# 令和2年7月九州豪雨による 地盤災害調査報告書

## 2021年6月

(公社) 地盤工学会

令和2年7月九州豪雨地盤災害調査団

## (公益社団法人)地盤工学会

## 目次

1. 序文	
1.1 はじめに	• • • 1
1.2 調査団の活動内容	· · · 1
2. 気象・降雨特性	
2.1 九州地域の令和2年7月豪雨の概要	• • • 4
2.2 九州南部地域の降雨の特性	• • • 8
2.3 九州北部地域の降雨の特性	· · · 21
2.4 まとめ	· · · 28
3. 斜面の災害	
3.1 九州南部地域の斜面災害	· · · 30
3.1.1 熊本県南部で発生した斜面崩壊	· · · 30
3.1.2 宮﨑県で発生した斜面崩壊	· · · 70
3.1.3 鹿児島県で発生した斜面崩壊	· · · 85
3.2 九州北部地域の斜面災害	• • • 93
3.2.1 福岡県で発生した斜面崩壊	• • • 93
3.2.2 長崎県で発生した斜面崩壊	· · · 139
3.2.3 佐賀県内の土砂災害のアーカイブとその特徴に関する検討	•••144
33 まとめ	••• <b>1</b> 47
4. 道路の災害	
4.1 九州南部地域の道路災害	· · · 149
4.1.1 熊本県南部で発生した道路被害	· · · 149
	· · · 160
	•••164
	• • • 182
4.2 元州北即地域の追虜火吉	102
	101
4.2.2 長崎県で先生しに道路被告	•••191
4.3 まとめ	•••194
5 河川・ため池の巛実	
5. 万川 ため心の火日	105
5.1 九州用即地域で先生した河川被告	105
5.1.1 球席川で光工した堤防被告	100
5.2 九州北部地域で発生した河川被告	•••201
5.2.1 筑後川の堤防被害	• • • 201
5.2.2 遠賀川の堤防被害	· · · 207
5.2.3 大分県の河川被害	· · · 212
5.3 ため池の被害	· · · 216
5.4 堤防の調査事例	· · · 220
5.5 まとめ	· · · 230
○ 括测甘 <b>琳</b> の她宇	
0.	004
0.1 熊本県用部で発生した橋栄基礎の彼害	· · · 231
7 今和9年7日カ州高雨災害の教訓	
1. 卫生とサイブル加家的火吉の叙訓 フ1. 得たわた知日と課題	
/.1 行り化に和兄C 味趣	•••239

- 7.2 過去の豪雨災害調査による提言の検証
- 7.3 豪雨災害の軽減への課題

謝辞

•••240 •••241

## <執筆者リスト>

氏名	所属	執筆箇所
齿卡 依立	熊本大学大学院 先端科学研究部	1 , 3.1.1.1 , 3.1.1.2 , 4.1.1 ,
你小 饭又	くまもと水循環・減災研究教育センター	5.1.1, 6.1
末次 大輔	宮崎大学 工学教育研究部	1, 3.1.2, 4.1.2
酒匂 一成	鹿児島大学 学術研究院 理工学域工学系	1, 3.1.3, 3.3, 4.1.3, 5.1.2
村上 哲	福岡大学 工学部社会デザイン工学科	2.1 , 2.3 , 2.4 , 3.2.1(1) , 3.2.1(2) , 3.2.1(4) , 4.2.1(1) , 4.2.1(2)
小野 将太郎	福岡大学大学院 工学研究科建設工学専攻	2.1, 2.3, 3.2.1(1), 4.2.1(1)
伊藤 真一	鹿児島大学 学術研究院 理工学域工学系	2.2, 2.4, 3.1.3, 4.1.3, 5.1.2
今薗 淳司	株式会社水野建設コンサルタント	3.1.1.1, 3.1.1.2, 3.1.1.3, 4.1.1, 6.1
梅﨑 基考	株式会社アバンス	3.1.1.1, 3.1.1.2, 3.1.1.3, 4.1.1, 6.1
山下隆之	株式会社アバンス	3.1.1.1, 3.1.1.2, 3.1.1.3, 4.1.1, 6.1
伊集院 弘尚	九州工営株式会社	3.1.2, 4.1.2
福林 良典	宮崎大学 工学教育研究部	3.1.2, 4.1.2, 4.3
神山 惇	宮崎大学 工学教育研究部	3.1.2, 4.1.2, 5.3
本田 信孝	(株) 日本地下技術	3.1.3, 4.1.3, 5.1.2
佐藤 秀文	平成地研 (株)	3.2.1(2), 4.2.1(2)
東風平 宏	基礎地盤コンサルタンツ(株)九州支社	3.2.1(2), 4.2.1(2)
平江 文武	日本地研(株)	3.2.1(2), 4.2.1(2)
矢ケ部 秀美	NPO 法人研究機構ジオセーフ	3.2.1(2), 3.2.1(4)
山本 健太郎	西日本工業大学	3.2.1(3)
吉村 辰朗	第一復建株式会社	3.2.1(4), 5.4
古川 全太郎	九州大学大学院 工学研究院	3.2.1(4)
杉本 知史	長崎大学大学院 工学研究科	3.2.2, 4.2.2
蒋 宇静	長崎大学大学院 工学研究科	3.2.2, 4.2.2
大嶺 聖	長崎大学大学院 工学研究科	3.2.2, 4.2.2
桐原敏	大栄開発株式会社	3.2.2, 4.2.2
高木 辰治	株式会社アールデ	3.2.2, 4.2.2
諸橋 栄一	株式会社昭和ボーリング	3.2.2, 4.2.2
古江 雅和	株式会社アサヒコンサル	3.2.2, 4.2.2
内野 隆文	株式会社カミナガ	3.2.2, 4.2.2
日野 剛徳	佐賀大学 理工学部 理工学科	3.2.3
柴 錦春	佐賀大学 理工学部 理工学科	3.2.3
根上 武仁	佐賀大学 理工学部 理工学科	3.2.3
脇中 康太	熊本高等専門学校 建築社会デザイン工学科	5.1.1
石藏 良平	九州大学大学院 工学研究院	5.2.1, 5.2.2, 5.2.3, 5.3
田中 聡	日本地研(株)	5.2.1, 5.2.2, 5.2.3
前田 秀喜	西日本技術開発(株)	5.2.1, 5.2.2, 5.2.3
井上 徹郎	西日本技術開発(株)	5.2.3
工藤 宗治	大分工業高等専門学校	5.2.3, 5.3

1. 序文

## 1. 序文

## 椋木俊文<sup>1</sup>,末次大輔<sup>2</sup>,酒匂一成<sup>3</sup>

- 1 熊本大学大学院 先端科学研究部 くまもと水循環・減災研究教育センター
- 2 宮崎大学 工学教育研究部
- 3 鹿児島大学 学術研究院 理工学域工学系

## 1.1 はじめに

2020年7月3日から、暖かく湿った空気を含んだ梅雨前線が活発化し、九州各地で集中豪雨をもたらした。7月4日 午前4時50分には、気象庁から熊本県南部の宇城、屋代、天草、芦北、球磨地域と鹿児島県北部の出水、伊佐地域に特 別警報が発令された。この警報は2013年に制定されたもので、これまでに各都道府県に対して52回実施されており、 熊本県は初めて, 鹿児島県は3度目の発令となった。気象庁のレーダー観測によると, 熊本県芦北町では1時間あたり 129mm の降水量を記録し,水俣市では 24 時間降水量が 400mm を超えていた。同様に,宮崎県えびの市では 320mm, 鹿児島県鹿屋市では 280mm であった。日本三大急流といわれる球磨川では、芦北町、坂本町、球磨村、人吉市などで 河川が氾濫し,多くの道路が冠水した。濁流は護岸を侵食し,球磨川を横断する10本の橋梁を破壊した。また多くの家 屋を流失させ、62名の方が亡くなった。さらに、芦北町と津奈木町の2か所では住宅を巻き込む土砂災害が発生し、5 人の死亡が確認された。集中豪雨の特別警報は7時間後に解除されたが,九州地方付近に梅雨前線が停滞していたため, 断続的に雨が降り、球磨村など孤立した村の人々の救出には8日間を要した。また、球磨川沿いの国道219号線では土 砂流入や道路本体が崩壊するなど大きな被害を受けたため、八代-人吉や芦北-人吉へのルートは高速道路のみとなり、 各被災箇所へのアプローチが非常に困難であり,仮復旧にも時間を要する状況であった。次に,球磨川の堤防の被災状 況に着目すると、越流が認められたのは14箇所で、そのうち堤防の崩壊が認められたのは2箇所であった。総務省消防 庁災害対策本部によれば、2020年7月20日現在, 熊本県では2020年7月豪雨により, 死者65名, 行方不明者2名, 家屋の被害は全壊 557 棟, 半壊 43 棟, 床上浸水 5895 棟, 床下浸水 1990 棟となっている。特に河道と堤防内の土地がつ ながっている球磨村、八代市、坂本町では家屋の損壊が顕著であった。断続的に降る強雨の中、救助活動は開始された が、山間部の球磨村では、道路が破壊され、ヘリコプターを着陸させるスペースもなかったため、孤立集落の救助は困 難を極めた。また,救急隊員,現場作業員,調査員は,コロナウイルスへの警戒をしながらの作業となった点も今回の 救出作業において特筆すべきことの一つと言える。被害の全容を把握するのに通常よりも時間がかかり、加えて、雨季 明けの容赦ない暑さの中での作業を余儀なくされた。コロナウイルス騒動の影響で、県外からのボランティアも被災者 を助けることができず、その疲労感は筆舌に尽くしがたいものがあった。

7月5日は九州南部では梅雨前線が一時小康状態となったが、5日午前6時までの24時間の予想降水量は、熊本県で150mm、鹿児島県で180mmを示した。この梅雨前線は次第に北上し、7月6日は九州北部を中心に局地的な集中豪雨が発生した。筑後川や山間部に住む人々は、河川の氾濫や土砂崩れ、低地への浸水などに最大限の警戒がしたが、結局、7月6日午後4時30分に、福岡県の大牟田市や八女市など4市町と、長崎県の長崎市や諫早市など7市町に特別警報が発令された。大牟田市内を流れる筑後川の氾濫による被害が報告されはじめたが、幸い人命を損なうような状況には至らなかった。

## 1.2 調査団の活動内容

今回の豪雨は7月3日から5日には九州南部に,7月6日から8日に九州北部に時間差をおいて被害をもたらした。7 月4日の発災から九州南部では熊本大学,鹿児島大学,宮崎大学を中心に,それぞれ各県内の被災情報を収集等の初動 調査を開始した。その後に,九州大学と福岡大学を中心に九州北部地域で初動調査を開始した。このように,九州では 災害発生に時間差があったため,熊本・鹿児島・宮崎からなる九州南部グループと,福岡・大分・佐賀・長崎からなる 九州北部グループに分かれて活動することとなった。(公社)地盤工学会は先遣隊の調査結果を受けるとともに,今回の 豪雨による災害の社会的影響を鑑みて,熊本大学教授・椋木俊文を団長としてメンバーを九州支部会員を中心に組織し た「令和2年7月九州豪雨による地盤災害調査団」を設置した。一昨年末(令和元年)から続いていた新型コロナウイ ルス感染症の拡大を防ぐために,県を跨いでの団員の移動を制限することとなった。そのため,調査メンバーは各県所 在の大学の学会員が中心となって,各県で調査活動ができる体制となるように選定した。調査団メンバーは表 1.2-1 に 示すとおりで,産学のメンバー総勢36名に参加いただいた。また,構造と河川を専門とする土木学会所属の方に学協会 協力メンバーとして加入していただき,調査連携や情報共有を図ることとした。

災害調査は上記で述べた理由により、コロナウイルスの感染拡大に細心の注意を払いながら各県内でそれぞれ実施した。甚大な被害が発生した球磨川流域では被災箇所も多く,熊本県のメンバーは他県からの応援を得られなかったため、 急を要する災害復旧に関連する業務を抱えながらの活動となり調査は難航した。調査団の災害調査の進捗を確認するために定期的に幹事会を実施し、各県、グループ内でも必要に応じ打ち合わせを実施した。調査団内での各種の会議は Zoom等を利用したWeb 会議システムを使用し、調査データ等の情報共有を行う際にはビジネスチャット「slack」を導入して、情報の共有と集約の効率化を図った。

調査活動期間には、各地域別で調査活動を行うと共に月一回のペースでオンラインによる幹事会を実施した。また、 調査団による災害調査結果の速報を数回行った。発災からおよそ2週間後にオンラインで開催された地盤工学会全国大 会では、2019 年度関東地方で発生した豪雨災害最終報告会の冒頭で、緊急速報を行った。次に8月24日には山口大学 が主宰する研究会等で現地調査や分析結果を報告し、大学関係者や技術者、行政関係者と意見交換を実施した。そして、 9月に本部主催で中間報告会を実施した。また、地盤工学会のFacebook にも災害調査の写真やコメントをアップし、災 害調査活動の広報にも努めた。これまでの調査団の活動実績を表 1.2-2 に示す。さらに、9月の中間報告会までの内容 を中心にとりまとめ、Soils and Foundations へ Geodisaster report を 2020 年 10月中旬に脱稿し、2021 年 2月25日に発行 された。また、2021 年 5月28日にオンラインで最終報告会を開催し、中間報告会以降とりまとめられた内容について 報告した。特に、橋梁基礎の被害については中間報告会までには被害状況を報告できなかったことから、新たに報告し た。

役職	氏名	所属
団長	椋木 俊文	熊本大学
副団長	末次 大輔	宮崎大学
幹事長	酒匂 一成	鹿児島大学
幹事 (熊本・鹿児島・宮崎)	福林 良典	宮崎大学
幹事	石藏 良平	九州大学
(福岡・大分)	工藤 宗治	大分高専
幹事	杉本 知史	長崎大学
(長崎・佐賀)	日野 剛徳	佐賀大学
	伊藤 真一	鹿児島大学
	神山 惇	宮崎大学
	脇中 康太	熊本高専
団員 (熊本・鹿児島・宮崎)	中川 智博	基礎地盤コンサルタンツ(株)
	梅崎 基考	(株) アバンス
	山下 隆之	(株) アバンス
	本田 信孝	(株) 日本地下技術
	伊集院 弘尚	九州工営(株)
	今薗 淳司	(株)水野建設コンサルタント

表 1.2-1 令和 2 年 7 月九州豪雨による地盤災害調査団メンバー

役職	氏名	所属
	村上 哲	福岡大学
	古川 全太郎	九州大学
	山本 健太郎	西日本工業大学
	矢ヶ部 秀美	NPO法人ジオセーフ
	平江 文武	日本地研㈱
	田中聡	日本地研㈱
	前田 秀喜	西日本技術開発㈱
団員	井上 徹郎	西日本技術開発㈱
(偪岡・大分)	東風平宏	基礎地盤コンサルタンツ(株)
	池見 洋明	日本文理大学
	後藤 優文	タナベ環境工学(株)
	吉田 修一	明大工業㈱
	加茂 豊博	ソルテック(株)
	佐藤 秀文	平成地研(株)
	磯貝 太	(株) セイコー
	吉村 辰朗	第一復建 (株)
	柴錦春	佐賀大学
	根上 武仁	佐賀大学
	喜連川 聡容	(公財) 佐賀県建設技術支援機構
	蒋 宇静	長崎大学
団員	大嶺 聖	長崎大学
(長崎・佐賀)	高木 辰治	(株) アールデ
	諸橋 栄一	(株)昭和ボーリング
	古江 雅和	(株) アサヒコンサル
	内野 隆文	(株) カミナガ
	桐原敏	大栄開発 (株)
+木堂全協力メンバー	浅井 光輝	九州大学
	田井 明	九州大学

## 表 1.2-2 調查団活動記録

地区	実施日	内容	地区	実施日	内容
	7月13日	先遣隊打合せ	-	7月17日	第1回地区会議
	7月17日	第1回幹事会		7月23日	福岡グループ調査
	8月17日	第2回幹事会	]	7月25日	大分グループ調査
	8月24日	令和2年九州豪雨災害速報会 (山口大学グローカル環境・防災学研究会)		7月 26日	福岡グループ調査
	9月10日	第3回幹事会	]	7月 30日	福岡グループ会議
	9月28日	中間報告会		8月1日	大分グループ調査
令休	10月16日	第2回セミナー (立命館大学防災フロンティア研究センター)		8月2日	大分グループ調査
土件	12月8日	第4回幹事会	福岡・大分	8月13日	福岡グループ調査
	3月8日	第5回幹事会		8月22日	大分グループ調査
	4月1日	第6回幹事会		8月23日	大分グループ調査
	4月 19日	令和2年7月九州豪雨地盤災害調査報告会 (山口大学グローカル環境・防災学研究会)		9月3日	第2回地区会議
	4月27日	第7回幹事会	]	10月14日	福岡グループ会議
	5月25日	第8回幹事会		10月20日	令和2年九州豪雨地盤災害調査報告 (九州建設技術フォーラム,福岡)
	5月 28日	最終報告会	1	10月 29日	福岡グループ会議
	7月5日	熊本グループ調査	1	11月2日	福岡グループ会議
	7月8日	熊本グループ調査		8月3日	長崎グループ会議
	7月8日	宮﨑グループ調査	]	8月28日	長崎グループ調査
	7月8日	鹿児島グループ調査	]	9月10日	長崎グループ調査
	7月9日	鹿児島グループ調査	]	9月14日	長崎グループ調査
	7月9日	宮崎グループ調査	長崎・佐賀	10月23日	長崎グループ調査
	7月16日	熊本グループ調査	]	12月11日	長崎グループ会議
	7月18日	熊本グループ調査		1月15日	長崎グループ会議
	7月 22日	宮崎グループ会議		4月9日	長崎地区報告会 (#125勉強会「ジオラボ」)
	7月23日	熊本グループ調査			
熊本・鹿児島	7月 30日	宮崎グループ調査			
・宮崎	8月6日	第1回地区会議			
	8月7日	宮崎グループ調査			
	8月 18日	鹿児島グループ調査			
	8月29日	熊本グループ調査			
	9月2日	宮崎グループ会議			
	9月11日	宮﨑グループ会議			
	9月15日	宮﨑グループ会議			
	11月17日	鹿児島グループ調査	ļ		
	12月1日	宮﨑グループ会議	ļ		
	12月3日	宮崎グループ調査	ļ		
	12月4日	第2回地区会議	ļ		
	4月1日	宮崎グループ会議	1		

## 2. 気象•降雨特性

## 2.1 九州地域の令和2年7月豪雨の概要

## 村上 哲<sup>1</sup>, 小野 将太郎<sup>2</sup>

- 1 福岡大学 工学部社会デザイン工学科
- 2 福岡大学大学院 工学研究科建設工学専攻

## 2.1.1 はじめに

令和2年7月豪雨における九州地域の降水状況を把握するために、国土交通省が提供する XRAIN データを用いた分析 を行い、本豪雨における降水状況の地域性を明らかにすることを目的とする。

### 2.1.2 データ解析の方法

## (1) 解析に用いたデータの諸元と前処理

解析に利用したデータは、国土交通省が提供する XRAIN データである。九州地域を表 2.1.2-1 に示した各地区に分割し、2020年7月3日0時0分から2020年7月15日0時0分までの期間の観測値を1分間隔で時刻ごとのデータファイルとしてダウンロードし利用した。これを時刻雨量強度データと呼ぶことにする。

ダウンロードした時刻雨量強度データの一部には、欠測値が含まれていたため、該当時刻のデータファイルが空ファイ ルの場合は、前後の時刻のデータの平均値を格子に割り当てて補間した。また、空ファイルではないものの、一部に欠測 値が含まれた場合には、欠測値の格子の南北、東西の隣り合う4つ格子点の値の平均値を求め、欠測値だった格子点の値 とした。以上の前処理を行って時刻雨量強度データファイルを作成した。

#### (2) 累積雨量値の算出方法

前処理を行った時刻雨量強度データファイルを用いて、2020年7月3日0時0分から2020年7月15日0時0分までの累積雨量値を算出した。データの時間間隔が1分間隔であるため、時刻t - 1,tの雨量強度(mm/h)および累積雨量(mm) をそれぞれ $r_{t-1}$ , $r_t$ および $R_{t-1}$ , $R_t$ としたとき、次式により累積雨量値を算出した。

$$R_t = R_{t-1} + \frac{r_{t-1} + r_t}{2} \times \frac{1}{60}$$
(2.1.2-1)

なお、初期値 $R_0$ は 0 とした。これにより、作成されたデータファイルを本研究では時刻累積雨量値データファイルと呼ぶ。

次に,解析期間内の最大1時間雨量,最大3時間雨量,最大6時間雨量,最大12時間雨量,最大24時間雨量,最大48時間雨量(本研究では,これらを雨量特性値と呼ぶ)を次式により定義し,1分間隔の時刻累積雨量値データファイルを 用いて算出した。

最大 n 時間雨量 = 
$$MAX(R_{t+60n} - R_t)$$
 (2.1.2-2)

+		11/-
- 夫 /		<u> </u>
- AX Z	 TETT ( U 1 7 1 V 7	hand .

地区	抽出範囲(北西端緯度経度-南東端緯度経度)	
福岡	130.0000,34.1001-131.2500,32.9147	
長崎・佐賀	129.3187,33.6334-130.5562,32.5251	
大分	130.8000,33.7563-132.1125,32.7084	
熊本	129.9250,33.2001-131.3500,32.0772	
宮崎	130.6750,32.8417-131.9125,31.3272	
鹿児島	129.6375,32.3001-131.2125,30.9376	



図 2.1.3-1 雨量特性値の分布

この式より格子点の最大n時間雨量を算出し,各地区の格子点全てに対し各種雨量特性値データファイルを作成した。その後,緯度経度の座標値を持つデータに変換され,これをGISによりマップ化し,解析に用いた。

### 2.1.3 データ解析の方法

図 2.1.3-1 は各種雨量特性値の分布図を示している。図 2.1.3-1 (a)に示す最大1時間雨量の分布図を北より見ていくと、 福岡県中南部(古処山地から英彦山付近)のエリア,長崎県西彼杵半島から大村湾,多良岳,佐賀県鹿島地区,有明海を 経て,福岡県耳納山地から福岡県熊本県県境の筑肥山地,釈迦岳を経て,大分県日田市南部,熊本県小国町,久住の山域 から由布岳と 佐賀関山地へと延びる断続する帯状のエリア,熊本県三角半島南部と熊本市から高千穂へ延びる細い帯 状のエリア,熊本県南部と鹿児島県,宮崎県の県境の幅広い帯状のエリア,鹿児島県川内から霧島山域南部に延びる幅広 い帯状のエリア,鹿児島県薩摩半島南部から大隅半島北中部を経て,宮崎県日南市へ延びる幅広い帯状のエリア,鹿児島 県肝付町から宮崎県串間市へ延びる細い帯状のエリアなど,複数の帯状の降水域が九州の広い範囲で確認することがで きる。

図 2.1.3-1 (b)の最大3時間雨量の分布図を見ると、この強いエリアのいくつかは比較的低下するものの、福岡県中南部 の福岡県耳納山地、英彦山地のエリア、西彼杵半島南部から多良岳を超え佐賀県鹿嶋市のエリア、筑肥山地から大分県日 田市南部、熊本県小国町、久住山域へ延びるエリア、熊本県南部のエリア、鹿児島県川内市から霧島南部のエリア、大隅 半島中部から宮崎県日南市へ延びるエリア、宮崎県串間市のエリアと、依然として高いエリアが確認される。

図 2.1.3-1 (c)の最大 6 時間雨量の分布図を見ると, 福岡県耳納山地, 英彦山地のエリア, 西彼杵半島南部から多良岳の エリア, 筑肥山地から大分県日田市南部, 熊本県小国町, 久住山域へ延びるエリア, 熊本県南部のエリア, 大隅半島中部 のエリア, 宮崎県串間市のエリアとなり, 最大 3 時間雨量の強い分布域の中でも, 最大 6 時間雨量値も高いエリアが九州 の北部, 中部, 南部と, 広い範囲で確認することができる。とりわけ, 高く広いエリアは熊本県南部地域である。次いで, 西彼杵半島南部から多良岳山域にかけてと, 筑肥山地から久住山域にかけて, 大隅半島中部と宮崎県串間市のエリアとな る。

以上より,最大1時間雨量の高いエリアは,九州全域に幅広く存在するものの,最大3時間雨量,最大6時間雨量と時間区間が長くなるにつれ,高いエリアは限られてくるが,九州北部,中部,南部に分かれ,九州北部では,長崎県西彼杵 半島南部から多良岳山塊,筑肥山地から久住山域と,耳納山地と英彦山のエリアにあり,中部では,熊本県南部,南部で は大隅半島北中部と宮崎県串間市のエリアである。

次に、比較的長期間の降雨値が高いエリアを図 2.1.3-1 (4), (5), (6)の最大 12 時間雨量,最大 24 時間雨量,最大 48 時間 雨量の分布図から調査する。これらの3つの図の色調は同じ雨量の大きさとなっている。最大 12 時間雨量,最大 24 時間 雨量,最大 48 時間雨量となるに従い,黒色・暖色のエリアが拡大していることが分かる。このようなエリアでは、降雨 が継続している地域と判断することが出来る。先に示した最大 6 時間雨量値の高いエリアに加え,長崎県の離島を除く北 部から佐賀県北部,福岡市にかけてのエリア,福岡県の中南部エリア,大分県北部のエリアの九州北部地域で最大 48 時 間雨量が 400mm から 500mm を超えるエリアが広く存在する。さらに、筑肥山地を含む福岡県、熊本県、大分県の県境付 近では 1000mm 近くの雨量に達しているエリアが存在する。また、最大 6 時間雨量値の高かった熊本県南部が拡大する ように鹿児島県北部の一部の地域で、400mm を超えるエリアが存在する。このように、比較的長い時間の降雨量が高い 地域は、先の比較的短い時間で高かった降雨量の地域に加え、広がりを持つようになり、特に、九州北部地域では広い範 囲で高い値を示していることが分かる。

#### 2.1.4 まとめ

令和2年7月豪雨における九州地域の降水状況を把握し,本豪雨の地域性を明らかにすることを目的とし,国土交通省 が提供する XRAIN データ(2020年7月3日0時0分から2020年7月15日0時0分までの1分間隔のデータ)を用いた 分析を行った。解析期間内の雨量特性値(最大1時間雨量,最大3時間雨量,最大6時間雨量,最大12時間雨量,最大 24時間雨量,最大48時間雨量)に着目し、マップにより地域性を分析した。

得られた知見は以下の通りである。

- 最大1時間雨量の高いエリアは、九州全域に幅広く存在するものの、最大3時間雨量、最大6時間雨量と時間区間 が長くなるにつれ、高いエリアは限られてくるが、九州北部、中部、南部に分かれ、九州北部では、長崎県西彼杵 半島南部から多良岳山塊、筑肥山地から久住山域と、耳納山地と英彦山のエリアにあり、中部では、熊本県南部、 南部では大隅半島北中部と宮崎県串間市のエリアであった。
- 2) 比較的長期間の降雨値が高い地域は、最大6時間雨量値の高いエリアに加え、長崎県の離島を除く北部から佐賀県 北部、福岡市にかけてのエリア、福岡県の中南部エリア、大分県北部のエリアの九州北部地域で最大48時間雨量 が400mmから500mmを超えるエリアが広く存在した。さらに、筑肥山地を含む福岡県、熊本県、大分県の県境付 近では1000mm 近くの雨量に達しているエリアが存在した。また、最大6時間雨量値の高かった熊本県南部が拡

大するように鹿児島県北部の一部の地域で、400mmを超えるエリアが存在した。

3) 比較的長い時間の降雨量が高い地域は,先の比較的短い時間で高かった降雨量の地域に加え,広がりを持つように なり,特に,九州北部地域では広い範囲で高い値を示していることが分った。

## 謝辞

本研究の一部は、文部科学省科学研究補助金基盤研究(A)(20H00266)(代表:安福規之(九州大学))の助成を受け て行ったものです。また、本研究で用いた雨量情報は、国土交通省が提供する XRAIN データである。記して謝意を表し ます。

## 2.2 九州南部地域の降雨の特性

#### 伊藤真一1

#### 1 鹿児島大学学術研究院理工学域工学系

## 2.2.1 分析に用いた雨量指標

豪雨時の土砂災害に対するソフト対策の一つとして土砂災害警戒情報<sup>1</sup>)がある。土砂災害警戒情報は 2 時間先までの 60 分間積算雨量と土壌雨量指数<sup>2)</sup>の予測値を計算し、その値が土砂災害警戒情報の判断基準(Critical Line)を超えた場合 に発令される。このような 2 時間先までの予測値を用いてスネーク曲線を描く方法は、大雨注意報や大雨警報も同様であ る(図 2.2.1-1)。ここでは、この土砂災害警戒情報で用いられている雨量指標によって九州南部地域の降雨特性について 考察する。なお、雨量データのダウンロードの簡便さから、60 分間積算雨量の代わりに正時に計測された 1 時間の雨量 である時間雨量を用いて分析を行った。

気象庁では、土壌雨量指数<sup>20</sup>の計算に3段直列タンクを用いている。図 2.2.1-2 は3段直列タンクの概念図を示している。タンクは上から第1タンク、第2タンク、第3タンクと呼ばれ、それぞれの孔からの流出は、表面流出、表層浸透流出、地下水流出を想定している。降雨は第1タンクに与えられ時間の経過に伴って上から下のタンクへと浸透していく。時間あたりの浸透量はタンク内の貯留量に比例しており、豪雨時には横孔からの流出も発生する仕組みである。このように、土壌雨量指数は土中水分量に関する簡易的なシミュレーションモデルである。なお、土壌雨量指数の流出孔に関するパラメータは全国一律で値が決まっているため、土壌雨量指数は、先行降雨の影響を考慮して様々な地点の降雨特性を比較する際に有効である。

## 2.2.2 XRAIN リアルタイム雨量情報システムのデータを用いた降雨の時空間分布の把握

まず、「いつ」「どこで」強い雨が降っていたのかという降雨の時空間分布の把握を試みた。雨量データとしては、XRAIN リアルタイム雨量情報システム<sup>3)</sup>のデータを用いた。データの範囲は、領域北西端が北緯 32 度 37 分 00 秒、東経 129 度 57 分 56 秒、領域南東端が北緯 30 度 59 分 23 秒、東経 131 度 44 分 04 秒であり、この範囲内には 1 時刻において南北に 781 個、東西に 566 個のデータが含まれる。データの期間としては、令和 2 年 6 月 15 日から 7 月 10 日までの雨量データ を 1 時間間隔で入手した。これらの時間雨量のデータから全地点全時刻の土壤雨量指数を算出した。図 2.2.2-1 は令和 2 年 7 月 3 日 22 時から 7 月 4 日 8 時までの時間雨量の空間分布を 2 時間間隔で示しており、図 2.2.2-2 は同一期間におけ る土壤雨量指数の空間分布を示している。図 2.2.2-3 は令和 2 年 7 月 5 日 23 時から 7 月 6 日 9 時までの時間雨量の空間 分布を 2 時間間隔で示しており、図 2.2.2-4 は同一期間における土壤雨量指数の空間分布を示している。



図 2.2.1-1 土砂災害警戒情報などの発令方法 1)

図 2.2.1-2 3 段直列タンクの概念図



図 2.2.2-2 7月3日から7月4日にかけての土壌雨量指数の空間分布

図 2.2.2-1 と図 2.2.2-2 の結果から,7月3日の深夜から7月4日の明け方にかけて熊本県南部の球磨川流域を中心に 短時間で非常に激しい雨が降り,土壌雨量指数の値も大きく上昇していることがわかる。熊本県以外では,宮崎県の西米 良村や鹿児島県の伊佐市周辺などで多くの雨が降っていたことが確認できる。

(f) 7月6日9時



図 2.2.2-3 と図 2.2.2-4 の結果から、7月5日の深夜から7月6日の午前中にかけて鹿児島県の鹿屋市、曽於郡大崎町、 志布志市などを中心に線状降水帯がかかり激しい雨が降っていたことがわかる。また、この線状降水帯は薩摩半島南部の

指宿市や宮崎県南部の日南市、串間市周辺まで広がっていることが確認できる。

(e) 7月6日7時 図 2.2.2-4 7月5日から7月6日にかけての土壌雨量指数の空間分布

(d) 7月6日5時

## 2.2.3 アメダスの雨量データを用いたスネーク曲線の比較

XRAIN の雨量データは降雨の時空間分布を概略的に把握するためには有効であるが、気象レーダーを用いた推定値で あるため、地上雨量計で計測された雨量とは値が異なる可能性が考えられる。そのため、ここでは気象庁のアメダス<sup>4</sup>に よって計測された雨量データを用いてスネーク曲線を算出し、それらを比較することとした。図 2.2.3-1 は 7 月 3 日から 7 月 4 日にかけて豪雨が発生した球磨川流域周辺のアメダス設置位置図を示しており、図 2.2.3-2 は 7 月 5 日から 7 月 6 日にかけて豪雨が発生した大隈半島周辺におけるそれを示している。それぞれ 14 箇所、合計 28 箇所のアメダスによって 計測された雨量データを用いて分析を行った。なお、土壌雨量指数の計算には初期値が影響するため、XRAIN の場合と 同様に令和 2 年 6 月 15 日からの雨量データを用いて計算を行った。



図 2.2.3-1 球磨川流域周辺のアメダス設置位置図



図 2.2.3-2 大隈半島周辺のアメダス設置位置図

#### (1) 球磨川流域周辺で計測された雨量データに基づくスネーク曲線

球磨川流域周辺で計測された雨量データに基づいて土壌雨量指数を計算し、スネーク曲線を作成した。図 2.2.3-3 は各 地点における時間雨量と土壌雨量指数の経時変化およびスネーク曲線を示している。西から9. 牛深、8. 水俣、3. 田浦、 7. 一勝地、6. 人吉、4. 五木、5. 湯前横谷、11. 西米良の各地点において、線状降水帯がかかり時間雨量 50mm/h 以上、 土壌雨量指数 250 以上の非常に激しい雨が降っていたことがわかる。また、その南方の県境を越えた 12. 加久藤(宮崎 県えびの市)や 13. 大口(鹿児島県伊佐市)でも土壌雨量指数が 250 以上となる雨が降っている。なお、この 2 地点と 14. 出水に関しては、7月6日にも激しい雨が降り、土壌雨量指数の最大値は7月6日に記録している。ここで、土壌雨 量指数 250 以上という値に着目すると、熊本県の多くの地域における大雨注意報の発令基準 <sup>5)</sup>が土壌雨量指数 120 程度、 大雨警報の発令基準が土壌雨量指数 180 程度であるため、土壌雨量指数 250 以上という値は非常に多くの雨が降ってい る状況であるといえる。特に、3. 田浦、4. 五木、5. 湯前横谷、7. 一勝地、8. 水俣、9. 牛深などは土壌雨量指数が 300 を越えており、土砂災害が極めて発生しやすい状態であったことが推察される。

先行降雨の影響について考察する。ほとんど地点において、6月27日および6月30日にまとまった雨が降っており、 場所によっては土壌雨量指数150程度まで値が上昇している。その後、7月3日0時の段階では多くの地点で土壌雨量指 数は50程度まで値は減少しているが、7月3日にも雨が降っているため7月4日の降雨のピークの前には土壌雨量指数 が100以上となっている地点が多い。そのような状況で上述のような線状降水帯による集中豪雨が発生したため、大きな 被害が発生したという可能性が考えられる。

最後に, 球磨川流域についてまとめる。図 2.2.3-4 は球磨川流域図 <sup>0</sup>を示している。球磨川は, 4. 五木を通る川辺川と 5. 湯前横谷を通る球磨川が 6. 人吉周辺で合流し, 7. 一勝地へと流れていくという位置関係である。これらの多くの地 点で土壌雨量指数が 300 程度まで上昇していることを考慮すると, 流域全体でいつ土砂災害が発生してもおかしくない 程度の大雨が降り, それらの雨水が集まって人吉市や球磨村に流れ込んだことが, 球磨村などで河川による被害が大きく なった一因であると考えられる。







図 2.2.3-3 各地点における時間雨量と土壌雨量指数の経時変化およびスネーク曲線(球磨川流域周辺)



図 2.2.3-3 各地点における時間雨量と土壌雨量指数の経時変化およびスネーク曲線(球磨川流域周辺)



図 2.2.3-4 球磨川流域図 6)

## (2) 大隈半島周辺で計測された雨量データに基づくスネーク曲線

大隅半島周辺で計測された雨量データに基づいてスネーク曲線を作成した。図 2.2.3-5 は各地点における時間雨量と土 壌雨量指数の経時変化およびスネーク曲線を示している。西から、24. 鹿屋、22. 吉ヶ別府、23. 志布志、21. 大隈、17. 深瀬などで線状降水帯がかかり、土壌雨量指数の値としては 300 程度を記録している。特に、24. 鹿屋や 22. 吉ヶ別府 は土壌雨量指数が 350 程度まで上昇しており、この付近では多くの土砂災害が発生した。また、27. 喜入や 28. 指宿な どの薩摩半島南部でも激しい雨が降り土壌雨量指数が 250 程度まで上昇しているのに対して、25. 肝付前田では 24. 鹿 屋と 10km 程度しか離れていないにも関わらず土壌雨量指数の値はそれほど大きくない。このことから、7 月 5 日から 7 月 6 日にかけて発生した線状降水帯は、南西から北東にかけて局所的に発生していたと考えられる。







先行降雨の影響については, 球磨川流域周辺と同様に 6 月 27 日および 6 月 30 日にまとまった雨が降っているのに加 えて, 7 月 3 日から 7 月 4 日にかけても大隈半島周辺では先行降雨が降っている。そのため, 7 月 6 日の降雨のピークの 前の段階で土壌雨量指数が 100 以上となっている地点が多い。そのような状況で線状降水帯による集中豪雨が発生した ことが, 球磨川流域周辺の 3. 田浦や 6. 人吉などと比較して 24. 鹿屋などの土壌雨量指数の方が大きくなった原因であ ると考えられる。

## 2.2.4 他の豪雨災害とのスネーク曲線の比較

ここでは、令和2年7月豪雨が過去の豪雨災害と比較してどの程度の規模であったかについて考察するため、平成30 年7月豪雨と平成29年7月九州北部豪雨のスネーク曲線を算出した。平成30年7月豪雨は土砂災害が多く発生した広 島市、岡山市、宇和島市において気象庁のアメダスによって計測された雨量データを用いて、平成29年7月九州北部豪 雨に関しては朝倉市、日田市で計測された雨量データを用いた。これまでと同様に、豪雨災害の1ヶ月程度前から雨量デ ータを抽出し土壌雨量指数を計算した。なお、比較のための令和2年7月豪雨のデータとしては、6.人吉、3.田浦、 24. 鹿屋のスネーク曲線を用いた。図 2.2.4-1 は豪雨災害ごとのスネーク曲線の比較結果を示している。これらの結果か ら、平成30年7月豪雨のスネーク曲線と比較すると、令和2年7月豪雨は時間雨量と土壌雨量指数の両方で明らかに強 い雨が降っていることがわかる。さらに、平成29年7月九州北部豪雨と比較しても、土壌雨量指数という長期雨量指標 に関しては令和2年7月豪雨(24. 鹿屋、3.田浦)の方が大きい値を記録している。時間雨量に関しては、朝倉市で 100mm/h 以上の雨が観測されているが、本研究の分析では全て正時の時間雨量を用いていることが報告されているこ とっなどを考慮すると、場所と時間によっては2017年の朝倉市と同等の強度の雨が降っていた可能性も考えられる。

図 2.2.4-2 は平成29年7月九州北部豪雨における朝倉市と日田市の時間雨量と土壌雨量指数の経時変化を示している。 平成29年7月九州北部豪雨は、7月5日の豪雨が発生する前の段階では、それほど雨は降っておらず土壌雨量指数も50 を下回っている。つまり、先行降雨の影響がそれほど大きくないといえる。それに対して、令和2年7月豪雨の特徴は、 先行降雨によって土壌雨量指数がある程度上昇した後で線状降水帯による集中豪雨が発生した後方集中型の降雨イベン トであったと考えられる。





## 2.2.5 九州南部地域の降雨特性に関するまとめ

ここでは、令和2年7月豪雨において九州南部で発生した降雨の特性について分析した。得られた知見を以下に示す。

- (1) XRAIN リアルタイム雨量情報システムのデータを用いて降雨の時空間分布を把握した。その結果,7月3日の深夜から7月4日の明け方にかけて球磨川流域周辺で豪雨が発生していたこと,7月5日の深夜から7月6日の午前中にかけて鹿屋市を中心とする大隈半島周辺で豪雨が発生していたことがわかった。
- (2) アメダスの地上雨量計によって計測されたデータを用いて各地点のスネーク曲線を算出した。その結果,球磨川流 域周辺では,田浦,五木,湯前横谷,一勝地,水俣,牛深などで土壌雨量指数が300を超える激しい雨が降っていた ことがわかった。大隈半島周辺に関しては,鹿屋,吉ヶ別府などで土壌雨量指数が350程度の雨が降っており土砂災 害が極めて発生しやすい状況であったことがわかった。
- (3) 平成 30 年 7 月豪雨と平成 29 年 7 月九州北部豪雨において土砂災害が多発した地点のスネーク曲線と令和 2 年 7 月 豪雨時のスネーク曲線を比較した。その結果,令和 2 年 7 月豪雨は,平成 30 年 7 月豪雨よりも明らかに激しい雨が 降っていたこと,平成 29 年 7 月九州北部豪雨よりも土壌雨量指数に関しては高い値を記録していたことがわかった。 また,平成 29 年 7 月九州北部豪雨と比較して,令和 2 年 7 月豪雨は先行降雨の影響がある後方集中型の降雨イベン トであったことがわかった。

#### 参考文献

- 1) 気象庁:土砂災害警戒情報・大雨警報(土砂災害)の危険度分布,<u>https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/bosai/doshakeikai.html</u>, (2021.4.22参照).
- 岡田憲治,牧原康隆,新保明彦,永田和彦,国次雅司,斉藤清:土壤雨量指数,日本気象学会機関紙「天気」, Vol.48, No.5, pp.59-66, 2001.
- 3) データ統合・解析システム(DIAS): XRAIN リアルタイム雨量情報システム, <u>https://diasjp.net/service/xrain/</u>, (2021.4.27参照).
- 4) 気象庁:過去の気象データ検索,<u>https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etm/index.php</u>, (2021.4.27参照).
- 5) 気象庁:熊本県の警報・注意報発表基準一覧表,<u>https://www.jma.go.jp/jma/kishou/know/kijun/kumamoto.html</u>, (2021.4.27参照).
   6) 国土交通省:第52回河川整備基本方針検討小委員会資料一覧,
- <a href="https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai\_blog/shaseishin/kasenbunkakai/shouiinkai/kihonhoushin/061115/061115-siryo.html">https://www.mlit.go.jp/river/shinngikai\_blog/shaseishin/kasenbunkakai/shouiinkai/kihonhoushin/061115/061115-siryo.html</a>, (2021.4.27参照).

   7)
   気象庁: 令和2年7月豪雨 令和2年 (2020年) 7月3日~7月31日,

https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/data/bosai/report/2020/20200811/jyun\_sokuji20200703-0731.pdf, (2021.4.27参照).

## 2.3 九州北部地域の降雨の特性

村上 哲<sup>1</sup>, 小野 将太郎<sup>2</sup>

- 1 福岡大学 工学部社会デザイン工学科
- 2 福岡大学大学院 工学研究科建設工学専攻

## 2.3.1 はじめに

令和2年7月豪雨における九州北部地域の降雨の特性として、福岡県内の降水状況を把握するために、観測地点における降雨記録の分析と過去の豪雨災害時降水状況との対比を行い、今豪雨の特徴を明らかにすることを目的とする。

### 2.3.2 過去の代表的な豪雨との比較による今豪雨の特徴の把握

分析に利用したデータは、福岡県砂防課提供の福岡県土木総合防災情報システムに記録されたデジタル雨量データで ある。全観測地点のうち、表 2.3.2-1 に示す観測地点を対象とし、表 2.3.2-2 に示す豪雨時の月間データで 10 分間隔に計 測された雨量データを用いた。なお、当該地域では、平成2年九州中北部豪雨があるが、デジタルデータ化以前の豪雨で あるため本分析には含まれていないことを記しておく。観測地点の位置図を図 2.3.2-1 に示す。

オリジナルデータは前 10 分間雨量,前1時間雨量,連続雨量,累積雨量の記録が 10 分刻みの時刻単位で記録されてい る。この記録のうち,前 10 分間雨量値を分析に利用する。この中で,欠測値を含むものであったため,欠測値について は,次のような判断で補間を行った。前 10 分間雨量が欠測値であった場合,その前後データで,前1時間雨量値がそれ ぞれ記録されていれば,その増加分を半分にすることで,欠測値とその次の欠測値の前 10 分間雨量値とした。2 つ以上, 欠測値が続く場合は,補間することが出来ないため,前 10 分間雨量値はゼロとして分析を行った。そのため,例えば平 成 29 年 7 月豪雨時に被害を受けた松末小学校観測所のデータなどは計測できなくなった以降は雨量値ゼロとして処理さ れているが,豪雨時の欠測値が続いたその他の事例は確認した範囲では認められていない。

地区	観測所名称
久留米	発心北、白金山、葛籠、鷹取山、地徳南、藤波ダム、束川、久留米支部局
南筑後	大牟田支部局, 歷木中学校
南筑後(柳川支所)	本吉清水運動公園,柳川支部局
直方	小河原,力丸ダム,宮田(県),福智山ダム,直方支部局,犬鳴ダム
京築	築城,寒田,稲川橋,下河内,岩屋公民館,岩丸,周防灘,豊前支部局,上毛町役場
京築(行橋支所)	鐙畑,みやこ町犀川,杉山橋,伊良原ダム,上稗田橋,行橋支部局,福丸,苅田町役場
八女	宮の尾,柴庵,御側,辺春,文字岳,日向神ダム,鹿伏,グリーンピア,柳峠,耳納峠,池の山,八女市
	上陽支所、土取、八女支部局、宿の谷
田川	大藪, 古屋敷, 田川支部局, 津野
飯塚	三郡山中継局,平嘉穂養護学校,飯塚支部局,飯塚市頴田支所
朝倉	北小路公民館,松末小学校,秋月,朝倉支部局,白石山,三並小学校

表 2.3.2-1 観測所の一覧

表 2.3.2-2 対象豪雨と利用雨量データ年月

豪雨名	年月
平成21年7月中国・九州北部豪雨	2009 年 7 月
平成 24 年 7 月九州北部豪雨	2012 年 7 月
平成 29 年 7 月九州北部豪雨	2017 年 7 月
平成 30 年 7 月豪雨	2018 年 7 月
令和元年8月豪雨	2019 年 8 月
令和2年7月豪雨	2020 年 7 月



図 2.3.2-1 本研究で利用した雨量観測所位置図

### (1) 降雨イベントと雨量特性値の定義

本研究では、ひと雨の定義を無降水時間が6時間以上経過した場合を異なるひと雨とし、本研究では、このひと雨を降 雨イベントと定義する。抽出された降雨イベントごとに、最大1時間雨量、最大3時間雨量、最大6時間雨量、最大12 時間雨量、最大24時間雨量、最大累積雨量(以下、雨量特性値と呼ぶ)を算出した。次に、表 2.3.2-2 に示した各豪雨の 中で降雨イベントの雨量特性値の最大値を観測地点ごとに算出した。

過去の豪雨時における雨量特性値の最大値に対する令和2年7月豪雨の雨量特性値の大きさを雨量超過比と定義する。 雨量超過比が1を超えると、過去経験した豪雨時の雨量特性値より大きな降雨イベントであったこととなり、逆に1を下 回ると小さな降雨イベントであったこととなる。

#### (2) 雨量特性値を用いた分析方法

図 2.3.2-2 は、今豪雨における各種雨量特性値の値と雨量超過比の状況をプロットの色で示したものである。暖色系が 1 を超えた地点で、寒色系が1を下回った地点である。最大1時間雨量は、県南部では、大牟田市の2地点で大きな雨量 超過比を示したものの、その他の地点では雨量超過比1を下回っている。県全体では、豊前支部局と大鳴ダムでわずかに 超過しているに過ぎない。最大3時間雨量では、これに筑後南部の八女市立花町と八女市矢部村、英彦山の北部で雨量超 過比1をわずかに上回っている。最大6時間雨量、最大12時間雨量、最大24時間雨量と時間区間が長くなるに従い、雨 量超過比は1を超える地点が多くなっていることが分かる。このように過去の降雨履歴と比較すると、大牟田市と豊前支 部局と大鳴ダムを除くと、最大3時間雨量では、八女市立花町辺春と同白木、八女市矢部村、英彦山エリアの中山間地で わずかに1を超過し、最大6時間雨量で八女市立花町辺春と同白木、耳納山地の一部であり、最大12時間雨量ではこれ らに加え、八女市黒木町グリーンピアが加わり、最大24時間雨量、累積雨量で、みやま市、八女市立花町、同矢部村、 耳納山地、英彦山山地と朝倉支部局と、東川、松末小学校となる。松末小学校の過去の観測記録では、平成29年7月九 州北部豪雨の記録が完全に残っていない(途中で流出した)ため、おそらく、大きくは超過していない可能性もある。

以上のことから、今豪雨は、過去の豪雨と比較して、比較的強い雨が長時間続いた雨であったと推察できる。平成 21 年7月中国・九州北部豪雨以降の豪雨イベントを超過したエリアは、熊本県県境付近の筑肥山地エリア、矢部川上流域の 八女市矢部村エリア、耳納山地エリア、英彦山山地エリアと判断できる。

## 2.3.3 降雨イベント内の雨の降り方に着目した本豪雨の特徴

令和2年7月豪雨における降雨状況の特徴を時間軸で調査する。雨量超過比が大きかった観測地点のうち、大牟田支部局,辺春,宮の尾,発心北,朝倉支部局,松末小学校,杉山橋,寒田の8つの観測所の降雨データを用いて分析を行う。 データは10分間雨量のデータである。この10分間隔の雨量データから各時間0分の前1時間雨量値を算出し、1時間ご との雨量データを作成し、分析に用いた。降雨イベントごとの累積雨量を連続雨量とし、各地点のハイエトグラフと連続 雨量の時間変化を示したものが図 2.3.3-1 である。



(5) 最大 24 時間雨量

図 2.3.2-2 雨量特性値の分布

(6) 最大累積雨量











(d) 発心北

図 2.3.3-1 各地点のハイエトグラフ


## (e) 朝倉支部局



(f) 松末小学校





(h) 寒田

図 2.3.3-1 各地点のハイエトグラフ (つづき)

全ての地点において、2020年7月5日の夕刻からの降雨イベントが最も大きい連続雨量となっている。この降雨イベントを本降雨イベントと呼ぶことにする。各地点の本降雨イベントの開始時刻,継続時間,累積雨量をまとめたものが,表 2.3.3-1 である。継続時間は54.8 時間から60.5 時間の範囲にあり,およそ2.5日と長く,今回の降雨の特徴の1つと捉えることができる。累積雨量は,熊本県県境筑肥山地付近の大牟田支部局,辺春,宮の尾で高く,次いで,耳納山地の発心北,朝倉エリアの松末小学校,朝倉支部局,そして,大分県県境英彦山山地の杉山橋,寒田である。いずれの降雨イベントも2020年7月5日の夕刻から始まり,8日早朝まで続いている。

観測所名	開始時刻	継続時間	累積雨量
大牟田支部局	2020/7/5 16:50	58.0 時間	763mm
辺春	2020/7/5 17:10	58.3 時間	772mm
宮の尾	2020/7/5 16:40	59.3 時間	864mm
発心北	2020/7/5 17:40	63.2 時間	645mm
朝倉支部局	2020/7/5 18:40	56.2 時間	502mm
松末小学校	2020/7/5 18:50	60.2 時間	613mm
杉山橋	2020/7/5 19:00	55.8 時間	478mm
寒田	2020/7/5 19:20	60.5 時間	447mm

表 2.3.3-1 代表的観測所と降雨開始時刻,継続時間,累積雨量の諸量

図 2.3.3-2 は辺春の本降雨イベントに着目したハイエトグラフを示している。辺春の例では、図に示したような本降雨 イベント期間の前1時間雨量の変化を見ると、ひとつのピークを示すハイエトグラフではなく、いくつかのピークを示す ようである。辺春の本降雨イベント内の雨の降り方を更に区分することは難しいが、おおよそ①から④に区分されたとす ると、辺春の例では、10mm 以上 20mm 未満の雨を含む①の降雨が 11 時間程あった後、30mm 以上 50mm 程度の激しい 雨を含む②の降雨が 15 時間ほど続き、30mm 以上の前1時間雨量を観測する③、④の降雨があったようである。このよ うに、1 つのピークを持つ降雨イベントではなく、断続的に強い雨、あるいは、激しい雨が降った降雨イベントであった と言える。他の地点も同様に4 つに区分することができる。図 2.3.3-2 より、全ての地点で、10 時間程度の①の降雨が生 じた後、②、③で大きな降雨となっている。大牟田支部局では、②が最も大きく、次いで、④のようである。辺春、杉山 橋、寒田では②が最も大きく、③、④が続いている。宮の尾、朝倉支部局、松末小学校では、③が最も大きく、それを挟 むように②、④が次いで大きい。発心北では②、③が同程度で大きい。以上のように、いずれの観測地点の降雨継続時間 は同程度であるものの、その期間内の降雨の状況は異なっているようであるが、10 時間程度の降雨の後、断続的に激し い、あるいは、強い雨が降り続いた降雨であったと言える。



図 2.3.3-2 辺春のハイエトグラフ

本降雨イベント以降の後続の降雨イベントについて見てみる。図 2.3.3-2 より,同年7月9日から11日早朝にかけて, 1つないし2つ生じている。八女市を中心とした筑後地域では,大牟田支部局,辺春,宮の野,発心北では前1時間降水 量が30mmを超える激しい雨を伴う降雨イベントを含んでいる。一方,朝倉,英彦山北部の地域では,同期間の後続の降 雨イベントは,筑後地域と比べ,前1時間雨量30mm いずれも本降雨イベントの雨量を下回るものの強い降雨イベント となっている。さらに,朝倉,英彦山北部では,本降雨イベントからおよそ1週間後の7月14日には前1時間雨量の大 きく(朝倉支部局で70mm,杉山橋で50mm以上,寒田で40mm以上,松末小学校で30mm以上),累積雨量は100~200mm 程度が認められる。以上のように令和2年7月豪雨における降水の状況は、本降雨イベントに続き、比較的強い雨の降雨 イベントが1週間以内に2~3回生じており、本降雨イベントと後続の降雨イベントの間はおおよそ36時間程度である。

## 2.3.4 まとめ

令和2年7月豪雨における福岡県内の降水状況を把握するために、観測地点における降雨記録の分析と過去の豪雨災 害時降水状況との対比を行い、今豪雨の特徴を明らかにした。得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 今豪雨は,過去の豪雨と比較して,比較的強い雨が長時間続いた雨であったと推察した。平成21年7月中国・九州 北部豪雨以降の豪雨イベントを超過したエリアは,熊本県県境付近の筑肥山地エリア,矢部川上流域の八女市矢部村 エリア,耳納山地エリア,英彦山山地エリアと判断した。
- (2) 代表的な観測地点の降雨継続時間は同程度であるものの、その期間内の降雨の状況は異なっているが、10 時間程度の降雨の後、断続的に激しい、あるいは、強い雨が降り続いた降雨であった。
- (3) 令和2年7月豪雨における降水の状況は、本降雨イベントに続き、比較的強い雨の降雨イベントが1週間以内に2~ 3回生じており、本降雨イベントと後続の降雨イベントの間はおおよそ36時間程度であった。

なお,過去の豪雨との比較において,平成2年九州中北部豪雨については観測情報が無いことから比較できていない。 今後,他の観測記録を収集し,対比することが必要であると思われる。

#### 謝辞

本研究の一部は、文部科学省科学研究補助金基盤研究(A)(20H00266)(代表:安福規之(九州大学))の助成を受け て行ったものです。また、本研究で用いた雨量観測情報は、福岡県砂防課より提供いただいた。記して謝意を表します。

## 2.4 まとめ

## 村上 哲1,伊藤真一2

- 1 福岡大学 工学部社会デザイン工学科
- 2 鹿児島大学 学術研究院理工学域工学系

本章では、令和2年7月豪雨における九州地域の気象・降雨特性について調査した結果についてまとめた。得られた知 見は以下の通りである。

まず,国土交通省が提供する XRAIN データ(2020年7月3日0時0分から2020年7月15日0時0分までの1分間隔のデータ)を用いた分析を行い,解析期間内の雨量特性値に着目したマップにより地域性を分析した。その結果,以下の知見を得た。

- 最大1時間雨量の高いエリアは、九州全域に幅広く存在するものの、最大3時間雨量、最大6時間雨量と時間区間 が長くなるにつれ、高いエリアは限られてくるが、九州北部、中部、南部に分かれ、九州北部では、長崎県西彼杵 半島南部から多良岳山塊、筑肥山地から久住山域と、耳納山地と英彦山のエリアにあり、中部では、熊本県南部、 南部では大隅半島北中部と宮崎県串間市のエリアであった。
- 2) 比較的長期間の降雨値が高い地域は、最大6時間雨量値の高いエリアに加え、長崎県の離島を除く北部から佐賀県 北部、福岡市にかけてのエリア、福岡県の中南部エリア、大分県北部のエリアの九州北部地域で最大48時間雨量 が400mmから500mmを超えるエリアが広く存在した。さらに、筑肥山地を含む福岡県、熊本県、大分県の県境付 近では1000mm 近くの雨量に達しているエリアが存在した。また、最大6時間雨量値の高かった熊本県南部が拡 大するように鹿児島県北部の一部の地域で、400mmを超えるエリアが存在した。

次に、令和2年7月豪雨において九州南部で発生した降雨の特性について分析した。得られた知見は以下のとおりである。

- (1) XRAIN リアルタイム雨量情報システムのデータを用いて降雨の時空間分布を把握した。その結果,7月3日の深夜から7月4日の明け方にかけて球磨川流域周辺で豪雨が発生していたこと,7月5日の深夜から7月6日の午前中にかけて鹿屋市を中心とする大隈半島周辺で豪雨が発生していたことがわかった。
- (2) アメダスの地上雨量計によって計測されたデータを用いて各地点のスネーク曲線を算出した。その結果,球磨川流 域周辺では、田浦、五木、湯前横谷、一勝地、水俣、牛深などで土壌雨量指数が300を超える激しい雨が降っていた ことがわかった。大隈半島周辺に関しては、鹿屋、吉ヶ別府などで土壌雨量指数が350程度の雨が降っており土砂災 害が極めて発生しやすい状況であったことがわかった。
- (3) 平成 30 年7月豪雨と平成 29 年7月九州北部豪雨において土砂災害が多発した地点のスネーク曲線と令和2年7月 豪雨時のスネーク曲線を比較した。その結果,令和2年7月豪雨は,平成 30 年7月豪雨よりも明らかに激しい雨が 降っていたこと,平成 29 年7月九州北部豪雨よりも土壌雨量指数に関しては高い値を記録していたことがわかっ た。また,平成 29 年7月九州北部豪雨と比較して,令和2年7月豪雨は先行降雨の影響がある後方集中型の降雨イ ベントであったことがわかった。

そして,令和2年7月豪雨における九州北部地域である福岡県内の降水状況を把握するために,観測地点における降雨 記録の分析と過去の豪雨災害時降水状況との対比を行い,今豪雨の特徴を明らかにした。得られた知見は以下のとおりで ある。

- (1) 今豪雨は,過去の豪雨と比較して,比較的強い雨が長時間続いた雨であったと推察した。平成21年7月中国・九州 北部豪雨以降の豪雨イベントを超過したエリアは,熊本県県境付近の筑肥山地エリア,矢部川上流域の八女市矢部村 エリア,耳納山地エリア,英彦山山地エリアと判断した。
- (2) 代表的な観測地点の降雨継続時間は同程度であるものの,その期間内の降雨の状況は異なっているが,10時間程度の降雨の後,断続的に激しい,あるいは,強い雨が降り続いた降雨であった。
- (3) 令和2年7月豪雨における降水の状況は、本降雨イベントに続き、比較的強い雨の降雨イベントが1週間以内に2~ 3回生じており、本降雨イベントと後続の降雨イベントの間はおおよそ36時間程度であった。

以上のことから,7月3日から7月8日にかけて、九州付近に停滞した前線の影響で、九州の広い範囲で記録的な大雨 となったところもあった。その後の降水も含め、梅雨明け29日まで累積雨量は、九州の広い範囲で1,000mmを超えた。 その結果,九州のほぼ全域で地盤災害の発生リスクは高い状態にあったと思われる。

各地の地上雨量観測記録より、九州南部では7月3日から4日にかけて、7月5日から6日かけて、7月7日から8日 にかけての24時間程度の降水など、複数回の連続降水があった。九州北部では7月5日深夜から8日未明にかけてと7 月9日から10日にかけての48時間程度の連続降水など複数回の連続降水があった。比較的短い時間期間での降水量の 多い地域は、九州北部、中部、南部に大きく分かれ、その領域は複数エリアに細分化される。

比較的長い時間期間での降水量の多い地域は、九州北部の県境の山地で最も多く、次いで、九州南部では九州山地と国 見山地に囲まれた人吉盆地を含むエリア(球磨川など同一流域の広い範囲)と大隅半島中部などであった。このような降 水状況を踏まえると、地域により流域降水量とその時間変化に差異が認められることから、河川流量の差異が生じ、河川 沿岸等で生じる地盤災害の種類や規模が河川ごとに特徴を持つものと思われる。また、山間部の斜面では、雨水浸透によ る表層の飽和化だけでなく、表流水浸透による飽和の加速化や深部への地下水の供給量増加の可能性が高まることから、 斜面部での地盤災害の種類や規模が、対象地域の地形、地質、地盤構造の影響を受けると考えられる。

すなわち、今豪雨で生じた地盤に関わる災害を調査するにあたって、地域の降水の状況のみならず流域特性、地形・地 質と地盤特性を踏まえた分析が必要であると思われる。

#### 謝辞

本研究の一部は、文部科学省科学研究補助金基盤研究(A)(20H00266)(代表:安福規之(九州大学))の助成を受け て行ったものです。

# 3. 斜面の災害

- 3.1 九州南部地域の斜面災害
- 3.1.1 熊本県南部で発生した斜面崩壊
- 3.1.1.1 熊本県南部で発生した深層崩壊・土石流

椋木俊文<sup>1</sup>, 今薗淳司<sup>2</sup>, 梅﨑基考<sup>3</sup>, 山下隆之<sup>3</sup>

- 1 熊本大学大学院先端科学研究部 土木建築学工学専攻
- 2 株式会社水野建設コンサルタント
- 3 株式会社アバンス

#### (1) はじめに

九州南部で人命を奪ったのは、熊本県の芦北町と津奈木町で発生した土砂崩れのみであった. 熊本県芦北町と津奈木 町の山間部で斜面崩壊が相次いで発生し、甚大な被害が出ている. 県や地方支庁によると、芦北町の住宅が土砂に飲み 込まれ、80代の女性が死亡、2人が心肺停止、4人が行方不明、1人が重体となっている。土砂崩れによる道路の破損 や通行止めなどで、熊本県が発表した砂防災害は計3640件となった。本章では、熊本県南部で発生している特徴的な土 砂災害を、深層崩壊・土石流、地すべり、大規模侵食の3つの分野に分けて解説する。本節では、深層崩壊・土石流に ついて報告する。

#### (2) 熊本県芦北町塩尾地区の深層崩壊と釜地区の土石流

図 3.1.1-1 は、芦北観測所で観測された雨量データである。被災箇所は熊本県設置の雨量観測所からは直線距離にして およそ 2.0km 離れた場所である。図 3.1.1-2 に示すように、塩尾地区の北側に隣接する釜地区では土石流が発生していた。 幸い非難が完了していたため、土石流が発生した地域では人命は損なわれなかったが、塩尾地区では 5 名が亡くなった。 写真 3.1.1-1 に示すように、この地域は昭和 54 年に土砂災害危険区域に指定されているため、昭和 57 年に当時の県の基 準で厚さ 1m の土砂災害を想定して擁壁が設置されていた。写真 3.1.1-2 に示すように昭和 57 年設置された擁壁が釜地 区の方から被災現場まで設置されていた。擁壁は、高さが 3.4~5.9 メートル、幅 140 メートルコンクリートの基礎に鉄 柵と金網を敷きで、落石を防ぐための金網で構成されていた。また、図 3.1.1-3 は被災現場の側面図であるが、傾斜角度 は約 30-40 度であり、設置した擁壁は、崩落土砂を補う目的で待機擁壁と位置付けられていたようである。擁壁の上部 には落石防止柵を設け、擁壁と連動して崩落表土のポケットを設けてあったが、今回のように深層崩壊に対しては擁壁 の下からえぐられた形になったため擁壁としての役目を果たせなかったと言える。写真 3.1.1-3 と写真 3.1.1-4 は、発災



芦北観測所は,被災地から南東へ直線距離にして約 2km 離れたところに設置されている。

斜面崩壊 熊本(芦北・女島・小崎地区) 35度以上の急傾斜(S54に土砂災害危険区域に設定)



図 3.1.1-2 被災地周辺の地形図(国土地理院)

図 3.1.1-1 芦北観測所の降雨データ



写真 3.1.1-1 塩尾地区と釜地区の境界に示されていた危険区域で 写真 3.1.1-2 被災現場全景 あることを注意喚起する看板







写真 3.1.1-3 破壊された擁壁からの崩壊斜面

図 3.1.1-3 被災箇所側面図



写真 3.1.1-4 崩壊源近辺から崩壊方向の写真



写真 3.1.1-5 約2か月後の復旧状況(令和2年8月29撮影)

から1か月後の被災現場の写真である。現地には、赤土が広く観察された。実際に斜面を登ってみると崩壊源付近では 黒色の泥岩やチャート、硬質な粘土が多数発見され、深層崩壊後に見られやすい地質状況が確認された。芦北地域振興 局の話では、現場に駆け付けたときは、水が斜面を這うような挙動ではなく、斜面から水が飛び出しているような状況 が観察されたという。当時写真周辺の山の土壌水分量が高く危険な状態であったことが伺えた。

昭和57年に擁壁が設置されて以降,振興局職員等により擁壁の定期点検は行われていた。調査台帳を確認させていた だいたが,擁壁そのものの記述は多数あったが,斜面に対する記述は多くなかった。また,擁壁の対象は深層崩壊を想 定していたものではなく,当時斜面に散見された巨大な岩の落下防止対策としての擁壁であった。いわゆる想定外の斜 面崩壊(深層崩壊)が起きたため,この擁壁では防ぎきれなかったと言える。写真3.1.1-5は,発災からおよそ2か月後





写真 3.1.1-6 土石流で破壊された住宅が別の住宅でせき止められ 写真 3.1.1-7 釜地区の土石流発生源付近 ている様子



写真 3.1.1-7 破壊された擁壁近傍の様子



写真 3.1.1-8 住宅で堰き止められ堆積した土石流

の状況を示している。梅雨明け後も、断続的に雨が降ったため、降雨により現地の粘性土が水を含んで作業を遅らせた り、また崩壊斜面近傍の不安定性も考慮される中で復旧工事が進められていた。

写真 3.1.1-6 から写真 3.1.1-8 は、釜地区で発生した土石流発生個所の被災状況である。写真 3.1.1-6 は、写真 3.1.1-1 で 示した看板から真正面に見られた状況であり、土石流によって押しつぶされた家屋が看板手前の家屋で堰き止められて いる状況を示している。釜地区での土石流では事前に避難が完了していたため人命が損なわれずに済んだが、避難が送 れていれば塩尾地区同様に人命が損なわれる規模の土石流が発生していたことを確認できる。塩尾地区の傾斜よりやや 緩やかな傾斜であったが、上流側に土砂が堆積していたことから、普段より土石流発生の危険性があった地域であり、 写真 3.1.1-7 に示すように、塩尾地区から連続した作られた土石流対策としての擁壁は設置されていた。自治体担当者の ヒアリングによれば、家屋がある状況の中での擁壁設置という状況もあったことから、今回のような土石流を完全に堰 き止めるほどの大規模な工事は困難であったようである。写真 3.1.1-8 は、結果的に家屋によって堰き止められた土石流 の上から対岸の状況を示しているが、対面の斜面にも赤い色の地表面が観察できる。この周辺一帯は土砂災害危険区域 であり、すでに擁壁の設置など対策は行われているが、その対策次期などを再点検し、安全度の再評価が重要である。

## (4) 熊本県芦北町国道3号佐敷トンネル終点側の土石流

熊本県芦北町佐敷の佐敷トンネル(延長 1570m)の終点側西側斜面において,7月3~4日の豪雨により崩壊が発生し, 道路へ大量の土砂と流木が道路へ流出した(写真 3.1.1-9)。令和2年4月の被災前は流水もほとんどなく,道路施設の 落石防護柵は土石流を想定したものではなかったと思われる(写真 3.1.1-10, 3.1.1-11)。



写真 3.1.1-9 国道 3 号佐敷トンネル終点側坑口空撮(写真右の土石流箇所が被災箇所)。 隣接する渓流も小規模土石流が発生している。今後,土石流が発生する可能性がある。



写真 3.1.1-10 国道 3 号佐敷トンネル終点側坑口(左: 4/24 被災前,右: 被災直後 7/5)



写真 3.1.1-11 土石流渓流の崩壊状況(左: 4/24 被災前,右: 被災直後 7/4)

土石流が発生した崩壊渓流は,秩父帯のジュラ系のメランジュ層を基盤岩として,右岸側の泥質岩と左岸側の石灰岩の地質境界沿いの北東-南西方向の沢筋が発達する。

右岸側は、細かい割れ目が多い泥質岩の斜面で、風化し易い細礫状の崖錐堆積物が 4m 程厚く分布していた(写真 3.1.1-12)。斜面には東北東-西南西方向に延びる0次谷が平行に多数分布しており、表流水の集中により表層崩壊やガリー侵食が多数みられる(写真 3.1.1-12 右)。また大量の表流水が流れた痕がみられ(杉の根露出)、多数の倒木があり、流木の発生源となっていた(写真 3.1.1-12 中央)。

一方,左岸側は主に石灰岩が露岩する(写真 3.1.1-13)。0.5~3m間隔の割れ目により,大径の浮石や転石が多数分布 していた。石灰岩は硬質のため風化の進行が遅いために,右岸側に比べて,表層の崖錐堆積物は薄い。割れ目が少ない ために右岸側には0次谷の発達や表層崩壊はみられず,倒木も少ない。その一方で石灰岩は雨水に溶食されるため,浮石 転石状になりやすく,土石流の素因となり,渓床に分布する径数mの石灰岩転石の主な供給源となっている。



写真 3.1.1-12 右岸側の泥質岩とガリー浸食



写真 3.1.1-13 左岸側の石灰岩

災害発生後の7月5日から国道の応急仮復旧工事に着手し,早急に崩土撤去・大型土のう設置が完了した。(写真3.1.1-13)。順次,仮設防護柵工事の施工が進められていた7月10日未明~11日にかけて,時間20ミリ以上の断続的な豪雨があり,新たな土石流が発生した。施工中のラフタークレーンが土砂に埋没した(写真3.1.1-14)。その後,仮設防護柵が仮設されている(写真3.1.1-15)。施工時の安全性を再認識させられた。

災害発生後の本復旧等の検討には,崩壊前のLPデータを用いて地形解析等が実施されており,右岸の泥質岩と砂岩の 石灰岩の地形には明瞭な違いが認められる。今後は地形LPデータ等の事前把握や活用が望まれる。

また, 佐敷トンネル終点側坑口斜面に隣接する他の3つの斜面からも土砂流出が発生した(写真 3.1.1-9)。それらは 道路防災点検箇所になっており,災害予測も含めて通常時の点検(特定道路土工点検等)の重要性は増していると思われ る。



写真 3.1.1-14 応急仮復旧工事状況(7/7 崩土撤去・大型どのう設置)



写真 3.1.1-14 応急仮復旧工事状況 (7/11 再崩壊によりラフタークレーンが被災)



写真 3.1.1-15 応急仮復旧工事状況(10月防護柵設置)

## (3) 津奈木町で発生した複合災害

葦北郡津奈木町岩城地内の町道辻線での災害は、図 3.1.1-4 に示すように、南九州西回り自動車道津奈木 I C から西に約 1km の曲線部において発生したものである。 この災害は、写真 3.1.1-16 に示した切土のり面が崩落し た後で、写真 3.1.1-17、写真 3.1.1-18 に示すように盛土斜 面も崩落した複合災害である。

崩落した切土のり面は、スギの造林地にある標高 160m を頂部とする尾根筋を切土したもので、落石防護柵工に モルタル吹付を行っていた N72°W の北向きを呈してい たものであった。崩壊前の切土勾配は、最下段が 1:0.7 で、それよりも上位は 1:1.0 であった。

図 3.1.1-5 に示した熊本県地質図<sup>4)</sup>によると,現地は, 肥薩火山区の薬草岳安山岩<Yd>,あるいは津奈木角閃 石安山岩<Tg>が分布することになっている。現地は, 黒色のマンガン土が付着した赤茶色の強風化状態にある 一部礫質混じり土砂状を呈した脆弱な輝石安山岩の露頭 を確認できたことから,薬草岳安山岩の角閃石を含有す る輝石安山岩が分布していたものと推測した。



図 3.1.1-4 町道辻線災害発生箇所位置図 3)



写真 3.1.1-16 崩土除去後の崩落のり面全景



写真 3.1.1-17 切土のり面崩壊箇所前面で発生した盛土崩壊



写真 3.1.1-18 盛土崩壊



図 3.1.1-5 熊本県地質図による現地の地質分布

崩壊斜面上方には、 φ 30cm 程度の転石群が存在していたが、落石防護柵が設置されていたことから、これらの転石が 落下した場合を想定した対策工である。今回の災害規模が比較的大きかったことから、引張クラックが崩壊面上方に発生 しているが、崩落に至るような著しく開口した顕著なものではなく、拡大傾向も見られなかったため、上方斜面への二次 崩落には波及しない状況にあった。

崩壊箇所には、**写真** 3.1.1-19 に示すような明瞭な頭部滑落崖を形成していた。この頭部滑落崖は、**写真** 3.1.1-20 に示す ように岩石ハンマーが容易に刺さる程度の強風化状態にある輝石安山岩であった。この輝石安山岩には、**写真** 3.1.1-20 に 示すように黒色のマンガン土が広範に付着していた。一般的な呼称にあるマンガン土は、酸化マンガン水和物からなる黒 色の軟質土で、酸化鉄を含むことが多いため、黒色を呈したものが見られることが多い。このマンガン土は、**写真** 3.1.1-20 に示すように非常に薄層にある一方で、わずかながら厚みのある箇所では、弾力を有するという特徴がある。

このようなマンガン土を狭在した流れ盤構造にある発達した節理面をすべり面とした不安定土塊が豪雨による土塊重 量の増加と,幾層ものマンガン土を狭在して発達したせん断面のせん断抵抗力の減少によって崩落したものと推察される。 また,崩落前には,切土のり面にモルタル吹付が実施されていたため,モルタル吹付による密閉化によって,背面地盤で の間隙水圧の上昇による複合的な要因で崩落に至ったものと考える。このような崩壊の要因を把握するために実施した現 場踏査の模式図を図3.1.1-6に示した。



写真 3.1.1-19 強風化輝石安山岩の崩壊面頭部の滑落崖



写真 3.1.1-20 強風化輝石安山岩に付着しているマンガン土



図 3.1.1-6 現地踏査平面図

ここでは、切土のり面だけでなく、その起点側の前面に位置していた盛土斜面も崩壊した。**写真** 3.1.1-21 は、崩落直 後の現地状況である。**写真** 3.1.1-21 を見ると、崩土によって道路が閉塞されている。また、この切土のり面の崩落によ って、道路に設置していた排水溝が閉塞、あるいは損壊によって機能不全に陥った可能性がある。この道路は、終点側 から起点側に向かって緩やかな縦断勾配を有していたことから、**写真** 3.1.1-22 に示すように崩土によって雨水が滞水す る状態となった。**写真** 3.1.1-22 は、既に盛土斜面が崩落した後であるが、ここから最も近い位置にある「水俣」での 7 月 4 日の観測<sup>5)</sup> によると、最大時間雨量 81.0mm(日雨量 367.5mm)の雨量を記録している。

このような豪雨によって、一時的とはいえ道路が埋塞されたことで、かなりの水量が滞水したものと思われる。その 後、ここで滞水した水がどのように流下したかは不明であるが、崩落間もない**写真** 3.1.1-23 を見ると、盛土側に流下し たことを裏付けるものである。その後、この滞水による影響を最小限に抑制するため、**写真** 3.1.1-24 に示すように崩土 を一部掘削することによって、影響のない箇所へと排出する応急処理を講じている。



写真 3.1.1-21 崩落直後の現地状況



写真 3.1.1-22 崩土による滞水状況







写真 3.1.1-24 応急対策によって解消された滞水箇所

このように発生した複合災害の対策工は、図 3.1.1-7 に示すように切土のり面が比較検討を行った結果,現場打ち吹付 枠工(200×200 @1.5m×1.5m),盛土が原形復旧となる盛土の再構築となった。盛土のり面は、軽量のり枠工によるの り面保護を講じることにした。また,排水処理は、U型側溝の縦排水だけでなく、その下部に暗きょ管も埋設すること にした。これは、盛土高が25mと長大盛土となったことに加え、道路の縦断勾配を考慮すると、道路排水が盛土側にも 流入する可能性があり、高い流速によって縦排水溝の周囲への浸透水も確実に排水するための措置である。



## (3) 熊本県球磨村で発生した土石流災害

この土石流災害は、**写真** 3.1.1-25 に示すように熊本県球磨郡球磨村大字大瀬字大野平地内の一級河川球磨川に注ぐ流 域に源を発する渓流において発生したもので、林道大瀬線沿いに設置されていた水道施設に甚大な被害をもたらしたも のである。この西向きを成す谷地形は、標高 400m 付近より明確な水流となす地形を作り出し、その流下距離は約 1100m となっている。また、流域の殆どがスギの造林地となっており、土石流発生時には、大量の流木も発生している。図 3.1.1-8 の熊本県地質図<sup>1)</sup> によると、計画地は、秩父帯南帯の南部地域に位置しており、その地質は、主として砂岩を主とする 層<vJK>が分布することとなっていた。現地は、石灰岩・チャートの露頭を確認しており、表層部には、崖錐堆積物が 厚く堆積している状況にあった。



写真 3.1.1-25 渓流と林道の位置関係を示した空撮写真



図 3.1.1-8 熊本県地質図による現地の地質分布

この災害発生メカニズムは、令和2年7月の豪雨によって上方斜面において発生した山腹崩壊によって生産された土砂に加え、表面侵食や渓岸侵食による土砂と渓床に堆積していた土砂が写真3.1.1-26,写真3.1.1-27に示すように林道大瀬線に土石流となって流入したものである。この土砂流入によって、写真3.1.1-28,写真3.1.1-29に示すように林道大瀬線と渓流に隣接していた水道施設が被災した。現在、渓床部には、部分的に基岩が露呈している状況であるが、写真3.1.1-30,写真3.1.1-31に示すように、まだ不安定な土砂が堆積しているうえ、顕著な渓岸侵食も受けているため、今後の豪雨などで、これらの不安定土塊が流出する可能性が極めて高い状況となっている。



写真 3.1.1-26 林道大瀬線への土砂流入状況



写真 3.1.1-27 大量の水量を含んだ土砂流入



写真 3.1.1-28 被災した水道施設



写真 3.1.1-29 大量の土砂流入によって被災した水道施設



写真 3.1.1-30 表層崩壊も発生している渓流状況



写真 3.1.1-31 顕著な渓岸侵食も見られる渓流状況



写真 3.1.1-32 上方斜面で発生した山腹崩壊



写真 3.1.1-33 山腹崩壞規模(L:70m, W:40m, H:4m)



図 3.1.1-9 不安定土砂流出防止対策計画平面図

ここでは、写真 3.1.1-32, 写真 3.1.1-33 に示した山腹崩壊が誘因となって、土石流災害が発生した。しかし、渓流にも、 素因となる大量の崩積土が堆積しているため、図 3.1.1-9 に示すように、これらの不安定土砂の流出防止を目的とした治 山ダムの計画を立案した。治山ダムの型式は、熊本県治山技術基準細則<sup>2</sup> に準拠して、保全対象となる公共性の高い村 道が近接していることから、耐久性が高く、堤体の局所的な破壊や、劣化の進行が治山ダム全体の安定性に影響を及ぼ すことが少ないといった条件を満足する重力式コンクリート治山ダムとした。治山ダム工の位置は、治山ダム自体の安 定が保たれる位置で最も効果的かつ経済的となるような箇所を選定する必要があるため、対象となる渓流区間の直下流 に選定することにした。

なお、本渓流のダム計画位置付近には、渓流の合流点が存在している。熊本県治山技術基準細則によると、合流点付 近に計画する治山ダムの位置は、原則として合流点の少なくとも 5m 以上下流に設けることが原則となっている。しか し、当現場では、合流点の下流部に水道施設が整備されており、周辺に治山ダムを整備すると施設への影響が懸念され るため、水道施設への影響を考慮したうえで、合流点の上流部に土砂の流出防止に最も効率的な位置として、図 3.1.1-9 の場所に設置することとした。

令和3年4月時点では、図3.1.1-9に示した計画にて治山事業として工事発注に向けて準備を進めている状況にある。 なお、上方で発生した山腹崩壊については、激特事業として対策が講じられる予定である。

## 謝辞

最後に、本報告には、熊本県農林水産部森林保全課、熊本県球磨地域振興局森林保全課からの協力を頂いた。ここに 記して謝意を表しさせて頂くことにした。図 3.1.1-9 に示した計画で、令和 2 年 12 月 24 日に行われた災害査定を受け、 現時点では工事発注に向けて準備を進めている状況にある。最後に、本報告には、津奈木町役場からの協力を頂いた。 ここに記して謝意を表しさせて頂くことにした。

## 参考文献

- 1) (一社)熊本県地質調査業協会(2008);「熊本県地質図(10万分の1)」
- 2) 熊本県農林水産部森林局森林保全課;「熊本県治山技術基準細則」
- 3) 国土地理院;地理院地図(電子国土Web) https://maps.gsi.go.jp/#15/32.241608/130.456724/&base=std&ls=std&disp=1&vs=c1j0h0k0l0u0t0z0r0s0m0f1
- 4) (一社)熊本県地質調査業協会(2008);「熊本県地質図(10万分の1)」
- 5) 日本気象協会 tenki.jp【公式】 / 天気・地震・台風 https://tenki.jp/

## 3.1.1.2 熊本県で発生した地すべり災害

椋木俊文<sup>1</sup>, 今薗淳司<sup>2</sup>, 梅﨑基考<sup>3</sup>, 山下隆之<sup>3</sup>

- 1 熊本大学大学院先端科学研究部 土木建築学工学専攻
- 2 株式会社水野建設コンサルタント
- 3 株式会社アバンス

## (1) はじめに

九州南部で人命を奪ったのは、熊本県の芦北町と津奈木町で発生した土砂崩れのみであった。熊本県芦北町と津奈木 町の山間部で斜面崩壊が相次いで発生し、甚大な被害が出ている。県や地方支庁によると、芦北町の住宅が土砂に飲み 込まれ、80代の女性が死亡、2人が心肺停止、4人が行方不明、1人が重体となっている。土砂崩れによる道路の破損 や通行止めなどで、熊本県が発表した砂防災害は計3640件となった。本章では、熊本県南部で発生している特徴的な土 砂災害を、深層崩壊・土石流、地すべり、大規模侵食の3つの分野に分けて解説する。本節では、地すべりについて報 告する。

## (2) 人吉市西大塚胸川の被災状況

気象庁の人吉市雨量観測所による降雨データより作成した7月3日12時から7月4日12時にかけての時間降水量と 累積雨量に関するグラフを図3.1.1-10(a)に示す。図3.1.1-10(a)より豪雨において7月3日24時から時間降水量20mmに達 し、7月4日午前2時においてこの豪雨における最大時間雨量69mmを記録している。図3.1.1-10(b)に示すように、対象 地すべりは幅約150m,長さ約85m,斜面勾配20°の自然斜面が移動したものである。また、この自然斜面に対して施工 されていた既存の砂防施設が7月4日未明に豪雨を起因とした地すべりにより河道に押し出された(写真3.1.1-34(a))。 本研究対象地はこの地域で発生したほかの土砂災害とは異なり、地すべり土塊の移動範囲に管理橋が存在し、写真 3.1.1-34(a)(b)のように河川の対岸にある道路へ押し出す二次被害をもたらした。







(a) 被災現場の上空写真



(b) 橋梁が国道の一部まで破壊した様子

写真 3.1.1-34 地すべり現場付近の写真

## (3) ボーリング調査による地質、地下水位、すべり面の評価

写真 3.1.1-34 は地すべりによって破壊された被災現場の全景である。写真 3.1.1-35 のように橋梁の上部構造だけでな く下部構造まで押し出されている様子がわかる。このことからすべり線の位置が、少なくとも橋脚付近まで存在してい ることが推測された。写真 3.1.1-36 は、沈下した橋梁付近の斜面の様子であるが、ここでもやはり斜面から噴水のよう に水が噴き出していたという証言が得られ、地すべり現場の水分量が過飽和状態になっていたことが推測される。地す べり現場付近の護岸の様子から、濁流によって護岸が破壊されたというよりは、護岸背面から押し出されたような状況 が見られたことから地すべり土塊が護岸ごと押したように見られた。写真 3.1.1-37 に示すように 2-3mほどの地すべりに よって沈下した様子が見られ、この土塊が外力となって橋梁端部に作用したと考えられる。この時、すべり線がどの辺 に現れたのかが現地で議論になったが、写真 3.1.1-35 から推測するに、橋梁端部よりも橋梁下部付近まですべり線が出 ている可能性があることを考え、ボーリング箇所の検討を行った。写真 3.1.1-38 は、UAV で撮影した地すべり現場の全 景写真にボーリング地点と後述する数値解析対象現場の線を示している。

図 3.1.1-11 は、写真 3.1.1-38 で示した解析線上のボーリング箇所でサンプリングされたコアと各試料の地質分布を示している。地すべりを起こした移動土塊に対して実施された調査ボーリングから、すべり面を形成した層の工学的地質 区分名は風化凝灰角礫岩に分類され、ボーリングコアは比較的新鮮な安山岩の岩塊または礫を多く含まれていたことが わかった。

また,礫間の基質は軟質であり部分的に礫混じりのシルト質砂から砂質シルトで構成されており,軟質部のせん断破 壊によってすべり面が形成され崩壊に至ったと考えられる。この調査ボーリングは被災後2か月経過した後に実施され たたものであり,孔内水位は降雨が降っていないときおよそ地下16mの位置に地下水位は分布していたことが分かった。



写真 3.1.1-35 地すべり現場付近橋梁



写真 3.1.1-36 沈下した橋梁近辺の様子



写真 3.1.1-37 地すべり現場の写真









(b) 各試料の分類

図 3.1.1-11 現地の解析対象地線上のボーリング写真

## (4) 人吉市瓦屋町における地すべり災害

人吉市瓦屋町の地すべり災害は,図 3.1.1-12 と写真 3.1.1-39 に示す市道下林北願成寺線沿いのファミリーレストランの駐車 場に面した山腹斜面 <sup>1</sup>)において発生したものである。この崩壊 規模は,幅 25m,長さ 30m,深さ 10m 程度で,方位はN52°W の北東向きにあった。写真 3.1.1-40 は,発災直後に店舗駐車場 を確保するため,崩土が除去された直後で,現在は耐候性土の うによる押え盛土の応急対策が実施されている状態である。



写真 3.1.1-39 地形を重ねた現地空撮写真



写真 3.1.1-40 崩土除去後全景(N52°W 北東向き)



写真 3.1.1-41 新たに発生した最下段の頭部滑落崖 (H=3.3m N35°W 北東向き)



図 3.1.1-12 人吉市瓦屋町地すべり発生箇所位置図





図 3.1.1-13 人吉市瓦屋町周辺地質図<sup>2)</sup>



写真 3.1.1-42 新たに発生した 2 段目の頭部滑落崖 (H=1.4m N58°W 北東向き)



写真 3.1.1-43 頭部滑落崖に見られる根張り



写真 3.1.1-44 すべり土塊内に見られる山側に 傾斜したタケ(回転状の挙動)

崩壊地周辺では、シルト岩の露頭が確認されたため、図 3.1.1-13 に示した地質図を参照すると、人吉層上部層となる。 そして、崩壊斜面上方には、阿多火砕流堆積物、あるいは Aso-4 火砕流堆積物による溶結凝灰岩の分布を確認した。人 吉層は、人吉市街地の周辺、および鹿目盆地に分布しており、その岩相は青灰色のシルト岩を主体としていることが特 徴である。今回の地すべり状崩落によって、新たに発生した引張クラックが認められ、中でも写真 3.1.1-41 と、写真 3.1.1-42 に示した滑落崖が顕著な状態にあった。そして、写真 3.1.1-43 に示すように頭部滑落崖では、植生の根張りも見 られた。また、山側に転倒したタケの転倒方向より、回転状の崩落によるものから、当崩落が地すべり状のものである と考えた(写真 3.1.1-44)。

この地すべり状の崩落発生は、豪雨による土塊重量の増加、あるいは地盤内に潜在していたせん断抵抗力の減少によ るものである。また、過去に駐車場拡張に伴い、民有地の一部を買収し、斜面裾部の切土を行ったという経緯がある。 そのため、応力バランスの均衡が保てなくなったことで、斜面内には、古い滑落崖を含めた段差地形が生じたものと

推察している。

ここでは、斜面裾部に井戸が位置し、タケ林と湧水が顕著であったことからも、地下水が豊富な状態にあった。図 3.1.1-14に踏査状況写真を含め、想定される2つのすべり面を記入した横断図を示した。

令和3年4月時点では、出水期を控え、パイプ歪計設置を含めた地質調査を行っている状況にある。そして、出水期 での動態観測を行い、この地すべりのメカニズムを把握したうえで、対策工の検討を行う予定となっている。



図 3.1.1-14 想定すべり断面図

## (5) 佐敷トンネル坑口付近における地すべり災害

この斜面災害は、図 3.1.1-15 に示す国道 3 号 255k390 付近の 佐敷トンネル起点側坑口(L側)に位置する電気室背面の切土 のり面において、上方斜面での明瞭な滑落崖や、馬蹄形状の地 形変化を伴う幅 50m、長さ 50m、深さ 10m 程度の崩落が発生し たものである。現場は、写真 3.1.1-45 に示すように、電気室裏 側の切土のり面が崩落したもので、その崩落土砂の硬質なもの

は、頁岩が変成を受けた粘板岩であったが、その大半が角レ キ混じり土砂化した風化粘板岩にあった。この斜面崩壊は、電 気室によって崩土が国道まで流出しなかったことで、崩土と電 気室が抑え盛土効果を発揮し、連鎖的な斜面崩壊に至らなかっ た可能性がある。



図 3.1.1-15 国道 3 号 255k390 付近位置図





写真 3.1.1-46 崩落した簡易吹付法枠

現地の地質は、図 3.1.1-16 に照らすと、泥質岩を主とする 層が分布することになっており、現地も粘板岩を主とした泥 質岩が分布していた。現地概要は、切土のり面に簡易吹付法 枠工が施工されていたが、写真 3.1.1-46 に示すように抑制で きずに崩落に至っていた。また、尾根部には、写真 3.1.1-47 に示すような明確な引張クラックも発生していた。その他の 特徴として、以下のような点を挙げることができた。

- ・崩壊面の風化粘板岩は、ルーズな状態にあったこと
- ・岩相を残した風化粘板岩でも破砕化が進行していたこと
- ・節理面は、鏡肌状にあり、流れ盤構造にあったこと
- ・自然斜面内に古い滑落崖が多数存在していたこと



写真 3.1.1-47 尾根部付近に発生した引張クラック



図 3.1.1-16 佐敷トンネル起点側周辺地質図 2)

- ・大半の滑落崖の走向は、のり面方位とほぼ近似していたこと
- ・新規発生の引張クラックにおいて立木の根張りも見られたこと
- ・尾根筋よりも背面に変状が発生していなかったこと

この崩落を受けて、写真 3.1.1-48 に示すように現地に発生した引張クラックの状況などを確認し、図 3.1.1-17 に示す 位置での地質調査を実施した。また、応急的な動態観測として、写真 3.1.1-49 に示すように地表伸縮計を設置して、挙 動に対する安全性を把握することにした。そして、この調査結果に基づいて、図 3.1.1-18 に示すようなすべり面を設定 した。このすべり面に対し、以下に示した内容などを含めてグラウンドアンカーの検討を行った。



写真 3.1.1-48 馬蹄形状に伸びる引張クラック



写真 3.1.1-49 引張クラックへの地表伸縮計

- 切土勾配の検討
- ② アンカーの段数を含めた最適配置の検討
- ③ 逆巻き工法による受圧構造物の検討
- ④ 地盤反力の検討
- ⑤ アンカーに期待する効果の検討
- ⑥ 末端の跳ね上がりによるすべり面の検討

このような検討を踏まえたグラウンドアンカーの検討に加えて、地下水位を安定した状態に保つ必要があるため、横 ボーリング工も計画し、斜面全体の安定を図る計画を立案し、令和3年4月時点では、工事発注に向けて準備している 状況にある。







図 3.1.1-18 ボーリング調査結果によって設定されたすべり面 3)

## (6) 滝の上地区における地すべり災害

葦北郡芦北町大字海浦地内の滝の上集落内のみかん樹園地に 面した町道滝の上線のR側斜面において、写真 3.1.1-50 に示す ように幅 80m,長さ 50m の範囲で果樹園内に新たな段差地形を 生じる顕著な変状が発生した。(図 3.1.1-19 に位置図)

発災後,図 3.1.1-20 に示すように現地踏査を実施して現地の 状況把握に努めた。現地の地質は,図 3.1.1-21 を参照すると, 泥質岩を主とする層が分布することになっており,現地も粘板 岩を主とした泥質岩が分布していた。ここでは,写真 3.1.1-51 に示すように顕著な滑落崖が果樹園内に発生しており,道路沿 いのブロック積擁壁には,写真 3.1.1-52 に示すような著しい亀 裂が発生している。また,起点側には,写真 3.1.1.2-20 に示す ように断層破砕帯も確認することができた。当地では,図 3.1.1-22 に避難に関する新聞報道に採り上げられたこともあり,



図 3.1.1-19 滝の上地区位置図

町道滝の上線の災害復旧とともに、土石流が発生したことを受けて、災害関連緊急急傾斜地崩壊対策事業として被災し た集落に対する復旧事業が進められている。

令和3年4月時点では、出水期に備えて地質調査を実施している状況にある。ここでは、図3.1.1-23に示す位置において孔内傾斜計を設置して、降雨時における動態観測を行い、すべり面を把握したうえで、対策工の検討を行う予定となっている。

計画されており、今回取り上げた地すべり対策箇所は、「No.1 山腹工」として計画されている。



図 3.1.1-20 滝の上地区現地踏査図

図 3.1.1-21 滝の上地区周辺地質図<sup>2)</sup>



写真 3.1.1-50 滝の上地区被災箇所全景



写真 3.1.1-51 みかん樹園地内に発生した滑落崖



写真 3.1.1-53 起点側の露頭に見られる断層破砕帯



写真 3.1.1-52 ブロック積擁壁に発生したクラック



図 3.1.1-22 滝の上地区における新聞報道



## (7) 西山地区における地すべり災害

図 3.1.1-24 に示した玉名郡和水町中和仁字西山地内の西山地区 で発生した斜面災害は,一級河川菊池川水系の西山川に注ぐ流域 に源を発する渓流,および山腹斜面において幅 50m,長さ 140m の範囲で発生した崩落である。南西向きを成す斜面は,標高 300 m付近に位置し,崩壊地周辺は,山林,および農耕地(みかん樹 園地)となっている。

図 3.1.1-25 の熊本県地質図によると,計画地の地質は,三郡-黒瀬川古期岩類で熊本県北部から福岡県境を越え,広く分布して いる変はんれい岩から構成されている。地表踏査では,崩壊地内 に崩積土が厚く堆積していたため,岩盤の露頭を確認することが できなかった。

崩壊の要因は,令和2年7月豪雨によるもので,この付近では,

最大時間雨量 66.0mm(24 時間雨量 459mm)の雨が断続的 に降った。この豪雨により山腹崩壊地では、土塊重量の 増加、あるいはすべり面付近のせん断抵抗力の減少によ り、大規模な山腹崩壊に至ったものと推察している。崩 壊した土砂は、山腹下方の土砂を巻き込みながら町道西 山3号線や人家、耕作地などに流出し多大な被害を与え たものとなった。

現在,崩壊周縁部は,滑落崖を形成し,引張亀裂が複 数発生している状況である。また,崩壊地内は裸地して おり,崩壊地全域において生産された多量の土砂が不安 定な状態で堆積しており,湧水も非出水期においても複 数箇所で発生している状況にある。この崩壊地の下流部 には,写真 3.1.1-54 に示すように緊急治山事業による谷 止工が計画されており,今回取り上げた地すべり対策箇 所は,「No.1山腹工」として計画されている。

この地すべりブロックを上空から見たものを写真 3.1.1-55 に示し,その中で,移動土塊周辺の位置を明記 して写真 3.1.1-56 と写真 3.1.1-57 に示した。そして,写

真 3.1.1-58 では、非出水期にあるにも拘わらず、豊富 な水量を伴う湧水が顕在化していた。

令和3年4月時点では、図3.1.1-26に示した計画が 治山事業として予定されているが、上部の地すべりブ ロックについては、地質調査が実施されていないため、 概略設計の段階にある。今後は、地質調査を踏まえて 地すべりブロックを把握したうえで、適切な地すべり 対策工が修正設計される予定となっている。



図 3.1.1-24 西山地区位置図



図 3.1.1-25 西山地区周辺地質図<sup>2)</sup>



**写真** 3.1.1-54 崩壞斜面空撮写真



写真 3.1.1-55 上空から見た地すべりブロック



写真 3.1.1-56 地すべりブロックに伴う作業道災害



図 3.1.1-26 計画断面図



写真 3.1.1-57 作業道沿いの引張クラック(h=1.2m)



写真 3.1.1-58 湧水状況(令和 2 年 11 月 30 日)

## (8) 神瀬高沢線(村道)の地すべり

図 3.1.1-27 に示すように、発災箇所は標高 460m付近の急峻な斜面であった。崩壊箇所周辺では西側約 2km 地点に国 道 219 号および球磨川が南北方向に認められ、北側約 1km 地点に北東-南西方向に川内川が認められる。周辺の地形は、 杣鼻山(そまのはなやま)(827m)を代表とする標高約 500~700m の山稜よりなり、杣鼻山より北西方向に伸びる尾根の南 側斜面に位置する標高 300~450m 程度の丘陵地である。当該地西側の山側斜面では幅約 30m,高さ 40m にわたって崩 壊しており、土砂が林道に流出した。また、林道の谷側でも幅 10~20m,高さ 20m 程度崩壊しており、土砂が下流の河 川へ流出した。林道沿いには、高さ約 4m のコンクリートブロックが施工されていたが、崩壊箇所では中央部付近から 道路に向かって座屈して崩壊しており、東側では水平クラックが延長約 30~40m 認められた。崩壊箇所の上部斜面には、 斜面に高さ 0.2~0.5m 程度のクラックが連続して認められ、頭部~頂部付近には高さ 2~3mの明瞭な滑落崖が認められ た。また、滑落崖直下には陥没地形や段差地形を伴う平坦地が認められ、地すべりの翼部にあたる箇所では、西側で高 さ 0.3~0.5m 程度の滑落崖が連続するのに対し、東側では 0.1~0.2m と小さく斜面下部ではさらに不明瞭となっており、 西側の変位が大きい傾向が認められた。上部斜面に連続して見られるクラックは、幅約 120m、長さ約 150m、高さ(比 高)130m 程度の範囲で認められた。地すべり箇所の地質分類は、図 3.1.1-28 は、産総研が発行している地質分類地図で ある。これによれば、地すべり発生個所周辺は、泥岩、砂岩、チャート、石灰岩が広く堆積する領域であることが分か った。





図 3.1.1-27 調査位置

図 3.1.1-28 地質分布

写真 3.1.1-59 は地すべり発生現場の全景写真である。写真 3.1.1-59(a)(b)に示すように土砂が道路まで出てきている箇 所だけ見ると,表層崩壊のようにも見て取れたが,山中を踏査していくと,写真 3.1.1-59(c)に示す赤い点線領域まで崩 壊面の背後〜地すべり翼部にあたる箇所に明瞭な滑落崖が認められ,範囲内には地すべり滑動により発生したと推定さ れる陥没地形や段差地形などの変状が多く認められることから,「地すべり」が発生しているものと判断された。



#### 写真 3.1.1-59 現場の全景

写真 3.1.1-60 は,踏査中で観察された滑落崖頭部付近の写真である。滑落崖頭部(北西側斜面)の状況として高さ 2~3m, 延長約 20m 段差が認められた。図 3.1.1-29 は,現地平面図である。特に擁壁を破壊した箇所から斜面側を観察したとこ ろ,いくつかの馬蹄形の滑落崖が見られた。地すべり土塊としては図 3.1.1-29 に示すように主測線を持つ土塊が最も大 きいが,副測線の延長上の擁壁が破壊し,村道を塞いだという点は興味深い。

誘因と考えられる豪雨は、アメダス人吉によると7月3日~8日の5日間の降雨が731mm(日最大降水量299mm(7/4), 最大時間雨量68.5mm(7/4の2時))で、記録的豪雨であった。この大雨で地下水位が上昇したことによって、当初から 形成されていたすべり面強度が低下し、さらに地すべり土塊の重量が増して不安定化したと推定される。また、西側の 崩壊は地すべりの滑動に加え、強風化帯に湧水が供給され飽和状態になったため強度が著しく低下し斜面下部から崩壊 したと推定され、現地斜面には湧水による空隙が複数認められ、土砂と岩盤の境界からは湧水も認められた。当該地の 地形は、地すべり地形を示す凸状台地状地形に類似しており、潜在的な地すべり地形を示していると推定される。現地 踏査でも、地すべりブロックの頭部付近で緩傾斜面が確認されており、陥没凹地も認められた。

写真 3.1.1-61 は、巨礫を含むが土砂がブロック擁壁を一部破壊し、道路側に流出している地すべり終点側の様子を示 している。また、写真 3.1.1-62 はブロック擁壁が完全に破壊された部分と一部破壊された部分の境界付近の写真である。 写真 3.1.1-61 からは、土砂が集中した箇所がえぐられている様子と流出してきた巨礫の大きさがおよそ 2m にも及び巨 大なものであったことがわかる。破壊前の状況がわからないため、推測の域を超えられないが、この巨礫の移動によっ てブロック擁壁を壊したというよりは、想定れている地すべり挙動によって、ブロック擁壁を押し、破壊に至ったと考 えられる。この過程で、埋まった状態の巨礫も流動化した土砂とともに、流出したと考えられる。次に、写真 3.1.1-62 を見ると、地すべり土塊の荷重を受けて、ブロック擁壁がはらんでいる様子がわかる。このはらんだブロック擁壁は古 く、破壊されたブロック擁壁は比較的新しい状態であることがわかる。施工時期の違いとその理由はわからないが、お そらく古いブロック擁壁と破壊されたブロック擁壁の境界部分は連続性がなかったことが推測され、そこが弱面となっ た可能性がある。施工時期が異なる擁壁箇所が破壊されている事例は、芦北町女島でも観察されている。



図 3.1.1-29 現地平面図



写真 3.1.1-61



写真 3.1.1-60 山中で確認された滑落崖頭部



写真 3.1.1-62
#### (9) 水上村

水上村湯山地区の国道 388 号において土砂流出が発生し、一部通行止めになった。図 3.1.1-30 は、土砂災害情報マッ プにおける発災現場の地図を示している。現場から直線距離で 5 km離れた場所には市房ダムがある。発災当時の降水量 は、7月3日日0時から7月4日午前8時までの3時間降水量が190mm-200mm と報告されている。地すべりで道路が 一部封鎖された状態がいつ発生したかは特定できないが、おそらく特別警報が発令された時間帯と推定される。図 3.1.1-31 からわかるように、現場周辺は花崗岩類の地質が分布した地域であり、現地には風化した花崗岩が多数見られ た。写真 3.1.1-63 と写真 3.1.1-64 は現場の全景と地すべり土塊周辺の状況を示している。地すべり土塊の幅は全長およ そ 65m、滑落崖から道路までがおよそ 46m と評価された。地すべり土塊背面には段々畑が広がっており、普段から水 位が高い場所といえる。滑落崖に近づくとおよそ 0.6-1.0m 程度の段差が幅 65m にわたって確認された。崩壊斜面中腹に は空積みの石垣が見つかった。おそらく、かつて崩壊斜面域の段々畑の範囲であり、やがて使われなくなったために石 垣が残っていたと思われるが、この石垣が崩壊している状況が確認された。また、道路に接するブロック擁壁部分では 湧水も確認された。



図 3.1.1-30 土砂災害情報マップから現場の位置を確認



図 3.1.1-31 地質図



写真 3.1.1-63 発災直後の現場の全景



写真 3.1.1-64 現場の周辺の状況



写真 3.1.1-65 風化が進行中の花崗岩



写真 3.1.1-67 馬蹄形の地すべりの様子



写真 3.1.1-66 風化が進行して真砂土化した斜面



写真 3.1.1-68 地すべりを受けて大規模崩壊を防いだ ブロック擁壁 写真 3.1.1-65 は、典型的な風化途中の花崗岩である。玉ねぎのようなマルイ形状の花崗岩には、風化によって複数の亀 裂が入っており、現場ではこのような花崗岩が多数見られた。写真 3.1.1-66 と写真 3.1.1-67 は、地すべり土塊西側で見 られた 2-2.5m の滑落崖である。写真 3.1.1-67 は白い地質で、きれいな真砂土が堆積していることがわかる。ボーリング 調査では、地表から 4m-12mが、軟弱な強風化花崗岩が堆積していることが分かった。軟弱なため明確なすべり面を評 価することが困難な状態であった。写真 3.1.1-68 は地すべり先端部分であり、ブロック擁壁は破壊されたが、大規模な 土砂流出を防ぐことに成功している。地質分布図では、地すべり発生周辺は花崗岩が広く存在する地域であり、かつ地 質的時間スケールで風化が進行する地域であることから、今後益々風化が進み地すべりの危険性が高まっていく地域と 考えられる。

## (10) おわりに

今回は、令和2年7月豪雨での人吉、芦北地方だけでなく、県北で発生した地すべり災害についても報告した。地すべり災害では、動態観測を踏まえた地質調査によって地すべりブロックを把握して対策工が立案されることになっている。また、何れの地すべりも降雨が誘因となったため、対策工には地下水排除の抑制工の検討が重要な要素となる。

最後に、本報告には、人吉市、国土交通省九州地方整備局熊本河川国道事務所、芦北町、熊本県農林水産部森林保全 課、熊本県玉名地域振興局林務課からの協力を頂いた。ここに記して謝意を表しさせて頂く。

#### 参考文献

- 2) (一社)熊本県地質調査業協会(2008);「熊本県地質図(10万分の1)」
- 3) 株式会社 アバンス(2021);「令和2年度 熊本管内緊急地質調査業務 報告書」

# 3.1.1.3 熊本県南部におけるしらす地盤の大規模侵食

今薗淳司<sup>1</sup>,梅﨑基考<sup>2</sup>,山下隆之<sup>2</sup>

- 1 株式会社水野建設コンサルタント
- 2 株式会社アバンス

## (1) はじめに

今回の災害による熊本県及び市町村が管理する公共土木 施設の被害額は、1,452 億と概算されているが、地域別では 人吉球磨および芦北を含む県南で1,233 億と全体の85%を占 めている。そういった中で、人吉球磨および芦北を含む県南 の一部に分布する「しらす」と称する姶良カルデラの噴出物 において発生した公共土木施設での斜面災害に着目して、そ の一部について報告する。

## (2) しらすの概要

今回の豪雨災害では,一部に角閃石を含有する白色軽石を 含んだ火砕流堆積物の非溶結部の鹿児島地方で広く分布し ている「しらす」と呼ばれる姶良カルデラの噴出物を対象と した箇所でも,多くの斜面災害が発生した。

姶良カルデラは、現在の桜島火山北方 10km を中心とする 直径 20km の円形の凹地形で、鹿児島湾の北半部にあたる箇 所である。この姶良カルデラは、2万2千年以降の大隅降下 軽石、妻屋火砕流、そして入戸(いと)火砕流が噴出して形 成されたものである。日本の地質九州地方<sup>1)</sup>によると、入戸 火砕流堆積物の模式地は、鹿児島県国分市(現:霧島市)重 久で、4,000km<sup>2</sup> 以上の範囲を覆い、熊本県南部の人吉盆地、 さらに北方の九州山地の奥深くまで分布していると言われ ている。熊本県地質図<sup>2)</sup>では、鹿児島県の錦江湾の姶良カル デラから2万6千~2万9千年前に噴出した火砕流で、南部 九州一帯のいわゆるしらす台地を形成し、熊本県内では、人 吉盆地内、川辺川沿いの谷部、芦北町大野盆地、そして水俣

市付近に分布することになっている。今回は,この中の人吉, 芦北で発生した大規模侵食災害について報告することにした。

図 3.1.1-32 は、しらす斜面の代表的な崩壊形態である。そこで、この崩壊形態を基にして今回のしらす斜面災害のメカ ニズムを区分することにした。





#### (3) 人吉地方でのしらす災害

#### 1) 史跡人吉城跡三の丸跡の北側斜面災害

人吉市でのしらす斜面災害は、史跡人吉城跡 の三の丸跡北側の斜面災害、原城配水池の補強 盛土災害、そして農道人吉南部線のり面災害に ついて報告する。まず写真 3.1.1-69 に示した史跡 人吉城の三の丸跡北側の斜面災害は、市道五日 町田町線の球磨川に架かる水ノ手橋から一望で きる箇所にある。この斜面災害の特徴は、しら す特有のガリー侵食、湧水、そして史跡内での 災害復旧という点である。



写真 3.1.1-69 史跡人吉城跡の三の丸跡北側斜面災害全景



a) 表層 オベリ 売層 サ メ 基 声 (27 入)

写真 3.1.1-70 ガリー侵食の拡大による不安定土塊と湧水

当現場では,写真 3.1.1-70 の中腹部に見られるガ リー浸食の拡大による図 3.1.1-32 に示した崩壊形態 「a) 表層すべり」に該当する箇所と,写真 3.1.1-71 に見られる「g) 剥落」に該当する箇所が見られる。

対策工は、写真 3.1.1-69 の箇所ではのり面整形に よる不安定土塊の除去、そしてガリー侵食部の不安 定土塊と、浸食の拡大防止は現場打ち吹付枠工によ

って安定を図ることにした。ここでは、写真 3.1.1-70 に示したガリー 侵食部を中心として土壌硬度を測定したが、その指標硬度は、10.0mm であったため、これを表 3.1.1-1 に照らしてみると、極軟質しらすに該 当することが判明した。

さらに、簡易動的コーン貫入試験を行い、極軟質しらすが表層部の 0.9mまで分布することが判明したため、この極軟質しらすが不安定化 することを想定した現場打ち吹付枠工の検討を行うことにした。

この極軟質しらすの表層滑落型の崩落を想定した現場打ち吹付枠工 の検討を行う場合,鹿児島県の「急傾斜地崩壊対策事業の手引き」<sup>5)</sup> に準拠して検討することにした。この手引きでは,しらす斜面の崩壊 防止対策として,地山の溝掘りが可能であることから図 3.1.1-33 に示





表 3.1.1-1 しらす地帯の土質判別分類基準 4)

─ 分類	地山しらす					
	極軟質	軟 質	中硬質	硬 質		
特性値	しらす	しらす	しらす	しらす		
指標硬度	20 12 5	20~25	25~20	30~33		
(Hy, mm)	20 以下	201023	25 0 30			



**写真** 3.1.1-72 崩壊斜面裾部での湧水状況 (段丘砂礫部での流出)

した「埋込型」を標準タイプとして定めている。埋込型は、枠内吹付厚を差し引いて筋状に掘り込み、そこに型枠を設置 し、モルタルを充填してのり枠を築造する方法である。のり枠部は、枠内吹付厚だけ突出することになるが、枠内吹付に よって凹凸のないフラットなのり面が形成されることで、表面浸食を抑えることが可能となる。

当現場では、しらす層の下位に透水性の高い段丘砂礫の玉石層が分布しており、写真 3.1.1-72 に示すように流出程度の 湧水を複数箇所で確認した。そこで、斜面基礎部の固定と、局所的にみられる湧水対策として、透水性の高い擁壁構造物 によって斜面基礎部の安定を図ることにした。



図 3.1.1-33 しらす対応現場打ち吹付枠工(埋込型)標準断面図 5)

その際,人吉市教育委員会人吉市指定文化財等保存活用専門会議<sup>6</sup>からの提言として,湧水箇所の位置までかご枠によ る検討要請があり,さらに将来緑化導入が可能となる構造が要求されたため,透水性に優れる鉄線籠擁壁の検討を行った。 擁壁高さは,5.0m以下が適用範囲とされているが,湧水位置がその適用範囲内にあったことで,簡易鋼製枠工(かご枠), かごマット工,ふとんかご工の3工法での比較検討を行い,耐久性が約50年で経済性にも優れる簡易鋼製枠工(かご枠) を採用した。その標準施工断面とイメージ図を図3.1.1-34に示す。



図 3.1.1-34 対策工施工断面図とイメージ図

#### 2) 原城配水池補強盛土災害

続いて,原城配水池の補強盛土災害は,1)の人吉城公園に隣接した原城配水池の配水池築造工事が予定されている箇所 で発生したものである。ここでは,切土のり面が崩落したことに加え,写真3.1.1-73と写真3.1.1-74に示した補強土壁(多 数アンカー式擁壁)の壁面材や,補強材,および写真3.1.1-75に示した天端コンクリートの一部が破損したものである。 この原因は,補強盛土部のしらす地盤の流出によるものである。誘因は,豪雨によるものであるが,素因のひとつとして は道路の縦断勾配がついていたため,盛土内に流速を持った浸透水が生じたためではないかと推察される。

被災箇所には、写真 3.1.1-76 に示すように補強土壁の袖部への挿入長確保を目的とした折れ点があったため、補強材が 交錯する箇所が含まれていた。また、被災箇所の部材撤去後のコンクリート製壁面材、鋼製補強材などの再利用を検討す る場合の判断は、表 3.1.1-2 と表 3.1.1-3 に示すように、各部材を目視と打音によって判断した。



写真 3.1.1-73 補強土壁被災状況全景



写真 3.1.1-75 補強土壁天端コンクリート被災状況



写真 3.1.1-74 補強土壁面材被災状況



写真 3.1.1-76 折れ点部前後の被災状況と補強材の想定復元位置

表 3.1.1-2 コンクリート製壁面材の再利用判断基準(案)

材料名	再利用が不可の要件	確認方法			
	壁面材表面に目視にて確認できるクラックがある				
コンクリート	壁面材が破損している	日祖 打立			
製壁面材	鉄筋が露出している	白祝, 11日			
	インサートの螺子(ねじ)部が損傷している				

表 3.1.1-3 鋼製補強材の再利用判断基準(案)

	材料名	再利用が不可の要件	確認方法
タイバー	h / S	タイバーに折れがある	
	組立作業および耐久性に支障となる劣化がみられる		
	アンカー	プレートに歪み・曲がりがある	
	プレート	組立作業および耐久性に支障となる劣化がみられる	目視
П		コネクターに歪み・曲がりがある	
	-499-	組立作業および耐久性に支障となる劣化がみられる	
	ボルト ナット	組立作業および耐久性に支障となる劣化がみられる	

図 3.1.1-35 に被災範囲に基づいた対策箇所の展開図を示すが、今回の被災が道路の縦断勾配に起因した排水にも問題が

あった可能性があるため、盛土材料にしらすを用いた場合は排水に留意して浸食に対する備えを講じる必要がある。



図 3.1.1-35 被災想定範囲展開図

#### 3) 農道人吉南部線のり面災害

農道人吉南部線のり面災害は、図 3.1.1-36 に示す ように人吉 I Cから南南東約 12km に位置してい る人吉市上田代町地内で数か所において発生した ものである。のり面の切土勾配は、1:1.0 であっ た。この崩壊は、写真 3.1.1-77 に示すように大きく 崩落に至った箇所と、写真 3.1.1-78、写真 3.1.1-79 に示すような空洞(ケービング)化が顕著な箇所 に区分することができる。しかし、これらの崩壊 形態は小段排水溝に起因した図 3.1.1-32 に示した 「e) 落水型侵食」による可能性が高い。

このような巨大なケービングは、今回の豪雨だ けで形成されたものではなく、排水溝の機能不全 によって徐々に拡大したものが今回の豪雨によっ て空洞部が水で満たされ、微小なパイピングホ ールによってパイピング化したことで、崩落に 至った可能性もある。これは、現地で測定した 土壌硬度指数が18mmであったため、極軟質し らすに区分されることになる。このような軟質 なしらすにおいて、異常な水圧が作用すると、 容易に崩落に至ることになる。

対策工は、小段排水の機能回復を図ったうえ で、耐侵食性に優れたのり面の安定を図るため の工法を採用し、長期的な安定を確保する。当 現場の査定が簡易査定にあったため、その後の 調査によって、重要変更となることが判明した



図 3.1.1-36 農道人吉南部線位置図(国土地理院地図に加筆<sup>7)</sup>)



**写真** 3.1.1-77 崩壊状況

ことで、こういった要素を取り入れて対策工の検討を行う予定としている。



写真 3.1.1-78 ケービング状況 (奥行 4m 程度)



写真 3.1.1-79 ケービング状況(幅 2m程度)

#### (4) 芦北地方でのしらす災害

#### 1) 湯浦中学校斜面災害

芦北地方では、芦北町湯浦地区にしらすが分布しており、 そういった中で、今回の豪雨によって湯浦中学校に面した 斜面においてしらす地盤での斜面災害が発生した。湯浦中 学校は、図 3.1.1-37 に示すように葦北郡芦北町大字湯浦に 位置しており、今回の斜面災害は、写真 3.1.1-80 に示すよ うに南北に延びる中学校の校庭に面した斜面で発生し、一 部は校庭にまで及んだ規模の大きなものであった。

この崩壊面を見ると、写真 3.1.1-81 に示すように、著し く浸食を受けたしらすを確認することができた。ここでは、 斜面裾部に基礎部の固定を目的としたブロック積擁壁が 施工されていたが、今回の崩落が斜面内だけでなく、擁壁 にも応力が作用したため、写真 3.1.1-82 に示すようにブロ ック積擁壁も著しく被災していた。その周辺は、しらすが 泥流化したものも見られた。



図 3.1.1-37 湯浦中学校位置図(国土地理院地図に加筆 <sup>7)</sup>)



写真 3.1.1-80 被災箇所全景



写真 3.1.1-81 しらすの侵食状況



写真 3.1.1-83 泥流状のしらすを伴う湧水状況



写真 3.1.1-82 擁壁の被災状況と、しらすの泥流化状況



写真 3.1.1-84 平成 18 年災で確認されたパイピングホール

なお,この箇所では,平成18年に写真3.1.1-80の左側に示す箇所で同様な斜面災害が発生しており,ふとんかご工を 用いた盛土工で復旧している。そして,今回の災害は,前回被災しなかった南側の斜面が被災したものである。なお,前 回被災した箇所は,変状もなく,安定が確保されている状態にあった。

調査時には、写真 3.1.1-83 に示すように、泥流化したしらす地盤を伴う湧水箇所を確認することができた。なお、平成 18 年の災害では、写真 3.1.1-84 に示すような明確なパイピングホールを確認することができなかった。しかし、対策工 は、表 3.1.1-4 の工法比較表に示すように、湧水が顕著なことに加え、斜面基礎部の地盤が軟質にあることを考慮して、 透水性と地盤への追随性に優れ、平成 18 年度災害での実績も評価して簡易鋼製枠擁壁を採用した。



表 3.1.1-4 湯浦中学校擁壁工法比較検討表

#### (5) おわりに

今回は、令和2年7月豪雨での人吉、芦北地方に分布するしらす斜面崩壊について報告したが、水俣市でもしらす斜面 崩壊が発生している。今回報告した災害箇所の中には、既に工事が進められている箇所もある。しらすは、鹿児島地方で は、その分布域が広いため、様々な取り組みが行われているが、本報告が熊本県内でのしらす斜面対策の一助になればと 思う。最後に、本報告には、人吉市、芦北町からの協力を頂いた。ここに記して謝意を表しさせて頂くことにした。

#### 参考文献

- 1) 日本の地質「九州地方」編集委員会(1992):「日本の地質9 九州地方」
- 2) (一社)熊本県地質調査業協会(2008):「熊本県地質図(10 万分の 1)」
- 3) 春山元寿(1974):「豪雨による南九州の斜面崩壊,自然災害資料解析」
- 4) 国土交通省九州地方整備局監修:「土木工事設計要領 第I編共通編」
- 5) 鹿児島県土木部砂防課(2003):「急傾斜地崩壊対策事業の手引き」
- 6) 人吉市教育委員会(2020):「史跡人吉城跡 整備基本計画 第2版」
- 7) 国土地理院;地理院地図(電子国土Web) https://maps.gsi.go.jp/#16/32.168502/130.812728/&base=std&ls=std&disp=1&vs=c1j0h0k0l0u0t0z0r0s0m0f1 https://maps.gsi.go.jp/#16/32.269027/130.501378/&base=std&ls=std&disp=1&vs=c1j0h0k0l0u0t0z0r0s0m0f0

3.1.2 宮崎県県で発生した斜面崩壊 - 日南層群で発生した斜面崩壊(地すべり)串間市本牧地区 ·

伊集院弘尚<sup>1</sup>,福林良典<sup>2</sup>,神山惇<sup>2</sup>,末次大輔<sup>2</sup>

1 九州工営株式会社 設計部

2 宮崎大学・工学教育研究部

## (1) はじめに

令和2年7月豪雨により、イモ洗いのニホンザルが生息する島と して有名な宮崎県串間市の幸島から、南へ2.0kmほど国道448号を南 下した箇所で、路側構造物や道路に変状が生じた。当該箇所は、太 平洋を一望できる海岸線に造られた道路で、2010年(平成22年)か ら現在に至るまで、数回にわたり被災・復旧を繰り返している箇所 であり国道448号の道路管理上の要ともいえる場所である。

令和2年7月豪雨においては,擁壁の増し打ちアンカーの抜け出 し,擁壁の傾倒・沈下,道路のクラック等の変状が確認され,全面 通行止めによる通行規制が数か月間に渡り実施された。人的被害の 発生は免れたものの,地域経済や観光業,緊急輸送道路としての機 能に少なからず影響を与え,地域住民の生活に大きな制限を強いた ことは言うまでもない。

本事例報告においては、過去に発生した被災状況及び令和2年7 月豪雨で発生した被災状況を紹介しながら、地盤工学的観点から、 同じ箇所で繰り返し発生する道路災害防止に関しての1つの考えを 述べるものである。



図 3.1.2-1 調査位置図

#### (2) 調査地付近の地形地質

当該地付近は,四万十累層群-日南層群の泥質岩や混在岩が分布する地域である。宮崎県南部に広く分布するこの日南 層群は,その成因から地質構造が非常に複雑であり,地すべりや斜面崩壊の素因となりえる地質帯である。設計施工上に おいて留意すべき地質であることは,地元の土木関係者の中では既知の事実である。

#### 1) 地形

当該地付近は、宮崎県南部に広がる南那珂山体に区分 される地域であり、宮崎県串間土木事務所の東方約 14kmにある標高400m程度の山体東側斜面にあたる。 この斜面には海岸線へ向けて地すべり地形が多く発達 しており、等高線や水系の乱れとして明瞭に現れている。 地すべり地形の脚部は急崖をなし海岸浸食に常に曝さ れていることから、比較的活発に滑動しているものと考 えられる。

令和2年7月豪雨時に被災した箇所では、比較的規模 の小さな地すべりブロックとその地すべりブロックを 包含する大きな地すべりブロックが確認されている。



写真 3.1.2-1 2020.7.14 撮影 全景 3)



写真 3.1.2-2 2017.10.30 撮影 全景 2)



写真 3.1.2-3 2020.7.14 撮影 海岸浸食 3)





図 3.1.2-3 防災科学技術研究所 「地すべり地形分布図」-都井岬<sup>4)</sup>

図 3.1.2-2 空中写真判読による地すべり地形分布図 1)

#### 2) 地質

調査地付近には、新生界-古第三系-四万十累層群-日南層群が分布している。この日南層群は、砂岩、頁岩、混在岩、 砂岩頁岩互層等からなり、その地層構造は非常に不均質で複雑である。基本的には海底地すべり堆積物(オリストスト ローム)であると考えられており、スランプ褶曲構造や大小さまざまな岩片や岩塊を含む泥質岩基質の混在岩が確認さ れる。基質となる泥質岩類は、構造運動等により形成されたと考えられるスリッケンライン(鏡肌)を多く伴い、土工 掘削等に伴う応力開放により剥離面が形成されることで斜面崩壊の要因となる場合がある。



図 3.1.2-4 調査地付近の地質図 4)



写真 3.1.2-4 海岸部の露頭 断層 5)



写真 3.1.2-5 海岸部の露頭 頁岩優勢互層 5)



写真 3.1.2-7 頁岩中の鏡肌 5)



写真 3.1.2-6 海岸部の露頭 砂岩頁岩互層 5)



写真 3.1.2-8 海岸部の露頭 破砕帯 5)

## (3) 過年度における被災状況

#### 1) 平成 22 年度の災害

平成 22 年 7 月 3 日~4 日に、山側の沢部上流付近の斜面崩壊に伴う土砂の流出に伴う路面陥没や海側の擁壁やブロック積み擁壁の変状が確認された。この時、高畑山雨量観測所における観測値で、24 時間最大 265mm、時間最大 73mm の雨量を記録している。この被災に対して、対策工として山側斜面では、沢部に防護柵とコンクリートブロックを設置している。海側の擁壁については、擁壁の増し打ちアンカー及びブロック積み擁壁の現況復旧を行っている。



写真 3.1.2-9 H22 被災箇所近景 串間側より撮影<sup>4)</sup>



写真 3.1.2-10 H22 被災箇所近景 日南側より撮影<sup>4)</sup>



写真 3.1.2-11 H22 被災箇所遠景 4)



写真 3.1.2-12 H22 傾倒した擁壁<sup>4)</sup>

#### 2) 平成 24 年度の災害

平成24年6月27日に、山側の沢部上流付近の斜面崩壊に伴う土砂が道路へ流れ込み、平成24年に原形復旧したブロック積み擁壁が被災し完全に流出した。また、路側構造物の下部斜面も著しく流出し被災した。この時、気象台串間観測所の雨量データによれば、6月24日日雨量192mm、6月月間雨量824mmの雨量を記録している。

対策工として,被災したブロック積み擁壁は親杭アンカー工法により復旧が行われた。路側構造物の下部斜面には法枠 工が施工された。道路の完全復旧まで1年程度を要した。



写真 3.1.2-13 H24 被災箇所日南側より撮影<sup>6)</sup>



写真 3.1.2-15 H24 流失したブロック積み擁壁<sup>6)</sup>



写真 3.1.2-17 H24 道路被災状況 6)



写真 3.1.2-14 H24 被災箇所串間側より撮影<sup>6)</sup>



写真 3.1.2-16 H24 流失した擁壁下部の法面<sup>6)</sup>



写真 3.1.2-18 H24 道路復旧状況 6)

#### 3) 平成 28 年度の災害

平成28年7月10日ごろに,路面変状(クラック・沈下等)や法枠損傷拡大が発生している。宮崎県雨量観測所古都橋の雨量データによれば,7月9日日雨量約250mm,7月8日~7月16日期間雨量640mmの雨量を記録している。被災範囲としては,平成24年の被災範囲に概ね整合的である。

対策工として、道路のオーバレイやクラックの補修が実施された。



図 3.1.2-5 平成 24 年度災害時の調査図<sup>6)</sup>



図 3.1.2-6 平成 28 年度災害時の調査図<sup>6)</sup>



写真 3.1.2-19 H28 被災箇所 陥没 6)



写真 3.1.2-20 H28 被災箇所 クラック<sup>6)</sup>



写真 3.1.2-22 H28 被災箇所法枠損傷拡大<sup>6)</sup>

4) 平成 29 年度の災害

写真 3.1.2-21 H28 被災箇所 クラック<sup>6)</sup>

平成 29 年 10 月 29 日 台風 22 号通過時の大雨で,平成 24 年度の災害時に整備されて路側構造物下部斜面の法枠末端 部が大きく浸食されていることが確認された。約1月後の11月 28 日に法枠全体がクリープ的な重力移動で斜面下部へ向 かって移動していることが確認された。

気象庁雨量観測所串間市の雨量データによれば、9月月間雨量は498mm、10月月間雨量は409mm と過去10年平均(9月10年平均292mm、10月10年平均193mm)を上回る雨量を記録している。対策工として、ロックボルトを併用した法枠の全面改修及び水抜きボーリングが実施された。



写真 3.1.2-23 H29 被災箇所法枠 10 月 30 日撮影 2)



写真 3.1.2-24 H29 被災箇所法枠 10 月 30 日撮影 2)



写真 3.1.2-25 H29 被災箇所法枠 11 月 28 日撮影 <sup>7)</sup>



写真 3.1.2-26 H28 被災箇所法枠 11 月 28 日撮影 7)

## (4) 令和2年7月豪雨災害

#### 1) 被災状況

令和2年6月末から7月中旬ごろにかけて降った一連の大雨で,平成22年に被災した擁壁に対策工として設置され たアンカーの抜け出し及び路面のクラックや沈下,陥没等の変状が発生した。7月8日時点では,路面に若干のクラッ ク拡大が見られたものの,アンカーの抜け出しは確認されなかった。7月14日時点でアンカーの抜け出しが確認され, その後,道路変状も加速度的に進行し全面通行止めとなった。

宮崎県雨量観測所古都橋の雨量データによれば,6月27日~6月30日にかけては期間雨量317mm,7月3日~7月10日のかけては期間雨量569mmの雨量を記録している。6月27日から7月10日までの2週間で886mmの雨が降ったことになる。被災範囲としては,平成24年,平成28年の被災範囲に整合的である。



写真 3.1.2-27 R2 被災箇所 アンカー被災前 7月8日撮影 3)



写真 3.1.2-29 R2 被災箇所ガードレール 7月 14 日撮影 3)



写真 3.1.2-30 R2 被災箇所路面 撮影日不明 4)

写真 3.1.2-31 R2 斜面からの湧水(50L/分程度:目視) 7月 14 日撮影<sup>3)</sup>



写真 3.1.2-28 R2 被災箇所アンカー 7月 14 日撮影 3)

#### 2) 動態観測結果

当該箇所は国道448号の道路管理上の要ともいえる場所であることから,道路管理の一環として地盤伸縮計による動 態観測が実施されている。この動態観測結果は,WEB回線を通じて土木事務所等でリアルタイムに変位量を確認でき るほか,変位量が増大した場合,道路管理者へ異常を知らせる警報がメールで配信される。

以下に地盤伸縮計及び水位観測位置図を示す。



図 3.1.2-7 地盤伸縮計及び水位観測位置図 3)



図 3.1.2-8 令和 2 年度地盤伸縮計観測結果図 (S-1) <sup>8)</sup>



図 3.1.2-9 令和 2 年度地盤伸縮計観測結果図 (S-2)<sup>8)</sup>

図 3.1.2.-8 は、アンカー抜けだしが発生した擁壁と写真 3.1.2-30 に映るガードレールのある擁壁との相対変位(水平 方向)を計測したデータである。図 3.1.2-9 は、写真 3.1.2-30 に映るガードレールのある擁壁とガードレール基礎部分 との相対変位(上下方向)を計測したデータである。

図 3.1.2-8, 図 3.1.2.9 の観測結果を見ると、7 月豪雨時には両者ともに、大雨の降り始めの6月27日から1週間ほど 経って変位量が急増し始めること、また、その変位は降雨後もしばらく続いていることが確認される。このことから、 当該地の地盤変位は、土中の水分量、すなわち先行雨量を含めた降水量と何らかの関連性があるものと推測されること から、令和2年7月豪雨の期間を挟む2か月間の降水量と地盤伸縮計の変位量の関係について検討を行うこととした。 降水量については、先行雨量を考慮するため移動平均雨量との比較を行うこととした。検討期間は6月1日~7月31 日とする。移動平均雨量は当日を含めた日数とし、地盤伸縮計の変位量は日変位量とする。







S-1 (図 3.1.2-10) においては, 15 日~20 日移動平均雨量との相関性が比較的良いことが確認される。また, 1 日~5 日の移動平均雨量との相関性が非常に低いことも確認される。S-2(図 3.1.2-11)においては、15日~30日移動平均雨 量との相関性がやや良いことが確認されるが、S-1ほどの相関性は見られない。1日~10日の比較的短期間の移動平均 雨量との相関性が非常に低いことが確認される。S-1, S-2の変位量と移動平均雨量との関係から、短期間の移動平均雨 量との相関性は低く、15日以上の移動平均雨量との相関性が比較的良いことが大まかな傾向として確認される。

地盤伸縮計の日変位量と短期間移動平均雨量との相関性が低いということは、短期間の降雨では変位が発生しにくい ことを示唆しているものと考えられる。一方,地盤伸縮計の日変位量と15日以上の移動平均雨量との相関性が良いこ とは、豊水期等の長雨により地盤の飽和度が徐々に高まるにつれ、変位が発生しやすい状況になることを示しているも のと考えられる。

相関性が特に良い S-1 の 15 日移動平均雨量のグラフ(図 3.1.2-10(d))に着目すると、15 日移動平均雨量が 30mmの 時点で日変位量 0.4mm が想定され 40mm の時点で日変位量 1.0mm が想定される。15 日移動平均雨量が 50mm となれば 日変位量 2mm が想定される。日変位量をどの程度まで許容できるかは議論する必要があるが、半月で 450mm~600mm/ 月程度の雨が降れば、何らかの変位が発生する可能性を示唆していると考えられ、道路管理上のひとつの目安になると 考えられる。



S-2 1日移動平均雨量と変位量の関係



(e) 20 日移動平均雨量と地盤伸縮計の日変位量(S-2)

図 3.1.2-11 令和2年度地盤伸縮計移動量と移動平均雨量の関係 (S-2)



(b) 5日移動平均雨量と地盤伸縮計の日変位量(S-2)







(f) 30 日移動平均雨量と地盤伸縮計の日変位量(S-2)

#### 3) 地下水観測結果と雨量の関係

令和2年豪雨による道路変状を受けて、7月14日より既往の地下水観測孔を用いて自記水位観測を行っている。以下に令和2年豪雨で被災した擁壁の直下にある自記水位計観測結果を過年度観測結果と合わせて示す。



図 3.1.2-12 令和 2 年度地下水観測結果図 8)

令和2年7月豪雨時の水位は観測されていないが,最高水位のピークは概ねGL-1.00m程度付近まで上昇していることが確認される。「写真3.1.2-24 H29被災箇所法枠 10月30日撮影」を見ると,被災直後に「令和2年豪雨で被災した擁壁の直下」付近で湧水していることが確認されていることから,令和2年7月豪雨時にも著しく地下水位が上昇していたものと推測される。

## (5) 当該地における災害発生のメカニズムの推定

平成22年、24年の災害については、谷部からの溢れた大量の土砂や水が道路上に供給され、地下水の上昇に伴って 道路の路側構造物を巻き込んだ斜面が崩壊したものと推測される。その後、平成24年の災害復旧で抑止工として親杭 アンカー工が施工されてからはその効果が発揮され、それ以降は道路が完全に流失するような災害は発生していない。 しかし、平成24年に被災した範囲でクラックや沈下等の路面変状が継続的に発生していることや、過去に実施された アンカーリフトオフ試験<sup>2)</sup>で当該箇所に対策工として設置されたアンカーは過緊張状態であるということ、大雨時に おける地下水上昇が著しいこと等を考えると、平成24年に被災した範囲では、現在はアンカーの抑止力で何とか安定 性を保っているが、大雨等で地下水位が上昇するとせん断応力の低下に伴い道路路面上に変状が現れるといった変状メ カニズムが推測される。また、図3.1.2-8、3.1.2.-9 からは、雨の降り始めから地盤伸縮計が大きな変位を捉えるまでに 1週間程度要していることが確認されていることなどから、地下水は先行雨量の影響を受け徐々に上昇し、ある一定ま で上昇すると間隙水圧の上昇に伴い、アンカー抑止力と土塊の滑動力とのバランスが崩れ、道路に変状が発生するもの と考えられる。

令和2年豪雨時では、このアンカー抜け出しが発生しており、アンカーの抑止力が大きく低下していると考えれば、 今後、豊水期に大雨が降れば、平成24年に発生した道路が流失するような大規模な災害が発生することが懸念される。

#### (6) 今後の課題

同じ箇所で災害が繰り返し発生する要因として、「地質」や「地形」といったその箇所の地盤特性が関与している。 災害復旧では、この特性を理解したうえで、災害発生メカニズムを検討しその要因を取り除く、もしくは改善するよう な復旧対策が必要となるが、同じ箇所で災害が繰り返す場合、地盤特性の理解不足や災害発生メカニズムを考慮してい ない、もしくは考慮していても、災害発生メカニズムに適合した対策工法が選択されていない等の要因が考えられる。 また、事後保全や原形復旧といった施設保全や災害復旧の従来の考え方も、同じ箇所で災害が繰り返す1つの要因とし て考えられる。

当該地については、非常に不均質な状態の日南層群の混在岩(メランジュ)等の地質が分布している地域である。地 形的には大小の地すべり地形が非常に多く確認される地域であり、斜面脚部付近は自然状態の海岸線で浸食場となって いることなどから、斜面土砂移動が活発な地域であることが容易に推測される。また、谷出口付近であることなどから 雨水が集まりやすい地形的な特徴も確認される。このような当該地が抱える様々な素因を念頭に、崩壊メカニズムを検 討しその要因を低減できる災害復旧対策を予防保全的な視点で行うことで、同じ箇所で繰り返し発生する災害を幾分か 減らすことが可能であると考える。

そのためには、災害復旧時の調査や観測等のさらなる充実、設計外力の見直し、専門家や学識経験者の関与、産官学の連携強化、事後保全からの脱却、事業のより上流側での予防保全の取り組み、改良復旧の推進等を推し進めていくことが肝要であると考える。

最後に地球温暖化の影響等による豪雨災害が毎年のように頻発する中で,我々,地盤系の技術者や研究者等が持てる 知識や経験等を,社会資本整備の中に積極的に還元できるよう,我々自身も日々努力を重ねていくことが重要であると 考える。

#### 謝辞

宮崎県県土整備部および串間土木事務所には,情報提供ならびに現地調査において多大なご協力をいただいた。記して 謝意を表す。

#### 参考文献

1)	宮崎県	串間土木事務所	国際航業株式会社	平成22年度與	₹単道調第36−	-B号	国道448号	石波工区	道路予備設計	3-15p.
2)	宮崎県	串間土木事務所	株式会社共同技術コン	/サルタント	平成28年度	県単維持第	第01-2-A号	国道448号	骨本牧第2地⊵	ミアン
	カー調査	至・対策検討業務	142p.							

3) 宮崎県 串間土木事務所 九州工営株式会社 令和2年度 維持調査第02-B 号 国道448号 本牧第2工区 現地踏査業務 21p.

4) 宮崎県 串間土木事務所 国道448号 本牧第2工区 説明資料 2020.7.27 45p.

5) 宮崎県 串間土木事務所 九州工営株式会社 平成27年度 第2回宮崎県道路トンネル検討会資料 24p.

6) 宮崎県 串間土木事務所 株式会社ウエスコ 平成28年度維持調査 第05-A--号 国道448号 本牧第2地区 地質調査業務 10-10p

7) 宮崎県 串間土木事務所 九州工営株式会社 平成29年度 維持調査第03-A--号 国道448号 本牧第2地区 地滑り調査 26p.

8) 宮崎県 串間土木事務所 九州工営株式会社 平成31年度 県単維持 第00-03-2-10号 国道448号 本牧第2地区 地すべり自動観測業 務 37p.

## 3.1.3 鹿児島県で発生した斜面崩壊

酒匂一成<sup>1</sup>, 伊藤真一<sup>2</sup>, 本田信孝<sup>3</sup>

- 1 鹿児島大学・学術研究院理工学域工学系
- 2 鹿児島大学・学術研究院理工学域工学系
- 3 (株)日本地下技術·技術部

#### (1) 鹿児島県内で発生した土砂災害の概要

鹿児島県土木部砂防課の報告 <sup>1</sup>によると,図 3.1.3-1 に示すように令和 2 年度に鹿児島県内での土砂災害発生件数は, 91 件(がけ崩れ 80 件,土石流等 11 件)であった。平成 22 年から令和元年までの年平均土砂災害発生件数は 88 件であ り,ほぼ発生件数は例年通りであった。そのうち,7月豪雨では県内 16 市町で 69 件(がけ崩れ 59 件,土石流等 10 件) の土砂災害が発生し,人的被害として負傷者 1 名,家屋被害 36 戸の被害が発生した。鹿児島県土木部砂防課の推定では, もし土砂災害対策施設が整備されていなければ,さらに 22 箇所で土砂災害が発生していた可能性がある。22 箇所の施設 整備に約 61 億円要しているが,約 150 億円の資産(人命を除く)を保全することができたと試算されている。



図 3.1.3-1 令和 2 年鹿児島県の土砂災害発生状況図 1)

図 3.1.3-2 に鹿児島地方気象台がまとめたアメダス総降水量の分布図<sup>2)</sup>((a)7月3日~7月4日),(b)7月5日~7月6日)を示す。図より、北薩地域や鹿屋市付近で記録的な大雨が降っていたことがわかる。7月2日18時頃から降り始め、3日昼前から激しい雨が断続的に降っていた。また、5日夜の初めから6日昼前にかけて局地的に猛烈な雨が降っており、鹿屋市では、5日~6日の2日間の総降水量が、7月の月降水量の平均値(252.4mm)を大きく上回る526.0mm降った。



(a)7月3日~7月4日<sup>2)</sup>



(b)7月5日~7月6日<sup>3)</sup>
図 3.1.3-2 アメダス総雨量の分布図<sup>2),3)</sup>

7月5日~6日の雨で, 鹿屋市では, 日降水量および1, 3, 6, 12, 24, 72時間降水量が観測史上1位となっている。 本報告では, 斜面崩壊の一例として, 鹿児島県志布志市有明町樽野地内および鹿児島県曽於市大隅町別府地内で発生した 斜面崩壊による被災状況を報告する。

#### (2) 鹿児島県志布志市有明町樽野地内

ここでは、鹿児島県志布志市有明町樽野地内での被災状況を紹介する。図 3.1.3-3 に気象庁の志布志観測所のデータから作成した7月2日~8日までの降水量および土壌雨量指数を示す。志布志観測所周辺では、7月3日から雨が降り始め、7月6日昼前に時間雨量80mmを超える激しい雨が降っていることがわかる。鹿児島県土木部砂防課の報告によると、7月6日の午前9時頃に災害が発生しており、激しい雨が降っている最中に斜面が崩壊していることが伺える。



図 3.1.3-3 7月2日~8日の降水量および土壌雨量指数(志布志観測所)

図 3.1.3-4 に被災箇所周辺の平面図,図-3.1.3-5 に被災前の崩壊現場の状況を示す。本現場は、シラス台地縁辺部に位置



図 3.1.3-4 被災箇所の平面図 (鹿児島県土木部提供)

図 3.1.3-5 被災前の崩壊現場の状況 (Google earth に加筆)



(a) 流路工の位置と崩壊箇所の関係



(b) 人家隣接部の被災状況



(c) 砂防堰堤方向の崩壊状況写真 3.1.3-1 調査時の現場の状況



人家隣接部の崩壊



② 人家隣接部の航空写真写真 3.1.3-2 人家隣接部の崩壊状況(鹿児島県土木部提供)

し、谷部は砂防指定地に指定されており、住宅と畑に沿って流路工が設置されている。また、谷部の渓流には砂防堰堤が 設置されている。今回の雨により、延長 20m、幅 40m、高さ 20m の規模で崩壊が生じた。写真 3.1.3-1 に調査時の現場の 様子、写真 3.1.3-2 に鹿児島県土木に提供いただいた被災状況写真を示す。これらの写真から、崩壊斜面の地層は、シラ スの上に火山灰質粘性土が堆積している斜面であることがわかる。水路工については、斜面側が高く盛土されており、流 路工から溢れた水が斜面を侵食することは考えにくい。おそらく、激しい雨により、斜面の一部が崩壊し、徐々に崩壊箇 所が拡大し、人家隣接部まで達してきたものと考えられる。

## (3) 鹿児島県曽於市大隅町別府地内

ここでは, 鹿児島県曽於市大隅町別府地内での被災状況を紹介する。本現場は, シラス台地の縁に位置する市道馬場竹山線沿いのシラス斜面で崩壊が発生した箇所である(図 3.1.3-6)。



(a) 被災箇所(地理院地図に加筆)
(b) 被災前の状況(Google earth に加筆)
図 3.1.3-6 被災箇所(鹿児島県曽於市大隅町別府地内)

図 3.1.3-7 に鹿児島県土木部から提供いただいた別府谷(砂防指定地)の平面図を示す。図より,被災斜面には,第1渓流から第4渓流まで4つの渓流が確認されている。この渓流では平成30年度から崩壊が続いている。平成30年7月豪雨では,第1渓流の侵食崩壊が拡大した。この時,仮排水路が第4渓流側に設置された。そして,今回の令和2年7月豪雨では,その仮排水路が流出し,第4渓流で大規模な侵食崩壊が発生した。



図 3.1.3-7 別府谷の平面図(鹿児島県土木部提供)

図 3.1.3-8 に被災箇所に近い,気象庁の大隅観測所のデータから作成した7月2日~8日までの降水量および土壌雨量 指数を示す。大隅観測所周辺では、7月3日から4日昼頃にかけて225.5mm、7月5日~6日の2日間で381mmの累積雨 量が記録されている。土壌雨量指数についても、50~300の範囲で推移しており、いつ土砂災害が発生してもおかしくな い状況であったことが伺える。



図 3.1.3-8 7月2日~8日の降水量および土壌雨量指数(大隅観測所)

写真 3.1.3-3 に鹿児島県土木部から提供いただいた別府谷における令和元年からの被災状況の航空写真を示す。図より, 豪雨のたびに,第1渓流の侵食崩壊が拡大していき,今回の雨で第4渓流でも大規模の崩壊が発生したことがわかる。



写真 3.1.3-3 別府谷の被災経過の航空写真(鹿児島県土木部提供)
この斜面では、流路工により台地上の田畑や道路の水を谷部へ排水させていたが、2018年7月の豪雨による侵食崩壊(第 1 渓流)で流路工が流出し、仮排水路(コルゲート管)による応急対策がなされていた。2019年7月の豪雨により、流量 過多により仮排水路が流出し、第1渓流の侵食崩壊が拡大した。そこで、仮排水路(コルゲート管)を第4渓流へ再設置 していたが、2020年7月の豪雨により仮排水路が流出し、第4渓流に大規模な侵食崩壊が発生した。それぞれの渓流は、雨のたびに崩壊範囲が拡大しており、約50m程度のシラスの急崖が形成されている。

写真 3.1.3-4 は、第1 渓流の崩壊箇所の写真であり、崩壊下端では湧水箇所が見られ、徐々に侵食が進んでいることが 観察される。また、斜面上部に千切れたコルゲート管が見られる。



写真 3.1.3-4 第1 渓流の崩壊箇所の状況

写真 3.1.3-5 は、第4 渓流の崩壊箇所の写真であり、崩壊下端では湧水箇所が見られ、徐々に侵食が進んでいることが 観察される。第4 渓流上部に仮設排水路(コルゲート管)が設置されていたが、大雨による排水量過多により、コルゲー ト管が千切れ、千切れたコルゲート管からの排水により、侵食が拡大した。



写真 3.1.3-5 第4 渓流の被災状況

現在,台地上の雨水は,付近を通る国道269号にポンプを用いて排水処理されている。このように,シラス台地の縁辺 における斜面では,台地上の宅地,田畑や道路からの排水の処理方法について,近年の降雨量を考慮した再検討が必要で あるが,一部の排水能力を向上させたとしても,さらに下流の地域に水が集まることにつながることが課題として考えら れる。

### 謝辞

調査を行うにあたり、鹿児島県土木部道路建設課、鹿児島県土木部砂防課、鹿児島県大隅地域振興局、曽於市のご協力 を得た。ここに謝意を示す。

### 参考文献

- 1) 鹿児島県土木部砂防課: 令和2年土砂災害発生状況, http://www.pref.kagoshima.jp/ah08/infra/sabo/r2dosyasaigai.html, (2021年4月22日 時点)。
- 2) 鹿児島地方気象台:災害時気象資料-令和2年7月3日から4日にかけての鹿児島県の大雨について-, https://www.data.jma.go.jp/fukuoka/chosa/saigai/20200705\_kagoshima.pdf, (2021年4月22日時点)。
- 3) 鹿児島地方気象台:災害時気象資料-令和2年7月5日から6日にかけての鹿児島県の大雨について-, https://www.data.jma.go.jp/fukuoka/chosa/saigai/20200708\_kagoshima.pdf, (2021年4月22日時点)。

3.2 九州北部地域の斜面災害

### 3.2.1 福岡県で発生した斜面崩壊

(1) 福岡県の地形・地質と斜面災害の発生状況の概要

村上 哲1, 小野 将太郎2

- 1 福岡大学 工学部社会デザイン工学科
- 2 福岡大学大学院 工学研究科建設工学専攻

#### 1) はじめに

令和2年7月豪雨における福岡県の土砂災害および道路被害の状況を,市町村ごとにまとめ,発生状況の地域性と被害 形態の特徴を明らかにする。

#### 調査に用いた資料

本調査で用いた資料は、福岡県提供の令和2年7月豪雨に関する情報(第71報)<sup>1)</sup>と令和2年7月豪雨による災害査 定資料である。これらの資料から、土砂災害に関しては、資料1)より、道路被害については災害査定資料から道路に関す る被災事例を抽出し分析に用いた。なお、災害査定資料には福岡県、および、福岡市、北九州市を除く市町村管理の道路 について記録されているため、福岡市、北九州市の道路被害件数については、資料1)から抽出した。なお、国管理の道路 被害については、本調査には含まれていない。

### 3) 土砂災害の発生状況

福岡県提供の令和2年7月豪雨に関する情報(第71報)<sup>1</sup>より,土砂災害(住民やその資産に被害を加えたものであ り,住宅に関与しない事例は含まれていない)の市町村別集計結果を整理したものが,表 3.2.1-1 である。また,土砂災 害の発生件数ごとに色分けした図が図 3.2.1-1 である。現在の報告では,土砂災害における土石流は報告されておらず, 地すべりも大牟田市の4件であった。最も多いのはがけ崩れであり,286件に上る。市町村別には,大牟田市,みやま市 の陣に多く,次いで,福岡市,北九州市となっている。令和2年7月豪雨における福岡県内の降水状況<sup>2</sup>)と比較すると, 比較的短期間の降水が高かった大牟田市,みやま市での件数が多い。一方,県内ではそれほど高い降水量ではなかった福 岡市,北九州での件数が多いのは,人口が多い市町村でもあり土砂災害となるケースが多くなったためと思われる。全体 として,降水量が高かった市町村で土砂災害が生じたといえる。

分類	市町村における発生件数
がけ崩れ(286)	大牟田市(106),みやま市(72),福岡市(32),北九州市(17),八女市(9),添田町(9),久留米市 (7),古賀市(4),中間市(3),糸島市(3),東峰村(3),川崎町(3),福智町(3),直方市(2),筑柴 野市(2),田川市(1),豊前市(1),うきは市(1),篠栗町(1),粕屋町(1),水巻町(1),桂川町(1), 筑前町(1),広川町(1),苅田町(1),築上町(1)
地すべり(4)	大牟田市(4)
土石流(0)	報告なし

表3.2.1-1 令和2年7月豪雨による土砂災害の市町村別発生状況

### 4) 道路被害の状況

道路被害状況をまとめるに当たり,令和2年7月豪雨に関する情報(第71報)の記載を検討したところ,市町村ごとの集計でその判断基準に偏りが見られたため,災害査定資料に基づき,福岡県内市町村別の発生状況を調査した。用いた 資料は,福岡県提供の災害査定一覧である。この一覧には,福岡県,および,福岡市,北九州市を除く市町村管理の道路 について記録されている。福岡市で生じた道路被害のうち災害査定の対象となる事例は,ヒアリングの結果,無かった。 北九州市については,未確認であるため,令和2年7月豪雨に関する情報(第71報)記載の数値を用いることとした。 (北九州市1件)



図 3.2.1-1 令和 2 年 7 月豪雨による土砂災害の市町村別発生状況

表-3.2.1-2 は、被害の分類ごとに市町村で生じた被害件数を示したものである。なお、災害査定一覧表の被害状況を参 考に、路肩崩壊、法面崩壊・斜面崩壊、兼用護岸崩壊、舗装損傷・崩壊、土砂堆積の5項目に分類した(判別つきがたい ものも含まれているので、数値は参考値と考える)。国直轄道路、高速道路、北九州市を除いたものである。この表をみ ると、路肩崩壊と兼用護岸崩壊がそれぞれ 133 件、38 件と高く、多くは表流水や河川水の流体力による被害が多いと推 察される。また、法面崩壊・斜面崩壊は 48 件と、路肩崩壊と比較して少ないものの、道路に与える影響が大きいことか ら、軽視できない件数であると思わる。(冠水による被害は含まれない)

表3.2.1-2 令和2年7月豪雨による道路被害の市町村別発生状況(北九州市、および、国直轄道路、高速道路を除く)

分類	市町村における発生件数
路肩崩壊(133)	八女市(48), みやま市(41), 柳川市(13), うきは市(10), 大牟田市(8), 朝倉市(5), 添田町(5), 大川市(2), 嘉麻
	市(1),
法面崩壊・斜面崩壊(48)	朝倉市(15), 八女市(7), 大牟田市(5), 筑前町(4), 添田町(3), 糸島市(3), 久留米市(2), 広川町(2), みやま市
	(1), 直方市(1), 豊前市(1), 宗像市(1), 桂川町(1),
兼用護岸崩壊(38)	八女市(29), うきは市(3), 大牟田市(2), 添田町(1), 広川町(1), 古賀市(1), 東峰村(1),
舗装損傷・崩壊(9)	添田町(2), みやこ町(2), うきは市(1), 大牟田市(1), 朝倉市(1), みやま市(1),
土砂堆積(1)	朝倉市(1),
合計(228)	八女市(84), みやま市(43), 朝倉市(22), 大牟田市(16), うきは市(14), 柳川市(13), 添田町(11), 筑前町(4), 広
	川町(3), 糸島市(3), みやこ町(2), 久留米市(2), 大川市(2), 古賀市(1), 東峰村(1), 直方市(1), 豊前市(1), 宗
	像市(1), 桂川町(1), 嘉麻市(1),



図 3.2.1-2 令和 2 年 7 月豪雨による道路被害件数の分布

図 3.2.1-2 は、表 3.2.1-2 の合計欄の数値に、北九州市の1件を加え、地図として示したものである。道路被害数が多い 市町村は、みやま市、八女市などの筑後南部、うきは市、朝倉市、添田町など福岡県中西部である。これらの地域は、今 回の豪雨で、雨量が多い地域であり、第1の要因として、降雨により道路被害が増加したと考えられる。平成 21年7月 中国・九州北部豪雨以降の豪雨イベントの雨量特性値に対する今豪雨の雨量特性値の比で定義される雨量超過比<sup>2)</sup>が1を 超えたエリアは、熊本県県境付近の筑肥山地エリア、矢部川上流の八女市矢部村エリア、耳納山地エリア、英彦山山地エ リアと判断された。被害数が多い市町村はそれらのエリアを含む市町村である。このことから、少なくとも平成 21年7 月中国・九州北部豪雨以降の過去の豪雨経験よりも大きな降雨イベントとなった地域で、多くの被害が生じたと推察され る。しかし、平成 24年7月九州北部豪雨で甚大な被害が生じた八女市黒木町や八女市星野村などや、平成 29年7月九州 北部豪雨で甚大な被害が生じた朝倉市の一部などでは、雨量超過比1を下回っている地区もあるため、経験豪雨よりも大 きな降雨イベントが被害を増大させた要因であるかどうかは、より詳細な分析が必要である。

災害を経験することにより,被災箇所の復旧・対策を実施することで,地域の防災力は向上すると思われる。八女市で は平成24年7月九州北部豪雨,朝倉市では平成29年7月九州北部豪雨を経験しているものの,今豪雨においても被害 が周囲の市町村に比べ,多くの被害が生じている。両市とも広い行政区域を有しており,両市内の被災箇所とその状況を 過去の災害と比較検討する詳細な分析を行うことで,被災経験による地域の災害免疫力の向上を調査することが可能と なると考える。

### 5) まとめ

令和2年7月豪雨における福岡県の土砂災害および道路被害の状況を,福岡県提供の令和2年7月豪雨に関する情報 (第71報)<sup>1)</sup>と令和2年7月豪雨による災害査定資料を用いて,市町村に着目した発生状況の地域性と被害形態の特徴 を明らかにした。得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 令和2年7月豪雨で生じた土砂災害は,福岡県内の降水状況<sup>2)</sup>と比較すると,比較的短期間の降水が高かった大牟田市,みやま市での件数が多かった。一方,県内ではそれほど高い降水量ではなかった福岡市,北九州での件数が多いのは,人口が多い市町村でもあり土砂災害となるケースが多くなったためと考えた。全体として,降水量が高かった市町村で土砂災害の発生が確認された。
- (2) 道路被害数が多い市町村は、みやま市、八女市などの筑後南部、うきは市、朝倉市、添田町など福岡県中西部であった。これらの地域は、今回の豪雨で、雨量が多い地域であり、第1の要因として、降雨により道路被害が増加したと考えた。
- (3) 雨量超過比が1を超えたエリアは、熊本県県境付近の筑肥山地エリア、矢部川上流の八女市矢部村エリア、耳納山地 エリア、英彦山山地エリアと判断された。被害数が多い市町村はそれらのエリアを含む市町村であった。このことか ら、少なくとも平成21年7月中国・九州北部豪雨以降の過去の豪雨経験よりも大きな降雨イベントとなった地域 で、多くの被害が生じたと推察した。
- (4) 災害を経験することにより、被災箇所の復旧・対策を実施することで、地域の防災力は向上すると思われる。八女市では平成 24 年 7 月九州北部豪雨,朝倉市では平成 29 年 7 月九州北部豪雨を経験しているものの、今豪雨においても被害が周囲の市町村に比べ、多くの被害が生じていた。両市とも広い行政区域を有しており、両市内の被災箇所とその状況を過去の災害と比較検討する詳細な分析を行うことで、被災経験による地域の災害免疫力の向上を調査することが可能となると考える。

### 謝辞

本研究の一部は、文部科学省科学研究補助金基盤研究(A)(20H00266)(代表:安福規之(九州大学))の助成を受け て行ったものです。また、本研究で用いた被害状況は、福岡県道路整備課より提供いただいた。

- 参考文献
- 1) 福岡県:令和2年7月豪雨に関する情報(第71報),2020.
- 2) 村上哲:令和2年7月豪雨における福岡県内の降水状況と過去の豪雨災害時との比較一福岡県雨量観測値を用いた分析-,地盤工学会令和2年7月九州豪雨地盤災害調査団資料,2020.

# 3.2.1 福岡県で発生した斜面崩壊

## (2) のり面崩壊

# 佐藤 秀文1, 東風平 宏2, 平江 文武3

- 1 平成地研(株)
- 2 基礎地盤コンサルタンツ(株)九州支社
- 3 日本地研(株)

### 1) はじめに

今回の豪雨による福岡県の道路斜面崩壊は、その大半が写真 3.2.1-1 に示すような表層崩壊であるが、主要地方道筑紫 野三輪線朝倉郡筑前町では、写真 3.2.1-2 に示すように比較的規模の大きな崩壊(弥永地区)と 30m×15m の崩壊(栗田 地区)が発生している。特に弥永地区は前回の平成 30 年豪雨時にもこの近傍で崩壊が生じ通行止めになっており、降雨 時ののり面崩壊頻度が高いこの路線の崩壊について今回の現地調査と福岡県から提供された地質調査結果を基に崩壊斜 面の特徴、崩壊発生のメカニズム等について考察する。



写真 3.2.1-1 表層崩壊状況 (事例:県道 590 号安谷赤谷線)



写真 3.2.1-2 筑紫野三輪線 崩壊状況



### 図 3.2.1-3 調査位置図

### 2) 周辺の地形・地質特徴

#### a) 地形的特徵

斜面崩壊が発生した箇所は、筑前町役場の東南東約 4.0km の山地裾部に位置する。筑紫野市から筑前に至る山麓道路で

ある主要地方道筑紫野三輪線のうち,距離程 13k500~14k200の下り線側斜面の2箇所で比較的大きな規模の崩壊が発生している。

当該地は、標高 405m の目配山の南西側に位置する標高 100~200m 級の低起伏山地の西縁にあたる。沢地形は不規 則に発達し、斜面末端部や沢の出口に溜池が点在し、水が 豊富であると想定される。一方、当該地の西側に広がる平 坦地は、約 1200km<sup>2</sup>の面積を有する九州最大規模の筑紫平 野であり、水田等の耕作地として広く利用されている。筑 紫平野は、地形的に「段丘地」、「沖積低地」および「干拓地」 の3 つに大別されるが、調査地周辺には段丘地が発達し、 耕作地や果樹園などの土地利用がされている。

今回,災害が発生した両地区は,斜面中腹~末端部に位置し,道路開通に伴い両切された切土斜面であり,法枠工 やグラウンドアンカー工によって法面対策されている。

14k200 付近の弥永地区では尾根地形部で崩壊が発生しており、中間部に谷地形が法面横断方向に認められる。一方、13k500 付近の栗田地区も尾根地形部にあたり、上方斜面では植生の根曲がりも認められる。



図 3.2.1-4 広域の色別標高図 (出典:電子地形図 25000(国土地理院))

#### b) 地質的特徴

調査地付近の基盤岩は、図 3.2.1-5 に示す古生代の三郡変成岩類と中生代後期の糸島型花崗岩類(朝倉花崗閃緑岩)である。三郡変成岩類は、周辺の山地や耳納山地を構成する岩盤であり、主に泥質、砂質、石英質の片岩からなる。その走向は、東西ないし北西-南東方向である。花崗岩類は、北側の山地に広く分布し、耳納山地にも一部認められる。

平野部には,第四紀更新世の段丘堆積物と沖積層が分布している。段丘堆積物は,後背山地から供給された土砂が,筑 後川やその支流によって運搬・堆積された地層であり,主に,砂質土や礫混じり土からなり,粘性土と互層をなしている。 沖積層は,段丘面の下位に分布しており,非海成の堆積物である。

今回の崩壊箇所には三郡変成岩類の泥質片岩が主に分布し、片理構造が発達していることから、風化に伴って、分離・ 細片化し易い性質を有している。片理は大局的に南南西へ傾斜するとされており、のり面に対し流れ盤構造を示すことに なる。また、片理に斜交する節理面の発達も顕著であり、当地基盤岩は不連続面が多く内在する。なお、浅い谷地形部に は基盤岩の岩片を含む軟質な崖錐堆積物が堆積している。



図 3.2.1-5 対象地域の地質図(出典:1:200,000 地質図 福岡(通商産業省工業技術院地質調査所))

#### 3) 弥永地区の崩壊

#### a) 崩壊規模の概要

主要地方道筑紫野三輪線弥永地区は平成30年度と今回の令和2年度に斜面崩壊が発生し、災害当初より全面通行止め、 片側交互通行になり、現在も延長300mに渡って片側交互通行である。

のり面崩壊の発生位置は図 3.2.1-6 に示す。令和2年の崩壊は道路左側斜面(下り線)が幅 95m 高さ 30m の大きさで発

生している。この崩壊は左・右側各々で土砂 が大きく流出し、中央部は下方のずれている ものの地山が残置している。調査区間は建設 当初からのり面・斜面安定施設(抑制工の横 ボーリング工や吹付枠工など、抑止工のグラ ウンドアンカー工や地山補強土工)が施され ている。両サイドは微地形で沢地形を呈して おり、この沢地形上で小崩壊が発生したと考 えられる。中央部は上記ののり面安定施設が 抵抗体となって、現地に地山が残置している と考えられる。ただ、崩壊ブロックの頭部滑 落崖は連続して巻き込んでいるため、崩壊深 さはかなり深い位置にあると考えられる。

平成30年の斜面崩壊は反対側の右斜面(上 り線)で幅10mから20mの崩壊が3カ所で 発生している。これらの崩壊はいずれも微地 形で沢地形を呈しており、自然斜面から植生 のり面で発生している。一つ一つのブロック は小さく、崩壊深さはせいぜい2~3mの表層 崩壊と考えられる。

2 カ所の崩壊カ所はのり勾配・のり面保護・ 土地利用状況等はほぼ同一であることから, 崩壊規模の違いは地質構造の違いによるも のと考えられる。左側のり面は基盤岩が流れ 盤構造であり,基盤岩風化帯ですべり面を形



図 3.2.1-6 弥永地区の崩壊位置平面図

成し、大きなすべり崩壊が生じたものと考えられる。一方、右側のり面は受け盤構造であり、基盤岩部は崩壊しにくい地 盤状態である。よって、沢地形に沿って表土・未固結土部分が降雨とともに崩壊したと考えられる。

#### b) 崩壊発生当時の降雨特性

平成 30 年と今回令和2年の崩壊発生の時間降水量グラフを図 3.2.1-7 に示す。平成 30 年は7月5日の朝から降り始めた降雨が6日の18時に最大時間降水量41.5mm,累積降水量341mmを記録した。崩壊はその時点で発生したものである。崩壊発生時間は雨量強度と密接の関係しており、典型的な表層崩壊の特性である。





- 一方,令和2年の災害時降雨状況は次のとおりである。
  - (1) 降雨は7月5日の夕刻から降り始め、20時間経過した6日の13時最大時間降水量58mmを記録した。その時 点での累積降水量は172mmである。
  - (2) 雨は8日未明まで10mm/h前後で降り続け,累積降水量は490mmに達する。
  - (3) その後,30時間程度無降水状態があったが、7月9日13時頃から再び降り始め、2回の降雨イベントが生じている。1回目は9日13時から10日3時の連続降水量77mmと10日11時から11日4時までの連続降水量113mmである。
  - (4) 弥永地区は 11 日に崩壊が確認されており,崩壊発生時間は 11 日未明の時間帯と推測される。なお,一連の雨の累積降水量 681mm に達している。

大きなすべり崩壊の場合,崩壊は最大時間降水量を記録した時刻より遅れて発生することは広く知られている。その理 由はすべり発生が地下水位上昇に伴う過剰間隙水圧に起因しているためである。幅 90m 程度の崩壊の事例を図 3.2.1-8 に 示す。このときの崩壊発生時間は最大時間降水量より 9 時間遅れの降雨イベントの末期であった。地盤の種類や強度やの り面保護の状態で違いはあると考えられるが,弥永地区の崩壊は通例よりかなり遅いと考えられる。その理由は,弥永地 区のり面には安定施設(抑制工の横ボーリング工や吹付枠工など,抑止工の地山補強土工)が施されていたため,それら の構造物が抵抗体となり,崩壊発生を遅延させたと考えられる。なお,抑止工の地山補強土工は今回の崩壊に対しては長 さが不足していたと考えられる。



図 3.2.1-8 宮崎県における国道のり面崩壊の事例(発生年度:平成 20 年) (資料は国土交通省宮崎河川国道 HP および気象庁降水量記録より)

#### c) 崩壊斜面の特徴

筑前町弥永地区の斜面崩壊は、南北に縦断する主要地方道筑紫野三輪線の下り線側の西向き切土のり面にて発生した (崩壊幅約 95m,高さ 35m 程度)。なお、前年の令和元年7月に発生した崩壊は、道路を挟んで南東の上り線側の東向き の斜面に位置している。



図 3.2.1-9 崩壊斜面スケッチ

図 3.2.1-9 及び図 3.2.1-10 に示すように, 崩壊は切土勾配 1:1.0 程度ののり面 3~4 段 と背後の尾根地形を巻き込んで発生してい る。

のり面には様々なのり面保護工や抑制・抑 止工が敷設されており,起点側ではアンカー 付き法枠工(枠断面 500mm)や里道背後の緩 傾斜による切土,終点側では法枠工(枠断面 200mm),抑止杭工(マイクロパイル)がそ れぞれ確認される。なお,今回の崩壊は起点 側のアンカー付き法枠工の施工端部を起点 とし,それより終点側区間にて発生している。

写真 3.2.1-3 で見られるように、本崩壊は 大局的にみて、アンカー付き法枠を端部とす る起点側の崩壊(A)と、道路曲線部にあた り最も西側に張り出した尾根部に当たる終 点側崩壊(B)に分けられ、両者の間には植 生が繁茂した未崩壊のり面が残っている。ま た、各崩壊ともに道路からの比高差 10~15m 付近(①)、20~25m 付近(②)に滑落崖が 発生する。一方、これら両崩壊を包括するよ うにさらに背後の比高差 30~35m(③)の位 置で滑落崖が連続する崩壊(C)が確認され る。

以上のように,弥永地区の崩壊については 起点側の A ブロックを①と②,終点側の B ブロックを①と②,これら A・B ブロックを 包括する C ブロックを③として,その概要を それぞれに示す。



図 3.2.1-10 崩壊斜面模式断面



写真 3.2.1-3 崩壞斜面全景

#### i) A ブロック

A ブロックは起点側の里道から下方の深く V 字に深くガリー浸食が進み,土砂の流出が著しい範囲を A-①ブロックとし,これを包括し表層部の浅い崩壊も発生するが,概ね地山が残る範囲を A-②ブロックとした(写真 3.2.1-4)。

[ブロックの概要]

```
A-①ブロック 幅 10m 程度,高さ 15m 程度
```

A-②ブロック 幅15m程度,高さ20m程度

A-①ブロックの滑落崖や崩壊斜面の末端では風化泥質片岩が露出しているが、表層は土砂化した強風化層が覆われて おり、ボーリング結果でも含水が極めて多く軟質化している箇所も確認されていることから、流出した大半の部分は強風 化層に相当すると考えられる。一部、露岩で確認できる片理面の走向は北西-南東方向、傾斜は北東方向に 25°程度傾 斜と斜面に対して緩い受け盤となり、一方で滑落崖と調和的な節理面は北東-南西方向、北西に 70°程度と高角度の流 れ盤で傾斜する(写真 3.2.1-5)。ただし、露岩は崩壊地内の表層部にあたり、変位している可能性もあり、実際に終点側 では流れ盤構造の露頭も確認されているなど、構造に関する情報は少なく詳細は不明である。また、ガリー浸食の末端部 で貫入岩の存在が確認される。本ブロックは終点側の B-①ブロックに比べても洗堀が著しいことから、この貫入岩もし くは浸食の北側が直線的な壁をなしていることから構造的な要因による岩盤劣化(変質)の進行による影響も推察される が、露頭やボーリング調査にて確認されていないことから推測の域をでない(写真 3.2.1-6, 3.2.1-7)。なお、現地調査時 に斜面内からの湧水や特定の層境界からの湧水の痕跡などは認められない。ガリー浸食の頂部も側溝が併設された里道 直下となるため、浸食が湧水によるものか、側溝から漏水など表流水によるものか定かではない。

A-②ブロックの滑落崖は明瞭ではないが,ボーリング調査では深度 2~6m 間で空洞が数か所確認されるなど,土砂流 出に至らないが,前方ブロックの崩壊によりゆるみが後背地に波及している状況が伺える。



写真 3.2.1-4 A ブロック崩壊斜面の全景



写真 3.2.1-6 崩壊末端部 (ガリー浸食)



写真 3.2.1-5 A-①ブロックの滑落崖



写真 3.2.1-7 崩壞部末端 (貫入岩)

#### ii) Bブロック

B ブロックは里道下方のガリー浸食を伴う土砂流出が著しい範囲を B-①ブロックとし、この背後の里道を包括して法 枠や既設杭に含む範囲を B-②ブロックとした。

[ブロックの概要]

B-①ブロック 幅 35m 程度,高さ 10~15m 程度

B-②ブロック 幅 50m 程度,高さ 25m 程度

B-①ブロックも区間内にガリー浸食を伴うが、A ブロックほど洗堀は著しいものではなく、特にガリー浸食より終点側の崩壊面には比較的風化程度の弱い片岩が露出している(写真 3.2.1-8)。崩壊斜面内ではあるが、露岩にて確認できる走向は北東-南西方向、傾斜 25 度程度は北西に傾斜しており、斜面に対し流れ盤となる(写真 3.2.1-9)。なお、現地調査時に斜面内からの湧水は認められないが、ガリー浸食の頂部は A ブロックと同じく道路面から 15m 程度の高さに位置していることから湧水の可能性もある。

B-②ブロックでは、里道・側溝の破損が著しく供用不能になり、起点側の未崩壊斜面では法枠工や杭工(マイクロパイル)が下方に引きずられ、破断や杭の突出が顕著である(写真 3.2.1-10, 3.2.1-11),一方、終点側の崩壊斜面では杭工が横倒しになり頭部が突出している(写真 3.2.1-12)。



写真 3.2.1-8 B-①ブロックの崩壊斜面の全景



写真 3.2.1-9 崩壊面に露出する岩盤



写真 3.2.1-11 B-②ブロック内の構造物の破損

iii) C ブロック

Cブロックは、A・Bブロックを包括し道路からの奥行き 45~55m 程度の位置に滑落崖が連続するブロックである。起 点側に向かって滑落崖や奥行きが徐々に小さくなる傾向にある。

[ブロックの概要]

C-③ブロック 幅 95m 程度,高さ 30~35m 程度

C-3 ブロックの滑落崖は最大高さ 4m 程度,開口幅 2m 程度となり,概ね南北方向に直線的に形成されている(写真 3.2.1-13, 3.2.1-14)。ただし、この滑落崖から A・B ブロックに繋がる側方崖の存在は不明瞭である。滑落崖には基本的に強風 化を伴う砂質~泥質片岩が露出するが、区間中央付近かつ A ブロックと B ブロックの間付近には浅い谷部が存在し、表 層より暗色の有機質土化した火山灰、崖錐堆積物が基盤の片岩礫を混在する軟質な粘性土として、層厚 2m 程度で存在し ている(写真 3.2.1-15)。強風化層はおよそ 2m 程度であり岩組織も不明瞭であるが、下位の風化層では測定箇所によるば らつきも大きいが、概ね走向が北西-南東方向、北東方向に 25°程度の傾斜が確認される。斜面に対し概ね平行方向に 発達し、終点から起点に向かった傾斜する構造となり、A ブロックと調和的であるが、前出の B ブロックの構造とはや や異なる様相を示す。(写真 3.2.1-16, 3.2.1-17)。このため、主に滑落崖に露出する表層の露頭と深部の比較的新鮮な基盤 岩(写真 3.2.1-18)における構造は異なっている可能性がある。

なお、本崩壊の末端部と想定される斜面尻付近は崩土に覆われており詳細は不明であるが、歩道縁石が道路側に傾倒していることから、崩壊の影響(すべり)は道路レベルより上方ののり面に抜けるのではなく、のり尻もしくはその下方まで及んでいることが推察される。



写真 3.2.1-13 C ブロックの滑落崖(高さ 4m 程度)



写真 3.2.1-14 Cブロックの滑落崖(開き 2m 程度)



写真 3.2.1-10 B-②ブロック内の里道・側溝の破損



写真 3.2.1-12 崩壊地内に露出する横倒しとなった既設杭



写真 3.2.1-15 滑落崖と交差する谷地形部の崖錐堆積物



写真 3.2.1-17 滑落崖全景(南側伸縮計付近)



写真 3.2.1-16 滑落崖全景(北側伸縮計付近)



写真 3.2.1-18 風化泥質片岩露頭

C ブロック主測線上の地層構成について、ボーリングコア(写真 3.2.1-19)によると、表層を層厚 1~2m 程度の崖錐堆 積物が覆い、基盤岩として古生代三郡変成岩の泥質片岩と砂質片岩が分布する。片岩は崖錐堆積物との境界から 2~3m 程度は岩組織が不明瞭なほど強風化による軟質化が進むが、以深は部分的に割れ目が密集した礫質な部分も挟在するが、 概ね岩組織を残す軟岩程度の岩盤として分布する。ただし、全体的に低角度の片理が発達しており、片理に沿った劣化の 進行や白色粘土脈の発達が確認され、また想定すべりブロック内の基盤は比較的深部まで風化を帯びていることから、片 理に沿って岩盤が分離し易くなっている。また、粘土化した軟質部が確認されており、地中変位観測結果等を踏まえると R2No.1 の GL-13.2~13.6m、ボーリング R2No.2 の GL-11.2~11.3m 付近にすべり面の存在が想定されている。地下水位は R2No.1 の GL-11m 付近など想定すべり面よりやや上位に確認されているが、全体に褐色を帯びたコア状況からするとさ らに深部に滞水し、降雨時には大きな地下水位変動を伴っている可能性も考えられる。



ホ ーリンク R2No. 1 L=19m

写真 3.2.1-19 ボーリングコア写真

#### d) 崩壊形態と崩壊メカニズム

弥永地区崩壊斜面は図 3.2.1-11 に示すように起点側で6 段切土のり面の 1・2 段目にグラウンドアンカー抑止工に接し, 終点側は簡易吹付のり枠工が施された3 段切土のり面と接している。崩壊範囲はこの平面図では表させていないが, 微地 形で凹状集水地形を呈していいる。

崩壊はまず7月5日から8日にかけた 降った先行降水量490mm時に両サイドの 沢地形部で浸食等が生じたと考えられ る。その後,30時間程度無降雨状態が続 き,崩壊等は生じていなかったが,表流水 は上部集水地形からものり面に流れ込ん でいたと推測される。

その後,9日からの降雨再開で次のよう な崩壊に発達したと推測される。

- 両サイドの凹状植生のり面で小崩 壊が発生。
- ② その後,崩壊が拡大(後退性すべり)
- ③ 中央部は既設ののり面安定施設が 抵抗体となっていたが、地下水の 上昇に伴う過剰間隙水圧の発生で 深い「風化岩の流れ盤すべり」が形 成され、頭部滑落崖が繋がったと 推測される。地下水位は崩壊後の 調査結果で平常時に地表面から 10m 前後に存在することは判明し ている。降雨時は現地調査からD級 岩盤内に地下水の流下痕があった ため、5m 以上の地下水上昇が生じ たと考えられる。

この崩壊形態は図 3.2.1-12 の風化岩す べりではよく見られる事象である。片岩 地帯の風化岩すべりの崩壊予知として は,①地質的に流れ盤構造かの判定,②微 地形での凹状台地地形の判読,③地下水 の流れ等を知ればとある程度の崩壊予測 は可能と考える。



図 3.2.1-11 崩壊発生の模式図





### 4) 栗田地区の崩壊

### a) 崩壊規模の概要

栗田地区は前述した弥永地区から 1km 程起点側に位置し、斜面の向きは同じである。よって、栗田地区も流れ盤すべりで、すべり規模は写真 3.2.1-20 に示すように幅 30m高さ 10m である。



写真 3.2.1-20 栗田地区崩壊の状況

災害発生直後の法尻は崩壊土砂に押し出され,歩道の縁石も道路側に傾倒している(写真 3.2.1-21)。円弧すべりのよう な崩壊形態が想定される。滑落崖頭部の崩壊面は風化が著しく進行し,密に節理が発達してかろうじて岩組織を残す程度 である(写真 3.2.1-22)。



写真 3.2.1-21 災害発生直後の法尻部の盛り上がりと押し出し



写真 3.2.1-22 滑落崖頭部の風化が著しい崩壊面状況

側方崖の露頭は表層直下に泥質片岩が見られ,片理面の傾きは流れ盤方向をなす。泥質片岩は風化が進行し脆いが明瞭 に岩組織を残している(写真 3.2.1-23)。

法枠は前面に傾倒し,小段部分が約1.5m道路側に押し出されている。小段排水の基礎は露出した状態である。植生や 落ち葉などによる排水不良などが考えられ,豪雨時にオーバーフローしていた可能性がある(写真3.2.1-24)。



写真 3.2.1-23 側方崖の露頭状況



写真 3.2.1-24 側方崖の露頭状況

### b) 崩壊の特徴

崩壊は、多くの災害をもたらした 7/5~7/7 までの豪雨ではなく、無降水を挟んで 7/9 から降った 77mm の降雨後に発生 した。弥永地区と同様に最大時間降水量を記録した時刻より遅れて発生しており、大規模崩壊ではなかったが特徴的な時 期に発生した。変状発生のタイムラグが生じた原因としては、300 枠の法枠工が法面面積の 1/3 程度を覆っているため、 表流水の流下や法面の緩みに抑止力として抵抗したが、度重なる降雨で耐え切れずにすべりが発生したと推測する。



崩壊は,道路から確認できる滑落崖から2mほど奥の斜面内に段落ちが確認されており,ここを崩壊頭部として法尻の 歩道部を末端とした流れ盤すべりである。崩壊規模や歩道の盛り上がりを考えると,円弧状にすべりが発生したものと考 えられる。



図 3.2.1-14 栗田地区崩壊状況平面図

写真 3.2.1-25 法枠工末端の座屈状況

地形は、微地形で凹状地形を形成した集水地形で、崩壊法面の上部斜面には根曲がりした樹木が複数確認できる。1段 目小段には小段排水路が設置されていたが、今回の災害で倒壊しており、この排水路からの表流水流入が崩壊のきっかけ になった可能性もある。また、過去の防災点検結果から2段目法面肩部に崩壊跡が記録されており、法枠工はその変状に 対する対策工であったと推定される。もともと崩壊しやすい素因があり、長期間にわたり変状が少しずつ進んで地山自体 の劣化が進行していた可能性がある。

#### c) 崩壊形態と発生メカニズム

災害調査報告書によれば、当該地の地質は弥永地区と同じ片岩で、表層から 5~10m までは強風化して礫状~土砂状の D 級岩盤,その下位には 2~3m の厚さで破砕帯が確認される。一部で不連続となっていることが想定されるが、流れ盤 方向に概ね面的に広がっていると考えられる。その下位には CL 級の岩盤が分布している。

報告書では、すべりは表層の土砂化した D 級岩盤とその境界にある破砕帯の上面を通って法尻付近の歩道に抜け出したと推定しており、調査団の現地踏査から推定される崩壊形態と合致する。

崩壊の素因は,道路ののり面掘削に伴う応力解放と風化で土砂化が進行した D 級岩盤の分布および破砕帯の存在が考 えられる。誘因は,豪雨に伴って破砕帯から地下水が供給されたり,破砕帯が不透水層となり表層の D 級岩盤が地下水 で飽和されたりしたことがきっかけになったと考えられる。



### 3.2.1 福岡県で発生した斜面崩壊

### (2) 法面崩壊

### 一一般県道白木上辺春線 八女市立花町松尾地区擁壁変状 一

矢ケ部秀美<sup>1</sup>,村上 哲<sup>2</sup>

- 1 NPO法人研究機構ジオセーフ
- 2 福岡大学・工学部地盤工学科

### 1) はじめに

令和2年7月豪雨によって、一般県道白木上辺春線の八女市立花町松尾地先のブロック積み擁壁が前傾するまでに変 状が進行した。今までのカルテ点検でも変状が確認されていた箇所であり、道路に沿った擁壁やのり面保護工の変状を 調査すると共に、その原因となる斜面内の不安定要因について調査を行った。

### 2) 地形

調査地は、八女市立花町松尾地区で、国道3号からの分岐から西へ約2.5km、上流の松尾集落までは約700mの位置 に当たる。白木上辺春線は矢部川水系辺春川の支川の松尾川が開析する谷に沿う一般県道805号線で、調査地は距離程 で7.8km付近の位置に当たる。



図 3.2.1-16 崩壊箇所の位置図(福岡県管内図)

ー般県道白木上辺春線は、松尾集落から国道3号の区間については、地区の生活道路として比較的交通量がある区間 である。松尾集落から白木までは果樹園を主体とする農業用として活用されており幅員が狭く線形もヘアピンカーブが 多く勾配も急な道路となる。

調査地の周辺は標高 300m~450m の概ね東西に延びる山体からなり,松尾川が東北東方向に流れている。調査地は松 尾川の左岸側で凸形の尾根型斜面の先端部に位置している。この斜面は標高 447.9m の尾根に連なる南向き斜面で両側 は尾根に向かって深く開析されていることがわかる。標高 350m 付近には農道が整備されており,それから分岐した農 道が設けられており,果樹園,竹林や茶畑の手入れに使われている。県道の標高は 142m 前後である。擁壁の変状が認 められる斜面は比較的急傾斜で竹林として,タケノコの生産が行われており,運搬用のモノレールが今は使われていな いが斜面内に放置されている。



図 3.2.1-17 調査地付近の地形(国土地理院地図)



写真 3.2.1-27 崩壊箇所付近の地形(国土地理院地図)



図 3.2.1-18 調査地付近の 土砂災害警戒区域(福岡県砂防課)

図 3.2.1-16 の管内図には土砂災害危険個所の範囲が,図 3.2.1-18 には土砂災害警戒区域が示されているが,調査地はいずれも該当していない。ただ,図 3.2.1-16 に示すように,松尾集落周辺は地すべり防止区域の指定がかけられている。これは,1990年の九州中北部豪雨時に松尾地区で大規模な地すべりが発生したことによっている。



### 3) 地質

調査地周辺の地質図を図 3.2.1-19 に示す。 崩壊箇所は中生代の変成岩類に属する泥質片 岩(黒色片岩)を主とし砂質片岩や石英片岩 薄層との互層からなっている(地質の青色の 部分)。緑色片岩層がほぼ東西方向にレンズ状 に挟まれていることがわかる。顕著な断層は 示されておらず、片理面の構造が松尾川をは じめとする開析谷の方向を規定しているよう に見える。

図 3.2.1-19 調査地付近の地質図(産総研 地質図ナビ)

調査地の道路横を流れる松尾川には泥質片岩と石英片岩薄層との互層が露出しており,写真 3.2.1-28 に示すような, 新鮮堅硬な岩盤である。擁壁の変状区間より起点側(白木側)には,写真 3.2.1-29 に示すような泥質片岩層が急こう配 で露出している。比較的塊状で堅硬であるが,不規則な割れ目面や片理面から扁平状に剥離しやすい性質をもつ。岩片 自体は硬く,ハンマーの強打でやっと割れる硬さを有している。



写真 3.2.1-28 松尾川河床の堅硬な岩盤



写真 3.2.1-29 起点側ののり面露出する泥質片岩

調査地では、基盤岩の泥質片岩の風化部は露頭がなく観察できないが、松尾川の下流の道路被災箇所では、多亀裂性 になり岩質も脆弱化して容易にハンマーでつぶせるまで風化したものが確認できている。当該区域の泥質片岩は 岩盤 → 多亀裂性の岩盤 → 礫質土 → 礫交じり土砂(粘性土化) という風化形態をとるようである。 擁壁が変状している上の自然斜面内には、過去の崩壊履歴を示す滑落崖が数段認められる。写真 3.2.1-31 は、その滑 落崖に露出した崖錐堆積物の写真である。黄褐色でこぶし大の片岩の角礫・岩塊が混じった土砂からなっている。ハン マーで容易に削れる程度の固結度で、厚さは 1m~2m 程度あると推定される。



写真 3.2.1-30 風化した泥質片岩 \*松尾川下流の崩壊地に見られるもの



写真 3.2.1-31 表層の崖錐堆積物

4) 主な道路構造物(擁壁,のり面保護)の変状現況 令和2年7月23日現在の状況 調査個所には,図 3.2.1-20 に示すように2段で道路構造物が施されている(道路防災カルテ点検,福岡県より)。



図 3.2.1-20 変状している道路構造物 (カルテ点検より 平成 28 年 11 月点検)

起点側(図面の左側)から形式の異なる4構造物からなる。

- 構造物① H=3.5m のブロック積み擁壁+1.5m 幅の小段+2.5m のブロック積み擁壁
- 構造物② H=3.5m のモルタル吹付工+1.5m 幅の小段+2.5m のブロック積み擁壁
- 構造物③ H=3.2m→H=2.0m と低くなるブロック積み擁壁+1.5m 幅の小段+2.5m のブロック積み擁壁
- 構造物④ 雑石積み擁壁 H=2.0m

上の段のブロック積み擁壁は連続して建設されている。大きな変状が観察される道路延長は L=80m である。写真 3.2.1-32 と写真 3.2.1-33 は、平成 25 年に撮影されたグーグルのストリート・ビューの写真である。この時までは、道路 構造物は、ほぼ健全な状態であり、写真 3.2.1-34 に示すように 2 段目のブロック積み擁壁に開口亀裂が生じ始めている 程度であったことがわかる。



写真 3.2.1-32 平成 25 年の状態 (グーグル・ストリート・ビュー) 終点側



写真 3.2.1-32 平成 25 年の状態 (グーグル・ストリート・ビュー) 起点側



写真 3.2.1-33 平成 25 年の変状 (グーグル・ストリート・ビュー) \*ジグザグに走る開口亀裂

今回の豪雨で大きく変状しているには、構造物③の1段目のブロック積み擁壁が前傾するような動きを見せていることと、構造物②の終点側の吹付のり面に大きな開口亀裂が生じており、小段が山側へ落ち込むような動きを見せていることである。



図 3.2.1-21 道路構造物の変状スケッチ

以下,構造物の変状の現況について記載する。

構造物① H=3.5m のブロック積み擁壁+1.5m 幅の小段+2.5m のブロック積み擁壁



写真 3.2.1-34 起点側からの全景



写真 3.2.1-35 中央水抜き孔からの多量の湧水

構造物に大きな変状は認められない。調査時点(7月12日)でも、水抜き孔から多量の湧水が観察されている。集中 豪雨時には構造物背面に大きな水圧がかかったことが想定される。終点側の小段のコンクリート床板が数 cm ほど前に 押し出されているのが認められる。

構造物② H=3.5m のモルタル吹付工+1.5m 幅の小段+2.5m のブロック積み擁壁

吹付工にクラックが観察される。中央から起点側に生じているクラックは開口幅が小さいへアークラックが多いが, 構造部③との境界付近には、大きく開口した亀裂が認められる(写真 3.2.1-37)。7月12日の調査では吹付面のへアーク ラックからも地下水が浸潤してきているのが観察されている。

終点側の吹付面に開口亀裂が発達する箇所の上の2段目のブロック積み擁壁には、2条の縦亀裂があり、大きく開口 している方は、写真 3.2.1-34 で確認される最初に発生した亀裂である。

写真 3.2.1-38 の開口亀裂からは、起点側が押し出しているように見える。写真 3.2.1-39 では構造物③との境界付近の 開口した吹付面の天端付近が前面に開く状況と小段のコンクリート床板が山側へ傾倒する状況を示している。



写真 3.2.1-36 中央部のヘアークラック



写真 3.2.1-37 大きく開口した終点側の亀裂



写真 3.2.1-38 2 断面の擁壁に生じた亀裂



写真 3.2.1-39 構造物③との境付近の小段状況

構造物③ H=3.2m→H=2.0m と低くなるブロック積み擁壁+1.5m 幅の小段+2.5m のブロック積み擁壁

1 段目のブロック積み擁壁が押されて前傾するような挙動をしている。起点側は吹付工との境で,終点側は擁壁の ほぼ中央付近の開口亀裂が生じた箇所の範囲である(写真 3.2.1-40 および写真 3.2.1-41)。擁壁の脚部には隙間ができる ような水平亀裂が認められる。また擁壁上のコンクリート小段は山側に傾倒しており,調査で上を歩くとずれ動くほど 下に空洞が生じていることがわかる状況である(写真 3.2.1-42)。また,開口した縦亀裂より終点側の路面が幅 1m 前後 で約 20cm ほど浮き上がっているのが観察される(写真 3.2.1-43)。



写真 3.2.1-40 1 段目の擁壁の前傾



写真 3.2.1-41 1段目の擁壁の開口亀裂



写真 3.2.1-42 小段のコンクリート床板の落ち込み



写真 3.2.1-43 路面の浮き上がり

#### 構造物④ 雑石積み擁壁 H=2.0m

阿蘇溶結凝灰岩を加工して作られた間知石で積まれた石積み擁壁の起点側が幅 5m にわたって崩壊している。平成 28 年度のカルテ点検では、今回の崩壊した部分が、その当時より腹み出していたという記載がある。



写真 3.2.1-44 石積み擁壁の崩壊



写真 3.2.1-45 阿蘇溶結凝灰岩加工の間知石

#### 5) 崩壊箇所周辺の踏査

道路構造物の変状の原因解明のため、斜面内の崩壊履歴および新しい不安定化要因を調査した。

俯瞰した地形的な特徴は、南向きの凸形の尾根型斜面の先端部に位置している。少し細かく見ると、キロ程 7.80km 付近は幅広の緩やかな谷地形を呈しているのに対して、構造物が設けられた区間は松尾川に向かって突出した形状をし ている箇所を切土して建設された区間に当たる。

構造物が変状している斜面には図 3.2.1-22 に示すような古い崩壊履歴があることがわかる。発生時期が定かではない が、ブロック④が最も古い崩壊で、ブロック②と③は、その残留土塊が後からすべったように見える。ブロック①は急 崖をなしているが、履歴は定かではない。

道路より川側の地形的な凸部は松尾川の水衝部でこの区間が古くから崩壊しやすく,すべりの末端部である可能性も ある。ただし、今回の調査ではその脚部に設けられたブロック積み擁壁の変状が全く進行していないことを確認してい るので、この箇所の動きはないものと想定する。

斜面には新しい亀裂が見つかっている。ブロック④の側部滑落崖から約7mの位置に10cm 近く開口した亀裂で連続性 が追跡できないが、ブロック④を巻くような形状が想定され、ブロック⑤とした。末端が道路構造物の変状が著しい箇 所と路面が盛り上がった箇所とを結ぶもので、図中に示す矢印の方向へ動いている可能性がある。

滑落崖には片岩の風化角礫交じりの土砂が厚さ 1~2m で観察される。ハンマーで容易に削れる程度の硬さであるが, 比較的密実に締まっている。

ブロック④の滑落崖はブロック③の右側部の滑落崖につながっているが、もっと右へ広く巻いている可能性もある。 新しい亀裂には、写真 3.2.1(2)-27 に示すように抜き板を渡して拡大傾向を把握するようにした。

道路構造物や路面の変状から新しく想定したブロック⑤の末端部は写真 3.2.1(2)-28 に示すように路面下にまで及ぶ すべりとなっている可能性が高い。



図 3.2.1-22 斜面内の崩壊履歴と新しいすべり面の形成



写真 3.2.1-46 ブロック① 急な滑落崖



写真 3.2.1-47 ブロック② 滑落崖



写真 3.2.1-48 ブロック④ 滑落崖



写真 3.2.1-49 ブロック④ 残留土塊



写真 3.2.1-50 ブロック④ 右側部滑落崖



写真 3.2.1-52 ブロック③ 滑落跡



写真 3.2.1-51 ブロック③ 頭部滑落崖



写真 3.2.1-53 新しい亀裂



写真 3.2.1-54 ブロック⑤のすべり末端部の想定線

### 6) 道路構造物の変状の原因

当該区間は地形的に見た場合,松尾川の水衝部に当たり,過去から崩壊を繰り返してきた箇所と考えられる。図3.2.1-23 に示す黄色に塗色した部分は、今回の動きも勘案した場合の当該箇所の過去から動きのある範囲と想定する。起点側の ブロック①の下には堅硬な岩盤が露出しており、この部分から吹付面の中央部に至る範囲には基盤岩があることが想定 される。ただし、道路下のブロック積み擁壁が切土した土砂で盛土するための土留め壁として構築されたものかもしれ ないが、今回の構造物の変状箇所の下であることを考慮すると、過去に川側の路体が崩壊した経緯があることも考えら れる。現状では川側の擁壁の変状は進行していないので、このような大きなすべりを想定することは難しい。

想定したブロック⑤の矢印に示すような動きによって,道路構造物が著しく変形したことが大きな原因である。また, この区間全体ののり面保護工が密閉型であるために地山に浸透した雨水を十分には排水できずに,大きな水圧に曝され たことも,一つの原因であるとも考える。



図 3.2.1-23 崩壊のメカニズム

### 7) 崩壊防止工法検討のための調査ボーリング結果から(追記) 福岡県県土整備部提供

擁壁の変状に対する調査ボーリングが実施され、変状の原因となっている崩壊を抑えるための安定解析が行われ崩壊 防止工法が検討されている。図 3.2.1-23 の 2 箇所で実施された調査ボーリングのコア写真を写真 3.2.1-55 と写真 3.2.1(2)-30 に示す。



写真 3.2.1-56 No.2 ボーリング・コア

調査地における泥質片岩層の風化形態の特徴として次のようなことが挙げられる。

- ① 擁壁を変状させている層は崖錐堆積物で礫混じりの土砂から構成されている。その厚さは斜面脚部で 6m と厚いが、古い滑落崖付近の斜面中腹では1mと薄い。平面図に示すように、この箇所では過去に何度か崖錐堆積物が小規模に動いた形跡があり、直近の崩壊の後、または道路拡幅時に崖錐堆積物の分布を十分把握しないまま擁壁を主とする道路構造物が建設されていた可能性が高い。
- ② 斜面脚部では崖錐堆積物の下に、新鮮な泥質片岩層が出現するのに対して、斜面中腹には風化作用が深度方向にほぼ均質に進んでいるゾーンがあることがわかる。原岩組織を留める褐色系の強風化部は、N値は礫当たりを除くと10~20前後層厚18mと深層風化していることがわかった。調査地では各種計測や観察からこの強風化層の変動は感知されていないため、崩壊防止対策としては崖錐堆積物層の動きを抑制する対策が検討されている。
- ③ 筑肥変成岩分布地域には、この調査ボーリング結果でもわかる通り、深さ20mに及ぶような均質に脆弱化した 深層風化したゾーンがあり、前面の崖錐堆積物層がすべって崩壊した場合には、後退的にこの強風化帯が動きを 見せるのではないと推定される。
- ④ 人女地域の変成岩類の風化作用では、片理、節理、褶曲および断層などの不連続面が密集して多亀裂性で脆弱 となるゾーン(下図に示すように深層風化が進みやすい)と硬質で風化しにくい岩体,例えば砂質片岩や石英片岩 および一部の緑色片岩などが分布するゾーンとが繰り返し出現しているが、その出現間隔が狭いという特徴が挙 げられる。擁壁が変状している箇所でも隣接斜面には堅硬な岩盤が出現しているし、県道白木上辺春線に土砂流出 堆積した大規模な土石流的な崩壊が発生した箇所でも土砂流過部のすぐ側には新鮮な岩盤の連続露頭が観察され ている。この地域の斜面崩壊の素因を探るうえで留意しておくポイントであると考えている。



図 3.2.1-24 風化形態のモデル例(出典: linton,「風化-理論と実態-」,1955)

# 3.2.1 福岡県で発生した斜面崩壊

### (3) 地すべり

#### 山本健太郎1

#### 1 西日本工業大学

### 1) はじめに

今回の集中豪雨では,北九州地域ではほとんど大きな斜面崩壊は発生しなかった。ここでは,福岡県田川郡川崎町民 運動公園道路災害(地すべり)について述べる。

#### 2) 被災箇所の位置

被災箇所は、田川郡川崎町大字川崎地先の川崎町民運動公園で、令和2年7月(7月6-7日)の集中豪雨で、運動公 園の周回道路で地すべりが発生し、センターラインより谷側が1m程度陥没した。被災箇所は、運動公園に繋がる道路 である。

#### 3) 地形地質慨要

被災箇所は、川崎町役場より南南東約1.3kmに位置し、高見団地より南方約0.3kmの小高い丘陵地に位置する。被災 箇所の地質は、新生代・古第三紀の直方層群と称される堆積岩を基盤とし、その上には第四紀の造成時に発生した盛土 層が覆っている。直方層群は、全体的に風化された強風化帯〜弱風化帯に分類される。強風化帯は、全体的に風化が著 しく土砂化され、固結した粘性土〜砂質土を呈し、概ね硬質である。弱風化帯は、新鮮・硬質な短〜柱状コアを示し、 軟岩状を呈する。盛土層は、基盤岩の風化した粘性土を主体とし、一部、含水比が高く極めて軟弱な深度が認められる。 また、高台にも関わらず、地下水位は盛土層に位置し、浅部に分布する。崩壊土は、上位の盛土が崩落し堆積したもの で、粘性土を主体とし、緩く軟質を呈する。

#### 4) 雨量

エラー! 参照元が見つかりません。25 には雨量の変動(7月6-7日)を示す。観測地は添田観測所である。梅雨末期 に発生し、3時間連続雨量117.5mm となっている。西日本豪雨までは至っていないが、それに準ずる豪雨と言える。ま た、前日の7月6日の日雨量は157.0mm であり、相当な雨量であった。

#### 5) 被災箇所の現況

図3.2.1-26には被災箇所位置図,写真3.2.1-57には写真位置図を示す。写真3.2.1-58,写真3.2.1-59にはそれぞれ,北側からと 南側からの全景写真を示す。崩壊規模は、幅約35m、奥行き約25m、高さ約10mである。道路の谷側斜面が滑落し、現在は片 面通行となっている。写真3.2.1-58から道路中央部で約1mの滑落が見られる。全景写真からは、車道、歩道、水路が崩壊し、 各構造物は開口し、谷側へずれていることも観察できた。

次に、写真 **3.2.1-60** には斜面内の状況を示す。上部のブロック積が開口し、ずれが発生していること、基礎部で盤ぶ くれや斜面中に滑落や亀裂が見られた。斜面下部の擁壁が繋がっていない状況や水路の変形も見られた。写真 **3.2.1-61** には斜面下部の状況を示す。これを見ると、大きな亀裂や水路が大きく変形している状況もわかった。



図3.2.1-25 雨量の変動



写真3.2.1-57 写真位置図



図3.2.1-26 被災箇所位置図



写真 3.2.1-58 全景 (P1 北側から望む)



写真 3.2.1-59 全景 (P2 南側から望む)



写真 3.2.1-60 斜面内の状況 (P3 から望む)



写真 3.2.1-61 斜面下部の状況 (P4 から望む)

### 6) まとめ

数回の現地調査結果をまとめると,以下のように集約される。

- 道路が建設される以前は谷部であり、雨水が流れ込みやすい地形を呈し、谷部を埋めた盛土が滑った。誘因は梅雨 期の集中豪雨により、目視からも地すべりが発生したことがわかる。
- ② 盛土は固結度の低い粘性土であり、造成時に十分な転圧がなされなかったかその後の雨水で地盤が緩くなったと考 えられる。道路の斜面と逆側にはグラウンドがあり、そこからの雨水の供給も考えられる。
- ③ 道路のセンターライン付近で亀裂が発生している。よって、この辺りが切土と盛土の境界と考えられる。
- ④ 斜面下部やその下の林の中には、いくつかの滑落や亀裂も見られ、地山が動いていたことも確認できた。

### 3.2.1 福岡県で発生した斜面崩壊

### (4) 土石流的斜面崩壊

- 一般県道白木上辺春線 八女市立花町長瀬地区の崩壊 -

矢ケ部秀美<sup>1</sup>, 吉村辰朗<sup>2</sup>, 村上哲<sup>3</sup>, 古川全太郎<sup>4</sup>

- 1 NPO法人研究機構ジオセーフ
- 2 第一復建株式会社
- 3 福岡大学 工学部 社会デザイン工学科
- 4 九州大学大学院 工学研究院

### 1) 八女市立花町の土石流的斜面崩壊

### a) はじめに

令和2年7月豪雨によって,一般県道白木上辺春線の八女市立花町長瀬地先の南東向き斜面で規模の大きな崩壊が発生 し,斜面裾部を通過している県道が大量の土砂と倒木により埋積された。崩壊した斜面は竹林として利用されており,竹 林内にはタケノコ搬出用の農道が縦横に作られている。

### b) 地形

調査地は、八女市立花町長瀬地区で、国道3号からの分岐から西へ約1.2km,上流の松尾集落までは約2kmの位置(図 3.2.1-27の赤丸地点)に当たる。一般県道白木上辺春線(県道805号)は矢部川水系辺春川の支川の松尾川が開析する谷 に沿う路線で、調査地は距離程で9.8km付近の位置に当たる。



図 3.2.1-27 崩壊箇所の位置図(福岡県管内図)

一般県道白木上辺春線は、松尾集落から国道3号の区間については、地区の生活道路として比較的交通量の多い区間である。松尾集落から白木までは果樹園を主体とする農業用道路として活用されており幅員が狭く線形もヘアピンカーブが

多く勾配も急な道路となる。

調査地の周辺は標高 250m~450m の概ね東西に延びる山体からなり,矢部川水系辺春川の支川である松尾川が東北東 方向に流れている。調査地は松尾川の左岸側で凹形の沢型斜面の先端部に位置している。この斜面は標高 292m の東北東 -西南西方向に伸びる山稜の南向き斜面で道路路面の標高は 120m 前後である。

崩壊箇所は図 3.2.1-29 に示すように、もともとある沢地形(水色矢印)の左岸斜面の凸形尾根型斜面の一部が崩壊して、 その崩土は直線的に流れ下り、中間位置からは緩いこう配の沢地形に沿って県道まで達している。



図 3.2.1-28 調査地付近の地形(国土地理院地図)



図 3.2.1-29 崩壊箇所付近の地形(国土地理院地図)

図 3.2.1-27 の管内図には土砂災害危険箇所の範囲が,図 3.2.1-30 には土砂災害警戒区域が示されているが,調査地はいずれにも該当していない。ただ,図 3.2.1-30 に示すように,崩壊箇所の松尾川の対岸には急傾斜地崩壊の土砂災害警戒区域に指定されている。


図 3.2.1-30 調査地付近の土砂災害警戒区域(福岡県砂防課)

# c) 地質

調査地周辺の地質図を図 3.2.1-31 に示す。崩壊箇所は中生代の変成岩類に属する泥質片岩(黒色片岩)を主とし砂質片 岩や石英片岩薄層との互層からなっている(地質の青色の部分)。緑色片岩層がほぼ東西方向にレンズ状に挟まれている ことがわかる。顕著な断層は示されておらず、片理面の構造が松尾川をはじめとする開析谷の方向を規定しているように 見える。

調査地の県道横やそこから分岐する農道(崩壊地の向かって右側)沿いには,泥質片岩と石英片岩薄層との互層が露出 しており新鮮堅硬な岩盤(CM~CH級)である。崩壊箇所には強風化した土砂状~脆弱化した多亀裂性岩盤の泥質片岩

(D~CL 級)が広く分布しているが、滑落崖周辺は泥質片岩にレンズ状に挟まれた緑色片岩の多亀裂性岩盤(CL 級)の 露頭が見られる。



図 3.2.1-31 調査地付近の地質図 (産総研 地質図ナビ)

崩壊箇所での観察では、基盤岩である泥質片岩を覆って、崖錐堆積物層が分布しているが、その層厚は1mと薄い。基 盤岩の岩塊や礫混じりの土砂であり、ルーズで固結度は低い。

調査地では,基盤岩の泥質片岩の風化部は,多亀裂性になり岩質も脆弱化して容易にハンマーでつぶせるまで風化して いる。当該区域の泥質片岩は,岩盤→多亀裂性の岩盤→礫質土(風化残積土)→礫交じり土砂(粘性土化)という風化形 態をとっている。

# d) 崩壊状況

# i) 崩壊地の概要

当該地の崩壊状況を写真 3.2.1-62 に示す。



写真 3.2.1-62 崩壊状況の全景

崩壊地は、写真 3.2.1-62 に示す通り、崩壊した源頭部(崩壊部)、崩壊部からの土砂や倒木、竹等が流れ下り、大部分が 緩斜面に残留堆積している土砂流過部および土砂や倒木等で埋積された県道被災部に区分できる。



写真 3.2.1-63 崩壊土砂の流出・堆積状況(土砂流過部)

写真 3.2.1-64 は県道の直上の崩壊土砂が移動堆積した区間(土砂流過区間)で人頭大の泥質片岩の岩塊を大量に含む土 砂の堆積状況を示している。流過幅は 22m である。調査時点では足をとられるくらいに泥濘化した箇所があった。写真 に見られる竹のほか,大径の杉が根鉢ごと流されて来ており,上流にあった小屋の残骸なども観察された。土砂流過部は 砂礫型の土石流の形態を見せている。



写真 3.2.1-64 県道山側ブロック積み擁壁付近崩壊土砂の流出・堆積状況

崩壊土砂は、山側ブロック積み擁壁の上を流れ下っており、その幅は 29m である。被災後、擁壁はほとんど損傷を受けておらず、土砂に埋まったままだったことが判明した。流過土砂は土石流のように渓床を削るようなエネルギーは持っていなかったようだ。



写真 3.2.1-65 一般県道白木上辺春線の被災状況

県道へ流出した土砂の状況を写真 3.2.1-64 に示す。崩壊土砂は県道を横断して、一部は松尾川に流れ出していることがわかる。道路を埋積した流出土砂の範囲は延長 70m に及んでいる。道路縦断方向に広がった土砂は細粒分が多く,泥濘化していた。

#### ii) 源頭部の崩壊状況

崩壊地の源頭部は,地形的には尾根型凸形斜面であった箇所で,すり鉢状に深く抉られたような形態が観察された。 当該地の崩壊の形態としては,以下のような特徴が挙げられる。

- ① 表層を形成するのは、岩塊・角礫からなる崖錐堆積物であるが、ルーズな二次堆積層で厚さは 2m 前後で薄い。
- ② 崩壊は厚い変成岩の風化帯で発生している。滑落崖付近には赤褐色に変色した多亀裂性岩盤の比較的塊状の砂質片岩層が,其の下位には灰褐色の細片化した泥質片岩層が確認された。
- ③ 崩壊面に向かって左側の側壁では,砂質片岩層と泥質片岩層との層境および泥質片岩層の中にある亀裂面(断層?) に沿って地下水が湧出する箇所やパイピング跡が連続的に認められている。



写真 3.2.1-66 源頭部の崩壊状況



写真 3.2.1-67 滑落崖の全景



写真 3.2.1-68 特徴的に赤褐色化した砂質片岩層



写真 3.2.1-69 多亀裂性の砂質片岩層近景

写真 3.2.1-68 および写真 3.2.1-69 に示す通り土壌化した部分が 2m 未満と薄く,多亀裂性の風化岩が地表近くから出現 していることがわかる。砂質片岩は赤褐色に酸化されており,滑落崖頂部から左側側部にかけて分布している。片理面は 差し目であるが,亀裂が発達しており,一辺 10cm~30cm 程度にブロック化している。



写真 3.2.1-70 崩壊面の泥質片岩層



写真 3.2.1-71 脆弱化した灰褐色の泥質片岩層

泥質片岩層は全体が灰褐色で脆弱化した岩片または角礫からなる礫質土で,ハンマーで容易に崩せる程度の強度である。 片理面は一定の走向傾斜を持たず不規則で,断層破砕帯のような様相を示している。写真 3.2.1-71 に示すように,遠目に は塊状に見えるが,細かい亀裂や小断層によって,岩片自体も千枚岩のように薄く剥がれるような性質も持っている(写 真 3.2.1-72)。

この泥質片岩層は著しく風化すると均質な赤褐色の粘性土~シルト状となる。写真 3.2.1-73 に示すように崩壊地の側部

にかけて厚く分布しているのが確認できる。



写真 3.2.1-72 すべり跡の泥質片岩 (擦痕)



写真 3.2.1-73 すべり右側部の強風化泥質片岩



写真 3.2.1-74 地下水の湧出状況(1)



写真 3.2.1-75 地下水の湧出状況(2)

調査時点でも崩壊跡から多数の湧水箇所が観察された。写真 3.2.1-74 は泥質片岩層からの湧水で, 湧出箇所はあるレベルに並んでいる(赤破線の位置)。上位に分布する赤褐色の砂質片岩層との境界に沿っているように見える。

写真 3.2.1-75 には崩壊地滑落崖の右下(水色破線)から湧水箇所およびパイピング孔が観察された位置に当たる。湧出 ロ下の崩壊面にはガリ状の洗堀が進んでいる。

# iii) 崩壊の規模

調査地の実測平面図と断面図とを図 3.2.1-32 と図 3.2.1-33 に示す。源頭部の崩壊の規模は、幅が最大 40m、平均幅 30m で崩壊長さ(水平)は 60m である。大まかに崩壊深を 5m と推定するとほぼ 1 万 m<sup>3</sup> 前後の崩壊規模となる。また断面図 からは崩壊箇所の平均こう配が 34°、沢地形部が平均 12°であり、道路への流出箇所近傍はほぼフラットなこう配である ことがわかる。

崩壊土砂は平均幅 20m (最大 35m) で沢地形をした流過部を流れ下っており,県道および松尾川に達している。崩壊 頭部から松尾川までは水平距離で 210m ある。崩壊部からの崩土は崩壊面や流れ下った沢部にも大量の崩壊土砂(主に岩 塊混じりの土砂)として残留している状況であった。場所によっては含水して泥濘化していて足を踏み入れることができ ない箇所も見られた。



図 3.2.1-32 崩壞箇所平面図(福岡県)



図 3.2.1-33 崩壞箇所断面図(福岡県)

#### iv) 土砂流過部の状況

源頭部の崩壊箇所の脚部には写真 3.2.1-76 に示すように岩塊を主体とした崩土が堆積している。更にその下の地形こう 配の変化点からは大量の崩壊土砂や竹・倒木が堆積しているのが観察される。崩壊土量が大量であったため浸食と堆積が 同時に起こったものと想定される。おそらく道路近傍がフラットなため,崩壊土砂が完全には松尾川へ流下できずに上に 向かって堆積したものである。



写真 3.2.1-76 滑落崖上から下を望む



写真 3.2.1-77 こう配変化点付近の崩土堆積状況



写真 3.2.1-78 表層はばらばらで移動



写真 3.2.1-80 流過域の中腹から県道を望む



写真 3.2.1-79 杉の大径木が根鉢から倒壊



写真 3.2.1-81 左側部は堅硬な岩盤の連続露頭

土砂流過部は源頭部からの崩壊土砂の堆積域となっている。写真 3.2.1-78 に示すように植わっていた竹が立ったまま表 層がばらばらに千切られる形で崩土の上を流れ下っている。中には、写真 3.2.1-79 に示すように杉の大径木が多数根鉢か ら掘り起こされて崩落したものが崩土の上面に露出したり,崩土の中に埋もれた形で崩落しているのが見られる。土砂流 過部の中腹から下は果樹園や畑地として利用されていた階段状の地形であったが,写真 3.2.1-80 に示すように大量の崩土 によって埋積されている。写真 3.2.1-81 は流過域に向かって左側の元々農道があった箇所であるが,砂質片岩・泥質片岩 互層の堅硬な岩盤が連続的に露出している。この岩盤は源頭部の崩壊面に出ているような強風化岩盤ではなく,未風化の 岩盤である。

### v) 県道被災部

県道白木上辺春線へ大量の崩壊土砂が流出し、一部は松尾川に達しているのが確認されている。斜面から道路への流出幅は、山側ブロック積み擁壁で計測すると29mであるが、道路面を埋めて堆積した延長は70mに及んでいる。



写真 3.2.1-82 県道への土砂流出・堆積状況



写真 3.2.1-83 流出土砂の中央部



写真 3.2.1-84 山側ブロック積み擁壁の埋積状況



写真 3.2.1-85 岩塊主体の崩壊土砂の堆積状況

崩壊土砂は、山側ブロック積み擁壁の上を流れ下っているが、擁壁はほとんど損傷を受けておらず、移動土塊は渓床を 侵食するようなエネルギーはもっていなかったことがわかる。崩壊土砂の流過区間が道路近傍ではこう配がほぼフラット に近かったため侵食力が弱かったことが考えられる。写真 3.2.1-83~写真 3.2.1-85 に示すように、堆積している土砂は主 に人頭大の片岩岩塊を大量に含む土砂である。ただし、道路面には崩壊主部から広がった細粒の土砂(シルトから細砂) が写真 3.2.1-82 のように観察され、調査時点では足をとられるくらいに泥濘化していた。土砂流過部から道路近傍にかけ ての残留している崩壊土砂が主に岩塊からなる礫質土であるのは、大量の水によって細粒分が流されてしまった後の様相 であると推測される。

崩壊土砂は県道を横断して、一部は松尾川へ達している(写真 3.2.1-86)。路側に設けられていたガードレールが流出 した土砂と共に川側へ変状している(写真 3.2.1-87)。



写真 3.2.1-86 松尾川への土砂流出状況



写真 3.2.1-87 ガードレールの損壊状況



e) 崩壊メカニズム

地質的な素因としては、筑後変成岩類に見られる局所的な 風化作用(差別的風化作用)によって、深部まで風化が進行 していたことが挙げられる。砂質片岩は多亀裂性の脆弱な岩 盤に、その下位に分布している泥質片岩は角礫混じりの砂質 土~礫質土まで風化変質しているのが観察される。 ただし、松尾川の河床(写真 3.2.1-88)や写真 3.2.1-89 に示す ように隣接する斜面には、堅硬緻密な岩盤が露出している。 変成岩分布域には、断層や褶曲などの地質構造の影響を受け て、ある幅でこのような深層風化帯といえるようなゾーンが 伏在している可能性がある。

写真 3.2.1-88 松尾川河床の堅硬な岩盤露頭

更に、今回の崩壊は、地形的には凸形尾根型斜面での比較的深い風化岩の崩壊という特徴がある。表層崩壊ではなく、 このような比較的すべり面が深く、基盤岩まで巻き込んでいる場合の崩壊の一つの原因として考えられるのは、表層土(腐 植土壌などの未固結堆積物)の形成が薄く、雨水の浸透を比較的容易に許すような構造が挙げられる。凸形尾根型斜面で のクリープ性の変形が進んでいく中で、今回のような長期間の集中豪雨により多亀裂性の深層風化ゾーンへの雨水の浸透



写真 3.2.1-89 滑落崖のセンター付近の表層付近



写真 3.2.1-90 滑落崖向かって右側部の表層付近

により地下水位が異常に上昇して崩壊に至ったのではないかと推測される。

今回の崩壊前のグーグル・アースの映像を写真 3.2.1-91 に示す。今回の崩壊②の周辺の地形を判読すると、元々あった 谷地形(北西-南東方向)が崩壊②の脚部でほぼ直角方向に曲げられているのがわかる。十分な地質踏査を行っていない が、崩壊②に隣接する東側斜面が過去に大規模な崩壊(①)を起こして、元々あった谷地形を埋めたために、谷筋が大き く屈曲しているように判読できる。すなわち、北西-南東方向の谷の南向き斜面は、深層風化が進んでいてクリープ性の 変形を継続している斜面であり、今回の崩壊(②)もその一連の地形・地質素因と集中豪雨とが結びついて発生したので はないかと想定できる。

また,今回崩壊した②の西側の隣接斜面(ブロック③)は同じような地形・地質であり,今後も梅雨前線や台風による 集中豪雨に対しては十分な注意が必要であると考えられる。



写真 3.2.1-91 2014 年撮影のグーグル・アース

# 2) みやま市の土石流的斜面崩壊

斜面崩壊は,熊本県南関町との県境付近の福岡県みやま市山川町大谷地内で発生した(写真 3.2.1-92)。崩壊地は標高 119mの山体の南西部にあり,南側には真弓川が西流している。



写真 3.2.1-92 崩壊地の斜め写真(左)と上空からの写真(右)

崩壊地に分布する地質は、古生代ペルム紀の結晶片岩(石英絹雲母片岩)である。表層は強風化して土砂化している。 令和2年7月豪雨では、崩壊土砂が谷部に流出し、土石流となった。滑落頭部は遷急線付近に位置し、滑落崖は高さ約 5mで全般に風化し褐色を呈する。崩壊深さは3~5m程度と推定され、滑落崖や側方崖の崩壊面には強風化層(土砂状) や風化岩(礫状の結晶片岩)が露出し、崩壊地内の中腹~末端部にかけては崩土の一部が残存している。崩壊土砂の大部 分は沢筋に沿って流下し、土石流末端部は宅地や道路まで至っている。



図 3.2.1-34 調査地(赤丸)付近の地質図(左)と崩壊地に見られる湧水と滑落崖および土砂流出状況(右)

みやま市の斜面崩壊地付近に東北東および北北西方向の断裂が推定されたため、斜面崩壊に関わる断裂分布(図 3.2.1-35)を定量的に把握する目的で、断裂の分布(走向)・規模(断裂幅)を把握する調査手法であるy線探査を実施した。



図 3.2.1-35 断裂に分断される移動土塊 1)(左)と崩壊地の滑落崖・側方崖

地球上の岩盤には、自然由来の微弱な放射線(γ線・ガンマ線)が放出されている。地殻変動に伴う破断・変形・変質 を受けた地質体(破砕帯・変形帯)では、その作用によって物質(地盤・岩盤)の磁性が変化し、γ線強度の異常値が生 じると考えられる<sup>2)</sup>。地盤におけるγ線の強度をシンチレーションサーベイメータによって、正常値と異常値の境界を計 測することで断裂帯の幅を 10cm オーダーで特定することができる。測定結果図では、γ線強度異常値を赤色で示した。 γ線探査結果を表 3.2.1-3 にまとめた。γ線測定結果図を、図 3.2.1-36 に示す。各測線の断裂の出現状況写真を写真 3.2.1-93 に示す。

測線名	断裂名	異常値区間	断裂幅	方向 (走向)
A測線	断裂 A	22.9m~25.8m	2.4m	$N34^{\circ}$ W
B測線	断裂 B-1	9.3m∼11.8m	2.3m	N34° W
	断裂 B-2	40.1m~42.6m	2, 1m	N55° E
	断裂 B-3	68. 2m~69. 9m	1.4m	N55° E

表 3.2.1-3 γ線強度異常値区間と断裂幅の規模・方向(みやま市)





図 3.2.1-36 y 線測定結果図 (みやま市)



写真 3.2.1-93 断裂(A~B-3)の断裂幅の規模と方向(みやま市)

図 3.2.1-37 にγ線探査測線位置(A測線, B測線)および断裂分布図を示す。測点間隔は1~2mで, γ線強度異常値が 出現した地点では10cm間隔で測定し, γ線強度異常値範囲を詳細に求めた。滑落崖では断裂 B-1 が検出され,断裂 B-2 と断裂 B-3 延長上には滑落崖が認められた。断裂幅は1.4m~2.4mと小規模な断裂であり,この断裂によって分断された エリアに豪雨に伴う地下水流入があり「地すべり」が生じたと考えられる。



図 3.2.1-37 γ線探査測線位置と断裂分布図

#### 参考文献

- 1) 吉村辰朗・吉松史徳:断裂による分断に起因する斜面崩壊発生機構,応用地質,第59巻, pp.485-494,2019.
- 2) 吉村辰朗・大野正夫: 断層破砕帯における帯磁率異常に伴うy 線量の変化,物理探査,63, pp.151~160, 2012.

# 3.2.2 長崎県で発生した斜面崩壊

杉本知史<sup>1</sup>,蒋宇静<sup>1</sup>,大嶺聖<sup>1</sup>,桐原敏<sup>2</sup>,高木辰治<sup>3</sup>,諸橋栄一<sup>4</sup>,古江雅和<sup>5</sup>,内野隆文<sup>6</sup>

- 1 長崎大学大学院・工学研究科
- 2 大栄開発株式会社
- 3 株式会社アールデ
- 4 株式会社昭和ボーリング
- 5 株式会社アサヒコンサル
- 6 株式会社カミナガ

#### (1) 斜面災害の発生状況の概要

長崎県においては、令和2年7月豪雨によりがけ崩れや地すべ りといった斜面災害が計11件発生し、長崎市や佐世保市を中心に 比較的規模の大きな箇所がいくつか確認されている。前月6月25 日から7月6、7日、同10日、7月24日においては、特にまとま った雨量が観測されており、佐世保測候所においては6月に 664.0mm、7月に836.5mmという例年と比べ2倍以上の雨量を記 録した。長崎県内には、佐世保市や松浦市を中心に分布する第三 系の地層を玄武岩が覆う、いわゆる北松型地すべりと呼ばれる大 規模地すべり地域に加え、凝灰質の砂岩や泥岩、凝灰岩との互層 からなる平戸市周辺、片岩を主体とした西彼杵半島、安山岩や火 山噴出物からなる複雑な火山地質を持つ多良岳周辺など、県域の 規模に対し異なる地質構造が展開するため、これらの地質特性に 応じた形態の災害が発生することが特徴といえる。本節では、今 回県内で発生が多くみられた地すべり被害について、いくつか取 り上げる。

#### (2) 地すべりに起因する斜面崩壊

#### 1) 佐世保市吉井町上吉田地区地すべり現場

被災地は図 3.2.2-1 に示すように, 佐世保市役所より北へ約 10km の佐世保市吉井町上吉田に位置する。付近は五蔵岳(標高 455.6m) から北に延びる尾根(標高 270~170m)の東向き斜面となっている。 この尾根地形の東側には「上吉田」、西側には「五蔵」「大屋敷」 といった地すべり危険箇所が五蔵岳山裾を取り囲むように分布し ている。被災箇所は、「上吉田」地区の西端部に位置するが、 図 3.2.2-2 に示すように、地すべり区域の大半がなだらかな斜面で、 耕作地として土地利用が多いのに比べ、今回の被災地は比較的急 峻な山林となっている。付近の地質は、五蔵岳を中心とした山地 には, 玄武岩類が分布し, 基盤岩は佐世保層群の世知原層, 福井 層に属する堆積岩(砂岩・泥岩・石炭等)である。五蔵岳、石盛岳と いった玄武岩の分布域は比較的急勾配をなして山体を形成してい るが、その下方にはなだらかな斜面が広がっており、ここには玄 武岩山地からもたらされた、崩積土が比較的厚く堆積している。 被災地付近の堆積岩は、北側に位置する佐々川に向かって緩く傾 斜しており、この上位に崩積土及び玄武岩が不整合にて覆う形態 をなし、いわゆる「北松型地すべり」の地質構成となしている。



図 3.2.2-1 上吉田地区の被災箇所 (地理院地図を加工)



図 3.2.2-2 上吉田地区の地すべり近景 (長崎県資料より)

地すべりは、幅約100~150m、長さ約200mの規模で発生 し、尾根状の斜面頂部近傍に、写真 3.2.2-1 に示すように段 差 0.5~3m 程度の滑落崖が形成されている。滑落崖の連続 性は明瞭で、中央付近では幅 10~20m 程度の陥没帯も生じ ている。滑落崖には,層厚40~50cm程度の表土の下位に風 化玄武岩の露出が認められる。また、滑落崖には、上部に こけむした箇所も見受けられるため、今回の大きな変動以 前に、小さな変動が生じていたものと推察される。頭部滑 落崖の段差は、両翼端になるほど小さくなっている様に見 受けられる。地すべりの幅や長さが大きく、頭部亀裂に陥 没帯を伴うことなどから,初生に近い形状の岩盤すべりが 生じているものと推察される。そのため、調査ボーリング によってすべり面の深度を確認する必要があると考えられ る。図 3.2.2-3 に示すように、当該斜面周辺には、大規模な 地すべり地形が見られ、今回の被災箇所は、巨視的に見れ ば上吉田地区において, 冠頂部から見て左翼側壁斜面と見 ることもできる。西側に隣接する五蔵地区には、大規模な 陥没帯とその下方には流れ山状の地形も見られることから, 被災斜面の不動層の確認は、十分な深度にて実施される事 が望ましい。

また,当地区の特徴は,連続した比較的大きな頭部陥没 帯が形成されていることが挙げられる。豪雨時の表面水の 流入によってこの陥没帯に水が貯留されると,頭部水圧の 作用によって安全率がかなり低下することが知られている。 このため,陥没帯を整形した後に遮水工を設置する対策が 必要と考えられる。さらに,末端部の河道閉塞の危険性も あるので,抑止工までの施工を行って計画安全率を 1.20 ま で向上するなどの対策が必要であると考えられる。

#### 2) 佐世保市小川内町牧の地地区地すべり現場

被災地は図 3.2.2-4 に示すように、佐世保市役所より北北 西へ約 6km の佐世保市小川内町に位置する。付近は三方を 山地に囲まれた標高 180~250m の東向き斜面で,主に耕作 地として土地利用がなされていた。また,標高250m付近に は、バス路線が通る道路があったが、地すべり頭部に位置 していたため、約70mに渡って崩落している。被災地直上 の妙観寺峠から東北東の江里峠までと, 江里峠から南側の 石盛岳には、標高 300~450m 程度の尾根が連なり、尾根か ら標高 250m 付近の間は比較的急勾配の斜面となっている。 この急勾配区間には玄武岩溶岩が分布している。この急崖 部の下方には,場所によって玄武岩溶岩から供給された, 崩積土が堆積している箇所もある。基盤岩は、佐世保層群 に属する世知原層、柚木層(上部)の堆積岩(砂岩・泥岩・石 炭等)であり、これを不整合関係で、崩積土や玄武岩類が覆 っている。また、堆積岩類と玄武岩類との境界には、八の 久保砂礫層が分布している場合もある。地質図によると, 基盤岩の傾斜は、斜面に対してほぼ水平か緩い流れ盤をな している。被災斜面は堆積岩類と玄武岩類の境界付近を頭



写真 3.2.2-1 滑落崖の様子



図 3.2.2-3 当該被災箇所周辺の遠景 (Google Earth の画像に加筆)



図 3.2.2-4 牧の地地区の被災箇所(地理院地図を加工)

部として発生した、いわゆる「北松型地すべり」の特徴を有する地質構成となっている。

地すべりは、令和2年7月8日の大雨で発生し、その後 図 3.2.2-5 に示すように同年7月10日時点で土塊末端が幅約 180m、長さ約350mの範囲に拡大した。さらに図 3.2.2-6 に 示すように、同年7月24日に再度の大雨により、斜面下方 を流れる妙観寺川に沿って、崩壊土砂が下流に流出するに 至った。前述したバス道路の頂部滑落崖は、落差約30mに 達しているが、その更に上方約100mの山中には、明瞭な旧 滑落崖が認められる。大きな落差の頭部滑落崖の右翼側の 滑落面には湧水が生じており、豪雨時はもちろんのこと、 平常時にも地下水位が高いことが推察される。

地すべり頭部は,発生直後の時点では, 亀裂と小さな段 差が生じた程度であったが,その後も大きく変動し道路も 崩壊するに至っている。また降雨の度に変動を繰り返し, 中腹部から末端部にかけては,一部の土砂が流出する事態 となり,県道へ土砂が到達するのを防止する為に,大型土 嚢によって簡易的な砂防ダムが構築された。

末端部から中腹部にかけての移動土塊の地表部には,前 述の八の久保砂礫層を起源とする,石英等の円礫が散在し ており,当該地すべりが深層の岩盤部も巻き込んだもので あることが伺える。図 3.2.2-7 に示すように,その後のボー リング調査の結果からも同層の存在が確認されたとともに, 地下水調査の結果より,この層から定常的に地下水が供給 されていることも明らかとなっていることから,すべり面 と想定される付近の深度において,豪雨時の地下水供給が 地すべり発生の原因と考えられる。

被災地の復旧に関しては、地下水排除を行った後に、杭



図 3.2.2-5 発災直後の被災箇所(長崎県資料より)



図 3.2.2-6 崩壊土砂拡大後の被災箇所(長崎県資料より)



図 3.2.2-7 被災箇所の地質断面図と地下水位観測結果(長崎県資料より)

あるいはアンカー工による抑止が考えられる。また,写 真 3.2.2-2 に示す滑落崖付近の道路について,現状復旧 は困難とみられるため,架橋や盛土などによる復旧が想 定されているが,将来的な滑動範囲の拡大が懸念される ため,地盤調査やモニタリングの傾向を踏まえた,慎重 な検討が求められると考えられる。

#### 3) 西海市大串地区地すべり現場

被災地は図 3.2.2-8 に示すように,西彼杵半島北部, 西海市役所より北東へ約 6km の西海市西彼町大串に位 置する。付近は標高 10~40m の大村湾に面した南東向 きの緩やかな斜面で,果樹園や宅地として土地利用がな されている。被災地の下方には,国道 206 号線が海岸沿



写真 3.2.2-2 滑落崖付近の寸断された道路の様子

いを東北東〜南南西方向に通り、上方には国道と並行するように、西彼杵道路が標高 50m 付近を通っている。付近の地 質は、結晶片岩を基盤岩とし、時折蛇紋岩が片岩の片理に協調的に分布している。基盤岩を不整合に覆う崩積土類は、片 岩の強風化物起源のものが多く、その層厚は 5~10m 程度と比較的薄いものが多い。北松型地すべりの地質構成であるキ ャップロックたる玄武岩類は、西彼杵半島においては、北部西海橋周辺と中部〜南部の山頂付近に分布するのみであり、 その観点から見ると、当該地にはキャップロックは存在せず、北松型地すべりとは異なる地質構成であるといえる。

被災地を含む西彼杵半島北東部では、多くの地すべり地域が存在しているが、地すべり層厚が薄いものが多い傾向にあ る。現位置付近で片岩が風化しそれが堆積して移動層をなす形態のものが多い。片岩風化土由来の崩積土は、雲母片の含 有が多く脆弱化し易い為に、同一斜面内で、薄いすべりが幾つか複合して変動していた例も見られる。また、地すべり地 内の地下水位は非常に高く、場合によっては被圧され、調査ボーリング孔において自噴していた例も見られる。

当該地すべりは、幅約 50m,長さ約 100 m の規模で生じている。頭部亀裂は、墓地とその近傍にあり、数 10cm の段差 を伴う。両翼部の亀裂は不鮮明で、冠頂部から見て右翼側は構造物もないため、不明瞭である。一方左翼側では、写真 3.2.2-3、3.2.2-4 に示すように家屋のコンクリートの亀裂や、石積の押し出しの形で確認できる箇所もあった。末端部は道 路に面しており、石積の押し出しが確認出来る。従前から何等かの変位が生じていた模様で、過去に設置されたボーリン



図 3.2.2-8 大串地区の被災箇所(地理院地図を加工)



図 3.2.2-9 当該被災箇所周辺の遠景(Google Earth の画像に加筆)



写真 3.2.2-3 家屋敷地内の亀裂



写真 3.2.2-4 石積ブロック上の亀裂

グ孔が家屋上方の畑に存在し、自記水位計が設置されていた。地すべりブロックの上方の切通しには、風化した片岩の露 頭が確認された。これらのことから、比較的浅い地すべりであるとみられ、従前から少しずつ変動していたものが、今回 の豪雨によってやや大きな動きを見せたものだと推察される。

対策工として、抑制工としての集水ボーリングとなると考えられるが、前述の様に崩積土は粘性土であることが多いた め、通常と比べ排水効果があまり期待できないこともあり、1本あたりの排水量に応じて、間隔をより狭くすることが必 要と考えられる。抑止工としての杭打工もしくはアンカー工にて対応することが望ましい。アンカーの施工位置によって は、すべりが跳ね上がることも懸念されるので、施工位置の選定には注意を要すると考えられる。

# 3.2.3 佐賀県内の土砂災害のアーカイブとその特徴に関する検討

# 日野剛徳<sup>1</sup>,柴 錦春<sup>1</sup>,根上武仁<sup>1</sup>

1 佐賀大学

#### (1) はじめに

筆者らは、2019 年度に結成された土木学会水工学委員会・令和元年8月佐賀豪雨災害調査団(団長:大串浩一郎佐賀 大学教授),ならびに2020 年度に結成された地盤工学会九州支部・令和2年7月豪雨災害調査団(団長:椋木俊文熊本大 学教授)に属し、佐賀県内における土砂災害のアーカイブとその特徴に関する研究を進めてきている<sup>1)</sup>。令和2年7月豪

雨災害と名付けられた災害<sup>2)</sup>において,佐賀県も再び被害に見舞われた。 本報では,佐賀県県土整備部河川砂防課の収集資料に基づいて,令和2 年7月豪雨災害を中心とする佐賀県内の土砂災害のアーカイブを行い, その特徴について検討した。

# (2) 雨量と土砂災害のアーカイブ

各データのアーカイブと特徴の検討に際し,Google Earth Pro・ 7.3.3.7786 (64-bit)を用いた。図 3.2.3-1 に,アメダスによる7月6日1 時から8日9時における佐賀県内の総雨量を示す。同図には,佐賀県に おける8箇所のアメダス観測所 (水色のドット)を併記した。総雨量450 ~500mmを赤,400~450mmを橙,350~400mmを黄,300~350mmを 緑,および250~350mmを青としてコンター図化した<sup>1)</sup>。図 3.2.3-1 に土 砂災害の発生箇所を重ねた結果が図 3.2.3-2 である。「がけ崩れ」を赤の ドット,「地すべり」を黄のドットに区分してアーカイブした。表 3.2.3-1 に,市・町別の土砂災害発生件数を示す。がけ崩れが16件,地すべりが 2 件認められた。土石流の発生は0件であった。

# (3) 検討方法

佐賀県県土整備部河川砂防課による令和2年7月豪雨,令和元年8月 佐賀豪雨および平成2年(1990年)県南部土砂災害の土砂災害データと 降雨データを用いた。表層地質図について,国土数値情報から5万分の 1土地分類基本調査の表層地質図<sup>3)</sup>を入手し,QGISで加工したものを用 いた。これらのデータを Google Earth Pro上でアーカイブした。土砂災害 発生時の降雨特性に関する検討では、土砂災害発生時刻が必要となる<sup>4)</sup>。 上記の3データにおいて,前者から後者にかけてそれぞれ4件,37件お よび83件に土砂災害発生時刻の記録が認められた。他方,連続雨量にお ける無降雨の継続時間に関する理解は議論の途にある。土砂災害発生時 の雨量,発生時の時間雨量を含む2時間,4時間,6時間,12時間,24 時間および48時間の先行雨量,降り始めから土砂災害発生時刻までの連 続雨量の関係について図3.2.3-3のように仮定し、後述のヒストグラム化 に臨んだ。



図 3.2.3-1 アメダスに基づく 2020 年 7 月 6~8 日 における佐賀県内の総雨量



図 3.2.3-2 佐賀県内における土砂災害の発生箇所 表 3.2.3-1 市・町別の土砂災害発生件数

市・町	がけ崩れ	地すべり
武雄市	4	1
鹿島市	5	0
嬉野市	1	1
神崎市	1	0
佐賀市	1	0
唐津市	1	0
伊万里市	1	0
有田町	1	0
太良町	1	0
計	16	2

# (4) 令和2年7月豪雨災害に関する考察

図 3.2.3-2 に示すように, 佐賀県内における令和2年7月豪 雨に起因する土砂災害の多くは県南西部に集中しているこ とに加え,総雨量が 300mm 以上の範囲でのみ発生している 傾向が認められる。総雨量が 300mm 以上でのみ土砂災害が 発生している点は,令和元年8月佐賀豪雨においても同様で あった<sup>1)</sup>。図 3.2.3-4 に示すように,表層地質図上にアーカイ ブしたところ,18 件の土砂災害のうち堆積岩上の発生が12 件(66.7%),火成岩上で5件(27.8%),変成岩上で1件(5.6%) であった。堆積岩の多くは,頁岩層または砂岩頁岩互層等の 砕屑性堆積岩で構成されている。頁岩層の性質である堆積面 に沿って崩壊し易いことに加え,崩壊部分に豪雨による表流 水が浸透し崩壊が助長されるなどの状況が生じ,土砂災害が 発生したと考えられる。

# (5) 土砂災害と降雨特性の関係

図 3.2.3-5 に、平成2年県南部土砂災害における48時間先 行雨量と土砂災害件数の関係を示す。図 3.2.3-3 に示すように, 先行雨量の時間を同図の左側に向けて24時間,48時間のよ うに長くとることにより,正規分布を示すようになることが わかった。土砂災害発生時刻を含む連続雨量を横軸の尺度に 用いることによっても同様の傾向が得られた。これらの結果 から、平成2年県南部土砂災害は、先行雨量(24時間および 48 時間),連続雨量ともに 150mm 以上で発生し,200mm 以 上にかけて急増する。他方,200mm以上の各雨量において土 砂災害発生件数は必ずしも多くないことがわかった。図 3.2.3-6 に、令和元年8月佐賀豪雨災害における48時間先行 雨量と土砂災害件数の関係を示す。48時間先行雨量が100mm 以上の場合で土砂災害発生件数が急増する。降り始めからの 連続雨量においても同様の傾向が得られた。令和2年7月豪 雨災害の土砂災害の場合,本検討に用いることができたデー タ件数は4件と少なかった。24時間および48時間の先行雨 量,降り始めからの連続雨量のデータより,150mm以上の降 水量で土砂災害が発生しており、令和元年8月佐賀豪雨災害 における土砂災害のパターンに類似していることが示唆さ れる。

# (6) おわりに

本検討で得られた知見を要約すると、次のとおりである: (1)令和2年7月豪雨災害における土砂災害は18件であり、









図 3.2.3-6 令和元年 8 月佐賀豪雨災害における 48 時間雨量と土 砂災害件数

多くが県南西部に集中した;(2)これらの土砂災害の発生箇所は堆積岩上で12件(66.7%),火成岩上で5件(27.8%),変成岩上で1件(5.6%)であった;(3)令和元年8月佐賀豪雨災害の場合,総雨量が300mm以上の範囲でのみ土砂災害が発生した;(4)平成2年県南部土砂災害の場合,24時間,48時間先行雨量,および降り始めからの連続雨量が150mm以上で土砂災害が発生し,200mm以上で急増した。他方,200mm以上の各雨量において土砂災害発生件数は必ずしも多くなかった;(5)令和2年7月豪雨災害の土砂災害は、令和元年8月佐賀豪雨災害における土砂災害のパターンの類似が示唆される。

# 参考文献

- 1) 上野優孝, RAHMAH, Annisa Mutia, 日野剛徳, 柴 錦春, 根上武仁: 令和元年8月佐賀豪雨災害における土砂災害のアーカイブとその特 徴に関する基礎的検討, 令和元年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集, CD-ROM, 第Ⅲ部門, pp.427-428, 2020.
- 2) 内閣府, 入手先<http://www.bousai.go.jp/updates/r2\_07ooame/pdf/r20703\_ooame\_39.pdf>(参照2020.12.16)
- 3) 国土数值情報,入手先<https://nlftp.mlit.go.jp/kokjo/inspect/landclassification/land/l\_national\_map\_5-1.html>(参照2021.1.4)
- 4) 地頭薗隆,下川悦郎,三浦郁人,松本舞恵,加藤昭一:1993年鹿児島豪雨による土砂災害発生と降雨,鹿児島大学農学部演習林研究報告,24巻,pp.69-87,1996.

# 3.3 まとめ

#### 酒匂一成1

#### 1 鹿児島大学・学術研究院理工学域工学系

令和2年7月3日から梅雨明けの7月29日かけての梅雨前線<sup>1)</sup>により、九州各地で集中豪雨が発生し、広い範囲で累 積雨量1000mmを超える降雨が記録されていた。この豪雨により、九州各地で斜面災害が発生した。

熊本県土木部被害状況報告<sup>2)</sup>によると、熊本県南部地域では砂防施設が 253 箇所(八代局 34 箇所, 芦北局 103 箇所, 球磨局 116 箇所)被災している。福岡県提供の令和2年7月豪雨に関する情報(第71 報)<sup>3)</sup>によると,がけ崩れ 286 件, 地すべり4件が発生しており,比較的短期間の降水量が多い地域での発生が多いことと、それほど高い降水量では無いが 福岡市,北九州といった人口が多い市町村では土砂災害の数が多くなったことが傾向として見られた。長崎県<sup>4)</sup>において も,砂防施設で7箇所,道路施設で131箇所の被災が確認されている。また,鹿児島県土木部砂防課の報告<sup>5)</sup>によると, 令和2年度に鹿児島県内での土砂災害発生件数は,91件(がけ崩れ 80 件,土石流等11件)であった。平成 22 年から令 和元年までの年平均土砂災害発生件数は 88 件であり,ほぼ発生件数は例年通りであった。そのうち,7月豪雨では県内 16市町で 69件(がけ崩れ 59 件,土石流等10 件)の土砂災害が発生し,人的被害として負傷者1名,家屋被害 36 戸の 被害が発生した。鹿児島県土木部砂防課の推定では,もし土砂災害対策施設が整備されていなければ,さらに 22 箇所で 土砂災害が発生していた可能性がある。22 箇所の施設整備に約 61 億円要しているが,約 150 億円の資産(人命を除く) を保全することができたと試算されている。このように,土砂災害対策施設を着実に整備していくことで,地域の災害免 疫力を高めることにつながると思われる。

一方で、今回の斜面災害では、過去に災害が発生した箇所、すでに対策が施された場所やその周辺における被災もあっ た。熊本県芦北町塩尾地区では、厚さ 1m の土砂災害を想定して擁壁や落石防護柵が設置されていたが、今回の豪雨では 想定外の深層崩壊が発生したため、崩壊土砂を防止しきれなかった。宮崎県国道 448 号においても、複数回にわたり被 災・復旧を繰り返している箇所において今回の豪雨で被災している。被災箇所は、地すべりや斜面崩壊の素因となりうる 日南層群が分布している地域であり、擁壁やロックボルトを併用した法枠工法、水抜きボーリング、アンカー工などが施 されていたが、今回の一連の大雨でアンカーの抜け出しが発生した。今回の調査では、このように災害が繰り返される箇 所は、災害が生じやすい特徴的な「地質」、「地形」を持った箇所であることや地形的に浸透した雨水が集まりやすい箇所 であるという特徴がある場所で生じているとみられる。熊本県での被災箇所では、水が噴水のように噴き出していたとの 証言もあった。福岡県八女市立花町松尾地区の法面崩壊では、設置されていた擁壁や法面保護工に変状が生じており、法 面保護工が密閉型であるため地山に浸透した雨水を十分排水できなかったことが原因の一つと考えられる。また、鹿児島 県曽於市大隅町別府地内でのシラス台地の縁辺部の斜面崩壊箇所においても、台地上に降った雨の排水処理能力を超え る雨量により、排水路が流出することにより、元来侵食されやすいシラスが侵食崩壊を起こし、最終的に高さ 50m を超 えるシラス急崖を形成するに至っている。多くの箇所で、同様な崩壊形態が見られており、過去に崩壊があり流路工など が設置されていたが、その処理能力を超えた雨量により溢れた水で崩壊が発生している。

また、今回の一連の大雨では、各地で大規模な地すべり崩壊が発生している。長崎県佐世保市吉井町吉田地区では幅約 100~150m、長さ約200mの地すべりが発生している。この斜面は、連続した比較的大きな頭部陥没帯が形成されており、 豪雨時の表面水がその陥没帯に集まり、斜面内の間隙水圧を高めてしまうことが原因の一つと考えられている。熊本県人 吉市、芦北町、鹿児島県長島町の熊本県と鹿児島県の県境付近の砂岩・チャート・頁岩が広がる地域においても地すべり が発生している。地すべりの発生しやすい地質や地形の箇所に過去の豪雨経験よりも大きな降雨イベントが起こると地 すべりの発生件数も増えてくるように思われる。

被災箇所の対策については、事後保全や原形復旧といった施設保全や原形復旧といった従来の考え方に基づいて、被災 メカニズムや地形・地質を考慮して対策が行われてきていると思われるが、降雨等の外力が増加している現状において は、事後保全や原形復旧といった考え方を見直し、災害復旧時の調査や観測のさらなる充実、設計外力の見直し、被災箇 所だけではなくその周辺も含めた改良的な復旧事業の推進などが重要であると思われる。また、災害を経験することによ り、被災箇所の復旧・対策が実施され、地域の防災免疫力が向上していると思われ、防災免疫力は地域によって大きく異 なると考えられる。今後、実施された復旧・対策の効果を検証し、地域ごとの防災免疫力を定量的に評価する手法の確立 なども重要になってくると思われる。

# 参考文献

- 1) 福岡管区気象台:災害時気象資料-令和2年7月3日から29日にかけての梅雨前線による九州の気象状況について-,https://www.jmanet.go.jp/fukuoka/chosa/saigai/20200730 kyushu.pdf, (2021年4月22日時点)。
- 2) 熊本県: 令和2年7月豪雨に係る災害対策本部会議資料(第28回), https://www.pref.kumamoto.jp/soshiki/1/51188.html, (2021年5月 12日時点)
- 3) 福岡県: 令和2年7月豪雨に関する情報(第71報), 2020。
- 4) 長崎県: 令和2年7月豪雨に係る被害状況, 長崎県総合防災ポータル, https://www.pref.nagasaki.jp/sb/damage/view.php?num=417, (2021 年5月12日時点)。
- 5) 鹿児島県土木部砂防課: 令和2年土砂災害発生状況, http://www.pref.kagoshima.jp/ah08/infra/sabo/r2dosyasaigai.html, (2021年4月22日 時点)。

# 4. 道路の災害

# 4.1 九州南部地域の道路災害

# 4.1.1 熊本県南部で発生した道路災害

椋木俊文<sup>1</sup>, 今薗淳司<sup>2</sup>, 梅﨑基考<sup>3</sup>, 山下隆之<sup>3</sup>

- 1 熊本大学大学院先端科学研究部 土木建築学工学専攻
- 2 株式会社水野建設コンサルタント
- 3 株式会社アバンス
- (1) はじめに

熊本県及び市町村が管理する公共土木施設の被害は、4715 箇所,被害額 1452 億と概算されている(熊本県 8 月 19 日 報告:被害額に国は含まず)。その被害額は平成 28 年熊本地震(1379 億)に近い甚大な被害であった。地域別では人吉 球磨および芦北を含む県南で 1233 億と全体の 85%を占めている. 熊本県南部では多くの道路災害が発生した。本章では、 球磨川流域および芦北地域の道路災害について、その被害状況の一部を報告する。なお、熊本県南部の球磨川沿いで発生 した橋梁基礎の災害については、第 6 章にて後述する。

#### (2) 球磨川流域の道路災害

#### 1) 国道 219 号の被害

熊本県南部の人吉市から八代市に向かって南から北へ流下する球磨川に沿って、国道 219 号が併走する。球磨川沿いの 国道 219 号は、令和2年7月豪雨時の増水により、その道路区間のほとんどが一時的に完全に浸水し、多くの区間で被災 し、災害発生後から通行止めとなった。甚大な被害を受けた国道 219 号は、熊本県が管理する道路であるが、今回の被害 規模、被害範囲の大きさなどを鑑みて、国土交通省の権限代行により復旧が進められている。令和3年5月現在、災害か ら約1年弱が経過した今でも、本復旧した道路は多く、復旧途中である。



写真 4.1.1-1 国道 219 号八代市坂本付近の災害直後の状況 (一般市民からの提供)

国道 219 号のなかでも、ブロック積工などによる盛土箇所は、崩壊している個所が多い(写真 4.1.1-2~5)。ブロック 積擁壁や盛土では増水時の背面からの残留水圧により崩壊していることが多いと思われる。

球磨川沿いは地形が急峻であるため、山側が切土、河川側が盛土という道路構造が多く、そのうち擁壁を含む盛土部の 崩壊が多い(写真 4.1.1-2)。一方、山側は、良好な硬質岩盤であり、今回崩壊していないが、のり面対策工(法枠)や落 石対策工が既設されており、安易に山側へ道路を追い込むことはできないと思われる(写真 4.1.1-2)。

盛土部の崩壊箇所は、谷地形の盛土が厚い箇所が多い。基礎地盤は、石灰岩やチャートなど非常に硬質な岩盤であり支持力としては十分と思われるが、岩着基礎であることから、最深河床よりも根入れしているわけではなく今後の復旧時には検討が必要である(写真 4.1.1-3, 4.1.1-4)。多くの応急仮復旧は、耐久性の大型土のうと袋詰玉石で施工されている(写 真 4.1.1-5)。



写真 4.1.1-2 国道 219 号八代市坂本町付近の盛土の崩壊(左 2 枚:被災直後,右:10 月の仮復旧状況) (川側の擁壁を含む盛土が崩壊,基盤岩は角閃岩)



写真 4.1.1-3 国道 219 号球磨村神瀬の ブロック積み擁壁盛土の崩壊(基盤岩が石灰岩)



写真 4.1.1-4 国道 219 号球磨村神瀬の ブロック積み擁壁盛土の崩壊(基盤岩がチャート)



写真 4.1.1-5 国道 219 号八代市豊原上町付近の路肩崩壊 (応急仮復旧:耐久性の大型土のうと袋詰玉石)



写真 4.1.1-6 国道 219 号坂本付近の擁壁崩壊 (応急仮復旧:耐久性の大型土のう)

道路は河川護岸併用の擁壁構造が多い。地形が急峻であるため鋼矢板などによる土留工が多くあるが,鋼矢板全体が崩壊している事例もあり,根入れ等を十分に確保することが重要と思われる(写真4.1.1-7)。根入れする基礎地盤は,非常に硬質な砂岩やチャートである場合が多く,根入れが困難な場合もあり注意が必要である。



写真 4.1.1-7 国道 219 号球磨村土留め壁の崩壊(鋼矢板の根入れ不足等による崩壊)

すでに国道沿いは,道路のかさ上げが対策完了していた箇所もあったが,今回想定以上の水位まで上昇している(写真 4.1.1-8)。アンカー付き親杭横パネル壁等の対策完了している箇所では,擁壁の被災はなかったようである。また,八代 市坂本町ではアンカー付き親杭横パネル壁による擁壁の既設施工箇所は被災がないが,未施工区間で被災がみられた(写 真 4.1.1-9)。



写真 4.1.1-8 国道 219 号球磨村神瀬の親杭横パネル壁工(左:施工完了状況,右:かさ上げした道路上まで越水)



写真 4.1.1-9 国道 219 号八代坂本町付近の親杭横パネル壁工 (既設施工箇所は被災がなく,未施工区間は崩壊している。写真では大型土のうによる仮復旧済み)

### 2) 石灰岩分布域の被害

球磨川中流域の球磨村大瀬付近(大瀬橋付近)は、秩父帯のジュラ紀付加体中の石灰岩ブロックが地質図スケールから 露頭スケールでレンズ状に分布する。その石灰岩分布域には、延長 4.8km の鍾乳洞「球泉洞」がある。今回の災害では物 産館や駐車場へ 2 筋の沢から土石流が発生し、大量の流木と石灰岩の岩塊が流出してきた(写真 4.1.1-10)。他にも球磨 村神瀬や芦北町の石灰岩分布域で土石流が発生している。

石灰岩の岩塊は非常に硬質であるが、雨水により溶食され転石浮石状となり、その周辺は非常に軟質な土砂状となって いることが多く、土石流の素因となることが多いと思われる。

また石灰岩は硬質であるため、構造物支持層に適するが、部分的に空洞が認められる場合が多く、構造物や橋梁支持層 として注意が必要である(写真 4.1.1-11)。



写真 4.1.1-10 球泉洞 土石流被害 ジュラ紀付加体中の石灰岩分布域 (大瀬橋より 1.5km 南側)



写真 4.1.1-11 国道 219 号球磨村大瀬の盛土崩壊(盛土下の基礎地盤は石灰岩で空洞が認められた。)

### 3) 復旧状況(令和3年4月時点)

令和2年7月豪雨発生直後より,球磨川沿いの国道219号(熊本県管理路線)は、国土交通省の権限代行により応急復 旧、一部本復旧が進められている。約1年弱が経過した今でも被害規模、被害範囲が大きく、復旧途中である。 その中でも、浅部より堅固な岩盤が分布する路肩崩壊などでは、大型ブロック積擁壁等による本復旧が進められている (写真 4.1.1-12~4.1.1-18)。



写真 4.1.1-12 大型ブロック積擁壁による復旧 (写真 4.1.1-6 被災箇所) (支持層は,硬質な砂岩が浅部より分布)



写真 4.1.1-13 擁壁による復旧 (被災した鋼矢板はそのまま埋められている)



写真 4.1.1-14 大型ブロック積擁壁による復旧(写真 4.1.1-11 の被災箇所) (支持地盤は,空洞を伴う石灰岩であり,やや深い。基礎は網状鉄筋工が施工されている。)

一方で、このような大規模災害では、早急な本復旧までは時間を要するため、応急復旧のまま、被災後の梅雨に備える 箇所も多くある。球磨川沿いの国道 219 号等では、応急仮設として主に道路法尻には浸食洗掘防止となる袋詰玉石が仮設 され、その上部の土砂部には、コンクリートマット工が多く使用されているようである。今回、非常に多くの大型土のう などの応急復旧工が施工されており、単純にそれらを撤去し、本復旧の擁壁工などを構築するとかなりの建設廃材の発生 が想定される。応急復旧工を活かした設計施工が望まれる。



写真 4.1.1-15 応急復旧(写真 4.1.1-3 被災箇所) (袋詰玉石とコンクリートマット)



写真 4.1.1-16 応急復旧(写真 4.1.1-4 被災箇所) (袋詰玉石とコンクリートマット)







写真 4.1.1-18 応急復旧(写真 4.1.1-4 被災箇所) (袋詰玉石とコンクリートマット)

#### (3) 芦北地域の道路被害

熊本県芦北(観測点:県芦北)では、令和2年7月3日~4日にかけて降り始めからの合計降雨量546mmの豪雨を記録している。特に4日の3時から7時には時間80mm前後の猛烈な豪雨により多くの土砂災害が発生している。 芦北町における国道3号等では多数の崩壊・土石流が発生し一時通行止めとなっている。以下、その状況を紹介する。

# 1) 国道3号海浦トンネル起点側の土石流

芦北町海浦の海浦トンネル起点側坑口で土石流が発生し、国道へ土砂が流出し一時通行止めとなった(写真4.1.1-19)。 基盤岩は秩父帯のジュラ系の泥質岩主体のメランジュ層が分布する。渓流沿いには、泥質岩や砂岩の礫を混じる崩積土が 層厚 2~3m 堆積しており、それが流出している。崩壊頭部では泥質岩の風化岩と崩積土の境界から湧水があり、パイピ ングが認められた(写真4.1.1-20 左)。災害発生からすぐに応急復旧工事が着手され、わずか数日で土砂撤去と応急仮設 の大型どのうが設置されている(写真4.1.1-20 中央)。7/11 にも再び豪雨が発生したが、応急仮設により道路への土砂流 出はなかった。



写真 4.1.1-19 海浦トンネル起点側の土石流 (7/4)



写真 4.1.1-20 海浦トンネル崩壊状況(左: 7/8 の湧水,中央: 7/8 大型土のうによる仮復旧,右: 7/11 全景)

#### 2) 国道3号佐敷トンネル終点側の土石流

芦北町佐敷の佐敷トンネル(延長1570m)の終点側西側斜面において,7月3~4日の豪雨により崩壊が発生し,道路 へ大量の土砂と流木が道路へ流出した(写真4.1.1-21)。令和2年4月の被災前は流水もほとんどなく,道路施設の落石 防護柵は土石流を想定したものではなかったと思われる(写真4.1.1-22,4.1.1-23)。



写真 4.1.1-21 国道 3 号佐敷トンネル終点側坑口空撮(写真右の土石流箇所が被災箇所)。 隣接する渓流も小規模土石流が発生している。今後,土石流が発生する可能性がある。



写真 4.1.1-22 国道 3 号佐敷トンネル終点側坑口(左: 4/24 被災前,右: 被災直後 7/5)



写真 4.1.1-23 土石流渓流の崩壊状況 (左: 4/24 被災前,右: 被災直後 7/4)

土石流が発生した崩壊渓流は,秩父帯のジュラ系のメランジュ層を基盤岩として,右岸側の泥質岩と左岸側の石灰岩の 地質境界沿いの北東-南西方向の沢筋が発達する。

右岸側は、細かい割れ目が多い泥質岩の斜面で、風化し易い細礫状の崖錐堆積物が 4m 程厚く分布していた(写真 4.1.1-24)。斜面には東北東-西南西方向に延びる0次谷が平行に多数分布しており、表流水の集中により表層崩壊やガリ ー侵食が多数みられる(写真 4.1.1-24 右)。また大量の表流水が流れた痕がみられ(杉の根露出)、多数の倒木があり、流 木の発生源となっていた(写真 4.1.1-24 中央)。一方、左岸側は主に石灰岩が露岩する(写真 4.1.1-25)。0.5~3m 間隔の 割れ目により、大径の浮石や転石が多数分布していた。石灰岩は硬質のため風化の進行が遅いために、右岸側に比べて、 表層の崖錐堆積物は薄い。割れ目が少ないために右岸側には0次谷の発達や表層崩壊はみられず、倒木も少ない。その一 方で石灰岩は雨水に溶食されるため、浮石転石状になりやすく、土石流の素因となり、渓床に分布する径数mの石灰岩転石 の主な供給源となっている。



写真 4.1.1-24 右岸側の泥質岩とガリー浸食



写真4.1.1-25 左岸側の石灰岩

災害発生後の7月5日から国道の応急仮復旧工事に着手し,早急に崩土撤去・大型土のう設置が完了した。(写真4.1.1-26 上左)。順次,仮設防護柵工事の施工が進められていた7月10日未明~11日にかけて,時間20ミリ以上の断続的な豪雨 があり,新たな土石流が発生した。施工中のラフタークレーンが土砂に埋没した(写真4.1.1-26上右および下左)。その 後,仮設防護柵が仮設されている。施工時の安全性を再認識させられた。


写真 4.1.1-26 応急仮復旧工事状況 (上左: 7/7 崩土撤去,上右および下左: 7/11 再崩壊,下右: 10 月防護柵設置)

災害発生後の本復旧等の検討には,崩壊前のLPデータを用いて地形解析等が実施されており,右岸の泥質岩と砂岩の石 灰岩の地形には明瞭な違いが認められる。今後は地形LPデータ等の事前把握や活用が望まれる。

また, 佐敷トンネル終点側坑口斜面に隣接する他の3つの斜面からも土砂流出が発生した(写真4.1.1-21)。それらは 道路防災点検箇所になっており,災害予測も含めて点検の重要性は増していると思われる。

### 3) 一般県道古石天月線の道路斜面崩壊

ー般県道 331 号古石天月線の芦北郡芦北町漆川内の道路斜面において,今回の令和2年7月豪雨にて崩壊が発生している。基盤の地質は、ジュラ系の泥質岩を主体として、チャートや石灰岩をブロックとして挟むメランジュ層である。崩壊は、それらの表層に分布する土砂化した強風化部が崩壊している。



写真 4.1.1-27 古石天月線の令和 2 年 7 月豪雨による崩壊 (平成 23 年 8 月崩壊斜面と隣接する斜面が崩壊)



写真 4.1.1-28 古石天月線の平成 23 年 8 月豪雨の崩壊斜面 吹付法枠工+鉄筋挿入工で抑止。今回崩壊なし。

この被災箇所では、今回崩壊した斜面に隣接する斜面で、平成23年8月の豪雨(186mm/日、時間最大雨量53mm/時) により法面崩壊が発生し、崩土で道路が全面通行止めとなっていた(写真4.1.1-29,4.1.1-30).災害復旧として、吹付法 枠工(300×300-2000×2000,D16×2本 381m 枠内植生基材吹付3cm)、鉄筋挿入工(D19,SD345,L=3.5~4.0m,計51 本)が施工され、斜面は安定化し植生も繁茂している(写真4.1.1-31)。

今回の令和2年7月豪雨により,平成23年の対策済みの被災斜面では,H23被災時を超える豪雨でも崩壊は認められていない。十分に抑止されている。なお安定計算における計画安全率はPFs=1.15(一般県道)として設計されている。 一方で隣接する「無対策」斜面は,平成23年の豪雨では崩壊しなかったが,今回崩壊が発生している(写真4.1.1-32)。





写真 4.1.1-29 平成 20 (2008) 年 9 月の斜面状況 表層不安定

写真 4.1.1-30 平成 23 (2011) 年 8 月の被災状況 豪雨により斜面崩壊



写真 4.1.1-31 平成 25 (2013) 年の対策完了後 吹付法枠 (300-2000) +鉄筋挿入工 (D19, L=3.5~4.0m) 隣接する写真左側の斜面は無対策のまま。

写真 4.1.1-32 令和 2 (2020) 年 7 月の被災状況 写真右側:平成 23 年対策済の斜面。今回崩壊なし。 写真左側:無対策斜面が崩壊した。

一度被災した斜面に隣接する斜面は、崩壊する素因となる地質はほぼ同様であることが多いと想定される。誘因となる 豪雨等の強弱で崩壊の発生の有無が決まると思われる。崩壊箇所に隣接する未崩壊斜面が、次の災害で崩壊するような事 例は、平成24年九州北部豪雨の阿蘇カルデラ斜面でもあった。

熊本では、平成24年九州北部豪雨や平成28年熊本地震、そして今回の令和2年7月豪雨と、近年10年内だけでも大 規模災害が頻発している。本事例は、道路防災上、被災斜面と隣接する斜面等は特に注意が必要であることを再認識させ られた。

#### (4) おわりに

令和2年7月豪雨により,熊本県内では球磨川流域の県南で特に甚大な被害があったが,それ以外にも天草や県北でも 多くの災害が県全域で発生し,現在も復旧工事等が進められている。本報告ではその一部しか紹介できなかったが,今後 の復旧の一助となればと思う。

さいごに本報告には,国土交通省九州地方整備局熊本河川国道事務所,八代復興出張所(令和3年4月より八代復興事 務所),熊本県土木部,熊本県芦北地域振興局の資料を使用させて頂きました。また,災害直後の写真は一般市民より資料 提供などの協力を頂きました。ここに記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 総務省消防庁(2021):令和2年7月豪雨による被害及び消防機関等の対応状況(第55報)
- 2) 国土交通省九州地方整備局·熊本県(2020):第1回令和2年7月球磨川豪雨検証委員会説明資料
- 3) 内閣府(2021): 令和2年7月豪雨による被害状況等について
- 4) 熊本県(2020):令和2年7月豪雨被災状況【速報版】
- 5) 熊本地方気象台(2020): 令和2年7月5日発表【災害時気象資料】令和2年7月3日から4日にかけての熊本県の 大雨について.
- 6) 熊本地方気象台(2020): 令和2年7月8日発表【災害時気象資料】令和2年7月6日から8日にかけての熊本県の 大雨について
- 7) 産業総合技術研究所地質調査総合センター(2010):20万分の1地質図幅「八代及び野母崎の一部」.
- (一社)熊本県地質調査業協会(2008): 熊本県地質図(10 万分の1).
- 9) 熊本大学先端科学研究部 大本照憲・研究代表者(2021): 令和2年7月九州豪雨災害の総合調査・研究報告書(令和2年度科学研究費助成事業・特別研究促進費)

# 4.1.2 宮崎県で発生した道路被害 - 西米村国道 219 号線における道路被害 -

神山惇<sup>1</sup>,福林良典<sup>1</sup>,伊集院弘尚<sup>2</sup>,末次大輔<sup>1</sup>

- 1 宮崎大学・工学教育研究部
- 2 九州工営株式会社 設計部
- (1) はじめに

令和2年7月豪雨により,宮崎県西米良村にある国道219号の道路盛土が崩壊した。当該現場は令和元年台風17号においても同様な被害が生じている。本項では,令和2年7月豪雨における当該現場での被災状況調査結果について報告するとともに,過去の豪雨による被害事例について述べる。

### (2) 西米良村における被害概要

図 4.1.2-1 に示すように、国道 219 号の板谷トンネル終点から約 100m の地点において、道路盛土の路肩および隣接す る補強土壁が崩壊した。写真 4.1.2-1 は宮崎県から提供いただいた、2020 年 7 月 4 日における盛土の被災状況である。大 量の濁水が路面から崩壊断面へ流下しているのがわかる。当該現場は、地山の一部を開削してソイルセメントで人工地山 を構築し、その人工地山の上に道路盛土および補強土壁が構築されている。沢を埋めて造成された現場である。現時点で は、地層断面が把握できておらず地山とソイルセメントとの境界は明確にはわかっていない。被災要因には、盛土背面の 暗渠から溢れ出た大量の雨水が、路面を伝って路肩を侵食したことが考えられる。地質図によると、当該現場には日向層



図 4.1.2-1 被災地点の位置図



写真 4.1.2-1 7月 4日の国道 219号の状況(宮崎県より提供)

群の砂岩泥岩互層が分布している。また,盛土から北西約 500m に位置する西米良村道において,増水した板谷川の河川 水によって,橋台背面および川表側法面が浸食された(写真 4.1.2-2)。

(3) 令和2年7月豪雨における国道219号線の道路盛土の被害状況



写真 4.1.2-2 西米良村道の浸食(7月8日撮影)

### 1) 土工構造物の被害状況

写真 4.1.2-3 に崩壊した道路盛土における各土工構造物の被害状況を示す。写真 4.1.2-3 (a)は、補強土壁の背面である。 隣接する道路盛土の浸食に伴い、補強土壁の端部が損壊したと推察される。崩壊部の土質を観察したところ、礫質土であ ることが確認された。写真 4.1.2-3 (b)は損壊した横断暗渠である。著者らが現地調査を行ったのは崩壊発生から4日後で あったが、盛土背面の沢に集水した雨水が暗渠から激しく排出されていた。写真 4.1.2-3 (c)は、盛土直下にある地山の被 災断面の全景である。路肩から斜面末端までの長さは約 30m であり、表流水が斜面を浸食した形跡が確認できる。写真 4.1.2-3 (d)は地山の表層で確認されたソイルセメントである。ソイルセメントの斜面にはアンカーが施工されていた。浸 食された地山との境界に設置されているグラウンドアンカーが損傷しているのを確認した。



写真 4.1.2-3 土工構造物の被害状況(7月8日撮影)

図 4.1.2-2 に盛土の排水設備の概要を示す。道路背面の沢筋からの表流水を排水するために横断暗渠が設置されている。 暗渠に接続されたコルゲートパイプから下流の板谷川に排水する構造となっている。写真 4.1.2-4 は令和 2 年 7 月豪雨当 時における盛土背面の沢の状況である。上流の自然斜面が崩壊し、暗渠につづく排水路が土砂で埋まっていた。暗渠にも 土砂が流入したため排水機能が喪失し、大量の表流水が道路盛土を浸食したと推察される。



図 4.1.2-2 暗渠排水の概要



写真4.1.2-4 盛土背面の斜面崩壊

### 2) 被災箇所の雨量データと過去の豪雨による被災状況

図 4.1.2-3 に被災地点から約 5km 東にある AMeDAS 西米良観測所で記録された 2020 年 7 月 3 日から 6 日までの時間雨量および積算雨量の時系列を示す。7 月 4 日深夜から朝にかけて 20mm/h 以上の激しい雨が複数回記録されており、最大で 60mm/h の雨量が記録されている。4 日午前に国道 219 号の崩壊が確認されていることから、4 日未明の豪雨期間中に崩壊したと推察される。また、写真 4.1.2-5 に示すように、国道 219 号盛土は令和元年の台風 17 号においても表流水の浸食によって崩壊している。図 4.1.2-3 には台風 17 号の雨量データ(2019 年 9 月 21~24 日)も示している。両年の雨量は比較的類似していることがわかる。

管理者へのヒアリング調査を実施したところ,当該盛土は約15年前に計画・施工されている。排水計画における雨量 は10年確立雨量が採用されている。令和元年および令和2年に被災した際の実雨量は,計画雨量の約75%であった。そ のため,上流斜面からの土砂流入によって暗渠が閉塞したことが被災要因と推察される。本事例から,土工構造物のみな らず流域全体で防災対策を実装することの必要性を再認識した。







写真4.1.2-5 令和元年台風17号による被災状況(宮崎県西都土木事務所より提供)

# 謝辞

宮崎県県土整備部および西都土木事務所には,情報提供ならびに現地調査において多大なご協力をいただいた。記して 謝意を表す。

# 4.1.3 鹿児島県で発生した道路被害

酒匂一成<sup>1</sup>,本田信孝<sup>2</sup>,伊藤真一<sup>3</sup>

- 1 鹿児島大学・学術研究院
- 2 (株)日本地下技術・技術部
- 3 鹿児島大学・学術研究院

# (1) 鹿児島県で発生した道路被害の概要

鹿児島県災害対策課<sup>1)</sup>(8月31日現在)によると,県管理の道路で被災箇所107箇所,被害額23億9600万円,市町村 工事関連施設の道路で被災箇所211箇所,被害額29億100万円と報告されている。全面通行止めは97箇所で発生し,片 側通行止めは42箇所で発生していた。全面通行止めの発生は、7月3日~10日、7月24日に生じたことが報告されてい る。その規制理由としては、崩土、寒水、落石、路肩決壊が挙げられている。図4.1.3-1~図4.1.3-4に福岡管区気象台<sup>2)</sup> がまとめた令和2年7月のアメダス総雨量の分布図を示す。図より、7月3日~7月6日にかけて、断続的に降雨が生じ ていることがわかる。特に7月6日、7月8日には、大隅地方に線状に大雨が降っている箇所が見られる。7月12日以降 に、一旦、鹿児島県内での降水は止んだが、7月24日に再び、鹿児島県内に大雨が記録されている。



図 4.1.3-1 7月3日~4日のアメダス総雨量の分布図(福岡管区気象台1))



図 4.1.3-2 7月5日~6日のアメダス総雨量の分布図(福岡管区気象台<sup>1)</sup>)



# (7月8日)



図 4.1.3-3 7月7日~8日のアメダス総雨量の分布図(福岡管区気象台<sup>1)</sup>)



図 4.1.3-4 7月 23 日~24 日のアメダス総雨量の分布図(福岡管区気象台<sup>1)</sup>)



図 4.1.3-5 7月3日からの大雨による道路被災状況【鹿児島・南薩・北薩・姶良伊佐地域振興局内】 (鹿児島県土木部)



図 4.1.3-6 7月3日からの大雨による道路被災状況【大隅地域振興局内】(鹿児島県土木部)

図 4.1.3-5,図 4.1.3-6 に,鹿児島県土木部から提供いただいた 7 月 3 日からの大雨による被災状況(8 月 4 日 9:00 時点) を示す。図 4.1.3-5 は鹿児島・南薩・北薩・姶良伊佐地域振興局管内,図 4.1.3-6 は大隅地域振興局管内の通行規制状況が 示されており,各地点に示される番号は,参考文献 1)に示される道路規制状況リストの番号に対応している。図より,道 路被災は,雨の多く降った地域に集中して発生していることが良くわかる。

本報告では、今回の鹿児島県での道路被災が、シラス台地縁辺部や沢筋盛土で発生しているケースと地すべりによって 発生したケースに着目して、その被災事例を紹介する。シラス台地縁辺部での道路被害では、国道 269 号鹿屋市串良町細 山田地内、県道志布志福山線大隅町月野、市道高松東福留線末吉町高松について紹介する。沢筋盛土での道路被害につい て、国道 447 号出水市上大川内地内の事例を紹介し、地すべりによる道路被害として長島町本浦地区県道葛和瀬戸線(県 道 47 号)に事例を紹介する。

# (2) シラス台地縁辺部における道路被害

# 1) 国道 269 号鹿屋市串良町細山田地内

ここでは、鹿屋市串良町細山田地内の国道 269 号の被災箇所について紹介する。2020 年7月の豪雨では、鹿屋市付近 に線状降水帯が発生し、多くの被害が集中していた。特に、シラス台地の縁を通る道路で被災を被っている。図 4.1.3-7 に 気象庁の鹿屋観測所のデータから作成された7月2日~7月8日の累積雨量と土壤雨量指数を示す。この間、鹿屋では時 間雨量 50mm/h を超す激しい雨が8回発生しており、特に7月6日の日雨量は386.6mm で、5時30分からの1時間で、 108.5mm の雨が記録されている。図 4.1.3-8 に、鹿児島県土木部より提供いただいた鹿屋市串良町細山田地内の国道 269 号の被災箇所の概要を示す。また、図 4.1.3-9 に当該地区の被災前の状況と被災箇所の位置を示す。被災箇所では、シラ ス台地の縁に道路が位置しており、道路脇には流路工が設置され、被災箇所の谷部には砂防堰堤が設置されていた。そし て、台地上に降った雨水が、道路や斜面を流下し、歩道洗掘や路肩決壊を起こしながら、谷部に流れ込んでいる様子が現 地で見られた。被災は、7月6日8:40頃に確認されており、8:00~9:00の1時間に76.0mmの雨が降っていた。その結果、 延長約80m、高さ約16m、幅約11mの規模で路肩決壊や法面崩壊が発生した。道路は、シラスの上に、シラス混じりの 土質材料で盛土されて築造されており、道路脇には流路工が設置され、その下流には砂防堰堤が設置されている。道路を 流れる水と流路工から溢れた水による侵食で道路が決壊したものと考えられる。写真 4.1.3-1~写真 4.1.3-3 に被災箇所の 写真を示す。



図 4.1.3-8 被災箇所の概要(鹿児島県土木部提供)



図 4.1.3-9 被災前の状況(Google Earth に加筆)



写真 4.1.3-1 シラス台地からの流水により侵食崩壊したモルタル吹付された斜面と歩道(Google Earth に加筆)



写真 4.1.3-2 道路決壊箇所,流路工につながる道路下の排水管,旧道に作られたう回路(Google Earth に加筆)



写真 4.1.3-3 道路決壞箇所

#### 2) 県道志布志福山線大隅町月野

ここでは、県道志布志福山線大隅町月野の被災箇所について紹介する。2020年7月の豪雨では、鹿屋市から志布志市 方面にかけて線状降水帯が発生し大雨が降っていた。図4.1.3-10に気象庁の志布志観測所のデータから作成された7月2 日~7月8日の累積雨量と土壌雨量指数を示す。特に、7月6日に激しい雨が記録されている。図4.1.3-11に、被災箇所 の位置を示す。また、図4.1.3-12に当該地区の被災前の状況を示す。当該箇所は、鹿児島県志布志市と曽於市の境界付近 にあり、被災箇所の上部に台地が広がっており、茶畑として利用されている。地元の方へのヒアリングから、被災箇所の 道路は降雨の際には、道路上を水深約20cm程度の水が流れ、川のようになっていたようである。この道路は、シラス地 盤の上に盛土して作られた箇所で、今回はその盛土部が崩壊している。過去に2回被災しており、今回が3度目の被災で あった。前回は平成25年度に被災した箇所である。今回の被災は、7月6日の雨で道路脇の茶畑下の斜面での崩壊や、 道路の谷側1車線分が崩壊した。そこで、被害拡大を防ぐため路肩部分に矢板を打ち込んで、片側通行を行っていた。し かし、7月24日の雨で、崩壊が拡大し、道路2車線とも崩壊した。



図 4.1.3-10 7月2日~8日の降水量と土壌雨量指数(志布志観測所)



図 4.1.3-11 被災箇所の位置(鹿児島県土木部提供)



図 4.1.3-12 被災前の状況 (Google Earth に加筆)



写真 4.1.3-4 茶畑下の法面崩壊



写真 4.1.3-5 7月6日の道路崩壊後に設置された矢板



写真 4.1.3-6 7月 24 日に崩壊した箇所



写真 4.1.3-7 7月 24日の崩壊後に沈下した排水路

被災箇所の状況を写真4.1.3-4~写真4.1.3-6に示す。写真4.1.3-4は、茶畑下の法面の崩壊箇所であり、茶畑からの流水 によって、崩壊後もシラスからなる斜面が侵食されていることが見て取れる。擁壁が設置されているため、過去にもこの 法面が被災していることがわかる。写真4.1.3-5は、7月6日の道路崩壊後に設置された矢板の箇所であるが、7月24日 の回目の崩壊時に矢板の一部が傾いてしまっている。矢板を設置した際も地盤が非常に軟らかく、簡単に打ち込めたよう である。その後のボーリング調査によると深さ8m程度までN値が2~3程度で、深さ7m付近にN値が1の層があるこ とがわかっている。図4.1.3-6は7月24日に崩壊した箇所である。道路のアスファルトに着目すると、その厚さが異様に 分厚いことがわかる。これは、おそらく路面が沈下した後にアスファルトで補修した後であることが予想される。写真 4.1.3-7を見ると、2度目の崩壊の際に水路が落ちてしまっていることやボーリングの結果から、この地点では地すべりを 意識した対策が必要であると思われる。

#### 3) 市道高松東福留線 末吉町高松

鹿児島県末吉町高松にある市道高松東福留線の被災事例について紹介する。図4.1.3-13に被災前の状況を示す。崩壊箇 所は、シラス台地の縁辺部であり、斜面上端部には畑が広がっており、台地の縁に道路が通っている。図中の丸で囲まれ た部分が今回の崩壊箇所であり、今回の崩壊箇所の隣の渓流で、過去に崩壊が発生している。



図 4.1.3-13 被災前の状況

写真 4.1.3-8 に,道路損壊箇所の状況を示す。今回の崩壊は、畑からの流水を流路工で斜面下に流していたが、7月6日の雨で溢れ、斜面の一部(写真中の丸で囲まれた箇所)で崩壊が生じ、流路工も崩落した。その後も雨が降り続いたため、 損壊した流路工から流れ落ちる水によって、最終的に道路や畑の一部まで崩壊部が拡大した。写真 4.1.3-9 に、道路の損 壊箇所から見える土の堆積状況を示す。写真より、シラスの上に、火山灰質粘性土が堆積している様子が見られる。

シラス台地では、台地上に降った雨を流路工により谷部に流下させる手法が多く用いられているが、今回のような大雨 が降った場合は、排水能力が不足し、流路工から溢れた水によって斜面崩壊が発生し、それとともに流路工も破損するこ とで、破損した部分から水が流れ続け、侵食されやすいシラス地盤が徐々に侵食して崩壊規模が拡大していくものとみら れる。このような崩壊形態の場合、写真 4.1.3-9 でわかるように丸く陥没したような崩壊形状を示すことが特徴であると 思われる。



写真4.1.3-8 道路損壊箇所の状況



写真 4.1.3-9 道路下の土の堆積状況

# (3) 沢筋盛土での道路被害

沢筋盛土での道路被害の事例として,国道447号出水市上大川内地内の被災事例を紹介する。国道447号は,出水市と 伊佐市を結ぶ道路である。図4.1.3-14に被災箇所周辺の全景を示す。左が出水市方面で,右が伊佐市方面である。今回の 崩壊は,7月3日から降雨が降り始め,7月4日午前0時に最大雨量46mm/hrが記録された。7月3日22時から7月4日 午前9時の12時間に267mmの累積雨量が記録されている(降り始めからの累積雨量は370mm)。7月4日午前4時ごろ に道路の上流側で斜面が崩壊し,土石流が発生し,その土石流が道路を横断する暗渠(1000×1000)を閉塞して,道路に 溢れた泥水によって下流部の道路法面が洗堀されたことから道路損壊に至ったものと考えられる。



図 4.1.3-14 被災箇所の全景(Google Earth に加筆)



図 4.1.3-15 被災前の道路の状況(Google Earth に加筆)

写真 4.1.3-10 は, 道路の被災状況を示している。道路上を流れた泥水により, 道路の路肩が欠損していることがわかる。 写真 4.1.3-11 は, 応急復旧後の山側の暗渠入口部であり, この部分が土石流の土砂で閉塞されたために, 泥水が道路上を 流れたものと思われる。写真 4.1.3-12 は, 下流部の道路損壊部の状況であるが, 道路下の地層には大きな丸い石が多く含 まれる地質であり, 過去に何度も土石流が発生した沢筋に道路が設置されている箇所であることがわかる。



写真 4.1.3-10 道路の被災状況



写真 4.1.3-11 応急復旧後の山側の暗渠入口部



写真 4.1.3-12 道路損壊部の地質

# (4) 地すべりによる道路被害

地すべりによる道路被害の事例として,長島町本浦地区主要地方道葛輪瀬戸線(県道47号)の被災事例を紹介する。 被災地は,図4.1.3-16に示す鹿児島県最北西端の長島町諸浦島で熊本県天草との境界部に位置する島である。諸浦島北 部の葛輪漁港から島の東側を南下する産業経済活動に資する道路の一部である(写真4.1.3-13)。地質的には,図4.1.3-17 に示すように,砂岩頁岩互層(Shalt)の上に火山砕屑岩類(MPap)が覆う地層境界部に位置する。

被災時降雨量は、図 4.1.3-18 に示すように鹿児島県諸浦観測局のデータによると、令和2年7月3日~4日の連続雨量 472mm、最大24時間雨量 442mm、最大時間雨量 89mm であった。この降雨により、道路舗装面の約40m区間において 隆起が発生する(写真 4.1.3-14)とともに押出しによる法枠の破損(写真 4.1.3-15)が確認された。地表踏査の結果、地す べり頭部や側部では小段コンクリートの亀裂や段差地形が確認できた。写真 4.1.3-16 はドローン空中写真を示している。







写真 4.1.3-14 被災状況(路面の隆起)



写真4.1.3-15 1段目法面の法枠の破壊状況

写真 4.1.3-16 ドローン空中写真 (破線は地すべり範囲,末端部には押え盛土)

2014年の切土直後の法面を写真 4.1.3-17に示す。1段目法面の両側方部は風化凝灰質砂岩頁岩互層で中央部は谷状に 分布している。その上位は風化が激しく亀裂も多い。湧水が多く排水ドレーンが1mピッチ程度で施工されている。1段 目~2段目法面の途中までは凝灰質砂岩の風化で固結粘土状~砂質土状を呈する。本層の向かって右側1段目法面には 2段のアンカーエと切土補強土工を施工してある。2段目から上方法面は火山砕屑岩で玉石混じり礫質土が厚く分布し ている。今回の道路面の隆起部は,風化凝灰質砂岩頁岩互層と風化凝灰質砂岩の地層境界付近の土砂状に風化した部分に 該当すると考えられる。

2021 年 4 月時点では、地すべりの中央部主測線上で 3 カ所のオールコアボーリングを実施した。動態観測として孔内 傾斜計観測および水位観測が継続されている。また小段部の亀裂を挟んで 3 カ所で地盤伸縮計の観測が行われている。



写真 4.1.3-17 切土直後の法面状況(2014年)

### (5) 表層崩壊による道路被害

ここでは、表層崩壊による道路被害の事例として、薩摩川内市下甑町青瀬地区市道片野浦青瀬線の被災事例を紹介する。被災地は、鹿児島県の西海上に浮かぶ甑島列島の下甑島の東側海岸部で、青瀬の海岸部から観音滝の山手への登り口に位置する(図 4.1.3-19)。地質的には、図 4.1.3-20 に示すように堆積岩である砂岩・頁岩と火山岩である花崗閃緑岩および花崗閃緑岩風化部のマサの境界部に位置する。

被災時降雨量は,鹿児島県下甑観測局のデータによると,令和2年7月5日~6日の最大24時間雨量318mm(5日9:00~6日9:00),最大時間雨量76mm(20:00~21:00)であった。

市道の山手側法面が幅 100m,高さ 30m~50mで崩壊した。法面に向かって右側 70m程度はマサが分布し,左側の 30 m程度は砂岩が分布している。マサの領域はネットで覆ってあり,砂岩の領域は法枠工が施工されていたと思われる。

写真 4.1.3-18 にドローン空中写真を示す。右側の白っぽいマサの領域では表面は滑らかで大きな転石はほとんど無い。 市道には表面を覆っていたネットと植物およびマサが堆積している(写真 4.1.3-19)。一方,左側の茶褐色の砂岩の領域で は斜面上方で深さ 2m~3m,長さ 20m,幅 5m~10mの崩壊が発生している。崩壊した岩塊は下の市道まで落下し堆積 した。岩塊の大きさは直径 2m以上に達するものもある。崩壊形態は、マサの分布領域では表層の数十 cm 程度の崩壊が 多く、深くても深度 1 m程度までの表層崩壊が発生している(写真 4.1.3-20)。一方、砂岩の分布領域では斜面上方で深さ が 3m 程度の小~中程度の崩壊が発生し(写真 4.1.3-21)、その崩壊土砂は土石流化して法面途中の法枠を壊しながら落下 していったと考えられる(写真 4.1.3-22)。

降雨水は、マサの領域では極表部の緩んだ部分に浸透し、透水性の小さい硬質なマサに達するとその境界面を地下水と なって流れることで、表層を剥離するように崩壊が発生したものと考えられる。一方、砂岩の領域では降雨水は岩盤の亀 裂を伝って深部に浸透していった。更に隣接するマサ領域から流入する地下水も加わって、斜面上部ではパイピング状に 水と土塊が噴出し崩壊が発生したと考えられる。



図 4.1.3-19 被災箇所案内図(地理院地図に一部加筆)



図 4.1.3-20 地質図 (産総研地質調査総合センター地質図 Navi<sup>4</sup>)に一部加筆)



写真 4.1.3-18 ドローン空中写真(向かって右側がマサ領域,左側が砂岩)



写真 4.1.3-19 マサ部の表層崩壊 (ネット,植生の崩落)



写真 4.1.3-20 マサ部の表層崩壊(地層境界部より)



写真 4.1.3-21 砂岩部の崩壊(斜面上方の頭部崩壊)

### 謝辞



写真 4.1.3-22 砂岩部の表層崩壊 (岩塊、土砂の堆積状況)

本調査を行うにあたり, 鹿児島県土木部道路建設課, 鹿児島県土木部砂防課, 鹿児島県北薩地域振興局, 鹿児島県大隅 地域振興局, 曽於市のご協力を得た。ここに謝意を示します。

# 参考文献

- 1) 鹿児島県災害対策課: 令和 2 年 7 月 3 日からの大雨による被害状況等 http://www.pref.kagoshima.jp/bosai/saigai/kinkyu/documents/82251\_20200914093447-1.pdf, (2021年4月22日時点)。
- 2) 福岡管区気象台:災害時気象資料-令和2年7月3日から29日にかけての梅雨前線による九州の気象状況について-, https://www.jmanet.go.jp/fukuoka/chosa/saigai/20200730\_kyushu.pdf, (2021年4月22日時点)。
- 3) 鹿児島県地質図編集委員会:鹿児島県地質図 縮尺10万分の1, 1990.
- 4) 国立研究開発法人 産業技術総合研究所 / 地質調査総合センター:地質図表示システム地質図 Navi, https://gbank.gsj.jp/geonavi/, (2021年 4月22日時点).

# 4.2 九州北部地域の道路災害

# 4.2.1 福岡県で発生した道路被害

### (1) 福岡県の道路被害の発生状況の概要

村上 哲<sup>1</sup>, 小野 将太郎<sup>2</sup>

1 福岡大学 工学部社会デザイン工学科

2 福岡大学大学院 工学研究科建設工学専攻

#### 1) はじめに

令和2年7月豪雨における福岡県の道路被害の状況を,市町村ごとにまとめ,発生状況の地域性と被害形態の特徴を明 らかにする。また,レーダーアメダス解析雨量を用いた分析を行い,道路被害地点の降水状況との比較を行う。

#### 調査に用いた資料

本調査で用いた資料は、福岡県提供の令和2年7月豪雨に関する情報(第71報)<sup>1)</sup>と令和2年7月豪雨による災害査 定資料である。なお、災害査定資料には福岡県、および、福岡市、北九州市を除く市町村管理の道路について記録されて いるため、福岡市、北九州市の道路被害件数については、資料1)から抽出した。なお、国管理の道路被害については、本 調査には含まれていない。面的な降水の状況と道路被害地点の関係を調査するために、雨量情報として気象庁提供のレー ダーアメダス解析雨量を、道路被害地点として福岡県提供の豪雨時道路被害地点の情報を利用した。

### 3) 道路被害の市町村ごとの発生状況

道路被害状況をまとめるに当たり,令和2年7月豪雨に関する情報(第71報)の記載を検討したところ,市町村ごと の集計でその判断基準に偏りが見られたため,災害査定資料に基づき,福岡県内市町村別の発生状況を調査した。用いた 資料は,福岡県提供の災害査定一覧である。この一覧には,福岡県,および,福岡市,北九州市を除く市町村管理の道路 について記録されている。福岡市で生じた道路被害のうち災害査定の対象となる事例は,ヒアリングの結果,無かった。 北九州市については,未確認であるため,令和2年7月豪雨に関する情報(第71報)記載の数値(北九州市1件)を用 いることとした。

表 4.2.1-1 は、被害の分類ごとに市町村で生じた被害件数を示したものである。なお、災害査定一覧表の被害状況を参 考に、路肩崩壊、法面崩壊・斜面崩壊、兼用護岸崩壊、舗装損傷・崩壊、土砂堆積の5項目に分類した。国直轄道路、高 速道路、北九州市を除いたものである。この表をみると、路肩崩壊と兼用護岸崩壊がそれぞれ 133 件、38 件と高く、多 くは表流水や河川水の流体力による被害が多いと推察される。また、法面崩壊・斜面崩壊は48 件と、路肩崩壊と比較し て少ないものの、道路に与える影響が大きいことから、軽視できない件数であると思わる。なお、冠水による被害は含ま れない。

分類	市町村における発生件数		
路肩崩壊(133)	八女市(48), みやま市(41), 柳川市(13), うきは市(10), 大牟田市(8), 朝倉市(5), 添田町(5), 大川市(2), 嘉麻市(1),		
法面崩壊・斜面崩壊(48)	3) 朝倉市(15), 八女市(7), 大牟田市(5), 筑前町(4), 添田町(3), 糸島市(3), 久留米市(2), 広川町(2), みやま市(1), 直方市(1		
	前市(1), 宗像市(1), 桂川町(1),		
兼用護岸崩壊(38)	八女市(29), うきは市(3), 大牟田市(2), 添田町(1), 広川町(1), 古賀市(1), 東峰村(1),		
舗装損傷・崩壊(9)	添田町(2), みやこ町(2), うきは市(1), 大牟田市(1), 朝倉市(1), みやま市(1),		
土砂堆積(1)	朝倉市(1),		
合計(228)	八女市(84), みやま市(43), 朝倉市(22), 大牟田市(16), うきは市(14), 柳川市(13), 添田町(11), 筑前町(4), 広川町(3), 糸島市		
	(3), みやこ町(2), 久留米市(2), 大川市(2), 古賀市(1), 東峰村(1), 直方市(1), 豊前市(1), 宗像市(1), 桂川町(1), 嘉麻市(1),		

表 4.2.1-1 令和2年7月豪雨による道路被害の市町村別発生状況(北九州市,および,国直轄道路,高速道路を除く)

図 4.2.1-1 は,表 4.2.1-1 の合計欄の数値に,北九州市の1件を加え,地図として示したものである。道路被害数が多い市町村は,みやま市,八女市などの筑後南部,うきは市,朝倉市,添田町など福岡県中西部である。これらの地域は,今回の豪雨で,雨量が多い地域であり,第1の要因として,降雨により道路被害が増加したと考えられる。



図4.2.1-1 令和2年7月豪雨による道路被害件数の分布

第2章2.3 で述べたように平成21年7月中国・九州北部豪雨以降の豪雨イベントの雨量特性値に対する今豪雨の雨量 特性値の比で定義される雨量超過比が1を超えたエリアは、熊本県県境付近の筑肥山地エリア、矢部川上流の八女市矢部 村エリア、耳納山地エリア、英彦山山地エリアと判断された。被害数が多い市町村はそれらのエリアを含む市町村である。 このことから、少なくとも平成21年7月中国・九州北部豪雨以降の過去の豪雨経験よりも大きな降雨イベントとなった 地域で、多くの被害が生じたと推察される。しかし、平成24年7月九州北部豪雨で甚大な被害が生じた八女市黒木町や 八女市星野村などや、平成29年7月九州北部豪雨で甚大な被害が生じた朝倉市の一部などでは、雨量超過比1を下回っ ている地区もあるため、経験豪雨よりも大きな降雨イベントが被害を増大させた要因であるかどうかは、より詳細な分析 が必要である。

### 4) レーダーアメダス解析雨量を用いた道路被害地点の降水状況と過去の豪雨との比較<sup>2)</sup>

上述したように地上雨量観測所から算出した雨量超過比が1 を超えた市町村での道路被害が多い傾向にあった。より 詳細に分析するために、降水の特徴を面的に捉えるために気象庁提供のレーダーアメダス解析雨量を用いた分析を行う とともに、道路被害との関係について調査する。

収録期間	空間分解能	時間間隔	測地系
1988年1月から2001年3月	約 5km	60分	日本測地系
2001年4月から2003年5月	約 2.5km	60 分	日本測地系
2003年6月から2005年12月	約 2.5km	30 分	世界測地系
2006年1月から2020年12月	約 1km	30分	世界測地系

表 4.2.1-2 レーダーアメダス解析雨量のデータセット諸元

レーダーアメダス解析雨量データセットの諸元は、表 4.2.1-2 に示すように、収録期間で、空間分解能、測地系、時間 間隔が異なる4種類のデータセットで提供されている。各年について、まず、出水期(6月から10月)の時間区間最大 雨量をデータ記録点(記録格子点と呼ぶ)で算出した。時間区間は、1,2,3,6,9,12,24,36,48,72時間の10種類である。 次に、平面直角座標系で1km 間隔の格子点(解析格子点と呼ぶ)を準備し、解析格子点を囲む4つの記録格子点で形成 される矩形からアイソパラメタリック補間により、解析格子点の各種時間区間最大雨量の値を各年について算出した。 2020年については、出水期ではなく、2020年6月と7月に対して行った。解析格子点の1988年から2020年6月までの 各種時間区間の最大値を令和2年7月豪雨前履歴最大値とし、2020年7月のそれを令和2年7月豪雨時最大値として空 間情報を整備した。図4.2.1-2はその例であり2020年7月の最大3時間雨量と最大48時間雨量の分布図を示している。 令和2年7月豪雨前履歴最大値に対する令和2年7月豪雨時最大値を,雨量超過比と定義した。図4.2.1-3 はその例であ り,それぞれ,最大3時間雨量,最大48時間雨量に着目した2020年6月までの最大値に対する2020年7月の雨量超過 比である。各時間区間最大雨量および雨量超過比を雨量特性値として,分析に用いた。なお,地域分析に国土地理院提供 の基盤地図情報を基図として利用した。

図 4.2.1-2, 4.2.1-3 には、福岡県管理道路での豪雨時道路被害(斜面崩壊、地すべり、路肩崩壊、兼用護岸崩壊など)個 所も示している。水色点は 2009 年から 2019 年までに生じた被害地点であり、赤色点は令和 2 年 7 月豪雨における被害 地点である。図より、過去の道路被害地点は福岡県内に広く分布していることが分かる。また、令和 2 年 7 月豪雨被害地 点は、福岡県筑後地区、福岡地区東部、筑豊地区と北九州地区の南部に存在し、特定の地域に集中することなく広く分布 している。図 4.2.1-2(a)、(b)ともに、令和 2 年 7 月豪雨被害地点は雨量が相対的に高い地域で生じていることから、豪雨 による被害と考えてよい。雨量が相対的に高い地域内の過去の豪雨被害地点では、再度の被害はほとんど認められないこ とから、一要因として先の豪雨被災後の復旧対策効果によるものと推察できる。図-4.2.1-3 を見ると、過去の時間区間雨 量を超過した地域は、最大 3 時間雨量に比べ最大 48 時間雨量が広く、令和 2 年 7 月豪雨被害地点の多くは雨量超過比 1 を超えている。このことから、令和 2 年 7 月豪雨道路被害地点は強い雨が比較的長い間降り続く雨に弱い地盤であり、令 和 2 年 7 月豪雨が過去経験していなかった雨の降り方の豪雨であった可能性が高いと思われる。



(a) 最大3時間雨量

(b) 最大 48 時間雨量



(a) 最大 3 時間雨量

(b) 最大 48 時間雨量

図 4.2.1-3 雨量超過比(2020 年 7 月/[1988 年~2020 年 6 月])

### 5) まとめ

令和2年7月豪雨における福岡県の土砂災害および道路被害の状況を,福岡県提供の令和2年7月豪雨に関する情報 (第71報)<sup>1)</sup>と令和2年7月豪雨による災害査定資料を用いて,市町村に着目した発生状況の地域性と被害形態の特徴 を明らかにした。得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 道路被害数が多い市町村は、みやま市、八女市などの筑後南部、うきは市、朝倉市、添田町など福岡県中西部であった。これらの地域は、今回の豪雨で、雨量が多い地域であり、第1の要因として、降雨により道路被害が増加したと 考えた。
- (2) 雨量超過比が1を超えたエリアは、熊本県県境付近の筑肥山地エリア、矢部川上流の八女市矢部村エリア、耳納山地 エリア、英彦山山地エリアと判断された。被害数が多い市町村はそれらのエリアを含む市町村であった。このことか ら、少なくとも平成 21 年 7 月中国・九州北部豪雨以降の過去の豪雨経験よりも大きな降雨イベントとなった地域 で、多くの被害が生じたと推察した。
- (3) 令和2年7月豪雨で被害を生じた雨量が相対的に高い地域では、過去の豪雨被害地点で再度の被害はほとんど認め られないことから、一要因として先の豪雨被災後の復旧対策効果によるものと推察できる。
- (4) 令和2年7月豪雨被害地点は特定の地域に集中することなく広く分布し,過去の時間区間雨量を超過した地域は,最大3時間雨量に比べ最大48時間雨量が広く,被害地点の多くは雨量超過比1を超えていた。
- (5) 以上のことから、令和2年7月豪雨道路被害地点は強い雨が比較的長い間降り続く雨に弱い地盤であり、令和2年7 月豪雨が過去経験していなかった雨の降り方の豪雨であった可能性が高いと推察した。

#### 謝辞

本報告をまとめるにあたり,福岡県のご協力をいただきました。また,本報告の一部は、文部科学省科学研究補助金基 盤研究(A)(20H00266)(代表:安福規之(九州大学))の助成を受けて行ったものです。記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 福岡県: 令和2年7月豪雨に関する情報(第71報), 2020.
- 2) 村上哲,小田将太郎:雨量特性値を用いた令和2年7月豪雨による福岡県内道路被害の空間分析,令和3年度土木学会研究発表会講演概要 集,2021.(投稿中)

# 4.2.1 福岡県で発生した道路被害

# (2) 道路兼用護岸の崩壊

平江 文武<sup>1</sup>, 村上 哲<sup>2</sup>, 東風平 宏<sup>3</sup>, 佐藤 秀文<sup>2</sup>

- 1 日本地研(株)
- 2 福岡大学・工学部地盤工学科
- 3 基礎地盤コンサルタンツ(株)九州支店
- 4 平成地研(株)

# 1) はじめに

今回の記録的豪雨に伴って、河川の増水・氾濫が各所で見られ、河川護岸を道路擁壁として兼用した箇所で多数の被害 が発生した。ここでは、道路兼用護岸の変状事例8箇所を紹介する。



図 4.2.1-4 被害箇所位置図

# 2) 被害の状況

## a) 県道 413 号線 千手稲筑線 (嘉麻市才田)

千手川右岸に作られた県道 413 号線の道路兼用護岸である。擁壁は高 さ約 3m のブロック積擁壁で,一部未崩壊部も含め約 100mにわたって 崩壊している。さらに上流部でも農地あぜ道直下の護岸崩壊が確認で き,左岸側も崩壊していた。崩壊箇所は堰と水門が設置されており,前 後に被害が発生している。河川の蛇行部分の水衝部にあるため,増水と 水勢および堰の影響で崩壊したものと考えられる。堰周辺は大型土嚢や 袋型根固め工で仮復旧を行っていた。



図 4.2.1-5 被害箇所位置図



写真 4.2.1-1 被害状況

# b) 県道 451 号線 英彦山添田線(田川郡添田町津野)

今川左岸に並走する県道 451 号の下方斜面の変状に伴う路面の沈下 である。道路下方斜面は盛土または自然斜面で,法尻には旧耕作地の平 坦面が広がり今川の護岸となる。

道路面は馬蹄形に約 40m 沈下しているが,下方斜面は植生が繁茂し て明瞭な変状はない。被害範囲の端部には路面から表流水が流入し,ア スファルト直下まで浸食されてオーバーハングしている。

崩壊原因の詳細は不明であるが,道路面を流下した表流水が下方斜面 に流入したり,今川の河川水位が上昇するなどして斜面の不安定化を招 き,路面に沈下が発生したと考えられる。



図 4.2.1-6 被害箇所位置図



写真 4.2.1-2 被害状況

### c) 国道 500 号 (田川郡添田町落合)

深倉川支流左岸側に作られた国道 500 号の道路兼用擁壁である。擁壁 高約 3m のブロック積擁壁の上に土羽を造成し道路としている。河川が 蛇行して水衝部になっており,災害時は土羽部分まで増水した可能性が ある。しかし,ブロック積擁壁が崩壊していないこと,崩壊幅が 8mと 狭いこと,写真 4.2.1-3 の左写真の脚立部分の土羽植生が剝がれている こと,崩壊側の路肩にアスカーブなどの排水施設がなく,河川に向かっ て若干勾配がついていることを考えると,道路表流水の流入による崩壊 の可能性が高いと考える。



図 4.2.1-7 被害箇所位置図



写真 4.2.1-3 被害状況

# d) 県道 79 号線 朝倉小石原線(朝倉市藪)

疣首川左岸側に作られた県道 79 号線の道路兼用護岸である。高さ約
2mのブロック積擁壁で、平成 29 年の災害に伴う河川改修で擁壁改築中
に被災したようである。写真 4.2.1-4 の左写真に手前には施工中のブロ
ック積擁壁が確認できる。崩壊箇所は、疣目川とその支流が直角に合流
する位置にあり、擁壁はそれぞれの河川の水流を直接受け全壊し、道路
も大きく崩壊して通行止めの状態である。また、支流側の改築した擁壁
箇所も一部は大型土嚢で仮復旧し、擁壁背面の裏込め土も吸出しにより
陥没している。



図 4.2.1-8 被害箇所位置図



写真 4.2.1-4 被害状況

### e) 県道 57 号線 浮羽石川内線(八女市矢部村北矢部)

縦木川右岸側に作られた県道 57 号線の兼用護岸である。高さ約 3m のブロック積擁壁で,3 か所の路面の陥没や擁壁の倒壊が確認された。

写真 4.2.1-5(ア)(ウ)の路面陥没箇所は,護岸擁壁には大きな変状はないが,根固め工の背面に空洞があり,擁壁基礎部から裏込め土が吸い出されたと考えられる。

ブロック積擁壁が倒壊した写真 4.2.1-5(イ)は,基礎部から裏込め土が 吸い出され,路面陥没と擁壁の倒壊に至ったと考えられる。この箇所は 平成 24 年の災害でも擁壁に変状が発生し,新たに擁壁を作り直したよ うである。



図 4.2.1-9 被害箇所位置図





写真 4.2.1-5 被害状況

# f) 県道 57 号線 浮羽石川内線 (八女市矢部村北矢部)

e)箇所からの旧矢部村中心部に向かって約 1km に位置し,高さ 2m 程 度のブロック積擁壁による兼用護岸である。擁壁の上に土羽を造成して いたが道路としていたがほとんどが流失している。河川内には比較的新 しく見える擁壁と小口止めとして用いられていたのか練石積みが確認 できる。

若干水衝部に位置しており, e)箇所と同様に基礎部の洗堀や裏込め土 の吸出しから擁壁の倒壊に至ったと推測する。



図 4.2.1-10 被害箇所位置図



写真 4.2.1-6 被害状況

# g) 八女市市道(八女市矢部村北矢部)

御側川の右岸に作られた市道の兼用護岸である。高さ約2mのブロック積擁壁で、河川も道路もほぼ直線である。擁壁自体に明瞭な変状などはないが、擁壁背面が陥没するなどしている。表流水が大量に道路へ流れ込むような地形条件ではないため、e)箇所などと同じ擁壁基礎部の浸食や背面裏込め土の吸出しが原因と考えられる。



図 4.2.1-11 被害箇所位置図





写真 4.2.1-7 被害状況

### h) 玉名広域農道(八女市立花町白木)

白木川左岸側に作られた玉名広域農道の兼用護岸である。高さ約 5m の大型ブロック積擁壁で基礎部はコンクリートで根固めされている。大 型ブロック積擁壁に明瞭な変状はないが,擁壁天端の道路路肩に開口し た亀裂が路面の盛り上がりと共に確認できる。擁壁天端の端部には表流 水による浸食で路肩に陥没が発生している。また,道路山側の古いブロ ック積擁壁には開口した水平クラックが確認できる。

山側のブロック積擁壁の水平亀裂や路面の盛り上がりなどを考える と,河川による浸食ではなく,地すべりなどの斜面の不安定化に伴う変 状と推定する。





写真 4.2.1-8 被害状況
# 4.2.2 長崎県で発生した道路被害

杉本知史<sup>1</sup>,蒋宇静<sup>1</sup>,大嶺聖<sup>1</sup>,桐原敏<sup>2</sup>,高木辰治<sup>3</sup>,諸橋栄一<sup>4</sup>,古江雅和<sup>5</sup>,内野隆文<sup>6</sup>

- 1 長崎大学大学院・工学研究科
- 2 大栄開発株式会社
- 3 株式会社アールデ
- 4 株式会社昭和ボーリング
- 5 株式会社アサヒコンサル
- 6 株式会社カミナガ

#### (1) 道路被害の発生状況の概要

長崎県においては、令和2年7月豪雨により道路に関連する被 害が小規模なものも含め計131件発生し、長崎市や佐世保市を中 心に比較的規模の大きな箇所がいくつか確認されている。3.2.3 で述べた通り、同年6月~7月にかけては、長崎県内でも特にま とまった雨量が観測された。本節では、斜面崩壊や地すべりに起 因する被害に加え、表面流に起因する道路被害について、調査を 行った箇所をいくつか取り上げる。

#### (2) 斜面崩壊に起因する道路被害

#### ・平戸市主師町の被害現場

被災地は図 4.2.2-1 に示すように、平戸市役所より西へ約 10km の生月大橋につながる県道 19 号 主要地方道平戸生月線に面し た自然斜面である。付近は海岸に面した北向きの斜面で,北側は 標高 100~120m の急崖が東西に連なり,南側はややなだらかな斜 面となっている。付近の地質は,凝灰角礫岩・礫岩・凝灰岩とい った火山性の岩石が急崖を形成して分布し,急崖直下の緩傾斜面 には,急崖からもたらされた崩積土が 5~10m 程度の層厚で分布 している。道路下方の集落周辺においては,この崩積土を地すべ り移動層として変状を繰り返している。

当該箇所では図 4.2.2-2 に示すように,斜面頂部付近が大きく崩 落し,標高 60m 付近を通る県道際まで巨大な落石が到達している。 頂部から崩落した巨大な岩塊は,幾つかの塊に分裂しながら,2 方向に分かれて斜面を崩落していったものと推察される。急崖直 下には,以前より崖錐が堆積していたものと思われる斜面があり, ここをクッションとして落石の速度が低下したものと考えられる。 また,落石の一部は,道路山側に設置されていたストーンガード の一部を破壊し,辛うじて停止していた。写真 4.2.2-1 に示すよう に,崩落が発生した山頂付近の急崖には,亀裂・節理によって分 離した大きな岩塊が残存し,更に崩落する危険性が残されている。 道路自体や人的被害がなかったのは不幸中の幸いであるが,被災 直後から通行止めが続き,生月島の島民の唯一の平戸島への経路 が断たれたことから,間接的な被害としてみなすことができる。 片側交互通行を経て,仮設の防護柵と緊急的な盛土により,両側 通行が可能な状況にある。



図 4.2.2-1 主師町の被害箇所(地理院地図を加工)



図 4.2.2-2 崩落個所近景(長崎県資料より) (長崎県資料より)

なお、レーザー変位計や伸縮計を崩壊頭頂部の岩塊群に複数設 置し、動態観測を継続しているが、今のところ、目立った変状は 確認されていない。現在、残存していた地山から分離した不安定 岩塊群を非火薬剤により破砕する工程にあり、斜面上の転石群と ともに当面被害が懸念される危険因子の除去に取り組んでいる状 況にある。また、地質構造や風化の進行状況を確認するため、背 後の岩盤崩落全体については調査ボーリングやボアホールによる 亀裂状況調査が進められている。

今後の対応として、同様な岩塊崩落が生じる可能性は否定出来 ないため、固定工や法面保護工による崩落防止対策が必要と考え られる。崩壊の素因としては、元々亀裂・節理が発達した岩盤が 急崖付近に分布していることが考えられる。誘因としては、風化 作用の一環として元々の亀裂が次第に拡大し、崩壊に至ったので はないかと考えられる。九州北部西端は、地震等が少ない地域で はあるが、降雨や地震等をきっかけに、更なる崩落が発生する事 が危惧される。さらに図 4.2.2-3 に示すように、崩壊箇所直下の沿 岸部に存在する小丘は、崩壊箇所付近が地すべり的に滑動した痕 跡である可能性が考えらえることから、沿岸部の再滑動の懸念が あることを想定した調査が望ましい。そのため、残存する岩塊群 の長期的なモニタリングの必要性に対し、常時微動計測や合成開 ロレーダーの活用の可能性が期待される。

## (3) 地すべりに起因する道路被害

## ・佐世保市黒髪町の被害現場

被災地は図4.2.2-4 に示すように, 佐世保市役所から西南西に約5kmの佐世保市黒髪町に位置する。付近は標高100~150m程度を 東西に走る『市道山祗黒髪町線』の山側切土斜面で,全体的には 烏帽子岳(標高568.1m)の南側斜面に相当し,被災箇所は尾根状地 形の東向き斜面である。付近の基盤岩は佐世保層群に属する堆積 岩類で,標高概ね200m以上の烏帽子岳を中心とした地域には玄 武岩類が分布している。当該斜面付近は,市道より下方は住宅が 多く存在し,上方は山林として土地利用がなされている。

図 4.2.2-5 に示すように、市道の山側斜面が崩壊し、幅約 50~ 60m、高さ約 5~10m に渡り土砂の流出、フトン篭の押し出し等 が生じ、一時通行止めとなった。斜面の肩部には明瞭な段差亀裂 が生じ、冠頂部から見て左翼側では土砂の流失が生じている。こ の箇所は、以前にも崩壊が生じた箇所であろうと推察され、その 時の対策工として前述のフトン篭が設置されている。斜面肩部の 上方には 10~15m 程度の平坦地があり、更にその上方は山林とな っているが、写真 4.2.2-2 に示すように 0.5~1.0m 程度の段差を伴 った滑落崖が存在している。この滑落崖の発生時期は不明である が、滑落面の状況から推察すると、比較的新しい感がある。よっ て、今回生じた崩壊は、単なる斜面崩壊ではなく、滑落崖を頭部 とした地すべりの末端現象である可能性は否定出来ない。災害事 業としては、崩壊として処理されているため、今後新たな変動が 生じないか、注視する必要がある。

### (4) 表面流に起因する道路被害

#### ・長崎市外海町の被害現場

被災地は図 4.2.2-6 に示すように,西海市役所から南南東に約 11kmの長崎市外海町に位置する。被害箇所は,国道 202 号線の出



写真 4.2.2-1 崩壊頭頂部の不安定岩塊群



(Google Earth の画像に加筆)

図 4.2.2-3 崩落個所周辺の地形

図 4.2.2-4 黒髪町の被害箇所(地理院地図を加工)

津地区から神浦地区にかけての角力灘に面した西向き斜面に沿っ た区間に計5か所が約3kmにわたり点在している。また,西彼杵 半島特有の黒色片岩が海岸側に向かって流れ盤状に分布し,以前 から緊急地すべり調査が行われるなど,沿線の斜面は地すべりが 多発する地帯とされている。過去の調査ボーリングデータによる と,おおむね表層から10m前後の位置に崩積土,風化片岩が堆積 しており,N値は10前後の値を有する。周辺は,道路の縦断方向 において海岸から1km程度の距離で標高が200m程度の勾配を持 つ比較的急峻な地形が展開していることもあり,地形・地質の観 点からも斜面の安定性は高くないものと考えられる。

当該地における各所の被害は、7/6~7/13の8日間にわたり断続 的に発生している点が特徴的である。それぞれ道路の海側路肩部 が崩壊している点は共通しており、例えば図 4.2.2-6 の①に対応 する写真 4.2.2-3 の被災箇所においては、路面のクラックや路肩の 付帯構造物と舗装部との目地開きからの道路表層流や、地下水の 盛土部への流れ込みが土砂の脆弱化を招き、崩壊に至ったものと 考えられる。その他の個所においても同様の傾向が確認されてお り、周辺では当時連続雨量が 100~300mm 程度に達していたこと からも、相当量の降雨に対する対応が必要と考えられる。

特に当該地周辺は、地すべりによる道路を含む地形全体の押し 出しや盛土部の圧密沈下や地下水等による土砂流出に対し、経年 的に舗装面の目地形成が、今回のような被害を招きやすい要因と して考えられることから、日常の点検や維持補修の頻度について



図 4.2.2-5 地すべり発生箇所周辺の地形

(Google Earth の画像に加筆)



写真 4.2.2-2 道路上部山林内の滑落崖の様子

検討することが望ましい。また,写真4.2.2-4 に示すような道路直下の山側からの排水管についても,路体の経年的な浸 食が生じないような排出孔の取り回しの検討や出水期の接続部からの漏水の有無の確認など,付帯構造物としての継続 的な維持管理も必要と考えられる。



図 4.2.2-6 外海町の被害箇所(地理院地図を加工)



写真 4.2.2-3 路肩崩壊状況例(長崎県資料より)



写真 4.2.2-4 道路直下の排水管からの流水による被害 (長崎県資料より)

## 4.3 まとめ

#### 福林良典1

#### 1 宮崎大学工学教育研究部

道路は人の移動や物資の流通を支える最も重要な社会基盤の一つであることは言うまでもない。急峻な山地が広がる 国土の日本では、海岸線、平野部、河川沿いや、丘陵地、山間部に道路用敷地を確保し、時にはトンネルや橋を建設し道 路網を拡充してきた。車両の安全で快適な走行に資する道路の幅員や平面線形、縦断勾配を設定し、所定の道路断面を確 保するように道路は建設されてきた。周囲の自然環境や地形を、切土や盛土などを通して改変することになる。降雨や地 震等の自然現象などの外力に対して、道路としての性能が確保されるように斜面安定工、法面工、擁壁工、排水工等が施 工される。人の社会経済活動に大きな影響を与える道路は、自然との調和が求められる人口構造物である。

令和2年7月豪雨で,九州各地で道路が被害を受け通行規制や通行止めが余儀なくされた。第4章では上記に示した 関連施設を含む道路の被害の様子を報告した。被害の主な形態は図4.3-1にまとめられる。

#### a) 道路兼用護岸の崩壊

球磨川では,洪水による堤防被害や渡河橋梁の流失の被害が見られたが,河川護岸にも大きな被害が出た。そのため, 護岸背面を通る国道 219 号線にも大きな被害が生じた。洪水により基礎部の浸食による護岸の倒壊や,越流が背面の埋戻 し材の吸出しを引き起こした。球磨川沿線の国道 219 号線に大きな被害が発生したが,同形態の被害が九州北部でも発生 した。

#### b) 斜面崩壊や地すべりに起因する崩壊

山間部に道路を建設する際には、谷筋の盛り土や山側斜面の切土が発生する。その斜面が、地質条件と降雨の影響によ り不安定化し、崩壊に至った。また崩壊土砂が斜面上を流下し生じた土砂流が路面に至り、通行障害や谷側の路肩の崩壊 を引き起こした被害事例も報告された。今回の豪雨による地下水の変動で地すべりの動きが顕著となり、設計付着荷重以 上の外力が作用しアンカー頭部の抜け出しや、擁壁の傾き、路面のひび割れなどの損傷が生じた。

#### c) 表面流に起因する崩壊

豪雨による表面流に加え、ある箇所での排水施設の閉塞などが別箇所での道路排水施設の流下能力の超過を引き起こ す様子が報告された。路面にあふれ出た表面流が、路肩を浸食し崩壊させる事例も多く見られた。舗装面の剥がれなども みられた。

道路被害では,道路用地内で発生した事象もあれば,用地外で発生した土砂崩壊や洪水などの影響を受けて生じている 事例も多く見られた。複数回被害を受けているような箇所では特に,道路管理者のみならず,砂防管理者,河川管理者な どが連携し,総合的な対策をすることが必要と思われる。



図 4.3-1 主な道路被害の形態

# 5. 河川・ため池の災害

# 5.1 九州南部で発生した河川被害5.1.1 球磨川で発生した堤防被害

脇中康太<sup>1</sup>, 椋木俊文<sup>2</sup>

- 1 熊本高等専門学校・建築社会デザイン工学科
- 2 熊本大学・大学院先端科学研究部

## (1) 球磨川堤防被害の概要

球磨川は熊本県南部の人吉盆地から八代平野に至り八代海に注ぐ一級河川である。河口 0kp~9kp 付近までは八代平野 に位置しており,河川堤防が整備されている区間となっている。これより上流は急峻な山間狭窄部に位置しており,9kp 付近~53kp 付近までは無堤区間となっている。また,53kp 付近からは,人吉盆地に位置しており再び堤防整備区間とな っている.この球磨川においては,2020年7月4日に生じた集中豪雨により甚大なる被害を受けた。図 5.1.1-1 に示す 通り,人吉盆地の堤防区間で計5箇所の越水被害が確認され,内2箇所においては堤防の崩壊に至る大規模な被害に発 展した。また,人吉盆地と八代平野に挟まれた山間狭窄部においても複数箇所での越水被害が生じている。一方,下流 部の八代平野においては,越水等の被害は生じることが無かったものの,左岸 6k200 付近の河川堤防で川裏堤体下部か ら河川水が溢れ出る漏水被害が生じた。

本節では、堤防崩壊により著しい被害が生じた右岸 56k400 付近、左岸 55k 付近、また、下流部の八代平野で漏水被害の生じた左岸 6k200 付近における被害の詳細と現地状況を踏まえた考察を述べる。





# (2) 代表的な被害箇所の詳細

## 1) 堤防崩壊被害(右岸 56k400 付近)

球磨川右岸 56k400 付近の堤防崩壊後の状況を写真 5.1.1-1 に,崩壊箇所を図 5.1.1-2 に示す。堤防崩壊箇所は八久保排 水樋管周辺に位置しており,約 30m に渡り崩壊が生じた。また,堤防の洪水痕跡は堤防天端より 2~3m 程度高い位置 に残されている。図 5.1.1-3 の治水地形分類図に示す通り,崩壊箇所は段丘面と低地の境界付近の低地部氾濫平野及び旧 河道に位置している。このことから,洪水時に越水した河川水は,低地部を流れて崩壊箇所のすぐ下流に位置する段丘 面にぶつかることで,この場で乱流が生じた可能性が考えられる。また,現地調査にて写真 5.1.1-2 に示す通り天端のア スファルト舗装が川表側に流出していることを確認した。このことから,越水時には決壊に至らずその後の逆越流によ り崩壊した可能性が考えられる。加えて,図 5.1.1-2 の崩壊箇所付近の地盤高に示す通り,崩壊が生じた場所の標高は付 近と比較しても 2~3m 程度低い箇所に位置しており,洪水後の引き戻し時に水流が集中し易い場所であることがわかる。 これらのことが崩壊した要因として断定することはできないが,崩壊箇所は地形的に条件の悪い箇所であったことは確 実である。また,崩壊箇所には樋管が設置されており,樋管施工時の堤体土転圧不足や埋め戻し材の影響も崩壊要因と して考えられる。



写真 5.1.1-1 R56k400 における堤防崩壊の状況 (国土交通省報道発表資料<sup>1)</sup>に加筆)



図 5.1.1-2 R56k400 の堤防崩壊箇所(地理院地図に加筆)



写真 5.1.1-2 R56k400 における川表に流出したアスファルト

図 5.1.1-3 R56k400 における標高分布図(地理院地図に加

#### 2) 堤防崩壊被害(左岸 55k 付近)

球磨川左岸 55k 付近の堤防崩壊後の状況を写真 5.1.1-3 に,崩壊箇所を図 5.1.1-4 に示す.堤防崩壊箇所は大柿排水樋 管に位置しており、約 10m に渡り崩壊が生じた。また、堤防の洪水痕跡は堤防天端より 3~4m 程度高い位置に残され ている。図 5.1.1-4 の治水地形分類図に示す通り,崩壊箇所は山地と段丘の境界付近の段丘部分の浅い谷に位置している。 また, 現地調査にて写真 5.1.1-4 に示す通り天端のアスファルト舗装が川表側に流出していることを確認した。加えて, 図 5.1.1-5 の崩壊箇所付近の地盤高に示す通り,崩壊が生じた場所の標高は付近と比較しても 2~3m 程度低い箇所に位 置している。以上より,L55k で見られた特徴は R56k400 と全く同様であり,崩壊した要因には周辺との標高差が大き いことや、樋管敷設による影響等が考えられる。



写真 5.1.1-3 L55k における堤防崩壊の状況 (国土交通省発表資料2)に加筆)



図 5.1.1-4 L55k の堤防崩壊箇所(地理院地図に加筆)



写真 5.1.1-4 L55k における川表に流出したアスファルト



図 5.1.1-5 L55k における標高分布図(地理院地図に加筆)

#### 3) 堤防漏水被害(左岸 6k200 付近)

球磨川左岸 6k200 付近堤体漏水状況を写真 5.1.1-5, 5.1.1-6 に示す。また,堤体漏水が生じた際の河川水位の状況を写 真 5.1.1-7 に示す。漏水被害は川裏法尻に見られ、延長約 30m に渡って発生した。写真 5.1.1-7 に示す通り、高水敷は完 全に河川に浸かっており、堤防天端 2m 下付近まで水位が達していた。これは、この場所の計画高水位とほぼ同等の高 さである。漏水が生じた箇所を図 5.1.1-6 に示す。漏水が生じた箇所は微地形分類上旧河道に位置している。また,図 5.1.1-7 に当該箇所の堤防地層横断面図を示す。表層基礎地盤はN値の小さい軟弱な沖積砂層 As が層厚 3m 程度分布し、 以深は N 値の大きい沖積砂礫層 Ag が分布している。恐らくこの沖積砂層 As が旧河道堆積物であると考えられるが, 出水時には沖積砂層 As あるいは堤体土層 B内に浸透し、堤体川裏法尻で漏水が生じたものと考えられる。

堤体被害箇所は、写真 5.1.1-8 に示すように砕石及び土納による押え盛土工にて応急復旧がされている。この写真で興 味深いのが、漏水被害は延長約30mに渡って発生したが、その区間の上下流川表に階段工が敷設されていることである。 特に、上流の階段工は延長15mと長く、漏水被害はちょうど階段との接続部から生じていることがわかる。このことか ら、階段工が護岸工の役割を果たし漏水被害を抑止した可能性が考えられる。また、逆に階段工が止水効果を発揮した ことで、下流側の堤体内浸水を助長した可能性も考えられる。当然、図 5.1.1-7 で示した通り当該箇所の表層基盤は透水 層から成るため、階段工による止水効果は完全なものでは無く堤体下部から回り込むにようにして流入していたと考え られる。しかし、少なくとも堤体法面からの浸水は抑止できており、このわずかな外力の違いが漏水被害の有無の違い を分けた可能性は十分に考えられる。



写真 5.1.1-5 L6k200 における堤体漏水状況 (八代河川国道事務所より提供写真に加筆)



写真 5.1.1-6 L6k200 における堤体漏水状況 (八代河川国道事務所より提供写真に加筆)



写真 5.1.1-7 L6k200 における川裏河川水位の状況 (八代河川国道事務所より提供写真に加筆)



図 5.1.1-6 L6k200 の堤防漏水箇所(地理院地図に加筆)



図 5.1.1-7 L6k200 の堤防地層横断面図 (八代河川国道事務所より提供図を元に作成)



写真 5.1.1-8 L6k200 における応急復旧状況 (八代河川国道事務所より提供写真に加筆)

参考文献

- 1) 国土交通省: 令和2年7月梅雨前線に伴う大雨について(第1報), 2020, www.qsr.mlit.go.jp/site\_files/file/bousai20071000.pdf
- 2) 国土交通省: 球磨川水系球磨川の堤防決壊を新たに発見(第1報), 2020, www.qsr.mlit.go.jp/yatusiro/site\_files/file/news/r2/20200708koumu.pdf

# 5.1.2 鹿児島県で発生した堤防被害

酒匂一成<sup>1</sup>, 伊藤真一<sup>2</sup>, 本田信孝<sup>3</sup>

- 1 鹿児島大学・学術研究院理工学域工学系
- 2 鹿児島大学・学術研究院理工学域工学系
- 3 (株)日本地下技術·技術部

## (1) 鹿児島県内で発生した堤防被害の概要

鹿児島県災害対策課<sup>1)</sup>(8月31日現在)によると、県/市町村管理の河川被災箇所が500箇所、被害額は約87億円と報告されている。県管理河川の堤防決壊、越水、溢水は7件であり、特に川内川水系の百次川や勝目川において堤防決壊が発生した。表5.1.2-1に、河川関係の被災箇所と被災要因を示す。

	河川名	市町村	被災要因	発生日時
1	川内川水系 百次川(宮崎町)	薩摩川内市	堤防決壊(76m程度)	7/3 22時頃
2	川内川水系 勝目川 (勝目町)	薩摩川内市	堤防決壊(15m程度)・越水	7/3 22時頃
3	川内川水系 山野川 (大口山野)	伊佐市	溢水	7/4 8時頃
4	大淀川水系大淀川(末吉町南之郷)	曽於市	溢水	7/6 10時ごろ
5	安楽川水系安楽川(志布志町安楽)	志布志市	溢水	7/6 10時ごろ
6	高須川水系高須川 (上野町)	鹿屋市	溢水	7/6 10時ごろ
7	肝属川水系肝属川 (上祓川町)	鹿屋市	溢水	7/6 10時ごろ
X	部道府県管理河川による浸水	、被害に限る。		

表 5.1.2-1 河川関係の被災箇所と被災要因(鹿児島県災害対策課 1))

# (2) 川内川水系の百次川

ここでは、7月3日~7月6日の雨で破堤した川内川水系百次川の堤防被災事例を紹介する。図 5.1.2-1に7月2日~7 月8日の川内観測所で観測された降水量を示す。図より、7月3日から雨が降り始め、7月3日の22時頃に激しい雨が降っている。さらに、7月5日の昼頃から7月6日の10時頃にかけて再び大きな雨が降っている。



図 5.1.2-2 に川内川水系百次川, 隈之城川での被災箇所を示す。百次川では,7月3日夜中の雨で, 隈之城川と百次川合流する付近の堤防が越水により破堤し,7月4日に大型土嚢で仮復旧が行われた(写真-5.1.2-1のブルーシート付近)。しかし,7月6日の午前0時頃に仮復旧箇所の両脇の堤防が決壊し,最終的には約76mの堤防が決壊した。また,周辺でも溢水箇所が3箇所ほどあり,周辺の商業施設などが浸水した。



図 5.1.2-2 川内川水系百次川, 隈之城川での被災箇所



写真-5.1.2-1 川内川水系百次川の破堤した堤防の仮復旧状況(7月8日時点)

## 参考文献

1) 鹿児島県災害対策課: 令和 2 年 7 月 3 日からの大雨による被害状況等 http://www.pref.kagoshima.jp/bosai/saigai/kinkyu/documents/82251\_20200914093447-1.pdf, (2021年4月22日時点)。

# 5.2 九州北部地域で発生した河川被害5.2.1 筑後川の堤防被害

石藏良平<sup>1</sup>,田中聡<sup>2</sup>,前田秀喜<sup>3</sup>

- 1 九州大学大学院 工学研究院
- 2 日本地研株式会社
- 3 西日本技術開発株式会社

## (1) 筑後川流域の降雨の状況

筑後川は、佐賀・福岡・大分・熊本の4県を流れる国が管理する九州最大の一級河川である。令和2年7月6日から 降り始めた雨により、この筑後川本川において、パイピングと考えられる現象が発生した。図 5.2.1-1 は、筑後川流域に おける最大48時間降雨の等雨量線図を示したものである<sup>1)</sup>。平成29年九州北部豪雨と平成30年7月豪雨と比較して示 されている。今回の豪雨は、他の2つの豪雨と比較して、最大48時間雨量が非常に大きかったことがわかる。

図 5.2.1-2 および図 5.2.1-3 は、筑後大堰のある福岡県と佐賀県の県境付近(筑後川 24k500 付近)の7月11日午前の 状況を示したものである。高水敷にはまだ流入した河川水が残っており、堤防の被覆ブロックには、浮遊物が張り付い たような痕跡水位確認された。付近の住民によると7月8日の午前中に最高水位に到達したとのことである。久留米市 街にも近く、河川断面が大きな筑後川中流域においても、ピーク時にはかなり高い河川水位であったことが推察される。



図5.2.1-1 筑後川流域の降雨の状況(国土交通省提供<sup>1)</sup>)



図5.2.1-2 高水敷の被害の様子(筑後川24k500右岸)



図5.2.1-3 痕跡水位の様子(筑後川24k500右岸)

#### (2) 河川堤防の被害の概要

#### 1) 被害の概要

筑後川本川において、パイピングと考えられる現象が発生した。被災箇所は図 5.2.1-4 の赤いプロットで示される金島 地区である。被災箇所は、筑後川(39k600~39k900 付近)の右岸であり、久留米市の中心部の上流に位置する。河川堤 防は、天端幅 5m 程度で自動車が対面通行できる比較的大きな盛土であり、付近には高島樋管が設置されている。

7月7日の10時50分頃,39k600付近の堤内側の堤防法尻周辺において,図5.2.1-5に示すようなパイピング(漏水)の発生が確認された。同日21時頃までに、漏水の噴出口に土のうを積んで水を溜め、河川水位と漏水噴出口との水位差を小さくすることで、水の噴出を抑えるための応急対策工事(月の輪工)が実施された。7月9日には、土被り圧を上げるため、被災箇所周辺に砕石試料の敷設が行われた(図5.2.1-6)。



図5.2.1-4 筑後川の堤防被災箇所の位置(国土地理院図2))



図 5.2.1-5 パイピング(自噴)の様子 (提供:国土交通省)



図 5.2.1-6 応急復旧の様子

治水地形分類図によれば、被災箇所周辺は、氾濫平野に分類されている。また、被災箇所のすぐ上流部は、筑後川本 川と小石原川の合流部となっており、河川水位が上昇しやすかった可能性がある。また、高島樋管の近くで今回漏水(噴 砂)が発生しているが、樋管の位置とパイピングの関係については、不明である。噴砂などの被害が確認された被災箇 所を図 5.2.1-7 に示す。調査団で踏査したところ、パイピング箇所の少し上流の 39k700 付近や 39k900 付近においても、 複数の噴砂跡が確認された。

図 5.2.1-8 に,被災箇所から 1km 程度上流にある片の瀬水位観測所で計測された7月6日~7月9日までの河川水位の 経時変化を示している。7月6日の午後から河川水位が上昇しはじめ、7月7日の未明に氾濫危険水位に到達している。 1度目の河川水位のピーク値は、7月7日の11:00 であった。ほぼ同時刻の 10:50 にパイピングによる漏水が発生してい る。当該観測所における過去の最高水位は2017年の7月5日に 10.3m を記録しているが、今回の最高水位は 10.52m で あり、記録を更新している。氾濫危険水位付近を長時間推移しており、氾濫注意水位の継続時間は、46.5 時間であった。 このことから、外力である河川水位が高い水位となっており、過去と比較して、その継続時間が非常に長かったことが、 パイピングを引き起こした被災要因の一つとなっていることが考えられる。



図5.2.1-8 被災時の河川水位(河川水位情報に筆者加筆)

#### 2) 被災箇所の地盤特性

図 5.2.1-9 にパイピング発生箇所(39k600+10 付近右岸側)周辺の推定される堤体・基礎地盤断面図を示す。堤体土は、砂質土層(Bcs)および粘性土層(Bc)から構成されている。また、堤内側の表層付近には、砂質粘性土層(Asc)および沖積粘性土層(Ac)が堆積している.さらにその直下には、堤外側から堤内側まで透水性の高い沖積砂質土層(As)、沖積礫混じり砂層(Ags)、洪積礫質土層(Dg)が連続して堆積している.堤内側の法尻付近において、透水層の上層に、透水性の低い被覆土層が存在する場合は、透水性地盤に発生する揚圧力によって、パイピング破壊が発生する可能性が指摘されており、安全性照査を行うことが推奨されている<sup>3</sup>。

パイピング発生箇所付近で採取した噴砂試料の粒度分布を調査した。噴砂試料の粒度試験方法として、ふるい分け試 験とレーザー回折式測定装置を用いた。粒径 75µm 以上の試料はふるい分け試験を行い、75µm 未満の試料については、 レーザー回折式装置を用いて測定を行った。噴砂試料と現地土の粒径加積曲線を図 5.2.1-10 に示す。

実地盤の被覆層の粒度分布と比較して, 噴砂試料は粒径が大きな右側に粒度分布が位置している。粒径 0.1mm 以上は 被覆層である Asc 層(GL-1.6~1.8m)と近い値を示している。噴砂試料は 7月 24 日に採取しているため, 細粒分につい ては, 被災後の風雨により流出したことなどが考えられる。

今回の調査から、筑後川のような一級河川においても、今後の気候変動に伴う長時間降雨を想定したパイピング(自 噴)現象の原因解明は極めて重要と考えられる。本報告では、出水期における堤体・基礎地盤の地盤条件のうち、特に 初期地下水位の位置に着目し、筑後川右岸(39k600)を対象とした2次元飽和・不飽和浸透 FEM 解析を実施してパイ ピング現象のメカニズムについて考察した。



\*DL+: 水位標のゼロ点高(標高)を加算

図 5.2.1-9 被災箇所における堤体・基礎地盤の断面図 4)



図 5.2.1-10 噴砂試料と対象地層断面の粒径加積曲線 4)



152m

図 5.2.1-11 筑後川解析対象断面の概要図 表 5.2.1-1 解析に使用した各層の土質パラメータ

土質	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>sat</sub> (kN/m³)	$\theta_{res}$	$\theta_{sat}$	n	α(1/cm)	透水係数 k <sub>s</sub> (m/s)	間隙比e	不飽和浸透特性
Bcs	17.0	17.0	0.083	0.484	1.494	0.010	3.10E-07	1.230	細粒分の多い砂質土
Bc	17.3	17.3	1.18E-05	0.583	1.125	0.017	4.80E-06	1.322	粘性土
Asc	15.7	15.7	0.077	0.429	1.454	0.011	7.70E-10	1.680	粘性土
Ac	16.3	16.3	0.101	0.505	1.416	0.012	1.43E-06	1.388	粘性土
As	18.9	18.9	1.89E-06	0.496	1.879	0.069	9.54E-05	0.828	砂礫土・砂質土
Ags	19.0	19.0	0.053	0.376	3.186	0.032	3.51E-03	0.788	砂礫土・砂質土
Dg	21.0	21.0	0.053	0.376	3.488	0.033	1.60E-04	0.474	砂礫土・砂質土
Dpt	17.0	17.0	0.040	0.385	1.760	0.041	1.96E-06	1.004	砂礫土・砂質土

3) 飽和・不飽和浸透流解析によるパイピング破壊リスク の検討

不飽和浸透流解析として、2次元 FEM 解析を実施した。 解析モデルには、不飽和領域の浸透を計算するために、 Van Genuchten モデル(以下, VG モデル)を用いた。VG モデル は以下の式(1)で表すことができる。

$$\theta = \theta_{res} + \frac{\theta_{sat} - \theta_{res}}{\left\{ 1 + \left( \alpha |\psi|^n \right\}^{1-1/n}}$$
(5.2.1-1)

ここで、θ, θ<sub>sat</sub>, θ<sub>res</sub>はそれぞれ体積含水率, 飽和体積含 水率,残留体積含水率(cm3/cm3)を意味する。また、ψ:サ クション(cm), α, n:フィッティングパラメーターである。 図 5.2.1-11 に解析対象断面の概要図を示す。透水層への水 の浸透部では、被覆層である Bcs 層が透水層である As 層 を覆っていることが確認できる。外力は水位上昇のみとし, ハイドログラフは解析断面近傍で計測された合計 384 時間 の記録を用いて図 5.2.1-12 のように設定した。境界条件は, 堤外側を水頭変動境界, 天端から初期地下水位までの堤内 側を浸出境界、堤内側の初期地下水位以下の側面および基 礎地盤底面を閉境界とした。解析に用いた土質パラメータ は表 5.2.1-1 に示す。各層の ysat, yt, 不飽和浸透特性は土 質調査結果をもとに設定した<sup>4)</sup>。各層の $\theta_{sat}$ ,  $\theta_{res}$ ,  $\alpha$ , n に ついても、既往の調査結果で扱っている値を用いた<sup>5</sup>。Bc 層と As 層は連続加圧式の保水性試験より算出している 5。 解析の出力パラメータは間隙水圧と飽和度である。パイピ ングの危険度は、裏法尻付近の被覆層(Asc~Ac 層)直下の 透水層 (As 層)における層境界付近の点 X (図 5.2.1-11) で







の被覆土層重量と被覆層直下の透水層に作用する揚圧力の 比(G/W)を用いて評価を行った。

初期地下水位がパイピング破壊に及ぼす影響を検討する ために、①初期河川水位と同じ DL+=5.54m, ②初期河川水 位と層境界付近の点 X とのおよそ中間である DL+=7.10m, ③層境界付近の点 X の上に位置する DL+=8.60m, ④出水 期を想定して堤内地表面の下方 0.5m である DL+ = 11.1m<sup>3)</sup> の4条件の地下水位を設定した。層境界付近の点 X の間隙 水圧と飽和度の経時変化を図 5.2.1-13 および図 5.2.1-14 に 示す。初期地下水位の違いによる点 X での間隙水圧の傾向 を比較すると、初期地下水位が高いほど間隙水圧の上昇開 始時間は相対的に速くなっており、最大値も大きくなって いる。被覆層である Ac 層や Acs 層が,透水層の As 層を覆 っていたことより、初期地下水位が低い場合はサクション の消失が遅くなり、間隙水圧の上昇も遅くなったものと推 察される。また、飽和度の経時変化を比較すると、層境界 付近の点 X が地下水位以深である場合は、飽和度が 100% であるのに対して、初期地下水位が X 点よりも下方である ②では、河川水位上昇時から 326hr~330hr 間の約4時間で 急激に飽和度が 100%まで上昇している。初期地下水位の 位置がより低い①ではさらに遅れて飽和度が上昇しはじめ る傾向が示された。次に, 層境界付近の点 X が初期条件で 飽和状態であった③と④に対して、パイピングに対する安 全性照査として、G/Wによる判定を行った。層境界付近の 点 X における G/W の経時変化を図 5.2.1-15 に示す。いず れにおいても、初期地下水位よりも河川水位が上回り始め る 300hr 付近から G/W が低下する傾向を示した。ただし, G/Wの最小値は、③で1.22、④で1.07となり、パイピング 破壊の安全率である G/W が1以下となることはなかった。 しかし、初期地下水位の位置が高い条件の方が、パイピン グ破壊の危険性は徐々に高まる傾向が示された。





図 5.2.1-15 点 X における G/W の経時変化

## (3) まとめ

本報告では、令和2年7月豪雨で発生した筑後川本川におけるパイピング(自噴)の状況について述べるとともに、 被災した筑後川の代表断面に対して、初期地下水位に着目した飽和・不飽和浸透流解析を実施した。基礎地盤のパイピ ング破壊に対する安全率 G/W を用いた危険度評価を行ったが、初期地下水位の位置によらず、G/W が1以下となるよ うな結果は示さなかった。ただし、初期地下水位の位置がより地表面に近いほど、透水層における間隙水圧の上昇は速 く、パイピング破壊の危険性は徐々に高まることが示唆された。今回比較した初期地下水位以外の要因がパイピング破 壊に起因していたと考えられる。より実際に近い地盤物性値や地盤条件を取り入れた解析を実施し、結果を比較する必 要がある。また、高水位継続時間が長かったことは、今回の被災要因の大きな一因と考えており、層境界付近の間隙水 圧や飽和度が急激に上昇するまでの時間と高水位継続時間との関係等について、透水パラメータに着目しながら今後さ らに検討を進める予定である。事前防災の観点から、有効な対策工を適切な場所に適用するための危険度評価が必要で ある。

## 謝辞

本稿をまとめるにあたり、国土交通省九州地方整備局には、データの提供など多大なご協力をいただきました。ここ に記して厚く謝意を表します。また、数値解析を実施するにあたり、パラメータの設定等については、Adel ALOWAISY 氏(九州大学 学術研究員)、安福規之氏(九州大学大学院教授)に適切なアドバイスをいただきました。さらに、数 値解析や室内試験を実施するにあたっては、小井手宏行氏に協力いただきました。ここに記して感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 筑後川堤防調査委員会,筑後川河川堤防調査委員会報告書(ドラフト版),九州地方整備局,令和2年7月.
- 2) 国土地理院: <u>http://www.gsi.go.jp/index.html</u>
- 3) 国土技術研究センター:河川堤防の構造検討の手引き,pp.59-68, 2012.
- 4) 筑後川河川堤防調査委員会, 筑後川河川堤防調査委員会報告書, 九州地方整備局,令和3年3月
- 5) 令和2年7月九州豪雨災害の総合調査・研究報告書,第5章, 令和2年度化学研究費助成事業・特別研究促進費 pp99-107,2021

# 5.2.2 遠賀川の堤防被害

田中聡<sup>1</sup>,石藏良平<sup>2</sup>,前田秀喜<sup>3</sup>

- 1 日本地研株式会社
- 2 九州大学大学院 工学研究院
- 3 西日本技術開発株式会社

遠賀川は、福岡県嘉麻市馬見山を起源とし、穂波川や彦山川、犬鳴川や笹尾川等を合わせ響灘に注ぐ河川で、その流域 は田川市、飯塚市、直方市といった主要都市を含む7市14町1村に及ぶ。このため、古くから治水、利水、環境面にお いて、地域に重要な役割を担っており、福岡県北部の社会、経済、文化の基盤をなすとともに、古来からの稲作文化や石 炭産業など、人々の生活、文化と深い結びつきを持っている。遠賀川は、流域人口約67万人で、以前から洪水被害に見 舞われており、最近でも、平成15年、平成21年、平成22年にも大きな洪水被害が発生している。

## (1) 遠賀川流域の降水量と河川水位

令和2年7月豪雨では,遠賀川上流の英彦山雨量観測所において,近年の主な出水を上回る24時間雨量(349mm)を 観測した。



図 5.2.2-1 雨量の状況(遠賀川流域) 出典:令和2年7月豪雨の概要と対応 国土交通省九州地方整備局<sup>1)</sup>

これに伴い,国土交通省 遠賀川水系 彦山川伊田水位観測所において,令和2年7月6日 14:40 にピーク水位 3.65m を 記録した。同観測所における観測史上最高水位は,昭和55年8月30日,氾濫危険水位 4.00m を超過する 4.63mであっ たが,今回はそこまで至っていない。ただし,今回の最高水位は 3.65m であり,避難判断水位(3.60m)を超過する観測史 上5番目に高い水位が観測された。



図 5.2.2-2 出水時の河川水位(伊田観測所) 出典:令和2年7月豪雨の概要と対応 国土交通省九州地方整備局<sup>1)</sup>

#### (2) 遠賀川流域 46k650 の被災状況

河川堤防被害が発生したのは、遠賀川 46k650 左岸側で、場所は福岡県嘉麻市大隈町である。

被災は、低水護岸および堤防表側のり面が損壊したものであり、低水護岸は背面の空洞化と損壊が見られ、堤防表側の り面も流水で浸食されたものと思われる。なお、堤内側の耕作地に変状は認められず、堤防越水はしていないと推測され る。



図 5.2.2-3 被災箇所の位置図(国土地理院<sup>2)</sup>)



図 5.2.2-4 被災箇所の状況

被災要因について,当該箇所には,固定堰(上川原堰)が設置されていたが,過去または今回の豪雨,河川増水で大半 が損壊したものと思われる。河川湾曲の水衝部にあたる左岸側の堰は完全に破壊されて下流側に流されており,右岸側に 堰の一部と背後の土砂堆積部が残っていた。被災は,残った堰と土砂堆積部による水跳ね効果や河道が狭くなったこと, 河川湾曲と複数の作用が相まって,左岸側堤防に大きな流水エネルギーが集中する状態になり,護岸基礎部の土砂洗堀や のり面の浸食が進み,変状に至ったと推察される。

## (3) 遠賀川流域 46k650 周辺の地形地質状況

### 1) 地形概要

図 5.2.2-5 に周辺の地形図を示す。当該地は、広域で見ると、周辺は谷部となっており、左右を山に挟まれている。谷 部の中心を流れる遠賀川は周辺の山々に源を発する小河川と合流しながら、北へ流下する。当該箇所は上流で合流する小 河川が多いことから広範囲の土砂が流入、堆積しやすい地形と考えられる。



図 5.2.2-5 周辺の地勢図(国土地理院 福岡 H22<sup>3)</sup>)

## 2) 地質概要

図 5.2.2-6 に周辺の地質図を示す。周辺の基盤岩は朝倉花崗閃緑岩と呼ばれる北部九州主部花崗岩に区分される。北部 九州主部花崗岩は西端を佐賀県牛津一仮屋構造線,東端を小倉一田川構造線として分布する。朝倉花崗閃緑岩は博多一二 日市構造線の東側の南部に分布し,方向は東北東一西南西~東西方向である。主に粗粒~中粒で塊状,一般に暗色包有岩 が認められる。

基盤岩の上位は遠賀川の作用で堆積した未固結土層が覆っており,筑豊地方特有の泥炭層が分布する場合もあるが,近 隣の既存柱状図を見ると,基盤岩の上位は主に河川の運搬作用で堆積した礫であり,当該地周辺では明瞭な泥炭層は確認 されないようである。基盤岩上位の礫層の透水性は高いと推定されるため,流水の地盤浸透がさらに助長されたおそれが ある。



granodiorite and tonalite 図 5.2.2-6 周辺の地質図(旧通商産業省工業技術院 地質調査所 H5<sup>4)</sup>)

### (4) 遠賀川流域 46k650 周辺の対策状況

写真 5.2.2-1 に被災直後の現地状況を示す。被災直後は、応急対策として、被災した護岸に沿って消波ブロックを設置 し、二次浸食を防止していた。また、径 50~100cm 程度の砕石をネットで被覆したブロックを多数、高水敷やのり面部 に敷き詰め、緩んだ高水敷~のり面部の表層を重量で押さえるとともに、表層保護を行うことで、さらなる浸食への対策 としていた。



写真 5.2.2-1 被災直後の応急対策

以下に示す「遠賀川水系河川整備計画【大臣管理区間】」(H19.4)では,遠賀川上流ブロック(30k000~47k800:鯰田堰~ 大臣管理区間上流端)において,以下の計画が示されている。

今後は、これに示されているような河道掘削や旧堰の改築、護岸復旧などで本対策を進めていくものと思われる。

・計画高水位に対して堤防の高さや幅が不足している区間において、築堤を行います。 ・洪水の流下が小さい区間において、河道掘削を行います。 ・洪水の流下を著しく阻害している横断工作物については、改築を行い、洪水位を下げます。 ・内水被害が著しい熊添川、三緒浦川の内水対策を行います。



図4.2.5(1) 施行の場所位置図〔遠賀川上流ブロック〕



図4.2.5(2) 遠賀川上流ブロックイメージ図

図 5.2.2-7 「遠賀川水系河川整備計画【大臣管理区間】」(H19.4) p63 抜粋:遠賀川河川事務所 HP より <sup>5)</sup>

# 謝辞

本稿をまとめるにあたり,国土交通省九州地方整備局には,現地調査に対して便宜を図っていただきました。ここに記 して厚く謝意を表します。

# 参考文献

- 1) 国土交通省九州地方整備局, 令和2年7月豪雨の概要と対応(第2報), 令和2年7月10日, 報道発表資料より抜粋, pp.20-22 http://www.qsr.mlit.go.jp/site\_files/file/bousai\_joho/bousai200710050.pdf
- 2) 国土地理院,地理院地図(電子国土 Web) : https://maps.gsi.go.jp/
- 3) 国土地理院, 1:200,000 地勢図 (NI-52-10)「福岡」H22年12月1日発行
- 4) 旧通商産業省 工業技術院, 1:200,000 地質図 福岡 (NI-52-10)「福岡」H5年3月26日発行
- 5) 国土交通省九州地方整備局,遠賀川水系河川整備計画【大臣管理区間】,平成19年4月,遠賀川河川事所 HP 資料より抜粋, pp.63 http://www.qsr.mlit.go.jp/onga/pdf/business/plan/plan\_all.pdf

# 5.2.3 大分県の河川被害

前田秀喜<sup>1</sup>,井上徹郎<sup>1</sup>,石藏良平<sup>2</sup>,工藤宗治<sup>3</sup>

- 1 西日本技術開発株式会社
- 2 九州大学大学院 工学研究院
- 3 大分工業高等専門学校

大分県では、国、県および市町村管理河川で1,113件の河川被害が発生した。被害は筑後川流域に集中し、日田市、玖 珠町、九重町で県全体の64%に達する。ここでは、日田市内を流下する筑後川、玖珠川の被害状況について報告を行う。

## (1) 日田市北友田地区の氾濫

筑後川 72K200 地点付近右岸において堤防越水による河川氾濫が発生し、二串川合流部の商業施設と市営住宅が浸水した。氾濫地点上流の小渕観測所の河川水位観測データによれば、河川水位は 7月6日 17時 50 分に氾濫注意水位を超え、7月7日8時 30 分に観測史上最高水位を記録した後下降し、7月8日2時に再びピークを記録している。北友田地区の 氾濫は、河川水位がピークを記録する前後の、7月7日8時 35 分と7月8日1時に2回にわたり発生している。

当該地区は、北西に流下してきた筑後川が大きく南西に流れを変える湾曲部外側にあたるとともに、右岸支川である庄 手川、花月川、二串川の合流地点でもあり、河川水位が上昇しやすい地形条件下にあると言える。また、二串川は国道 386 号を境として下流河道断面の縮小と河床堆積が見られることから、二串川自己流水位の上昇により、氾濫した水が商業施 設に流入した可能性も考えられる。なお当該地点付近では、平成 24 年と平成 29 年の九州北部豪雨時に花月川左右岸地区 で浸水被害が発生している。



図 5.2.3-1 氾濫地点 (国土地理院地図に加筆 1))



図 5.2.3-2 浸水状況 (出典:令和2年7月豪雨出水概要国土交通省九州地方整備局<sup>2)</sup>)



図 5.2.3-3 出水時の河川水位(小渕観測所) (出典:令和2年7月豪雨出水概要国土交通省九州地方整備局<sup>2)</sup>)

## (2) 天ヶ瀬町湯山地区玖珠川右岸急崖の崩壊

崩壊地点は、天ヶ瀬町湯山地先の玖珠川右岸の急崖である。崩壊は急崖上部の道路まで達し、崩壊規模は高さ約30m~40m、延長約300mにおよぶ。急崖の地質は阿蘇4火砕流の溶結凝灰岩であり、柱状節理が発達している。急崖の脚部には阿蘇4火砕流堆積前の表層堆積物層とみられる黒色の地層が分布している。

崩壊は溶結凝灰岩の急崖部分の岩塊の崩落が主体であり、高角度の節理を主因としたトップリング崩壊と想定される。 崩壊要因としては、河川の増水による急崖脚部の浸食発生や、急激に浸透した雨水が溶結凝灰岩と堆積物層の境界から湧 出したことによる不安定化などが考えられる。



図 5.2.3-4 崩壊地点(国土地理院地図に加筆<sup>1)</sup>)



図 5.2.3-5 崩壊状況

## (3) 天ヶ瀬温泉地区の氾濫

玖珠川沿いに約20軒の旅館や民宿が建ち並ぶ天ヶ瀬温泉地区は、7月7日早朝に玖珠川が氾濫し、全域に渡る浸水被 害が発生した。また、玖珠川に架かる新天ヶ瀬橋は増水により支承部上部が流出し、成天閣吊橋も右岸側の床板が流され るなどの損傷を受けた。ただし、今回調査した天ケ瀬地区の橋梁部基礎については、洗堀等の被害は確認されなかった。 氾濫時の浸水水位は、調査時に確認できた痕跡から判断し、道路表面上60cm 程度と推定される。



図 5.2.3-6 氾濫範囲(国土地理院地図に加筆<sup>1)</sup>)



図 5.2.3-7 被災状況

# 【謝辞】

本稿をまとめるにあたり,国土交通省九州地方整備局および大分県土木建築部には,現地調査に対して便宜を図っていただきました。ここに記して厚く謝意を表します。

# 参考文献

1)

国土地理院:https://www.gsi.go.jp/index.html 国土交通省九州地方整備局筑後川河川事務所:http://www.qsr.mlit.go.jp/chikugo/office/topics/r2/index.html 2)

# 5.3 ため池の被害

神山惇1, 石藏良平2, 工藤宗治3

- 1 宮崎大学・工学部社会環境システム工学科
- 2 九州大学大学院 工学研究院
- 3 大分工業高等専門学校

### (1) はじめに

令和2年7月の九州豪雨により,ため池の被害が発生した。大雨特別警報が出された市町村の防災重点ため池では緊急 点検が実施された。報告によると,福岡県278箇所,佐賀県432箇所,長崎県135箇所,熊本県265箇所,鹿児島県55 箇所ですべての防災重点ため池が点検されている(大分県については大雨特別警報が発令されなかったため未点検)。こ のうち,大分県で3件,佐賀県で1件,熊本県で4件の損傷が確認されている<sup>1)</sup>。ここでは,大分県および熊本県におけ る一部のため池の被災状況について報告する。

### (2) 大分県におけるため池被害の概要

大分県では、杵築市内の農業用ため池で、決壊や破損など3箇所の被害が発生した。図5.3-1は、堤体の崩壊が確認さ れた中ノ池の位置を示したものである。写真5.3-1は、破堤箇所の外観と堤体断面の様子を示しているが、調査結果によ ると、中ノ池では幅約20mにわたり崩壊しており、天端付近の植生から越流跡を確認することができなかった。また破 堤後の堤体断面下部では、木製の底樋が露出しているのが確認されている。以上のことから、堤体は、貯留された水が越 流することなく破堤した可能性が高い。ため池の水位が長時間高かった可能性があり、堤体内に何らかの水みちが発生し、 堤体土が流出し、崩壊したものと推察される。



図 5.3-1 大分県杵築市の被災ため池の位置(中ノ池)



(a) 破堤箇所の外観



(b) 破堤した堤体の断面

写真 5.3-1 中ノ池の堤体の被害状況

# (3) 熊本県におけるため池の被害概要

図 5.3-2 に熊本県における被災ため池の位置図を示す。熊本県全域で5箇所のため池が被災した。芦北町および津奈木町に被害が集中した。表 5.3-1 に5箇所の被災ため池の緒言および被害状況の概要を示す。写真 5.3-2 に示すように、ため池 A では堤体が決壊した。また、ため池 C では堤体の洗堀が生じた。その他のため池では、上流からの土砂流入や堤体の一部陥没が生じた。



図 5.3-2 熊本県の被災ため池の位置図

ため池	築造年代	型式	天端幅 (m)	堤高 (m)	堤頂長 (m)	総貯水量 (千 m <sup>3</sup> )	流域面積 (km <sup>2</sup> )	満水面積 (km <sup>2</sup> )	流域比 流域/満水面積	被害状況
А	大正時代	谷地	3.5	4	26	3.2	0.14	0.0009	156	決壊
В	江戸時代以前	谷地	5	5.7	56	10.2	0.18	0.0029	62	土砂の流入
С	昭和以降	皿池	3	5	44.3	3.228	0.156	0.000064	2438	堤体の洗堀 土砂の流入
D	大正時代	谷地	2.8	2.3	18.5	0.8	0.043	0.0004	108	堤体の洗堀 土砂の流入
Е	江戸時代以前	谷池	2.7	2.4	24	1.3	0.015	0.00068	22	堤体陥没

表 5.3-1 熊本県の被災ため池の緒言および被災被害状況

図 5.3-3 は、上記の 5 箇所のため池直上の XRAIN 雨量データを比較した結果である。ため池 E を除く 4 箇所のため池 は、ほぼ同じ降雨を記録している。表 5.3-1 より、ため池 A とため池 C の堤体の規模は同程度であり、流域比はため池 C の方が大きい。にもかかわらず、両ため池の被害に差が生じたのは、築造年代やため池の整備状況が異なっていることが影響したと推察される。



(a) ため池 A の被害状況



(b) ため池 C の被害状況

写真 5.3-2 ため池 A およびため池 C の被害状況



図 5.3-2 被災ため池直上の時間雨量の比較 (レーダー雨量)

謝辞

本稿をまとめるにあたり,大分県土木建築部・農林水産部・東部振興局,杵築市農林水産課および熊本県農林水産部所 には,多大なご支援および情報提供をいただきました。ここに記して感謝いたします。

## 参考文献

1) 農林水産省令和2年7月豪雨に関する情報:https://www.maff.go.jp/j/saigai/ooame/r0207/index.html

# 5.4 堤防の調査事例

吉村辰朗1

### 1 第一復建株式会社

#### 5.4.1 γ線探査技術を用いた堤防調査

令和2年7月豪雨によって,杵築市のため池堤防および球磨川の河川堤防が崩壊した。被災地周辺において断裂線を描いた場合,断裂交差点付近で堤防崩壊が発生している。断裂(断層,節理,裂っかの総称)とは,地盤・岩石がせん断・破壊により生じた不連続面である。災害に関わる断裂は,現地形の大半を形成した「最近活動した割れ目」である<sup>1)</sup>。今回は,断裂部に特徴的にみられる「鞍部地形・尾根部の勾配変化点・尾根の屈曲点・河川の屈曲点等」(図5.4.1-1)に着目した地形判読によって描いた断裂線上に被災箇所が分布したため,この断裂の規模・方向(走向)を確認する目的でγ線探査を実施した。





岩石や鉱物中にはわずかであるが天然放射性同位元素が含まれ、ウラン系列元素(<sup>239</sup>U)、トリウム系列元素(<sup>232</sup>Th) が主要なものである。これらの放射性元素は崩壊過程で、ウラン系列では<sup>226</sup>Ra, <sup>214</sup>Bi, <sup>214</sup>Pb から、トリウム系列ではタ リウム(<sup>208</sup>Tl)からγ線が放出される.カリウム(<sup>40</sup>K)は崩壊系列を作らず、電子捕獲によりアルゴン(<sup>40</sup>Ar)に壊変す る過程でγ線を放出する。地殻変動に伴う破断・変形・変質を受けた地質体(断裂帯、変質帯)では、その作用によって 物質(地盤、岩盤)の磁性が変化し、γ線強度異常が生じると考えられる<sup>2)</sup>。γ線探査は、地質体から放出されるγ線を シンチレーションカウンターで検出し、その強度(放射線の数)を計測する方法である。計測方法としては全計数法を用 いた.測定機器は、アロカ社製γ線用シンチレーションサーベイメータ TCS-172B である。測定はセンサー部を地盤に密 着させ10秒おきに5回読取り、その平均値を測定値とし、放射線の測定単位は、Sv/h である。各地質体は固有値を呈し、 その標準偏差は0.2~0.5×10<sup>2</sup> µ Sv/h が主で平均値±(0.5~1×10<sup>2</sup> µ Sv/h)の範囲で測定値のバラツキが認められる。断 裂においては、固有値の範囲外の値を呈することから、これをγ線強度異常値とした<sup>3)</sup>。γ線強度異常値が出現した地点 では 10cm 間隔で測定しγ線強度異常値区間を詳細に求めた。この測定法で異常値区間境界点(α点)を求め、測線より 50cm~1m シフトさせて同様に境界点(β点)を10cm オーダーで求め、α点とβ点を結んだ方向を断裂帯の走向とした。 走向に直交するγ線強度異常値区間を断裂幅と定義した(図 5.4.1-2)。γ線測定結果図は縦軸にγ線強度、横軸に測定点 の位置を示し、断裂部の測定値は黒四角で示した。



図 5.4.1-2 γ線探査測定器 (TCS-172B) と γ線探査で検出した断裂幅
# 5.4.2 杵築市のため池堤防崩壊

堤防が崩壊したため池は、北北東方向に延びる丘陵地の谷部に位置し、周辺には農業用ため池が点在する。ため池付近の地質は、第四紀チバニアンの岩屑なだれ堆積物である。令和2年7月豪雨によって、右岸側堤防が幅8mにわたって崩壊したものの越水は確認されていない(図 5.4.2-1)。ため池堤防崩壊状況を、写真 5.4.2-1に示した。



図 5.4.2-1 堤防崩壊箇所付近の断裂分布図(左)とため池堤防崩壊(崩壊幅:8m)



写真 5.4.2-1 ため池堤防の崩壊状況 堤防下流側(左)堤防上流側(右)

図 5.4.2-2 に γ線探査測線位置と断裂分布を示した。



図 5.4.2-2 y線探査測線位置と断裂分布図(杵築市のため池)

γ線探査結果を表 5.4.2-1 にまとめた。γ線測定結果図を,図 5.4.2-3 に示す。各測線の断裂の出現状況を写真 5.4.2-2 に示す。西北西方向に断裂 A (断裂幅:1.9m,走向:N55°W)を確認した。それにほぼ直交する方向に断裂 B (断裂幅: 1.3m,走向:N30°E)を検出し、両断裂の交差点付近で堤防は崩壊している。

表 5.4.2-1	γ 線強度異常値区間	と断裂幅の規模・	万向	(杵築市ため池)

測線名	断裂名	異常値区間	断裂幅	方向 (走向)
A測線	断裂 A	16. 3m~18. 3m	1.9m	N55° W
B測線	断裂 B	15. 2m~22. 7m	1.3m	N30° E







写真 5.4.2-2 断裂 A および断裂 B の断裂幅の規模と方向(杵築市のため池)

ため池堤防崩壊箇所において、断裂交差点付近の基礎地盤(岩屑なだれ堆積物)に共役関係の開口亀裂,崩壊した堤防 側面に鉛直方向の開口亀裂が認められた(写真 5.4.2-3)。この事象から,基盤漏水が発生したと推定される。



写真 5.4.2-3 断裂交差点付近の基礎地盤・堤体内にみられる開口亀裂(杵築市のため池)

# 5.4.3 球磨川の河川堤防崩壊

令和2年7月豪雨では、球磨川左岸55k000(堤防崩壊①)と球磨川右岸56k400(堤防崩壊②)において、堤防が崩壊 した。(図5.4.3-1)。河川堤防崩壊状況を、写真5.4.3-1と写真5.4.3-2に示した。



図 5.4.3-1 河川堤防崩壊箇所付近の断裂分布図





写真 5.4.3-1 河川堤防の崩壊状況,崩壊幅約 10m(堤防崩壊①)





写真 5.4.3-2 河川堤防の崩壊状況(堤防崩壊②)

# (1) 球磨川左岸 55k000(堤防崩壊①)

図 5.4.3-2 に γ線探査測線位置と断裂分布を示した。



図 5.4.3-2 y線探査測線位置と断裂分布図(球磨川左岸 55k000)

γ線探査結果を表 5.4.3-1 にまとめた。γ線測定結果図を,図 5.4.3-3 に示す。各測線の断裂の出現状況を写真 5.4.3-3 に示す。北西方向に断裂 D (断裂幅:0.4m,走向:N50°W)を確認した。それにほぼ直交する方向に断裂 C (断裂幅: 0.4m,走向:N30°E)を検出し、両断裂の交差点付近で堤防は崩壊している。

表 5.4.3-1 γ 絼	緑度異常値区間と	と断裂幅の規模・	方向	(球磨川左岸 55k000)
---------------	----------	----------	----	----------------

測線名	断裂名	異常値区間	断裂幅	方向 (走向)
C測線	断裂 C	11. 3m~11. 6m	0.4m	N30° E
D測線	断裂 D	3.7m∼4.0m	0.4m	N50° W







写真 5.4.3-3 断裂 C および断裂 D の断裂幅の規模と方向(球磨川左岸 55k000)



(2) 球磨川右岸 56k400(堤防崩壊②)

図 5.4.3-4 にγ線探査測線位置と断裂分布を示した。

図 5.4.3-4 γ線探査測線位置と断裂分布図(球磨川右岸 56k400)

γ線探査結果を表 5.4.3-2 にまとめた。γ線測定結果図を,図 5.4.3-5 に示す。各測線の断裂の出現状況を写真 5.4.3-4 に 示す。北西方向に断裂 F (断裂幅:0.4m,走向:N50°W)を確認した。それにほぼ直交する方向に断裂 E (断裂幅:0.4m, 走向:N42°E) を検出し,両断裂の交差点付近で堤防は崩壊している。

測線名	断裂名	異常値区間	断裂幅	方向 (走向)
E測線	断裂 E	5.9m∼6.3m	0.4m	N42° E
F測線	断裂 F	4.5m∼5.0m	0.4m	N50° W

表 5.4.3-2 γ線強度異常値区間と断裂幅の規模・方向(球磨川右岸 56k400)



図 5.4.3-5 γ線測定結果(球磨川右岸 56k400)



写真 5.4.3-4 断裂 E および断裂 F の断裂幅の規模と方向(球磨川右岸 56k400)

# 参考文献

- 1) 吉村辰朗:災害の因となる断裂について、めらんじゅ 32号(印刷中), 2021.
- 2) 吉村辰朗・大野正夫: 断層破砕帯における帯磁率異常に伴うγ 線量の変化,物理探査, 63, pp.151~160, 2012.
- 3) 吉村辰朗: γ線探査で調べる地震断層,活断層研究, 52, pp.25~39, 2020.

# 5.5 まとめ

# 石藏良平1

### 1 九州大学大学院 工学研究院

令和2年7月豪雨における河川・ため池被害の主な被災箇所についてのまとめは以下のとおりである。

九州南部地域で発生した河川被害については、球磨川の被害が甚大であった。球磨川の上流部では、2 箇所で堤防の 崩壊に至る大規模な被害が発生した。いずれも、堤防天端より 2~4m 程度高い位置に洪水痕跡が確認されており、越水 したものと推察される。現場の状況から、越水時には決壊に至らず、その後の逆越流により崩壊した可能性が高い。逆 越流による堤防の崩壊については、不明な点が多い。堤体土の特性も含め、地盤工学的に崩壊メカニズムを明らかにす ることは今後の課題である。また、被害箇所の標高は、付近と比較して低く、集水地形となっていた。今回のような逆 越流の被害が今後も発生する可能性を想定した場合、越水後に水が集まりやすい地形的要因を事前に抽出しておくこと は重要である。球磨川の下流部では越水はしなかったものの堤防天端 2m 下付近まで水位が達し、堤体川裏法尻付近に おいて、漏水被害が発生した。出水時に表層基礎地盤の沖積砂層や堤体土層内に河川水が浸透したことが要因と考えら れる。被害箇所は、川表の階段工に挟まれた箇所で発生していることから、階段工が設置された箇所については、止水 効果が発揮されたものと推察される。

九州北部地域では、筑後川本川の中流域において、パイピングのような現象が数箇所で確認された。過去の筑後川流 域の降雨の状況と比較して、最大48時間雨量が非常に大きかったことにより、危険水位が長時間継続されたことが要因 の一つとして考えられる。被災した筑後川の代表断面に対して、実際の想定ハイドログラフを用いた飽和・不飽和浸透 流解析を実施した。基礎地盤のパイピング破壊に対する安全率G/Wは、初期地下水位の位置によらず、1以下とはなら ず、パイピング破壊の危険性は低かった。ただし、初期地下水位の位置がより地表面に近いほど、透水層における間隙 水圧の上昇は速く、パイピング破壊の危険性は徐々に高まることが示唆された。今後、被災要因を特定していくために は、出水時の基礎地盤の初期条件(地下水位)や不飽和浸透特性値を把握できる精度のよいモニタリングや実験を行い、 より実際に近い条件を取り入れた分析が必要である。気候変動に伴い、長時間雨量が大きな降雨形態による外力の頻度 は今後増加することが想定される。事前防災の観点から、このような外力に対して、有効な対策工を適切な場所に適用 するための堤体および基礎地盤の危険度の評価方法の確立が求められる。

九州北部地域のため池については、大雨特別警報が出された市町村の防災重点ため池で緊急点検が実施された。その 中で、大分県杵築市には警報が出されていなかったが、農業用ため池で決壊や破損が3箇所確認された。特に、中ノ池 では、幅約20mにわたり崩壊が発生したが、天端での越流跡は確認されなかった。また、崩壊した堤防の底部では木製 の底樋が露出しているのが確認された。越流せずに堤体が崩壊したことが想定される。ため池堤体および付帯施設の老 朽化が一因とも考えられる。ため池堤体等の老朽化の程度や危険度を評価・診断できる簡易な調査技術の確立が必要で ある<sup>1)</sup>。九州南部地域では、熊本県芦北町を中心に5箇所のため池の被災が確認された。その内、1箇所は決壊したが、 堤高4mの小規模なため池であり、山中にあったことから人的被害は生じていない。その他のため池には、土砂流入や 一部堤体の洗堀が生じた。令和2年7月豪雨におけるため池の被災は、数・被災状況ともに、過去の九州で生じた豪雨 災害よりも比較的小規模であった。各県の雨量データとため池の分布を照査し、被災規模の違いに生じた要因を明らか にすることで、今後のため池の防災対策に寄与できると考える。

### 参考文献

1) 平成30年7月豪雨を踏まえた豪雨地盤災害に対する地盤工学の課題 - 地盤工学からの提言 - ,(公社)地盤工学会, 2019年5月.

# 6. 橋梁基礎の被害

# 6.1 熊本県南部で発生した橋梁基礎の被害

梅﨑基考<sup>1</sup>,山下隆之<sup>1</sup>,椋木俊文<sup>2</sup>,今薗淳司<sup>3</sup>

- 1 株式会社アバンス
- 2 熊本大学大学院先端科学研究部 土木建築学工学専攻
- 3 株式会社水野建設コンサルタント

# (1) はじめに

熊本県南部の球磨川やその支流に沿う国道 219 号や県道,JR 肥薩線などが広範囲に被災した。そのうち道路橋では, 県管理 11 橋,市町村管理の 28 橋の計 39 橋が被災し,14 橋にて上部工が流出した。

以下、人吉盆地から球磨川上流から下流側へ順にいくつかの道路橋梁の被害状況と地形地質状況を記す。

### (2) 球磨川流域の道路橋の被害

# 1) 人吉盆地の浸水域での橋梁被害

人吉盆地の球磨川を跨ぐ西瀬橋(写真 6.1-1, 4 連鋼トラス橋: 1967 年建設)付近では、沖積平野が広がり今回豪雨の 球磨川浸水域となっている。左岸側に阿蘇-4 火砕流堆積物の溶結凝灰岩と人吉層の固結シルトが分布する(図 6.1-1)。橋 梁支持層は、その固結シルトの硬質部分と推定される。1 径間のみの流出であり、残存した下部工を活用して、組み立て 式の仮橋が仮設された。熊本県から権限代行した国交省により災害から2ヵ月後の9月4日に応急復旧されている。



写真 6.1-1 西瀬橋の被災状況(2020 年 7 月)

#### 2) 西瀬橋における災害対応(地質調査)

前述した西瀬橋では,通学路機能を早期に復旧するためことが強く求められた。そのため,仮橋を設置するための仮設 鋼台の支持層深度(鋼材の長さ)を早急に把握する必要があった。しかし,豪雨直後は河川水位が高く,流速が非常に速 いため,河川内でのボーリング調査は困難であった。アクセス可能な橋台部は,通常の機械ボーリングにて支持層の確認 を実施した(写真 6.1-2)。

対象地の近傍調査データでは、河川部では浅位置から固結シルト(N値 20 程度)が確認されていた。河床には、河川 堆積物である緩い砂などが堆積していると想定されるが、比較的その層厚は薄いと想定されたため、なんとか橋脚付近ま でアクセスし、簡易動的コーン貫入試験で支持層を確認できないかと考えた。しかしながら、球磨川の流れは速く、橋脚 まで簡単にアクセスできる状態ではなかった。代表的な観光である「球磨川下り」のラフティングツアー会社に協力を依 頼し、ラフティングボートで橋脚周りまでアクセスすることとした(写真 6.1-3)。協力を依頼したラフティング会社の渡 地区にある事務所は浸水被害にあっているにも関わらず、快く協力をして頂いた。このような大規模災害では、地元の方々 の協力があって復旧が進んでいくことを実感した。

仮設鋼台が計画されている橋脚周辺までラフティングボートでアクセスし、動的コーン貫入試験を実施した(写真 6.1-4)。河床から深度 2~3m 程度でN値 20 程度のシルト岩が分布することを確認でき、仮設橋梁が無事施工された。



写真 6.1-2 西瀬橋緊急地質調査状況 アクセス可能な橋台での機械ボーリング



写真 6.1-3 ラフティングボートでのアクセス (球磨川急流下りのラフティング会社へ協力依頼)





写真 6.1-4 ラフティングボートアクセスと簡易動的コーン貫入試験(2020 年 7 月)

# 3) 沖鶴橋の三次元レーザー測量による浸食地形調査

人吉盆地の西側下流域の球磨川を跨ぐ沖鶴橋(写真 6.1-5, PC 橋: 1983 年建設)は、両岸に肥薩火山岩類が分布し、川幅は比較的広い(図 6.1-1)。上部工は流出したが、下部工は残存している。



写真 6.1-5 沖鶴橋の被災状況(2020 年 7 月)

上部工が流出した沖鶴橋では、高水敷の橋脚周りにおい て、特徴的な洗堀がみられた。そこで、近年建設業界でも 普及が進みつつある 3D レーザースキャナーを用いて、洗 堀状況の把握および調査位置選定の打ち合わせとして活 用できる地表データを取得した(写真 6.1-6)。その結果を もとに調査位置等をリモート(Web 会議等)にて協議した ほか、洗堀事例の重要な記録を残すことができた。



写真 6.1-6 3D スキャナー画像

4) 浸水域最下流付近の橋梁被害

相良橋(写真 6.1-7, トラス橋: 1935 年建設)を境として下流側には四万十帯の白亜紀付加体である硬質な砂岩主体層 が分布する(図 6.1-1)。浸水被害域の最下流部の渡地区(図 6.1-1 の No.10 相良橋付近)を境として、下流側には四万十 帯の白亜紀付加体である硬質な砂岩主体層が分布し、これより下流域では急激に川幅が狭くなり、浸水原因のひとつと考 えられる(図 6.1-1)。渡地区で浸水深は最大となり約 10m となった。

渡地区の球磨川沿いの被災状況をみると,1階を駐車場とする3階建家屋が屋根付近まで浸水している(写真 6.1-8)。 増水後に避難することはほぼ不可能であり、増水前の早期避難体制の重要性が再認識された。また死者14名となった特 別養護老人ホーム「千寿園」も渡地区に位置している。



写真 6.1-7 相良橋の被災状況(2020 年 7 月)



写真 6.1-8 渡地区被災状況 (2020 年 7 月)

### 5) 秩父帯ジュラ系付加体域の被災橋梁

球磨村を南から北に向かって流下する大瀬橋(No.7)付近から鎌瀬橋(No.3)付近では,秩父帯のジュラ系の付加体堆積物 が分布する。比較的硬質な砂岩泥岩のメランジュ層が主体である。中硬岩質のチャートや石灰岩が北東-南西方向に帯状 に分布し,それらに規制され球磨川は比較的鋭角に蛇行しながら流下する。

球磨村の神瀬橋(写真 6.1-9~6.1-11, 2 径間 RC 橋+2 径間鈑桁橋: 1934 年建設)は、上部工が左岸側の1 径間を残し、 すべて流出した。下部工も一部フーチングごと傾倒している。秩父帯ジュラ紀付加体が分布し、硬質な砂岩が主に分布す る。傾倒したフーチング基礎の下面には硬質な砂岩が付着し直接基礎であったと推測される(写真 6.1-11)。地盤は良好 であり支持力は問題ないが、豪雨による水平力には耐えられなかったことが被災原因として想定される。

渇水期に河川内で実施したボーリングでも河床よりすぐに岩盤を確認できた(写真 6.1-12)。



写真 6.1-9 神瀬橋の被災状況(2020 年 8 月)



写真 6.1-10 神瀬橋の被災状況緊急調査 ラフティングボートでのアクセス調査



写真 6.1-11 傾倒する橋脚の基礎底面に付着する硬質砂岩 (直接基礎であったと推測される)



写真 6.1-12 水位低下後の渇水期に河川内でボーリングを実施(2021 年 1 月)



図 6.1-1 球磨川流域の主な橋梁流出被害箇所(熊本県地質図にプロット)

球磨川流域の主な被災橋梁(1 深水橋,2 坂本橋,3 鎌瀬橋,4 永椎橋,5 丸岩橋,6 神瀬橋,7 大瀬橋,8 松本橋,9 糸原橋,10 相良橋,11 沖鶴橋,12 天狗橋,13 西瀬橋)

## 6) 黒瀬川帯域の被災橋梁

八代市坂本町に位置する深水橋(写真 6.1-13, ランガーアーチ橋: 1966 年建設)は、アーチ部の上部工が流出した。 左岸側下部工は残存しているが、右岸側のそれは、コンクリート躯体が根本から倒壊していた。地質条件としては、右岸 側は露岩し、黒瀬川帯のペルム紀~三畳紀の硬質砂岩が分布する(写真 6.1-14)。左岸側の橋脚および橋台付近は河川中 央に近く、河川堆積物の玉石砂礫が比較的厚く堆積している(写真 6.1-15)。また、対象地では、左岸側高水敷の浸食や 再堆積が発生し、豪雨前から地形が大きく変化し、橋梁周りの洗堀や根入れ深さがかわっていた可能性があった。そこで、 現地状況(現況と地形)の把握と、調査位置の選定等を検討するために、ドローンによる写真測量を実施した(写真 6.1-16)。



写真 6.1-13 深水橋の被災状況(2020 年 8 月)



写真 6.1-14 深水橋の右岸側の橋台付近 チャート質の砂岩が分布する。基礎底面に岩塊が付着。



写真 6.1-15 深水橋の左岸側でのボーリング調査 (2020 年 8 月)



写真 6.1-16 ドローンによる空撮と写真測量結果

## (2) 被災橋梁の復旧状況(令和3年4月時点)

令和2年7月豪雨から約1年弱が経過した。球磨川沿いで多くの橋梁が流出し、多くの集落などへアクセスするための 橋が少なく、本復旧までは時間を有することから、令和3年4月現在、仮設橋の設置が進められている。

その中でも、西瀬橋は、通学路機能を早期に復旧するためことが強く求められ、残存した下部工を活用して、組み立て 式の仮橋が仮設された。熊本県から権限代行した国交省により災害から2ヵ月後の9月4日には応急復旧されている(写 真 6.1-17)。その他にも、通行目的や流出橋梁の撤去目的として、坂本橋(写真 6.1-18)や鎌瀬橋(写真 6.1-19)、神瀬橋 (写真 6.1-20) などで、仮橋が施工中である。いずれも残存した橋脚や橋台を利用しているようである。



写真 6.1-17 西瀬橋の応急仮橋の状況(左:被災から2ヵ月後の9/4に復旧。右:仮橋のための仮設基礎施工状況)



写真 6.1-18 坂本橋の応急仮橋の施工状況(2021年4月)



写真 6.1-19 鎌瀬橋の応急仮橋の施工状況(2021年4月)



写真 6.1-20 神瀬橋の応急仮橋の施工状況(2021年4月)

# (3) おわりに

以上,いくつかの道路橋の被害状況を示した。被災した道路橋は上部工の流出が多くみられたが,下部工まで被災して いるものは少ないのが特徴といえる。相良橋よりも下流側の球磨川流域は,秩父帯や四万十帯の比較的硬質な付加体堆積 物の堆積岩が露岩しており,支持層が地表付近より分布している。それらは橋梁基礎地盤としては良好な地盤と思われ, 下部工まで被災した事例が少ない一因となったと思われる。

応急復旧として,残存する橋脚を利用して仮橋が応急復旧されている。今後の橋梁応急復旧時の参考になると思われる。 本復旧時の設計施工上の留意点としては,支持層となる岩盤の多くは,付加体堆積物であり,それらは大小の多くの破 砕帯が不均質に認められるため,硬軟を繰り返すことが多い。橋梁の復旧において大きな支持力が必要とされる場合は, 注意が必要である。

また橋梁の本復旧では、杭基礎となる場合、施工ヤードが狭く、深礎杭が選定されることも予測される。深礎杭を根入 れさせる岩盤は、河川水位以下になることが多いと予測され、掘削時の湧水および止水対策を十分考慮する必要があると 思われる。令和3年3月に開通した新阿蘇大橋では、大口径深礎杭を縦亀裂の発達した中硬岩を河川水位以下15mまで 掘削しており、止水対策として水発泡ウレタン系湧水抑制材を採用することで、無事施工完了しており、参考になると思 われる。

さいごに本報告には、国土交通省九州地方整備局八代復興出張所(令和3年4月より八代復興事務所)の資料を使用さ せて頂きました。ここに記して謝意を表します。

### 参考文献

- 1) 総務省消防庁(2021): 令和2年7月豪雨による被害及び\_消防機関等の対応状況(第55報)
- 2) 国土交通省九州地方整備局·熊本県(2020):第1回令和2年7月球磨川豪雨検証委員会説明資料
- 3) 内閣府 (2021): 令和2年7月豪雨による被害状況等について
- 4) 熊本県(2020):令和2年7月豪雨被災状況【速報版】
- 5) 熊本地方気象台(2020): 令和2年7月5日発表【災害時気象資料】令和2年7月3日から4日にかけての熊本県の大雨について.
- 6) 熊本地方気象台(2020): 令和2年7月8日発表【災害時気象資料】令和2年7月6日から8日にかけての熊本県の大雨について
- 7) 産業総合技術研究所地質調査総合センター(2010):20万分の1地質図幅「八代及び野母崎の一部」.
- 8) (一社)熊本県地質調査業協会(2008): 熊本県地質図(10 万分の 1).
- 9) 熊本大学先端科学研究部 大本照憲・研究代表者(2021):令和2年7月九州豪雨災害の総合調査・研究報告書(令和2年度科学研 究費助成事業・特別研究促進費)
- 10) 大成建設株式会社九州支店(2021): 令和2年度地盤工学会九州支部技術賞報告「節理が発達した急崖地における大口径深礎杭の 施工」

# 7. 令和2年7月九州豪雨災害の教訓

# 7. 令和2年7月九州豪雨災害の教訓

# 令和2年7月九州豪雨地盤災害調查団

### 7.1 今回の豪雨による地盤災害の特徴

令和2年7月九州豪雨では洪水被害が甚大であった球磨川流域をはじめ、九州各県において甚大な地盤災害が発生した。各地域における地盤災害の状況の詳細は前章までに詳しく報告されきたとおりである。ここでは、今回発生した地盤 災害を斜面災害、道路災害および河川・ため池災害に分類してその特徴にまとめる。そして、近年、九州で発生した大規 模な豪雨災害において提示されてきた地盤工学の課題をふりかえり、今回の災害の位置づけと今後の課題について述べる。

# (1) 斜面災害の特徴

熊本県芦北の女島地区では斜面の風化に起因する崩壊が発生した。この事例では,落石や斜面表層部の崩壊土の流下を せき止めるために,住宅地の山側に設置された擁壁が,当初の想定を超えた崩壊とその崩壊土の流下によって破壊され, その背後にあった住宅地に崩壊土が流れ込み被害を拡大させた。福岡県の八女市では風化が進行した斜面において,尾根 部を含む斜面の崩壊と斜面中腹部の残積土の崩壊による土石流が発生した。今回の豪雨では多くの斜面災害が発生して いるが,これらの事例はいずれも風化した残積土が想定を超えた規模や範囲で崩壊したものである。

宮崎県串間市の国道448号での自然斜面では、これまで3回の豪雨を受けて、道路山側の自然斜面の崩壊や、道路を含む斜面全体の地すべりが繰り返し発生した。その都度、対策工が施されてきている斜面であったが、今回の豪雨によって 再び地すべりが発生して、既設グラウンドアンカーの引き抜けをはじめ、道路海側の擁壁の傾斜や、路面の陥没の被害が 発生した。被災した自然斜面および切土斜面に対策工を施工したにもかかわらず、崩壊や変状が繰り返し発生している事 例である。以上は今回発生した斜面災害の中でも特徴的な事例である。

### (2) 道路災害の特徴

球磨川沿いの道路では,洪水による護岸や路体の侵食や,路面を流下した洪水による舗装の洗掘がいたるところで発生 した。宮崎県西米良村の国道 219 号では,沢部を横断する盛土区間で道路を横断する排水暗渠が土砂で閉塞し,沢を流下 してきた雨水がオーバーフローして道路を洗掘して崩壊に至らしめた。今回の豪雨災害で発生した道路の被害形態は,斜 面崩壊に起因した被害と河川に平行して走る護岸兼用道路において洪水による護岸・路体や道路路面の洗掘が顕著であ った。山間部や台地部の道路では,流路工や道路横断暗渠などの道路付帯の排水施設の機能不全による崩壊であった。こ れらの道路被害はいずれも流水の直接的な作用による被害である。

## (3) 河川堤防・ため池の被害の特徴

筑後川ではパイピングの被害が確認された。また、球磨川では越流箇所が14か所起き、うち2か所において逆越流に よる破堤被害が発生した。筑後川の堤防において発生したパイピングは、透水性の高い層があったことに加え、筑後川流 域の広い範囲で非常に多い降雨量があったため、河川水位が長時間、氾濫危険水位付近にあったことが特徴として挙げら れる。一方、球磨川下流域の堤防では、洪水時に河川水位が天端から2m下まであった状態で、約30mにわたって川裏の り面、法尻から漏水が生じている。この区間の堤防は、透水性のある層の存在に加えて、階段工が設置された構造的に不 連続な区間であった。また、球磨川の堤防の崩壊した箇所は、排水樋管付近であること、さらには、崩壊箇所は低地部と 台地部の地形境界に位置しており、その標高は付近と比較して2~3m 程度低くかった。越流による崩壊箇所は構造的な 不連続性に加えて、地形的に特異な箇所であった。

### (4) 橋梁基礎の被害の特徴

今回の豪雨災害では、球磨川においてのみ落橋被害が生じた。地盤工学的見地から橋梁基礎の被害状況を調査したところ、上部工が流出した沖鶴橋では、高水敷の橋脚周りにおいて、特徴的な洗堀がみられた。次に、球磨村の神瀬橋は、上部工が左岸側の1径間を残し、すべて流出した。下部工も一部フーチングごと傾倒した。傾倒したフーチング基礎の下面には硬質な砂岩が付着し直接基礎であったと推測された。地盤は良好であり支持力は問題ないが、豪雨による水平力には耐えられなかったことが被災原因として想定された。八代市坂本町に位置する深水橋は、アーチ部の上部工が流出した。対象地では、左岸側高水敷の浸食や再堆積が発生し、豪雨前から地形が大きく変化し、橋梁周りの洗堀や根入れ深さがかわっていた可能性があった。以上が橋梁基礎の被害事例であるが、球磨川流域の橋梁基礎地盤としては良好な地盤と考えられ、下部工まで被災した事例が少ない一因となったと思われる。

# 7.2 過去の豪雨災害調査による提言の検証

九州地方は豪雨災害の発生頻度が高く,最近でも,平成21年7月中国・九州北部豪雨災害<sup>1</sup>),平成24年7月九州北部 豪雨災害<sup>2</sup>),平成29年7月九州北部豪雨災害<sup>3</sup>),平成30年7月豪雨災害が発生している。地盤工学会は先のこれらの豪 雨災害において調査団を派遣して地盤災害の実態調査を行うとともに,災害の防止や軽減に向けた課題を示している。こ こでは,平成21,24年および29年に発生した九州北部の豪雨災害において,地盤工学会の調査団が提示した課題を振り 返ってみる。

表-7.1 は、九州北部豪雨災害において示された課題を、斜面災害、道路災害および河川・ため池の災害に分類して示し ている。斜面災害で示されてきた課題では、地域の地盤情報、深層風化、ハザード情報の検証がキーワードとして挙げら れており、平成24年と29年の災害では、福岡県の筑後地方で深層まで風化した花崗岩等の崩壊事例を取り上げ、中山間 地における深層風化の実態解明の必要性が示され、地盤調査および地形・地質の地域性を捉えることの重要性が指摘され ている。今回の豪雨で発生した熊本県芦北地方女島地区の斜面崩壊は、まさに風化が進行していた斜面での崩壊事例であ り、過去に示された課題に該当する事例であった。

	平成21年7月 中国・九州北部豪雨 <sup>1)</sup>	平成24年7月 九州北部豪雨 <sup>2)</sup>	平成29年7月 九州北部豪雨 <sup>3)</sup>
斜面災害	・地域の地盤情報を加えた精度の高い"降雨と崩壊の関係"の解析手法 ・地域の地形・地質条件を加えた精度の高い防災マップ, 降雨情報を加えたリアルタ イム防災マップの作成 ・危険度の高い斜面や渓流に おける崩壊を予測するリア ルタイムモニタリングシス テムの構築	<ul> <li>深層風化領域の解明</li> <li>事前崩壊地のスクリーニン グ技術の高度化</li> <li>ハザード情報の検証と改善</li> <li>中間山地での地盤情報デー タペースの充実(堆積物や 風化状況など)</li> </ul>	<ul> <li>・九州北部地域に分布する 花崗岩類の深層風化の実 態解明</li> <li>・河川・渓流部における侵 食や洗掘の発生メカニズ ムの解明</li> </ul>
道路災害		<ul> <li>・洪水による道路舗装の洗掘</li> <li>への対応</li> </ul>	・水衝部における護岸構造 形式と被災形態の分析
河川・た め池災害	<ul> <li>弱部を抽出する原位置調査</li> <li>や物理探査技術の開発</li> <li>堤体・基礎地盤の土質、旧</li> <li>河道などの潜在的な浸透条</li> <li>件、洪水流などを考慮した</li> <li>面的なハザード評価</li> </ul>	・越流水により護岸背面地盤 の洗掘侵食への対応 ・堤体や基礎地盤の健全度を 評価できる調査技術と破堤メ カニズムの解析技術	<ul> <li>避難時間の確保や被害軽減のための侵食防止機能を付加</li> <li>基礎地盤および現堤防材料の入念な土質調査</li> </ul>

#### 表-7.1 過去の九州豪雨災害において提示された地盤工学的課題

道路の災害については,過去の豪雨災害においても特に護岸兼用道路を対象とした調査が行われており,河川の洪水に よる道路舗装の洗掘への対応,護岸構造の形式の検討の必要性が指摘されている。今回の豪雨においてもほぼ同様の指摘 ができると考えられる。

河川堤防とため池の災害では、これまで堤体および基礎地盤の調査と、堤防の弱点を抽出することが必要であること、 護岸の耐侵食性を高める必要性が示されている。今回の調査結果からもほぼ同様の課題が挙げられよう。

今回の豪雨災害において示された3つの対象の被害の特徴と、これらを照らし合わせてみると、今回の災害でもいずれの対象についてもほぼ同様な指摘ができると考えられる。今回の豪雨災害では、7.1に示したように、対策を施した斜面が繰り返し変状をきたす事例や、道路付帯の排水施設に許容を超える雨水が流れ込み、道路や斜面に被害を及ぼした事例があった。このような事例はこれまで九州で発生した被災事例として報告されることがなかったが、平成30年の豪雨災

害で広島で類似の事例が報告されており、近年の雨の降り方の変化の影響が徐々に表れてきていると推察される。そして、外力や脆弱性に関する知見など、課題克服に向けて、徐々にデータが蓄積されつつある。今回もこれまでと類似した 被害が起こっており、今後も同様の被害が発生することが予想される。これまでに示されてきた課題、および今回示され る課題を克服するための調査研究や技術開発を引き続き進めていくことが重要であるといえる。

### 7.3 豪雨災害の軽減への課題

### (1) 斜面災害

令和2年7月の一連の梅雨前線は、風化により脆弱化していた領域やシラスのような特殊土が分布する領域に短時間 で想定を超える降雨をもたらしたことにより、九州各地に深層崩壊、大規模土石流、地すべり崩壊を発生させた。今後の 各種斜面災害は、地質特性に加えて過去の豪雨経験をはるかに上回る降雨イベントが起こることが予想され、斜面災害の 発生件数も増えてくるように思われる。これらによる被害を防ぐには、斜面の地盤調査の高度化を進めるとともに、線状 降水帯による短時間記録的豪雨特性を考慮することによって、既存のハザード情報を見直していく必要がある。

被災箇所の復旧対策については,事後保全や原形復旧といった施設保全や原形復旧といった従来の考え方に基づいて, 被災メカニズムや地形・地質を考慮して対策が行われてきている。しかしながら,降雨等の災害外力が増加している現状 においては,事後保全や原形復旧から,災害復旧時の調査や観測のさらなる充実,設計外力の見直すことによって,被災 箇所だけではなくその周辺も含めた改良的な復旧事業の推進などが重要である。今後,実施された復旧・対策の効果を検 証し,地域ごとの防災免疫力を定量的に評価する手法の確立なども重要になってくると思われる。

# (2) 道路災害

河川に平行する護岸兼用道路において,路面を流れた洪水による道路舗装の洗掘と,越流水による護岸背後の裏込め流 失,護岸背後からの流体力による護岸擁壁の被害が顕著であった。球磨川のような急流河川の河川沿いの道路について は,気候変動による降雨強度の増大を考えれば,事前防災の観点から,今後は道路および関連構造物に作用する洪水によ る外力の影響を明らかにしておく必要がある。

山間部や台地の道路では、横断暗渠に土砂が流入して閉塞し、溢れでた雨水が道路を侵食し崩壊させた。また、鹿児島 のシラス台地では、想定した排水量を上回る雨水が排水溝に流れ込んでオーバーフローを起こし、その流水によって道路 本体の法面が崩壊している。このような事例を踏まえると、道路付帯構造物の排水量を見直すとともに、常時の点検にお いて排水溝の機能不全を防ぐ適切な事前措置を施していくことが必要となる。

# (3) 河川堤防・ため池災害

気候変動に伴い,短時間記録的降水量と強雨に分類される降雨が長時間もたらされるような災害外力の発生(作用)頻 度は今後増加することが想定される。事前防災の観点から,このような外力に対して,有効な対策工を適切な場所に適用 するための堤体および基礎地盤の危険度の評価方法の確立が求められる。そのためには、被災要因を特定していくことが 重要であり,よって出水時の基礎地盤の地下水位や飽和浸透特性値を把握できる精度のよいモニタリングをする必要が ある。

令和2年7月豪雨におけるため池の被災は、数・被災状況ともに、過去の九州で生じた豪雨災害よりも比較的小規模で あった。各県の雨量データとため池の分布を照査し、被災規模の違いに生じた要因を明らかにすることで、今後のため池 の防災対策に寄与できると考える。

### (4) 橋梁基礎災害

発災直後の橋梁基礎の被害状況を直接確認することは、河川の水位が依然として高い状況が続いている可能性が高く 極めて危険である。つまり、発災直後の橋梁基礎周辺の地盤状態を正確に把握することは困難である。橋梁基礎周辺に発 生する流動挙動がどのように土砂を侵食し、橋梁基礎へどのように土砂流体力が作用することによって橋梁基礎が破壊 に至るのかは未解明な点が多い。今後はまず、同様な規模で橋梁基礎の至った災害事例を調査し、被災状況を分析するこ とにより、橋梁基礎の破壊機構を検討する。また、これを踏まえて、大型実験装置設備を持つ研究所等と協働して、橋梁 基礎地盤の破壊機構を解明することが重要と考える。 これまで述べてきたように、過去の豪雨による地盤災害と比較しても、同様な被害が繰り返し生じていることがわか る。加えて、降雨特性の変化に起因すると考えられる大規模な風化残積土の崩壊や、河川洪水や路面を走る流水の直接的 な作用による被害も増加すると予想される。地盤工学会は平成 30 年に豪雨災害を踏まえて災害防止のための地盤工学の 課題を提言<sup>4)</sup>としてまとめている。今回の豪雨で発生した斜面災害は、「提言 2.2:危険度判定の高度化と効果的な対策工、 既設対策工の維持管理と機能強化」や「提言 2.4:地盤・地下水データベースの構築と公開」に該当するものである。道 路災害は「提言 2.7:鉄道・道路──耐災性概念の導入とそれを実現するための設計・対策工の高度化」、河川・ため池災害 は「提言 3.1:堤防の設計法の高度化と実装」、「提言 3.2:高水時の破堤を引き起こす弱部が内在する堤防および基礎地盤 の点検・診断法の高度化」および「提言 4.5:老朽化の進んだ堤体の診断と評価技術における地盤工学的課題」に該当す るものであり、これらの課題解決に向けた研究を加速させなければならない。

# 参考文献

- 1) (公社) 地盤工学会:平成21年7月九州北部豪雨による土砂災害調査報告書,2010.3.
- 2) (公社) 地盤工学会:平成24年7月九州北部豪雨による地盤災害調査報告書,2013.5.
- 3) (公社) 地盤工学会: 平成 29 年 7 月九州北部豪雨による地盤災害調査報告書, 2018.6.
- 4) (公社) 地盤工学会:平成 30 年 7 月豪雨を踏まえた豪雨地盤災害に対する地盤工学の課題一地盤工学からの提言ー, 2019.5.

# 謝辞

令和2年7月4日未明に熊本県と鹿児島県に大雨特別警報が発令された豪雨を皮切りに,翌日以降,九州北部(福岡, 長崎,福岡,大分)にまで大雨特別警報が発令され,甚大な被害が各地で報告されました。災害発生後,地盤工学会本 部と地盤工学会九州支部で調査団発足について話し合いがなされ,まず7月5日に,椋木俊文教授(熊本大学)を団長 とする調査団先遣隊が発足され,熊本県,鹿児島県,宮崎県の九州南部の被災状況について,7月8日と9日に調査が 行われました。その後,7月13日に令和2年度九州豪雨地盤災害調査団が正式に発足されました。調査結果について, 令和2年9月28日に令和2年7月九州豪雨地盤災害に関する中間報告会,令和3年5月28日に令和2年7月九州豪雨地 盤災害調査団報告会で報告を行いました。

調査研究にあたり,(一社)九州建設技術管理協会研究開発助成のご支援をいただきました。また,現地調査等にあたり,以下に示す多くの自治体の方々にご協力をいただきました。ここに記して謝意を表します。

<国>

国土交通省九州地方整備局,国土交通省九州地方整備局筑後川河川国道事務所, 国土交通省九州地方整備局熊本河川国道事務所:八代復興事務所 <福岡県> 福岡県県土整備部:道路整備課,砂防課 <長崎県> 長崎県土木部,長崎市土木部 <熊本県> 熊本県土木部,熊本県農林水産部森林保全課,熊本県玉名地域振興局農林部林務課,熊本県芦北地域振興局, 熊本県球磨地域振興局農林部森林保全課,人吉市,芦北町,津奈木町 <大分県> 大分県土木建築部、大分県農林水産部、大分県東部振興局、杵築市農林水産課 <宮崎県> 宫崎県県土整備部:砂防課,河川課,宮崎県串間土木事務所,宮崎県西都土木事務所,都城土木事務所, 小林土木事務所 <鹿児島県> 鹿児島県土木部:道路建設課,砂防課,鹿児島県北薩地域振興局,鹿児島県大隅地域振興局,曽於市,薩摩川内市