された土砂の粒度分布の比較

5. おわりに

ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝの計測可能範囲として細かい粒径に対して計測できないことや，大きい粒径，大きな運動量に対しては電圧値が頭打ちになるような関係性であることが原因の一つとして考察される．今回はﾊﾟｲﾌﾟﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝを対象に検討しているが，現在同じく音響法を利用した掃流砂の観測にﾌﾟﾚｰﾄ型（野中ら，2013）や同じﾊﾟｲﾌﾟ型でも肉厚の厚いﾀｲﾌﾟのﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝ（野中ら，2017）が用いられる事例もあるため，各ﾀｲﾌﾟでの適用範囲などの比較検討を行う．

参考文献

1) 後藤健・伊藤隆郭・長山孝彦・田方智・杉山実(2012)：平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 586-587.（題目省略，以下同様）

2) 栗原淳一・宮本邦明(1992)：砂防学会誌，Vo.44，No.5，p.26-31.

3) 後藤健・伊藤隆郭・長山孝彦・笠井美青・丸谷知己(2015)：砂防学会誌，Vo.68，No.4，p.3-11.

4) 長谷川祐治・宮本邦明(2009)：ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝによる流砂量計測に関する研究，平成 21 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 282-283.

5) 綱川浩章・渡邊正一・石田哲也・四十谷朋子・矢下誠人・長山孝彦・田方智・後藤健・伊藤隆郭・水山高久（2013）：平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集 A, pp. A-218 - A-219.

6) Ken GOTO, Takahiro ITOH, Takahiko NAGAYAMA, Mio KASAI, Tomomi MARUTANI(2014)：International Journal of Erosion Control Engineering, Vol. 7, pp. 101-110.

7) 鈴木拓郎・水野英明・小山内信智・平澤良輔・長谷川祐治（2010）：砂防学会誌，Vol.62, No.5, pp.18-26.

8) 野中理伸・水山高久・堤大三(2013)：平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集 B, pp. B-266 - B-267.

9) 野中理伸・水山高久・堤大三(2017)：平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 494-495.

V-131

骨格が大礫により構成された河床に生じる鉛直分級とその構造

早稲田大学大学院　○ 本合 弘樹
早稲田大学理工学術院　関根 正人
早稲田大学理工学術院総合研究所　平松 裕基
早稲田大学大学院（当時）　中川 裕貴

1. 序論

本研究は，粒度分布の幅が極端に広い河床を対象としている．一般に，河床材料は (a) 移動しない大礫，(b) 掃流砂として移動する砂礫，(c) 浮遊砂として移動する砂やシルトの三種類に分けられる．著者らは従来よりこれらを L，M，S 粒子と呼び，これらの粒子が混在する河床について検討を重ねてきた．本論文では，このうちの M 粒子を三粒径からなるものとし，より連続的な粒度分布をもつ河床で生じる鉛直分級について調べた．

2. 実験概要

模擬河床材料として用いた粒子を以下に記す．直径 50 mm のアルミナ製の球を L 粒子に，粒径 0.21 mm の硅砂を S 粒子に使用した．これらの粒子の比重は 3.98, 2.65 であり, S 粒子の最終沈降速度は 0.025 m/s である．M 粒子には比重 2.5 のガラスビーズを用い，それぞれ緑，赤，青に塗装された粒径 3，2，1 mm の三種類の粒子（M_a，M_b，M_c 粒子）を使用した．これらの M 粒子は粒径が大きいほど限界掃流力が大きく，無次元限界掃流力は 0.047, 0.042, 0.066 となる．また, 実験水路は矩形断面を有する開水路であり，全長 16 m, 幅 0.2 m, 勾配 1/250 である．水路の移動床区間は 50 mm の窪みとなっており，その中に L 粒子を格子状に敷き詰めた．

実験条件を**表 −1** に示す．M 粒子群を**表 −1** に示す比率で配合し，その平均粒径が 2 mm となるように設定した．移動床区間には全 M 粒子と同体積だけ S 粒子を混合したものを L 粒子頂部まで充填した．その後，所定の流量で通水し，河床が静的平衡状態に達したと判断された時点で通水を終了した．流量は 9 *l*/s とし，このとき河床表面に作用する摩擦速度は 0.054 m/s 程度であった．

3. 河床の鉛直構造

はじめに，河床が静的平衡状態に到達する過程について述べる．L 粒子頂部まで M-S 粒子を充填した状態で通水すると，M-S 粒子が移動を開始する．その後，粒子が移動することで M-S 粒子上面が低下し L 粒子が露出すると，M-S 粒子上面に作用する掃流力は小さくなる（L 粒子の遮蔽効果）．その掃流力が粒子の移動限界の値以下になると粒子の移動は停止する．本実験の条件下では，M_a，M_b，M_c，S 粒子の順に移動が止まる結果，M 粒子のみの層が形成される．この層を M 粒子層と呼ぶ．

M 粒子層の厚さについては次のようになる．M 粒子層の厚さは最も上方に位置する M 粒子上面の高さと S 粒子上面の高さとの差であり，本論文では L_M と表記する．M 粒子層の厚さ L_M は，層内の最大粒径 D_{Mmax} の 0.9 ～ 1.4 倍となった．これまでの著者らの研究[1)]で，静的平衡河床における M 粒子層の厚さは粒径の 1 ～ 2 倍になるという結果が得られており，本論文の結果はこれまでの研究と整合がとれている．

M_a，M_b，M_c 粒子群上面の高さについては以下のようになる．ここで，Δ_{Ma} とは L 粒子頂部から M_a 粒子上

表 −1　実験条件とその結果：M_a, M_b, M_c 粒子の粒径は 3，2，1 mm である．また，Δ_{Ma} ～ Δ_{Mc}，Δ_S は L 粒子頂部から各粒子の上面高さまでの鉛直距離を指す．D_L は L 粒子の粒径，L_M は M 粒子層の厚さ，D_{Mmax} は M 粒子層内の最大粒径である．

Case	M粒子の構成比率			Δ_{Ma}/D_L	Δ_{Mb}/D_L	Δ_{Mc}/D_L	Δ_S/D_L	L_M/D_{Mmax}	平衡状態の河床表層の混合比率			
	M_a粒子	M_b粒子	M_c粒子						f_{Ma}	f_{Mb}	f_{Mc}	平均粒径
1	0	1	0	-	0.34	-	0.40	1.4	0	1	0	2.0
2	0.50	0	0.50	0.32	-	0.36	0.39	1.2	0.85	0	0.15	2.7
3	0.40	0.20	0.40	0.32	0.34	0.36	0.38	0.9	0.67	0.17	0.15	2.5
4	0.33	0.33	0.33	0.35	0.36	0.38	0.40	0.9	0.60	0.26	0.14	2.5
5	0.20	0.60	0.20	0.33	0.35	0.37	0.39	0.9	0.42	0.50	0.09	2.3

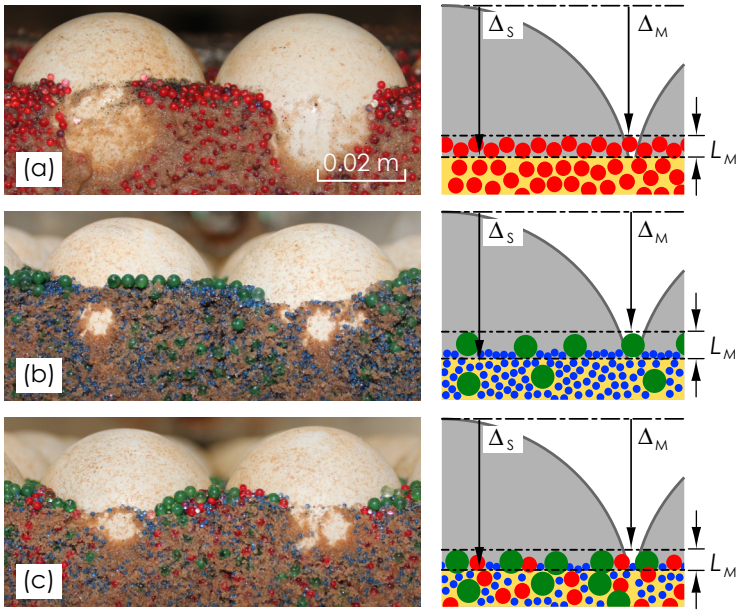


図 −1　河床の鉛直構造：(a) Case 1，(b) Case 2，(c) Case 4 の静的平衡状態における河床の鉛直構造を示す．左段は河床の断面写真，右段は断面を模式的に示した図である．

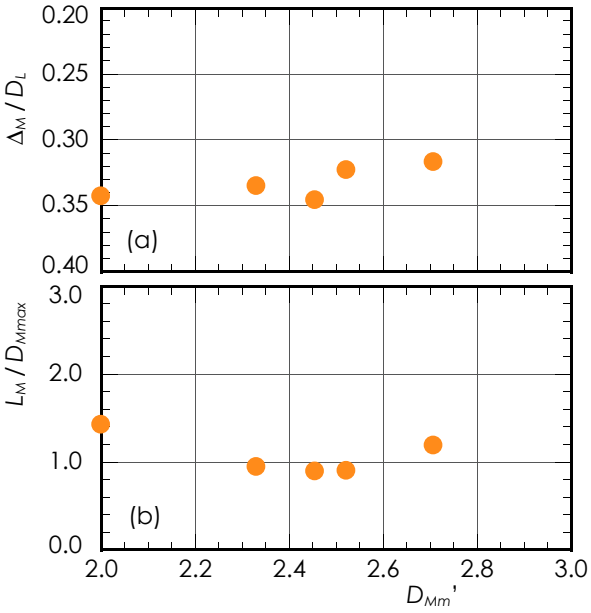


図 −2　河床の鉛直構造の概要：各 Case の (a) M 粒子の上面高さ Δ_M，(b) M 粒子層の厚さ L_M を通水後の平均粒径 D_{Mm}' との関係で示した図である．

面までの鉛直距離のことであり，Δ_{Mb}，Δ_{Mc} も同様である．ただし，これらの値は L 粒子の粒径 D_L で除して無次元化した値で表記する．**表 −1** に各 Case の Δ_{Ma} ～ Δ_{Mc} の値を示す．粒径 3 ～ 1 mm の M 粒子が全て含まれる Case 3 ～ 5 の結果を見ると，粒径毎の M 粒子上面の高さは同程度の値であった．これより，初期河床の M 粒子の平均粒径が変わらないならば，各粒径の M 粒子上面は概ね一定になると考えられる．また，粒径毎の M 粒子上面の高さと S 粒子上面の高さとの差はその M 粒子の粒径とほとんど同じ値となった．すなわち，平均的に見ると M 粒子下面の位置が S 粒子上面と同じ高さにあり，河床表面に粒径の大きな M 粒子が露出する構造となる．さらに，粒径 2 mm の M_b 粒子が含まれない Case 2 の結果を見ても，粒径毎の M 粒子上面の高さの差や S 粒子上面の高さとの差に関して同様のことがいえる．このことから，M 粒子の粒径の差が大きい場合でも上記の傾向は変わらないと考えられる．

さらに，M 粒子層上面の高さは次の通りである．ここで，Δ_M は L 粒子頂部から最も上方に存在する M 粒子上面の高さまでの鉛直距離であり，Case 1 は Δ_{Mb}，Case 2 ～ 5 は Δ_{Ma} がこれに該当する．**図 −2** (a) を見ると，Case 1 ～ 5 の Δ_M / D_L は概ね同じ値となった．すなわち，初期河床の M 粒子の平均粒径が同じならば，M 粒子上面の高さは初期河床の粒度構成にほとんどよらないと考えられる．しかし，複数回実験を行ったことで得られた誤差を考えると，Case 2 と Case 4 の Δ_M の差がこの誤差の範囲に収まらないことがわかった．**図 −2** (a) を見ると，通水後の平均粒径 D_{Mm}' が大きくなると Δ_M が小さく，すなわち M 粒子上面が高くなるという傾向が若干ではあるが見られる．その傾向が生じる要因としては，初期河床の M 粒子群の平均粒径を一定にしても通水後は実験条件によって M 粒子層の平均粒径が異なることが考えられる．

最後に，**表 −1** に M 粒子層内の粒径毎の M 粒子の体積比率を示す．これより，粒径 3 mm の M 粒子は初期河床での混合比率よりも大きいのに対して，粒径 1 mm の M 粒子は逆に小さくなっている．すなわち，相対的に粒径の大きな粒子は多く河床表面に残留し，小さな粒子は多く輸送され河床が粗粒化しているといえる．

4. 結論

本論文では，掃流砂礫の粒度分布の違いが静的平衡河床の鉛直構造に及ぼす影響について検討した．その結果，初期河床の M 粒子群の平均粒径を一定にすると，M 粒子上面の高さは初期河床の粒度構成によってほとんど変化しないことがわかった．今後は，さらに実験を重ねた上でより詳しく検討する予定である．

参考文献：

1) 関根正人・平松裕基・中川裕貴：骨格が大礫により構成される河床上で生じる鉛直分級のメカニズム，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.74，No.4，pp.I_1069-I_1074，2018.

河床変動計算における透過型砂防堰堤の閉塞条件に関する研究

国土防災技術株式会社　○　丹羽諭
国土技術政策総合研究所　松本直樹、内田太郎、工藤司（現：砂防エンジニアリング㈱）、桜井亘
国土防災技術株式会社　河恩勁、大野亮一　　立命館大学　里深好文

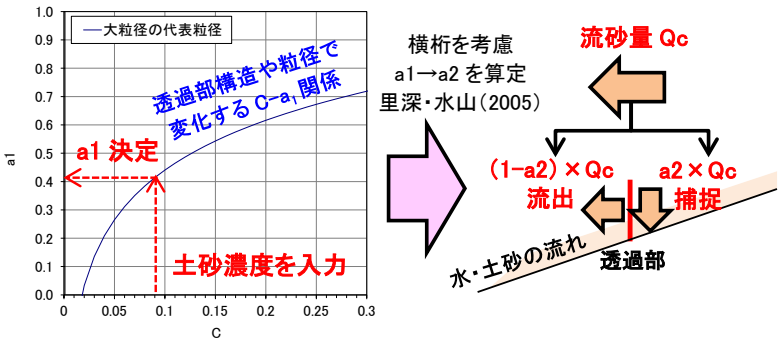
1. はじめに

砂防堰堤の土砂捕捉効果に関する研究は、今までにも、水路実験[1]や数値計算[2)3)]を用いて数多く実施されてきた。近年、透過型砂防堰堤が数多く設置されていることから、より砂防堰堤の構造が反映できる評価手法を確立し、合理的な配置計画を立案することは課題と言える。従って、本研究では、1 次元河床変動計算により透過型砂防堰堤を設置した水路実験の再現計算を実施し、透過部の閉塞評価方法について検討を行った。

2. 計算プログラム

2.1 基本構成

検討に用いた計算プログラムでは、土石流～掃流砂、および、浮遊砂を対象とした。土砂を複数粒径で取り扱い、河床のモデル化に平野モデルを適用することで、各粒径階の流砂量と河床の存在割合を評価した。また、砂防堰堤からの流出量は、運動方程式と $h-Q$ 式を組み合わせた評価[2)]により、堆砂域の河床変動については、流路と同じく粗粒分を侵食速度式、細粒分を浮上量・沈降量により評価した。



図−1　里深・水山モデルのイメージ

2.2 透過部閉塞条件

本検討では、単粒径を対象とした里深・水山（2005）による閉塞モデル[3)]（以降、里深・水山モデル）を複数粒径に適用した。里深・水山モデルでは、図−1 に示す $C-a1$ 関係により透過部における捕捉量、透過部からの流出量を決定する。ここで、a1=1.0 の場合は透過部の縦柱により土砂が 100%捕捉され、a1=0.0 の場合は 100%流出することを意味する。複数粒径を対象とするため $C-a1$ 関係の C に流れ全体の平均濃度を用いることで各粒径の a1 を評価した。なお、里深・水山モデルは、水深 h と粒径 d が等しい条件で検討されており、低濃度条件の流れに対して土砂捕捉を過小評価することが指摘[4)]されいる。よって、本検討では、下記の 2 通りの閉塞条件について検討した。

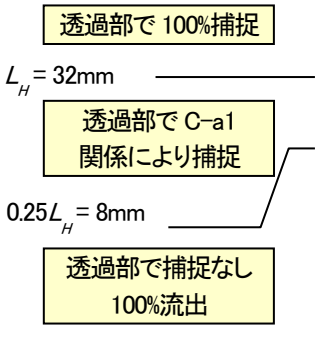
里深・水山モデル：里深・水山（2005）を複数粒径へ拡張した方法
本手法　　：掃流状集合流動状態で砂礫移動層の平均濃度 0.24 を用いて a1 を評価する方法

なお、d＞水平純間隔 L_H の礫については透過部で 100%捕捉される条件（a1=1.0）とし、嶋ら（2015）[5)]の調査結果に基づき、$0.25\times L_H$ 以上の礫が閉塞に寄与するとして d/L_H＜0.25 の礫は、透過部を 100%通過する条件（a1=0.0）とした。

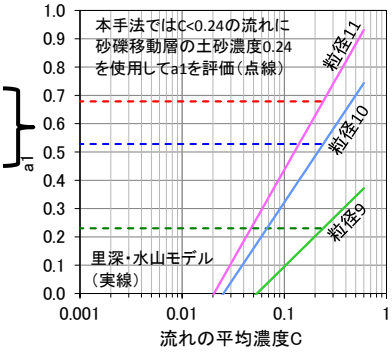
3. 1 次元河床変動計算による再現計算

3.1 計算条件

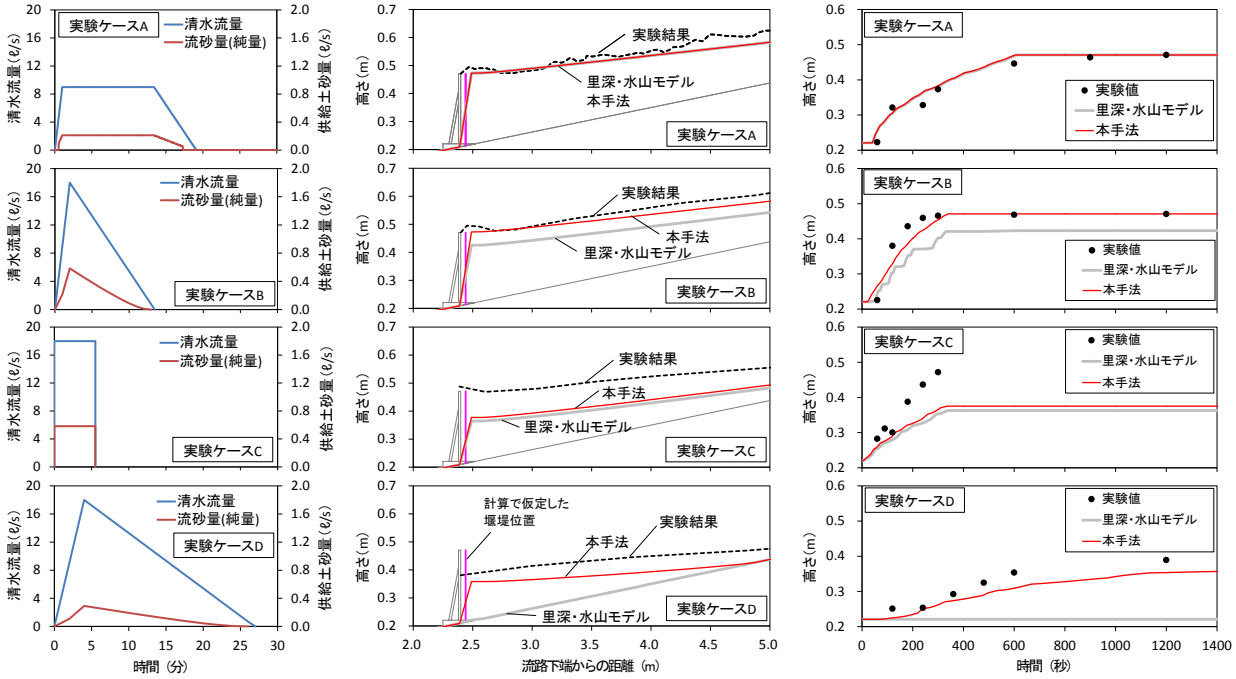
対象とする実験水路は、水路長 10m、水路幅 30cm、河床勾配 5°、下流端から 2.43m の位置に高さ 25cm、L_H および鉛直純間隔 L_V が 32mm、部材の径が 18mm の格子が設置されている。供給土砂の粒度分布（図−2）および上流端からの供給条件（図−3）が異なるケース A～D を対象とした。なお、4 ケースとも供給土砂量は 321ℓで共通である。計算では、分割幅を水路方向に 10cm とし、各粒径階の代表粒径は粒度範囲の中央粒径で評価した。



粒径階	粒度範囲	実験ケース供給土砂の存在割合（%）			
		A	B	C	D
粒径12	32-37.5mm	5.25	0.00	0.22	0.00
粒径11	26.5-32mm		3.16	0.15	0.16
粒径10	19-26.5mm	5.375	6.31	0.29	0.33
粒径9	9.5-19mm	34.375	32.64	1.30	1.47
粒径8	4.75-9.5mm	20.75	23.15	39.21	39.21
粒径7	2-4.75mm	15.5	16.85	28.52	28.52
粒径6	0.85-2mm	6.5	6.31	10.69	10.69
粒径5	0.425-0.85mm	3.75	3.16	5.35	5.35
粒径4	0.25-0.425mm	3.25	3.16	5.35	5.35
粒径3	0.106-0.25mm	4.25	4.21	7.13	7.13
粒径2	0.075-0.106mm	0.5	0.52	0.89	0.89
粒径1	0-0.075mm	0.5	0.53	0.89	0.89



図−2　供給土砂の粒度分布条件と透過部による捕捉条件

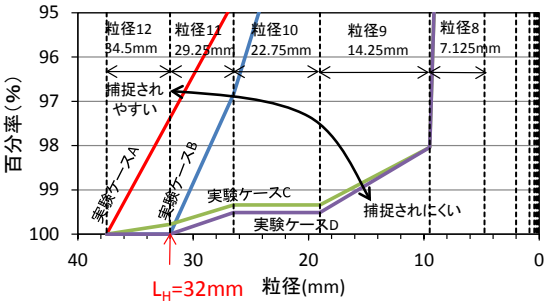


（a）水・土砂供給条件　（b）最終堆砂形状の計算結果　（c）透過部の閉塞高さの時間変化

図－3　供給条件および河床変動高の計算結果

3.2 計算結果

河床変動高の計算結果を図－3 に示す。里深・水山モデルによる計算値は、実験ケース A を除いて実験値の堆砂形状と透過部の閉塞高さを過小評価した。それに対して、本手法の計算値は、実験ケース C を除き実験値の堆砂形状と閉塞高さの上昇速度が概ね一致した。



図－4　大粒径の粒度分布条件

4. 考察

計算結果は、単粒径の里深・水山モデルに対する中谷ら（2015）の指摘[4]と同じ傾向を示した。また、本手法による掃流状集合流動状態において砂礫移動層の平均濃度で透過部の捕捉を評価する方法の妥当性が確認された。

しかし本手法の再現性は、実験ケース C に対して低く、実験ケース D の捕捉量を過小評価する。図－4 に大粒径の範囲を拡大した粒度分布曲線（X 軸・Y 軸を反転）を示す。これによると、実験ケース A→B→C→D の順で閉塞しやすい条件であることが推定され、計算結果でも粒度分布条件の相対的な差が評価されていることがわかる。再現性が低い実験ケース 2 は L_H=32mm より大きな礫が 0.22%含まれるが、実験では満砂するか否かと大きな違いが発生するのに対し、計算では実験ほどの差が現れない。以上の内容から、実際には、L_H より大きな礫の捕捉がそれより小さな礫の捕捉率を増加させるが、本手法ではその効果が評価されていないことが原因として挙げられた。

5. おわりに

本研究では、1 次元河床変動計算により透過型砂防堰堤を設置した水路実験の再現計算を実施し、透過部の閉塞評価方法について検討を行った。その結果、**里深・水山モデルを複数粒径へ拡張し、掃流状集合流動状態で砂礫移動層の平均濃度により a1 を評価することで、低濃度条件下でも、透過型砂防堰堤の土砂捕捉効果を評価可能となる**ことを示した。里深・水山モデルの複数粒径への拡張方法、$d>L_H$ の礫の捕捉が $d<L_H$ の礫の捕捉に与える影響の評価が、今後の課題として挙げられた。

参考文献

1) 松本ら（2016）：ハイドログラフの違いが砂防堰堤による土石流の流量低減に及ぼす影響に関する水路実験，平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集 A，p.116-117
2) 松本ら（2017）：山地洪水に対する砂防堰堤の土砂捕捉に関する 1 次元河床変動計算の適用性の検討，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，p.486-487
3) 里深・水山（2005）：格子型ダムによる土石流の調節に関する数値実験，砂防学会誌，Vol. 57，No. 6，p. 21-27
4) 中谷ら（2015）：流域特性に応じた透過型砂防堰堤の捕捉機能に関する検討，平成 27 年度砂防地すべり技術研究成果報告会，p.73-101
5) 嶋ら（2015）：鋼製透過型砂防堰堤の土石流捕捉における礫および部材間隔に関する一考察，砂防学会誌，Vol. 67，No. 5，p. 3-11

雲仙普賢岳ガリーにおける崖錐発達の実態と土石流発生条件との関係

筑波大学生命環境科学研究科　○北本　楽
森林研究・整備機構 森林総合研究所　経隆　悠
宮崎大学農学部　篠原　慶規
東京大学農学部　堀田　紀文
神戸大学大学院海事科学研究科　Gomez Christopher
東京大学大学院農学部農学生命科学研究科　酒井　佑一
九州大学大学院生物資源環境科学府（現 関東地方整備局高崎河川国道事務所）　矢野　敦久

1. 研究の背景と目的

火山地域では山腹に堆積した火山噴出物を材料として，噴火が鎮静化した後でも，降雨により土石流が発生することが知られている。土石流発生を警戒および避難に対する土砂災害発生基準雨量[1)]を用いて予測することもできるが、その精度は十分でない。土石流の発生過程が局所的な地形条件の影響を大きく受けること[2)]を考慮すれば，火山地域の土石流発生源であるガリー内の崖錐発達等の微地形条件を合わせて評価することで，土石流の発生基準雨量のみを用いた予測よりも，精度の高い土石流発生予測が可能になるだろう。崖錐発達を観測し崖錐が土石流に与える影響を調べるためには，地形測量を高頻度，広範囲かつ高解像度で行うことに加えて，土石流発生を観測することが必要である。航空レーザーによる測量は解像度が低く，ガリー内の地形再現精度が十分でない。また，対象地において流域内における連続的な土石流観測を行った事例はなく，既往データでは検討に不十分である。

本研究では，火山地域におけるガリー内の崖錐発達の観測と土石流発生の関係を検討することを目的とし，小型無人航空機（Unmanned Aerial Vehicle，以下，UAV)を用いた精度検証と測量，およびインターバルカメラを用いた土石流の観測を行った。

2. 研究対象地

対象地は，長崎県島原半島の雲仙・普賢岳（1359 m）水無川流域の炭酸谷および極楽谷の2つのガリーである（図 1）。1991 年の噴火以降に，山腹の火砕流堆積物が降雨により浸食されてできた直壁の側壁落差が大きいガリーであり，河床上で土石流が発生している。流路長は炭酸谷，極楽谷どちらも約 2000 m である。炭酸谷では2016 年6 月にガリー出口まで到達する土石流が発生している。

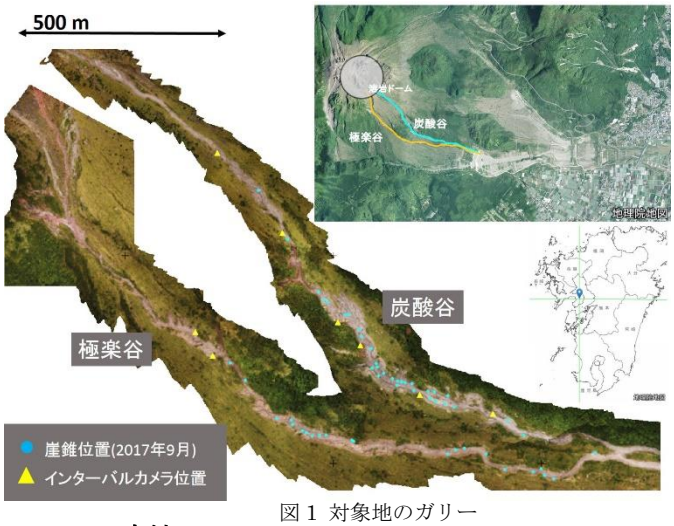


図 1 対象地のガリー

3. 方法

3.1 UAV を用いた地形測量

UAV（Mavic Pro, Phantom4, DJI）によって空撮した画像を多視点ステレオ写真測量（Structure from Motion，以下，SfM）解析ソフト（Photoscan Professional, Agisoft）を用いて解析し，DSM（Digital Surface Model）およびオルソ画像を作成した。流域全域の空撮（以下，高空 UAV 測量）は 2016 年 7 月，9 月，2017 年 1 月，6 月，7 月，9 月の 6 回行った。より高解像度の DSM を作成するために，限られた区間のみ高空 UAV 測量より低い高度での空撮（以下，低空 UAV 測量）を行った。空撮高度は高空 UAV 測量が航空 100 m～200 m，低空 UAV 測量は約 50 m であった。絶対座標を付加するために GNSS 受信機（Geo7, Trimble および A325, Hemishere）で測量した 3 点以上の地上基準点を用いてジオリファレンスを行った。また，レーザー距離計（TruPulse 200X, Laser Technology）と角度計（TruAngle, Laser Technology Inc.）を組み合わせ，崖錐表面の測量を実施した。取得した点群データにも同様に絶対座標を付加した。点群データを正しい値として，高空 UAV 測量および低空 UAV 測量によ

り作成した DSM と比較し，UAV の精度検証に用いた。

3.2 カメラによる定点観測

2016 年 7 月に土石流観測のために，インターバルカメラ（TLC200Pro, Brinno）を炭酸谷 7 箇所，極楽谷 4 箇所，計 11 箇所設置した。

4. 結果および考察

レーザー距離計による測量結果と UAV 測量で得られた DSM の比較（図 2-a, 2-b）を示す。縦軸は勾配，横軸は点群データと DSM の標高差を示す。横軸 0 に近いほど精度が高いと考えた。高空・低空 UAV 測量は 20 度～40 度の崖錐勾配区間において約 1 メートル以内の精度で崖錐を再現できており，DSM の解像度に違いはあるが，精度の違いは見られなかった。一方で，40 度以上の急勾配区間では地形再現精度が低かった。これはガリー側壁や巨礫の近傍は SfM が苦手であることを示唆している。このことから，ガリー全体の再現精度はあまり高くないが，崖錐区間の観測には UAV 測量が適応可能であり，流域全域を効率よく測量可能な高空 UAV 測量がより適していると判断された。

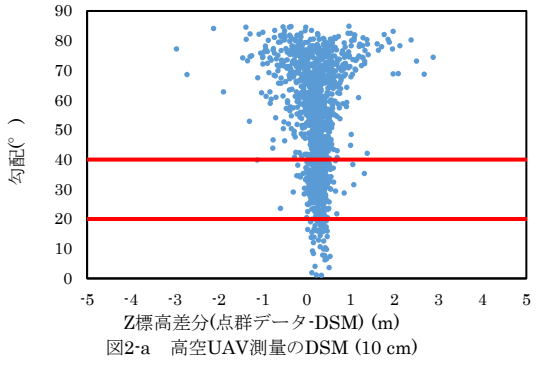


図2-a　高空UAV測量のDSM (10 cm)

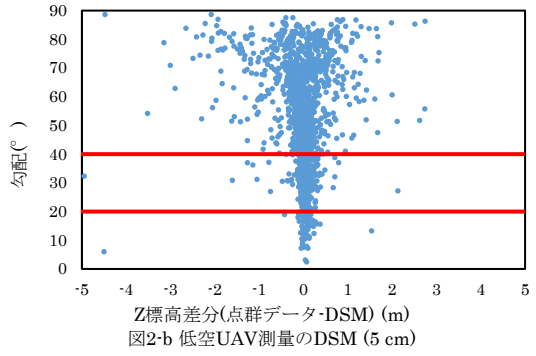


図2-b 低空UAV測量のDSM (5 cm)

インターバルカメラによる定点観測の結果から，炭酸谷内において 2017 年 7 月 14 日に小規模な土石流が発生したことが確認された。また 2017 年 9 月 17 日には炭酸谷内で崖錐が小規模出水により浸食されているのが確認された。一方で，極楽谷では 2016 年 7 月から 2017 年 9 月の間に土石流や小規模出水による崖錐の浸食は観測されなかった。

DSM から抽出した両ガリーにおける崖錐母線（崖錐を三角錐と仮定した際の頂点から底面円周上のある点までの線分）距離の多時期の分布（図 3)を示す。縦軸が相対度数，右縦軸が累積度数，横軸が崖錐母線距離，N は観測された崖錐数である。これより，炭酸谷は極楽谷に比べ崖錐数が多く，崖錐数の増減も激しい。両ガリーとも 2016 年 7 月から 2017 年 6 月の期間は崖錐数が増加し崖錐が発達する傾向にあり，2017 年 6 月から 2017 年 9 月の期間は崖錐数が減少し崖錐が浸食される傾向にあることがわかった。炭酸谷で観測された土石流や小規模出水は崖錐を浸食し消失させたと考えられる。

土石流非発生期間では発達する崖錐や浸食される崖錐など様々な崖錐が存在し，地形条件が変化し続けていた。また，炭酸谷と極楽谷では土石流発生頻度やそれに伴う崖錐数と変化のしやすさが異なることが示唆された。ガリーの集水面積や勾配といったガリーの特性が土石流発生頻度や崖錐の発達速度に関わっていると考えられる。これらの違いが土石流非発生期間における微地形条件の変化に影響し，土石流発生頻度にも影響する可能性がある。

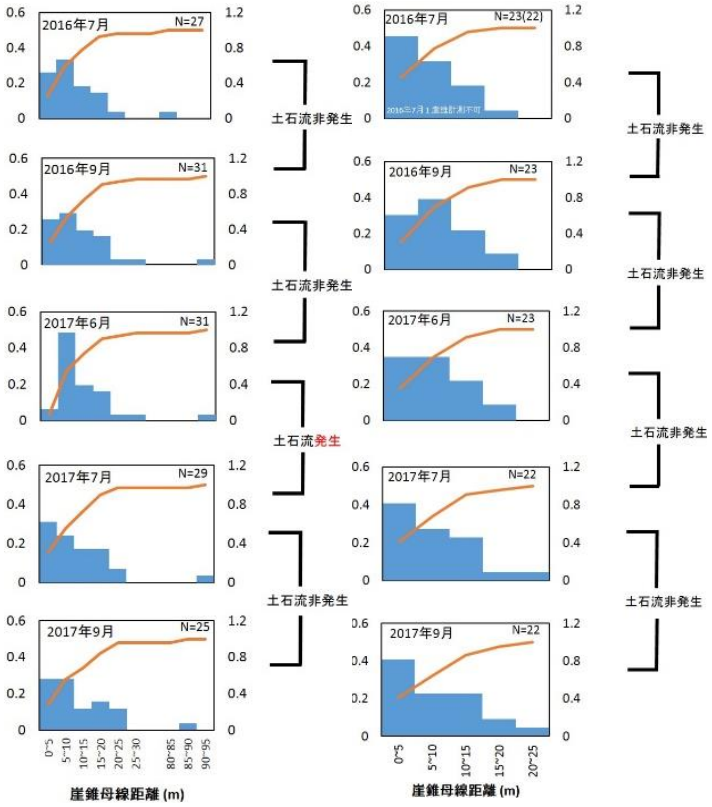


図 3 各ガリーの崖錐母線距離の分布（右: 炭酸谷 左: 極楽谷）

5. 参考文献

1) 平野（1994), 土木学会論文集, No.486/VI-22, 1-7,

2) 經隆ら（2015), 砂防学会誌, Vol.68, No.1, 3-12

流域監視に資する流砂水文観測データ分析手法の検討

国土交通省 国土技術政策総合研究所 ○高原晃宙，内田太郎，小松美緒，桜井 亘
日本工営(株) 松田 悟，齋藤悠樹，田方 智，伊藤隆郭

1. はじめに：直轄砂防事務所により，約 100 箇所の観測所において，ﾊﾟｲﾌﾟﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝ，水位計及び濁度計を用いた流砂・水文観測が行われている。観測ﾃﾞｰﾀは，流域の土砂動態や流砂環境の変化の監視，砂防事業の計画や事業評価への活用，および，総合的な土砂管理計画への適用と云った砂防事業への反映が期待されている[1),2)]。観測ﾃﾞｰﾀの蓄積が進み，1 出水の短期から数年程度の中期にまたがる土砂流出の実態が明らかになりつつある[3)]。現在は，観測ﾃﾞｰﾀから得られる情報を砂防事業の中に，逐次，取り入れようとしている段階である。ここでは，流域における土砂動態の監視に着目して，流砂水文観測から得られるﾃﾞｰﾀのうち，流量に対する流砂量の応答，変化の度合い，および，粒径の違い等に着目する。次いで，降雨や土砂移動に係る警報の発令時の流砂の応答を整理することによって，これらの情報の流域監視への適用性について試行する。

2. 流砂水文観測所の選定：図-1 は，対象とした観測所を示し，**表-1** は，**図－1** に示す観測所に関連する諸元を表している。対象とした観測所の選定は，日本国内の地域性に偏らないようにした。ﾃﾞｰﾀ整理は，水位から流量を水位・流量関係より求めた後，流量に対する細粒成分の流砂量や掃流砂量の応答をみて，その後，観測ﾃﾞｰﾀの観測時の各種警報（大雨警報，土砂災害警報）の発令との関係性をみた。なお，ここでは，濁度計で計測される流砂を細粒成分の流砂と呼び，ﾊｲﾄﾞﾛﾌｫﾝで計測される流砂を掃流砂とよぶ。

3. 細粒成分に着目した監視：細粒成分の流砂量 Q_s は，流量 Q との関係を描くと，従前の観測値の比較や，ﾙｰﾌﾟ特性が分かる。前報[1)]では，左回りのﾙｰﾌﾟを描く際に，上流での土砂移動の影響が監視されることが分かっている。**図-2** は，松川での観測ﾃﾞｰﾀである。図には，従前の計測ﾃﾞｰﾀの上限・下限値[4)]を示し，30%粒径(2.4 mm)や 1mm の浮遊限界流量も示している。Q_s は，流量のβ乗に比例し，切片αは上流の荒廃状態に依存することが知られている。流量のべき乗（β）は，2 に設定されることが多い。ﾃﾞｰﾀを見ると，β= 2 のものが多いが，出水毎にβ= 1～4 の範囲をもつ場合がある。この課題については，流域特性に依存する話題のため，ここでは議論の対象にせず，β= 2 で固定した。一方，切片αは，出水中に大きく変動する。**図-3** は，切片αの出水毎の変化を示す。松川では，ﾃﾞｰﾀ整理の期間中には，目立った土砂移動の発生は無かった。幾つかの出水で，10^{-5} のｵｰﾀﾞｰに近くなる場合，上流域で何らかの土砂生産があったと思われ，切片αの値の増加は，流域監視の指標になる可能性が高い。ただし，α値の上限値の頭打ちは，流域の荒廃状態の比較等，今後の更なる検討が必要である。

4. 掃流砂量に着目した監視：前報[1)]では，掃流砂量も流量との関係を整理すると，ﾙｰﾌﾟを描き，しかも，過大な土砂移動が発生した際には，左回りのﾙｰﾌﾟを描くことが示された。**図-4** は，関の沢第 2 床固での 2011 年 9 月 1 日出水[1)]における観測例であり，増水・減水期と警報発令期間を比較している。なお，図には，河床材料の 60%粒径に対する平衡流砂量式（AM 式，MPM 式）も示している。この出水では，上流で土石流が発生したことが分かっている[1)]。観測ﾃﾞｰﾀと平衡流砂量式の乖離が大きく，警報の発令期間での土砂移動があることが分かる。すなわち，平衡流砂量式と観測ﾃﾞｰﾀの比較により，掃流砂量に及ぼすﾊﾟﾗﾒｰﾀとして，両者の乖離，代表粒径の変化，粒度分布などが想定される。流砂量の乖離は，流量に対する平衡流砂量式と観測値の差と定義して，その他の指標について検討を行った。

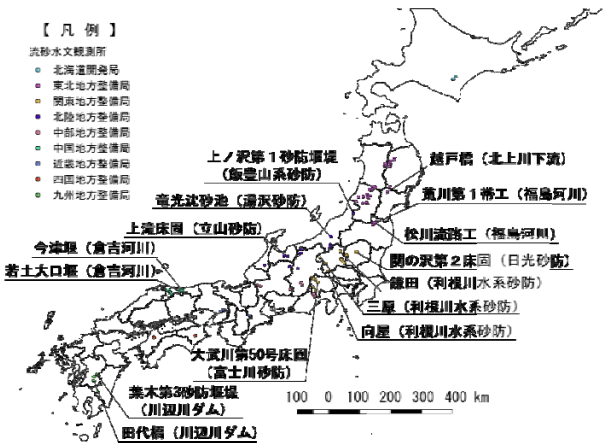


図-1 対象とした流砂・水文観測所

表-1 観測所における諸元

No.	観測所名	降雨観測所	流域面積 (km2)	河床勾配 (°)	河床勾配 (1/N)	川幅 (m)	ｵｰﾀﾞｰ式係数 A	ｵｰﾀﾞｰ式係数 B
1	松川流路工	福島（国）	83.8	0.54	1/106	50	180.14	-0.01
2	荒川第一帯工	土湯	64.2	1.23	1/47	75	63.12	0.17
3	越戸橋	保呂内	91.3	0.23	1/249	50	55.06	1.09
4	鎧田	鎧田	247.4	0.96	1/60	69	241.18	-0.01
5	三原	田代	267.0	0.72	1/80	80	104.89	0.19
6	向屋	奥名郷	17.0	1.36	1/42	20	49.69	0.23
7	関の沢第２床固	日光	243.0	0.43	1/133	117	132.14	275.74
8	大武川第50床固	大坊／小淵沢	72.0	0.95	1/60	74	119.48	0.36
9	奇光沈砂池	岩之内	38.4	1.40	1/41	17	38.81	0.09
10	上流床固	千頭ヶ原	354.0	0.90	1/64	195	321.56	0.34
11	上ノ沢第1号砂防堰堤	上関	6.3	2.70	1/21	10	17.92	0.57
12	今津堰	牧	490.0	0.20	1/286	150	558.224	-0.193
13	若土大口堰	若土	87.8	0.68	1/84	50	65.276	0.383
14	立木川第3砂防堰堤	板木	41.2	0.80	1/72	18	32.55	0.13
15	田代橋	玉木宮園	490.4	0.30	1/191	67	51.39	1.08

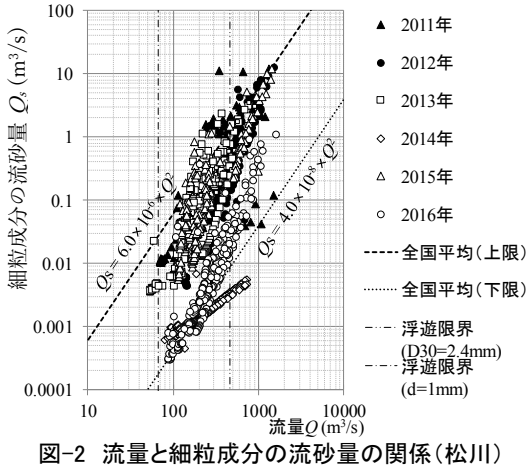


図-2 流量と細粒成分の流砂量の関係（松川）

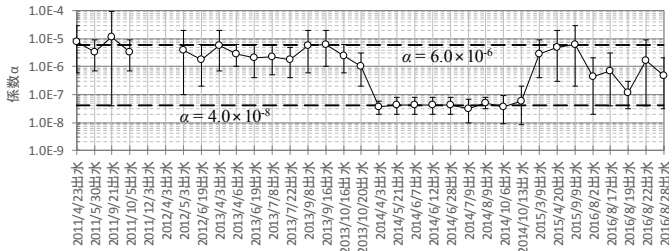


図-3 切片 αの出水毎の変化（松川）

(1) 代表粒径の変化：**図-5** は，**図-4** の出水時の関の沢第 2 床固での掃流砂の観測値に対して掃流砂の代表粒径を逆算した例である。出水中の見かけの粒径の変化が分かり，流域監視の指標の 1 つであろう。

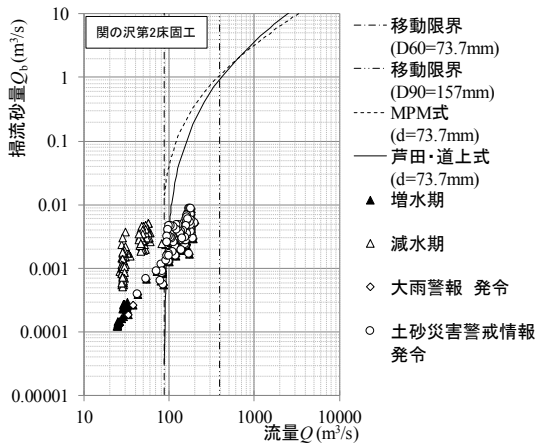
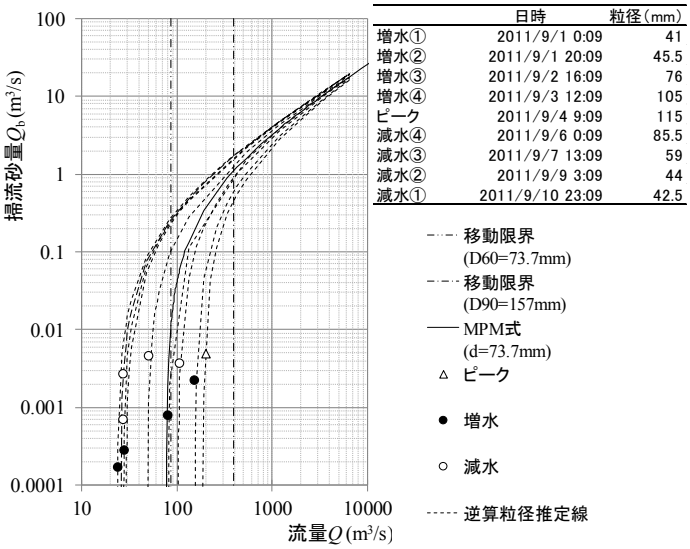


図-4 流量と掃流砂量の関係(関の沢:2011 年 9/1 出水)



	日時	粒径(mm)
増水①	2011/9/1 0:09	41
増水②	2011/9/1 20:09	45.5
増水③	2011/9/2 16:09	76
増水④	2011/9/3 12:09	105
ピーク	2011/9/4 9:09	115
減水④	2011/9/6 0:09	85.5
減水③	2011/9/7 13:09	59
減水②	2011/9/9 3:09	44
減水①	2011/9/10 23:09	42.5

図-5 流量と掃流砂量の関係(関の沢:代表粒径の逆算)

(2) 粒度分布の変化: 図-6 は,関の沢第 2 床固の観測所周辺で採取された河床材料の粒度分布(粒度分布 D)である。同図には,粒度分布 D の粒度分布形状を基本とし,60%粒径の積算百分率に対して,ほぼ均等に存在率を分散させ,さらに,0.4,2,6,20,150 mm の粒径階に対しても,同様に,存在率を分散させて作成した粒度分布も示している。さらに,粒度分布 F は,粒度分布 D から大きい粒径の粒度分布の想定の際に,粒径の小さい粒径階の 2 つを省いたものである。図-7 は,図-6 の粒度分布を用いて,MPM 式型の混合粒径の掃流砂量と観測ﾃﾞｰﾀを比較したものである。粒度分布 F の計算値よりも,更に,粒径を大きくするような粒度分布を想定すると,観測ﾃﾞｰﾀの傾向を説明できるようである。この結果は,図中の 2011 年のﾃﾞｰﾀを例として見れば,代表粒径を逆算した結果(2011 年 9 月 1 日出水)とほぼ同様の結論を示している。

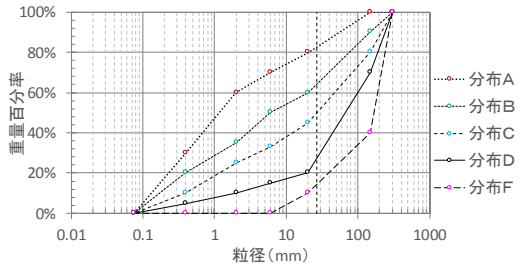


図-6 河床材料(C)と想定した粒度分布(関の沢第 2 床固)

5. 細粒成分の流砂と掃流砂に着目した監視: 図-8 は,関の沢第 2 床固の 2011 年 9 月 1 日出水における監視例である。細粒成分に対してはα値,掃流砂に対しては,平衡流砂量との乖離度(図-8 のﾃﾞｰﾀと曲線のｽﾞﾚ)と代表粒径の逆算値を示している。各種警報(大雨警報,土砂災害警報)の発令期間では,流砂の移動性が求められ,細粒成分が 9/2 の 10:00 頃に観測所で最大値をとり,掃流砂の代表粒径は,9/4 の 10:00 頃に最大値をとる。一方,乖離度についてみると,9/2 の 20:00 頃に最小値をとるが,流砂量式に用いている粒径が一定であるため,その後の乖離度には明確な違いが見られない。今後の更なる検討が必要であるが,ここで対象とした指標が,流域の土砂移動の監視指標の候補と考えられる。

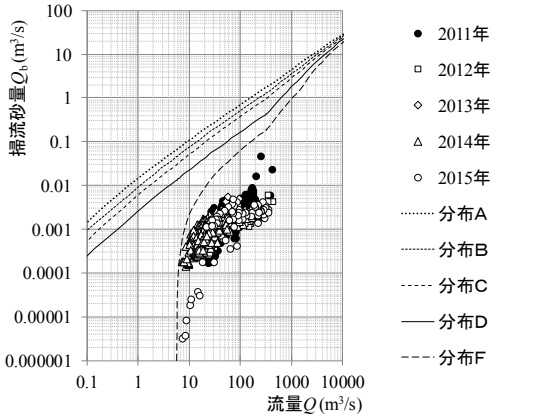


図-7 掃流砂量の観測ﾃﾞｰﾀと混合砂計算の比較(関の沢)

6. おわりに: 流砂水文観測のﾃﾞｰﾀを今後も活用し,流域監視の具体的な適用手法や指標の検討を行いながら,砂防基本計画や総合土砂管理への反映への試行を,逐次,行っていく予定である。

日々の観測等を継続的に実施されている直轄事務所の担当の方々に敬意を示すと共に,快く観測ﾃﾞｰﾀ等を提供頂いた事務所の担当者の皆様方に感謝致します。

参考文献: 1) 桜井 亘ら:流砂水文観測結果の流域監視への適用について,平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集, pp. 214-215, 2017, 2) 岡本 敦ら:山地河道における流砂水文観測の手引き(案),国土技術政策総合研究所資料, No. 686, 2012, 3) 木村詩穂ら:山地河川における土砂流出特性の支配要因に関する一考察,砂防学会誌, Vol. 70, No. 6, pp. 46-53, 2018, 4) 土木学会(編):水理公式集 平成 11 年度版,丸善, 1999.

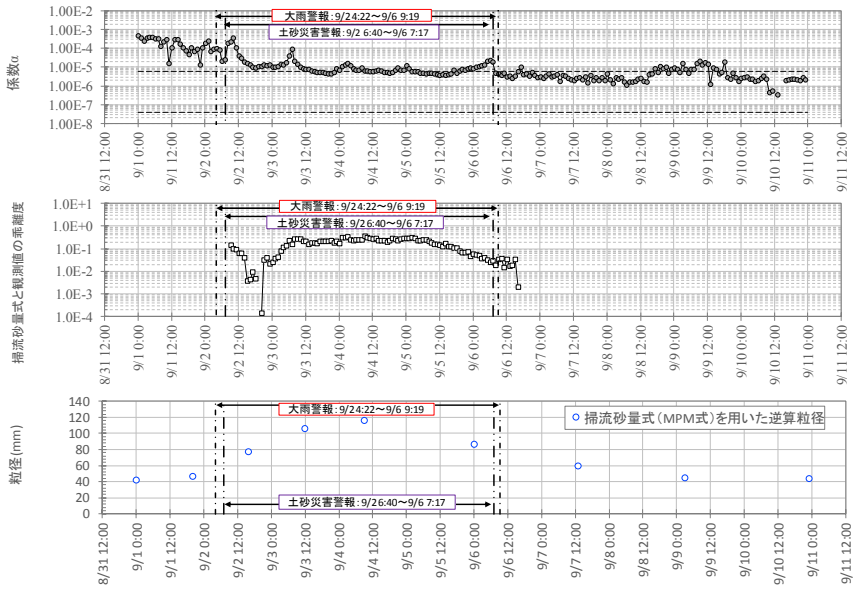


図-8 細粒成分の流砂と掃流砂量の指標に着目した監視例(関の沢, 2011 年 9/1)

粒度分布が土石流の流動機構に与える影響

東京大学大学院農学生命科学研究科　○酒井　佑一　堀田　紀文

1. はじめに

土石流は，固相としての土砂と液相としての水からなる固液混相流として扱われ，土砂粒子を均一粒径としてモデル化し導出された構成則を用いて記述されている [1)]。そこでは，土石流の応力は，固相としての土砂粒子同士の接触摩擦応力と衝突応力，液相としての間隙流体の乱れによる応力の 3 つからなるとされる。一方，現地で発生する土石流は粘土やシルトから巨礫まで幅広い粒度分布をもちうることが知られており，大粒径土砂が流れ表面へ分級し土石流先頭部へ集中することや，微細土砂が土砂本来の固相としての働きをせず液相として振る舞う（液相化）ことが指摘されている [2)]。このような混合粒径の土石流に対して均一粒径に対する構成則を適用する際には，適切な代表粒径を与えた上で微細土砂の液相化による間隙流体密度の変化を考慮して検討してきている [3)]。混合粒径土石流の流動機構の検討は主に二粒径からなる流れをもとに行われているが，連続的な粒度分布をもつ混合粒径の土石流への適用性は十分に検討されているとは言えない。本研究では，二粒径の土石流と幅広い粒度分布からなる土石流の水路実験の結果を整理し，現状の問題点と今後の方針を示した。

2. 二粒径からなる土石流

固定床上の土石流の水路実験を行った。用いた実験砂は，大粒径粒子として粒径が 2.9 mm の粒子を用い，小粒径粒子として粒径が 1.3 mm，0.84 mm，0.23 mm，0.11 mm の粒子をそれぞれ用いて混合比を 4:1，1:1 と変化させた（表 1）。実験により得られたデータから，抵抗係数の実験値（*fex*）と理論値（*fcal*）の比較を行った。抵抗係数の理論値は，小粒径が完全に固相として振る舞う場合（Model 1）と完全に液相として振る舞う場合（Model 2）の二つのモデルを考え，それぞれのモデルの下で均一粒径の構成則 [1)] を適用して求めた抵抗係数を用いた。そのうえで，液相化の指標として以下のような α を導入した。

表 1　二粒径実験の粒径組成

Large	Small	Mixing ratio
2.9 mm	1.3 mm 0.84 mm 0.23 mm 0.11 mm	4:1 and 1:1

$$f_{ex} = (1-\alpha) f_{cal:Model1} + \alpha f_{cal:Model2}$$

小粒径粒子の粒径の増大に伴い α は大きくなる傾向にあったが，同一粒径でも混合比によって α の値は異なった。このことから，微細土砂の液相化は単純な幾何学的条件によって決まるのではなく，流動条件に応じた力学的な条件によって決まると考えられる。小粒径粒子は間隙流体の乱れの影響を受けて液相化すると考えられるので，小粒径粒子の運動学的条件として間隙流体の乱れ速度 v_t と小粒径の沈降速度 w_s の比 v_t/w_s を考え，液相化指標 α との関係を調べたところ，α は v_t/w_s と正の相関を示した（図 1）。このことから，小粒径粒子の運動学的条件によって小粒径粒子は完全に固相もしくは液相として振る舞うとは限らず，一部が固相で残りが液相として振る舞う場合があると考えられる。また，図 1 には α と v_t/w_s の関係を示す回帰式も示しており，これを用いることで，間隙流体密度の上昇と代表粒径の変化を暗に考慮して，二粒径からなる土石流の抵抗係数を求めることができる。

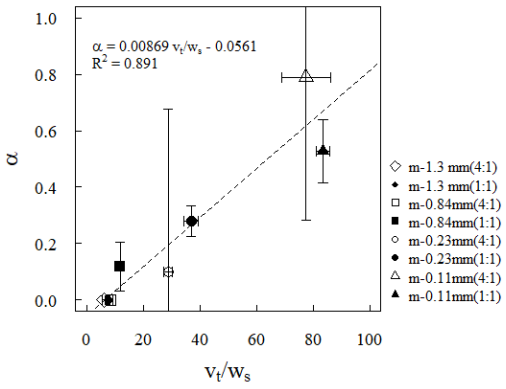


図 1　小粒径粒子の運動学的条件 v_t/w_s と液相化指標 α の関係

3. 幅広い粒度分布からなる土石流

移動床上の土石流の水路実験を行った。用いた実験砂は a～g の 7 種類で，それぞれの粒度分布を図 2 に示す。実験により得られたデータから，抵抗係数の実験値（*fex*）と理論値（*fcal*）の比較を行った。抵抗係数の理論値の算出に

は，微細土砂の液相化による間隙流体密度と代表粒径の増大を考慮して均一粒径の構成則[1)]を用いた。このとき，微細土砂の液相化の評価には平衡濃度を用いた。つまり，平衡濃度の実験値と構成則から算出される平衡濃度が一致するように，液相化した微細土砂の濃度を求め，間隙流体密度を算出した。ここで，土石流中の土砂は，ある粒径を境界としてその値より小さい粒径の土砂はすべて液相化すると仮定し，間隙流体は水と液相化した土砂を合わせたものとして間隙流体密度を設定した。また，代表粒径には，液相化した土砂を除く固相の土砂の体積平均粒径(*dm*)を用いた。上記の間隙流体密度と代表粒径を用いて構成則から流速分布の理論値を求め，抵抗係数の理論値(*fcal*)を算出した。

抵抗係数の実験値と理論値を比較したところ，抵抗係数の理論値は実験値と一致せず，過小評価の傾向にあった。つまり，平衡濃度による微細土砂の評価を用いて算出した抵抗係数の理論値では，抵抗係数の実験値を十分に説明できないことが分かる。そこで，平衡濃度による評価によって算出した代表粒径と，抵抗係数による評価によって算出した代表粒径の関係を検討するため，体積平均粒径を用いた代表粒径(*dm*)と，抵抗係数の実験値に合うように構成則を用いて逆算した代表粒径(*dr*)を比較した結果を図 3 に示す。図 3 より，*dm* は *dr* と一致せず，全体的に小さい傾向にあった。また，同一の実験砂における実験条件の変化に対して，*dm* の変化は小さいのに対し，*dr* の変化は大きい結果となった。このことから，代表粒径は単純に固相の平均粒径と一致するわけではなく，流動条件に応じて変化する可能性がある。

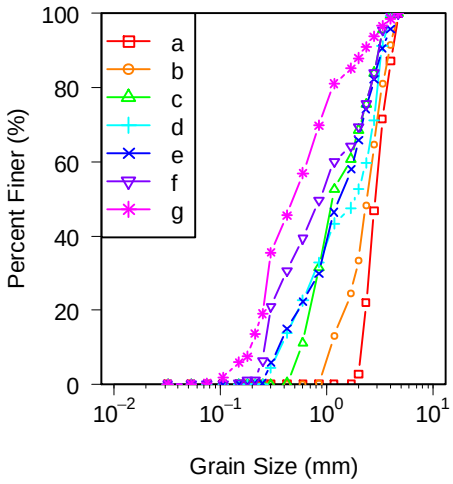


図 2　混合粒径実験の粒度分布

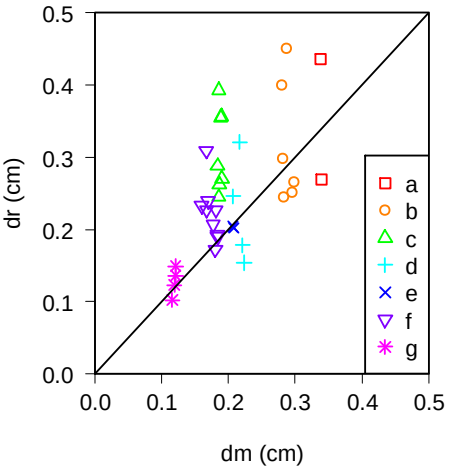


図 3　平衡濃度から求めた代表粒径と抵抗係数から求めた代表粒径の比較

4. 現状の問題点と今後の方針

連続的な粒度分布をもつ土石流の流動機構の検討には，2. で示した二粒径での回帰式を適用する方法が考えられる。このためには，連続的な粒度分布をあらかじめ「大粒径粒子」と「小粒径粒子」に分けて，それぞれの平均粒径からなる二粒径の流れとして考える必要がある。ここで，「大粒径粒子」は常に固相として振る舞うが，「小粒径粒子」は流動条件によって完全に固相，完全に液相，もしくはその中間的な挙動をすると考えられる。このとき，「大粒径粒子」と「小粒径粒子」への分け方が問題となるが，このためには常に固相として振る舞う「大粒径粒子」の下限の粒径を検討する必要があると考えられる。

固相と液相の境界となる粒径をあらかじめ与えられる場合には，固相に対しては代表粒径を考え，液相の土砂は間隙流体密度に寄与するとして二粒径での考え方の発展で検討できると考えられる。ここで問題点としては，3. で述べたように代表粒径は単純に固相の平均粒径と一致するわけではなく，流動条件に応じて変化することである。今後は，幅広い粒度分布からなる土砂の適切な代表粒径についても検討する必要があるといえる。

最後に，本研究は平成 29 年度砂防学会公募研究会（代表：堀田紀文）の助成を受けて実施された。また，実験では国立研究開発法人土木研究所の水路を使用させて頂いた。ここに記して感謝いたします。

参考文献：1) Egashira et al. (1979), Proc. of 1st International Conference on Debris-flow Hazards Mitigation, pp.340－349 2) Iverson (1997), Reviews of Geophysics, Vol.35, No.3, pp.245－296 3) Nishiguchi et al. (2011), in Italian Journal of Engineering Geology and Environment, R. Genevois, D. L. Hamilton, and A. Prestininzi, eds., Sapienza Universita Editrice Univ. Press, pp.477–485.

2016 年北海道豪雨における小林橋被災要因に関する数値解析

(国研) 土木研究所 寒地土木研究所　○井上卓也，矢部浩規

1. はじめに

平成 28 年 8 月 17 日から 23 日にかけての 1 週間，北海道に 3 つの台風が上陸した．追い打ちをかけるように 8 月 29 日から前線に伴う降雨と，台風 10 号の接近に伴う地形性降雨が降り，日高山脈の東部を中心に記録的な大雨となった．一連の豪雨は中小河川の大規模な流路変動をもたらし，多くの橋梁が被災した．



写真-1 小林橋（北海道開発局提供）

写真-1 に小林橋（北海道・清水町）の航空写真を示す．小林橋は小林川に架かる橋長 37.6 m の橋である．洪水前の小林川は，写真-1 の黒い二本線で示したような川幅 10 m 程度の小河川であったが，豪雨によって左岸が 80 m にわたり侵食され，橋台が傾斜し背面道路が流出した．また橋梁の上流側には大量の流木が堆積していた．本研究では，平面 2 次元河床変動解析を用いて流木堆積が河岸侵食へ与えた影響を分析するとともに，道路盛土に侵食対策を施した場合の効果と課題について検討した．

2. 手法

平面 2 次元河床変動解析は，土砂トレーサーの移動を表現した岩崎ら [1]および濱木ら [2]のモデルを用いた．小林川では流量観測が行われていなかったため，流出解析から求めた流量を用いた．ピーク流量は 232 m^3/s であり，計算時間は砂が活発に移動する流量 70 m^3/s 以上の 14 時間とした．上流端からの流入土砂をトレーサーとし，流入土砂量は動的平衡で与えた．また，粒径は河床材料調査をもとに，d60 粒径である 45 mm を単一粒径として用いた．

Run 1 では橋梁上部の流木を考慮せず，Run 2 では流木堆積範囲に不透過の障害物を設置した．流木が堆積した時間が不明なため，障害物は計算初期から設置した．Run 3 では橋梁背面道路の法面に侵食対策 [3]を施した場合を想定し，道路部を固定床として扱った．

3. 結果

図-1a～c に Run1 における流入土砂（トレーサー）の堆積厚を示す．流入土砂が小林橋の右岸から左岸へ向かって徐々に堆積し，それに押し出されるように川幅が広がった．図-1d に初期から河床変動高を示す．小林橋付近における左岸の河岸侵食幅は 65m であり，実際の侵食幅 80m よりは若干少なかった．

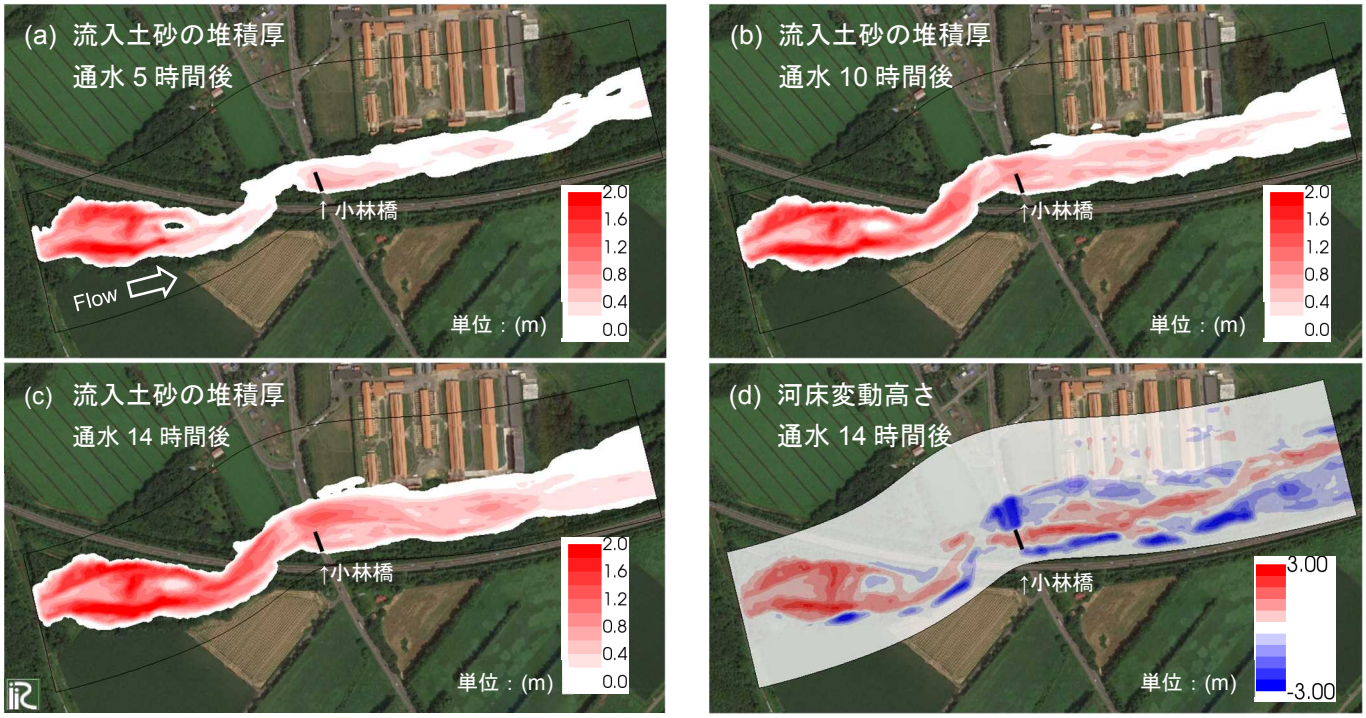


図-1 Run1 の計算結果

小林橋左岸に着目すると，河床が 3m 以上低下しているにも関わらず（図-1d），流入土砂は 1m 近く堆積している（図-1c）．これは，一度侵食した左岸に流入土砂が再堆積したためである（図-2）．

図-3 に流木を障害物として考慮した Run 2 の河床変動高を示す．緑でハッチングした範囲が水の流れない障害物である．左岸側の河岸侵食幅 69 m であり，流木堆積を想定していない Run 1 よりも 4 m 増加した．

図-4 に Run 3 の河床変動高を示す．道路に侵食対策を施した場合を想定し，オレンジ色の部分を固定床としている．道路を固定すると，左岸の侵食は抑制されるが，右岸側の侵食が顕著となった．また，川幅が大きく広がらないため，道路上流側の湛水が大きくなり，洪水ピーク時に道路を越流する流れが生じた（図-5）．

4. 考察とまとめ

Run 2 において流木は不透過かつ洪水初期からの堆積を想定している．実際に堆積した流木はある程度水を透過し，堆積も洪水ピークから減衰期にかけてと想定される．つまり計算は実現象よりも河岸侵食を助長させやすい設定となっている．それにも関わらず，河岸侵食の増加幅はわずか 4 m であった．このことは，流木堆積が橋梁被災の主要因では無かった可能性を示している．

次に Run 3 の結果から道路に侵食対策を施した場合の課題を整理する．対岸の河岸侵食が助長されるため，対岸にも侵食対策が必要となる．また，道路上流側の湛水量が増加し，道路を越流する流れが生じる．このため，道路盛土の背面（下流側）にも侵食対策が必要となる．さらに，湛水時間が増え浸透による盛土破壊が起きる危険性も増加する．このため，浸透流対策も不可欠となる．

Run 1，Run 2 の河岸侵食幅は実測より 10 m 程度少ない．この要因として，流入土砂量の質と量が計算と異なる可能性が考えられる．小林川周辺の上流山地には，d60 が 1mm～2 mm 程度の周氷河堆積物が分布しており，平成 28 年豪雨ではこれが大量に下流へ流出したことが報告されている[4]．小林橋で観測した粒度分布をみると 70 mm と 1～2 mm あたりに 2 つの山があり，後者は上流から流入した周氷河性の堆積物である可能性がある．細かい土砂の大量流入と堆積が河岸侵食に及ぼした影響については，今後さらなる分析を行う必要がある．

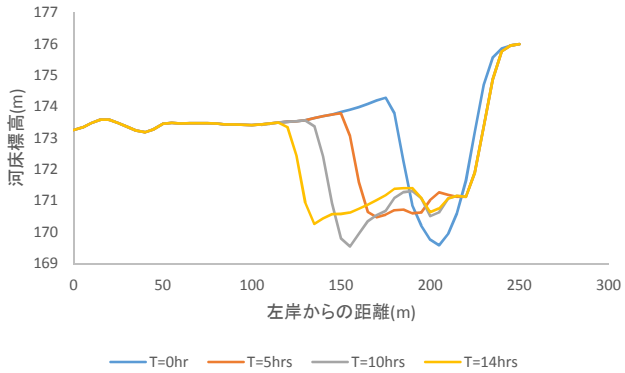


図-2 Run 1 の河床変横断図

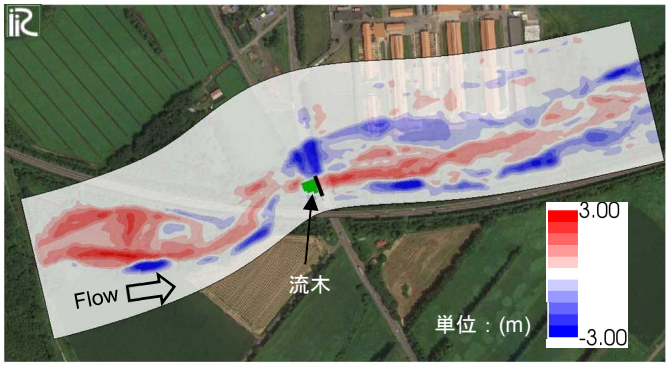


図-3 Run 2 の河床変動高

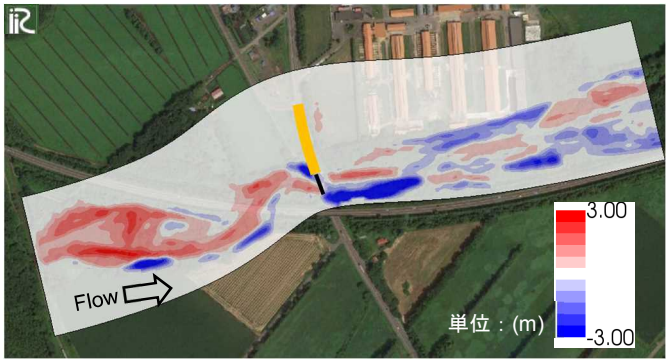


図-4 Run 3 の河床変動高

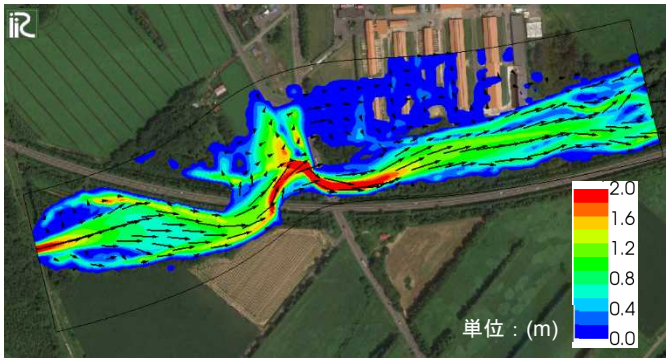


図-5 Run 3 の水深と流速ベクトル（ピーク時）

参考文献

1) 岩崎理樹ら：自由砂州の影響を受けるトレーサーの移動分散に関する数値計算,土木学会論文集B1，2015.
2) 濱木道大ら：着色流砂実験によるトレーサーの移流拡散現象に関する実験と数値計算，土木学会論文集B1, 2018.
3) 青木卓也ら：河川の超過洪水に対応する橋台背面盛土の保全対策技術の検討，土木学会北海道支部論文，2018.
4) 川村志麻：2016年8～9月の北海道における豪雨災害に関する報告7 一般国道274号日勝峠の被害と土質特性について，寒地土木研究所月報771，2017.

V-137

地域の想いの実現に向けた渓流保全工親水整備計画・維持管理計画検討ワークショップ
～湯沢砂防事務所と地域住民との協働・役割分担による地域づくりの取組み～

国土交通省北陸地方整備局湯沢砂防事務所　森下淳[*1]　渡邉正一[*2]　中嶋邦博
（現所属　＊1：北陸地方整備局河川部、＊2：同局信濃川下流河川事務所）
株式会社建設技術研究所　杉本龍志　澤樹征司　稲葉修一　○高橋裕美
村上正人　岸根泰三

1.　背景と目的

湯沢砂防事務所では、土砂災害を未然に防止する目的から、浅貝川渓流保全工の事業を実施している。

浅貝川が位置する浅貝地区は、苗場スキー場等で有名な観光地であり、渓流保全工整備にあたっては住民や観光客が年間を通じて自然とふれあう場として、親水性の確保や豊かな自然環境の創出・保全への配慮を目指している。一方で、整備後の継続的な利用を確保するためには、日常的な維持管理が必要となる。

事業実施上の課題について、地域の代表者と話していく中で、具体的な利用方法と整備計画とで十分なすり合わせがなされていないこと、また、昭和 40 年代前半に整備された本事業区間下流部に位置する流路工に関して利用上の配慮が不足しているとともに樹木が繁茂しているという不満が地域にあることが分かった。

このため、浅貝地区の住民の方とともに地域づくりに寄与する整備を目指し、協働で浅貝川渓流保全工整備区間の親水性に配慮した整備計画・維持管理方針をとりまとめるため、「浅貝川渓流づくりワークショップ」（以下、ワークショップ）を開催した。

2.　ワークショップの概要

ワークショップは、計４回開催した。事前に自治会や観光協会の役員等と、事務所、コンサルタント間で意見交換を行って実施方法を調整し、今後を担う若者や子育て世代の女性などの参画を促し、多様な年齢層が参加する意見交換を行った。

表１　ワークショップの開催内容

回数（開催日）	テーマ	参加者数
第１回 (2016.11.28)	・合同現地見学会 ・意識の共有（浅貝川への想い）	23 名 (40 名)
２回 (2017.1.31)	・浅貝川渓流保全工区間の利用について	14 名 (31 名)
第３回 (2017.5.16)	・親水性に配慮した施設の配置構想(案) ・利用するために必要な維持管理について	18 名 (31 名)
第４回 (2017.6.19)	・浅貝川渓流づくりワークショップのまとめ	20 名 (38 名)

※（）内は事務所、湯沢町等を含む人数。



第２回（グループワーク）



第３回（発表状況）

図１　ワークショップの様子

3.　親水整備計画検討

3.1　ワークショップでの意見反映について

通常のワークショップは、事業の構想段階で実施することが多いが、今回詳細設計を進める段階での開催となったことが特徴である。そのため、意見が設計に反映できるかどうかをすぐに判断しなければならず、多くの制約条件のもと、地域住民の意見をどこまで反映させていくかの合意形成を図ることが課題であった。

本ワークショップでは、はじめに前提条件を設定せずに意見を聴取し、全ての意見について、行政側で、「砂防事業で対応可能なこと」、「対応困難なこと」の仕分けを行った。できる限り意見を具体的な形で反映するとともに、制度面、技術面、事業区間外で砂防事業として対応困難な場合は、意見を否定せずできない理由を丁寧に説明した。砂防事業で実現できないことは「地域の取り組み」で対応するようにワークショップを進めた。

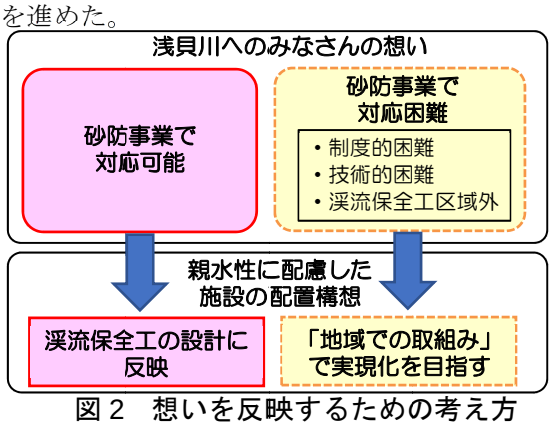


図２　想いを反映するための考え方

3.2　親水整備計画

住民からは、「川遊びの拠点がほしい」、「川沿いを歩きたい」、「魚のすめる川にしたい」、「地域固有の場所・地名を残したい」など、様々な「浅貝川への想い」が意見として出され、「砂防事業として設計に反映」する内容と「「地域での取組み」で実現化を目指す」内容に区別して課題を整理した。

例えば、「桜並木にしたい」という意見に対しては、管理用通路を確保した上で砂防用地内に残る場所を植栽用地として確保することとし、一方で植樹及び樹木の維持管理は地域で行うよう整備内容と役割分担の合意形成を行った。また、各段階において修正した整備イメージを CG で作成し、意見の反映状況を“見える化”し、住民の想いとの齟齬を解消した。

ワークショップでまとめた成果として、「親水性に配慮した施設の配置計画」を図 4 に示す。

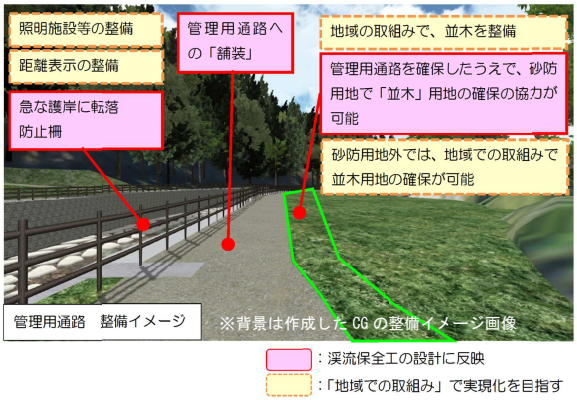


図 3　意見の反映例

4.　維持管理計画

既往事例では、砂防機能以外の利用施設等の管理が行われないことが課題となっている。浅貝川では、地域住民が下流側の整備済み区間に高い問題意識を持っていたこともあり、初回から維持管理に関する意見が挙がった。そこで、ワークショップのファシリテーターは、整備内容の検討段階で、管理用通路やスロープの活用、落ち葉等の清掃が必要な階段護岸はポイントを絞った配置とする等、参加者が維持管理を意識して、自分たちで行う維持管理のイメージを膨らませられるよう支援を行った。

最終的に、表 2 に示す維持管理方針をとりまとめ、地域主体で浅貝川渓流保全工の利用や維持管理等に関する委員会が立ち上げられることとなった。

表 2　維持管理の方針

- 町内会で委員会等の組織を設立し、維持管理の方策を考えていく。
- 現在、浅貝地区で行われている草刈、清掃等の維持管理手法を、それぞれの年齢層に応じて渓流保全工の維持管理に取り入れていく。
- 浅貝地区と湯沢砂防事務所、新潟県、湯沢町とのコミュニケーションを大切にする。

5.　課題と今後の展望

設計段階で行った本取組みでは、行政が砂防事業において出来ることと出来ないことの規準を具体的に説明し、理解を得た上で住民と行政が対話を重ね、出来る限り住民の想いに配慮した修正設計を行ったことから、住民からの信頼感につながったと考えられる。また、想いが図面上に表現され、実現がイメージできたことが、参加者の参加意欲につながっていたと考えられる。事業者が住民に対し、制約条件を丁寧に説明することにより、詳細設計に入る直前のワークショップは有効に機能すると考えられる。

今後とも、地元委員会や湯沢町などとのコミュニケーションを継続し、地域主体で発展する地域づくりに資する砂防事業を進めていきたい。

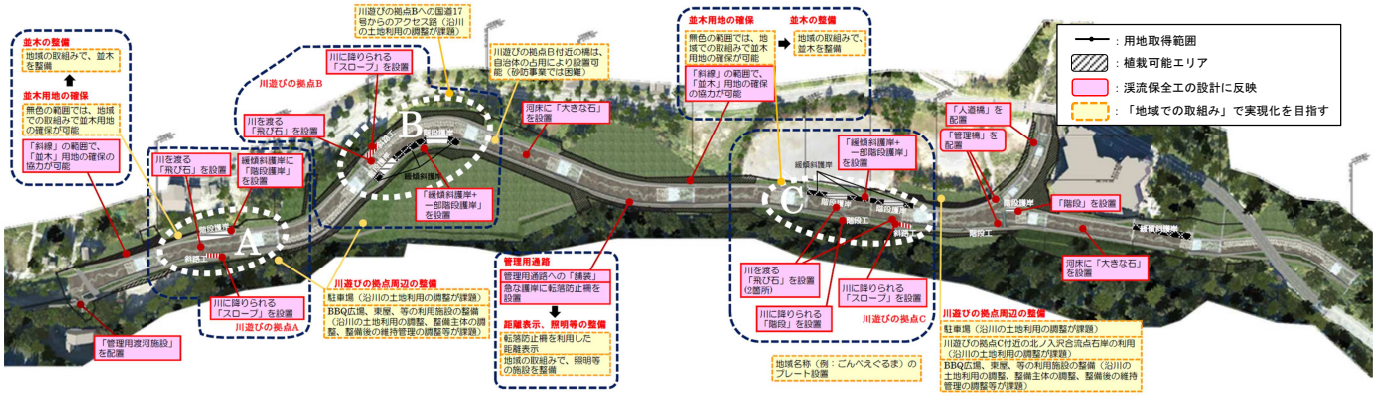


図 4　ワークショップでとりまとめた親水性に配慮した施設の配置計画

平野川第 2 号砂防堰堤を事例とした透過型砂防堰堤での捕捉土砂内部の土砂と流木の堆積状況の調査

国立研究開発法人土木研究所　○藤村直樹，染谷哲久，西井洋史，石井靖雄
鹿児島県土木部砂防課　田村毅，石田晃一
株式会社パスコ　本田健　川上誠博

１．はじめに

透過型砂防堰堤は，土石流・流木捕捉時の流木容積率が 30～40%に達する事例（小山内ら，1998）が報告されているように，流木を伴う土石流に対する効果的な対策工として活用が進められている。一方，D_{95}粒径が小さい場合には，透過部材の純間隔（以下，部材間隔という）の設定が困難となることから，設置が見送られる事例も想定される。しかしながら，透過型砂防堰堤での流木を伴う土石流の捕捉に関する調査や実験の結果より，流木の閉塞により部材間隔より小さい礫でも捕捉されるとの指摘もある（例えば，尾崎ら，1998; 嶋ら, 2015; 渋谷ら, 2009）。今後，透過部での流木の閉塞による土石流の捕捉効果を期待する上では，実際の土石流捕捉事例において礫・流木の堆積構造などを調査し，堰堤の効果を詳しく分析していく必要がある。しかしながら，その調査事例は少ない。そこで，本稿では流木を伴う土石流捕捉事例について，透過型砂防堰堤堆砂地内の土砂と流木の堆積状況を調査した結果を報告する。

２．調査方法

２．１　調査対象の砂防堰堤

調査は，2016 年台風 16 号で発生した土石流を捕捉した鹿児島県垂水市の平野川に設置された透過型の平野川第 2 号砂防堰堤（高さ:13 m，長さ:52.2 m）を対象に行った（図－1）。当該堰堤の約 110 m 上流には不透過型砂防堰堤（高さ:14.5 m, 長さ: 48 m）が設置されている。

２．２　調査項目と手法

２．２．１　捕捉土砂量と捕捉流木量

透過型砂防堰堤での捕捉土砂量は，除石工事により撤去された土砂・礫・流木が占めていた体積を掘削断面から求め，捕捉流木量を差し引いて求めた。捕捉流木量は，堆砂地からダンプトラックにより運搬された流木の体積を合計することにより計上した。捕捉流木量は捕捉土砂量と捕捉流木量の合計値で除し，流木容積率を求めた。

２．２．２　礫・流木の堆積位置

礫・流木の堆積位置は，除石工事中に，その位置と深度を記録した。その位置は，平面図に 10 m メッシュ単位で，鉛直方向については 2～3 m メッシュ単位でそれぞれ記録した。その上で，各メッシュにおいて，堆砂地全体で計測された全ての礫の個数もしくは流木の本数に対する割合を求めた。

２．２．３　礫の径・流木の長さ

礫は，50 cm 以上の礫（以下，大径礫という）の 3 軸の径を全数調査した。流木は，除石工事への影響を考慮し，1 日 1 本程度について計測可能な流木の長さと長さ方向の中央付近の径を計測した。

３．調査結果と考察

堰堤堆砂地表面では，多数の流木が砂防堰堤の直上流部に堆積していた（図－2）。一方，大径礫は堆砂地表面にはほとんど見られなかった。透過部を下流から目視により確認したところ，全面にわたり流木や枝葉で覆われ，礫はほとんど認められなかった。

３．１　礫・流木の捕捉位置

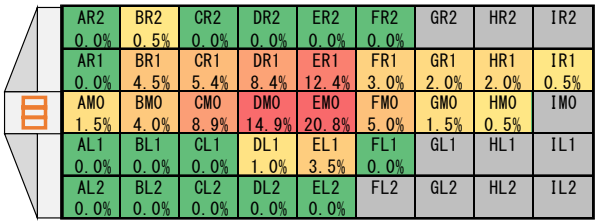
調査結果から得られた流木容積率は 11.8 %であった。礫と流木のそれぞれの堆積位置は図－3，4 に示すとおりであった。各メッシュの番号は 3 桁とし，縦断方向については下流から順に A～I を，ついで横断方向について透過部を中心に右岸側を R，左岸側を L とし，中央か



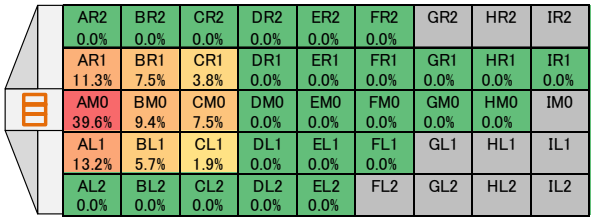
図－1　平野川第 2 砂防堰堤の透過部正面の状況



図－2　平野川第 2 砂防堰堤の堆砂地の状況



図－3　50cm 以上の礫の堆積位置と径個数の割合



図－4　流木の堆積位置と本数の割合

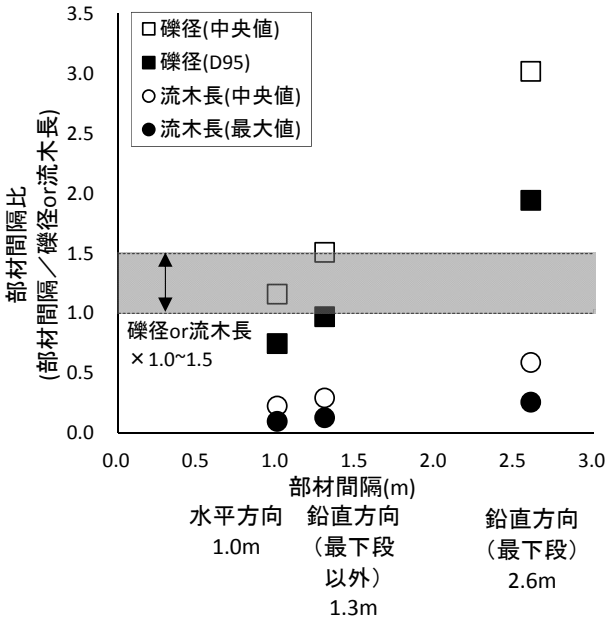
ら両岸に向かって通し番号を付した。

大径礫は，図－3 に示すように，堰堤直上部にあたる AM0 に 1.5％しか認められなかった。大径礫のほぼ 9 割は C より上流に位置し，EM0 で 20.8％と最大値を示した。一方，流木は，図－4 に示すように，A～C の 30 m までの範囲に堆積していた。垂水市の他の堰堤で同様に調査を行った結果，大径礫・流木ともに堰堤の直上部に多く位置する傾向が認められた。一方で本事例では，流木が C より下流に，礫が C から上流に主たる捕捉領域が現れていることから，礫と流木とでは到達時間に差があったと考えられる。この要因として，平野川第 2 号堰堤の上流に設置された不透過型砂防堰堤の影響が考えられる。小山内ら(1998)が示す様に不透過型砂防堰堤は流木を捕捉する量が小さい。このため，当該堰堤でも土砂や礫が捕捉される一方で流木は堰堤を越流して流下し，その後，堰堤が満砂し土砂や礫が捕捉されなくなり流出することによって，平野川第 2 砂防堰堤へ大径礫が遅れて到達した可能性がある。

3．2　礫径・流木長と部材間隔比

堆砂地内で調査された大径礫の径は，3 軸の平均軸長で評価すると，D_{95} 礫径で 1.3 m，中央値で 0.9 m であった。流木の長さは，最大で 10 m 程度，中央値は 4 m 程度であった。一方，堰堤透過部の部材間隔は，水平方向で 1.0 m，鉛直方向の最下段で 2.6 m，最下段以外で 1.3 m であった。

これらの礫径（D_{95} 粒径，中央値）もしくは流木長（最大値，中央値）に対する部材間隔の比と，透過部の部材間隔の関係を図－5 に示す。D_{95} 粒径を用いた場合の部材間隔比は最下段以外では 1.0 を下回った。一方，礫の中央値を用いた場合の部材間隔比は 1.0 を，鉛直方向についてはいずれも 1.5 を上回った。また，図－3 によると，透過部直上部のメッシュ A には大径礫の分布は少ない。このため，実際の透過部付近での礫に対する部材間隔比は，図－5 に示した礫に対する部材間隔比よりも大きな値であったと考えられる。堰堤透過部は全体が流木や枝葉で覆われていた。上流に位置する不透過型砂防堰



図－5　部材間隔と礫径・流木長との比

堤の影響により流木が先に調査対象堰堤に到達し，透過部を閉塞させ小さい礫の流出を阻害し，結果的に下流への土砂の流出を防止したと推定される。

4．まとめ

調査の結果，平野川第 2 号砂防堰堤の土石流捕捉事例では流木は堰堤透過部直上に堆積していた一方，大径礫が堰堤直上部にほとんど堆積していないことが判明した。上流に位置する不透過型堰堤の影響が推定され，部材間隔よりも小さい礫径を主体とする土石流であっても，流木が先頭部をなしていることによって，捕捉効果が期待できることが明らかとなった。今後，さらにこのような調査により堰堤の効果の評価を行い事例の蓄積をはかり，計画立案に生かしていくことが重要と考えられる。

謝辞

本調査は，鹿児島県発注の除石工事施工会社の方々の協力をいただき行った。記して感謝の意を表します。

引用文献

小山内ら（1998）：流木対策施設の効果と維持管理体制の現状，砂防学会誌, Vol. 50, No. 6, p. 48-51.

尾崎ら（1998）：流木が混入した土石流の鋼製透過型ダムによる捕捉形態の調査：砂防学会誌，Vol.51, No.2，p.39-44.

渋谷ら（2009）：透過型砂防えん堤の流木混じり土石流の捕捉性能に関する実験的研究，砂防学会誌, Vol.62，No.1，p.66-73.

嶋ら（2015）：鋼製透過型砂防堰堤の土石流補足における礫および部材間隔に関する一考察，砂防学会誌, Vol.67，No.5，p.3-11.

長寿命化計画における砂防設備の劣化予測に関する検討事例

株式会社 建設技術研究所　○古山　剛，金野　崇史，川俣　英之，川崎　巧，小林　優太

1. はじめに

長寿命化計画において、対象施設の劣化が予測できると修繕等対策の計画立案や説明性の向上に役立つ。しかし、立地条件の異なる土木構造物の劣化を一概に予測することは難しく、とくに防災のための砂防設備は、出水等の不測の外力の影響が大きく、経年的な予測は困難である。ここでは、三重県の砂防設備を対象に点検データを用いた統計的な手法によって劣化予測を行った事例を紹介する。

三重県の砂防事業は明治 32 年から着手され、平成 29 年度時点で約 1,500 基の砂防設備（堰堤・床固工）があるが、このうち約 38%が完成後 50 年以上経過しており、損傷した施設もみられる。平成以降、建設基数は減少傾向にあるものの、今後も老朽化施設の増加が見込まれる中、計画的な修繕等対策が求められている。

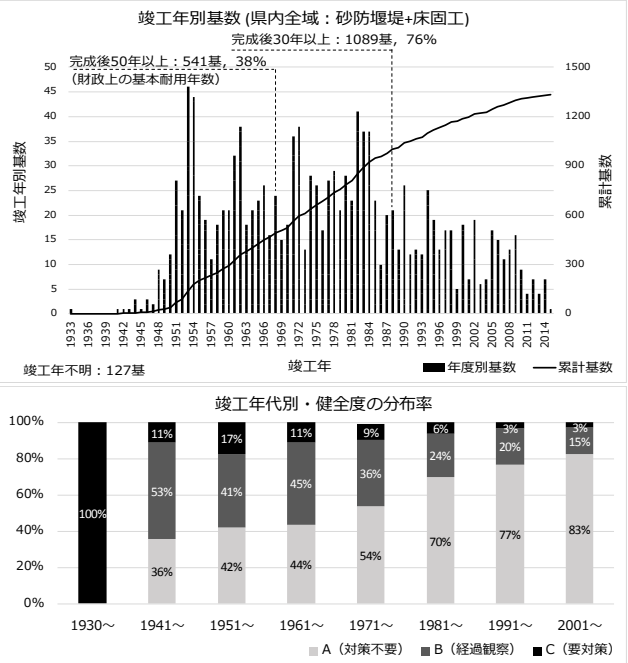


図 1　三重県の砂防設備の竣工年別基数と健全度

2. 劣化予測手法

土木構造物の劣化予測の手法として主なものは下表のように分類できる。塗装劣化や鋼材腐食等には理論的手法、天端摩耗のように経年的に進行し、計測値が得られる個別の損傷には回帰分析手法が適用できるが、「健全度」のようにある施設の状態区分の低下の予測には確率論的手法が適している。

表 1　劣化予測手法の分類

予測手法	概　要
理論的手法	与条件により理論式に基づいて行う予測手法で、劣化の進行メカニズムが解明されている現象に適用できる。
回帰分析手法	蓄積されたデータから回帰分析により近似曲線を設定する予測手法で、経年的に劣化する材料等に適用できる。
確率論的手法	実績データから確率論的に将来の劣化状態を予測する方法で、精緻さを求めないマクロ的な視点に適用できる。

確率論的手法は既往研究 [1)]で道路や橋梁等の分野の劣化予測に多く用いられており、その代表的な予測モデルにマルコフ連鎖モデルがある。本検討ではこのマルコフ連鎖モデルを用いた。

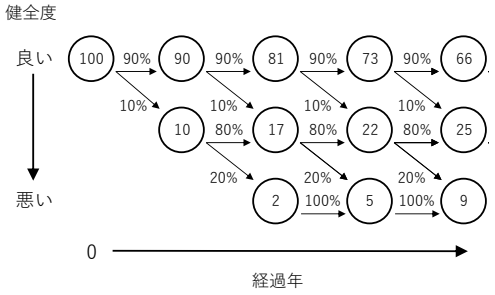


図 2　マルコフ連鎖モデルの概念図

本モデルの特性として、未来の状態遷移の確率は過去の状態によらず現在の値のみによって決定される（マルコフ性）とし、遷移確率は経過年数によらず同一と仮定している（実際には高年次ほど低下の遷移確率が高いと考えられる）。

3. 確率論的手法による劣化予測モデルの作成

3.1 経年的な実測データがある場合

直轄砂防事務所等で長期間の点検データの蓄積がある場合は、各施設の健全度を個別に追跡することで遷移確率を算定できる。ある管内において 20 年間の点検データが揃う 62 基の堰堤の健全度を追跡して算定した遷移確率と、これを用いた劣化予測モデルの事例を以下に示す。

縦軸の状態区分は既往点検による 5 段階の健全度を使用し、横軸の経過年は 10 年単位とした。少なくとも二時期の点検データがあれば、同様の方法で遷移確率を算定できる。

表 2　個別施設の追跡で算定した遷移確率

①S63→H10における状態遷移

健全度	遷移	施設数	百分率
A	維持	48	94%
	低下	3	6%
B	維持	2	40%
	低下	3	60%
C	維持	3	38%
	低下	5	63%
D	維持	5	63%
	低下	3	38%
E	維持	4	100%
	低下	0	0%

②H10→H20における状態遷移

健全度	遷移	施設数	百分率
A	維持	21	44%
	低下	27	56%
B	維持	11	38%
	低下	18	62%
C	維持	16	76%
	低下	5	24%
D	維持	4	40%
	低下	6	60%
E	維持	10	100%
	低下	0	0%

①と②の平均値

健全度	遷移	施設数	百分率
A	維持	69	70%
	低下	30	30%
B	維持	13	38%
	低下	21	62%
C	維持	19	66%
	低下	10	34%
D	維持	9	50%
	低下	9	50%
E	維持	14	100%
	低下	0	0%

A：異常なし、B：軽微な変状有り、C：変状有り、D：状況変化の把握が必要、E：早急な対策が必要

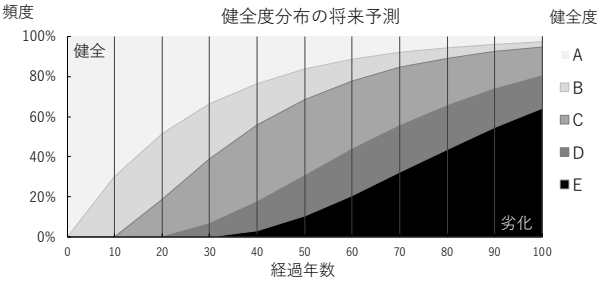


図 3　個別施設の追跡により作成した予測モデル

3.2 経年的な実測データがない場合

都道府県等では複数年の点検データを保有していない場合が多い。三重県ではこれまで巡視は実施しているが、健全度の評価は平成 27～28 年度に実施した一斉点検の一時期しかないため、個別施設について健全度の経年変化を追跡することはできない。そこで、本検討では竣工からの経過年ごとの健全度分布（表 3）を用いて疑似的に状態遷移の過程を作成した（図 4）。ここで、縦軸の状態区分は既往点検による 3 段階の健全度をそのまま使用した。横軸の経過年は健全度の分布状況から 10 箇年の幅を持ったグループを 1 単位とした。また、県内の砂防設備の健全度分布は施工地域や流域面積、渓床勾配等の影響が僅かであったため、全て一律に取り扱った。なお、補修履歴が有るものは分析対象から除外した。

表 3　竣工後の経過年別の健全度分布

健全度	経過年別の健全度分布（単位：基数）							
	1～10年	11～20	21～30	31～40	41～50	51～60	61～70	71～80
A	75	105	133	178	141	102	70	7
B	8	14	43	75	85	106	99	6
C	0	5	6	27	44	50	70	2

健全度	経過年別の健全度分布（単位：百分率）								
	0年	10年	20年	30年	40年	50年	60年	70年	80年
A	100	90	85	73	63	52	40	29	47
B	0	10	11	24	27	32	41	42	40
C	0	0	4	3	10	16	19	29	13

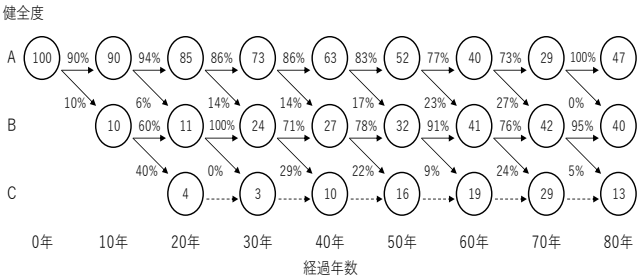


図 4 健全度分布から推定した遷移過程の模式図

上記から健全度 A と B の階層に着目して算定した状態遷移（維持・低下）の確率を以下に示す。

表 4　一時期の健全度分布から推定した遷移確率

健全度	遷移	状態の遷移確率								
		10年	20年	30年	40年	50年	60年	70年	80年	平均
A	維持	90%	94%	86%	86%	83%	77%	73%	100%	86%
	低下	10%	6%	14%	14%	17%	23%	27%	0%	14%
B	維持	-	60%	100%	71%	78%	91%	76%	95%	82%
	低下	-	40%	0%	29%	22%	9%	24%	5%	18%

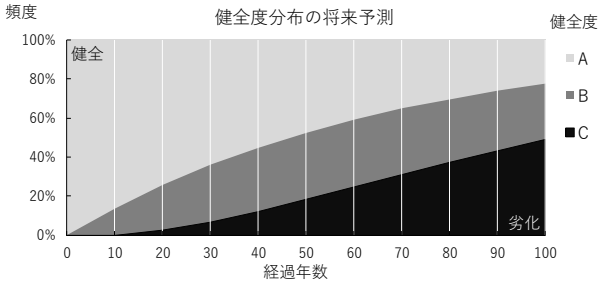


図 5 一時期の健全度分布から作成した予測モデル

本検討で用いた三重県の健全度分布は経過年数との相関が高く、経過年とともに順次下方の比率が増加する傾向にあったため、疑似的な状態遷移過程を作成することができた。同じような傾向を持つ点検データであれば、同様の方法で遷移確率を推定できるものと考えられる。

4. 修繕等計画への活用

前述の予測モデルを使って修繕等対策工事基数の将来予測を行った。近年の施工実績から 4 基/年の新設工事を想定し、健全度 C の施設を 10 年間で全て対策して健全度 A に回復するものとした場合、最初の 10 年間に約 200 基、以降 10 年ごとに約 100 基の膨大な対策工事が必要になると予想される。

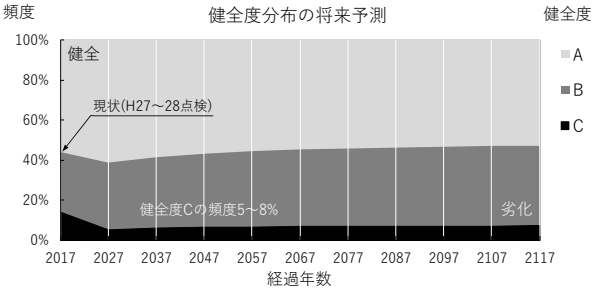


図 6　県内の砂防設備の健全度分布の予測

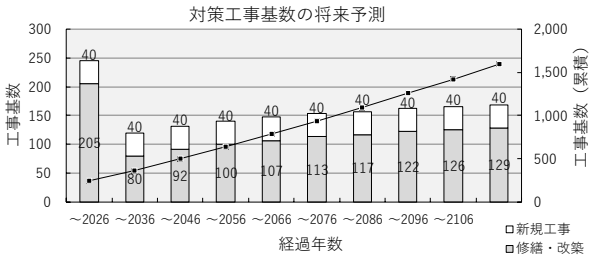


図 7　対策工事基数のシミュレーション

上記のシミュレーションは、将来の対策基数やコストを平準化、最小化するための修繕等計画の検討に活用することができる。

5. おわりに

本モデルは、ある健全度の施設数が経過年とともにどのように遷移していくかを予測し、対策が必要な施設が何年後にどの程度の頻度で出現するかを推定するものであり、中・長期的な全体予測に適用性が高いとされる。しかし、実績データから遷移確率を算定するためには二時期以上の点検データが必要であり、今後、定期的な点検データの蓄積が待たれる。また、本検討は県内の砂防設備を一律に取り扱っているが、50 年前に施工した施設と比べて近年では設計基準が整い、材料品質も向上し、耐久性が大幅に向上していると考えられる。今後、データ蓄積に合わせて施工年代による区分を行うなど予測精度の向上を図っていく必要がある。

本検討の実施にあたりご協力頂いた三重県防災砂防課の諸氏に謝意を表します。

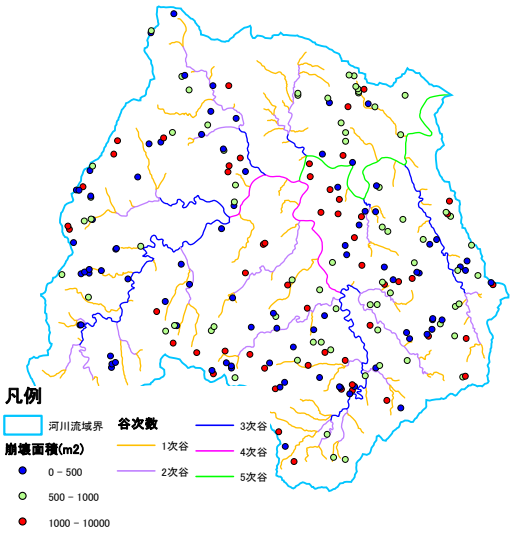
【参考文献】1)竹田ら(2005)；橋梁点検実測データに基づく橋梁資産劣化予測評価の検討，土木学会構造工学論文集 Vol.51A，2)星野ら(2010)；点検データに基づく急傾斜地崩壊防止施設’吹付工)の劣化予測手法の検討，平成 22 年度砂防学会研究発表会概要集，p.296-297

平成 23 年台風 12 号豪雨により発生した斜面崩壊の要因分析

協和設計株式会社　○南部啓太，西岡孝尚
神戸大学大学院　　澁谷啓
国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所　菅原寛明，松尾嘉和，中田博貴

1, はじめに

砂防施設を計画する際に，既往崩壊の拡大や崩壊面に分布する不安定した残土の流出，河床部に堆積する不安定土砂の流出などに加え，未崩壊箇所における新規の斜面崩壊の可能性も踏まえて施設配置を決定する必要がある。しかしながら，新規崩壊箇所を推定することは困難であり，土石流危険渓流では 0 次谷の延長を用いて設定するケースが多い。流域が小さい渓流では崩壊土砂量は少なく，施設配置位置も最下流付近に限定されることが多いため施設配置への影響は少ないが，流域が広大な場合は斜面崩壊リスクを評価し高いリスクが想定されるエリアに砂防施設を重点的に配置することで，施設規模を増やすことなく効果的な整備計画を実現することができると考えられる。そこで，本論文では，平成 23 年台風 12 号豪雨により 213 箇所の斜面崩壊が発生した流域を抽出し，崩壊箇所と斜面勾配や流域面積の地形量，地質，微地形特性などとの相関性を検討し，崩壊危険度の高い要因を分析した結果について報告する。



図－1　台風 12 号豪雨の崩壊箇所分布図

2, 平成 23 年台風 12 号豪雨により発生した検討流域での斜面崩壊の特徴

図－1 に示す検討流域は，流域面積は A=45.8km^2 で，平成 23 年台風 12 号での 1 日最大雨量 708mm，総雨量 1,451mm に及ぶ大規模豪雨により，崩壊箇所数 213，最大崩壊面積 3,475m^2 に至る斜面崩壊が発生した。土砂や流木の流出等により家屋や道路等に甚大な被害を与えた。

図－2 に崩壊諸元を示す。1 箇所の崩壊面積が 1,000m^2 以上である場合，崩壊土砂が流動化し土石流となって下流に被害を及ぼす危険性が高くなる [1)]。本流域は 1,000m^2 以上の崩壊発生は 68 箇所で，崩壊全体に対し 31%である。全体的には，500m^2 以下の崩壊面積の割合が 40%と高く，次いで 500～1000m^2 が 33%となっている。深層崩壊のような大規模崩壊は認められなかったが，土石流化する危険性の高い崩壊規模が多数発生しており，渓流の直下には住宅地や主要アクセス道路が分布するため，崩壊土砂が下流域に流出し渓岸侵食や渓床部の不安定土砂を含めて大規模な土砂流出被害が及ぶ結果となり，対策が急務な渓流特性を有していることが確認できる。

3, 崩壊箇所と各要因との相関性の検討方法

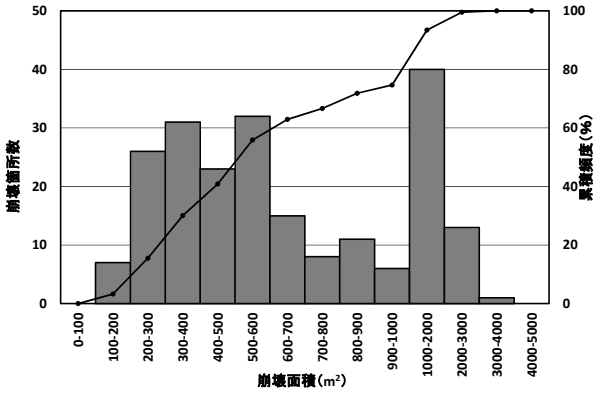
紀伊半島で多数認められた深層崩壊は検討流域では発生しておらず，本検討は表層崩壊を対象に検討している。ただし，崩壊規模は異なるものの，崩壊と各要因との相関性についての指標となると考えられることから，「深層崩壊の発生の恐れのある渓流抽出マニュアル（案）」[2)] を参考にして検討した。

崩壊と関連性が高い可能性が考えられる要因について，実際に崩壊した箇所との相関性を検討し，高い相関性を有する要因を抽出する。本検討では，集水面積と斜面勾配，地質特性，微地形要素，植生について，検討した。集水面積と斜面勾配は LP 測量データ，地質特性は「産業技術総合研究所：シームレス地質図」，微地形は「防災科学技術研究所：地すべり地形分布図データベース」，植生は「環境省生物多様性センター：植生図地理情報システムデータ」を用いて検討した。

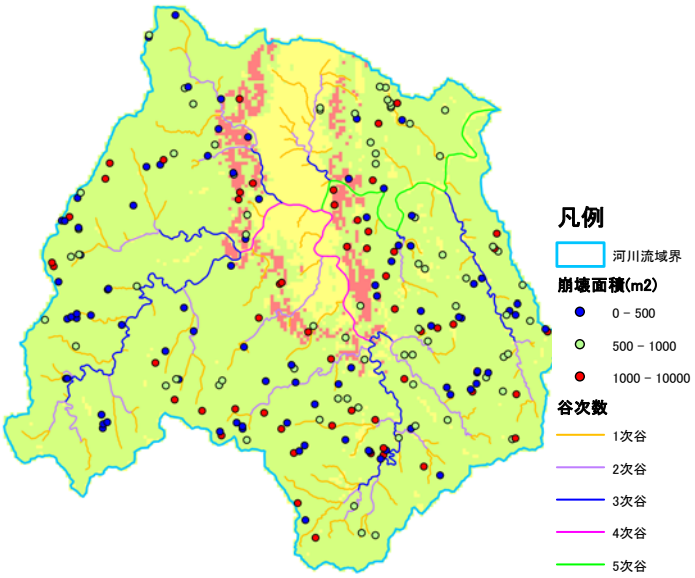
4, 検討結果

4.1, 地形量との相関性

斜面勾配と集水面積及び崩壊面積率の関係から，崩壊面積率が検討対象地域全体の平均値の概ね 2 倍以上となる勾配と集水面積の組み合わせを危険度の高い地形量とし，それ以外を危険度の低い地形量とする。検討した結果，斜面勾配が 40° 以上で，集水面積が 0.1km^2 以上の危険性が最も



図－2　崩壊面積と箇所数，累積頻度の関係



図－3　地質特性による崩壊危険度マップ

高く，斜面勾配 25～30° 以上で危険度が急激に増加する傾向が認められた。斜面勾配が 20° 程度でも集水面積が 0.02km^2 以上から危険度が高くなる傾向がある。この傾向は土石流発生区間の勾配と概ね一致する。

4.2, 地質特性との相関性

検討流域の大部分が花崗斑岩を主岩体とする火成岩類が分布しており，その他，砂岩，泥岩などから構成される堆積岩類が分布し，これらの地質境界とあわせて，3 種類に区分できる。崩壊箇所図と地質図との重ね合わせ図を作成し，それぞれの相関性を検討して危険度要因の分析を行った。区分化を明確にするため，地質特性に斜面勾配も組み合わせて検討した。検討した結果，地質境界が最も的中率が高く，次いで火成岩類が続く。火成岩類での崩壊メッシュ数が 465 であり，総崩壊メッシュ数 562 に対して約 83% で，崩壊の多くは火成岩類で発生していることが確認できる。また，地質領域も火成岩類が広いことから，カバー率が高くなったと考えられる。

4.3, 微地形および植生要素との相関性

滑落崖等の地すべり地形要素と表層崩壊地との相関は崩壊メッシュ数 562 箇所に対して 1 箇所のみであり，相関は認められなかった。地すべりと表層崩壊との崩壊形態に違いが統計結果に表れたものと考えられる。

植生特性として検討流域は，主にスギの植林(針葉樹)が主として分布しており，その他広葉樹も認められる。樹種について崩壊地との相関性を検討した結果，広葉樹の相関性がやや高い傾向が認められた。針葉樹は手入れがなされていることや，コドラート調査で確認した樹木材積が約 10m^3/100m^2 で広葉樹の約 2 倍の密な状態であり，植生根系の抵抗効果が発揮された [3] 可能性が考えられる。

表－1　斜面傾斜度と各要素との関係

(a) 地形量

斜面傾斜度（度）	集水面積($\log_{10}$As) 3.40	3.70	3.88～4.00	4.10～4.40	4.44～4.70	4.72～5.10	5.11～5.40	5.40～5.70	5.70～
～10	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10～15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15～20	0.000	0.000	1.316	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20～25	0.518	1.724	2.381	1.923	5.405	2.247	3.571	0.000	0.000
25～30	1.885	1.700	2.924	2.339	7.000	3.209	3.000	0.000	0.000
30～35	2.374	2.581	4.259	4.554	4.878	3.759	4.918	0.000	0.000
35～40	2.666	3.176	4.421	4.094	2.985	1.899	3.817	0.000	0.000
40～	2.843	4.098	4.568	4.471	3.481	3.817	5.785	0.000	0.000

(b) 地質特性

地質境界

傾斜度	① 表層崩壊メッシュ数	② 地質境界表層崩壊メッシュ数	③ 地質境界メッシュ数	②/① カバー率	②/③ 的中率	的中率比
～10	0	0	101	0.00	0.00	0.00
10～15	0	0	120	0.00	0.00	0.00
15～20	1	0	159	0.00	0.00	0.00
20～25	22	0	211	0.00	0.00	0.00
25～30	63	2	307	0.03	0.01	0.22
30～35	130	18	489	0.14	0.04	1.23
35～40	161	29	795	0.18	0.04	1.22
40～	185	46	773	0.25	0.06	1.99

火成岩類

傾斜度	① 表層崩壊メッシュ数	② 火成岩類表層崩壊メッシュ数	③ 火成岩類メッシュ数	②/① カバー率	②/③ 的中率	的中率比
～10	0	0	54	0.00	0.00	0.00
10～15	0	0	113	0.00	0.00	0.00
15～20	1	1	316	1.00	0.00	0.11
20～25	22	22	873	1.00	0.03	0.84
25～30	63	60	1,953	0.95	0.03	1.03
30～35	130	111	3,214	0.85	0.03	1.15
35～40	161	132	4,161	0.82	0.03	1.06
40～	185	139	4,212	0.75	0.03	1.10

堆積岩類

傾斜度	① 表層崩壊メッシュ数	② 堆積岩類表層崩壊メッシュ数	③ 堆積岩類メッシュ数	②/① カバー率	②/③ 的中率	的中率比
～10	0	0	124	0.00	0.00	0.00
10～15	0	0	96	0.00	0.00	0.00
15～20	1	0	90	0.00	0.00	0.00
20～25	22	0	108	0.00	0.00	0.00
25～30	63	1	189	0.02	0.01	0.18
30～35	130	1	209	0.01	0.00	0.16
35～40	161	0	108	0.00	0.00	0.00
40～	185	0	11	0.00	0.00	0.00

(c) 植生特性

広葉樹

傾斜度	表層崩壊メッシュ数	広葉樹表層崩壊メッシュ数	広葉樹メッシュ数	カバー率	的中率	的中率比
～10	0	0	26	0.00	0.00	0.00
10～15	0	0	62	0.00	0.00	0.00
15～20	1	0	140	0.00	0.00	0.00
20～25	22	7	336	0.32	0.02	0.70
25～30	63	19	770	0.30	0.02	0.82
30～35	130	42	1,178	0.32	0.04	1.19
35～40	161	63	1,354	0.39	0.05	1.56
40～	185	61	1,109	0.33	0.06	1.84

針葉樹

傾斜度	表層崩壊メッシュ数	広葉樹表層崩壊メッシュ数	広葉樹メッシュ数	カバー率	的中率	的中率比
～10	0	0	183	0.00	0.00	0.00
10～15	0	0	210	0.00	0.00	0.00
15～20	1	1	382	1.00	0.00	0.09
20～25	22	15	821	0.68	0.02	0.61
25～30	63	44	1,643	0.70	0.03	0.90
30～35	130	87	2,719	0.67	0.03	1.07
35～40	161	98	3,689	0.61	0.03	0.89
40～	185	123	3,868	0.66	0.03	1.06

5, おわりに　検討結果で地形量（集水面積・傾斜度）や地質特性で明瞭な相関性が認められた。危険度レベルを評価し危険度マップを作成することで，危険度の高い位置に砂防施設を配置するなど効率的な施設配置計画に利用できると考えられる。例えば，崩壊箇所を中心に砂防施設を配置すると施設数が増大するため，保全対象直上流付近の最下流域に配置するケースが多くなるが，今回検討した結果を用いることで地質境界域など崩壊危険度の高いエリアへの配置や，危険度に応じた整備優先度の決定など，施設配置に有効活用できると考えられる。

参考文献　1)建設省：土石流危険渓流および土石流危険区域調査要領(案)．2)土木研究所資料第 4115 号．3)小山内・他：森林の崩壊抑制効果を反映した生産土砂量の推定に向けた一考察，砂防学会誌，Vol．63，No．5．p．22-32．

要因分析図を用いた砂防施設配置計画の検証

協和設計株式会社 防災グループ　　○西岡 孝尚　南部 啓太
国土交通省近畿地方整備局 紀伊山系砂防事務所　　菅原 寛明　松尾 嘉和　中田 博貴

1. 概 要

現在，我々は，台風による被災を契機に，これまでに砂防堰堤などの施設整備がほとんどなされず手付かずであった流域で，20箇所を越える砂防堰堤等の配置計画を立案している。砂防堰堤等施設は流域内の土石流危険渓流における土砂災害の防止や，流域が合流する下流の一級水系に沿った市街地の洪水氾濫防止を目的とするものである。砂防堰堤の配置は，計画基準点の位置や地形特性および保全対象を含む土地利用状況を踏まえ，渓流調査や地形地質踏査による現地の確認を経て，計画されるものである。ここでは，これら従来からの手法による施設配置の検討に加え，数値地図から算出される地形量や地質・植生・地質構造・崩壊発生実績などの数値データによる客観的な情報を用い，それらを要因とする分析図を作成して，配置計画の妥当性を検証している。すなわち，土砂災害や土砂流出の起因となる0次谷などで生じる斜面崩壊の危険度をこの要因分析図から判定し，効果的・効率的な施設配置を図る試みであり，ここに現状の取り組みの概要を報告する。

2. 検討の手法

2.1 要因分析図の作成

要因分析図は，例えば土木研究所資料である「深層崩壊の発生の恐れのある渓流抽出マニュアル（案）」(H20.11)や「表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル（案）」(H21.1)に示された危険性の要素を要因として抽出して作成する。すなわち，**表-1**に示す5つの要因をそれぞれの要素で分析するものである。

表-1　検討に用いた要因と要素

要因	要素
崩壊発生実績	H23 台風12号による崩壊箇所
地質構造及び微地形要素	地すべり地形分布
地形量	斜面傾斜、集水面積、崩壊面積率
地質特性	斜面傾斜、堆積岩・火成岩・地質境界
植生	斜面傾斜、広葉樹・針葉樹・その他

一つは対象流域で「実際に発生した崩壊箇所（崩壊発生実績）」を要因とし，一つは地質構造及び微地形要素として「地すべり地形の分布」域である。加えて，崩壊発生実績をもとに斜面傾斜度と集水面積との関係から危険度が高い「地形量」を算出する。同様の手法で，「地質特性」との関係，さらに「植生」との関係を算出し，これらそれぞれにおいて，崩壊発生実績と斜面傾斜度との関係をカバー率，的中率，的中率比として算出し，「大」～「小」に危険度を区分するものである。

対象流域全体を50mメッシュデータに区分したそれぞれの範囲を各要因の危険度で代表させ，得られる図が要因分析図である。[1)]

2.2 要因分析図における危険度の設定

本報告の要因分析図における対象流域の総メッシュ数は18,786である。分析に用いた崩壊跡地メッシュ数は562である。危険度は，「崩壊発生実績」と「地すべり地形の分布」は，「大」「小」で表現する。斜面傾斜度と崩壊面積率に基づく「地形量」や，斜面傾斜度と組み合わせる「地質特性」及び「植生」の要因は，それぞれで閾値を設定して，危険度を「大」「中」「小」に区分し表現する。

「地形量」を要因とする場合，斜面傾斜と集水面積の組み合わせが，20～25°で3.70(log10As)以上，25～30°で3.40(log10As)以上が危険度「中」，40°以上で5.11(log10As)以上の領域が危険度「大」である。「地質特性」との相関は3つの地質要素に対し，「火成岩類」で斜面傾斜20°以上が「中」，「地質境界」で斜面勾配30°以上が「中」，斜面傾斜40°以上で的中率が最も高く，カバー率0.25，的中率0.06，的中率比2.00で，危険度「大」である。これらに該当しない「堆積岩類」などは「小」である。「植生」との相関は3つの要素に対し，斜面傾斜30～35°で「その他：人工改変地や裸地など」の的中率が最も高く，的中率比2.23で，危険度「大」である。「広葉樹」と「針葉樹」で斜面勾配25°以上，「その他」で40°以上が「中」である。

2.3 斜面崩壊の危険度判定

これら5つの要因を分析した図をもとに，それぞれの要因の重なりから，土砂災害に結びつく斜面崩壊の危険度を判定する。

危険度は要因の重なりに応じ，それぞれレベル0からレベル5に区分する。すなわち，50mメッシュのそれぞれで，要因の重なりから**表-2**に示すように危険度を区分した。

表-2　危険度判定レベル

危険度判定	要因分析の重なり具合
レベル0	すべて「小」
レベル1	「中」あり
レベル2	「中」が2つ
レベル3	「中」が3つ
レベル4	「大」が1つ
レベル5	「大」が2つ以上

3.　要因分析図による砂防施設の配置計画の検証

3.1 流域の特性と砂防施設の配置

流域はほぼ全域が急峻な山岳地である。一方で流域中央からやや下流の北側にかけて2つの支流が合流し，流域内で唯一の低平地や段丘，ないし緩斜面地を形成している。この地域はちょうど堆積岩類の分布域および火成岩類との地質境界付近に相当し，地質特性の違いがその地形を反映している。一般的に主流路へ向かって渓流は発達するが，同様にこのエリアでは本川河道へ向かい支流や渓流が発達している。結果，集落や公共施設が立地し保全対象が集まるため，渓流の多くが土石流危険渓流に指定されている。

このように地形特性や保全対象の立地から，流域中央ないしその北部にかけてのエリアとその周辺域が砂防施設の設置位置に選定される。

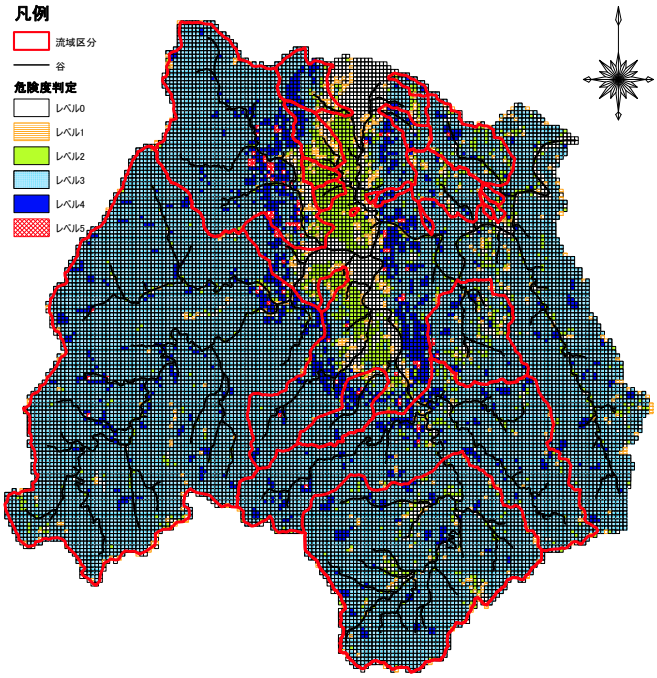


図-1　要因分析図に基づく斜面の危険度判定

3.2 危険度判定図と砂防施設計画位置の関係

図-1の危険度判定図ではレベル4と5が環状を呈し，上述のエリアが明瞭に区分される。流域の大部分はレベル3で河道とその周辺はレベル0に区分される。レベル0とレベル4・5の間にレベル1・2が分布し，特徴的なエリアとなっている。

対象流域ではこの特徴的なエリアとその周辺地に砂防堰堤等施設の配置を立案している。危険度判定図と砂防施設の重なりは，判定レベルが変化する箇所や判定レベルが高いエリア，あるいはその下流に施設が配置され，これらのエリアが効果的・効率的な施設の配置位置となっている。

3.3 占有率と砂防施設の計画位置の関係

表-3は各砂防施設の対象流域における危険度判定レベルのメッシュ分布を占有率で表したものである。本表では，レベル4占有率10%以上のもの，レベル3占有率70%以上のもの，レベル2占有率80%以上のものを着色している。ここでは高次の判定レベル占有率が高い対象施設がより効果的な施設と考えられる。

実際，これらの施設の対象流域では，例えば，1)台風豪雨に伴う荒廃が顕著である，2)規模の大きな崩壊履歴がある，3)広範囲に厚い土石流堆積物が分布する，4)比較的多くの土砂流出が認められる，などの特徴を有していることがわかった。

表-3　各砂防施設の危険度レベル占有率

占有率					
レベル5	レベル4	レベル3	レベル2	レベル1	レベル0
1%	8%	71%	10%	4%	7%
0%	7%	69%	13%	5%	6%
0%	12%	85%	4%	0%	0%
0%	3%	60%	20%	7%	10%
0%	0%	56%	22%	17%	6%
0%	5%	67%	13%	9%	7%
0%	0%	86%	7%	7%	0%
1%	12%	78%	5%	2%	2%
0%	4%	84%	5%	3%	4%
0%	19%	77%	2%	2%	0%
0%	0%	64%	29%	7%	0%
0%	0%	0%	93%	2%	5%
0%	6%	66%	17%	2%	9%
1%	11%	67%	5%	6%	10%
0%	17%	22%	34%	14%	13%
0%	0%	0%	82%	6%	12%
0%	0%	0%	80%	20%	0%
0%	19%	50%	10%	6%	15%
0%	4%	29%	46%	17%	4%
2%	12%	75%	4%	2%	4%
0%	5%	89%	2%	1%	2%
0%	6%	84%	5%	2%	3%

4.　おわりに

広域を対象とする砂防堰堤の配置計画では，現地調査で得られる細部条件以外に，その流域が持つ，地形・地質・植生などの特性を大きく捉えた施設配置の検討が重要であり，それらを評価する場合において，数値データによる客観的な情報が有効である。今後はさらに従来の計画手法では捉え切れかなったものの，施設配置に効果的・効率的，あるいは巨視的に有効な要因を抽出し，それらを反映させる方法や手法への取り組みを継続したい。

1)　南部・西岡・菅原・松尾・中田・澁谷：平成23年台風12号豪雨により発生した斜面崩壊の要因分析，平成30年度砂防学会研究発表会概要集(投稿中)，2018.5

深層崩壊に起因する大規模土砂災害被害想定手法の適用と課題

国土交通省四国地方整備局四国山地砂防事務所　伊藤誠記，平澤良輔※1，田所真路，村上睦実※2
国土交通省国土技術政策総合研究所砂防研究室　　桜井　亘※3，内田太郎
株式会社建設技術研究所　○柳崎　剛，向井信之，福島和彦，佐伯響一，和田孝志
※1 現所属：国土交通省四国地方整備局河川部河川計画課
※2 現所属：国土交通省四国地方整備局建政部都市・住宅整備課
※3 現所属：国土交通省国土技術政策総合研究所土砂災害研究部

1. 緒論

蓋然性の高い深層崩壊現象に伴う災害シナリオを想定するためには，非常に数多くのケースを対象に数値計算を実施する必要が生じうる[1]ため，蓋然性の高い深層崩壊現象のうち，大規模土砂災害被害の想定を行うケースを絞り込むことが重要である。本稿では，祖谷川流域(図-1)を対象として，深層崩壊に起因する土砂災害に対して，今後の対策を検討するために必要である蓋然性の高い深層崩壊による災害シナリオ作成することを目的に，「深層崩壊に起因する大規模土砂災害想定手法[1]」(以下，「被害想定手法」と呼ぶ）に基づき，被害想定実施箇所の絞り込みを検討した結果を報告する。



図-1　検討対象流域（祖谷川と落合谷川）

2. 流域概要

祖谷川流域は，流域面積は約 360km²，地質は秩父累帯北帯，御荷鉾緑色岩類，三波川帯で構成される。深層崩壊実績は，本川中流部において，昭和 40 年(1965 年)の豪雨により「大西のザレ」(推定崩壊土砂量約 12 万 m³）が発生し，祖谷川本川を一部閉塞したことが確認されている[2]。

3. 大規模土砂災害被害想定実施箇所の絞り込み

祖谷川流域内で，蓋然性の高い深層崩壊現象が想定される落合谷川（12.6km²）を対象に，天然ダム決壊に伴う被害想定実施箇所の絞り込みを行った。

3.1 蓋然性の観点及び被害の観点からの想定する現象・場所の絞り込み

蓋然性の高い深層崩壊現象が発生した場合でも，距離が離れているため被害が発生するおそれが低い区間を除外し，被害のおそれのある区間を設定した（図-2)。被害が発生するおそれが低い区間は，落合谷川の下流集落地を起点に被害想定距離より上流区間とした。被害想定距離は過去の崩壊規模と被害範囲最遠点までの距離との関係[3]より，崩壊規模は蓋然性の高い深層崩壊現象の抽出結果[4]より整理された値を用いた（表-1)。

表-1　深層崩壊の崩壊土砂量と被害想定距離

	最大規模	標準規模
崩壊土砂量	74.2 万 m³	15.1 万 m³
被害想定距離	5,300m	3,200m

3.2 地形条件の観点からの想定する現象の絞り込み

1) 短時間決壊型の天然ダム形成の蓋然性が高い区間の設定

既往実績より河床勾配 1/10 より急な区間は天然ダムの形成するおそれが低い区間として除外し，天然ダム形成の蓋然性が高い区間を設定した(図-2)。

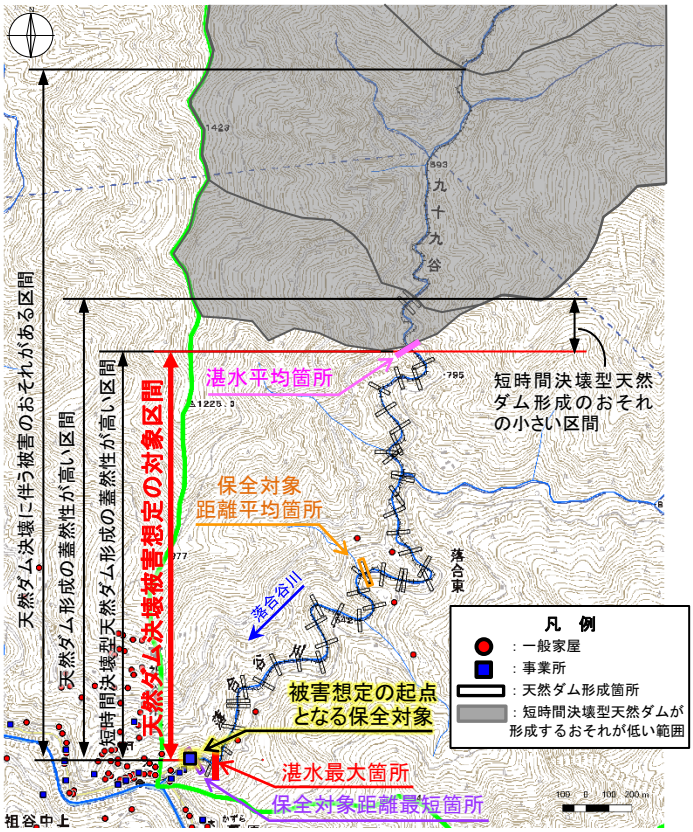


図-2　深層崩壊の被害想定実施箇所の絞り込み

同区間では，100m 毎に天然ダム形成箇所を設定し，天然ダム形成時の湛水容量を算定した。湛水容量は，天然ダムの天端高さで水平に満水するものとして算定し，天端高さは全崩壊土砂量が天然ダムを形成するものとしてオベリスク式により設定した。湛水容量と計画ハイドログラフを比較し，洪水中に決壊する場合を「短時間決壊型」，決壊しない場合を「長期継続型」に分類した。「長期継続型」の天然ダムは形成後，一定の対策が実施できると考え，「短時間決壊型」を対象に被害想定を優先的に実施するものとした。計画ハイドログラフは，吉野川本川下流池田地点の計画降雨時のハイドログラフを天然ダム形成箇所の流域面積で按分して用いた。

2) 天然ダムタイプの形成箇所・高さの絞り込み

短時間決壊型天然ダム形成の蓋然性が高い区間が比較的長距離となり，被害想定を行うべき箇所が 42 地点となった（図-3）。同区間における被害想定の効率化を図るため，被害の規模の大小や類似性を考慮し，①保全対象に近い箇所（保全対象距離最短），②保全対象との距離が平均的な箇所（保全対象距離平均），③天然ダムによる湛水容量が最大となる箇所（湛水最大），④平均的な湛水容量となる箇所（湛水平均）と 4 種類に類型化して被害想定実施箇所を選定した（図-2）。各被害想定実施箇所における被害想定結果は，『和田ら：深層崩壊に起因する土砂災害対策及び施設効果の検討』にて発表予定である。

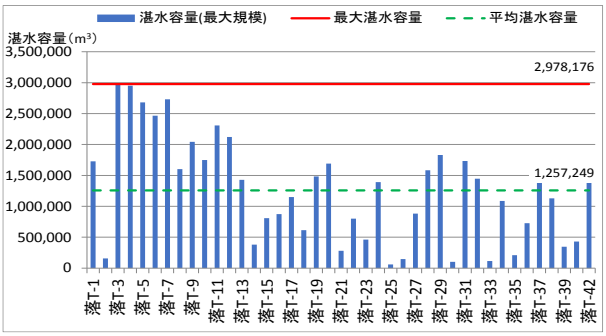


図-3　短時間決壊型天然ダムの湛水容量

4. 深層崩壊発生頻度の算定手法の検討

深層崩壊の被害想定結果を受け，対策方針の検討を進めるためには，深層崩壊の発生頻度を評価することが重要な課題である。ここでは，祖谷川流域及び周辺の同地質帯における実績より深層崩壊発生頻度を算定する手法を検討した。

1) 降雨指標による評価

祖谷川流域内の深層崩壊実績「大西のザレ」の発生降雨（総雨量 228mm，京上観測所）を対象に，降雨確率評価を実施した。例えば，同流域内の平成 11 年西祖谷村「とびのす谷」災害と比較すると，同災害の発生降雨 476mm（日雨量），崩壊規模 500m^3 であり，「大西のザレ」と比べて降雨と崩壊規模の関係が逆転し，降雨指標により深層崩壊の発生・非発生を明瞭に分離できないことを確認した。

表-2　「大西のザレ」の発生降雨の確率規模評価

降雨指標	12 時間	24 時間	48 時間	72 時間
発生確率	1/5	1/2 未満	1/2 未満	1/2 未満

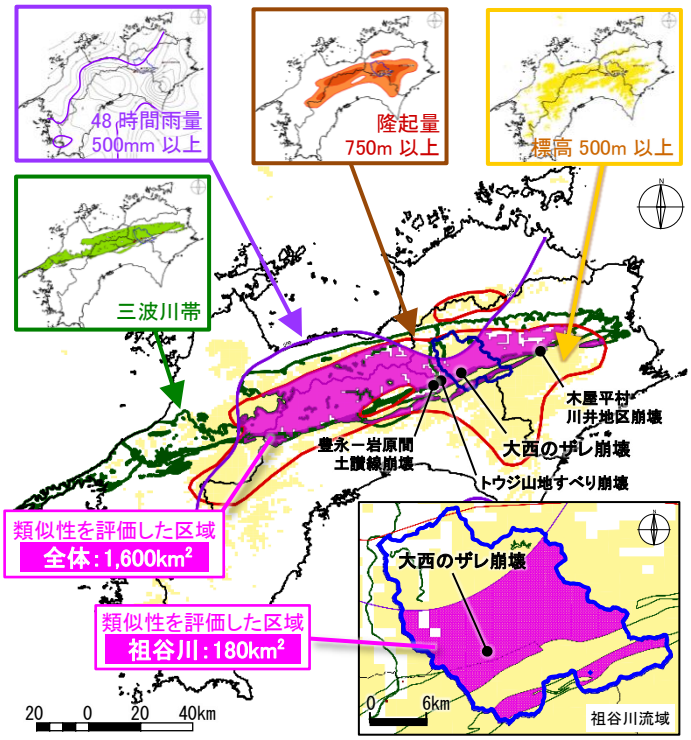


図-4　類似性を示す深層崩壊発生実績の整理

2) 発生要因が類似する区域における評価

「大西のザレ」と同じ三波川帯で過去 100 年間に降雨を誘因とする深層崩壊実績を対象に発生要因を整理した。①三波川帯，②48 時間雨量 500mm 以上，③隆起量 750m 以上，④標高 500m の各要因が類似する深層崩壊実績が 4 事例あるため，発生要因が類似する区域における過去 100 年間の深層崩壊発生頻度は 1/25 と算定できると考えた。さらに，発生要因が類似性を示す区域の全体面積（A=1,600km^2）と祖谷川流域において類似性を示す領域（A=180km^2）との面積率を考慮し，祖谷川における深層崩壊発生頻度を 1/221 と算定した（図-4）。ただし、この結果はあくまでも、文献等の記録に残っている崩壊を対象とした値であり、実際の頻度よりは過小評価になっている可能性が極めて高い。

5. 結論

「被害想定手法」に基づき，被害の規模の大小や類似性を考慮して被害想定実施箇所を選定した。想定ケースが数多くあり，効率化を図る必要がある場合に，被害を類型化して想定する手法は有効であると考える。加えて，深層崩壊対策の計画規模を議論する上で重要となる深層崩壊発生頻度の算定手法を検討した。本成果の活用により，深層崩壊の被害想定及び対策の推進が期待される。

参考文献

1) 蒲原潤一，内田太郎(2014)：深層崩壊に起因する大規模土砂災害被害想定手法，国総研資料第 983 号，ISSN1346-7328
2) 国土交通省　四国地方整備局　四国山地砂防事務所(2004)：四国山地の土砂災害
3) 西口幸希，内田太郎，田中健貴，蒲原潤一，奥山遼祐，日名純也，松原智生，桜井亘(2016)：深層崩壊の発生に伴う土砂移動現象と被害発生位置の実態，砂防学会誌 vol68, No. 6, p. 31-41
4) 林孝標，平澤良輔，尾嶋百合香，村上睦実，内田太郎，松本直樹，横尾公博，大塚智久，長塚結花(2017)：深層崩壊に起因する被害想定手法について，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 550-551

深層崩壊に起因する土砂災害対策及び施設効果の検討

国土交通省四国地方整備局四国山地砂防事務所　伊藤誠記，平澤良輔※1，田所真路，村上睦実※2
国土交通省国土技術政策総合研究所砂防研究室　桜井　亘※3，内田太郎
株式会社建設技術研究所　柳崎　剛，向井信之，福島和彦，佐伯響一，○和田孝志
※1 現所属：国土交通省四国地方整備局河川部河川計画課
※2 現所属：国土交通省四国地方整備局建政部都市・住宅整備課
※3 現所属：国土交通省国土技術政策総合研究所土砂災害研究部

1. はじめに

深層崩壊に起因して発生する土石流，崩壊発生後の同一降雨期間中に決壊する「短時間決壊型」[1]の天然ダムは，応急対応が困難であるため，事前ハード対策により被害を減ずることが重要となる。本稿では，流域内に深層崩壊実績を有する祖谷川の支流域・落合谷川流域（**図-1**）を対象として，深層崩壊起因の土石流および「短時間決壊型」天然ダムが発生した場合にこれらの被害を低減させる事前ハード対策を検討し，その効果を検証した。なお，効果検証の対象となる災害シナリオは，別発表『柳崎ら：深層崩壊に起因する大規模土砂災害被害想定手法の適用と課題』における蓋然性の高い深層崩壊（標準規模）による災害シナリオ検討結果（**図-2**）をもとに設定した。

2. 検討方針

2.1 事前ハード対策の検討方針

本検討では，「深層崩壊対策技術に関する基本的事項」[1]に示される「短時間決壊型」天然ダムに対する対策（施設）の考え方を参考に，落合谷川における災害シナリオと改良可能な砂防堰堤との位置関係を勘案し，以下に示す具体的な対策案（Case1～Case3，Case0 は現行施設時）を設定した。

Case1：深層崩壊が生じた場合に天然ダムの高さを減ずる施設（川幅拡幅による天然ダム高減少）
⇒想定箇所下流の既設堰堤の嵩上げ※1（満砂を想定した不透過型堰堤）

Case2：天然ダム決壊により土石流・洪水流が生じた場合に土砂・泥水を捕捉する施設
⇒想定箇所下流の既設堰堤の嵩上げ※1（下流での捕捉を想定した空き容量を有する堰堤）

Case3：天然ダム決壊により土石流・洪水流が生じた場合に土砂・泥水の流出を制御する施設
⇒想定箇所下流の既設堰堤の嵩上げ※1・スリット化※2・除石（ｺﾝｸﾘｰﾄｽﾘｯﾄ堰堤）

※1：構造形式の見直し等を考慮し、鋼製スリットタイプの施工実績[2]を踏まえ 22m（有効高 20m）とした。
※2：スリット高は全有効高とし，スリット高が堆砂肩高（水山ら[3]）を超えないようスリット幅を設定した。

2.2 対策効果の評価方法

事前ハード対策の効果は，対策有無における被害を数値シミュレーションにより算定し，それらの差分により評価した。数値シミュレーションでは，深層崩壊に起因する土石流の１次元流動～2 次元氾濫，天然ダムの越流決壊・決壊後の流動（1 次元）～2 次元氾濫を解析可能とするため，「Kanako-LS」および「HyperKANAKO」を組み合わせて実行した。本検討における被害指標は，氾濫開始点（保全対象直上流地点）の「通過ピーク流量」および「総流出土砂量」，氾濫域における「浸水家屋戸数」とする。



図-1　検討対象流域（落合谷川流域）

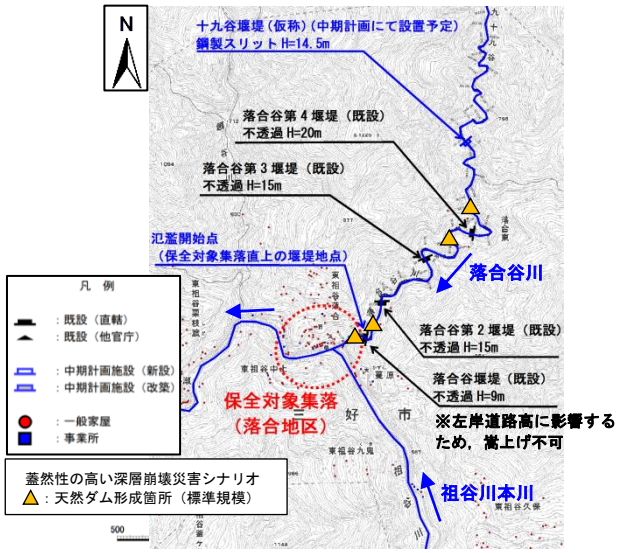


図-2　蓋然性の高い深層崩壊による災害シナリオ（落合谷川）

3. 結果と考察

3.1 災害シナリオ別被害算定結果

表-1 に，落合谷川における蓋然性の高い深層崩壊による災害シナリオ別の被害算定結果を示す。

天然ダムタイプでは，天然ダム形成地点と保全対象との距離が小さい場合，総流出土砂量が大きくなることで浸水被害が発生し，保全対象との距離が大きい場合，総流出土砂量は比較的小さいものの，ピーク流量が維持されるため浸水被害が発生することを確認した。

表-1　蓋然性の高い深層崩壊による災害シナリオ別の被害算定結果（落合谷川・標準規模）

NO.	災害タイプ	崩壊規模（崩壊土量）	抽出条件	ダム高(m)	被害想定位置（本川合流点からの縦断距離）	湛水容量（簡便式により算出）(m^3)	被害算定結果		
							氾濫開始点		
							通過ピーク流量(m^3/s)	総流出土砂量(m^3)	浸水家屋戸数
1	天然ダム	標準的な規模※1 15.1 万 m^3	保全対象との距離最短	29.5	200m 地点	576,023	6,941	80,819	19 戸
2			湛水量最大	33.1	400m 地点	619,916	4,409	70,383	18 戸
3			保全対象との距離平均	36.9	1,800m 地点	570,934	8,542	141	16 戸
4			湛水量平均	33.0	2,500m 地点	423,420	6,708	81	15 戸

※1：祖谷川流域における蓋然性の高い深層崩壊の整理結果[4]より，落合谷川が含まれる区間 C-1（三波川帯　泥質片岩）の標準的な深層崩壊規模を採用
※2：赤枠は対策案 Case1～Case3 の施設効果比較（表-2）における災害シナリオ

3.2 対策案別の施設効果比較

表-2 に，本川合流点より 1,800m 上流地点で標準的な規模（V=15.1 万 m^3）の天然ダムが決壊する場合（**表-1** の NO.3）を対象とした時の Case1～Case3 対策別の施設効果を示す。なお，本比較では，更なる施設効果向上を図るため，Case3 の追加ケースとして，天然ダム形成地点下流の全施設でスリット化・除石を実施した場合（Case3-1）の施設効果も合わせて算定している。

Case1～Case3-1 対策の中で浸水家屋数の低減が最も大きいのは，Case3 または Case3-1 であった。これは，**図-3** に示すように，天然ダム決壊により下流に流出する洪水流のピークカット効果が大きく寄与したと考えられる。なお，Case3-1 では総流出土砂量が Case0 現行施設時の 4,000%以上となったが，これは全基スリット化したことに加え，全基除石を行ったことで落合谷川全体の渓床勾配が大きくなったことから，洪水低減期にスリット部からの土砂流出が発生したことが原因と考えられる。

3.3 移動平均時間間隔別の通過ピーク流量

数値計算に基づいた深層崩壊対策施設の設計流量設定手法を検討するため，対策施設地点の通過ピーク流量を数値計算結果より抽出した。抽出においては，ピーク発生時刻付近の計算ハイドログラフより，一定時間間隔の移動平均をとることにより算定した。

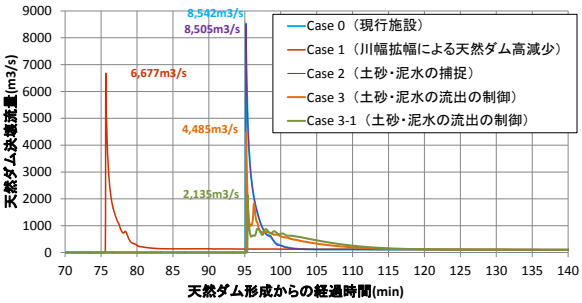


図-3　対策案別の保全対象直上地点通過ハイドログラフ

図-4 に，落合谷第 2 堰堤地点における移動平均時間間隔別のピーク流量抽出結果を示す。

この表より，ピーク流量抽出値は現行設計流量の 3 倍以上となることがわかる。ただし，ピーク流量抽出値は移動平均時間間隔 10～60 秒において低減が顕著であり，天然ダム決壊流のピーク形成時間は概ね 60 秒未満と短時間であることがわかる。

表-2　深層崩壊対策案別の施設効果（落合谷川）

項　目		Case0 現行施設（表-2 の NO.3 再掲）	Case1 川幅拡幅による天然ダム高減少	Case2 土砂・泥水の捕捉	Case3 土砂・泥水の流出の制御	Case3-1 土砂・泥水の流出の制御
施設対策（天然ダム下流）	落合谷堰堤	現況	現況	現況	現況	スリット化・除石
	落合谷第 2 堰堤	現況	現況	嵩上げ	嵩上げ・スリット化・除石	嵩上げ・スリット化・除石
	落合谷第 3 堰堤	現況	嵩上げ（満砂）	嵩上げ	現況	嵩上げ・スリット化・除石
天然ﾀﾞﾑ高		36.9m	32.3m (Case0 の 88%)	36.9m (変化なし)	36.9m (変化なし)	36.9m (変化なし)
天然ﾀﾞﾑ湛水容量		570,934m^3	508,055m^3 (Case0 の 89%)	570,934m^3 (変化なし)	570,934m^3 (変化なし)	570,934m^3 (変化なし)
①ﾋﾟｰｸ流量		8,542m^3/s	6,677m^3/s (Case0 の 78%)	8,505m^3/s (Case0 の 99.6%)	4,485m^3/s (Case0 の 53%)	2,135m^3/s (Case0 の 25%)
②総流出土砂量		141m^3	337m^3 (Case0 の 239%)	82m^3 (Case0 の 58%)	0m^3 (Case0 の 0%)	6,049m^3 (Case0 の 4,290%)
③浸水家屋戸数		16 戸	15 戸 (Case0 の 94%)	16 戸 (変化なし)	13 戸 (Case0 の 81%)	13 戸 (Case0 の 81%)

4. 今後の課題・展望

本稿の結果より，深層崩壊対策として既設堰堤のスリット化が最も被害低減が期待できることを確認した。ただし，本検討の結果だけでは一般的な結論とは言い難く，今後多くの流域で深層崩壊対策案の効果比較を行う必要がある。また，全基スリット化とすると土砂の流出を助長する恐れがあるため，スリット・不透過型（除石管理）等の複合配置について検討する必要がある。

天然ダム決壊流のピーク継続時間は概ね 60 秒未満と短時間であることを確認した。天然ダム決壊流はピーク流量が非常に大きいが継続時間が短いため，下流河床の低下や側岸への影響は限定的である可能性が考えられる。瞬間的なピーク流量に対し水通し形状や前庭保護工等の設計を行うと，施設規模が過大となる可能性が考えられる。以上より，数値計算結果を用いて，安定性の評価，水通し・前庭保護工のそれぞれの対象とする設計流量を設定する手法を検討する必要がある。

参考文献

1) 蒲原ら(2014)，国総研資料第 807 号
2) 多田ら(2017)，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 176-177
3) 水山ら(1989)，砂防学会誌(新砂防)，Vol. 42, No. 4，pp. 28-30
4) 林ら(2017)，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 550-551

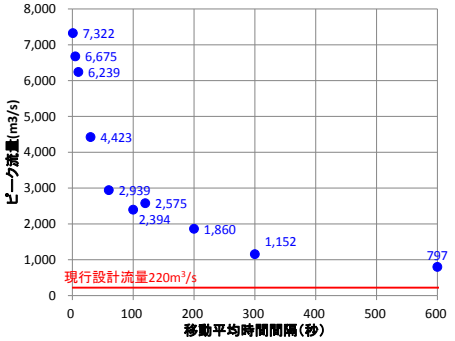


図-4　移動平均時間間隔別のピーク流量（落合谷第 2 堰堤地点）

鳥取智頭における土砂流出に対する降雨の評価

元鳥取大学　正会員○藤村　尚、鳥取県　山下　徹
鳥取県　中原孝志、吉竹紀幸、的場善博

1. はじめに

鳥取県智頭町市瀬地内の国道 53 号智頭トンネル坑口において、平成 29 年 5 月頃から山側渓流から土砂流出が頻発している。流出土砂は、数回、国道まで到達している。

ここでは、現地に設置した雨量計のデータに基づき土砂が流出する降雨の状況を調べる。

2. 地形・地質

斜面の上中流域部は、山地荒廃流域の砂礫生産区域に相当し、荒廃渓が発達する斜面である。

標高 240 m の渓流合流点から標高 570 m の稜線までの斜面は（比高 330 m）、風化侵食が激しい。斜面内は比較的凸凹に富む形状を呈し、斜面下方と西側斜面内ほど岩盤の露出部が多く、急峻斜面が分布する。荒廃渓は、1 次谷に相当する東方の渓流Ⅰと西方の渓流Ⅱが存在する。土石流発生の跡が著しい西方の渓流Ⅱでは、狭隘な谷底の主流に沿って幅 2～4 m の U 字型の溝が形成され、両岸には土砂の堆積状況が見られる。谷に面する急斜面より供給された崖錐堆積物や崩積土が比較的厚く 2～5m 堆積している。土砂堆積域では、渓流合流点から標高 147mの国道 53 号まで、主流は幅 2～3 mの溝が形成されている。平均斜度は、概ね上流域 68～78 %中流域 68 %下流域 35 %であり急勾配である。

基盤岩は、古生代三郡変成岩類の黒色千枚岩（珪質千枚岩を含む）であり、強風化層と露出している風化層の一部が、崩積土や崖錐堆積物の発生源である。これらの基盤岩を覆って、第四紀の未固結の堆積物として、崖錐堆積物と崩積土が渓流沿いや急斜面上に分布している。斜面の最上部の表土は厚さ20～30 cm 程度である。斜面内に地下水の湧水箇所がほとんど認められない。

3. 脆弱土の厚さ

斜面の地質と地山物性を把握するために、現地踏査に加えて簡易動的コーン貫入試験及び弾性波探査を実施し、その結果を図－1に示す。各断面に不安定土砂の推定位置を示している。不安定土砂とは簡易動的コーン貫入試験で得られた、N 値4 以下の非常に緩い部分と、N 値10 以下の緩い部分に相当する崩積土と崖錐堆積物である。また、崩積土と崖錐堆積物の厚さは、弾性波探査の結果より得られた速度層の値と厚さ及び現地踏査によって確認される露岩位置と状況などから推定している。強風化層（弾性波速度0.3 km/s～0.8 km/s）と、斜面内に露岩している風化層（0.8 km/s～1.5 km/s）、主に渓床に露岩している新鮮岩（2.6 km/s～3.0 km/s）に分けられる。図によれば、不安定土塊の存在が認められる。

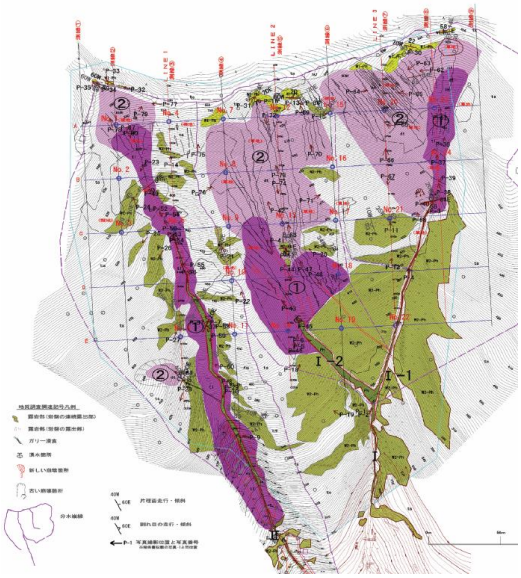


図-１　脆弱土の厚さ

4. 土砂流出と降雨の状況

平成29年に、推定100m^{3}以上の土砂が流出した時の降雨状況を 表-1に示す。このうち7/4, 7/12, 8/17の3回は、土石流ワイヤーセンサーが破断し、400 m^{3}以上の土砂が流出している。8/7と9/17に来襲した２度の台風に伴う降雨では、連続降雨量が多いものの流出した土砂量は、約110-120 m^{3}であり、土石流ワイヤーセンサーの破断は見られていない。

表-1　平成29年推定100 m³以上の土砂流出時の降雨状況

区分		月 日	時 刻	雨量(mm)				流出土砂量
				10分間	30分間	60分間	連続	(m3)
土砂流出	ワイヤーセンサー破断	7月4日	13:45	10.0	25.0	39.0	41.0	400
	ワイヤーセンサー破断	7月12日	16:58	15.0	29.0	22.5	40.0	660
	（台風5号）	8月7日	19:10	8.5	22.0	35.5	87.0	120
	ワイヤーセンサー破断	8月17日	17:32	16.0	34.5	44.5	44.5	570
	（台風18号）	9月17日	20:30	7.5	21.0	39.0	121.0	110

4.1　短時間降雨と連続雨量

推定100 m³以上の土砂流出の有無は、現地に設置した雨量計のデータから10分間及び30分間雨量と連続雨量との関係を示すと、図-２のようになる。図によれば、土砂の流出は10分間雨量で概ね7mm以上で生じている。図-３は、10分間雨量と流出土砂量の関係を示す。10分間雨量の増加とともに流出土砂量が増大している。

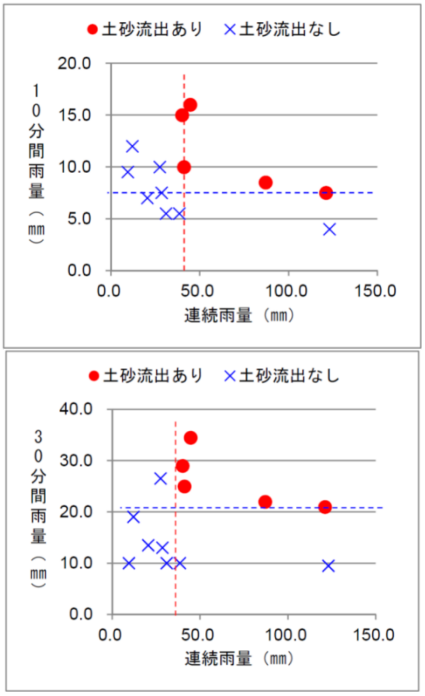


図-２　10分間及び30分間雨量と連続雨量の関係

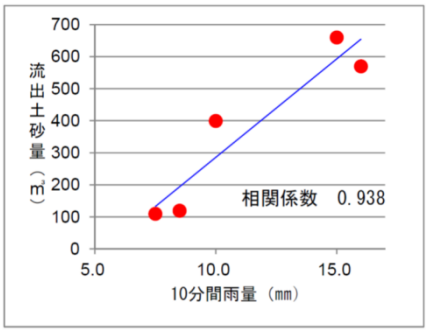


図-３　10分間雨量と流出土砂量の関係

4.2　雨量指標　R′ と土砂流出

中井ら[1]は、マサ土を対象に崖崩れ、土砂崩壊及び土石流が発生する雨量指標R′を求めている。図-４は、市瀬で土石流が発生した時の10分間雨量を用いて雨量指標R′を示している。また、図-５は、スネーク曲線を示している。これらの図によれば、ワイヤーセンサー破断はR′＞90 mm、土砂流出はR′＞180 mmで起こっている。250 mm以上で土石流が発生するとされるマサ土の閾値より低い。このように、危険な「時」や「災害規模」の目安が得られる。

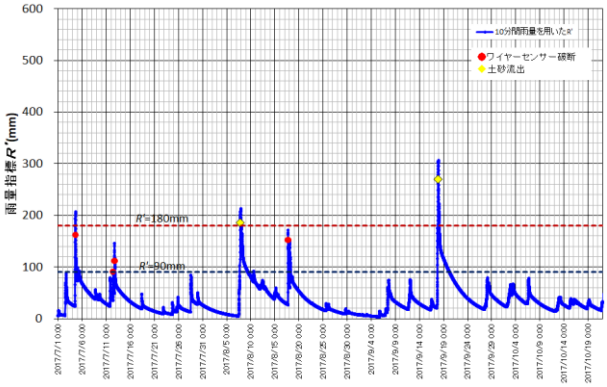


図-４　土石流発生時の雨量指標R′（市瀬）

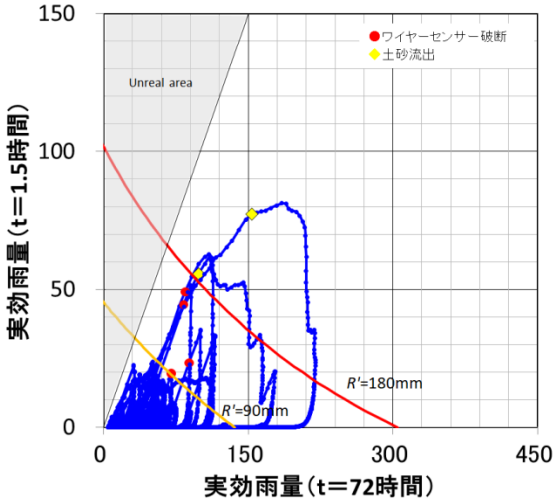


図-５　スネーク曲線

おわりに

土石流等が発生する降雨量について検討し、10分間雨量の可能性を、さらに、雨量指標R′を用いて発生の事前予測に利用できる。

参考文献：　1）中井真司他（2004）：警戒・避難のための雨量指標の改良, 広大工学研究科報, pp. 53-62.

局所豪雨による土砂災害への雨量指標 *R'*の適用について
― 中国地方南部と九州北部の事例による検証 ―

復建調査設計(株)　　○中井 真司，永井 瑞紀
広島大学大学院教育学研究科　吉冨 健一
広島大学大学院総合科学研究科　海堀 正博

1．はじめに

近年，局所豪雨による激甚な土砂災害が頻繁に発生しており，平成 26 年 8 月豪雨による広島市の土砂災害や，平成 29 年 7 月九州北部豪雨による土砂災害は記憶に新しい。

筆者らは，土砂移動現象の発生予測のための雨量指標 *R'* を提案し[1]，これまでにも，地域ごとの災害の発生条件を考慮した警戒避難方法について検討してきている[2)3)など]。雨量指標 *R'*は，式(1)，(2)により算出される 1 つの値を用いて，土砂災害発生の危険度を予測できる指標である。単純な式で係数も少ないため，地域ごとの特性を反映させることが容易で，さらに単一指標であるため，統計的手法を用いた検討を行うことができるという特徴を有している。

$$R_{fw}=\sqrt{(R_1-R_w)^2+a^2(r_1-r_w)^2} \quad \cdots (1)$$

$$R'=R_{fw0}-R_{fw} \quad \cdots (2)$$

ここに，
R_w：長期実効雨量 (mm)
r_w：短期実効雨量 (mm)
R_1：座標上の横軸基準点
r_1：座標上の縦軸基準点
a：重み係数
R_{fw0}：R_w=0,r_w=0 のときの R_{fw}値

2．中国地方南部における事例

1999 年 6 月に広島県南西部で発生した土砂災害，1988 年 7 月に広島県県北西部で発生した土砂災害などの事例検証から，広島周辺のまさ土分布域では，半減期 72 時間と 1.5 時間の実効雨量の組み合わせを用い，R_1=600mm，r_1=200mm，a=3 とした場合，*R'*>125mm でがけ崩れ，*R'*>175mm で山地崩壊，*R'*>250mm で土石流が発生し始めることが明らかになっている[1)]。その後の研究[2)3)など]で中国地方南部に甚大な被害をもたらした土砂災害は*R'*>400mm で発生していることがわかっている（表-1）。

表-1　中国地方南部の甚大な災害時の雨量指標 *R'*

	雨量指標 *R'*	長期実効雨量 R_w (半減期 72 時間)	短期実効雨量 r_w (半減期 1.5 時間)
S42.7 呉豪雨災害 呉観測所(気象庁)	421.1mm	295.5mm	100.0mm
S63.7 広島北西部災害 加計観測所(気象庁)	430.1mm	262.4mm	117.6mm
H11.6 広島県西部災害 呉観測所(気象庁)	415.7mm	248.9mm	115.6mm
H11.6 広島県西部災害 魚切ダム(広島県)	437.2mm	303.4mm	105.0mm
H21.7 防府豪雨災害 防府観測所(気象庁)	408.5mm	291.1mm	95.6mm
H21.7 防府豪雨災害 山口観測所(気象庁)	440.1mm	288.5mm	112.0mm
H22.7 庄原豪雨災害 大戸(広島県)	470.9mm	300.3mm	123.4mm
H26.8 広島豪雨災害 安佐北区上原(広島県)	550.8mm	304.7mm	187.6mm

雨量指標 *R'* は R_1=600mm，r_1=200mm，a=3 を用いて算定

3．九州北部における事例

これまでに九州北部で発生した豪雨災害を対象に，雨量指標 *R'*を算定した（表-2）。雨量指標 *R'*を算定する際の係数 R_1，r_1 はそれぞれ長期実効雨量（R_w），短期実効雨量（r_w）よりも大きな値である必要があり，中国地方南部でのこれまでの検討事例では R_1=600mm，r_1=200mm を用いている。しかし，表-2 に示す全ての豪雨で r_w は 200mm を超え，今回の災害の北小路公民館と長崎大水害時の長崎観測所では R_w も 600mm を超えているため，今回の雨量指標 *R'*の検討にあたっては R_1=900mm，r_1=300mm，a=3 を用いた。

表-2 九州北部の甚大な災害時の雨量指標 *R'*

	雨量指標 *R'*	長期実効雨量 R_w (半減期 72 時間)	短期実効雨量 r_w (半減期 1.5 時間)
H29.7 九州北部豪雨 北小路公民館(福岡県)	1043.1mm	796.9mm	254.4mm
H29.7 九州北部豪雨 朝倉観測所(気象庁)	658.9mm	520.5mm	206.4mm
H24.7 九州北部豪雨 阿蘇乙姫観測所(気象庁)	734.1mm	598.0mm	227.1mm
S57.7 長崎大水害 長崎観測所(気象庁)	803.7mm	618.9mm	214.9mm

雨量指標 *R'* は R_1=900mm，r_1=300mm，a=3 を用いて算定

図-1 に国土地理院により判読された平成 29 年 7 月九州北部豪雨の崩壊地[4)]に，雨量指標 *R'*のコンター図を重ねたものを示す。この災害で甚大な被害が発生した範囲は概ね *R'*>450mm となっており，砂防学会の災害報告[5)]にも示されるように*R'*>650mm の範囲では非常に集中して土砂移動が発生している。この中心部に位置する北小路公民館では 1000mm を越える値となっている。これは，中国地方南部で発生した甚大な災害時の *R'*値が最大で 400～550mm 程度であったことと比較すると，遥かに大きな値である。

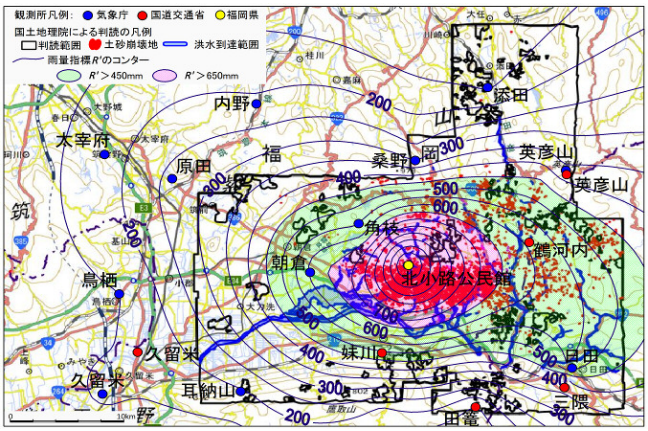


図-1 平成 29 年 7 月九州北部豪雨時の雨量指標 *R'*
国土地理院による正射画像判読図(朝倉地区･東峰地区)[4)]に加筆

平成 24 年九州北部豪雨や長崎大水害の際にも，雨量指標 *R'*は 700～800mm 以上に達していることから，九州北部での激甚な豪雨災害は，中国地方南部のこれまでの災害よりも大きな降雨条件下で発生していることがわかる。

4. 地域の降雨特性と限界降雨量について

地域ごとに土砂移動現象の発生に対する耐力に違いがあり，降雨履歴や地質条件など地域特性によって異なるものであると考えられる。ここでは，特に降雨履歴に着目して，中国地方南部と九州北部における土石流の限界降雨量について検討する。

気象庁による 1981～2010 年の平年値では，平成 26 年 8 月豪雨の被災地付近に位置する広島県の三入観測所の年間降水量は 1690.2mm，朝倉観測所の年間降水量は 1860.4mm となっている。北小路公民館の平年降水量は不明であるが，気象庁のメッシュ平年値図 [6]から朝倉観測所よりも年間降水量が多いことがわかる（図-2）。なお，三入観測所と朝倉観測所の平年降水量を月別に比較すると 6～8 月を除けば降水量は同等であり，年間降水量の差は梅雨期～夏期の降雨の違いによることがわかる（図-3）。

これらのことから，被災地周辺は，特に梅雨期～夏期にかけては，これまでも広島周辺より大きな雨にさらされてきた地域であるといえる。

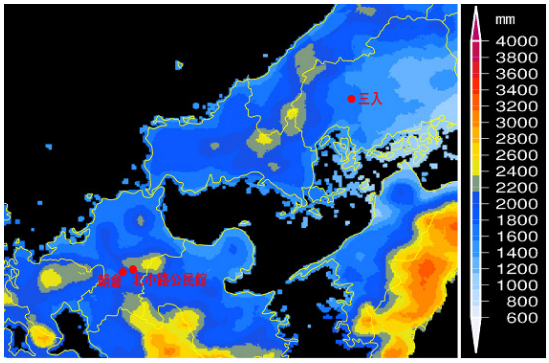


図-2 各観測所の平年降水量
気象庁メッシュ平年値[降水量（年）][6]に加筆

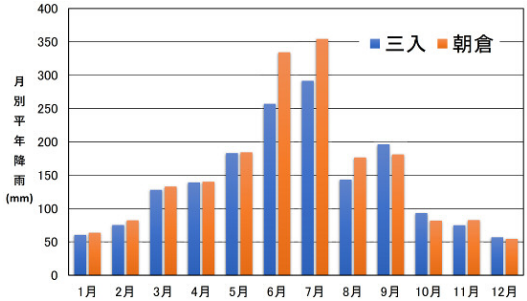


図-3 三入観測所と朝倉観測所の月別平年降水量

筆者らは， Gumbel の極値分布に従って算定した雨量指標 *R'*の生起確率を用いて，地域ごとの限界降雨を評価することに取り組んできた。これまでの研究から，広島県においては 8 年確率程度の雨量指標 *R'*が土石流発生降雨の下限値であることがわかっている [3]。

平成 26 年 8 月豪雨により激甚な災害が発生した広島市安佐北区に位置する三入観測所で，1976 年～災害の前年の 2013 年までの観測データを用いて雨量指標 *R'*の生起確率を算定すると，8 年確率の *R'*は 259.2mm となり，*R'*>250 で土石流が発生し始めるとする目安と概ね調和的である。また，激甚な災害が発生するという目安となる *R'*=400mm は概ね 100 年確率に該当し，この近くの上原観測所で災害時に記録した *R'*=550.8mm（表-1）は，計算上 6300 年確率に該当する。

朝倉観測所の 1976 年～2013 年の雨量データを用いて算定すると，8 年確率の *R'*は 313.7mm，100 年確率の *R'*は 445.6mm，6300 年確率の *R'*は 657.3mm となる。*R'*の生起確率の観点からは，甚大な被害が発生した *R'*>450mm は概ね 100 年確率，非常に集中して土砂移動が発生した *R'*>650mm は，平成 26 年 8 月豪雨により激甚な災害が発生した広島市安佐北区の上原観測所に相当する降雨であったと言える。

被災範囲の中心部の北小路公民館付近ではさらに大きな値となっているが，①これまでの災害事例を検討した雨量が被災地の中心部のデータではない。②北小路公民館付近は，生起確率の算定に用いた朝倉よりも平年降水量が多い地域である。③地質特性や流域特性など，他の要因にも相違がある。などの可能性も考えられる。

4．まとめ

雨量指標 *R'*は，単一指標により，危険な「場所」，「時」，さらに「災害規模」をリアルタイムで予測し，わかりやすく伝えることができる手法で，これまで中国地方南部の事例で検証を行ってきた。平成 29 年 7 月九州北部豪雨の検証においても，中国地方南部の事例と同様に，甚大な被害は *R'*値が 100 年確率程度を上回る範囲で発生していることがわかった。このことは，地域に応じた適切な係数を用い，降雨履歴を考慮した閾値を設けることで，雨量指標 *R'*により様々な地域の災害発生を予測できる可能性を示している。

謝辞：本研究の実施にあたり，現地調査に同行頂き，貴重な資料を提供頂いた，地盤工学会平成 29 年 7 月九州北部豪雨地盤災害調査団のメンバー各位に深く御礼申し上げます。

参考文献：

1)中井真司，佐々木康，海堀正博，森脇武夫（2004）：警戒・避難のための雨量指標の改良（危険雨量指標 R_Iの再吟味と *R'*の提案），広島大学工学研究科研究報告，Vol.53，No.1，pp.53-62.
2)中井真司，海堀正博，佐々木康，森脇武夫（2007）：最近の土砂災害への新しい雨量指標 *R'*の適用と警戒避難のための表現方法，砂防学会誌，Vol.60，No.1，p.37-42.
3)中井真司，海堀正博，佐々木康，森脇武夫（2008）：雨量指標 *R'*による土砂災害発生基準の設定と監視雨量強度 R_Rの提案－地域ごとの降雨履歴特性を反映した適用の可能性－，砂防学会誌，Vol.60，No.6，pp.4-10.
4)国土地理院（2017）：平成 29 年 7 月九州北部豪雨に関する情報，正射画像判読図（朝倉地区・東峰地区），http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H29hukuoka_ooita-heavyrain.html
5)丸谷知己，海堀正博，他（2017）：2017 年 7 月の九州北部豪雨による土砂災害，砂防学会誌，Vol.70，No. 4，pp.31-42.
6)気象庁（2014）：メッシュ平年値 2010 降水量（年），http://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/mdrr/atlas/precipitation_13.pdf

V-146

森林域における水・物質流出から見た流木研究の重要性

鳥取大学農学部　　芳賀　弘和

1. はじめに

流木は大規模出水の際に災害を助長する因子として注目されるが，中小出水を含め平水時にも様々な注目すべき側面がある．また，流木と言っても長さが 10 m を越えるものもあれば 1 m に満たないものもあり，それらの機能も様々である．国外では，生態学，地形学，水質化学等の多様な視点から流木に関する研究が行われており，河川管理に流木を利用したものも増えている．しかし，国内では災害の側面以外からの流木研究は例が少ない．森林管理の現状を考えると，今後は水，土砂，栄養物質の移動を理解する上で流木は鍵となると思われる．本稿では，平水時と中小出水時を対象に，流木が水・物質流出に与える影響について概観し[1)]，著者らが近年実施している小径流木の研究[2)]について紹介したい．

2. 流木が水流出に与える影響

森林流域内を流れる河川において流木が作り出す代表的な地形として，階段状河床構造がある．これは，流れの落差を伴う階段状の地形（ステップ）と深くて流れの緩やかな淵（プール）の連続する構造を持った地形である．このため，流水のエネルギーを効果的に減じ，流路の安定性や土砂移動の制御を考える上で極めて重要な地形であるが，流木がその形成に関わる場合には効果は高いと言われている．特に，多数の流木が集合体（ログジャム，デブリダム等）を形成した場合には，大きなステップープールを伴うため，流れに対する作用は一段と大きなものになる．このような流木の作用を理解するために，流路地形の幾何形状，水理特性，及び滞留土砂の量や粒径について以前から調べられている．

流木が関与する地形は，中小規模の出水に対して安定である場合が多いと言われており，洪水流の到達時間を遅らせる効果があるとされている。Gregory et al.[3)] によると，約 4 km の流路区間（流域面積 11 km^2）でデブリダムを除去し，上下流での出水ピークのラグタイムを評価したところ 10~100 分のオーダーでデブリダムの遅延効果が確認されている．しかしながら，流量規模の影響や降雨－流出応答の不均質性（降雨強度や流域の湿潤条件に強く依存する現象）のため，そのような地形による洪水流の遅延効果の一般性を示すことは難しく，現状では研究例も極めて少ない．洪水流の到達時間やラグタイムは，雨水の流出経路や崩壊タイプ・崩壊土砂量の指標とされる場合があり，流路内に遅延効果がどの程度あるかを知ることは重要な課題となりうる．その際に，流木が関与する地形は無視できないと思われる．

近年，河川での物質循環研究において河床間隙水域の重要性が指摘されている．その中では，表流水と河床間隙水との交換がいかに起きるかを把握することが鍵となっており，流木がもたらす流れの複雑さや滞留場の不均質さの寄与にも注目が集まっている．例えば，Wondzell et al.[4)] は流木によって流れが堰上げられることにより，流路内と河床間隙水域内の動水勾配が変化し，さらには地下部の流れが変化することを報告している．これは，流木によって流路付近での水の流出経路が複雑になっていることを意味しており，森林流域の河川において平水時の水流出を理解する上では重要な点と思われる．

3. 流木が物質流出に与える影響

流木の集合体は，流れに対する障害物となりうるため，流下してくる土砂や落葉・落枝を効果的に捕捉することが知られている．このため，河川生態学の分野では栄養の貯蔵庫として生態系を支える重要な要素として認識されている．Bilby[5)] の研究では，流路内（区間長 175 m）に存在していたデブリダムをすべて除去することにより，流量増加に対する溶存物質（< 0.45μm）の濃度の増加率はわずかであったが，細粒状物質（0.45 μm～1 mm）と粗粒状物質（> 1 mm）の濃度の増加率は著しく大きいことが示された。このことは，流木は，デブリダムを形成することにより流下する粒状物質を一時的に捕捉し，粒状物質の流域外への流出量を制限していることを意味している．流木に由来するデブリダムは，当然ながら永久的にその場所に存在しつづけるわけではなく，腐朽とともに部分的に壊れたり，出水によって全体が壊れたりすることになる．

また，流木そのものが有機物の供給源となることも考えられる．Ward and Aumen[6)] の研究では，流木の単位表面積当たりの削剥速度を求めて評価した結果，少なく見積もっても単位流路面積あたり 100 g y^{-1} m^{-2} であり，この値は細粒状有機物の流路内滞留量の約 2 倍，流路内へ供給される落葉が 1 年間に産出する細粒状有機物量の約 50%に相当することを示した。このことは，流木が細粒状有機物の生産源として大きな役割を果たしていることを示唆している。

さらに，水質という点で流木が物質流出に影響を与えるとみることもできる．平水時の河川水質は水利用の点からは水量と並んで重要な項目であるが，河川水が流下する過程で上述のような河床間隙水域

という，いわば地下部の影響を強く受けることが示唆されている．一見して流路の表面のみで流れに影響を及ぼしているような流木であっても，その存在が地下部の流れを介して水質に影響するという点は見逃されやすく，今後の森林流域における河川水質研究ではこのような流路内の過程を積極的に考慮する必要があると思われる．

したがって，森林流域における物質流出は，流木の腐朽や削剥の過程，及びデブリダムのような集合体の形成と破壊の過程と密接に関連していることが推察される．また，物質流出は，流木が関与する地形がもたらす流下物の一時貯留と放出の繰り返しによってコントロールされるため，流域末端での物質流出量は流路内の流木の違いによって大きく異なる場合があることが示唆される．

4. 小径流木の研究 [2)]

ここでの小径流木のサイズの目安は，直径が 10 cm 未満，長さ 1 m 未満のものである．小径流木は渓流生態学分野の研究で扱われることがあり，古くはその流下と滞留の過程に力点が置かれ，近年では流域から流出する炭素量を評価する際や分解過程を評価する際に着目されている．また，小径流木はログジャムやデブリダムの目詰まり要素として機能するものであり，水や物質の流出を抑制する要素として重要である．しかし，現状では研究例は少なく，著者らが文献調査を行ったところ，その基本的な物性値である密度，含水率，腐朽状態，強度などに関する情報ですら限定的であった．

そこで著者らは，これらの物性値について中国山地中部の渓流にあった 5 カ所のログジャム（28, 40, 41，77，129 ha）から採取した小径流木を対象に実態調査を行い，次のような結果を得た．i）水の密度よりも大きな湿潤密度を持った小径流木が全体の約 4 割を占め，それらの多くは土砂に部分的に埋没して滞留したものであった。ii）小径流木の湿潤密度と体積含水率の間に有意な正の相関があった。iii）小径流木の容積密度の特徴は滞留場の水分環境と酸素環境の違い，すなわち腐朽環境の違いとして解釈できた。iv）腐朽度が高い小径流木ほど曲げ強度は小さかった。v）広葉樹と針葉樹のヤング係数と曲げ強度との関係は異なっており，広葉樹よりも針葉樹の方が外力に対してたわみやすかった。これらより，小径流木の流下現象では流木が河床と接しながら動く過程が無視できないこと，ログジャム内での小径流木の腐朽状態の偏りがログジャムの部分的破壊をもたらしうること，樹種の違いによって流下物の一時的貯留と放出のパターンが異なりうることが示唆された．

これまでがそうであったように，直径が数 10 cm，長さが 10 m を越えるような大径流木（ログジャムの骨格となる流木）と比べると，小径流木は研究上無視されがちな存在である．しかしながら，骨格となる流木間の隙間を埋めて流下物捕捉構造物としてログジャムの機能を強化したり，腐朽とともにその隙間を再形成し流下物を放出したりする点は，小径流木が流路地形と土砂滞留にもたらすマイナーチェンジ効果であるため，小径流木の存在を無視することはできないと考えられる．さらに，平水時や中小出水時における水・物質流出現象を理解するためには，小径流木の物性値や機能を評価することの意義は大きく，結局のところその理解は大規模出水時の流出現象を理解することにも繋がると考えられる．

5. おわりに

本稿では，土石流や斜面崩壊に伴う大規模出水時の流木の移動や流出現象には触れなかった．しかしならが，平水時や中小出水時を対象とした流木動態の研究は，大規模出水時の初期条件に関する研究とも捉えることができ，防災上も決して無駄なものではないと思われる．近年，日本の森林では水源涵養や土砂流出防備の強化を背景にした間伐等の伐採が進んでおり，施業に伴って河川へ入る残材などが流木化する可能性が高い．今後は，大径流木と併せた小径流木の動態研究や流域からの水・物質流出に与える流木の影響について長期的研究が望まれる．

引用文献

1）芳賀ら（2006）森林流域からの倒木や流木の流出．水環境学会誌，29：207-213.

2）Haga et al. (2017) Properties of small instream wood as a logjam clogging agent: Implications for clogging dynamics based on wood density, water content, and depositional environment. Geomorphology, 296: 1-10.

3）Gregory et al. (1985) The permanence of debris dams related to river channel processes. Hydrological Sciences Journal, 30: 371-381.

4）Wondzell et al. (2009) Changes in hyporheic exchange flow following experimental wood removal in a small, low-gradient stream. Water Resources Research, 45, W05406.

5）Bilby (1981) Role of organic debris dams in regulating the export of dissolved and particulate matter from a forested watershed. Ecology, 62: 1234-1243.

6）Ward & Aumen (1986) Woody debris as a source of fine particulate organic matter in coniferous forest stream ecosystems. Can. J. Fish. Aquat. Sci., 43: 1635-1642.

中国地方における砂防技術者の不足の現状と課題

岡山理科大学　正会員　佐藤　丈晴○
エイト日本技術開発　正会員　海原　荘一
中国地方整備局日野川河川事務所　大元　誠治
国土交通省中国地方整備局河川部　木原　均
鳥取県県土整備部治山砂防課　大坪　亮太
鳥取大学　正会員　藤村　尚
広島大学　正会員　海堀　正博

1．はじめに

中国四国地方にある大学，高専においては，砂防学に直接関係する研究室が広島大学と高知大学、愛媛大学しかなく，砂防を専攻する学生もわずかで，全国に目を向けても砂防関係の学生数は限られている．また，中国四国地方は近年豪雨災害が集中しているにもかかわらず，国・自治体の砂防担当者及びコンサルタント企業の砂防技術者および砂防学会員も少ない．この少数の学生及び砂防技術者の砂防離れを少なくするために一丸となって彼らを育てていくことが求められる．

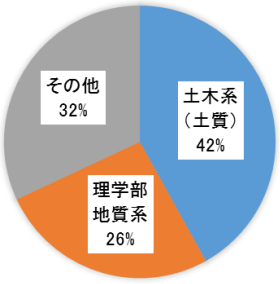
本発表および次発表では，中国地区において，砂防に関連する研究室の学生及び国・自治体砂防技術者および建設コンサルタント等民間企業の砂防技術者を対象として，砂防を専門とする技術者を増やすための現状と課題および各関係機関の取り組み等についてアンケート調査を実施した．本発表では，このうち教育（大学・高専）関連および国・自治体についての結果を紹介する．

2．アンケート実施内容

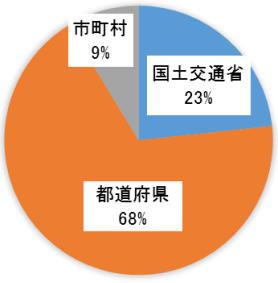
アンケート内容と集積結果を，図－1 に示した．アンケートは 2018 年 2 月に実施し，中国地区の大学および高等専門学校の学生から 69，国・県・市町村にて砂防業務を経験された職員から 103 の回答を得た．アンケートの全容については、書面の制約上省略する．回答者の所属と勤続年数を示した（図－2～図－4）．図－2 より，学生の回答者は工学部土木系（土質）と理学部地質系であり，砂防分野の学生の回答がないことが，中国地区の砂防研究の実態を示している．

【教育機関】	【国・自治体】
対象機関：中国地区の大学・高専 回答者：大学３年（高専４年）以降 サンプル数：６９	対象機関：中国地区の国・県・市町村 回答者：砂防業務経験職員 サンプル数：１０３

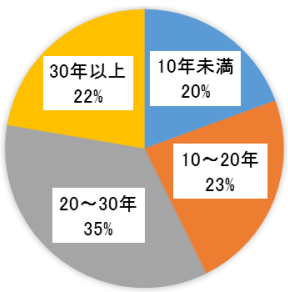
図－1　アンケート実施対象・回答者・サンプル数



図－2　回答した学生の所属学科



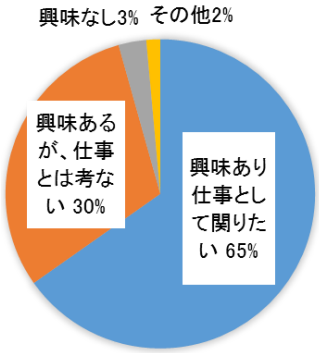
図－3　回答した職員の所属

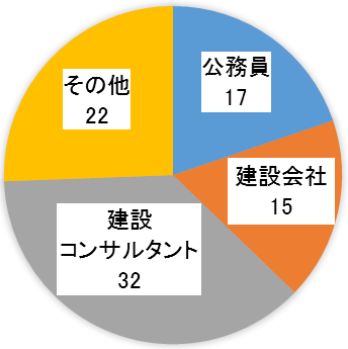


図－4　回答した職員の勤続年数

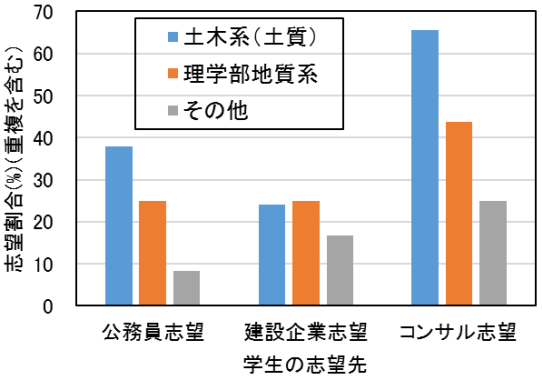
キーワード：砂防，土砂災害，砂防技術者
連絡先：　700 -0005 岡山市北区 理大町 1-1 岡山理科大学　TEL：086-256-8003（代表）

３．アンケート結果から見えてくるもの



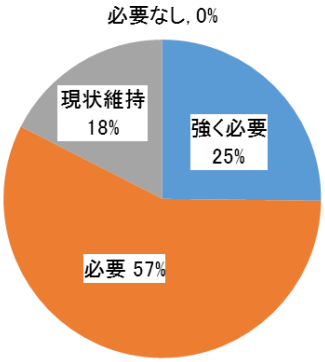


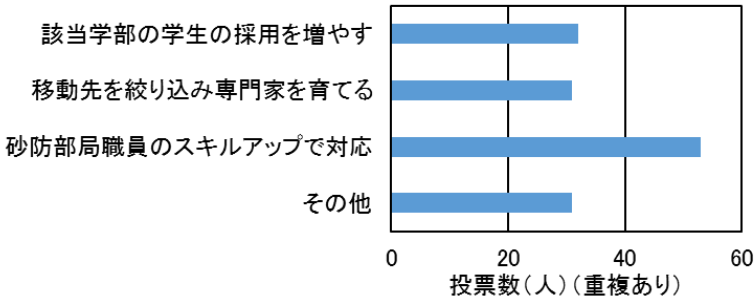
図－5　土砂災害へ従事希望　図－6　志望先（重複含む）



図－7　出身学科と志望先（重複含む）

土砂災害への興味と志望は，興味を持ち仕事として携わりたいという学生が多い．就職先（志望先）についても 4 分の 3 は技術系公務員，建設企業，建設コンサルタントへの就職を希望した．志望先の内訳は，土木系の学生は大多数が，土木系への就職を希望しているが，地質系となると減少し，その他はさらに減少する（図－7）．図示できていないが，地質系の学生は，地質調査や砂防系への配属が多い．逆に土木系の学生は，道路系や河川系への希望が多く，砂防系への就職は少ない．このことから，採用側は，理学部地質系の学生を砂防系へ導く手立てを考えることが効果的な方向性であることを確認した．





図－8　砂防の専門知識を有する職員の必要性　　図－9　砂防の職員が不足している現状の対応策

国・自治体職員に対して砂防の専門知識を有する職員の必要性について確認したところ，必要が 8 割となった（図－8）．不足している現状の対応策として，スキルアップによる効率化，異動を減らして経験を積ませる，もともと砂防を専門とした学生を採用するという意見があった（図－9）．その一方で，職員増＝業務量増を考慮するとハード・ソフトなどの多様な対策を充実させるという意見もあった．

４．インターンシップの重要性

図－5 より土砂災害に対して興味を持つ学生は多い．しかし，学生は「土砂災害」に関する仕事先を意外と知らない．国・自治体や民間企業は，土砂災害，砂防に関する仕事先として情報提供が必要である．現在の就職活動はインターンシップが重要である．学生の参加意識も高く（70%），参加を契機に志望先する（参加者の 40%）学生も多い．企業によって 1 日～1 月程度と形態はさまざまであるが，双方の状況から夏期休暇の時期に 1 週間以上のインターンシップを行うと学生の意識も高まり効果的である．

謝辞：中国地方の大学・高専の先生方，学生のみなさま，ならびに，国土交通省，都道府県，市町村の職員のみなさまの回答によって集計ができ，現状の把握ができました．みなさまのご協力に感謝申し上げます．

中国地方の建設コンサルタントにおける砂防技術者の育成・確保に向けた課題

鳥取大学　藤村　尚
広島大学　海堀正博
岡山理科大学　佐藤丈晴
株式会社エイト日本技術開発　海原荘一○
中電技術コンサルタント株式会社　荒木義則

1. はじめに

砂防学を専攻とする学科は全国でも少なく，1 学科あたりの学生も少なく，近年の大学生の就職は売り手市場が続いている。また，平成 26 年度時点における建設コンサルタント白書によるとその技術者の年齢構成比率は，40 代が 34%，30 代が 19%，20 代が 11%と若年層ほど少なく，将来的に建設コンサルタントの砂防･地すべり技術者の不足となることが懸念される。

中国地方では多くの土砂災害が発生しているが，中国地方に在籍する技術者数は少ないと考えられ，建設コンサルタントにおける砂防・地すべり技術者の現状を把握し，増員のための有効な対策の検討に資するため，中国地方の 5 県に在籍する建設コンサルタント技術者(砂防学会員以外の技術者も含む)を対象としたアンケート調査を実施した。

2. アンケートの対象及び内容

中国地方の建設コンサルタントを対象としたアンケートは，5 県 57 社に配布し，下記の 2 種類を実施した。主な設問の内容を**表 1** に，注目すべき調査結果を以下に示す。

①若手技術者向けアンケート：年齢的に学生にも近い入社 10 年未満の砂防･地すべり技術者以外の専門分野を含む広い工種の技術者向けアンケートであり，若手技術者の動向を把握するもの(回答者数 142 名)。

②専門技術者向けアンケート：年代に関係なく，砂防･地すべりの業務に関わっている技術者を対象としたもので，現状を把握するもの(回答者数 140 名)。

3. アンケート結果

3.1 若手技術者向けアンケート結果

3.1.1 就職活動に関する動向

・就職先に若手技術者が建コン技術者を選定した理由(複数回答可)については，「専門技術に興味があったから」が 62.0%，「手に職をつけたい」が 26.8%。

・就職時に希望していた工種と現在の工種の関係については，「希望どおり」が 28.9%，「希望工種だが職務内容は想定と異なる」が 22.5%，「希望工種ではないが不満なし」は 43.7%，「希望工種と異なり，工種替えを希望する」は 2.8%と少ない。

・インターンシップの経験については，「経験あり・よい経験だった」が 35.9%，「経験したが役に立たない」が 7.7%，「経験していないがすればよかった」が 18.3%，「経験はないが問題なし」が 37.3%。

3.1.2 砂防・地すべりへの関心に関する質問への回答

・就職時に砂防地すべりに対する興味の有無については，「全く興味がない」が 55.6%，「興味があり仕事にしたい」が 21.1%，「興味はあるが仕事にしたくない」が 20.4%(**図 1**)。

・砂防･地すべりのイメージ(複数回答可)は「難しそう」が 66.2%，「大変そう」が 54.2%，「忙しそう」が 32.4%(**図 2**)。

3.1.3 現在の処遇等に関する質問への回答

・今の職務を続けたいかについては，「今後も継続したい」が 71.8%，能力的・体力的に続けていくのが難しいが 19.7%。

・砂防・地すべり技術者を増やすための施策(複数回答可)は，「専門学部の学生を増やす」が 48.6%，「関係工種の処遇改善が 40.8%」，「学生への PR」が 61.3%。

表 1 各アンケートの設問

種別	項目	設問
若手向け技術者向けアンケート	諸元	・勤続年数、性別、会社の規模、学生時代の専攻
	就職活動	・建設コンサルタントを選定した理由 ・就職活動時の希望工種 ・希望工種と現在の工種の関係 ・インターンシップの経験と感想
	関心	・学生時代の砂防・地すべりに対するイメージ ・現在の砂防・地すべりの工種に対するイメージ
	処遇等	・今後も今の職務を続けたいかどうか。 ・現在の処遇の改善要望 ・砂防・地すべり技術者を増員のための対策
専門技術者向けアンケート	諸元	・勤続年数、性別、会社の規模、学生時代の専攻
	就職活動	・建設コンサルタントを選定した理由 ・就職後の希望工種
	知識	・土砂災害に関する授業の経験 ・授業で習得しておきたかった知識
	職務の得失	・建コン技術者の有利な点、不利な点 ・砂防・地すべり分野の有利な点、不利な点 ・砂防・地すべり業務の利益率
	業務との係わり	・砂防・地すべりの業務に係わった経緯 ・現在主体としている業務
	処遇等	・若手技術者の退職の状況 ・若手技術者の入社状況 ・砂防・地すべり技術者の増員の必要性 ・現在の処遇の改善要望 ・砂防・地すべり技術者を増員のための対策

3.2 専門技術者向けアンケート結果

3.2.1 学生時代の専攻と就職に関する希望および建設コンサルタントを選定した理由

・建設コンサルタントを選定した理由(複数回答可)は,「専門技術に興味があったから」が 59.3%,「手に職をつけたい」が 24.3%,「フィールドワークが主体と思っていたから」が 20.0%,「デスクワークが主体だから」が 13.6%であった。

・学生時代の専攻は「理学部地質系」が最も多く約 30%,その他はあまり偏りがない。

・就職活動時に希望していた工種は「地質調査」が 32.1%,「わからない・希望なし」が 18.6%。

3.2.2 砂防・地すべりの知識習得に関する質問と回答

・学生時代に土砂災害に関する授業を受けたことがあるかについては,「受けたことがない」が 60.7%。

・学生時代に身に付けておきたかった知識(複数回答可)は,「砂防(水系・土石流)の基礎知識」が 58.6%,「地すべりの基礎知識」が 38.6%,「特に習得不要」が 32.9%。

3.2.3 砂防・地すべりの職務の得失等の質問と回答

・他業種に比べ有利な点(複数回答可)は,「専門技術が身に付く」が 87.9%,「能力次第で給与水準向上」が 31.4%,「異動が少ない」が 10%。

・他の分野に比べて有利な点(複数回答可)としては,「未解明な部分があり面白い」が 45.0%,「専門知識がわかりやすい」が 30.0%,「学生時代に専攻していなくても習得しやすい」が 30.0%(図 3)。

・他の分野に比べて砂防・地すべりの不利な点(複数回答可)としては,「細かい決まりがないが経験がないと判断できない」が 51.4%,「未解明な部分があり判断に困ることがある」が 50.0%,「ソフトからハードまで幅広い知識が必要」が 40.0%。

・砂防・地すべり業務の利益率は,「他工種と変わらない」が 52.1%。

3.2.4 現在の処遇に関する質問への回答

・若手技術者(40 歳以下)の退職状況は,「現在は退職が少ない」が 39.3%,「現在も公務員に転職が多い」が 24.3%,「他業種への転職」が 13.6%,同業他社への転職が多いが 10.0%。

・砂防専門職員の増員が必要・強く必要を含めると 71.4%,不足していないが 20.7%,年齢構成を考えると増員が必要は 5.0%,増員不要は 0.7%。

・近年の砂防・地すべりの業務に取り組む若手技術者の入社状況は,「20 代社員を増やしている」が約 51.4%,「20 代社員を増やしていない」が 35.7%。

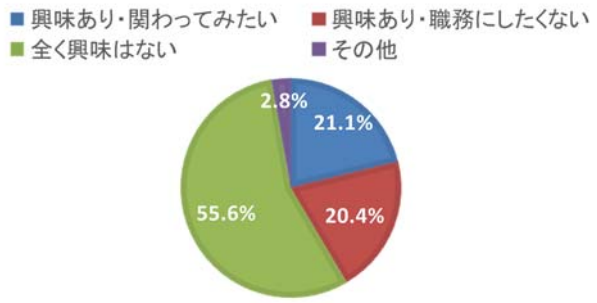


図 1 就職を決める際に砂防・地すべりに関する興味の有無

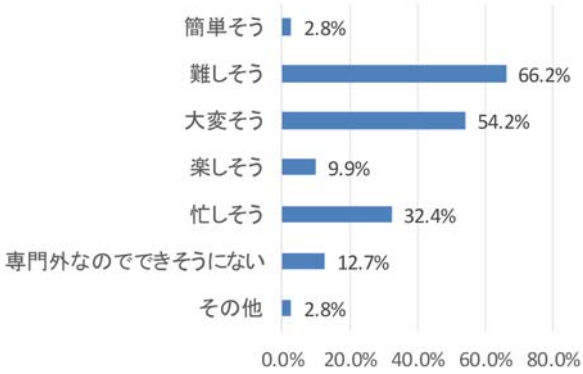


図 2 砂防・地すべりの工種のイメージ(複数回答可)

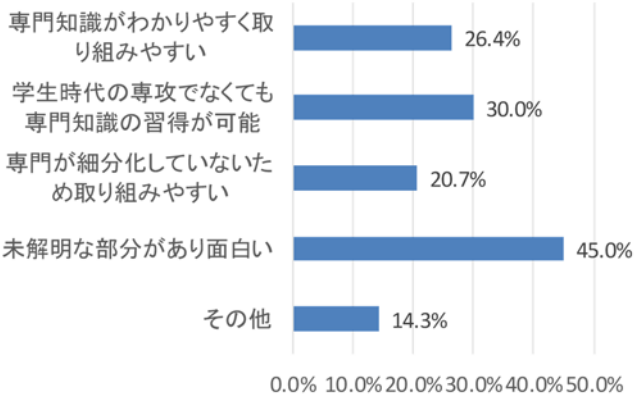


図 3 砂防・地すべりの有利な点(複数回答可)

4. まとめ

砂防・地すべりの技術者は増員が必要と認識し,近年では若手技術者を増やす傾向にあることがわかった。

専門外の技術者は半数近くが砂防等に興味があるものの,砂防・地すべりは取り組みにくいと考えているのに対し,実際に業務に従事している技術者の半数は取り組みやすい工種であると認識しており,両者の意識に差があり,若年層への PR や情報提供によって,砂防・地すべりの技術者確保が可能となる可能性が高いことが明らかとなった。

謝辞:貴重なお時間を割いて今回のアンケートに御協力いただきました中国地方の建設コンサルタントの皆様とアンケートの配布に御協力いただいた建設コンサルタント技術者の皆様に,心より感謝申し上げます。

土石流ならびに火砕流による災害のリスクが大きい地域における防災策

o 国際社会開発協力研究所　　渡辺　正幸
八千代エンジニアリング株式会社　下田　義文

1　はじめに

インドネシア国ジャワ島のクルー，スメルならびにメラピは火砕流を噴出させる活火山である。火砕流堆積物は降水の流出にともなう高濃度土砂流となって土石流円錐を形成するが，その形成過程は，流送土砂量と堆積域の大きさの観点で，旧約聖書の創世記の第 3 日目の記述が当てはまると云い得るほどの規模をもつ。

造物主は未だに天地創造の作業の真っ最中であり，地形が定住に適するほどに安定していないにも関わらず土地に人口圧力が大きく作用しているところに問題の核心がある。居住地と耕地ならびに観光地および石材採取地が火砕流の堆積域と重なっているために火山災害と土石流災害のリスクが増大しつつある。解決は時間との競争である。

火山災害と土石流災害で増大するリスクを削減するためにインドネシア国が採った策が村落を丸ごとジャワ島外へ移転させる島外集団移住（トランスミグラシ）策であった。インフラを整備して補償・補助金を支払ったうえで実施したとする移住策は移住民が定着せず破綻した。言語・宗教・慣習等文化を異にする部族社会では，地縁を維持できる地域で生計を維持する方策を択らないかぎり社会の安定が保てないことが判った。

2　地形が形成途上にある地域で住民の生計基盤をつくる土地利用

火山災害と土石流災害のリスクが大きい地区で人間が生計を持続的に維持する方策を講じるには，理・工学と社会科学の知見と技術ならびに高度の統治手腕が必要であり，そのレベルと使いこなす政府と住民の力量が試される。

形成途上で安定していない地形に安定した生計をはめ込むという矛盾には，地形の変化に合わせて生計の基盤としている土地を替える“域内移住”の柔軟性を技術化し制度化することが解決になることを本論文で示し，その方法を fan-segment-shift 法（FSSM）として提案する。FSSM の手法の原型はインドネシア国ジャワ島中東部のクルー火山の北から西側の山麓にあって，古くから sand-pocket（SP:遊砂池）と言っているものである。クルー火山を放射状に下刻する谷を流下する土砂は SP を経由してブランタス河に入る。

3　FSSM の機能と効用

FSSM は土石流の流下方向を人工的に変化させることによって望む位置に望むサイズで土石流円錐を形成させる手法であり，その原理は奥田らが焼岳試験地の観測で明らかにした土石流堆（DL:debris lobe）の形成原理ならびに上に述べた SP の効果に基づいている。したがって，等高線方向に移動させた土石流円錐（segment）を傾斜方向に連ねた複合セグメントが土石流扇状地を形成すると考える。



図－1　底面水抜スリット

問題は，１）満砂したセグメントに隣接する位置に新たなセグメントを形成させる土石流の導流技術と，２）セグメントを移動させる周期である。セグメントの移動周期はセグメントの土地に生計の基盤をもつ農民の家屋と耕地の移転を意味する。

土石流を導流する手法には，ダムと導流堤ならびに底面水抜スリットが考えられる。

ダムはクレストの位置を経年的に変更して流路を替える。導流堤は堤外の土砂礫の堆積の処理計画が問題である。底面水抜スリット工法は土石流円錐の表面を流下する後続流が既存の DL を乗り越えて流下しない事実を原理としていて，底面水抜スリットの効果で停止した DL が導流効果をもつ。セグメントを移動させる周期は，土砂流出量と計画の対象とする土石流扇状地のサイズならびに人口圧力の大きさ等で決まるが，一世代の就労年数に概ね等しい 30 年程度とすることが考えられるが，なお社会科学的な検討を要する重要な課題である。

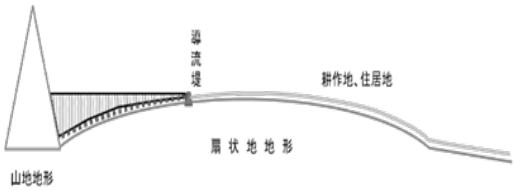
4　インドネシア国クルー火山地域で用いられている FSSM



図－2　クルー火山地域の SP

SP の目的は，土砂流の氾濫域を限定することとブランタス河の河床上昇の防止である。1990 年と 2014 年の爆発による土砂流出で SP の全てが満砂状態になって既存の SP に隣接して新たな SP が必要とされたが，人口圧力と地価の高騰で新たな FSSM のための用地が取得できなかった。貯砂能力を増大するためには SP の堤防を嵩上げするしか方法がない。かくして SP の堤防の標高は堤内地のそれより 15m 高くなった。地形の形成過程の認識と併せて人口増等の社会の変化を考慮しなければ脆弱性が削減できないことの証明である。

5　インドネシア国スメル火山地域で用いられている FSSM



図－3　スメル火山南麓地区の土地利用

スメル火山南麓地区では 1981 年の噴火による火砕流と泥流で 369 人が犠牲となる大災害が発生した。防災事業が被災直後に開始された。その目的は，既往の洪水氾濫区域を堤防で囲んで後続の洪水が氾濫区域を拡大させることによる農地の損害防止である。堤防を図 3 に示すとおり，扇状地の西端を限る形で築造して SP にしている。SP の堆積面が浸食されることによる細粒質の土砂移動による災害を防止するために 2 次 SP が 1 次 SP の下流に築造された。

6　議　論

その日暮らしに近い所得水準で生きる住民の生計手段は土地しかない。土砂災害のリスクがあると言い，リスクが増大すると言っても，“いま”を生きることに精一杯で“毎日が災害”といえる農民に“将来に備える”防災能力はない。FSSM が火山山麓で生計を維持する合理的な手法であるといっても，現状では，聞く耳を持たない。

7　結　語

防災・減災の実を工学的な手法だけで達成することは不可能である。加害力に対する脆弱性（vulnerabilities）を認識し，脆弱性の根源要素（root causes of vulnerabilities）を無くするべく，FSSM をベースにする工学的手法に社会・政治・経済・文化・人類学等の社会科学の知見と手段を動員してリスクの大きい環境に生きることを余儀なくされている農民に“守るべき資産をもたせる”総合的な施策が必要である。

日本には，戦中と敗戦直後に出現した“ない無い尽くしの社会”で起きた“分家の災害”を，敗戦後に採った災害対策基本法をベースにする”総合的な施策”で克服してきた歴史がある。土地を唯一の生計手段とせざるを得ない農民に FSSM をベースとするリスク管理を委ねる仕組みを作れば，創世記第 3 日目の環境であっても，地形形成過程に沿う持続性のある防災事業が，受益者である農民の“わがこと”事業として実現する可能性がある。

参考文献

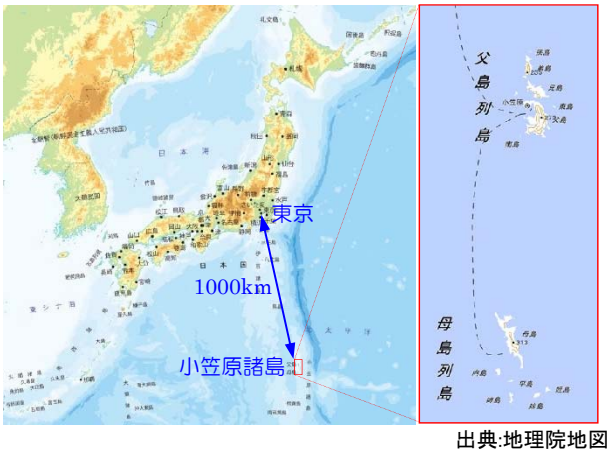
小出博（1968）：島根県の山地災害調査報告，防災科学技術研究所総合研究報告第 14 号，p.28.
清野雅雄ほか（1986）：底面水抜きスクリーンの現地試験，新砂防，Vol.39, No.3(146)，p.15.
諏訪浩ほか（1982）：焼岳上々堀沢扇状地における土石流の堆積構造，京都大学防災研究所年報，第 25 号，B-1，p.2.
Ben Wisner et al. (2004): At Risk, ROUTLEDGE, P.51
Peter Winchester (1992): Power, Choice and Vulnerability, A Case study in Disaster Mismanagement in South India, London, James & James Science Publications. P.178-194.
渡辺正幸ほか（2010）：防災学原論，築地書館，p.55-56.

世界遺産小笠原諸島の環境に配慮した砂防施設（沈砂池）設計の検討

東京都小笠原支庁　橋本 勝、榎本亮二、瀬戸祥太
(株)間瀬コンサルタント　○宮崎新二、手塚和博、藤井省五、森山清郁、矢萩雄介

1 はじめに

小笠原諸島は、日本列島から 1000km 南の太平洋上に位置し、大陸と陸続きになったことがない海洋島である。このため、生物が独自の進化を遂げ、小さい島でありながら固有種の割合が高いことが評価され、平成 23 年 6 月に世界自然遺産として登録されている。



出典:地理院地図

図 1 小笠原諸島の位置

当発表では、小笠原諸島の父島で実施した砂防施設設計において、生態系に配慮した検討事例について報告する。

2 砂防施設設計の概要

設計する砂防流域では、豪雨のたびに多量の土砂が流出し土砂災害の危険性が切迫している。このため、新たに砂防施設を整備して、土砂災害から人命や財産を守ることを目的に、砂防堰堤 2 基と流路工の施設設計を行った。

施設設計では、土砂災害防止はもとより、環境に配慮することが求められた。特に流路工の放流河川に生息する小笠原固有の水生生物への影響軽減が強く求められ、その対策として沈砂池を設計した。

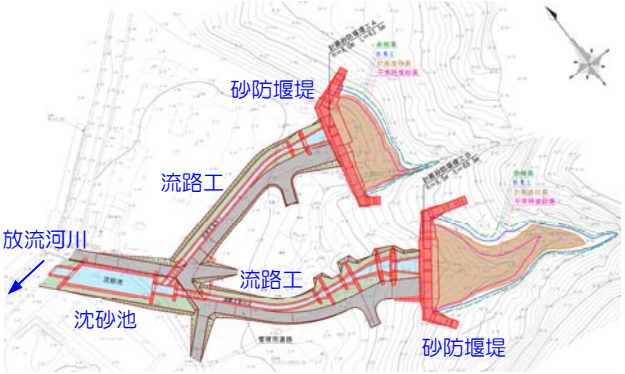


図 2 砂防施設設計画平面図

3 沈砂池の設置に至る経緯

東京都では、小笠原の貴重な自然環境等への影響を極力低減することを目的に、『小笠原諸島の公共事業における環境配慮指針』を策定し、生物の多様性などに配慮しながら事業を進めることにしている。

また、継続して実施されている環境調査では、放流河川に、小笠原の固有種であるオガサワラヨシノボリやオガサワラカワニナ、オガサワラコテナガエビなどが生息していることが判明している。これらの水生生物は、急激な水質の変化に弱いことから、工事中に発生する濁水や豪雨時の高濃度泥水が流出することによる個体数減少の影響が懸念されている。

オガサワラ ヨシノボリ	オガサワラ カワニナ	オガサワラ コテナガエビ
		

写真 1 放流河川に生息する小笠原の固有種

さらに、今回の砂防事業に対して複数の生態系専門家にヒアリングを実施した結果、工事中の濁水や完成後の泥水を抑えるため沈砂池の設置が望まれた。

4 沈砂池の設計方法

4.1 沈砂池内で沈降させる土粒子の設定

環境調査の報告書によると「懸濁物の堆積によって水生生物の基礎生産力が低下する」とあることから、沈砂池内で沈降させる土粒子は、放流河川内に沈殿しない粒径を目標とする。

国総研資料の技術論文※1 では、観測結果から「洪水時にはウォッシュロードよりも大きい粒径の 0.105～0.21 ㎜の土砂についてはウォッシュロード形態で流下していたことが考えられる」と記載されていることから、洪水時には粒径が 0.21 ㎜以下の土粒子は河床に沈殿することはないと判断できる。

したがって、洪水時では 0.21 ㎜よりも小さい粒径の土粒子を、洪水時以外の平常時では 0.105 ㎜よりも小さい粒径の土粒子を沈砂池内で沈降させる方針とした。

4.2 沈砂池の規模の設定

4.2.1 沈砂池内で沈降する土粒子

沈砂池内で沈降する土粒子は、粒子の沈降速度と沈砂池の延長および水深に依存するため、沈降する土粒子は、沈降速度と沈砂池内の流速および延長から計算できる。その基となる粒子の沈降速度を表 1 に、粒子と沈降速度のプロットグラフを図 3 に示す。

表 1 粒子の沈降速度※2

表５－１　粒子の沈降速度（㎜/s）　（水温：１０℃、密度：2.65mg/㎜³）

直　径 (㎜)	沈降速度	直　径 (㎜)	沈降速度	直　径 (㎜)	沈降速度	直　径 (㎜)	沈降速度
1.0	100	0.2	21.0	0.04	1.1	0.006	0.025
0.9	92	0.15	15.0	0.03	0.62	0.005	0.017
0.8	83	0.10	7.4	0.02	0.28	0.004	0.011
0.7	72	0.09	5.6	0.015	0.155	0.003	0.0062
0.6	63	0.08	4.8	0.010	0.069	0.002	0.0028
0.5	53	0.07	3.7	0.009	0.056	0.0015	0.00155
0.4	42	0.06	2.5	0.008	0.044	0.0010	0.00069
0.3	32	0.05	1.7	0.007	0.034	0.0001	0.00007

注）密度2.65mg/㎜³の粒子は水中の砂を主体とする無機物
直径0.002㎜以下は、計算値であり、適用外である。

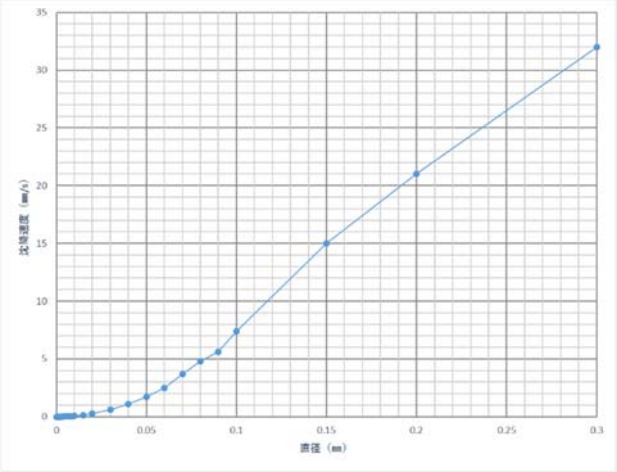


図 3 粒子と沈降速度のプロットグラフ(0.3 ㎜以下)

4.2.2 沈砂池規模の設定

沈砂池に流入する前の流路工の流速は、50 年確立規模の計画断面において 1.40m/s である。

洪水時に沈降させる土粒子を 0.21 ㎜とすれば、沈降速度は図 3 のグラフから 22 ㎜/s となる。

流路工と沈砂池の水深が同じ 0.85m であれば、0.21 ㎜の土粒子が沈降するまでの時間 38.6s（850 ㎜÷22 ㎜/s）を沈砂池内で確保する必要がある。

流路工本川と沈砂池の断面形状は、土地利用や用地条件から図 4 に示す通りとした。

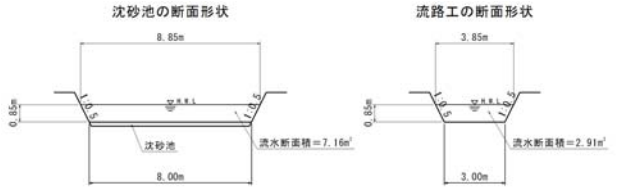


図 4 沈砂池と流路工の断面形状

沈砂池内の流水断面積は流路工の 2.46 倍(7.16m²÷2.91m²)であるため流速は 0.57m/s に低下する。

このことから沈砂池長を 22m(38.6s×0.57m/s)以上確保すれば計算上 0.21 ㎜の土粒子を沈砂池内で沈降させることができるが、洪水時以外の流量が少ない場合でも 0.1 ㎜以下の土粒子を沈砂池内で出来るだけ沈降させるため、沈砂池延長を 30m とした。

4.3 確率年別に沈砂池内で沈降する土粒子の推計

上記設定した沈砂池規模（沈砂池底幅 8.0m,水深 0.85m,長さ 30m）において、計画断面や洪水規模、洪水時以外の少流量の場合に、どの程度の土粒子が沈降するか次の方法で推計した。

① 沈砂池の流水断面倍数を算出する。
（沈砂池流水断面積÷流路工流水断面積）
② 沈砂池の流速を推計する。
（流路工流速÷①）
③ 沈砂池を通過する時間を推計する。
（沈砂池延長÷②）
④ 沈砂池内で沈降する速度を推計する。
（水深÷③）
⑤ 沈降速度から沈降粒径（直径）を読み取る。
（図 3 より）

以上の方法により推計した、確率年別に沈砂池内で沈降する土粒子を表 2 に示す。

この結果、計画断面規模の洪水においては 0.16 ㎜以上の土粒子が沈降すると推計される。また、3 年確立規模の洪水においては 0.10 ㎜以上の土粒子が沈降すると推計される。

表 2 確率年別に沈砂池内で沈降する土粒子

CASE	計画流量	水深	流路工本川		沈砂池				沈降粒径
	(流下能力)		流水面積	流速	流水面積	流速	通過時間	沈降速度	
	(m^3/s)	(m)	(m^2)	(m/s)	(m^2)	(m/s)	(sec)	(mm/s)	
計画断面	4.07	0.85	2.91	1.40	7.16	0.57	52.7	16.1	0.16㎜以上
50年確立	3.67	0.80	2.72	1.36	6.72	0.55	54.5	14.7	0.15㎜以上
30年確立	3.42	0.76	2.57	1.33	6.37	0.54	55.9	13.6	0.14㎜以上
10年確立	2.86	0.68	2.27	1.25	5.67	0.50	59.9	11.3	0.13㎜以上
(5年確立)	2.18	0.58	1.91	1.15	4.81	0.46	65.7	8.8	0.11㎜以上
(3年確立)	1.72	0.50	1.63	1.06	4.13	0.42	71.7	7.0	0.10㎜以上
(2年確立)	1.34	0.43	1.38	0.98	3.53	0.38	78.3	5.5	0.09㎜以上
(1年確立)	0.97	0.35	1.11	0.87	2.86	0.34	88.8	3.9	0.08㎜以上

CASEの( )で記載した確率年は、多摩地区から比例換算による計画流量である。
沈砂池の通過時間は、沈砂池延長30m÷沈砂池内流速(m/s)で算出した。
沈降速度は、水深(mm)÷通過時間(sec)で算出した。
沈降粒径は、粒子の沈降速度をプロットしたグラフから読み取った。

国総研資料の技術論文※1から、洪水時には 0.21 ㎜以下の土砂は河床に沈殿することはないと判断できることや、粒径 0.105 ㎜以下のウォッシュロードでは平常時の流水でも土砂が河床に沈殿することはないとされている。

このことから、3 年確立規模以下の洪水を含む洪水時以外の流水では、ウォッシュロードよりも大きい土粒子が下流河川へ流出することはなく、3 年確立規模を超える洪水でも流水中の土粒子が下流河川に沈殿することはないと判断できる。

したがって、砂防流域からの流水を、設計した規模の沈砂池に通すことで、濁水濃度の低減と下流河川に沈殿する土粒子の解消が可能となり、固有種の保全が期待できる。

また、今回の設計で設定した沈砂池規模における、流量と沈降粒径の関係グラフを図 5 に示す。このグラフをから流量に対する沈降粒径が推定できる。

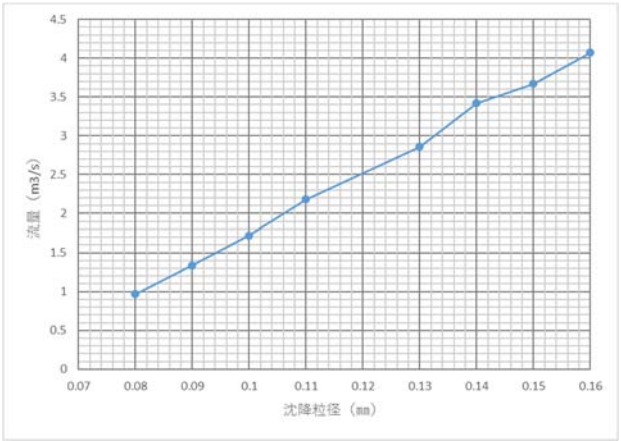


図 5 流量と沈降粒径の関係グラフ

5 おわりに

今回実施した沈砂池設計では、規模の設定方法や沈降する土粒子の推計方法を示すことができた。

今後は、降雨後の流量と沈砂池に沈殿した粒径や放流先河川の濁土、水生生物や固有種の生息数等の変化について、定期的な調査を継続して実施し、沈砂池設置の効果について検証する必要がある。

また、今回の設計事例が、希少種が生息する河川上流における砂防施設設計にも代用できるか確認していきたい。

－以上－

※1:土砂動態予測のための河床変動モデルの改良(平成 15 年 3 月)
※2:採石技術指導基準書(平成 15 年版)資源エネルギー庁

六甲山系グリーンベルト整備事業におけるササ繁茂抑制試験

国土交通省近畿地方整備局六甲砂防事務所　石塚 忠範※1、明見 章史※2、岸本昌之※3
いであ株式会社　　○養田勝則、川西誠一、斎藤史之
※1現 国土交通省水管理・国土保全局、※2現 国土交通省琵琶湖河川事務所、※3現 国土交通省近畿地方整備局

１．はじめに

六甲山系グリーンベルト整備事業（以下、GB 整備）は、六甲山系に接する山腹斜面の土砂災害防止を主目的とした樹林帯を保全育成するものであり、「整備対象植生」を「目標樹林」に林相転換を図ることにより(表 1)、土砂災害に対する安全性を高めるとともに、良好な都市環境、風致景観、生物多様性の保全・育成することなどを目的とする。整備対象植生は、整備後 1 年から 17 年程度経過した植生が調査対象になっている。平成 28 年度までの植生調査において、従来行われてきた皆伐を基本とする整備では、整備直後にササ類が繁茂して生物多様性が向上しないこと、整備後 10 年以上経過した樹林でもネザサ類が衰退しないこと等が示唆されている。

表 1 六甲山系の主な植生と整備対象植生

位置づけ	環境区分	区分	植生名
目標樹林	極相林	1	ウラジロガシ－サカキ群集
	常緑照葉二次林	2	アラカシ群落
	落葉広葉二次林	3	エノキ－ムクノキ群集
		4	コナラ－アベマキ群集
	常緑針葉二次林	5	アカマツ－モチツツジ群集
整備対象植生	落葉広葉二次林	6	コナラ－アベマキ群集（不良林）
	人工林	7	ニセアカシア群落
		8	オオバヤシャブシ群落
		9	スギ－ヒノキ群落
	竹林	10	モウソウチク－マダケ群落
	草本群落	11	クズ－フジ群落
	低木林	12	ススキ－ネザサ群落
	ニセアカシア群落整備後	13	整備後10年程度（14～17年）
		14	整備後初期（7～8年）
ササ類繁茂抑制試験モニタリング		15	整備後10年ササ刈試験地
		16	ササ類繁茂抑制試験地

ネザサ類繁茂の直接的な要因は皆伐による草地化にあると考えられる。ネザサ類の繁茂に対応するため、整備直後から継続した下刈りが行われているが、下刈り期間を過ぎるとネザサ類が再繁茂するほか、作業労力も大きいことが課題となっている。また下刈りは自然発生する稚樹も刈り取るなど、植栽樹以外にネザサ類を日陰する樹木の成長も抑制するため、整備年数が経過してもネザサ類が衰退しない要因になっていると考えられる。そこで、ネザサ類の繁茂を抑えつつ樹林整備を進める手法を構築するため、すでにネザサ類が繁茂している整備後樹林を対象に整備後 10 年ササ刈試験地（区分 15）を設定した。また今後整備予定の樹林を対象にササ類繁茂抑制試験地（区分 16）も設定した。本稿では試験初年度の結果を報告するものである。

２．試験内容・調査データ

整備後 10 年ササ刈試験地は整備後 10 年以上経過し林床にネザサ類が繁茂した樹林とし、7 月に 1 回下刈りを行った。ササ類繁茂抑制試験は、ニセアカシア群落にコナラ高木等が混交する未整備樹林とした。ササ類繁茂抑制試験では整備後の林内照度の極端な増加を抑えるため、ニセアカシアの巻き枯らしや亜高木以上の常緑樹の伐採と低木（常緑樹や夏緑樹）を残置する試験整備を 7 月に 1 回実施した。各試験地では 5 地点（1 地点につき 10m×10m のコドラートを設置）を設定し、植物及び物理環境（林冠開空率、林内照度、表層土壌厚）を定量的に把握するための調査を平成 29 年度に実施した。調査時期は、試験整備前の 5～6 月、試験整備後の 10～11 月に各 1 回実施した。林冠開空率、林内照度の計測は落葉期の 12 月にも実施した。

３．検討結果

3.1 整備後 10 年ササ刈り試験

3.1.1 下刈り後のネザサ類の再生状況

試験前のネザサ類の累積被度は約 70～90%であった。試験後約 3 ヶ月経過したネザサ類の累積被度は、地点によってバラツキがあるものの試験前に比べ小さく、ほとんどネザサ類が再生していないことが確認された（図 1)。特に 15-3、15-5 の 2 地点はネザサ類の被度が小さく、これは陽が射し込みくい谷部斜面であること、林内に低木が比較的多いこと等が要因と推察された。

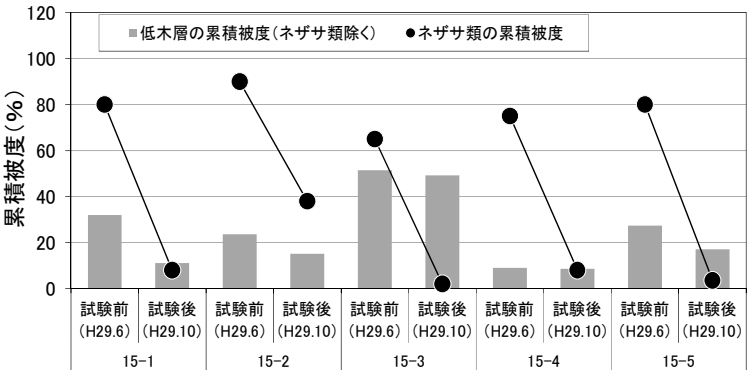


図 1 ネザサ類の累積被度

15-1～2 と 15-4 の 3 地点では小規模なギャップ等が存在し、その開けた林床の程度に応じてネザサ類の再生が認められたことから、累積被度がやや大きい結果となった。林冠開空率は、試験前の 5～6%に比べ、試験後の 10 月には 10%～20%まで増加した。開空率の増加はササ類の除去等が主な要因であるが、15-2 等では

直前の台風 21 号によって高木層の樹木等が落葉したことも影響したと考えられる。

3.2 ササ類繁茂抑制試験

3.2.1 試験整備後のネザサ類再生状況

試験後、各地点の高木層や亜高木層の累積被度は大幅に減少して林冠開空率が 1%～9%増加したが、ネザサ類の累積被度に顕著な増加はみられなかった(図 2)。低木が比較的多い 16-1～16-3 の 3 地点では、林冠開空率は試験 3 ヶ月後で 5%未満の増加に留まり、落葉期で 30%未満であった。低木が少ない 16-4～16-5 の 2 地点では、試験後に林冠開空率が 8～9%増加し、落葉期には林冠開空率 30%を超えた。開空率の増加が比較的小さい 3 地点は低木層の累積被度が大きく、試験整備として低木を残置したことが整備後の開空率の極端な増加を抑えたと考えられる。

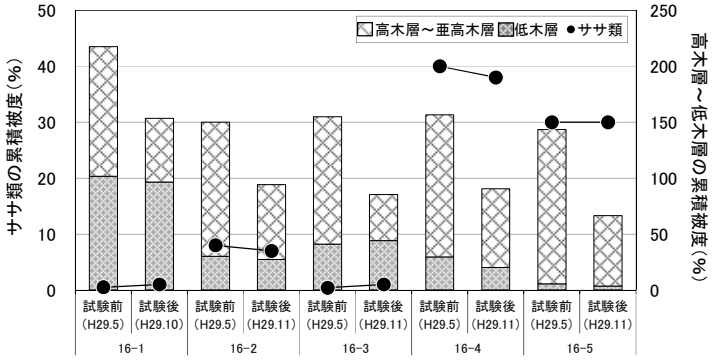


図 2 階層別及びネザサ類の累積被度

3.2.2 ネザサ類と林内の明るさとの関係

ササ類繁茂抑制試験地と他のニセアカシア群落整備樹林のネザサ類累積被度や林内の明るさを比較すると（図 3)、整備後初期（区分 14）に比べ、試験地の林冠開空率や相対照度は低く、ネザサ類の累積被度が小さい。整備後 10 年以上経過した樹林（区分 13）に比べ、開空率は同程度でネザサ類の累積被度は小さい。下刈り管理された区分 7 とは累積被度に差がない地点もある。

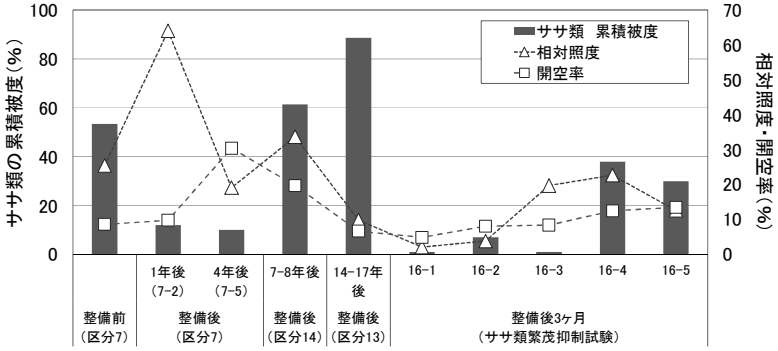


図 3 試験地と樹林整備地のネザサ類と林内の明るさの関係

４．考察

整備後 10 年ササ刈試験の結果から、試験後 3 ヶ月ではネザサ類の再繁茂はギャップ等の局所に限定された。現時点でネザサ類の目立った再生は認められないものの、地下部にはネザサ類の根茎が生存している可能性が高く、今後の再生状況に留意する必要がある。またササ類繁茂抑制試験の調査結果からも現時点でネザサ類の目立った侵入は認められない。コナラ高木等が混交する整備対象植生では、従来伐採対象であった低木等を残置すると林内の明るさの極端な上昇を抑えてネザサ類の繁茂を助長しないことが期待される。

５．おわりに

GB 整備は「林内が明るいコナラーアベマキ群集」を目標樹林に設定して樹林整備が行われているが、従来の皆伐整備では樹林が発達する前にネザサ類が繁茂し、林床の生物多様性の向上が妨げられることが明らかになっている。今回の試験はネザサ類の繁茂をいかに抑制しつつ樹林化を進めるか、という樹林整備や維持管理上の課題解決に向けて実施したものである。試験後 3 ヶ月では、すでにネザサ類が繁茂した整備後樹林でのネザサ類の再生、低木を残置した整備樹林におけるネザサ類の初期繁茂は認められなかった。ただし、現段階では試験後間もないことからネザサ類の繁茂抑制の継続効果や生物多様性向上へ寄与が明らかになっていない。また今回の試験整備手法の適用可能な樹林地を検討していくことも必要である。このため、今後もモニタリングを継続し、持続的な整備とすみやかな生物多様性向上の観点に着目して効果的な整備手法の確立に向けた検討を行うことが望ましいと考えられる。

参考文献

1) 国土交通省六甲砂防事務所．六甲山系グリーンベルト整備事業　樹林整備マニュアル（案)，2009
2) 服部・澤田・赤松．都市山 六甲山の植生管理マニュアル．兵庫県神戸県民局・兵庫県立人と自然の博物館，2007
3) 木下・関根・神野ほか．六甲山系 GB 整備事業による生物多様性評価．平成 25 年度砂防学会研究発表会，2013
4) 田村・日野ほか．六甲山系グリーンベルト整備事業による生物多様性の保全．平成 26 年度砂防学会研究発表会，2014
5) 田村・宮崎・久保ほか．六甲山系グリーンベルト整備事業による樹林整備後の生物多様性の変化．平成 27 年度砂防学会研究発表会，2014
6) 石塚・宮崎・久保ほか．六甲山系グリーンベルト整備による林床の変化と生物多様性の関係．平成 28 年度砂防学会研究発表会，2015
7) 石塚・弓場・岸本ほか．六甲山地における生物多様性の観点からみたササ群落の管理．平成 29 年度砂防学会研究発表会，2016

天竜川上流におけるシカ食害･獣害による土砂流出への影響調査について

国土交通省　中部地方整備局　天竜川上流河川事務所　　椎葉　秀作　岡村　修　　杉山　和也
信州大学農学部　福山泰治郎　竹田謙一　　平松晋也　　(株)建設環境研究所　○花岡正明

1. はじめに　天竜川上流域では平成 10 年頃からニホンジカ(以下「シカ」)が急増し、林床被覆の減少･地表の攪乱が確認されている。シカ食害による植生被覆度の減少に伴い表層土砂流出が増加した事例[1]、及び踏み荒らしに伴い土砂流出が増加した事例[2]が報告されている。シカ食害・獣害による自然環境の変化と土砂流出の実態把握のための現地計測に 28 年に着手し、計測地周辺での多角的な関連調査により影響因子との関連性を検討している。本稿は山室川等の捕捉量調査結果と影響因子との関連性を報告する。

2. 調査手法　(1)過年度までの実施調査の概要　既往調査成果をもとに、シカの採食,移動等の行動が土砂流出に及ぼす影響関連を整理し、植生調査を既往調査と対比し下層植生の減少状況を確認し、シカ道分布･痕跡調査により生息密度を検討した。28 年度は石川東京農工大名誉教授による丹沢地区におけるシカ食害に伴う林床植生衰退地での経年計測・研究を参考にした侵食量捕捉計測とともに、周辺の植生,シカ道の分布･性状･利用状況をカメラ映像解析も活用し把握した（図-1)。シカによる斜面の脆弱化と浸透能変化を信州大学福山助教が現地散水実験等で調査･解析している。

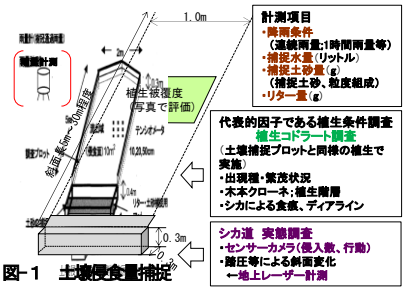


図-1　土壌侵食量捕捉

表-1　調査項目と調査方法

項目	小項目	調査内容　等	H28調査時期	H29調査時期
シカ道分布･痕跡調査	(1)シカ道･痕跡分布	･シカ道及び食痕･糞等痕跡を記録,GIS化,	冬	6～7月､冬
計測斜面および河川敷における植生およびシカ食害調査	(1)コドラート調査	･土砂捕捉調査斜面の植生(被覆度,種)	秋	春
	(2)食痕調査	･植物への食痕を記録	冬	春
	(3)センサー･カメラ調査	･シカの侵入状況と行動(出現数,利用目的等)	夏･秋･冬	春
流出土砂捕捉量調査	(1)土砂捕捉箱による	･土砂･流水,リター回収･計測	8月～11月末	4月～11月末
	(2)雨量観測	･出水後の回収判断･土砂流出要因分析	8月～1年度末	4月～11月末
	(3)植生コドラート調査	･植物･食痕､被覆度･土砂流出要因分析	夏･秋	春･夏･秋
シカ道分布･形状及びシカ行動調査	(1)シカ道分布特性	シカ道の立地把握,GPS追跡ﾃﾞｰﾀ解析	夏･冬	7月、冬
	(2)地表形状･性状把握	･地上レーザー計測、･土壌調査	7月,初冬	春先,9月
	(3)センサー･カメラ監視	シカ道の移動実態(出現数、利用目的等)	8月末～	4月～H30.3月

(2) 既往調査成果と平成 29 年度の調査方針

林床被覆度とシカ道に注目して 8 箇所を選定し、28 年 8 月中旬～11 月の流出土砂･地表流水を 5 回捕捉した。表-2 に主なプロットの斜面特性を左欄に、H28 計測結果を右欄上段に土砂･流水量を累加雨量当たりの値も含め示した。同じ斜面条件で林床植生の地表被覆度が異なる山室第２②と〃③、手開沢①と〃②を対比させると、代表的な因子である植生被覆度が少ない斜面からの土砂流出と地表流水が多い傾向は把握できた。一方、冬季計測休止後も捕捉箱上に堆積した落石を回収･計測したところ、凍結･融解によると見られる落石が頻度・重量とも出水期を上回っていた。通年のデータを得るため 29 年度は春季より現地調査を開始し、現地計測･観測を継続して実施した。表-1 に調査項目, 時期, 内容を示したが、過年度調査に鑑み精度向上･効率化をはかる手法を導入している(植物体量 V-Value, UVA 活用など)。

3. 平成 29 年度調査成果と総合的な検討

29 年度は中央アルプスエリア与田切川飯島第 4 地区を加え、一部プロットを移設し、4月中旬～11 月に計測した。また代表的な植生状況を 5 地区 11 プロットに、食害により特異な植生状況にある座頭沢を加え、植生コドラート調査(出現種, 優占種, 植生被度, V-Value, 群度) で林床植生を評価した。さらに周辺のシカ道分布と食痕･糞など詳細な生息痕跡調査を GIS 化し、センサーカメラ映像解析で侵入時期,頭･回数,採食･移動など行動の集計から、季節的な利用･移動の実態を把握した。

表-2　土砂捕捉計測プロット特性と計測結果

プロット名	斜面特性 (斜度･斜面長)	ﾌﾟﾛｯﾄ特性　地表被覆度(%)	累加雨量 (mm)：A	捕捉水 (L)：B	=B/A	捕捉土砂 (g)：C	=C/A
山室第2 ⓪	崖錐斜面	植生被覆極小	426.0	-	-	-	-
	45°　L=20m	2.4%	1,092.5	209	0.19	167.7	0.15
			256.5%				
山室第2 ②	道路切土法面	植生被覆極小	426.0	253+α	0.59	505.8	1.19
	45°　L=5.4m	2.4%	1,092.5	317	0.29	54.7	0.05
			256.5%	125.3%	48.9%	10.8%	4.2%
山室第2 ③	自然斜面	植生被覆　大	426.0	96	0.23	7.1	0.02
	39°　L=30m～	96.5%	1,092.5	350	0.32	8	0.01
			256.5%	364.6%	142.2%	112.7%	43.9%
手開沢 ①	道路切土法面	植生被覆　小	548.0	104+α	0.19	324.5	0.59
	41.2°　,L=9.4m	37.4%	1,027.0	182	0.18	21.0	0.02
			187.4%	175.0%	93.4%	6.5%	3.5%
手開沢 ②	道路切土法面	植生被覆　中	548.0	166	0.30	58.5	0.11
	40°　,L=9.0m	90.8%	1,027.0	241	0.23	34.0	0.03
			187.4%	145.2%	77.5%	58.1%	31.0%
下青木 ②	沢内の渓岸斜面	渓岸斜面	548.0	85+α	0.16	151.8	0.28
	41.6°　L=10m	7.4%	1,079.0	255	0.24	70.2	0.07
			196.9%	300.0%	152.4%	46.2%	23.5%
山室上流	自然斜面	踏掘れシカ道	426.0	204+α	0.48	1458.6	3.42
	41.6°　L=200m～	87.1%	1,092.5	290+α	0.27	1,050.0	0.96
			256.5%	142.2%	55.4%	72.0%	28.1%

(1) 土壌侵食量捕捉現地計測結果　29 年度は9回計測し、計測結果を右欄中段に土砂･流水量,下段に H28 との比率を示した。計測期間が 3 ヶ月余から 7 ヶ月余となり、累加降雨量は 2～2.5 倍の増加にもかかわらず、捕捉土砂量は山室第2③(植生繁茂,流出土砂量著しく少ないプロット)を除き、6.5～72%、累加降雨量当り土砂量は 4 ～30%弱と大幅に減少した。また 2 年目になったプロットでは大幅に減少し、自然斜面を整形して捕捉箱を設置した当初は、土砂が流出しやすい傾向があるとみられる。

図-2 に山室第 2②と③の降雨量と流出状況を経時的に示したが、明瞭な関連性は見られなかった。

降雨量と流出土砂の相関を図-3 に示したが、総じて土砂量が大幅に減少し、流出量 0g となった事例が多く、相関性が著しく低下した。降雨単位としては 28 年度と同様に累加雨量の相関性が高く、最大連続雨量, 最大時間は有意な関係になかった。

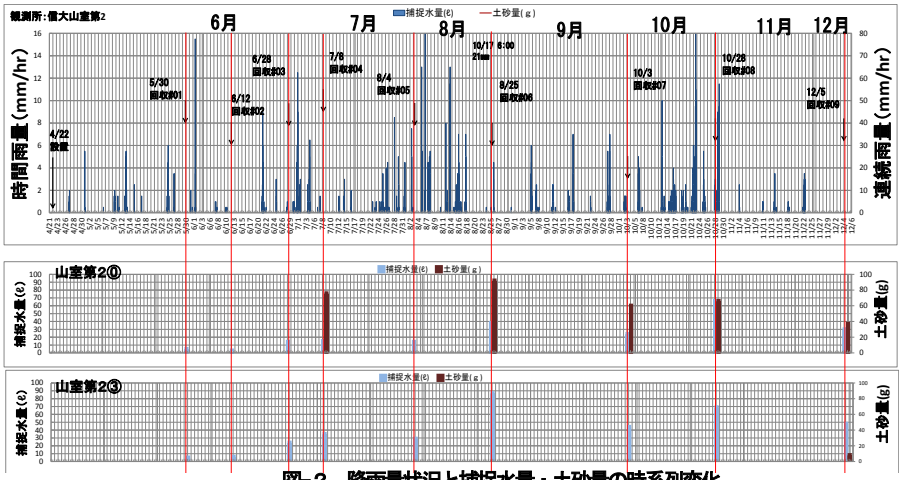


図-2　降雨量状況と捕捉水量・土砂量の時系列変化

(2)　関連調査の成果と総合的な影響因子の検討　センサーカメラ監視において、土砂捕捉プロットで撮影されたシカ映像の整理･分析から、侵入頻度は H28（8 月中旬～3 月）2, 100 頭･回に対し H29（4 月中旬～3 月）5, 670 頭･回と期間の相違を考慮しても 1. 8 倍と倍増した。また凍結･融解に関わる地温･気温データは地温計等が正常に作動していなかったため、分析出来なかった。図-4 に降雨条件、シカの侵入頻度、植生被覆度と流出量を示したが、関連性を見いだせなかった。

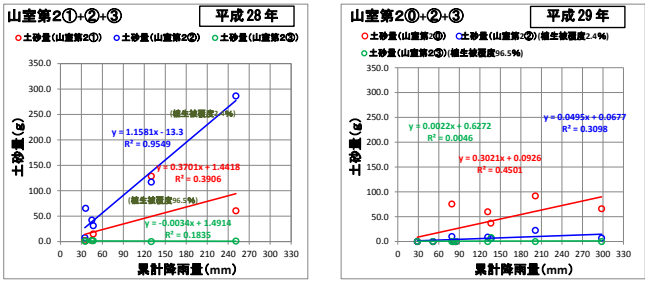


図-3　降雨量と捕捉量の相関性

(3)　丹沢地区との土砂流出現象の相違

当該地区の土砂流出量は丹沢地区と比べ非常に少ない値となっているが、その要因は以下が上げられる。①丹沢地区の降雨量は 2, 300 ㎜に対し、天竜川管内は内陸のため降水量が半分以下で、初冬･春先の冷え込みと日昼の温度上昇に伴う凍結融解作用による地山の剥離・落石現象が、主な平年的土砂移動となっている。②捕捉土砂及び表土層の粒径組成を図-5 に示したが、丹沢地区の捕捉土砂は関東ロームのような細粒で構成され、最大粒径 2㎜程度で 0. 35㎜ 未満を 50%含有（天竜川管内では 2㎜ 以上が半分と粗粒）し、単位体積重量も 1/2 程度で、捕捉土砂及び表土層の性状の計測･比較から雨滴や地表流水により侵食されやすい　と考えられる。

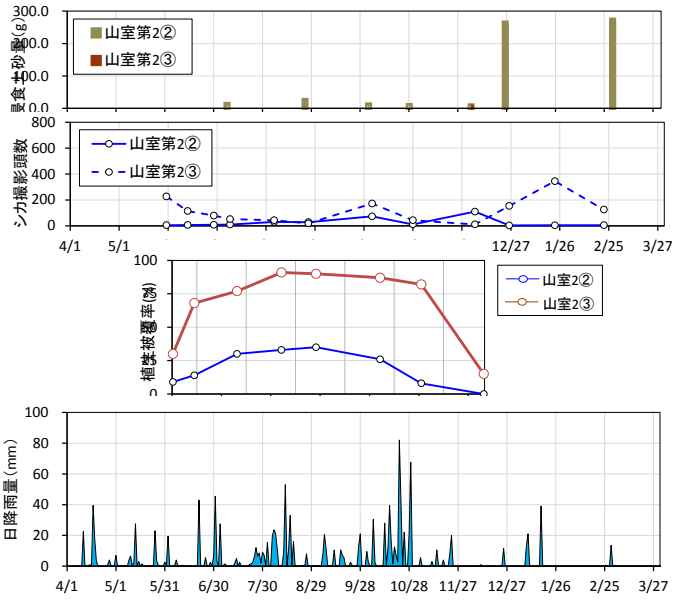


図-4　捕捉土砂量の推移と気象・シカ侵入数（山室地区）

4.　おわりに　1 年半の現地計測データにより、平年的な降雨状況の下での当該地区の土砂流出現象が丹沢地区とは大きく異なり降雨量との関連性が低いことがわかった。今後、継続して現地計測を実施するとともに、主たる要因である植生評価を、従来の平面的な被覆度に加え V-Value 等の高度な手法による分析をはかりたい。また植生及び食痕調査におけるシカの嗜好･不嗜好植生に着目した分析で、山地斜面を被覆する森林及び渓畔林の高木へのシカの食害・獣害（実生の稚樹, 幼樹への食害, 樹皮食採, 角とぎによる枯損･生育阻害）が確認され、草本類に比べ同様の機能を有する樹木を確保するまでに長年月を要し、長期的な視点から非常に重要な課題であると考える。

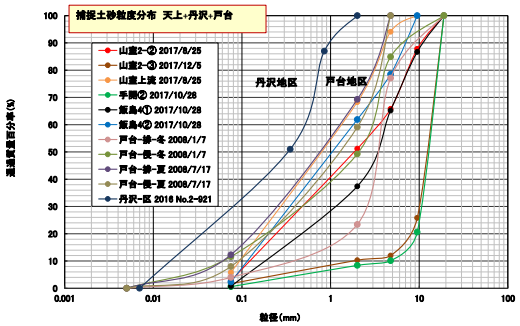


図-5 捕捉土砂の粒度構成（天竜川上流河川事務所･

謝辞　調査に関する情報及び調査地をご提供いただいた林野庁, 伊那市･大鹿村･飯島町など関係機関と、ご指導いただいた東京農工大学石川名誉教授にお礼を申し上げます。

参考文献　1)石川ら「丹沢堂平地区におけるシカ食害による林床植生衰退地での土壌侵食の実態解明と対策工の開発」（2009 年砂防学会誌 Vol.62No.4 p74-79）　2) 吉村「ニホンジカの植生破壊が土壌侵食に及ぼす影響」（2011 年度信州大学大学院農学研究科森林科学専攻学位論文, P1-94）

V-153

自然環境データの有効活用による効率的・合理的な環境対応方針の検討

国土交通省関東地方整備局日光砂防事務所　三輪賢志、小渕光昭、大浦二朗、熊木正
株式会社　建設技術研究所　○柴田閑、澤樹征司、田頭直樹、鈴木荘司、土井康義
吉井千晶、斎藤宏二郎

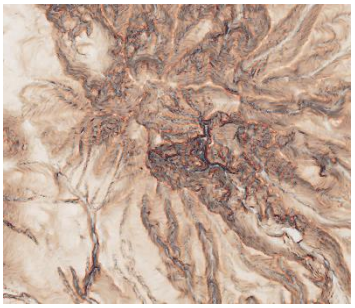
1. はじめに

日光砂防事務所では、平成 3 年以降、「水と緑の渓流づくり調査」や個別の砂防事業の影響検討調査に継続的に取り組み、砂防事業による環境影響の低減に努めてきた。これらの膨大な調査結果の有効活用を目的とし、管内の環境関連情報をすべて整理した『環境情報 GIS』のシステムを構築し、管内の小流域単位で環境情報を整理した『環境保全方針カルテ』を作成した。加えて、『環境保全方針カルテ』を活用した影響検討の考え方を整理し、事業の種別・規模・実施環境に応じた効率的かつ合理的な対応方針を検討した。本稿では、この一連の検討結果について紹介する。

2. 『環境情報 GIS』の構築

日光砂防事務所の環境情報は、砂防情報管理システム（以下、「砂防 GIS」）のデータベースの一部として整理されていた。しかし、砂防 GIS の機能の高度化に伴い、表示情報が増えて煩雑になったことから、環境情報のみを集約した『環境情報 GIS』システムを新たに構築した。本システムの特徴は、以下のとおりである。

- オープンソース型のフリーソフト QGIS を用いているため、アプリケーションを入手可能な環境にあれば、容易に導入が可能。
- 管内の動植物調査結果を整理したデータベース（以下、「生物 DB」）のほか、国土数値情報で公開されている関連情報（現存植生図、自然公園位置）などを容易に表示可能。
- 背景図の一つに LP データ、DEM データ等を組み合わせにより、微地形を視覚的にわかりやすく表現できる『CS 立体図』*1（図-1）を搭載。



（女峰山東斜面～雲竜渓谷周辺）
図-1 CS 立体図

*1：長野県林業総合センターが考案した地形表現図

3. 重要種の生息適性解析

重要種の生息環境の選好性を過去の現地調査をもとに出現確率として整理し、それらを用いて事業箇所等の場の環境から当該地域に生息する重要種を推定する方法を検討した。

3.1 渓流環境類型区分の設定

渓流環境類型区分は、環境省の現存植生図（1/25,000）および公表されている数値標高モデルデータを元にした勾配等の地形指標を用いて、管内を 11 の環境区分に類型化した（図-2、表-1）。

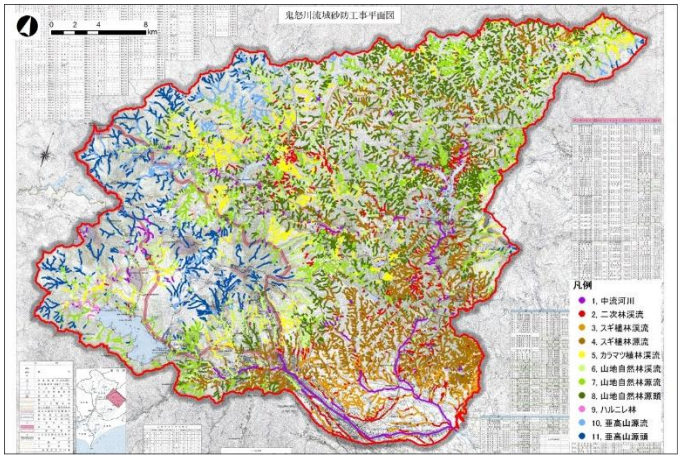


図-2　渓流環境類型区分

表-1　渓流環境類型区分の概要

類型区分	平均標高	特徴的な植生	流量	河床勾配
類型1:中流河川	724.2m	河畔・渓畔の河原、草地	豊富な平地から山地までの中流河川	約50%が2°未満の掃流区間に相当
類型2:二次林渓流	713.6m	コナラやイヌシデ等の低山地の二次林	わずかから豊かなものまで多様な様相を呈する低山地の渓流	約50%が10°以上の土石流発生・流下区間に相当
類型3:スギ植林渓流	454.8m	スギやヒノキ等の人工林	比較的ゆたかな山地の渓流	ほとんどが10°以下の土石流堆積区間に相当
類型4:スギ植林源流	653.3m	スギやヒノキ等の人工林	ごくわずかな山地の源頭	約30%が10°以上の土石流発生・流下区間に相当
類型5:カラマツ植林渓流	1180.3m	カラマツの人工林	わずかから豊かまで多様な様相を呈する山地の渓流	約50%が10°以上の土石流発生・流下区間に相当
類型6:山地自然林渓流	1003.6m	イヌブナ等の太平洋性の自然林	おおむね豊かな山地の渓流	約70%以上が10°以下の土石流堆積区間に相当
類型7:山地自然林源流	1007.9m	イヌブナ、ブナ等の自然林	わずかから豊かなものまで多様な様相を呈する山地の源流	約50%が10°以下の土石流堆積区間に相当
類型8:山地自然林源頭	914.6m	イヌブナ等の太平洋性の自然林	ごくわずかな山地の源頭	約70%以上が10°以上の土石流発生・流下区間に相当
類型9:ハルニレ林	1309.6m	河畔・渓畔の裸地およびハルニレ林	豊かな山地の渓流	約50%が2°未満の掃流区間に相当
類型10:亜高山源流	1352.5m	コメツガやキタゴヨウ等の亜高山性の針葉樹林	わずかな亜高山の源流	約50%が10°以上の土石流発生・流下区間に相当
類型11:亜高山源頭	1738.4m	コメツガやキタゴヨウ等の亜高山性の針葉樹林	ごくわずかな亜高山の源頭	約50%が10°以上の土石流発生・流下区間に相当

3.2 類型ごとの重要種出現確率の算定

重要種の出現確率の算定は、対象範囲を 50m×50m のグリッドに分割し、渓流環境類型ごとの重要種の出現回数（延べ調査グリッド数）を調査回数で割った値とした（式 1）。

重要種の出現確率＝出現回数*2／調査回数　（式 1）

*2：延べ調査グリッド数

なお、算定対象は、砂防事業による影響を特に受けやすい分類群とし、これまでの調査で確認された植物 77 種、両生類 11 種、カワネズミ、昆虫類 140 種、魚類 10 種とした。

3.3　重要種の生息状況の推定

対象範囲の重要種の生息確率について、重要種の出現確率の算定結果と対象範囲の渓流環境類型区分の広がりから推定する方法を検討した（**式 2**）。

$$P_\alpha = \sum_{i=1}^{11} \left(P(\alpha|E_i) \times Area(E_i) \right) \quad (式\ 2)$$

P_α：種αの生息確率,
P(α|E_i)：場が渓流環境類型区分 Ei であった場合の種αの出現確率
Area(E_i)：渓流環境類型区分 Ei のグリッド数（面積(m²) / 250m²）
1 グリッド=50m×50m

4.　『環境保全方針カルテ』の作成

『環境保全方針カルテ』は、計画段階から施工段階を経て維持管理までの全事業期間を通じて保全対策の選択に活用されることを想定し、管内 356 の小流域ごとに整理した『小流域別環境保全方針カルテ』（以下、「小流域カルテ」）と、類型化した渓流環境区分ごとの保全方針を記載した『渓流環境類型区分別カルテ』（以下、「類型別カルテ」）にて構成される（**表-2、図-3**）。

表-2　環境保全方針カルテの構成

項目	細目	説明
全体概念	・はじめに	取扱説明書 環境情報GISとの関連
	・更新履歴	H20以降の更新履歴（記入式）
	・小流域案内図	356流域の位置
小流域別環境保全方針カルテ	・No.1～356	・管内の渓流環境の特性を356の小流域ごとに整理したもの（2～4p／小流域） ・掲載情報 ・位置、標高、植生割合 ・渓流環境類型別の個数、割合 ・環境の特徴コメント ・小流域概況図（重要種出現記録、法令等指定状況、猛禽類営巣適地）
渓流環境類型区分別環境保全方針カルテ	・環境配慮事項一覧	・管内で標準的に実施する配慮事項の一覧表（事業段階・工種ごと）
	・類型1～11の環境保全方針	・上記から整理した渓流環境類型区分ごとの配慮事項および解説
その他の配慮事項シート	・猛禽類 ・イワナ在来個体群 ・景観 ・人と自然の触れ合いの場 ・砂防堰堤型式選定にあたっての配慮方針	これまでの環境調査業務で整理された事項

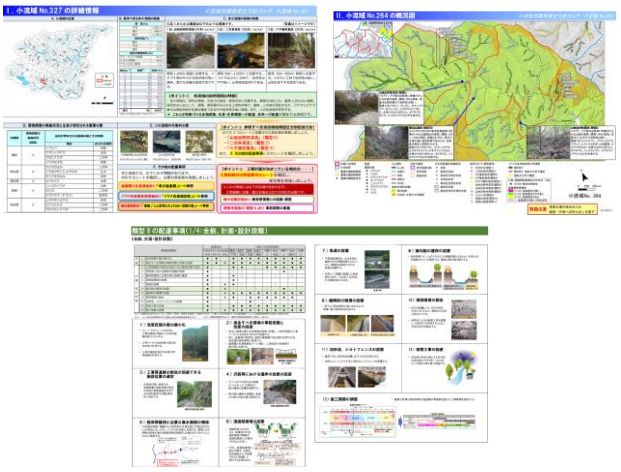


図-3　環境保全方針カルテイメージ
（上：小流域カルテ／下：類型別カルテ）

なお、類型別カルテの環境配慮事項の整理にあたっては、事業者、工事関係者も含めた意見交換を行い、掲載内容の実効性を確保した（**写真-1**）。



写真-1　意見交換会実施状況

5.　『環境保全方針カルテ』の活用

『環境保全方針カルテ』の活用により、事業の計画段階から網羅的かつ戦略的な環境対応を実施が可能になる一方、重要種の生息分布等の整理は完全ではないことから、不確実性が高くなる場合に備える必要がある。このことを踏まえ、一次評価（スクリーニング）方法を検討した（**図-4**）。

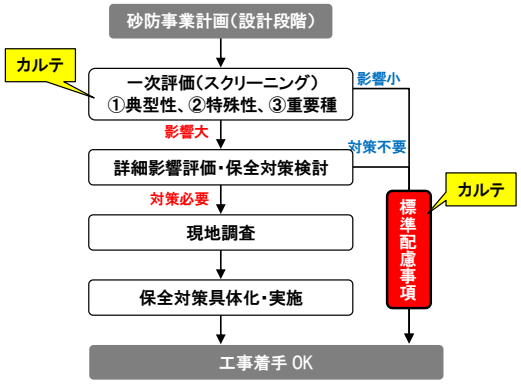


図-4　環境保全方針カルテによる影響検討のフロー（案）

6.　今後の課題

管内の自然環境は今後も変遷していくこと、データ分析技術・保全対策技術の進展が期待されることから、システムの定期的な見直し、データの時点更新が必要であると考えられる。

樹林の成長と水流の抵抗を考慮した河道内樹林の維持管理法

日本工営(株) ○渡部春樹，長山孝彦，三池 力，窪寺洋介，伊藤隆郭

1. はじめに

河道内樹林は，鳥類や水生生物等の成育の場となる一方で，樹木が成長すると，河積阻害による流下断面の減少または抵抗の増加により，水位が上昇し，越水氾濫の危険性がある．その他に，河道内樹林が流木化し，橋梁部等への閉塞に繋がることも考えられ，河道内樹林の適切な維持管理が求められている．河道内樹林の抵抗特性を考慮した流れ場に関する数値計算手法[1)]や，植生化と砂州や浮き州の形成に関する研究[2),3)]が行われてきた．樹木管理に関する手引き[4)]によれば，準2次元解析により洪水の流下を阻害する樹林を判定した上で伐採する管理手法が示されており，これらを参考とした河道内樹林の効率的な維持管理を目的とした数値計算[5)]も行われている．

著者らは，河道内樹林の維持管理に資するため，河道内樹林による水流に対する抵抗および河道幅（河積阻害）と水位の関係に着目した検討を行った．植生の成長を単純にモデル化し，河道内樹林による抵抗や河積阻害の影響を把握すると共に，河道内樹林の維持管理手法に関するデータ整理の一例を示した．

表 - 1 検討で用いた諸条件（Q = 800m³/s：定常流の場合）

Q (m³/s)	i_b	n (m$^{-1/3}$s)	B (No.3) (m)	h_0 (m)	v (m/s)	Fr	D_0 (m)
800	1/24	0.055	93.9	1.67	5.10	1.26	0.13

ここに，Q：流量，i_b：河床勾配，n：粗度係数，B：河道幅，h_0：等流水深，v：流速，Fr：フルード数，D_0：樹木の胸高直径
※h_0, v, Frについては樹木の影響を考慮していない値

2. 想定した条件

表-1に本検討で用いた条件を示す．矩形断面の3断面（No.1，No.2，No.3）を対象とし，河道幅はそれぞれ82.6m(No.1), 85.2m(No.2), 93.9m(No.3)とした．現況の胸高直径D_0は想定した地域の平均値である0.13mとした．対象流量Qは，定常流で300m³/s，500m³/s，800m³/sとした．粗度係数nは0.055(m$^{-1/3}$s)，河床勾配i_bは1/24である．

3. 河道内樹林の抵抗および河道幅と水位の関係

図-1に河道内樹林と河道水位に関する模式図を示す．河道内樹林が河道水位に影響を与える因子の一つは，胸高直径Dであり，①河道幅の減少による河積阻害や②水流に対する抵抗の増加により，水位が上昇し，計画洪水位（H.W.L.）を超過することが考えられる．清水ら[1)]によれば，植生による形状抵抗と河道幅の影響を考慮した水の運動方程式が示されている．擬似等流場では，式(1)となり，エネルギー勾配に，河積の減少と形状抵抗(1/2ND/s^2)を付加している．なお，式(1)は，樹冠や樹林全体の冠水を考慮したものではない(図-1).

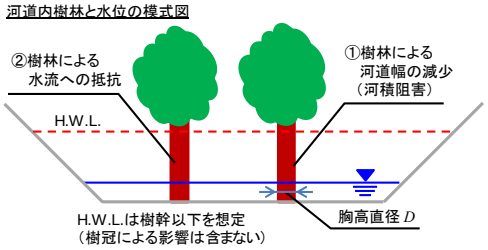


図 - 1 河道内樹林と水位に関する模式図

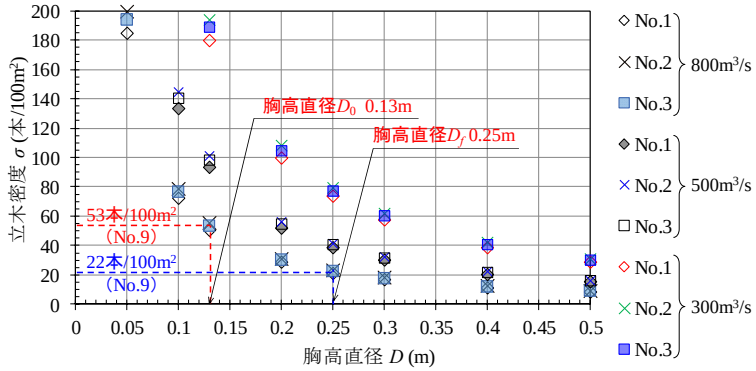


図 - 2 水位に対する胸高直径 D と立木密度 σ の関係

$$\left(\frac{Q}{Bh}\right)^2\left(\frac{n^2}{h^{4/3}}+\frac{1}{2}N\frac{D}{S^2}\right)-g\sin\vartheta=0 \qquad (1)$$

ここに，Q:流量(m³/s)，B：川幅(m)，h：水深(m)，n：粗度係数(m$^{-1/3}$s)，N：立木本数（本），D：胸高直径(m)，s：樹木の間隔(m)，g：重力加速度(m/s²)，θ：河床勾配（$\sin\theta=i_b$）

本検討では，式(1)を用いて，植生による河道幅Bおよび抵抗に関する項1/2ND/s^2が，水位に与える影響を検討した．

検討方法は，次に示す3ステップとし，水位に対して適した立木密度（100m²あたりの樹木本数）σを算出する．

①各流量（定常流）に対して樹木本数Nを変数として与えて，式(1)

表 - 2 現在の樹木の胸高直径 D_0 に対する立木密度 σ

流量 Q (m³/s)	断面	H.W.L.となる立木密度 σ 本/100m²
800（定常流）	No.1	50
	No.2	55
	No.3	53
500（定常流）	No.1	93
	No.2	101
	No.3	98
300（定常流）	No.1	179
	No.2	194
	No.3	189

を用いて水位Hを算出する．

②算出した水位Hと計画洪水位を比較する．

③水位Hが計画洪水位以下となる立木密度σを算出する．

図-2は，上記のステップにより得られた，水位に対して安全/危険の境界となる胸高直径Dと立木密度σの関係である．表-2は，図-2の基となるデータであり，流量ごとの，現在の胸高直径D_0に対する立木密度σを示している．

800m³/sを対象とすると，現在の胸高直径D_0（0.13m）に対して計画洪水位以下となる立木密度は，それぞれ50本/100m²（No.1），55本/100m²（No.2），53本/100m²（No.3）となる．

4. 樹林の成長を考慮した立木密度の管理方法

上記は，現在の樹木の胸高直径に対する検討であるが，樹木の成長に伴い，河積阻害や抵抗の影響が強くなる．そのため，樹木（胸高直径）の成長を考慮した立木密度の検討を行い，河道内樹林の管理方法について以下に示す．

式(1)の，河道幅Bについて，現在の河道幅B_0および数年後の胸高直径D_fと立木本数Nを用いると，数年後の河道幅$B_f = B_0 - ND_f$と定義される．津島ら[6]により，スギの胸高直径の成長に関する調査が行われており，これらのデータを紙面上で読み取ると，表-3のようになる．10年後を境に成長速度が遅くなることから，10年目までのデータを対象として，胸高直径の成長を近似的に直線でモデル化した（図-3）．これより，図-3に示すように胸高直径D_0（0.13m）が，10年後に0.25m（胸高直径D_f）に成長した場合を想定した．図-2より，胸高直径が0.25mまで成長すると，水位に対して適した立木密度は22本/100m²以下となり，現在の立木密度である53本/100m²よりも樹木本数が少ない．

図-4は，樹林化に伴う流水に対する抵抗や河道幅の影響を考慮し，水位に対して安全/危険の境界となる立木密度に関する管理方法のデータ整理の一例である．図-2で示したNo.3の立木密度である53本/100m²の状態で，胸高直径が0.13mから0.25mまで成長すると，図-4において計画洪水位以上の領域に位置するため，越水が発生する可能性が高い．ただし，流量が400m³/sの時には，越水発生の境界である．そのため，10年後の胸高直径である0.25mの場合に，流量800m³/sを対象とすれば，水位に対して安全となる立木密度である22本/100m²まで伐採することが望ましい．このように，対象流量と樹木の成長速度の適用の組み合わせによって，河道内樹林の維持管理方法を示すことが可能となる．

表 - 3 スギの成長
（胸高直径，読み取り値）

経過年数	胸高直径(cm) 綾杉
3 年	1.3
5 年	4.6
8 年	9.5
10 年	11.6
15 年	12.0
20 年	13.9

津島ら：木材学会誌 [6]，九州産スギ在来品種の成長速度と木材性質，p.397 より読み取り

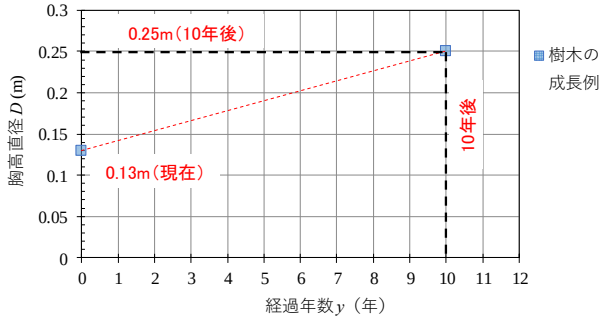


図 - 3 樹木の成長速度（例）

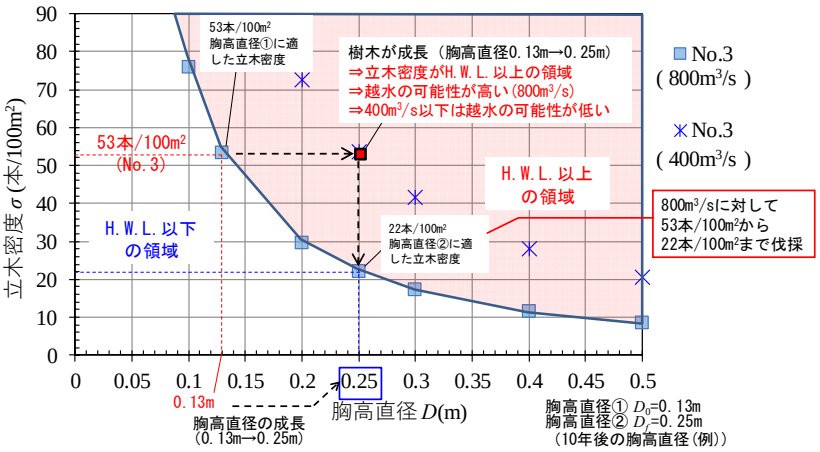


図 - 4 水位に対する立木密度の管理例

5. おわりに

植生の成長に伴う河道内樹林の水流に対する抵抗の増加および河道幅の減少による河積阻害が水位上昇に与える影響を検討し，これらの結果を考慮した河道内樹林の維持管理手法に繋がるデータ整理の一例を示した．今回は，胸高直径の成長に関する既往調査のデータ[6]を基に，樹木の成長を直線的に仮定し，将来的な胸高直径を推定した．立木調査等により，樹木の成長速度，樹種や現地状況に関するデータ蓄積を行い，より精度の高い河道内樹林の管理が望まれる．

参考文献: 1) 清水義彦ら:土木学会論文集, No.447, Ⅱ-19, p.35-44, 1992, 2) 清水義彦ら:土木学会論文集B1（水工学）, Vol.68, No.4, p.I973-I978, 2012, 3) 竹林洋史ら:水工学論文集, Vol.50, p.973-978, 2006, 4) 財団法人リバーフロント整備センター:河川における樹木管理の手引き，山海堂, 1999, 5) 重枝未玲ら:水工学論文集, Vol.51, p.643-648, 2007, 6) 津島俊治ら:木材学会誌, Vol.51, No.6, p.394-401, 2005.

美利河ダム流入河川へのヤマメ遡上行動を計測する超音波テレメトリー手法

土木研究所　寒地土木研究所　○布川雅典・柏谷和久・谷瀬敦・新目竜一

1. はじめに

遡河性回遊魚にとって、産卵域および生息域と海洋との「通路」である河川の環境保全が重要である。そのため砂防堰堤や治山堰堤、あるいは落差工等の横断構造物では、魚道等により遡上および降河環境の改善を図っている。これらの、改善効果を確認するために、トラップを用いた調査や、電波発信機や PIT タグを用いたいわゆるバイトテレメトリー技術が使われている。

トラップ調査では遡上あるいは降河してきた個体を捕獲したのちに、その個体数等を計測する。長期間設置したままの調査が難しいことや出水時期のトラップ流下などの課題がある。一方で、電波発信機を使用した調査では電波法で定められた資格保持者が、対象魚をアンテナで追いかける調査を行う。受信機を設置することも可能だが、複数の個体が同時にアンテナを通過すると個体識別が難しい。PIT タグシステムは、電波法による設置申請等は不要で、かつ長期の観測が可能である。しかし、このシステムは交通用 IC カードと同様の仕組みであることから受信距離が極端に短く、受信機の設置に工夫を要する。また、複数個体がアンテナを同時に通過すると個体識別ができない。

一方で、超音波発信器と受信機を用いる方法は無線技士免許や固定局の申請の必要がないだけでなく、複数個体が同時に受信機を通過しても個体が識別出来る。しかし、水深が浅く波浪の生じる河川上流域での魚類行動計測には不向きとされている。ただし、河川上部でも淵や平瀬あるいは構造物周辺の波浪の少ない場所を選んで受信機を設置することで、発信器からの超音波を受信できる可能性がある。

そこで、本研究では、超音波バイオテレメトリー技術を用いたサクラマス幼魚（以下ヤマメ）の河川遡上及び降河行動を報告することとともに急流河川における本システムによる行動計測の可能性を検討することを目的とした。

2. 調査方法

2.1 調査地

調査地は後志利別川流域美利河ダムとそれに注ぐ、チュウシベツ川である。後志利別川は北海道道南に位置する今金町、長万部町および島牧町の町境付近から今金町およびせたな町内を流下して日本海に注ぐ、流路延長 80 km、流域面積 720 km^2 の一級河川である。本川河口から 51.5 km にある美利河ダムは 1991 年に完成し、その後ダム貯水池を迂回してチュウシベツ川の下流部とダム下流の後志利別川とをつなぐ魚道が設置されている。さらには魚道へ流水と魚類を導く分水施設とこれに付帯して河川内に横断構造物（本堤と副堤）が設置されている。また、この構造物の下流からダム貯水池までの間にも 2 基の横断構造物（落差工）が設置されている。

2.2 超音波受信機設置と発信器付ヤマメの放流

分水施設の本堤から魚道までの移動やダム貯水池内の移動を計測するために、分水施設周辺の波浪の影響を受けないような淵状の地形の底部と、魚道にそれぞれ受信機を設置した。ダム貯水池からの遡上行動を記録するために、チュウシベツ川、後志利別川およびピリカベツ川の貯水池への各流入部の 3 地点と貯水池中心部 6 地点、貯水池スクリーン付近 2 地点、貯水池域取水塔付近に 2 地点、ダム下流の発電放水口下流 1 地点に設置した。受信機は、2016 年 8 月 8 日から 10 月 2 日、2017 年は 5 月 26 日～8 月 30 日まで設置した。設置した受信機は Vemco 社製、VR2-Tx-69 kHz を用いた。さらには、2017 年 6 月 28 日と 7 月 25 日には可搬型受信機（Vemco 社製、VR-100）を用いて、チュウシベツ川流入部から分水施設周辺までの淵状の地形で発信機装着個体の探索を行った。発信機は、ヤマメに装着可能な小型発信機を (Vemco 社製、V7-69 kHz：7×22.5 mm、0.7 g、寿命約 70 日間)、飲み込ますことにより胃部に装着した。

発信器を装着したヤマメを分水施設本堤の上流で 2016 年 8 月 9 日と、2017 年 5 月 26 日にそれぞれ 20 個体放流した。さらに、チュウシベツ川のダム流入部において、2016 年は 20 個体を 8 月 10 日に、2017 年には 30 個体を 5 月 26 日と 6 月 8 日に分けて放流した。放流個体はすべて、魚道から採捕された 2 歳魚であり、体サイズ（平均値と標準誤差）は，全長 152 ± 19.6 mm，尾叉長 144.7 ± 18.8 mm だった。

3. 放流個体の行動計測

分水施設本堤上流における放流個体のうち、2016 年には 9 個体が、2017 年には 11 個体が分水施設に進入し（図 1-A）、ダム貯水池まで降河した個体は確認されなかった。分水施設や魚道には常時流水が流れており、若干の波浪はあるものの、今回選択した場所に超音波受信機を設置することで放流魚の行動を明らかに出来た。スモルト化したヤマメ個体を対象とした既存の調査では、放流魚のほとんどが魚道まで達しており、今回の調査も同様な傾向が認められた。

チュウシベツ川流入部において放流した個体は、2016 年と 2017 年ともに 1 個体がチュウシベツ川（分水施設）に遡上していた（図 1-B）。ただし、2016 年に 7 個体、2017 年には 13 個体がチュウシベツ川流入部で滞留していた（図 1-B）。また、2017 年には、落差工の間における淵状の河川地形において可搬型受信機により放流魚を発見できた。

また、貯水池からチュウシベツ川に遡上するヤマメ個体は、チュウシベツ川の流量が変動しているときに遡上行動を起こしている傾向が認められた。今回使用した個体は 2 歳魚個体であり、下流への移動パターンはスモルト化個体のそれとは異なると考えられるものの、下流への降河個体の移動に対して、この分水施設と魚道は機能していると考えられる。

本調査では、ヤマメの行動には河川流量との関連性が示唆された。流量が十分にあれば遡上途中に存在する落差工を超えて、分水施設まで遡上する個体がわずかに確認された。一方で、放流魚の 3 割(2016 年)から 4 割(2017 年)以上がチュウシベツ川流入部で滞留しており、落差工を遡上できずにいたのかもしれない。そのため、チュウシベツ川に設置されている落差工の遡上可能性についての調査が期待される。

4. 急流河川における超音波バイトテレメトリー技術の利用

これまで、超音波バイオテレメトリー手法を用いた魚類行動計測は、表面の波浪がないような場所の使用を原則としていた。本調査地のダム貯水池から分水施設まで区間は、平均河床勾配は 1/100 程度であり、瀬淵構造が認められる急流河川であった。しかし、水深の十分ある淵や平瀬状の箇所に受信機を設置するあるいは可搬型超音波受信機をこのような箇所で使用するなどの工夫により、超音波の受信が可能であることが明らかになった。近年超音波発信器は小型化多機能化しており、本研究で用いた Vemco V7 は長さ 2.2 cm 重さ 0.7 g である。この大きさと重量であれば、10 数 cm 程度の魚類の魚体に負担がなく行動計測が可能である。上流域の砂防・治山構造物周辺に生息する小型魚類の行動計測をこのような技術によって行うことで、魚道等の評価をより手軽に精度良く行えると考えられる。

謝辞：本研究では北海道開発局美利河ダム管理支所による平成 28 年度および 29 年度美利河ダム分水施設機能外調査業務のデータを使用させていただいた。関係諸氏にはこの場を借りて深謝申し上げる。

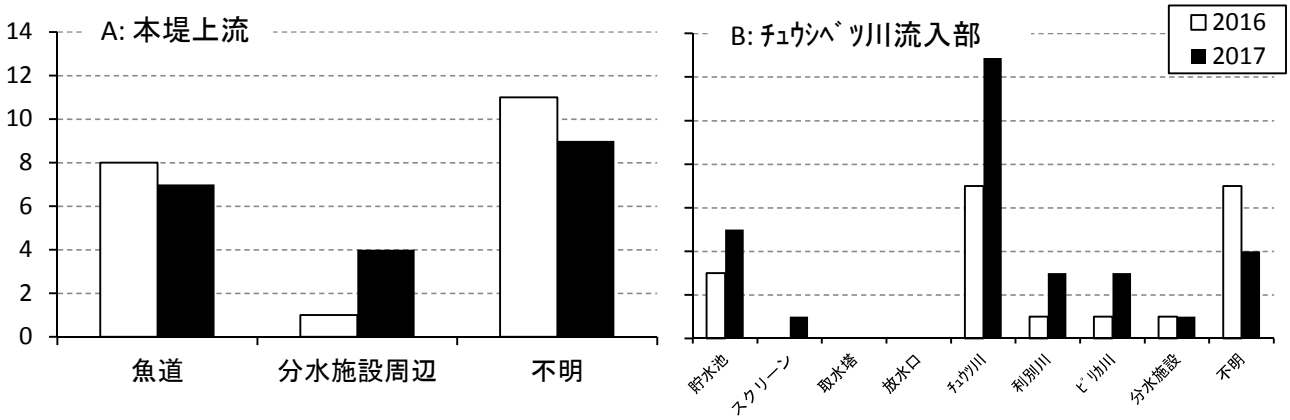


図 1. 2016 年（□）と 2017 年（■）のチュウシベツ川上流（A）とダム貯水池（B）から放流された発信器装着個体の最終確認場所別の個体数。チュウシベツ川分水施設上流では 20 個体、貯水池では 20 個体（2016 年）および 30 個体（2017 年）が放流された。2016 年調査ではスクリーン、取水塔および放水口のデータはない。2017 年の取水塔および放水口で確認された個体は 0 尾だった。また、B の横軸タイトルにかかれている略称の詳細は以下の通り。スクリーン：ダムサイトのスクリーン付近、放水口：ダム下流北電放水路出口付近、ﾁｭｳ川：ﾁｭｳｼﾍﾞﾂ川流入部、利別川：後志利別川流入部、ﾋﾟﾘｶ川：ﾋﾟﾘｶﾍﾞﾂ川流入部。

V-156

降雨と湧水 EC の関係に着目した深層崩壊危険斜面抽出手法に関する研究

大規模土砂災害対策研究機構（和歌山県）　○西岡恒志・榎原伴樹
大規模土砂災害対策研究機構（国土交通省国土技術政策総合研究所）　木下篤彦
大規模土砂災害対策研究機構（国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター）　田中健貴
株式会社エイト日本技術開発　海原荘一

1. はじめに

近年，深層崩壊危険斜面末端の湧水の電気伝導度（EC）が高いことに着目し，危険斜面を抽出する手法が提案されている [1)-3)]．この手法は，変形の進んだ斜面では地下水の滞留年数が高いこと，地下では岩盤の破砕が進み水と基岩の接触面積が増えるためと考えられる．一方，雨が降ると湧水の EC が下がり抽出できなくなることも考えられる．本研究では，危険斜面の湧水の EC を継続的に観測するとともに，雨との関係を整理し，タンクモデルを用いて予測雨量から最適な調査日を算出する手法について提案する．

2. 調査箇所の概要

2.1　深層崩壊危険斜面の抽出

和歌山県内で深層崩壊の発生頻度が高いとされる地質及び地形の範囲 [4)]において，LP データなどから過去の深層崩壊跡地の抽出や微地形を判読し，深層崩壊の発生するおそれのある斜面の抽出を行った．抽出した斜面の現地調査を行い，EC の高い湧水が湧出する斜面の絞り込みを行った．

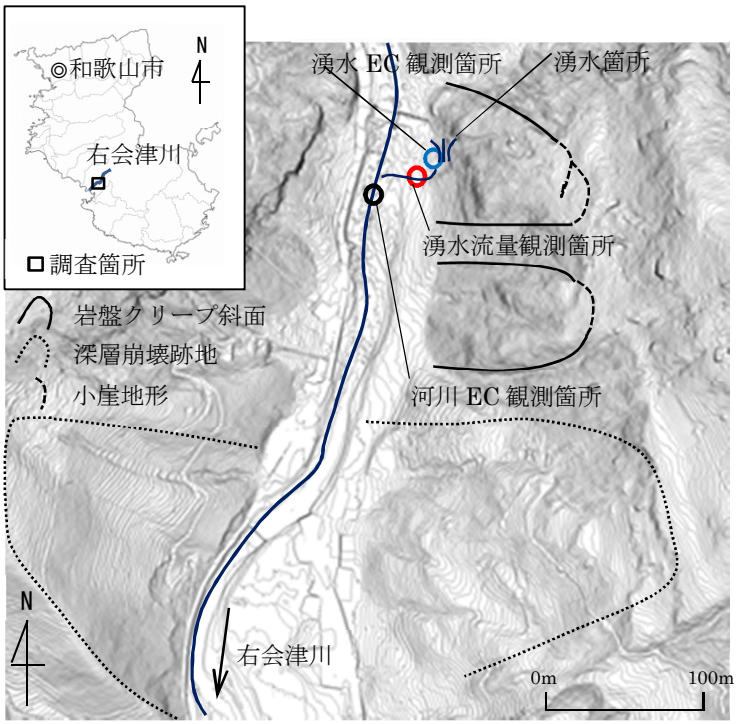


図-1　深層崩壊危険斜面と観測箇所概要図

2.2　調査地の概要

調査地の概要を**図-1** に示す．右会津川流域では 1889 年に発生した深層崩壊と河道閉塞の決壊により甚大な被害が生じている．地質は第三期の四万十帯（砂岩泥岩互層）である．深層崩壊跡地に隣接した馬蹄形の岩盤クリープ斜面には，斜面上部には連続的な小崖地形があり，斜面基部からは EC が周囲より相対的に約 2 倍高い湧水がある．

3. 湧水の水文・水質特性調査

3.1　EC・流量の計測手法

湧水の湧出部にロガー付きの EC 計（Onset 社：HOBO　U24 電気伝導率ロガー）を設置してデータ収集を行うと共に，湧水の流下断面の簡易測量を行いロガー付き水位計（Onset 社：HOBO　U20 水位・水温ロガー）を設置してマニング式から流量換算を行った．データの取得間隔は雨量データの取得間隔と同様の 10 分間隔とした．

3.2　EC・流量の観測結果

EC と流量の観測結果（**図-2, 3**）より，EC は 1 年間を通じて 15～20mS/m の値を示すが，EC は降雨に反応して低下し，その低下割合は降雨量に比例している．湧水が流入する河川と湧水の EC の降雨による低下割合の比較では，湧水 EC が河川 EC より落ち込みが少ないため，湧水 EC は河川 EC より降雨の影響を受けにくいことが分かった．また，流量は EC と同様に降雨直後から増加しているが，日雨量が 50mm 程度以下だとほとんど増加していないことが分かった．

4. タンクモデル解析手法とパラメータの再現性

観測された湧水量が表流水や土壌中に浸透した地下水が流出したものの総流出量と考え，土壌雨量指数の算出にも用いられる 3 段タンクモデルを利用して総流出量を算出した．タンクのパラメータは，湧水量とタンク総流出量が等しくなるよう SCE-UA 法 [5),6)]を用いて同定を行った．同定に用いる降雨イベントは，当該地域に土砂災害警戒情報が発令された降雨（日雨量 153.5mm，最大時間雨量 41.5mm（気：栗栖川））を含む 2017 年 6 月から 7 月の 2 ヶ

月間の期間に着目して解析を実施した．その結果，SCE-UA 法の Nash 係数 0.807，タンク総流出量と観測湧水量の相関係数 R=0.90 となり，両者の整合度は高いといえる. 湧水量とタンク流出量の関係を図-4 に示す.

5. 湧水 EC とタンク流出量の関係

各タンクモデルの流出量および総流出量と湧水 EC の関係のグラフを図-5 に示す．この結果，タンク総流出量と湧水 EC には相反する関係があることが分かった．観測期間中に日雨量 10mm 以上の降雨があったのは 7 回で，EC とタンク流出量の変動は，降雨量が多いほど大きく，少ないほど小さくなる傾向にあることが確認できた.

6．まとめ

湧水 EC と直列 3 段タンクモデル総流出量に関連性があることが確認できた．この関係を用いて，事前に代表的な危険斜面でタンクのパラメータを同定しておけば，今後の予測雨量から湧水 EC の変化を推定することができ，危険斜面抽出が可能な日が推定できることが分かった.

参考文献

1)地頭薗ら：深層崩壊発生場予測法の提案－鹿児島県出水市矢筈岳を例にして－,砂防学会誌,Vol.59,No.2,p.5-12,2006.2) 地頭薗ら：深層崩壊発生予測に関する調査法の提案,平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集,2012.3) 田淵ら：深層崩壊発生予測に関する調査法の開発,平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集,2013.4) 独立行政法人土木研究所：深層崩壊推定頻度マップ 5)Duan,Q.,Sorooshin, S.and Gupta, V. K.:Effective and efficient global optimaiation for conceptual rainfall-runoff models, *Water Resources Reserch*,Vol.28,No.4,pp.1015-1031,1992.6)Duan,Q.,Sorooshin, S.and Gupta, V.K.:Optimal use of SUC-UA global optimization method for calibrating wa-tershed models, *Journal of Hydrology*, Vol.158,pp.265-284,1994.

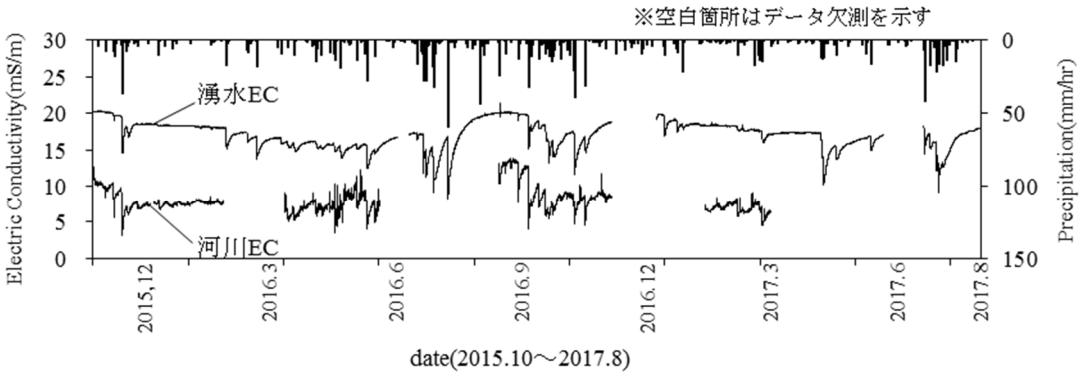


図-2　湧水と河川の EC 観測データ

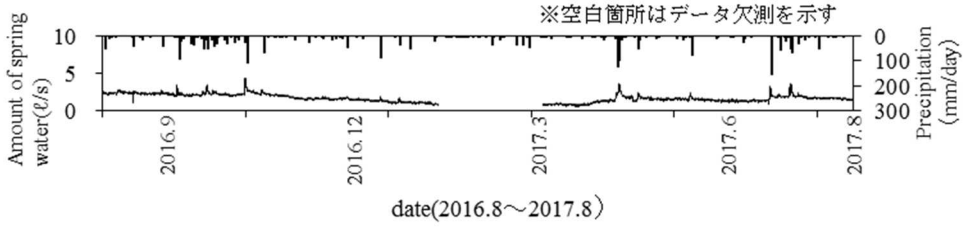


図-3　湧水流量観測結果

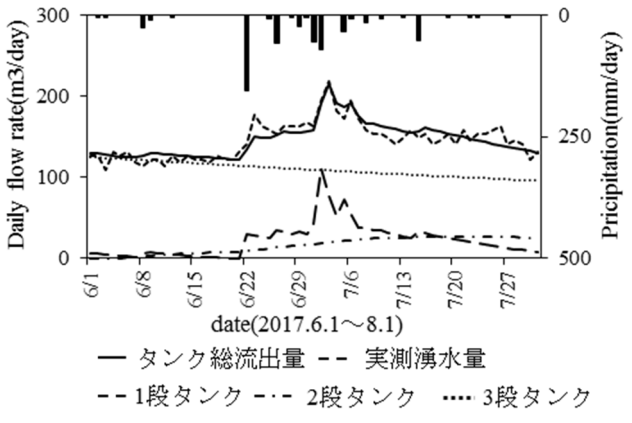


図-4　タンク流出量と実測湧水量比較

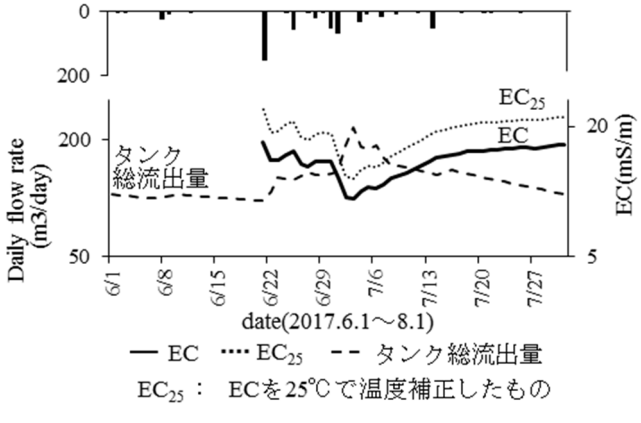


図-5　タンク総流出量と湧水 EC の関係

那智川流域における斜面の水分動態に対する考察

国際航業株式会社　○島田　徹・江川真史・山田真悟・孝子綸図
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　吉村元吾・木下篤彦・菅原寛明・田中健貴

1. はじめに

和歌山県那智勝浦町に位置する那智川流域(図-1)では，平成 23 年 9 月の台風第 12 号に伴い多数の表層崩壊が発生し，甚大な被害が発生した．

那智川流域では，表層崩壊の発生機構解明を主目的にボーリング調査及び，ボーリング孔を利用した地下水の観測が継続的に実施されている．また，表層崩壊の発生場となる浅い深度(森林土壌～GL-5m 程度のコアストーンを含む強風化層)の水分動態を把握するために，テンシオメータによる観測が平成 28 年 2 月より実施されている．これに関連する既往研究では，斜面内の雨水の浸透過程や地下水面の形成メカニズムの説明がされており，斜面内に不均一な流れの存在することが報告 [1)2)]されている．このような表層の水分動態は，表層崩壊のメカニズムを解明する上できわめて重要である．

本報告は，コアストーンを含む花崗岩地帯における表層の水分動態について，パターンの異なる降雨に対しての応答を整理したものである．

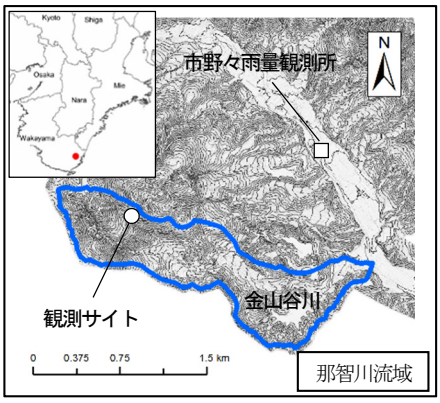


図-1 那智川流域位置図

2. 対象斜面の概要及び観測体制の概要

対象とする斜面は，紀伊半島大水害において発生した崩壊地(幅約 120m，長さ約 100m（図-2)の周辺斜面である．植生はスギの人工林であり，崩壊が発生した斜面と地形・植生条件が近い自然斜面となっている．

観測体制(図-2)は，「浅層の水分動態(T-1～T-3)」「強風化層の地下水位(KB-2')」「岩盤内の地下水位(KB-2)」となっている．水分動態を計測するテンシオメータは斜面方向に 3 地点 3 深度(0.55m～4.40m)の計 9 箇所で地中の縦断的なサクションの変化を計測する配置としている．

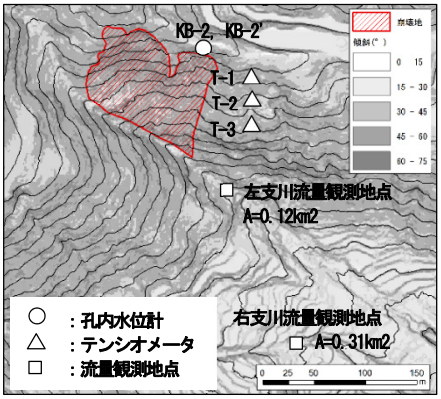


図-2 観測体制

3. 観測結果

3. 1 降雨状況

●平成 29 年 6 月 21 日の豪雨(前期降雨なし)：「以下，降雨 A」

6 月 20 日 23 時より降り始めた雨は，翌 21 日 17 時まで続き，降り始めからの雨量は 19 時間で総雨量 410.0mm の豪雨となった．最大時間雨量 51.0mm，最大 10 分間雨量 11.0mm であった．

●平成 29 年 8 月台風第 5 号の豪雨(前期降雨 130mm)：「以下，降雨 B」

8 月 6 日 21 時より降り始めた雨は，翌 7 日 18 時まで続き，降り始めからの雨量は 22 時間で総雨量 212.0mm の豪雨となった．最大時間雨量 31.0mm，最大 10 分間雨量 11.0mm であった．

3. 2 斜面の水分動態観測結果

●観測値から推定できる水分動態の傾向

降雨中のフラックス(図-3 上図)に着目すると，浸潤線が下層に向かうフラックスが発生しており，雨水の降下浸透のプロセスが表現されている．基底部に到達後は，斜面方向へとフラックスが向きを変えていく様子が確認でき(図-3 下図)，基底部付近で発生した飽和側方流を示すものと考えられる．

圧力水頭の時間変化(図-4 中①)より推定した浸潤線の下降速度は 10^{-4}～10^{-5}m/s オーダーであり，表層～中層に比べ中層～深層の下降速度の方が早い傾向が確認できた．

表層の飽和状況(地下水面形成)は，斜面下部の T-3 が最も早く飽和し(図-4 中②)，降雨中は全層飽和状態となっている（図-4 中③)．斜面上・中部に設置された T-1・T-2 では降水量に応じて全層が飽和する場合としない場合(図-4 中④)が確認された．形成された飽和層は，降雨終了後，斜面上部表層より徐々に下がってゆく傾向が確認できた．

降雨の流出過程に着目すると，斜面上部ほど飽和時間が短いことおよび深層の飽和時間が短いことから，斜面上部では，比較的早く雨水が側方へ流出し斜面下部で飽和している可能性が考えられる．このことから比較的地表面付近で斜面方向の「飽和側方流が発生」－「斜面下方へ流下」－「斜面下部に飽和帯を形成」といったプロセスが推定される．

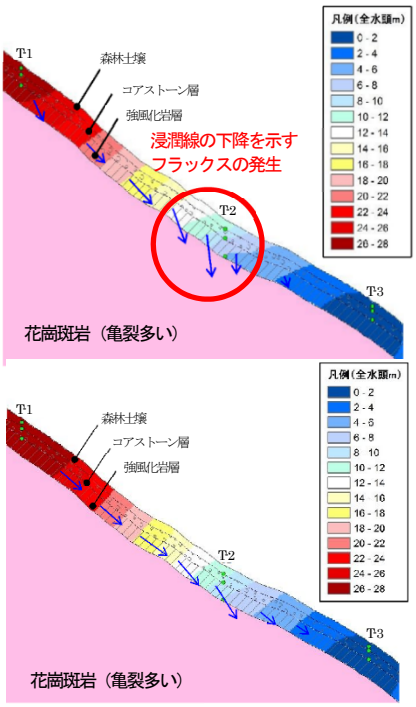


図-3　降雨中のフラックス図

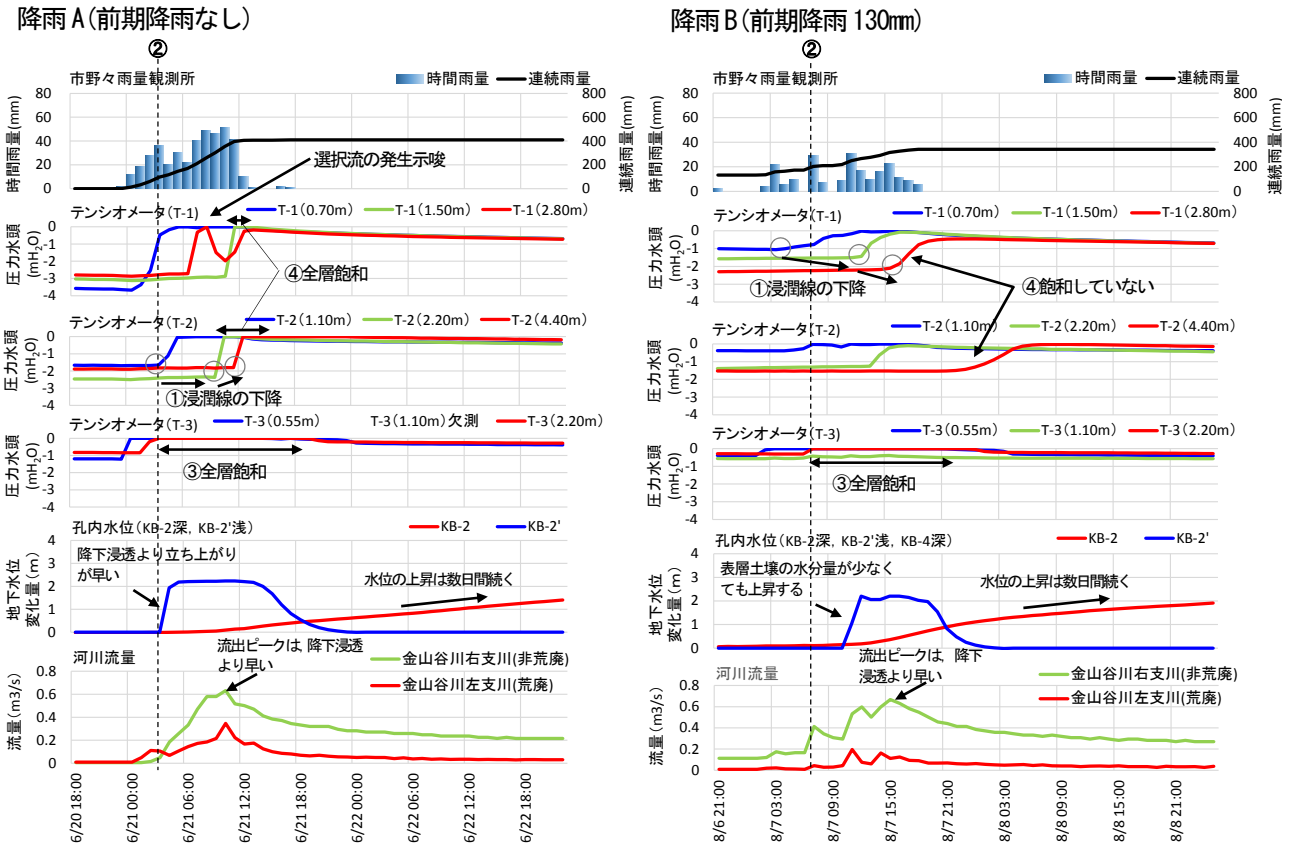


図-4　観測データの時系列変化

4. 表層の水分動態と地下水位，表層の水分動態と流出の関係

強風化層の地下水位を観測する KB-2'(GL-14.5m)と岩盤内の地下水を観測している KB-2(GL-130.0m)の水位上昇のタイミングと雨水の降下浸透の関係をみると，T-1・T-2 において降下浸透が基底部に到達する前に地下水の上昇が始まっている．このことから，降下浸透とは別に岩盤内に流れ込む早い流れ(選択流)の存在が推察される．この時，近傍の崩壊地では，コアストーン層などから多数の湧水の発生(図-5)を確認しており，観測データが示唆する選択流の発生と整合的である．

河川の流量と比較すると，斜面上・中部の観測地点において降下浸透が基底部に到達する以前に流出のピークが確認できる．これから，金山谷川の流出に寄与している成分は，基底部付近の飽和側方流ではなく，表層付近の側方流(表面流含む)または降雨に対して応答の早い地下水(強風化岩層を選択的に流れる地下水)である可能性が示唆される．

また，KB-2 の水位変化に着目すると，変化が緩やかかつ降雨ピークや流出ピークに比べずいぶんと遅れている．このことから，洪水流出の成分でなく，基底流出を涵養する成分であると考えられる．



図-5　近傍の崩壊地で観測された湧水
降雨 A の事例

5. まとめ

本観測では，「雨水の降下浸透」「降下浸透よりも早い地下水の上昇」「崩壊地での湧水の噴出(選択流の発生)」「斜面上部での不飽和帯の発生」「斜面下部の飽和帯の発生」「降下浸透よりも早い流出」を確認した．これらの現象を整理すると対象斜面では図-6 に示すような降雨流出過程が想定される．

本研究では，定性的ではあるが斜面内の水分動態を推察できる成果が得られた．今後は，斜面崩壊等の予測を目的とした定量なモデル化を進めていきたい．この目的を達成するために，さらなるデータの蓄積や水分動態を定量的に整理できる観測体制の充実化に努めていく予定である．ただし，他の地質帯への展開など大きな課題もあるため，他地域の観測成果や地盤物性等の調査成果等を踏まえ検討を進めていきたい．

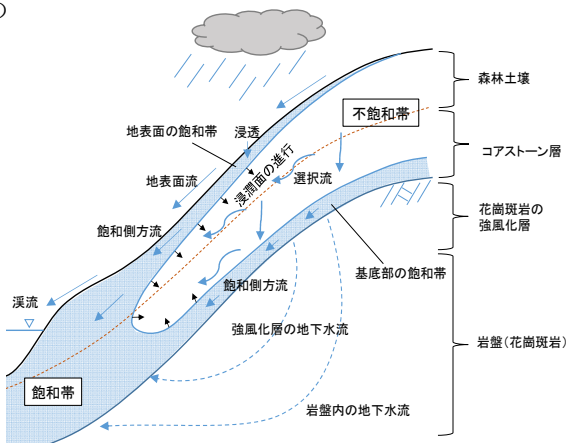


図-6　観測により推定された降雨流出過程
の概念図

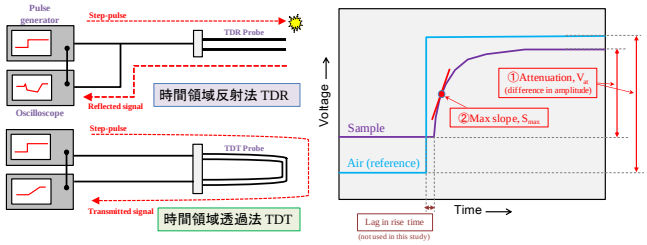
【参考文献】
1) 丸井敦尚(1991)　層状に堆積した斜面における降雨流出とプロセスと地中水の貯留機能：地理学評論 64 巻 3 号
2) 太田ら(1992)　森林斜面における雨水移動の実態：塚本良則編”森林水文学”

TDT センサーの改良による野外土壌水分探査への適用

京都大学大学院農学研究科　○正岡直也・小杉賢一朗

1. 研究背景

山地斜面の土壌水分に基づいた崩壊危険度評価のために水分センサーを用いた野外観測が積極的に行われるようになり、精度と信頼性の高さから時間領域反射法(Time Domain Reflectometry, TDR)が頻繁に利用されている。しかし、TDR で計測する電気パルスの反射信号（図 1）は波形が複雑でノイズを多く含み、正確に読み取るには高い帯域幅とサンプリングレートを持つ高価・大型のオシロスコープ（価格 80 万円～）が必要となり、コスト面から野外観測で気軽に用いにくいという問題がある。TDR の代替法として、時間領域透過法(Time Domain Transmissiometry, TDT)が近年土壌物理学分野で検討されている[1]。TDR の反射信号とは異なり透過信号を計測するため（図 1)、同軸ケーブルが往路と復路で 2 本必要であり、プローブ先端がループを形成しているのが特徴である。TDT の最大の利点は、反射波ノイズが混入しにくく波形が単純なため読み取り精度が高いことにある。本研究では、性能が低い代わりに安価･小型で野外利用しやすい USB オシロスコープ（価格 5 万円程度)を用いて TDT システムを運用し、限られた情報から含水率を特定する新たな解析手法を検討することを目的とした。



（左）図-1　TDR と TDT の測定原理
（右）図-2　TDT 波形解析の模式図

2. 実験装置・手法

2.1. 作製した TDT センサーと計測システム

本研究では土壌への挿入しやすさを考慮して、コイル型の TDT プローブを作成した。プローブは 2 本のステンレスワイヤ（φ= 0.55 mm）を、透明 PVC パイプ（φ= 16 mm）の外周に平行に 5 周巻きつけた構造となっている。TDT 波形の計測と分析には、USB オシロスコープ（Picoscope 2206A, Pico Technology）を用いた。主な性能は帯域幅 50 MHz、最大サンプリングレート 500 MS/s（分解能 2 ns）である。TDT 波形解析の模式図を図 2 に示した。一般的な TDT の水分計測手法で用いる波形の上昇開始時間は、本研究で用いる USB オシロスコープの分解能では検出できない。その代わりに低分解能でも検出可能な①電圧減衰量(V_{at})と②勾配最大値(S_{max})の 2 項目を測定した。

2.2. 実験方法

図 3 に示す実験装置を用いてセンサーのキャリブレーション実験を行った。センサーを埋設した土壌（豊浦標準砂）を、EC を調整した試料水で飽和させた後、セラミックフィルタに約 250 cmH_2O の負圧を与えて排水させる過程で TDT 波形を 17～18 点で計測し、それぞれ排水量から含水率を計算した。試料水の EC を 7 段階で変化させ、同様の実験を繰り返した。

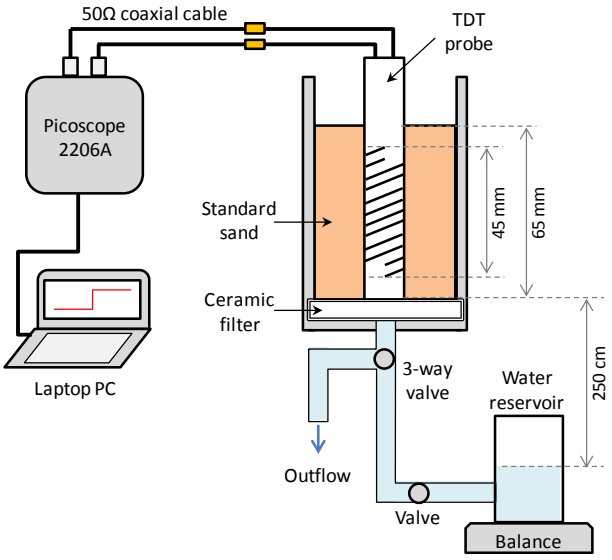


図-3　実験装置

3. 結果と考察

3.1. 含水率と EC に対する V_{at} と S_{max} の変化

計測した全ての TDT 波形から得られた電圧減衰量（V_{at}）と含水率（θ）の関係を図 4a に示す。EC（σ）が一定の条件下で、V_{at} は θ と非常に良好な正の相関関係を示した。回帰曲線の傾きは、σ が大きくなるほど急になる傾向がみられた。また得られた最大勾配値(S_{max})と θ の関係を図 4b に示す。σ が一定の条件下で、S_{max} は θ と良好な負の相関関係を示した。回帰曲線の傾きは、σ が大きくなるほど急になる傾向がみられた。また、ここで得られた回帰曲線を用いて、任意の θ における V_{at} および S_{max} を算出した（図は省略）。

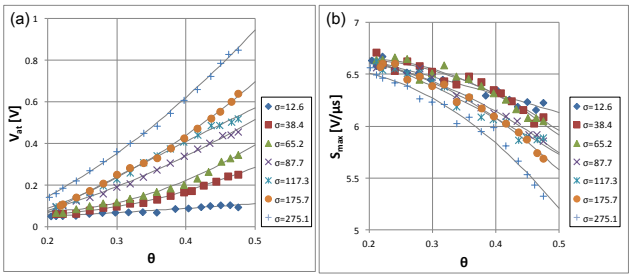


図-4　(a) V_{at}×θ (b) S_{max}×θ の計測値と回帰曲線

次に図 5 に示すように、V_{at} と S_{max} を同一平面上にプロットし、両者の関係が θ と σ の関数で表せるかを検討した。σ が一定の条件下では、V_{at} と S_{max} は良好な負の相関関係を示し（図 5a）、切片と傾きを σ の関数と仮定して式(1)に示す一次式を回帰直線としてフィッティングした。また θ が一定の条件下でも（図 5b）、切片と傾きを θ の関数と仮定して式(2)に示す二次式を回帰曲線としてフィッティングした。

…式(1)

…式(2)

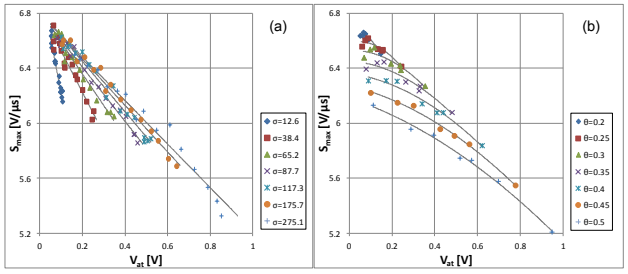


図 5　V_{at}×S_{max} 計測値と回帰直線／曲線
(a) σ 一定 (b) θ 一定の場合

式(1)のパラメータ A(σ), B(σ)に対し σ を変数として、式(2)の C(θ), D(θ), E(θ)に対し θ を変数として指数関数を良好にフィッティングすることができた（式は省略）。以上から、計測した TDT 波形より V_{at} と S_{max} を検出し式(1),(2)に代入すれば、それぞれ σ, θ が得られる。ただし式形が複雑なため、Microsoft Excel のソルバー機能などの数理最適化アルゴリズムを用いる必要がある。

3.2. 推定精度

図 6(a)に θ の実測値と推定値（V_{at} と S_{max} に基づく計算値）の比較を示す。プロットは概ね 1:1 の直線付近に集まっており、本手法が θ について良好な推定精度を有していることがわかった。また θ が大きいほど推定精度が高くなる傾向がみられた。σ による推定精度の違いはみられなかった。次に、図 6(b)に σ の実測値と推定値の比較を示す。σ が大きくなるほどばらつきが大きく、推定精度は高いとはいえなかった。主に農耕地を対象とした TDT の既往研究[1] では 1000 μS/cm 以上の範囲を対象とすることが多いが、これに対し一般的な山地渓流水を想定した本研究の検討範囲(12.6 < σ < 275.1 μS/cm)は小さく、σ 計測への適用は難しいと考えられる。それでも本手法は安価・小型の計測装置のみを用いて、土壌水の σ に影響されることなく θ を高精度で推定できる点で画期的であり、将来的に TDR に代わる野外土壌水分計測手法になりうると考えられる。

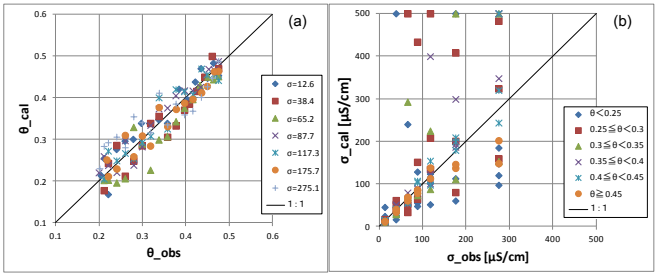


図 6　(a) θ, (b) σ の実測値×推定値

謝辞：本研究は平成 29 年度砂防学会若手研究助成によって実施しました。

参考文献：(1). 宮本ら(2013): 農業農村工学会論文集, 81(6), 513-519.

ポスター発表

P-001

集中豪雨時の土砂移動に関する谷底低地の安全性と微地形の関係

○朝日航洋(株)　小林　浩
アジア航測(株)　小野田　敏
環境地質(株)　下河　敏彦

1．はじめに

平成 29 年 7 月九州北部豪雨において，福岡県朝倉市東部の赤谷川流域では数多くの斜面崩壊が発生した（図-1)。同流域では，上流部で発生した大規模崩壊や支渓からの土石流・土砂流による大量の土砂が，河川沿いの低地を広く覆い，立地していた宅地や耕地を押し流した。一方，両岸の微高地に立地していた家屋は小さな被害にとどまったものも多く見られた。

そこで，山地の集中豪雨時の地形リスクを検討するため，本地域の地形場と被災状況を整理し，被害の程度と地形条件について考察を試みた。

2．赤谷川流域の特徴

赤谷川流域は，図-1 に示すように多くが花崗閃緑岩分布域で，松末小学校付近から上流の本川沿いと，同小学校付近で合流する右支乙石川の最上流部，並びに左支小河内川最上流部にわずかに泥質片岩が分布している。花崗閃緑岩は，風化が進み多くの箇所でマサ化するが，泥質片岩は，風化変質は見られるが岩片状主体である。

図-2 に河床縦断を示す。赤谷川の松末小学校付近から下流と乙石川は，ほぼ連続する縦断面形となっており，その勾配は，石詰集落付近から上流は 10^{-1} 程度，市営松末団地付近から上流は 10^{-2} 程度，市営松末団地付近から下流は一部を除き 10^{-3} 程度である。したがって，市営松末団地付近から上流では扇状地性の礫質谷底堆積低地，下流では蛇行原性の砂質谷底堆積低地に分類される。

図-3 には，被災前の空中写真 [3] より判読した地形区分図並びに被災直後の空中写真 [3] より判読した被災区分図を示している。これによれば，谷地形の平面的特徴は，赤谷川・乙石川ともに狭窄部と幅の広い谷底地形とが交互に現れる点である。また地形区分の特徴は，元流路沿いに広く分布する谷底氾濫原が平地のほとんどを占め，両岸に幅の狭い三段程度の段丘地形と支渓からの沖積錐が点在するというものである。

3．土砂移動による被災の状況

図-3 に二地区の例を示す。赤谷川中流の市営松末団地付近では，低位段丘 1 上を本川の氾濫流が

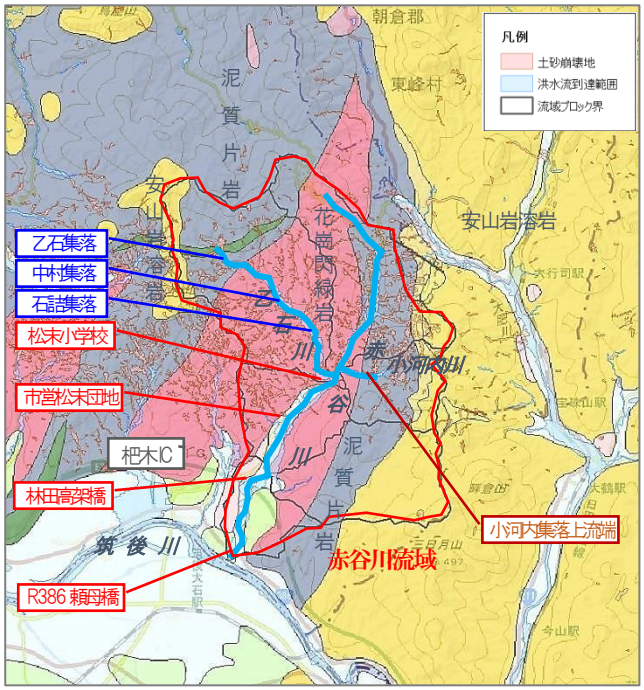


図- 1　流域概要平面図･地質図 [1)3)]

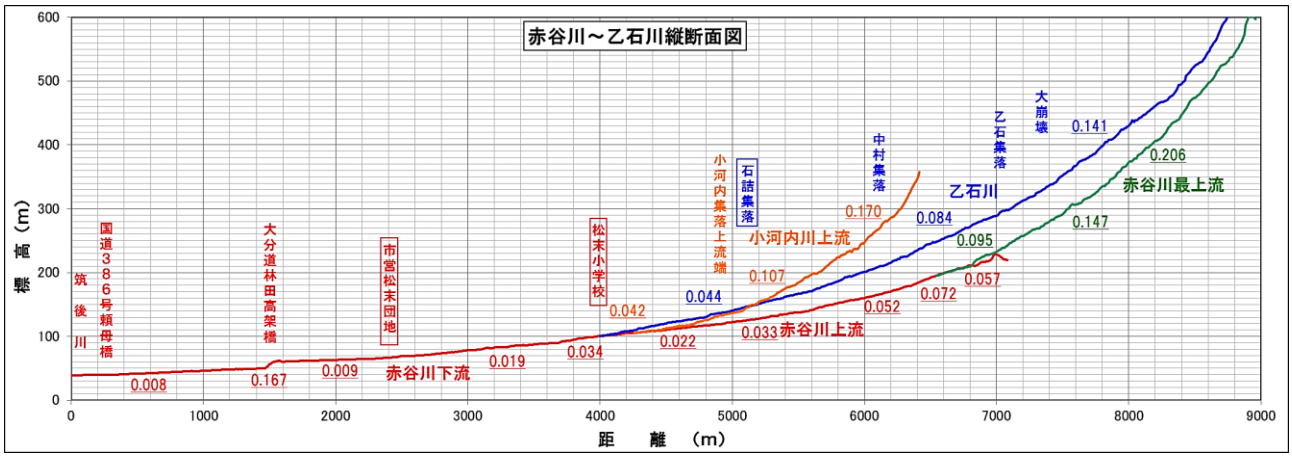


図- 2　赤谷川～乙石川縦断面図（下線付数値は河床勾配）

流下し，団地が甚大な被害を受けた。一方，乙石川下流の石詰集落付近では，低位段丘 1 上は支渓からの土砂流は流下したが本川の氾濫流は到達せず，人家の被害は比較的小さかった。また両者とも低位段丘 2 になると本川の氾濫流はほぼ到達せず，支渓からの土石流があった箇所を除き人家の被害は小さかった。

松末団地付近で低位段丘 1 に氾濫流が達した要因の一つに，河床上昇が挙げられる。もともと，谷底氾濫原と低位段丘 1 の比高は 5m 以上あったが，被災後は河床上昇によりほとんどゼロとなっていた。これはこの付近から下流の河床勾配がやや緩くなる(0.019→0.009)ことが影響していると考えられる。一方，石詰集落付近では，谷底氾濫原と低位段丘 1 の比高は 2m 程度であったが，災害後も河床上昇はさほどでなく，同程度の比高を維持していた。このことが，低位段丘 1 上に本川の氾濫流が及ばなかった要因と考えられる。

なお，同集落から上流は河床上昇が大きく，低位段丘 1 が土砂で覆われている。同集落の上流では河床勾配が緩くなる変換点があり(0.084→0.044)，概ねこの前後が河床上昇範囲である。

4．まとめ

朝倉市内赤谷川流域において，山地の集中豪雨時の被災リスクを検討した結果，本川を流下する土砂流や氾濫流による被災リスクは，谷底氾濫原でほぼ 100%被災となる一方，低位段丘 2 ではほぼ被災を免れていた。また低位段丘 1 では，河床勾配の変化点前後では河床上昇の影響で被災する場合があった。これらの結果より，地形区分と対象河川の河床勾配変化を用いて，集中豪雨時の被災リスクを予測できる可能性があると考えられる。

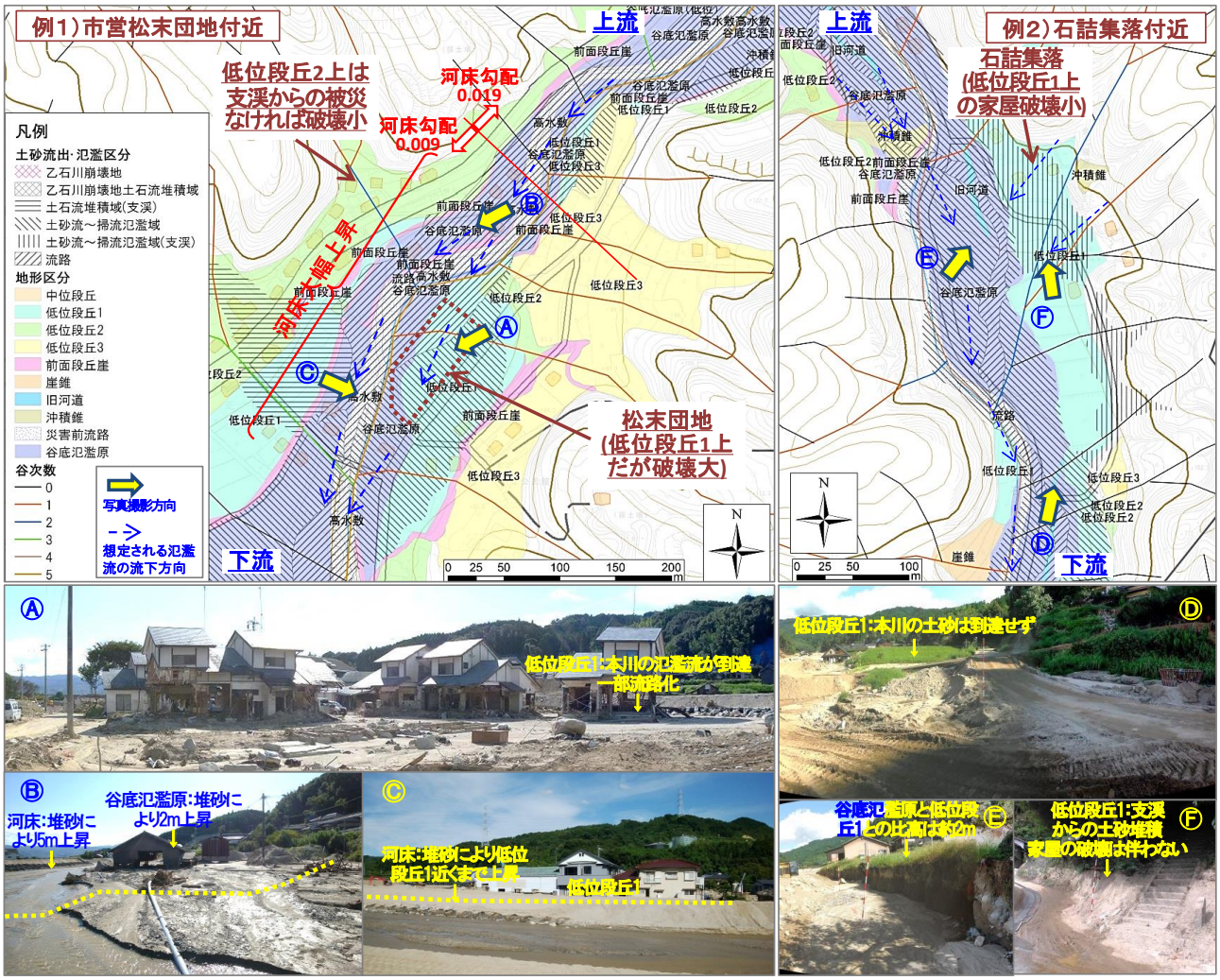
今後，地形地質条件を変えて検討を進める予定である。

5．謝　辞

研究にあたり，(一財)日本応用地質学会 2017 年九州北部豪雨災害調査団員ならびに応用地形学研究部会員に有益な助言をいただいた。ここに記して感謝します。

6．参考文献

1) 国土地理院：平成 29 年 7 月九州北部豪雨に伴う被害状況判読図，国土地理院技術資料 D1-No.873, 2017.
2) 国土地理院：地理院地図タイル（標準地図・平成 29 年 7 月九州北部豪雨 空中写真正射画像）.
3) 久保ら(1993)：20 万分 1 地質図「福岡」，地質調査所.



図－ 3　地形区分及び被災区分図 [1)2)]並びに状況写真

P-002

土石流が発生する可能性のある降雨の早期の予測について

国土交通省中部地方整備局多治見砂防国道事務所　綱川浩章[1)]
国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所　吉村元吾，菅原寛明
国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　田中健貴
(株)ニュージェック　○牧野裕至，杉本利英，藤田　暁
(一財)日本気象協会　坂井紀之

はじめに

平成26年（2014年）7月9日夕刻，台風8号に刺激された梅雨前線による集中豪雨により長野県南木曽町梨子沢で土石流（以下「南木曽土石流」）が発生し，死者１名の他，家屋やJR中央西線，砂防堰堤等に被害が生じた。また，平成23年9月4日深夜，台風12号による豪雨により和歌山県那智勝浦町で土石流（以下「那智川土石流」）が多発し，29名が死亡・行方不明となる壊滅的な被害が生じた。

本研究では，南木曽土石流及び那智川土石流を事例に，土石流が発生する可能性のある降雨の早期予測手法について考察した。

1. 南木曽，那智川周辺の地形的特徴と降雨

台風性や前線性など大規模擾乱による降雨現象では，斜面勾配や方向，標高などの地形特性が降雨量や降雨分布に密接に関係している（地形性降雨）。

木曽川上流南木曽周辺は木曽川が西に開き背後に中央アルプスが控え（**図-2**），那智川は南東の方向に開き背後に那智山系が控えている（**図-3**）。土石流はこうした地形に由来した地形性降雨が影響したと考えられる。

2. 土石流を引き起こした降雨

南木曽土石流では，突然の降雨のため土砂災害警戒情報の発令は土石流発生後であった。那智川土石流では台風 12 号が南方から湿った空気を供給し続け降雨が続き，土砂災害警戒情報は災害発生前日 9 月 2 日 21 時 50 分に発表された。

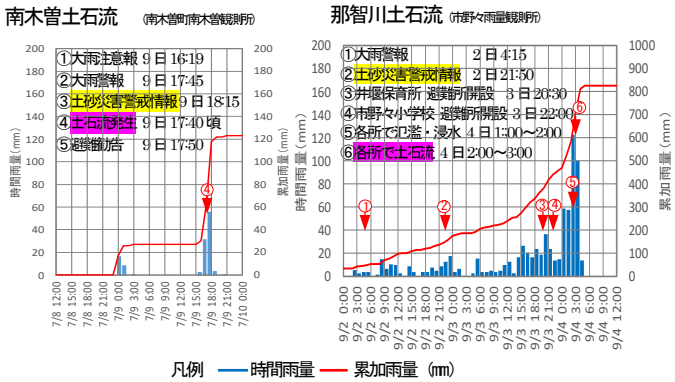


図-1　南木曽土石流，那智川土石流の降雨と土砂災害警戒情報

3. 降雨シミュレーション

気象モデル WRF（Weather Research and Forecasting）を使用し，**図-2**，**図-3** の範囲を含む地形を 1km 格子で取り込み，物理・境界層スキームを定め表-1 の計算条件でシミュレーションを実施した。

表- 1 WRF の計算条件

計算領域		中心域	周辺域
計算積分時間	南木曽	48 時間	48 時間
	那智川	80 時間	80 時間
計算時間ステップ		4 秒	20 秒
水平格子間隔		1km 格子	5km 格子
格子数	南木曽	X75×y110×z 35 層	X82×y99×z 35 層
	那智川	x180×y240×z 35 層	X64×y84×z 35 層
地形データ		30 秒(約 1km 格子)	5km 格子
初期値，境界条件		気象庁 MSM(5km 格子)	

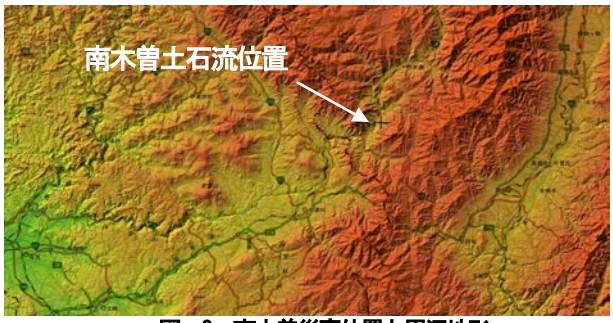


図- 2　南木曽災害位置と周辺地形

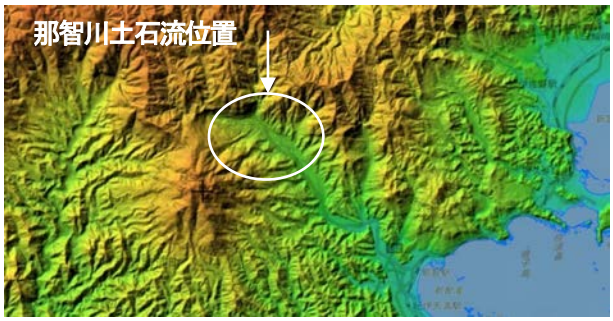


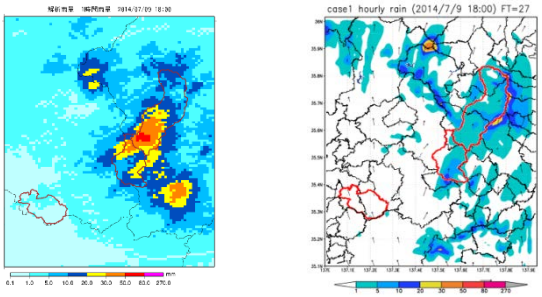
図-3　那智川災害位置と周辺地形

3. 1　再現性の検討

気象庁の数値予想 MSM の初期値（解析値）を境界条件として WRF による降雨予測を行った。南木曽土石流は，災害発生時の 7 月 9 日 18 時の解析降雨と，その時刻の 27 時間前の 8 日 15 時を初期値とした 9 日 18 時の MSM の境界値で WRF により計算した結果を示す（**図-4**）。那智川土石流は災害発生 15 時間前の 9 月 3 日 11 時の解析降雨と，その時刻の 80 時間前の 8 月 31 日 3 時を初期値とした 3 日 11 時の MSM の境界値で WRF により計算した結果を示す（**図-5**）。いずれも，WRF の計算結果

1）現：（一財）砂防フロンティア整備推進機構

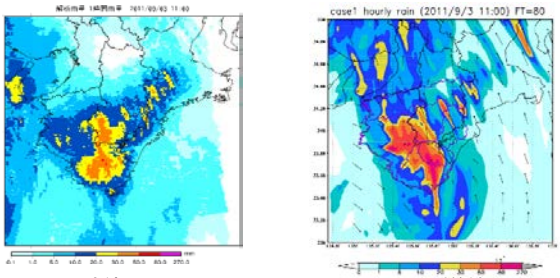
は，災害発生時の解析降雨を概ね再現出来ている。



実績雨量
（気象庁解析雨量）

WRF 再現計算結果
（7月8日15時の初期条件およびそれ以降の境界条件を3時間毎のMSMにより与えた）

図-4　南木曽土石流の解析降雨とWRFによる再現計算結果（平成26年(2014年)7月9日18時の時間雨量）



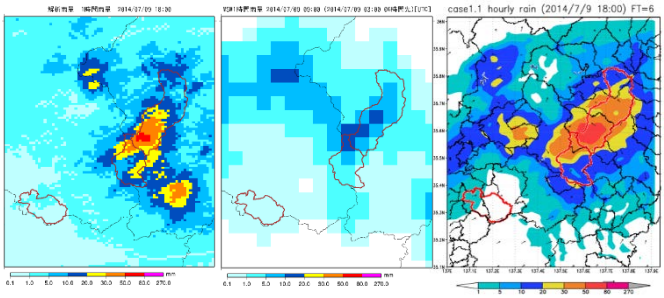
実績雨量
（気象庁解析雨量）

WRF 再現計算結果
（8月31日3時の初期条件およびそれ以降の境界条件を3時間毎のMSMにより与えた）

図-5　那智川土石流の解析降雨とWRFによる再現計算結果（平成23年(2011年)9月3日11時の時間雨量）

3.2　シミュレーションによる土石流の発生する可能性のある降雨予測

MSMの予測値を境界条件としてWRFによる降雨予測を行った。その結果，南木曽災害では災害発生の6時間前を初期時刻とする予測で，梨子沢流域で強い降雨域が予測された（図-6）。また，那智川では32時間前の予測で強い雨域が現れ，深層崩壊を生じた熊野川域まで到達する結果となった（図-7）。

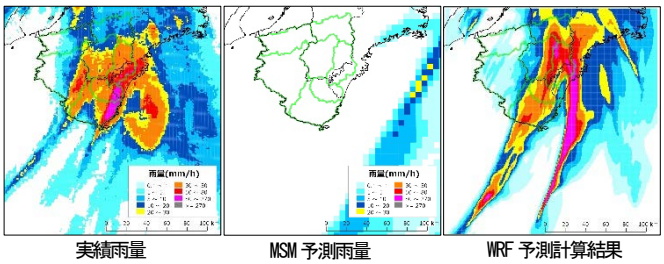


実績雨量
（気象庁解析雨量）

MSM 予測雨量
（6時間前(9日12時)の予測）

WRF 予測計算結果
（6時間前(9日12時)の予測）

図-6　南木曽土石流災害時(7月9日18時)の実績雨量，予測雨量



実績雨量
（気象庁解析雨量）

MSM 予測雨量
（32時間前(2日18時)の予測）

WRF 予測計算結果
（32時間前(2日18時)の予測）

図-7　那智川土石流災害時(9月4日2時)の実績雨量，予測雨量

3.3　WRF の降雨予測のスネーク曲線への適用

WRF による降雨予測を長野県・和歌山県，気象台の定める，被災地における土砂災害警戒情報の発表基準（CL）に適用した。

その結果，南木曽土石流では土石流発生の 6 時間前の 7 月 9 日 12：00，那智川土石流では 32 時間前の 9 月 2 日 18 時の MSM の予測値を境界値とした WRF による計算により CL を超える事を再現出来た（図-8, 9）。この場合いずれの MSM の予測値も CL を超えず（図-8, 9），那智川土石流で MSM が CL を超えるのは 14 時間前のものであった。

実績降雨では，南木曽土石流では土石土石流発生 10 分前の 9 日 17：30，那智川土石流では土石流発生 10 時間 30 分前の 9 月 3 日 15：30 にＣＬラインを超えている（図-8, 9）。

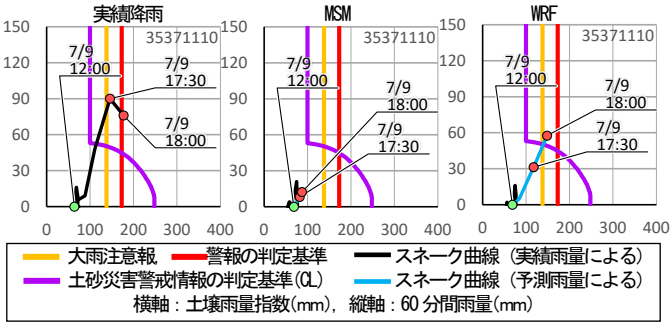


図-8　南木曽土石流の実績降雨および MSM，WRF（ともに 6 時間前（9 日 12 時）での予測）によるスネーク曲線

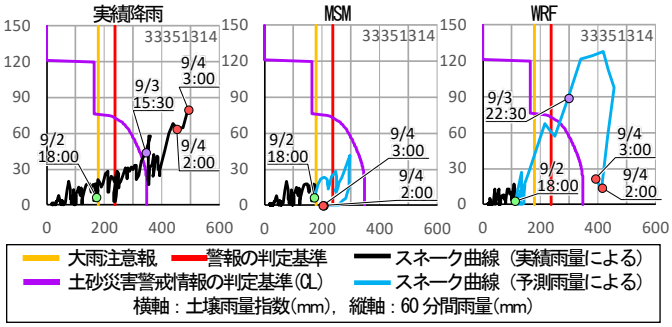


図-9　那智川土石流の実績降雨および MSM，WRF（ともに 32 時間前（2 日 18 時）での予測）によるスネーク曲線

4．考察および結論

土砂災害警戒情報は都道府県・気象台の連携のもと，運動力学モデルによる降雨予測計算からターゲット時刻の 2 時間前に発出されている。

今回，「土石流は地形に由来した地形性降雨が影響したと考えられる」との仮説に基づき地形を詳細に再現した WRF による計算により，土石流が発生する可能性のある降雨の早期の予測の可能性を見いだした。今後，土砂災害が発生しながらも WRF で再現できない事例も含め，解析事例を増加させると共に諸課題を検証し，適用性を向上できる様検討を深めて参りたい。

参考文献　杉本利英ら：多治見砂防管内における土砂災害発生降雨要因について，平成29年度砂防学会研究発表会概要集

P-003

平成29年九州北部豪雨　福岡県側の土砂災害（1）

—東峰村の被災状況の整理—

国際航業株式会社：○曽我智彦，前川哲志，平川澄美，鳥田英司

1. はじめに

2017 年 7 月 5 日から 6 日にかけて発生した「平成 29 年 7 月九州北部豪雨」により，福岡県内では朝倉市と東峰村で甚大な被害が発生した。災害発生から数日後，土砂災害発生状況を把握するために現地調査を行った。本発表では，東峰村内の土砂流出状況を整理・報告することを目的とする。

2. 東峰村の地質概要と災害発生時の降雨状況

2. 1 対象地域の地質概要

東峰村は福岡県中央部の東端に位置する中山間地域に位置し，大分県日田市と隣接している。また，東～北側と西側には標高 500～900m の急峻な山地が迫り，村内中央の谷間に筑後川の支流である大肥川が南北に流れている。

地質は，北西部から西部に中生代～ジュラ紀の泥質片岩主体の変成岩類からなり，花崗岩や花崗閃緑岩，斑レイ岩が点在している。その以外の地域では，新生代～鮮新世の玄武岩～安山岩質火山岩からなる。（図-1 参照）

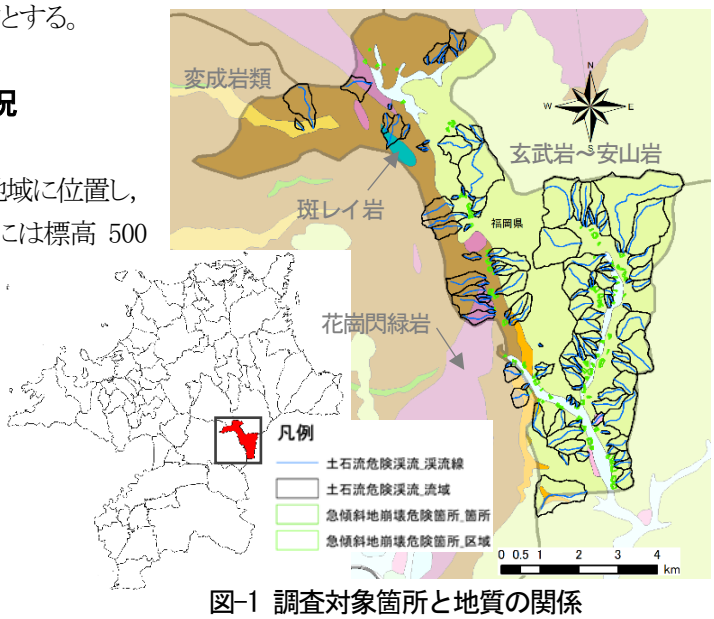
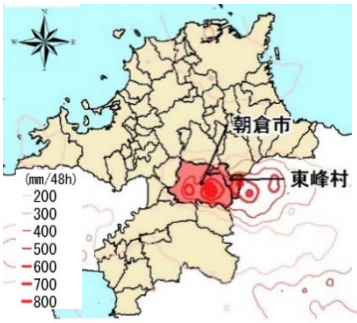


図-1 調査対象箇所と地質の関係

2. 2 災害発生時の降雨状況

東峰村と隣接する朝倉市にある白石山雨量観測所（福岡県朝倉県土整備事務所所管）では，最大時間雨量 106mm/h（7 月 5 日 15:00～16:00），最大 24 時間雨量 428mm（7 月 5 日 7:00～7 月 6 日 7:00）を記録した。（図-2 参照）



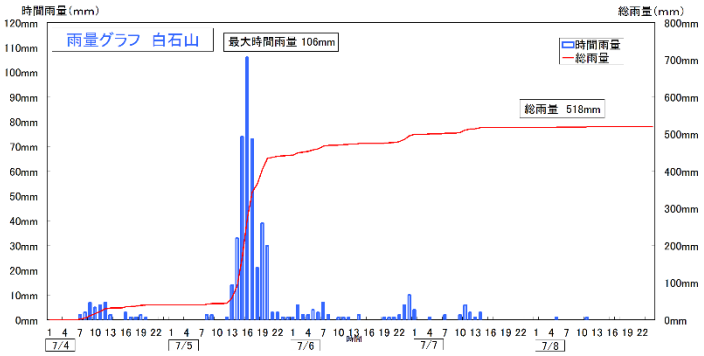


図-2 災害発生時の降雨状況

3. 地質が異なる流域から流出した土石流堆積物

3. 1 変成岩類が分布する流域から流出した土石流堆積物

変成岩類が分布する流域から流出した土石流堆積物の状況を図-3 に示す。

堆積物は茶褐色の礫混じり土砂であり，細粒な土砂が卓越し，礫径 1m を超す巨礫は多く含んでいない。



図-3 巨礫をあまり多く含まない土石流堆積物

また，変成岩類に一部花崗閃緑岩が分布する流域から流出した土石流堆積物の状況を図-4 に示す。

前述の堆積物と同様，茶褐色の礫混じり土砂であり，細粒な土砂が卓越し，礫径 1m を超す巨礫は多く含んでいない。



図-4 巨礫をあまり多く含まない土石流堆積物

3. 2 玄武岩～安山岩が分布する流域から流出した土石流堆積物

玄武岩～安山岩が分布する流域から流出した土石流堆積物の状況を図-5 に示す。

堆積物は灰褐色の土砂混じり礫であり，灰白色の巨礫が卓越し，細粒な土砂があまり見られない。礫径 1m を超えるような巨礫も多く見られる。

なお，一部の流域内に設置された砂防施設には損傷が見られた。(図-6 参照)



図-5 巨礫を多く含む土石流堆積物

3. 3 まとめ

想定を超えた降雨という条件の下で，変成岩類が分布する流域から流出した土石流堆積物と玄武岩～安山岩が分布する流域から流出した土石流堆積物を比較すると，後者の方が巨礫を含んでいる割合が多くなることが判った。しかも，巨礫を多く含むことで砂防施設が破損する可能性があると考えられる。



図-6 砂防施設の破損状況

4. おわりに

巨礫が多く含まれる土石流が流出する流域とは対照的に，細粒な土砂を多く含む土石流が流出する流域もある。後者の流域で施設配置計画を立てる場合，土石流対策指針では透過構造を有する施設を原則とするが，不透過型堰堤を配置することも留意する必要がある。

P-004

平成２９年九州北部豪雨　福岡県側の土砂災害（２）

－砂防施設の状態と土砂捕捉効果の状況－

国際航業株式会社　○宇城 輝, 田代 健二, 渡辺 隆吉, 鳥田 英司

１．はじめに

平成 29 年 7 月 5 日の昼頃から夜にかけて，福岡県から大分県にかけて停滞した梅雨前線に向かって暖かく非常にしめった空気が流れ込んだため，線状降水帯が形成され，集中豪雨が発生した。豪雨は福岡県朝倉市等で 24 時間降水量の値が観測史上１位を更新し，平成 24 年九州北部豪雨と比べると，累加雨量は約 2 倍を記録するなど未曾有であった。本発表は，福岡県朝倉市・朝倉郡東峰村を対象に，九州北部豪雨における砂防施設の状態と土砂捕捉効果の状況の実態に関して報告するものである。



図-1　対象位置図

２．砂防施設の整備状況

２．１　砂防堰堤の整備状況

対象地域では，砂防堰堤が 156 基整備されている。その概要を砂防設備台帳から整理したところ，形式は，ほぼ不透過型コンクリート堰堤が占めており，その多くが戦後の高度成長期に設置されていた。平成元年（1989 年）に土石流対策技術指針（案）（以下，指針(案)）が策定されるまでには，既に 7 割もの堰堤が完成していた。

表-1　構造形式別堰堤数

形式	基数	比率	備考
不透過型	140	**90%**	
透過型	13	8%	ｺﾝｸﾘｰﾄｽﾘｯﾄ含む
部分透過型	2	1%	
不明	1	1%	

表-2　竣工年別堰堤数

竣工年	基数	比率	備考
～1973 年	67	**43%**	高度成長期
1974 年～	38	**24%**	
1989 年～	25	16%	指針(案)公表
2000 年～	22	14%	指針(案)改訂
不明	4	3%	

２．２　九州北部豪雨前の土砂整備状況

九州北部豪雨前の土砂整備状況（堆砂状況）を既往の点検個票等の現地写真より確認した。その結果，確認出来た堰堤 149 基のうち，ほぼ満砂状態を含めて全体の約 3 割の 48 基で満砂が確認された。満砂・未満砂の状況を堰堤高別で整理した(図-2 参照)。堤高が高く土砂整備効果の高い堤高では未満砂であるものも多く，土砂捕捉に対して余裕のある状態であった。(満砂：水通し天端まで土砂が堆砂している状態)

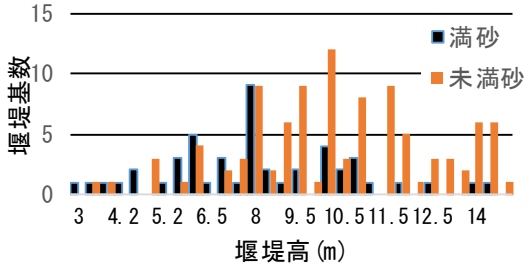


図-2　堰堤高別堆砂状況分布

３．平成 29 年九州北部豪雨における砂防施設の状態と土砂捕捉効果の状況

豪雨後，砂防施設の損傷の状態や土砂の捕捉状況を確認するため現地調査を実施した。

表-3　九州豪雨後の砂防施設の状態

調査結果	基数	比率	備考
堰堤損傷	6	4%	
土砂捕捉	66	42%	未満砂→満砂等
流木捕捉	12	8%	

３．１　一部損壊した砂防堰堤

調査の結果，6 基の堰堤で本体の一部に損傷を確認した。

要因は，想定超えた降雨であり、指針(案)策定前の竣工で現行基準に満たない堰堤で損壊が生じたと考えられる。

なお，指針(案)策定前に竣工した堰堤は 105 基存在しており，そのほとんどは，九州北部豪雨においても機能を維持出来ていた。

表-4　砂防堰堤の損壊状況一覧

堰堤名	竣工年	天端幅	損傷内容
寒水砂防堰堤	S39	W=2.0m	・本体右岸側下部から上部にかけて亀裂 ・本体右岸側下部取り付け部の地山の侵食
須川第一砂防堰堤	S53	W=1.5m	・左岸袖部が一部欠落・崩落
山尾坂砂防堰堤	S54	W=1.6m	・堰堤が確認出来ず
真竹砂防堰堤（上流）	S50	W=2.0m	・袖部の欠落・崩落
松尾荒廃砂防堰堤	S49	W=2.0m	・右岸袖部の欠落・崩落
本迫川無名砂防堰堤	S48	W=1.8m	・袖部の欠落・崩落



図-3　堰堤の損傷状況（左から真竹(上流)砂防堰堤・松尾川荒廃砂防堰堤・本迫川無名砂防堰堤）

３．２　砂防堰堤による土砂の捕捉状況

土砂の捕捉効果を検証するため，九州北部豪雨前後の航空レーザ測量成果で差分解析を行い土砂収支を算出した。調査で土砂捕捉の認められた 66 基のうち，解析が可能であった 52 基を対象とした。解析の結果，崩壊土砂の約 40%が下流域に流出したこととなっている。実際に千代丸川など人家等に被害をもたらした箇所も存在している。なお，対象施設のほとんどが不透過型堰堤であったため，一度捕捉した土砂が，その後の降雨で流出したものも含まれている。

表-5　航空レーザ測量成果による土砂収支　　単位：㎥

流域侵食計 ①	流域堆積計 ②	流域収支 ③=①+②	堰堤侵食計 ④	堰堤堆積計 ⑤	堰堤収支 ⑥=④+⑤	土砂捕捉率 ⑦=⑥/③	土砂流出量 ⑧=③+⑥
−2, 824, 000	987, 000	−1, 837, 000	−7, 000	672, 000	665, 000	36. 2%	−1, 172, 000

※（－値）は侵食・流出，（＋値）は堆積を表す

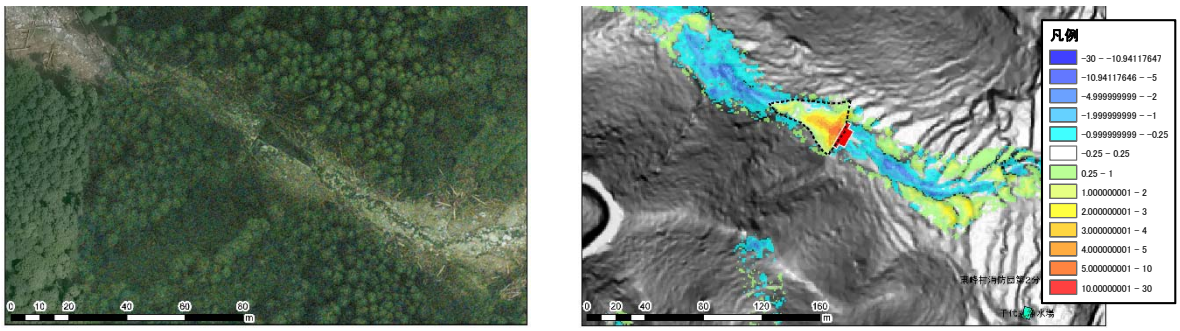


図-4　航空レーザ測量による土砂収集解析事例（千代丸川　左：オルソフォト，右：差分図）

３．３　砂防堰堤による流木の捕捉状況

調査では，12 基堰堤で流木の捕捉を確認した。今回は流木捕捉効果の検証を行っていないが，須川第一砂防堰堤では不透過型堰堤にもかかわらず，大量の流木を捕捉していたことが特徴的であった。今後，施設の配置状況等に応じて流木捕捉効果の検証が望まれる。



図-5　須川第一砂防堰堤よる流木捕捉状況

４．おわりに

九州北部豪雨で，砂防施設が整備されていても下流へ比較的多くの土砂が流出し，人家等への被害も確認されている。このように大規模な災害に対してハード対策による防災機能のみに依存することに限界があるため，危険箇所周知の啓蒙も含めソフト対策の充実を図る必要がある。

＜参考文献＞

1）平成 29 年度 砂防等施設現調調査業務（3 工区）　福岡県
2）航空レーザ測量成果　国土交通省九州地方整備局提供

P-005

富士川水系・大武川第 50 床固工における浮遊砂観測結果の分析と考察

株式会社　建設環境研究所　○富田邦裕、叶　正興、井内拓馬、重村一馬
関東地方整備局富士川砂防事務所　田中秀基※1、小町谷　章※2、木暮一也、角　岳志、山野利勝
京都大学防災研究所　藤田正治
※1：現六甲砂防事務所長、※2：元富士川砂防事務所副所長

1．はじめに

富士川砂防事務所管内における土砂移動現象を把握するため、管内8箇所で設置された標準的な流砂水文観測機器による流砂量観測とデータ解析を行うと同時に、釜無川支川大武川第50床固工には、多段式採水パイプによる採水と濁度、掃流砂観測、並びに側面に濁度計、水位計及び流速計を装備した可搬式流砂観測装置を用いて出水時の流砂に関する総合的な観測調査を実施している。

本報文では、可搬式流砂観測装置による多段採水の調査結果と濁度計による観測した浮遊砂（ウォッシュロードを含む）濃度との比較検討及び考察を行った。

2．調査概要

富士川砂防事務所管内における流砂水文観測はハイドロフォン、濁度計、水位計、浮遊砂サンプラーによる観測と同時に、可搬式流砂量観測装置(写真-1)等を用いて種々の流砂量データを出水時に観測した。

平成29年に本州に上陸した台風5号と21号で出水時調査を実施したが、ここでは、比較的出水規模の大きい台風21号出水について考察を行った。



図-1 流砂量観測地点位置図

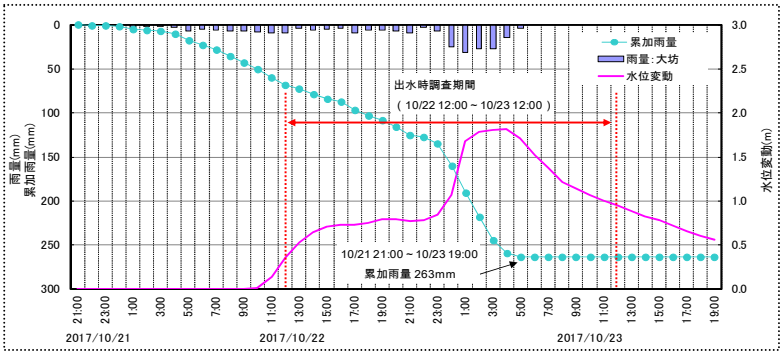


図-2　台風21号出水の降雨・水位状況

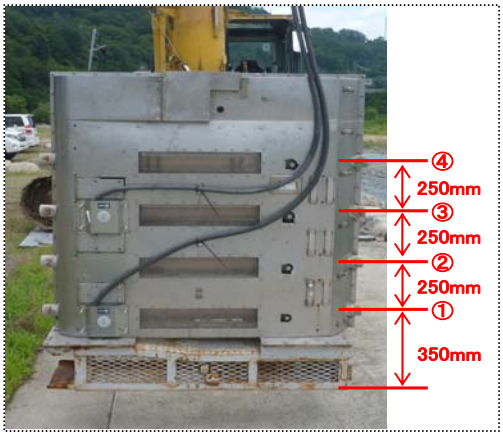


写真-1 可搬式流砂観測装置

3．可搬式流砂観測装置による多段採水の結果と考察

台風21号出水時に可搬式流砂観測装置に装備する４本の採水パイプより設置された河川水の土砂粒度分析により、最大粒径（d_{max}）と代表粒径(d_{60})の時間変化の特性を図－3に示す。

最大粒径、代表粒径のいずれも水

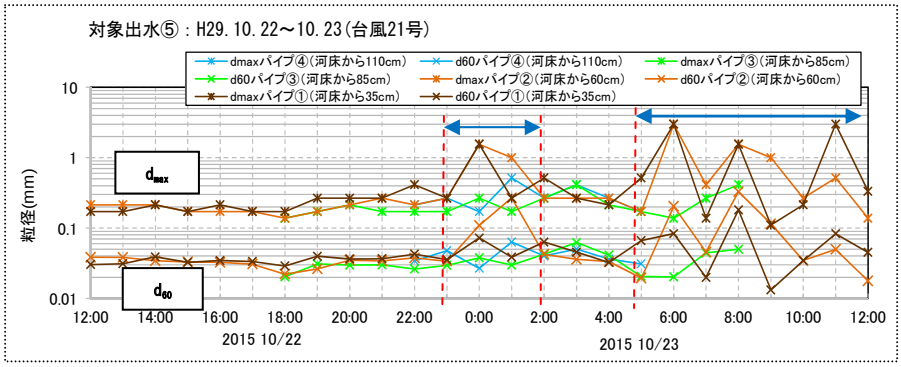


図-3 多段採水による最大粒径、代表粒径の時系列図

位が急激に上昇する10月22日23:00までには時間による変化は小さく、水位が急に上昇するまたは降下する時(図-3の◀▶)に浮遊砂の粒径が大きく変化することが確認される。また、その変化は、下部より採水した①，②は大きく、上部に採水した③、④が小さいことが分かる。つまり、水位が変化する時に水深方向で浮遊砂の粒径が大きく変化することが確認された。

また、出水期間中に採取した試料からの土砂濃度と濁度計による観測土砂容積値及び近傍のハイドロフォンによる換算掃流砂量の時系列図を図-4に示す。濁度計と採水による土砂容積濃度の間に明確な差がなく、かなり近い値を得られている。これによれば、出水時の浮遊砂濃度は濁度計の観測結果により評価しても大きな差がなく、また、流量と比べ掃流砂量の低減割合は小さいことがわかる。これは掃流砂が上流から到達しており、出水後期の流量低減時にも土砂が供給されていることを示すと考えられる。

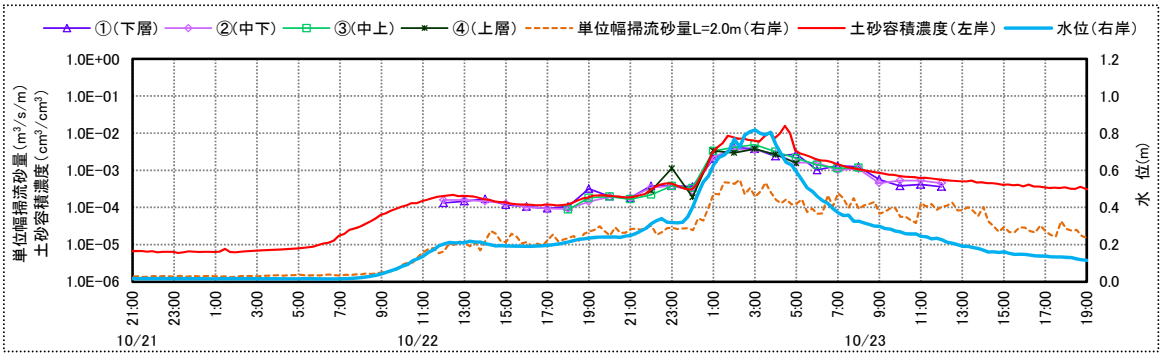


図-4 採水試験による土砂濃度と濁度計観測結果の比較

さらに、観測期間中の各観測時刻における土砂濃度の水深方向の分布を確認するため、各時刻における4水深(①～④)で採水した土砂濃度を最底部のパイプ①採水の土砂濃度との比で整理したもの図-4に示す。水深の大きい時は水深の上の方で濃度が大きくなることもあり、全体的に明確な傾向が認められなかった。これは、調査地点は勾配1/58の急流河川であり、出水時には全断面で流水が攪乱され、水深方向に土砂濃度変化に傾向が認められないと考えられる。

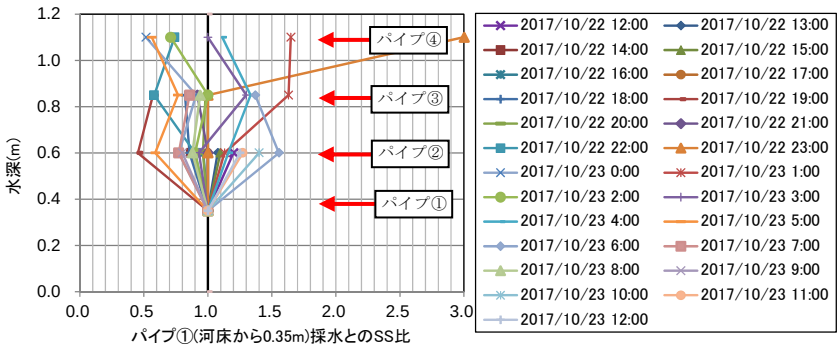


図-5 多段採水による SS の深度分布

4．まとめ

以上の観測結果の分析より、大武川第50床固工付近における浮遊砂の移動特性について、以下のとおりまとめられる。

① 出水時において浮遊砂の粒径は、水位上昇時及び降下時に大きく変化し、水位が安定する時はあまり変化しない。また、その変化は河床に近いほど変化が大きい。

② 大武川第50床固工付近では、出水時には河川全断面で流水が乱され、浮遊砂の濃度は水深方向で明確な変化の傾向が認められない。

③ 出水期間中において、採水調査の結果と濁度計による浮遊砂の観測結果に有義な差が見られず、濁度計観測により浮遊砂（ウォッシュロードを含む）量を推定することは可能と考える。

④ 出水低減期においては掃流砂量は流量ほど低減しない。これは上流からの土砂供給が続いているからと考えられる。

【参考文献】

1) 富士川砂防事務所における総合的な流砂量観測の実施について、富田・叶ら　平成25年度砂防学会研究発表会概要集　A-238

チェーンアレー探査を用いたドンドコ沢岩石なだれの２次元堆積構造の把握

ジオックスコンサルタント株式会社　　林　　久夫
国際航業株式会社　〇秋山　晋二

1. はじめに

微動アレー探査は自然の微動から表面波を抽出し，地盤のＳ波速度構造を推定する非破壊で簡便な技術である。

岡田(2001)が，「微動探査法は，１箇所限定の探査法というイメージから脱却する必要がある。平面的に地震計を配列すれば，容易に２次元構造が得られる。」と提案したのが，チェーンアレー探査である。

本報告では，岩石なだれの堆積構造を把握するため，山梨県韮崎市のドンドコ沢で実施したチェーンアレー探査の成果を紹介する。

2. チェーンアレー探査法

2.1 地震波と表面波

地震波は図-1 に示した種類があり，目的に合わせて様々な探査法が用いられている。

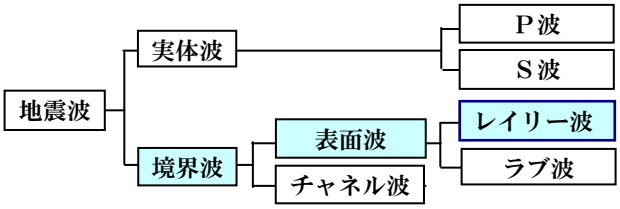


図-1 地震波の種類

表面波を用いた探査法を図-2 に示す。人工起振した波動を用いる方法と自然微動を用いる方法がある。微動探査は自然微動を用いる方法である。

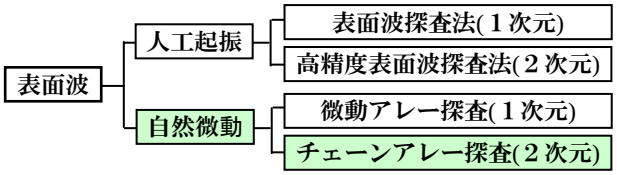


図-2 表面波を用いた探査法

2.2 表面波の抽出

Aki（1957）は，微動を定常確率過程として取り扱い，表面波の分散特性を抽出するための理論を導いた。1990年代に空間自己相関法（SPatial Auto Correlation Method；以下SPAC法，岡田ほか，1990）と呼ぶ表面波の分散曲線（周波数と位相速度の関係）の抽出方法を実用化した。

岡田ほか(1990)は，SPAC法では円周点の観測が最少３点で，表面波の分散特性を抽出できることを証明した(図-3)。

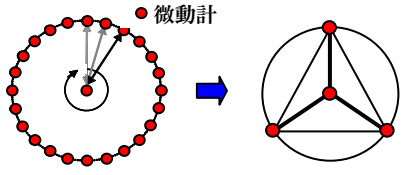


図-3 SPAC法の地震計配置

2.3 チェーンアレー探査

SPAC法の微動計配置は，円形正三角形アレーが基本であるが，図-4 のように，半円形アレーに置き換えることができる。半円形アレーを応用すれば，円形正三角形アレーを線状配列することが可能となる。

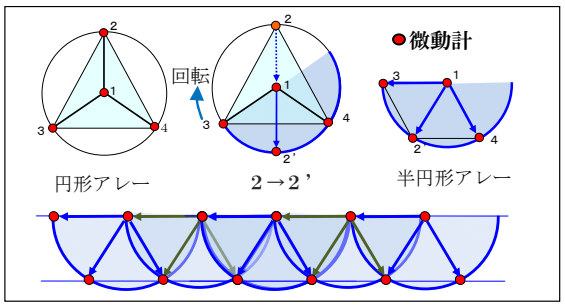


図-4　チェーンアレー（半円形アレー）

表面波の分散曲線(周波数－位相速度)の波長は，その波長の1/2(～1/6)の深度の情報を反映している。分散曲線の周波数軸を深度に換算すれば，位相速度の２次元分布が得られる（図-5）。

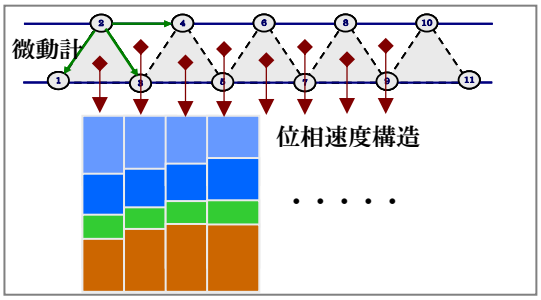


図-5 分散曲線と位相速度構造

2.4 探査方法

記録装置は，８チャンネル，サンプリング周波数 100Hz 以上，記録時間 120 分以上である。微動計は，上下方向，動電型（速度型），固有周期１秒以上である。

チェーンアレー探査の地震計の配列を図-6 に示す。三角形の辺長は，測線No.１：５m，測線No.２：４mで実施した。

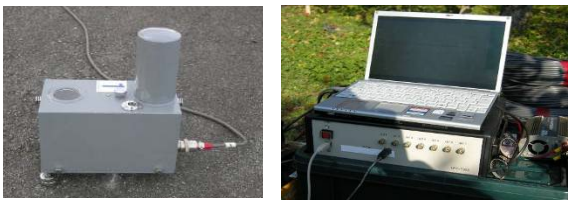


写真-1 微動計と記録装置

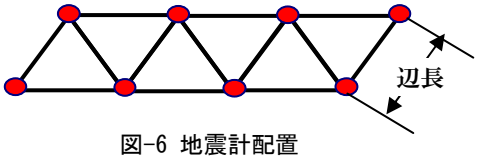


図-6 地震計配置

3. 探査結果

チェーンアレー探査測線の位置を図-7に示す。測線No. 1は岩石なだれ堆積物上流部，測線No. 2は岩石なだれ堆積物下流部の堰き止め湖跡に設定した。

測線No. 1の探査結果を図-8，測線No. 2の探査結果を図-9に示す。測線No. 1は，最下部に500m/s以上の速度層が存在する。浅層と下部層の間は，速度境界の凹凸が認められる。また，速度240m/s以下のゾーンが浅層域に複数存在している。測線No. 2は，表層付近に速度230m/s～300m/sの湖成層が存在し，測線中央の深度15m付近に，速度330m/s程度の低速度と速度450m/s以上のゾーンが認められる。No. 1，No. 2の測線はいずれも凹凸に富む地下構造を示しており，岩石なだれ堆積物中の巨大礫の存在を示唆する堆積構造である。

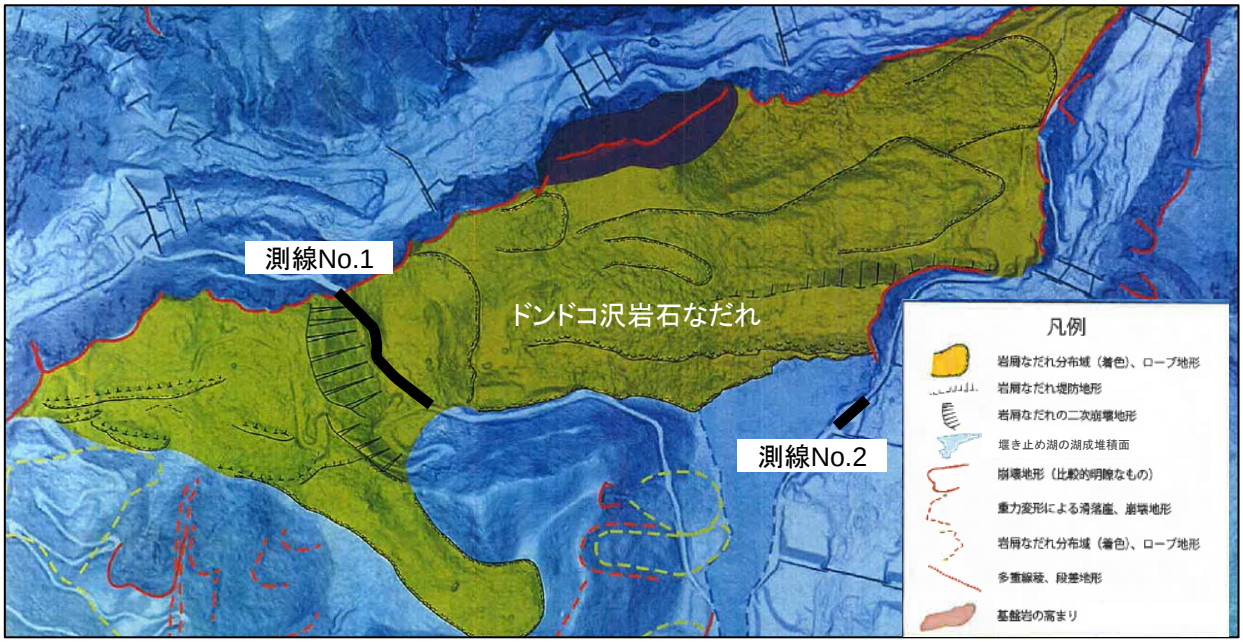


図-7 微動アレー探査測線位置

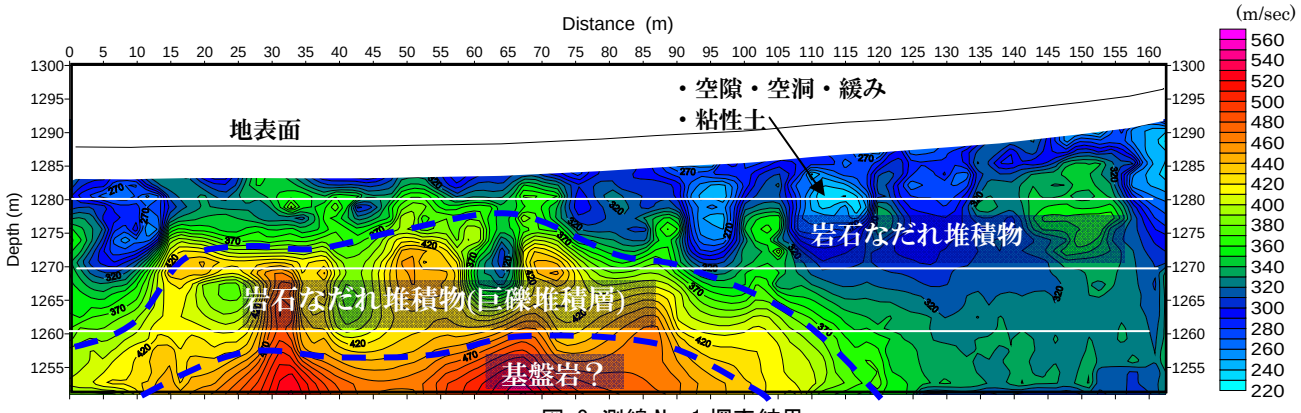


図-8 測線 No. 1 探査結果

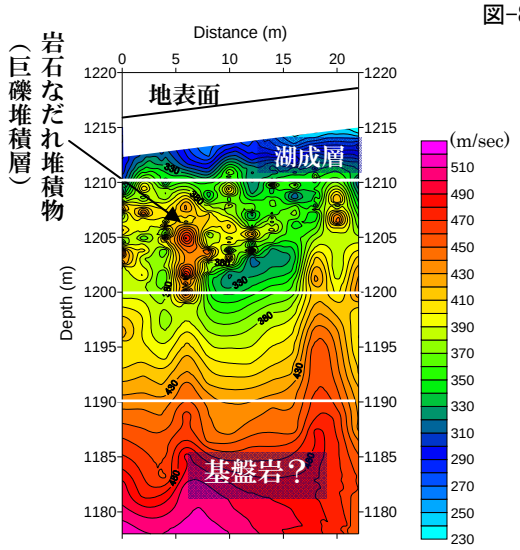


図-9 測線 No. 2 探査結果

参考文献

Aki, K. (1957):Space and time spectra of stationary stochastic waves, with special reference to microtremors. Bull. Earthq. Res. Inst. 35, 415-456.

岡田 廣・松島 健・森谷武男・笹谷 努 (1990) :広域深層地盤調査のための長周期微動探査法, 物理探査, 43, 402-417.

松岡達郎・梅沢夏美・巻島秀男 (1996) :地下構造推定のための空間自己相関法の適用性に関する検討, 物理探査, 49-1, 26-41.

岡田 広 (2001) : 微動アレー観測のための空間自己相関法における効率的な観測点個数に関する考察, 物理探査学会第104回学術講演会論文集, 172-176.

P-007

歴史時代の大規模崩壊による山地河川の地形変化とその影響

－赤石山地ドンドコ沢岩石なだれの再検討－

防災科学技術研究所　○木村 誇・山田 隆二
専修大学文学部環境地理学教室　苅谷 愛彦
砂防フロンティア整備推進機構　井上 公夫

1. はじめに

大規模（深層）崩壊は発生頻度が低く，ほとんどの場合は観測が困難なこと，また，斜面の侵食と崩壊土砂の堆積による著しい地形変化が長期間にわたって流域を荒廃させる可能性があることから，歴史時代に遡って調べることの意義は大きい。日本には歴史時代に発生した大規模崩壊の記録が多く残されているが（町田, 1984；田畑ほか, 2002），崩壊発生が河川地形や土砂移動にどのような影響を及ぼしたかわかっているものは少ない。近年の航空レーザ測量の登場により，踏査が困難な山岳地域を含め，植生に覆われた古い地形を詳しく分析することが可能になった。その一方で，酸素同位体比年輪年代法を用いた1年単位の年代決定が試みられるなど（Yamada et al., 2018；山田ほか，本大会発表），地形編年の高精度化も進んでいる。これらを併用すれば，崩壊発生に伴う河川地形の変化と土砂移動への長期的な影響がより明らかになるものと期待される。そこで筆者らは，航空レーザ測量データを用いてAD887年頃に発生したとされる赤石山地ドンドコ沢岩石なだれ堆積域周辺の地形・地質的特徴を詳しく調査し，岩石なだれの発生に伴う河川地形や土砂移動の変化について検討した。なお，本発表は，筆者らの既報（木村ほか，2018）をもとに新たに考察を加えたものである。

2. 調査地域と調査方法

ドンドコ沢は赤石山地北東部にある鳳凰三山・地蔵ヶ岳の東面に源を発し，富士川水系釜無川支川の小武川へと流入する集水面積6.86 km^2，平均斜面勾配36°，平均渓床勾配22°の渓流である。地質は標高1,400 m付近を境に西側の甲斐駒ケ岳花崗岩と東側の堆積岩類（身延層及びその相当層の砂岩泥岩互層）に分かれる（尾崎ほか，2002）。これまでの研究により，ドンドコ沢に分布する花崗岩巨礫主体の礫層の成因が明らかにされてきたが，この礫層の堆積が河川地形にどのような変化をもたらし，その後の土砂移動にどのような影響を及ぼしたかは不明である。

2009年に国土交通省関東地方整備局富士川砂防事務所が小武川流域で実施した航空レーザ測量データをもとに1mメッシュDEMを作成し，同メッシュサイズの傾斜量図と5m等高線図を作成した。これらを苅谷（2012）の地形判読図と重ね，岩石なだれ堆積域周辺の微地形を判読した。判読結果をもとに踏査を行い，現地の地形・地質的特徴をさらに詳しく調べた。

3. 結果と考察

3.1 岩石なだれ堆積域周辺の地形・地質的特徴

図-1にドンドコ沢岩石なだれ堆積域周辺の詳細地形学図を示す。岩石なだれ堆積域の中央には比高約30～50 mの急崖が2箇所認められる。この急崖より下流側には比高約10～20 m，延長約450 mの堤防状地形（以下，リッジ）があり，小武川本川（東方向）に向かって延びている。リッジは堆積域の南縁部にあり，古期地すべり移動体（田力，2002）の斜面と接している。一方，堆積域の北縁部とドンドコ沢本川との間には延長約350 m，本川現河床からの比高が最大約70 mの痩せ尾根が認められる。小武川およびドンドコ沢右支川の現河床に沿って堆積域の上流側に堰き止め湖沼・氾濫原の跡とみられる緩傾斜地が一部残る。

これらの微地形について現地調査を行った結果，次の4つのことが確かめられた：(1) 堆積域の南縁部にみられるリッジは長径数mから十数mの花崗岩巨礫が積み重なってできた地形である。堆積物は礫支持で基質を欠く。(2) 堆積域の北縁部にみられる痩せ尾根とその周辺では基岩のホルンフェルスが露出しており，花崗岩巨礫が認められない。(3) 堆積域の東縁部では小武川両岸の侵食崖において崖上面や露頭面に花崗岩巨礫を多く含んだ堆積物が分布している。(4) 2箇所の緩傾斜地のうち，ドンドコ沢右支川沿いで新たに見つかったものについても，砂ーシルト層を挟んだ堆積物が認められる。

3.2 推定される岩石なだれの流下・堆積過程と河川地形の変化

上述の判読および調査結果から，次の3つのことが推定される：(1) 堆積域の北縁部にある痩せ尾根の周辺では基岩が露出しており，岩石なだれ堆積物は認められない。岩石なだれは，主に痩せ尾根の南側を流下しており，北側（現在ドンドコ沢本川が流入する谷）に流入した土砂量は相対的に小さなものだったと推定される。(2) 堆積域の南縁部にあるリッジは岩石なだれ流下時に形成された自然堤防と考えられる。その南方にある古期地すべり移動体の末端部

（山脚部）はリッジを形成した岩石なだれ堆積物に覆われていると推定される。(3) 堆積域の東縁部の小武川右岸（ドンドコ沢の対岸側）にも花崗岩巨礫を多く含んだ堆積物が分布しており，小武川の河道は少なくとも延長約 630 m にわたって閉塞したと推定される。(4) 堆積域の東縁部に沿ってドンドコ沢本川と小武川との合流点付近とドンドコ沢右支川の谷出口付近の 2 箇所に緩傾斜地が形成されており，砂ーシルト層を挟んだ堆積物が残る。これらはいずれも岩石なだれによって形成された堰き止め湖沼・氾濫原堆積物であり，堰き止めによる湛水または堆砂域の規模は，小武川との合流点付近にある下部堰き止め（以下，LLD）で約 0.10 km^2，ドンドコ沢右支川の谷出口付近にある上部堰き止め（以下，ULD）で約 0.02 km^2 と推定される。

これらの推定を総合すると，ドンドコ沢岩石なだれの流下・堆積過程とそれに伴う地形変化は次のようなものであったと考えられる。岩石なだれ発生以前（AD887 年頃まで），痩せ尾根の南側には東北東方向に流下する谷があった。岩石なだれはこの谷を流下し，小武川右岸斜面に衝突した。その結果，岩石なだれ堆積物はこの谷を埋積し，小武川とドンドコ沢右支川の河道を閉塞した。

3.3 岩石なだれの発生が山地河川の土砂移動に及ぼした影響

苅谷（2012）の推定によると，LLD では AD1409～1440 年頃まで湛水域のある湖沼が存続していた。ULD も同様に直ちに決壊しなかったとすれば，岩石なだれ発生後は小武川上流域（8.81 km^2）とドンドコ沢右支川流域（1.17 km^2）から運ばれてきた土砂が堰き止め湖沼・氾濫原に貯留されることで，下流に運ばれる流砂量が一時的に減少し，堰き止め湖沼・氾濫原の決壊後は，その逆に，流砂量が増加に転じたはずである。また，痩せ尾根の南側にあった谷（現在の堆積域）が埋積されて，ドンドコ沢本川と同右支川の流路が痩せ尾根の北側の谷へ転流（channel avulsion）したとすれば，南側の谷に流入した岩石なだれ堆積物の大部分はその後の流砂量の変動に寄与しなかったことになる。一方で，北側の谷には岩石なだれ発生以前より多くの流水が集中するようになり，岩石なだれ堆積物を含む河床堆積物の侵食・運搬や谷の下刻がより早く進行するようになったと考えられる。

これらのシナリオはいずれも，大規模崩壊による山地河川への土砂流入が長期的な流砂量の増加という単純な帰結をもたらす訳ではないことを示している。したがって今後も，過去の大規模崩壊とそれに伴う河川地形変化の復元を進め，河川地形と土砂移動の経年的変化の特徴を明らかにしていく必要がある。

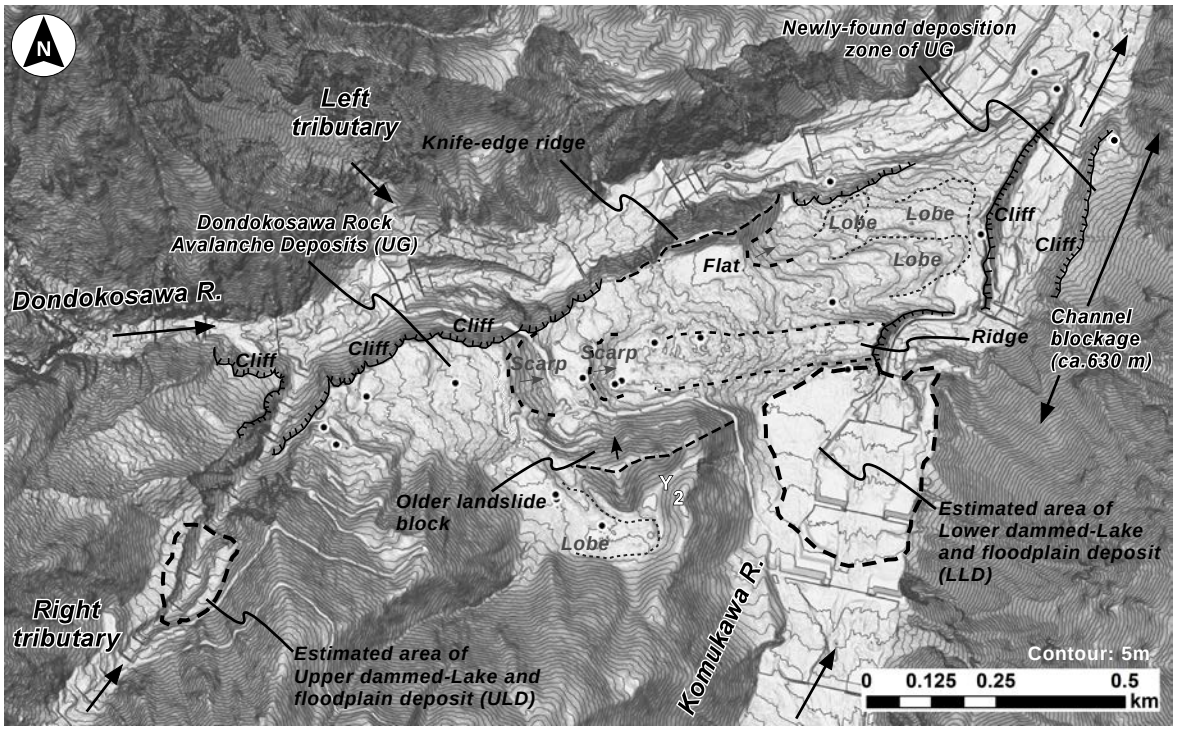


図-1 ドンドコ沢岩石なだれ堆積域周辺の地形的特徴（木村ほか（2018）の図-2a を一部修正）

【謝辞】 本研究は平成 27～29 年度砂防学会研究助成（巨大（深層）崩壊の高精度編年研究会），科研費課題番号 JP24300321, JP15K01171, JP17H02029 ならびに 2017 年度専修大学研究助成により行いました。研究に用いた航空レーザ測量データは国土交通省関東地方整備局富士川砂防事務所より提供いただきました。記してお礼申し上げます。

【参考文献】 苅谷(2012)*地形* **33**:297-313；木村ほか(2018)*日本地すべり学会誌* **55**:42-52；町田(1984)*地形* **5**:155-178；尾崎ほか(2002)20 万分の 1 地質図幅「甲府」；田畑ほか(2002)「天然ダムと災害」,205pp.；田力(2002)*活断層研究* **21**:33-49；Yamada et al.(2018)*Quaternary Geochronology* **44**:47-54.

P-008

異なる流量条件でのバンダル周辺における河床変動特性

広島大学大学院総合科学研究科（前所属　京都大学防災研究所）　○長谷川祐治
京都大学大学院工学研究科　橋崎卓
京都大学防災研究所　川池健司　中川一
電力中央研究所　太田一行

1. はじめに

バングラデシュにあるジャムナ川は粒径が 0.1mm 以下の細粒成分を多く含む大陸河川で，航路維持や土地創生を目指し「バンダル」と呼ばれる構造物が利用される．バンダルの構造的特徴として，上部は不透過型で流速の大きい水面付近の流れを遮断し，下部は不透過型で浮遊砂濃度の高い河床近傍の流れを通すことが挙げられる．既往の研究では水路実験によりバンダルによる浮遊砂の堆積機構について検討が行われ，その機構についてはバンダル周辺の流れの構造を理解する必要性が示された[1),2)]．また，これらの研究では流量条件が定常のみで行われており，実現象に近い流量変化を用いた非定常条件の実験は行われていない．本研究では矩形ハイドログラフを用いて 2 種類の定常流の流量変化を与えることで，流量変化がバンダル型水制群周辺の河床変動に与える影響を明らかにすることを目的とする．また非定常条件での実験では非平衡状態となり実験での計測が困難なため，定常条件の実験からの知見と数値解析によるデータの補完により考察を行った．

2. 実験及び解析の概要

図-1 に実験水路の概要を示す．使用した土砂はほぼ一様な粒径 0.092 mm，密度 2.65 g/cm^3 である．**表-1** にある水理条件にある等流水深は，バンダルを置かないで計測した実験値である．**図-2** に流量ハイドログラフとバンダルの模式図を示す．ハイドログラフは，検討前にバンダルを置いて，各流量で代表地点において水深の変化がない平衡状態に達する時間を測定し，それぞれを通水時間とした．バンダルは既往の研究から間隔と長さを設定し，4 基置いた．数値解析には OpenFOAM 内の interFoam ソルバを用いて，河床は実験で計測した平衡状態後の値を用いて，河床変動を生じさせないようにした．なお，河床近傍は移動床と同じ扱いになるようにした．

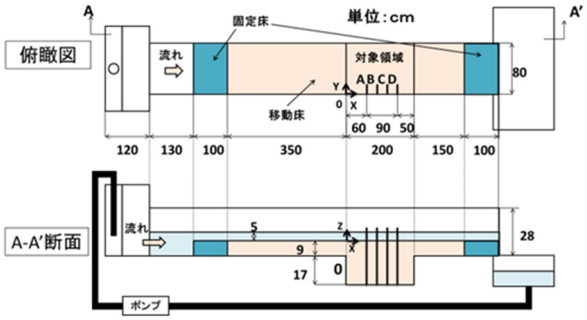


図-1　実験水路

表-1　水理条件

	Case1	Case2	Case3	Case4
q(cm^2/s)	91.8	30.6	91.8	30.6
qs(cm^2/s)	0.0094	0.0014	0.0094	0.0014
Time(hr)	5	8	5	8
h_0(cm)	5	2.6		
u_*(cm/s)	2.33	1.73		
Fr	0.33	0.29		
Re_*	1.73	1.20		

3. 結果及び考察

図-3 に Case1 の実験で得た河床変動図，**図-4** に計算で得た $w'/w_f<1$ の領域を示す．ここに w'は鉛直方向の乱れ成分，w_fは土砂の沈降速度である．これらの結果より，バンダル型水制周辺の浮遊砂は，下流側に進むにしたがって，浮遊砂の沈降が支配的な領域が拡大することがわかる．

Case2, 3, 4 の河床変動の結果を**図-5** に，バンダルを置いた区間の河床縦断面図（y=8cm）を**図-6** に，Case2 と Case5 のバンダルを通過する流線を**図-7** にそれぞれ示す．これらの結果より，洪水前（Case2）ではバンダル間に掃流砂が取り込まれる．

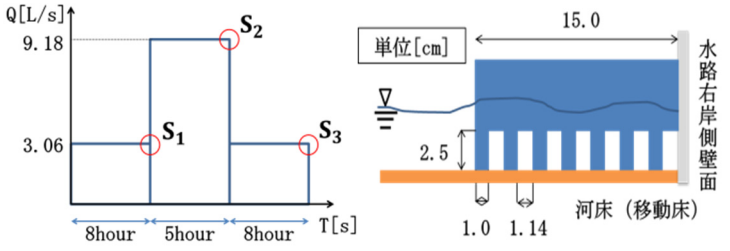


図-2　流量ハイドログラフとバンダルの形状

洪水期（Case3）では流量の増加に伴い浮遊砂濃度の増加，バンダルへの接近流の増加，さらには不透過部にかかる遮蔽面積増加が生じる．減水期（Case4）では洪水期で形成された地形により主流方向への流れが卓越する．なお減水期では洪水時にバンダル周辺の洗掘部分の埋戻しが若干確認できる．

4. まとめ

本研究では流量変化を伴うバンダル群周辺の河床変動について水路実験を行い，以下の結果を得た．a) バンダル型水制の透過部分を通る流れは上昇流と下降流を繰り返すため，下流方向に進むにしたがって鉛直方向の乱れ成分が減少する．その結果，下流側の水制周辺では乱れ成分が沈降速度を下回り，巻き上げに対して河床への沈降が支配的となる．b) 洪水前は水刎ね効果は顕著でなく，水制間に掃流砂を取り込むことが主である．c) 洪水期は不透過部の遮蔽面積増加により水刎ね効果が大きく，航路維持の効果が顕著に現れる．d) 洪水期で形成された最上流のバンダル周辺から主流域への河床低下およびバンダル間の土砂堆積の影響を受けて，減水期ではバンダル周辺の流れが主流方向へ流れ込みやすい．e) 減水期において上流からの土砂流入および洗掘孔斜面部のずり落ち現象により，水制周辺で埋戻しがみられる．これらの結果を勘案すると，バンダルが流量変化に伴い発揮する機能が変化することにより，バンダルが航路維持はもちろんだが土地創生に対しても効果が高いことが示唆された．

謝辞

本研究は地球規模課題対応国際科学技術協力プログラム（SATREPS）:『バングラデシュ国における高潮・洪水被害の防止軽減技術の研究開発』の助成を受けたものである．

参考文献

1) Rahman et al., Channel stabilization using Bandalling, Annuals of Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, No.46B, pp.613-618, 2003. 2) 西尾ら，バンダル型水制群周辺における浮遊砂を伴う流れの特性に関する実験的研究，水工学論文集，第 60 巻，2016.

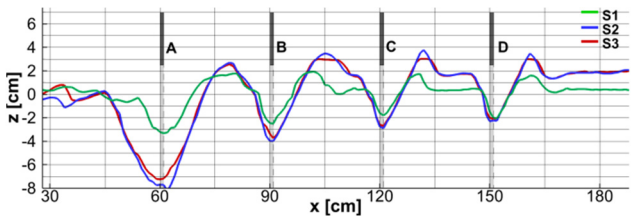


図-6　河床変動の縦断面図(y=8cm)

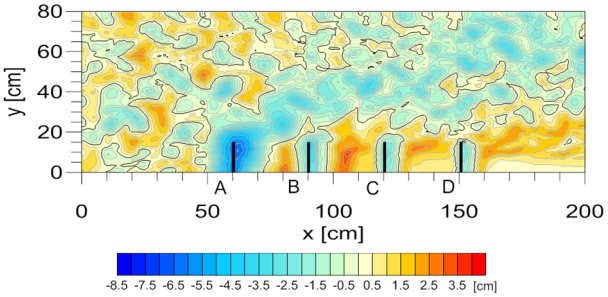


図-3　流量ハイドログラフとバンダル型水制

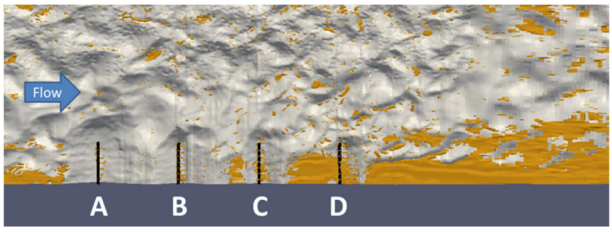


図-4　流量ハイドログラフとバンダル型水制

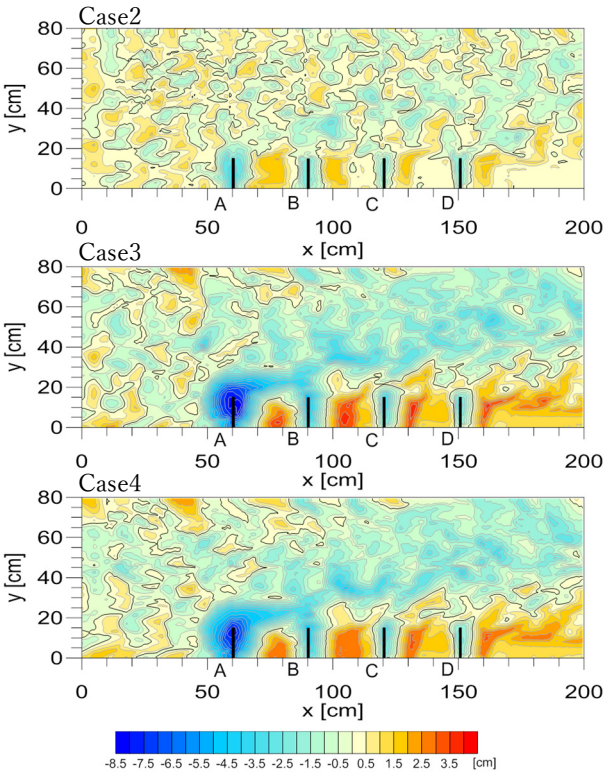


図-5　流量ハイドログラフとバンダル型水制

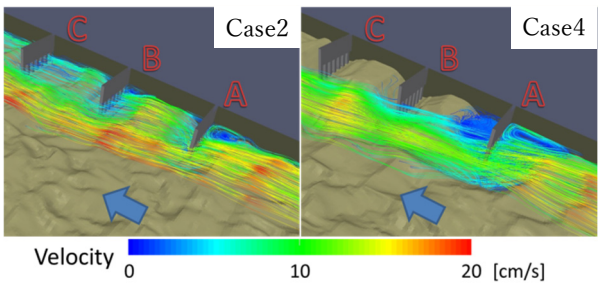


図-7　Case2 と Case4 におけるバンダル周辺の流線

P-009

富士山大沢崩れにおける土石流の発生と渓床堆積物の堆積状況の関係

静岡大学農学部　○今泉文寿・中村亮佑・逢坂興宏・守口海・土屋　智
静岡大学大学院総合科学技術研究科　岡本憲男
国土交通省中部地方整備局富士砂防事務所　杉本宏之・鈴木聡・佐藤慎一
アジア航測(株)　柏原佳明・西村直記

１．はじめに

既往の土石流の警戒は，主に降雨指標によってなされてきた。その一方で，土石流の発生タイミングが降水量と共に流域内での不安定土砂の貯留量の影響を受けるという報告があり（今村ら，1975；Bovis and Jakob, 1999），降雨指標のみの土石流の警戒はその精度に限界があると考えられる。高度な警戒基準の策定には土石流の発生条件と土石流材料の貯留量の関係性を明確化する必要がある。そこで本研究は，大規模土石流の頻発渓流であり，かつ過去 40 年余りにわたる継続調査により土石流材料となる渓床堆積物の貯留量が把握されている富士山大沢崩れを対象とし，土石流発生の特徴を整理するとともに，渓床堆積物の貯留量と土石流の発生条件の関係性を調べた。

２．研究対象地概要

研究対象地は富士山西側斜面の山頂直下から標高 2,200 m 付近にかけてのびる大沢崩れである（図 1）。その規模は，長さ約 2.1 km，最大幅約 500 m，最大深さ約 150 m に及ぶ。山腹からの土砂生産が活発であり，生産された土砂は谷底部に堆積し降雨時に土石流（冬季はスラッシュ雪崩）として流下する。地質はスコリア層と溶岩層の互層からなる。

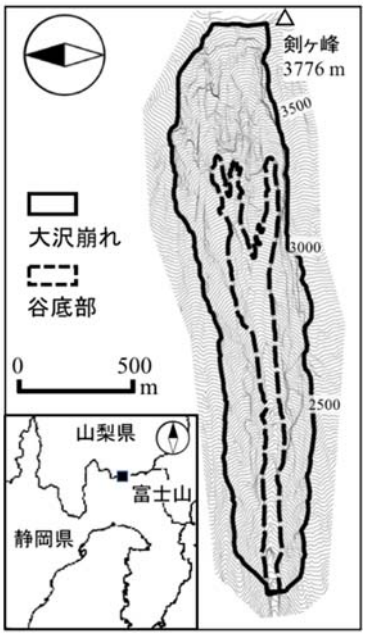


図 1 解析対象地

３．研究方法

３．１　渓床堆積物の堆積状況の変化

2008 年から 2017 年まで行われた 12 回の航空レーザー測量の結果を GIS ソフト（QGIS）で差分解析し，土石流の発生，流下に伴う渓床堆積物の堆積地形の変化を調べた。また，1971 年から 2007 年にかけて撮影された空中写真および 2008 年以降の航空レーザー測量の成果をもとに推定された渓床堆積物の貯留量（富士砂防事務所，2017）を整理した。

３．２　土石流の発生条件

土石流を発生させた降雨と発生しなかった降雨の諸因子（連続雨量，最大時間雨量）を対比させ，土石流（スラッシュ雪崩をのぞく）の発生条件を検討した。解析には大沢崩れ右岸標高 2350 m 地点に位置する御中道観測所での観測値を用いた。本研究では，適中性能を表す指標であるスレットスコアが最大となる閾値を土石流の発生条件とした。既往の研究により，大沢崩れでは土石流の発生条件が季節変化することが指摘されているため（花岡ら，2007），本研究でも季節ごと（2 ケ月間隔）に発生条件を求めた。また，渓床堆積物の貯留量が土石流の発生に及ぼす影響を明らかにするため，貯留量 35 万 m^3 未満と 35 万 m^2 以上それぞれにおいて発生条件を求めた。

４．結果および考察

４．１　渓床堆積物の堆積状況の変化

航空レーザー測量の成果の解析から，土石流の多くが，渓床堆積物の堆積域の上流端付近で発生していることがわかった。また，発生した土石流の流下距離が土石流間で異なり，渓床堆積物が多く堆積している期間においては，大沢崩れ内の渓床堆積物上で停止しているものがみられた。

渓床堆積物の貯留量の変化をみると，1971～1990 年のまでの期間は減少傾向にあったが，それ

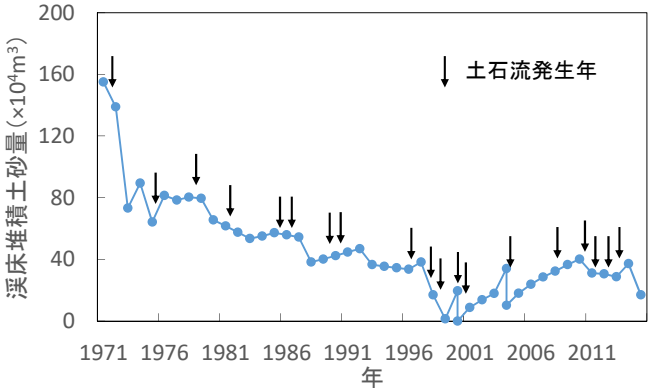


図 2 渓床堆積物の貯留量の経年変化
（富士砂防事務所，2017 を改訂）

以降は土砂生産と土石流等の影響を受けて 0～40 万 m^3 の範囲を変動している（図 2）。また土石流の発生は，貯留量の多少にかかわらず確認された。

４．２　土石流の発生条件

土石流の発生条件を検討した結果，連続雨量，最大時間雨量それぞれにおいて，夏季の土石流の発生条件がそれ以外の季節の発生条件よりも高かった（図 3）。大沢崩れ周辺のスコリアは通常時には透水性が高いものの，凍結すると透水性が低下することが知られている（南坂・岩田，1989）。このため，凍結時には非凍結時と比較して地表流が発生しやすく，そのことが低い降水量での土石流の発生につながっていると考えられる。スレットスコアの値は，時間雨量を指標とした場合（平均 0.44）のほうが連続雨量を指標とした場合（平均 0.24）よりも高く，大沢崩れでは短時間の降雨強度が土石流の発生に関係している可能性がある。

次に，渓床堆積物の貯留量ごとの土石流発生条件を求めた（図 4）。図 3 の解析結果をもとに，降雨指標には最大時間雨量を用い，また地盤の凍結期とそれ以外の時期を区別して発生条件を求めた。その結果，凍結期においては貯留量 35 万 m^3 以上の場合と 35 万 m^3 未満の場合の発生条件はほぼ等しいという結果となった（それぞれ 23 mm，22 mm）。この理由として，上述のように凍結期には降雨が浸透しにくいことが関係していると考えられる。凍結期の発生条件は，スコリアの凍結したときの透水係数（22 mm/h 以下；南坂・岩田，1989）と極めてよい対応関係にある。それに対し，非凍結期は貯留量が大きい場合に小さい場合と比較して，より強い降雨が土石流の発生に必要なことがわかった。富士山周辺のスコリアは透水係数が高いことから（南坂・岩田，1989），非凍結時には降雨のほぼ全量が浸透すると考えられる。このため，貯留量が多い場合は堆積物が飽和しづらく，土石流が発生しにくいと考えられる。また，たとえ堆積厚の薄い堆積域上流端で土石流が発生したとしても，流下の過程で不飽和堆積物上を通過するため，一部は長距離を流下せずに停止すると考えられる。

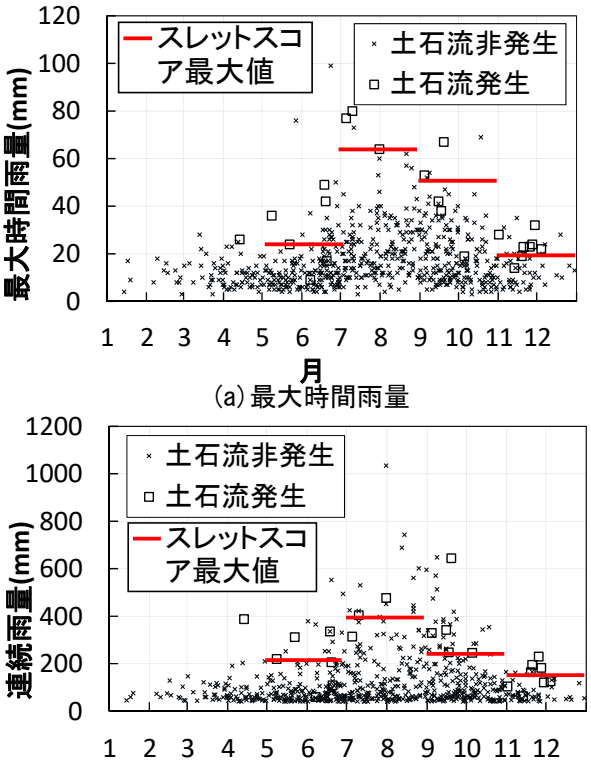


図 3　季節ごとの土石流発生条件

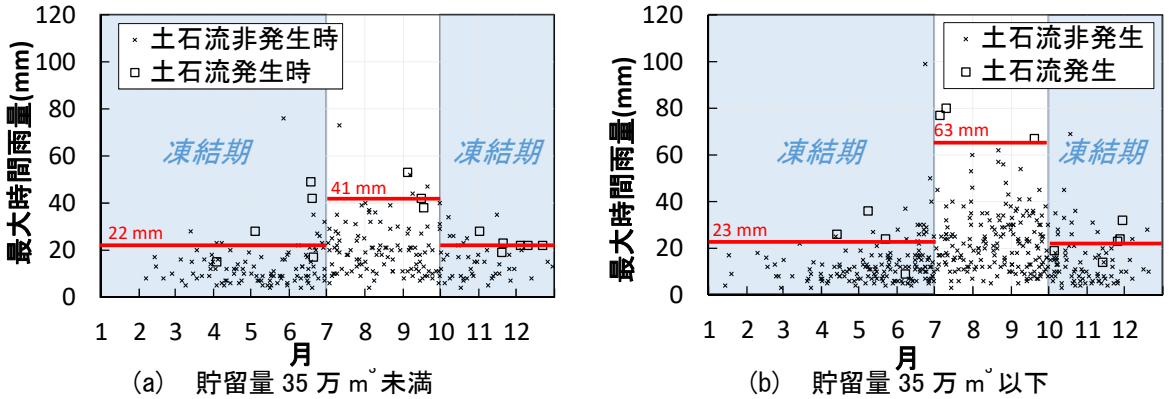


図 4　貯留量ごとの土石流発生条件

５．おわりに

本研究により，渓床堆積物の堆積量が土石流の発生条件に寄与することが示された。今後は土石流の流量と発生条件の関係を明確化していきたい。

謝辞：本研究は国土交通省河川砂防技術開発（砂防・地域課題）の助成を受けて行われた。

引用文献：Bovis M. J., and Jakob, M.(1999) Earth Surf. Process. Landf., 24, 1039–1054；花岡正明ら（2007）富士火山，407-425；今村遼平ら（1975）新砂防 95，22-34；南坂丈治・岩田幸雄（1999）新砂防，42，4，23-27；富士砂防事務所（2017）平成 28 年度富士山大沢川源頭域土砂動態観測調査業務報告書

P-010

粒子法と格子法を結合した土石流シミュレーション手法に関する検討

（国研）森林研究・整備機構　森林総合研究所：　○鈴木　拓郎
東京大学：　堀田　紀文

1. 背景及び目的

近年，MPS 法や SPH 法を代表とする粒子法による流れの解析手法の応用が砂防分野においても進んでいる。発表者らも土石流の構成則に基づいた土石流の粒子法モデルを開発して侵食・堆積過程に適用し，良好な結果を得ている（鈴木・堀田，2015；Suzuki and Hotta, 2016；鈴木ら，2016）。

粒子法は計算要素数が膨大となり計算負荷が非常に大きいため，計算アルゴリズムの効率化や並列計算による計算の高速化が試みられ（例えば，鈴木ら，2016），工夫次第で大幅な計算効率の向上が可能である。しかし，従来幅広く用いられてきた格子法に比べれば，計算負荷は格段に大きく，実現象に適用するのは困難な場合も多い。

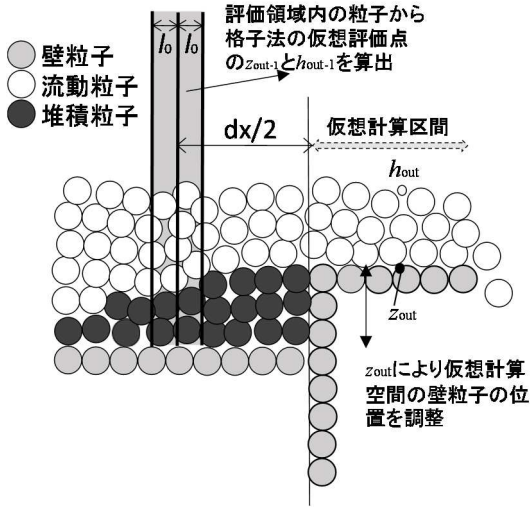
一方，鈴木・堀田（2015）は MPS-DF 法を高濱ら（2002）による勾配急減点に伴う堆積過程の実験結果に適用し良好な結果を得ているが，粒子法と格子法の差異が大きいのは堆積過程の初期のみであることを示している。すなわち，勾配が急変するような極端な条件では粒子法と格子法には差異が生じやすいが，地形変化が緩やかになった場合には粒子法と格子法には大きな差異は生じないということである。このような背景から鈴木・堀田（2018）は計算区間の一部のみを粒子法で計算する事を可能にするために，粒子法と格子法を結合した土石流のシミュレーション手法（以下，PBS-GBS と呼ぶ）を開発した。そして，一定勾配条件および格子法から粒子法の接続地点において堰堤による堆積が遡上する条件に PBS-GBS を適用し，良好な計算結果を得ている。

本研究では，格子法から粒子法の接続地点において侵食が生じる条件，粒子法から格子法の接続地点において堆積が生じる条件について PBS-GBS の適用性を検証する。

2. 粒子法と格子法の接続方法

鈴木・堀田（2018）では格子法から粒子法への接続区間において，堆積遡上も評価できるよう流入壁粒子の位置の調整方法を考案した。その方法により堰堤による堆積遡上を連続的に接続することが可能なことを示している。この方法は，侵食に関しても，予め侵食可能な堆積粒子を粒子法領域に設定しておけば同じ方法で調整が可能であると考えられるため，本研究で検証する。

粒子法から格子法への接続区間においては堆積遡上に評価は困難であるとして，特に評価はしていなかったが，本研究では図－1 に示す方法を提案し，検証する。この方法では，粒子法から格子法の接続部における格子法領域の河床上昇（z_{out} の変化）に応じて，仮想計算区間の壁粒子の位置を調整する。河床上昇に応じて壁粒子が上昇すれば，上流側に堆積遡上が伝播すると考えられる。



図－1　粒子法から格子法の接続区間における堆積の評価方法

3. 検証計算

格子法と粒子法の接続部における堆積土砂の侵食過程については，岩田ら（2013）のように一定勾配水路の上流側に高さ 10cm の土砂を敷き詰め，それを上流端から一定供給された水によって侵食させる方法で検証した。格子法と粒子法の接続部分は敷き詰めた堆積土砂区間の途中に設定し，侵食が連続的に接続するかを確認した。

粒子法と格子法の接続部分における堆積過程については，鈴木・堀田（2018）のように，一定勾配区間の中間部分のみを粒子法区間としたうえで，粒子法と格子法区間の接続部から少し下流側の格子法区間に堰堤を設置した条件で検証した。堰堤による土砂体積が粒子法区間に連続的に遡上するかを確認した。

4. 結果と考察

図－２には格子法と粒子法の接続部における侵食過程の計算結果を示す。格子法区間の上流側から侵食が進行し，それが粒子法区間まで連続的に接続していることが確認できる。しかしながら，侵食が進行すると粒子法区間の流入部において水粒子が乱れていることがわかる。これは，跳水が上流側に遡上していく過程で生じたものである。格子法から粒子法区間への接続方向への流入のみ考慮しているため，逆方向のベクトル量の伝播は不可能であることに起因する。この解決方法は現状では見当たらないため，このような現象が生じない箇所に接続部を設定する必要がある。

図－３には粒子法と格子法の接続部における堆積過程の計算結果を示している。格子法区間の堰堤部分における堆積が壁粒子の位置調整を介して粒子法区間まで遡上してい

ることが確認できる。ただし，堆積勾配が格子法区間と粒子法区間では少し異なっているようにも見える。位置調整を行う壁粒子の勾配を元河床勾配に固定していることが一因と考えられ，堆積勾配に合わせて壁粒子の勾配も変化させる必要があるかもしれない。

5. まとめ

本研究で提案した手法により，粒子法と格子法の接続部における侵食・堆積に幅広く対応可能となった。これにより，粒子法領域をより限定的に設定することが可能であると考えられる。

PBS-GBS においては，計算時間は粒子数に比例するため，粒子法領域を限定するほど計算負荷の減少効果が大きい。本研究の手法を向上させていくことで，粒子法領域をより限定的に精度よく設定でき，計算時間を大幅に節約しながら高精度な粒子法計算を活用できると考えられる。

6. 謝辞

本研究は科研費（16K16375）の助成を受けたものである。ここに記して感謝申し上げます。

7. 引用文献

岩田知之・堀田紀文・鈴木拓郎（2013）：混合粒径土石流における分級現象が流動特性に及ぼす影響，砂防学会誌，Vol.66，No.3，pp.13-23

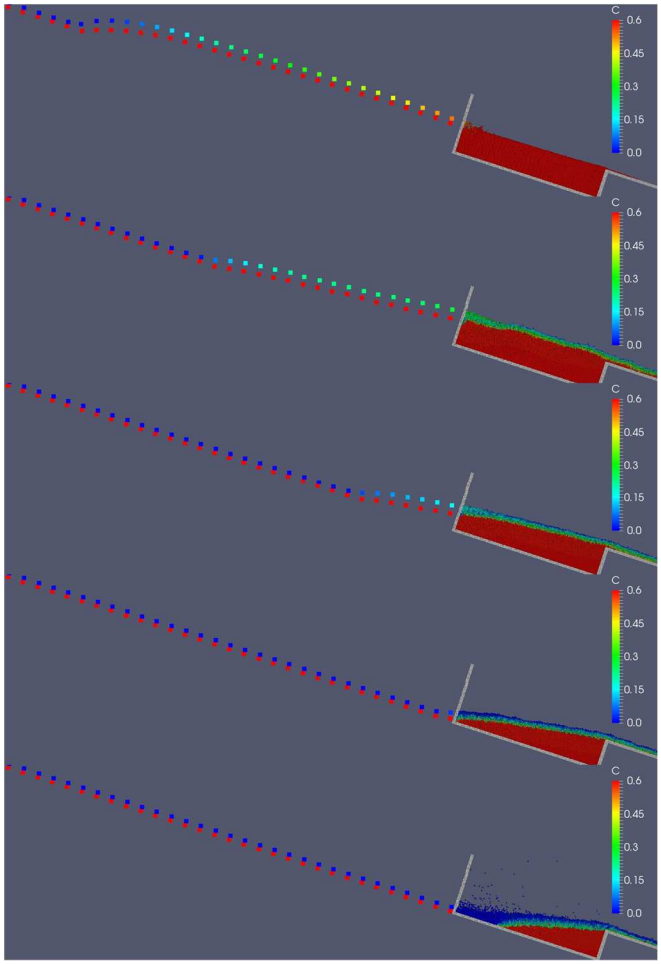
鈴木拓郎・堀田紀文（2015）：土石流の構成則に基づいた粒子法モデルの構築と堆積過程への適用，砂防学会誌，Vol.68，No.1，pp.13-23

Suzuki, T. and Hotta N. (2016)：Development of Modified Particles Method for Simulation of Debris Flow Using Constitutive Equations, International Journal of Erosion Control Engineering, Vol.9 No.4, pp.165-173

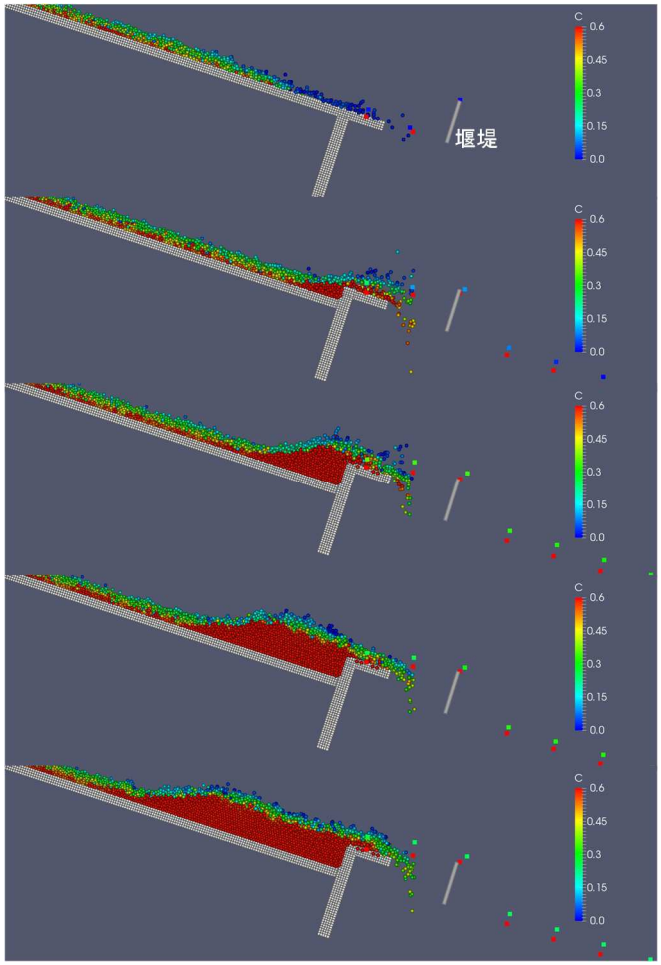
鈴木拓郎・堀田紀文（2018）：粒子法と格子法を結合した土石流シミュレーション，砂防学会誌（印刷中）

鈴木拓郎・堀田紀文・岩田知之（2016）：土石流の粒子法モデルの改良による高速化と侵食過程への適用，第 8 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.193-198

高濱淳一郎・藤田裕一郎・近藤康弘・蜂谷圭（2002）：土石流の堆積侵食過程に関する実験と二層流モデルによる解析，水工学論文集，第 46 巻，pp.677-682



図－２　格子法と粒子法の接続部における侵食過程の計算（6.67 秒ごとの計算結果）。四角プロットは格子法の結果，丸プロットは粒子法の結果を示す。



図－３　粒子法と格子法の接続部における堆積過程の計算（0.67 秒ごとの計算結果）。四角プロットは格子法の結果，丸プロットは粒子法の結果を示す。

P-011

崩壊に起因する土石流の2次元再現計算

（株）建設技術研究所　○西口幸希・日名純也
国土技術政策総合研究所　内田太郎・松本直樹・桜井亘

1.はじめに

崩壊に起因する大規模な土石流の流下・堆積を数値計算で表現する際には、土石のうち細粒分のみが間隙水と一体となって層流状態から乱流状態となって移動する、いわゆるフェーズシフトを考慮することが重要であることが指摘されている[例えば 1)]。

またフェーズシフトの程度は、間隙流体の乱れ応力や摩擦速度等の水理条件の影響を受ける可能性がある等の知見が得られてきており[例えば 2)]、近年、これらの知見を数値計算に導入し、細粒土砂のフェーズシフトの設定方法や、フェーズシフトの条件に関する感度分析に関する研究が行われてきている[例えば 3)]。ただし、これらは 1 次元計算で実施された事例がほとんどである。2 次元計算においては、フェーズシフトの有無の影響や、フェーズシフトを考慮しても流体密度を 1 以上の一定値とした研究はあるものの[例えば 4)]、フェーズシフトの条件が水理量により変化する考え方を導入した研究はあまりない。

そこで本研究では、フェーズシフトが生じる粒径が、水理条件によって時空間的に変化する 2 次元の混合粒径モデルを用いて、平成 27 年 7 月 28 日に発生した鹿児島県垂水市深港川地区の土石流の再現計算を実施した。さらにフェーズシフトの条件が計算結果に及ぼす影響を検討した。

2. 計算モデル

本研究では、混合粒径に対応し、土石流から掃流までの土砂移動を連続的に解析する 2 次元計算モデルを用いた。土石流・掃流状集合流動区間の抵抗則は高橋の式をもとに設定している。

本モデルは、土石流領域では、層流で移動する粗粒土砂と乱流で移動する細粒土砂を、掃流状集合流動領域では砂礫移動層中の粗粒土砂・細粒土砂と水流層中の浮遊砂を、掃流区間では掃流砂および浮遊砂を対象とした既往モデル[5)]を 2 次元化したモデルである。また既往研究[6), 7)]から、次式の条件を満たす粒径 d_k はフェーズシフトしうるとした。

$$u_* > \alpha W_k \qquad \text{(式 1)}$$

ここに、u_*：摩擦速度、W_k：粒径 d_k の沈降速度、α：係数である。

3. 再現計算の実施

3.1　対象とする土石流

本研究では平成 27 年 7 月 28 日に鹿児島の深港地区で発生した土石流を対象とする。現地では同日に無降雨の状態で 2 回の崩壊および土石流が発生し、約 1.1km 流下した。崩壊地からの総流出量は、災害前後の 2 時期の LP の差分より、2 波の土石流の合計で 91,000 m^3 であった。土石流の粒度分布は、現地調査結果より平均粒径は 14 cm、2 mm 以下が 46%程度占めていた。崩土の平均間隙率、平均土粒子密度は、崩壊地斜面の採取土砂の計測によりそれぞれ 0.49、2.46 であった。崩壊地を撮影した CCTV の画像より、第1波の継続時間は 25 秒程度、第 2 波の継続時間は 23 秒程度であった。

3.2　計算条件

計算メッシュは、深港川の流下方向を X 軸、流向に直交する方向を Y 軸とした 5 m の矩形メッシュを作成した。崩壊地上流端の 60 m 下流を計算開始位置とした。供給ハイドログラフの総量は LP の差分より、2 波の継続時間は CCTV より設定し、第 1 波と第 2 波の総流量の割合は 1 : 1 と仮定して設定した。侵食速度係数は 0.0007、堆積速度係数は 0.0005 とした。粒径は実測の粒度分布を 10 区分した。移動可能層厚は、計算開始点から 300 m 区間の侵食域で実績の侵食深、露岩箇所で 0 m とし、流路工区間で 0 m、その他の領域で 3 m とした。

本研究ではフェーズシフトの条件を変化させた 3 ケースを実施した（表 1）。なお、既往研究[6)]では水理実験により、式 1 の α は 2～4 と推定されている。

3.3　計算結果

実績および計算結果の河床変動図を図 1 に、崩壊地から約 1 km 下流の国道 220 号付近で CCTV より判読した実績の水深および計算結果の水深の時系列変化を図 2 に示す。ここで水深とは、土砂堆積深を含めた水深である。災害後、LP データを取得するまでに流路工区間で除石を実施したため、図 1 d) の流路工区間で顕著な堆積が顕れていないが、CCTV より国道 220 号付近で 2 波とも土石流の流下状況が確認されている（図 2）。

図 1 より、実績では領域 A で主に侵食が生じているが、C1 では堆積が卓越した。また領域 B や領域 C での堆積範囲や堆積深は、実績よりも小さかった。一方 C2、C3 では、領域 A の侵食範囲や侵食深、領域 B および領域 C の堆積範囲や堆積深の

表１　計算ケース

ケース	フェーズシフトが生じる条件
C1	なし
C2	式１の α ＝4
C3	式１の α ＝1

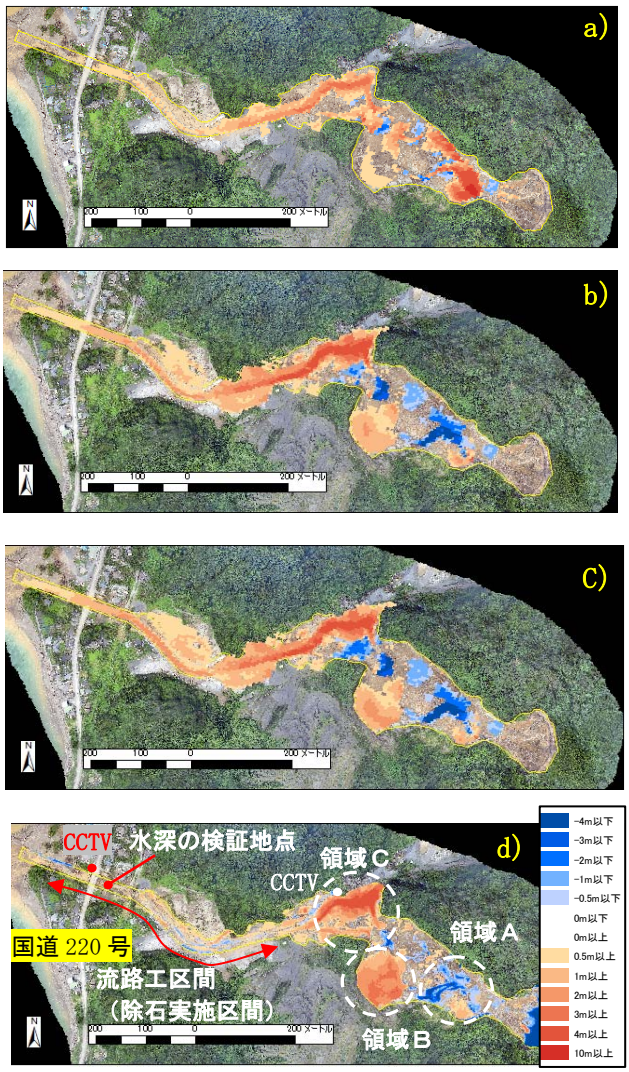


図１　計算結果および実績の侵食・堆積深
（a）C1，b）C2，C)C3，d)実績）

いずれも実績と概ね一致し、再現性が高かった。

国道上流 20 m 地点の土石流の到達は、C1、C2、C3 でそれぞれ実績から約 3 分、約 2 分半、約 2 分遅れた。また 1 波目の水深は実績で約 2.5 m であったのに対し、C1 で約 1.3 m、C2 で約 1.9 m、C3 で約 2.4 m となり、C3 のとき実績と概ね整合した。2 波目が到達した際の水深（堆積深）は実績で 3.0～3.5 m であり、計算では C3 が最も高い水深で実績と同程度であった。

4. まとめ

本研究では摩擦速度と沈降速度の比に応じて、細粒土砂のフェーズシフトが生じると考え、2 次元モデルによる再現計算を実施した。その結果、フェーズシフトを考慮することにより、上流区間で侵食が生じやすく、下流の堆積範囲や堆積深が大きくなり、実績と整合した。対象地域では、局所的に低くなっている範囲や湾曲部があり、これらの箇所で横断方向に侵食・堆積の偏りがみられる。本検討の 2 次元計算により、これらの再現が可能であった。

またフェーズシフトが起こりやすい条件では土石流の水深はより大きくなり、α=1 のときに最も再現性が高いことが確認された。

一方、土石流の到達時間が実績に比べて遅れる傾向にあったことは、2 次元メッシュの向きと流下方向がずれる区間（流路工の上流区間等）が存在することが主な原因と考えられる。

今後、対象現象の規模等の特徴と、α の設定値との関連に着目するなど、適切なフェーズシフト条件の設定方法を検討することが重要と考える。

【参考文献】1) 芦田・江頭 (1985) 京都大学防災研究所年報, Vol. 28, B-2, 2) 中谷ら (2018) 砂防学会誌, Vol. 70, No. 6, 3) 西口ら (2017) H29 砂防学会研究発表概要集, 4) 竹林・藤田 (2015) 平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集, 5)内田ら (2016) 平成 28 年砂防学会研究発表概要集, 6)嶋ら (2014), 平成 25 年砂防学会研究発表概要集, 7) 西口 (2014) 京都大学学位論文

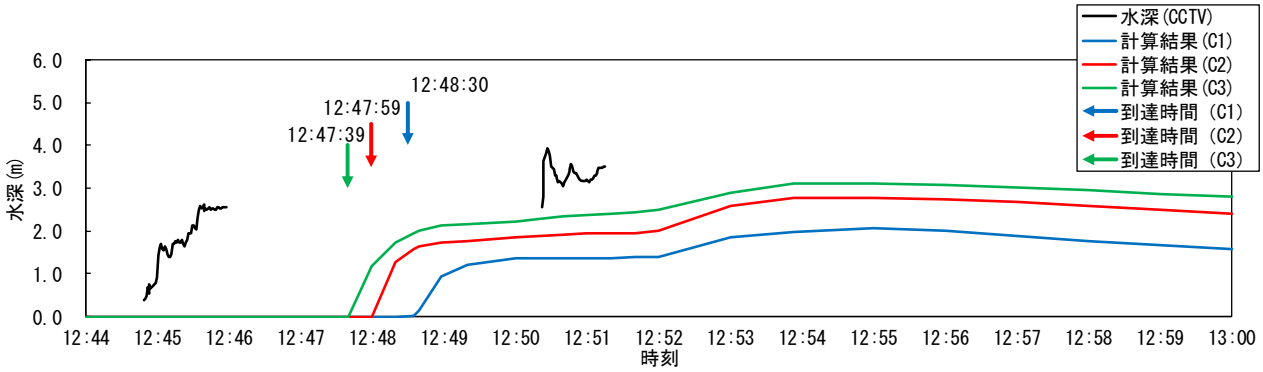


図２　国道上流 20 m 地点での計算結果と実績の水深の時系列変化

流砂観測スーパーサイトの整備（穂高砂防観測所、足洗谷）

株式会社ハイドロテック　○野中理伸
政策研究大学院大学　水山高久
京都大学防災研究所　堤　大三
京都大学防災研究所　宮田秀介

１．はじめに

2004 年より、京都大学防災研究所穂高砂防観測所、足洗谷観測施設において、パイプ型ハイドロフォンとスロットサンプラーによる掃流砂観測が開始された。その後これらの観測機器は改良・更新されるとともに、新しく開発された観測機器や観測手法を検証するため、各タイプの掃流砂観測機器が足洗谷観測水路に設置されている。本報告では、掃流砂観測のスーパーサイト（様々な項目の観測が行え、１つの研究機関だけでなく，国内外の複数の研究機関・大学などが共同して観測に参加できる観測施設）を目指し、昨年度に実施した観測機器の整備内容の詳細を紹介する。

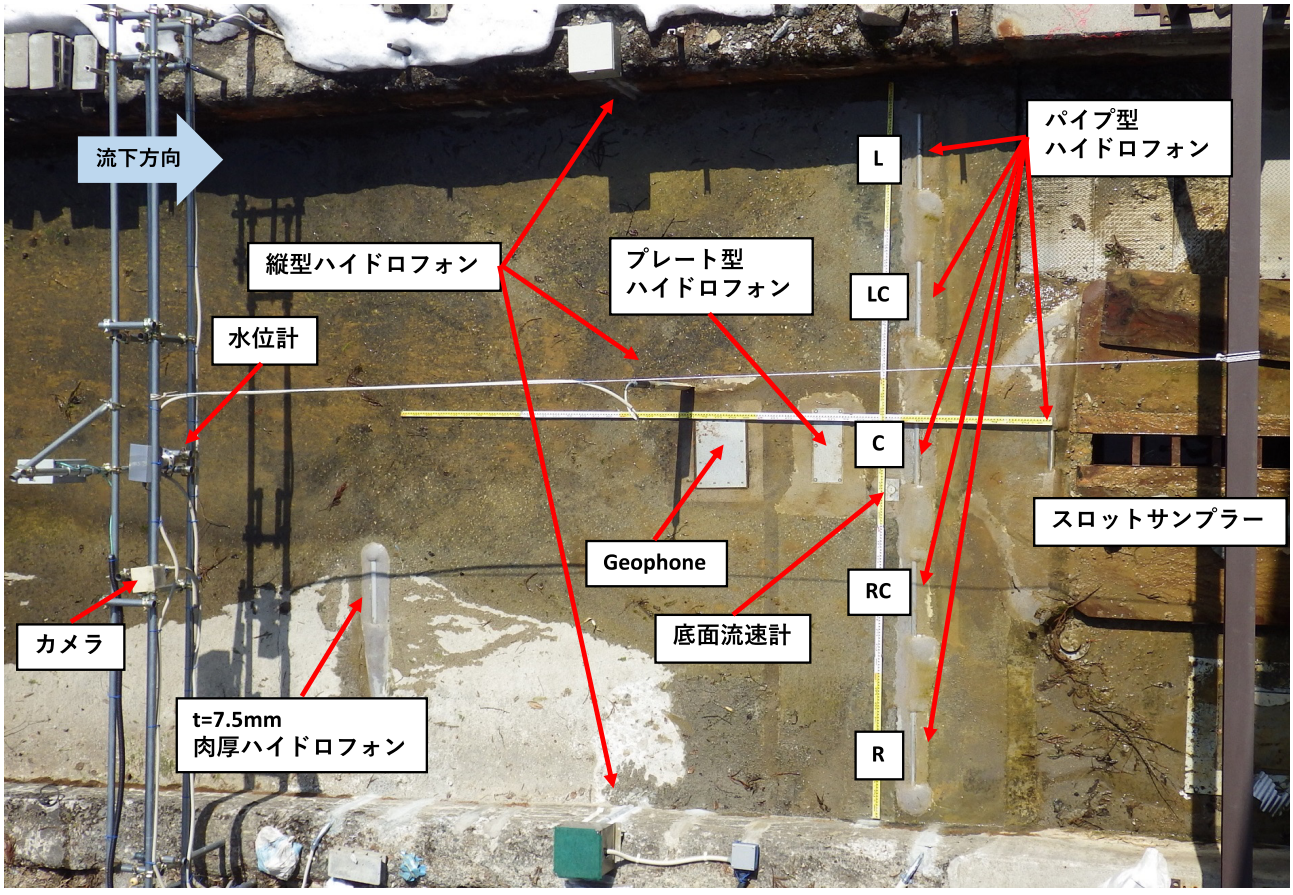


写真１：京都大学防災研究所穂高砂防観測所の足洗谷に設置した観測機器群

２．整備内容

平成 29 度、水路全断面の流砂量の測定精度の向上を目的に幅 5ｍある水路の全幅にパイプ型ハイドロフォンを設置することを検討した。パイプ型ハイドロフォンのセンサーの測定管を長くすると、パイプの複数箇所に同時に礫が当たる確率も増え、パイプ内の残響音の影響で正確に測定できにくくなる。ま

た、複数のセンサーを接近させて設置すると、礫がパイプに衝突発生した際の共振音が隣接するパイプ内のマイクロフォンに伝わる問題もある。そこで、水路を 1m幅毎の 5 ブロックで分割し、各ブロックの中央に検出パイプ長が 50ｃｍのパイプ型ハイドロフォンを設置した(写真１のパイプ型ハイドロフォン、L、LC、C、RC、R の計 5 基)。さらに、隣接するセンサーの距離を確保するため、プリアンプを収納する部分を直角に下流方向に曲げた形状とした（写真 2 参照)。また、横断方向のセンサーの設置と共に、2014 年から観測を始めている縦型に設置したハイドロフォンを左右両岸と水路中央部に設置し（写真１の縦型ハイドロフォン)、河床に設置したセンサーの捕捉の検証についても研究がすすめられることが期待される。また、本観測システムには、プレート型ハイドロフォン、Geophone に加え、水位・流速・濁度のデータ等とともに連続観測される（表１参照)。昨年度敷設された光回線を経由し、砂防観測所の計算機に 10 分毎に収集され、現在リアルタイムでのデータ公開に向け準備中である。

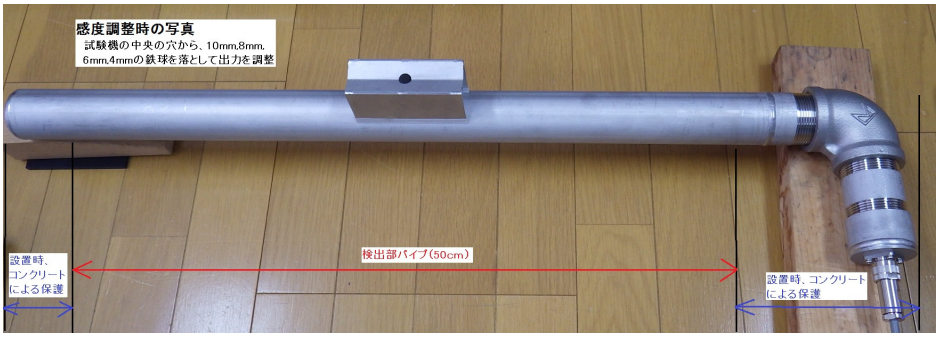


写真２：プリアンプを収納する部分を直角に下流方向に曲げた形状としたパイプ型ハイドロフォン

表１：設置されているセンサー

掃流砂計測機器	規格(測定長)	設置場所
パイプ型ハイドロフォン	30cm、t=4mm	ピット直上流
パイプ型ハイドロフォン	50cm、t=3mm	横断方向　５台
パイプ型ハイドロフォン	50cm、t=7.5mm	右岸中央より
パイプ型ハイドロフォン	50cm、t=3mm	左右側壁面　２台
パイプ型ハイドロフォン	50cm、t=10mm	水路中央付近
プレート型ハイドロフォン	50cm、t=12mm	水路中央
Geophone	49cm、t=15mm	水路中央
設置機器	**規格**	**製造メーカー**
レーダー水位計	FMR230	池田計器
河川流速センサー	RF	愛知時計電機
濁度計	OBS-3+	Campbell

３．おわりに

整備後、観測を開始しているがまだ出水時のデータは取得できていない。今後出水時のデータを取得し、解析を進める予定である。一方で、プレート型ハイドロフォンを開発した際に実施した粒径が既知の礫を用いた評価実験（Nonaka et.al、2015）も実施する予定である。

今回、掃流砂観測に関して各タイプの掃流砂観測機器が足洗谷観測水路に設置された。今後は国内外の複数の研究機関・大学などが共同して観測に参加できる観測施設、『流砂観測のスーパーサイト』として穂高砂防観測所、足洗谷観測施設が流砂観測拠点となることが期待される。

参考文献

M. Nonakata, et. al., Plate-type Hydrophone Installation Technique for the Bedload Measurement, Gravel Bed Rivers 8 , 2015.

P-013

ハイドロフォンデータによる砂防事業効果評価の可能性に関する一考察

関東地方整備局渡良瀬川河川事務所　牛腸　宏，田中　秀夫，富山　昌延，黒岩　忠夫
株式会社建設環境研究所　富田 邦裕，叶正興、山本　和彦、○重村 一馬

1. 渡良瀬川河川事務所の流砂量観測の概要

渡良瀬川河川事務所では、平成 23 年度から平成 29 年度の 7 年間でハイドロフォン、濁度計等の観測機器を用いた流砂量観測を実施している。

しかし、平成 23 年度大規模出水の影響等により観測機器が破損・損傷し、復旧までに期間を要したため、観測データの取得状況は断続的である。

現在では、足尾砂防堰堤、中居砂防堰堤、赤岩橋、川口川下流砂防堰堤の 4 地点で流砂量観測を継続している（表-1、図-1 参照）。

表-1　各施設の観測機器の設置状況

施設名	観測機器
足尾砂防堰堤	ハイドロフォン、濁度計、水位計、浮遊砂サンプラー
中居砂防堰堤	ハイドロフォン、濁度計、水位計、浮遊砂サンプラー
赤岩橋	濁度計、水位計、浮遊砂サンプラー
川口川下流砂防堰堤	ハイドロフォン、濁度計、水位計、浮遊砂サンプラー



図-1　観測位置図

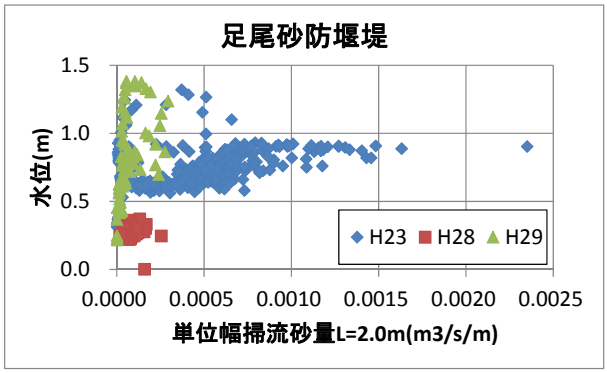
2. 流砂量観測結果の整理

4 観測地点のうち、草木ダムの上流に位置する足尾砂防堰堤、中居砂防堰堤の出水時の水位と単位幅掃流砂量の関係(対象：平成 23 年度、平成 28 年度、平成 29 年度)について整理した結果、2 地点の水位と単位幅掃流砂量の経年的な変化が異なることが確認された（図-2 参照）。

足尾砂防堰堤では、平成 23 年度と比較して、平成 28 年度、平成 29 年度は同じ水位に対して、掃流砂量が減少する傾向が確認される。

一方、中居砂防堰堤では、平成 23 年、平成 28 年、平成 29 年の水位と掃流砂量の反応は同様の反応であり、流下土砂量の減少や増加は確認されない。なお、平成 28 年度の補修の際に水位計を水通し部より約 70cm 高い位置に再設置したため、平成 28 年以降の低い水位データがない。

この結果より、足尾砂防堰堤では近年流下土砂量は減少しており、中居砂防堰堤では流下土砂量があまり変わっていないと推定される。



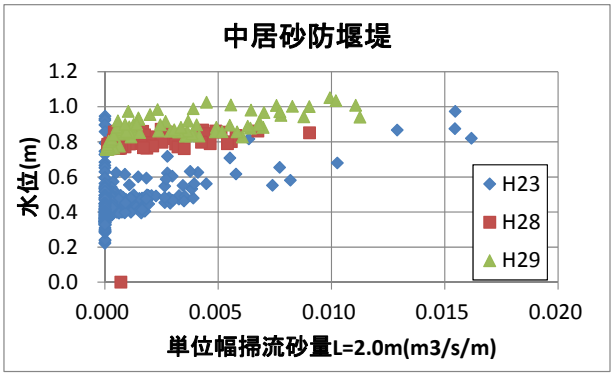


図-2　水位と単位幅掃流砂量の相関図(左：足尾砂防堰堤、右：中居砂防堰堤)

3. 観測地点上流の整備事業

2 で示した流下土砂量の変化の要因を考察するため、足尾砂防堰堤、中居砂防堰堤の各流域の砂防の整備事業について確認した。

3.1 足尾砂防堰堤

足尾砂防堰堤の流域は、渡良瀬川流域における砂防の最重点箇所として、荒廃した斜面からの土砂流出を防ぎ、失われた緑を復元する松木山腹工の整備や NPO を通じた植樹が継続されている。

表-2　足尾砂防堰堤の砂防整備状況

施設	整備状況
山腹工	松木山腹、松木山腹工
砂防堰堤	足尾砂防堰堤、松木 1 号砂防堰堤等の 33 基
床固群	オオガキ沢床固群

それらの効果により足尾砂防堰堤の流域では、土砂生産が年々と減少すると推定される。また、多くの砂防堰堤も整備されており、生産され、流下する土砂の多くは砂防堰堤により捕捉されていると推定される。

なお、足尾砂防堰堤の流域において、砂防堰堤の除石を実施した実績はないため、除石により流下土砂量が減少した影響はないと推定される。

3.2 中居砂防堰堤

中居砂防堰堤の残流域では、神子内川流路工を始め、複数の流路工が整備されており、支流からの流出土砂が渡良瀬川本川まで流下しやすい環境に整備されている。また、床固群も整備されており、河床勾配は安定しており、土砂流出の環境は安定している。

表-3　中居砂防堰堤の砂防整備状況

施設	整備状況
砂防堰堤	中居砂防堰堤、神子内砂防堰堤等の 40 基
流路工	神内子川流路工、下平沢流路工等の 3 基
床固群	足尾ダム床固群、神内子川上流床固群等の 6 基

そのため、中居砂防堰堤の残流域では、足尾砂防堰堤の流域と比較して、生産された土砂は支流を経由し、本川に供給され、土砂が下流に安定して流下しやすい環境にあると推定される。

4. ハイドロフォンの流砂量データによる砂防事業の事業評価の可能性

上記の 2 と 3 の結果より、以下のことが確認され、水位計とハイドロフォンの観測結果に基づき、上流域の砂防事業の効果を評価できると考えられる。

①足尾砂防堰堤の流域では、平成 24 年度以降も松木山腹工の整備や植樹が進められており、また流砂量観測機器が設置される以前からも整備されている効果が寄与し始め、平成 23 年度と比較して、平成 28 年度、平成 29 年度は土砂生産が抑制されていると推定される。そのため、水位と掃流砂量の相関関係より、平成 28 年度、平成 29 年度は平成 23 年度と比較して、水位が上昇しても掃流砂量が増加しない環境であると推定される。

②中居砂防堰堤の流域では、流路工、床固群の整備により、土砂流出が安定していると推定される。そのため、水位と掃流砂量の関係より、平成 23 年度、平成 28 年度、平成 29 年度ともに水位の上昇に伴い、掃流砂量が増加しており、安定して土砂が流出する環境であると推定される。

③以上より、水位と掃流砂量の関係に基づき、上流域での砂防事業の効果を確認でき、経年的にデータを蓄積すれば、砂防事業の事業評価にも活用できることがわかった。

5. 課題

本論文の課題を以下に示す。

・足尾砂防堰堤、中居砂防堰堤の観測データは平成 23 年度、平成 28 年度、平成 29 年度の 3 か年のみであり、データが少ないため、今後もデータを蓄積する必要がある。

・本論文では、ハイドロフォンに着目してデータ整理を実施したが、濁度計で観測された土砂容積濃度を用いた整理も今後は必要である。なお、本論文で濁度計の整理を対象としなかったのは、濁度計の故障等があり、データが少ないためである。

P-014

自由越流する粒子によるダム水叩き部への衝突に関する実験

一般財団法人電力中央研究所　○太田一行　佐藤隆宏
株式会社セレス　竹内康生

1．はじめに

ダム堆砂が進行し，河床位がダム洪水吐き天端付近まで達すると，洪水吐きから土砂が流下し，ダムの摩耗・損傷を引き起こす．流砂によるダム設備の摩耗については，排砂設備における流砂の運動特性が石橋(1983)により検討されている．しかし，洪水吐きを自由越流する流砂運動については知見がほとんどなく，洪水吐きおよび水叩き部にどのような外力をもたらすか不明である．本研究では，高速度カメラを用いた水理実験により，自由越流する流砂の運動特性を検討する．

2．実験方法

実験では，幅 15cm の水路を用いて，越流水頭 5cm とした標準越流頂断面を用いた．越流部と水叩き部は円弧形状（半径 5cm）で接続した．上流部からガラスビーズ(比重 2.5)を 1 粒ずつ供給し，掃流運動を経て自由越流する挙動を高速度カメラ(1/500fps)で撮影した（図 1a）．ビーズの粒径 d=2mm, 5mm, 10mm の 3 種類を用いた．流量 Q は，設計水深の 0.5~1.2 倍に相当する 1.5, 2.5, 4.0, 5.0, 6.0L/s を用いた．粒径と流量の組み合わせで，計 12 通りの条件下で実験を行った．実験結果のバラツキを考慮して，1 条件の実験を 15 回繰り返した．得られた連続画像を分析し，鉛直断面二次元における粒子位置および粒子速度を算出した．また，各流量における水面形状を計測し，断面平均流速を評価した．

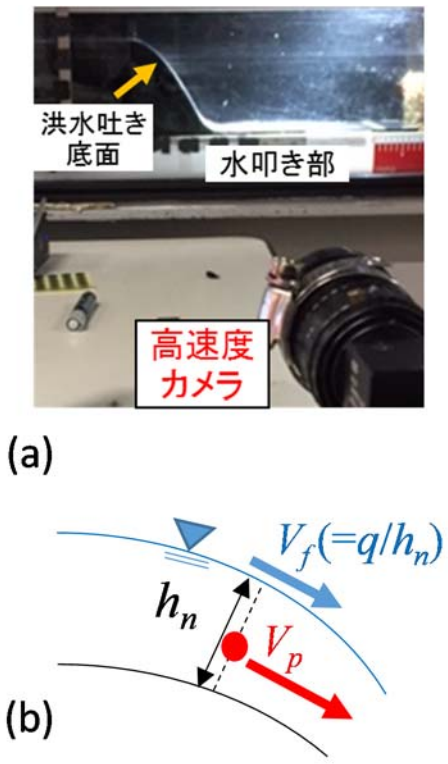


図 1　(a)実験の様子, (b)水理量の定義

3．実験結果および考察

図 2 は，Q=4 L/s および 6L/s で粒径 d=10mm を用いた条件下における実験の各 15 回分の移動軌跡を重ね合わせたものである．いずれの条件においても，越流前の粒子は転動しながら堰に接近したが，越流の過程で底面から浮上した．また，反復実験において，粒子の一部が水面から飛び出る現象が複数回見られた．これらの粒子挙動は，越流に伴って粒子に遠心力が働くために生じる．4 L/s と 6L/s では，水叩き部始点(x=0)における移動の特性が異なる．4 L/s のときは，越流時の底面からの浮上距離が短いため，水叩き部に衝突した後の跳

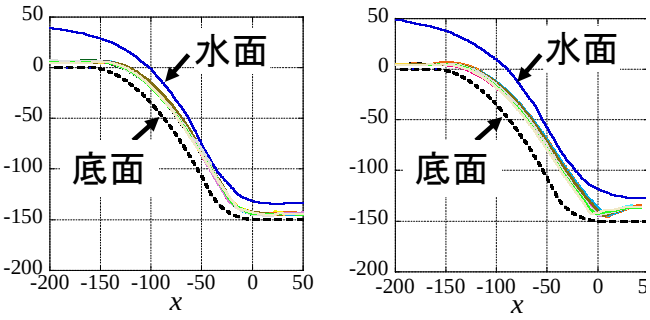


図 2　d=10mm における 15 回分の粒子の移動軌跡（単位:mm）　(左) 流量 4 L/s, (右) 流量 6L/s

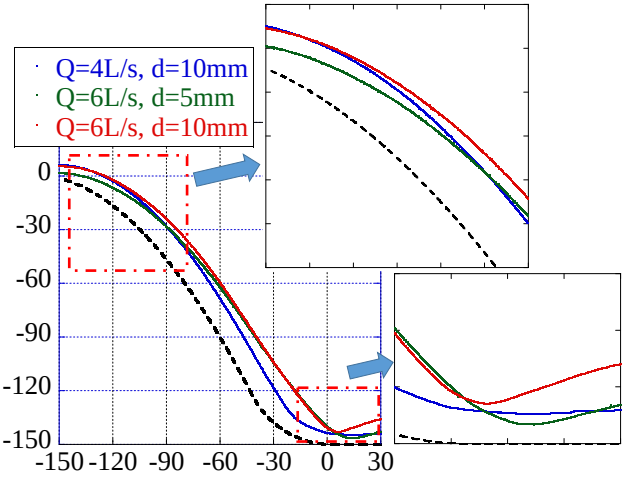


図 3　平均化した粒子の移動軌跡の比較(単位:mm)

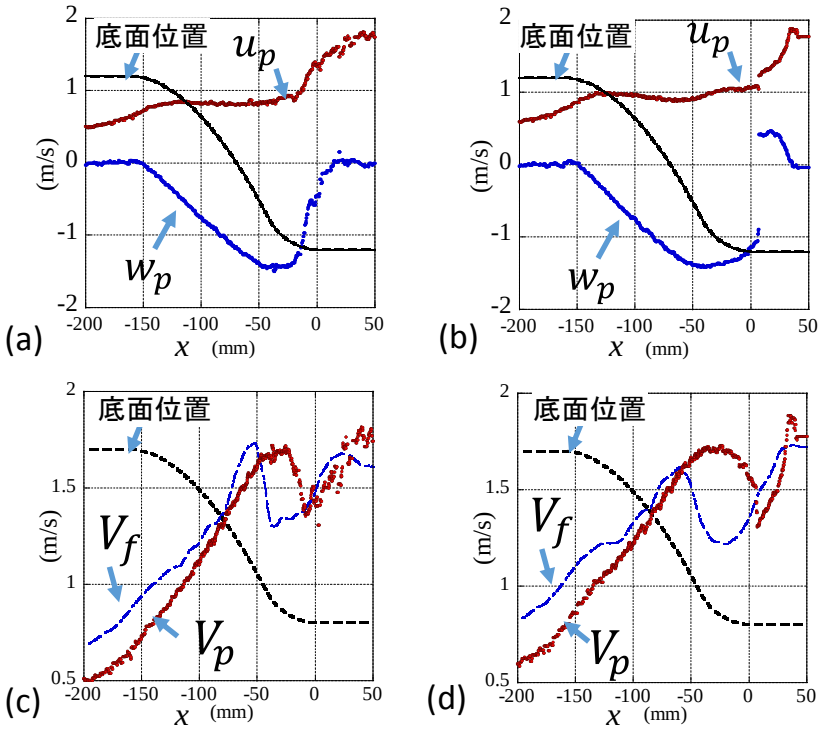


図 4　d=10mm における粒子速度(水平方向 u_p, 鉛直方向 w_p, 合成 V_p)および流下方向流速 V_f の比較.
(a): 4L/s の u_p, w_p, (b): 6L/s の u_p, w_p, (c): 4L/s の V_p, V_f, (d): 6L/s の V_p, V_f

ね返りが小さい. これとは逆に, 6L/s のときは水叩き部の始端に勢い良く衝突するため跳ね返りも大きい. 図 3 は 15 回の粒子の時系列の平均値であり, 図 2 の 2 ケースに加えて, Q=6 L/s, d=5mm の結果が示されている. 流量が大きいほど, 粒子がより遠くに運ばれている様子が確認できる. 越流の始まりと終わりを拡大して示しているが, これらの範囲において粒径の影響が見られる. 一方, 始まりと終わりを除く越流過程においては d=5mm と 10mm による粒子軌跡の違いは小さく, Q=6L/s の 2 つの線は重なっている.

粒子速度と流速を比較するため, 底面法線方向の水深 h_n と単位幅流量を用いて, 流下方向の断面平均流速 V_f を算出した（図 1b 参照）. また, 法線方向の位置における粒子速度の水平方向成分 u_p, 鉛直方向成分 w_p, 2 速度成分の合成 V_p を粒子位置の画像解析により算出した. 図 4 に Q=4, 6L/s で d=10mm のときの粒子速度および流速を整理した. 図 4(a)(b)は, それぞれ Q=4, 6L/s における粒子速度成分 u_p, w_p である（w_p は上向きが正）. まず w_p に着目すると, 水叩き部始点の x=0 付近において 4 L/s では w_p=0 に近づくが, 6L/s では w_p は負から正に急変しており, 衝突の影響が見て取れる. 水叩き部始点の上流 (x < 0)では, u_p は 6L/s の方が大きく, 流量が大きいほど水平方向に加速している. 一方, x > 0 では u_p は 4 L/s の方が大きい. この理由は, 6L/s では底面に激しく衝突し, 運動量が減少したためと考えられる. 図 4(c)(d)は粒子の合成速度 V_p と流下方向流速 V_f の比較である. いずれも x < -50 では流速 V_f の方が大きいが, 底面形状が円弧状の領域になると流速 V_f は減衰し, 粒子速度 V_p が上回る. 4 L/s では水叩き部始点より少し手前で V_f と V_p が概ね一致し, x =0 では粒子が水流に追随していることが分かる. 一方, 6L/s では x =0 付近においても V_p > V_f の関係が保たれており, 粒子が水流に追随できないことから底面に激しく衝突したことが考えられる. このような粒子運動によって, 洪水時に水叩き部始点付近が摩耗・損傷することが示唆される. また, 石橋(1983)のダム排砂設備の評価式では掃流砂の跳躍運動を前提としているが, ダム洪水吐きでは粒子は水面付近まで浮上し, 水叩き部始点において流速より大きな速度を持って衝突する. ダム洪水吐きの衝突力あるいは摩耗量を推定する上で, 上記の粒子運動を考慮することの重要性が本研究により示された.

4. 結論

本研究では, ダムを自由越流する粒子の移動特性について検討した. これらの知見を活かし, 粒子の衝突力の推定手法の立案につなげていきたい.

参考文献

石橋毅. (1983). ダム排砂設備の流下砂礫による摩耗・損傷に関する水理学的研究. 土木学会論文報告集, 1983(334), 103-112

P-015

粒度分布の違いが透過型砂防堰堤の土砂捕捉に与える影響に関する水路実験

国土交通省国土技術政策総合研究所　○松本直樹、内田太郎、桜井亘
株式会社建設技術研究所　松原智生、奥山遼佑、日名純也
立命館大学　里深好文

1. はじめに

現在，透過型砂防堰堤の部材間隔は，砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）や土石流・流木対策設計技術指針に基づき，水平純間隔及び鉛直純間隔は，最大礫径（D_{95}）の 1.0 倍程度に設定されている。また，最大礫径は，堰堤計画地点の上下流 200m 程度の範囲で 200 個以上の巨礫の粒径を測定し，頻度分布に基づく累積値の 95%に相当する粒径（D_{95}）である。また，最大礫径に基づき部材間隔を設定する根拠となった既往の研究[例えば，1),2)]の多くは，河床勾配 10°以上の勾配で実施しており，巨礫が先頭に集まる石礫型土石流を対象としている。一方，現行の指針は，2～10° 程度の河床勾配で土砂流になると想定される区間においても，最大礫径の 1.0 倍程度の部材間隔で適用することになっており，土砂流区間における検討が必要である。また，95%粒径未満の水平・鉛直純間隔の 1.0 倍より小さい礫径がアーチアクションにより閉塞することも実際に確認されているものの，95%未満の粒度分布を十分考慮されているとはいいがたい。

そこで，本研究は，土砂の粒度分布の違いが土砂流区間に設置した透過型砂防堰堤の土砂捕捉に与える影響に関する水路実験を実施し，土砂流区間の透過型砂防堰堤の部材間隔と土砂の粒度分布，透過型砂防堰堤による土砂の捕捉の関係を分析する。

2. 実験の概要

実験は 1/30 程度の縮尺を想定し，実験装置は，長さ 10m，幅 30cm，高さ 50cm の水路を用い，水路勾配は 5°とした。また，水路末端から 2.25m の位置に砂防堰堤を設置した。実験砂は，松本ら [3)]の実験で用いた 95%粒径 32mm，50%粒径 8mm の混合砂を用い，堰堤上流側は実験砂で作成した粗度板を敷き，下流側は滑面とした。また，実験は，固定床上に上流から給水・給砂し土砂流を発生させ，水路末端で，堰堤下流に流出した水及び土砂の流出量を計測した。併せて，実験状況は，水路側壁および鉛直方向からビデオで撮影した。なお，開口部の幅の違いも検討するため，透過型砂防堰堤は 2 種類（図-1）準備した。なお，本研究では，透過型砂防堰堤の開口面積及び開口幅，格子間隔は，図-1 の箇所を示す。

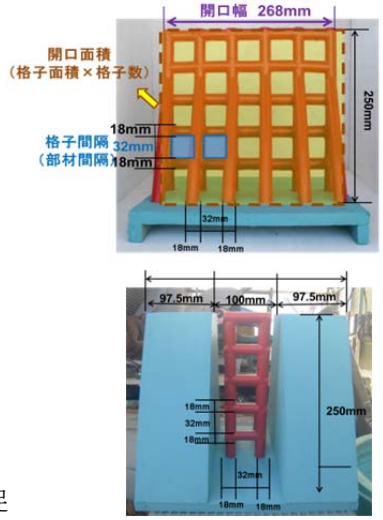


図-1　透過型砂防堰堤
（上：開口幅広い型、下：狭い型）

3. 粒度分布の設定

本研究では，土砂流を構成する粒度分布の違いが透過型砂防堰堤の土砂捕捉に与える影響を検討することを目的としている。そこで，粒度分布を設定するにあたり，透過型砂防堰堤の開口部を閉塞する粒径階（以下，「閉塞寄与粒径」という）を特定し，本実験の粒度分布を設定した。

3.1. 予備実験（閉塞寄与粒径を特定するための水路実験）

使用する実験砂を 4 区分に分類した。このうち，19mm 以上の粒径を除去した土砂（実験 1）と 9.5mm 以上の粒径を除去した土砂（実験 2）を用いて，水及び土砂を上流から供給し，堰堤が閉塞するか検討した。なお，水は定流（18 ℓ/sec）で供給し，土砂は流量に対する平衡土砂濃度（3.1%）で供給した。実験 1 は，開口部が広い型も狭い型も土砂供給から 3 分時点で，砂防堰堤の下段が閉塞した。一方，実験 2 は，土砂供給から 4 分時点でも全く閉塞しなかった。以上の結果から，本研究では，9.5mm 以上の土砂を閉塞寄与粒径として取り扱うこととした。なお，9.5mm は格子間隔 32mm の約 1/3 倍である。

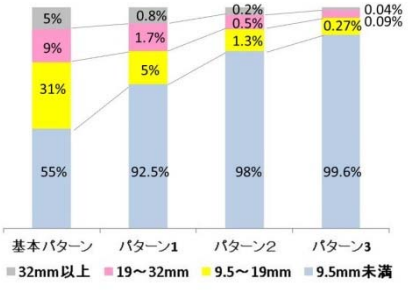


図-2　閉塞寄与粒径割合

3.2. 粒度分布の設定及び本実験ケース

3.1 の実験結果を踏まえ，閉塞寄与粒径の割合が異なる粒度分布を基本ケース含め 4 パターン設定した（図-2）。本実験ケース（表-1）は，基本ケース及び粒度分布 3 パターンに開口幅の異なる透過型砂防堰堤 2 種類（開口部が広い型,狭い型）の計 7 ケース実施した。なお，ハイドログラフは，18（ℓ/sec）定流の矩形ハイドログラフ（供給時間 330 秒）とした。供給土砂量は，堆砂勾配が元河床の 2/3 勾配で堆積する場合の容量（321 ℓ）と等しくなるようにした。

表-1　実験ケース

CASE	粒径階	堰堤
基本	基本	広い型
1	パターン1	広い型
2		狭い型
3	パターン2	広い型
4		狭い型
5	パターン3	広い型
6		狭い型

4. 実験結果（堆積過程・土砂捕捉率）

堰堤による土砂捕捉率は，基本ケースが 94%，CASE1 が 92%，CASE2 が 89%，CASE3 が 70%，CASE4 が 88%，CASE5 が 16%，CASE6 が 76%であった。なお，土砂捕捉率は，投入土砂量に対する堰堤に捕捉

された土砂量の割合である。開口部が広い型（CASE1,3,5）は，閉塞寄与粒径が少なくなるに従い捕捉量が減少している。また，開口幅が狭い型（CASE2,4,6）は，閉塞寄与粒径が一番少ないケース（CASE6）が，他のケース（CASE2,4）と比較して捕捉量が小さい。なお，CASE5 以外は，通水後の堰堤下流から確認した結果，閉塞までにかかる時間は異なるものの，全格子閉塞した。

開口幅が広い型（基本,CASE1,3,5）は，堰堤上流 25cm 地点の堆砂高をビデオ画像から読み取ったところ，基本ケースが経過時間 60 秒で，堆砂高が 14cm に到達しているのに対し，CASE1 は堆砂高 11.6cm，CASE3 は堆砂高 9.3cm，CASE5 は堆砂高 2.8cm であった。また，堰堤上流で堆砂高が 25cm に達するには，基本ケースと CASE1 は 240 秒，CASE3 は 300 秒要したが，CASE5 は満砂しなかった。以上の結果，閉塞寄与粒径割合が小さくなるに従い，格子が閉塞しにくくなり，下流への流出が多くなると考えられる。

一方，開口幅が狭い型（CASE2,4,6）は，ビデオ画像から，いずれのケースも堰き上げが発生し，堆砂肩を形成しながら堆砂した。堆砂が始まった時間は，CASE2,4 は 90 秒後、CASE6 は 120 秒後であった。堰堤上流で堆砂高が 25cm に達するには，CASE2,4 は 240 秒要したが，CASE6 は 300 秒要したことから，閉塞寄与粒径割合が小さい場合，満砂する時間が長くなることが分かった。また，水路下流へ流出した土砂量は， CASE2,4 は，どの時間帯でも 0.1(ℓ /sec)以下で少なかったが，CASE6 は，経過時間 120 秒以降は，0.1～0.2(ℓ /sec)の土砂が下流へ流出し続けたことから，閉塞寄与粒径割合が 2%より小さくなると，格子が閉塞しにくくなり，下流への流出が多くなると考えられる。

5. 考察と今後の課題

5.1. 格子間隔比と土砂捕捉率

図-3 は，格子間隔比と土砂捕捉率を示している。本実験では，閉塞寄与粒径の混合割合を調整しているため，基本ケース以外の 95%粒径は，CASE1, 2 は，24.5mm，CASE3, 4 は，9.13mm，CASE5,6 は，8.94mm となる。なお, 同図には, 透過型砂防堰堤を用いた既往の実験結果[1),4),5),6)]も比較のためにプロットしている。ここでは，土砂捕捉効果が期待できる土砂捕捉率を本実験で全格子が閉塞した CASE3，6 の土砂捕捉率である 70%以上と定義する。図-3 より，既往の実験では，格子間隔比 1.5～2.0 を境界に捕捉効果が期待できない条件が発生し，格子間隔比 2.0 以上のケースでは，全ケース期待できない結果であった。しかし，本実験では，格子間隔比 3.0 以上の条件でも土砂捕捉効果が期待できるケース（CASE3,4,6）もあり，格子間隔比と最大粒径だけでは土砂捕捉率を適切に評価できない条件があることがわかった。

5.2. 無次元閉塞寄与粒径土砂量と土砂捕捉率

図-4 は，無次元閉塞寄与粒径土砂量と土砂捕捉率を示している。ここで，無次元閉塞寄与粒径土砂量は，閉塞寄与粒径の土砂量を，開口面積と平均粒径で除した値とする。また，同図には，比較のため図-3 の既往の実験のうち，勾配 10°未満で実施したケースを抽出している。また，既往の実験の閉塞寄与粒径は，(格子間隔×1/2) 以上とし，土砂量を算出している。図-4 より，土砂捕捉効果が期待できる無次元閉塞寄与粒径土砂量は，CASE3（6.0）と CASE5（1.3）が境界であることが示唆された。

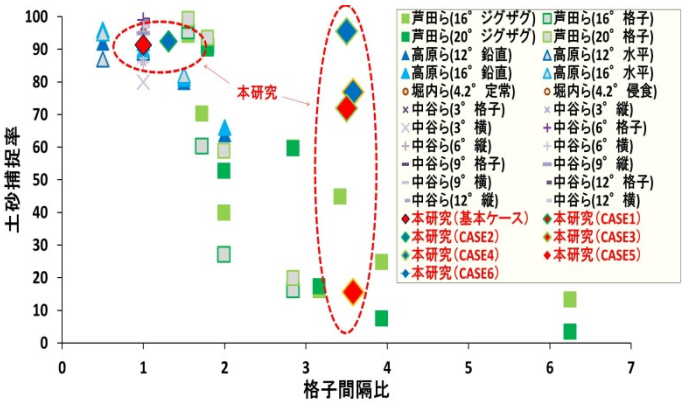


図-3　格子間隔比と土砂捕捉率

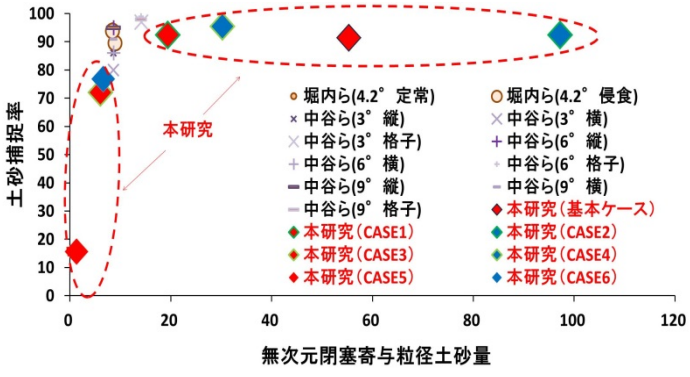


図-4　無次元閉塞寄与粒径土砂量と土砂捕捉率

6. まとめ

本研究から，検証ケースは少ないものの，（格子間隔×1/2）以上の粒径の土砂量を開口面積及び平均粒径で除した無次元閉塞寄与粒径土砂量を用いると，土砂流区間に設置する透過型砂防堰堤の格子間隔と開口面積の設計の指標となる可能性がある。今後，勾配や土砂濃度等の条件も変えた追加実験を実施し, 透過型砂防堰堤の土砂の捕捉と閉塞寄与粒径，格子間隔, 開口面積の関係を整理し，無次元閉塞寄与粒径土砂量の有効性を検証する予定である。

【参考文献】1）芦田ら(1987）京都大学防災研究所年報，第 30 号 B-2，p.441-456，2)水山ら(1995）砂防学会誌 Vol.47，No.5，p.8-13，3)松本ら(2016）第 8 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，p.79-84，4)高原ら(2007）砂防学会誌，Vol.60，No.4，p.55-60，5)堀内ら(2009）砂防学会誌，Vol.62，No.2，p.29-36，6)中谷ら(2015）平成 27 年度砂防地すべり技術研究成果報告会講演論文集，p.73-101

土石流の流動深方向の粒径別濃度分布

日本工営株式会社　○木佐洋志　　京都府立大学　三好岩生

1. はじめに

幅広い粒径材料から成る土石流の流動特性にその粒径や粒径別濃度分布が影響する。例えば，土石流の流体相密度を上昇させる粒子間隙の細粒土砂の分布や，流れ前方へ大径粒子を集中させる逆級化がある。これらは土石流の流動層内部で同時に生じ得ると考えられるが，その相互作用が粒径別濃度分布の形成や流動特性に及ぼす影響は明らかにはされていない。本稿は，前報 [1]の実験で得た土石流の粒径別濃度分布の特徴を示し，その形成の解釈を試みたので報告する。

2. 使用した実験データ

前報では長さ 8m の開水路を用い，粗粒子と細粒土砂の二粒径を体積比 1:1 で混合して堆積させ，侵食型土石流の実験を行い，粒径別濃度を三層に区分して示した。実験装置や粒径別濃度分布の取得方法の詳細は前報 [1]に譲る。実験条件一覧を**表 1** に示す。流動層全体での固体粒子，粗粒子，細粒土砂の輸送濃度(C_1, C_{c1}, C_{f1})と断面平均濃度($\overline{c}$, $\overline{c_c}$, $\overline{c_f}$)を**表 1** に，粒径別濃度分布と粗粒子の流速分布を**図 1** に示す。

3. 考察

3.1 流速分布

実験では長さ 7.4m の移動床上を流下した流れを扱ったが，CASE 8 を除けば河床近傍で速度勾配(du/dz)が大きく，固定床上の一様粒径土石流に近い流速分布を示した。**図 1** には示していないが上流端から 7.0m の移動床部の流速分布も同じ傾向であった。

3.2 粒径別濃度分布の特徴

固体粒子全体では断面平均濃度 $\overline{c}$ は 0.34 から 0.53 であり，下層で濃度が大きく，中間層はそれと同程度かより小さく，上層はさらに小さい。細粒土砂は CASE 10 を除けば下層で濃度が最大で中間層，上層の順に小さい，粗粒子は CASE 6 を除けば中間層で濃度が最大となることが共通の特徴である。

3.3 粒径条件の及ぼす影響

粒径条件に応じた粒径別濃度分布の形成の定性的な解釈を試みた。比較する実験条件は細粒土砂と粗粒子の輸送濃度の比(C_{c1}:C_{f1})が極端には異ならない条件とし CASE 3, 8 は除く。CASE 5 は下層で粗粒子濃度が負(-0.2)，CASE 6 は下層の固体粒子濃度が 0.75 でこの粒径比での最大充填密度 [3]より大きいため除く。粗粒子粒径 d_c と水路勾配 θ が同じ条件の組合せは，(a)CASE 1 (d_c/d_f=7.8)と CASE 2 (23.8)，(b)CASE 9 (15.6)と CASE 10 (47.6)がある。

以降，(a)を詳述する。粗粒子濃度 c_c は CASE 1, 2 ともに中間層で濃度が最大，下層と上層は CASE 2 の方が大きい。粗粒子の断面平均濃度 $\overline{c_c}$ は CASE 2 が CASE 1 の 2 倍と大きい。細粒土砂濃度 c_f は CASE 1, 2 のいずれも下層で最大で濃度勾配は $dc_f/dz<0$ である。CASE 2 は上層で細粒土砂濃度が大きい。細粒土砂の断面平均濃度 $\overline{c_f}$ は CASE 1, 2 は同じである。固体粒子濃度 c は CASE 1, 2 は中間層は同程度，上層と下層は CASE 2 の方が大きく，断面平均濃度 $\overline{c}$ は CASE 1 は 0.34 で，CASE 2 の方が 0.43 と大きい。CASE 1, 2 ともに濃度勾配 $dc/dz<0$ で，CASE 1 の下層は 0.49 でほぼ細粒土砂が占め，CASE 2 の下層は 0.55(c_c:c_f=0.22:0.33)で細粒土砂が多い。

上記をふまえ，次の解釈をした。まず，河床近傍の層である。CASE 1 は下層で粗粒子間隙の細粒土砂濃度 $c_f'=c_f/(1-c_c)$ が 0.48 と高濃度である。CASE 2 は下層の粗粒子間隙スケール I を式(1) [2]より求める

表 1　実験条件および実験結果

実験条件						実験結果							
						輸送濃度 (Run 1)				断面平均濃度			
実験番号	粗粒子粒径 d_c (mm)	細粒土砂粒径 d_f (mm)	粒径比 d_c/d_f	水路勾配 θ (deg.)	内部摩擦角 (deg.)	固体粒子全体 C_1	粗粒子 C_{c1}	細粒土砂 C_{f1}	粗粒子と細粒土砂の比 $C_{c1}:C_{f1}$	固体粒子全体 $\overline{c}$	粗粒子 $\overline{c_c}$	細粒土砂 $\overline{c_f}$	粗粒子と細粒土砂の比 $\overline{c_c}:\overline{c_f}$
CASE 1	5	0.64	7.8	11.3	38.9	0.27	0.13	0.14	1.00 : 1.11	0.34	0.12	0.22	1.00 : 1.89
CASE 2	5	0.21	23.8	11.3	39.5	0.39	0.21	0.18	1.00 : 0.86	0.43	0.22	0.22	1.00 : 1.00
CASE 3	10	1.43	7.0	11.3	43.3	0.29	0.23	0.05	1.00 : 0.22	0.34	0.25	0.09	1.00 : 0.37
CASE 4	10	0.64	15.6	11.3	41.5	0.32	0.15	0.17	1.00 : 1.17	0.38	0.15	0.23	1.00 : 1.58
CASE 5	10	0.21	47.6	11.3	40.5	0.42	0.22	0.20	1.00 : 0.92	–	–	–	–
CASE 6	5	0.64	7.8	14.0	38.9	0.35	0.19	0.17	1.00 : 0.91	0.44	0.20	0.24	1.00 : 1.23
CASE 7	5	0.21	23.8	14.0	39.5	0.44	0.20	0.24	1.00 : 1.21	0.46	0.16	0.30	1.00 : 1.88
CASE 8	10	1.43	7.0	14.0	43.3	0.36	0.23	0.13	1.00 : 0.57	0.43	0.21	0.22	1.00 : 1.06
CASE 9	10	0.64	15.6	14.0	41.5	0.41	0.20	0.21	1.00 : 1.07	0.46	0.17	0.29	1.00 : 1.77
CASE 10	10	0.21	47.6	14.0	40.5	0.50	0.26	0.24	1.00 : 0.91	0.53	0.28	0.25	1.00 : 0.90

注：本稿では前報[1]の実験条件番号を次の通り一部振替えた(Case 7 → CASE 1, Case 8 → CASE 10, Case 10 → CASE 8)

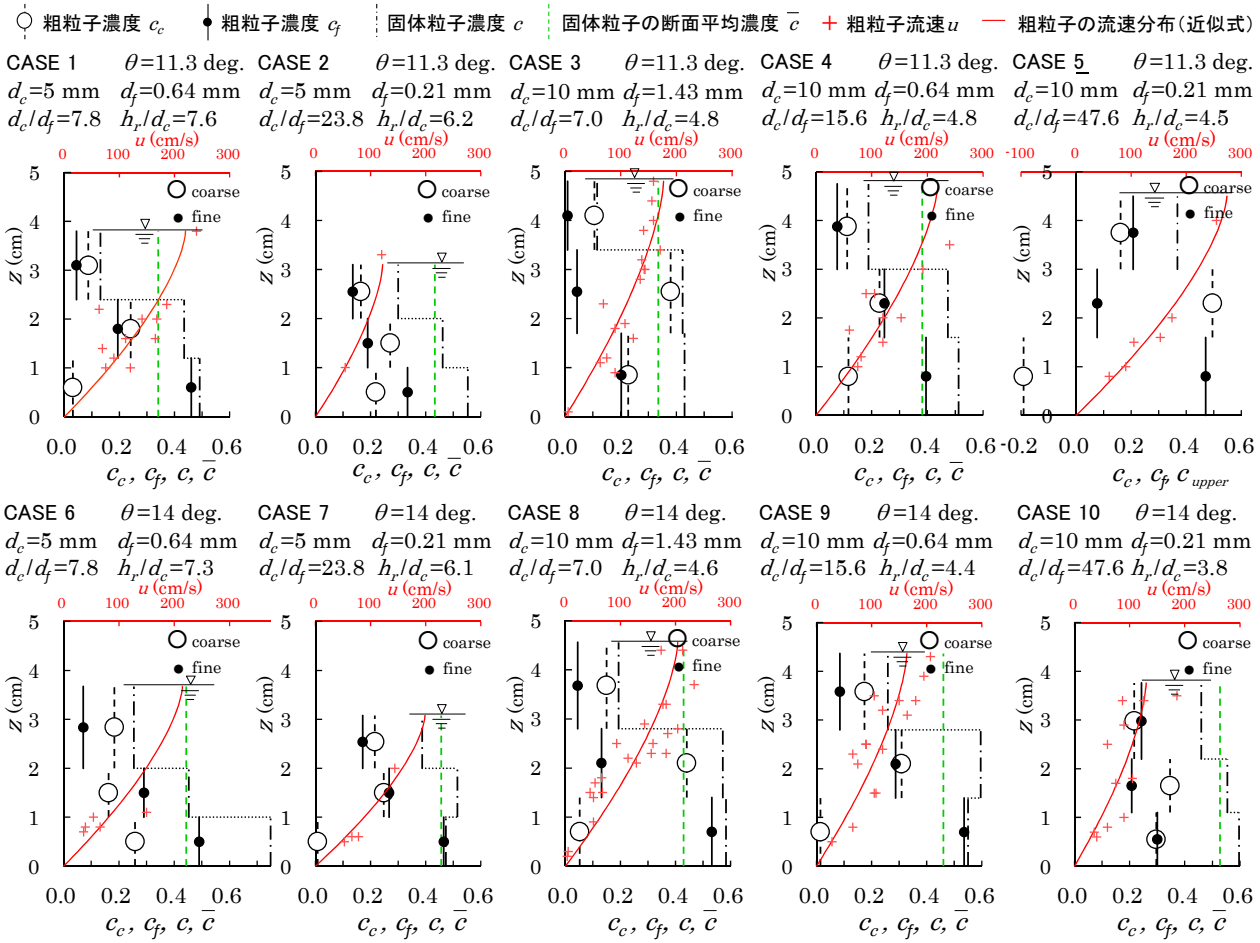


図 1　粒径別濃度分布および流速分布

と l=3.0mm，l/d_f =14.3 で粗粒子間隙スケールは細粒土砂粒径 d_f に対して十分に大きいが，粗粒子間隙の細粒土砂濃度 c_f'が 0.42 と高濃度である。そのため，CASE 1, 2 ともに下層では粗粒子だけでなく細粒土砂も主に骨格応力を担う可能性がある。

$$l = \sqrt{k_f}\left(\frac{1-c_c}{c_c}\right)^{\frac{1}{3}} d_c \qquad \cdots(1)$$

粗粒子が CASE 2 の方が多く下層に存在するのは，後述する下層から上層への細粒土砂の拡散により下層にできる空間を埋めるよう粗粒子が落ち込むためと推測される。粒径比や細粒土砂濃度に応じた粗粒子濃度が形成され，CASE 2 の下層は二粒径が混合状態のため，固体粒子濃度が大きい可能性がある。

次に水面近傍の層である。CASE 2 の方が細粒土砂の濃度勾配(dc_f/dz)が小さくなる理由は，前報で触れた速度勾配(du/dz)と粗粒子粒径 d_c, 粗粒子濃度 c_c に応じた粗粒子間隙流体の散逸応力 [2]により水面近傍に細粒土砂が多く分布する可能性がある [1]。CASE 2 の上層は l =3.4mm，l/d_f=16.8 と大きく，流体相密度 ρ_m=(1-c_f') ρ_w+c_f' σ_f の上昇が生じ(ρ_m≦1.26g/cm^3)，上層では粗粒子濃度が大きい可能性がある。

以上のように解釈すると，CASE 2 で細粒土砂も粗粒子も濃度勾配(dc_c/dz, dc_f/dz)が小さいこと，CASE 2 の方が固体粒子の断面平均濃度 $\overline{c}$ が大きいことも一応の説明が付く。

4. 今後の課題

河床近傍の層では固体粒子間の静的応力が，水面近傍の層では粗粒子間の動的応力および粗粒子間隙流体の散逸応力が卓越すると予想されるが，混合粒径土石流の流動特性への影響を評価するうえで，両層の応力分布特性や境界条件を明らかにすることが今後の課題である。また，本実験で扱った流れは一様粒径土石流の固定床上の流れに近い流速分布を示したが，移動床と固定床上の一様粒径土石流では河床近傍の応力分布特性が全く異なる [4]ため，今後，一様粒径土石流の構成則を拡張して混合粒径土石流の流動特性を検討する際は移動床，固定床流れのいずれを扱っているかに十分な注意が必要である。

参考文献　1) 木佐・三好：平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集, 108-109, 2017,
http://www.jsece.or.jp/event/conf/abstruct/2017/pdf/108.pdf
2)江頭ら:京大防災研年報, 32B-2, 487-501, 1989
3)伊藤ら:日本金属学会誌, 50, 5, 475-479, 1986
4)伊藤ら:水工学論文集, 43, 635-640, 1999

渓床勾配と集水面積に基づく土石流による侵食土砂量の推定手法の検討

国土技術政策総合研究所　○工藤司※、内田太郎、松本直樹、桜井亘
※現:砂防エンジニアリング株式会社

1. はじめに

土石流による流出土砂量の予測技術は施設規模や警戒区域の設定において重要な技術である。

一般に土石流として流出する土砂量は，対象地点における水による運搬可能土砂の量または渓流内の移動可能土砂の量によって規定されているものと考えられる。このうち，移動可能土砂量は，渓床における堆積物の分布状況と，土石流の流下によって侵食が予想される範囲（侵食可能幅と侵食可能深）の推定によって決定される。侵食可能な土砂量は，河床の土砂の堆積状況に加え，水深や縦断勾配による重力作用に伴うせん断力の影響を受けるものと考えられる。近年では，現地観測によって土石流の水深と侵食深の関係が明らかにされつつある（Sch¨urch ら，2011）。しかしながら，侵食可能な土砂量の推定手法について確立されたものは無く，侵食土砂量と水深や縦断勾配の影響についても定量的な評価は十分に行われていない。

そこで本研究では，近年蓄積されてきた土石流発生前後のLiDARデータを用いて、せん断力の指標としての地形量（集水面積と渓床勾配）と侵食規模との実態について分析し，分析結果に基づく侵食土砂量の推定手法について検討した。

2.検討方法

本研究では，2009年から2014年の間に土石流が発生した5地域16渓流（表－1）の58流路を対象に，地形量（渓床勾配と集水面積）と侵食土砂量の実態の整理と関係性についての分析を行い，その分析結果に基づいた土石流による侵食土砂量の推定手法について検討した。

(1)地形量と土砂変動量の算出

地形量および土砂変動量は，土石流発生後の空中写真により土砂移動の生じた流路を特定し，特定した流路の縦断方向10m毎に算出した。なお，土砂変動量の算出地点は16渓流で合計4205点であった。

地形量（渓床勾配と集水面積）の算出には，土石流発生前のLiDARデータから得られた数値標高モデル（グリッド間隔：5m×5mおよび1m×1m）を用いた。なお，渓床勾配は100m平均勾配（上流50m＋下流50m）を求めた。

表- 1 検討対象流域

地域名	渓流名	所在地	土石流発生年月	分析支川N
登川	姥沢	新潟県南魚沼市	2011年7月	1
	二子沢川	新潟県南魚沼市	2011年7月	3
	柄沢川	新潟県南魚沼市	2011年7月	2
	高棚川	新潟県南魚沼市	2011年7月	2
	土沢	新潟県南魚沼市	2011年7月	3
南木曽	梨子沢	長野県南木曽町	2014年7月	2
藤原岳	西之貝戸川	三重県いなべ市	2012年9月	6
	小滝川	三重県いなべ市	2012年9月	2
防府	阿部谷川	山口県防府市	2009年7月	9
	八幡谷渓流	山口県防府市	2009年7月	5
	松ヶ谷川	山口県防府市	2009年7月	15
	神里川	山口県防府市	2009年7月	1
	上田南川	山口県防府市	2009年7月	3
阿蘇	坂梨地区	熊本県阿蘇市	2012年7月	1
	塩井川2	熊本県阿蘇市	2012年7月	1
	土井川	熊本県阿蘇市	2012年7月	2
				58

土砂変動量は，土石流発生前後のLiDARデータから得た数値標高モデル（グリッド間隔：1m×1m）の差分を用いて算出した。

(2)地形量と土砂変動量との関係の分析

渓床勾配と集水面積の相互の影響と土砂変動量との関係をみるために,渓床勾配を9階級と集水面積を6階級に分類し,土砂変動量を算出した4205地点をそれぞれの階級がクロスするカテゴリーに区分した。その上で，各カテゴリーに属する地点の土砂変動量（m^3/m）のパーセンタイル値（10%値，25%値，50%値，75%値，90%値）の算出を行い，渓床勾配，集水面積，土砂変動量の関係について分析した。

3.結果

(1)地形量と土砂変動量との関係の分析結果

図-1には,土砂移動の痕跡がみられた流路10m毎の地点における集水面積と渓床勾配の関係を示す。プロットは,10m毎の各地点で算出した侵食または堆積で分離した。

侵食が卓越していた地点は，渓床勾配と集水面積によらず広く分布しており（図-1の青プロット），堆積が卓越していた地点は,勾配が約2～30°の範囲内にみられた（図-1の赤プロット）。

図-2には，面積-勾配関係と侵食規模（50%タイル値）の関係を示す。階級区分により分類したカテゴリー毎に，侵食と堆積の区別とその大きさ別に色分けした。なお，カテゴリーに該当するプロット数が全プロット数の1%以下であった場合は灰色に色分けしている。

侵食土砂量の最大値は，渓床勾配が20-25°で集水面積が0.1-1.0km²のカテゴリーにおいて確認された。また，侵食土砂量の最小値は，渓床勾配が1-5°で集水面積が1-10km²のカテゴリーにおいて確認された。

全体的な傾向をみると，渓床勾配が緩く集水面積の小さい領域（図-2の左下）に比べて，渓床勾配が急で集水面積の大きい領域（図-2の右上）の侵食土砂量が大きくなる傾向がみられた。これらの結果から，侵食土砂量は渓床勾配と集水面積の影響を受けていることが考えられた。

4.地形量に基づく侵食土砂量の推定手法の検討

ここでは、前述した渓床勾配・集水面積と侵食規模の関係から土石流による流出土砂量の予測の可能性について検討する。各渓流で土石流発生地点から下流へ10m毎の集水面積・渓床勾配から標準的な侵食量（50%タイル値）を算出したものを順次積算し，LiDARデータから算出した実測の各地点の流出土砂量と比較した。その上で，予測精度の指標として単回帰分析により得られる決定係数R^2と切片を0とした回帰式の傾きを算出した。決定係数R^2は増加傾向，傾きは増加割合の指標として用いた。

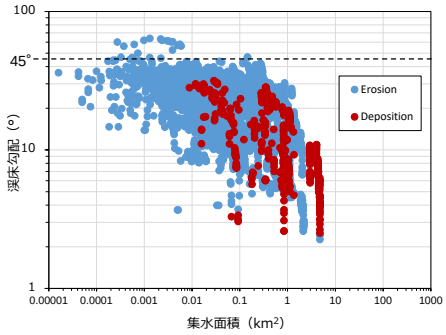


図- 1 流路 10m 毎の集水面積と渓床勾配の関係

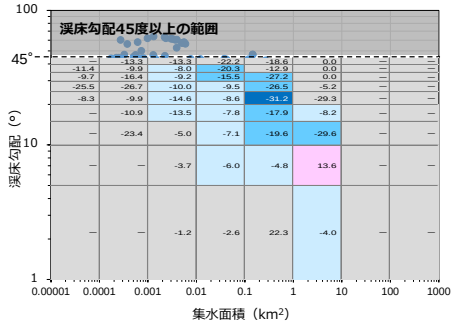


図- 2 面積-勾配関係と侵食規模（50%値）の関係

図-3には，推定値と実績値の関係の事例を示す。事例として挙げた高棚川においては，高棚川01と高棚川02の2つの流路で土砂移動が見られた。いずれの渓流でも実績値と推定値に明瞭な相関がみられた。また，高棚川02では，推定値と実績値の増加割合が良く一致しているが（図-3の橙色プロット），高棚川01では，実績値が推定値の約3倍を示していた（図-3の青色プロット）。

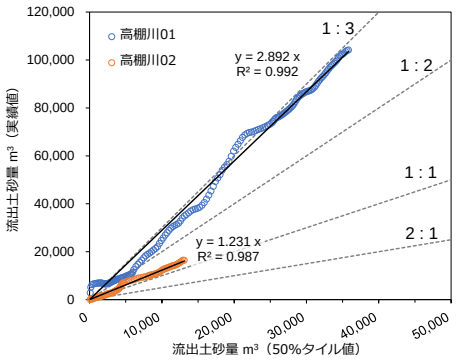


図- 3 推定値と実績値の関係（高棚川の例）

図-4には，土石流の実績のあった58支渓流における決定係数R^2と切片を0とした回帰式の傾きを示す。適用した渓流の約85%でR^2>0.7の高い相関を示した。増加割合については，約60%の渓流においては倍半分の増加割合の範囲であった。

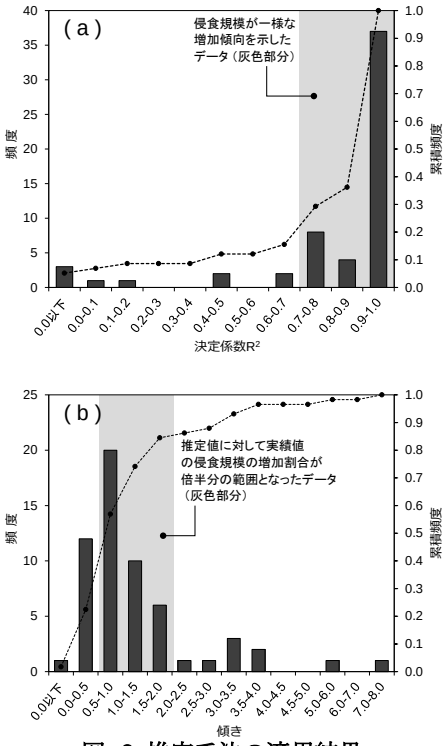


図- 3 推定手法の適用結果

5.まとめ

LiDARデータより得た実績データの分析により，集水面積と渓床勾配の規模が共に大きくなるような地点では，侵食土砂量の規模も大きくなっていることを定量的に示した。この結果に基づき，集水面積と渓床勾配の条件から土石流の侵食土砂量を推定する手法について検討すると，対象とした約8割の渓流では地域によらず一定の割合で侵食土砂量が増加していく傾向がみられた。このことは，侵食開始地点の規模が下流の侵食規模に寄与していることを示しているものと考えられるが，詳細な分析が必要である。

参考文献 Sch¨urch, P.（2011）：Geology，39，p827-830

P-018

The effect of polymer on the change in the hydrograph of the successive debris flow

Graduate School of Agriculture, Hokkaido University ○Kim Yong Rae

Research Faculty of Agriculture, Hokkaido University Yamada Takashi

Introduction

Although debris flow still occurs and makes a loss of lives and properties, many people are living in the debris flow prone areas. There is not only damage from the main body of debris flow but also a successive debris flow. For example, disaster occurred in Hiroshima city on August 20, 2014. To mitigate successive debris flow hazard in the debris flow prone areas, channel works should be constructed. However, such measures requires extensive area therefore it is difficult to apply it to urbanized areas. Many structures and high population density residential areas could interrupt to provide an extensive area for channel works construction. For the reason above, other physical measures must be required which is efficient for urbanized debris flow prone areas. Arai *et al*. (1997) and Kurihara *et al*. (1989) examined flume experiments using polymer. Their experiments have successfully demonstrated the decreasing in flow speed of the main body of debris flow. In this study, the effect of polymer on the change in the hydrograph and total discharge volume of the successive debris flow were studied.

Methodology

The experimental flume is shown in Fig. 1 (Upper part : 140 cm long, 6.5 cm wide, 10 cm high and 18˚ gradient; lower part : 25 cm long, 8 cm wide, 10 cm high and 8˚ gradient). Debris flow is produced by supplying a constant water supply 250 cm^3/s for 2.5 s and sand supply 625 cm^3 (d_m = 0.75 mm) from upstream of the flume. Basically, install One Sabo dam(hereafter “SD”) to catch the main body of debris flow was installed at the point of gradient change. Also carried out absorption ability test(hereafter “AAT”) to determine the suitable amount of polymer for experiment (Fig. 2). ATT was conducted in static condition. And sub dam was installed in experimental flume to make a pool for increasing absorption ability of polymer. The height(T) and distance from SD(L) of sub dam are calculated from equations used by the Japanese Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism Technical Criteria for River Works. Additionally, screen was installed in the just lower of the SD to capture debris of successive debris flow and reduce the velocity of successive debris flow. Experiment was conducted in 5 cases (Table 1).

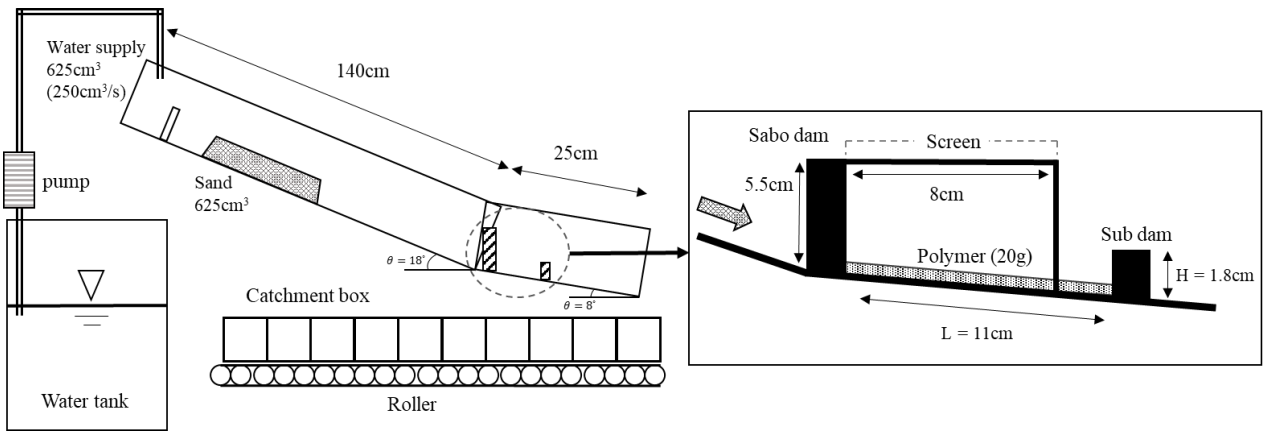


Figure 1. Experimental flume

Result and Discussion

Fig 2. shows the relation between elapsed time of polymer water absorption and amount of polymer. There is not a remarkable elapsed time difference over 20 g of polymer, this is the reason why 20 g was determined to be used in the experiment. Fig 3. shows the result of hydrograph of successive debris flow. There is a definite change in peak discharge in successive debris flow. From the case-1 to 5, peak discharge decreased approximately 75%. In this experiment, water volume of successive debris flow is approximately 600 cm^3 and flowing duration of successive debris flow takes almost 10 s. Through ATT, the square in Fig. 3 represents an elapsed time to water gelation by polymer. If a polymer absorbs 1/4, 1/2 and 3/4 water of successive debris flow, it needs 15 s, 29 s, 38 s and 53 s. Therefore experiment was conducted to expect decrease 1/4 water of successive debris flow. Table 1 shows a concentration and water volume of successive debris flow. Case-2, including polymer, shows higher concentration and lower water volume than case-1. Case-3 and 4 show the same result, as well. It means polymer could decrease flooding boundary of successive debris flow and it is helpful to successive debris flow hazard mitigation. Of course, in this experiment, the flowing duration of the successive debris flow is short to absorb large amount of water by using polymer, so sub dam is effective to promote polymer water absorption. Combination of SD, Screen, Sub dam and P(20) is more effective as measure against successive debris flow.

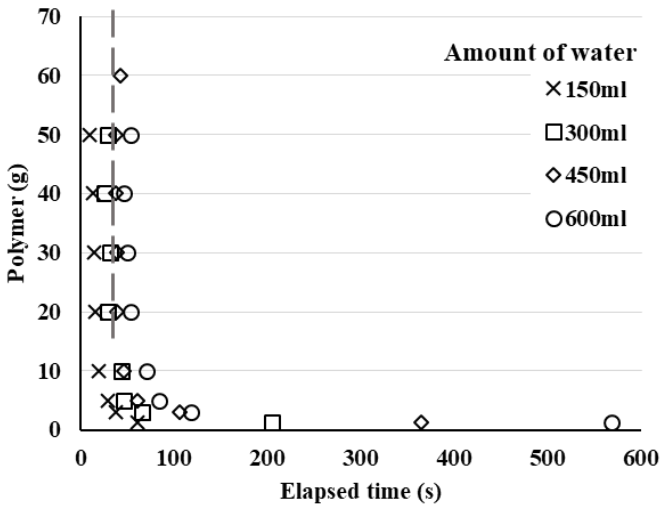


Figure 2. Absorption ability

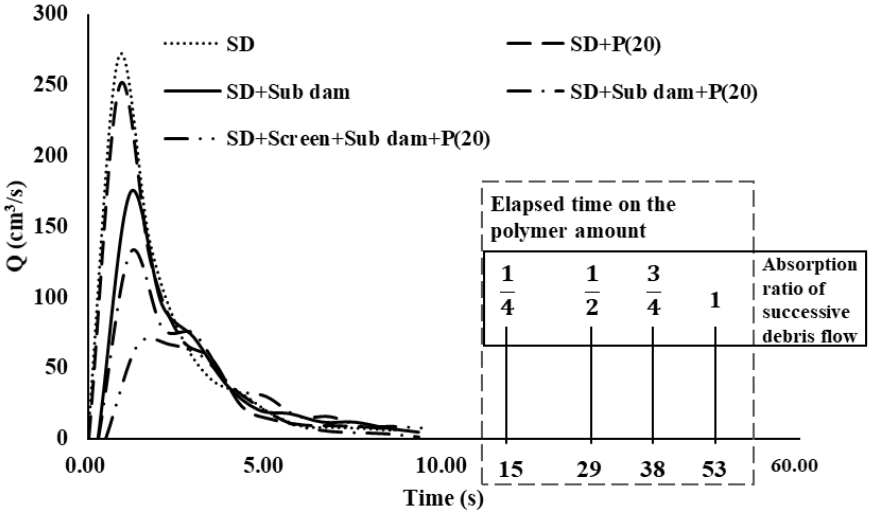


Figure 3. Hydrograph of successive debris flow

Table 1. Concentration and Water volume in each experiment case

Case	Concentration	Water Volume
1 - SD	0.143	1.00
2 - SD+P(20)	0.185	0.79
3 - SD+Sub dam	0.060	0.81
4 - SD+Sub dam+P(20)	0.066	0.67
5 - SD+Screen+Sub dam+P(20)	0.005	0.69

*SD : Sabo dam, P(20) : Polymer 20g

References

1) M. Arai, T. Takahashi, C. Kato: 吸水剤による土石流制御における粒子経の影響について．土木学会年次学術講演会講演概要集 第2部, 52巻, 466-467, 1997
2) J. Kurihara, T. Mizuyama, H. Suzuki: 高分子吸水剤の土石流流動阻止効果．第38回砂防学会研究発表会概要集, 161-164, 1989

P-019

濁度成分の堰堤滞留効果に着目した崩壊監視手法に関する研究

大規模土砂災害対策研究機構（和歌山県）　西岡恒志・○筒井和男・榎原伴樹
大規模土砂災害対策研究機構（国土交通省国土技術政策総合研究所）　木下篤彦
大規模土砂災害対策研究機構（国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター）　田中健貴

1. はじめに

表層崩壊や土石流などの土砂移動現象を下流域で早期に検知するためにワイヤーセンサーや振動センサー，警報メールなど警報機と組み合わせた土石流検知センサーなどが用いられていが，使用にあたっては電源設備の設置手間や，ワイヤー切断による再設置の手間などの課題がある．既往研究では河川の濁り成分に着目した崩壊発生の検知について報告されており，土砂動態と濁りの変化との関係[1)]，土砂移動の有無[2)]，濁度成分の量と粒径分布の関係[3)]などが行われてきた．一方，土石流が発生するおそれのある渓流では砂防堰堤が設置されていることが多く，未満砂の砂防堰堤で湛水が発生すると濁り成分の滞留や沈降が発生し，濁り成分の伝播過程が変化することが考えられるが，十分な検討はなされていない．そこで本研究では，豪雨時に湛水が発生する砂防堰堤の上下流で濁り成分の観測を行い，砂防堰堤の濁り成分の伝播過程への影響を明らかにすることで，流域の崩壊・土石流発生監視手法について検討を行った．

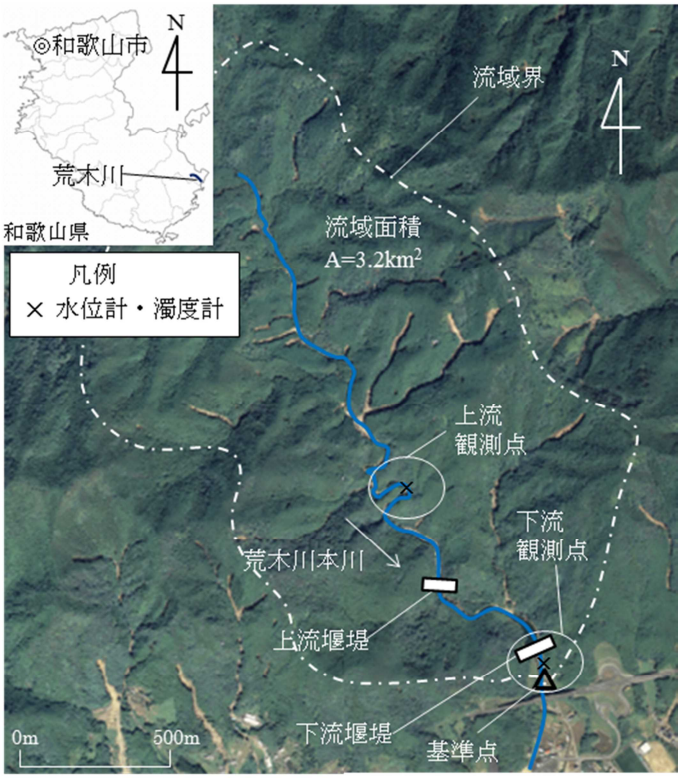


図-1　荒木川流域図と観測機器設置箇所

2. 調査箇所の概要

2.1　調査流域の概要

調査地は紀伊半島南部に位置する二級河川佐野川水系荒木川で，2011 年台風 12 号によって流域では表層崩壊及び土石流が発生している．砂防基準点より上流の流域面積は 3.2km2，流路延長は 3.0km で平均勾配は約 5.0°である（**図-1**）．地質は下部が熊野層群と呼ばれる第三紀の堆積岩類（砂岩泥岩互層），上部は熊野酸性岩（花崗斑岩）で構成される．荒木川の本川には不透過型砂防堰堤が 2 基設置されており，ここではまとまった降雨時には湛水が発生している．

2.2　調査地砂防堰堤の概要

堰堤の湛水量を写真や痕跡から推定すると，上流堰堤は湛水量が約 600m^3 に対し，下流堰堤は約 9,000m^3 あり，下流堰堤の湛水量は上流堰堤の約 15 倍ある．上流堰堤は満砂に対し 2/3 程度の堆積量で，砂や礫の堆積がみられるが，下流堰堤は殆ど未満砂で，シルトなど細粒分の堆積が多くみられる．これらより下流堰堤で濁り成分の滞留・沈降が多く発生していると考えられる．下流堰堤にはφ500 の水抜き暗渠（以下，暗渠）が上下 2 段に設置されており，常時は下段の暗渠からの排水であるが，まとまった降雨では湛水することで上段暗渠から排水が開始し，続いて水通しから越流する．

3. 調査手法

湛水量が大きく，濁り成分の滞留・沈降が多く発生していると想定される下流堰堤に着目し，2015 年より観測を開始している．堰堤の上下流に濁度計（Campbell Scientific 社製 OBS-3+）と水位計（クリマテック社製 CWG-H10-C20）を設置し連続観測を実施した．流量は浮子によって流速を計測し，水位と流量の回帰曲線により求めた．堰堤の湛水過程や流出過程を調査するためにタイムラプスカメラを設置し，暗渠や水通しからの排水開始時刻の確認を行った．観測された濁度と流量の関係を，時間変化ヒステリシスに整理し，堰堤の影響の検討を行った．

4. 砂防堰堤の湛水による濁り成分伝播への影響

2017 年 8 月 6～8 日に観測した流量・濁度の時系列を**図-2** に，時間変化ヒステリシスを**図-3** に示す．観測期間中

に 2 回の降雨ピークがあり，濁度も大きく分けて 2 回上昇している．1 回目の濁度ピーク（3:30）は降雨ピーク（3:00）の 30 分後であるが，2 回目の濁度ピーク（12:30）は降雨ピーク（10:00）の 2 時間半後であった．堰堤の越流開始と 2 回目の濁度上昇開始は重なっており，越流前には濁水が湛水し，越流と同時に濁水が下流へ流下するのを確認した（**写真-1**）．また，2015 年 7 月など複数回行った観測においても越流開始時に濁度が上昇することを確認した．

ヒステリシスは右回りループを 2 回描き，1 回目は濁度が大きく流量が湛水して一定であることから縦長のループを描き，2 回目は越流後に流量が増加したことから横長のループを描いた．また，その他の複数回行った観測においても湛水が発生している状況においてヒステリシスがループを描くことを確認した．

次に，2015 年 9 月 8～9 日に観測した流量・濁度の時系列を**図-4** に示す．上流観測点では 8 日 18 時の降雨ピーク後に濁度が上昇しているが，下流観測点では流量と濁度が減少している．これは堰堤の湛水の影響によって上流の濁度が下流に伝播しなかったと考えられる．

５．まとめ

湛水が発生する砂防堰堤の上流と下流で濁度と流量を観測することにより，濁り成分の伝播過程について検討を行った．得られた成果は，①濁り成分は砂防堰堤に滞留し，水通しからの越流と同時に流下する．このため濁度が堰堤の下流へ伝播する時間に遅れが発生する．②堰堤の湛水によって，上流の濁度が下流に伝播しない可能性がある．③砂防堰堤で湛水が発生している状況においても，濁度・流量の時間変化ヒステリシスはループを描く．濁り成分の伝播時間の遅れは，降雨量や降雨継続時間，堰堤の土砂堆積状況によっても異なることが考えられるため，今後も観測・調査を継続してデータを収集していく必要がある．

参考文献

1)藤田ら：山地流域における濁度変化と土砂動態,水工学論文集,第 47 巻,p.739-744,2003.
2)小山内ら：濁度計を用いた土砂移動緊急監視システムに関する研究,国土技術政策総合研究所資料,No.332,2006.
3)筒井ら：濁度成分の量と粒径に着目した流域内の崩壊監視に関する研究,河川技術論文集,第 23 巻,p.453-458,2017
4)Williams,G.P. : Sediment concentration versus water discharge during single hydrologic events in river , Journal of Hydrology,111,89-106,1989.
5)倉茂好匡：河川の浮遊土砂研究における最近の動向,北海道大学地球物類学研究報告,No.59,p.1-13,1996.

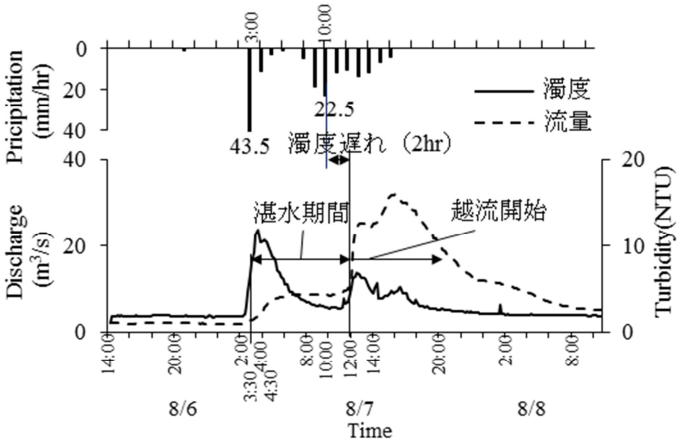


図-2　流量と濁度の時系列（2017/8/6-8）

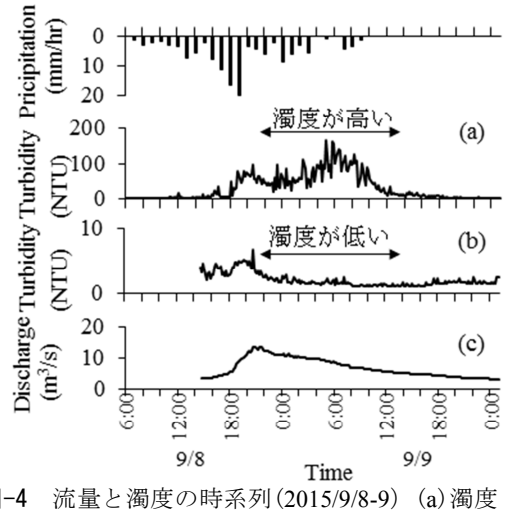
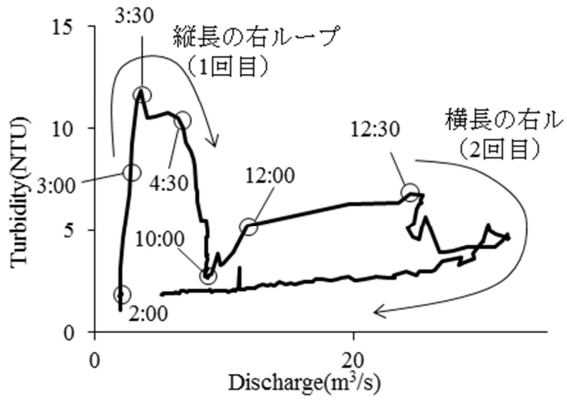


図-4　流量と濁度の時系列(2015/9/8-9)（a)濁度（上流観測点），(b)濁度（下流観測点），(c)流量（下流観測点）．



8/7
2:00　降雨開始
3:00　降雨ピーク（1 回目）
3:30　濁度ピーク（1 回目）
4:30　上段暗渠から排水開始
10:00　降雨ピーク（2 回目）
12:00　越流開始
12:30　濁度ピーク（2 回目）

図-3　流量と濁度の時間変化ヒステリシス(2017/8/6-8)



写真-1　堰堤での濁り滞留状況

P-020

加速度センサを用いた土石流の流動特性の評価に関する実験的研究

群馬工業高等専門学校　○永野　博之
群馬工業高等専門学校　　高田　光

1. はじめに

近年，土石流流下時の振動波形の解析と特性の評価が精力的に行われている[例えば1)]．我が国には地震観測網が整備されていることから，それらの観測網を活用した土石流検知システムの構築が，今後の土砂災害における被害防止技術の向上を促すことが期待されるが，土石流による振動の特性と流動特性との間の関係は不明瞭なところが多く，土石流の発生はもとより，どの程度の規模の土石流が流下するかを評価できるには至っていない．著者らの一人は，加速度センサを用いた室内水路実験を通じて，土石流流下時の振動特性について検討を行ったが，土石流の特性を評価するには，データの蓄積がいまだ不足している．

本研究は，彼らの研究の延長上にあり，地震観測網等，加速度センサを活用した土石流予警報システムの構築を目指すことを最終的な目的に，土石流の流動特性と振動波形の特性を結びつけることを試みるものである．

2. 実験方法

2.1　実験装置の概要

実験に用いた水路の縦断図を**図-1** に示す．水路は幅 40cm，側壁高 40cm，水路長 4m の長方形断面水路であり，側壁および底面素材はアクリルである．本研究では，水路勾配を 15°に設定した．下流端には高さ 50mm の板を設置し，下流端から 3.0m の位置まで，厚さ 5cm で土砂を敷き詰めた．既往研究[2)]では，水路内に堰板を設け，堰板を引き上げることで堰板の上流側に貯留した水を一気に流下させたが，堰板の引き上げ速度を実験ごとに一定に保つことが困難であったため，本研究では水路の上流端（下流端から 4.0m）の地点には，地下ピット中の水中ポンプからくみ上げられた水を水路に供給する 2 つの吐水口が設置し，全ての実験ケースでほぼ一定の流量

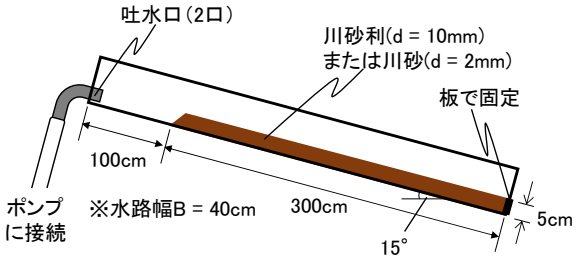


図-1　実験水路の縦断図

表-1　実験ケース

ケース	平均粒径	供給流量	流路床勾配
CASE1-1	10mm	3.55	15°
CASE1-2			
CASE1-3			
CASE2	2mm		

となるようにした．実験前に水路内に土砂がない状態で清水のみを供給した事前実験を行い，水路に供給される清水流量を計測している．

2.2　実験条件

本研究では，平均粒径 10mm の川砂利(Case1)と平均粒径 2mm の川砂(Case2)を河床材料とした 2 ケースの実験を行った．実験ケースを**表-1** に示す．振動は圧電型の 3 軸型加速度センサ（TEAC 製 7.0ZT）を用いて計測した．センサは下流端から 1.5m 地点における水路底面の外側に直接貼り付けた．また，水路側方からデジタルカメラ 1 台とデジタルビデオカメラ 2 台を用いて，下流端から 0～1m，1m～2m，2～3m の区間の流下状況を撮影した．水路側面にはテープ尺が貼られており，実験終了後，撮影動画から土石流流下時の水深と平均的な流速を判読した．

3. 実験結果

3.1 加速度時刻歴およびスペクトル解析結果

紙面の都合上，**図-2** に CASE1-1 における加速度時刻歴の計測結果を一例として示す．横軸の 0 が通水開始時刻である．振幅の最大値は，CASE1-1 および CASE1-3 で約 0.4m/s^2, CASE1-2 で約 0.3m/s^2 であり，

CASE2 では約 0.1m/s^2 であった．事前の流量検定時における振幅の最大値は約 0.1m/s^2 であり，CASE2 とほぼ同程度の振幅である．CASE1-1～CASE1-3 では，給水開始から約 6 秒後に土石流の先端がセンサの位置に到達し，CASE2 では，約 3 秒後に土石流の先端がセンサの位置に到達した．計測波形の振幅は CASE1-1～CASE1-3 の全てにおいて，センサ位置への土石流先端到達以降に増大傾向を示した後，最大となった．CASE2 では，土石流の先端がセンサの位置に到達した時刻とほぼ同時刻に最大となった．

常時微動と各ケースにおける土石流発生から収束までの約 5 秒間の加速度時刻歴を用いて FFT によるスペクトル解析を行った．本実験における加速度振幅のパワ・スペクトルを**図-3** に示す．CASE1-2 では 1Hz 以下の低周波数領域で卓越性がみられるがその他のケースでは確認できなかった．また，CASE1 の全てのケースで約 40～100Hz 程度の周波数に卓越性が見られた．CASE2 では約 20Hz の周波数で明確な卓越性が見られた．既往研究 [2]では，約 40～50Hz 程度の領域で卓越性が確認されており，本実験でも概ね同程度であるものの，卓越周波数はバラつく結果となった．FFT 以外の手法による特性の評価が必要になると考えられる．

3.2 土石流の流動特性との関係

永野ら [2]は，橋本 [3]の提案する高速・高濃度の固液混相流を規定する無次元パラメータ N_h を用いて，土石流の卓越周波数との関係を調べている．本研究でも同様にして調べた結果を**図-4** に示す．図中には，既往研究の実験結果および 2003 年水無川で発生した土石流に対する大角ら [4]の研究より算出した結果も併せて示した．本実験の結果は，N_h が小さい領域を補うとともに，既往研究で指摘された無次元パラメータと卓越周波数の間に相関がある可能性を損なっていないようである．今後は，N_h が 10 より大きい領域のデータの蓄積を行う必要がある．

4. おわりに

本研究では，水路実験における土石流の振動波形を解析し，振動波形特性と流動特性との間の関係について検討した．今後，データが不足する領域を対象にデータの充実化を図るとともに，FFT 以外の手法による土石流振動波形の特徴の評価が課題である．

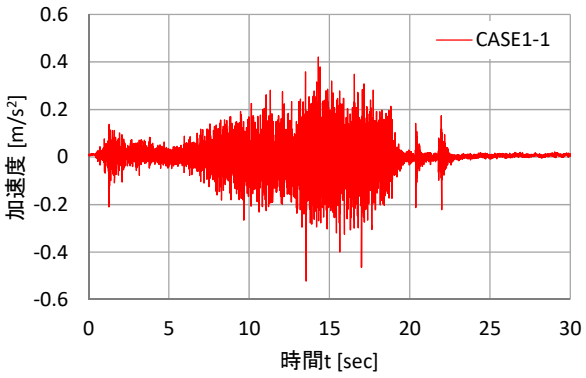


図-2　加速度時刻歴(CASE1-1)

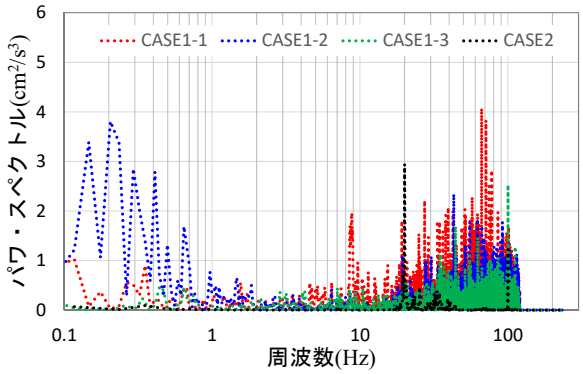


図-3　スペクトル解析結果

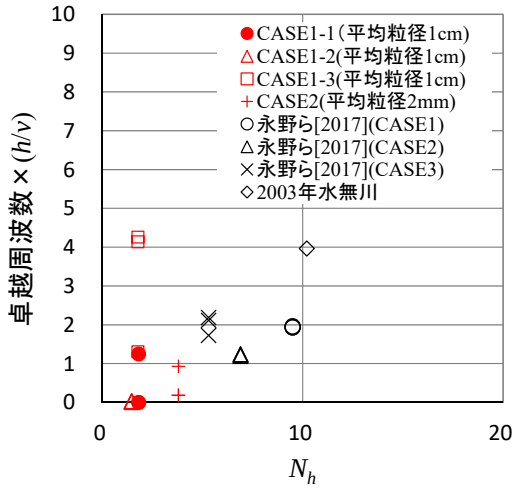


図-4　無次元パラメータと
無次元卓越周波数の関係

謝辞：本研究は，平成 29 年度科学研究費（課題番号：16K18160，代表：永野博之）のもとに実施した．ここに記して謝意を表します．

参考文献

1) 山田ら(1998)：砂防学会誌，Vol.50，No.5，pp.60-64.
2) 永野・須藤(2017)：平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.496-497.
3) 橋本晴行(2010)：ながれ，第 29 巻，No.3，pp.193-202.
4) 大角ら(2004)：第 2 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp.17-22.

P-021

十勝岳硫黄沢における大正泥流の流下痕

応用地質株式会社　○黒澤 貴之・山根 誠・池上 忠
本間 宏樹・大曾根 啓介・阿部 拓実
北海道森林管理局　計画保全部治山課　岩山 誠
北海道森林管理局　上川中部森林管理署　浅野 仁
北海道大学　大学院農学研究院　丸谷 知己・山田 孝

1. はじめに

十勝岳の北西山麓を流れる美瑛川及び富良野川では，1926（大正 15）年の大正泥流のような融雪型火山泥流に対し，治山・砂防・河川事業の連携による対策事業が進められている．融雪型火山泥流の被害軽減に向けては，大正泥流の流下機構を把握することが重要であるが，対象の美瑛川水系硫黄沢川流域は富良野川流域と比較して被害が小さく，研究が進んでいない状況である．

本報告は，北海道森林管理局の治山事業に関連して実施した，平成 27～29 年度の 3 ヵ年にわたる地質調査の結果から，大正泥流の流下痕に関するまとめを行ったものである．

2. 対象地の概況

調査地は，白金温泉からの上流側約 2km までの硫黄沢川流域である（図-1）．上流側の山腹斜面は中央火口丘溶岩や望岳橋溶岩からなる溶岩ローブが明瞭な傾斜 15 度以上の斜面，下流側の山麓斜面はグラウンド火口火砕流堆積物などからなる比較的平坦な傾斜 5 度程度の斜面である．

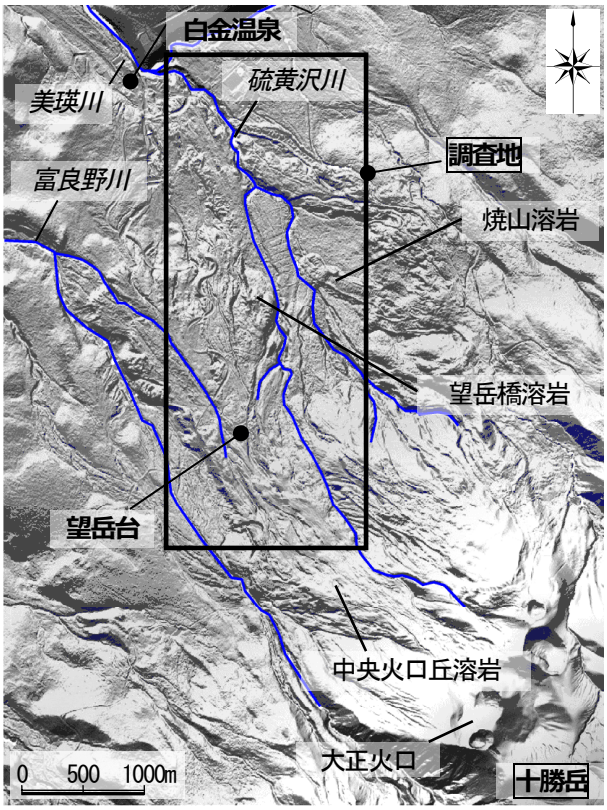


図-1　調査地周辺の地形陰影図

3. 調査・検討手法

大正泥流の流下痕は，調査地の露頭（図-2），及び約 200 箇所のピット調査（図-3）によって大正泥流流下範囲の輪郭をトレースすることによって分布域を確認した．各露頭やピット調査では，大正泥流の流下痕の有無，大正泥流の層相，大正泥流の直下の堆積物の状況から流下区分を検討した．

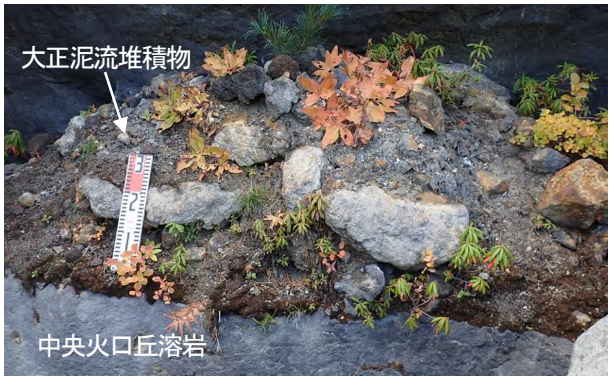


図-2　露頭調査での大正泥流



図-3　ピット調査での大正泥流

4. 大正泥流の層相

大正泥流は，安山岩や玄武岩の礫と砂から構成された堆積物で，材の破片を含むことがある．基質は淡い灰色や青みがかった灰色を呈することが多く，白色や黄褐色の変質岩の礫が点在する．調査地の大正泥流は，粗粒な層相と細粒な層相に分けられる．粗粒な層相の露頭やピットでは，下位のグラウンド火口火砕流堆積物と直接接することもあり，表土を侵食したことを示す．一方，細粒な層相の露頭やピットでは，下位に樽前山の 1739 年噴出物である火山灰（Ta-a）が確認されることが多く，細粒な泥流は地表を侵食せずに地表を覆って堆積したと考えられる．

5. 大正泥流の流下痕の区分

調査地の大正泥流の露頭やピット調査での様々な痕跡は，堆積の有無，侵食の状況から Cm-a～c の 3 つの流下区分に分けることができる（表-1）．Cm-a は，堆積物がなく，直下の Ta-a や旧表土がない「侵食・非堆積域」である．Cm-b は，堆積物が灰色の砂～礫を主体とし，直下の Ta-a や旧表土がない「侵食・堆積域」である．Cm-c は，堆積物が灰色の砂～シルトを主体とし，直下の Ta-a や旧表土がある「非侵食・堆積域」である．

6. 大正泥流の分布特性

各露頭やピットにおいて判定した大正泥流 Cm-a～c の分布を示した地質図を図-4 に示す．硫黄沢川周辺の大正泥流は，流下区分の分布特性から上・中・下流（Ⅰ～Ⅲ）の 3 つの領域に分けることができる．

Ⅰは，標高 1100～900m の範囲で，中央火口丘溶岩の溶岩ローブが多数発達する起伏に富んだ地形である．地形の平均傾斜は約 10° である．硫黄沢川や谷筋では，Cm-a が分布し，溶岩ローブを覆うようにして，Cm-b が広く分布する．Ⅰは，勾配が急のため，大正泥流は，地形を無視して直線的に流下し，地表の侵食があったと考えられる．

Ⅱは，標高 900～700m の範囲で，焼山溶岩，望岳橋溶岩等の溶岩流地形の制約によって谷筋が狭く，屈曲した地形である．地形の平均傾斜は約 7° である．谷筋や近傍の尾根上には Cm-a が分布し，谷筋周辺に Cm-b，周囲の緩やかな尾根上には Cm-c が広く分布する．Ⅱは，傾斜が緩くなり，大正泥流の速度が低下するが，溶岩流の地形の制約により，谷部に集まって流心を形成した．流心となった谷から越流した大正泥流は，減衰し尾根上に堆積したと考えられる．

Ⅲは，標高 700m 以下の範囲で，平ヶ岳火山噴出物と美瑛岳火山噴出物に挟まれた狭窄部で，谷筋は急な屈曲部である．地形の平均傾斜は約 5° である．谷筋には Cm-a が分布し，左岸側の緩やかな尾根上には Cm-b が直線的に分布し，周辺部には Cm-c が分布している．Ⅲは，谷の屈曲部を直進するように越流した大正泥流が，尾根上を減衰しながら堆積したと考えられる．

大正泥流が流下した状況は，堆積物の層相や分布などの流下の痕跡から推定することができた．特に地表の侵食の有無の判定には，Ta-a が有効なマーカーとなり，ⅠからⅡ，Ⅲに向かって泥流流下のエネルギーが減衰したことが確認できた．

表-1　大正泥流の流下区分

	大正泥流流下区分	露頭・ピットでの状況
Cm-c	非侵食・堆積域	灰色の砂～シルト主体．直下の Ta-a あり．
Cm-b	侵食・堆積域	灰色の砂～礫主体．直下の Ta-a なし．
Cm-a	侵食・非堆積域	堆積物なし．直下の Ta-a なし．

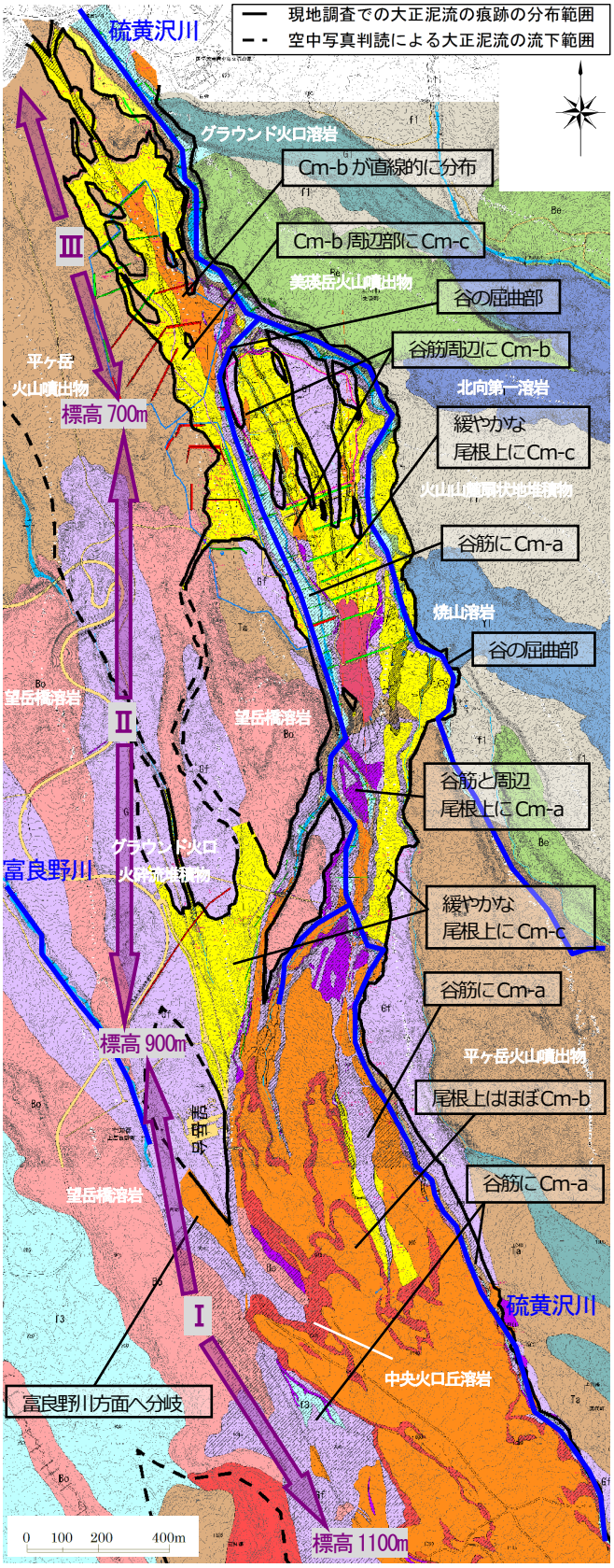


図-4　空中写真による大正泥流の流下範囲の判定図と現地調査による大正泥流の痕跡の重ね合わせ図

参考文献

1) 黒澤貴之・山根誠・池上忠・本間宏樹・千葉伸一・岩山誠・浅野仁・丸谷知己（2017）：ピット調査による十勝岳大正泥流流下痕に関する報告，平成 29 年度砂防学会研究発表大会「奈良大会」，講演要旨．

2) 本間宏樹・黒澤貴之・山根誠・千葉伸一・池上忠・岩山誠・浅野仁・丸谷知己（2017）：十勝岳大正泥流の流下形態に関する報告，平成 29 年度砂防学会研究発表大会「奈良大会」，講演要旨．

3) 林野庁北海道森林管理局（2018）：十勝岳治山事業実施測量・設計業務及び解析等調査業務報告書．

P-022

荒廃渓流源頭部における土石流段波の流動形態

静岡大学大学院総合科学技術研究科　○横田優至
東京都産業労働局　増井健志
森林研究・整備機構 森林総合研究所　經隆悠
静岡大学農学部　今泉文寿　逢坂興宏　土屋智
東京大学大学院農学生命科学研究科　堀田紀文
東京大学空間情報科学センター　早川裕弋

1. はじめに

我が国では梅雨や台風時に土砂災害が多発しており，その中でも人的・物的被害が大きくなるものとして土石流がある。土石流の発生域は一般的に急勾配であり，物理メカニズムからは不飽和土石流の存在が推定されるが，それを現地で観測した報告はほとんどない。土石流の発生域における飽和・不飽和土石流の発生実態を明らかにしない限り，発生流下予測を適切に行うことはできない。そこで，本研究では土石流の発生域における土石流段波の波高と飽和帯の厚さの比を観測することで，飽和・不飽和土石流の流動特性を調べた。

2. 土石流段波の波高と飽和帯の厚さの比

1 つの土石流イベントは，多数の土石流段波によって構成されている。1 つ 1 つの土石流段波の流動形態は異なっていることが考えられ，本研究では次式により得られる土石流段波の波高と飽和帯の厚さの比 η_w を定義することで流動形態を表現する。

$$\eta_w = H_w / H_f \qquad (1)$$

ここで H_f は土石流段波の波高，H_w は飽和帯の厚さである。(1)式に示した η_w により，土砂移動現象を 2 つのタイプに分類できる（図 1)。$\eta_w \approx 1$ の場合，土石流段波のほぼ全層が飽和しており，一般的な土石流(飽和土石流)または土砂流(掃流状集合流動)である。$\eta_w < 1$ の場合，流れの上層が不飽和となっている。

3. 調査地

安倍川の水源地帯に位置する大谷崩「一の沢」上流域を調査地とした。地質は古第三紀層瀬戸川層群に属しており，砂岩，頁岩，およびそれらの互層から構成されている。流域面積は約 0.25 km^2 で流路延長は約 800 m，平均渓床勾配は約 24°である。

4. 調査方法

図 2 に示すように，C1 から C8 の地点に 50~100 m 間隔でタイムラプスカメラ(Brinno, TLC200Pro)を設置し，15 秒間隔にて土石流段波を撮影，土石流段波の発生・停止位置を判読することで，各段波の流下距離を求めた。C6 地点のタイムラプスカメラによる撮影画像から土石流段波の波高を求めた。R 地点に転倒マス型雨量計(1 転倒 0.2 mm)を設置，10 分間雨量を記録した。また，飽和帯の厚さを観測するために，W 地点に圧力式水位計(応用地質，S&DLmini)を設置し，1 分間隔で水位を記

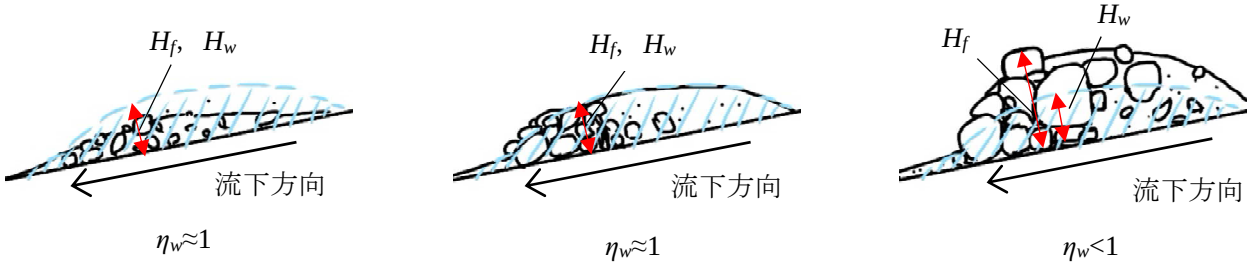


図 1　タイプの違う土石流段波模式図

録した。

本研究では便宜的に流下形態を，$\eta_w \geqq 1$ (飽和土石流)，$\eta_w < 1$(不飽和土石流)と区分した。$\eta_w > 1$ の流れは定義上起こりえないが，実際には土石流の飽和時に計測誤差の影響で算出された。

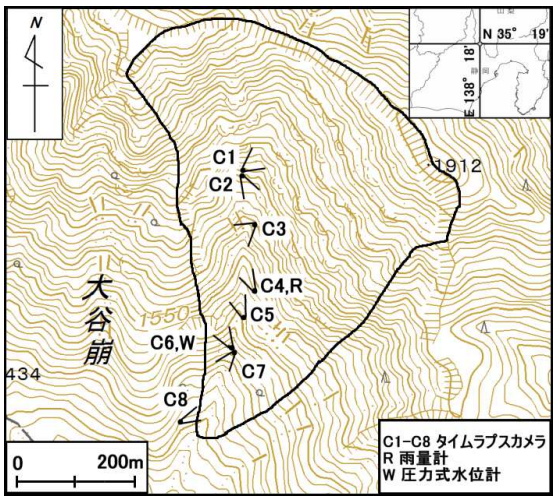


図 2　調査地位置図

5. 結果

2016 年 9 月 8 日のハイエトハイドログラフを図 3 に示す。これによると，大きく分けて 3 回土石流発生イベントがあったことがわかる。

10:55 や 11:18 の土石流段波は，$\eta_w < 1$ のものが発生している（図 4)。15:33 の土石流段波は，$\eta_w \geqq 1$ のものが発生しているが，15:40 前後の土石流段波は，η_w があまりにも低い結果になっている。これは，飽和帯の厚さを記録していた，水位計の記録間隔の間に土石流段波がすり抜けていったことによるものだと考えられる(図 5)。

図 6 は η_w の違いにより 2 つのタイプに区分し，土石流段波の波高と流下距離の関係をみたものである。上記に示した，明らかに飽和帯の厚さを取り逃したと思われる土石流段波はエラーとして取り除いた。これによると，同じくらいの流下距離で比較した場合，不飽和の土石流段波の波高が大きくなる傾向にあることが確認された。

6. おわりに

荒廃渓流源頭部における観測を行った結果，$\eta_w < 1$ となる不飽和の土石流を観測することができた。本研究では水位計の計測間隔が長いことで流動形態が不明確であった段波があったため，今後はより短いインターバルでの計測を行いたい。

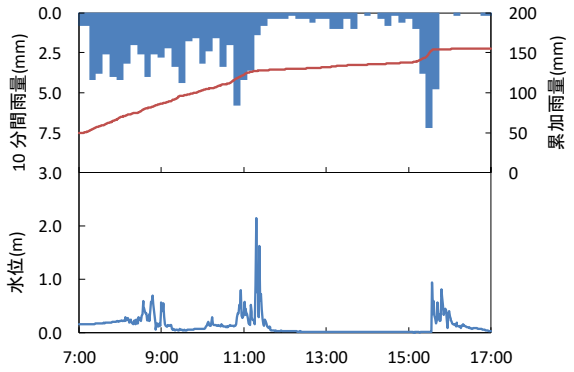


図 3　2016 年 9 月 8 日のハイエトハイドログラフ

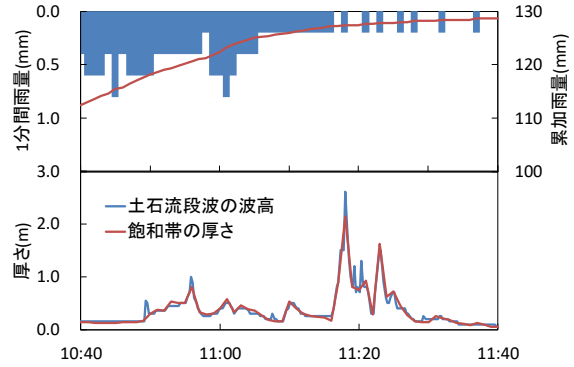


図 4　2016 年 9 月 8 日 10:40-11:40 の間に発生した土石流段波の波高と飽和帯の厚さ

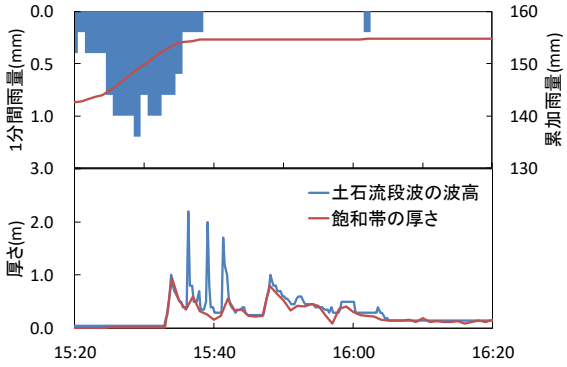


図 5　2016 年 9 月 8 日 15:20-16:20 の間に発生した土石流段波の波高と飽和帯の厚さ

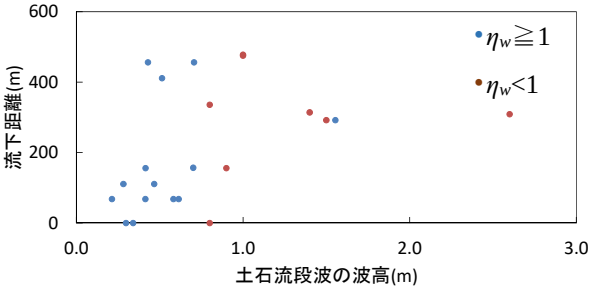


図 6 η_w の違いによる土石流段波の波高と流下距離の関係

P-023

階段状の渓床を流下する土石流の流動特性

京都大学大学院工学研究科　○越智尊晴(現：いであ株式会社)
京都大学防災研究所　竹林洋史　長谷川祐治(現：広島大学大学院総合科学研究科)　藤田正治

1. はじめに

土石流流動域の地形条件は複雑であり，土石流が流下する際に河床形状が土石流の流動特性に影響を及ぼす．縦断形状の変化する場での土石流の動態に関する研究は，扇状地への流出を扱った研究[1)など]が多く，縦断形状の局所的な変化を検討したものは少ない．本研究では，**写真-1** のような山地河川に見られる階段状の河床形状を対象に，模型実験と数値シミュレーションを行い，階段状の渓床が土石流の流動特性に与える影響について検討した．

2. 模型実験

模型実験には**図-1** に示すような全長 6m, 幅 10cm, 高さ 40cm の直線矩形水路を使用した．河床勾配は 20°であり，高さ 10cm のステップを設けた．ステップの下流側は 10°の緩勾配域としている．ステップを上流側に増やす際は下流側のステップに上流側の緩勾配域の下流端を接続した．最下流の緩勾配域から水路の下流端までの長さは 1m である．水路上流端に平均粒径 1.4mm のほぼ均一粒径のケイ砂を長さ 1m，厚さ 0.09m で 0.009 ㎥設置し，高水槽から水を供給して土石流を発生させた．水路は固定床で，流下させるものと同様の土砂を水路床全体に貼付けている．実験条件はステップの数を 1 個から 3 個と変更し，それぞれの水路形状において給水量は $0.001m^3/s$，$0.0005m^3/s$ の 2 通りとした．土石流を水路下流端で直接採取し，流量の時間変化を得た．

図-2 と**図-3** に下流端での流量の時間変化を示す．**図-2** は水の流量が $0.001m^3/s$，**図-3** が $0.0005m^3/s$ の

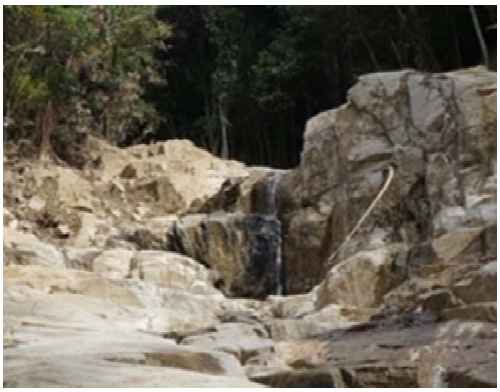


写真-1 山地域に見られる階段状渓床

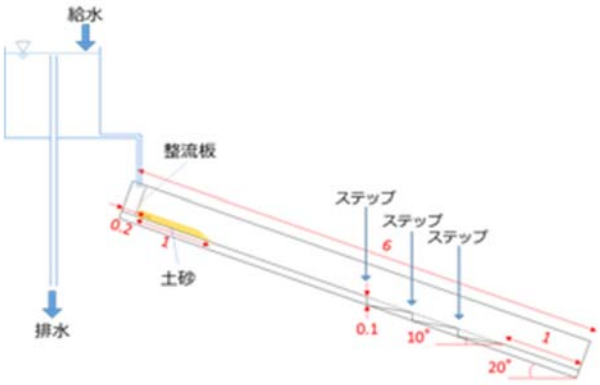


図-1 実験水路概要図

場合である．両図より，平坦河床では給水量によらず土石流先端部で流量が最大となり，その後約 6 秒で土砂が流出している．**図-3** に示す給水量が小さいケースで，ステップの数が 2 個と 3 個の場合，土石流先頭部の流量は小さく，流量が減少した後に再び増加している．これは，階段状の渓床が存在する場合，ステップ下流の緩勾配域に土砂が一時的に堆積し，土石流先頭部の流量が減少した後，継続した給水により緩勾配域に堆積した土砂が浸食され，再流動するためである．ステップ下流側の緩勾配域に堆積した土砂が流出し，給水量と同程度の流量に至るまでに要する時間は流量が小さい場合の方が長く，流量が小さいほど河床形状の影響を強く受けている．

3. 数値計算

解析に用いた式は平面二次元の土石流の基礎方程

式 [2]である．計算領域は水路実験に用いたものと同様の形状で，横断方向に 1cm，流下方向に 2.5cm で分割した計算格子を用いた．水路実験と同様に，水で飽和した土砂が流動することで土石流を発生させた．上流端からは実験と同じ流量で水を供給した．河床材料は 1.4mm の一様砂とした．

河床形状の影響が土石流の流動特性に顕著に影響を与えた少流量（0.0005m³/s）の条件における下流端での流量の変化を**図-4**，**図-5** に示す．**図-4** は平坦河床，**図-5** はステップが 3 個の場合を示している．また，模型実験で得られた流量も併せて示している．**図-4** より，平坦な河床の場合，流量の最大値は概ね再現できている．またステップが 3 個の場合に見られた流量の複数のピークの形成も概ね再現されており，本現象が解析モデルの基礎方程式で評価できる現象であることがわかる．また，土石流ピーク流量を数値シミュレーションによって評価するためには，階段状河床形状を反映できるに十分な大きさの計算格子を設定する必要があることがわかる．

4. まとめ

模型実験と数値シミュレーションを行うことで，河床形状が土石流の流動特性に与える影響を検討した．河床形状の局所的な縦断変化によって，土石流の最大流量などは大きく影響を受けることが明らかとなった.そのため、砂防施設などの設計において，河床形状の局所的な縦断変化の考慮が重要であると考えられる．

参考文献

1)高濱ら:勾配急減点近傍における土石流の堆積過程に関する実験とその解析,水工学論文集,2002

2)江頭ら:土石流の数値シミュレーション,日本流体力学会数値流体力学部門 Web 会誌,2004

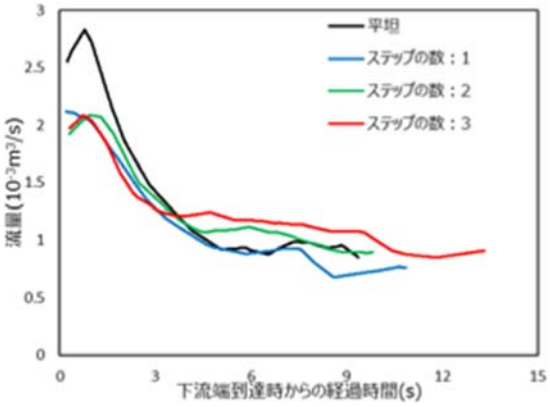


図-2 流量の時間変化（0.001m³/s の場合）

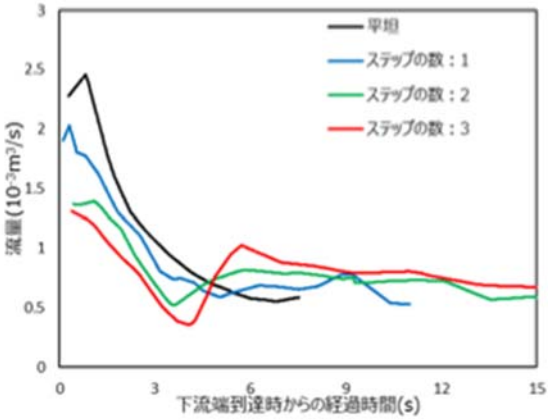


図-3 流量の時間変化（0.0005m³/s の場合）

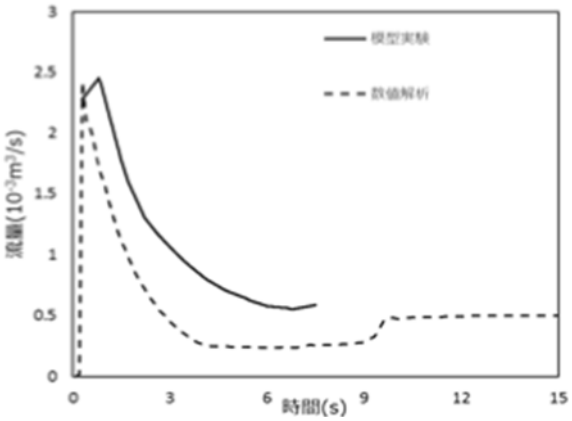


図-4 平坦河床の場合の流量の変化

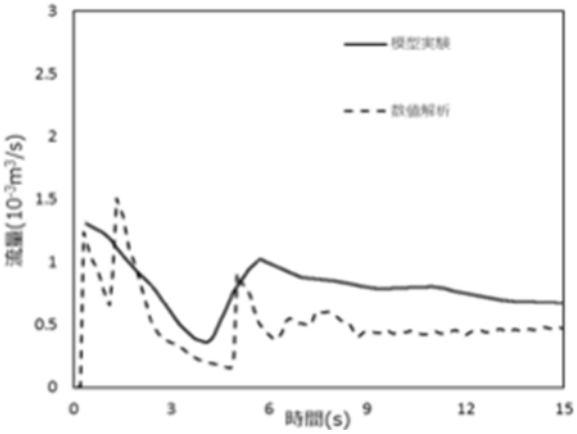


図-5 ステップが３つ存在する場合の流量の変化

P-024

土地利用並びに地形データ解像度が土石流挙動に及ぼす影響

京都大学大学院農学研究科　○林聖也・中谷加奈・小杉賢一朗
広島大学大学院総合科学研究科　(前所属・京都大学防災研究所)　長谷川祐治
立命館大学理工学部　里深好文

1. 研究背景と目的

扇状地に到達した土石流は、家屋などの建物の影響により氾濫・堆積過程が変化することが示されている。障害物の少ない道路を流れる土石流は下流まで流下するのに対し、建物で流れが阻害され上流で堆積する場合もある[1),2),3)]。より安全な防災計画を検討するためには、建物や道路などを考慮した土石流挙動の予測が必要である。近年の研究では、数値シミュレーションで建物を考慮することで、建物による流下経路の変化や局所的に変化する危険度分布が予測できることが報告されている。また、測量技術の向上からより詳細な地形データが利用可能になっている。しかし、適切な解像度の設定方法までは定量化されていない。また、建物を考慮した既往研究は住宅地を対象としたものが多く、建物が少ない地域での検討は少ない。本研究では、地形データ解像度が及ぼす影響の定量化を目的とし、土地利用の異なる２つの地域を対象として計算を実施し、結果を比較した。

2. 対象地と条件設定

土石流シミュレーションシステムに高橋モデルを採用したHyperKANAKO[4)]を使用する。建物が多く谷出口付近から住宅地が形成されている広島市安佐南区阿武の里団地(以降、広島とする)及び、建物が少なく田畑が広がる農村の京都府亀岡市千歳町(以下、亀岡とする)を対象とした。

１次元及び２次元領域は図 1、2 のように設定した。地形データは亀岡では 2017 年に取得した谷出口付近の建物高を除いた DEM と建物高を含む DSM を使用した。広島の地形データは 2014 年の土砂災害(以下、広島災害)前に取られた DEM を使用し、建物を考慮する場合は国土地理院の基盤地図情報を用いて補正した。また、千歳町では 2017 年に撮影した範囲外の１次元及び２次元領域の一部で国土地理院の 5m メッシュを使用した。

供給ハイドログラフは広島災害での 24 時間雨量 247mm を基に対象地の流域面積から設定し、千歳町では広島災害と同規模、ならびに 0.5 倍の小規模なハイドログラフでも検討を行った。土砂量は文献[2),3)]を参考に広島、亀岡とも１次元領域に移動可能土砂２m を設定し、土砂量はそれぞれ 22,000m³、7,600m³(空隙込)であった。

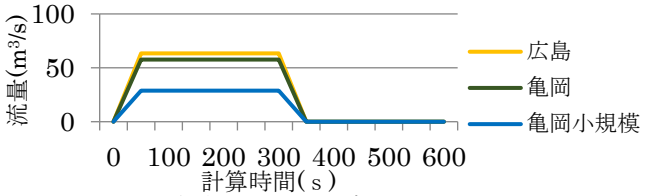


図３　供給ハイドログラフ

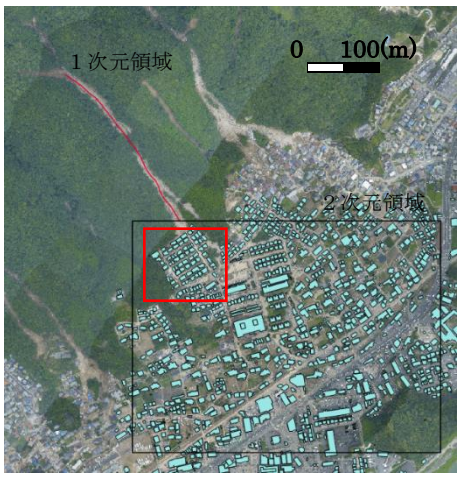


図１ 広島計算領域及び建物位置(水色)

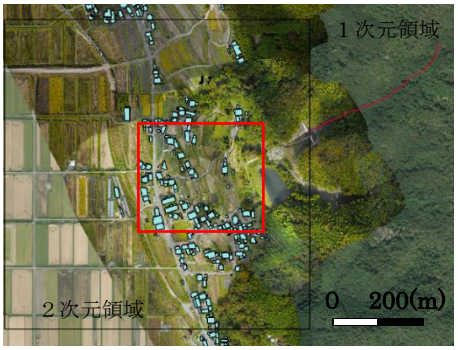


図２ 亀岡計算領域及び建物位置(水色)

表１　計算パラメータ

パラメータ	広島	亀岡
計算時間(s)	600	600
計算の時間間隔(s)	0.01	0.01
粒径(m)	0.2	0.1
砂礫の密度(kg/m³)	2650	2650
河床の容積濃度	0.6	0.65
侵食速度係数	0.0007	0.0007
堆積速度係数	0.05	0.05
マニングの粗度係数(s/m$^{1/3}$)	0.03	0.03

表２　計算 Case

Case	対象地	建物	解像度(m)	土石流規模
1	広島	×	1	
2		○		
3		○		
4	亀岡	×	1	小規模
5		○		
6		○		
7		×	1	広島と同規模
8		○		
9		○		

3. 計算結果と考察

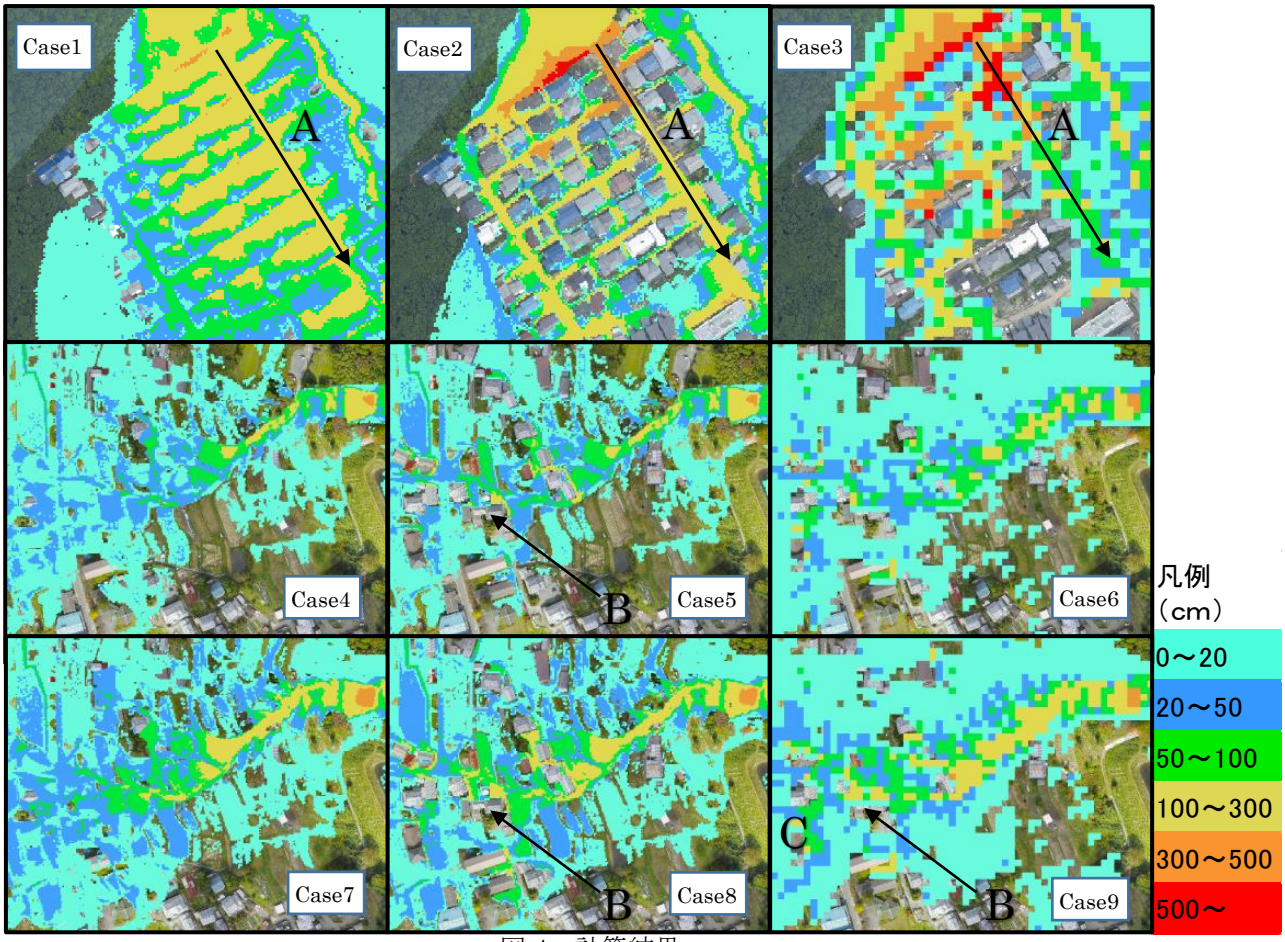


図 4　計算結果

図 4 に図 1 及び図 2 の赤線の範囲の計算結果を示す。計算結果は各メッシュの最大水位(流動深＋堆積厚の最大値)を表し、これは災害調査で得られる最大痕跡に相当する。

広島の DEM を用いた Case 1 では、建物位置の盛土による階段状地形に沿って土石流が流下するのに対して、建物を考慮した Case 2 では建物に阻害され住宅地の上流部で特に最大水位が大きい。また、解像度による差を比較すると、Case 2 では A の道路に沿って下流側まで流下するのに対して、Case 3 では住宅地の上流側で最大水位が 500cm 以上及び 300cm から 500cm の範囲が横断方向に広がり、A の道路では下流側には 300cm 以上の箇所がほとんどないことから、建物の存在により A の道路沿いでの流下が阻害されたと考えられる。広島災害の調査報告では、道路 A 沿いの建物で特に被害が大きいことや、住宅地の内部ではあまり被害が見られないことなど、Case 2 の計算結果と対応している。以上より、5 m の解像度では道路に沿った土石流の流下が正確に再現できないため、建物が多い住宅地では 1 m などの詳細な解像度が望ましいと考えられる。

亀岡では Case 4 と 5 及び 7 と 8 をそれぞれ比較すると、建物の有無による差は広島より小さい。解像度による差も広島より小さいが、詳細に見ると Case 8 では地点 B での土石流の移動量が少ないが、Case 9 では C 地点への主要な流下経路になるなど、解像度によって局所的に土石流の挙動が変化する箇所が見られた。土石流規模の異なる Case 5 と 8 を比較すると、Case 5 では地点 B の建物に到達した土石流は主に建物の北側を流下するが、Case 8 では南側にも多くが流下するなどの変化が見られた。また、Case 5，8 では、詳細な地形データを用いることで田畑での土石流の流下・堆積が考慮できることが示唆された。

参考文献
1) 土木学会:2014 年広島豪雨災害報告書（最終版）,2015
2) 中谷ら:家屋や道路が土石流の氾濫・堆積に及ぼす影響－2014 年 8 月に発生した広島土砂災害を対象として－，砂防学会誌，Vol.69，No.5，p.3-10，2017
3) 中谷ら:平成 24 年 7 月に京都府亀岡市南条で発生した土石流の検討:構造物の影響を考慮して，自然災害科学，Vol.33，No.1，p.17-27，2014
4) 堀内ら:LP データを活用した土石流数値シミュレーションシステム「Hyper KANAKO」の開発，砂防学会誌，Vol.61，No.2，p.36-40，2008

謝辞
本研究は、(一財)砂防・地すべり技術センターの研究助成を受けたものです。広島の DEM データは国土交通省中国地方整備局太田川河川事務所から提供して頂いた。京都府亀岡市自治防災課ならびに千歳町の関係各位には本研究の遂行にご協力頂いた。ここに記して感謝いたします。

P-025

細粒土砂を含む土石流の相変化が流動・堆積に及ぼす影響

京都大学大学院農学研究科　○麻野佑介・中谷加奈・小杉賢一朗
広島大学大学院総合科学研究所　長谷川祐治
立命館大学理工学部　里深好文

1. はじめに

土石流中に細粒土砂が含まれると、細粒土砂の一部が液相に取り込まれ、固相ではなく液相のように挙動することで土石流の土砂輸送能力を高める場合があることが知られている [1)]。日本の土石流を対象とした検討では、高橋の平衡土砂濃度式 [2)] が広く適用されるが、細粒土砂が多く含まれる土石流では、細粒土砂の一部が液相に取り込まれるため、平衡土砂濃度が通常用いられる液相密度 1.0 g/㎤で算出した計算値よりも大きくなることも示されている [3)]。しかし、細粒土砂の一部が液相に取り込まれた際の液相密度を定量的に推定する手法の検討は限られている。本研究では細粒土砂と粗粒土砂の 2 種類の粒径が異なる土砂で構成される土石流平衡濃度を計測し、土砂の割合が土石流挙動にどのように影響するかを把握することを目的として水理実験を実施した。

2. 実験方法

本研究で用いた実験水路は、長さ 5m、幅 10cm、勾配 10° である。水路上流から細粒土砂（7 号砂、平均粒径 0.13mm）、粗粒土砂（2 号砂、平均粒径 2.81mm）から構成される土石流（流量・土砂量は既知）を 2 分間流下させ、超音波センサーを用い水路下端の堆砂勾配を測定した。土砂濃度を 0.17、0.23、0.33 の 3 種類とし、土砂や水の混合割合を変化させ表 1 の 19 ケース実施した。

3. 結果と考察

高橋の平衡土砂濃度式と式(1)を用い、C_f"の値を変え両式の液相密度 ρ が一致するまで繰り返し計算を行い、液相密度 ρ が一致したときのC_f"を細粒土砂(液相)の濃度とした。

$$\rho = \frac{(1 - C_t)\,\rho_w + C_f'' \cdot \sigma}{(1 - C_t) + C_f''} \quad \cdots (1)$$

ρ: 液相密度　ρ_w: 水の密度　σ: 土砂の密度

以降、C_d: 粗粒土砂の濃度, C_f: 細粒土砂の濃度とし、液相化の影響を考慮してC_f': 細粒土砂(固相)の濃度, C_f'': 細粒土砂(液相の濃度), $C_d + C_f$: 供給土砂濃度, $C_d + C_f'$: 固相の土砂濃度とする。

細粒土砂と粗粒土砂の混合割合が 1:1 のケースの各成分の流量の比較を図 1 に、割合の比較を図 2 に、同様に 1：2 のケースの比較を図 3、4 に示す。

表 1　実験ケース

ケース番号	水(㎤/s)	2号砂(㎤/s)	7号砂(㎤/s)	土砂濃度
①	1500	370	370	0.33
②	1500	150	150	0.17
③	1500	300	150	0.23
④	1000	0	300	0.23
⑤	1000	330	165	0.33
⑥	1000	250	250	0.33
⑦	1000	200	100	0.23
⑧	1000	150	150	0.23
⑨	1000	140	70	0.17
⑩	1000	100	100	0.17
⑪	1000	120	90	0.17
⑫	600	200	100	0.33
⑬	600	150	150	0.33
⑭	600	90	90	0.23
⑮	600	60	60	0.17
⑯	600	0	300	0.33
⑰	600	80	40	0.17
⑱	600	110	70	0.23
⑲	600	70	50	0.17

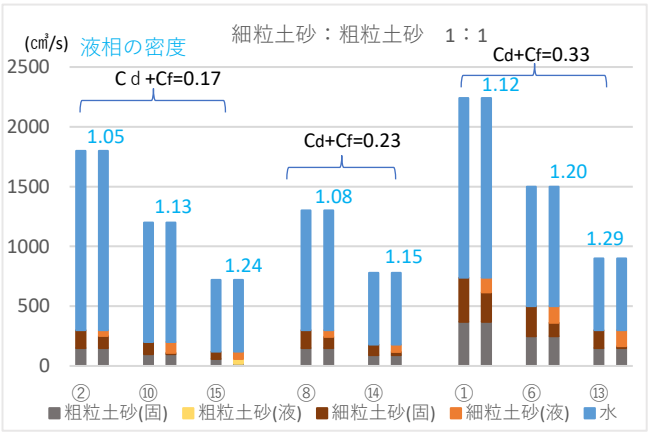


図 1　流量比較（ 細粒土砂：粗粒土砂＝1：1）

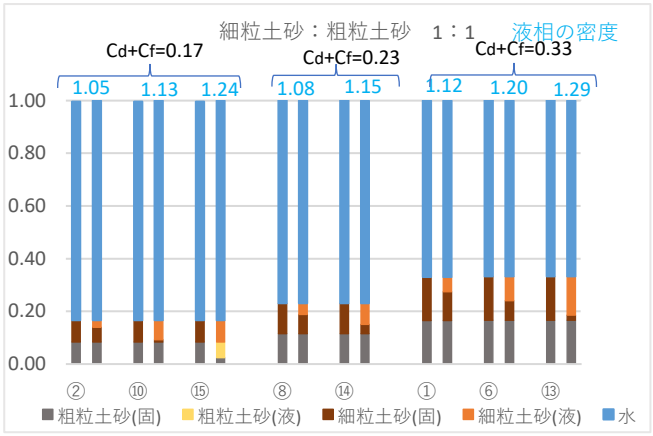


図 2　割合比較（ 細粒土砂：粗粒土砂＝1：1）

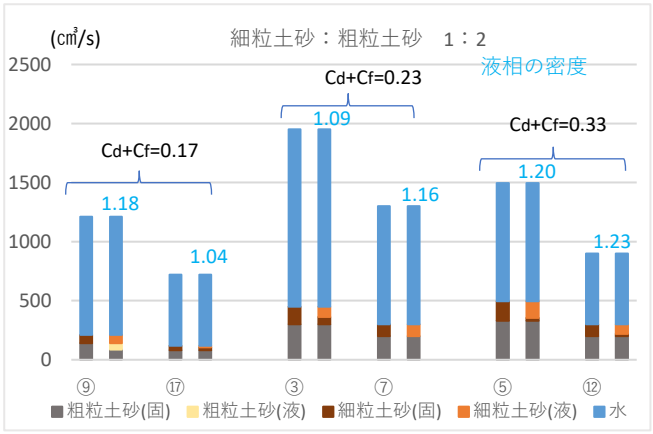


図 3　流量比較（ 細粒土砂：粗粒土砂＝1：2）

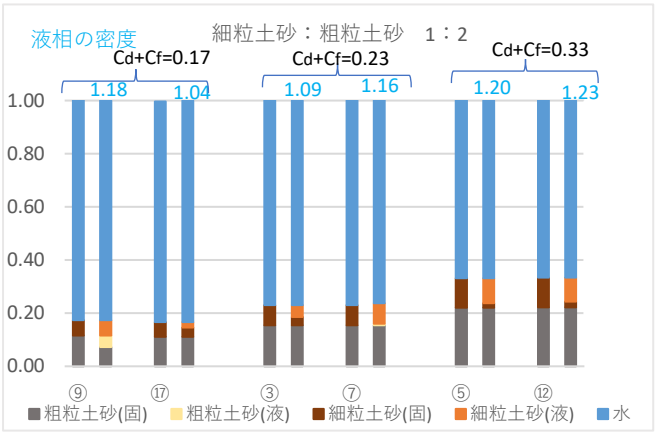


図 4　割合比較（ 細粒土砂：粗粒土砂＝1：2）

図 1、2 から、混合割合が 1：1 のケースでは、土砂量が少ないほど細粒土砂が液相化する割合が多くなっている。同様の傾向は、ケース⑨と⑰を比較した場合を除き、図 3、4 の細粒土砂：粗粒土砂が 1：2 のケースでも見られた。これより、細粒土砂が液相化する割合は土砂の絶対量と対応する可能性がある。また、ケース⑮のような細粒土砂だけではなく粗粒土砂の一部も液相化していると推定されるケースも複数見られた。

土砂が液相化した割合$C_f"/(C_d+C_f)$と以下の式(2)から得られる無次元掃流力τ_*の関係を図 5 に示す。

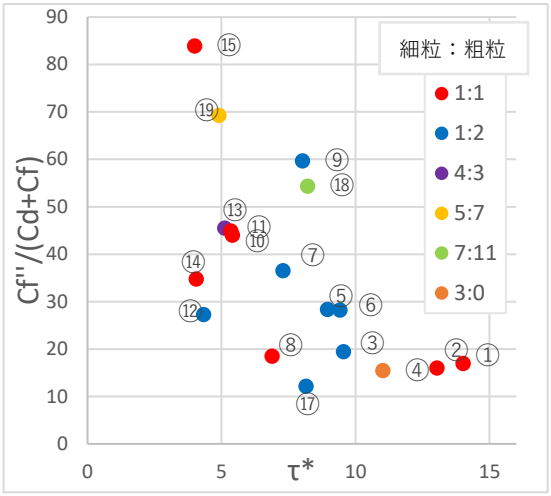


図 5　$C_f"/(C_d+C_f)$と無次元掃流力τ_*の関係

$$\tau_* = \frac{\rho_w h \sin\theta}{(\sigma-\rho_w)d} \quad \cdots (2)$$

τ_*: 無次元掃流力　ρ_w: 水の密度(g/cm^3)
σ: 砂礫の密度(g/cm^3)　d: 土砂の粒径(cm)
h: 水深(cm)　θ: 河床勾配(°)

無次元掃流力τ_*の値が大きいほど、土粒子が下流に向かって流れやすい状態となることを示す。図 5 から、τ_*が大きいほど、土砂が液相化した割合が小さく、既往研究[4]とは逆の結果を示している。

本実験においては細粒土砂だけでなく、一部の細粒土砂にも液相化が見られ、液相密度は土砂の濃度ではなく土砂の絶対量と対応が見られた。また、無次元掃流力τ_*が大きいほど液相化する割合は小さく、既往研究とは逆の結果を示した部分もあった。本実験は主に、混合割合が 1：1 と 1：2 の限られたケースにおける結果であるため、今後の課題は、混合割合などを変えた条件で引き続き検証を行うことが挙げられる。

謝辞

本研究は JSPS 科研費 15K16312 の助成を受けたものです。また、本研究は京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリーの実験施設を利用しました。

参考文献

1)江頭進治・佐藤隆宏・千代啓三：砂粒子を高濃度に含む流れに及ぼす粒子径の影響、京大防災研年報、第 37 号 B-2、359-369、1994
2)高橋保：土石流の機構と対策、近未来社、57-58、2004
3)長谷川祐治・杉浦信男・岡本敦・内田太郎・林真一郎・丹羽諭・鈴木拓郎：細粒土砂が土石流の平衡濃度に及ぼす影響に関する実験、砂防学会研究発表会概要集、B、118-119、2013
4)中谷加奈・古谷智彦・長谷川祐治・小杉賢一朗・里深好文：細粒土砂の液相化が土石流挙動に及ぼす影響とその要因に関する検討、砂防学会誌、Vol.70、No.6、2018

現地実験結果を活用したハイドロフォンの維持管理手法の提案

東北地方整備局　新庄河川事務所　窪田敏一, 阿部勝博, 矢倉広和, 松橋憲吾
日本工営㈱　○田淵 陽介, 笠原 亮一

1. はじめに

流砂量観測施設は，出水時の土砂流出特性の把握や流域監視，総合土砂管理の基礎データとして活用することを目的に全国的に設置されている。新庄河川事務所管内では，管内の土砂流出特性を把握するため，国総研式の流砂量観測装置を 15 箇所に設置している。立谷沢川の瀬場観測所では，上流域で発生した近年の災害（H23 年 池の台地区 深層崩壊）を踏まえて，下流域の土砂流出特性の把握を目的にパイプ型ハイドロフォン（2.0m，0.5m）による観測を実施している。

本稿では，瀬場観測所設置のパイプ型ハイドロフォン（2.0m，0.5m）を対象に観測の実態把握や精度向上の基礎資料とすることを目的に実施した現地実験結果を報告するとともに，キャリブレーションの側面を含めたハイドロフォンの維持管理手法を提案する。

2. 現地実験ケース

現地実験の目的は，CASE①：検知できる下限粒径の把握，CASE②：流下する土砂の観測率や干渉の影響による計測値の減衰把握とした。なお，CASE②については，河床礫と崩積土の観測値の違いを把握するため，河床及び崩壊地の材料調査から把握した粒径の試料を用いた（表-1）。

表-1　実験時の給砂試料粒径

目的	試験ケース	粒度(mm)	粒度分布構成	備考
①	①-1	1mm 以下	単一粒径	
	①-2	1-2		
	①-3	3-5		
	①-4	5-7		
	①-5	7-10		
②	②-1	5-13	単一粒径	池ノ台崩積土 D_{50} 相当
	②-2	13-20		肘折地区　崩積土 D_{50} 相当（参考）
	②-3	20-40		瀬場渓床堆積物（細粒主体）D_{50} 相当
	②-4	60-80		瀬場渓床堆積物（粗粒主体）D_{50} 相当
	②-5	崩壊地①	混合粒径	池ノ台崩積土（D_{50}=13mm）
	②-6	崩壊地②		池ノ台崩積土（D_{50}=4.8mm）

3. 現地実験手法

現地実験は，ハイドロフォン上流に設置した簡易水路（幅 0.5m×長さ 1.8m）に既知粒径の試料を自然流下させ，ハイドロフォンで 5 秒間観測する。ハイドロフォンを通過した試料は，ネットで捕捉し，質量を把握した上で，ハイドロフォンの計測値と比較する（図-1）。実験中の水理条件を把握するため，ハイドロフォン位置において水深・流速を計測し，流量を算出した（表-2）。



図-1　簡易水路設置状況

表-2　試験中の水理条件

流域	観測所	水路幅(m)	水深(cm)	流速(m/s)	流量(m^3/s)
立谷沢川	瀬場 2.0m	0.5	5.5	1.23	0.034
	瀬場 0.5m		8.0	1.21	0.048

4. 現地実験結果・考察

4.1. 下限粒径の把握（CASE①）

図-2 に下限粒径流下時の実測値と計測値の関係及び観測波形を示す。下限粒径は，平常時に観測される流水ノイズによる計測値と観測波形から，計測の有無を判断した。L=0.5m のハイドロフォンは，1-2mm 粒径で計測値の上昇がみられるものの，観測率及び観測波形の変化は，明確に粒径を計測した時に比べて小さい。L=2.0m のハイドロフォンは，3-5mm 粒径で計測値の上昇及び観測波形に変化が認められる。ハイドロフォンの下限粒径は，L=0.5m，2.0m ともに粒径 3mm 以上で計測可能と考えられる。観測率は，L=0.5m のハイドロフォンで 75～180%とばらつく傾向示す。一方，L=2.0m の観測率は 30～45%でばらつきが小さい（図-2）。

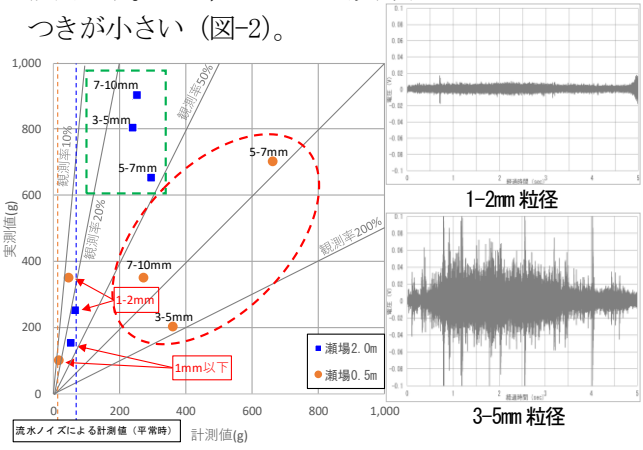


図-2 実測値と計測値の関係及び観測波形（L=0.5m）

4.2. ハイドロフォンの観測率（CASE②）

L=0.5m のハイドロフォンは，観測率 15%～200%以上とばらつきが大きい傾向を示す（図-3 赤枠）。一方，L=2.0m のハイドロフォンは，観測率が 50%以下を示し，下限粒径の把握（CASE①）の観測結果と同様の傾向となった（図-3 緑枠）。L=0.5m のハイドロフォンの計測値にばらつきが大きいのは，ハイドロフォン長が短く，砂礫の衝突（音圧）による影響が出やすいものと推測される。複合粒径の場合，観測率は 25%未満となり，単一粒径を流下した場合よりも観測率が低くなる傾向が確認された。

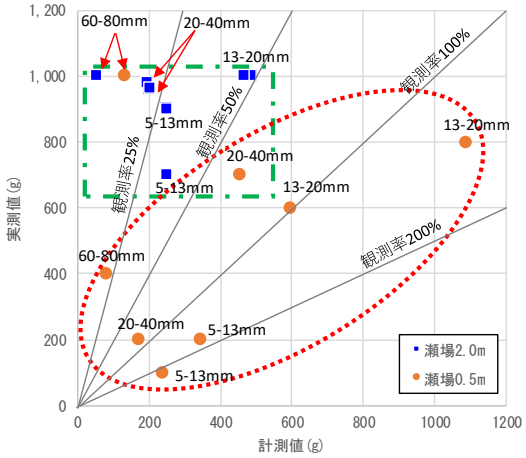


図-3　実測値と計測値の関係（単一粒径）

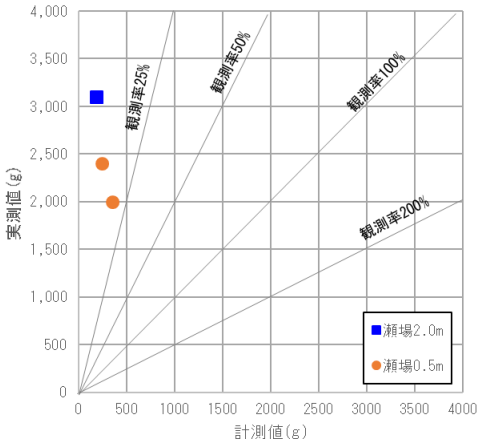


図-4　実測値と計測値の関係（複合粒径）

4.3. 計測粒径と実績粒径の関係

計測粒径と実測粒径の関係を図-5 に示す。単一粒径の計測値は，L=2.0 より L=0.5m のハイドロフォンが小さい傾向を示す。計測粒径は，ともに 60mm 以上になると実測値の差が大きくなる（図-5 緑枠）。

複合粒径の場合の計測値は，D_{50} 以上を示しており，投入土砂と整合性があり，ハイドロフォン長の違いによる計測粒径差も相対的に小さい（図-5 赤枠）。L=0.5m のハイドロフォンは，粒径条件を変化させた場合でも 25mm 以上の計測値にならないことが確認された。

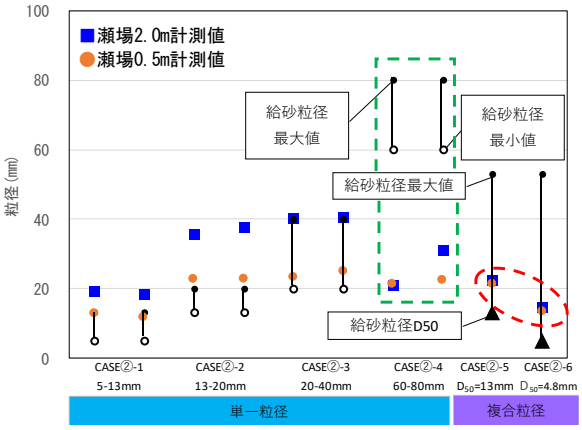


図-5　試験粒径と計測粒径の関係

5.　まとめと維持管理手法の提案

現地実験により，ハイドロフォンの下限粒径（CASE①）は，L=0.5m，2.0m ともに 3mm 以上の粒径であれば計測可能と考えられる。流下する土砂の観測率や干渉の影響による計測値の減衰把握（CASE②）は，試料の礫径や流下条件（単一・複合）によって，観測率が異なる。また，観測率及び観測粒径は，ハイドロフォン長の違いにより同試料流下ケースでも異なる。

現地実験結果を踏まえて，ハイドロフォンの精度向上及び維持管理を行うため，以下の取り組みが必要と考えらえる。

① ハイドロフォンの現地実験データの蓄積

ハイドロフォンの現地実験は，近年増加傾向であるものの，実施例は少なく，今後も粒径や流下条件等を変更し，観測データを蓄積する必要がある。観測データを蓄積することで，現地条件に合わせたキャリブレーション式の設定が可能となり，観測精度の向上につなげる。

② 維持管理手法への展開

ハイドロフォンの維持管理は，観測データ確認や打音テストによって行われている。既往手法は，断線・故障等判断するもので，観測精度について考慮されていないことから，キャリブレーションの側面を含めた維持管理手法が必要である。ハイドロフォンのキャリブレーションには，簡易水路を用いた手法が有効であるが，施設が大規模となるため容易に行えない。今後，現地の観測条件を踏まえたうえで，高頻度かつ容易に実施できる維持管理手法が必要である。

謝辞：本稿の作成にあたり，資料提供などのご協力を頂いた新庄河川事務所に謝意を表します。

P-027

渓床堆積物再移動型土石流の発達プロセスに関する実験的研究

三重大学生物資源学部（現北海道大学農学院）　○谷川安平
北海道大学農学研究院　　山田孝
元三重大学生物資源学部　　保科朱里

1. はじめに

渓床堆積物再移動型土石流(以下，土石流)の発達プロセスについては現地観測の困難性などから未解明な点が多い。土石流の発生メカニズムについて高橋(1977)は平衡土砂濃度に至るまで，渓床からの土砂供給によって土砂濃度が増加し，平衡土砂濃度に達すれば流動深方向に一定値の土砂濃度分布となるモデルを提案した。しかし，平衡土砂濃度に達するまでの流動深方向の土砂濃度分布などいついては不明な点が多い。そこで，本研究では模型実験により平衡土砂濃度に達するまでの土砂濃度変化，その間の浸食深の状況，土石流先頭部の流動深方向の土砂濃度分布を調べることで，土石流発達プロセスの考察を行った。

2. 研究方法

アクリル製実験流路(流路全長 150cm，流路高 9。8cm，流路幅 2。5cm)の流路底部に土砂 7cm を敷き詰め，流路上部から流量 50cm^3/s で給水を行うことにより渓床堆積物再移動型土石流を発生させた。土石流の発生方法は土砂の堆積状態が流路末端から給水箇所まで土砂を均一に敷き詰めた場合の(ケース 1)と，給水箇所直下での急激な土砂侵食を軽減するため，給水箇所直下から 20cm の区間に勾配をつけ土砂を減らして敷き詰めた場合(ケース 2)の 2 ケース(図-1)行った。土石流の流下に伴う土砂濃度変化と平衡土砂濃度に達するまでの距離を明らかにするため，流路末端から給水箇所までの距離をケース 1 の時は流下距離 10cm，20cm，30cm，40cm，50cm，60cm，ケース 2 の時は流下距離 30cm，40cm，60cm，80cm で行った。流路末端から流出する土石流の先頭部を採取し土砂濃度を測定した。次に，実験映像により流下距離に伴う渓床堆積物の侵食深の変化を判読した。土石流流動深方向の土砂濃度分布変化を推定するうえで土砂の直接採取が困難であったため，土石流流下側面を撮影した画像の流動深方向の輝度分布に着目した。輝度が高いと土砂濃度が低く，輝度が低いと土砂濃度が高いと考えられ，輝度と土砂濃度が対応すると仮定した。輝度は次式で表される。

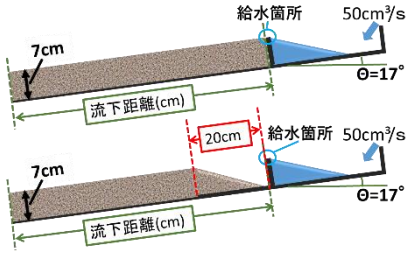


図-1　土石流の発生方法

$$B_v = \frac{dI_\theta}{dS\cos\theta} \quad \cdots (1)$$

ここにB_v:輝度(cd/m^2), dI_θ:微小面光源の観測方向の光度(cd), $dS\cos\theta$:微小面光源の発光面積dSの観測方向に垂直な投影面積。本実験では，$dS\cos\theta$を一定値としたため，土砂濃度の増加に伴い光度I_θが低下し，輝度が低下すると考えられる。輝度値は流路の側方からビデオカメラによって撮影したデジタル画像の解析(使用ソフト:ImageJ)によって求めた。

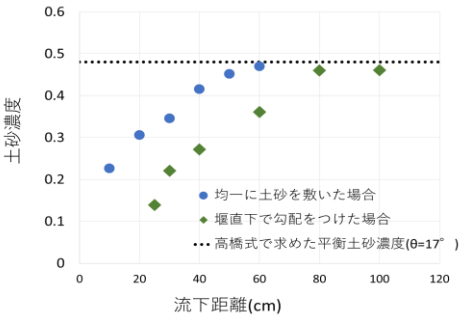


図-2　流下距離と土砂濃度変化

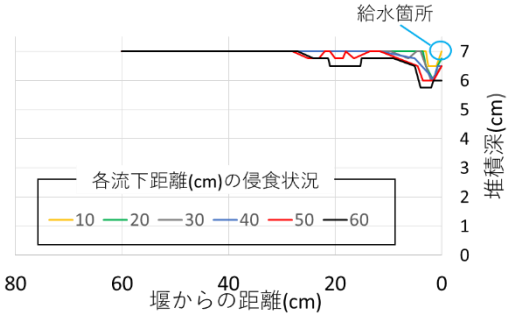


図-3　均一に敷いた場合の侵食深変化

3. 結果・考察

流路末端から給水箇所まで均一に土砂を敷き詰めた場合，給水箇所直下に勾配をつけ敷き詰めた場合の双方において土砂濃度は平衡土砂濃度に至るまで流下距離の増加に伴い増加する(図-2)。均一に敷き詰めた場合に比べて勾配をつけた場合の方が平衡土砂濃度に至るまでの流下距離が長い。これは勾配をつけた場合の方が給水箇所直下では浸食される土砂量が少ないため，土石流への供給量が減少するためと考えられる。図-3，4 は平衡土砂濃度に至るまでの侵食深変化である。均一に土砂を敷いた場合では給水箇所から 30cm 下流，勾配をつけた場合では 35cm 下流までの間で侵食が発生したが，それより下流での渓床侵食は見られない。よって，土石流の土砂濃度を増加させるために必要な土砂は給水箇所付近の土砂であると考えられる。輝度値の解析結果を図-5 に示す。どの流下距離においても流れの底面から 2mm 程度の高さ(流動深の 1/5~1/2 程度の高さ)までは堆積層(土砂濃度：約 0。6)に近い輝度値を取った。流下距離の増加に伴い徐々に堆積層(土砂濃度：約 0。6)の輝度値に近い値を流動深の上部でも示すようになる。平衡状態に達した流下距離 60cm においても流動深方向に一定の値を示していない。この原因として流れの上部では照明の光が入り込むことで，輝度値が上昇したことが考えられる。

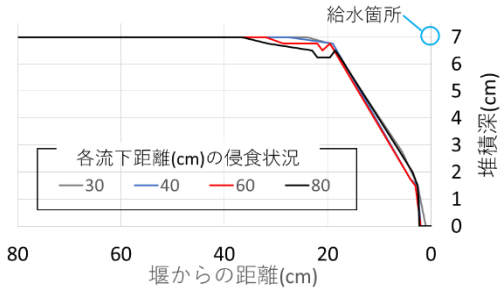


図-4　勾配をつけた場合の侵食深変化

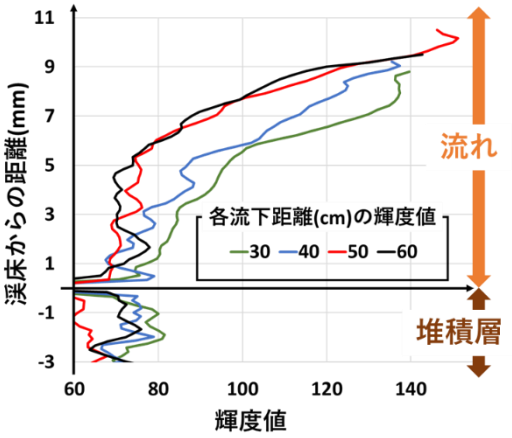


図-5　流下距離と輝度値変化

以上の結果から，今回の実験条件での土石流先頭部の発達プロセスの概念モデルを図-6 に示す。土石流先頭部の流れの底面付近は土石流発生箇所付近においても平衡土砂濃度に近いために渓床を侵食できない。平均的な土砂濃度が流下に伴って増加するのは，給水箇所付近で急激に侵食にされた土砂が土石流の流れにとりこまれることによるもので，発達に伴い流動深方向の深部から上部へと平衡土砂濃度に近似していくことが考えられる。

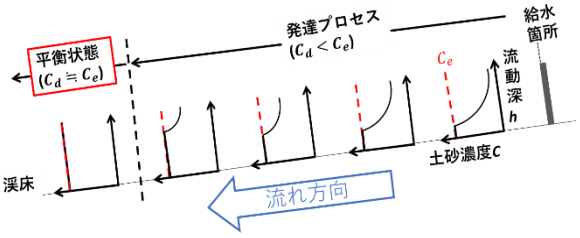


図-6　土石流発達の概念モデル

4. 結論

本実験結果から以下の結果が得られた。①土石流の発生方法の違いに関わらず，土砂濃度は平衡状態まで流下距離増加に伴い増加した。②どちらの場合においても，土石流先頭部による渓床侵食は発生しない。土石流先頭部の平均的な土砂濃度が流下に伴って増加するのは，土石流への土砂供給は給水箇所付近の侵食土砂が土石流に取り込まれることによるものである。③輝度値の解析から土石流の発達初期においても流れの底面付近はすでに平衡土砂濃度に近いと考えられ，土石流先頭部の流下距離の増加に伴い流動深の上部でも堆積層の輝度値に近づく。

【参考文献】

・高橋保(1977):土石流の発生と流動に関する研究,京都大学防災研究所年報,第 20 号,B－2,P.405－435
・高橋保(2004):土石流の機構と対策,近未来社,P.45-172

P-028

土石流氾濫域におけるまちづくりのための土石流シミュレーションの活用法

京都大学大学院工学研究科　○米田光佑　京都大学防災研究所　竹林洋史
京都大学防災研究所　藤田正治

1. はじめに

台風等による豪雨の頻発するわが国では土砂災害が多発しており，その要因としては，平野部が少ないわが国では，山裾，時には山地域の斜面を開発し家屋を建てているということがある．まちづくりに土石流の流動特性が考慮されることが望ましいが，現在そのような手法は十分に開発されていない状況にある．土石流の数値シミュレーション結果は，土砂災害に強いまちづくりを行うための貴重な情報となると考えられ，本研究では土石流氾濫域におけるまちづくりのための土石流シミュレーションの活用法を検討することを目的とする．

2. まちづくりの検討手法

2. 1 概要

本研究では，広島市安佐南区八木三丁目を対象領域とする。図 1 に 2008 年，1974 年における広島市安佐南区の空中写真を示す．各写真の中央部が県営緑丘住宅である．図より 1974 年では，土石流渓流の上流部にあたる里山部分の開発が進み始めていることが分かり，本解析では 1974 年(図 1(b))の宅地の状態を基本として検討を行う．解析を行うケースとして，家屋を全く考慮しないケース，1974 年時点の家屋の状態でのケース，そこから開発が進み 6 軒の家屋を建設することを仮定した 2 つのケースの計 4 つのケースにおいて，次節で述べるリスクマップ評価手法を用いて考察を行う．まとめると以下のようである．

Case1　家屋の存在を全く考慮しない．
Case2　1974 年(昭和 49 年)時点で存在する家屋を考慮する．
Case3　Case2 に新たな家屋を加える(切り開かれていた里山の南東側から建設されたとする)．
Case4　Case2 に新たな家屋を加える(切り開かれていた里山の北東側に家屋が建設されたとする)．



(a) 2008 年　　(b) 1974 年
図 1　安佐南区八木三丁目

2. 2 リスクマップ評価

本研究では，1 つの家屋配置条件に対して土砂量を変えて 3 種類の数値解析を行い，それぞれの土石流の最大流動深が 0.5m 以上となる領域を危険領域とし，それらを重ね合わせることで領域ごとの危険度を段階的に評価する．重ね合わせた結果からその領域が何種類の数値解析により最大流動深 0.5m 以上となったか調べることにより，領域ごとの土石流に対する危険度を Level1 から Level4 までの 4 段階で評価した．

3. 解析条件

本解析では，竹林らの研究(2015)を参考に，土石流は斜面崩壊を発端として発生するとし，土砂量は流下中の土石流が地盤を浸食する深さの最大値(最大浸食深)を変更することで表現した．本解析では 0.1m，0.3m，0.5m の三種類とした．家屋を考慮する場合，それらは不透過で非越流の破壊しない構造物としてとして扱った．Case3，Case4 で追加する家屋は一般的な広さのものとして，10m×10m の正方形の家屋とした．図 2 に Case3，Case4 で 考慮する家屋を赤色で示す．土石流渓流の上流側で開発の準備がされている領域に，Case3 では南側に，Case4 では東側に家屋を 6 軒追加している．

解析に用いた地形データは，国土交通省による平成 21 年度 1mDEM データをすべてのケースで用いた．解析格子は，2m×2m の正方形格子とした．

4. 計算結果

Case1 から Case4 の解析結果を図 3 から図 6 に，1974 年(昭和 49 年)の写真とともに以下に示す．危険度は以下のように色分けし表示している．



(a) Case3　　(b) Case4
図 2　各ケースで考慮する家屋

Level 4　紫色(3 つの危険領域すべてに含まれる領域)
Level 3　赤色(2 つの危険領域に含まれる領域)
Level 2　黄色(1 つの危険領域に含まれる領域)
Level 1　色なし(どの危険領域にも含まれない領域)

図 3 より，Case1 は，家屋を考慮していないことから，Level 2 と Level 3 の領域が扇型に広がっていることが分かる．一方で，図 4 より，Case2 では，家屋の間を縫うように進んだことで，全体的に土石流が広がらず，より直線的な結果となり，危険領域は Case1 に比べて狭くなった．これは家屋の上流側で土砂が堆積することで，下流部に流れ込む土砂の量が減少するためである．Case1 と異なり，県営住宅付近で土石流が家屋に衝突することによって，南西の県営住宅の西側に危険領域が分布しており， 家屋の存在を考慮することによって新たに危険領域となる場所があることが分かる．また，図 5 より，Case3 に関しては土石流が新設した家屋を避けるよう進んだことで，Case2 と比較すると新設した家屋の東側領域で Level 3，Level 2 の範囲が広がっている．今回新設した家屋が土石流に対し最も危険な場所に存在することが分かる．また図 6 より，Case4 は家屋を東側に新設したことにより危険領域は東側には広がらない結果となった．図 5 と図 6 を比較すると，Case4 は特に Level 4 の範囲で顕著であるが，Case3 より上流で堆積する土砂量が少ないことから，県営住宅の間を流れる土砂量は Case3 より増加している．このように家屋を新設する位置のみでも危険領域に大きな差がみられ，まちづくりにおける土石流数値シミュレーションの有用性がわかる．

5.　土石流の流動特性を考慮したまちづくり

本地域の地形特性を考慮すると，Case1 の危険領域に家屋は建てるのは危険であり，この範囲の外側に家屋等は建設すべきである．この範囲内に家屋を建設するならば塀を設けることや，土石流に対する強度の確認，地盤の高さを上げる等の対策が必要であると考えられる．ただし，この範囲外であっても氾濫域内の上流部で家屋が新設される等の変化があった場合に，危険領域は横断方向に広がり，Case1 で安全だった地域も危険領域となる可能性がある．下流部であれば Case1 で安全だった地域が新たに危険領域となる可能性は低く，家屋などの人が長時間滞在する建物を建設するならばこの領域やより外側に建設することが望ましい．一方，土石流では，構造物上流部に土砂が堆積することによって下流部の氾濫範囲が狭くなるという性質を持つ．よって，上流部において，危険であるという理由で家屋を移転させた場合でも，下流部がより危険になることで地域全体として被害の大きさは大きく変化しないといった可能性が考えられる．

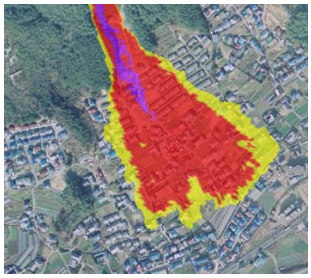


図 3　Case1

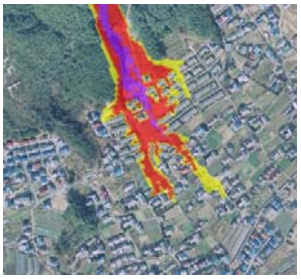


図 4　Case2

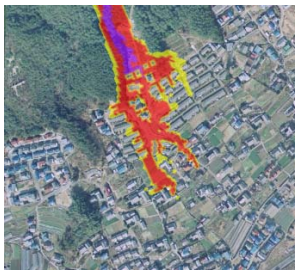


図 5　Case3

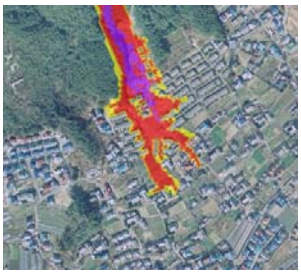


図 6　Case4

また，氾濫域の上流部は土石流に対しより危険であると言える．上流部に家屋を新設することは望ましいとは言えないが，上流部に構造物があれば下流部の被害は減らすことができる．よって，土石流氾濫域内の上流部の危険性の高い領域では，例えば鉄筋コンクリート製の倉庫のような人が長時間滞在しない構造物が建設されることが望ましい．また，例えばキャンプ場のように，豪雨中は人が滞在しない施設であれば，その管理棟を鉄筋コンクリート製にしておくといった対策も考えられる．

このような土石流の流動特性を考慮した新たな制度の実現が求められる．本研究のような土石流数値シミュレーションを用いた評価は比較的短時間で行えるものであるので，常に変化していくまちづくりにおける，土砂災害の減災に対しても有用な手段になると考えられる．

家屋を新設することによって他の家屋の土砂災害の危険性を高めてしまう可能性があるので，第三者による冷静な判断が求められる． 例えば，土砂災害警戒区域の制定は全国で進みつつあるので，土砂災害警戒区域内で建築物を建てる際は土石流数値シミュレーションを行い，危険である，または下流部の被害を大きくしてしまう可能性が高いと判断した場合には，建築の許可を与えないといった制度が考えられる．

6.　まとめ

本研究では，安佐南区八木地区をモデルに，土石流数値シミュレーションを用いたまちづくりの検討を試みた．リスクマップ評価を行うことで土石流に対する危険領域を視覚的に捉えられ，新設する家屋の危険度や下流への影響を評価できることを示した．上流部に構造物がある場合，下流部の危険領域は狭まるといった土石流の流動特性を考慮した制度の実現が求められる．

参考文献

竹林洋史・藤田正治・江頭進治：2014 年 8 月に広島で発生した土石流の流動・氾濫特性，京都大学防災研究所年報 No.58A，p.34-39，2015

P-029

火山地帯を想定した軽量骨材で構成される土石流の基礎実験

日本大学大学院　○鈴木隆之　　宮崎県庁　山田翔太　　日本大学生産工学部　小田晃

1. はじめに

我が国は火山大国であり、火山噴火放出物からできた比重の小さな軽石や火山灰で構成された土壌が多く分布している。このような土壌で発生する土石流は、勾配の緩い地域まで流出し、広範囲に被害を及ぼすことが確認されている[1)]。火山地帯における土石流災害を防ぐには軽石で構成された土石流の実態と、その特性を把握する必要がある。しかし、現時点で報告されている流動機構[2)]では上述の土石流の説明が十分とは言えない。そこで本研究は、火山地帯で発生する軽石で構成された土石流の特性を水理実験から明らかにする。

本実験では、単一粒径での各粒径における流下特性の違いを検討した実験を行い軽石(以下、軽量骨材)で構成された土石流の流速や波高、土石流濃度について考察する。

2. 実験条件

実験には勾配 15°、幅 10cm、長さ 7m の矩形断面水路を用いた。水路底面は桟型に木材を貼りつけ粗度を持たせた。水路上流端の区間に軽量骨材や砂礫を設置した。土石流材料は 24 時間吸水させたものを使用し、絶乾状態での軽量骨材の比重は 1.42、砂礫の比重は 2.54 である。供給流量は 1600cm^3/s であり、水路上流端に設置する軽量骨材や砂礫の体積はそれぞれ約 6000cm^3 である。

実験では軽量骨材、砂礫とも 4 種類の粒径範囲(表-1)をそれぞれ単一粒径とし、それらの材料で構成される土石流特性について調べた。

表-1　粒径範囲

CaseNo.	粒径(mm)	幾何平均(mm)
Case1	9.5～16	12.33
Case2	4.75～9.5	6.72
Case3	2.36～4.75	3.35
Case4	1.7～2.36	2.00

3. 実験方法

設置した軽量骨材、砂礫の上流からポンプにより水を供給し、土石流を発生させた。土石流の流速、波高は撮影したビデオにより解析した。流速は土石流先頭部の速度である。波高は、水路底面から土石流の頂点部の鉛直距離とした。土石流濃度は、実験水路下流部から流出する土石流を先頭部、中間流 1、中間流 2、後続流の 4 区間に分け採取することにより計測した。

4. 実験結果と考察

4.1 土石流の流速

流速を図-1 に示す。軽量骨材、砂礫ともに粒径が小さくなると土石流の流速は速くなることが示された。粒径が最大と最小の時の流速の差は軽量骨材では 157cm/s、 砂礫では 83cm/s となり、軽量骨材の方が粒径の違いによる流速の変化が顕著に示された。高橋ら[3)]によれば粒径の減少は流下速度を増加させる影響があることが報告されている。ここでは粒径の違いにより流速の増減に顕著な差が見られた軽量骨材の Case1 と Case4 の決壊直前の浸水状況について比較する(図-2)。Case1 では決壊直前は水が堆積物の下層全体まで浸水している。一方、Case4 ではそれほど浸水せずに土砂の上流部に水は溜まっている。Case1 では下層への浸水の影響で下流部から順次土砂が流れ出したが Case4 では上流に溜まった水が土砂を押し流す力も加わったため、流速は Case1 が遅く、Case4 が速くなったと考えられる。



図-1 流速の比較

4.2 土石流の波高

波高を図-3 に示す。軽量骨材、砂礫ともに粒径が小さくなるとともに土石流の波高は低くなることが示された。

最大粒径と最小粒径の時の波高の差が軽量骨材では 10.5cm、 砂礫では 2cm となり、軽量骨材では粒径による波高の変化が顕著に表れた。軽量骨材では流下時間が短く流速が速い。そのため土石流材料が集合体となって流下してくることから波高が高くなったのではないかと考えられる。

4.3 土石流濃度の時間変化

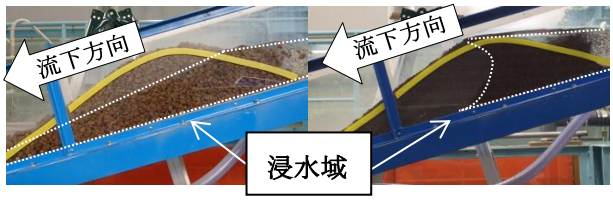
土石流濃度の時間変化を図-4、図-5 に示す。軽量骨材を用いた土石流の土石流濃度最大値は先頭部であり、時間とともに土石流濃度は減少する傾向にあることが示された。軽量骨材では Case1~Case3 は同じような流動特性が示されているが、Case4 のみ土石流濃度の最大値が極端に小さく時間変化も一定であることが示された。このことから軽量骨材により構成された土石流は粒径減少により異なる流下特性を持つと考えられる。砂礫を用いた土石流の土石流濃度最大値は中間流 1 であり、土石流濃度の時間変化も Case1～Case4 はほぼ同じ傾向となった。このことから砂礫により構成された土石流は粒径に関係なく似たような流動特性になると考えられる。

5. まとめ

実験での各粒径での流動特性について検討した。波高、土石流流速においてはともに軽量骨材の方が粒径の差異による影響が顕著に表れた。

粒径の最も小さい Case4 の軽量骨材で構成された土石流では、土石流濃度は時間の経過に無関係でほぼ一定であった。実験の観察結果から土石流の流動特性は流下初期の設置材料の決壊の状況や土砂材料の比重の違いなどの影響を受けていると考えられる。

今後はこれらの実験結果を踏まえ、軽量骨材型と砂礫型の違いを様々な観点から検討し、火山地帯における流動機構の定量的解明を行っていきたいと考えている。



Case1　　Case4

図-2 決壊直前の浸水状況図(軽量骨材)

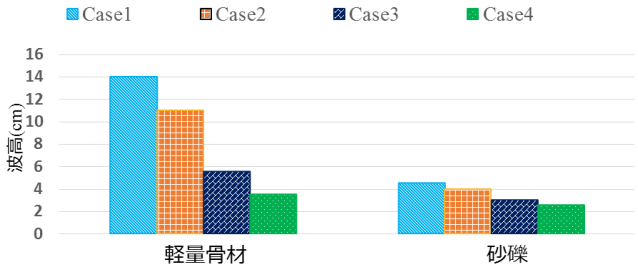


図-3　波高の比較

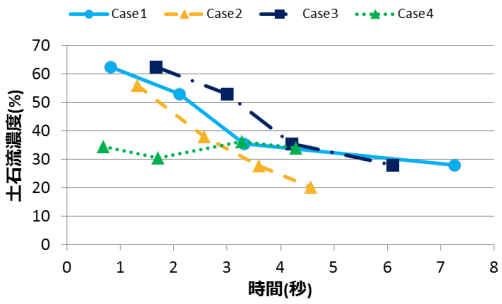


図-4 軽量骨材の土石流濃度の変化

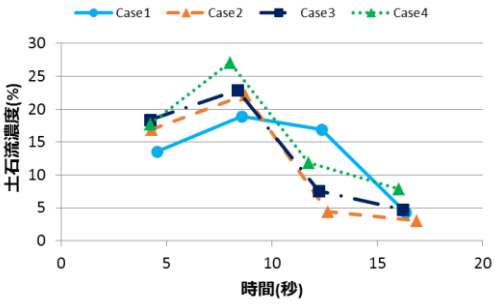


図-5 砂礫の土石流濃度の変化

参考文献

1)木佐洋志、山越隆雄、石塚忠範、瀧口茂隆、杉山光徳:2011 年の霧島山(新燃岳)噴火による火山灰体積斜面の降雨表面流出特性について、平成 24 年砂防学会発表会概要集、 P206-207、2012

2)伊藤隆郭、長山孝彦、貝塚和彦、早川智也、渡邊康玄:軽量・重量骨材を用いた河床変動の実験手法、砂防学会誌、Vol.64、No.5、P3-12、2012

3)高橋保:土石流の機構と対策、近未来社、第 4 章、4.2、P182-188、2003

P-030

雲仙普賢岳炭酸谷における土石流発生に関する数値計算

立命館大学大学院理工学研究科　○山本歩　高山翔揮
立命館大学　里深好文

1. はじめに

長崎県島原半島に位置する雲仙普賢岳では、近年水無川流域の炭酸谷と極楽谷でのみ土石流が発生している。平川ら[1]は「新規火砕物と地山の境界部に、透水性の違いにより地下水流動層が形成され、地山露出部で湧出する。降雨時にはその量が増加して渓流に流入する。渓流水は新規火砕物と地山の境界部に集中し、かつ急勾配であるために急激な侵食が発生して土石流が発生する。」と推察した。（**図 1**）

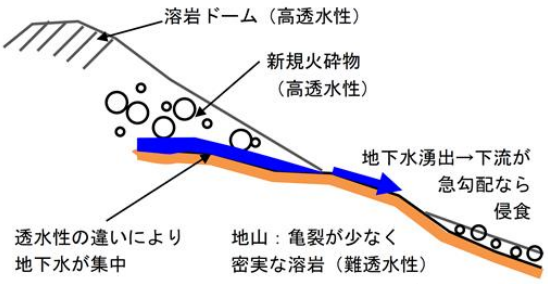


図 1.　推察された土石流発生メカニズム　平川ら[1]より引用

本研究では、雲仙普賢岳で発生した土石流の再現計算を行うことで、推察された土石流発生メカニズムが物理的に起こりうる現象であるかを検証する。数値計算モデルは、里深ら[2]の『差分法により渓床堆積物内の非定常浸透流れと土石流の発生・発達過程を同時に解析する手法』を用いた。

2. 感度分析

堆積物内の特性を決める各パラメータが土石流発生に与える影響を調べるために、基準となる計算条件からパラメータの値・条件を変更して、数値シミュレーションを行った。

基準となる計算条件（感度分析，3.1，3.2共通）

砂の密度	2650	水の密度	1000
河床砂の粒径	0.05　m	内部摩擦角	37　度
飽和含水率	0.4	残留含水率	0.001
比貯留係数	1.0	係数	3.0
河床堆積物の容積土砂濃度			0.6
水分特性曲線における変曲点の圧力水頭			−0.05　m

基準となる計算条件

初期圧力水頭	−0.25　m	初期堆積厚	1.05　m	流入流量	0.05
Δx	5.0　m	Δz	0.1　m	Δt	0.001 sec
流路幅	1.0　m	流路長	120　m	斜面勾配	0.0 度
飽和透水係数	0.05				
その他	上流端から10mの区間固定床とし、堆積層中の水の移動は無いものとする。				

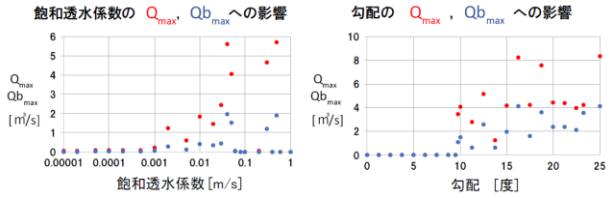


図 3　土石流ピーク流量に関する感度分析の結果

図 3 は、感度分析の結果の一部である。このように飽和透水係数が小さい場合や勾配が小さい場合すなわち、河床内の浸透流量が少ない場合は飽和河床の条件に近いためピーク流量が小さいことがわかる。

3. 土石流の再現計算

2016 年 6 月 20 日 22 時頃に発生した土石流を再現する。水位観測に成功した炭酸谷右岸側の滝上流（**図 3** の **3.1**）に土石流発生時の降雨を与え、流出流量を計算する。その結果を流域面積比で増大して、主要な土石流発生源であるとされる炭酸谷本流の滝の下流（**図 3** の **3.2**）に与え、土石流発生を再現する。

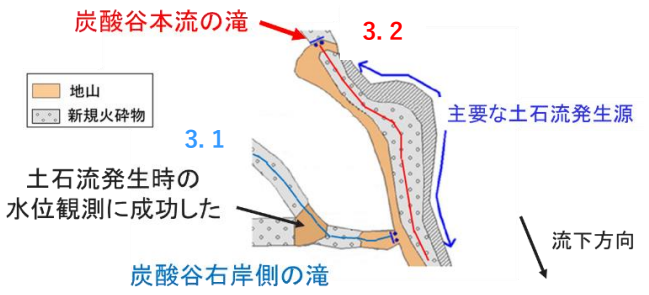


図 3　炭酸谷概略位置模式図（上）　武石ら 3）より引用、編集，計算概要図（下）

3.1. 流出計算

3.1　滝の上　流出計算

初期圧力水頭	浸食が起こらない状態で時間雨量10mmの降雨を1週間降らせた後 無降雨で3日間経過させたときの計算結果を用いる				
流入流量	全体に降雨として与える。10分間雨量(流域平均）を流域面積/(川幅×流路長)で増大				
Δx	5.0　m	Δz	5.0　m	Δt	0.01 sec
流路幅	6.0　m	流路長	1050　m	斜面勾配	0.0 度
初期堆積層厚	航空レーザー測量計測データより設定				
飽和透水係数	新規火砕物堆積層　0.005m　，地山　浸透・侵食無し				

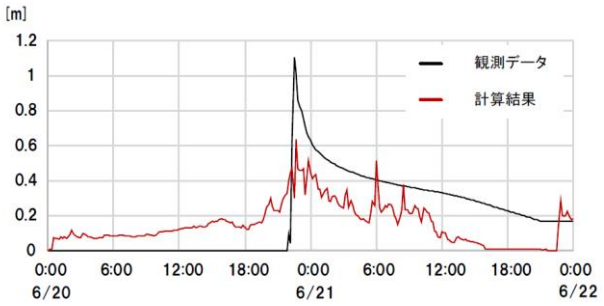


図 3.1.1　観測された水位データと計算結果比較

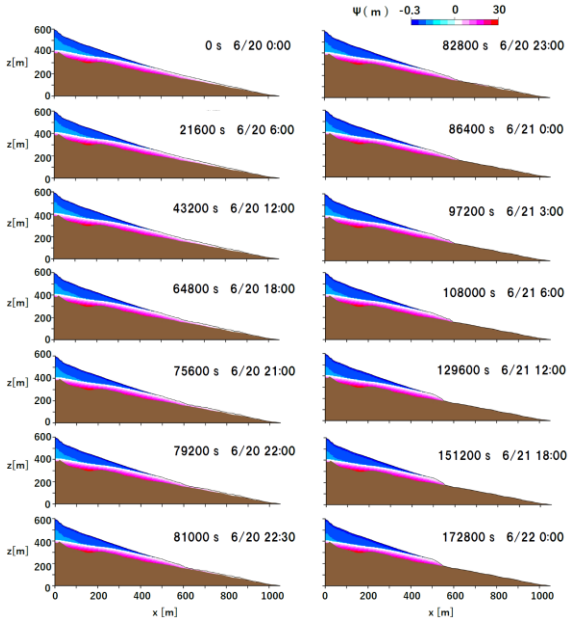


図 3.1.2　2016 年 6 月 20～22 日の右岸側の滝上流の河床縦断形状の時間的変化

図 3.1.1 より観測された水位とピーク値の生じるタイミングが一致する結果となったことがわかる。また**図 3.1.2** は縦断形状の時間的変化を示しており、上流端からの距離 500m より下流で浸食が進むことが確認された。

3.2.　土石流再現計算

3.2　滝の下　再現計算

初期圧力水頭	新規火砕物堆積層　-0.2m　として一様に与える				
流入流量	4.1の流出流量を流域面積比で増大させて与える				
Δ x	10.0　m	Δ z	5.0　m	Δ t	0.01 sec
流路幅	10.0　m	流路長	1520　m	斜面勾配	0.0 度
初期堆積層厚	航空レーザー測量計測データより設定				
飽和透水係数	新規火砕物堆積層　0.005m/s ，地山　浸透・侵食無し				

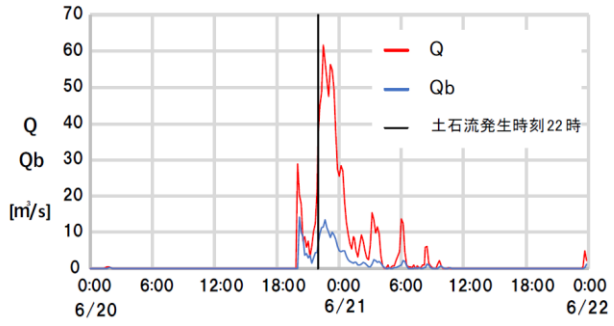


図 3.2.1　土石流ハイドログラフ　と　土石流発生時刻

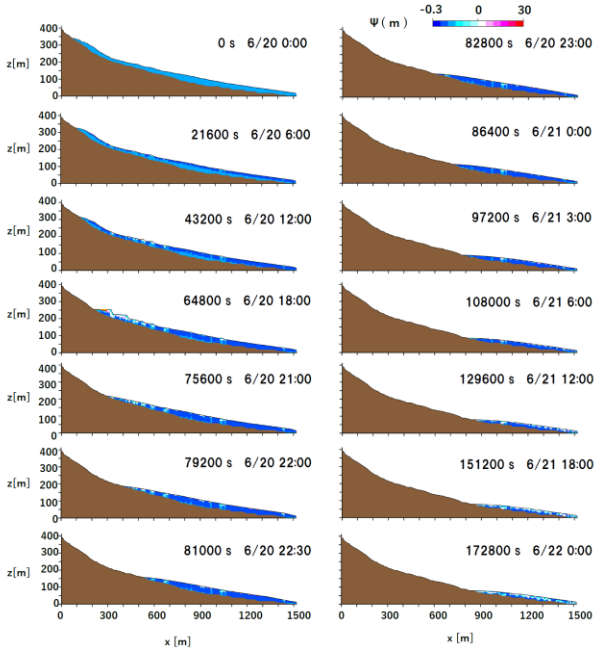


図 3.2.2　2016 年 6 月 20 日～22 日の本流の滝下流の河床縦断形状の時間的変化

図 3.2.1 より流出流量が急増するタイミングと土石流発生時刻の 22 時が一致した。**図 3.2.2** より浸食が急激に進むことが確認された。

4.　まとめ

感度分析より河床堆積層内の特性を決めるパラメータが土石流に与える影響が大きいことがわかった。河床堆積層内の状況がピーク流量等にどのような影響を与えるか今後さらに検討していく。

再現計算においては、タイミングを一致させることはできたが、計算条件では一般的な値を用いており、今後その値を変更することでより再現性を高め、土石流の発生メカニズムについて検討していく。

5.　参考文献

1）平川ら：雲仙水無川における土砂移動と地形・地質的素因の関係，平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集，p.B-54,B-55，2015.　2）里深ら：渓流堆積物の不飽和浸透過程を考慮した石礫型土石流の発生・発達に関する数値計算，水工学論文集，第 53 巻，p.697-702，2009. 3）武石ら：雲仙岳の火砕流堆積域における土石流発生誘因としての降雨流出特性，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，p 222-223，2017.　4）小笠原ら：浸透が卓越する場に形成される堆積地形に関する数値解析，水工学論文集，第 51 巻，p979-984，2007.　5）谷 誠：一次元鉛直不飽和浸透によって生じる水面上昇の特性，日本林学会誌，Vol.64，p409-418，1982.　6）高橋：自然ダムの越流決壊によって形成される洪水の予測，京都大学防災研究所年報，第 35 号　B-2，p231-248,1992.

P-031

表層崩壊から土石流までを一連で予測する数値解析手法の検討

パシフィックコンサルタンツ株式会社　○蔭山星、飛岡啓之、平川了治
京都大学防災研究所　竹林洋史

1. はじめに

土石流が発生した場合の氾濫範囲を予測する手法として、土石流の数値シミュレーションモデル[1)、2)]が提案されており、一定の予測精度が確認されている。現在提案されている土石流モデルで氾濫範囲を予測する場合、土石流の氾濫範囲が最も大きくなる源頭部を計算開始地点に設定するのが一般的である。しかし、計算開始地点によって土石流の氾濫予測範囲は大きく異なるため、計算開始地点を源頭部に設定することは氾濫範囲を過大評価することに繋がる。

表層崩壊起因で土石流が発生する現象は一連であるにも関わらず、崩壊モデルと土石流モデルはそれぞれ独立している．そのため、降雨データを入力することで「いつ・どこで」表層崩壊が発生し、崩壊土塊が流動化して土石流となり、下流域で氾濫する過程を一連で予測する手法は確立されていない。そこで､本稿では降雨データを入力することで､「表層崩壊の発生危険度の評価」と「土石流氾濫範囲の評価」を一連で行うことができるモデルを構築した。本モデルで再現計算を行い、雨の降り方によって崩壊発生場所・崩壊発生タイミング・氾濫範囲がどのように変わるかを検証した。

2. モデルの概要

(1) 崩壊モデル

沖村[3)]らは、広範囲の斜面に対して表層崩壊を予測するために無限長斜面を仮定した崩壊予測モデルを提案している。この手法は地形条件・降雨条件を入力し、降雨に起因する地下水位の上昇・低下に伴う斜面崩壊の危険度を定量的に評価する手法である。具体的には、地中の水の流れを計算する「浸透流解析」と「無限長斜面の安定解析」を実施する。浸透流解析では降雨が鉛直方向に浸透し、メッシュ間で側方流が流れる過程を解くことで地下水位の上昇・低下を評価している。

表層崩壊予測モデルに適用される浸透流解析には、降雨がただちに基岩面へ到達すると仮定する「飽和浸透流モデル」と土壌が不飽和状態であることを考慮して、降雨が土壌に浸透する過程を解く「不飽和浸透流モデル」が提案されている。飽和浸透流モデルは不飽和浸透流モデルと比較して簡易なモデルで、表層崩壊の危険箇所をある程度抽出できることが確認されている[3)]。しかし、不飽和浸透流モデルは、崩壊発生タイミングを評価する上で重要な地下水位の上昇速度を精度良く表現できる。そのため本モデルには不飽和浸透流を評価できるモデル[4)]を利用した。

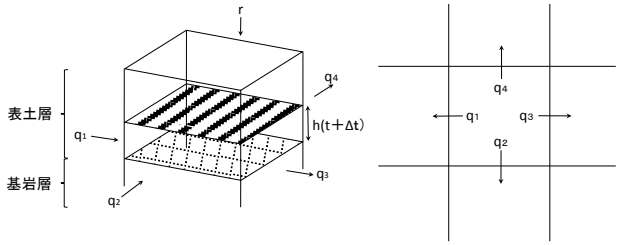


図 1　浸透流解析　模式図

(2) 土石流モデル

現在広く利用されている土石流モデルは江頭[1)]らと高橋[5)]らが提案する手法である。両モデルを比較すると、江頭らのモデルの方が土石流の発生・輸送・堆積過程を連続的に評価しやすく、経験定数が少ないため、本稿では、江頭らが提案する土石流モデルを採用した。

(3) 崩壊モデルと土石流モデルの結合

前述した崩壊モデルと土石流モデルを結合した。結合モデルでは､降雨データを崩壊モデルに入力し、崩壊発生場所・崩壊発生タイミングを予測する。土石流計算の計算開始地点は崩壊発生場所を、計算開始時刻は崩壊発生タイミングを利用した。土石流モデルの境界条件として設定する供給土砂量は、計算メッシュの面積に崩壊深を乗じた数値を利用した。

このように、結合モデルは計算モデルに必要なパラメータと降雨条件を入力すれば土石流の氾濫範囲・堆積深を予測することができる。ただし、結合モデルでは崩壊判定された土塊の流動化判定を行っていないため、崩壊判定されたすべてのメッシュから土石流が発生すると仮定している。

3. 再現計算

(1) 計算対象渓流

2014 年 8 月に発生した広島土砂災害の中で特に被害の大きかった土石流危険渓流に対して結合モデルを適用して再現計算を行なった。

(2) パラメータ

崩壊モデルで利用したパラメータを以下に示す。災害時の X バンド MP レーダーによる実績降雨を入力して崩壊モデルを適用し、崩壊予測時刻と災害発生時刻が整合するように粘着力を設定した。なお、災害発生時刻については土砂の流入や揺れなどの証言を参考に 2014 年 8 月 20 日午前 3 時と想定した。

土石流モデルのパラメータは、竹林ら[6]が再現性を確認している数値を利用した。

表 1　パラメーター一覧

項目	単位	設定値
土粒子の比重	(-)	2.60
間隙率	(%)	0.47
土層厚	(m)	1.0
飽和透水係数	(m/s)	6.00E-02
粘着力	(tf/m²)	0.24
内部摩擦係数	(°)	32.3

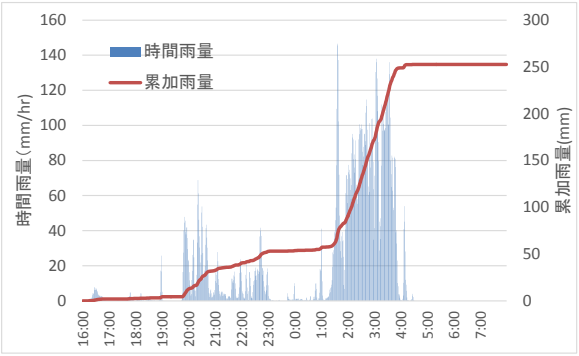


図 2　X バンド MP レーダーによる災害時の降雨データ

(2014 年 8 月 19 日~8 月 20 日)

4. モデルの適用

(1) 計算ケース

雨の降り方に応じて崩壊予測地点・崩壊予測時刻・土石流氾濫範囲がどのように変化するかを検証するために、降雨条件を変えて 3 ケースの計算を実施した。なお、降雨条件は定常降雨を設定し、計算ケースごとに降雨強度を変化させた。

(2) 計算結果

結合モデルを適用した結果、設定する降雨により崩壊発生予測地点の個数が異なることが確認された。また、土石流計算結果より、土石流発生箇所が 1 箇所から 2 箇所になっても、氾濫範囲が大きく拡大することはなかった。これは、氾濫範囲が土石流通過領域に堆積する不安定土砂量に依存するためであると考えられる。

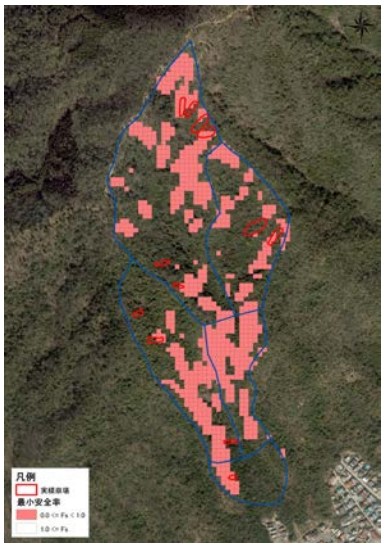


図 3　崩壊発生予測地点

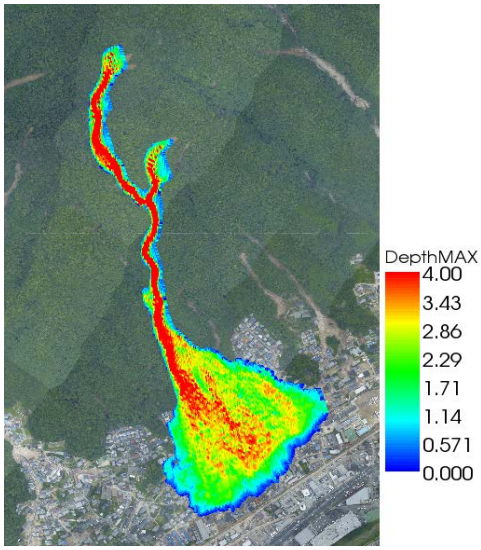


図 4　最大流動深　分布図

参考文献

1) 江頭 進治ら：土石流数値シミュレーション、日本流体力学会数値流体力学部門 Web 会誌、 第 12 巻 第 2 号 2004 年 11 月
2) 堀内 成郎ら：LP データを活用した土石流シミュレーションシステム「Hyper KANAKO」の開発、 砂防学会誌、Vol.64、No.6、p.25-31、2012 年
3) 沖村 孝ら:豪雨による土砂災害を対象としたリアルタイムハザードシステムの構築、 砂防学会誌、Vol.63、No.6、p.4-12、2011 年
4) 平松 晋也ら：雨水の浸透・流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究、新砂防、 Vol.43、No.1(168)、1990 年
5) 高橋 保ら：豪雨時に発生する石礫型土石流の予測、新砂防、 Vol.44、No.3(176)、1991 年
6) 竹林洋史ら：広島市安佐南区八木3丁目で発生した土石流、第64回砂防学会研究発表会概要集、B74-75、2015年

P-032

火山性堆積物地帯の泥流における構成材料の沈殿条件の解析

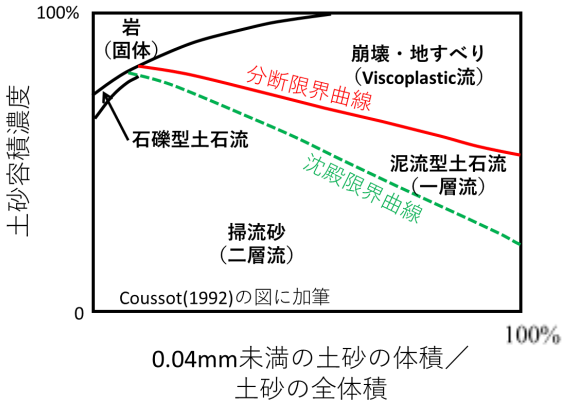
○九州大学農学部（現　株式会社エイト日本技術開発）　川原健士朗
九州大学大学院農学研究院　水野秀明，久保田哲也

１．はじめに

近年，日本では，豪雨・地震等が多くの土砂災害を引き起こしている．過去10年間を見ると，年平均1046件（国土交通省，2015）の土砂災害が発生した．このような土砂災害はがけ崩れ・土石流・地すべりといった土砂移動現象によって引き起こされる．その中でも特に土石流は広範囲に土砂・流木・水を氾濫させるため，甚大な被害をもたらす．そのため，土石流による土砂災害を防止・軽減するためには，土石流が流れ下る土地の区域と，人間が活動する土地の区域を重ならないようにすることが重要である．その為には，土石流の流れ下る土地の範囲を精度よく予測する事が必要不可欠である．

一般的に，土石流の流れは二次元浅水流方程式に基づいて予測される．二次元浅水流方程式は流れ全体の連続式と土砂の連続式，運動量保存則からなる連立偏微分方程式である．この連立偏微分方程式の各項の中でも，特に河床位の時間変化を表す侵食堆積速度に関する数理モデルは，流れに含まれる水と土砂の質量の増減を計算する項であり，河床勾配や土砂容積濃度の変化に大きく影響するため，予測の精度を左右する．そのため，土石流の流れ方に応じて，侵食堆積速度に関する数理モデルを適切に設定しなければならない．

平成22年7月に鹿児島県南大隅町船石川，平成27年６月に鹿児島県垂水市深港川，平成28年4月に熊本県南阿蘇村山王谷川で発生した土石流は，その流下痕跡や動画を見ると，粒径の大きな石礫だけでなく，非常に細かい土砂を含んでいたようである．このような土石流の流れ方に関する既往研究を見ると，図－１のように，Coussot(1992)は土砂のうち細粒成分の占める割合と土砂容積濃度の２つの指標を用いて，崩壊・地すべり，石礫型土石流，泥流型土石流（一層流），土砂流・掃流砂（二層流）の条件を概念的に示した．例えば，沈殿限界曲線と分断限界曲



図－１　土砂と水の混合物の流れの特徴（概念図）

線に囲まれた泥流型土石流（一層流）を対象とする場合には，土砂が沈殿しないため，侵食堆積速度を0とすれば，予測の精度が向上すると考えられる．しかしながら，これまで日本では泥流型土石流の沈殿限界曲線や分断限界曲線を明らかにした事例はほとんどない．

そこで，本研究では，熊本県と鹿児島県の3事例に着目して，沈殿限界曲線と分断限界曲線を明らかにすることを目的とする．なお，本研究では泥流型土石流を泥流と呼ぶことにする．

２．実験概要

2.1 対象と手順

本研究では，鹿児島県南大隅町船石川流域，鹿児島県垂水市深港川流域，熊本県南阿蘇村山王谷川流域の3流域を対象として，現地で土砂を採取した．その土砂を乾燥機で24時間乾燥させ，篩を用いて粘土・シルト成分（0.075mm以下）を抽出し，細粒成分として用いた．採取した土砂に砂成分がほとんど含まれていなかったことから，代わりに真砂土を篩にかけて，0.075mmから2mmの粒径の砂を抽出し，粗粒成分として用いた．

実験に際しては，後述する図2，3，4に示すプロットの条件になるよう細粒成分，粗粒成分，水を混合し，一分間かき混ぜたのち一分間放置し，状況をカメラで撮影するとともに観察した．

所定の体積の水を入れたメスシリンダーを計量台の上に置き，任意の量の土砂をメスシリンダーに投入して，増加した水の体積と重さを計測した．その際，土砂の空隙が水で飽和するように，ゆっくりとかき混ぜた．その数値から簡易的に土砂の密度を推定したところ，山王谷川で採取した土砂は2,320 kg/m^3，深港川で採取した土砂は2,220 kg/m^3，船石川で採取した土砂は1,990 kg/m^3，真砂土は2,530 kg/m^3 であった．この密度の値より，細粒成分，粗粒成分の体積を計算した

.

2.2 結果

図2，3，4は実験結果を示したものである．それぞれの図のプロットの位置は実験条件を意味し，●は沈殿が見られた実験ケース，△は沈殿が見られず，また，分断も見られなかった実験ケース，□は分断が見られた実験ケースを意味する．なお，それぞれの状況を判断した事例を写真１に示す．山王谷川と船石川の場合では，土砂容積濃度が概ね0.4以上になると，沈殿が生じなくなった．深港川の場合では，他の2つよりも低く，土砂容積濃度が概ね0.3以上となると，沈殿が見られなくなった．

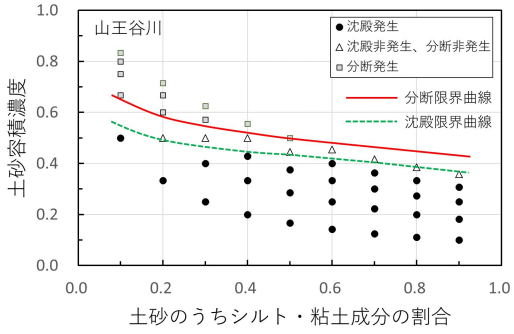
４．考察

図－2，3，4において，プロットの形状を目安に沈殿限界曲線と分断限界曲線を描いた．ここでいう沈殿限界曲線とは沈殿が生じた実験ケースと沈殿が生じなかった実験ケースを分離する曲線のことである．また，分断限界曲線とは分断沈殿が生じなかった実験ケースと分断が生じた実験ケースを分離する曲線のことである．沈殿限界曲線と分断限界曲線ともに，シルト・粘土成分の割合が高くなるにつれて，両限界曲線が下がってきた．沈殿限界曲線は深港川，船石川，山王谷川の順で高くなった一方で，分断限界曲線は3つの事例で大きな差を示さなかった．沈殿限界曲線に差が見られたのは主に降伏応力に違いがあった為と推察され，今後降伏応力による影響を明らかにしていく必要があると考えている．

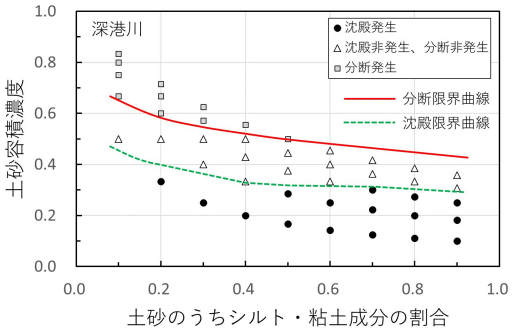
５．おわりに

本研究は沈殿限界曲線と分断限界曲線を実験的に明らかにした．その結果，沈殿限界曲線は深港川，船石川，山王谷川の順で高くなった．さらに，分断限界曲線は差が見られなかった．この研究は土石　流の予測精度の向上に役立つものだと信じる。

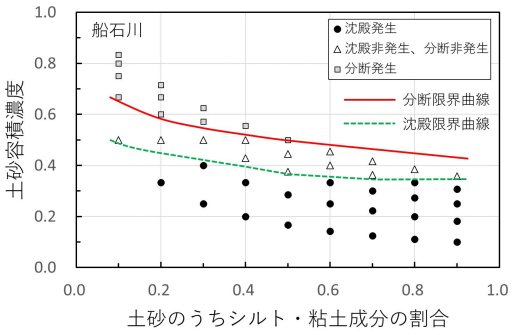
写真-１　実験結果の事例



図－2　実験結果（山王谷川）



図－3　実験結果（深港川）



図－4　実験結果（船石川）

引用文献

国土交通省
(2015):http://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/h28dosha/H28dosyasaigai.pdf

Coussot,P.,1992.Rheology of Debris Frows—Study of Concentrated Dispersions and Suspensions. Ph.D.Thesis INPG.Grenoble, France.(in French)

P-033

天然ダムの決壊が下流域に与える影響に関する検討

立命館大学理工学研究科　○鬼頭和記　里深好文

1.　はじめに

地震や集中豪雨に伴って，山地斜面において大規模な斜面崩壊が起こると，崩壊土砂が河道に堆積し，天然ダムが発生する場合がある．天然ダムの決壊は土石流や洪水の原因となり，下流域の居住区に甚大な被害をもたらす危険性がある．平成 29 年 7 月に発生した九州北部豪雨によっても，上流域の急勾配河川の河道内に天然ダムが発生する等，天然ダムの発達過程及び崩壊過程は防災上重要なテーマである．しかし，天然ダムは人工のダムとは異なり，構成材料や内部構造が不均一であることなどから，正確な決壊予測及び被害予測に関する研究は未だ不十分である．平成 28 年 4 月の熊本地震では，熊本県白川流域黒川上流部阿蘇大橋付近（図 1）において一時的に地震の前後で急激な水位の変化が確認された(図 2)．平成 28 年熊本地震調査報告書（速報）においては，この水位変動について，阿蘇大橋付近で発生した斜面崩壊によって形成された天然ダムが河道を堰き止め，貯水量がダム許容量を超えて越流が発生したことが一因として挙げられている．本研究では当該天然ダムを対象として，複数の入力条件をもとに天然ダム決壊後の水と土砂の流出過程に関する数値計算を行った．さらに，計算結果を使用して天然ダムの決壊が下流域に与える影響について，適切な予測手法に関する検討を行った．

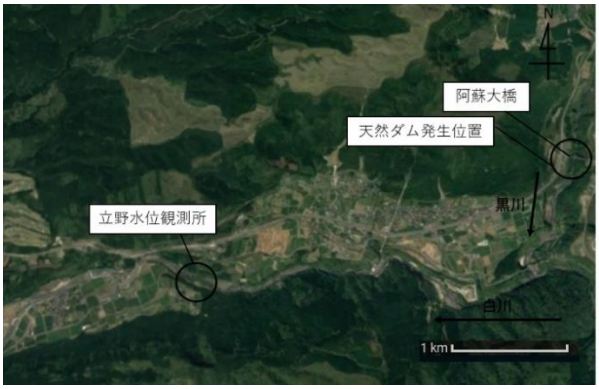


図 1.　熊本県　白川上流部

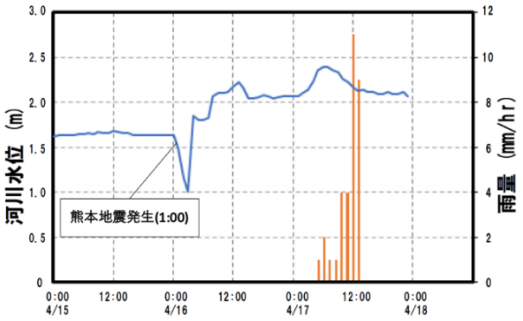


図 2.　熊本県立野水位観測所での観測値

2.　研究方法

本研究では，河川の流れと河床変動の解析を行うソフトウェア iRIC (International River Interface Cooperative) を用いて天然ダム決壊後の洪水に関する再現計算を行った．なお，計算に使用する地形データとしては国土地理院の提供する 5mメッシュ DEM データを使用し，計算格子としては二次元構造格子を採用した．既往の研究において，天然ダム決壊時の斜面崩壊発生時の天然ダム形状や流出ピーク流量に関する検討が数多く行われている．高橋ら(1988)は山地の急勾配河川における天然ダム堆積形状に関する研究を行い，図 3 のような天然ダム形状に対して以下の予測式を提案した．

$$L_B = \frac{W}{\cos\theta} + \frac{V\cos\theta}{2BW}K$$

$$L_T = \frac{W}{\cos\theta} - \frac{V\cos\theta}{2BW}K$$

$$K = \frac{\cos\theta}{\tan(\phi+\theta)} + \sin\theta + \frac{\sin(90°+\phi)}{\sin(\phi-\theta)}$$

$$H = \frac{2V}{B(L_B+L_T)}$$

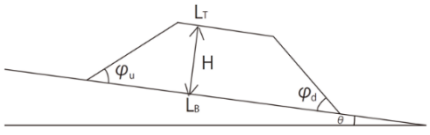


図 3. 高橋ら(1988)の研究で想定された堆積形状

なお，ここで W は斜面崩壊幅(m)，V は河川に流入した土砂量(m^3)である．Costa ら(1985)は，過去に発生したダム決壊事例を調査・検討し，

各種ダム決壊時の流出ピーク流量予測式を提唱した．その内，天然ダム決壊時の流出ピーク流量予測式は次の通りである．

$$Q_{max} = 181(HV)^{1.81}$$

ここに，Q_{max}は流出ピーク流量(m^3/s)，H はダム堤体の高さ(m)，V はダムの貯水量(m^3)である．本研究においては，前述の式を組み合わせて天然ダム決壊時の流出ピーク流量を推定し，立野水位観測所における水位の観測値を用いて天然ダム継続時間と河川に流入した土砂量を推定することにより，入力条件として流出流量ハイドログラフを算出した．また，計算の開始位置は黒川と白川の合流点とした．

3. 結果と考察

計算開始位置から約 200m 毎の地点でそれぞれ洪水流の到達時刻，ピーク流量の到達時刻，洪水流の通過時刻を抽出した．なお，ここで洪水流の到達時刻は水位上昇の開始時刻を，洪水流の通過時刻は水位減少が十分小さくなった時刻をいう．さらに，各点での比較を行うため，図 4 に各地点における洪水流の到達からピーク流量の到達までに要した時間を示す．図 4 より，下流の地点では，その時間が短くなることが示唆される．さらに，図 5 にピーク流量の到達から洪水流の通過までに要した時間を示す．図 5 から，流量に対する影響がより長時間継続することが示唆される．

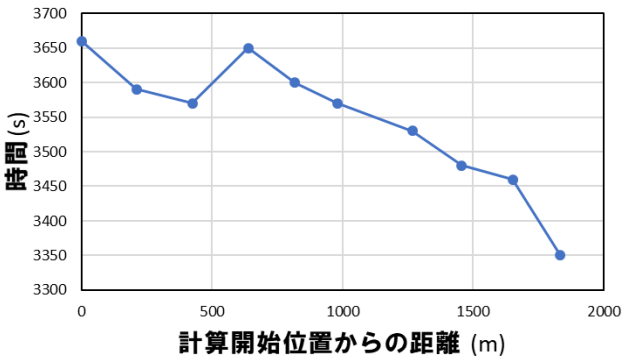


図 4. 洪水流到達からピーク流量到達までの時間

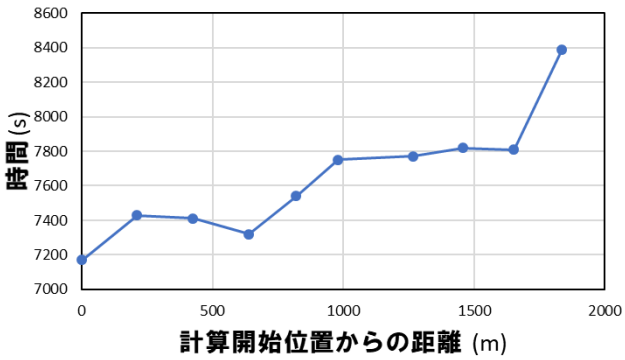


図 5. ピーク流量到達から洪水流通過までの時間

4. おわりに

平成 28 年の熊本地震において発生した天然ダム決壊時に観測された水位変動をもとに流出流量ハイドログラフを推定し，iRIC を用いて流出流量ハイドログラフの伝播に関する検討を行った．その結果，天然ダム決壊後の波形伝播について，定性的な知見を得ることができた．今回は流砂の影響を流入ハイドログラフに含めて河川計算を行ったが，局所的に河床変動を考慮した計算を行うことで，より厳密な予測を行うことができると考えられる．また，今回得られた知見が河川環境に関わらないものであることを確かめる水路実験によって結果の信頼性を高めることも今後の課題である．

参考文献

1) John E. Costa : FLOOD FROM DAM FAILURE, UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR GEOLOGICAL SURVEY, Open-File report 85-560

2) 高橋　保・匡 尚富：天然ダムの決壊による土石流の規模に関する研究，京都大学防災研究所年報，No.31 B-2，1988

3) 竹村　吉晴・福岡　捷二：洪水流の流量と水位ハイドログラフの変形・伝播に及ぼす可動構造の影響―山間狭隘河道を対象として，土木学会論文集 B1（水工学），Vol.68，No.1，35-54，2012

4)東北大学災害科学国際研究所　構造物・土砂災害調査チーム：平成 28 年度熊本地震調査報告書(速報)，平成 28 年 6 月 7 日

5) 原田紹臣・小杉賢一朗・里深好文・水山高久：天然ダムの堆積高及び堆積長に関する簡易的な予測手法とその適用性，砂防学会誌， Vol. 68，No. 6，p47-50，2016

P-034

2017 年九州北部豪雨により筑後川水系妙見川で発生した斜面崩壊の地形的特徴と土砂移動量

宮崎大学農学部　　○清水　収　　帆足　直

1.　はじめに

平成 29 年 7 月九州北部豪雨（気象庁命名）では，福岡県朝倉市において 7 月 5 日 11 時から 21 時までの 10 時間の合計雨量が 507 ミリ，最大 1 時間雨量は 129.5 ミリ（極値を更新）を記録した。この集中豪雨により朝倉市の筑後川右岸の山地部では極めて多くの斜面崩壊が発生した。崩壊に伴う多量の土砂と流木が洪水流に含まれて下流へ流出し，平地部の農地・住宅地に氾濫して甚大な災害となった。今回の災害は近年の大きな豪雨災害と比べても最大級の崩壊面積率と予想され，土砂移動規模も含めてその実態を把握することは重要である。

本研究は崩壊が高密度に発生した流域の一つである妙見川において，斜面分類（0 次谷斜面と渓岸斜面）を考慮して崩壊地の分布と大きさ，土砂量等を詳しく調べ，この豪雨による崩壊発生の特徴と土砂移動の規模を明らかにする。さらに，土砂と流木の流出抑制を図る場合の，生産源対策の適地について考察する。

2.　調査地概要と調査方法

妙見川は筑後川右支川の桂川の支流で，大分自動車道朝倉インターチェンジ付近で桂川に流入する。桂川との合流点から 4km 上流にため池の堤体があり，その 600m 上流に今回の災害で大量の流木を捕捉した須川第一砂防堰堤（高さ 7m）がある。調査対象はこの砂防堰堤から上流域の面積 1.8km² で，流域内の標高範囲が 100～430m の低い山地である。地質はシームレス地質図 V2 によると主として泥質片岩である。

調査は災害前（2017 年 1 月）と災害後（同年 7 月）に実施された航空レーザ計測による 1m 格子 DEM とオルソ画像を GIS で操作し，各崩壊地の大きさ，土砂量，斜面形状に加えて河床堆積土砂量も調べた。

調査の結果，大多数の崩壊はその下端が河道に達して土砂と流木を河道へ流出させていたが，それらには集水地形をなす 0 次谷で発生したものと，それ以外の渓岸斜面で発生したものとがあり，両者には後に述べる異なった特徴が認められた。そこで発生場を 0 次谷斜面と渓岸斜面に区別した。その際，0 次谷斜面と判定した基準は，①1 次谷上流端より上流側の凹型斜面，②1 次谷以上の渓流区間の谷壁において，窪んだ等高線の右岸と左岸のなす角が 90 度未満（鋭角）である斜面，の 2 つである。それ以外は渓岸斜面とした。なお，この斜面地形の判別に用いた等高線は，ArcGIS で発生させた 5m 間隔の等高線である。

3.　結果

3.1　流域全体における崩壊の規模

崩壊の総数は 96 であった。 図－1 と表－1 に 0 次谷斜面の崩壊，渓岸斜面の崩壊，その他の崩壊各々の分布，箇所数，面積，崩壊生産土砂量を示す。その他の崩壊とは，他の 2 種と異なり崩壊の下端が河道に達していないものを指すが，図－1 より個々の崩壊地が小さく，また表－1 より流域の崩壊全体に占める崩壊面積，崩壊生産土砂量が共に微小であることが分かる。

0 次谷の内部では，崩壊は掌状に分岐していても一連なりであったため，0 次谷 1 個につき崩壊は 1 個であった。表－1 より，0 次谷斜面の崩壊数は 34 であるが，前述の基準で判定した流域内の 0 次谷の総数は 43 であったので， 0 次谷全体のうち 79%で崩壊が発生したことが分かった。

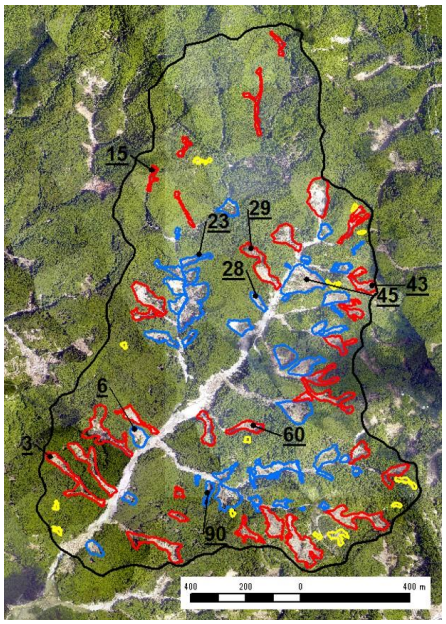
0 次谷斜面の崩壊は，箇所数で全体の 35% だが，崩壊面積で全体の 54%，生産土砂量で全体の 50%を占める。よって，崩壊地 1 個あたりの面積および生産土砂量は，0 次谷斜面の崩壊が渓岸斜面の崩壊に比べて大きいと分かる。一方，渓岸斜面においても崩壊数 49 個と数多く発生していた。

表－1 に示すように崩壊面積率は 13.7%に達し，また崩壊生産土砂量は面積 1km² あたり 19 万 m³ と算出された。

表－1　全ての崩壊地の調査結果集計

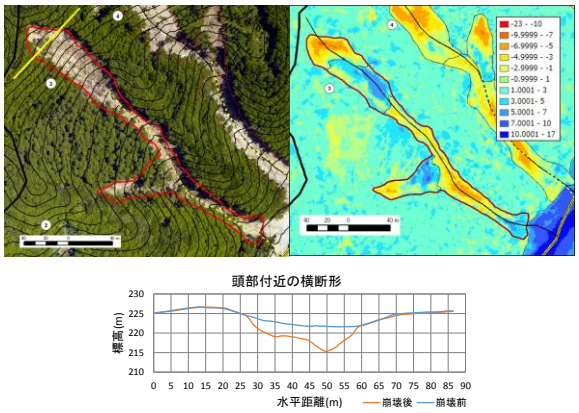
	崩壊箇所数	崩壊面積(m²)	崩壊生産土砂量(m³)
0次谷斜面での崩壊	34	132,000	172,600
渓岸斜面での崩壊	49	107,100	167,000
その他の崩壊	13	7,300	4,100
総計	96	246,400	343,700

流域面積	崩壊面積率	河床堆積土砂量
1.8025km²	13.7%	273,100m³

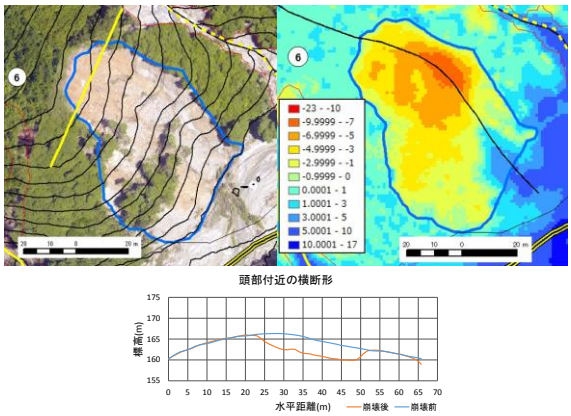


図－1　崩壊地の分布

赤：0 次谷斜面の崩壊，青：渓岸斜面の崩壊
黄：その他の崩壊，数字は調査地番号



図－2　0 次谷斜面の崩壊の事例（調査地 3）



図－3　渓岸斜面の崩壊の事例（調査地 6）

3.2　0 次谷斜面と渓岸斜面における崩壊の詳細

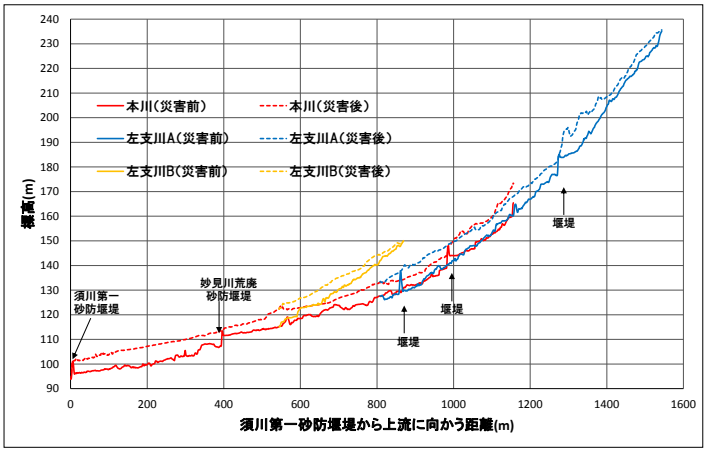
図－2 に，本川下流右岸谷壁の 0 次谷斜面における崩壊を示す。最上部に長さ 30m の崩壊域（傾斜 31 度），その下に長さ 60m の堆積域（28 度），そして下端まで長さ 140m の削剥域（22 度）が分布する。頭部付近の横断図から，0 次谷より上部に位置する横断形が直線状の斜面が崩れ，崩壊後は逆三角形の谷状横断形となったことが分かる。崩壊深さは 4～7m，また削剥域の深さも 2～3m あり，生産土砂量は 7,345m³ と多かった。この外に 4 つの 0 次谷斜面の崩壊を詳しく調べたところ，いずれも「0 次谷より上部の直線状斜面が深く崩れ，直下に土砂の一部が堆積し，続く谷部において削剥が長く発生する」の様式であった。

図－3 に，本川下流右岸の渓岸斜面における崩壊を示す。崩壊域（傾斜 33 度）は長さ 60m，深さ 4～8m であり，斜面脚部に厚さ 2～3m の堆積域が形成されている。崩壊生産土砂量は 7,201m³ であった。横断図から，緩やかな凸型の横断形の斜面が崩れ，崩壊後の横断形は平底の台形であることが分かる。この外に 4 つの渓岸斜面の崩壊を詳しく調べた。その結果，斜面の中腹から下部において崩壊が発生し，斜面脚部に土砂の一部が堆積することは共通していた。また，崩壊深さは 5m 程度が多いが，深さ 2m 前後の一般的な表層崩壊と思われるもの，また尾根がえぐり取られるように崩れ崩壊深さが 20m を超えたものも存在した。

3.3　河床堆積土砂量

災害後のオルソ画像で河床の土砂堆積が著しいことが観察された本川 1.1km，左支川 A の 700m，左支川 B の 300m，計 2.1km において，標高差分から新規堆積土砂量を求めた結果，27 万 m³ であった（表－1）。したがって，崩壊生産土砂量 34 万 m³ の 8 割が上記の区間に堆積したことが分かった。

図－4 に同区間の縦断図を示す。災害前後の縦断形を比べると，長い区間にわたって縦断形が平行移動するような河床上昇になっていて，高さ 5m 以上の上昇が広く発生している。区間内には少なくとも 5 基の堰堤が見出され，そのうち須川第一砂防堰堤を含む 3 基には上流に空き容量（高さ 4～8m）があったが，それらは満砂し，今回の土砂の捕捉に大きな効果を発揮した。須川第一砂防堰堤は 1978 年完成だが，2017 年の災害時点まで堰堤高とほぼ同じ高さの空き容量を保っていたことから，妙見川では過去 39 年間に顕著な土砂流出が無かったと思われる。その点からも，今回の土砂移動イベントが当地域にとって際立って大規模であったことが推測される。



図－4　本川 1.1km，左支川 A の 700m，左支川 B の 300m の災害前後の河床縦断図

3.4　崩壊の特徴，ならびに土砂と流木の生産源対策に関する考察

流域面積 1.8km² で崩壊面積率が 13.7%に達する記録的な発生量であったこと，基岩まで及んだと思われる最大深さ 5m 程度の崩壊が多数であったこと，0 次谷では崩壊に伴う谷の上方伸長の地形発達が生じたこと等は重要な特徴である。土砂と流木の流出抑制のために事前に対策を講じる場合，地形から判別可能な 0 次谷は渓岸斜面とは異なり場所を特定できるため，0 次谷での生産源対策を選択肢の一つとすることができる。今回，0 次谷の 8 割で崩壊が発生したことは，0 次谷が重要な対策場所であることを表している。

謝辞

航空レーザ計測のデータは，九州地方整備局河川計画課のご配慮で使用することができた。ここに記して深謝申し上げます。

P-035

堆砂域内部における流木・礫の捕捉状況の可視化について

土木研究所　藤村 直樹、染谷 哲久
株式会社パスコ　○本田　健、川上 誠博、武田 大典、本間 哲郎

1. はじめに

平成 29 年 7 月九州北部豪雨など、近年流木による被害が顕著となっている。このため透過型砂防堰堤をはじめとする流木対策の推進が急務となっている。流木や礫が流下する状況や堰堤での捕捉状況は、監視カメラによるモニタリングや室内実験等によって確認されている他、砂防堰堤における捕捉事例も多く報告されている。しかしながら、堆砂域内部の堆積状況の事例報告は多くなく、砂防堰堤における土石流の流木・礫の捕捉機構を解明するにはさらに事例を蓄積することが重要である。

今回、鹿児島県が実施する透過型砂防堰堤の除石にあわせて、堆砂域内部の流木・礫の分布を調査する機会を得た。そこで流木・礫の捕捉状況のデータ蓄積に向けて分布状況を確認しやすくするため、可視化手法について報告する。

2. 調査の概要

調査地点は鹿児島県霧島市、垂水市に整備された透過型砂防堰堤 6 基である(図 1)。



図 1　位置図

調査方法は、除石工事中の堆砂域内部の流木・礫の位置や形状を把握するため現地調査やタイムラプス撮影が可能なカメラによる記録を行うと共に、掘削された流木・礫の量などを把握するために除石工事の施工報告書（以下、除石報告書とする）の工事記録を分析した。なお除石工事中の流木や礫の位置・形状の記録は、工事の出来高管理の範囲内で除石施工会社の協力の下、実施した。

3. 可視化手法の検討

透過型砂防堰堤での捕捉事例より、流木・礫の捕捉地点は大きく次の 3 つに分類できる。

①透過部
②捕捉土砂内部
③堆砂地上部

このうち外から視認できる①透過部と③堆砂地上部の 2 地点はカメラ画像を、視認が困難な②捕捉土砂内部は流木・礫の掘削時の状況が記載された除石報告書のデータを解析することとした。

4. 捕捉地点毎の解析結果

4.1 透過部

これまでの捕捉事例や室内実験等より、透過部を閉塞させるための純間隔は最大礫径の 1.0～1.5 倍に設定するとしている。このように土石流・流木対策の観点からみると、透過部の閉塞状況を把握するためには、閉塞物の材質とその大きさが重要となる。そこで下流側よりデジタルカメラで撮影した画像を分析し、透過部における幹・枝・葉・礫の割合を表現することとした(図 2)。

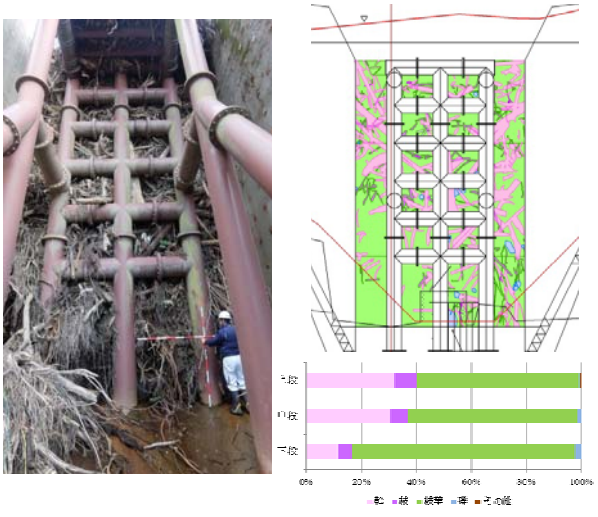


図 2　透過部の可視化の例

4.2 捕捉土砂内部

捕捉土砂内部の流木・礫の状況は、流木や礫の三次元的な堆積位置、大きさを詳細に把握することが重要である。流木の計測は迅速な施工が求められる災害

復旧工事内における調査時間の制約から、1 日 2 回のサンプリング調査とした。礫の計測は 50cm 以上の全数調査とした。

捕捉土砂内部の流木や礫の分布を把握するにあたり、堆砂域を三次元格子で区分して格子番号を付与し（図 3）、除石報告書のデータより抽出した位置（水平、深さ）情報を格子番号に変換した。

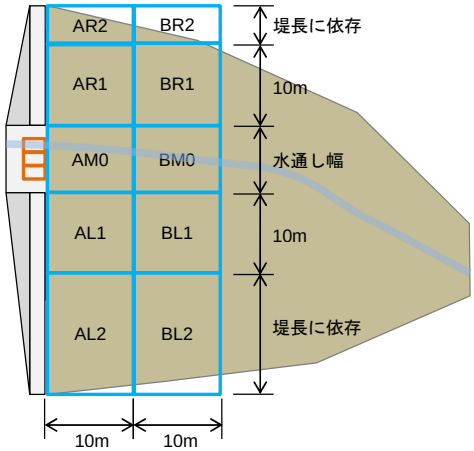


図 3　格子の設定方法

その上で調査した全個数に対する格子内の割合を色で区分し、捕捉土砂内部の流木・礫の分布個数の状況を表現する方法とした（図 4）。

4.3　堆砂地上部

堆砂地上部の流木・礫の状況は、捕捉土砂内部と同様に流木や礫の平面的な位置、大きさを詳細に把握することが重要である。堆砂地上部は捕捉土砂内部とは異なり地表面全体を概観することが可能であることから、UAV より撮影した画像を用いて流木の位置と本数を計測した。また礫については流木の下に堆積していることから、除石報告書のデータを用いた。表現方法は捕捉土砂内部と同様に格子による表現とした（図 4）。

5.　考察と今後の課題

透過部についてみると、閉塞した材質は枝葉が主体であり、下部ではその割合が増加することが把握できることから、透過部の閉塞状況を視覚的に判りやすく表現することができたといえる。

一方格子で表現した捕捉土砂内部、堆砂地上部をみると、

・縦断：流木、礫の順で堰堤に捕捉されている
・平面：透過部に流木が集中している

ことが瞬時に把握でき、流木・礫の分布を視覚的に判りやすく表現することができたといえる。

しかしながら、砂防堰堤による流木や礫の捕捉は、災害発生前の堆砂状況や河床勾配の影響によって変化することから、河道中心線の縦断勾配を表示するなど捕捉前の元地形情報の表現方法に工夫が必要である。

6.　さいごに

砂防堰堤が土石流を捕捉した事例が毎年のように報告されていることから、今後も除石工事にあわせて流木や礫の捕捉調査を実施し、本報告で提示したようなデータ蓄積を進めていくことが望まれる。

最後に本研究を進めるにあたり、ご協力頂いた鹿児島県並びに除石施工会社に改めて感謝の意を表します。

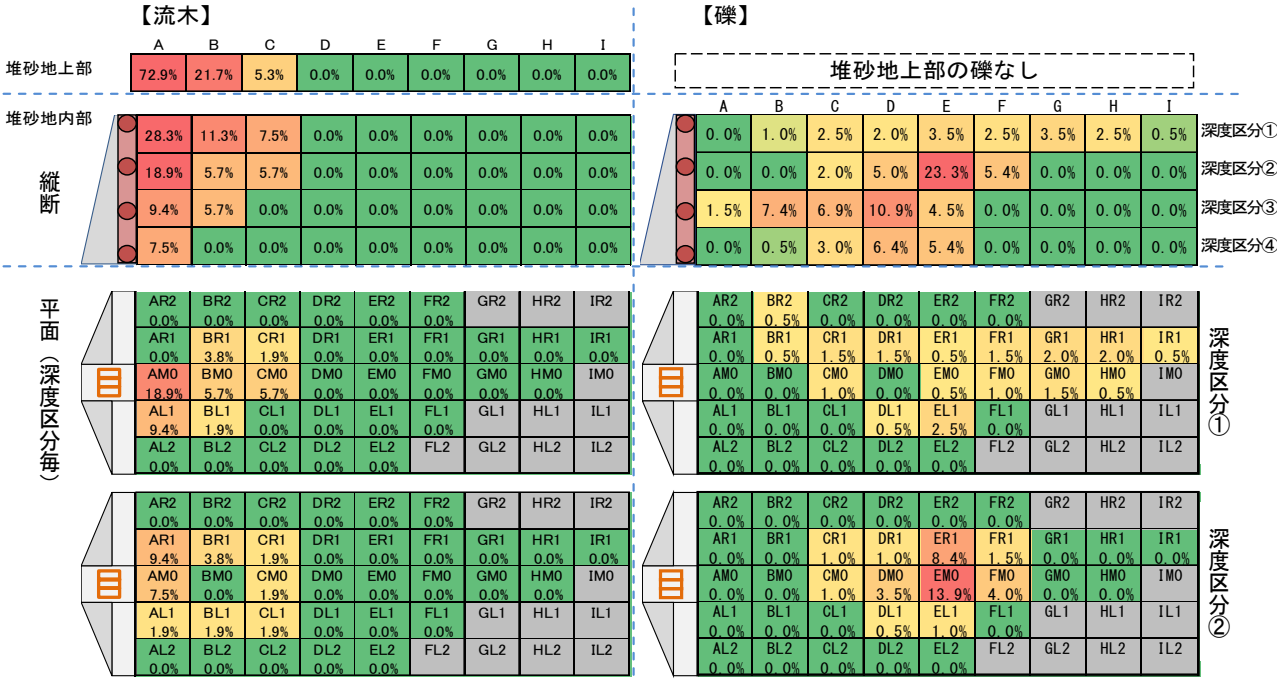


図 4　捕捉土砂内部及び堆砂地上部の可視化の例

P-036

河床変動計算における流路形状の影響

中電技術コンサルタント(株)　○杉原 成満，倉本和正
九州大学大学院農学研究院　　水野 秀明

１．はじめに

山地河川における降雨時の河道侵食・堆積を予測する手法として、一次元河床変動計算が多くの場合で用いられる。一次元河床変動計算は、河道の線形を直線とし､河道形状を矩形に近似することが多く、流れ方向に対してのみ計算を実施するため、単純であり扱い易いモデルといえる。しかしながら、山地河川において､多くの場合､河道は狭窄部や湾曲部、合流部等の流路形状を有しており、直線で近似しにくい。そのため、一次元河床変動計算は流路形状により生じるせき上げ背水や偏流等の局所的な水面の変化を考慮しきれているとは言えない。

そこで、本研究は、まずは流路形状のうち湾曲部に着目し、流路の線形の変化が河床変動計算での水深の計算結果に及ぼす影響を明らかにすることを目的とする。なお、計算は二次元の非構造格子を用いる。計算要素を円弧上に並べた場合と直線上に並べた場合の両方の計算を行い比較することで、水深を比べる。

２．計算条件

二次元河床変動計算は、二次元浅水流方程式を有限体積法で離散化した数理モデル [1),2)]を用いて行った。計算条件を以下に示す。

(1) 地形モデル

検討に用いる地形は、図-1 に示す一様勾配の縦断地形（10°および 5°）とし、中心に湾曲部（R150、100、50）を有する延長 500m、川幅 5m の河道とした。当該河道は、縦断方向に 50 分割（約 10m 間隔）で生成した座標点群を用いた三角形要素でモデル化した（図-2）。また、比較のため、湾曲部を有さない直線流路(一次元河床変動計算を想定したモデル)も同様の方法で作成した。

(2) 計算パラメータおよび検討ケース

検討に用いる計算パラメータを表-1 に示す。本研究では上流端に供給する水は一定量とすることで定常状態での比較を行う。なお、水の供給は、水深と流速で与えており、土砂は供給していない。

また、本研究における検討ケースは、地形モデルと流量規模の組み合わせにより設定し、流路形状を直線とするケースとの比較によって湾曲部の影響を考察する。

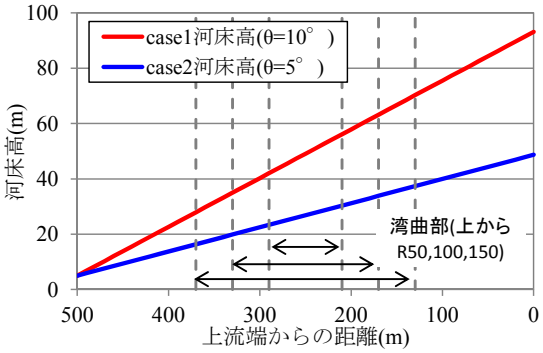


図-1　縦断地形

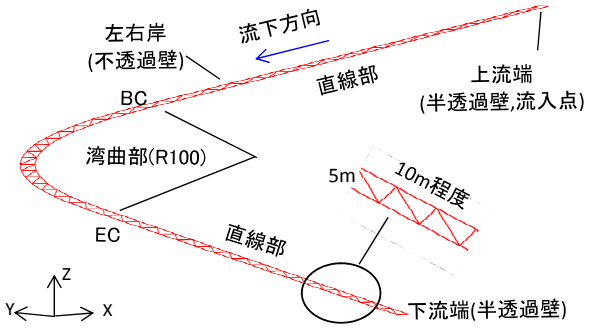


図-2　地形モデルの一例

表-1　計算パラメータ

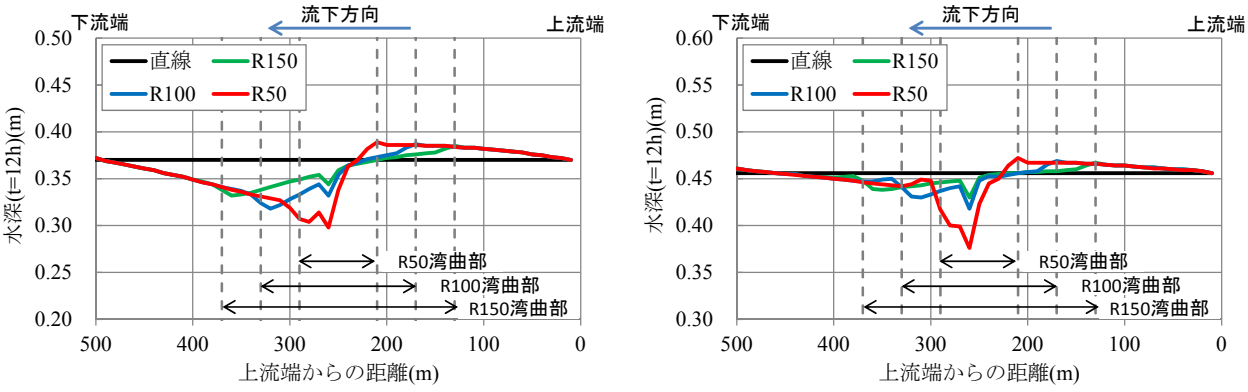
パラメータ	数値
計算時間	12時間
最大時間ステップ	10秒
CFL	0.1
重力加速度	9.81m/s
流体の密度	1,200kg/m^3
粗度係数	0.04
流量(一定)	5, 10, 20, 100m^3/s

３．計算結果

(1) 湾曲部の形状による影響

図-3 は各地形モデルに 10m^3/s の水を供給したケースについて、12 時間経過時の水深を比較した結果である。ここで、曲線部においては外側において水深が高くなることから、図中に記載の水深は内外 2 要素の平均値としている。なお、当該水深は 11 時間経過時の水深との差が十分小さいため、定常状態の水面と考えられる。

図-3 より､湾曲部を有さない直線流路とした場合、水深は全区間で一定となるが、流路形状に湾曲部を反映した場合、水深は湾曲部の前後で次のとおり傾



(a) 河床勾配 10°　　(b) 河床勾配 5°

図-3　12 時間経過時の水深

向が異なっている。

・上流端から湾曲部の起点に向かっては、水深が上昇している。これは、湾曲部で流れが阻害され、上流側でせき上げ背水が生じ、その影響が上流端に向かって伝搬しているものと考えられる。

・湾曲部では下流に向かっては、水深が低下している。これは、上流側でせき上げ背水が生じることで湾曲部との水位差が大きくなり、下流側の流速が早くなったことに起因するものと考えられる。

・湾曲部の終点から下流端に向かっては、水位が上昇する。これは、湾曲部の以降は流路形状が直線であるため、直線流路の水深にすりつくように上昇するものと考えられる。

湾曲部を有する流路では、これらの影響によって直線流路との水深差が生じているが、湾曲部の影響は径が小さいほど大きい。また、渓床勾配は急なほど水深差が大きく、影響範囲も広がっている。

(2) 流量規模による影響の差異

図-4 は河床勾配 10° の縦断地形において R50 の湾曲部を有する流路について、12 時間経過時における直線流路との水深差（R50 流路-直線流路）を整理したものである。

図より、上流端から湾曲部までの区間では、流量を大きくした場合であっても明瞭な差は生じていない。ただし、湾曲部における水深の低下量は流量が大きいケースほど大きく、湾曲部終点付近の水深差は 100m^3/s を供給したケースで 0.2m 程度となっている。湾曲部を抜けた後の水深は、5，10，20m^3/s を供給したケースでは緩やかに上昇しているが、100m^3/s を供給したケースでは湾曲部を抜けた直後に水深差 0.1m 程度のせき上げ背水が生じた後、直線流路の水深にすりつくよう低下している。

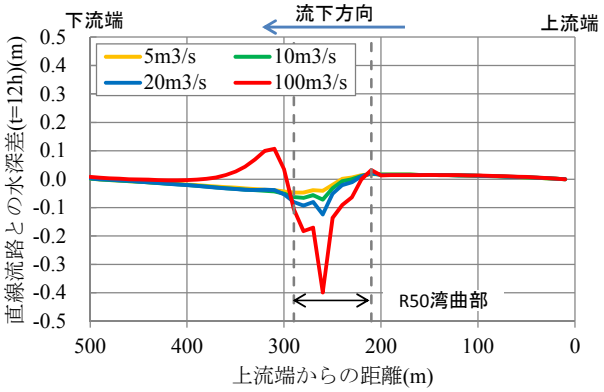


図-4　12 時間経過時における直線流路との水深差
（河床勾配 10° 、湾曲部 R50）

4．まとめと今後の課題

本研究では、湾曲部が河床変動計算の水深の計算結果に及ぼす影響を明らかにした。その結果、湾曲部を考慮した場合の水深の計算結果は、考慮しない場合のものと比べて、湾曲部の上流区間で深く、中央部で浅く、下流部で深くなることが分かった。湾曲部の曲率半径が小さいほど、この傾向は顕著となった。このことから、山地河川においては湾曲部の影響を考慮することが望ましいと考えられる。今回は、水のみ供給しており、土砂の侵食・堆積にどのような影響を与えるかまでは確認できていない。そのため、今後は土砂の侵食・堆積に与える影響について検討を行っていく必要がある。

参考文献：1) Ankai T., Mizuno H. and Sekine T.: Numerical analysis of blockage in a channel work by stony debris flow, The 5th International Workshop on Multimodal Sediment Disaster，p.49-56，2014，2) 水野秀明，関根 敬，江藤稚佳子，倉本和正：静水状態を考慮できる有限体積法による段波の再現，日本シミュレーション学会論文誌，Vol.8，No.1，p.13-20，2016

P-037

過去の災害実績等に関するデータの蓄積が少ない地域における土砂災害ハザードマップの作成手法の検討～スリランカ国 Aranayake 災害での検討事例～

国土技術政策総合研究所：鈴木清敬、内田太郎、松本直樹、桜井　亘、岡本　敦
京都大学：中谷加奈　株式会社パスコ：堀内成郎　中日本航空株式会社：岩浪英二

1. はじめに

平成 28(2016)年 5 月 17 日に，熱帯低気圧による豪雨により，スリランカ国 Kegalle 県 Aranayake にて大規模な土砂災害が発生し、この災害により死者 31 名，行方不明者数 96 名にものぼる甚大な被害が発生した[1]（図-1）。

スリランカ国では、国家建築研究所（National Building Research Organization：NBRO）により Landslide 災害の発生箇所の危険性について、土地利用、斜面勾配、土質、地質、地形などの要因から統計的な手法で 4 段階に区分した Landslide Hazard Zonation Map（LHZM）が作成されていたが、崩壊土砂の流下範囲は記載されていなかった。スリランカ国では想定される危険度の高い斜面直下の谷地形は不明瞭となっている場合が多く、プランテーション等のため斜面上方にも人家が分布しているという特徴をもっている。このため、不明瞭な谷地形の上流側斜面の崩壊による土砂の流下範囲を想定することが、スリランカにおける土砂災害を防止・軽減するために必要不可欠である。

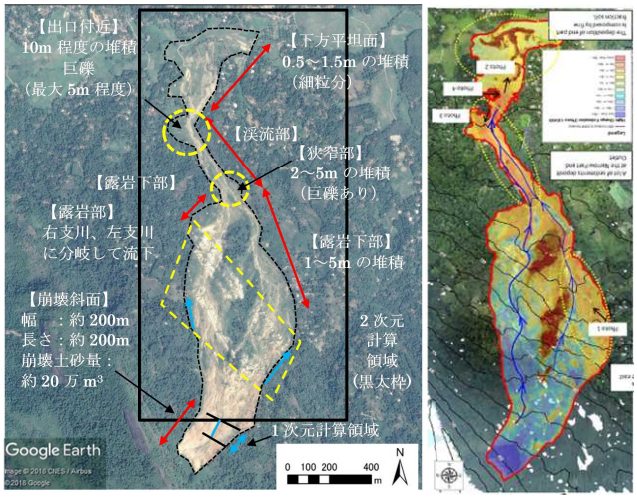


図-1　Aranayake 災害状況図
（右図は判田ら（2017）による災害前 LP と災害後 UAV 測量による差分図）

一方、スリランカ国では日本と異なり、崩壊等の規模や崩壊土砂の到達範囲、崩壊土砂の粒度分布などの過去の災害実績等に関する情報が十分ではないため、ハザードマップを作成する際に過去の災害実績を踏まえた経験的な手法を用いることが難しいと考えられる。

上記の背景を踏まえ、本研究では、Aranayake 災害を事例とし、過去の災害実績等に関するデータの蓄積が少ない地域において、崩壊の位置と規模および地形データのみの限られた情報をもとにして、不明瞭な谷地形の上流側斜面の崩壊に伴う土砂災害被害をどの程度まで予測できるかを検討した。なお、地形モデルは、「スリランカ国防災能力強化のための数値標高モデル作成能力プロジェクト」から提供を受けた航空レーザプロファイラ（航空 LP）データ（災害発生前の 2015 年 12 月計測）を用いた。

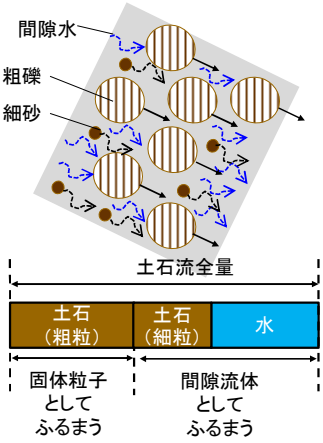


図-2　間隙流体の考え方

2. 研究方法

2.1 用いた土石流数値シミュレータ

数値シミュレータは NBRO 職員への技術移転を鑑み、地形データの取り込みが容易である点、GUI が実装されており数値計算にとりかかりやすい点、2 次元計算により結果が視覚的にわかりやすい点、計算結果に地理座標系が付与されており GIS と連携しやすい（既作成の LHZM と連動しやすい）点等を踏まえ、Hyper KANAKO[2]を使用した。

2.2 再現計算時の入力条件の設定手法

Aranayake 災害の再現計算をおこなうにあたり、崩壊位置と規模および地形データ以外の実態がよくわかっていない入力条件をどのように設定すべきか、また入力条件の違いが計算結果にどのような影響を及ぼすのかを確認するため、いくつかの入力条件を変化させた試行計算をおこなった。変化させた入力条件は、①細粒分の割合（間隙流体密度および土砂濃度）、②土砂量、③ハイドログラフ（与える土砂量は一定のもとで、継続時間とピーク流量を変動させた）、④粒度分布（代表粒径）である（表-1）。なお、①細粒分の割合とは、土石流中の細粒土砂は間隙水と一体となって間隙流体を構成するという考え方[3]に基づき、流れの中で流体として振る舞う土石の割合を示す（図-2）。また、ハイドログラフは土木研究所資料第 4240 号[4]に基づき、継続時間の 1/2 でピーク流量となる二等辺三角形状を仮定し、設定した。

今回の試行計算で固定したその他の入力条件は表-2 のとおりである。1 次元計算領域は崩壊斜面部とし崩壊幅 200m を 1 次元計算領域の川幅として設定した。2 次元計算領域は崩壊斜面直下の不明瞭な谷形状を呈する地点から下流側に矩形で設定し、2 次元計算領域の不安定土層厚は 5m とした（図-1）。

3. 研究結果

3.1 試行計算の結果

図-3 に最終計算時間の堆積深の計算結果を示す。いずれの計算結果においても、露岩部における右左支川への分岐した流下現象は表現できている。

表-1　試行計算にて変化させた入力条件

case	細粒分の割合 (%)	間隙流体密度 (kg/m^3)	土砂濃度	ハイドログラフの継続時間 (s)	ピーク流量 (m^3/s)	土砂量 (m^3)	代表粒径 (m)	比較検討ケース
01	20	1,477	0.536	8	58,000	232,000	0.237	基本
02	0	1,000	0.585	8	58,000	232,000	0.237	①細粒分
03	30	1,625	0.469	8	58,000	232,000	0.237	①細粒分
04	20	1,477	0.536	8	29,000	116,000	0.237	②土砂量
05	20	1,477	0.536	8	116,000	464,000	0.237	②土砂量
06	20	1,477	0.536	80	5,800	232,000	0.237	③ハイドログラフ
07	20	1,477	0.536	300	1,547	232,000	0.237	③ハイドログラフ
08	20	1,477	0.536	8	58,000	232,000	0.0237	④粒径
09	20	1,477	0.536	8	58,000	232,000	0.00237	④粒径

表-2　試行計算にて固定した入力条件

項目	単位	値
計算時間	sec	1440
計算刻み時間	sec	0.005
砂礫の密度	kg/m^3	2,650
重力加速度	m/s^2	9.8
水深の最小値	m	0.01
河床の容積濃度	―	0.65
マニング粗度係数	―	0.1
侵食速度係数	―	0.0007
堆積速度係数	―	0.05
砂の内部摩擦角	deg	35
不安定土砂厚	m	5

① 細粒分の割合（間隙流体密度と土砂濃度）の影響

細粒分の割合（間隙流体密度と土砂濃度）の比較検討ケースは Case01,02,03 である。細粒分の割合を 0%とした Case02 では、土砂は斜面中に堆積し、下流に到達する土砂が極めて少なくなっている。一方、細粒分の割合を 20%とした Case01、および細粒分の割合を 30%とした Case03 では下流の渓流部等に多くの土砂が堆積しており、災害実績と調和的である。

また、細粒分の割合（間隙流体密度と土砂濃度）が大きくなるにつれて、堆積範囲や堆積深が明瞭に大きくなっており、細粒分の割合（間隙流体密度と土砂濃度）が計算結果に非常に大きな影響を及ぼしていることがわかる。

② 土砂量の影響

土砂量の比較検討ケースは Case01,04,05 である。崩壊土砂量を半分の量にした Case04、崩壊土砂量を 2 倍の量にした Case05 と比較すると、土砂量が大きくなるにつれて堆積範囲や堆積深が大きくなっていることがわかる。

③ ハイドログラフ（継続時間とピーク流量）

ハイドログラフ（継続時間とピーク流量）の比較検討ケースは Case01,06,07 である。崩壊土砂量を一定とし、8 倍の継続時間と 1/8 倍のピーク流量とした Case06、約 37 倍の継続時間と約 1/37 倍のピーク流量とした Case07 を比較すると、計算結果に大きな違いはみられないことがわかる。

④ 粒度分布（代表粒径）

代表粒径の比較検討ケースは Case01,08,09 である。代表粒径を 1/10 倍にした Case08、代表粒径を 1/100 倍にした Case09 を比較すると、代表粒径を小さく設定すると、堆積範囲が大きくなっており計算結果に大きな影響を及ぼしていることがわかる。

4. まとめ

本研究では、土石流シミュレータ HyperKANAKO を用いて、過去の災害実績等に関するデータの蓄積が少ない地域において、崩壊の位置と規模および地形データのみの限られた情報をもとにして、不明瞭な谷地形の上流側斜面の崩壊に伴う土砂災害被害をどの程度まで予測できるかを検討した。その結果、計算結果は入力条件によって大きく異なり、①細粒分の割合＞④代表粒径＞②土砂量＞③ハイドログラフの順に計算結果に大きな影響を及ぼすことがわかった。

以上のことから、細粒分の割合を 20～30%程度に設定し被害範囲が過小評価とならないように留意することによって、過去の災害実績等に関するデータの蓄積が少ない地域においてもハザードマップを作成することができると考えられる。一方、被害想定を精度よくおこなうためには、他の災害実績にも適用し、①細粒分の割合の妥当性を検証しておくこと、および④粒度分布（代表粒径）の情報を入手しておくことが重要であると考えられる。

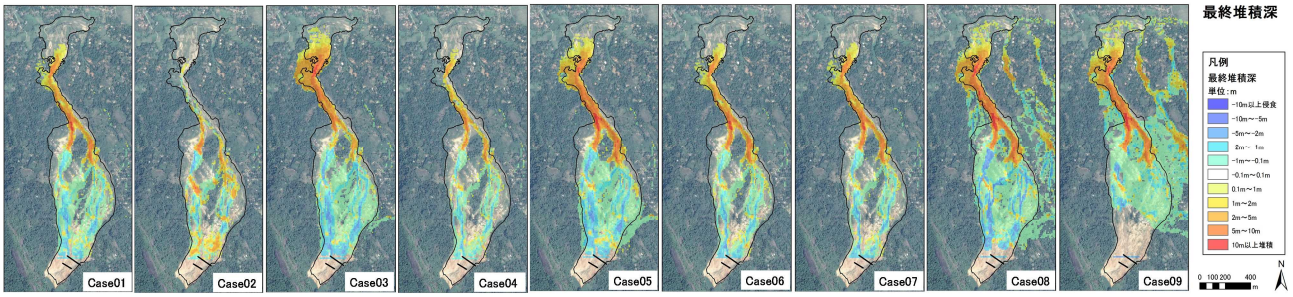


図-3　試行計算結果

＜参考文献＞　1) 判田乾一・大河原彰・佐々木央・岡村充哉・石原正仁・中野亮：アラナヤケ土砂災害現地調査報告，砂防学会誌，Vol.69，No.6，P.67-70，2017、2) 堀内成郎・岩浪英二・中谷加奈・里深好文・水山高久：LP データを活用した土石流シミュレーションシステム「Hyper KANAKO」の開発，砂防学会誌，Vol.64，No.6，P.25-31，2012、3) 西口幸希・内田太郎・石塚忠範・里深好文・中谷加奈：細粒土砂の挙動に着目した大規模土石流の流下過程に関する数値シミュレーション－深層崩壊に起因する土石流への適用－，砂防学会誌，Vol.64，No.3，p.11-20，2011、4)独立行政法人土木研究所：深層崩壊に起因する土石流の流下・氾濫計算マニュアル（案），土木研究所資料第 4240 号，2012

P-038

豪雨時の山地中小河川の土砂動態計算

国土技術政策総合研究所　内田太郎 松本直樹　桜井 亘
株式会社　建設技術研究所　中村直登　西口幸希　日名純也　村上正人
立命館大学　里深好文

1. はじめに

2017 年 7 月の九州北部豪雨では、記録的な豪雨により多数の山腹崩壊、土石流が発生し、赤谷川など筑後川右岸の山地流域において、大量の土砂が氾濫し谷底平野等の保全対象に甚大な被害を及ぼした。このような災害を軽減するためには、土砂動態の実態を解明するとともに、山地から谷底平野・扇状地に流出する土砂量を予測する評価手法の確立が重要となると考えられる。これまでも多くの豪雨時の土砂動態に関するモデルが開発され、再現計算が行われてきた[1)]。

一方、近年、土石流や掃流状集合流動の砂礫移動層中であっても、細粒土砂は間隙流体と一体として流下するいわゆるフェーズシフトした状態になることが水路実験などにより確認され[2)]、土石流の数値計算にとり入れられてきた[3)]。しかし、これまでの細粒土砂のフェーズシフトを考慮した数値計算の多くは主として土石流領域に焦点を絞ったものが多く、山地から谷底平野・扇状地に流出する土砂量への影響を検討したものは限られている。

そこで、本研究では、九州北部豪雨時の赤谷川流域の土砂動態の再現計算を試み、細粒土砂のフェーズシフトに着目し、下流への流出土砂量に及ぼす影響を検討した。特に、①フェーズシフトする粒径の条件、②フェーズシフトした細粒土砂の上限の濃度に着目した。なお、本研究は速報的に検討中の計算結果をとりまとめたものである。

2. 解析方法

本研究では、石礫型の土石流から、掃流状集合流動、掃流砂・浮遊砂に土砂移動形態が遷移する過程を対象とした内田ら (2016)[4)]の 1 次元河床変動計算モデルを用いた（図 1）。同モデルでは、時空間的な流砂の粒度分布の変化を表現できるよう、全領域、混合粒径で算出することとし、河床には交換層を設けた。また、流砂の移動形態は粒径によって異なると考え、層流状態で流下する粗粒土砂と乱流に取り込まれて流下する細粒土砂に 2 区分してモデル化した。

同モデルでは、西口ら[3)]の手法に従い、限界（上限）粒径以下の粒径の土砂については、全てフェーズシフトすると仮定した。ただし、内田ら[5)]と同様に砂礫移動層中の間隙流体の土砂濃度が上限値を超える場合は、限界粒径以下の土砂であっても、粗粒土砂として扱った。限界粒径については研究例が限られているが、ここでは浮遊砂の浮遊限界に関する考えに従い、摩擦速度と沈降速度の関係から、フェーズシフトの限界粒径を算出することによりモデル化した。すなわち、摩擦速度／沈降速度の比を α とし、α がある閾値（α_c）を超える条件で、フェーズシフトが生じると仮定した。この沈降速度と摩擦速度の比により、ある程度、細粒土砂のフェーズシフトが表現できることは水路実験等により確認されている[6)]。

また、土砂濃度が高くなると、粒子は互いに干渉しあい、沈降速度が低下することが指摘されてきている。ここでは、この粒子間の干渉の影響を考慮するために、Rubey の式により算出を行った沈降速度を高橋・里深 (2002)[7)]の提案式（式 1）を用いて補正した。

$$\omega(c) = (1-c)^{\beta}\omega_0 \qquad \text{式 1}$$

ここで、ω は沈降速度、ω_0 は清水中の沈降速度、c は土砂濃度、β は定数であり、室内実験[8)]の結果に基づき β=4 とした。

3. 解析条件

3.1 解析対象

本研究では、赤谷川流域を赤谷川本川、乙石川、小河内川の 3 つの河道でモデル化した。その上で、モデル化した河道に流入する支川のうち、流域面積が 0.1km^2 以上の流域の下流端は水・土砂の供給点を設けた。また、面積が 0.1km^2 以下の流域であっても、流出土砂量が多い流域の下流端には水・土砂の供給点を設けた。これらの支川流域以外の領域は残流域とし、残流域は水・土砂を均等に供給した。河道は、国土交通省九州地方整備局により実施された航空レーザー測量結果に基づき、顕著な侵食・堆積が生じた区間を河道として設定し、川幅を算出した。本稿では、乙石川の計算結果について示す。

3.2 水・土砂供給条件

ここでは、流域内及び流域周辺の地上雨量計のデータから

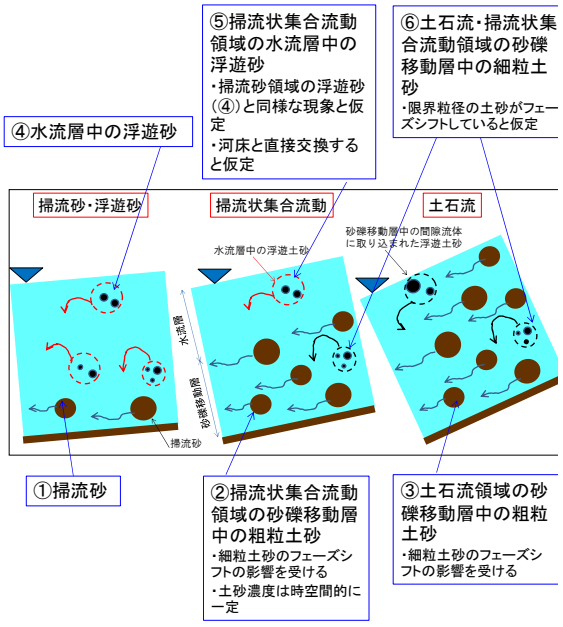


図1　用いたモデルのイメージ

流域平均雨量を算出した。すなわち、本検討では、降雨の空間分布は考慮していない。その上で、タンクモデルを用いて、各流域からの流量を算出した。タンクモデルのパラメータは全国 164 流域のデータを用いて同定されたパラメータ [9]のうち、赤谷川と同様な地質の流域で同定されたパラメータの平均的な値を用いた。その結果、赤谷川下流域でのピーク流量は「筑後川右岸流域 河川・砂防復旧技術検討委員会」で示された値と概ね一致した。

各支川流域から流出した土砂量を計算区間に供給することとし、流出土砂量は九州地方整備局により実施された 2 時期の航空レーザー測量結果の差分から算出された土砂量とした。また、顕著な渓岸侵食が見られる区間においては、2 時期のレーザー測量結果の差分から求まる土砂量を供給した。土砂供給のタイミングは、周辺住民へのヒアリング結果を基に、土砂流出が卓越したと考えられる時間帯に供給した。なお、本稿で結果を示す乙石川では、7 月 5 日の 17 時から 19 時に土砂流出が集中した可能性が考えられたため、これに従った。土砂供給期間中は土砂濃度は一定とした。粒度分布は現地の調査結果に基づき決定した。

3.3 計算ケース

本稿では、「はじめに」に示した①の目的に従い、まず、α_cを 1～3 で変化させた計算を行った。その上で、α_cを固定した上で、間隙流体の密度の上限値を 1.2 から 1.74 で変化させた計算を行った。

4. 結果

図 2 中央に航空レーザー測量結果の差分から算出した乙石川の各点の通過土砂量（実績値）とα_cを 1～3 で変化させた場合の計算値を示す。図より、α_cを小さくして、より粗い粒径までフェーズシフトしうると仮定すると、通過土砂量が大きくなることがわかる。また、上流域では、通過土砂量は計算値の方がやや多いが、下流域ではα_cを 2 ないしは 3 とした場合、通過土砂量は実績値を大きく下回った。このことは、細粒土砂のフェーズシフトを考慮したとしても、フェーズシフトの条件次第では、通過土砂量の評価が過小となる可能性を示していると考えられる。一方で、α_cを 1 とすると通過土砂量は計算値が実績を上回った。ここで、粗礫の衝突・摩擦によるエネルギー損失があると考えると、α_c=1 は極端すぎる設定であると考えられるが、フェーズシフトが起こりやすいと仮定すると現象はある程度再現できる可能性が考えられた。

次に、図 2 下にα_c=1 は固定した上で、間隙流体の上限の密度を変化させた計算結果について示す。なお、この計算においては上流の侵食域において、実績の侵食深＝初期の侵食可能深としている。このとき、上限の密度を小さくすると、通過土砂量は小さくなった。上限の間隙流体の密度を 1.3 とすると、通過土砂量は計算結果の方が実績に比べてやや小さいものの、比較的計算結果と実績が良い一致を見せた。

5. まとめと今後の課題

以上の結果から、1 次元河床変動計算により、細粒土砂のフェーズシフトを考慮することにより、流域内で大量な土砂生産が生じるような豪雨時の山地からの流出土砂量をある程度再現できることを確認した。今後は、川幅のとり方、土砂供給タイミング、粒度分布などの影響についても検討を進めていく予定である。

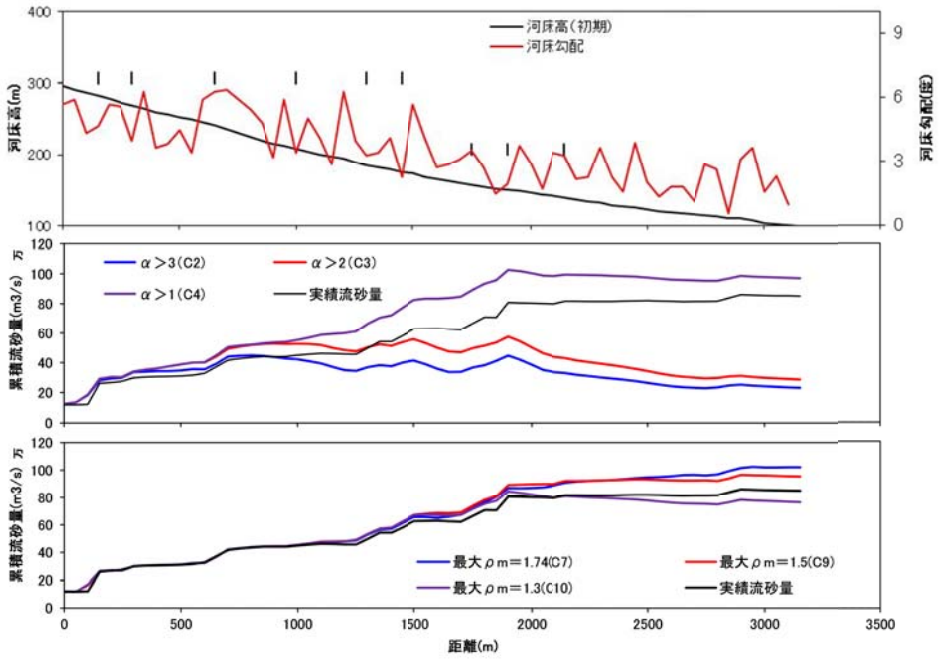


図2　乙石川における通過土砂量の実績値と計算結果の比較（右端が乙石川と赤谷川合流点）：上図の黒縦線は支川の合流を示す。

参考文献

1) 例えば、椚木ら（2007）砂防学会誌 59 (5)、15-22／2) 例えば、Hotta et al. (2013) Journal of Mountain Science, 10(2), 233-238／3) 例えば、西口ら（2011）砂防学会誌, 64(3), 11-20／4) 内田ら（2016）砂防学会概要集 A、34-35／5) 内田ら（2014）土木技術資料, 56(9). 22-25／6) 例えば、中谷ら（2018）砂防学会誌, 70(6), 3-11／7) 高橋・里深（2002）砂防学会誌, 55(3), 33-42／8) 内田ら（2017）砂防学会概要集、104-105／9) 内田ら（2016）地形、37(4)、579-595

P-039

伊豆大島大金沢斜面プロットにおける植生回復と土壌侵食量の変化

東京農工大学　○若原 妙子、東亜グラウト工業（株）石川 芳治
環境省関東地方環境事務所伊豆諸島自然保護官事務所　武藤 静、椋本 真里奈
伊豆大島ジオパーク推進委員会事務局　石井 靖彦、岩崎 紀子

１．背景および目的

2013(平成 25)年 10 月 16 日未明、伊豆大島では台風 26 号の影響により 24 時間雨量が 800mm を越える大雨となり、土砂災害が発生した。元町地区の上流に位置する三原山外輪山北西斜面の大金沢では、上流部の広い面積で表層崩壊が発生し、中流部では主として侵食が発生した。これにより生じた大規模な土石流は立木を巻き込み、下流の人家を襲い、暗渠や橋梁を閉塞し、多数の死者を含む甚大な災害をもたらした[1),2)]。災害後、2014 年より上・中流部の斜面では斜面安定工や植生回復等による侵食防止が進められ、同年 11 月には崩壊箇所への航空実播がおこなわれた。そこで東京農工大学、環境省関東地方環境事務所伊豆諸島自然保護官事務所、伊豆大島ジオパーク推進委員会事務局、東京都大島町が協働して、また東京都大島支庁等の関係機関の協力を得て、崩壊・侵食跡地での植生の回復過程、および植生回復に伴う地表流流出率や土壌侵食量の変化を明らかにすることを目的とし、大金沢上流部に試験プロットを設置した。2015 年 4 月より試験プロットの植生調査、地表流流出量、土壌侵食量等の観測を行っており、設置から 3 年間の変化を示した。

２．調査地および調査方法

調査地は東京都大島町大金沢上流部(N34.44, E139.24)の荒廃斜面（標高約 330m）である（図-1)。年平均気温 15-18℃、年平均降水量約 3,000mm で比較的温暖多雨な海洋性気候に属する[2)]。植生は常緑広葉樹林で、固有種・準固有種の植物が多い。崩壊発生前の調査地の植生は、ハチジョウイヌツゲやヒサカキなどの常緑広葉樹であった。





図-1　調査地概要

荒廃斜面 2 箇所に幅 2m×長さ 5m の試験プロット A, B を設置した（図-2)。斜面の傾斜は 28° でプロット A, B 間は約 60m 離れている。両試験プロットにて植生の種類と植生被覆率の測定をおこない、降雨量と地表流流出量を雨量計および転倒マス型量水計を用いて観測した。試験プロット下部には捕捉箱を設置し、流下した土砂およびリターを捕捉し定期的に回収した。回収した侵食土砂とリターは分離して乾燥させ、各々の重量を測定した。観測は 2015～2016 年は 1～2 ヶ月毎、2017 年は 3 ヶ月毎に通年でおこなった。これらの調査観測データを基に、植生の回復に伴う地表流流出率、土壌侵食量の変化を分析し、大金沢の特徴を検討した。

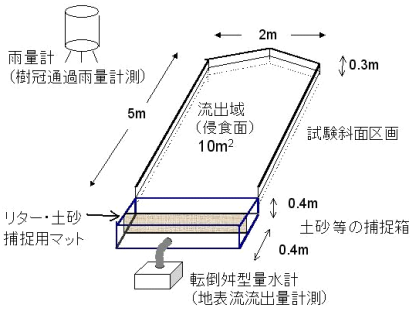


図-2　調査プロット

2018 年 2 月に各プロットの地表面から 10cm および 20cm の土壌を採土円筒で採取し、土壌物理性を調べるとともに粒度分析をおこなった。

３．結果および考察

3.1　植生の変化

2015 年 7 月には、試験プロット A の地表面は全て植生で被覆され、木本類（ヤシャブシ、樹高 137cm）を含め 12 種類の植生が観察された。試験プロット B では地表面の 9 割が植生で被覆され、21 種類の植生が観察されたた木本類は見られなかった。その後、両プロットの植生は木本類の増加および草本類の減少が観察された。2017 年 7 月には両プロットの植生は 19 種類であり、ヤシャブシのほかアカメガシワ、シロダモなどの木本類が生育し、草本から木本へゆるやかに移行しつつあると考えた。

3.2　土壌侵食量およびリター流出量の変化

2015 年の土壌侵食量は、一部に裸地のある試験プロット B での土壌侵食量はプロット A より多かったが（図-3）、植生が成長した 2016 年は 2015 年に比べてプロット A,B ともに土壌侵食量が減少した。

植生が成長した 2016 年において、秋から 2017 年春にかけてリターの流出が増加した（図-3）。土砂の流出量と比べ、プロット A,B のリター流出量の差は小さかった。

初期の単純な植生から、時間の経過とともに地表面を覆う下層植生から地表数 m 上空に葉をつける低木層まで複層的・立体的に植物が生育することで、降雨による土壌侵食を抑制し、またリター流出量が増加したと考えられた。

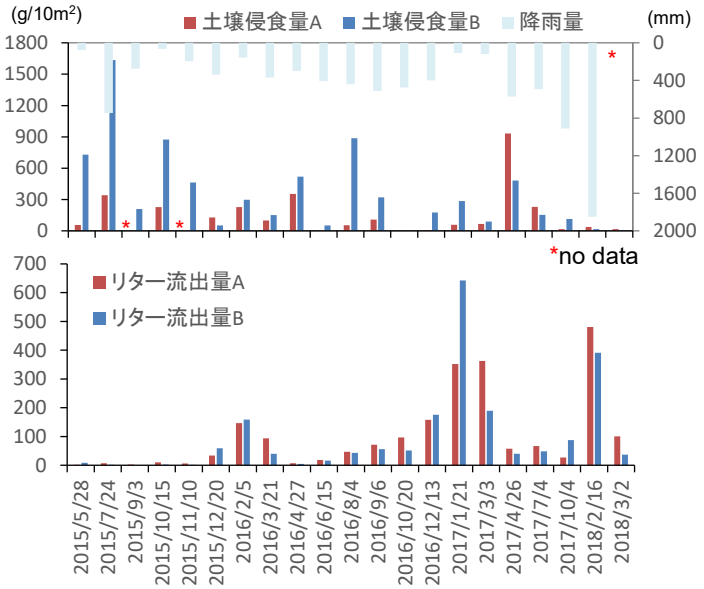


図-3　土壌侵食量とリター流出量

3.3　降雨量および地表流流出量

図-4 に観測期間別の降雨量および地表流流出量を示す。丸印で示した 2015 年のデータに比べ、×印で示した 2016 年以降のデータは降雨量に対する地表流流出量が低下している。これは根や葉など植生の成長およびリター等による地表面被覆の増加により、土壌の浸透能が増加したためと考えられた。

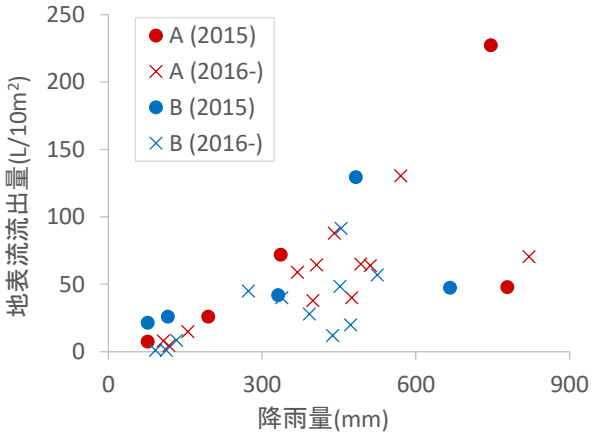


図-4　降雨量と地表流流出量

4. まとめ

崩壊斜面における植生、土壌侵食量、地表流流出量の 3 年間の変化を把握した。植生は順調に回復し、土壌侵食量と地表流流出量は減少しているが時折、大きな土砂流出が観測される。今後は地表面上の変化に加え、土壌内部の状態を含めて植生回復による土壌侵食の抑制メカニズムを探る予定である。

参考文献

1）石川芳治他（2014）2013 年 10 月 16 日台風 26 号による伊豆大島土砂災害，砂防学会誌，Vol. 66，No. 5，p. 61-72
2）伊豆大島土砂災害対策検討委員会（2014）伊豆大島土砂災害対策検討委員会報告書，東京都，pp57

P-040

兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み
－六甲山系谷頭凹地における土砂移動メカニズムの推定－

神戸市立工業高等専門学校○鳥居　宣之
一般財団法人建設工学研究所　沖村　孝・中川　渉
原口　勝則・鏡原　聖史
兵庫県神戸県民センター神戸土木事務所公園砂防課　村田　貴幸
兵庫県県土整備部土木局砂防課　石田　博彰

１．はじめに

近年，時間雨量 80mm を超える強雨によって崩壊を伴う土砂災害が多く発生している。六甲山系では平成 26 年台風 11 号の豪雨によって崩壊が多数発生した。この際発生した崩壊の特徴は，南向きの凹形谷型斜面で最も多く，次に凸形尾根型斜面で多く発生し，いずれも長距離を流動化したことが報告[1)]されている。

兵庫県では，平成 24 年 4 月にリアルタイム型のハザードマップシステムである箇所別土砂災害危険度予測システムを表六甲山系で運用を開始して以降，県内各市町への導入促進に取り組んでいるが，精度を向上させるためには，表面流や渓流の流水などによる浸食メカニズムへの対応が課題として求められている[2)]。

本報告では，上記課題に対応するため，凹形谷型斜面（谷頭凹地）で発生した崩壊を対象に，発生場所の特徴を整理するとともに，崩壊発生場の抽出方法ならびにハザードシステムの計算結果を基に崩壊メカニズムの推定を行った。

２．谷頭凹地における崩壊発生場の特徴と抽出条件

植田ら[3)]は，谷頭凹地における崩壊発生箇所について，集水域と地形の凹凸量を組み合わせることで発生場の抽出が可能であると報告している。本報告では，植田ら[3)]が抽出した谷頭凹地における土砂の堆積状況や地形量（10mDEM）に基づき，さらに発生場の絞り込みを行った。まず，崩壊が発生した谷頭凹地の地形判読を行い，谷頭凹地と崩壊発生場所（滑落崖位置）を整理した。その結果，谷頭凹地内の堆積物が崩壊しているタイプ（以降，すべり型）と谷頭凹地の下流部の堆積物が浸食されているタイプ（以降，浸食型）の 2 タイプが確認できた。さらに地形量（ラプラシアンや地表面傾斜）を分析した結果，いずれのタイプとも流域面積 2200 から 2800m^2 程度，ラプラシアン値 5 以上が流域面積に占める割合が 29%，谷頭凹地出口におけるラプラシアン値が 9 以上の場所であった。この特徴は，流域面積が小さく，流域面積の 3 割程度が明瞭な凹地で，さらに出口部分が狭窄している地形的な特徴があると言える。つぎに，すべり型は，谷頭凹地出口の堆積物が分布する傾斜がゆるい（30 度以下）特徴があり，浸食型は，谷頭凹地出口の堆積物が分布する傾斜が急（30 度より急）な特徴がある。

以上の特徴から，谷頭凹地の抽出条件を**表 1** に示した。ここで，抽出条件に関連する内容や後述する計算結果の整理対象セルを**図 1** に示した。この条件で谷頭凹地（すべり型，浸食型）を抽出した結果を**図 2** に示す。**図 2** に示すように水系網上流にある谷頭凹地において，すべり型，浸食型の発生しやすい流域が抽出された。抽出された谷頭凹地では崩壊非発生の箇所も多く抽出されているが，崩壊発生，流動化している箇所が含まれている。なお，崩壊の発生と非発生の違いについては，堆積していた土層厚や実際の降雨状況，植生状況等の違いがあったものと推察されるが，詳細な分析が出来ていないため，今後の課題としたい。また，谷頭凹地以外の谷壁斜面では，小規模な崩壊が発生しているが，谷頭凹地における崩壊に比べ，谷壁斜面で集水性が低いことから流下距離が短い特徴が見て取れる。さらに渓流の流水によって侵食された水系網内の土砂移動（図中の崩壊赤破線）も確認できる。

表 1　谷頭凹地の抽出条件

崩壊タイプ	流域（m^2）	流域内にラプラシアン5以上の面積割合（%）	谷頭凹地出口のラプラシアン	谷頭凹地出口の傾斜（10mDEM）
すべり型	2800以下	29	9	30度以下
浸食型				30度より大きい

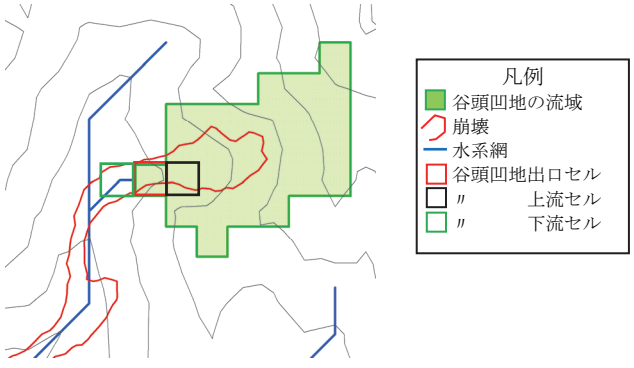


図 1　谷頭凹地の抽出箇所（すべり型の事例）

３．谷頭凹地における土砂移動メカニズムの推定

抽出された谷頭凹地（すべり型）における土砂移動メカニズムを考えるため，災害発生降雨を入力したハザードマップシステムのシミュレーション結果を整理した。検討着目箇所は，**図 1** に示した崩壊が発生した谷頭凹地内の出口とその上流，下流のセル（10mX10m）とした。**図 3(a)** は，対象地における解析雨量で，ハザードシステムに入力した降雨（1 時間）

を示している。なお，計算は 30 分ごとに実施している。図 3 (b) は，モデルのセル中心標高と計算で求められた計算基盤からの仮想水位 [4]を示している。ここで，凡例に示す添字 U が上流側セル，C が谷頭凹地出口セル，D が下流側セルを示している。この図から時間雨量が大きい時刻にすべてのセルで水位が増大している状況が読み取れ，上流ほどその変化が大きい。つぎに，各セルの地表面以上の仮想水位を過剰間隙水圧とみなして，その変化を図 3 (c) のように整理した。この図から豪雨時に地下水位が集中し，谷頭凹地出口周辺のセルで過剰間隙水圧が増大していたと考えられる。このことから，谷頭凹地におけるすべり型崩壊は，強雨によって，谷頭凹地の堆積物が分布する傾斜がゆるい箇所に，急激に水が集まり，地下水位が急激に増大，その水圧によって，飽和状態の堆積物がすべり崩壊し，一気に下流へ流動，長距離流下するメカニズムであると考えられる。一方，浸食型は，谷頭凹地内の堆積物が分布する傾斜が急であり，谷頭凹地の下流の水系沿いにも堆積物が分布している条件下で，強雨によって谷頭凹地に降った降雨が一気に谷頭凹地の下流に流出することによって，谷頭凹地の下流に堆積した土砂を浸食し，長距離流動化するメカニズムであると考えられる。

以上の考察から，図 4 に谷頭凹地の堆積環境イメージを示した。図 4 (a) に示すようにすべり型は，谷頭凹地の堆積物が分布する傾斜が 30 度以下で，その下流に遷急点がある場所で発生しやすい。一方，浸食型は，谷頭凹地内の堆積物が分布する傾斜が 30 度以上と急で，その下流に遷緩点がある場所で発生しやすい（図 4 (b)）と考えられる。ここで，谷頭凹地内の堆積物の傾斜角は，堆積物の安息角と関係があるものと考えられ，地形解析事例から花崗岩（マサ土）の場合，30 度がその閾値となると推察している。

4．おわりに

凹形谷型斜面で発生した崩壊を対象に，発生場所の特徴を整理するとともに，崩壊発生場の抽出方法ならびにハザードシステムの計算結果を基に崩壊メカニズムの推定を行った。今後，他の地域に適用し，谷頭凹地の抽出方法の適用性について検討を行う予定である。

参考文献

1) 鏡原ら：近年の強雨による斜面崩壊の発生メカニズムに関する一考察，P37-56,建設工学研究所論文報告集,2016.
2) 沖村ら：土砂災害リアルタイムハザードシステムの活用に向けた取り組み～平成 26 年度に発生した土砂災害による検証～，平成 27 年度砂防学会研究発表概要集,2015.
3) 植田ら：流動化した崩壊箇所の特徴と発生場の抽出方法－兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの精度向上に向けて－，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，2017.
4) 沖村ら：表層崩壊リアルタイムハザードシステムの構築に際して生じた課題と対策(7),建設工学研究所論文報告集，第 58 号,pp.43-57,2016.

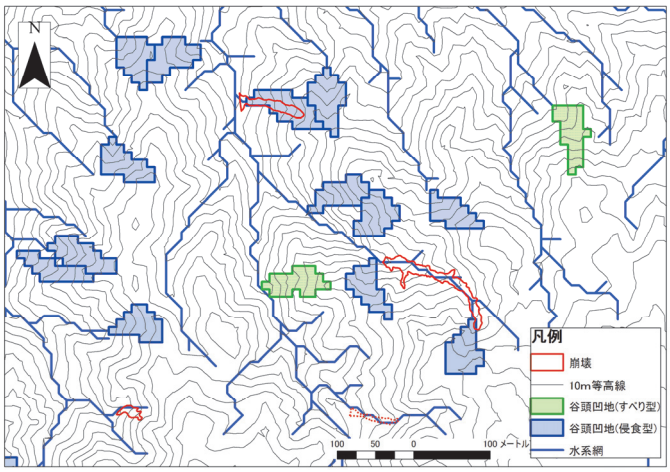


図 2　谷頭凹地の抽出結果

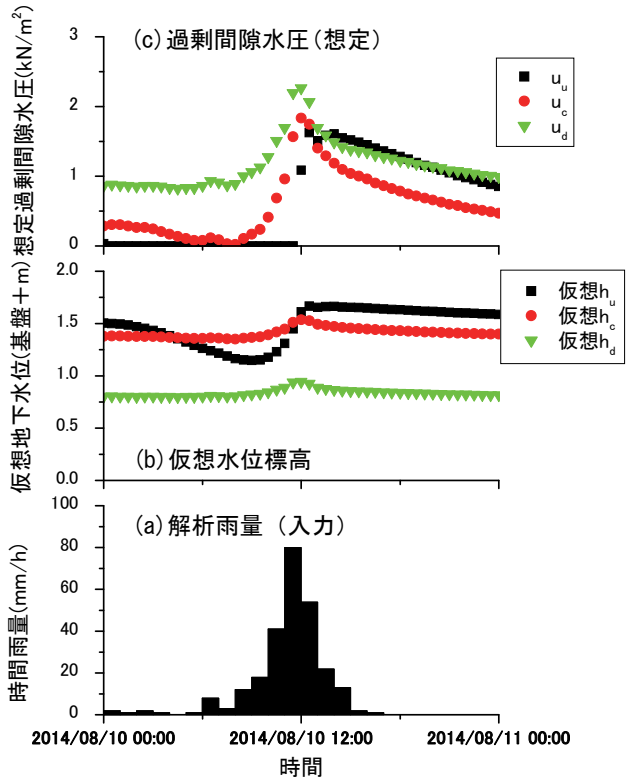
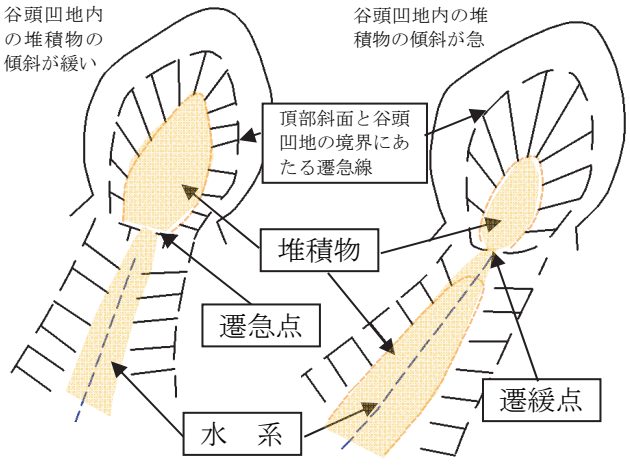


図 3　谷頭凹地内における計算結果（すべり型）



(a) すべり型　　(b) 浸食型

図 4　谷頭凹地の抽出箇所

P-041

阿武隈川上流における出水時の土砂移動特性について

株式会社　建設環境研究所　○叶　正興、井内拓馬、高橋正志
東北地方整備局福島河川国道事務所　中野　孝

１．流砂量観測の概要

阿武隈川上流では、平成23年に松川、荒川などの流入支川を中心に計6箇所でハイドロフォン、濁度計、浮遊砂計による流砂量観測が開始された。また、平成28年から兜橋、大正橋等の本川区間を中心に計7箇所で濁度計の設置と出水時の高水採水調査が実施され、現在計13箇所での流砂観測により阿武隈川上流域における土砂移動の実態把握に努めている。

本稿では、平成29年度の高水採水調査による流砂量観測の結果を中心に、既往資料を踏まえて、阿武隈川上流における出水時の土砂移動特性について分析、検討の結果を報告する。

２．高水採水調査の実施状況

観測箇所（13箇所）に設置した流砂量観測機器より、定期的にデータ回収と解析を行うとともに、台風21号出水において、兜橋、大正橋など計7箇所でバケツ等による高水採水調査を実施した。そのうち、出水中に水深方向で流砂量（濃度）の変化を確認するため、兜橋と蓬莱橋の2箇所で特製の採水装置(写真-1)を用いて深度方向（2割、8割水深）の採水調査を実施した。

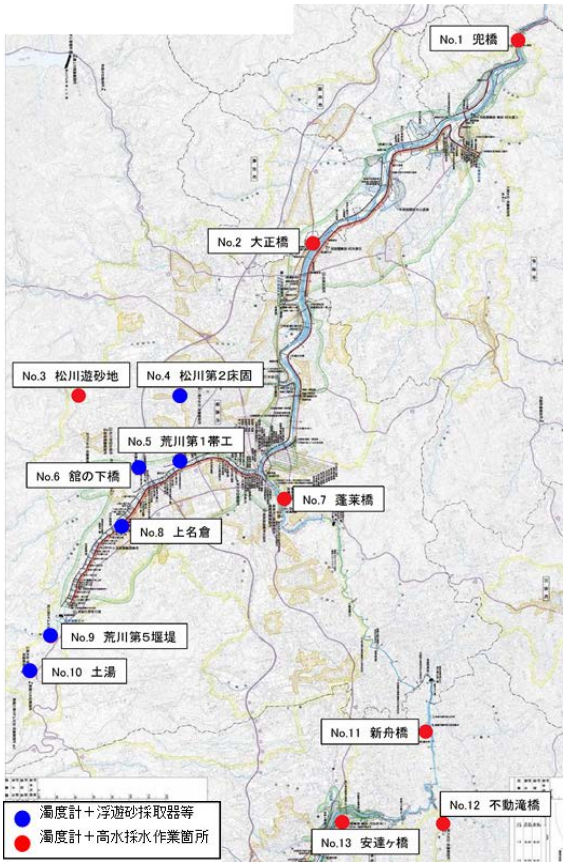


図-1 調査地点位置図

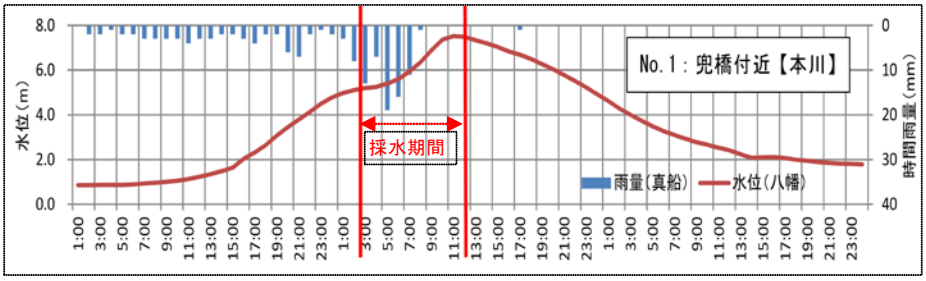


図-2 出水時調査の洪水波形

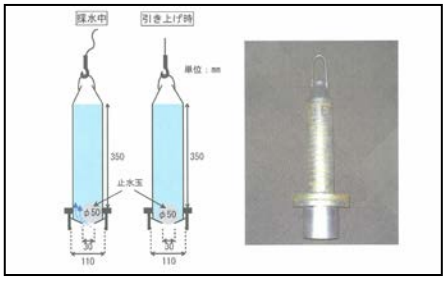


写真-1 深さ方向採水装置

３．高水採水調査の結果と考察

３．１　水深方向土砂濃度の比較

平成29年10月に発生した台風21号出水時における兜橋、蓬莱橋地点の水深方向の採水調査結果による土砂濃度の分布を図-3に示す。調査地点の出水時の水深の違いによる差異があるものの、2地点とも深度方向で土砂濃度の増加傾向が認められる。

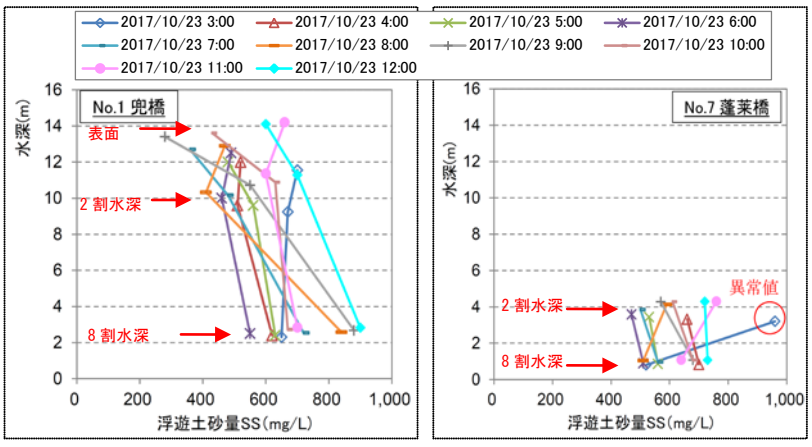


図-3 深さ方向の採水調査による各時刻の土砂濃度分布

また、表面採水結果のみと深度方向の土砂濃度変化を考慮した兜橋と蓬莱橋の通過土砂量の比較を図-4、表-1に示す。表面採水のみの場合は、水深方向の変化を考慮した場合に比べて兜橋の通過土砂量が最大で約3割少なく評価される可能性があることが伺える。

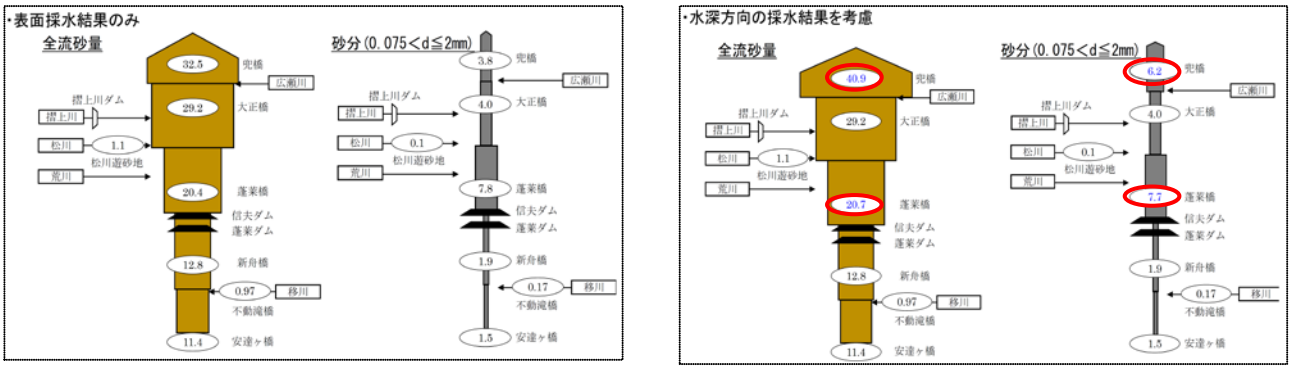


図-4 表面採水のみと深さ方向採水結果を考慮した場合の通過土砂量分布図(観測期間)

表-1 表面採水のみと深さ方向採水を考慮した場合の兜橋と蓬莱橋の通過土砂量の比較

地　点	全通過土砂量		比率	砂　分		比　率
	①表面採水のみ	②深さ分布考慮	②/①	①表面採水のみ	②深さ分布考慮	②/①
兜橋	32.5	40.9	1.26	3.8	6.2	1.63
蓬莱橋	20.4	20.7	1.01	7.8	7.7	0.99

3．2　通過土砂量と出水流量との相関整理

阿武隈川上流域からの通過土砂量と出水条件の関係を確認するため、平成22年以降の主要出水時における兜橋地点の通過土砂量と対象出水のピーク流量及び総流量との関係を図-5，図-6に示す。これらのデータによれば、兜橋の通過土砂量は出水のピーク流量との相関はあまりなく、むしろ主に出水期間の総流量に支配されると推測される。

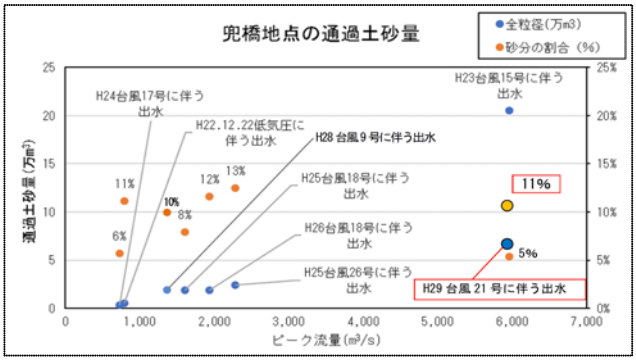


図-5 通過土砂量とピーク流量の相関

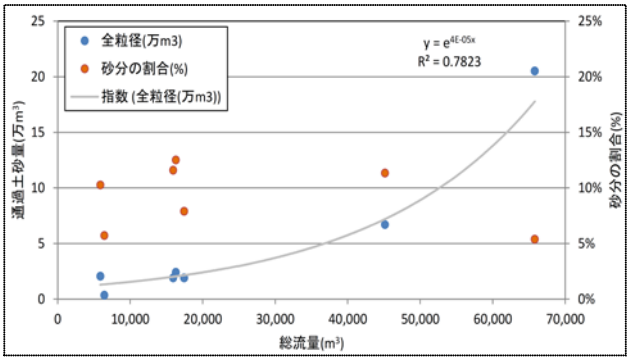


図-6 通過土砂量と総流量の相関

4．まとめ

流砂量観測結果の分析と考察により、阿武隈川上流における土砂移動の特性について、以下のことが確認された。

①洪水時において水中の土砂濃度は、水深方向で増加する傾向が確認された。これによれば、表面採水の結果のみで流砂量を算出する場合では、兜橋地点での通過土砂量が最大で約3割小さく評価される可能性がある。

②出水に伴い兜橋の通過土砂量は、出水時のピーク流量との関係があまりなく、総流量との相関性が高いと推定される。

③既往出水を含め、兜橋を通過する土砂量のうち、砂分（0.075mm<d<2mm）は5～13%程度である。

P-042

六甲山系における近年の土砂移動状況の検討

国土交通省 近畿地方整備局 六甲砂防事務所　石塚忠範*1・服部浩二*2・岸本昌之*2
国土防災技術株式会社　小菅尉多・○永田葉子・敦賀屋研次郎
＊1 現所属：水管理・国土保全局　＊2 現所属：近畿地方整備局

1. はじめに

六甲山系は昭和 13(1938)年の阪神大水害など，大規模な土砂災害が繰り返し発生している地域である。しかし，平成 7(1995)年の兵庫県南部地震以降，大規模な土砂災害が発生していなかったが，平成 26(2014)年台風 11 号時に山腹崩壊が多発し，渓流でも多くの土砂移動が発生した流域も認められた。

六甲山系では平成 15(2003)年から流砂観測が始まり，平成 23(2011)年からは各渓流で出水時の浮遊砂観測を実施している（図 1）。しかし，これらの観測結果では観測箇所上流の土砂移動状況が不明であることから，多数設置されている砂防堰堤の施設点検資料を用いて，六甲山系の面的な近年の土砂移動状況の確認を行った。

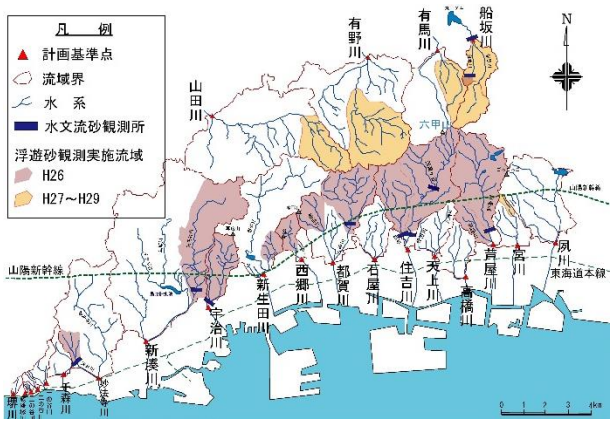


図 1　六甲山系の渓流と浮遊砂観測渓流

2. 検討の方法

六甲砂防事務所では平成 4(1992)年から直轄砂防堰堤（現在の点検対象は約 520 基）において砂防施設点検を実施している。砂防施設点検では堰堤の堆砂状況を記録しており，この資料を用いて各堰堤の堆砂高（未満砂高）の変化及び堆砂状況を把握した。堆砂状況は「満砂」と「未満砂」に分類し，「未満砂」の堰堤のうち継続的に堆砂が増加する傾向の堰堤を「増加傾向」として別に分類した。さらに平成 26～27 年に 1m 以上堆砂高が上昇した堰堤についても抽出した。ここで，「満砂」は検討対象としている平成 4(1992)～28(2016)年に満砂していた堰堤で，途中で除石されたものや，堆砂が進んで満砂となったものを含めた。

これらから土砂移動状況を検討し，さらに平成 23 年から実施している浮遊砂観測（田村ら（2015）他）の結果との関連についても検討を行った。

3. 検討結果

3.1 堆砂状況

六甲山系における直轄砂防堰堤の整備状況とそのうち満砂となっている堰堤数及びその割合を図 2 に示す。

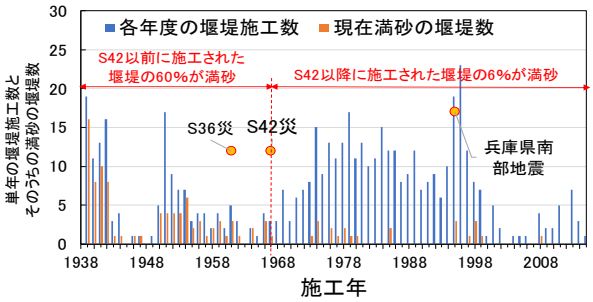


図 2　堰堤の整備状況と施工年ごとの満砂の堰堤数

最大 24 時間雨量が 300mm を超え，大きな被害をもたらした昭和 42(1967)年 7 月豪雨以前に施工された堰

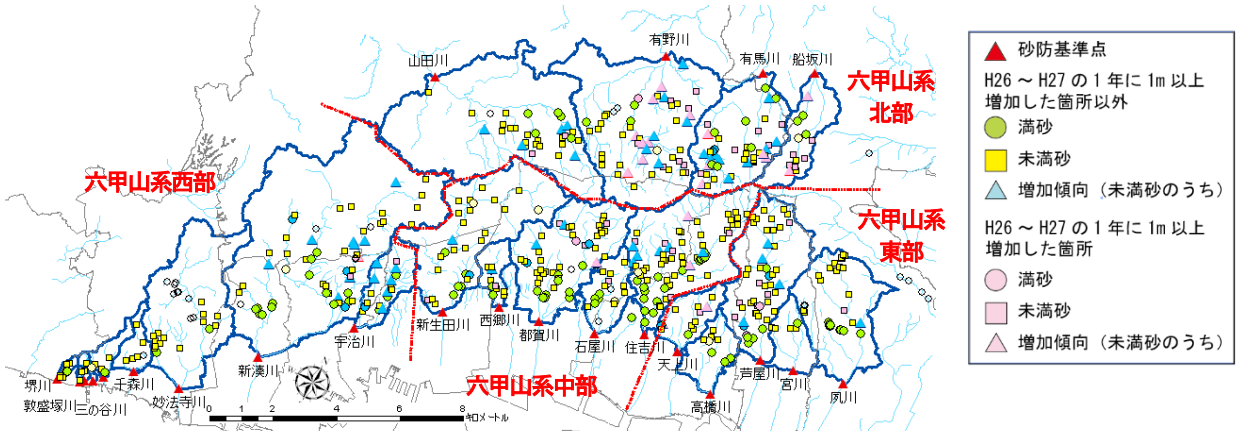


図 3　堆砂状況による分類結果

堤のうち60%が満砂，それ以降に施工された堰堤のうち満砂しているのは6%と大きな違いが生じている。このことから昭和42年の豪雨時，もしくはそれ以前は土砂移動が多く発生し，多くの堰堤が満砂や満砂に近い状態となったが，それ以降には多くの堰堤が満砂になる程の大規模かつ広域な土砂移動が発生していないと推定できる。

堰堤の堆砂状況の分類結果を図3に示す。検討において，六甲山系を西部（堺川～宇治川），中部（新生田川～住吉川），東部（天上川～夙川），北部（船坂川～山田川）に区分した。図3より，主渓流の下流には満砂した堰堤が多く，西部の堺川から妙法寺川については，増加傾向の堰堤はみられない。また，西部の宇治川，北部の有馬川，有野川は増加傾向の堰堤が多い。さらに，平成26～27年に増加した堰堤は北部の船坂川～有野川西部に多いことが判る。

3.2 土砂移動が発生した時期

堆砂高が1年に1m以上上昇した堰堤を抽出し，土砂移動が発生した時期の確認を行った（図4）。なお，施設点検は1年間で全箇所を点検するため，同じ豪雨による土砂移動でも箇所により違う年度に区分されている。また，平成11(1999)年以前の点検は，堆砂高の計測方法が異なることから，写真で土砂移動を確認し，土砂移動の可能性が高い箇所のみを計上している。そのため，この期間については割合が少なくなっているが，平成11年については比較的多くの堰堤で堆砂高が上昇している。これは平成7年の兵庫県南部地震により発生した崩壊の崩土が平成11年の豪雨時に流出した可能性が考えられる。

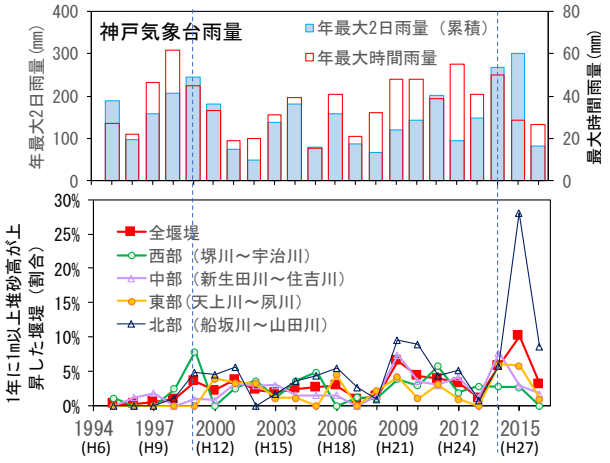


図4　1m/1年以上堆砂高が上昇した堰堤の割合

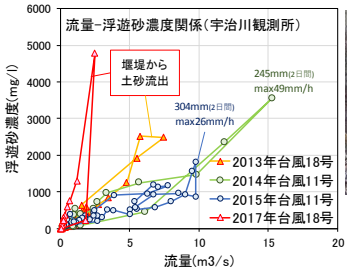
また，平成27年の六甲山系北部の堰堤で堆砂高が上昇している箇所が非常に多い。北部は年度当初に点検されるため，これは平成26年の土砂移動である。東部，中部についても平成26年，平成27年の割合が高いが，西部についてはこの期間に堆砂が増加した堰堤が少なく，平成11年に堆砂高が上昇した堰堤の割合のほうが高い。これは，平成26年台風11号による豪雨は六甲山系北部が特に降雨量が多く，西部は北部と比べるとかなり降雨量が少ないことと対応していると考えられる。また，計測方法が異なる平成11年以前を除くと平成14～20年に堆砂量が増加した堰堤が少ない。これは，この期間は降雨が比較的少ないことが影響しているものと考えられる。

3.3 浮遊砂観測結果との比較

六甲山系では平成23年より出水時に浮遊砂観測を実施しており，平成26年についても台風11号時に浮遊砂観測を実施している。このときは観測箇所近傍で崩壊・渓床侵食が発生した箇所などで浮遊砂観測により異常が検知されている。ただし，大規模な土砂移動が発生した六甲山系北部については，平成26年には浮遊砂観測を実施しておらず，次年度から観測を開始している。しかし，北部での浮遊砂観測結果からは，上流の崩壊や土砂移動の影響を捉えることができていない。

一方，施工年代の古い堰堤の大型の水抜き暗渠から大量の土砂が流出している渓流があり，ここでは出水の規模と関係なく，土砂流出の年度（平成25(2013)年，平成29(2017)年）に高い浮遊砂濃度が観測されている（図5）。

これは，豪雨に伴い渓流内である程度の浮遊砂が発生しても，下流に到達する前に渓流内や堰堤に堆砂した礫間に捕捉されるため下流での観測で検知が難しい場合があるのに対し，堰堤には大量に浮遊砂が貯留されており，水抜き暗渠から堆積土砂が流出すると，下流側でも検知できるほど浮遊砂濃度が上昇すると考えられる。





H25 年に大幅に水抜き暗渠から土砂が流亡した堰堤

図5　水抜き暗渠からの流出時を含む浮遊砂観測結果

4. おわりに

砂防施設点検結果を用いて，近年の六甲山系の平面的な土砂移動状況を把握することができた。このような長期に渡る堆砂状況の変化を，除石や補強などの情報と併せて整理すると，さらに流域管理，施設管理に資することができると考えられる。

【参考文献】田村ら(2015)：六甲山系における比較的大きな出水時の浮遊砂の特徴，平成27年度砂防学会研究発表会概要集(pp. B-296-297)

P-043

小渋川流域の縦断的な流砂水文観測状況とその結果

国土交通省中部地方整備局　天竜川上流河川防事務所　椎葉秀作　岡村修　杉山和也(現木曽川上流上流河川事務所)
株式会社コルバック　○鶴田謙次　吉村暢也　遠藤哲雄

1. はじめに

小渋川では，天竜川水系における今後の土砂管理計画検討の基礎資料として，また，流域監視や施設効果の把握を目的として，ハイドロフォン観測手法を用いて，流砂観測を実施している．本報告は，2017 年 10 月 22 日台風 21 号（小渋ダム流入量 200 ㎥/s ）を対象として，小渋ダム土砂バイパストンネル稼働時の縦断的な流砂観測状況とその結果を報告するものである．



図―1　小渋川流域模式図

2. 観測の概要

2.1 観測地点の概要

小渋川での観測地点の模式を図―1 に示す．小渋ダム上流（流域面積 288.0㎢）では大河原地点（流域面積：134.8㎢，計画河床勾配：1/70）と支川鹿塩川地点（流域面積：52.3㎢，計画河床勾配：1/31）で，小渋ダム下流では生田地点（流域面積：295.4㎢，計画河床勾配：1/101）で観測を実施している．大河原地点（川幅 70m）では，観測精度の向上を図って河川横断的に左右岸，中央部の 3 ヶ所にハイドロフォンを設置している．

2.2 観測機器と土砂量変換式

観測機器は，ハイドロフォン（パイプ型 3，プレート型 2），水圧式水位計，底面流速計，濁度計である．観測値（パルス）から土砂量への変換式は，機器設置時に現地水路実験を行って作成している．

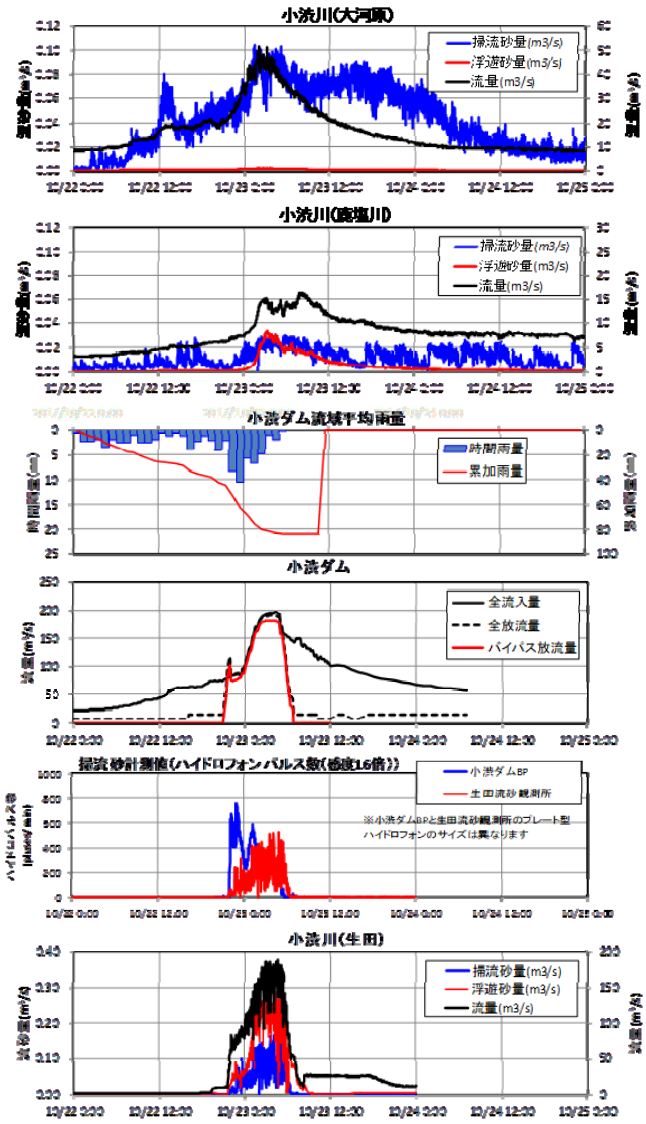
3. 土砂流出特性

3.1 縦断的な流砂移動現象

小渋川流域の流砂水文観測結果を図―2 に，観測流量の地点比較を図―3 に示す．

(1) 観測流量の比較： 大河原及び鹿塩川地点の流量は底面流速から求められており，図―3 には，これに加えて与田切川での底面流速と平均流速の関係を用いて算出した値を示す．小渋ダム流入量の 65%値（大河原＋鹿塩川と小渋ダムの流域面積比）は，洪水の立ち上りでは，上記の平均流速による大河原＋鹿塩川地点の流量とほぼ一致しているものの，ピーク後の土砂濃度が高い部分ではその流量を上回っている．これは土砂濃度が高い影響で平均流速が過小評価されているためと推定される．一方，生田地点の流量は小渋ダム放流量とほぼ一致している．

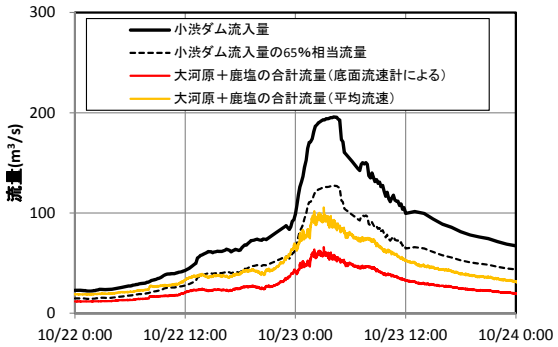
(2) 掃流砂量の比較： 大河原地点の掃流砂量は，18,200 ㎥（135 ㎥/㎢）が観測されており，流量の低減時に大きな掃流砂の移動が確認できた．一方，鹿塩川の掃流砂量は，流量に応じた土



図―2　10/22 出水小渋川観測データ時系列図

砂移動がみられ，掃流砂量2,900 m³（55 m³/ km²）を観測しており，小渋川本川からの土砂流出が顕著である．次にパルス波形をみると，バイパストンネル出口では急な立ち上がりであったが，生田地点に到達するまでに，掃流力見合いの比較的なだらかな波形となっている．生田地点の掃流砂量は1,700 m³(6 m³/ km²)である．

(3)浮遊砂量の比較：大河原地点の浮遊砂量観測では，濁度計の感度低下により正確なデータは取れなかった．鹿塩川地点での浮遊砂量観測結果は1,100 m³（21 m³/ km²）であり，生田地点では5,000 m³（17 m³/ km²）の浮遊砂量を観測している．なお，バイパストンネルの濁度観測は，トンネル内での流れの状態が下流河川と異なるため，生田地点の浮遊砂量とは比較はできなかった．



図－3　観測流量地点比較

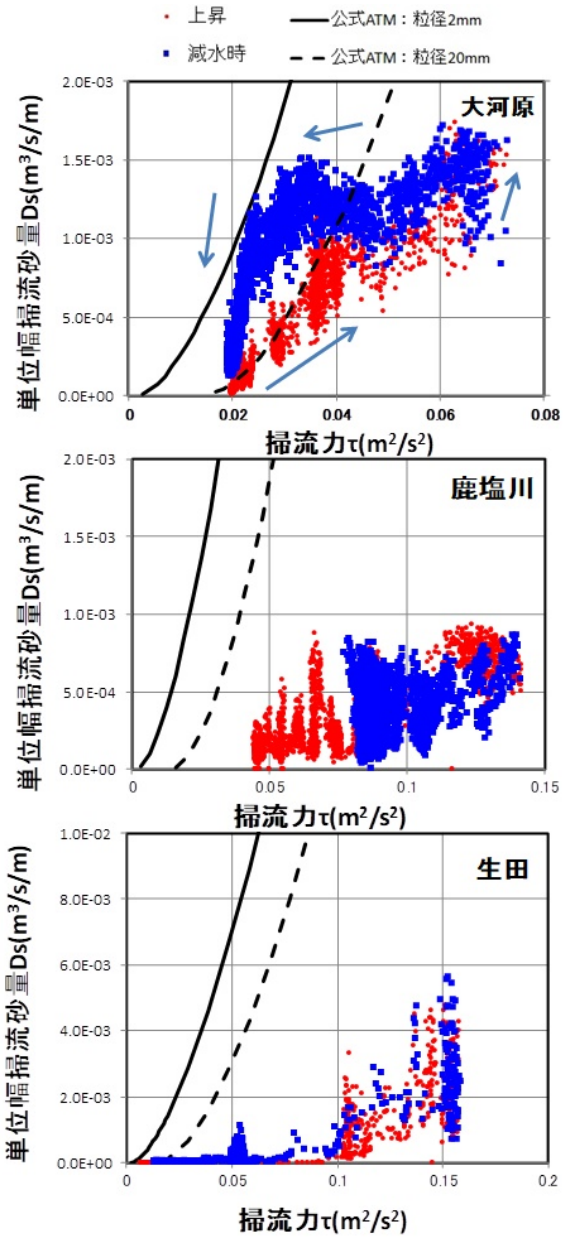
3.2 掃流砂の土砂動態特性

土砂を運搬する力の掃流力と移動掃流砂量の関係(動態特性)を，理論的な掃流砂公式（ATM式）の結果と重ねて図―4に示す．

(1)大河原地点：出水前半の水位上昇時は，掃流力に応じた掃流砂量となっており，掃流砂公式の粒径20mm（ほぼ河床材料）と符号している．水位減水時では，掃流砂量のピークが生起し，掃流砂公式の粒径2mmに移行している．移動土砂の粒径が細粒化されていることから，生産現象が発生していたと推測される．掃流力と掃流砂量は，反時計回りのループとなっている．

(2)鹿塩川地点：鹿塩川では，上流の未満砂の砂防堰堤で土砂が捕捉されているため掃流砂量は小さい．掃流力に応じた土砂が河道等から生産されていない状態と考えられ，一般的に土砂生産の少ない渓流での観測結果と同じ現象を示している．

(3)生田地点：生田地点の移動土砂は，小渋ダムバイパストンネルから排出された土砂が主であると推測される．小渋ダム放流量見合いの掃流力に対して，掃流砂量が掃流砂公式よりも少ない結果となっている．これは，バイパストンネルから排出された土砂が，ダム放流量の掃流力で土砂移動したと思われる．反対に，掃流砂公式の土砂量より大きな排砂が行われた場合は，河道内に土砂堆積することになる．



図－4　掃流砂の土砂動態特性

4. 今後の課題

(1)土砂濃度の高い砂防域の流量観測：底面流速計は，河床付近の土砂濃度が高くなると観測流速が横ばいとなる．下流の土砂濃度が高い個所での流量把握は，出水時の流量観測の実施やカメラ映像による表面流速を観測し，鉛直分布を考慮した平均流速から換算する必要がある．

(2)水・土砂収支に基づく縦断的な流砂水文観測：今後は，土砂生産源から天竜川への土砂移動現象を縦断的な水・土砂収支に基づいて分析し，小渋川上流域の事業効果や流域監視方法、また，バイパストンネルの影響評価，流砂観測箇所や効果的な土砂管理手法についての検討を行う必要がある．

謝辞：本論文をまとめるにあたって小渋ダムのデータを提供頂いた天竜川ダム統合管理事務所に謝意を表します．

P-044

土砂生産流域の谷壁起伏量と堆積域の地形形成について

流砂系クラブ　池田　潤

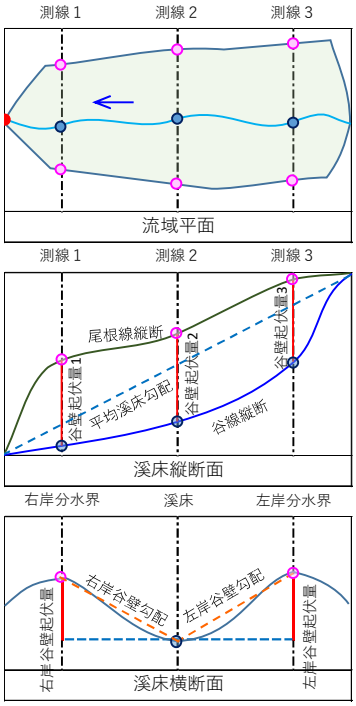
１．背景と目的

土石流危険渓流において，谷口下流の堆積地形は，土石流の堆積範囲を推定するうえで重要な判断材料になると考えられる。しかしこのような堆積域の地形と谷口上流の土砂生産流域の地形との関連については分からない点が少なくない。このことから侵食域における地形上の特徴と谷口からの土砂流出特性との関連を詳細に明らかにしていくことは防災対策上重要であると考えられる。

秋田県北部鷹巣盆地周辺では，米代川中流域左岸の小猿部川およびその左支川である品類川沿いの河谷に沿って段丘面（中畑面）が広く発達する。中畑面の現河床からの比高は５～10m であり，最終氷期最盛時（1.8 万 yBP）の立川面に対比される（豊島 1987）。両河谷の谷壁斜面より中畑面に流下する２次谷以下の渓流は，小猿部川沿いでは段丘面上に沖積錐を形成し，一方品類川沿いでは段丘面を開析または緩斜面を形成するケースが多い。河谷と段丘面の形成過程では同じような地形発達条件にありながら，最終氷期以降の土砂流出において著しい堆積・侵食形態の差異を生じていることから、土砂生産流域の勾配、起伏量等の地形条件の差が谷口からの土砂流出に大きな影響を及ぼしているものと考えられる。一般に段丘面を横断する渓流は流下先河川の下刻に伴う谷頭侵食が上流に波及するため，河床低下傾向にある。そのため沖積低地に流下する渓流に比べ，谷口下流の堆積・侵食地形は侵食域からの土砂流出特性をより鋭敏に反映するものと考えられる。そこで土砂生産流域の侵食地形の特徴と谷口下流の堆積域の地形との関連を考察することにより，土石流堆積範囲の想定に役立つ土砂生産流域の地形上の特徴を明らかにすることを目的に調査を行なった。

２．方法

小猿部川・品類川両河谷沿いの中畑面に面する１次および２次谷流域を 15 箇所抽出し，図上および現地調査によって谷口下流の堆積域の地形を分類した。そのうえで２万５千分の１国土地理院数値地図を使用して土砂生産流域の起伏量の計測を行なった。起伏量はメッシュを切って格子内の比高を求める一般な方法ではなく，右図に示したとおり渓床とその横断方向の分水界までの比高とし，これを谷壁起伏量とした。谷壁起伏量は土砂生産流域の侵食度合いの指標となるように次の通り横断測線を３本設定し、左右岸合わせて６地点で算出した。最初に本渓最上流端から谷口までの谷線縦断上で１次谷上流端付近の遷緩点に横断測線を設定する。次に尾根線縦断図上で谷口に近い遷急点付近に横断測線を設定する。これら２測線の中間付近に３本目の横断測線を設定し，３測線上で左右岸の分水界と渓床との比高を算出した。左右合わせた６地点の平均値を対象流域の平均谷壁起伏量とし，これを流域面積で除して１km^2 当たりに補正したものを換算起伏量(m/km^2)とした。



さらに谷壁起伏量を算出した横断測線上の渓床と分水界との間の距離から勾配を算出し平均谷壁勾配（起伏量比）とした。また本渓沿いの谷口から分水界までの比高を渓流長で除して平均渓床勾配とした。

３．結果

3.1 谷口下流の地形

谷口から下流の堆積・侵食地形は，以下の５タイプに分類できる。

Ⅰ堆積型：谷口を頂点として沖積錐または薄層扇状地を形成するもので，土砂の流出が活発で土石流の発生が懸念されるものである。以下の２タイプに細分される。

Ⅰａ沖積錐形成型：砂礫を主とした縦断勾配３～６° の沖積錐を形成する。

Ⅰｂ緩斜面型：縦断勾配３° 以下の主に細粒堆積物からなる緩斜面（薄層扇状地）を形成する。

Ⅱ開析型：谷口下流の段丘面の一部または全部が開析されているもので，河床低下傾向にあることから土砂流出が沈静化しているものと推測される。以下の２タイプに細分される。

Ⅱa 遷急型：谷頭侵食によって形成された遷急区間が段丘面（中畑面）内にある。

Ⅱb 湾入型：谷頭侵食による遷急区間が谷口より上流の土砂生産流域内に進入している。

Ⅲ堆積・開析型：開析沖積錐を形成する。沖積錐および段丘面を開析して流下先に合流する。

3.2 土砂生産流域の地形

谷口から上流の土砂生産流域（侵食域）について，流域面積(km²)と平均渓床勾配(°)・平均谷壁勾配(°)・換算起伏量(m/km²)との関連を以下の通り整理した。

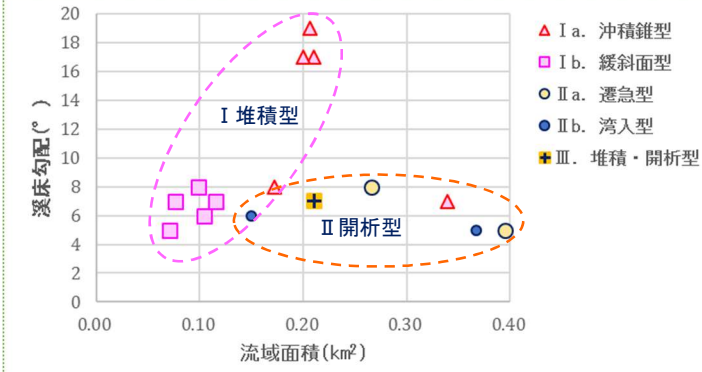


図１．平均渓床勾配

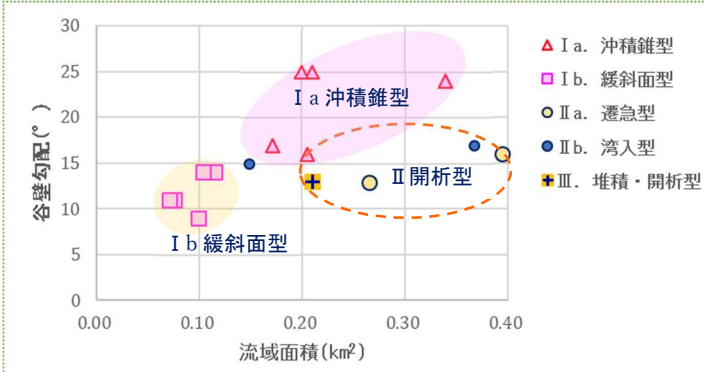


図２．平均谷壁勾配

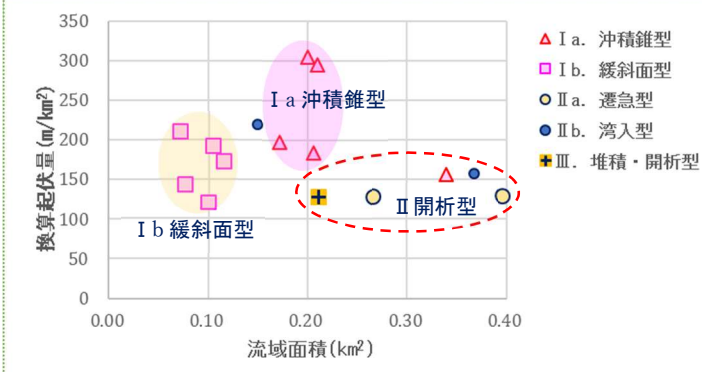


図３．換算起伏量

流域面積と平均渓床勾配の関係を図１に示す。渓床勾配は流域面積の規模にかかわらず大半が５～８°に集中する。土砂流出が活発なⅠ堆積型は 16°以上でⅠa 沖積錐型，８°以下でⅠb 緩斜面型と二極に分化する。流域面積が 0.2km² 以上あり，渓床勾配８°以下の場合はほぼⅡ開析型になる。

平均谷壁勾配については，図２に示した通り谷壁勾配 15°内外で流域面積 0.2km² 以上ある場合にほぼⅡ開析型になる。Ⅰ堆積型は谷壁勾配 15°を境にⅠa 沖積錐型とⅠb 緩斜面型に分化する。

換算起伏量については，図３に示した通り，120～160(m/km²)，流域面積 0.2km² 以上の領域にⅡ開析型が集中する。Ⅰ堆積型は 200m/km² 内外を境に沖積錐型と緩斜面型に分けられる。

４．まとめ

谷口下流の堆積域の地形は，平均渓床勾配が 10°以下の場合，土砂生産流域の面積が 0.1km² 内外で緩斜面型，0.2km² 内外で沖積錐型，0.2km² 以上で開析型になる。平均谷壁勾配は 15°を基準にそれより大きければ沖積錐型，小さければ緩斜面型になる。換算起伏量は 150m/km² 以下かつ流域面積 0.2km² 以上の場合に開析型になる。

以上より，土石流の堆積範囲ならびに土砂流出の危険度を評価する場合，平均渓床勾配 10°，流域面積 0.2km²，平均谷壁勾配 15°，換算起伏量 150m/km² を基準値として分類可能であると考えられる。

〈参考文献〉

豊島正幸（1987）：米代川支流，小猿部川における最終氷期後半以降の河成段丘形成，地理学評論，60 巻，p. 40-51

揖斐川上流における出水時流砂観測結果による土砂動態傾向の把握

国土交通省中部地方整備局　越美山系砂防事務所　吉野 睦　片桐 知治　山本 一兆※1　小関 輝明※2　田中 直
日本工営株式会社　吉田 宇男　森田 威孝　西 陽太郎　○流川 遥平
※1現　木曽川下流河川事務所　※2現　富士砂防事務所

1. はじめに

揖斐川流域の坂内、白川観測所（図 1）では、土砂動態特性の把握等を目的として、掃流砂はハイドロフォン、浮遊砂は濁度計を用いて観測を実施している。既往研究により、濁度計は粒径 0.2 ㎜程度以上の粒子に対する反応が悪いこと[1)2)]が指摘されている。そこで、上記 2 観測所で使用している濁度計の応答を確認するため、平成 29 年 8、10 月に出水時の観測を実施し、採水試料と計測値の比較をした。また、出水時に鉛直方向の浮遊砂濃度に違いが認められる事例[2)]が報告されており、従来実施していたバケツによる表面採水では流砂量を正確に把握できていない可能性があるため、白川観測所で深度別の採水を実施した。

坂内観測所では、平成 23 年以降、約 7 年間のデータが蓄積できており、平成 29 年には 24 時間雨量が 1/30 年確率程度と、観測開始以降最大の出水を記録した。観測期間中の流域の土砂動態傾向を把握することを目的として、年間および月別の流砂量を集計し、その特徴や気象データとの関係性を評価した。

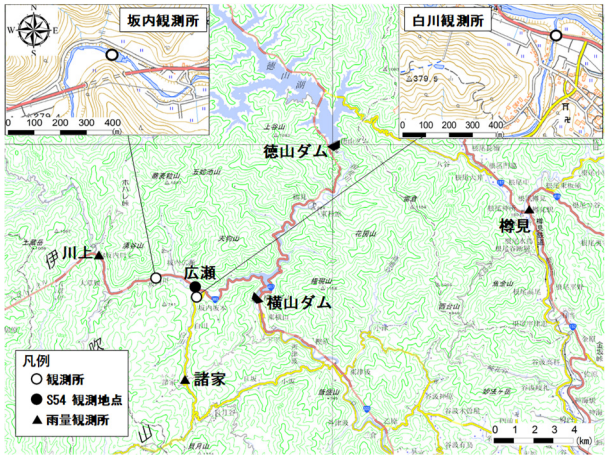


図 1　観測地点位置図
国土地理院数値地図 200,000「岐阜」、25,000「美濃広瀬」

2. 観測地点の概要

2.1 坂内観測所

坂内観測所は，揖斐川右支川の坂内川本川の砂防堰堤に位置する（図 1）。流域面積は 93km²、堆砂敷の河床勾配は 1/183(=0.3°)、堰堤水通し幅は 35m、代表粒径 D60 は 1.8cm である。観測所上流の地質は、主に中古生代美濃帯の堆積岩である。観測機器として水位計、濁度計、ハイドロフォンが平成 23 年より稼働中である。昭和 54 年 10 月に坂内観測所から約 3 ㎞下流の広瀬地区にて出水時のバケツ採水が実施されている（図 1）。

2.2 白川観測所

白川観測所は、坂内川右支川の白川の下流端、床固工に位置する（図 1）。流域面積は 31km²、堆砂敷の河床勾配は 1/37(=1.5°)、堰堤水通し幅は 15m、代表粒径 D60 は 6.0cm である。観測所上流の地質は中生代の花崗岩が主体である。観測機器として水位計、濁度計、ハイドロフォン、流速計が稼働中である。

3. 平成 29 年出水時流砂観測の概要

平成 29 年 8 月 7～8 日と 10 月 22～23 日に観測を実施した。川上観測所における 8 月 7～8 日の 24 時間雨量は 292 ㎜、10 月 22～23 日は 220 ㎜であった。

バケツ採水、浮子による流速計測、水深計測を、30～60 分程度の間隔で行った。採水試料は、浮遊物質量試験及び粒度分析を行った。粒度分析はレーザー回折/散乱法[3)]を使用した。浮遊物質量（SS）分析は、ろ過重量法[4)]で実施した。加えて、白川観測所では濁度計センサー付近（河床から 15 cm付近）の採水をポンプにて実施した。観測結果の整理にあたり、芦田（1985）[5)]を参照し、粒径 0.2㎜ 未満を Washload、それ以上を浮遊砂とした。

4. 平成 29 年出水時観測結果

4.1 濁度計による浮遊砂（粒径 0.2 ㎜以上）の検知

既往研究[2)]において使用されている濁度計は OBS-3+という機種であるが、坂内・白川観測所は、検出窓の洗浄のためワイパーが搭載されている TS-Mx-A 型である。

浮遊砂量と濁度計電圧値の関係を図 2 に示す。坂内、白川観測所で感度が異なる。また、同電圧の場合、白川観測所で 8 倍、坂内観測所で 4 倍程度の浮遊砂量の差が生じている。両観測所ともに浮遊砂のおおよその傾向は把握できるが、正確な量を計測することは困難と考えられる。

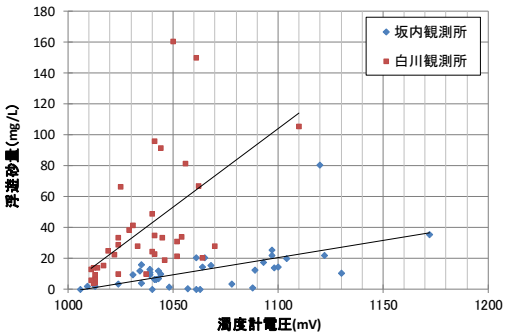


図 2　濁度計計測値と浮遊砂量

4.2 深度別採水の結果

白川観測所で実施した深度別採水の結果を図 3 に示す。Washload は、バケツ・ポンプの量比がほぼ 1：1 となり、深度による量の差はない。浮遊砂量は、出水前半にポンプ採水の方がバケツ採水と比較して 2 倍程度の浮遊砂量となったが、浮遊砂量が多い時の量比は 1：1 に近く、深度による流砂量の差は少ないといえる。過年度に実施された坂内観測所における深度別採水結果[6)]も流砂量に大きな違いは見られないとしているため、本発表の対象流域では、深度別の Washload 量に差はないとして流砂量を算出した。

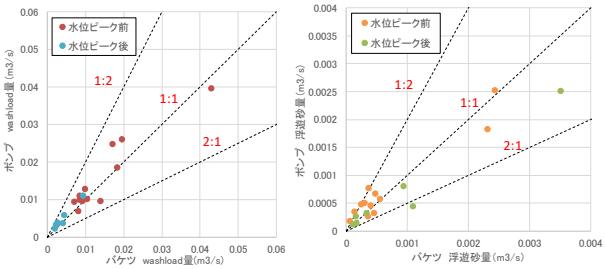


図 3　深度別の採水結果（左：Washload　右：浮遊砂）

5. 坂内観測所の土砂動態傾向

5.1 流量と Washload、浮遊砂の関係

図 4 に流量と Washload 量の関係を示す。Washload 量は、流量のべき乗に対して概ね10^{-5}～10^{-6}倍であることが示された。昭和 54 年の観測結果（広瀬）も、同傾向であり、当時と現在で流出傾向に大きな差がないことが推測される。

一方、浮遊砂量と流量の関係（図 5）を見ると Washload 量との関係と比較してばらつきが大きく、同流量でも浮遊砂量に 100 倍以上の差がつく場合があった。これは坂内観測所の場合、1 出水中の流量のピーク前に浮遊砂量が大きく、後半に少なくなる傾向が影響していると考えられる。

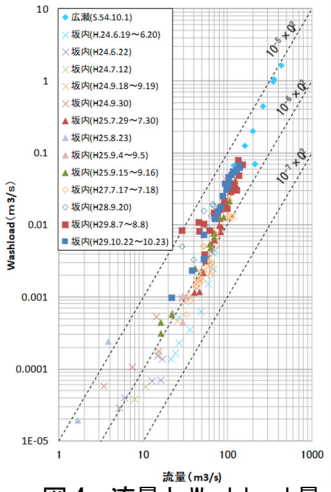


図 4　流量と Washload 量

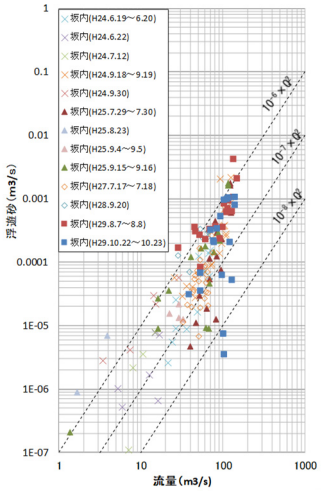


図 5　流量と浮遊砂量

5.2 土砂動態傾向の把握

平成 23 年以降の年間の掃流砂量および Washload 量を比較した（表 1）。掃流砂量はハイドロフォンの観測データ、Washload 量は前項で流量との相関が示されたため、流量より推定した。なお、浮遊砂量は観測機器からの推定が困難なため、算出していない。 Washload は年間約 500～9,000 m^3が流下しており、掃流砂は約 600～22,000m^3が流下している。融雪期の土砂移動が年間の流砂量のうち大きな割合を占めることがあり、平成 27 年は年間の流砂量の 8 割程度が融雪期に流下している。また、年間降水量の増減は、浮遊砂・Washload 量の増減と必ずしも一致していない。

表 1　年別の流砂量

	掃流砂量 (m^3)	washload量 (m^3)	掃流砂＋washload量 (m^3)	年間に占める2～4月の流砂量	年間降水量 (mm)
H23	14,082	3,984	18,067	9%	3,716
H24	11,578	4,779	16,358	67%	3,427
H25	5,409	2,886	8,295	18%	3,267
H26	608	7,905	8,513	1%	2,980
H27	21,914	5,495	27,409	78%	3,201
H28	2,542	532	3,075	43%	2,571
H29	18,520	9,461	27,981	29%	3,780

土砂動態の傾向を詳細に把握するため、月別の流砂量に着目した。平成 26、29 年の流砂および気象データを図 6 に示す。平成 26 年 8 月は大規模な出水が発生しているが、掃流砂量が約 200m^3である。一方、平成 29 年 8 月は掃流砂量が約 8,000m^3と、40 倍の差があった。また、平成 29 年 8 月と 10 月を比較すると、同規模の出水が生じているが、10 月の掃流砂量は 8 月の 1/4 程度である。

平成 26 年と 29 年の積雪量に注目すると、26 年は積雪が少なく、3～4 月の融雪出水による流砂量が少ないことがわかる。坂内観測所の上流域は、冬季の積雪・融雪により河道付近に土砂が供給され、それが夏季の出水により流下することが伺える。また、出水が複数回生じると、流域内の移動可能な土砂が前回の出水によって流下しているため、初回と比較して掃流砂量が小さくなる傾向がある（図 7）。

近年流域の状況は安定しており、今後荒廃状況が変化しない限りこの傾向が続くと考えられる。また、Washload 量は積雪量との関係が現状確認できないことを踏まえると、流出にあたり渓岸侵食等の積雪・融雪の関係しない土砂供給形態が存在する可能性がある。

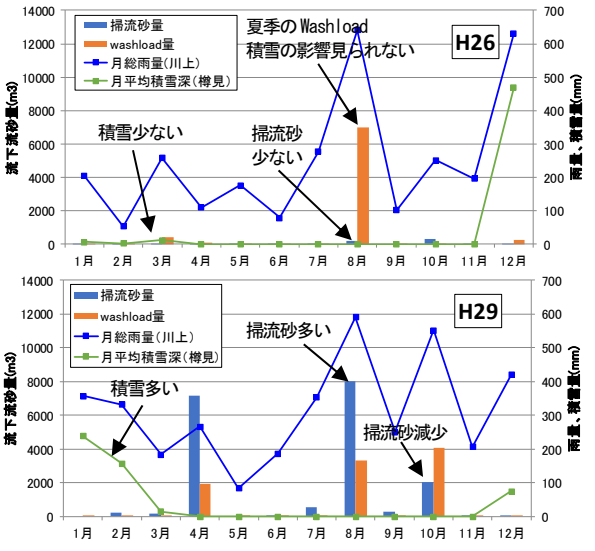


図 6　月別の流砂量と積雪深

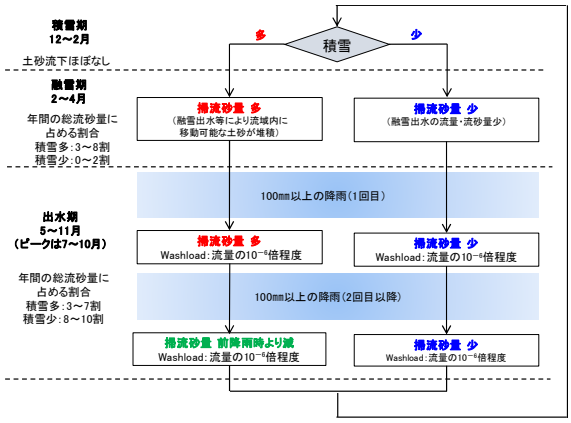


図 7　坂内川流域の土砂動態フロー

6. まとめ

坂内・白川観測所における出水時観測結果より、濁度計は 0.2 mm以上の粒径を正確に計測できないこと、白川観測所では深度別の浮遊砂・Washload 量に差がない事が確認された。

また、坂内観測所の平成 23 年以降の観測データの解析により、年別の土砂動態傾向を把握した。流砂量は年により 9 倍程度の差が生じている。また、融雪期の流砂量が年間の 8 割程度を占める場合がある。月別のデータに着目すると、掃流砂量と Washload 量の増減は一致しておらず、掃流砂量は流域の積雪量が影響している可能性がある。より精度の高い土砂動態を把握するために、今後、粒径 0.2 mm以上の浮遊砂量の計測方法を確立する必要がある。

【参考文献】

1)横山（2002）土木学会論文集 No. 698
2)小菅ほか（2015）砂防学会研究発表会概要集 B-22～23
3)地盤工学会（2007）土質試験の方法と解説 第 2 編 4.6.2(4)
4)環境省（1971）環告第 59 号付表 9
5)芦田ほか（1985）流砂の水理学　第 4 章 p.142
6)松田ほか（2014）砂防学会研究発表会概要集 A-138～139

NAVIGABLE CHANNEL CHARACTERISTICS IN BRAIDED STREAM WITH NARROW PASS

○Tin Tin Htwe, Yuji Hasegawa, Hiroshi TAKEBAYASHI and Masaharu FUJITA
Dept. of Civil and Earth Resources Engineering, Kyoto University, Ujigawa Open Laboratory
(Higashinoguchi, Shimomisu, Yokoouji Fushimi, Kyoto, 612-8235, Japan)

1. INTRODUCTION

The spatiotemporal change characteristics of rivers is necessary to be understood for river managements. Braided channels are very unstable channels temporally and it is very difficult to control the bed geometry to keep the navigable flow depth. The braided streams with narrow pass sections of the Ayeyarwady River, Myanmar as shown in Fig.1. Narrow pass sections can be formed often in braided rivers and are considered to affect the flow pattern and the navigable flow depth. In this study, braided streams formed in a straight channel with a stenosis (narrow pass) was reproduced experimentally and effects of narrow pass on navigable channel characteristics in braided stream are discussed.

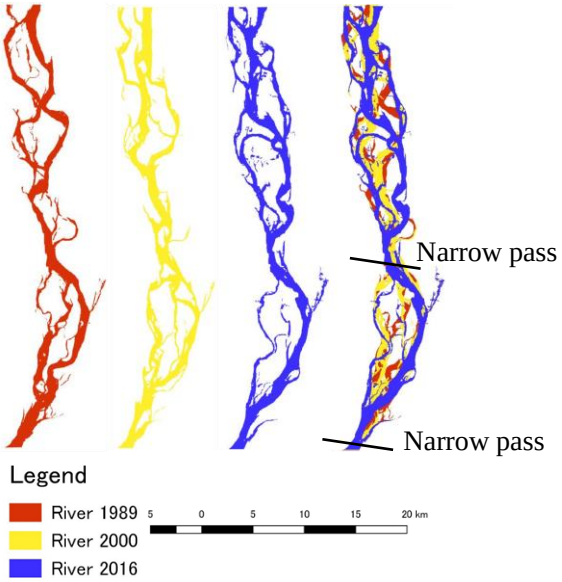


Fig.1.Channel configuration of the Ayeyarwady River

2. EXPERIMENTAL SET UP AND RESULTS

The rectangular straight open channel flume which is 20 m long and 50 cm wide is used. Two 10 cm x 10 cm timber posts are set at both sides of the flume at 9 m from downstream end as shown in Fig.2. Experiments, without narrow pass case (case 1), were conducted in advance of with narrow pass case (case 2) under the conditions of constant flow discharge and constant sediment feeding rate. The initial flume bed was filled smoothly with homogeneous anthracite, 0.65 mm in diameter and 1.45 in specific gravity. Bed elevation was measured with a laser instrument in the longitudinal direction of 10 cm interval at the target area (500-1300 cm from the downstream end).

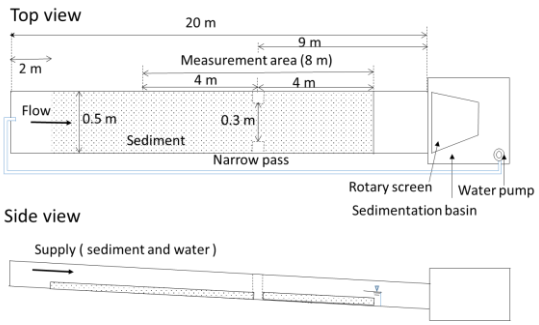


Fig.2. Experimental flume with narrow pass

Table 1 Hydraulic condition for experiments

Discharge (cm^3/s)	slope	*B/d*	*h/d*	τ_*
300	0.005	122.57	6.28	0.07

B: channel width, h: water depth, d: sediment size

The bed elevation contours for both cases after approaching an equilibrium condition of river bed are shown in Fig.3 and Fig.4, respectively. In case 1, channel geometry is unstable and change temporally well. Additionally, the difference of bed elevation between channel bed and bar crest is smaller. As a result, the flow depth tends to be shallower and it is

difficult to keep the navigation flow depth. On the other hand, channel geometry is more stable in case 2. The difference of bed elevation between channel bed and bar crest is larger. As a result, the flow depth tends to be deeper and it is easier to keep the navigation flow depth.

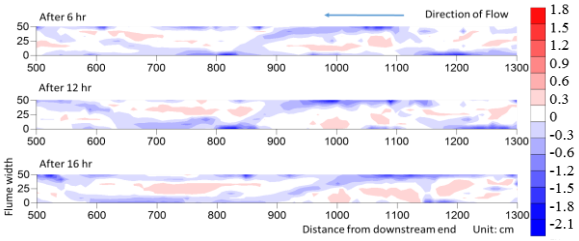


Fig.3. Bed elevation contour in case 1

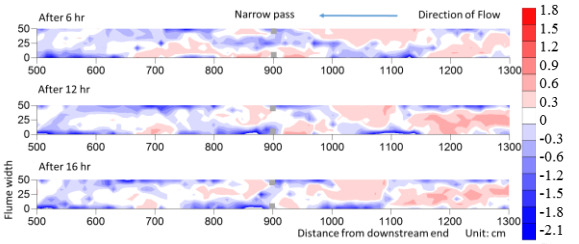


Fig.4. Bed elevation contour in case 2

3. NUMERICAL ANALYSIS AND RESULTS

Horizontal two dimensional flow calculation was conducted to evaluate horizontal distribution of water depth in the experimental flume to clarify the effect of narrow pass. According to discharge hydrograph of the river, computations are performed under 3 different discharge conditions with the same river bed. The bed geometry in both cases 1 and 2 after 6 hr from the experiment is used to check water depth in the small water discharge season.

The computed results on horizontal distribution of water depth and location of thalweg for both cases are shown in Fig.5 and Fig.6, respectively. Fig.7 shows longitudinal profile of water depth. In case 1, the water depth becomes zero from 500 cm to 600 cm in the case of the smallest discharge (25 cm^3/s). On the other hand, the water depth in case 2 is deeper than that in case1. Therefore, the deep water depth could keep easier for navigation on braided channel with the narrow pass and maintenance of fairway after some years.

4. CONCLUSION

In this study, effects of narrow pass on navigable channel characteristics in braided stream are discussed. Narrow pass make channel geometry more stable and the difference of bed elevation between channel bed and bar crest is larger. As a result, the flow depth tends to be deeper and it is easier to keep the navigation flow depth.

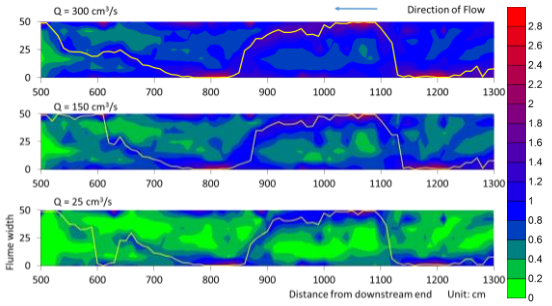


Fig.5. Horizontal distribution of water depth and location of thalweg in case 1

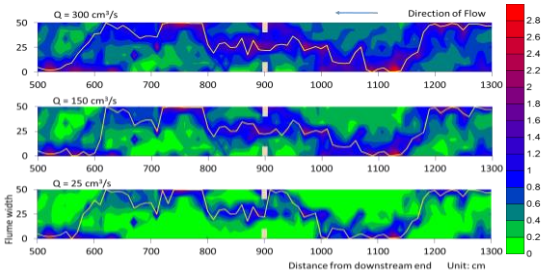


Fig.6. Horizontal distribution of water depth and location of thalweg in case 2

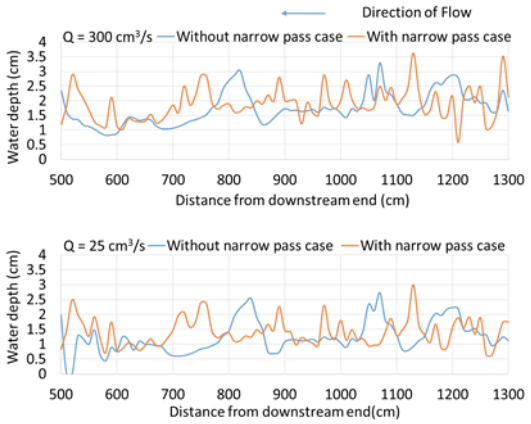


Fig.7. Longitudinal profile of water depth along thalweg

References:

(1)Takebayashi, H. (2005). River Configuration in Middle-Lower Reach of River Basin.

(2) Takebayashi, H, Egashira, S. and Okabe, T (2001). Stream formation process between confining banks of straight wide channels.

P-047

日高山脈東麓における平成 28 年台風 10 号豪雨による土砂移動現象のその後

北海道大学　○林真一郎　小山内信智　古市剛久

1．はじめに

北海道日高山脈東麓では平成 28 年 8 月台風 10 号豪雨により大規模な土砂移動現象が生じた[1)]。土砂移動が発生した山地河川では，上流域に周氷河地形に由来するマサ土等の不安定な土砂が大量に滞留しており，融雪期・中小降雨でも土砂流出しやすいと考えられ，継続的なモニタリング調査の重要性が指摘されている[1), 2)]。本稿では，大規模な土砂移動現象が生じた代表的な山地河川であるペケレベツ川（清水町，流域面積 42.3km^2）において，平成 28 年 9 月以降に実施した調査・観測の結果を報告する。

2．平成 28 年 9 月以降に実施した調査・観測の結果

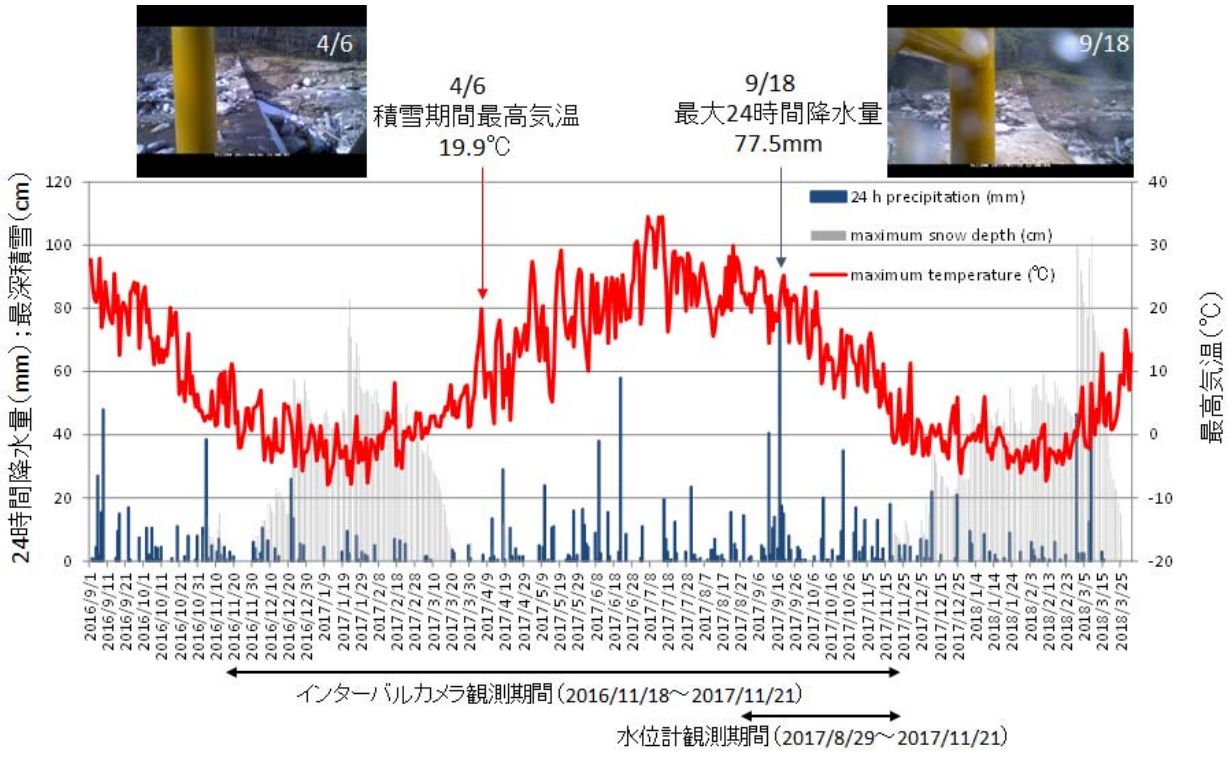
ペケレベツ川（図－1）にインタバールカメラ（Brinno 社製 TLC-200；第 1，2 砂防ダム，第 13 号床固工に設置），水位計（応用地質製 S&DL MINI；第 2 砂防ダムの水通しから高さ 96cm に設置）を設置した。インターバルカメラは 2016/11/18～2017/11/21，水位計は 2017/8/29～11/21 が観測期間である。



図－1　ペケレベツ川位置図・設置した観測機器

2.1　融雪・降雨と土砂流出の関係

ペケレベツ川最近傍（距離約 10km）の新得アメダス観測所の 24 時間降水量，日最深積雪深，日最高気温を図－2 に示す。また，図－2 のインターバルカメラ画像は，積雪期間（2016/11/3～2017/4/22）に最高気温を観測した 4/6，最大 24 時間降水量を観測した 9/18 の第 1 砂防ダムの水通し部の画像である。第 1 砂防ダム周辺の河床勾配は約 3～4 度で，台風 10 号豪雨時には土石流形態で土砂



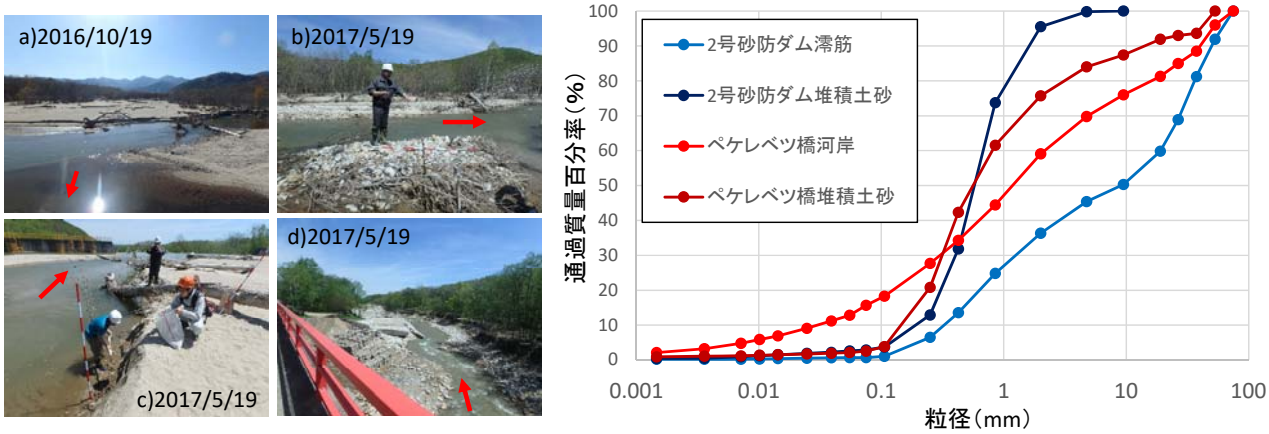
図－2　新得観測所の 24 時間降水量，日最高気温，日最深積雪深，及び，インターバルカメラ画像

が流下し，砂防ダムの左岸袖部が損壊した[1), 2)]。観測期間中は第 1 砂防ダムでは澪筋は概ね損壊前の水通しの範囲に収まっており，また，巨礫が到達・移動するような出水・土砂移動は生じていなかった。4/6 の流水の濁りのほとんどない状況から融雪期には土砂移動が顕著には起こっていないものと考えられる。第 2 砂防ダムにおける水位計の観測期間中，水位計に達する水位上昇は観測されなかった。

2.2　ペケレベツ川第 2 砂防ダム・ペケレベツ橋における堆積土砂・河岸の粒度分布

小山内ら[1)]によると，第 2 砂防ダムには約 51 万 m^3 の土砂が堆積し（図―3a），以下，堆積土砂），マサ土が主体であるが，10cm 程度の花崗岩の礫が含まれていることも確認されていた。2017/5/19 の現地調査の際，堆砂敷内の澪筋には，マサ土が流出し，粗礫化している箇所が見られた（図－3b)）。堆積土砂（図―3c)）と粗礫化している澪筋から採取した土砂の粒径加積曲線（図－3 右）を比較すると，砂分が大半を占める堆積土砂に比べ，粗礫化している澪筋では，礫分が多く，また，細粒分が少なくなっている。このことから，今後，第 2 砂防ダムの堆砂敷から砂分より細かい粒径の土砂が継続的に流出すること，図－3b)のように堆砂敷の粗礫化が進むことが予測される。

ペケレベツ橋周辺（図－3d)）においても，周氷河地形に由来する河岸の土砂と台風 10 号豪雨出水による河床の堆積土砂の採取を行い，粒度分布を計測した（図―3 右)。河床の堆積土砂は，第 2 砂防ダムの堆積土砂よりもやや礫分を多く含むものの粒径加積曲線はよく似た傾向にあり，第 2 砂防ダムの堆積土砂とほぼ同じ粒度分布の土砂が第 2 砂防ダム下流に流出したものと考えられる。また，河岸の土砂と河床に堆積した土砂を比較すると，河岸の土砂には礫分が多く，台風 10 号豪雨出水直後に見られた，蛇行による側岸侵食によって，下流の橋梁周辺で砂分よりも大きな粒径の土砂が多く確認されたことと整合的である。河床に堆積した土砂には細粒分は少なく，細粒分は下流に流出したものと考えられる。



図－3　土砂採取箇所と粒径加積曲線（a）第 2 砂防ダムの土砂堆積状況，第 2 砂防ダム：b)澪筋，c)堆積土砂，d)ペケレベツ橋）

３．おわりに

本稿は短期間の観測結果の報告であるが，今後も調査・観測を継続し，大規模土砂移動現象後の土砂移動の経年的な変化等について把握していきたい。インターバルカメラ・水位計の設置・メンテナンスには，北海道大学流域砂防学研究室の高坂宗昭さん，渡邊輝嗣さん，鈴木優奈さん，青木大輔さん，津田將寿さんに協力を頂きました。また，本研究は北海道・砂防学会北海道支部の協力，砂防学会・全国治水砂防協会・河川基金の助成を受け実施しました。ここに謝意を表します。

参考文献

1)小山内ら（2017）：砂防学会誌 Vol.69，No.6，p.80-91，2)北海道開発局（2017）：十勝川流域砂防技術検討会，https://www.hkd.mlit.go.jp/ky/kn/kawa_kei/splaat000000vfa9.html

P-048

大雨に伴う土砂堆積で形成される山地渓流の河床横断形の特徴
－15 年間の河床変動の推移から－

宮崎大学農学部　○福永悦子，北村宏太※，清水　収（※現 国土防災技術(株)）

1. はじめに

北海道沙流川支川ルベシュベナイ川の調査区間において河床変動モニタリングを 2003 年から行ってきた。過去に清水・前田（2016）は，2006 年の大規模な土砂堆積が生じた後は大きな出水がなくても活発な土砂洗掘が数年間生じ，その後は洗掘が鈍くなっていったことを報告している。こうした中で，2016 年の台風により再び土砂が堆積し，平坦な河床が形成された。この年の土砂堆積がこれまでの大規模な土砂堆積があった年と同じく今後洗掘が進むものなのかを知るために，本研究では土砂堆積で形成される山地渓流の河床横断形の特徴を把握することを目的とした。

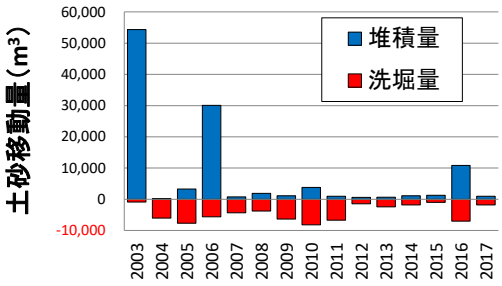
2. 調査地概要および調査方法

調査地は北海道の日高地方を流れる沙流川の支流ルベシュベナイ川とし，調査区間は本流 1900m と 1050m地点で合流している支流 350mの，合計 2250mである。この区間で縦断距離 50mごとに固定横断測線を設けており，レベルを用いた縦横断測量を 2003 年から毎年 1 回行っている。

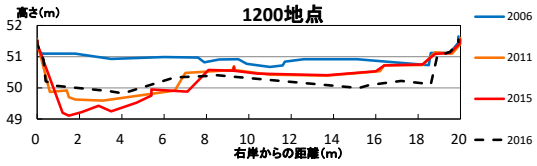
3. 結果

3.1. 2016 年までの河床変動の推移

図－1 に区間全体の各年の土砂移動量を示す。2006 年に大雨イベントにより調査区間全体で約 30,000m^3 の大規模な土砂堆積が生じた。河床横断形の変化を示すと、例えば 1200m地点（図－2 に示す）では 2006 年の土砂堆積により形成された平坦な河床が翌年から土砂洗掘により溝状に掘り込まれ，2011 年以降は洗掘が鈍化した。その後 2016 年の大雨イベントにより土砂堆積が起こり，平坦な河床が形成された。このイベントでは横断測線の変化様式として(1)溝状の流路を埋める堆積が生じた，(2)溝状の流路を埋める堆積とともに河岸洗掘が生じた，ものが多く存在した。これらの測線の多くは河床が上昇し，起伏の小さい河床幅が前年よりも広くなっていた。また，2006 年の河床横断形の変化の規模は 2016 年のものよりも大きく，横断測線の変化様式は 2016 年の(1)(2)に加え，(3)測線全体を厚く覆う堆積が見られた。ここでも 2016 年と同様にこれらの測線の多くで河床が上昇し，起伏の小さい河床幅が前年よりも広くなっていた。次の節から大雨イベントと前年とを比較したとき河床がどの程度上昇し，また平坦な河床がどの程度広がったのかを定量的に示す。



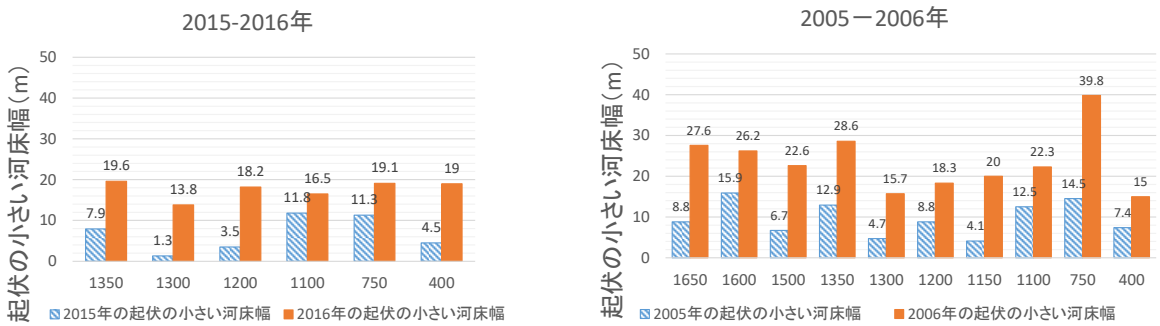
図－1　区間全体の各年の土砂移動量



図－2　2016 年までの河床横断形の推移

3.2. 横断測線における小起伏の河床幅

小起伏の河床幅がどの程度広くなっているのかを調べるために，大雨時に大規模な土砂堆積が生じた年とその前年で比較を行った。まずイベント年の起伏の小さい河床幅として，河床横断形でイベント年とその前年の間で変化した範囲内から目視によって起伏の小さい幅を定めた。次に，その幅の範囲内で最高点と最低点の高低差を求め、これを起伏が小さいと判断する基準にした。そして，前年における起伏の小さい河床幅は高低差がその基準内に収まる範囲の幅とした。その結果を図－3 に示す。2016 年と 2006 年のいずれにおいても前年と比較して起伏が小さい河床幅が広くなった。2016 年は河床幅が前年に 1～12mだったものが，14～20mまで広くなった。2006 年は河床幅が 4～16mだったものが，15～43mまで広くなった。

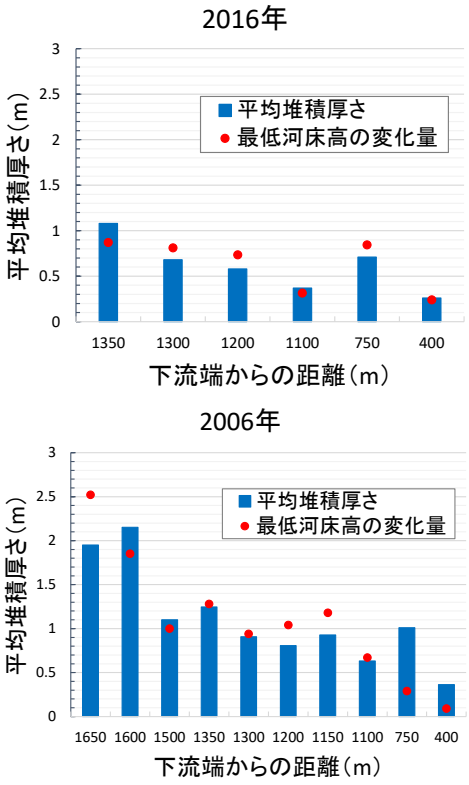


図－3　イベント年とその前年における起伏の小さい河床幅の比較

3.3. 最低河床高と平均堆積厚さからみた河床上昇

一般的に河床上昇を表す際には平均河床高が用いられるが，自然河道において平均河床高を求めることは難しい。そこで本研究では土砂堆積により形成された河床横断形で，河床がどの程度上昇したのかを最低河床高の変化と平均堆積厚さのそれぞれの値で表した。ここで言う平均堆積厚さとは横断測線上で堆積した部分の断面積をその堆積した範囲の幅で除した値である。

2016 年と 2006 年のそれぞれの代表測線における平均堆積厚さの結果を図－4 に示す。さらに同図に前年とイベント年の最低河床高の変化量（上昇高）を示す。求めたそれぞれの値は同程度であることが確認できた。2016 年は平均堆積厚さが 1350m地点で 1m，1300m地点と 1200m地点では 0.6m前後であった。それよりも下流においては 750m地点を除いて 0.3m前後と薄い堆積であった。2006 年も平均堆積厚さが 1650m地点と 1600m地点では 2m，1500m～1100m地点で 0.6m以上であった。それよりも下流では，750m地点を除いて 400m地点は 0.4mと薄い堆積であった。



図－4　各年の平均堆積厚さ

以上のことから 2016 年と 2006 年はいずれも上流では厚く堆積しており，下流では比較的薄く堆積していたことが分かった。また，2016 年と 2006 年を比較すると 2006 年の平均堆積厚さは 2016 年よりも大きく，これは 2006 年の堆積の規模が大きかったことを反映している。

4. まとめ

2016 年で形成された河床横断形において，河床が上昇した測線の平均堆積厚さは堆積量の多かった上流だと 0.6～1mであった。また，小起伏の河床幅が前年は 1～12mだったものが，イベント年では 16～19mまで広くなった。これらは堆積の規模による違いはあるものの 2006 年における特徴と同じであった。それはすなわち，厚い堆積が生じ，小起伏の河床幅が前年よりも広くなったという特徴である。このことから，2016 年は 2006 年と同じく土砂堆積により河床がリセットされ洗掘が再び始まると判断した。なお，2016 年から 1 年後の洗掘土砂量は 1800m^3（図－1 参照）と少なかったが，これまでの河床変動の推移を参考にすると，今後は洗堀が活発に進んでいくことが予想されることから，引き続き観測を続けていく必要がある。

＜引用文献＞ 清水収，前田幸恵（2016）：河床変動モニタリングによる土砂動態の研究－北海道沙流川支流ルベシュベナイ川－，砂防学会誌，vol.69，No.2，p.36-40

P-049

平成 28 年 8 月豪雨に伴う戸蔦別川流域の土砂移動実態の定量的評価

日本工営株式会社　○ 永野統宏，早川智也，松岡　暁
有限会社ジオ･プランナー　佐伯哲朗
国土交通省北海道開発局帯広開発建設部　谷　昭彦，三上孝敏
国土交通省北海道開発局建設部　吉村俊彦*，石井　崇　＊現 北海道局
北海道大学　小山内信智，笠井美青

1. はじめに

平成 28 年 8 月 28 日から 31 日にかけて北海道へ接近した台風 10 号の影響により，北海道の十勝・上川・日高地方を中心に広範囲で水害・土砂災害が発生した。これらの災害をもたらした降雨は，地形性降雨に起因した豪雨により，日高山脈の高標高地域で 3 日間雨量が 500mm を超過していることが確認されている[1)]。平成 28 年 8 月豪雨による戸蔦別川流域の土砂移動実態については，現地調査結果に基づき平成 29 年 5 月の砂防学会で報告した[2)]。

本報告では，顕著な土砂流出が発生した戸蔦別川流域を対象に，災害前後の 2 時期に取得された航空レーザ計測データから作成した標高差分図に基づき，土砂移動実態の定量化を行なった結果を報告するとともに，災害後に行なわれている土砂動態のモニタリング例について紹介する。



図－1　戸蔦別川流域図

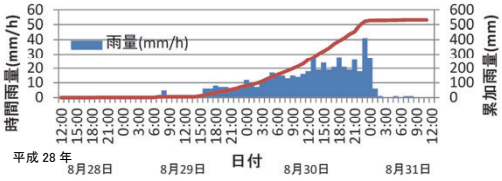


図-2　降雨データ（戸蔦別観測所）

2. 標高差分図及び土砂量検討方法

2. 1 標高差分図作成

標高差分図作成に使用した航空レーザ計測データは，平成 25 年 9 月～10 月，平成 28 年 9 月～11 月に北海道開発局帯広開発建設部により取得されたもので，1m メッシュの標高データについて両者の差を差分値として標高差分図を作成した。平成 25 年のデータの一部は，0.5m メッシュであるため，図-4 に示す方法で 1m メッシュの標高値に調整後差分を計算した。

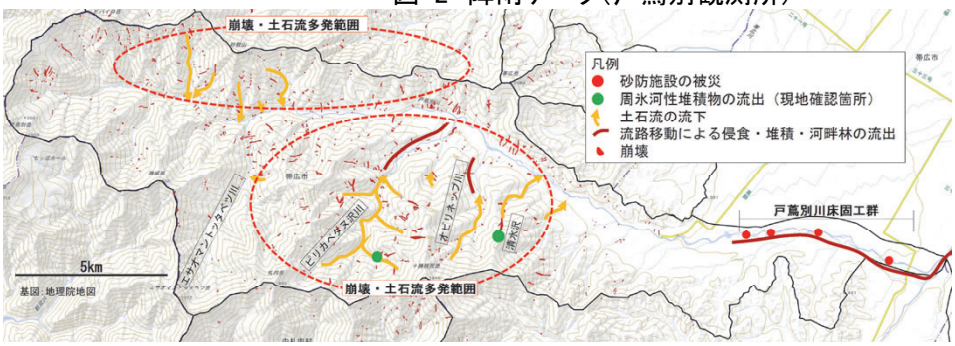


図-3　平成 28 年 8 月豪雨による戸蔦別川流域の土砂移動実態

2. 2 微地形判読と土砂量算出方法

航空レーザ計測時に撮影された平成 28 年 8 月豪雨後のオルソ写真により崩壊地などの微地形判読を行い，GIS 上で微地形判読結果と標高差分図を重ね合わせた。個々の微地形内のメッシュについて，メッシュ標高差分(m)にメッシュ面積(m²)を乗じ，それらの総和をその微地形の土砂量（m³）とした（図-5）。判読した微地形は，崩壊（侵食），崩壊残土（堆積），渓岸侵食（侵食），河床洗掘（侵食），河道堆積（堆積）の 5 区分とした。表-1 に示す微地形区分と土砂量区分の対応関係に基づき，土砂量を集計した。

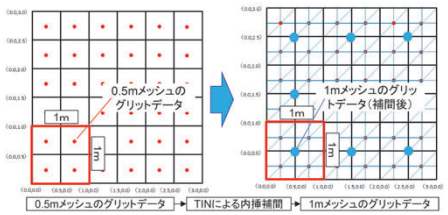


図-4　1mメッシュ標高データ作成方法

表-1　微地形区分と土砂量区分の対応

微地形区分	土砂量区分
崩壊	生産土砂量
渓岸侵食	
河床洗掘	
崩壊残土	堆積土砂量
河道堆積	
	施設効果量（施設直上流の河道堆積）

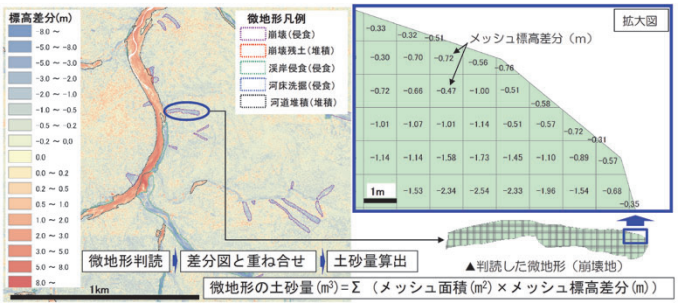


図-5　標高差分図例と土砂量算出方法

3. 土砂移動実態の定量的評価

3. 1 戸蔦別川流域の土砂収支

戸蔦別川の砂防区間を対象に，補助基準点毎に前節の方法で土砂量を集計整理した（図-6）。全体で約 400

万 m³ の土砂が生産され，中でも崩壊や侵食が激しい戸蔦別川上流の T-6，T-5 及びピリカペタヌ沢川の流出土砂量が多い結果が得られた。流域内には 5 基の砂防堰堤と 15 基の床固工が設置されており，それらの施設効果として約 36 万 m³ が，支川の治山施設等でも約 23 万 m³ の施設効果が推計される。下流の扇状地区間では，施設効果が大きいものの，低位段丘等の側岸侵食等により約 50 万 m³ の土砂が生産され，補助基準点 T-1 下流に約 260 万 m³ の土砂が流出したと推計される。

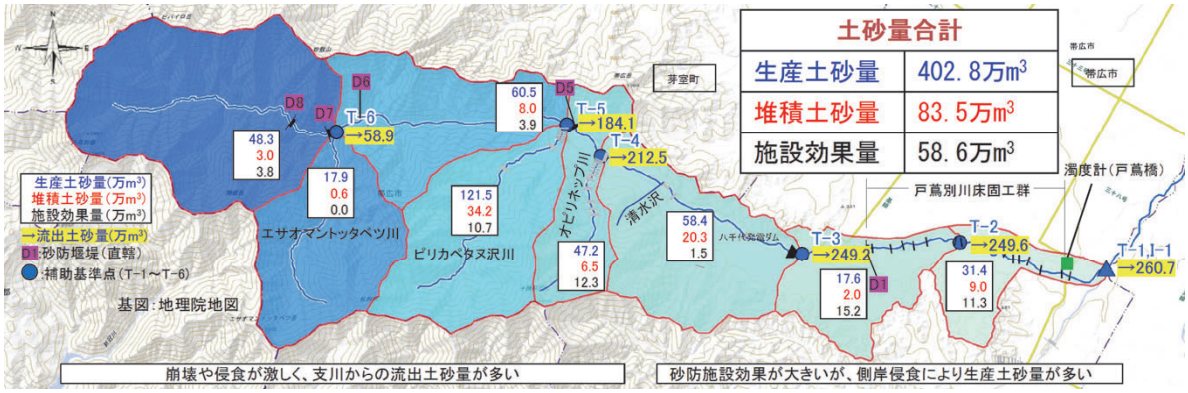


図-6 平成 28 年 8 月出水よる戸蔦別川流域の土砂収支図

3. 2 特徴的な土砂生産形態と土砂量

3. 2. 1 周氷河性堆積物の崩壊

日高山脈東麓地域の特徴的な土砂生産形態として，周氷河性堆積物と呼ばれる土砂層の大規模な崩壊が確認されている。ピリカペタヌ沢川支沢における周氷河性堆積物の崩壊例では，2 時期の DEM による地形横断図の比較から厚さ 20m を超える土砂層が崩壊流出し，標高差分値から約 13.5 万 m³ の土砂量が推計される（図-7）。周氷河性堆積物は日高山脈東麓地域に広く分布するとされており，今後も主要な土砂生産源の一つと考えられる。

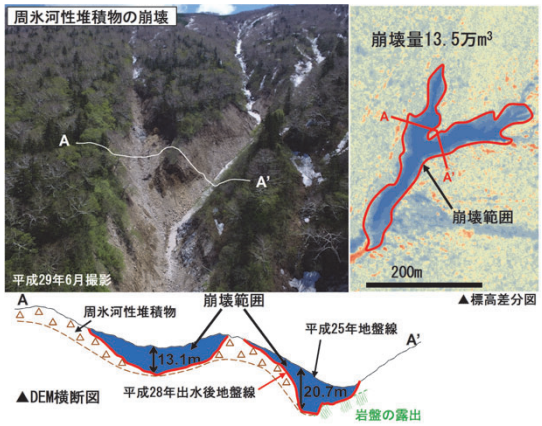


図-7 周氷河性堆積物の崩壊例と土砂量

3. 2. 2 扇状地区間の低位段丘の側岸侵食

下流の扇状地区間では，流路変動による低位段丘の側岸侵食が，特徴的な土砂生産形態の一つである。第 4 号床固工付近の大規模な側岸侵食例では，標高差分値から約 3.2 万 m³ の土砂が生産されたと推計される。河床材料が上流に比べ粗粒となる箇所もあり，低位段丘に含まれる礫が流出し下流に再堆積した可能性がある。流路変動による側岸侵食と低位段丘礫の再堆積は，河道内の土砂移動とともに，扇状地区間における主要な土砂動態である（図-8）。

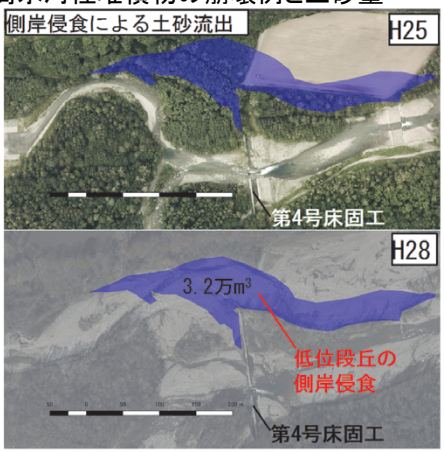


図-8 扇状地区間の側岸侵食例と土砂量

4. 平成 28 年 8 月出水以降の土砂動態モニタリング

平成 29 年 4 月から，第 9 号床固工等で定点カメラによるモニタリングを行い，平成 29 年 9 月 18 日台風 18 号（戸蔦橋雨量観測所，総雨量 111mm）による，側岸侵食などの土砂移動を確認した（図-9）。このほか，戸蔦橋では過去の出水も含めて濁度計と流量観測を行っている。

5. まとめと今後の課題

平成 28 年 8 月豪雨に伴う戸蔦別川流域の土砂移動現象について，2 時期航空レーザ計測による標高差分値と微地形判読から土砂量を算出した。この方法は対象となる個々の微地形について面的に地形変化量を把握し土砂量を計算できる点で，従来の土砂量算出法よりも優れている。平成 28 年 8 月豪雨による不安定土砂がまだ流域に残存しており，今後も，定点カメラや濁度計，ハイドロフォン等により継続的な観測を行い，中小出水による土砂動態を把握することが重要と考える。

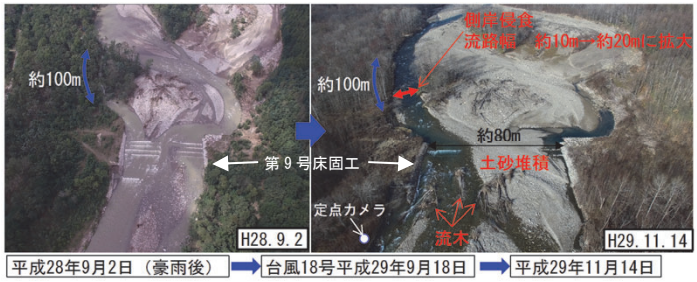


図-9 平成 29 年台風 18 号による土砂移動（第 9 号床固工）

参考文献:1）小山内ほか：平成 28 年台風 10 号豪雨により北海道十勝地方で発生した土砂流出，砂防学会誌，Vol. 69，No. 6，p. 80-91，2017.

2）永野ほか：平成 28 年 8 月豪雨に伴う戸蔦別川流域の土砂・流木移動実態，砂防学会平成 29 年度研究発表会，概要集，Pb-57

P-050

土砂動態モデルを用いたヒル谷における生息場の時空間変化

京都大学大学院工学研究科　○村上秀香　京都大学防災研究所　藤田正治
理化学研究所　山野井一輝

1. はじめに

様々な水生生物の生息場の変動過程は土砂流出過程と密接に関係しているので，土砂流出解析から生息場の時空間変動特性を見出すことができれば，河川生態系の問題の解決に繋げることができる．このような背景から，本研究では，山地渓流における生息場の時空間変化を土砂動態モデルにより解析し，生息場の時空間構造の特徴を明らかにする．ここでは，とくに上流で毎年生産される砂礫が下流に運ばれる過程における生息場の変化を対象とする．

2. 対象渓流

2.1 対象流域

本研究では岐阜県北東部の神通川水系蒲田川ヒル谷流域を対象とした (図 1) ．ヒル谷は延長 1.335km，流域面積 0.85km^2 であり，地形勾配が 11°~14°と急勾配である．支川源頭部には斜面崩壊にともなって形成された裸地があり，冬季から春季の凍結融解作用によって粒径 0.1mm から 4cm の土砂が生産される [1]．このため本研究では生産土砂を図 5 に示すような粒度分布によって与えた．

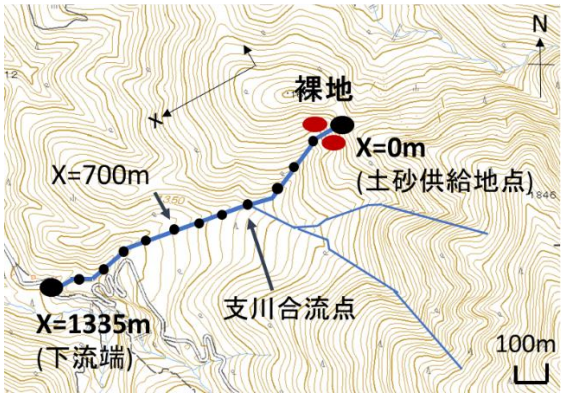


図 1　流域概要図

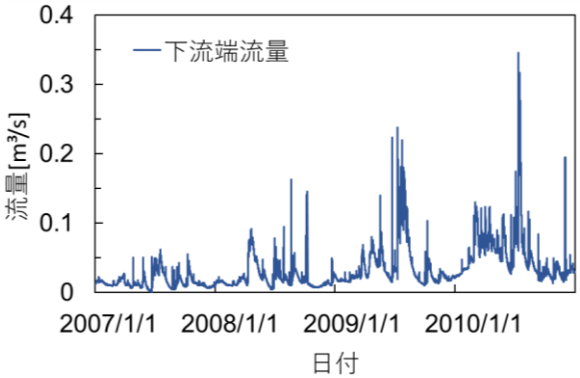


図 2　下流端流量の観測値

2.2 解析条件

本研究では，山野井らの土砂動態モデル[1]を用いて，凍結融解作用による裸地からの生産土砂の流出過程のシミュレーションを行った．本解析では設定条件を明確にするために，60 年間無給砂条件で十分粗粒化した河道に，裸地で生産された細粒土砂が供給された状況を想定している．すなわち，強制的に河床位を維持した条件で 60 年間無給砂を継続し，各河道区間の初期河床勾配に見合った初期河床粒度分布を求めた．この初期計算で下流端の流出土砂がなくなり，河道が定常状態であることを確認したのち，初期計算で得られた結果を初期条件として土砂供給を行う本計算を 20 年分行なった．

（1）　流量条件

山地小渓流では流出機構の複雑さから，降雨流出の再現が困難である．そこで，本解析では降雨流出解析を行わず，観測されている本流域下流端の流量を河道の集水面積ごとに配分した（図 2）．解析では，2007 年 1 月 1 日から 2010 年 12 月 31 日の 4 年間の流量を 1 データセットとし，繰り返し与えることで 20 年間の解析を行った．

（2）土砂供給条件

本計算では，図 1 の上流端の裸地の生産土砂のみが供給される．その量は既往の研究[2]から毎年 15m^3（空隙込み）で一定とした．また，生産土砂は河道上の残雪の上に堆積することが観測されているため，生産された土砂はすべて毎年 4 月 1 日に裸地のある上流端の河道に堆積しているものとした．生産土砂の粒度分布は観測されたもの（図 5）を与えた．

初期計算の X=700m 地点での河床材料粒度分布の変化を図 3 に示す．図 3 から，X=700m 地点では河道が粗粒化して安定している．よって初期計算によって粗粒化した河道条件が得られたとして，初期計算の結果を，次に行う 20 年の本計算の初期条件とした．

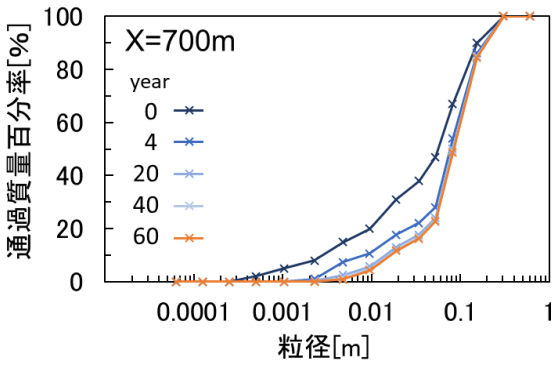


図 3 初期計算の X=700m 地点での粒度分布の変化

3. 生息場の時空間変化

本研究では，源頭部の裸地で生産される小粒径の土砂に適した生物の生息場について検討する．本計算の下流端流出土砂量の変化を**図 4**，X＝700m 地点の河床材料粒度分布の変化を**図 5** に示す．また，本研究では得られた複数の指標情報の分布を可視化するため，RGB カラーモデルによって 3 指標を混合させて表示させた(図 7)．本モデルを用いることで，視覚的に理解することが可能となる．ここでは生息場と関連すると考えられる，各河道の細粒土砂の堆積厚，最大水深，平均粒径に着目した．各年について 1 月から 3 月，4 月から 6 月，7 月から 9 月，10 月から 12 月に分け，それぞれの期間における各指標に R，G，B の輝度値を割り当て，その混合によって得られた色を**図 6** に示す．各河道長は一定とした．

図 4，**図 5** より，11 年目までは下流端での流出土砂量が供給土砂量に比べて少なく，X=700m 地点でも粒度分布に変化が見られない．これは初期計算によって河道が粗粒化し，土砂流出が起こりにくいためと考えられる．12 年目には X=700m 地点で細粒土砂が 20%程度増加し，下流端での流砂量も増加していることから，下流端まで生産土砂が到達したことが分かる．河道全体に着目すると，**図 6** から，11 年目までに合流点上流では生産土砂の到達を示す白色や桃色の河道が拡大しているが，合流点下流では変化は見られない．12 年目以降は，合流点下流にも生産土砂が到達し土砂流出が起こりやすくなるため，河道が侵食され，緑色や黒色の河道が見られる．季節変化に着目すると，1 月から 3 月の融雪出水で，支川上流では前年まで堆積していた生産土砂が流出し，白色の河道が拡大しているが，出水規模が小さいため，支川下流では黄色の河道が見られる．その後，夏季出水や大規模出水では生産土砂が流出し，支川では桃色，下流では黒色や緑色の河道が見られる．

細粒土砂に選好を示すヤマトビケラ[3]や造巣掘潜型生物に着目すると，最大水深が小さく，砂や砂利が多く堆積する平均粒径の小さな河道で生息しやすいと考えられる．これらの条件を満たす河道は白色で示される．**図 6** から，生産土砂の到達によって支川で拡大し，規模の大きな夏季出水時以外で多く見られる．よって，細粒土砂に選好を示す生物は，土砂流出に伴って生息場が下流へと広がるが，支川で多く見られることが示された．

4. まとめ

本研究では，山地小渓流を対象に，土砂流出解析を用いて生息場の時空間変化について考察した．その結果，粗粒化によって土砂流出に違いが見られ，また，季節ごとに河道に生息する生物への影響も異なることが示された．今後は生息場の季節変動についても表現していく．

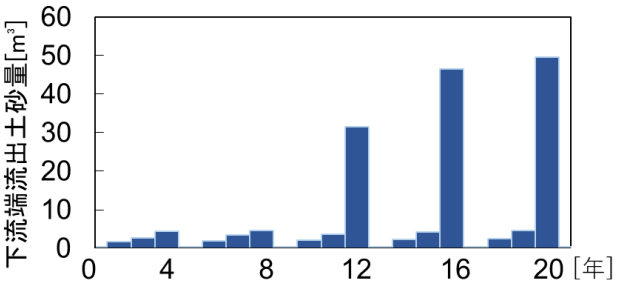


図 4　下流端での年間流砂量の変化

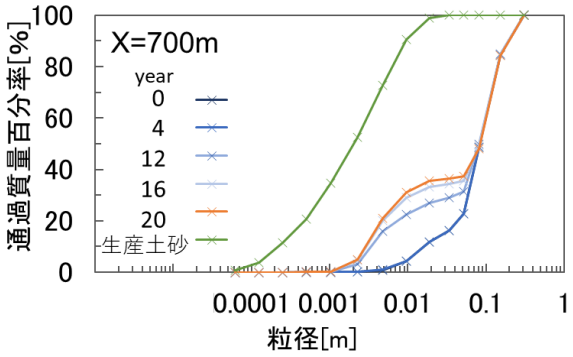


図 5　x＝700m 地点での河床粒度分布の変化

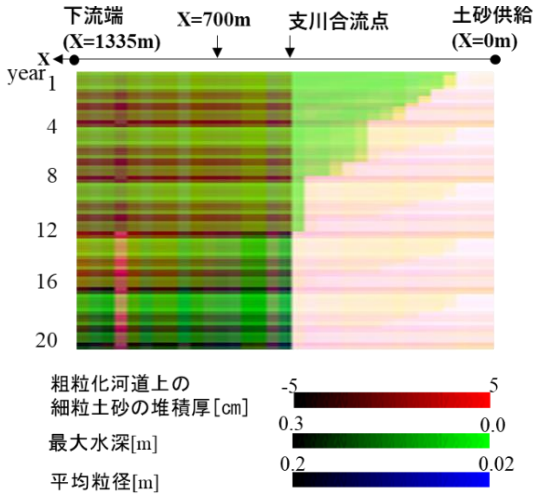


図 6　20 年間の生息場の季節変動

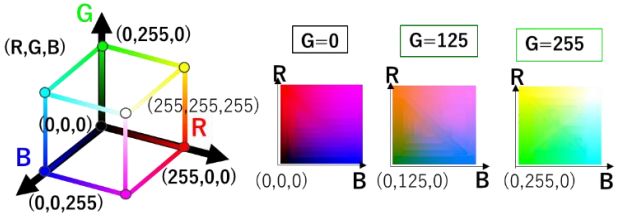


図 7　RGB モデルによる色分布

参考文献

1) 山野井一輝：土砂生産・土砂供給過程を考慮した土砂流出モデルの開発とその応用に関する研究，京都大学博士論文，2017

2) 藤田正治，澤田豊明，志田正雄，伊藤元洋：山地流域における土砂生産，京都大学防災研究所年報，第 47 号，2004

3) 片野泉，根岸淳二郎，皆川朋子，土居秀幸，萱場祐一：土砂還元によるダム下流域の修復効果検証のための指標種の抽出，河川技術論文集，第 16 巻，pp. 519−522，2010

P-051

平成２９年７月九州北部豪雨における流木の発生と堆積の実態
ー妙見川・奈良ヶ谷川の事例ー

国立研究開発法人土木研究所　○染谷　哲久，藤村　直樹，石井　靖雄，西井　洋史

１．はじめに

平成 29 年 7 月に九州北部で総雨量 650 ㎜（超過確率 400 年）を超える降雨が発生し、福岡県朝倉市や大分県日田市を中心に甚大な被害が生じた[1)]。本災害では大量の流木が土石流危険渓流以外の複数の支渓流から発生して勾配の緩い主渓流へ流入し、下流まで到達して橋梁を閉塞、氾濫被害等を増大させた。現在は、主に 1 つの土石流危険渓流を対象に計画立案されることが多いものの、今後は複数の土石流危険渓流や支渓流から勾配の緩い主渓流へ流出する、広域の流域における流出流木量の推定手法も必要と考えられる。そこで対象流域を土砂移動形態が異なると想定される支渓流と主渓流に区分して土砂移動形態の違いを考慮した流出流木量の推定手法の検討を行っている。本稿では主要な流木発生源となった支渓流における流木の発生および堆積、主渓流への流出の実態を報告する。

２．研究方法

2.1　本研究での着眼点と流域の設定

本研究において、流木は崩壊、渓床や渓岸の侵食・土砂流下などの渓床移動により発生するものとし、崩壊については比崩壊発生流木量（崩壊による発生流木量÷流域面積）を、渓床移動については渓床移動幅（渓床移動範囲の面積÷渓床移動区間長で算出した平均幅）を調査した。また、堆積および流出については、流木流出率を調査した。支渓流と主渓流の設定は、谷次数区分による渓流分割を行い、本研究では対象流域下流端（ため池地点）より上流の 2 次谷までの区間のうち、最長距離の区間となるものを主渓流とした。その他の主渓流に合流する渓流は支渓流とした。ただし、妙見川下流端より 1,500m 程度上流の左岸側は、最長距離の区間とならなかったものの、平均勾配が他の支渓流と比較して緩い支渓流が認められたため、主渓流の一部として設定した（図-1）。なお、平均勾配は支渓流で概ね 10～30°、主渓流で概ね 10° 未満となっている。

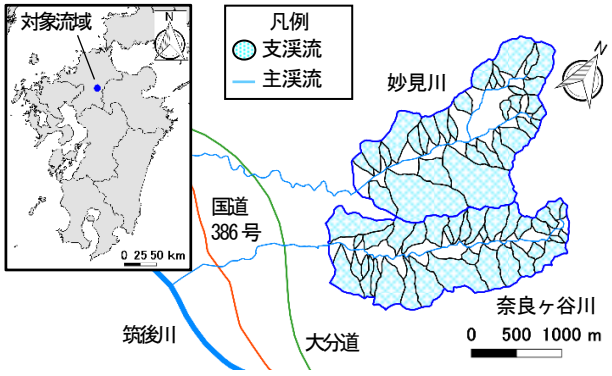


図-1　対象流域の位置と支渓流の設定図

2.2　対象流域の概要

対象流域の地形は、流域全体の平均勾配が妙見川は約 6°、奈良ヶ谷川は約 4° となっている。主な地質は、妙見川では泥質片岩および苦鉄質片岩、奈良ヶ谷川では泥質片岩となっている[1)]。また対象地域の主な植生は針葉樹（スギ・ヒノキ）で、一部、広葉樹が分布する。

2.3　流木発生範囲および発生流木量の算出方法

流木の発生範囲は、災害前後のレーザ測量データによる 1mDEM の差分およびオルソフォトから土砂移動範囲を判読し、土砂移動範囲のうちオルソフォト等から流木化した範囲を判読した。なお土砂移動範囲は、土砂移動形態の判定式[2)]を参考に概ね 23° 以上の範囲を崩壊、その他を渓床移動に分類した。また発生流木量は、林相を判読してコドラート調査を行うことで算出した。

2.4　流木堆積範囲と堆積流木量および流木流出率の算出方法

堆積流木は、災害直後の斜め空中写真やオルソフォト等から判読した。また堆積流木は、崩壊斜面内もしくは直下に堆積し、多くの流木の向きが崩壊土砂の移動方向に平行なもの、枝葉が多く残存しているものを倒木に分類した（図-2）。一方、渓流内に堆積して枝葉や樹皮が少ないものを流木に分類した（図-3）。堆積流木量は、30 箇所程度について現地



図-2　倒木の分類例



図-3　流木の分類例

調査を行って材積量を算出し、堆積範囲の面積と材積量との関係から推定した。流木流出率は、2.3 で算出した発生流木量と堆積流木量の差分から流出流木量を算出し、流出流木量に対する発生流木量の百分率として算出した。

3．流木の発生と堆積の実態

3.1　流木の発生実態

流木はほとんどの支渓流で発生しており、発生流木量は妙見川、奈良ヶ谷川ともに支渓流全体で渓床移動よりも崩壊によるものが多い。比崩壊発生流木量は全体の 90%が 20,000 m^3/km^2 以下で、5,000～20,000 m^3/km^2 の支渓流が多い結果であった。渓床移動幅は全体の 90%が 20 m 以下で、5～15 m の支渓流が多い結果であった。

流域面積と発生流木量との関係を既往災害例[3),4)]と比較すると、対象箇所の流域面積は 0.01～0.34 km^2 の範囲に分布しており、その流域面積の範囲において本災害の発生流木量は既往災害例よりも多い傾向が見られた。また、既往災害例[4),5)]を参考に比崩壊発生流木量が算出可能な事例を対象として流域面積と比崩壊発生流木量との関係を比較すると、本災害の比崩壊発生流木量は既往災害例よりも多く、流域面積が大きくなると比崩壊発生流木量は小さくなる傾向が見られた（図-4）。渓床移動幅については、既往研究[6)]と比較し、大きな違いは見られなかった。

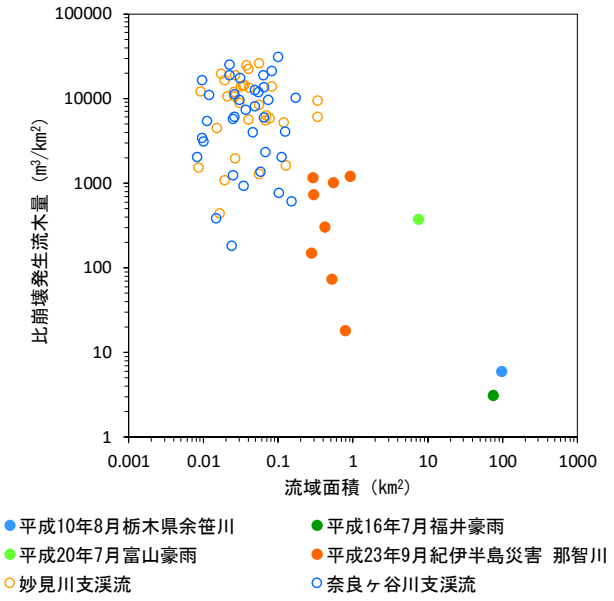


図-4　流域面積と発生流木量との関係

3.2　流木の堆積および流出実態

倒木および流木は、崩壊地内や崩壊地直下、支渓流の出口付近など，支渓流内に広く分布していた。また、堆積流木量は妙見川、奈良ヶ谷川ともに支渓流全体で流木よりも倒木が多い結果であった。さらに流木流出率は、妙見川、奈良ヶ谷川ともに、全体の 9 割以上の支渓流で 80%以上となった。なお、空中写真では確認できない堆積流木が残存する場合があるため、堆積流木量は判読結果から算出した量よりも多く、また流木流出率は幾分低い可能性がある。

流域面積と流木流出率との関係を既往災害例[4),7)]と比較すると、既往災害例で流木流出率が示されている箇所よりも流域面積は概ね小さく、流木流出率は既往災害例よりも高い傾向が見られた（図-5）。なお、本研究で対象とした支渓流において、砂防施設は配置されていない。一方、既往災害例については、砂防施設が配置されている渓流の事例も含まれている。

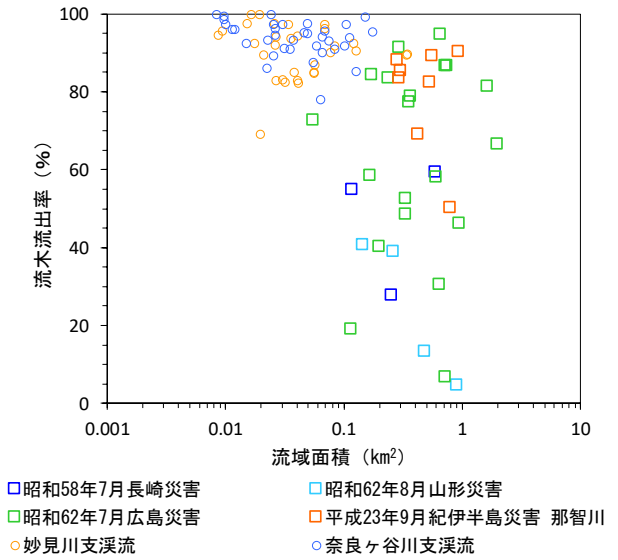


図-5　流域面積と流木流出率との関係

4．おわりに

本災害は既往災害例と比較すると流域面積に対する発生流木量が多く、崩壊による発生流木量が多い傾向が示された。また、流木流出率が全体的に高い傾向が示された。今後は、降雨状況と流木の発生および流出実態との関係や、主渓流の流木の発生、堆積および流出実態を明らかにしていく予定である。

参考文献

1）丸谷ら：2017 年 7 月の九州北部豪雨による土砂災害，砂防学会誌，Vol.70，No.4，p.31-42，2017
2）高橋保：土石流の停止・堆積機構に関する研究（3）－土石流扇状地の二次侵食－，京都大学防災研究所年報，第 25 号，B-2，p.327-348，1982
3）国土技術政策総合研究所：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，国土技術政策総合研究所資料第 904 号，2016
4）黒岩ら：平成 23 年台風 12 号土砂災害における和歌山県那智川支流域の流木の発生と流出実態，第 8 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，2016
5）坂井ら：航空レーザ計測データを用いた流木発生箇所の特徴，砂防学会誌，Vol.65，No.3，p.47-51，2012
6）工藤ら：レーザープロファイラデータを用いた土石流侵食幅・侵食深の解析，土木技術資料，Vol.57-11，p.22-24，2015
7）石川ら：土石流に伴う流木の発生及び流下機構，砂防学会誌（新砂防），Vol.42，No.3，p.4-10，1989

P-052

平成 28 年台風 10 号出水による十勝川支川の河道変化の特徴

国土防災技術北海道株式会社　　○李　学強・柳井　一希・塩野　康浩

1. 初めに

平成 28 年 8 月に接近した台風 10 号に伴う豪雨により，北海道日高山脈東側の十勝川流域西部では多くの渓流で土砂流出が発生した。当該流域は，山間渓谷から，谷底平野内の蛇行した渓流，段丘の発達した扇状地，氾濫原の広がる扇状地へと遷移的に変化する特徴がある。このような中で砂防施設の有無により出水による河道の変化に特徴が認められた。本報告では砂防施設が整備されている渓流と未整備の渓流について，出水前後の河道の変化を比較し，その特徴をまとめた。

2. 調査地概要と調査方法

調査対象は北海道上川の十勝川の 1 次支川である芽室川と 2 次支川小林川である。芽室川では昭和 40 年代から砂防堰堤，床固工，游砂地など砂防施設が整備されている。小林川は砂防及び河川構造物が整備されていない自然河道である。対象渓流の過去の複数時期の空中写真及び衛星写真をオルソ画像にし，GIS により川幅を 100m 間隔で計測して比較した。

使用した写真と，調査地の比較的大きな降雨イベント及び砂防施設の整備状況を表 1 に示す。

表 1　検討に使用した空中写真と直近の出水

写真撮影時期	直前の出水	施設整備
昭和23年8月（米軍,1/49771，1/45434）	昭和22年5月 水害	施設無し
昭和52年9～10月（国土地理院，1/8000，1/15000）	昭和47年9月 台風出水	芽室川堰堤2基整備
平成18年（北海道開発局，1/5000）	昭和56年8月 前線，台風20号出水	芽室川床固工2基整備
平成28年（AIRBUS,1/5000）	平成28年8月 台風10号出水	芽室川砂防施設整備完了

3. 調査結果

写真 1 に芽室川，写真 2 に小林川の台風 10 号出水後の衛星写真に，昭和 23 年，52 年，平成 18 年の空中写真判読による河道位置と段丘位置を示す。また。図 1 に芽室川，小林川の空中写真判読による各年の川幅を 100m ピッチで計測した結果を折れ線グラフで示す。写真及び図より以下の特徴がみられる。

・写真より，芽室川では河道の移動はおおむね段丘内に収まっている。小林川では平成 28 年出水では扇状地区間では段丘幅と同程度まで川幅が広がり，一部低位段丘を越える洪水氾濫が発生している。

・芽室川の平成 28 年の川幅は砂防計画基準点より上流で大きく広がっている。これは砂防施設の堆砂域や床固工前後で土砂を捕捉した結果によるものである。段丘を越える河道の拡幅は発生しておらず，砂防施設下流側では水通し幅まで急縮している。

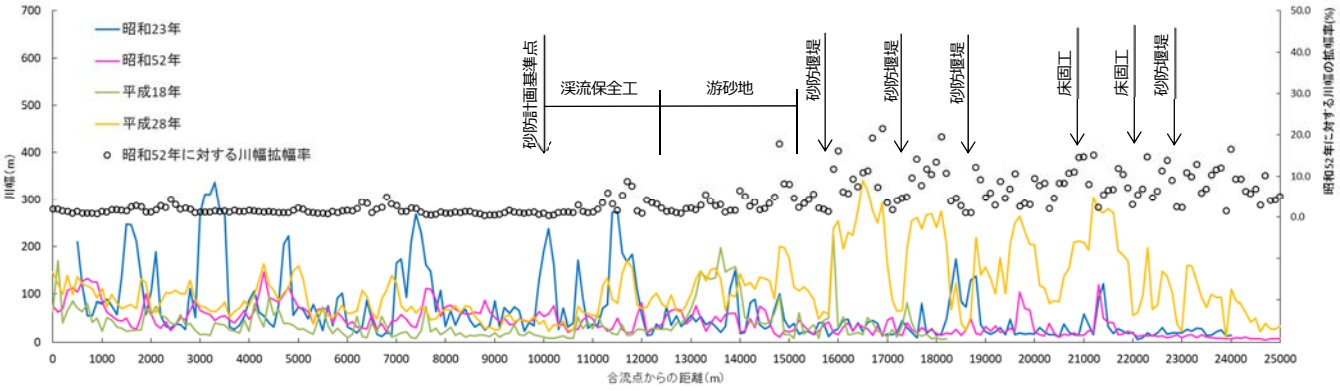
・芽室川で砂防施設が整備される以前の昭和 23 年では特に砂防計画基準点より下流で川幅が大きく広がり，段丘幅を越える箇所もみられる。

・明瞭な段丘がみられなくなる合流点付近では川幅が大きく広がる。

芽室川，小林川の昭和 52 年に対する台風 10 号出水後の川幅の拡幅率を図 1，2 の上段と表 2 に示す。これより，砂防施設が整備されている芽室川では下流の河川事業区間において，川幅の拡幅が小林川に比較して小さい。一方で，砂防施設の整備されていない小林川では全区間において川幅が広がっており，砂防施設の整備により下流への土砂流出とこれによる河道の蛇行が抑制されたと考えられる。



写真 1　芽室川の平成 28 年台風 10 号出水後の衛星写真（SPOT6/7 画像データ：“©CNES(2016/10/19),Distribution AIRBUS DS”）

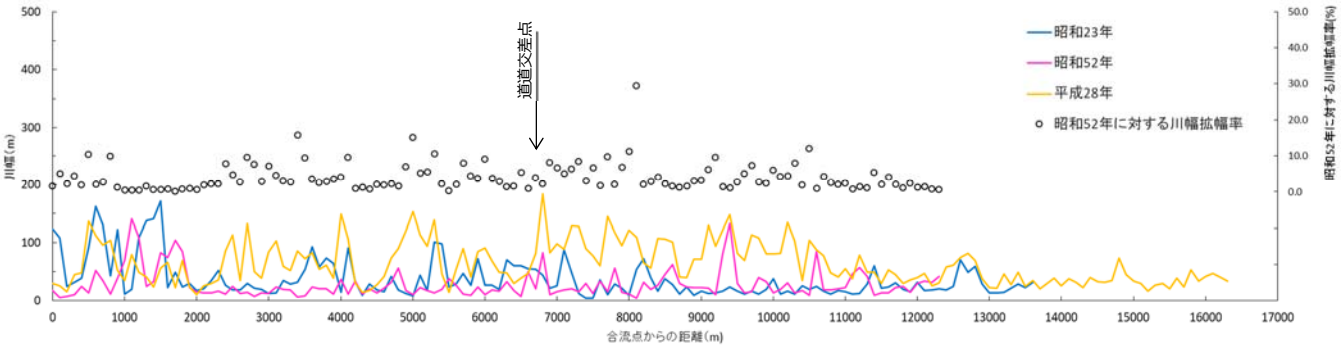


地形	扇状地 氾濫原		扇状地 谷底平野	山間渓流
勾配	1/235～1/76	1/76～1/30	1/30～1/16	1/16～

図 1　芽室川の川幅の経年変化



写真 2　小林川の平成 28 年台風 10 号出水後の衛星写真（SPOT6/7 画像データ：“©CNES(2016/10/19),Distribution AIRBUS DS”）



地形	扇状地 氾濫原	扇状地 谷底平野	山間渓流
勾配	1/85～1/30	1/30～1/10	1/16～

図 2　小林川の川幅の経年変化

表 2　昭和 52 年の川幅に対する台風 10 号出水後の川幅の拡幅率

区間		扇状地氾濫原		扇状地谷底平野	山間渓流
拡幅率	芽室川	河川事業区間 0.3～4.9倍 平均1.5倍	砂防事業区間 0.4～21.5倍 平均5.1倍	1.1～15.2倍 平均7.3倍	1.4～16.5倍 平均6.7倍
	小林川	0.2～15.9倍 平均4.0倍		0.8～29.5倍 平均4.7倍	0.7～4.1倍 平均1.8倍

天然林流域からの流出(Ⅴ) -台風イベントによる粗粒状有機物の流出-

京都大学農学研究科森林科学専攻 ○鈴江卓也
京都大学フィールド科学教育研究センター 中島 皇
京都大学農学部[1] 山下貴之・増尾貴裕
京都大学生態学研究センター 福島慶太郎

【はじめに】

有機物の流出を捉えることは森林流域の物質循環を理解するうえで重要である。特に森林で生産された有機物は主に粗粒状有機物（CPOM：Course Particulate Organic Matter, 粒径は 1mm 以上の有機物）（Allan, 2001）として森林内外に影響し、破壊などの物理的作用や生物による摂食・分解などの作用をうけ流域から下流に流出する。落葉・落枝などの有機物をはじめ、流木や土砂などはイベント時に流出量が増加すると言われている（Smock et al., 1989）。流木や土砂の流出については多くの研究がなされているが、台風イベントによる CPOM 流出についての研究はほとんど例がみられない。

本研究では天然林流域から流域外への CPOM 流出を定量的に解析し、その流出内容についての詳細を明らかにしようと試みた。

【方法】

2.1 過去に芦生で観測された台風について

過去 30 年間に芦生で観測された大規模な台風は 4 つある。本研究では 2013 年台風 18 号に注目した。この台風は 2000 年に調査地の幽仙谷で CPOM の流出の観測をはじめて以降、特に降水量が大きいものであった。

	1990 年 19 号	**1998 年 7 号**	2004 年 16 号	2004 年 23 号	**2013 年 18 号**	2017 年 5 号	**2017 年 21 号**
降水量（mm）	286.5	195.0	157.5	296.0	393.5	211.0	328.0
前線の影響	○	×	×	○	○	○	○

図表 1 過去 30 年間に観測された台風(芦生)

2.2 調査地概要

本研究は、芦生研究林の幽仙谷集水域天然林研究区で行った。流域面積は 7.97ha である。観測区間は集水域の出口に設置された量水堰を最下端とし、上流にある滝つぼまでの 15m の区間である。また下流側から 3 つの網・鉄柵を設けている。平常時（比較的大きな出水がない時）のサンプリングは 3 つの網（上流から 45mm, 1mm, 1mm）を用いて CPOM の捕捉を行う。しかし、台風による大きな出水では CPOM はそれらの網だけでは捉えられず、鉄柵や量水堰などの建造物で捕捉される。回収したサンプルは風乾し、実験室に持ち帰った後網目 5.6mm のふるいを用いて、

⑴ Woody Debris：直径≧10.0cm，または長さ≧1m の枝・幹・樹皮
⑵ Branch（Woody Debris には含まれない）枝・幹・樹皮
⑶ Leaf：新葉，落葉，葉片，葉柄
⑷ Others：花・実・殻斗・動物遺体等
⑸ Fine：1≦粒径≦5.6mm の枝葉・その他の破砕物

の 5 つに分類する。その後オーブンで 70℃, 48 時間以上乾燥し、乾燥重量を測定する。なお、大きい CPOM については乾燥可能な大きさに裁断し乾燥作業を行った。

一方上流から観測区間へ流出した土砂についても捕捉・計測を行っており、重さ約 200g・容量 7kg 程度のザル・棒ばかりを用いて、水を十分に切って土砂の湿重を計測した。

【結果と考察】

3.1 2013 年台風 18 号による CPOM 流出量と平常時の CPOM 流出量

2013 年台風 18 号による CPOM の総流出量は 262.9kg 乾重（33.0kg 乾重/ha）であった。（図表２）Woody Debris については全量を捕捉した。平常時の 10 年間（2001～2010）の平均流出量と比べるとおよそ 3～18 倍の流出量であった。

CPOM 流出量（kg 乾重）	Woody Debris	Branch	Leaf	Fine
台風時（2013 年 18 号）	**100.3**	**110.9**	**15.2**	**32.8**
平常時（2001～2010）の年間の平均流出量	13.7	7.8	6.6	10.1

図表２　CPOM 流出量比較

3.2 2013 年台風 18 号による土砂の流出について

観測区間内で捕捉した土砂の総流出量は 7731kg 湿重(970kg 湿重/ha)であった。そのうち 1383kg 相当は長径 10cm 以上の石礫（約 2338 個）であった。土砂の捕捉領域は①観測区間の最上流から鉄柵・②鉄柵から砂溜め・③砂溜めより下流から観測区間の最下流（量水堰含む）の 3 つに分割している。また、捕捉した土砂量は上流の領域からそれぞれ①1710kg(215kg/ha)・②1383kg(174kg/ha)・③4638kg(582kg/ha)であった。土砂中には全体の約半分の CPOM が捕捉されていた。

【参考文献】

1. Allan,J.D.（2001）Stream Ecology, Kluwer Academic Publishers
2. Smock,L.A., Metzler, G.M., and Gladden,J.E.,（1989）Role of debris dams in the structure and functioning of low-gradient headwater stream. Ecology, 70:764-755

[i] 2013 年台風 18 号による CPOM 流出を観測した当時の所属

P-054

航空写真を用いた DSM の構築と再現計算への適用について
-昭和 34 年富士川災害に関する適用事例-

(一財)砂防・地すべり技術センター　○角田皓史　加藤誠章　福池孝記　関英理香　五十嵐勇気
関東地方整備局富士川砂防事務所　田中秀基※1　小町谷章※2　木暮一也　山野利勝　角岳志
※1　現 六甲砂防事務所　　※2　平成 30 年 3 月現在の所属

1. はじめに

砂防事業の効果評価や施設配置検討において数値計算を使用するためには、過去に実際に発生した災害を対象とした再現計算を行い、数値計算モデルの妥当性を担保することが求められる。再現計算により妥当性を確認するためには、再現対象となる事象に関する降雨、地形、土砂量等の情報が充実していることと、再現対象とする事象が砂防計画で想定するような大規模な現象であることが望ましい。

近年は、レーザープロファイラ等を用いた詳細な地形計測が行われており、近年発生した土砂洪水氾濫事象に対しては、精度の高い地形条件の設定が可能であるが、過去の災害に対しては調査精度が低かったために、地形条件を適切に設定することが課題であった。

近年、複数の位置、角度から撮影された写真を元に画像処理を行い、3 次元形状を構築する SfM（Structure from Motion）技術が著しく進展している。

本検討では、富士川流域釜無川の支川大武川及び小武川を対象として、昭和27年に撮影された米軍写真を用い、DSM（Digital Surface Map）及び河道断面を構築し、昭和 34 年富士川災害に対する再現計算を試みた。

2. 対象災害及び再現計算における課題

2.1　再現計算の対象災害

富士川流域では、主に台風の影響を受けて、度々災害に見舞われてきた。

本検討では、具体的な記録が残っている明治以降の災害のうち、把握される限りで人的被害、家屋被害が最大であった昭和 34 年 8 月の災害（死者 90 人、負傷者 794 人、全壊・半壊 6,536 戸、浸水家屋 14,445 戸）を再現計算の対象とした。

2.2　再現計算における課題

大武川及び小武川においては、昭和 34 年の災害以降に砂防堰堤の他に、流路工の整備が進むとともに、左右岸の堤防についても順次連続的に整備されている状況にある。

昭和 22 年に発行された 5 万分の 1 地形図「韮崎」のうち、大武川、小武川の下流部を図 1 に示す。図 1 に示すように、両岸の堤防は上下流にわたって連続的に施工されておらず、流路工整備前の状況が推察できるが、この地形図から再現計算に用いる地形データを作成することは困難である。

このことを踏まえ、大武川、小武川の流路工区間については、災害発生前で、なおかつ、広域にわたる情報が示されている、昭和 27 年に撮影された米軍写真を元に河道データを作成することとした。

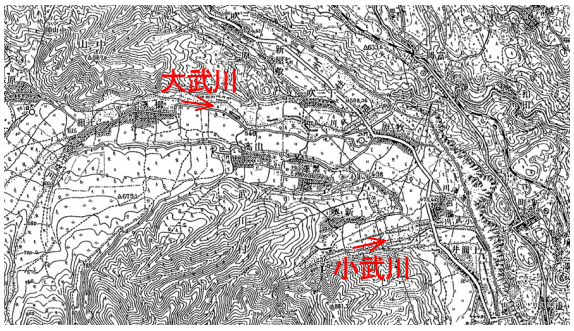


図 1　昭和 22 年 国土地理院 5 万分の 1 地形図

3. 米軍写真を用いた河道データの作成

3.1　DSM の構築

砂防分野においては、SfM は、UAV より撮影された写真よりオルソフォトや地表面の標高図（DSM：Digital Surface Map）を作成することに用いられることが多い。

本検討では、昭和 27 年に撮影された米軍写真を用い、SfM 系ソフトウェアである Agisoft 社の Photoscan を用いて DSM の構築を試みた。

構築した 3 次元地形モデルの例を図 2 に、オルソを図 3 に、標高分布図を図 4 にそれぞれ示す。



図 2　米軍写真より作成した 3 次元地形モデル

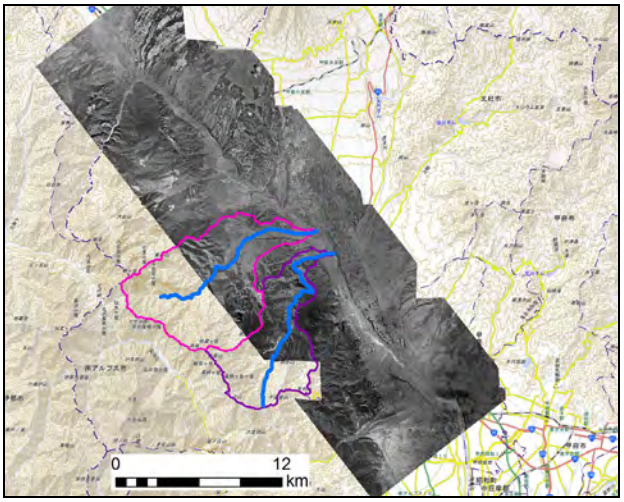


図 3　米軍写真より作成したオルソ

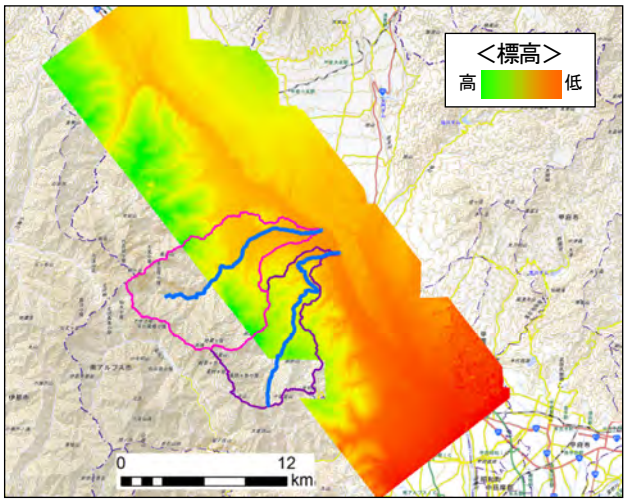


図 4　米軍写真より作成した標高分布図

3.2　断面の作成例

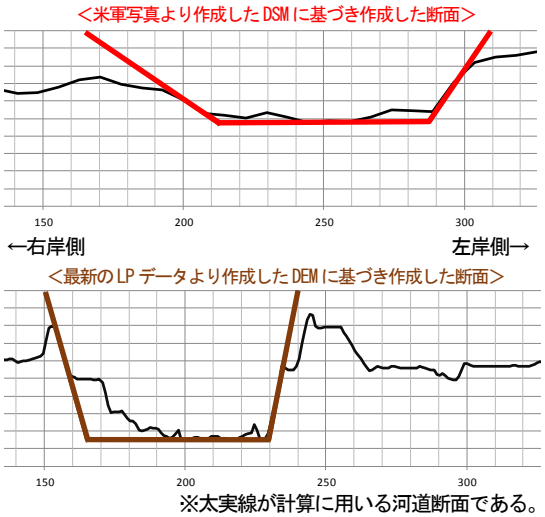
前述のとおり構築した DSM を基に、小武川下流において断面を作成した例を図 6 に示す。また、同箇所において最新の LP データより作成した DEM（Digital Elevation Model）に基づいた断面作成例を合わせて示す。

図 6 に示すように、本箇所においては、米軍写真より作成した DSM を用いても十分に河道形状を把握できること、また、災害後に整備された堤防形状とは河道の条件が大きく異なることが確認された。

なお、大武川下流及び大武川柳沢地区においても同様に、米軍写真より作成した DSM を用いても十分に河道形状を把握できることが確認された。



図 5　米軍写真より作成したオルソ（小武川）



※太実線が計算に用いる河道断面である。

図 6　A 断面における断面作成結果

4.　再現計算

前章で設定した河道断面のほか、粒径条件やハイドログラフ等について既往資料より設定の上、昭和 34 年災害を対象とした再現計算を実施した。

4.1　使用した一次元河床変動計算モデル

再現計算には、国土技術政策総合研究所の提案する新たな土砂流出解析手法に則り、「豪雨時の土砂生産をともなう土砂動態解析に関する留意点（国総研資料第 874 号）」[1] に準拠した計算モデルを使用した。

4.2　計算結果例

小武川における再現計算結果のうち河床変動量を図 7 に示す。図 7 より、下流区間の最大水深は 2～3m 程度であり、また、釜無川本川合流点付近の最終河床変動量は 2m 程度である。

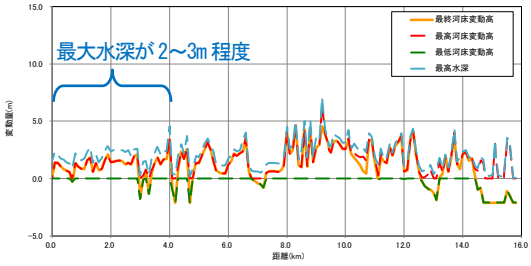


図 7　再現計算結果（河床変動量）

また、主たる水害の発生箇所近傍の断面における溢水が想定される水位と再現計算による計算水位を比較した。断面作成に用いた DSM の精度、構築した断面形状の精度を考慮すると、計算上の当該断面において厳密に溢水の生じる水位を設定した上で溢水の有無を判定することは困難であるが、本計算において下流区間において 2～3m の最大水深となったことは、実際の氾濫結果と整合的な結果になったと考えられる。

5.　おわりに

昭和 27 年に撮影された米軍写真を用い、DSM 及び河道断面を構築し、昭和 34 年富士川災害に対する再現計算を試みたところ、実際の氾濫結果と整合的な結果を得ることができた。

近年の水系上の土砂洪水による災害に関しては、データが多く整備されているが、線状降水帯による局地的な豪雨による災害や対策施設の整備が進んだことにより被害が極めて小さい事例は多く発生しているものの、砂防基本計画で対象とするような広域的に土砂洪水氾濫が発生した事例は少ない。

釜無川同様に、過去に大規模な土砂洪水氾濫が発生した流域において、本手法を適用して地形情報の高度化を図ることで再現計算の精度が向上することが期待される。

ただし、当手法で作成されるのは DSM であることから、植生がある場合には取得できる標高データの正確性が低下する。また、過去の高高度の空中写真を基に DSM を構築しており、写真の解像度の影響を受けるため、本手法を適用する際にはこれらの点に留意する必要がある。

＜参考文献＞

1) 蒲原潤一・内田太郎・丹羽諭・松本直樹・桜井亘（2015）：豪雨時の土砂生産をともなう土砂動態解析に関する留意点，国土技術政策総合研究所資料 第 874 号

P-055

平成 28 年 8 月豪雨における 十勝川水系の 2 渓流での河床変動の比較

北海道大学農学院　○青木大輔　笠井美青

1. はじめに

大規模な出水により河川で侵食や堆積が激しく引き起こされると、河川の地形が大きく変わり流路沿いのインフラや市街地に被害を与える。北海道十勝川流域でも、平成 28 年 8 月に台風の連続上陸や接近に伴い記録的な出水が発生したことで、多数の河川で河床幅が拡がり、道路や農地、市街地などが被災した。近年は気候変動に伴い豪雨の増加が報告されており、今後も同様の河床変動の発生が予想される。大規模出水時の侵食や堆積の場およびその規模を予測出来れば、災害軽減のための対策を立てる上で役立つ。出水時の侵食場と堆積場の出現の予測に関しては、Gartner ら(2015) によるストリームパワーの分布を用いた研究がある。ここでストリームパワーをΩ、ある区間の流下距離を d とすると、$\Delta\Omega/\Delta d$ が正の値をとる区間では侵食が発生し、反対に負となる区間では堆積が発生する。しかし、ストリームパワーは流水の状態を示す指標であり、現実には地質構造や河川に配備された構造物など場の条件も、土砂動態を決定する大きな要素となる。加えて、土砂の運搬様式が掃流か集合状態であることにより、Gartner ら(2015)が示した単純な関係に当てはまらないことも考えられる。以上のことを考慮した上で、本研究では、平成 28 年 8 月出水時に十勝川水系の隣接する 2 河川で生じた地形変化を対象に、ストリームパワーと河床変動との関係を調べた。

2. 調査地

調査は小林川(流域面積:32.7 km^2、平均勾配:1.89 °、調査区間長:12.8 km)とペケレベツ川(流域面積 43.3 km^2、平均勾配 2.24 °、調査区間長:12.6 km)で行った。両河川とも、源頭部には風化の進んだ花崗岩が分布し、平成 28 年 8 月出水時に土石流の発生源となった。この土石流の流下と堆積に伴い、山地部の河川沿いに分布する、固結度に乏しい周氷河性斜面堆積物が激しく侵食された。山地部を抜けた後の沖積平野でも、河岸侵食や土砂堆積が引き続き発生し、流路幅が拡大した。ペケレベツ川には泥質ホルンフェルスから成る狭窄部があり、2 基の砂防堰堤と床固工群が配備されていた。そのうち一基の堰堤は、出水の際に土石流によって破壊された。

3. 研究方法

ストリームパワー，Ω（W/m）は$\Omega=\rho gQS$(ρ: 水の密度 1000kg/m^3、g: 重力加速度 9.8 m/s^2、Q: 流量、S: エネルギー勾配)の式から求められる。エネルギー勾配は、200 m 区間ごとに国土地理院の 10m DEM を用いて求めた。各区間の最下端部における平成 28 年 8 月の出水時流量は、十勝川水系内の 6 地点で出水時に観測されたピーク流量 Q_p(m^3/s)とその地点での流域面積 A(km^2)から得た回帰式（$Q = 34.721A^{0.6533}$)より推定した。各区間の流域面積も、国土地理院の 10mDEM から作成した地形図を用いて計測した。ストリームパワー勾配は、$\Delta\Omega/\Delta d = (\Omega_n-\Omega_{n-1})/(d_n-d_{n-1})$から求めた。ここで n は 200 m 区間の番号である。ストリームパワー勾配と、侵食・堆積の場および規模との関係を調べるために、小林川では 19 本、ペケレベツ川では 21 本の横断側線を河川沿いに約 500m間隔で設置し、平成 21、28、29 年計測の LP データ、国土地理院による 10m DEM、WorldView-3 による衛星画像、現地測量から、出水前後の正味の変動面積を求めた。土石流の到達位置は、土石流フロントの堆積痕跡より判断した。

4. 結果と考察

ストリームパワーと、各横断測線における正味の堆積もしくは侵食量の流路沿いの変化を図-1 に示す。図-2 でも示されるように、ストリームパワー勾配と変動断面積との間には、予測された関係がほぼ見られた。また、その関係に河川間の大きな違いはなかった。小林川にてストリームパワー勾配に対して侵食が激しく起こった地点、およびペケレベツ川にてストリームパワー勾配がほぼ-200 であるにもかかわらず侵食量がほぼ 200 m^{2}であった、もしくは変動がわずかであった地点は、土石流の堆積区間に位置していた（図-1, 2 中

□で囲んだ点)。またペケレベツ川にて、ストリームパワー勾配がほぼ 0 の区間にて侵食量がほぼ 200 m² であった 3 点は床固工群の直下に位置し、ここでは出水時には激しい下刻で基岩が露出した後に、側岸の浸食が激しく進んだ様子が観測されている。ペケレベツ川では、堰堤が土砂を堆積させた効果も図-2 から明らかである。一方で、堰堤が破壊された区間にある測点は、予測された関係を満たしていた。図からは、ストリームパワー勾配が 90 を超える区間では侵食が優先して起こったことも分かる。関係からはずれた測点は、ストリームパワーが 7 万以上を示す区間に位置していた。ストリームパワーが高いほど土砂の運搬能力が高くなり、堆積が一旦進んだとしても、その土砂はまた急激に運ばれてしまうことも考えられる。例えばペケレベツ川の狭窄部では、ストリームパワー勾配からは土砂堆積が見込まれるものの（図-2)、ストリームパワーが高く、かつ固い岩盤により谷が固定されているので、出水の前後には変動がほぼ発生していない。小林川ではストリームパワーが平均で 70,000 W/m を超えるのは上流山地部のみであるが、ペケレベツ川では、上流山地部から下流沖積平野部の大部分を通じてその値を超える。すなわち、出水の際の河床変動の規模は小林川よりも大きくなることがストリームパワーの値からも示唆された。

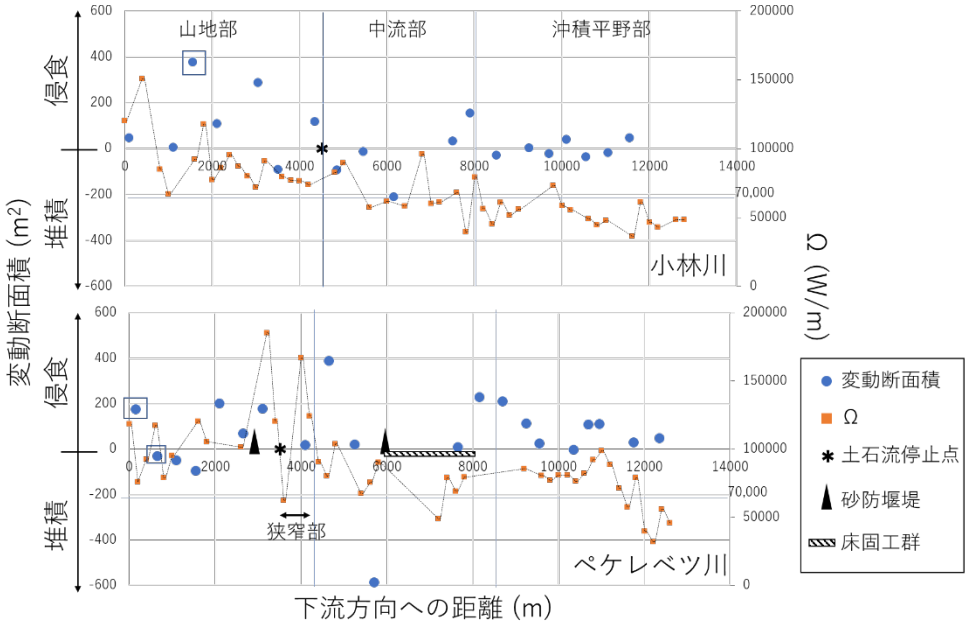


図-1　平成 28 年 8 月出水による各測線の横断面の変化と推定ストリームパワー

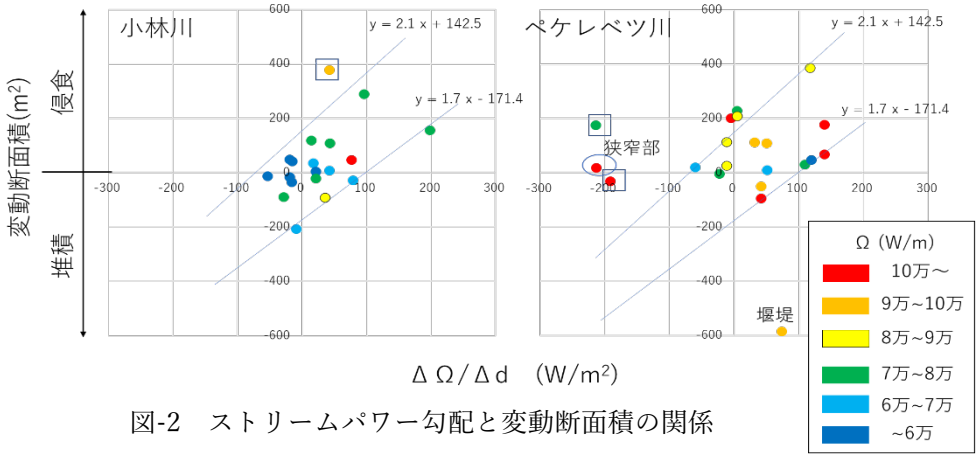


図-2　ストリームパワー勾配と変動断面積の関係

5.　まとめ

以上より、ストリームパワー勾配は、平成 28 年 8 月の出水の際に、侵食と堆積場およびその規模をある程度決定していたことが分かった。この値は室内で求めることが出来るので、大まかな侵食および堆積の傾向を予め対策の計画段階にて予測するために役立つと考える。また、ストリームパワーが高くなると、その場の地質や構造物、運搬様式により、河床変動の規模も予測された関係から外れることも分かった。今後は、外れる場合の条件や、出水がある場合に想定される変動について明らかにしていく。

6.　参考文献

John D. Gartner, William B. Dade, Carl E. Renshaw, Francis J. Magilligan, and Eirik M. Buraas, 2015, Gradients in stream power influence lateral and downstream sediment flux in floods, GEOLOGY, v. 43; no. 11; p. 983-986

P-056

平成 29 年 7 月九州北部豪雨に伴う妙見川・奈良ケ谷川における土石流発生渓流の特徴

○朝日航洋株式会社(現　九州大学大学院生物資源環境科学府)　江藤稚佳子
九州大学大学院農学研究院　水野秀明

1. はじめに

平成 29 年 7 月九州北部豪雨による一連の降雨は, AMeDAS 朝倉の観測データによれば, 同月 4 日 6 時頃から同月 10 日 0 時頃まで継続した. 時間雨量の最大値は同月 6 日 15 時から 16 時の間で 106.0mm, 24 時間雨量の最大値は同月 5 日 10 時から 6 日 10 時の間で 543.5mm, 累加雨量は同月 4 日 6 時から 10 日 0 時の間で 654.6mm であった. AMeDAS 朝倉における 1976 年から 2016 年までの観測結果を分析したところ, 時間雨量は 100 年超過確率規模で 81.0mm, 400 年超過確率規模で 93.7mm であった. また, 24 時間雨量は 100 年超過確率規模で 308.1mm, 400 年超過確率規模で 361.0mm であった. このように, 時間雨量と 24 時間雨量はともに 400 年超過確率規模を上回る値で, 土石流・流木対策の計画(国土技術政策総合研究所砂防研究室, 2016)を上回る現象であった.

また, 国土交通省提供の XRAIN データを分析したところ, 平成 29 年 7 月 5 日 10 時頃から 21 時頃にかけて小岳山(496.4m), 米山(標高 690.9m), 広蔵山(標高 703.0m), 堂所山(標高 414.5m), 麻底良山(標高 294.8m)等の周辺で 80mm/h を超える降雨強度の降雨が断続的に生じた.

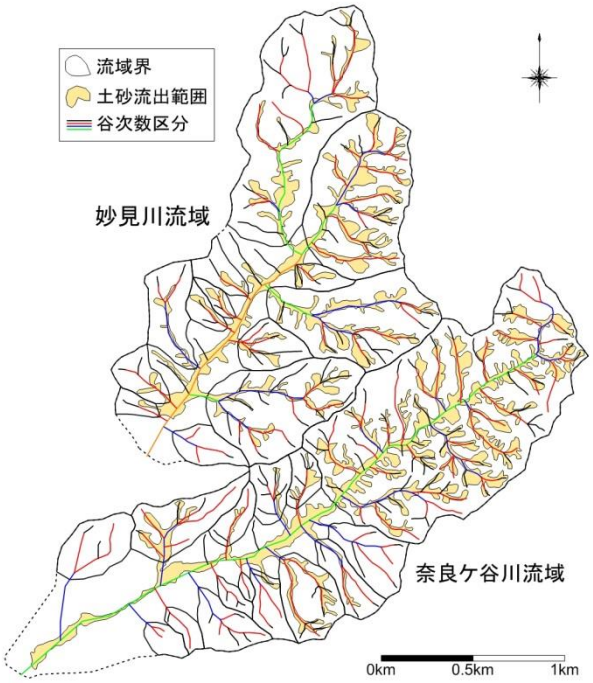
豪雨に伴う土石流の流下状況を系統的に調べた事例は, 例えば林ら(2007)があるだけで, 余り見当たらない. さらに, 平成 29 年 7 月九州北部豪雨のように 100 年超過確率規模を大きく上回るような事例について, 土石流の流下状況を整理した事例もほとんど見当たらない. そこで, 本報告は, 今後の土石流・流木対策での流出土砂量の算出方法と山地流域での避難経路の選定方法を考える上での基礎的な資料を整理することを目標に, 土砂流出の激しかった妙見川と奈良ケ谷川に着目して, 土石流の生じた渓流の分布と山地流域を通る道路の暗渠の閉塞状況を明らかにすることを目的とする. なお, 平成 29 年 7 月九州北部豪雨に伴う土砂災害の詳細は丸谷ら(2017)を参照していただきたい.

2. 土石流の生じた渓流の分布

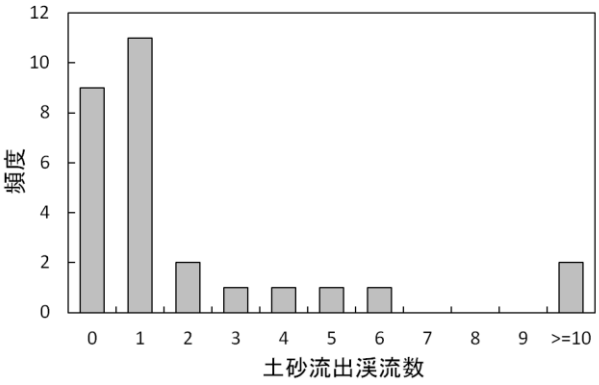
本報告では, 土石流の生じた渓流は簡略的に, 平成 29 年 7 月 13 日に撮影されたオルソ画像上で土砂移動の痕跡が見られた渓流とする. なお, 渓流は人家の戸数に関わらず, 谷地形を呈し 2 度以上の勾配を有するものとする.

図－1は妙見川流域と奈良ケ谷川流域を前述の渓流の流域に分割した結果を示したものである. 妙見川流域は 13 個の流域に分割でき, 奈良ケ谷川流域は 15 個の流域に分割できた.

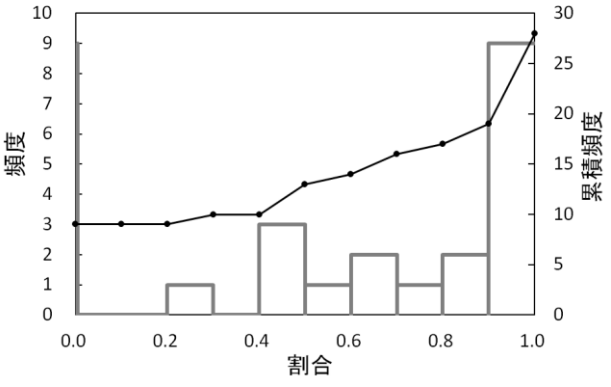
図－2は分割した流域の流域面積とその流域内で土石流の流下痕跡のあった谷の数(流下数)を示したものである. 図中には土砂移動の痕跡として土砂



図－1　土石流の流下が見られた渓流の位置



図－2　流下数の頻度分布



図－3　1流域内で土砂流出の生じた谷の割合

流出範囲，谷次数区分別の渓流も示した．流下数が 1 であった流域は 11 個で，全体の 39%と最も多かった．流下数が 0 であった流域は 9 個で，二番目に多かった．なお，流下数の最も多かった流域は奈良ケ谷川内にあるもので，その流下数は 29 であった．

図－3はそれぞれの流域内の谷の総数で流下数を割った値（割合）を示したものである．累加頻度を見ると，全体の約7割（20 流域）の渓流は割合 91%以下であることが分かった．

3. 山地流域を通る道路の暗渠の閉塞状況

写真－1はオルソ画像より奈良ケ谷川の上流域を拡大したものである．奈良ケ谷川は写真の上部より下部に向かってやや右に湾曲しながら流れ，2 車線の道路が奈良ケ谷川に沿って設置されている．写真の範囲内では，奈良ケ谷川は 2 か所で道路下に埋設されたカルバートを流れている．①の地点より上流側では道路の舗装が確認され，道路は大きく損傷しなかった．①より下流側では，道路の舗装が確認できず，大きく損傷した．

写真－2はカルバート閉塞①を上流側から下流側を見て撮影したものである．カルバートの上流側の入り口は写真の左側にあり，土砂の堆積によって完全に閉塞した．また，カルバートの下流側では，舗装と路床が侵食され，ほぼ流出した．一方，カルバートの上流側では，舗装や路床は侵食されなかった．このことから，カルバートの入り口が土砂で閉塞したため，水と土砂が道路上にあふれ出し，舗装等を大きく侵食したと推定される．



写真－1 カルバートの閉塞個所（奈良ケ谷川）



写真－2 カルバート閉塞①と舗装上への氾濫状況



写真－3 カルバート閉塞②と舗装上への氾濫状況

写真－3はカルバート閉塞②を上流側から下流側を見て撮影したものである．カルバートの上流側の入り口は写真の右側にあり，土砂の堆積と流木によって完全に閉塞した．また，カルバートの上流側と下流側では，舗装と路床が侵食され，ほぼ流出した．

以上より，カルバート閉塞①であふれ出した水と土砂がカルバート閉塞②の上流側の舗装と路床を侵食した．さらに，カルバート閉塞②であふれ出した水と土砂が合流して，カルバート閉塞②の下流側の舗装と路床を侵食したと推測される．

4. おわりに

本報告では，福岡県朝倉市を流れる妙見川と奈良ケ谷川に着目して，平成 29 年 7 月九州北部豪雨によって土石流の発生した渓流と山地流域を通る道路の暗渠の閉塞状況を明らかにした．その結果，分割した流域は計 28 個となり，全体の約7割（20 流域）の渓流は割合 91%以下であることが分かった．さらに，全ての暗渠を確認できたわけではないが，カルバートやヒューム管といった暗渠は流砂により閉塞し，水と土砂が渓流から溢れて道路上を流れ，舗装や路床を侵食したことが分かった．今後は妙見川流域・奈良ケ谷川流域以外の流域に着目して降雨と土石流の発生渓流の数との関係をさらに詳しく調べるとともに，山地流域を通る道路の暗渠の閉塞メカニズムを明らかにしていきたいと考えている．

最後に，現地調査を行うにあたり，国土交通省，福岡県，砂防学会並びに九州大学農学部森林保全学研究室の皆様に大変お世話になった．また，現地調査並びに解析を行うにあたり，一般社団法人全国治水砂防協会より研究助成をいただいた．ここに記して謝意を表します．

引用文献

国土技術政策総合研究所砂防研究室（2016）：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，国総研資料第 904 号，p.8

丸谷知己ら（2017）：2017 年 7 月の九州北部豪雨による土砂災害，砂防学会誌 Vol.70，No.4，p.31-42

林真一郎，水野秀明，小山内信智，沖中健起（2007）：土石流の発生渓流数と流出土砂量の関係，平成 19 年度砂防学会研究報告会概要集，p.492-493

P-057

砂防設備の下流における流砂水文観測について

筑波大学大学院生命環境科学研究科　○塚原直幸　西本晴男　秋山一弥
国土技術政策総合研究所（大規模土砂災害研究機構）　木下篤彦
和歌山県（大規模土砂災害研究機構）　西岡恒志

1. はじめに

近年，台風の大型化や極端な降雨の増加の影響で，山地渓流では山腹崩壊が多発している．山腹崩壊が発生すると，土石流の発生などにより人命，財産に直接的な影響をもたらし，さらにその後荒廃した上流域からの活発な土砂移動により，下流域の土木構造物の安全性や水資源の利用，生態系にも影響を与える．

このため，土砂災害の軽減，総合土砂管理の観点から，山地渓流における土砂移動現象を把握することは重要である．

本稿では，平成 23 年に発生した台風 12 号による豪雨で荒廃した和歌山県の荒木川を対象とし，出水時の濁度観測と流域内で発生した土砂移動現象の調査結果について報告する．

2. 観測方法

2.1 観測場所

本研究では和歌山県新宮市を流れる二級河川佐野川の支渓である荒木川（流域面積 3.2km^2）を観測対象とする．荒木川では平成 23 年の台風 12 号による降雨の影響で，複数の山腹崩壊が発生し，既設堰堤により流出土砂は捕捉されたものの，下流域に流木が流出し，被害をもたらした．降雨時にはこれらの崩壊地の拡大侵食，河道閉塞土砂や渓床堆積物の二次移動および新たな山腹崩壊の発生が懸念される．荒木川には 1 基の透過型堰堤と 2 基の不透過型砂防堰堤が設置されており，不透過型堰堤はいずれも未満砂である．



図 2.1　観測場所位置図

2.2 観測内容

降雨時の水位，濁度，その他出水状況を把握するために，表 2.1，図 2.2 に示す通り観測機器を設置し，出水時には採水を行った．連続観測は 10 分間隔，採水間隔は 1 時間とした．



写真 2.1　Site2 連続観測機器設置状況

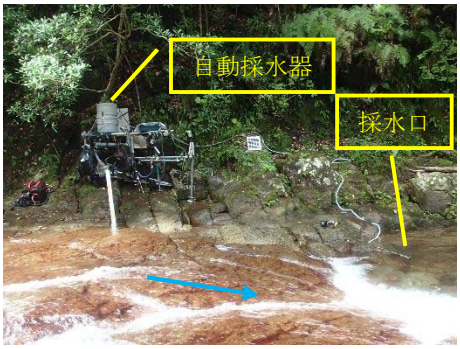


写真 2.2　Site1 自動採水器設置状況

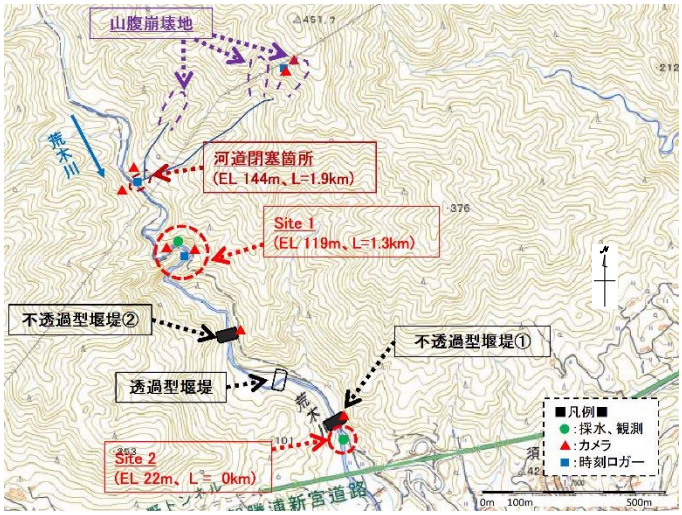


図 2.2　機器・観測位置図

表 2.1　観測内容

機器・観測内容	目的	設置・観測箇所
自動採水器	出水時の流水の採水	Site1
手動採水	出水時の流水の採水	Site2
連続観測機器	濁度と水位の連続観測	Site2
定点カメラ	出水状況の把握	Site1，不透過型堰堤①，不透過型堰堤②

3. 観測結果

平成 27 年台風 11 号（7 月 16 日），平成 27 年台風 18 号（9 月 6 日），平成 29 年台風 5 号（8 月 7 日），平成 29 年台風 21 号（10 月 22 日）の観測データを整理，比較分析した．

3.1　平成 29 年台風 21 号

平成 29 年 10 月 22 日の台風 21 号接近時には新宮市で観測史上第一位の連続降雨を記録した．本出水以外の観測データでは，濁度と流量のダイアグラムにおいて右回りのループを示したのに対し，本出水では左回りと直線型のループを示した．出水後の現地踏査の結果，平成 23 年台風 12 号時の河道閉塞土砂を含む渓床堆積物の二次移動が確認されたが，山腹の新たな崩壊，既崩壊地の拡大崩壊は発生していない．

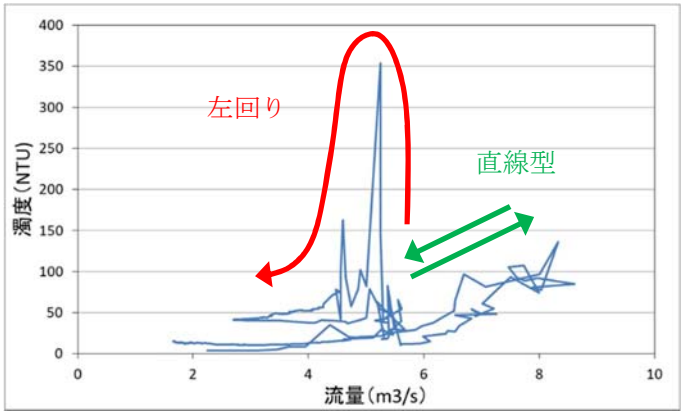


図 3.1　濁度と流量のヒステリシス（10/14～23）

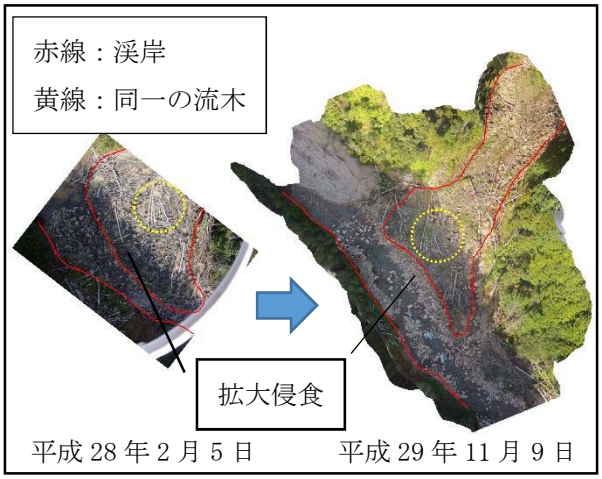


図 3.2　河道閉塞土砂の拡大侵食

3.2　濁度伝播の遅延

図 3.3 に 8 月 7 日の降雨量（新宮雨量計），Site1 の採取水の濁度，Site2 の採取水の濁度の時間変化を示す．不透過型堰堤②の上流側に位置する Site1 では，12：00 に濁度のピーク（31NTU）が記録されている．一方，不透過型堰堤①の下流側に位置する Site2 では，Site1 から 1 時間遅れの 13:00 に濁度のピーク（18NTU）が記録された．不透過型堰堤上流の湛水（図 3.4 参照）により濁質成分が沈降，阻害され，濁度の低下と遅延が発生したと判断される．なお，Site1（EL＝119m）と Site2（EL＝22m）の間の距離は約 1.3km（平均勾配 I≒1/13）であり、通常であれば流下時間は 10 分以下と想定される．

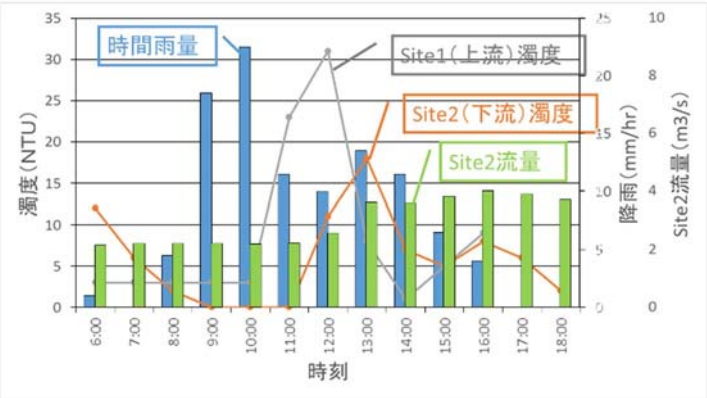


図 3.3　濁度の時間変化（8 月 7 日 6：00～18：00）



図 3.4　不透過型堰堤の湛水状況

4. 考察

4.1　考察①：渓床堆積物の二次移動による左ループの発生

既往研究より，左ループの発生には流量減少時にも土砂が供給されることが条件となり，その供給源として山腹崩壊などを伴うことが多いとされている．台風 21 号時には既往の降雨，出水でアーマーコート化が進んだ渓床堆積物の二次移動しか確認されておらず，流路内への新たな土砂の供給はされていない．このことから，流路内の渓床堆積物の移動時にも左回りのループを示すことが分かった．

4.2　考察②：不透過型堰堤による濁質成分の伝播遅延

不透過型砂防堰堤堆砂敷の湛水により，濁質成分の伝播が遅延すると考えられる．この遅延効果により，流量と濁度のピークの関係にずれが生じるため，ヒステリシスループの形状が施設の上下流で変化し，流砂水文観測データを利用した土砂移動状況の把握を見誤る可能性がある．

5. おわりに

濁度観測等の流砂水文観測を警戒避難，総合土砂管理に役立てることは有益である．特に土砂移動現象の発生区から離れた下流で観測を行えば，設備の設置や維持管理の手間と費用，危険を削減できる．一方で，そのような場所の上流には本稿で示したような砂防堰堤や自然地形などで濁質成分の伝播を阻害する因子が多々存在する．今後はこれらが及ぼす影響の解明が期待される．

P-058

土砂流出が著しい地域におけるシミュレーションを用いた土砂挙動の推定

(一財)砂防・地すべり技術センター ○太田　紘樹、杤木　敏仁
国土交通省 九州地方整備局 大隅河川国道事務所 東　和彦*、細山田　美佐貴、有嶋　哲朗
*)現　国土交通省　宮崎河川国道事務所

1　はじめに

本検討の対象地域である黒神川は、桜島の東側斜面に位置する河川である。桜島は全国的にみても活発に活動する活火山であり、山体には常に降灰により火山灰の堆積が確認され、降雨により土石流が頻発している。

黒神川は下流域に地獄河原と呼ばれる広大な堆砂域を有している特徴がある。土石流は地獄河原に幅広く堆砂することで、被害の低減を図っているが、局所的な土砂の堆積により地獄河原を越えて被害を発生させる懸念がある。

そこで本検討では、今後の河床変動予測の基礎資料として、LP の土砂変動量から再現計算を実施し、再現計算結果を踏まえた土砂挙動について推定した。

2　近年における黒神川の土石流発生状況

黒神川における土石流の発生回数と LP の土砂変動量を図- 1 に示す。H18 年～H27 年の 10 年間で 53 回の土石流が発生している。昭和火口からの噴火が活発化した H20 年での桜島の他河川での土石流の発生回数と比べると、野尻川、持木川、有村川は 2 回に対し、黒神川は 7 回発生しており [1)]、黒神川は土石流の発生が多い河川といえる。

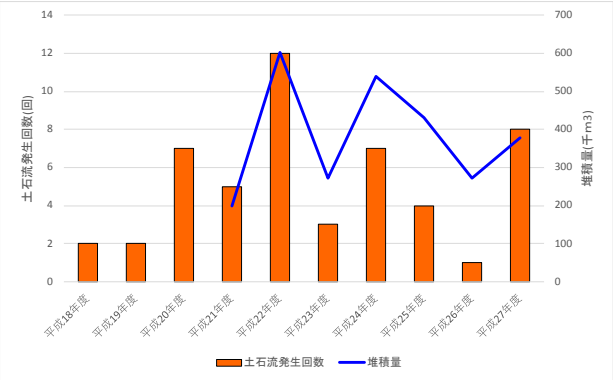


図- 1　土石流発生回数と堆積量のグラフ

図- 2 は、第一黒神川谷止工付近の土砂の堆積状況(平成 20 年 2 月と 10 月)である。平成 20 年は 7 回の土石流により、堰堤高 8.0mの施設が埋没するほど土砂が堆積している。このように、LP の土砂変動量や写真により、1 年間の土砂の堆積状況は把握することができる一方で、どのような、土砂の挙動を示して最終形状となっているのかは不明である。


(平成 20 年 2 月)　(平成 20 年 10 月)

図- 2　第一黒神川谷止工付近の河床上昇

3　再現計算の実施

土砂挙動を推定するにあたり、LP の土砂変動量を用いて再現計算を実施した。

数値シミュレーションの再現に使用した期間は、除石が実施されていない、H23.10～H24.11 の期間の LP 土砂変動量を採用した(図- 3)。

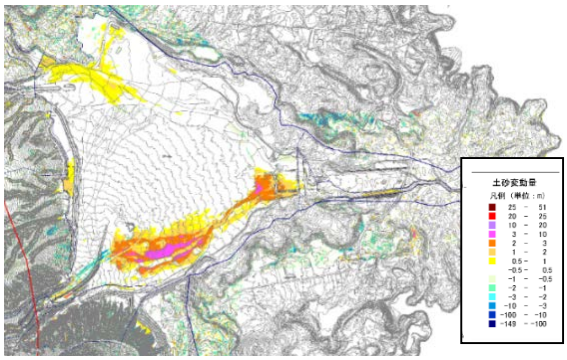


図- 3　H23.10～H24.11 のＬＰ土砂変動量

数値シミュレーションは、(一財) 砂防・地すべり技術センターが保有する計算ソフト New-SASS により実施した。計算条件を以下に示す。

計算に使用した地形データは、H23 年 10 月に計測された LP データより作成し、メッシュサイズは 10 mとした。

計算ハイドログラフは、H24 年に発生した土石流発生回数(7 回)より、連続雨量の合計値と 1 波ごとの連続雨量の割合から、1 波の土砂変動量を算出し、

三角形ハイドログラフとして設定した(図- 5)。表- 1 に計算条件を示す。

間隙流体密度(ρ)の設定は、一般値である 1.2(t/m³)と有村川に設置した土石流荷重計から土石流の全体濃度として得られた 43%となる間隙流体密度 1.561(t/m³)の 2 種類とした。

投入土砂量は、H24 年時の堆積量 538,000m³ のうち 0.0m～0.5mの堆積量と第二黒神川付近の堆積量を除いた 364,000m³ とした。

図- 4 には、最も再現が良かった C4 の最終堆積深を示す。これをみると、LP 土砂変動量の土砂変動範囲及び堆積厚さがほぼ再現された結果が得られた。

表- 1　計算実施ケース

ケース名	ρ	σ	C_*	dm(cm)	φ(°)	侵食発生	投入土砂総量
C1	1.2	2.6	0.65	1	30	なし	364,000
C2	1.561	2.6	0.65	1	30	なし	
C3	1.561	2.6	0.65	1	30	5m	
C4	1.561	2.6	0.65	1	30	5m(上流域のみ)	

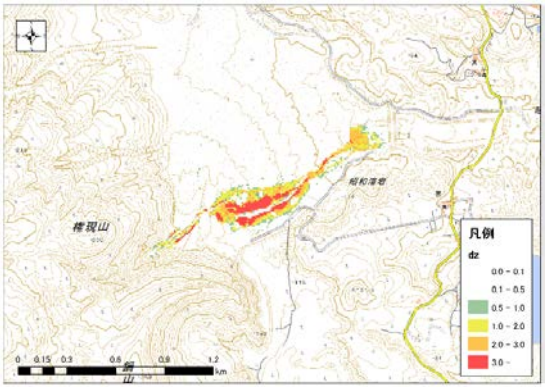


図- 4　C4 計算結果(最終堆積深)

4　土砂挙動の推定

再現性が良かった C4 を用いて、図- 5 に示す波形 1～3、波形 4、波形 5～7 後の土砂挙動の推定を試みる。波形 1～3 後では、土砂が現況流路を移動しており、土砂が流路に堆積している状況にある(図- 6 左図)。投入したハイドロの中で最も規模が大きい波形 4 後では、現況流路内に堆積した土砂により、流下能力の限界を超えてしまったことで、右岸側に新しく流路を形成しながら、下流へと流下している(図- 6 右図)。そして、波形 5～7 後は、新しく形成された流路も通過するようになり、広く氾濫して堆積し図- 4 に示す、最終堆積形状となっている。

以上より、波形 1～3 や波形 5～7 のように、規模があまり大きくない土石流(ピーク 100m³/s 程度)だと、新しく流路を形成せずに現況流路しか流下しないが、波形 4 のように、規模が大きい土石流が発生すると、それまでの土砂の堆積に加え河道の流下能力が限界を超えてしまい、新しく流路を形成して、広い範囲に堆積するようになると推定できる。

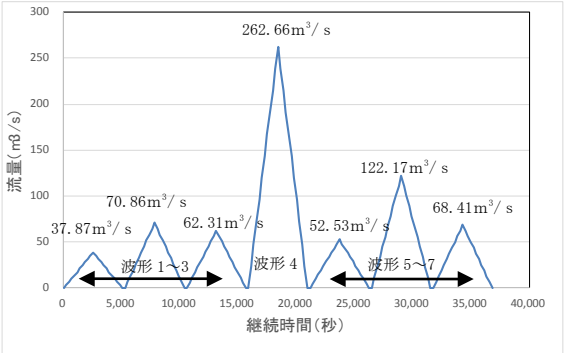


図- 5　投入ハイドログラフ

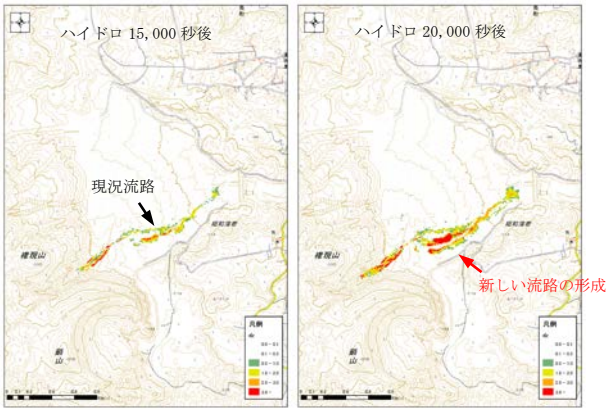


図- 6　時間経過による土砂挙動

5　今後の展望

今回は LP による土砂変動量を用いて再現計算を実施し、計算結果を踏まえた土砂挙動について推定した。

しかし、あくまで最終結果から土砂の挙動を推定しているため、今後は、監視カメラ等を充実させることで、土石流発生ごとの土砂挙動についてより鮮明に確認することができると考えられる。

【参考文献】
・1) 鶴本ほか：2008 年桜島噴火後の土石流発生状況の変化について，平成 21 年度砂防学会研究発表会概要集，P-243，2009

P-059

土砂動態モデルを用いた平成 29 年 7 月九州北部豪雨での赤谷川流域におけるハザード群発生の解析

京都大学大学院工学研究科　○鈴木豪太
京都大学防災研究所　山野井一輝※，藤田正治
※現　理化学研究所

1. はじめに

平成 29 年 7 月九州北部豪雨では，斜面での多数の崩壊と，河道に流れ込んだ崩壊土砂による河床上昇を一因とする河川領域での氾濫により甚大な被害が発生した．本研究ではこれまで開発されてきた，降雨流出，斜面崩壊，土砂動態を統合的に解析し，流域におけるハザード発生危険度の時空間的分布を得るシミュレータ [1]に，河道に複断面形状を仮定した一次元氾濫解析処理と斜面崩壊後の水の流出に関する処理を加え，九州北部豪雨における赤谷川流域に適用し，ハザード発生危険度の変化および安全な避難の可能性について検討を行った．

2. 解析条件

本研究では流域を単位河道，単位斜面，斜面要素に分割し，それらを単位として解析を行った．各単位河道の河道幅および河道高さは現地での実測値を参考に設定した．また降雨条件として，レーダーアメダス解析雨量を用いた．

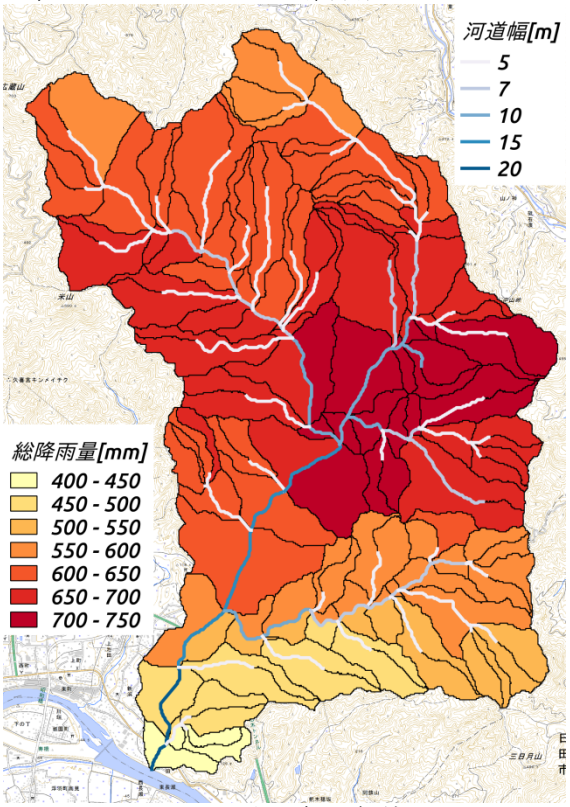


図 1　地形，降雨条件

これらの解析条件を図 1 に示す．

崩壊土砂の粒度分布は現地の花崗閃緑岩と片岩のふるい分け試験の結果を元に，地質図を参考に単位斜面ごとに与えた．それぞれの粒度分布を河道のものとともに図 2 に示す．なお，現場での採取が困難な大粒径成分として，代表粒径 100mm の成分を 20%ずつ与えた．

また本研究では従来のモデルに加え，平野部の河道では河道横に広がる平野部を高水敷のイメージとして取り込んだ複断面形状を仮定することで，氾濫の定量的な解析を行った．この手法では，水位が河道の溢水高さを超えるとそれより上の領域では河道幅を複断面幅として計算する．複断面幅は高さによらず一定とし，土砂は複断面部にも堆積はするが，侵食はしないものとして扱う．複断面幅は単位河道ごとに一定とし，それらは実際の浸水域を参考に，河道からの距離 100m 以内，河道との比高差 5m 以内，勾配 5° 以下となるような領域を GIS から算出し，その面積を河道幅で除した値とした．

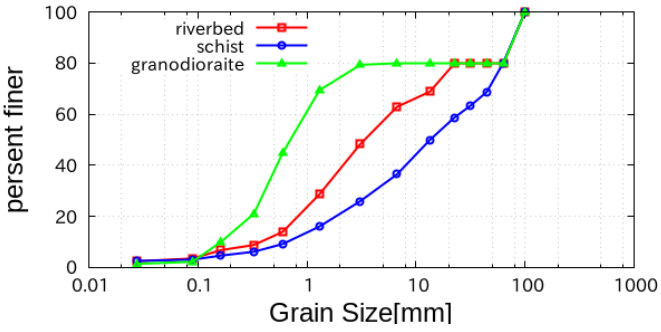


図 2　与えた粒度分布

3. 解析結果と考察

まず，流域における斜面崩壊と氾濫のリスクレベルの変化を図 3 に示す．この図より，16 時過ぎに崩壊が発生しはじめ，その数は降雨の強まる 17 時以降急激に増加し，18 時前には崩壊土砂の流入による河床上昇と多いところでは時間雨量 100mm を超えるほどの強雨によって，周囲で崩壊が発生しなかった河道も含めて多くの地点で氾濫も発生，21 時頃危険度はピークとなるという結果となった．

また，流域中央部にあり避難所として用いら

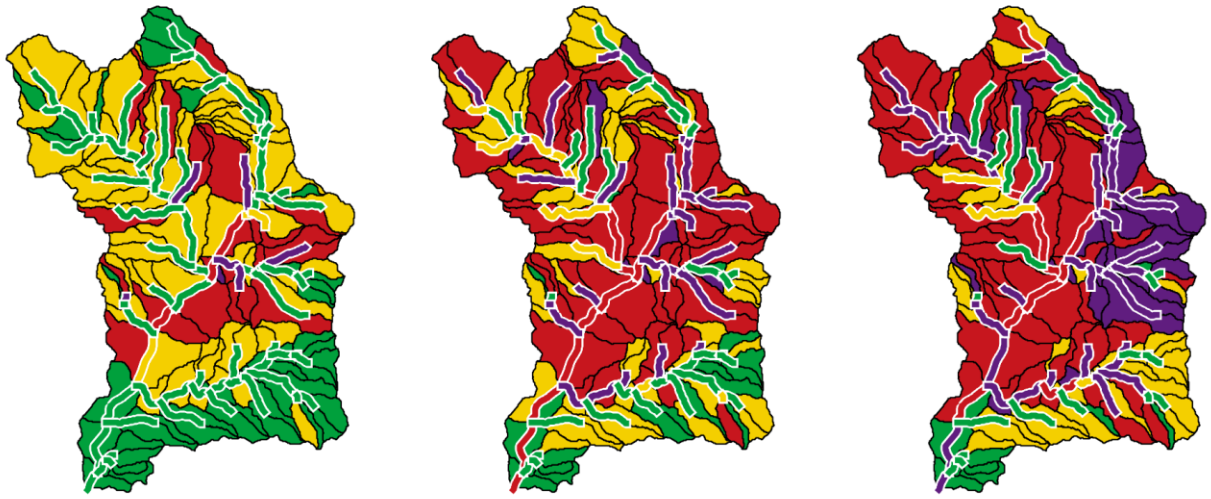


図 3　崩壊，氾濫発生危険度の時間的変化(時刻は左から 17:30, 19:10, 21:00)

れた松末小学校近傍の地点における降雨量，水位と河床位，斜面崩壊指標の変化を図 4 に示す．この地点では 17 時過ぎに最初の崩壊が発生し，それよりも少し遅れて河道の氾濫が発生し，22 時頃まで続くことになった．また最終的には 2m ほどの河床の上昇が見られる結
となった．

最後に，流域内の集落から流域外に避難可能であった時間について検討するため，流域北部に位置する杷木赤谷集落における各ハザード発生危険度の最大値の変化を図 5 に示した．流域に土砂災害警戒情報が発令された 14 時 10 分以降で，避難経路の最大リスクレベルが 2 以下の状態が 20 分程度連続すれば安全な避難ができると仮定すると，この図から 15 時 30 分までの 1 時間 20 分間は避難可能だったと分かる．また紙面の都合上図示はしないが，流域の乙石，杷木松末，小河内，大山上の各集落においても同様に避難可能な時間が存在し，その時間は最も短い乙石集落で 50 分間であった．

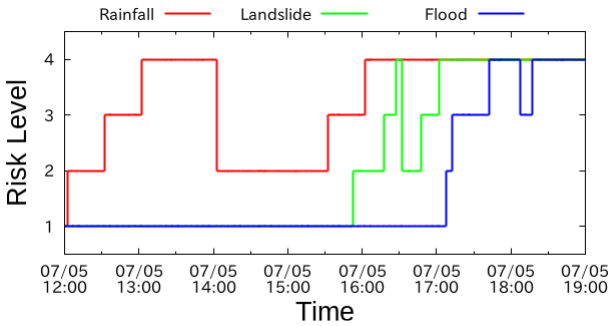


図 5　杷木赤谷から流域外への避難経路におけるリスクレベル最大値の変化

4.　まとめ

本研究では平成 29 年 7 月九州北部豪雨における赤谷川流域を対象として土砂動態モデルを適用し，ハザード発生危険度の時空間的な変化についてについて考察した．その結果，流域内の集落から安全な避難が可能であった時間が存在することを確認した．今後，樹木による降雨遮断の影響や複断面形状の決定方法について詳細に検討するほか，浸水が予想される地点を対象にした新たなハザード発生指標の導入についても検討を進める予定である．

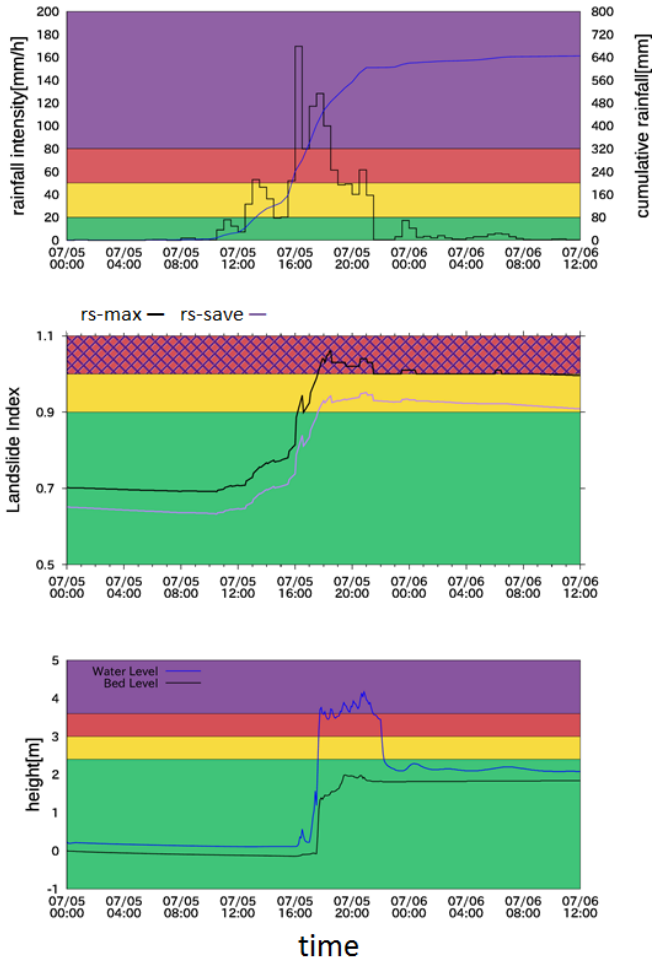


図 4　松末小学校近傍における降雨，斜面崩壊，氾濫の各リスクレベルの変化

参考文献

1)　山野井一輝，藤田正治：豪雨時の水・土砂災害に関わるハザード群の発生リスク評価，土木学会論文集 B1(水工学)，Vol172，2016

P-060

富士山大沢崩れにおける土砂生産の特徴とタイミング

静岡大学大学院総合科学技術研究科　○岡本憲男
静岡大学農学部　中村亮祐・今泉文寿・逢坂興宏・守口海・土屋智
国土交通省富士砂防事務所　杉本宏之・鈴木聡・佐藤慎一
アジア航測株式会社　柏原佳明・西村直記

1 はじめに

土石流の発生には降雨による水の供給とともに，土石流材料となる土砂の存在が必要である。土石流材料となる土砂の生産・供給には，様々な土砂移動現象が関わり，またそのタイミングは季節性を有していると考えられる。土石流材料の貯留量の変化を推定するためには，土砂生産の種類とタイミングを把握する必要があるが，それらに関する研究事例は少ない。そこで，本研究では富士山大沢崩れにおける山腹からの土砂生産に注目し，土砂生産プロセスとその季節性，生産された土砂が土石流の発生個所である谷底へ移動するプロセスの解明に向け，既往の航空レーザー測量成果の解析と現地観測を行った。

2 研究方法

2.1 土砂生産のタイプ分類とその特徴

富士山大沢崩れ（図 1）における過去の航空レーザー測量（表 1）によって得られた DEM を，多時期間で差分処理し，大沢崩れ内の地形の経年変化を調べた。これをもとに，土砂生産のタイプの分類と特徴の整理を行った。

2.2 土砂生産の季節性

土砂生産のタイミングや原因に関する季節性の把握，さらには渓床堆積物の堆積状況の短期的な変化の解明のため，観測間隔の短い航空レーザー測量結果の解析を行った。2010 年 10 月 2 日から 11 月 23 日にかけて（2010 年 10 月 2 日，2011 年 6 月 4 日，9 月 28 日，11 月 23 日の 4 時期実施），および 2016 年 10 月 4 日から 2017 年 9 月 29 日にかけて（2016 年 10 月 4 日，2017 年 8 月 9 日，9 月 29 日の 3 時期実施）である。このうち 2017 年 9 月 29 日は UAV によるレーザー測量であり，大沢崩れ源頭部の下部（標高 2200～2600m 付近）のみを対象としている。それ以外の時期は有人航空機により行ったもので，大沢崩れ全域を対象としている。

また，大沢崩れ内での土砂供給プロセスの詳細な把握を行うため，現地にインターバルカメラを設置した。インターバルカメラ（Brinno TLC200Pro）は 3 台設置し，A1,A2,A3 とした。

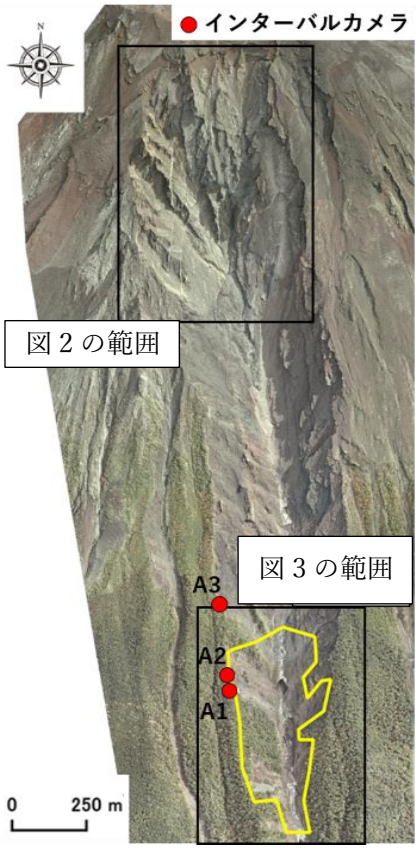


図 1　大沢崩れ(源頭部)の航空写真

3 結果および考察

3.1 土砂生産のタイプ分類とその特徴

解析の結果，大沢崩れ内の土砂生産は，玄武岩質溶岩を含む傾斜 60 度以上の急崖の「崩落」と傾斜 40～60 度周辺の斜面を中心とした「薄く広い面的な侵食」の 2 種類からなることが分かった（図 2）。前者は左岸及び右岸の崩壊縁の周辺に多く分布し，玄武岩質溶岩が急崖を形成するエリアに分布する。後者は渓床堆積物が貯まる谷底部の周辺に位置し，一部溶岩層も含まれるものの，スコリア層が卓越したエリアに分布する。「崩落」の分布域は過去の報告事例と一致し（花岡ら，2002），毎年少しずつ侵食が進行していく「連続的」と，特定の年に顕著に進行する「突発的」の 2 種類がみられた。後者の発生エリアの地質は大沢上部溶岩流れⅠおよびⅡという流れ盤溶岩層が分布し，溶岩層の厚さは最大 20m に達する（富士砂防事務所，2017）。現地踏査を行うと，崩壊地の縁の近傍に明瞭な開口亀裂が発達し，亀裂が幾筋も存在していた。つまり，侵食作用により溶岩層周辺が急崖やオーバーハングとなると，溶岩層へ働く重力作用による開口亀裂が発達し，亀裂が十分に発達すると崩壊が発生するというメカニズムが考えられる。

表 1 航空レーザー測量の計測時期

年	計測期間	グリッドサイズ(m)
2008	10月4日～11月6日	0.5
2009	10月11日～10月18日	0.5
2010	10月2日～11月2日	0.5
2011	11月23日～11月27日	0.5
2012	9月26日～9月29日	0.5
2013	10月8日～11月14日	0.5
2014	9月22日～10月27日	0.5
2015	10月6日～10月18日	0.5
2016	10月4日～10月21日	0.5
2017	8月9日	0.5

また，「突発的」なものについて，イベントが発生した年を調べた（表 2）。その結果，場所ごとに崩落のタイミングが異なること，崩落が多く起きた期間（例えば 2014 年～2015 年）と崩落が少ない期間（2012 年～2013 年）がみられることが明らかになった。「面的な侵食」は年ごとの土砂生産量の差異が少ないが「突発的な崩落」については大きな差異がある。空中写真解析の結果 1968 年から 2001 年までの 33 年間における土砂生産量の平均は 13.3 万 m^3 程度であり，突発的な崩落が多発した 2014 年～2015 年の土砂生産量は 30 万

m^3 を超えていたため，通常と比較してかなり土砂生産量が多かったことになる。つまり，大沢崩れの土砂生産量は，突発的な崩落の有無が関与して年によって変化している可能性がある。

3.2 土砂生産の季節性

2010 年 10 月 2 日から 2011 年 11 月 23 日にかけての測量結果をもとに，突発的な崩落がどの季節に発生したのか調べた(表 3)。その結果，崩落の季節が場所ごとで異なっていること，降雨期と冬季の寡雨期の両時期で崩落が起きていること，さらには短期間で複数回崩落した箇所がみられることが明らかになった。このうち最も崩落の数が多い（3 つ）2011 年 6 月 4 日から 9 月 28 日の期間には，連続雨量 595mm（8 月 31 日～9 月 5 日）と 644mm（9 月 19～23 日）の降雨が観測されて，降雨によって誘発された可能性がある。このことは，従来から指摘されている凍結融解とともに，降雨も土砂生産に重要であることを示している。また，2017 年 6 月 6 日から 11 月 6 日までのインターバルカメラによる観測の結果，2017 年最大の日雨量（94mm）を記録した 2017 年 6 月 21 日に，A3 付近において小規模な土砂移動が確認された。つまり，夏季から秋季の土砂生産には，降雨が関係している。

2016 年 10 月 4 日～2017 年 8 月 9 日の期間には 3 つの突発的な崩落が観測されたが，最も大きな降雨でも連続雨量 174mm であった。この時期については，降雨が引き起こしたのかは明確ではなく，凍結融解が誘因である可能性がある。また，大沢崩れ下部の地形変化に着目すると，2016 年 10 月 4 日～2017 年 8 月 9 日の期間には渓床に土砂の堆積がみられ，特に滝地形や堰堤の直下など，縦断地形が凹型の部分において顕著であった(図 3)。2017 年 8 月 9 日～9 月 29 日の期間には河床の低下がみられたが，この時期に土石流は発生しておらず，河床の雪や凍土の融解が原因である可能性がある。

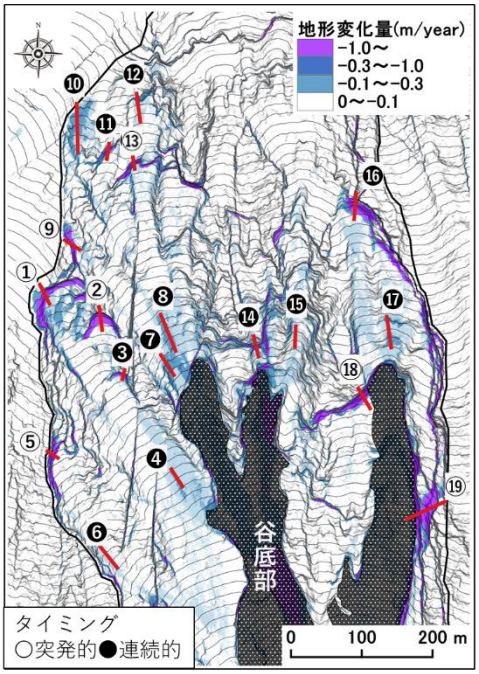


図 2　大沢崩れ源頭部の侵食が顕著な箇所（2008 年から 2016 年の侵食量，図中の番号は表 2，表 3 と対応）

表 2 土砂生産についてタイプ分けおよびタイミング
（○が突発的な土砂生産のタイミングを示す）

番号	種類	タイプ	2008-2009	-2010	-2011	-2012	-2013	-2014	-2015	-2016	-2017
1	崩落	突発的			○					○	
2	崩落	突発的			○						
3	崩落	連続的									
4	面的な侵食	連続的									
5	崩落	連続的									
6	面的な侵食	連続的									
7	面的な侵食	連続的									
8	面的な侵食	連続的									
9	崩落	突発的			○					○	
10	面的な侵食	連続的									
11	崩落	連続的									
12	面的な侵食	連続的									
13	崩落	連続的									
14	面的な侵食	連続的									
15	面的な侵食	連続的									
16	崩落	連続的									
17	面的な侵食	連続的									
18	崩落	突発的				○			○		
19	崩落	突発的	○			○			○	○	

4 おわりに

本研究により，大沢崩れにおける土砂生産プロセスの経年変化について把握することができた。今後は測量・観測を継続しデータを蓄積することで，土砂生産やそれに伴う堆積土砂量の季節変化を明らかにしていきたい。

参考文献：花岡ら（2002）富士山大沢崩れの崩壊メカニズム，平成 14 年度砂防学会研究発表会概要集，p.100-101；花岡ら（2007）大沢崩れと富士山の土石流，富士火山（2007），407-425；花岡ら（2002）富士山大沢崩れ源頭部における地温の高度変化と崩壊拡大の関連について，平成 14 年度砂防学会研究発表会概要集，p.118-119；富士砂防事務所（2017）平成 28 年度富士山大沢川源頭域土砂動態観測調査業務報告書

謝辞：本研究は国土交通省河川砂防技術開発助成地域課題の御協力のもと行われた。

表 3 突発的な崩落のタイミング

番号	時期		
	2010/10-2011/6	2011/6－2011/9	2011/9-2011/11
1			○
2		○	○
9		○	
13	○	○	

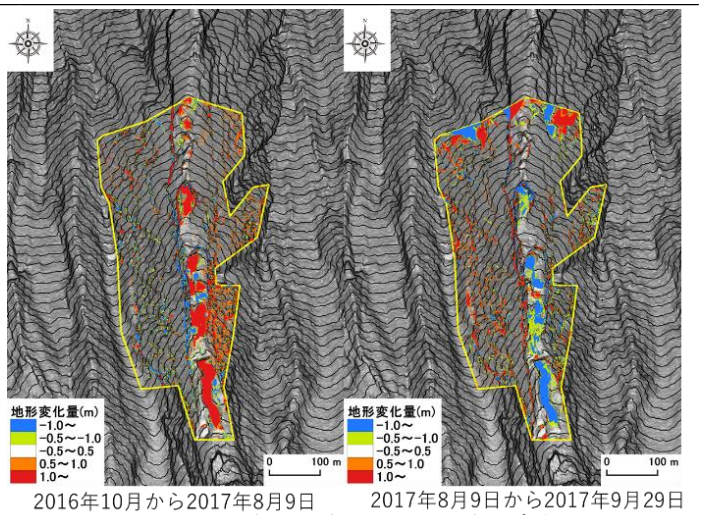


図 3 大沢崩れ下部における地形変化

平成 29 年 7 月九州北部豪雨による北川右支川の土石流災害について

八千代エンジニヤリング株式会社　池田誠，矢野孝樹，○小室知栄，辻本和紀

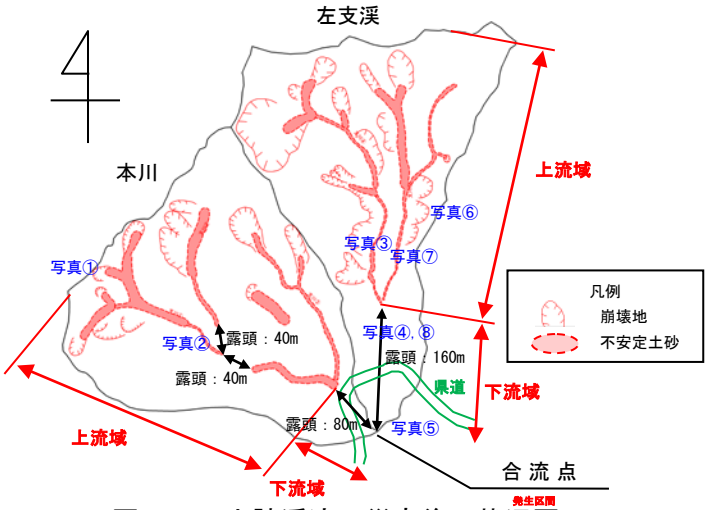
1．はじめに

2017 年 7 月 5 日～7 日にかけ,梅雨前線による線状降水帯の影響で九州北部において記録的な大雨となった．特に福岡県朝倉市・東峰村,大分県日田市では長時間の強い降雨の影響で河川の氾濫や土砂災害が相次ぎ,死者 8 名,人家全壊 80 棟,半壊 7,022 棟（消防庁：平成 28 年 2 月 19 日時点）という甚大な被害が発生している．

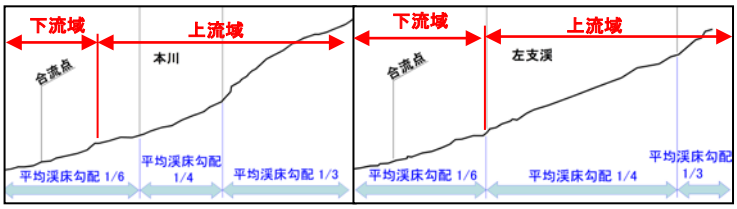
本報告では,福岡県朝倉市杷木志波の筑後川水系北川右支川で発生した土石流災害について,土石流及び流木実態を整理した結果を示す．

2．被災状況概要

朝倉市の北川右支川流域では 7 月 5 日から降り始めた雨により,本川と左支渓からの複数の山腹崩壊を発生源とする土石流が流下し,家屋全壊 3 戸,半壊 2 戸,一部損壊 1 戸,床下浸水 3 戸及び土砂流出による道路（県道）被害 6 箇所が発生した．当該渓流の土石流発生後の流域概要図を図－1 に示す．上流域の崩壊地直下及び渓床に流出した土砂が堆積している状況である．



図－1　当該渓流の災害後の状況図



図－2　当該渓流の縦断図

3．流域特性

当該渓流（流域面積 0.19km²,渓床勾配 1/3～1/6）は谷出口から上流約 60m に本川と左支渓の合流点が位置し,流域内を県道が横断している．各支流の縦断図を図－2 に示す．地質は三郡変成岩類を主体とした花崗閃緑岩が分布し,風化が進行しているため大部分はマサ化している．林相は渓岸及び山腹ともに主にスギに分類される．現地調査により崩壊土砂及び流木の発生・流下状況を確認した．

4．土石流及び流木実態の特徴

4．1 崩壊・土石流の発生・流下状況

崩壊・土石流の発生・流下状況の実態を把握するため現地調査を実施した．概況は次の通りである．

（1）上流域

上流域は渓流沿いに多数の崩壊地（本川 9 箇所,左支渓 12 箇所）が分布しており,これら崩壊地と渓岸・渓床侵食が土砂の発生源である（写真①）.これら崩積土から流出した土砂の一部が









写真－1　崩壊・土石流の発生・流下状況

不安定土砂として渓床部に堆積している状況である．最大礫径は 0.7m,平均礫径は 0.2m であった．

渓岸・渓床部は,本川で一部露頭している区間があるものの,渓床に多量の不安定土砂が残存している．

渓床の最大侵食深は 3m 程度であった．流下幅は渓床の侵食幅より約 5～7m と想定された（写真②,③）．

（2）下流域

下流域では崩壊地は認められず,また,渓岸・渓床部が露頭している状況である（写真④）．

合流点より下流域においても渓床の堆積土砂は流出しており,大半は露頭している状況である．露頭箇所の地質は全体として風化しており,辛うじて岩組織が確認できる程度である（写真⑤）．

４．２流木の発生・流下状況

流木の発生・流下状況の実態を把握するため現地調査を実施した.概況は次の通りである．

（1）上流域

渓流に面した崩壊地より流木が発生しており,流木は最大で長さ約 15m,直径約 0.35m であった．流出した流木は崩壊部脚部の崩積土の上に多量に複雑に折り重なる状態で不安定流木として堆積している状況である（写真⑥）．

渓床部付近の立木が流木となり流出したと想定される．また,多量の流木が絡み合って渓床沿いに堆積している状況である．（写真⑦）．

（2）下流域

渓岸沿いは立木が少なく土砂が抜けきっているため流木も同様に堆積していない状況である．上流域の崩壊地から流出した流木の一部は,土砂とともに下流に流下したものと想定された（写真⑧）．

５．まとめ

平成 29 年 7 月 5 日に北川右支川で発生した土石流・流木災害の実態は以下の通りである．

５．１土石流の災害実態

上流域の崩壊・渓床侵食,下流域の渓床侵食が発生源であった．上流域には狭い範囲に多数の崩壊が発生しているが,渓床に多量の土砂が不安定に堆積していた．これは,上流域の降雨による水量に土砂流出が制限されたことが原因と推測された．一方,下流域は流域面積も広くなることで豊富な水量によって,上流からの土砂と下流域の土砂が殆ど全て流下したと推測された．

５．２流木の災害実態

流木の発生源は土石流の発生源と同様での崩壊・侵食箇所であった．上流域は土砂流出が制限されたこと,渓床幅が狭く流木の流下が阻害されたことに起因して上流域に流木が多く堆積したと推測された．一方,下流域は土砂の通過区間になったことと渓床幅が上流域に比べて著しく広くなったため流木の堆積が認められなかったと推測された．

５．３今後の検討課題

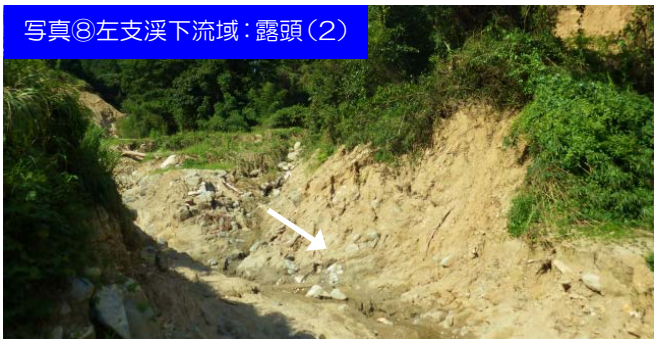
北川右支川は上記の通り土砂と流木の流下・堆積形態に特徴があったがこれは手のひら状に分岐した流域形状に起因することも大きいと推測される．将来,このような手のひら状の流域と,直線状の長細い流域では土砂・流木の移動・堆積形態が異なると推測され,今後も事例分析を行っていきたい．



写真－２　合流点下流域の状況







写真－３　流木の発生・流下状況

P-062

シカ食害を受けた冷温帯林流域からの浮遊土砂流出：対照流域法による比較

筑波大学生命環境系　○平岡真合乃
京都大学生態学研究センター　福島慶太郎
（国研）土木研究所寒地土木研究所　水垣　滋
中央大学理工学部　境　優
東京農工大学国際環境農学専攻　五味高志

1. はじめに

山地上流域からの細粒土砂（粒径 2 mm 以下の土砂）の流出は、ダム湖での堆砂問題や濁水による水質問題に繋がる恐れがあり、その動態を把握することは流域の土砂管理における重要な課題である。細粒土砂は降雨等の際に流域の裸地で生産され、特に積雪地域では、降雨期のみならず融雪期にも土砂が流出することが知られている（水垣ら，2015）。さらに近年、日本全国の山地上流域では、ニホンジカ（以下、シカ）の個体数増加に伴う下層植生の衰退や、裸地化した斜面における細粒土砂の移動が報告されている（石川ら，2007）。本研究では、防鹿柵を設置した流域と設置しない流域における水文特性と細粒土砂量を比較し、シカの過採食によって裸地化した斜面で構成される、冷温帯林流域からの土砂流出の特徴を把握することを目的とした。

2. 調査地と方法

本研究は京都府南丹市に位置する京都大学芦生研究林（約 4200 ha）で行った（図 1）。当研究林は由良川の源流域に位置し、標高は 355 m～959 m であり、斜面部の平均傾斜は 30°～40° である。地質は丹波帯に属する砂岩・泥岩で、一部チャートも含まれる。年平均気温と年降水量は 12℃と 2257 mm で、冬期の積雪深は平均で 1 m 前後である。植生はほとんど人為の加わっていない天然林（約 2150 ha）、天然林伐採跡地に再生した二次林（約 1800 ha）、スギなどの人工林（約 250 ha）である。

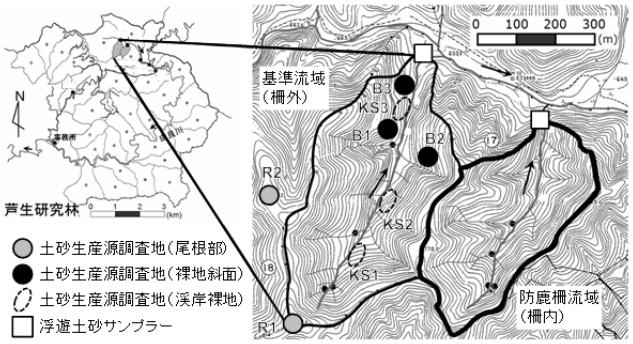


図 1　研究対象流域とサンプリング地点

当研究林では、シカなどの採食行為によって流域内の下層植生が衰退し、その影響を把握するために 2006 年より防鹿柵を用いた野外実験を実施している。防鹿柵流域（流域面積 13 ha、以下、柵内）に設置した柵の効果を検証するため、隣接する流域（流域面積 19 ha、以下、柵外）を基準流域とする対照流域法による比較観測を行っている。この 2 流域からの細粒土砂流出のモニタリングを行うため、2015 年 9 月に両流域の末端部に浮遊土砂サンプラーを設置した（図 1）。降雨シーズン終了時と融雪終了時の年に 2 回を目安として、サンプラーに捕捉された土砂を回収した。また、流域末端で捕捉された細粒土砂の生産源を推定するため、潜在的な生産源と考えられる裸地（裸地斜面、渓岸裸地）および尾根部において土壌コア（100 cc、表層 5 cm）を採取した（図 1）。捕捉土砂および採取した土壌コアは乾燥重量を測定後、500 μm メッシュで篩別し、500 μm 以下の試料についてガンマ線スペクトロメトリにより放射性同位体（^{137}Cs、^{210}Pb$_{ex}$）の濃度を測定した。

3. 結果と考察

観測期間における降雨特性について、2015 年から 2017 年にアメダス美山で観測された年降水量の平均値は、1970 mm（標準偏差± 39 mm）であった。降雪は 12 月から 3 月に観測され、総量は 138 ± 97 mm であった。6 月から 10 月（降雨期）の降水量は年降水量の 42%～62%を占め、12 月～3 月（降雪・積雪期）は 26%～35%を占めていた（図 2）。

流域から流出した細粒土砂については、サンプラーを設置後、降雨期 2 回、融雪期 2 回の合計 4 期間で捕捉土砂を回収できた(図 2)。2 流域の捕捉土砂量は、サンプラーを設置した渓流内の水理条件やサンプラーの捕捉効率の違いが含まれるため、厳密に比較することは難しいものの、2016 年の降雨期を除く 3 期間では、柵外で捕捉された土砂量の方が柵内よりも多い傾向がみられた。一方、2016 年の降雨期に流出した土砂は両流域間でほとんど変わらず、粒径 500 μm 以下の土砂に限れば、柵内の方が全土砂量に占める割合が柵外よりも大きい傾向があった。

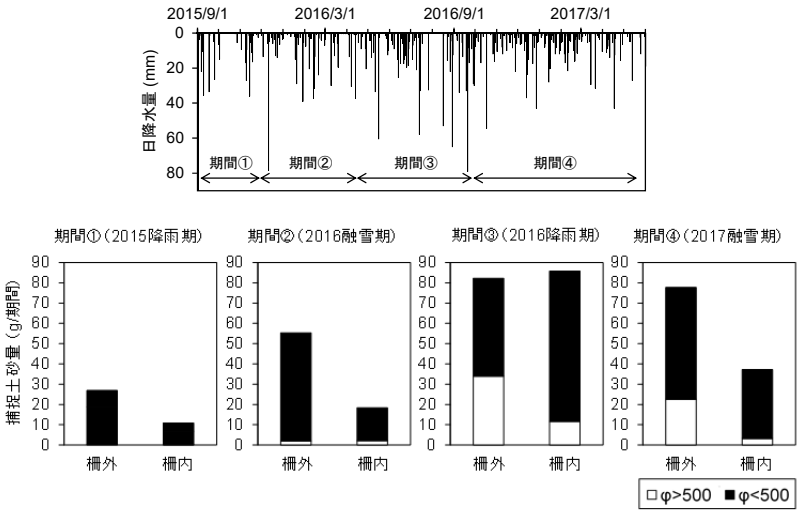


図 2　観測期間の日降水量と各期間の捕捉土砂量

各期間の捕捉土砂量は、両流域とも、期間内の総降水量の増加および降水イベントの回数に対して増加する傾向があった（図 3)。特に柵外ではその傾向が顕著であり、柵内においても、2016 年の降雨期以外、柵外より傾きは小さいものの、同様の傾向がみられた。期間内の最大日降水量と捕捉土砂量の関係はややばらついていた。これらのことから、細粒土砂の流出は降水イベントごとに生じており、柵外の方が、細粒土砂が多く流出していることが示唆された。

流域末端の捕捉土砂と生産源と想定した裸地で採取した表土に含まれる放射性同位体濃度を図 4 に示した。粒径や有機物による補正を行う必要があるものの（Mizugaki *et al*., 2008)、捕捉土砂は、尾根部の表層有機物と裸地斜面、渓岸裸地の鉱質土壌が混ざり合っている可能性がある。

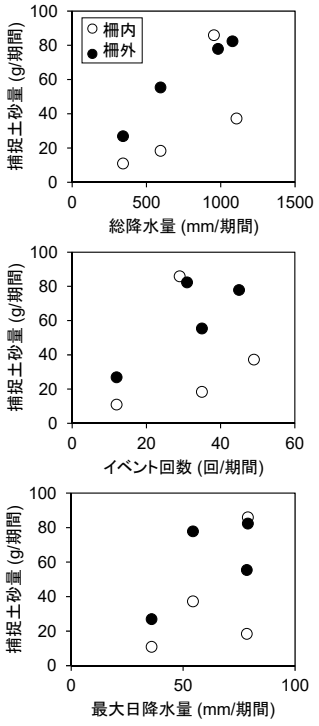


図 3　降水指標と捕捉土砂量

4. まとめ

冷温帯の森林上流域からの細粒土砂の流出を降雨期と融雪期で観測したところ、降水のたびに土砂が生産され、流出している可能性が示唆された。細粒土砂の生産源を推定するために、放射性同位体をトレーサーとして用いたところ、同手法を適用できる可能性があると考えられた。今後、より詳細な土砂生産・流出過程を検討するために、観測を継続するとともに、流域の水流出特性を把握する必要がある。また、細粒土砂に対する各生産源の寄与が認められたが、さらに分析をすすめて詳細な検討を行う予定である。

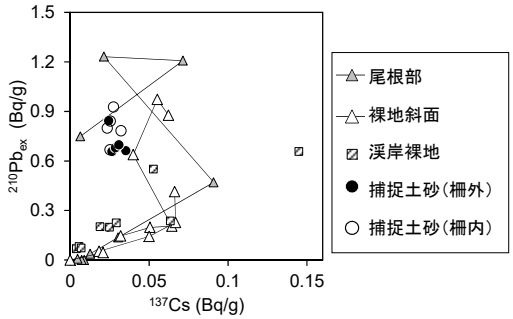


図 4　捕捉土砂と生産源土壌に含まれる放射性同位体濃度

引用文献

石川芳治・白木克繁・戸田浩人・若原妙子・宮　貴大・片岡史子・中田　亘・鈴木雅一・内山佳美（2007）丹沢大山総合調査学術報告書 445–458.

Mizugaki, S., Y. Onda, T. Fukuyama, S. Koga, H. Asai, and S. Hiramatsu (2008) Hydrological Processes 22: 4519-4531.

水垣　滋・田上信樹・佐々木　晋（2015）第 56 回（平成 26 年度）北海道開発技術研究発表会論文集 KK-23.

P-063

赤谷の深層崩壊後の土砂流出が川原樋川との合流点に及ぼす影響

国土交通省国土技術政策総合研究所（大規模土砂災害対策技術センター）　木下篤彦
国土交通省大規模土砂災害対策技術センター　田中健貴
国土交通省国土技術政策総合研究所　桜井亘・内田太郎
アジア航測（株）　臼杵伸浩・岡野和行・吉野弘祐・○井之本信

1. はじめに

平成23年9月の台風第12号により，紀伊半島では多数の深層崩壊が発生し，大きな被害が出ている[1)]．災害直後は河道閉塞やそれに伴う天然ダムがクローズアップされてきた．その後，仮排水路や砂防堰堤の建設が進み，現在では一定の安全が確保できている状況と言えよう．一方で，崩壊発生後砂防施設の工事が完了するまでは崩壊土砂の二次移動や斜面の再度の崩壊により[2)-4)]，多くの土砂が下流域に流出すると考えられる．これらの土砂が動的平衡を保ちながら下流域に流下する場合は大きな問題にならないが，支川と本川の合流点や湾曲部，狭窄部などに堆積すると，流砂の阻害要因となり氾濫の危険性を高めるおそれがある．本研究では，特に紀伊半島の災害後に土砂が堆積している支川と本川の合流する付近に着目して研究を進める．

2. 平成 23 年 9 月の台風 12 号による災害の概要とその後の状況について

平成23年9月の紀伊半島大水害では，紀伊半島において多数の深層崩壊が発生するとともに，河道閉塞により天然ダムができ，大きな被害が出ている．熊野川水系川原樋川の支川である赤谷流域もそのような箇所の1つである（**図-1**）．赤谷川流域では，約900万m^3崩壊し，高さ約85mの天然ダムが発生している．その後，天然ダムは台風などの豪雨時に越流を繰り返し，その度に侵食が発生している．その他，崩壊斜面についても裸地からの土砂の流出が観察されている．また，平成26年9月30日と平成27年9月16日にはそれぞれ台風により大規模な崩壊が発生している．これらにより流出した土砂は赤谷川と川原樋川の合流点付近に堆積し，川原樋川の流水・流砂の阻害要因となっている．

3. レーザプロファイラの差分解析から推定される土砂動態

3.1 合流点周辺のレーザプロファイラの差分解析結果

これまでに撮影されたレーザプロファイラについて，それぞれ前年のデータとの差分（平成23年については平成21年との差分）を取り，土砂動態の把握を行った（**図-1**）．合流点については，平成23・26年が堆積傾向，それ以外が侵食傾向にあることが分かる．堆積傾向にある場合（(a)・(d)）は，赤谷出口から扇形に土砂が堆積していることが分かる．一方，侵食傾向にある場合は，川原樋川の左岸側に向かって水ミチができている．

3.2 赤谷川・川原樋川合流点周辺の河床変動

赤谷川・川原樋川の合流点付近の土砂収支を調査する目的で，**図-2**のように解析範囲を決めてそのエリアでの災害後の河床変動を調べた．なお，解析範囲については，川原樋川上下流端は，**図-1(a)・(d)**で赤谷川からの流出土砂が扇形に堆積

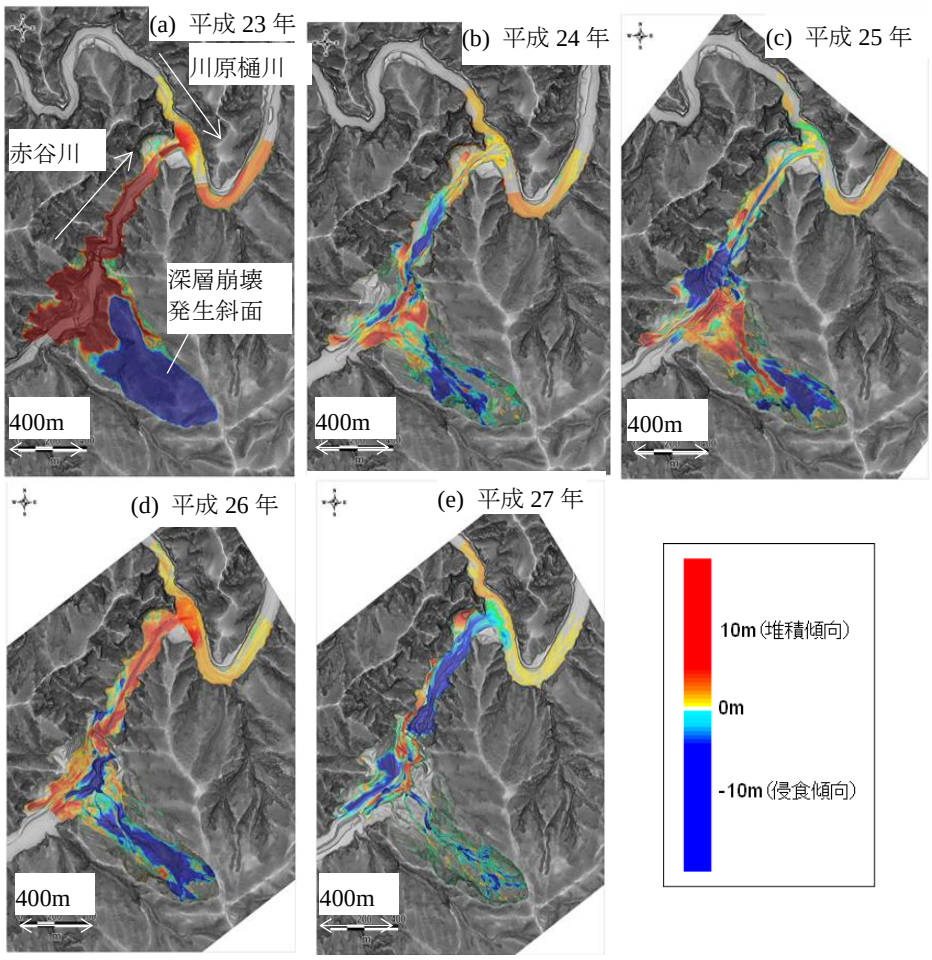


図-1 レーザプロファイラによる赤谷・川原樋川の合流点付近の差分解析結果．(a)平成 23 年と平成 21 年の比較．(b)～(e)はそれぞれ平成 24～27 年の前年との比較．矢印は流向を表す．

しており，この扇形がおよそ収まるように範囲を決定した．

図-3 に**図**-2 中の解析エリアにおける河床変動を示す．災害により，合流点に堆積した土砂は，平成 25 年までは堆積土砂が減る傾向であったが，平成 26 年は，災害直後よりも土砂が堆積している．その後，平成 27 年は侵食傾向にある．**図**-4 にレーザプロファイラの差分から求めた赤谷から川原樋川への土砂流入量を示す．平成 23 年は，ほとんどが深層崩壊による土砂流入と考えられるが，それ以降は台風などの降雨による侵食，斜面や河道堆積土砂の再侵食によると考えられる．**図**-3 と 4 を比較すると，必ずしも赤谷川からの流出土砂が多ければ合流点での堆積土砂量も多くなる、という関係にないのが分かる．これは，増田ら [5]の研究にもあるように，本川と支川の流量のピーク時間のずれに起因していると考えられる．

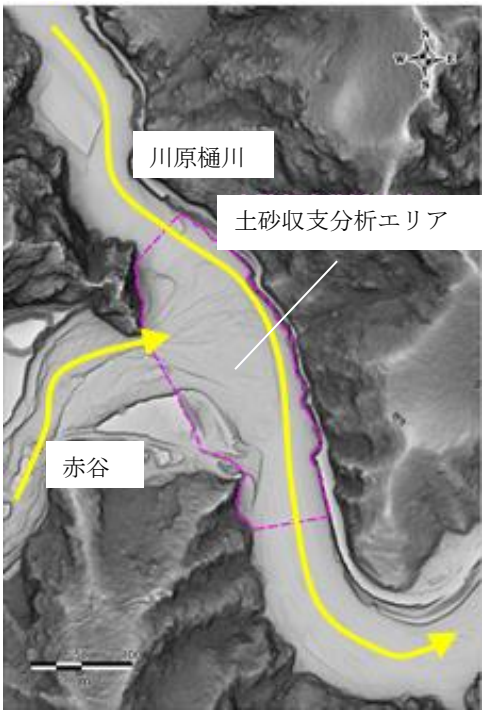


図-2 土砂収支分析を行ったエリア．点線で囲われたエリアで分析を行った．矢印は流向を示す．

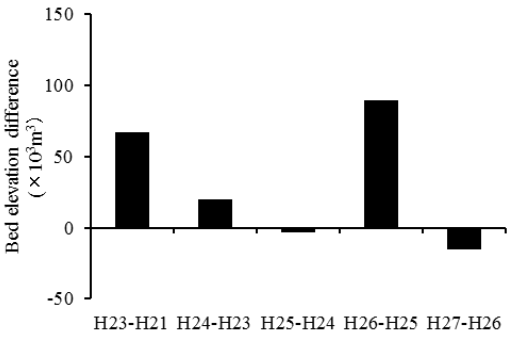


図-3 赤谷・川原樋川付近の河床変動．プラスが堆積，マイナスが侵食を表す．

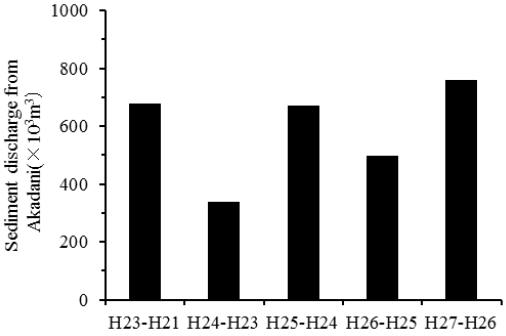


図-4 赤谷流域から川原樋川への土砂流入量

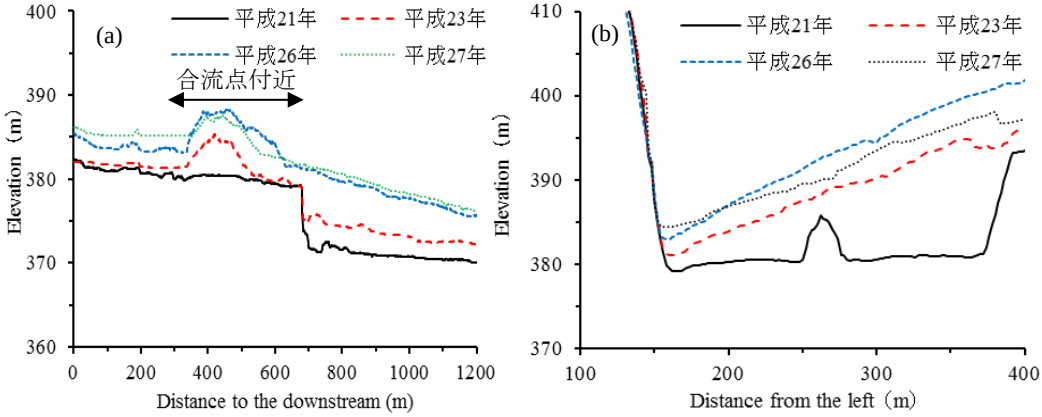


図-5 赤谷との合流点付近の川原樋川の縦・横断形状の変化．(a)縦断図，(b)横断図．

一方で，砂防事業により赤谷からの流出土砂量が減れば，今後は侵食の方向に進むと考えられる．

図-5に合流点を含む川原樋川の縦横断図を示す．(a)について，合流点付近は平成26年をピークとして，やや侵食傾向にある．一方，その上下流については，災害以降河床は上昇し続けている．(b)から，合流点の右岸側は，侵食や堆積を繰り返していることが分かる．一方，左岸側については，右岸側に比べ河床が低いこと，災害後毎年緩やかに河床上昇していることが分かる．左岸側が右岸側より河床が低いことで偏流状態となっており，洪水時には氾濫が発生しやすい状況にあると言える．

4. おわりに

平成 23 年の災害後，赤谷流域からの土砂流出により，川原樋川との合流点付近に土砂が堆積し，川原樋川では左岸側に偏流するとともに，合流点の上下流で河床上昇が起こり，氾濫が発生しやすい状況にある．今後は，出水ごとに合流点付近の土砂動態を観察し，合流点での河床変動のメカニズムを解明したい．

参考文献

1)松村ら：2011年9月台風12号による紀伊半島で発生した土砂災害,砂防学会誌, Vol.64, No.5, pp.43-53, 2012.　2)木下ら：台風12 号で深層崩壊が発生した赤谷地区斜面からの土砂流出について，平成24年度砂防学会研究発表会概要集，pp.132-133, 2012.　3)桜井ら：平成25年9月台風18号後に深層崩壊斜面で発生した大規模な再崩壊について，砂防学会誌, Vol.67,　No.3, pp.29-35, 2014.　4)桜井ら：2014年8月台風11号時に河道閉塞で生じた侵食・土砂流出と対策への影響，砂防学会誌, Vol.68, No.6, pp.4-13, 2016.　5)増田ら：本支川の出水のずれによる合流点の河床変動に関する研究，砂防学会誌，Vol.61,　No.4, pp.27-31, 2008.

P-064

平成 29 年 7 月九州北部豪雨による八坂川の土石流災害について

八千代エンジニヤリング株式会社　池田誠，○矢野孝樹，小室知栄，辻本和紀

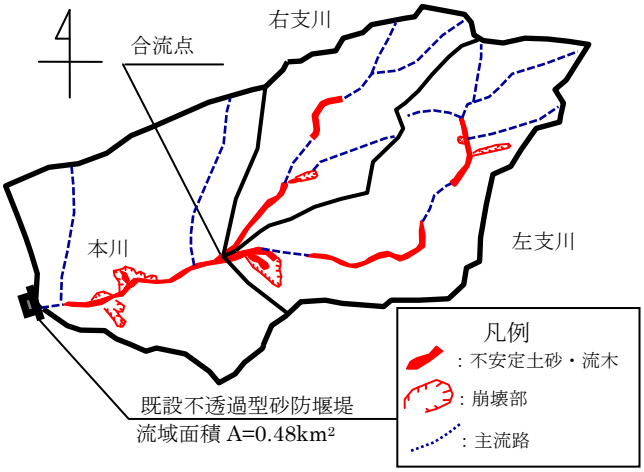
１．はじめに

2017 年 7 月 5 日～7 日にかけ,台風第 18 号の影響で九州北部において記録的な大雨となった.特に福岡県朝倉市・東峰村,大分県日田市では長時間の強い降雨の影響で河川の氾濫や土砂災害が相次ぎ,死者 8 名,人家全壊 80 棟,半壊 7,022 棟（消防庁：平成 28 年 2 月 19 日時点）という甚大な被害が発生している.本報告では,福岡県朝倉市の筑後川水系八坂川で発生した土石流及び流木の実態を整理した結果を示す.

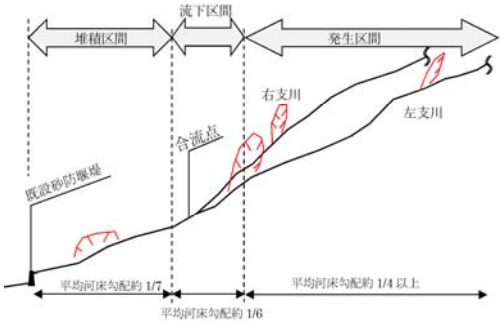
２．流域の特性

八坂川は流域面積 A=0.48km² の土石流危険渓流であり,計画基準点に既設不透過型砂防堰堤（H=11m）が整備されている.地質は古生代の変成岩で,主に片岩（泥質片岩・砂質片岩）を主体とする.植生は渓床・渓岸及び山腹ともに主体はスギである.流域概要図を図－1 に示す.主流路は左支川と右支川,2 つの支川が合流する地点から既設不透過型砂防堰堤地点までの本川である.縦断図を図－2 に示す.平均河床勾配から推定される土砂移動形態は次の通りである.

■土石流発生区間：合流点上流（i=約 1/4）
■土石流流下区間：合流点付近（i =約 1/6）
■土石流堆積区間：合流点下流（i =約 1/7）



図－１　当該渓流の平面図（概要図）



図－２　当該渓流の縦断図（概要図）

３．土石流及び流木実態の特徴

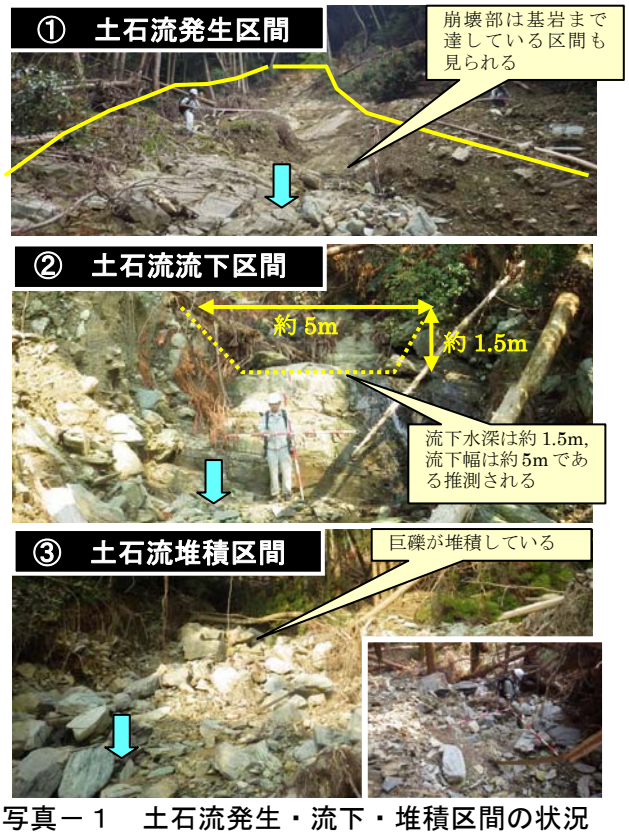
３．１土石流の発生・流下・堆積区間状況

現地調査に基づく,土石流の発生区間,流下区間,堆積区間の実態の概況は以下の通りである.

[土石流発生区間] 最上流では渓床・渓岸浸食が土石流の発生源であり,中流域から下流域にかけては山腹斜面の崩壊である.大規模な崩壊は左岸側斜面に多くみられ,崩壊面は一部,基岩まで達しており,崩壊深は約 1.5m であった.山腹崩壊部の斜面勾配は約 35°～45°であった（写真－1①）.

[土石流流下区間] 土石流の流下水深は約 1.5m,流下幅は約 5m であると推測された（写真－1②）.現地計測した河床勾配（約 1/6）より推定される土石流ピーク流量は約 55m³/s であった.

[土石流堆積区間] 堆積土砂は最大礫径 0.7m の角礫状の片岩であり,大半の礫が本川及び既設砂防堰堤上流に堆積していた（写真－1③）.特に左支川と右支川の合流地点下流は狭窄部となっており,多くの不安定土砂が堆積していた（図－1 合流点）.既設不透過型砂防堰堤下流側にも礫を含む土砂が堆積していたが,礫径は上流側よりも小さい傾向であった.



写真－１　土石流発生・流下・堆積区間の状況

３．２流木の発生・流下・堆積区間状況

現地調査に基づく,流木の発生区間,流下区間,堆積区間の実態の概況は以下の通りである.

[流木発生区間] 最上流では渓床・渓岸浸食により流木が生産されているが,主な生産源は山腹崩壊であった.山腹崩壊部に立木はほぼ残存しておらず,崩壊深 1.5m より浅い樹根長（約 1.5m）のスギがほぼすべて発生流木として生産されている状況が確認された.発生区間の流木長は,最大で約 15m 程度であった（写真－2①）.

[流木流下区間] 流下した流木の一部が立木に絡まり残存する状況が確認された.流下区間の流木長は最大で約 12m 程度であった（写真－2②）.

[流木堆積区間] 土砂と混在して流木が堆積しており,不安定流木として多く残存している状況が確認された.特に既設不透過型砂防堰堤の堆砂敷末端付近の狭窄部と合流地点下流の狭窄部（図－1 合流点）に多くの流木が堆積しており,流木長は最大で約 10m 程度であった（写真－2③）.一方で,既設不透過型砂防堰堤の堆砂敷及び下流側には流木が極めて少ない状況が確認された.

４．既存砂防堰堤の状況

既設不透過型砂防堰堤上流には巨礫を含む土砂が堆積し,既設不透型砂防堰堤下流に堆積した礫は小さいことから,既設砂防堰堤による土石流の捕捉効果が確認された.一方,流木については堆砂敷にほぼ堆積していない状況が確認された.既設不透型砂防堰堤に大きな損傷はみられず,土石流が袖部を越流した痕跡は確認できなかった（写真－3）.既設不透型砂防堰堤の水通し断面（幅 5m,高さ 2m）と現地計測した堆砂勾配（約 1/8.4）より,水通し断面全体で流下した場合に推定される土石流ピーク流量は約 60m³/s であり,土石流流下区間で推定した土石流ピーク流量約 55m³/s とほぼ同程度であった.

５．実態を踏まえた考察

土砂・流木は主に山腹崩壊により生産されており,堆積区間の狭窄部に土砂とともに多くの流木が堆積していた.流木は発生区間→流下区間→堆積区間の順で流木長が短くなる傾向にあり,土石流の衝撃等により徐々に欠損し,堆積したと考えられる.砂防堰堤による流木捕捉は,先頭の流木が何かの原因で停止し,後続の流木が次々に捕捉されるものと考えられる.既設不透型砂防堰堤堆砂敷に流木が少ないのは,災害前の堆砂敷に立木が少なかったこと,流木が堰堤到達時に欠損し,短くなっていたことにより,先頭の流木が停止せず,後続の流木を捕捉できなかったためと推測される.

６．まとめ

今回の土石流災害は観測史上まれにみる豪雨が渓流にもたらされて発生したと考えられる.当該流域では,多くの土砂・流木が残存しており,不透過型砂防堰堤による流木捕捉効果の課題点も明らかとなった.このような特徴を有する他流域も多数あると考えられ,今後の豪雨により再流出する可能性が高い.従って,災害後の不安定土砂・流木の特徴を踏まえたハード対策,ソフト対策について推進を図ることが重要である.



写真－２　流木発生・流下・堆積区間の状況



写真－３　既設不透過型砂防堰堤の状況

P-065

先行降雨が地震時斜面崩壊の発生場に及ぼす影響の検討

中電技術コンサルタント株式会社　○秦雅之，平尾暢美，池田寛，一松晃弘
国土交通省国土技術政策総合研究所　　桜井亘，内田太郎，高原晃宙※1，萬徳昌昭※2
（※1：現 国土交通省水管理・国土保全局砂防部、※2：現 国土交通省関東地方整備局富士川砂防事務所）

1. はじめに

地震による山腹斜面の崩壊危険度を評価するため、国土交通省国土技術政策総合研究所では、平成 7 年兵庫県南部地震によって斜面崩壊が多発した六甲山地を対象として検討を行い、地震時の斜面崩壊危険度の評価手法を開発している[1)]。しかしながら、目下先行降雨やそれに起因する土壌水分が地震時の斜面崩壊に与える影響が明らかになっていないため、同手法では先行降雨の影響について考慮されていない。

以上の状況を踏まえ、本検討は、既往の地震時の斜面崩壊事例を対象に土壌水分に影響を及ぼしうる因子（先行降雨量、集水面積）と実績崩壊面積率の関係を整理・分析し、先行降雨が地震時斜面崩壊の発生場に及ぼす影響を検討したものである。

2. 検討方法

(1) 土壌水分影響因子と実績崩壊面積率の関係の整理

既往の地震時斜面崩壊事例のうち、先行降雨量が少なく地盤が比較的乾燥した状態で斜面崩壊が発生した岩手・宮城内陸地震（平成 20 年）と先行降雨量が多く地盤が比較的湿潤な状態で斜面崩壊が発生した新潟県中越地震（平成 16 年）の 2 地震を対象として、地震発生時の土壌水分に影響を及ぼしうる因子（先行降雨量、集水面積）と実績崩壊面積率の関係を整理・分析した（図-1）。ここでは、対象領域を 10m メッシュで分割し、メッシュの重心が崩壊地ポリゴン内にある場合に当該メッシュを崩壊メッシュとして崩壊面積率（全メッシュ数に対する崩壊メッシュ数の割合）を算出した。なお、当該 2 地震については、融雪の影響がほとんど無いこと、崩壊地分布域の主要な地質（第三紀堆積岩類）が同様であることを確認し、先行降雨の違いが地震時斜面崩壊に与える影響を評価した。

また、地震時の斜面崩壊に斜面勾配、地震動（最大加速度）が大きく寄与していることは、既往研究[1)]により明らかであるため、一定の斜面勾配・最大加速度毎に、土壌水分影響因子と崩壊面積率の関係を分析し、先行降雨が地震時斜面崩壊に及ぼす影響を検討した（図-2）。

(2) 土壌水分影響因子と地震時斜面崩壊危険度の関係の整理

先行降雨量が多く地盤が比較的湿潤な状態で斜面崩壊が発生した新潟県中越地震を対象として、検討対象の各 10m メッシュについて、内田ら（2004）の手法[1)]に基づき、地震時斜面崩壊危険度（判別得点）を算出した。判別得点 F の算出に用いた式は、以下のとおりである。

$$F = 0.075 \times [\text{勾配}(^\circ)] - 8.9 \times [\text{平均曲率}] + 0.0056 \times [\text{最大加速度}(\text{cm/s}^2)] - 3.2$$

上式により算出した地震時斜面崩壊危険度と、メッシュごとの土壌水分影響因子（先行降雨量、集水面積）、実績崩壊面積率の関係を整理し、地震時の斜面崩壊危険度評価に先行降雨の影響を考慮する必要があるか否か確認した（図-3，図-4）。

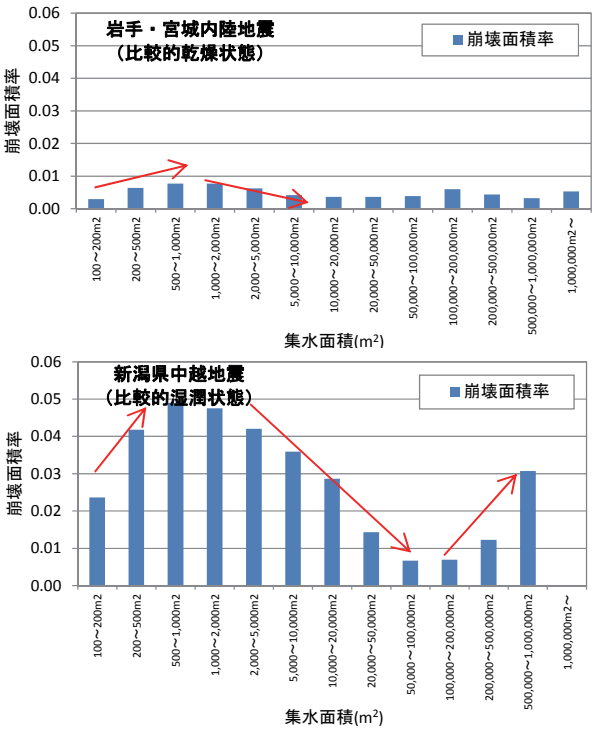


図-1　集水面積と実績崩壊面積率の関係

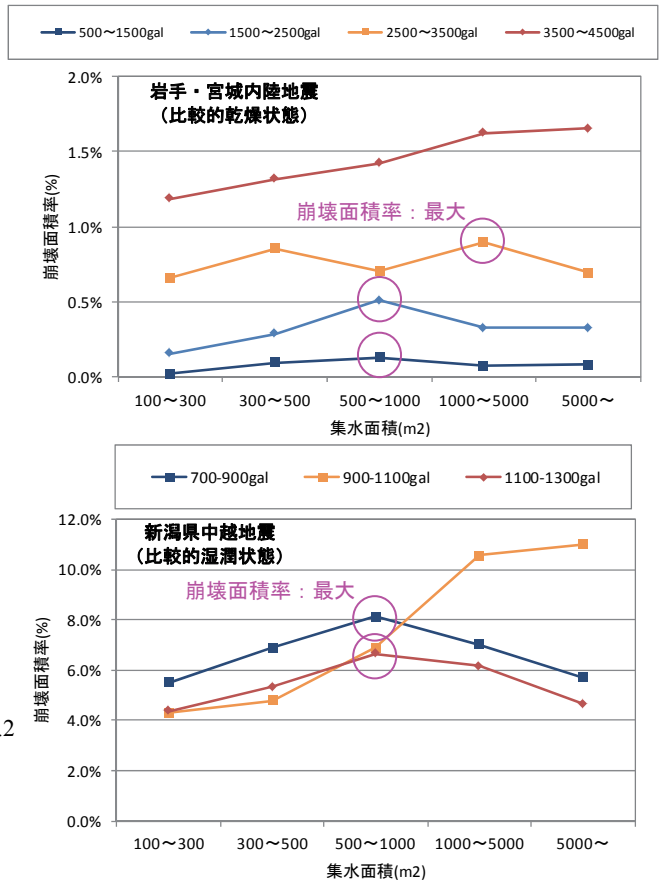


図-2　集水面積と実績崩壊面積率の関係
（最大加速度別，斜面勾配 30～40° の事例）

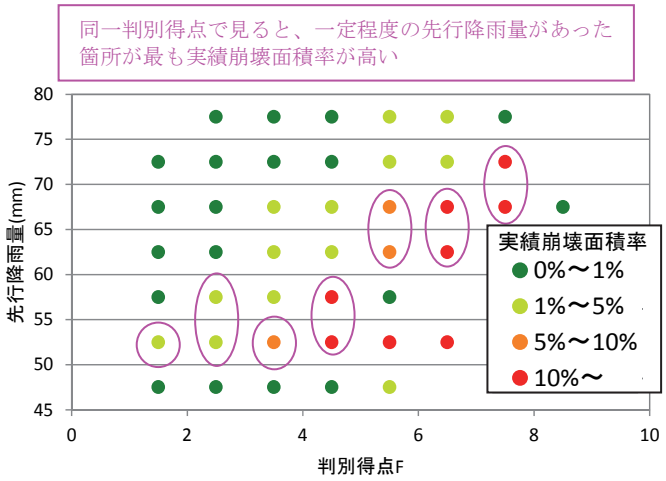


図-3　先行降雨量(3日雨量)と地震時斜面崩壊危険度の関係

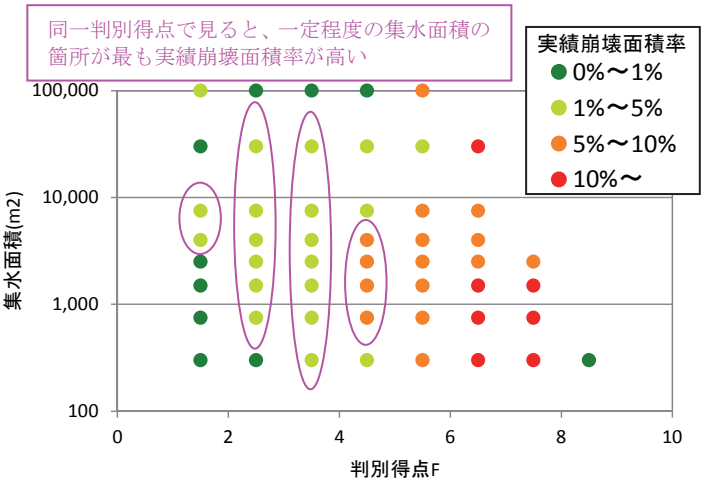


図-4　集水面積と地震時斜面崩壊危険度の関係

3. 検討結果・考察

2 つの対象地震の集水面積（土壌水分影響因子）と実績崩壊面積率の関係（図-1）を比較すると、集水面積にかかわらず、地震発生時に比較的湿潤状態だった新潟県中越地震は、比較的乾燥状態だった岩手・宮城内陸地震より実績崩壊面積率が高い傾向が確認された。また、地震発生時に比較的湿潤状態だった新潟県中越地震では、集水面積が 500～1,000m^2 に達するまで実績崩壊面積率が高くなるが、それを超えると集水面積が 50,000～100,000m^2 に達するまで実績崩壊面積率が顕著に低下し、集水面積が 100,000m^2 を超えると再度実績崩壊面積率が高くなる傾向があった。

また、一定の斜面勾配・最大加速度毎に集水面積と実績崩壊面積率を整理した結果（図-2）を比較すると、地震発生時に比較的乾燥状態だった岩手・宮城内陸地震においては、最大加速度が 3,500gal 以上の箇所では集水面積が増加するにつれて実績崩壊面積率が高くなる傾向が認められた。一方、最大加速度が 3,500gal 未満の箇所においては、集水面積が中程度（500～5,000m^2）の箇所で最も崩壊面積率が高くなる傾向が確認された。さらに、地震発生時に比較的湿潤状態だった新潟県中越地震においても、最大加速度が 900～1,100gal のデータを除き、集水面積が中程度（500～1,000m^2）の箇所で最も崩壊面積率が高くなる傾向が確認された。また、岩手・宮城内陸地震と新潟県中越地震を比較すると、新潟県中越地震（湿潤状態）は最大加速度が 1,300gal 程度であり、岩手・宮城内陸地震（乾燥状態）の最大加速度 4,500gal よりかなり地震動が小さいにもかかわらず、同一集水面積の箇所の実績崩壊面積率が高い傾向が確認された。これより、新潟県中越地震では先行降雨及びそれに起因する土壌水分量が多かったため、岩手・宮城内陸地震より実績崩壊面積率が高くなっている可能性がある。

図-3～4 より、同一の土壌水分影響因子（地震発生前 3 日雨量、集水面積）のレンジで見ると、概ね判別得点が高いほど実績崩壊面積率が高くなる傾向が見てとれた。また、一定程度の先行降雨量、集水面積の箇所で最も実績崩壊面積率が高くなり、それより大きい先行降雨量、集水面積の箇所では実績崩壊面積率が低くなる傾向が認められた。

4. 結論・今後の課題

土壌水分影響因子（先行降雨量、集水面積）が大きいと斜面が重力的に不安定になって地震時の斜面崩壊危険度が上昇すると考えられるが、今回の検討では、先行降雨量、集水面積が大きい箇所で地震時の斜面崩壊発生が卓越するわけではなかった。この理由としては、以下のようなことが考えられる。

- 土壌水分の増加による土層の自重の増加や間隙水圧の増加による斜面崩壊危険度の上昇と、土質強度の増大による斜面安定度の向上の影響が相殺した可能性がある。
- 土壌水分の空間的ばらつきが小さく、土壌水分による影響が見えにくい。
- 先行降雨量、集水面積以外の因子（例えば、土層厚、土壌水分特性曲線など）の影響が大きい。

なお、本検討は、2 事例の地震のみを対象として検討したものであり、先行降雨のタイミングや先行降雨量が極端に多い場合の実績崩壊面積率の変化（土層飽和後は土質強度の低下や重力作用により崩壊危険度が有意に高くなると考えられる）については確認できていない。このため、今後、先行降雨のタイミングや先行降雨量の多寡による地震時斜面崩壊危険度への影響について検証する必要がある。

参考文献

1) 内田太郎・片岡正次郎・岩男忠明・松尾修・寺田秀樹・中野泰雄・杉浦信男・小山内信智（2004）：地震による斜面崩壊危険度評価手法に関する研究，国総研資料，第 204 号
2) 独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ火山・土石流チーム（2009）：表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル（案），土木研究所資料，第 4129 号

P-066

内陸地震における斜面崩壊分布推定式の検討

防災科学技術研究所　○飯田智之・山田隆二
アジア航測株式会社　松田昌之・高山 陶子・猪狩祥平・ハスバートル

1 はじめに

近年、日本の内陸において強い地震が相次いで発生し、それに伴う斜面崩壊により、特に震源域周辺に甚大な被害がもたらされている。防災科学技術研究所は、内陸型地震における震源断層からの位置関係に着目し、崩壊地の分布に関する研究を進めているが、ここでは内陸型地震により生じた崩壊地の分布の整理結果を用いて、内陸型地震による斜面崩壊分布のモデル化を行った。

2 対象地震

昨年度までの研究により、内陸型地震における崩壊地分布は、正規分布に近い形状を示しており、分布のばらつきは地震の規模（マグニチュード）や断層の傾きなどに影響されている可能性が示唆された。

表 1：本研究の対象地震一覧

No	発生年	名称	断層タイプ	主な地質区分	断層の上端の深さ (km)	気象庁マグニチュード (M_J)	備考
1	1984	長野県西部地震	横ずれ断層型	火山岩類（第四紀）	0.5	6.8	
2	1995	兵庫県南部地震	横ずれ断層型	花崗岩類（白亜紀）	–	7.3	M_J以外の情報不明
3	1997	鹿児島県北西部地震	横ずれ断層型	付加体（白亜紀）	–	6.5	M_J以外の情報不明
4	2003	宮城県北部	–	堆積岩類（第三紀～第四紀）	3.4	6.4	
5	2004	新潟県中越地震	逆断層型	堆積岩類（第三紀）	2.8	6.8	
6	2008	岩手・宮城内陸地震	逆断層型	火山岩類（第四紀）	0.4	7.2	
7	2011	長野県北部（栄村）	逆断層型	火山岩類（第四紀）	–	6.7	M_J以外の情報不明
8※	2011	福島県浜通り地震	正断層型	堆積岩類（第三紀）	2.9	7	
9	2014	長野県北部（神城断層）	逆断層型	堆積岩類（第三紀～第四紀）	0.14	6.7	
10※	2016	熊本地震	横ずれ断層型	火山岩類（白亜紀～第四紀）	0.6	7.3	

※主要断層のモデルの値を使用。　地震（2, 3, 6）は断層のマグニチュードのみ整理対象とした

そこで、日本国内で発生した大規模な内陸型地震のうち、斜面崩壊に関する比較的精度の良い情報が収集された 10 地震を対象として再検討を行った。各地震の諸元は表 1 のとおりである。

3 崩壊地の断層からの距離の定義

震源断層と崩壊地の位置関係については、「断層からの距離」を、水平面に投影した断層モデルの上端線と崩壊地点（ポリゴンの場合には崩壊主部の中央）の最短距離と定義した（図 1）。

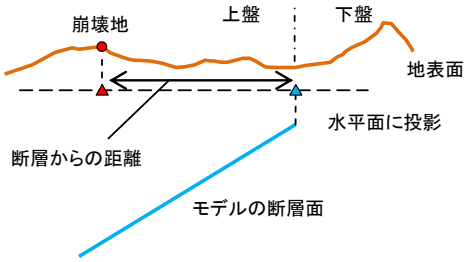
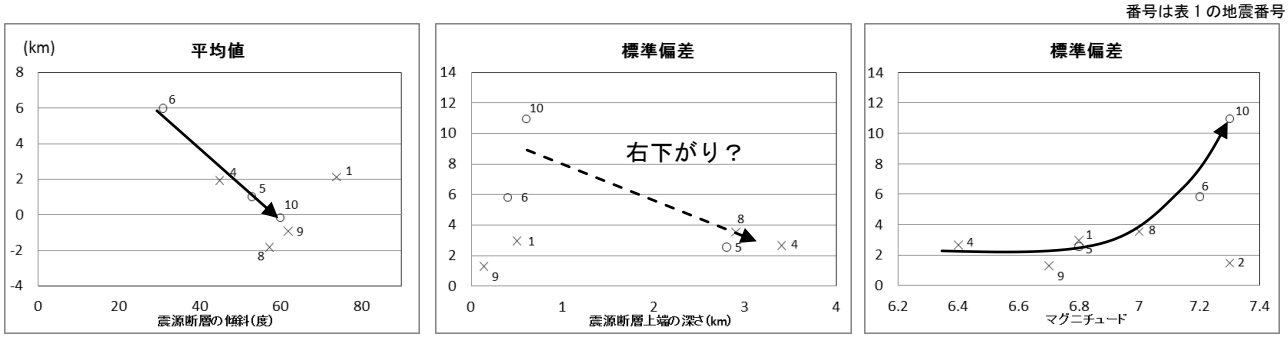


図 1：崩壊地と断層からの距離の定義

4 内陸型地震による崩壊地の断層からの距離分布モデル

4.1 崩壊地の断層からの距離分布と地震要素の関係

崩壊地の断層からの距離の頻度分布は正規分布を示すと仮定し、地震毎に崩壊地の震源断層からの距離の頻度分布図を作成するとともに、分布の平均値及び標準偏差を地震の諸条件と比較した。その結果、①断層からの距離の平均値は、震源断層の傾斜が大きいほど減少する（図 2 左）、②標準偏差は、地震の規模（マグニチュード）が大きいほど増加する（図 2 右）、という傾向が確認された。また、③標準偏差に関しては、震源断層上端が深いほど小さくなる傾向も示唆された（図 2 中）。



※○の地震は特に崩壊地の位置情報及び崩壊地数が多く、信頼性の高いデータである。

図 2：内陸型地震における地震要素と崩壊地の分布の関係

4.2 回帰分析による崩壊地の断層からの距離分布モデル化

崩壊地の断層からの距離と地震要素の関係を整理した結果を用いて、回帰分析による崩壊地の断層からの距離分布のモデル化を検討した。回帰分析の実施条件を表 2 に示す。その際、データの量および質のよい地震のデータを選択した。なお、地震の規模については、Mj をエネルギーに換算して用いた。

表 2：回帰分析実施条件一覧

目的変数	説明変数	備考
平均値	震源断層の傾斜(°)	60° 未満に適用 60° のとき0に固定
標準偏差	地震の規模※1	※1：線形となるようにエネルギー換算値による

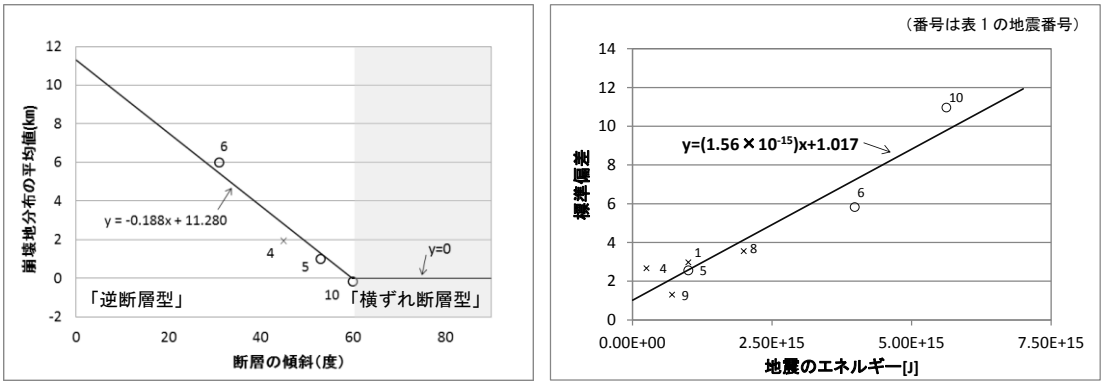


図 3：回帰式の検討結果

回帰分析により、崩壊地の断層からの距離分布の平均値と標準偏差を求め、この結果を正規分布の確率密度関数に適用して、断層による斜面崩壊頻度の距離分布（斜面崩壊分布）推定式とした（図 4）。これらの斜面崩壊分布推定式による推定値と実際の崩壊地の距離分布（包絡線）を比較検証した結果、両者は比較的よく一致していることが確認された（図 5）。

$$\mu = -0.188 \times Slope + 11.280 \quad (Slope \leqq 60^\circ)$$

$$\mu = 0 \quad (Slope > 60^\circ)$$

$$\sigma = 1.560 \times 10^{-15} E + 1.017$$

ただし$E=10^{(4.8+1.5Mj)}$

ここで、
μ：崩壊地分布の平均値（km），$Slope$：断層モデルの勾配（°），
σ：崩壊地分布の標準偏差，E：地震のエネルギー（J），
M_j：地震のマグニチュード（気象庁マグニチュード）

正規分布の確率密度関数

$$f(x)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma}\exp\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (-\infty < x < \infty)$$

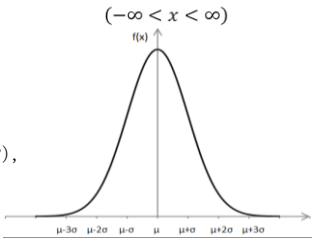


図 4：斜面崩壊分布の推定式

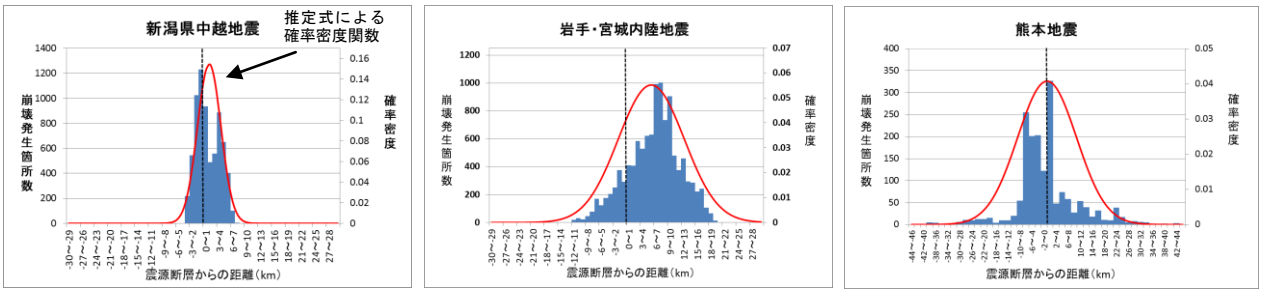


図 5：斜面崩壊推定式による確率密度関数と実際の崩壊地の距離分布との比較検証結果

5 まとめ

本研究では、最近の比較的規模の大きな内陸型地震のうち、特に精度の良い崩壊データが得られた 10 の地震に対して、震源断層のパラメータと崩壊地の断層からの距離分布の関係を検討した。その結果、崩壊地の断層からの距離分布の平均値は震源断層の傾斜角と関係があるほか、標準偏差も地震の規模と関係することがわかった。そこで、崩壊地の断層からの距離分布を正規分布と仮定し、回帰分析により、平均値と標準偏差の推定式を求めて（平均値は断層の勾配 60° 以下のものを対象）、斜面崩壊分布（距離分布）の推定式を構築した。そして、実際の崩壊地の距離分布（包絡線）と比較した結果、両者は比較的よく一致することが確認できた。なお、断層の深さも影響要因の一つと示唆されたことから、それについては更なる検討が必要である。また、距離だけでなく、斜面勾配などの地形要因や地質要因など、素因の影響も考慮した推定式の精度向上が望まれる。今後は、内陸型地震による斜面崩壊ハザードマップの基礎資料として、想定震源断層モデルに応じた斜面崩壊危険地域の推定などに活用したい。

P-067

地震観測に基づく山地における地震動増幅特性－地震動による崩壊リスク評価に向けて

防災科学技術研究所　○山田隆二・大角恒雄・飯田智之・小倉拓郎・小松義隆
テクニカルリンク株式会社　阿部一徳・木村卓・小野寺哲也

1. はじめに

2016 年熊本地震など内陸型地震によって土砂災害が発生し，また近い将来発生が予測される南海トラフ地震などの海溝型地震による土砂災害も懸念される．特に，地震発生時の斜面崩壊による道路閉塞等によって孤立住宅が懸念される地域では，斜面崩壊箇所の迅速な把握が課題となる．斜面崩壊が予測される箇所を事前に把握するためには，斜面における地震動増幅特性を評価することが重要となる．我々は，山地における地震動増幅特性の評価を目的として，既存の地震観測データ分析と併せて新規の地震観測を実施した．当初は中小地震によるデータの蓄積を行い，最終的には斜面崩壊を引き起こすような大地震時の不安定斜面挙動の解明を目指す．

2. 方法概要

(A) KiK-net データによる分析

1995 年兵庫県南部地震を契機として全国の地震動を網羅的に把握するための各種の地震観測網が整備されてきた．ここでは，山地における地震動増幅特性に着目して，地上と地下で同時に観測を行う KiK-net 観測点（全国約 700 箇所）のうち，斜面崩壊の発生が想定される斜面部や尾根部に設置されている 15 観測地を抽出した（図1，表1）．観測開始から 2017 年 7 月までに記録された 3 成分合成最大加速度（PGA）20 Gal 以上（一部 10 Gal 以上）の地震情報（PGA・加速度時系データ等；サンプリング周波数は 100Hz または 200Hz）を取得し，周波数特性を把握するために地震ごとの加速度振幅フーリエスペクトルを求めた．解析時間は 81.92 秒に統一し，バンド幅 0.1Hz の Parzen ウインドウによる平滑化を行った．

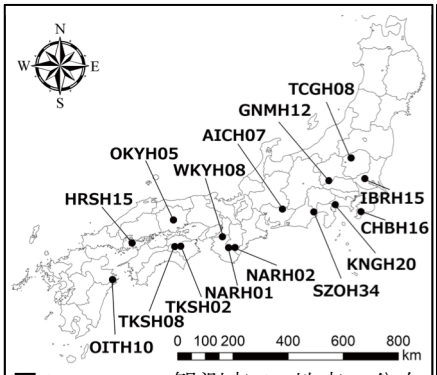


図1　KiK-net 観測点 15 地点の分布

表1　山地に配された KiK-net 観測点 15 地点の諸元

番号	観測点コード	標高 (m)	地中深度 (m)	都道府県	地形	地質区分	地震数 (>20gal)	AVS30 (m/s)
1	AICH07	621	201	愛知	遷急点	花崗岩および片麻岩類	13	428
2	CHBH16	160	2003	千葉	緩斜面	第三紀非海成・浅海成砕屑岩	8	330
3	GNMH12	930	102	群馬	緩斜面	古生代・初期中生代正地向斜堆積岩(非変成相)	53	407
4	HRSH15	180	100	広島	緩斜面	花崗岩および片麻岩類	4	579
5	IBRH19	175	210	茨城	緩斜面	花崗岩および片麻岩類	74	692
6	KNGH20	465	106	神奈川	遷急点	中新世・鮮新世海成砕屑岩	26	273
7	NARH01	780	99	奈良	尾根	後期中生代・古第三紀正地向斜およびフリッシュ型互層	60 (> 10gal)	338
8	NARH02	480	100	奈良	緩斜面	後期中生代・古第三紀正地向斜およびフリッシュ型互層	19 (> 10gal)	450
9	OITH10	80	100	大分	尾根	古生代・初期中生代正地向斜堆積岩(非変成相)	12	837
10	OKYH05	320	100	岡山	台地	後期中生代・古第三紀陸成火山岩類	6	608
11	SZOH34	540	118	静岡	遷急点	中新世・鮮新世海成砕屑岩	19	430
12	TCGH08	702	203	栃木	台地	第四紀火山岩類	21	723
13	TKSH02	190	100	徳島	山裾	古生代・初期中生代正地向斜堆積岩(変成相)	26	349
14	TKSH06	605	157	徳島	緩斜面	古生代・初期中生代正地向斜堆積岩(変成相)	4	486
15	WKYH08	560	112	和歌山	尾根	白亜紀海成堆積岩(乱堆積層)	7	344

※地質区分は黒田ほか（1982; 地すべり, 18, 17-24）に基づいて分類した

(B) 新規設置地震計観測データによる分析

表 1 に示した観測点のひとつ NARH01（奈良県十津川西）は東西に伸びた尾根上に設置されている（図 2）．地震時の地中・地表データを補完し，山地斜面の各部における地震動の違いを把握するために，KiK-net 観測点 NARH01 の周囲 4 カ所に加速度計（白山工業 JU210）を新たに設置して 2017 年 11 月に地震観測を開始した．設置箇所は，KiK-net 観測点直近，南北点（尾根線に対して垂直な観測点の北部），東西点（尾根線の東部延長），谷底点（南北断面の麓部）である．設置地盤による影響は，常時微動計測を実施し地盤特性を評価した．

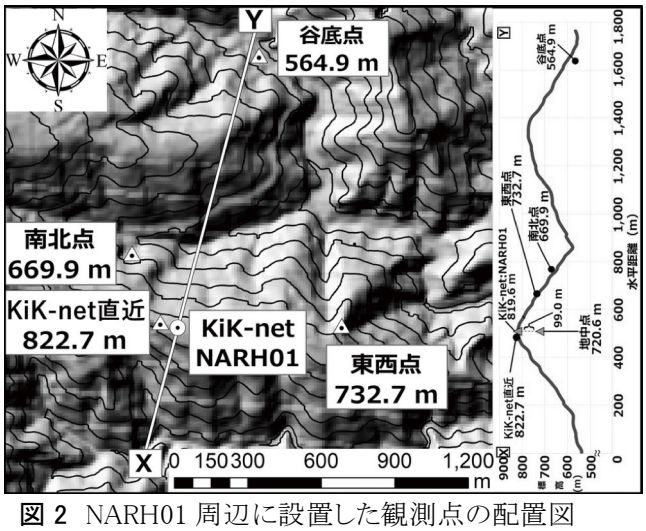


図 2　NARH01 周辺に設置した観測点の配置図
（KiK-net 横点・東西点・南北点・谷底点）

3. 暫定的結果と解釈

(A) KiK-net データによる分析結果

地震計が痩せ尾根上に設置されている場合，尾根線に垂直方向の揺れが大きくなることが予想される(たとえばNARH01 地点;図 2)．そこで，山地尾根上に設置された 3 つの観測点(NARH01:東西方向尾根線，OITH10:南北方向尾根線，WKYH08:南北方向尾根線)について，地震の揺れに対する山地地形の影響を成分別最大加速度から比較した(図 3)．地表部の東西・南北成分の最大加速度は，WKYH08 のみ尾根線に垂直方向の揺れが尾根線方向よりわずかに大きい傾向があるものの，明瞭な差異はみられない．最大加速度から見た揺れやすさに関して，尾根線方向による影響はそれほど大きくないことが示唆される．

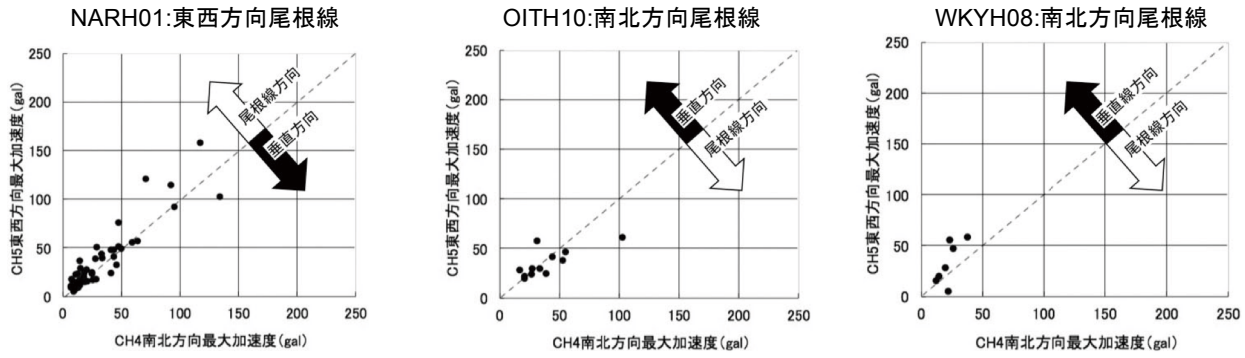


図 3 尾根上に設置された KiK-net 観測点（地表部）における尾根線方向と直角方向の最大加速度比較

(B) 新規設置地震計観測データによる分析結果

2017 年 12 月 11 日 5 時 39 分に NARH01 の西方約 50 km の地点を震源とする M3.6 の地震が発生した．NARH01 では KiK-net のトリガーがかからなかったが，新規設置加速度計は連続記録を行っていたため，当該地点の地震動を記録した．地点ごと成分ごとのフーリエスペクトルを算出し，谷底点の値に対する加速度振幅のスペクトル比を求め増幅率を算出した(図 4)．その結果，すべての観測点で約 0.5Hz 以下ではスペクトル比は概ね1であり，増幅は見られない．一方，谷底点に対して増幅が卓越する周波数は，山地斜面の各点と方位によって異なり，10Hz 以下の増幅比では，東西点に比べて尾根部(KiK-net 直近地点)と南北点の方がやや大きい傾向がある．今後，データを蓄積し，山地における地震観測に基づく地形による地震動増幅特性への影響評価を進める．

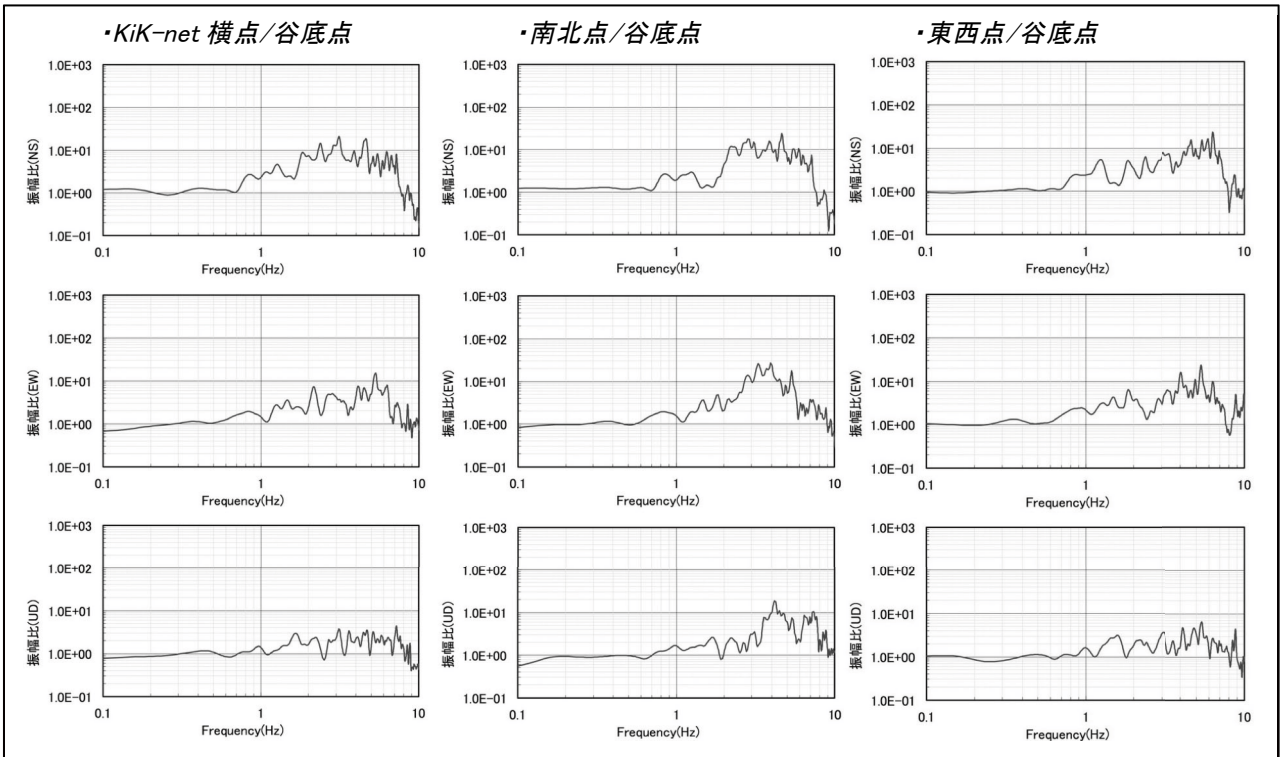


図 4 新規地震計が記録した地震動の谷底点に対するスペクトル比

P-068

地震動による土壌の保水性・透水性の変化が降雨流出に及ぼす影響

京都大学大学院農学研究科　○村上智哉・小杉賢一朗・正岡直也

1. はじめに

近年、大規模な地震が頻発しており、それらに起因する多様な土砂移動現象が甚大な土砂災害をもたらしている。また、地震後は地震前と比較して小規模の降雨によって斜面崩壊や土石流が発生していることがこれまでに多数報告されている。このことから、強い地震動は地盤の物理的特性の変化を引き起こし、地震後の降雨による土砂移動現象に長期的に影響を及ぼしていることが推測される。土砂災害の危険箇所や危険度を予測し適切な対策を実施するためには、地震がその後の降雨による土砂移動現象に及ぼす影響を考慮する必要があるが、それらを定量的に評価した研究事例は少ない。

そこで本研究では、平成 28 年熊本地震において地震動を受けた山地斜面を対象として土壌の降雨浸透過程の解析を行い、地震動が土壌の降雨浸透特性に及ぼす影響を考察した。

2. 方法

平成 28 年熊本地震において強い地震動を受けた大分県内の 2 つの山地斜面(A 地点、B 地点とする)を解析対象地とした（図-1)。



図-1　A 地点、B 地点の位置

この地震において観測された各地点の最大の震度はそれぞれ 5.9、4.1 であった。両地点とも に、地質は中期更新世の非アルカリの苦鉄質火山岩類で、植生はスギ林であった。各地点で 3 深度（10～15cm、30～35cm、50~55cm）の土壌サンプルを、1 深度につき 6 個（2 地点×3 深度×6 サンプル、計 36 個）採取した。

実験室において、pF 試験により保水性を、飽和透水試験により透水性をそれぞれ計測した。pF 試験は加圧板法で行った。まず土壌サンプルを水で飽和させ、それらを加圧容器内に入れて、Ψ＝-10、-20、-30、-50、-70、-100、-200、-500(cm)の定常空気圧を加え、段階的に排水させた。そして、それぞれの定常状態時の重量から体積含水率を算出し、水分特性曲線を作成した。飽和透水試験は、水で飽和させた土壌サンプルの上にスタンドパイプを設置して水を注ぎ、時間の経過に伴う水位の低下を観測する変水位透水試験で行った。

計測結果を用いて、リチャーズ式に基づいた降雨浸透過程の数値シミュレーションを行った。設定斜面は水平長 10m、傾斜 30° の斜面を 3 層（上から厚さ 20cm、20cm、60cm）に区分し、各層に計測結果から得られた土壌パラメータを設定した。初期条件として、斜面内に一様にΨ＝-10cm を与えた。境界条件は、上端と下面が不透水で、上面が降雨入力点、下端が流出点とした。また、入力降雨には、48 時間の排水後、24 時間の降雨があり、最後に再び 24 時間排水させるものを用いた。

また、比較対象として、地震動による大きな影響を受けていないと考えられる森林斜面(C 地点とする)で計測された既存研究のデータ（塚本，1992；片桐，1999）を用いて同様の数値シミュレーションを行った。

3. 結果

飽和透水試験の結果、A 地点、B 地点の土壌サンプルは、典型的な森林土壌（C 地点）と比較して透水係数が全体的に低い傾向にあった。さらに、A 地点の透水係数の鉛直分布において、地表付近の透水係数が深い部分と比べてかなり低いという特異性が見られた。B 地点では深度 30～50cm 辺りの層が実質的に不透水層であるといえるほど透水性が低かった。（図-2）

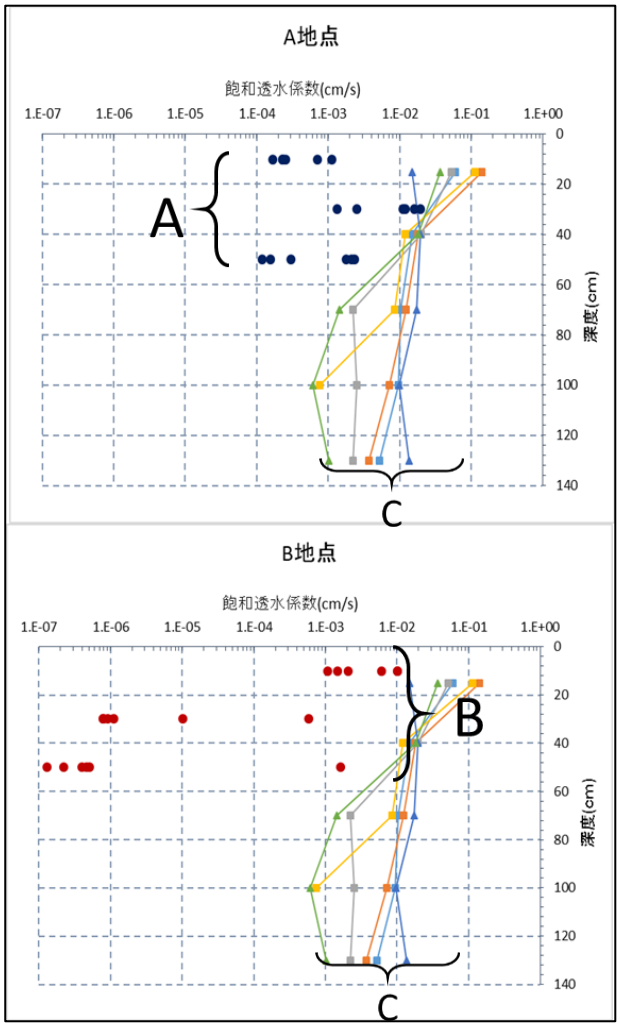


図-2　A・B 地点と典型的な森林土壌（C 地点）の飽和透水係数の比較

また、降雨浸透過程の数値シミュレーションの結果、比較対象である C 地点の土壌パラメータを用いたケースでは地中流による流出のみが生じたのに対し、A 地点、B 地点の土壌パラメータを用いたケースでは地表流による流出が生じた。（図-3）

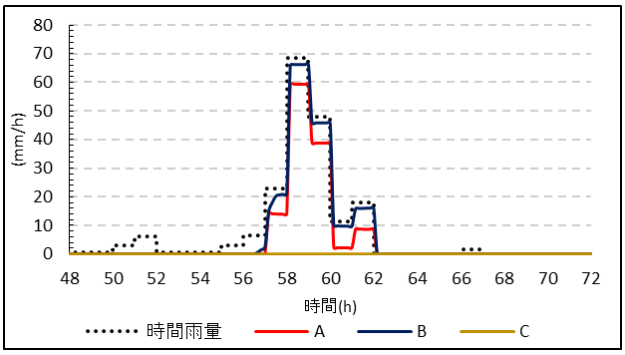


図-3　数値シミュレーションにおける各地点の地表流の流量

4. 考察

まず、飽和透水試験の結果に見られた、A 地点と B 地点の地表付近の透水性の低さについて考察する。これは、もともとの土壌の地質的な要因による透水性の低さに加え、地震動を受けて透水性が下がった可能性がある。地震動により透水性が下がるメカニズムとしては、地震動により土粒子間の骨格構造が破壊され、撹乱状態となって土壌の粗大孔隙が減少するということが考えられる。

次に A 地点、B 地点の土壌パラメータを用いた数値シミュレーションにおいて生じた地表流について考察する。A 地点のケースでは、表層の透水性が低いため、降雨が土壌の浸透能を上回ることにより生じるホートン型地表流が生じ、B 地点のケースでは、不透水層が浅い位置にあるため浅い位置に地下水帯が形成され、一度地中に浸透した水が再び地表に出てくる復帰流型の地表流が生じていると考えられる。地表流の発生は、表面侵食による土砂生産や土石流の発生につながるおそれがある。

以上のことから、地震動には土壌を撹乱する作用がある可能性があり、地震が土壌の浸透能の低下・地表流の発生につながり、その後の土砂生産量の増加や土石流の発生に影響を及ぼす可能性があることが示唆された。

引用文献

1）森林水文学，塚本良則 編，1992，p139

2）片桐真，東京農工大学修士論文，1999，pp. 105

P-069

昭和 5 年発生の北伊豆地震による土砂災害

筑波大学大学院生命環境科学研究科　○木村美香
西本晴男

1. はじめに

昭和 5(1930)年 11 月 26 日午前 4 時 3 分，伊豆半島北部を震源とする北伊豆地震が発生した．伊豆半島北部に，南北方向に分布する丹那断層，修善寺断層，西南西－東北東方向に分布する姫の湯断層(図 1)の横ずれ運動によって発生した内陸直下型地震で，マグニチュードは 7.3，震源の深さは 5 km 未満と浅く，最大震度 7 相当の揺れを観測した．この地震により，伊豆半島北部及び箱根町を中心に死者及び行方不明者 272 名，負傷者 572 名，全壊及び半壊家屋 7,681 戸の甚大な被害となり，山腹崩壊，地すべり，土石流及び天然ダムの形成等の土砂災害が多数発生した．

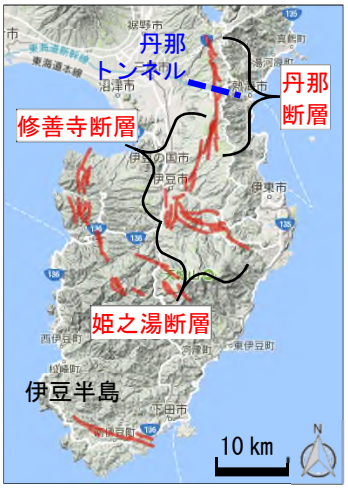


図 1 丹那断層位置図
（活断層データベースに加筆）

北伊豆地震による土砂災害に関する詳細な研究は行われていない．本研究は直下型地震で発生する土砂災害による被害の軽減に資することを目的とし，既往文献及び現地調査に基づき，北伊豆地震における土砂災害の形態，活断層との距離，震度分布等の関係を考察した．

2. 北伊豆地震の特徴と活断層

北伊豆地震により，活断層が亀裂，隆起及び水平変位等を伴って地表に出現した．伊豆半島北部には，東西方向に東海道本線の丹那トンネルが通っており，トンネルの中心部が丹那断層と直交している．北伊豆地震が発生した時，トンネルの東西の入り口部から中心部に向かって掘削工事が行われていた．丹那断層の活動によりトンネル中心部において約 2 m の水平変位が生じた．

3. 北伊豆地震による土砂災害

既往文献調査により，規模の大きい土砂災害の発生箇所を 12 箇所抽出し，既往文献調査及び現地調査を行った．

文献によると，北伊豆地震による土砂災害は，山崩れや山津波等と表現されているが，発生形態としては山腹崩壊 3 箇所，地すべり 4 箇所，土石流 4 箇所，落石 1 箇所が発生したと考えられる(表 1, 図 5)．土石流 4 箇所のうち，3 箇所が上流で発生した山腹崩壊による崩壊土砂が流下したもの，1 箇所がため池の決壊である．これらの土砂災害により天然ダムが 5 箇所で形成され，内 1 箇所は土石流の流下堆積土砂によるものである．

箱根町で発生した大明神川の土石流災害の概要を図 2 に示す．大明神川は芦ノ湖の南西部に位置する延長約 1.5 km の渓流である．地震動により上流の孫助山で山腹崩壊が発生し，平均河床勾配 7 度の大明神川を，崩壊土砂が土石流となって流下した．流出土砂は下流の住宅地に幅約 100 m，延長約 400 m

表 1 土砂災害一覧

地区名	発生形態	活断層 (活断層と土砂災害発生箇所との距離)	斜面勾配 (河床勾配)
大明神川	土石流	丹那断層上	27° (7°)
むじな窪	土石流	丹那断層 (1,100 m)	33° (13°)
下二子山	落石	丹那断層 (1,300 m)	40°
畑宿	山腹崩壊	丹那断層 (2,400 m)	45°
山中新田	山腹崩壊 天然ダム	丹那断層 (900 m)	27°
子家野	地すべり	丹那断層上	9°
大野	地すべり 天然ダム	修善寺断層上	25°
梶山沢	土石流 天然ダム	修善寺断層上	25° (13°)
中梅木	地すべり 天然ダム	姫之湯断層 (800 m)	15°
上梅木	地すべり	姫之湯断層 (200 m)	28°
原保	山腹崩壊 天然ダム	姫之湯断層 (500 m)	33°
神戸沢	ため池決壊 土石流	修善寺断層 (3,000 m)	(3.5°)



図 2 大明神川土石流概要(地理院地図に加筆)



図 3 対策工全景(諸戸北郎博士アルバムより)



図 4 孫助山と大明神川河口全景

にわたって堆積し，この土石流により多数の住家が被災し,住民 1 名が寺と共に押し流されて死亡した.

4. 考察

活断層と土砂災害発生箇所との位置関係について，土砂災害発生箇所は活断層より 3 km 以内と近接しており，特に伊豆半島北部の小起伏地は，活断層との距離が 900 m 以内と非常に近い距離で発生している．小起伏地は緩斜面が多く，活断層からの距離が大きくなると土砂災害が発生する可能性が低くなることが考えられる.

震度分布及び地形地質と，土砂災害発生箇所との関係について，震度 6 弱の山地で土砂災害が多く発生している(図 5). 震度 6 強以上の地域の土砂災害が少ないのは，震度 6 強～震度 7 は主に沖積平野に分

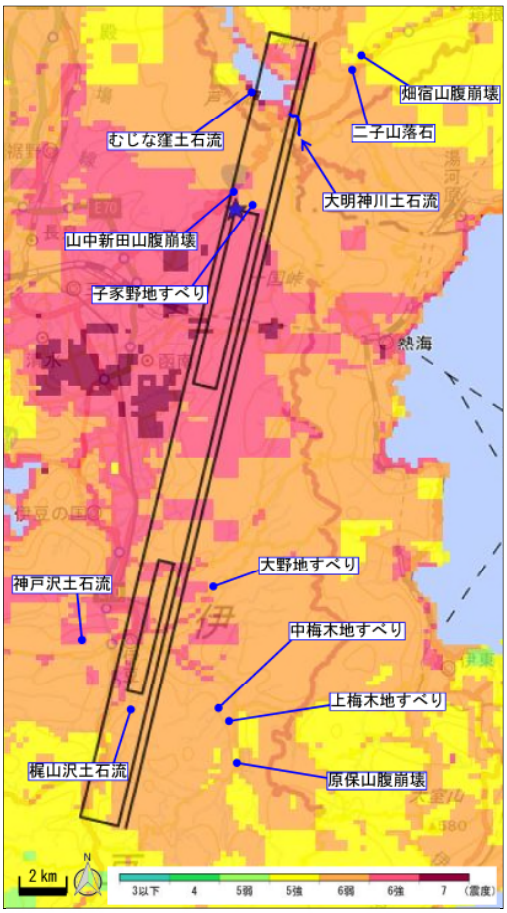


図 5 震度分布と土砂災害発生位置
(J-SHIP マップに加筆)

布しており，山腹斜面が少ないためであると考えられえる．土砂災害は，伊豆半島北部においては主に火山灰層や崩積土堆積地で，箱根町においては箱根カルデラ内輪山の急傾斜地で多く発生している．また急勾配渓流の上流で山腹崩壊が発生し，土石流化している箇所もあることが分かった.

5. まとめ

北伊豆地震は関東大震災の 7 年後に発生したこと，関東大震災と比較して人的被害の規模が小さいことから，これまで注目されておらず，研究はほとんど行われていない．しかし，諸戸北郎が残した写真や現地調査の記録をふまえ，多くの土砂災害が発生したことが分かった．本研究の成果をふまえ，更に詳細に検討していきたいと考えている.

引用文献

1)櫻井孝(1999)：北伊豆地震(1930 年)による丹那トンネル内地震断層出現状況記録，応用地質，第 39 巻，第 6 号，pp.540-544

2)度山(1931)：昭和五年冬の豆相震災地視察旅行日記，砂防，No.16，砂防協會，pp.32-38

P-070

熊本地震による崩壊土砂の斜面上堆積と二次移動発生要因

北海道大学大学院 農学院 ○梅谷涼太 斉藤はるか
北海道大学大学院 農学研究院 桂真也 林真一郎

1. はじめに

平成 28 年熊本地震により、阿蘇カルデラ壁を中心に広域で斜面崩壊が多発した。地震による崩壊土砂は斜面途中で堆積し、その後の降雨で二次移動が多く見られた。地震後の降雨での土砂の移動に関する研究としては、亀裂の有無による新規崩壊の危険性の研究や、拡大崩壊の影響について検討した事例はあるものの、地震時に堆積した崩壊土砂の移動に関する研究は少なく、実態を整理・分析することが重要であると考えられる。堆積した崩壊土砂の危険性を把握するためにも、地震で発生した崩壊土砂のうちどのようなものが二次移動したのか、また、その要因は何であったのかを明らかにすることが重要である。土砂が二次移動するケースとしては沢に堆積した土砂が降雨によって二次移動することは確認されているが、阿蘇のカルデラ壁では明瞭な沢地形を呈していない斜面において二次移動が発生している。そこで、こうした斜面において、二次移動の要因を明らかにするため、現地調査と GIS による地形解析を行った。

2. 調査地と方法

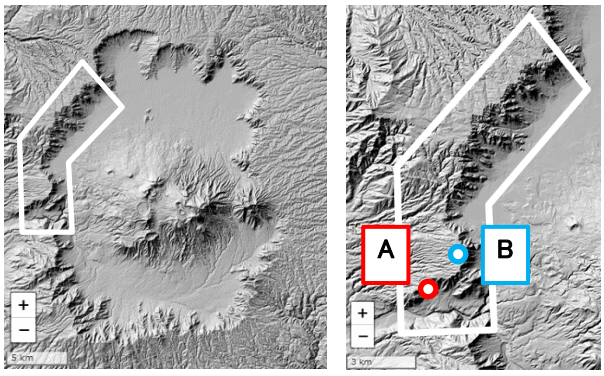


図 1 調査対象地全体図(地理院地図に加筆)

調査対象地は、斜面崩壊及びその後の二次移動が多発した熊本県の阿蘇カルデラ壁北西部とした(図1)。二次移動の発生個所を地理院地図の空中写真をもとに特定し、代表的な 2 地点(地点 A=新所川 2、B=赤瀬-1)において二次移動の堆積域から地震での崩壊発生域まで平成 29 年 12 月、平成 30 年 2 月に現地調査を行った。徒歩で登れない斜面においては、ドローンによる写真撮影を行った。

また、本研究では航空レーザ測量データ(以下 LP データ)を用いた GIS による地形解析を行った。LP データから 1m メッシュの数値標高モデル(1mDEM)を作成し、地震前後で標高差分を測定した。そのうち、標高が下がった裸地を発生域、標高が上がり崩壊土砂の堆積が確認できた箇所を堆積域とした。地震後の降雨後の空中写真から、地震での堆積域から下方に拡大が見られた箇所を二次移動が発生したと判断し、1mDEM で算出した等高線上で概ね 1 次谷の特徴を示す集水面積 10,000m²を境として、斜面と沢に分け、斜面に分類された崩壊の堆積域について地形解析を行い空中写真から植生分類を行った。なお、現地調査を行った2地点の地震時の堆積域は「斜面」にあたる。

3. 結果・考察

3. 1. 現地調査

地点 A の二次移動の末端では、土混じりの径 0.2-0.5m 程度の礫が巨礫の上に堆積(図 2)しており、また堆積した土砂が侵食された痕跡がある(図 3)等、比較的新しい土砂移動の痕跡が確認された。崩壊発生域では、樹木の根系が張り出した露岩部や地震で発生したと見られる巨礫が急勾配で堆積し、さらに森林域に隣接した拡大崩壊発生箇所と見られる侵食跡(図 4)が見られた。また、ドローンで撮影した写真からは、地震後移動していない崩壊土砂の堆積が確認され、巨礫が樹木によって停止、倒木が発生している様子が確認された(図5)。地点 B の二次移動末端部では、大きさ 0.5m 程度を中心とする礫が多数存在し、一部 2-3m 程度の巨礫が堆積していた(図 6)。地震で堆積したと見られる箇所には巨礫の堆積(図 7-赤枠)及びその後の土砂移動の痕跡(図 7-青枠,図 8)が見られ、崩壊土砂の堆積直下には新たな崩壊発生跡が見られた(図 7-黄枠,図 9)。土砂移動の痕跡は、地震時に堆積した崩壊土砂の脇



図 2 細粒土砂の堆積



図 3 堆積した崩壊土砂の侵食



図 4 巨礫の捕捉と拡大崩壊跡



図 5 樹木による崩壊土砂の捕捉



図 6 二次移動堆積物

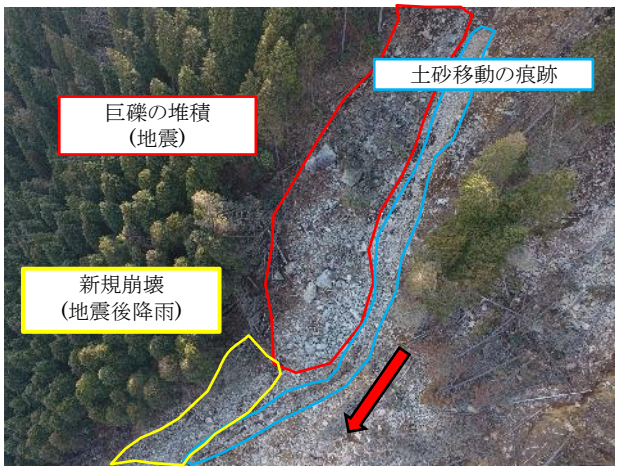


図 7 地点 B 二次移動全体図

にあり、一部地震前の表層を侵食した様子も見られた。表層が侵食された部分では、移動しやすい小径礫を主とする、過去の崩壊堆積物と見られる礫層が確認された(図 10)。



図 8 巨礫上の土砂移動跡



図 9 堆積直下の新規崩壊



図 10 表層に含まれる礫層

現地調査の結果より、地震時の崩壊土砂は樹木によって捕捉されているケースが確認され、また、巨礫成分を多く含み、地震後の降雨では大きく移動しない様子であった。二次移動が確認された土砂としては、細粒土砂や小礫を主成分としていて、それらの移動により侵食が進んでいる箇所も見られた。侵食は表層内の小礫も巻き込み、地震で堆積した崩壊土砂の脇を削るように発生しており、この小規模な土砂移動現象が、崩壊発生域や堆積域に存在している不安定な土砂を大規模に二次移動させる契機となっている可能性が考えられた。

3. 2. GIS による地形解析

次に GIS における地形解析の結果を示す。斜面の崩壊土砂堆積域の地形条件を、二次移動の発生の有無別に整理した。勾配に着目してみると(図 11)、地震時に堆積した崩壊土砂は 30-40° をピークとなる形で存在していた。その中で二次移動が発生したものは、最も小さい勾配で 29.6° であり、およそ 30° を閾値として発生する傾向が見られた。曲率(図 12)は、凹地形を示す地形で堆積した崩壊土砂が二次移動する傾向にあった。また、植生で区分したところ、二次移動は森林域で発生していた(図 13)。地震後の崩壊土砂の二次移動には樹木の影響が大きく関与していると考えられた。現地調査では樹木の根系による土砂の捕捉や樹木本体による土砂の堆積が確認されたが、急斜面においてはそれらが土砂を不安定化させ、二次移動する要因になったのではと考えられる。

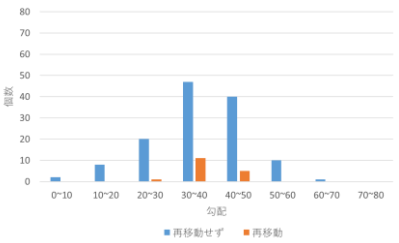


図 11 堆積域の勾配分布

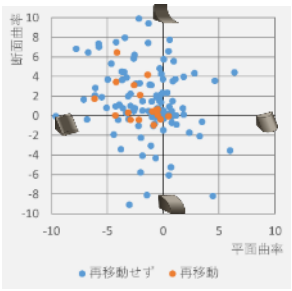


図 12 堆積域の曲率分布

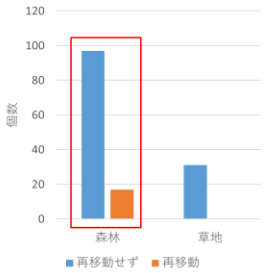


図 13 堆積域の植生分布

地形解析の結果より、二次移動は凹地形を示す急勾配斜面で発生しており、また、樹木が二次移動の発生に関与していることが確認された。谷口ら(2001)によれば、風倒木が存在する斜面において、降雨規模が小さい降雨によって崩壊が多数発生したことが報告されている。斜面の剪断抵抗力の低下や浸透能の変化などが要因として挙げられているが、今回の二次移動ではそれに加え、崩壊斜面内の細粒土砂等の土砂移動も要因として存在している可能性がある。

4. まとめ

地震後の降雨による二次移動の要因に関して以下の可能性が示唆された。①地震時に堆積した崩壊土砂は、2-3m 程度の巨礫については降雨で二次移動することは少ない。②地震後の降雨により0.2-1.0m程度の細粒土砂や小礫が二次移動していて、その際、露出している地震前の地表を侵食する。③侵食に伴い、発生域や堆積域に不安定な土砂礫が存在すると、大規模な二次移動に繋がる場合があると考えられる。④急勾配の森林では、樹木の根系による土砂の捕捉や樹木本体による土砂の堆積が、二次移動の発生の契機となっている可能性がある。今後も現地調査と地形解析の両面から研究を進め、渓流における二次移動の発生要因も考慮した上で、地震で堆積した崩壊土砂の危険度を把握できる手法を検討していく。

謝辞

(図 12)本研究は，国土交通省河川砂防技術研究開発公募砂防技術分野「大規模地震とそれに伴う地盤の劣化に起因する連鎖複合型土砂災害の発生機構と対策」により実施した。並びに国土交通省九州地方整備局から平成 28 年熊本地震後の LP データを提供いただいた。ここに謝意を表する。

参考文献

谷口ら(2001). 風倒木発生斜面における崩壊発生降雨量の変化. 砂防学会誌 ：54(1), 77-80.

P-071

DInSAR と航空レーザ測量と GNSS を用いた稲子岳の地すべり調査

国立研究開発法人土木研究所　○水野正樹
株式会社キタック　王 純祥
株式会社パスコ　三五大輔，西川大亮，平田育士

1. はじめに

地震等による地すべり性崩壊の前に「地すべり斜面の位置と変位状況と規模」を把握することを目指し、衛星 L バンド差分干渉 SAR（以下、DInSAR）、GNSS 測量、「航空レーザ測量データを用いた三次元の地形図」(以下、LP 地形図) を用いた地すべり調査の事例研究を行った。研究対象地域は、ALOS DInSAR 画像で抽出された地すべり変位候補箇所の内の 1 つ、長野県小海町稲子岳[1]（**図-1**）である。この稲子岳は、① 西暦 887 年 8 月の五畿七道の地震（南海ー東海地震）で発生した大月川岩屑なだれ（約 3.5 億 m^3）の発生源域（**図-1**）にあると指摘[2]されている。② 西暦 887 年 8 月崩壊の推定土砂堆積域には多くの人家が存在[3]する。③ 今後 30 年間の震度 6 弱以上の公表された発生確率が高い[4]。この①②③の理由から、地震等により崩壊が発生した場合には被害が出る可能性があると考えて研究対象地域とした。なお、稲子岳の現地踏査では地すべり変位の有無が確認できなかった。

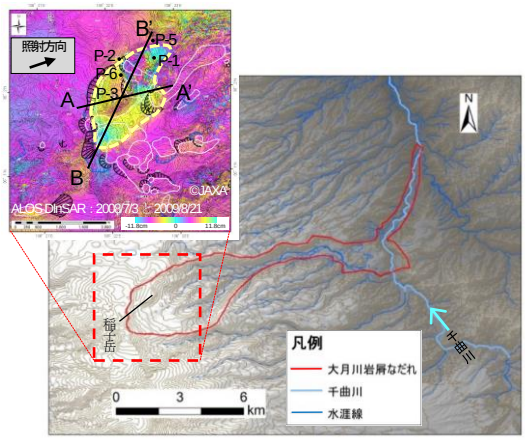


図-1　対象地域の位置（赤点線）と西暦 887 年大月川岩屑なだれ範囲[2]（赤線）と ALOS DInSAR 画像

2．調査解析

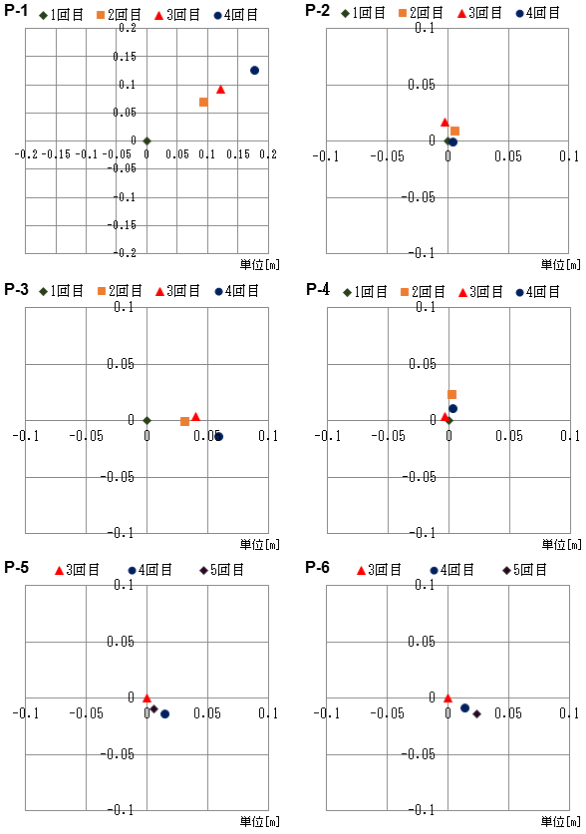
2.1 GNSS 測量

2.1.1 方法

GNSS 測量の測点は、ALOS DInSAR 画像で変位量の分布を予想し選点した P-1～P-4 の 4 測点で開始し、3 回目から P-5、P-6 の 2 測点を追加して 6 測点で実施した。P-1～P-6 の位置を**図-1** に示す。なお P-4 は不動点として対象地域の外に設置した。測量は、電子基準点を既知点とした 1 級基準点測量相当の結合多角網を形成し、GNSS 測量によるスタティック方式により計 5 時期（2013/10/23、2014/10/29、2015/8/4、2016/8/23、2016/10/27）において、水平位置並びに標高を算出した。観測時間は、各測点で 30 秒間隔の連続 3 時間。各回とも同じ解析辺（P-1～P-4、P-5～P-6）で計測した。各測点について、GNSS 測量した各回の測量結果を比較し、変位量を算出した。そして有意な地表面変位かどうかを判定した。GNSS 測量結果の差の標準偏差の 2 倍の範囲をとった場合、正規分布ではこれ以上の誤差が生じる可能性は約 5％と小さい。そこでこの値を「推定最大誤差」とみなし、2 時期の GNSS 測量結果の差が推定最大誤差を超える場合に有意な地表変位であると判定した。なお、GNSS 測量は一般的に水平方向よりも鉛直方向の精度が悪いことから、水平変位のみを用いて判定した。

2.1.2 GNSS 測量結果

水平方向について、P-1～P-6 のそれぞれ初回を原点として、GNSS 測量した 2 回目～5 回目の変位量と変位方向の計測結果を**図-2** に示す。この結果から稲子岳山体の**表-1**,**図-4** に示す P-1,P-3,P-6 の 3 測点で有意な地表面変位があると判定した。GNSS 測量による有意な各測点の地表面の変位状況を**表-1** に示す。



※横軸（X 軸）が東西方向、縦軸（Y 軸）が南北方向を表す。

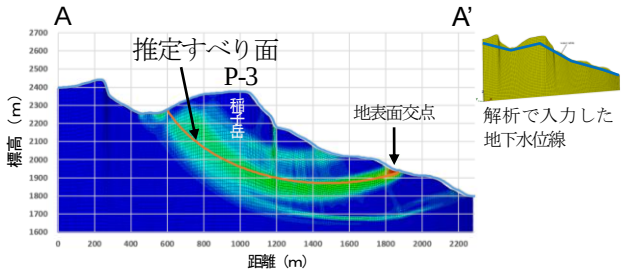
図-2　各計測点の変位量と変位方向（単位：m）

表-1　稲子岳 GNSS 測量の各測点の地表変位状況

測点	有意な地表変位	地表面の変位状況
P-1	**あり**	1,035 日間で計測された変位量は 218mm
P-2	なし	1,035 日間で有意な変位は認められない
P-3	**あり**	1,035 日間で計測された変位量は 62mm
P-4	なし	（不動点）有意な変位は認められない
P-5	なし	450 日間で有意な変位は認められない
P-6	**あり**	450 日間で計測された変位量は 28mm

2.2 地すべり変位土量の推定

稲子岳の地すべり変位土量を推定するため、**図-4** に示す AA’ 断面の位置でせん断強度低減法と震度法[5] の解析を地下水考慮で実施して、最大せん断ひずみ速度コンターを**図-3** のとおり算出した。この**図-3** における「最大せん断ひずみ速度の高い層（断面方向）」は、地表面交点が DInSAR 変動縞境界と、形状が背後地形と概ね一致した為、すべり面の位置と推定した。さらに**図-1** の DInSAR 画像に点線で示す変動縞を地すべり領域（変位平面）と考えて、稲子岳全体が地すべり変位している場合の変位土量の推定値を約 2 億 m^3 と算定した。

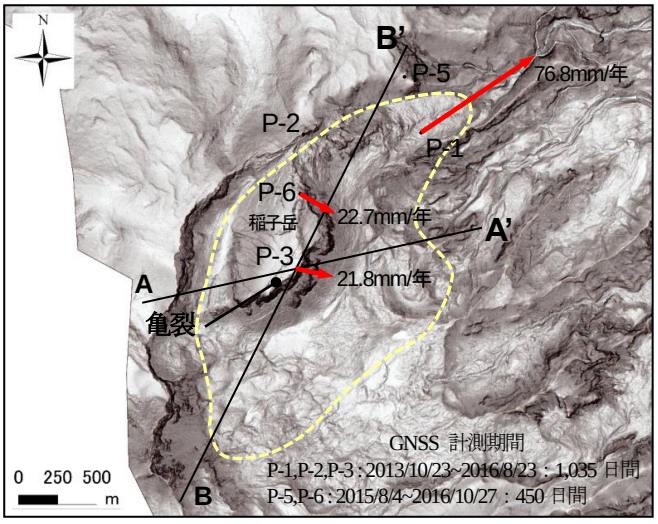


※ P-3 付近の亀裂は考慮していない

図-3　震度法による AA’ 断面における最大せん断ひずみ速度コンターと推定すべり面

2.3 LP 地形図による微地形の確認

航空レーザ測量データ[6] を基に**図-4** の LP 地形図を作成し稲子岳の微地形を判読した。その結果 P-3 付近の山体には開口亀裂を含む大小の亀裂の微地形が判読できた。



凡例　GNSS測量の有意な年変位量（20mm/年）：

図-4　稲子岳の LP 地形図と GNSS 測量の水平方向変位と ALOS DInSAR 画像の変位領域（点線）

2.4 変位分布の把握

L バンド ALOS-2 DInSAR 画像と GNSS 測量により地すべり変位の平面分布を推定した。DInSAR 画像は、ノイズを含む可能性があるが、**図-5** に示す「沈下」、「東方へ変位」、「押し出し」領域の変位分布が現れた。これは、GNSS 測量の計測結果と概ね整合した。

3．稲子岳の地すべり変位の考察

・**図-5** の ALOS-2 DInSAR の変動縞がノイズで無く変位である場合、GNSS 測量の P-3,P-6 の変位方向から、稲子岳山体の動きは、概ね BB’の方向を軸に回転しながら、下流方向へ地すべり変位していることが考えられる。

・稲子岳で安定性が特に低いと考えられる次の 2 ヶ所の斜面を特定した。**図-5** で測点 P-1 を含む北東側にある「押し出し」領域は DInSAR 画像の点線で囲まれた変位領域内で最も変位速度が速く、この斜面は安定性が特に低い地すべりブロック（土量数百万 m^3程度と推定）と考えられる。**図-4** の P-3 付近の LP 地形図から判読した山体亀裂の南東側（谷側）のブロックは、**図-5** の ALOS-2 DInSAR 画像で山体本体と比べて変位が異なっていたことから「二次すべり」を形成していると判断した。この「二次すべり」（土量数百万 m^3程度と推定）も斜面安定性が特に低く崩壊しやすい斜面と考えられる。

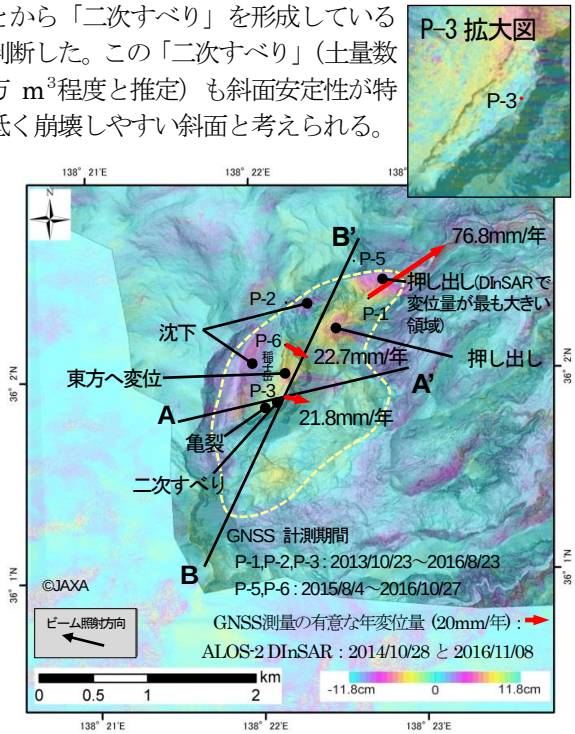


図-5　ALOS-2 DInSAR 画像と GNSS 測量と LP 地形図から推定した稲子岳山体の変位分布

4．おわりに

本稿では、DInSAR と GNSS 測量と LP 地形図を併用した地すべり調査の有効性について事例研究を行った。DInSAR 画像は、ノイズを含むが、変位領域と速度分布が画像に現れることから、地すべりの広域探索と地すべりブロックの面的な動きの把握が、低コストで可能となる。これに GNSS 測量と LP 地形図を併用することで、DInSAR 画像のノイズ判別、変位量の計測、微地形判読において精度が向上するとともに、地表変位有無の判別の信頼性が向上した。

〈引用文献〉

1）小荒井ら（2014）：地すべり性斜面変動の前兆を干渉 SAR と航空レーザ測量で捉える，日本地球惑星科学連合大会，HDS29-05

2）井上公夫ら（2012）：日本の天然ダムと対応策 改訂版，砂防フロンティア整備推進機構，p36

3）総務省統計局（2012）：平成 22 年国勢調査小地域集計

4）地震調査研究推進本部地震調査委員会（2017）：全国地震動予測地図 2017 年版

5）（社）日本道路協会（2012）：道路橋示方書・同解説Ⅴ　耐震設計編

6）北陸地方整備局 松本砂防事務所（2014）：平成 25 年度信濃川上流域航空レーザー計測（その 3）業務

糸魚川市海川流域の２箇所で発生した地すべりの特徴と移動体の土質性状

国立研究開発法人土木研究所　○石田孝司・金澤瑛・丸山清輝・石川茂
信州大学農学部　平松晋也

１．はじめに

2017 年の秋に，新潟県糸魚川市を流れる二級河川海川流域において，到達距離の大きな地すべりが 2 箇所で発生した。9 月 8 日に発生した釜沢地区地すべりは，発生域で発生した移動土塊の一部が強く乱されながら移動し，堆積した。一方，10 月 23 日に発生した真木地区の地すべりは，移動土塊の一部がその構造を保持したまま約 400m の区間をスライドするように移動した後，その舌端部は広がりながら堆積した [1)]。これらの地すべり発生位置を図-1 に示す。地すべり発生域の基盤地質は同等であるがその移動形態は異なっていた。本稿では前記した移動形態の異なる二つの地すべりを対象として移動体マトリックス部の物理試験を行い、特性の比較を行ったので，その結果を報告する。



図-1 対象とした地すべりの位置（地理院タイルに加筆）

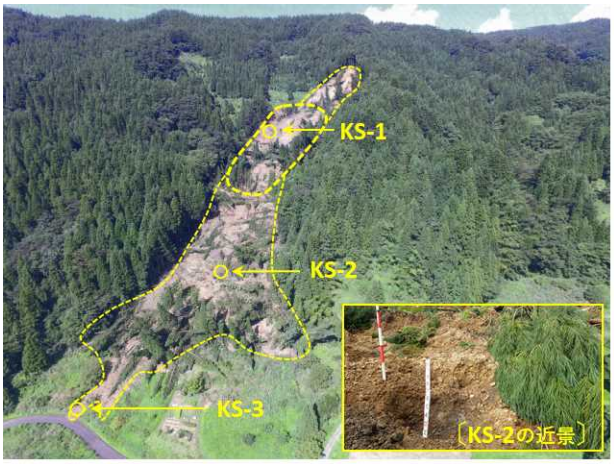


写真-1 釜沢地区地すべりの全景，および土試料採取位置
（9 月 9 日新潟県撮影空中写真に加筆）

２．釜沢地区地すべりの概要

地すべりの全景を，エリア区分，並びに土試料採取位置と併せて写真-1 に示す。基盤となる地質は新第三系鮮新統の西山層，名立層，河内層相当層の分布域に属する砂岩並びに砂質泥岩により構成されている。現地での簡易測量の結果，発生域での幅は約 90m，冠頂から舌端までの斜距離は約 380m であった。近隣の気象観測所となるアメダス糸魚川では 9 月 6 日から 8 日にかけて 129mm の降水が記録されており，前期降雨とも相俟って地すべりの主たる誘因となったものと考えられる。

発生域の末端部は明瞭ではなかったが，現地調査の結果，発生域で発生した地すべり移動土塊の一部は原型を留めない程度に乱されながら下流側へ移動し，発生域の長さと同程度またはそれ以上の長さにわたって堆積していたことを確認した。

物理試験のための土砂採取位置は写真-1 中に示すとおりであり，KS-1 は発生域の側方崖において，また KS-2 および KS-3 はそれぞれ移動体の堆積土砂を 50～100cm 程度掘削し，その断面より採取した。

３．真木地区地すべりの概要

地すべりの全景を，土試料採取位置と併せて写真-2 に示す。基盤となる地質は前記した釜沢地区と同等であり，台風の接近に伴う降雨を主たる誘因として発生したものと考えられる。

発生域では幅約 50m，長さ約 150m にわたり谷



写真-2 真木地区地すべりの全景，および土試料採取位置
（10 月 24 日新潟県撮影の空中写真に加筆）

地形に沿う形で地すべりの跡が確認された。この移動土塊の一部はスライドの形態をとって約400m を移動したものと考えられた[1)]。

物理試験のための土砂採取位置は写真 2 に示すとおりであり，MG-1 は発生域の側方崖において，MG-2 および MG-3 はそれぞれ移動体の堆積土砂を 20～100cm 程度掘削し，その断面より採取した。なお MG-2 は側岸肩部に乗り上げる形で堆積していた土砂より採取した。

４．結果

釜沢地区ならびに真木地区で採取した土の物理試験結果を，それぞれ図-1，図-2 に示す。

4.1 粒度分布

釜沢地区，真木地区ともに細粒分が占める割合が概ね 50%以上（KS-2 は 41.9%）と比較的多いという結果が得られた。また，粒径加積曲線をみると，両地区ともに発生域よりも下流側堆積域において平均粒径の値が若干小さくなっているものの，曲線の形状はほぼ同じ形を呈していた。このことから，発生域から堆積域への移動過程において移動体のマトリックス部の性状は大きく変化していないと言うことができる。

4.2 コンシステンシー

釜沢地区は発生域よりも堆積域において液性限界が約 10%高い値となったが，概ね 60～70%の範囲かつ A 線（(I_p=0.73(w_L-20)）付近にプロットされた。一方で真木地区は発生域，堆積域ともに液性限界，塑性指数がほぼ同じ値となった。また，塑性図上では A 線から少し上方に離れた位置にプロットされた。

4.3 考察

KS-1，KS-3 と比較して KS-2 は疎粒分が多い結果となった理由は不明であるが，発生域と堆積域下部との粒度組成はほぼ同等であり，移動過程において土粒子が細粒化する程度の破壊や攪乱は生じていないと考えられる。

また，両箇所の移動体マトリックス部の粒度組成やコンシステンシーに大きな差異はなかった。このことから，移動土塊の移動過程において移動体が攪乱されるか否かを分ける要素としては，マトリックス部の土質の寄与度は低く，むしろ地すべり発生時の土塊の固結度や，移動過程における地形などの要素の寄与度が大きい可能性がある。

５．おわりに

地すべり発生後の移動形態や移動距離に寄与する要因として，移動体の土質のほかに含水比や地形などの要因について検討を加える予定である。

【参考文献】

1)石田孝司・金澤瑛・丸山清輝・荻原寿彦・三木公一・小山正裕：新潟県糸魚川市真木地区で発生した移動距離の長い地すべり，砂防学会誌 Vol.70，No.6，pp.54-57，2018

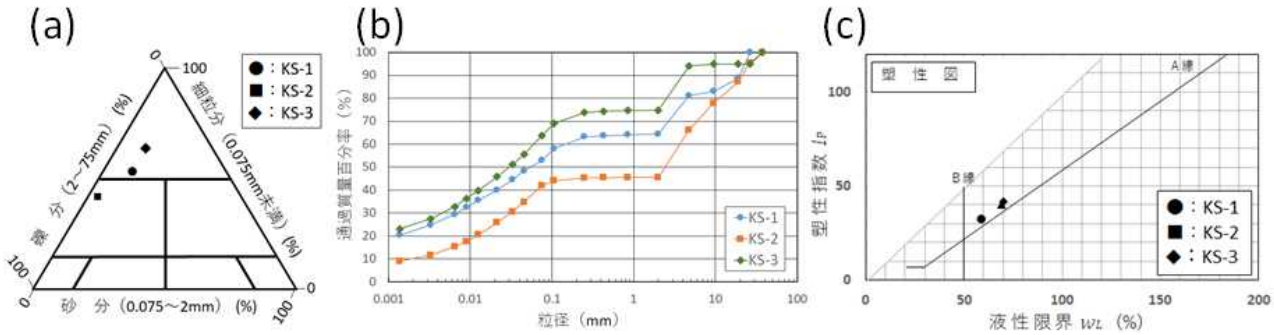


図-1 釜沢地区地すべり移動体マトリックス部の土質試験結果 〔(a) 粒度分布，(b)粒径加積曲線，(c)塑性図〕

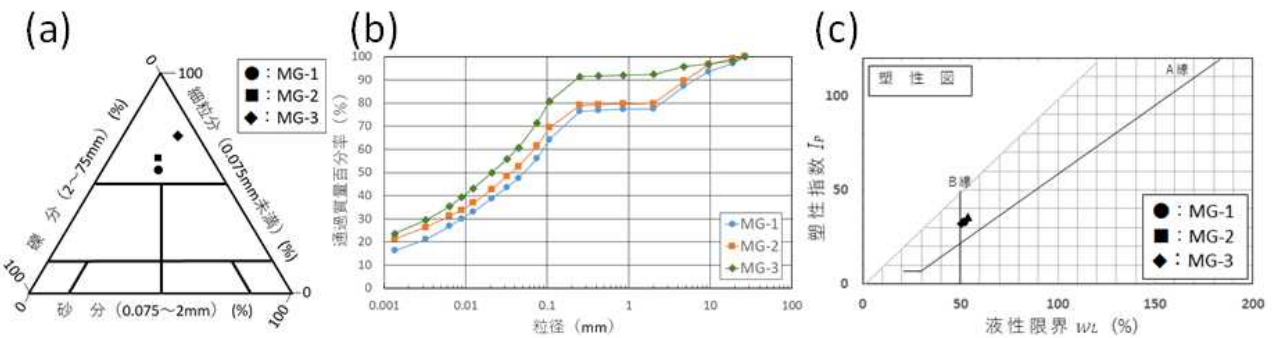


図-2 真木地区地すべり移動体マトリックス部の土質試験結果 〔(a)粒度分布，(b)粒径加積曲線，(c)塑性図〕

P-073

平成 29 年 10 月 22 日の台風 21 号によって滑動した三波川帯地すべり
－鉄道に近接する地すべりへの対応例－

和歌山県　県土整備部　河川・下水道局　砂防課　　森川　智，岸畑明宏
応用地質株式会社　　○中山雅之，池上　忠，山根　誠，谷川正志，高瀬尚人，徳田岳志，阿部拓実
広島大学大学院総合科学研究科　海堀　正博

1. 地すべり災害の概要

平成 29 年 10 月 22 日の台風 21 号に伴い，和歌山県伊都郡九度山町上古沢地区において，幅 100m，高さ 100m の地すべりが発生した[1]．保全対象としては南海電鉄高野線，一級河川不動谷川などがある[1]（図 1）．

平成 29 年 10 月 23 日 6:30 ごろに，上古沢駅構内の上り線分岐器付近の路盤（線路を支えている地盤）が下がっていることが発見された[2]．

上古沢駅を含む区間において列車運転の見合わせが生じ，バス・タクシーによる代行輸送が実施されていたが，平成 30 年 2 月より応急対策の施工が開始され，平成 30 年 3 月 31 日から運転が再開された[3]．

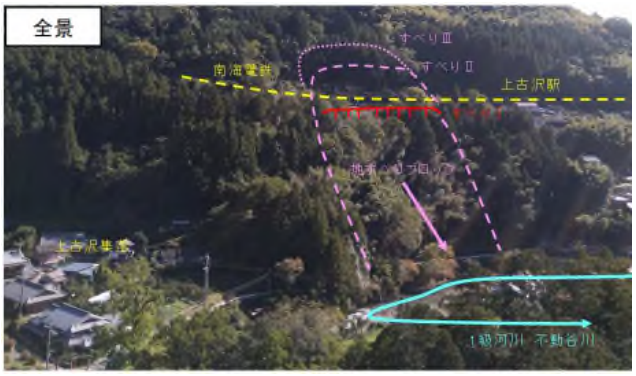


図 1 全景[1]

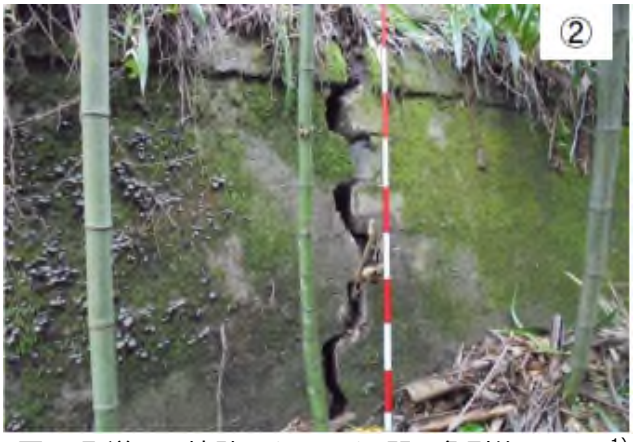


図 2 町道下の擁壁のクラック(開口亀裂約 12cm)[1]

2. 災害発生時の降雨

発災箇所から 1.6km 上流にある国土交通省所管の雨量観測所「笠木」の観測結果から災害発生時の降雨状況を示す．

災害発生前の 10 月 20 日 17:00 から弱い降雨が続いており，災害が発生した 10 月 22 日は最も降雨強度が強くなっている（図 3）．10 月 20 日 17:00 から 10 月 23 日 17:00 までの 3 日間の連続雨量は 367mm である．

最大 24 時間雨量は，10 月 22 日の 283mm（過去 38 年最大値）である．　最大時間雨量は 10 月 22 日 21:00～22:00 の 23mm である．

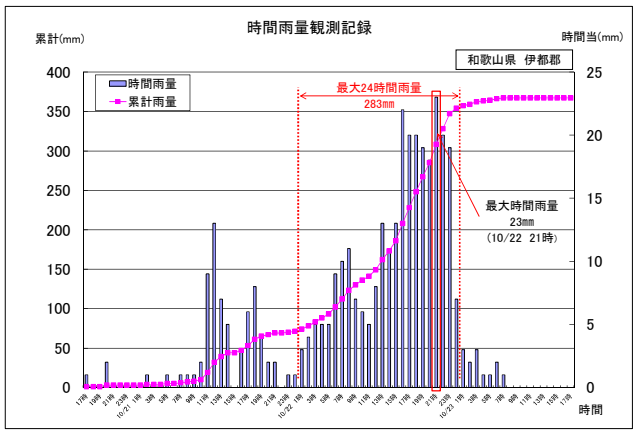


図 3 災害発生前後の雨量観測記録

3. 災害発生箇所の地質

地質は，三波川帯に属する志賀帯が分布する．志賀帯は，珪質片岩，千枚岩，塩基性片岩から構成されており，概ね北東―南西方向の走向を示し，西側に傾斜している．災害発生箇所は，流れ盤斜面に当たる．

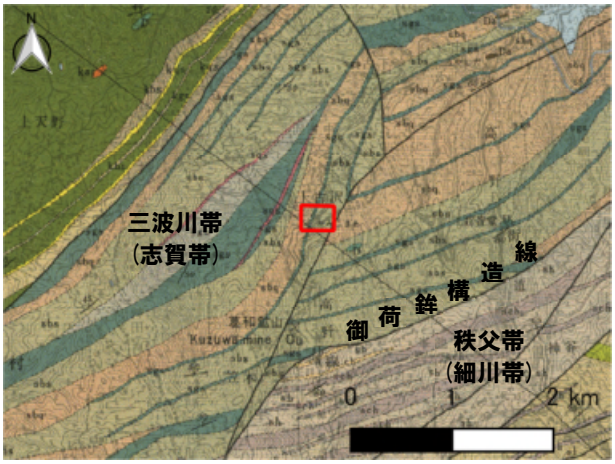


図 3 災害発生箇所の地質図
4)を引用・加筆

4. 応急対策

4.1. 警戒態勢

線路に生じた段差に地表面伸縮計を設置し，避難基準値を設けることで警戒避難体制を構築した．

地表面伸縮計の観測値は，インターネットを通じて，町，伊都振興局，和歌山県の関係者が閲覧できるシステムを採用し，基準値を超える値が観測された場合は直ちに関係者に E-mail で周知される体制とした．

また斜面下方の町道にはパトランプおよびサイレンを設置し，住民への周知を図った(図 4)．



図 4 パトランプ設置状況

4.2. 調査ボーリング

災害発生箇所における地質の状況，地すべりの規模および深度を把握し，対策工を検討するために，調査ボーリングを 5 箇所で実施した．

4.3. 応急対策

地すべりの活動を抑制するために，応急対策として水抜きボーリングを実施した．

水抜きボーリングからは，最大 700ml/min の排水が認められた．

5. 今後の対応

恒久対策工の一部が施工され，平成 30 年 3 月 31 日より鉄道の運転が再開されている．

今後は，水抜きボーリング，アンカー工を追って施工し，地すべりの更なる安定化を図る計画である．

参考文献

1) 国土交通省砂防部(2017)：和歌山県伊都郡九度山町における緊急的な地すべり防止工事の実施について【上古沢】(H29.11.28)，http://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/h29dosha/171128_saikanjisuberi_wakayama2.pdf, 2018-0402.

2) 南海電鉄(2018a)：ご参考：復旧工事・線路呼称の概要，http://www.nankai.co.jp/var/rev0/0009/0274/koya_gaiyou.pdf ， 2018-0402

3) 南海電鉄(2018b)：高野線（高野下駅～極楽橋駅）の運転再開について，http://www.nankai.co.jp/traffic/info/transfer.html ， 2018-0402

4) 平岡健・神戸信和(1959)：5 萬分の 1 地質図幅説明書「高野山」(京都－第 82 号)，地質調査所，41pp.

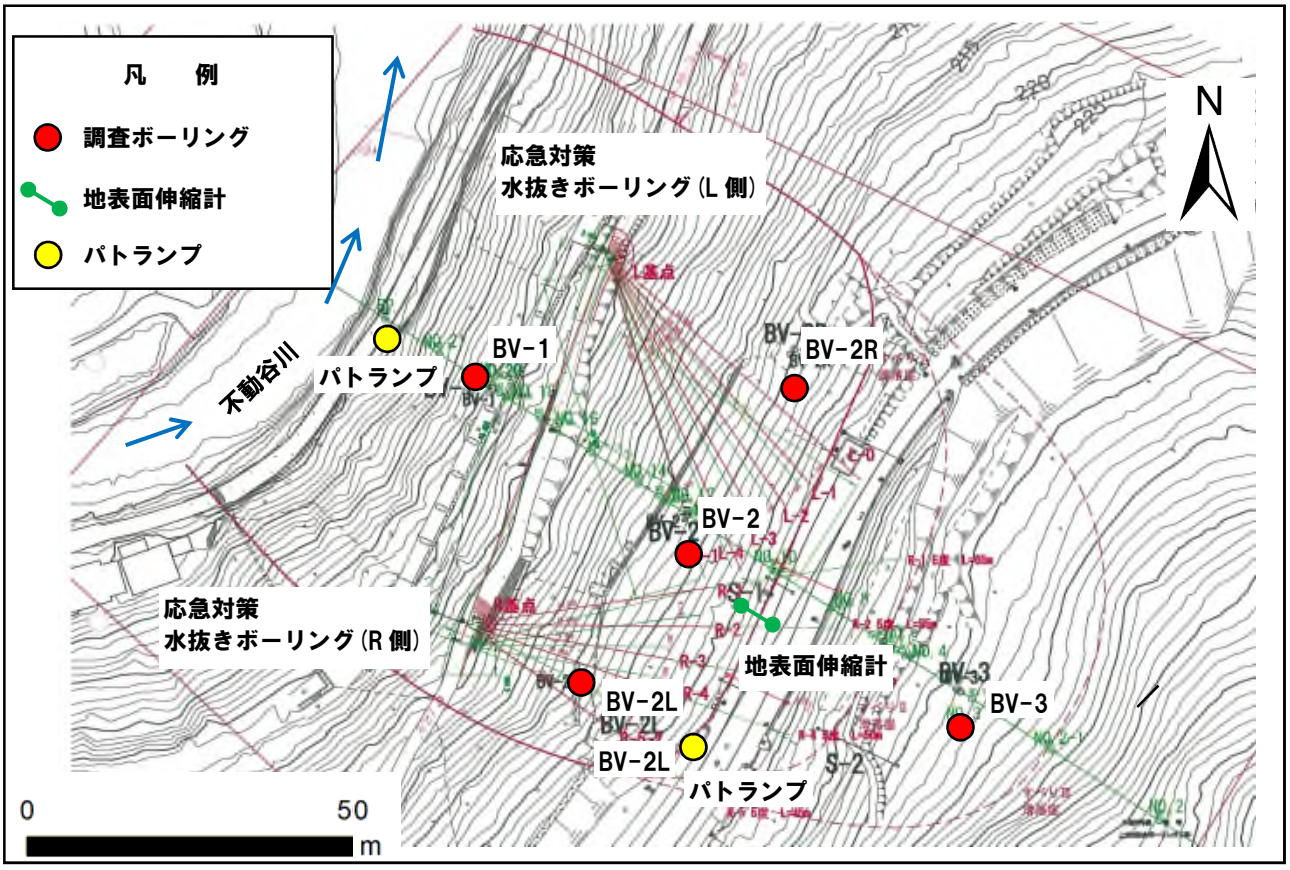


図 5 地すべりブロック平面図

P-074

熊野参詣道横垣峠地すべりにおける降雨―地下水位の応答関係
―地すべり安定性評価への土壌雨量指数の適用性検討―

立命館大学　○石田優子
三重県御浜町　古根川竜夫
和歌山大学　後誠介
立命館大学　深川良一

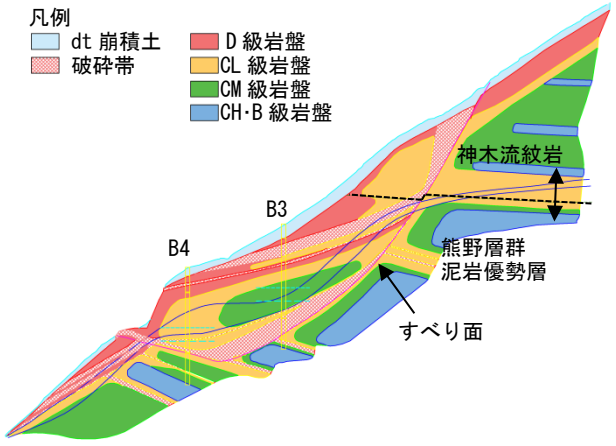
1．はじめに

地すべり地の地下水解析手法として，タンクモデル，Ψ関数モデル，実効雨量，浸透流解析等が提案されてきた．このうちタンクモデルを用いた研究に着目すると，例えば吉松 [1]は連通管タンクモデルを，榎田 [2]は 5 段タンクモデルを提案し，地すべり地の地下水位変動解析に有効であることを示している．一方，気象庁はがけ崩れや土石流等の土砂災害発生の可能性が高まると判断された場合に警戒避難情報を発信するための指標として 3 段タンクモデルを用いた土壌雨量指数を開発した．これらからタンクモデルは，深いすべりにも，浅いすべりにも，降雨－地下水位（土中水分の貯留量）応答関係を表現するのに適したモデルと言える．土壌雨量指数は崖崩れの発生時刻との対応が良いことが知られるが [3]，一般に深いすべりでは，地盤深部に雨水が浸透するまでの時間が長くかかることから，崩壊に寄与する土中水分の貯留量や地下水位の上昇は，浅いすべりを対象とした土壌雨量指数より遅れて発現することが予想される．しかし，この予想を裏付ける計測に基づいた調査事例は見当たらない．

本研究では，浅い崩壊の危険性が高い熊野参詣道伊勢路「横垣峠」の安全管理に土壌雨量指数を利用することを想定し，2007 年に発生した地すべりの安定性評価にも同時に土壌雨量指数の適用が可能か検討した．本稿では，地すべり地内で計測した地下水位上昇と，現地計測雨量から算出した土壌雨量指数上昇との時間的乖離に着目して分析した結果を報告する．

2．地すべり概要 [4]

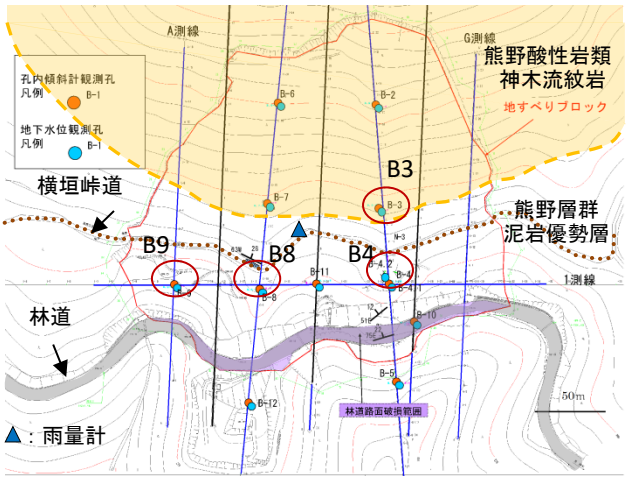
世界遺産「紀伊山地の霊場と参詣道」の一部である横垣峠道は，伊勢方面から熊野本宮大社を目指すルート上，三重県御浜町に位置する．地すべりは，独立円錐峰を成す西ノ峯山（標高 593 m）の南向き斜面において，2007 年 7 月に梅雨の長雨により発生した．地すべり上部の地質は神木流紋岩が比較的厚く被り，下部は熊野層群泥岩優勢層で構成されている．すべり面末端付近の熊野層群は，低角度の受け盤構造を成し，地下約 31～33m付近の傾斜 15° の鏡肌のすべり面には条痕が確認されている．すべり面の断面形状は椅子型を成し，椅子の背部分には重力に起因すると考えられる破砕帯が存在し，地質境界付近から流入した地下水が，破砕帯を通ってすべり面底部に帯水すると考えられている（図 1）．



図–1　水理地質構造断面図 [4]よりトレース

3．地下水位と土壌雨量指数の上昇

著者らは 2016 年 6 月から図 2 に示す横垣峠道に近い B3，B4，B8，B9 の 4 地点で地下水位を，B4 と B8 の中間付近で雨量を計測している．計測地点の標高は B4 と B8 が同程度（TP306m付近），B3 はその上位約 15m，B9 は下位約 19mである．いずれの地点も熊野層群泥岩優勢層を主体とするが，B3 は GL-4.5 m付近まで神木流紋岩礫主体の崩積土が，B4 は GL-3 m付近まで礫混り粘性土主体の崩積土が被覆している．



図–2　地すべりブロックと計測箇所 [4]に加筆

計測期間のうちの一部の地下水位と土壌雨量指数の時刻歴を図 3 に示す．B4，B8，B9 の降雨に対する地下水位の上昇応答は良好で，B3 はやや遅れて反応する傾向がみられる．土壌雨量指数が流出を上回る降雨に対して次の 10 分間に漸次増加するのに対し，地下水位はある時点で急激に上昇する傾向がみとめられる．

斜面が危険な状態となるのは地下水位および土壌雨量指数が高いときであることから，各降雨イベントのピークに着目した．1 降雨イベントを前後に 24 時間の無降雨を有すると定義し，土壌雨量指数のピーク発現時刻を基準として，地下水位のピーク発現時刻の遅れを降雨イベント毎に整理した．図 4 から，連続雨量が大きくなるにつれ，土壌雨量指数と地下水位のピーク発現時刻の乖離が小さくなることが見て取れる．地下水位のピーク発現時刻が土壌雨量指数より遅れている場合は，土壌雨量指数を警戒基準に利用しても安全側となるが，地下水位が土壌雨量に先行して高くなると，危険側となる．連続雨量 130mm を超えると，地下水位のピークが土壌雨量指数のピークに先行して現れるケースが認められ，連続雨量 300mm 近い降雨イベントではピーク発現時刻の乖離が大きくなっていることから，今後もデータを蓄積し，崩壊を誘発する大きな降雨イベント時の現象について確認する必要がある．

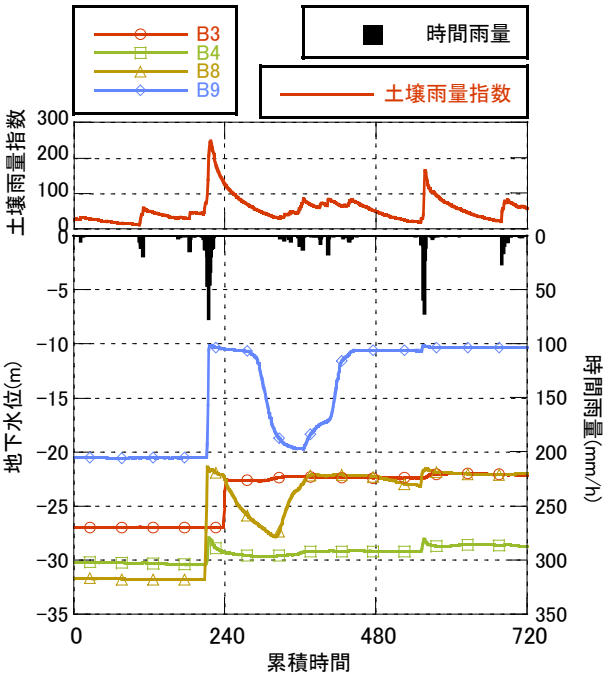


図-3　地下水位と土壌雨量指数

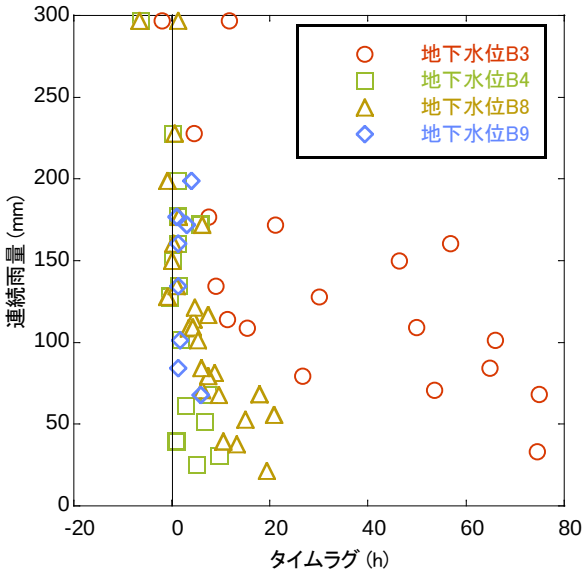


図-4　土壌雨量指数と地下水位とのピーク乖離時間 5)を加筆修正

4．まとめ

本稿では，熊野参詣道「横垣峠」地すべりの安定性評価への土壌雨量指数の適用について，計測した地下水位の変動特性と比較することで検討し，以下の結論を得た．

1）累積雨量が小さい間は，土壌雨量指数が先行して上昇するが，累積雨量が大きくなるにつれ，地下水位の上昇との時間的乖離が小さくなる．

2）累積雨量 130mm を超えると，土壌雨量指数より地下水位の方が早く上昇するケースがみられ，連続雨量が 300mm 程度では地下水位が数時間早く上昇する地点もみられた．

以上より，地すべり面に作用する地下水位が一般に想定されるより早く上昇するケースがあること，土壌雨量指数を地すべりの安定性評価に利用すると危険側の判断となるケースがあることが確認された．

参考文献

1）吉松弘行（1980）：地すべり地における地下水変動現象の解析，地すべり，（公社）日本地すべり学会，Vol.17，No.2，pp.20-25.

2）榎田充哉（1992）：地すべり地における水位変動のモデル解析，地すべり，（公社）日本地すべり学会，Vol.29，No.2，pp.28-38.

3）岡田憲治，牧原康隆，新保明彦，永田和彦，国次雅司，斉藤清（2001）：土壌雨量指数，天気，（公社）日本気象学会，　Vol.48，No.5，pp.59-66.

4）三重県（2008）：平成 19 年度小規模治山事業工事委託「地形測量・地質調査編」,pp.1-1-4.50.

5）木林幹（2006）：熊野参詣道「横垣峠」における地下水位推定手法に関する研究，立命館大学大学院修士論文，p.38.

P-075

融雪と蒸発散を考慮した実効雨量法による地すべり地の地下水位変動解析

北海道大学　○桂真也・溝口芽衣*　（*現・大地コンサルタント（株））

1. はじめに

地すべり地の安定解析には雨水や融雪水の供給に対する地下水位変動の把握が必要であり，その方法として実効雨量法やタンクモデル法などがこれまで提案されてきた。このうち実効雨量法は簡便な手法として多くの研究で用いられてきたが，積雪地域において 1 年を通して地下水位変動解析を行った事例は見当たらない。そこで本研究では，寒冷多雪地域の地すべり地において融雪を考慮した実効雨量法により，1 年を通した地下水位変動の解析を行った上で，さらなる精度向上のための方法を検討した。

2. 研究方法

2.1 研究対象地および地下水位・気象・積雪観測

研究対象地は北海道芦別市野花南地区の地すべり地である。地質は斜面上部が砂岩泥岩互層，下部が頁岩砂層であり，旧期の地すべり移動土塊が表層に 20 m 程度堆積している。2010 年に長さ 300 m，平均幅 150 m，土砂量 20 万 m^3 の地すべり（旧期地すべり移動土塊の再移動と考えられる）が発生したため，林野庁北海道森林管理局空知森林管理署により集水井工，横ボーリング工などが施工された。

地下水位の解析は BV2 孔（掘削深度 43.0 m，GL-17.0 m 付近にすべり面）と BV22 孔（掘削深度 20.0 m，地すべり範囲外）を対象とし，圧力式水位計を用いて日平均地下水位 GL_{obs} を計測した。両孔とも全孔ストレーナである。また，気温を連続観測するとともに，積雪期間中に計 4 回，積雪水量を計測した。降水量と風速は最寄りのアメダス芦別の値を用いた。観測期間は 2016 年 11 月 16 日～2017 年 11 月 15 日の 1 年間である。

2.2 地表面到達水量 *MR* の算定および実効 *MR* を用いた地下水位変動の解析

積雪地域における冬期の降水は様々な過程を経て，時間的な遅れや強度の変化を伴いながら地表面に到達する。そこで，桂ら（2016）を参考に，以下の方法により，地表面に到達する水量（地表面到達水量 *MR*）を求めた。①日平均気温が 2℃以上の日の降水はすべて降雨，2℃未満の日の降水はすべて降雪と判定した。②降雨，降雪それぞれについて，その日の日平均風速を用いて，雨量計の捕捉率を考慮した補正（横山ら，2003）を行った。③積雪期については，根雪初日（11 月 22 日），積雪水量の計測日，および消雪日（4 月 5 日）を区切りとする各期間の水収支を考え，積算暖度法（degree hour 法）により各期間の融雪係数 K を求めた。ここで，積雪期間中の降雨や積雪表面の融雪水はただちに地表面に到達するものとした。④K と気温から求められる時間融雪量を 24 時間分足し合わせた日融雪量に日降雨量を足し合わせ，*MR* とした。

実効雨量の計算式において，日雨量の代わりに *MR* を用いることにより，実効 *MR*（*EMR*）を算出した。そして，半減期 H，*MR* が地下水面に到達するまでに要する時間（遅延日数）d の *EMR*（$EMR_{H,d}$）と地下水位との間に直線関係を仮定し，単回帰分析により GL_{obs} を最も良く再現する最適半減期，最適遅延日数，回帰直線の傾き a と切片 b を求めた。

3. 結果および考察

本研究で得られた積雪期の各期間の K は 0～0.247 mm/℃/hour であり，一般的な値の範囲内にあることから，融雪量を適切に推定できたと考えられる。観測結果を図 1 に示す（地下水位は地下水面の標高で表示した）。図 1a から，厳冬期に積雪層に捕捉・貯留された降水（降雪）が，融雪期に *MR* として地表面に到達する状況が見てとれる。

単回帰分析の結果を図 2 および表 1 に，計算地下水位 GL_{cal} の経時変化を図 1c，1d に，それぞれ示す。回帰直線の決定係数は 0.4104～0.4751 で，精度は「やや良い」（菅，2001）と判断された。GL_{cal} は概ね良好に GL_{obs} の変動を再現できていることが分かる。

さらなる精度向上のため，図 1 を詳しく見ると，冬期は $GL_{obs}>GL_{cal}$，夏期は $GL_{obs}<GL_{cal}$ の傾向が読み取れる。その理由として蒸発散の影響が考えられる。MR の一部は実際には蒸発散により大気に戻り，地下水位には寄与しないが，上記の解析ではそのことが考慮されていないため，蒸発散量の季節変化に応じて上記のような傾向が表れたと考えられる。そこで，気象官署に典型的な森林の存在を仮定して月蒸発散量を求めた近藤ら（1992）のうち，研究対象地に最も近く，気象条件も近い旭川の値を用いて，各月の日平均値を MR から差し引いた MR’により上記と同様の解析を行い，計算地下水位 GL_{cal}’を求めた。その結果，GL_{obs} と GL_{cal}’の差が小さくなり，精度は「良い」（菅，2001）に向上した（図 1，3，表 1）。

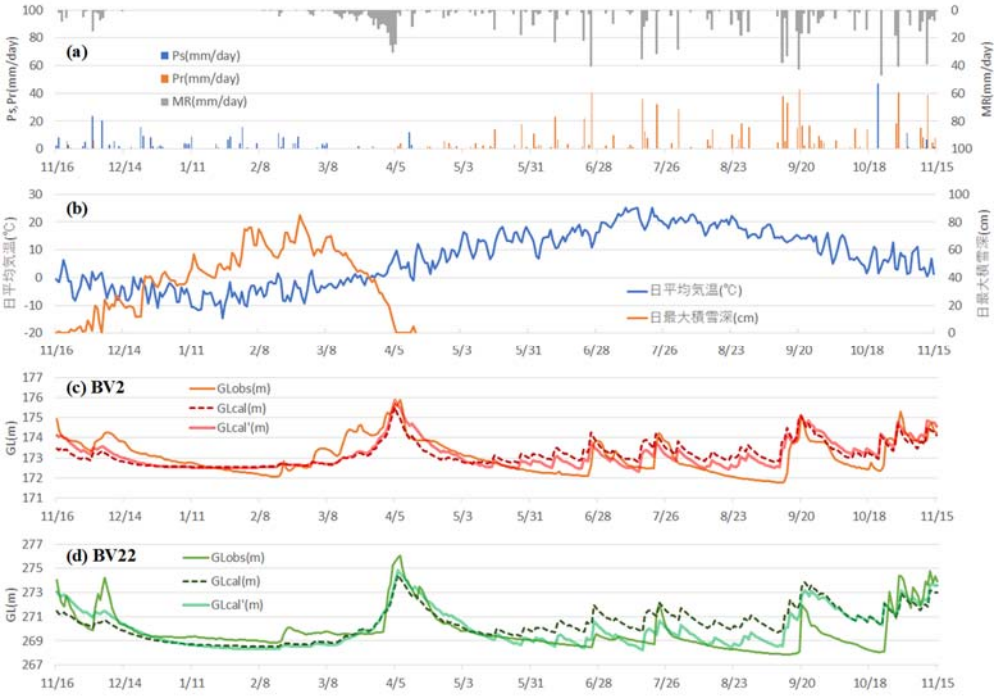


図 1　(a) 日降雨・降雪・地表面到達水量、(b) 日平均気温、日最大積雪深、(c) BV2 孔と (d) BV22 孔の地下水位の経時変化

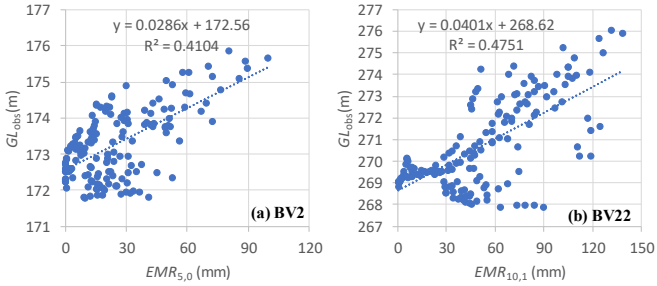


図 2　EMR と GL_{obs} の関係（蒸発散を考慮せず）

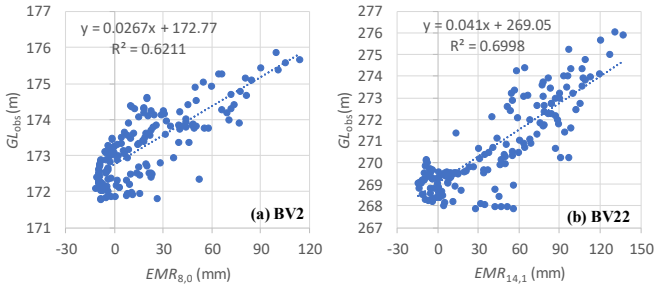


図 3　EMR と GL_{obs} の関係（蒸発散を考慮）

4. まとめ

寒冷多雪地域における地すべり地において，通常は無視される蒸発散を考慮した実効雨量法により 1 年を通して精度よく地下水位変動を再現することができた。本手法は，地下水排除施設の合理的な計画・設計や施工後の効果判定，長期的な機能低下の定量的な把握など実用面への応用が可能であり，今後も適用事例を増やして手法の妥当性を検証する必要がある。

表 1　最適半減期と最適遅延日数

観測孔	蒸発散	最適半減期（日）	最適遅延日数（日）
BV2	考慮せず	5	0
	考慮	8	0
BV22	考慮せず	10	1
	考慮	14	1

【謝辞】本研究を実施するにあたり，林野庁北海道森林管理局には資料の提供等のご協力をいただきました。本研究は，JSPS 科研費 JP16K16376 の助成を受けたものです。

【引用文献】桂ら（2016），日本地すべり学会誌, 53, 1, 1-12；横山ら(2003)，雪氷, 65, 3, 303-316; 菅（2001），Excel で学ぶ多変量解析入門，オーム社；近藤ら（1992），水文・水資源学会誌, 5, 4, 8-18

P-076

計測諸元の違いを考慮した航空レーザ測量による斜面変動把握手法の検討

国立研究開発法人　土木研究所　○竹下航　藤平大　後根裕樹
朝日航洋株式会社　中野陽子　江藤稚佳子　櫻井由起子　青木利昌

１．はじめに

近年，航空レーザ測量の普及に伴い，複数時期の同成果を活用した標高差分解析が行われる事例が増えていている。これらの成果の中には，適切な地表の標高差分値を示さない場合がある。この原因の一つとして，植生の繁茂する時期の計測により，樹木等が阻害物となり地表面を精細に捉えられないことが考えられる。計測時期の異なる過去の測量成果を活用するためには，あらかじめ地形データの精度の低いエリアを定量的に特定し，解析対象から除去することができれば，適切な標高差分解析結果のみを入手することが可能になる。本研究では，地形データの精度の低い領域の把握と，それらの領域を除外した標高差分解析について検討した。

２．調査手法

本研究では，実際に斜面変動が確認されている口坂本地すべり地区周辺を含む静岡県安倍川流域を対象にした。同流域では，表-1 に示すとおり，平成 21 年度から平成 25 年度にかけて複数時期の航空レーザ測量が実施されている。これらを用いて 6 通りの標高差分解析を行った。

表-1　安倍川流域における航空レーザ測量における主な計測諸元一覧

番号	①	②	③	④
計測日時	平成21年5月9日 ～5月20日	平成23年10月27日 ～11月1日	平成24年11月7日 ～12月7日	平成25年11月30日 ～12月1日
計測機体	固定翼	固定翼	固定翼	固定翼
照射密度（計画）	2点/m^2	1点/m^2	1点/m^2	2点/m^2
DEMサイズ	1m	1m	1m	1m
対地高度	1,000~2,450m	2,400m	2,400m	2,100m
対地速度	70m/s(252km/h)	260km/h	260km/h	260km/h

３．結果及び考察

3.1 標高差分解析結果

表－１に示す各測量成果より 2 時期の標高差分解析結果を陰影図に重ねたものの例を図－１に示す。差分解析した期間は，同左図では平成 21 年 5 月と平成 25 年 11 月末頃（①と④），右図では平成 23 年 10 月末頃と平成 25 年 11 月末頃（②と④）である。図中の白線で囲った範囲の斜面では地すべり性崩壊により斜面中腹の標高が下がり斜面下部の標高が上がる傾向を示している。黒線で囲った範囲の斜面では崩壊により標高が下がる傾向を示している。一方，広域的にみると，右図では上記の他に斜面で標高差を生じていないが，左図では多くの斜面において標高差を生じる結果を示している。左図と同様の傾向は①と組み合わせたすべての標高差分解析により確認できる一方，それ以外の組み合わせでは確認できない。したがって，これらは，斜面変動とは関連

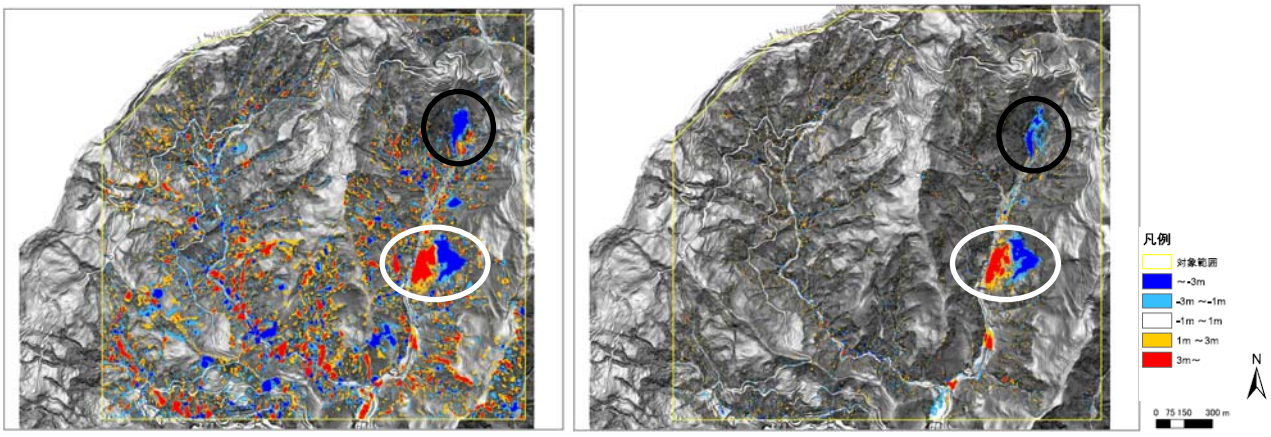


図-1　標高差分解析結果（安倍川流域　左図：H25-H21 右図：H25-H23）

しない①のデータ精度に伴う誤差によるものと考えられる。

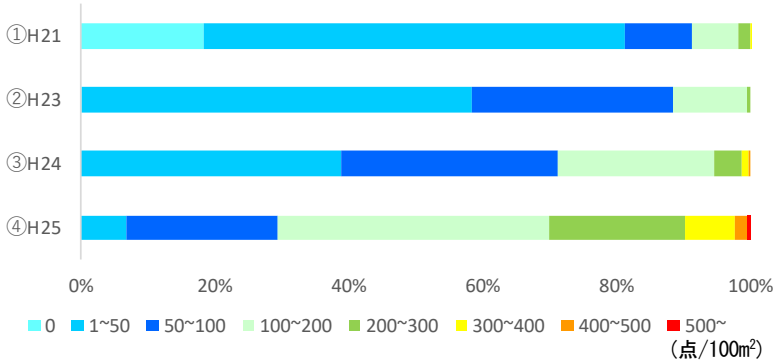


図-2　グラウンドデータ点密度の階級別割合

3.2 グラウンドデータ点密度分布

斜面変動がない範囲で標高差分が抽出される原因を推定するために，各計測時期におけるグラウンドデータの点密度を確認した。10m 格子内のグラウンドデータの点数をカウントし，点密度の階級別の割合を図-2 に整理した。平成 21 年度のグラウンドデータは，10m 格子内に 50 点未満のデータしかない範囲が 80%近くを占めており，他の計測時期と比較してグラウンドデータを取得できていない範囲が多く存在する。計画時の照射密度は 2 点/m² で比較的密に設定されているが，計測時期が植生の繁茂時期と重複したことにより，グラウンドデータ点密度が低くなったと考えられる。

3.3 低密度ポリゴンデータを除外した差分解析

標高差分解析結果から，信頼性の高い部分のみを採用することで，実際の斜面変動範囲と誤差とみられる範囲とを分離できないか検討した。本研究では，信頼性の低い領域として，公共測量作業規定の準則に記載されている「低密度ポリゴンデータ」を活用した。図-3 に示すように，5m 格子内にグラウンドデータが存在しない範囲を低密度ポリゴンとして定義した。

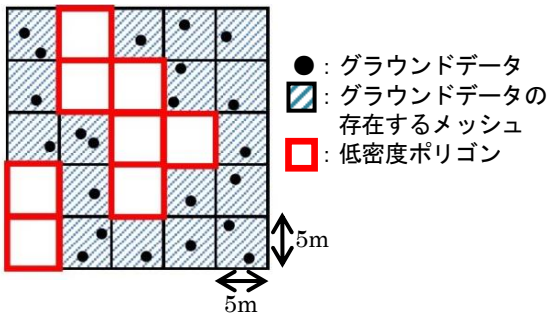


図-3　低密度ポリゴン作成の概念図

標高差分解析結果に 2 時期の低密度ポリゴン領域を重ね合わせ，低密度ポリゴン領域を黒色でマスク表示したものを図-4 に示す。

低密度ポリゴン領域を重ねることで，斜面変動と関連性が低い標高差分値を除外できることが確認された。このため，低密度ポリゴンと斜面変動に関連しない標高差分値との関連性は高いといえる。なお，当然のことながら，斜面変動が発生している範囲における低密度ポリゴン領域では斜面変動範囲を抽出できない。

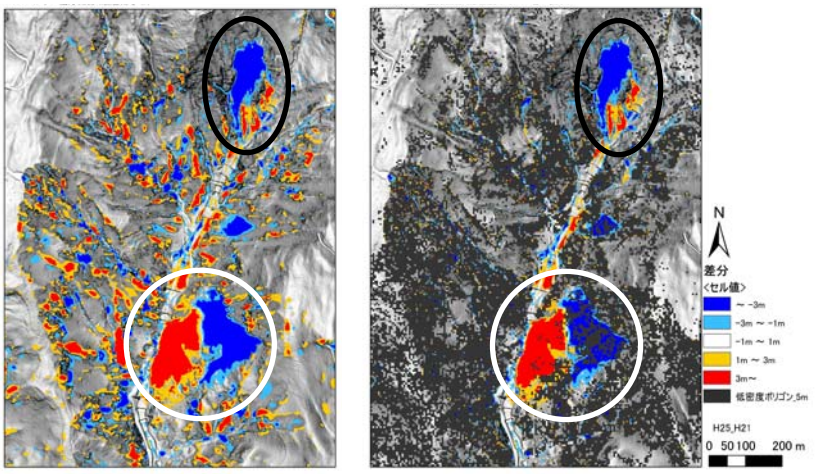


図-4　口坂本周辺における標高差分解析結果
（左図：最適化なし、右図：低密度ポリゴンをマスク表示）

4．まとめ

本研究では，低密度ポリゴン領域を除外することによって，植生の繁茂期を含む 2 時期の標高差分解析においても斜面変動が発生した領域のみを精度よく抽出することができた。今後の課題としては，標高差分解析を実施するための航空レーザ測量の仕様標準化や，低密度ポリゴンとして定義する最適な格子サイズの検討等が考えられる。

5．おわりに

本研究を行うにあたり，国土交通省中部地方整備局静岡河川事務所に航空レーザ測量データを提供頂いた。末筆ながら，ここに記して感謝の意を表します。

P-077

Forest Change Detection at Recreational Sites in Conservation Area

Department of Civil Engineering, Ritsumeikan University, Ridho Pratomo
Department of Civil Engineering, Ritsumeikan University, Masamitsu Fujimoto
Department of Civil Engineering, Ritsumeikan University,Yoshifumi Satofuka

1. Introduction

The Protected Natural Area / Conservation Area (CA) could generates local economy through ecotourism development. Nature-based tourism can provide both economic opportunity and protection of nature/forest resources. Indonesia government planning to robust ecotourism development on Conservation Area (CA) sites as tourist destination. CA will be set to attract and facilitate approximately 20 million (domestic) and 1.5 million (international) arrivals until 2019. (Indonesia Ministry of environment and forestry, 2015). The increased popularity in ecotourism sector will have positive impacts also its drawbacks with variety of factors that influence in scale and intensity. In the end, further exploitation of existing zones potentially delivers more pressure for some on the already over-stressed regions. To set the balance is what important in sustainability principle to develop our future tourism.

Geographical Information System (GIS) could assist Managers as a decision support system in planning process to protect the forest and its ecosystem also develop tourism in a sustainable planned way. The outputs will bring better understanding on the impacts of natural phenomena and human activities of the area. Furthermore, the detection of changes using remote sensing will give an advancement in planning process to monitor changes in long-terms periods required for monitoring and controlling changes in such conservation areas. This research corresponds on temporal basis to monitor transformational condition of forest coverage due to tourism activity in CA.

2. Methods

2.1. Procedure and method

The research study area image extraction is at Conservation Area which situated in West of Java Province, Indonesia. Those areas were chosen, considering those spots are tourist destination that reachable from the urban area and some sites already attract tourist for over 2 decades.

For change detection, we will need spatial imagery data collection from Landsat satellite (TM 5, OLI 8), which were acquired online from earth explorer website (https://earthexplorer.usgs.gov) which provide the raw material of multi-temporal satellite image of 2005, 2009, 2013 and 2017. as the main data source. Landsat data is spatially explicit and can be generated for quantifying gross forest loss and gain also providing multi-time loss / gain information.

2.2. Analysis

For the remotely sensed satellite data gathered, prior step before carrying out analysis was data preparation / pre-processing that is necessary for detailed posterior analysis. It involves geometric correction, atmospheric correction, cloud and shadow detection and removal. The Landsat Thematic Mapper (TM) and OLI's sensors needs to be convert first to Top of Atmosphere (ToA) Reflectance. Atmospheric correction was conducted for seeing vegetation change over time.

To evaluate the extent and the rate of change, multi-temporal spatial analysis and spectral bands and indexes (Normalized difference vegetation index / NDVI) method which use uses the NIR and red channels, will be carried out to perform change detection analysis using remote sensing satellite imagery. The Landsat satellite sensor images will be analyze using pre-classification change detection method: Two maps are generated for understanding the changes in indexes (NDVI = NIR -Red) / (NIR + Red)) for two different time points. After that we compared the output to detect changes in forest coverage, which are the area of forest land and non-forest land (Differenced NDVI). After obtaining multi-temporal images, next process is to combine them into a single data file then process the file to estimate change and no change categories directly to further calculate the area of each category of change (or "activity data") within the subset area.

The number of visitors cause recreational pressure as an artificial pressure that are not environment caused. Whether if tourism contribute to alteration in those location is also examined by comparing the forest cover change and the tourism activity (volumes of visitors) on each site, and then calculate it. To find out the causal effect of one variable upon another variable regression analysis was conducted with forest coverage changes magnitude as its response variables and tourist number as the predictor variable.

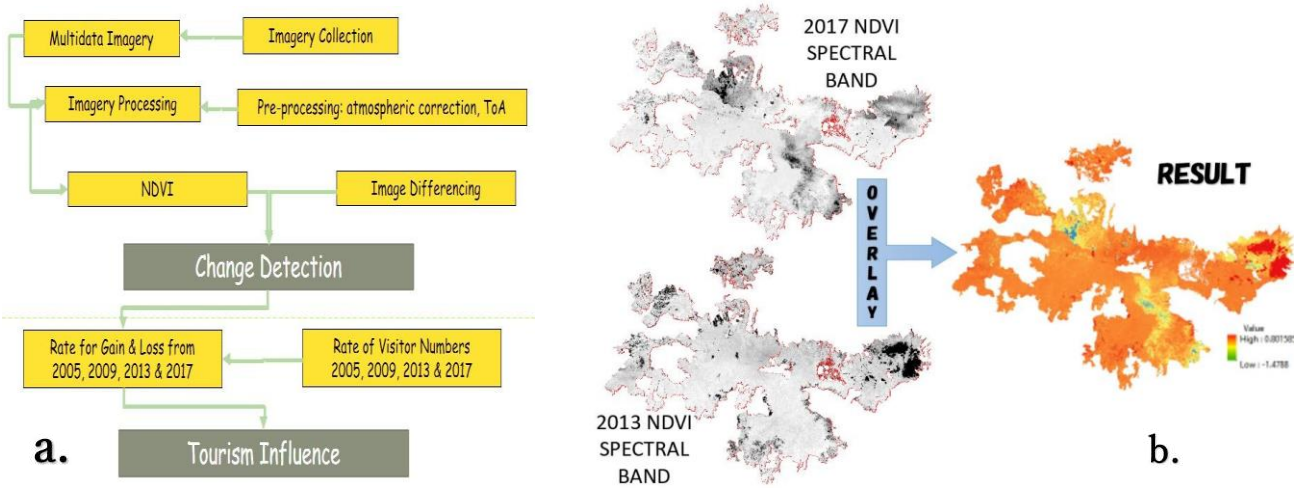


Fig. 1 Multi-temporal satellite imagery analysis for monitoring forest coverage changes and tourism impact
a. Work flow of the Analysis; b. Current result of DNDVI between 2017 and 2013 NDVI spectral channel.

3. Result and Benefit

The final goal is of this research is to understand the influence of tourism activities over the recreational park area. The current process is still in the middle way to reach it. We manage to conduct spatial image analysis to obtain the NDVI spectral band and then overlaid it and found there are some alteration on the forest coverage. Though, in the process cloud cover becoming major gaps due to some technical limitation which occur when calculating the rate of changes. Removing the cloud would be another challenge to obtain more reliable output.

Satellite remote sensing approaches contribute essential role in providing effective alternative when obtaining more information. It gives solution in managing Conservation Areas and other forest ecosystem that are complex. Park Supervisors can obtain more spatial information on vegetation changes within each its territory including their recreational site for developing tourism along with maintaining the forest and nature. The tools are useful for authorities when planning how resources should be utilized also for monitoring and evaluating purposes including on those destinations with high tourism volume of visitors and activities. Those location needs more efficient planning so the nature still has a chance to recover itself from the pressure that arise.

Key: Conservation Area, forest cover change, GIS, NDVI, tourism effect

P-078

山地森林小流域の長期間観測による流出解析Ⅲ
－森林植生の異なる流域の比較－

愛媛大学農学部　○戎　信宏　石川県立大学　高瀬恵次

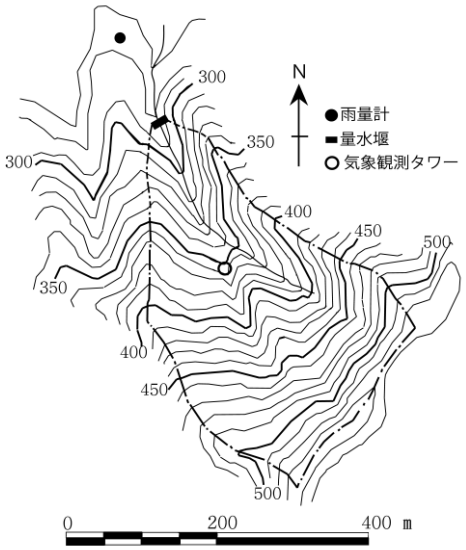
１．はじめに

筆者らは、愛媛県大洲市菅田町宇津の天貢地区の森林水文試験地（以降、天貢試験地）で 24 年間の降雨・流量データから、森林流域の流出特性を明らかにするために洪水解析と長期解析（蒸発散、流況）を行ってきた[1),2)]。今回は、天貢試験地から約 2.9 ㎞北西に位置し、愛媛県大洲市市街地の中心より南東へ約 5 ㎞の大洲市菅田町大竹のスギ・ヒノキ人工林流域地点である杭瀬地区の森林水文試験地(以降、杭瀬試験地）を天貢流域と森林植生の異なる流域として、解析を行った。ここでは、主に、11 年間の長期間観測のデータ解析による年間蒸発散量と蒸発散量の季節変化の比較検討を行ったので、ここに報告する。

２．試験地概要と解析方法

杭瀬試験地は、天貢試験地の対照流域として、2002 年 12 月に開設され、2003 年から降雨・流量の観測が開始された（図－１、N 33° 28′ 26″、E 132° 34′ 39″）。本試験地の流域面積は、天貢試験地よりやや小さく 10.7ha で、肱川本流から肱川左岸側に約 2 ㎞入った標高 290～530 m の山林地に位置する。流域の平均勾配は 20～25° の北西斜面で、天貢試験地よりやや急峻で、地質は中古生層の砂岩粘板互層で、天貢試験地とほぼ同じある。流域内の森林の樹種構成は、スギが約 32%、ヒノキが約 43%であり、流域右岸側下流部から中流部、尾根部に一部にマツを含んだ広葉樹林(約 25%)が存在し、人工林の樹齢は 14 年生から 60 年生まで様々である。また、観測期間中に一度、間伐施業が行われている。

本試験地の流量観測は、流域の末端に直角三角形の量水堰を設置して、観測当初の 2003 年頃はアナログ式の１ヶ月巻自記水位計であったが、現在では、圧力式デジタル水位計（スイス STS 社 DL/N70 など 3 台）で行っている。一方、雨量観測は、量水堰近傍の畑地内に設置した雨量計と気象観測タワーに設置した雨量計で行っている。流域内には高さ約 36m の微気象・フラックス観測用の気象タワーがあり、平均樹高が約 26 m（建設当時）のスギ林の中に設置されている。この気象観測タワーは、建築用足場材を 21 段（1 段約 1.7 m）積み上げたステー式タワーとなっている。



図－1　杭瀬試験地流域地形図

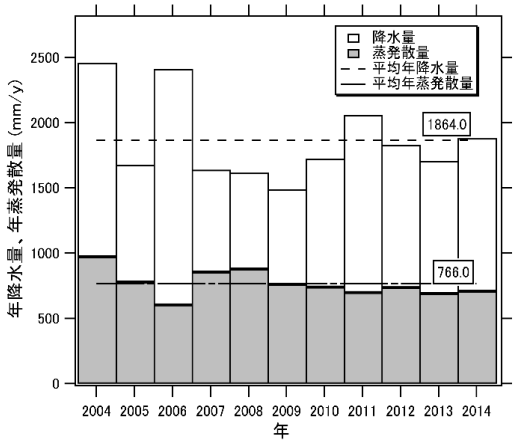
解析に用いたデータは、2004 年～2014 年の 11 年間のデータと天貢試験地と共通の期間の 2004 年～2010 年の２つの期間を用いた。解析 2004 年～2014 年の期間内の試験地雨量の欠測は、天貢試験地、あるいは大洲アメダスの雨量データで補完した。流量の欠測は、毎年数日間の欠測があり、特に 2004 年、2005 年、2013 年、2014 年は 115 日から 220 日の欠測の多い年もあるので、ここでは、総雨量－総損失雨量を組み込んだ長期流出モデルである高瀬モデルによって時間流量を補完した。11 年間の最適化計算の結果、日データに対して相対誤差 21%、Nash 係数 0.81 となり、欠測の多い年も日解析に問題ないと仮定し解析を行った。

解析方法は、年間水収支の計算、鈴木方式[3)]による短期水収支法の解析と、流況曲線の解析を行った。年間水収支の計算で、谷ら[4)]が年貯留量の変動について指摘しているように、単純に 1 月 1 日から 12 月 31 日でなく、日流量を基準にした水収支期間とした。

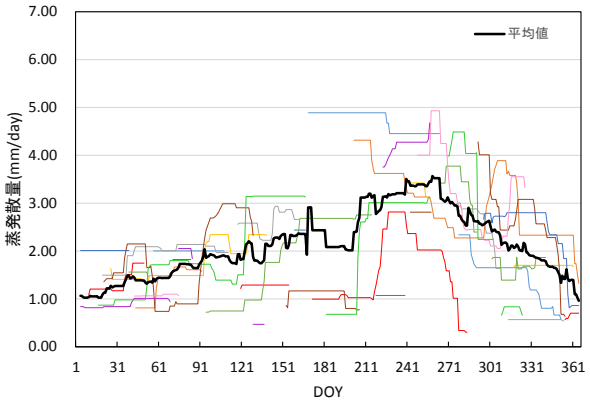
３．解析結果と考察

大洲アメダスデータによると大洲市の平年降水量は、1649 ㎜（1981-2010 年）で、解析期間 11 年間の平均降雨量は、1864 ㎜で平年値より大きく、2000 ㎜を超える多雨年が 2004 年（2463 ㎜）、2006 年(2357 ㎜),2011 年(2053 ㎜)で、期間の最小は 2009 年（1499 ㎜）であった。この期間中の年間流域水収支による年平均蒸発散量は、764 ㎜、谷らと同じ貯留量変動を考慮した方式では、766 ㎜となったが、年毎で見ると 5%以上の蒸発散量の差も生じた年もあったので、ここでは、これ以降、貯留量変動を考慮した蒸発散量で議論することにする。年間水収結果を図－2 に示す。

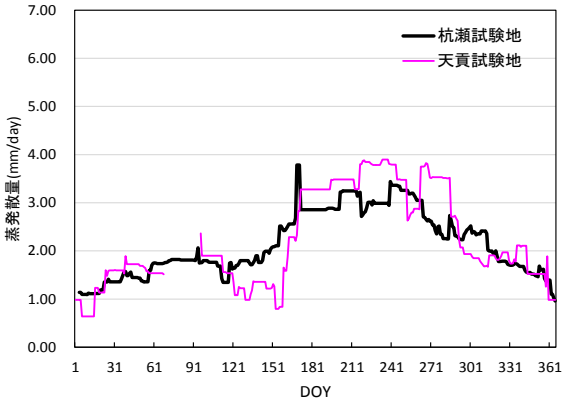
解析期間の 11 年の年間水収支で、降水量と蒸発散量には相関は認められず、特に 2004 年、2006 年は



図－2　解析期間の年間水収支



図－3　短期水収支法による解析期間の蒸発散



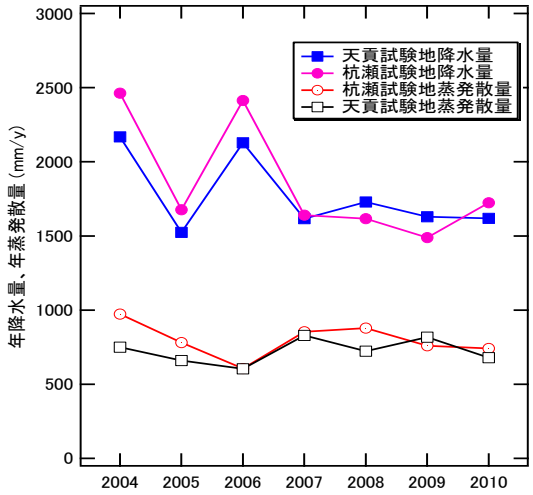
図－5　蒸発散量の季節変化の比較

多雨にかかわらず蒸発散量が 973 ㎜、605 ㎜ と 2004 年が大きい。一般的には年水量が多いと年蒸発散量は増加する傾向にあるが、両年で蒸発散量が 368 ㎜も異なる。これは年間の降水量の降り方が、2004 年は多雨年でも 6 月，7 月に降水量が少なく（244 ㎜）、一方 2006 年は 6 月，7 月に降水量が多く（901 ㎜）、蒸発散の気象条件が大きく異なることが影響していると推察される。

次に、短期水収支法の結果である蒸発散量の季節変化を図－3 に示す。短期水収支法で求めた平均年蒸発散量は 773㎜ となり、年間水収支で得られた値より約 0.9%多い結果であった。平均の最大日蒸散量は 3.56 ㎜/d（9 月）、最小日蒸発散量は 0.96 ㎜/d（12 月）である。得られた季節変化は妥当な値であると思われる。

さらに、天貢試験地との蒸発散量の値と比較検討を行った。共通する解析期間である、2004 年～2010 年で検討することにする。また蒸発散量の季節変化は、流量欠測の少ない 2006 年から 2010 年を対象とする。

7 年間の年間降水量と蒸発散量を図－4 に示す。期間平均の年降水量は杭瀬試験地が 86.8 ㎜ 多く、蒸発散量も杭瀬試験地が 75.8 ㎜ 多い。ただし、年毎にみるとほぼ同じか、あるいは天貢試験地の多くなる年もあり変動があることがわかる。この結果から、平均的には人工林流域の方が年発散量は多いと



図－4　各試験地の降水量と蒸発散量の比較

いうことが考えられる。さらに、季節変化を示したのが図－5 である。これを見ると、蒸発散量は、広葉樹林が多く占める天貢試験地より、人工林の多い杭瀬試験地の方が冬期 1 月の蒸発散量が多い（杭瀬 1.20 ㎜/d、天貢 1.08 ㎜/d）。一方、夏期 8 月は天貢試験地の方が多い（杭瀬 3.04 ㎜/d、天貢 3.76 ㎜/d）。しかし，図中の天貢試験地の 5 月，6 月の蒸発散量の低下の現象は説明できず、5 年間では水収支期間の数を確保できていないため、期間中のある年の影響が強く出ている可能性があり、今後検討を要する。

３．おわりに

人工林流域と考えられる杭瀬試験地の長期観測データを解析し、前回解析した天貢試験地と比較した結果、主としてスギ・ヒノキ人工林の流域と主として落葉広葉樹林の流域とでは、蒸発散量の特性に差異があることが示唆された。しかし、年毎にみると蒸発散量は気象条件で微妙に変動するため、森林植生の違いによるこの年間蒸発散量の差が、水源涵養機能として有利なのか、不利なのか議論の残るところである。また、2004 年と 2006 年の杭瀬試験地の蒸発散量の違いは、微気象・フラックス観測データの熱収支解析でその値を検証する予定である。

謝辞：杭瀬試験地の観測場所を提供していただいている地権者に対し、感謝の意を表します。また、観測補助、データ整理、解析で協力いただいた研究室の学生諸氏にも感謝の意を表します。

引用文献

1）戎信宏・高瀬恵次：山地森林小流域の長期間観測による流出解析－愛媛県大洲市天貢試験地の洪水流出解析－、平成 28 年度砂防学会研究発表概要集
2）戎信宏・高瀬恵次：山地森林小流域の長期間観測による流出解析 II－愛媛県大洲市天貢試験地の蒸発散量と流況－、平成 29 年度砂防学会研究発表概要集
3）鈴木雅一：短期水収支法による森林流域からの蒸発散量推定. 日林誌 67(4)、 p. 115-125、1985
4）谷誠・細田育広：長期にわたる森林放置と植生変化が年蒸発散量に及ぼす影響. 水文･水資源学会誌 25(2)、 p. 71-88、2012

P-079

滋賀県葛川試験地における岩盤中の広域地下水調査手法としての空中電磁探査の適用性

大日本コンサルタント株式会社　○影浦亮太・奥村　稔・河戸克志・佐藤敏久
京都大学大学院農学研究科　小杉賢一朗・正岡直也

1. はじめに

岩盤斜面の水理地質構造と降雨による地下水の挙動は，深層崩壊の発生メカニズムに大きく関与しているといわれている。岩盤斜面の水理地質構造を把握するためには，ボーリングを実施して地質構造を確認し，地下水位を直接計測することが効果的であるが，ボーリングは経費や労力の問題から実施数量に限りが生じるため，広域調査手法の開発が必要である。空中電磁探査は広域調査手法の一つと考えられ，詳細な水文観測とボーリングが実施されている滋賀県葛川試験地においてその適用性の検討が進められている[1), 2)]。空中電磁探査で取得する比抵抗は，岩盤の体積含水率(＝間隙率×飽和度)と粘土の含有量を反映していることから，地下水の飽和・不飽和の境界である地下水位は比抵抗が急変している可能性がある。既往研究[3)]は，比抵抗の急変部が表示できる空間フィルタを用いた空中電磁探査の解析手法を提案し，地下水位の分布が概ね把握できると報告した。しかしながら，5 孔のボーリングで検証しているものの，検討に用いた断面は１断面であるために解析手法の適用条件は明らかではない。

本稿は，滋賀県葛川試験地で実施された他のボーリング結果と対比検討を行って，複数の断面位置で提案された空中電磁探査の解析手法[3)]の適用性について検討した結果を報告する。

2. 滋賀県葛川試験地の概要

滋賀県葛川試験地は，最大で約 880m の比高差を有し，最大斜度 85.9°（平均斜度 35.0°）の大起伏急峻斜面に設定されている。地質は，チャートおよび珪質岩を主体とし，泥岩，砂岩，玄武岩等からなる丹波帯の付加体堆積岩である。周辺には，直線的な断層線を示す横ずれ第四紀断層があり，これに平行した派生断層が斜面内に存在する[4)]。

滋賀県葛川試験地では，ボーリングによる地質構造調査と湧水の湧出量および岩盤内地下水位の計測からなる集中的な水文観測が実施され，地下水位が異なる複数の地下水帯が確認されている[5)]。また，この滋賀県葛川試験地を含む広域斜面で，空中電磁探査が実施されている[6)]。

3. 検討方法

滋賀県葛川試験地で実施された 32 箇所のボーリング位置を通過するように空中電磁探査結果から比抵抗断面を作成し，二次元の空間フィルタである LoG（Laplacian of Gaussian）解析を実施した。結果はボーリング結果と対比検討を行って地下水位が表示できる条件を検討した。LoG 解析は既往研究[3)]と同様にメッシュサイズは 1m，フィルタサイズを 11×11 メッシュで，メッシュ数が整わない領域(表層～深度 6m)では LoG 解析はできない。

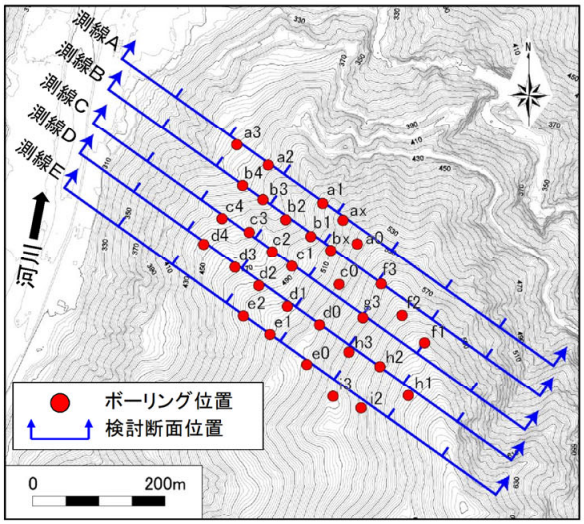
4. 適用結果

滋賀県葛川試験地におけるボーリングと検討断面の位置を**図－1** に示し，空中電磁探査結果に LoG 解析を適用した結果を**図－2** の検討断面図に示す。このうち測線Dのボーリング d0，d1，d2，ｄ3，d4 の範囲が既往研究[3)]の検討範囲である。また，ボーリング地点の地下水位は**表－1** と**図－2** の検討断面図に示した。LoG 解析結果は，ボーリング地点での地下水位がある場合，あるいは地下水位がない場合のいずれとも概ね一致していた。また，LoG 解析による着色部は斜面内部で不連続に表示されており，断層粘土の遮水により地下水位が変化する水理地質構造[1)]を反映しているように見える。

5. まとめと今後の課題

滋賀県葛川試験地において，空中電磁探査の比抵抗断面に二次元空間フィルタの LoG 解析を行って表示した比抵抗の急変箇所は，ボーリングで確認された地下水位と概ね一致していることが確認できた。今後は，ボーリングが実施されていない斜面で本解析手法を展開し，比流量等の水文調査や断層等の地質構造調査を基に広域の地下水位の調査方法としての適用性を確認する予定である。

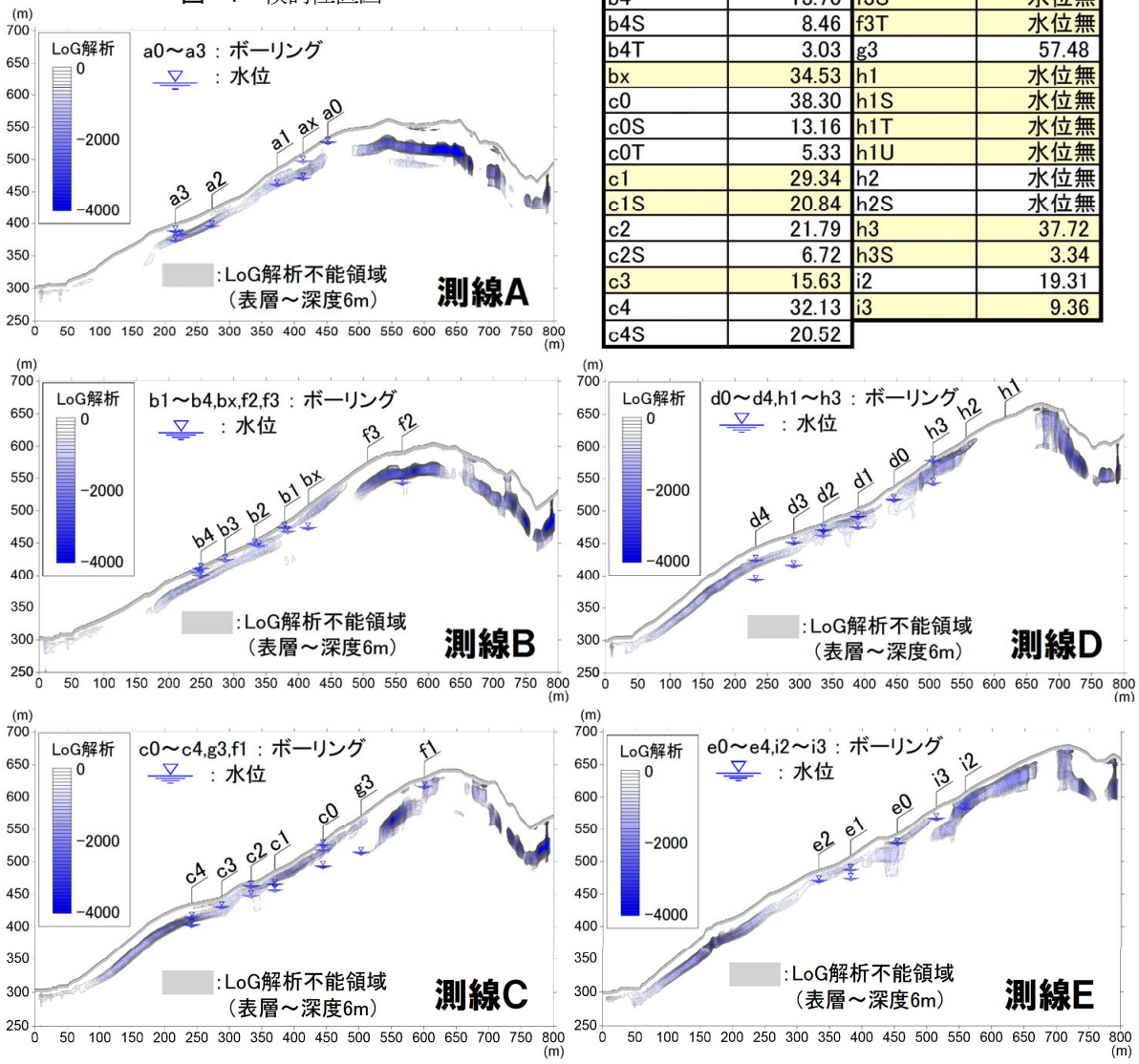
謝辞：本研究は JST・CREST プロジェクトの補助を受けた。



図－1　検討位置図

表－1　ボーリング地点毎の地下水位一覧

地点名	水深	地点名	水深
a0	水位無	d0	20.23
a0S	4.89	d1	30.14
a1	24.38	d1S	13.24
a1S	水位無	d2	20.76
a2	27.23	d2S	12.38
a2S	水位無	d3	49.99
a3	26.77	d3S	14.96
a3S	17.53	d4	51.28
a3T	12.24	d4S	20.35
ax	39.17	e0	14.54
axS	12.82	e1	34.09
b1	11.71	e1S	20.52
b1S	7.20	e2	17.06
b2	7.27	f1	水位無
b2S	4.77	f1S	12.62
b2T	4.68	f2	60.12
b3	8.12	f3	水位無
b4	13.70	f3S	水位無
b4S	8.46	f3T	水位無
b4T	3.03	g3	57.48
bx	34.53	h1	水位無
c0	38.30	h1S	水位無
c0S	13.16	h1T	水位無
c0T	5.33	h1U	水位無
c1	29.34	h2	水位無
c1S	20.84	h2S	水位無
c2	21.79	h3	37.72
c2S	6.72	h3S	3.34
c3	15.63	i2	19.31
c4	32.13	i3	9.36
c4S	20.52		



図－2　検討断面図

参考文献

1) 小杉ら：地形解析・調査ボーリング・高密度電気探査・空中電磁探査ならびに水文観測を組み合わせた崩壊危険斜面の特性検討，平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集 B，p. 100-101，2015.
2) 小杉ら：斜面崩壊の誘因となる山地水文環境の調査手法に関する検討，平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集 B，p. 104-105，2016.
3) 影浦ら：滋賀県葛川試験地における空中電磁探査による三次元比抵抗構造，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，p. 618-619，2017.
4) 吉岡ら：2.5 万分の 1 花折断層ストリップ説明書．構造図(13)，地質調査所，35pp.，2000.
5) 山川ら：付加体堆積岩山地における降雨流出プロセスの解析　－滋賀県葛川流域における湧水の観測事例－，平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集 A，p.80-81，2014.
6) 小杉ら：空中電磁探査による滋賀県葛川流域の比抵抗構造特性，平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集 A，p. 178-179，2015.

溶存物質濃度の主成分分析による地下水流動の解析

国立研究開発法人土木研究所 雪崩・地すべり研究センター ○金澤瑛、丸山清輝、石田孝司
京都大学大学院農学研究科 小杉賢一朗、勝山正則、正岡直也、木治佐保

1. はじめに

表層・深層崩壊や地すべりなど斜面内の地下水に起因する土砂災害の発生を予測するためには、斜面内の地下水の挙動を把握することが重要である。しかし、斜面内の地下水流動は、地形や地質構造により複雑に規定されていることから、その全体像を的確に把握することは困難である。そこで本研究では、斜面内の地下水流動方向を把握することを目的に、山体全体に多数のボーリング孔がある流域においてボーリング孔内地下水の一斉採水を実施し、採水試料の溶存イオン濃度の特徴から山体地下水の流動方向を解析したので、その結果を報告する。

2. 調査地概要、方法

試験地（図-1）は滋賀県甲賀市に位置し、基岩地質は中古生層堆積岩である。直前に降雨のない 2017 年 11 月 5 日に、試験地内 5 流域（C、D、E、F、G 流域）にある 97 本のボーリング孔で採水を行った。なお、採水したサンプル名は、ボーリング孔位置を示す英数字 3 文字及び深度別の英字（浅い方から T、S、M）で区分されている。採水したサンプルは、イオンクロマトグラフにより溶存イオン（Na^+、K^+、Ca^{2+}、Mg^{2+}、Cl^-、SO_4^{2-}、NO_3^-）の濃度を分析した。

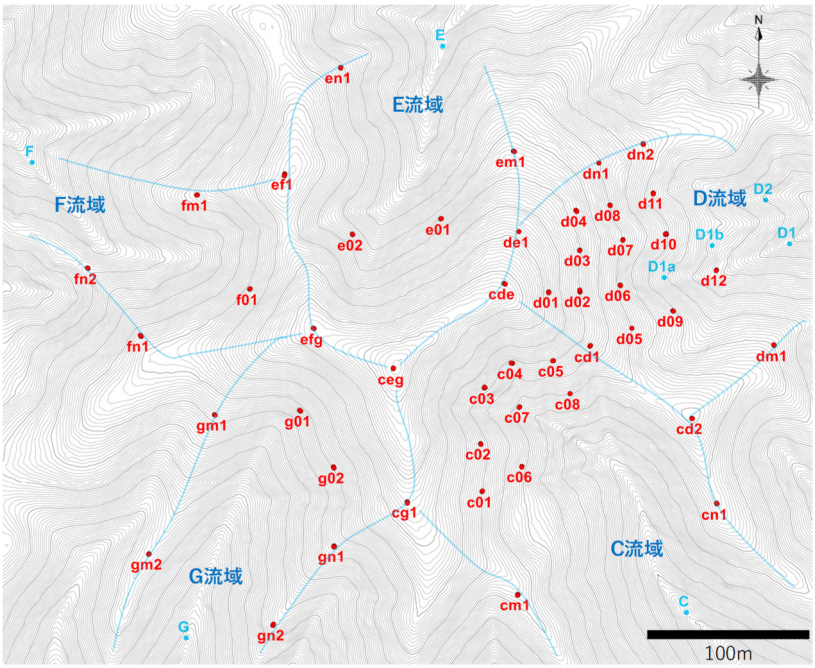


図-1 試験地のボーリング孔位置

各採水サンプルの溶存イオン濃度の特徴から地下水の流動状況を解析するため、全ボーリング孔の 7 種の溶存イオン濃度を入力変数とした主成分分析を行った。次に、主成分分析の結果を用いて試験地内で最も標高の高い位置にあるボーリング孔 ceg と ceg 近傍のボーリング孔（c02、c03、c04、cde、e01、e02、efg、g01、g02、cg1）の水質の類似性を比較し、水質の類似性が高いほど同様の流動層を流れているとの仮定の下 ceg の地下水の流動方向を推定した。水質の類似性の検討では、主成分得点間のユークリッド距離を指標とした。

3. 結果と考察

表-1 に主成分分析によって求めた各主成分の固有値、寄与率、累積寄与率を示した。第 3 主成分までの固有値が 1 より大きいことから、第 3 主成分までを検討の対象とした。図-2 及び図-3 に第 1 主成分と第 2 主成分の因子負荷量の関係、第 2 主成分と第 3 主成分の因子負荷量の関係をそれぞれ示した。図-4 及び図-5 には、ceg と ceg 近傍のボーリング孔を抽出した第 1 主成分と第 2 主成分の主成分得点の関係、第 2 主成分と第 3 主成分の主成分得点の関係をそれぞれ示した。図-6 には、第 1 主成分得点と電気伝導度の関係を示した。図-6 より第 1 主成分得点と電気伝導度がほぼ線形の相関関係にあることから、第 1 主成分は溶存イオン濃度全体を表した指標であることが推察された。また、図-2 より第 2 主成

表-1 主成分分析による固有値、寄与率、累積寄与率

	第1主成分	第2主成分	第3主成分	第4主成分	第5主成分	第6主成分	第7主成分
固有値	2.93	1.22	1.04	0.66	0.63	0.29	0.22
寄与率	41.88%	17.44%	14.92%	9.46%	8.94%	4.18%	3.18%
累積寄与率	41.88%	59.32%	74.24%	83.70%	92.64%	96.82%	100.00%

分は、正の方向に Na^+ と Cl^- が、負の方向に Ca^{2+} と NO_3^- が影響を及ぼす成分であり、図-3 より第 3 主成分は正の方向に特に Cl^- が、負の方向に Mg^{2+}、SO_4^{2-} が影響を及ぼす成分がそれぞれの主成分であると判定された。次に水質の類似性を検討するため、図-4 及び図-5 に表された第 1～3 主成分までの主成分得点を三次元座標上に配置し、ceg_M（ceg 唯一のボーリング孔）の主成分得点座標から近傍ボーリング孔サンプルの主成分得点座標までのユークリッド距離を下記の式により計測した。ユークリッド距離の計測において主成分得点間のユークリッド距離が短いほど水質の類似性が近いと判断した。

$$Dx = \sqrt{(PC1x - PC1ceg\_M)^2 + (PC2x - PC2ceg\_M)^2 + (PC3x - PC3ceg\_M)^2}$$

（Dx：サンプル x と ceg_M との主成分得点間距離
PC1x～PC3x：サンプル x における各主成分得点）

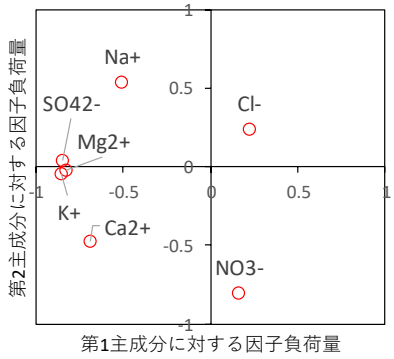


図-2　第 1 主成分と第 2 主成分の因子負荷量の関係

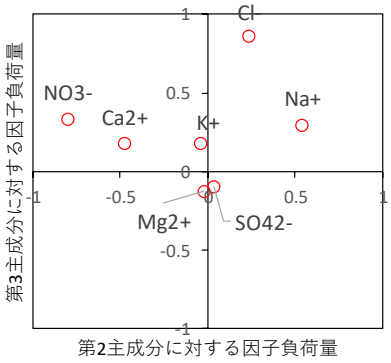


図-3　第 2 主成分と第 3 主成分の因子負荷量の関係

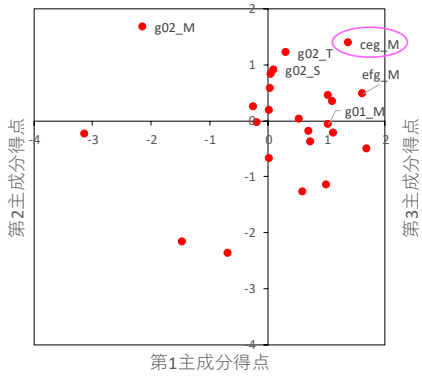


図-4　第 1 主成分得点と第 2 主成分得点の関係

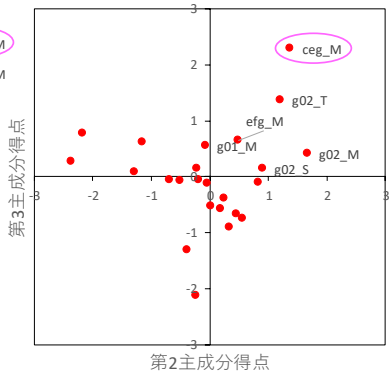


図-5　第 2 主成分得点と第 3 主成分得点の関係

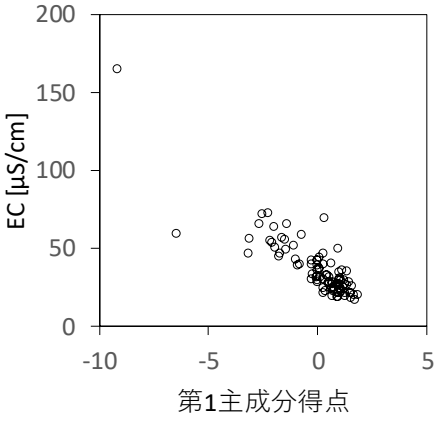


図-6　第 1 主成分得点と電気伝導度の関係

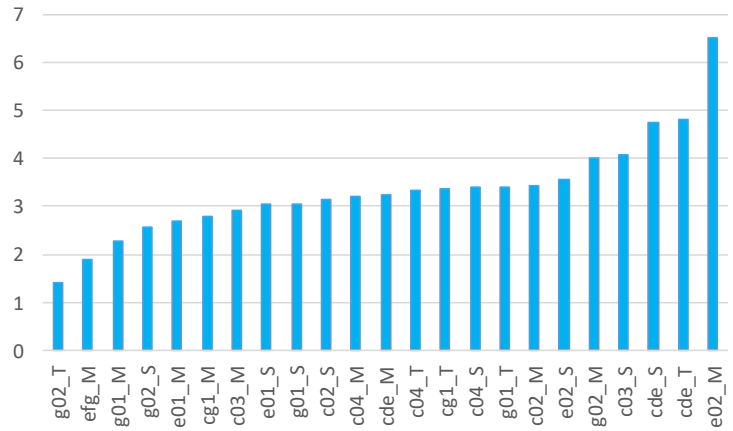


図-7　ceg_M との主成分得点間距離

図-7 に ceg_M から各サンプルまでの主成分得点間距離を示す。図-7 より g02_T、efg_M、g01_M の順に ceg_M との主成分得点間距離が短いことがわかった。よって、その順に ceg_M との水質の類似性が高いと考えられ、ceg_M の地下水は主として G 流域の方向に流れていることが示唆された。一方で、同じ g02 のボーリング孔でも g02_T や g02_S では距離が短いものの、g02_M との距離は長いことから、ceg_M の地下水が g02 方向では比較的浅層を流れていることが推察された。

4. おわりに

今後は、水質の類似性と併せて地形や地質、地下水位、各ボーリング孔間の距離と比較しながら、山体地下水の流動状況を把握する手法の検証を進めていく。

P-081

堆積岩山地における水温に着目した地下水流動特性の推定

京都大学大学院農学研究科　○柴田俊・正岡直也・小杉賢一朗

１．背景と目的

深層崩壊の発生には山体地下水の影響が大きく、地下水が集中するメカニズムを解明することは崩壊の発生予測において有用である。また、地下水を人が生活に用いる際においても、地下水が集中するメカニズムを解明することは安定的で持続可能な利用を目指すうえで重要である。このように近年、山体地下水の解析の重要性が高まっているが、特に堆積岩山地は流域間で流出特性が異なる場合が多く、地下水の動きが複雑となるため研究が遅れている。そこで本研究では、堆積岩を基岩とする山地源流域において地下水の温度に着目し、地下水が集中して流れている場所を発見することを目的とする。

２．調査地と方法

観測は滋賀県甲賀市（以下信楽サイト）で行った。信楽サイトの地質は中古生層堆積岩であり走行・傾斜は図 1 中に示した通りである。本研究では全流域（図 1）を調査の対象とした。

地下水の水温は一般的に 50cm の深さで一日の変化が、10m で一年の変化がほとんどなくなると言われており、一般的に深くなればなるほど地下水水温の年周期変換の振幅は小さくなり、気温との位相のずれは大きくなる。しかし、実際に信楽サイトの地下水水温を観測してみると、この法則に則っていない場所が見受けられた。これは、深度の深い場所の地下水であっても、浅い深度の地下水が迅速に流入しているために起こっていると予想される。よって本研究では全流域、全深度の地下水の水温データを対象として、マイクロソフトエクセルのソルバー機能を用い、水温の年変化のグラフをサインカーブで近似することで振幅と位相のずれを算出した。そして求めた振幅から以下に示すフーリエの法則を用いることにより各地下水の κ（熱拡散率）を算出し、その熱拡散率を比較することにより、地下水の流れを考察した。

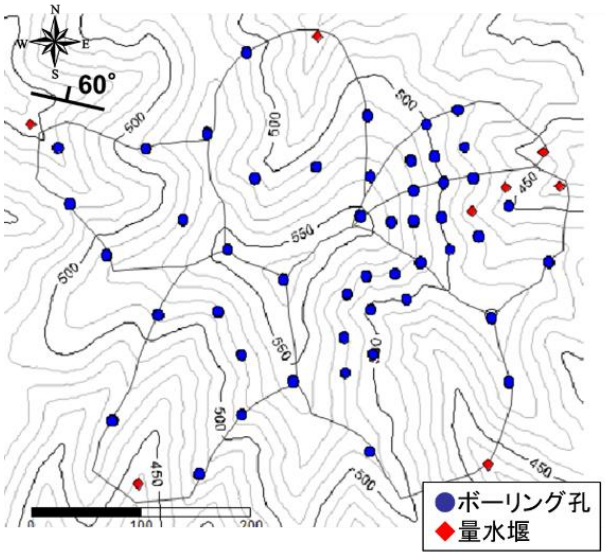


図 1 信楽流域地図

フーリエの法則に基づけば表面温度 T が

$T(0,t)=T_0\sin(\frac{2\pi}{\tau}t-\phi)$ の半無限固体のとき

深さ z の地中の温度は

$T(z,t)=T_0\exp(-z\sqrt{\frac{\pi}{\tau\kappa}})\sin(\frac{2\pi}{\tau}t-z\sqrt{\frac{\pi}{\tau\kappa}}-\phi)$ で表される(1)。

T_0 は表面温度の変化幅、τ は周期、t は時間、κ は熱拡散率（温度伝導率）、ϕ は位相のずれである。年周期で水温は変化するので τ=365.25 日とし、信楽サイトの気温から T_0=11.878℃とした。地下水の水温はその深さの地温によって決まるとし、地下水水温の振幅の値から熱拡散率を求めた。

３．結果と考察

以下では求めた熱拡散率の値から、特異的なものをピックアップし考察していく。まず、各地下水の熱拡散率を図 2 に示す。熱拡散率は 0.2~1.8(cm^2/s)の範囲の値をとっており、概ね

0.3~1.0(cm²/s)の間に値が集中していた。この値は土壌の物性や含水率、空隙率によって決まるものである[2]。サイトの地図に熱拡散率の分布を加えたものが図 3 である。マークの大小で熱拡散率の大きさを表しており、マークの無いところは値を求めることができなかった場所である。この図から分かるように谷部、尾根部といった表面地形によって大きく値が異なるということはなかった。近い場所における地下水では近い値の熱拡散率が求められたが、幾つか特異的な場所が見受けられた。

それ等の中からは特に大きな値を示した G1 の地下水を取り上げて考察していく。

G1 には三深度の地下水が存在し、深い順に深度 30m の M、深度 18m の S、深度 9.8m の T と呼んでいる。この地下水の熱拡散率は M が $1.49^{m^2}/_{s}$、S が $1.80^{m^2}/_{s}$、T が $1.24^{m^2}/_{s}$と全ての深度で大きな値を取っていた。このことから

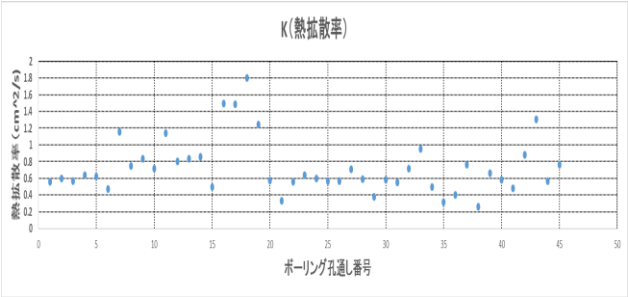


図 2 熱拡散率

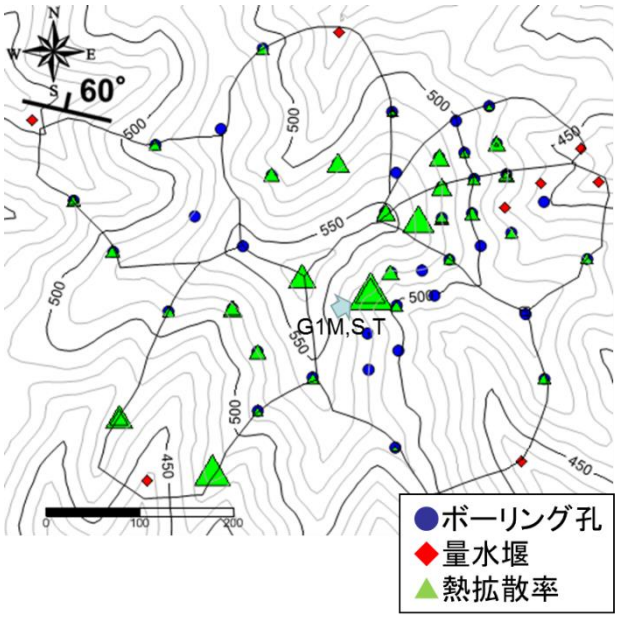


図 3 信楽サイトにおける熱拡散分布図

G1 では深さに比べて地下水水温の年変化が大きく、浅い場所から流れてきている地下水の量が多いと考察される。次に G1 シリーズの地下水位と降水量との対応を確認してみる（図 4）。各ボーリング孔ともに安定して地下水が存在するが、一番浅い T 孔の地下水が降雨に対してほとんど反応しない一方で、深い S 孔、M 孔の地下水が大規模降雨に反応し、地下水位が大きく上昇している。このことからも G1 の深い地下水は降雨の浸透以上に、他の場所からの流入が効いていると考えられる。柱状図やコア写真を確認したところ地下水が流れている深さにそれぞれ亀裂が発達していることが見受けられた。

4.まとめ

今回の熱拡散率の算出より、他の場所からの地下水の流入が多いであろう場所の特定ができた。特に地形による熱拡散率の違いが見られなかったことから、地下水の流入は地上部の地形に左右されるのではなく、地中の亀裂や断層などが強く効いていると考えられる。今後の研究計画としては、柱状図やコア写真などから熱拡散率の値のばらつきが出ることのより深い考察や、より精度の高い水温計によって一つの降雨イベントにおける地下水水温の変化を観測し、降雨時の地下水の流れを観測することなどを考えている。

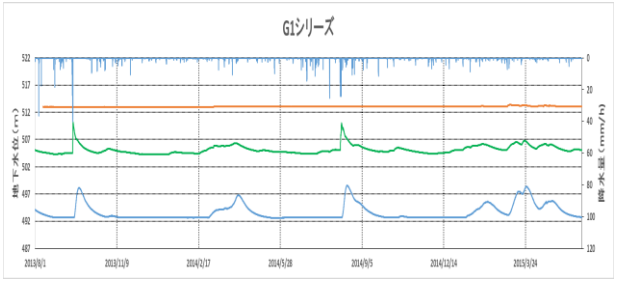


図 4 降水量と G1 シリーズ地下水位

（参考文献）

（1）土壌物理研究会（1980）「土の物理学-土質工学の基礎-」森北出版

(2)ジュリー,ウィリアム・ホートン,ロバート（2006）「土壌物理学-土中の水・熱・ガス・化学物質移動の基礎と応用-」取出伸夫監訳、井上光弘ほか訳、築地書館

P-082

六甲山西滝ヶ谷流域における洪水流出特性

京都大学大学院農学研究科　○廣田大空・中谷加奈・小杉賢一朗
六甲砂防事務所　石塚忠範*1・岸本昌之*2
国土防災技術株式会社　小菅尉多・永田葉子
*1 現所属：水管理・国土保全局 *2 現所属：近畿地方整備局

1. はじめに

現在、六甲山系の流域は、砂防・治山事業により植生に覆われ、平時の土砂生産・流出量が抑えられ、さらに流域の状態を把握するための水文・流砂観測が行われている(田村ら、2014)。住吉川支流の西滝ヶ谷では、西おたふくの S-12 斜面観測所の下流側から流下方向に 5 地点、流入する 4 支流の下流端にそれぞれ 1 地点で簡易量水堰等を設置し、水位観測を行っている。この観測結果から洪水流出特性の分析を行ったのでその事例を報告する。

2. 観測所位置と観測方法

2.1 観測所位置

六甲山系の住吉川支流西滝ヶ谷は流域面積 1.484 ㎢、流路長 2.7km、平均河床勾配 11.0°、渓床幅 3～10m の山地河川である。水位(流量)観測を行うための簡易量水堰等は西滝ヶ谷上流部に流下方向に 5 地点、流入する 4 支流の下流端にそれぞれ 1 地点の計 9 地点に設置されており、各流域の詳細を図-1 に示す。

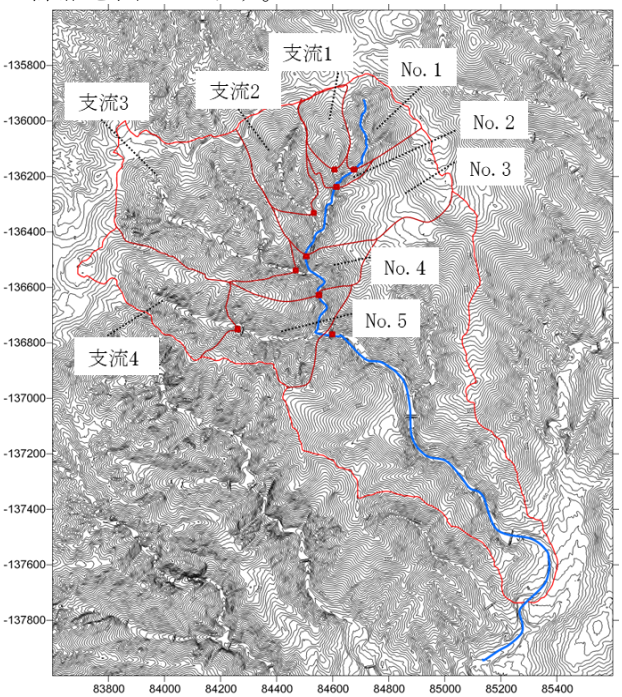


図 - 1　観測所位置(赤色印：流量観測位置)

2.2 観測方法

本流に設置した 5 か所の堰と、4 つの支流にそれぞれ 1 つずつ設置した堰で水位観測を実施し、既往公式を用いて流量換算を行った。得られた流量を各流域面積で除した比流量(流出高)を比較した。

各観測地点及び各支流における流域面積を表-1 に示す。

表-1　流域面積

観測地点	流域面積	支流	流域面積
No. 1	0.063 ㎢	支流 1	0.039 ㎢
No. 2	0.116 ㎢	支流 2	0.086 ㎢
No. 3	0.336 ㎢	支流 3	0.270 ㎢
No. 4	0.647 ㎢	支流 4	0.141 ㎢
No. 5	0.872 ㎢		

3. 観測結果

2016 年 6 月 22 日から 28 日にかけての降雨量と各観測地点における流出高を示す(図-2)。

本流の 5 つの観測点においては、弱い降雨強度の降雨に対してもすぐに反応するが、No. 1、No. 3 においてはピークが比較的緩やかなのに対し、No. 2、No. 4、No. 5 においては鋭いピークが現れるという違いがみられる。流出高については、源頭部から見て、No. 3 までは流出高が減衰していくが、No. 3 からは流出高が増えてくるという傾向がある。

また、支流については、支流 1 と支流 2 では平時の流出はなく、支流 3 と支流 4 のみ平時の流出がみられる。

4. 考察

本流において、No. 3 まで流出高が減衰するのは、流下している間に降った雨が基岩に浸透していく過程があるからだと考えられる。また、No. 1 における流出高のピークが緩やかなことから、No. 1 の流域では降雨の浸透する量が多いことがわかる。一方、No. 2 の流域では、河道付近に降った雨が鋭いピークを出現させている直接的な要

因となっている可能性が考えられる。

さらに、上流部で浸透していた地下水が No.4 や No.5 の流域で再び地上に現れるため、流出高の回復が起こる。

また、支流 1 と支流 4 の流出波形を見ると、降雨のピークから半日ほど経過したタイミングで流量の増加が起こっている。これは、降雨開始のタイミングでは基岩内部に存在していた地下水位が上昇し、地表流を形成したと推察され、支流 1 と支流 4 には同じ傾向の水文的プロセスがあると考えられる。

5. おわりに

今後は、本流における流出高の推移の要因や、普段出水のない支流 1 や支流 2 の出水条件などを他の降雨イベントとの比較検討から明らかにしていく。

また、支流 4 においては、自然河道での水位観測を行っており、流量への変換の精度が著しく低下する。より正確なデータを得るため、設備を整えていくことが課題の一つである。

【参考文献】

田村ら(2014)：六甲山系における水文・流砂観測，砂防学会誌，Vol.6，No.6，p.82-86

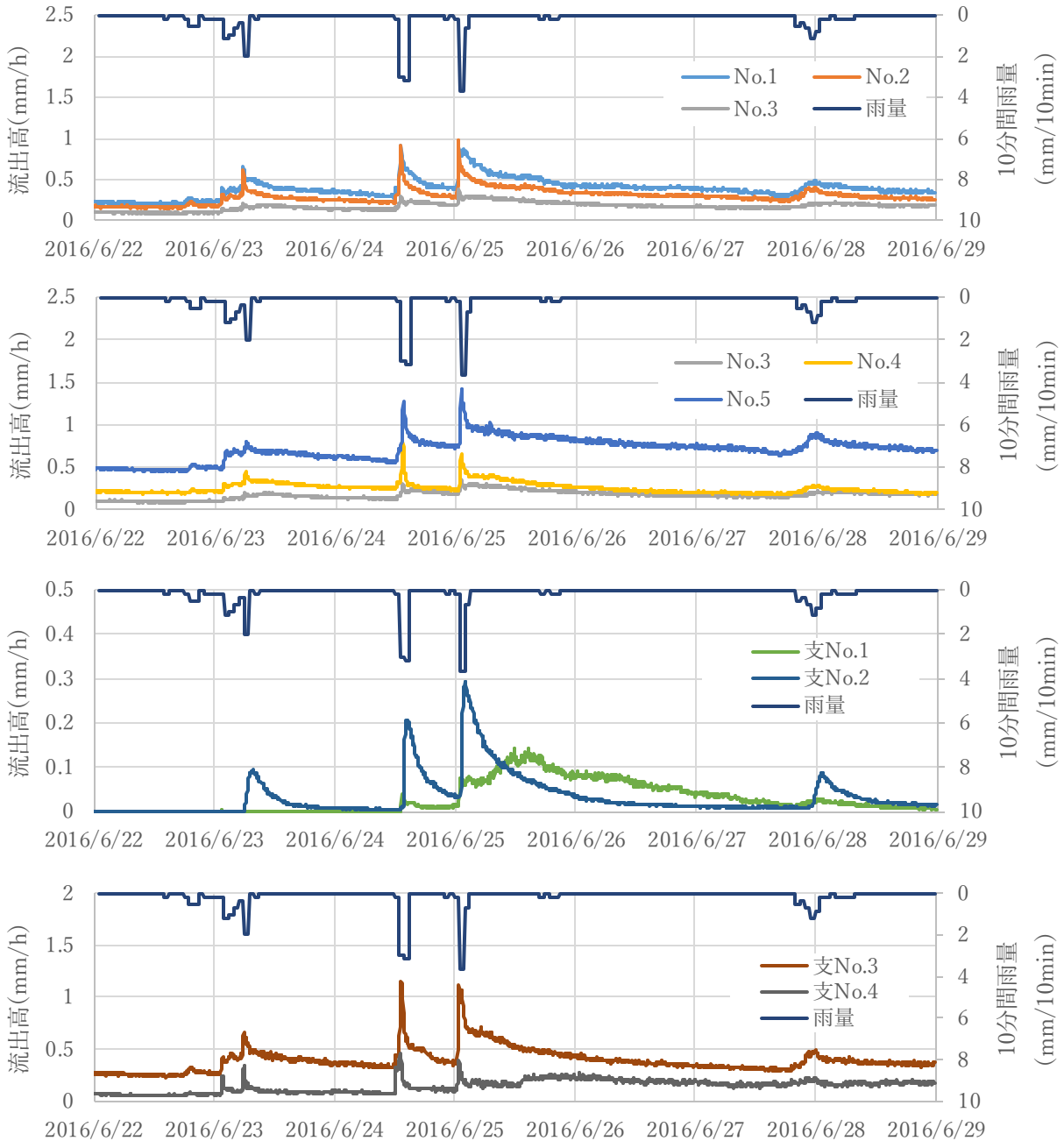


図-2　2016 年 6 月 22 日～6 月 28 日の降雨と流出

P-083

風化蛇紋岩地帯における円弧型二次すべりブロックの降雨流出過程

北海道大学大学院農学院　○吉野　孝彦
北海道大学大学院農学研究院　桂　真也

1. はじめに

蛇紋岩は北海道を中心に全国に分布しているが、蛇紋岩層内も含めた降雨鉛直浸透や、それが地下水位変動や流出にどういった影響を与えているのかを調べた事例は少ない。本研究では、蛇紋岩地帯で多く見られる円弧型二次すべり形態[1)]（円弧型地すべりブロック内で二次移動ブロックが形成される）を示す斜面において、滑落崖脚部の風化蛇紋岩層からの湧水と、その上部ブロックにおける降雨鉛直浸透を観測することで、ブロックにおける降雨流出過程を明らかにすることを目的とした。

2. 方法

2.1 調査地

調査は北海道中川郡中川町天塩川支流パンケナイ川沿いの斜面（北海道大学中川研究林内）で行った（図 1）。調査地では葉片状蛇紋岩、塊状蛇紋岩が広く分布している。調査地内で円弧型二次すべり形態を示す斜面のうち、風化蛇紋岩層が露出した脚部から湧水が確認出来た 1 ブロックを対象とした（図 1 の測線 A-B 付近）。

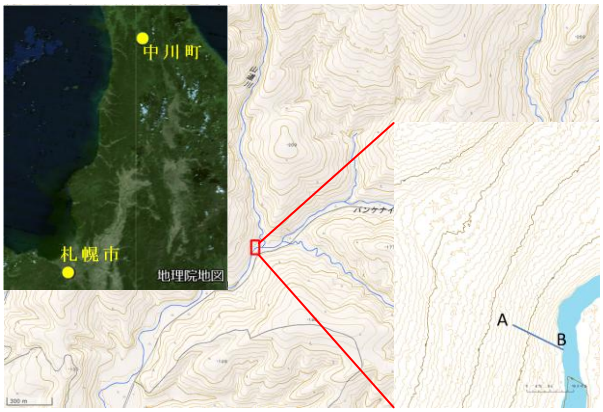


図 1　調査地位置図

2.2 水文観測および現地調査

脚部の風化蛇紋岩層からの湧水流出量を計測するため、滑落崖直上部に井戸（深度 240cm）を設置し（図 2）、圧力式水位計により井戸内の水位を連続計測した。井戸の周囲の土層構造は、地下 0～10cm 程度は表土層、地下 10～50cm 程度は下層土層、地下 50cm 以深は風化蛇紋岩層であった。風化蛇紋岩層からの湧水流出を捉えるため、井戸は地下 50cm までを無孔区間、それ以深を有孔区間とした。また、井戸を設置した滑落崖の上部斜面における鉛直浸透を把握するため、テンシオメーターを 4 深度（10,30,50,100cm）設置した（図 2）。10cm が表土層、30cm が下層土層、50,100cm が風化蛇紋岩層にそれぞれ対応している。観測期間は 2017 年 7 月 24 日～10 月 24 日で、降水量は最寄りのアメダス中川（調査地から直線距離で約 10km）を利用した。また表土層から 2 個、下層土層から 1 個、風化蛇紋岩層から 6 個試料を採取し、それぞれ飽和透水係数を計測した上で、幾何平均をとることで各層の飽和透水係数とした。

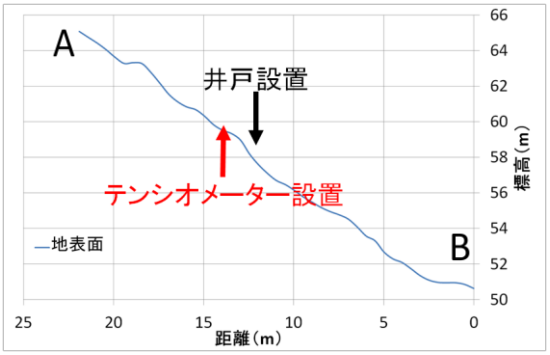


図 2　機器設置場所

3. 結果

圧力水頭の経時変化を図 3 に示す。10cm の圧力水頭が降雨に鋭敏に反応するのに対し、30,50,100cm はほぼ一定で推移した。10cm の圧力水頭を除外したものが図 4 である。30cm が常に不飽和であり 50cm 以深が恒常的に飽和していることから、30cn から 50cm の間に地下水位が存在していることが分かる。また 30cm と 50cm は降雨に対する応答が素早く、互いに似た波形を示していた。

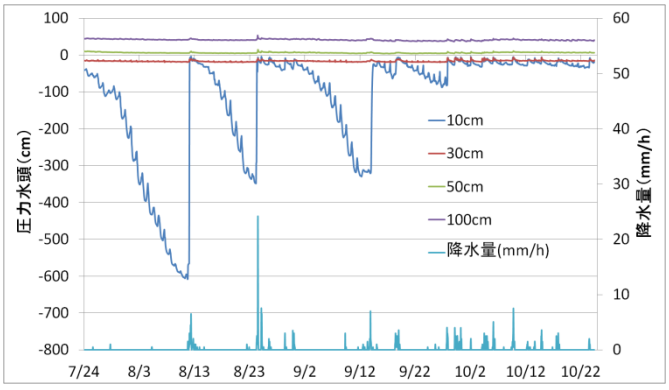


図 3　圧力水頭の経時変化

湧水流出量（滑落崖脚部の地下水位）の経時変化を示したのが図 5 である。30,50,100cm の圧力水頭と非常に似た反応を示していた。

飽和透水係数は表土層で 1.55×10^{-1}cm/sec、下層土層で 7.31×10^{-3}cm/sec、風化蛇紋岩層で 1.48×10^{-4}cm/sec であった。

4. 考察

圧力水頭の結果より風化蛇紋岩層内（50,100cm）が飽和していたため、単位時間・単位面積当たりの流量であるフラックスをこの 2 点間で計算すると、降雨の有無に関わらず常に 1.5～2.0mm/h の範囲に収まっていた。これは 50cm と 100cm の圧力水頭が互いに似た変動をしていたことに起因する。そこで、観測期間中の降雨イベント(24 時間無降雨で異なるイベントとする)ごとの水位上昇幅と最大時間雨量の関係（図 6）を見ると、最大時間雨量が 2.0mm/h を超えると顕著に水位上昇する傾向が見られた。

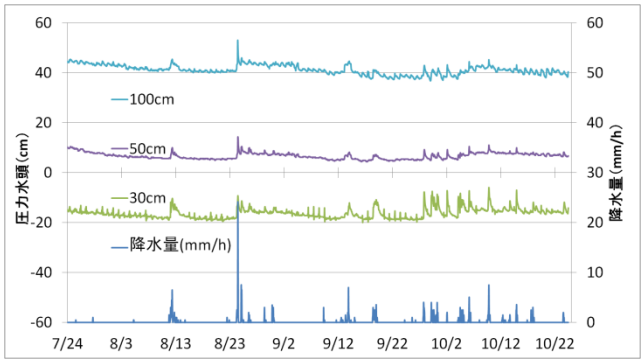


図 4　圧力水頭の経時変化（10cm 除外）

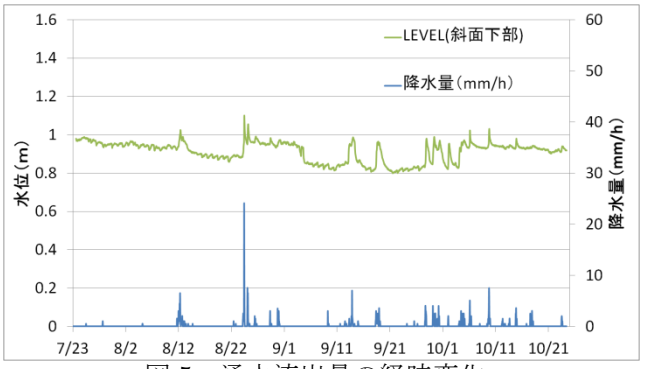


図 5　湧水流出量の経時変化

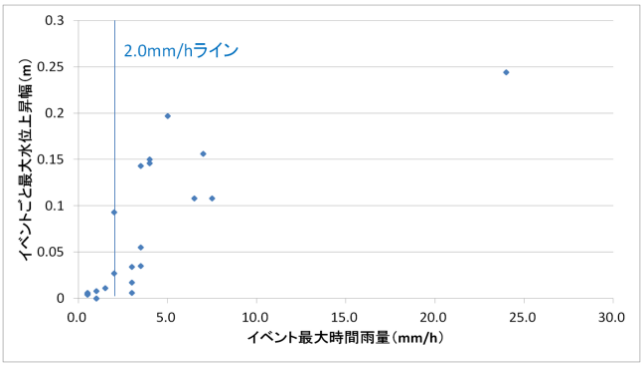


図 6　イベント最大降雨と最大水位上昇幅の関係

以上から、本研究で対象としたブロックにおける降雨流出過程は以下のようであると考えられる。無降雨時に風化蛇紋岩層内での鉛直浸透や、湧水の流出が常に発生しているにもかかわらず恒常的に高い水分状態を維持しているのは、風化蛇紋岩層内で飽和側方流が絶えず発生し、鉛直浸透や湧水の流出で失った水を補っているためと考えられる。最大時間雨量がフラックス未満、つまり 2.0mm/h 未満の降雨時には、雨水は表層土の土湿不足を補うことに利用され、下層土層、風化蛇紋岩層の水分状態や湧水には影響が及ばない。最大時間雨量がフラックス以上、つまり 2.0mm/h 以上の降雨が発生すると風化蛇紋岩層の圧力水頭が増加し、湧水点との圧力勾配が大きくなるために湧水流出量が増加する。風化蛇紋岩層の圧力水頭が増加するのは、風化蛇紋岩層内へ浸透できなかった雨水が風化蛇紋岩層上に飽和帯を形成し、水位を上昇させたためと考えられる。この一時的な飽和帯を形成する地下水は、透水性が比較的高い下層土層を通って流出するため、降雨が止めば速やかに水位は低下し、降雨前の状況に戻る。これにより、地下 30cm 以深の圧力水頭、湧水流出量が鋭敏な反応を示したと考えられる（図 7）。

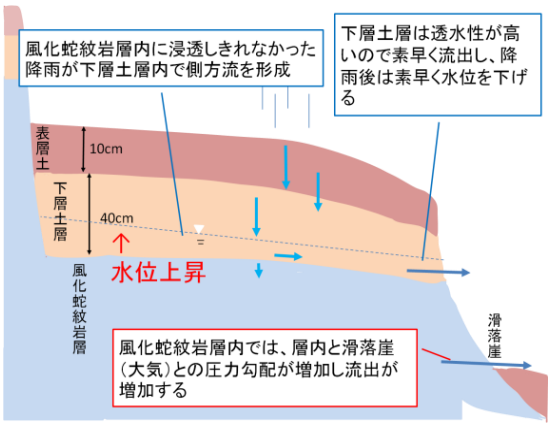


図 7　降雨流出過程図（フラックス以上降雨時）

5. まとめ

本調査により、風化蛇紋岩層内における降雨鉛直浸透も踏まえた降雨流出過程について明らかにすることができた。今後は流域単位での降雨流出過程を明らかにする必要がある。

【謝辞】本研究を実施するにあたり、中川研究林の皆様には多大なご協力をいただきました。本研究は、JSPS 科研費 JP16K16376 の助成を受けたものです。

【参考文献】

1)鈴木哲也，　野地正保（1978）：南部北海道に分布する蛇紋岩地帯の地すべり・崩壊地形，　昭和 52 年度北海道開発局技術研究発表会論文集，　pp.78～87

ナトリウムイオン濃度に着目した、堆積岩山地における渓流流量・水質に基岩内地下水が及ぼす影響

京都大学大学院農学研究科　　○木治佐保，小杉賢一朗，勝山正則，正岡直也，小松正弥

1. はじめに

森林の水源涵養機能や土砂災害軽減機能が社会的に注目される中、森林流域における降雨流出には森林土壌や植生が与える影響が大きいとされ盛んに研究されている一方で、山地河川の流出量の変化に対して基岩地質の影響が大きい[1)]という指摘や、山地河川の基底流は基岩からの流出により維持されている[2)]という指摘もされている。よって森林の水源涵養機能・土砂災害軽減機能を定量的に評価するためには土層と基岩のそれぞれが果たしている役割を解明する必要がある。降雨後すぐに生じる土層からの流出とは異なり、無降雨時の渓流水を直接涵養しているとされる基岩内地下水では、基岩内の水移動を地表面地形から予測することができない[3)]。さらに、基岩内部における亀裂は応力状態、地質構造、岩石組織、地形、地史の条件、気候など複数の要因が相互に関連しあって発達する[4)]ため、その存在箇所の推定や確認が困難であり、基岩内地下水挙動の解明は難しい。そこで本研究では、渓流水・湧水の水質・流量を比較し、基岩内地下水の移動や流出プロセスを検討した。

2. 調査地と方法

観測は琵琶湖の南部にある滋賀県甲賀市信楽町の金山（以下「信楽流域」）で行った。基岩地質は中古生層堆積岩であり、約 1 億 7600 万年前～1 億 4600 万年前の中～後期ジュラ紀に海溝で複雑に変形した地層を有する。信楽流域内の小流域のうち隣り合う C・D1・D2 流域（図－1）にて、2017 年 11 月 5 日に各湧水・渓流水及び対象流域内のボーリング孔 31 地点 64 孔(1 地点に複数深度掘削)より基岩内地下水の一斉採水を行った（図－1)。またいくつかの渓流水・湧水採水地点で流量観測も行った。これらのサンプルを実験室にて濾過作業を行った後、溶存イオン濃度の指標として用いられる電気伝導度(EC)測定、イオンクロマトグラフィー法による主要イオン濃度測定、HCO_3^- 濃度算出のため pH 値及び溶存 CO_2 濃度測定を行った。

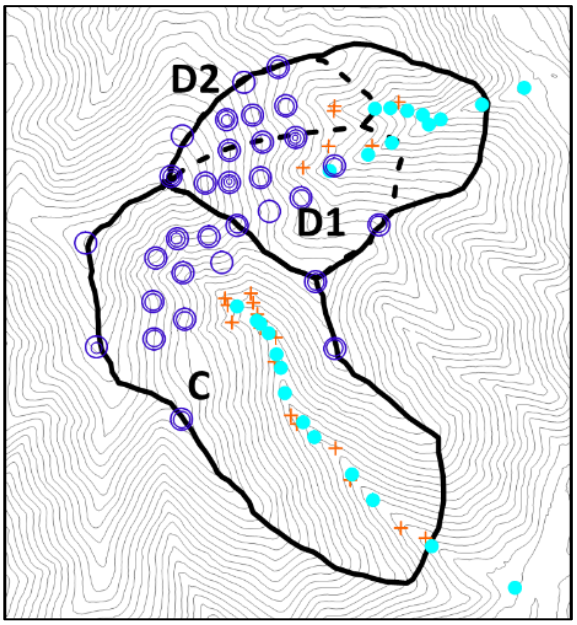


図-1　対象流域の流域界および名称
ただし、○：基岩内地下水採水可能ボーリング孔位置（同一地点に複数深度掘削）、
●：渓流水採水地点、＋：湧水採水地点

3. 結果と考察

流量観測（図-2）より、C 流域源頭部での流量は 0.27 L/sec、C 流域出口では 0.73 L/sec であるのに対し、D1 流域源頭部での流量は 0.99 L/sec、D1 流域出口では 1.17 L/sec であり、D1 流域は C 流域よりも流量が多いことがわかった。また、比流量を見てみると、C 流域では少なくほぼ一定であるのに対し、D 流域では、D1 源頭部で非常に多いことがわかった。次に、EC に対する各イオンの寄与率の平均値を理論式 [5)6)]により算出すると、Na^+ が信楽流域における水質形成に支配的な影響を及ぼしていることがわかった。そこで以下では Na^+ 濃度に着目する。C 流域では下流に向かうにつれて渓流水の Na^+ 濃度が 0.14 mmol/L から 0.18 mmol/L へと徐々に上昇していることがわかった。渓流各区間の渓流水の Na^+ の収支からその区間で供給される湧水の Na^+ 濃度を推定し、基岩内地下水と比較したところ、C 流域の Na^+ 濃度上昇は下流に向かうにつれて尾根沿いの Na^+ 濃度が高い基岩内地下水が湧出することによると考えられた。一方 D1 流域では、ゼロ次谷に大規模に存在する Na^+ 濃度が低い基岩内地下水が源頭部において多量に湧出し、また渓流内での湧水も濃度が低いため、渓流水の流下に伴う濃度上昇が抑えられるが、D2 流域との合流点付近まで流下すると、尾根沿いの Na^+ 濃度の高い基岩内地下水が湧出し、濃度上昇を示すことが考えられた。以上のように、流域間の流量・水質の違いには、基岩内地下水の流動状況の違いが大きく影響していることが示された。

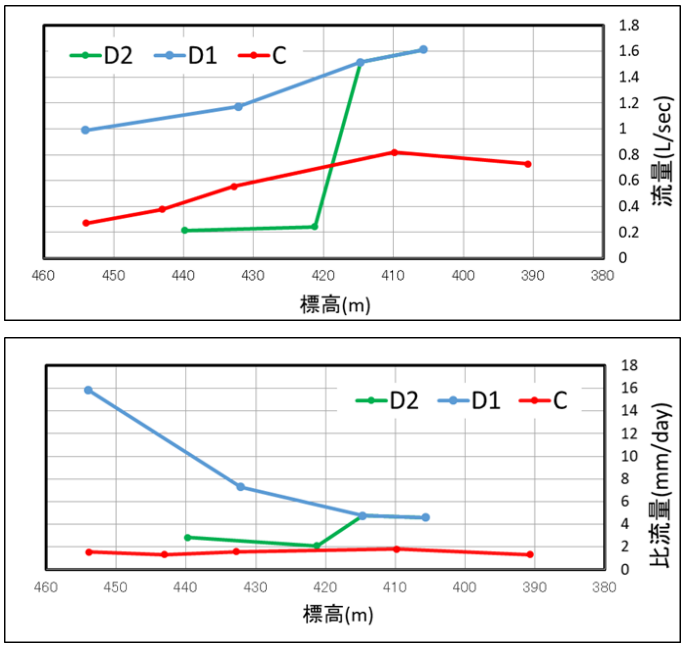


図-2　対象流域の流量と比流量の観測データ

引用文献

1)志水俊夫(1980)：山地流域における渇水量と表層地質・傾斜・植生との関係、林試験報、310, pp.109-128、2)Mulholland PJ. (1993)：Hydrometric and stream chemistry evidence of three storm flowpaths in Walker Branch Watershed. J. Hydrol. 151:291-316、3)Masaoka N., Kosugi K., Katsuyama M., Mizuyama T., Miyata S., Tsutsumi D. (2014)：Effects of Groundwater and Geological Structure on Hydrological Process in Mountainous Watersheds, INTERPREVENT 2014、4)西田一彦(1986)：風化残積土の工学的性質、鹿島出版会、5)David R. Lide (2004)：HANDBOOK of CEMISTRY and PHYSICS, 84th edition, CRC、6)Mary A. Allan (2004)：MANUAL FOR THE GAW PRECIPITATION CHEMISTRY PROGRAMME, GAW Precipitation Chemistry Science Advisory Group, p39

P-085

鉄道沿線斜面における森林情報を加味した斜面安定解析

アジア航測株式会社　中田慎，岡野和行，山下修平，野中彰太，臼杵伸浩
京都大学大学院工学研究科　杉山友康

1. はじめに

鉄道に関わる斜面や盛土等についてはハード対策が重点的に進められ，線路設備の耐災性は確実に向上している．線路に隣接する斜面については定期点検などで管理されているが，さらに離れた箇所での斜面崩壊に起因する災害が増加している．降雨が局所化，巨大化しているなかで，線路に流れ込む沢などの流域における自然斜面の崩壊，小規模土石流の発生など豪雨における危険性の判定が必要である．

近年，航空レーザ測量の技術が発達し，樹林下の地盤標高を正確かつ高精度に取得することができるようになった．また，このような数値標高モデルを基礎データとして，表層の植生の影響を含めた斜面崩壊の発生危険性を力学的に計算するモデルが開発されている．

航空レーザ計測で取得したデータから，地盤や樹林に関するデータの作成方法を提案するとともに，鉄道に隣接する流域において，植生の効果を考慮した表層崩壊発生危険性の評価を行った事例を示す．

2. 調査対象

試験サイトは西日本旅客鉄道株式会社管内の福知山線，丹波竹田・福知山間の左側斜面とした．また，計算に用いる雨量データは，国土交通省所管の音無瀬雨量観測所のデータとした．



図-1　試験サイトと使用した雨量観測所位置図

3. 地形データからの表層土層厚推定

数量化Ⅰ類を用いて，航空レーザ計測データから表層土層厚を推定するモデルを作成した．説明変数は航空レーザ計測データから算出した地形量とし，現地で実施した簡易貫入試験結果を教師データとして，モデルの最適化を行った．

斜面勾配が小さい斜面では，土砂移動が少なく，風化の進行に伴い土層厚が形成されるのに対し，斜面勾配が大きい斜面では，それに加えて勾配と地下水位の関係に規定される崩壊現象による土層厚の減少が想定される．解析の結果，斜面勾配30°を境に地形量と土層厚との関係性が異なったことから，30°を境界に２つの推定モデルを作成した．これらのカテゴリースコア（CS）を表-1に示した．その結果，相関係数0.9および0.7以上となる推定モデルを作成することができた．

これらの式により得られた表層土層厚推定値と簡易貫入試験結果の平面分布を図-2に示す．

■数量化Ⅰ類による算出式

（土層厚推定値）＝（斜面勾配によるCS）＋（集水面積によるCS）＋（地上開度によるCS）＋（地質条件（受け盤，流れ盤）によるCS）＋（定数）

表-1　作成したモデルのカテゴリースコア

斜面勾配30°未満の場合			斜面勾配30°以上の場合		
斜面勾配	20°未満	-0.07710	斜面勾配	30°～35°	0.12626
	20°～25°	0.21506		35°以上	-0.19510
	25°～30°	-0.04240			
集水面積	10m²未満	-0.29150	集水面積	10m²未満	0.04806
	10m²～20m²	-0.18260		10m²～20m²	-0.14690
	20m²～30m²	0.06952		20m²～30m²	0.08046
	30m²～40m²	0.18164		30m²～40m²	0.08388
	40m²～50m²	0.06068		40m²～50m²	-0.16290
	50m²以上	0.23939		50m²以上	-0.04740
地上開度	85°未満	0.47919	地上開度	85°未満	0.03754
	85°～86°	0.24751		85°～86°	-0.27130
	86°～87°	0.69349		86°～87°	0.30878
	87°～88°	-0.46920		87°～88°	0.52812
	88°～89°	0.21882		88°～89°	-0.21900
	89°以上	-0.49880		89°以上	0.07608
右岸左岸	右岸	-0.08060	右岸左岸	右岸	-0.01020
	左岸	0.06046		左岸	0.00663
定数項		1.44608	定数項		1.12888

■作成した推定モデル

斜面勾配0～30°

$y = 0.8114x + 0.2727$　（R=0.90）

斜面勾配30°以上

$y = 0.499x + 0.5655$　（R=0.71）

ここで，y：土層厚推定値，x：実測値

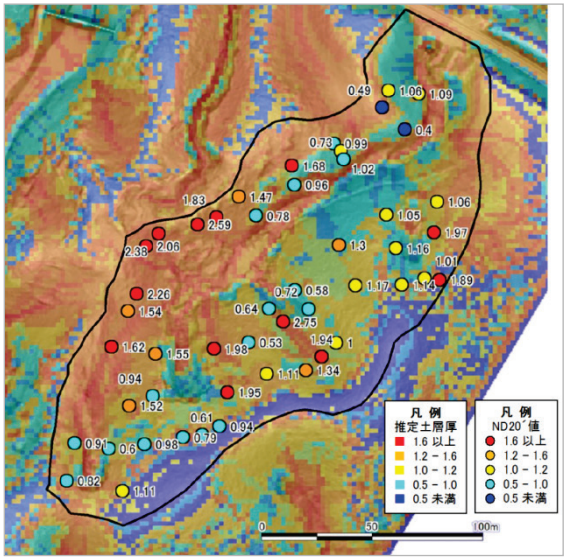


図-2　表層土層厚推定値と簡易貫入試験結果の平面分布

4. 流域内の植生（樹種，直径，密度）と地盤強度

航空レーザ計測データおよび航空写真を用いて，試験サイトの樹木根系による粘着力増強分（⊿C）の平面分布を推定し，斜面安定解析モデルに適用した．⊿Cが以下の3項目の関連性が大きいといわれているため，本研究では，樹木根系の引き抜き抵抗力に関する既往の研究成果に着目して検討を実施した．

① 樹種（針葉樹，広葉樹）
② 樹木の太さ（胸高直径；D）
③ 樹木間の密度（立木間中央からの距離；X）

阿辻ら（2013）および阿辻ら（2014）によれば，⊿Cは，樹種別に以下の式で表すことができる．

針葉樹（ヒノキ）　：$\Delta C=(0.0033D^{2.77})X^{-2.8}$

広葉樹（全般）　：$\Delta C=0.00198(D/X)^{2.8}$

試験サイトに分布する植生の諸元について，現地調査結果と航空レーザ計測データから推定した．解析は図-3に示す手順で行った．



図-3　斜面安定計算の数値設定フロー

4.1 胸高直径（D）

試験サイトに分布する植生について，崩壊発生前の航空写真を判読することにより樹種区分を行った．樹種は広葉樹とヒノキに区分した．一方，樹高については崩壊発生後の航空レーザ計測データを活用して算出し，崩壊発生箇所については周囲の林縁部の樹高から内挿補間して設定した．現地の30地点で調査した樹高と胸高直径計測データをもとに，下記推定式を作成し，各メッシュに適用することにより胸高直径を推定した．

$$D = 7.5641e^{0.0784H} \quad (R=0.80)$$

4.2 樹木密度（X，CR）

試験サイトに分布する樹木のうち，現地の30地点で調査した立木間中央からの距離（X）と航空レーザ計測データによって得られた樹冠疎密度（CR）の結果との関係式を作成した．樹冠疎密度は，地上15m高の樹冠の密度について，航空レーザ計測データを活用して算出したものである．

得られた下記式を用いて各メッシュの立木間中央からの距離（X）を推定した．

$$X = CR / 23.594 \quad (R=0.50)$$

4.3 根系による粘着力（⊿C）

上記の関係式から求めたDおよびXを樹種（広葉樹、針葉樹）に応じたそれぞれの式に適用し、試験サイトの⊿Cの分布を推定した．

5. 斜面安定計算の結果

樹木根系を考慮し，各メッシュの⊿Cを変動させて計算を実施した．災害が発生した2014年8月豪雨時の降雨条件（17日6:00）をt=0hとしたときのt=100hの安全率の分布を図-4に示した．この結果，降雨後に発生した崩壊の源頭部付近に相対安全率が低い部分が出現した．

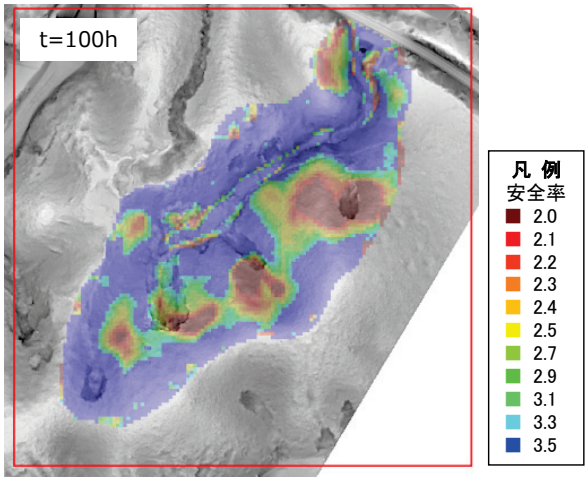


図-4　試験サイトにおける安全率の状況（t=100h）

6. おわりに

本研究では，現地で取得したデータを航空レーザ計測で取得したデータに関連づけて，試験サイトにおける植生の効果を考慮した表層崩壊発生危険性の評価を行った．今後は他地域で適用可能かどうか，地域性が生じるか等の解析を行い，モデルの検証を進める．

阿辻雅言・北原曜・小野裕（2013）．林分における崩壊防止力二次元分布図の構築,中部森林研究,**61**,13-16.
阿辻雅言・北原曜・小野裕（2014）．広葉樹天然林における根系による崩壊防止力分布,中部森林研究,**62**,99-102.

P-086

スギを対象とした引き倒し現地実験

森林総合研究所　○岡田康彦、黒川潮

1 要旨

森林は多くの公益的機能を有しており、その中には土砂災害防止機能／土壌保全機能がある。この機能には、表面侵食防止、表層崩壊防止、落石防止、飛砂防止、土砂流出防止、雪崩防止に加えて、土石流発生防止・停止促進が含まれる。土石流の停止促進機能の実態解明を目的に、古くから立木の引き倒し現地実験が実施されてきた。引き倒し実験で計測される牽引荷重は、樹種、胸高直径、樹齢のほか、斜面傾斜等の諸条件の影響を受けてその値が変動するものと推定されるが、その実態は必ずしも明らかであるとは言えない。26 年生のスギ（30 度傾斜、表層地質：安山岩、玄武岩質安山岩溶岩、火砕岩)、38 年生のスギ（35 度傾斜、表層地質：泥質片岩)、48 年生のスギ（13 度傾斜、表層地質：花崗岩）を対象に、現地森林で引き倒し実験をしてそこで発揮された牽引荷重などを調べた。

引き倒し現地実験時に立木が傾倒する際の回転中心の深さと胸高直径には線形の関係が認められ、胸高直径が大きくなるに従い立木の回転中心深さが大きくなる結果が得られた。また、国有林３林班で実施した引き倒し現地実験より算出した転倒抵抗力のモーメントは、胸高直径の冪乗関数として各々が高い相関係数を持って近似された。関数の係数値の有意差検定を行ったところ３者には有意差は認められなかった。胸高直径とスギが発揮する転倒抵抗力のモーメントの関係が示された。

2 引き倒し現地実験結果

スギ立木の引き倒し現地実験は、樹齢の異なる国有林３林班で実施した。立木の地面から高さ 1.1m の位置にワイヤーを巻き、斜面傾斜方向に荷重を載荷する仕様とした。荷重は主に重機で載荷し、胸高直径の小さな立木に関してはチルホールを使用した。重機による荷重載荷の実験では、倒木となった場合の危険を避けるために供試木の傾斜下方に与えたワイヤーと重機の間に滑車をかませ、重機が荷重を載荷する方向と、立木が牽引される方向を別になるように調整した（写真１)。実験時は、牽引力を載荷して樹木が傾倒する様子を目視確認すると共に計測された荷重変動を同時に追跡し、立木が 20 度程度傾倒すると共に荷重のピークが出現した後に荷重載荷を停止した。なお、いくつかの実験においては、供試木の斜面上方に変位計を取り付けて、立木の傾倒により生ずる変位の計測も行った。また、森岡(1984)に従い、傾斜線交会法により立木傾倒の回転中心深さを求めた。

計測された胸高直径と立木傾倒の回転中心深さの関係を図１に示す。樹齢の異なる国有林３林班のスギは当然ながら胸高直径に差が認められ、回転中心の深さについては、相当量のばらつきは認められるものの胸高直径に比例してその値が大きくなることが示された。

スギが発揮する転倒抵抗力のモーメントと胸高直径の関係を図２に示す。立木の引き倒し現地実験においては、胸高直径と牽引荷重やモーメントの関係を、胸高直径の冪乗関数で近似する手法が多く採用される。

$$\mathrm{N} = \mathrm{a} \times D^{b}$$

ここでも、北原(2010)に従って、国有林３林班の各々のスギで発揮された転倒抵抗力のモーメントについて、胸高直径の冪乗関数として近似曲線を当てはめたところ、各々が高い相関係数を示した。本報において、胸高直径とスギの転倒抵抗力のモーメントの関係が示された。

引用文献

森岡昇(1984) 集運材用ワイヤーロープの支柱としての立木の強さ(III) 横荷重による力のモーメントと幹の傾きの関係―スギ小径木の場合―. 日本林学会誌、66(4):160-163.

北原曜(2010) 森林根系の崩壊防止機能. 水利科学、53(6):11-37.



写真１　スギの引き倒し現地実験の様子．供試木の 1.1m 高さにワイヤーを掛け重機で牽引

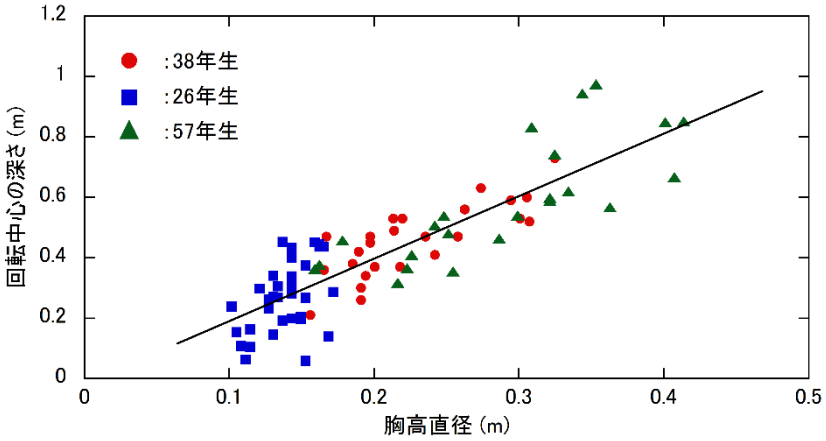


図１　スギの引き倒し現地実験で算出された立木傾倒の回転中心深さと胸高直径の関係

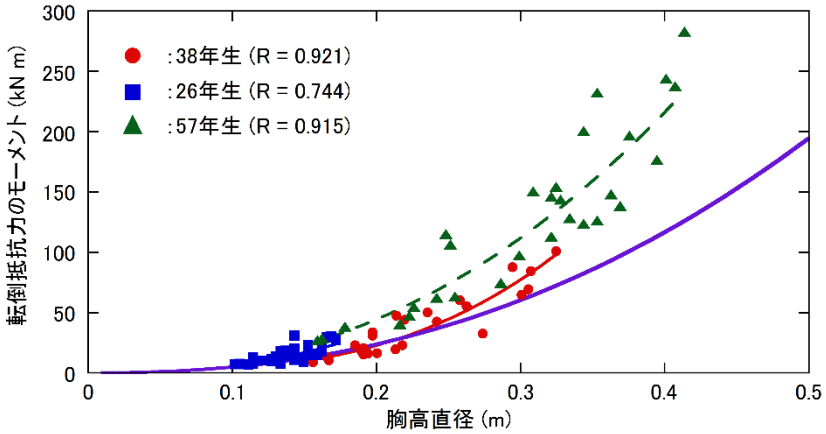


図２　スギの引き倒し現地実験で算出された転倒抵抗力のモーメントと胸高直径の関係

P-087

姫川流域における深層崩壊跡地の標高分布特性に関する一考察

国土交通省北陸地方整備局松本砂防事務所　五十嵐 祥二(現 鹿児島県)，石田 哲也，
浅野 未来（現 飯豊山系砂防事務所）
株式会社パスコ　○野田 敦夫，川上 誠博，松本祐樹

1. はじめに

現在，深層崩壊の発生の恐れのある斜面を抽出する調査は，微地形判読や地形量との関係，水文・水質調査等の手法が提案されている[1)]．これらの内，地形量との関係から深層崩壊の発生斜面を予測する手法は定量的な評価ができるという利点があり，勾配や集水面積等の地形量を指標とした評価方法が提案されている．一方，一般的な地形量である標高と深層崩壊との関連性については研究された事例が少ない．これらの背景を踏まえ，本報告では姫川流域を対象に，深層崩壊跡地の標高分布特性について検討を行うとともに，標高を地形量指標とした斜面の抽出を試行した結果を報告する．

2. 検討方法

2.1. 検討対象範囲

検討範囲は姫川流域(砂防基準点より上流域)とした(**図 1**)．当該流域では過去に稗田山大崩壊に代表される深層崩壊等が多数発生している．源頭部付近の最高峰は左岸側：白馬岳（2,932m），右岸側：雨飾山（1,963m）である．なお，本報告では深層崩壊は地質により発生特性が異なることを考慮し，岩質（火山岩，堆積岩）および形成年代から，対象範囲を 5 つの地質区分で領域分割を行った（**図 1**）．ただし，第三系火山岩は他の地質領域と比べ極めて範囲が狭いことから，本報告では対象外とした．

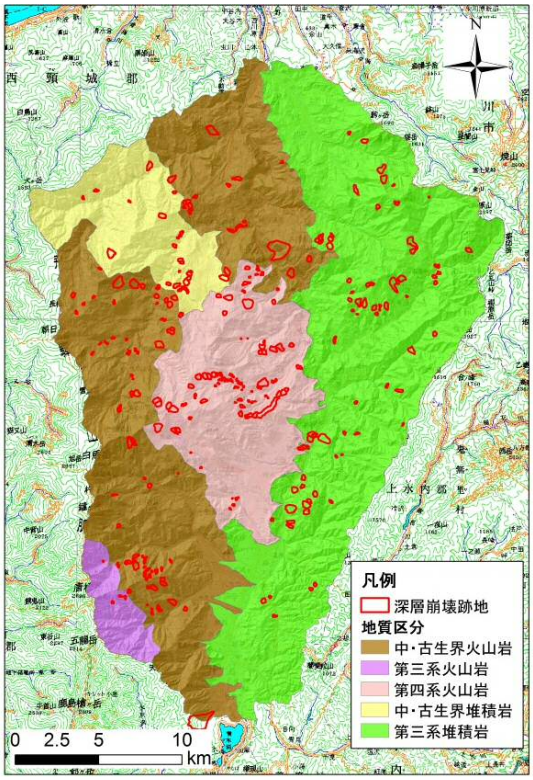


図 1　検討対象範囲（地質領域分割図）
※国土地理院の電子地形図 200,000 を引用

2.2. 使用データ

検討対象とした深層崩壊跡地（以下，跡地という）は，空中写真判読により流域全体で 324 箇所が抽出された．また，標高は国土地理院発行の 10m メッシュ（標高）を用いた．

2.3. 検討方法

2.3.1. 地質領域別標高分布特性の把握

各地質領域の跡地の標高分布特性を把握するために，跡地の平均標高，標高幅（最高標高-最低標高），標準偏差等の統計値を算出した（**表 1**）．なお，跡地の標高特性は場の特性に影響を受ける可能性があるため，地質領域全体の統計値も算出した（**表 1**）．

表 1　地質領域別の標高分布特性

①深層崩壊跡地

岩質	地質領域	全面積(km²)	平均標高(m)	標高幅(m)	標準偏差(m)
火山岩類	中古生界火山岩	5.35	1,152	2,481	517
	第四系火山岩	3.92	1,421	1,935	487
	（火山岩全体）	**9.28**	**1,266**	**2,481**	**522**
堆積岩類	中古生界堆積岩	1.22	994	1,199	277
	第三系堆積岩	4.29	978	1,302	252
	（堆積岩全体）	**5.51**	**982**	**1,476**	**258**
全体		14.83	1,163	2,481	465

②地質領域全体

岩質	地質領域	全面積(km²)	平均標高(m)	標高幅(m)	標準偏差(m)
火山岩類	中古生界火山岩	231.04	1,180	2,859	622
	第四系火山岩	104.65	1,263	2,257	439
	（火山岩全体）	**335.69**	**1,206**	**2,859**	**572**
堆積岩類	中古生界堆積岩	60.46	980	1,670	281
	第三系堆積岩	273.98	935	2,158	351
	（堆積岩全体）	**334.43**	**943**	**2,158**	**340**
全体		686.67	1,096	2,859	504

③深層崩壊跡地/全体(①/②)

岩質	地質領域	全面積	平均標高	標高幅	標準偏差
火山岩類	中古生界火山岩	2.3%	97.6%	86.8%	83.2%
	第四系火山岩	3.7%	112.5%	85.7%	110.9%
	（火山岩全体）	**2.8%**	**104.9%**	**86.8%**	**91.2%**
堆積岩類	中古生界堆積岩	2.0%	101.4%	71.8%	98.6%
	第三系堆積岩	1.6%	104.6%	60.3%	71.6%
	（堆積岩全体）	**1.6%**	**104.0%**	**68.4%**	**75.7%**
全体		2.2%	106.1%	86.8%	92.3%

2.3.2. 跡地が集中する標高帯の抽出

各地質領域において，跡地が集中する標高帯を把握するために，標高値を高低差 50m 単位で区分し，標高区分ごとの跡地面積率（跡地面積/標高区分面積）を算出し，跡地面積率が高くなる標高帯を抽出した（**図 2**）．

2.3.3. 標高帯による深層崩壊の恐れのある斜面評価

抽出した標高帯を地形量指標とし，深層崩壊の恐れのある斜面評価を試行した．この試行結果の良否を判断するために，標高帯に含まれる深層崩壊跡地を抽出し，跡地捕捉率（標高帯に含まれる跡地の個数/跡地の全個数）を算出した．このとき，跡地の一部でも標高帯が重なった場合は含まれるものと判定した．

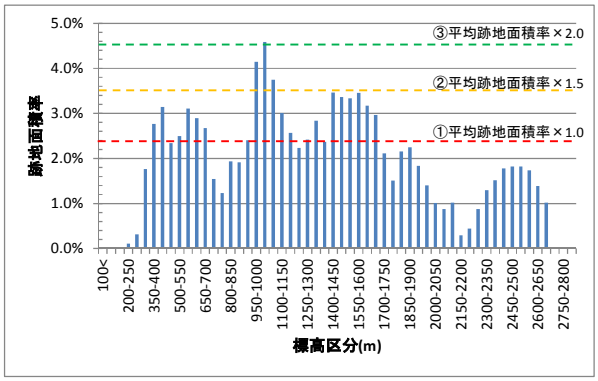


図 2　跡地面積率の算出結果例（中古生界火山岩）

3. 検討結果

3.1. 地質領域別標高分布特性の把握結果

各地質領域の標高分布特性を算出した結果，跡地の標高幅，標準偏差は，火山岩類に比べ堆積岩類の値が小さくなる傾向が確認される（**表 1①**）．これは，堆積岩類の方が一定の標高範囲内に跡地が集中分布する特性を示している．一方，地質領域全体の標高幅，標準偏差をみると，跡地と同様に堆積岩類の方が小さい（**表 1②**）．これは，火山岩類が標高差の大きい左岸域に分布するためである．このような場の特性を排除するために，跡地の統計値を領域全体の統計値で除してみると，標高幅，標準偏差ともに堆積岩類の方が小さい割合となっている（**表 1③**）．これらのことから，姫川流域では堆積岩類の領域において，跡地が一定の標高範囲内に集中分布する傾向が強いと判断される．

3.2. 跡地が集中する標高帯の抽出結果

標高区分ごとの跡地面積率を算出した結果から，跡地面積率が高い標高区分は，過去に深層崩壊が集中的に発生した標高帯であるといえる（**図 2**）．ただし，現段階ではどの程度の跡地面積率になれば高い率であるという明確な定義は無い．このため，本報告では各地質領域の平均跡地面積率を基準とし，3 ケースの標高帯を設定することとした（平均跡地面積率×1.0 倍，1.5 倍，2.0 倍となる標高区分＝3 ケースの標高帯）．

3.3. 標高帯による斜面評価結果

3 ケースの標高帯と跡地とを重ねあわせ，跡地捕捉率を算出した結果を示す（**図 3，4**）．なお，図中には標高帯が占める面積率（標高帯面積/全体面積）を示した．跡地捕捉率は平均跡地面積率に対する倍率が高くなるにつれ，標高帯の面積が絞られることから徐々に低下する傾向を示す（**図 3，4**）．標高帯を深層崩壊の恐れのある斜面評価に適用する場合，一定以上の捕捉率が確保され，かつ抽出される範囲が絞られる方が有効な指標であるといえる．そこで，本報告では跡地捕捉率 60%以上で（跡地を半分以上捕捉できる目安），標高帯の面積率がより低いものを最適ケースとして選定することとした．その結果，火山岩類は中古生界・第四系ともに 1.0 倍，堆積岩類は中古生界・第三系ともに 1.5 倍のケースが選定された．選定した標高帯と跡地の分布図から，堆積岩類の領域は火山岩類の領域に比べ，標高帯の範囲が絞り込まれている状況が確認される（**図 5**）．

4. 考察

本報告の検討結果からは，姫川流域では堆積岩類の領域において跡地が一定の標高帯に集中する傾向が強いことや，標高を地形量指標として採用することである程度の斜面の絞り込みが行える可能性が示された．堆積岩領域における跡地は，主に尾根直下，斜面中腹に分布しており，その上部には平坦部や緩斜面，下部には中～小規模の斜面変動により乱れた斜面形状を呈す箇所が多い（**図 6**）．このような地形特性をみると，同領域の深層崩壊は侵食前線付近で主に発生しており，この侵食前線が一定標高に連続して存在していることが，跡地の標高分布特性に影響を及ぼす一因である可能性が考えらえる．

【参考文献】

1) 深層崩壊の発生する恐れのある斜面抽出技術手法及びリスク評価手法に関する研究，土木研究所資料 第 4533 号，平成 28 年 3 月

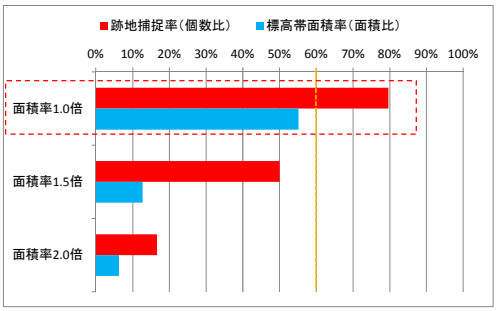


図 3　標高帯による跡地捕捉率（中古生界火山岩）

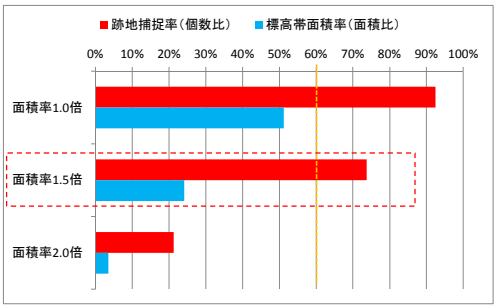


図 4　標高帯による跡地捕捉率（第三系堆積岩）

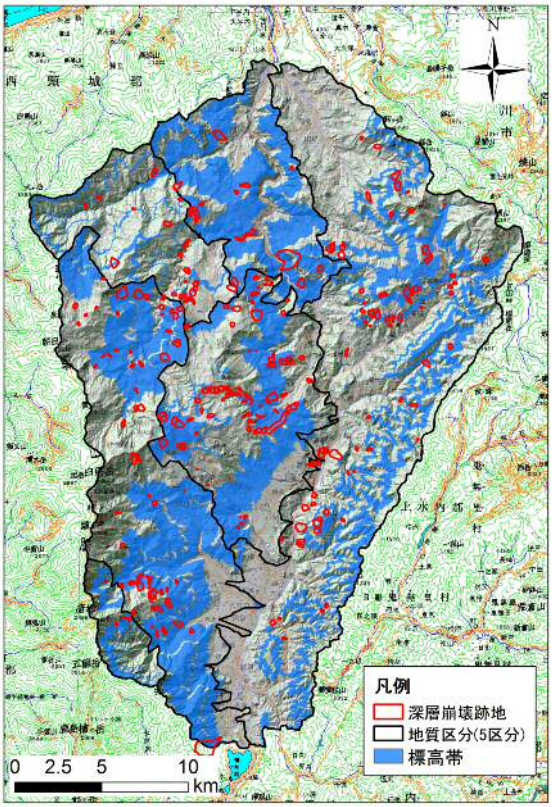


図 5　標高帯と深層崩壊跡地の重ねあわせ図

※国土地理院の電子地形図 200,000 を引用



図 6　深層崩壊跡地（赤枠）の分布状況（第三系堆積岩）

高頻度衛星画像を用いた土砂移動箇所の把握

アジア航測株式会社　○船越　和也，織田　和夫，角田　里美，金　宗煥
服部　聡子，松田　昌之，屋木　わかな，太井　正史
株式会社アクセルスペース　池田　義太郎

1. はじめに

土砂災害が発生した場合には，土砂発生源となる山地斜面の崩壊状況や下流の土砂移動状況を速やかに確認する必要があり，特に広域で同時多発的な土砂災害が発生した場合には，初動対応として航空機を用いた空中写真撮影による土砂移動状況の概況把握が重要となっている．一方で，豪雨による土砂災害は，災害後の天候不良や山間部での雲や霧の発生などの影響を受ける場合があり，災害後の空中写真撮影が速やかに実施できない事例も多い．

平成 29 年 7 月 5 日から 7 月 6 日の九州北部豪雨では，福岡県朝倉市や大分県日田市等に同時多発的な土砂災害を多数発生し，甚大な被害をもたらした．この災害においても，災害発生直後から，天候不良や視界不良が長く続き，空中写真撮影に適した天候に恵まれない状況があった．これに対し，近年の人工衛星コンステレーション構築により，広大な山地斜面や流域を高解像度の人工衛星で高頻度に観測することが可能となりつつある．ここでは，平成 29 年の九州北部豪雨で発生した土砂災害について，高頻度衛星で観測された画像の活用性を確認するとともに，災害発生前後の画像を比較して土砂移動箇所を抽出する手法を検討した．

2. 高頻度衛星画像の活用性

今回の検討にあたって，利用する人工衛星は，地上解像度が概ね 5m 以下で，再訪日数が概ね 1 日（ほぼ毎日）の観測が可能となっており，かつ比較的安価に画像入手可能な条件を満たすものとして，Planet Labs を選定した．

検討対象範囲は，平成 29 年 7 月の九州北部豪雨による土砂災害発生域を含む 288.7km² とした（図 1）．

表 1　本検討に用いた人工衛星の概要

衛星名	搭載センサー	地上解像度	再訪日数
Planet Labs 社 Dove	RGB･近赤外	3m	1 日

※選定時で 200 機以上の衛星コンステレーション

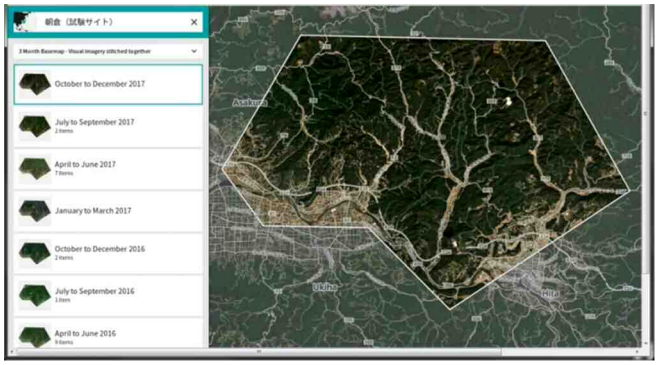


図 1　検討対象範囲と衛星画像検索（Planet Explorer）

今回の検討にあたっては，災害発生前後の期間を含む，平成 28 年 11 月から平成 29 年 12 月までのアーカイブ画像を収集し，災害前後で活用可能な画像を抽出するとともに，年間を通した衛星画像の取得状況や季節変化を確認した．

災害前の画像は，直近で 6 月 15 日に観測された画像が雲なしの状態で抽出されたが，災害後の画像は，災害発生から 50 日以上経過した 8 月 30 日までに雲のない画像は抽出することができなかった．このため，本検討では，災害直後の 7 月 7 日から一部に雲が存在する画像を収集し，雲域を除く可視領域がどのように変化するかを確認した．

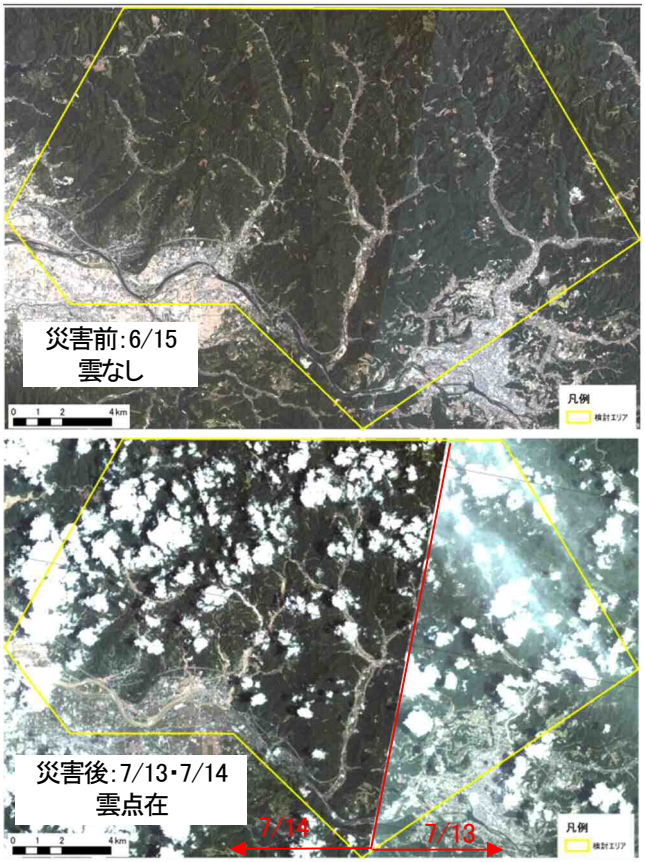
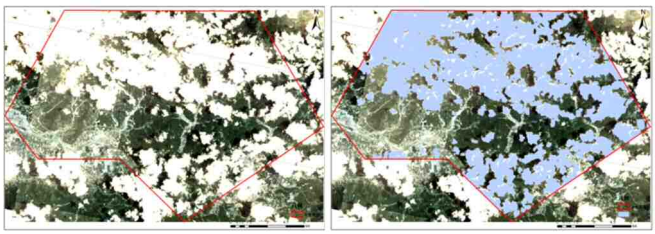


図 2　災害前後の衛星画像抽出例（上:災害前，下:災害後）

3. 災害後の衛星画像可視領域の変化

衛星画像のなかで，災害状況を把握可能な可視領域を把握するため，画像のなかの雲域を抽出した．雲域の抽出にあたっては，機械学習を用いて自動的に画像から雲域と判定される領域を抽出した．



災害後の雲あり画像　　自動抽出した雲域

図 3　災害後の抽出画像からの雲域抽出例

災害発生（7/6）後に観測された衛星画像について，雲域を自動抽出し，撮影された領域から雲域を除外した領域を可視領域として設定し，災害発生からの経過日数と可視領域の変化を整理した（図 4）．可視領域の重複部を除く累計面積を見ると，災害発生後の 7 日経過時点（7/13）で 57.4%，14 日経過時点（7/20）で 98.9%となっている．これに対し，航空機を利用した空中写真撮影状況として国土地理院の対応事例を見ると，7/13 と 7/30 の 2 回で概ね対象範囲を包括する空中写真撮影が実施されている（ただし，2 回の撮影画像には雲域が存在している）．本事例のように，災害直後の天候不良が長期化する場合にあっても，高頻度衛星画像を活用することで，相対的に早期に可視領域を広げていくことが可能となっていることが確認された．

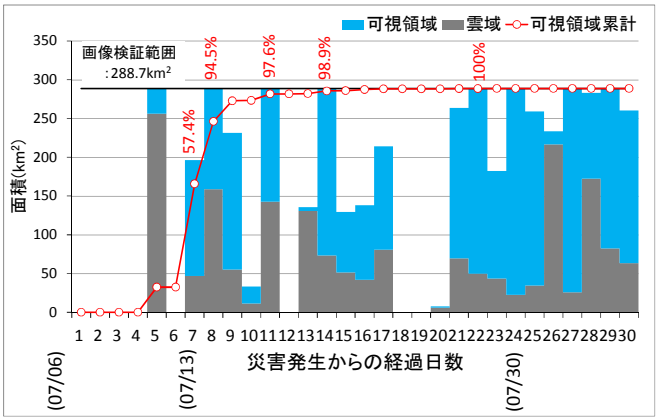


図 4　災害発生後に観測された衛星画像の可視領域変化

4. 災害前後の画像比較による土砂移動域の抽出

高頻度衛星画像の特徴として，災害発生前の画像を活用できる利点を生かし，災害前後の画像を比較することで，土砂移動域を抽出する手法を検討した．

ここでは，使用した衛星の観測バンドが，RGB バンドと NIR バンド（近赤外）で取得されていることから，崩壊や土石流で植生が流亡することに着目して，植生に強く反応する R バンドと R バンドと NIR バンドによる NDVI（正規化植生指標：NDVI=(NIR-R)/(NIR+R)により算出)を用いて土砂移動が発生した可能性が高い領域を抽出する手法を試行した．

本検討対象地域のなかで，雲影響や雲影などによる影響がほとんど確認されない箇所について，画像から土砂移動域（谷底部の土砂堆積域や流下域を除く）を判読し，災害前後の変化として，R バンド差分画像と NDVI 差分画像を作成し，判読した土砂移動域の分布と比較した（図 5）．

比較にあたっては，判読した土砂移動域の範囲内の画像から，それぞれの画素毎に差分値を算出した．その結果，災害前に植生被覆されていた箇所が，災害後に植生が流亡することにより，土砂移動域での差分値が大きくなっていることが確認された．一方で，今回は土砂移動域として判読していない谷底部の土砂流下・堆積域についても，同様の差分結果を示すことが確認された．

差分抽出結果の面積に対する判読結果の面積の割合をユーザ精度（UA：値が低ければ過剰抽出の傾向を示す）とし，判読結果の面積に対する差分抽出結果の面積の割合をプロデューサ精度（PA：値が低ければ抽出漏れの傾向を示す）で検証した（図 6）．その結果，NDVI 差分による抽出結果が PA=71%程度と良好な結果を示した．このとき，UA=33%と低い結果となっているのは，谷底部の土砂流下・堆積域および河道部の影響が関係しているものと判断される．

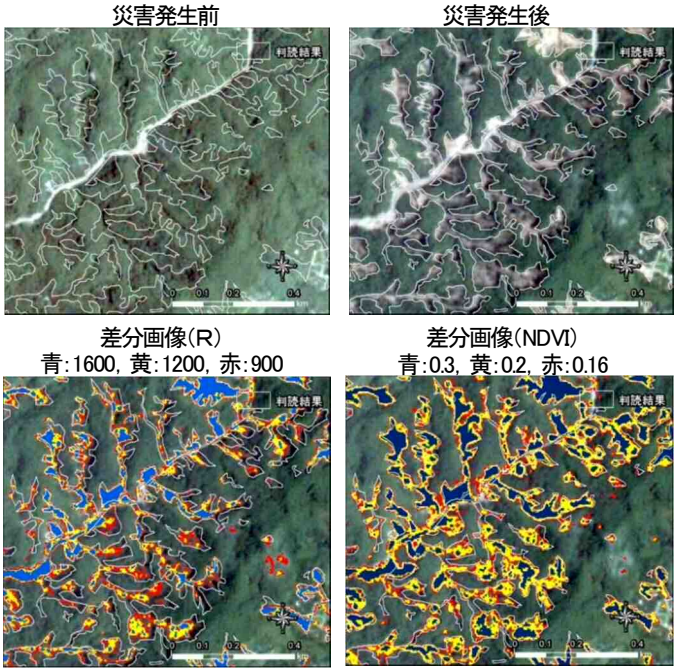
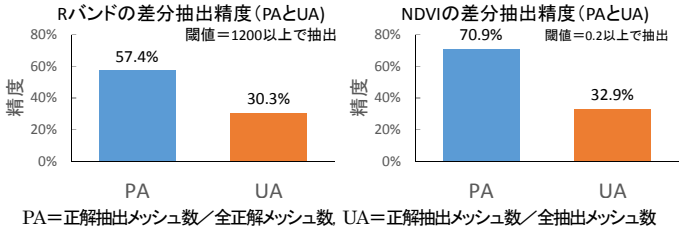


図 5　災害発生前後に撮影された衛星写真の差分画像から土砂移動域を抽出した事例（RバンドとNDVIで試行）



PA＝正解抽出メッシュ数／全正解メッシュ数，UA＝正解抽出メッシュ数／全抽出メッシュ数

図 6　災害発生前後の差分抽出結果の精度検証例（RバンドとNDVIで試行）

5. おわりに

広大な山地で発生する土砂移動の概況を把握する場合は，高頻度に観測された衛星画像から雲域等を除外した画像を蓄積して活用することが有効であることが確認された．また，高頻度に観測された衛星画像から抽出した災害前直近の画像を活用と，災害前後の変化を容易に把握できるほか，災害前後の画像差分を解析して土砂移動域をある程度の精度で抽出することも可能となることが確認された．

本検討で利用した光学衛星画像は，夜間等で地上を可視できない条件には対応できない．このような条件下では，SAR 画像の活用が有効となっているが，一方で SAR 画像の結果解釈に専門技術が必要となる場合も多い．これに対し，光学衛星画像は，結果解釈が比較的容易であることから，SAR 画像との相互補完利用していく手法を今後検討していくことが重要であると考える．

本研究は，国土交通省の平成 29 年度建設技術研究開発助成制度による開発費補助金を受けて実施した研究成果の一部をとりまとめたものである．

参考文献：宇宙航空研究開発機構衛星利用運用センター，国土交通省水管理・国土保全局砂防部砂防計画課（2018）：災害時の人工衛星活用ガイドブック　土砂災害版

P-089

平成 29 年 7 月九州北部豪雨における林地被害状況

(国研)森林研究・整備機構　森林総合研究所 九州支所　黒川潮

1. はじめに

平成 29 年 7 月九州北部豪雨は、梅雨前線や台風第 3 号の影響により、九州北部地方を中心に局地的に猛烈な雨が降った。特に、7 月 5 日から 6 日にかけては、対馬海峡付近に停滞した梅雨前線に向かって暖かく非常に湿った空気が流れ込んだ影響で、九州北部地方で 24 時間雨量 500mm を超える記録的な大雨となった。これにより福岡県朝倉市、東峰村、大分県日田市を中心に山地斜面の崩壊が多発し、大量の流木が発生した。九州北部豪雨による死者は 40 名(福岡県 37 名、大分県 3 名)、行方不明者は 2 名となっている(平成 29 年 12 月 21 日現在)。また、林業関係の被害は福岡、大分両県で 333 億円となっている(平成 29 年 8 月 22 日現在)。森林総合研究所は林野庁、九州森林管理局、福岡県、大分県と連携して山地災害の状況について調査を行っており、その結果について報告する。

2. ヘリコプターによる上空からの調査結果

ヘリコプターによる上空からの調査は 7 月 8 日、10 日の 2 日間実施した。8 日は八女市矢部地区、日田市中津江地区、小野地区、東峰村、朝倉市および英彦山から経読岳にかけて、10 日午前は朝倉市周辺、午後は朝倉市、東峰村を経由して英彦山から経読岳方面へ飛び、南下して涌蓋山、久住山を調査した。

調査を実施した結果、朝倉市および東峰村の山地斜面で数百ヶ所にのぼる多数の表層崩壊が発生していることが確認できた(写真1)。また日田市小野地区では比較的大規模な表層崩壊が発生し、流出した土砂が河川をせき止め、天然ダムを形成していた(写真2)。崩壊地の範囲はこれらの地区に集中しており、その他の地区では小規模な崩壊地が点在する程度であった。個々の崩壊の規模としては比較的小規模で、斜面長が数 m～数十 m のものが大半と思われた。記録的な大雨により谷筋に雨水が集中した結果、斜面が削られ同時多発的に表層崩壊が発生したものと考えられる。表層崩壊が発生した結果、山地の森林が土砂とともに流出し、流木が発生したものと考えられる。



写真1　朝倉市で発生した山腹崩壊



写真2　日田市小野で発生した山腹崩壊

3. 現地調査結果

現地調査は主として福岡県朝倉市で実施した。朝倉市は主として2種類の地質が分布するが、調査した箇所は変成岩類の泥質黒色片岩であった。樹種はほとんどがスギまたはヒノキの人工林であり、50 年生以上の樹齢の森林であることを森林簿から確認している。

現地において約 10 箇所の崩壊地の調査を行った。多くは崩壊深が 3m 以下の表層崩壊であったものの、それ以上の崩壊深のものも確認できた。崩壊の規模は斜面長が数十 m 程度のものが多く、小規模と言える。土壌に関しては粘土分が多く見られ、今回の山腹崩壊発生地で多く見られたマサ土よりも水はけが悪く、透水性が低いと考えられる。このため同様の地質の箇所では記録的な大雨が地中に浸透しきれずに表面流が発生し、谷筋に集められた雨水が地表面を侵食した結果、山腹崩壊が発生したと推測される。森林に関して、施業履歴より間伐が実施された場所を確認したが(写真3)、山腹崩壊が発生していた。間伐実施により下層植生も見られ、この場所における森林は適正に管理されていたと考えられ、間伐の有無による崩壊発生の関連性は確認できなかった。また、崩壊地において根系の土壌への侵入状況について確認を行ったが(写真4)、概ね 1～2m 程度であった。根系が侵入可能な土壌の深さもほぼ同様と見られ、森林の土砂崩壊防止機能を十分発揮しうる深さまで根は成長していたと考えられる。崩壊地直下および周辺には、今回の豪雨災害に伴って発生した倒木が確認できたが、崩壊地に存在していたと見られる樹木の本数から考えると一部であり、大半は土砂とともに下流に流出したものと考えられる。

河川に流入した流木を調査したところ、長さ 10m 以上の比較的大きなものも堆積していた。これらの流木はほとんどが根付きで有り(写真5)、間伐等で林地に残存していたと考えられるものは全体の量からするとごく一部であった。このことから、今回発生した流木は上流域の山腹崩壊に伴い巻き込まれた立木が流下したものと考えられる。樹種はスギ、ヒノキが多いが、広葉樹類やタケの流木も確認できた。



写真3　間伐実施箇所の状況



写真4　根系の侵入状況



写真5　流木の状況

4. おわりに

林野庁「流木災害等に対する治山対策検討チーム」は、平成 29 年 11 月に中間とりまとめ結果を公表した[1)]。この中で今後の対策として、

(1)森林の山地災害防止機能の向上を図ることを基本とした上で大規模な山腹崩壊が発生する場合も想定し、下流域での流木による被害を防止・軽減するため、森林域できめ細かな対策を実施

(2)具体的には、流木災害の発生メカニズム等を踏まえつつ、0 次谷等を「発生区域」、その下流域を「流下区域」及び「堆積区域」に区分し、崩壊土砂や流木の形態に応じた対策を実施

が示された。これに基づいた民有林直轄治山事業が今後福岡県朝倉地区で実施されることとなっている。また全国約 1,200 地区で流木対策が行われることになっている[2)]。

参考資料

1)林野庁(2017)「流木災害等に対する治山対策検討チーム」中間取りまとめについて、
http://www.rinya.maff.go.jp/j/press/tisan/171102.html、参照:2018-03-30

2)林野庁(2017) 九州北部豪雨等を踏まえた流木災害防止緊急治山対策プロジェクトについて、
http://www.rinya.maff.go.jp/j/press/tisan/171201.html、参照:2018-03-30

P-090

空中写真を用いた多視点ステレオによる開口亀裂の自動抽出

アジア航測株式会社　○西村直記，臼杵伸浩，江口友章，勝又善明，滝川正則
芝浦工業大学　中川雅史，井草流星

1. はじめに

大規模な山体崩壊の要因として，重力作用や凍結融解作用により発生した開口亀裂の存在が指摘されている．開口亀裂の把握は，デジカメやメジャー等を用いた現地調査が一般的に行われているが，高標高域等のアクセス困難地では現地調査の実施が困難であるため調査範囲に限界がある．

また，深層崩壊調査では空中写真判読や航空レーザ計測データを活用した微地形の把握により，深層崩壊の発生ポテンシャルが高い箇所の抽出を行っているが，開口亀裂は最大で数十 cm 規模であるため，航空レーザ計測データや衛星画像上で微地形をとらえるのは困難である．また，詳細な地形状況を捉える手法として，ドローンによる空撮や地上レーザースキャニングが適用されているが，高標高における調査では，機材の可搬性や気象条件等からこれらの機器を用いることは困難である．

そこで，本研究では，高分解能デジタル航空カメラ（以下、航空カメラ）画像の解析により開口亀裂の長さ・幅等を自動的に抽出する手法の開発を目的とした．

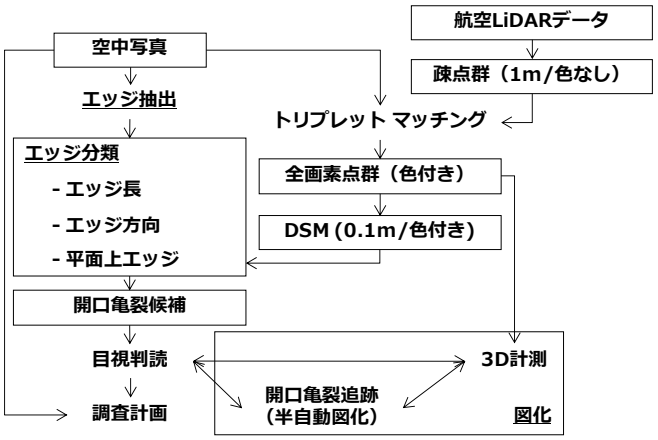


図 1　画像処理の流れ

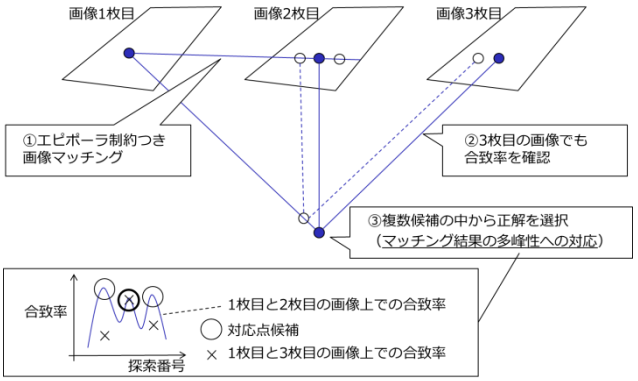


図 2　トリプレットマッチングの概念図

2. 画像処理による開口亀裂の自動抽出手法

画像上の開口亀裂の目視判読および図化を自動化する場合，画像からエッジを抽出する手法を適用することが一般的であるが，画像上で抽出されるエッジ情報には，開口亀裂のほかに，稜線や，溶岩の流化で生じる溶岩じわが含まれるため，これらを分類する必要がある．そこで本研究では，空撮画像上で得られるエッジ情報を分類し，開口亀裂を抽出・図化する手法を検討した．具体的には主として，エッジ抽出と点群生成，エッジ分類，図化で構成される（図 1）．

点群生成はマッチング修正機能を追加したトリプレットマッチング（図 2）を基本処理とした．エッジ分類では，画像から抽出された輝度勾配に関連する情報（エッジ長，エッジ形状，および，エッジ方向）と，生成された点群から得られる幾何情報（点群断面）を特徴量として用いて，エッジを分類した．これらの処理によって分類されたエッジから，開口亀裂のエッジを特定し，開口

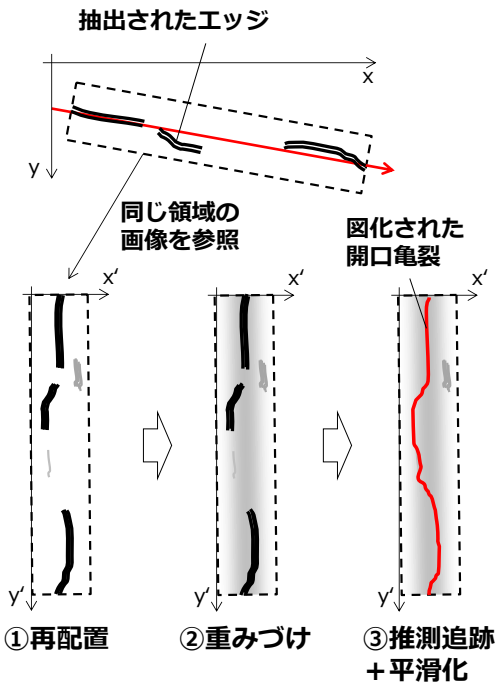


図 3　開口亀裂抽出の概念図

亀裂を図化した．図化においては，輝度勾配の追跡処理を基本処理とし，明瞭なエッジ端点間に，結線できる可能性のある不明瞭のエッジがある場合，輝度勾配を利用して推測追跡し，結線した結果を開口亀裂の図化結果とした（図 3）．

3. 実験及び解析結果

入力したデータは航空カメラ（IIe230，DMC）で取得した画像群（地上画素寸法 15cm，対地高度 1500m，オーバーラップ 80%，サイドラップ 40%，撮影パス数 4, GNSS 基準点数 1, GCP なし, とした．

任意画像上 4000×1400 画素を処理対象とし, 点群（5,600,000 点）を生成した．点群作成にあたってマッチングエラーを目視で確認し，これを除去した結果から, 画像マッチング成功率を 99.475%（5,570,605 点/5,600,000 点）と評価した．

調査対象とした開口亀裂の特徴量(長さ, 方向等）を用いてフィルタリングを行い，開口亀裂と推定されるエッジを抽出した（図 4）．また，これらのエッジを連結し，開口亀裂を自動図化した結果を図 5 に示す．

画像解析により抽出した開口亀裂は，現地調査で把握した開口亀裂を概ね網羅していることが確認された．このことから，本手法により，開口亀裂を自動抽出できるとともに，明瞭な開口亀裂間の輝度勾配の追跡処理により，不明瞭な開口亀裂を含め，開口亀裂を図化できることを確認した．また，不明瞭なエッジについては，目視により開口亀裂と想定されるエッジの始点と終点を選択することにより，半自動的に開口亀裂を図化する手法で対応できることも検証した．

処理における課題として，影領域のエッジのフィルタリングなどがあるため，処理方法の更なる改良が必要となる．また開口亀裂の幅については，3D 計測が可能だが，より高解像度な画像を利用することで，より高精度な計測が可能である．

4. おわりに

本研究では，空撮画像上で得られるエッジ情報を分類し，開口亀裂を抽出・図化する手法を検討した．画像上の輝度勾配と，生成した点群上の幾何勾配を用いることで，エッジ分類および開口亀裂の図化ができることを検証した．本手法で抽出した開口亀裂には現地未確認のものも含まれており，今後の調査によって抽出結果の妥当性を検証する必要がある．

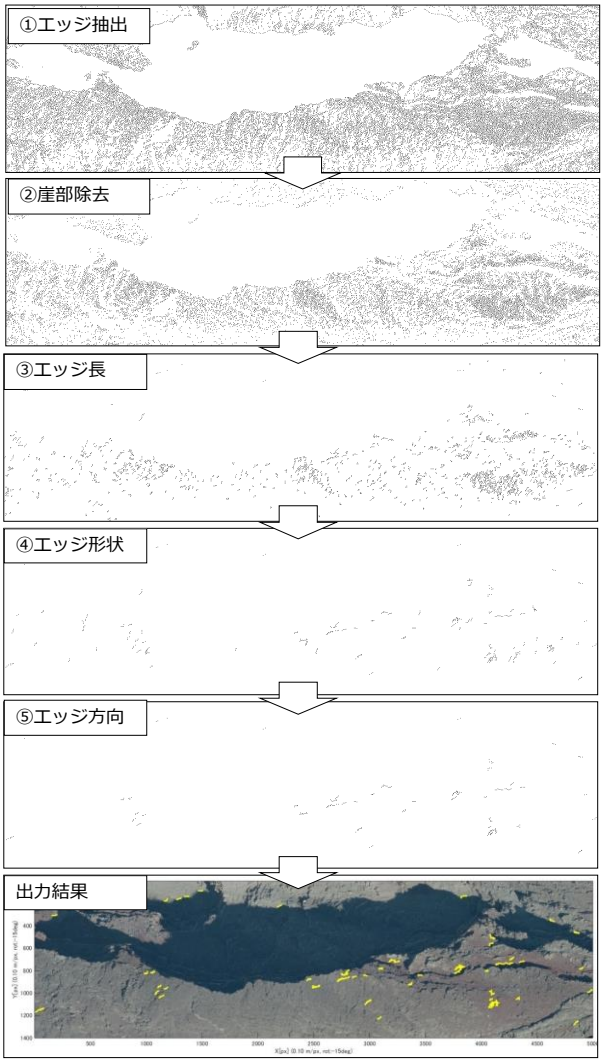


図 4　開口亀裂の抽出結果

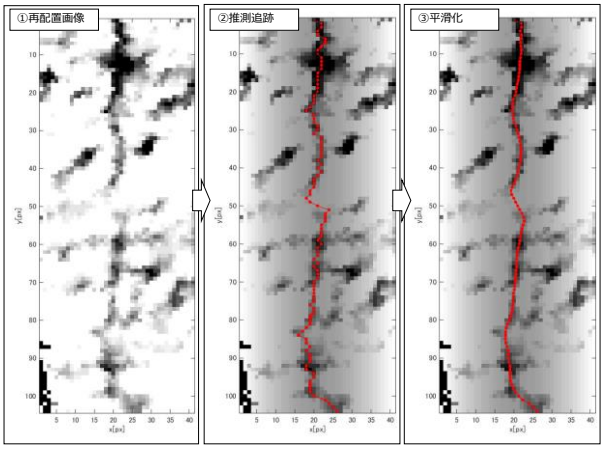


図 5　自動図化検討結果

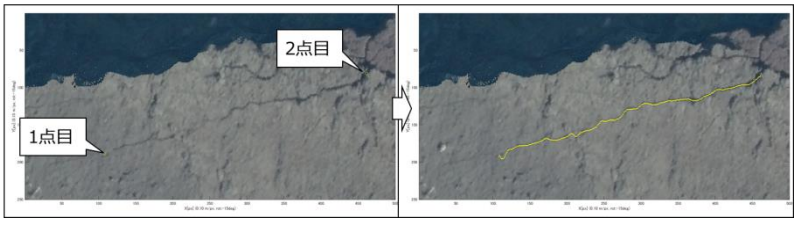


図 6　2 点入力による半自動図化例

P-091

平成 26 年広島豪雨災害における土石流発生源の地形特性 その3

砂防エンジニアリング（株） ○吉永子規，尾崎順一
朝日航洋（株） 中野陽子，安海高明，小林浩

1. はじめに

2014 年 8 月 20 日未明に広島県広島市で発生した豪雨に伴う土砂災害（以下,「8.20 豪雨災害」と称す）は，死者 74 人という甚大な被害を発生させた。被害の多くは，0 次谷の崩壊を発生源とする土石流による被害であった。筆者らは，土石流のおそれのある渓流の抽出に資する基礎資料とすることを目的に，土石流の発生原因となった 0 次谷の崩壊地に着目し，崩壊発生箇所の地形特性を検討してきた。

昨年度までの検討では，崩壊地頭部が斜面の最急勾配地点付近でかつ横断面形状が直線斜面から谷型斜面に移行する地点付近に位置することが概ね明らかとなった。一方で，①既往報告でも指摘されている小縮尺地質図と現地地質の相違点が考慮できていない点，②崩壊発生箇所には渓岸崩壊等が含まれており、対象とした崩壊が土石流の発生源となった崩壊に絞り込めていない点が課題であった。

そこで本検討では，崩壊地を類型化し土石流の発生源となる 0 次谷の崩壊地に対象を絞り，地質区分を見直した上で，崩壊発生前の航空レーザ計測データ（以下,「LP データ」と称す。）を用いて地形量を算出し地形特性を把握した。また，算出結果を用いて土石流の起因となる崩壊発生箇所の抽出を試みた。

2. 検討対象範囲および地質

2.1 検討対象範囲

8.20 豪雨災害の被害は，広島市安佐南区緑井地区から安佐北区大林地区の約 20km 区間に集中している。検討対象範囲は，このうち「災害発生前（2009 年）」と「発生後（2014 年 8 月）」に LP データが存在する山地とした（図 1）。

2.2 地質区分の検討

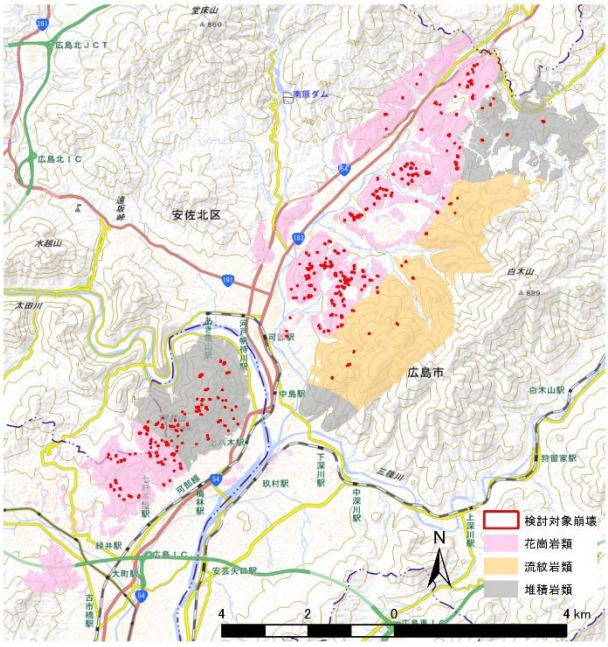
地質区分は，現地確認において妥当と考えられた松四ら[1]の地質区分に基づき「花崗岩類」・「流紋岩類」・「堆積岩類」に区分した（図 1）。

3. 崩壊区分

崩壊の発生位置と土石流の流下区間との位置関係より,「①土石流流下区間最上流部（源頭部）の崩壊」,「②土石流流下区間側方斜面の崩壊」,「③流下区間を持たない（崩壊土砂が崩壊地直下に堆積した）崩壊（流下区間が不明瞭な崩壊を含む）」の 3 分類に区分した。

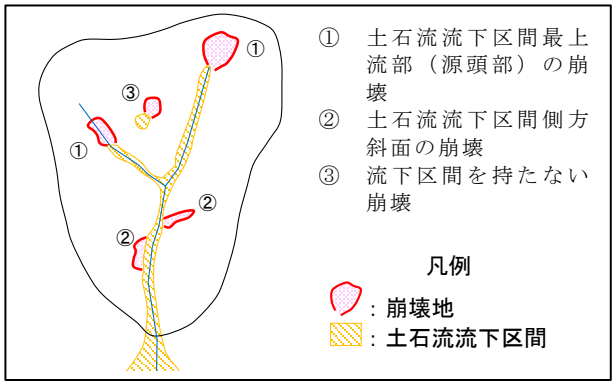
本検討では，①に区分した源頭部の崩壊地を土石流の発生源となった崩壊とした（以降,「源頭部の崩壊」と称す）。

源頭部の崩壊は，各地質，全体の半数程度である。1 箇所あたりの面積は源頭部の崩壊がいずれの地質区分においても多少広い傾向にあった。



背景図に地理院地図を使用

図 1 検討対象範囲内の地質区分及び対象崩壊地の分布状況（松四ら,2015 を移写）



① 土石流流下区間最上流部（源頭部）の崩壊
② 土石流流下区間側方斜面の崩壊
③ 流下区間を持たない崩壊

図 2 崩壊種別の概念図

表 1 地質ごとの崩壊発生状況

項目	崩壊箇所			平均面積(㎡)/箇所	
	全体	源頭部	割合	全体	源頭部
花崗岩類	514	230	45%	269	324
流紋岩類	46	16	35%	297	426
堆積岩類	127	68	54%	302	350
計	687	314	46%	-	-

4. 源頭部の崩壊の地形特性

源頭部の崩壊発生箇所の地形特性を把握するために，災害発生前の LP データを用いて地形量を算出した。地形量は昨年度の検討結果を踏まえ，傾斜度と斜面の凹凸度合いを表す固有値比とし，算出に用いるウィンドウサイズ [2] は 5m とした。算出した地形量の中央値を表 2 に示す。

4.1 地形量の算出結果

崩壊発生箇所は，非発生箇所に比べ固有値比が低い傾向が見られた。また，源頭部の崩壊は他の崩壊区分と比べ低い値を示した。一方で，傾斜度では明瞭な傾向は認められなかった。

4.2 源頭部の崩壊発生箇所の地形

花崗岩類，堆積岩類において，源頭部の崩壊発生箇所，非発生箇所を現地確認した。源頭部の崩壊発生箇所では崩壊地を囲むように凹地形を呈している（図 3）のに対し，崩壊非発生箇所周辺は，平行斜面であり谷形状を呈していない箇所が多いことが確認された。源頭部の崩壊地で固有値比が小さい傾向を示したことは，この凹地形を表現したものと考えられる。

表 2 各地形量の中央値

項目	固有値比				
	非崩壊発生	崩壊発生（全体）	崩壊発生①	崩壊発生②	崩壊発生③
花崗岩類	4.4	4.1	4.0	4.2	4.1
流紋岩類	5.2	4.1	3.7	4.4	4.3
堆積岩類	5.0	4.9	4.7	5.4	4.9
項目	傾斜度				
	非崩壊発生	崩壊発生（全体）	崩壊発生①	崩壊発生②	崩壊発生③
花崗岩類	33.5	34.9	34.4	36.2	35.2
流紋岩類	35.7	35.5	33.9	39.0	36.0
堆積岩類	34.9	36.2	35.4	37.0	38.6

※崩壊発生①～③は図 2 の区分に対応

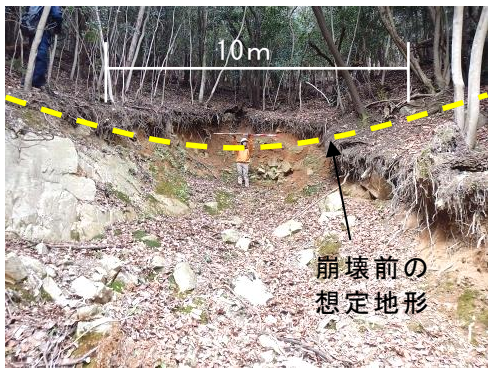


図 3 源頭部の崩壊発生箇所（花崗岩類）

5. 源頭部の崩壊発生箇所の抽出

地形量の算出結果を元に崩壊発生箇所の抽出を試みた。抽出にあたり，「固有値比は凹凸度合いが同じ場合凹地形（谷地形）と凸地形（尾根地形）が同じ値を示すこと」，「現地確認で源頭部の崩壊周辺は谷地形を呈していたこと」を考慮し，傾斜度と固有値比に加え集水メッシュ数を用いた。

固有値比の閾値は，花崗岩類：≦4.01，流紋岩類：≦4.78，堆積岩類≦5.52，傾斜度は花崗岩類：≧30.44，流紋岩類：≧30.18，堆積岩類≧31.75 とした。また，集水メッシュ数は全ての地質で 4 メッシュ以上（5m メッシュ）とした。抽出結果を図 4 に，カバー率・的中率比 [3] を昨年度の閾値での結果とあわせ表 3 に示す。崩壊地の類型化，地質の見直し，集水メッシュ数を勘案したことにより，昨年度と比してカバー率・的中率比 [3] 共に概ね向上が認められた。

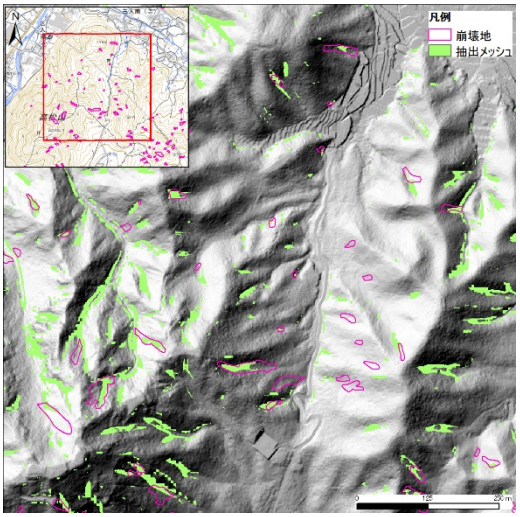


図 4 崩壊発生箇所の抽出結果（高松山周辺）

表 3 カバー率と的中率比

地質区分	今年度		昨年度	
	カバー率	的中率比	カバー率	的中率比
花崗岩類	0.26	3.71	0.33	2.1
流紋岩類	0.28	2.64	0.17	3.4
堆積岩類	0.58	3.33	0.34	1.79

6. おわりに

本検討では，昨年度までの課題であった崩壊の類型化，地質区分の見直しを行い，地形量を再整理した。その結果，土石流の発生源となる源頭部の崩壊は崩壊非発生箇所や他の崩壊区分と比較し固有値比が低いことが明らかとなった。このことは現地で確認された崩壊地周辺の凹地形を表現したものと考えられる。また，地形量の算出結果を元に 8.20 豪雨災害時の崩壊発生箇所の抽出を試みた。傾斜度と固有値比に加え，集水メッシュ数を用いて崩壊地周辺の凹地形を評価することにより抽出精度の向上が見られた。

今後は，地形量の閾値を上限または下限のみでなく上・下限で検討するなど更なる抽出精度の向上を図っていきたい。

謝　辞

災害発生前の航空レーザデータは，国土交通省中国地方整備局太田川河川事務所に貸与を受けた。ここに記して謝意を申し上げます。

1） 松四ら：2014 年広島災害における表層崩壊の発生メカニズムと降雨閾値、京都大学防災研究所年報、第 58 号 A、2015

2） 横山ら：レーザー測量データを用いた岩盤クリープ斜面の表面形状把握、砂防学会誌、Vol.64、No65、2012

3） 横山ら：宮崎県鰐塚山山地における深層崩壊と微地形・地質的特徴の関係、砂防学会誌、Vol.63、No.5、2011

P-092

天竜川上流域における深層崩壊の発生する恐れのある斜面の抽出検討事例

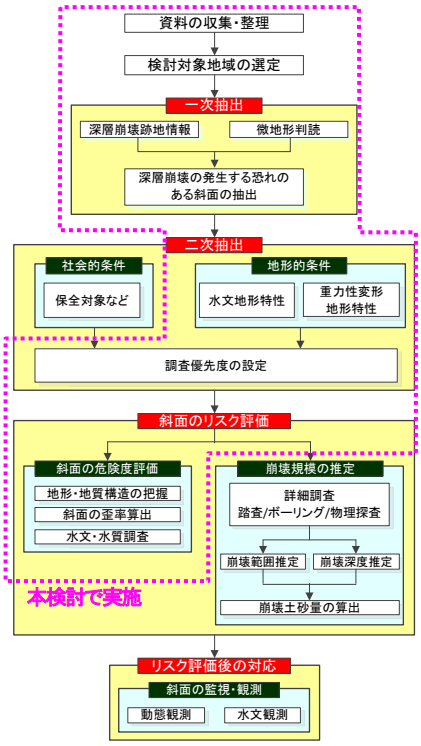
国土交通省 中部地方整備局 天竜川上流河川事務所
椎葉秀作，岡村修，山根宏之，杉山和也（現木曽川上流河川事務所），深見悠矢
アジア航測株式会社
江口友章，坂口宏，内藤直司，○梶原あずさ

1. はじめに

深層崩壊が起こると，それに起因する天然ダムの形成や大規模土石流の発生により周辺地域に甚大な被害が生じる恐れがある。そのような深層崩壊の発生に備えるためには，深層崩壊の発生場所，時期，規模等を事前に想定しておく必要がある。

深層崩壊の発生場所に着目した研究成果としては，深層崩壊推定頻度マップ，深層崩壊渓流（小流域）レベル評価マップ，深層崩壊跡地密度マップ等が，これまでに公表されている。さらに，渓流レベル評価マップの評価単位よりも小さな斜面単位で深層崩壊の発生する恐れのある斜面を抽出する取り組みが，土木研究所（2016）（以下，リスク評価マニュアルとする。）[1]等により行われているが，検討事例が少なく各項目における総合的な評価手法は未だ確立されていない。

今回，リスク評価マニュアルで報告された手法に基づき，天竜川上流域において地質別に深層崩壊の発生する恐れのある斜面を抽出し危険度を評価した。本論は，これらの検討事例について報告するものである。



出典:リスク評価マニュアル(2016)に一部加筆

図1 深層崩壊の発生する恐れのある斜面抽出及びリスク評価フロー

2. 検討対象地域

対象地域である天竜川上流域には，7 地質帯（領家帯（花崗岩類），三波川帯，秩父帯，四万十帯，領家帯（変成岩類），新生代火山岩類，堆積岩類）が分布している。本検討では，地質別に対象地域内の深層崩壊渓流（小流域）レベル評価の発生危険度が相対的に高い，やや高いと判定された 10 渓流を抽出し，検討した。

3. 検討方法

本検討のフローを図 1 に示し，各段階での実施事項を以下に記す。

(1) 一次抽出

航空レーザ測量データから作成した赤色立体地図や空中写真を用いて，深層崩壊跡地や深層崩壊と関連性の高い微地形の分布をもとに深層崩壊の発生する恐れのある斜面を判読により抽出した（図 2）。抽出にあたっては，リスク評価マニュアル記載の要素に加え，既往研究等を踏まえ，地すべり地形（凸状台地状・単丘状台地状）及び二重山稜（多重）山稜・線状凹地・（山向き）小崖地形を有する斜面にも着目した。

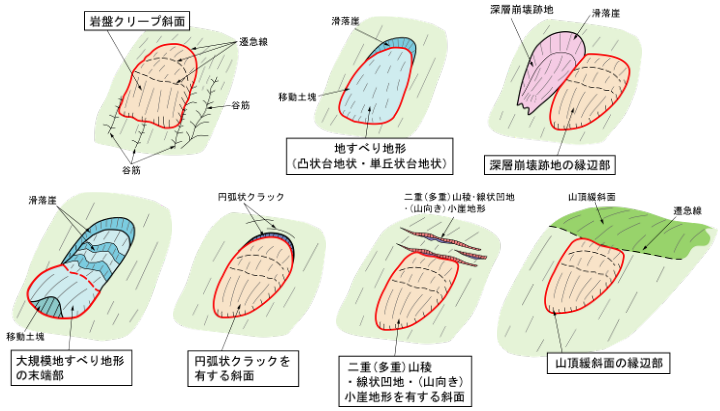
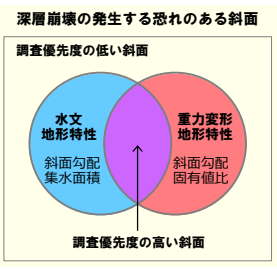


図2 深層崩壊の発生する恐れのある斜面抽出イメージ

(2) 二次抽出

航空レーザ測量データ（DEM：数値標高モデル）を用いた GIS 上での地形解析手法により，深層崩壊の発生する恐れが高い水文地形特性・重力性変形地形特性にもとづく地形的条件による選定を行った。また，各指標を組み合わせた 5 つの抽出指標パターンの的中率・カバー率をそれぞれ比較して，最適な組合せ指標を選定した（図 3）。次いで，その指標から抽出される危険な地形量が斜面内に占める割合をもとに一次抽出斜面の危険度を 4 段階で評価した（図 4）。



出典:リスク評価マニュアル(2016)に一部加筆

図3 地形による調査優先度設定のイメージ

(3) 斜面の危険度評価

地表踏査や UAV 調査，千木良ら（2014）[2]による「地形・地質構造」や斜面に形成された小崖の拡大進行程度を示した「斜面のひずみ率」，水文・水質における周辺との比較により斜面の特異性を示した「水文水質調査」といった調査を行い，斜面の危険度を総合的に評価した（図 4）。

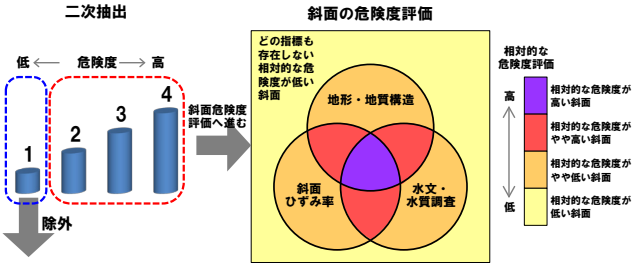


図 4 斜面の危険度評価方法

4. 検討結果

4.1. 二次抽出結果

(1) 水文地形特性・重力性変形地形特性に基づく地形量指標の設定

リスク評価マニュアルの手法を参考に，深層崩壊跡地及び岩盤クリープ斜面と関連性が高い水文地形（斜面勾配・集水面積）と重力性変形地形（斜面勾配比，最小固有値比）の閾値を設定した。最終的に設定した閾値は，表 1 のとおりである。

表 1 地形的条件による閾値設定結果

地質	水文地形特性		重力変形地形特性	
	メッシュ	危険度が高い地形量の閾値	斜面勾配比	最小固有値比
領家帯（花崗岩類）	20m	平均深層崩壊面積率の2倍	0.75以上	4.00以上
三波川帯		平均深層崩壊面積率の1.5倍	0.80以上	3.50以上
秩父帯		平均深層崩壊面積率の1.5倍	0.90以上	4.00以上
四万十帯		平均深層崩壊面積率の1.5倍	0.90以上	4.00以上
領家帯（変成岩類）		平均深層崩壊面積率の1.5倍	0.75以上	4.00以上
新生代火山岩類		平均深層崩壊面積率の1.5倍	0.70以上	3.75以上
堆積岩類		平均深層崩壊面積率の1.25倍	0.40以上	3.00以上

(2) 3 指標を組み合わせた抽出指標の設定

各指標を組み合わせた抽出指標パターンから最適となった抽出指標設定結果を表 2 に示す。抽出にあたっては，的中率比 1.5 以上，カバー率 25%以上を条件として設定した。

抽出した指標を基に設定した危険度が高い地形量メッシュと一次抽出斜面の分布を比較すると（図 5），両者の分布は概ね一致しており比較的精度良く抽出できていることが確認できた。

表 2 3 指標を組み合わせた抽出指標

地質	AND・OR条件を考慮した抽出指標
領家帯（花崗岩類）	少なくとも2要素で閾値以上
三波川帯	3要素すべてで閾値以上
秩父帯	少なくとも2要素で閾値以上
四万十帯	少なくとも2要素で閾値以上
領家帯（変成岩類）	少なくとも2要素で閾値以上
新生代火山岩類	少なくとも2要素で閾値以上
堆積岩類	水文地形が閾値以上で，最小固有値比・斜面勾配比のいずれかが閾値以上

(3) 調査優先度の高い斜面の設定

一次抽出斜面内の危険度の高い地形量の占有率から評価した斜面危険度結果（図 5）より，危険度が 2～4 と評価した斜面を調査優先度の高い斜面として設定した。

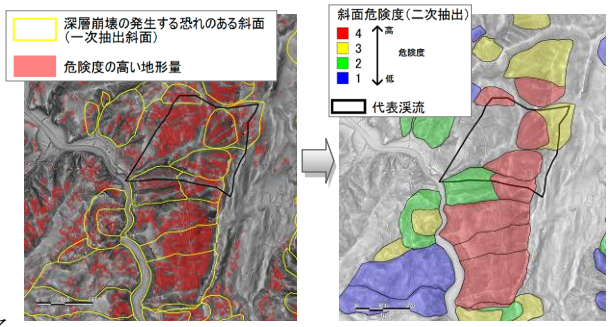


図 5 調査優先度の高い斜面の設定結果例

4.2. 斜面の危険度評価結果

前節で設定した調査優先度の高い斜面を対象に，「地形・地質構造」「斜面ひずみ率」「水文水質調査」の結果から斜面の危険度を評価した（図 6）。評価基準は，各調査結果に基づき以下のとおりとした。

① 地形・地質構造：重力変形地形が地表面にみとめられる場合に，危険度を高く評価

② 斜面ひずみ率：深層崩壊実績等を踏まえ，斜面上部のひずみ率が 4～25%かつ斜面勾配 30 度以上の場合に，危険度を高く評価

③ 水文水質調査：現地調査結果に基づき，斜面下部の渓流水の電気伝導度が周囲よりも 2 倍以上高い場合に，危険度を高く評価

以上より設定した地質別の危険度分布状況を図 7 に示す。領家帯（花崗岩類）及び領家帯（変成岩類）では斜面危険度ランクが低い傾向となり，四万十帯及び三波川帯では斜面危険度ランクが高い傾向がみられた。

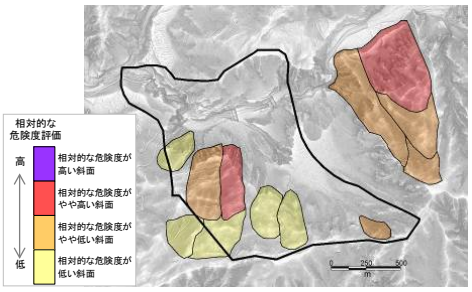


図 6 斜面の危険度評価例

5. まとめと課題

本検討により，深層崩壊の発生する恐れのある斜面の位置及び危険度を明らかにするとともに，本手法における地質別の適用性を確認することができた。今後は，深層崩壊の発生する恐れが高い斜面を対象として電気探査，ボーリング調査等の詳細調査を実施し，本検討の方法・結果について検証したうえで，天竜川上流域全体へ展開していくことが望まれる。

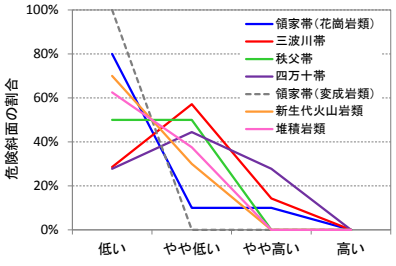


図 7 地質別・斜面危険度別の斜面割合

【参考文献】

1) 国立研究開発法人土木研究所(2016)：深層崩壊の発生する恐れのある斜面抽出技術手法及びリスク評価手法に関する研究，土木研究所資料 第 4333 号 2016 年 3 月

2) 千木良雅弘，坂島俊彦，渋谷研一(2014)：深層崩壊発生危険斜面の地質・地形的抽出法について，平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集，p.A-16-17

P-093

2008 年岩手・宮城内陸地震後に発生した斜面変動の分析

奥山ボーリング株式会社　○林　一成
岩手大学農学部　井良沢道也，王凱（現　八千代エンジニヤリング株式会社），深澤真聖

1. はじめに

地震動による影響を受けた斜面が地震後しばらく経って崩壊に至る機構として，次のようなものが考えられる。

① 地震動により斜面表層に緩みが生じ，地盤のせん断強度が低下するため，その後の余震や降雨などの誘因によって，比較的小さな外力であっても崩壊が生じる。

② 地震動による地盤の変形により地形的なバランスが崩れ，不安定な形状となることで崩壊が発生し易くなる。

③ 地震動による亀裂の発生などで斜面内により多くの地下水が供給されるようになり，風化や間隙水圧の発生等が顕在化し崩壊が生じる。

実際には上記の要因が個別ないし複合的に作用することで，地震後にはそれ以前よりも崩壊が生じやすい状況が生じ，本震よりも揺れが小さい余震や通常は崩壊が発生しないレベルの降水量であっても，崩壊が発生すると考えられる。地震後の二次被害の軽減やその後の崩壊により発生する土砂の管理などの観点から，大規模地震後の経年の崩壊発生状況を把握したり，二次的な崩壊の発生箇所や発生時期を予測することは重要である。本稿では，2008 年岩手・宮城内陸地震の震源近くで崩壊の多発した岩手県一関市槻木平周辺の斜面を対象として，空中写真や Google Earth 衛星画像の判読を行うことで，2008 年の地震発生直後から 7 年後の 2015 年までの経年の崩壊発生状況を把握した。また，地震時には崩壊しなかったものの，その後発生した崩壊の発生場や発生時期を分析することで，地震後に発生する崩壊を予測する際の着眼点等を考察した。

2. 調査地の概要

調査地は岩手県の磐井川上流域，2008 年岩手・宮城内陸地震の震央の南東約 1.5km に位置し，地震時に多くの斜面崩壊が発生した場所である。調査地周辺の地質は栗駒山の火山噴出物とその基盤の第三紀層からなるが，本調査地の基盤は中期中新世 - 鮮新世の火山岩類である。判読範囲は，磐井川の左岸側の支流である小河川が南～南西方向に流下しており，これらの支流が開析した標高約 300～670m の丘陵地である。地震時の斜面崩壊は，判読範囲北部の山頂付近や各支流河川に開析された谷壁斜面の急傾斜地で多く発生している。

3. 経年の斜面変動の判読結果

2008 年 6 月の地震発生直後から 2015 年までの間に発生した崩壊地の分布と発生時期を図-1 および図-2 に示す。判読範囲北部の山頂付近や各支流河川に開析された谷壁斜面の急傾斜地で多く発生しており，崩壊発生箇所の傾斜はおおむね 30° 以上の斜面である。対照的に，判読範囲の中央部や南東部の傾斜 20° 以下の緩傾斜地では崩壊は発生していない（図-1）。判読範囲において，2008 年 6 月の地震発生直後に撮影された空中写真からは 53 箇所の崩壊地（図-1 の青色崩壊地）が確認された。これは 2015 年までの全崩壊箇所数の約 6 割にあたる（53／90 箇所）。その後，地震から約 1 年後までに 27 か所の崩壊（図-1 の赤色崩壊地）が発生して

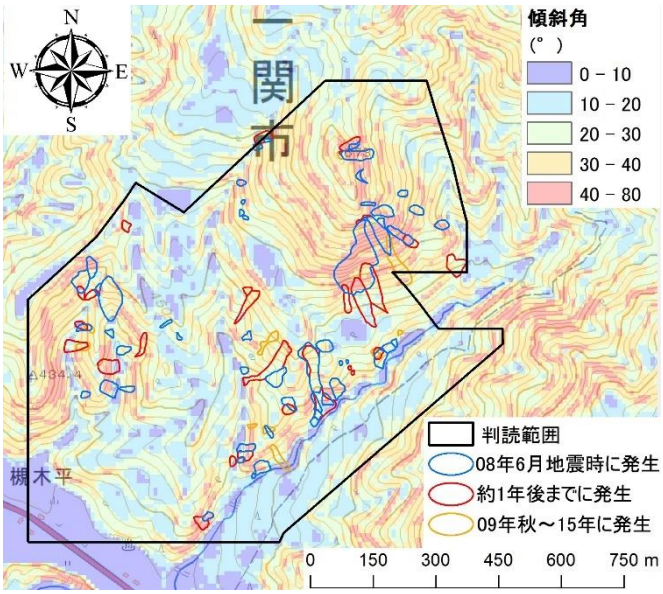


図-1 判読した崩壊地の分布と地形傾斜角

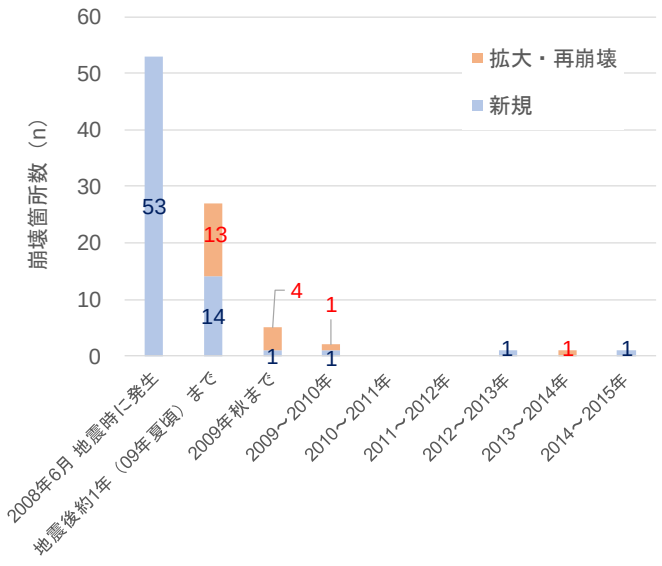


図-2 経年の崩壊発生時期と発生箇所数

おり，このうち約半数（13 箇所）は地震直後に発生した崩壊地が拡大・再崩壊したものであった。残りの半数（14 箇所）は新規の崩壊であった。さらに 2009 年秋までの間には 5 箇所で崩壊が発生しており，うち 4 か所は既存崩壊地の拡大・再崩壊であった。また 2009 年から 2010 年までの間にはさらに新規の崩壊が 1 箇所，既存崩壊地の拡大・再崩壊が 1 箇所それぞれ生じている。それ以降は，2012 年まで崩壊の発生がなく，2013 年から 2015 年までの 3 年間で 1 年に 1 箇所ずつ崩壊が発生している。このうち 2013 年～2014 年の間に発生したのは，既存崩壊地の後方への拡大であった（図-2）。

4. 考察とまとめ

得られた判読結果を基に，地震時～地震後に発生した崩壊の発生場の地形条件を分析し，二次被害を軽減する観点から地震後に発生する崩壊を予測する際の着眼点等を考察した。得られた知見を以下に示す。

- 崩壊地の多くは尾根や遷急線といった凸状の地形を頭部として発生していた。地震時にはこれらの地形場において加速度の増幅が生じるためと考えられる。
- 地震後に発生した崩壊地のほとんどは，地震から 2～3 年以内に発生していた。そのうち約 80%は地震から約 1 年までの間に発生していた。
- すなわち，地震動により緩みが生じるなど不安定化した斜面の大半は，その後 1 年程度以内の間に崩壊に至っていると考えられる。
- 2008 年の地震直後の空中写真で亀裂が判読できる斜面（2 事例）では，地震から約 1 年後までに崩壊していた（図-3）。ただし 7 年後まで崩壊に至らず亀裂がそのまま残る箇所（1 事例）も見られた。
- このほか，空中写真では判読できない微小な変位が生じたと考えられる斜面では，地盤の緩みに起因する緩斜面（村上ほか，2017）が地震直後（崩壊前）の LP 地形図から判読された（図-4）。
- このような微小な変位は，地震発生前の LP 地形データと比較することで抽出できる可能性がある。
- 以上のような亀裂や緩み領域は，地震時の崩壊地と同様に尾根や遷急線等の下方を頭部として発生していた。
- また，地震時に崩壊した斜面の内部に残存した不安定土塊が再移動して崩壊地が下方に拡大する事例も見られた（図-5）。
- さらに地震時の崩壊地と隣接した斜面がその後崩壊する事例も多く見られた。地震時の崩壊により側方の応力が解放されることなどが不安定化の要因の一つとなっていると考えられる。

参考文献

村上亘・大丸裕武・金子守男（2017）：2008 年岩手・宮城内陸地震後の降雨により崩壊が発生した山地斜面の地形的特徴，日本地すべり学会誌，Vol.54，No.1，pp.3-12.

本研究は，平成 29 年度河川砂防技術研究開発公募砂防技術分野研究開発テーマ「大規模地震とそれに伴う地盤の劣化に起因する連鎖複合型土砂災害の発生機構と対策」の成果の一部である。空中写真及び LP 地形データを提供して頂いた岩手県林務部と国土交通省東北地方整備局岩手河川国道事務所に感謝申し上げます。

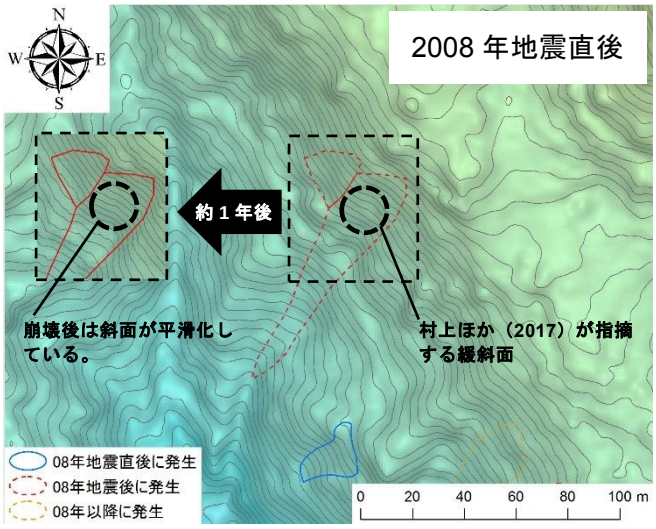


図-4　地震直後の地盤の緩みに起因する緩斜面

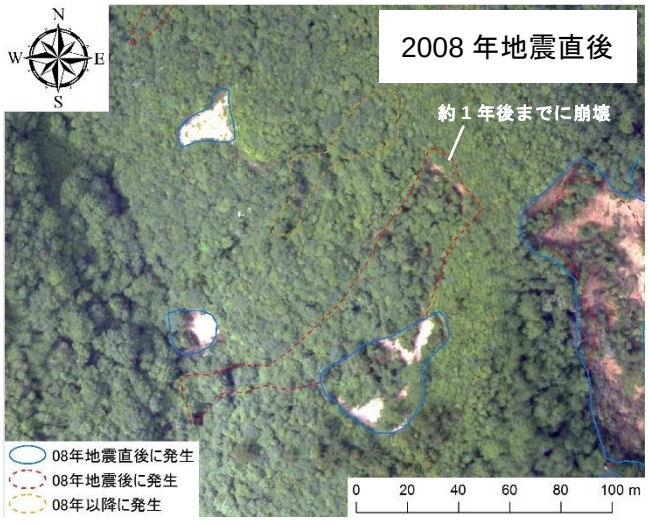


図-3 地震直後の空中写真に亀裂が認められた斜面

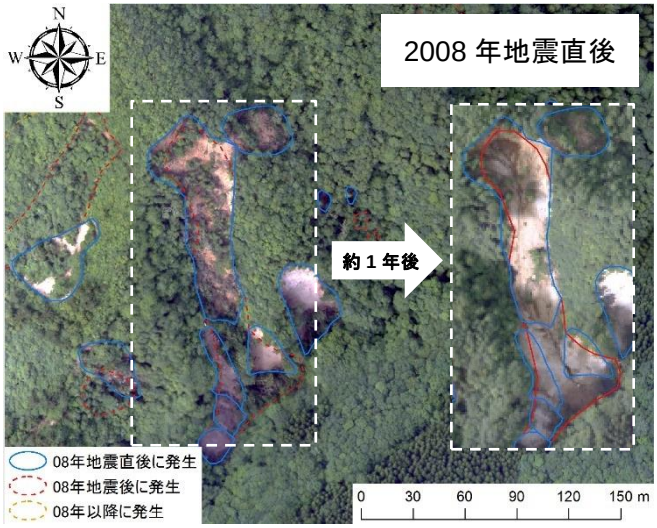


図-5 不安定土塊が再移動して下方に拡大した例

P-094

和歌山県有田川上中流域における昭和 28 年(1953)の土砂災害について

国土交通省 大規模土砂災害対策技術センター　吉村元吾・木下篤彦・田中健貴
国土交通省 近畿地方整備局 紀伊山系砂防事務所　工務課　菅原寛明
和歌山県 土砂災害啓発センター　坂口武弘・西岡恒志
（一財）砂防フロンティア整備推進機構　○井上公夫・中根和彦
（株）防災地理調査　今村隆正

１．はじめに

昭和 28 年（1953）災害では和歌山県・奈良県を中心とし，死者・行方不明者 1000 人を超す被害が生じた。特に有田川上流では深層崩壊，天然ダムが多数発生・決壊し，大きな被害が生じた。昨年度の砂防学会研究発表会では，既往報告をもとに，有田川上流の崩壊位置，崩壊数，崩壊土量，被害状況を整理した。併せて，有田川上流域，和歌山県旧花園村（現かつらぎ町，面積 47km²）で地域住民にヒアリングを実施し，災害当時の様子を調査した。その結果，昭和 28 年災害では、有田川上流の旧花園村だけでなく、その下流に位置する旧清水町（現有田川町）においても大規模崩壊、天然ダムが複数発生していたことがわかった。

そこで本研究では、警戒避難意識向上のため，41 人の地域住民にヒアリングを行い，昭和 28 年災害などにおける土砂災害の状況や慰霊碑・伝承について調査した。

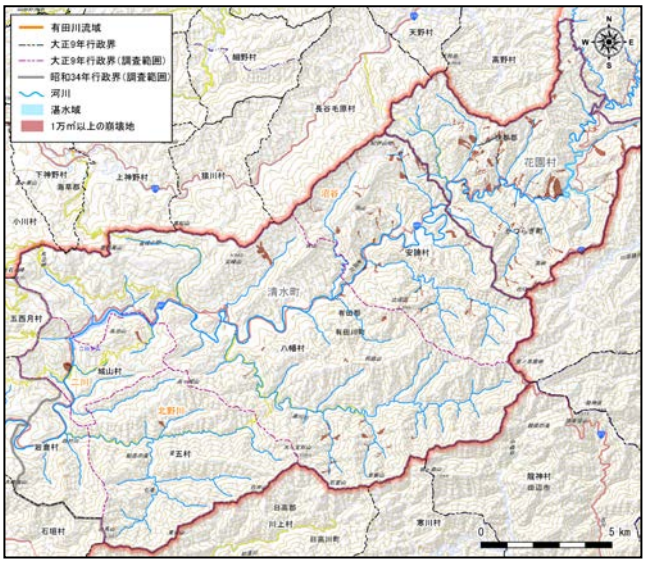


図１ 有田川及び旧清水町位置図

２．調査方法

和歌山県土木部砂防利水課（1957），木津川砂防工事事務所（1969），和歌山県土木部砂防利水課（1992），清水町誌編さん委員会（1998）などの既往報告をもとに，土砂災害分布図を作成し、旧清水町域（面積 196km²）の崩壊位置，被害状況を整理した。併せて，特に大きな土砂移動が確認された 8 地区について，地域住民計 41 人にヒアリングを実施し，災害当時の様子，災害の慰霊碑・伝承について調査した。

３．二川の大規模崩壊

ここでは特に大きな土砂移動があった二川地区について述べる。旧清水町二川地区の大規模崩壊前後の状況を写真 1，同地区の災害状況を図 2 と図 3 に示す。崩壊は先ず，最も降雨の激しかった 7 月 18 日の未明に大規模崩壊地となる箇所の上流側が一部崩壊し，人家 3 戸が被災した。18 日の午前 10 時頃になると有田川の増水がピークになり，61 軒以上の川沿いの家屋が濁流に削り取られ，1 名の方が亡くなった。川幅は通常の 3 倍程度となった。

翌 19 日になると山腹に亀裂が生じ，午後 2 時半頃ゆっくりと崩れ，山腹の家屋 6 戸，畑地，立木をそのままに有田川を閉塞した。災害前に斜面上部に家屋があったことから，元々地すべりの痕跡地形であった。この大規模崩壊地は崩壊土砂量 270 万 m³ であり，昭和 28 年災害で，金剛寺の崩壊地（同 520 万 m³）に次ぐ規模である。

天然ダムは約 1.3km 上流の大月地区にまで湛水が達したことから，その高さは約 25m，湛水量約 138 万 m³ と考えられる。この天然ダムは 15 分後に満水となり越流決壊したが，高さ 13m 程度の天然ダムが残った。

9 月 25 日の台風 13 号の襲来により上流にあった金剛寺の天然ダム（湛水量 1700 万 m³）の決壊洪水で，残った天然ダムも決壊した。二川地区では天然ダムの崩土により河床が上昇し，9 月の災害でも 7 月と同程度の水位となり，仮復旧した橋梁や人家が破壊された。

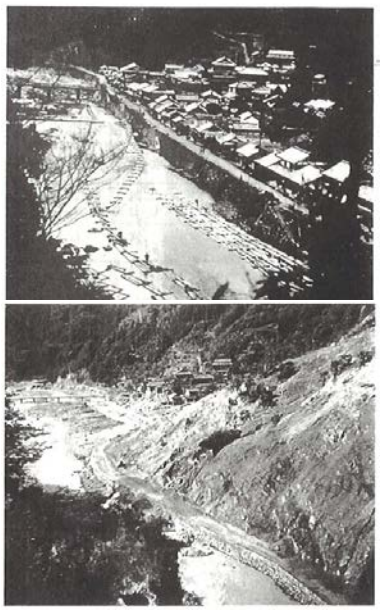


写真 1 二川崩壊前（上）、崩壊後（下）

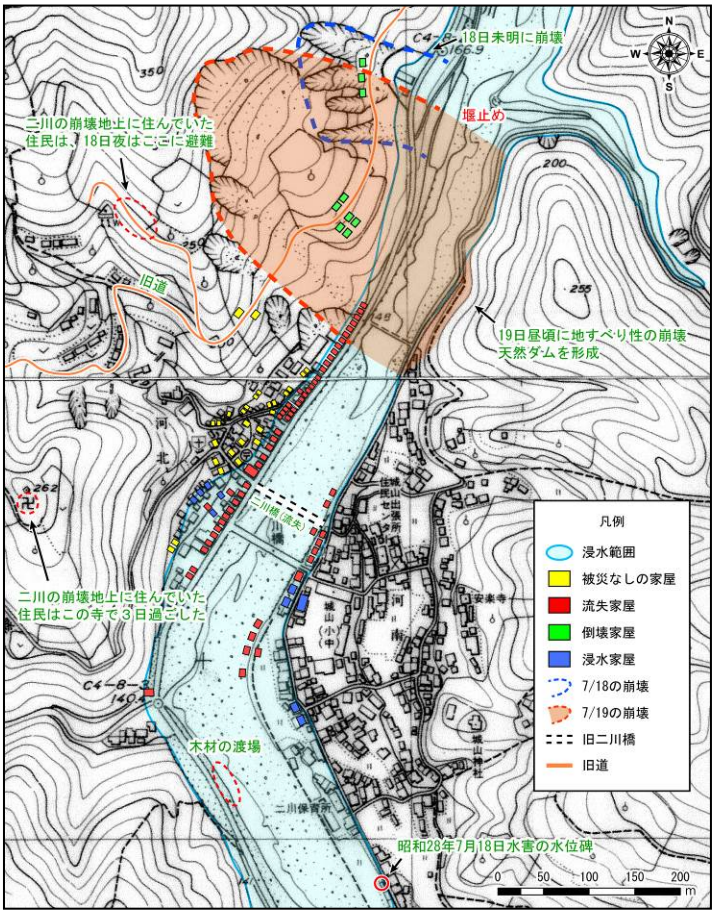


図 2 旧清水町二川地区の昭和 28 年災害状況

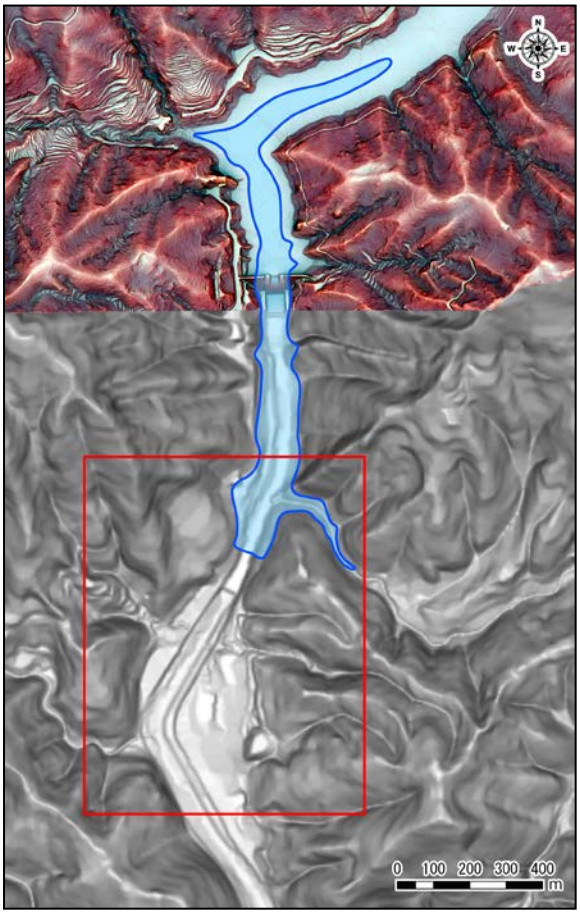


図 3　二川地区周辺の 5mDEM 陰影図

4．災害の慰霊碑・伝承

4.1 水害水位碑、洪水跡のある家屋

旧清水町の昭和 28 年災害の特徴のひとつとして，有田川本川の氾濫があげられる。このため，有田川本川沿いの二川地区や清水地区では，水害水位碑や慰霊碑・卒塔婆（写真 2）が建てられているほか，洪水跡のある家屋が残っている。

4.2 卒塔婆の建て替え

北野川地区井戸谷（いどだに）では，山へ逃げ込んだ川合集落の住民の足元で深層崩壊が発生し，多くの住民を乗せたまま北野川に数十 m 落下した。多くの住民は無事だったが 2 名の方が亡くなっている。近くの善福寺では 3m 程度の高さのある卒塔婆が，10～15 年間隔で建て替えられており，現在は 50 周年のものがある。



写真 2 水位碑（左）、卒塔婆（右）
（二川地区）　（北野川地区）

4.3　SOS を描いた小学校

災害時に交通が完全に途絶していた沼谷地区は，安諦（あで）小学校沼谷分校の屋根に SOS（写真 3）の文字を書き，救援物資を米軍ヘリで投下してもらっていた。同校の敷地跡・建屋は現在も残っている。



写真 3 災害時の安諦小学校沼谷分校

5．まとめ

今回の調査では，過去の報告や地域住民へのヒアリングから，昭和 28 年（1953）災害での崩壊場所とその範囲，被害実態を把握することが出来た。昭和 28 年災害から 65 年が経過し，被災者が高齢化しているが，非常に貴重な証言を整理できた。このため，証言記録を地域ごとにとりまとめ，看板の設置や子・孫・曾孫などへの伝承（防災教育）を行うべきであろう。今後，本調査で得られた結果を土砂災害に対する警戒避難意識の向上に役立てていく必要があると考える。

引用文献　和歌山県土木部砂防利水課(1957)：有田川上流崩壊調査書,322p.／木津川砂防工事事務所(1969)：有田川流域砂防調査報告書,64p.／清水町誌編さん委員会(1998)：清水町誌下巻,914p.

Simulation of Large-Scale Shallow Landslide Triggered by Heavy Rainfall using IRIS Model

○Chen-Yu Chen (陳振宇), Hsuan-Pin Wu(吳軒蘋), Jyun-Wei Chen(陳均維), Kuo-Wei Chen(陳國威)
Soil and Water Conservation Bureau, Taiwan (台湾水土保持局)

1. INTRODUCTION

A large-scale landslide at Hongye village, Taitung, Taiwan was triggered by typhoon Meranti, causing accumulated rainfall of over 500mm within 24 hours in 2016 (**Fig. 1**). To obtain overall impact area of post disaster, the unmanned aerial vehicle (UAV) was used for survey. In addition, an integrated rain-fall-infiltration-slope stability model (IRIS model), which was developed by Tsutsumi (2008), was selected to simulate Hongye landslide. IRIS model is divided into three stages. Firstly, the variation of water content is described by Richard's equation, performing finite-element method to solve the process of rainfall-infiltration. Secondly, the concept of limit equilibrium using Janbu's simplified method is utilized for slope stability analysis. Afterward, the critical slip surface is determined by dynamic programming method. The soil physical and engineering properties were investigated from in-situ sampling and laboratory test by Soil Water Conservation Bureau. The results indicate that landslide occurrence time and failure slip surface can be effectively simulated by IRIS model.

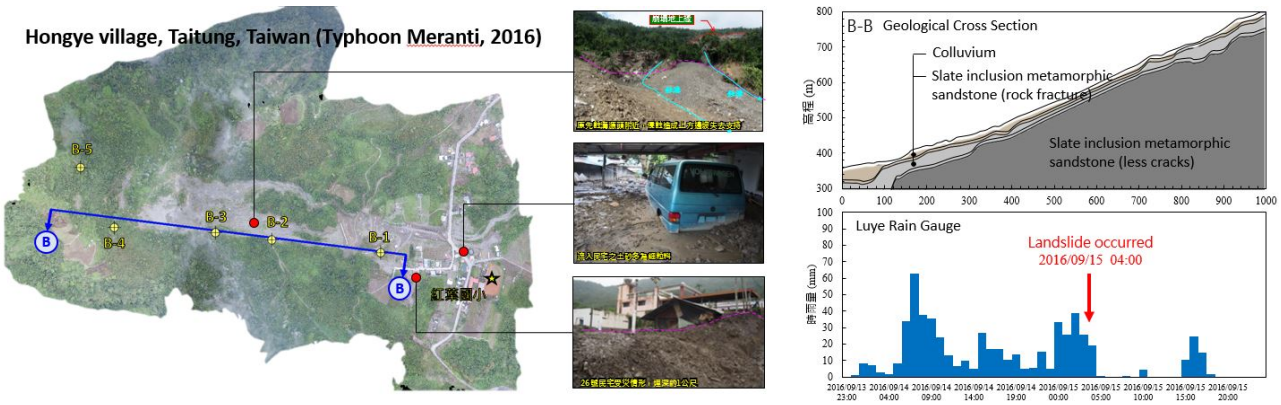


Fig. 1 A large-scale landslide disaster at Hongye village, Taitung, Taiwan during typhoon Meranti in 2016.

2. METHOD

(1) Post Disaster Survey and Assessment

To investigate the disaster situation, UAV was employed to build the 3D model, orthophoto and digital surface model (DSM). This study uses remote-controlled UAV Phantom 3 Professional equipped with digital camera and GPS to acquire airborne digital photographs on September 16, 2016 and March 24, 2017. The images recorded in 2016 is in emergency mission, the image resolution ranges between 0.042m to 0.370m, and did not set the ground control point. UAV mission in 2017 took different elevation as an aerial survey route to raise the image resolution which ranges between 0.036m to 0.190m, and 10 ground control points were set around the landslide area to calibrate the elevation. Moreover, Bentley Context Capture version 4.0 is used to feature the points of the aerial photos by aerotriangulation and produce the three-dimensional model, and the DSM grid size is 0.140m (Huang et al., 2017).

(2) Landslide simulation method

This study used the Integrated Rainfall-Infiltration Slope stability (IRIS) model to conduct the slope stability analysis. The IRIS model can be divided into several modules. The rainfall-infiltration module adopts the Richard's equation to simulate the infiltration and water flow in the soil. The result of infiltration analysis, which was calculated by the finite-element method, was then used to conduct a slope stability analysis simultaneously. A simplified Janbu method and dynamic programming (DP) method were used to determine the critical slip surface and the factor of safety (see **Fig. 2**).

According to the orthophoto and aspect map conducted by UAV after the disaster, the cross section of the landslide could be identified as the **Fig. 3**. The parameters used in the simulation were listed in **Fig. 4**, and they were obtained by filed survey and laboratory experiment. Therein, The lognormal model proposed by Kosugi(1996) can be used to represent C(ψ) and K(ψ) for unsaturated condition (ψ< 0). The simulation used the rainfall data of Luye rainfall station from July 1 to September 13 as the antecedent rainfall, and prime simulation duration was from September 14 to September 15 with 10 minutes as the time-step of the simulation.

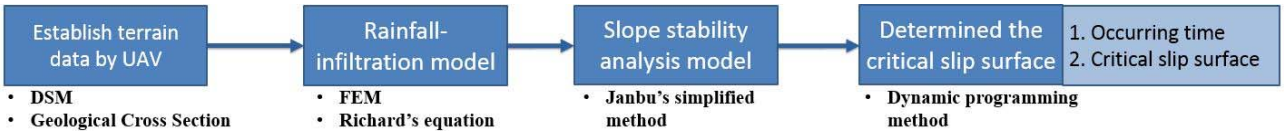


Fig. 2 The operating procedure of post-disaster survey and simulation.

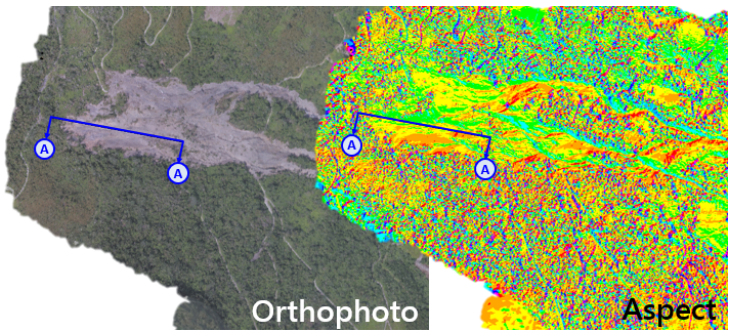


Fig. 3 Identify the cross section of landslide by orthophoto and aspect map

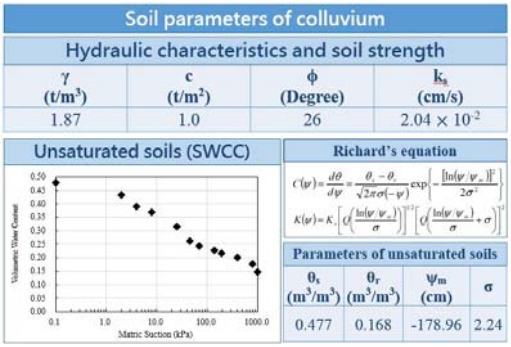


Fig. 4 Parameters of the simulation

3. RESULTS AND DISCUSSIONS

(1) Terrain change and volume evaluation

To compare the DSM before and after the landslide, the elevation difference after landslide and evaluates the landslide volume is determined. The results show that the landslide area is about 56,194 m^2, and the mean elevation difference of the landslide area is 2.70 m, including the deepest erosion of 13.48 m and the highest accumulation of 21.25m (**Fig. 5**), and the landslide volume 211,466 m^3 is evaluated (Huang et al., 2017).

(2) Landslide simulation results

The simulation results show that the calculated slip surface from the simulation was very similar compared with the actual event (**Fig. 6**). Furthermore, the landslide occurring time of simulation is at 04:20 September 15 was also close to the actual disaster.

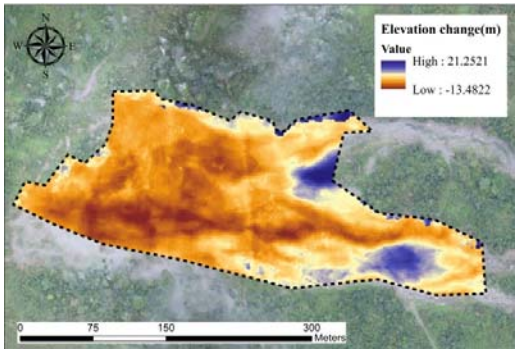


Fig. 5 Terrain change after landslide (Huang et al., 2017)

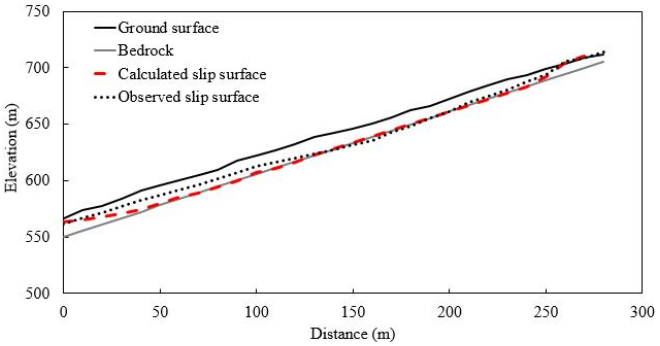


Fig. 6 The simulation results of landslide profile (A-A cross section)

4. CONCLUSIONS

UAV is an inexpensive, low- labor costs, effective, user-friendly and new remote-sensing tool, and it can quickly establish the orthophoto and DSM after post disaster. Applying the terrain data and soil parameters, IRIS model can simulate the scale and occurring time of landslide. To integrate these processes, this study establishes an operable standard operating procedure (SOP) for post-disaster survey and simulation for landslides. The SOP can help government officials to make appropriate decisions for post-disaster survey.

Keywords: Landslide, UAV, simulation, IRIS model, sediment disaster.

References

1) Feng-Chi Huang, Yi-Hsuan Lee, Jiun-Ting Lin, Kuo-Wei Chen, Chen-Yu Chen, Kuo-Lung Wang (2017): The Case Study for Evaluation of Landslides Volume and Moving Paths of Single Falling Rock, 5th GEDMAR.
2) Tsutsumi, D. and Fujita, M. (2008): Relative importance of slope material properties and timing of rainfall for the occurrence of landslides, International Journal of Erosion Control Engineering, Vol. 1, No. 2, pp. 79-89.
3) Kosugi, K. I. (1996): Lognormal distribution model for unsaturated soil hydraulic properties, Water Resource Research,Vol. 32, No. 9,pp. 2697-2703.

P-096

兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み
-兵庫県内の新生代第三紀堆積岩類における地形・地質学的特徴と崩壊特性-

（一財）建設工学研究所　沖村孝　神戸市立工業高等専門学校　鳥居宣之
兵庫県県土整備部土木局砂防課　石田博彰
（一財）建設工学研究所　○中川渉、原口勝則、鏡原聖史

1. はじめに

兵庫県では，警戒避難活動に資するため、土砂災害警戒区域毎に降雨時の危険度を予測する「箇所別土砂災害危険度予測システム」(以下，システム)を表六甲山系において平成 24 年4月より運用を開始した。その後、県内各地の市町への導入を進めており、システム構築に際して新たに出現した問題と対応を報告してきている[1)]。

これらのシステムでは、モデルの精度検証として各地域における捕捉率(実際に発生した崩壊箇所を計算上で再現できる確率)を 80%以上としており、事例代表である六甲花崗岩類などでは最大 85%までを予測し得る状況となっている。しかしながら、兵庫県下における新生代第三紀の神戸層群、北但層群、大阪層群等の堆積岩類においては、地層別に捕捉率をみると各々37.8%(昭和 42 年 7 月災害)、84.7%(平成 16 年 10 月災害)、30.2%(昭和 42 年 7 月災害)と地質によって大きな差がある。これら捕捉率に差が生じる原因としては、実際の崩壊メカニズムと予測モデルのモデル化が地形・地層の特性により異なってきていることが考えられる。

本報告では、兵庫県下における地層新生代第三紀堆積岩類の地形特性、地質特性をDEMに基づいて整理し、崩壊地の地形特性を把握したうえで、各地層の崩壊メカニズムを考える。そして予測モデルへの適応に当たり、留意点ならびに改良点について整理した。

2. 対象地と方法

兵庫県下における新生代第三紀堆積岩類には、兵庫県南部を中心に分布している古第三紀始新世から漸新世の堆積岩類である神戸層群、兵庫県北部の浜坂～豊岡市域を中心に分布する北但層群、また淡路島に分布する岩屋累層、そして北但層群を被覆する照来層群、そして第三紀の中で最も新しい神戸～大阪、京都、滋賀広範囲に分布する大阪層群がある。

本報告では神戸層群、北但層群、照来層群、大阪層群を対象とした。神戸層群は、分布域の違いから北神地域と、西神地域に分けた。北但層群は、本システムを構築した豊岡市域を対象とし、平成 16 年 10 月台風 23 号災害時の土砂災害が集中的に発生している「集中地域」と、それ以外の「集中箇所外」に区別した。大阪層群は層序に従い上部、中部、下部の3つに分けることとした。

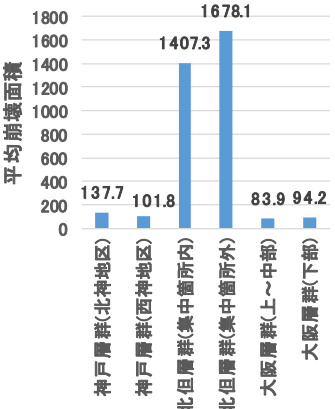
対象地における表層崩壊機構を検討するために，地形解析，文献調査，空中写真判読および現地調査を実施した。地形解析では，対象地における 10mDEM を使用した。

3. 対象地の地形特性

地質毎に 10mDEM から傾斜角を求め、5° 区分ごとに頻度を整理した。最も頻度が高い区分は神戸層群や大阪層群では20～30° である一方、北但層群、照来層群では 35～40° でピークとなっており、傾斜が急である傾向がみられた(表―1)。

表－1　傾斜角の最頻度区分

地質区分	最頻度区分(°)
神戸層群(北神地区)	20-25
神戸層群(西神地区)	25-30
北但層群(集中箇所内)	35-40
北但層群(集中箇所外)	35-40
照来層群	35-40
大阪層群(上部)	20-25
大阪層群(中部)	20-25
大阪層群(下部)	25-30

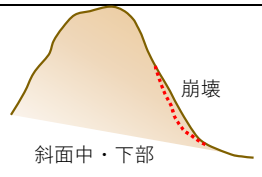
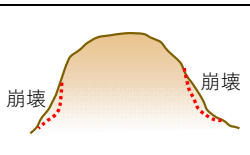
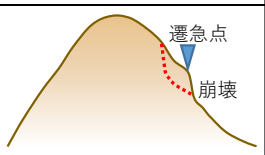
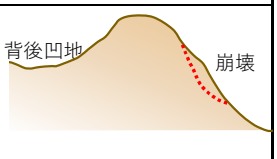


図－1　平均崩壊面積

4. 対象地の表層崩壊の特性とその原因

既往の災害履歴から豪雨による土砂災害が多く発生した降雨を対象として、崩壊地の特性を整理した。

表－2　崩壊タイプごとのイメージ図

崩壊タイプ	A:斜面中・下部崩壊型	B:斜面中・下部崩壊型（小規模起伏）	C:遷急線部崩壊型	D:背後凹地型
地質	神戸層群、北但層群	大阪層群	神戸層群、大阪層群	神戸層群
崩壊イメージ図				

神戸層群および大阪層群の崩壊については、昭和 42 年 7 月豪雨による神戸市域での崩壊、北但層群の崩壊については、平成 16 年 10 月台風 23 号による豊岡市域での崩壊を対象とした。照来層群では、土砂災害が多発した事例は確認されなかった。

平均崩壊面積は、神戸層群で 100m^2 程度、北但層群で 1,000m^2 以上、大阪層群で 100m^2 未満となっており、北但層群で規模が大きく、神戸層群・大阪層群では小規模な崩壊が多かった。崩壊地の集水面積を求めると、神戸層群や大阪層群では、9 割以上が集水面積 500m^2 未満の斜面上部で発生しているが、北但層群では半数程度が集水面積 500m^2 未満の斜面上部で発生し、1000m^2 以上で発生している崩壊も存在している。これら崩壊特性から崩壊をタイプ分けし、表-2に示す。山腹が急な北但層群では、集水面積の大きい斜面中・下部で比較的規模の大きい A タイプの崩壊が大半であった。北但層群より斜面規模の小さい神戸層群では、A タイプ、C タイプ、D タイプの崩壊が見られた。いちばん起伏量が小さく斜面規模が小さい大阪層群では、B タイプと C タイプが見られた。

5. システムの判定状況との差異とモデル改良方法の検討

地質ごとの崩壊特性とシステムにおける判定状況について、表－３に整理した。神戸層群、大阪層群と北但層群を比較すると、神戸層群、大阪層群では、崩壊規模が小さく、傾斜が緩やかで、集水面積が小さい傾向がある。傾斜が緩やかであると、斜面安定解析による安全率が高くなり、また集水面積が小さいと地下水位が上昇しないため、結果として安全率が高くなり、モデル精度検証計算による過去の崩壊地のシステムの捕捉率が低くなる。

表－３ 崩壊特性とシステムの判定状況

地質		神戸層群・大阪層群	北但層群
崩壊特性	崩壊規模	小	大
	傾斜	緩	急
	集水面積	小	大
システムの判定状況		低捕捉率	高捕捉率

神戸層群は砂岩、礫岩、泥岩と複数の凝灰岩層からなっており、大阪層群は砂層、礫層に海成粘土層や火山灰層を挟んでいる。これら層状の地質構造を起因とした局所的な強度低下や異なる透水性により崩壊が発生していると考え、これらの特性をモデルへの組み込みを試行した。①難透水層の設定： 局所的に分布している泥岩や粘土層によって地下水位が上昇し、崩壊が発生する機構を想定し、モデルに難透水層を設定した。②有効粘着力 c の低下： ゆるみが発生し、地盤の強度低下が生じて、崩壊が発生する機構を想定し、モデルの有効粘着力 c を基準値から低減させた。③表土層厚： 風化が進行し、表土層厚が厚くなり、崩壊が発生する機構を想定し、モデルの層厚式を変更した。以上の3案の試算を行ったところ、いずれの改良案でも崩壊地周辺で崩壊判定が出るようになった(図－2)。

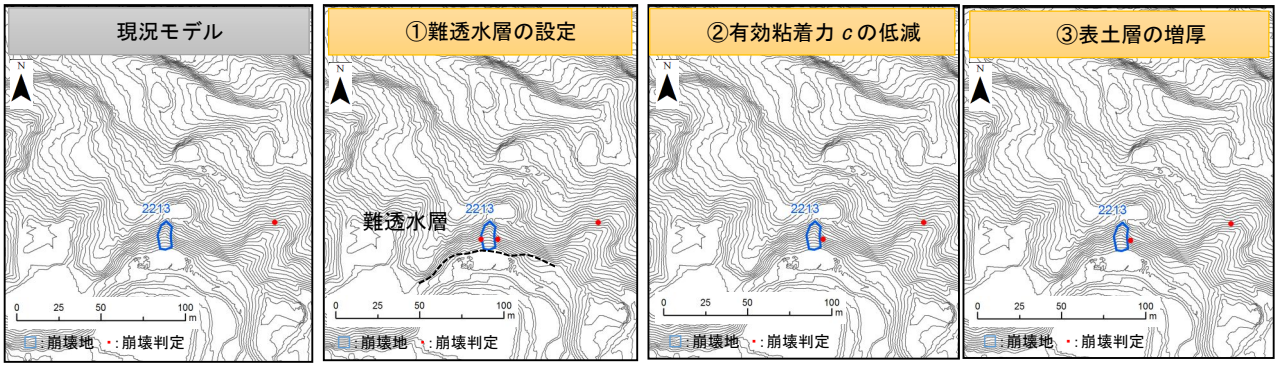
これら改良案は暫定的な設定方法であるため、実際にモデルへ適応する際には、現場透水試験など実際の現地計測結果と照らし合わせて検討する必要がある。

6. おわりに

本報告では、リアルタイム表層崩壊モデルにおいて、捕捉率が 80%に至らない兵庫県下の第三紀堆積岩類について、地形・地質的な特徴をとりまとめ、崩壊特性について示した。第三紀堆積岩類は個々に地形・地質的な特徴を示したが、モデルに利用した降雨パターンは、降雨災害中の１ケースにすぎず、降雨特性の異なる崩壊事例については、今後の課題となる。またモデルを崩壊特性にあてはめる検討では、難透水層の設定、有効粘着力の低減および表土層厚の増厚の試行を行ったが、メッシュのサイズ、難透水層の設定、強度の設定、土砂の層厚も他ケースを検討する必要があり、今後の課題としたい。

参考文献:

1) 沖村ら，兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み-兵庫県下酸性火山岩類分布地域の表層崩壊機構とモデル化-，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，2017.



図－２ 現況モデルと改良案の判定状況(神戸層群北神地区)

P-097

鬼ヶ城砂防堰堤における UAV を用いた急崖斜面の崩壊特性評価・対策工への適用事例

国土交通省 北陸地方整備局 立山砂防事務所　高橋 至，柳川磨彦，山根恭子※1
八千代エンジニヤリング株式会社　池田 誠，長谷川怜思，○横尾公博
(現所属 ※1　国土交通省 北陸地方整備局 新潟国道事務所)

1．はじめに

鬼ヶ城砂防堰堤は，立山カルデラに端を発する湯川と真川との合流点から約 2km 下流の常願寺川本川に位置している．昭和 32 年に本堰堤及び第 1 副堰堤が完成した後も，複数回の集中豪雨に見舞われ，都度復旧・補強工事が行われている．現況の鬼ヶ城砂防堰堤も，本堰堤の水通し天端摩耗(5m)や副堰堤の水通し断面の不足といった課題が多く，補修や補強等の対策が求められている．

一方で，鬼ヶ城砂防堰堤の右岸は，勾配 40°～60°の極めて急峻な崩壊地となっており，過去から繰り返し崩壊が発生していること，今後も落石の可能性のある浮石が複数箇所で確認されることからも，施工時の安全対策が課題といえる．

本論は，急崖かつ植生が繁茂した斜面において，転石・浮石評価や，落石シミュレーションにより斜面対策工への適用性の検討を行う目的で，UAV を導入した事例について報告するものである．

2．UAV LiDAR システムによる簡易地形測量

2.1　調査概要

鬼ケ城砂防堰堤の右岸崩壊地調査における斜面，転石および浮石の分布，植生に覆われた斜面や現地踏査が不可能な急崖の岩盤状況を，安全かつ効率的に把握するため，地質踏査に先立ち，UAV LiDAR(UAV：エンルート Zion CH940，レーザースキャナ：YellowScan Surveyor，デジタルカメラ・レンズ：Sony α6000，16mm単焦点レンズ)による簡易測量実施した．

2.2　調査結果

UAV LiDAR により取得した点群データ（総数：128,735,075 点)のうち，最高標高地点で反射した「ファーストリターン」と，最低標高地点で反射した「ラストリターン」ポイントを抽出し，これらから DSM(Digital Surface Model，建物や樹木データを含む数値表層モデル)，DTM (Digital Terrain Model，地表面のみの数値地形モデル)ならびに，樹高モデル（Tree height classification map）を作成し，地表地質踏査時の基礎資料とした．

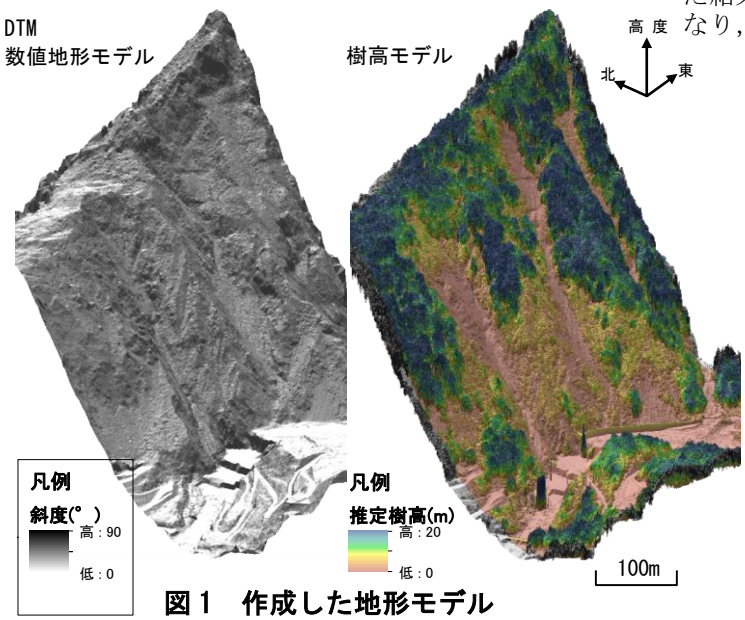


図 1　作成した地形モデル

3．右岸崩壊地の崩壊特性評価

3.1　特徴的な地形要素の抽出

新たに作成した DSM・DTM・樹高モデル，オルソフォトを用いて地形判読を行い，急崖・崩壊地，露頭・浮石，過去の崩壊地や，転石の密集範囲を抽出した．

その結果，①対象斜面では頂部緩斜面(尾根)直下に大規模な急崖が認められ，②崩壊地・急崖には岩盤が露出し今後落石の可能性ある浮石が点在していること，③渓流または緩斜面には，崩壊・崩落によって露頭から生じた転石や崩積土が広く分布していること，④樹高モデルや DTM からは過去の崩壊地形を見いだすことができ，⑤当該斜面が崩壊と植生の回復を繰り返している様子を精度良く把握することができた．

3.2　地質踏査結果を踏まえた崩壊特性の整理

(1) 岩相と崩壊特性の違い

当該斜面は，中生代トリアス紀に形成された「眼球状マイロナイト」と，更新世に噴出した「立山溶結凝灰岩」から構成される．前者は，全体に圧砕・破砕を受けていると考えられ，巨大な浮石として残存する範囲はごく一部に限られ，全体に細片化して肌落ちしやすい．一方，後者は，割れ目の少ない低溶結部と，発達した割れ目沿いが開口した弛み岩盤の代表となる中～強溶結部とに大別される．

(2) 浮石と転石の安定性

地質踏査結果から，本論では浮石・転石について，「浮石：不安定な露岩で将来的な崩落の可能性が示唆されるもの（これから崩落する転石の発生場)」，「転石：過去に浮石であったものや転石が移動して定置したもの（過去に発生した崩落現象の結果)」として定義し，検討を行うこととした．

(3) 今後発生しうる落石発生規模の推定

地形解析や地質踏査結果を基に，急崖斜面や露頭上に分布する不安定岩塊を浮石として抽出した．一方転石については，密集範囲毎の平均径・最大径の分布をヒストグラムとして図 2 にとりまとめた．加えて，転石分布範囲において約 600 個の転石を抽出した結果，最大径は 2.6m，平均径（中央値）は 0.50m となり，両検討結果とも整合する結果であった．

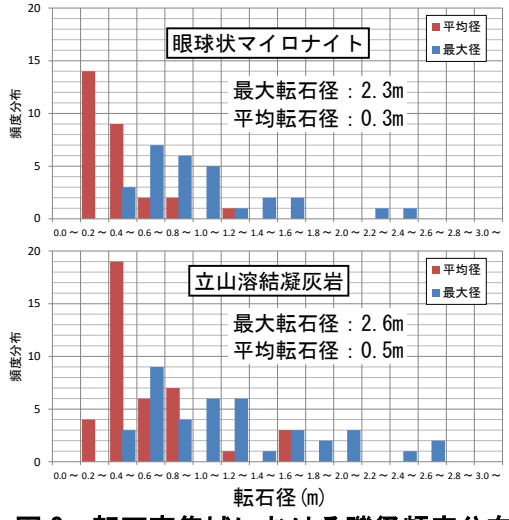


図 2　転石密集域における礫径頻度分布

3.3　右岸崩壊地の崩壊特性評価

(1) 落石到達線図の作成

右岸崩壊地調査により把握した浮石を対象として，DTM に基づく地形解析により落石到達平面図を作成した．結果として，右岸崩壊地からの落石経路は次の 4 通りに分類されることが明らかとなった．このうち，「経路①」については鬼ヶ城砂防堰堤近傍に到達すると考えられることから，落石対策(工事中の安全対策)が必要と評価した．

経路①：本堰堤～第 2 副堰堤近傍に到達する経路
経路②：鬼ヶ城護岸に到達する経路
経路③：第 2 副堰堤の下流側に到達する経路
経路④：鬼ヶ城谷に到達する経路

(2) 落石シミュレーションを用いた崩壊特性評価

1) 計算条件

落石到達線のうち，「経路①」に関して落石シミュレーションを行い，発生エネルギーや跳躍高を評価した．落石シミュレーションの計算条件については表 1 に示すとおりである．

表 1　落石シミュレーション計算条件

項目	条件	備考
地形データ	UAVによるDTMから作成	－
落石規模（直径）	転石及び浮石の平均値及び最大値（計2通り）	平均直径：0.50m 最大直径：2.60m
落石の形状	球体を想定	－
礫の単位体積重量	2.65t/m³	土質試験結果
等価摩擦係数	0.35	便覧※1より現地状況を踏まえて設定
発生位置	最上部の浮石	－
初速	0m/s	－
計算回数	100回	－

2) 計算結果

落石シミュレーション結果に基づく落石エネルギーから，落石影響推定図を作成した（図 3）．落石防護工の選定に際しては，落石エネルギーの大小が適用性の目安 [1] とされていることから，落石影響推定図の閾値は，1,000kJ 未満(落石防護網等で対応可)，3,000kJ 未満（一般的な落石防護工の上限値），3,000kJ 以上（発生源対策が必要）とした．経路①における落石エネルギーの最大値は約 5,000kJ であるが，これは右岸崩壊地下端部の勾配 60° 以上の急崖部で生起するエネルギーである．急崖部を除いた場合，最大で 2,300kJ 程度のエネルギーが発生し，平均的には 1,000kJ 程度のエネルギーが発生する結果となった．上記より，急崖部に到達した後での対策実施は困難であることから，発生源対策を行うことや，急崖部に到達する前に落石防護工等を設置する対策が必要であるといえる．

なお，跳躍高に関する落石シミュレーション結果から，経路上の跳躍高は落石の規模によらず 1m 未満であるため，跳躍によって落石経路が変わる可能性は低く，また，高さ 2m～3m の落石防護柵で対応可能であると考えられる．

4．斜面対策工検討

転石や浮石は現時点で認められない場合でも，斜面浸食により将来的にも生起する可能性を踏まえると，落石予防工で完全に落石を阻止することは困難であり，現在特定可能な落石及び転石の落下を防止することや，落石の頻度を極力低減させる工法と位置付けられる．

したがって，当該斜面の落石対策としては，落石予防工と落石防護工を併用した対策が望ましいといえ，次の方針に基づいて計画することとした．

方針①：現時点で把握された浮石箇所についてはワイヤーロープ掛工による落石予防工を適用する．
⇒落石予防工は，人力施工が可能であること，落石化した場合に大きなエネルギーを持つ浮石に適用可能なことから，「ワイヤーロープ掛工」とした．

方針②：上記施工箇所以外からの浮石の不安定化による落石及び転石の二次移動も想定されることから，落石防護工による待受け対策を適用する．
⇒落石防護工は，落石エネルギーの最大値が 3000kJ 以下と想定されることから，高エネルギー吸収型の落石防護柵とした．また，斜面長が約 400m と極めて長大であることから，斜面の中間地点にも落石防護工を配置する計画とした．

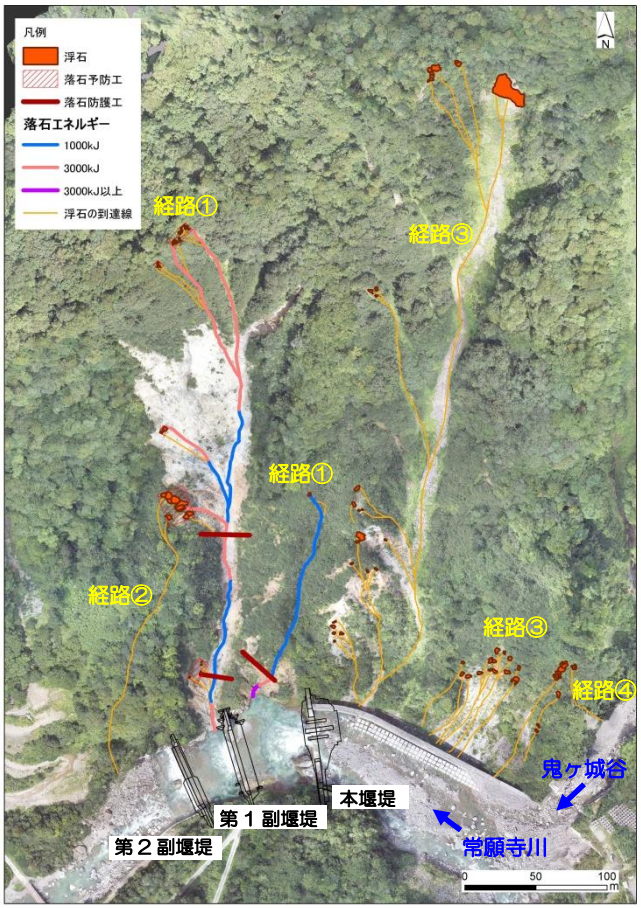


図 3　落石到達線及び落石影響平面図

5．まとめと今後の課題

本論では，既存の空中写真に加えて UAV による LP 地形データ計測を実施して，浮石及び転石の分布状況を定量的に評価した．さらに，落石シミュレーションを用いて落石エネルギーを評価することで，適用可能な対策工法を選定するとともに，斜面対策工の検討結果を報告した．

今後の課題については次のとおりである．

① 対象箇所は豪雪地帯に位置するため，斜面対策の維持管理手法の検討も求められる．
② 斜面対策工施工中にも小規模な落石が発生する可能性があるため，覆式落石防護網や簡易防護柵等の対策実施が求められる．
③ オルソフォトを用いた目視評価を行う場合，岩相が白色を呈する斜面では，可視光画像データの白飛びを発生し，判読精度が低下する．また，樹木疎密度が高い場合，樹木下の地表までレーザーが到達せず，巨大な露岩や浮石が分布する場合であっても，その範囲の判読精度に劣る場合もある．このような場合には，ザイルを用いた本格的な斜面調査により判読結果を検証する必要性も想定される．

参考文献；

1) 落石対策便覧 社団法人 日本道路協会 平成 12 年 6 月

P-098

広島市安佐北区高松山における斜面浸透・流出過程の現地観測

株式会社東京建設コンサルタント　○梶　昭仁，小森潤二，秋山浩一，宮田英樹
広島大学　寺尾晃平※1　広島大学大学院　内田龍彦，河原能久
（※1 現 東京都建設局）

1. はじめに

停滞する線状の強雨域や台風などは土砂災害の誘因となる. この降水現象を予測する技術については，高解像度降水ナウキャストの開発など，予測精度を向上させた提供が進められている [1]．一方，住民の自主避難の判断の参考となるよう，土砂災害警戒情報が提供されている．この土砂災害の危険度は降雨に基づいて判定し発表しているが，個々の斜面における植生・地質・風化の程度等の特性や地下水の流動等が考慮されたものではなく，個別の災害発生箇所・時間・規模等を詳細に特定することはできない [2]．土砂災害予測手法の開発に関連する研究として，例えば，内田ら [3] の研究等があるが，降雨浸透の詳細なメカニズムについては不明な点が多い.

本研究では，斜面における浸透・流出過程のメカニズムを解明することを目的に，土石流が発生した林地斜面における現地観測を行った.

2. 現地観測の概要

現地観測は，広島市安佐北区の高松山南東側に位置する斜面で，2014 年 8 月豪雨で土石流が発生した箇所を対象とした．対象斜面は流域面積が約 2ha，崩壊発生源から谷出口までの高低差が約 100m, 平均斜面勾配が約 29 度, 観測機器を設置した崩壊源頭部付近の斜面勾配が約 40 度である．崩壊深は 1～2m 程度であり，崩壊部にはパイプのような大きな穴が複数見られた．樹木はヒノキ等の針葉樹とコナラ等の広葉樹が分布している.

観測機器は斜面水平方向と流下方向の浸透機能を考慮するため，支渓での崩壊が複数発生している本渓流の西側を中心にして，圧力式水位計を 11 箇所（深度 90cm～150cm）と, 土壌水分計（3 深度 : 30cm, 60cm，90cm）を崩壊地源頭部直上に 1 箇所，崩壊地側方に 2 箇所設置した（**図-1**）．その他に雨量計，テンシオメータ, 谷出口に流量計測用の四角堰を設置している.

3. 観測結果と考察

観測は 2017 年 5 月 31 日から 11 月 9 日まで行った．このうち，土壌水分計と水位計の計測間隔を 2 分間隔（変更前 : 1 時間間隔）とした 9 月以降に地下水位の上昇を 5cm 以上観測した 9 月 11 日～13 日の観測結果（降雨イベント 1）を示す（**図-2** 左）．土壌水分計で計測した 3 箇所 3 深度の体積含水率と地下水位の時間変化を示す．11 箇所の水位計のうち，反応があった箇所は崩壊地源頭部直上に位置する M1 地点と崩壊地側方の I2 地点のみであった. 降雨量は谷出口付近に設置した雨量計によって観測したものである.

観測結果の比較として，降雨強度は小さいが累加雨量が降雨イベント 1 よりも多い 10 月 21 日～23 日の観測結果（降雨イベント 2）を**図-2** 右に示す.

降雨イベント 1 に関し，I1 地点では体積含水率の上昇が少なく，深度が深くなるに従って，降雨に対する反応が遅くなり，鉛直下向き方向の浸透が発生していると考えられる. I2 地点では GL-90cm の体積含水率が GL-60cm を上回り, 水位計の反応も僅かであるが観測された．M1 地点では GL-90cm の体積含水率が急激に上昇し，水位計も大きく反応が見られた.

降雨イベント 2 に関し，I1 地点では降雨イベント 1 と同様に，体積含水率の反応が深くなるに従って遅れて発生しているが, 変化量全体では GL-90cm が GL-30cm，GL-60cm より大きかった．これは鉛直下向き方向の浸透が発生しているが，降雨時間が長かったことで，GL-90cm より下層に体積含水率の高い層が形成されたためと考えられる．I2 地点では GL-90cm の反応が降雨イベント 1 と比べて小さかった．M1 地点では水位計に反応がなかったものの，GL-90cm の体積含水率が大きく上昇していることが見られた.

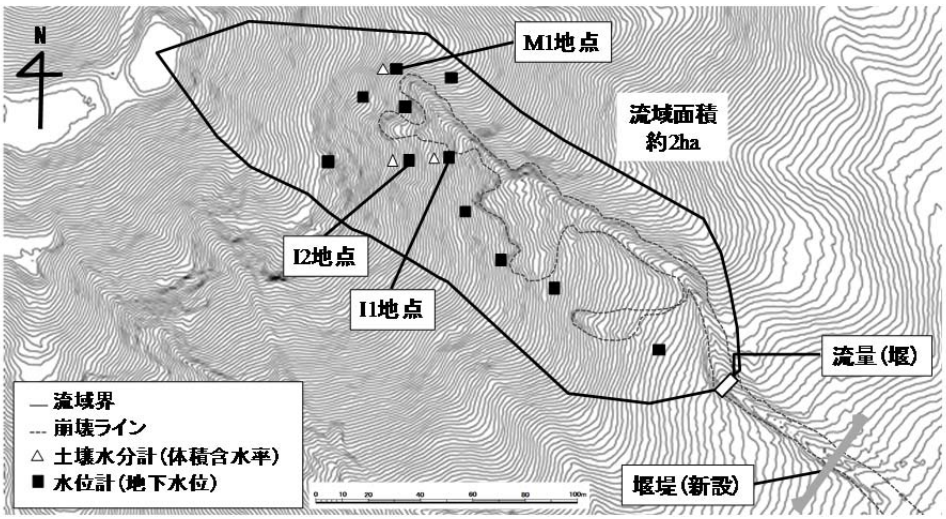


図-1　観測機器の設置場所

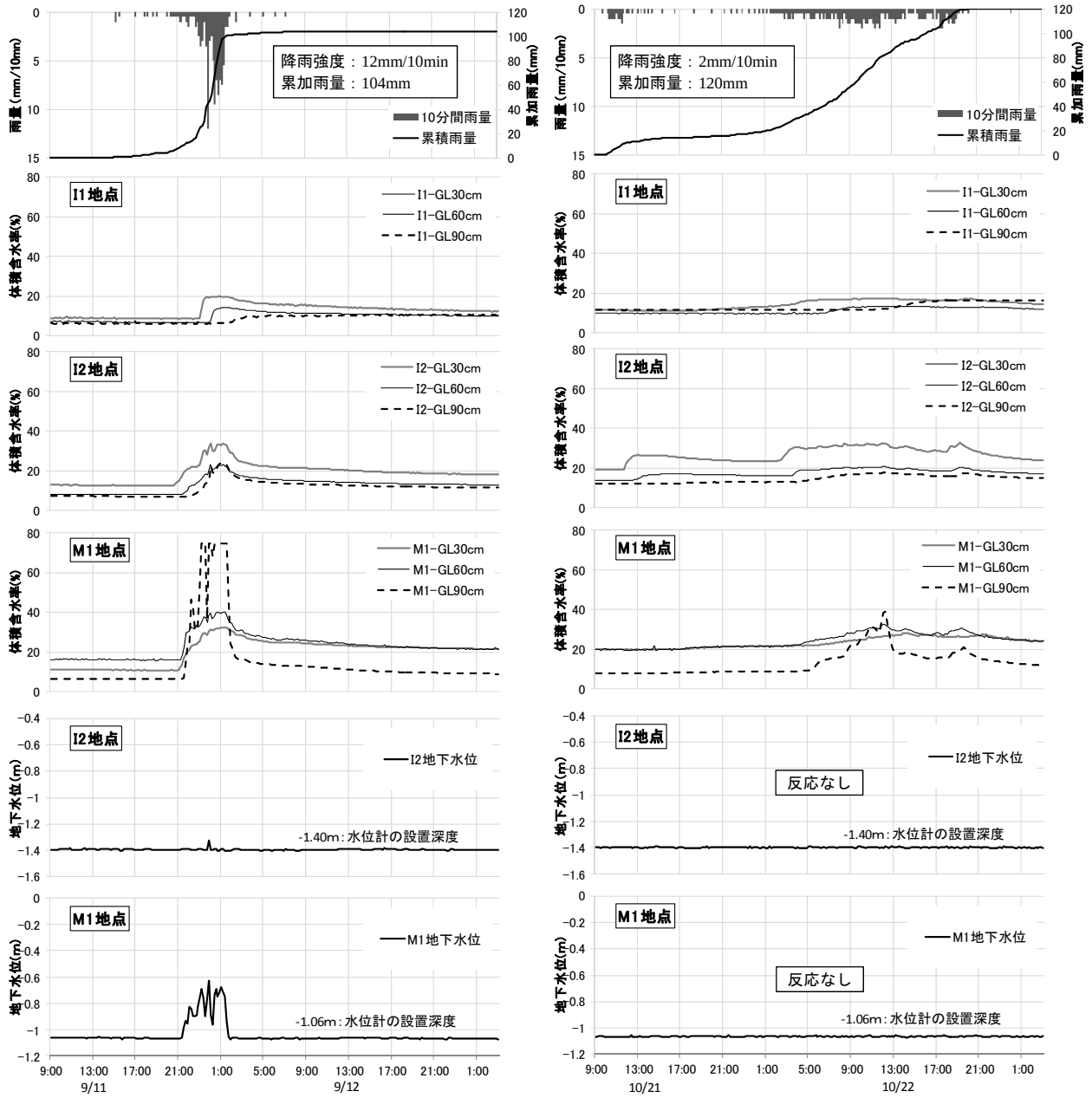


図-2　観測結果（左：9 月 11 日～13 日，右：10 月 21 日～23 日）

M1 地点では降雨イベント 1, 2 ともに GL-90cm の体積含水率が上層よりも急激に大きくなる現象が見られ，鉛直下向き方向の浸透以外に下層に水が供給されていることが考えられる．M1 地点直下の崩壊部には節理が発達した花崗岩や複数のパイプがみられたことから，M1 地点では, 下層に存在する難透水層上部に根茎や礫等の影響による間隙構造，パイプが存在すると考えられる．降雨強度が高まると，鉛直下向きに雨水が浸透するだけでなく，間隙構造やパイプが存在する層に水が供給され，流れの速いパイプ流が発生していると考えられる．

本観測では，この現象が発生したのは，降雨強度が 5.5mm/hr 以上で累加雨量が 24mm/hr 以上になる時であり，M1 地点ではこの雨量を閾値にパイプ流が発生していると考察される．

4. おわりに

本観測では, 土層内に流れの速いパイプ流と下層からの浸潤が発生している可能性を確認した．観測箇所毎の観測結果特性が異なったことから, 土層内には間隙構造やパイプが偏在するものと考えられる．今後, 上方からの水供給源の特定, 間隙構造の存在位置の推定などを行う必要がある．

参考文献

1）気象庁：高解像度降水ナウキャストにおける降水の解析・予測技術について，測候時報，第 81 巻，pp.55-76,2014.
2）気象庁：土砂災害警戒情報・土砂災害警戒判定メッシュ情報，https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/bosai/Doshakeikai.html
3）内田太郎，盛伸行，田村圭司：表層崩壊に起因する簡易な土石流発生危険度調査・評価手法, 土木技術資料, 50-9, pp.20-25,2008.

降雨ピークから遅れて発生する斜面崩壊に関する実態分析

国土技術政策総合研究所　○鈴木大和、神山嬢子（現 土木研究所）、戸舘 光、野呂智之
アジア航測株式会社　　吉野弘祐、秋山怜子、松田昌之

1　はじめに

発生頻度は低いが、降雨の停止後や小康状態の時に斜面崩壊が発生する場合がある。このような時間帯は、住民の避難所からの帰宅や消防・警察・国土交通省等が災害現場で活動する時間帯と重なる恐れがある。そのため、降雨ピークを過ぎた後においても、適時適切な警戒避難対応を行う必要がある。そこで、このような斜面崩壊の実態を解明することを目的として、降雨ピークから遅れて発生した斜面崩壊の形態や特徴を分析し、遅れが生じた要因とメカニズムについて考察を行った。

2　方法

2.1　分析対象

降雨ピークからの遅れを判断する方法として、降雨波形からピーク時点を読み取る方法[1)]がある。しかし、ハイエトグラフの波形が複雑または単調な場合には降雨ピーク時の一点を設定することが難しい。また、降雨の小康状態時の適切な警戒対応を見極めることが目的であり、現在の危険度評価指標を目安とすることが妥当であると考えた。そこで、本分析では土壌雨量指数のピーク後の時間帯を降雨ピーク後とした。

土壌雨量指数のピーク後に崩壊が発生したことが明らかな事例のうち、崩壊現象等に関する比較的詳細な調査結果がある 19 件を分析対象とした。

2.2　分析方法

降雨ピークから遅れて発生する斜面崩壊については、崩壊に寄与する降雨量や崩壊規模等が大小様々であった[2)]。そこで、降雨ピークから遅れて崩壊に至るまでの雨水浸透過程や地下水の挙動等に幾つか種類があると仮定し、分析対象の崩壊形態ごとに類型化をした後に、分類ごとに遅れが生じたメカニズムを考察する。

具体的には、文献調査等を行い、崩壊形態（基岩の崩壊状況・崩壊土量・崩壊深）、崩土の状況（流動性の高い土砂の流出等の記述の有無）を整理した。その崩壊形態が類似する事例ごとに分類を行い、その他の崩壊斜面の特徴や現象の類似点を分析した。また、分類ごとに連続雨量（崩壊直前の一連降雨量）の違いを確認した。以上の結果と既往の崩壊メカニズムに関する研究事例を照らし合わせ、降雨ピークから遅れて崩壊が発生した要因・メカニズムを分類ごとに考察した。

3　結果

3.1　崩壊形態による分類

分析対象とした崩壊形態の特徴を整理した結果を表−1 に示す。まず、斜面内の残積土の崩壊と崩積土（崖錐堆積物）の崩壊の 2 種類に大別できる。また、前者については、基岩内にすべり面がある崩壊と基岩上をすべり面とする崩壊の 2 種類に分けることができる。キャッ

表−1　分析対象の崩壊形態の特徴

事例	年月日	場所	基岩の崩壊	崩壊土量 (m^3)	崩壊深 (m)	崩土の流動化	その他の特徴
A	1981/07/04	広島県江田島市江田島町		600	5.0		崖錐堆積物の崩壊
B	1983/07/23	島根県浜田市穂出町中場		15,000	10.0	○	
C	1997/07/10	鹿児島県出水市境町（針原川）	○	130,000	30.0		
D	1997/07/14	熊本県坂本村油谷川左岸	○	100,000	15以上		
E	1998/08/31	神奈川県相模湖町崩壊地C	○	3,500	3.0		
F	2001/06/24	広島県東広島市福富町		1,200	1.5		崖錐堆積物の崩壊
G	2005/09/06	鹿児島県垂水市新御堂	○	3,000	5.0		
H	2005/09/06	大分県竹田市次倉		3,400	15.0	○	
I	2005/09/06	宮崎県美郷町（旧西郷村）野々尾地区（耳川）	○	1,080,000	40.0		
J	2006/07/19	長野県辰野町小野中村地区（飯沼地区）		2,700	8.0	○	
K	2006/07/19	長野県辰野町小横川地区		10,600	5.0		崖錐堆積物の崩壊
L	2006/07/22	鹿児島県菱刈町下手仲間		1,800	2.0	○	
M	2010/07/04	鹿児島県南大隅町船石川（1波目）	○	30,000	40.0	○	キャップロック構造斜面の転倒崩壊
N	2011/07/19	高知県安芸郡北川村平鍋地区	○	188,000	20.0		
O	2011/09/04	三重県大台町岩井持山谷川	○	366,300	35.0		
P	2011/09/04	奈良県天川村坪内･冷水	○	1,702,776	40.6		
Q	2014/08/24	北海道礼文町船泊村高山地区		700～800	1.8	○	崖錐堆積物の崩壊
R	2015/06/24	鹿児島県垂水市牛根地区深港川（1波目）	○	22,300	3.7	○	キャップロック構造斜面の転倒崩壊
S	2016/08/24	北海道羅臼町海岸町		19,000	8.0～10.0	○	

プロック構造を有する斜面の転倒崩壊は、特異な崩壊として別の分類とした。分類の過程と結果を図-1 に示す。

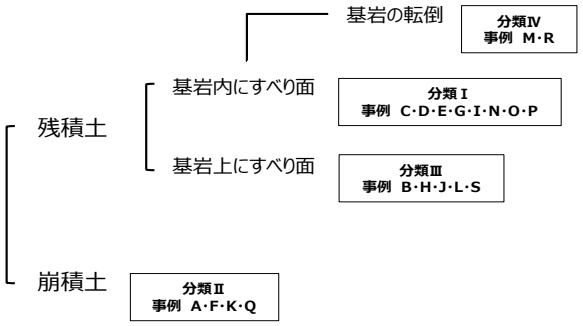


図-1　崩壊形態による分類過程と結果

3.2　分類ごとの他の特徴

分類Ⅰは事例 C を除く 8 件中 7 件が堆積岩・付加体斜面の崩壊であった。また、深層崩壊の定義 [3]に合致する規模の崩壊が多い。分類Ⅱは 10^4m^{3}以下程度の比較的小さい崩壊規模であった。分類Ⅲはすべて崩土が流動化し、泥質や火山性の細粒分で構成された厚い土層があったことが報告されている。また、事例 H と S では短時間（数分から 1 時間程度の間）に数回の崩壊が連続する現象が確認された。分類Ⅳの 2 件はいずれも数日間にわたり複数回の崩壊が発生した。なお、土壌雨量指数のピーク時刻から崩壊に至るまでの遅れ時間には、分類ごとに明瞭な特徴はなかった。

3.3　分類ごとの雨量の特徴

崩壊直前の降雨の連続雨量を分類ごとにプロットした（図-2）。分類Ⅰは 500～1,000 ㎜程度の比較的多量の降雨があった。分類Ⅲは 500 ㎜前後の分布が多く、分類ⅡやⅣは直前の一連降雨は比較的少量であった。

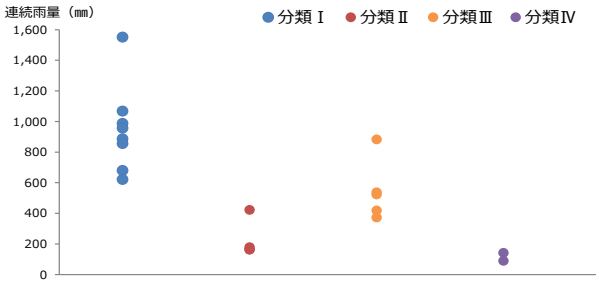


図-2　分類ごとの連続雨量

以上の結果から崩壊形態ごとに崩壊斜面の特徴や雨量規模に違いがあることを確認した。以下で、降雨浸透や地下水位の挙動等に遅れが生じた過程を考察する。

4　考察

4.1　分類Ⅰの遅れ発生メカニズム

分類Ⅰの 8 件は連続雨量が 600 ㎜以上と比較的多く、基岩からの崩壊である。また、事例 C を除く 7 件は堆積岩・付加体斜面での崩壊であった。このことから、深層崩壊の発生メカニズムに関する既往研究結果 [4]と合致している。したがって、岩盤の亀裂等を通じた雨水の浸透過程が斜面深層部の間隙水圧上昇におけるタイムラグに繋がった結果、降雨ピークから遅れて崩壊に至ったと考えられる。

4.2　分類Ⅱの遅れ発生メカニズム

分類Ⅱの 4 件は連続雨量が少なく、表層の比較的小規模な崖錐堆積物の崩壊（再移動）であった。シラス斜面の崖錐内では、崖錐表面の雨水浸透よりも崖錐の形成元となる斜面からの地下水流出の影響が崖錐の地下水位の上昇に寄与することが報告されている [5]。シラス斜面に限らず、この流出プロセスが、降雨ピークから遅れた崖錐内部の地下水位の上昇の要因であると推察する。

4.3　分類Ⅲの遅れ発生メカニズム

分類Ⅲは連続雨量が比較的多いものの、分類Ⅰのような基岩からの崩壊は確認できず、崩土が流動化する特徴があった。流動化した崩土は、基岩との境界をすべり面とした泥質な風化細粒分やローム層が厚く堆積したものが主であった。飽和透水性が小さい土層が雨水の浸透を遅らせ、間隙水圧の緩やかな上昇・減少に繋がった結果、降雨ピークとの時間差が生じたと考えられる [6]。また、火山性地域によく見られる緩斜面や平坦な地形が土層を厚くさせたことも要因として考えられる [7]。

4.4　分類Ⅳの遅れ発生メカニズム

分類Ⅳのようなキャップロック構造（上部の節理構造が発達した溶結部と下部の非溶結部）を有する斜面にて境界部からの湧水による洗掘作用が働き、上部基岩が転倒崩壊することが報告されている [8]。この湧水による洗掘作用に起因するため、降雨強度に影響を受けることなく、数日間にわたって連続的な崩壊が発生したと考えられる。

5　おわりに

降雨ピークから遅れて発生する斜面崩壊を分析し、4 種類の形態に分類した。分類ごとに遅れが生じたメカニズムの推察を行い、遅れが生じた過程に違いがある可能性を示した。分類Ⅰの崩壊については比較的多くの研究がされ、崩壊に至るメカニズムが解明されつつあるが、分類ⅡやⅢに関する知見は非常に乏しいと言える。今後は、分類ⅡやⅢの条件が該当する斜面において、土質・土層構造、降雨浸透や地下水変動のプロセス等の調査・観測を行い、遅れが生じるメカニズムを明らかにしていきたい。

【参考文献】 1)八反地：降雨を起因とする深層崩壊の特徴，砂防学会誌，Vol.55，No.6，p.74-77，2003　2)鈴木ら：降雨ピークから遅れて発生する土砂災害に関する基礎的検討，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，p.298-299，2017　3)砂防学会：深層崩壊に関する基本事項に係わる検討委員会報告・提言，2012　4)例えば、恩田ら：降雨流出ピークの遅れ時間の違いからみた崩壊発生時刻予知の可能性，砂防学会誌，Vol.51，No.5，p.48-52，1999　5)地頭薗ら：シラス地域の水文地形とシラス斜面崖錐部の崩壊，地形，Vol.23，No.4，p.611-626，2002　6) 地盤工学会：豪雨時における斜面崩壊のメカニズムおよび危険度予測，2006　7)白木：小流域での 2 次ピーク生成についての数値実験，水文・水資源学会誌，Vol.19，No.4，p.258-266，2006　8)下川ら：2010 年（平成 22 年）7 月鹿児島県南大隅町で発生した連続土石流災害，砂防学会誌，Vol.63，No.3，p.50-53，2010

阿蘇中央火口丘群北部における崩壊発生場の 60 年間の変遷および地形的特徴

九州大学大学院生物資源環境科学府（現 関東地方整備局高崎河川国道事務所） ○矢野敦久
宮崎大学農学部 篠原慶規
筑波大学大学院生命環境科学研究科（現 森林研究・整備機構 森林総合研究所） 經隆悠
九州大学大学院農学研究院 水野秀明，久保田哲也

1. はじめに

熊本県の阿蘇火山とその周辺域では，2012 年九州北部豪雨と 2016 年熊本地震によって，テフラを崩壊物質とする斜面崩壊が広範囲で発生し，甚大な被害を生じた。特に，その両イベントで斜面崩壊が集中した阿蘇中央火口丘群の北部では，近年にも 1953 年，1990 年，2001 年などと豪雨による斜面崩壊が頻発している。今後，九州地方では梅雨前線による豪雨頻度の増加が予測されており（Manda et al., 2014），斜面崩壊のさらなる発生も危惧される。よって，当地域で適切な土砂災害対策を立てるためには，これまでの斜面崩壊の発生場所と発生規模を把握することが重要である。そこで本研究では，多時期の航空写真と航空レーザ測量データを用いて，阿蘇中央火口丘群北部における崩壊発生場の約 60 年間の変遷および地形的特徴を明らかにすることを目的とした。

2. 対象地

対象地は阿蘇中央火口丘群北側斜面に位置する 2.0km^2 の丘陵地である（図 1）。標高は 620~920m の範囲である。植生は主に草地である。地質は溶岩・火砕岩とそれらを覆うテフラの累層から成る。豪雨による斜面崩壊は，テフラ累層内で，表層の黒色土層とその下層の褐色土層（約 3600 年前に堆積）との間をすべり面として発生しており，崩壊深が 1.0m 程度の表層崩壊であると指摘されてきた（宮縁ら，2004）。

災害報告のある，近年の主な豪雨イベント（1953，1990，2001，2012）では，2012 年が 1，3，6，24 時間雨量で最大級であった。1953 年と 1990 年は 24 時間雨量が，2001 年は 1 時間雨量が大きかった。

3. 方法

3.1. 使用データ

1955 年，1976 年，1990 年の航空写真と 2009 年，2013 年，2016 年の航空レーザ測量データ（1mDEM およびオルソ画像），2012 年の高解像度オルソ画像を使用した。航空写真は 1270dpi でスキャンされたデジタルデータであった。航空写真の縮尺はそれぞれ 1/22000，1/15000，1/10000 で，1955 年のみ白黒写真であった。熊本地震によって地表変位が発生したため，2016 年の DEM については以前の DEM と位置の適合作業を行った。

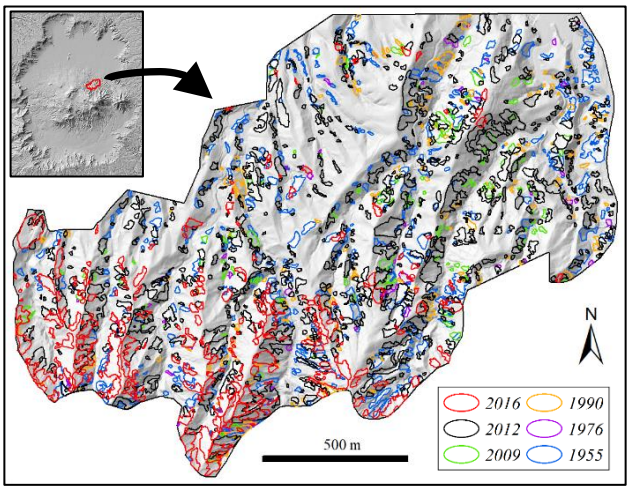


図 1. 対象地の位置および崩壊地の分布

3.2. 航空写真のオルソ画像化

崩壊地抽出時のマッピングエラーを減らすために，SfM-MVS（SfM 多視点写真測量，以下 SfM）ソフト（Photoscan Professional，Agisoft LLC.）を用いて，1955 年，1976 年，1990 年の 3 時期の航空写真をオルソ画像化した。座標の付与およびカメラパラメータの調整に用いる GCP（地上基準点）は，分布が均一になるように，砂防ダムの上に各年 7，8 か所ずつ設定した。SfM の精度検証に用いる検証点は，砂防ダムおよび道路の上に各年 17~26 か所ずつ設定した。座標値は ArcGIS 上でオルソ画像と 1mDEM から抽出した。SfM の精度検証の結果，各年の水平方向の RMSE はそれぞれ，1.3m，1.4m，1.0m であった。

3.3. 崩壊地抽出および空間解析

各時期のオルソ画像上で，草地と色調が異なる範囲（裸地部）を崩壊地として抽出した。崩壊地は~10 年ほどで植生回復によって周囲と見分けがつきにくくなるため，各時期の裸地部は概ね新規の崩壊地とみなした。2009 年は主な崩壊イベントから 8 年経過していたため，大まかな崩壊地の位置を確認したのち高解像度地形図上で抽出した。2016 年地震による崩壊地は，崩壊土砂の流下・堆積域や 2012 年豪雨による崩壊地との区別がつかないため，2013 年から 2016 年にかけての 1mDEM の標高変化が-40cm 未満かつ裸地化した範囲を崩壊地とした。なお，解像度の違いが小規模崩壊地の検出の可否に影響を及ぼすことを防ぐため，50m^2 未満の崩壊地は除外した。

空間解析として，まず崩壊地の斜面勾配，斜面方位，正規化された尾根までの距離を調べた。その際，地形データとして，2009 年の 1mDEM を 2mDEM に変換したものを用いた。次に，2012 年と 2016 年の各崩壊地の平均崩壊深を調べた。平均崩壊深は，各イベント前後の 1mDEM の標高変化に基づく崩壊深を，各崩壊地で平均化することで算出した。最後に，イベント間での崩壊地の重なりを調べた。

4. 結果と考察

4.1. 崩壊発生場の概要および地形的特徴

崩壊地の分布を図 1 に示した。約 60 年間で対象地の延べ 30%で崩壊が発生した。崩壊地数は総計 1603 であった。崩壊面積は 2013 年が最大で，2016

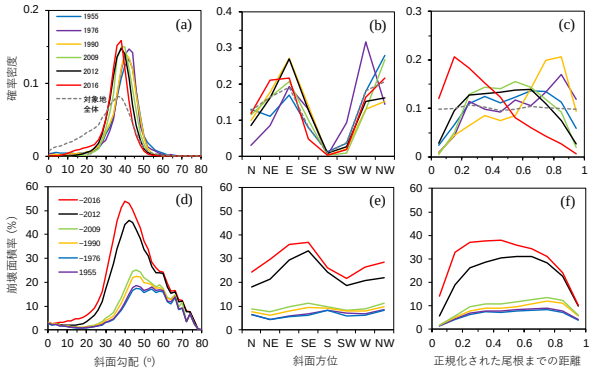


図 2. (a-c) 対象地全体および各年の崩壊地における，各地形要因の確率密度，(d-f) 各年までに累積した崩壊面積率と各地形要因の関係

年，1955 年と続いた。これらの年の崩壊面積は，その他の年よりも大きかった。

各年の崩壊地における各地形要因の確率密度を図 2a,b,c に，各年までに累積した崩壊面積率（全体面積に占める崩壊面積の割合）と各地形要因の関係を図 2d,e,f に示した。各年の崩壊地の平均斜面勾配（36°~40°）は対象地の平均斜面勾配（31°）よりも大きいため，より急峻な斜面で崩壊が多発したことが分かった（図 2a）。~2016 年には，20°から 40°にかけて，累積した崩壊面積率が直線的に上昇する傾向が見られた（図 2d）。斜面方位と崩壊発生の関係には，明瞭な傾向は見られなかった（図 2b,e）。正規化された尾根までの距離については，2016 年に尾根付近で崩壊が多発する傾向が見られた（図 2c）。これは地震波が尾根付近で増幅したためと考えられる（石川ら，2016）。一方で，豪雨時にはそのような傾向が見られず，累積した崩壊面積率との間には関係は見られなかった（図 2f）。対象地は，雨量分布の影響が小さい狭い領域であるとともに，植生と地質が均一であるため，地形要因が崩壊地の空間分布をより強く支配する。以上より，豪雨と地震を経験する長いタイムスケールにおいて，崩壊発生に最も大きく影響した地形要因は斜面勾配であることが示された。

4. 2. 2012 年および 2016 年崩壊地の平均崩壊深

2012 年豪雨時および 2016 年地震時の各崩壊地における，平均崩壊深 D（m）と崩壊面積 A（m^2）の関係を図 3 に示した。なお，2016 年については，地表変位による誤差が小さい南側の崩壊地のみを対象とした。2012 年の崩壊深は 1~1.5m 程度であるのに対して，2016 年にはより深い崩壊も多かった。

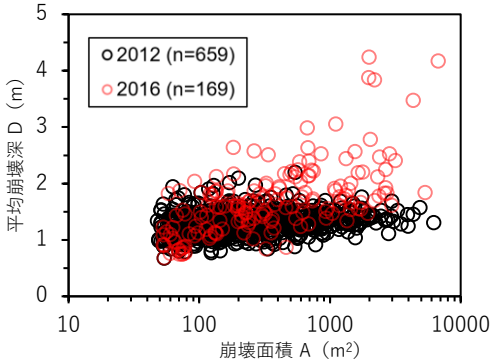


図 3. 平均崩壊深と崩壊面積の関係

次に，各崩壊地の D と A を乗じることで崩壊体積 V（m^3）を算出し，一般に土砂量推定のために用いられる $V=\alpha\times A^{\gamma}$ に直線回帰で当てはめた。その結果，2012 年と 2016 年の関係式はそれぞれ，$V=1.00\times A^{1.05}$（$R^2=0.98$），$V=0.53\times A^{1.19}$（$R^2=0.97$）となった。これらの式の指数値は低く，Larsen et al.（2010）に従えば，表層崩壊タイプと判断された。また，2012 年の D が A に関わらず一定であるという特徴は（図 3），豪雨時に平滑な斜面が面的に崩れるという，火山地域特有の崩壊発生形態を表現している可能性がある。

4. 3. 崩壊発生場の重なりの解析

重複率および残存率を表 1 に示した。重複率は 2 つのイベント間における，崩壊地の非重複面積に対する重複面積の割合とし，残存率は各年の崩壊地面積のうち現在まで重複しなかった面積の割合とした。なお，表の（）内は地震時の崩壊が集中した南側に限定した時の値である。重複率と残存率はそれぞれ，~3.8%と 88.4%~であり，ほとんど重複していないことが分かった。そして，重複率の値は経過年数と対応しなかった。このことは，60 年程度では，崩壊地の土層が再崩壊の発生に必要な土層厚まで回復しなかったことを示唆する。

表 1. 重複率および残存率

	重複率(%)					
年	1955	1976	1990	2009	2012	残存率(%)
1955	—	—	—	—	—	88.4
1976	0.3	—	—	—	—	89.0
1990	1.1	0.9	—	—	—	88.8
2009	1.1	0.0	1.6	—	—	93.1
2012	1.7	0.1	0.6	0.4	—	96.6
2016	1.5 (1.6)	0.3 (0.1)	0.4 (0.4)	0.4 (0.5)	2.3 (3.8)	100.0

対象地では約 60 年間で，崩壊が発生しやすい 35°~45°の斜面の延べ 50%が崩壊を経験した。崩壊密度の増加が比較的緩斜面で大きかったことと（図 2d），地震による崩壊が卓越する斜面位置は豪雨時とは異なったことから（図 2c），2012 年の記録的豪雨と 2016 年の大地震によって，今まで崩れにくかった斜面が崩れたと推察される。さらに，重複が少なかったことも踏まえれば，今後，同規模の豪雨ではあまり崩壊が発生しないかもしれない。

5. おわりに

本研究では，崩壊地の空間分布には，斜面勾配と崩壊履歴（土層厚）が大きく影響したことが分かった。より正確かつ長期的に，崩壊発生場・規模を予測するためには，土層回復速度の現地計測が必要であると考えている。最後に，国土交通省国土地理院，国土交通省九州地方整備局，熊本県土木部，鹿児島大学地頭薗隆教授，宮崎大学清水収教授には，航空レーザ測量データとオルソ画像の提供に関して，多大なご協力をいただきました。本研究では，平成 29 年度砂防学会若手研究助成の支援を受けました。ここに記して感謝申し上げます。

引用文献

宮縁ら（2004）地形, 25(1) 23-43 ; 石川ら（2016）砂防学会誌，69(3) 55-66 ; Larsen et al.（2010）Nat. Geosci. 3, 247-251 ; Manda et al.（2014）Sci. Rep. 4, 5741

P-101

超音波現地透水試験法を用いた透水性の空間分布の把握

立命館大学大学院理工学研究科　○稲垣大基
独立行政法人労働者健康安全機構労働安全衛生総合研究所　平岡伸隆
立命館大学大学院理工学研究科　伊良知慎太郎
立命館大学理工学部　藤本将光
立命館大学総合科学技術研究機構　田中克彦
立命館大学理工学部　深川良一

1. はじめに

豪雨による斜面崩壊発生の予測精度向上の手法の一つとして，対象斜面において崩壊発生の誘因をリアルタイムで観測する手法と物理モデル解析を組み合わせる手法が提案されている．先行研究として，Tanaka et al. (2009)は，斜面崩壊発生の誘因である土中の水分量・地下水位を同時にリアルタイムで観測する超音波水分動態観測手法を確立した．

さらに筆者らは，モデル解析に用いるパラメータの一つである透水係数は現場で多地点において測定することが容易でないことに着目し，超音波水分動態観測手法を応用した，簡便な現場透水係数の測定法（超音波現地透水試験法）を開発した．本研究では，超音波現地透水試験法を用いて現場斜面における透水性の空間分布の把握を行った．

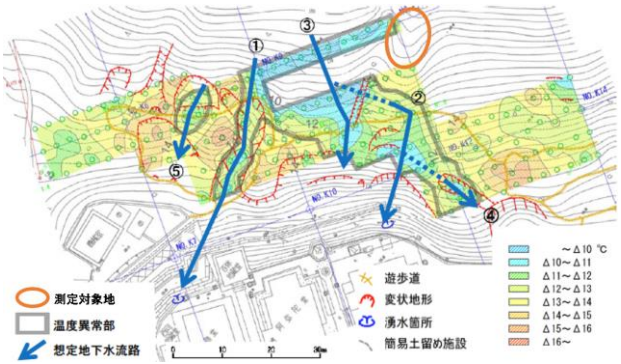


図 1　既存の調査結果と測定対象地の位置

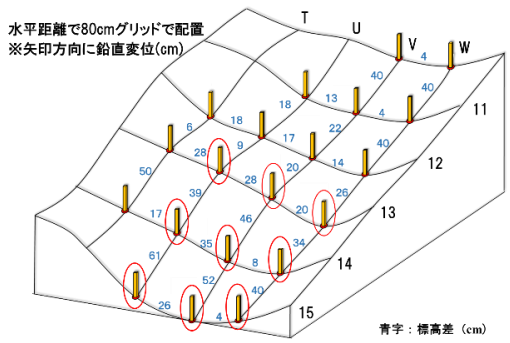


図 2　対象地の概略と測点の配置

2. 対象地概要

清水寺の奥之院後背斜面を研究対象地とした．対象地の概略を図 1 に示す．これまでに行われた 1m 深地温探査 (仲矢ら, 2009)と地中音探査 (藤本ら, 2015)の結果を基に推測された地下水流路から，地下水が存在する可能性が高いと考えられる谷筋を選んだ．図 2 に示されるように，対象地に水平距離で 80cm のグリッド状に測点を設定し，図 2 に示した 9 地点において簡易貫入試験と透水試験を行った．透水試験は深度 25～85cm まで，10cm 間隔で行った．

3. 超音波現地透水試験法

超音波測定システムでは導波管内の水位を伝搬時間で測定する．試験方法は非定常法を採用し，試験孔の形状は用いる導波管径が小さいため，水の交換面積が広く算出値が安定するピエゾメータ法を用いた．本試験手法の概略図を図 3 に示す．超音波測定システムの導波管上端に注水器具，下端にピエゾメータ用ジグと貫入コーンを取り付けている．これを測定深度まで貫入し注水を行う．注水器具の排水口から排水が始まった時点で注水を止め，導波管内の水位が 0cm になるまでを 1 サイクルとした．不飽和地盤での試験では，注水を数回行うことで現場飽和状態になる．現場飽和状態では，注水後の水位上昇か

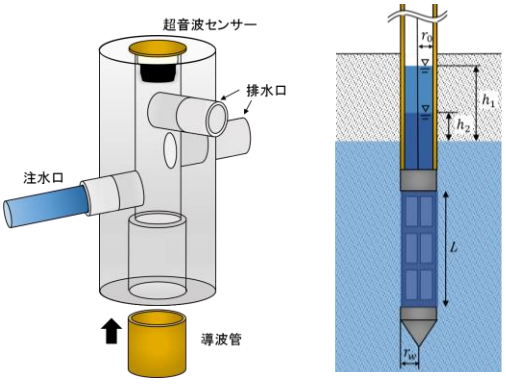


図 3　試験手法概略（左：上端，右：下端）

ら水位低下までの時間がほぼ一定となる．この状態において3サイクル以上測定する．算出した値の平均値を各地点，各深度の現場飽和透水係数とした．算出は Hvorslev (1951)の式を用いて行い，**図 3**(右)に示すパラメータを用いると以下の様に表される．

$$k = \frac{r_0^2}{2L(t_2 - t_1)} \ln\frac{h_1}{h_2} \cdot \ln\frac{L}{r_w}$$

ここに，k：透水係数(m/sec)，t_1：水位 h_1 のときの時間(sec)，t_2：水位 h_2 のときの時間(sec)である．

4. 結果と考察

各地点，各深度の超音波現地透水試験の結果と簡易貫入試験の結果のコンター図を図4に示す．W14地点の深度 75cm はジグによる貫入ができなかった．また，透水性が高く，水位の上昇が確認できなかった深度はオレンジの斜線で示し，測定不可とした．

試験結果から，対象地の地盤の透水性が空間的に不均一であることが示された．測線毎の透水性を比較すると U，W 側線が高い透水性を示す一方で，集水性が高い谷筋に位置する V 測線は比較的低い透水性を持っていることが示された．地点毎に見ると V14，15 地点や W13 地点は 5.0×10^{-5}m/sec より低い透水性を持つことが分った．これらの比較的透水性の低い地点，深度に共通する点として，浅い深度に高い N_d 値 が見られることが挙げられる．しかし，W15 地点では深度 50cm で N_d 値が 15 を超えているものの，本試験手法で測定できる上限を超える程の高い透水性を示した．そのため，N_d 値と透水性に明瞭な相関関係があるとは言い難い．このことから，地盤の構成材料や植生などの空間的不均一性が透水性に影響を与えていることが示唆された．一方で 3.0×10^{-4}m/sec 以上の透水性を持つ地盤への適用が困難であることが課題として挙げられた．

5. おわりに

本研究では，これまでに筆者らが提案してきた超音波現地透水試験法を用いて多地点，多深度の透水係数を測定し，地盤の持つ透水性の空間分布位の把握を行った．測定結果から，対象地は植生や地盤の構成材料の影響を受けた複雑な透水性の分布であることが示された．

今後，本研究で測定した多地点・多深度の透水係数を用いた浸透解析モデルを構築し，実測データとの比較を行い，有用性の検証を行う．

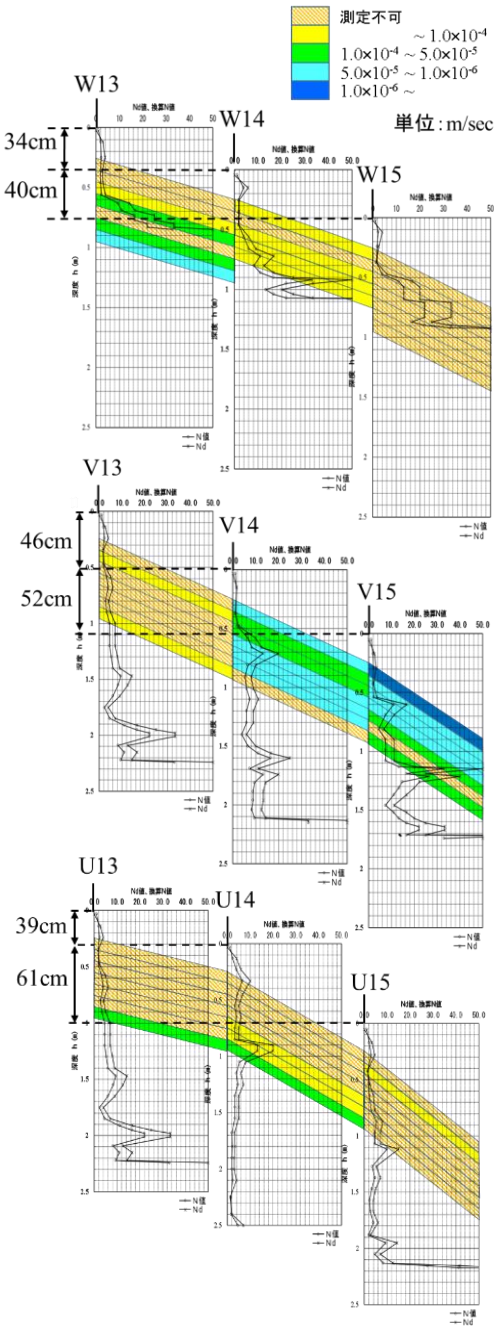


図 4　試験結果

謝辞：本研究は、科研費基盤研究 C(No.JP15K01265 H27-30)，若手研究 B(No.15K18714)の助成を受けて行った．

【参考文献】

1) K. Tanaka, T. Suda, K. Hirai, K. Sako and R. Fukagawa. Monitoring of soil moisture and groundwater level using ultrasonic waves to predict slope failures. Japan. J. Appl. Phys., Vol. 48, No. 9, pp. 09KD12– 1–09KD12–4, 2009.
2) 仲矢順子, 深川良一, 酒匂一成. 清水寺後背勾配急斜面における地盤表層地下水流路野調査と分析, 歴史都市防災論文集, Vol.8, pp271-278, 2011.
3) 藤本将光, 檀上徹, 土山拓也, 木村亘, 深川良一. 清水寺後背斜面における地中音測定を用いた地下水流動の把握, 歴史都市防災論文集, Vol.9, pp.9-16, 2015.
4) Hvorslev M. J, Time lag and soil permeability in ground water observations. Waterways Experiment Station, Vol. 36, pp. 01-48, 1951.

P-102

SH 型簡易貫入試験による土層区分の堆積岩地質への適用

国土技術政策総合研究所　○村田郁央、長谷川陽一、野呂智之
パシフィックコンサルタンツ株式会社　舩山　淳、松澤　真、野池耕平
紀伊山系砂防事務所　大規模土砂災害対策技術センター　木下篤彦
和歌山県　西岡恒志

1.　はじめに

待受擁壁の設計においては、表.1 に示す斜面の高さ毎に統計学的に導き出された数値 [1)]を用いて崩壊土砂量を推定し、移動の力や堆積土圧に対する安定を検討することが多い。しかし、この手法では崩壊土量は分かっても崩壊位置や崩壊深が分からないため、のり枠工などの抑止工と待受擁壁を同じ基準で比較検討することができない。本研究では、SH 型簡易貫入試験を用いて崩壊土砂量を推定する手法を事業実施箇所で適用し、実施する上での課題および適用箇所の整理を行った。

表.1　斜面高さごとの崩壊土砂量

斜面高(m)	崩壊土量V(m3)	崩壊幅(m)
5≦H＜10	40	14
10≦H＜15	80	17
15≦H＜20	100	19
20≦H＜25	150	21
25≦H＜30	210	24
30≦H＜40	240	25
40≦H＜50	370	29
50≦H	500	32

2.　検討手法

和歌山県内の急傾斜地崩壊対策事業実施箇所において、簡易貫入試験による土層区分手法 [2)]を用いて土層区分を実施し、崩壊面の推定を行った。調査地区は区分した土層の確認のためにボーリング実施済み箇所を選定し、倍地地区と日足地区の 2 地区で行った。両地区とも地質は熊野層群の堆積岩であった。

倍地地区は既往崩壊があり、待受擁壁が設計されていた。日足地区では既往崩壊はなく、対策工は設計段階であった。

倍地・日足両地区において、区分した土層を基に崩壊面･崩壊土砂量を推定し、実際の土砂量や統計的手法での土砂量との違いを検証した。

また、一定の厚みを持った弱部を弱層とし、下記の定義で抽出した。

・前後の区間の Nc 値が安定しているのに対して、急に Nc 値が下がる(目安は 5 以下)こと。
・10cm 以上の厚さを持つこと。

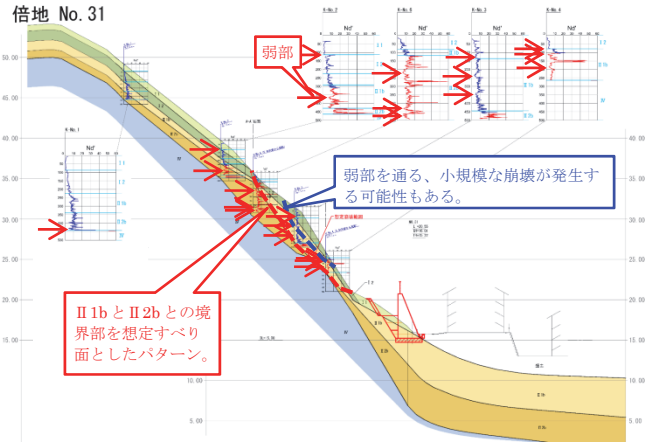


図.1　倍地地区断面図

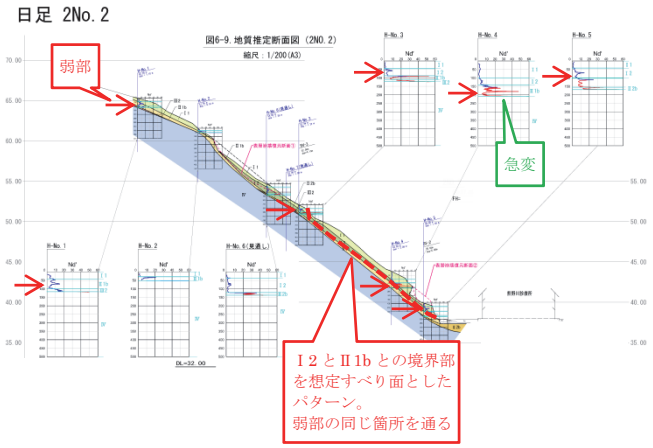


図.2　日足地区断面図

3.　結果および考察

区分した土層と室内土槽実験から作成した指標を比べたものを表. 2 に示す。どちらの地区においても Nc 値[注)]の下限値が指標に比べて小さくなった。これは風化花崗岩を用いて作成した指標を堆積岩地質に適用したためだと考えられるが、実験土槽と実斜面での違いの可能性もあるため、花崗岩斜面での確認が必要である。

倍地地区では弱部が多数確認された（図. 1)。これは、古い崩積土との境界部分だと考えられる。対して、日足地区では弱部はあまり確認されず、Nc 値のプロファイルは崩壊面となりやすい急変する形を

表.2　指標の現場適用性確認結果



していた（図．2）。

区分した土層から赤破線で示す当該断面における崩壊土砂量を推定すると、倍地地区では統計的な手法（9.60m^2）に比べて 2.8 倍ほど多い結果（27.24m^2）となった。これは、想定崩壊面として最大のものを採用したためと考えられる。そこで、より発生可能性が高いと考えられる青破線で示す弱層を境界とした小規模な崩壊を仮定してみた。すると崩壊土砂量は約半分（13.41m^2）になり統計的な手法の 1.4 倍となった。また、さらにそれよりも浅い位置にある弱層を境界とした崩壊を仮定すると、崩壊土砂量は統計的な手法より 2 割以上少ない結果（7.27m^2）となった。なお、同一断面か定かではないが、同地区の直近の災害である 2011 年 5 月豪雨の際に崩壊した土砂量は 1m^3 と報告されていることから、通常規模の降雨で発生するがけ崩れは、この上部の弱層を境界とした崩壊となることが多いと考えられる。

日足地区では、想定される最大崩壊面と弱部の位置がほぼ同じであった。このため、どちらも統計的な手法（7.14m^2）と比べて 1.8 倍の土砂量（12.99m^2）となった。

また、待受擁壁に与える移動の力を比較したものを表．3 に示す。統計的な値を用いる際には崩壊位置が不明な事から崩壊位置をがけの上端に設定するため、SH 型簡易貫入試験により最大規模の崩壊を想定して崩壊位置を特定した場合よりも移動の力が大きくなる。

表．3　告示式(国土交通省告示第三百三十二号に示される式）により計算した移動の力

	倍地地区	日足地区
統計的な手法を用いる際の値	140.2kN/m^2	146.5kN/m^2
SH型簡易貫入試験で土層区分をした場合の値	91.4kN/m^2	94.4kN/m^2

4.　まとめ

SH 型簡易貫入試験を用いて土層区分を実施することで、待受擁壁と他の工種を同じ基準で比較検討することが可能になった。また、土層区分から推定される崩壊面は主に規模の大きな崩壊が発生する場合の想定となるが、SH 型簡易貫入試験の特徴である細かいプロファイルにより検知できる弱層が浅い位置に存在する場合には通常規模の崩壊場所の想定が可能であることが分かった。このため、適用箇所としては以下が挙げられる。

・SH 型簡易貫入試験を安全に実施できる勾配であること。

・礫混入率が高くなく、SH 型簡易貫入試験の結果が正確に出ることが期待できること。

・長大斜面であり、統計的な手法と実際の崩壊土砂量に差が出ることが予想されること。

・保全対象が避難場所に指定されているなど、最大の崩壊土砂量や崩壊位置を推定することが重要な箇所であること。

5　おわりに

室内実験により作成した指標と今回実施した 2 地区との Nc 値の違いが基岩の違いによるものなのかを確認するために花崗岩の崩壊地で指標の適用性を確認し、簡易貫入試験から崩壊土砂量を推定するマニュアルの作成へつなげたい。

【参考文献】

1)　全国地すべりがけ崩れ対策協議会：崩壊土砂による衝撃力と崩壊土砂量を考慮した待受け擁壁の設計計算事例、2010

2)　村田ら：実斜面での簡易貫入試験結果を用いた崩壊土層推定手法の検討、平成 29 年度砂防学会研究発表大会概要集、p.790-p.791、2017

注）1 打撃ごとの貫入深を Nc/drop 値に換算した。ここでは Nc 値と表記した。

P-103

地層境界付近の地下水位変状と空中電磁探査解析結果に着目した表層崩壊危険斜面抽出の研究

大規模土砂災害対策研究機構（和歌山県）　西岡恒志・榎原伴樹・○坂口武弘
大規模土砂災害対策研究機構（国土交通省国土技術政策総合研究所）　木下篤彦
大規模土砂災害対策研究機構（国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター）　田中健貴
大日本コンサルタント株式会社　河戸克志

1. はじめに

深成 23 年台風 12 号により那智川流域で多数発生した表層崩壊[1)]の発生メカニズムは，流域の特異な地質構造と水理構造による可能性が報告されている[2)]．那智川流域の地質構造は，熊野層群（泥岩主体）に花崗斑岩が貫入し，上部を覆っている．表層崩壊が発生した箇所の多くは地層境界付近の花崗斑岩の分布域で発生しており[3)]，また，地層境界付近には湧水が多数認められる．このことから，熊野層群の難透水性の泥岩と風化・亀裂が発達した透水性の高い花崗斑岩体内の地下水の浸透・貯留・流出が表層崩壊発生の要因の一つと考えられる．本研究では，崩壊が発生した斜面と発生しなかった斜面のボーリング孔の地下水位観測を実施し，空中電磁探査の比抵抗分布から表層崩壊危険斜面の抽出手法について検討を行った．

2．調査箇所と調査手法の概要

調査箇所は，表層崩壊および土石流が発生した那智川流域のなかで，地層境界の露頭及び湧水が確認できる平野川において実施した（**図-1, 写真-1・2**）．平野川では崩壊が多数確認できる斜面（左渓流・右岸）と，確認できない斜面（左渓流・左岸）が存在していることから，この 2 つの斜面の地層構造の違いに着目した．2 つの斜面で実施したボーリング孔の地下水位の観測を実施し，降雨時の水位の変動と空中電磁探査の比抵抗分布（**図-2**）から崩壊が発生する斜面としない斜面の違いについて検討を行った．崩壊が発生している左渓流（右岸）の空中電磁探査の比抵抗解析結果（**図-3**）では，比抵抗変化率の大きい領域（青）が途中で途絶しており，地下水は不連続で斜面内の地下水が不連続で排水性は良くないと考えられる．一方，崩壊が発生していない左渓流（左岸）の比抵抗解析結果（**図-4**）では，比抵抗変化率の大きい領域（青）が連続しており，地下水の排水性は良好であると考えられる．これらの斜面の排水性の違いが崩壊発生に深く関わっていると考え，それぞれの斜面で実施した地層境界を貫入したボーリング孔の地下水位変動の観測を実施した．なお，地層境界の位置は比抵抗変化率の大きい領域と概ね一致している．

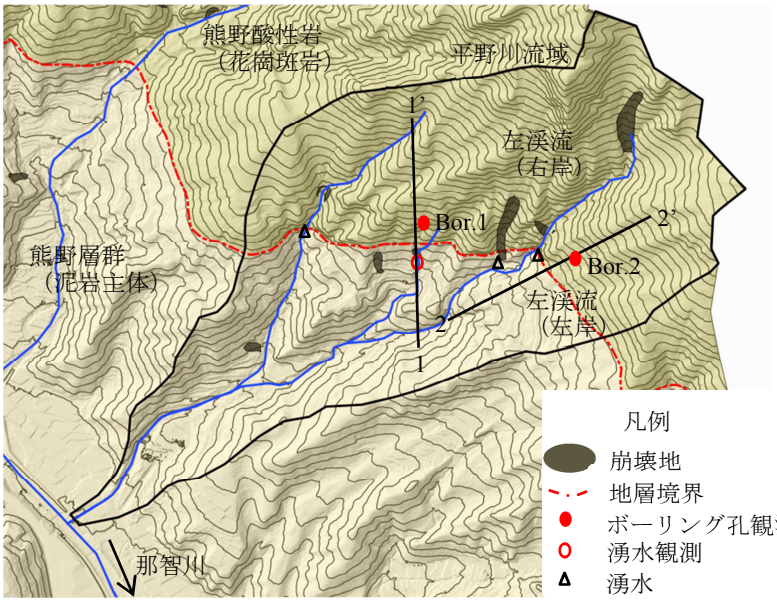


図-1 平野川流域の概要

3．地層境界付近の地下水位の変動

地下水位の観測結果を**図-5** に示す．それぞれ花崗斑岩に 3 層，熊野層群に 1 層の地下水位を確認した．ボーリングコアより花崗斑岩内は風化により亀裂が発達した区間と，亀裂のない区間が相互に存在しており，これが 3 層の地下水位層を構成したと



写真-1 地層境界，上部が花崗斑岩で下部が泥岩

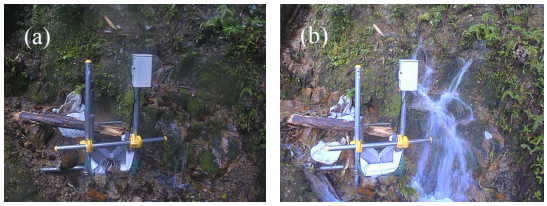


写真-2 地層境界付近からの湧水 (a)常時（ｂ）豪雨時（2017/10/23）

考えられる．花崗斑岩は降雨に対する水位変動の応答性が高いが，熊野層群は低くなっている．2つの斜面の違いとして，Bor.2 では降雨に対する水位上昇期間が長いのに対し，Bor.1 では短くなっている．これは，左岸側の排水性が良くなく，花崗斑岩の亀裂等に地下水を貯め込んでいることが考えられる．一方，右岸側では，3 層目の地下水が殆ど上昇していないことなどから，湧水などによって排水性が良好になっていたと考えられる．

4．まとめ

比抵抗解析断面が異なる斜面の地下水位観測を行い，崩壊危険斜面の抽出について検討を行った．結果として，比抵抗変化率が連続した斜面は降雨による地下水位の上昇期間が長く，比抵抗変化率が途絶する斜面は地下水位の上昇期間が短い斜面であることがわかった．ただし，比抵抗変化率が途絶する斜面は湧水によって斜面の良好な排水性が確保されていた可能性もあるため，今後は湧水量と地下水位変動の関連性などを調査していく予定である．

参考文献

1)松村ら:2011 年 9 月台風 12 号による紀伊半島で発生した土砂災害，砂防学会, Vol.64,No.5,p.43-53,2012.

2)木下ら：平成 23 年台風 12 号で崩壊した金山谷川・鳴子谷川における斜面崩壊発生機構について,砂防学会概要集,2013.

3) 千東ら:平成 23 年台風 12 号の那智川流域の水文・水質特性と崩壊メカニズムに関する研究，砂防学会概要集,2015 .

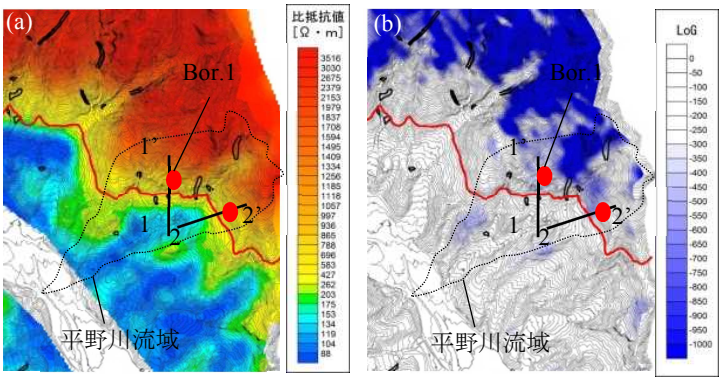


図-2　空中電磁探査結果．(a) 比抵抗断面，(b) 比抵抗解析断面

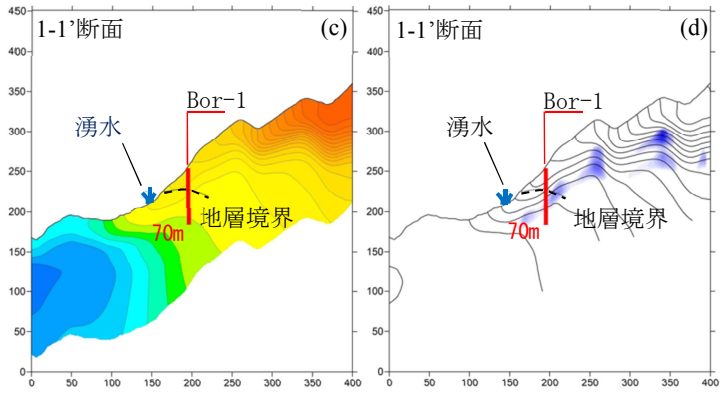


図-3　図-2 中 1-1'断面図．(c) 比抵抗断面，(d) 比抵抗解析断面

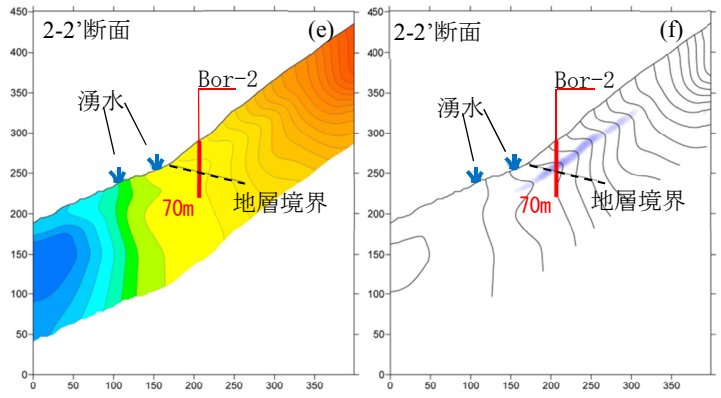


図-4　図-2 中 2-2'断面図．(c) 比抵抗断面，(d) 比抵抗解析断面

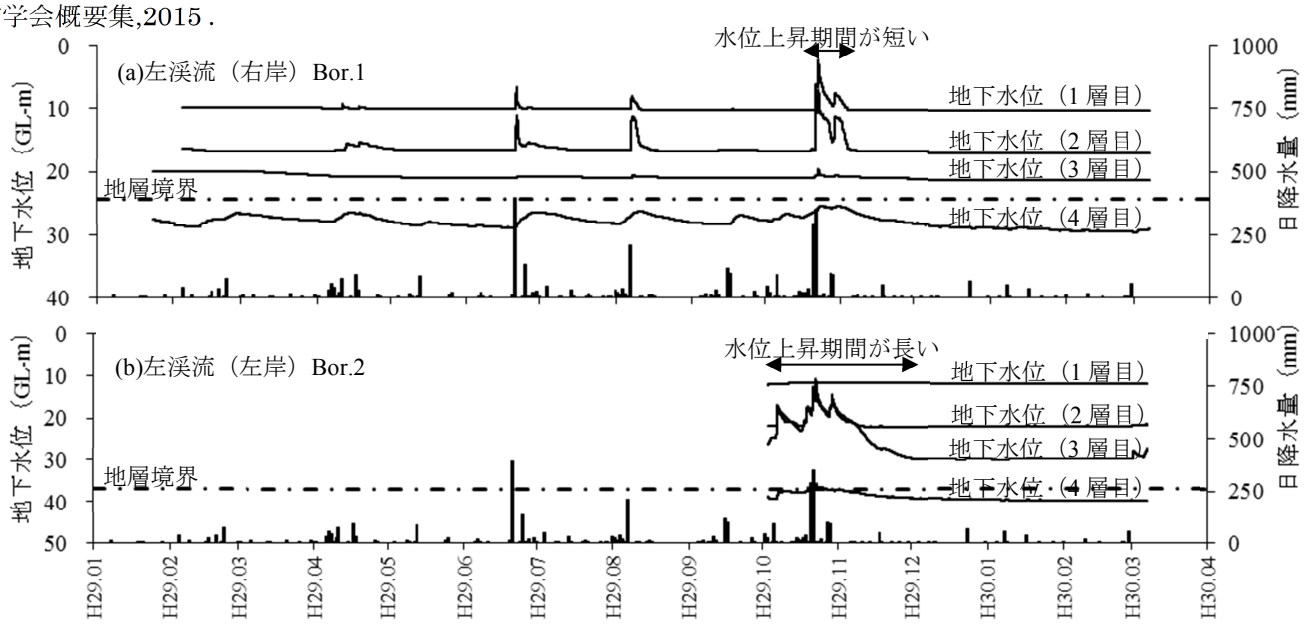


図-5　比抵抗変化率が異なる斜面の地下水位変動．(a) 比抵抗変化率が途絶するパターン，(b) 比抵抗変化率が連続するパターン

P-104

堰堤等の基礎補強時における網状鉄筋挿入工（E. P. ルートパイルエ）の高度化に関する実験

○藤本　将光，前川　裕哉，原田　紹臣（立命館大学理工学部）
小西　成治，疋田　信晴（ヒロセ補強土株式会社）

1. はじめに

本研究は，一般的に現場条件が困難な箇所においても施工が優位と考えられる鉄筋を用いた地山や盛土の基礎補強のために網状鉄筋挿入工（E.P.ルートパイル工）[1]の設計時における更なる高度化を図るため，筆者ら[2]がこれまで取り組んできた水平荷重に対する補強効果に加えて，鉛直方向の荷重に対する基礎補強効果について，室内実験により杭間隔や杭設置角度，杭表面における摩擦の違いが補強効果に与える影響の把握を目的としている．

2. 鉛直方向に対する網状鉄筋挿入工の補強効果

杭の配置（間隔や角度）や摩擦抵抗の違いが網状鉄筋挿入工（E.P.ルートパイル工）の群杭としての地山補強効果（鉛直荷重）に与える影響について把握することを目的に，今回実施した室内荷重載荷実験の概要を以降に示す．

2.1. 実験条件

本実験で用いた実験装置の概要を図-1 に示す．図-1 に示されるとおり，実規模に対して約 1/40 程度の縮尺を想定し，水槽内に土砂（W=250mm, L=370mm, H=200mm：ただし，40mm 毎の 5 層で締め固め）を敷き詰めて，その土層内に供試体（アルミ製で作成された杭および鉄製で作成された杭頭：フェーシング）を配置している（図-2）．地盤内の杭（供試体）の径および長さは ϕ=6mm, l_1=100mm とし，杭の設置角 θ_1 はそれぞれ変化させている（TYPE I, II, III：図-2）．群杭密度の違い等が補強効果に与える影響について把握するため，図-3 に示す平面配置（n=5, 10 及び杭無）を変化させている．そして，図-1 に示されるとおり，配置された供試体の上部からほぼ一定の力で鉛直荷重 P を載荷し，予備実験での荷重と変位との傾向より得られた一定の変位値（30mm）までにおける鉛直荷重の変化について，荷重計を用いて連続的に計測している．使用する土砂については一般的な信楽産真砂土とし，予備実験等により最も地盤強度が期待できると考えられる条件（含水比 10%，乾燥密度 1.6 g/cm^3，湿潤密度 1.72 g/cm^3）で締め固めている．さらに，杭と土との摩擦抵抗（粗度）の違いが補強効果に与える影響を把握するため，図-4 に示すとおり，アルミ杭（TYPE A）の表面において溝切り加工した杭（TYPE B, C）を用意している．なお，溝切り加工の有無や粗度の異なる杭における土との摩擦抵抗の違いを把握するため，図-1 に示す実験装置により，単杭（TYPEI, n=1）が土層内に鉛直方向へ貫入するのに必要な最大鉛直荷重を事前に把握している．なお，TYPE A, B および C（図-4）の土層内への貫入に際して得られた最大鉛直荷重 p_n は，それぞれ 57.8N, 97.8N および 102.2N（ただし，杭貫入長 100mm あたり）であった．

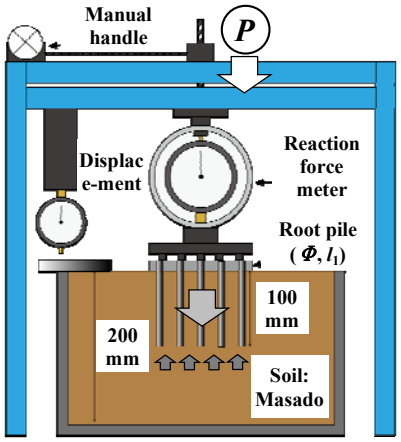


図-1　実験装置の概要

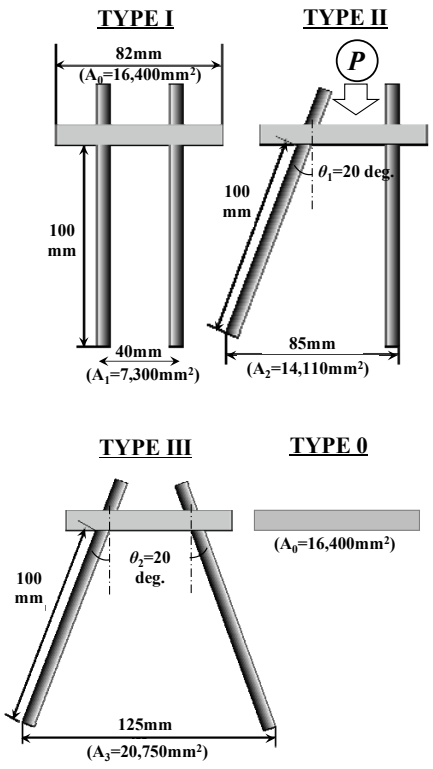


図-2　杭の断面配置型式

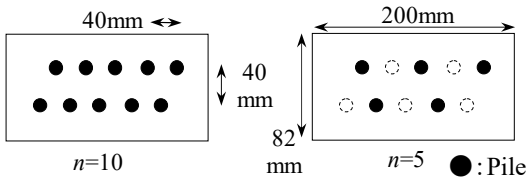


図-3　杭の平面配置型式



図-4　杭表面における摩擦粗度（溝切り）状況

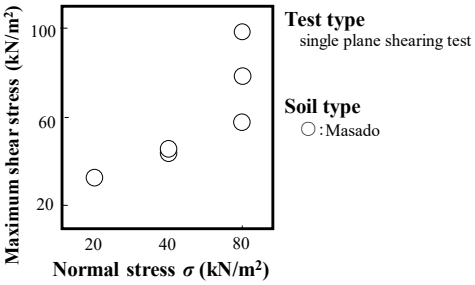


図-5　使用した各土砂の一面せん断試験結果

2.2, 実験結果

土層内の地盤特性を把握するために実施した一面せん断試験の結果を図-5 に示す．表面摩擦抵抗（図-4）が異なる杭をそれぞれ配置させた群杭（図-2 および図-3）と杭無し（TYPE 0：フェーシングのみ）における鉛直方向の最大荷重に関して，群杭先端部で形成されると考えられる仮想改良底面積（$A_{1\sim3}$：図-2）に着眼して整理した結果を図-6 に示す．図-6 に示されるとおり，最大荷重と仮想改良底面積とはほぼ比例することが確認された．また，杭無し（TYPE 0）のフェーシング部の面積（A_0：図-2）と最大荷重との関係は，仮想改良底面積と最大荷重との関係に内挿されることが確認された．なお，群杭密度（群杭先端の仮想改良底面積 $A_{1\sim3}$ と杭断面積 A_Φ の合計 ΣA_Φ との比）の違いが仮想改良底面の地盤応力（仮想改良底面積 $A_{1\sim3}$ あたりの最大荷重 P_n）に与える影響について，図-7 に示す．図-7 に示されるとおり，群杭の密度と仮想改良底面付近における地盤応力に関して，強い線形の関係性が確認された．また，図-6 にも示されるとおり，杭表面における摩擦抵抗（図-4）の違いが地盤における最大荷重 P_n（鉛直支持力）に影響を与えていることが確認された．ここで，単杭における最大荷重 p_n の違いが群杭の最大荷重 P_n に与える影響に関して，群杭の最大荷重 P_n を杭断面配置形式毎（TYPE I, II, III）にそれぞれ無次元化した値 (最小荷重である TYPE A の群杭における最大荷重 P_{min} との比) と，単杭の最大荷重 p_n をそれぞれ無次元化した値（最小荷重である TYPE A の単杭における最大荷重 p_{min} との比）との関係を図-8 に示す．図-8 に示されるとおり，杭表面摩擦抵抗が大きくなるに伴って加速度的に群杭の補強効果に影響を与えることが確認された．今後，杭摩擦の違いが補強効果に与える機構解明が望まれる．

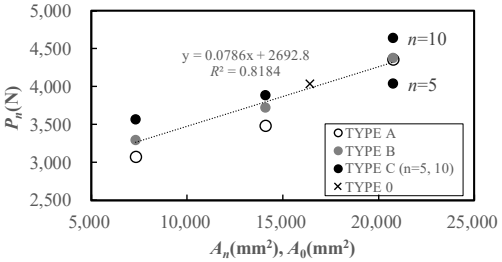


図-6　杭配置型式の違いが補強効果に与える影響

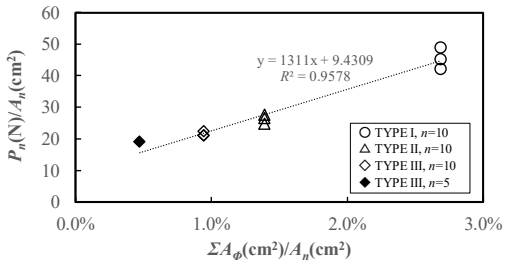


図-7　群杭密度の違いが補強効果に与える影響

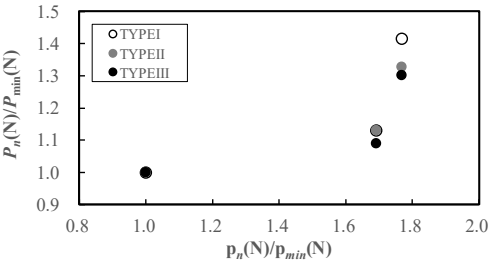


図-8　杭表面粗度の違いが補強効果に与える影響

3, おわりに

基礎の補強として期待される網状鉄筋挿入工における杭の配置や摩擦抵抗の違いが地山補強効果に与える影響に関して，鉛直荷重を対象に基礎的な実験を実施した．なお，実験結果によると杭の設置角度，杭の密度および表面における摩擦抵抗の違いが地盤の鉛直抵抗に影響を与えることがわかった．なお，鉛直方向の抵抗に関して，群杭先端部で仮想的に形成されると考えられる改良補強体による効果（改良体底面における地盤からの反力）が期待できることがわかった．また，杭の摩擦抵抗が補強効果において重要であることがわかった．更なる検証および考察が望まれる．

参考文献

1) 龍岡文夫・三木五三郎・松尾恵一・児玉秀文：鉄筋により補強された砂地盤の支持力特性 I，東京大学生産研究，Vol. 33, No.10, pp. 21-24, 1981.

2) 原田紹臣・藤本将光・深川良一・奥田悠太・小西成治・疋田信晴：杭の設置間隔や角度の違いが網状鉄筋挿入工の地山補強効果に与える影響，*Kansai-Geo Symposium 2017*, pp. 282-285, 2017.

P-105

斜面内のパイプ流周辺における地下水位変動に関する実験的考察

立命館大学大学院理工学研究科　○伊良知慎太郎
独立行政法人労働者健康安全機構労働安全衛生総合研究所　平岡伸隆
立命館大学大学院理工学研究科　稲垣大基
立命館大学理工学部　藤本将光
立命館大学総合科学技術研究機構　田中克彦
立命館大学理工学部　深川良一

1. はじめに

土砂災害現場では滑落部にパイピングホールが確認されることが多く，それは斜面内にパイプ流が発生していたことを示す．パイプ流は斜面内の地下水を排出する効果を持つが，流路の閉塞や過剰な地下水の流入によって地下水が行き場を失い，斜面の安定性は極めて危険な状態となる．したがって，地盤中に発生する間隙水圧の上昇箇所を特定し，その地点の地下水位や水分量の変動特性を捉え斜面の崩壊危険度を評価することで，斜面崩壊予測に繋がると考えた．Tanaka et al. (2009) は多地点多深度計測に適した超音波による水分水位測定システムを開発しており，これを応用して，パイプ流が斜面内の地下水位に与える影響を室内実験によって検証した．

2. 室内降雨実験

本研究では模擬パイプ流を用いない CASE1 と模擬パイプ流を用いた CASE2 を実施した．各実験条件を表-1 に示す． また，CASE1 と CASE2 のモデル斜面の寸法と各測定器の設置箇所を図-1，図-2 に示す．CASE1 ではパイプ流が存在しない自然斜面を想定し，降雨による斜面崩壊を再現した．CASE2 ではパイプ流の存在する自然斜面に対して降雨を与えた際のパイプ流周辺における地下水位の変動を確認した．

表-1　各実験条件

	CASE1	CASE2
使用土	真砂土	
初期含水比	10%	
乾燥密度	1.40g/cm3	
湿潤密度	1.54g/cm3	
排水条件(非排水)	背面，底面，側面	
排水条件(排水)	前面	前面，パイプ
降雨条件	30mm/h:2時間	20mm/h:5時間
	20mm/h:3時間	50mm/h:7時間
	50mm/h:28分	
模擬パイプ流	なし	内径20mm,外径26mm,開孔率5%の塩ビ管

各実験に使用した計測機器は超音波測定器，圧力式水位計，誘電率土壌水分計である．CASE2 では斜面中央部にパイプ流を模した内径 20mm，外径 26mm，開孔率 5%の塩ビ管を設置した．また，パイプ流が閉塞した際の地下水位変動を確認するため実験開始 9 時間 20 分後にパイプ先端部に栓をし，斜面上層部から地下水の流入があったと想定して 10 時間 50 分後にパイプ先端部に栓をしたままパイプ内に注水を開始した．

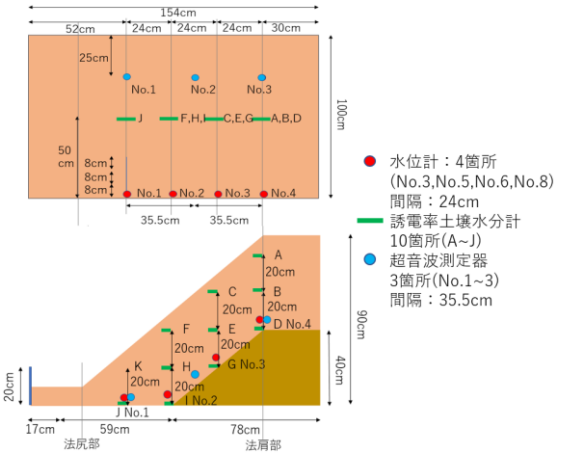


図-1　CASE1 の各測定器の設置箇所

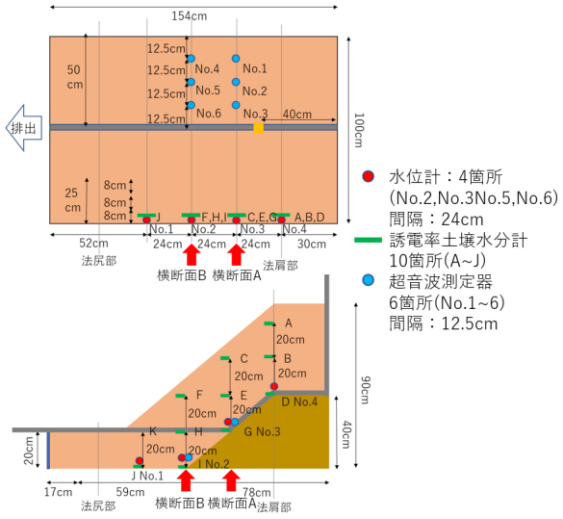


図-2　CASE2 の各測定器の設置箇所

3. 実験結果と考察

CASE2 の横断面 A と B の各時間の水位を図-3，図-4 に示す．また CASE1，CASE2 の時間ごとの地下水位変動を図-5，図-6 に示す． CASE1 では実験開始 5 時間 28 分後に斜面崩壊を確認した．地下水位の上昇による法肩部からの滑り崩壊が発生し，土砂が前面部に大きく移動した．CASE2 ではパイプ流による排水が地下水位の変動に大きく影響したと考えられる．横断面 A，B における時間ごとの地下水位変動の結果から，パイプ流周辺では地下水位が低下し，斜面安定に寄与したと考えられる． パイプ流内に流水を開始後，地下水位は若干上昇し，模擬パイプ流周辺の表層部への水圧が上昇したことから斜面崩壊が発生した．表層部へ地下水が流出した結果，斜面内の土

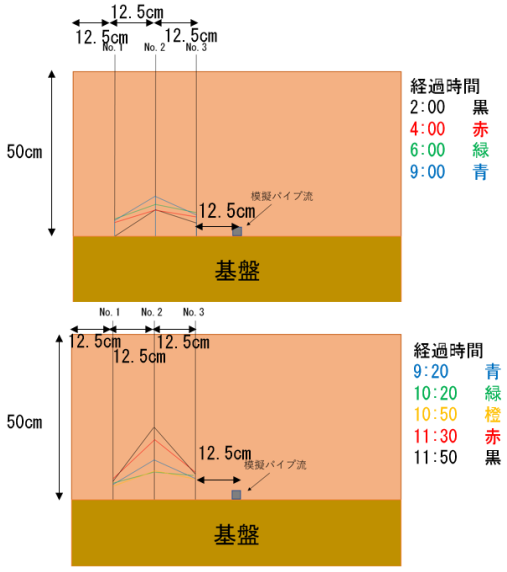


図-3　CASE2 の断面 A における地下水位の変動

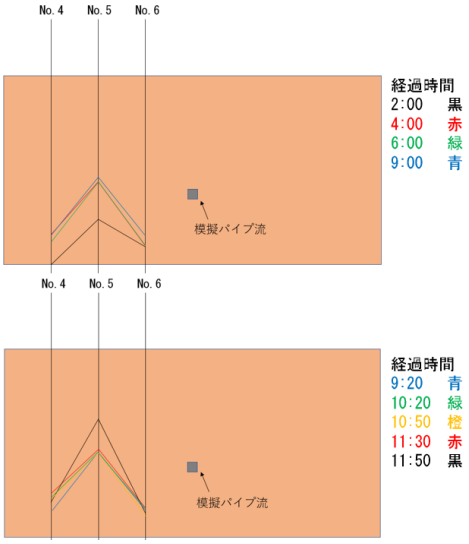


図-4　CASE2 の断面 B における地下水位の変動

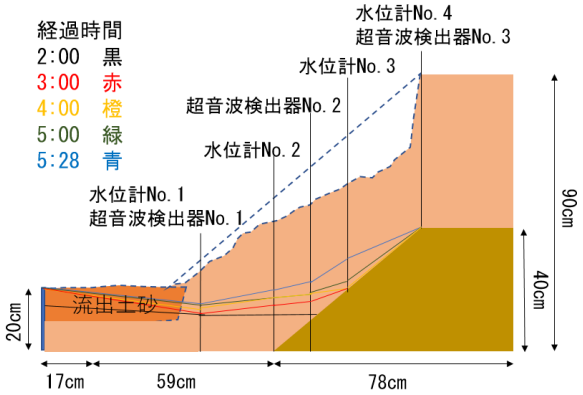


図-5　CASE1 の時間ごとの地下水位変動

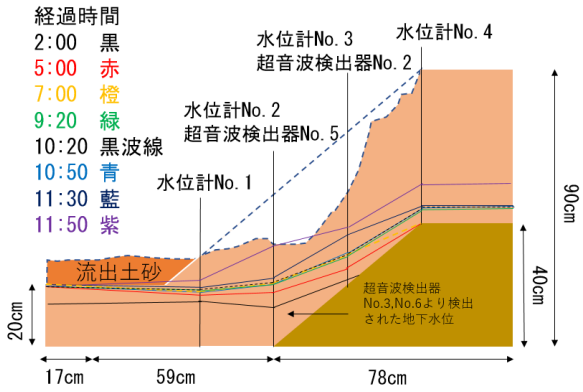


図-6　CASE2 の時間ごとの地下水位変動

砂が流出し斜面内部が空洞化することで斜面下部から上部へ崩壊が進んだ．パイプ流周辺の地下水位の上昇が確認されなかった要因として，水圧の急激な上昇により地下水の土層表層部への流出が短時間で起こったことで測定間隔内での地下水位の上昇を捉えることができなかったことが挙げられる．

4. おわりに

室内実験によって模擬パイプ流が斜面内の地下水位に与える影響を検討した結果，パイプ流が斜面外へ地下水を排出することで，斜面内の地下水位を低下させ，斜面安定に貢献することが示唆された．また，パイプ流が閉塞されることで斜面内の間隙水圧が上昇し，地表に地下水が流出することで斜面内の土砂を流出させた．その結果斜面内部が空洞化し，斜面下部から上部へ崩壊が進む進行性崩壊が発生したと考えられる．

謝辞

本研究の一部は科学研究費補助金　(若手(B)，15K 18714) (2015~2017 年度),(若手（B），16K16379) (2016～2018 年度）の助成を受けて行った．

【参考文献】

1) K. Tanaka, T. Suda, K. Hirai, K. Sako and R. Fukagawa. Monitoring of soil moisture and groundwater level using ultrasonic waves to predict slope failures. Japan. J. Appl. Phys., Vol. 48, No. 9, pp. 09KD12– 1–09KD12–4, 2009.

P-106

広域を対象とする簡易水質調査を活用した深層崩壊の恐れのある斜面抽出の検討

国土交通省　九州地方整備局　川辺川ダム砂防事務所　下村慎一郎、大原　崇裕
鹿児島大学　農学部　地頭薗　隆
日本工営株式会社　○河合政岐、石川昌信、松本　敏

1. はじめに

近年の深層崩壊地の現地調査によると、多くの発生箇所で、周辺よりも相対的に電気伝導度の高い渓流水・湧水の流出が確認されており、渓流水の水文・水質に着目した調査・検討が進められている[1)~3)]。一方で、これらの調査の多くは、深層崩壊地周辺や任意の渓流を対象に実施されているものであり、広範囲の流域を対象に水質分布特性を調査した事例は少ない。川辺川流域では、流域全体を対象とした広域の簡易水質調査（水温、電気伝導度、水素イオン濃度）と、その調査結果等に基づき抽出した渓流での詳細な簡易水質・水文調査（水温、電気伝導度、水素イオン濃度、流量）による深層崩壊危険箇所の斜面レベルでの抽出に向けた検討を実施しているところであり、本稿では現在までの検討結果について報告する。

2. 広域簡易水質調査

2.1 調査内容及び手法

広域簡易水質調査は川辺川流域（498km2）を対象とし、渇水期であるH28年12月11日～13日に193地点の簡易水質の計測を実施した。なお、調査実施前10日間の降雨量は11.5mmと少なく、降雨の影響はほとんどないものと考えられる。

表-1　後背流域の地質毎の水質分布傾向

後背流域の地質分類	石灰岩の有無	実施地点数	平均値 EC（mS/m）	平均値 pH	平均値 水温（℃）
秩父帯_石灰有	○	45	9.83	7.58	8.36
秩父帯	×	89	6.53	7.52	8.43
四万十帯	×	43	6.51	7.58	9.88
秩父帯+四万十帯	○	16	9.90	7.59	9.08
流域全体	○	193	7.57	7.55	8.79

2.2 調査結果概要

調査地点における後背流域の地質分類毎の調査点数は、秩父帯の石灰岩を含まない流域で89地点、秩父帯の石灰岩を含む流域で45点、四万十帯で43地点である。その他、秩父帯と四万十帯の両方が含まれる地点などで計測している。表-1によると、流域全体での電気伝導度の平均値は7.57mS/mであるが、後背流域の地質分類毎に見ると、後背流域に石灰岩を含む、「秩父帯_石灰有」や「秩父帯+四万十帯」で電気伝導度が高い傾向がある。石灰岩を含まない「秩父帯」や「四万十帯」では電気伝導度の平均値は約6.5mS/mと同様な値を示す。図-1を見ると、電気伝導度が相対的に高い箇所は石灰岩が広く分布する仏像構造線近傍に分布している傾向がある。このことは、川辺川流域において渓流水の電気伝導度は石灰岩の影響を受けていることを示している。一方で、石灰岩の分布が認められない「秩父帯」や「四万十帯」では渓流水の電気伝導度は概ね同程度であることから、後背流域の地質分布を考慮すれば、川辺川流域において、相対的に電気伝導度の高い渓流を抽出することが可能であると考えられる。

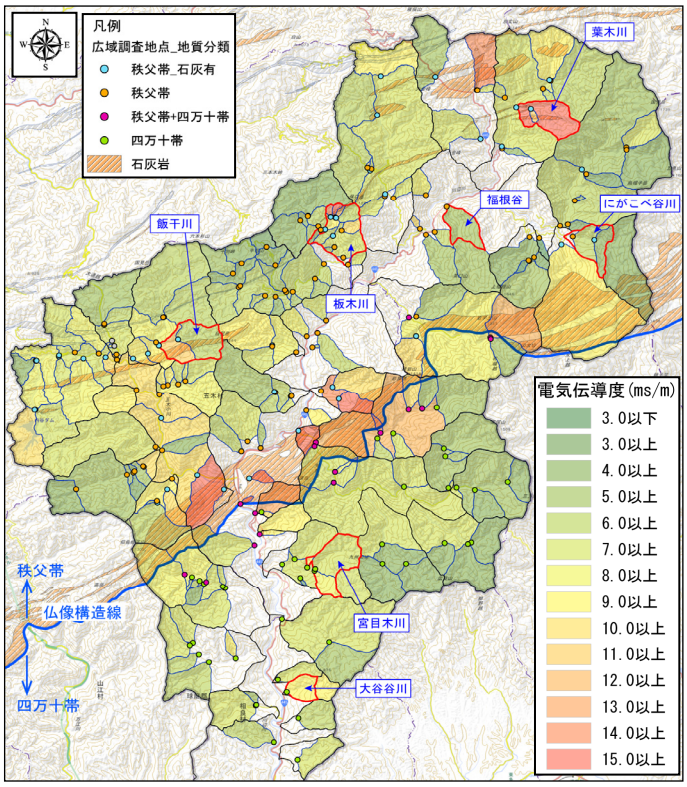


図-1　広域調査での渓流水・湧水の電気伝導度分布

3. 詳細簡易水質・水文調査

3.1　調査内容及び手法

詳細簡易水質・水文調査は、上記の広域簡易水質調査の結果にて相対的に高い電気伝導度を示す渓流を中心に、「深層崩壊渓流レベル評価マップ」[4)]における深層崩壊危険度の高い渓流や深層崩壊跡地の有無などから図-1の赤線で囲んだ7渓流を調査対象渓流として選定した上で、H29年1月～4月にかけて、図-2に示すような地点で電気伝導度や流量等を計測した。なお、流量計測は渓流部の状況に応じ、主に容器法と塩分希釈法にて実施した。

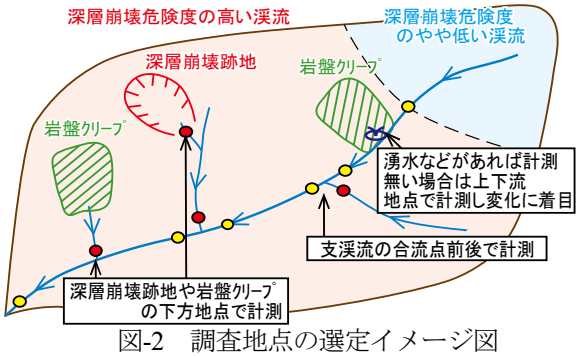


図-2　調査地点の選定イメージ図

3.2　調査結果概要

詳細調査の結果の例（葉木川）を図-3 及び図-4 に示す。最下流地点よりも 150m 上流の右岸側斜面上方には深層崩壊跡地（図-3,図-4：区間①）が存在し、同斜面の脚部砂岩亀裂部より 14.41 mS/m の湧水が認められる。最下流地点から上流 300m までの区間（図-4：区間①）は同流域内で最も区間比流量が大きくなっている。また、流域内にて明瞭な岩盤クリープ斜面が分布する区間（図-3,図-4：区間②）も区間比流量が大きく、クリープ斜面下部の湧水も 19.69 mS/m と高い値を示す。このように、葉木川では、深層崩壊跡地や岩盤クリープ斜面が含まれる 2 つの区間にて、流量及び電気伝導度が共に増加する（≒地下水が集中する）顕著な傾向が認められ、これらの領域が地下水の集中による深層崩壊危険箇所と推定される。

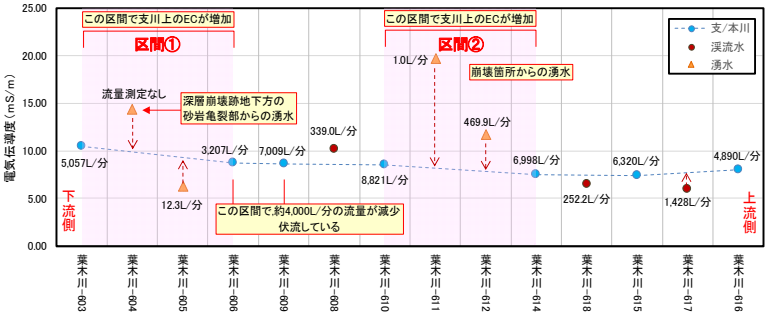


図-3　電気伝導度の河川縦断方向分布図（葉木川）

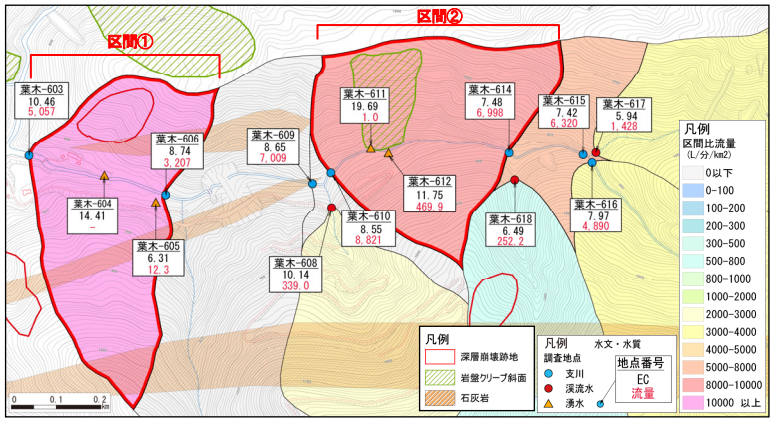


図-4　地下水の集中する領域の抽出例（葉木川）

4. 深層崩壊渓流レベル評価マップとの重ね合せによる深層崩壊の恐れのある斜面抽出

渓流水調査にて把握した「地下水の集中による深層崩壊危険箇所」は水文特性の観点による抽出結果であり、「深層崩壊渓流レベル評価マップ」による危険度とは評価の観点が異なる。そのため、「深層崩壊渓流レベル評価マップ」による危険度と「地下水の集中」の観点から抽出した領域が重なる領域は、より深層崩壊の危険度の高い領域と推定されることから、両者の重ね合せによる危険箇所の抽出を試みた。

表-2　重ね合せによる深層崩壊の恐れのある領域の抽出（案）

深層崩壊の恐れのある領域の評価(案)		渓流ﾚﾍﾞﾙ評価による深層崩壊危険度			
		高い	やや高い	やや低い	低い
地下水の集中による危険箇所（水文特性）	EC及び比流量からの抽出領域	A			D
	ECもしくは比流量からの抽出領域	B			
	地下水の集中に乏しい領域	C			E

A　深層崩壊危険度・水文特性共に危険度の高い領域
B　深層崩壊危険度・水文特性共に危険な領域
E　深層崩壊危険度・水文特性共に危険度の低い領域
C　深層崩壊危険度による抽出領域
D　水文特性による抽出領域

表-3　重ね合せによる評価結果別面積一覧

渓流名	抽出・評価結果別面積　割合					合　計
	A	B	C	D	E	
葉木川	27.0%	7.1%	65.9%	－	－	100%
にがこべ谷川	44.0%	22.7%	33.3%	－	－	100%
板木川	39.2%	19.0%	41.8%	－	－	100%
飯干川	－	－	－	13.5%	86.5%	100%
宮目木川	26.2%	9.6%	64.3%	－	－	100%
大谷谷川	16.8%	－	83.2%	－	－	100%
福根谷	－	34.9%	65.1%	－	－	100%

詳細な渓流水調査を実施した 7 渓流に対し表-2 に従い評価を実施した。結果、「深層崩壊渓流レベル評価マップ」と「地下水の集中による深層崩壊危険箇所」が重なり、より危険度が高いと判断される領域（評価：A）が飯干川及び福根谷以外の渓流にて抽出された（表-3）。抽出された領域は詳細渓流水調査対象範囲の約 20～45%程度の領域であり、両者を重ね合せることで、深層崩壊の危険度のより高い領域を抽出・分類することができると考えられる。一方で、飯干川では「深層崩壊渓流レベル評価マップ」による深層崩壊危険度の「低い」領域でも地下水の集中による危険箇所が抽出されており、地下水の集中という観点に着目した場合の危険箇所も抽出することができる。このように、広域を対象とした簡易的な渓流水調査を行い、全体の電気伝導度の分布を把握した上で詳細な調査を行う渓流を選定することは有効であると考えられる。

5. おわりに

H24.9 月に公表されている「深層崩壊渓流レベル評価マップ」は 1km2 程度の小渓流レベルでの危険度評価となっている。そこに、本報告のような水質・水文情報による地下水の集中する領域を重ね合わせることで、より精度の高い 1km2 以下の領域～斜面レベルでの危険度評価へとつながると想定される。引き続き地下水の集中する領域の調査事例を蓄積し、水質・水文情報による斜面抽出手法の精度向上を実施していきたいと考えている。

【参考文献】

1) 地頭薗ら:深層崩壊発生場予測法の提案－鹿児島県出水市矢筈岳を例にして－,砂防学会誌,Vol.59,No.2,p.5-12,2006
2) 地頭薗隆:渓流水の電気伝導度を用いた深層崩壊発生場の予測,Vol.66,No.6,p.56-59,2014
3) 西岡ら:深層崩壊危険斜面における水文・水質特性に関する研究,第 8 回土砂災害に関するシンポジウム論文集,2016 年 9 月
4) 国土交通省九州地方整備局 HP:「大規模な土砂災害」への備えに　～深層崩壊渓流レベル評価マップ～,2012.9.10

P-107

熊本地震により形成された亀裂斜面の層序の特徴と土壌特性

1）東京農工大学農学部、2）University of the Sunshine Coast、3）京都大学防災研究所
○荒田洋平[1)]・五味高志[1)]・Roy C Sidle[2)]・王功輝[3)]

1. はじめに

2016 年 4 月の熊本地震によって土石流や地すべりなどの土砂災害が多数発生し、尾根部を中心に亀裂が生じた。阿蘇地域の土層は、腐食由来の黒ボク層と火山灰由来のテフラ層の互層構造であり、黒ボク層は、テフラ層に対して高い透水性や低い硬度、高い有機物含有量などの異なる土壌特性を有する。本震による崩壊のすべり面は、テフラ層と黒ボク層の互層構造内の水分状態の違いにより形成されていることが報告されている（佐藤ら，2017）。このような互層状態が亀裂形成にも影響を及ぼしていると考えられる。亀裂形成斜面は、今後の斜面安定の検討において重要であり、亀裂形成面の特定には、互層構造内の土壌特性と水分状態を考慮する必要がある。そこで、本研究は亀裂形成斜面の①土層層序、②土壌特性の把握から、亀裂形成面の特徴の検討を行った。

2. 調査地・手法

本研究は、阿蘇山中央火口丘西部山麓に位置する草地斜面で実施した（32°53′18.9″N，131°2′13.4″E；標高 900m）。調査地周辺の 1981～2010 年の年平均降水量は 2832mm、平均気温は 13℃である（AMeDAS 阿蘇乙姫）。主な植生は、ススキ（*Miscanthus sinensis*）とネザサ（*Pleioblastus chino var. vaginatus*）である。

亀裂は尾根部を中心に北西―南東方向に線上に形成され、斜面下部では崩壊地が存在する。調査対象斜面は斜面長 20.3m×幅 6m の区画とし、対象斜面内には平均幅（SD）1.3（0.5）m、平均深度（SD）0.4（0.2）m の 9 本の亀裂が形成され、斜面下部には崩壊地が存在している（図 1）。プロット内の傾斜角は斜面上部で 7°、斜面下部で 13°である。



図 1. 調査対象斜面.

区画内の層序特徴を把握するために、斜面下部で深度 2m まで掘削し土壌断面を作成し、土色と層序からテフラ層と黒ボク層に分類した。土壌特性の把握には、土壌サンプル分析によって行った。斜面下部の土壌断面では、0.2m 間隔で 100cc のステンレス製採土円筒を用いて土壌を採取した。尾根頂部と亀裂 2、亀裂 4 では、ライナー採土器を用いて、深度 2～3m まで、長さ 0.3m のプラスチック製円筒で採取した。採取土壌は、深度 0.05m 毎に切り分け、テフラと黒ボクに分類した。それぞれの土壌は、70℃72 時間で乾燥させ、乾燥前と後の重量差から含水比（%）を｛（湿重量-乾重量）/ 乾重量｝×100 で算出した。また、乾重量 / 100cm^{3}から乾燥密度（g/cm^3）を算出した。その後、土壌を篩いにかけ、径が 1mm 以下の土壌をマッフル炉で 400℃2 時間の強熱減量を行った。有機物含有率（%）を｛（強熱前-強熱後）/ 強熱後｝×100 で算出した。

3. 結果・考察

3.1. 亀裂形成斜面の層序特徴

全ての土層で、上層から深度 0.5～0.9m に約 7300 年前降下の鬼界アカホヤ（K-Ah）、深度 0.8～1.7m に約 2.6～3 万年前降下の姶良 Tn（AT）、深度 1.4～2.25m に約 3 万年前降下の草千里ヶ浜（Aso-K）のテフラ層が確認された。また、一部の層序内の深度 2.4～2.95m に約 9 万年前降下の阿蘇 4（Aso-4）テフラ層が確認された。ただし、亀裂 4 では、亀裂の深さが 0.7m であり、K-Ah 層は確認できなかった。これらテフラ層間には、黒ボク層が存在し、K-Ah 層上部の黒ボク層の黒色が強く、深い層では、薄灰色になっていた。黒ボク層を上層から順に A～E と名付けた。この層序は、宮縁ら（2003）が報告した阿蘇カルデラ壁東部のテフラ層序と一致したが、一部のテフラ層の厚さには違いがあり、噴出火山からの距離と方位によって異なったものと考えられた。

3.2. 亀裂形成斜面の土壌特性

テフラ層と黒ボク層の平均乾燥密度（SD）は、それぞれ 0.66（0.11）g/cm3、0.53（0.13）g/cm3 で、テフラ層が 0.13g/cm3 高く、平均有機物含有率（SD）は、それぞれ 10.8（2.5）%、16.1（6.7）%で、黒ボク層が 5.3%高かった。このような乾燥密度と有機物含有率には、負の相関があった（図 2）。この関係は、Franzluebbers

（2002）などと同様な結果であった。さらに、乾燥密度が低く、有機物含有率が高い時、含水比が高くなる傾向が確認された（図 2）。これは、前田・相馬（1979）と同様な傾向であった。そこで、各層の平均含水比（SD）を比較すると、黒ボク層 A で 113（36）%、K-Ah 層で 75（14）%、黒ボク層 B で 132（34）%、AT 層で 68（28）%、黒ボク層 C で 99（43）%、Aso-K 層で 86（26）%、黒ボク層 D で 101%、Aso-4 層で 93（11）%、黒ボク層 E で 101（11）%となり、AT 層上部の黒ボク B 層で特に平均含水比が高い層が確認された。

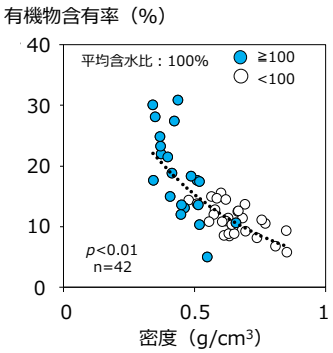


図 2. 乾燥密度、有機物含有率、含水比の関係. 平均含水比は、全サンプルの平均値である.

3.3. 亀裂形成面の特徴

周辺の崩壊の深度が 0.5～0.8m で、AT 層上部の黒ボク層 B の深度が 0.7～1.1m であったことから、特異的に含水比が高い層と崩壊すべり面の層は同様な深度で形成されていることが分かった。笠間ら（2016）の本震による崩壊すべり面の土壌特性を調べた結果によると、本調査地の黒ボク層 B と同様な位置に堆積した黒ボク層の液性限界値が 168.6%であった。、黒ボク層 B の含水比が 85～191%であったことから、地震動による液状化により流動化し、崩壊に至ったと推測された。

亀裂 4 の形成面では、深度が 0.7m のため K-Ah 層の消失、亀裂底部に高い含水比の黒ボク層 B が存在していた。このことから、この亀裂形成面も、崩壊すべり面同様なプロセスで形成されたことが推測された。ただし、亀裂 2 の形成面は、深度が 0.3m と比較的浅く、K-Ah 層が確認できたことから、亀裂 4 とは異なる形成面を持っていると考えられた。

そこで、斜面位置と亀裂深度の関係から亀裂形成面について考察していく。斜面下部の崩壊地に隣接する亀裂 4、5 の深度は、それぞれ 0.7m、0.6m で、崩壊すべり面と同様な深度であった。一方、斜面上部の尾根頂部付近の亀裂 1、2、3 の深度は、それぞれ 0.4m、0.3m、0.3m と比較的浅い深度であった。そこで、草本根茎量に注目すると、地表面から深度 0.4m までの平均草本根茎量（SD）は、0.22（0.23）g と密であったのに対して、それより下層では 0.05（0.03）g と根茎量が少なかった。根茎は土壌緊縛力を持つことから（駒村, 1978）、斜面上部の亀裂形成面は、根茎が密に存在する深度を境に生じたものと考えられた。

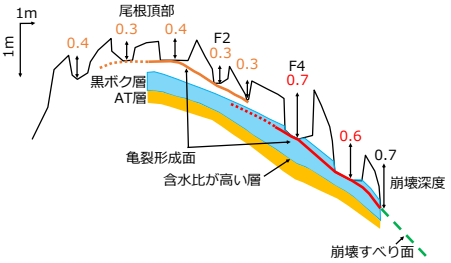


図 3. 深度と形成位置、高い含水比層による亀裂形成面の違い. 図中の数値は深度（m）を表す.

4. まとめ

本研究により、亀裂形成斜面の土壌層序の特徴を把握した結果を次に示す。①テフラ層と黒ボク層の互層構造だったが、深さ 0.7m の亀裂で K-Ah 層が消失していた。②乾燥密度と有機物含有率が土壌特性として重要であり、これらが含水比に影響を及ぼしていた。③互層における、土壌特性や含水比の違いが亀裂形成には重要であると考えられた。④ただし、根茎分布や地形特性などによって、同一斜面でも亀裂形成面が異なることが分かった。以上のような、土壌層序の評価が亀裂形成のプロセスや特徴を把握する上で重要であることが考えられた。

5. 参考文献

笠間清伸・北園芳人・矢ヶ部秀美（2016）：平成 28 年熊本地震に起因した斜面災害に関する現地調査報告，地盤工学会誌，65-4(711)，p. 8-11.

駒村富士弥（1978）：植生による斜面侵食および崩壊防止の効果，緑化工技術，5(2)，p. 9-13.

佐藤達樹・千木良雅弘・松四雄騎（2017）：2016 年熊本地震により発生した阿蘇カルデラ西部における斜面崩壊の地形・地質的特徴，京都大学防災研究所年報，60(B)，p. 431-452.

Franzluebbers AJ.（2002）：Water infiltration and soil structure related to organic matter and its stratification with depth, Soil & Tillage Research, 66, p. 197-205.

前田・相馬（1979）：有機質火山灰土（クロボク土）の水分特性―加圧板法と遠心法の比較―，農土論集，84，p. 61-67.

宮縁育夫・星住英夫・高田英樹・渡辺一徳・徐勝（2003）：阿蘇火山における過去約 9 万年間の降下軽石堆積物，火山，48(2)，p. 195-214.

P-108

衛星 SAR 解析による平成 29 年 7 月九州北部豪雨での土砂移動域の抽出

株式会社パスコ　○下村 博之、小俣 雅志、森田 保成、阿部 直樹
寳楽 裕、舩木 俊郎、三五 大輔

1．はじめに

平成 29 年 7 月 5 日~6 日にかけて発生した九州北部豪雨では、短時間における多量の降雨によって甚大な土砂災害が発生した。土砂災害発生後もしばらくの間、悪天候が続き航空機による写真撮影は一部でしか行われなかった。航空機による垂直写真撮影が行われたのは 7 月 13 日 [1]であり、全容把握までに 1 週間以上を要した。このように天候の回復が遅く現地状況把握が困難な災害において、天候の影響を受けない SAR 衛星によって広域の土砂災害状況を把握する手法について検討を行った。

検討の結果、コヒーレンス解析により、3 時期の観測結果の違いから地形変化箇所を抽出し、抽出地点の傾斜量を既往の地形データを使用して区分することで、地形変化が崩壊等の斜面変動であるか、土砂や流木等の堆積が生じているかを示すことが可能な方法を開発した。

2．コヒーレンス解析

ALOS-2 による 2 時期のペアを用いる干渉SAR解析のうち、コヒーレンスの変化に着目した解析（コヒーレンス解析）を用いた検討を実施した。コヒーレンス解析では、2 時期の観測期間内に地表面の大きな変化が生じた箇所で観測された信号の位相が変化し、位相の相関を示すコヒーレンス値が低くなることを利用して地形変化を捉えることができる。波や水位等の変化により表面状況が常に変化する水域等では常にコヒーレンス値は低い値となるため、このような常にコヒーレンス値が低い箇所を切り分ける必要がある。しかし、2 時期の情報のみでは、常にコヒーレンス値が低いかどうかの切り分けが困難である。そこで、発災時期を含まない 2 時期のペアのコヒーレンス値を算出し、定常的にコヒーレンス値が低い箇所を切り分けることができる 3 時期コヒーレンス解析 [2]を実施した。

解析に用いたデータは、災害前のデータは平成 29 年 3 月 6 日および平成 29 年 6 月 12 日、災害後のデータは平成 29 年 7 月 10 日観測で南向軌道右側観測、オフナディア角は 32.4° ある。3 月 6 日および 6 月 12 日の災害前のペアによるコヒーレンス値から、6 月 12 日および 7 月 10 日の災害前後のペアによるコヒーレンス値をさし引きコヒーレンス差分を求め、コヒーレンス差分が閾値を超える箇所を地形変化箇所として抽出した。この際、誤抽出の要因となりうるレーダシャドウおよびレイオーバとなる範囲については除外して扱った。閾値を超えた地形変化箇所について、国土地理院数値標高モデルにより傾斜量を求め、傾斜量により区分し着色した（図 1）。傾斜量が 0~3° を灰色、3~5° を橙色、5~8° を黄色、8~15° を緑色、15~20° を青色、20~30° を紫色、30° 以上を赤色としている。

3．地表変化要因の推定

本地域においては、傾斜量 15° 以上の地形種は主として山地斜面および崖錐斜面、傾斜量 5～15° の地形種は河谷および沖積錐、0～5° は谷底低地、段丘面、沖積平野および現河床が想定される。地形種毎に地形変化要因が推定できれば、SAR 衛星を利用したコヒーレンス解析によって抽出された地形変化箇所の災害状況が特定可能となる。すなわち、山地斜面および崖錐斜面の地形変化要因としては、主として侵食作用としての崩壊が発生したと推定される。河谷および沖積錐の地形変化要因としては、主として堆積作用としての崩土および土石の堆積が推定される。段丘面では侵食作用による段丘の侵食、ならびに堆積作用による土石流堆積、土砂堆積および流木堆積が推定される。谷底低地、沖積平野および現河床では、土石、土砂および流木の堆積が推定される（表 1）。

以上の結果をふまえると、図 1 において、傾斜量 15° 以上（赤色・紫色・青色に相当）は崩壊発生箇所、傾斜量 5～15° （緑色・黄色に相当）は侵食箇所ならびに崩壊土砂堆積箇所、0～5° （橙色・灰色に相当）は段丘部分等での侵食箇所も含まれるが、多くは土石、土砂および流木の堆積箇所であると推定可能となる。

表 1　地形傾斜量および地形種から推定される地形変化要因

傾斜量	地形種	変化要因	
15° 以上	山地斜面	崩壊	崩土堆積
	崖錐斜面		
5～15°	河谷	侵食	崩土堆積・土石流堆積
	沖積錐		
0～5°	段丘面	侵食	土石流堆積・土砂堆積・流木堆積
	谷底低地		
	沖積平野		
	現河床		

4．まとめ

SAR 衛星によるコヒーレンス解析により、地形変化箇所を抽出し、その地点の傾斜量から地形変化要因を推定する方法を検討した。本手法による崩壊地の抽出箇所を国土地理院が実施した正射画像判読による土砂崩壊地[1)]の分布と比較したところ、朝倉市の赤谷川および乙石川流域で比較的良い一致をしている。日田市小野地区の大規模崩壊箇所では、崩壊地と崩積土砂の形状まで抽出され、UAV[1)]や航空機[3)]から撮影された形状とよく一致している。一方で、朝倉市の北部、佐田川流域では国土地理院の土砂崩壊地と比較して多くの箇所が地形変化箇所として抽出されている。この原因については今後の検討課題である。

空中写真判読による崩壊地および土石流堆積物の堆積域の判読は、空中写真の撮影から判読まで多大な時間が必要となる。本研究による方法を用いることで、天候の回復を待たなくても広域で発生した土石流災害箇所の抽出が短期間で可能となることが期待される。

本発表で用いた土砂移動域の抽出方法は、特許出願中「変化要因予測装置及び変化要因予測プログラム」（特願 2018-042690）の一部である。

Key Word：合成開口レーダ、土砂災害、平成 29 年 7 月九州北部豪雨、斜面崩壊、土石流堆積物

【参考文献】

1) 国土地理院（2018）平成 29 年 7 月九州北部豪雨に関する情報, http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H29hukuoka_ooita-heavyrain.html, 2018 年 4 月 5 日確認

2) 夏秋 嶺・渡邊 学・大木真人・本間 毅・鈴木新一・島田政信（2017）ALOS-2 PALSAR-2 の ScanSAR モードを併用した三時期コヒーレンス解析による火砕物の検出, 日本リモートセンシング学会誌, 37, 1, p1-12.

3) 株式会社パスコ（2017）2017 年 7 月九州北部豪雨災害, http://www.pasco.co.jp/disaster_info/20170708/, 2018 年 4 月 5 日確認

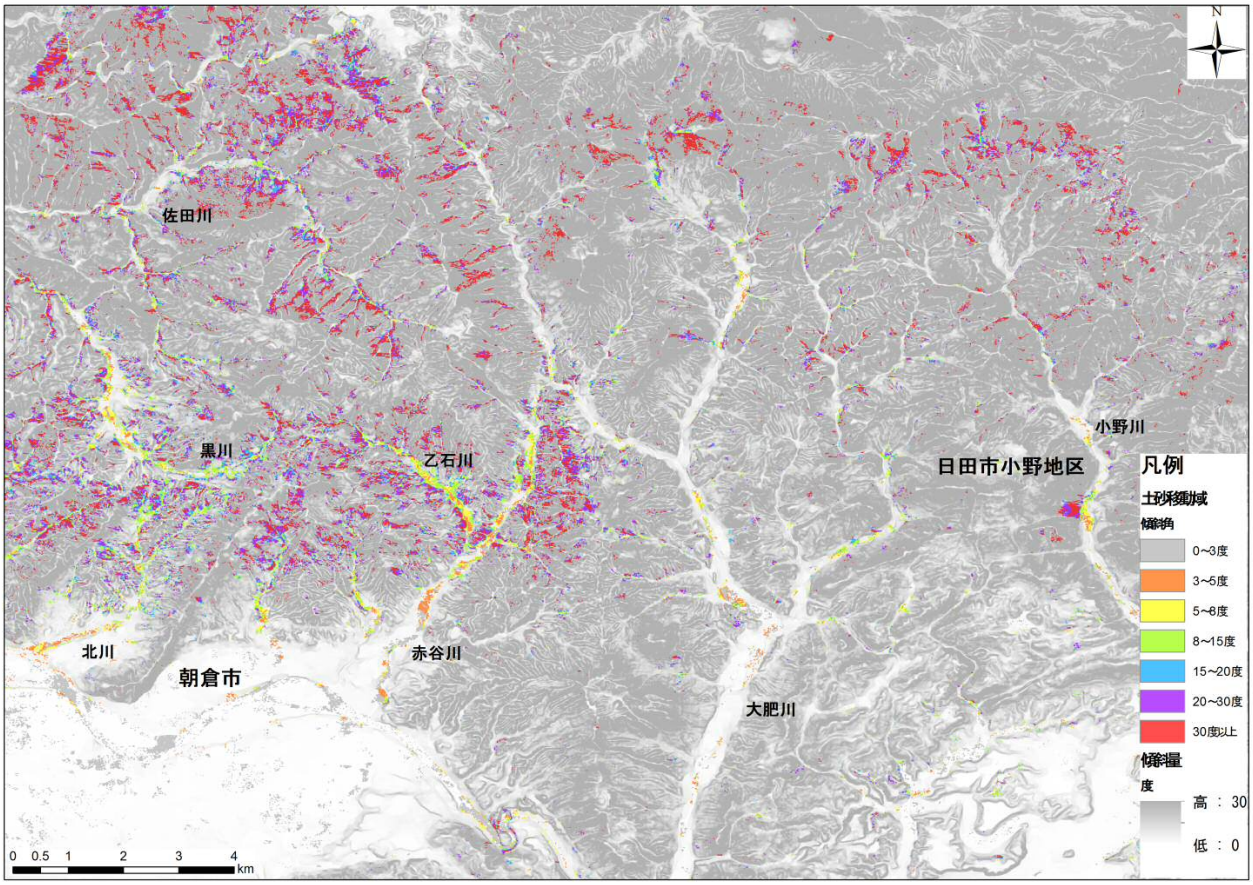


図 1　3 時期コヒーレンスと傾斜量区分による土砂移動域抽出図
（背景図：国土地理院 数値標高モデルを用いた傾斜量図）

P-109

阿蘇カルデラにおける渓流水・湧水を活用した崩壊予測

鹿児島大学農学部 ○宮本祐成・地頭薗隆・木場彬仁・角之上真由・西村富美佳・水流竜馬
CROSS-ENGINEERING 清﨑淳子

１．はじめに

平成 24 年九州北部豪雨や平成 28 年熊本地震は，阿蘇カルデラにおいて多様な土砂移動現象を発生させた。土砂移動現象の中には崖錐斜面や丘陵地の火砕物斜面において深い地下水が関与した規模の大きな崩壊がみられた(図 1)。これら崩壊は，土砂量が多いこと，崩壊土砂が長距離移動して被害が広範囲に及ぶこと，危険斜面として注意されない緩斜面でも発生することなどの特徴をもつ。本研究は，渓流水と湧水を活用し，地下水の集中という視点で深い地下水が関与した崩壊の危険箇所を抽出することを目的としている。

２．渓流水・湧水を活用した崩壊発生予測

図 2 は，渓流水と湧水を活用して深い地下水が関与した崩壊が発生する恐れのある流域と斜面を抽出して，警戒避難対応を行う作業手順である。まず，カルデラ壁に小流域を設定して，降雨が一週間以上なかった後に，渓床に基盤岩が露出しているなどの条件を満たす，渓流水が伏流していない箇所で流量を計測する。測定される流量は，流域面積が数 km^2 未満と小さく，降雨後一週間以上経過して測定しているので，基底流量を把握していると考えてよい。同時にポータブル電気伝導度（EC）計を用いて渓流水 EC を測定する。EC は渓流水中の溶存イオンの総量であり，地下水が流動する過程で岩石から溶出するイオンを取り込むことから，地下水が流出している付近の渓流水は EC が高くなる。渓流水 EC が高くて比流量が大きい流域は，地形的流域界を越えた地下水が流域内に流入している可能性があり，深い地下水が関与する崩壊の恐れのある流域として抽出する。次に，抽出された流域内で湧水の分布を調査する。湧水流量が多い斜面の背後には地下水が集中しており，深い地下水が関与する崩壊の恐れがある斜面と判断する。危険斜面が特定されると，その斜面の湧水流量を監視して警戒避難対応を行う。

３．危険渓流の抽出（流域レベルの評価）

カルデラ西壁 53 渓流，同東壁 26 渓流，中央火口丘群周辺 18 渓流の合計 97 渓流について水文調査を実施した（図 3)。調査日は，平成 29 年 12 月 13～16 日，12 月 27～28 日，平成 30 年 1 月 5～8 日，1 月 18～21 日である。調査流域の面積は，西壁 0.03～1.40km^2 の範囲（平均 0.22km^2），東壁 0.02～1.06km^2 の範囲（平均 0.36km^2），中央火口丘 0.15～6.68km^2 の範囲（平均 1.54km^2）である。カルデラの西壁は渓流水がほとんどみられない流域が多いが，東壁は渓流水が存在する流域が多い。特にカルデラの北東壁の流域は渓流水が非常に多く，渓流水 EC も通常河川より高い 10～15mS/m の値を示している。中央火口丘群周辺の流域については，南西側流域のみの調査であるが，流量が多い渓流と少ない渓流が分布し，渓流水 EC は 20mS/m を超える地点が多く温泉混入の影響と考えられる。

渓流水 EC が高くて比流量が大きい流域を，深い地下水が関与する崩壊の恐れのある流域として抽出する。仮に，渓流水 EC が 10mS/m 以上かつ比流量が 0.094$m^3/s/km^2$（東壁 26 流域の平均比流量）以上の流域を危険流域とすると，図 3 の流域界を紫色で示した流域が抽出される。

４．危険斜面の抽出（斜面レベルの評価）

流域レベルの評価で深い地下水が関与する崩壊の恐れのある流域として抽出した西手野川 3，西手野川 4，宮川 3，中園川 1，中園川について，湧水分布と上流域の渓流水の流量や EC を調査した（図 4)。その結果，標高 600～700m に湧水帯がみられ，崖錐斜面から点状あるいは帯状に多量の地下水が流出しており，それより上流側は渓流水がほとんどなく，明瞭な湧水も確認できなかった。図 4 に示した矢印は基盤岩からの地下水流出が確認できた湧水点を示し，そこでは湧水流量および EC の測定を行った。5 流域における標高 600～700m の湧水帯は，Aso-1 火砕流と Aso-2 火砕流の地層境界付近にあたり，それより上流の Aso-2 火砕流，Aso-3 火砕流および Aso-4 火砕流の地層境界付近には低水時の湧水はみられなかった。

湧水流量が多かった斜面の背後には地下水が集中する地下構造が推定され，深い地下水が関与する崩壊の恐れがある斜面と判断される。また，斜面脚部に発達した崖錐は湧水によって常に飽和した状態であり，地震や大雨で崩壊すると土砂が流動化して被害が広範囲に及ぶことも考えられる。

以上のような手順で危険斜面が特定されると，図 2 の③に示した危険斜面の湧水流量を監視して警戒避難対応を行うことができる。

末筆ではあるが，本研究の一部は国土交通省河川砂防技術研究開発制度によるものである。ここに記して謝意をします。

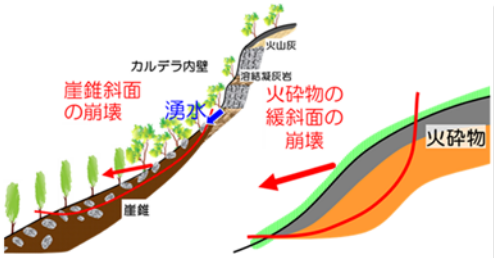


図1 深い地下水が関与した崩壊例

① 危険渓流の抽出〈流域レベルの評価〉
渓流水の流量と電気伝導度（EC）の測定
⇒渓流水ECが高くて比流量が多い流域の抽出
⇩
地形的流域界を越えた地下水流入
⇒深い地下水が関与する崩壊の恐れのある流域

② 危険斜面の抽出〈斜面レベルの評価〉
①で抽出された流域内で湧水の分布調査
⇩
湧水流量が多い斜面の背後には地下水集中
⇒深い地下水が関与する崩壊の恐れがある斜面

③ 警戒避難対応〈湧水センサーによる評価〉
崩壊の恐れのある斜面において湧水観測
⇒湧水を指標とした警戒避難対応

図2 崩壊予測法

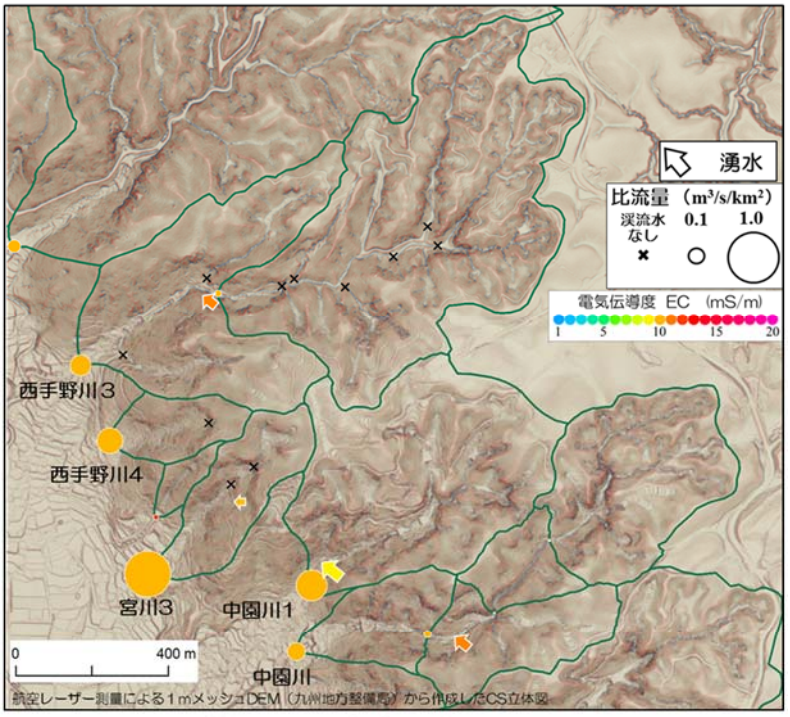


図4 流量とEC測定結果（斜面レベルの評価）

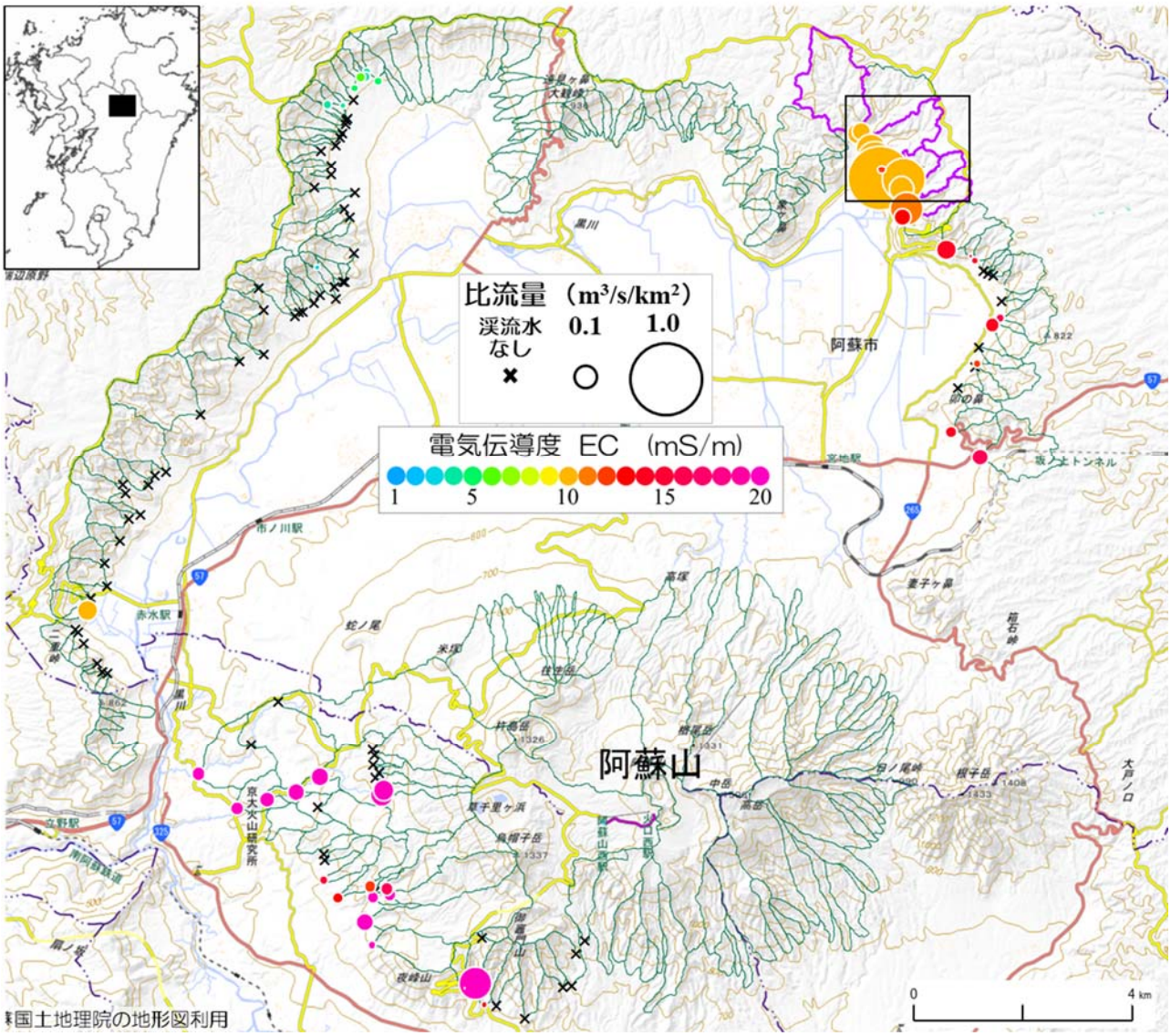


図 3　流量と EC 測定結果（流域レベルの評価）

P-110

GISによる異なるメッシュサイズを用いた深層崩壊危険斜面の抽出

北海道大学農学部　○山口明日香*、 笠井美青
＊現所属：協和設計株式会社

1.はじめに

深層崩壊は斜面深部の岩盤から崩れるため崩壊土砂量が多く、河川沿いで発生すると天然ダムを形成し河道閉塞を引き起こす危険性が高い。天然ダムが決壊し土石流となれば、下流の道路や住宅地に甚大な被害を及ぼす。深層崩壊が発生する斜面では、発生以前も斜面全体が緩慢に動いていることで、その予兆を示す微地形が形成される。航空レーザー測量によりそのような微地形が地形図上で表現できるようになって以降、地形判読により崩壊危険斜面を予測する試みが、現在までなされてきた。しかし広大な地域全てを対象に微地形を判読するには多大な労力と時間を要する。また判読の結果には、判読者の主観が必ず反映される。そこで本研究では、出来るだけ簡便かつ客観的に深層崩壊危険斜面を抽出する為に、GIS上で航空レーザー測量データ（以下、LPデータ）を解析し、その結果に基づいて崩壊危険度評価を行った試みを報告する。

2.解析対象地

解析対象地は奈良県十津川村周辺の紀伊山地に属する面積約510 ㎢の範囲である。対象地では2011年の紀伊半島大水害の際に、面積が3 ha以上の深層崩壊が11箇所で発生した。

3.解析方法

本研究では、深層崩壊発生前の2010年に国土交通省近畿整備局によって取得されたLPデータを用いて解析を行う。まず崩壊面積が10 ha以上であった4つの崩壊地を対象に、崩壊前の斜面に共通して出現していた地形的な特徴を、LP データから作成した地形図上で調べた。その際、崩壊が発生しなかった近隣の斜面の地形とも比較することで、これらの特徴が崩壊した斜面に特有であったか確認した。崩壊の前兆として現れていた地形については、地形図上でそれらのサイズを測定し、地形量を求めるためのDEMのメッシュサイズを決定した。そのDEMを用いて、各地形を適切に表現するための地形量および、その値の範囲を求めた。解析対象範囲は、ArcGISで集水域分割ツールを用いて面積が1 ㎢程度の2995の集水域に分割され、各集水域内に、崩壊の前兆を示す地形的特徴が全て表れていた場合に、その集水域で崩壊危険度が高いとした。崩壊危険度の分布を示す危険集水域マップを作成した後、2011年に発生した深層崩壊の分布について、土木研究所（2008）により公表されている「深層崩壊渓流（小流域）レベル評価マップ」（以下、危険渓流マップ）と結果を比較した。危険渓流マップでは、(1)深層崩壊の前兆として出現する地形および地質情報、(2)深層崩壊の発生実績、(3)崩壊地の水文状況を表す集水面積と斜面勾配、の3項目のうち、満たす項目数により相対的な崩壊危険度を評価している。

4.結果および考察

上述の 4 つの崩壊地には、(1) 尾根部に亀裂や小崖が発達する緩斜面、(2) 斜面中腹部における水系網の未発達、また斜面全体について (3) 凹みを呈する集水地形、(4) 縦断方向の凹凸が小さい、の 4 点の共通した地形的特徴が崩壊前に見られた。(1) の地形は、A: 尾根部から水平距離で 300m以内、B: 100mメッシュサイズで勾配 30° 以下、C: 5mメッシュサイズで固有値比 2.7 から 6、の 3 点の条件を満たす箇所として表すことができた。(2) は、5mメッシュサイズの DEM から求めた平面曲率の値が-7.41 から-17.41 を満たす箇所を水系として抽出した後、河川次数 2 以上の河川から、水平距離で 150mから 400mの範囲において水系密度が低い斜面として表した。(3) と (4) の地形的特徴を表現するにあたっては、100mのメッシュサイズの DEM を使用した。(3) は断面曲率の値が 5 から 27、かつ平面曲率の値が-61 から-25 を満たす斜面であった。(4) は断面曲率の標準偏差の値が 0.35 以下を示す斜面で表すことができた。以上の 4 点の地形的特徴をすべて含む集水域は 1406 あり、全体の約 47%を占めた (図 1)。これらの集水域内に、2011 年に発生した崩壊地のうち 9 箇所が位置していた。残りの 2 箇所の崩壊地については、それぞれ上述の (2) の条件を満たしていなかった。一方、危険渓流マップでは、解析対象地の約 31%が崩壊危険度の高い範囲と判断されており、9 箇所で発生した崩壊が、その中に位置した。なお両マップで共通して崩壊の危険性が高いと判断された範囲は 76.5 ㎢であり、対象地の 15%を占めた。8 つの崩壊が、この範囲で発生していた。

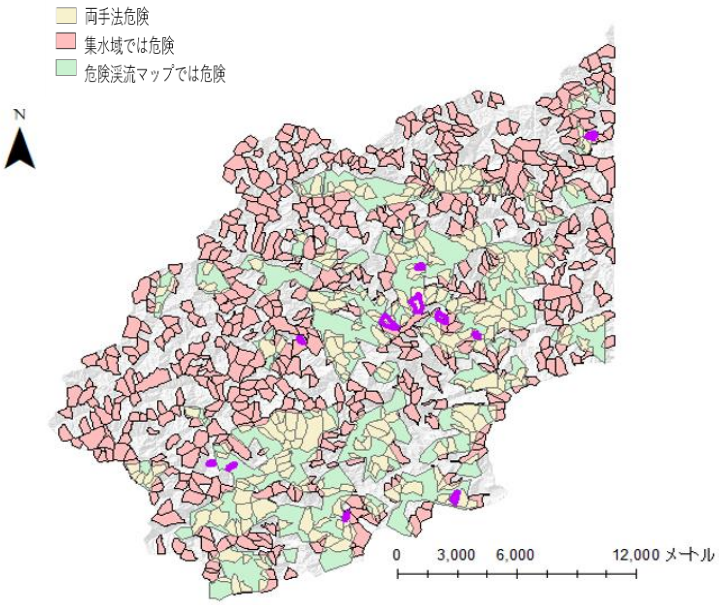


図 1：危険渓流マップに危険集水域マップを重ねた図

5.まとめ

本研究では、簡便かつ客観的に深層崩壊危険斜面を抽出することを目的に、LP データの解析に基づいて斜面の崩壊危険度を求めた。その結果、解析対象地の約半分の斜面が、崩壊危険度が高いと判断された。また、対象地で 2011 年に発生した 8 割の崩壊地が、この範囲に位置していた。土木研究所による危険渓流マップと本研究で作成したマップに共通して危険度が高いと判断された範囲は解析対象地の 15%を占め、そこでは 7 割の崩壊地が集中したことも分かった。本研究で紹介した手法では、崩壊危険度の高い斜面が多く抽出されるため、現地の状況と地形解析の結果との照合や、集水域の分割の仕方の見直しを通じて、危険度評価の精度をあげるための改良を今後加えていく必要がある。しかし現段階であっても、本手法は既存のマップから崩壊危険度の高い斜面を絞り込む為に有効に活用できることが、結果から示唆された。

参考文献

土木研究所 (2008)『深層崩壊発生の恐れのある渓流の抽出：「渓流 (小流域) レベル評価」』, 深層崩壊発生の恐れのある渓流抽出マニュアル (案)

阿蘇カルデラ壁における平成 24 年 7 月九州北部豪雨による斜面崩壊発生箇所の地形・地質要因

北海道大学○斉藤はるか・梅谷涼太・桂真也・林真一郎

1. はじめに

平成 24 年 7 月九州北部豪雨（以下「H24 豪雨」）により、熊本県阿蘇カルデラ壁では多数の崩壊が発生し、被害をもたらした。崩壊の被害を防止・軽減するための対策を効果的に行うためには、崩壊の可能性が高い箇所を事前に把握することが重要である。そこで本研究では、H24 豪雨による崩壊発生箇所の地形・地質特性を明らかにすることを目的とした。

2. 研究方法

研究対象地は熊本県に位置する阿蘇カルデラ壁で、図 1 で線で囲った 102.9km^2 を対象とした。判読対象範囲は 102.9km^2 である（図 1）。

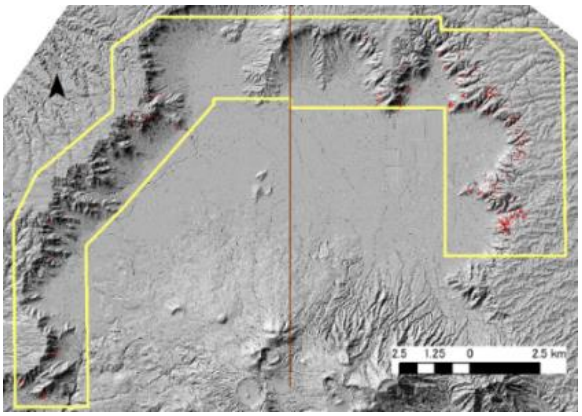


図 1.研究対象地と崩壊地分布

H24 豪雨の前後の（前：平成 21 年、後：平成 24 年（H24 豪雨後））の空中写真から裸地になっている箇所を判読し、航空レーザー測量データから作成した 1mDEM の差分で負の変動があった箇所を崩壊地とした。崩壊地を囲いポリゴンデータとし、その後 H24 豪雨前の航空レーザー測量データから作成した 10mDEM のメッシュと重なっているメッシュを「崩壊メッシュ」（図 2）、それ以外を「非崩壊メッシュ」とした。崩壊発生箇所の地形解析に用いる地形量は、標高、傾斜角、曲率（地形の凹凸を表す指標で、正は凸地形、負は凹地形を表す）、斜面方位、Topographic Wetness Index (TWI)（Ln(A/TanS)（A：集水面積、S：傾斜角）で求められ、値が大きいほど湿潤な斜面を表す。）とした。これら地形量は H24 豪雨前の 10mDEM から GIS 上で算出した。地質は「20 万分の 1 日本シームレス地質図 V2」（産業技術総合研究所）を使用し、火成岩（安山岩・デイサイト・火砕岩を含む）、堆積岩、崖錐堆積物の 3 つに分類した。

3. 結果および考察

崩壊地の分布図を図 1 に示す。また、崩壊メッシュ数と標高、傾斜角、曲率、斜面方位、TWI、地質の各階級の崩壊メッシュ数および崩壊メッシュ率（崩壊メッシュ数/各階級のメッシュ数）を求めた（表 1）。その中で崩壊メッシュ率が最も高い値を示した階級を網掛けとした。表 1 より、H24 豪雨では、傾斜角 40°～50°の斜面、水の集まりやすい TWI が 4～6 や曲率の小さい凹部で崩壊が多く発生したことが分かる。図 1 を詳細に見ると、研究対象範囲の西部より東部で崩壊が多く発生したことが分かる。その原因として、まずは東部の方が降雨量が多かった可能性が考えられる。図 3 は、研究対象範囲内およびその

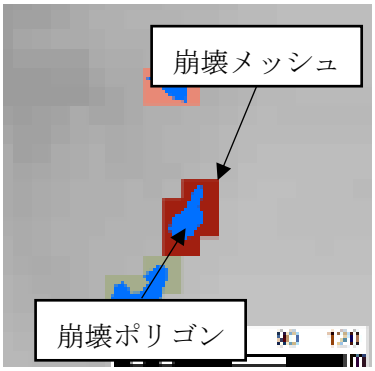


図 2.崩壊ポリゴンと崩壊メッシュ

周辺にある阿蘇乙姫、阿蘇山、南小国、玖珠、竹田、高森、益城の 7 地点のアメダス観測所の平成 24 年 7 月 11 日～14 日までの降水量データから、H24 豪雨時の総雨量分布を GIS 上で作成したものである。これを見ると、総雨量はむしろ西部の方が多かったことが読み取れる。すなわち、東西の崩壊の多寡は、地形・地質特性にコントロールされている可能性を指摘できる。そこで、対象範囲をほぼ均等になるように大観峰を通るライン（東経 131 度 04 分 12 秒）で西部（面積 51.4km^2）と東部（51.5km^2）に分割し（図 1）、それぞれに対して同様の解析を行った。その結果、崩壊メッシュ率が最も大きかった階級を東西に分けて表 2 に示す。表 2 より、西部に比べて東部では標高が低く、TWI が小さい斜面で崩壊が多く起きたことが分かる。東部において、標高が低い斜面で崩壊が多かったのは、地質的に最も崩壊が起こりやすいと判定された火成岩（表 1）が西部と比較して低標高域に分布しているためと考えられる。また、東部において、TWI が小さい斜面で崩壊が多いという結果になったのは、西部においては研究対象範囲の西部から北西部にかけて断層が複数存在し（20 万分の 1 日本シームレス地質図 V2）、それによる地盤の破砕で地下への水の浸透が促進され、TWI が小さな斜面、すなわち集水面積が小さな斜面では、崩壊につながる地下水の上昇が起きにくかった可能性が考えられる。

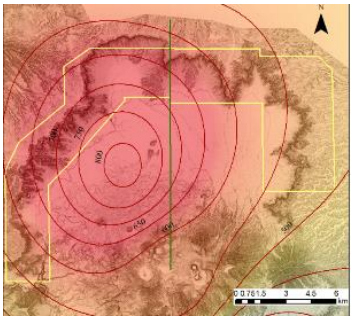


図 3.阿蘇カルデラ壁内の平成 24 年 7 月 11 日から 14 日までの総雨量

表1.判読範囲の崩壊数と地形量の各階級における崩壊メッシュ数と崩壊メッシュ率

崩壊数		425個					
崩壊メッシュ		5495個					
地形量	階級	崩壊メッシュ数(個)	崩壊メッシュ率	地形量	階級	崩壊メッシュ数(個)	崩壊メッシュ率
傾斜角	<20	863	0.001257	斜面方位	平地	0	0
	20-30	1523	0.009521		北	436	0.004159
	30-40	1845	0.016507		北東	276	0.002909
	40-50	989	0.020041		東	321	0.002453
	50<	275	0.017624		南東	815	0.005119
標高	<500	194	0.000962		南	1160	0.006779
	500-600	1082	0.004675		南西	913	0.007247
	600-700	1031	0.008488		西	919	0.007406
	700-800	2724	0.010737		北西	655	0.006426
	800<	464	0.002157	TWI	<2	1108	0.003161
曲率	<-10	613	0.022069		2-4	4	0.008147
	-10--8	273	0.015121		4-6	1444	0.010747
	-8--6	413	0.013093		6-8	1766	0.006867
	-6--4	536	0.009865		8-10	744	0.005619
	-4--2	637	0.006488		10<	429	0.002892
	-2-0	817	0.002921	地質	火成岩	5383	0.007964
	0-2	667	0.002433		堆積岩	0	0
	2-4	503	0.004522		崖錐堆積物	112	0.000517
	4-6	345	0.006085				
	6-8	227	0.00745				
	8-10	156	0.009407				
	10<	308	0.012558				

表2.東西の地形量別崩壊メッシュ率

西部		
崩壊数	53個	
崩壊メッシュ	934個	
地形量	階級	崩壊メッシュ率
傾斜角	40-50	0.007057
標高	700-800	0.002825
曲率	<-10	0.007914
斜面方位	南	0.00374
TWI	4-6	0.002578
地質	火成岩	0.00284
東部		
崩壊数	372個	
崩壊メッシュ	4561個	
地形量	階級	崩壊メッシュ率
傾斜角	40-50	0.034292
標高	600-700	0.018354
曲率	<-10	0.034946
斜面方位	南西	0.013278
TWI	2-4	0.019608
地質	火成岩	0.012403

4. まとめ

本研究では、地質・地形解析により、H24 豪雨における阿蘇カルデラ壁内の東西の崩壊発生場の特徴を求めた。今後さらに検討を進め、地形要因間の相関も求めつつ崩壊危険斜面の抽出を行う必要がある。

【謝辞】本研究は、国土交通省河川砂防技術研究開発公募砂防技術分野「大規模地震とそれに伴う地盤の劣化に起因する連鎖複合型土砂災害の発生機構と対策」により実施した。

P-112

急傾斜地における崩土の流動現象に関する実験

立命館大学大学院理工学研究科　○山本和輝
立命館大学理工学部　藤本将光
三井共同コンサルタント株式会社　原田紹臣
京都大学大学院農学研究科　青木康真
立命館大学理工学部　里深好文

1. はじめに

土砂災害防止法により急傾斜地において土砂災害の危険性のある区域は警戒区域もしくは特別警戒区域に指定される。特別警戒区域は，危険な状態の建築物の所有者に対して家屋移転の勧告を行うことになっている。しかし，現状は，移転勧告が出ていても慣れ親しんだ家から移転せず，危険な状態での暮らしを続けている人が多い。現況を克服するためには，安価でかつ効果的な対応策の提案が必要であると考えている。現行では斜面崩壊において崩土の高さ H に対して，警戒区域の範囲は，2H とされているが，その関係性を検討した研究事例は少ない。そこで，本研究では模型実験により斜面崩壊による土砂移動を再現し，崩土の流動形態を実験的に把握することを目的とする。

2. 実験方法

本研究では，写真 1 の実験装置によって急傾斜地の斜面崩壊現象を明らかにする。室内土槽の中のモデル斜面に土塊を設置し，シャッターを引き上げることで斜面崩壊による土砂移動を再現する実験を行う。実験における土塊の大きさは，200mm×300mm×600mm に設定した。

実験条件は斜面の傾斜角を 30 度に設定した。土試料は粒子の粗い真砂土と粒子の細かい豊浦砂の 2 種類を用いた。自然条件下の水分状態の影響を考慮するため，含水比を 10%，15%，20%の 3 つの条件下で実験を行った。実験ではすべての条件で土塊の全量が流動しなかったため，各実験の全崩壊土砂量を計測した。また崩土の移動形態，最大到達距離を計測した。崩土の到達量に関しては，図 1 のように実験装置の斜面～平地区間を a～g 区間に分割しそれぞれの区間で計測を行った。



写真-1　実験装置

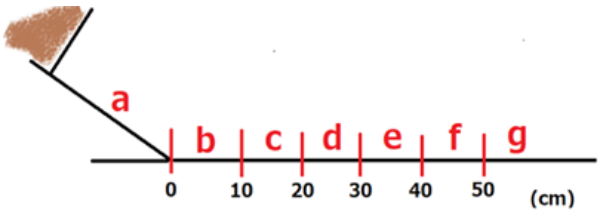


図-1　崩土移動計測に用いた区間割

3. 実験結果

真砂土での実験において，含水比 10%，15%の条件では土砂が散乱するような形で崩壊した。含水比 20%の条件では，土砂が飽和状態となり流動化した形となった。一方，豊浦砂においては含水比 10%，15%，20%のいずれにおいても土砂が散乱したような崩壊が発生し，含水比による斜面崩壊の形態に大きな違いが見られなかった。

真砂土，豊浦砂における全崩壊土砂量の結果をそれぞれ図 2 と図 3 に示す。真砂土の方が豊浦砂に比べて崩壊土砂量が多いという結果が得られた。また真砂土は豊浦砂に比べて，含水比の増加に対して崩壊土砂の増加率が高いことが示された。

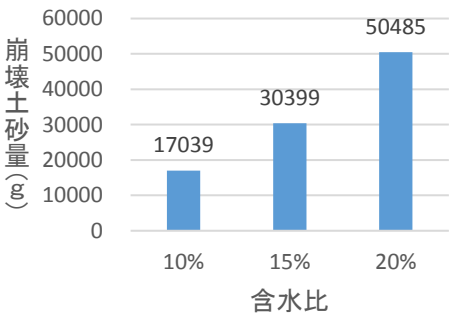


図- 2　真砂土の全崩壊土砂量

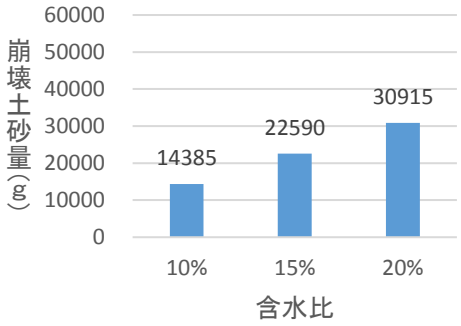


図- 3　豊浦砂の全崩壊土砂量

最大到達距離の結果を図 4 に示す。含水比 10%の真砂土の最大到達距離が長く，流動化した含水比 20%の真砂土は最大到達距離が短くなる結果が得られた。一方，豊浦砂は含水比が増えることで少しずつ最大到達距離が長くなる傾向を示したが，大きな変化は見られなかった。

区間別到達量では真砂土の含水比 10%，15%において d 区間までに 90%以上の土砂量が到達した。豊浦砂においては，含水比の条件を変えても 90%以上の土砂が b 区間までしか到達しなかった。一方，飽和状態になった含水比 20%の真砂土は流動化したので f 区間まで多くの土砂が到達する結果となった。

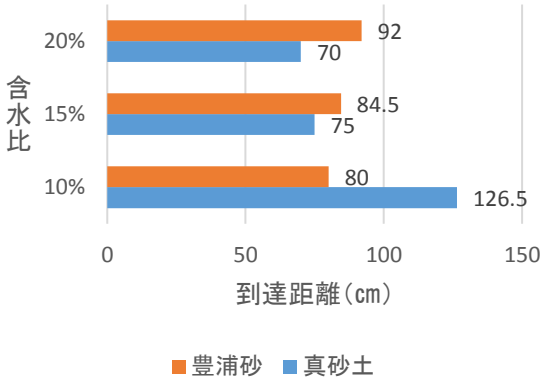


図- 4　最大到達距離

4. まとめ

本研究の結果から，粒度の違い，含水比の違いが崩土の流動形態に影響を及ぼすことが示された。真砂土の方が豊浦砂より少ない水分量で飽和状態になり，真砂土の含水比 20%の条件では崩土は飽和状態となって流動化した。この場合，多量の崩土が遠くまで到達するので土砂災害による被害が大きくなることが推測される。豊浦砂では含水比の増加に対して崩壊量が増加する傾向を示したが含水比が異なる条件において，崩壊形態，最大到達距離に大きな変化が見られなかった。また，すべての実験条件において崩壊土砂は土砂災害警戒区域として定められる 2H（本実験では 72cm）にほとんど到達しない結果を示した。今後は含水比と傾斜角の関係に関する実験を実施し，土砂災害被害への対応策の検討が必要である。

現地モニタリングに基づく事前道路通行規制区間の解除方法に関する研究

立命館大学大学院理工学研究科　○舘野祐一郎
立命館大学理工学部　藤本将光
大阪大学大学院工学研究科　小田和広
大阪大学大学院工学研究科　小泉圭吾
関西大学社会安全学部　小山倫史
株式会社ダイヤコンサルタント　鏡原聖史
神戸市立工業専門高等学校　鳥居宣之

1. はじめに

事前道路通行規制区間の規制基準の現状は，通行規制区間近傍のテレメーター（雨量計）での観測連続雨量が規制基準雨量を超えた際に，通行規制が行われる．また，降雨量が 2（mm/h）以下で 3 時間継続し道路パトロールにより安全が確認された時に通行規制が解除される仕組みになっている．この観測連続雨量とは，一回の雨を 3 時間無降雨となった場合にリセットして次の雨を計測するというサイクルとなっている．この 1 回の雨の総雨量を観測連続雨量としている．この連続雨量を用いた通行規制の実績において規制を実施してもそのほとんどが無被災（空振り）であることが多いなどの問題点がある．そのため，連続雨量に加えて新たな指標を用いることでより適格な通行規制を実施できる可能性があると考えられる．よって本研究では，国道の事前道路通行規制区間を対象として，土壌水分計を現地計測することにより，道路通行規制の基準について検討を行った．

2. 方法

2.1 調査地

調査地は，国道 9 号線の京都府福知山市夜久野町から日置の区間 1.2km である．この区間は，事前道路通行規制区間であり，通行規制基準は連続雨量が 200mm に達した場合と道路が危険と判断された場合である．この区間において現地計測を行う斜面を選定した．

2.2 調査方法

調査地において，斜面に土壌水分計（デカゴン社，EC-5）を 2 地点で深度 20cm，40cm，50cm に各 1 台設置した．測定期間は 2017 年 8 月 6 日から 10 月 26 日である．雨量は気象庁 1km メッシュの解析雨量を用いた．

3. 結果

測定期間中に発生した降雨イベントについて総雨量とピーク時間雨量による土壌水分量ピークの変化の関係を整理した．期間中のイベント回数は 19 回であり，最大雨量は 236.2mm，最大ピーク時間雨量は 51.0（mm/h）であった．

A 地点における各深度の土壌水分量の変動を図-1 に B 地点における各深度の土壌水分量の変動を図-2 に示す．9 月前半の乾燥状態において，降雨に対して A 地点では，深度 20cm,40cm,の体積含水率が反応したのに対して，B 地点では，深度 20cm のみの体積含水率が反応した．このため，A 地点と B 地点において浸透性の違いがあることがわかり，A 地点の方が B 地点に比べて浸透性が高いと考えられる．

図-3 に，各降雨イベントにおける総雨量と土壌水分量ピークの関係を示す．この図より，総雨量が 50mm 以下の比較的少ない雨において，土壌水分量のピークは高く，ある程度の限界の値をとり，頭打ちとなっている傾向がみられた．また，深度 40cm，50cm においても同じような傾向がみられた．また，2 地点で同様の傾向を示した．

図-4 に，各降雨イベントにおけるピーク時間雨量と土壌水分量の関係を示す．この図より，ピーク時間雨量が 20 （mm/h）まではわずかに増加傾向を示し，その後頭打ちとなっている傾向がみられた．また，深度 40cm，50cm においても同じような傾向がみられた．

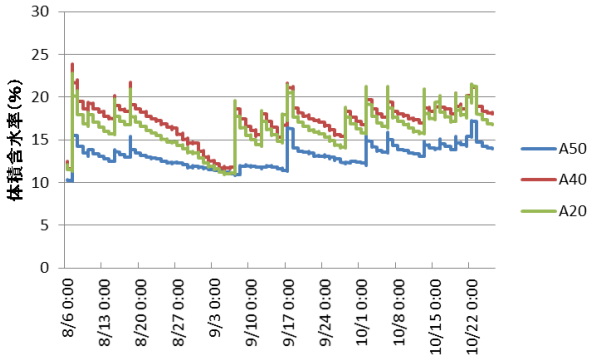


図-1　A 地点における土壌水分量の変動

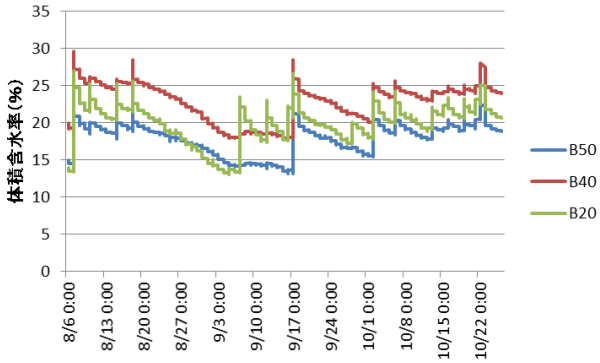


図-2　B 地点における土壌水分量の変動

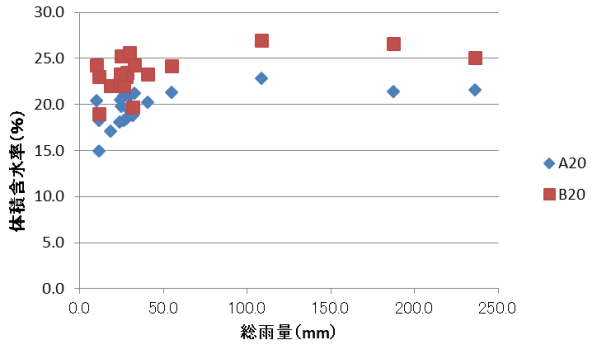


図-3　総雨量と土壌水分量の関係
（表層:深度 20cm）

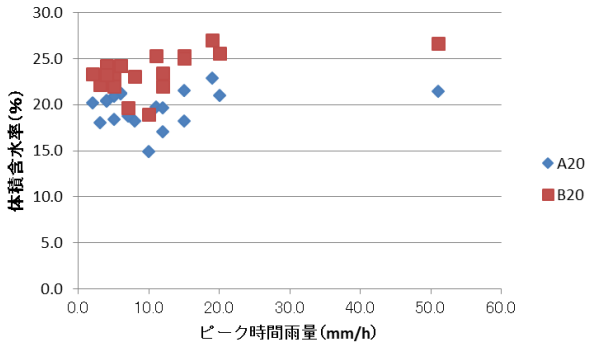


図-4　ピーク時間雨量と土壌水分量の関係（表層:深度 20cm）

4.　考察

総雨量と土壌水分量のピークの関係については，通行規制の対象となる雨（総雨量 200mm 以上）と総雨量の比較的少ない雨では，土壌水分量のピーク値は明瞭な差が認められなかった．

ピーク時間雨量と土壌水分量のピークの関係については，ピーク時間雨量が比較的小さいイベントにおいても土壌水分量のピーク値は，ある程度の限界の値をとり，頭打ちになる傾向を示した．これらのことから，総降雨量が小さいあるいは降雨ピークが弱い場合においても観測斜面では飽和帯が形成され，土壌水分量がピーク値に達する傾向を示すと考えられる．総降雨量の小さいイベントで斜面崩壊は発生していないため，土壌水分量の変動を把握することでは降雨時の斜面の危険性評価が難しいと考えられる．

5.　結論と今後の課題

観測雨量と土壌水分量を加味した場合，現状の通行規制基準である観測連続雨量の妥当性を判断することができなかった．また，新たな通行規制基準を，土壌水分量を考慮することによって設定することは困難であると考えられる．

今後の課題としては，本研究で用いた土壌水分量と雨量データでは，新たな通行規制基準の検討が困難であるため，これに加えて地下水位も考慮して検討を行う必要があると考える．

P-114

斜面崩壊前 LP データを用いた微地形強調図による平成 23 年加勢蛇川上流域斜面崩壊の分析

鳥取大学大学院　中村公一
（株）ウエスコ　今西将史

1. はじめに

加勢蛇川上流域において，平成 23 年台風 12 号の豪雨により，大規模な斜面崩壊が発生した．これより公共土木施設の被災，農業用取水施設への土砂堆積など多くの被害が発生した．近年，鳥取県内で発生した斜面崩壊の規模としては大きいものであるが，どのような地点が崩壊したのかほとんど検討されていない．そこで本検討では，崩壊前（平成 21 年）の航空レーザー測量結果を用い，崩壊前地形の特徴について検討を行なった．

2. 加勢蛇川上流域崩壊地点と降雨状況

加勢蛇川は，大山山腹に源を発し，北東方向に流下し平野に出た後，北上して日本海に流れ出る 2 級河川である．崩壊が多数発生したのは，一向平より上流であり，最も大きな崩壊が発生したのは，大山滝近くの地点である．図 1 は広域図であり，災害直後に鳥取県警が撮影したヘリテレによる土砂流出確認地点を青，平成 24 年に鳥取県が調査した地点を赤，アメダス観測所を橙で示した．最も大きく崩壊したのは，図中に矢印で示した地点であり，大山滝の下流の地点である．

図 2 は，加勢蛇川上流域の降雨状況であり，アメダス大山観測所と，最も大きく崩壊した大山滝付近のレーダー解析雨量を示した．2011/9/2 の明け方から降りはじめ，9/2 の 15 時ごろから 9/3 の 11 時ごろまで時間 30mm の降雨が断続的に続いた．どちらも 9/2 22 時ごろに最も時間雨量が大きくなるが，大山観測所はその後も崩壊地点より時間雨量が大きい時間が 8 時間継続している．また，両地点ともに 9/2 14 時ごろ時間降雨量が大きくなるが，ここではレーダー解析雨量のほうが大きいことがわかる．

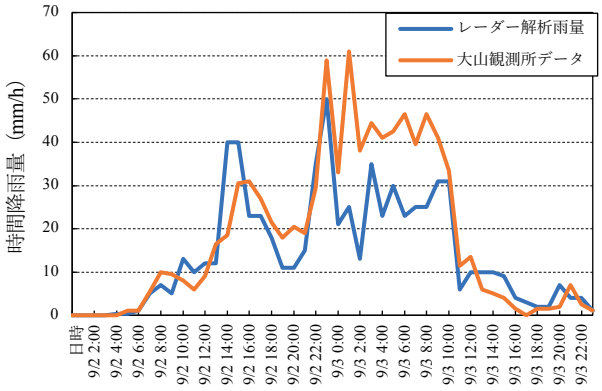


図 2　降雨状況

3. 崩壊前の微地形強調図による地形の把握

以降，最も大きく崩壊した大山滝付近の斜面崩壊を対象とする．図 3 に，航空レーザー測量データを用いて作成した，微地形強調図を示す．この微地形強調図は，尾根部が白く，谷部が暗くなるよう調整している．また図中に，調査報告書より抜粋した大山滝付近の崩壊範

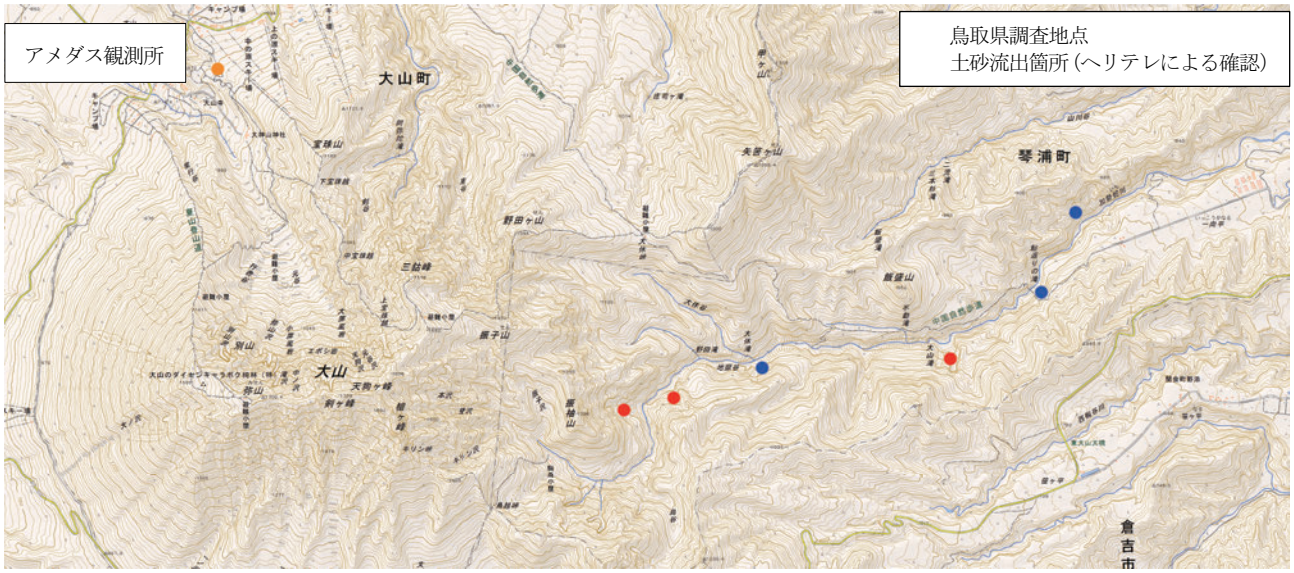


図 1　加勢蛇川上流域の崩壊地点

囲を線で示した. 使用した航空レーザー測量結果の精度は 2m とされているが，崩壊部周辺には地表面まで到達したレーザーが少ないため, 微地形強調図で亀甲状になっている箇所も見受けられる. 崩壊範囲内には，紫色となる谷部が 2 つと，斜面上部付近に東西方向に谷のような地形が存在することがわかる.

4. D-Infinity 法による斜面勾配と集水面積

H-SLIDER 法では, D-Infinity により集水面積を算出し, 現地調査により土層厚の分布状況を考慮して計算を行っている. 崩壊前の土層厚は今後の検討により推定することとして，ここでは D-Infinity による斜面勾配と集水面積と, 崩壊範囲の関係について比較検討した．なお，2m メッシュを作成し，それぞれ計算を行なっている.

図 4 に斜面勾配，図 5 に集水面積を示す．斜面勾配より，崩壊範囲はほぼ 30 度以上であり，崩壊範囲の上部に東西にわたり 50 度以上となっている箇所が存在することがわかる．微地形強調図では，2 つの沢筋が明瞭になっているが, 斜面勾配から確認できない．図 5 の集水面積では斜面勾配とは異なり, 微地形強調図と同様に 2 つの沢筋が明瞭にわかる．また，他の崩壊地点と異なり，崩壊範囲全体に集水面積が大きくなるのではなく, 沢筋周辺の集水面積は大きくなる程度のようである.

5. まとめ

崩壊土砂量が 80 万 m3 と推定されている，平成 23 年台風 12 号により発生した加勢蛇川上流域の大規模崩壊地点について, 崩壊前の航空レーザー測量を用いて地形状況に着目した検討を行った.

今後，新たに航空レーザー測量を行い，崩壊前後を比較することで崩壊土砂量の推定を行いたいと考えている.

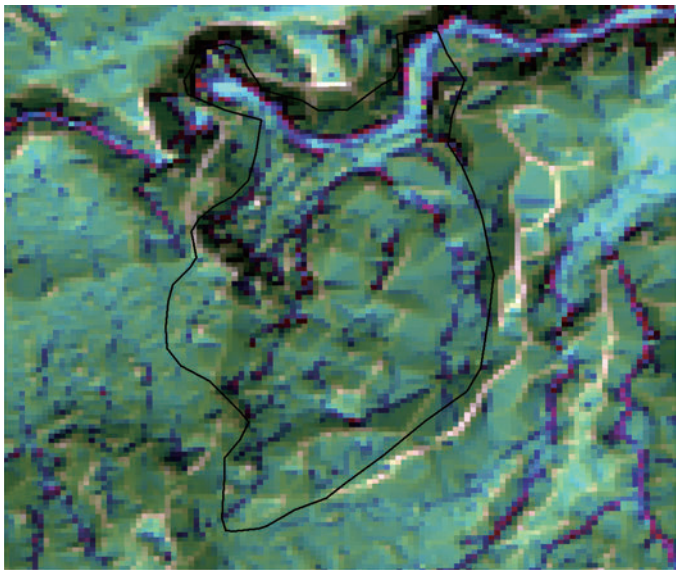


図 3 微地形強調図

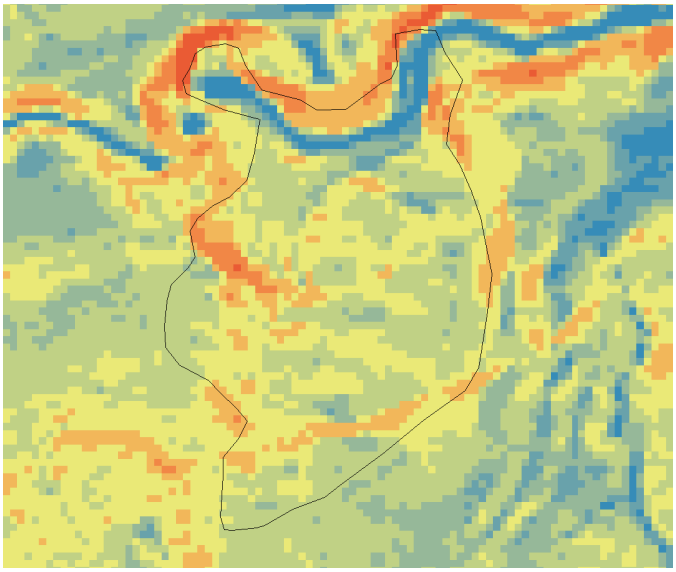


図 4 斜面勾配

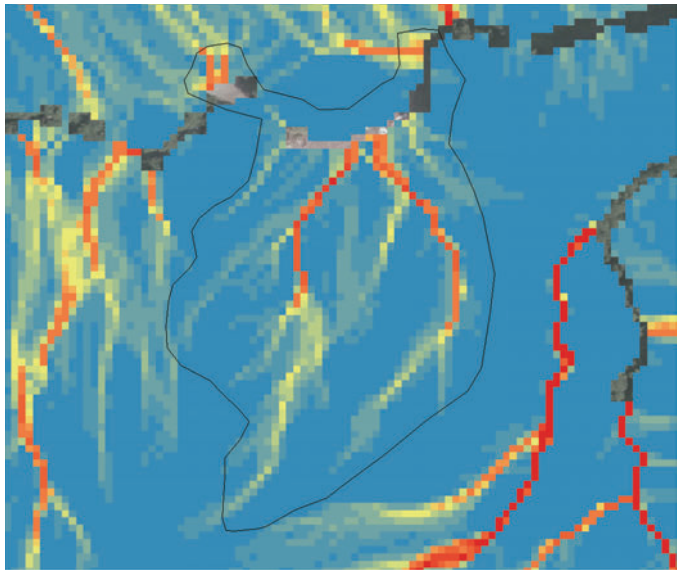


図 5 集水面積

参考文献：

1) 神谷泉，田中耕平，長谷川裕之，黒木貴一，早田靖博，小田切聡子，政春尋志 : 傾斜量図の作成とその応用，情報地質，Vol.10，No.2，pp76-79，1999.

2) 地すべり地における航空レーザー測量データ解析マニュアル（案）,土木研究所資料 4150 号,平成 21 年 6 月.

謝辞：

航空レーザー測量データは, 中国地方整備局 平成 20 年度管内航空レーザ測量成果を借用した．崩壊地点調査結果は, 鳥取県中部総合事務所県土整備局報告書を参照しました. ここに記して感謝申し上げます.

P-115

南アルプス付加体堆積岩地域における地すべり地帯の地形地質要因解析

筑波大学大学院生命環境科学研究科　○輿水康二
筑波大学生命環境系　　山川陽祐

1. はじめに

地すべり地形分布図（防災科学研究所）は，個々の崩壊や地すべりの予兆や進行を，全国を網羅する形で判読した非常に有用なデータベースの一つである。ただし，マップ作成は航空写真判読に基づくものである。一方，近年では，高精細な DEM が普及し，地質図などのデータとともに地形・地理情報を GIS 上でレイヤリングすることが容易になってきた。さらに（土砂災害）危険渓流の抽出法として，渓流水の電気伝導度などの水文指標の有効性 [1)]も指摘されている。これらの情報を重ね合せて検討することにより，情報が相補され，危険箇所抽出や危険度評価の確度向上などへ応用できる可能性があると考えられる。本研究では，そのような一連の検討の手始めに，全国的にみても地すべり地形が多く分布する南アルプス付加体堆積岩地域において，地すべり地形がどのような地形条件や地質要因と関係付けられるかについて解析を行った。

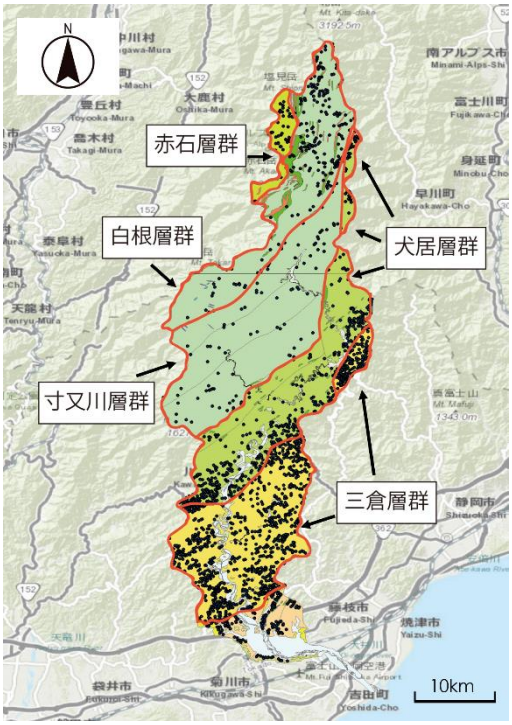


図 1　地すべり箇所と解析対象地

2. 対象地

対象地は静岡県の大井川流域である。流域面積は 1280 km^2。この地域一帯は四万十帯と呼ばれる地質帯が分布する。今回はこの中でも，三倉層群(面積：268km^2，地質年代：中期始新世～前期漸新世)，犬居層群(面積：254km^2，地質年代：後期白亜紀後期～前期漸新世)，寸又川層群(面積：338km^2，地質年代：後期白亜紀)，白根層群(面積：222km^2，地質年代：(後期白亜紀)，赤石層群(面積：30km^2，地質年代：前-後期白亜紀)に着目した。この中で，地すべり地形の密度は三倉層群が最も大きく，寸又川層群が最も小さかった。各地質層群の岩質はメランジュ基質という分類の点で同一であり，地質時代は三倉層群が新しく，北側に順々に古くなっている。図 1 は各地質層群の範囲と地すべり箇所の分布を，10mDEM を元に作成した解析対象地と合わせて示した。

3. 解析方法

解析には，地すべり地形のデータとして防災科学技術研究が作成した「地すべり地形分布図」，地形量のデータとして 10mDEM，地質データとして産業技術総合研究所地質調査総合センター発行の「20 万分の 1 日本シームレス地質図」を用いた。なお，地形量として，勾配を GIS ソフト(ArcGIS，Esri 社)の解析ツールを用いて DEM から算出した。

地すべり地形の勾配については，GIS ソフトで求めた勾配のレイヤーと「地すべり地形分布図」を重ね合わせ，移動体(ポリゴンデータ)内における平均勾配を各々算出した。さらに，それらの移動体を地質層群ごとにグループ分けし，各地質層群の移動体の平均勾配頻度分布(データ区間は 0～50 度で，5 度間隔で区分した)も求めた。また，今回は移動体の面積にも着目した。これの算出方法は，移動体がポリゴンデータである

ため，GIS の演算ツールを用いた。

4. 結果と考察

地質層群ごとにグループ分けをし，移動体の平均勾配の頻度分布を図 2 に示した。その結果，三倉層群と犬居層群は平均勾配が 25～30 度の移動体が最も多いことが分かった。一方，他の 3 層群は平均勾配が 30 度～35 度の移動体が最も多いことが分かった。また，層群全体の勾配と比べて，移動体の平均勾配は小さい値でピークを示した。

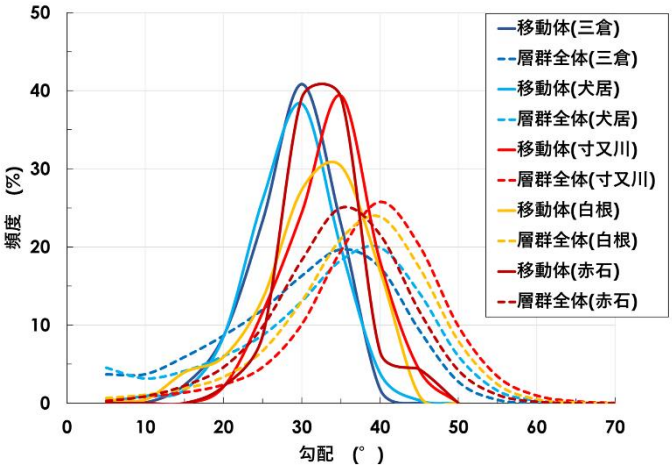


図 2　移動体の平均勾配頻度分布

地すべり地形の面積については，地質層群ごとにグループ分けをし，移動体面積の頻度分布を図 3 に示した。その結果，どの地質層群も面積が小さい移動体が多く分布した（0.1km^2 以下が 6～9 割）。ただし，三倉層群と犬居層群は面積が小さい移動体が極端に多いことに対し，他の 3 層群では面積の大きい移動体もある程度存在した(図 4)。ここから移動体面積の頻度分布は，地質年代によって異なることが示された。

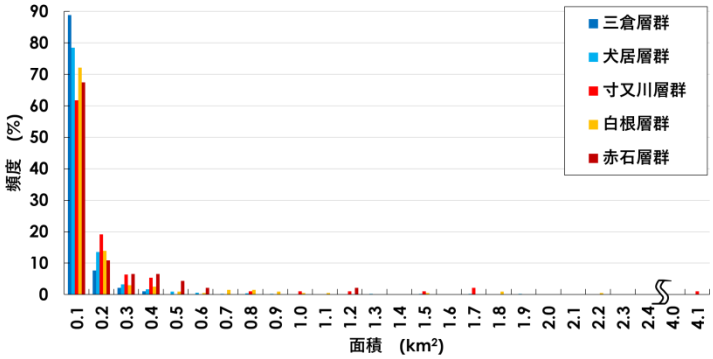


図 3　移動体の面積頻度分布

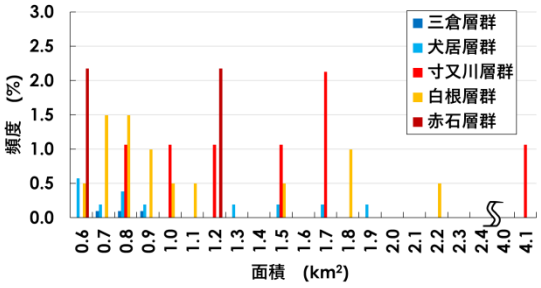


図 4　面積が 0.5(km^2)以上の面積頻度分布

以上のことから，大井川流域の地質層群は分布する地すべり地形の特徴から 2 パターンに分けられる。

① 三倉層群・犬居層群：平均勾配が小さく，面積の小さい地すべり地形が多く分布する。

② 寸又川層群・白根層群・赤石層群：平均勾配が大きく，面積の小さい地すべり地形が多く密集するが，面積の大きい地すべり地形も点在する。

ここで地質年代に着目してみると，①は後期白亜紀よりも後に形成された地質層群であり，②は後期白亜紀に形成された地質層群である。したがって，形成された地質年代の違いが，地すべり地形の勾配と規模に影響していると考えられる。

今回の検討では，地すべり地形分布図に地形量や地質情報を重ね合わせることにより，地すべり地形の特徴を整理することができた。今後，水文指標やその他の地形情報を用いた検討が課題と考えられる。それにより，地すべり地形分布図では見落とされている潜在的な危険箇所を抽出する手法検討を進めることが重要と考えられる。

参考文献

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

P-116

姶良カルデラ壁における渓流水・湧水を活用した崩壊予測

鹿児島大学農学部 ○木場彬仁・地頭薗隆・角之上真由・宮本祐成・西村富美佳・水流竜馬
CROSS-ENGINEERING 清﨑淳子

１．はじめに

鹿児島県の姶良カルデラ壁では，2015 年垂水市深港，1977 年鹿児島市竜ヶ水など，深い地下水が関与した規模の大きな崩壊が発生することがある。この崩壊は多量の地下水の集中と地下水圧の上昇，湧水付近の侵食による急斜面の不安定化が原因している（図 1)。このタイプの崩壊は雨が止んだあと時間が経過してから発生することがあり，警戒避難対応も困難であることが多い。本研究は，渓流水と湧水を活用し，地下水の集中という視点で深い地下水が関与した崩壊発生を予測することを目的としている。

２．渓流水・湧水を活用した崩壊発生予測

図 2 は，渓流水と湧水を活用して深い地下水が関与した崩壊が発生する恐れのある流域と斜面を抽出し，警戒避難対応を行う作業手順である。まず，カルデラ壁に小流域を設定して，降雨が一週間以上なかった後に，渓床に基盤岩が露出しているなどの条件を満たす，渓流水が伏流していない箇所で流量を計測する。測定される流量は，流域面積が数 km^2 未満と小さく，降雨後一週間以上経過して測定しているので，基底流量を把握していると考えてよい。同時にポータブル電気伝導度（EC）計を用いて渓流水 EC を測定する。EC は渓流水中の溶存イオンの総量であり，地下水が流動する過程で岩石から溶出するイオンを取り込むことから，地下水が流出している付近の渓流水は EC が高くなる。なお，渓流水 EC は人家，農地，畜産施設などの排水の影響を受けて，高い値を示すことがある。渓流水が人為的な影響を受けているような箇所ではシリカ（SiO_2）濃度も活用して判断する。シリカ濃度は，地下水が岩石と接触して起こる化学反応によって溶出することから，EC と同様に高くなる傾向がある。シリカ濃度の測定は EC 測定に比べて手順が煩雑であるが，ほとんどが鉱物由来と考えられ人為的な影響を受けにくいという長所がある。

渓流水 EC が高くて比流量が大きい流域は，地形的流域界を越えた地下水が流域内に流入している可能性があり，深い地下水が関与する崩壊の恐れのある流域として抽出する。次に，抽出された流域内で湧水の分布を調査する。湧水流量が多い斜面の背後には地下水が集中しており，深い地下水が関与する崩壊の恐れがある斜面と判断する。危険斜面が特定されると，その斜面の湧水流量を監視して警戒避難対応を行う。

３．危険渓流の抽出（流域レベルの評価）

図 3 は，これまで調査したカルデラの西壁 24 渓流と東壁 26 渓流における渓流水の流量と EC の測定結果である。調査した流域の面積は，西壁 0.06～0.57km^2 の範囲（平均 0.12km^2），東壁 0.07～2.6km^2 の範囲（平均 0.61km^2）である。カルデラ壁は，渓流水 EC が通常河川より高い 10mS/m 以上を示す渓流が多い。一方，比流量は大きい渓流と小さい渓流が分布し，台地に浸透した雨水は地形的分水界とは異なる地下水分水界に規制されて流動し，カルデラ壁から流出していることがわかる。

西壁について，深い地下水が関与する崩壊の恐れのある流域を地下水の集中という視点で抽出するにあたり，ここでは渓流水 EC が 10mS/m 以上かつ比流量が 0.01$m^3/s/km^2$（西壁 24 流域の平均比流量）以上の流域を危険流域として抽出すると，図 3 の流域界が紫色の流域として示される。ただし，シリカ濃度が低かった 2 流域は深い地下水の関与が低いので人為的な影響で渓流水 EC が高いと判断して危険流域から除外した。

４．危険斜面の抽出（斜面レベルの評価）

流域レベルの評価で深い地下水が関与する崩壊の恐れのある流域として抽出された 1977 年に崩壊が発生した流域の湧水を調査した（図 4)。図中の矢印は基盤岩からの地下水流出が確認できた湧水を示しており，矢印の大きさは流量の大小を示している。1977 年に崩壊が発生した斜面付近からは現在も多量の湧水がみられ，流量は 0.8L/s，EC は 14mS/m であった。流域の下流端で測定した渓流水の流量も 0.8L/s，EC は 13mS/m であり，流域の基底流量は崩壊地からの湧水に依存していることがわかる。崩壊斜面の背後には地下水が集中する地下構造が推定され，今後も深い地下水が関与する崩壊が繰り返されると判断される。したがって，図 2 の③に示した湧水流量を監視して警戒避難対応を行う必要があると考える。

末筆ではあるが，本研究の一部は文部科学省 SI-CAT によるものであり，ここに謝意を表します。

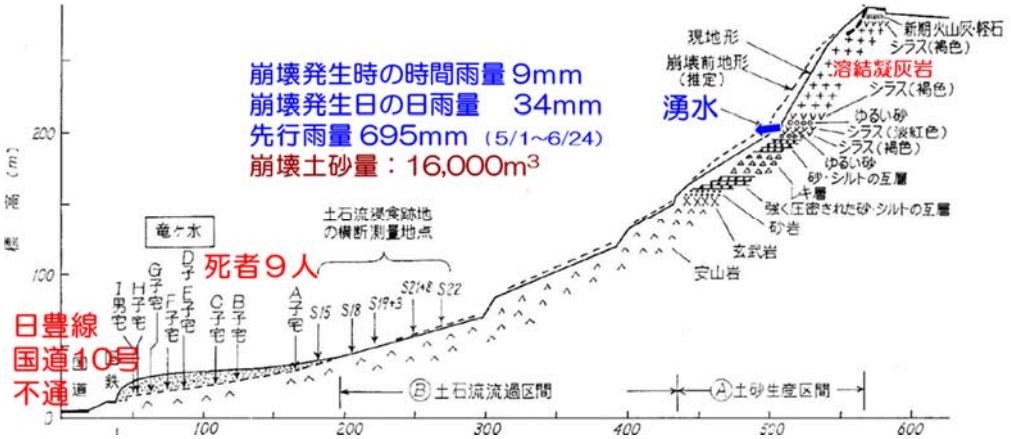


図 1　1977 年 6 月 24 日竜ヶ水土石流災害（春山・下川, 1978）

① 危険渓流の抽出〈流域レベルの評価〉
渓流水の流量と電気伝導度（EC）の測定
⇒渓流水ECが高くて比流量が多い流域の抽出
⇩
地形的流域界を越えた地下水流入
⇒深い地下水が関与する崩壊の恐れのある流域

② 危険斜面の抽出〈斜面レベルの評価〉
①で抽出された流域内で湧水の分布調査
⇩
湧水流量が多い斜面の背後には地下水集中
⇒深い地下水が関与する崩壊の恐れがある斜面

③ 警戒避難対応〈湧水センサーによる評価〉
崩壊の恐れのある斜面において湧水観測
⇒湧水を指標とした警戒避難対応

図 2　崩壊予測の手順

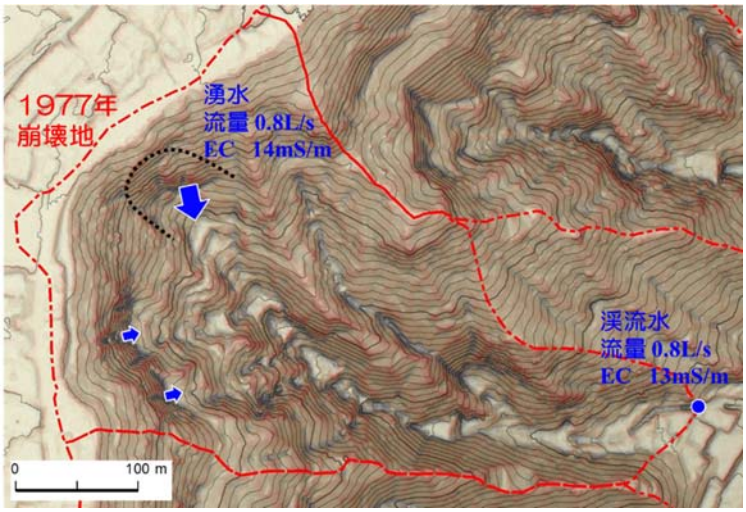


図 4　湧水の流量と EC の測定結果

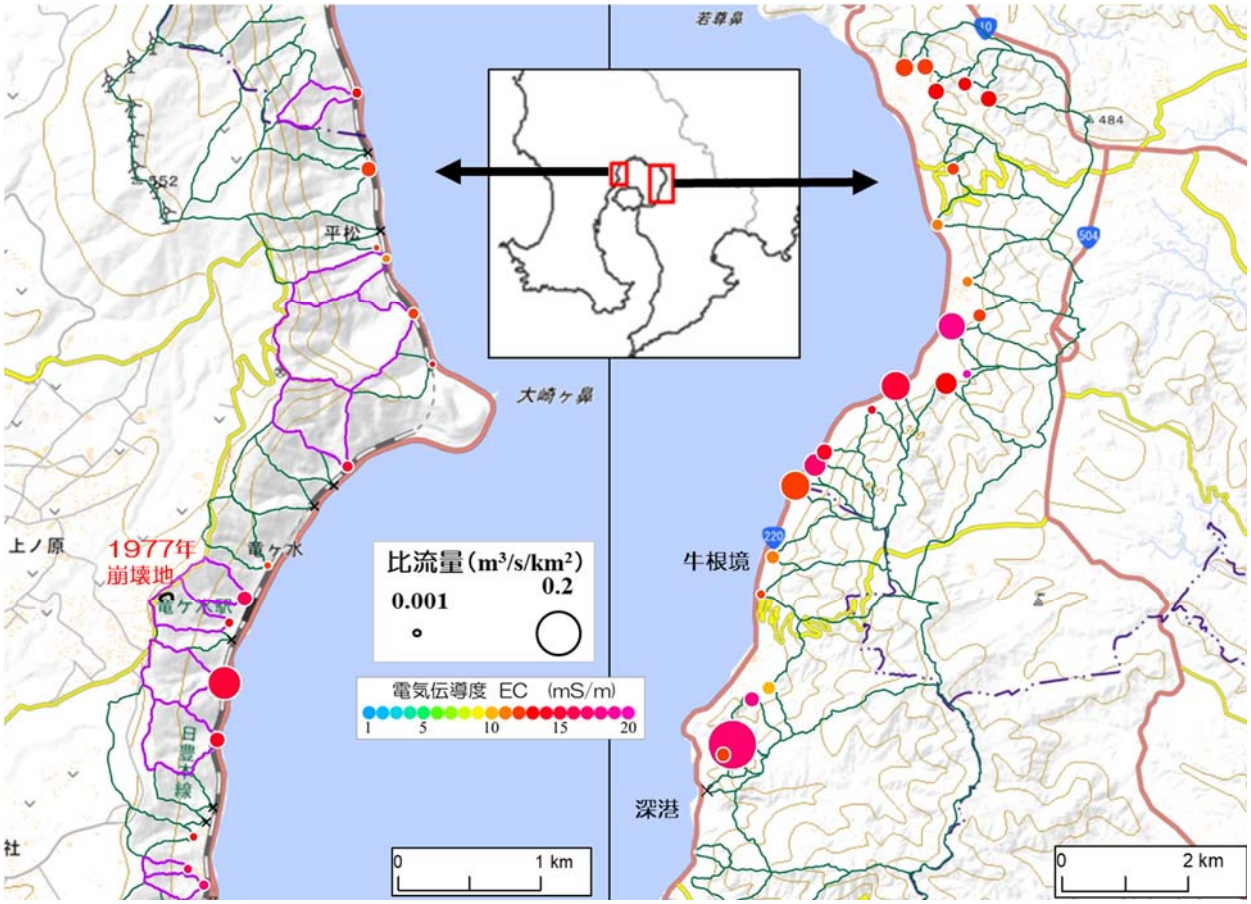


図 3　渓流水の流量と EC の測定結果

平成 29 年 7 月九州北部豪雨による表層崩壊予防工施工箇所と周辺の崩壊状況について

ロープネット・ロックボルト併用工法研究会
○鏡原聖史・沖村　孝
荒木繁幸・寺岡克己
株式会社ダイヤコンサルタント　柴田佳久

1.はじめに

平成 29 年 7 月九州北部豪雨では，九州北部地方に形成された線状降水帯により記録的な大雨となり，福岡県（朝倉市・東峰村），大分県（日田市）では，死者･行方不明者が 41 名にのぼるなどの甚大な被害が発生した[1)]。この豪雨による災害は，筑後川右岸の支川における堤防の決壊，大量の土砂や流木による河道閉塞等により被害が発生した。本報は，この豪雨によって発生した崩壊地の状況と崩壊多発箇所における表層崩壊予防工（以降，本工法）の状況について報告するものである。

2.本工法の概要

本工法は，**図 1** に示すようにロックボルトを斜面直角方向に打設し，その頭部を支圧板とロープネットによって連結することにより斜面安定を図るもので樹木を残したまま斜面を補強できる特徴がある。この工法は，豪雨，地震時において，斜面の変形および破壊状態に対応して各部材が効果を発揮することにより，変形を抑制する機能を有する構造で，変形により安定性を照査する設計手法を採用している特徴[2)]がある。

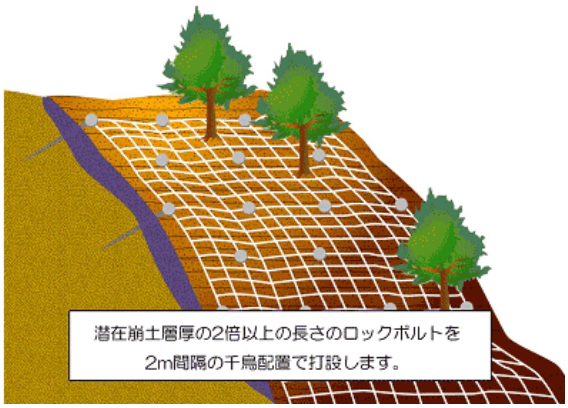


図 1　本工法の概要[2)]

3.調査箇所周辺の概要

調査地は，本工法が施工されている福岡県朝倉市杷木星丸（はきほしまる）にある松末（ますえ）小学校周辺である。

気象庁によると気象概要は，7 月 5 日から 6 日にかけて，対馬海峡付近に停滞した梅雨前線に向かって暖かく非常に湿った空気が流れ込んだ影響等により，線状降水帯が形成・維持され，同じ場所に猛烈な雨を継続して降らせ，九州北部地方で記録的な大雨となった。朝倉市内のアメダス「朝倉」では，60mm/h を越える雨量を 3 時間観測し，累積 586.0mm と 7 月平均降水量を上回る降雨（観測史上最大）となった（**図 2** 参照）。松末小学校周辺では，朝倉市北小路公民館観測所（最大 24 時間 826.0mm 観測）に近いことから，同程度の降雨を受けた箇所であると推察する。**図 3** に松末小学校周辺の災害前後の空中写真[4)]を示した。この図から松末小学校は，河道大きく屈曲する場所に位置し，洪水によって，河川が山脚を浸食し，小学校のプールが流出している。また，蛇行内側も水位の上昇により，本来の河道ではない校舎とその裏山の間にも洪水が流れ込み，人家を被災させていた。また，周辺に多数の山腹が崩壊している状況が確認できる。**図 3(B)** に示す a 地点では，**図 4** に示すような表層崩壊が発生していた。この表層崩壊は，山腹の 9 合目からの崩壊で，崩壊幅 W=10.0m，厚さ D=1.0～2.0m で，崩壊地上部に凹地（白破線）が確認できる。崩壊材料は，表土とまさ土である。この崩壊地と同様に周辺では，崩壊地上部に凹地が確認できる崩壊地が複数箇所確認できた。このことから，斜面上部にある遷急線付近では，崩土層厚が厚くなっており，今回のような短時間雨量，総雨量が多い豪雨によって，浸透した降雨が地中内の凹地に一次貯留され，土重量の増加，地盤材料の強度低下，さらに地下水位の上昇によって不安定化し，崩壊に至ったものと考えられる。

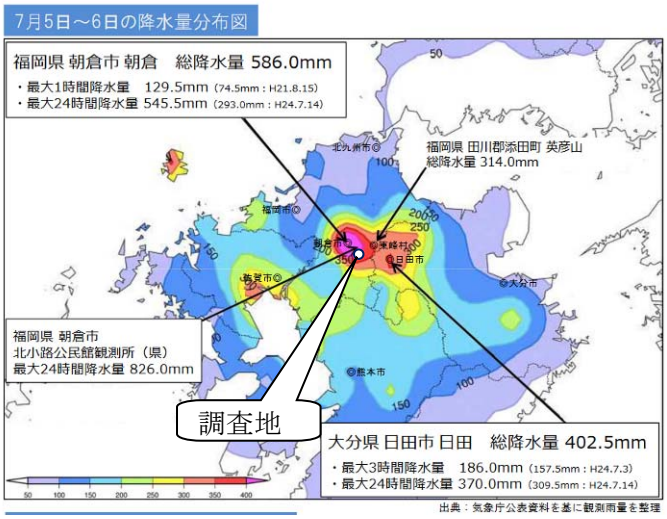
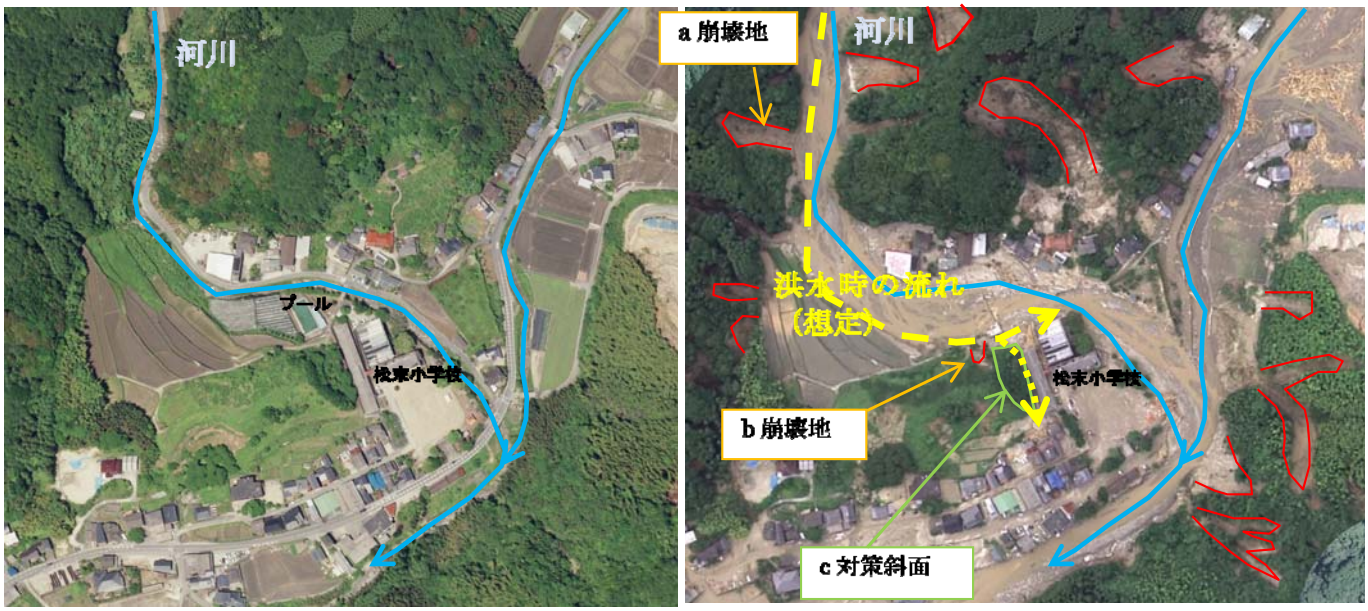


図 2　7/5～7 日の降水量分布図[3)]に加筆

4.対策工斜面の状況

図 3(B) に示す b 地点の下流側には，**図 5** に示す箇所に本工法が施工されており，表層崩壊は発生していなかった。このことから，本工法が豪雨によっても崩壊を予防することができることが確認できた。



(A) 災害前（平成 16 年以降撮影の簡易空中写真）　(B) 災害後（平成 28 年 7 月 7 日撮影）

図 3　調査箇所周辺の災害前後の空中写真 [4]に加筆



図 4　表層崩壊箇所(a)



図 5　対策斜面(c)と周辺の表層崩壊(b)の状状況

図 6 に対策斜面周辺の状況を示す。この斜面下部には重力式擁壁が施工されており，その上部斜面に本工法が施工されていた。災害時には，先に述べたように校舎とその裏山の間に洪水が流入し，この擁壁の前面を奥から手前に流れた。

手前側の擁壁がわずかに低くなっていたことから，擁壁背面に越流し，擁壁が転倒したものと推察された。これに伴って，対策斜面内の一部で土砂が流出した状況が確認できた。しかし，それ以外の場所では，変状なく斜面が安定していた。以上のことから，脚部が安定していれば，上部の土砂流出はなかったものと考えれるため，河川流などの浸食を受ける斜面では，脚部の対策が重要であると言える。

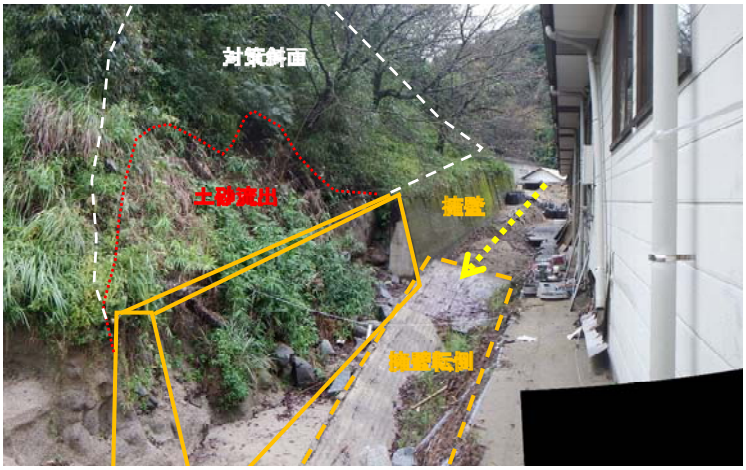


図 6　対策斜面周辺状況

5.おわりに

今回報告した箇所において，対策工の健全度を評価するために，本工法の維持管理手法 [2]を適用し，さらに詳しく変状状態を確認して，補修設計等の検討を進めたい。

参考文献：
1) 内閣府：平成 29 年 7 月九州北部豪雨災害を踏まえた避難に関する検討会（報告概要），2017.
2) 兵庫県：ロープネット・ロックボルト併用工法　設計・施工指針（案）,2015.
3) 国土交通省九州地方整備局：http://www.qsr.mlit.go.jp/site_files/file/h29hokubugouu_panel.pdf
4) 国土地理院：地理院地図，2017.

樹木根系による土のせん断強度補強効果
疑似根を用いた一面せん断試験による検討

静岡大学大学院総合科学技術研究科　山本蓉子
静岡大学農学部　逢坂興宏　今泉文寿　土屋智　久保田紀子

1. はじめに

近年、前線や台風による豪雨、地震等によって斜面崩壊が多発し、また倒流木によって、多くの土砂災害が引き起こされている。森林の多面的機能の一つとして土砂災害防止機能が期待されており、特に樹木根系による表層崩壊の抑止は、鉛直根の崩壊すべり面への伸長による杭効果と水平根の伸長によるネット効果として知られている。鉛直根による崩壊抑止効果を評価するに当たって、鉛直根の深度分布と鉛直根を含む土のせん断強度を測定する必要がある。しかし、現地での測定には時間と労力がかかり、また根の直径や本数を任意に変えて試験することはできない。そこで、室内で疑似根を用いたせん断試験を行い、根系による土のせん断強度補強効果を検討することにした。

2. 実験方法

2.1. 現地での実験

調査地は静岡大学附属地域フィールド科学教育研究センター・天竜フィールドのヒノキ人工林で、供試木は胸高直径 28cm、樹高 18.9m、樹齢 41 年のものである。せん断試験機には現場一面せん断試験機(マルイ　MIS-233-1-71)を使用した。せん断試験箱の大きさは縦 20cm×横 20cm×高さ 10cm であり、せん断試験は飽和状態で行った。供試木の根株直下の鉛直根を含む土と供試木の周囲の鉛直根を含まない土のせん断試験を行った。また各深度で根系分布調査も行った。鉛直分布調査とせん断試験の様子を図 1 に示す。



チェーンソーを使用し分布調査を行う面まで掘り下げる


鉛直根の分布調査


せん断試験

図1 現場試験の様子

2.2. 室内での実験

室内実験での一面せん断試験には珪砂を使用し、疑似根には直径 2.0cm と直径 1.0cm 長さ 10cm の丸棒(ホオノキ)と直径 0.2cm の竹串を用いた。試験は乾燥状態で行った。せん断箱に入れる疑似根の量を決めるに当たって、研究室の過去の鉛直根分布調査のデータ(大住 2010)を参考にした。図 2 図に深さ別根系断面積と深さ別根系密度を示す。供試木は、胸高直径 22 ㎝のヒノキである。

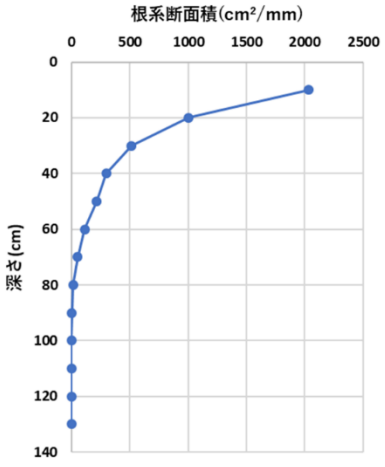


図 2　各深さの根系断面積

3. 結果と考察

3.1, 現地での結果

現在までに、深さ 25cm、40cm、50cm、60cm、75cm の鉛直根を含む土のせん断試験を行った。　図 3 にせん断試験結果を示す。

また図 4 にせん断箱に占める根系の断面積とせん断強度の関係を示す。

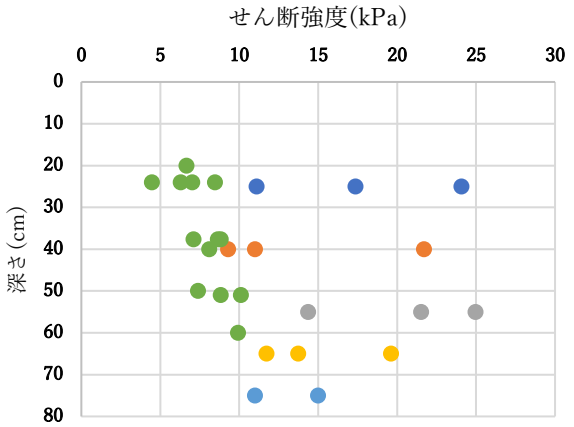


図 3　現地でのせん断試験結果

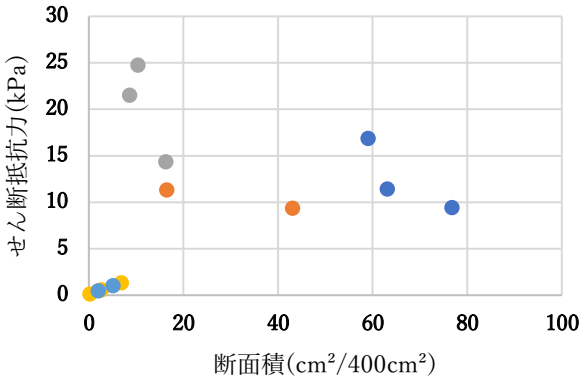


図 4　根系断面積とせん断強度の関係

3.2. 室内での結果

図 5 にせん断試験の結果を示す。図 6 にせん断箱に占める疑似根の断面積とせん断強度の関係を示す。また、表 1 に室内実験での根系断面積と入れた疑似根の数を示す。同じ根系断面積でも、疑似根の数が少ないものより多いものの方せん断強度が強く出る傾向にあった。

表 1 室内実験での根系断面積と入れた疑似根の数

深さ(cm)	垂直荷重 (kPa)	根系断面積 (cm²/400cm²)	入れた疑似根の数
20	3	40.1	Φ20㎜7本とφ10mm23本を束ねたもの
40	6.1	12.0	φ20mm 4本 φ10mm 15本
60	9.3	4.5	φ20mm 1本・φ10m 2本 φ10m 6本
80	12.6	0.5	φ10mm 1本 φ2mm15本

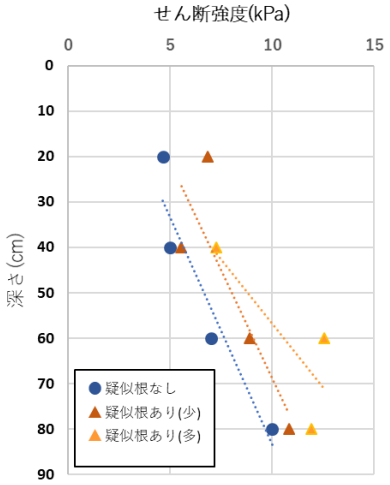


図 5　現地でのせん断試験結果

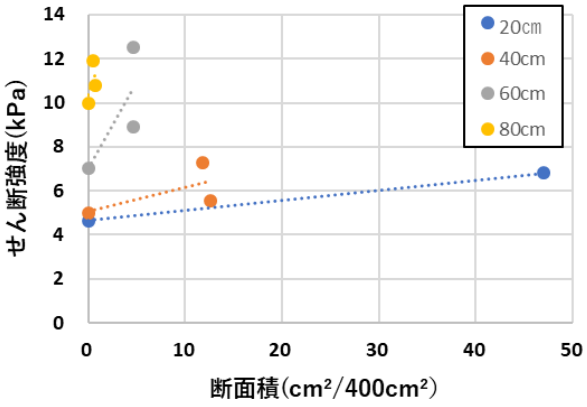


図 6　根系断面積とせん断強度の関係

4.おわりに

現地試験では、根系を含むことでせん断強度が増加することが確認できているが、室内試験では、根量とせん断強度の間に明瞭な関係が見られなかった。今後、根の強度を算出し、樹木根系による補強効果の検討を行うと同時に引き続き現地試験を行い、室内試験では材料や試験方法について検討したい。

参考文献

・塚本良則・峰松浩彦・藤浪武史(1986)：樹木根系の斜面安定効果 ―主として水平根の量と働きについて―

・大住遼(2010)：ヒノキ根系の鉛直分布とその推定,静岡大学農学部卒業論文

多様な土壌水分特性の推定に対する粒子フィルタの有用性

鹿児島大学　○伊藤 真一
大阪産業大学　小田 和広
大阪大学　小泉 圭吾

1. はじめに

豪雨時の斜面崩壊発生を予測するためには，現地斜面における土壌水分特性の把握が重要である．筆者らはこれまでに，逐次型データ同化手法の一種である粒子フィルタを用いて，地質や計測される物理量の異なる様々な斜面において現地計測された土中水分量に関する時系列データに基づいて，土壌水分特性のデータ同化を行ってきた[1)-6)]．本研究では，それらの事例を取り纏めて，現地計測結果に基づく土壌水分特性の推定に対する粒子フィルタの有用性について明らかにする．

2. 解析手法

粒子フィルタ[1)]は，システムの状態に関する確率分布を粒子と呼ばれる多数の実現値集合で近似的に表現し，ベイズの定理を応用して各粒子の時間推移を数値的に表現するデータ同化手法である．シミュレーションとしては，飽和不飽和浸透流解析を用いた．水分特性曲線モデルは van Genuchten モデル[7)]を，不飽和透水係数モデルは Mualem モデル[8)]を用いて，θ_s，θ_r，α，n，および k_s の 5 種類の土壌水分特性パラメータを推定した．

3. 対象斜面

図-1 は本研究の対象斜面の位置とその特徴を示している．南西から，K 斜面はシラスで構成された高速道路沿いの盛土斜面であり，体積含水率を計測している．Y 斜面，O 斜面，H 斜面は，全て高速道路沿いの切土斜面であり，体積含水率を計測している．地質は，Y 斜面が風化したマサ土，O 斜面が粘土質シルト，H 斜面は固結したマサ土である．T 斜面は国道沿いの自然斜面であり，基盤は花崗岩であるが，表層土は概ね森林土壌である．物理量も土壌水分吸引水頭を計測しており，他の斜面とは異なる．A 斜面は寺院の裏の自然斜面であり，地質ははんれい岩である．A 斜面でも体積含水率の現地計測を行っている．このように，本研究で対象とした 6 つの斜面は，その特徴がそれぞれ異なっているため，土壌水分特性も異なることが予想される．

4. 解析結果

図-2 は K 斜面で計測された体積含水率の時系列データに基づいて推定された土壌水分特性パラメータを用いた再現解析結果を一例として示している．解析結果は計測結果と良く合致している．その他の対象斜面でも，同様に計測結果を高精度に再現することができた．

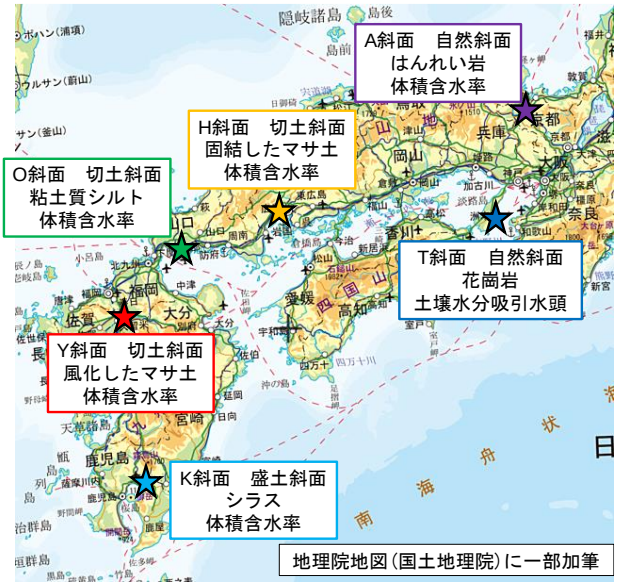


図-1　対象斜面の位置とその特徴

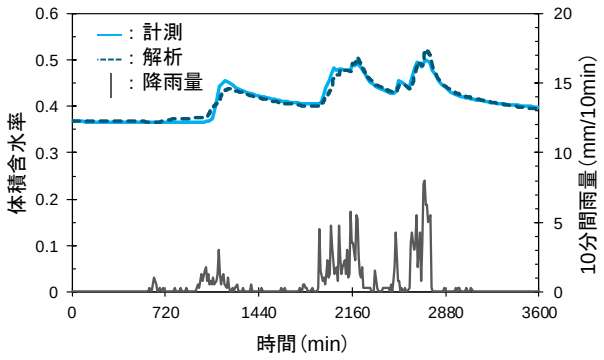


図-2　再現解析結果（K 斜面）

表-1 は各斜面で推定された土壌水分特性パラメータの値を，**図-3** はそれによって得られた水分特性曲線を，**図-4** は体積含水率と不飽和透水係数の関係を示している．これらの結果から，斜面ごとに保水性や透水性が大きく異なっていることが分かる．このように，多様な土壌水分特性を適切に推定できていることから，現地計測結果に基づく土壌水分特性を推定する問題に対して，粒子フィルタは非常に有効であることが明らかになった．また，現地計測結果からパラメータの範囲を大方推定しておくことの難しいパラメータ α と n に関しては，**表-1** の結果から，$0.03<\alpha<0.13$, $1.3<n<1.6$ 程度の範囲に収まることが多いことが分かった．

5. まとめ

本研究では，6 つの対象斜面においてデータ同化を行った事例を通じて，現地計測結果に基づく土壌水分特性の推定に対する粒子フィルタの有用性について検証した．得られた知見を以下に示す．

(1) 粒子フィルタは，現地計測結果に基づいて多様な土壌水分特性を適切に推定できる有用なデータ同化手法であることが分かった．

(2) 現地計測結果から範囲を推定しておくことが難しい土壌水分特性パラメータ α と n に関しては，$0.03<\alpha<0.13$，$1.3<n<1.6$ の範囲に収まることが多いことが分かった．

参考文献

1) 伊藤真一ほか：現地計測結果に基づく土壌水分特性パラメータ同定に対する粒子フィルタの適用，土木学会論文集 C（地圏工学），Vol.72, No.4, pp.354-367, 2016.

2) 藤本彩乃ほか：まさ土切土斜面の土壌水分特性推定における粒子フィルタの適用性，土木学会第 72 回年次学術講演会，pp.283-284，2017.

3) 大段司ほか：粘土質シルトで構成された切土斜面における土壌水分特性のデータ同化，土木学会第 72 回年次学術講演会，pp.285-286，2017.

4) 伊藤真一ほか：欠損を含む現地計測データに基づく土壌水分特性パラメータの逆解析―逐次型データ同化理論・粒子フィルタを用いて―，平成 28 年度砂防学会研究発表会，pp.B-308-309，2016.

5) 伊藤真一ほか：京都府綾部市安国寺裏斜面における現地計測結果を用いたデータ同化，第 53 回地盤工学研究発表会，2018（投稿中）．

6) 藤本彩乃ほか：サクションの現地計測結果に基づく粒子フィルタによる土壌水分特性パラメータの推定，第 53 回地盤工学研究発表会，2018（投稿中）．

7) van Genuchten, M.: Calculating the unsaturated hydraulic conductivity with a new closed-form analytical model, *Research Report*, No.78-WR-08, Princeton Univ., 1978.

8) Mualem, Y.: A New Model for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Media, *Water Resources Research*, Vol.12, pp.513-522, 1976.

表-1　推定された土壌水分特性パラメータの値

	θ_s	θ_r	α (1/cm)	n	k_s (m/s)
Y斜面	0.535	0.115	0.060	1.355	3.5.E-04
H斜面	0.412	0.095	0.040	1.443	1.0.E-03
O斜面	0.782	0.431	0.036	1.343	2.8.E-04
K斜面	0.559	0.215	0.072	1.538	1.1.E-04
A斜面	0.843	0.523	0.079	1.397	2.3.E-04
T斜面	0.597	0.357	0.129	1.468	7.8.E-05

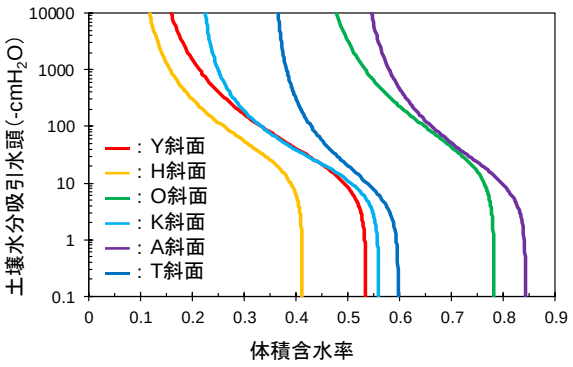


図-3　水分特性曲線

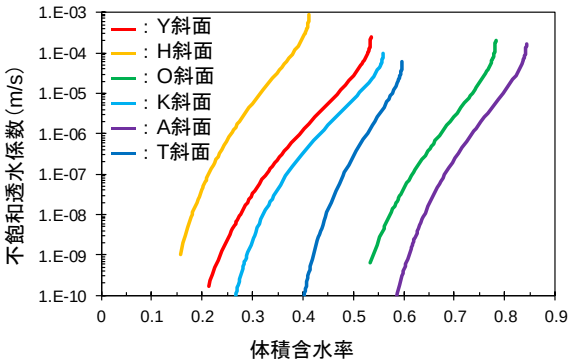


図-4　体積含水率と不飽和透水係数の関係

P-120

2018 implementation plan for expansion of erosion control works focusing on living spheres in Korea

Kangwon National University · Korea ○Kun-Woo CHUN, Youn-Tae LEE, Suk-Woo KIM
Ehime University · Japan Tsugio EZAKI

1. Introduction

The mountainous regions of Korea have characteristics of steep slopes and low soil cohesion since most of the soil consists of clay sand made by weathering of granites and gneisses. Moreover, rainfall, which can have a direct impact on landslides, has an annual average of 1,300 to 1,500mm, with much of rainfall being concentrated in summer. Because of these characteristics, those regions are extremely vulnerable to landslides. In particular, with frequent episodes of earthquakes around Gyeongju and Pohang area, there are concerns over landslide disasters caused by not only torrential rain, but by earthquakes as well. Therefore, the Korea Forest Service (KFS) plans to establish and implement the following basic policies for the works to be implemented in 2018: 1) establishment of landslide prevention infrastructure; 2) strengthen landslide prevention and response system; 3) enhancement of landslide prediction capability; 4) expansion of environmentally-friendly erosion control works and strengthen maintenance and management; 5) timely and accurate survey of landslide area and long-term recovery; and 6) establishment of a disaster response system against earthquakes and land creeping (KFS, 2018).

2. Scale and cost of erosion control works

The goal of 2018 erosion control works will be to contribute to disaster prevention and land conservation through efficient implementation of works. The expected total budget for the works will be 236,880 million KRW (179,547 million KRW from national funding and 57,333 million KRW from local funding) (Table 1).

Table 1. Detailed summary of erosion control works

Name of work	Scale	Name of work	Scale	Name of work	Scale
Hillside erosion control	167 ha	Stream conservation work	335 km	Erosion control dams	504 sites
Forest watershed management	17 sites	Inspection of erosion control sites	3,014 ha	Inspection of erosion control dams	4,383 sites
Safety measures for erosion control facilities and dams	54 sites				
Total budget: 236,880 million KRW (179,547 million KRW from national funding and 57,333 million KRW from local funding)					

3. Detailed implementation plan

3.1. Establishment of the basis for implementation of landslide prevention

We plan to establish the basis for a comprehensive national disaster management system for landslides by seeking to strengthen the response capacity and overhaul the prevention policies for landslides by reviewing the enactment of the Small-scale Landslide Disaster Impact Assessment System and amending the Forest Protection Act and Erosion Control Work Act. In addition, we also plan to maximize the impact of prevention education by segmenting differentiated educational plans and strengthen nationwide promotional efforts to expand the culture of safety for landslides. Furthermore, international exchange and cooperation for prevention of landslides will be strengthened through the pursuit of policy training for acquiring advanced technologies.

3.2. Strengthening disaster management system including landslide prevention and response

We plan to establish a preemptive step-by-step prevention and rapid-response system for landslide crisis response through the establishment and operation of a landslide prevention support center and conducting inspections on safety during thawing season and safety blind spots. Moreover, we will also strengthen the designation and management of vulnerable areas by conducting systematic surveys on the risks of potential landslide outbreaks, while also establishing

on-site landslide prevention and response system and strengthening implementation capacity to culture on-site applicability of landslide standards, implementation, and action manuals. We will also establish and implement measures for different sectors in efforts to minimize forest damage due to heavy snow and strong winds during winter.

3.3. Improvement in the ability to predict landslides

We plan to improve the response capabilities against forest disaster during torrential rain by strengthening the non-structural measures such as warning and evacuation system through the expansion of mountain meteorological observation network. We aim to secure safety and on-site utilization by maintaining, managing, and upgrading the functions of landslide information system. We will change the nationwide landslide-related information delivery system from a closed system to an open system, while also pursuing improvement in forecast/warning models using rainfall information. We will utilize an open API to provide relevant agencies (Ministry of the Interior and Safety, broadcast stations, etc.) with landslide prediction and forecast information, while also establishing and maintaining a cooperative system with emergency rescue agencies (fire stations, policy stations, regional response centers, etc.).

3.4. Expansion of environmentally-friendly erosion control works and strengthening maintenance

Erosion control works will be performed with priority given to areas near living spheres that are vulnerable to landslides, which will be scheduled for completion before rainy season (end of June), while erosion control works for high-risk disaster areas near major roads and DMZ military facilities will continuously implemented. The implementation plan for forest watershed management works will include disaster prevention, together with consideration for environmental factors such as preservation of biodiversity and water yield, to ensure that the outcomes produced from the works will impact the entire forest watershed area. By opening the erosion control facility inspection work, maintenance and management will be strengthened by differentiating between visual and precision inspection, supplementing and updating inspection-related regulations, and implementing measures for structural modification on out-of-date erosion control dams. To improve the quality of erosion control works, we will also enhance the on-site work capacity and strengthen the professionalism related to safety inspection and feasibility assessment by the Korean Association of Soil and Water Conservation. By encouraging environmentally-friendly erosion control works and establishing a system for forest watershed management works, we will create the basis for a transition in the paradigm of erosion control works.

3.5. Timely and accurate investigation of damages in landslide-affected area and long-term recovery

Recovery efforts in the areas affected by landslides in 2017 (Chungcheong and Gangwon area) will be completed before the rainy season. Timely and accurate on-site damage investigation system will be established through the operation of a landslide-cause investigation team comprised of experts, provide helicopter support for precise survey of large-scale damage areas, and operations of drones. Recovery-related administrative procedures will be actively reviewed before hand to ensure timely and reliable long-term recovery efforts are implemented in the landslide-affected areas. Moreover, post-event management and response status assessment will be strengthened by effect analyses, including safety inspection on the landslide recovery areas.

3.6. Establishment of a disaster response system for earthquakes and land creeping

For the nationwide survey of land creeping areas, spatial information will be used to designate the areas of concern, followed by on-site surveys based on the assigned priority. Instruments for monitoring the behaviour of land creeping (underground water level gauge, rain gauge, extensometer, soil moisture sensor, earthquake accelerometer, etc.) will be installed and operated to establish a warning and evacuation system. Recovery efforts for areas vulnerable to land creeping will be implemented by applying civil engineering methods based on status survey and precision ground survey.

Reference

Korea Forest Service. 2018. Detailed implementation plans for major works for 2018. pp. 467.

Acknowledgments

This work was supported by the National Research Foundation of Korea (NRF) grant funded by the Korea government (MSIT) (NRF-2017R1A2B4010181).

P-121

三次元地形モデルを活用した土砂量および流木量算出方法に関する一考察

株式会社パスコ　中央事業部　技術センター　コンサルタント技術部　砂防一課
○鈴木　崇・野田　敦夫・榊　仁一・森　良樹・渋谷　典幸

1. はじめに

平成 29(2017)年 7 月に発生した九州北部豪雨では、[1)]最大 24 時間雨量 829mm(～7/6 8 時)、最大 1 時間降雨量 124mm(7/5 14 時～15 時)を記録した降雨により、多量の土砂・流木が発生し、甚大な被害が発生した。災害対策のためには、被災状況の把握に加え、発生した土砂量・流木量の迅速な把握が求められる。

大規模な土砂災害が発生した場合、最近では航空機によるレーザープロファイラ（LP）計測が実施されることが多い。このデータから土砂量を求める手法は、発災前の LP データとの差分解析を実施することが一般的である。

しかしながら、発災前の LP データが存在しない（もしくは公開されていない）地域も広く存在することから、発災前後の LP 差分解析が不可能であることが多い。また、これまでの LP 差分解析は土砂量を求めることを主眼にしていたが、同データより流木量を算出する方法は確立されていない。

本検討は、災害発生直後に生産土砂量および堆積流木量を迅速に把握するための 1 つの方法として、発災後に撮影された LP データから発災前の LP データを使用せずに土砂量・流木量を算出する方法について考察した。

2. 対象地域の概要

検討対象は福岡県朝倉市に位置する筑後川水系赤谷川支川の乙石川である。流域面積は約 6km^2 である。流域内には風化花崗岩と変成岩類が分布する[2)]。

乙石川本川の流路長や約 6.5km、標高差約 600m で平均河床勾配は約 1/11 である。赤谷川合流点付近の河床勾配は約 1/20 であり、流域内の渓流はほぼ土石流区間に位置する。谷次数区分すると乙石川本川は赤谷川合流点上流約 300m から下流は 4 次谷となるが流路の大半は 3 次谷である(図 1)。

7/8 に国際航業・パスコ共同撮影の航空機斜め写真から判読した崩壊地および流木分布図(図 1)を見ると、崩壊地の個数は 444 個で崩壊面積は約 0.27km^2、崩壊面積率は約 4.5%であった。

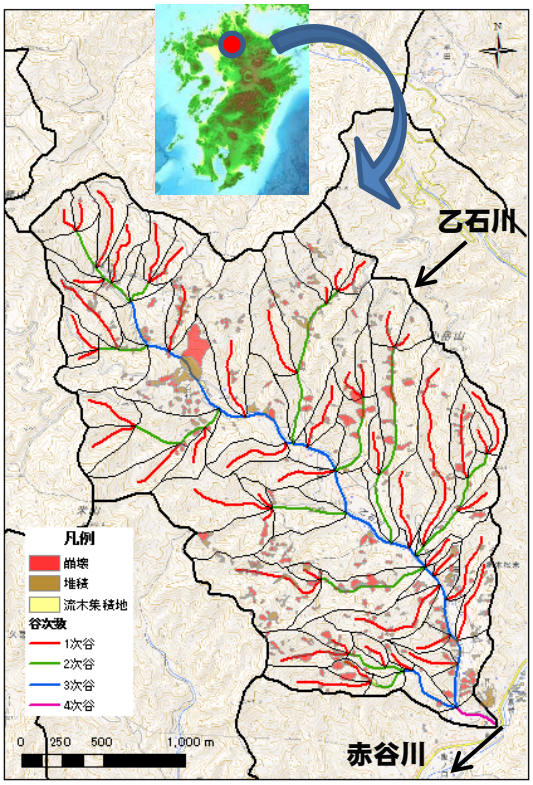
崩壊地は 444 箇所分布する。谷次数ごとの崩壊地個数と単位面積あたりの崩壊地面積を見ると、崩壊地個数は 1 次谷が多く、崩壊地面積が大きいのは 3 次谷であった（図 2,図 3）。

3. 検討方法

検討方法を以下に示す。

■生産土砂量
・土砂生産源として崩壊地に着目。
・平成 29 年 7 月に弊社が自主撮影した LP データから災害後の地形データ（1m メッシュ DEM）を作成。
・空中写真から判読した崩壊地と災害後の DEM を重ね合わせて、崩壊地内の横断面を抽出。
・抽出した断面図の勾配変換点および空中写真から判読する崩壊地境界から崩壊深を読み取り、谷次数ごとに集計。
・判読結果から得られる崩壊地面積と上記の崩壊深を乗じて土砂量を算出。

■堆積流木量
・空中写真から判読した流木堆積地と上記の DEM を重ね合わせて、流木堆積範囲の横断面を抽出。
・抽出した断面図の勾配変換点から堆積深を推定。
・判読結果から得られる面積と上記の堆積深を乗じて流木量を算出。



背景図は国土地理院の電子地形図 25000 を引用.

図 1　流域位置および谷次数区分図

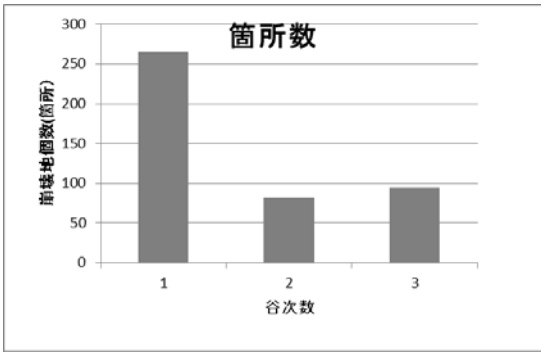


図 2　谷次数ごとの崩壊地個数

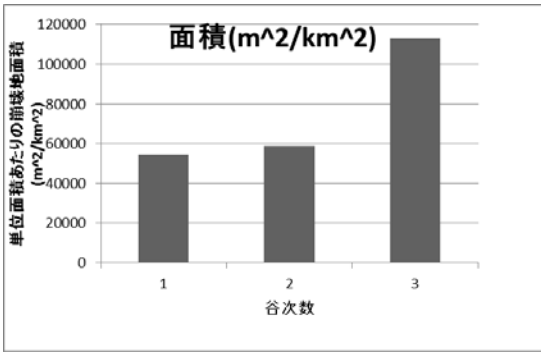


図 3　谷次数ごとの単位面積あたり崩壊地値面積

4. 検討結果

4.1 生産土砂量

崩壊深を読み取った結果を以下に示す。1 次谷では平均 4.8m、最大 8.0m、2 次谷では平均 5.0m、最大 7.0m、3 次谷では平均 6.4m、最大 9.5m であった。これまで調査された地質別平均崩壊深[3]と比較すると、花崗岩および変成岩では 2～3m よりも値は大きい。

それぞれの谷次数ごとの平均値を用いて算出した生産土砂量は、約 143 万 m^3 となった。流域面積を 6.0km^2 なので、単位面積あたりの土砂量は約 24 万 m^3/km^2 となる。河川砂防技術基準(案)の地質別の流出土砂量と今回の値を比較する。基準(案)の値が花崗岩地帯で 50,000～150,000m^3/km^2/1 洪水であるので、この値よりも大きな値となっている。

表 1　読み取った崩壊深

	箇所数(箇所)	崩壊深(m)	
		平均	最大
1次谷	13	4.8	8.0
2次谷	2	5.0	7.0
3次谷	7	6.4	9.5
4次谷	0	-	-
合計	22	-	-

生産土砂量が大きくなった理由は、今回の土砂生産に起因する降雨量が多かったことと、推定する崩壊前地形を直線で推定しているため深さの値を多めに見ている傾向があることと考えている。

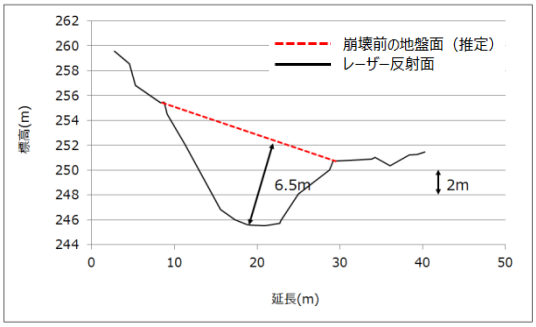


図 4　崩壊深の読み取り結果図

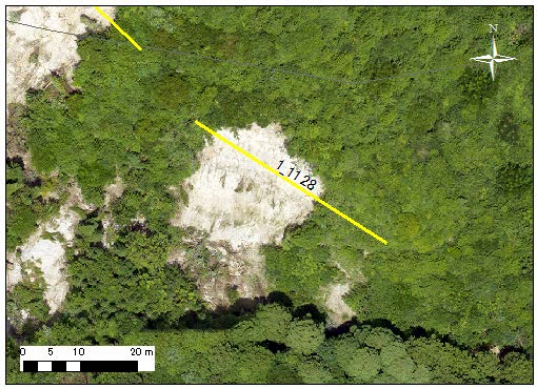


図 5　崩壊深を読み取った位置（図 4 の位置）

4.2 堆積流木量

流木の堆積深は 5 箇所で読み取った。平均で 2.3m、最小値が 1.0m で最大値は 3.5m であった。

この平均値を使って堆積流木量を算出した結果、単位面積当たりの堆積流木量は 6,000 m^3/km^2（空隙込み）となった。この値は既往調査結果[1]と比較すると、赤谷川における発生流木量の値とほぼ同じである。

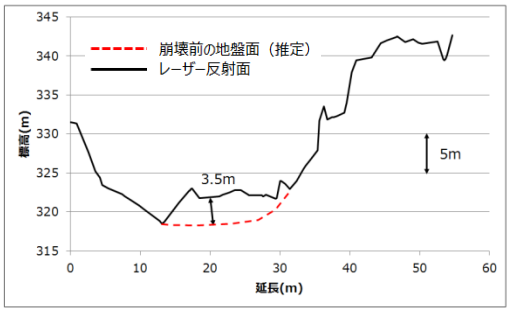


図 6　堆積深の読み取り結果図

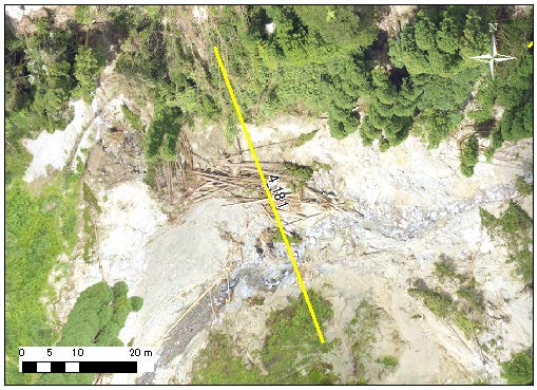


図 7　崩堆積深を読み取った位置（図 6 の位置）

5. 今後の課題

①崩壊深および堆積深の精度向上

谷次数ごとにみた崩壊地面積と崩壊深との関係(図 8)をみると崩壊地面積と崩壊深は正の関係になっている傾向に見えるが、その傾向は明瞭ではない。谷次数ごとに分けてみても、次数が上がるにつれて崩壊地面積および崩壊深が大きくなる傾向を予想していたが、その傾向は明瞭ではない。今回の検討では流域内の全ての崩壊地および流木堆積地で深さを計測してないので、サンプル数を増やして集計結果の精度向上を図りたい。

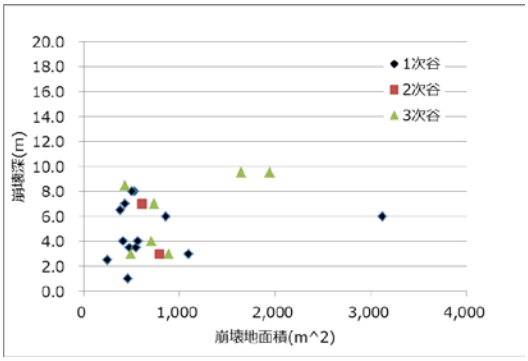


図 8　谷次数ごとにみた崩壊地面積と崩壊深との関係

②崩壊深読み取り作業の省力化

崩壊深および堆積深の読み取り時間を短縮するため、判読・作成した崩壊地ポリゴンで災害後 DEM を切り抜いた後、地形を補間することにより崩壊前の地形（発災前の地形）を再現することを試みる。この結果と今回の結果とを照合して、精度確認の上、読み取り作業の省力化を図りたい。

【参考文献】

[1]平成 29 年 7 月九州北部豪雨による土砂災害の概要 <速報版> vol.6.国土交通省水管理・国土保全局砂防部.

[2]産総研地質調査総合センター,20 万分の 1 日本シームレス地質図(詳細版,データ更新日:2015 年 5 月 29 日),https://gbank.gsj.jp/seamless/

[3]砂防・地すべり・がけ崩れ・雪崩防止工事ポケットブック,p53.

以 上

P-122

歴史的砂防施設の利活用の現状と課題について

岩手大学大学院　○澤 陽之(アジア航測株式会社)　井良沢 道也
岩手県宮古農林振興センター　熊谷 和馬
新潟県南魚沼地域振興局地域整備部計画調整課　我田 哲夫　前田 啓成

1 はじめに

土砂災害を防止する砂防技術は、明治初期よりヨーロッパからの技術導入によりはじまり、100年以上経った現在でも、全国各地で地震、豪雨等により発生する土砂災害から住民の命と資産を守るとともに地域の発展に寄与している。砂防事業により建設された砂防堰堤などの砂防施設の中で、竣工後50年以上経過し、歴史的・文化的な価値を有する施設は歴史的砂防施設と呼ばれている。歴史的砂防施設の一部は、国の重要文化財や登録有形文化財となっている。歴史的砂防施設は、建設から50年以上経った現在でも現役の防災施設として、地域を土砂災害から守っており、それらの施設は、地域の環境（地形、地質、土地利用等）を十分に活用して作られており、防災上、非常に合理的なものが多い。それらを知ることは地域を知ることにつながり、地域の防災力向上や、地域活性化に活用されている事例がある。

今回、新潟県の歴史的砂防施設を対象に、登録有形文化財に登録後、活用計画に基づき砂防施設を中心に地域活性化に取り組んできた万内川・日影沢（新潟県妙高市）と、豪雨災害を契機に歴史的砂防施設としての価値が再認識され、石積堰堤の保存に配慮した復旧工事を実施し、登録有形文化財に登録された鎌倉沢川（新潟県南魚沼市）を対象に、歴史的砂防施設の利活用の現状と課題について研究成果を報告する。

2 歴史的砂防施設の利活用事例

2.1 万内川・日影沢(新潟県妙高市)[1)]

新潟県では、1921年（大正10年）から万内川・日影沢（妙高市）において県で初めて砂防工事が実施され、複数の砂防堰堤が建設された。建設された砂防堰堤は、登録有形文化財に登録され、文化財として保存（石積堰堤の補修と維持管理）と活用（歴史的砂防施設による地域活性化・防災教育の推進）が進められている。

万内川・日影沢では、地域住民によるワークショップや設置された保存・活用検討委員会における議論を経て、活用計画が策定されている。地域住民の万内川・日影沢歴史的砂防施設に対する思い（ニーズ）は、①知ってもらいたい、②来てもらいたい、③体験してもらいたい、④維持していきたい、の4点であり、このことから、活用計画は、歴史的砂防施設を中心に、訪れる人々が周辺の自然・集落・田園全体を知って・見て・体験してもらう計画とするとともに、地域の思い・市のまちづくり理念に基づいた計画が策定されている。万内川・日影沢では、活用計画に基づき様々な取り組みが実施されており、特に、平成15年に登録有形文化財になった後、平成16年から毎年8月に開催されている万内川砂防公園サマーフェスティバルは、歴史的砂防施設を活用した取り組みの中心となっている。イベントは、地域住民や自治体職員（新潟県、妙高市）、ボランティア団体「万内川砂防公園ファン倶楽部」の手によって行われ、毎年1,000名を超える来場者があり、地域の夏休みイベントとして定着している。また、現地の宿泊施設における案内人付きのウォーキングコースや、道の駅を拠点としたサイクリングコースの一部となるなど、観光振興にも寄与している。

2.2 鎌倉沢川(新潟県南魚沼市)[2)3)]

鎌倉沢川（南魚沼市）は、新潟県における2番目の砂防事業として、昭和2年（1927年）から工事がはじまり、複数の石積砂防堰堤と流路工により、土砂災害から地域の安全を守ってきた。平成23年7月新潟・福島豪雨により多くの施設が被災したが、復旧後の文化財登録を見据え、施工当時の外観保持、石積技術の保存を行いつつ工事が実施され、平成26年度に概ね完了し、平成27年8月に8基の砂防施設が登録有形文化財に登録された。特に平成23年の豪雨災害による被災後、歴史的砂防施設の保存と活用に向けて、専門家及び地域住民、県・市職員から構成される意見交換会を開催し、当該施設の補修・保存及び利活用方法について検討を実施し、復旧工事と利活用に反映している。活用計画については、歴史的砂防施設保存・活用ガイドラインを参考に、活用段階を4段階に分け、活用段階に応じたハード及びソフト対策の対応状況を整理し、歴史的砂防施設の利活用を進めている（図-2）。

現在、施設管理者である新潟県南魚沼地域振興局が中心となり、案内看板の整備などのハード対策の他、各種イベント時におけるパネル展示や、地域の小中学生を対象とした現地学習会等を開催している。



図-1 歴史的砂防施設における利活用事例(鎌倉沢川)
地元中学生を対象にした「建設学習会」の様子
（新潟県南魚沼地域振興局提供）

3 利活用の課題

平成 28 年に万内川・日影沢歴史的砂防施設において、施設の下流に位置する妙高市西野谷地区及び西野谷新田地区の住民を対象に利活用に関するアンケート調査を実施した（回答世帯数：N=38）[4]。アンケート調査の結果、ほとんどの世帯が万内川における砂防事業について、「地域を守る存在」「歴史的価値がある」「地域の活性化に貢献している」と評価している（図-3）。また、「今後の砂防施設を中心として地域活性化を考えていく上で必要な項目」として、「県や市等など行政の支援」(n=24)、続いて「他地域への魅力 PR」（n=22）となっており、他にも「行政と住民の連携」や「サマフェス以外の歴史的砂防施設を利活用したイベントの開催」など回答も見られた（図-4）。

万内川・日影沢については、地域と行政機関、ボランティア等の外部団体が一体となったイベントの開催が特徴であり、イベントの開催により、地域住民の砂防に対する関心が高まり、砂防事業に対する評価も高まる傾向があることが分かった。一方で、中山間地に位置する砂防施設を活用した地域活性化には、少子高齢化による担い手不足に対し、活動を維持していくための人的、物理的な支援が不可欠であり、地域内外の関係機関との連携や持続可能なコンテンツの提供などが必要であることが明らかとなった。

鎌倉沢川については、登録有形文化財の登録から日が浅いため、まず活用の第一段階である「知ってもらう」ことに主眼をおいた取り組みを実施中である（市及び県のホームページによる紹介、パンフレット作成、現地案内看板の設置、現地見学会の開催等）。鎌倉沢川の砂防施設の周辺には、砂防工事の完成を記念して建てられた「砂防記念碑」（昭和 11 年建立）や、河川改修前の鎌倉沢川の流路と建設当時の古い砂防施設（第 20 号床止）が残された「かまくら桜ヶ丘公園」等、歴史的砂防施設に関する重要な施設が存在することから、今後はこれらの施設の関連性を示す案内看板の更新や新設、マップの作成等を通じて、地域への周知を図り、より関わりを増やす取り組みを実施していく必要がある。

4 おわりに

歴史的砂防施設の利活用については、万内川・日影沢等の先進事例の特徴として、地域住民・行政機関・ボランティア（外部）等の複数の関係者により実施されていることがあげられる。一方、歴史的砂防施設は中山間地に多く、少子高齢化による地域の担い手不足が課題であることから、関係者との連携により外部からの担い手の確保を進めていく必要がある。今後も、先進事例の調査を進め、歴史的砂防施設の利活用による地域活性化や地域防災力の向上等の効果について定量的に示すとともに、歴史的砂防施設の利活用にあたって、検討すべき対応項目について研究を進めていく。

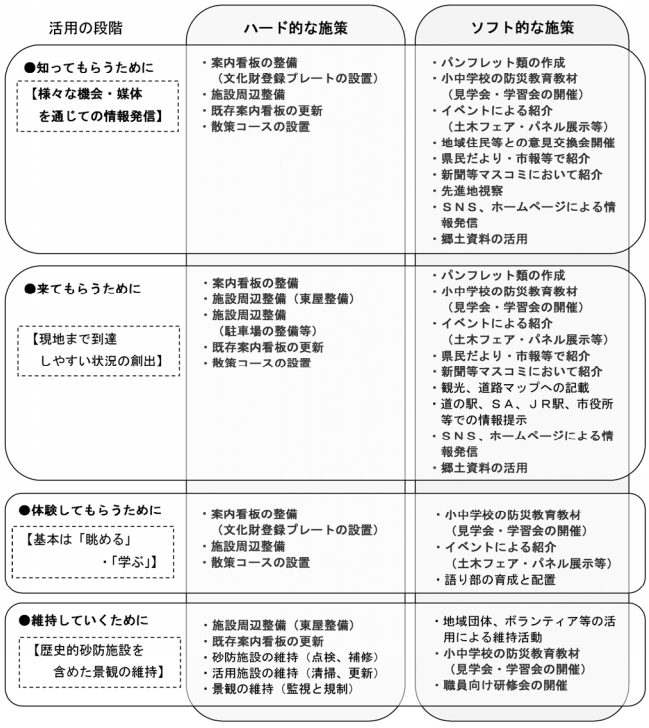


図-2 歴史的砂防施設の活用段階と利活用計画（鎌倉沢川）[3]

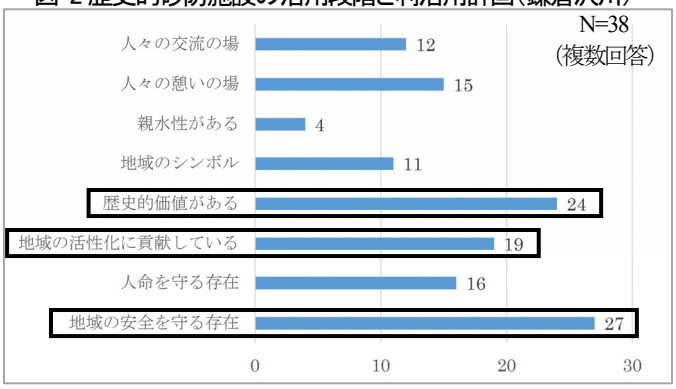


図-3 砂防施設の利活用に関するアンケート結果（一部）
（設問：万内川・日影沢砂防事業についてどのような点が評価できるか）

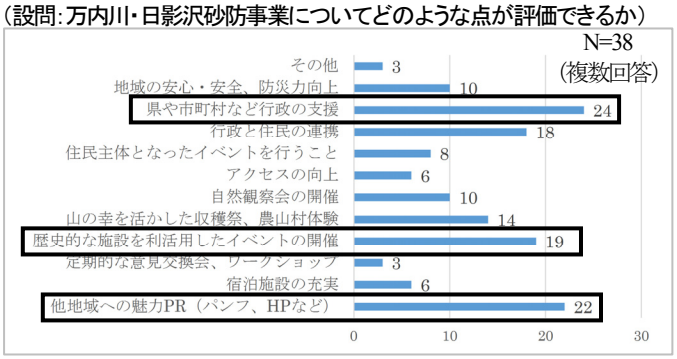


図-4 砂防施設の利活用に関するアンケート結果（一部）
（設問：万内川を中心に地域の活性化を考えていく上で必要な項目について）

【参考資料】
1) 澤陽之ほか：万内川・日影沢における歴史的砂防施設の活用に向けた取り組みについて，平成 20 年度砂防学会研究発表会概要集，ppA-186～187，2008 年
2) 澤陽之ほか：魚野川支川鎌倉沢川における歴史的砂防施設について(2)，平成 25 年度砂防学会研究発表会概要集，ppA-186～187，2013 年
3) 新潟県南魚沼地域振興局：歴史的砂防施設活用計画作成委託報告書，2017 年
4) 熊谷和馬、井良沢道也：地域と共に創りあげる歴史的砂防施設の利活用の現状と課題，岩手大学農学部卒業論文，2017 年

狭隘箇所における砂防堰堤整備の課題と対応方法の検討

国土交通省　中部地方整備局　多治見砂防国道事務所　綱川浩章※1、有澤俊治※2、秋田尚孝
八千代エンジニヤリング（株）　○佐藤敏明、矢野孝樹、辻本和紀、菊池英明
ゼニス羽田（株）手嶋良祐
（※1 現：一般財団法人　砂防フロンティア整備推進機構、※2 現：国土交通省　中部地方整備局　木曽川下流河川事務所）

1. はじめに

土地利用が促進され、市街化が進んだ地域の土石流危険渓流には、渓流出口付近まで人家等が密集した狭隘箇所が多くあり、施工上の制約条件等から砂防堰堤整備が進んでいない状況が見られる。このような狭隘箇所での土石流対策は、今後砂防事業を進める上で重要な課題であり、狭隘箇所の特性を踏まえて柔軟な整備を行っていく必要があると考えられる。ここでは、図-1 に示す庄内川直轄砂防および木曽川直轄砂防管内の土石流危険渓流を対象として、狭隘箇所の特徴および砂防堰堤施工上の課題を整理し、適用可能な方法を施工設備および砂防堰堤構造の面から検討して、狭隘箇所における砂防堰堤整備方法を検討したので、その概要を報告する。



図-1　検討対象範囲位置図

2. 狭隘箇所の特徴と砂防堰堤施工上の課題

2.1 土石流危険渓流の状況

検討対象範囲に位置する土石流危険渓流の状況は、以下のとおりである。

庄内川直轄砂防：土石流危険渓流は 440 渓流であり、そのうち計画土砂量が 1,000m^3 未満の渓流が全体の約 20%（87 渓流）を占める。計画土砂量が 1,000m^3 未満の渓流は、95%以上が流域面積 0.04km^2 以下の小規模な渓流となっている。

木曽川直轄砂防：土石流危険渓流は 210 渓流であり、そのうち計画土砂量が 1,000m^3 未満の渓流が全体約 13%（26 渓流）を占める。計画土砂量が 1,000m^3 未満の渓流は、95%以上が流域面積 0.04km^2 以下の小規模な渓流となっている。

2.2 狭隘箇所の特徴と砂防堰堤施工上の課題

検討対象範囲の土石流危険渓流のうち、中期整備計画の対象となっている 187 渓流について、砂防堰堤計画箇所の地形、保全対象の土地利用状況等を既存の空中写真、基礎調査資料、グーグルマップのストリートビュー、LP 地形図等から机上で調査し、狭隘箇所の特徴と砂防堰堤施工上の課題を整理した。表-1 に、その結果を示す。狭隘箇所での施工上の課題・留意点をまとめると以下の 5 点になる。

【施工上の課題】

①通常の設備によるコンクリート運搬、土運搬が困難である。
②通常の設備によるコンクリート打設、土工が困難である。
③騒音、振動の軽減、濁水の防止など住環境への配慮事項が多い。
④流末水路の状況（水路が未設置、側溝など）に応じた仮排水が必要となる。
⑤砂防堰堤の適地が狭く、施工箇所と住宅などが近接し、十分な施工ヤードが確保できない。

なお、通常の設備とは、工事用道路と自走式クレーン（25ｔ吊りクラス）を考えている。

表-1　狭隘箇所の特徴と砂防堰堤施工上の課題

渓流の特徴	砂防堰堤施工上の留意点・課題
特徴①：住宅が沢出口まで近接しており、砂防堰堤整備箇所までアクセスする現況道路の幅員が非常に狭い。	①資材搬入に通常使用する 10ｔクラスのダンプトラック、アジテーターの通行が困難である。 ②コンクリート打設に使用する 25ｔクラスの自走式クレーンの通行が困難である。 ③土工事に使用するバックホウの通行が困難である。 ④現況道路を資材運搬用に改良することが、土地利用上難しい場合が多い。 ⑤現況道路に埋設された上下水道施設や電柱などの支障物件に対する補償等の対応が必要になる場合が多い。
特徴②：現況道路は、幅員が狭いことに加え、十字路やクランク箇所も多くなっている。また、両側に人家が近接しており、資材搬入時の障害になる場合が多い。	
特徴③：土石流基準点の上流部まで開発が進んでいる場合がある。また、電柱等の支障物件が多い	
特徴④：常時流水が少なく、流末に水路がない、水路がある場合でも流末が側溝であることが多い。	①砂防堰堤と既設水路を接続は、住宅に近接した施工となる可能性がある。 ②流末水路に応じた仮排水計画が必要となる。
特徴⑤：砂防堰堤の整備個所と住民の住空間が近接しており、施工による生活環境への影響が大きい。	①施工時の騒音、振動対策を十分に行う必要がある。 ②住民生活が施工時のサイクルタイム等へ影響するため、施工期間が長期となる可能性がある。
特徴⑥：谷が深い渓流ではなく、0 次谷のみのような流域面積が小さい渓流が多い。また、山腹斜面に近い地形であるため、緩勾配区間が短く、急激に河床勾配が急になる。	①砂防堰堤の適地が地形的に限られるため、住宅に近接した施工となる場合が多い。 ②砂防堰堤の施工箇所と住宅が近接する場合、施工ヤードが確保できない。

3. 狭隘箇所の整備方針

狭隘箇所の条件を有する土石流危険渓流は、砂防堰堤の整備が難しい施工条件等を有するが、災害時要配慮者施設や避難所など重要な保全対象が位置する渓流も多く、早急な対策が求められる場合が多い。しかし、地域との調整、通常設備によらない施工などから、恒久対策となる砂防堰堤の整備に時間を要することが想定される。このため、短期・中期計画施設の位置する渓流や流域が荒廃し土石流発生が切迫している渓流については、恒久施設の完成にある程度の期間を要する実情を踏まえ、応急対策を目的とした施設を整備し、暫定的に保全対象の安全性を高めることが必要と考えられる。

このため、狭隘箇所の条件を有する渓流のうち、整備優先度の高い渓流については、応急対策施設を施工して暫定的に土石流災害に対する安全性を高めた上で、恒久対策施設の整備を行い、優先度の高くない渓流については、応急対策施設を施工せず、恒久対策施

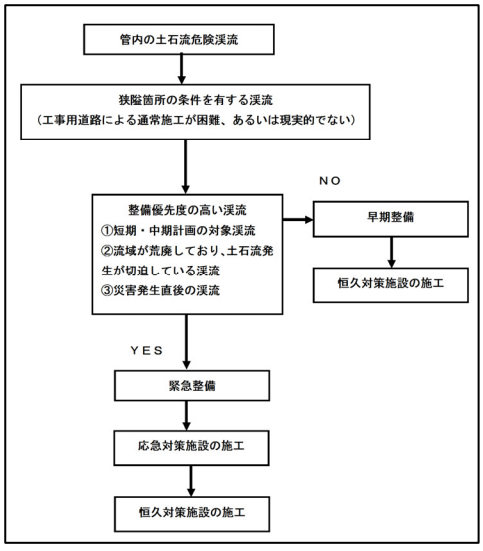


図-2　狭隘箇所における砂防堰堤整備方針

設の整備を行う方針とした。狭隘箇所の整備方針を図-2に示す。

5. 施工設備面での対応方法

5.1適応可能な設備

狭隘箇所の砂防堰堤施工では、通常の設備に代わる資材搬入設備、コンクリート打設設備が必要になる。このため、施工設備として、モノレール、索道、キャタピラーダンプ、コンクリートポンプ、ベルトコンベア、ヘリコプターの情報をインターネット、カタログ等をもとに収集・整理し、メリット、ディメリットを比較してモノレール、コンクリートポンプ、索道を適応性のある施工設備として選定した。

5.2適応性の評価

モノレール、コンクリートポンプ、索道について、詳細な情報を収集・整理して、狭隘箇所への適応性を比較、評価し、適応性が高い施工設備としてモノレールとコンクリートポンプを選定した。

①モノレール：適応性　大

評価：資機材の運搬能力が 4.0ｔと高く、施工箇所の土地利用や自然環境に及ぼす影響も小さい。運搬可能な資材の汎用性が高く、設置・撤去も短い期間で実施可能である。運搬速度は 40m/分と遅い。

②索道：適応性　中

評価：施工箇所の土地利用や自然環境に及ぼす影響は小さいが、機材の運搬能力が 3.0ｔとモノレールに比べ劣る。設置・撤去にやや時間を要する。アンカー設置が必要であり、地形上の制約を受けやすい。また、空中を資材が移動するため、人家密集地での使用は十分な対策が必要である。

③コンクリートポンプ：適応性　大

評価：圧送するコンクリートの配合に制約があるが、施工箇所から離れた場所からもコンクリートの打設が可能であり、配管は、用地上の制約が少なく、地形改変もほとんど必要ない。設備が小型で、2ｔトラックで搬入可能で、広い積み込みヤードを必要としない。汎用性が高く、設置・撤去の期間も短い。

6. 砂防堰堤の構造面での対応方法

6.1適応可能な構造形式

狭隘箇所の砂防堰堤は、土石流対策上の土砂、流木処理機能に加え、地形条件や土地利用条件から、工事用道路で資材を搬入し大型クレーン（25ｔクラス）で施工する通常の方法では施工ができないことに留意する必要がある。狭隘箇所に整備する砂防堰堤に求められる条件は、以下のとおりである。

【狭隘箇所に整備する砂防堰堤の必要条件】

①砂防計画上の土砂、流木量を捕捉する等、砂防施設として必要な機能を有すること。
②モノレール（索道）による資材搬入が可能なこと。
③モノレール（索道）で搬入できる機械で堤体が築造できること。
④地域への影響を軽減するため、短期間で施工できること。
⑤狭小なスペースに設置するため、施設の規模が小さいこと。

上記の条件を踏まえ、ワイヤーネット、強靭ワイヤーネット、土石流フェンス、流動性砂防ソイルセメント砂防堰堤、鋼製セル、鉄筋コンクリート砂防堰堤、鋼管補強コンクリートブロック堰堤の情報を収集・整理し、メリット、ディメリットを比較して強靭ワイヤーネット、土石流フェンス、鉄筋コンクリート砂防堰堤、鋼管補強コンクリートブロック堰堤を適応性のある構造形式として選定した。

6.2 適応性の評価

強靭ワイヤーネット、土石流フェンス、鉄筋コンクリート砂防堰堤、鋼管補強コンクリートブロック堰堤の特徴と適応性の評価は、以下のとおりである。

①強靭ワイヤーネット：適応性　大

構造概要：渓床に支柱を設置して、リング状のネットをはり、渓岸の地山に複数のアンカーを設置して土石流、流木の衝撃力を吸収する構造物。

評価：構造が単純で、支柱、ワイヤー、アンカーの設置のみであり、資材搬入、施工が簡易である。また、部材が少なく、施工が簡易なため、施工期間が大幅に短縮できる。課題として、現時点で恒久施設として使用できないこと、設置可能な施設規模が小さい（高さ5m以下）があげられる。狭隘箇所の施工条件に適した工法であるため、恒久施設の整備まで暫定的に使用するなど、ニーズを考慮することで適応性が大となる。

②鉄筋コンクリート堰堤：適応性　中

構造概要：鉄筋コンクリートにより築造する堰堤。地形、地質条件に合わせて、逆Ｔ、版構造、片持ち梁等の構造形式を選択する。

評価：従来のコンクリート打設に比べ、小規模な設備（モノレール、ポンプ）での施工に適しており、コンクリートの打設量が低減され施工期間の短縮を図れる可能性も高い。また、構造がスレンダーなため狭小なスペースへの設置にも適している。一方、鉄筋の組み立て作業の効率化や、ポンプに合わせたコンクリート配合が必要となること、施工実績が少ないなどの課題もあることから、当面の適応性は中とした。

③鋼管補強コンクリートブロック堰堤：適応性　大

構造概要：複数の孔を有する長方形のコンクリートブロックを積み上げ、孔部に鋼管を通して補強する構造形式。



図-3　鋼管補強コンクリートブロック堰堤

評価：堤体のプレキャスト化で、搬入資材が重力式コンクリートに比べ低減され、ブロックの積み上げにより、従来の型枠設置、打設、養生、脱型等の工程が省略でき、施工の効率化が図れる。また、ブロックを積み上げる方法のため、施工期間の短縮を図れ、仮設としても使用できる。狭隘箇所での施工を念頭に置いて開発した新工法のため施工実績がないが、狭隘箇所の施工条件に対応できる可能性が高い工法として適応性が大とした。

④土石流フェンス：適応性　大

構造概要：ユニット化した鋼材を現地で組み立てフェンスを築造するもの。

評価：部材が小型で、量的にも少ないため資材搬入、施工が容易である。また、鋼材の現地組み立てと基礎コンクリート打設のみであり、施工期間が短縮できる。設置可能な施設規模が小さい（高さ5m以下）が、恒久対策としても使用できるため、狭隘箇所における透過型の砂防堰堤として適応性は大とした。

7. おわりに

狭隘箇所の砂防堰堤整備を進める端緒として、狭隘箇所における施工条件の特徴を把握し、施工設備と砂防堰堤構造の両面から適応性が高い方法を検討し選定した。実際の整備では、対象とする狭隘箇所の特徴に合わせて、これらを組み合わせて整備を行う必要がある。今後は、各狭隘箇所について、施工条件を反映した具体的な整備方法を計画・実施し、検討した整備方法の妥当性や課題を明らかにしていく予定である。

天然ダム形成箇所における無人化施工を活用した応急対策工事について

国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　吉村元吾・○菅原寛明
国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所　上田智宗
（株）中和コンストラクション　山村登・橋本雅行

1. はじめに

平成 23 年台風 12 号により紀伊半島各地で大規模な斜面崩壊による天然ダムが生じた。その内の 1 つである奈良県十津川村の栗平川（以下，栗平地区）では，発災当時，幅 600m，高さ 450m，長さ 650m の崩壊が発生し約 2,385 万 m^3 に及ぶ崩壊土砂が河道を閉塞，現在も天然ダムを形成している状況にある。発災以降，国土交通省が対策工事を進めているが，台風等がもたらす降雨により湛水池からの越流が発生し，侵食被害を繰り返している。平成 29 年の台風 5 号及び 21 号での出水では，湛水池からの越流水により，仮排水路部が大きく侵食され，遠隔操縦装置付分解組立型バックホウ（以下，無人化・分解型 BH）を活用した応急対策工事を実施した。本報告では，その際の課題と対応について報告する。

2. 栗平地区の事業の実施状況

2.1 栗平地区の事業概要

栗平地区では，これまでに河道閉塞土砂の急激な侵食を防止するため仮排水路を設置，河道閉塞箇所の下流に堆積した土砂の流出を防止するため砂防堰堤を 1 基整備している。



図 1　栗平地区の事業実施状況

2.2 平成 29 年の台風による被害状況

平成 29 年 8 月上旬の台風 5 号では，栗平地区において総雨量 323mm を観測。湛水池からの越流水により，仮排水路末端部が破損し，最大 15m の落差となる侵食被害が発生した。

平成 29 年 10 月下旬の台風 21 号では，栗平地区において，総雨量 468.5mm を観測。湛水池からの越流水により，仮排水路末端部が延長 80m にわたり流出。これにより，最大 28m の落差となる侵食被害が発生した。また，1 号砂防堰堤乗り越え部の工事用道路が流出し，現地での迅速な復旧作業が困難となる事態になった。

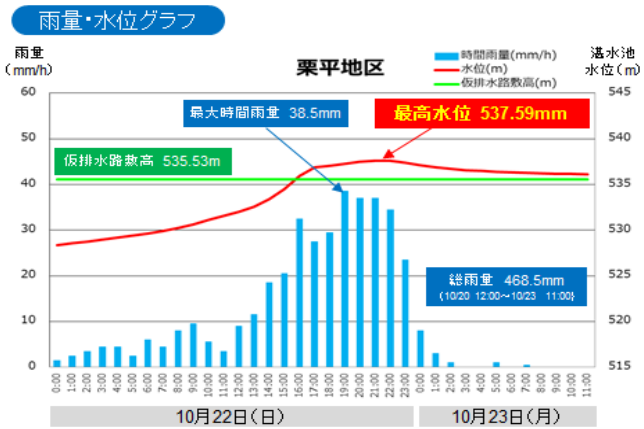


図 2　台風 21 号時の雨量・水位の観測データ



図 3　台風 21 号による被害状況

3. 無人化・分解型 BH を活用した応急対策の必要性について

平成 29 年 10 月下旬の台風 21 号等で生じた被害に対し，更なる侵食被害を防止するため，仮排水路末端の落差部に根固めブロックを据え付ける応急対策工事を急ぎ実施する必要があった。当該箇所は，最大 28m の落差の下での作業となることに加え，侵

食斜面上部はオーバーハングし，多数の亀裂が生じており，侵食斜面上部の崩壊により 2 次被害が発生する危険性があることから，無人化 BH による対策が必要であると判断した。また，1 号堰堤を乗り越える工事用道路が流出していたことから，通常の無人化 BH の搬入が難しかったこともあり，近畿地方整備局近畿技術事務所が所有する無人化・分解型 BH による応急対策が必要だと判断した。

4. 無人化・分解型 BH 活用時の課題と対応

無人化・分解型 BH の操作は，重機近傍において目視で操作することが考えられるが，作業員を安全に配置する場所が確保できなかったため，高台に操作室を設置し重機の操作を行うことにした。一方で，操作室からだと作業場所まで距離があることに加え，死角が発生することから，カメラ画像による遠隔操作する方式を採用した。以下に，その際の課題と対応を示す。

〔課題〕無人化・分解型 BH に設置された標準モニターは高精度ではあるが，前後カメラのみが設置されており，左右のアングルは機体を旋回させるしか確認できない状況であった。このため，有人操作時よりも作業員の取得情報量が少ないことにより，施工効率の低下が生じると言う課題が生じた。

〔対応〕左右アングル用のカメラを 2 台新たに重機本体に設置することで課題解決を図った。無人化・分解型 BH に設置された標準モニターのカメラ画像による施工と比較した場合に，左右アングル用のカメラを設置することで，走行時には障害物を安全に回避できる点や油圧ショベルの停止位置精度の点で，また掘削時にはバケット刃先の位置決め精度の点で優れ，無人化施工における操作性が向上した。さらに，遠隔位置に 2 台のカメラ（ズーム・上下左右移動機能付き）を設置することで，崩壊が懸念される侵食斜面上部の状態を監視しながら作業を行えるようになり，死角も解消した。なお，今回，新たに設置したカメラは，前後カメラと同じ無線機を使用したため，前後カメラと同時配信はできなかった。その点については，手元操作で画面を切り替えられるスイッチを設置することで対応した。

〔課題〕仮排水路末端落差部の応急対策工事は延長が長く，カメラ画像を伝送する無線機の伝送可能距離の関係で電波が届かない状況となり，応急対策工事が遂行できないという課題が生じた。

〔対応〕法律で許されている特定小電力無線局（総務省令電波法施行規則第 6 条第 4 項第 2 号）を用いると，本現場での伝送距離は 100m 程度であった。侵食部への根固めﾌﾞﾛｯｸの設置作業においては，施工延長が長く，電波が届かない箇所があることが判明したため，無線電波の中継点を新たに設置することで課題解決を図った。中継点の設置位置については，受信感度分析機で受信感度出力を事前にサンプリング調査し位置を設定した。

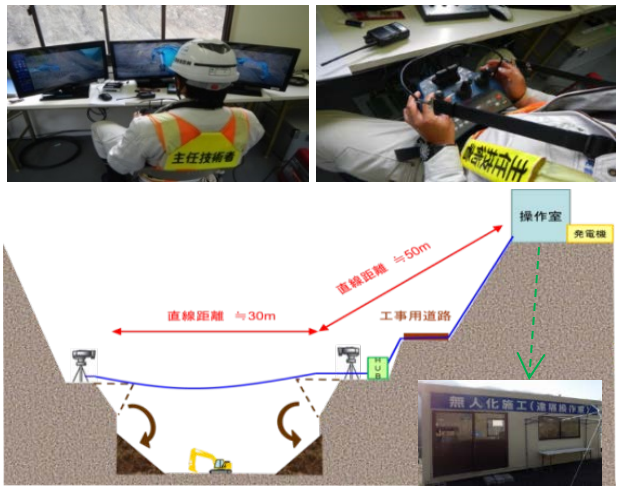


図 4　操作室とカメラの配置状況

5. 無人化・分解型 BH の活用により得られた安全

天然ダム形成箇所では，元々地盤が不安定であることに加え、出水後直ぐに応急対策に取りかかる必要があり，地盤が弛んだ状況での作業には危険が伴う。さらに，危険な場所での作業は，作業員にも多大なストレスが生じ，操作ミスによる重大な事故につながりかねない。このようなリスクがある中で、今回の応急対策工事では，無人化・分解型 BH を活用することにより 2 次災害を発生させることなく，安全に作業を完了させることができた。



図 5　無人化・分解型 BH により設置した根固めブロック

6. おわりに

全国的に見ても天然ダム形成箇所における無人化施工の事例は少ない状況にある。今回，湛水池からの越流侵食部の応急対策工事に無人化・分解型 BH を活用し，2 次災害を発生させることなく，安全に作業を完了させることができた。一方で，作業効率や操作性等の面からはまだ課題が残る。今後も引き続き，天然ダム形成箇所における無人化施工時の知見・技術を蓄積し，課題の解決に向けた検討を行うとともに，いざという時の対応を迅速に行えるよう努めて参りたい。

P-125

木曽川水系における流木の発生原因と流出実態

国土交通省中部地方整備局多治見砂防国道事務所　　綱川浩章[*1]，有澤俊治[*2]，秋田尚孝
アジア航測株式会社　梅村裕也，○黒岩知恵，湯川典子，木田千鶴，大橋一智，望月純，梶原あずさ
＊1：現 一般財団法人砂防フロンティア整備推進機構，＊2：現 中部地方整備局木曽川下流河川事務所

1. はじめに

豪雨に伴う流木や流木災害の実態については、従来から多くの研究がなされ、流木の発生・流出・堆積の実態が徐々に明らかにされつつある（例えば、石川ら、1989；丸谷ら、2017）。しかしながら、実際の渓流では、中小規模の降雨によっても流木の発生・流下・堆積が繰り返し生じており、今後継続的な管理を伴う流木対策を講じるうえでは、このような流木の挙動、流木量・諸元等の実態についても把握することが重要である。中小規模の降雨を含めた流木の流出実態については、菊池ら（2007）による報告等が挙げられるものの事例が少なく、流木の発生・流出・堆積といった一連の挙動を把握するためには、より多くの事例の蓄積が必要である。

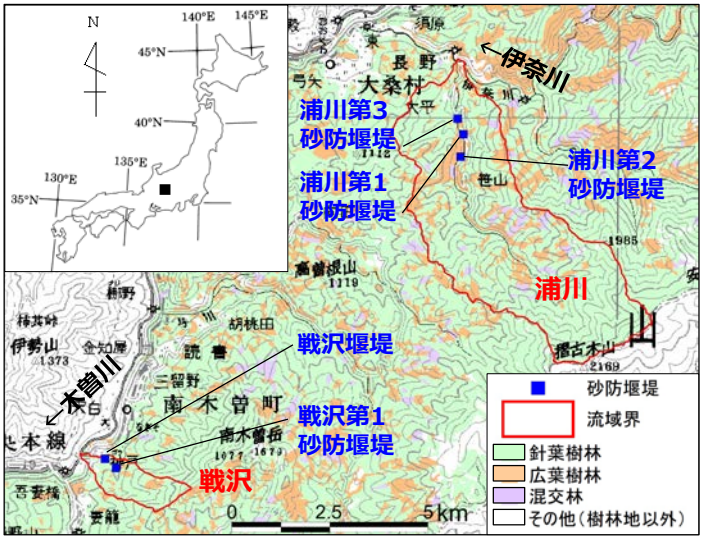


図-1 対象流域の位置

本研究では、木曽川上流域に位置する長野県内の 2 つの流域を対象に、近年中小規模の降雨によって流出した流木についてその発生要因および流出・堆積実態を明らかにすることを目的として、現地調査、空中写真判読および航空レーザ計測データや UAV による撮影写真の解析を実施したので、その結果を報告する。

2. 対象流域

本研究では、図 1 に示すように、1 級河川木曽川上流域に位置する伊奈川左支川の浦川（長野県木曽郡大桑村）と木曽川本川左支渓の戦沢（長野県木曽郡南木曽町）の 2 流域を対象とした。浦川の流域面積は 21.9km²、平均渓床勾配は 7.4°で、本川に不透過型砂防堰堤が 3 基整備されている。戦沢の流域面積は 1.6km²、平均渓床勾配は 9.8°で、谷出口の直上流に不透過型砂防堰堤が 2 基整備された土石流危険渓流である。地質は、両流域とも花崗岩質岩（領家変成岩）により構成されている。浦川では、樹高 10～20m 程度の落葉広葉樹林、樹高 10～15m 程度のスギ・ヒノキ・サワラ人工林が分布している。戦沢では樹高 15m 程度のスギ人工林が主体であり、一部に樹高 10～15m 程度の落葉広葉樹林が分布している。なお、後述するように、既往資料調査と現地調査の結果から、浦川では 2017 年 7 月の出水により流木が流出している。戦沢では、2014 年 7 月の出水により主に流木が流出したと推定される。

3. 調査方法

浦川については、2017 年 7 月出水前後の空中写真と衛星画像の判読、既往資料調査により、流木の発生時期および発生・流出要因を把握するとともに、現地調査により堆積流木の樹種・諸元等を把握した。また、UAV（DJI 社製 PHANTOM4）を用いて撮影した写真をもとに、解析ソフト（Agisoft 社製 Agisoft PhotoScan Professional edition v1.3）を用いて 3 次元モデルを作成し、このモデルと現地調査により、流木の堆積範囲や量を把握した。戦沢については、2014 年 7 月出水前後の LP 計測時のオルソフォト画像の判読、出水直後に計測された LP データの解析および現地調査により、流木の発生時期や要因、流木の堆積状況を把握した。浦川と戦沢の現地調査は、2017 年 11 月に実施した。

4. 調査結果

4.1. 浦川

4.1.1 流木の流出状況と時期

2017 年 7 月 26 日、8 月 2 日および 11 月 21 日に UAV を用いて撮影した浦川第 2 砂防堰堤上流における流木の堆積状況を図-2 に示す。また、浦川流域の近傍に位置する須原観測所におけるこれらの期間の日雨量と日最大 1 時間雨量を図-3 に示す。図-2 より、7 月 26 日時点では流木の堆積状況は確認されなかったものの、



図-2 浦川第 2 砂防堰堤 堆砂敷の状況
（UAV による撮影写真；2017 年 7 月 26 日～11 月 21 日）

それ以降から 8 月 2 日までの出水により流木が流出し、8 月 2 日時点では浦川第 2 砂防堰堤上流の左岸袖部に流木が堆積している。さらに、その下流に位置する浦川第 3・第 1 砂防堰堤周辺の UAV による撮影写真より、浦川第 3 砂防堰堤上流の狭窄部付近までは流木の堆積状況が見られ、それより下流にはほとんど流木は堆積していなかった。11 月 21 日に現地調査を実施したところ、堆積流木の範囲や量に変状は見られず、8 月 2 日以降の出水で新たに流出・堆積した流木はほとんどなかったと考えられる。

つぎに、図-3 に示した降雨状況を見ると、7 月 26 日～8 月 2 日に流出・堆積したと推定される流木は、2017 年 7 月 26 日 18:00～23:00 もしくは 2017 年 7 月 29 日 0:00～30 日 3:00 の降雨に伴う出水によるものと考えられる。これら 2 時期の出水における総雨量はそれぞれ 48mm、30mm、最大 1 時間雨量は 25mm/h、23mm/h であった。流木の流出がなかった 8 月 2 日～11 月 21 日では、最大 1 時間雨量は全期間を通して 16mm/h 以下、日雨量は概ね 50mm 以下であった。

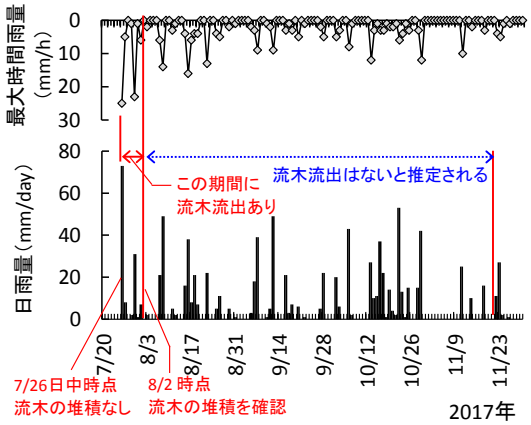


図-3 須原観測所の降雨状況(2017.7.26～11.21)

4.1.2 堆積流木の特徴

浦川第 2 砂防堰堤上流の堆積流木は、主に広葉樹やスギの間伐木であり、流木の最大長は 6m 程度、太さは 10～40cm 程度であった。堆積流木の空隙はほとんど見られなかった（図-4）。UAV による撮影写真を用いた 3 次元モデルと現地調査結果をもとに流木の空間体積を計測したところ、浦川第 2 砂防堰堤の堆砂敷上の堆積流木量は 1,960m^3 と推定された。砂防堰堤上流の河道を見ると、河道の湾曲部、渓岸沿いの立木に引っかかって堆積したと推察される堆積流木の塊が見られた（図-4 右下）。流木の長さや太さは、浦川第 2 砂防堰堤に堆積した流木と同様であった。流木の堆積は、とくに浦川第 2 砂防堰堤から上流 1,800m の区間で顕著であった。

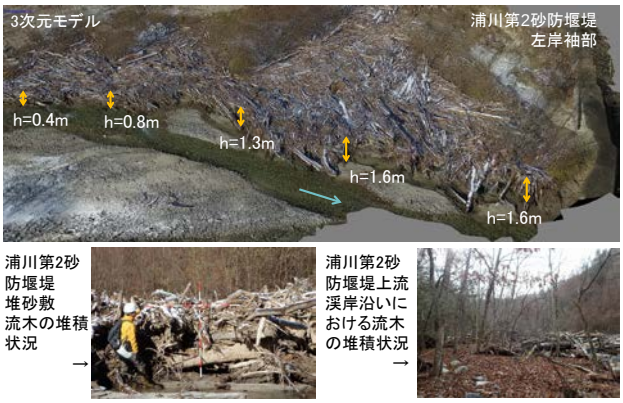


図-4 浦川第 2 砂防堰堤上流の堆積流木

4.1.3 流木の発生および流出要因

浦川第 2 砂防堰堤に堆積した流木、周辺の林相および土砂流出の痕跡等から、流木の発生・流出要因を考察した。浦川本川沿いの渓岸の樹林（立木）と堆積流木の長さ（樹高）の構成分布を図-5 に示す。渓岸沿いの立木の樹高は 10～16m のものが多いのに対し、堆積流木は 6m 以下であり、渓岸沿いの立木に比較して短い。堆積流木を見ると、損傷や折れたものが多く、古い流木であることから、流木の発生・流出要因は、出水に伴う新たな立木の流出でなく、過去に河道内に堆積していた流木や倒木の流出であると推定される。土砂流出の痕跡を見ると、出水前時点でほぼ満砂しており今回の出水で 1m 程度堆砂が進行していた。最大礫径は 35cm 程度、堆砂勾配は 1.1°、堆砂延長は 178m であった。出水後も堆砂敷に生育していた立木が流出せずに残存していることをふまえると、巨礫を含むような土石流ではなく、細粒分を中心とした土砂流出に伴って流木が浮遊し、流出・堆積したものと考えられる。

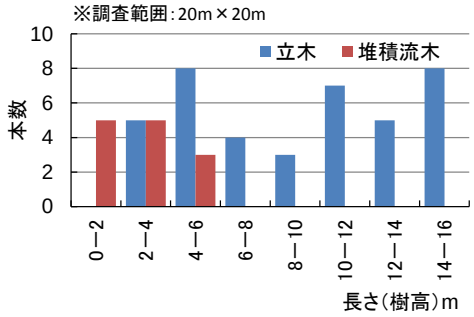


図-5 渓岸の立木と堆積流木の構成(浦川)

4.2. 戦沢

戦沢には、河道沿いに流木の堆積が多く、とくに支川の合流点、河道の湾曲部に集積している状況が確認された。また、河道沿いの小規模な段丘地形上に生育する立木に引っかかり、流木が堆積している状況も見られた。これらの堆積流木は、その損傷状況から、過去に流出して河床上に堆積していた流木が出水のたびに流出したことによるものと推定される。堆積流木に付着したコケや堆積土砂への草本の侵入状況から、堆積後 2～3 年以上経過しているものが主体であった。また、2014 年 7 月に計測された LP 点群データの解析とオルソフォト画像の判読から、河道や戦沢第 1 砂防堰堤の堆砂敷上に堆積流木が確認され、これらは主に 2014 年 7 月の出水により流出・堆積したと考えられる。

5. まとめ

本研究で対象とした木曽川水系の 2 つの流域では、中小規模の降雨に伴って過去に堆積した流木の再移動が繰り返し生じており、出水後に河道沿いや河道内に多くの堆積流木が存在することが確認された。流木は、豪雨を起因とした土石流に伴う流出に至らないとしても、中小規模の降雨により徐々に集積していることから、流域内の土砂移動に加えて流木の流出状況についても、監視していくことが重要であると考える。

引用文献

石川ら（1989）：土石流に伴う流木の発生及び流下機構、新砂防 Vol.42、No.3、p.4-10

菊池ら（2007）：三宅島金曽沢における降雨による流木の流下・堆積特性、砂防学会誌 Vol.60、No.3、p.38-43

丸谷ら（2017）：2017 年 7 月の九州北部豪雨による土砂災害、砂防学会誌 Vol.70、No.4、p.31-42

越美山系における深層崩壊に起因する土砂災害に対するハード対策の検討事例

国土交通省 中部地方整備局 越美山系砂防事務所　吉野睦，片桐知治，山本一兆，小関輝明
アジア航測株式会社　○江口友章，坂口宏，冨田康裕，梶原あずさ，勝又善明，吉野弘祐

1. はじめに

深層崩壊に起因する土砂災害のうち，深層崩壊で生じた崩壊土砂が土石流化する「土石流タイプ」や，天然ダムの形成直後に決壊に至る「短期決壊型の天然ダムタイプ」は緊急的な対策が困難であり，事前のハード対策によって被害を減ずることが重要となる。そのような背景のもと，本検討は越美山系砂防事務所管内の根尾西谷川流域を対象に，天然ダムタイプ（短期決壊型）の深層崩壊現象に対する事前のハード対策を検討したものである。その検討過程や検討結果について報告する。

2. 大規模土砂災害被害想定実施箇所の絞り込み

① 深層崩壊規模

想定される最大規模（過去概ね 100 年以内に発生した最大規模）は，根尾西谷川流域における既往最大の崩壊である明治 24 年根尾西谷川の崩壊規模 150 万 m^3 とした。標準規模は，根尾西谷川流域に分布する全深層崩壊跡地の崩壊土量の平均値 13 万 m^3 とした。

② 深層崩壊の発生を想定する斜面

国総研資料 [1]にもとづき，土砂の到達確率 [2]，崩壊規模から定まる斜面比高，地形条件（河床勾配 10° 以下，満水までの猶予時間 48 時間未満）の条件をもとに，深層崩壊の発生想定斜面を 8 箇所に絞り込んだ。

3. 河道閉塞決壊時被災評価ツールによるトライアル計算・被害軽減効果の感度分析

河道閉塞の形成・決壊に伴う湛水範囲・決壊氾濫範囲を短時間（1 ケース 3 分程度）で計算することができる「河道閉塞決壊時被災評価ツール（過年度業務で開発）」を用いて，天然ダム決壊流量を 200m^3/s ずつ段階的にカットした 128 ケースのトライアル計算を行い，天然ダムの決壊流量を低減することによる被害軽減効果を確認した（図 1）。

この結果より，1m^3/s のピークカットごとに決壊時ピーク流量が 1,000～5,000m^3/s 時で 334 万円，5,000～10,000m^3/s 時で 57 万円の被害が軽減される関係が認められた。さらに，この結果をもとに，不透過型と透過型の 2 種の砂防堰堤の配置した場合の被害軽減効果を試算し，B/C が 1.0 を超える可能性が十分にあることを確認した。

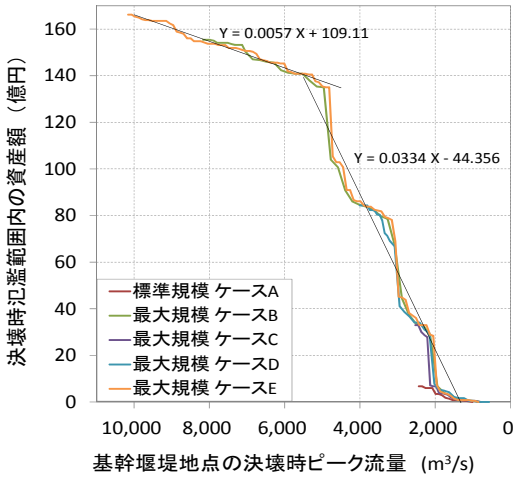


図 1 決壊時ピーク流量と氾濫範囲内の資産額の関係

4. 施設配置計画

天然ダムタイプ（短期決壊型）の深層崩壊現象による被害を低減することを目的に，事前のハード対策（砂防堰堤の新設，既存堰堤の改築）を検討した。改築・新設を計画した砂防堰堤は，図 2 の 9 ケースである。各ケースでどの斜面を対象現象とするかについては，堰堤と斜面の位置関係，ならびに決壊時の被害額・設完成時の被害軽減額を参考に設定した。斜面側からみた場合の検討ケース数は 12 ケースであった。

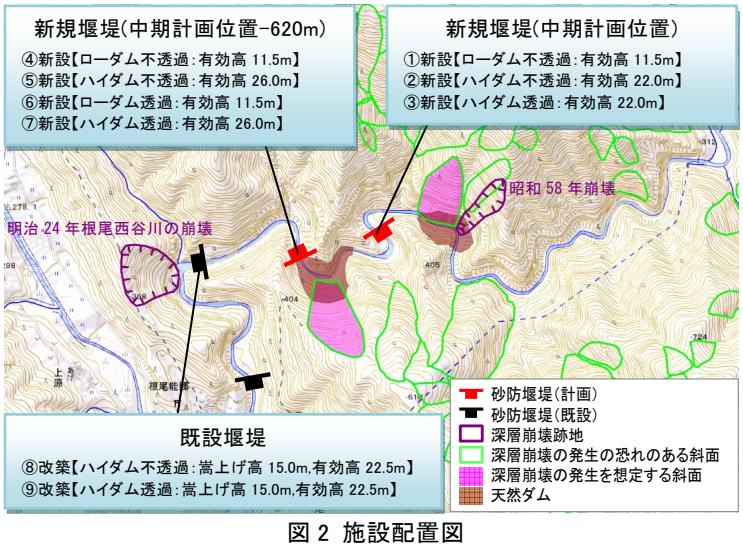


図 2 施設配置図

5. 数値シミュレーションによる被害想定

既存施設の改築・新規施設の設置が完了した段階を想定した数値シミュレーション（一次元，二

次元）を実施し，計画施設完成時の天然ダムに起因する大規模土砂災害の被害想定を行った。用いたシミュレーションモデルは，一次元が LADOF モデル，二次元が J-SAS（泥流モデル）である。不透過型・透過型堰堤の効果は，以下のとおり評価した。

① 不透過型堰堤

天然ダムタイプの深層崩壊現象に対して不透過型堰堤が有する効果[3]を，図 3 のとおりに定量評価した上で，不透過型堰堤完成時の決壊時ハイドログラフ（基幹堰堤地点）を算出した（図 4）。図 4 より，不透過型堰堤を深層崩壊の発生想定斜面の直下流に配置することによりピーク流量が 30～56%低減することが明らかとなった。

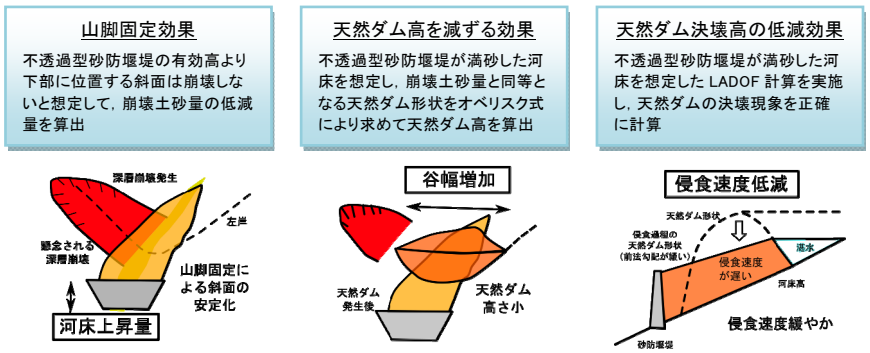


図 3 不透過砂防堰堤の効果 [3]

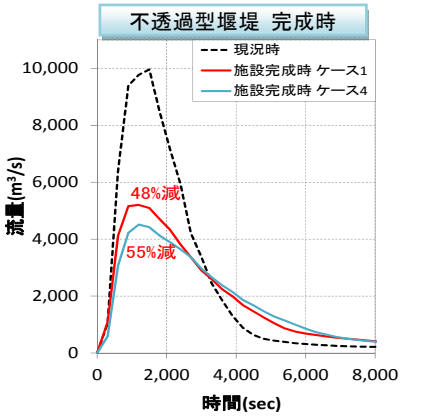


図 4 天然ダム決壊時ハイドログラフ（不透過型）

② 透過型堰堤

スリット堰堤の堰上げによるピークカット効果[3]を大オリフィス式により計算（図 5）して，スリット堰堤完成時の決壊時ハイドログラフ（基幹堰堤地点）を算出した（図 6）。図 6 より，スリット堰堤を深層崩壊の発生想定斜面の下流に配置することによりピーク流量が 4～18%低減することが明らかとなった。つまり，不透過型堰堤よりもスリット堰堤の方が効果が小さい結果であった。

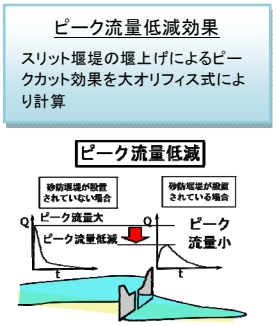


図 5 透過砂防堰堤の効果 [3]

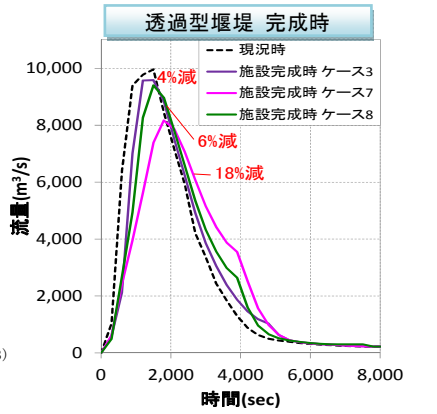


図 6 天然ダム決壊時ハイドログラフ（透過型）

6. 費用対効果の算出

「砂防事業の費用便益分析マニュアル（案）」等にもとづき，各ケースの費用対効果の分析を行った（図 7）。この結果より，B/C が 1.0 を超える 4 ケースすべてが不透過型堰堤の新設計画であることが分かった。この結果と，施工性，水系砂防計画としての施設効果量，現行計画と比べて著しく規模が大きくならないこと等を考慮し「①新規堰堤（中期計画位置，不透過型ローダム）の設置」を事前のハード対策案として採用した。

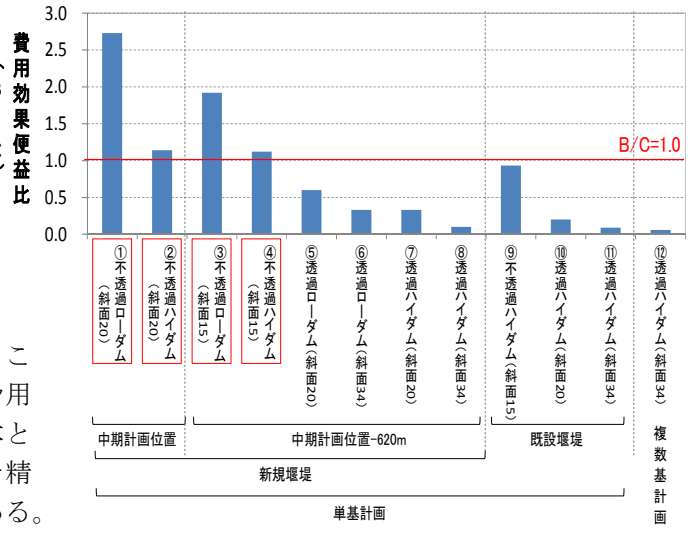


図 7 費用対効果分析結果

7. おわりに

根尾西谷川に不透過型堰堤(ローダム)を 1 基新設することで天然ダムに起因する被害を大幅に低減でき，かつ費用対効果も高いことが明らかとなった。この採用案を基本として，数値シミュレーション等により最適なダム位置を精査しながら堰堤設計を行っていくことが今後の課題である。

参考文献

1) 国総研資料第 983 号 深層崩壊に起因する土砂災害被害想定手法（案）平成 29 年 8 月

2) 西口幸希，内田太郎，田中健貴，蒲原潤一，奥山遼佑，日名純也，松原智生，桜井亘：深層崩壊の発生に伴う土砂移動現象と被害発生位置の実態,砂防学会誌,Vol.68,No.6,p.31-41,2016

3) 長井義樹，桜井亘，内田太郎，田中健貴，田村圭司，丹羽諭，大野亮一，小林浩，寺田秀樹：短期決壊型の天然ダム事前対策計画立案手法の検討,平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集,p.B-266-267

前庭保護工における流木の挙動と流木捕捉効果の検証

（株）建設技術研究所　○鶴見侑生　金野崇史　溝口裕也　斉藤武　吉田圭佐
国土交通省 関東地方整備局 富士川砂防事務所　田中秀基※1　小町谷章※2　木暮一也　山野利勝　角岳志
※1 現 近畿地方整備局 六甲砂防事務所　※2 平成 30 年 3 月現在の所属

1. はじめに

平成 29 年 7 月九州北部豪雨を契機に、流木対策が全国的に進められている。流木を捕捉する方法のひとつとして、本堤に比べ設置や維持管理が容易といった理由から、副堤に流木捕捉工を設置する場合がある。

また、本堤下流の洗掘防止、本堤からの落下水の減勢のため本副間の水叩きは水平にし、水褥池を設けることが一般的である。しかしながら河床勾配が急な渓流では、水叩きを水平にし、水褥池を設けると副堰堤の規模が大きくなる、副堰堤が複数基必要になる等不経済なため、水叩きに勾配をつける事例も少なくない。

副堤に設置する流木捕捉工は、一般的に水叩きを水平とし、水褥池を設けるが、水叩きに勾配をつけて水褥池を設けない場合、落下水及び流木が減勢されない、流木を捕捉したことにより水平に形成される湛水面が本堤まで伸びない等により、期待している流木捕捉機能を発揮できない可能性がある。そこで、本報告では水叩きに勾配をつけて水褥池を設けない場合の流木捕捉状況及び水叩きに勾配をつけて水褥池を設けないことで所定の機能が発揮できなかった場合の対応策について 2 次元水路を用いて検討した。

2. 水理模型実験概要

既存実験水路内に本堰堤、副堰堤、垂直壁を設け、副堰堤の流木止め工の効果的な構造を検討した。模型縮尺は 1/40 に設定した。

水のみ供給し、流量は土砂混入を考慮した流量とした。水深と流速はマニング式により算定し、水深と流速がこの値（の模型値）に合うように粗度を調整した。実験条件を表 1 に示す。

流木諸元は立木調査結果を用い、土石流の流下時間内に流木が定常的に流れることを想定して供給した。副堤流木捕捉工で捕捉した流木本数を供給した本数で除することにより、捕捉率を算定した。なお、捕捉率は 1 ケースあたり 3 回実験した値の平均値とした。

実験ケースは水叩きの勾配有無の 2 ケース、縦部材の本数 2 ケースの計 4 ケースである（表 2）。

3. 実験結果

実験結果を表 3 に示す。水叩きは勾配がない方が、縦部材は多い方が捕捉率は高い。

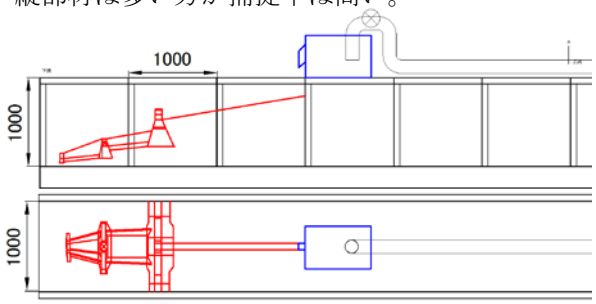


図 1 実験水路概要



写真 1　実験水路概要

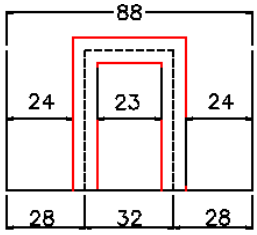
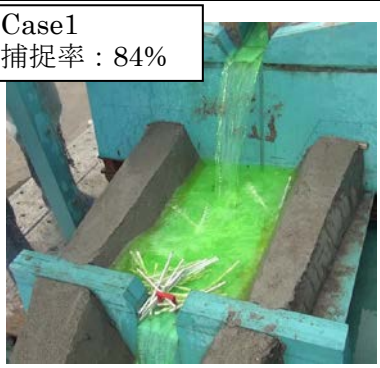
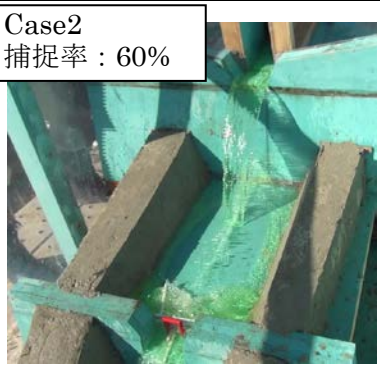
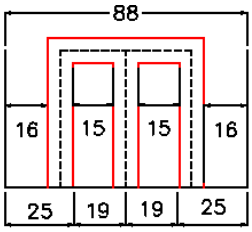
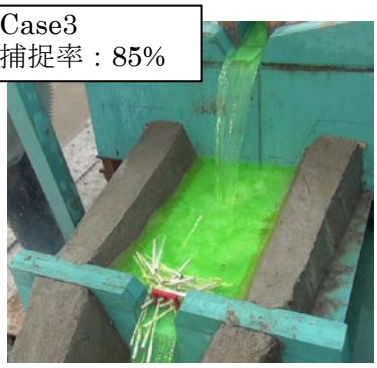
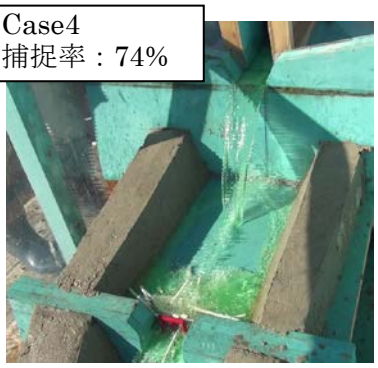
表 1　実験条件の実寸値と模型値

		実寸値	模型値
水理諸元	流量	8.5m³/s	0.84L/s
	水深	0.5m	1.25cm
	流速	5.45m/s	86cm/s
	流木量	44m³	687.5cm³
	流木供給時間	100 秒	16 秒
	流木長	5m	12.5cm
	流木径	20.8cm	5mm
施設諸元	本堤水通し幅	3m	7.5cm
	計画堆砂勾配	1/6	1/6
	本堤堰堤高	12m	30cm
	本副間距離	24m	60cm
	本副間水叩き勾配	1/9.6	1/9.6
	副堤水通し幅	3.5m	8.75cm
	副堤堰堤高	7.5m	18.75cm
	流木捕捉工高	2m	5cm
	流木捕捉工径	360mm	9mm
	部材中心間隔	1.5m	3.75cm

表 2　実験ケース

	縦部材の本数	水叩き勾配
Case1	2本	水平
Case2	2本	1/10
Case3	3本	水平
Case4	3本	1/10

表 3　縦部材の本数・水叩き勾配の有無による捕捉状況

縦部材本数(値は模型値)	水叩き勾配：水平	水叩き勾配：1/10
縦部材：2 本  流木長：125mm 流木径：5mm	Case1 捕捉率：84% 	Case2 捕捉率：60% 
縦部材：3 本  流木長：125mm 流木径：5mm	Case3 捕捉率：85% 	Case4 捕捉率：74% 

4.　考察

4.1.　本堤から落下した流木の挙動

水通し幅よりも流木長の方が長いため、本堤を通過する流木は流れと並行か斜めである。その後水叩きに落下した流木は左右岸の側壁の前面に沿って流下し、副堤付近で吸い込まれるように流れていく。そのうち 1 本でも流れに対して直角もしくは斜めに副堤に到達し、捕捉されれば後続の流木は捕捉され、次第に湛水面が形成される。

4.2.　水叩きの勾配の有無による落下水・流木の減勢(図 2)

水叩きが水平であれば、流木の捕捉により水叩きに形成される湛水面も水平のため、本堤まで湛水面が到達し、本堤からの落下水及び流木は減勢される。水叩きに勾配をつけても湛水面は水平のため、本堤からの落下水及び流木の到達地点まで湛水面が到達せず、水叩きが水平の場合に比べて落下水及び流木は減勢されず、副堤流木捕捉工を通過しやすくなると考える。

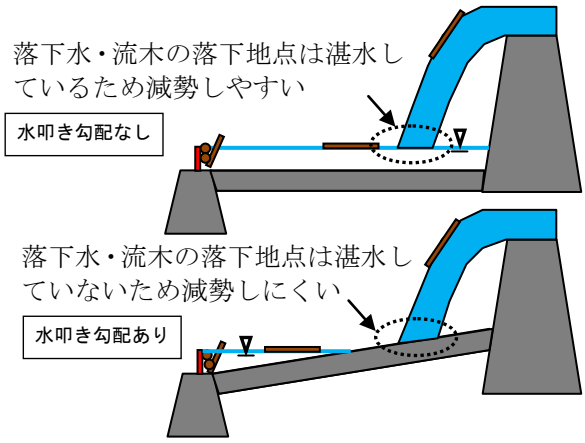


図 2 水叩き勾配有無による落下水等の減勢

4.3.　縦材の本数による捕捉率の違い

縦材の本数は、水通しを阻害する面積が増加するため、縦材の本数を増やした方が捕捉率は高くなる。

5.　おわりに

水叩きの勾配は、流木捕捉により形成される湛水面は水叩きに勾配があっても水平なため、水叩きに勾配をつけると期待している流木捕捉機能が発揮されない可能性があることが示唆された。

部材の純間隔は、最大転石径の 2 倍と最大流木長の 1/2 の間であれば比較的自由に設定できるが、その一方である水通し幅に対しては、標準的な縦材の本数及び配置は幾何学的に決まる。流域内でこの地点でしか流木対策ができない、直下に保全対象がある等、堰堤計画位置の特性に合わせて、縦材の本数や部材の純間隔を決定することが望ましい。

P-128

緊急時における災害想定のための高効率な氾濫計算プログラムの開発

国立研究開発法人土木研究所 ○髙橋 佑弥*，藤村 直樹，水野 正樹
*: 現 株式会社地圏総合コンサルタント

1. はじめに

天然ダムの決壊や火山噴火後の降灰に起因する土石流では大規模な流出流量が想定される場合があり，その被害のおそれのある範囲を推定するためには極端に長い流下距離や広大な氾濫範囲をカバーする数値標高データを用いて二次元氾濫計算を実施しなければならない。また，起伏の激しい山地河川の微地形を表現するためにはできるだけ高い解像度の数値標高データを用いる必要がある。一般的に用いられる計算機ではこのような条件での氾濫範囲の推定に長い計算時間や多くの計算容量を要し，危険が逼迫する状況下では十分な検討を行うことができない。本研究では，①任意形状の計算領域に対応するデータ構造の設計，②計算アルゴリズムの改善と並列化計算の実装を行い，高効率な氾濫計算プログラムを開発した。開発プログラムについては計算結果と理論解の比較による妥当性の確認と，従来用いていた同様の計算モデルを計算するプログラムを対象に計算の効率化状況の確認を行った。

2. 氾濫計算

2.1 支配方程式と任意形状領域に対応した離散化

氾濫現象の支配方程式は高橋ら [1)]の方法に則り保存型の浅水流方程式とし，差分法により離散化を行う。本研究では境界条件を流入境界，水際境界，流出境界，壁境界とし，これらが重複すること無く計算領域を取り囲んでいるものとする。流入境界では流量フラックスと流入勾配を与え，水深は等流水深で与える。流出境界では越流式により水深から流量を決定し与える。壁境界ではスリップ条件を想定し，境界法線方向の流量をゼロとする。本研究では水際境界には特別な処理を与えなかった。

通常，差分法では，矩形の計算領域に対し構造格子を構築するため，行・列方向に i, j 等のインデックスを用いて計算格子点を管理している。このため，斜行や蛇行する渓流においても，これを包絡する矩形領域を確保しなければならなず計算容量の面で不利となる。本研究では計算領域の削減のため，数値標高データを谷筋に沿った任意の多角形で想定最大氾濫範囲を抽出し計算を実施できるように差分式の書き換えを行った。任意の多角形の範囲で抽出した格子点に対し一連の格子点番号を付し，差分式を評価する格子点にP，隣接する格子点に E, N, W, S 等評価格子点からの方角を添字に取って（図–1 参照）変数を表記した。これによりローカルな接続関係のみを用いて差分式を評価することが可能となり，任意形状計算領域でも計算が実施できる。x方向の運動方程式と連続式の差分式は次のように書き表せる：

x 方向の運動方程式

(1)

(2)

(3)

連続式

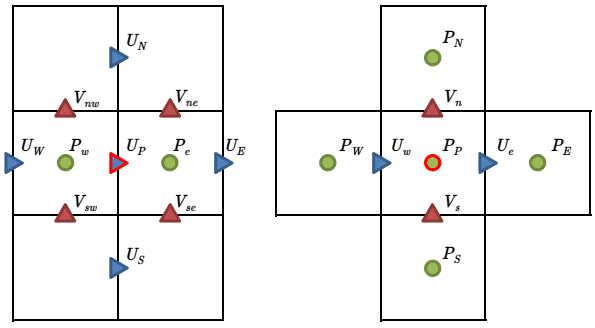
(4)

ここにM　　τはそれぞれx方向，y方向の流量フラックス，水深，x方向，y方向の移流流速，底面せん断応力を表す。(1)式の移流項にあたるXDX，　については高橋ら [1)]に従い流量フラックスおよび移流速度の方向から上流方向を判定し，風上差分を行った。

2.2 計算の高速化

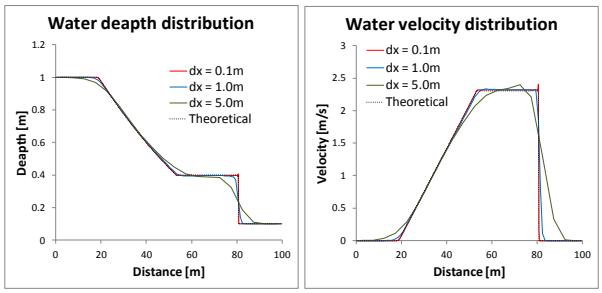
2.2.1 水域のインデックス化

従来の計算プログラムでは運動方程式（x方向およびy方向），連続式を解く際に計算格子一点一点を捜査し，水域格子点であれば水理量計算を行い陸域格子点であれば計算をスキップするような内部分岐を逐次行っているものが多かった。開発プログラムでは時間ステップ毎に一度だけ水域/陸域のチェックを行い，水域格子点のみ水理量の評価対象とするアルゴリズムとした。

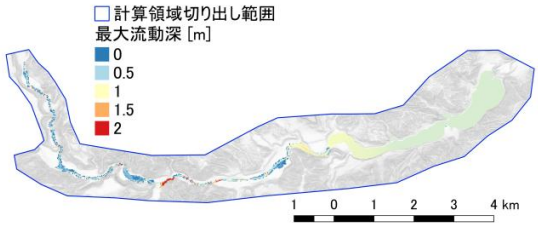


a) 運動方程式格子点（x 方向）　　b) 連続式格子点

図–1 格子点の接続関係



図–2 ダム決壊問題理論値と計算値の比較



図–3 計算格子切り出し範囲と最大流動深分布

2.2.2 並列計算

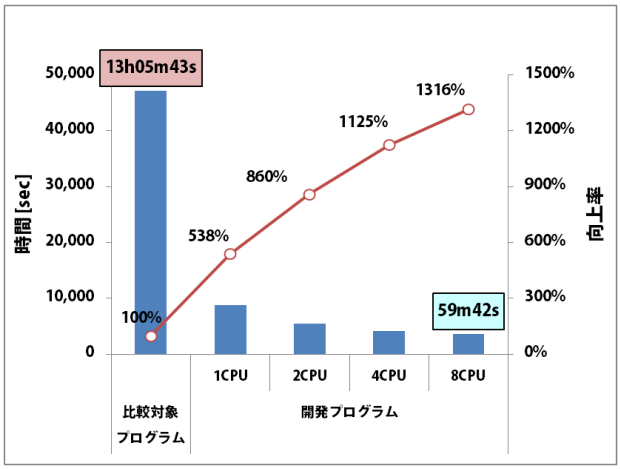
並列計算には大きく分散メモリ型，共有メモリ型の 2 つのタイプが有る（あるいは 2 つのハイブリッド)。分散メモリ型の並列計算は PC 等を 1 つのノードとし，複数のノードをネットワークで接続して計算環境とするが，計算環境が大規模になることや通信の制御を正しく行わなければならないため，緊急時の対応には向かない。一方，近年の PC ではマルチコアの CPU や大容量のメモリが実装され一般に普及している。このため，本研究では共有メモリ型の並列計算を実装することにより，高速化を行った。従来の計算プログラムでの計算処理時間を評価すると，各格子点における最大値の更新に 54.9%，時間方向の変数更新に 20.5%，運動方程式の計算に 10.7%，連続式の計算に 9.4%，掃流力の計算に 4.5%，その他の計算に 0.1%の処理時間を要していた。並列化計算の実装は「その他の計算」以外の計算処理を中心に実施した。

また，青山 [2]などを参考に並列化以外にも分岐処理の削減等の計算処理の効率化を行った。

3. 数値実験

3.1 計算プログラムの検証

開発プログラムの妥当性を検証するためにダム決壊問題の厳密解 [3]と計算値との比較を行った。計算ケースは格子点間隔を 0.1 m，1.0 m，5.0 m と変化させ，水面形状と流速分布を評価した。厳密解と計算値の比較を図–2 に示す。水面形，波速共に概ね厳密解と一致し，数値振動も少なく安定して計算が実施できていることがわかる。しかし，粗い格子点間隔では段波等の水面形状変化点を解像することができず丸みを帯びた水面分布となっており，なるべく高解像度な計算格子が必要であると言える。



図–4 計算効率の向上状況

3.2 計算効率の検証

ここでは降灰後の土石流を想定して 24 時間の降雨波形から算出した流出ハイドログラフによる氾濫計算を実施し，従来の計算プログラムとの計算時間の比較および並列化による効率化の評価を行った。基盤地図情報より火山地域の渓流を谷形状に沿って抽出し，20 m 精度の計算格子を作成した。比較対象プログラムでは同等の範囲の矩形領域を計算範囲とした。図–3 に開発プログラムにより計算した計算格子切り出し範囲と最大流動深分布図を示す。

計算時間を比較すると図–4 の様になった。アルゴリズムの改良とプログラムのチューニングにより 5.4 倍程度の計算速度，更に並列化を実装することにより 8.6 倍～13 倍程度の速度向上を得ることができた。本ケースでは 13 時間を要した計算が 1 時間程度で実施できている。

4. おわりに

災害時の緊急調査ではより高い解像度での計算も可能ではあったが，計算時間を考慮して 50 m 精度の数値標高データが主に用いられてきた。本研究で開発したプログラムでは従来の氾濫計算プログラムに対し計算アルゴリズムの改良と並列化計算を実装することにより，飛躍的に計算効率を向上させることができた。本研究がより精度が高く迅速な被害想定区域の予測に資することを期待する。

参考文献

1) 高橋ら (1986): 堤防決壊による洪水危険度の評価に関する研究，京都大学防災研究所年報，No. 29B-2
2) 青山幸也 (2016): チューニング技法虎の巻, 高度情報科学技術研究機構
3) J. J. Stoker: Water waves (The Mathematical theory with applications), Interscience Publishers, 1957

砂防分野における i-Construction の運用に向けた一考察

原田　紹臣，石原　孝雄，伊藤　　靖（三井共同建設コンサルタント株式会社）
○西方　博幸，曽我　享彦（川田テクノシステム株式会社）
後藤　侑亮，金子　智彦，澤端　秀隆（滋賀県高島土木事務所）
水山　高久（政策研究大学院大学）

1. はじめに

一般的に，我が国において将来的に生産年齢人口の減少が予想されている中，維持管理も含めた建設分野における生産性の向上や関係者への早期合意形成による事業の円滑化が重要であると考えられる．このような背景の中，近年，国土交通省は三次元データを駆使した情報化施工やCIM（Construction Information Modeling）の活用に基づいた「i-Construction」の取り組みを開始し，調査・設計から施工・維持管理までのあらゆるプロセスにおける情報化による合理化・効率化が期待されている．現在，大規模な道路や造成工事等の土工における ICT（Information and Communication Technology）技術の全面的な活用による検査の省力化や，河川や橋梁構造物等におけるプレキャスト化による工期短縮化ならびに施工時期の制約を受けない工事における施工時期平準化による労働者の処遇改善などが一般的に提案されている．また，米国や中国等の海外での建設分野においても，BIM（Building Information Modeling）等の推進により，生産性の向上や海外からの現場労働者に依存した状況からの脱却等を図るため，これらの方向性や考え方について検討されている．なお，我が国においても，河川や橋梁，トンネル工事等に向けたCIMに関する導入ガイドラインが示され，設計，施工，維持管理における「i-Construction」の推進が図られている．

一方，近年，我が国の砂防分野において「地権者等に対する十分な土砂災害の危険性や事業の重要性に関する説明」や「定期的な砂防関係施設の点検および除石管理」，「保全対象等における人家密集区域等の把握」の徹底等に関する課題が指摘されており，これらへの対応が求められている（例えば，「土砂災害対策に係る事業の実施状況」に関する会計検査報告における主な指摘事項，2015）．

本稿では，上記に示す課題も考慮した今後の砂防分野における「i-Construction」の運用に向けて，筆者らがこれまで取り組んできた砂防分野におけるCIM等の活用事例や今後の展望を示すとともに，有効について考察するものとする．

2. 砂防分野における CIM 等の活用提案及びその適用性

2.1. 地形モデルを活用した砂防堰堤の効率的な除石管理

施設管理者は砂防堰堤の土砂捕捉機能を確保するため，堰堤上流の堆砂状況について定期的に把握し，必要に応じた除石工事の実施が求められている．一般的に，堆砂している土砂はそれらが保有する粘着力や内部摩擦角の影響を受けて，水平に堆砂しないことが考えられる．そのため，堆砂状況の把握に際しては，一般的な貯水池におけるサーチャージ水位（水平）の管理とは異なり，詳細な路線測量等による三次元的な堆砂状況およびその経年変化に関する把握が求められる．さらに，堆砂域における路線測量に際しては作業員の安全性確保についても留意する必要がある．

そこで，CIM の導入により初期値として整備した地形情報を基に，近年の技術開発より安易に操作が可能となったドローン空撮機（**図-1**）や sfm 技術等を活用[1]した定期的な地形情報（共用後の堰堤堆砂状況）との差分（**図-2**）により，効率的かつ安全に堆砂状況の把握及び管理が可能となる[2]．さらに，これらの地形情報を用いた除石工事における ICT 技術の適用も可能となり，建設現場における生産性や安全性の向上に関して有効であると考えられる．



図-1 ドローン空撮機により撮影した砂防堰堤の堆砂状況の一例[2]

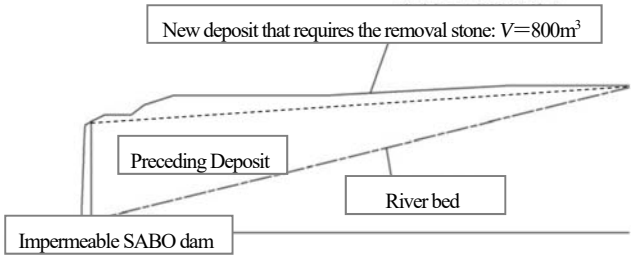


図-2 不透過型砂防堰堤の堆砂状況に関する縦断図の一例[2]

2.2. 土砂災害リスク等の可視化による円滑な事業説明

近年，観測技術の進展に伴って土石流の挙動について明らかにされてきている一方で，現在においても発生や流下機構の一部について不明な点が残されている．そのため，土砂災害防止法における土砂災害警戒区域等の指定に関する地元説明会や，砂防工事着手前の地元説明会等において，円滑な区域指定や工事着手に向けて，想定している土石流被害リスクや保全対象状況（密集度）に関するわかりやすい説明資料の整備が重要であると考えられる．

そこで，これまで整備された情報基盤図（例えば，砂防基盤図や衛星写真から解析された建物データ [3]）と土砂災害警戒区域情報（例えば，shp）とを鳥瞰的に表現した三次元ハザードマップ（**図-3**）が有効であると考えられる．さらに，土石流現象に関する簡単な理解や，整備予定の砂防堰堤の捕捉効果に関して，時間的な変化を考慮した説明資料も重要であると考えられる．そこで，砂防施設の効果検証として，スタッガード・スキーム手法により水深や河床位と流量とをそれぞれ計算が可能な様に工夫された解析モデル [4]による計算結果を重ね合わせた可視化（**図-4**）を用いた説明も有効であると考えられ，取組事例 [5]も報告されている．

2.3. 砂防堰堤の計画・設計段階における検討ツールの高度化 (All-in-one package)等 によるコスト縮減

前述までに示す CIM を活用した除石管理用データや住民説明資料の整備等の高度化作業を実施する一方で，砂防計画や設計におけるコスト縮減が望まれる．そこで，一般的に複雑な計算や解析を要しない土石流危険渓流等における砂防堰堤整備のための計画，設計における高度化（All-in-one package）された検討ツール（**図-5**）のよる作業の一連化が有効であると考えられる．なお，各段階で一連化されたツールの活用により作業の効率化だけでなく，計画から設計時への設計条件の引継におけるミス防止等にも有効であると考えられる．また，工事用道路計画との連携も可能となる（**図-6**）．さらに，図面や基本事項の情報蓄積により，今後の維持管理システム [6]の活用においても有効である．

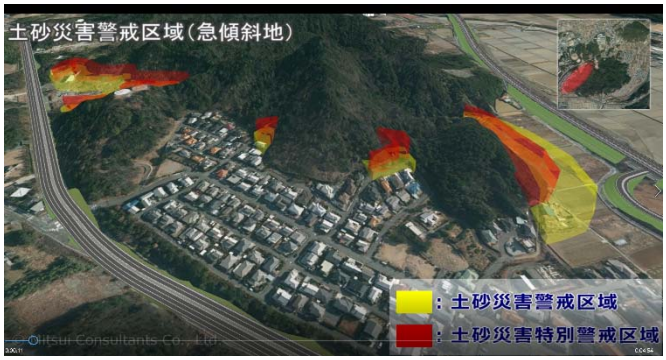


図-3 土砂災害警戒区域の三次元可視化によるハザードマップの高度化



図-4 対象地区での土石流リスクと砂防施設の効果に関する動画説明資料

参考文献

1) 原田紹臣・里深好文ら：神聖とされている領域における地形把握手法の提案，歴史都市防災論文集，Vol.8, pp.123-130, 2014.

2) 原田紹臣・中谷 加奈・里深好文・水山高久：小型ドローン空撮機及び数値解析モデルを活用した山地河川の土砂管理に関する一考察，河川技術論文集，Vol.22，pp.103-108, 2016.

3) 原田紹臣・石原孝雄・筒井健・市川真弓：仮想現実空間における高解像度衛星群による写真を活用した建物・地形モデルの適用性，土木情報学シンポジウム講演集, Vol. 42, 2017.

4) 里深好文，水山高久：砂防堰堤が設置された領域における土石流の流動・堆積に関する数値計算，砂防学会誌，Vol.58，2005.

5) 原田紹臣・木下悦男・水山高久ら：三次元動画(Virtual Reality)技術を用いた砂防事業の住民説明，砂防学会研究発表会，2016.

6) 原田紹臣・岩崎貴志・川島康史・水山高久：汎用型携帯情報端末機を活用した砂防関係施設の点検及び維持管理計画策定の合理化に関する提案，土木情報学シンポジウム講演集, Vol. 42, 2017.

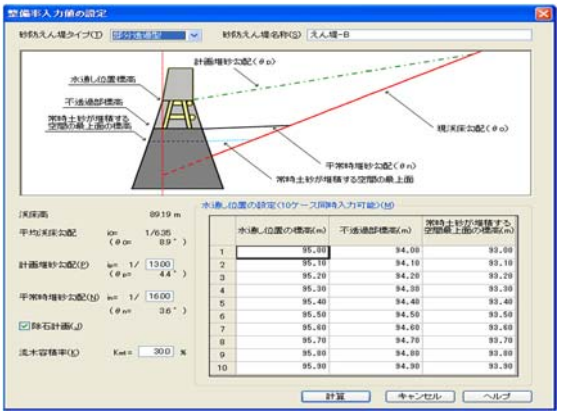


図-5 現行提案している汎用ソフト･プログラムの一例

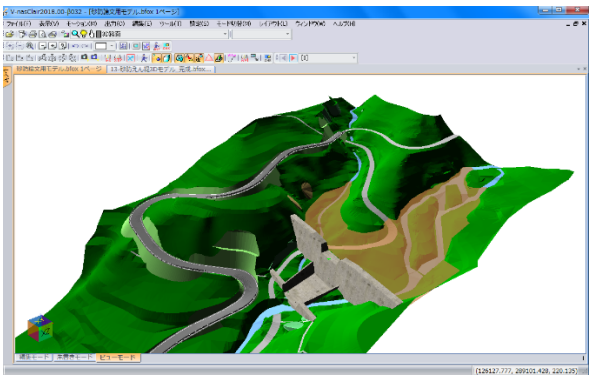


図-6 工事用（管理用）道路計画および堆砂状況管理も含めた拡張案

P-130

牛伏川上流におけるニセアカシア林相転換の状況

長野県建設部砂防課　田下 昌志・○山田 晃
長野県松本建設事務所　相河 政登[1)]・横山 達[2)]
一般財団法人砂防フロンティア整備推進機構　蒲原 潤一[3)]・井上 公夫・中根 和彦
アジア航測株式会社　中田 慎
1)現 長野県長野建設事務所　2)現 福島県相双農林事務所　3)現 国土交通省砂防部保全課

1. はじめに

牛伏川上流では、江戸時代から森林乱伐や野火等により森林が荒廃し、たびたび土砂災害が発生していた。牛伏川からの土砂流出は信濃川下流の土砂堆積の一原因とされ、明治から大正にかけて、内務省や長野県により砂防工事が実施されてきた。この砂防工事では山腹工（積苗工）でアカマツ、ヒメヤシャブシ、ニセアカシアが植栽されたが、昭和 50 年代を迎える頃には、牛伏川上流域はニセアカシア優占林となっていた。ニセアカシアが老齢期を迎え、倒木による山の荒廃や、在来種の生育阻害等の問題を生じたことから、平成 8 年度（1996）に長野県によるニセアカシア林の林相転換事業が開始された。

明治期の荒廃状況と、現況の比較を写真-1 に示す。荒廃地は、明治～大正期の積苗工を中心とした砂防事業により、植生が回復していることがわかる。

本報告は、ニセアカシア林相転換事業の現状と今後の方向性について説明する。

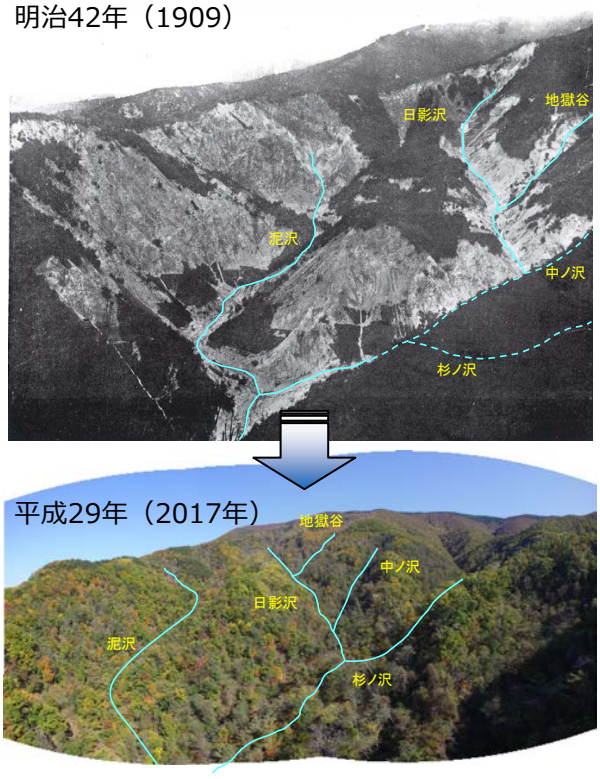


写真-1 牛伏川上流域の植生回復

2. 林相転換事業の概要

2.1 事業実施範囲

事業実施範囲は、長野県松本市の信濃川水系奈良井川右支の牛伏川上流であり、重要文化財である牛伏川階段工から 600m ほど上流に位置する（図-1）。その範囲内に、第Ⅰ期施業区（短冊状に流域全体 43 地区）と、第Ⅱ期施業ブロック（事業対象範囲のうち第Ⅰ期施業区を除く範囲）を設置し、事業が実施された。なお、事業実施範囲のうち南東部の区域は、施業を実施しない比較対象地とした。

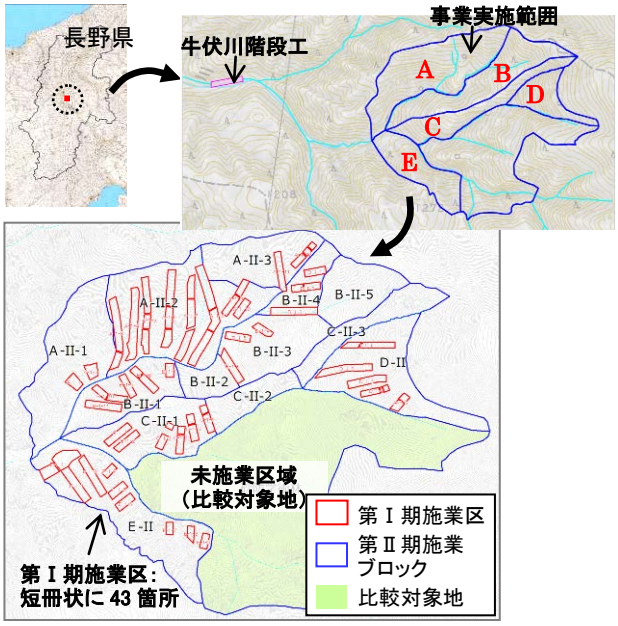


図-1 調査地位置図

2.2 第Ⅰ期施業（平成 8～16 年度）

第Ⅰ期施業区内の全てのニセアカシアを伐採し、コナラ、ミズナラ、シナノキ、サワグルミ等を植栽した（43 地区のうち 3 地区は伐採のみの実施）。

2.3 第Ⅱ期施業（平成 21～25 年度）

A～Dの第Ⅱ期施業ブロックは、ニセアカシアの伐採・**巻き枯らし**（写真-2：地際付近の形成層を切除し枯死させる手法であり、伐採と比較して萌芽が少ないとされている。）・萌芽除去を実施した。



写真-2 巻き枯らしの状況

新たな苗木の植栽は実施しなかった。

2.4　第Ⅲ期施業（平成 26～29 年度）

Ａ～Ｄブロックにて、ニセアカシアの萌芽除去を年 3 回実施するとともに、巻き枯らしを実施した。

3.　調査手法

現地調査により事業実施範囲の経過観察を行うとともに、萌芽除去業者へのヒアリングにより、萌芽状況の把握を行った。また、ドローンによる空中写真撮影など過去と現在の比較を行った。

4.　調査結果

4.1　ニセアカシアの伐採・巻き枯らしの状況

事業当初に実施した伐採では、株・根からの萌芽が多く確認された。一方、近年実施している巻き枯らしは展葉、株・根からの萌芽がほとんど見られず枯死しており、伐採と比較し良好な結果となった。今後は、巻き枯らし後に立ち枯れしているニセアカシアの伐倒を推進する必要がある。

4.2　ニセアカシアの萌芽の状況

平成 24 年度（2012）から年 3 回の萌芽除去を実施したことで、ニセアカシアの萌芽数は 5 年前の 1 割程度にまで減少した。

4.3　林内の植生等の状況

ニセアカシアの優占林であった事業実施範囲の林は、ニセアカシアの伐採・巻き枯らし・萌芽除去とともに、植栽木・既存木の成長により、在来種の良好な植生となりつつある（写真-3 参照）。



ニセアカシア林（伐採前）　　転換種（コナラ林）

写真-3　林内状況の変化（A ブロック第Ⅰ期施業区）

5.　課題と対応方針

5.1　林冠の閉塞

ニセアカシアは、相対照度 10%以下の暗い環境では根萌芽の発生が少なく、伐採後に発生する萌芽の再生が悪いことが指摘されている（崎尾 2003）。伐採・巻き枯らしにより、樹冠が開けている箇所は、ニセアカシアの萌芽に適した状況になっていることから、ニセアカシアの萌芽除去を今後も継続的に行う予定である（写真-4 参照）。また、今後林冠を覆う次世代在来木本種の成長を妨げないように、ニセアカシアの萌芽のみを除去するよう配慮する。



写真-4　林内状況の変化（A ブロック第Ⅱ期施業区）

5.2　林相転換未実施エリアの実施

これまで林相転換が実施されていない未施業区域や、第Ⅱ期施業が行われていないＥブロックにはニセアカシア優占林が残存し、他地域へのニセアカシア供給源となるおそれがある。今後はこれらの地区についても、巻き枯らし等によりニセアカシアを除去していく予定である。

5.3　牛伏川階段工周辺のニセアカシアの伐採

平成 29 年（2017）に牛伏川階段工右岸でニセアカシアの倒木が発生した（写真-5 参照）。牛伏川階段工周辺にはニセアカシアの高木が多く生育しており、倒木による施設の損傷が懸念されるため、ニセアカシアを除去する必要がある。牛伏川階段工は重要文化財であるため、周辺景観を考慮し、立ち枯れとなる巻き枯らしではなく伐採と継続的な下草刈りによるニセアカシアの除去を行う予定である。



写真-5　階段工周辺での倒木

6.　おわりに

ニセアカシアの林相転換も影響し、現地には国蝶であるオオムラサキが多数生息する環境となっている。今後もニセアカシアの分布の拡大を抑え、在来種の生育が進むようモニタリング等を継続するとともに、砂防事業の定量的な効果を検証するため、流出土砂量の計測等を検討していきたい。

また、完成から 100 年を迎える階段工と植生の回復した牛伏川を訪れ、先人から継続される砂防事業の効果に触れていただきたい。

参考文献

牛伏川砂防工事沿革史編纂会（1933）：牛伏川砂防工事沿革史、212pp.

崎尾均（2003）：ニセアカシアは渓畔域から除去可能か？、日本林学会誌、85（4）、p. 355-358

P-131

大規模災害を引き起こした降雨の特性に関する研究

立命館大学理工学部　○里深好文・(株)建設技術研究所　石川莉沙子

1. はじめに　我が国では近年、豪雨の発生頻度が増加しており、想定を上回る規模の土砂災害がたびたび発生している。またこのとき、砂防堰堤に深刻な損傷が生じる事例も数多く報告されている。平成 26 年 7 月 9 日の台風 8 号の豪雨により、長野県木曽郡南木曽町梨子沢流域において発生した大規模な土石流災害はその典型例といえよう。この災害では、渓流に設置されていた砂防堰堤の一部が損傷している。今後、想定を上回る豪雨の発生頻度が益々増加することが懸念されるため、砂防堰堤の設計外力の見直しも必要ではないのかといわれている。そこで本研究ではその第一歩として、堰堤の損傷を伴うような大規模な災害を引き起こした降雨に関して降雨観測データを基に解析を行い、その発生確率等について検討している。

砂防堰堤を設計する際、通常、100 年確率の 24 時間雨量が基本的な設計条件の 1 つとして用いられている。しかし、近年の降雨を誘因とする土砂災害を見てみると、24 時間雨量としてはさほど大きくはないものの、激しい短時間降雨によって引き起こされたものも少なくない。設計に用いる降雨条件としてもっと短い時間を対象とする方が望ましいのではないかとの意見もある。そこで本研究では、過去の災害を対象として 100 年確率の 24 時間雨量を算出し、災害時の降雨量と比較検討するとともに、100 年確率の 1 時間雨量についても検討し、大規模な土砂災害時の降雨特性を明らかにする。

2. 解析対象

今回解析を行う対象流域は過去に大規模災害が発生した次の 8 地点である。

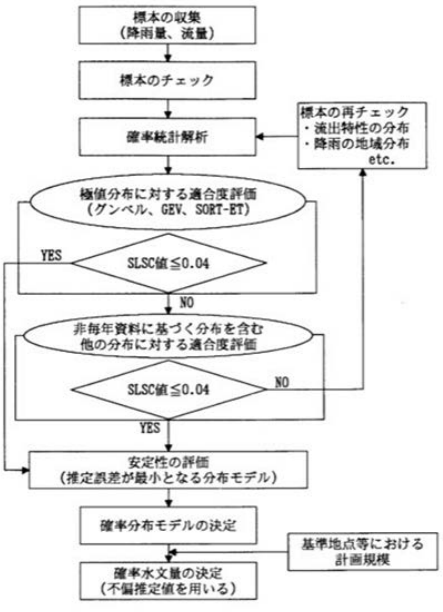
(1) 山形県立谷沢川池ノ台地区濁沢　2011 年 5 月 22 日発生、深層崩壊、誘因は融雪。
(2) 長野県木曽群南木曽町梨子沢　2014 年 7 月 9 日発生、土石流、誘因は降雨。
(3) 鹿児島県出水市針原川　1997 年7月 10 日発生、崩壊が土石流化、誘因は降雨。
(4) 熊本県阿蘇市山王谷川　2016 年 4 月 16 日発生、土石流、誘因は地震。
(5) 鹿児島県船石川　2007 年 7 月 14 日発生、土石流、誘因は降雨。
(6) 広島県安佐帰宅八木4丁目 1－9－307 渓流　2014 年 8 月 20 日発生、土石流、誘因は降雨。
(7) 東京都大島町大金沢　2013 年 10 月 16 日発生、土石流、誘因は降雨。
(8) 福岡県朝倉市妙見川　2017 年 7 月 5 日～6 日発生、土石流、誘因は降雨。

3. 解析方法

水文統計ユーティリティ [1] を用いて、災害発生地点に近いと考えられる降雨観測所のデータに基づき、100 年確率の 24 時間雨量および 1 時間雨量を求める。雨量解析に必要な雨量データは、水文水質データベース [2] とアメダス [3] のホームページから集めている。

水文統計ユーティリティの解析手順を右図に示す。解析においては次の 12 種の推定法を用い、SLSC（解析誤差）が 0.04 以下となるものを採用した。

Exp, Gumbel, SqrtEt, Gev, LP3Rs, LogP3, Iwai, IshiTaka, LN3Q, LN3PM, LN2LM, LN2PM

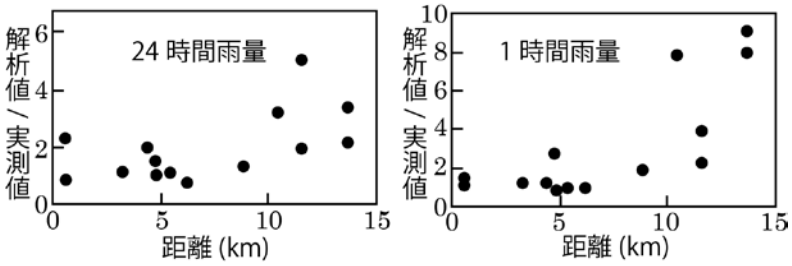


4. 解析結果と考察

	水文水質データベースの観測地点名	単位は(mm)				
		100年確率24時間雨量	実測最大24時間雨量	100年確率1時間雨量	実測最大1時間雨量	
(1)にごり沢	山形県羽黒山観測所	186.8～224.7	17	59.1～64	4	
(2)梨子沢	長野県蘭観測所	287	143	80.8～86	76	
(3)針原川		データなし	—	データなし	—	
(4)山王谷川		データなし	—	データなし	—	
(5)船石川	鹿児島県池之上観測所	360.7～421	166	108～111.6	13	7月14日
			111		15	7月4日
(6)1－9－307渓流	広島県可部観測所	305.4～353.5	290	143.5	115	
(8)妙見川	福岡県角枝観測所	363.9	321	129.7	139	

	アメダスの観測地点名	単位は(mm)				
		100年確率24時間雨量	実測最大24時間雨量	100年確率1時間雨量	実測最大1時間雨量	
(1)にごり沢	山形県肘折観測所	181.8～204	8.5	57.6～59.1	2	
(2)梨子沢	長野県南木曽観測所	263.4～309.8	118.5	80.9	55	
(3)針原川	熊本県水俣観測所	432.1～489.2	345	85.4～98.5	47	
	熊本県出水観測所	412.4～458.3	291	78.5～88.3	30	
(4)山王谷川	熊本県阿蘇山観測所	451.4	5.5	95.5～102.3	4.5	
(5)船石川	鹿児島県佐多観測所	390～441.9	214	120.2～136.8	55	7月14日
			81		33	7月4日
(6)1－9－307渓流	広島県広島観測所	243.5～290.4	78.5	73.8～81.0	9.5	
	広島県三入観測所	254.6～297.9	257	79.9～89.3	101	
(7)大金沢	東京都大島観測所	739～755	824	122～140.5	118.5	
(8)妙見川	福岡県朝倉観測所	444.3	543.5	95.9～101.6	106	

この表を見ると、実測雨量(24 時間最大と 1 時間最大)が 100 年確率雨量を上回っているのは、24 時間雨量では(7)大金沢と(8)妙見川のみであり、1 時間雨量では(6)広島と(8)妙見川のみとなっている。大規模土砂災害を引き起こした降雨が必ずしも 100 年確率を上回るような稀有な事象と断定できないことがわかる。その原因の一つとして、発災箇所と雨量観測点が離れていることが考えられる。そこで、雨量観測点と発災地点との距離と、解析から得られた 100 年確率降雨と実測雨量の比との関係を調べてみた。下図にその結果を示す。降雨をもたらす積乱雲のサイズと関連するのかもしれないが、距離が 10km を超えると発災時の降雨が的確に捉えられていない可能性が高いことが示された。



5. おわりに　過去の大規模な土砂災害を引き起こした降雨の発生確率を調べたところ、必ずしも 100 年確率を超えるような状況となっていないことが分かった。その一因として降雨観測点が離れているため、正確に降雨イベントを捉えられていないことが示された。なお、本研究は「国土交通省河川砂防技術研究開発　大規模外力に対してレジリエントな砂防施設の設計手法の開発、代表　石川芳治」の助成を受けた。ここに記して感謝します。

参考文献

1)　一般財団法人国土技術センター：水文統計ユーティリティ, https://www.jice.or.jp/tech/software/rivers/hydrology/programdl(2017/2/7)

2)　国土交通省；水文水質データベース, http://www1.river.go.jp/(2017/2/7)

3)　気象庁：アメダス, http://www.jma.go.jp/jma/index.html(2017/2/7)

P-132

土石流による木造家屋の破壊限界評価

北海道大学農学研究院(前三重大学生物資源学研究科)　山田 孝

はじめに

砂防施設の整備が進まない土砂災害危険区域では,まずは想定被害情報の高度化が必要となる。従来からの公助によるソフト対策の強化に加え,自宅などでの垂直避難による安全性や財産の損失につながる住宅の被害程度の予測といった個別の家屋診断技術,土砂災害に対する安全を確保し被害損失を最小化できるセミハードの家屋構造改良技術などが今後は重要になると考えられる。

近年の土砂災害被災地における家屋被災度データ(三重大学森林環境砂防学研究室調査)と土石流の横断方向流速分布を考慮した流体力の計算値をもとに,土石流流体力と木造家屋被災度との関係を整理し，土石流氾濫・堆積区域における木造家屋の破壊限界(特に家屋水平移動・流失限界)について考察した。

研究方法

家屋被災データは，次の 83 軒の調査結果を用いた。

2011 年：三重県南牟婁郡紀宝町高岡地区「蛇崩川」，浅里和田地区「大和田川」木造家屋 7 軒，2012 年：熊本県阿蘇市一の宮町手野地区東手野，三野地区塩井，坂梨地区福岡，熊本県阿蘇郡南阿蘇村立野地区新所木造家屋 32 軒，2014 年：広島県広島市安佐南区八木 3,4 丁目，緑井 8 丁目，木造家屋 41 軒,鉄筋コンクリート 1 軒，2016 年：岩手県岩泉町浅内地区，木造家屋 2 件

現地調査項目は，土石流氾濫堆積範囲，地盤勾配，家屋の位置，家屋の被災度，土石流の流動深などである。ここで，家屋の被災度の区分は，「流失」,「水平移動」,「全壊」,「半壊」,「損壊」,「軽微な土砂堆積」とした。「流失」は,家屋の基礎しか残っていない状態,「水平移動」は,柱や壁の損傷は少ないが,家屋が基礎から離れて移動した状態,「全壊」は，家屋の柱の一部が破壊され，壁も破壊されている状態,「半壊」は，家屋の壁の一部が破壊されている状態,「損壊」は，家屋の開口部(窓やドア)の一部が破壊されている状態,「軽微な土砂堆積」は，家屋の内部への土砂流入はみられないが，家屋周辺に土砂が堆積している状態を示す。土石流の後続流の範囲には，耐力壁が大きく破壊されるなどの被害はない(開口部の破壊はある)と判断し，本研究では，前述の全ての被災形態が認められた土石流本体部の範囲のみを対象とした。土石流流体力の算出に必要となる土石流流動深は，家屋の壁面や塀等での流下痕跡を計測した値を基本とし，家屋の地盤高を考慮した値を適用した(土石流が家屋に衝突した直後の堰上げ高は考慮しない)。土石流の流速(土石流の流下中心線上の速度)は，マニングの抵抗則を準用し,粗度係数は，発災前の氾濫・堆積区域での土地被覆状態などを参考にして，0.03～0.06 とした。ただし，今回対象とした上記の土砂災害対象地では,映像資料等の解析に基づく実際の土石流の流速データは得られていないため，マニング式によって求めた流速の妥当性は議論できない。また，土石流本体部の流れが対象であるため，市街地での河川の洪水氾濫流計算 [1]のように，家屋群の占有面積率に応じて粗度係数を調整することは行っていない。土石流の流れにおいては,中心線から横断方向に遠くなると流速も遅くなることを踏まえ,水理模型実験により土石流の横断方向の流速分布を調べた。実験で使用した水路は,流路幅 9.7 ㎝，流路長 250 ㎝，流路高 9.2 ㎝である。水路床には実験に用いる土砂(粒径：1～2mm)と同じ粒径の砂をボンドで接着した粗度板を設置した。実験は 4 ケースで，移動床と固定床のそれぞれで勾配が 10°と 15°の場合で行った。移動床の実験では流路全体に 2cm の土砂を敷き詰めて上から水を流し，固定床では 2cm の厚さで上流側から 92cm 下の地点まで土砂を敷き詰めて上流から水を与えた。土石流の横断方向の流速分布を明らかにするために,流路の真上からビデオカメラ(CASIO EXILIM EX-100)のハイスピード動画撮影モード(240 コマ/ 秒)で撮影した．また,土石流の流動深を計測するために，側面からビデオカメラで撮影した。真上からハイスピードカメラで撮影した映像を PIV 解析ソフトウェア(Flow-PIV ver.6.01 ライブラリー株式会社)を用いて解析した．次いで，既往研究 [2)~4)]を基にその近似式を算出することによって，土石流の横断方向の流速分布式を作成した。そして，この式を用いて，マニングの式で求めた 83 軒の家屋近傍での流速を補正し，横断方向の流速を求めた。土石流の流体力は，高橋の平衡土砂濃度式を用いて土砂濃度を求めて土石流の流れの密度を計算し，これに流速(土石流の横断方向の流速分布式によって補正した値)の二乗値と土石流流動深を乗じて算出した。得られた流体力の値を用いて，土石流氾濫・堆積区域における木造家屋の被害度と破壊限界を考察した。

結果と考察

水理模型実験で発生させた土石流の基本的な流れの諸元は，流速：35～54cm/s，土砂濃度：0.3～0.5，流量：230～680cm^3/s である。また，相対水深は 7～13，流速係数は 3～4 である。

土石流のフロント部の流下映像を PIV 解析した結果の事例を図-1 に示す。今回の解析では流れの先端部近

くで，流れが安定していると考えられる地点を決め，写真中に白線で示した。白線部において各ベクトルの流速を判読して，横軸を土石流の中心からの距離，縦軸を流速とするグラフを作成し，流速分布を検討し,以下の(1)式によって近似した。

$$\frac{U}{U_{max}} = (1-\frac{b}{B})^{\frac{1}{n'}} \cdots (1)$$

ここに，U：流速(cm/s)，Umax：最大流速(cm/s)(土石流の流下中心線上の流速)，b：土石流の流下中心線から被災家屋までの横断方向の水平距離 ，B：土石流の流下中心線から横断方向の土石流堆積縁までの水平距離，n'は定数

(1)式を用いて，流体力(F(kN/m))を以下の(3)式によって求めた。

$$F = \left[\rho_s\left(\frac{\rho_w \tan\theta}{(\rho_s-\rho_w)(\tan\phi-\tan\theta)}\right) + \left\{1-\left(\frac{\rho_w \tan\theta}{(\rho_s-\rho_w)(\tan\phi-\tan\theta)}\right)\right\}\rho_w\right](\frac{1}{n}H^{\frac{2}{3}}I^{\frac{1}{2}})^2(1-\frac{b}{B})^{\frac{2}{n'}}H \quad \cdots (2)$$

(2)式を用いて，家屋の被災度別に流体力を算出した結果を図-2 に示す。筆者らの研究から，2014 年 8 月 20 日の広島土石流災害の事例では，流出した木造家屋の住民，全壊の家屋の 1 階に居た住民は全員，死亡している。それ以外の区域の木造家屋や全壊家屋の 2 階に居た住民は，助かっていることが住民からのヒアリングやアンケートの結果 5)6) から明らかにされている。図-2 の結果のみからは，垂直避難の効果を期待できない場合のある「水平移動」の流体力下限値は約 100kN/m,垂直避難の効果がない「流失」区域は約 150kN/m であることがわかる。一方,実際の木造家屋(築年数 5 年の枠組壁工法住宅)の引き倒し実験の事例において,実験で得られた荷重－変形曲線では,1 階層間変形角が 1/33 の時に建物の最大耐力 895kN が発現し,1/2.1 の時に保有耐力 0kN(倒壊)に至ったこと,この実験の最大耐力は,軸組構法住宅の場合と同程度であるとの報告がなされている 7)。その実験に使用された家屋の引き倒し方向と直角方向の張間面の長さは約 11m であることから,単純に前述の倒壊限界値を単位幅あたりに変換すると,約 80kN/m となる。この値は,前述の土石流流体力の家屋水平移動限界値に近いが流失限界値の半分程度の値である。また,壁倍率(3.0 を採用)から耐力壁の最大水平耐力(壁力壁の最大耐力から耐力が 20%低下したところまでをエネルギー的に等価な完全弾塑性モデルに置換した全塑性耐力)を足し合わせた保有水平耐力 8)9)を計算すると,流れ方向(桁行方向とした)の壁長の総計が 11m,20m,40m の場合,各々,約 110kN, 170kN,310kN となる。現時点では,図-2 に示す「流失」,「水平移動」の被災度における流体力の値が破壊限界に近いのかあるいは破壊限界値はそれらよりも低い値なのかは判断できないので,あくまでも現時点での経験値である。今後とも,家屋に作用した土石流の水理諸元のデータを蓄積するとともに,被災家屋の詳細な破壊形態(耐力壁,柱や接合部の損傷等,被災前の壁の分布と仕様等)を調べ,土砂水理,建築構造の両面から家屋の破壊限界評価を行う必要がある。

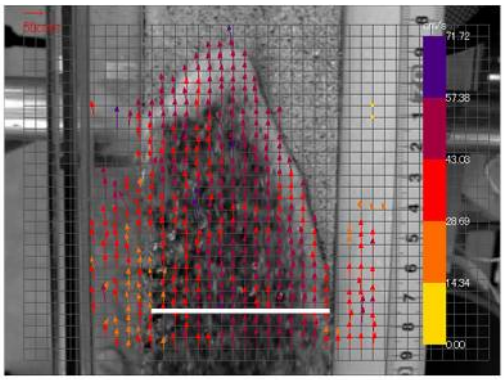
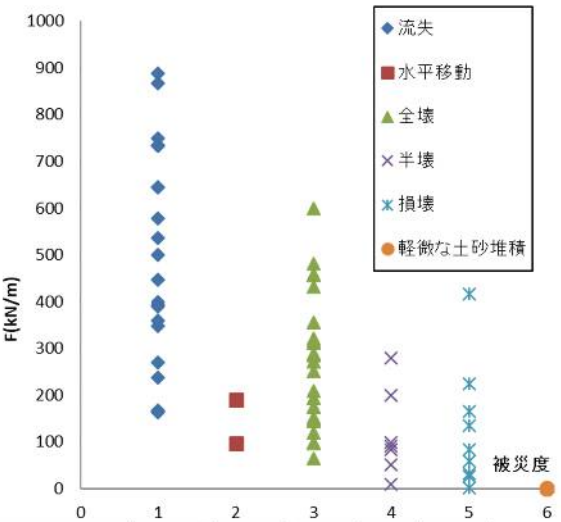


図-1　PIV解析による土石流フロント部の流速ベクトル



被災形態	流失	水平移動	全壊	半壊	損壊
下限値F (kN/m)	150	100	60	10	1

図-2　家屋被災度別の流体力(F)

参考文献

1)福岡捷二・川島幹雄・松永宜夫・前内永敏(1994)：密集市街地の氾濫流に関する研究，土木学会論文集　No.491／Ⅱ-27，pp.51-60

2)新井宗之・劉雪蘭・高橋保(1999)：粘生土石流の表面流速解析とその流動機構の一考察,土木学会年次学術講演会講演概要集,Ⅱ,p.420-421　3)井筒勝彦・草薙義一(1986)：土石流の流動特性について　Ⅰ　先端部の流速分布,香川大学農学部学術報告,第 38 巻　第 1 号 pp.19-24　4)諏訪浩・奥西一夫(1990)：土石流の流動特性・材料特性と規模‐焼岳上々堀沢の土石流‐,京都大学防災研究所年報　第 33 号 B-1, p.190-203　5)鈴木優貴・岡本あゆみ・山田孝(2016)：土石流に対する垂直避難行動の実態と垂直避難有効区域,平成 28 年度砂防学会発表概要集,p.354-355　6)大山久美・山田孝・菊谷幸加(2015)：土石流に対する垂直避難行動の実態と課題，平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集，B-404～405 7)沖浦博(2011)：枠組壁工法住宅の耐震性能に関する諸検証,(財)建材試験センター,建材試験情報 12, 8)日本ツーバイフォー建築協会(1998)：枠組壁工法建築物構造計算指針,9)日本建築学会(2008)：木質構造の設計-学びやすい構造設計-

P-133

鋼製透過型砂防堰堤の捕捉過程並びに閉塞モデルに関する検討

京都大学大学院農学研究科　○中谷加奈・楠田夏子
広島大学大学院総合科学研究科（前所属 京都大学防災研究所）　長谷川祐治
立命館大学理工学部　里深好文
政策研究大学院大学　水山高久

1. 研究背景と目的

土石流による被害の防止軽減には砂防堰堤などのハード対策が有効である。土石流シミュレータKANAKO[1]では鋼製透過型砂防堰堤の巨礫による閉塞が里深・水山のモデル[2]で計算される。しかし、このモデルは縦材と横材で構成される格子型が対象で、縦材のみや横材のみの形状は十分検討されていない。また、鋼製透過型砂防堰堤の既往検討は勾配 15 度以上を対象としたものが多く、それよりも緩い勾配を対象とした実験的な検討[3),4)]はあるが、閉塞モデルとの比較検証は行われていない。

本検討は異なる形状の鋼製透過型砂防堰堤について実験を行い、閉塞モデルの計算結果と比較した。計算では、分級を考慮する混合粒径モデルの導入[5)]や、粒径や計算点間隔などの設定方法を検討した上で、閉塞モデルの適用範囲や課題を把握して、モデル改良への知見を得ることを目的とした。なお、本稿では 15 度を対象として堰堤形状の違いに着目した検討を報告する。

2. 実験と計算の概要

勾配 15 度に設定した直線水路の上流に実験砂を敷き、下端に堰堤模型を設置した（**図-1 左**）。上流から水を定常供給（0.75L/s、15 秒）して土石流を発生させ、次式のように捕捉率を求めた。

捕捉率[%] ＝（捕捉土砂量/供給土砂量）×100

堰堤は 3 種類の透過部形状（格子、縦、横：**図-1 中央**）を使用して、部材の透過間隔は D_{95} の 1.0 倍（格子、横堰堤では最下段のみ 1.5 倍）に設定した。実験は混合砂（密度：2.62g/cm^3、空隙率：0.40、粒度分布：**図-1 右**、D_{95}=10.35mm）を使用した。再現性の確認のため、各 3 回実施した。

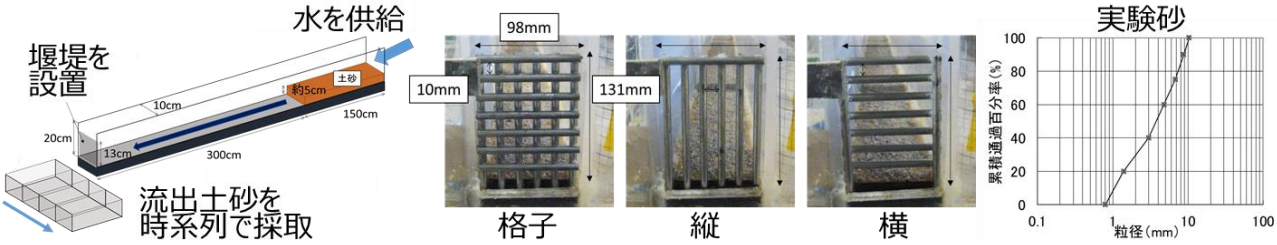


図-1　実験概要（左）、堰堤模型の形状（中央）、実験砂（右）

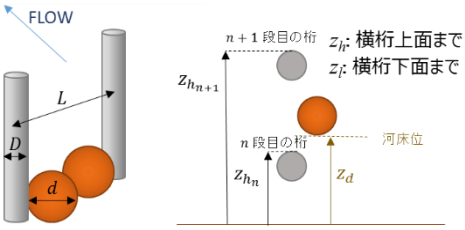
閉塞モデル[2)]は、柱に衝突し回転する礫と後続の礫とのアーチの形成（図 2 左）に加えて、横桁と堆積河床位との距離（**図-2 右**）から求まる閉塞係数a_1, a_2, a_3と、閉塞確率a_4から閉塞が評価される。

実験と同じ条件で計算を行い（計算点間隔 5cm、計算時間間隔 0.002s）、実験砂を基に 5 粒径階とした。本検討で用いた混合粒径モデルの計算では最大径d_{Max}のみが閉塞に寄与することから、d_{Max}は中央値の 9.39mm と D_{95} の 10.35mm の二種類で検討した。

結果の捕捉率（実験は 3 回の平均値）を**図-3** に示す。実験では全て 97%以上と高く、計算は格子や縦（d_{Max} =10.35mm のみ）で実験に対応する高い捕捉率を示した。

$$a_1 = f_5 + f_6 \times \log_{10} C$$
$$a_2 = (z_h - z_d)/h$$
$$a_3 = b \times (f_7 + f_8 \times \log_{10} C)$$
$$a_4 = a_1 + a_2 + a_3$$

$f_5, f_6 \propto \left(L - D/d_{Max}\right)$　L:柱の中心間の距離
f_7, f_8: (D/L)の2次関数　D:柱の直径
C:大粒径の土砂濃度　d_{Max}:最大径
h:流動深　b:係数，z_d:河床位



縦材の間隔と土砂　　横材の間隔と土砂

図-2　縦材と横材による閉塞イメージ

一方、既往検討[6]は$(L-D)/d_{Max}<1.5$で閉塞すると報告され、縦（d_{Max} =9.39mm）は条件を満たし、実験でも高い捕捉率を示したが、計算結果は小さい。

また、横堰堤は実験では高い捕捉率を示したのに対して、計算は全く閉塞しなかった。以降は、縦堰堤と横堰堤の閉塞を表現するための手法を検討する。

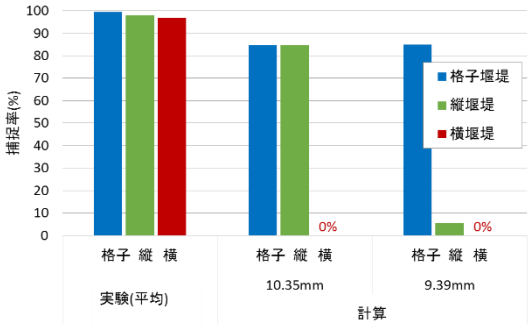


図-3　実験結果と計算結果

3.　計算手法の検討

(1) 縦堰堤

閉塞モデルの中で、縦堰堤では柱間の距離$(L-D)$と最大径d_{Max}の比が閉塞に影響する。閉塞が発生しないと報告される$(L-D)/d_{Max}>2.0$までの条件（6.67mm 以上）でd_{Max}の感度分析を行うと、10mm（本検討$(L-D)$に相当）を境界にして 10mm 以上では捕捉率が上昇したことから、$(L-D)>d_{Max}$で縦材の閉塞が過少評価だと考えられる。

縦材の閉塞に影響するa_3は縦材に衝突した粒子の堆積を示す式で、係数 b（初期設定 0）を調整することで閉塞が変化すると推測されたため、**図-4** のように b を変化させると b=0.5 以上で捕捉率が格子型と同程度にまで上昇し、閉塞が表現された。

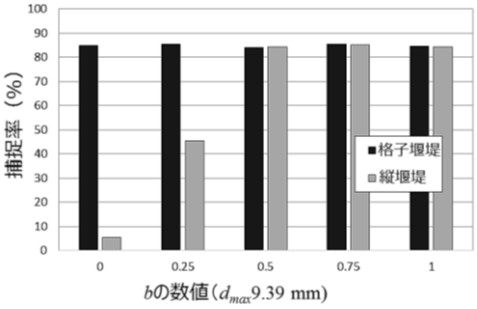


図-4　計算結果（b の設定）

(2) 横堰堤

原田ら[7]は横桁に衝突して下方に回転する礫と、後続の礫がアーチを形成して閉塞する現象を報告し、本実験でも同様の傾向を確認している。しかし、閉塞モデルではa_2により横桁と河床位との距離がd_{Max}より小さい場合にのみ閉塞することから、そのような現象が反映されない。そこで、横桁の閉塞に横桁への衝突を考慮するために、既往検討や実験観察を基に、横桁の直径D、最大径d_{Max}、大粒径の土砂濃度C、水深 h を変数とした新たな閉塞係数a_{10}を導入した。ここでz_lは河床z_dの直上に位置する横桁の下面までを示す。

$$a_{10}=0.33\times D/h+0.039\times d_{Max}/(z_l-z_d)+0.18\times C$$

また、原田ら[7]は(横桁の間隔/$d_{Max}\geq 1.5$)では横桁と衝突した礫がアーチを形成できずに落下すると示しており、最下段の横桁間隔 15mm、d_{Max} =9.39mm は 1.6 で形成条件外であることから、d_{Max} =10.35mm の計算結果を**図-5** に示す。導入により捕捉率が 64.4%まで上昇した。**図-6** に、横堰堤の閉塞に伴う堆積過程を実験結果とa_{10}を導入した計算結果について示す。閉塞開始から上流側に堆積が進む様子が対応することが確認された。なお、本検討ではa_{10}の設定に感度分析によって実験と対応がいい係数を設定し、各変数を独立に加えた。この検討は、横桁の閉塞を表現するための試みの一つであり、今後も閉塞過程を考慮したモデル検討を進める予定である。

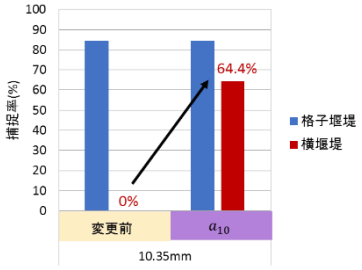


図-5　計算結果（a_{10} 導入）

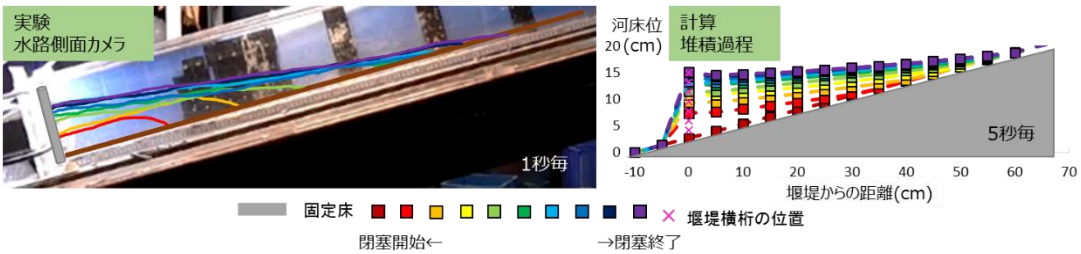


図-6 横堰堤の堆積過程

謝辞：本研究は京都大学防災研究所宇治川オープンラボラトリーの実験施設を利用しました。

参考文献　1)中谷ら，砂防学会誌 61(2), 2008. 2)里深・水山，砂防学会誌 57(6), 2005. 3)Hiura et al, International Journal of Erosion Control Engineering, 10(3), 2017. 4)古谷ら，平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集, 2016.　5)松本ら，砂防学会誌 65 (3), 2012.　6)芦田ら，京都大学防災研究所年報 23, 1980.　7)原田ら，水工学論文集 60, 2016.

P-134

平成２６年８月２０日広島土砂災害における 土石流・流木流下防止緊急対策工の設計・施工について

中電技術コンサルタント株式会社　○荒木　義則
国土交通省中国地方整備局太田川河川事務所　大久保雅彦
東亜グラウト工業株式会社　井田源太郎

1. はじめに

2014 年 8 月 20 日豪雨により広島市の安佐南区～安佐北区の広範囲において、同時多発的に土石流が発生した。土石流発生渓流の下流は、谷出口付近まで宅地開発が進展した民家密集地であったため、激甚な被害がもたらされた。いわゆる都市型の土石流災害と言える。

災害現場へのアクセス道路は、急勾配で狭小な上、流出土砂や流木により寸断（土砂・流木の堆積,土石流による道路侵食等）された場所もあり、二次災害への応急対応や災害復旧への迅速な対応が求められた。

発災直後より、TEC-FORCE による緊急点検が行われ、被害等が著しい 24 渓流について直轄による砂防堰堤等の緊急事業の実施が決定された。しかしながら、砂防堰堤等の整備には、仮設の道路整備等の準備に時間を要するため、応急対策として、土石流センサーの設置、大型土嚢の設置、土石流・流木流下防止緊急対策工（以下、強靭ワイヤーネット工と呼ぶ）の設置が行われた。

本稿では、都市型の土石流災害現場において、応急対策として実施した強靭ワイヤーネット工（図-1 設置位置図）の調査・設計・施工と堰堤完成後の撤去(H30.3 現在)・転用の概要について報告する。

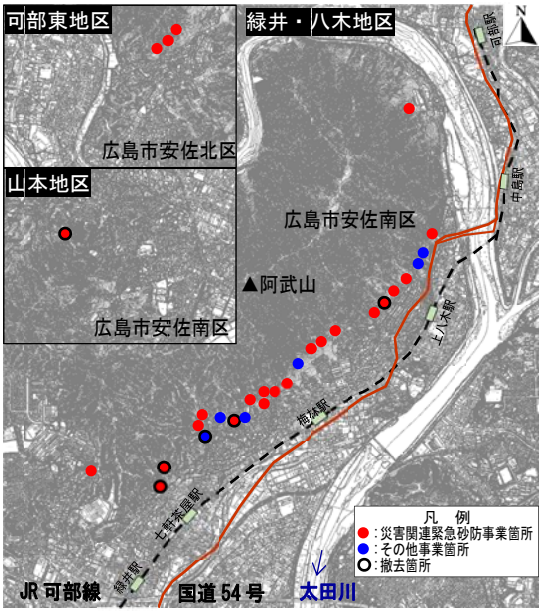


図-1 8.20 広島災害における設置位置図

2. 強靭ワイヤーネット工の調査・設計

2.1 基本的な考え方

土砂移動現象は、落石や崩壊土砂ではなく土石流であることから、①土石流の流体力に対して安全であること、②施工期間が短いこと、③現地搬入と設置が容易であること、④土石流捕捉事例 [1]（山梨県木挽崩沢）のあること等を踏まえ、土石流等の土砂移動の発生した渓流に対して、再度災害防止・軽減を目的とし、砂防堰堤が完成するまでの応急対策の位置づけとして強靭ワイヤーネット工を計画した。



2.2 調査・設計

調査は、谷出口部より上流において、計画中の災害関連緊急砂防堰堤等の計画堆砂区域の上流端付近（強靭ワイヤーネット工の机上計画位置）にも着目し、土砂・流木の堆積状況（不安定土砂・流木,礫径,まさ土：細粒分多少）、地形形状（渓床勾配,簡易横断測量）、地盤状況（渓床状況,露岩位置等）、保全対象までの距離、資材搬入（モノレール等）ルート等について現地確認を行った。

強靭ワイヤーネット工は、ネットの柔軟性と緩衝部材の変形によりエネルギーを吸収する構造（図-2）であり、設計の主な考え方及び施工計画・施工時の留意点を表-1 に示す。

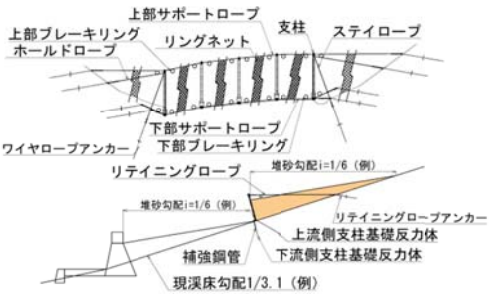


図-2 強靭ワイヤーネット工（事例，標準構造図）

表-1　強靭ワイヤーネット工の設計・施工計画・施工時（計画段階）の留意点

項　目	内　容
計画位置	渓床に異常堆積している不安定土砂の下流、砂防堰堤の計画位置の上流とし、机上検討と現地調査により、計画位置を決定
基本構造	柵高：5.5m（基本）～3m、支柱間隔：5.0m、澪筋部・左右岸地山境界部（金網ネットによる土砂流出防止）⇒下流民家までの距離が近いため降雨時の小規模な土砂流出にも対応できる構造
計画規模	次期出水で流下する不安定土砂量（緊急事業の対象土砂量等）を上限とし、捕捉土砂量（主な有効柵高4.5m×渓床幅×計画堆砂勾配）を設定（捕捉土砂量：平均値800m^3/箇所、最大値2,250m^3）
設計外力[2),3)]	「土石流・流木対策設計技術指針解説」に示されている透過型堰堤と同様に、堆砂圧および土石流流体力を適用
安定性検討	設計外力の算出後、柵の最大変形時に各部材に作用する力のつり合いをモデルにした許容応力度法により、5種類のワイヤーロープの部材とアンカー仕様（削孔径:φ115mm,定着対象地盤:風化岩,アンカー形式,必要定着長）、支柱基礎部の仕様を検討。なお、極限引き抜き力に対する安全率Fs=2.5（常時荷重が作用する部材：ステイロープアンカー）～1.5（一次的な荷重が作用する部材：その他）
施工計画 工程計画	【施工】：資材搬入方法：ユニック小運搬2～4t＋モノレール、足場仮設方法：単管足場（一部張出足場）、削孔方法：定置式削孔機、防護柵本体組立方法：単管足場上人力組立、【工程】1～2ヶ月（主にアンカー工：0.5ヶ月程度）
施工時留意点 （計画段階）	施工に先立ってアンカーの基本調査試験：設定したアンカーの周面摩擦抵抗値（τ=600kN/m2）を下回ることが無いかを確認 また、アンカー設置箇所において、定着に不適切と判断される崖錐層が厚く、所定のアンカー定着対象地盤に達しない場合は、現場条件に応じた再検討

3. 強靭ワイヤーネット工の施工

3.1 工事工程

強靭ワイヤーネット工は、図-3 の施工手順で行い、準備工と材料手配が整った箇所から順次開始し、災害発生 1 ヶ月後(9 月 20 日)には工事着手した。

実質工程は、全 30 箇所の約 1/2 の箇所において 1 ～1.5 ヶ月（14 箇所）の短期間で完成した。工事最盛期は、同年 11 月～12 月であり、最大 16 班による同時施工となった。

設計段階では、被災直後の現場状況より、資材搬入方法はモノレール工を主に計画していたが、現場対応においてバックホウによる工事用道路の整備とキャリー運搬により資材搬入の工期短縮が図られた箇所もあった。その他の箇所は、現場条件等によって 2～4 ヶ月（16 箇所）必要な場合もあった。ここで、2 ヶ月以上の工程を必要とした主な要因は、以下の通りである。①崖錐層が厚く定着支持層までの削孔に時間を要した。②転石が多い地盤（写真-1）のため穴曲り等により削孔に時間を要した。③アンカー施工時に孔壁が自立せずジャーミングが発生し削孔に時間を要した。④アンカー施工が終わっていたが上部材の材料納期に時間を要した。

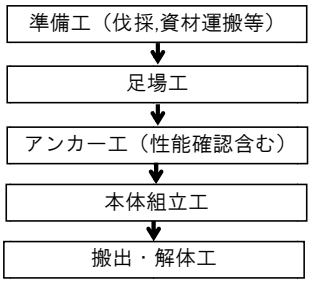


図-3　強靭ﾜｲﾔｰネット工の施工手順



写真-1　削孔状況（転石が多い地盤）

3.2 アンカーの定着支持層に対する現場対応

強靭ワイヤーネット工の施工では、設計したアンカーの定着地盤（風化岩：想定）や周面摩擦抵抗値に対して、設置する地盤性状の影響により当初設計を変更する場合の対応が重要となる。特に、設計段階では、ボーリングデータが無い条件での検討であったため、アンカーの設置場所によっては、崖錐層が厚く堆積した場所があり、定着地盤までアンカー長を長く（当初 6m⇒変更 30m等）した事例も確認された。また、渓床部のアンカー施工では、地中の水道等によるグラウト充填剤の希釈の恐れがあったため、写真-2 に示すグラウト逸走防止対策としてグラウトパッカーを使用することでグラウト充填を確実に実施した。



写真-2 河床部のｸﾞﾗｳﾄ逸走防止対策(例)

3.3 アンカーの性能確認

一般的には施工前に本体アンカーとは別に引き抜き試験を実施しアンカー定着支持層の周面摩擦抵抗値（τ）の妥当性を確認するが、今回は緊急的な応急対策であり、本工法の品質基準を参考とし、設置したアンカーの全本数に対して、設計荷重×1.2 倍以下の引張り荷重を与えて性能を確認することで、アンカーの基本調査試験（引き抜き試験）は省略した。



写真-3　撤去後の保管状況(例)

4. 強靭ワイヤーネット工の撤去・転用

4.1 強靭ワイヤーネット工の撤去

砂防堰堤の完成に伴い、これまで 6 箇所の強靭ワイヤーネット工を撤去している。その保管事例を写真-3 に示す。撤去した強靭ワイヤーネット工は、設置期間中において土石流の流出が無かったため、設置部材のうちアンカー等の地中埋設物及びその付属品、基礎部プレートを除いた上部部材（本体材料）は、全て転用可能な部材として撤去することが出来た。

4.2 強靭ワイヤーネット工の転用例

平成 29 年 9 月 17 日、鳥取県国道 53 号智頭町市瀬地区において台風 18 号の豪雨により国道沿いで土砂流出が発生した。小規模な沢からの土砂流出に対応するため、保管していた強靭ワイヤーネット工を転用することで、災害発生から数日後には工事に着手し、約 1 ヶ月で完成する等、迅速に対応することが出来た。また、資機材の転用により、新規で材料購入・設置した場合に比べて、約 4 割のコスト縮減にも繋がった。



写真-4　転用（例）

5. おわりに

民家密集地に近接する複数の土石流災害の発生現場において、強靭ワイヤーネット工は、応急対策として短期間に設置することが出来た。また、砂防堰堤完成後は、撤去・保管・転用することで他の土砂災害現場に対する有効活用も図れた。今後は、撤去時にアンカー引き抜き試験等を実施して、アンカー性能に関するデータを取得すると共に、崖錐層の状態に応じて、現場で迅速に対応できるアンカーの施工方法等を改良する必要がある。

＜参考文献＞1)工事の安全対策および緊急避難経路確保のための柔構造柵工（TAMPO バリア）その設置事例と新たな取り組みについて、平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集,p.70-71.
2)「土石流・流木対策設計技術指針解説」国土技術政策総合研究所資料,第 905 号,平成 28 年 4 月.
3)「砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説」国土技術政策総合研究所資料, 第 904 号,平成 28 年 4 月.

P-135

掃流区間におけるコンクリートスリット堰堤の流木捕捉に関する研究

原田　紹臣，伊藤　　靖（三井共同建設コンサルタント株式会社）
○佐藤　厚慈（アジア航測株式会社）
中谷　加奈（京都大学大学院農学研究科）
高山　翔揮，里深　好文（立命館大学理工学部）
水山　高久（政策研究大学院大学）

1，はじめに

豪雨による斜面崩壊等に伴って発生した流木は下流まで流下し，橋梁等へ被害を与えることが一般的に知られている．近年の報告によると，これまでの不透過型砂防堰堤における流木捕捉機能の不足が指摘されるとともに，透過型砂防堰堤への改良や流木捕捉効果の高いと考えられる鋼材による流木捕捉機能の付加（強化）が進められてきている．

このような背景の中，平成29年7月に発生した九州北部豪雨災害では，一部の流域において不透過型砂防堰堤が流木を殆ど捕捉せずに下流域まで流木が流出し，家屋や橋梁等に多大な被害を与えた事例[1]が報告されている．特に，上流に設置されていた不透過型砂防堰堤で流木が殆ど捕捉されずに下流のため池へ流出し，ため池堤防が越流決壊して下流域に多大な影響を与えた事例も報告されている．一方，一部の不透過型砂防堰堤（須川第一砂防堰堤）において顕著に流木を捕捉した事例が報告されたことを受け，今後，砂防堰堤の流木捕捉機能に関して更なる議論が必要であると考えられる．また，今回の災害を受け，渓流から河川区域まで含めた流域における緊急的な流木対策の方向性や事業の推進が示され，下流域の掃流区間も含めた合理的な流木対策技術の立案が急務な課題となっている．流域における流木対策として，筆者らはこれまで，流木の回転運動に着眼した不透過型砂防堰堤の流木捕捉機能に関する高度化[2]や橋梁部おける流木対策技術（木除け杭）[3]について取り組んできている．なお、一般的な設計マニュアル等では，掃流区間における流木対策として鋼材による流木捕捉工が提案されている．しかしながら，コンクリートスリット堰堤の流木捕捉機能については筆者らが知る限り存在しておらず，今後の流域を含めた流木処理について検討するに際して，これまで全国的に多く整備が進められてきた掃流区間におけるコンクリートスリット堰堤の流木捕捉機能の理解が急務な課題となっている．

本研究では，基礎的な水路実験によりコンクリートスリット堰堤の捕捉機構について考察することを目的とする．

2，実験条件

実験に使用したコンクリートスリット堰堤を設けた水路を**図-1**に示す．**図-1**に示されるとおり，実規模に対して約1/100程度の縮尺を想定して傾斜させた水路（長さ2m，幅40cm）の上流から水（Q_l），流木（ただし，円形材料，流木長l_l：5cm，乾燥状態での比重：約0.75，手動により投入：時間あたりの投入本数が概ね1本/0.5秒）を供給し，スリット（スリット幅 w_l）を通過して下流へ流出した流木の本数を計測している．また，実験水路床には流木を安定させるために細砂を接着している．流木の投入については，流木の供給条件（初期の投入方向）の違いが捕捉率に影響を与えないように配慮するため，流木の方向を流れの水平面内において全方向にほぼ同じ割合となるように留意して投入している．水路の傾斜角は掃流区間（θ_w= 2度）を基本としている．なお，予備実験において，流木への枝の付加，水路長（1mから4m間），水路の傾斜角（θ_w），細粒土砂（浮遊砂）の混入ならびに流木投入速度（1本/1秒，1本/0.5秒）の違い等による影響について事前に確認している．

各条件の違いが流木の回転や捕捉機能に与える影響を把握するため，上部からの供給流量 q_{in}，スリット幅 w_l 等を変化させて，それぞれの条件での流木捕捉量を比較している．また，手動での流木投入による影響等を低減するため，実験は同じ条件にて3回実施することで平均化を図っている．

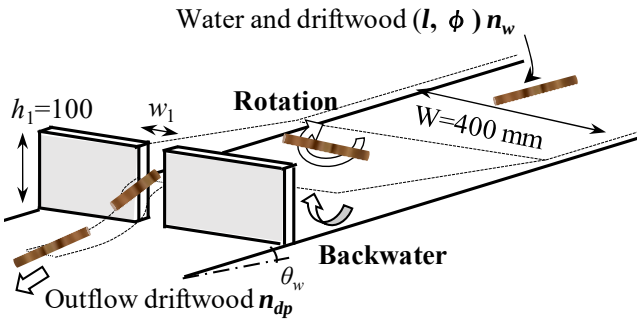


図-1 実験水路の概要（コンクリートスリット堰堤）

3. 実験結果及び考察

実験結果におけるコンクリートスリット堰堤の流木捕捉（調節）効果に関して，コンクリートスリット堰堤上流の湛水部における流木捕捉率（調節率）f_c は，

$$f_c = (n_w - n_{dp}) / n_w \quad (1)$$

と表される．ここに，n_{dp} はスリット部を通過して下流へ流出した流木の本数，n_wは流木の供給本数である（**図-1**）．以降に条件の違いがコンクリートスリット堰堤の流木捕捉（調節）機能に与える影響について考察する．

コンクリートスリット幅（w_l：**図-1**）の違いによる流木捕捉率（調節率）f_c の変化を**図-2**に示す．**図-2**に示されるとおり，流木径φに対して約2倍程度（w_l = 6mm）のスリット幅の場合，顕著（約9割程度）に流木が捕捉されるのが確認された．実験中の観察結果によると，**図-3**に示されるとおり，堰堤直上流部での背水に伴って発生する湛水面における平面流（渦流）の影響を受けて，堰堤（壁体）直上流付近において両側（横断）方向へ流木が運搬され，最終的に多くの流木が湛水部で捕捉されるのが確認された．なお，スリット幅を流木長 l 程度（w_l = 50mm）に開口させても，約2割程度の流木が湛水部で捕捉されているのが確認された．

次に，供給流量 q_{in} の違いによる流木捕捉率（調節率）f_c の変化を**図-4**に示す．**図-4**に示されるとおり，流量及びレイノルズ数（ただし，湛水部上流の流下部）が大きくなるに伴って捕捉効果の向上が確認された．実験中の観察結果によると，同様に流量の増加に伴って堰堤直上流における背水の影響による湛水部内の水位差が大きくなり，その影響による平面流（渦流，乱流：**図-3**）が顕著に確認された．

一方，上流からの供給流量停止後における流向及び流木の挙動の概要を**図-5** に示す．**図-5** に示されるとおり，供給停止後においてはスリットの間から湛水部の水が掃流状態で排水されることにより背水の影響が消失し，スリットから排水される流水の影響を受けて，それまでに捕捉されていた流木が徐々にスリット間を通過して下流へ流出するのが確認された．なお，最終的に湛水部に残った流木の本数は平均で約 5 割前後であった．

これらの結果より，コンクリートスリット堰堤は堰上げ等に伴う背水の影響を受けた湛水部における平面流（渦流）によって流木を一時的に捕捉し，下流への流木流出を遅らせる効果（調節効果）が期待できる可能性が示された．

今後，掃流区間において考えられる対策工との相互作用の影響や，土石流が流木捕捉に与える影響，上流からの供給流量停止後における流木対策に関する検討等が望まれる．

参考文献

1) 地盤工学会：平成29年7月九州北部豪雨緊急災害報告会資料, 2017.

2) 原田紹臣・里深好文・水山高久ら：不透過型砂防堰堤における鋼製部材を用いた流木対策工の捕捉機能に関する基礎的な実験，土木学会論文集 B1(水工学) ，Vol.73, No.4, pp. I _1351-1356, 2017.

3) 原田紹臣ら：橋脚における木除杭及び芥留杭の機能に関する基礎的な実験,土木学会論文集 B1(水工学), Vol.72, No.4, pp.301-306, 2016.

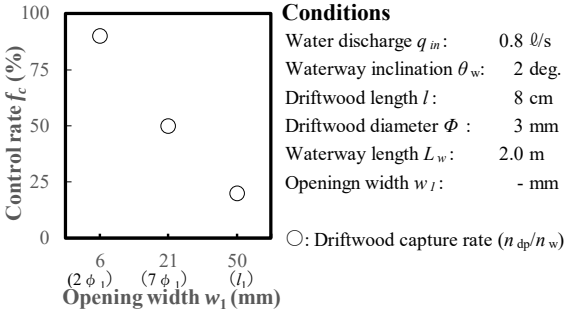


図-2 コンクリート・スリット幅の違いによる流木捕捉率の変化

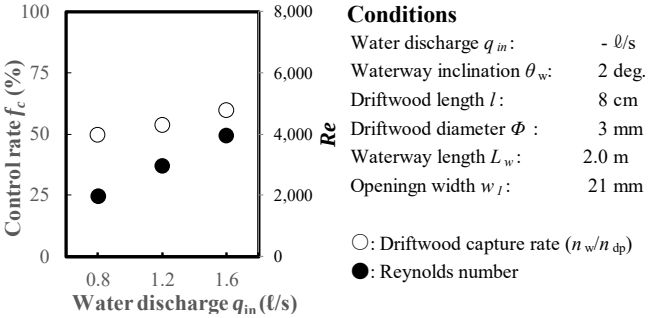


図-4 流入流量の違いによる流木捕捉率の変化

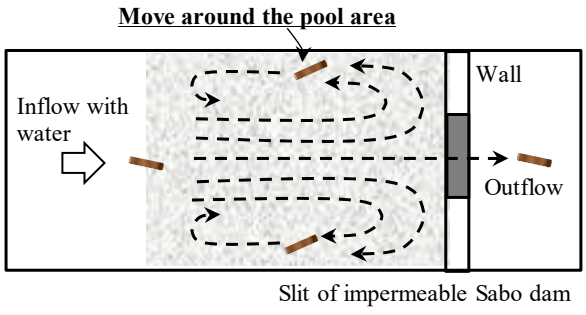


図-3 湛水部における流入時の流向及び流木の挙動の概要

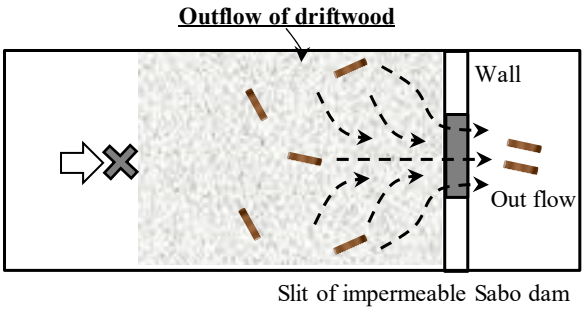


図-5 供給流量停止後における流向及び流木の挙動の概要

P-136

既設砂防堰堤を対象とした補強対策設計条件の検討

北陸地方整備局立山砂防事務所　大坂 剛、金子秀樹、高橋 至、柳川磨彦
北陸地方整備局　関 敏文
国土技術政策総合研究所　内田太郎
京都大学防災研究所　藤田正治
政策研究大学院大学　水山高久
日本工営株式会社　○村松広久、水谷 佑、伊藤隆郭

１．はじめに

立山砂防事務所では既設砂防堰堤の補強対策検討にあたり、現行の設計基準を踏まえつつ、現地条件や過去の出水の実績等を考慮した合理的な補強設計の条件整理を検討している。

本報では、砂防堰堤の安定計算に適用する下流側水深及び下流側静水圧について、事例調査や水理模型実験による実態調査により知見を得るとともに、高さ 23 mのサブ谷砂防堰堤の補強対策への適用性を検討した。

２．ハイダム安定計算の事例調査

建設省河川砂防技術基準(案)の砂防堰堤設計では、下流側の水位で下流側の揚圧力分布を規定しているが、下流側から堤体下流面に作用する静水圧は見込まれていない。[1)] このため安定計算上、滑動抵抗不足により安全率が低下する傾向にある。

そこで全国直轄砂防事務所を対象に、ハイダムなど砂防堰堤の安定計算書の事例を収集し、下流側水深等の取扱いの実態を把握した。事例調査は、現行設計基準に準じた安定計算手法が適用された昭和 60 年以降設計の砂防堰堤で、「施工済み」あるいは「施工中」のハイダム（不透過型重力式砂防堰堤）を対象とした。

表１ ハイダム安定計算書の事例収集結果

収集事例 堰堤数	一般図 有り	安定計算書 有り	下流側 静水圧考慮
31	31 1基一部不明	25	3

事例調査結果の概要は次のとおりである。

①重力式砂防堰堤の事例 25 基（安定計算書有り）は、全て本堰堤、副堰堤ともに岩着する。

②下流側静水圧を考慮した 3 堰堤は、いずれも「副堰堤＋水叩きコンクリート」を設置している。

③下流側静水圧を考慮した 3 堰堤のうち 2 堰堤は、堤体規模に対する下流側水深 h_2あるいは水深そのものが高く、揚圧力に伴う滑動不安定性に対し、合理的に安定確保するため考慮したものと推察される。

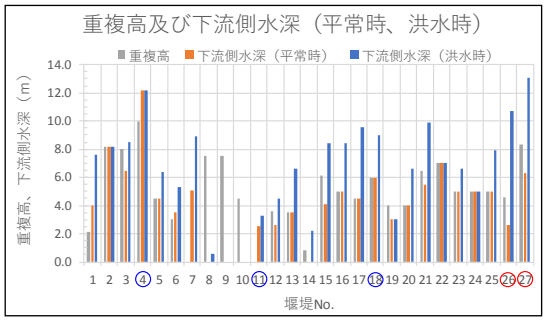


図１ 重複高と下流側水深の関係

④下流側水深 h_2は図 1 より、平常時は副堰堤の水通し天端面、洪水時は副堰堤の水通し越流水面からとする事例が 14 堰堤と多い。(No. 4, 11, 18 は下流側静水圧考慮、No. 26, 27 はサブ谷砂防堰堤で現況と補強)

⑤揚圧力無しの支持力照査を実施していない事例が 15 堰堤と多く、岩着するためと考えられる。

３．地形模型による水理模型実験画像からの下流側水位の計測

平成 26 年度実施のサブ谷砂防堰堤の地形模型による水理模型実験の映像 [2)] を用いて、本堰堤直下流の水位を計測した。計測を行った実験ケースは、改良最終案(腹付補強)の流量 100 m^3/s (平常時相当)、1, 200 m^3/s (S44 出水相当)、1, 960 m^3/s (計画流量)とした。

各流量ケースにおいて複数の画角(方向・距離)で撮影がなされており、通水前の映像を用いて、画像標定(画像上の距離→実距離への換算)の難易・精度を踏まえ、鉛直方向の距離を標定する測線として、水通し天端、右岸側壁護岸天端、水叩き-構造物(本副堤・護岸)を用いて標定を行った。本検討では主に本堰堤水通し天端(EL799m)と右岸側壁護岸天端(EL790m)を用いた。

水位の計測は、複数の計測結果の平均値を算出して求めることとし、構造物-水面境界の判読はコマ送り画像の目視判読を基本とした。一部で縦方向の画素情報変化(輝度等)の確認等も行った。

画像計測結果を表 2、図 2 に示す。

表２ 画像計測結果一覧

流量	計測条件・測線との比高差	水深換算結果 (水叩き下面-水通し天端比高差:23m)
100m^3/s	・1画角の画像を用いて計測 ・水面-構造物境界と水通し天端との比高差は平均15.5m	下流側水深:約7.5 m 【設計値h2＝7.3m】
1200m^3/s	・3画角の画像を用いて計測 ・水面-構造物境界と水通し天端との比高差は平均13.8m	下流側水深:9.2m 【設計値h2＝11.3m】
1960m^3/s	・3画角の画像を用いて計測 ・水面-構造物境界と水通し天端との比高差は平均12.8m	下流側水深:約10.2m 【設計値h2＝13.1m】

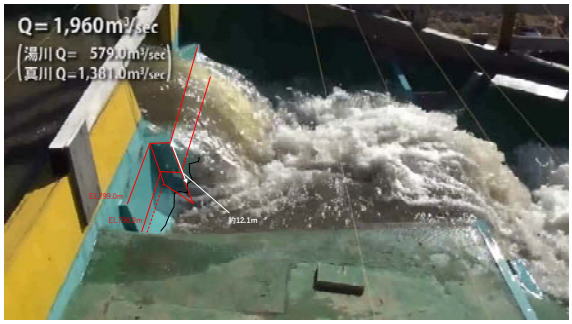


図２ 水面-構造物境界と水通し天端の比高差 12.1m
（計画流量:1,960m^3/s ）

流量が少ない程、本副間の水面形は安定しており、下流側水深 h_2 は設計値に近い結果となった。また、実験映像からは下流側水面が本堰堤下流法面から瞬間的に剥がれるような現象は認められなかった。

4．直線水路模型実験による下流側水位の計測

前章の模型実験画像では、本堰堤下流法面前の水面形成状況が越流水脈により遮蔽され、不可視となるため、サブ谷砂防堰堤の直線水路模型実験を行い、本堰堤直下流の水面形成状況を把握し、水位を計測した。表 3 に模型実験条件、表 4 に模型実験結果を示す。

表 3　模型実験条件

模型縮尺：	1/80
流量規模：	計画流量（1,960m^3/s）、S44出水相当（1,144m^3/s）、平常時想定（60m^3/s）

表 4　模型実験結果

施設条件	流量 (m^3/s)	実験値			設計値		
		越流水深(m)		下流側水深	越流水深(m)		下流側水深
		本堰堤h_3	副堰堤h_4	h_2(m)	本堰堤h_3	副堰堤h_4	h_2(m)
現況施設	1,144	2.36	4.56	8.81	4.7	5.8	8.38
補強施設	60	設計値と同等			0.7	0.7	7.00
	1,960	3.86	6.64	10.37	6.8	6.8	13.1



図 3　本副間の流況と水面形成状況（Q=1,960m^3/s）

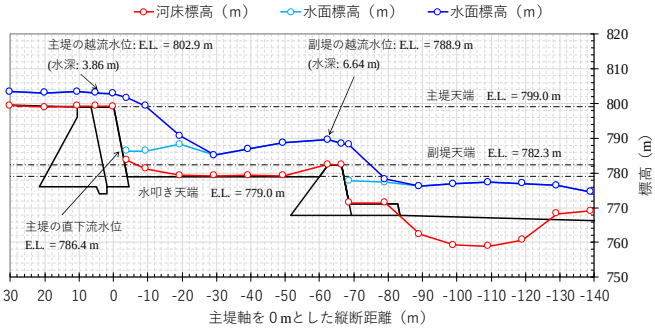


図 4　本副間の水面形成と水位状況（Q=1,960m^3/s）

現況施設で S44 出水相当流量の実験値では、水褥池がないこともあり副堰堤の越流水深 h_4 が限界水深に近くなったが、本堰堤直下流では安定した水面が形成され、下流側水深 h_2 は設計値と同等となった。

補強施設において平常時流量の実験値では、下流側水深 h_2 は、副堰堤の越流水深 h_4 が非常に小さいため、設計値同様に副堰堤の水通し天端面を水面とした深さと同等であり、安定した水面が形成されていた。

計画流量時の本副間の流況と水面形成状況を図 3、4 に示す。本堰堤下流法面に接する水面は、法面から剥がれることはなく、比較的安定した水位で水面が形成されていた。副堰堤の越流水深 h_4 は設計値と同等であったが、本堰堤下流側水深 h_2 は、本副間の跳水の影響があるものの、副堰堤の平均的な越流水面からの深さと同等（若干低い）と考えられる。また、下流側水深 h_2（10.37m）が前章の画像解析による下流側水深 h_2（約 10.2m）と同等であったことは、地形模型実験と直線水路実験とで本副間の流況は同様であり、実験精度として問題無いことを示している。

5．下流側静水圧等の取扱いとサブ谷砂防堰堤補強対策への適用性

前述の実態調査結果を踏まえると、平常時、洪水時いずれも本堰堤下流法面には比較的安定した水面が常に接していること、下流側水深は安定計算上、最も危険な状態を想定する必要があることから、本検討では表 5 のとおり適用条件を提案する。

表 5　下流側水深と下流側静水圧の適用条件

種別	ケース	水深基準面
下流側水深の設定	平常時水深	副堰堤水通し天端面
	洪水時水深	副堰堤水通し越流水面
下流側静水圧の適用	平常時水深	副堰堤水通し天端面
	洪水時水深	副堰堤水通し越流水面

サブ谷砂防堰堤の本堰堤の安定計算では、現地計測に基づく外力条件[3]に加え、下流側静水圧を適用した場合も S44 出水時の安定実績と整合することを確認している。既設堰堤に作用する外力条件の実態を踏まえ、第一副堰堤が底抜け等壊滅的な被害を受けないよう十分な対策を施すことで本堰堤補強の安定計算に下流側静水圧を加味することは問題が無いものと結論づけた。

6．おわりに

サブ谷砂防堰堤の補強対策において、現地計測に基づく外力条件に加え、下流側静水圧を適用した場合、腹付け厚は 6.5mから 3.5mに縮減される。

現行設計基準である河川砂防技術基準案の砂防堰堤の設計は、治水ダム（水溜ダム）の設計基準を準用して策定されたものである。一方で不透過型砂防堰堤は堆砂を前提とした構造物であり、満砂後の外力条件は必ずしも治水ダムと同様ではないものと考える。

既設砂防堰堤の補強対策の検討にあたっては、次の事項に留意し、流域固有の条件を踏まえた上で検討することが重要である。

① 必ずしも設計一般値通りではない場合があるため、満砂状態にある砂防堰堤の揚圧力作用状況等の把握が必要である。

② 副堰堤の配置等、下流側に安定した水面が形成される場合であって、下流側の水面形を実験等により適切に想定できる場合は、下流側静水圧、揚圧力を考慮することが考えられる。

③ 既往出水時の砂防堰堤の安定実績を活用して、当該出水時の再現外力による安定計算によって算定された最大地盤反力度や滑動安全率、合力作用位置などを検証し、当該砂防堰堤固有の設計許容値の設定や設計外力の精査を行うことが望ましい。

【参考文献】

1) 建設省河川砂防技術基準(案)同解説・設計編Ⅱ, 1985. 10
2) 平成 26 年度サブ谷砂防堰堤水理模型実験業務報告書, 2015. 12
3) 大坂剛ら：既設砂防堰堤を対象とした現地計測データを活用した補強設計条件の検討，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，p. 154-155, 2017. 5

P-137

材料の特殊性に着目した砂防ソイルセメントの強度特性（その４）

日本工営株式会社

○藤澤久子・小林浩二・三池力・松田悟・伊藤隆郭

1. はじめに

ソイルセメントの強度は粒度分布の影響を大きく受けるが [1]、類似した粒度分布であってもその他の要因で発現強度が異なる場合があり、砂防ソイルセメントの強度特性に影響を及ぼす、現地発生土砂の性状の把握が必要である。購入砕石を用いて模擬的に酸性材を作製し、強度発現の違いについて検討した結果、粒度分布および諸密度が等しい材料であっても、配合強度の発現に違いがあり、酸性材の方が強度は約 5 割、湿潤密度が 5%程度小さい結果が得られた [2]。目標強度レベルはセメント添加量が中程度(140kg/m³)でレベルⅢを満足する高強度が得られた [3] が、ソイルセメントの母材として、長期強度特性が懸念されたことから、酸性材について長期的な強度発現を確認するため、材齢 3、6、12 ヵ月の圧縮強度試験を行った [4]。材齢 2 年の試験結果と合わせて、以下に報告する。

2. 使用材料

本検討では図 1 に示すとおり、単位セメント量 150kg/m³ 時の目標強度レベルⅢ(以下、粗粒材とする)の粒度分布に相当する材料を、購入砕石等の粒度調整により作製した。酸性材については、粗粒材を酸性液に水浸させ、模擬的に酸性材としたものを作製した [2),3),4)]。酸性の程度は pH2 とした。

使用材料の物性値を表 1 に示す。粒径 5mm 以上の吸水率が 0.91%、5mm 以下でも 1.72%とコンクリート砕石としても使用可能な材料であり、締固め試験による最大乾燥密度は 2.262g/cm³、最適含水比は 7.5%であった。

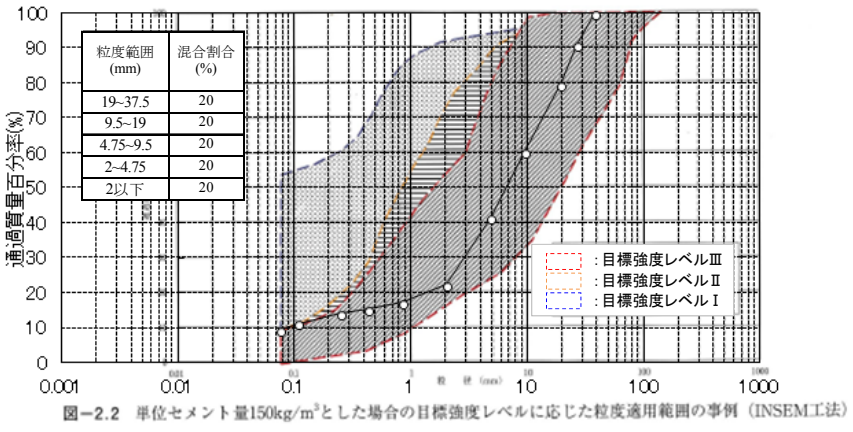


図 1　材料の粒度分布

表 1　材料特性

項目		粗粒材	
		粒径5mm以上	粒径5mm以下
密度	土粒子の密度 ρ_s(g/cm³)	2.749	
	表乾比重	2.705	2.647
	絶乾比重	2.681	2.602
	吸水率(%)	0.91	1.72
含水比(%)		0.6	
粒度	細粒分含有率(%)	9.5	
締固め特性	最大乾燥密度 ρ_{dmax}(g/cm³)	2.262(1Ec)	
	最適含水比 w_{opt}(%)	7.5(1Ec)	
単位容積質量	絶乾状態 (kg/L)	1.974	
	実積率 (%)	74.5	

3. 試験内容

INSEM 工法のソイルアプローチにより供試体の作製を行った。供試体は直径 15cm、高さ 30cm の円柱供試体、配合試験条件は、単位セメント量 140kg/m³ とし、目標含水比は w_{opt}～w_{opt}－1.5%に設定した。セメントは高炉セメント B 種を用いた。

長期強度特性の検討については、通常の屋内での気中養生と、屋外での養生を実施した。屋外養生は、日照、雨、雪、風などの自然状態における大気環境下で、供試体を直接暴露し、温度および降雨量の計測を行った。屋外養生(暴露試験)の様子を写真 1 に示す。



写真 1　暴露試験の様子

4. 試験結果

養生 2 年経過後の供試体の状態を写真 2 に示す。

pH 未調整の粗粒材と酸性材で、供試体の外観に違いが見られた。含水比は粗粒材で 4.4%、酸性材で 5.1%、4.5%であり大きな違いはないが、供試体表面の状況が異なり、作製時のばらつきと考えられる。屋内で気中養生を行った酸性材と屋外養生を行った酸性材では、屋外の供試体に藻が広がり、外観に違いが見られた。

図 2 は乾燥密度と養生日数の関係であり、養生 6 カ月の供試体および養生 2 年の粗粒材の密度が小さかった。図 3 は、一軸圧縮強度と養生日数の関係であり、養生日数の経過とともに強度増加する傾向が確認された。養生 2 年の粗粒材は 19.4N/mm² と酸性材と比較して小さく、圧縮強度は密度に相関関係があることから、養生期間における強度増加より密度の影響が大きかったと考えられる。図 4 は養生 28 日の一軸圧縮強度を基準に、各養生日数での一軸圧縮強度の増加割合と養生日数の関係を示したものである。強度増加はいずれも収束の傾向にあるものの、酸性材は屋内養生したものより、屋外暴露した供試体のほうが強度増加しており、更に強度増加する可能性があると考えられる。

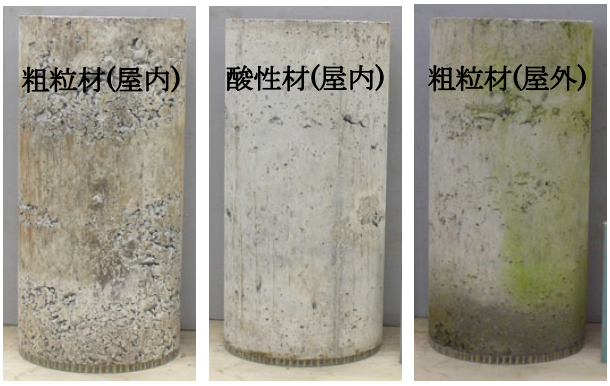


写真 2　試験前供試体（養生 2 年経過後）

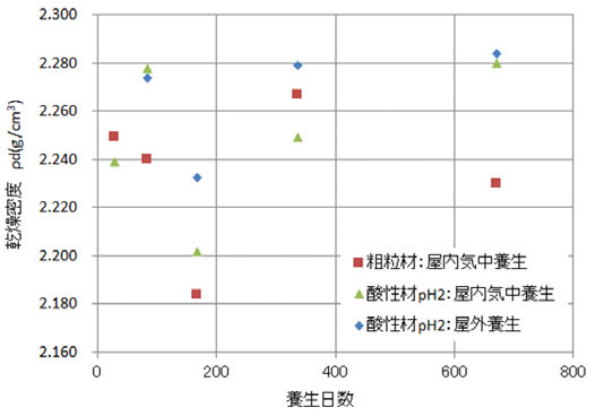


図 2　乾燥密度と養生日数の関係

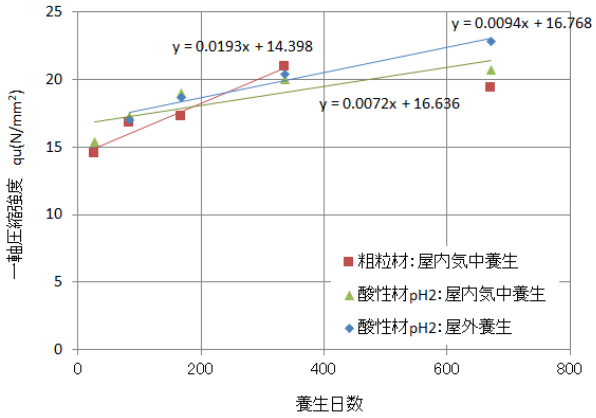


図 3　一軸圧縮強度と養生日数の関係

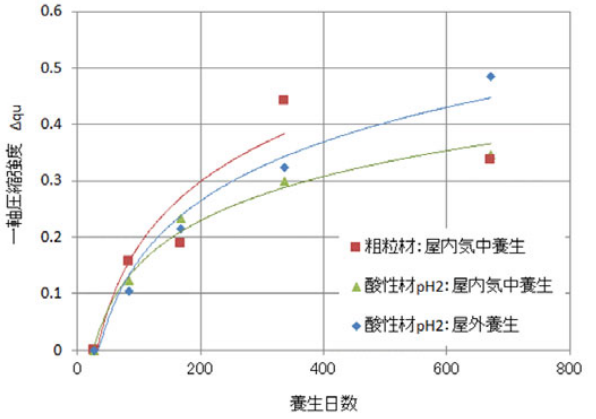


図 4　一軸圧縮強度の増加率と養生日数の関係

5. おわりに

養生期間 2 年においても、直接暴露を受ける酸性材も強度増加の傾向を示した。ソイルセメントの長期強度特性に関しては、施工後 9 年のサンプルコアにおいても強度増加した事例報告がある [5] ことから、長いスパンで考える必要があり、今後も特殊材（強酸性、強アルカリ性等）を用いたソイルセメントのデータ蓄積を継続して行っていきたいと考えている。

参考文献：1)(財)砂防・地すべり技術センター：砂防ソイルセメント設計・施工便覧，平成23年10月

2)藤澤他：材料の特殊性に着目した砂防ソイルセメントの強度特性,砂防学会研究発表会,平成27年5月

3) 藤澤他：材料の特殊性に着目した砂防ソイルセメントの強度特性（その2）,砂防学会研究発表会,平成28年5月

4) 藤澤他：材料の特殊性に着目した砂防ソイルセメントの強度特性（その3）,砂防学会研究発表会,平成29年5月

5) 川村ら：砂防ソイルセメント(INSEM)の経年変化に関する調査,砂防学会研究発表会,平成24年5月

砂防施設破壊時における降雨と外力に関する調査

国立研究開発法人土木研究所　○赤澤史顕・藤村直樹・劉詩雨・武澤永純・石井靖雄
アジア航測株式会社　秋山怜子

1. はじめに

砂防施設の破壊はこれまで少なくとも数十事例以上確認されている。砂防施設の破壊は、多くは流域から流出した土砂と水などの流れが堰堤に作用することにより生じる。流量、流速、礫径が大きくなり、流体力、衝撃力が大きくなると破壊が生じやすくなると考えられるが、どのような流出によりどのような破壊が生じたのか分析された研究例は多くない。そこで、本研究では、土木研究所（1987）と近年の事例について不透過型砂防堰堤が破壊した合計 53 事例（**図－1**）を対象とし、流量、流速に大きく影響する降雨量と渓流の勾配、衝撃力に影響する礫径、破壊箇所を整理した。破壊時に流出した土砂量が推定可能な近年の 5 事例については、土石流の衝撃力、流体力を推定した。そして、破壊を生じさせた外力の種類を検討した。



図－1　整理した 53 事例の位置

2. 砂防施設破壊時の雨量、年超過確率と渓流の勾配・礫径について

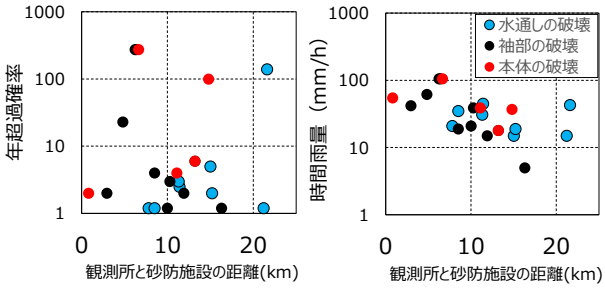
土石流のピーク流量に影響する雨量について、破壊時の時間雨量・日雨量の年超過確率と破壊箇所の関係を整理した。年超過確率は、地域によって前線や台風の影響により降雨量に差があると想定し、地域差を考慮するため整理した。また、渓流の勾配と礫径、破壊箇所との関係も整理した。破壊箇所は、本体、袖部、水通しの 3 つに分類した。施設破壊時における降雨の年超過確率については、砂防施設設計時に運搬できる土砂量算出の際に想定されている計画規模である 100 年超過確率を対してどの程度の大きさであったのかを調査した。また、流体力、衝撃力に影響を及ぼすものとして、渓流の勾配、礫径について破壊箇所との関係を整理した。

2.1　使用した雨量データと年超過確率の計算方法

降雨の年超過確率は中小河川計画検討会（1988）の方法で計算した。計算時に使用した日雨量は気象庁ＨＰより取得した。雨量データは、砂防施設近傍の雨量観測所について施設と観測所間の距離を整理し、距離が近く、欠測が少ない観測所のデータを使用した。年超過確率は、観測開始～2016 年までの雨量データを基に算出した。

2.2　破壊時の時間雨量、年超過確率と破壊箇所の関係

破壊時の時間雨量、日雨量の年超過確率と破壊箇所の関係を**図－2** に示した。堰堤に損傷が生じた事例の多くは計画で想定される確率規模である 100 年超過確率を上回らず、多くは 25 年以下の確率で損傷が生じていた。また、雨量観測所の位置と土石流が発生する流域の距離の影響があると考えられるものの、今回整理した事例については時間雨量、年超過確率と破壊箇所について明確な関係は認められなかった。

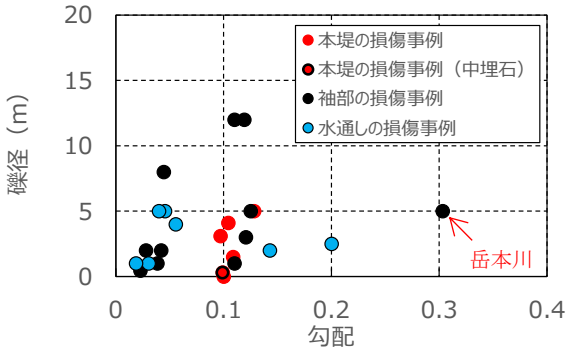


図－2　年超過確率と破壊箇所の関係

2.3　渓流の勾配、礫径と破壊箇所の関係

図－3 に渓流の勾配、礫径と破壊箇所の関係を整理した結果を示す。今回収集した事例においては、本体の損傷は礫径 5 m 以下の 5 事例で認められ、いずれも勾配は 0.09 を上回る場所に設置された堰堤

であった。勾配により流体力、衝撃力が大きくなり、本体の損傷が生じたと考えられた。勾配が 0.20 を上回っているにも関わらず損傷が袖部に留まっていた 1 事例（岳本川）は、他の本体損傷事例よりも天端幅が大きく破壊を生じにくい構造であったこと、流域面積が小さく流量の規模も大きくなかったことが影響したと考えられた。



図－3　勾配と礫径の関係

3. 砂防施設破壊時の土石流の外力について

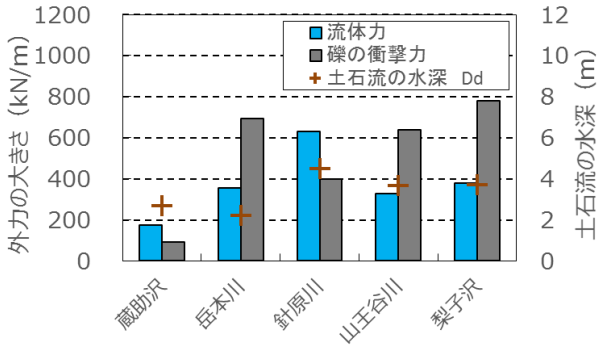
破壊を生じさせた土砂移動に関する情報が得られる 5 事例について情報を整理した（**表－1**）。堰堤の破壊状況から破壊は、打継目で生じたと推定された事例が多く、本体との境界部において多く確認された。本堤に破壊が及んでいた山王谷も本堤一部のコンクリートブロックが打継目で破壊しており、ほとんどの事例が打継目で破壊していた。一方で、梨子沢は本体に亀裂が生じていたが、清水ら（2017）の検討により亀裂の状況が部分的に把握されており、それによると亀裂は打継目以外にも及んでいることが示されている。

表－1　砂防堰堤の破壊状況と礫径

年度	1975	2012	1997	2016	2014
都道府県	青森県	大分県	鹿児島県	熊本県	長野県
河川・渓流名	蔵助沢	岳本川	針原川	山王谷川	梨子沢
主な被災部位	左岸袖部	右岸袖部	右岸袖部 本体一部	右岸袖部 本体一部	左岸袖部 本体亀裂
破断面	打継目	打継目	打継目	打継目	袖部は打継目で破断
礫径(m)	0.5～1.0	5.0	2.0～3.0	3.19	4.1

表－1 に示す 5 事例について流体力と衝撃力を推定した（**図－4**）。流体力、衝撃力の算定の際に必要となる勾配、流れの幅は地形データから推定し、土石流の水深は災害後の痕跡の調査結果がある針原川被害の 4 事例は痕跡の記録から整理した。針原川は文献に記載されていた流出土砂量を基に整理した。

岳本川、山王谷川、梨子沢は流体力よりも衝撃力が大きかったが、蔵助沢、針原川は衝撃力よりも流体力が大きかった。本体の亀裂が打継目以外にも生じていた梨子沢については、他の事例と比較して礫の衝撃力が大きかった。流体力が他の事例よりも大きかった針原川は、土石流の水深が大きかった。衝撃力、流体力の大きさの違いが砂防堰堤の破壊に及ぼす影響については、堤体の強度や砂防堰堤に作用する応力等を検討する必要がある。



図－4　土石流の流体力、礫の衝撃力

4. おわりに

渓流の勾配、礫径について整理した結果、本体の損傷が生じた事例は、勾配により流体力、衝撃力が大きくなったためと考えられた。施設破壊時における降雨（日雨量）の年超過確率は 25 年以下となる場合が多く、年超過確率と破壊箇所に明確な関係は認められなかった。施設の破壊状況を整理した結果、打継目以外で破壊している事例は梨子沢のみであり、その他の事例では打継目で発生していた。

外力を推定した結果、岳本川、山王谷川、梨子沢は流体力よりも衝撃力が大きく、蔵助沢、針原川は流体力が大きかった。衝撃力、流体力の大きさの違いが破壊に及ぼす影響については、堤体の強度や堰堤に作用する応力等を検討する必要がある。

引用文献

建設省土木研究所（1987）：砂防ダムの災害実態調査（2），土木研究所資料，第 2491 号

中小河川計画検討会（1988）：中小河川計画の手引き（案）～洪水防御計画を中心として～，中小河川計画検討会，pp. 47–53

清水武志・青池邦夫・泉山寛明・藤村直樹・稲崎富士・瀬戸秀治（2017）：地中レーダ探査を用いた砂防堰堤内部亀裂分布調査，砂防学会誌，第 70 巻，3 号，pp. 25–32

P-139

耐摩耗性・耐衝撃性に特化した材料と急速施工システムの開発

株式会社ケミカル工事　○神田利之
島口典明
JFE シビル株式会社　米沢　洋
渋谷　隆

１．はじめに

「砂防関係施設の長寿命化計画策定ガイドライン(案)が平成 26 年 6 月に公表され，砂防施設においても長寿命化を実施していくことが求められている。これまで建設された砂防施設の損傷状況をみると，写真－１に示すような砂防えん堤の天端摩耗，基礎の局所洗掘が進行している。現在，機能維持上の問題はまだ顕在化していないものの，今後機能低下が生じる恐れがあり，これらの損傷に対する対策検討が必要である。特に摩耗は，流水や土石流等の流下により，構造体の表面から削られるため，水通しや堤体直下の水叩き部分で顕著な状態を示すことが多い。また，砂防施設の大半の施設は山間部にあり，道路と接道していないケースが多く，施設への進入が難しいなどの理由で維持修繕作業が困難となっており課題となっている。

このような実状を踏まえ，砂防えん堤の水通しや水叩きの摩耗に対して長寿命化を図るために，耐摩耗性と耐衝撃性に特化した材料の性能確認試験と補修補強作業が困難な場所でも適用可能な長距離圧送性を有する急速施工システムの確認試験を実施した結果を報告する。

２．耐摩耗性・耐衝撃性に特化したモルタル材の概要

耐摩耗性と耐衝撃性を兼ね備えたモルタル材（耐摩耗耐衝撃モルタル）とするために表面の粗い骨材や鉄粉などを選定するとともに，乾式吹付用断面修復材として使用するため水分量を小さくし，圧縮強度（28 日強度）が 100.4N/mm2 と普通コンクリートの 4 倍以上の圧縮強度を発現する。また，極めて少ない水分量での施工が可能なため，吹付後のモルタル材の緻密性が向上し，塩化物イオンや水分などの劣化因子の侵入を防ぐ特徴を有している。

３．性能確認試験の概要

耐摩耗性と耐衝撃性の性能を確認するために，普通コンクリート，鋼繊維モルタル，耐摩耗耐衝撃モルタルの３種類について比較試験を行った。普通コンクリートは，水セメント比 65%，スランプ 7.5cm，空気量 4.6%の配合で作製した。鋼繊維モルタルは，長さ 30mm の鋼繊維を配合して作製した。この 3 種類の材料を JIS A 1132：2014 により，寸法 300×300×厚さ 50mm の平板に成形した。「コンクリート強度試験用供試体の作り方」表－１に各試験体の概要を示す。

表－１　試験体の概要

試験体名	圧縮強度 (N/mm^2)	寸法(mm)
普通コンクリート	33.6	300×300×厚さ50
鋼繊維モルタル	87.4	300×300×厚さ38
耐摩耗耐衝撃モルタル	84.5	300×300×厚さ38

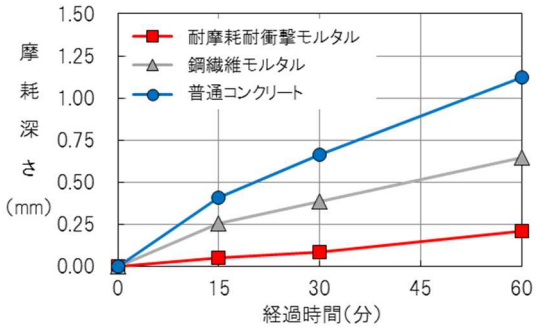
３．１　耐摩耗試験

耐摩耗性を評価するために，試験方法として ASTM C779 - 05「水平なコンクリート表面の耐摩耗試験方法，A法回転円盤機」による耐摩耗試験を実施した。試験状況を写真－１に示す。試験体上面に触れる直径 6cm の回転円盤は，22 N の一定荷重を負荷した状態で研磨材を定量供給しながら 210rpm 回転（自転）させ，更に上の直径 30cm の円盤により 9rpm で円周運動（公転）させた。摩耗時間 15 分，30 分，60



写真－１　耐摩耗試験機

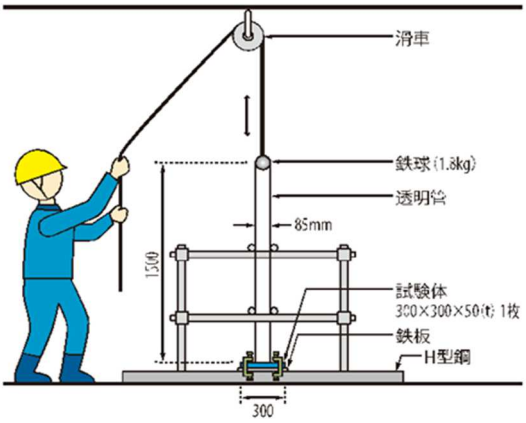
分毎にマイクロメーターを 24 点の測定箇所に差し込み摩耗深さを測定した。図－1 に示すように，60 分経過後の摩耗深さは普通コンクリートが 1.12mm，鋼繊維モルタルが 0.65mm，耐摩耗耐衝撃モルタルが 0.21mm となり，耐摩耗耐衝撃モルタルが普通コンクリートの 5 倍以上の耐摩耗性を有することを示した。



図－1　耐摩耗試験の結果

3．2　耐衝撃試験

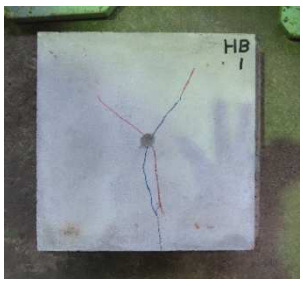
耐衝撃性を評価するために，試験方法として図－2 に示したように 1.8kg の鋼球を 1.5m の高さから透明なパイプを介して一点に落下させ，初期ひび割れの発生，進展ひび割れの発生，貫通ひび割れの発生の 3 段階で落下回数を記録して評価した。試験状況を写真－2 に示す。耐摩耗試験の試験体と同様に寸法 300×300×厚さ 50mm に成形した平板を対辺固定支持とし，滑車を使用して鋼球を落下させた。表－2 に示すように初期ひび割れの発生における落球累積回数が最も多かったのが耐摩耗耐衝撃モルタルの 14 回となり，耐衝撃性が優れている結果が得られた。破壊形状としては，3 種類の試験体ともに初期ひび割れの発生段階では 1 方向にひび割れが発生した。次に進展ひび割れの発生段階では，1 方向のひび割れが進展するとともに 2 方向のひび割れも発生し，貫通ひび割れとなった。耐摩耗耐衝撃モルタルの破壊状況を写真－3 に示す。



図－2　耐衝撃試験の概要図



写真－2　耐衝撃試験



写真－3　破壊状況

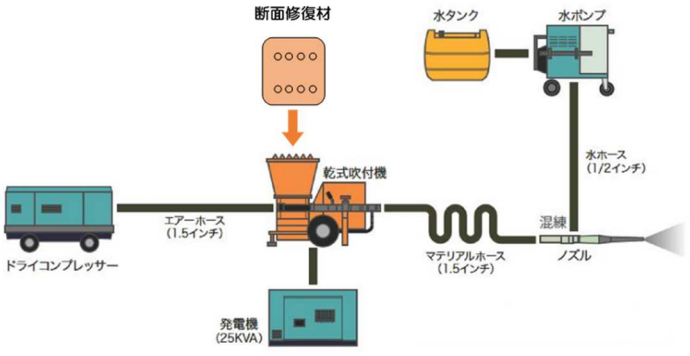
表－2　耐衝撃試験の結果

	初期ひび割れの発生	進展ひび割れの発生	貫通ひび割れの発生
普通コンクリート	6	9	9
鋼繊維モルタル	7	20	20
耐摩耗耐衝撃モルタル	14	18	20

数値：落球累積回数

4．急速施工システムによる確認試験

山間部に位置する砂防施設を想定し，施設への進入が難しい場合でも施工可能にするため，長距離圧送が可能な乾式吹付工法による吹付け確認試験を実施した。図－3 に示すように本工法は、材料をエアコンプレッサーの圧縮空気を利用してノズルまで材料を圧送し、別系統から水ポンプにより水をノズルまで圧送してノズル内部で材料と水を混合させることに特徴がある。試験の結果，200m 以上の長距離圧送性と 100mm 以上の 1 回での吹付け厚みの性能確認が得られた。水分が少ないため，硬化が早く急速施工が可能なシステムを得られた。



図－3　乾式吹付工法の概要図

5．まとめ

今回の試験により，耐摩耗耐衝撃モルタルの耐摩耗性および耐衝撃性が優れていることが確認された。さらに長距離圧送が可能な乾式吹付工法による急速施工性も確認することができた。

【参考文献】

1) 国土交通省，砂防関係施設の長寿命化計画策定ガイドライン(案), 2014.

P-140

道路盛土横断排水工における閉塞軽減構造の土石流及び流木捕捉機能に関する一考察

○坂本　良祐，原田　紹臣，高山　翔揮，里深　好文（立命館大学理工学部）
松元志津佳，吉田　一雄（JFE 建材株式会社）
中谷　加奈（京都大学大学院農学研究科）
水山　高久（政策研究大学院大学）

1. はじめに

従来，高規格道路等において土石流が発生する危険性の高い渓流を横過する場合，一般的に橋梁形式とされてきた．ただし，全ての渓流に対して橋梁形式で横過する場合，建設費用が多大となるため，近年，高速道路における土石流対策については，砂防堰堤や盛土の上流側に確保される空間を有効活用した土石流対策（盛土ポケット）[1]が提案されている．なお，高速道路の盛土ポケットを活用して土石流対策を講じる場合，盛土横断排水構造物が土石流等により閉塞するのを防ぐため，横断流入部近傍に閉塞軽減工を設置し，巨礫や流木の捕捉を目的とした構造が必要[1]となる．

筆者らは従来の閉塞軽減工[1]における課題について実験[2]により示すとともに，新たに，鋼製部材を用いた透過型砂防堰堤[3]等を参考に道路盛土横断排水構造物の流入部を改良した土石流発生時等における閉塞軽減対策構造（**図-1**）を提案し，透過部の河床に対する設置角度の違いが捕捉効果に与える影響や水平部材の礫による閉塞メカニズム等に関して考察している[2]．しかしながら，これまでの筆者らの実験[2),3)]においては，**図-1**に示す閉塞構造（透過部）の下流背面に存在する壁体（背面板；Concrete wall）による影響が考慮されていない．そこで，本研究では実験水路により，閉塞構造における背面板設置有無の違いが土石流（土砂）や流木の捕捉効果に与える影響の把握を目的としている．

2. 実験条件

今回使用した実験水路の概要を**図-2**に示す．**図-2**に示されるとおり，実規模に対して約1/100程度の縮尺を想定して，底部に一様砂礫（直径d_{max}約7mm，内部摩擦角38度）及び流木（ϕ=1.6mm，長さl=4cm，50本，乾燥状態での比重：約0.75）を敷き詰めて傾斜（15度）させた水路（長さ1m，幅10cm）に，水を上流から供給して土石流を発生させ，水路下流部に設置された構造物（閉塞軽減工）で捕捉された礫の重量や下流へ流出した流木の本数を計測する．また，透過部の設置角度θ_1（45度），透過部構造（水平部材），透過部材の間隔（礫径d_{max}に対する純間隔比1.5d；L=10mm），透過部材の断面形状（円柱部材）とし，上流からの供給水量 q_{in} を変化させて比較している．なお，予備備実験により構造物位置付近における礫の粗粒化（先頭部への大径礫の集積化）[3]が殆ど発生していないことや，流木の枝付加，流木の投入本数，透過部の設置角度ならびに水路勾配等の違いによる影響に関しても，事前に把握している．また，各条件に対してそれぞれ3回実施して実験結果を平均化している．以降に，紙面の関係より結果の一部を示し，考察する．

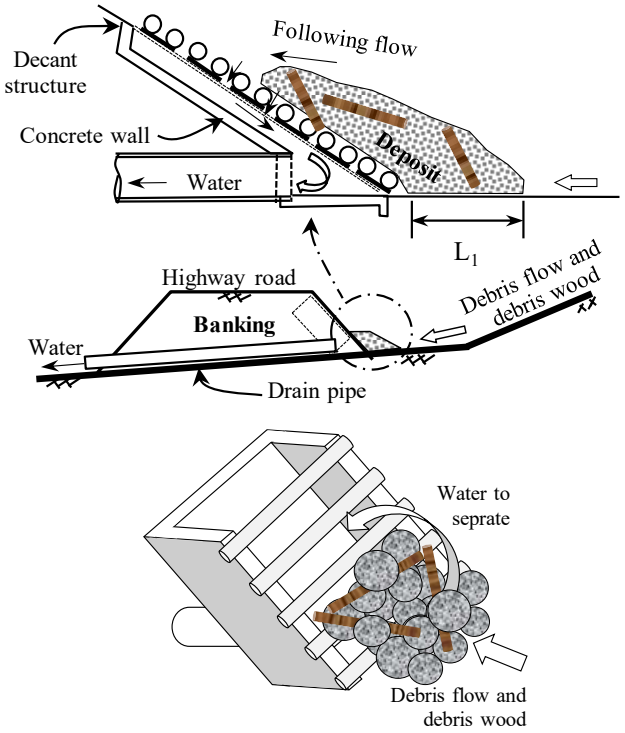


図-1 提案する道路盛土横断排水工における閉塞軽減構造[2]

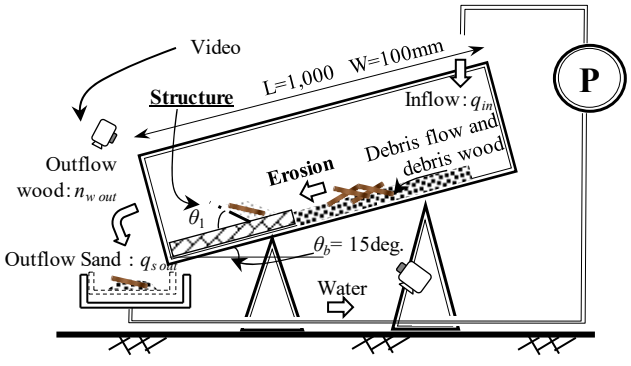


図-2 実験水路の概要

3. 実験結果及び考察

土砂の捕捉率 f_s 及び流木の捕捉率 f_w はそれぞれ，

$$f_s = (q_{s\,in} - q_{s\,out}) / q_{s\,in} \quad (1)$$

$$f_w = (n_{w\,in} - n_{w\,out}) / n_{w\,in} \quad (2)$$

で表される．ここに，$q_{s\,in}$は河床に敷き詰めた礫の重量（ただし，全て侵食），$n_{w\,in}$は河床に配置した流木の本数（ただし，全て流下），$q_{s\,out}$は水路下流へ流出した礫の重量及び，$n_{w\,out}$は水路下流へ流出した流木の本数である（**図-2**）．

閉塞構造で背面板が存在しない場合における上部からの供給水量（q_{in}：**図-2**）の違いによる土砂の捕捉率 f_s（式1）の変化を**図-3**に示す．**図-3**に示されるとおり，流量やレイノルズ数が大きくなるに伴って，構造物における土砂の捕捉率 f_s は低下する傾向が確認された．これは，礫の閉塞メカニズムとして一般的に知られている礫のアーチ・アクションの形成において，礫が部材を中心に回転する速度が速くなるに伴って，後続からの礫との噛み合わせによるアーチ・アクションの形成確率が低下することにより，礫が閉塞せずにそのまま通過したものと考えられる（**図-4**：上）．

次に，最大流量（q_s=1.4*l*/s）における閉塞構造での背面板設置有無の違いによる土砂の捕捉率 f_sの変化を**図-5**に示す．**図-5**に示されるとおり，背面板が無い場合（No-wall, sand + wood ; f_s=28%）に比べて，背面板が存在する場合（Wall, sand + wood; f_w）においては顕著に土砂の捕捉率 f_s が向上した（f_s=97%）．実験中の観察結果によると，閉塞構造（透過部）と背面板との空間において存在する水（水圧）の影響を受けて，閉塞構造直上流で発生する水流のせり上がり効果等により流速が顕著に小さくなったことによるものと考えられる（**図-4**, 下）．なお，流木を混入させずに土砂と水のみを供給した場合においても同様の傾向が確認された．

一方，**図-5**に示されるとおり，背面板が無い場合（No-wall, sand + wood），殆どの流木は捕捉されずに閉塞構造（透過部の部材間）を通過してそのまま下流へ流出した．なお，比重の影響を受けたものと考えられ，流木は土砂と比較して流れの先頭部に集積して流下した．また，背面板が存在する場合（Wall, sand+wood），礫の捕捉効果と同様に殆どの流木が閉塞構造部で捕捉された（f_w）．実験中の観察によると，礫と同様に閉塞構造と背面板との間に発生する水圧の影響を受けて，流木は透過部直上流で流木が鉛直方向に急激に回転[4]することにより，容易に捕捉されたことによるものと考えられる．今後，閉塞メカニズムにおける流木と土砂の相互作用に関する理論の一般化等が望まれる．

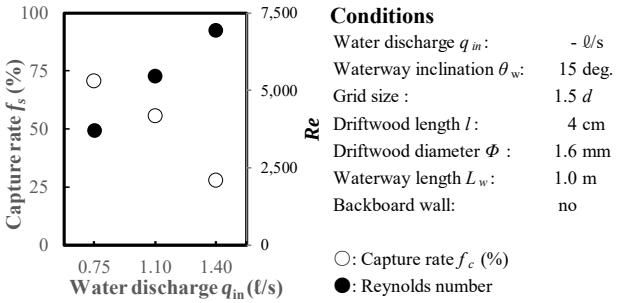


図-3 供給流量の違いによる土砂捕捉率の変化

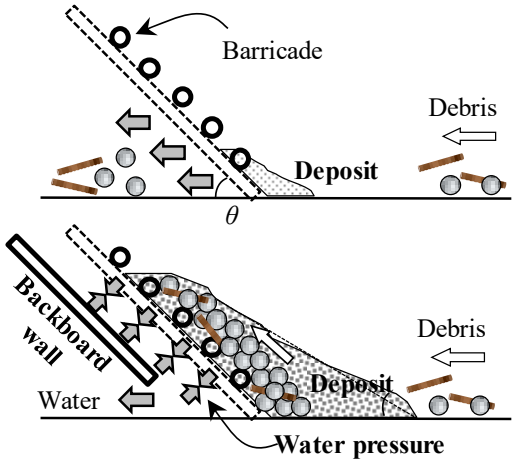


図-4 閉塞構造における背面板が捕捉機能に与える影響の概要

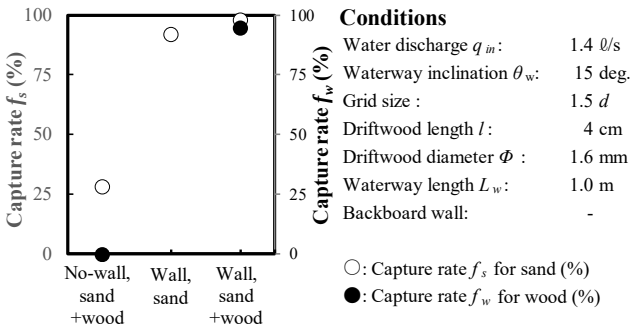


図-5 閉塞構造における背面板の設置有無の違いによる土砂及び流木捕捉率の変化

参考文献

1) JH日本道路公団：土石流対策の手引き，2003.

2) 原田紹臣・内藤秀弥・中谷加奈・里深好文・水山高久：道路盛土横断排水構造物の高機能化に関する研究，土木学会論文集 B1(水工学)，Vol.72, No.4, pp.871-876, 2016.

3) 原田紹臣・里深好文：粒径分布特性を考慮した透過型砂防えん堤の土砂流出調節機能に関する研究，土木学会論文集B1，Vol. 70, No. 4, pp. I_931-I_936, 2014.

4) 原田紹臣・高山翔揮・里深好文・水山高久・中谷加奈：不透過型砂防堰堤における鋼製部材を用いた流木対策工の捕捉機能に関する基礎的な実験，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.73, No.4, pp. I_1351-1356, 2017.

P-141

大型台風を想定した住民主体のタイムラインづくりの取り組み事例

国土交通省近畿地方整備局紀伊山系砂防事務所　西條俊和
中電技術コンサルタント株式会社　○倉本和正、杉原成満、秦 雅之、濱田隆敬、山野 亨、武田紗也香

1. はじめに

近年、全国的に異常な気象現象が多く発現しており、それに伴い、各地で人的被害を伴う甚大な被害が多発している。国土交通省では、そうした教訓を踏まえて、平成 27 年 12 月に「水防災意識社会 再構築ビジョン」を策定し、すべての直轄河川とその沿川市町村（109 水系、730 市町村）において、平成 32 年度目途に「水防災意識社会」を再構築する取り組みを行うこととされている[1)]。

そのような中、木津川上流域では、平成 28 年 6 月 1 日に沿川 4 市 1 町 4 村、三重県、奈良県、京都府、水資源機構、津地方気象台、国で構成される「木津川上流部大規模水害・土砂災害に関する減災対策協議会」を設立し、「逃す・防ぐ・回復する」ことに主眼をおいた取り組みが行われている。

本報は、その一環として奈良県宇陀市榛原山路自治会を対象に実施した「大型台風を想定した住民主体のタイムラインづくり」の取り組み事例を紹介するものである。

2. タイムラインづくりの流れ

タイムラインづくりの流れは、**図-1** に示すとおりである。ここで、「対象災害およびシナリオの設定」、「タイムラインへの反映」は、それぞれ参加者による討議前の事前準備と討議後の事後整理であり、事務局が実施する内容である。以下、主要な項目について詳述する。



図-1　タイムラインづくりの流れ

3. 対象災害およびシナリオの設定

対象地域では、昭和 34 年の伊勢湾台風による甚大な被害が発生しており、当該災害の状況は、いまも住民の記憶に強く残っている。また、それ以降、繰り返し豪雨災害を経験しているが、伊勢湾台風に匹敵する豪雨災害は経験していない。

それらを勘案し、対象災害は、伊勢湾台風と同等な規模の台風災害（以下、伊勢湾台風級災害）とした。なお、伊勢湾台風級災害における台風の経路、雨量、風速等は、伊勢湾台風に関する既往資料[2)]を参考に設定した。また、防災気象情報、避難情報の発表（発令）については、各機関の公表資料[3),4)]をもとに設定した。

設定した伊勢湾台風級災害のシナリオを**図-2** に示す。

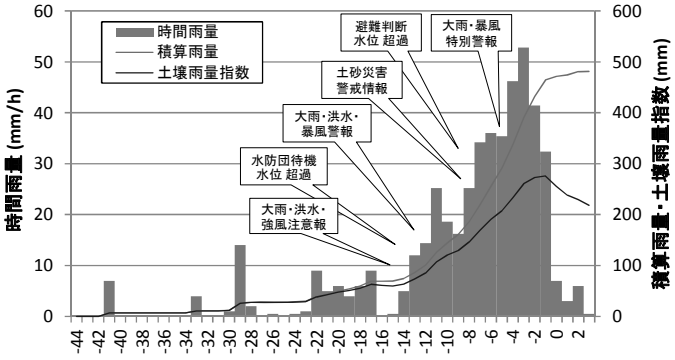


図-2　伊勢湾台風級災害のシナリオ

4. タイムラインの検討方法

タイムラインの検討は、参加者が主体的に取り組めるように、討論型図上訓練（防災グループワーク）とした。

具体的には、「事前準備」、「避難準備」が必要な時期（台風到達 36 時間前、台風到達 12 時間前）の具体的な状況を提示し、参加者はその問題に基づいて「現状の確認」、「予想される被害」を検討する。次いで、「予想される被害」にあわないために、「この時期に実施すべき行動」を抽出する。

5. 図上訓練による実施すべき行動の抽出

図上訓練では、「事前準備」、「避難準備」が必要な時期にそれぞれ状況（演習問題）を付与し、それに基づいて参加者が討議を行う。その際、討議する項目は、「現状の確認」、「予想される被害」、「この時期に実施すべき行動」である。付与した状況の一例（「事前準備」の状況）を**表-1** に示す。

抽出した結果は、すべて付箋紙に記載し、あらかじめ用意した模造紙（A0 判）に貼り付けることとした。なお、検討中は、議論を活性化するために、各班にファシリテーターを配置した。

表-1　「事前準備」が必要な時期の状況

現在、9月25日（土）12:00です。 9月21日にマリアナ諸島の東海上で発生した台風15号は、猛烈に発達し、非常に広い暴風域を伴って北北西に進んでいます。台風は、このあと進路を北に変え、明日夜、近畿・東海地方に接近する予想となっています。 奈良県内では、明日夕方から雷を伴った非常に激しい雨が降る見込みで、落雷や竜巻などの激しい突風のほか、局地的に1時間に80mmの猛烈な雨が降ると予想されています。 明後日未明までに予想される総雨量は、県南部の多いところで800～1,000mm、北部の多いところで500～600mmとされています。 県内での風速は、最大で45mと予想されています。 気象庁では、今のところ、大雨や洪水・強風等に関する注意報を発表していませんが、台風の接近に伴い、大規模な災害が発生する恐れがあるとして、厳重な注意を呼びかけています。 現在、雨はほとんど降っていません。また、強風も吹いていません。 あなたの住んでいる地域や自宅で被害を出さないためには、この時期にどのようなことをしますか?



(a) タイムライン　　(b) チェックリスト

図-3　作成したタイムラインとチェックリスト

6. タイムラインへの反映

図上訓練での検討結果をタイムラインに反映するために、各段階の検討結果を整理し、それらを集約して「実施すべき行動」とした。

「実施すべき行動」には、項目（例えば、防災グッズの準備など）とともに、当該項目の具体的な内容（懐中電灯、保険証写し、ラジオなど）も記載されている。それらの内容は、実際に行動を起こす場合に非常に重要であるため、タイムラインに記載することが有効である。

一方、タイムラインに多くの内容を記載すると、文字数が多くなるため、文字サイズが小さくなり、全体的に見えづらくなる。そのため、タイムラインには、項目のみを記載し、その具体的な内容については、タイムラインと関連付けたチェックリストに整理することとした。

以上を踏まえて、榛原山路自治会のタイムライン（チェックリスト含む）を作成した。作成したタイムラインとチェックリストを**図-3** に示す。

7. 取り組みの成果と今後の課題

取り組み終了後には、参加者へのアンケートを実施し、取り組みを通じて得られた効果と改善点を把握した（**表-2** 参照）。

表-2　取り組みを通じて得られた効果と改善点

効果	改善点
・どの段階で自身が何をすれば良いかを住民が具体的に理解できるようになった。 ・今まで漠然としていた仕組みがよくわかった。	・文字が多すぎて分かりにくい。 ・もっと簡潔にする必要がある。

8. おわりに

モデル地区の住民からは、今回の取り組みに対して高い評価が得られており、国、自治体、自治会が連携して取り組むことの有効性が確認された。

しかしながら、取り組み内容に関しては、いくつかの課題も指摘されており、今後は、それらを改善しつつ、他地域への展開も検討する必要がある。

参考文献

1) 国土交通省：水防災意識社会 再構築ビジョン、http://www.mlit.go.jp/river/mizubousaivision/
2) 名古屋地方気象台：気象庁第二の伊勢湾台風に備えて、www.jma-net.go.jp/nagoya/hp/asl/50_panel.pdf
3) 気象庁：警報・注意報発表基準一覧表、2014.10.
4) 宇陀市防災会議：宇陀市地域防災計画、2016.3.

地域防災力向上のためのソフト対策取組み事例（１）

国際航業株式会社　○江川 佳苗，鳥田 英司，坂下 晴佳
福岡県県土整備部砂防課　財津 憲史

１．はじめに

福岡県は，平成 26～28 年度に設置した「福岡県土砂災害対策検討委員会」の提言内容を踏まえハード対策による「防ぐ」施策だけでなく，ソフト対策による「逃げる，凌ぐ」施策も併せて実施しながら，総合的な土砂災害対策を推進している．

ここでは，昨年度に引き続き実施した「土砂災害を想定した避難判断訓練（以下，訓練とする．）」※1の概要及びツールを紹介するとともに，訓練事例と得られた課題を報告する．

２．土砂災害を想定した避難判断訓練

2.1 訓練目的

訓練は，自治体防災部局職員及び地域住民が土砂災害の発生危険度が高まった状況を仮想体験し，自らがとるべき行動を判断する机上訓練である．自治体防災部局職員の目的は，住民への避難情報周知のタイミング等，「情報判断能力・伝達力」を向上すること，また地域住民の目的は，自らが判断し，適切な行動をとるための「情報収集力・避難判断力」を向上することである．

2.2 訓練の概要

訓練は，土砂災害現象や避難行動を学習する場として室内で行い，１回につき 20～40 名程度の住民が参加することを想定した．全体の流れを図１に示した．

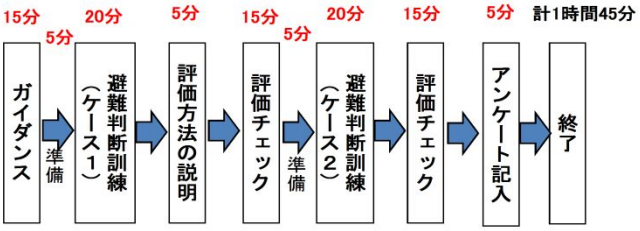


図 1. 訓練の流れ

訓練シナリオは，降雨の降り始めから時系列的に作成し，時間経過（実際の１時間を訓練の中では２分間に圧縮して，１ターンと呼ぶ）ごとに自治体側，住民側にスライドを提示し，住民側には自身がとる避難行動を判断してもらい，自治体側には住民への避難情報等の提供について判断してもらうことを想定した．

【シナリオ設定上の留意点】
- ●土砂災害は偶発的に発生させる．
- ●自治体と住民が土砂災害の危機が迫っている時に臨機応変な意思決定ができるようにする．
- ●訓練ごとに土砂災害を発生させる場所やタイミングを変更する．
- ●繰り返し訓練を実施する．

2.3 訓練ツール

訓練では，以下の5つのツールを使用した．（表1，図2）

表 1. 訓練ツールの概要

	ツール	概要
1	訓練シナリオ	異なる降雨パターン，気象警報・注意報発表状況を盛り込んだシナリオ．訓練では，作成したケースのうち，数ケースを選定して，実施．
2	訓練シナリオに対応したスライド（住民，自治体用）	訓練シナリオに対応して，住民側にはテレビや屋外の情報，自治体側には避難情報を発表するための材料となる情報をスクリーンやモニターに表示．
3	チェックシート（住民，自治体用）	訓練時に，自身がとる行動をターン毎に 6～8 個の選択肢の中から選択し，記入する用紙
4	評価シート（住民，自治体用）	評価タイム（反省会）に，チェックシートと照らし合わせて，自分の行動の振り返りに使用．自身の選択した行動に対して点数と評価が付く．
5	情報カード（自治体用）	緊急時に自治体に住民から寄せられるような情報をカードに記入し，事務局がランダムに自治体側に提示するカード．



図2. 訓練シナリオに対応したスライド
（左：自治体用，右：住民用）

2.4 評価チェック

福岡県土砂災害対策検討委員会の答申を受けて，住民が訓練をゲーム感覚で楽しみながら実施できるように，また，判断が適切だったのか，そうでなかったのかを理解しやすくするために，評価シートを

使用し自身の行動を点数化してもらった．点数は，ターンごと，選択する行動ごとにあらかじめ設定した．

【配点の例】
状況：昼 12 時、時間雨量 70㎜、大雨警報（土砂災害）・土砂災害警戒情報発表中
行動：
①特に対応しない → 0 点
②気象等の避難準備に必要な情報を収集する→1 点
③避難準備を行う →1 点
④建物内（2 階等）に避難する →2 点
⑤近所の安全な家に避難する →3 点
⑥避難所に移動する →3 点
⑦避難先で待機する →3 点
⑧自宅へ戻る →-1 点

3．平成 29 年度の訓練

平成 29 年度は，福岡県福岡市南区柏原地区及び久留米市山川地区の 2 地区で訓練を実施した．ここでは，福岡市南区柏原地区の訓練事例を報告する．福岡市南区柏原地区の訓練は，平成 29 年 11 月 25 日に地域住民 22 名，同区防災部局職員 3 名参加のもと実施した．訓練実施状況を図 3 に示した．

4．訓練から得られた課題

訓練を県内で広く，また継続的に実施していくために以下の課題が挙げられた．

1）ツールの簡素化，詳細なマニュアルの整備

ツールがやや複雑であるため，ツールの簡素化や詳細なマニュアルの整備が必要である，

2）司会進行役の育成

訓練の鍵の 1 つが司会進行である．本訓練は土砂災害の発生危険度が高まった状況を仮想体験する机上訓練であることから，リアリティのある状況を住民，自治体防災部局職員が想像しやすい司会進行を行う人員を育成する必要がある．

5．おわりに

平成 28 年 10 月 30 日に福岡県朝倉市で本訓練を実施した．その 9 ヵ月後，同市は平成 29 年 7 月九州北部豪雨で大きな被害を受けたが，内閣府のヒアリング調査※2 で「避難勧告等の発令・伝達等の訓練を行っていたことにより，躊躇なく避難勧告等が発令できた．」と訓練が有益であったことを述べている．

今後，訓練を県内で広く，継続的に実施していくためには，前章で挙げた課題について解決を図るとともに，訓練が効果的であることを自治体に向けてさらに PR していく必要がある．

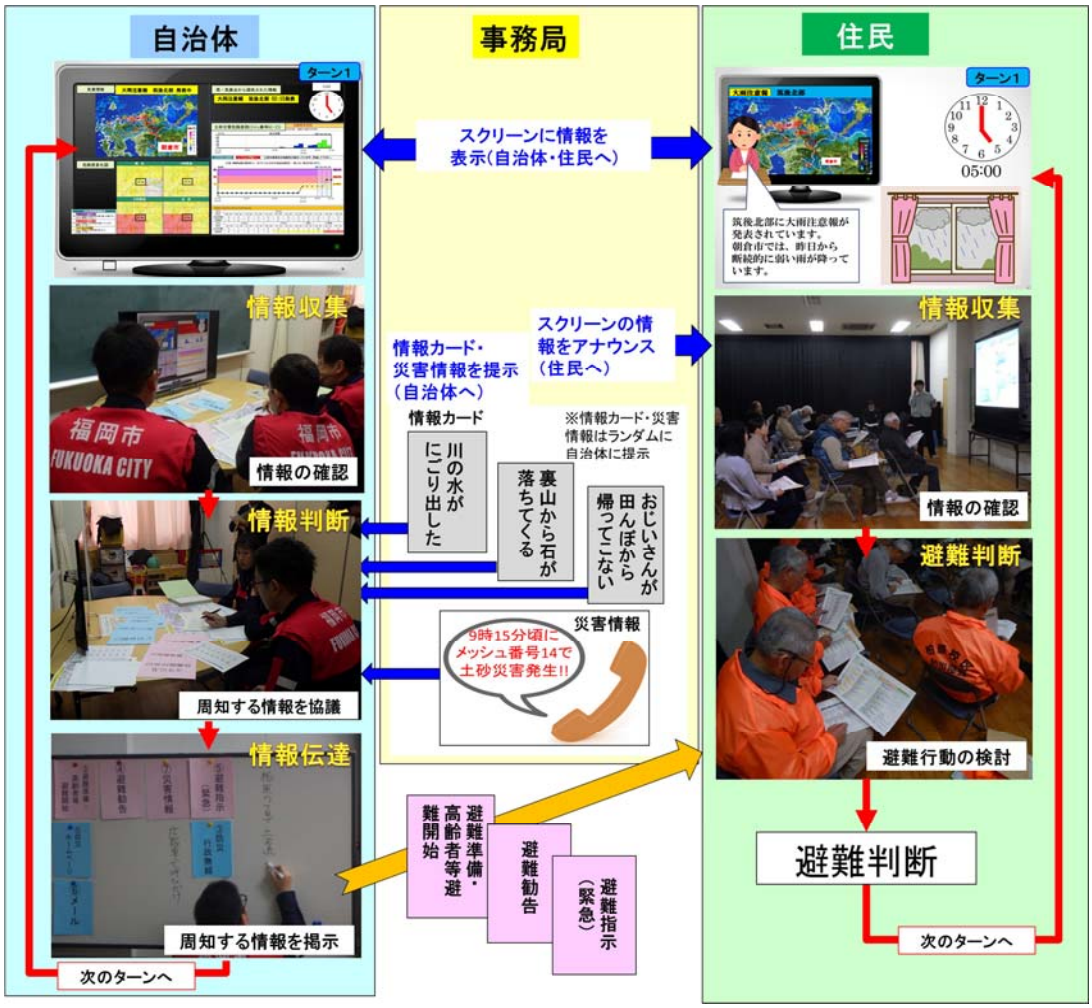


図 3. 福岡県福岡市南区柏原地区　訓練実施状況（平成 29 年 11 月 25 日）

＜参考資料＞

※1 平成 29 年砂防学会研究発表会概要集「Pb-108 福岡県におけるソフト対策の取り組み（江川ら）」

※2 平成 29 年 7 月九州北部豪雨災害を踏まえた避難に関する検討資料（内閣府，H29.9.10）

P-143

土砂災害情報収集システムにおける発災推定用キーワードの検証

（一財）砂防・地すべり技術センター　○小林 拓也　菊井 稔宏　宮瀬 将之
国土交通省　中国地方整備局　本田 正晃　大塚 尚志[1)]

1. はじめに

近年、SNS（Social Networking Servise）によるコミュニケーションが一般に普及している。特に、Twitter はリアルタイム性と拡散力が高く、災害時には前兆現象や被害状況を表すつぶやき（ツイート）が発信される場合があることから、それらを収集することで災害状況が把握できる可能性がある。そのような背景から、一般住民等から発信された災害の目撃情報等のツイートを収集・分析することで、豪雨時の夜間などで状況把握が困難な状況下における災害の兆候や被害概況等を把握し、災害対応の初動における判断材料の一つとして活用することなどを目的として、国土技術政策総合研究所と（株）富士通研究所の共同研究により、土砂災害情報収集システム「DIGSUSS-R」が開発された。中国地方整備局では、「DIGSUSS-R」を平成 28 年度に導入して試験運用を開始した。

そこで本研究では、DIGSUSS-R（以下、「システム」とする）による発災推定の精度及びキーワードの有効性の検証を目的として、土砂災害が多発した平成 29 年九州北部豪雨を対象に、ツイート数の時系列変化と土砂災害の実態との関係を分析した。

2. Twitter の概要

Twitter は、1 回 140 文字までの短文を投稿できる SNS で、画像や URL を投稿することも可能である。国内利用者数は約 4000 万人（平成 29 年 10 月時点）で、LINE に次ぎ 2 番目である。発言は基本的に公開で、誰でも投稿と閲覧が可能であるが、匿名の情報であることからデマや間違った情報なども多く、情報の真偽については自己判断が求められる。

3. 土砂災害情報収集システム「DIGSUSS-R」の機能

システムの主な機能は、①ツイートデータの自動収集、②伝聞情報などのノイズとリツイートの除去、③位置推定、④地図表示とタイムライン表示、⑤発災推定　である。

システムでは、Twitter 社の SearchAPI を利用し、予め設定された収集キーワード（最大 20 語）を含むツイートを自動的に収集する。現在設定されているキーワードは、平成 24 年九州北部豪雨、平成 26 年広島豪雨災害におけるツイートを基に設定されている（表 1）。また、ニュース情報や、“～らしい”などの伝聞情報及び転送情報であるリツイートは、AI 等により自動的に除去すると共に、明瞭なノイズについては別途設定する除外キーワードにより除去する。以降の検証に際しては、以上の処理を行ったツイートデータを利用した。

表 1　ツイート収集キーワード

カテゴリ	キーワード
土砂災害	土砂崩れ、土砂くずれ、山くずれ、山崩れ、土石流、地滑り、がけ崩れ、崖崩れ、崖くずれ
洪水氾濫	氾濫、洪水、決壊
浸水被害	浸水、冠水、道路が川
個別キーワード	生き埋め、泥流、流木、つえ、土砂＆埋まる

1）現 国土交通省 中国地方整備局 太田川河川事務所

4. 九州北部豪雨の概要

梅雨前線等の影響により、7 月 5 日から 6 日にかけて九州北部地方を中心に記録的な大雨となった。この大雨による最大 24 時間雨量は、福岡県朝倉市で 545.5mm、大分県日田市で 370.0mm となり 7 月の平均降水量を越え、観測史上 1 位の値を更新した。

この豪雨により、福岡県朝倉市と東峰村においては、山間地で多数の表層崩壊が発生し、その崩土と立木が土石流や洪水流となり下流の市街地に流下した。そのため、下流域に位置する朝倉市街地や国道 386 号沿いにおいては土砂・洪水氾濫による被害が多くみられたことが特徴である。一方、大分県日田市小野地区においては、地すべり地形を呈する山腹斜面の一部が深部から崩壊し、一時的に河道閉塞が生じたほか、がけ崩れが多発した。

九州地方における土砂災害の発生件数は 307 件であり、その内訳は福岡県が 232 件、大分県が 42 件、熊本県が 22 件、長崎県が 9 件、佐賀県と宮崎件がそれぞれ 1 件である。人的被害は、死者・行方不明者が福岡県で 38 名、大分県 3 名であり、福岡県と大分県に被害が集中した（表 2）。

土砂災害の発生時刻は、福岡県と大分県の災害報告によると、朝倉市では、7 月 5 日の 15、18、21 時に集中的に発生しており、東峰村では、15 時頃から土石流・がけ崩れが散発的に確認され、18 時頃に土石流の発生報告がなされている。一方、日田市では 20、23 時頃にがけ崩れが確認され、6 日の 10 時頃に山腹崩壊が発生している。

表 2　福岡県・大分県における土砂災害の被害状況

都道府県		福岡県	大分県	合計
土砂災害発生件数（件）	土石流等	149	4	153
	地すべり	1	0	1
	がけ崩れ	81	28	109
	山腹崩壊	0	9	9
人的被害（人）	死者	33	3	36
	行方不明者	5	0	5
住家被害（棟）	全壊	227	48	275
	半壊	795	266	1,061
	一部損壊	43	5	48
	床上浸水	21	148	169
	床下浸水	506	843	1,349

出典：「平成 29 年 7 月九州北部豪雨による土砂災害の概要＜速報版＞Vol.6」，国土交通省水管理・国土保全局砂防部



図 1　被害の状況
（左：福岡県朝倉市杷木 赤谷川における土砂洪水氾濫被害の様子（国道 386 号の橋梁より撮影）
右：日田市小野地区における山腹崩壊の様子）

5. ツイートの分析と考察

ツイートの分析は、土砂災害が多発した福岡県朝倉市、東峰村、及び大分県の日田市を対象とした。また、分析対象期間は、降雨の開始（7/5 9：00）から、被害の概要が把握され、目撃情報等の新規情報が少なくなると考えられる翌日の日没（18：00）までとした。

5.1. ツイート数の集計

システムにより収集されたツイートを確認すると、いずれも全データに対するリツイートの割合が 90%以上（表 3）と、災害時のツイートは注目を集めやすく、リツイートが多いものと考えられた。

カテゴリ・キーワード別のツイート数では、朝倉市においては洪水氾濫、浸水被害の割合が高く、東峰村と日田市では土砂災害カテゴリのツイートの割合が高いなど、各市の人口集中地域における被災形態に倣う傾向がみられた（表 4）。また、キーワード別に見ると、洪水氾濫、浸水被害については、“道路が川”は若干少ないものの、その他の語についてはいずれも数 10 件以上出現していた。一方で、土砂災害カテゴリでは、“土砂崩れ”が 190 件と約 90%を占める一方、その他の語は数件程度であり、一般住民からは土石流などの特徴的な土砂移動を除いて“土砂崩れ”として総括される場合が多いと考えられた。なお、“山くずれ”などの平仮名は 0 件であり、スマートフォン等により自動変換されたためと考えられた。

表 3　収集されたツイート数

種別	全データ	リツイート	非リツイート	ノイズ	分析対象
朝倉市	13,697	13,160	537	190	347
東峰村	4,365	4,304	61	16	45
日田市	6,217	5,585	632	195	437

5.2. ツイート数の時系列変化

カテゴリ別ツイート数は、朝倉市、東峰村、日田市のいずれも豪雨の発生に伴い洪水氾濫、浸水被害のツイートが増加し始め、その後に土砂災害のツイートの増加がみられた。ツイート数のピークはカテゴリ毎に異なるが、降雨のピークからおよそ 3～5 時間後である。河川洪水や浸水被害は、豪雨による土砂災害と同時、あるいは先行してみられる現象と考えられることから、それらのツイートの増加状況を捉えることで、土砂災害発生の危険度を把握できると考えられる。

また、災害報告による土砂災害の発生時刻と照らすと、朝倉市・東峰村においては最初の土砂災害の発生からおよそ 2～3 時間後に土砂災害ツイート数が増加し、さらにその 4～5 時間後にピークを迎えている。ツイート数の変動により土砂災害の発生を捉えることは可能と考えられるが、土砂災害が発生した場所や時間帯にもより、土砂災害の発生に対して、発生が確認されツイートによりシステムで把握されるまでには数時間程度の時間差が生じることが示唆された。

一方、日田市においては、最初の土砂災害が発生するより前から土砂災害ツイートが増加していた。ツイートの内容を確認すると、豪雨が続いていて土砂災害が起こりそうだ、など恐怖感を発信したものが多くみられ、人間の感覚による情報も重要な指標となると考えられた。また、6 日 10 時頃にも土砂災害が発生しており、その際は直後に土砂災害ツイートが一時的かつ急激に増加していた。これは、朝の報道情報を基にツイートされたものもあり、報道が起因となったと考えられた。

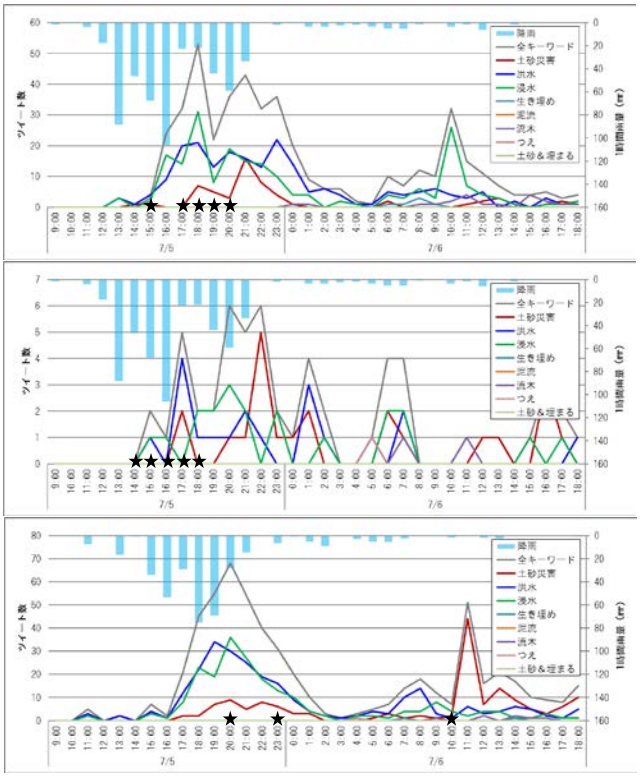


図 3　ツイート数の時系列変化
（上から、朝倉市、東峰村、日田市，★は災害発生）

6. 総括

平成 29 年九州北部豪雨で土砂災害の発生した福岡県朝倉市、東峰村、大分県日田市においては、土砂災害の発生前において洪水氾濫、浸水被害、発生後には土砂災害に関するツイート数の明瞭な増加が確認され、現在のキーワードの有効性が確認された。また、それらをリアルタイムに捉えることで、災害対応へ活用できる可能性が示唆された。一方で、収集されるツイート数が少ないキーワードや、平仮名のキーワードについては再検討が必要と考えられた。

また、収集されたツイートの中には被害に関係のないもの残っており、精度や確度の向上のためには、それらを適切に除去する手法の検討が必要である。

参考文献

1）丸谷ら，2017 年 7 月の九州北部豪雨による土砂災害，砂防学会誌、Vol.70，No.4，p.31-42，2017

2）國友 優・神山 嬢子，Twitter 情報を活用した土砂災害の前兆・発生状況把握の可能性、土木技術資料, 57-9(2015)

表 4　カテゴリ・キーワード別のツイート数

カテゴリ	土砂災害										洪水氾濫				浸水被害				その他				
キーワード	土砂崩れ	土砂くずれ	山くずれ	山崩れ	土石流	地滑り	がけ崩れ	崖崩れ	崖くずれ	合計	氾濫	洪水	決壊	合計	浸水	冠水	道路が川	合計	生き埋め	泥流	流木	つえ	土砂＆埋まる
朝倉市	43	0	0	3	5	0	6	7	0	**64**	111	83	25	**219**	141	110	3	**254**	6	0	23	0	0
東峰村	18	1	0	0	1	0	0	3	0	**23**	15	2	1	**18**	8	12	0	**20**	0	0	2	1	0
日田市	129	0	0	3	5	0	1	6	0	**144**	157	81	21	**259**	124	98	7	**229**	6	0	8	1	0

天竜川水系における水害･土石流被害簡易表示システムの開発（その2）

国土交通省 中部地方整備局 天竜川上流河川事務所　椎葉秀作，岡村修，杉山和也，柴垣昂平
アジア航測株式会社　○坂口宏，梶原あずさ，吉野弘祐，江口友章

1, はじめに

水害・土砂災害に対し、特に人的被害を最小限にとどめるためには、住民が居住地等の危険性を認識し、自主的な避難行動を取れるような情報提供を行っていくことが重要である。筆者らは、水害・土石流による家屋や人命喪失の危険度について、スマートデバイス上で判定するベースシステムを構築済みである。

本稿では、新たにベースシステムに追加した機能の紹介及び今後の危険度判定に資する建物倒壊限界流動深の検討例について報告する。

2, システムの概要

本システムは、スマートデバイスでの動作を対象とするため、WEB ブラウザー上で動作するアプリケーションとし、複数の OS（iOS・Andoroid・Windows）において、ユーザーが利用可能となるようなシステム構成とした。



図-1 水害･土石流被害簡易表示システムの表示画面例

3, 新たに追加した機能

既構築済みのベースシステムでは、水害・土砂災害の危険性の周知・被害想定の視点で機能を検討している。平成 29 年度では、ベースシステムの機能に行政的な視点を加え、「計画施設の効果を反映した危険度再判定機能」及び「合同防災訓練の支援機能」について検討を行った。

3.1, 計画施設の効果を反映した危険度再判定機能

本システムにおける土石流の危険度は「土石流の高さ（流動深）」を用いた判定となるが、土石流の高さは土砂災害防止法により公示済みの情報であり現況施設に対する計算値となる。計画施設の効果を反映するには、土砂量の変化に応じた流動深を設定する必要がある。

そのため、砂防基礎調査で設定されている「1波の土石流により流出すると想定される土砂量」に対し、土砂量を 10%単位で変化させた土石流氾濫シミュレーション（J-SAS）を実施し、任意の土砂量時における流動深や堆積深の関係式を導き出し、シミュレート機能としてシステムに組み込んだ。

【任意の土砂量時における流動深の関係式】

$$H_{RF} = H_{R100} \times (0.8932F + 0.0877)$$

ここに H_{RF} ：土砂量 F%時のレッドゾーンの流動深
H_{R100}：標準土砂量時のレッドゾーンの流動深
F ：標準土砂量に対する流出土砂量の割合
（ F = 1－土砂整備率 ）

表-1 シミュレーションから得られた流動深及び堆積深の低減率

土砂量の割合	流動深				堆積深			
	レッドゾーン		イエローゾーン		レッドゾーン		イエローゾーン	
	低減率 回帰式傾き	重相関係数	低減率 回帰式傾き	重相関係数	低減率 回帰式傾き	重相関係数	低減率 回帰式傾き	重相関係数
10%	0.1752	0.7620	0.2312	0.4305	0.2030	0.8696	0.0785	0.6937
20%	0.2581	0.3553	0.2725	0.6251	0.3589	0.9197	0.1897	0.7481
30%	0.3425	0.7930	0.3340	0.8304	0.4920	0.9477	0.2755	0.8028
40%	0.4593	0.9135	0.4278	0.9488	0.5987	0.9685	0.3921	0.9036
50%	0.5451	0.9144	0.5041	0.9711	0.6803	0.9707	0.4973	0.9368
60%	0.6497	0.9219	0.5628	0.9769	0.7315	0.9493	0.5629	0.9566
70%	0.7124	0.9437	0.6403	0.9488	0.8050	0.9532	0.7085	0.9545
80%	0.7813	0.9626	0.7356	0.9711	0.9231	0.9725	0.8011	0.9918
90%	0.8660	0.9613	0.8622	0.9769	0.9319	0.9955	0.9731	0.9988
100%	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

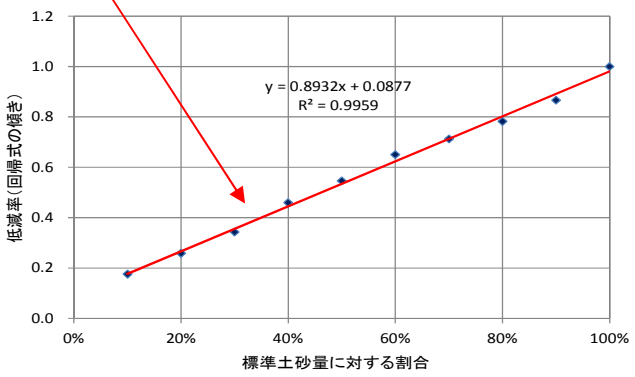


図-2 レッドゾーンにおける流動深低減率

3.2, 合同防災訓練の支援機能

本機能は複数の市町村が関係する合同防災訓練においてタブレット PC 等の端末で訓練の進行を支援する機能となる。時間経過とともに、設定した訓練シナリオに沿って、警報等の発令状況等のテロップ表示、発災地点の強調表示、気象等の付与情報表示を自動で切り替える仕組みとした。

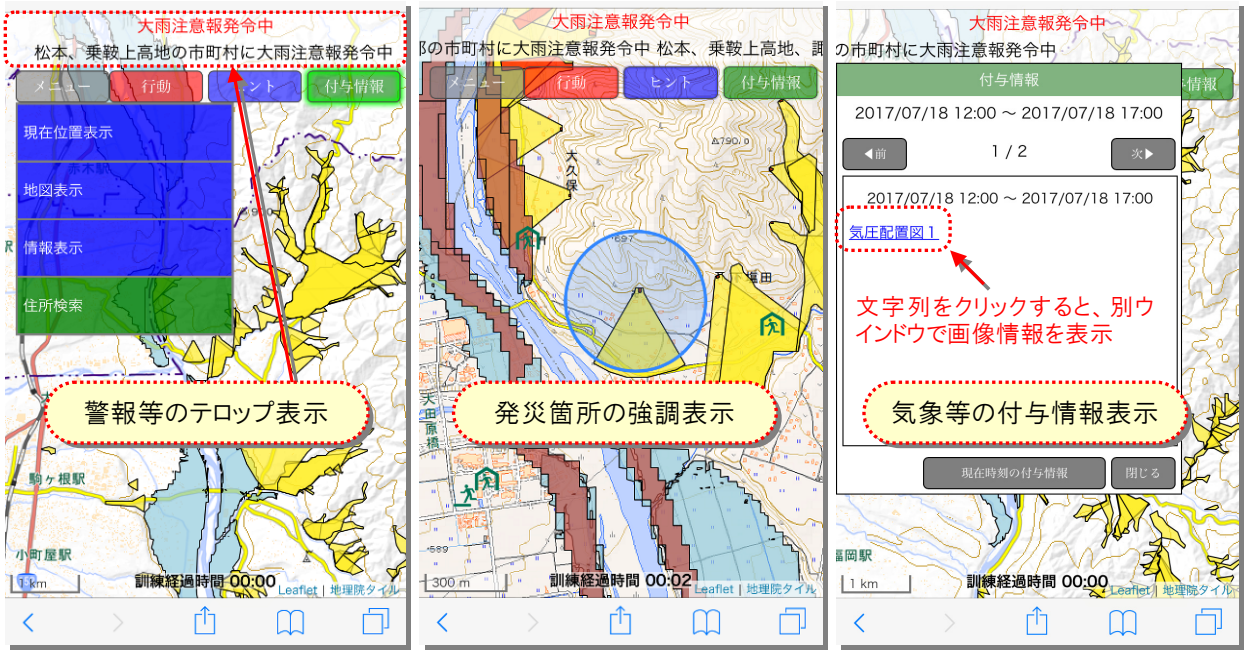


図-3　合同防災訓練支援機能の画面表示例

4,　建物倒壊限界流動深の検討

土石流における人的被害を定量的に表現するための基礎検討として、建物の倒壊に着目し「倒壊限界となる流動深」の算出を試みた。

土砂災害防止法では、大臣告示式となる「土石流流体力」「建築物耐力」を用いレッドゾーンの判定を行っているが、両式を連立させることにより、土地の勾配 θ を変数とする建物倒壊限界流動深 h を下式として表すことができる。

$$\frac{35.3}{h\cdot(5.6-h)} \le \frac{\rho\tan\phi}{\tan\phi-\tan\theta}\cdot\left\{\frac{h^{2/3}(\sin\theta)^{1/2}}{n}\right\}^2$$

ここに　h　：土石流の高さ(流動深)
θ　：土地の勾配
ρ = 1.2t/m^3　ϕ = 35°　n = 0.10

上記の方程式は明示的に解を求めることができないため、土石流流動深と建築物耐力及び土石流流体力との関係図（図-4）を作成し、θ の範囲を 1～20° として 0.1° 刻みで、二分法を用い上記の交点を求めた（図-5）。

結果、土地の勾配と建物倒壊限界流動深の相関式が導き出され、任意地点の流動深と勾配を与えることで、建物が倒壊するか否かを判定可能となる。

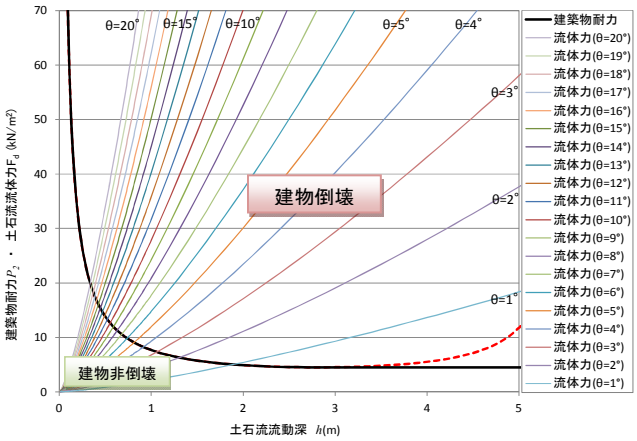


図-4　流動深と建築物耐力･土石流流体力の関係図

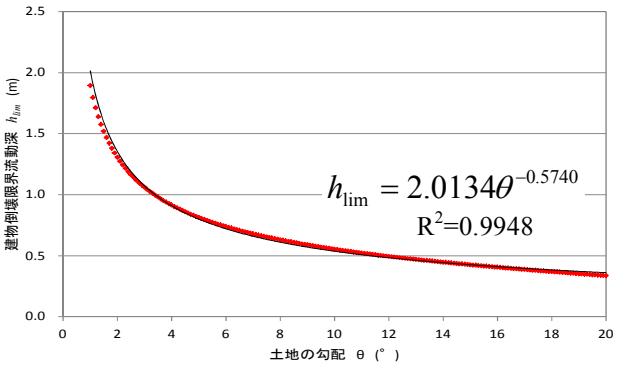


図-5　建物倒壊限界流動深と土地の勾配の関係

5,　おわりに

本システムの構築においては、県・市町村に対するアンケート調査により、システムの操作性や表示内容等の妥当性やシステムに求められる機能について把握している。今後は、一般住民の意見についても収集し、危険度表現方法を精査した上で、本格運用に向けたシステムの整備が必要である。

土砂災害発生予測精度向上に向けた素因特性ごとに適した降雨指標の検討

国土技術政策総合研究所　○戸舘　光，村田　郁央，鈴木　大和，野呂　智之
アジア航測株式会社　秋山　怜子，松田　昌之

1. はじめに

現在の土砂災害警戒情報は，「都道府県と気象庁が共同して土砂災害警戒情報を作成・発表するための手引き　平成 17 年 6 月（平成 27 年 2 月改訂）」，「土砂災害警戒避難基準雨量の設定手法(案)　平成 13 年 9 月」に従い，全国で設定・運用されている．また，土砂災害警戒情報の運用開始後，1km メッシュで解析雨量，土壌雨量指数が整備されており，気象庁から発表される気象情報等はこれらに基づく情報である．

土砂災害警戒情報を発表するための，警戒避難基準雨量を設定する手法は，昭和 48 年頃から検討されてきており，特に土石流の発生と降雨量との関係については多くの検討がなされてきた．

解析雨量と土壌雨量指数に基づく土砂災害警戒情報が運用されている一方で，実際の斜面における降雨流出や斜面状態を示す指標として，矢野案（半減期を用いた実効雨量）をもとに，土砂災害発生限界の検討も実施されてきている．代表的な研究として，中井ら [1] による R’ を用いた検討，小杉ら [2] による方法があり，いずれも従来の土砂災害警戒避難基準雨量設定に従った短時間降雨指標と長時間降雨指標による 2 軸による評価を 1 つの指標または閾値で評価しようとした取り組みである．一方，林ら [3] は，現在の土壌雨量指数に採用されている三段タンクモデルに対して，地域の降雨特性に応じた任意のパラメータを持つ一段のタンクモデルによる実効雨量として評価しようとしている．

2. 研究目的

先述した土砂災害警戒情報は，空振りや捕捉できない災害は完全には無くなっておらず，更なる精度向上が求められている．これらの一因として，現在の土砂災害発生予測手法がうまく機能しない一定の地質・地形条件が存在することが考えられ，素因条件に依らずパラメータが一律に設定されている土壌雨量指数では，特定の条件で発生する災害の予測には対応できていない可能性がある．

そこで，本検討では土砂災害発生予測手法の精度向上の可能性を探るため，災害が発生したときの土壌雨量指数や半減期の異なる実効雨量等複数の降雨指標について分析し，素因特性に応じた土砂災害発生予測に適した降雨指標について検討を行った．

3. 研究方法

3.1 検討の流れ

本検討は図 1 のフローに従い実施した．

対象災害として 2001 年～2016 年までで，位置情報が確かなものを約 1000 件選定した．災害発生時刻については約半数が不明確であるため，降雨イベントの最初に雨量 1mm を記録した時刻を災害発生時刻とした．選定した災害が発生した第 3 次メッシュについて，シームレス地質図，10mDEM を用いて，地質等の素因特性の代表値を抽出した．降雨指標は，1988 年～2016 年の解析雨量データを用い，半減期 1h～1344h の実効雨量について算出を行った．本検討では各降雨指標の卓越性を相対的に評価するため，降雨指標の履歴順位について整理・分析を行った．なお，履歴順位は降雨イベント中の最高順位を用いた．

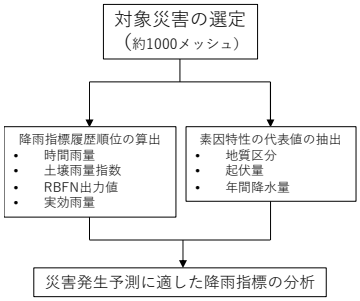


図 1　検討フロー

3.2 降雨指標の適合性検討

本検討における対象災害は，これまでの災害報告等より位置情報が確認できた災害を抽出している．そのため，一般に用いられる捕捉率・空振り率といった指標による評価は難しい．そこで，以下の 2 つの視点によって，素因特性ごとに災害発生時に卓越する降雨指標を抽出する．このとき，特に実効雨量の半減期に着目する．

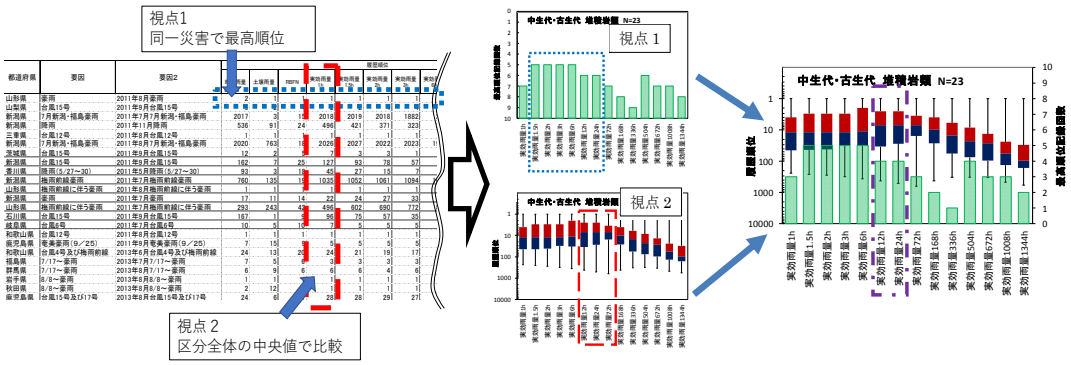


図 2　降雨指標の適合性評価

表 1　降雨指標の適合性検討結果

最大順位率	サンプル数	時間雨量	土壌雨量	RBFN	実効雨量													
					半減期 1h	半減期 1.5h	半減期 2h	半減期 3h	半減期 6h	半減期 12h	半減期 24h	半減期 72h	半減期 168h	半減期 336h	半減期 504h	半減期 672h	半減期 1008h	半減期 1344h
新生代_堆積岩類	131	0.17	0.43	0.31	0.24	0.28	0.27	0.27	0.26	0.26	0.28	0.22	0.21	0.18	0.11	0.10	0.08	0.06
中生代･古生代_堆積岩類	23	0.13	0.43	0.22	0.13	0.22	0.22	0.22	0.22	0.17	0.17	0.13	0.09	0.04	0.17	0.13	0.13	0.09
新生代_付加コンプレックス	16	0.25	0.44	0.19	0.19	0.25	0.31	0.38	0.31	0.13	0.19	0.19	0.13	0.19	0.19	0.19	0.19	0.13
中生代･古生代_付加コンプレックス	75	0.19	0.48	0.31	0.20	0.28	0.28	0.29	0.28	0.28	0.24	0.17	0.20	0.13	0.11	0.09	0.08	0.09
新生代_火山性未固結堆積物	6	0.00	0.50	0.50	0.17	0.33	0.33	0.33	0.50	0.50	0.50	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.17	0.17
新生代_火山岩類	98	0.26	0.33	0.40	0.32	0.31	0.33	0.34	0.33	0.30	0.22	0.19	0.13	0.11	0.09	0.07	0.06	0.05
中生代･古生代_火山岩類	17	0.12	0.65	0.24	0.29	0.29	0.29	0.29	0.35	0.35	0.35	0.12	0.06	0.06	0.06	0.06	0.00	0.00
新生代_深成岩類	16	0.13	0.63	0.38	0.13	0.19	0.31	0.38	0.38	0.44	0.44	0.38	0.25	0.25	0.25	0.31	0.31	0.31
中生代･古生代_深成岩類	51	0.20	0.55	0.25	0.16	0.18	0.22	0.24	0.25	0.27	0.27	0.20	0.10	0.12	0.08	0.08	0.06	0.06
中生代･古生代_変成岩類	18	0.33	0.44	0.33	0.28	0.17	0.17	0.17	0.22	0.17	0.17	0.22	0.17	0.06	0.11	0.06	0.06	0.06

災害カバー率	サンプル数	時間雨量	土壌雨量	RBFN	実効雨量													
					半減期 1h	半減期 1.5h	半減期 2h	半減期 3h	半減期 6h	半減期 12h	半減期 24h	半減期 72h	半減期 168h	半減期 336h	半減期 504h	半減期 672h	半減期 1008h	半減期 1344h
新生代_堆積岩類	131	0.55	0.73	0.63	0.59	0.61	0.61	0.62	0.65	0.63	0.60	0.56	0.46	0.32	0.24	0.21	0.15	0.12
中生代･古生代_堆積岩類	23	0.35	0.61	0.48	0.48	0.43	0.43	0.48	0.48	0.61	0.61	0.57	0.57	0.35	0.30	0.22	0.17	0.13
新生代_付加コンプレックス	16	0.56	0.81	0.63	0.63	0.63	0.63	0.69	0.75	0.75	0.63	0.69	0.50	0.38	0.19	0.19	0.25	0.25
中生代･古生代_付加コンプレックス	75	0.49	0.71	0.64	0.61	0.63	0.67	0.67	0.71	0.68	0.64	0.63	0.45	0.35	0.25	0.19	0.13	0.15
新生代_火山性未固結堆積物	6	0.33	0.83	0.67	0.50	0.50	0.50	0.50	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.67	0.33	0.33
新生代_火山岩類	98	0.53	0.69	0.63	0.57	0.58	0.59	0.58	0.61	0.60	0.58	0.51	0.44	0.31	0.22	0.15	0.11	0.09
中生代･古生代_火山岩類	17	0.59	0.88	0.82	0.53	0.59	0.59	0.65	0.71	0.71	0.71	0.71	0.65	0.12	0.06	0.06	0.06	0.06
新生代_深成岩類	16	0.56	0.81	0.56	0.50	0.50	0.56	0.69	0.75	0.75	0.75	0.75	0.63	0.56	0.44	0.38	0.38	0.31
中生代･古生代_深成岩類	51	0.41	0.78	0.55	0.53	0.57	0.59	0.57	0.67	0.71	0.75	0.69	0.51	0.22	0.18	0.16	0.12	0.08
中生代･古生代_変成岩類	18	0.44	0.72	0.72	0.61	0.67	0.61	0.67	0.72	0.72	0.72	0.61	0.50	0.44	0.44	0.22	0.11	0.06

：抽出された実効雨量　：抽出された実効雨量よりも数値が高い土砂災害警戒情報の指標（1 時間雨量、土壌雨量指数、RBFN）

視点 1：単一の災害において，最も高い履歴順位を記録した降雨指標
履歴順位が相対的に高い順位の降雨指標が災害発生に影響を及ぼす可能性があると考える見方．土砂量の小さい災害においても，卓越する指標が評価できる．
視点 2：同一素因で発生した複数の災害において，相対的に高い履歴順位の分布を持つ降雨指標
より高い履歴順位で発生した降雨指標が災害発生に影響を及ぼす可能性があると考える見方．降雨指標ごとの履歴順位の高さを評価できる．
以上 2 つの視点による整理イメージを図 2 に示す。
　また，素因特性ごとの各降雨指標について整理する際には，卓越する指標の抽出と同様の視点から以下の 2 つの指標により評価した．
視点 1：最大順位率（=同一災害において最高履歴順位を記録した回数／対象災害数）
視点 2：災害カバー率（=履歴順位 10 位以内を記録した回数／対象災害数）
　さらに，各地質区分の特徴的な災害について災害発生時の時系列変化について確認した．各地質区分において，卓越すると思われる降雨指標において履歴順位が高い災害（2 例），卓越する降雨指標の履歴順位が低い災害（1 例）を例にあげ，ハイエトグラフ，実効雨量・降雨指標の履歴順位の時系列変化を整理し，降雨状況を確認した．

4.　研究結果

　素因特性ごとに卓越する降雨指標を分析した結果を表 1 に示す．どの抽出基準においても概ね半減期 3h～24h の指標が適合性が高いという結果となった．また，災害カバー率でみると半減期 6h 以上の指標が多かった．特異的な点として，新生代火山未固結堆積物が，災害カバー率において半減期の長い指標で高い率を示している．ただし，これは対象が 6 サンプルと少ない上，規模の大きい降雨による災害が大きかったために，見かけ上長い降雨指標が卓越しているように見えるためと考えられる．
　また，全体として素因ごとに卓越する降雨指標は，個別災害において相対的に履歴順位が高い指標，同一素因区分において災害が発生した履歴順位が高い指標，いずれの場合においても，土壌雨量指数が卓越していた．さらに特徴的な災害について時系列変化を確認すると，いずれの降雨指標でも履歴 10 位以内を記録するような大規模降雨の場合，履歴順位が同時に高くなり，降雨指標の評価に差がつかなかった．その一方で，降雨減少時には半減期の違いによって差が出やすかった．

5.　おわりに

　本検討より，災害発生箇所を地質等により区分した場合に，実効雨量が災害発生予測に適用できる可能性がある区分が存在することが示唆された．ただし，いずれの区分に置いても土壌雨量指数が他の指標よりも卓越していたことから，土壌雨量指数が全国を網羅する指標として適しているといえる．
　また，降雨指標の履歴順位時系列変化を整理した結果から，降雨減少時に半減期による差異が存在するため，豪雨後に再び降雨イベントが発生するようなケースでは実効雨量が災害発生の評価に適していると考えられる．
　さらに，半減期が非常に長い実効雨量が卓越する区分について考えた場合，こういった区分の地域では土壌雨量指数での評価が難しいため，災害発生予測に半減期の長い実効雨量を活用することが期待できる．そのため，今後は事例の収集（特に少雨が長く続いた後の災害）と，さらに詳細な素因区分による半減期の長い実効雨量が卓越する区分の明確化が課題である．

＜参考文献＞

1)　中井ら：最近の土砂災害への新しい雨量指標 R'の適用と警戒避難のための表現方法，砂防学会誌，Vol.60，No.1，p.37-42，2007
2)　小杉賢一朗：斜面崩壊の誘引となった降雨の評価手法，砂防学会誌，Vol.67，No.5，p.12-23，2015
3)　林ら：最近の土砂災害における実効雨量の係数の特性について，砂防学会誌，Vol.66，No.2，p.31-39，2013

P-146

豪雨発生確率評価と土砂災害フラジリティ評価を活用した土砂災害切迫性評価手法の提案

国土交通省国土技術政策総合研究所　野呂 智之、神山 嬢子※、鈴木 大和、戸舘 光
中電技術コンサルタント株式会社　○池田 寛、倉本 和正、杉原 成満
（※現 国立研究開発法人土木研究所）

1　はじめに

近年、豪雨により大規模な土砂災害が毎年のように発生している。特に、短時間の豪雨の場合には、降雨状況が急激に変化するため、避難を実施することができなくなるケースもある。このような状況に対して、適切に避難を行うためには、降雨状況が悪化する前に豪雨の発生や土砂災害の発生の切迫性を把握することが重要であると考えられる。このような背景を踏まえ、本検討では、先行的に土砂災害発生の切迫性を評価する手法（以下、土砂災害切迫性先行評価）を提案する。

2　土砂災害切迫性先行評価の概要

先行的に土砂災害の切迫性を評価するためには、①土砂災害の誘因となる豪雨の発生予測と②豪雨による土砂災害の発生予測が必要である。

これらについて、既往の研究成果より、①15 時間先まで予測値が算出できる気象環境指標を用いた豪雨の発生予測技術[※1]と②降雨規模に応じた土砂災害の発生確率を評価できる土砂災害フラジリティ評価[※2]がそれぞれ活用できるのではないかと考えた。

そこで、上記 2 つの技術を組み合わせ、15 時間先の気象環境指標から豪雨の発生確率を評価し、その降雨規模から土砂災害の発生確率を評価する土砂災害切迫性先行評価を検討した。

3　豪雨発生確率評価

豪雨発生確率評価では、気象環境指標の 15 時間先予測値を用いて、実況の雨量の大きさを予測する推定式を作成した。

対象地域は、土砂災害発生実績が多く、近年でも甚大な被害が発生している広島県とした。

雨量の大きさには、土砂災害警戒情報の発表基準に用いられる RBFN 出力値を用いた。RBFN 出力値は、土壌雨量指数と 60 分間積算雨量（解析雨量）により表される降雨の大きさを示す指標である。RBFN 出力値を算出する際の応答曲面データの設定では、國友ら[※2]が指摘している課題が解消できるように調整した RBFN パラメータを用いた。

気象環境指標は、國友ら[※3]の研究で注目している KI、SSI、SREH、PW、CFLX（MSM データより算出）の 5 種類から、RBFN 出力値と有意差があるものを t 検定により選定し、SSI と PW を採用した。

使用データは、2006 年～2015 年（5 月～11 月）の 10 年間とし、ロジスティック回帰分析により当該評価を実施した。

ロジスティック回帰分析では、目的変数を任意の規模以上（RBFN 出力値で分類）の降雨の発生・非発生とし、説明変数を SSI および PW とした。RBFN 出力値は、0～1 の範囲をとるため（0 に近いほど大規模な降雨）、0.1 毎に分類し、それぞれの降雨規模について降雨発生確率を算出する推定式を作成した。なお、RBFN 出力値 0.4 以下では、RBFN 出力値と SSI および PW に有意差がないため、RBFN 出力値 0.5 以上について推定式を作成した。作成した推定式は式(1)、(2)および**表-1** のとおりである。

4　土砂災害フラジリティ評価

土砂災害フラジリティ評価では、土砂災害の発生実績と災害発生時の RBFN 出力値を用いて、降雨規模に応じた土砂災害発生確率の推定式を作成した。

当該評価では、1989 年～2015 年の 27 年間のデータを使用した。RBFN 出力値は、豪雨発生確率評価と同様の手法により算出し、土砂災害発生実績は、広島県砂防課から提供していただいたデータを用いた（土石流 323 件、がけ崩れ 918 件）。

土砂災害発生確率は、倉本ら[※1]と同様の方法を用いて算出し、降雨規模と土砂災害発生確率の関係を

$$P(x)_i = (\text{発生}|SSI, PW) = \frac{1}{1+e^{(-Z)}} \quad \cdots \text{式（1）}$$

$$Z = \beta_0 + \beta_1 \times SSI + \beta_2 \times PW \quad \cdots \text{式（2）}$$

$P(x)_i$ ： 降雨規模iの降雨発生確率
SSI, PW ： 気象環境指標
β ： 推定値

表-1　係数算定結果

RBFN 出力値	β		
	定数項	SSI	PW
0.5以下	−6.84	−0.38	0.07
0.6以下	−6.26	−0.39	0.07
0.7以下	−4.93	−0.50	0.06
0.8以下	−4.17	−0.35	0.06
0.9以下	−3.99	−0.32	0.07

整理した。この結果を用いて、ロジスティック関数により RBFN 出力値の大きさに応じた土砂災害発生確率の推定式を作成した。作成した推定式は図-1 のとおりである。

5　土砂災害切迫性先行評価

豪雨発生確率評価と土砂災害フラジリティ評価を組み合わせ、SSI と PW の 15 時間先予測値から土砂災害発生確率を評価した。

豪雨発生確率に土砂災害発生確率を乗算することで、気象環境指標から土砂災害発生確率を評価することが可能と考えられる。しかしながら、豪雨発生確率評価でのアウトプットは、任意の降雨規模以上（例えば、RBFN 出力値 0.7 以上＝0～0.7）の豪雨発生確率であるのに対し、土砂災害フラジリティ評価のインプットは、任意の降雨規模（例えば、RBFN 出力値 0.7）である。このため、双方を乗算するにあたり、降雨規模を RBFN 出力値 0.1 単位（0.9～0.8、0.8～0.7、・・・、0.6～0.5、0.5 以下）で換算することとした。豪雨発生確率は、各算出結果の差分により換算し（図-2 参照）、土砂災害フラジリティについては、各算出結果の中央値により換算した（図-3 参照）。

このような方法を用いて、2014 年 8 月 20 日の広島市の災害について土砂災害発生確率の評価を実施した。その結果、表-2 に示すように、土砂災害発生確率は 11.0%となった。

6　おわりに

豪雨発生確率評価と土砂災害フラジリティ評価を組み合わせることで、2014 年 8 月 20 日の広島市の災害に対して、15 時間前（データの受信・処理を踏まえると約 12 時間前）に 11.0%の確率で発生を予測できることが確認された。

今後は、少雨時などの災害発生の可能性が低い降雨での土砂災害発生確率を確認し、本手法の有効性を検証したいと考えている。また、12 時間先や 9 時間先などのその他の予測値データを活用することで、精度向上を図りたいと考えている。

【謝辞】

本検討において、広島県砂防課より、土砂災害発生実績データを提供していただいた。ここに感謝の意を表します。

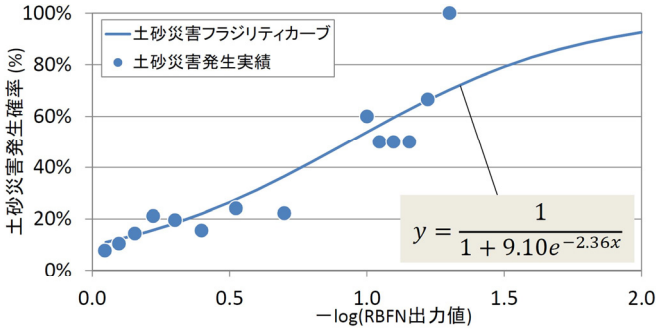


図-1　推定式の算定結果

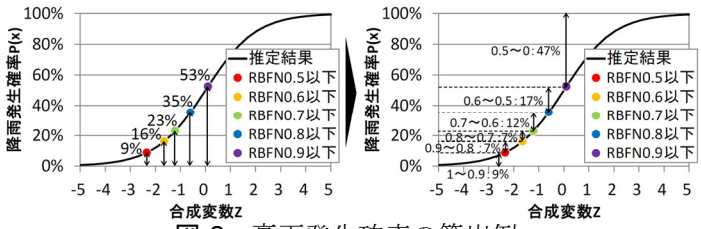


図-2　豪雨発生確率の算出例

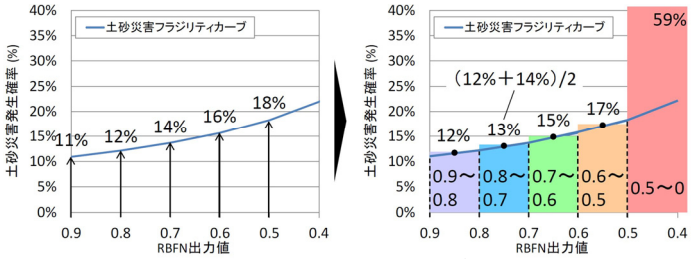


図-3　土砂災害発生確率の算出例

表-2　土砂災害切迫性先行評価の計算結果
（2014 年 8 月 20 日広島市災害）

項目	RBFN出力値毎の各確率					
	～0.9	0.9～0.8	0.8～0.7	0.7～0.6	0.6～0.5	0.5～
豪雨発生確率評価	47%	17%	12%	7%	7%	9%
	×	×	×	×	×	×
土砂災害フラジリティ評価	0%	12%	13%	15%	17%	59%
	＝	＝	＝	＝	＝	＝
降雨規模毎の土砂災害発生確率	0%	2.0%	1.6%	1.0%	1.3%	5.2%
土砂災害発生確率	上段合計　11.0%					

【参考文献】

1) 倉本和正ら：降雨規模に応じた「土砂災害の発生しやすさ」の確率的評価、平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集、pp.534～535、2017.5

2) 國友優ら：降雨出現確率法に基づく土砂災害発生危険基準線の信頼性向上に関する一考察、平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集、pp.A-256～257、2015.5

3) 國友優ら：土砂災害発生予測の精度向上に向けた集中豪雨生起ポテンシャル評価の試み、平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集、pp.B-184～185、2016.5

P-147

兵庫県丹波市周辺を例とする地形特性を考慮した斜面崩壊の発生に関する基準値

大阪産業大学　○小田　和広
鹿島建設　越村　謙正
鹿児島大学　伊藤　真一
大阪大学　小泉　圭吾

1.　はじめに

国土の多くが山地で構成される日本では，豪雨時の土砂災害への防災対策が急務となっている．その一環として，土砂災害発生の危険度の評価が行われているが，これらの多くは，主な誘因である降雨の情報に基づくものであり，地域毎の差異が想定される地形特性に代表される素因の影響が十分には考慮されていない．

そこで，筆者らは，土砂災害の主たる原因である斜面崩壊の発生予測モデル（以下，モデルと呼ぶ）を用いた，土砂災害の危険度評価技術の開発に関する研究を行っている．先行研究[1)]では，約 1km 四方の標準地域 3 次メッシュ（以下，メッシュと呼ぶ）を危険度評価の単位領域とし，各メッシュが有する地形特性を考慮することにより，高い予測精度を持つモデルを構築することが可能であることが分かった．

本研究では，構築されたモデルを用い，斜面崩壊の発生予測を行う．この予測結果に基づき，各メッシュの地域内で斜面崩壊が発生すると予測される降雨に関する基準値を設定することを目的とする．

2.　構築された斜面崩壊発生予測モデル

先行研究[1)]では，過去の豪雨に伴い斜面崩壊が発生した，兵庫県丹波市周辺の約 20km 四方の地域メッシュを対象とし，その地域内の 400 個のメッシュを検討の単位領域としている．各メッシュにおける斜面崩壊の発生箇所の有無を教師データ，各メッシュの地形特性パラメータ（「傾斜」と「ラプラシアン」の統計量（平均，標準偏差））と，斜面崩壊発生時の降雨指数（60 分間積算雨量，土壌雨量指数）を入力ベクトルとした機械学習によりモデルを構築した．

図-1 は，各メッシュの地形特性パラメータを散布図で示している．いずれの指標においても，各メッシュの統計量は異なる値を示すことから，地形特性パラメータにより各メッシュの斜面崩壊の素因の違いを表現できると考えられる．こうした地形特性パラメータを導入することで，降雨指数のみを入力ベクトルとしたモデルよりも高い予測精度を持ったモデルの構築が可能となると予想される．

3.　構築されたモデルを用いた斜面崩壊の発生予測

構築されたモデルに対し，各メッシュの地形特性パラメータと任意の仮想降雨を入力することで，与えた降雨に関する条件下での斜面崩壊の発生予測の結果（発生，非発生）を出力として得ることができる．

図-2 は，降雨条件としてモデルに入力する仮想降雨のパターンを示している．これは 60 分間積算雨量の値を 0 から 100 まで，土壌雨量指数の値を 0 から

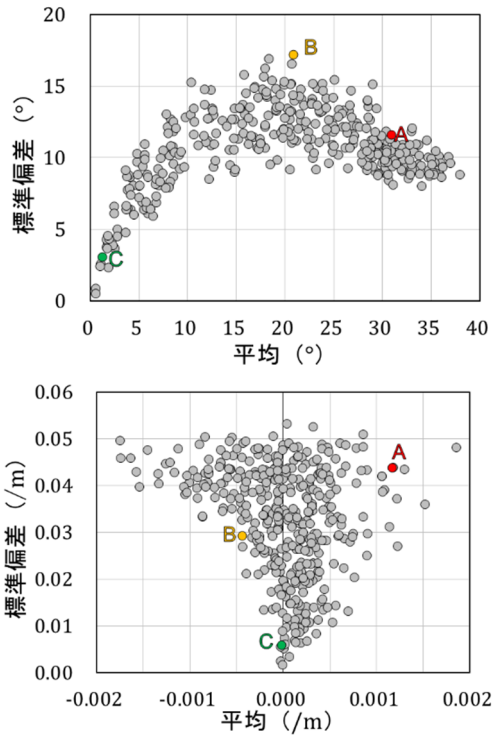


図-1　地形特性パラメータ（400 メッシュ）
上図：傾斜　下図：ラプラシアン

300 まで，それぞれ 5 刻みで組み合わせた全 1281 パターンからなり，これらの降雨に関する条件下で斜面崩壊が発生するかを各メッシュで予測する．

図-3 は任意のメッシュにおける斜面崩壊の発生予測の結果を示している．このメッシュでは，降雨指数の指数値が小さい条件下では，斜面崩壊は発生しないが，ある値を超えると斜面崩壊が発生することが分かる．これと同様に，斜面崩壊の発生予測を 400 個のすべてのメッシュで行った．

4. 斜面崩壊の発生に関する基準値の設定

ここでは，斜面崩壊の発生予測に基づき，各メッシュにおける斜面崩壊の発生に関する降雨指数の基準値（以下，基準値と呼ぶ）を設定する．**図-3** に示したように，予測結果が「発生」と「非発生」とに異なる降雨指数の境界値を，そのメッシュにおける基準値として設定する．

図-4 は異なる 3 個のメッシュで設定された基準値を示している．これらのメッシュ A，B，C（**図-1** 参照）は，地形特性パラメータの値が大きく異なり，斜面崩壊の発生における素因が異なることが示唆されている．特に，「傾斜」の平均の値に着目すると，メッシュ A は約 30° と急勾配な地形が多く存在していることが考えられ，一方，メッシュ C は約 1° とその地域内には斜面崩壊が発生し得る地形が存在していないと考えられる．こうした点から，斜面崩壊は，A，B，C の順に発生しやすいと想定される．

各メッシュで設定された基準値を比較すると，3 個のメッシュの内，斜面崩壊が発生しやすいと考えられるメッシュ A における基準値は他の 2 個のメッシュよりも小さく，斜面崩壊が発生しにくいと考えられるメッシュほど基準値が大きくなっていることが確認できる．このことから，ここで設定された基準値は各メッシュの地形特性が考慮されたものであると考えられる．

5. まとめ

本研究では，地形特性パラメータを入力ベクトルとして導入した機械学習によって構築されたモデルを用いた斜面崩壊の発生予測を行った．また，その結果に基づき各メッシュにおいて，その地域内で斜面崩壊が発生すると予測される降雨指数の基準値を設定した．設定された基準値を地形特性パラメータが大きく異なるメッシュ間で比較すると，それぞれのメッシュの斜面崩壊の発生しやすさに応じ，基準値が設定されていることが示唆された．

参考文献

1) 越村謙正，小田和広，伊藤真一：斜面崩壊発生予測モデルの構築における地形特性パラメータの適用性，第 53 回地盤工学研究発表会，2018.

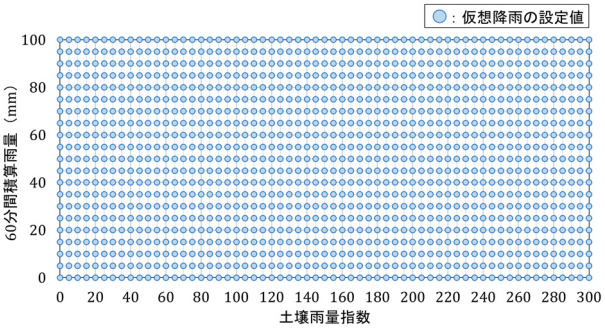


図-2　仮想降雨のパターン

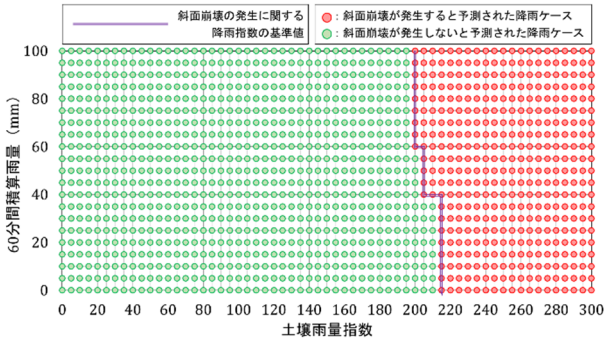


図-3　斜面崩壊の発生予測の一例

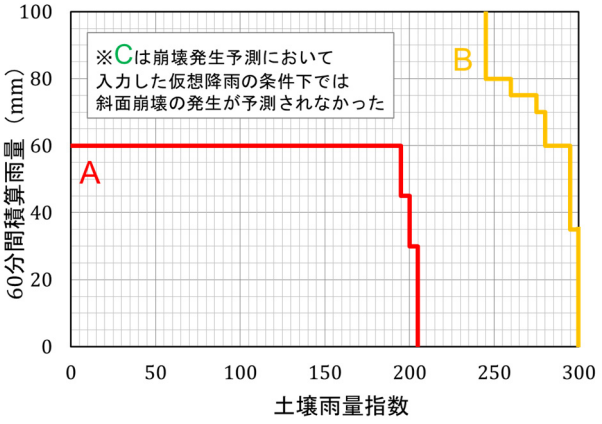


図-4　設定された基準値の例

P-148

四国山地砂防事務所における地域防災力向上施策

国土交通省四国地方整備局四国山地砂防事務所　伊藤誠記，○平澤良輔※1
山﨑隆幸※2，岡川英智※3
一般財団法人砂防フロンティア整備推進機構　佐光洋一，酒谷幸彦
河合水城，山口悠

※1　現所属：四国地方整備局　※2　現所属：四国技術事務所　※3　現所属：山鳥坂ダム工事事務所

1. はじめに

土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律（以下，土砂災害防止法）は，平成23年の一部改正において国土交通省または都道府県が実施する緊急調査が規定されている。これまでに国土交通省では，河道閉塞については平成23年の紀伊半島豪雨において，火山噴火に伴う土石流については桜島及び霧島山において，緊急調査を実施した実績がある。

昨今の頻発する豪雨災害や，南海トラフ地震の発生が懸念される状況を踏まえ，四国山地砂防事務所においても河道閉塞発生時に迅速な緊急調査を実施するための訓練・演習を継続的に実施している。特に，平成28年度から29年度にかけて，実際の河道閉塞対応を想定し「投下型水位計」をヘリコプターによって設置する実践的な演習を，四国地方整備局として初めて実施した。本発表では，演習の内容を紹介するとともに，今後の展望等について述べる。

2. 演習の内容報告

2.1　機器の概要

国土交通省では，河道閉塞発生時の緊急調査に備えて「投下型水位計（土研式投下型水位観測ブイ）」を全国の地方整備局に配備している。四国地方整備局においても投下型水位計を１機を常時運用可能な体制を構築している。投下型水位計は，ヘリコプターを用いて河道閉塞湛水部へ運搬・設置することが可能であり，河道閉塞形成位置や災害による交通途絶状況等に左右されずに観測を行えることが特徴である。先述の紀伊半島豪雨災害における緊急調査の他，平成20年岩手・宮城内陸地震の際にも河道閉塞の水位観測に使用された実績を有している。機器の概要を図１に示す。

2.2　演習の目的

四国山地砂防事務所では，平成27年度に「投下型水位計運用マニュアル（案）」を作成し，運用の際の役割を計画管理・現地対応・観測システム・その他事務に区分した上で，それぞれに必要となる作業内容と手順を定めている。しかし，投下型水位計を実際にヘリコプターで設置した経験を有さないことから，実際の機器運用において想定外のトラブル等

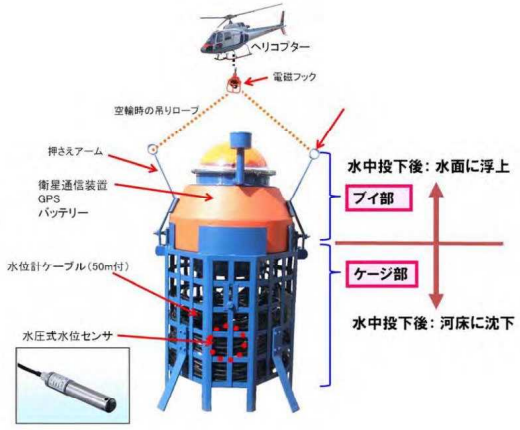


図１　投下型水位計の概要

が発生し，適切な運用に支障を来す可能性があった。この状況を踏まえ，四国山地砂防事務所と関係機関が連携し，投下型水位計運用に習熟するための演習を実施した。

2.3　演習の概要

四国山地砂防事務所では，机上演習を平成28年度及び29年度に実施し，机上演習を踏まえた実務演習を平成29年度に実施した。

（１）机上演習

机上演習では，関係機関と連携して投下型水位計の運用過程を確認し，作業内容やマニュアル案の課題を抽出するとともに，改善方策を検討した。机上演習の開催状況を表１に示す。

表１　机上演習開催状況

初　回：平成28年3月3日（水）
第２回：平成29年9月20日（水）
会　場：四国地方整備局　災害対策室

役割	機関		備考
演習参加部署	四国地方整備局	河川部	
		企画部	※２回目はオブザーバ参加
	四国技術事務所		投下型水位計の保管管理者
	四国山地砂防事務所		事務局役も担う
演習参加企業	四国航空株式会社		協定締結先 ※初回はオブザーバ参加
	株式会社拓和		投下型水位計製造元 ※初回はオブザーバ参加

初回の机上演習は豪雨に伴う河道閉塞を，第２回の机上演習は地震に伴う河道閉塞を，それぞれ想定して演習を実施した。演習形式は，進行者が河道閉塞の形成を想定した条件付与を行いながら参加者へ

質問し，参加者が条件に応じた対応行動について回答する「学習型形式」を採用した。

机上訓練の実施により，被災から投下型水位計設置までの流れの確認，投下型水位計設置に必要となる基礎情報，投下型水位計の投下位置の決定方法等について理解を深めることができた。一方，以下に挙げる課題が抽出された。

① 投下型水位計設置にかかわる役割分担（担当部局や連携系統，指揮系統等）を事前に明確化する必要がある。
② 民間ヘリ（協定業者）との契約，指揮ルートを事前に明確化する必要がある。
③ 投下型水位計の設置運用に係わる職員全員が，監視・観測に用いる諸々の計測機器の実機を確認し，理解を深める必要がある。
④ 投下型水位計のバッテリー切れや故障等に備えた対応策を事前に検討しておく必要がある。

（２）実務演習

上記①～④の課題解決を図るため，投下型水位計機器運用過程を具体に確認し，「投下型水位計設置マニュアル（案）」のブラッシュアップを図ることとし，実務演習を実施した。実務演習の開催状況を表２に示す。

表２　実務演習開催状況

日　時：平成30年2月27日(火)
会　場：徳島県三好市　池田ダム湖

役割	機関	備考
演習参加部署	四国地方整備局 河川部	
	四国技術事務所	投下型水位計の保管管理者
	四国山地砂防事務所	事務局役も担う
演習協力企業	四国航空株式会社	協定締結先
	株式会社拓和	投下型水位計製造元
見学等	吉野川ダム統合管理事務所、徳島県、香川県、三好市、（独）水資源機構　等	

参加人数　45名　※見学等を含む

実務演習は，投下型水位計の設置・運用の流れを実地で確認することを主目的とし，デモンストレーション方式を採用した。演習では，実際の投下型水位計運用手順を踏まえ，以下の３つのステージを設定した。

Ⅰ．吊下げ準備打合せステージ
ヘリコプターの基地からの投下型水位計の運搬，事前調査飛行，投下型水位計の起動確認手順の確認を実施する

Ⅱ．設置ステージ１
投下型水位計をヘリに吊り下げ河道閉塞箇所へ運搬する手順を確認する

Ⅲ．設置ステージ２
投下型水位計を湛水部に設置し，観測を開始する手順を確認する

演習の状況を図２～３に示す。各ステージでは，上記①～④の課題を踏まえ，指揮ルートを明確にしながらデモンストレーションを行うとともに，与条件についてパネルで参加者に提示しながら補足説明を実施した。

演習の結果，防災体制を検討する上で重要な情報である，対応所用時間，一連の作業内容，水位計設置方法等について参加機関の情報共有が図られた。加えて，有事の際はより厳しい条件下で同様の一連作業を実施することが必要であるという認識を参加機関が共有した。



図２　実務演習の状況





図３　水位計の吊り上げ・設置

3．今後の展望

これまでの投下型水位計設置演習により，投下型水位計の運用に係る一連の過程を関係機関で共有することができた。今後も，演習を継続実施し，組織の防災対応能力を維持向上することを想定している。また，関係機関が河道閉塞対応についてより理解を深めることが可能となるよう，演習の形態等についても改善することを検討している。

その他，河道閉塞箇所の湛水状況を監視・把握・情報発信するための仕組みについて，観測機器の選定等の技術的な側面，情報伝達体制の改善等の組織的な側面から，追加検討を図りたい。

P-149

深層学習を用いた画像解析及びクラスタリングによる土砂災害の素因特性の抽出

国土技術政策総合研究所　野呂智之、神山嬢子、鈴木大和、戸舘光
株式会社地圏総合コンサルタント　○中西宏彰、家田泰弘、片嶋啓介、大坪隆三、相澤明宏、潮見礼也

1. はじめに

土砂災害の発生には、降雨・地震等の誘因と地形・地質等の素因が影響する。誘因である外力の大きさはもちろんのこと、素因の違いによって発生状況が異なることが知られている。

土砂災害の崩壊規模等を予測することは、ハード・ソフト対策のいずれにおいても極めて重要である。特に、警戒避難等のソフト対策は複数の流域に跨がった広範囲が対象となる。従来から様々な統計分析を用いた土砂災害の発生予測が試みられてきたが、複数の要素が複雑に入り組んだ素因から的確に土砂災害発生に関わる素因特性を抽出することに統計分析の限界があった。

そこで、本研究は、新たなアプローチとして深層学習を活用し、土砂災害に関わる素因特性を分類した。

2. 解析手法

2.1 使用する深層学習（教師なし学習）の概要

本研究で使用する学習データ、画像解析およびクラスタリング手法を表-1 に整理する。

画像解析は、国内を包含する全ての第 3 次メッシュ約 38 万枚の学習データ全画像に対して、各画像データ自身の特徴をとらえる（新規学習）CNN モデルを利用した解析手法を用いた。CNN モデルは畳み込み層の異なる 2 種類のモデルを対象に試行学習を行って評価したモデルにより、全国約 38 万枚に展開し、素因特性の違いによるクラスタリングを行った。

表-1　解析手法の整理

学習データ	画像解析	クラスタリング
国内を包含する全ての第 3 次メッシュ約 38 万枚	CNN（畳み込みニューラルネットワーク） 2 種類のモデル ①VGG16　②LeNet	クラスタリングを行うための定番のアルゴリズムである K-means

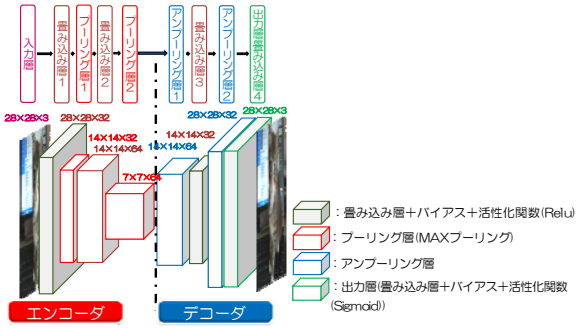


図-1　新規学習 CNN モデルの概要図（LeNet）

2.2 学習データの作成

学習データは、数値標高モデル（10m メッシュ）から CS 立体図を作成し、その上に透過した地質図を重ね合わせた第 3 次メッシュごとの RGB の 3 チャンネルを持つ RGB 画像データとした。

また RGB 画像データを作成するために必要な標高、曲率、傾斜、地質それぞれを 4 チャンネルとするマルチチャンネル画像データも作成した。（図-2）

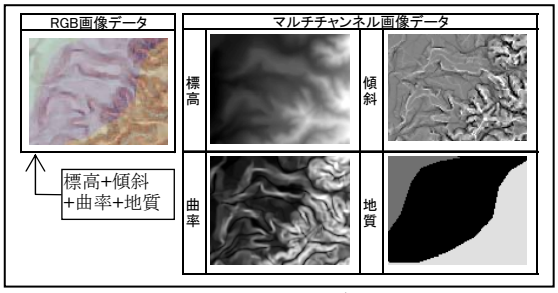


図-2　作成した学習データの一例

2.3 画像解析モデルと学習データの選定

過去に大規模な土砂災害が発生した 46 事例を対象に、RGB 及びマルチチャンネルの画像データをそれぞれ 8,731 枚作成した。

試行検討ケースの条件を下記に整理する。

①モデル:VGG16、LeNet
②学習データの範囲:既往の災害 46 事例が発生した地域 8,731 メッシュ
③学習データ形式:RGB、マルチチャンネル画像
④フィルタサイズ:3×3
⑤学習回数:500 回
⑥クラスタ数:10、20、30、40、50

試行ケースを用いた検討の結果、画像解析モデルにはおおまかな特徴抽出が可能な LeNet、学習データにはコンピューターに識別させる深層学習に、より適していると考えられるマルチチャンネル画像データを採用した。（図-3）

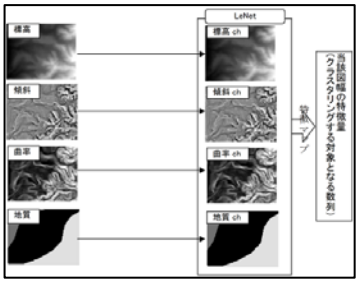


図-3　LeNet を使用した学習のイメージ

2.4 ハイパーパラメータ（フィルタサイズ）の決定

土砂災害の種類に応じた地形特徴を深層学習（画像解析）により抽出するためには、地形特徴の規模等の特性に応じたパラメータを設定する必要があると考え、模擬地形データ（図-4 参照）を使用しフィルタサイズの検討を実施した。規模の大きい表層崩壊

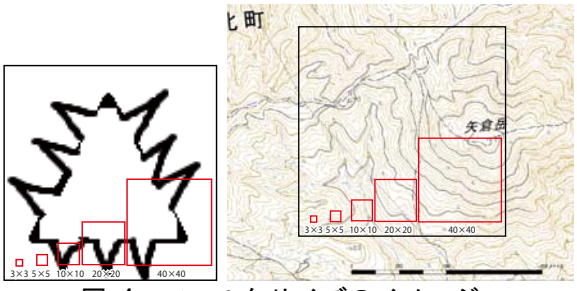


図-4　フィルタサイズのイメージ

や小規模な地すべりが捉えられる程度が妥当と考え、30～50m 程度の地形を認識できることを目標とした。

検討結果より、30m～50m 程度の地形規模がうまくクラスタリングされている 5×5 を採用した。

3. 解析結果

3.1　全国を対象としたクラスタリング結果確認

日本全国を対象とした約 38 万枚の学習データについて、特徴を抽出し、クラスタ数を 10 から 50 まで10刻みの5区分でクラスタリングを実施した結果は以下となる。

- クラスタ数 10 の場合でも地質や地形量（起伏量、斜面形状、傾斜角）のばらつきはみられるため、同じ特徴を持ったクラスタが形成されていると考えられる。
- クラスタ数を増やすごとに地質や地形量（起伏量、斜面形状、傾斜角）に明瞭な差があるクラスタが増え、段々と分類が細分化されていく。

3.2　個別事例の分析によるクラスタ分類基準検討

平成29年7月九州北部豪雨時の崩壊発生領域を対象として確認した結果について、10 クラスタに区分した結果を図-5 に、50 クラスタに区分した結果を図-6 に示す。

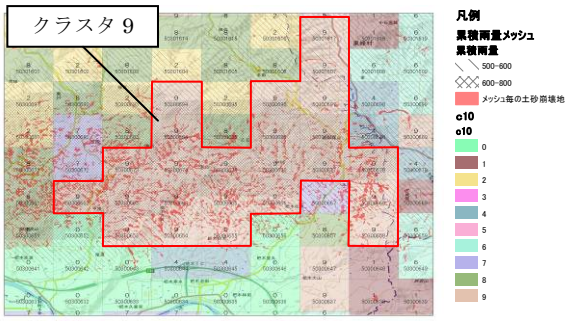


図-5　崩壊分布・累積雨量及びｸﾗｽﾀ区分（10 ｸﾗｽﾀ）

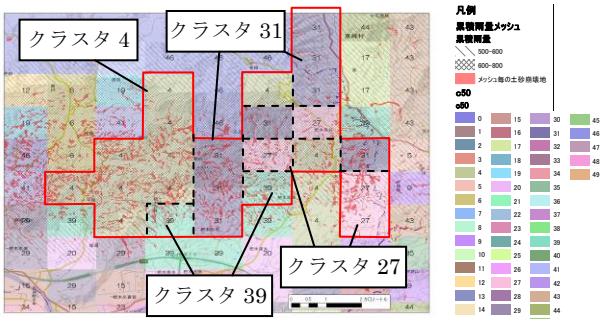


図-6　崩壊分布・累積雨量及びｸﾗｽﾀ区分（50 ｸﾗｽﾀ）

10 クラスタに区分した場合、崩壊が発生している領域は、図-5 に示すとおりクラスタ 9 が卓越している様子がみられる。このクラスタは概ね深成岩の山地領域に該当する。この領域において崩壊が多いのは降雨量が多かったことによる影響も考えられ、実際に降雨領域の中心部近くはクラスタ番号によらず崩壊が多いことがわかる。しかしながら、図-7 に示すように豪雨領域の縁辺部となる累積雨量 600mm 以下の領域について着目すると、クラスタ 9 と比較して、クラスタ 2（黄）、クラスタ 8（深緑）は崩壊の分布が少ない傾向がみられる。

クラスタ数を 10, 30, 50 と増やしていくにしたがい、クラスタ 9 が細分化されていく推移を整理した結果を図-8 に示す。クラスタ数が 50 程度になると、微地形の区分や地質の混じり具合が反映されている。

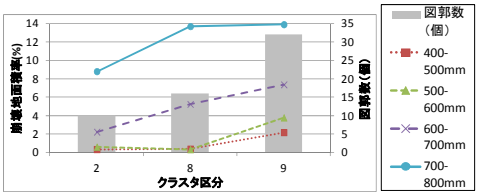


図-7　主要クラスタと崩壊面積率（10 クラスタ）

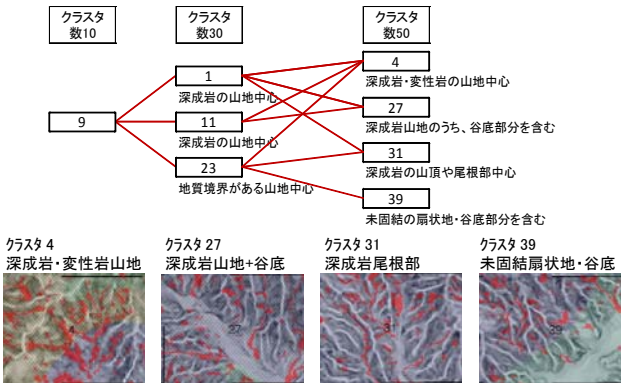


図-8　クラスタ数の増加に伴うクラスタ 9 の細分化

なお、上述までの「教師なし学習」の結果と比較・確認するために、実績崩壊分布を教師データとした「教師あり学習」（Deep Neural Network、Pix2Pix）を実施した結果、実績の崩壊と高い相関があるのはクラスタ 9 であることも確認した。

4. まとめと今後の展望

本研究では、日本全国の 3 次メッシュ単位の地形、地質をマルチチャンネル画像データとして学習し、クラスタ分類を行い、個別事例として平成 29 年 7 月九州北部豪雨時の崩壊発生領域を対象としクラスタ形成の推移の根拠を分析した。その結果下記の成果を得た。

- 10 クラスタに区分した場合、地形や地質などの同じ特徴により区分することができた。
- 50 クラスタに区分した場合、実績の崩壊発生領域における素因のうち微地形や地質の入り込み等の定性的な違いで区分することができた。

今後、クラスタ数の増加に伴い、別クラスタに分岐した推移を精査、分析することで、土砂災害に関わる新しい視点（例えば、「天然ダムのできやすさ」「被害の発生のしやすさ」等）の素因を抽出できる可能性がある。その際には、地形や地質分布の形状や複雑さなどに着目した結果の評価が有効であると考えられる。

謝辞

本検討を進めるにあたり、学習データの作成手法についてのご指導を長野県林業総合センターの戸田主任研究員、深層学習に関する技術的ご指導をはこだて未来大学の松原教授、深層学習に関する砂防的観点でのご指導を九州大学の久保田教授に頂きました。ご指導頂いた皆様へ感謝の気持ちと御礼を申し上げたく、謝辞にかえさせていただきます。

参考文献

- ゼロから作る Deep Learning　斎藤康毅
- 岩崎ら(2017) Deep Learning　での地図タイル活用の検討, 2017 年度人工知能学会全国大会論文集
- 戸田堅一郎(2014)曲率と傾斜による立体図法(CS 立体図)を用いた地形判読，森林立地 56(2)

P-150

避難行動訓練教材 EVAG を用いた防災教育の取り組み

国土防災技術株式会社　　○山田知瑛里，斎田友理子，土佐信一
清水彩香，中村清美，眞弓孝之

1. はじめに

近年，価値観や人生観の多様化に加え，男女共同参画社会の浸透や働き方改革などライフスタイルの多様化が進んでいる。よって，「個」の生活やプライバシーの確保を希求する傾向が強まっており，その結果，コミュニティ力が衰退し，共助を支える地域防災力もなかなか育たない現状がある。

2015 年に開発した避難行動訓練教材 EVAG の取り組みも 3 年が経過し，イベント参加者は約 1,200 名を上回った。ワークショップ実施後にはアンケートを行い，参加の感想やコミュニティの防災力強化を進める上での課題，ワークショップでの気づきの傾向について分析を行っている（眞弓，2016）。中でも，行政や住民の立場の違いによる自助・共助・公助の知識と理解の差が大きく，このような意識の違いは，防災教育を行う上で非常に重要な要素と言える。

今回は，大学生や行政職員，地域住民など約 650 名を対象に EVAG を用いたワークショップを実施し，参加者のタイプ別による自助・共助・公助の意識傾向の違いについて分析した結果を報告する。

2. シミュレーション方法と分析内容

EVAG のワークショップの流れを図 1 に示す。豪雨による土砂災害・浸水被害が差し迫る中，避難行動を考えるシミュレーションをロールプレイ形式で疑似体験して出てくる「家族と連絡が取れない」,「日本語がわからない」などの悩みを付箋に書き出していく。その後，書き出した悩みを参加者同士で共有し，具体的な解決策を話し合い，その解決策を誰が担うのかを考えるグループワークを行う（図 2）。そして，グループワークで分類した自助・共助・公助の数を集計し，参加者別の割合を求めた。

参加者のタイプは①大学生（防災専攻），②大学生（防災非専攻），③行政職員，④地域住民（地域防災活動経験あり），⑤地域住民（地域防災活動経験なし），⑥防災士の 6 タイプに分類した。

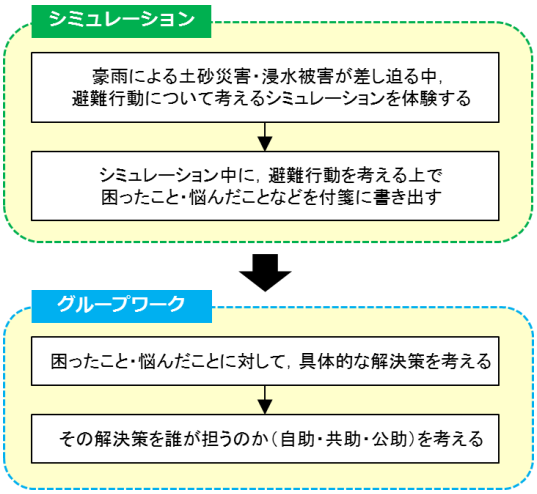


図 1　EVAG ワークショップフロー



図 2　グループワークの実施状況

3. 結果

分析結果を図 3 に示す。3 項目のうち，自助の割合が最も高いのはタイプ②，共助の割合が最も高いのはタイプ④，⑤，⑥，公助の割合が最も高いのはタイプ①であった。一方で，共助の割合が最も低かったのはタイプ①，②，公助の割合が最も低かったのはタイプ④，⑤，⑥，3 項目とも均等だったのはタイプ③のみだった。

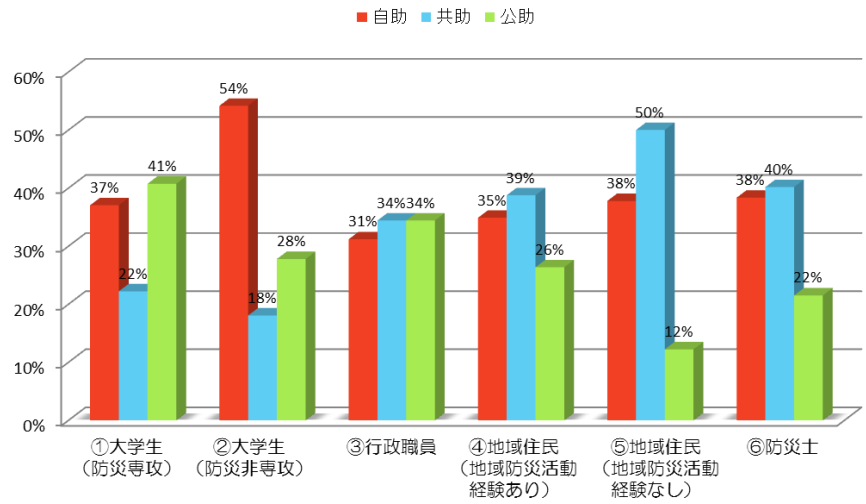


図 3　参加者のタイプ別 自助・共助・公助の割合

4. 考察

タイプ①は，参加者の防災に関する知識が豊富であるが故に，「自助が解決すべきこと」，「公助が解決すべきこと」の判断がはっきりしていたことから，公助の割合が高くなったと考えられる。

タイプ②は，参加者に防災の知識があまりなく年齢も 10 代後半～20 代前半と比較的若いことから，他人と助け合わなくても個人で解決できるという意識が高くなり，自助の割合が高くなった。一方で，ご近所付き合いや災害時の公的機関の役割などの認識が希薄なため，共助・公助の割合が低くなったと考えられる。

タイプ③は，公的機関として対応すべき解決策のほか，個人や地域コミュニティで対応できる解決策など様々な視点から課題を考察したことから，3 項目とも均等な割合になったと考えられる。

タイプ④，⑤は，3 項目の分布は似ているが，タイプ④の方が公助の割合が高い。これは参加者本人に地域防災活動の経験があり，個人の防災力に加えて公的機関との連帯が不可欠と理解しているからと考えられる。

タイプ④，⑤，⑥は地域の自治会などに所属していて防災の知識がある参加者が多かったため，個人だけでなく他人と協力し合う解決策の提案が多かった。一方で，災害時は公的機関の対応が遅れてしまうことを理解しているため，公助の割合が低くなったと考えられる。

5. おわりに

以上のことから，参加者の立場によって自助・共助・公助に対する意識の差が大きいことがわかった。この結果から，タイプ別に不足している援助の理解と今後のあり方を検討する必要がある。

今後は，多様化した家族やコミュニティの実態を理解した上で，地域防災力を向上させるためには，高齢者から若年層までの世代間でのコミュニケーションをどのように活性化できるか，普段から顔が見える関係をどうすれば実現できるかなど，各地域でオリジナリティに溢れた取り組みが議論されることが重要である。EVAG がこうした取り組みの基点となることを期待するとともに，地域コミュニティの地域防災力が向上するための取り組み（独自のルール作りなど）を支援したいと考えている。

6. 参考文献

1）佐藤亜貴夫，中村清美，眞弓孝之（2015）：参加型避難行動訓練教材（EVAG）の開発，平成 27 年度砂防学会概要集，B-390-391.

2）眞弓孝之（2016）：避難行動疑似体験教材 EVAG による地域防災の課題抽出，日本地すべり学会関西支部シンポジウム，2016 年 4 月.

P-151

地域防災力向上のためのソフト対策取組み事例（２）

国際航業株式会社　○坂下晴佳，江川佳苗，鳥田英司
福岡県県土整備部砂防課　財津憲史

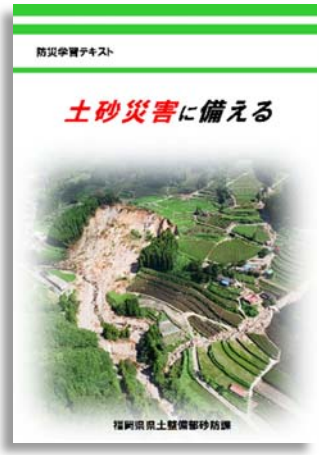
１．はじめに

土砂災害に対する地域防災力向上のためのソフト対策の取り組みとして，小学校低学年児童及び幼稚園・保育園園児を対象とした防災学習のための教材を作成した．作成のプロセスと要点を報告する。

2. 避難行動の現状と防災教育の重要性

土砂災害による人的被害の発生を防止するためには，土砂災害の被害の恐れがある土地から早期に避難することが肝要である．土砂災害警戒情報の発表を受けて，速やかに避難勧告を発令する取り組みが市町村では進められている．しかし，勧告の発令が住民の避難行動へ結びつかない現状がある．

平成29年九州北部豪雨災害では，福岡県朝倉市，東峰村，大分県日田市において甚大な被害が発生した．災害後の現地調査・ヒアリング調査で，死者・行方不明者の一定数が屋内（自宅）で被災していたことが指摘されている※1．また，梅雨前線による大雨（H22.6.11～7.19）の水害で被災した地域を対象に実施された調査では，避難勧告・避難指示を見聞きしてとった行動として，719 人の回答者の内 384 人の人が「自宅にとどまった」としている※2．



福岡県土砂災害対策検討委員会（平成 26～28 年）において，避難勧告を住民の避難行動へ結びつけるためには，防災教育を繰り返し実施することの重要性が指摘され，平成 28 年度は，小学校高学年向けの防災学習資料「土砂災害に備える」を作成した※3．そして，本年度は高学年向けの防災教育へつながる継続教育のツールとして，より低学年向けの防災学習のための教材を開発した．

3. 低学年向け防災学習教材の作成

年齢が 6～8 歳程度の園児・児童を対象に，次の基本コンセプトに基づき防災学習教材を作成した．

- 子どもにもなじみやすい紙芝居形式とする
- 土石流災害と砂防事業のイメージを伝える
- 避難の大切さを伝える
- 避難について家族と話すことを働きかける

3.1. ワーキングによる検討

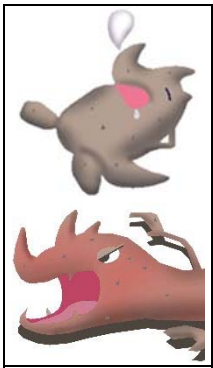
教材の作成にあたっては，児童教育の専門家である磯 望教授（西南学院大学 人類科学科 児童教育学）と平成 29 年度卒業し，来年度から小学校教諭となる予定の学生の皆さんの協力をいただいた．



図 1.　ワーキング風景

3.2. 登場キャラクタの開発

土石流という自然現象と，砂防堰堤という砂防施設が果たす役割を端的に示し，かつ子どもたちにも親しみが持てるようなキャラクタを開発した．

	**つちのドドン** ・普段はスヤスヤ寝ている（左上） ・大雨が降るとたくさんの水（雨）を含んで土石龍（流）ドドンとなって町に降りてくる（左下） 【キャラクタイメージ】 ・土を浴びる動物の“サイ”と，土石龍（流）の“龍”をイメージしている
	**かべのサーボ** ・土石龍（流）となったドドンからまちを守る 【キャラクタイメージ】 ・砂防堰堤をイメージ．手は法面保護工，足は側壁護岸

3.3. ストーリー展開

子どもたちが紙芝居に集中できる時間は，長くても 10～15 分程度という専門家のアドバイスを受けて，土石流と砂防事業，避難の大切さを簡潔に伝えることができるストーリー展開を心がけた．

晴れた日や中小の雨の日は山は穏やか
（ドドンがスヤスヤお昼寝している）【右 1～2】

↓

大雨が降るとドドンは水（雨）をたくさん含んで土石龍（流）になり町に滑り降りてきて，被害を及ぼすことがある　【右 3～7】

↓

そんな災害から町を守るために砂防堰堤のサーボが作られる　【右 8～10】

↓

しかし，想定を超える土石流が発生した場合，サーボが壊れてしまう時もある　【右 11】

↓

“避難する”ことがとても大切．家に帰って家族と話し合ってみよう　【右 12～13】

図 2.　防災教育資料原案のストーリー概要

3.4 低学年向け防災学習教材としてのポイント

ワーキングでの様々な指摘や提案を受けて工夫した主なポイントを以下に列記する．

○子どもたちの物語への興味を持続する言い回し（繰り返し言葉・リズミカルな表現）を工夫した．
（例：雨の描写→“ザーザー、ジャジャジャー”）

○読み聞かせをする側（保護者や学校の先生など）が防災教育の教材として利用しやすいように，裏面（シナリオが書かれている面）に避難に関する用語，避難の種類など解説を加えた．

○“避難する”ことの大切さを学ぶために想定を超える土石流の場合『かべのサーボが土石龍（流）ドドンに負けてしまうこともある』というシーンと，『家の人と避難場所等について話し合おう』と呼びかけるシーンを加え，子どもたちが帰宅後に家族との話題なるようなストーリー展開とした．

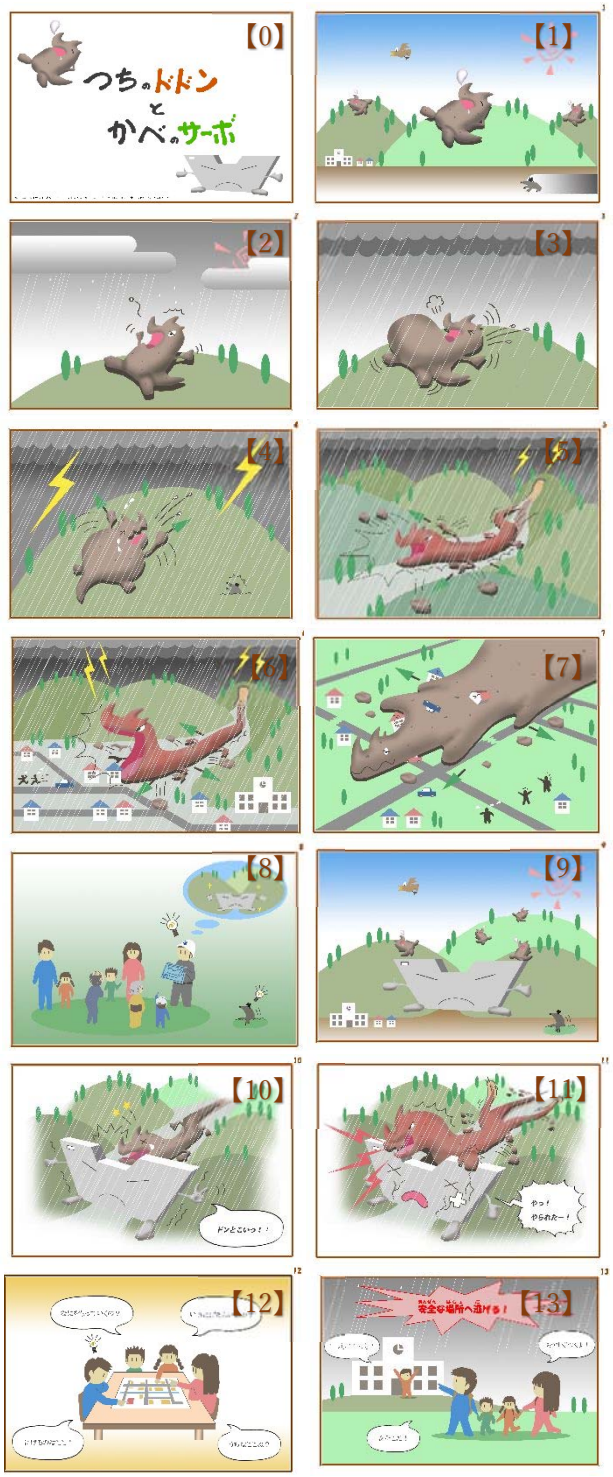


図 3.　防災学習資料原案

4.　おわりに

小学校や幼稚園・保育園で活用され，地域防災力の向上に役立つことが期待される．また，今後は土石流版の他にがけ崩れ版や，洪水版等各種自然災害に対応等の水平展開についても検討したい．

5.　謝辞

防災学習資料を作成するにあたりご協力及びご助言をいただきました，西南学院大学　磯教授，また、磯教授の研究室の皆様には，感謝申し上げます．

＜出典資料＞

※1：平成 29 年 7 月九州北部豪雨災害を踏まえた避難に関する検討会資料（内閣府，H29. 3. 10）

※2：避難勧告・避難指示に関するアンケート調査結果（内閣府，H23. 2. 24）

※3：平成 29 年砂防学会研究発表会概要集「Pb-10 福岡県におけるソフト対策の取り組み（江川ら）」

P-152

地蔵寺川流域における深層崩壊に起因する土砂災害の被害想定手法について

国土交通省　四国地方整備局　四国山地砂防事務所　伊藤誠記，平澤良輔 ※1，田所真路，村上睦実 ※2
国土交通省　国土技術政策総合研究所　内田太郎，松本直樹
八千代エンジニヤリング株式会社　横尾公博，池田 誠，大塚智久，長塚結花，○児玉龍朋
（現所属 ※1 国土交通省　四国地方整備局　河川部　河川計画課，※2 国土交通省　四国地方整備局　建政部　都市・住宅整備課）

1．はじめに

深層崩壊に起因する土砂災害の特徴として，天然ダムや土石流等の災害が輻輳的に発生することが挙げられる．このような土砂災害では，緊急対策が一定の効果を発揮する一方で，事前対策によっても被害を軽減することが可能といえる．深層崩壊の被害想定やハード･ソフト対策を検討するにあたっては，過去に発生した深層崩壊跡地における崩壊現象等を分析・評価し，深層崩壊によって生じる現象を把握しておく必要がある．すなわち，過去に発生した①深層崩壊の規模，②深層崩壊のおそれのある地形・地質的な特徴，③土砂の流下形態（土石流化するか，天然ダムを形成するか）等を明らかにする必要があり，本報告では，①～③を総称して「蓋然性の高い深層崩壊現象」と呼ぶこととする．

本検討では，四国山地砂防事務所管内の地蔵寺川流域（約 90km²）を対象として，対象流域を地形・地質等の等質性をもつ領域に分割した．分割領域毎に蓋然性の高い深層崩壊現象を抽出した上で，深層崩壊に起因する土砂災害の被害想定を実施したものである．

2．深層崩壊発生条件の等質性をもつ領域の分割

資料 [1]によれば，深層崩壊と関連性のある指標として，地質帯や地質構造，地形条件等が示されている．このため，過去に発生した深層崩壊の特徴を分析する単位（以下，「深層崩壊検討分割領域」と記載する）は，検討対象流域に分布する深層崩壊跡地における「地質特性」･「地形特性」･「気候特性」とした．分析の結果，深層崩壊跡地と地質特性との関連性が示唆された．このため，深層崩壊検討分割領域は「地質特性」に基づくこととし，検討対象流域を 3 領域に分割することとした．（図１，表１）

表１　深層崩壊検討分割領域

分割領域	地質帯	流域面積	設定根拠
A	秩父累帯北帯	9.6 km²	・秩父累帯北帯が分布する領域
B	御荷鉾緑色岩類	42.5 km²	・御荷鉾緑色岩類が分布する領域
C	三波川帯泥質片岩	40.3 km²	・三波川帯泥質片岩が分布する領域

3．蓋然性の高い深層崩壊現象の検討

3.1　検討手法

深層崩壊の発生実績を深層崩壊現象に着目して分析し，検討対象流域で今後発生するおそれのある蓋然性の高い深層崩壊現象を検討した．

検討に先んじて，既往業務で抽出されている深層崩壊跡地（65 箇所）の確からしさ（確度）を精査することを目的としてスクリーニング調査を実施した（図２）．スクリーニング調査では，深層崩壊跡地の「滑落崖」地形に着目し，明瞭・不明瞭を指標にして評価した．その結果をもとに確度を以下の 3 段階に区分した．結果として，深層崩壊跡地確度Ⅰ(滑落崖明瞭)は 25 箇所，確度Ⅱ(滑落崖不明瞭)は 39 箇所，確度Ⅲ(滑落崖無し)は 1 箇所となった．本検討では，跡地としての確実度の高い層崩壊跡地確度Ⅰを対象として，蓋然性の高い深層崩壊現象の検討を行うこととした．

3.2　蓋然性の高い深層崩壊現象の検討

深層崩壊跡地の崩壊規模等を分析し，検討対象流域における蓋然性の高い深層崩壊現象を把握した（表２）．

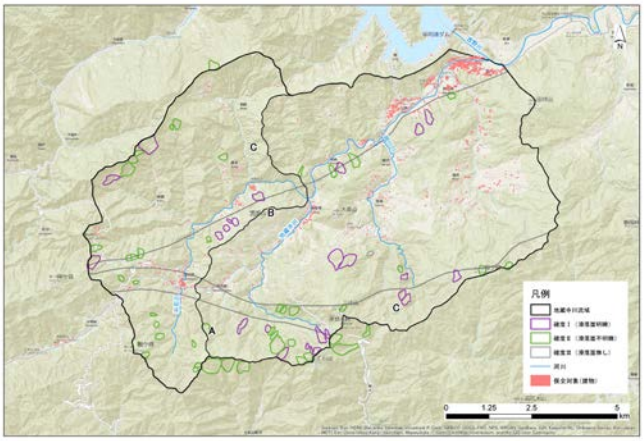


図１　深層崩壊検討分割領域及び深層崩壊跡地（確度検討結果）

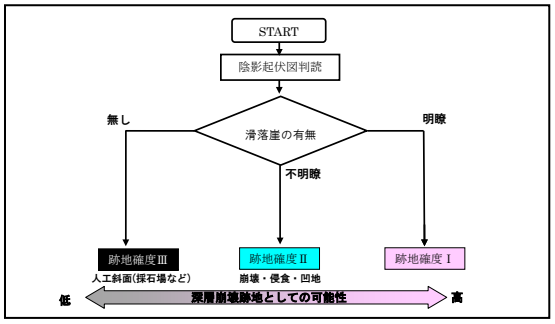


図２　深層崩壊跡地確度の設定フロー

表２　蓋然性の高い深層崩壊現象の検討結果

深層崩壊検討の分割領域	分割領域A	分割領域B	分割領域C
領域の面積	9.6km²	42.5km²	40.3km²
領域の地形的特徴	起伏量が非常に大きい山地	なだらかな山地・丘陵地	浸食が進んだ急峻な山地
領域の地質	秩父累帯北帯 主に泥質千枚岩・チャート	御荷鉾緑色岩類 主に変成玄武岩・変成斑レイ岩	三波川帯 主に泥質片岩
蓋然性の高い崩壊現象	A-①	B-①	C-①
1.深層崩壊規模と形状			
標準的な規模※1	35.6万m³程度	75.2万m³程度	109.1万m³程度
想定される最大規模※1	91.6万m³程度	281.8万m³程度	343.4万m³程度
概ね過去100年以内に発生した最大規模	-	-	372万m³(不安定土砂量)
深層崩壊跡地数・密度※1	0.83箇所/km²	0.24箇所/km²	0.17箇所/km²
確度Ⅰ：滑落崖の形状が明瞭	8 箇所	10 箇所	7 箇所
確度Ⅱ：滑落崖の形状が不明瞭	20 箇所	6 箇所	20 箇所
確度Ⅲ：滑落崖が認められない	0 箇所	1 箇所	0 箇所
2.深層崩壊に起因する土石流等の流下形態			
土石流の流下機構・形態※1	山稜付近に跡地が多く流下距離が長いこと、判読された跡地下流部には一部土石流堆や厚い土砂の堆積が推察されることから、土石流が発生する確率が高い。 本川沿いには跡地がほとんど確認されていないことから、天然ダムを形成する可能性は低い。	判読された跡地は、平石川や地蔵寺川などの本川沿いの中腹から頂部付近の右岸斜面に多い。跡地下流部には一部土石流堆や厚い土砂の堆積が推察されることから、土石流が発生する確率が高い。 地蔵寺川本川（＝清水構造線沿い）に跡地が認められることから、天然ダムを形成する可能性がある。	山稜付近に跡地が多く流下距離が長いこと、判読された跡地下流部には一部土石流堆や厚い土砂の堆積が推察されることから、土石流が発生する確率が高い。 地蔵寺川本川（＝清水構造線沿い）に跡地が認められることから、天然ダムを形成する可能性がある。
天然ダムの発生確率※1	0%程度(8箇所中0箇所のため可能性は低い)	50%程度(10箇所中5箇所で可能性あり)	15%程度(7箇所中1箇所で可能性あり)
土石流の発生確率※1	75%程度(8箇所中6箇所で可能性あり)	70%程度(10箇所中7箇所で可能性あり)	30%程度(7箇所中2箇所で可能性あり)
崩土の直撃の発生確率	0%程度(8箇所中0箇所のため可能性は低い)	70%程度(10箇所中7箇所で可能性あり)	15%程度(7箇所中1箇所で可能性あり)
3.深層崩壊発生箇所周辺の地形・地質的特徴			
地形的特徴	起伏量が非常に大きく、山稜高度は全体に高い。 稜線は鋭いが沢は三波川帯区間と比較し、浅い。 稜線付近は一部山頂緩斜面が広がり、深層崩壊跡地もその付近に認められるものが多い。また、跡地は概ね北向き斜面で発生している。	山稜は丸みを帯びており、連続性は良好である。 他の地質帯と比較すると山腹斜面の勾配は小さく、ノッペリとした平面的なものが多い。また、斜面の端部は棚田状の緩やかな段差地形が広範囲に認められ、大規模な移動土塊の分布を示すものと思われる。確度Ⅰの深層崩壊跡地は地蔵寺川および平石川の右岸斜面(北向き)に多い。	開析谷と水系は、深く下刻が進み、東西方向と南北方向の発達している。北向き斜面は南向き斜面と比較し、全般に緩い傾向が認められ、組織地形いわゆる「ケスタ」を形成している。 確度Ⅰの深層崩壊跡地は、御荷鉾緑色岩類との境界付近(いわゆる清水構造線付近)と山稜付近に認められる。
地質的特徴	当該区間は秩父累帯の北帯に該当する。 岩相は泥質千枚岩と変成チャートからなる。泥質千枚岩は片理が発達した層状岩盤であり、層状に崩れやすい性質を有する。変成チャートは硬質で割れにくい。 深層崩壊跡地は、泥質千枚岩区間に多いが、変成チャート区間でも確度Ⅰの跡地が認められる。	当該区間は御荷鉾緑色岩類に該当する。 大局的な地質構造は概ね北側に急傾斜していることから、流域内の確度Ⅰの深層崩壊跡地の多くは、「流れ盤」に認められ、三波川帯との境界付近に集中している。 ただし、境界付近以外(No.24およびNo.25)にも大規模な崩壊跡地が認められる。確度Ⅰの深層崩壊跡地の頭部には「山頂緩斜面」が認められるものが多い。	当該区間は三波川帯の泥質片岩区間に該当する。 泥質片岩は強い片理を有する岩盤であり、岩塊は片状に剥がれやすい性質を有する。 地質構造は概ね東北東～西南西走向で、ほぼ北側に数°～20°前後で傾斜してる。確度Ⅰの跡地は北向き斜面や南向き斜面ともに認められる。
4.深層崩壊の発生頻度			
年平均深層崩壊発生個数	空中写真・旧版地形図の整備年以前のため不明	空中写真・旧版地形図の整備年以前のため不明	空中写真・旧版地形図の整備年以前のため不明
平均深層崩壊発生間隔	空中写真・旧版地形図の整備年以前のため不明	空中写真・旧版地形図の整備年以前のため不明	空中写真・旧版地形図の整備年以前のため不明
5.深層崩壊を伴う災害概要			
事例	-	-	有間大崩壊
深層崩壊の発生状況	-	-	安政南海地震により大崩壊が発生し、その後昭和南海地震(1946)や台風17号(1976) 安政南海地震における崩壊土量は570万m³。
発生要因	-	-	地震を起点とし、その後の豪雨で災害が進行
深層崩壊による被害状況	-	-	記録なし
深層崩壊以外の土砂災害発生状況	-	-	台風時には大規模な崩壊や土石流が発生。崩壊斜面末端で多量の湧水が発生し、小規模な土石流が繰り返し発生した。
その他関連する事象	いの町上八川上分　柿藪・連行・小中田 上八川川と平行なリニアメント(断層)付近で多数の地すべりが発生した。	陳ケ森付近のリニアメント沿いに崩壊・地すべりが多い 清水上分の川窪付近で崩壊が複数発生している。伊勢川付近は大規模地すべり地帯である。	とぎの山など周辺三角末端面の地形をなす箇所で大規模地すべり・中規模地すべりが発生している。泥質片岩区間では流れ盤や受け盤ともに地すべりが多い。珪質片岩区間では、崩壊の報告はほとんどない。

※1　確度Ⅰでの評価

4．まとめ

(1) 深層崩壊に起因する土砂災害被害想定

蓋然性の高い深層崩壊現象の抽出結果に基づき，深層崩壊に起因する土砂災害の被害想定を実施した．被害想定箇所は保全対象，地蔵寺川及び平石川の流下能力，微地形分布等から 6 地点を選定し，深層崩壊に起因する被害範囲を数値計算により把握した．代表箇所の被害想定図は図 4 に示すとおりである．地蔵寺川や平石川沿いでは深層崩壊に起因する多様な土砂移動形態が想定され，特に天然ダム形成後の越流決壊による土石流によって下流域への氾濫被害が想定される．一方で，想定箇所 b のように流域の上流域で天然ダムを形成した場合や，崩壊規模が大きい場合には，長期間継続型に分類される事例も認められた．なお，本検討は深層崩壊に起因する土砂災害の被害範囲を網羅的に示したものではない．今後，LP を用いて斜面の微地形判読及び現地踏査等を実施し崩壊の発生が懸念される斜面を抽出することや，数値シミュレーション実施ケースを増やすことが必要と言える．

(2) 周辺流域含めた考察(図 5)

表 1 では，地蔵寺川流域における蓋然性の高い深層崩壊現象の抽出結果を示した．ここでは，周辺流域の地質的特性を含めて蓋然性の高い深層崩壊現象を考察することで，対象流域において今後，深層崩壊の発生する可能性のある地域を評価した．

① 有間大崩壊とその周辺流域

⇒地蔵寺川流域における深層崩壊跡地は主に流れ盤斜面で発生しているが，有間大崩壊(1854 年の安政南海地震)及びその近傍の深層崩壊は，受け盤斜面で発生している．また，源頭部には断層破砕帯が認められることから，地震による外力を受けた斜面かつ，破砕帯からなる脆弱な岩盤が分布する箇所での深層崩壊発生の可能性が示唆される．

② 地蔵寺川及び平石川の右岸斜面

⇒地蔵寺川及び平石川では，右岸側の流れ盤斜面に深層崩壊跡地が分布する特徴にある一方で，吉野川合流後の右岸側斜面には深層崩壊跡地がほとんど認められない．当該箇所の深層崩壊跡地は，三波川帯と御荷鉾緑色岩類の境界上に清水構造線(断層帯)が近接していることから，構造線沿いの変形度が高く，かつ，脆弱な地質が分布する斜面末端が，地蔵寺川及び平石川の側刻作用で侵食されたことに起因すると考えられる．一方で，吉野川合流後は清水構造線が河川からやや離れた位置に分布している．このため，清水構造線が近接し，側刻を受ける地蔵寺川及び平石川の右岸斜面での深層崩壊発生の可能性が示唆される．

③ 地蔵寺川及び支川(相川川)の源頭部

⇒地蔵寺川及び右支川の相川川では，特に源頭部に深層崩壊跡地が多く分布する特徴にある．当該箇所の深層崩壊跡地は，深層崩壊との関係を示唆される山頂緩斜面が近傍に広く分布することに加え，降雨規模との関連性が示唆される．例えば，既往観測結果に基づく評価では 24 時間雨量 800㎜ の境界は，これらの跡地を包含する．このため，山頂緩斜面が分布し，かつ，降雨規模の大きい地蔵寺川及び相川川の源頭部での深層崩壊発生の可能性が示唆される．

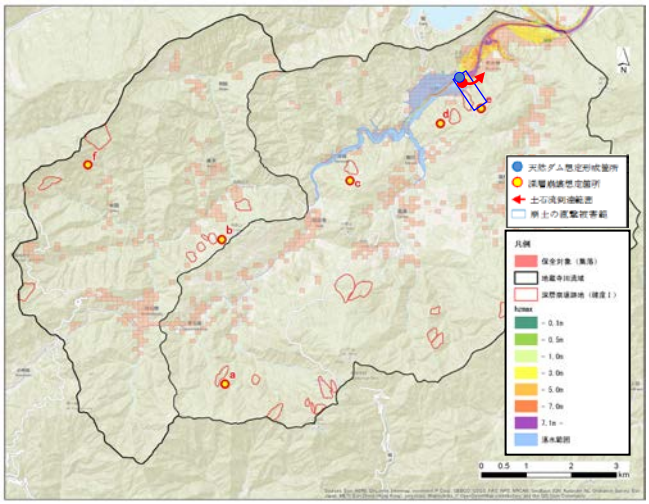


図 4　深層崩壊に起因する被害想定図の例

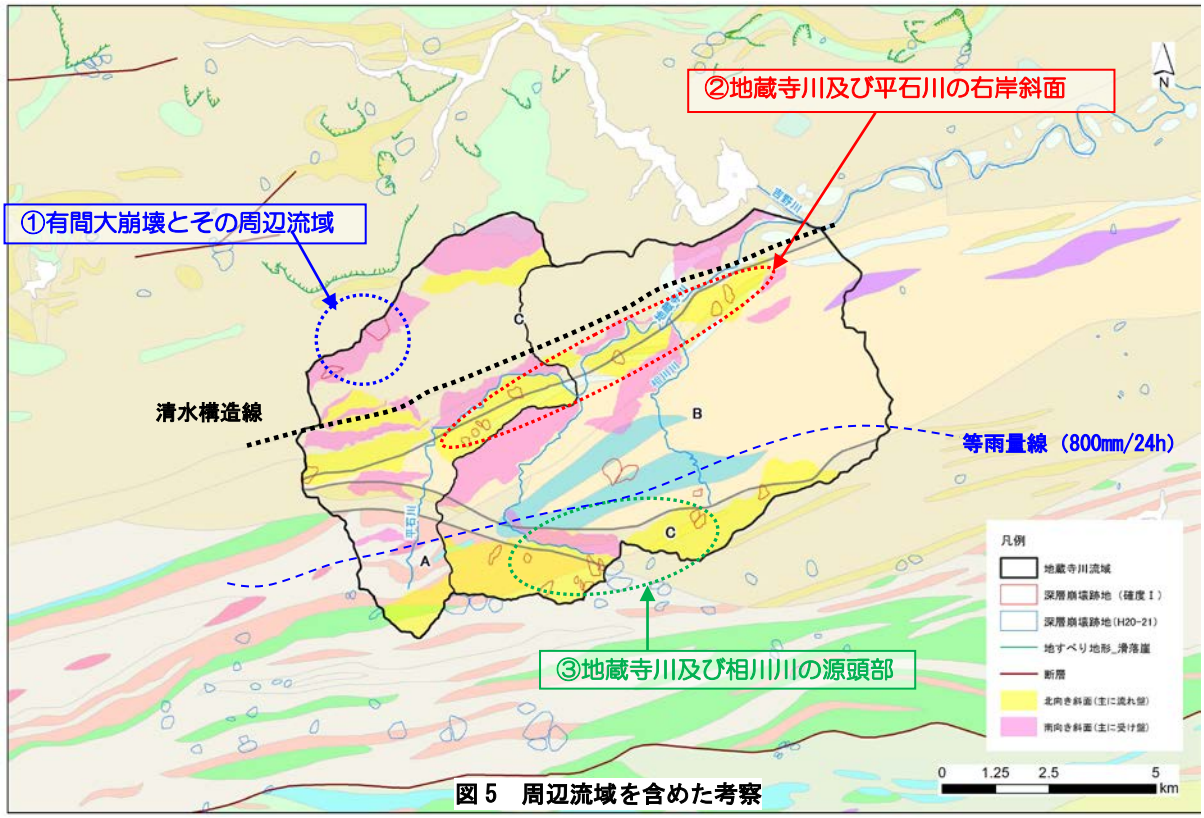


図 5　周辺流域を含めた考察

参考文献；1)平成 24 年度国土技術政策総合研究所講演会資料,深層崩壊～その実態と対応～,H24.12.4,国土技術政策総合研究所

P-153

平成 29 年 10 月 22 日台風 21 号豪雨で発生した梅本川土石流災害と対応について

和歌山県 県土整備部 谷元明彦，新堀由幸
日本工営㈱ 山口雄一，○岡田和美

1．はじめに

2017 年 10 月 22 日に台風 21 号豪雨により和歌山県海草郡紀美野町梅本地区で発生した，地すべり末端部の崩壊を起因とする土石流災害について報告する。

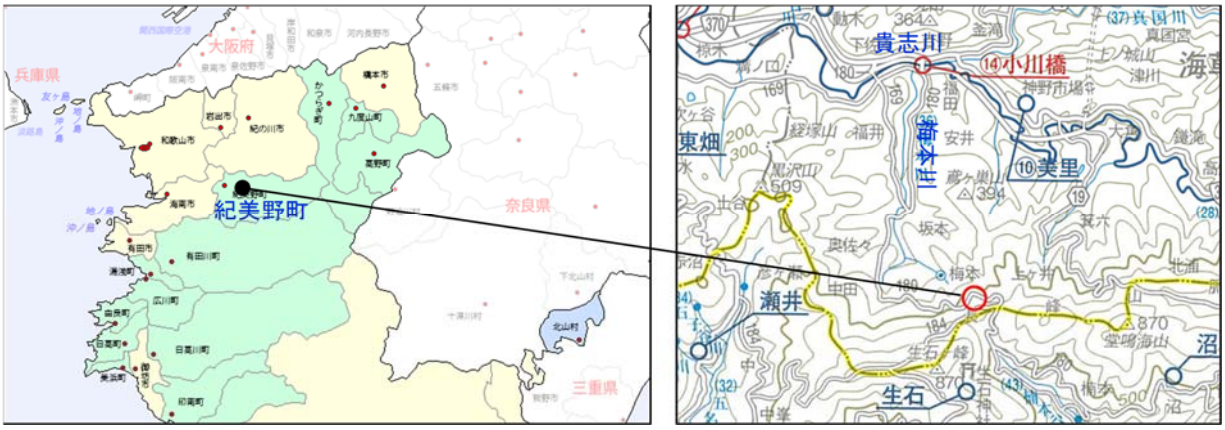


図 1 位置図

2．災害時の降雨状況

台風第21号は、10月21日から22日にかけて日本の南を北上し、23日3時頃、超大型・強い勢力で静岡県御前崎（おまえざき）市付近に上陸した。台風はその後、広い暴風域を伴ったまま北東に進み、23日15時に北海道の東の海上で温帯低気圧となった（図2）。台風を取り巻く発達した雨雲や本州付近に停滞した前線の影響により、西日本から東日本、東北地方の広い範囲で大雨となった。特に和歌山県新宮市では48時間に888.5ミリを観測し観測史上1位の値を更新した。梅本川流域では総雨量は440mm，最大時間雨量30mm，最大24時間雨量326mmを記録している（図3，4，5）。

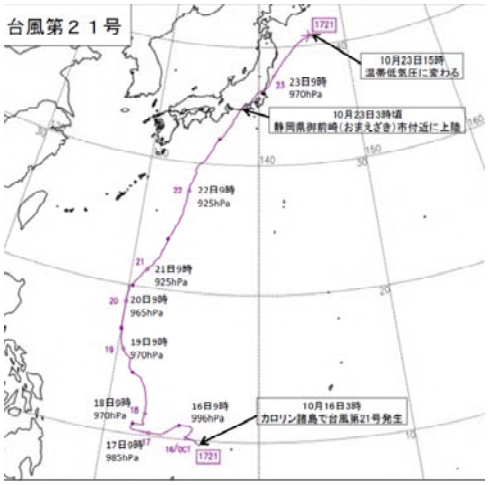


図 2 台風21号の経路図

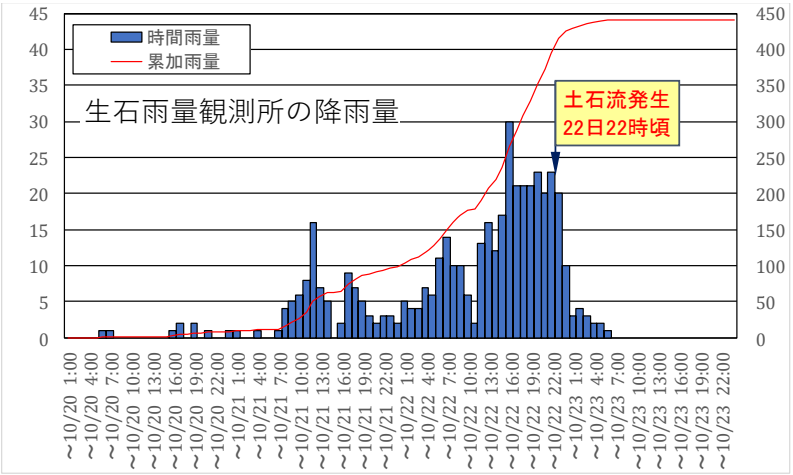


図 3 降雨量（生石観測所）

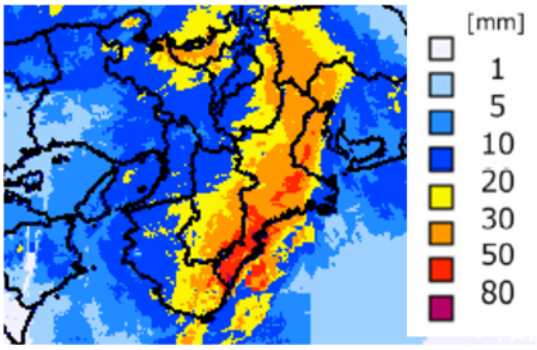


図 4 雨域の分布図(10/22 22時)

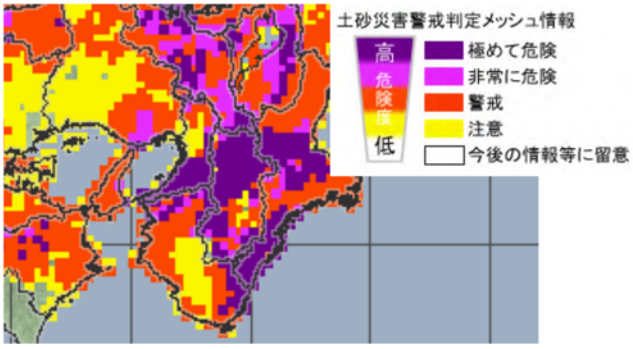


図 5 土砂災害警戒判定メッシュ情報(10/22 22時)

３．土石流の発生・氾濫状況

梅本川の地質は「三波川帯」の変成岩類からなる。地すべり末端の不安定ブロックが崩壊したとみられ，背後斜面には亀裂が多数生じ，下方は急渥斜面をなし不安定な状況にある(写真1,2,3)。発生は10月22日の午後10時頃，崩壊規模は崩壊面積8,080㎡，崩壊土砂量12,120㎥とみらる。崩土は土石流化して渓流を750m流下し，谷出口で氾濫を始め，町道直上流の狭窄部で閉塞し，流木や大径礫の大半はこの地点で停止した模様である(写真4)。梅本地区内には細粒分と流木のみが流下し，人家敷地内へは細粒泥土の流下堆積に留まった。梅本地区を流下して下流河道へ流出した土砂は少ない模様である(図6)。

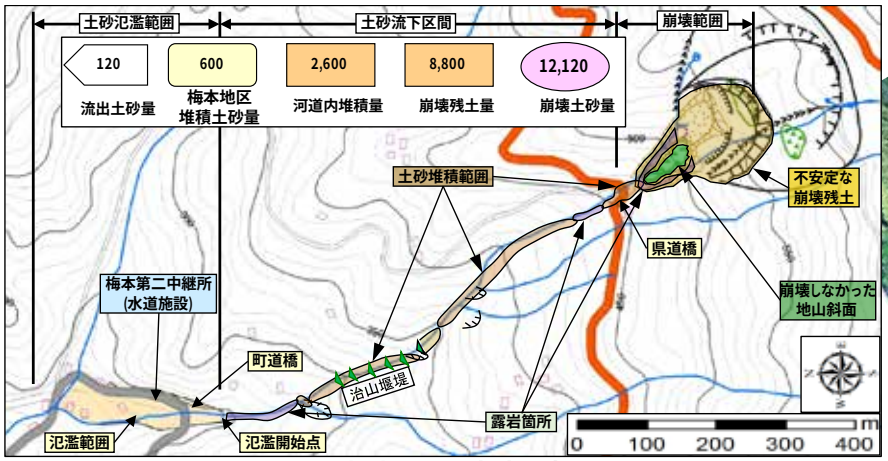


図 6 崩壊･土石流流下状況

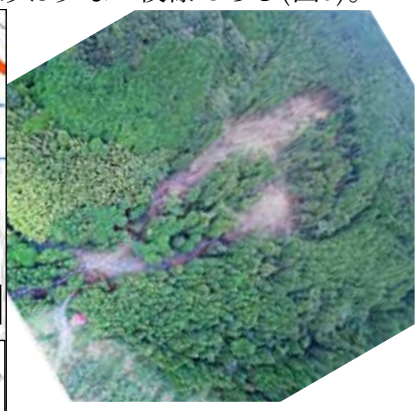


写真 1 崩壊地の空中写真



写真 2 崩壊背後の亀裂



写真 3 崩壊下方の急崖



写真 4 氾濫開始点

４．被害状況

梅本地区の住民は22日の日中に近隣の集会所等に自主避難していたため人的被害は生じていない。公共施設被害は崩壊地直下の県道橋，氾濫域下流の町道橋が被災したが流出せずに残置している（写真5,6)。また水道施設内に土砂が流入して一時運転が停止した。人家被害は3件で，いずれも床下浸水(泥土の流入・堆積)が生じたが，家屋の損壊等は生じていない(写真7)。



写真 5 県道橋



写真 6 町道橋(上流側閉塞)



写真 7 土砂堆積状況

５．終わりに

強靭化ネット，土石流センサーが配置され当面の土砂流出に対する安全性が確保されたとして，12月15日に避難指示が解除された。現在災害緊急砂防事業による堰堤工の整備が進められている。

P-154

全国の 3 次メッシュを対象としたラフ集合による土砂災害発生の重要要因の抽出

国土交通省国土技術政策総合研究所　野呂智之・神山嬢子（現土木研究所）・鈴木大和・戸舘光
(株) エイト日本技術開発　○谷田佑太・海原荘一・只熊典子・竹本大昭・藤原康正
岡山理科大学　佐藤丈晴

1. はじめに

全国各地で毎年多数の土砂災害が発生しているが，土砂災害の発生危険度を把握するためには，地形や地質，降雨指標など土砂災害の発生と関連性の高い素因や誘因を把握することが重要である。

そこで，本研究では国内において 1988～2014 年で土砂災害が集中して発生した降雨イベントを対象に，3 つの災害種別（土石流，がけ崩れ，地すべり）ごとに素因・誘因と災害発生・非発生の関係を把握した。そして，土石流，地すべり，がけ崩れの各現象を対象に，その発生についての重要要因抽出のためラフ集合による解析を行った。

2. 検討に使用したデータ

本研究の検討対象は日本全国を対象に 1998～2014 年の間で，土砂災害種別を問わず 1 日当たり 10 件以上の災害が発生した降雨イベントとした。

検討対象とした要因は，**表 1** に示す素因・誘因を含めた全 17 要因である。素因のデータはインターネットで GIS データが公表されているものを用い，解析雨量，超過確率年，土壌雨量指数，実効雨量は各降雨イベント期間における最大値を各メッシュの値とした。地質，植生，土壌，傾斜方向，降雨パターン以外のカテゴリ区分は 5 カテゴリ（5 分位）とした。

災害発生の評価単位は 3 次メッシュ単位とした。解析対象とした 3 次メッシュ数は，データを作成できたメッシュ数が最も少ない平均年間降水量のメッシュ数に合わせ，543,203 メッシュである。

3. ラフ集合の概要

ラフ集合は 1982 年にポーランドの計算機学者 Zdzisław Pawlak によって提唱されたもので，膨大なデータベースの中から有用な法則を見つけるデータマイニング手法の一つであり，表層崩壊によるがけ崩れや土石流などの発生及び非発生条件の研究に適用事例がある。

3.1 ラフ集合の基本的考え方

ラフ集合の概念を**図 1** に示す。例えば斜面勾配と斜面高の 2 要因をそれぞれ 4 カテゴリに分割して，災害の発生した箇所（○印）と非発生の箇所（●印）を分類する場合を考える。

災害の発生と非発生の条件を明らかにすることは，発生する箇所と非発生の箇所を分離することであり，ラフ集合では**図 1** の白色の範囲のように同一カテゴリ内が発生または非発生のみのデータで構成されているようなデータを整合データと呼び，灰色のセルは発生・非発生が混在しているものカテゴリであり、ここに含まれるデータを矛盾データと呼んでいる。

また，ラフ集合ではデータの分離性を評価する指標として(1)式に示す整合度を定義している。整合度が高いほど発生と非発生を分離しやすく，また，検討対象とする要因数が多ければ整合度が高くなる傾向にあり，少ない要因数で高い分離性が得られるのが望ましい。

$$\gamma = \frac{cardC}{cardN} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (1)$$

ここに，γ：整合度　$cardC$：整合領域内のデータの集合　$cardN$：全データの集合

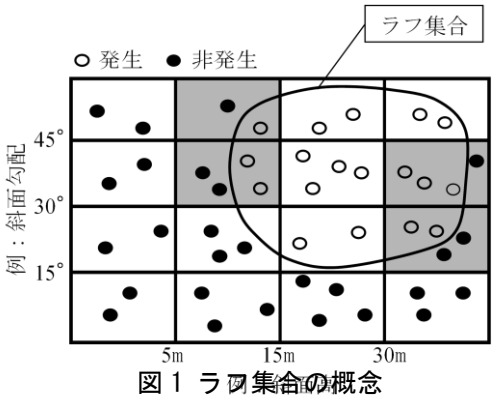


図 1 ラフ集合の概念

表 1 全 17 要因とそのデータ内容の概要

要因		使用データ・データ作成方法・カテゴリ分類方法
素因	地質	20万分の1日本シームレス地質図を使用し、8カテゴリに分類した。3次メッシュ内に複数の地質がある場合は、面積占有率が最も高い地質を選定した。
	植生	5万分の1植生調査図を使用し、5カテゴリに分類した。3次メッシュの中心点に位置する植生をメッシュの代表植生とした。
	土壌	20万分の1土壌図を使用し、11カテゴリに分類した。3次メッシュ内に複数の土壌がある場合は、面積占有率が最も高い土壌を選定した。
	地形（谷密度）	50mメッシュより谷密度を求め、5分位で5カテゴリに分類した。3次メッシュ内の総計河川長を3次メッシュの面積で割った値より、谷密度を求めた。
	地形（接峰面差）	5次メッシュの標高値より接峰面差を求め、5分位で5カテゴリに分類した。3次メッシュ内の最大標高と最低標高の差分を接峰面差とした。
	地形（傾斜方向）	5次メッシュの標高値より最大傾斜方向を求め、最大傾斜方向を45度ごとに8カテゴリに分類した。
	地形（傾斜角度）	5次メッシュの標高値より最大傾斜角度を求め、5分位で5カテゴリに分類した。
	平均年間降水量	過去30年間の観測値から3次メッシュごとの平年値を推定・算出したデータを使用し、5分位で5カテゴリに分類した。
誘因	解析雨量（1h・24h・72h）	解析雨量は、国土交通省水管理・国土保全局、道路局と気象庁が全国に設置しているレーダー、アメダス等の地上の雨量計を組み合わせて、降水量分布を30分ごとに1km四方で解析したものである。1h・24h・72の解析雨量を求め、5分位で5カテゴリに分類した。
	超過確率年（1h・24h・72h）	1h・24h・72hの解析雨量の最大値に対する超過確率年を求め、5分位で5カテゴリに分類した。各アメダス観測所の確率降雨はアメダス確率降雨計算プログラム（国立研究開発法人土木研究所水災害研究グループ水文チーム）のFair式を採用した。アメダス観測所の分割方法については、全国のアメダス観測所の分布をもとに、ボロノイ分割（ティーセン分割）した。作成したボロノイ図と3次メッシュを重ね、3次メッシュ内の面積占有率が最も高い観測所を選定した。
	降雨パターン	解析雨量（一連降雨）を3等分割でカテゴリ分類し、前方・中央・後方の中で最大雨量となるカテゴリを選定した。
	土壌雨量指数	5kmメッシュ単位の土壌雨量指数データを使用し、土壌雨量指数の最大値を求め、5分位で5カテゴリに分類した。5kmメッシュ単位の土壌雨量指数データを１kmメッシュ単位（3次メッシュ）に細分して、再度計算した。
	半減期の長い実効雨量	半減期1ヶ月（720h）の実効雨量の最大値を解析雨量を使用して求め、5分位で5カテゴリに分類した。

5. ラフ集合による解析結果

土石流，がけ崩れ，地すべりの現象毎に，その発生及び非発生に対する重要要因を抽出するために，ラフ集合による解析を行った。

5.1 整合度と要因数の関係について

土石流については，17 要因のうち 5 要因の組み合わせで整合度約 90%，6 要因で 97%，7 要因で 99%の精度で発生・非発生を分離可能であった。

がけ崩れについては，17 要因のうち 6 要因の組み合わせで整合度約 94%，7 要因で 98%，8 要因で 99%の精度で発生・非発生を分離可能であった。

地すべりについては，17 要因のうち 4 要因の組み合わせで整合度約 89%，5 要因で 97%，6 要因で 99%の精度で発生・非発生を分離可能という結果となった。

整合度の高いケースで多く選定されている要因は，発生・非発生の重要要因であるといえるため，要因ごとに選定率を算出した。

なお，選定率の定義は各要因が整合度 95%以上のケースにおいて選定されているケース数を整合度 95%以上の全ケース数で割った値である。

土石流では全17要因に対して6要因の組み合わせで整合度 95%となるケースが存在するが，その中でも特に整合度が高い上位 6 ケースと各要因の選定率を**表 2** に示す。同様にがけ崩れを**表 3**，地すべりを**表 4** に示す。

5.2 土砂災害を考える上での重要要因

災害種別ごとに見ると，整合度が高いケース(表 2)では土石流の抽出要因としては，「谷密度」，「傾斜方向」，「1h 超過確率年」がどの組み合わせの場合においても抽出されており，次いで，「地質」，「24h 超過確率年」，「実効雨量(半減期 720h)」が多く抽出された。

がけ崩れでは，同様に「谷密度」，「傾斜方向」，「1h 超過確率年」，「24h 超過確率年」がどの組み合わせケースにおいても抽出されており，次いで「土壌」が多く抽出された。

地すべりでは，「地質」，「傾斜方向」，「平均年間降水量」がどの組み合わせの場合においても抽出されており，次いで，「谷密度」，「1h 超過確率年」，「24h 超過確率年」が多く抽出された。

全体で見ると，「傾斜方向」は災害種別に関係なく，どの組み合わせの場合においても抽出されており，次いで「谷密度」，「1h 超過確率年」が多く抽出されている。ただし，「傾斜方向」に関してはカテゴリ数(8 カテゴリ)が多いため，選定率が高くなっている可能性がある。

「実効雨量(半減期 720h)」に関して，がけ崩れ，土石流は多くの組み合わせにおいても抽出されているが，地すべりはどの組み合わせにおいても抽出されていなかった。

既存の深層崩壊を対象としたラフ集合による解析事例 [1)] では，深層崩壊の発生と関係が深いと考えられる要因として「傾斜方向」(選定率 100%)，「微地形」(選定率 95%)，「累積雨量の超過確率年」(選定率 67%)などが挙げられており，斜面方向以外は今回の土石流・がけ崩れ・地すべりを対象とした検討での重要要因とは大きく異なっていた。

6. 結論

本研究では土砂災害の発生と関連性の高い素因や誘因を把握するために，ラフ集合による解析を行った。災害種別に関係なく「傾斜方向」「谷密度」，「1h 超過確率年」等が重要要因として選定された。全体では，がけ崩れと土石流で同じような傾向が見られ，地すべりは少し異なる傾向が見られた。

参考文献

1) 海原荘一，木下篤彦，今森直紀，竹本大昭，只熊典子：ラフ集合による深層崩壊発生の重要要因と発生・非発生条件の抽出，砂防学会誌，Vol.70，No.1，p.10-19，2017

表 2 整合度が高い上位 6 ケース(土石流：6 要因)

	要因	選定率(%)	case1	case2	case3	case4	case5	case6
1	地質	48.5	●	●		●	●	
2	植生	1.3						
3	土壌	37.2						
4	谷密度	54.9	●	●	●	●	●	●
5	接峰面差	30.9			●			
6	傾斜方向	99.9	●	●	●	●	●	●
7	傾斜角度	30.6						●
8	平均年間降水量	37.7		●			●	
9	1h解析雨量	26.1						
10	24h解析雨量	17.4						
11	72h解析雨量	19.4						
12	1h超過確率年	43.8	●	●	●	●	●	●
13	24h超過確率年	44.9	●	●	●			●
14	72h超過確率年	46.0				●	●	
15	降雨パターン	12.4						
16	土壌雨量指数	16.6						
17	実効雨量(720h)	31.6	●		●	●		●
整合度（%）		—	97.14	97.09	96.97	96.96	96.91	96.91

選定数6　選定数5　選定数4

表 3 整合度が高い上位 6 ケース(がけ崩れ：7 要因)

	要因	選定率(%)	case1	case2	case3	case4	case5	case6
1	地質	41.8						●
2	植生	28.4						
3	土壌	48.7	●	●	●	●	●	
4	谷密度	48.2	●	●	●	●	●	●
5	接峰面差	32.2			●			
6	傾斜方向	97.9	●	●	●	●	●	●
7	傾斜角度	33.3		●		●		
8	平均年間降水量	44.5	●			●	●	●
9	1h解析雨量	35.6						
10	24h解析雨量	27.7						
11	72h解析雨量	28.4					●	
12	1h超過確率年	43.3	●	●	●	●	●	●
13	24h超過確率年	45.1	●	●	●	●	●	●
14	72h超過確率年	45.6						
15	降雨パターン	32.5						
16	土壌雨量指数	26.8						
17	実効雨量(720h)	39.7	●	●	●			●
整合度（%）		—	98.29	98.29	98.22	98.18	98.16	98.09

選定数6　選定数5　選定数4

表 4 整合度が高い上位 6 ケース(地すべり：5 要因)

	要因	選定率(%)	case1	case2	case3	case4	case5	case6
1	地質	39.6	●	●	●	●	●	●
2	植生	2.5						
3	土壌	32.2						
4	谷密度	40.5			●		●	●
5	接峰面差	19.4						
6	傾斜方向	99.8	●	●	●	●	●	●
7	傾斜角度	28.0						
8	平均年間降水量	37.7	●	●	●	●	●	●
9	1h解析雨量	26.2				●		
10	24h解析雨量	16.0						
11	72h解析雨量	16.2						
12	1h超過確率年	33.3	●	●	●			
13	24h超過確率年	34.0	●			●	●	
14	72h超過確率年	36.3		●				●
15	降雨パターン	0.7						
16	土壌雨量指数	13.0						
17	実効雨量(720h)	23.4						
整合度（%）		—	97.09	97.04	96.97	96.93	96.92	96.89

選定数6　選定数5　選定数4

近年の土砂災害における前兆現象と考えられる水・土砂動態覚知と災害発生までの時間

国土技術政策総合研究所　○小松美緒，内田太郎，桜井亘

1. はじめに

水害は川の水位上昇などから危険性を認識しやすいが，土砂災害は目に見えて確認できる情報に乏しいため危険性を認識しにくい[1)]。また，現在の土砂災害警戒情報は，降雨情報のみを指標としているため，必ずしも精度が高いとは言いがたい面があるとともに，見逃しを減らそうとすると早い段階で警戒情報が発表されるため，警戒情報発表後の切迫性の変化が分かりにくい。一方で，土砂災害の発生に先立って現れる何らかの異常現象（以下，「前兆現象」と呼ぶ）が以前より数多く報告されている。前兆現象は，土石流やがけ崩れ等の土砂移動現象の物理機構から想定される現象であり，土砂災害発生の切迫性を示すひとつの指標とされ，周知されている[2,3)]。しかしながら，これらの前兆現象が「土砂災害発生時にどの程度認識されているのか」，「認識から災害発生までの時間差はどれくらいか」，「時間差に違いは見られるか」といった点について十分に情報が得られてきたとは言いがたい。また，多くの災害箇所で前兆現象が報告されているが，様々な災害を統一的に整理した事例は少ない。

そこで本研究では，近年発生した土砂災害を対象に，文献調査により，①前兆現象の覚知の有無とその割合，②前兆現象の覚知から災害発生までの時間差，③現象及び降雨の特徴による「時間差」の違いについて整理を試みた。

2. 方法

2.1　対象災害の抽出と対象地域の設定

本研究では，1990 年以降に降雨によって土石流が発生し，大学・学会等の災害調査等により住民等へのヒアリングが実施された 10 災害（表-1）を対象に文献を収集した。また，対象災害において同程度の範囲の中で認識された土砂災害及び前兆現象について整理することとし対象地域を設定した。対象地域の範囲は，表-1 に示す対象地において災害が集中して発生した地点を中心として概ね半径 5km 圏内とした。

2.2　現象及び降雨の特徴による分類

前兆現象は様々な表現で報告されているが，その発生場所から「河川・渓流」と「斜面」に大別し，その要因から「水に起因するもの」と「土砂に起因するもの」に大別した（表-2）。また，災害が発生した一連の降雨期間から対象 10 災害を「短期間集中型降雨」と「長期継続型降雨」に大別した。ここで，前者は降雨継続時間が 24 時間未満，後者は 24 時間以上とした。

2.3　前兆現象の覚知から災害発生までの時間差の算出

発生時刻が明確な土砂災害及び前兆現象を対象に前兆現象の認識から災害発生までの時間差（以下，「時間差」と呼ぶ）を算出した。本研究では，前兆現象は対象地域内において発生した全ての土砂災害に関する前兆現象として整理した。また，がけ崩れについては土砂災害として整理するとともに，その他の土砂災害に対するひとつの前兆現象と考え整理した（図-1）。さらに，現象及び降雨のタイプ別に時間差の頻度分布を作成した。本研究では時間差が半日以上の事例は除外した。

3. 結果

3.1　前兆現象の覚知の有無とその割合

表-3 に，対象 10 災害における土砂災害と前兆現象の件数を示す。土砂災害の総数は，土石流 33 件，がけ崩れ 23 件の計 56 件であった。前兆現象の総数は 106 件であった。発生場所別に見ると，河川・渓流 62 件，斜面 44 件であった。災害数別に見ると，水に起因する現象は，河川・渓流では対象 10 災害全てで認識されていた。一方，斜面で認識されたのは 1 災害のみであった。土砂に起因する現象は，河川・渓流，斜面ともに 8 災害で認識されていた。

図-2 に，各々の土砂災害において災害発生前に認

表-1 対象とした 10 災害

災害名	災害発生日	対象地 ※市内広域で災害発生のため地区絞りこみ	降雨の原因	降雨継続時間（h）	累加雨量（mm）
1999年広島災害	1999.6.29	広島県広島市安佐北区 ※	梅雨前線、低気圧	22	147
2003年水俣災害	2003.7.20	熊本県水俣市	梅雨前線、低気圧	24	250
2004年台風21号災害	2004.9.29	三重県多気郡宮川村	台風	29	546
2005年台風14号災害	2005.9.6	宮崎県東臼杵郡椎葉村	台風	69	862
2006年岡谷災害	2006.7.19	長野県岡谷市	梅雨前線	58	363
2006年唐津災害	2006.9.16	佐賀県唐津市	秋雨前線	18	140
2009年防府災害	2009.7.21	山口県防府市	梅雨前線	17	331.5
2011年台風12号災害	2011.9.4	和歌山県東牟婁郡那智勝浦町	台風	105	826.5
2012年阿蘇災害	2012.7.12	熊本県阿蘇市一の宮町 ※	梅雨前線	25	508
2014年南木曽災害	2014.7.9	長野県木曽郡南木曽町	台風、梅雨前線	6	123.5

表-2 前兆現象の分類

	河川・渓流（川や沢の様子）	斜面（山や斜面の様子）
水	・水位の上昇 ・水位の急減 ・水の溢れ （溢水、浸水、冠水）	・斜面の湧水 ・斜面の表面流 ・湧水の濁り
土	・流水の異常な濁り　・土臭いにおい ・石が流れる音　・異様なにおい ・石がぶつかる音	・小石がパラパラ落ちる　・土臭いにおい ・斜面の亀裂、割れ目　・異様なにおい ・落石　・がけ崩れ ・地鳴り、山鳴り　・土砂崩れ ・樹木の根が切れる音

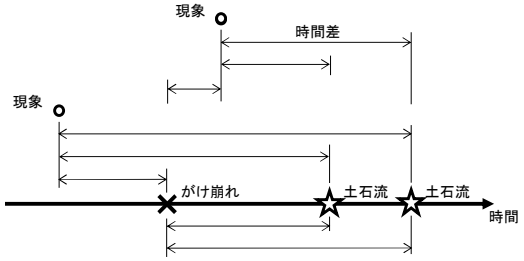


図-1 前兆現象覚知から災害発生までの時間差算出のｲﾒｰｼﾞ

表-3 対象 10 災害における土砂災害と前兆現象

災害名（対象地域）	土砂災害件数 ※1			前兆現象覚知件数 ※2						
	土石流	がけ崩れ	計	時刻明確	時刻不明	計	河川		斜面	
							水	土	水	土
1999年広島災害（広島県広島市安佐北区）	3	0	3	8	4	12	3	5	0	4
2003年水俣災害（熊本県水俣市）	2	3	5	10	0	10	6	0	0	4
2004年台風21号災害（三重県多気郡宮川村）	8	5	13	15	5	20	4	5	0	11
2005年台風14号災害（宮崎県東臼杵郡椎葉村）	1	0	1	7	1	8	1	2	1	4
2006年岡谷災害（長野県岡谷市）	5	1	6	5	1	6	4	1	0	1
2006年唐津災害（佐賀県唐津市）	1	0	1	2	0	2	1	1	0	0
2009年防府災害（山口県防府市）	5	7	12	16	0	16	4	5	0	7
2011年台風12号災害（和歌山県東牟婁郡那智勝浦町）	3	0	3	12	1	13	7	4	0	2
2012年阿蘇災害（熊本県阿蘇市一の宮町）	4	7	11	11	0	11	1	0	0	10
2014年南木曽災害（長野県木曽郡南木曽町）	1	0	1	8	0	8	3	5	0	0
計	33	23	56	94	12	106	34	28	1	43

※1 文献調査から対象地域で発生したことが確認でき，かつ，時刻が特定できた件数
※2 文献調査から対象地域で認識されたことが確認できた件数（表-2の分類による内訳も示す）

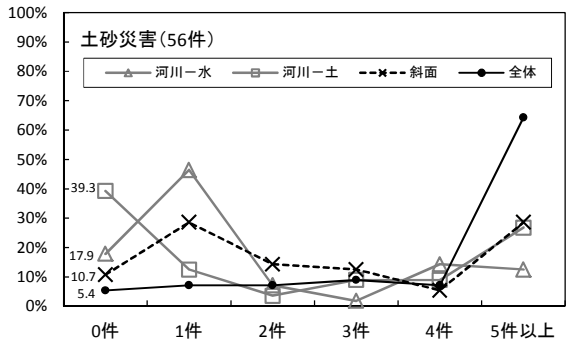


図-2 災害発生前の前兆現象覚知件数

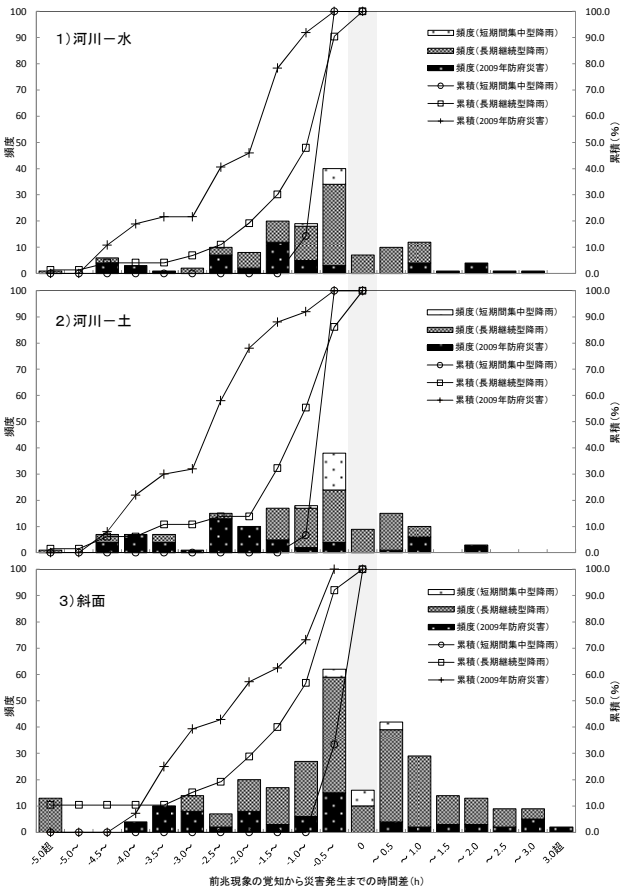


図-3 前兆現象覚知から災害発生までの時間差の頻度分布

識された前兆現象件数を示す。災害発生前に認識された前兆現象が 0 件，すなわち，災害発災前に前兆現象が認識されなかった割合は全体で約 5%であり，何らかの前兆現象が災害発生前に 9 割以上認識されていた。また，河川･渓流では，土砂に起因する現象は水に起因する現象に比べ災害発生前にやや認識されにくい傾向にあった。

3.2 現象及び降雨の特徴による「時間差」の違い

図-3 に，時間差の頻度分布を示す。なお，対象 10 災害については，降雨の特徴から 2 分類で整理することとしたが，2009 年防府災害は他と異なる傾向が見られたため単独での整理とした。長期継続型降雨については，河川･渓流，斜面ともに前兆現象が 4～5 時間前から認識されていた。河川･渓流では災害発生の 1～2 時間前から認識される前兆現象数が顕著に増加しており，明瞭な差ではないものの，水に起因する現象が比較的早期に認識され，続いて土砂に起因する現象が認識される傾向が見受けられた。斜面では災害発生の 30 分～3 時間前から認識されており，河川･渓流に比べややばらつきが見られた。短期間集中型降雨については，前兆現象が比較的災害発生直前に認識されており，河川･渓流では災害発生の 1 時間前から，水に起因する現象も土砂に起因する現象もほぼ同時に認識されていた。斜面では災害発生の 30 分前から認識されていた。一方で，2009 年防府災害は前兆現象が 4 時間程前から認識され始め，河川･渓流では災害発生直前よりも 1～2 時間前に多く認識されていた。同災害の降雨波形を確認すると，他の災害と異なり顕著な降雨ピークが 2 回あったことから，最初の降雨ピークで前兆現象が認識され始めたもののその時点で災害はあまり発生しておらず，2 回目のピーク時に災害が集中して発生したため，時間差に他と異なる傾向が出たと考えられる。

4. まとめ

本研究では，土砂災害や前兆現象に関する情報が多い 10 災害を抽出したため，前兆現象件数や災害発生前の認識割合が高い結果となっている可能性が考えられるものの，前兆現象は斜面に比べ河川･渓流において多く認識されており，斜面では比較的災害の直前に，河川・渓流では比較的早期に認識されることが分かった。また，河川･渓流では降雨が比較的長期に及ぶと水位の上昇と土砂移動に伴う現象の認識されるタイミングに差が見られた。このことから，河川･渓流では斜面に比べ土砂災害発生の切迫性を認識しやすいと言え，従来の水位観測による監視とともに河川･渓流内の土砂移動を監視することが重要であり，そのためには流砂観測が有効と考えられる。

参考文献

1) 国土交通省河川局砂防部：土砂災害警戒避難ガイドライン検討委員会（第 1 回）参考資料-1，2007
2) 谷山勝幸・水山高久：土石流発生の前兆現象，砂防学会誌，Vol.40，No.6，p.31-32，1988
3) 土砂災害警戒避難に関わる前兆現象情報検討委員会：土砂災害警戒避難に関わる前兆現象情報の活用のあり方について，2006

土砂災害に対する警戒避難意識向上に向けた教育カリキュラムの検討

国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　吉村元吾，菅原寛之，田中健貴
和歌山大学　此松昌彦，江種伸之
NPO 土砂災害防止広報センター○松木　敬，池田一平

１．はじめに

平成 23 年紀伊半島大水害では，那智川流域（和歌山県那智勝浦町）において同時多発的な土石流により甚大な被害が生じた．国土交通省近畿地方整備局では，ハード整備による再度災害防止対策の推進に併せ、地域住民が土砂災害への理解を深め，警戒避難意識の向上が図られるよう，災害記録の伝承や防災意識の向上に資する土砂災害再現映像及び児童向け啓発映像等を作成してきた．これら映像等は当地に建設された和歌山県土砂災害啓発センターにて地域住民や観光客向けに展示されているほか，被害が集中した地区にある那智勝浦町立市野々小学校における防災教育（犬丸ら 2017）に活用されている。一方で，防災教育の継続を図るうえでは，地域が防災教育に主体的に関係する重要性が指摘されている（中溝 2008）．対象地域においては，教育委員会が（土砂災害に係る）防災教育を地域に根差した学習と位置付け，各校における指導体制を構築できるか否かが，今後の持続的発展のポイントになると考え，昨年度試行し，熱心な教員が自発的に土砂災害防止学習を進めている市野々小学校とは地域特性の異なる小学校において，模擬的なカリキュラムを検討し，試行学習を行った．本報告では，その内容と効果についてアンケートや関係者ヒアリング等の結果を基に考察する．

２．本年度の試行学習の内容に関する検討

2.1 河川中流部の学習計画の検討

「和歌山県の防災教育指導の手引き（2017）」に示されている通り，防災教育を推進する上では**実施校の地域特性・災害特性**を踏まえる必要がある．そこで，まず，那智勝浦町内小学校を，発生し得る土砂災害の種類に応じ，**図１**に示す3つのカテゴリーに分類したうえで，対象地域の土砂災害リスクに言及する学習計画案を検討した．検討した学習計画案を昨年度の学習計画と対比して**表１**に示す．教育委員会との協議を踏まえ，基本的には昨年度の市野々小学校での学習計画を踏襲し，**本年度の試行対象校である太田小学校**と調整し，4・5年生(複式学級 15 名)，6 年生（単式学級 9 名）の「総合的な学習の時間」を 2 日間 3 時限を確保した．

「事前学習」は，昨年度制作した防災教育用映像を視聴し用語や内容を予習することとし，小学校側の協力のもと 1 日目の授業迄に実施することとした．

「1 日目(H30.1.12)」については，対象校区を含む「流域」に関する内容，及び河川氾濫に関する内容を追加した．「流域」については，小学校上空から太田川流域界を巡る映像を使用し，河川氾濫については小規模な土石流発生模型と流水・流砂模型を組合せ，土石流発生～扇状地の形成～河道への流入・河道形成プロセスを体験的に理解できる構成とし，身近な太田川における土砂生産・流出を学習することとした．

「2 日目(H30.1.18)」については，河川中流域で暮らす児童が普段見られない土砂生産域を学ぶ現地学習とし，大型模型を使用し，土石流が発生する様子や砂防施設の効果と合わせて学習した．

なお，町内の小学校をこのように3区分して，区分別の学習計画を検討することにより，今後，同様の地形特性を持つ市町村に適用する場合の対象範囲と学習内容を示すことができると考えている．

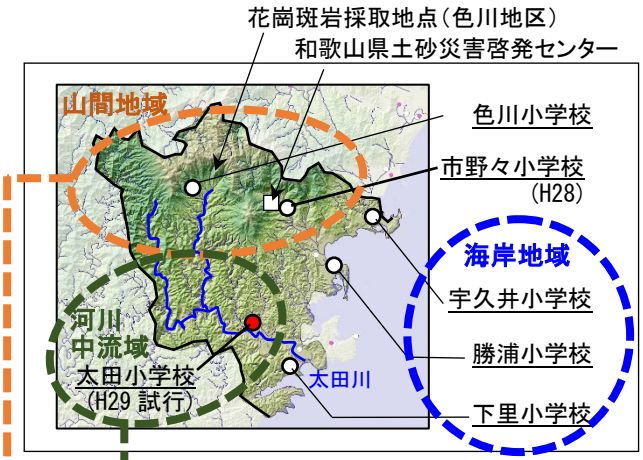


図1 那智勝浦町内の小学校分布

表1 学習計画（H28，29）

地域特性	山間地域	河川中流域
対象校	市野々小学校（H28試行対象校）	太田小学校（H29試行対象校）
学習のねらい	避難のための適切な判断力を養うために ・土砂災害発生のメカニズムを理解する。 ・災害関連情報を理解する。 また、児童の防災学習のアウトプットにより、校区の警戒意識向上を図る。	避難のための適切な判断力を養うため ・**「流域」を理解する。** ・土砂災害の発生メカニズムを理解する。 ・災害関連情報を理解する。 また、児童の防災学習の**アウトプット**により、校区の警戒意識向上を図る。
事前学習	対象校（市野々小）にて以下の項目を実施 ・担任の先生の事前学習（土砂災害）	対象校（太田小）にて以下の項目を実施 ・**DVD教材（土砂災害）**
1日目 1時限 (45分)	対象校にて以下の項目を学習 ・土砂災害の基礎知識（DVD教材視聴） ・各種実験体験 【DVDの内容】 ・山が崩れること・扇状地形成のメカニズム ・土砂災害の基礎知識（3現象） ・平成23年の紀伊半島大水害 ・那智勝浦の地形と地質（花こう斑岩） ・自然の恵みと土砂災害対策（ハード・ソフト）	対象校にて以下の項目を学習 ・**小学校のある「流域」（座学）** ・土砂災害の基礎知識（3現象ふりかえり） ・地質（花こう斑岩）を体験 ・扇状地形成メカニズム（実験） ・**土砂流出と河床上昇メカニズム（実験）** ・**ワークシート**
2日目 2時限 (45分)	啓発センターにて以下の項目を学習 ・土砂災害の基礎知識（3現象ふりかえり） ・砂防堰堤の効果（座学＋大型水路実験＋現地見学）	啓発センターにて以下の項目を学習 ・土砂災害の基礎知識（3現象ふりかえり） ・砂防堰堤の効果（座学＋ミニ模型、＋大型水路実験＋現地見学＋**AR**）
3時限 (45分)	（2時限・3時限連続実施） ・土砂災害の前兆現象（座学） ・避難に関する情報と早めの避難（座学） ・ワークショップ	（2時限・3時限連続実施） ・土砂災害の前兆現象（座学） ・避難に関する情報と早めの避難（座学） ・ワークショップ
事後学習 各小学校	・児童ひとりひとりの意見まとめ ・児童アンケート	・児童ひとりひとりの意見まとめ ・**児童理解度確認（クイズ形式）** ・**おうちの方へ（資料作成）** ・**各家庭配布と意見収集**

※表中の青字は，昨年度実施した児童向け啓発映像制作に伴う実施項目であり．本年度は啓発映像は「事前学習」において使用した．また，赤字は本年度追加した項目である．

表 2　クイズの設問（項目）

質問内容	問題	項目
知識の定着を確認する問題	Q1～Q9	「流域」の意味，小学校の位置，流域の大小と降雨流出量，風化，土砂流出に関する事項
理解度を確認する問題	Q10～Q11	学習内容を示した複数の選択肢を提示し，理解度に応じて選択結果が異なる設問を設定

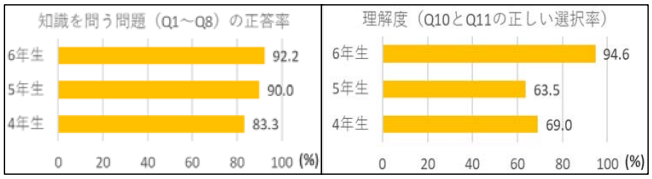
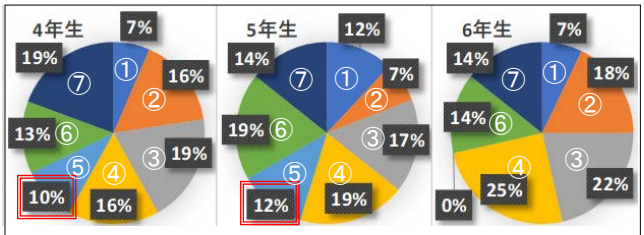


図 2　クイズ回答内容



①山が崩れること，②扇状地形成プロセス，③限られた可住地と扇状地，④那智勝浦町内の地質（花崗斑岩），**⑤平成 23 年豪雨災害がおこったこと**，⑥災害を克服した地域，⑦紀伊半島の降雨特性（雨の多さ）

図 3「今回の学習で新たに知ったこと」回答

表 3　家庭アンケートの回収率と返信内容

参加学級	参加児童数	おうちの方の返信	回収率
6 年生（単式）	9 名	9名	100%
4・5 年生（複式）	15名	14名	93%
計（平均）	24名	23名	96%

返信内容（概要）

・今回のような防災学習が重要だと感じる（79.1%）.
・今後も防災について児童と話していきたい（29.1%）
・児童の話しから新たな知識を得た,土砂災害への警戒意識を再認識した（1%）
・その他、改善に向けた多数の意見を受領（親も参加したい等）

表 4　教育委員会・各小学校の意見（抜粋）

教育委員会の手引き案に対する意見（概要）

・町教育委員会としては，今後の土砂災害防止学習を町として積極的に推進したいが，実験の内容や現地を見た経験がない先生には具体的な意見を引き出しにくいと考えられる.

先生方のご意見（概要）

・（土砂災害防止学習は）身近で学校としても取り組みたい教材だったが，一教師という立場ではどのように取組んだらよいか分からず，なかなか一歩を踏み出せない現状があった.
・今回，土砂災害がどういう大災害か，そのメカニズムを学べる内容となっていたことが良かった.
・身近な太田川を例にとりあげ，複数の実験セットを使ったり現地を訪問したりする体験型の学習となっているところが良かった.
・その他，多数の前向きなご意見が出された.

2.2 防災学習用コンテンツの構成

今回の試行学習では，学習コンテンツとして従来から用いてきた映像・模型とともに，流水・流砂模型（大瀧，2006）を改良して活用することとした．また，太田川上流の脆い地質を体感するため，色川地区の風化花崗斑岩（**図1**）に触れる体験を取り込んだ．また，小学校側と調整し，児童が今回の土砂災害防止学習で学んだ内容を感想とともに各家庭に持ち帰る資料を作成した．

3．試行学習の効果・課題の分析

3.1 試行学習の効果検証

今回実施した試行学習の効果検証のため，児童には理解度を確認するクイズを実施した．理解度を確認するクイズは1日目の試行学習後に実施した．設問は，知識の定着と理解度を確認する 2 種類とし，対象学年を考慮し 11 問の選択式とした．また，各家庭には，児童の感想を添え，授業内容に関する自由記述式アンケート（任意）を配布した．クイズの設問概要は**表2**示す．

3.2　児童の知識定着と理解度（試行学習 1 日目）

知識の定着を確認した Q1～Q9 の回答結果を**図 2 左図**に示す．6 年生の正答率（92.2%）が最も高く，5 年生（90%），4 年生（83.3%）と，概ねの基礎知識を習得していることが伺える．また，理解度を確認した Q10,11 の回答結果を**図 2 右図**に示す．6 年生の理解度（94.6%）が最も高く，5 年生（63.5%），4 年生（69%）の理解度はやや低い．これについて，今回の学習で「新たに知った」と回答された内訳を**図 3** に示す．4 年生，5 年生には，平成 23 年紀伊半島大水害を知らない児童が含まれていた．

3.3　家庭へのアンケート結果（学習全体の効果）

家庭へのアンケートは，児童の感想文，授業内容と，授業風景（QR コードで埋め込み）を示したチラシを作成し，A4 版回答用紙を添えて配布した．回収率と返信内容を**表 3** に示す．96%の家庭が返信のお手紙を小学校へ提出した．家庭からの返信内容（抜粋）を**表 3 下**に示す．太田小学校区は，洪水氾濫の常襲地域にあるが，土砂災害の防災学習にも積極的な姿勢が伺えた．また，**表 3 下**には記載できなかったが，普段の児童の言動の変化，行動変化を記した手紙もあり，児童アンケートでは把握し難い児童の行動変化を確認できた．このような，児童への防災教育の地域波及効果を確認できた．

3.4　効果検証のまとめと教員の意見

上記の通り，本年度検討した学習計画の有効性は概ね確認された.そこで，この2ヵ年の学習計画と試行授業例に，新任教員が土砂災害防止学習に取り組む際に参考となる土砂災害等の基礎知識を含む，「那智勝浦土砂災害防止学習の手引き（案）」をとりまとめ，この冊子に対する町教委・教員の意見聴取を行った．その結果を**表 4** に示す．この結果から，防災教育に積極的ではあるものの，どのように取り組むべきか困っていた教員の一助となること等，資料の有効性が示された．

4．今後の展開に向けての課題

今後，試行した小学校以外の学校でも取り組んでいただくために，試行対象校以外の教員が，土砂災害防止学習を実施するために必要な知識，経験を習得する支援が必要と考えられる．また，海岸域の小学校は津波への備えが重要である．今後，そのような地区での土砂災害防止学習の必要性や学習計画案を検討したい．

引用文献

犬丸・吉村・今森・田中ら：土砂災害に対する警戒避難意識向上に向けた教育コンテンツの検討，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，pp-274
中溝　茂雄：学校における「災害教育」の創造，2008
和歌山県教委：和歌山県防災教育指導の手引き，2013
大瀧　学：流水モデル実験器の再検討，宮城教育大学環境教育研究紀要　第 9 巻，pp-67，2006

P-157

平成 28 年熊本地震前後における土砂移動現象発生時の各種降雨指標の分析

北海道大学　○渡邊輝嗣・桂真也・林真一郎・梅谷涼太・齋藤はるか
国土技術政策総合研究所土砂災害研究室　野呂智之・村田郁央

1. はじめに

豪雨により，あらかじめ設定した降雨指標に対する基準値（基準雨量とする）を超過しそうなときに，土砂災害に対する警戒避難の呼びかけが行われる。大規模な地震が発生すると，亀裂や地盤強度の低下の影響により，地震前よりも小規模な降雨で土砂移動現象が発生することが知られている(冨田ら，1996)が，基準雨量の引き下げ幅等を詳細に検討した事例は少ない。そこで本研究では，平成 28 年熊本地震前後の熊本県阿蘇地域における土砂移動現象発生時の多数の降雨指標を分析した。その上で，地震後の土砂移動現象発生時の各種降雨指標の値の変化を地震前と比較することで，大規模地震後の基準雨量の引き下げについて検討を加えた。

2. 研究方法

2.1 研究対象地

研究対象地は熊本県の阿蘇地域である（図 1）。阿蘇地域では，平成 24 年 7 月九州北部豪雨をはじめとして，熊本地震前に降雨により多くの土砂移動現象が発生した。また，地震後の降雨によっても多くの土砂移動現象が発生した。阿蘇地域において，ALOS-2 の衛星 SAR 画像及び国土地理院のオルソ画像を確認した結果，地震後の降雨によって土砂移動現象が発生していると推定された地域（国総研資料 No.967，2016）に 11 の 5 ㎞メッシュを設定し，北から順に No.1~11 を割り振った（図 1）。この 5 ㎞メッシュは後述する解析雨量のメッシュと対応している。

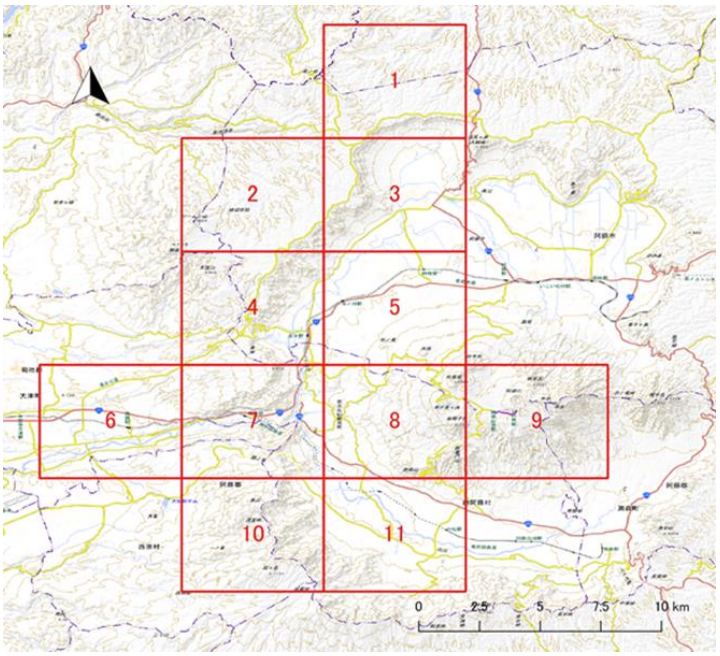


図 1　研究対象地

2.2 方法

研究は以下の手順に従って行った。①S63～H28 の 29 年間の解析雨量を用いて，各種降雨指標を算出した。降雨指標には，土砂災害の警戒避難や通行止めの判断に用いられる指標（時間雨量，実効雨量（半減期 1.5h，3h，6h，12h，24h，48h，72h），土壌雨量指数，連続雨量）を選んだ。②メッシュ毎に，熊本県の土砂災害報告，土砂移動分布図（防災科学技術研究所）等の資料を用いて可能な限り土砂移動現象を収集し，土砂移動現象の発生メッシュとそのときの降雨イベントを整理した。その結果，研究対象範囲内で土砂移動現象を発生させた降雨イベントは，地震前に 3 回（H2.7，H13.6，H24.7），地震後に 2 回（H28.4（地震後約 5 日），H28.6（同 2 ヶ月））あったことが確認された。③土砂移動現象が発生したこれら 5 つの降雨イベントについて，それぞれの土砂移動現象の具体的な発生時刻を特定することが出来なかったため，降雨イベント中の各種降雨指標の最大値をメッシュごとに整理し，土砂移動現象発生時の値として用いた。④③で求めた土砂災害発生時の値のうち、地震前の 3 つの降雨イベントの中での最小値を各メッシュ，各降雨指標に

ついて抽出し、地震前の「発生基準値」とした。その後，③で求めた地震後の 2 回の降雨イベントそれぞれの最大値について，発生基準値に対する比を算出した。これを以後「前後比」とする。参考として，地震後に土砂移動現象を発生させなかった中で最も大規模であった H28.5（地震後約 25 日）の降雨イベントについても同様に前後比を算出した。なお，地震前に土砂移動現象が発生していない No.1 と No.6，地震後に土砂移動現象が発生していない No.5 と No.9，土砂移動現象をほとんど含んでいない No.2 は検討から除外した。

3. 結果および考察

検討した降雨指標の中で最も前後比が小さい指標と大きい指標をメッシュごとに抽出し，その前後比を示したのが図 2 である。土砂移動現象がどの降雨指標に反応して発生したかは不明であるが，各種降雨指標をまとめて見た場合の前後比としては図 2 に示した最大値と最小値の間で発生したと言える。図 2 から， H28.4 では前後比の最大値が 0.290～0.683 であり，全てのメッシュにおいて 1 以下であることから，全ての降雨指標において地震前より小さな値で土砂移動現象が発生したことが読み取れる。これは，地震に伴う亀裂や地盤強度の低下が影響していると考えられる。一方，H28.6 では，No.4 を除き，前後比の最大値が 1.262～2.221 と 1 を超えていることから，地震前でもまれな豪雨に見舞われたと言え，地震前との比較は困難である。

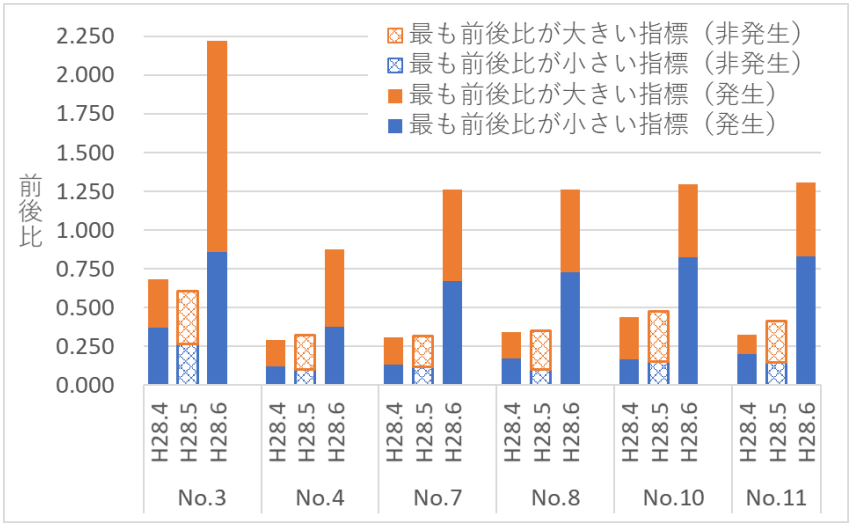


図 2　地震後の降雨イベントにおける前後比の最大値と最小値

大規模地震後の基準雨量の引き下げに関して，安全側の観点から，土砂移動現象を発生させた降雨イベントの前後比の最小値に注目した場合，地震後約 5 日（H28.4）は 0.118～0.371 であるため地震前の 1～3 割，2 ヶ月後（H28.6）には 0.377～0.860 であるため地震前の 3～8 割に設定するのが妥当であると今回の結果からは考えられる。また，土砂移動現象の発生しなかった地震後約 25 日（H28.5）の降雨イベントでは，前後比の最大値は 0.318～0.605（3～6 割）であり，これ以上の規模の降雨でないと土砂移動現象は発生しなかったと言える。このように， 地震後約 5 日の 1～3 割から地震後約 25 日には少なくとも 3～6 割まで回復し，地震後 2 ヶ月にはさらに 3～8 割程度まで回復している可能性が示唆された。

4. まとめ

本研究では，熊本県阿蘇地域を対象に，熊本地震前後の土砂移動現象発生時の各種降雨指標を分析した。その結果，地震直後には非常に小規模な降雨で土砂移動現象が発生していたが，その後 2 ヶ月で地震前の状態に回復しつつあることが明らかとなった。H28.6 以降の降雨に対しても同様の分析を継続して行うことで，その後の回復状況についても検証していく必要がある。

【謝辞】本研究は，国土交通省河川砂防技術研究開発公募砂防技術分野「大規模地震とそれに伴う地盤の劣化に起因する連鎖複合型土砂災害の発生機構と対策」により実施した。

P-158

草津白根山噴火における合成開口レーダー衛星画像による噴火箇所の特定

株式会社パスコ　○三五 大輔，鵜殿 俊昭，小俣 雅志，下村 博之，吉川 和男，石岡 義則，榊原 庸貴

１，はじめに

2018 年 1 月 23 日(火) 午前 9 時 59 分に草津白根山の鏡池付近において噴火が観測されたが，噴火当日，及び数日間の天候が悪く，航空機やヘリコプターによる調査が困難であった。そこで，噴火状況の的確な把握のため，1 月 24 日に X バンド合成開口レーダー（SAR)衛星である TerraSAR-X による緊急撮像を実施した。本研究では，撮像結果による噴火箇所の特定と火山噴出物の降下範囲を推定した結果について報告する。

２，撮像と判読の概要

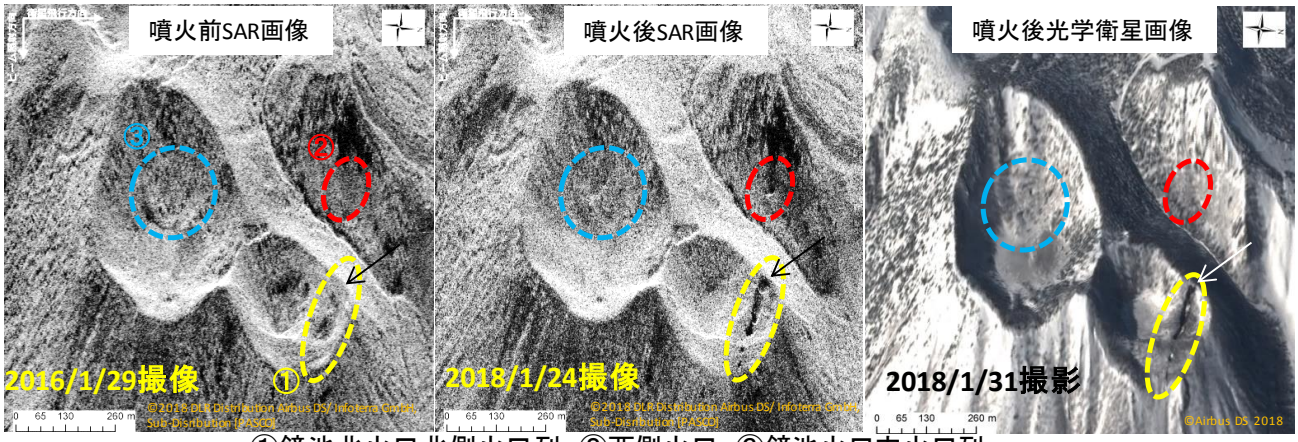
本研究で用いた SAR 画像を表 1 に示す。噴火前に撮像した画像は Staring Spotlight モード（以下噴火前と称す），噴火後に撮像した画像は High Resolution Spotlight モード（以下噴火後と称す）であり，分解能は噴火前が 25cm，噴火後が 1m と異なるため，噴火前の分解能を噴火後の 1m に一致させて判読した。また，SAR 画像の判読にあたり，SAR 画像に合わせて光学衛星画像を変換した。

表 1 SAR 画像の撮影諸元

撮像日	軌道方向	撮影モード	入射角[°]	空間分解能
2016/1/29	北行軌道	Staring Spotlight	31.6	0.25m
2018/1/24	北行軌道	High resolution Spotlight	31.8	1.0m

３，目視判読による噴火箇所の特定

噴火前後の SAR 画像を用いて噴火箇所を特定し，2018 年 1 月 31 日 SPO T7 撮影による光学衛星画像を用いて検証した結果を図 1 に示す。



①鏡池北火口北側火口列、②西側火口、③鏡池火口内火口列

図 1　噴火箇所の特定結果

①鏡池北火口北側火口列

噴火後の SAR 画像，光学衛星画像ともに，噴火前の画像では見られない，東南東方向に連なる黒い領域が確認できる。この領域が鏡池北火口北側火口列と考えられ，東南東方向に長辺約 200m・短辺 30m の範囲に，大小 5 つの噴火口として東南東方向に連なる様子が確認できる。また，一番大きい火口は，長辺 80m，短辺 30m に達すると推定される。この火口列は 1 週間後に撮影された光学画像でも確認でき，SAR 画像での判読結果が証明された。一方で，航空写真から火口列を判読した結果と比較すると，東大地震研究所の情報 [1]によれば、図中の矢印の位置にも火口が存在することが示されているが、SAR 画像では判読できない。これは，SAR 画像の撮像原理に起因するビーム照射方向斜面の視認性低下が原因であり，1 方向のみの撮像では火口等の変化を見逃す可能性があることを示唆している。

②西側火口

噴火後の SAR 画像には，噴火前の画像では見られない，黒い穴とエッジの白い箇所を確認できる。これは，新たな火口とそのエッジが画像上に現れていると考えられ，画像から長辺 22m，短辺 12m の大きさを持つと推定される。なお，1 週間後に撮影された光学衛星画像では，積雪等の影響により確認できない。

③鏡池火口

東大地震研究所の情報 [1]をもとに SAR 画像を確認した結果，噴火後の SAR 画像には噴火前の画像では確認できない，東南東方向に連なる白い線（図中の矢印）が確認できる。これは，新たにできた火口のエッジにより後方散乱が大きくなり，画像上白く現れたと考えられる。この火口は，画像から長辺 80m，短辺 12m の大きさを持つと推定される。なお，1 週間後撮影の光学衛星画像では，積雪等の影響により確認できない。

４，火山噴出物の降下範囲の推定

噴火により発生した火山噴出物により，SAR 画像上では，ア)後方散乱が増加する場合，イ)後方散乱が減少する場合，の２種類の変化が想定される。そこで，噴火前の画像（2016/1/29 撮像）を赤，噴火後の画像（2018/1/24 撮像）を緑と青色に割り当てたカラー合成画像を作成し，火山噴出物に起因する後方散乱の変化を確認した。このカラー合成画像では，噴火後に後方散乱が減少した箇所は赤，噴火後に後方散乱が増加した箇所は水色（シアン）に着色される。カラー合成画像を図 2 の左図に示す。この画像から，西側火口や鏡池北火口北側火口列の東北東方向に向けて，面的に噴火後の後方散乱が減少した箇所（赤色の箇所）が広がることが確認できた。

次に，後方散乱が面的に減少する範囲を抽出するため，後方散乱係数の正規化した差分値（NDSI）[2)]を用いて，SAR 画像から火山噴出物の降下範囲の推定を行った。本研究に用いたデータは撮像モードが異なるため，分解能の違い等に起因する位置精度，後方散乱の違いやノイズの影響で，そのまま NDSI 解析を実施しても変化箇所の面的な抽出は困難である。そこで，F FT を用いた高精度位置合わせ処理，対数変換処理，及びフィルタリング処理の組み合わせにより前述要因の影響を低減させた。

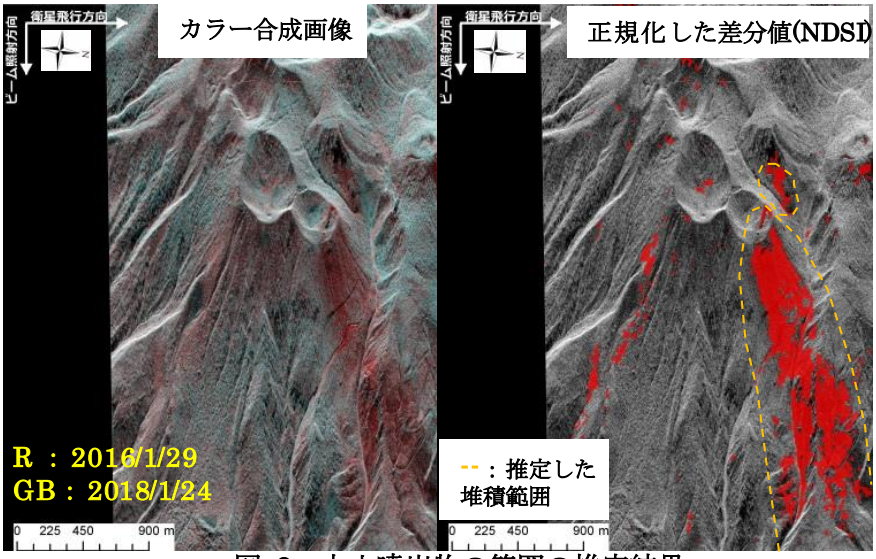


図 2　火山噴出物の範囲の推定結果

NDSI による後方散乱が減少した箇所の抽出結果を図 2 に示す。NDSI 解析の結果では，鏡池火口の東北東方向と東南東方向に差分が大きい箇所が確認できる。そこで，3.で判読した火口の位置，報道情報，及び東京大学地震研究所の報告[1)]等をもとに，火山噴出物の降下範囲を推定した。推定結果を図 2 の右図の橙色の破線に囲まれた領域に示す。

前述の情報から，ロープウェイやリフト乗り場より視認可能な範囲から噴煙が上がり，東北東方向に噴煙が拡大したと考えられた。そのため，NDSI 解析で抽出した結果のうち，西側火口や鏡池北火口北側火口列から東北東方向にかけて，約 1km の範囲に広がる領域に火山噴出物が降下堆積したと推定できる。一方で，東南東方向やその他の箇所については，噴火口から離れており，カラー合成画像上での変化（赤色の濃さ）も小さいことから，火山噴出物が降下堆積した領域ではないと推定される。

５，まとめと今後の課題

草津白根山の噴火では，当日午後の報道ヘリ等の空撮や現地からの動画等により遠景からの情報が取得され，噴火の概要は把握できたものの，火口付近の詳細な情報は得られなかった。しかし，天候や昼夜を問わず撮像可能な SAR 画像により，鏡池北火口の北側で起きた噴火が火口列を形成していること，西側火口の噴火が生じていることを早い段階で明らかとすることが出来た。また，噴火後数日間の天候が悪く，火山噴出物は雪に覆われてしまった。火山噴出物の範囲全体を特定できる光学写真は撮影されていない中で火口付近火山噴出物の降下範囲を推定し、鏡池北火口北側の火口列から東北東方向に幅狭く分布していることを明らかとした。SAR 画像から判読できた火口列のうち，鏡池北火口北側火口列や西側火口は，1 月 28 日にヘリコプターから観察した東京大学地震研究所の報告[1)]と，配置，配列方向と一致する。また，推定した火山噴出物の降下範囲及び方向を火口近傍で面的に捉えている画像は貴重であり、後日防災科学研究所が公開した降灰調査報告（速報）[3)]の広域の火山灰の分布方向と一致していることが明らかとなっている。

以上のように，緊急時かつ悪天候時における火口付近の詳細状況の把握および火山噴出物の降下範囲の推定に有用であることが再認識され、火山防災上のツールとして活用されることが望まれる。一方で，SAR 画像の撮像原理に起因する火口の見逃しも発生しており，1 方向からの撮像では限界があると考えられる。今後の災害時には、2 方向以上から撮像し，見逃す可能性がある領域を低減させることが期待される。

【参考文献】

1) 東京大学地震研究所「2018 年 1 月 23 日　草津白根山（本白根）噴火」, http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/2018/01/30/kusatushirane/

2) 古田ら(2011)「A Study of Detection of Landslide Disasters due to the Pakistan Earthquake using ALOS data」，ISPRS，2011

3)防災科学研究所「草津白根山 2018 年 1 月 23 日噴火の降灰調査報告（速報）」, http://www.bosai.go.jp/saigai/2017/pdf/20180126_01.pdf

岩手山砂防堰堤探検隊における防災教育の効果分析

砂防エンジニアリング株式会社　○佐藤承未　尾崎順一　吉永子規
岩手県立大学　伊藤英之
国土交通省東北地方整備局岩手河川国道事務所

1. はじめに

岩手河川国道事務所では，岩手県立大学などの関係機関と協力し，岩手山周辺に住む小学生に火山災害や土砂災害の脅威から人命と財産を守る「砂防」について正しい知識を普及することを目的とする防災学習（砂防堰堤探検隊）を毎年実施している．

本稿では，本年度実施の砂防堰堤探検隊を対象に今後の防災学習の学習効果を高めることを目的として，参加児童の「学年」，「人数」による理解度の違い，昨年度との実施メニューの違い [2]による学習理解度の違いをアンケート結果を用いて分析した．

2. 砂防堰堤探検隊の実施概要

砂防堰堤探検隊では，イーハトーブ火山局館内での基礎知識の学習と火山噴火の模擬的実験，現地見学を実施した．以下に基本的なスケジュールと実施した学校の概要を示す（表-1，表-2）．また実施状況は図-1 のとおりである．

表- 1　砂防堰堤探検隊のスケジュールと目的

スケジュール	
9:00　出発式	
9:10　ワーク①岩手山のひみつを探そう	基礎知識の学習
10:00　小水無沢第1砂防堰堤探検（土石流の模型実験）	現地見学
11:00　焼走り溶岩流見学	
11:50　松川流路工見学	
11:55　【昼食】	
12:25　レクリエーション	
13:00　キッチン火山実験	火山噴火の模擬的実験
13:30　ワーク②振り返り	基礎知識の学習
13:50　終了式	

表- 2　砂防堰堤探検隊の実施校

実施日	学校名	学年	児童数	回収数
6/9(金)	滝沢市立柳沢小学校	5･6	10	9
6/14(水)	八幡平市立安代小学校	3･4	33	30
6/16(金)	滝沢市立一本木小学校	4	23	22
6/23(金)	滝沢市立滝沢第二小学校	3	86	52
6/28(水)	八幡平市立寄木小学校	6	23	23
6/30(金)	滝沢市立滝沢東小学校	4	43	43
	滝沢市立姥屋敷小学校	3･4	7	7
7/5(水)	雫石町立西根小学校	3･4	13	13
		計　8		計　199

表- 3　分析に用いた設問とアンケートの集計状況

設問	設問内容	有効回答率		
		回収数	有効回答数	有効回答率
設問1	「砂防堰堤探検隊」は楽しかったですか。楽しかった理由、つまらなかった理由を書いてください。	199	172	86%
設問2	どのくらい楽しかったですか？当てはまる数字に○を書いてください。		183	92%
設問7	感想を書いてください。		190	95%
昨年度設問1	ブロック実習について、街づくりで工夫した点を教えて下さい。	201	186	93%
昨年度設問2	砂防堰堤探検隊で楽しかった、つまらなかったことを書いてください。		174	87%



図- 1　砂防堰堤探検隊実施状況

3. 分析手法

図-2 のフローに基づき分析した．

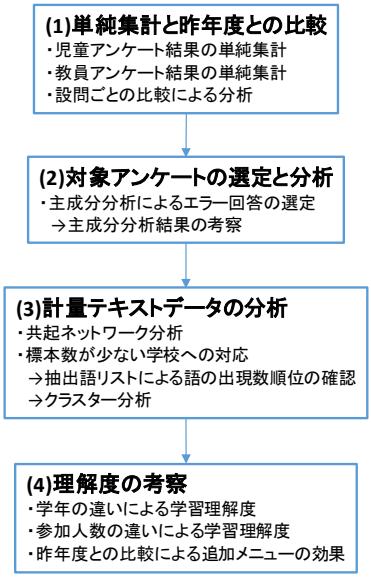


図- 2　分析フロー

4. 分析結果と考察

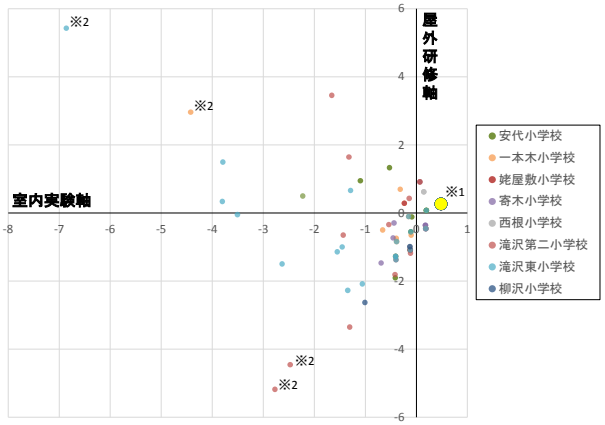
(1) 単純集計と昨年度との比較

単純集計では、全体的に満足度が高い傾向があった。アンケートの回収数，有効回答数ともに昨年度とほぼ同数となったため，分析結果の比較が可能であると判断した（表-3）．

(2) 対象アンケートの選定と分析

全体の回答傾向の分析とエラー回答を確認するため，表-3 の設問 2 を対象に主成分分析 [3]を実施した．有効回答の全データから成分行列を求め，第 1 主成分軸（X軸）を「室内実験軸」，第 2 主成分軸（Y軸）を「屋外研修軸」とした．

全データの 6 割以上が第 1 象限に位置することから，室内･屋外ともにポジティブな思考傾向にあった（図-3 ※1）．また X軸，Y軸いずれかの値が絶対値が 6 以上になる特異な回答があったが（図-3 ※2），設問 2 以外の内容に異常がないためエラー回答とみなさなかった．よって全てのデータを選定した．



※1…分析対象児童の 62.2%がこの得点となった.

※2…X軸, Y軸いずれかの値が絶対値が 6 以上になる回答.

図- 3　主成分分析得点表

(3) 計量テキストデータの分析

分析ソフト「KH corder」を用いて,共起ネットワーク分析により計量テキストデータから理解度を分析した[1)].

標本数の少なさから,結果が不明瞭な学校がいくつかあった. これらに対して,「抽出語リストによる語の出現数順位の抽出（表-4)」と「クラスター分析」を行った結果,理解度の高い傾向がみられた.

表- 4　抽出語リストによる語の出現数順位の結果

出現数順位	滝沢東小学校(40人)		一本木小学校(19人)		柳沢小学校(9人)		姥屋敷小学校(7人)	
	語	出現数	語	出現数	語	出現数	語	出現数
1	今日	13	分かる	6	岩手山	6	堰堤	2
2	思う	11	知る	5	噴火	5	学ぶ	2
3	分かる	11	学べる	3	堰堤	3	楽しい	2
4	楽しい	10	楽しい	3	火山	3	砂防	2
5	人	9	岩手山	3	楽しい	3	実験	2
6	知る	9	逃げる	3	砂防	3	色々	2
7	火山	8	噴火	3	実験	3	知る	2
8	砂防	8	いろいろ	2	いろいろ	2	怖い	2
9	噴火	8	今日	2	クイズ	2	溶岩	2
10	堰堤	7	自分	2	一番	2	お菓子	1

…火山に関する用語
…実験に関する用語
…砂防に関する用語

(4) 理解度の考察

理解度を比較し,学習効果について考察した（表-5）. 学年による学習理解度の差については,抽出された用語や用語の結びつきから 5・6 年生の理解度が高いことがわかった（図-4）.

実施メニューについて昨年度と比較した場合,「恐ろしい」といった用語がなくなり,「大学生」,「クイズ」といった用語が出現していた（図-5）. 昨年度メニューでは, 土砂災害 DVD を上映し,災害の脅威を強く感じさせることで,防災に関する理解を深めていたが,今年度メニューでは, 大学生との交流や基礎知識を学べるクイズを実施したことで,同等の学習効果があったと考える. なお,参加人数の違いによる理解度の差は,十分に確認することはできなかった.

表- 5　設問ごとの分析内容と分析手法

設問	分析内容	分析対象	比較対象
設問2	昨年度との比較による追加メニューの効果	全体	昨年度実施分析※
設問7	学年の違いによる防災教育の理解度	全体	3～4年生
			5～6年生
	参加人数の違いによる学習理解度	3～4年生	多数
			少数

※（3～4年、5～6年に分けて比較）

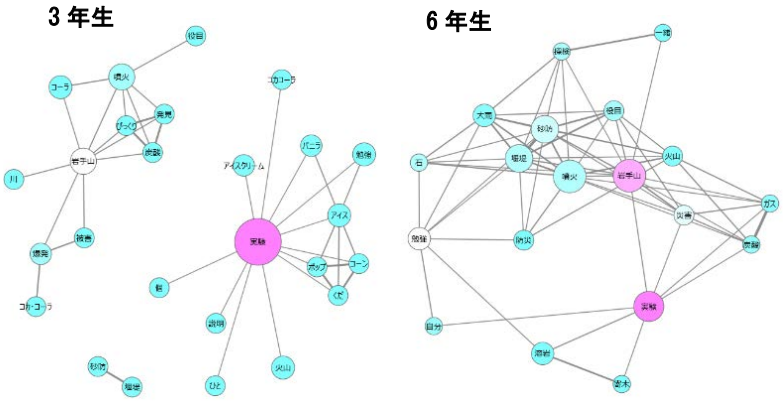


図- 4　共起ネットワーク分析（学年による理解度の差異）

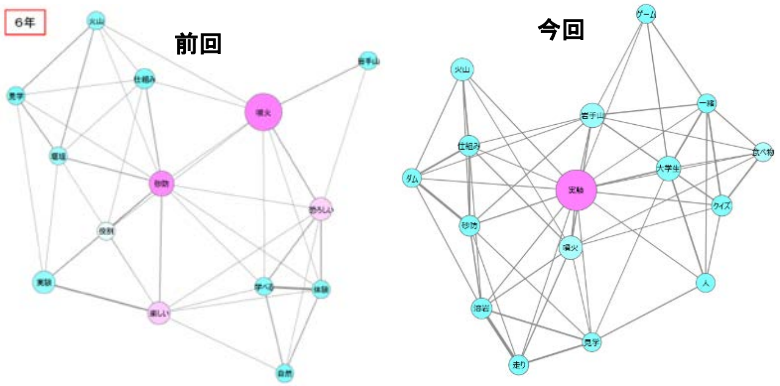


図- 5　共起ネットワーク分析（追加メニューの効果）

5. まとめ

1) 学年による理解度の差

高学年の児童の方が,共起ネットワーク分析における用語の結びつきなどから,楽しさだけでなく,実施内容と学習意図の理解が高かった.

2) 参加人数による理解度の差

本分析から明確な結果は得られなかったが,抽出語リスト等では少数の理解度が高い傾向がみられた.

3) 追加メニューによる理解度の差

大学生との交流やクイズによる学習効果は恐怖心を与えることなく、土砂災害 DVD による学習効果と同等の効果があることがわかった.

6. 参考文献

1) 樋口耕一（2014）：ナカニシア出版
2) 牧野ほか(2017)：「岩手県砂防堰堤探検隊―ブロックを用いた街づくりとその効果分析―」 砂防学会研究発表会, Pb-110, 822-823
3) 清水裕士 (2016)：「フリーの統計分析ソフト HAD：機能の紹介と統計学習・教育, 研究実践における利用方法の提案」 メディア・情報・コミュニケーション研究, 1, 59-73.

P-160

『台湾日々新報』から見る土砂災害と防災教育展開に向けた提案

Studying Landslide Disaster Experiences from History: An exploratory study of Analysis Text on Taiwan Daily News

林怡資*
LIN，YI-TZU

1.はじめに

1.1 研究の背景

台湾における防災教育は，過去の災害データをうまく利用していない，防災教育に関する研究は単一機関のアンケートのみによって実施効果を推し量る研究が多い。

一方日本では，原田隆典（2014）は日向灘地震の歴史資料によって学習者に自然災害の恐怖を伝えて，防災計画を書いた[1)]。雲仙岳の被害状況を知らせることによって，住民たちに様々な対策を考えさせた。（杉本伸一，2014）[2)]。被災者の災害体験の経験を集めることによって，それが，現地の「災害の歴史資料」になった。後輩にビデオで伝えた。（木村鈴欧，2013）等々[3)]。

このような災害時の具体的な行動資料を使って防災意識を喚起する方法は，これまでの台湾の防災教育の欠落部分である。

1.2 研究の目的

《台湾日々新報》はその代表的なものである，その原因は日本統治台湾の五十年間（1895 から 1945 まで）には何回もの大災害があった。そして，この新聞は日本政府としての広報の役割があって，情報を発信する主要なルートだった。住民の被災状況などを記録していたので，当時の代表的な文献と言える。[4)]

本研究の目的は《台湾日々新報》の過去の記事を対象として文献分析する，その分析を通して防災教育の方法を考察し，提案に繋げたい。そして，過去の災害記録の欠落したデータに関する背景情報を提供したいと考えている。

1.3 研究方法

研究対象は《台湾日々新報》ＷＥＢ版（2018 年 4 月）を使用し，1896 年から 1944 年にかけて，キーワードス「土砂」，「山海嘯」，「砂防」によって検索された文献を対象とした。その結果，「土砂」に関する文章は 189 編，「山海嘯」は 14 編，「砂防」は 172 編。

2.理論

David kolb は伝統教育に対して経験学習モデル(experiential learning model)を提案した，コルブの示した循環とは，図 1 のとおりである[5)]。それは具体的経験，反省的思考，抽象的概念化，行動四つの段階で構成されている。具体的経験とは学習者が環境に働きかけることで起こる相互作用のこと。反省的思考とは個人が実践にとって自らの行為・経験・出来事の意味を，多様な観点から振り返ること。抽象的概念化とは，経験を一般化，概念化，抽象化し，他の状況でも応用可能な知識・ルールなどを自らつくりあげることができる。行動は最終プロセスとは行動ができることである（Kolb 1984）。

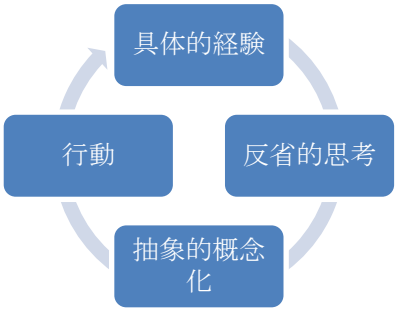


図 1 ，災害経験学習モデル[1]

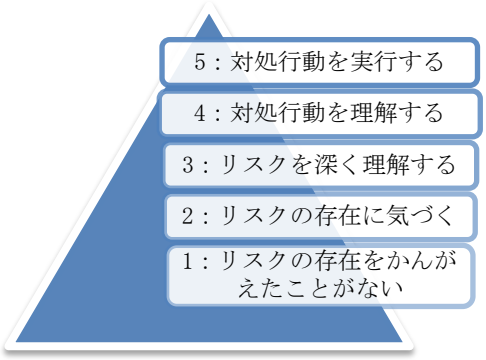


図 2，防災意識フィイズのピラミッド[2]

でも，災害の経験は人によって具体的経験があるかとうかで違うので。経験学習モデルとしてを災害経験の場を利用するためには，直接と間接的な経験に分けることができる。人がリスクを感じるには，自分の経験・他人からの情報・間接的な社会連結の三つがある（Singer & Endreny，1993）[6)]。片田氏ら（2008）は一般住民を対象とした防災教育の目標は，災害に対 する自主的な防災行動を促すとともに，

* 台湾国立既南国際大学土木工程学科
[1] David kolb（1984）筆者翻訳。
[2] 片田敏孝（2008）。

防災対策の必要性の理解を過不足なく伝えることである[7]。そしてリスク･コミュニケーションの段階的な目標をまとめた，「リスクの存在をかんがえたことがない」部分は経験学習の一段階で使うと「リスクの存在に気づく」になる。歴史災害は間接的な経験の一つ。

3.土砂災害の内容

以下は新聞内容から，災害管理の観点として，平時と災時に分けて，各内容の概要を説明する。

3.1 平時

1906 年の新聞から，砂防に関するの内容がある。台湾は降雨や土砂災害発生の多い地域なので，砂防の事業は早めにしている，そして，海岸に関する砂防事業の新聞もある。平時の内容は日本政府から防砂工事の実施と試験などの内容が多い，例えば防風林あるいは図 3 土砂流出試験。



図 3，土砂流出試験のニュース

3.2 災時

地震とは異なり，土砂災害は主にローカルで発生するため，通常は連続して載せる新聞はあまりない。そして，発生の原因がたくさんがある，急な地滑り地震・大雨・工事中の事故など。図 4 は土砂災害による被害のニュース。

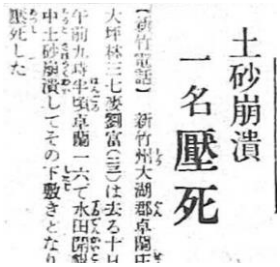


図 4，土砂災害による被害のニュース

4.「土砂災害」の意味

『台湾日々新報』から見る土砂災害のニュース内容を分析すると四つの意味がある。それは(1) 歴史災害データとして，当時の社会背景が少し見える。それは新聞の特性なので，誰が死んだとか何が原因かなどを書くことが可能である。(2)ガバナンスの普及と経路，あるいはその時代の記録。この新聞は政府の情報の伝達のルートとして，政府から教えたいことを載せることに意味があった(図 5)。(3)日本は台湾の災害の歴史の共同体。これは，日本統治の時期，台湾の新聞は日本の地方土砂災害があった新聞が見えること(図 6) 。(4) 補足的歴史災害事件。今台湾は土砂災害に関する写真の集めることをやっている[3]，歴史資料は一つのソースとして利用する可能性が高い。

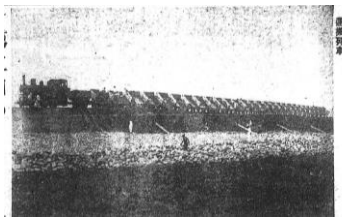


図 5，砂防工事の車



図 6，静岡県の災害

5.災害経験を通して実踐型防災教育の提案

ぼうさい甲子園や防災教育チャレンジプランの実踐事例をいくつの特徴的な活動に分類している（諏訪清二，2011）[8]，本研究はその分類を使用して表 1 四型を分類と提案。

表 1，実踐型防災教育の提案

分類	訓練・体験型	知識型	成果型	教える型
目的	自助と共助の精神を重視した自習や訓練。	専門的な知識の学習・施設を見学・調査・ゲーム	コミュニティにフィードバック・人が学ぶための教材	教えながら学部アプローチ
提案	略			

参考文献

1) 原田隆典(2014)。歴史地震資料から学ぶ。災害伝承―命を守る地域の知恵，高橋和雄編，1-21。
2) 杉本伸一(2014)。平成の雲仙普賢岳噴火の災害伝承。災害伝承―命を守る地域の知恵，高橋和雄編，53-81。
3) 木村鈴欧(2013) 。歴史災害を防災教育に生かす―1945 三河地震 (シリーズ繰り返す自然災害を知る･防ぐ) 。
4) 台湾日々新報，ttp://rrxin.library.ncnu.edu.tw.autorpa.lib.ncnu.edu.tw/
5) Kolb， D. A. (1984). Experiential Learning: Experience as the Source of Learning and Development. Englewood Cliffs， NJ: Prentice Hall.
6) Singer， E.T.， & Endreny， P.M.(1993) .Reporting risk:How the mass dia portray accidents， diseases， disasters and other Hazards. Newk: Russell Sage Foundation
7) 片田敏孝，本間基寛，小田勝也，熊谷兼太郎(2008)津波防災教育の効果計測手法に関する検討，土木計画学研究講演論文集，vol.38，CD-ROM（120）。
8) 諏訪清二（2011）。夢みる防災教育。防災教育の開展。今村文彦編，47-70。

[3] https://246.swcb.gov.tw/Event2015/

浅野川伝統的建造物群保存地区の洪水の危険性

立命館大学院理工学研究科　○Qin xin
立命館大学理工学部　藤本将光
立命館大学理工学部　里深好文

1. はじめに

近年、短時間に大雨が降る集中豪雨が多発しており、土砂災害の危険性が高まっている。集中豪雨は人的被害だけでなく、観光資源である重要文化財に及ぶ場合もある。歴史的な町並みを残した伝建地区では、町並みの形成過程において河川周辺で発達した地区が多いこともあり、災害リスクの高い箇所が多く指摘されている。伝建地区や観光地では、景観に配慮する上にハード対策を講じる必要があり、それぞれの地域の特色に合った対策案の検討を行う必要がある。 本研究では、石川県金沢市浅野川周辺に位置する 3 つの伝建地区を対象として、河川シミュレーションソフト iRIC を用いた現状の浸水範囲の推測及び対策案の検討を行った。

2. 研究地域の概要

本研究では、石川県金沢市浅野川に位置する主計町重要伝統的建築保存地区、東山ひがし重要伝統的建築保存地区、卯辰山麓重要伝統的建築保存地区を対象とした（図-1)。対象地には、寺や茶屋を中心に多くの建築物群が立地しており、家屋密度の高い地域であるため、建物の多くは建築から長い年月が経過した木造建築である。また、対象地に流れている浅野川は、水面幅が 40m、平均水深 0.4m、平均流速約 0.5m³/s であり、比較的浅い河川であるが、流域全体河床勾配が約 1/250[1)]、対象地周辺は 1/277 であり、勾配が急な河川である。上流側を平行して流れる犀川には放水路があり、2008 年 7 月 28 日豪雨災害発生時の放流量は 150m³/s であったが、2013 年「犀川・浅野川一体的整備事業」完成後放水路制限解除と伴に、現時点の最大放流量は 250m³/s となった。

3. 解析条件

本研究では、国土地理院のホームページから対象地周辺の 10m メッシュ標高データを取得し、 2008 年豪雨災害発生時に観測した水位変化と一次元等流計算式：$Q = Av = BHv = BH\frac{1}{n}H^{\frac{2}{3}}I^{\frac{1}{2}}$ を用いて流量算出を行った。地形データ、流量データを河川シミュレーション iRIC にインポートすることで、計算を実行する。

2008 年豪雨災害の被害状況の再現と現状の治水能力を評価するため、本研究では放水流量の制限有無による 2 つのケース（図-2）に分類して、解析を行った。case1 は 2008 年豪雨災害時同規模流量、case2 は放水路流量制限解除後流量を用いてシミュレーションを行う。

4. 解析結果・考察

4.1 水位変化における解析結果

水位変化の解析結果（図-3）によると、case1 の水位は氾濫危険水位を超えてから再び戻るまで 149 分かかった。一方で、case2 の水位は氾濫危険水位を超えるから再び戻るまで 112 分かかった。そのため、 放流量を増加させた case2 は case1 に比べて短時間で水位が低下

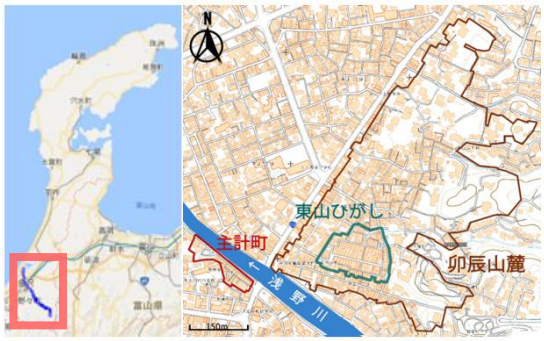


図-1　対象地の全体図（地理院地図に加筆）

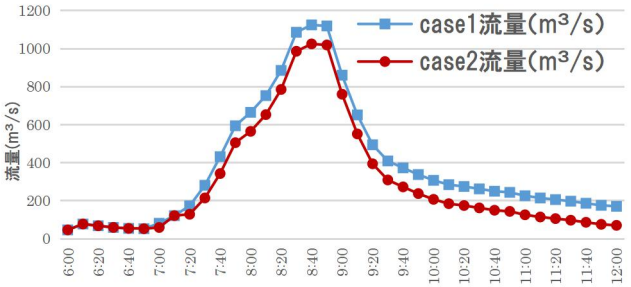


図-2　case1 と case2 の流量推移

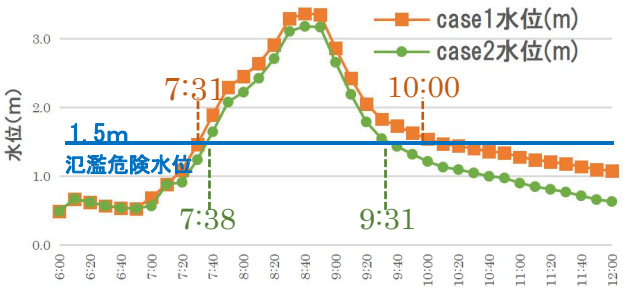


図-3　水位変化における解析結果

することが明らかになった。

4.2　最大水位時刻における解析結果

最大水位時刻における解析結果（図-4）によると、どちらの case も観測上限水位の発生時刻（8:40）において、最大浸水範囲に違いはみられなかった。また、各地域の氾濫範囲にも放水量増加による大きな改善は見られなかった。

4.3　水位低下時刻（12:00）における解析結果

水位低下時刻(12:00)における解析結果（図-5）によると、case1 では、卯辰山麓対象地と主計町街対象地は、広範囲で浸水していた。一方で、case2 では、各地域の浸水域は消失していた。そのため、放水路の放流量を増やすことで、対象地の被害を減軽することが確認できた。

5.　対策と検討

以下に示す 4 つの対策案について対象地域における適用可否の検討を行う。

（1）堤防の増設

2008 年に発生した豪雨災害による浸水被害において、堤防の高さは越流と浸水の要因ではないと考えられる。更に、単に堤防を高めるだけでは対象地区の景観を壊す恐れがある。 浅野川周辺地区は居住区が密集しており、越流点を決めることは難しいため、対象地域に新たな堤防を設置することでの対処は困難であると考えられる。

（2）放水路流量の増加

現時点での犀川の流下能力が不足としており、放水路の放水量を増加させることでの対処は難しいと考えられる。

（3）ダムの増設

放水路流量が増加ケース 2 の越流開始直前から氾濫危険水位までの流量より概算すると、9060m^3/s 規模のダムが機能すれば氾濫を防ぐことが考えられる。しかし、浅野川上流側の地形はダム建設の条件を満たしていない。

（4）遊水地の増設

流量の減少より氾濫被害が軽減することが検証された、浅野川流域周辺の広い土地の確保することは困難であるため、一般的な遊水地を設置することが難しい。そのため、遊水地を地下化することで、代替の用地を確保することができると考えられる。

6.　まとめ

本研究の対象地において、既存のハード対策と河道条件では過去の災害と同規模の降水量に対して危険性が高いと考える。ハードとソフト両面も新しい対策を検討する必要があるが、対象地域は伝統的建造物群保存地区に指定されているため、景観に配慮した対策を講じるべきである。そこで、堤防の増設、既存の放水路の放流量の増加、ダムの設立、遊水地の設置、ソフト対策の対象地域での適用可否の検討を行った。対象地区の状況から、遊水地を地下化すること、新たにソフト対策を見直すことが効果的な対策であると推測された。

参考文献

1)島谷幸宏:景観からみた平常時の河川目標流量の設定に関する研究,土木学会論文集 No-587/VIII-6, 15-26,1998

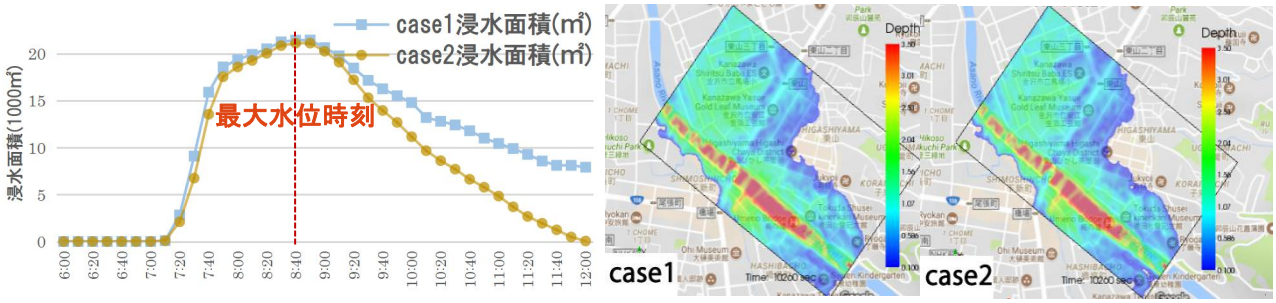


図-4　最大水位時刻における解析結果

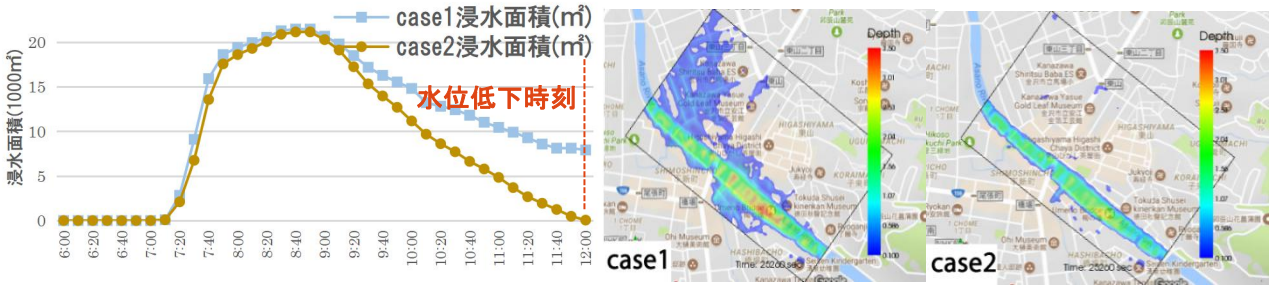


図-5　水位低下時刻(12:00)における解析結果

兵庫県箇所別土砂災害危険度予測システムの活用に向けた取り組み
—土石流判定手法の課題整理—

（一財）建設工学研究所：沖村 孝，中川 渉，○原口勝則，鏡原聖史
神戸市立工業高等専門学校：鳥居宣之
兵庫県県土整備部土木局砂防課：石田博彰
兵庫県但馬県民局 新温泉土木事務所：鎗水正和

1. はじめに

近年の気候変動の激化に伴い集中豪雨が増加傾向にある．兵庫県では，このような豪雨による土砂災害に対する警戒避難活動に資するため，土砂災害警戒区域毎に危険度を判定する箇所別土砂災害危険度予測システム [1]の導入に取り組んでいる．このシステムによる土石流の判定手法は，流域内を10mメッシュ毎に区分し，実績および予測降雨による安全率を算定し，総メッシュのうち安全率が1を下回ったメッシュの面積率と総流量に対応する流域面積を指標として危険度を判断しており，土石流の発生機構を必ずしも表していない．本検討では，平成26年8月豪雨における土石流の発生事例を対象として土石流判定手法の検証を行った結果，土石流の発生機構と関連した課題が確認されたのでこれについて報告する．

2. 検討対象災害

本検討では平成26年8月豪雨時に顕著な土砂災害が発生した丹波市市島地区の土石流危険渓流121渓流を対象とした．土石流災害事例には，斜面崩壊の崩土が流動化した“崩壊起因型土石流”や渓床の不安定土砂が流動化した“渓床堆積土砂流動型土石流”の2パターンが確認された．また，これらが複合的に発生した事例もあり，これを“複合型土石流”と呼ぶこととした．

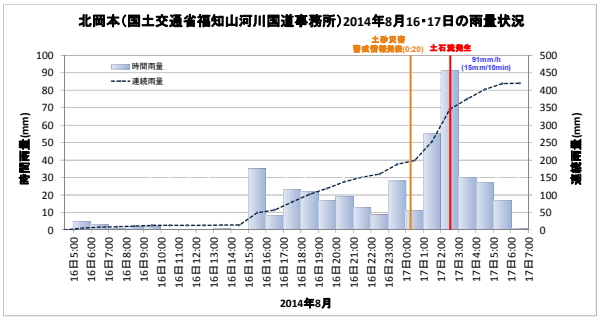


図-1　平成26年8月豪雨時の降雨状況（北岡本）

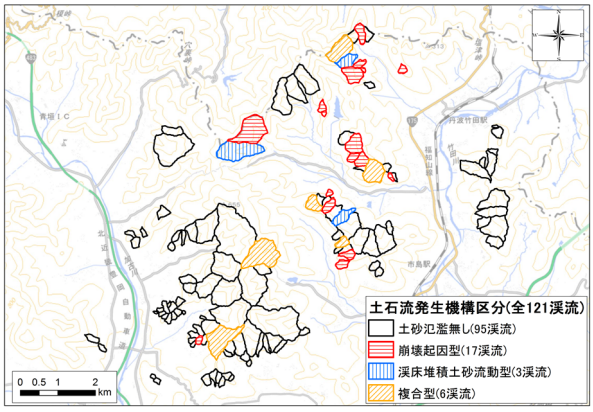


図-2　丹波市市島地区の土石流発生状況

3. 現行の土石流判定手法の課題

平成26年8月豪雨における土石流の発生事例を対象に現行の土石流判定手法を検証した結果，いずれの発生機構の土石流ともに88%以上の高い捕捉率を示していることが確認された（表-1）．一方，土石流が発生すると判定したにもかかわらず非発生となった空振りが60%以上と多い状況が確認された．このため，空振りが発生した渓流についてその原因を分析した結果，以下の課題点が認められた．

- 流域面積5ha程度を境に崩壊起因型土石流が発生した渓流の崩壊面積率の下限値に違いがみられ，これに起因した空振りが多い（図-3 検討箇所①）．
- 流域面積5ha程度より大きな渓流では渓床堆積土砂の移動が少なく流域内で移動が停止しているため空振りとなっている（図-3 検討箇所②）．

表-1　現行の土石流判定手法による検証結果

分類（災害実績）	土石流発生機構	渓流数 (A)	システムによる土石流発生判定渓流数 (B)	捕捉率(%) (B/A)	空振率(%) (B/A)
土石流発生	崩壊起因型	17	15	88.2	－
	渓床堆積土砂流動型	3	3	100.0	－
	複合型	6	6	100.0	－
	計	26	24	92.3	－
土石流非発生	－	95	58	－	61.1

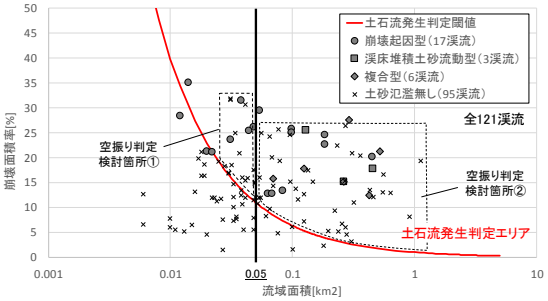


図-3　現行の土石流判定手法による判定状況

4. 新たな土石流判定手法の検討

土石流判定手法は，“崩壊起因型土石流”，“渓床堆積土砂流動型土石流”の発生機構ごとに確認された課題を考慮することで空振率の改善を図ることとした．

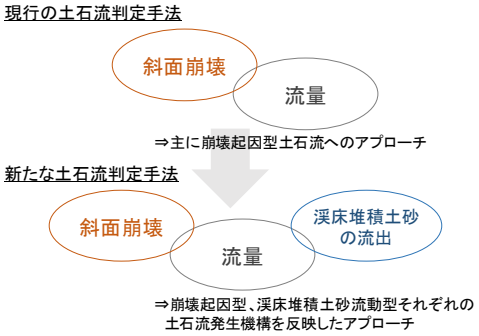


図-4　新たな土石流判定手法のイメージ

4.1 崩壊起因型土石流の判定手法

崩壊起因型土石流は，流域面積 5ha 程度を境に崩壊面積率の閾値に違いがみられたことから，流域面積に応じて判定方法に違いを設けるものとした．流域面積 5ha 未満の渓流では，小渓流であるため崩壊土砂が流水の影響に関わらず流域外に流出することが想定されるため，崩壊面積率のみで判定するものとした．流域面積 5ha 以上の渓流では，崩壊した土砂が流域外に流出する過程で流水による運搬能力が必要であることが想定されるため崩壊面積率に加えて谷出口流量を考慮した判定を行うものとした．

崩壊起因型土石流の発生機構のイメージと判定フローを図-5 に示す．

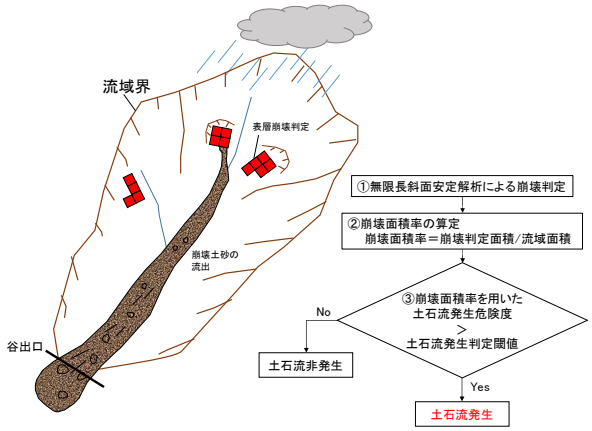


図-5　崩壊起因型土石流の判定イメージ

4.2 渓床堆積土砂流動型土石流の判定手法

渓床堆積土砂流動型土石流は流域面積 5ha 以上で発生していることを踏まえ，流域面積 5ha 以上の渓流を対象として，表面流による渓床土砂の流出を評価する手法を検討した．判定の指標としては，渓床堆積土砂流出率と谷出口流量の 2 つを用いる．渓床堆積土砂流出率は，渓流長に対する渓床堆積土砂流出区間長の割合であり，表面流による流出土砂の大小を表す．渓床堆積土砂流出区間長は，土砂輸送形態の領域区分図 2)（Takahashi 1987）に基づき該当区間を設定した．渓床堆積土砂流動型発生機構のイメージと判定フローを図-6 に示す．

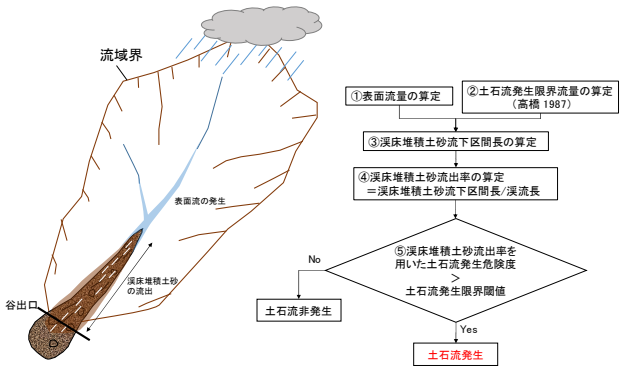


図-6　渓床堆積土砂流動型土石流の判定イメージ

5. 新たな土石流判定手法による検証結果

前述した土石流の判定方法により丹波市市島地区の土石流発生事例をカバーできるように閾値を設定し，捕捉率や空振率の変化を検証した．土石流の発生を判定する閾値は，図-7 に示すとおり複合型土石流の発生事例を崩壊起因型と渓床堆積土砂流動型の両方に考慮して設定している．この閾値を用いた新たな判定方法による捕捉率等の算出結果を表-2 に示した．表-2 と現行の判定手法による結果（表-1）とを比較すると，新たな判定方法の適用によって捕捉率の向上と空振率の大幅な低減が確認された．

捕捉率：現行）92.3%　→　改良）96.2%
空振率：現行）61.1%　→　改良）34.7%

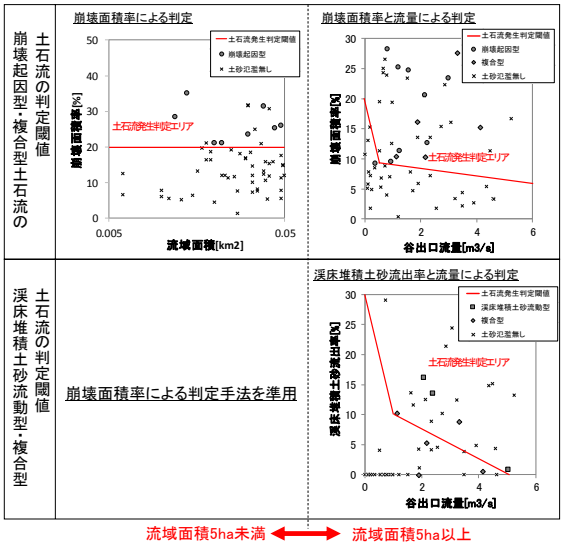


図-7　土石流発生判定閾値の設定

表-2　新たに検討した手法による判定結果

分類（災害実績）	土石流発生機構	渓流数（A）	システムによる土石流発生判定渓流数（B）	捕捉率（%）（B/A）	空振率（%）（B/A）
土石流発生	崩壊起因型	17	16	94.1	－
	渓床堆積土砂流動型	3	3	100.0	－
	複合型	6	6	100.0	－
	計	26	25	96.2	－
土石流非発生	－	95	33	－	34.7

6. まとめと今後の課題

丹波市域における崩壊起因型，渓床堆積土砂流動型，複合型の土石流に対し，それぞれの発生機構を反映した判定手法を適用することで現行の土石流判定手法の課題点であった空振率が半減し，さらに捕捉率についても向上した．しかしながら，改善された空振率は未だ高い数値であること（約 35%）や他地域への適用に際しては検証事例が少ない（1 事例）こと等の課題が残るため，今後も引き続き事例検証の積み上げによる土石流判定閾値の検証や判定手法の改良を進める必要がある．

参考文献

1) 沖村孝・鳥居宣之・尾崎幸忠・南部光広・原口勝則：豪雨による土砂災害を対象としたリアルタイムハザードシステムの構築，新砂防，63（6），4-12，2011.
2) Takahashi,T.,1987：High velocity flow in steep erodible channels,Proc.IAHR Congress,Lausanne,pp.42-53

湛水した砂防堰堤の堆砂量把握手法

国土交通省 東北地方整備局 岩手河川国道事務所
パシフィックコンサルタンツ 株式会社 ○北原一平、澤田 悦史、堂ノ脇将光
株式会社アークジオサポート　尾城 隆紀、三上　海人、前田　祥吾

1. はじめに

除石管理型砂防堰堤では砂防堰堤の堆砂量を把握する必要があるが、湛水している砂防堰堤の場合には深浅測量が必要となる。また、未満砂の砂防堰堤の安定性を照査する場合にも堆砂の高さを計測する必要があり、湛水している場合は深浅測量が必要となる。除石管理型砂防堰堤の増加や砂防堰堤の安定性照査の増加に伴い、湛水している砂防堰堤の堆砂量や堆砂高を計測する深浅測量のニーズは増加していると推察される。

本発表では湛水している大型の砂防堰堤を対象にこれまで砂防事業ではほとんど使われていないサイドスキャンソナーを用いて深浅測量を実施し、除石手法及び除石計画を検討した事例を以下に報告する。

2. 小柳沢砂防堰堤の諸元

表１に小柳沢砂防堰堤の諸元を、写真１に小柳沢砂防堰堤及び湛水池の全景を示す。

表１　小柳沢砂防堰堤諸元

堰堤名	小柳沢砂防堰堤
施工地	岩手県北上郡雫石町大字橋場
竣工年	1995年3月
工種	重力式コンクリート
堰堤高	16.5m
堰堤長	154.0m
堆積量	386,000m3



写真１　小柳沢砂防堰堤及び堆砂地全景

3. 深浅測量が必要となった経緯

秋田駒ヶ岳火山砂防基本計画としては「秋田駒ケ岳火山砂防基本計画書（案）：平成 20 年 3 月」が策定されている。この中で小柳沢については、既設の小柳沢砂防堰堤を除石（除石高 5.0m）することで空容量を確保し、土砂整備率 100%を達成することとされている。このため、小柳沢砂防堰堤については、除石用の管理用道路を新設のうえ、除石管理する計画である。

4. 深浅測量の手法

4.1 小柳沢砂防堰堤の深浅測量の課題

小柳沢のような大型の砂防堰堤の場合、堆砂域が広いため、深浅測量を全面で実施する場合、時間とコストがかかる。また、小柳沢砂防堰堤は上流から流入する土砂が堰堤の直上流まで堆積しており、比較的浅い範囲が広域に及んでいる。

4.2 小柳沢砂防堰堤の湛水池の深浅測量手法の検討

上記の小柳沢砂防堰堤の湛水池の特徴を踏まえ、表２に示すように、代表的な３つの深浅測量の手法を比較検討した。①ナローマルチビームは精度は良いが、深さが 5m 以上必要であるため、使うのが困難である。③シングルビームは真下を点で計測するため、面的な計測が出来ない上に時間がかかる。②サイドスキャンソナーは浅いところでも 40cm まで計測でき、一度の計測幅も広い。面的に効率良くかつ精度良く計測できるため、小柳沢に最も適している。

表２　深浅測量手法の比較表

機種名	①ナローマルチビーム	②サイドスキャンソナー	③シングルビーム
	マルチビーム		
測深方法	クロスファンビーム方式	インターフェロメトリ方式	単素子
	角度ごとの音波の戻り時間から水深を測定	時間ごとに角度の位相差を検出し水深を測定	音波の反射時間を測定することで水深を測定
周波数	455kHz	200kHz	200kHz
①計測幅	水深の約3倍	水深の5～8倍	真下の点のみ
②対応水深	5～100m	0.4～100m	1～250m
③分解能・精度	0.6cm ：分解能	5.5cm ：分解能	±0.03+水深/1000m以上：精度
④機材重量	約35kg	約15kg	約8kg
⑤面的測深	可	可	不可
⑥費用	比較的高い	中間	最も安い
評価	△	◎	△

4.2 3次元サイドスキャンソナー（C3D）の特徴

本発表で用いたものは、3次元サイドスキャンソナー（C3D）である。基本性能を表3に、C3Dの測深風景を写真2に示す。米国Teledyne Benthos社製のサイドスキャンソナーであり、6個のトランスデューサーを並行に配列したことにより同時に測深を行なうことができる。Over-the-Side Mountタイプによる曳航式ではない舷側固定のものである。

表3　C3Dの基本性能

周波数	200KHz
レンジ(ビーム)	25～300m片側
計測レンジ	水深の5～8倍
解像度サイドスキャンソナー	4.5cm
測深分解能	5.5cm(レンジに依存)
測深点数	最大2000
ビーム幅	1度(前後方向)
パルス数	25usec～1msec
発信間隔	30pings/sec
トランスデューサー取り付け角度	20、30、40度
発信強度	Max244dBre:1μPa@1M

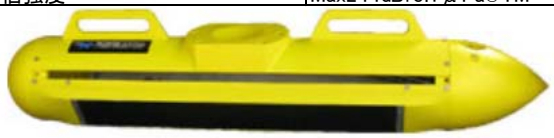


図1　C3Dイメージ

4.3 測深原理

C3Dはインターフェロメトリ方式で1個のトランスデューサーに対し、6個の音波受信部を持っている（両側で12個）。発信波は1個のトランスデューサーから1波を発信し、受信時に入射角を細かく判定することで、最大2,000点の測深点を決定することが出来る（CAATI方式）。またこの音波は、同時に取得できるサイドスキャン画像にも使用されている。水深情報とサイドスキャン画像情報を同時に取得出来るため、地形区分の容易性に優れている。

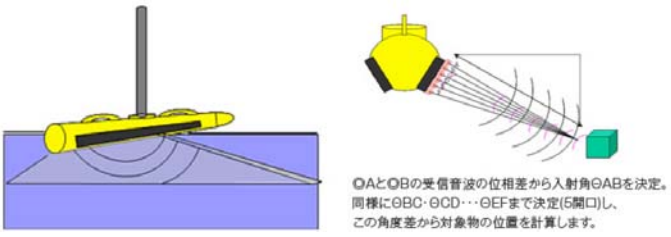


図2　C3Dの測深原理イメージ



写真2　C3Dの測深風景

5. 計測結果

5.1 航空レーザ計測との接合

現地においてC3D計測を行った。計測は機材の搬入出を含めて1日で終了した。作成した深浅測量の3次元データと航空LPデータの接続を行い、陸域と水域を合わせた3次元堆砂データを作成した(図3)。この図から現況堆砂量（314,130m3）を推定した。

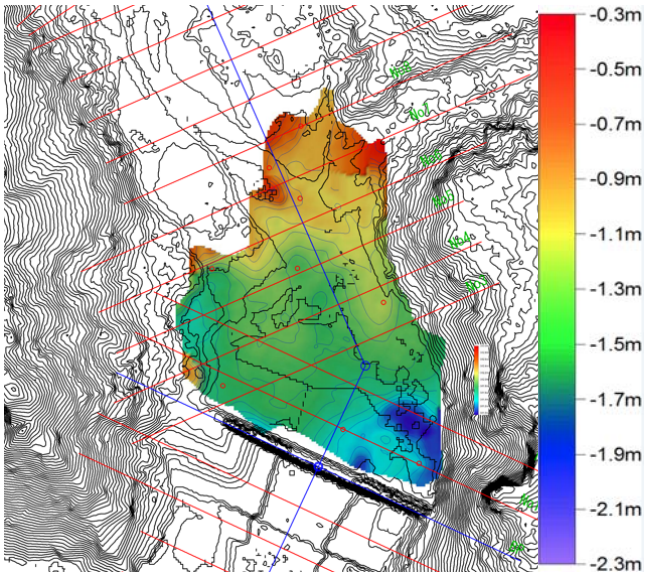


図3　小柳沢砂防堰堤堆砂地（陸部LPデータ）

5.2 簡易サンプラによる底質調査

C3Dの計測後、続けて簡易サンプラを用いて堆砂地の土砂をサンプリングした。表面の堆積土砂は全体的に「泥：図中●」、一部で「泥混じりの砂：図中●」が確認された。

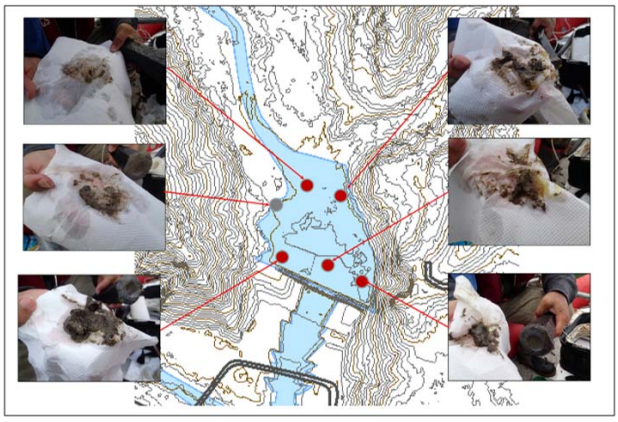


図4　小柳沢湛水池の堆積土砂の質の状況

6. 計測結果を利用した除石手法・除石計画検討

上記の計測結果を用いて小柳沢砂防堰堤の除石手法の検討及び概略除石計画の検討を行った。

7.　今後の展望：本手法の効率性を高め、素早く正確かつ安価に、砂防堰堤の堆砂量を計測できる仕組を構築する。

P-164

ディープラーニングと赤色立体地図を用いた微地形自動判読手法の検討

アジア航測株式会社　○高山陶子，濱田　耕平，花井　健太，織田　和夫，角田　里美

１．はじめに

近年，人工知能（AI）の利活用が進んでいるが，砂防分野での導入事例は少ない。従来，土砂災害の危険がある場所を抽出するには，専門技術者が空中写真や地形図，地形表現図の判読によって特性を把握することが多いが，ここにAIを適用できれば，効率化，高精度化が期待できる。

そこで，航空レーザスキャナ（Airborne Laser Scanner，ALS）による詳細地形データから作成した地形表現図（赤色立体地図）と判読データをもとに，AIの１つであるディープラーニング（深層学習）を適用し，微地形の自動判読可能性について検討した。

２．検討手法

ディープラーニングとは機械学習の手法の一つである。従来の機械学習では，対象を識別するための「特徴」を人間が定義する必要があったが，ディープラーニングでは「特徴」を機械が学習データから自動的に抽出する点が異なっている．このため，地形判読のように，言葉による定義が困難な事象への効果が高いと考えた。

ディープラーニングを行うにあたって，入力画像と出力画像のセットからなる学習データを作成すれば，機械学習モデルの構築と機械判読ができる pix2pix を使用した。pix2pix とは Generative Adversarial Network（敵対的生成ネットワーク）の手法を基にして，入力画像から出力画像を生成するアルゴリズムである。

入力画像には，ALS 計測により取得した 1m 解像度の数値地形データ（Digital Elevation Model, DEM）から赤色立体地図（NETIS　SK-130008-A）を作成し，さらに技術者による地形判読データを GIS 化して重ね合わせたものを用意した。

３．検討項目

土砂災害は土石流やがけ崩れなど形態からいくつかに区分されるが，そのうち，微地形要素からその兆候を比較的読み取りやすい「大規模崩壊」（地すべりを含む）について，関連する微地形の抽出可能性を検討した。一般に大規模崩壊はその発生前に長年の重力影響による地形の変化（二重（多重）山陵や円弧状クラック等の微地形）が生じると考えられている[1)]。

図-1 の模式図に示される微地形要素のうち，「二重山稜等（多重山稜，幅の狭い線状凹地，山向き小崖を含む）」「岩盤クリープ斜面」「地すべり地形」を検討の対象とした。それぞれの代表的な地点を図-2～4 に示す。

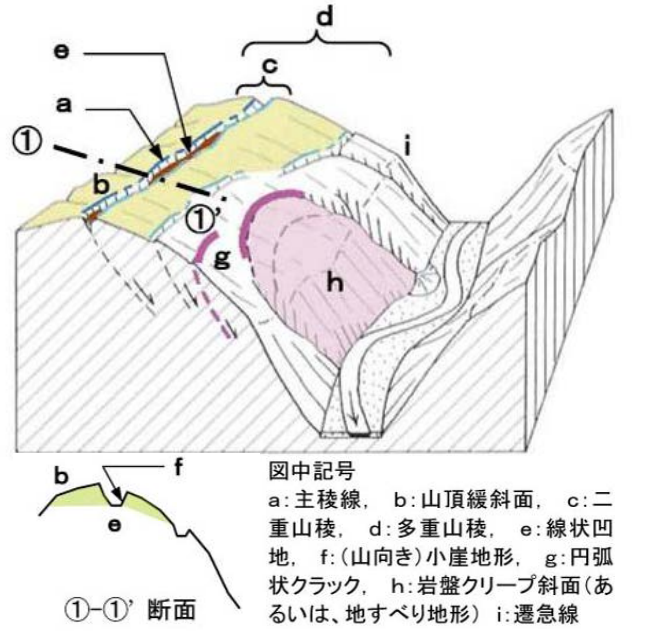


図-1 深層崩壊の発生に関連する微地形要素の位置関係(模式図)[2]

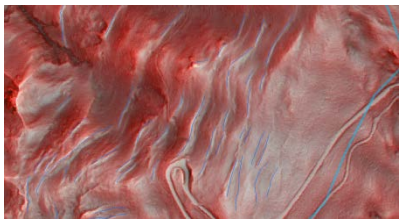


図-2　二重山稜等の例

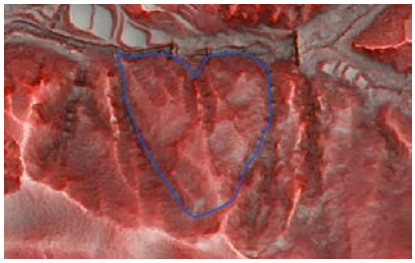


図-3　岩盤クリープ斜面の例

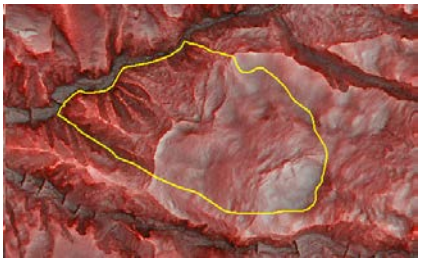


図-4　地すべり地形の例

４．検討結果

検討対象とした微地形要素について，ディープラーニングにより抽出を試みた結果を図-5 に示す。学習は，微地形要素ごとのほか，地すべり地形と岩盤クリープ斜面を両方一度に与えた場合の 4 ケースで実施した。また，画像の範囲（縮尺）を数パターン変化させて，解析結果に違いがあるかを確認した。その結果，次のようなことがわかった。

- 二重山稜等はほぼ自動抽出できなかった。二重・多重山稜や山向き小崖など，規模の異なる地形を一括していることや，線的な構造であることなどが理由として考えられる。
- 地すべり地形や岩盤クリープ斜面は，概ね同様のエリアが抽出できた。ただし抽出の範囲がやや狭くなる傾向がある。
- 地すべりと岩盤クリープ斜面を同時に学習させた結果では，大多数は正しく判別されたが，違う区分となった箇所もある。
- 微地形が画像全体に含まれるよう，適切な解像度の設定が必要であると考えられる。

５．まとめと今後の課題

現状で，技術者が判読した地形を完全に自動抽出することは難しいが，明瞭な地すべり地形など，赤色立体地図上で技術者が容易に判読可能な地形については，ある程度抽出できていた．

ただし地形は人工構造物と異なり，画一の規格に当てはめることが難しい。同一の微地形要素であっても，地質等の地域特性などにより，その規模や形状は異なることが想定される。また，教師となる判読データにばらつきがある場合も大きな誤差要因となる。

また二重山稜等は，技術者による目視判読では特徴的な地形とみなされたものの，自動抽出は困難であった。逆向きの遷急線と遷緩線の組み合わせなど，教師データの与え方に工夫が必要である可能性がある。

今後は事例を積み重ね，対象とする微地形要素に応じた最適な解析縮尺（解像度）や教師データの設定方法，解析結果の適用方法などについて，検討を進めていくことが望まれる。

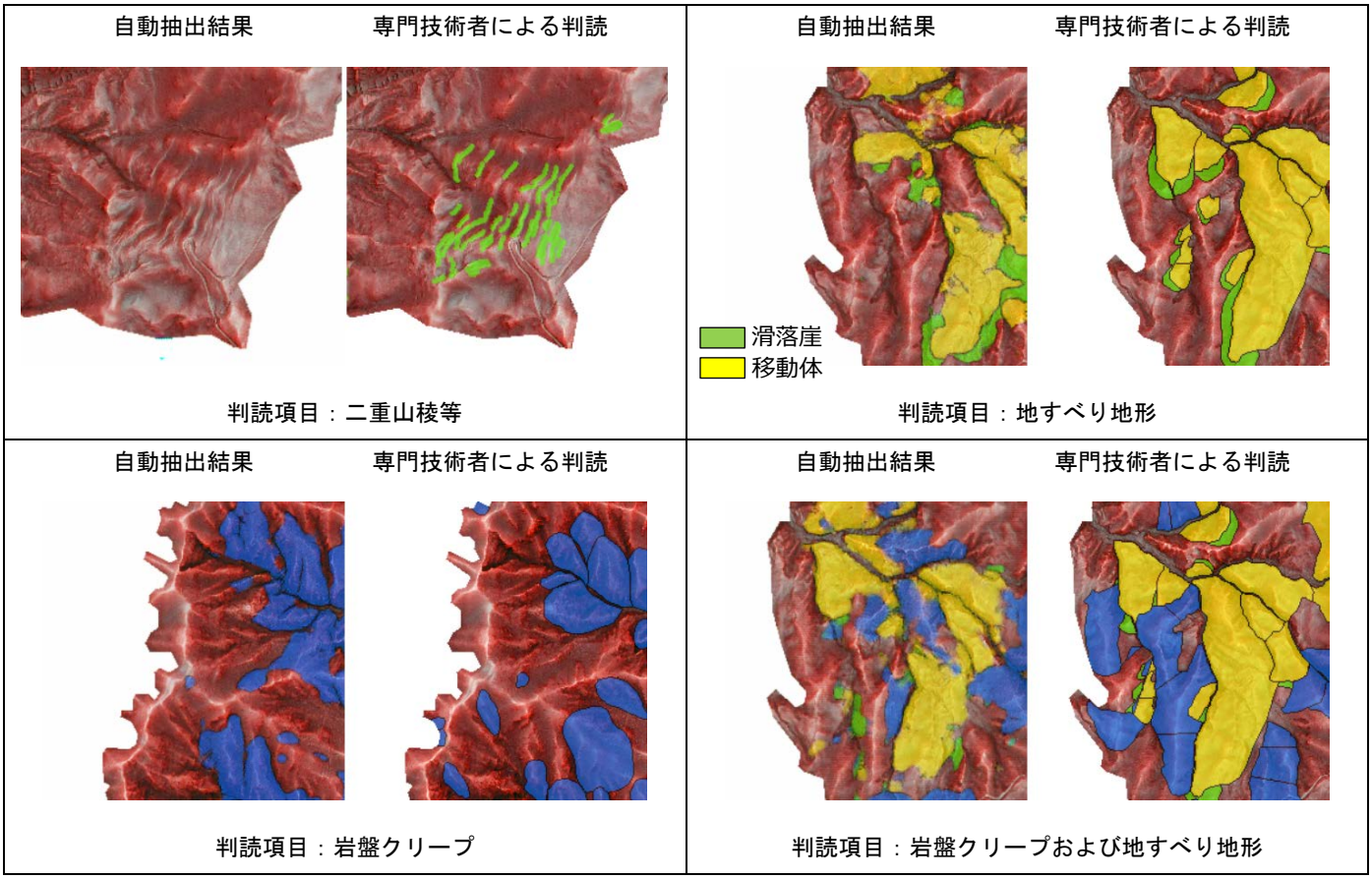


図-5　ディープラーニングによる微地形要素の抽出結果

1）土木研究所：深層崩壊の発生する恐れのある斜面抽出技術手法及びリスク評価手法に関する研究，土木研究所資料 第 4333 号，参考-1，2015

2）土木研究所：深層崩壊の発生の恐れのある渓流抽出マニュアル(案)，土木研究所資料 第 4115 号，p.10，2008

SfM/MVS を用いた崩壊斜面における土砂変動量算出への適用性検討

アジア航測株式会社　○服部聡子，織田和夫，高山陶子

1. はじめに

近年, UAV(Unmanned aerial vehicle)やSfM*1/MVS*2といった三次元復元技術の進化により，比較的容易に三次元点群や地形モデルを取得することが可能となった。一方，地形形状を適切に把握するためには基準点を設定する必要があり，通常基準点座標取得のため，現地においてトータルステーションや GNSS を用いた測量を実施する。このため複数時期の地形モデルを作成する場合，その都度現地測量を実施しなければならない。

本研究では，SfM/MVS 処理における基準点設定方法について，現地測量作業量が低減できる手法を提案し，その精度検証を行い，崩壊斜面における土砂変動量算出への適用性を検討することを目的とする。

2. 手法

2.1 UAV 撮影および基準点測量

UAV 撮影は，夏期（2015/7/24）および秋期（2015/11/24）の 2 回実施した。対象斜面は，幅 100m×奥行 70m 程度の渓岸崩壊である。周辺は斜面上部から下部までの高低差が大きく，また樹木等の障害物が多い。このため安全管理上，同高度で飛行する自律飛行を避け，マニュアル飛行を行った。撮影方向は斜め写真が主で，写真の重複率は 60～80%になるように撮影した。解像度は約 2cm である。使用機材を表 1，図 1 に示す。

表 1　計測機器

計測項目	計測機器の概要
UAV 撮影	・UAV：DJI S900 ・カメラ：SONY 製 NEX-7（画素サイズ：6000×4000pixel）
基準点測量	・トータルステーション：ライカ TS15 ・GNSS：ニコン・トリンブル 5700

*1：Structure from Motion：複数視点からの画像を元に，画像の撮影位置と撮影物の三次元的な関係と形状を復元する方法
*2：Multi-view Stereo：得られたカメラ位置などのパラメータから点群を生成する方法



図 1　撮影に使用した UAV

2.2 解析手法

UAV による空中写真から SfM/MVS ソフトウェアを用いて点群および数値標高モデル（DSM）を作成した。解析には，Pix4D 社の Pix4D mapper Pro を使用した。

基準点設定に際し，第一回撮影時では現地観測座標を使用した。第二回撮影画像については，下記の 2 ケースを行った。

・ケース 1：現地観測座標を使用
・ケース 2：第一回の点群から巨礫や既存標識，構造物等不動とみなせる地点を抽出し，これら点のモデル座標を基準点として使用

3. 解析結果

作成した点群を図 2 に示す。

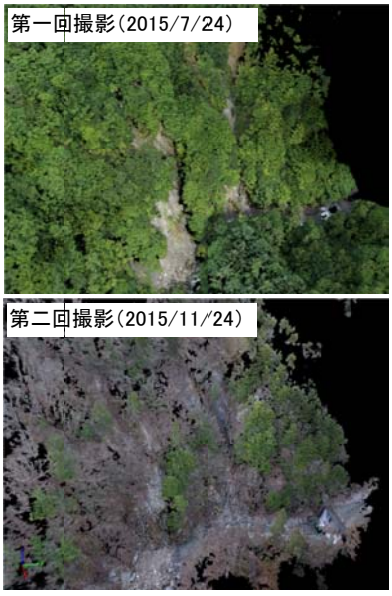


図 2　点群データ

3.1 精度検証

各解析における基準点および検証点の RMS 誤差を図 3 に示す。基準点ではいずれのケースも水平・高さ方向の RMSE は 10mm 以下となった。検証点においては，現地測量座標を使用した場合（第一回撮影，第二回撮影ケース 1）では，水平・高さ方向が 15mm 以下，モデル座標を使用した場合（第二回撮影ケース 2）では，水平方向は 20mm 以下，高さ方向は 30mm 以下となった。

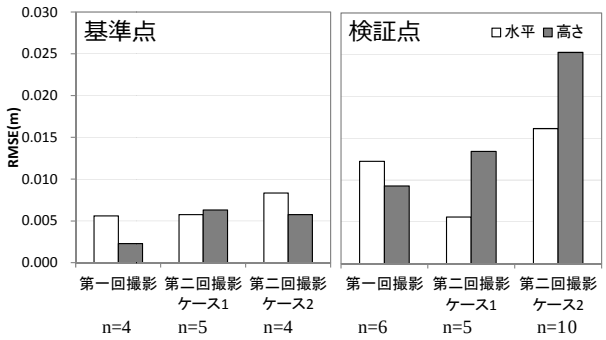


図 3　基準点・検証点における RMS 誤差
(n は基準点数・検証点数を示す)

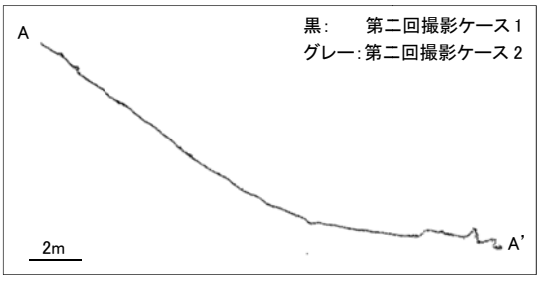


図 4　断面図（ケース 1/2 比較）

さらに第二回撮影のケース 1 およびケース 2 の点群の断面図を比較したところ，ずれや歪みが見られず（図 4），現地測量座標を使用しないケース 2 においても地形形状を把握可能と言える。

3.2 土砂移動量の算出

作成された DSM から，崖錐部における二時期の差分図を作成した。二時期の期間中，崩壊イベントなど目立った地形変化はなかったが，崖錐部の一部で堆積傾向を示した。明瞭な堆積傾向を示した箇所において土砂変動量を算出した結果（図 5 点線内），ケース 1 は 3.7m^3，ケース 2 では 2.9m^3 で，ケース 1 に対しケース 2 は約 2 割少ない量となった。なお堆積深は最大約 0.3m である（図 6）。

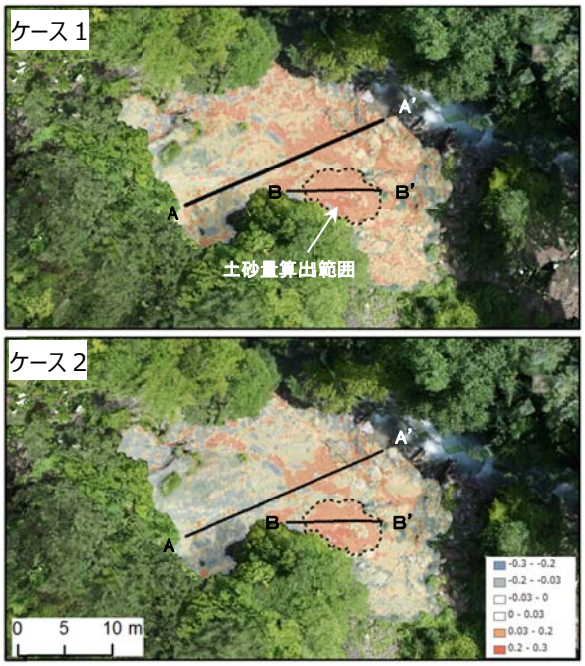


図 5　二時期の土砂変動量

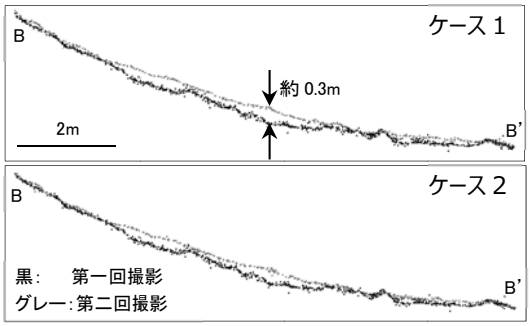


図 6　土砂移動箇所における断面図

4.　まとめ

本研究では，現地測量作業量を低減するため，SfM/MVS 処理における基準点設定方法について，一時期目の不動点を使用する手法を提案し，その精度検証を行い土砂変動量を算出した。その結果，検証点における位置精度は，現地測量座標を用いるケースより若干精度は劣るものの，地形形状の把握には大きく影響しないことが示された。また崖錐の一部で土砂量を算出した結果，ケース 2 は約 2 割少ない土砂量を示した。この差異は算出土砂量が極めて小さいことが主な原因と考えられるため，今後は評価可能なスケールの検討を行う必要がある。

謝辞：本研究は，国土交通省公募案件「社会インフラへのモニタリング技術の活用推進に関する技術研究開発（参加方式 B）」における成果の一部を使用しています。記して感謝いたします。

P-166

UAV 搭載レーザによる立山工事専用軌道沿い斜面の計測と落石点検への活用

国土交通省北陸地方整備局立山砂防事務所　高橋　至、柳川　磨彦、村元　陽介
国土交通省北陸地方整備局新潟国道事務所　山根　恭子
アジア航測株式会社　○熊倉　歩、高山　陶子、澤　陽之

１．はじめに

立山砂防事務所では，常願寺川上流域からの土砂流出による災害を防止するため砂防工事を進めており，工事に必要な人員，資機材の輸送，運搬には，工事専用軌道および工事用道路が重要な役割を担っている．これら軌道や道路沿いの斜面は，火山噴出物や山体崩壊土砂の堆積物から成り，固結度が低いことから侵食の影響を受けやすく，山岳積雪地の特徴である積雪及び融雪により，斜面の安定度が急激に変化する。通行の安全確保のため毎年落石・岩盤崩壊を対象にした防災点検を行っており、点検の際には目視により対策工背後の落石捕捉状況や浮石・転石の移動距離，脚部の侵食状況などから斜面の安定度を評価している。点検ポイントは急峻かつ高所に位置するため登攀困難な箇所が多くあるが，無積雪時の短い工事期間の中で，通行を妨げることなく，効率的に精度良く点検を実施する必要がある。

本研究では，点検の効率化と精度向上を図るため，斜面状況の変化を面的，定量的に把握して目視点検を補足する手法を検討した。機動力に優れる小型無人航空機（Unmanned Aerial Vehicle，UAV）により撮影した高解像度の空中写真と三次元形状復元技術（Structure from Motion，SfM）を用いて 2 時期における斜面の三次元モデルデータを作成し，CCICP(Classification and Combined ICP）手法により，斜面の経年変化を確認した。また，UAV 搭載型レーザにより崩壊地や落石発生源の周辺状況を計測し,斜面の落石点検への活用方法を検討した。

２．対象地区

軌道における防災カルテ点検箇所の中から，3D モデル作成対象箇所として七郎スイッチバック（以下，SB）を，UAV レーザ計測対象箇所として平成 29 年 5 月に表層崩壊が発生した妙寿 SB を選定した。

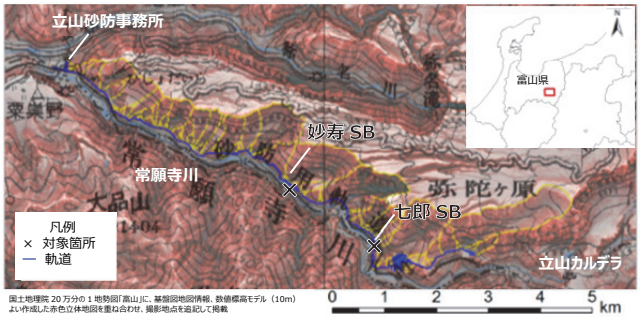


図-1　対象箇所位置図

３．UAV による斜面情報の取得

3.1 空中写真撮影およびレーザ計測

2017 年 10 月 24 日に UAV を用いて空中写真撮影とレーザ計測を行った。撮影に使用した UAV 機体は SPIDER, 使用したカメラは SONY α 7R である。斜面の複雑な形状をもれなく取得するため，オーバーラップ率 65%以上となるよう撮影した。撮影は，事前にコース設定し、自動操縦により対象物に対して平行移動して撮影した。

UAV レーザ計測に使用した機体は SPIDER－EX, 搭載したレーザ計測機は RIEGL VUX-1 である。事前に，カメラを搭載した別機体を用いて自律航行による確認飛行を行い，そのルートに沿って手動で飛行させた。計測範囲は約 0.16km²，計測密度は 0.064m/点，取得したデータ点数は 208,008,621 点であった。



図-2　使用した UAV

3.2 調整用基準点測量

SfM については，3 次元モデル作成時に位置合わせのため，撮影写真上で軌道の距離程の位置を読み取り，既知の座標値を取得した。UAV レーザ計測では水平位置及び標高の調整のため，対象地域内に調整点を選定のうえ対空標識を設置し，ネットワーク型 RTK-GNSS により観測した。

3.3 3 次元モデル作成

撮影した写真画像をもとに，ステレオマッチング手法により特徴点の標高情報を自動取得し，X，Y，Z の座標を持った点群データとワイヤーフレームモデルにテクスチャ画像を貼り付けて 3 次元モデルを作成した。作成には，Bentley 社製「Context Capture」を使用した。作成したモデルは，アジア航測製ビューワ「LaVFinder」に搭載した。

3.4 UAV レーザの計測データ解析

三次元計測データから公共測量作業規程の準則に準じたフィルタリング処理により、地表面の点群（グラウンド）データを作成した。さらに TIN 法による内挿補間により、0.2m 間隔の DEM を作成した。

４．活用検討

4.1 点検ポイントの経年変化の把握

SfM の結果，平成 28 年及び 29 年撮影の地上解像度約 1cm の空中写真から 3D モデルを作成し，落石対策工の状態や背後の土砂・倒木の堆積状況（図-3），垂直な露岩部等の斜面状況を確認することができた。

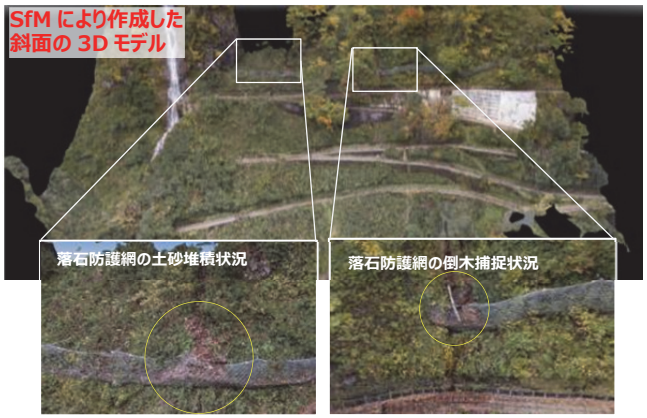


図-3　作成した 3D モデルのキャプチャ（対策工の状況）

また，この 2 時期の 3D モデルについて，空中三角測量によって得られたジオメトリを基に，複数画像間の同一地点（特徴点）を画像マッチングによって抽出し，高密度の色付き点群を生成した。

複数の点群間で位置合わせを行う一般的な手法として ICP (Iterative Closest Point)手法がある。これは，2 つの点群間の最近傍点を対応点として求め，対応点の距離を縮小する幾何変換を推定する処理を繰り返すことで，自動的な位置合わせを可能とするものである。本検討では，さらに点群の構成する面と面の距離も最小化することも考慮した手法（CCICP: Classification and Combined ICP）[1]を適用した。この手法では，前後の点群が絶対位置の情報を有していなくても，点群の相対的な分布形状の位置合わせを行うことで，変位を求めることができる（図-4）。

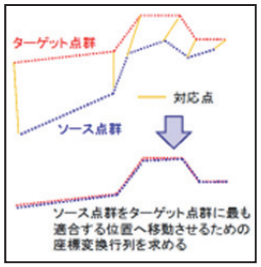


図-4 CCICP による位置合わせ

CCICP による 2 時期の変位ベクトルを計算した結果を図-5 に示す。移動方向をベクトルで，変位（XYZ　3 成分合成値）を色付けで示している。数十 cm～数 m 単位の変位が算出された部分があるが，ノイズと思われる変化のほうが多い状況であった。これは，対象地が植生に覆われた斜面であることから，植生の影響が大きく，変化抽出が難しかったものと推察される。

さらに特徴点の内挿補間により 2cmDSM を作成し，標高差分したところ，対策工背後の倒木や土砂堆積の変化を確認することができた。

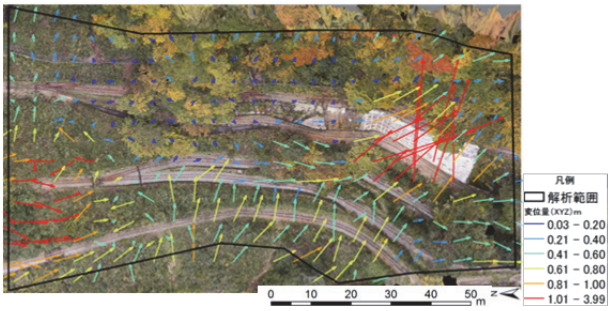


図-5　CCICP 実行結果

4.2 レーザ計測データによる斜面状況の把握

レーザ計測データから作成した 0.2m 間隔の DEM より「赤色立体地図」を作成し，現地踏査により把握した現地状況と照合した（図-6）。その結果，植生被覆のある場所を含めた斜面全体の微地形や巨礫（概ね 0.5m以上）の位置関係を把握できた。

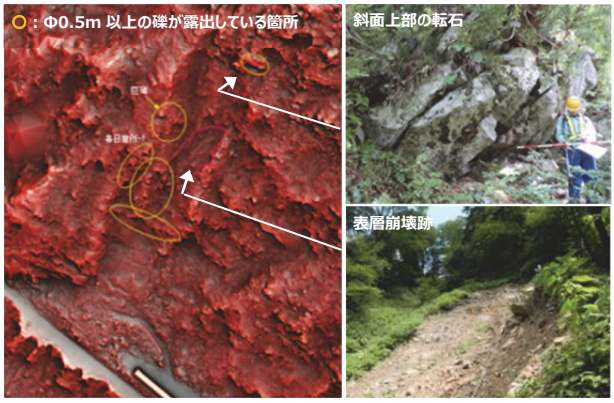


図-6　UAV レーザ計測データから作成した作成した赤色立体地形図と現地状況

５．まとめ

UAV を用いた空中写真撮影と SfM 手法は構造物や裸地，岩盤など被覆物が少ない対象物の微細な変化を面的に捉えることができ，経年変化も表現可能である。また，UAV 搭載型レーザを用いた計測により，ある程度の植生被覆があっても斜面全体の微地形や巨礫の位置関係を詳細に把握することが可能である。これらの手法を組み合わせて効率的に精度良く斜面状況を把握することで落石や岩盤崩壊に対する工事専用軌道及び工事用道路の安全確保を進めていく。

参考文献

1) S.Takai, H.Date, S.Kanai, Y.Niina, K.Oda, and T. Ikeda : Accurate registration of MMS point clouds of urban areas using trajectory, ISPRS Ann. Photogramm. Remote Sens. Spatial Inf. Sci., II-5/W2, pp.277-282, 2013.

静止画像を用いた流量推定プログラムの開発

国土交通省中部地方整備局天竜川上流河川事務所　椎葉秀作 岡村修 杉山和也※ 山根宏之
日本工営株式会社　○松本定一　石井秀樹　池島剛
※ 現:国土交通省中部地方整備局木曽川上流河川事務所

1. はじめに

山地河川における水位・流量は、支川流域での流況や土砂移動現象の発生を把握するための重要な指標であり、安定的かつ経済的な流域監視網の構築が期待されている。天竜川上流河川事務所ではＣＣＴＶ及び簡易カメラ画像を有効活用し、非接触型・画像解析型の水位・流量推定システムの構築を目指し検討を進めている。従来の画像解析による洪水観測は、PIV 等による動画像を用いた流水面の移動量の計測が行われているが、筆者らは解析処理及びデータ伝送を含めた全体コストを大幅に低減するため、局所特徴量を用いた静止画像解析による流量推定手法を提案している[1)2)]。また、夜間監視可能なインターバルカメラを検討し、流砂観測施設に簡易カメラを設置し流砂観測との同時計測による検証を行っている[2)3)]。

また、本取り組みにて開発した画像処理プログラム（FEI: Flow Estimation from Image）は、山地河川の流量推定に限らず、汎用的な画像認識処理が実行できる。本成果を活用頂くことで、現在十分に活用されているとは言い難い画像資源の有効活用が進み、監視・観測等の高度化・効率化に繋がることが期待される。本稿では画像処理プログラム FEI の機能について述べる。

2. 画像処理プログラム（FEI）の概要

2.1　プログラムの概要

プログラムの構成及び機能概要を次頁（**表 1**）に示す。動作環境は Unix 系の OS を対象とし、コマンドライン上で操作する。外部ライブラリとして OpenCV 2.4.9 を使用している[4)]。

2.2　ライセンス

本プログラムのライセンスは、免責等の利用条件に同意頂ければ制限なく利用できる形態（新 BSD ライセンス）を採用し「ソースコード形式かバイナリ形式か、変更するかしないかを問わず、使用条件を満たす場合に限り再頒布および使用を許可する」としている。ライセンスの日本語参考訳は Open Source Group Japan のホームページ[5)]を参考とされたい。

3. FEI を用いた流量推定処理の例

FEI と汎用ソフト（エクセル）を活用した水位・流量推定処理例を以下に示す。**図 1** に特徴量比較による水位・流量推定の処理イメージを示す。具体的な処理手順は以下のとおり。

①過去の平常時・出水時の静止画像と当該時刻の水位データをエクセル等で整理する（HQ 式作成の要領で出水画像を整理する）。
②静止画像（過去画像及び水位が未知の現在画像）から局所特徴量を抽出する。〈fei-extract-fp を使用〉
③特徴量比較処理で、現在画像に最も類似した過去画像を出力する。〈fei-find-image を使用〉
④最も類似した過去画像の水位・流量を現在画像の推定値として紐づける。〈エクセル等を利用〉

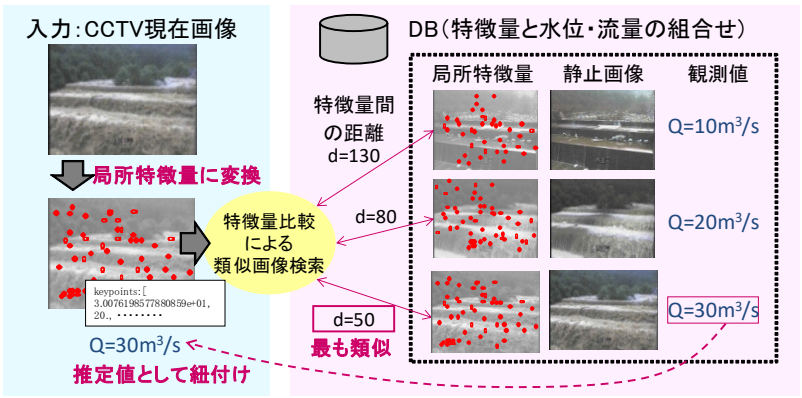
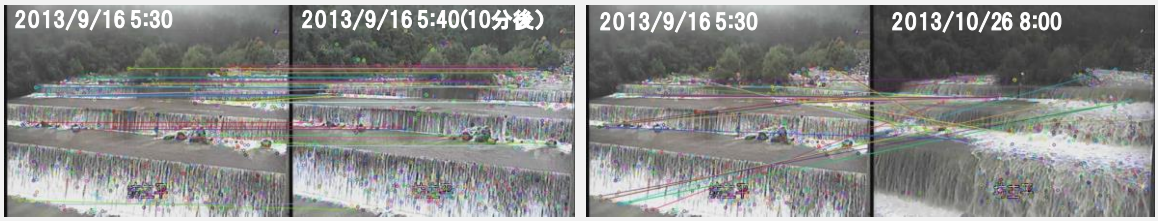


図 1　特徴量比較による水位・流量推定の処理イメージ

4. 今後の課題

プログラム機能のさらなる充実を図るとともに、今後の出水データを用いた水位・流量推定精度の検証・評価や自動処理システムへの組み込み等、プログラムの有効性を示す予定である。

表 1 画像処理プログラム(FEI)の構成

No	プログラム名	機能	利用例
1	画像特徴量抽出プログラム fei-extract-fp 類似画像探索プログラム fei-find-image	画像ファイルから局所特徴量を抽出し yml ファイル形式で出力する。特徴量は SURF, FAST ORB, FAST BRIEF から選択できる。 次に、類似画像検索プログラムで２つの画像の yml ファイルを比較し距離を表す値を出力する（値が低いほど類似)。	過去の出水画像と現在画像の比較 ※引用文献 1)で使用
	 【処理例】輝度変化の大きいエッジ等を特徴点として抽出後、類似する特徴量を線で結び可視化したもの。類似画像(左)は同じ位置に類似点があるため水平に線が引かれる。異なる画像(右)は位置がばらつくため線が入り乱れる。		
2	水位線推定プログラム fei-estimate-level	画像内の水際線を抽出し水位を表す値（解析領域下端からのピクセル数）を出力する	水位判読 ※引用文献 1)で使用
	 【処理例】水位判読の手順(左図)及び目視との比較結果(右図)		
3	変化抽出プログラム fei-detect-transition	複数の画像ファイルから輝度差分を算出して差を表す値を出力する。	流水有無の判別等
4	除外データ認識プログラム fei-detect-anomaly	２つの画像ファイルからテンプレートマッチングにより類似性を求め値を出力する（値が大きいほど類似)	カメラ操作等による異常画像の棄却
5	ピクセル集計プログラム fei-aggregate-pixels	画像に含まれるピクセル値 (RGB, HSV, YCrCb) を集計して出力する。	色の変化抽出
6	Dense 局所特徴量による画像類似度計算プログラム Fei-compare-dfp	画像ファイル間の類似度を、Dense Sampling より抽出された特徴点に基づいて計算する。特徴量は SURF, ORB, BRIEF から選択できる。複数ファイルを指定した場合は類似度が高い上位５件の画像を出力可能。	過去の出水画像と現在画像の比較 ※引用文献 2)で使用
7	HOG 特徴による画像類似度計算プログラム fei-compare-hog	画像ファイル間の類似度を HOG 特徴に基づいて計算する。複数ファイルを指定した場合は類似度が高い上位５件の画像を出力可能。 (HOG: Histogram of Oriented Gradients)	過去の出水画像と現在画像の比較

引用文献

1) 松本ら(2014):CCTV 静止画像を用いた流量推定システムの開発,H26 砂防学会研究発表会概要集 B, p.386-387

2) 松本ら(2017):天竜川上流域における CCTV 画像解析を活用した流域監視の検討,H29 砂防学会研究発表会概要集, p.216-217

3) 松本ら(2015):CCTV 静止画像を用いた流量推定システムの開発(その2),H27 砂防学会研究発表会概要集 B, p.420-421

4) OPEN SOURCE COMPUTER VISION http://opencv.org　　5) Open Source Group Japan　http://opensource.jp/

ＵＡＶ搭載型レーザによる砂防施設の計測について

国土交通省関東地方整備局 富士川砂防事務所　萬徳　昌昭
朝日航洋(株)　○長野　英次・牧谷　雄大・小林　浩・安海　高明
松井　宗廣・弓　真由子・前田　明仁・鈴木　英夫

１．目的

近年，砂防施設点検において，立入り困難な場所，危険な場所等の点検に，UAV による空撮手法が適用され始めている。しかし，砂防施設の多くは樹林が繁茂した谷底に存在するため，上空から見通すことができず，接近した飛行も困難な場合が多いことから，UAV による手法を十分活用できない場合が少なくない。このため，樹林下の地形をとらえることができるレーザ計測技術に注目が集まっている。そこで，有人機搭載型の航空レーザ計測と比べ小回りが効き多数の点群を得ることができる，UAV 搭載型レーザ計測システムの砂防施設等点検への適用性を検証することを目的として，実証実験を行った。

２．実証実験方法

実証実験は，山梨県南巨摩郡早川町富士川砂防事務所管内の春木川第一砂防堰堤にて行った（図－1）。テーマを堆砂域や砂防施設上下流の河床における異常堆積の検出とし，以下を検証した。

1） UAV による空撮と UAV 搭載型レーザ計測の地形再現性・巨礫等再現性の検証
2） UAV 搭載レーザ計測による，樹林下における地形や巨礫等の再現性の検証
3） 前述の 1）2）より砂防施設点検における UAV 搭載レーザ計測の有効性を考察

地形の再現性に対しては，検証点における標高値の精度検証と，実測横断・堰堤横断での形状再現性の検証を行った。また，巨礫等の再現性に対しては，巨礫をイメージした 3 種類の大きさの試験体を作成し，裸地に置いた場合と樹林下に置いた場合とを比較して，再現性を検証した（図－2）。

３．実証実験結果

3.1.　地形の再現性

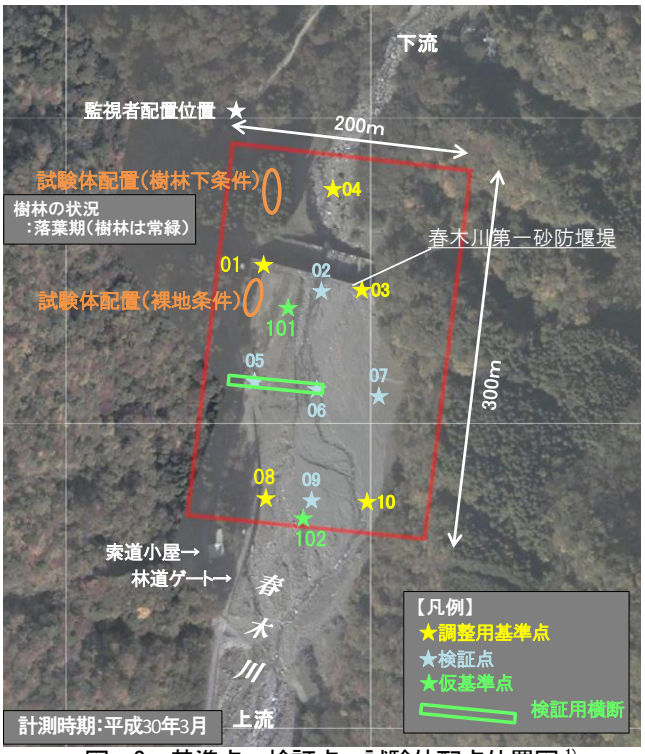
本実証実験においては，表－1 に示す機材を使用した結果，レーザ計測の平均照射点密度は約 400 点/㎡であった。検証点 5 点における，2 回の計測での標高値較差は 0.9cm ～ 10.6 cm，平均 6.9 cm とほぼ 10cm 以内であり，一般の航空レーザ測量と同等の成果が出ており良好であった（表－2）。実測横断との比較では，樹林下では点群が少なくなっているが，道路面上・樹林下ともに，レーザ計測による点群は，地盤に近い面を再現している（図－3）。また道路脇のガードレール・検証点（図－4）も点群データから読み取ることができるなど，地形の再現性が高いことが確認された。



図－1　撮影計測範囲 [1)]

表－1　使用機材

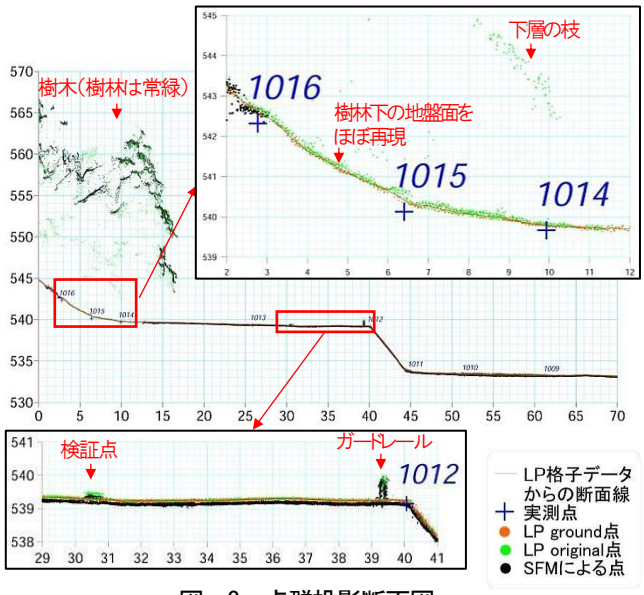
種別	UAV(計測機)	LPセンサ	UAV(撮影機)	カメラ
名称	Skymatix XLS1	VUX-1HA	Zion　QC730	SONYα6000
メーカー	Skymatix	RIEGL	エンルート	SONY
特徴	飛行時間1回10分前後 位置指定により自動航行	測距範囲300m 照射数100万点/s	飛行時間1回15分前後 位置指定により自動航行	設定固定 等間隔連写
外観				



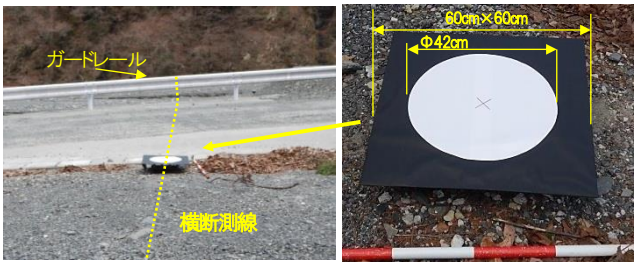
図－2　基準点・検証点・試験体配点位置図 [1)]

表－2　各検証点における標高値の較差

点数	回数	較差		最大値(m)	最小値(m)
		平均(m)	RMS(m)		
5	1	−0.057	0.058	0.044	0.074
	2	−0.060	0.061	0.045	0.073



図－3　点群投影断面図



図－4　LP 点群で見られたガードレール及び検証点

3.2.　巨礫等の再現性

試験体の検証結果を表－3 に示す。裸地においては，実測値と点群の較差のうち高さ方向が 1.0cm ～ 5.1 cm，横方向（横断図より目視）が 2 cm ～ 7 cm と，各方向に対して 10.0cm 以下であった。特に高さ方向に対しては，ほぼ 5.0cm 未満の較差であり，形状だけでなく寸法の再現性も良好といえる。

一方，樹林下の計測では，高さ方向の較差が 0.8cm ～ 3.1 cm と，10cm 以下の較差で概ね良好であった。しかし，一番小さい試験体は，反射点数が少なすぎ，識別が困難であった。また，50cm 程度以上の試験体は，高さの計測は概ね良好であったが，側面の点群を得ることが困難であり，全体の形状の再現性は十分とは言えないことが明らかになった。つまり，樹林下では 50cm 程度以上の大きさの物体については，識別並びに概ねの高さの計測は可能であるが，50cm 程度未満の大きさの物体は把握が困難であることが明らかとなった。

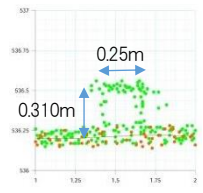
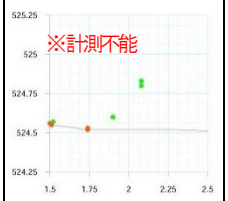
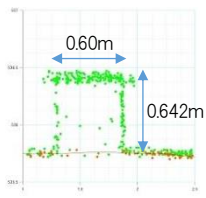
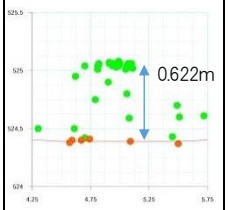
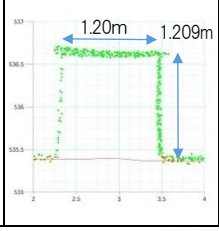
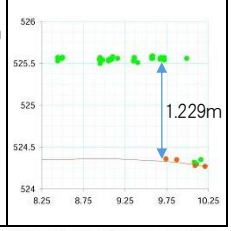
また，堰堤近くの巨礫（裸地）についても同様の検証を行った。その結果，図－5 に示すように点群データに特徴的な突出部が見られ，再現性が良好であるといえる。しかし，上部よりレーザを照射しているため，巨礫下部の構造は再現性が低いことに注意が必要である。

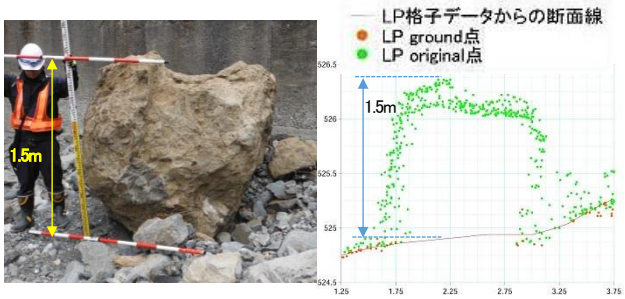
4. 考察

UAV 搭載レーザ計測技術を砂防施設等点検 [2] に適用した場合，流域や渓床・堆砂域の変動など異常堆積を捉えることは，樹林下においても十分可能と考えられる。しかし，巨礫の礫径計測や詳細な分布の把握を目的とした場合は，樹林下では 0.5m 程度以上の径の礫等に限られる可能性が高い。なお，1m 程度以上の礫径であれば，十分識別し計測することができると考えられる。

以上より，UAV 搭載型レーザ計測システムは，砂防施設等点検において，砂防施設周辺状況の把握には十分適用可能である。ただし，樹林下での礫径計測や個々の礫の分布等の把握は，0.5m 程度以上の礫径に限られる可能性がある。今後，樹種や繁茂状況の異なるケースなど事例を蓄積し，継続的に検証してゆきたい。

表－3　試験体検証結果（凡例は図－3 同様）

写真	横断図（裸地）	横断図（樹林下）
 L × W × H 0.46m × 0.32m × 0.30m	 0.25m 0.310m	 ※計測不能
 L × W × H 0.92m × 0.65m × 0.63m	 0.60m 0.642m	 0.622m
 L × W × H 1.55m × 1.22m × 1.26m	 1.20m 1.209m	 1.229m



図－5　巨礫の例及びその点群投影断面

5. 謝辞

山梨県峡南林務環境事務所には，県有林上空の UAV 飛行についてご理解いただいた。この場をお借りして感謝します。

6. 参考文献

1）国土地理院：地理院地図タイル（標準地図・全国最新写真(シームレス)）.
2）国土交通省砂防部保全課(2014)：砂防関係施設点検要領（案），平成 26 年 9 月 24 日.

P-169

複合現実を実現するデバイスで作成したコンテンツの砂防分野への適用検討

日本工営株式会社　○太田敬一　後藤裕子
株式会社コーエイシステム　西村正寛

1. はじめに

防災訓練時に仮想現実（Virtual Reality:VR）や拡張現実（Augmented Reality:AR）の技術を用いて擬似的に災害を体験し，実際の災害発生時の避難に生かそうという取り組みがなされている[1)2)]。VR や AR は，コンピューターグラフィックスで作られた仮想の空間や現実を拡張した空間を設定し，体験者はパソコンと接続されたヘッドマウントディスプレイを通じ，それらの空間を視聴できる技術である。一方，複合現実（Mixed Reality:MR）は，体験者が居る現実空間の中に仮想のものを配置し，現実空間と仮想空間を融合させたコンテンツを体験者が視聴できる技術である。このデバイスを用いた利用方法の１つとして，体験者の居る現実空間に仮想の雨を降らせば，現実に酷似した降雨体験ができる。本稿ではこの MR について，MR を体験できるデバイスによる利用方法を示す。

2. MR デバイスについて

MR を体験できる代表的なデバイスに，マイクロソフト社から開発者向けに販売されている MR デバイス[3)]がある。図１にこのデバイスの外観を示す。このデバイスは AR や VR のデバイスと異なり，パソコンに接続せずこのデバイスのみで体験者がコンテンツを視聴できる。またこのデバイスを装着した複数の体験者が，デバイスに表示されたコンテンツをシェアできる点もこのデバイスの特徴の１つである。以下にこのデバイスの主な特徴を示す。

- **空間認識機能**　複数の環境認識センサーにより，リアルタイムでデバイス周辺数メートル範囲の空間認識を行い，デバイス周辺にある対象物を認識する。例えば図２のように柱を三角形のメッシュ状のもので認識する。デバイスの移動に伴い周辺の環境が変化すればその都度，認識を変化させている。
- **ジェスチャー機能**　現実空間の中にコンテンツを配置でき，そのコンテンツを体験者の指のジェスチャーで動かすことができる。図３はマイクロソフトが提供する MR 用のツールキットで提供されている仮想のキーボードであり，体験者は現実空間に浮かんだキーボード内のキーを指で選択し，文字入力できる。
- **音声認識機能**　デバイスに備え付けられたマイクで体験者の音声を収集し，音声に応じたアクションを設定できる。マイクロソフトの音声アシスタント機能と連動させることで，発声により例えばデバイスの撮影機能を動作させることができる。



図 1 MR デバイス

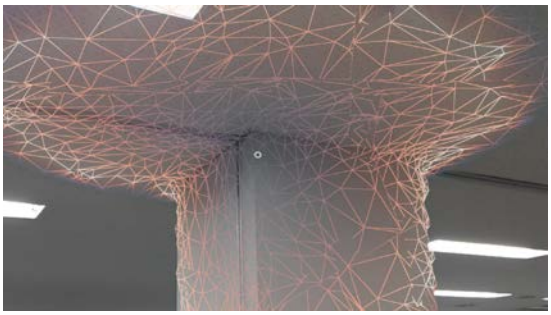


図 2 環境認識の状況

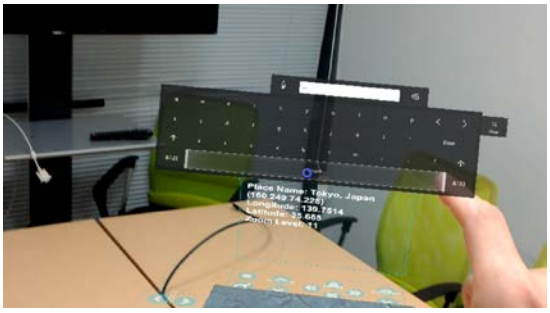


図 3 キーボード入力

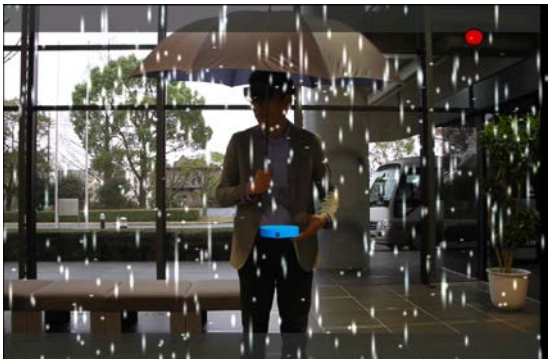


図 4 豪雨体験の状況

3. MR デバイスを用いた砂防分野のコンテンツ

MR デバイスの特徴を踏まえ，このデバイスで作成したコンテンツを以下に示す。

3.1 豪雨体験

防災体験の一例として，仮想の豪雨を体験できるコンテンツを作成した。図４はこのデバイスを通じて室内で雨を降らせた際の様子を示したもので，MR デバイスを通じ体験者が見ている画像である。雨を降らせる場所に制約は無く，体験者が MR デバイスを被り，視聴したい場所に移動することで，任意の場所で豪雨体験できる。なお MR デバイスではシェアリング機能を利用することで，複数の MR デバイスでコンテンツをシェアできるため，デバイスを掛けたそれぞれの人は自分の見たい位置，角度から体験者と同じ豪雨を見る事ができる。

3.2 地形の表示

国土地理院のホームページから得られる地形の DEM データを用いて三次元モデルを作成し，そのモデルを MR デバイス上に表示した。図５に示したこのモデルはある流域のモデルで

あり，会議室に設置しMRデバイスを掛け色々な角度から地形を確認することができる。また体験者の指定する任意の場所の地形を表示するツールも開発されており，その１つとしてEsri社が提供するソフトウェア[4]がある。このソフトはEsri社が作成したGIS関連のライブラリーを利用することができ，日本を含む世界各地の地形，道路などの情報を表示できる。使用するデータはEsri社のオンラインシステムからインターネットを経由してMRデバイスで受信し，表示している。



図５ 地形を示したモデル①

またこのソフトは，開発者によるカスタマイズが可能である。例えば，MRデバイスのジェスチャー機能を利用し，地図を移動させたり，拡大させたりするコントローラーを作成し画面に配置することができる。実際にカスタマイズし，地形のモデル周辺にコントローラーを配置した状況を図６に示す。その他，マーカーやペンツールを設定し，体験者がジェスチャー機能を用いて任意の場所にマーカーを置き，ペンでラインを描き，ホログラム表示させることができる。


図６ 地形を示したモデル②

ここで示した地形モデルの利用方法として，関係者が一同に集まり，対象となる現場の状況を確認する際に利用することなどが考えられる。このようなことは従来であればジオラマを用いて実施していたが，MRデバイスによるモデルでは，ジオラマの作成に必要な模型製作に要する手間が不要で，コンピュータ上で作成できる。よって地形の改変など現地の条件変更に合わせたモデルの更新は，ジオラマを作成するより柔軟に対応できるメリットがある。また，MRデバイスを掛けた人によるジェスチャーに従い，通行止めの箇所など何らかのトラブルスポットをモデルに記すことができる。つまり随時，新しい情報を付加し，更新したモデルを共有することで，特に災害時など即時性が求められる場合は，利用のメリットは高いと考えられる。



図７ 案内文字の表示例

3.3 文字の表示

図７はMRデバイスによる文字表示をした画像である。MRデバイス内に具備された文字ツールを用いて，空間上に自由に文字をレイアウトすることができる。いわゆるデジタルサイネージに近いものである。文字以外にも矢印や各種のマークを配置することが可能である。こういったものを空間上に配置することにより，案内看板のように利用すること，防災訓練や避難訓練時の避難先の表示に利用することが考えられる。



図８ 点検箇所の表示例

4. 今後の展望など

MRデバイスで作成したコンテンツについて示した。MRデバイスでは現実空間の中に地形のモデルなどを表示することができ，それらを応用した利用方法は，ここで示したこと以外にいくつか挙げられる。

例えばその１つとして，砂防や防災に関する施設点検の際に利用できるのではないかと考えている。図８はそれをイメージしたものであるが，現地に赴く前に事前に現地の過去の点検記録をデータ化し，現地の状況に重ね合わせるようにMRデバイスに設定すれば，状況の把握に役立つと考えられる。今後もこのデバイスのメリットを利用し，砂防や防災の分野に役立つコンテンツの検討を進める予定である。

参考文献

1)亀田知沙・高橋智幸(2016)：AR 技術を活用した津波リスクの可視化手法の開発，可視化情報学会論文集，Vol.36，No.5，pp.32-39,2)富岡祥平・小山真紀(2013)：AR 技術を用いた防災教育ツールの活用に向けた社会実験について，平成25年年近畿地方整備局発表会論文集，防災・保全部門，No.22，pp.1-6,3)マイクロソフト株式会社(2018)：Microsoft Hololens，https://www.microsoft.com/ja-jp/hololens/hardware,4)Esri社(2014)：https://github.com/Esri/hololens-terrain-viewer

P-170

砂防調査を目的としたドローン搭載レーザースキャナの活用について

京都大学大学院農学研究科 ：中谷 加奈
広島大学大学院総合科学研究科（前所属 京都大学防災研究所）：長谷川 祐治
国際航業株式会社 ：○西川 友章、島田 徹、名草 一成、徳岡 杜香、笠原 拓造

１．はじめに

豪雨などに伴い発生する土砂災害では、現地の災害状況を迅速かつ正確に全容把握することが求められる。災害直後の調査においては現地への立ち入りが困難な場合が多く、これまでは航空機による調査が多用されてきた。しかしながら、航空機は天候により飛行できない場合があることや、費用が高額になること等の課題がある。

本研究の目的は、土石流数値シミュレーションに用いる DEM（建物を含む）作成方法の確立と DEM の精度検証を行うことである。近年、ドローンの利活用報告や計測精度の検証報告が多数行われているものの、実フィールドで生成された DEM や DSM の検証事例は少ない。本研究は、京都府亀岡市千歳町に存在する土石流危険渓流を対象に、ドローンによる写真測量およびレーザー計測を実施し、DEM 作成方法の検討と作成した DEM の精度検証を行ったものである。また、これら 2 種類の手法の特徴を整理し、近年発生した土砂災害事例を鑑みたうえで、砂防調査におけるドローンの活用について検討した。

※：DSM：ここでいう DSM（Digital Surface Model）は、DEM（Digital Elevation Model）に家屋データのみを合わせた数値地形モデルのことを指す。

２．ドローンレーザーによる計測

2.1 ドローンレーザーの特徴

ドローンを用いた空中写真測量は SfM ソフトウェアと組み合わせることで一般的な技術となったが、特徴として樹木下の地形は取得できない。近年レーザー計測機器開発が進み小型軽量化が可能となったため、高密度計測を実現できる小型のドローン搭載用レーザー計測機器を利用して、本フィールドにおいてその可能性を検証した。

表-1　ドローンレーザー計測の仕様



	Zion CH940
形式	動力6軸
最大搭載重量	約6.0kg
最大飛行時間	約15分（飛行条件による）
耐風性能	瞬間最大風速10m/s以下で安全に飛行可能
機体重量	5.4kg（バッテリー含む）
外形寸法直径（mm）	999mm

項目	諸元	
・レーザースキャナー	・名称	YellwScan
	・電源、消費電力	消費電力：15W
	・バッテリー持続時間	1.5時間
	・レーザレンジ	最大100m、標準50m
	・FOV	360°計測可能
	・パルスレート	300kHz
	・スキャンレート	5~20Hz
	・スキャンライン	16本
	・リターン数	2
	・絶対精度	0.05m
	・Roll/Pitch精度	0.025°
	・Heading精度	0.080°

2.2 計測結果

ドローンレーザー計測は、ドローン写真計測と違い SfM などの画像マッチング処理を行うことなく、点群データを得られることが特徴である。

結果として図-1 に示すように、砂防堰堤のエッジ部分の詳細な表現および階段状の圃場の詳細な表現などが確認できた。ただし、アスファルト面や黒瓦が計測できていない箇所が多い事も把握できた。

３．結果の考察

3.1 DSM モデルによる比較

使用したレーザースキャナは小型軽量でありドローン搭載には適しているものの、クラス 1 レーザーであるため出力が弱く、アスファルト面や黒色の瓦屋根など反射が捉えられない部分が多く発生した。ただし、写真計測では困難な樹木下の地形を捉える効果は発揮された。図-2 に比較図を示す。例えば赤丸内のように、森林に覆われた尾根部分の地形が滑らかに表現され不自然な歪さが無くなったことや、樹木下を通過する遊歩道程度の微地形と言える小道が詳細に表現できていること等が確認できた。

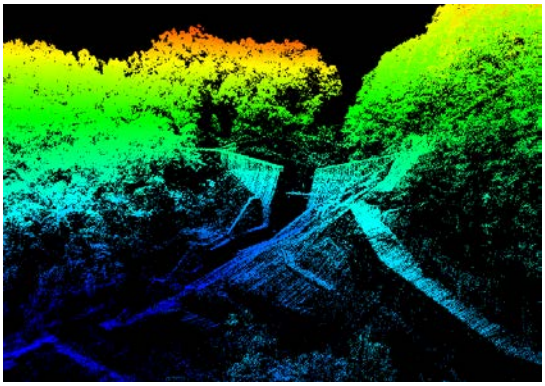


図-1　ドローンレーザーの計測結果

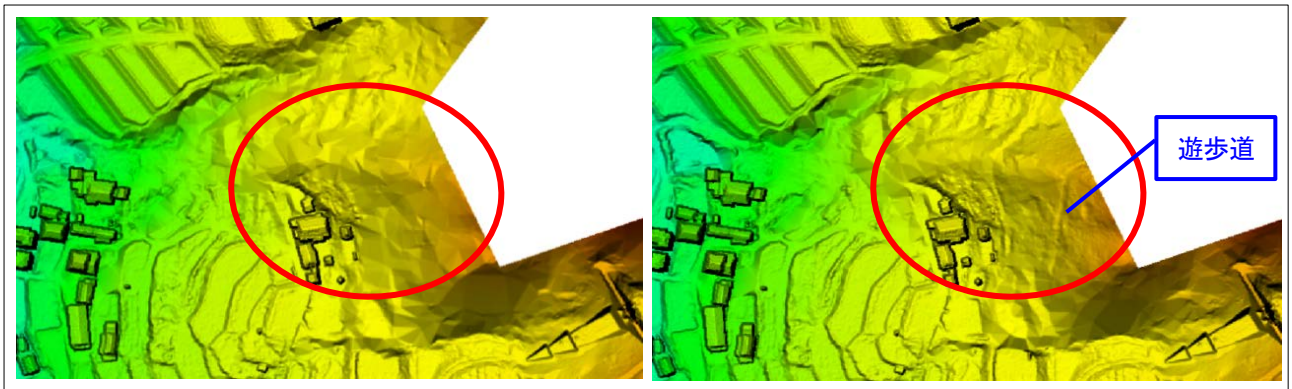


図-2　地形モデル（DSM）の比較

3.2 断面形状による比較

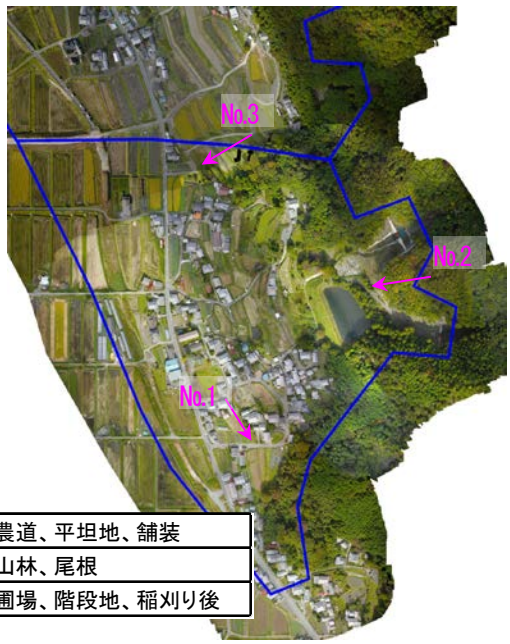
地形モデル検証のために、断面形状による比較を行った。比較するモデルは①航空レーザー、②ドローン撮影、③ドローンレーザー計測の 3 種類の比較とした。断面は条件の違う 3 箇所を設定した。

＜各断面での比較結果＞

No.1：舗装がされていても土が覆っていれば、ドローンレーザーは計測できている。航空レーザーとドローン撮影は較差が無く、ほぼ断面が一致していた。ドローンレーザーだけ 40cm 程度低めの結果となった。

No.2：山林であるため、ドローン撮影は地形の計測は困難であり、樹木上の形状のみが計測できている。航空レーザーとドローンレーザーの較差は無く、ほぼ断面が一致していることが分かった。

No.3：稲刈り後の圃場で地表面まで見通しが効くため、航空レーザー、ドローン撮影、ドローンレーザーの各断面の較差が小さく、ほぼ同様な断面形状となった。航空レーザーが若干高めなのは夏季に計測されているためであり、稲の影響が出たと考えられる。ドローン撮影とドローンレーザーは、ほぼ完全に一致していた。



No.1	農道、平坦地、舗装
No.2	山林、尾根
No.3	圃場、階段地、稲刈り後

図-3　断面計測位置図

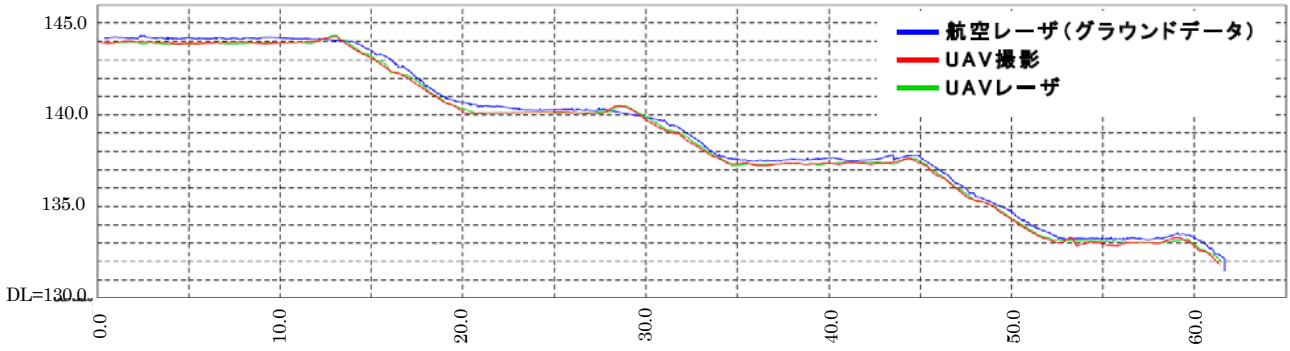


図-4　地形モデル（断面）の比較結果事例（断面No.3）

4．おわりに

本研究の結果、ドローン搭載レーザースキャナの利用は、写真測量の弱点部で効果を発揮する等の有用性が確認できたものの、一方でアスファルト舗装や黒瓦は黒色で反射が捉えられないため、計測困難な土地利用があることも把握できた。土石流の氾濫シミュレーションでは、地盤勾配 3° 未満の緩傾斜地の表現が土石流の堆積に影響を及ぼす。保全対象となる集落付近が微妙な地盤勾配（傾斜度 2° 前後）の範囲に位置することも多いことから、今後はこれらの特徴を踏まえたドローンの活用方法の確立が望まれる。

謝辞

京都府亀岡市ならびに千歳町の関係各位には本研究の遂行にご協力頂いた。国土交通省近畿地方整備局淀川河川国道事務所には貴重なレーザー計測データを提供して頂いた。ここに感謝の意を表します。

P-171

ALOS-2/PALSAR-2 を用いた干渉 SAR 解析における斜面変動検出性能の評価

株式会社パスコ　○平田育士、吉川和男、柴山卓史、森田保成
国土技術政策総合研究所　神山嬢子（現　土木研究所）、野呂智之、鈴木大和、山下久美子

1. はじめに

大規模な土砂移動現象による被害を防止・軽減するための対策を適時適切に実施するためには、地すべりや深層崩壊等の予兆となる微小な斜面変動を早期に把握する必要がある。これらを広域的かつ定常的に監視するためには、合成開口レーダ（以下「SAR」という）の二時期の観測データを干渉処理する技術（以下「干渉 SAR 解析」）が有効である。

干渉 SAR 解析結果から斜面変動状況を把握し、これをもとに現地での詳細な調査・計測を計画する場合、干渉 SAR 解析結果が適切に斜面変動状況を表していることが前提となる。しかし、干渉 SAR 解析による斜面変動の検出性能を定量的に評価した事例は少ない。そのため、本研究では、ALOS-2/PALSAR-2 を用いた干渉 SAR 解析によって斜面変動を検出する際の検出性能を把握することを目的とし、継続的な地すべり性の斜面変動が認められている甚之助谷を対象として、変動範囲および変動量の検出性能の評価を行った。

2. 干渉 SAR 解析の実施

ALOS-2/PALSAR-2 の観測結果を用い、表-1 に示す 8 ペアにて干渉 SAR 解析を実施した。また、解析結果をもとに、既往研究[1)]で示されている判読方法を採用して、斜面変動を検出したと考えられる干渉縞の判読を実施した。

表-1. 干渉 SAR 解析ペア

ペア No	軌道	軌道番号	フレーム番号	マスター観測日	スレーブ観測日
1	北行軌道	127	710	2014/10/8	2015/7/15
2	北行軌道	127	710	2015/7/15	2016/7/13
3	南行軌道	20	2890	2014/8/24	2015/9/20
4	南行軌道	20	2890	2014/8/24	2016/6/12
5	南行軌道	20	2890	2014/8/24	2016/8/21
6	南行軌道	20	2890	2015/9/20	2016/6/12
7	南行軌道	20	2890	2015/9/20	2016/8/21
8	南行軌道	20	2890	2016/6/12	2016/8/21

3. 変動量の検出性能評価

甚之助谷では ALOS-2 運用期間中に 58 点の測量点（図-1）で GNSS 測量による変動量測量が行われており、この測量結果と干渉 SAR 解析で検出された変動量を比較し、残差を指標として変動量の検出性能を評価した。

干渉 SAR 解析で検出される変動量は衛星視線方向の変動量であるため、比較する際には測量結果から得られた変動量を衛星視線方向成分に分解する必要がある。そこで、測量結果から得られた変動ベクトルを$\boldsymbol{a}$、干渉 SAR 解析で検出された変動ベクトルを$\boldsymbol{b}$とし、$\boldsymbol{a}$と$\boldsymbol{b}$の内積から両ベクトルのなす角θを求め、測量結果から得た変動ベクトルの衛星視線方向成分$\boldsymbol{a}'$および残差$|\boldsymbol{A}|$を次式により算出した。

$$\cos\theta = (\boldsymbol{a}\cdot\boldsymbol{b})/(|\boldsymbol{a}|\cdot|\boldsymbol{b}|) \quad (1)$$

$$\boldsymbol{a}' = \boldsymbol{a}\cdot\cos\theta \quad (2)$$

$$|\boldsymbol{A}| = |\boldsymbol{b} - \boldsymbol{a}'| \quad (3)$$

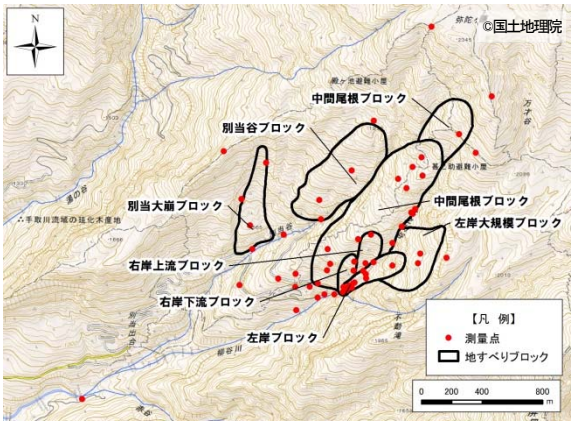


図-1. 地すべりブロック区分および測量点位置図

前述の 8 ペアの解析結果に対し、ア）58 点の測量点で得られた測量結果変動量の衛星視線方向成分（衛星視線方向変動量）とイ）干渉 SAR 解析変動量の関係を図-2 に示す。図-2 より、ア）の絶対値が大きい範囲（図-2 の黒枠線内）で、残差$|\boldsymbol{A}|$が大きい傾向を確認することができる。

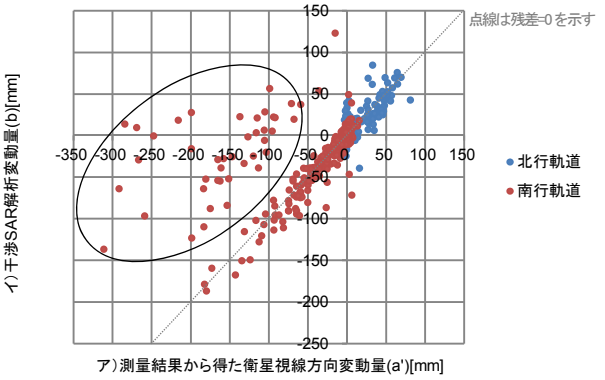


図-2. 衛星視線方向変動量と干渉 SAR 解析変動量の関係

次に、解析ペアごとの残差の統計値と観測間隔、軌道間距離、干渉縞周辺のコヒーレンス値を表-2 に示す。表-2 のペア No. 4, 5 のように、観測間隔が長いペアほど干渉性が低く、残差が大きくなる傾向が確認された。したがって、衛星視線方向変動量の絶対値が大きい場合、および干渉性が低い場合に残差が大きくなると考えられる。

表-2. 残差による変動量検出性能評価結果

ペア No	残差($|\boldsymbol{A}|$)[mm] RMS	平均	最大	観測間隔[日]	軌道間距離[m]	干渉縞周辺のコヒーレンス値
1	12.9	10.6	38.2	280	150	0.9
2	18.9	13.7	55.2	364	169	0.8
3	12.4	9.8	49.6	392	68	0.8
4	90.4	60.6	298.2	658	14	0.7
5	92.4	64.9	237.2	728	70	0.7
6	9.2	7.2	30.3	266	69	1.0
7	9.4	8.1	29.6	336	12	1.0
8	6.8	5.9	11.8	70	69	1.0
平均	48.3	22.1	298.2			

さらに、衛星視線方向変動量と干渉性（コヒーレンス値）に応じた残差の変化傾向を確認した。衛星視線方向変動量（絶対値）を15㎜、測量点のコヒーレンス値を0.1単位で分割した場合の残差のRMSを図-3に示す。これらより、以下のことが分かった。

- 衛星視線方向変動量 90㎜ 未満と比較すると、90㎜以上の場合の残差は 2 倍以上に大きくなっている。衛星視線方向変動量90㎜未満の場合、残差のRMSは概ね30㎜未満である。
- コヒーレンス値0.9以上と比較すると、0.9未満の場合の残差は 2 倍以上大きくなっている。コヒーレンス値0.9以上の場合、残差のRMSは20㎜未満である。

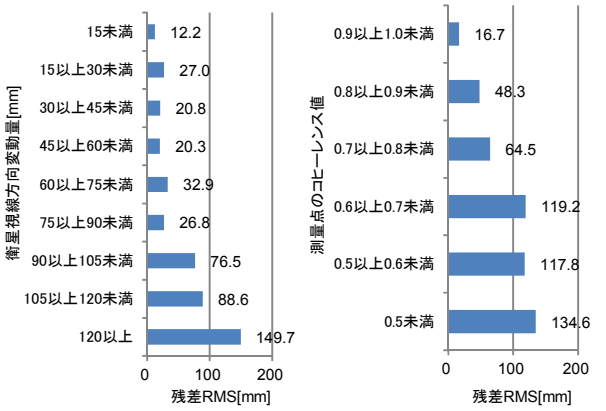


図-3. 衛星視線方向変動量と干渉性に応じた残差の変化

4. 変動範囲の検出性能評価

既存の調査結果に示される地すべりブロック区分（図-1）のうち、地表変動が認められるブロックの範囲（X）と干渉SAR解析で検出された変動範囲（Y）を重ね合わせ、的中率とカバー率を用いて変動範囲の検出性能を評価した。XとYの重複範囲をZとし、的中率およびカバー率を次式により算出した。

$$的中率 = Z/Y \qquad (4)$$

$$カバー率 = Z/X \qquad (5)$$

その結果、干渉縞周辺における干渉性が高いほど、的中率とカバー率が高くなる傾向が確認された（図-4）。

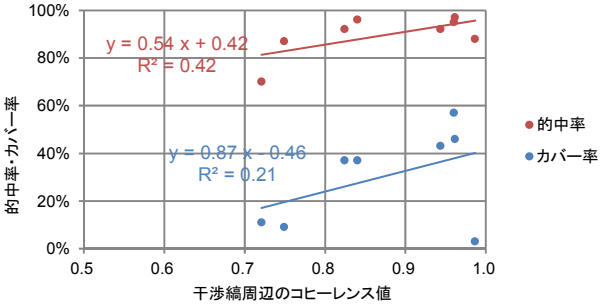


図-4. コヒーレンス値と的中率、カバー率の関係

さらに、変動方向に応じた変動範囲検出性能の変化傾向を確認した。まず、変動範囲の検出性能が低かったペアNo.4, 5, 8を除く5ペアを対象として、ブロック内の測量点の測量結果をもとにブロックごとの平均的な変動方向（方位角と傾斜角）を計算し、変動方向と衛星視線方向のなす角φを求めた。次に、ブロックごとに的中率を計算し、φとの関係を図-5に整理した。その結果、軌道方向によらず、φが90°に近づくほど的中率が下がる傾向が確認された。

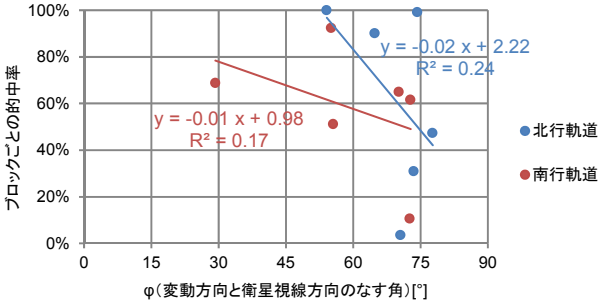


図-5. ブロックごとのφと的中率の関係

5. まとめ

- 変動量、変動範囲の検出性能には干渉性が影響し、干渉性が高いほど検出性能が向上することが分かった。また、変動範囲の検出性能には変動方向も影響し、変動方向が衛星視線方向に対して垂直に近づくほど、性能が低くなる傾向が確認された。
- 変動量の検出精度は、衛星視線方向変動量が90㎜未満の場合は概ね30㎜RMS未満、コヒーレンス値が0.9以上の場合は20㎜RMS未満であった。
- 変動量の検出性能には衛星視線方向変動量が影響することから、良好な結果を得るためには変動速度に応じて適切な観測間隔のペアを選び、解析を行うことが望ましい。衛星視線方向変動量が90㎜未満の場合に変動量の検出性能が高いこと、また既往研究[2]より干渉SAR解析による変動量の検出限界は15㎜程度と示されていることから、変動速度に応じた良好な結果が得られる可能性が高い観測間隔は図-6のように整理できる。図-6の2つの曲線に挟まれた領域が、良好な結果が得られる可能性が高い領域である。

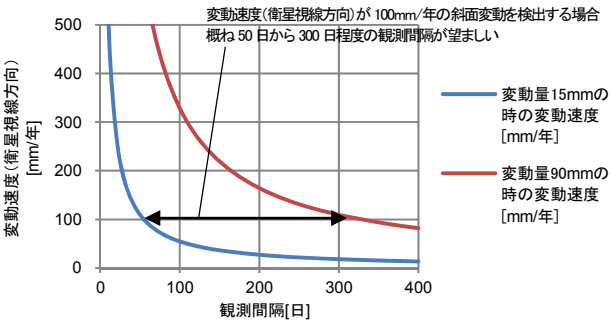


図-6. 良好な結果が得られる可能性が高い観測間隔

【謝辞】

干渉SAR解析において、（国研）宇宙航空研究開発機構が所有するALOS-2/PALSAR-2データを当機構より提供頂きました。また、斜面変動の把握に用いた測量成果（変動量測量成果、航空レーザ測量成果）は北陸地方整備局金沢河川国道事務所より提供頂きました。ここに謝意を表します。

【参考文献】

1) 平田ほか（2017）「干渉SAR解析における変動縞判読方法の検討」，平成29年度砂防学会研究発表会概要集，pp. 458-459.

2) 江川ほか（2015）「国土監視ツールとしてのLバンドSAR干渉解析の活用について」，平成27年度砂防学会研究発表会概要集，pp. B194-B195.

P-172

火山砂防地域における鋼製砂防構造物の点検調査及び変状レベルの評価手法

八千代エンジニヤリング株式会社　池田誠，横尾公博，○長塚結花
国土交通省　北海道開発局　室蘭開発建設部　苫小牧河川事務所　松本卓也，佐藤宏樹，村井瞳

1．はじめに

砂防施設は，出水や地震などの外的要因による損傷や時間経過による劣化が生じる一方で，求められる機能や性能を長期にわたって維持・確保していく必要がある．H26 年度に示された点検要領 [1]や長寿命化ガイドライン [2]により，砂防施設の点検を統一した視点で実施し，適切な維持管理や長寿命化計画の策定が求められている．

しかしながら，要領 [1]では砂防施設の多くを占めるコンクリート構造物を主な対象としているため，現状で鋼製砂防施設の点検項目や変状レベルの評価手法が確立されているとはいえない．

本検討では，北海道苫小牧市に位置する樽前山直轄火山砂防流域内にある既存鋼製砂防施設（計 9 基）を対象として，点検項目の抽出及び変状レベル評価を実施した結果を報告するものである．なお，本報告では砂防施設本体に対する点検について報告する．

点検対象施設は，現地発生土砂を中詰めした鋼製セル型砂防堰堤（セル），鋼製ダブルウォール型砂防堰堤（DW），越流部をセルで非越流部を DW で構成している砂防堰堤（セル/DW）の 3 種類で，竣工後 1 年～15 年計画した施設である（表 1）．本対象施設は，火山泥流対策であり，既往実績によると平常時に大きな外力は作用していないという特徴にある．

表 1　点検対象砂防施設

	構造	堰堤長	堰堤高	竣工年
1	セル/DW	187.5m	6.5m	H19
2	DW	76.5m	4.5m	H22
3	セル/DW	95.9m	7.0m	H22
4	DW	45.9m	4.5m	H21
5	セル/DW	176.6m	6.0m	H21
6	セル/DW	570.5m	14.5m	H17
7	セル/DW	480.1m	14.5m	H14
8	セル	342.6m	14.5m	H27
9	セル	235.4m	14.5m	H29



図 1　対象施設

2．点検計画の立案

2.1　点検項目

鋼製砂防施設の点検は，点検を実施すべき部位が明らかになっていない現状にある．従って，砂防施設の部位を最小の点検単位として整理した。

併せて，各部位に求められる機能や性能を明らかにしたうえで，各部位で想定される，または着目すべき損傷を明らかにした．この部位毎の損傷を点検事項として整理した（表 2）．

表 2　点検事項の抽出

調査項目 部位	調査項目 材料	部位に求められる機能・性能	備考	点検事項
水通し天端	天端コンクリート	堆砂面の形成 ↑ 水通し高の確保	・泥流を水通し天端高で捕捉する ・泥流流下時に中詰め土砂を流亡させない ・泥流流下時に壁面材の折れや破損を防ぐ	沈下 摩耗 ひび割れ
袖部	天端コンクリート	流路の形成 ↑ 袖の確保	・泥流や洪水流を安全に下流へ流下させる	沈下 摩耗 ひび割れ
	天端盛土			沈下
本体及び袖部	壁面材	堆砂面の形成 ↑ 水通し高の確保、構造物としての安全性確保	・泥流発生時にセルやDWが破損・倒壊しない ・泥流発生時に中詰め土砂を流亡させない	摩耗・腐食 変形 破損 継手の開き 漏水 吸い出し防止材の変状
	水抜き暗渠	-	・常時流水を流下させる	破損 土砂堆積
前庭部	護床ブロック	堆砂面の形成 ↑ 基礎の安全性確保	・泥流発生時に洗掘による堰堤本体の破壊を防止する	流出 沈下 摩耗 ひび割れ

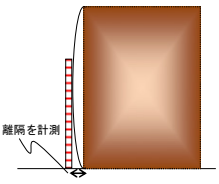
2.2　点検手法及び点検調査

点検は目視または検測ポールやコンベックス等を用いた簡易な計測を主として実施した．簡易な計測では変状を評価できない鋼材の腐食やセルの変形については，計測機器等を用いて変状を評価することとした（表 3）．

立案した点検事項及び手法に基づき，点検対象施設の全 9 基に対して，点検調査を実施した．

表 3　点検手法

調査項目		点検事項	調査手法 目視	調査手法 計測	目視・計測方法
水通し天端	天端コンクリート	沈下	○	○	天端コンクリートと壁面材の差分高さを計測
		摩耗	○		目視にて摩耗状況を確認
		ひび割れ	○	○	クラックスケールにて計測
袖部	天端コンクリート	沈下	○	○	天端コンクリートと壁面材の差分高さを計測
		摩耗	○		目視にて摩耗状況を確認
		ひび割れ	○	○	クラックスケールにて計測
	天端盛土	沈下	○	○	検測ポール及びコンベックスにて沈下深さを計測
本体及び袖部	壁面材	摩耗・腐食	○	○	超音波板厚計にて厚さを計測
		変形	○	○	測量用スタッフによるはらみだしの簡易計測
		破損	○		目視にて破損状況を確認
		継手の開き	○		目視にて開きを確認
		漏水	○		目視にて漏水の位置を確認
		吸い出し防止材の変状	○		目視にて吸い出し防止材のめくれ等の変状を確認
	水抜き暗渠	破損	○		目視にて破損状況を確認
		土砂堆積	○	○	検測ポール及びコンベックスにて土砂堆積深を計測
前庭部	護床ブロック	流出	○		目視にて流出状況を確認
		沈下	○	○	検測ポール及びコンベックスにて沈下深さを計測
		摩耗	○		目視にて摩耗状況を確認
		ひび割れ	○	○	クラックスケールにて計測

鋼材の腐食	セルの変形
超音波厚さ計にて鋼材厚を計測	測量スタッフと水準器によりセルの変形を計測
	

３．変状レベル評価

3.1　評価手法の検討

変状レベル評価の検討手順は，図 2 に示すとおりで，①「2.点検計画の立案」で示した点検項目ごとに砂防施設の損傷や変状を把握し，②点検項目ごとにその変状が進行した場合に想定される現象を検討する．その結果を踏まえて，③変状レベル評価の観点を設定し，点検項目毎に変状レベル評価を実施した．さらに，点検項目毎の変状レベル評価結果を部位ごとにとりまとめ，④各点検項目の変状が部位の機能や性能へ与える影響の大小を評価し，部位ごとの変状レベル評価を行った．

なお，変状レベル評価は砂防施設の機能や性能を踏まえて，部位毎に評価するものとし，要領 [1]で示されている「a:損傷なしもしくは軽微な損傷，b:損傷があるものの現時点での対策は必要なし，c:損傷があり当該部位の性能上の安定性や強度の低下が懸念される状態」に準拠することとした．

例えば，天端コンクリートの変状レベル評価を行う際は，沈下，摩耗，ひび割れの点検項目毎の変状レベル評価結果を総合的に判断し，部位の変状レベル評価を実施する．また天端コンクリートの沈下は，完全に沈下して壁面材が露出した状態であると，泥流発生時に壁面材の破損の原因となること，堰堤高が足りず容量不足となることから，砂防施設の所定の性能を発揮が困難である．従って，壁面材が完全に露出している際は変状レベル c と評価し，部分的な露出の場合は変状レベル b と評価するなどして，変状レベルの観点を設定した．

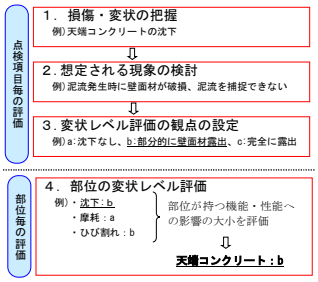


図 2　変状レベル評価検討フロー

表 4　変状が進行した際に想定される現象

調査項目（部位）		点検事項	性能への影響	機能への影響	変状が進行した場合に想定される現象
水通し天端	天端コンクリート	沈下	小さい	大きい	沈下が進行→壁面材が完全に露出→泥流発生時に壁面材の折れや破損→機能（確実な泥流の捕捉）が低下
		摩耗	大きい	小さい	摩耗が進行→中詰め土砂の露出→泥流発生時に中詰め土砂が流亡→性能（安定性）が低下
		ひび割れ	大きい	小さい	ひび割れが進行→中詰め土砂の露出→泥流発生時に中詰め土砂が流亡→性能（安定性）が低下
袖部	天端コンクリート	沈下	大きい	小さい	沈下が進行→壁面材が完全に露出→泥流発生時に壁面材の折れや破損→性能（安定性）が低下
		摩耗	大きい	小さい	摩耗が進行→中詰め土砂の露出→泥流発生時に中詰め土砂が流亡→性能（安定性）が低下
		ひび割れ	大きい	小さい	ひび割れが進行→中詰め土砂の露出→泥流発生時に中詰め土砂が流亡→性能（安定性）が低下
	天端盛土	沈下	大きい	小さい	沈下が進行→壁面材が完全に露出→泥流発生時に壁面材の折れや破損→性能（安定性）が低下
本体及び袖部	壁面材	摩耗・腐食	大きい	小さい	腐食が進行→腐食代・余裕代が喪失することで鋼材の板厚が不足→許容応力の不足→性能（安定性）が低下
		変形	大きい	小さい	水平変位が進行→壁面材の破損や継手の開き→中詰め土砂の流亡→性能（安定性）が低下
		破損	大きい	小さい	破損が進行→中詰め土砂の流亡→性能（安定性）が低下
		継手の開き	大きい	小さい	破損が進行→中詰め土砂の流亡→性能（安定性）が低下
		漏水	大きい	小さい	漏水が進行→中詰め土砂内に水みちの形成→中詰め土砂の流亡→性能（安定性）が低下（※平常時未調砂のため想定外）
		吸い出し防止材の変状	大きい	小さい	吸出し防止材の変状が進行→中詰め土砂の流亡→性能（安定性）が低下
	水抜き暗渠	破損	小さい	大きい	破損が進行→上流に土砂が堆積することで効果量を阻害→泥流発生時に機能（確実な泥流の捕捉）が低下
		土砂堆積	小さい	大きい	土砂堆積が進行→上流に土砂が堆積することで効果量を阻害→泥流発生時に機能（確実な泥流の捕捉）が低下
前庭部	護床ブロック	流出	大きい	小さい	流出→泥流発生時に基礎地盤が洗掘→性能（安定性）が低下
		沈下	大きい	小さい	沈下が進行→泥流発生時に基礎地盤が洗掘→性能（安定性）が低下
		摩耗	大きい	小さい	摩耗が進行→泥流発生時に護床ブロックが破壊→基礎地盤が洗掘→性能（安定性）が低下
		ひび割れ	大きい	小さい	ひび割れが進行→泥流発生時に護床ブロックが破壊→基礎地盤が洗掘→性能（安定性）が低下

表 5　変状レベル abc 設定例

点検事項	評価の観点		
	変状レベル：a	変状レベル：b	変状レベル：c
沈下	沈下なし、もしくは軽微な沈下	沈下により壁面材の内側が部分的に露出	沈下により壁面材の内側が完全に露出
継手の開き	継手の開きなし	開口はあるが、中詰め材の流出が認められない	開口があり、かつ中詰め材の流出が認められる

3.2　評価結果

全 9 基の点検結果を基に評価手法を踏まえて，各砂防施設の部位毎の変状レベルを評価した．評価結果の総括は表 6 に示すとおりである．

表 6　変状レベル評価結果

調査項目 ＼ NO		1	2	3	4	5	6	7	8	9
水通し天端	天端コンクリート	b	b	b	a	b	-	b	-	-
袖部	天端コンクリート						b	a	a	a
	天端盛土	b	a	a	a	a				
本体及び袖部	壁面材	a	a	a	a	a	b	a	b	a
	水抜き暗渠		c		a					
前庭部	護床ブロック				a		-	-	a	a



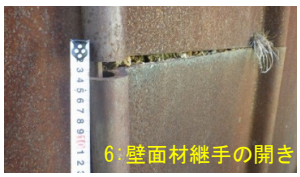


図 3　確認された変状（例）

3.3　変状レベル傾向の検証

点検項目毎の変状レベル評価合計点と各砂防施設の竣工からの経過年数について散布図を作成しその傾向を検証した．

結果として，対象砂防施設は常時の外力が少ない流域であることから，顕著な傾向は確認されなかったが，概ね経過年数が大きいほど，合計値が大きくなる傾向にあった．

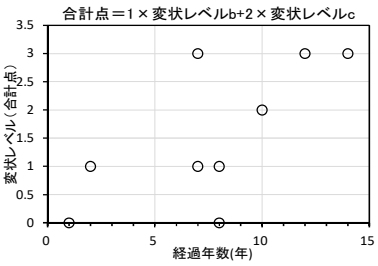


図 4　変状レベルと竣工からの経過年数の関係

４．今後の検討課題

本検討では，鋼製砂防施設に対して，砂防施設の機能や性能と部位が与える影響の大小を明らかにしたうえで，点検項目及び手法，その評価の方法を検討した．

本検討結果を踏まえ，今後，鋼製砂防施設の点検を実施する上での課題を列挙する．

①補修基準値の設定：点検で変状が確認された際に，補修が必要と判断される基準値を検討する必要がある．その際は，砂防施設の機能・性能を踏まえた上で，各砂防施設の設計報告書や既往被災事例などを基に検討していく必要がある．

②補修計画：点検結果より補修が必要と判断された際の補修計画を立案することが必要である．今後は，既往の補修事例や損傷箇所の特徴を踏まえて，具体的な補修計画を検討していく必要がある．

③点検困難箇所の点検手法：本検討で確認された点検困難箇所は大きく 2 種類（①アクセス困難箇所，②目視不可能箇所）に区分された．特に②については，点検の必要性や点検手法を検討し，その適用性について検証していく必要がある．

④予防保全型管理：合理的な維持管理計画立案のため，点検を定期的に実施し，損傷の経年的なデータを蓄積することで，部位の劣化曲線を検討する．劣化曲線と補修基準値を基に，予防保全型管理による維持管理を実施していくことが望ましいと考える．

参考文献；

1)平成 26 年度　砂防関係施設点検要領（案）国土交通省砂防部保全課
2)平成 26 年度　砂防関係施設の長寿命化計画策定ガイドライン（案）　水管理・国土保全局砂防部保全課

砂防施設点検における UAV の活用事例

中部地方整備局多治見砂防国道事務所　綱川浩章※1　有澤俊治※2　秋田尚孝　浅野雅博※3
玉野総合コンサルタント株式会社　○長谷川謙二　刑部博　中山貴士　藤田昌彦
（現所属　※1：一般財団法人砂防フロンティア整備推進機構，※2：中部地方整備局木曽川下流河川事務所，
※3：中部地方整備局三重河川国道事務所）

1.　はじめに

砂防施設の保全及び機能向上の観点から，必要性・緊急性が高い施設の保全・機能向上が重点的に実施されるよう，事前に損傷等に対する対応策の必要性や対策方法を検討する必要がある。

多治見砂防管内の直轄砂防施設の定期点検では，施設のクラック，欠損，遊離石灰，漏水等の状態を目視により観察調査しており，それぞれの観察項目について『早急な対応が必要』，『継続的な観察が必要』，『異常なし又は軽微な損傷』の 3 段階の評価をしている。また，定期点検においては，渓流や周辺の地山状況の確認も行っている。

管内には，多数の施設があるため，重要な施設や損傷が激しい施設等は毎年，それ以外の施設は隔年で点検を行っている。また，多治見砂防国道事務所では，これまでは砂防設備等巡視点検運用の手引き書(案)（平成 19 年 3 月，多治見砂防国道事務所）に準じ施設点検を実施していたが，平成 28 年度より砂防関係施設点検要領(案)（平成２６年，国土交通省砂防保全部）による見直しを順次行っている。また，管内で震度４以上を観測した場合及び大雨等の出水による土砂流出現象が発生した場合に緊急点検を実施し，災害発生に備えている。

平成 29 年度砂防施設点検において，定期点検時及び土砂流出時に使用した UAV の活用事例を報告する。

2.　UAV の活用について

（1）定期点検における活用

定期点検において，砂防施設の規模が大きく堆砂敷が広い場合には，地上からの観察だけでは堆砂の全容が把握できないため，別の視点から確認する必要がある。堆砂敷が広い場合や土砂流出に伴う緊急点検時には，UAV による空中からの写真撮影を補助的に行い，堆砂現状把握（**図2**）を行った。

定期点検時には，折りたたみにより，コンパクト化により持ち運びが容易な機種（DJI 社製 MAVIC PRO）（**図1**）により堆砂敷の空撮を行った。なお，UAV の飛行に際しては，航空法第 132 条に定める「飛行禁止空域」における飛行や同 132 条の２に定める「飛行の方法」によらない飛行として，「人又は物件から 30m 以上の距離を確保できない飛行」，「目視外飛行」に関して，あらかじめ航空局に一括申請を行った。



図 1　使用機器





図 2　定期点検時の UAV による堆砂敷の空撮画像

（2）緊急点検における活用

2017 年８月１日に局地的な集中豪雨により伊奈川の支流である浦川において，出水にともなって大量の流木が発生した。流木は，３基の閉塞型砂防堰堤により捕捉され，下流への流出は押さえられている（**図3**）。

また，前後の空撮画像の比較により，流木の実態及び施設による捕捉状況が明確に捉えられている。出水１週間前の７月 26 日に実施した定期点検時の堆砂敷の空撮によれば，最下流の堰堤は未満砂状態にあるが，出水後は水抜き暗渠の閉塞により満水状態に変化しており，湛水域上流部に流木が集積している。



図 3　平成 29 年8月１日の出水により発生した流木捕捉状況

3. 土砂流出量解析

滑川北股沢は木曽駒ヶ岳（標高 2956m）を源流とする流域面積 6.2km²，流路延長 5.2km，平均河床勾配 1/3.2 の急勾配荒廃渓流であり，過去に何度も土石流が発生している。これまでにも多治見砂防国道事務所では現地調査・観測により，その発生メカニズム，土石流の移動実態や流動特性を調査している。

調査対象である滑川第 1 砂防堰堤は，堤高 22m，堤長 300m の重力式コンクリート構造の不透過型砂防ダムである。上流からの土砂流出の頻度が高く，竣工後 20 年あまりで満砂状態にある。

2017 年 7 月 1 日にワイヤーセンサーが感知したため，実態調査を行った。今回の土砂流出の発生源は不明であるが，治山堰堤群を流下して滑川第一砂防ダムの堆砂域で停止・堆積している。土砂流出による，保全対象及び施設等への被害は確認されなかった。観測は出水期前，出水直後（2017 年 7 月 2 日），出水期後の 3 回であり，ＵＡＶを用いた空中写真撮影を行い，撮影された画像により砂防設備の堆砂状況の解析を行った。解析により，7 月 1 日発生の土砂流出による滑川第 1 砂防ダムの堆砂量の変化の把握を行った。

なお，空撮に先立ち，砂防ダムの天端及び上流域の土砂流出の影響を受けにくそうな箇所に対空標識を設置し，GPS 測量により座標を取得し，画像解析の際の基準点として用いた。撮影は DJI 社製 Phantom4 を用い，iPad 用自動飛行アプリ(GS Pro (Ground Station Pro))を使った自動飛行により実施した。

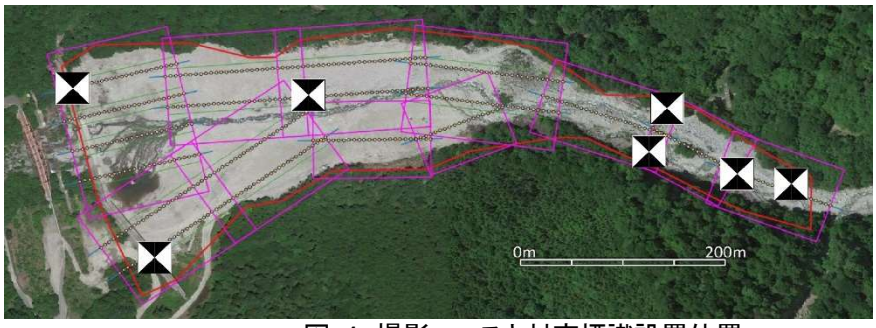


図 4 撮影コースと対空標識設置位置

また，解析ソフトには Pix4D_mapper を使用して，SFM(Structure from motion)による写真解析により，点群，オルソフォトを作成した。また，GIS ソフトを用いて，点群データより 1ｍメッシュのグリッドデータを作成し，観測各時期の地形データとの地形変化量の差分図を作成した（**図 5**）。

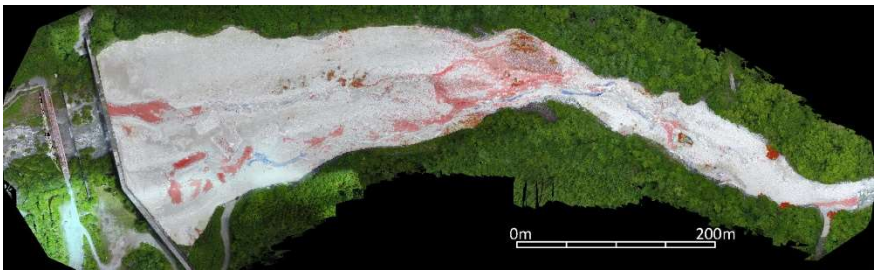


図 5 解析結果（オルソ画像と差分図による土砂流出状況）

空撮画像からの解析によれば，土砂流出による堆砂量は約 16,400m３と見積もられ，その規模より，今回の土石流は滑川北股沢で過去に何度も発生している渓床堆積土砂の流動化に起因する渓床土砂移動型と推定される。

現時点で満砂状態であり，今後も頻繁に土砂流出及び土石流発生が予想されることから，土砂流出実態の把握及び発生機構の解明及び除石を含めた対応策の検討・実施を継続して行っていく必要がある。

4. まとめ

① 施設点検において，堆砂域が広く地上からの観測だけでは全貌が把握できない箇所では UAV は有効なツールといえる。

② 緊急的に現状把握が必要なケースでは，UAV 利用により土砂流出状況や被害状況を安全に短時間で把握することが可能である。

③ 要監視区域では，対空標識を設置することで，UAV による空撮画像解析により，ある程度精度良く流出土砂量の把握が可能である。

④ 今後は，撮影時期や撮影アングル等，撮影方法の標準化が必要である。

⑤ 堤高が高く，近接目視が困難な水通し法面の損傷等をＵＡＶによる空撮画像を画像解析によって評価する手法の確立が今後の課題である。

5. 参考文献

1) 国土交通省国土地理院（2016）：UAV を用いた公共測量マニュアル(案)

2) 国土地理院時報 2015，No.127：UAV による空撮写真を用いた三次元モデリングソフトウェアの精度検証

3) 国土交通省 東北地方整備局 東北技術事務所(2016)：UAV による河川調査･管理への活用の手引き(案)【改訂版】

4) 栗木光之輔.（2015）：無人航空機（UAV）の利活用検討について，平成 27 年度中部地方整備局管内事業研究発表会資料.

P-174

金山沢源頭部の土砂移動とその面的なモニタリングについて

国土交通省 北陸地方整備局 松本砂防事務所　石田哲也　浅野未来
国際航業株式会社　○佐藤匠　久保毅　西村智博　室井翔太　向山栄

１．はじめに

姫川水系浦川流域の金山沢源頭部では、明治 44 年の稗田山大崩壊をはじめ大規模な土砂移動が繰り返し発生し、近年も降雨や融雪より斜面移動や土石流が頻発している。今後の土砂移動予測のために、斜面移動状況を継続的に把握することが求められるが、変動範囲が広範であること、変動量が極めて大きいこと、豪雪地帯であること等から、一般的に用いられる現地計測手法（伸縮計、孔内傾斜計、ＧＰＳ等）を安全に運用することが難しい。そのため、変動斜面内に立ち入らずに、斜面移動を遠方から面的に把握できる手法を利用することが望ましい。

本報告では、同地区に対し複数の遠隔モニタリング手法によって過去から現在に至るまで長期的・面的に把握した事例について示す。

２．斜面変動の面的把握手法

本検討では変動斜面内の取り付けが不要な４種の遠隔観測手法により金山沢源頭部の変状を把握した。

（１）航空レーザ DEM 解析・判読

融雪・出水により斜面変動・土砂流出が発生していることから、融雪後（2017 年 6 月上旬）・出水後（同 7 月下旬）・積雪前（同 9 月末）に航空レーザ測量を実施した。加えて、2015・2016 年に実施された測量成果も収集し、5 時期の航空レーザ DEM を用いて３つの解析による斜面変動評価を行った。

(i) DEM 差分解析

連続する 2 時期の DEM の差分演算により、地表面の鉛直方向の増減量を求め、斜面崩壊・土砂流出等の土砂移動状況を把握した。

(ii) 変動ベクトル解析（3D-GIV）[1)]

各時期の DEM から作成した傾斜量図を用いて、パターンマッチングによる画像解析によって、地すべり等の表面形状を保持したままの斜面移動に関する変動ベクトル（変位方向・変位量）を算出した。

(iii) 変動斜面微地形判読

各時期の DEM から作成した傾斜量図を用いて微地形判読を行い、個々のブロックの形態や内部の変形状況について把握した。

（２）定点カメラ画像解析

金山沢源頭部の変動ブロックを取り囲むように 4 か所に定点カメラを設置し、日中 1 時間おきに撮影した画像を用いて、画像解析（PIV）により斜面内の変動ベクトルを算出した。

（３）空中写真測量 DEM 解析

航空レーザ測量が行われていない 2007 年以前について、1999 年、2004 年に撮影された空中写真から空中三角測量によって DEM を作成し、DEM 差分解析により 1999 年以降の土砂動態を評価した。

（４）干渉 SAR 解析結果の分析

SAR 衛星「ALOS」および「ALOS-2」によって観測されたデータに基づく干渉 SAR 解析結果を収集し、干渉縞の分布状況から 2007 年以降の変動斜面の領域と変位量の評価を行った。なお、干渉 SAR 解析結果は国土地理院および国土技術政策総合研究所・土砂災害研究室より貸与されたものを利用した。

３．各手法による斜面変動の評価

以下に各手法により得られた結果を示す。

（１）航空レーザ DEM 解析・判読

2017 年 6 月上旬から 7 月下旬にかけて、源頭部 D・E ブロック接続部で 10 万 m^3 程度の斜面崩壊が発生・崩土が流出し、渓床に堆積した。これは 6 月末から 7 月初旬の梅雨前線による豪雨により発生した現象と考えられる。

この現象を引き金に、D ブロック末端に接していた C ブロック末端の変動が活発化したことが以降の DEM 解析および判読により確認された。

また、A ブロックおよび B ブロックで水平変動量 1m~5m/年の継続した変状が確認されている。

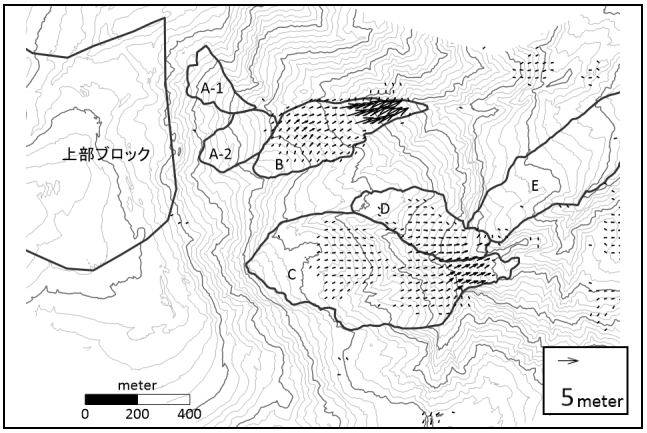


図 1. 3D-GIV 解析結果（2017/7/20-2017/9/30）

（２）定点カメラ画像解析

定点カメラから取得された画像による PIV 解析では、E ブロック側岸斜面、E ブロック下部の巨石、C ブロック末端斜面の継続的な変位が確認された。設置した定点カメラから対象斜面までの距離は C ブロック末端で 900m 程度であるが、カメラの撮影解像度が高いことから斜面変動が明瞭に検出された。

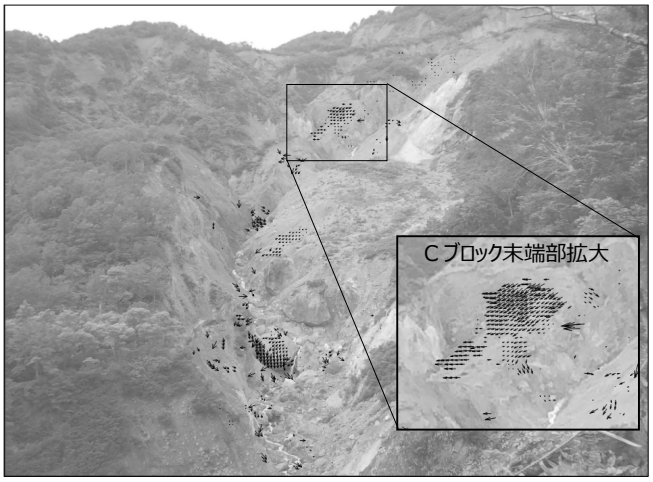


図 2. 定点カメラ画像 PIV 解析結果(2017/7/20-9/16)

また、地表がかく乱された場所は画像の相関（＝類似性）が失われ PIV 解析で変位量が評価できなかったが、この相関低下領域を把握することで、地表面のかく乱を伴う土砂動態を抽出することができた。

（３）空中写真測量 DEM 解析

1999 年・2004 年の空中写真による DEM と、2006 年の航空レーザ DEM の 3 時期の差分解析により、B ブロックの滑動、C ブロック末端の侵食、E ブロック下部の滑動状況が確認された。

（４）干渉 SAR 解析結果の分析

ALOS/PALSAR（2007 年~2009 年）および ALOS-2 干渉 SAR 解析結果（2014 年~2016 年）を分析した結果、金山沢源頭部の滑落崖から西側（滑落崖上方）に広く存在する上部ブロックが継続して東向きに年間数 cm 移動していることが確認された。

なお、この傾向は航空レーザ DEM を用いた変動ベクトル解析でも確認されたほか、現地踏査でも斜面上部のクラック拡大が確認されている。

４．各手法の効果および運用上の留意点

（１）航空レーザ DEM 解析・判読

航空レーザ測量で取得される DEM は場所によらず均質・高分解能なデータであることから、差分解析・変動ベクトル解析・地形判読など複数の手法に用いることが可能である。これによりさまざまな観点から土砂移動現象を評価・把握することが可能となるが、データ取得にかかるコスト・時間が大きいため、高頻度に実施することは通常困難である。

（２）定点カメラ画像解析

本研究の中で試行した定点カメラによる画像解析は、視界が確保され安定した地盤であれば容易に設置可能であり、携帯回線を利用して画像が遠隔取得できることから、任意のタイミングで高頻度に解析を実行することが可能である。また 1km 弱の遠隔地の斜面変動も確認できたことから、土石流の多発する荒廃域に立ち入らずに安全に監視が可能であることが実証された。一方、夜間や濃霧下では解析不能となり、太陽光による強い影の発生なども解析に悪影響を与えることから、毎日毎時解析ができるとは限らない点に注意が必要となる。

（３）空中写真測量 DEM 解析

空中写真測量によって取得した DEM からは差分解析により過去の大規模土砂移動状況が把握でき、顕著な土砂移動現象と雨・融雪等との対応関係の評価が可能となる等、一定の有用性が確認された。ただし標高・位置精度は粗く、変動ベクトル解析のような高度な解析は困難であった。

（４）干渉 SAR 解析結果の分析

干渉 SAR 解析では上部ブロックで年間数 cm の微小変動が継続していることが確認された。変動量が 10~20cm 以下の微小な変動は航空レーザ測量でも把握することが困難であるため、動いているかどうか判断に苦慮するような地域を評価する上では有効な手段であると考えられる。一方、源頭部内のように変動量数十 cm/年以上の場所では干渉解析は適用困難となるため、航空レーザ DEM 解析との組み合わせによる利用が最も効果を発揮すると考えられる。

５．おわりに

金山沢源頭部を対象に複数の面的モニタリング手法を適用し、長期・短期の斜面変状・土砂移動状況の把握を行った。それぞれの計測感度・特性は異なることから、各手法を組み合わせることにより安全に広域を監視することが可能であると考えられる。

【参考文献】

1) Sakae Mukoyama：Estimation of ground deformation caused by the Earthquake (M7.2) in Japan, 2008, from the Geomorphic Image Analysis of high resolution LiDAR DEMs, Journal of Mountain Science, Vol.8, No.2, pp.239-245, 2011

航空レーザ計測による平成 26 年噴火以降の御嶽山周辺状況の把握

国土交通省 中部地方整備局 多治見砂防国道事務所：有澤 俊治※1 水野 利香※2
※1 現：木曽川下流河川事務所
※2 現：中部技術事務所
㈱パスコ：○美土路 哲也、平林 大輝、中西 計友、杉井 大輔、板野 友和、野呂 数馬

1. はじめに

御嶽山は、長野県木曽郡木曽町・王滝村と岐阜県下呂市・高山市にまたがる標高 3,067m の活火山である。古来より火山活動が断続的に続いており、有史以降では昭和 54 年以降 10～20 年に一度の割合で噴火していた。そして、平成 26 年 9 月 27 日に剣ヶ峰の南西側で噴火が発生した。

本調査は、平成 26 年の噴火以降、警戒レベルが 1 となってから初めて詳細(レベル 1000、1m メッシュ)な航空レーザ計測を実施したものである。計測結果から御嶽山山頂付近を含む周辺の状況が把握できたため、その結果を報告する。さらに、噴火直後と本調査との比較より、濁川において大量の土砂流出が確認されたため、現地確認を行った結果について報告する。

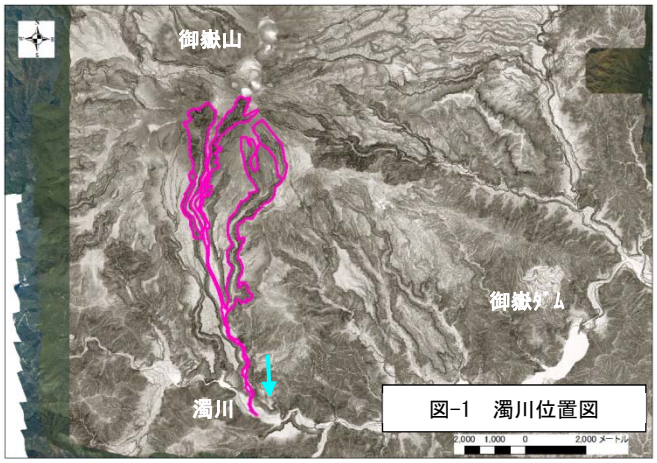


図-1 濁川位置図

2. 御嶽山周辺の概要と平成 26 年噴火直後の緊急計測

御嶽山周辺は濁河山（1,633m）、太平山（1,591m）、若栃山（1,593m）等、1,500m 級の山地で囲まれている中で、御嶽山が最も標高の高い火山である。御嶽山は山頂部の剣ヶ峰（3,067m）、摩利支天山（2,959m）などの峰や火口、カルデラがほぼ南北に連なり、火口から周囲には溶岩流が放射状に流れた痕跡が地形的に明瞭である。地質は、下位より、主に御嶽火山の基盤岩となる中生代三畳紀～ジュラ紀の美濃帯の堆積岩系コンプレックスと中生代白亜紀の濃飛流紋岩、その上位に新生代第四紀更新世の古期御嶽火山岩類、同地質年代の新規御嶽火山岩類、最上位には、第四紀完新世の岩屑なだれ堆積物から構成されている。

御嶽山噴火は平成 26 年 9 月 27 日 11 時 52 分に発生した。火砕流は噴火直後の 11 時 52 分に上部斜面と西斜面の 2 カ所でほぼ同時に発生し、地獄谷方向に約 2km と兵衛谷方向に約 1.5km の流下が確認された。多治見砂防国道事務所は、9 月 29 日に御嶽山周辺の緊急レーザ計測を実施し、その後、襲来した台風 18,19 号の通過後にもレーザ計測を実施している。

3. 航空レーザ計測

3.1 航空レーザ計測の概要

航空レーザ計測システムは、航空機から地上に向けレーザを照射し、地表面で反射してきたレーザ反射位置の三次元座標を計算で求めるものである。本調査では、高低差の激しい地形面を高密度(1m メッシュ)にデータを取得し、計測品質を高めた。

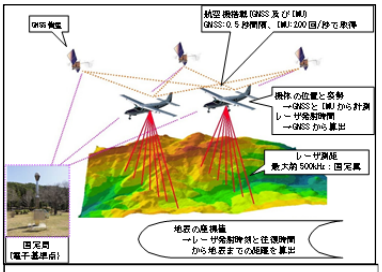


図-2 航空レーザ計測の仕組み

3.2 計測仕様詳細

急遅部は、斜面の計測漏れを防止し、計測品質を上げる必要がある。そのためコース間重複を 50%に設定し、計測漏れの防止に努めた。また、レーザ照射設定は、一般的に黒灰色の噴出物に対してレーザ照射の反射率が弱くなる傾向があることから安全性を確保しつつレーザ出力強度を優先しレーザ出力を最大とした計画とした。

項　目	パラメータ設定値
対地高度	1,770m～2,220m
対地速度	220km/h (120 knots)
コース間重複	50%
パルスレート	122,740～151,810Hz
スキャン角度	16度～20度
パルスモード	波形記録方式
飛行方向 計測点間隔	1.27m～1.42m
飛行直角方向 計測点間隔	1.27m～1.42m

表-1 計測諸元

3.3 計測結果

航空レーザ計測の実施日は、平成 29 年 9 月 1 日～同年 11 月 21 日である。以下、本計測において土砂移動が最も顕著であった濁川について報告する。

濁川は中流部で濁沢と伝上川に分岐する。両支川の最上流には大規模崩壊地があり、伝上川には御嶽崩れと呼ばれる 3600 万 m^3 の大崩壊地がある。平成 26 年の

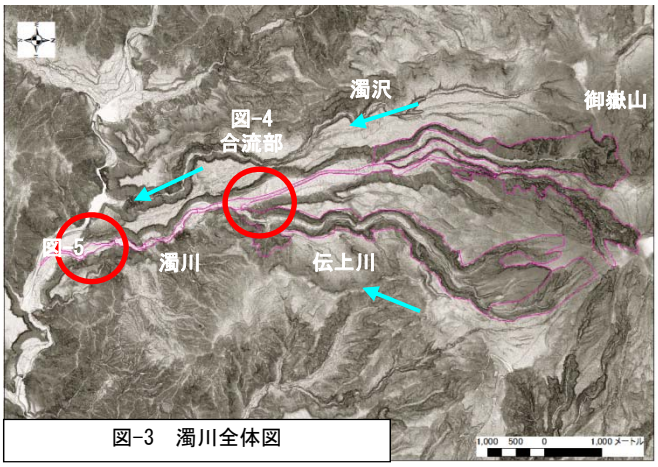
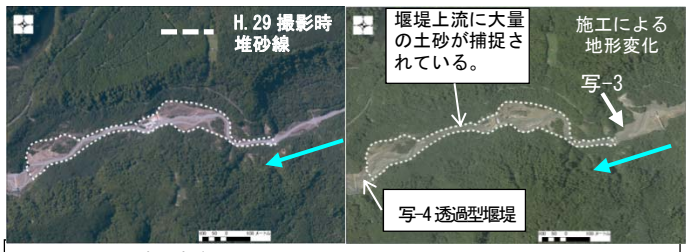


図-3 濁川全体図

台風や降雨等により土砂が激しく流出している。
計測等の結果、特に濁川・伝上川合流部の上流区間(図-4 参照)は、H.26 の噴火直後から H.29 計測時点までの間に流出した大量の土砂が広く堆積していることが確認された。これは、床固工（治山）が多数配置されていること、さらに合流部の河幅が広く、勾配も緩いことが影響していると推定される。
一方、濁川最下流区間(図-5 参照)は、透過型の堰堤が配置されており、H.26 の噴火直後から H.29 計測時点までの間に流出した大量の土砂が捕捉されている。
なお、現在も治山施設の工事が進められている。



H.26　噴火直後計測　　H.29　計測
図-4　流出土砂堆積状況（濁川・伝上川合流部の上流区間）



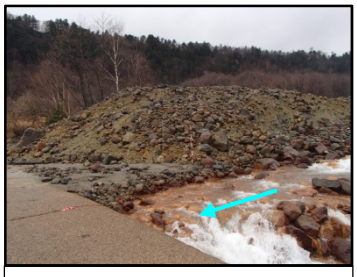
H.26　噴火直後計測　　H.29　計測
図-5　既設堰堤土砂捕捉状況

4. 現地調査結果報告

航空レーザ計測の結果、濁川の土砂移動が最も顕著であったことから、堆積・侵食が顕著に確認できた濁川中下流域(図-3 中の上流赤丸より下流側)について、現地確認(H29 年 11 月 29 日)を行った。

4.1 濁沢・伝上川合流部上流

洗越工上流域に 1～3m 程度の堆積を確認した。洗越工下流の床固工群間では流出土砂の薄い堆積が確認された。一方、施設直上流や床固工群間は、河床が低下している場所はほとんど確認されなかった。これらは施設効果の影響と考えらえる。



写-1　洗越工上流堆積状況

今後は、過去 3 年の間で大量に堆積した土砂が、施設の調節効果を受けながら徐々に流出し、元の勾配に戻ると想定される。なお、現地計測した礫径は概ね 1m 程度未満が多かった。

4.2 濁沢・伝上川合流部(写-2)

合流部では 4m 以上の堆積が確認された（写-2 は、堆積土砂により床固工が埋没している状況)。大量の土砂堆積は合流部付近の広い河幅や緩い河床勾配といった地形に影響されていると想定される。



写-2　合流部堆積状況



写-3　治山構造物施工状況

4.3 濁川下流(写-3)

堰堤直上流や直下流において、堰堤工事の切り回し等による人為的な影響を受け、堆積と侵食が確認された。現在侵食されているように見える領域も工事前は土砂が堆積していたと想定される。

4.4 濁川最下流(写-4)

透過型堰堤上流では 1～3m 程度の堆積を確認した。本堰堤から下流域の顕著な土砂移動は現地でも確認できなかったことから、噴火以降 3 年間の土砂移動の最下流端はこの透過型堰堤までとなる。



写-4　既設堰堤土砂捕捉状況

4.5 全体傾向

濁川上流域の崩壊等で侵食された土砂は、噴火以降 3 年の間に濁川最下流の透過型堰堤までの区間で堆積と侵食を繰り返しながら移動している。特に濁川・伝上川合流部直上流付近から濁川最下流の透過型堰堤までの区間では、多くの施設や地形形状の影響を強く受け大量の土砂が堆積したと想定される。

5. おわりに

本調査より、平成 26 年噴火後の経年変化について、土砂流出状況や侵食状況、既設構造物による土砂捕捉効果等が確認できた。特に、御嶽山周辺の状況を広域で把握できたことから航空レーザ計測の有効性について改めて確認することができた。しかしながら、平成 26 年の噴火直後の計測データは警戒レベル 3 における緊急レーザ計測であったため、地図情報レベル 5000 の計測となり、本計測と計測品質が異なる結果となった。そのため、平成 26 年以降の河床状況の変化を定量的に評価することは断念した。今後、航空レーザ計測を継続し、データの積み重ねを行うことで御嶽山周辺の土砂生産～流出までの河床変動傾向の解明が期待される。

謝辞
本調査を実施するにあたり、中部地方整備局多治見砂防国道事務所の皆様には資料提供や貴重な意見をいただくなど多大な協力をいただきました。ここに末筆ながら謝意を表します。

参考文献　1) 平成 26 年度御嶽山噴火災害緊急レーザー測量 報告書(多治見砂防国道事務所)　2) 御嶽山周辺渓流における平成 26 年噴火前後の土砂移動状況(H.28 砂防学会研究発表会概要集)

砂防施設の健全度評価に関する一考察

日本工営株式会社　○松山洋平・手塚咲子・田方智・齋藤悠樹

1．はじめに

砂防施設の健全度は，変状の種類や規模に基づく変状レベル，変状の発生部位等に基づいて砂防施設への影響の程度を勘案して評価される。特にひび割れの変状レベルは長さや貫通の有無で評価されることが多く，剥離や欠損についてもその範囲・面積等で評価されることが多いが，ひび割れや剥離の原因によっては長さ・面積や貫通の有無のみで砂防施設への影響が決定付けられるものではないと考えられる。

著者らは既報[1)]において砂防施設に生じるひび割れの種類を原因毎に整理し，原因を踏まえて評価すべきであることを指摘したが，本報告ではひび割れの原因を踏まえた変状レベルの評価方法について考察した。

2．利根川水系砂防事務所管内施設の変状特性

利根川水系砂防事務所管内の砂防施設の変状の種類毎の発生数を**図-1**に示す。横軸は変状の種類，縦軸は変状の発生数を表す。

管内の施設に生じている変状は，ひび割れ，剥離・欠損，漏水が突出して多く，これらで全体の変状の約60%を占める。このことが利根川水系砂防事務所管内の砂防施設に生じている変状の特徴となっている。

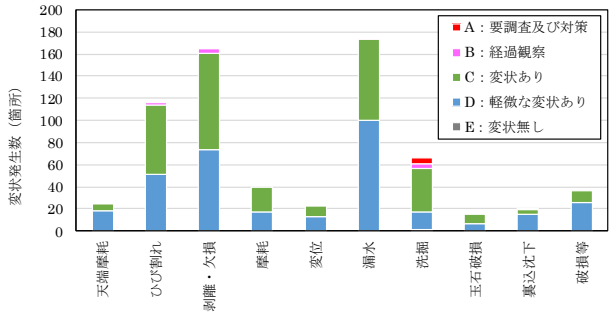


図-1　変状の種類ごとの変状レベル

管内の施設に生じているひび割れは，**写真-1**に示すような堤底から天端まで貫通した拘束ひび割れや，**写真-2**に示すようなアルカリ骨材反応（ASR）が疑われる網状の遊離石灰を伴うひび割れが多く認められる。

この他，特に片品川上流域や吾妻川上流域等の積雪寒冷地域において，**写真-3**に示すような凍害によるとみられる部分的な欠損も，袖小口や袖部天端の角等によく認められる。



写真-1　胡桃平1号砂防堰堤の拘束ひび割れ



写真-2　倉見川第二砂防堰堤のASRが疑われる網状ひび割れ



写真-3　硫黄沢上流砂防堰堤の凍害による欠損

３．変状レベル評価の考察

3.1　ひび割れ・欠損の特徴

前述のようなひび割れや欠損について，概ね以下のような特徴がある。

・**拘束ひび割れ**：施工初期に生じ，その後の伸展は見られないことが多い。多くは貫通している。
・**ASR**：反応性骨材及び水分の供給がある場合に反応が継続する。表面付近のひび割れが多い。
・**凍害**：コンクリート気泡中の水分の凍結融解作用繰り返しで徐々に破壊される。2面・3面から冷却される構造物端部等から生じることが多い。

3.2　拘束ひび割れ

拘束ひび割れは温度応力ひび割れと乾燥収縮ひび割れがあり，砂防施設に生じる拘束ひび割れは，以下のような特徴を有する。

・**温度応力ひび割れ**：基礎から天端に向かって鉛直に連続して生じる。開口幅は小さい。
・**乾燥収縮ひび割れ**：水通し天端等に上下流に連続して生じる。開口幅は小さい。

コンクリート診断技術'15［基礎編］には水密性の観点からひび割れの影響が整理されている。これによれば，水密性の観点からはひび割れの開口幅が0.05mm以下であればコンクリート構造物の性能への影響はないと考えられる。また，拘束ひび割れは施工初期に発生し，コンクリート硬化後の温度低下や乾燥の進行に伴ってコンクリートの収縮が停止するため進行性はないと考えられる。このことから，漏水や遊離石灰を伴わず，開口幅や延長の変化が認められない場合は，概ね砂防施設に要求される性能は喪失していないと考えられる。

このことから，拘束ひび割れは延長が長い場合が多いが著しい漏水やズレの伸展等の複合的な変状がない限りは，経過観察相当あるいは軽微な変状として評価することが妥当であると考えられる。

3.3　アルカリ骨材反応（ASR）

アルカリ骨材反応は反応性骨材，セメント中のアルカリ，水分が反応して骨材が膨張しコンクリート表面のひび割れや剥離，アルカリシリカゲルの析出を生じる。アルカリ骨材反応はコンクリート表面から次第に内部に進行し，水分の供給がないと進行は停止するが，数十年も反応が進行する可能性がある。

ASRはコンクリートの強度自体が低下するものではなく，表面にひび割れが生じている状態では砂防施設の性能に大きな影響はないと考えられるが，進行性のある変状であり，進行すれば剥離等の危険性もあることから，ASRが疑われる場合は経過観察相当以上とすることが望ましい。

3.4　凍害

凍害はコンクリート表面から内部に向かって進行する。コンクリート診断技術'15［基礎編］によれば，凍害は潜伏期，進展期，加速期，劣化期に分けられている。

・**潜伏期**：凍結融解作用を受けるが，性能低下がなく初期の健全性を保持している。
・**進展期**：凍害深さが小さく剛性にほとんど変化はなく鋼材腐食もないが，美観等に影響を及ぼす。
・**加速期**：凍害深さが大きくなり，剥落等の第三者への影響が起こり鋼材腐食が発生する。
・**劣化期**：凍害深さが鋼材位置以上になり，腐食が著しくなり，使用性能や安全性能へ影響を及ぼす。

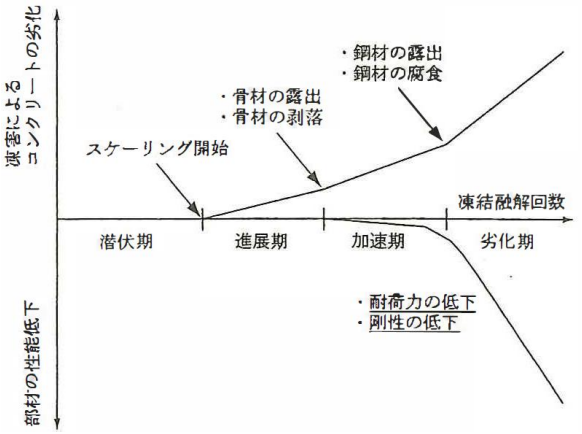


図-2　凍害による劣化進行過程の概念図
（コンクリート診断技術'15［基礎編］p.44より抜粋）

図-2を参考にすれば，特に無筋コンクリート構造物では凍害は劣化期に至るまでは部材の性能低下はほとんどないといえる。

ただし，凍害は気温や降雨・融雪等による水分供給によって徐々に進行しコンクリートが脆弱化するため，凍害とみられる変状が生じている場合は，ひび割れ長や剥離範囲・深さ等の変状の程度にかかわらず経過観察相当以上と評価し，欠損程度が大きい場合は要対策と評価することが望ましい。

４．おわりに

的確な砂防施設の健全度評価のためには原因や進行性を踏まえた変状レベル評価が重要である。さらに，原因を明らかにすれば適切な修繕工法も選定することができる。今後は詳細調査による原因の特定，具体的な変状レベル評価基準の設定が課題である。

【参考文献】

1)松山，三池，長山，岩間，長澤，廣井，岩井：利根川水系砂防事務所管内における砂防施設の変状特性と長寿命化の課題，平成29年度砂防学会研究発表会概要集，pp.204～205，2017.
2)日本コンクリート工学会：コンクリート診断技術'15［基礎編］，p.21,44，2015.

IoT とエッジコンピューティングを用いた画像計測による災害監視に対応した自律型高機能カメラの開発

株式会社ブレインズ　　○井深真治・肥後明豪・福田昌宏
日本工営株式会社　　五十嵐和秀・水谷佑・松本定一・池島剛

１．緒論

土砂災害や水害などの災害監視において，CCTV カメラによる監視は広く一般的な手法として取り入れられているが，その多くはセキュリティ監視用カメラを流用したものであり，砂防分野における災害監視に特化したものではない(1)。砂防分野での災害監視では環境温度や電源，通信手段確保などの設置環境上の問題や，災害発生時には降雨，降雪，霧などの自然現象を伴うことが多く，一般的な CCTV カメラでは画像取得自体が困難な場合も多い。

一方，民生用デジタルカメラ，スマートフォンなどの携帯端末に搭載されるカメラ素子は，高解像度化，高感度化が進み，一般的な CCTV カメラを凌ぐ性能のデバイスも安価で入手できる環境となっている。さらに，自動車の自動運転技術開発や家電機器のインテリジェント化の需要により，組み込み機器レベルの低消費電力 CPU の性能向上には目を見張る物があり，計算量の多いディープラーニング技術の利用も可能なレベルに到達している。これらの CPU を使用することにより，カメラ機器自体に画像計測，画像処理機能を持たせることも可能となってきており，多数のカメラ機器とクラウドサーバによる IoT を利用した災害監視網の構想も立ち上がっている(2)。

これらの背景のもと，筆者らは，画像計測による災害監視に特化した高機能カメラの開発を行っている。本稿ではこれまでのカメラ開発状況を実フィールドでの検証実験結果を中心に報告し，現在の開発レベル，今後の課題などについて検討を行った。

２．装置概要

本稿で開発したカメラ装置の特徴を以下に挙げる。

・小型軽量（5kg 以下）でありながら太陽電池，バッテリーも内蔵したオールインワン設計
・太陽電池とバッテリーによる完全自律動作が可能で，電源確保が不要で設置場所を選ばない
・防水，防塵に加え，-30℃～50℃の広い動作温度範囲を実現
・800 万画素の撮像素子を使用し，動画，静止画に両対応。10 秒までの長時間露光にも対応
・4 コア高性能 ARM プロセッサ内臓で，各種画像処理機能を搭載可能
・エアワイパー，画像鮮明化処理など夜間や悪天候条件下にも鮮明な画像取得が可能
・3G/LTE 通信モジュールを内蔵し，クラウド型システムにも対応

３．危機管理型水位計としてのフィールド実験

本カメラ装置を国土交通省革新的河川技術プロジェクト（危機管理型水位計）として利用し，現場実証サイト（神奈川県鳥山川，山形県和田川）で実証実験を行っている(2)。本装置はエッジコンピューティングに対応したカメラ装置であり，撮影した画像から画像計測を用いて実際の水位算出を行っている。

水位観測には夜間監視も必須となることから，赤外線再帰性反射材を用いた独自の量水標を使用することで，微弱な赤外線照明による夜間監視を実現している(3)。水位計測アルゴリズムの概略を図 1 に示す。

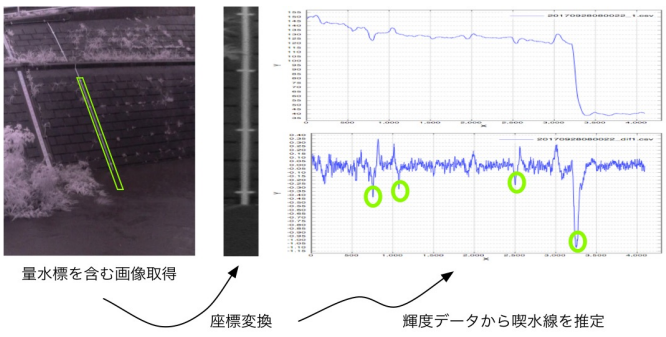


図 1. 水位計測アルゴリズム

赤外線再帰性反射材を使用しているため，図2に示すように昼夜間を問わず安定した水位計測画像取得が可能になっている。実際に画像計測により取得した水位と，圧力型水位計による水位を比較したデータを図3に示す。データは，2017/10/22の台風21号時に鳥山川で取得したものである。図から明らかなように，圧力式水位計との顕著な誤差はなく，昼夜を問わず，±5%の範囲に収まっている。



図2. 日中・夜間の撮影画像例

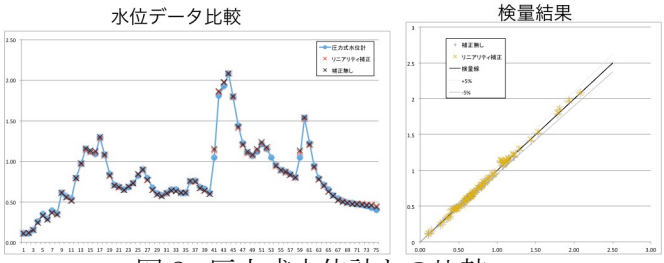


図3. 圧力式水位計との比較

４．砂防堰堤監視のフィールド実験

図4は，三重大学山田孝先生（現北海道大学教授）のご協力により西之貝戸川第6号堰堤の監視実験を行った際に得られた夜間撮影画像である。一般的なCCTVで採用されている自動露光制御を用いた場合，画像取得自体が困難な状況であるが，長時間露光が可能な本カメラ装置では，ある程度まで視認可能な映像が得られている。さらに，画像鮮明化処理を施すことで，砂防堰堤放水管からの出水も明瞭に視認可能な映像が得られている。これは，jpegなどの画像圧縮前の情報量の多いRAW画像に対してフレーム重畳による多ビット化技術を取り入れた画像鮮明化技術によるところが多く，カメラからのRAWデータを容易に処理可能なエッジコンピューティング技術の成果であると言える。

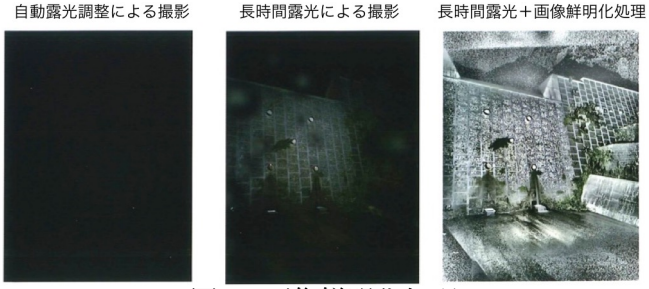


図4. 画像鮮明化処理

５．結論と課題

本研究で開発した災害監視に対応した自律型高機能カメラ装置について，画像処理型水位計への応用，夜間を含めた悪環境下における画像監視応用の2例を取り上げて，その実験結果を示し，以下の結論を得た。

① 太陽電池による電力供給で長期間，安定した自立駆動が可能であることを確認した
② 高解像度撮像素子の採用と独自の撮影条件制御により，圧力式水位計と遜色のない画像処理型水位計としての利用可能性を確認した
③ エッジコンピューティングの画像鮮明化技術を取り入れることで，特に夜間・降雨など悪条件下における画像監視の可能性を示した

今後の課題としては，土砂移動監視や渓流部流況監視などに利用できる画像処理手法の実装，検証などを行って，災害監視の自動化実現へ向けて開発を進める予定である。

【参考文献】

1） 井深ら：画像解析による動体追跡技術の土砂移動検知への適用，平成２８年度砂防学会研究発表会，A-290-291, 2016
2） 水管理・国土保全局　革新的河川管理プロジェクト（第１弾）　ホームページ http://www.mlit.go.jp/river/gijutsu/inovative_project/project1.html
3） 井深ら：高コントラスト被写体を用いた単眼カメラ画像解析による高精度距離計測，平成２９年度砂防学会研究発表会，B-724-725，2017

P-178

数値実験によるハイドロフォンの測定限界に関する検討

○井内拓馬※1・内田太郎※2・桜井亘※2・高原晃宙※3・小松美緒※2・叶正興※1・山本和彦※1
※1 株式会社建設環境研究所，※2 国土技術政策総合研究所土砂災害部，※3 水管理・国土保全局砂防部

1. はじめに

山地河川における掃流砂の計測手法の 1 つとして，ハイドロフォンを用いた手法の技術開発が進められており。全国的な観測が実施されている。

一方で，ハイドロフォンによる流砂量観測に関しては，いくつかの課題が指摘されており，筆者らは，「流水ノイズの影響による測定限界」と「非衝突の影響」に着目し，室内水路実験により検討を行っており [1)]，測定限界については，d=2.0 mm の土砂はほぼ 100%の衝突を検知できる可能性があることを示した。

一方で，室内実験では 10 数 cm より大きな水深を確保することが難しいなど施設上の制約により，小さな粒径を多量に流下させることができず，限られた条件下での検討となっていた。ハイドロフォンは土粒子の衝突を音響波形として記録するものであり，衝突音の音響波形は衝突する粒子数が増加すればするほど増幅する。従って，小粒径の衝突による音響波形でも，流水ノイズを上回ると想定され，計測限界は粒径ではなく流砂量により決まると推測される。

そこで，本研究では，モンテカルロシミュレーション（以下，数値実験）により粒径の小さな土粒子が多数衝突した場合の音響波形を再現・推定し，流水ノイズの音響波形と比較することで，ハイドロフォンの測定限界について検討した。

2. 方法

2.1 数値実験について

本研究で用いるモンテカルロシミュレーションは，既往研究 [1)]と同様のもので，土粒子 1 個の衝突による音響波形（以下，個別衝突波形）を単位時間当たりに任意の回数 N だけ重ね合わせることで，N 個衝突によるの波形データを合成するものである。

衝突音の再現は，個別衝突波形（流水ノイズ無し）を N 個重ね合わせたものに，流水ノイズを加えることにより行った。個別衝突波形（流水ノイズ無し）は,『個別衝突波形の音響波形の振動時間は粒径に依存せず、音圧値や音圧積分値は土粒子の体積に比例する』という知見[例えば 1)]を踏まえ，既往研究 [2)]で計測された比較的大きな粒径の個別衝突波形を体積比（粒径の 3 乗）で除することで用意した。結果的に，用意した個別衝突波形は流水ノイズの影響は相対的に小さなものとなった。

また，個別衝突波形および流水ノイズそれぞれについて，電源やセンサー，ロガーに起因するノイズを除去するため，ハイパスフィルター（サンプリング周波数 Fs=1.0 kHz，フィルター強度 Q=10）により処理した。

2.2 数値実験の検証について

数値実験の検証は，既往研究 [2)]における室内実験での小粒径（d=1.4mm, 2.5mm）の音響波形（**表－1** 参照）を再現することにより行った。

なお，数値実験と同様，検証対象とする室内実験の音響波形についても，ハイパスフィルターにより処理した。

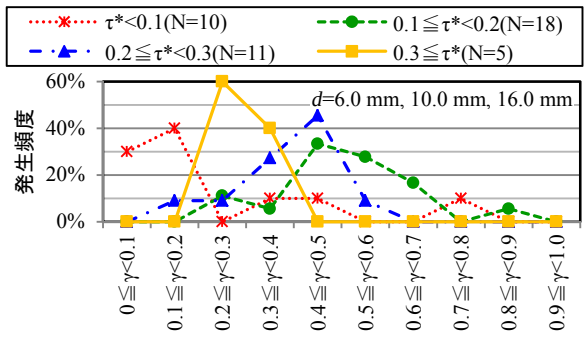
また，室内実験の再現性の確認においては，数値実験と室内実験それぞれの音響波形について，サンプリング周波数 Fs=4.5 kHz，フィルター強度 Q=20）により処理した上で，音圧波形に変換し，音圧値の発生頻度分布を比較することとした。

なお，室内実験では，水路を流下させた土砂量は既知であるが，そのうち，どれだけ金属管に衝突したかは不明である。そこで，既往研究 [2)]で得られた衝突率γの頻度分布（**図－1** 参照）を参考にγ=0.05～0.25 として試行錯誤的に設定し，衝突粒子数および土砂量を設定した。ここで，（衝突粒子数 N）＝γ（流下粒子数 N’）

表－1 数値実験の検証対象とした実験ケース [2)]

再現 Case	平均粒径 d[mm]	勾配 I[°]	流量 Q[L/s]	流下土砂量 Q_s’[cm^3/s]	流下粒子数※ N’[s^{-1}]
1	1.4	5	20	50	34,800
2	1.4	5	20	200	13,9200
3	2.5	3	40	18	2,202
4	2.5	5	20	37	4,561
5	2.5	5	40	151	18,520

※（流下粒子数 N’）＝（流下土砂量）／（平均粒径の体積）



図－1 既往検討 [2)]における衝突率の推定結果

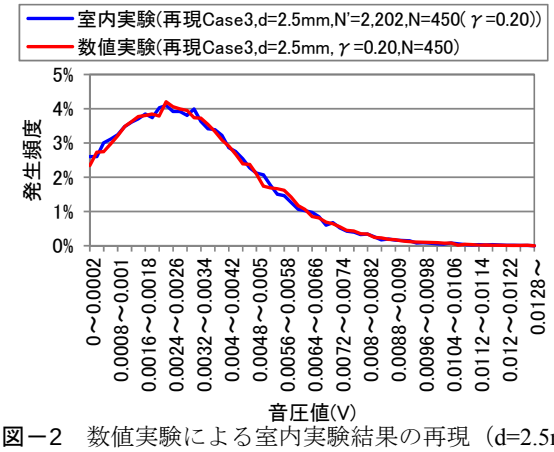
2.3 測定限界の検討について

2.2 で検証した数値実験手法により，粒径の小さな土粒子が多数衝突した場合の音響波形を推定した。推定した粒径および衝突粒子数を**表－2** に示す。

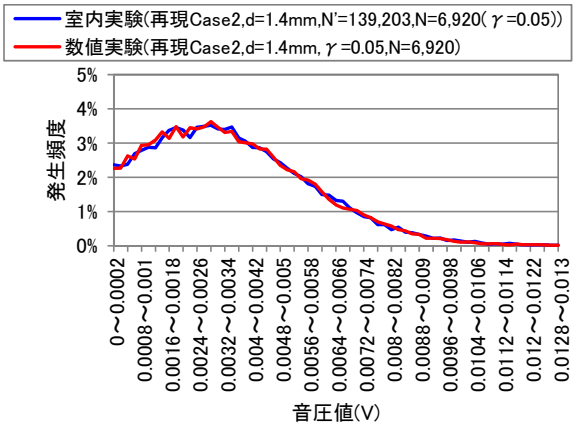
表－2　数値実験により推定した音響波形の諸元 [2)]

再現 Case	平均粒径 d[mm]	衝突土砂量 Q_s[m^3/s]	衝突粒子数 N[s^{-1}]	再現 Case	平均粒径 d[mm]	衝突土砂量 Q_s[m^3/s]	衝突粒子数 N[s^{-1}]	再現 Case	平均粒径 d[mm]	衝突土砂量 Q_s[m^3/s]	衝突粒子数 N[s^{-1}]
1	0.5	2.5×10^{-7}	13,9200	6	0.75	2.5×10^{-7}	2,260	11	1.0	2.5×10^{-7}	960
2	0.5	5.0×10^{-7}	2,202	7	0.75	5.0×10^{-7}	4,530	12	1.0	5.0×10^{-7}	1,910
3	0.5	1.0×10^{-6}	4,561	8	0.75	1.0×10^{-6}	11,320	13	1.0	1.0×10^{-6}	4,770
4	0.5	2.5×10^{-6}	18,520	9	0.75	2.5×10^{-6}	22,640	14	1.0	2.5×10^{-6}	9,550
5	0.5	5.0×10^{-6}	152,790	10	0.75	5.0×10^{-6}	45,270	15	1.0	5.0×10^{-6}	19,100

※（流下粒子数 N'）＝（流下土砂量）／（平均粒径の体積）



図－2　数値実験による室内実験結果の再現（d=2.5mm）



図－3　数値実験による室内実験結果の再現（d=1.4mm）

3. 結果

3.1　数値実験の検証結果

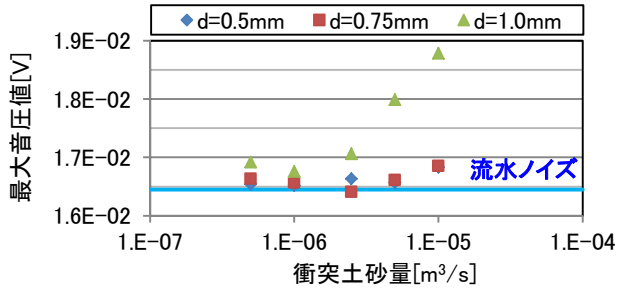
2 で示した方法により，既往研究の室内実験での音響波形を再現した結果の一部を**図-2**，**図-3** に示す。図より，d=2.5mm，d=1.4mm それぞれのケースについて，数値実験により，良好に再現できているといえ，本数値計算手法の妥当性が確認された。

しかし，数値実験を実施する際には，衝突率を試行錯誤的に設定して衝突土砂量（衝突粒子数）を設定する必要があるため，衝突土砂量の推定には課題がある。

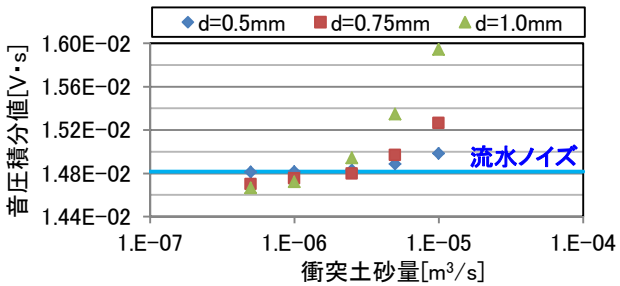
3.2　測定限界の検討について

数値実験により推定した音響波形にから最大音圧値と音圧積分値を算出した結果を**図-4**，**図-5** に示す。同図には，数値実験時に設定した流水ノイズの最大音圧値と音圧積分値も示した。

図-4 より，最大音圧値は，d=0.5mm, 0.75mm は衝突土砂量が多くなっても大きな変化はみられないが，d=1.0mm は，大きな変化が見られた。



図－4　数値実験による流砂量と最大音圧値の関係



図－5　数値実験による流砂量と音圧積分値の関係

また，**図-5** より，音圧積分値は，衝突流砂量が 1.0×10^{-6} m^3/s より少ないときは，流水ノイズより小さくなっているが，衝突流砂量が 1.0×10^{-6} m^3/s より多くとなると，流水ノイズを上回り，検知できると考えられるが，その閾値は粒径により少し違いがある。

4. まとめ

本研究では，個別衝突波形と流水ノイズを重ね合わせるモンテカルロシミュレーションにより，室内実験での衝突波形を再現できることを示した。また，その方法を用い，小粒径の土粒子が多数衝突した場合の音響波形を推定し，流水ノイズの音響波形と比較することで，ハイドロフォンの測定限界流砂量について検討した。なお，今回の検討は一様砂を対象に行ったものであるため，混合砂に対しての検討は引き続き行う必要があるが，本検討により，小粒径の土砂が多量に衝突した場合，ハイドロフォンによりその衝突を検知できることが示された。

参考文献

1）鈴木拓郎・内田太郎・岡本敦・高橋健太・山下伸一郎・小菅尉多・福本晃久：音圧データを用いたハイドロフォンによる掃流砂観測手法の現地適用性の検証，砂防学会誌，Vol.66，No.1，pp.4-14，2013

2）井内拓馬・内田太郎・吉村暢也・鶴田謙次・田中健貴・蒲原潤一・桜井亘：ハイドロフォンを用いた掃流砂観測における流水によるノイズ・非衝突の影響に関する水路実験，砂防学会誌，Vol.69，No.3，pp.4-14，2016

P-179

石狩川上流における ALB 手法を用いた河床変動モニタリングの適用性について

国土交通省北海道開発局　旭川開発建設部　旭川河川事務所　三浦克真※1，西村義，森文昭※2
中日本航空株式会社　○皆木美宣，宇野女草太，城下奨
（現所属　※1：札幌開発建設部　千歳河河川事務所　※2：旭川開発建設部）

1. はじめに

石狩川上流の KP157～KP166 区間（図 1）では，河床低下が進行しており，河岸保護工の破損や橋脚の安定性低下等が懸念されている．さらに河床低下の進行に伴い河床砂礫が流出し、岩盤の露出（以下，「露岩」という．）が確認されている．そのため，当該区間では河床低下対策として，流速および掃流力低減を図る目的で低水路を拡幅し，低水路拡幅で発生する掘削土を用いて露岩している岩盤床を被覆（覆礫）した．対策工事は平成 26 年度から開始し，岩盤床を被覆（覆礫）した箇所を含め河床変動状況を確認するために 100m ごとの定期横断測量を実施している．定期横断測量は融雪出水後，夏季出水後の年 2 回実施し，継続的なモニタリングを進めている．しかし，定期横断測量手法では測線上の情報しか取得することができず，測線間での河床変動や対策工事の効果を詳細に把握することは困難であった．このため筆者らは，水部の三次元データを面的に取得可能な航空レーザ測深（Airborne LiDAR Bathymetry 以下，「ALB」）手法による調査を実施し，河床変動モニタリングへの適用性について検討した．



図-1　河床低下区間の位置

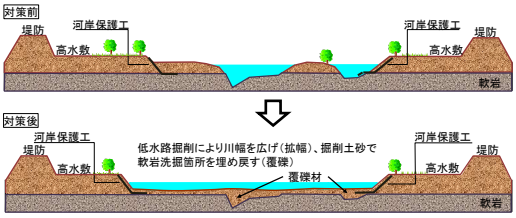


図 2　河床低下対策工

2. ALB による調査概要

（1）ALB の特徴

近赤外波長のレーザパルスを用いた航空レーザ調査は，陸部における地形変動を詳細に把握可能な手法として広く活用されているが，レーザの波長特性により水部（水底）のデータは取得できない．一方，ALB は緑色の波長のレーザパルスを使用することにより，レーザパルスが水面で減衰されず水底まで到達するため，陸部だけでなく水底のデータを取得することが可能となる（図 3）．



図 3 ALB の測深イメージ

（2）調査内容

調査は，KP157 から KP166 の区間で，詳細な河床変動状況を把握するために 0.5m×0.5m に 1 点以上の高密度データが取得できる計画で平成 29 年 7 月 27 日に実施した．取得したデータを図 4 に示す．

（3）計測データの精度検証

水部における ALB の取得データの精度を点検するため，GNSS 測量結果との標高較差を算出した．その結果，表 1 に示すとおり RMS 誤差は 0.072m と従来の深浅測量の許容精度（±15 ㎝）を十分に満たす精度であり，水部においても高精度な地形（河床）データが得られたことを確認した．

表 1 ALB 検証結果（単位：m）

点名	GNSSデータ	ALBデータ	較差	河床状況
A	106.152	106.154	0.002	コンクリート
B	103.309	103.237	-0.072	コンクリート
C	107.844	107.93	0.086	砂礫
D	108.288	108.23	-0.058	露岩
E	131.411	131.482	0.071	コンクリート

箇所数	5
平均値	0.006
最小値	-0.072
最大値	0.086
RMS誤差	0.072

※RMS 誤差 $= \sqrt{\frac{\sum(\Delta H)^2}{n-1}}$

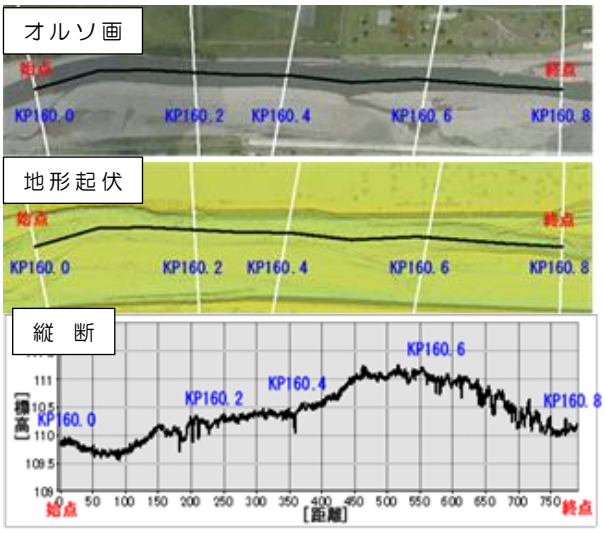


図 4 取得した ALB データ

3.　ALB と定期横断測量成果を用いたモニタリング結果の比較

横断測量成果（平成 28 年度・平成 29 年度）と本調査で実施した ALB データを使用して河床変動コンター図を作成し，河床変動モニタリング結果の違いを確認した（図 5）．なお，横断測線間の河床データは内挿補間して河床高を算出した．モニタリング結果の青色の箇所は，平成 28 年度に計測した河床高に対し平成 29 年度に計測した河床高が低いことから洗堀傾向を示しており，赤色の箇所は堆砂傾向を示している．各手法によるモニタリング結果は概ね一致しているが，ALB 手法を用いたモニタリング結果（図 下段）では面的に三次元データが取得されているため，河床変動状況がより細かく表現されていることが確認された．これより，従来手法と比べて詳細かつ正確に河床変動状況が表現されており，対策工事の効果を評価・検討できることが確認できた．

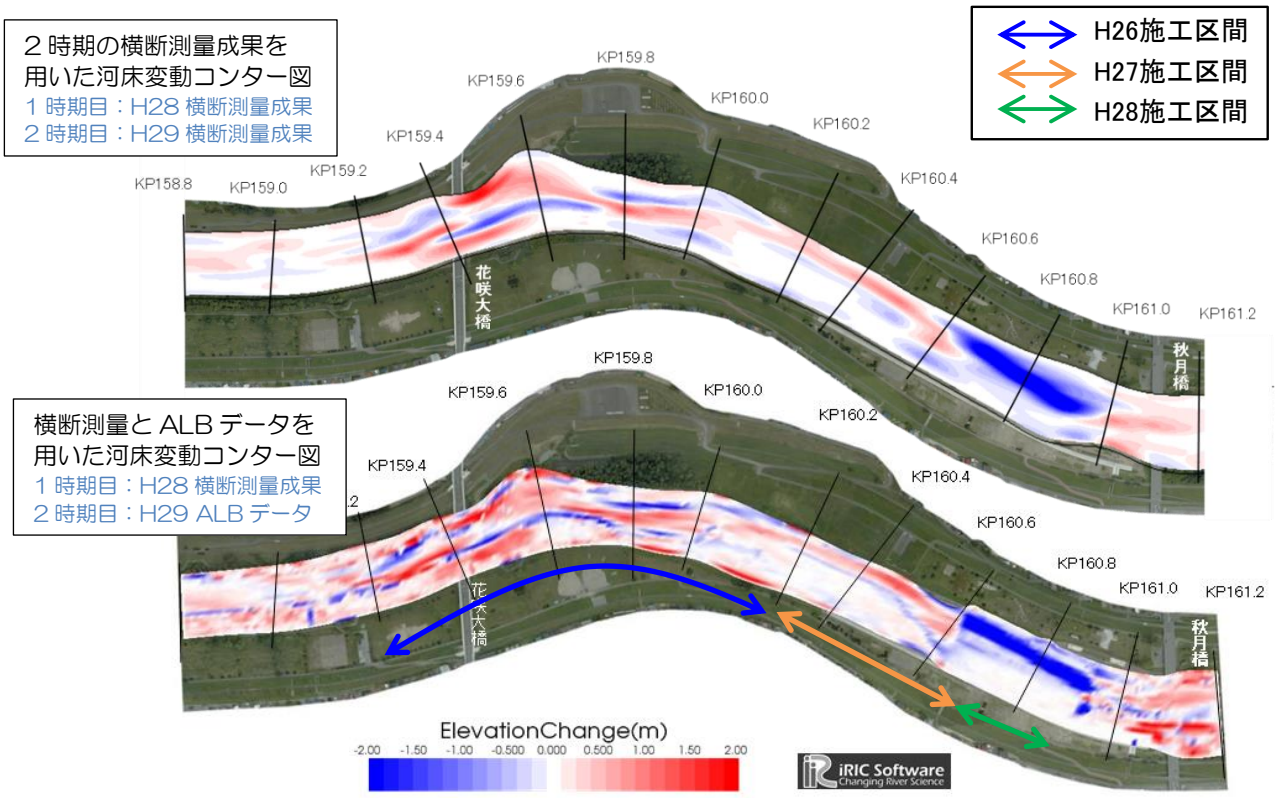


図 5 両手法のモニタリング結果の比較（上段：横断測量成果間での差分　下段：ALB との差分）

4.　まとめ

ALB 手法による面的な三次元データを用いてモニタリングを実施することで，従来の横断測量手法では把握できなかった測線間の局所的な洗堀や微小な河床変動を把握することができ，ALB 手法はモニタリングにおいて有効な手法であることが分かった．さらに，取得した三次元データを利活用することで，河川管理や i-Construction を活用した河川事業の基礎資料として効果を発揮することが期待される．一方で，ALB 計測は，河川の濁りや深い部分のデータ取得が困難なことやデータ解析に時間を要することから，河川の濁りが発生する出水後においては活用することが困難であることが課題として挙げられる．加えて，河床は常に動いているため ALB 結果は計測時の瞬間値であることを認識しておかなければならない．

参考文献

1） 武井隼人，山口昌志，森文昭：石狩川上流における河床低下プロセスを踏まえた順応的管理について（第 60 回　北海道開発術研究発表会）

2） 佐藤佑香，高柳和己，西村義：河床低下区間における航空レーザ測深（ALB）の適用について（第 61 回北海道開発術研究発表会）

P-180

実効雨量を用いた土砂災害危険度判定手法の適用による道路管理高度化検討

株式会社気象工学研究所　○高田望、友村光秀、渡辺涼一
阪神高速道路株式会社　堀岡良則
京都大学大学院農学研究科　小杉賢一朗

1．はじめに

近年、全国各地で局地的豪雨等に伴う土砂災害が発生しており、道路管理においても利用者の安全性を確保するため、通行規制をより適切に発動するための合理的な雨量指標が求められている。

小杉ら(2014)、小杉(2015)は、斜面崩壊危険度は、地下水位が高ければ高いほど大きくなる傾向にあることから（沖村ら、1985)、既往最大値を上回る降雨によって斜面内部の地下水位が既往最大を上回る状態になれば、その斜面がいつ崩れてもおかしくない状態であると考えることが妥当であるとした。そのうえで、地下水位の変動を半減期の異なる実効雨量の組み合わせで比較的良好に推定できること（小杉ら、2013、2014)、及び、斜面条件（地形、植生、土壌や基岩の性質（保水性や透水性))の多様性のため、地下水位の高い再現性を得る実効雨量の半減期は地点ごとに異なるが、その半減期を推定する方法が確立されていないことから、様々な半減期の実効雨量の種々の組み合わせについて既往最大値超過を判定する方法を提示した。高田ら(2016)は、同手法をメッシュ雨量データと組合せることで面的な危険度判定を可能とし、過去の災害事例解析によりその有効性を示した。また、渡邉ら(2017)も、高速道路管内で発生した土砂災害事例に適用し、道路管理における同手法の有効性を確認した。

本研究では、さらなる道路管理高度化を目的として、降雨予測情報や土地利用情報を活用した土砂災害危険度判定手法の検討を行った。

2．データと方法

2.1　対象災害

検討対象とした土砂災害は、阪神高速道路管内で発生した以下の 4 事例である。災害発生地点を図-1 に示す。

①事例-1【2004 年 9 月】台風 21 号、5 地点で発生
②事例-2【2004 年 10 月】台風 23 号、6 地点で発生
③事例-3【2006 年 7 月】停滞前線、1 地点で発生
④事例-4【2014 年 8 月】台風 11 号、6 地点で発生

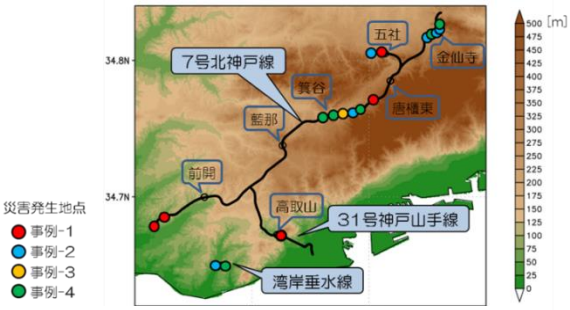


図-1 災害発生地点

2.2　雨量データ

任意の地点への適用を可能とするため、全国を詳細なメッシュでカバーする国土交通省解析雨量を用いた。国土交通省解析雨量は時期により格子サイズや測地系が異なるが、格子変換・空間内挿により最新のデータ仕様である 1km メッシュ世界測地系のデータとして 1988 年 4 月以降の時間雨量を整備した。このデータを用いて、0.1～4000 時間の 25 種類の半減期の実効雨量データベースを構築した。また、降雨予測情報として降水短時間予報（1km メッシュ・6 時間先予測）および気象庁 MSM（5km メッシュ・39 時間先予測）を用いて検討を行った。

2.3　危険度の判定方法

図-2 に示すように、過去の雨量データ（今回は各路線供用開始月から災害発生の前月末時点）を用いて、縦軸と横軸に異なる半減期の実効雨量によるスネーク曲線を作成し、既往最大値を階段状の線で設定する。設定したすべての半減期の組み合わせ（今回は 300 ケース）でこの境界線(CL)を作成する。スネーク曲線がこの CL を超過すれば既往最大値超過となるが、危険度評価の指標として、「あと何ミリの雨で既往最大値になるか」という雨量を算定した。実効雨量の組み合わせのうち、最も小さい（最も危険度が高い）値をメッシュ毎に抽出して表示したのが、図-3 に示した危険度の分布図である。一方、あるメッシュの危険度を時系列で示したものが、図-4 の危険度時系列図である。

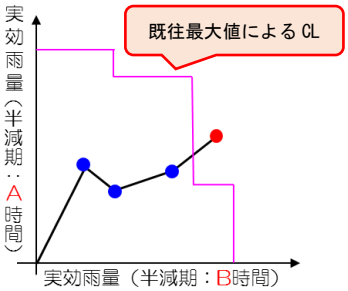


図-2　危険度判定方法

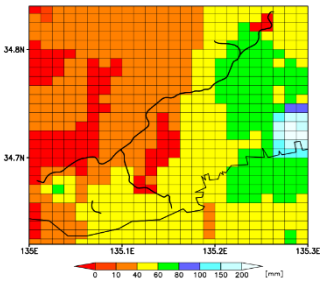


図-3　危険度分布図

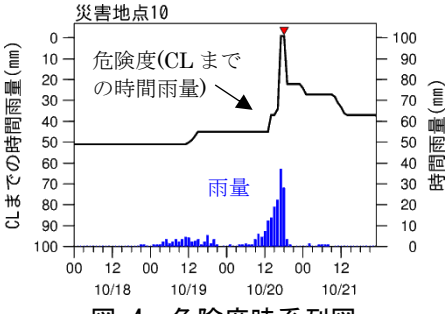


図-4　危険度時系列図

３．結果と考察

3.1　降水予測情報を活用した危険度判定手法の検証

降雨予測情報は、期間によって空間解像度や予測時間、予測精度も異なっている。今回は、現在最新の仕様である予測データが利用できる事例-4（2014 年 8 月に発生）を検討対象とした。図-5 に降水短時間予報、気象庁 MSM を用いた場合の危険度時系列図を示す。どちらも解析雨量（実績）を用いた場合より、早期の危険度判定が可能であることが示された。

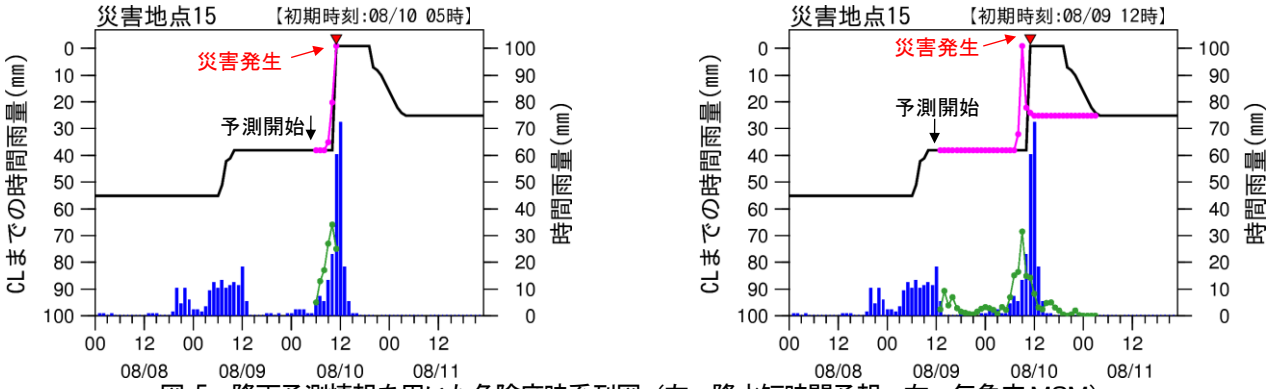


図-5　降雨予測情報を用いた危険度時系列図（左：降水短時間予報、右：気象庁 MSM）

—：解析雨量（実績）、—：各予測雨量、—：土砂災害危険度、—：土砂災害危険度（予測）

3.2　土地利用情報を活用した危険度判定補正手法の検証

今回用いた危険度判定手法は、本来、自然斜面を適用対象としており、人為的な改変が加えられた法面などでは、危険度判定の誤差が大きくなる可能性があり、対象事例の中にも見逃しとなってしまう地点が存在した。そこで、土地利用情報を活用した危険度判定補正手法の検証を行った。まず、阪神高速(株)が所有する道路管理平面図(CAD)に基づき、土地利用情報を 1km メッシュ毎に整理した。本検討では、土地利用を「補強法面（切土）」、「補強法面（盛土）」、「法面（切土）」、「法面（盛土）」、「自然斜面」、「トンネル」、「高架橋」、「その他（土工）」の 8 種類に分類した。次に見逃し事例を捕捉できるよう、CL 引き下げ率を設定した。見逃し事例 CL 引下げ率のイメージを図-6 示す。具体的な CL 引き下げ率は、補強法面（切土）72%、補強法面（盛土）52%とした。図-7 に見逃し地点(No.1, No.2, No.4, No.5)が存在した事例-1 における補正前後の危険度分布図を示す。補正前には見逃しとなっていた地点が、補正後には、CL を超過（図中赤色のメッシュ）し、災害発生を捕捉できていることが分かる。一方、CL 引下げにより安全側の危険度判定となったことで、災害未発生地点においても CL を超過するメッシュが増加した。

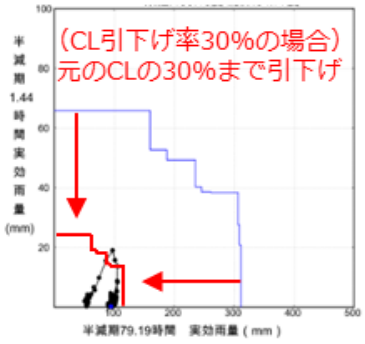


図-6　CL 引下げのイメージ

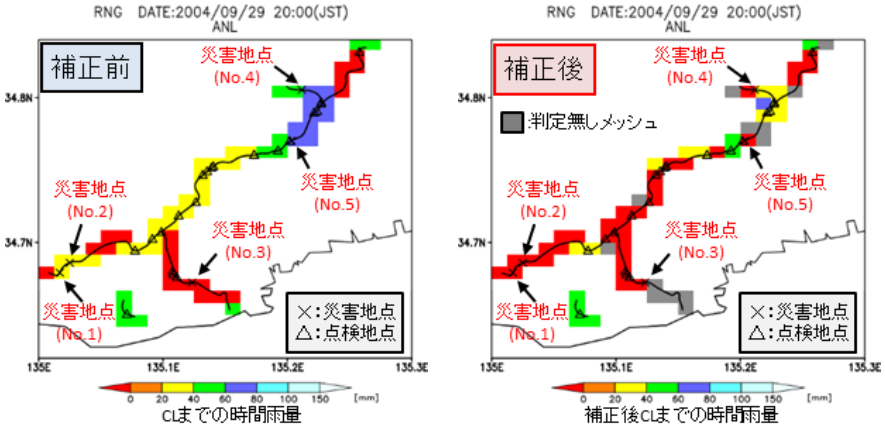


図-7　事例-1 災害発生時の危険度分布図（左：補正前、右：補正後）

４．まとめと今後の課題

今回の事例では、降雨予測情報を活用することで、より早期の土砂災害危険度判定が可能となることが示された。しかし、予測雨量の精度に大きく依存するため、危険度判定が見逃しや空振りとなる場合も考えられる。危険度判定の補正手法については、土地利用情報をさらに細かいメッシュ単位で整理することで、地点毎により適切な補正ができる可能性がある。また、本検討で適用した CL 引下げ率の妥当性については、他事例での検証が必要である。

【参考文献】1)小杉ら(2014)：砂防学会誌，Vol.67，No.4、2)小杉(2015)：砂防学会誌，Vol.67，No.5、3)沖村ら(1985)：砂防学会誌，Vol.37，No.5、4)小杉ら(2013)：砂防学会誌，Vol.66，No.4、5)小杉ら(2014)：砂防学会誌，Vol.66，No.6、6)高田ら(2016)：H28 砂防学会研究発表会，http://www.jsece.or.jp/event/conf/abstruct/2016/pdf/R4-27.pdf、7)渡邉ら(2017)：平成 29 年度近畿地方整備局研究発表会，http://www.kkr.mlit.go.jp/plan/happyou/thesises/2017/pdf05/shingijutsu-17.pdf

P-181

LP 差分解析と流砂観測を基にした土砂動態把握

国土交通省東北地方整備局　新庄河川事務所　　光永健男　鴫原吉隆※1　窪田敏一
阿部勝博　矢倉広和※2　中村傑
アジア航測株式会社　　○滝澤雅之　岸本博志　新井瑞穂　荒井健一
※1（現）国土交通省東北地方整備局　仙台河川国道事務所
※2（現）国土交通省東北地方整備局　福島河川国道事務所

１．はじめに

豪雪地域における流域の土砂管理は，融雪出水による土砂流出も想定されるため，大規模出水等のイベント時の土砂動態だけでなく，中小出水時の土砂動態を把握することは重要である．

流域の土砂移動状況を把握する手法は，航空レーザ測量（以下 LP と称す）データの差分解析もその一つであり，高精度かつ迅速に広域のデータが得られる手法である．

近年，直轄砂防事務所において積極的に流砂観測が実施されており，土砂流出に関するデータが蓄積されてきている．新庄河川事務所管内の直轄流域では，平成 23 年頃から観測所が設置されている．

本稿では，２時期（H21、H25，26）の LP データを用いた差分解析と流砂観測データから流域の土砂動態の把握とその要因検討を行った結果を報告する．

２．対象期間内の降雨状況と土砂災害

対象流域は銅山川，角川，寒河江川，鮭川流域である（図１）．

差分期間では，大きな降雨イベントは少なかった．最も大きなイベントは，平成 25 年 7 月の降雨であり，日雨量の超過確率規模が最も大きかった観測所は大井沢観測所の 80 年以上であった．この豪雨で西川町（寒河江川）では崩壊が発生している．

積雪量は平成 24 年が最も大きく，同年５月には肘折地区（銅山川）で融雪水が影響したと考えられる崩壊が発生している．

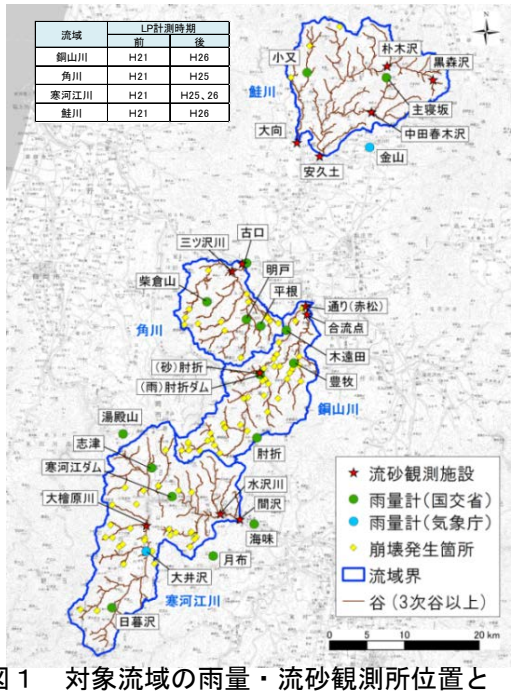


図１　対象流域の雨量・流砂観測所位置と差分解析期間内における崩壊発生箇所

３．土砂移動実態の把握

3.1 河床変動量

各流域の河床変動量は堆積・侵食傾向毎に合計し，堆積量・侵食量を算出した（図２）．変動幅は，堆積量 1,713（千 m³），侵食量 1,544（千 m³）と寒河江川流域が最も大きかった．流域毎の傾向を見ると，銅山川，寒河江川流域で堆積傾向，角川，鮭川流域で侵食傾向であった．

また，砂防堰堤が施工されている区間毎に堆積量・侵食量を算出して土砂収支図を作成した．

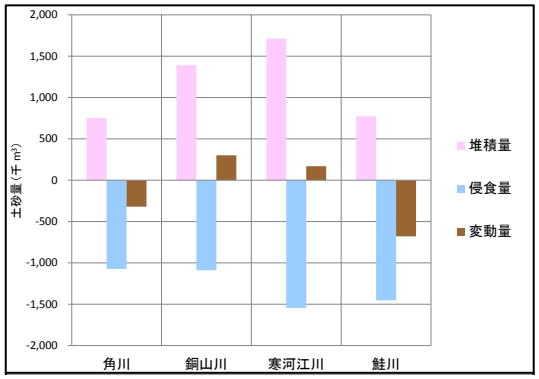


図２　流域全体の河床変動量

3.2 堆砂速度

差分解析結果から算出した砂防堰堤の堆砂速度と，平成 21 年度に実施された堰堤の堆砂測量結果から算出した堆砂速度を比較した（図３）．堰堤は，他の堰堤の影響を受けない最上流の施設を対象とした．堆砂速度は，角川，寒河江流域で差分期間の方が速く，銅山川流域は両期間で同程度，鮭川流域で差分期間の堆砂速度が遅い傾向であった．

差分期間の堆砂速度が速かった寒河江川流域は，期間内に超過確率規模が大きな降雨イベントを経験している．

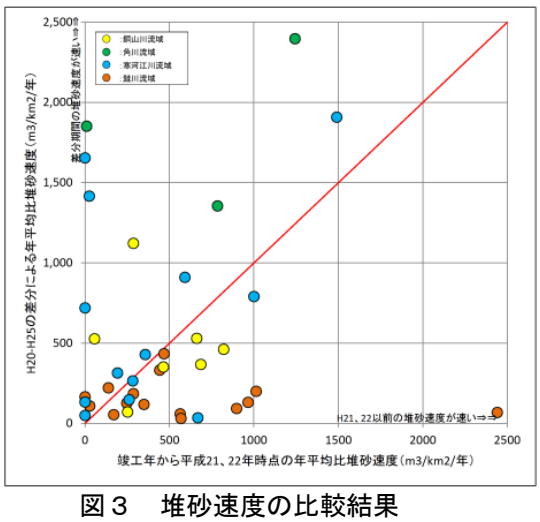


図３　堆砂速度の比較結果

４．土砂生産要因の検討

4.1 斜面崩壊・斜面変状の抽出

土砂生産要因を探るため，差分期間に発生した斜面崩壊と斜面変状（クリープ等）を抽出した．

斜面崩壊は，LP 差分解析と LP 取得時に撮影されたオルソ画像を用いて抽出し（図１），ナンバリングすると伴に，LP 差分解析から崩壊による侵食土砂量と堆積土砂量を算出した．

斜面変状は，CCICP[1]手法による斜面変動解析を行い，空中写真等では把握できない水平変位がある箇所を抽出した．本対象期間では顕著な地すべり変状は認められなかったが，微小変状（最大で 0.5m）が認められた箇所が，銅山川，寒河江川流域にそれぞれ１箇所ずつあり，将来的に地すべりや崩壊を引起す可能性がある箇所として整理した（図４）．

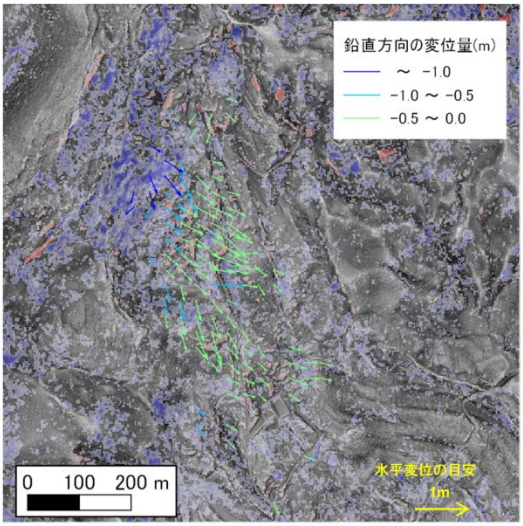


図４　抽出された斜面変状（寒河江川の例）

4.2 斜面崩壊の誘因推定

斜面崩壊の発生時期を絞り込むため，空中写真と衛星画像で斜面状況を確認し，崩壊の発生時期を絞り込んだ．絞り込んだ期間に対して，近傍雨量観測所の最大日雨量（表１）と流砂観測結果を確認し誘因を推定した．絞り込んだ期間が融雪期で，最大日雨量が小さかった崩壊では，該当期間の流砂観測データ（濁度計）に反応がある時期を土砂流出があったと推定した．平成 24 年５月 13 日 20 時に崩壊が発生した時の流砂観測データは，崩壊発生時に濁度計の反応があった（図５）．

今回，流砂観測データも活用することで，誘因の推定と崩壊の発生時期を絞り込むことが出来た．

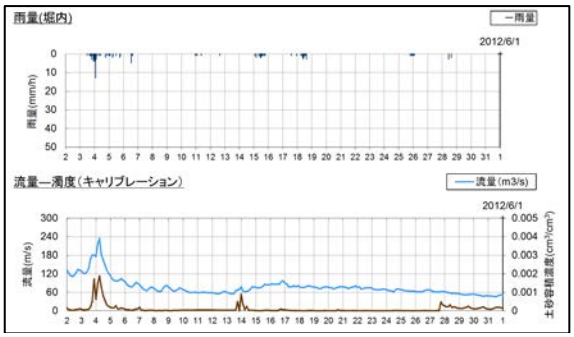


図５　平成 24 年５月の観測結果（通り観測所）

表１　崩壊発生時期の推定と最大日雨量（一部抜粋）

流域	変動箇所No.	H21	H22	H23	H24	H25	H26	最大日雨量（期間内）	雨量観測所
角川	上野川01			★				137mm（平成23年6月23日）	平根
	鹿の沢川01			★				169mm（平成23年6月23日）	柴倉山
	鹿の沢川02					★		147mm（平成25年7月18日）	柴倉山
銅山川	赤松川01				★			32mm（平成24年5月3日）	豊牧
	祓川03				★			36mm（平成24年5月3日）	肘折ダム
	本川05				★			平成24年5月13日20時に崩壊発生	肘折ダム
	鳥川05					★		149mm（平成25年7月18日）	肘折
寒河江川	見附川01			★				518mm（平成23年6月23日）	日暮沢
	大檜原川01					★		212mm（平成25年7月18日）	大井沢
	大越川01					★		185mm（平成25年7月18日）	志津

：土砂移動が発生した期間
：融雪期に発生した崩壊
★：各地点の近傍雨量観測所における期間内の最大の日雨量の発生年

５．積雪・融雪期の土砂流出実態

銅山川の肘折観測所に設置されたハイドロフォンの観測結果から，通年の掃流砂量の流出傾向を把握した．累積掃流砂量を見ると，通年で約 22（千 m³）流出しているのに対して，積雪・融雪期で約 13（千 m³）が流出しており，約６割の掃流砂が流出している結果となった（図６）．過去に隣接地域（立谷沢川）で検討された結果[2]と同じ傾向となった．豪雪地帯である当該流域では，積雪・融雪期の土砂流出が顕著であることが示唆された．この結果から，大規模出水が無い期間は，積雪・融雪期の土砂動態の把握が重要であることが分かった．

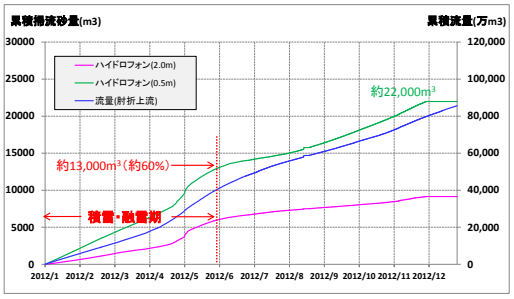


図６　累積掃流砂量

６．まとめ

LP 差分解析の結果と流砂観測データを活用することで，斜面崩壊（土砂生産），土砂移動が発生した時期の絞り込みを行った．土砂移動が発生した時期の特定は，流域の土砂管理で重要である．そのため，今後も以下を実施して土砂動態を把握していくことは，流域の土砂管理を行う上で有効である．

- 定期的な LP データの取得と解析
- 差分解析による新規斜面崩壊の抽出とナンバリング箇所の拡大や縮小傾向の確認
- CCICP 手法による既往斜面変状の変遷確認，斜面変状の抽出
- 流砂観測データによる土砂流出時期の推定と通年の土砂流出実態の把握

今後，流砂観測技術の向上と観測施設の増設が進めば，流砂観測データから細かな期間毎に土砂流出実態の把握が可能となり，より詳細な土砂動態が把握できると考えられる．

参考文献

1)高山ら：２時期の航空レーザ計測による熊本地震の定量的な変状把握，第 55 回日本地すべり学界研究発表会講演集，pp282，2016

2)　藤沢ら：ライシメーターを用いた融雪実態把握と積雪寒冷地域における土砂移動現象の解明，平成 26 年度砂防学会予稿集，ppA-194~A-195

P-182

土石流監視カメラおよびLPデータ解析による山地河川の土石流・洪水流出の実態

国土技術政策総合研究所：○桜井　亘・内田太郎・高原晃宙(現 国土交通省砂防部)・工藤司(現 砂防エンジニアリング(株))
(株)気象工学研究所：友村光秀・坂井大作

1. はじめに

山地流域で発生する土石流や洪水流出については，観測が困難であるため，その実態は不明な点が多かった。一方，近年，直轄砂防事務所等によりCCTVの設置が進み，土石流や出水時の画像データの蓄積が進んでいる。またLP等の詳細な地形データを活用し土石流痕跡から土石流の実態把握も可能となってきた[1)]。そこで筆者らは画像データや地形データを活用して土石流や洪水流出現象を解明し，現象規模の推定手法の精度向上に取り組んでいる。これまで，土石流とそれ以外の出水時のピーク流量の比較を行い土石流の場合は，通常の出水と比較すると降雨規模が同程度であっても数倍のオーダーで大きくなることなどを示した[2)]。今回は，土石流のピーク流量について，降雨による表流水の影響を受けること，および土砂と水のピーク流量から構成されるという前提に立ち，特に土石流ピーク流量に寄与する降雨流出の影響を評価する。このことにより，土石流ピーク流量の発達過程が解明できることが期待され，ピーク流量の推定手法の精度向上ができると考える。

2. 検討手法

(1) CCTV画像データを用いたハイドログラフ作成

画像データから156事例（土石流72事例。土石流以外の出水84事例；以下“出水のみ”と略す）のハイドログラフを作成した。流域面積は0.23km^2～193.1km^{2}である。これらは，ピーク流量とその前後1～2時間程度を5～10分間隔でキャプチャ画像から水位のピクセル位置を読み取り流量に変換した。流量への変換は，画像取得位置の砂防施設が満砂時は床固工水通断面の流量算定方法[3)]を，未満砂の場合は堰の公式を用いた。粗度係数は，河川砂防技術基準調査編や浅野ら[4)]に従い，また砂防施設の水通断面や渓床勾配は砂防施設台帳に基づいた。また出水形態は，土砂濃度を目視で判断して，土石流，泥流，出水に分類した。

(2) LPデータを用いたピーク流量の推定

CCTV画像データ以外に，土石流発生後のLPデータを用いた土石流の痕跡から，秦ら[1)]の手法に基づき，24事例のピーク流量を推定した。流域面積は0.01km^2～5.34km^{2}である。

(3) 雨量データの収集整理

雨量データは，当該流域の地上雨量計データと高解像度ナウキャストの250mメッシュデータを収集し，流域平均雨量を算出した。

(4) 表流水起源ピーク流量の推定

解析に際して，(1)，(2)で推測した土石流ピーク流量から，表流水起源のピーク流量（Q_{wsp}）を分離した。この手法は下記に従った。

まず，土石流ピーク流量（Qp）は①式のように分類できるものとする。

$$Q_p = Q_{sp} + Q_{wp} = Q_{sp} + Q_{wsp} + Q_{wgp} \quad \cdots①$$

ここで，Q_{sp}：土砂ピーク流量，Q_{wp}：水ピーク流量，Q_{wsp}：表流水起源の水ピーク流量，Q_{wgp}：地中水起源の水ピーク流量である。また「Q_{wgp} は全て土石流発生・侵食時に河床に含まれ，Q_{wgp} と Q_{sp} の割合は河床や斜面の水と土砂の割合に等しい。さらに河床は完全に飽和していた」と仮定する。

河床の土砂濃度をC_*とすると，Q_{wgp}とQ_{sp}の関係は②式で，また①②式から③式が導かれる。

$$C_* = \frac{Q_{sp}}{Q_{sp} + Q_{wgp}} \quad \cdots② \qquad Q_{wsp} = Q_p - \frac{Q_{sp}}{C_*} \quad \cdots③$$

土石流は粗礫とフェーズシフトした細粒土砂に分類できるとし，粗礫は高橋の土石流の平衡濃度式に従うと仮定すると，Qsp と Qp の比は④式で，間隙流体密度 ρ は⑤式で表せる。

$$\frac{Q_{sp}}{Q_p} = C_c + C_f = \frac{\rho \tan\theta}{(\sigma-\rho)\cdot(\tan\phi-\tan\theta)} + C_f \quad \cdots④$$

$$\rho = \frac{\sigma \cdot C_f + \rho_w \cdot C_w}{C_f + C_w} \quad \cdots⑤$$

ここで，Cc：土石流中の粗礫濃度，Cf：土石流中の細砂濃度，Cw：土石流中の清水の割合，ρ：間隙流体密度，σ：砂礫の密度（2600kg/m^3），ρw：水の密度（1000kg/m^3），θ：渓床勾配（°），φ：内部摩擦角（35°）である。なお，解析に際して ρ は，1000，1200，1600kg/m^{3}の3通りを設定（この時，$Cf/(Cf+Cw)$はそれぞれ0，0.13，0.38）した。

3. 解析結果

(1) 出水形態毎のピーク流量と降雨強度，地形の関係

出水形態毎（土石流の場合は表流水起源の水ピーク流量 Q_{wsp}）に，流出率，流出高と降雨指標（5，10，30，60分間雨量，3，12，24時間雨量）と地形（流域面積，渓床勾配）の関係を分析した。図1に最大5分間雨量とピーク流出率の関係を示す。ここでピーク流出率は，ピーク流出高を流出ピークまでの最大ピーク雨量強度で除したものである。図1には最大5分間雨量との関係のみを示すが，降雨指標を大きくしてもピーク流出率は大きな変化は見られなかった。また ρ が大きくなると，Q_{wsp}の流出率は低下し，出水のみの

場合と大きな違いは見られなくなる。なお流出高も同様の傾向を示す。

流域面積と流出率との関係は，Q_{wsp} が ρ=1000kg/m^3 の場合は流域面積が小さいほどピーク流出率は大きくなるが，ρ が大きくなると出水のみの場合と同様に流域面積と明瞭な関係は見られず流出率は 10 以下に分布する傾向がみられた。渓床勾配との関係を見ると，Q_{wsp} は ρ が小さい場合は渓床勾配が急なほどピーク流出率は大きくなるが，ρ が大きな場合は出水のみの場合と同様に流出率は 10 以下に分布する。

以上のように，土石流の Q_{wsp} に着目すると，ピーク流出高・流出率と降雨指標，地形（勾配，流域面積）の関係は，何れも ρ が大きくなると出水のみの場合と同程度の傾向を示すことが分かる。

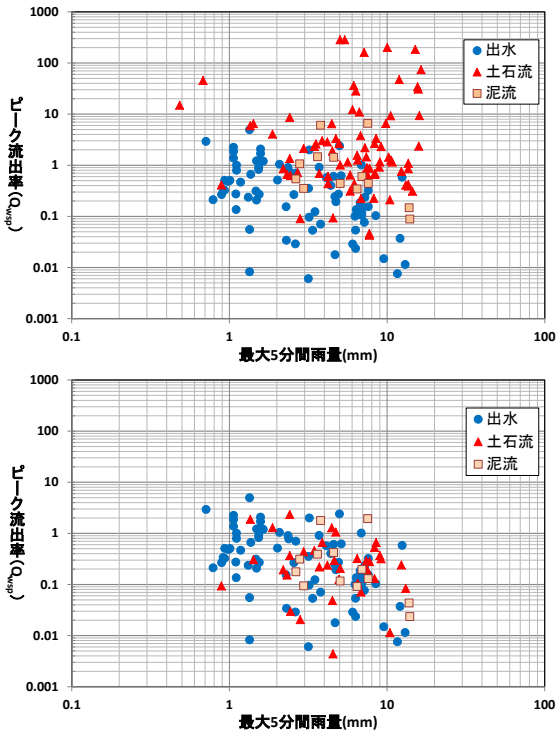


図-1　出水形態毎の最大 5 分間雨量とピーク流出率との関係（上；ρ=1000kg/m^3，下；ρ=1600kg/m^3）

(2) 流出解析による検討

Q_{wsp} 及び他の出水形態のピーク流量について，タンクモデル，貯留関数法，合理式の各流出解析モデルを用いて算出し，映像や LP データによるピーク流量と比較した。各流出解析モデルは，坂井ら [2)]が求めた出水のみと土石流のモデルのうち，流域面積が最も小さい春木川(1.7km^2)のものを用いた。タンクモデルは 4 段タンクのパラメータを，貯留関数法は k，p，Tl，f1，Rsa をそれぞれ SCE-UA 法で同定している。合理式のパラメータはピーク流出係数である。用いた降雨データは，レーダー解析雨量から求めた 5 分毎の流域平均雨量である。図 2 にタンクモデルによる結果を代表事例として示すが，他の手法による結果と共通して Q_{wsp} は ρ が大きくなると出水の場合と同程度の範囲に収まる傾向にあり，ピーク流出率が大きな土石流であっても，そこに含まれる表流水起源の水ピーク流量は通常の降雨流出解析のモデルで説明できる量であると言える可能性が高い。

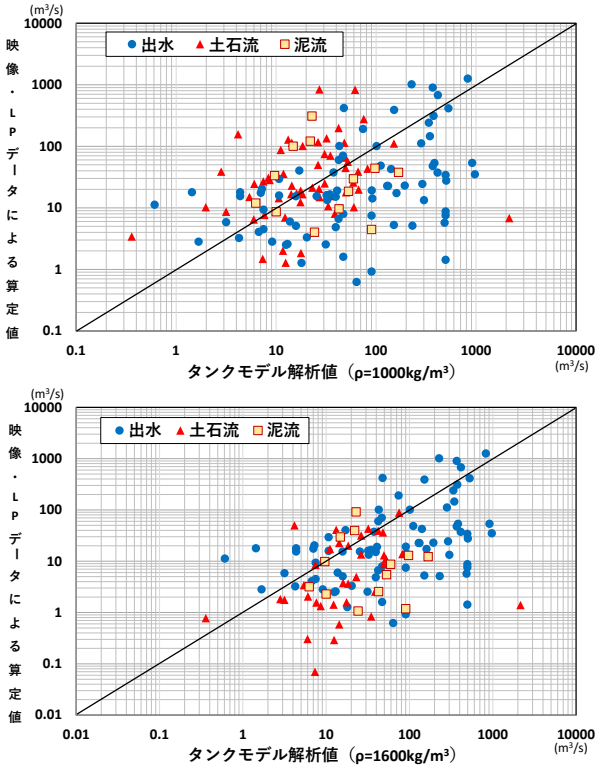


図-2　タンクモデルと映像・LP データにより推定したピーク流量の関係（上；ρ=1000kg/m^3，下；ρ=1600kg/m^3）

4. 考察

Q_{wsp} は，間隙流体密度 ρ が高くなると，流出高や流出率は出水のみの場合と同程度の傾向を示し，また降雨流出解析によるピーク流量の値も，出水のみの場合と同程度であることが分かった。これは ρ が大きくなることは，土石流が発達し細粒土砂が間隙流体として振る舞うフェーズシフトの状態であり，この条件下では，土石流は降雨による流域内のみの表流水だけで流動化することを示すと考えられる。また，その降雨量は，流出土砂量を規定する降雨継続時間に関するこれまでの研究成果[例えば 5)]と合わせて考えると，短時間の降雨量でも十分であると考えられる。

さらに①式により，土石流ピーク流量がそれぞれ水と土砂のピーク流量に規定されると考えると，水ピーク流量は流域内の降雨流出に規定されることが明らかになったため，今後は，侵食量等がピーク流量に与える影響を解明することにより，土石流ピーク流量の推定精度の向上を図っていきたいと考えている。

参考文献

1)秦ら（2016）：平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集 A，p-118-119，2)坂井ら（2017）：平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，p642-643，3)㈱日本河川協会（1997）：建設省河川砂防技術基準（案）同解説設計編Ⅱ，p19，4)浅野ら（2015）：平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集 A，p150-151，5)工藤ら（2017）：砂防学会誌 Vol.70，No.3，p.3-12

P-183

降雨時における流砂水文観測を活用した天然ダム監視手法について

国土交通省近畿地方整備局大規模土砂災害対策技術センター　　○吉村元吾・菅原寛明・田中健貴・木下篤彦
アジア航測株式会社　　臼杵伸浩・岡野和行・吉野弘佑

1. はじめに

天然ダムが降雨時における越流侵食等の発生により決壊する場合，大規模な土石流の発生等に伴い甚大な被害が生じる場合がある[1)]。このような被害を防止・軽減するためには，湛水池の水位変化や流入量，越流・侵食の発生状況等について監視・観測し，得られた情報を基に決壊の危険性の判断を行い，警戒避難等の対応につなげる必要がある。これまで，カメラによる天然ダム監視や水位計による湛水池水位の観測が提案されてきた[2)]が，カメラによる監視では夜間・悪天候時の状況把握が困難であり，また湛水池水位の観測データ等に基づき天然ダムの越流開始時期はある程度推測はできるものの，実際の越流・侵食の状況把握はできないため，越流侵食による決壊の切迫性は把握困難であり，下流域住民の警戒避難等に有効な情報の伝達に支障を来たすおそれがある。

一方，越流侵食の進行に伴い，下流への土砂流出状況には有意な変化が生じるものと考えられる[3)]ことから，流砂水文観測を既往の監視手法と組み合わせて活用することにより，越流侵食の発生・進行の状況の推定・把握を含めたより的確な天然ダムの監視及び警戒避難に有効な情報の伝達に資する可能性があると考えられる。

本稿は，平成 23 年台風 12 号に伴う豪雨より紀伊半島で発生した天然ダムにおいて検討を進めている流砂水文観測を活用した天然ダム監視手法及びその有効性について報告する。

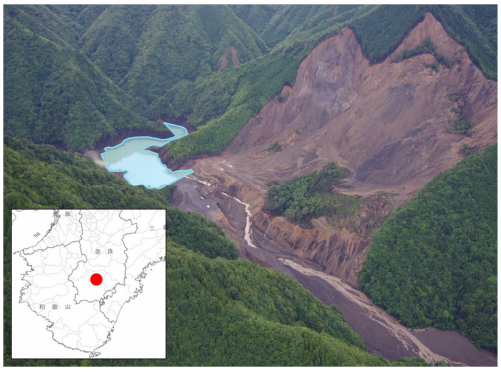


図１　栗平地区の天然ダム



図２　栗平地区観測機器設置状況
（下流側より撮影）

2. 調査地と観測方法

天然ダムが形成された栗平地区（奈良県吉野郡十津川村）では，平成 29 年 8 月 6 日～8 日の台風 5 号に伴う豪雨（累積雨量323.0mm），及び平成29 年10月20 日～24 日の台風 21 号に伴う豪雨（累積雨量 468.5mm）によって越流が発生した。なお各出水では仮排水路の侵食が生じている。現地では，水位計やカメラによる監視に加え，土砂流出状況把握のため天然ダム下流約 2km にある砂防堰堤に水位計，底面流速計，濁度計，パルス式ハイドロフォンを設置し，平成 29 年 6 月より観測を実施しており，上記の越流発生時における土砂流出状況が観測できた。また，各出水後，土砂移動状況の把握のため，河床形状を測量した。

3. 結果と考察

3. 1 平成 29 年台風 5 号時の観測データ分析

台風 5 号時には次のような傾向が見られた（図３）。

・水位と濁度はほぼ同時刻にピークがあった
・水位，濁度のピークは越流開始から約 2 時間後だった
・掃流砂量のピークは水位，濁度のピークから遅れていた
・出水後の調査で，砂防堰堤による土砂捕捉が観察された

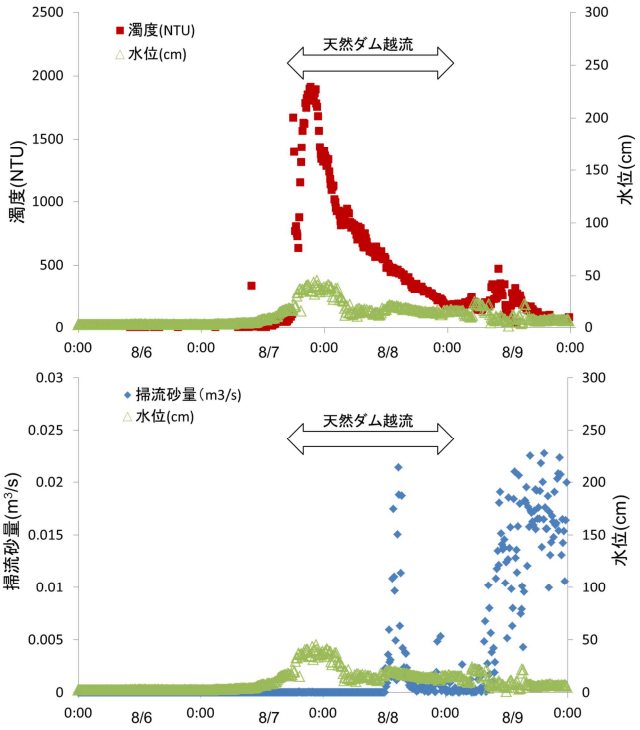


図３　台風 5 号時の観測データ

3. 2 平成 29 年台風 21 号時の観測データ分析

台風 21 号時には次のような傾向が見られた（図４）。

・水位，濁度，掃流砂量の 1 度目のピークが天然ダム越流開始後すぐに見られた
・掃流砂量は 2 度目のピークがあった

・23 日 3 時以降，濁度，掃流砂量は低下した
・23 日 3 時以降，水位は高止まりした
・出水後，機器が土砂で埋没している様子が観察された

3. 3 出水時観測データによる天然ダムの状況推定

台風 5 号時，水位と濁度のピークがほぼ同じであったが，掃流砂量は水位低下後ピークが見られた。また砂防堰堤に土砂が捕捉されていたことから，掃流砂量のピークの遅れは，砂防堰堤の土砂捕捉の影響が考えられる。

また台風 21 号時の観測データでは，掃流砂量のピークが 2 度見られることから，土砂移動現象は 2 度あった可能性がある。また水位と掃流砂量の関係は，1 度目は右回りのループを描き，2 度目は左回りのループを描いた（図 5）。ここで出水後の河床地形調査結果から，天然ダム堤体の侵食と河床の侵食が見られ，出水中に撮影された CCTV の映像から，左回りのループが描かれた時間帯周辺で仮排水路が大きく侵食された様子が観察されている。以上から，天然ダム下流での観測データを基に，水位と掃流砂量の関係が左ループである時，大きな土砂移動，例えば堤体の大きな侵食による土砂移動が発生している可能性が示唆される。

一方で，台風 21 号時には水位データがばらついている。使用している水位計が圧力式であることから，水面の乱れによる影響を受けたことが要因として考えられる。また観測終盤では水位が高止まりした。出水後の現地調査によって観測機器が埋没していたことから，堆積土砂中の地下水圧力を計測していた可能性が考えられる。

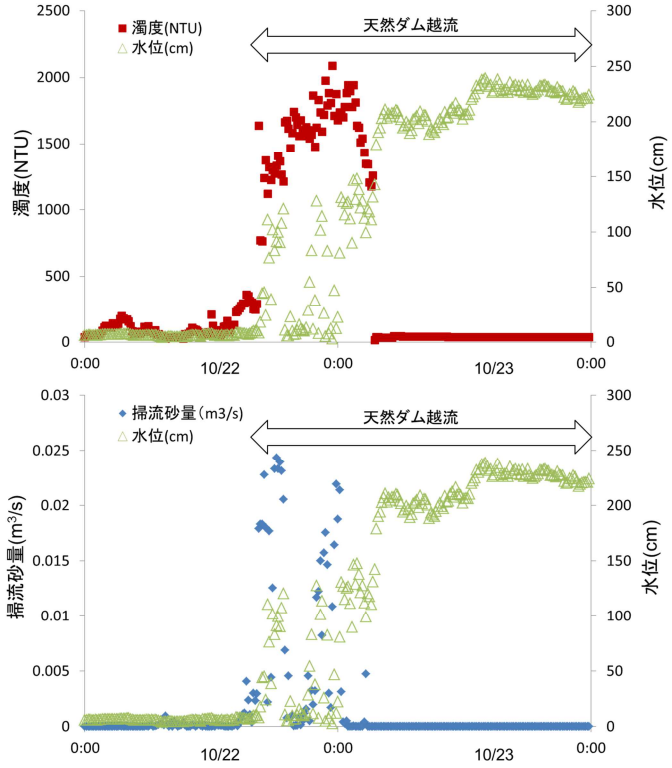


図４　台風 21 号時の観測データ

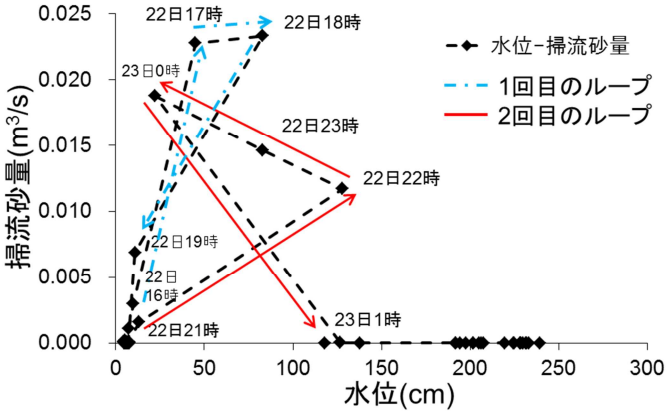


図５　台風 21 号時の水位と掃流砂量の関係
22 日 16 時頃に越流開始

4. まとめ

栗平地区における平成 29 年台風 5 号，台風 21 号時の流砂水文観測データ及び出水後の現地調査結果から，出水時の天然ダム監視における流砂水文観測の活用について，一定の有効性が確認できた。しかし，観測事例が限られること、水位のばらつきといった異常値も見られたことから，今後も観測を継続し，天然ダムの状況をより的確に把握・伝達するための監視手法の高度化に向けた流砂水文観測の活用について検討を進めたい。

参考文献：

1）田畑茂清他：天然ダムと災害，古今書院, 2002.
2）田村圭司他：天然ダム監視技術マニュアル（案）,土木研究所資料第 4121 号, 2008
3）里深好文他：天然ダムの決壊に伴う洪水流出の予測手法に関する研究，水工学論文集第 51 巻, pp.901-906, 2007
4）桜井亘他：山地流域の流砂水文観測の結果と今後の活用，平成 28 年度砂防学会研究発表会概要集 A, pp.40-41, 2016

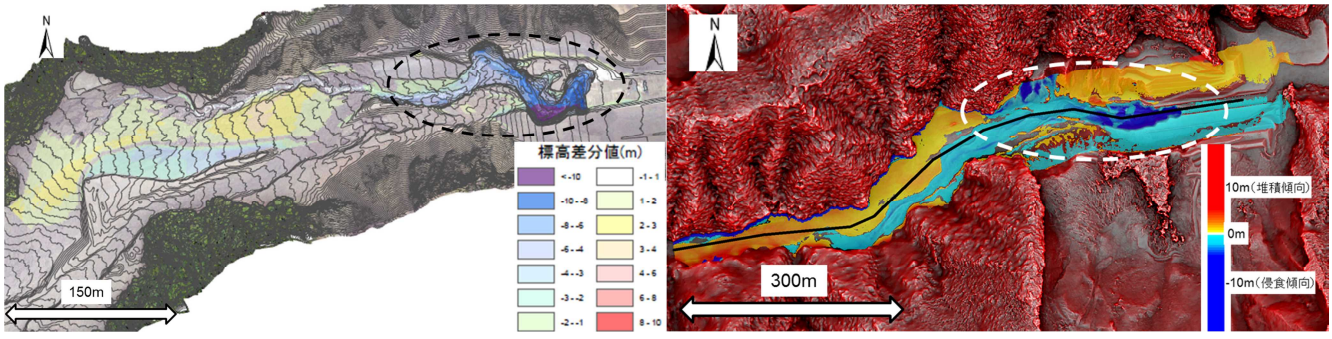


図６　出水時の侵食状況　左：台風 5 号時　右：台風 21 号時

P-184

衛星観測条件に着目したSAR強度画像による土砂移動箇所判読精度の検証
ー九州北部豪雨の事例ー

国土技術政策総合研究所　○山下 久美子、神山 嬢子（現 土木研究所）、鈴木 大和、野呂 智之
株式会社パスコ　杉本 惇、柴山 卓史、鵜殿 俊昭

1　はじめに

昼夜・天候問わず観測ができる合成開口レーダ（以下、SAR）を用いた大規模土砂災害の判読調査手法が提案され[1) 2) など]、災害対応時の効果的な活用が目指されている[3)]。その中でも、二時期SAR強度画像は災害前後で地表面被覆に変化があった箇所を容易に抽出できるため、深層崩壊等の大規模な土砂移動に加えてより規模が小さい土砂移動現象も判読の対象にできる可能性がある。

SAR画像は斜面に対する電波の照射方向や角度により、画像の幾何学的な歪みや後方散乱強度の違いが発生する。そのため、電波の照射方向に対する観測地域の斜面向きや入射角によって画像の見え方が異なり、土砂移動箇所の判読精度にも影響を与えると考えられる。衛星観測条件の違いによる判読精度の傾向を明らかにすることは、重点的に確認が必要な斜面を予め把握し、判読調査の効率化を図る上で必要不可欠である。

本研究では、判読精度に影響を及ぼすと考えられる斜面向きと局所入射角に着目し、これらが二時期SAR強度画像を用いた土砂移動の判読精度に及ぼす影響を明らかにすることを目的として、SAR画像と光学画像の判読による土砂移動範囲の比較から判読可否の傾向を整理し、高い確度で判読できる条件を検証した。

2　研究方法

研究対象地域は平成29年7月九州北部豪雨で多数の土砂移動が確認された福岡県朝倉市周辺の8流域とした。判読に用いるSAR画像として、ALOS-2/PALSAR-2により災害前後に観測されたHH偏波SAR強度画像をカラー合成し、二時期SAR強度画像を作成した。SAR画像上で土砂移動の可能性がある後方散乱強度の変化箇所を判読し、その範囲を示すポリゴンデータ（以下、「判読ポリゴン」）を作成した（図-1）。実際の土砂移動範囲を示すデータとして、光学画像の判読により得られた土砂移動範囲のポリゴンデータ（以下、「検証ポリゴン」）を用いた。1つの土砂移動箇所でも位置によって斜面向きや局所入射角が異なるため、判読ポリゴンおよび検証ポリゴンから10mグリッドの検証点を発生させ、それぞれの検証点における斜面向きと局所入射角を計測した（図-2）。斜面向き（φ）は、地表から見て衛星の方向を0°として、時計回りに+180°、反時計回りに-180°で整理し、さらに衛星との方向の関係から表面・側面・裏面の3区分に分類した（図-3）。局所入射角（θ）は、地表面の法線ベクトルと衛星視線方向とのなす角度より0°から90°で整理し、さらに45°を基準として入射角大・小の2区分に分類した（図-3）。検証点の計測結果は、これらを組み合わせた6つの角度区分で振り分けた。

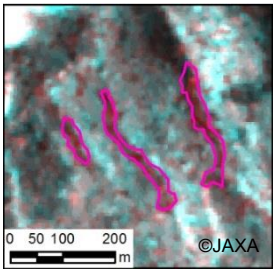


図-1　判読ポリゴン作成事例

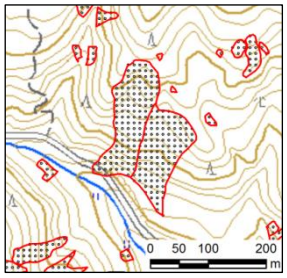


図-2　検証点の配置イメージ

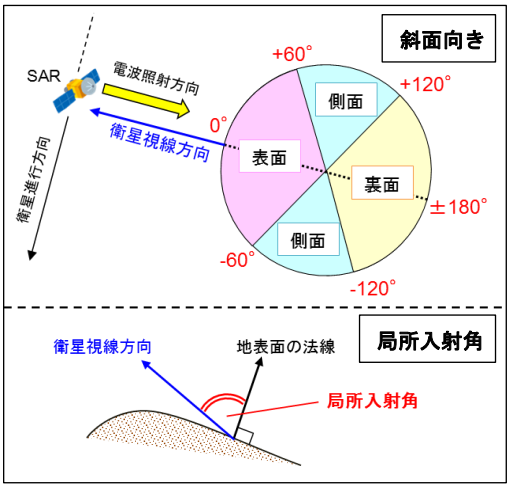
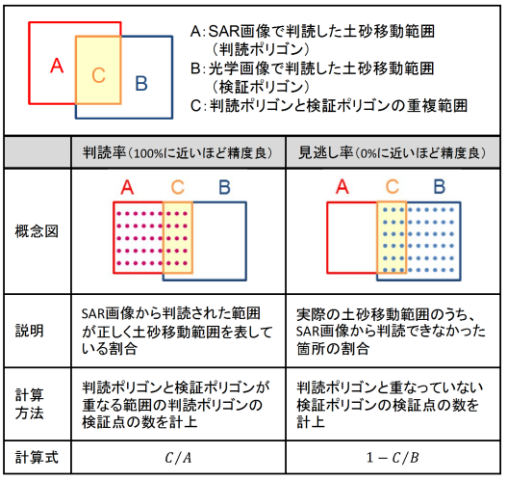


図-3　斜面向き・局所入射角

その後、判読ポリゴンと検証ポリゴンが一致する範囲の判読ポリゴンの検証点の数から判読率を、判読ポリゴンと一致しなかった範囲の検証ポリゴンの検証点の数から見逃し率を算出し、それぞれの角度区分における判読精度の傾向を分析した（表-1）。なお、レイオーバ、レーダシャ

ドウにより原理的にSAR画像判読が困難な領域については、本研究では判読不能領域として取り扱うこととした。

表-1　判読率・見逃し率の説明



	判読率（100%に近いほど精度良）	見逃し率（0%に近いほど精度良）
概念図	A C B	A C B
説明	SAR画像から判読された範囲が正しく土砂移動範囲を表している割合	実際の土砂移動範囲のうち、SAR画像から判読できなかった箇所の割合
計算方法	判読ポリゴンと検証ポリゴンが重なる範囲の判読ポリゴンの検証点の数を計上	判読ポリゴンと重なっていない検証ポリゴンの検証点の数を計上
計算式	C/A	$1-C/B$

3　研究結果

3.1　判読率・見逃し率による評価

判読ポリゴン289箇所に含まれる検証点5,852点から判読率の特徴を整理した（表-2）。側面や裏面の斜面では判読率は60％台後半から70％となり、局所入射角が大きいほうが判読率は向上することがわかった。

表-2　斜面の地形的特性で評価した判読率

斜面の地形的特性	斜面向き・局所入射角の範囲	判読率	
表面かつ入射角小	$\|\varphi\|<60°, \theta_i<45°$	50.2%	= 111/221
表面かつ入射角大	$\|\varphi\|<60°, 45°<\theta_i$	49.1%	= 28/57
側面かつ入射角小	$60°<\|\varphi\|<120°, \theta_i<45°$	66.5%	= 567/852
側面かつ入射角大	$60°<\|\varphi\|<120°, 45°<\theta_i$	72.4%	= 618/854
裏面かつ入射角小	$120°<\|\varphi\|<180°, \theta_i<45°$	67.0%	= 213/318
裏面かつ入射角大	$120°<\|\varphi\|<180°, 45°<\theta_i$	75.9%	= 2695/3550

次に、検証ポリゴン6,259箇所に含まれる検証点28,218点から見逃し率の整理を行った。表面の斜面に対して、側面、裏面の斜面では見逃し率が低下する傾向が見られたが、いずれの斜面においても見逃し率は75％を超えていた。

3.2　見逃しの要因分析

見逃しの要因を考察するために、判読範囲全体の見逃し率を整理した結果、検証ポリゴンの中には判読不能領域に含まれる土砂移動範囲のほか、SAR画像の空間分解能を考慮すると判読が困難な小規模な土砂移動範囲を多く含んでいることがわかった（表-3）。

表-3　判読範囲全体の面積ごとの見逃し率検証結果

面積区分（m^2）	検証ポリゴン数	検証ポリゴン数①（判読不能領域考慮）	判読ポリゴン数②	見逃し率（%）1−②／①
0～	6,259	4,337	277	93.6
500～	1,653	1,019	197	80.7
1250～	444	266	103	61.3
2500～	107	63	42	33.3
5000～	17	11	9	18.2

※面積区分は正射面積によるものである

つまり、全ての検証ポリゴンを対象とした解析では、見逃し率の過大評価が示唆される。併せて、面積2,500 m^2以上の土砂移動範囲については、見逃し率約30％と精度よく判読できている傾向が見られた。そこで、判読不能領域外で面積2,500 m^2以上の検証ポリゴンから取得した検証点3,413点を対象に見逃し率を整理した結果、側面の斜面では40％～50％、裏面の斜面については、見逃し率は20％～30％台まで改善した（表-4）。単偏波および二偏波SAR強度画像の判読では、10,000 m^2以下の土砂移動現象の把握は困難であるとされている[2)など]が、ある程度の精度を担保して土砂移動現象の判読を行う場合、二時期SAR強度画像はそのおよそ1/4程度の面積にも適用可能であると考える。

表-4　斜面の地形的特性で評価した見逃し率（判読不能領域等考慮）

斜面の地形的特性	斜面向き・局所入射角の範囲	見逃し率	
表面かつ入射角小	$\|\varphi\|<60°, \theta_i<45°$	87.4%	= 1−83/657
表面かつ入射角大	$\|\varphi\|<60°, 45°<\theta_i$	86.4%	= 1−8/59
側面かつ入射角小	$60°<\|\varphi\|<120°, \theta_i<45°$	50.8%	= 1−387/786
側面かつ入射角大	$60°<\|\varphi\|<120°, 45°<\theta_i$	44.4%	= 1−287/516
裏面かつ入射角小	$120°<\|\varphi\|<180°, \theta_i<45°$	26.9%	= 1−133/182
裏面かつ入射角大	$120°<\|\varphi\|<180°, 45°<\theta_i$	31.0%	= 1−837/1213

4　まとめ

ある程度の規模を持つ土砂移動については、規模の大きさに加え、斜面向きや局所入射角が判読精度に影響していることが考えられ、平成29年7月九州北部豪雨の事例では側面または裏面の斜面で発生した土砂移動現象であれば、およそ7割は正しく判読することができた。この傾向が他の事例においても同様に見られるか、また災害時に優先的にSAR画像判読を行う範囲を絞り込む指標として活用できるか、今後検証が必要である。

【謝辞】

判読には、（国研）宇宙航空研究開発機構が所有するALOS-2/PALSAR-2データを提供頂いた。また、検証ポリゴンは九州地方整備局より提供頂いた。ここに記して謝意を表します。

【参考文献】

1）林ほか（2013）：紀伊半島台風12号災害を事例とした人工衛星高分解能SAR画像の判読による河道閉塞箇所探索手法の確立，砂防学会誌，66(3)，pp.32-39

2）水野ほか（2014）：2偏波SAR画像による大規模崩壊及び河道閉塞箇所の判読調査手法(案)，国土技術政策総合研究所資料，No.791

3）阪上ほか（2017）：二時期衛星SAR強度画像を用いた土砂移動箇所の判読特性（平成28年熊本地震を例に），平成29年度砂防学会研究発表会概要集，pp.460-461

P-185

最近の観測結果から見る雲仙普賢岳溶岩ドームの変動について

国土交通省九州地方整備局雲仙復興事務所　植野 利康※1・内田 智彦※2・西島 純一郎・田中 聡
株式会社パスコ　○武田 大典・吉川 和男・柴田 俊彦・本田 健・橘詰 二三雄・張 暁兵・渡邉 卓磨
※1 現：国土交通省中部地方整備局多治見砂防国道事務所
※2 現：国土交通省九州地方整備局大分川ダム工事事務所

1. はじめに

雲仙普賢岳は長崎県島原半島のほぼ中央に位置する。1990 年 11 月に噴火活動が始まり、1995 年 2 月まで活動した。この一連の噴火活動は普賢岳東側に平成新山と呼ばれる溶岩ドームを不安定な形状で形成した。現在、溶岩ドームの挙動を把握するため、光波観測、GNSS 観測、地上型合成開口レーダー（以下：GBSAR）、衛星 SAR、地震計、振動センサー、カメラ監視、航空レーザー計測等の様々な手法を用いて観測・監視を行っている[1) 2)]。本稿では、前半に示した測量、センシング技術の観測結果により把握される最近の溶岩ドームの変動状況と課題について示す。

2. 溶岩ドームの長期間の変動傾向について

2.1 光波（長基線）観測

溶岩ドームに光波プリズムを設置し、東側山麓の天狗山、大野木場から光波観測を行っている。1997 年から観測を始め最も観測期間が長い。基線長は約 2.6km、3.4km と長いが立入制限区域外からの観測が可能で、2007 年からは 1 時間毎の連続自動観測を実施している。（観測位置は図-1 参照）

観測条件の良い大野木場から P-8 の観測結果を図-2 に示す。また、斜距離の速度変化を表-1 示す。



図-1 光波観測・GBSAR 観測位置図

表-1 光波観測変動量の速度変化（大野木場-P8）

観測開始からの速度	-6.12cm/年
観測開始から 2007.9 までの速度	-8.40cm/年
2007.9 から 2018.3 までの速度	-3.88cm/年
2017 年度の速度（2017.2～2018.3）	-3.43cm/年

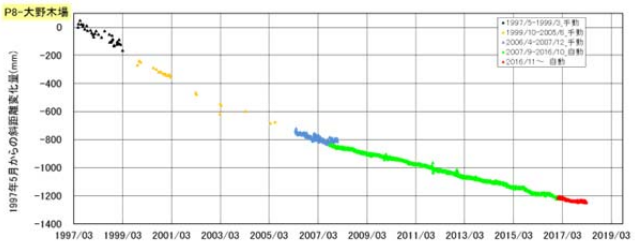


図-2 光波観測結果図（大野木場-P8）

2.2 観測結果について

溶岩ドームは 3～8cm/年で山麓側に近づいている。観測当初と比べると近年の変位速度は低下している。

3. 溶岩ドーム山頂の最近の変動傾向

3.1 GNSS 観測

平成新山の山頂付近については山麓から光波による視通が効かず観測が困難なため観測基準点を設置し、年に数回（2017 年度は 2 回）GNSS 観測により水平・垂直変位を観測している（図-3・4 参照）。

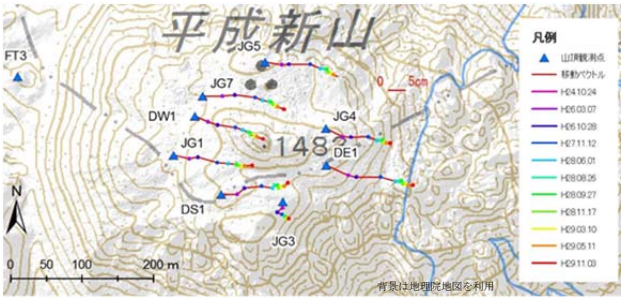


図-3 GNSS 観測結果図（水平移動ベクトル）
（2012.10.24～2017.11.3）

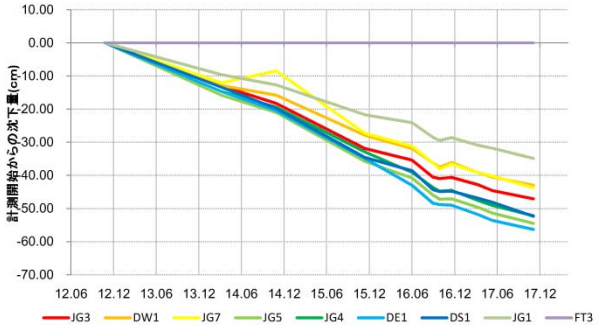


図-4 GNSS 観測結果図（沈下量）

3.2　観測結果について

山頂付近は 2017 年の観測結果で東側方向に移動（3.1cm/年）しつつ沈下（-6.9cm/年）を示し、変動量としては水平変位より沈下傾向が大きい。

4. 溶岩ドーム山腹から末端の最近の変動傾向

4.1 光波（短基線）観測・GBSAR 観測

光波観測は溶岩ドーム直下の器械点 K-1、K-2 から、GBSAR 観測は図-1 の南側中央にある GBSAR と示す位置から観測を行っている。また、光波の観測結果例を図-5 に示す。GBSAR についても 2017 年の観測結果で溶岩ドーム山腹頭部 P-9 付近で -3.9cm/年、末端付近で-2.5～-0.3cm/年程度の変動を観測している。

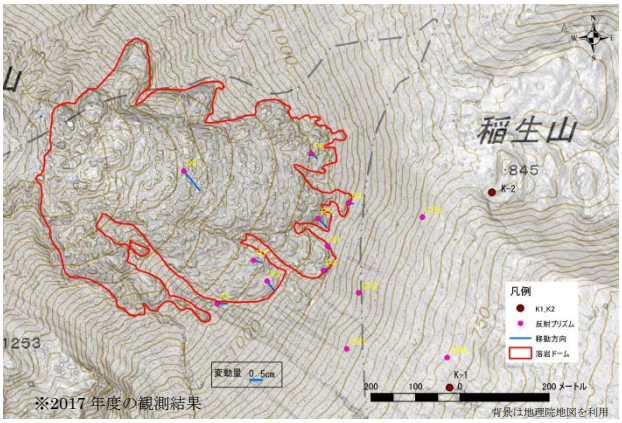


図-5 光波観測結果図（水平移動ベクトル）

4.2　観測結果について

溶岩ドーム山腹上部の P-9 地点に反射プリズムを 2016 年に設置し観測を始めたところ変位速度が他よりも早いことが明らかになった。変動方向は概ね東南東方向への変動傾向を示している。

GBSAR についても溶岩ドーム山腹上部の方が変位速度が速い結果が観測されている。

5. 衛星 SAR 画像解析による溶岩ドーム山腹から山頂付近の最近の変動傾向

現在、溶岩ドーム山腹（P-9 付近）から山頂（平成新山）の手前にかけての範囲は直接観測を行う事が出来ていないことから、衛星 SAR 画像を用いた解析を実施した。観測結果を図-6 に示す。

衛星 SAR の画像解析結果（図-6）でも山頂付近と溶岩ドーム山腹の P-9 付近で 5～10cm 程度の変動量の早い傾向が認められる。干渉 SAR 画像解析ではこの変動は図中に赤矢印で示す電波照射方向から遠ざかる方向の変動を示していることから沈下若しくは東或いは北側への変動と考えられる。また、別に実施した衛星画像を用いたピクセルオフセット解析では東側への変動傾向が顕著で北側への変動傾向はほとんどないことを確認した。

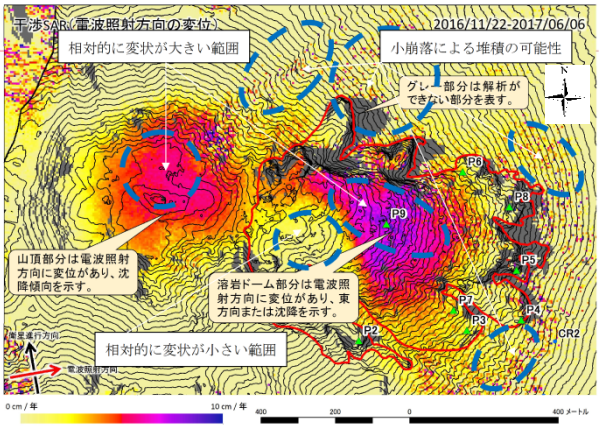


図-6 衛星 SAR 観測結果図

6. 考察および今後の課題

観測結果（表-2）を総合的に判断すると山頂、溶岩ローブ山腹、溶岩ローブ末端とゾーンにより変動速度や方向に以下の特徴が認められる。

①平成新山山頂付近は沈降が続く中で東側へ移動している。

②溶岩ローブ頭部付近は末端よりも相対的に変位速度が速く、東南東側への水平移動が卓越する。

③表-1 に示す様に溶岩ドームは依然、変動を続けているものの、変位速度は近年低下している。

④梅雨時期などの顕著な降雨や 2016 年に発生した熊本地震による明確な応答変動は確認できない。

今後の課題としては 2016 年 11 月に溶岩ドーム北側の中尾川方向の斜面で小崩落（約 6,000m^3）が発生した。現状では確認出来ていない北側方向への変動が無いかを確認する必要があり、2017 年 12 月に中尾川方向から観測できる光波プリズムを溶岩ローブ北側に設置した。また、観測機器の経年劣化も進んでおり、今後の継続的な観測の維持が課題となっている。

表-2 各観測結果の年平均変動量

観測方法	水平変位	垂直変位
GBSAR	（斜距離・溶岩ドーム）1～4cm/年程度 （斜距離・溶岩ドーム末端）0～3cm/年程度 （斜距離・小崩落域）1～3cm/年程度	
衛星 SAR	（溶岩ドーム頭部）変位量早い （山頂、溶岩ドーム中段）変位量中位 （溶岩ドーム頭部南側）　変位量遅い	
山頂 GNSS	3cm/年程度（東方向に変位）	7cm/年程度の沈降
山腹光波	・頭部付近は変位速度が速い　斜距離 11 cm/年程度 ・末端は変状がやや速い　斜距離 2～5cm/年程度 ・崖錐堆はわずかではあるが変位が認められる。 斜距離 2cm/年程度	

【参考文献】

1) 田村圭司・前田昭浩（2012）:「雲仙・普賢岳における溶岩ドームの変位観測について」砂防学会誌, VOL. 65, NO. 1, p69-72

2) 雲仙復興事務所（2018）:「第 8 回雲仙・普賢岳溶岩ドーム崩壊ソフト対策検討委員会　資料」www.qsr.mlit.go.jp/unzen/committee/images/20180117_dome_soft_siryo.pdf　2018 年 3 月時点

砂防関係施設維持管理支援システム【砂助（さすけ）】を活用した維持管理の合理化に関する提案

○木下　悦男，原田　紹臣，岩崎　貴志（三井共同建設コンサルタント株式会社）
川島　康史，越　　康，坂下　　江（JIP テクノサイエンス株式会社）
佐藤　厚慈（アジア航測株式会社）
水山　高久（政策研究大学院大学）

1，はじめに

近年，砂防関係施設についても日常的な維持管理が求められ，砂防関係施設における長寿命化計画策定の流れ（**図-1**）が示された．**図-1** に示されるとおり，定期的な施設点検を通じて点検要領 [1]で規定された各施設の部位における変状レベル（a, b, c）を把握し，それらの健全度（A，B，C）や対策優先度について総合的に検討していく．その際，砂防関係施設は他分野の施設と異なり，施設の老朽化や変状が直接的に土砂災害の発生原因等に影響を与えるため，それらの部位単位における変状の重要度について留意する必要がある．また，対策優先度についても，施設に求められる機能が異なるため，個人や立場によって考え方に差異が生じることも多く，関係者における合意形成が課題になることがある．そこで，筆者はこれらの課題に対応するため，欧州における維持管理手法を参考に，多工種の施設を一元的に評価可能な定量的な施設の健全度に関する評価指標および対策優先度に関する評価指標を提案 [2]しており，これまで多くの国内における砂防関係施設を対象に議論してきた．

本稿では，これらの定量化された評価指標 [2]を基本とし，近年，一般的に普及している高機能な携帯情報端末機（タブレット型パソコン）を点検時に活用した砂防関係施設に関する維持管理の合理化について提案する．

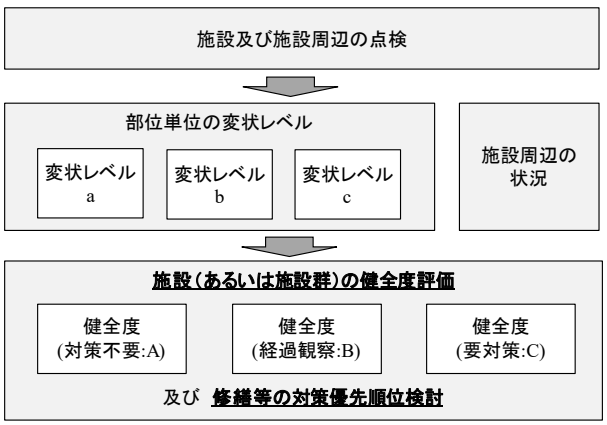


図-1　砂防関係施設の維持管理（長寿命化）計画の流れ [1]

2，定量的な施設健全度及び対策優先度評価手法

学識経験者，施設管理者およびエンジニアら複数の熟年技術者によって回答されたアンケート調査を対象に分析した部位毎のそれぞれにおける変状レベルの評価値（重み係数）の例を**表-1** に示す．**表-1** に示される評価指標を用いて要対策として評価された施設を対象に，総合的な外的基準 [1]の重要度を考慮した定量的な評価指標を得るため，同様に学識経験者らによって回答されたアンケート調査結果を対象に，AHP（階層化意思決定法）手法により分析された評価指標を**図-2** に示す．なお，紙面の関係より詳細内容については，筆者らの先行研究 [2] を参照されたい．これらの定量的な評価指標を用いることにより，点検者は点検要領 [1]に準じて部位単位の変状レベルを評価するだけで，施設の健全度が自動的に評価されるとともに，これまで課題であった点検者間の健全度評価における整合を図ることが可能となる．また，施設台帳やデータベース等の各施設における基本的な情報を用いて，要対策箇所（健全度：C）と評価された施設の対策優先度に関する評価が合理的に決定される．

表-1　砂防関係施設における分析結果の一例 [2]

部　位 [1]		変状レベル（概要）[1]	評価値 V_d
本堤 副堤 床固工 垂直壁	天端摩耗	鉛直方向の摩耗（深さ：1リフト程度未満）:**b**	32
		鉛直方向の摩耗（深さ：1リフト程度以上）:**c**	49
	ひび割れ	水平方向のひび割れ（ブロック幅の 1/2 未満）:**b**	50
		水平方向のひび割れ（ブロック幅の 1/2 以上）:**c**	83
	洗掘	基礎部の洗掘（堰堤基礎面に未到達）:**b**	54
		基礎部の洗掘（堰堤基礎面に到達）:**c**	89
	漏水	部分的な漏水:**b**	50
		本体の広範囲にわたる漏水等:**c**	84

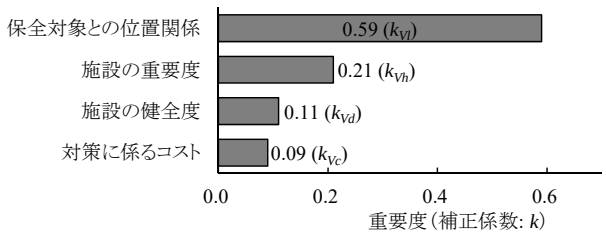


図-2　対策優先順位決定における各因子の重要度(AHP 分析結果)[2]

3, 合理的な施設点検および維持管理計画策定支援システムの提案

近年の高機能化（例えば，電子図書閲覧，写真撮影）された携帯情報端末機（タブレット）を活用した維持管理に関する一連の施設点検および長寿命化計画策定を支援するシステムを提案する（**図-3**）．**図-3** に示されるとおり，システムは点検時に必要なタブレット（点検入力システム）と，砂防関係施設の台帳作成や健全度評価に必要な自動計算機（パソコン；データベース，施設台帳および健全度評価支援システムの統合システム）により構成されている．

システムの運用に関して，先ず，点検者はデータベースに保存された点検対象である各砂防関係施設の基本情報や既往点検結果をタブレットに移行させる．そして，移行された点検入力システムにより，現地にて点検結果（現地状況写真，部位における変状レベル等）を記録する．なお，点検入力システムに蓄積された点検結果を施設台帳システムへ反映して，データベースを更新させる．さらに，それらの結果を用いて，健全度評価支援システムにより健全度および対策優先度を自動的に評価する．最終的に，一般的な表計算ソフト（MS-Excel）型式の点検調書，施設台帳および対策優先順位一覧表を一括的に出力させる．これらの各システムの機能や特徴を**表-2** および**表-3** にそれぞれ示す．

最後に，将来に亘って定期的（例えば，5 年毎）に実施される施設点検における本システム導入の経済効果に関して，従来の一般的な点検結果の記録方法（一般的なカメラによる写真撮影，野帳への記載・清書，データ整理・保全，汎用表計算ソフトによる個別の点検調書作成等）と比較するため，点検費用（ただし，点検委託費およびシステム導入費）の時間的な変化（ただし，砂防関係施設 1,000 施設）を**図-4** にそれぞれ示す．なお，社会的割引率は一般的な年 4%としている．**図-4** に示されるとおり，既に 1 回目（5 年度）の点検において，従来の点検費用がシステム導入費を上回っており，シナリオ 2（システム導入）が従来の方法に比べて顕著に優位となっている．この要因として，一般的な施設点検費に関して内業（データ整理，点検調書の作成）に要する費用は，外業（現地での点検）に要する費用に比べて高いため（約 2 倍以上），システム導入によりこれらの内業に要する費用が大幅に削減できることによるものである．現在，人工知能及び深層学習機能の導入に取り組んでいる．

参考文献

1) 国土交通省 水管理・国土保全局 砂防部：砂防関係施設点検要領(案)，2014.

2) 原田紹臣・小杉賢一朗・里深好文・水山高久：老朽化した砂防関係施設の健全度及び対策優先度に関する定量的な評価手法の提案，河川技術論文集，Vol.21，pp.183-188，2015.

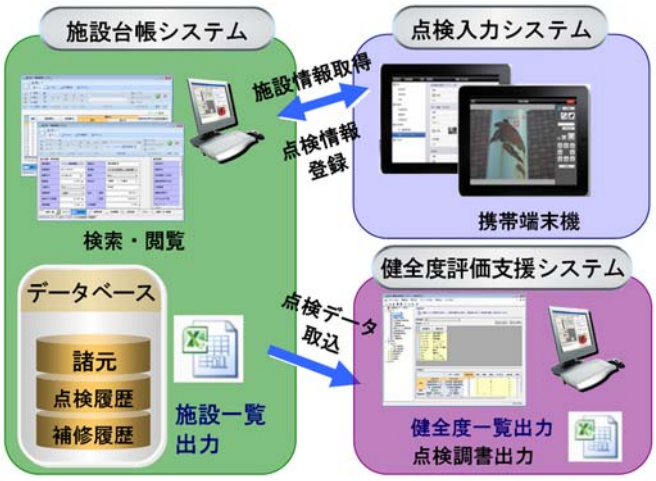


図-3 提案する砂防関係施設の維持管理に関するシステムの概要

表-2 提案する点検入力システムの機能（現地点検時）

機 能	説 明
既存資料の閲覧機能	点検要領や既往点検結果等を情報端末機に保存しておくことにより、現地にて簡易に情報の確認が可能
位置情報機能	情報端末機の搭載機能である位置情報(GPS)機能により、容易な現地までのアクセスや点検路の記録も可能
写真撮影機能	情報端末機に表示される前回の点検写真を確認しながら撮影及び登録していくため、撮影不備や忘却の防止が可能 さらに、GPS により、自動写真位置図の作成が可能
情報入力機能	表記(a,b,c)や記事については、定型文の事前登録により選択式を採用、特記加筆は文字入力や音声入力が可能

表-3 提案する施設台帳及び健全度評価支援システムの機能

機 能	説 明
データ移行機能	携帯端末機器とシステムとの情報交換(移行)は有線にて一括更新が可能、さらに自動でのファイル仕分け保存が可能
点検調書作成機能	現地で撮影された写真や変状に関する情報等を用いて、各施設毎の点検調書が自動的に作成が可能
健全度評価機能	現地で点検結果(部位単位の評価結果:a,b,c)と評価指標(**表-1**)により、施設の健全度(A,B,C)を自動的に評価が可能
対策優先度評価機能	健全度評価で対策を要す施設を対象に、基礎情報と評価指標(**図-2**)により、対策優先度を自動的に評価が可能
その他	その他の付加機能として、施設台帳作成機能、写真データ自動圧縮保存機能、対策工法および概算事業費算出機能、事業計画および緊急改築事業計画の策定支援機能

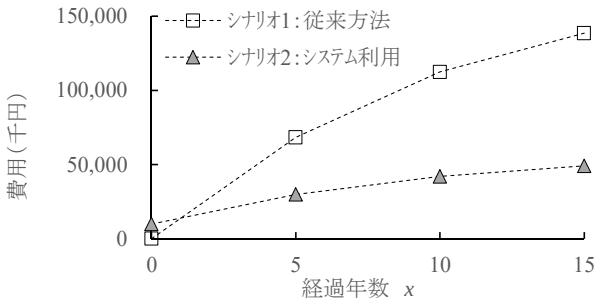


図-4 提案するシステム導入による経済効果例

(1,000 施設数対象；初年度システム構築及び点検委託費含)

P-187

長野県飯山市山腹崩壊に伴う土石流災害監視対策，吊り下げ式土石流センサー設置事例

北陽建設株式会社 ○岡崎壮泰，猪又亘，中村幸一，高雄信行，小林裕典
長野県北信建設事務所 山崎隆雄，長谷川国宏

1 はじめに

2017 年 5 月 19 日に発生した，信濃川水系井出川の融雪災害により，土石流が無降雨にもかかわらず 5 月 20 日から複数回発生する状態のなか，下流の人家（25 戸），ＪＲ飯山線，県道，飯山市道，災害復旧現場へ土石流の発生を知らせる監視システムの構築が急務の課題であった。しかし，当地の地形は急峻なＶ次谷となっており，容易に近づくことが困難であることと，土石流が降雨などの誘因と無関係に発生していることから，従来の河川両岸を支点とする土石流センサーの設置が難しい状況であった。そこで，崩壊地より約２km 下流に架かる羽広大橋から河川内に重り付きのワイヤーを下し，重りが流されワイヤーが切断又は引っ張られることで反応する吊り下げ式土石流センサーを設置した事例について報告する。

2 山腹崩壊状況

2.1 地形･地質

崩壊斜面は，千曲川の左岸側で，関田山地の千曲川側（南東側）斜面に位置している。土石流の原因となった崩壊は，標高 840m 付近を頭部として発生している。

地質的には，第四紀前期更新世の野々海川火砕岩部層が分布している。被災斜面は主に火山角礫岩及び凝灰角礫岩からなる火砕岩(Np)からなり，珪長質凝灰岩（Nf）を挟む。

崩壊源は本堆積物分布地域の北西側，関田山地の鍋倉山東部斜面で，関田山地稜線から南東斜面にかけて，長さ約２km・幅約２km の馬蹄形凹地をなす崩壊地形が認められる。崩壊斜面はこの崩壊地形の北東に連続して並列する崩壊・地すべり地形内で発生している。

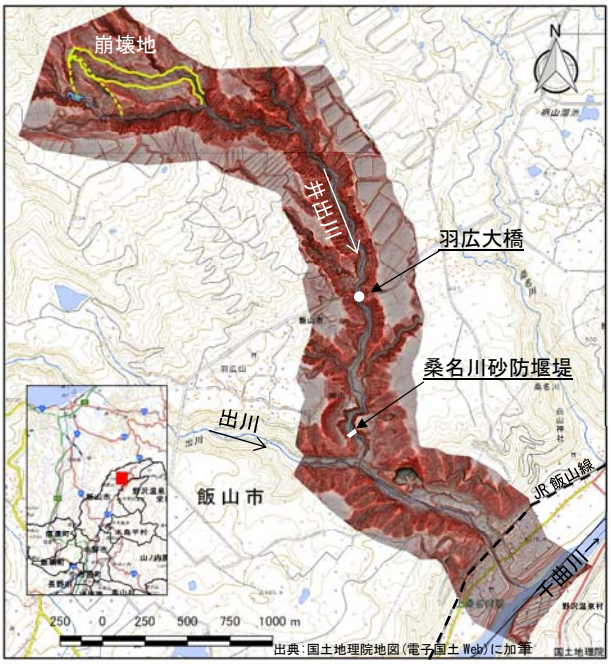


図１ 崩壊発生箇所平面図（立体図）

2.2 崩壊発生経緯

土石流災害の原因は，2017 年 5 月 19 日 6 時 35 分頃発生した山腹崩壊により，多量の不安定土砂が生成されたことに起因する。崩壊は図２に示す矢印１の地すべりが先ず滑動し，その滑動に続いて矢印２の崩壊が発生したと推定されている[1)]。

最初に滑動した地すべりに伴う土塊の末端部は，井出川右支川の河道に達した。



図２ 被災後３D 地形

3 土石流センサー監視システム構築

3.1 経緯

2017 年５月 19 日に住民の方から川の水が濁っているとの一報を受け，現地調査を始める。土石流は，５月 20 日より５月 26 日まで複数回発生している。５月 22 日は，計６回の土石流が確認されている。

監視機器は，最終的に土石流センサー２基，ライブカメラ（動画３基，静止画１基），雨量計（１基），サイレン（３箇所）を設置した。土石流センサー設置状況を写真１に示す。監視システムの設置経緯を表１にとりまとめた。

当初，河川内に入らず両岸から安全に接近できる桑名川砂防堰堤下流側に土石流センサー(以後センサー１)を設置したものの，下流の人家までは１km と十分な避難時間を確保することができない状態であった。しかし，センサー1 より上流は急峻なＶ次谷であることと，頻発する土石流により安全に河川内で設置できる状態ではなかった。そこで，センサー１より上流約 900mにある羽広大橋より重り付ワイヤーを下し，重りが流されることで反応する吊り下げ式土石流センサー（以後センサー２：写真１）の設置方法を発案して試みた。センサー２の設置位置は，すでに発生した土石流の痕跡を参考に流芯よりやや左岸側の位置とした。土石流センサーは，橋梁の手摺へ単管パイプで土台を組み固定した。土石流ワイヤーは，一定の張力で張る必要があり，重りとターンバックルを組み合わせることで，最適な張力となるよう調整を図った。

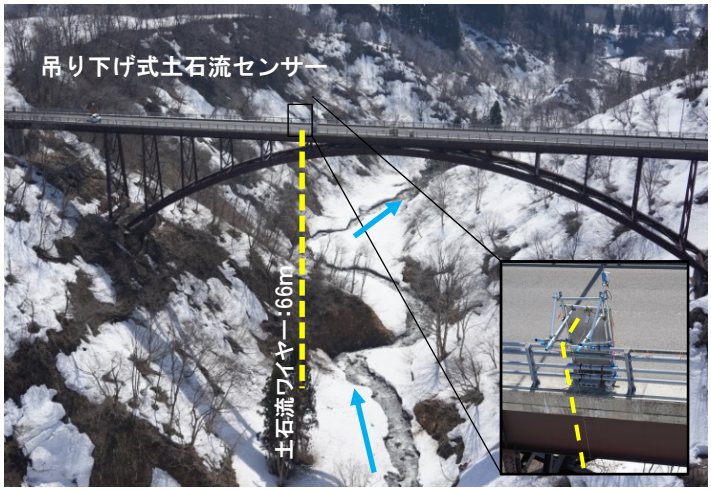


写真１　羽広大橋土石流センサー

表１　監視システム設置経緯

年月日	監視機器設置内容
2017/5/20	崩壊地近接地雨量計
2017/5/21	桑名川砂防堰堤下流側土石流センサー設置 桑名川砂防堰堤ライブカメラ設置(動画) 羽広大橋ライブカメラ設置(動画) 崩壊地監視カメラ設置(静止画) メール通報装置設置
2017/5/24	現地対策本部サイレン設置 出川橋サイレン回転灯設置
2017/5/25	羽広大橋土石流センサー設置
2017/5/29	出川橋ライブカメラ設置(動画)
2017/6/1	集落サイレン設置

3.2 土石流感知結果

センサー１では，2017 年５月 22 日 14 時 40 分ごろに発生した土石流（写真２）を検知し，センサー２は 2017 年５月 26 日 23 時 30 分ごろ発生した土石流を検知することができた。



写真２　土石流発生状況（羽広大橋より撮影）

4 今後の課題

吊り下げ式土石流センサーで使用した重りは，ブロックを 50kg 程度となるように組み合わせ，66m 下の河床まで橋より吊り下げた。このため，吊り下げるのに時間を要し，作業性が悪く不効率であった。今後は，重りや，吊り下げ方法，橋梁への取付け方法などの改良，開発等を行い，容易な設置方法にすることが必要である。

参考文献　1)平松ら(2017)：平成 29 年５月長野県飯山市井出川流域で発生した大規模崩壊と土石流　砂防学会誌、Vol. 70, No. 3, p. 41-50, 2017

P-188

航空レーザ計測データを活用した砂防関係施設点検における施設周辺状況把握の試み
～神奈川県箱根町大涌谷・須沢の砂防関係施設を事例として～

国際航業株式会社 :○窪田 慎一、清水 幹輝、江守 新

1．はじめに

砂防堰堤や地すべり防止施設などの砂防関係施設については、平成 26 年に国土交通省より「砂防関係施設の長寿命化計画策定ガイドライン(案)(H26.6)」、「砂防関係施設点検要領(案)(H26.9)」が公表され、都道府県や国直轄砂防事務所において、施設点検、点検結果に基づく健全度評価、長寿命化計画の策定等がなされ、施設の長寿命化に取り組んでいる。

このうち、施設の健全度評価においては、施設自体の変状に加え、周辺地形の変化なども踏まえて総合的に評価することが望ましいとされている。しかし、地すべり防止施設のように複数の工種が広範囲に設置されている施設では、対策工の点検に加え、施設周辺の地形変化までを把握することは容易ではない。

さらに、本報告の対象地域のような火山周辺の砂防関係施設においては、有毒ガスの噴出等により、点検作業時間が制約される場合があり、目視点検に代わる施設周辺の把握方法が求められている状況にある。

そこで、本報告では 2 時期の航空レーザ計測データを活用し、地形変化を把握することで、施設周辺の状況を把握することを試みた。

2．調査地の概要

本報告は、神奈川県南足柄郡箱根町大涌谷・須沢に設置されている地すべり防止施設周辺を対象とした。

当該地域は、富士火山帯に属する箱根火山によって形成されている火山地帯であり、須沢では、昭和 28 年 7 月 26 日に源頭部(早雲山)で地すべりが発生し、約 80 万 m^3 の土砂が堆積した。

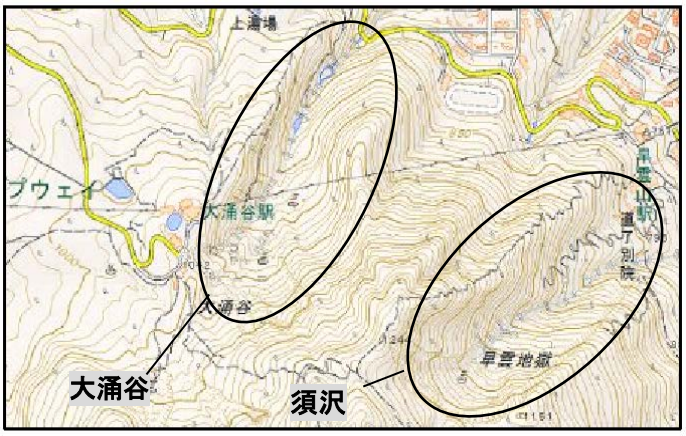


図 1　調査地の概略図

これにより、寺院 1 箇所、砂防堰堤 17 基、道路 140 m、山林 7 ha が土砂に埋没し、観光客など 28 名の死傷者が発生する被害が生じた。

3．調査方法

施設周辺の地形変化の把握にあたっては、表 1 に示す 2 時期の航空レーザ計測データを用いた。

計測データより、地表面の詳細な地形解析図を作成し、微地形判読を行うことで、地表面の変状を把握した。また、差分解析や画像マッチングにより 2 時期間の地形変位（地盤の動き）の把握を試みた。

表 1　使用した航空レーザ計測データ

計測日	グリッドサイズ
平成 27 年 5 月	1m
平成 27 年 7 月	0.5m

3.1 地形解析図(ELSAMAP)による地表面の把握

航空レーザ計測データを活用した地形解析図には赤色立体図や CS 立体図などの表現方法があるが、本報告では ELSAMAP(エルザマップ:Elevation and Slope Angle Map) を作成した。ELSAMAP は標高を色相に割り当てた画像と、傾斜量をグレースケールの明暗に割り当てた画像を透過合成した図で、微小な起伏を見やすく・わかりやすく表現でき、微地形の判読等が容易となる。なお、微地形判読の基図は、平成 27 年 7 月の計測データをもとに作成した ELSAMAP とした。

3.2 差分解析による鉛直方向の地形変化の把握

2 時期のグリッドデータ（格子状の標高データ）を用いて差分解析を行い、鉛直方向の地形変位量を算出した。

3.3 画像ﾏｯﾁﾝｸﾞによる水平方向の地形変化の把握

2 時期の計測データより、グレースケールで示した傾斜量図を作成し、傾斜の濃淡に現れる地形特徴について 2 時期間の位置ずれを検出することで、水平方向の地形変位量を算出した。

なお、画像マッチングには、流体の流速を測定する手法である PIV(Particle Image Velocimetry)法を用いた。

４．調査結果

4.1　地表面の状況

図2にELSAMAPを用いた微地形判読の結果を示した。

大涌谷右岸部では、幅600mの規模の大きい滑落崖が確認できた。大涌谷は成層火山である神山の北側に位置し、温泉地すべり地帯であり過去の土砂移動により形成されたと考えられる。また、上流部にはガリー侵食が見られた。これは、火山ガスにより植生が発達せず、雨滴による受食性が高いためと考えられる。

須沢では左岸部に大規模な滑落崖が確認できた。須沢は大涌谷と同様に温泉地すべり地帯であり、大部分は爆裂火口跡の崩壊地となっている。滑落崖の下方にも大規模な土砂堆積が確認された。

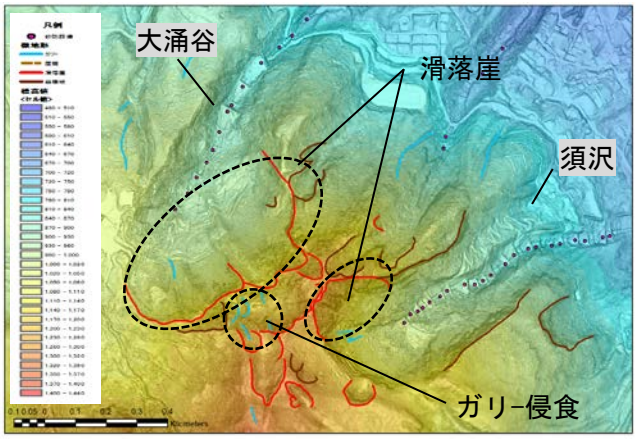


図２　微地形判読図

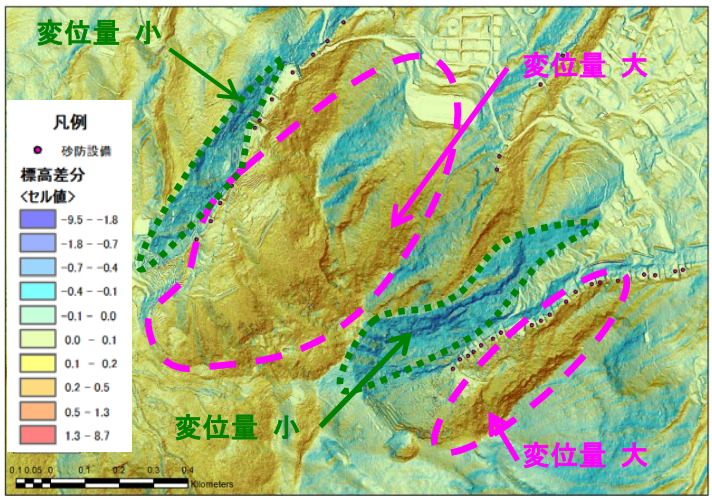


図３ 差分解析による鉛直方向の地形変位

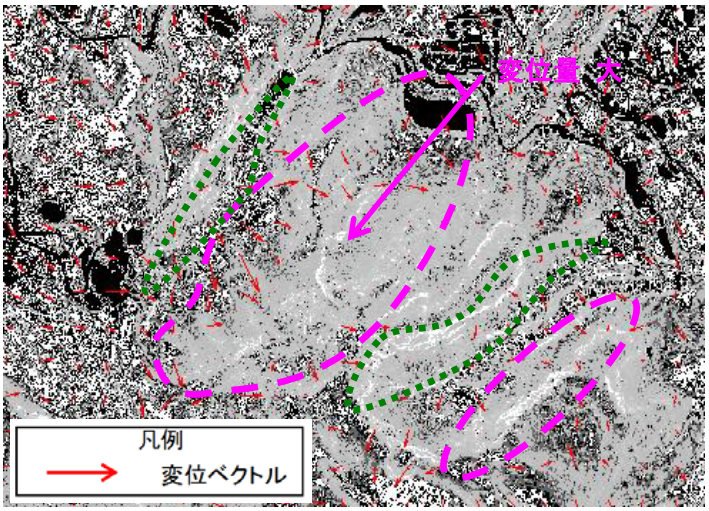


図４ 画像ﾏｯﾁﾝｸﾞにより把握した水平方向の地形変位

4.2　鉛直方向の地形変位

図3に差分解析により把握した鉛直方向の地形変位量を示した。

大涌谷では右岸側で1～2m程度の上昇が確認された。

須沢でも同様の傾向が見られ、右岸側で 1m 程度の上昇が確認された。左岸側は滑落崖となっており、施設点検時に過去の災害時に土砂が崩落し斜面下方に堆積しているのを確認した。

4.3　水平方向の地形変位

図4に画像マッチングにより把握した水平方向の地形変位量を示した。

大涌谷は、右岸側で南東方向に向かって水平方向の地形変位が確認された。大涌谷の変位量は、周囲の変位量より大きいことが分かる。右岸側は火山ガスの噴出地帯であることから、平成 27 年に発生した火山活動によって地形変位が生じている可能性が考えられる。

須沢においても右岸側で水平方向の変位が見られるが、大涌谷に比べるとその変化量は小さい。

５．まとめ

本報告では、2 時期の航空レーザ計測データを活用し、広域で立ち入りに制約のある地すべり防止施設周辺の地形変化の把握を試みた。

その結果、目視点検等では容易に確認することのできない地形変化を把握することができた。特に、大涌谷右岸側の地形変化に特徴がみられたことから、今後の定期点検等では、斜面下部に設置されている堰堤工の変状（堤体の横方向からのひび割れなど）に着目し、継続的な観察を行うことが考えられる。

６．謝辞

本報告にあたっては、神奈川県県西土木事務所小田原土木センターから資料提供・ご助言をいただきました。ここに謝意を表します。

参考文献

Mukoyama, S. (2010) Journal of Mountain Science, Vol.8, No.2, pp.239-245.

P-189

北海道駒ヶ岳における２時期の高密度電気探査と空中電磁探査の比較

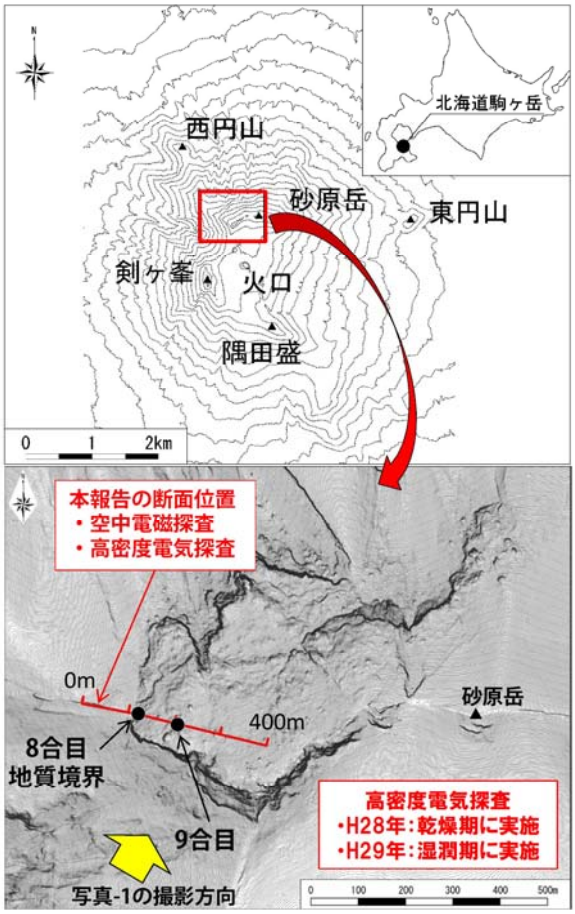
国土交通省　北海道開発局　函館開発建設部　三佐川剛昌・則藤正信・澤谷裕貴
大日本コンサルタント株式会社　○阿部征輝・影浦亮太・河戸克志
清野耕史・篠崎嗣浩・江頭　勲

1. はじめに

活火山地域では，火山活動以外に 1984 年の御嶽山や 2008 年の栗駒山で山体の一部が崩壊し，下流域に甚大な土砂災害が発生していることから，崩壊の可能性がある斜面やその崩壊土砂量を事前に把握することは土砂災害を軽減するためには重要である[1]。活火山地域での崩壊やその崩壊深度は，山体内部構造と密接な関係があると考えられ，空中電磁探査による活火山地域での山体内部構造調査が実施されてきた[2]。

北海道駒ヶ岳の砂原岳周辺斜面（**図－1**）は，深度方向に比抵抗が急変する比抵抗パターンを示し，高密度電気探査や現地踏査に基づいて空中電磁探査の精度と山体内部構造について検討が行われてきた[3]。しかしながら，既往の高密度電気探査（乾燥期）結果と空中電磁探査結果では異なる比抵抗構造を示していたため，空中電磁探査の探査精度について十分な検討はなされていない。

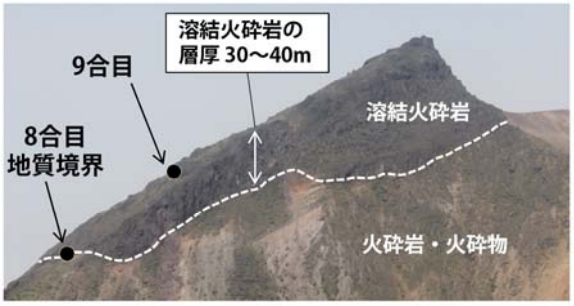
そこで，本稿では，既往の高密度電気探査と同じ測線位置で，降雨直後に高密度電気探査を実施するとともに，既往の高密度電気探査ともども測定データの品質を確認したうえで比抵抗解析を行って２時期（乾燥期と湿潤期）の比抵抗構造の違いに着目して砂原岳の地質構造を検討した。さらに，この検討結果を用いて空中電磁探査結果の精度を再検討した結果を報告する。



図－1　北海道駒ヶ岳と調査位置図

2. 調査地の概要

北海道駒ヶ岳は渡島半島に位置する活火山で，円錐形の成層火山が1640年の大規模山体崩壊によって山頂部が失われ，東に開いた馬蹄形火口が形成された。馬蹄形火口の北側に位置する砂原岳（標高 1,112.2m）の周辺斜面は，溶結火砕岩からなる比高差 30～40m の急崖地形をなしている（**図－1**，**写真－1**）。



写真－1　砂原岳南西斜面の状況

3. 調査方法

既往の高密度電気探査は，地質境界を横断する箇所に測線が設定され，測定期間の１週間前から降雨がない状況で測定が実施された[3]。地質境界より上部斜面では浅部に溶結火砕岩が，深部に火砕岩・火砕物が分布（**写真－1**）しており，地質の違いから溶結火砕岩と火砕岩・火砕物では降雨による含水状況が異なることが想定され，比抵抗の違いとして現れると考えられた。

そこで，本研究での高密度電気探査は，既往の高密度電気探査の電極位置を GNSS で復元し，電極配置（2 極法，ポール・ポール法）や電極間隔（5m）は既往の高密度電気探査と同じ仕様で測定した。高密度電気探査は，2017 年 9 月の台風 18 号の影響による最大 91mm/day を含む連続 3 日間の降雨の直後に測定した。また，既往および今回の高密度電気探査の測定データは，電位減衰曲線や等深度電位曲線を作成してデータの品質を確認し，異常データは削除した後に同じ解析条件で二次元逆解析によって比抵抗断面として整理し，２時期での比抵抗の比（湿潤期／乾燥期）を算出した。さらに現地踏査結果を参考に高密度電気探査結果から砂原岳の地質構造を検討し，この検討結果を用いて空中電磁探査結果の精度を再検討した。

4. 調査結果

4.1 乾燥期の高密度電気探査結果

既往の乾燥期に測定された高密度電気探査の測定データに対して，電位減衰曲線や等深度電位曲線を作成してデータの品質を確認した。その結果，8 合目地質境界から下方斜面に異常データが多数含まれることが明らかとなり，これら異常データを削除した後に二次元逆解析によって比抵抗断面を作成した。結果を**図−2** に示す。

4.2 湿潤期の高密度電気探査結果

本研究での湿潤期に測定した高密度電気探査の測定データに対して，電位減衰曲線や等深度電位曲線を作成してデータの品質を確認したうえで，乾燥期の高密度電気探査と全く同じ条件で二次元逆解析を行って比抵抗断面を作成した。結果を**図−3** に示す。

5. 考察

5.1 ２時期の高密度電気探査結果の比較検討

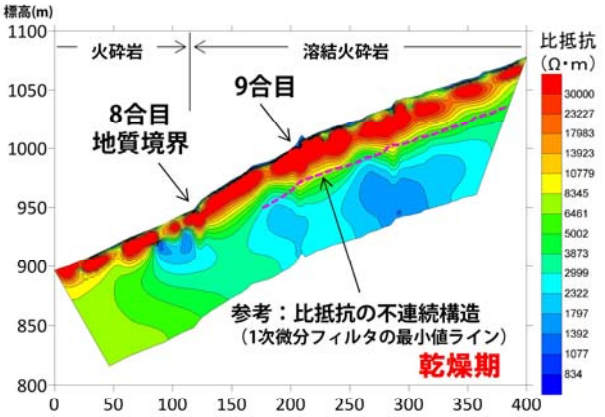
２時期の高密度電気探査結果の違いを検討するため，乾燥期の比抵抗に対する湿潤期の比抵抗の比を**図−4** に示す。８合目の地質境界から上部斜面では，浅部と深部で比抵抗特性が異なる地質が分布していると考えられる。現地踏査結果に基づくと，浅部の領域は溶結火砕岩に，深部の領域は火砕岩・火砕物にそれぞれ対比され，**写真−1** で確認された地質構造を反映していると考えられる。

5.2 ２時期の高密度電気探査結果と空中電磁探査結果の比較検討

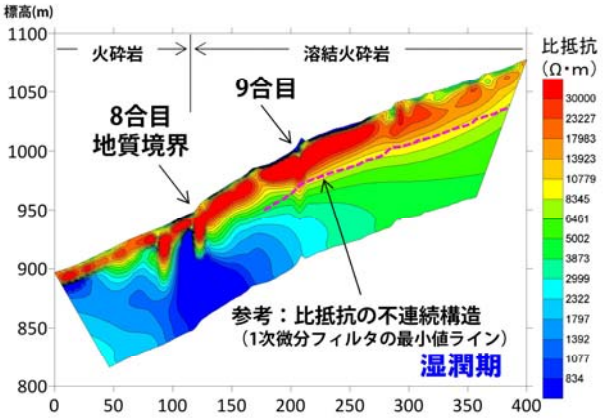
高密度電気探査と同じ測線で作成した空中電磁探査の比抵抗断面図を**図−5** に示す。空中電磁探査の比抵抗構造は，比抵抗のオーダーは異なるが，高密度電気探査結果を同じ比抵抗構造を示している。ここで，既往研究で示された空中電磁探査の比抵抗の深度方向の不連続構造線（1 次微分フィルタの最小値ライン）を**図−5** に示す[3]。この比抵抗の不連続構造線を乾燥期に測定された高密度電気探査結果図（**図−2**），湿潤期に測定された高密度電気探査結果図（**図−3**），２時期の高密度電気探査結果の比較図（**図−4**）の各々に示す。空中電磁探査の深度方向の比抵抗の不連続構造線は，乾燥期および湿潤期の高密度電気探査結果に表れている比抵抗構造ともよく一致している。このことから，北海道駒ケ岳の砂原岳においては，山体内部構造調査手法としての空中電磁探査は高密度電気探査と同程度の精度を保有していると考えられる。

5. まとめと今後の課題

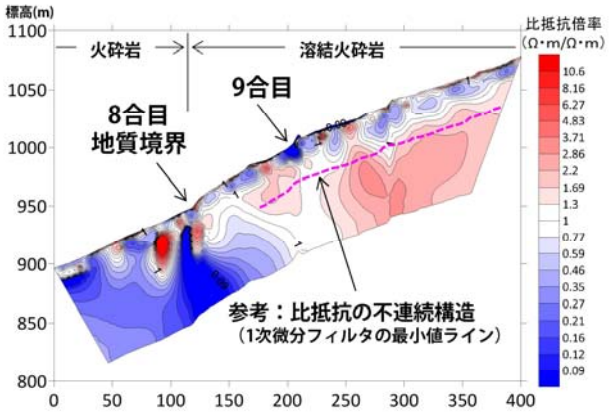
北海道駒ヶ岳の砂原岳周辺斜面で実施した２時期の高密度電気探査結果を比較することで，山体内部構造が確認できた。さらに，この構造は空中電磁探査の比抵抗の不連続構造とよく一致していることから，空中電磁探査の精度が確認できた。今後は，砂原岳における検討内容を整理して，山体内部構造調査として空中電磁探査の適用性を確認していく予定である。



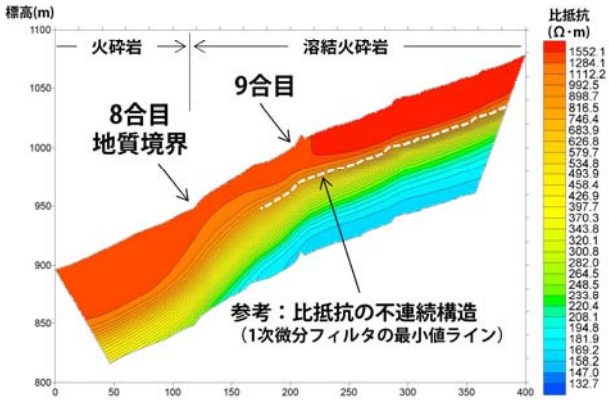
図−2　高密度電気探査結果（乾燥期）



図−3　高密度電気探査結果（湿潤期）



図−4　2時期の高密度電気探査の比(湿潤期／乾燥期)



図−5　空中電磁探査の比抵抗断面図

参考文献

1) 山越ら：2008 年岩手・宮城内陸地震による栗駒山崩壊斜面の三次元比抵抗パターン，日本火山学会講演予稿集，p.109-110，2012.
2) 瀬戸ら：空中電磁探査を活用した火山体調査事例，平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集 A，p. 292-293，2015.
3) 旭ら：北海道駒ヶ岳における空中電磁探査と高密度電気探査による山体内部構造の検討，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集，p. 584-585，2017.

P-190

災害前後に観測された単偏波 SAR 画像による土砂移動範囲の判読チェックリストの作成 ー九州北部豪雨の事例ー

株式会社　パスコ　　○杉本惇、柴山卓史、鵜殿俊昭、小俣雅志
国土技術政策総合研究所　野呂智之、神山嬢子（現 土木研究所）、鈴木大和、山下久美子

1. はじめに

災害発生時の迅速な状況把握のために昼夜や天候を問わず観測可能な合成開口レーダ（以下、「SAR」という）が有用であることは平成 23 年紀伊半島大水害時に明らか[1]となり、SAR 画像から河道閉塞を判読する際の判読チェックリストが検討された[2]。

上記のように、河道閉塞や深層崩壊といった大規模な土砂移動形態を対象とした検討はなされているものの、表層崩壊等の小規模な土砂移動形態についての検討は十分になされていない。表層崩壊は深層崩壊よりも発生頻度が高く、これに対応した判読チェックリストの必要性は高いと考えられる。

そこで、SAR 画像と GIS データ（地理情報）を組み合わせる手法[3]を採用し、作成した判読チェックリストについて報告する。また、同チェックリストにしたがって実施した土砂移動範囲の判読結果から、同チェックリストの有用性を示すとともに、残された課題について整理する。なお、本稿では平成 29 年 7 月九州北部豪雨により発生した土砂移動現象を対象として、検討を行った。

2. 対象地域

平成 29 年 7 月九州北部豪雨の被災地のうち、表層崩壊等の土砂移動現象が集中的に発生した福岡県朝倉市周辺の 8 流域（佐田川、桂川、奈良ヶ谷川、北川、寒水川、白木谷川、赤谷川、大肥川）を対象とした（図 1）。

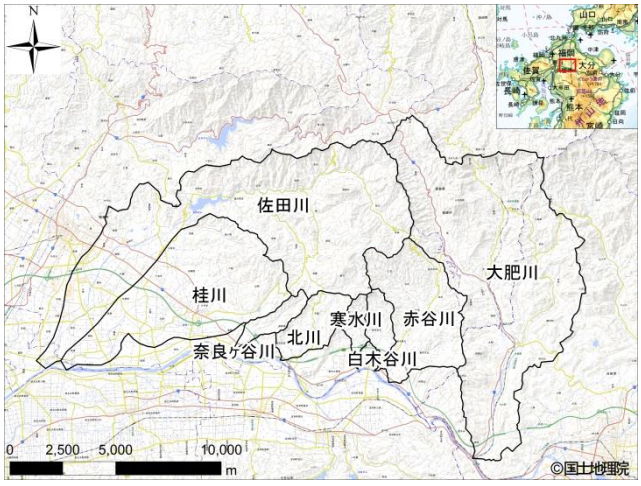


図 1　対象流域の位置図

3. 判読チェックリストの作成

3.1. 既往チェックリスト等の課題と見直しの方針

既往検討（平成 28 年度 SAR 画像判読の手順資料作成業務）において、土砂移動範囲を判読するための手順フローと判読チェックリスト（以下、「既往判読チェックリスト等」という）が作成されている。既往判読チェックリスト等では、判読時にカラー合成画像のみを使用しており、判読漏れ・誤判読が発生する可能性がある（判読精度に関する課題）、SAR 画像に不慣れな判読者には判断が困難な項目がある（一般化に関する課題）という課題があった。そこで、次に示す 2 点について改善することを目的として、チェック項目を見直すこととした。

①精度向上

誤判読の低減を図るため、SAR 画像以外の情報として、地形図や災害前の光学画像から得られる情報についてもチェック項目に加える。

②一般化

SAR 画像に不慣れな判読者にも容易に判断できるようにカラー合成画像等から明瞭に判読できる内容をチェック項目とする。

3.2. 判読チェック項目の検討

チェック項目等を検討するため、土砂移動範囲における、カラー合成画像、災害前後の SAR 単画像、地形図および災害前の光学画像の特徴を整理した（表 1）。整理した内容のうち、見直し方針（精度向上、一般化）に資すると考えられるものをチェック項目として採用した。

表 1　各種画像から読み取れる内容と項目

画像等別	項目	例
カラー合成画像	着色領域の支配色	赤、青、赤青対
	電波照射方向に対する斜面の向き	表面、裏面、側面
災害前後の SAR 単画像	土砂移動範囲の形状変化	窪んだようにみえる
		盛り上がったようにみえる
地形図	斜面勾配	斜面（緩傾斜、急傾斜）、平坦地
	周辺地物	橋梁、堰堤、道路等
災害前光学画像	土地被覆	森林・草地、崩壊跡地、農地等
	周辺地物	橋梁、堰堤等

3.3. 判読チェックリスト（見直し後）

3.2 で採用したチェック項目に基づき、判読作業を行う際の判読フローを整理した。判読およびポリゴン作成作業は、以下のように実施するものとした。

a) ステップ 1：土砂移動箇所の抽出（概査）※土砂移動の形態を「崩壊」、「堆積」のいずれかに区分する。
b) ステップ 2（崩壊・堆積）：土砂移動範囲の確認（精査）
c) ステップ 3：土砂移動範囲の抽出（ポリゴン作成）

以上の、チェック項目と判読フローを考慮し、チェックリストを作成した（表 2）。ステップ 1 の①～⑤の判断基準を簡易にすることと、チェック項目を実際の判読作業に合わせて配置することにより「一般化」を図った。また、ステップ 1 で抽出した箇所を、ステップ 2 の⑥～⑭で精査することにより、「精度向上」（誤判読の低減）を図った。

表 2　判読チェックリスト（見直し後）（崩壊と判定される事例

ステップ	参照する画像	確認範囲	チェック項目	判断基準	評価（○×）
1	カラー合成画像	カラー合成画像の着色領域	画像の支配色	①赤または赤・青の対がみられる	○
				②青がみられる	
	SAR単画像	単画像の前後変化	形状の変化	③窪んだようにみえる	○
				④盛り上がったようにみえる	
	カラー合成画像	カラー合成画像の着色領域	色の明瞭度	⑤明瞭である	○
2（崩壊）	地形図	地形	斜面勾配	⑥傾斜地である	○
	地形図、光学画像	周囲	土地被覆	⑦人工的地形改変地ではない	○
	地形図	地形	斜面勾配	⑧急傾斜地である	○
	地形図、光学画像	周囲	土地被覆	⑨災害前に森林であった	○
2（堆積）	地形図、光学画像	周囲	崩壊との位置関係	⑩崩壊に隣接している	
	地形図	地形	斜面勾配	⑪平坦地である	
	地形図、光学画像	周囲	土地被覆	⑫人工的地形改変地ではない	
				⑬堆積等が起こりうる土地被覆である	
			周辺地物	⑭下流に橋梁・堰堤等が存在する	

必須チェック項目
参考チェック項目

4.　判読チェックリスト（見直し後）の有用性検証

上記の判読チェックリスト（見直し後）の有用性を検証するため、同チェックリストに沿って、平成 29 年 7 月九州北部豪雨の前後に観測された 2 時期（観測日）の SAR 画像と地形図、災害前の光学画像を用いて土砂移動範囲の判読を行った。

SAR 画像等から判読できた 289 箇所のうち 247 箇所については、災害直後に撮影された空中写真等により、実際に土砂移動現象が発生した箇所であることが確認できた。したがって、誤判読の割合は 14%程度であり、課題であった「判読精度の向上」が確認できた。例えば、図 2 に示す範囲では、チェック項目①（赤がみられる）およびチェック項目③（窪んだようにみえる）に該当するため、崩壊の可能性がある。しかしながら、チェック項目⑥（傾斜地である）に該当しないため「崩壊ではない」と判定できる。災害後光学画像で当該箇所を確認すると水田となっており崩壊ではないことがわかった。このように、追加したチェック項目により誤判読を低減できることが確認できた。

また、判断基準の簡易化やチェック項目を実際の判読作業に合わせて配置したことにより、判読が容易となり「一般化」に寄与したと考えられる。

5.　まとめ

カラー合成画像のみを用いる既往チェックリスト等を見直し、カラー合成画像に加え、SAR 単画像、地形図、災害前の光学画像の判読チェック項目を追加した判読チェックリストを作成した。

同チェックリストをもとに土砂移動範囲の判読を実施した結果、誤判読を防止できた箇所が確認され、同チェックリストの有用性を確認できた。ただし、本稿では触れていないが、森林伐採による変化と土砂移動による変化の違いは、SAR 画像上から実際の崩壊と区別し判読することが困難であることが判明しており、今後の判読精度向上に向けた課題である。可能な限り短い観測間隔の SAR 画像を用いる等の対策も有効と考えられる。

【謝辞】

判読に用いた ALOS-2/PALSAR-2 データは、国立研究開発法人宇宙航空研究開発機構より提供頂きました。また、空中写真による崩壊ポリゴンデータ（H29.7 九州北部豪雨 崩壊地判読図）は九州地方整備局に提供頂きました。ここに謝意を表します。

【参考文献】

1) 林ら（2012）：高分解能 SAR 衛星画像を用いた台風 12 号災害での河道閉塞箇所の推定，平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集，p.186-187
2) 鵜殿ら（2012）：高分解能 SAR 衛星画像を用いた河道閉塞箇所抽出手法の検討，平成 24 年度砂防学会研究発表会概要集，p.188-189
3) 鵜殿ら（2014）：GIS データを利用した衛星 SAR 画像判読性向上の検討，平成 26 年度砂防学会研究発表会概要集 A，p.102-103

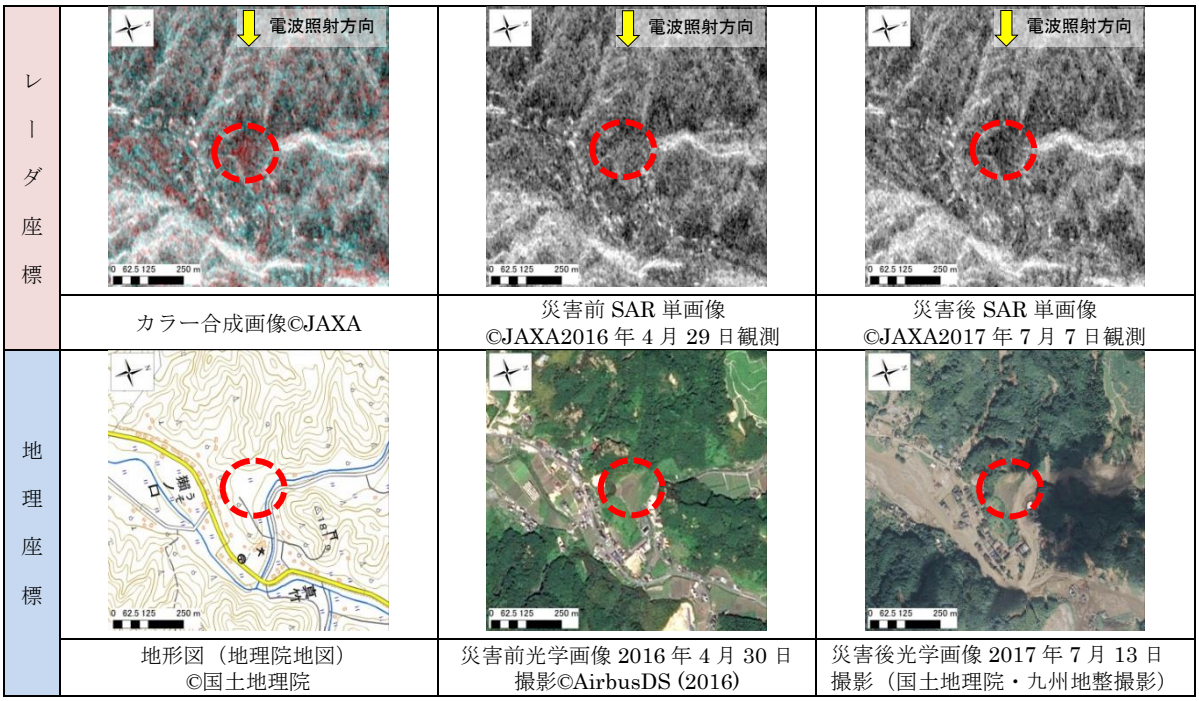


図 2　誤判読を低減することができた事例

清津川流域における UAV レーザ測量手法等の ICT を活用した渓流調査について

国土交通省北陸地方整備局湯沢砂防事務所　北沢茂樹(現：信濃川下流河川事務所)
親松康義(現：信濃川河川事務所)
中日本航空株式会社　○中舎　哉、鈴木浩二、河村倫明、西川貴史

1. はじめに

平成 28 年 9 月、政府の未来投資会議で「建設現場の生産性を 2025 年までに 20%向上させるよう目指す」方針が決定された。方針に沿って 3 年以内に、橋やトンネル・ダムなどの公共工事の現場で、測量にドローン等を投入し、ICT を活用した施工・検査に至る建設プロセス全体を 3 次元データで繋ぐ新たな建設手法の導入が始まった。

一方、砂防分野でも急峻で落石等のおそれがある自然斜面において、起工測量・出来形管理に UAV 等、ICT を最大限活用することにより、工事現場の生産性・安全性を大幅に向上させることが期待される。

本発表では、清津川流域において UAV レーザ測量手法等の ICT を活用した渓流調査を行い、砂防施設の設計や既往の測量成果との比較による河床変動状況把握等の土砂移動把握など、多様な用途に活用することを目的として 3 次元データを取得し、さらに当該測量データを用いて数値地形図データ等を作成したので、その結果を報告する。

2. 業務概要

2.1 業務対象地域

業務対象地域は図１、図２に示す釜川上流地区と八木沢地区の 2 箇所で、標高 500～1000mの急峻な山間部に位置し、植生が繁茂しており地上から立ち入りが困難な地形条件である。また、４月中旬頃まで残雪があり自衛隊の訓練空域に位置するため、計測機会が少なくなるリスクがあり、UAV の安全運航と工程管理を着実に実施する必要があった。





図１　釜川上流地区

2.2 UAV レーザ計測システム「TOKI」

計測に使用した UAV レーザ計測システム TOKI

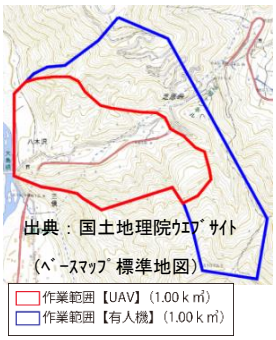




図２　八木沢地区

【NETIS 登録技術 NO.CB-170020－A】を図 3 に示す。

TOKI の基本性能は、本業務で求められる地図情報レベル 500 の精度を確保すること、点群（レーザーによる照射点）密度は 500 点/㎡を確保することを満足するものである。



図３　TOKI の外観

3. 作業結果

3.1 公共申請への対応

UAV レーザ測量とそれを利用した数値図化作業は、公共測量作業規程に記載されていない新技術を用いた作業のため、17 条申請と作成成果を国土地理院へ提出し、本手法の客観的な精度評価を得た。

3.2 計測の実施

計測飛行は、釜川上流地区が 6 月 6 日～6 月 9 日、八木沢地区が 6 月 23 日～6 月 28 日に実施した。八木沢地区においては、UAV による全域の飛行が困難であったため、飛行可能な範囲を計測し、残りの範囲については有人機のレーザで計測飛行を実施した。

3.3 3 次元データ取得状況

GNSS/IMU 解析で得られた位置・姿勢データ、レーザ測距データを時刻同期で結合させ、レーザ測距ごとに平面位置・標高を持ったデータ（三次元計測点群データ）を作成した（図４）。



図 4　点群データと現地写真

3.4　数値地形図の作成

UAV･回転翼航空機の 2 種類のレーザ計測データと現地調査の結果に基づいて、図化編集装置により各種表現事項をデジタルデータとして測定し、図化すると共に記憶媒体に数値図化データとして記録した。河川構造物取得において、従来工法であれば両岸の急峻な斜面と水部の深さにより TS での現地測量の立入りが危険かつ困難で、また写真測量でも植生繁茂により図化が困難であると考えられるが、UAV で高密度に計測した 3 次元データから作成した各種解析データの使用（図 5）と砂防設備台帳を参考に図化を行うことにより詳細設計で使用できる地図情報レベル 500 数値地形図の作成が可能となった。

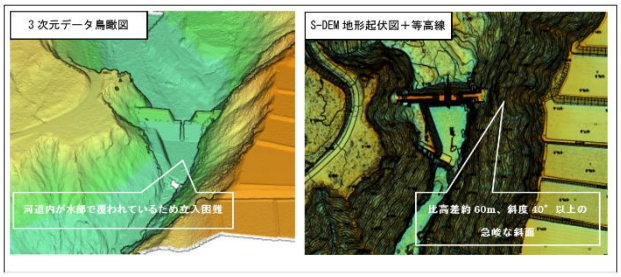


図 5　堰堤部 3 次元データ表示

3.5　S-DEM による地形表現

地形データ（DEM）を使用し、基準面となるグラウンドデータに表層部のオリジナルデータを加えて再統合処理することにより、メッシュでは表現できなかった微小な凹凸（浮石等）のデータを可視化できる S-DEM 地形起伏図を作成した。図 6 に示す特徴的な地形の一例として、渓岸が急峻な侵食地形をより明確に表現することができるため、小規模な澪筋が確認できる。また、斜面頂部の変状が S-DEM では馬蹄形に近い形状で確認できる。

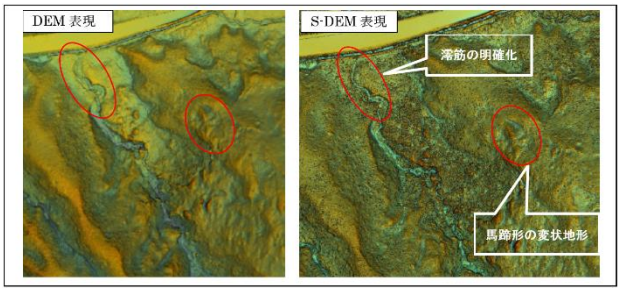


図 6　S-DEM で表現した地形

4. まとめ

4.1　生産性の向上

釜川上流地区では TOKI の使用により、従来工法の TS を使った縦横断測量と比べ外業が 201 人工→35 人工、内業は 113 人工→65 人工と短縮し全体で 214 人工（68%）の短縮であった。

4.2　3 次元データ取得の効果

高密度に計測したデータから作成する①任意箇所の縦横断データ（図 7）②S-DEM 地形起伏図（図 8）は設計･施工計画に連携が可能であると考えられる。

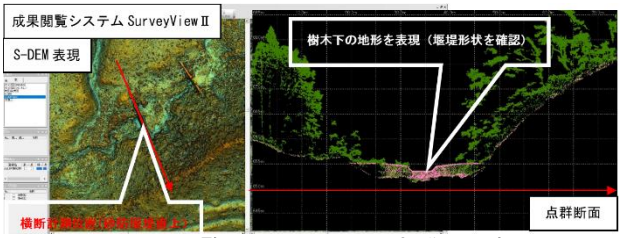


図 7　閲覧システムによる点群断面表示

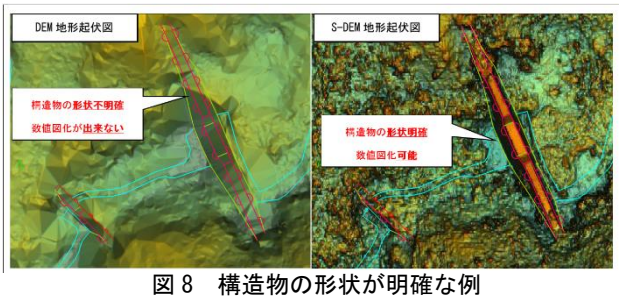


図 8　構造物の形状が明確な例

4.3　既往の測量成果との比較

平成 26 年度に実測した測量データとの比較を行った（図 9）。TS による縦横断測量により地形図を作成した作業で、横断線上の測点データを比較した。標高精度は標準偏差 16cm の誤差で地図情報レベル 500 数値地形図データ精度（標準偏差 25cm 以内）内にあり、良好な測量精度であると考えられる。

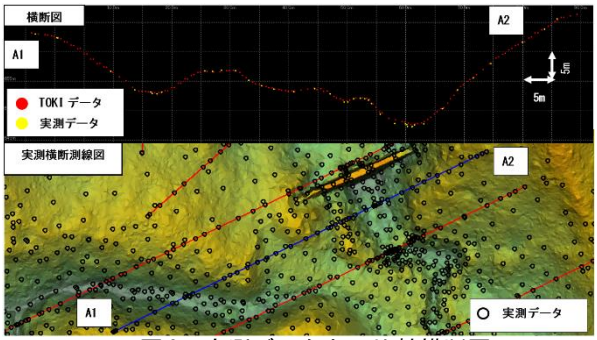


図 9　実測データとの比較横断図

5　課題

UAV の活用において、山間地では離着陸場から UAV が計測できない地区（積雪、視認不可、航続距離）が発生する。この代替計測方法の検討やフライト条件（樹高が高い・送電線が近い等）は、机上計画と異なる場合が多いことに留意する必要がある。

P-192

非接触火山泥流検知システム十勝岳実証試験によるLPWA無線通信の積雪寒冷地特性について

株式会社拓和　　○柳町年輝、田口亮
国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所　藤浪武史、伊波友生

１．はじめに

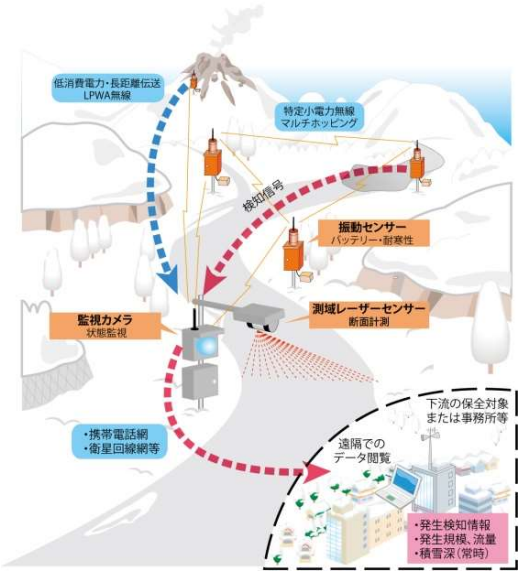
融雪型火山泥流の検知を目的とした、積雪寒冷地対応、面的かつ多点観測による新しい観測システムを開発した。このシステムは、現在急速に発展しているIoT/M2Mクラウド技術を活用し、ネットワークを介し何処にいてもセンサー情報の監視が可能となっている。前年までは、まず北海道十勝岳下流部（火口から約6.5km付近)、次に上流部（火口から約1.2km付近）にセンサー・伝送システムを設置し、それぞれ個々段階的に実証試験を行ってきたが、本年度は、実際の運用を想定した上・中・下流の観測局および監視局をセンサーネットワークで構築し、一括した火山泥流監視システムにて実証試験を行った。その中でも本実証試験にて用いている、新しい無線通信技術「LPWA（Low Power Wide Area)」の積雪寒冷地特性の試験結果を主に報告する。

２．非接触火山泥流検知システム

２．１　システム概要

積雪寒冷地において、積雪・融雪の影響を受けにくい非接触方式の振動検知式土石流センサー（以下振動センサー)、レーザー測域センサー（以下測域センサー)、監視カメラ、簡易MEMSセンサー（振動・傾斜・温度）と長距離伝送無線装置を組み合わせた発生予測センサーにて構築されている（図-1)。このシステムは、火山上流域に、発生予測センサーを設置し、火山泥流発生時の振動等を簡易MEMSセンサーで計測し、中・下流域および監視局に計測情報を伝送する。中流域で火山泥流による振動を振動センサー(発生検知センサー）により発生を検知し、下流域で測域センサーと監視カメラ（発生計測センサー）により、火山泥流の断面（流量）計測および画像を記録する。中・下流域のセンサーは発生予測センサーから受信した計測情報がしきい値を超えた際にセンサー電源を起動・計測開始することにより省電力化を可能とする。

またこれらの観測データは監視局の集約・伝送装置により携帯回線等でネットワーク上のサーバーに伝送し、WEBページにて、いつでも何処にいてもデータの閲覧が可能となっている。



図－１　非接触火山泥流検知システム図

２．２　発生予測センサー（無線伝送装置）

今回新たに発生予測センサーを開発した。このセンサーは、低消費電力かつ長距離伝送、多くの中継接続可能な無線装置に簡易MEMSセンサー(3軸加速度センサー(振動・傾斜)、温度センサー)を搭載した装置で、かつ既存の検知センサー(ワイヤーセンサー、振動センサー）等の検知信号も入力・伝送を可能としている。特徴として、乾電池のみで数年動作可能（送信内容・間隔による)、数kmの長距離伝送可能（今回の十勝岳通信試験においては約6km伝送が可能であることを確認した)、および中継機能を持ち、最大端末数100台接続、10ホップ可能で、かつ中継経路を自動に最適経路に変更・伝送する機能により確実な伝送を可能とした。

今回の実証試験においては発生予測センサーとしておよび他のセンサーの無線伝送・伝送中継装置としても使用した。



【主な仕様】
駆動電源：単1乾電池×6
内蔵センサー：X,Y,X軸傾斜角度、温度
センサー入力：ワイヤーセンサー警報接点入力1ch
振動センサー警報接点入力1ch
センサー出力：警報接点出力
使用周波数：920MHz帯
変調方式：GFSK変調：ARIB STD-T108準拠
（今後スペクトラル拡散方式等も検討予定）
最大伝送距離：十勝岳事前調査試験時：6km程度
最大ノード・ホップ数：100台、10ホップ
サイズ：198×280×100mm

図－２　発生予測センサー外観
（尻無沢３号堰堤設置）

３．実証試験

開発した非接触火山泥流検知システムの現地実証試験を近年火

山活動が活発な傾向を見せている北海道十勝岳山麓において行った。上流域①十勝岳避難小屋付近イオウ沢イオウ W1 ワイヤーセンサー左岸側支柱②望岳台近傍フラノ W31 ワイヤーセンサー支柱に発生予測センサーをそれぞれ設置した。上中流域③望岳台にある開発局の監視カメラ等の鉄塔④尻無沢３号砂防堰堤左岸の立ち入り防止柵⑤尻無沢１号砂防堰堤左岸の立ち入り防止柵に中継装置（発生予測センサー同様）をそれぞれ設置した。下流域⑥尻無沢白金流路工すばる橋近傍に振動センサー、測域センサー、簡易 WEB カメラ、無線伝送・中継装置（発生予測センサー同様）を設置した。監視局として⑦十勝岳火山砂防情報センター３Ｆ監視室内に集約装置を設置し、監視局の無線受信の中継装置として⑧火山砂防情報センター3Ｆの十勝岳方向のベランダの柵⑨十勝岳火山砂防情報センター駐車場の電柱に無線中継装置（発生予測センサー同様）を設置し実証試験を行った。

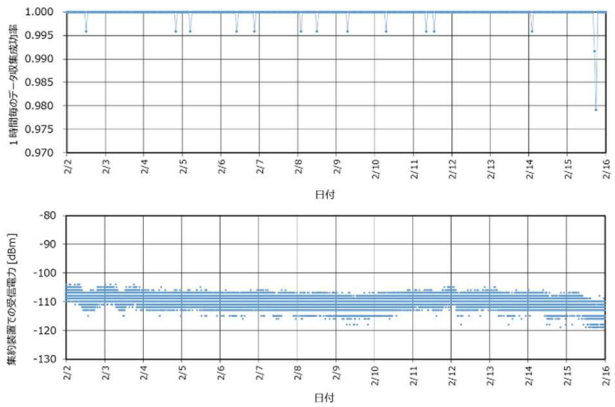


図－３　センサー位置図

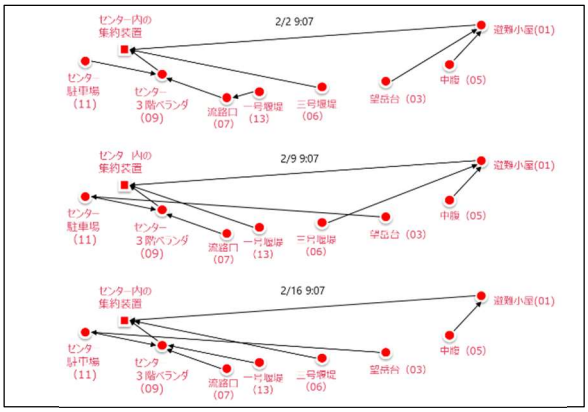
４．試験結果

振動・測域センサー、WEB 監視カメラ、クラウド監視システムは昨年までの砂防学会概要集にて発表・掲載しているので [1)]今回は発生予測センサーの無線伝送・中継結果について報告する。

最上流の①避難小屋付近 W1 ワイヤーセンサー支柱設置の発生予測センサーから監視局⑦十勝岳火山砂防情報センター3Ｆ集約装置の無線伝送・中継結果を図-4 に示す。発生予測センサーは 15 秒間隔で加速度センサー、温度センサーのデータを伝送し、現在解析を行った代表的な期間、平成 30 年 2 月 2 日～17 日の約 2 週間においては、ほとんどの期間でデータ収集成功率 100%、受信強度 110dBm（±5dbm 程度）、若干 99.6～97.8%の時が何回かあったが、ほぼ積雪寒冷地の火山地域においても安定したデータ伝送が可能であった。また、中継機能の特徴として中継経路を自動に最適経路に変更・伝送する機能においては、図-5 に示す通り、経路が自動で変更・伝送され正しく最適経路で伝送されていることが判明した。



図－４　無線伝送・中継結果



図－５　中継最適経路変更結果

５．まとめ

積雪寒冷地に対応した融雪型火山泥流検知システムを開発し、実際の北海道十勝岳山麓にて実証試験を行った。今回開発した発生予測センサーにおいて、積雪寒冷地の火山地域においても安定した長距離データ伝送が可能であった。若干収集率が落ちる時があったが、前後の通信を比較する処理等にて対応することで確実な伝送が可能である。また、このセンサーは、小型・軽量・安価・バッテリー動作のため、短時間に数多く面的に設置・観測が可能になり、新たな面的観測手法として期待できる。

また、本実証試験にご協力いただいた関係機関の皆様に謝意を申し上げます。

【参考文献】

１）柳町年輝・結城大介・藤浪武史・阿部孝章：IoT/M2M クラウドによる非接触火山泥流検知システムの十勝岳上流部における実証試験について、平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集　pp. A592-A593

P-193

1984 年インドネシア・メラピ火山噴火後の出水発生基準雨量の検討

新潟大学農学部　○権田　豊，野瀬田和明
京都大学防災研究所　宮田秀介，藤田正治，堤大三
インドネシア公共事業省　Akhyar Mushthofa，Santosa Sandy

1. はじめに

インドネシアでは，火山噴火後，雨期の集中豪雨の際に土石流等による二次災害が発生する危険性が高い（JICA, 2003）．噴火終息後は，インフラの復旧活動のほか，洪水流・土石流の緊急対策工事が早急に行われる必要がある．そのためには，土石流の発生基準雨量を明らかにすることが重要であるが，インドネシアでは十分な研究が行われていない．そこで本研究では，国土交通省・気象庁の設定手法（国交省ら，2005）を参考に，インドネシア・メラピ火山を対象に，土石流・洪水流の発生基準雨量を検討する．ただし，この設定手法は日本の降雨条件に合わせて策定されたものであり，日本とは降雨条件が異なるインドネシアへこの手法を適用するためには，設定手法等の修正が必要であると考えられる．そこで本研究では計算条件を様々に変化させた解析を実施し，インドネシアに適した設定手法を明かにし，その上で土石流・洪水流の発生基準雨量，その経年変化を定量的に把握する．

2.研究対象地および解析の概要

インドネシア，ジャワ島の中部のメラピ火山，南西斜面の Putih 川を研究対象地とした．Putih 川上流部は普段は流水の見られない水無川であるが，1984 年 6 月の噴火後に，降雨による大規模な土石流・洪水流が発生した．本研究では，1985 年 11 月から 1992 年 4 月までの雨期（11 月～4 月の 6 ヶ月）に，Putih 川上流の G.Maron 観測点（標高 961m）で観測された 10 分雨量データと，Mranggen 砂防ダム（標高 690m）で観測された 10 分毎の河川水位データを解析に使用した．水位データから土石流か洪水流かを判断できないため，本研究では，河川水位が 50cm 以上に上昇する現象を「出水」と統一的に扱うこととした．

国土交通省・気象庁の設定手法では，まず，観測データから前後の無降雨期間を考慮して降雨イベントを抽出し，各降雨イベントを出水降雨と非出水降雨に分類．次に非出水降雨を用いて RBFN 解析を行い，縦軸に短期降雨指標，横軸に長期降雨指標を用いた判別図上に RBFN 等値線を引く．最後に判別図の各等値線において見逃し率と空振り率を求め両者を勘案しながら出水発生基準雨量線を等値線の中から選定する．この手法をインドネシアに適用するためには，①降雨イベントを抽出する際の無降雨期間の長さ N，②RBFN 解析に使用するパラメータ等，③短期，長期雨量指数に用いる雨量についての再検討が必要と考えられる．

本研究では，短期降雨指標に 10 分間雨量，横軸に実効雨量を用いることとし，半減期 T を 6, 12, 24, 48, 96 [hr]の 5 ケース変えた実効雨量を求めた．N を 3, 6, 12, 24[hr]の 4 ケース変化させて降雨イベントを抽出し，平均降雨継続時間と最長降雨継続時間を求め，解析に用いる N を絞り込んだ．また，RBFN の等値線の位置によっては出水発生基準線を効果的に設定できない場合があるため，等値線の分布に影響を与えるλmax の値を変えて RBFN 解析を試行し，適切なλmax を求めた．

このλmax の値を用い，半減期 T を 6～96 [hr]の 5 ケース，N を 3～12[hr]の 3 ケース変えて RBFN 解析を行い，判別図を作成した．それぞれの判別図で，RBFN 等値線毎に見逃し率 X（式 1）と捕捉率 Z（式 2）を出水規模別に算出し，X=0 で，Z が最大となる RBFN 等値線を，出水発生基準雨量線とした．各判別図の出水発生基準雨量線 CL の Z の値を比較し，Z が最大となる T と N の組合せを探索した．

$$X = B/(A+B) \times 100 \quad (1)$$

$$Z = A/(A+C) \times 100 \quad (2)$$

ただし，注目している RBFN 等値線の RBFN 値を R とすると，A，B，C は，ピーク雨量の RBFN 値が A : R 以下となる出水降雨数，B : R より大きくなる出水降雨数，C : R 以下となる非出水降雨数である．

3. 結果と考察

従来，日本で用いられている N=24[hr]を用いて

降雨イベントを抽出した場合，平均降雨継続時間，最長降雨継続時間ともに非常に長くなることから，この値は不適切と判断した．

従来，崩壊・土石流の非発生雨量を RBFN 解析により設定する際に用いられるλmax=500～5000といった値を用いた場合，出水降雨のデータが分布する範囲に CL を設定できないという問題があることがわかった．そこで本研究では，λmax を従来の値よりも大きい 100,000 に設定した．

降雨イベントを抽出する最小無降雨期間 N と実効雨量の半減期 T の組み合わせ毎に判別図を作成し，出水規模別に Z の値を算出しそれらを比較した結果，T＝6[hr]， N=6[hr]の組み合わせを使った場合，いずれの出水規模においても Z の値が高く，判別精度が高いことがわかった（図 1）．

この T,N の組合せを用いた場合，出水規模，噴火からの経過年月により出水発生基準雨量線の RBFN 値は異なる結果となった（図 2）．例えば，ピーク流量 500 ㎥/s 以上，1000 ㎥/s 以上，1500 ㎥/s 以上で出水規模を分けた場合，1985 年は CL の RBFN 値は 0.9 で共通であったが，1986 年は，500 ㎥/s 以上では CL の RBFN 値は 0.9 で変わらなかった（図 2a）のに対し，ピーク流量 1000 ㎥/s 以上の出水の場合，CL の RBFN 値は 0.8 と減少し（図 2b），ピーク流量 1500 ㎥/s 以上の出水の場合，1986 年は 0.1 と RBFN 値が大幅に減少した（図 2c）といった具合に，出水規模が大きい程．CL の RBFN 値大きく変化する結果となった．

4.おわりに

本研究では，インドネシア・メラピ火山 Putih 川における，火山噴火後の降雨とそれにともなう出水の関係を解析し，国土交通省・気象庁による土石流発生基準雨量の設定手法をインドネシアに適用する場合に適した計算パラメータ，雨量指標を明かにした．さらにその手法により， Putih 川での出水規模別の土石流発生基準雨量とその経年変化を定量的に把握した．しかし，今回の解析では，出水降雨のデータが多くはなく，また使用した雨量と水位のデータの正確性に問題を感じた部分もある．今後研究を進めるにあたり，データの質と量を高める必要がある．

引用文献

JICA（2003）メラピ火山およびスメル火山防災事業（2），JICA 事業評価報告書，1-16

国交省・気象庁・国総研（2005）国交省河川局砂防部と気象庁予報部の連携による土砂災害警戒避難基準雨量の設定手法

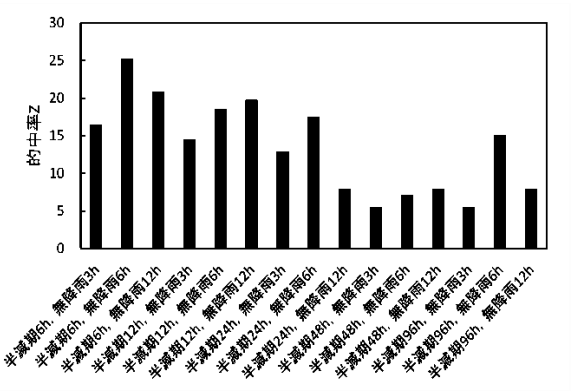


図 1 ピーク流量 500 ㎥/s 以上の出水降雨の的中率 Z と実効雨量の半減期と最小無降雨期間

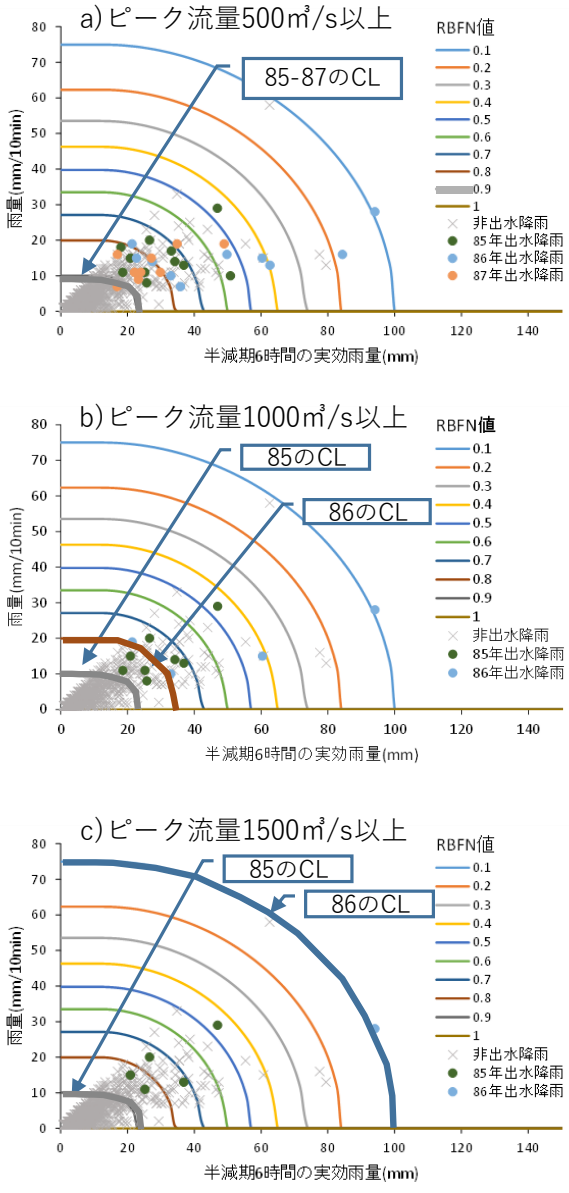


図 2　流量規模別の出水降雨の経年変化

P-194

火山灰物性から浸透能を概略的に推定する方法に関する一考察

国土交通省 九州地方整備局 九州技術事務所 堤　宏徳，山田將喜(現 九州地方整備局 情報通信技術課)，山本陽子
日本工営(株) ○田方　智，木佐洋志，手塚咲子

1. はじめに

火山噴火に伴って火山灰や火砕流が堆積した流域では，噴火後の降雨により土石流や泥流が頻発するようになるといわれている(例えば，池谷，1993)。これは，火山灰が地表面を覆うことにより噴火前に比べて地表の浸透能が急激に低下し，降雨時に表面流が発生しやすくなることが原因であるといわれる。そのため，火山噴火により火山灰が堆積した流域において，降雨時の表面流量を予測し流出規模をより正確・迅速に推定することは防災対策を行う上で非常に重要な課題である。降灰後の降雨時の表面流の発生には地表面に堆積した火山灰の浸透能や透水係数に影響されることから，噴火後に堆積した火山灰を対象として浸透能調査や透水試験が行われる。しかしながら，噴火直後は立入規制や安全上の面等で現地への立ち入りが困難となり，調査・試験の実施ができない場面が想定される。一方，近年，UAV やﾛﾎﾞｯﾄ技術の進歩により人が立ち入ることなく，現地から火山灰を採取してくる手法や UAV 等で取得した画像から粒径を把握する手法の開発が取り組まれており，今後の発展が見込まれる。

ここでは，UAV 等による火山灰の採取等により火山灰の粒径等の物性が把握可能な場合を想定し，火山灰物性から浸透能を概略的に推定する手法について検討を行った。火山灰が堆積した箇所における浸透能は，火山灰の物理的な特性のみならず，化学的特性や堆積厚さ，土壌水分状態等にも依ると考えられ，現地にて調査・試験，観測等を実施することが望ましいが，ここでは火山灰物性しか情報が得られない状況下で迅速かつ簡易的に土石流発生の急迫性を判断するためのひとつの材料とすることを想定し，考察を行った。

本検討では，2000 年に噴火した有珠山の火山灰，同じく 2000 年に噴火した三宅島の火山灰に加え，桜島の火山灰，メラピ火山の火山灰や火砕流堆積物，スメル火山の火山灰を対象とした試験結果，また，野村ら(2003)，西田ら(1996)，佐藤・渡邊(2001)より読み取った値を用いた。なお，火山灰堆積地において浸透能を計測する手法や火山灰の透水係数を計測する手法はいくつか挙げられるが，手法によってばらつきがあることから(田方ら，2007)，JIS 規格に基づいた透水試験結果を基に検討を進めるものとした。

2. 火山灰物性と透水係数の関係

2.1 粒径と透水係数の関係

まず，粒径と透水係数の関係をみていく。火山灰を対象とした既往文献では，下川・地頭薗(1992)が桜島および有珠山，諸外国の火山における火山灰について中央粒径と浸透能の関係を示し，大正噴火の火山灰の中央粒径から当時の浸透能を推定している。寺本(2005)は桜島の表層火山灰について，簡易散水式浸透能試験を実施して中央粒径との関係を示しており，中央粒径が大きくなるに伴って浸透能が増加する傾向があるとしている。図-1 に 50%粒径(D_{50})と透水係数の関係を示すが，ばらつきがあるものの，粒径が大きくなるほど透水係数が大きくなる傾向が認められる。

2.2 細粒分含有率と透水係数の関係

次に，細粒分含有率(0.075mm 以下)と透水係数の関係をみる。西田ら(1996)は雲仙普賢岳の火砕流堆積物やガリー内外の試料を用いて，粘土・シルトの割合と透水係数の関係を調べ，粘土・シルトの割合が少ないほど透水係数が大きいことを示している。Hendrayanto ら(1995)は，雲仙と桜島の火山灰を用いて細粒土砂の割合を変化させた試料で浸透試験を実施し，粘土分の含有割合が増加すると最終浸透能や透水係数の値が小さくなることを示している。図-2 に細粒分含有率(ｼﾙﾄ・粘土含有率)と透水係数の関

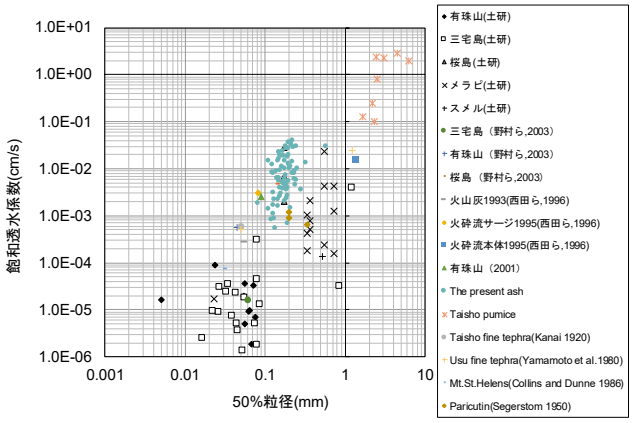


図-1 50%粒径(D_{50})と透水係数の関係

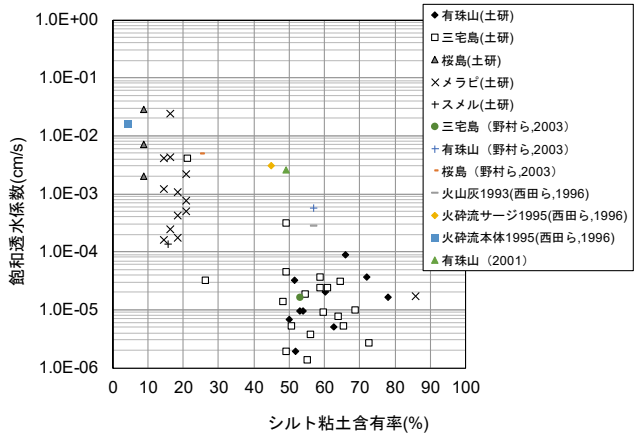


図-2 細粒分含有率と透水係数の関係

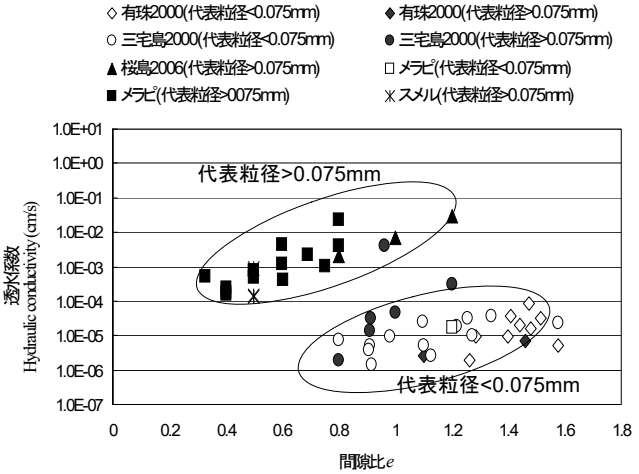


図-3 間隙比と透水係数の関係

係を示すが，ばらつきがあるものの，細粒分含有率が大きくなるほど透水係数が小さくなる傾向が認められ，既往研究と同様の結果が得られた。

2.3 間隙比と透水係数の関係

図-3 に間隙比と透水係数との関係を示す。ここでは，代表粒径 0.075mm（粗粒分と細粒分の境界）を境に整理したが，それぞれのグループで間隙比が大きいほど透水係数が大きくなる傾向がみられる。山内ら（1984）は桜島の火山灰を用いて定水位透水試験を実施し，間隙比と透水係数の関係を調べ，間隙比が大きいほど透水係数が大きくなる傾向があることを示しており，本研究における結果も同様の傾向が認められた。

3. 火山灰物性から透水係数を推定する式の検討

3.1 既往の透水係数推定式による推定値と実測値の比較

上述のように，火山灰の透水係数は粒度構成および間隙比と関係があることが示唆された。これまでも土の透水係数を推定する多くの式が提案されているがこれらの式も多くは粒径と間隙率の関数となっている。ここでは，古くから用いられている以下の推定式（Terzaghi の式）を用いて推定値と実測値の比較を行った。Terzaghi の式は間隙率と粒径の関数となっている。

$$\text{Terzaghi}：\ k=\frac{C_T}{\mu}\left\{\frac{n-0.13}{\sqrt[3]{1-n}}\right\}^2\cdot {D_{10}}^2 \quad \cdots (1)$$

ここで，k：透水係数(cm/s)，D_{10}：10%粒径(cm)，μ：水の粘性係数(g/(cm・sec))，n：間隙率 (%単位の 1/100)，C_T：形状係数である。

Terzaghi の式による推定値と実測値の比較を図-4 に示す。ここでは各推定式の形状係数のうち最も実測値との適合が良かった係数での計算結果を示している。推定式と実測値を比較すると適合性が良い結果となるが，透水係数 10^{-4}cm/s 以下で推定値の方が大きめの値を示す傾向が認められた。

3.2 重回帰分析による検討

上記のように，既往の透水係数を求める推定式(1)式はその式特有の係数を含んでいる。今回は Terzaghi 式でそれぞれ形状係数 C_h=116，C_T=10 のときに実測値と良く合う結果となったが，この係数は「ゆるい」や「丸みを帯びた」など選定の目安が判然としない。また，火山灰の堆積による流出規模の予測を考える場合，想定される降雨強度特に 10^{-4}cm/s オーダー以下の透水係数の予測精度が重要となるが，Terzaghi 式では 10^{-4}cm/s オーダー以下では推定値が大きめの値を示す傾向がみられた。そこで，目的変数を透水係数 k_s，説明変数を間隙比 e，50%粒径 D_{50}，30%粒径 D_{30}，10%粒径 D_{10}，細粒分含有率 F_c，均等係数 U_c などの組み合わせを用いて重回帰分析を行った。その結果，30%粒径 D_{30}，間隙比 e，均等係数 U_c を変数とした場合で最も高い重相関係数 R=0.909 が得られた。これらを変数として求めた推定式による推定値と実測値の比較を図-5 に示すが，1 オーダー程度のばらつきがある事例もあるが，概ね推定値と実測値が良く一致する結果が得られた。ところで，重回帰分析により求めた式の変数のひとつである間隙比 e を求めるには土の湿潤密度試験（JIS A 1225）を行うが，試料を乱さずに定容積で採取する必要がある。噴火時は十分な厚さで火山灰が堆積している箇所で試料採取ができるとは限らず，間隙比を計測できないことが十分に考えられる。そこで，粒度試験のみで対応できる推定式

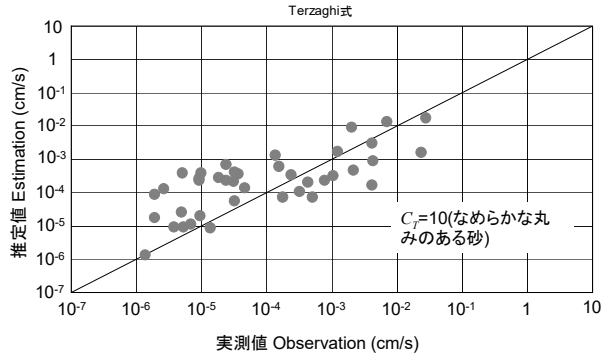


図-4 Terzaghi 式による推定値と実測値

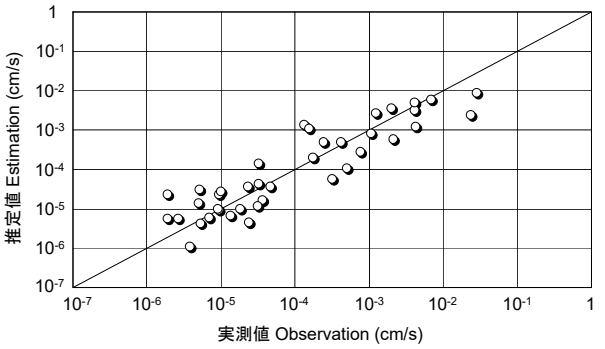


図-5 重回帰式による推定値と実測値

を考える。重回帰分析結果では 30%粒径 D_{30} と均等係数 U_c の組み合わせが最も良いが，火山灰試料によっては非常に細かい粒径を含むことがあるために D_{10} を求めづらく，U_c（$=D_{60}/D_{10}$）を算定できないことが考えられる。そのため，ここでは火山灰を対象とした場合に物理試験により容易に値が得られると想定される 30%粒径 D_{30}，50%粒径 D_{50}，細粒分含有率 F_c をそれぞれ単独の変数とした場合で最も相関性が高い F_c を用いた推定式を考えた。この場合，重相関係数 R=0.846 となる。

4. おわりに

火山灰を対象として，透水係数と粒度構成，間隙との関係について検討するとともに，透水係数を求める既往の推定式への適合性を検討した。その結果，火山灰の透水係数は粒径や間隙比との相関が認められた。また，透水係数を推定する既往の推定式に対する適用性を検討した。一方，火山灰の粒度組成や間隙比などを変数とした重回帰分析から，30%粒径，間隙比，均等係数を用いたときに最も高い相関が得られた。既往の推定式やここで検討した推定式は簡単な土質試験結果を基に値を求めることができるため，これらの式を状況に応じて活用することで火山噴火後に迅速かつ簡便に火山灰の浸透能を推定することができ，噴火後の緊急的な対応の一助となることが期待される。

謝辞：本検討を行うにあたり，土木研究所より試験結果を提供いただいた。また，鹿児島大学地頭薗教授にご助言をいただいた。

【参考文献】池谷（1993）：砂防学会誌，Vol.46，No.2　野村ら（2003）：砂防学会誌，Vol.55，No.6　西田ら(1996)：砂防学会誌，Vol.49，No.1　佐藤・渡邊(2001)：北海道開発土木研究所月報，No.581　田方ら(2007)：土木技術資料，49-8　下川・地頭薗(1992)：火山体の水循環-関係論文と既往研究ﾚﾋﾞｭｰ集　寺本(2005)：鹿児島大学農学部演習林研究報告，33　Hendrayanto.et al.(1995)：水文・水資源学会誌，第 8 巻，第 5 号

P-195

火山噴火後に土石流を引き起こす降雨量の変化に関する考察

一般財団法人 砂防・地すべり技術センター　○厚井高志・藤沢康弘・安養寺信夫
国土交通省 水管理・国土保全局 砂防部 砂防計画課　村松悦由*・大城久尚・城ケ崎正人
国土交通省 九州地方整備局 九州技術事務所　山田將喜**・山本陽子・堤宏徳
*現　関東地方整備局 品木ダム水質管理所　**現　九州地方整備局 情報通信技術課

１．はじめに

火山噴火により降灰があれば流域の水文環境が変化し，土石流が発生しやすくなることが知られているが，噴火後に土石流を引き起こす降雨量の変化については，噴火事例が少ないことに加え，土石流発生時刻や発生時雨量等のデータが統一的に整理されておらず十分に理解されていない。噴火後に土石流を引き起こす降雨量の変化を把握することは，降灰後の土石流に対する警戒避難を検討するうえで重要な検討課題といえる。

本研究では，わが国で近年発生した噴火事例について，噴火規模や土石流発生のタイミングを整理したうえで，噴火後に土石流を引き起こす雨量の特徴を時系列に把握することを目的とした。なお，本研究では，降灰後に発生する二次泥流，土砂流も含めて土石流と総称する。

２．方法

近年わが国において噴火後に土石流が発生した 9 事例（7 火山）を対象として，それらの状況を整理したうえで，噴火推移と降雨イベント時の土石流発生／非発生雨量の関係を時系列で比較した。土石流の発生状況は既往文献を参考に噴火後の土石流発生日時を整理し，土石流発生事例については土石流発生直前雨量，土石流非発生事例については日最大雨量を整理した。土石流発生時刻が不明なものは対象外とした。雨量は，対象渓流に最も近傍に位置する観測所の観測値をそのまま用い，噴火事例ごとに統一的に比較可能な 1 時間雨量（10 分間雨量がある場合は 60 分間雨量）を雨量指標として用いた。なお，近年活発な噴火活動を継続している桜島については特定の噴火イベントと土石流発生との関連を判断することが難しいため調査対象としない。

３．結果と考察

3.1 噴火後の土石流発生状況

対象とした噴火は近年噴火が発生した 9 事例のうち，噴火直後（噴火から概ね 1 か月以内）に降雨により土石流が発生したのは 5 事例あり，そのうち降灰により複数回の土石流が発生したのは，有珠山 1977 年噴火，雲仙普賢岳 1990 年噴火，三宅島 2000 年噴火の 3 事例，火砕流堆積物の影響を受けたものは口永良部島 2013 年噴火，御嶽山 2014 年噴火の 2 事例であった（表１）。残りの 4 事例（北海道駒ヶ岳 1996 年，1998 年，2000 年噴火，新燃岳 2011 年噴火）は複数回の降雨を経験し，噴火から概ね 4 か月以上経過してから土石流（顕著な土砂流出）が発生した。こうした噴火後の土石流発生状況の違いは，噴出規模や噴出物の性状等の違いが影響している可能性がある。

表１　対象７火山９噴火事例の噴火状況と噴火後の土石流発生状況

No.	火山	噴火発生日時 （★：主噴火，大規模噴火）	総噴出量※1 （見かけ km^3）	噴出量内訳※1 （見かけ km^3）			噴火様式	主な噴火現象	噴火後に初めて土石流発生が確認された年月日 〈経過期間〉	噴火後の土石流※2 発生状況
				溶岩流 溶岩ドーム	降下火砕物	火砕流 火砕サージ				
1	有珠山	★1977年8月7日～14日	0.1	－	0.08＜	? （火砕サージ?）	マグマ噴火 マグマ水蒸気噴火 水蒸気噴火	降灰	1977/8/16 〈概ね数日後〉	土石流（頻発）
2	雲仙普賢岳	1990年11月17日 1991年2月12日 ★1991年4月9日	0.3	0.1	0.0009	0.2	マグマ噴火 マグマ水蒸気噴火 水蒸気噴火	降灰（4月9日以降活発化） 火砕流（5月24日以降頻発）	1991/5/15 〈概ね1ヶ月後〉	土石流（頻発）
3	北海道駒ヶ岳	1996年3月5日	0.0001	－	0.0001	－	水蒸気噴火	降灰	1996/7/1 〈概ね4ヶ月後〉	顕著な土砂流出
		1998年10月25日	0.00005	－	0.00005	－	水蒸気噴火	降灰	1999/7/1 〈概ね8ヶ月後〉	顕著な土砂流出
		2000年9月4日～11月8日	0.0001	－	0.0001	－	水蒸気噴火	降灰	2001/7/16 〈概ね8ヶ月後〉	顕著な土砂流出
4	三宅島	★2000年7月8日	0.016	－	0.013	0.003	水蒸気噴火 マグマ水蒸気噴火	降灰 火砕流（8月29日発生）	2000/7/26 〈概ね2週間後〉	土石流（頻発）
5	新燃岳	★2011年1月26日 （以降2011年3月1日まで爆発的噴火13回）	0.025		0.025	－	マグマ水蒸気噴火 マグマ噴火	降灰	2011/6/25 〈概ね5ヶ月後〉	顕著な土砂流出
6	御嶽山	★2014年9月27日	0.0007～ 0.0013	－	総噴出量の10％以下が火砕流と推定され、残りが降下火砕物と考えられる		水蒸気噴火	降灰 火砕流（9月27日発生）	2014/10/5 〈概ね1週間後〉	土石流（1回発生）
7	口永良部島	★2015年 5月29日	0.001	－	?	?	マグマ水蒸気噴火	降灰 火砕流（5月29日発生）	2015/6/3 〈概ね数日後〉	土石流（1回発生）

※1 総噴出量・噴出量内訳は，御嶽山以外については（国研）産業技術総合研究所ホームページ：https://gbank.gsj.jp/volcano/cgi-bin/map.cgi，御嶽山についてはMaeno *et al.* (2016)から引用
※2「降灰後の土石流」に関する表現は文献等によって異なる。ここでは，文献等で主に「泥流」「土石流」と表現されている現象を「土石流」，主に「土砂移動」「土砂流出」と表現されている現象を「顕著な土砂流出」とした

3.2 噴火推移と土石流発生／非発生雨量との関係

噴火直後に土石流が頻発した有珠山 1977 年噴火，雲仙普賢岳 1990 年噴火，三宅島 2000 年噴火について，噴火と土石流発生／非発生雨量の時系列を整理した結果（図１），噴火後に初めて発生する土石流（以下，「初発土石流」と呼ぶ）は，時間雨量 11 mm（有珠山 1977 年噴火）を下限値として最大で時間雨量 26 mm（三宅島 2000 年噴火）までの範囲となった。噴火前または噴火初期は同程度の降雨があっても土石流は発生していないことから，噴火の継続に伴う火山灰の累加堆積が水文環境を変化させたことにより土石流が発生したと考えられ，従来の研究成果と整合的である。火山灰の堆積後，初発土石流はそれまでで最大の雨量で発生したが，その後は初発土石流発生以前には土石流が発生していない小さい雨量で土石流が発生していた。

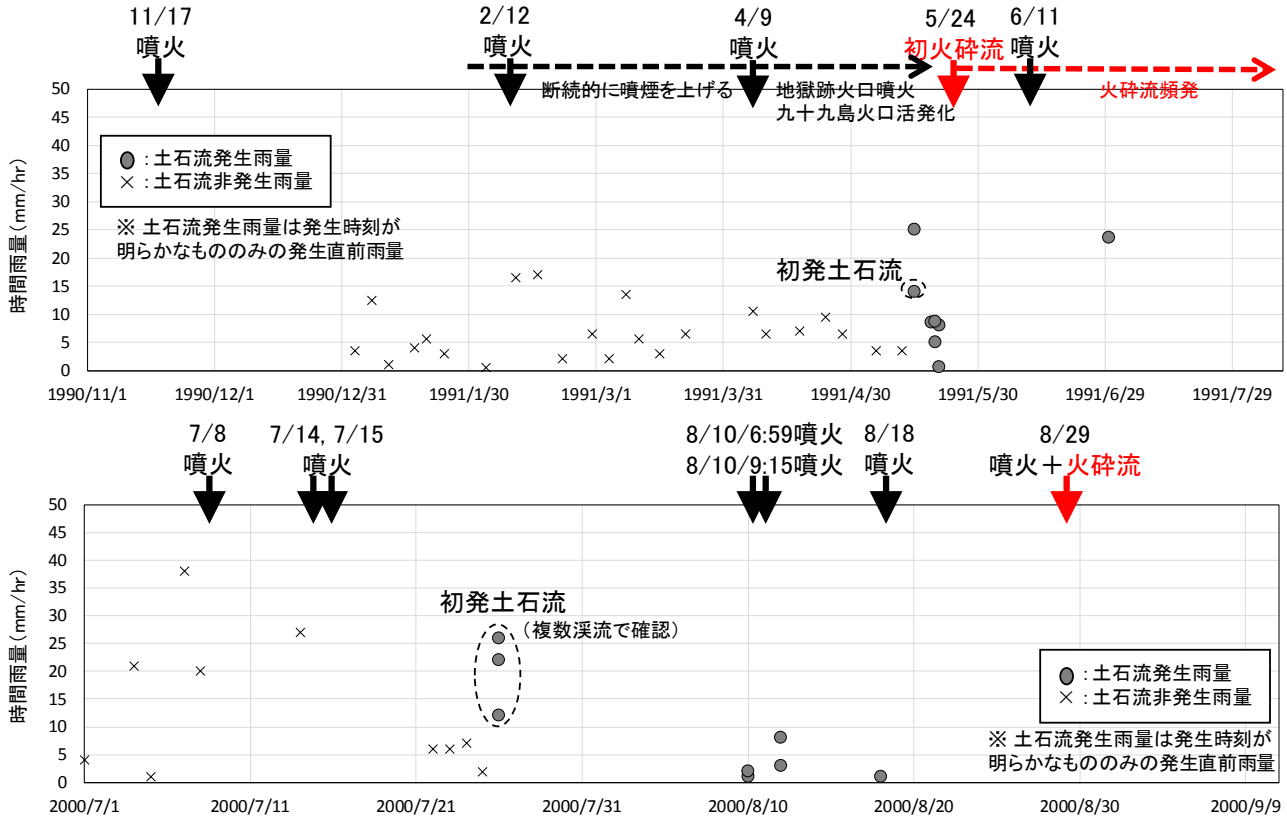


図１　雲仙普賢岳 1990 年噴火（上），三宅島 2000 年噴火（下）の推移と土石流発生／非発生雨量の時系列変化

3.3 噴火後に土石流を引き起こす降雨量の変化に関する考察

雲仙普賢岳噴火では 1991 年 5 月 15 日に土石流が初めて発生した後は小さな降雨でも土石流が発生しやすくなる傾向が報告されている（石川，1995）。本研究では，雲仙普賢岳に加えて，有珠山 1977 年噴火，三宅島 2000 年噴火でも同様の傾向が確認された。厚井ら（2018）は，新燃岳 2011 年噴火後の 9 月の大雨を契機として，中小規模出水時の流出土砂量が増加し，この理由として不安定土砂（火山灰）の斜面から河道への移動を指摘している。噴火後に土石流を引き起こす降雨量には，初発土石流発生の契機となる“きっかけ降雨”があり，こうしたきっかけ降雨により流域内の不安定土砂の状態や土石流発生条件が変化することが示唆される。

４．まとめ

近年発生した 9 噴火のうち，噴火直後に降灰により土石流が頻発したのは有珠山 1977 年噴火，雲仙普賢岳 1990 年噴火，三宅島 2000 年噴火の 3 事例であった。各噴火事例について噴火の推移，土石流発生／非発生雨量を整理した結果，初発土石流は時間雨量 11 mm～26 mm の範囲で発生していた。初発土石流の発生後はより小さな降雨量で土石流が発生しており，この理由として，火山灰の累加堆積に伴う水文環境の変化に加え，初発土石流を引き起こす降雨により不安定土砂の状態や土石流発生条件が変化するためと考えられた。

引用文献

石川芳治（1993）：雲仙岳噴火に伴う火砕流・土石流，社団法人土質工学会「雲仙岳の火山災害」，p. 59-76
厚井高志ら（2018）：2011 年新燃岳噴火による降灰があった山地森林流域からの土砂流出，砂防学会誌，Vol. 70，No. 6，p. 24-33
Maeno et al. (2016): Reconstruction of a phreatic eruption on 27 September 2014 at Onatake volcano, central Japan, based on proximal pyroclastic density current and fallout deposits, Earth, Planets and Space, 68

UAV を用いた火山噴火時の緊急調査について

国土交通省関東地方整備局　河川計画課　小松澤展（現関東地方整備局利根川ダム統合管理事務所）
国土交通省関東地方整備局　利根川水系砂防事務所　田村圭司，石北肇，風間宏（現関東地方整備局八ッ場ダム工事事務所）
国土交通省関東地方整備局　富士川砂防事務所　田中秀基（現近畿地方整備局六甲砂防事務所），萬徳昌昭
朝日航洋株式会社　○藤本拓史，松井宗廣，長野英次，安海高明，江藤稚佳子，櫻井由起子，森本洋一

1.　はじめに

火山噴火時は，噴火警戒レベルが通常時より高く設定され，入山規制（レベル 3）等により立入りが規制される。そのなかで，火口周辺の火山噴出物の堆積状況等を把握するには，リモートセンシングを活用することが有効である。

本報告では，近年活用が増加している UAV を取り上げ，H27 年箱根山噴火時と H30 年草津白根山噴火時の国土交通省の対応を事例に，今後火山噴火時に UAV を活用する上での留意点等をとりまとめた。

2.　UAV 関連の対応の流れ

H27 年箱根山噴火時の，UAV 関連の対応の流れを表 1 に整理した。国土交通省富士川砂防事務所の災害協定業者にて 2 回（1 回目 2 フライト，2 回目 4 フライト），UAV 飛行が実施された。

H30 年草津白根山噴火時には，国土交通省利根川水系砂防事務所の災害協定業者にて 1 回（5 フライト），UAV 飛行が実施された。

3.　UAV 撮影離発着場について

UAV 撮影のためには，離発着場を設定し，撮影コースを設定する必要がある。噴火レベル 3 では，箱根山，草津白根山とも火口からの距離等で立入りが規制されるため，離発着場はその外側に設定された。

箱根山では，早雲山駅前は報道機関が多く飛行時の安全等に支障を及ぼす可能性が考えられたため，姥子駅前駐車場が使用された。

草津白根山では，青葉山ゲレンデと山麓駅の両方で計画され，撮影範囲に合わせて両方が使用された。

表 1　H27 年箱根山噴火での UAV 等対応状況

H27						
5/6	-	6/30	7/2	8/9	9/3	9/11
箱根山が噴火レベル 2 へ	災害協定業者の選定	・箱根山が噴火レベル 3 へ ・関東地方整備局がヘリ調査実施 ・災害協定業者へフライト指示 ・したが霧により状況把握不能	災害協定業者による 1 回目 UAV 調査実施（6/30 及び 7/1 は降雨と強風のため中止）	災害協定業者による 2 回目 UAV 調査実施（1 回目実施後の変化状況把握等）	2 回目 UAV 調査結果を 1 回目の調査結果と合わせて記者発表	箱根山が噴火レベル 2 へ



図 1　H27 年箱根山噴火時の UAV 離発着場
（国土交通省記者発表資料に一部加筆）



図 2　H30 年草津白根山噴火時の UAV 離発着場

4. UAV 調査概況

4.1. H27 年箱根山噴火時の UAV 調査概況

H27 年箱根山噴火時は，7 月 2 日と 8 月 9 日の 2 回，UAV 撮影が実施された。撮影画像の例を以下に示す。



写真 1　H27 年箱根山噴火時に撮影された画像の例
（左：7 月 2 日撮影，右：8 月 9 日撮影
国土交通省記者発表資料より抜粋）

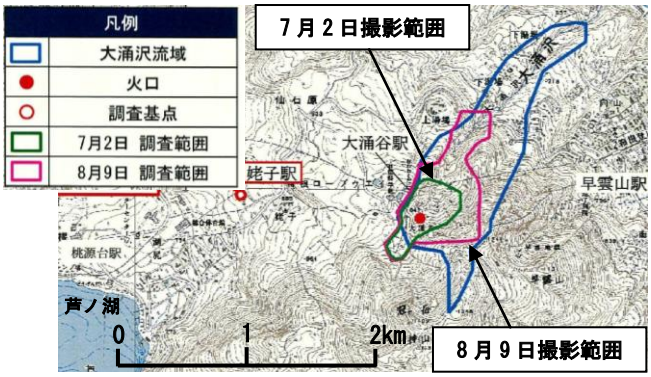


図 3　H27 年箱根山噴火時に撮影された範囲
（国土交通省記者発表資料に一部加筆）

4.2. H30 年草津白根山噴火時の UAV 調査概況

H30 年草津白根山噴火時は，1 月 28 日に UAV 撮影が実施された。撮影画像の例と撮影状況を以下に示す。



図 4　H30 年草津白根山噴火時に撮影された画像等
（国土交通省記者発表資料を抜粋）

5. 火山噴火時の UAV 調査の留意点

H27 年箱根山噴火および H30 年草津白根山噴火にて UAV 調査が実施された経験から，火山噴火時に UAV を用いて調査を行う際の留意点をまとめた。

①協定業者の体制・保有機体等情報の整理

H27 年箱根山噴火では，噴火後に協定業者になり得る業者の調査と選定を行ったが，事前に UAV の所有台数や緊急対応の可否，安全確保方策などの状況を調査し整理しておくと，噴火時の対応がスムーズとなり有効である。

②UAV 離発着場の選定

H27 年箱根山噴火では，姥子駅と早雲山駅の 2 つが UAV 離発着場の候補とされていたが，早雲山駅前は報道機関が多く飛行時の安全等に支障を及ぼす可能性が考えられたため，姥子駅前駐車場が使用された。また駐車場の使用のために，土地所有者に対して文書での手続きが生じた。

噴火時の離発着場のスムーズの選定のためには，離発着場の候補地や障害物等をまとめた図面等を作成しておくと良いと考えられる。

③現地の気象条件による影響

H30 年草津白根山では，災害協定業者の第 1 次パーティーが 1 月下旬に山麓駅離発着場に入ったが，視界不良，風速が強い等の影響で，飛行を実施できなかった。第 2 次パーティーが入った翌日の 1 月 28 日に，天候が良好となりようやく飛行が実施された。UAV による調査は，現地の気象条件に大きく影響を受ける。

④撮影画像の確認

離発着場からの飛行距離が長い場合，撮影画像の離発着場への伝送が難しくなるため，取得したい画像が取得できているか UAV 着陸後しか確認できない。

6. 火山噴火時のリモートセンシングの比較

火山噴火時には，UAV（撮影）以外にも，UAV（LP），実機（LP，撮影）や衛星等の活用が考えられる。以下に，火山噴火時に UAV（撮影）を活用した場合のメリット・デメリットを簡潔にまとめた。

表 2　火山噴火時の UAV（撮影）活用の
メリットとデメリット

種類	メリット	デメリット
UAV（撮影）	・無人である（人的安全が確保できる） ・撮影高度を下げて高画質で撮影することで，詳細状況が把握できる	・1 日の撮影可能範囲が限定的（撮影時間・速度の制約） ・現地気象条件（視界，風）の影響を受ける

参考文献

平成 28 年度　砂防学会研究発表会概要集　B 238-239
：2015 年箱根山・大涌谷噴火における UAV を用いた無人調査について

関東地方整備局河川部　酒井義尚
関東地方整備局河川部河川計画課　酒井良，小松澤展
富士川砂防事務所　田中秀基，村松悦由，榑林哲也，唐木理富
国際航業株式会社　金井啓通，江川真史，島田徹

P-197

シナリオシミュレーション形式での火山防災訓練の実施事例

国土交通省中部地方整備局富士砂防事務所　大森　英人，鈴木 聡，松本 浩茂(現 沼津河川国道事務所),杉本 宏之
岩手県立大学総合政策学部　伊藤 英之
日本工営株式会社　○池島 剛，松尾 環，鎌田 亮，吉田 政弘，鷹島 充寿，坂口 哲夫

1. はじめに

富士砂防事務所では，富士山噴火に伴う火山防災対応に対する関係機関との連携を図るため，防災訓練を継続的に実施している。これまでの DIG 形式による図上訓練から，平成 28 年度はクロスロード形式での新たな訓練手法にて実施し，今年はシナリオシミュレーション形式で訓練を行い，マンネリ化の防止と多角的な訓練効果による火山防災対応能力の向上を図った。

今回は，シナリオシミュレーション形式での防災訓練実施概要と訓練後のアンケート調査分析から浮かび上がった属性別の危機管理対応に対する意識特性を報告する。

2. シナリオシミュレーションについて

(1)概要

火山の状態，社会状況，参加者の職業・立場等の制約条件を設定したうえで，新たな状況を付加し，それらに対する状況判断と意思決定を行っていく個人あるいはグループの情報整理や対応行動を向上するための訓練である。なお，シナリオシミュレーションは，文部科学省科学研究費特定領域研究（領域番号 422），火山爆発のダイナミックス（領域代表者；井田善明）A05 班（火山噴火の長期予測と災害軽減のための基礎科学班）の研究成果の一部である。

(2) 期待される効果

- 実際に起きた噴火災害を仮想体験することで，災害対応の局面に応じた判断能力を高めることができる。
- 様々な立場・組織の当事者となって，関係機関の担当者と災害対応について協議することで、平常時から関係機関の連携を強化することができる。
- 異なる知識・スキル等を持つ人と議論することで，災害対応に関する多様な考えや価値観を共有することができる。

(3)訓練の手順

① 演習の前提条件（火山の状態，社会状況，参加者の立場等）をスライドに提示する。
② 設問が提示される。
③ 設問についてグループ(6 人程度)で協議する。
④ 参加者は，協議の中で出た意見を付箋等にメモする。
⑤ 代表者は，設問に対する感想等を発表する。

3. 訓練概要

(1)訓練日時及び開催場所

日時：平成 30 年 2 月 19 日（月）13：30～16：20
場所：ラ・ホール富士　5 回研修室

(2)訓練プログラム

開会，富士山火山緊急減災対策砂防計画に関する勉強会，訓練方法説明，訓練実施，設問に係る事例解説，訓練内容及び感想の発表，アンケート記入，閉会

(3)参加組織及び訓練参加者:21 組織，計 33 名

「環富士山火山防災連絡会」の 16 市町村，静岡県交通基盤部河川砂防局砂防課，静岡県東部危機管理局，山梨県県土整備部砂防課，山梨県防災危機管理課，富士五湖消防本部，山梨県富士･東部地域県民センター，山梨県富士・峡南地域県民センター，気象庁甲府地方気象台，気象庁静岡地方気象台，国土交通省富士砂防事務所

(4)アンケート項目

アンケート項目は，①所属機関，年齢，現在の配属先部署，②災害対応の種類，③訓練参加実績，④訓練への取り組み意欲，⑤訓練への参加理由，⑥防災や富士山に係る諸計画の理解度，⑦危機意識，**⑧災害対応における不安項目**，⑨訓練の満足度，⑩次回訓練への参加意欲，⑪次回希望する訓練形式 である。④以降の設問に対しては，5 段階評価での選択式回答とした。

4. 訓練結果概要

アンケート項目⑨訓練の満足度に対する回答は,「やや良かった」と「非常によかった」の回答率が 8 割以上であり，他者の意見を聞くことだけでなく，自ら意見を説明することの重要性の認識や顔の見える関係の構築を図ることができ，シナリオシミュレーション形式の訓練による防災対応能力の向上はある程度達成できたと考えられる（図 1）。

一方,“立場を固定しないで，それぞれの立場で議論したかった”といった平成 28 年度実施したクロスロード形式と同じく立場を固定した訓練形式を連続したことによる反省点も把握できた（表 1）。

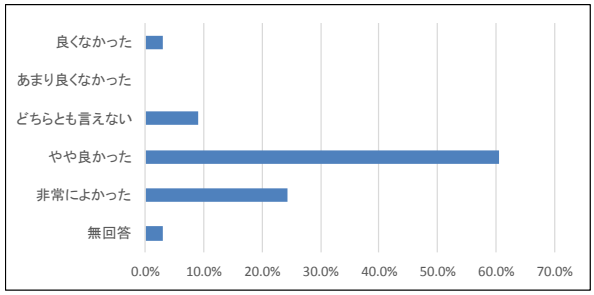


図 1　訓練の満足度に関する回答結果

表 1　主な回答理由

主な回答理由
レベル 3 には至らない事象でどのような対策をとるか、各機関の考えを確認する機会となった。
他の機関の方の顔を合わせ、考えを聞けたことが良かった。
各機関の役割、問題点等が確認できた。
計画にないところの話し合いだったので、各市の考え方を聞けたのは良かった。
シチュエーションで立場を固定するのではなく、むしろそれぞれの立場で議論をしたかった。

5. クラスター分析[4)]

訓練参加者の火山噴火対応における不安項目とその特性を把握するため,分散共分散行列による主成分分析と，主成分得点を変数としてクラスター分析を行った。なお，クラスター分析は，IBM 社 SPSSstatisticsver23 を使用した。

(1)主成分分析

図 2 に示すアンケート項目⑧（問 8）に対して主成分分析を行い，各項に対する共通要因を求めた。その結果，表 2 に示す共通要因が抽出された。

問8. 現在の災害対応の体制の中で富士山が噴火した場合を想像し、不安に思うことを5段階でお答えください。

	非常に不安	やや不安	どちらとも言えない	あまり不安ではない	全く不安ではない
①国（富士砂防事務所）からの情報提供	1	2	3	4	5
②機関内部及び関係機関相互の情報共有と発信	1	2	3	4	5
③住民等への避難情報の伝達・広報	1	2	3	4	5
④報道機関（マスコミ）対応	1	2	3	4	5
⑤住民、災害時要援護者、家畜等の避難対応	1	2	3	4	5
⑥入山自粛の呼びかけ及び観光客・登山者・入山者の帰宅促進	1	2	3	4	5
⑦噴石、溶岩流、火山灰等からの避難対応	1	2	3	4	5
⑧食料・飲料水、生活必需品、安全保護用品等の供給	1	2	3	4	5

図 2　アンケート項目⑧(問 8)の設問内容

表 2　説明された因子行列

成分行列[a]

	元データ 成分 1	元データ 成分 2	再調整 成分 1	再調整 成分 2
問8_2	.766	-.081	.793	-.084
問8_4	.709	-.387	.751	-.410
問8_5	.548	-.084	.702	-.107
問8_3	.670	-.572	.689	-.588
問8_7	.485	.083	.667	.114
問8_6	.673	.619	.634	.583
問8_8	.388	.641	.442	.729
問8_1	.199	.302	.274	.415

因子抽出法: 主成分分析

a. 2 個の成分が抽出されました

第 1 主成分（x 軸方向）として，問 8_2,4,5 に強い相関が認められた。また第 2 主成分（y 軸方向）としては，問 8_6,8 に強い相関性が認められた。問 8_2,4,5 の共通性として，情報伝達・共有があげられることから，x 軸の総合特性を「機関・マスコミ・住民に対する情報提供」とし，問 8_6,8 から y 軸の共通項として「局面に応じた判断」があげられることから，「局面に対する臨機応変な対応」と軸名を設定した。

(2)クラスター分析

次に問 8 の質問項目を変数として，クラスター分析を実施し，「臨機応変な対応」にも「機関等への情報提供」にも自信があるクラスター1，「臨機応変な対応」には自信があるが「情報提供」はあまり自信がないクラスター2，「情報提供」には自信があるが「臨機応変な対応」に自信がないクラスター3、そのいずれも自信がないクラスター4 の 4 つに回答者は分類された。

結果，クラスター1 は，全体の 18%（6 人/33 人）を占め，災害時における情報伝達（機関内部及び関係機関相互の情報共有，入山自粛の呼びかけ）についても局面に応じた避難誘導についてもある程度の自信をもっていることが明らかになった。一方，クラスター2 と 3 は，全体の 33%（11 人/33 人）を占めた。クラスター4 は，全体の 48%（16 人/33 人）を占め，避難誘導，情報伝達ともに自信がないことが明らかになった（表 3，図 4）。また，表 3 より，所属組織別では，自治体職員の半数がクラスター4 であり，発災時には上層あるいは上位機関からの「指示待ち」状態になる可能性が示唆される。

(3)平成 28 年度の訓練結果との比較

アンケート調査は平成 28 年度も実施しており，アンケート項目⑧に対して参加者の平均値を比較した。参加者 33 人中，約半数の 16 人は人事異動で代わっていることもあり，大きな変化は見られなかった。また、昨年度からクラスターが上がったのは 1 人/17 人中であった。

表 3　クラスター分析結果（左：所属機関別，右：年齢別）

所属機関	クラスター 1	2	3	4	総計
国	1	1	1	3	6
県	0	2	0	5	7
自治体	3	2	2	7	14
その他	2	3	0	1	6
総計	6	8	3	16	33

年齢	クラスター 1	2	3	4	総計
20 代	2	1	0	0	3
30 代	1	1	2	7	11
40 代	1	4	1	6	12
50 代	2	2	0	2	6
無回答	0	0	0	1	1
総計	6	8	3	16	33

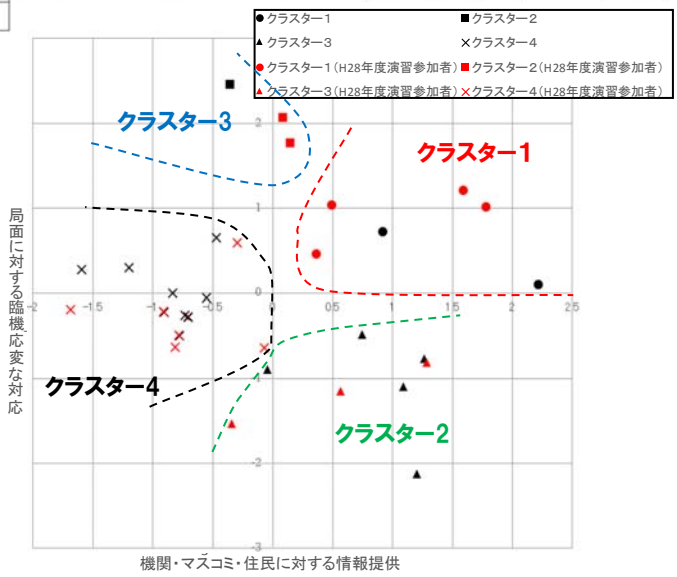


図 4　クラスター分析結果

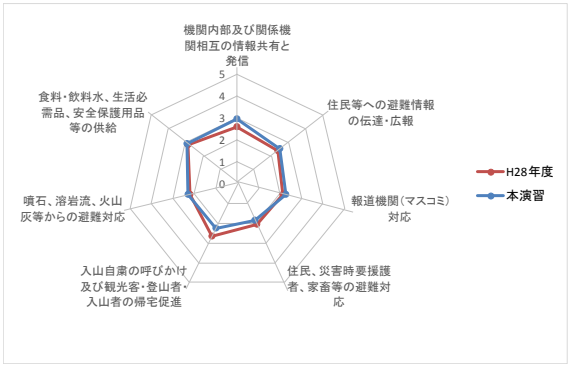


図 5　平成 28 年度訓練結果との比較（問8）

6. まとめと今後の課題

参加者アンケートから，シナリオシミュレーションは，平成 28 年度に実施したクロスロードとともに満足度が高く有効な手法であるといえる。また，クラスター分析では，クラスター 1 以外の参加者の 82%が火山現象に応じた避難対応や情報伝達に自信が無く不安を感じていることが明らかとなった。富士山の広域避難対応においては，火山現象に応じた警戒避難対応、主体的な行動が求められ，対応者も常に入れ替わるため，今後も継続的に訓練を実施し，災害時の判断能力の向上や人材育成を行うことが必要と考えられる。

主な参考文献

1) 吉川ら：火山危機対応シナリオシミュレーションの開発,日本地球惑星科学連合大会予稿集,V238-P001,2007.

2) 火山噴火シナリオシミュレーションの実施と評価，文部科学省科学研究費特定領域研究（領域番号 422）研究成果報告書(平成 18 年度),2007

3) 鈴木ら：火山噴火対応を想定したクロスロード形式での防災訓練の実施事例，平成 29 年度砂防学会研究発表会概要集, p 600,2017

P-198

十和田火山ハザードマップにおける融雪型火山泥流の影響想定

○アジア航測株式会社　荒井健一・廣谷志穂・岸本博志，
弘前大学農学生命科学部　檜垣大助，
秋田大学教育文化学部　林信太郎，
青森県防災危機管理課，秋田県総合防災課

Keyword；融雪型火山泥流　カルデラ噴火　土砂移動シナリオ　火山ハザードマップ　ハイドログラフ

1．はじめに

十和田火山のハザードマップを作成した。十和田火山の直近噴火は西暦915年(以降，「平安噴火」という)に起きた。ハザードマップには，直近噴火と同程度の噴出量2×10^9 m^3（20億立米）の火砕流が積雪期に起きて融雪型火山泥流となり，下流平野部で氾濫する土砂移動のシナリオも想定した。泥流総量が大きく，対象面積も広くなることが考えられたため，国内で公表されている他のマップとは考え方を変えて作成した。

2．十和田火山噴火後に発生実績のある大規模泥流

平安噴火のときに起きた「毛馬内火砕流」は少なくとも約20㎞離れた場所まで達したほか，その後発生した火山泥流が大湯川・米代川（図1）で大洪水を引き起こして大量の軽石や火山灰で人家を埋没するなどの被害を引き起こした（平山・市川，1966）。同噴火に伴う火山泥流堆積物が北方向の岩木川沿いでも確認されている（小野・他,2012）。噴火は夏季に発生した（Hayakawa,1985）ため，この火山泥流は融雪型ではない。しかし，大量の泥流が流走して平野部に至る状況を参考にした。

3．影響想定の方法と条件

融雪型火山泥流の流下範囲想定は，火山周辺の積雪分布と融雪熱源となる火砕物の被覆範囲，地形，ピーク流量など様々の要因により変化する。

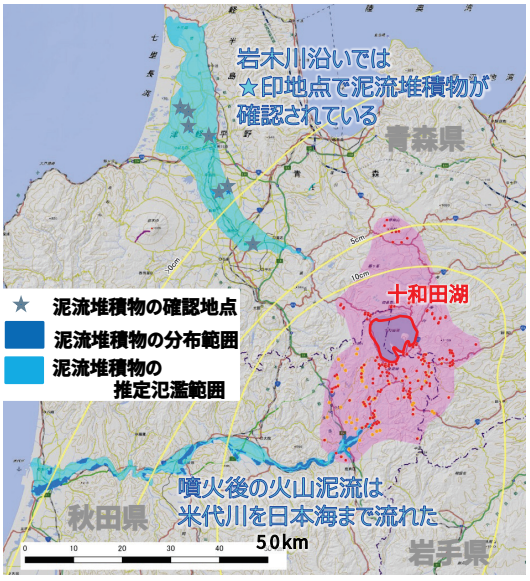


図1　平安噴火による火砕流影響範囲（十和田湖を中心とする網掛け部分）と噴火後の泥流流下経路（推定範囲含）

噴火の条件：平安噴火で発生した最も規模の大きな火砕流の分布範囲（広井・他,2015等）と規模を参考に簡略化して設定した（図2）。実績では米代川方向に多く流下したが，地形や噴火場所や噴煙の倒壊状況などに全方向へ同じことが起きる可能性があるため，岩木川方向，奥入瀬川方向を加えた３方向への影響を想定した（図3）。融雪速度や範囲に係る火砕流の温度は一律600℃と仮定した。

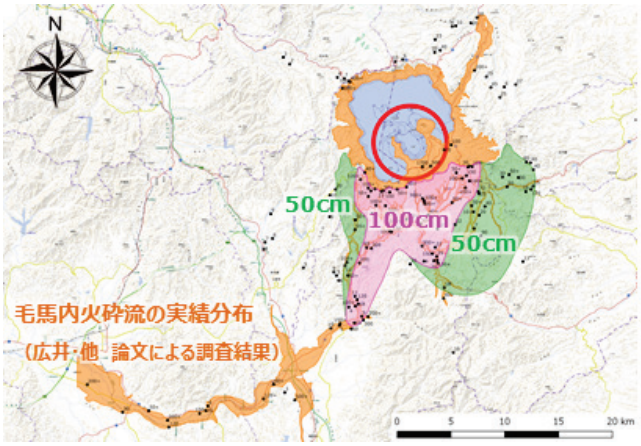


図2　平安噴火の実績を参考に簡略化して想定した火砕流影響範囲と層厚分布（100㎝と50㎝の範囲のみが融雪に寄与する範囲と仮定した）



図3　大湯川・米代川方向への火砕流実績範囲線を岩木川方向，奥入瀬川方向へ回転して配置して仮定した

積雪の条件：標高-積雪深グラフから標高100m毎の2年超過確率の年最大積雪深を算出して使用した。

ハイドログラフ：多くの火山では谷出口付近から，

十勝岳の大正泥流の再現検討に基づく三角形ハイドログラフで計算しているが，今回の想定では火砕流到達距離が大きいこと（＝最初に融雪する場所から谷出口で融雪が開始するまでの時間差が大きい）から，標高100mごとの累計積雪水量，火砕流の移動速度，融雪速度，谷出口までの泥流の移動時間を考慮したハイドログラフを作成した（図4，図5）。

なお，米代川流域で想定した泥流総量は1.89億m^3であり，谷出口におけるピーク流量は，16,000m^3/sと算出した。岩木川，奥入瀬川の泥流総量はそれぞれ1.95億m^3，1.60億m^3である。

地形の条件：現在の地形データ（国土地理院の10mメッシュ標高から作成した100mメッシュ）を使用した。河川堤防やダムなどの構造物の効果は反映していない。

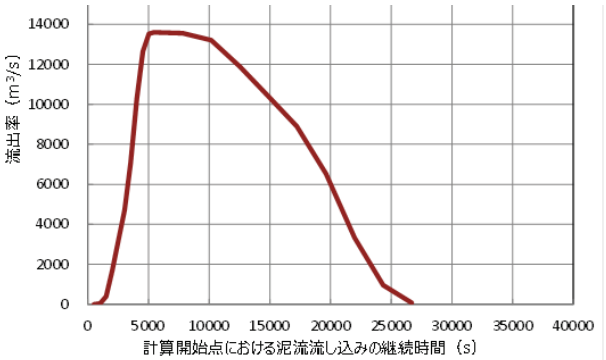


図5　作成した米代川方向へのハイドログラフ

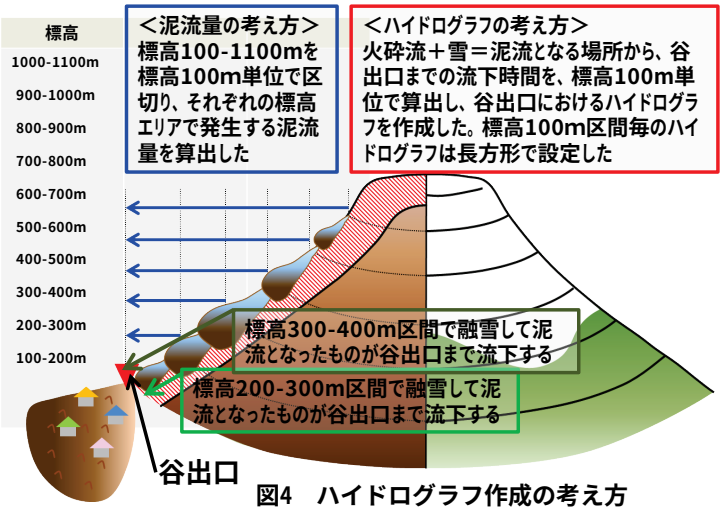


図4　ハイドログラフ作成の考え方

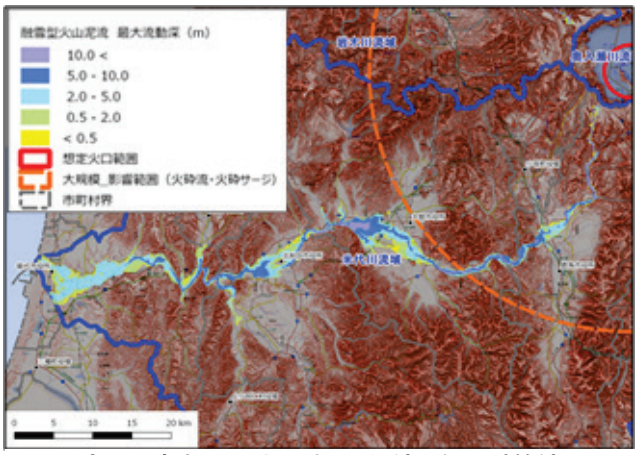


図6　米代川方向への融雪型火山泥流影響の計算結果

4．影響想定結果と今後の課題

今回想定した条件による計算結果（図6）は，平安噴火の後に発生した泥流の氾濫範囲（堆積物からの地質学的推定）と概ね同じ範囲で氾濫する結果となった。条件設定や使用地形データ等はさらに解像度を高めていく余地はあるが，概略で危険範囲を把握するという目的は達成できた。算出したピーク流量16,000m^3/sは国内で想定している泥流と比較すると大きな値であるが，例えばコロンビアのNevado del Huila火山で2007年の噴火に伴い発生した約3億m^3の泥流が火口から24kmの離れた場所で最大13,500m^3（R.Worni and others,2012）と報告されていることから現実的な値であると考える。

海外の冠氷雪地域の火山におけるハザードマップではH／Lでゾーニングしているものや，実績データから導いた「泥流の氾濫面積＝200×泥流総量（体積）の2/3乗」で想定している例がある（J. P. Griswold and others, 2007等）。これらの手法による検証をしていく予定である。なお，火砕流が雪面を覆うだけでは大量の泥流を発生させることは難しく，雪や氷塊と火砕物の混合が要因（T.C.Pierson and others,1990）との考えもあることから，誘因となる現象や泥流総量の見積方法については引き続き議論が必要である。

＜参考文献＞

J.P. Griswold and R.M. Iverson (2007) Mobility statistics and automated hazard mapping for debris flows and rock avalanches. S.I.R.,USGS.

Hayakawa, Y. (1985) Pyroclastic Geology of Towada Volcano. BULL. EARTHQ. UNIV.TOKYO, 60, 507-592.

平山・市川 (1966) 1,000年前のシラス洪水～発掘された十和田湖伝説～. 地質ニュース, 140, 10-28.

広井・宮本・田中（2015）十和田火山平安噴火（噴火エピソードA）の噴出物層序及び噴火推移の再検討. 火山, 60, 187-209.

宮田・村重・堤・宮本・藤田（2012）融雪が火山泥流の堆積域に及ぼす影響の基礎的検討.京大防災研年報, 55, 381-390.

小野・片岡・海津・里口（2012）十和田火山AD915噴火後のラハールが及ぼした津軽平野中部の堆積環境への影響.第四紀研究,51,317-330.

T.C.Pierson, R.J.Janda, J.Thouret and C.A.Borrero (1990) Perturbation and melting of snow and ice by the 13 November 1985 eruption of Nevado del Ruiz, Colombia, and consequent mobilization, flow and deposition of lahars. J.V.G.R.,41,17-66.

R.Worni, C.Huggel, M.Stoffel and B.Pulgarín (2012) Challenges of modeling current very large lahars at Nevado del Huila Volcano, Colombia. Bull.Vol., 74, 309-324.

なお，本発表で紹介した十和田火山ハザードマップの全編は，十和田火山防災協議会が「十和田火山災害想定影響範囲図」として青森県防災ホームページ，秋田県防災ポータルサイト等で公表しています。

P-199

プロジェクションマッピングを活用した火山噴火被害想定の説明事例

日本工営株式会社　○笠原亮一、飯沼達夫、上條孝徳

1.　はじめに

近年、３D プリンターをはじめとする 3 次元立体模型作成技術に関する技術が急速に発展しており、博物館などで精密な立体地形模型の展示が行われている。また、プロジェクターで立体模型に映像を投影するプロジェクションマッピング技術を活用した調査や解析結果の新しい可視化方法が試みられている（芝原,2015 等）。

今回、災害の影響範囲を分かりやすく表現するため、影響範囲の表示が複雑になる火山災害を対象に大型の段ボールジオラマ（写真-1）とプロジェクションマッピングによる情報投影を組み合わせた説明事例を報告する。

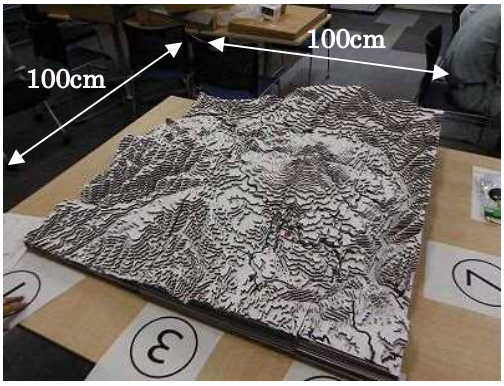


写真-1　作成した段ボールジオラマ

2.　秋田焼山火山噴火緊急減災計画検討委員会について

我が国は世界有数の火山国であり、国土交通省東北地方整備局管内には、「火山防災のために監視・観測体制の充実等の必要がある火山」が 11 火山存在するが、平成 27 年度時点で秋田焼山は同計画が未策定であった。

そのため、平成 27 年度から平成 29 年度まで、秋田県河川砂防課と共同で「秋田焼山火山噴火緊急減災対策砂防計画検討委員会」を設置し、想定シナリオや想定される影響範囲など緊急減災計画策定に必要な検討を経て、秋田焼山緊急減災計画を平成 29 年 2 月に策定している。

なお、委員会は公開としており、地域の方々にも火山噴火によって起こり得る現象を理解していただく重要な機会である。そのため、段ボール製のジオラマ模型を活用した被害想定の可視化を試みた。

3.　ジオラマの活用

緊急減災計画では、火山が噴火した際に発生する火山現象や土砂移動現象について、想定される現象や影響範囲をできるだけ具体に把握することが第一歩であり、委員会においてはこれらを視覚的に確認しつつ、想定の適否とともに、事象に対する準備や対策の検討に繋げられるようジオラマを活用した説明を実施した。

緊急減災計画における想定現象は、①降灰、②火砕流、③融雪型火山泥流、④降灰後の土石流、⑤噴石など多種にわたる。また、影響範囲の想定には、地形の影響をより現実に近づけて説明するため、100cm×100cm の段ボール製のジオラマ上に想定現象とその影響範囲をプロジェクターで投

影しながら、地形と影響範囲を関連づけて委員と一般傍聴者に説明を行うことができた。

作成したジオラマは、強化段ボール製で、表面には、緊急時の避難路になることが想定される主要道路や重要保全対象である温泉地等の位置を印刷し映像を投影しながら保全対象の位置が分かるようにした。等高線間隔は、議論の中心となる秋田焼山を20m、周辺地形を 40m とし、想定現象の影響範囲に関連する地形が表現可能なように異なる等高線間隔で作成した（表-1)。

表-1　作成した段ボールジオラマの諸元

	項目		作成条件
地図	スケール		1/15000
	等高線間隔		40m
	補助等高線		20m
	地図表示情報（印刷） ※モノクロ		道路 主要保全対象
模型	素材		段ボール製
	模型サイズ	縦	100cm
		横	100cm
		高さ	20cm程度
	等高線段数		31段
	1段あたりの厚さ（等高線）	40m	6mm(3mm×2枚)
	1段あたりの厚さ（補助等高線）	20m	3mm
	段ボール色		白
	加工方法（レーザー、カッター）		レーザー

ジオラマ上に投影した情報は、標高別に色を表示した彩色陰影図の他（写真-2)、想定火口の範囲や降灰、火砕流など数値解析結果を表示した（写真-3)。



写真-2　委員会での説明状況

特に融雪型火山泥流は、冬期に火砕流が発生した際、積雪が急激に融解し発生する現象であることから、一連の経過を分かりやすく表現するため、積雪をイメージした背景に火砕流の想定範囲を示してから、融雪型火山泥流が発生するシナリオとして、時系列を考慮した投影と説明を行った。

影響範囲の説明後は、「想定している現象がなぜその方向に行くのか分かりやすかった」、「防災教育に役立つと思う」など、好意的な意見を頂いている。

4.　おわりに

今回のプロジェクションマッピングでは、プロジェクター固定方法や投影画像の歪み補正に課題はあるが、複雑な火山災害の影響範囲の説明には有効な表現方法であった。

プロジェクションマッピングは、自然現象や災害の情報等の各種情報を具体的イメージとともに伝えることが可能であり、住民説明会、防災訓練など様々な砂防分野に活用し、地域の防災力向上等に寄与することが今後期待される。

最後に、秋田焼山検討委員会でプロジェクションマッピングを実施する際に、湯沢河川国道事務所調査第一課、秋田県建設部河川砂防課の各ご担当者様には、多大な協力とアドバイスをいただきました。ここに記して感謝いたします。

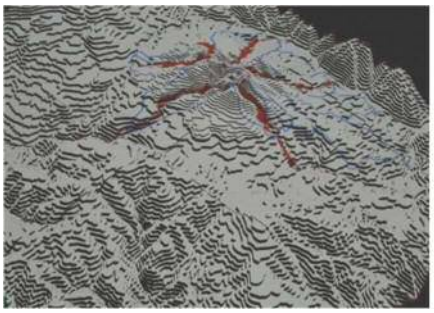


写真-3　火砕流の影響範囲

P-200

火山噴出物の特性および降雨特性に着目した土石流発生形態に関する一考察

（一財）砂防・地すべり技術センター　○藤沢 康弘、厚井 高志、安養寺 信夫
国土交通省 九州地方整備局 九州技術事務所　山本 陽子、山田 將喜*、堤 宏徳
国土交通省 水管理・国土保全局 砂防部 砂防計画課　大城 久尚、村松 悦由**、城ヶ崎 正人
*現 九州地方整備局　情報通信技術課、**現 関東地方整備局　品木ダム水質管理所

1. はじめに

降灰後に発生する土石流は、直接的な誘因となる雨量だけではなく、噴火規模（堆積量）や火山噴出物の特性（層厚、粒径、孔隙・空隙、固化成分）などさまざまな要因が複雑に関与していることが指摘されている（厚井ら、2013など）。新燃岳 2011 年噴火では軽石主体の噴出物が多く堆積したが、その後の降雨でも土石流は頻発せず、比較的規模の大きい降雨イベント時に単発的に土砂移動が発生している。一方、細粒火山灰が堆積した三宅島 2000 年噴火時には規模の小さな降雨で土石流が発生している。このように火山噴出物の特性に応じて土石流を引き起こす降雨規模は異なると考えられるが、火山灰特性に着目して統一的に降雨特性を整理した事例は少ない。

本発表では、我が国で近年発生した噴火事例を対象に、火山噴出物の特徴の違いによる土石流発生の降雨特性（時間雨量、連続雨量）を把握し、さらに土石流発生に関与する雨量の特徴を踏まえて、火山噴出物の特性に応じた土石流発生のメカニズムを考察した。

2. 着目した噴火事例および火山噴出物の特性

対象とした噴火事例は、近年国内で噴火後に土石流（土砂流も含む）が発生した主な 9 事例のうち、降灰直後（噴火後概ね 1 ヶ月以内）に土石流が発生していない事例、および火砕流により渓流沿い火山灰等が厚く堆積した事例を除き、降下火山灰に起因する土石流が発生した 3 事例(有珠山 1977 年噴火、雲仙普賢岳 1991 年噴火（火砕流発生以前)、三宅島 2000 年噴火)とした。これらの噴火による噴出物について、粒径および孔隙・空隙に影響し、現地で比較的容易に区分できる指標として、軽石を主体とする堆積物か、火山灰を主体とするかに着目して区分した。なお、軽石が堆積した噴火事例が少ないため、新燃岳 2011 年を参考事例として取り扱った。

（1）有珠山 1977 年噴火（軽石を主体とする堆積物）

1977 年 8 月 7 日に山頂火口原からプリニー式の大規模な軽石噴火が発生し、中～大規模な軽石噴火が 14 日まで繰返し、軽石および火山灰が山頂に約 1m、山麓に 30～100cm と厚く堆積した。そして 8 月 16 日の降雨（土石流発生直前雨量 11mm/hr）で降灰後に初めて土石流が発生した。

（2）雲仙普賢岳 1991 年噴火（細粒火山灰を主体とする堆積物）

1990 年 11 月 17 日に噴火が発生し、2 月 12 日の噴火では山頂付近で約 30cm の火山灰が堆積している。これ以降は断続的に噴煙を上げて 4 月 9 日に地獄跡火口から水蒸気爆発が発生した後噴火が活発化し、5 月 24 日に初めての火砕流が発生した。火砕流発生前の 5 月 15 日の降雨（土石流発生直前雨量 14mm/hr）で降灰後に初めて土石流が発生した。

（3）三宅島 2000 年噴火（細粒火山灰を主体とする堆積物）

2000 年 7 月 8 日に山頂でマグマ水蒸気噴火が発生し、15 日には山頂より大規模な降灰を伴う噴火が発生して、山頂付近では 1m 以上の火山灰が堆積している。そして 7 月 26 日の降雨（土石流発生直前雨量 12mm/hr）により火山灰が堆積している北東～東斜面で土石流が多発している。

3. 火山噴出物の特徴の違いによる土石流発生の降雨特性

火山灰等の特性（軽石主体の堆積物か否か）と、大雨時の土石流発生に関与していると考えられている時間雨量（短時間の降雨量）と連続雨量（長時間の降雨量）の関係に着目して整理した（表 1)。

軽石主体の堆積物か否かに着目した土石流発生直前の時間雨量と連続雨量の関係を図 1 に示す。軽石を主体とする堆積物であった有珠山 1977 年噴火、および参考として示した新燃岳 2011 年噴火の方が、それ以外の火山灰を主体とする堆積物の場合と比較して、データ数が少ないため明瞭に区分することは困難であるが、時間雨量、連続雨量共に大きくなる傾向が認められる。

4. 土石流発生形態に関する考察

時間雨量に着目すると、比較的小さい雨量強度で表面流が発生すると考えられる細粒火山灰が堆積した三宅島

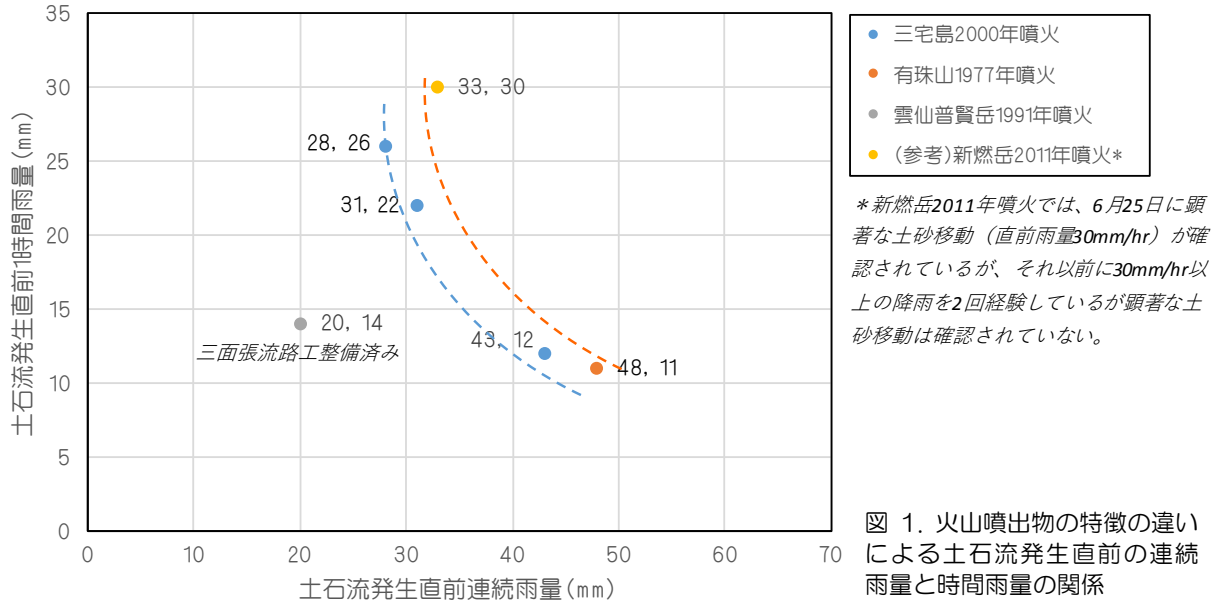
2000 年噴火（土石流が発生した下限値 12mm/hr）より、表面流が発生しにくいと考えられる軽石主体の堆積物であった有珠山 1977 年噴火の方が低い雨量強度（土石流が発生した下限値 11mm/hr）となっている。これは流域面積や地形、施設整備や土地利用状況などの地域特性の違いに加え、有珠山 1977 年噴火では土石流が発生した渓流源頭部付近で 1 m 程度の軽石が厚く堆積していことも要因と考えられる。

また一方で連続雨量に着目すると、軽石主体の堆積物の方が土石流発生までの連続雨量が多くなっている。これは軽石主体の堆積物の方が、粒径が大きく粒子間の空隙が多く透水性が高くなるのに加え、粒子の孔隙に雨水を一時的に蓄えることにより、土石流発生までの連続雨量が多くなっていると考えられる。

以上の事から、土石流発生は火山噴出物の特性の違いにより、浸透能低下による表面流発生に起因する場合と、地下水の上昇による火山灰堆積層の移動に起因する場合などの発生形態が考えられる。

表 1. 降灰後初めて発生した土石流の発生直前雨量

	河道内流下（被害なし）	被害あり	
		農地等被害または施設被害	建物被害
有珠山 1977年噴火（軽石主体）	【8月16日22時 板谷川】 時間雨量:11 mm / 連続雨量:48 mm （観測所:西胆振消防本部）	【8月16日22時 入江川・床丹川】 時間雨量:11 mm / 連続雨量:48 mm （観測所:西胆振消防本部）	【8月16日22時 西山川】 時間雨量:11 mm / 連続雨量:48 mm （観測所:西胆振消防本部）
雲仙普賢岳 1991年噴火（細粒火山灰主体）	【5月15日1時48分 水無川】 時間雨量:14 mm / 連続雨量:20 mm （観測所:雲仙岳測候所） *施設（三面張流路工）整備済み*	—	—
三宅島 2000年噴火（細粒火山灰主体）	【7月26日8時24分 釜の尻沢】 時間雨量:12 mm / 連続雨量:43 mm （観測所:三宅支庁）	—	【7月26日7時47分 三七沢】 時間雨量:26 mm / 連続雨量:28 mm 【7月26日8時1分 とんび沢】 時間雨量:22 mm / 連続雨量:31 mm （観測所:三宅村役場）



＊新燃岳2011年噴火では、6月25日に顕著な土砂移動（直前雨量30mm/hr）が確認されているが、それ以前に30mm/hr以上の降雨を2回経験しているが顕著な土砂移動は確認されていない。

図 1. 火山噴出物の特徴の違いによる土石流発生直前の連続雨量と時間雨量の関係

5. 今後の課題

平成 22 年の土砂災害防止法の改正により、河道閉塞や降灰等の堆積後の降雨に起因する土石流といった大規模な土砂災害については、国が緊急調査を行い、被害の想定される区域・時期の情報（土砂災害緊急情報）を市町村長に提供することとなり、降灰等の堆積後の降雨に起因する土石流については、被害が生じるおそれのある時期として、土石流の発生の恐れのある雨量基準を通知することとなっている。しかし近年の噴火実績がない火山も多く、その場合は他の火山におけるデータを参考に設定しているのが現状で、表面流発生や土砂濃度等の検討のための基礎データが充分でないため、多様な噴火様式に対応した雨量基準を具体的に設定することが難しい。

そのため、今後噴火が発生した場合は火山灰等の特性（密度や粒径、層厚、堆積構造等）に関するデータの蓄積に加え、近年噴火した火山の火山灰等の特性を調査する必要がある。

＜引用文献＞

厚井高志ら（2013）：降雨流出・土砂流出に影響する火山噴出物の特性―2011 年新燃岳噴火の事例―，砂防学会誌，Vol.65, No.6, p. 37-45

P-201

航空レーザーデータの差分解析による雲仙岳溶岩ドームの中長期変動

朝日航洋株式会社　○櫻井由起子，山村祥子，安海高明，藤本拓史，江藤稚佳子
国土交通省九州地方整備局雲仙復興事務所　光武久修※1，田中聡，田中宏和※2
※1（現）長崎県建設企画課，※2（現）国土交通省九州地方整備局筑後川河川事務所日田出張所

1. はじめに

雲仙岳は，平成噴火（平成2年11月～平成8年5月）により大量の火山噴出物を生産するとともに，地殻変動に伴い山頂付近には不安定な形状で溶岩ドームを形成した。雲仙復興事務所では，事務所開設当時から航空写真撮影や航空レーザー計測を行い，崩落の危険性がある溶岩ドームの監視・観測の基礎資料となる地形データを蓄積してきた。今後の対策検討のためには，これらのデータを活用し，溶岩ドームの中長期での地形変化を面的に把握することが有効と考えられる。

そこで本稿では，平成噴火終息以降の約 20 年間にわたる雲仙岳溶岩ドームの地形変化を航空レーザーデータ等の差分解析により検討した結果を報告する。

2. 使用データと解析方法

2.1 差分解析年度の設定

雲仙岳では平成 15 年に初めて航空レーザー計測が開始されたため，それ以前の地形データは航空写真に基づく他ない。そこで，平成 9 年に撮影された航空写真と，平成 21 年度，平成 25 年度，平成 29 年度に計測された航空レーザーデータの計 4 時期を用いた（表 1）。航空レーザーデータは既往成果のうち，溶岩ドームのグラウンド点密度や地形再現性を比較し，より条件の良い時期を選定した。

2.2 平成 9 年地形データの作成

平成 9 年の三次元地形モデリングには，Acute3D 社の Smart3D Capture を使用し，写真測量技術を応用した SfM（Structure from Motion）／MVS（Multi View Stereo）解析により実施した。この解析は，ステレオ撮影された複数の画像から自動で対応点を取得し，高密度な点群地形モデルを構築する手法である。櫻井他（2017）※1) では，同解析によって雲仙岳平成噴火前の昭和 62 年航空写真から作成した地形モデルは，地形変化を把握するに十分なデータ精度を有していることを確認した。

使用した航空写真は，当時数ケ月置きに撮影されていた写真を比較し，溶岩ドーム部に影が少ない，白とびが少ないなどの条件が最も良好であった平成 9 年 7 月 23 日撮影写真に選定した（表 2）。

自動作成した地形モデルには，写真に映り込んでいる対空標識を地上基準点として座標（位置と高さ）を付与した（図 1）。なお，当時植生の覆っていた範囲は植生を含んだ DSM であるが，溶岩ドームは全面裸地であるため DTM に相当する（図 2）。

表 1　使用した航空レーザーデータの諸元

計測年度		平成21年度	平成25年度	平成29年度
計測日		平成21年4月19日	平成26年2月20日、24日	平成29年11月7～11日
メッシュサイズ		1m	1m	1m
機体		固定翼	固定翼	回転翼
計測諸元	対地高度	1,981m	1,828m	700m
	照射密度	1点以上／m^2	0.75m四方に1点	10.2点/m^2（溶岩ドーム部のみ）
	飛行速度	110kts(203.7km/h)	110kts(203.7km/h)	126km/h
	パルス頻度	47,790Hz	57,000Hz	100,000Hz
	スキャン角	20°（±10°）	20°	44°
	スキャン頻度	35Hz	37.8Hz	40Hz
	ビーム径	0.347mrad（≒0.687m）	0.22mrad（≒0.40m）	0.19m

表 2　使用した空中写真の諸元

撮影計画機関	雲仙復興事務所
撮影年月日	平成9年（1997年）7月23日
コース番号	C1～C4
撮影高度	1,974m
撮影縮尺	1:8,000
カメラ	RC20
焦点距離	152.72mm
写真枚数	76枚

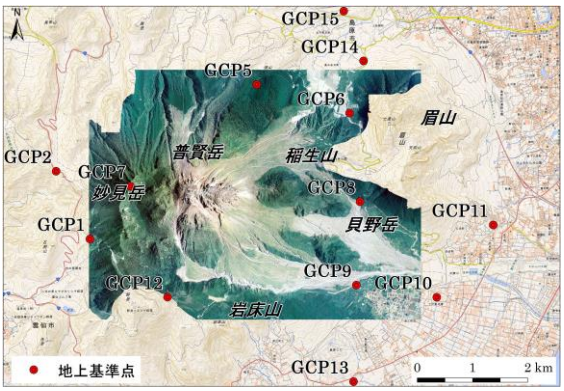


図 1　平成 9 年地上基準点位置図
（背景図には国土地理院の標準地図を使用）

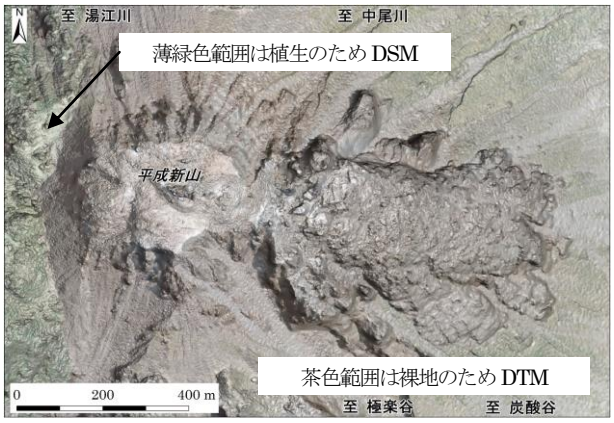


図 2　溶岩ドーム部の平成 9 年陰影図
背景にオルソ画像を透過表示。茶色範囲は裸地のため DTM 相当。

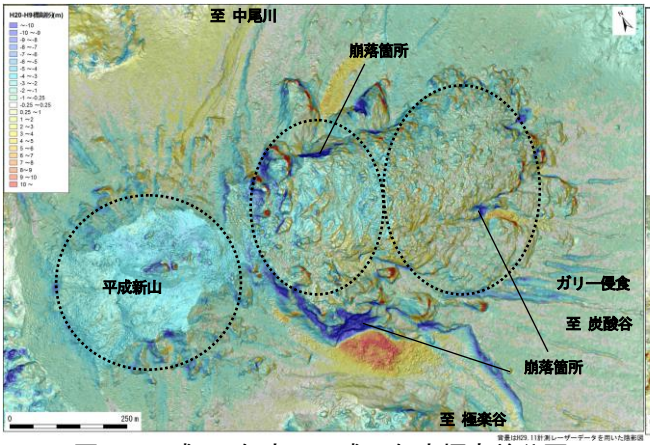


図 3　平成 21 年度－平成 9 年度標高差分図

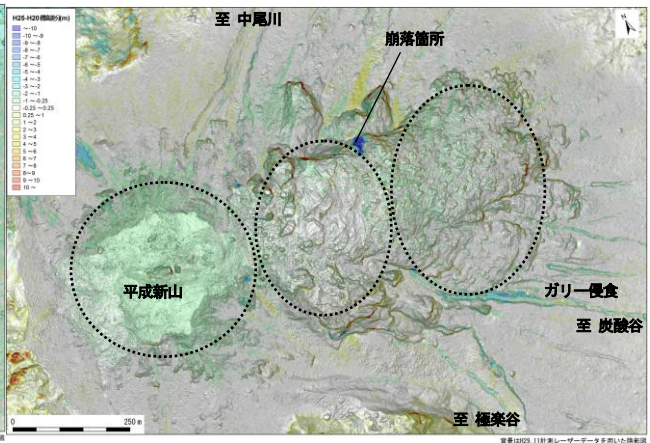


図 4　平成 25 年度－平成 21 年度標高差分図

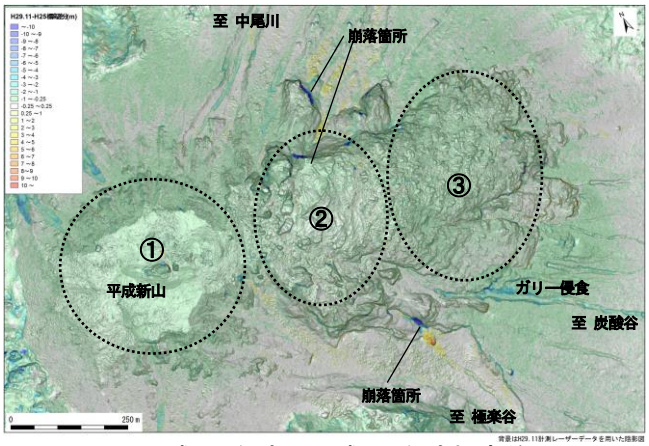


図 5　平成 29 年度－平成 25 年度標高差分図

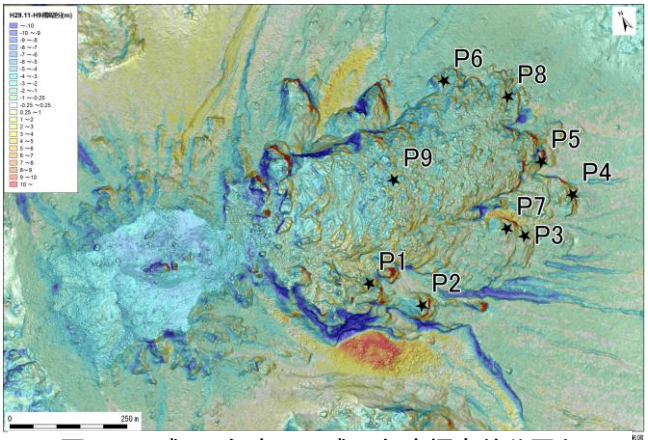


図 6　平成 29 年度－平成 9 年度標高差分図と
プリズム設置位置

3. 溶岩ドームの標高差分解析

溶岩ドーム部における中長期の地形変化を把握するため，4 時期の地形データを用いて標高差分解析（1m メッシュ）を実施した。データ誤差を考慮し，差分値が－0.25～＋0.25m の範囲は非表示とした（図 3～5）。なお，平成 9 年度地形データは，SfM 解析によるため，その他の航空レーザーデータと同じ取扱いはできないものの，メートルオーダーでの大まかな変化について結果を整理した。

平成新山山頂部（図 5 中の①）は，全時期を通して，顕著な沈降傾向が卓越している。なかでも平成 9 年度～平成 21 年度に 2～5m の大きな沈下が認められ，その後は 1m 未満の沈下量にとどまる。

岩塔の発達する第 11B ローブ上部（図 5 中の②）では，平成 9 年度～平成 21 年度は 1～3m の沈下傾向にあるが，平成 21 年度～平成 25 年度はほとんど変化が認められなくなる。その後，平成 25 年度～平成 29 年度には，1m 未満の沈下が認められるが，その他の範囲に比べて変化量は小さい。

第 11B ローブ下部（図 5 中の③）では，平成 9 年度～平成 21 年度は 1m 前後の沈下傾向が認められ，その後は 1m 未満の沈下傾向が卓越する。

以上のことより，噴火終息以降の約 20 年間のうち，前半期の方が後半期に比べて沈下速度が大きい可能性があること，斜面上部ほど沈下量が大きい傾向があることが明らかとなった。

溶岩ドーム縁辺部については，全時期を通して，北側ないし南側の急崖部で複数の崩落箇所が確認できることや，炭酸谷や極楽谷へつながるガリーでは侵食が今なお進んでいることなど，土砂移動状況も差分結果から明らかとなった（図 3～図 5）。

4. 溶岩ドームの水平変化傾向

溶岩ドームの挙動把握を目的として、溶岩ドーム上には光波測距プリズムが計 9 基設置されており、大野木場砂防みらい館と天狗山の 2 地点から斜距離が毎日観測されている。最初に設置されたプリズム P8 は、観測開始の平成 9 年 5 月から平成 30 年 2 月までに累積変化量は約－1.27m とされている。

上記 4 時期の地形点群データを用いて、水平方向の変化傾向についても解析を行い、プリズムの観測結果との比較を行った。この結果についても，ポスター発表にて報告する。

＜参考文献＞

1）櫻井由起子ほか（2017）：雲仙普賢岳の平成噴火による地殻変動と熊本地震による崩落，平成29年度砂防学会研究発表会概要集A，p596-597

火砕流対策としての熱風防護柵について

朝日航洋株式会社　○安海高明，松井宗廣，長野英次，江藤稚佳子，櫻井由起子，藤本拓史

1.　はじめに

雲仙普賢岳１９９０噴火は，ⅰ）溶岩ドームの形成と，ⅱ）その成長に伴う溶岩ドームの不安定化とその崩壊で発生するメラピ型の火砕流，ⅲ）火砕流堆積物を発生源とする土石流によって特徴づけられる。本稿は，火砕流による熱風を防止・軽減するための対策工法として，雲仙普賢岳噴火の際に施工された中の間川の熱風防護柵について，設置目的等を紹介することにより今後の火山砂防対策に資することを目的としている。中の間川の熱風防護柵は，日本で初めてかつ唯一の火砕流熱風部への対策事例である。本施設は，噴火活動の鎮静化後に撤去されたため，現在，国内には熱風防護柵として機能する施設は存在しない。なお，本稿は火山防災技術のノウハウの蓄積，高度化・効率化を図るために実施した調査結果を基礎としている。

2.　熱風防護柵設置目的等

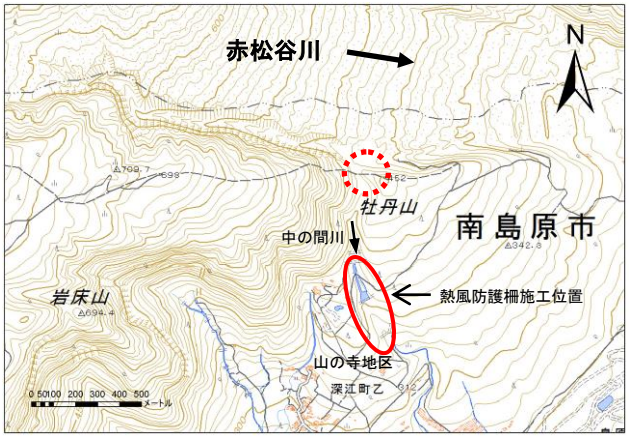
雲仙普賢岳溶岩ドームの形成と不安定化により，平成３年５月に初めての火砕流が発生した後，平成８年５月までの間，火砕流が断続的に発生した。

図－１は，中の間川の熱風防護柵の施工位置である。中の間川の熱風防護柵の計画・設計にあたった当時の長崎県の担当者（以下，担当者）からの聞き取り調査によれば，当時は火砕流の速度，温度などに関する知見がほとんど無い状況で，本施設の検討を行わなければならなかったとのことであった。

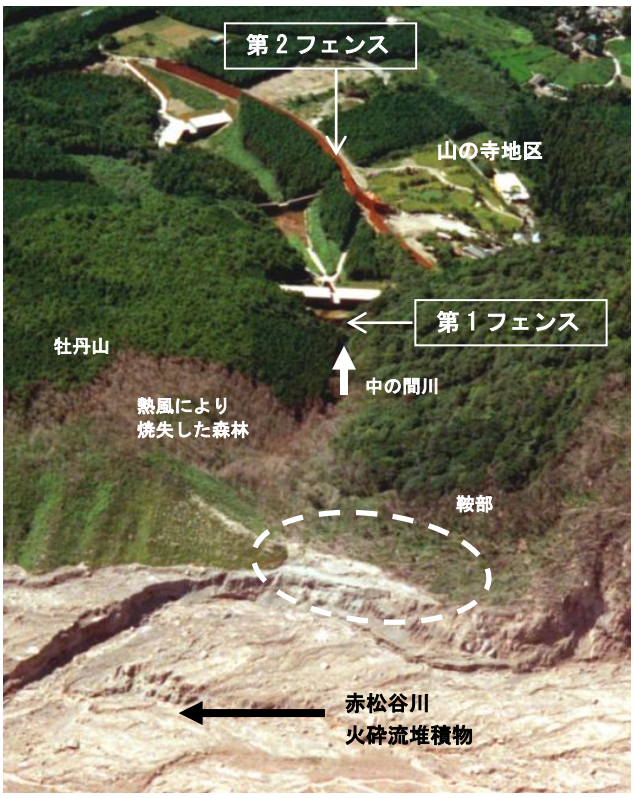
中の間川の熱風防護柵は２期の工事により施工されている。第１期は，中の間川治山堰堤の有人工事の際に施工現場に迫るおそれがある火砕流に対し，安全対策として，堰堤施工位置の上流に仮設構造物（第１フェンス）として約４０ｍの区間で設置された（図－２）。

第２期は，その後，砂防堰堤の有人工事における施工安全対策（第２フェンス）を目的として施工された。一方，中の間川源頭部は赤松谷右岸，地形的には牡丹山に続く鞍部となっている部分（図－１，図－２）で火砕流堆積物により赤松谷の河床が上昇すると火砕流及び熱風が流下する懸念があり，中の間川右岸の山の寺地区住民には強い危機感があったという。

従って，施工安全対策を目的として施工された第２期設置の熱風防護柵は結果的に山の寺地区住民の期待に応えることとなった（第２フェンス，図－２，図－３）。



図－１　中の間川の熱風防護柵の施工位置
（国土地理院 電子地形図２５０００に加筆）



図－２　中の間川の熱風防護柵と山の寺地区 [1)]
（写真下部は赤松谷川右岸側の火砕流堆積物）



図－３　熱風防護柵と山の寺地区（第２期）[1)]

3.　熱風防護柵の構造概要

中の間川の熱風防護柵については当時の設計資料が現存しないため，先の聞き取り調査および当時の現地写真に基づく構造概要を**表－1** に示す。

表－1　構造概要

施設名称	熱風防護柵		
対象火山	雲仙岳		
構造	火砕流の熱風部に対する防護柵。横材として鋼矢板で前面を覆い，支柱にH型鋼を用いる。設置方式には以下の２種が存在する。 ①　防護柵を控え柱で支える方式 ②　防護柵を直立した支柱と梁で支える方式		
高さ	約 10m	**延長**	約 40m（第１フェンス） 約 100m,約 250m（第２フェンス）
施工年度	平成４年度		
同種構造の施設	同種構造は雲仙岳のほか実績無し		
類似の技術	ブラストフェンス（空港施設）		

火砕流は熱風部と本体部によって構成されるが，熱風防護柵は熱風部に対応するものとして計画されている。火砕流に対抗する前面には，横材として鋼矢板を少し間隔をあけて配置し，これらを支える支柱にはH型鋼が用いられた。防護柵の支柱は，①控え柱で支える方式と，②直立した支柱と梁で支える方式の２種が用いられた（図－４）。

当時の担当者によれば，熱風防護柵の計画時には，空港施設として用いられているジェット機の噴流から防護するためのブラストフェンスと同様のものを想定していたとのことである（図－５）。

ブラストフェンスは，航空機のジェットエンジン後方に噴射される高温かつ高圧の噴流から，周囲の他の機体，空港設備，作業員を防護するための空港設備である。しかし，当時の現場条件では必要となる資材が調達できる目途が立たなかったため，現地で調達や製作が可能なH型鋼と鋼矢板を用いて，ブラストフェンスと同様の機能を発揮できるような構造の施設としたという。また，熱風部が施設に与える外力が想定できなかったため既往最大の台風の風速を計画外力として設計をおこなったという。本施設には火砕流から直接的に保全対象を防御するというのではなく近隣住民の避難時間を稼ぐためという目的もあったといわれている。中の間川の熱風防護柵の施工は２ヶ年で行い，平成８年の雲仙普賢岳噴火活動の終息宣言とともに撤去したとされている。



図－４　熱風防護柵の構造 [1)]



図－５　ブラストフェンス（羽田空港にて撮影）

4.　想定される効果

中の間川の熱風防護柵は，実際に火砕流が本施設まで到達しなかったため，熱風部に対する防護の効果を検証される機会はなかったという。山田（２００７）によれば，谷出口下流の勾配が緩い堆積区間等で，火砕流の流れの底部の本体部（粗い粒子からなる重力流動層）から，熱風部（微細粒子と高温の気体との固気混相流）が分離して独自に運動しているときは，熱風部の流れの境界層をブラストフェンスのような突起物で減勢すればよい [2)]，としている。

5.　まとめ

本稿が火山砂防対策における火砕流による熱風の防止・軽減を図る施工安全対策等の検討の一助になれば幸いである。

謝辞　九州地方整備局九州技術事務所の方々には，熱風防護柵に関するヒアリング成果を提供いただいた。また，九州大学名誉教授太田一也先生には，噴火災害当時の貴重な写真のご提供をいただいた。この場をお借りしてお礼申し上げます。

参考文献
1）太田一也,「雲仙普賢岳噴火災害時撮影写真」
2）山田孝：火砕流熱風部の流れ構造と対策工の可能性についての研究,一般財団法人北海道河川財団研究所紀要, Vol.XVⅢ, No.10, 2007

P-203

火山地域における備蓄ブロックの有効活用検討事例

株式会社 建設技術研究所　○金野 崇史
国土交通省 東北地方整備局 福島河川国道事務所　中野　孝
株式会社 建設技術研究所　古山　剛　斎藤　武　川俣 英之　川崎　巧

1．はじめに

本年1月の草津白根山噴火をはじめ，全国の火山概況として火山警戒レベル3は3箇所，レベル2は 5 箇所の火山活動状況が報告されている（3月末時点）．また，レベル1は34箇所潜在しており，各所で減災対策計画等有事の際の行動計画の準備や最新の知見を取入れた改定等が実施されている．

これらの計画では緊急対応が規定され役割分担なども事前確認されており，有事の際に迅速かつ効率的に対策が実施できるよう規定されている．また，対策実施期間のさらなる短縮化に向けて資機材の事前調達の可能性について検討に着手している．

資機材の事前調達には，保管場所や保安維持，資機材の使用期限・劣化・陳腐化，調達予算の確保等において課題がある．

本論は，吾妻山の火山噴火緊急減災対策を対象に資機材（備蓄ブロック）の平時における有効活用方法を検討し，事前調達の課題解決に向けた可能性を検証したものである．

2．吾妻山火山噴火緊急減災対策の概要

2.1　吾妻山火山噴火緊急減災対策の経緯

福島県の3火山（吾妻山，安達太良山，磐梯山）は，平成 22 年度から「福島県火山噴火緊急減災対策砂防計画検討委員会」により検討が実施されている．吾妻山は，同委員会に設置された「吾妻山作業部会」による4回の検討を経て，平成 25 年1月に「吾妻山火山噴火緊急減災対策砂防計画」を策定した．

2.2　対策の概要

吾妻山火山噴火緊急減災対策砂防計画は，いつどこで起こるか予測が難しい火山噴火に伴い発生する土砂災害に対して，ハード対策とソフト対策からなる緊急対策を迅速かつ効果的に実施し被害をできる限り軽減することにより，安全で安心な地域づくりに寄与するもので主な内容は，以下のとおりである．

〔緊急時に実施する対策〕①緊急ハード対策施設の施工，②火山監視機器の緊急整備，③リアルタイムハザードマップによる危険区域の想定・緊急調査

〔平常時からの準備事項〕①緊急支援資機材の備蓄，②火山防災ステーション機能の強化，③光ケーブル網等の情報通信網の整備（平常時からの情報交換など）

上記のうち，緊急ハード対策として仮設砂防堰堤3基の緊急構築があり，その構築にコンクリートブロックを使用するものとしている。各施設の必要ブロック個数は**表1**のとおりである．

3．備蓄ブロックの有効活用検討の概要

3.1　備蓄ブロック有効活用方針

備蓄ブロックの有効活用の現場は，緊急減災対策として施工後に終息して撤去したブロックの活用と，平常時の備蓄としての活用が期待できること，砂防指定地内で近傍に砂防設備が設置されていること，搬入・搬出の設備があり継続的に維持されること，平時に既往施設と組み合わせて効果発現が期待できること等を条件に抽出した．

表1　仮設砂防堰堤の必要ブロック数

仮設施設名	ブロック個数			備考
	ブロックタイプ X	ブロックタイプ Y	ブロックタイプ Z	
天戸川仮設堰堤	4,250	4,600	3,650	モデル施設
水沢仮設堰堤	2,200	2,300	2,000	
白津川仮設堰堤	2,800	3,050	2,500	モデル施設
合計 1(3 基)	9,250	9,950	8,150	全施設合計
合計 2(2 基)	7,050	7,650	6,150	モデル施設合計

※ブロック個数は 50 で切り上げ処理

モデル施設（天戸川仮設堰堤，白津川仮設堰堤）の近傍で活用の可能性のある箇所は，天戸川仮設遊砂地及び松川遊砂地である．しかし，天戸川仮設遊砂地では，必要なコンクリートブロック数が2,674 個と少なく，撤去後の活用としても平常時の備蓄としてもモデル施設 1 基分に満たない．また，仮設遊砂地の設置にあたっては用地取得等が必要となることから，平常時の備蓄として活用できない．

そこで，仮設堰堤撤去後の活用と平常時の備蓄としての活用のどちらの可能性も高い松川遊砂地において，備蓄ブロックの有効活用手法を検討した．

3.2　松川遊砂地の概要

松川遊砂地は，昭和 61 年 8 月の台風 10 号洪水において安養寺堰堤下流域の大菅橋上流域が洗掘流出土砂発生域となり，区域内の野田堰（松川堰）直下流が大規模な洗掘で堰及び流路工の維持が困難になった．また，野田堰を流下する方向が下流の右岸流路工を直撃する方向であったことから，その対策のため，野田堰（松川堰）下流の洗掘防止と流向の制御，安養寺堰堤上流からの土砂の流路工区間への流下の抑制を目的として遊砂地が計画され，現計画では松川下流域の基幹施設に位置付けられている（**図 1** 参照）．

3.3　備蓄ブロック有効活用（案）

備蓄ブロックの有効活用方法として，遊砂地内の流向制御及び洗掘防止と遊砂地内でさらに流出土砂調節を行う案について概要を整理し，ブロック搬出入の容易性，活用個数，暫定施設効果の観点から遊砂地内に高さ 6.0m の床固工を設置し，上流で計画されている砂防堰堤の効果量相当を暫定的に整備する案を選定した（**図 2** 参照）．この活用案により上流計画堰堤 1 基分の効果量を暫定的に遊砂地区間で受け持つことができ，松川流域の砂防基準点における整備率が約 1.5%向上する．

3.4　暫定施設効果量の検証

備蓄ブロック活用による暫定施設効果について一次元河床変動計算で検証した．

一次元河床変動計算は，遊砂地内での洗掘や堆積を再現するため掃流砂と浮遊砂を取り込んだモデルとし，過年度に実施された水理模型実験や河床変動計算結果をもとに再現性を確保した．

計算条件は，暫定施設（ブロック活用案）の有無，複数のハイドログラフ（1/2，1/20，1/100 年超過確率規模），供給土砂量（上流端の安養寺砂防堰堤地点の地形条件で平衡状態）とし，暫定施設の有無による下流端からの流出土砂量の変化を施設効果量として評価した．

この結果（**表 2** 参照），暫定施設による効果量は 1/100 年確率規模洪水時には 10 万 m^3 以上で，上流で計画されている施設の効果量（約 9.5 万 m^3）を上回ることを確認できた．一方，1/2 年確率規模洪水時には効果がほとんどなく，平時の流況への影響が少ないことも確認できた．

4．おわりに

本検討で，緊急対策の資機材の活用により有事の対策の短期化や平時の有効活用による治水砂防上の効果の可能性が確認できた．今後は，本検討を踏まえた詳細検討を進めて，緊急減災対策計画のより一層の効率化を図るものである．

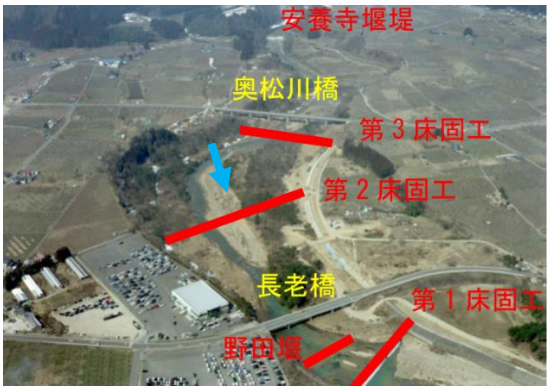


図 1　松川遊砂地の状況

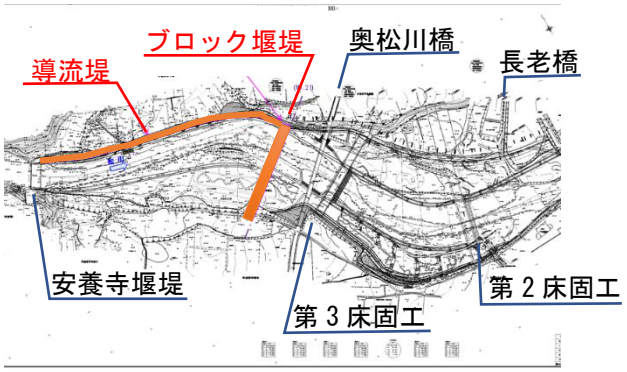


図 2　ブロック配置図

表 2　効果検証結果（一次元河床変動計算結果）

単位：m^3

計算ケース	河道	ハイドログラフ	供給土砂量 A	松川第 1 床固工流出土砂量 B	施設効果量（＝堆砂量） C(A－B)	施設効果量の内訳 遊砂地 D	施設効果量の内訳 仮設堰堤 E(C-D)
CASE-1	遊砂地現況	1/100年計画ハイドログラフ	308,000	119,357	188,644	188,644	0
CASE-2		1/20年ハイドログラフ	199,500	36,186	163,328	163,328	0
CASE-3		1/2年ハイドログラフ	68,100	708	67,390	67,390	0
CASE-4	仮設ブロック堰堤設置（H=6.0m）	1/100年計画ハイドログラフ	308,000	12,531	295,470	188,644	106,826
CASE-5		1/20年ハイドログラフ	199,500	6,853	192,661	163,328	29,333
CASE-6		1/2年ハイドログラフ	68,100	707	67,390	67,390	0

※) CASE-4～CASE-6の遊砂地の施設効果量(D)にCASE-1～CASE-3の結果を代入して仮設堰堤の施設効果量(E)を算定

火山噴火時立入困難地域の状況把握のための 遠隔調査ユニットならびに UAV を用いた運搬手法の開発への取り組み

国土交通省九州地方整備局九州技術事務所　堤 宏徳,山田將喜（現　九州地方整備局　情報通信技術課）,山本 陽子
（株）地圏総合コンサルタント　○家田泰弘,佐渡耕一郎,荒木強,高橋信一,潮見礼也,相澤明宏,河野元

1. はじめに

国土交通省砂防部局では土砂災害防止法に基づく緊急調査として、火山噴火時の土石流発生域における降灰状況や降雨の浸透状況の変化等を把握することが必要となる。しかしながら、火山活動が活発な状況下においては、火口近傍は人が直接立ち入ることができなくなる場合が多い。

一方で、近年無人航空機（以下UAV）に関わる技術進歩が著しく、災害調査に関わる国土交通省事務所や関係業者もUAVを保有している状況にある。そこで、UAVを活用して、人の立ち入りが困難な領域の降灰量や浸透状況変化を安全かつ適切に把握する手法を開発することを目的とし、実地検証を行った。

2. 無人航空機による調査手法の開発方針

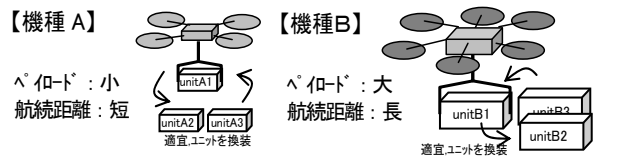
火山噴火時に国土交通省砂防部局として把握する必要がある情報のうち、現在の技術で立入困難地域において継続的にデータを取得する手段がない情報として、火山灰堆積量、堆積構造、浸透能変化があり、これらの把握が可能な調査方法を開発した。

表1 噴火時の砂防部局の調査項目と開発対象

種別	調査項目	調査内容	
降灰後土石流の発生予測	降灰調査	上空からの火山灰堆積分布調査	
		火山灰堆積量観測調査	
		火山灰堆積状況調査	堆積状況
			固化状況
			堆積構造
		火山灰物性調査	
	浸透能調査	浸透能調査	**浸透能の変化**
			表面流の発生痕跡

太字:本業務の開発対象調査

手法の開発にあたっては、各種センサー等を搭載した調査ユニットをUAVで立入困難地域に運搬・設置することを基本とし、かつ『特定の機体に依存しない汎用性のある手法』であることを目指し、UAVに把持部を取り付けて調査ユニットを換装する調査手法を検討した。



機種条件に応じた搭載可能な調査ユニット
機種 A⇒unitA1 浸透能（土壌水分ｾﾝｻ）,unitA2 降灰厚（圧力,距離）
機種 B⇒unitB1 画像（ｲﾝﾀｰﾊﾞﾙｶﾒﾗ）,unitB2〇〇検知（〇〇ｾﾝｻ）・・

図1 調査ユニット式のイメージ図

3. 開発した調査ユニット

(1)開発対象調査ユニットの概要

開発対象とする調査ユニットは、下表の3タイプとし、降灰量調査ユニットは圧力センサー型と距離センサー型の2種、堆積構造調査ユニットはスマートホン型とカメラ型を試作した。

表2 開発対象ユニットの概要

種別	概要	調査部	重量
降灰量調査ユニット	・降下した火山灰の重量もしくは厚さを計測することで降灰量を計測する。 ・0.5cm程度の精度を目指す。	・圧力センサー ・距離センサー	350～500g（観測期間、インターバルに応じた電池本数で変動）
土壌浸透状況調査ユニット	・地表面の土壌水分を計測することで表面流の発生を検知する。 ・表面流発生の有無検知を目指す。	・土壌水分センサー	
堆積構造調査ユニット	・火山灰の堆積面をインターバル撮影することで堆積構造を把握する。 ・数mm程度の堆積物を識別することを目指す。	・スマートホン	1.5kg程度
		・カメラ	1.5kg+バッテリー（1.5～10kg）
共通事項	・災害協定業者が保有する一般的な機体で運用可能であること。 ・観測情報を遠隔地で確認可能なクラウドにアップロードする。 ・ﾒﾝﾃﾅﾝｽ無しで1カ月程度動作することを目指す。		

(2)降灰量調査・土壌浸透状況調査ユニットの構成

降灰量調査及び土壌浸透状況調査ユニットは、親機と子機で構成され、子機は立入困難地域にUAVで運搬する各種センサー（圧力・距離・土壌水分）とそれらの観測データを伝送する装置で構成した。子機は立入困難地域での運用になりメンテナンスができないため、内蔵するバッテリーで可能な限り長期間稼働できる必要がある。具体的には、立入規制範囲となる可能性のある4km程度の通信距離をもち、かつ1カ月程度はメンテナンスフリーで稼働でき、かつ一般的なUAVでも運搬可能であるように重量が300～500g程度に収まることを目標とした。

これに対応するため、データ伝送部はLPWA通信（LowPowerWideArea）の一つであるLoRa規格（920MHz）の通信モジュールを搭載した基板（SHｺﾝｻﾙﾃｨﾝｸﾞ社）を採用し、動作間隔を遠隔で5分、1時間と切り替えられるように工夫した。親機は立入可能な地域に設置するため、メンテナンスが可能であることから太陽電池を併用し、携帯電話回線により、伝送されてきたデータをクラウド（VG-Sync）上にアップロードした。

(3)堆積構造調査ユニットの構成

堆積構造調査ユニットは、定期的に地表面を撮影することで堆積降灰内の粒径組成を把握するものである。このユニットは、画像情報を伝送するため通信速度が必要

になるため携帯電話回線を使用する方針とした。このため消費電力を抑えるために間欠動作による画像伝送が必要であり、これを制御するための通信装置としてGLANIX(エコモット社)と市販のタイマーを組合せて対応した。これにより、1時間に一度の間欠動作の場合、UAVで運搬可能な500g程度のバッテリー単独での運用でも10日程度の稼働が可能となる。今回、新燃岳の実地検証ではこれに太陽電池パネルを併用し、設置後2カ月が経過した2018年3月中旬現在でも撮影が継続できている。

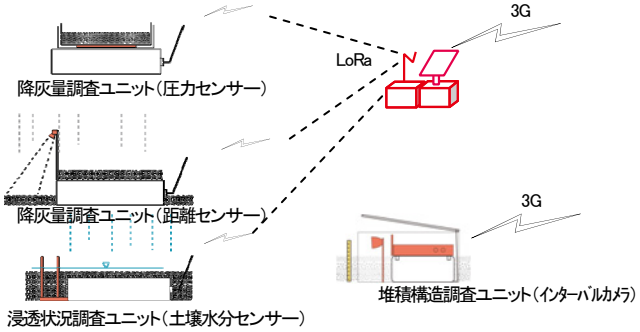


図2　調査ユニットの構成概要図

(3)UAVで調査ユニットを運搬するための把持装置

把持部としては、一般的なUAVに取り付け可能な寸法、重量とし、今回試作した箱型の調査ユニットを挟み込むタイプの掴み型と、ユニットの形状に自由度を持たせることが可能なフックで吊り下げるタイプの吊り下げ型の2種類の装置を試作した。



図3　試作した把持装置

4.　実地検証

(1) UAVによる調査ユニットの運搬・観測の検証【桜島】

UAVにより遠隔地まで降灰量調査ユニット(圧力センサー)を運搬・設置し、設置したユニットからデータを受信するまでの流れを桜島において実地検証した。 センサー設置地点は、実運用時には、火山毎に事前に設置箇所の候補を設定しておき、設置時に当該地点の状況をUAV空撮で事前確認した上で遠隔設置することが効率的と考えられる。このことから、『フェーズ1:設置候補箇所の状況確認』、『フェーズ2:自動航行による遠隔設置』、『フェーズ3:遠隔観測』の流れを実地検証することとした。その結果、UAV による調査ユニットの遠隔自動設置および疑似降灰量の観測(精度:5mm 程度)に成功した。検証を通じて、調査ユニットの運搬可能速度の明確化や地面に起伏がある場合の自動設置の安定性等の課題が明らかになった。

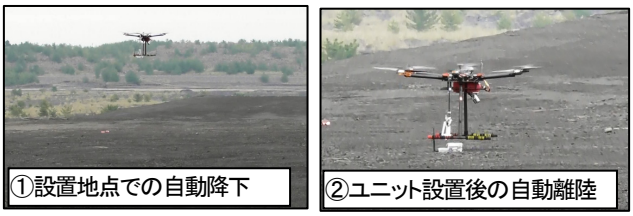


図4　桜島における自動飛行による遠隔設置状況

(2)調査ユニットの火山地域での運用実地検証【新燃岳】

UAVによる運搬を考慮した各種調査ユニットの現地における遠隔監視について、降灰量調査、浸透状況調査および堆積構造調査ユニットを対象に新燃岳において実地検証を行った。2018年2月～3月までの約1カ月程度の試験観測を行った結果、3月1日の再噴火後のインターバルカメラによる降灰厚さの変化や土壌水分センサーによる浸透環境の変化を遠隔地から観測することに成功した。その一方で、調査ユニットによっては電波環境が悪い場合に欠測が多くなるものもあり、観測安定性や省電力のための間欠動作の安定性に関する課題が明らかになった。



図 4　インターバルカメラによる降灰状況の撮影結果の例(2018.3.14)

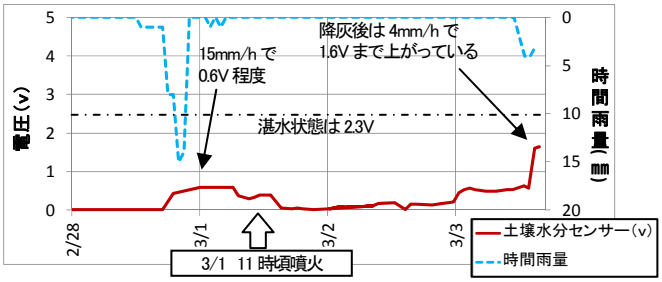


図5　新燃岳噴火により浸透環境の変化の観測結果

5.　まとめ

UAVにより運搬、自動設置が可能な降灰量等の調査ユニットと把持装置を開発し、桜島および新燃岳における実地検証により現地での運用が可能であることを確認した。今回開発したUAVによるユニット式調査手法は、設置対象箇所をある程度平常時から設定しておくことが望ましく、火山地域における設置候補箇所の条件の明確化および抽出を行うことが重要である。また、調査ユニット自体について電波状況が悪い場合に欠測が多いという課題もあり、安定的な運用を実現するためにブラッシュアップしていく必要がある。

近年の火山噴火に伴い発生した溶岩流に対する数値シミュレーションによる再現性の検証

（株）地圏総合コンサルタント　大坪隆三、片嶋啓介、家田泰弘、潮見礼也、○河野元

1. はじめに

火山活動が活発化した際には砂防部局では緊急対策や関係機関への情報提供のため、想定される土砂移動現象について数値シミュレーションを実施し、リアルタイムハザードマップとして被害想定を行う必要がある。また、火山噴火に際して、その推移に応じ関係機関により緊急調査が行われる。それらの調査・観測情報に基づいて、計算の開始点や対象量、噴出率等の各種パラメータ、場合によっては地形データ等、被害想定の前提条件を設定する。一方、これまで溶岩流シミュレーションのパラメータ設定や計算モデルの妥当性を検証するために1986年伊豆大島や1946年桜島等の実績の再現計算が行われてきている（例えば石原ら(1987) や家田ら (2009) 等）が、近年の噴火においては過去の事例と比較して最新の技術により詳細な情報が得られているものと考えられ、より精度の高い検証ができる可能性がある。そこで本研究では、近年発生している噴火により緊急的な調査が行われた情報に基づきパラメータを設定し、溶岩流の数値シミュレーションを実施する流れを示すとともに、最新の観測情報に基づいた検証を行い、数値シミュレーションモデルとパラメータ設定の妥当性の検証を行った。

2. 溶岩流シミュレーションに必要な情報の収集

近年発生した噴火に対しては、気象庁や大学等の火山観測結果や、研究機関から最新の技術を用いた様々な情報が公表されている。例えば、2013年11月から噴火活動が継続している西之島では時系列的な地形の変化等が詳細に調査されている。そのため、この事例を対象として一般に公表されているデータを用いて溶岩流シミュレーションを実施した。西之島の火山活動全般については気象庁や海上保安庁が、より学術的な詳細情報については東京大学地震研で解析が行われ、地形の変化については国土地理院から詳細なデータが公表されている。これらを参考に各種条件設定を行った。

■国土地理院の情報

http://www.gsi.go.jp/gyoumu/gyoumu41000.html

■東京大学の情報

www.eri.u-tokyo.ac.jp/2017/04/21/2013年11月21日西之島の噴火活動

3. 西之島溶岩流の再現計算

3.1 計算条件の設定

溶岩流シミュレーションを実施するために設定する条件は、溶岩の物性や流出量に関する条件（例えば火口位置、温度、噴出率等）、および地形条件を設定する必要がある。

溶岩の物性として設定する必要があるパラメータは下表（**表-1**）の通りである。今回は、物性に関する直接的な情報を入手できていないため、流動性に関わる温度-粘性関数、温度-降伏応力関数は、西之島と同じ安山岩質溶岩の桜島を例に、大正溶岩、昭和溶岩にて検証されている係数を適用し、冷却については、桜島の事例に則り考慮しないことを基本とした。また、温度については、西之島の実績から次式（**式①**）を基に算定することとした。

表－１. 溶岩の物性として設定するパラメータ

項目	単位	数値
溶岩温度	℃	実績で同定
溶岩密度	g/cm^3	2.5
重力加速度	m/s^2	9.8
温度-粘性関数	$\log10\,\eta=-12.42+21,901(1/T)$	
温度-降伏応力関数	$\log10\,\tau y=-4.787+10,769(1/T)$	

東京大学地震研究所公表資料により、西之島では2016/4/18～21の3日間で高低差90m、距離500m程度を5m程度の流動深で流下している。これをもとに、以下に示すJeffrey式より温度を逆算し初期温度を推定した。

式①　$$w_0 = \frac{\rho g \sin\alpha h^2}{3\eta}$$

ここで w_0 は流速(cm/s)、ρ は溶岩密度(g/cm^3)、α は土地の傾斜、h は溶岩厚さ(cm)、η は粘性(10^{-1}Pa.s)である。その結果、溶岩温度は1,050度程度との結果となった。これは一般に安山岩質溶岩（桜島等）の温度が850～1,000度と言われている中では高温な部類となる。計算条件の設定において、粘性、降伏応力の係数に桜島の安山岩質溶岩の実績を用いているが、西之島における安山岩質溶岩では岩石学的特徴が異なることが考えられるため、結果的に温度との組み合わせから粘性を10^6Pa.s程度であると想定した。

地形データは国土地理院公表の平成28年7月25日の地形データを使用した。溶岩流の流出量については、東京大学地震研究所公表資料によると、2017/4/18～21は1.16m^3/s、

4/21～25は2.2m³/s程度と想定される。これらの溶岩流が、火砕丘北側の斜面から2筋の流れとして流下しているとみられる(図-1. a)が、近傍する両火口における流出量の分配が不明なため、山麓1箇所に計算開始点を設定した。

3.2 計算結果

4/18から21までの実績到達範囲と計算結果(噴出率1.16m³/sで72時間)で計算した結果(図-1. b)を示す。北側の氾濫の広がり方は若干異なるが、到達距離は概ね整合している。

また、4/25までの到達範囲について、2.2m³/sで追加して計算も行った。その結果、到達距離、到達範囲について概ね整合する結果となった(図-1. c)。

3.3 考察

実績から想定したパラメータによる再現計算を行い、概ね整合する結果を得ることができており、防災対策を行うための被害想定を行うための概略到達範囲、時間を把握することを目的とした場合に、当計算モデルの妥当性が確認できたと言い得る。ただし、今回は粘性、降伏応力関数の係数と溶岩温度のいずれも明らかでなく、実績流下速度から、両係数、温度を便宜的に設定したが、それぞれの絶対値が正しいというわけではないことに留意する必要がある。

3.4 今後の課題

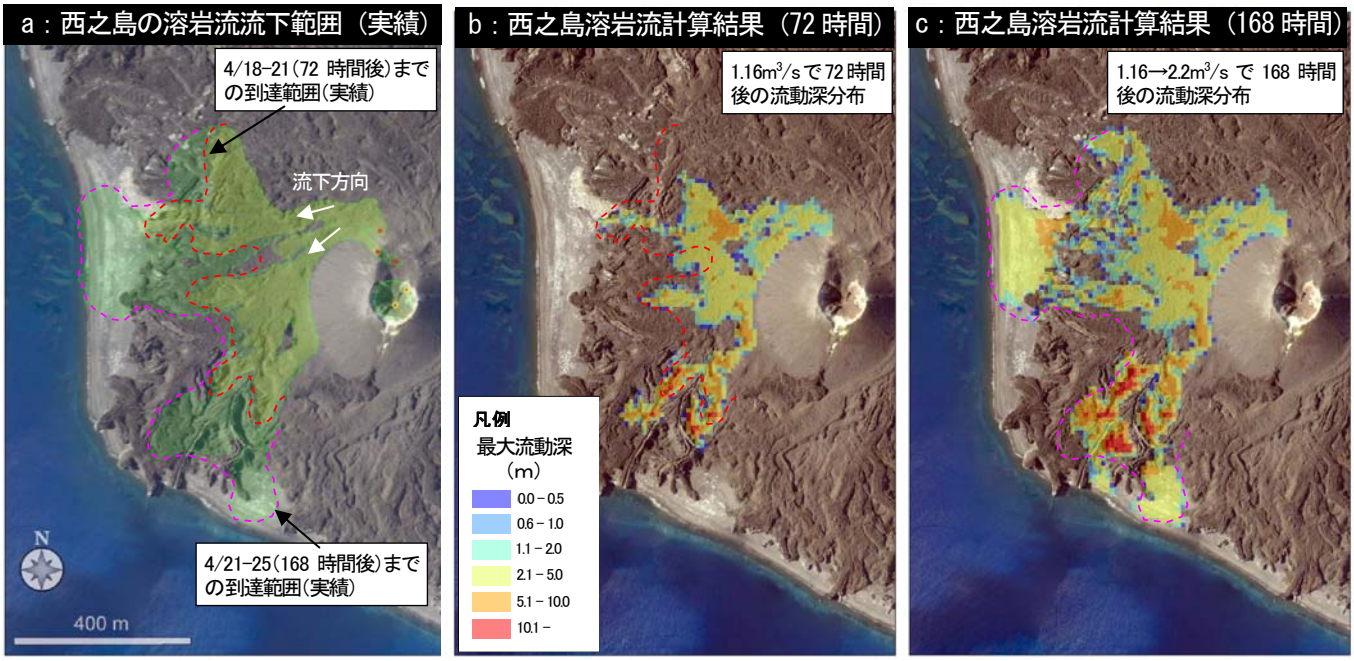
今回の計算では、4/18～21までの流下速度から求めたパラメータを用いて4/21以降も再現計算をおこない、良好な再現性を得ている。このように、溶岩流は流下速度が遅いことから、進行する現象からパラメータを設定して、その後の到達範囲、時間を推定するリアルタイムアナリシス型のリアルタイムハザードマップによる評価との親和性が高い現象であると言い得る。また、溶岩自体の物性を遠隔で把握することは困難であるが、溶岩温度を計測することができれば、粘性、降伏応力関数を決定することが可能となる。しかしながら溶岩流にはプラグ層が形成されることから、溶岩流の表面温度と内部温度は同一ではないと考えられる。山下ら(2009) にあるように溶岩流プラグ層による温度分布を推定することで、表面温度から計算上必要な溶岩温度を設定することも可能性である。

4. まとめ

これまで検証計算をするための基礎情報が少なかった火山現象に対して、最新の技術で取得された情報に基づいて再現計算を行った。その結果、取得情報に基づいてパラメータを設定することで、ある程度実績を再現することができた。

一方で、今回の検証計算において同定できていない詳細な火口形成状況や溶岩の内部温度、さらには噴出レートの変化予測等、計算精度を向上するために必要な情報を取得するための観測手法を確立することが望まれる。

＜参考文献＞
石原ほか (1987) 粘性の増加を考慮した溶岩流のシミュレーション: 桜島・三宅島・伊豆大島. 火山, v32-2, p183-184
家田ほか (2009) 桜島における昭和噴火時の溶岩流の数値シミュレーションによる再現. 砂防学会研究発表会概要集, p504-505.
山下ほか (2009) 溶岩流の冷却モデルに関する基礎的研究. 砂防学会研究発表会概要集, p190-191



図－１. 西之島の溶岩流実績到達範囲と溶岩流シミュレーション結果
（a ： 実績　b：計算結果（噴火後 72 時間）　c：計算結果（噴火後 168 時間））

降灰厚さと火口からの距離の関係について　ー桜島の事例ー

国立研究開発法人　土木研究所　藤村直樹・水野正樹・寶杰・西井洋史
応用地質株式会社　○瀬戸秀治・ワンチャオウェン

1. はじめに

土砂災害防止法に基づき，国は火山噴火に起因する土石流が急迫している状況において緊急調査を実施することとされており，調査実施のトリガーとなる降灰厚さ1cm以上の範囲を把握するための技術が求められている。

降灰厚さの把握は，直接人が計測できれば確実だが，噴火時には火口周辺規制や入山規制等のため，噴火の規模によっては，規制された範囲内に厚さ1cm以上の降灰が分布していても，直接計測することができないおそれがある。そこで，UAVを用いた無人調査[1)]や，降灰厚さと等層厚線の面積との関係[2)]，降灰厚さと火口からの距離の関係[3)]から面的な降灰厚さを推定する手法等の研究が進められている。降灰厚さと火口からの距離の関係から任意の地点の降灰厚さを推定する手法は，ある地点の降灰厚さが計測できれば推測が可能となるので有効であるが，国内の研究事例は少ない。そこで本研究では，桜島において，LPデータの地形変化量が降灰によるものであると仮定し，降灰厚さと火口からの距離について新たな関係式の算出を試みた。

2. 検討の概要

2-1　桜島における地形変化

桜島では南岳山頂火口及び昭和火口から半径2kmの範囲内は，常時立入禁止区域となっており，人が直接降灰厚さを計測することができない。そこで，本研究では，平成24～27年のLPデータを用いて差分解析を行い，年間の地形変化が降灰によるものであると仮定して検討を進めた。

具体的には、昭和火口中心からの距離200m以上のデータを採用し，昭和火口の東側において，尾根・谷地形の少ない9測線を選定した（図-1参照）。また，降灰の堆積傾向を把握したいため，0と負の値は侵食域と考えて除くとともに，火口から1km以上の範囲で50cm以上の地形変化がある場合の値も風等の影響による極端な値と考えて除いて50m平均を計算し，火口からの距離と地形変化量について指数及び冪乗で近似した。その結果，測線1,2,3において，決定係数（R^2値）が概ね0.5以上となり，比較的近似式によくあてはまるデータであることが明らかとなった。そのため、測線1,2,3のデータを用いて降灰厚さと火口からの距離の関係式を求めた。

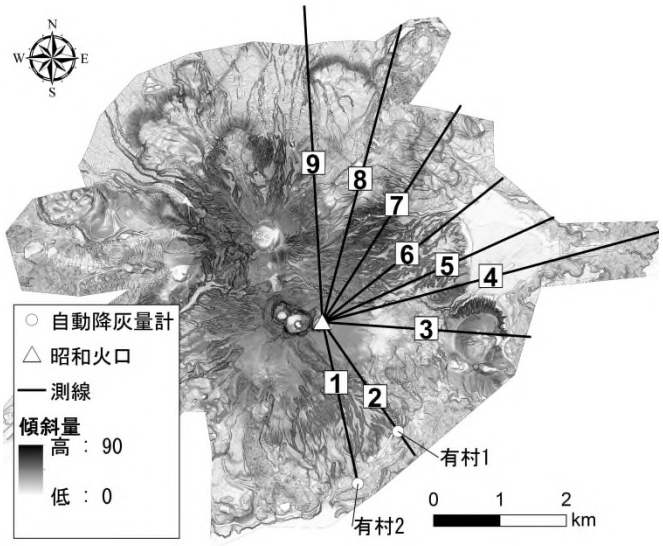


図-1　地形解析実施測線

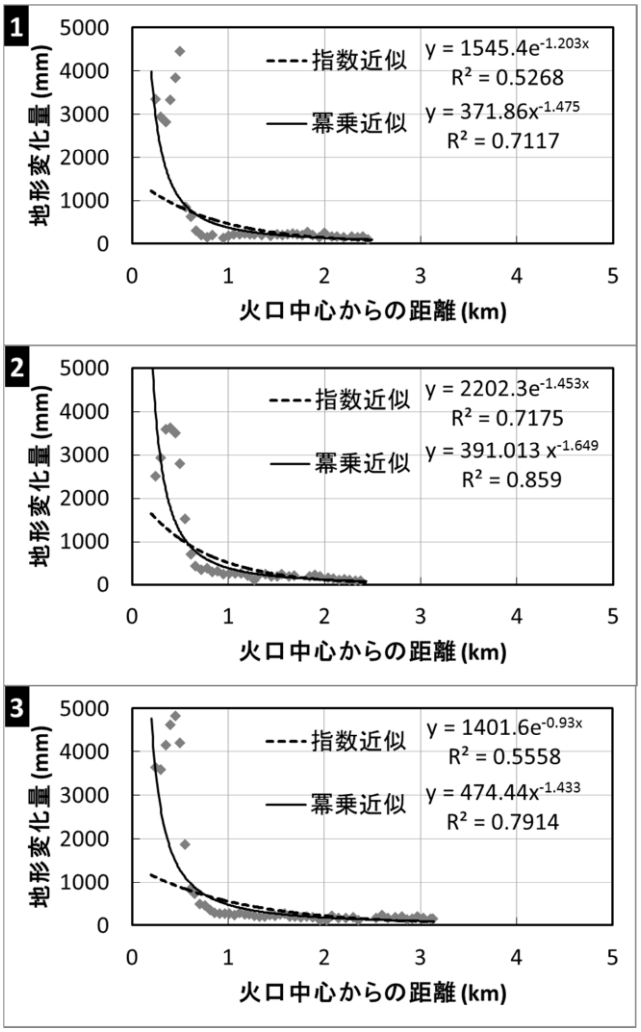


図-2　地形解析結果の事例（平成26～27年における測線1,2,3の解析結果）

2-2　降灰厚さと火口からの距離の相関式の算出

既往研究[3]では，火口からの距離（x）との関係が$d(x) = do \cdot e^{-Ax}$という指数の関係に近似でき，観測結果からAが0.5であることが示されている。ただし，$d(x)$は降下火山灰の堆積厚さ（mm），xは火口からの距離（km），doは定数である。

$$d(x) = do \cdot e^{-0.5x}$$

ここで，火口よりa (km)の観測点の堆積層厚da（mm）がわかる場合は，以下の式であらわされる。

$$da = do \cdot e^{-0.5a}$$

既往研究[3]では，この2つの数式から，以下の経験式を算出している。この式は，火口よりa (km)の観測点の堆積層厚da（mm）から，火口と観測点を結ぶ線上の火口よりx(km)の点の堆積厚さ$d(x)$(mm)を求める式である。

$$d(x) = \left(\frac{da}{e^{-0.5a}}\right) e^{-0.5x}$$

本研究では，平成24～27年に取得したLPデータを用いた地形解析結果（測線1,2,3）を用いて、それぞれの指数を求めた。結果を表-1 に示す。今回は、これらの平均値を採用し、Aの値は1.27とした。求めた指数近似式は以下のとおりである。

$$d(x) = \left(\frac{da}{e^{-1.27a}}\right) e^{-1.27x}$$

同様に，冪乗近似法は以下の式であらわされる。

$$D(x) = Do \cdot x^{-B}$$

指数近似式の場合と同様に，LPデータを用いた地形解析結果から指数を求め、その平均値を採用した。その結果，Bの値は1.54となった。求めた冪乗近似式は以下のとおりである。

$$D(x) = \left(\frac{Da}{a^{-1.54}}\right) x^{-1.54}$$

表-1　地形解析結果一覧表

測線		決定係数(R^2値)			各指数		
		1	2	3	1	2	3
平成24年9月～平成25年12月	指数近似	0.3	0.7	0.6	−1.15	−1.49	−1.16
	冪乗近似	0.5	0.8	0.7	−1.49	−1.68	−1.72
平成25年12月～平成26年10月	指数近似	0.5	0.8	0.7	−1.43	−1.67	−0.98
	冪乗近似	0.8	0.9	0.9	−1.62	−1.63	−1.18
平成26年10月～平成27年11月	指数近似	0.5	0.7	0.6	−1.20	−1.45	−0.93
	冪乗近似	0.7	0.9	0.8	−1.48	−1.65	−1.43

表-2　降灰厚さ推定結果一覧表

推定式	火口からの距離(m)	層厚(cm)	火口からの距離(m)	層厚(cm)
−	3000	3.5	2400	8.0
既往研究（指数近似）	200	14.2	200	24.0
本研究（指数近似）	200	122.6	200	130.8
本研究（冪数近似）	200	226.6	200	367.3

2-3　検証

桜島では、自動降灰量計による降灰量の連続観測が実施されている。平成27年の観測結果では、火口から約 3000m 離れた「有村 2」地点では年間で約3.5cm、火口から約2400m離れた「有村1」地点では年間で約8cmの降灰が観測されている。既往研究[3]および本研究で得た関係式から火口 200m 付近の降灰厚さを推定した結果を表-2 に示す。既往研究[3]では数 10cm 程度の層厚だが、本研究で得た関係式では1.3m～3.7mの層厚となり、図-2 で示したLPによる地形変化と概ね整合することが明らかとなった。

3. おわりに

本研究では，桜島における LP データから、降灰厚さと火口からの距離の関係式を求め、観測結果からその妥当性を検証した。今後，より火口に近い精度の高い降灰厚さの情報を入手し，その情報を基に本研究の妥当性を検証していきたい。

謝辞

本研究にあたり、LPデータおよび自動降灰量計観測データをご提供頂いた国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所に深謝する。

参考文献

1) 金崎裕之，森山裕二，島田徹，手東宗弘，永田直己，皆川淳，金井啓通，永谷圭司，谷島諒丞，伊豆智幸（2017）：火山噴火時における土石流発生区域に関する無人調査手法の開発－降灰後土石流の発生予測を目的とした調査デバイスー，平成29年度砂防学会研究発表会概要集，pp.226-227.

2)木佐洋志・山越隆雄・石塚忠範・瀧口茂隆・田島靖久（2011）：簡易な降灰分布推定手法による2011年1月霧島山(新燃岳)噴火に伴う降灰範囲の推定，平成 23 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.172-173.

3) 加茂幸介・江頭庸夫・石原和弘・河原田礼次郎(1977): 櫻島における降下火山灰の堆積について，文部省科研費自然災害特別研究「昭和51年6月豪雨による鹿児島県の土砂及び土石流災害に関する調査研究報告」, pp.77-86, 1977.

融雪型火山泥流発生過程に関する融雪実験と数値解析シミュレーション

○山口翔大（京都大学大学院工学研究科）・宮田秀介（京都大学防災研究所）
堤　大三（三重大学生物資源学部）・藤田正治（京都大学防災研究所）

１．はじめに

融雪型火山泥流とは，火山噴出物が山腹斜面の積雪層に供給され雪を融かして大量の水を発生させ，水が土砂などを巻き込みながら泥流となり，下流域に高速で流下する現象である．融雪型火山泥流の現象解明に向け，これまでにも数値解析シミュレーションが多く行われてきた．例えば，宮本ら[1)]は大正15年に北海道十勝岳で発生した融雪型火山泥流の再現計算を行った．また，村重ら[2)]は融雪・鉛直浸透現象を，宮田ら[3)]は谷地形への融雪水集水・流下現象をモデル化した．ただし，泥流発生過程において，積雪層が均一に堆積するという仮定をしており，実際には積雪深分布を考慮する必要がある．そこで，本研究では積雪深分布を考慮した融雪型火山泥流解析を行い，その影響について検討を行う．

２．融雪型火山泥流モデル

対象領域を泥流の発生・発達領域である上流部と流下・堆積領域である下流部に分割してモデルを構築した．上流部における泥流発生・発達モデルの概要は以下のとおりである．山腹斜面の基岩上に土層と積雪層が2層構造になっていると考え，土層厚は全域で1m均一を仮定した．斜面を2次元メッシュ(10m)で分割し，メッシュ毎に計算を行う．最急勾配法により流下方向を決定した．火砕物は積雪層上に均一に散布させた．また，村重ら[2)]を参考に，融雪型火山泥流を4つのプロセス（融雪・鉛直浸透，側方浸透，斜面崩壊・泥流化，土層侵食・泥流発達）に分割した．

まず，融雪・鉛直浸透過程では，高温砂礫 - 積雪上面間に関して Fourier の熱伝導法則と熱収支式を解くことで，時刻tにおける融雪速度$v_{(t)}$を求めた後，積雪層内浸透流出量$Q_{(t)}$を求め，その値を用いて飽和帯水位$Z_{(t)}$を求めた．

$$v(t)=\frac{k_s T_0}{\rho_{sn}\{E(1-r_{sl})+Gr_{sl}\}R}t^{-\frac{1}{2}} \quad (1)$$

$$R=\left(\frac{4k_s}{\phi_{sed}\rho_{sed}c}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

$$Q(t)=\frac{\rho_{sn}Av(t)(1-r_{sl})}{\rho_w(1-\frac{v(t)}{v_{kA}(t)})} \quad (3)$$

$$Z(t)=Z(t-dt)+\frac{(\frac{Q(t-dt)+Q(t)}{2})dt}{A\phi_{sn}} \quad (4)$$

ここに，$v_{(t)}$：融雪速度[m/s]，k_s：砂礫の熱伝導率[W/m/K]，T_0：火砕物の初期温度 [℃]，ρ_{sn}：積雪密度 [kg/m^3]，　E，G：氷の融解潜熱，昇華潜熱[J/kg]，r_{sl}：雪の水蒸気化率，ϕ_{sed}：土砂容積濃度，ρ_{sed}：土砂密度 [kg/m^3]，c：土砂比熱 [J/kg/K]，$Q_{(t)}$：浸透流出量 [m^3/s]，A：メッシュ面積 [m^2]，ρ_w：水の密度 [kg/m^3]，$v_{k(t)}$：時刻 t の不飽和浸透速度 [m/s]，　$Z_{(t)}$：飽和帯水位[m]，ϕ_{sn}：雪の空隙率である．

次に，飽和側方浸透過程についてダルシー則を用いて側方浸透流出量を求めた．

$$Q=Whk\sin i\approx Whk\sin\omega \quad (5)$$

ここで，h：飽和帯高さ$[m]$，W：流幅$[m]$，k：飽和透水係数$[m]$，i：動水勾配，ω：斜面勾配である．

斜面崩壊・泥流化過程では，無限長斜面安定解析により斜面の安全率を計算，1.0を下回るとその斜面上の火砕物・積雪層・土層が全て混合されて泥流化するとした．

土層侵食・発達過程では，土層上に表面流が流れてきた際に，土層の侵食・堆積を考える．侵食深さには，江頭らの侵食速度式を用いた．

$$\frac{\partial H_{so}}{\partial t}=-s_t \quad (6)$$

$$s_t=|v_{OF}|(tan\theta-tan\theta_e) \quad (7)$$

ここで，$s_t\,[m/s]$：侵食速度，$H_{so}[m]$：土層高さ，$v_{OF}[m/s]$：流動速，θ_e：平衡勾配である．

泥流の流下・堆積領域である下流部については，二次元浅水流方程式と流砂量式を基礎とする宮本ら[1)]のモデルを用いた．

３．対象領域と解析条件

焼岳の北西山麓足洗谷流域～蒲田川流域を計算対象領域とし，泥流発生，発達，流下のシミュレーションを行った．宮本ら[1)]を参考に，勾配10度地点で十分に泥流が発達し終えると考え,その地点を上流部（足洗谷流域）と下流部（蒲田川）の境界点とした．境界点において，上流部からの泥

表１　解析条件

	Case 1	Case 2
火砕物体積 [10^6 m^3]	2.1	2.1
火砕物温度 [degreeC]	1000	1000
積雪密度 [kg/m^3]	270	270
積雪深 [m]	1.0	分布

流ハイドログラフを下流部の入力データとして用いた．

本研究では，積雪深分布が融雪型火山泥流に与える影響について検討を行うため，足洗谷全域で積雪深均一 1mの Case1 と積雪深分布を考慮した Case2 の解析を実施した．積雪期(2008.2.25~3.9)レーザー計測標高 [4]と，DEM 標高の差分から積雪深分布を与えた．なお，平均積雪深は約 2m である．

４．結果と考察

図 1 に Case1, 2 の境界点における泥流ハイドログラフを示す．Case1 に比べて，Case2 の泥流総量が多い．これは Case2 の平均積雪深が約 2 m と Case 1 よりも積雪の総量が多いためと考えられる．また，ピーク流量も Case2 の方が大きい．これは，図２に示す各 Case の積雪深分布を見ると，境界点付近の積雪深に関して，Case1 は 1m しかないが，Case2 は 2m 以上の積雪深が多く存在しており，融雪量も多かったためと考えられる．また，図３に示す各 Case の 900 秒時点の表面流水深分布を見ると，Case1 に比べて Case2 の方が，下流部境界点付近の水深が高くなっており，短時間で多くの泥流流出が進行したことがわかった．

そして，境界点の泥流ハイドログラフを蒲田川流域のインプットとして，解析を行った．Case1, 2 で土砂の堆積・侵食傾向は概ね同じであった．ただし，泥流の氾濫範囲に関しては，Case1 より Case2 の方が広くなった．これは境界点からの泥流総量が多いことが原因と考えられる．また，境界点から川沿い 5km 程離れた栃尾集落において，流動深・堆積厚のピークが約 2 倍になった．これは Case1 に比べ，Case2 のピーク流量が非常に大きかったためと考えられる．

５．おわりに

発生頻度が非常に低いが大規模な被害をもたらす可能性のある融雪型火山泥流に対して上流域の

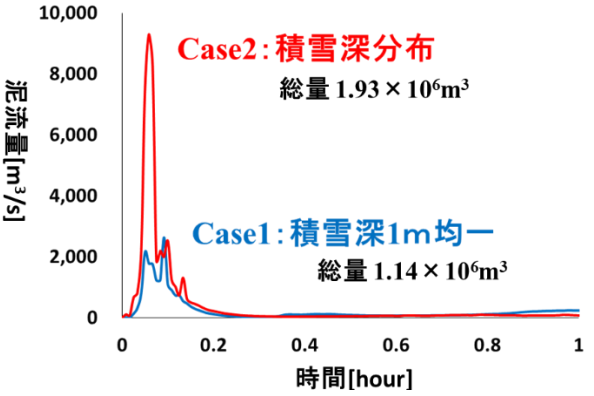


図１　境界点における泥流ハイドログラフ

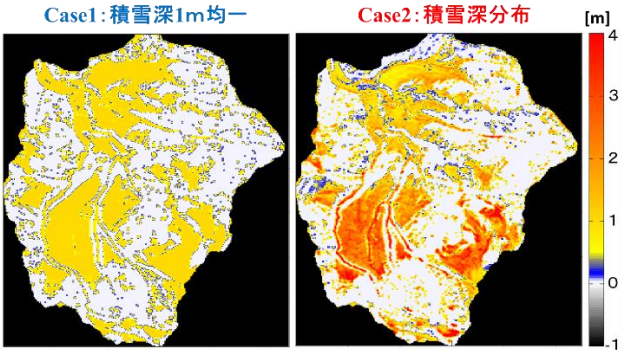


図２　足洗谷流域の積雪深分布

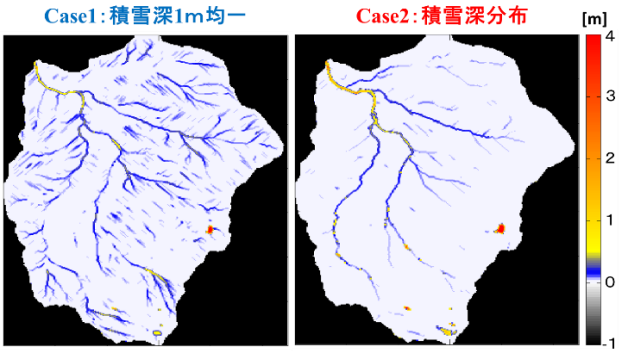


図３　足洗谷流域の表面流水深分布（900 秒時点）

積雪条件が泥流規模に及ぼす影響をシミュレーションにより検討した．本研究では融雪実験をもとに泥流の発生・発達モデルを構築したが，火砕流による積雪層の直接の侵食など考慮されていない素過程も残されている．起こりうる素過程の導入と妥当性の検討は今後の課題である．

参考文献

1) 宮本ら：水工論文集第 33 巻，p361-366,1989
2) 村重ら：砂防学会誌，第 67 巻, 6 号, p. 3-10, 2015
3) 宮田ら：土木学会論文集 B1（水工学）, 2014
4) 社団法人雪センター：焼岳報告書，2010

P-208

UAV を用いた火山灰堆積状況および浸透能の概略把握の試み

国土交通省九州地方整備局 九州技術事務所 堤宏徳，山田將喜（現所属 九州地方整備局 情報通信技術課），山本陽子
日本工営（株）○手塚咲子（現所属 国立研究開発法人 土木研究所），田方智，木佐洋志

1. はじめに

火山噴火に伴って多量の火山灰が流域に堆積する場合，火山灰に覆われた山地斜面では浸透能が低下し，小規模な降雨でも土石流が発生しやすくなると言われている[1]。そのため，降灰後の火山地域において，火山灰の堆積状況や，地表面の浸透能を把握することは，土石流発生の危険性を把握するうえで重要である。

これまで火山噴火後の火山地域においては，降灰後の地表面の浸透特性を把握する場合，じょうろを用いた現地散水式浸透能試験[2]や，採取試料を用いた室内試験（JIS 規格である室内飽和透水試験等）が行われている。一方で，火山噴火時や噴火警戒レベルの引き上げによって，流域内での調査や試料採取が困難な状況が想定され，特に火山噴火後の火口周辺や流域上流部の山地斜面等における調査手法の確立が求められている。

そこで本検討では，火山地域において直接調査地点に立ち入ることができない場合において，UAV 等の無人航空機を用いて，火山灰の堆積厚や浸透能を概略的に把握する調査手法の検討を行ったので報告する。

2. 指標杭を用いた火山灰堆積厚把握手法の検討

2.1 手法の概要

高さ毎に色や形状を変えた杭（以下，指標杭と呼ぶ）を流域内に設置し，UAV 搭載カメラによる撮影写真等から指標杭の見え方を確認することで，火山灰の堆積厚を概略的に把握する手法について検討した。

指標杭は，径または一辺の大きさが 10 cm のアルミ製とし，同じくアルミ製の 2 m 四方のはめ込み式の板に自由に配置可能な構造とした（図- 1）。指標杭の高さは，国土交通省の緊急調査の着手判断基準の一つである火山灰堆積厚 1 cm を念頭に，10 mm, 20 mm, 30 mm の 3 パターンとした。指標杭の色は，火山灰が一般に灰色～黒色であることを踏まえ，火山灰上でも視認性の高い赤・青・黄とした。形状は，丸・三角・四角と錘状・柱状の組み合わせで複数パターン設定した。

2.2 実証試験結果と手法の適用性

上記の通り作成した指標杭を用いて検証実験を行った。撮影に用いた UAV 機体は「SPIDER-6」，使用したカメラは「sony α7R（28 mm レンズ）」（約 3,640 万画素）である。

撮影の際，降灰状況を再現するため，指標杭上に厚さ 1 cm 程度になるよう人の背丈から火山灰を散布したところ，指標杭上の勾配を設けた個所にも火山灰が堆積し，地上からの目視による色の判別が困難になった。実際に高度を 10m～70m で変化させて，上空から撮影したところ，色の判別はできなかった。しかしながら杭の形状の判別は可能であり，高度 50 m 程度から撮影した画像まで各指標杭が火山灰に埋まっているか否かの判別ができ，火山灰堆積厚の判定が可能であった（図-2）。

また，実際の降灰状況下での検証のため，桜島の有村川流域に指標杭を 3 か月程度設置し，火山灰の堆積の仕方や指標杭の見え方を確認した。その結果，自然な降灰でも指標杭上に火山灰は堆積し，色の識別は困難になったものの，形状の判別は可能であり，自然な降灰状況下での適用性が確認された（図-3）。

3. UAV を用いた浸透能概略把握手法の検討

3.1 手法の概要

UAV を用いて火山灰が堆積した斜面に水を供給し，地表面における浸透状況・表面流発生状況をカメラで記録して，浸透能を概略的に把握する手法について検討した。UAV を用いた給水方法として，農薬散布等で使われるノズル付きのタンクを UAV に搭載し上空から散水する方法（以下「散水式」と呼ぶ）と，水の入った容器を UAV で運搬して地表面に降ろし，直接地表面に流水を供給する方法（以下「流水式」と呼ぶ）を検討した。なお，いずれの方法も，UAV 機体は「SPIDER-6」（ペイロード 4kg）を用いた。

3.2 散水式浸透試験

3.2.1 手法の概要

手法の概要を図-4 に示す。UAV 機体の下部に給水タンク（容量：3L）を取り付けた散水装置を用意した。給水口には，ほぼ直水状態で散水するノズルを用い，散水する高度は 5m程度とした。この条件では，UAV のホバリング中も地表の火山灰をほぼ巻き上げることなく，1 m ×1 m 程度の範囲へ集中的に散水可能なことが確認できている。この時，3L の水の散水に要する時間は 3 分程度で，散水強度は 60 mm/hr 程度であった。散水中の地表面の状況は，UAV に取り付けた小型カメラ（Gopro Hero 04）で撮影した。

3.2.2 実証試験

ベニヤ板に火山灰を散布した模擬火山灰堆積斜面および桜島・黒神川流域の現地火山灰堆積斜面を対象に実証試験を行った（以下，前者をケース 1，後者をケース 2 と呼ぶ）。斜面の傾斜はいずれも 15°～20°程度で，試験時の風速は 1.2～3.0 m/s 程度であっ

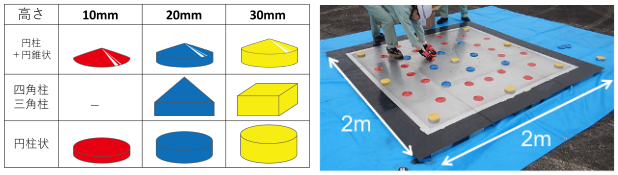


図- 1 指標杭および指標板の概要

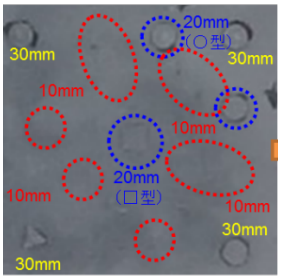


図- 2 指標杭の撮影画像例
（高度 50m UAV 搭載カメラによる）



図- 3 降灰状況下での検証
（桜島 有村川への仮設置）

た。ケース 2 の斜面の浸透能は，じょうろを用いた浸透能試験から 150 mm/hr 程度と分かっている。

UAV を用いた散水試験を実施した結果，ケース 1・2 のいずれでも 1 m×1～1.5 m 程度の対象範囲に集中的に散水することができた。UAV 搭載カメラにより得られた散水中の地表面の映像を図-5 に示す。ケース 1 では表面流が発生し，UAV 搭載カメラの映像からもその様子が確認できた。ケース 2 では目立った表面流の発生はなかったが，地表面が湿る様子が UAV 搭載カメラ映像から確認できた。

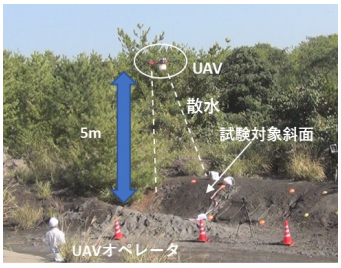


図- 4 散水式浸透試験の概要

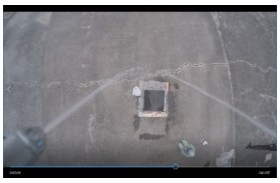


写真- 1 UAV 搭載カメラによる取得映像のイメージ

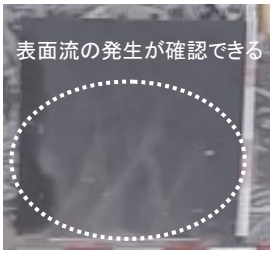
ケース1 模擬火山灰堆積斜面	ケース 2 桜島現地斜面
	
UAV(高度 5m)搭載カメラによる取得映像の拡大	UAV(高度 5m)搭載カメラによる取得映像の拡大

図- 5 散水中の地表面の状況

3.3 流水式浸透試験

3.3.1 手法の概要

手法の概要を図-6 に示す。試験に用いる流水容器として，図-7 に示す①円筒型・②円錐型の 2 タイプを作成した。材質は，それぞれアクリルおよびプラスチックで，いずれも円状の底部に口径 1.8 mmの流水口を複数個（円筒型は 8 個，円錐型は 36 個）取り付けた。容器を斜面上に転がすと，容器が回転し流水口を取り付けた底面が自然に斜面下部を向き，水が流れ出る仕組みである。容器本体の重量は共に 0.5kg, 水の容量は①円筒型が 2L, ②円錐型が 3L で，水を入れた状態での重量が共に 4 kg 以下となるよう調整した。給水中の地表面の状況は，UAV 搭載カメラ（Gopro）と，流水容器に搭載した小型カメラにより撮影した。

3.3.2 実証検証

桜島・黒神川流域の火山灰堆積斜面を対象に実証試験を行った。試験の結果，円筒型・円錐型のいずれの容器も，水の入った状態で 1.5 m 四方程度の試験対象斜面へ着地させ，地表面へ給水することができた。流水口を中心に幅 0.5m，長さ 1～1.5m 程度の範囲に流水が流下（表面流が発生）し，流下の様子は UAV 搭載カメラ・容器搭載カメラの撮影映像から確認することができた（図-8）。流水完了に要した時間は円筒型で 5 分，円錐型で 80 秒程度であり，給水中の流水量は 0.006～0.015 ℓ/sec 程度であった。

これらの給水条件は，容器形状や流水口の配置により調整が可能と考えられ，同一の流水容器を用いることで，異なる地点および作業者でも，ある程度統一した条件で試験を実施可能であると考えられる。

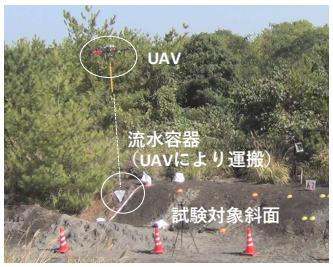
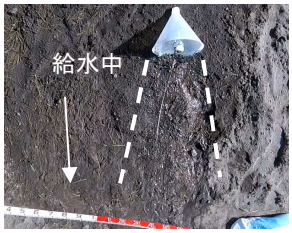


図- 6 流水式浸透試験の概要



図- 7 流水容器の形状

桜島 現地火山灰堆積斜面



UAV 搭載カメラ映像



容器搭載カメラ映像

図- 8 流水容器による流水中の状況（円錐型）

3.4 地上着地型散水容器による浸透試験

以上の散水式・流水式浸透試験の検討結果を踏まえ，より地表近くで確実に散水することを目的に「地上着地型散水容器」を作成した。当容器は既存の簡易浸透能試験機 [3] を参考に，水を溜める貯水槽と多数の通水口からなる容器を UAV で運搬し，着地と共に開栓させ地表近くで散水するものである。検証の結果，散水開始の仕組みに課題があるものの，より地表近くで安定して散水出来ることが認められた（図-9）。



図-9 地上着地型散水容器による散水試験

4. おわりに

火山地域の立ち入りが困難な区域において，UAV 等を用いて現地状況を把握する手法について検討を行った。火山灰堆積厚把握手法は，火山灰堆積状況下での指標杭の視認性から，手法の適用性が確認された。UAV を用いた浸透試験は，散水式・流水式共に斜面の一定範囲への水の供給が可能で，カメラ等により給水中の地表面状況を把握可能なことが確認された。今後，浸透特性の異なる複数の斜面に対して当試験を実施し，取得した映像から地表面の浸透特性を評価する方法の検討を進めることで，降灰後の火山灰堆積斜面の浸透能把握手法として活用可能となることが期待される。

謝辞:本検討を行うにあたり鹿児島大学地頭薗教授にご助言をいただいた。ここに記して感謝の意を表します。

【参考文献】 1)池谷（1993）:砂防学会誌, Vol. 47, No. 2, pp. 15-21, 2)地頭薗ら（1996）:砂防学会誌, Vol. 49, No. 3, pp. 33-36, 3)木佐ら（2015）:平成27年度砂防学会研究発表会概要集, pp. B170-171

平成 23 年 1 月新燃岳噴火に伴う降灰の流出について

(一財)砂防・地すべり技術センター　○高橋秀明、前寺雅紀、本多泰章、安養寺信夫
国土交通省 九州地方整備局 宮崎河川国道事務所　首藤美誠※1、高橋史哉
鹿児島大学　地頭薗隆
宮崎大学　清水収
※1 現　国土交通省 九州地方整備局 佐伯河川国道事務所

1. はじめに

宮崎県と鹿児島県の県境に位置する霧島連山の新燃岳では、平成 23 年 1 月 19 日に小規模な噴火が発生した。その後 1 月 26 日に本格的なマグマ噴火が始まり翌 27 日には爆発的噴火が発生し、3 月 1 日までの噴火活動で計 13 回の爆発的噴火が発生した。一連の噴火により、山腹斜面では多量の降灰があり、南東方向に位置する市街地においても降灰が確認された。

噴火後約 7 年が経過した現在においても、これら堆積した火山灰の一部は下流へ流出したものの、山麓周辺の流域内に残存しており、次期の大規模出水時には、流域内の不安定土砂と共に流出することが想定される。一方で、堆積した降灰のうち、どれだけの量が侵食され、下流へ流下してくるかなど、火山灰の侵食・流出量を推定するには不明な点が多い。

本研究では、平成 23 年噴火により流域内に残存する降灰について、降雨に伴い流出する量や率を把握することを目的として、現地において降灰堆積・流出状況を確認するとともに、噴火から現在までに降雨に伴い流出した降灰量を算出し、計画降雨時に流出する降灰流出量の算出を試みた。

2. 降灰侵食深の推定方法[1)]

平成 23 年噴火より時間が経過した現在において降灰の堆積・流出状況を把握するにあたり、火山灰の堆積厚が同様である一連斜面内での降灰堆積厚の変化に着目し、下記のとおり降灰侵食深を推定した。なお、本計測方法は、立入規制により噴火後に継続的な現地計測が困難な状況下においても有効な手法である。

- 尾根部に堆積した火山灰は侵食（流出）されにくいことから、現在の火山灰厚は初期の火山灰堆積厚（平成 23 年 1 月の噴火直後に堆積した火山灰の厚さ）のままであると仮定する。
- 降灰侵食深は、同一エリア内に位置する尾根部と斜面部の火山灰厚を計測することで、下記のとおり算出できる。

降灰侵食深 ＝ 尾根部の火山灰厚 － 斜面部の火山灰厚

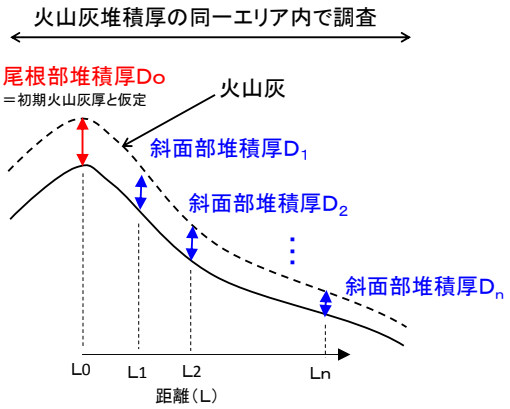


図 1　降灰侵食深の推定方法

3. 現地計測の実施

降灰侵食深を推定するため、平成 29 年 6 月 24、25 日に現地で降灰堆積厚を計測した。なお、調査箇所は、降灰分布の主軸上であることや堆積物の違いを踏まえて、高千穂河原周辺（火口から約 1.8km，軽石主体）と横尾川周辺（火口から約 6.7km，火山灰主体）の 2 地点で実施した。

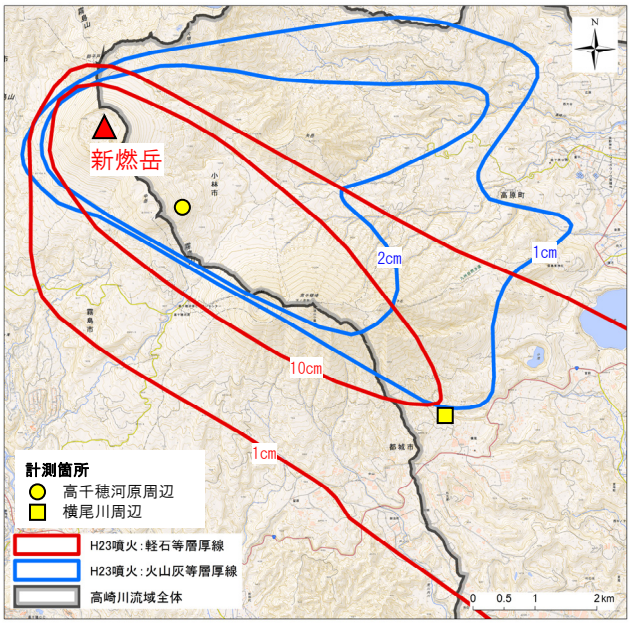


図 2　現地調査位置図

4. 現地計測結果

調査結果を表 1 及び図 3 に示すとともに、以下に考察を述べる。

【高千穂河原（軽石主体，林内）】

- 勾配が 25 度未満の斜面では、降灰の移動がほとんど見られなかった。
- 勾配が 25 度以上の斜面においては、勾配が急になるほど堆積厚が小さくなり降灰侵食深が大きくなる傾向が見られた。
- 降灰の侵食（移動）が見られた 25° 以上の斜面（軽石が堆積主体）における平均的な侵食深は、5cm/6.5 年（約 8mm/年）という結果であった。

【横尾川（火山灰主体，林内）】

- 噴火から 6.5 年が経過したものの降灰が一様に堆積しており、斜面勾配に関わらず降灰の移動がほとんど見られなかった。

表 1　調査結果一覧

調査エリア		標高 (m)	斜面勾配 (°)	計測値 降灰深 (cm)	計測値 上部斜面から流出→堆積深 (cm)	計測値 合計 (cm)	侵食深 (cm/6.5年)
高千穂河原（軽石主体）	①	1,146	0	30.5	0.0	30.5	基準地点
		1,143	32	24.0	0.0	24.0	6.5
	②	1,102	10	26.0	0.0	26.0	基準地点
		1,100	12	26.0	0.0	26.0	0.0
		1,102	10	26.0	0.0	26.0	0.0
	③	1,092	12	32.0	0.0	32.0	基準地点
		1,092	24	30.0	9.0	39.0	2.0
		1,092	30	28.0	0.0	28.0	4.0
		1,092	36	24.0	0.0	24.0	8.0
		1,092	30	25.0	0.0	25.0	7.0
		1,077	26	36.0	0.0	36.0	0.0
		1,077	25	33.0	0.0	33.0	0.0
		1,081	24	33.0	7.0	40.0	0.0
横尾川流域（火山灰主体）	④	593	32	13.0	0.0	13.0	0.0
		593	0	9.0	0.0	9.0	基準地点
		593	34	8.0	0.0	8.0	1.0
		593	2	8.0	0.0	8.0	1.0

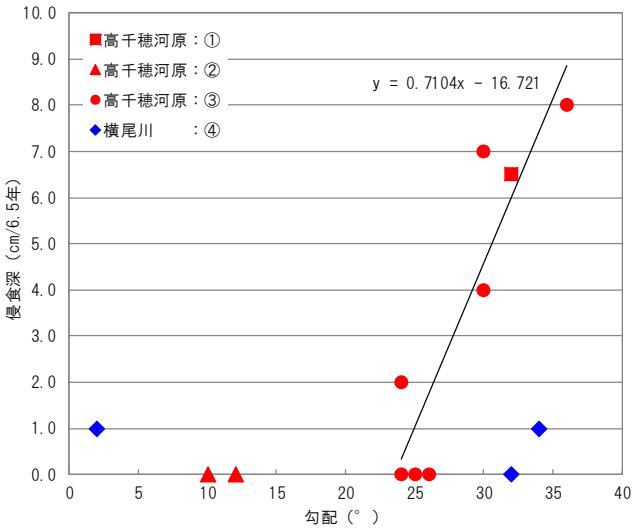


図 3　斜面勾配ごとの侵食深

参考として、桜島における年あたりの侵食深（侵食速度）について、下川・地頭薗 [1)] で下記のとおり整理されており、本研究での計測結果と概ね同様の傾向がみられる。

○傾斜 20°	；クロマツ林地	：約 9mm/年
	広葉樹林地	：約 16mm/年
○傾斜 30°	；クロマツ林地	：約 13mm/年
	広葉樹林地	：約 20mm/年

5. 降灰流出量の算出

現地計測から得られた斜面勾配ごとの降灰侵食深をもとに、降灰侵食量及び降灰流出量を算出した。ここで、降灰流出量は、斜面に堆積した降灰が侵食され移動する降灰侵食量のうち、下流域まで流出する降灰量として、平成 23 年噴火以降の新燃岳での土砂流出実績をもとに算出した。

平成 23 年噴火から現地計測時点までの 6.5 年間における降灰侵食量を算出すると約 78 万 m^3 となった。これは、平成 23 年噴火により高崎川流域内に堆積した約 320 万 m^3 の降灰に対して、6.5 年間で約 25%が侵食されたことになる。また、平成 23 年噴火後に初めて土砂流出が発生した実績（平成 23 年 6 月）をもとに、土砂流出が発生する降雨下限値を 70mm/day と設定し、6.5 年間の総雨量と 70mm/day 以上の合計雨量との雨量比を用いて降灰侵食量から降灰流出量を算出すると約 36 万 m^3 となり、堆積した降灰量に対する流出率は約 11%であった。

なお、計画降雨時（530mm/24h）における降灰流出量を試算すると約 3 万 m^3 となり、次期出水時には 1%程度が流出することになる。

6. おわりに

平成 23 年 1 月新燃岳噴火に伴う降灰堆積状況を現地で確認した結果、堆積主体や斜面勾配により降灰流出傾向に違いがあることが確認できた。今後、平成 29 年 10 月、平成 30 年 3 月の噴火実績も含めデータ計測・蓄積、解析を行うにより、詳細な降灰流出特性を把握していく必要がある。

謝辞

本研究を実施するにあたり、鹿児島大学下川悦郎特任教授には現地及びとりまとめにおいてご助言をいただいた。ここに深謝の意を表する。

参考文献：1）下川悦郎・地頭薗隆（1987）：火山灰の被覆が火山帯の侵食速度に及ぼす影響－桜島火山を中心にして－

P-210

火山泥流に寄与する融雪水量推定のための実験的研究
–熱水混じりの高温土砂が積雪に供給される場合–

北海道大学大学院農学院　○鈴木　貴大、山田　孝、笠井　美青

1.　目的

融雪型火山泥流の規模は、一般には、絶乾状態の高温火砕物の持つ全ての熱エネルギーが融雪に寄与するとして検討されている。既往研究においてもそのような考え方をもとに、例えば融雪型火山泥流が発生しやすくなる条件（伊藤ら,2012）や、ガラスカラムと高温土砂を用いた単位面積当たりの融雪速度及び浸透速度（村重ら,2015）、高温土砂が積雪層に供給された際の水蒸気発生を考慮した融雪水量（泉山ら,2016）などが調べられた。

一方で、近年、1926 年十勝岳における泥流では、熱水や熱水混じりの土砂による融雪だった可能性が報告されている（Uesawa,2014）。しかし、熱水や熱水混じりの土砂によって発生する融雪水の量やハイドログラフについての研究は報告されていない。そこで本研究では「熱水」や「熱水混じりの高温土砂」が融雪を引き起こすと考え、流路模型実験により融雪水量のハイドログラフの特徴を明らかにすることを目的とする。

表-1　流路実験ケース

	土砂濃度	土砂温度(℃)	水温(℃)		土砂濃度	土砂温度(℃)	水温(℃)
ケース1	土砂のみ	300.0		ケース9	0.3	214.3	87.3
ケース2	土砂濃度0（熱水のみ供給）		1.0	ケース10	0.3	100.7	87.3
ケース3	土砂濃度0（熱水のみ供給）		11.7	ケース11	0.2	307.1	91.1
ケース4	土砂濃度0（熱水のみ供給）		30.2	ケース12	0.2	209.5	88.5
ケース5	土砂濃度0（熱水のみ供給）		50.0	ケース13	0.2	105.0	88.0
ケース6	土砂濃度0（熱水のみ供給）		71.1	ケース14	0.1	302.2	90.3
ケース7	土砂濃度0（熱水のみ供給）		90.4	ケース15	0.1	206.7	87.0
ケース8	0.3	304.3	87.3	ケース16	0.1	108.7	92.1

備考：ケース 1 は高温土砂を積雪層表面に載せた

2. 方法

本研究では、実験流路にて流路末端から流出したすべての水を「融雪水」と定義する。まず、土砂及び水の温度、水量をパラメータとして熱エネルギー収支のみを考えた融雪水量式を以下に示す。

$$Q = Q_h/q + W_w \quad \cdots\cdots(1)$$

$$Q_h = C_w \times T_w \times W_w \quad \cdots\cdots(2)$$

$$Q_h = C_s \times T_s' \times W_s + C_w \times T_w' \times W_w' \quad \cdots\cdots(3)$$

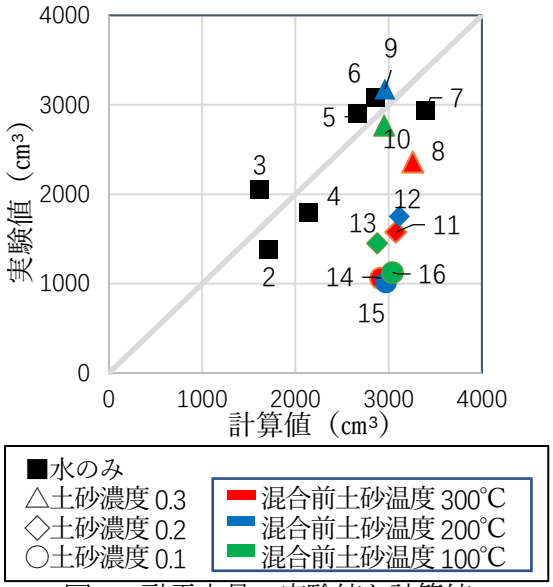


図-1　融雪水量の実験値と計算値
（図中の数字は実験ケースを示す）

ここで、Q：融雪水量、Q_h：融雪に用いられる熱エネルギー、q：氷の融解熱、W_w：供給水量、C_w：水の比熱、T_w：水の温度、W_w：水の質量、C_s：土砂の比熱、T_s’：土砂と水の混合後の土砂の温度、T_w’：土砂と水の混合後の水の温度、W_s：土砂の質量、W_w’：土砂と水を混合後の水蒸気量を差し引いた水の質量。

次に、実際に発生する融雪水量に対する計算値の妥当性を検討するために、流路模型実験を行い、融雪水量（実験値）と比較した。流路（長さ：2.0m、幅：0.1m）の勾配は 1926 年大正泥流の発生・発達勾配（南里, 2009）を想定して 18.5° とした。積雪層としてザラメ雪（約 0.4～0.5g/cm³）を 4 cm厚で敷き、熱水と土砂を与えた。供給物の条件は表-1 のとおりである。各ケースにおいて、流路末端で融雪水を連続的に複数の箱に採取し、実験で発生したすべての融雪水量を計測し、融雪水ハイドログラフを作成した。

また、ケース 8～16 において、供給時に高温土砂と熱水が混合される際に水蒸気が発生すると考えられるので、T_s'、 T_w'、 W_w'については土砂と水の混合実験を行い求めた。各パラメータは流路模型実験時の各ケースに合わせて設定し、混合後の土砂及び水の温度の測定と、失われる水の質量の測定を同時に行った。

3. 結果と考察

(1) (2) (3) 式により得られた計算値と流路実験による実験値との比較を図-1 に示す。熱水のみを与えたとき(表-1 のケース 2～7)、計算値と実験値は近似しており、(2) 式で融雪水量を説明することが可能であることがわかった。また、熱水の温度を上げると融雪水量は増加する傾向があり、図-2 からピーク流量も同様の傾向がある。供給された熱水は積雪層内へ浸透して流出する流れに、積雪面付近を溶かしながら表面流状態で流下する流れが加わるため、融雪水量及びピーク流量は大きくなるものと考えられる。融雪水量は、水温度 50℃以上の時、供給水量の約 2.5 倍になった。

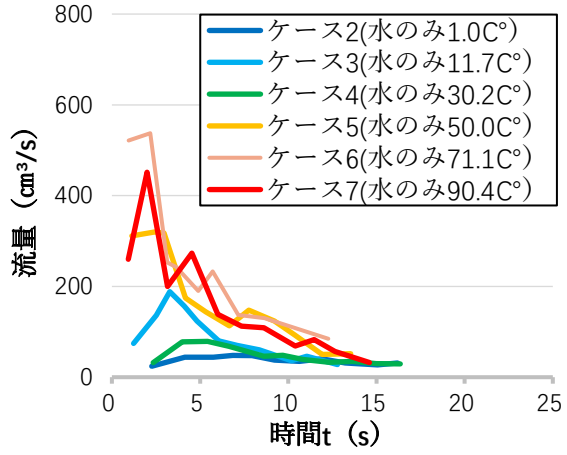


図-2　ケース 2～7 における融雪水ハイドログラフ

高温の土砂(絶乾状態)のみを積雪層に与えたとき(ケース 1)は、表面流が発生することなく土砂・積雪面境界から鉛直浸透を経て側方流として流出し、融雪水量は最大値であるケース 9（3175.9 ㎝³）の 10 分の 1 となり、その時間的な変化は小さい。

次に熱水混じりの土砂を与えたとき(ケース 8～16)、土砂濃度が 0.3 のときは実験値と計算値は近似する（図-1)。ケース 11～16 において実験値が計算値を大幅に下回る原因は、供給物の流下が流路の片側に偏ってしまったことだと思われる。そこで、ケース 8～10 のハイドログラフのみを図-3 に示す。流出初期に現れるピーク流量は、ケース 10（708.9 ㎝³/s）においては図-2 のケース 6（537.5 ㎝³/s）に比べ、約 1.3 倍の値をとる。これは表面流における熱水による融雪に加えて、運搬され積雪層上に堆積した土砂の熱エネルギーによる融雪が起きているからだと考えられる。また、図-3 においてケース 8～10 におけるピーク流量の大きさにあまり差がみられないのは、土砂と水の混合実験の結果、混合前土砂温度によらず、土砂と水を混合すると 80℃前後まで温度が低下してしまうからだと考えられる。

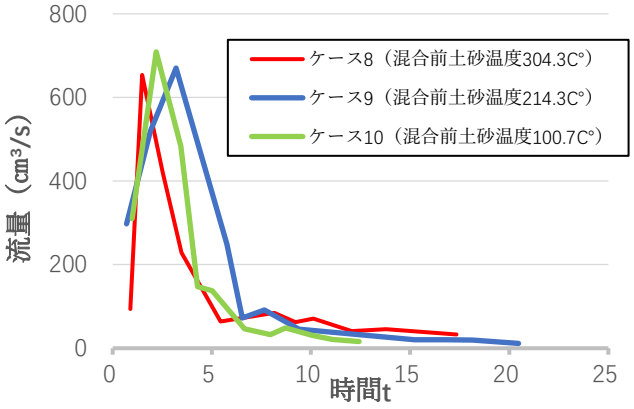


図-3　ケース 8～10 における融雪水ハイドログラフ

参考文献

Uesawa, S. (2014). A study of Taisho lahar generated by the 1926 eruption of Tokachidake Volcano, central Hokkaido, Japan, and implications for the generation of cohesive lahars. Journal of Volcanology and Geothermal Research 270, 23-34.

泉山寛明, 堤大三, 野池耕平, 藤村直樹, 水野秀明 (2016). 蒸発熱を考慮した火砕物による融雪量推定に関する研究. 砂防学会誌, Vol.69, No.4, 10-15.

伊藤英之, 吉田真理夫, 長山孝彦, 脇山勘治, 原田憲邦, 南里智之 (2012). 融雪型火山泥流の発生プロセスに関する実験的研究. 砂防学会誌　Vol.65, 47-53.

村重慧輝, 堤大三, 宮田秀介, 藤田正治, 酒井英男, 上石勲 (2015). 火山泥流発生機構解明のための高温砂礫による融雪に関する実験的研究. 砂防学会誌, Vol.67, 3-10.

南里智之 (2009). 現地情報解析による火山泥流の流下・氾濫特性に関する研究. 北海道大学大学院農学院　博士論文. 132p

緊急ハード対策工の構造と評価指標（案）に関する考察

－既存資材の組合せや新工法による緊急ハード対策工の立案に向けて－

（一財）砂防・地すべり技術センター　○前寺雅紀　杤木敏仁　池田暁彦　小林拓也

１．はじめに

火山噴火緊急減災対策砂防事業により整備する砂防施設は、火山噴火という特殊な状況下において、工期、仮設、安全確保など多くの制約条件下で、より大きな効果が発揮できる場所に、迅速に整備・設置する必要がある。

近年の火山噴火災害後には、コンクリートブロックや大型土のうを用いた砂防施設が緊急ハード対策工として施工されている事例が多く、その他の資材を用いた施工事例は少ない。これは緊急ハード対策工のメニューが少ないことも一因と考えられ、それに伴う新たな課題も顕在化してきている。

そこで本研究では、緊急ハード対策工について、既存資材の組合せや新工法を開発することにより、施工性の向上や施工期間の短縮を図ることが可能となる構造を立案することを最終的な目標とし、まずは近年実施された緊急ハード対策工の課題や使用資材について整理するとともに、緊急ハード対策工の構造の評価指標（案）について検討したので、その結果を報告する。

２．緊急ハード対策工における課題

近年の緊急ハード対策工の事例を**表-1** に示す。雲仙普賢岳 1990～1995 年噴火では、施工箇所において用地確保が困難だったために、工事着手に遅れが生じるなどの課題が認められた。また、有珠山 2000 年噴火では、立入規制内での対策であったため無人化施工による対策とする必要があり、重機運搬や関係機関との調整に時間を要した。これらの事例から、噴火を想定した緊急ハード・ソフト対策の事前検討や平常時からの準備の必要性が明らかになり、2007 年に火山噴火緊急減災対策砂防計画策定ガイドラインが策定され、新燃岳 2011 年噴火や御嶽山 2014 年噴火には、この計画に基づき事前に減災対策の場所や対応内容を設定していたため円滑に対策を実行できた。一方、コンクリートブロック砂防堰堤のブロック製作や工事用道路の整備に時間を要し、施設完成までの期間が長いことが課題となっている。これは緊急ハード対策工のメニュー(代替案)が少ないことや工事用道路の整備に時間を要しない構造・施工方法がないことも一因であると考えられる。

表-1　近年の緊急ハード対策工の事例

雲仙普賢岳 1991.3.29	有珠山 2000. 3.31	新燃岳 2011.1.27	御嶽山 2014.9.27
3/29屏風岩、地獄跡、九十九島が同時噴火 4/18水無川、赤松谷川各1基除石完了（計5000m³） 5/17水無川5基除石開始 5/25火砕流発生	3/31建設省有珠山火山噴火災害対策本部を設置 4/10無人化施工検討開始	○除石 2/1-3/7　22,300m³(640m³/d) 2/10-3/31 21,740m³(440m³/d) 2/10-4/30　6,900m³(90m³/d) 4/1-5/31　50,000m³(820m³/d) ○大型土のう 2/10－5/26までに2,350袋製造	10/1　鹿ノ瀬川現地調査 10/2　コンクリートブロック堰堤着手（測量開始） 10/4　工事用進入路整備に着手 10/7　無人化バックホウ搬入 10/21　工事用進入路、河床部床付け作業完成
1992. 4/6中尾川砂防堰堤1基着工 4/13水無川2号遊砂地(V=12万m³)(～5/27)	4/22有人による板谷川遊砂地の容量確保のための掘削及び土のう設置(～5/30)		10/22　コンクリートブロック据え付け開始 10/28　据え付け完了（330個） 10/30　幅 34m×高さ 4m 砂防堰堤完成
7/15中の間川に熱風防止柵着工(翌6/30完成) 1993.1/10水無川3号遊砂地(V=17万m³)(～2/25)	5/22無人化重機搬入、橋梁除去、流路工土砂除石、大型どのうによる導流堤着手(～6/6)	○嵩上げ（コンクリートブロック） 2/10-4/30(66日間) 荒襲川砂防堰堤(16,000m³増強) 4/1-5/31(38日間) 荒川内川(5,000m³増強) 4/1-5/31(23日間) 望原谷(1,000m³増強)	
8/5 R251～島鉄間の仮設導流堤着工 8/28 仮設導流堤4基完成	6/6無人化施工電波試験、走路確認(～6/9) 6/9無人化施工開始		
◆ 遊砂地は現地入手・製作、メンテナンスが可能で、工期短縮が図れる鋼矢板パネル型スリット構造。 ◆ 用地が確保できず工事着手に遅れ。 ◆ 警戒区域により有人施工範囲が限定。	◆ 大型土のうを用いた遊砂地工や導流堤工 ◆ 無人化施工により施工を実施。 ◆ 重機運搬、各種調整に時間を要したが、電波許可は緊急的に取得。	◆ 大型土のう・コンクリートブロックを用いた砂防堰堤の嵩上げを実施。 ◆ 除石は噴火後から5日後、施設の嵩上げは2週間後から着手。 ◆ 大型土のう製造設置実績は22袋/日、ブロック設置実績は40個/日。	◆ ブロック堰堤着手から完成までの28日間で、最も要した作業は工事用道路の整備(18日間)。 ◆ ブロック設置には7日間要し、設置実績は47個/日。
【成果】 ・火砕流に対する工事の安全管理を実施 ・入手が容易な材料、短時間で施工可能な構造を採用 ・無人化施工技術の開発・実用化 【課題】 ・施設用地、土捨て場な用地の制限があった。 ・有人による緊急対策の施工範囲が限られた。	【成果】 ・噴火前からの防災教育、ハザードマップの活用による避難区域設定が功を奏した。 ・高度な監視観測、火山研究者との連携、噴火前の緊急火山情報発表による、広域的住民避難の成功 ・現地対策本部合同会議による関係機関の連携、情報共有、迅速な意志決定の実現 ・無人化施工に使用する電波許可を迅速に取得 【課題】 既往砂防施設を活用した除石や導流堤の構築などの緊急対策がおこなわれたが、立入規制区域内での施工のため、無人化施工重機の準備に時間を要した。	【成果】 ・火山噴火緊急減災対策砂防計画策定ガイドライン（2007年策定）に基づき、2008年から霧島火山緊急減災対策火山砂防計画（新燃岳・御鉢）の検討を進め2010年に計画を策定。 ・噴火を想定した緊急対策の事前検討がなされていたため、噴火後1週間以内に緊急対策に着手できた。 【課題】 既往砂防施設を活用した除石や嵩上げなどの緊急対策が迅速におこなわれたが、コンクリートブロック等の資材備蓄がなく、噴火後から製作したことにより時間を要した。	【成果】 火山噴火緊急減災対策砂防計画に基づき事前に減災対策の場所や対応内容を設定していたため、円滑に緊急減災対策を実行できた。 【課題】 ・用地確認に時間を要したことや資機材の備蓄が計画的に実施されていないなど事前準備や調整に改善の余地があった。 ・工事用道路の整備等の準備工が全工程の75%を占めた。

３．緊急ハード対策工で使用可能な資材と構造

表-2 に緊急ハード対策工として使用可能と考えられる資材を示す。前述の課題を踏まえると、緊急ハード対策工に用いる資材としては、現地発生土の活用や納入レスポンスの高い原料・二次製品を組合せた構造が望ましい。現地発生土を活用した構造としては、土堰堤、大型土のう堰堤、砂防ソイルセメント堰堤などが考えられる。また、二次製品を活用した構造としては、連続箱型鋼製枠、自立式ブロック、コンテナ、鋼製砂防構造物（ダブルウォール構造、セル構造、鋼製Ｌ型スリット等）等が挙げられる。

表-2　使用資材および納入レスポンス

資材	備蓄無しで使用できる資材	備蓄すれば使用できる資材	原料・二次製品等の納入レスポンス(ヒアリング結果)
掘削土砂	◎	○ (粒度調整砕石)	巨礫利用は大型重機必要
セメント	◎	―	250t程度は翌日から
生コンクリート	△		プラント減少のため供給制限
コンクリートブロック	―	○ (共通性難点)	型枠残置期間は2日～5日、その後養生期間が必要
コルゲート	◎	○ (直径5m以上)	標準規格品（直径４.５m以下）なら翌日、規格外では３日以降可能
土嚢袋	◎	○ (耐候性)	翌日（耐候製は在庫確認要）
線材(柔構造)	―	○	ワイヤー関係は納入1カ月
敷網材・布材	◎	○	翌日

４．緊急ハード対策工の評価指標（案）

4.1 ケーススタディによる検討

今後、既存資材の組合せや新工法による緊急ハード対策工を検討していく上で、各種構造を客観的に評価する指標が必要となる。そこで、ケーススタディとして、以下の構造形式で検討を行った。

＜比較した構造形式＞

①コンクリート堰堤、②コンクリートブロック堰堤、③補強土堰堤、④砂防ソイルセメント堰堤

＜施設規模＞

・H=5m（2014 年御嶽山噴火対応時とほぼ同等）
・L=100m

＜比較条件＞

・設計外力：静水圧のみ
・日当たりの施工時間：8 時間
・使用重機：標準的な重機を採用
・施工日数：設置箇所の状況（ex. 基礎処理）、工事用道路の施工は含まず。

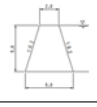
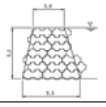
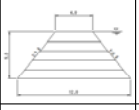
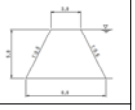
4.2 評価指標（案）

緊急ハード対策工には、迅速性（施工性が良いこと）や汎用性（安価で容易に納入可能な資材）が求められることに着目し、「打上り速度」および「打上り速度/コスト」を評価指標(案)として設定した。

4.3 検討結果

検討結果を**表-3** および**図-1** に示す。この評価指標(案)では、図中のターゲットゾーンに近いほど施工性や経済性が優位であることを示しており、比較 4 種のうち、「④砂防ソイルセメント堰堤」が最も評価が高い結果となった。一方、近年使用実績の多い「②コンクリートブロック堰堤」は相対的に評価が低い結果となった。

表-3　比較検討結果

比較項目	① コンクリート堰堤 (通常工法)	② コンクリートブロック堰堤 (備蓄工法)	③ 補強土堰堤 (備蓄工法)	④ 砂防ソイルセメント堰堤 (施工簡略工法)
主材料	コンクリート	コンクリートブロック (備蓄)	土砂+補強網材(備蓄)	砂防ソイルセメント
クリティカル要素	コンクリート +養生+型枠	ブロック運搬・積	敷き編み敷設 (ctc300)	セメント供給
単位m当体積 (m^3/m)	17.5	21.3(空m^3/m) 14個/m	40	27.5
標準断面				
施工能力(8hr)	100m^3 (4.5m^3車4台編成)	50個	敷網敷設1,000m^2 300m^3	360m^3 (阿蘇実績　0.6)
施工日数 (堤長100m)※	29.5 (型枠脱型等含む)	28	13.3	7.6
(1)打上り速度 (m/day)	0.17 (94%)	0.18 (100%)	0.38 (211%)	0.65 (361%)
使用主重機	トラッククレーン 35t級	トラッククレーン 35t級	ブルドーザー 20t級	ブルドーザー　20t級 スタビライザ、散水車
作業編成	型枠工、尻鋏、玉掛け	玉掛け	敷網敷設工(0.01人/m^2)	スタビライザオペ
(2)コスト(円/m)	525,000 @30,000(材工)	490,000 @35,000(材組)	400,000 @10,000(材網敷)	165,000 @6,000(材工)
打上り速度/コスト (1)/(2)	324 (88%)	367 (100%)	950 (259%)	3939 (1073%)
運搬車両台数 100m施工	389	466	70	41

※施工日数には、設置箇所の状況（ex.基礎処理）、工事用道路施工は含んでいない。

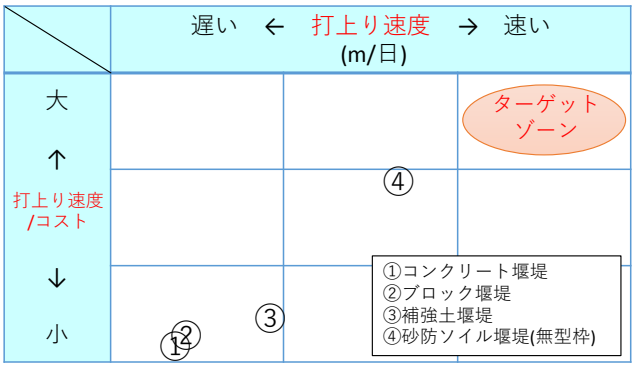


図-1 既存の緊急ハード対策工の構造における 打上り速度 と 打上り速度/コスト の関係

５．おわりに

本発表では、緊急ハード対策工の構造を具体的に検討するための資材・構造の考え方とともに、構造選定の一つの指標として施工性とコストに着目した考え方を示した。

今後は、既存資材を組合せた構造物や工事用道路を必要としない構造物、施工期間（ex. 1 週間、1 ヶ月、3 ヶ月等）ごとに設置可能な構造物など、具体的な構造を検討していく予定であり、評価指標についても様々なシチュエーションやニーズに対応した考え方を示していく予定である。

P-212

立入規制がかけられた火山地域における UAV の利活用

一般財団法人砂防・地すべり技術センター　○金井啓通、杤木敏仁
国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所　東和彦*、細山田美佐貴、有嶋哲朗
（*現　国土交通省九州地方整備局宮崎河川国道事務所）

１．はじめに

無人航空機（UAV）の著しい発展により、近年建設部門において、施工現場の出来高管理、橋梁等の施設点検、災害発生時の被害状況把握など様々な場面で UAV が活用されている。火山地域においても、火口状況や火山ガス濃度等、火山観測における UAV の利活用可能性に関する研究や検討が数多くなされている。さらに、実際の噴火発生時にも火口の状況把握や降灰状況、人家や周辺施設の被害状況の確認などで UAV が活用されている（例：箱根火山 2015 年噴火等）。

２．火山噴火時の UAV 利活用における課題

火山噴火時に UAV 調査を実施する場合には、飛行計画の策定（調査目的（撮影対象）の設定、離着陸箇所の選定や飛行ルート作成、安全管理対策等）、資機材の準備手配、関係機関（離着陸箇所および飛行ルート周辺の地権者、避難関係機関など）との協議など、実施する項目が多数あり調査実施まで時間を要する場合がある。特に、飛行計画の策定は、資機材手配や関係機関協議に先立ち第一に必要な項目である。

本報告では、桜島で平成 27 年８月に噴火警戒レベルが４に引き上げられた際の規制範囲を想定した桜島島外からの UAV の飛行試験結果を基に、噴火警戒レベル引き上げに伴い、立ち入りが規制された状況下における UAV の利活用に関して、離着陸箇所や飛行ルート作成等の飛行計画策定時の留意点および飛行実施時の課題について検討結果を報告する。

３．桜島における飛行試験概要

平成 27 年８月の噴火警戒レベルが４に引き上げられた際に、大隅河川国道事務所が設置・管理する土石流監視カメラおよび噴煙状況監視カメラの維持管理が困難となる課題が挙げられた。この課題に対応するため監視カメラが画像データを取得できなくなった場合の代替手法として、UAV による遠隔地からの自動航行による画像データ取得の可否について検討した。撮影対象は平成 27 年８月噴火時に避難勧告が出された黒神地区、有村地区にある渓流および付帯する砂防施設である。離着陸箇所は桜島島外であることを前提に、撮影対象との距離、噴火発生時でも避難が容易な点などを考慮し、複数の候補箇所の中から国道 244 号沿いの鹿児島市所有の土地を選定した。飛行ルートは、立入規制区域内で機体が墜落した場合に二次的な被害の発生を極力防止するため、人家等の建物から十分な離隔を確保したルートとし、対地高度は 140m とした。使用機材の選定に当たっては、航行可能距離や耐風速等を評価してイームズラボ社製ヘキサコプターを用いた。



図 2 飛行ルートおよび離着陸箇所



機体名	LAB6106
機体重量	10.55 kg
航続時間	30 分
積載量	4.0 kg
耐風速	10 m/s
使用カメラ	GoproHERO4

図 3 試験時使用機材

また、飛行計画が実現可能か、緊急時に必要となる情報が取得可能か確認するために、策定した飛行計画に従い試験飛行を実施した。試験の結果、作成した飛行ルートが実現可能であること、UAV により取得されたデータで、監視カメラと同等の情報が取得可能である事を確認した。

表 1 UAV による飛行試験結果

	監視カメラ画像	UAV 撮影画像
黒神川		
有村川		
第二古里川		

４．試験結果を踏まえた飛行計画策定時の留意点

４．１．離着陸箇所の選定時の留意点

離着陸箇所の選定に当たっては、突発的な噴火に備え、避難が容易である事、火口の様子が離着陸箇所から確認できる事が望ましい。なお、火山噴火による降灰等の影響範囲は噴火時の風向きなどで変化するため、離着陸箇所は火山噴火の状況と立入規制状況に応じて柔軟に対応する事を想定し、可能な限り複数箇所を選定しておく。

４．２．飛行ルート作成時の留意点

火山周辺は急峻な地形である場合が多いため飛行ルート作成時の対地高度の設定は LP データなどの詳細な標高データを参照する必要がある。また、火山活動あるいは気象状況によってはフライト可能なタイミングがごく限られた時間となることが予想されるため、対象範囲を撮影する際の飛行ルートはなるべく１箇所につき１フライトに収める必要がある。さらに、立入規制範囲内で機体が墜落した場合に二次的な被害の発生を極力防止するため、人家や送電線等の建造物から十分な離隔を確保したコースとする。

５．飛行実施時の課題

飛行実施時の課題として、立入規制範囲内で機体が墜落した場合の対応方針や、調査中止の判断基準（火山活動の程度、気象条件）を検討しておく必要がある。

６．今後の火山噴火時における UAV 利活用に向けて

緊急時により迅速に減災対策に資する UAV 調査を実施するために、本検討により整理された留意点を踏まえ、国内の他火山においても、調査目的を明確にした上で、噴火警戒レベル毎の立入規制範囲に対応した飛行計画を事前に策定し、試験飛行を実施しておく必要があると考えられる。さらに、より円滑な UAV 調査の実現に向け、関係機関との協議や、飛行実施時の安全管理、結果の共有についても事前に検討・協議しておく事が望ましい。

表 2 事前に検討することが望ましい項目

■関係機関との調整	
避難関係機関との調整	・避難関係機関と飛行実施時の連絡先等について事前調整をしておく
離着陸箇所管理者との調整	・離着陸候補箇所の管理者と土地の使用についての事前調整をしておく
飛行ルート区域管理者との調整	・飛行ルート上に国有林、民有林、環境省指定特別保護区域等が有る場合は当該機関と事前調整をしておく
■飛行実施時の安全管理体制の構築	
飛行中の安全管理	・機体の対空監視体制について検討構築しておく ・天候の急変や、規制範囲外に影響をおよぼす突発的な火山活動に備えた、リアルタイム情報の取得方法をあらかじめ確保しておくことが望ましい ・飛行中止基準を事前に作成しておく
墜落時の対応	・墜落時の緊急連絡体制の検討をしておく ・墜落時の対応方針を検討しておく
■結果の共有方法の確認	
撮影(計測)データの共有	・撮影結果の共有体制、共有方法を予め決めておく

P-213

新燃岳 2017 年 10 月噴火に伴い降下した火山灰の物性および浸透能

国土交通省九州地方整備局宮崎河川国道事務所　首藤 美誠(現所属 佐伯河川国道事務所) 高橋 史哉
国土交通省九州地方整備局九州技術事務所　堤 宏徳，山田 將喜(現所属 九州地方整備局)，山本 陽子
日本工営株式会社　○湯澤 樹，小林 豊，田方 智

1.　はじめに

霧島山(新燃岳)で平成 29 年 10 月 11 日 5 時 34 分頃平成 23 年以来となる噴火が発生し，同月 16 日まで断続的な噴火があり，山体周辺に火山灰が堆積した．

斜面に火山灰が堆積すると浸透能の低下によって表面流が発生し，土石流が発生しやすくなることが知られている(池谷ら，1995 など)．浸透能低下の主な原因として細粒物質の含有量(寺本ら，2004)，火山灰の固化(モルタル化)(山越ら，2002)などが考えられている．そこで，今回の新燃岳噴火において，浸透能の低下の有無を確認することを目的として，火山灰の特性を把握するための室内試験と，現地における浸透能試験を行ったので報告する．

平成 23 年の噴火時においては，噴火後に下げた雨量基準を雨の経験ごとに上げていき，最終的に，台風を経験しても土石流が生じなかったことから，雨量基準を通常時の雨量に戻した経緯がある．この際も約 1 年かけて同じ地点で浸透能追跡調査を行い，降灰によって下がった浸透能が回復していくことを確認している。．なお，新燃岳周辺においては，前回の噴火後，降灰がない状態で浸透能試験を行った結果を初期値としていることから，浸透能試験は平成 23 年と比較可能な地点でも実施するものとした．

2.　火山灰の試料採取地点と堆積状況

試料採取地点および浸透能試験実施地点を**図 1** に示す．噴火直後に室内試験用の試料採取を a 地点で行った．a 地点周辺の火山灰は，最も厚い地点で 10 mm 程度であった（**写真 1**）．約 1 週間後，b, c, d, e 地点で試料採取を行った．この時は降雨後であり，二次堆積した火山灰は，局所的に 20 mm 程度の層厚を有していた（**写真 2**)．降雨によって堆積した火山灰は，水分を多く含み，粘性が高い状態であった.後日現地において確認したところ**写真 3** のように，火山灰は固化した状態であった.また，多量の火山灰が渓流内に堆積し（**写真 4**），斜面にも火山灰が残存しているため，降雨による活発な土砂移動が懸念された．



写真 1 噴火直後の火山灰

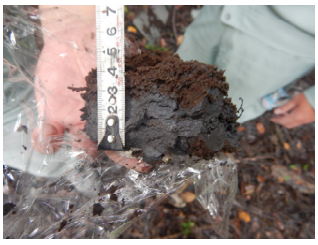


写真 2 火山灰の層厚

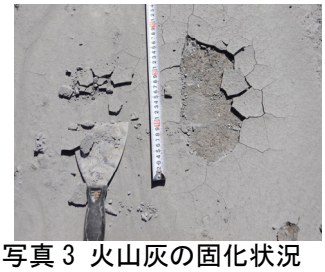


写真 3 火山灰の固化状況



写真 4 火山灰の堆積状況

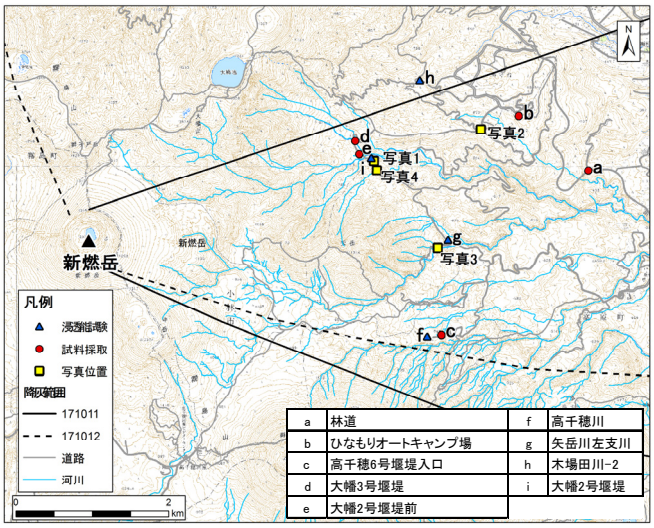


図 1 試料採取地点および浸透能調査位置

3.　火山灰の物性

3.1　土質試験

採取した火山灰試料の粒径加積曲線を**図 2** に示す．採取した火山灰は，すべての試料において粒径が 1 mm 以下であり，細粒分含有率 Fc ＞ 50%となるため，極端に細かい火山灰といえる．一次堆積である a 地点の試料は上に凸の曲線を示し細粒分が多い傾向を示す一方で，降雨後に採取した b～e 地点の試料は下に凸の曲線となり，相対的に粒度の粗い傾向を示す．なお，透水係数は，粒径，間隙比(あるいは密度)によって決まると考えられていて，とくに粒径 D10～D30 の細かいところは相関が大きい．対象試料は 1 試料を除き，D10～D30 の範囲において 0.01 mm 以下であり，透水係数が小さくなることが推定される．また，今回の採取地点においては，噴火口からの距離に応じた粒度の差は認められなかった．

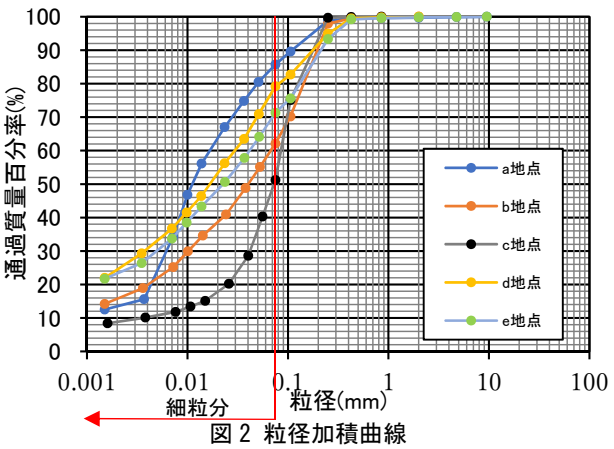


図 2 粒径加積曲線

3.2　X 線粉末回折分析

a 地点の試料を対象に，火山灰の鉱物組成を把握するために，X 線粉末回折分析を行った．粘土鉱物であるハロイサイトおよびスメクタイトのほか，固化して浸透能低下の原因であると考えられている硬石膏（Anh）が中量含まれる（**表 1**）．

表 1 新燃岳火山灰に含まれる鉱物

鉱物	Qz	Pl	Py	Anh	Mc	Chl	Hal	Sm
量比	◎	○	+	△	−	−	−	−

凡　例 ◎：極多量　○：多量　△：中量　＋：少量　－：微量
Qz：石英　Pl：斜長石　Py：黄鉄鉱　Anh：硬石膏
Mc：雲母類　Chl：緑泥石　Hal：ハロイサイト　Sm：スメクタイト

3.3　他火山との比較

今回の新燃岳の試料と併せて他の火山で噴出した火山灰の粒径加積曲線を**図 3** に示す．本火山灰は，シルト以下の細かい粒子の割合が，他火山の火山灰よりも多いことがわかる．また，上述したように浸透能の原因と考えられている硬石膏も含まれるため，他の火山と比較しても，物理的性質・化学的性質の観点から，浸透能の低下を及ぼす要因が多いと考えられる．

4.　散水式浸透能調査

現地における浸透能試験は，散水式浸透能試験（地頭薗ら，1996）で行った．縦 100 cm×横 50 cm の範囲に，2000 ml の水を満遍なく 60 秒程度で撒き，散水強度 240 mm/hr となるように実施した．実施地点（**図 1**）は，火山灰の堆積が認められた f, g, i, h 地点とした．

f 地点で堆積した火山灰は 1～2 mm 程度と薄く，広範囲に地表面を覆う様子は認められなかった．また，試験中の表面流もほぼ発生せず，前回の結果（131 mm/hr）から極端な浸透能低下はみられなかった．

g 地点は，火山灰の降灰量が多い地域の中で，斜面の向きと樹木等の影響により，地表面を覆う火山灰が 1～2 mm 程度と薄い場所であった．試験中の表面流もほぼ発生せず，浸透能の値は 160 mm/hr と高い値を示した．

h 地点は，地表面を覆う火山灰が 5 mm 程度であり，上記 2 地点よりも厚く堆積していた．しかし，試験中は顕著な表面流は発生せず，浸透能の低下は認められなかった．試験前と試験後の断面を比較すると，表層の下部層から水の流出跡が認められた（**写真 5**）．また，試験地点付近には落葉が多く火山灰が地表面全体を厚く覆う状態ではなかったことから，地中に浸透する場所が残された状態となり，浸透能が比較的高い値を示したと考えられる．



写真 5 h 地点土層断面（左：試験前，右：試験後）



写真 6 i 地点地表面の様子（左：試験前，右：試験中）

表 2 浸透能試験結果

調査地点	f地点	g地点	h地点	i地点
H29年10月噴火の火山灰層厚	1～2mm	1～2mm	5mm	15mm
浸透能（今回）	109mm/hr (H29. 10. 19)	160mm/hr (H29. 10. 20)	129mm/hr (H29. 10. 19)	42mm/hr (H29. 10. 20)
浸透能（前回）	131mm/hr (H25. 11. 27)	－	122mm/hr (H25. 11. 20)	－

i 地点は，地表面を覆う火山灰が最大 15 mm 程度と試験地点の中で最も厚く，浸透能値も 42 mm/hr と低い値を示した．試験後，表層の下部層においても，流水の痕跡は見られず，ほぼ表面流として流出している様子が観察された（**写真 6**）．ただし，表面流は面的に発生しており，リルの形成は認められなかった．また，試験地点周辺の斜面においても，リルやガリー地形は認められず，土砂移動が顕著に発生する状況ではないと考えられた．

5.　まとめ

2017 年 10 月の新燃岳噴火で降灰した火山灰は，他の火山灰と比較しても，物理的，化学的に浸透能の低下を招く可能性が高い．しかし，火山灰の堆積した厚さが薄く，広範囲に浸透能低下を及ぼす降灰ではなかったこと，また浸透能が低い地点においても，リルが形成されるような表面流ではなかったことより，顕著な土砂移動までは生じる可能性は低いと推察された．今後は，浸透能の低かった地点において，浸透能試験を実施し，浸透能の追跡を行うと同時に，周辺の土砂移動の確認を行う予定である．

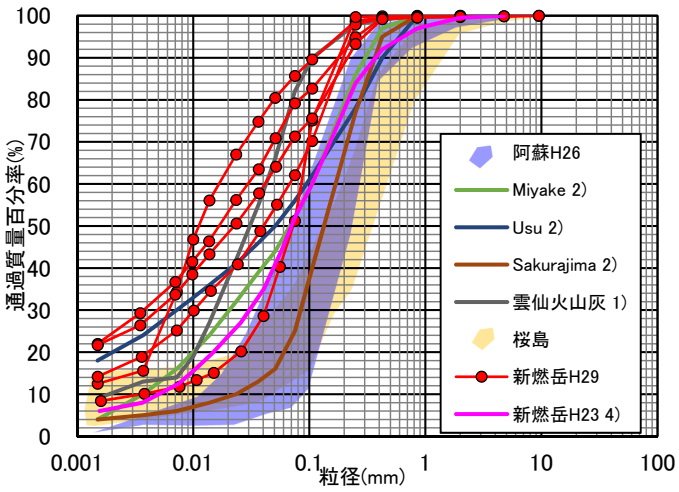


図 3 他火山の粒径加積曲線

出典：1）恩田ら（1996）2）野村ら（2003）3）土木研究所（2003）4）木佐ら（2013）

謝辞

本検討にあたっては，現地調査において，鹿児島大学の地頭薗教授，宮崎大学の清水教授には貴重なご意見を頂いた．ここに深甚の謝意を表する次第である．

参考文献

池谷ら(1995):砂防学会誌，Vol.8，No.2，p22-26.
寺本ら（2004）：鹿児島大学農学部演習林研究報告，第 31 号，p1-5　山越ら（2002）：土木学会第 57 回年次学術講演会講演概要集，p273-274.　地頭薗ら(1996)：砂防学会誌，Vol.49，No.3，p33-36.

衛星画像を用いたナラ枯れ被害状況の把握と防除対策の取り組みについて

国土交通省近畿地方整備局六甲砂防事務所　石塚忠範※1・明見章史※2・岸本昌之※3
アジア航測株式会社　○池田欣子・船越和也・山賀由貴・梅村裕也・金宗煥
※1：現所属：国土交通省水管理・国土保全局、※2 現所属：国土交通省近畿地方整備局琵琶湖河川事務所
※3 現所属：国土交通省近畿地方整備局

1. はじめに

ナラ枯れは，カシノナガキクイムシ（以下，「カシナガ」と略記）が集団的にコナラ等のブナ科樹種に穿入することで発生するナラ類の伝染病であり，六甲山地では近年その被害が激化している．

六甲山地では，「六甲山系グリーンベルト整備事業」としてコナラを中心とした土砂災害に強い樹林整備を進めているため，ナラ枯れによる集団枯死等の被害拡大を防止するための防除対策を進めている．ここでは，六甲山系グリーンベルト整備事業地（以下，「六甲 GB 事業地」と略記）でのナラ枯れ被害把握と防除対策について，取り組み事例を報告する．

2. 六甲ＧＢ事業地でのナラ枯れ被害特性

六甲 GB 事業地でのナラ枯れ被害は，平成 22 年度に初めて確認されて以降，経年的に増加しており，平成 28 年からはナラ枯れによる枯死木がまとまって発生する激害地が確認されている．

ナラ枯れ被害は，カシナガの穿入するコナラ等が分布する群落が存在し，林床が疎である場所で被害が集中する傾向がこれまでの調査で確認されている（図 1）．

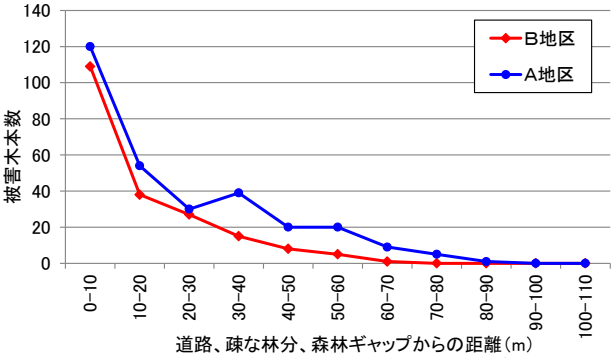


図 1　道路や疎な林分等からの距離と被害本数

六甲 GB 事業地では，このようなナラ枯れ被害の受けやすい場の条件を数値化し，「ナラ枯れ被害発生ポテンシャル」として事前に評価し、ナラ枯れ被害の拡大予測と対策優先度検討に活用している．

近年のナラ枯れ被害は，ナラ枯れ被害発生ポテンシャルが高いエリアにおいて，前年度被害木がまとまった箇所の周辺でより被害が拡大する傾向が確認されている．この傾向は，前年度被害木がまとまって発生した箇所で，ナラ類に穿孔したカシナガの繁殖コアエリアを形成し，翌年に脱出した大量のカシナガが，周辺のナラ類に多数の穿孔被害をもたらすことが原因と考えられる．このようなナラ枯れが激害化している繁殖コアエリアでは，過年度被害木の周囲 50 m範囲に翌年被害木の約 75%が分布していることが確認された（図 2）．一方で，ナラ枯れ被害ポテンシャルの高いエリアでは，カシナガが飛翔することで，飛び地的に初期段階の被害箇所を点在していく傾向も確認されており，このような初期段階の被害箇所での枯死木から周辺に被害が拡大することで，新たな激害地が形成されている傾向がある．

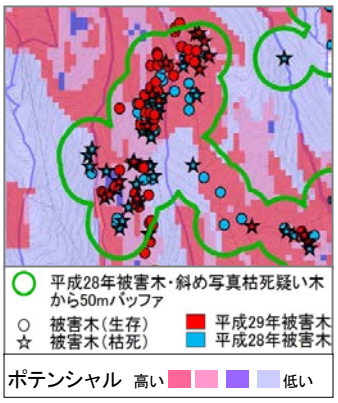


図 2　繁殖コアエリアの被害状況

3. 六甲ＧＢ事業地におけるナラ枯れ被害把握

六甲 GB 事業地が位置する六甲山地のナラ枯れ被害は，平成 25 年度で 36 本程度の枯死木発生が確認されて以降，平成 26 年で約 500 本，平成 28 年には約 5,000 本以上と急増し，平成 29 年には枯死木本数を把握することが困難な状況となるまでに増加した（図 3）．

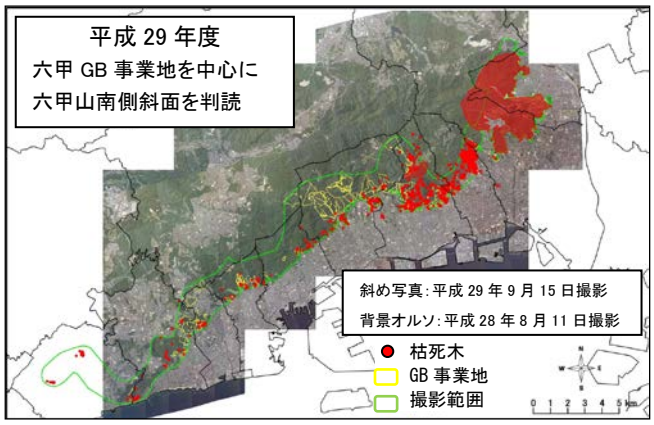


図 3　ナラ枯れ被害枯死木の発生状況の推移

六甲 GB 事業地では，ナラ枯れ被害による枯死木が確認された平成 25 年度から，定期的な空中写真撮影と，ヘリコプターによる被害箇所上空調査を実施して被害の経年変化を確認しているものの，近年の激害化と被害拡大により，枯死木分布の実態把握が困難となっている．

このため，近年活用性が高まりつつある衛星画像に着目し、高解像度衛星の既往撮影画像（アーカイブ

データ）を活用して，ナラ枯れ被害状況を把握する手法を検討した．

使用した衛星画像は，植物の活力調査等で用いられる近赤外（NIR）バンドに加え，RedEdge の観測可能なセンサーが搭載されている WorldView-2 で撮影されたものを選定した（観測日：平成 27 年 10 月 26 日，平成 28 年 9 月 10 日）．

衛星画像によるナラ枯れ被害状況の確認は，可視画像（RGB）と近赤外画像（NIR）による樹冠の枯死状況を判読するとともに，植生指標として NDVI 値と NDRE 値を算出した．

NDVI = (NIR − Red) / (NIR + Red)
NDRE = (RedEdge − Red) / (RedEdge + Red)

算出した植生指標について，ナラ枯れ被害の現地調査実施範囲を検討エリアとして，被害木との関係を確認した．

NDVI 値の算出結果では、健全木の 25%値～75%値出現傾向が 0.75～0.8 程度であることに対し，枯死木は 0.45～0.7 程度とやや低い傾向が確認された．

また，NDVI 値の中央値は，健全木が 0.77 に対し，枯死木は 0.62 程度（樹冠により 0.50～0.81 の範囲でばらつく傾向）と低い値を示した（図 4，図 5）．

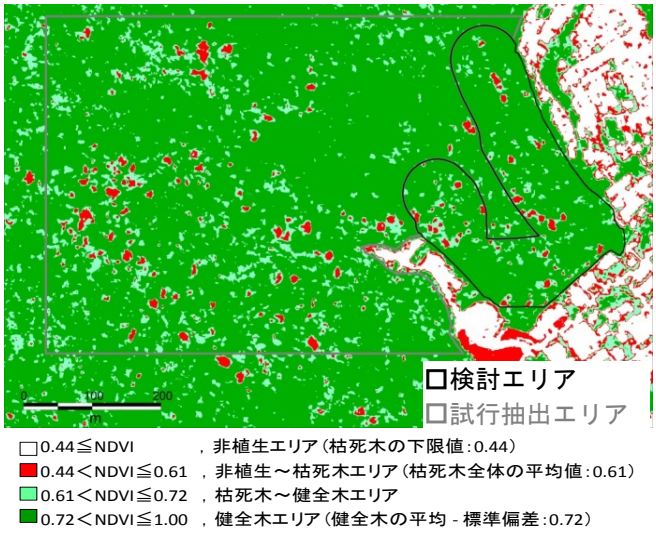


図 4　植生指標を用いたナラ枯れ被害箇所抽出結果

ここで健全木と枯死木の NDVI 値出現傾向から，衛星画像の樹冠枯死を試行抽出エリアで抽出した結果，現地調査で確認した枯死木分布と相関性の高い結果となった．なお，ここでは NDVI 値による検討結果を示すが，NDRE 値も同様な傾向が確認された．

4. ナラ枯れ激害化に対応した防除対策の取り組み

六甲 GB 事業地におけるナラ枯れ被害対策は，枯死木がまとまって発生してカシナガの繁殖コアエリアが形成された箇所のうち，周辺への被害拡大が特に懸念される箇所を重点的に実施するものとし，カシナガの繁殖個体を抑制する取り組みを進めている．この取り組みにあたっては，これまでにカシナガ捕獲効果が確認されている手法を用いつつ、より高い個体捕獲効果が発揮される手法と実施時期を検証し、今後の対策にフィードバックする取り組みを続けている（図 6）．

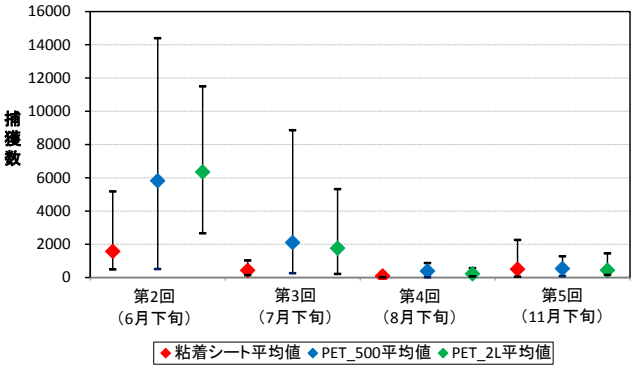


図 6　カシナガ個体捕獲の効果的な時期と手法（ペットボトルと粘着シート）の検証例

5. まとめ

ナラ枯れ被害の激害化や深刻化は，六甲山系のみならず，近畿地方の山林などに共通する課題となっている．六甲 GB 事業地内で取り組んできた様々なナラ枯れ被害対策の工夫や対策効果の検証結果、効率的かつ効果的なナラ枯れ被害の実態把握手法の検討結果をふまえ，周辺地域の取り組みと連携した対策を引き続き進めていくことが重要である．

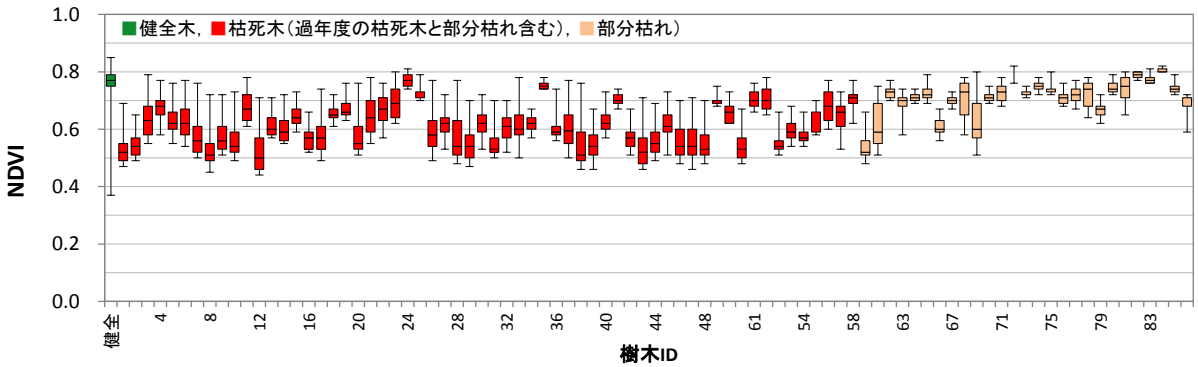


図 5　検討エリア内の健全木と被害木の植生指標算出結果

地震による斜面崩壊の影響範囲の検討

国土技術政策総合研究所：○萬徳昌昭・高原晃宙・桜井　亘・内田太郎
中電技術コンサルタント株式会社：秦雅之・池田寛・一松晃弘

1. はじめに

国土技術政策総合研究所ではこれまで過去の地震による斜面崩壊の実績データがない場合においても、山腹斜面の地震時の崩壊危険度を評価できる判別式を開発して運用してきた。今回の検討では、こうした地震により発生する斜面崩壊について、斜面下部でのハード・ソフト対策への反映を目途に崩落時の土砂到達範囲を明らかにすることとした。その結果、天然ダム、土石流、崩壊土砂の直撃の流下形態によらず地震による斜面崩壊の影響範囲を一定精度で推定できると考えられた。

2. 実態把握と分析

2.1 実態把握

平成 16 年新潟県中越地震、平成 20 年岩手・宮城内陸地震、平成 28 年熊本地震における斜面崩壊について影響範囲を調査した。調査箇所数はそれぞれ 100 か所とし、 全体 300 箇所とした。影響範囲は空中写真判読によることとし、

① 到達範囲末端の勾配
② 到達範囲末端から崩壊頂部までの流下経路の長さ
③ 到達範囲末端から崩壊頂部までの比高
④ ④ 到達範囲末端から崩壊頂部までの見通し角
⑤ 崩壊地の面積
⑥ 土砂流下形態（天然ダム、土石流、崩壊土砂の直撃）

（図 - 1 参照）について整理した。

崩壊地と調査箇所の分布状況を図 - 2 に示す。

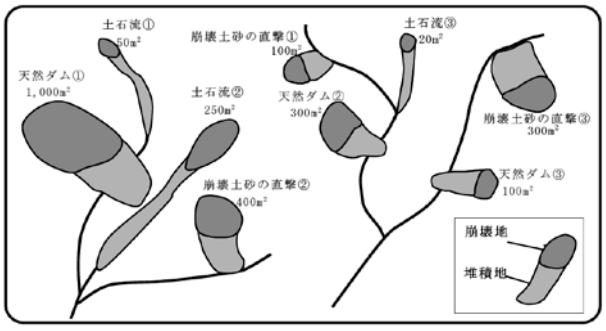


図 - 1　土砂流出形態の分類例

2.2 分析

2.2.1 分析結果

データの分析にあたっては、西口ら（2016）を参照し、地震および土砂流下形態別に以下の項目を整理した。

a. 崩壊面積と流下経路の長さの関係
b. 崩壊面積と比高の関係
c. 崩壊面積と見通し角の関係
d. 崩壊面積と到達範囲末端の勾配の関係

上記 a～d について、各地震で土砂流下形態別に整理したところ以下のような結果を得た。

各地震ともに土砂流下形態にかかわらず、a.流下経路の長さおよび b.崩壊頂部までの比高については崩壊地の面積と相関が比較的高く、崩壊面積が大きくなるにつれて流下経路が長く、崩壊頂部までの比高が高くなる傾向が認められた。

一方、c.崩壊頂部までの見通し角および d.到達範囲

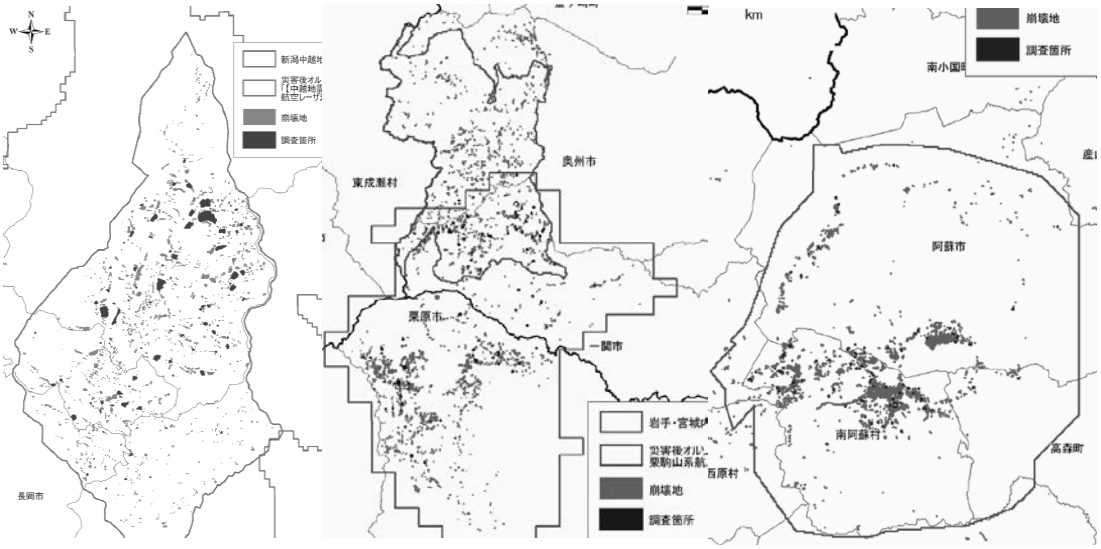


図 - 2　崩壊地と調査箇所
（左から H16 中越地震、H20 岩手・宮城内陸地震、H28 熊本地震）

末端の勾配については、上記の a 及び b と比べ、崩壊面積との相関が低い傾向が確認された。

地震ごと、流下形態別に整理を行ったところ、a. 流下経路の長さおよび b. 崩壊頂部までの比高については崩壊地の面積と相関が比較的高く、崩壊面積が大きくなるにつれて流下経路が長く、崩壊頂部までの比高が高くなる傾向が全体的に認められた。

地震と土砂流下形態を区分しない場合の結果を図 - 3 に示す。その結果、a. 流下経路の長さおよび b. 崩壊頂部までの比高については崩壊地の面積と相関が比較的高く、崩壊面積が大きくなるにつれて流下経路が長く、崩壊頂部までの比高が高くなる傾向が認められた。

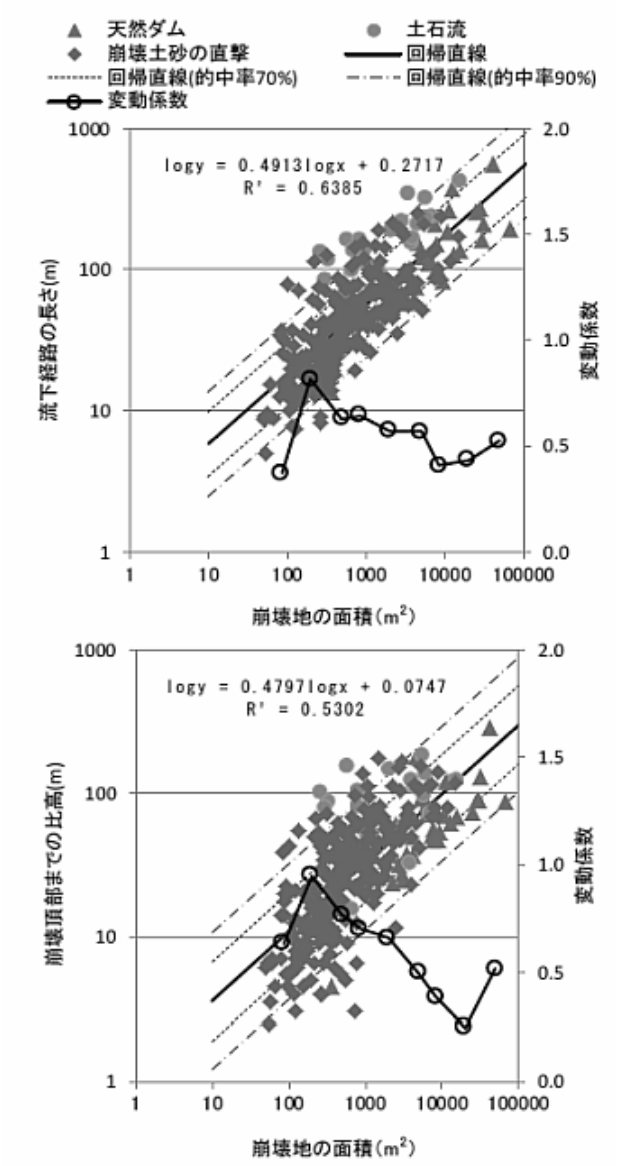


図 - 3　全地震・全形態の崩壊面積と流下経路の長さ、比高との関係

2.2.2　推定式

今回の検討結果からは地震別、流下形態別の区分なく以下の関係について推定が可能であるとの結果を得た。

a. 崩壊面積と到達範囲末端から崩壊頂部までの流下経路の長さの関係

b. 崩壊面積と到達範囲末端から崩壊頂部までの比高の関係

これらから以下の推定式が得られた。

1） 地震による到達範囲末端から崩壊頂部までの流下経路の長さの推定

logy=0.4913logx+0.2717　…式 (1)

ここに、y：流下経路の長さ(m)

x：崩壊面積(m2)

2） 地震による到達範囲末端から崩壊頂部までの比高の推定

logy=0.4797logx+0.0747　…式 (2)

ここに、y：崩壊頂部までの比高(m)

x：崩壊面積(m2)

3. おわりに

近年の代表的な３つの地震を対象に斜面崩壊の影響範囲を調査し、土砂の流下形態ごとの特徴を検討したところ、地震および流下形態特徴の差異が極めて小さいことが判明した。また、到達範囲末端から崩壊頂部までの流下経路の長さおよび到達範囲末端から崩壊頂部までの比高において比較的相関が高く、推定式を得ることができた。

今後、実運用での検証等を進め、土砂災害影響範囲推定の更なる向上に役立てていきたい

参考文献

西口ら：西口幸希・内田太郎・田中健貴・蒲原潤一・奥山遼佑・日名純也・松原智生・桜井亘（2016）：深層崩壊の発生に伴う土砂移動現象と被害発生位置の実態，砂防学会誌，Vol.68，No.6，p.31-41

大源太川第１号砂防堰堤補強工事における二重式仮締切の詳細設計

国土交通省 北陸地方整備局 湯沢砂防事務所　森下　淳（現、北陸地方整備局河川部）
渡邉正一（現、信濃川下流河川事務所）
佐藤工業株式会社 土木事業本部 設計部　小野知義　太子博晶　○森浜哲志
佐藤工業株式会社 大源太砂防堰堤作業所　横川泰希　角田和史

1. はじめに

大源太川第１号砂防堰堤は、信濃川水系魚野川の支川大源太川の「四十八滝」と称する花崗岩、花崗閃緑岩、輝緑岩から成る堅硬な狭窄部上流端に昭和 14 年に完成した粗石コンクリート構造のアーチ式砂防堰堤である。本堰堤は老朽化により補強が必要となっており、排水トンネルと仮締切を設けて、既設堰堤の上流側に補強コンクリートを打設する工事が計画、実施されている。

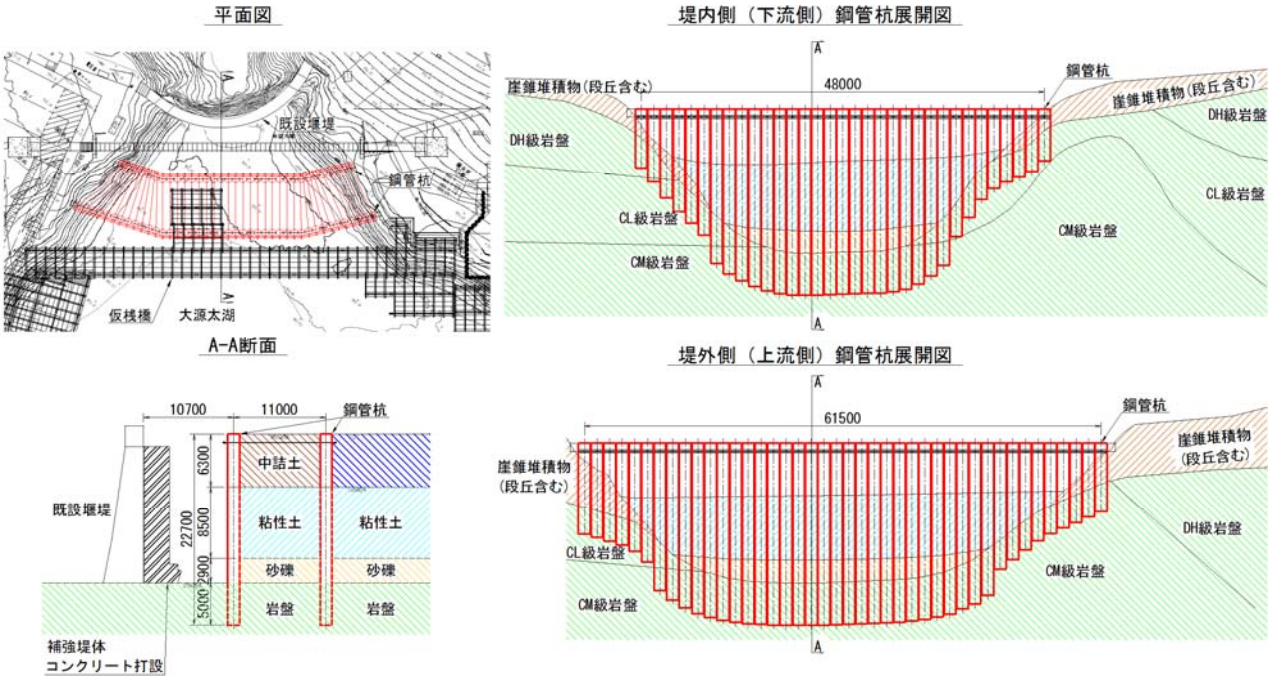
本報告では、大源太川第１号砂防堰堤補強工事のうち、二重式仮締切の詳細設計について述べる。

2. 当工事の二重式仮締切の特徴

当工事の二重式仮締切を**図－１**に示す。

当工事の二重式仮締切の特徴として、鋼管杭による二重式仮締切であることが挙げられる。

鋼管矢板を施工する場合、ダウンザホールハンマ工法等が考えられたが、仮桟橋の規模が大きい、騒音が大きいなどの懸念が生じた。そのため、騒音の低減が図れ、小規模な仮桟橋で施工が可能で経済性に優れる、先端ビット付き鋼管杭の自走式回転圧入工法を採用した。本工法は、鋼管杭の先端に特殊ビットを装着し、杭に回転力を与えて圧入するものであり、硬質地盤への圧入施工が可能である。鋼管矢板には適用できないため、鋼管杭による二重式仮締切を採用することとなった。



図－１　当工事の二重式仮締切

3. 施工にあたっての懸念事項

二重式仮締切を施工するにあたり、実現場では以下の点が懸念された。

（１）中詰土投入による圧密沈下

湖底には粘性土が堆積しており、粘性土の上に中詰土を投入することとなる。その場合、中詰土の重量および掘削に伴う壁体内水位の低下による有効上載圧の増大により、粘性土に圧密沈下が生じる恐れがある。圧密沈下が生じると、壁体天端までの中詰を必要とする二重式仮締切の前提が確保されないばかりか、タイロッドが引き込まれて破損する恐れがある。また、圧密沈下は一様に発生するとは限らないため、アーチアクションにより中詰土の一部が自立し、壁体内に空洞が生じる恐れがある。

（２）二重式仮締切壁体の不連続性

二重式仮締切の壁体が鋼管杭であるため、隣接する杭同士の面的な連続性が損なわれ、各杭が負担する荷重が不均一となり、鋼管杭の降伏等が生じる恐れがある。

（３）二重式仮締切背面からの湖水の漏出および中詰土の流出

二重式仮締切の壁体が鋼管杭であるため、杭間に隙間が生じ、その隙間から湖水の漏出および中詰土の流出が発生する恐れがある。

4. 懸念事項に対する対策

上記の懸念事項に対する対策を以下に示す。また、対策実施前と実施後の断面図を**図－２**に示す。

（１）圧密沈下に対する対策

湖底に堆積している粘性土について、圧密試験を行い、圧密試験結果を用いて沈下計算を行った。その結果、沈下量の最大値は 3.0m となり、圧密度が 90%に達する時間は最長で 471 日となった。このことから、粘性土を残した状態では壁体天端までの中詰を必要とする二重式仮締切の前提を確保することが難しいと判断し、粘性土を水中掘削して岩ズリまたは礫質土に置換することとした。

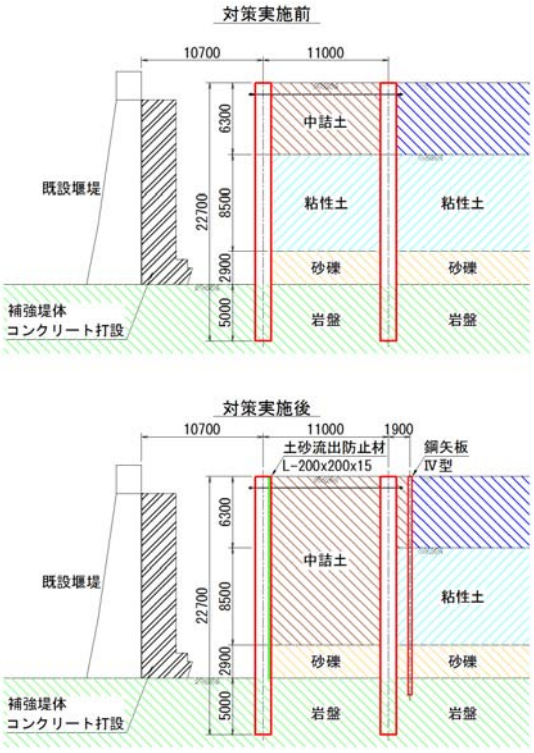
（２）壁体の不連続性に対する対策

壁体の連続性を確保するため、通常の検討方法とは異なる検討方法により腹起し部材の断面を決定することとした。腹起しの検討概念図を**図－３**に示す。腹起しは、通常はタイロッド取付点間を単純梁もしくは３径間連続梁として検討を行うが、今回は隣接する杭同士において最大の変位差が生じると考えられる箇所について、片持ち梁として検討を行い、腹起し部材の断面を決定した。

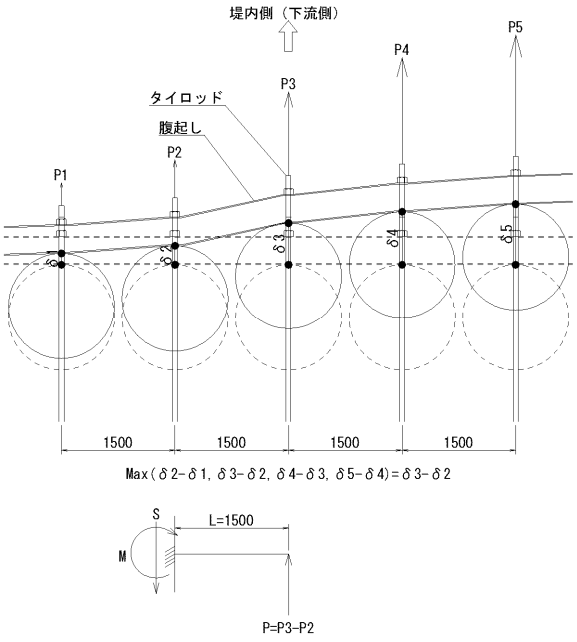
（３）止水対策および中詰土流出に対する対策

止水対策として、二重式仮締切上流側に止水用鋼矢板を打設することとした。

中詰土の流出に対しては、杭間に土砂流出防止材としてアングル（L-200×200×15）を設置することとした。なお、二重式仮締切上流側には止水用鋼矢板があり、土砂流出の懸念は無いため、下流側鋼管杭の杭間のみ土砂流出防止材を設置することとした。



図－２　対策実施前後の断面図



図－３　腹起し検討概念図

5. おわりに

本報告では、大源太川第１号砂防堰堤補強工事のうち、二重式仮締切の詳細設計について述べた。当工事の二重式仮締切は、鋼管矢板ではなく鋼管杭を用いることに特徴があるが、これに伴い、様々な対策を実施している。また、現状の水深 6.3m に対し、下流側をさらに 11.4m 掘削するため、仮締切の壁高が 17.7m と非常に大きいものとなる。そのため、今後施工を進めていくにあたっては、鋼管杭の変形挙動等のモニタリングを行うことで、対策の妥当性を検証しながら工事を進める必要がある。

現地研修会

平成30年度（公社）砂防学会定時総会並びに研究発表会「鳥取大会」 現地研修会

ご案内

●Aコース
（伯耆大山・米子市方面：流砂系をたどる・大山山系～皆生海岸　1 日コース） 定員 50 名
●Bコース
（伯耆大山・倉吉市方面：歴史的砂防施設をたどる天神川　1 日コース） 定員 50 名

●Aコース 【参加費　5,000 円】（内訳：バス等交通費＝4,000 円、昼食＝1,000 円）
（伯耆大山・米子市方面：流砂系をたどる・大山山系～皆生海岸　1 日コース） 定員 50 名

5／18 （金）	9:00　米子コンベンションセンター→大山寺（百年前の治山施設）→みるくの里→大山砂防・治山二の沢（環状道路）→鍵掛峠→二の沢砂防堰堤→日光公民館→皆生温泉→弓ヶ浜展望駐車場（富益工区）→15:10（予定）米子駅　→15:45（予定）米子空港 （米子コンベンションセンター）

（別紙参照）

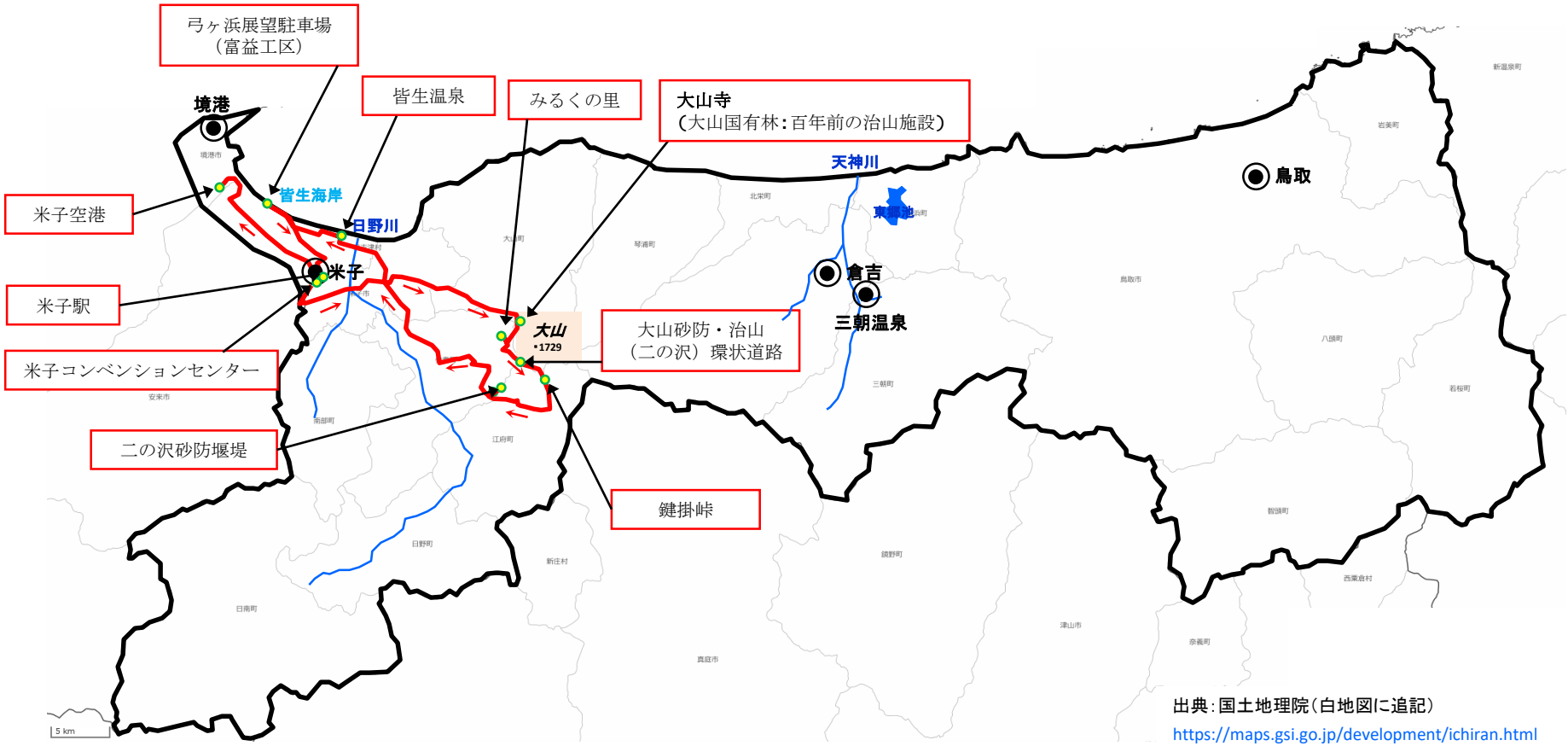
●Bコース 【参加費　5,000 円】（内訳：バス等交通費＝4,000 円、昼食＝1,000 円）
（伯耆大山・倉吉市方面：歴史的砂防施設をたどる天神川　1 日コース） 定員 50 名

5／18 （金）	8:00　米子コンベンションセンター→加勢蛇川崩落地（治山山腹工）→小鴨川第二砂防堰堤→清水谷砂防堰堤（1 号・5 号）→三朝温泉（ブランナールみささ）→砂原砂防堰堤→道の駅　燕趙園→14:40（予定）米子駅　→15：15（予定）米子空港 （米子コンベンションセンター）

（別紙参照）

《注意事項》
各コース共、出発時刻の15分前にご集合となります（時間厳守でお願いします）
1．　集合場所は両コースとも米子コンベンションセンター「BiG SHiP」です。
Aコース（伯耆大山・米子市方面）：**出発時間　9 時 00 分**
Bコース（伯耆大山・倉吉市方面）：**出発時間　8 時 00 分**
※コースにより出発時間が異なりますのでご注意願います。
2．解散場所は両コース共、米子駅と米子空港を予定しております。
3．両コース共、短時間にお食事をしていただくため、事前予約制にしております
（昼食代1,000円を申込時に納入願います）。
4．天候・道路状況・現場状況により到着予定時間が変更になる場合があります
（解散地点からの帰路列車等の手配については時間に余裕を持って予約をお願いします）。
5．定員状況により申込をお断りする場合がありますのであらかじめご了承ください。
6．申込状況により中止する場合もありますのであらかじめご了承下さい。
7．手荷物については米子市文化ホール（米子コンベンションセンター「BiG SHiP」横）にて一時預かりが可能です。
〇米子市文化ホール（〒683-0043 鳥取県米子市末広町 293 番地）
TEL：0859－35－4171（代表）

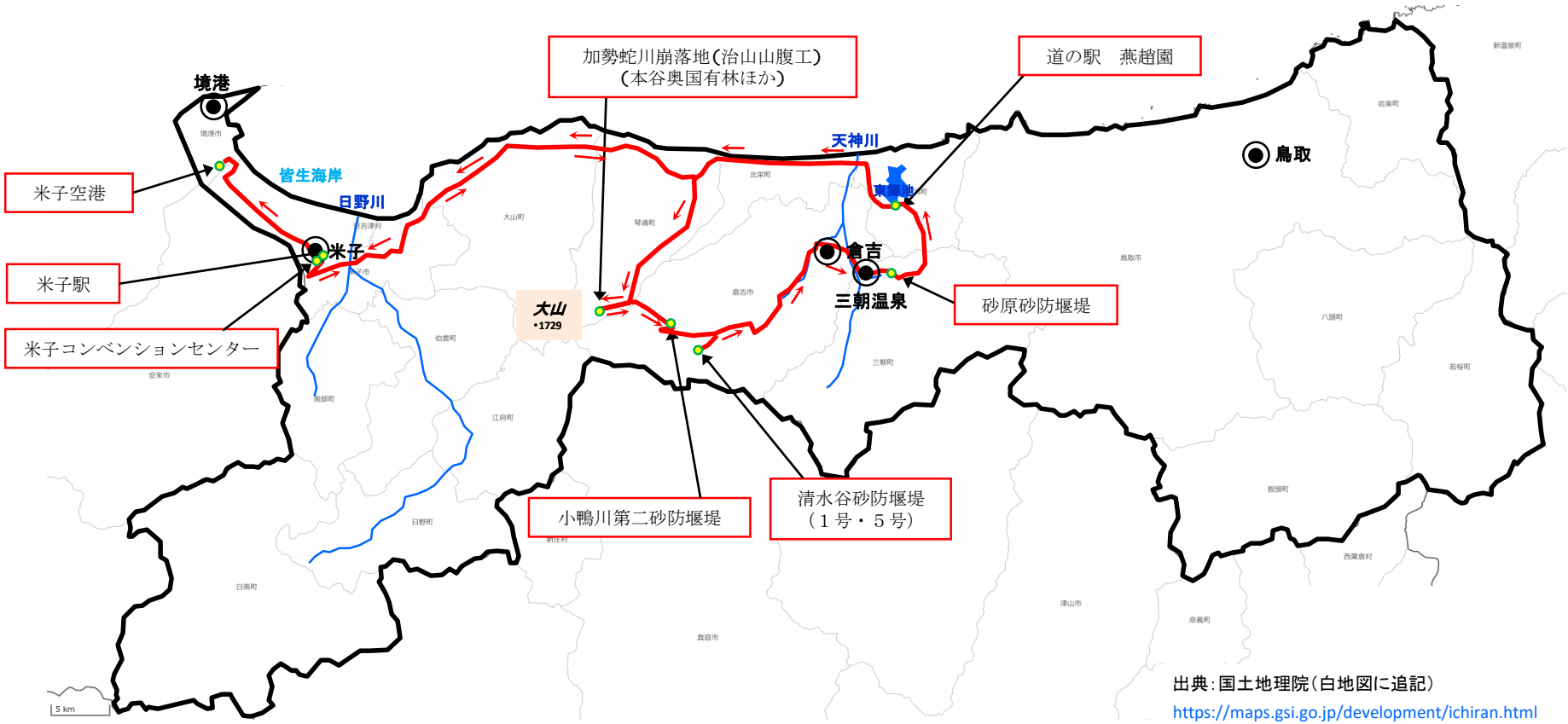
現地研修会　Ａコース案内図



出典：国土地理院（白地図に追記）
https://maps.gsi.go.jp/development/ichiran.html

―― Ａコース（伯耆大山・米子市方面：流砂系をたどる・大山山系～皆生海岸）

現地研修会　Ｂコース案内図



出典：国土地理院（白地図に追記）
https://maps.gsi.go.jp/development/ichiran.html

——Bコース（伯耆大山・倉吉市方面：歴史的砂防施設をたどる天神川

ISSN 2433-0477
JSECE Publication No. 83

平成 30 年度　砂防学会研究発表会概要集

発行日　2018 年 5 月 16 日

編集者及び発行者
平成 30 年度（公社）砂防学会定時総会並びに研究発表会「鳥取大会」実行委員会

発行所　公益社団法人　砂防学会
〒102－0093　東京都千代田区平河町 2-7-5　砂防会館内
TEL 03－3222－0747　　FAX 03－3230－6759