

平成 21 年台風 9 号による地盤災害調査

報 告 書

平成 21 年 12 月

社団法人 地盤工学会関西支部

序

平成 21 年 8 月，熱帯低気圧が台風 9 号となり，九州地方から東北地方の広い範囲で大雨となった。とりわけ兵庫県佐用郡佐用町佐用では，時間降雨量 89mm という猛烈な降雨を観測した。佐用町を含む兵庫県北西部においては，洪水災害および斜面崩壊・土石流・がけ崩れなどの土砂災害が広範囲に亘り多数箇所が発生し，尊い人命が奪われるとともに一般住宅，公共諸施設，等に甚大な被害をもたらした。

社団法人地盤工学会関西支部では，災害の社会的重要性に鑑み，関西地方を中心とした産・学のメンバーからなる調査団を 8 月 22 日に編成し，以降，佐用町，宍粟市および朝来市周辺において，斜面災害，地盤構造物の変状・崩壊ならびに河川構造物の被害に焦点を絞った現地調査を実施してきた。本報告書は，これら一連の現地調査の結果をまとめたものである。洪水災害については，別途，土木学会の調査団（団長：藤田一郎神戸大学大学院教授）が学術調査を進めている。

本報告書は，4 つの編から構成される。第 1 編では，台風 9 号による地盤災害の概要について述べている。第 2 編では，河川構造物の被災の状況について述べ，その原因を議論している。第 3 編では，地盤構造物の被害ならびに斜面災害の実態をまとめ，今回の斜面災害において特徴的な表層崩壊の発生メカニズムを特定している。加えて，豪雨に対して効果を発揮した既往の対策工の事例を紹介している。崩壊事例から得られる技術的な教訓は多いが，崩壊しなかった事例から学ぶことも重要である。最後に，第 4 編では，いくつかの提言とこれらを実現するための今後の課題について述べている。住民の安全のための公共事業への投資は今後とも必要であるが，現実的な対応として，豪雨時の越流を見越した河川護岸構造物の設計，低コストな斜面防水工，等の新たな対策案を示している。

台風 9 号の襲来からわずか 4 ヶ月足らずの短期間で本報告書をまとめることができたのは，委員各位の貢献に依るものである。一方で，今回の地盤災害の全体像に迫るためには，まだまだ時間が必要である。いずれにしても，本報告書が，豪雨による地盤災害のさらなる減災に向けての一助となれば幸いである。

平成 21 年 12 月 7 日

社団法人地盤工学会関西支部

平成 21 年台風 9 号による地盤災害調査団

団長 澁谷 啓

別紙

土構造物・斜面被害調査グループの委員名簿および執筆担当

氏名	所属先	執筆担当	備考
澁谷 啓	神戸大学大学院工学研究科 市民工学科	序, 第 編4.5, 5, 第 編	団長
鏡原 聖史	(株)ダイヤコンサルタント	第 編2, 3.3, 3.6, 4.1, 4.5, 5	代表幹事
中井 照夫	名古屋工業大学	第 編4.4	
吉田 信之	神戸大学自然科学系先端融合研究環 都市安全研究センター	第 編3.4, 3.5, 4.3	
鳥居 宣之	神戸大学大学院工学研究科 市民工学科	第 編2, 4.1	
鍋島 康之	明石工業高等専門学校 都市システム工学科	第 編, 第 編4.2	
伊藤 史朗	東洋建設(株)	第 編4.4, 4.5	
岩崎 哲雄	(株)ソイルコンサルタンツ	第 編3.1, 3.2	
太田 順	明治コンサルタント(株)	第 編3.4	
川尻 峻三	神戸大学大学院工学研究科 市民工学科	第 編5	
金 兼洙	神戸大学大学院工学研究科 市民工学科	第 編5	
小長谷由之	川崎地質(株)	第 編, 第 編4.2	
酒井 信介	(株)阪神コンサルタンツ	第 編3.5, 4.3	
南部 光広	応用地質(株)	第 編1, 3.1, 3.2, 3.6, 第 編	
原 健二	太陽工業(株)	第 編4.5	

河川構造物被害調査グループの委員名簿および執筆担当

氏名	所属先	執筆担当	備考
岡 二三生	京都大学大学院工学研究科 社会基盤工学専攻	第 編1, 第 編1	班長
中西 典明	復建調査設計(株)	第 編2.1, 2.4, 第 編1	代表幹事
木元小百合	京都大学大学院工学研究科 社会基盤工学専攻	第 編2.2, 3.1	副幹事
常田 賢一	大阪大学大学院工学研究科 地球総合工学専攻		
中川 一	京都大学災研究所 付属災害観測実験センター		
藤澤 和謙	岡山大学大学院環境学研究科	第 編2.2, 3.1	
東 良慶	京都大学防災研究所 付属災害研究センター	第 編2.3, 3.1, 3.3	
池田 善考	応用地質(株)関西支社	第 編2.2	
加藤 亮輔	(株)日建設シビル	第 編2.3, 3.1, 3.2	
與田 敏昭	(株)ニュージェック	第 編3.1	
林 健二	(株)フォレストエンジニアリング	第 編2.4	
吉川 智勝	(株)建設技術研究所	第 編2.2, 3.1	
奥村与志弘	人と防災未来センター	第 編3.4	

第 I 編 台風 9 号による地盤災害の概要

第 I 編 台風 9 号による地盤災害の概要

目 次

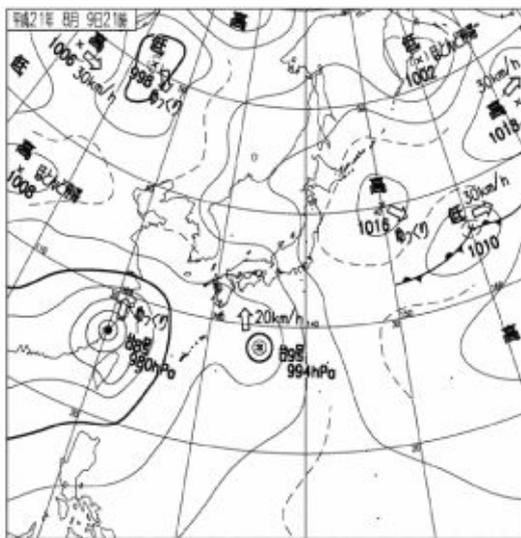
1. 台風 9 号による気象概要	I-1
1.1 平成 21 年度台風 9 号の特徴	I-1
1.2 降雨の特徴	I-1
2. 地形・地質概要	I-6
3. 被害の概要	I-8
参考文献	I-9

第 I 編 台風 9 号による地盤災害の概要

1. 台風 9 号による気象概要

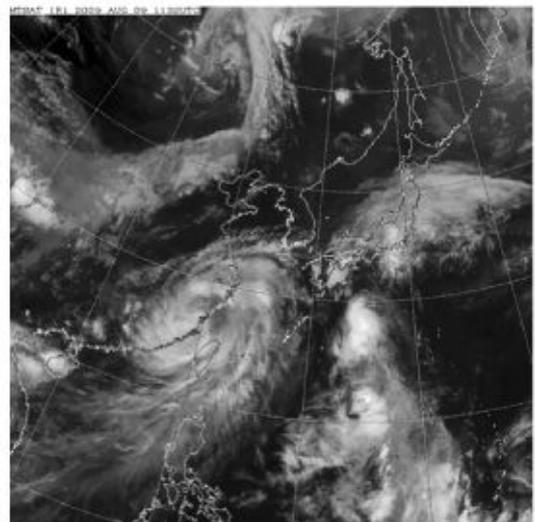
1.1 平成 21 年台風 9 号の特徴

台風 9 号の特徴は日本近海で台風になったことであり、豪雨をもたらしたのは台風本体よりも本体からはなれた強い雨雲であった。この台風 9 号は日本に上陸せずに和歌山県南部の海上で 8 月 8 日に温帯低気圧となり、8 月 9 日に台風となった。大雨のピークは 8 月 9 日夜で、台風本体は近畿から 1000km 以上南に離れていたが、西方にあった台風 8 号によって北上を阻まれたため停滞し、長時間の大雨をもたらせた可能性¹⁾が指摘されている。図 1.1, 1.2 は 8 月 9 日 21 時の天気図²⁾および気象衛星赤外画像²⁾をそれぞれ示している。これらの図から、上記の状況を確認することができる。このような状況下において紀伊半島沖の台風 9 号から次々と南よりの空気が紀伊水道を「通り道」として佐用町一帯に流れ込んだため、大雨となったと考えられる。その後、8 月 13 日に勢力が衰え熱帯低気圧に変わっている。



8 月 9 日 21 時の地上天気図

図 1.1 8 月 9 日 21 時の天気図²⁾



8 月 9 日 21 時の気象衛星赤外画像

図 1.2 8 月 9 日 21 時の気象衛星赤外画像²⁾

1.2 降雨の特徴

図 1.3 は佐用町における 8 月 1 日から 8 月 12 日までの降水量を示している。佐用町では 8 月 1 日から 8 日まではほとんど雨が無く、8 月 9 日に 1979 年に記録した 1 時間降水量を越える豪雨が降った。その後、2 時間降水量、24 時間降水量も最高記録を更新³⁾ するなど短期間に集中的な豪雨が降ったことがわかる。図 1.4 は兵庫県下のアメダス観測所の位置を、図 1.5 は 8 月 9 日から 10 日までのレーダー画像を示している。レーダー画像から佐用町付近に強い雨雲が集中していることがわかる。このため、佐用町周辺にある佐用、一宮、上郡の 3 箇所の観測所のデータについて調べた。図 1.6 は佐用・一宮・上郡におけるアメダスの時系列グラフを示している。いずれのグラフも 8 月 8 日まではほとんど降水量がなく、8 月 9 日にこの地域としてはまとまった雨が降ったことを示しており、9 日から 10 日までの間に局地的に強い雨を降らす雨雲が佐用町周辺に停滞し、記録的な豪雨が連続して降るといった降雨パターンを示している。今回の土砂災害は、先行降雨の影響により土砂災害が多数発生するケースと異なり、短期間の局所的な豪雨が原因であったことがわかる。

佐用町の 8 月 9 日午後 8 時からの 3 時間雨量が 179mm を観測し、佐用町の 7 月の平均降水量 207mm に迫る降水量を記録¹⁾している。平成 21 年 8 月 9 日から 10 日にかけて降水量の最大値を更新した地域の集計³⁾を

整理した表 1.1 を見ると、1 時間降水量や 2 時間降水量については他に多い地域があり、佐用町が特に多いとは判断できないが、24 時間降水量は 326mm と岡山県今岡と比べても飛び抜けて多い。佐用町では平成 16 年 9 月 29 日に過去最大の 24 時間降水量 187mm を記録しているが、それよりも 2 倍近く降水量が多いことになり、今回の被害状況の特徴として取り上げられる。また、48 時間降水量は 348mm で 24 時間降水量と比較してあまり変化がなく、9 日に集中して降雨があったことを示している。

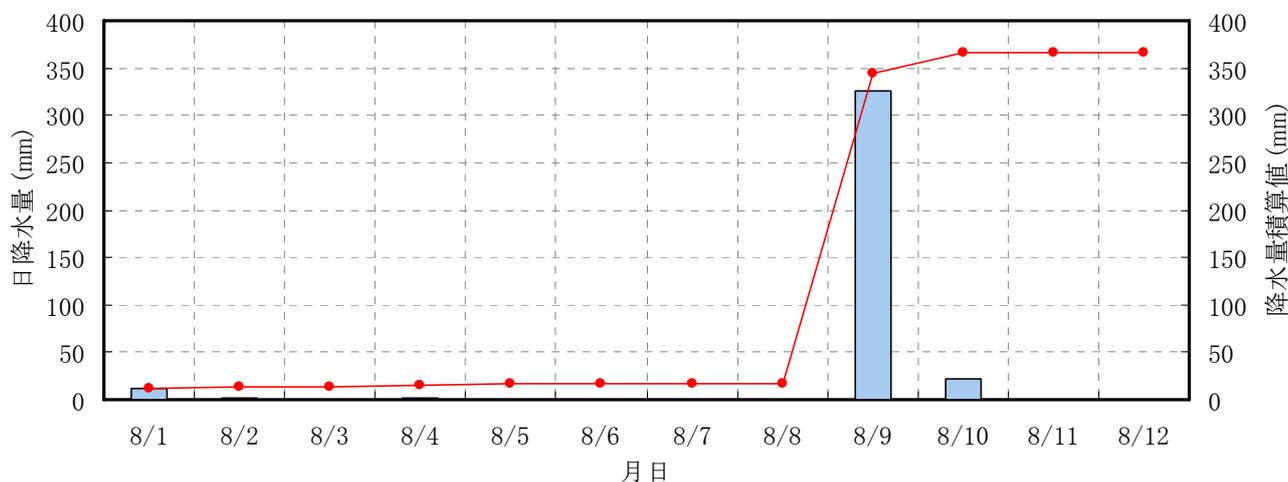


図 1.3 佐用のアメダス時系列グラフ (8 月 1 日~8 月 12 日)

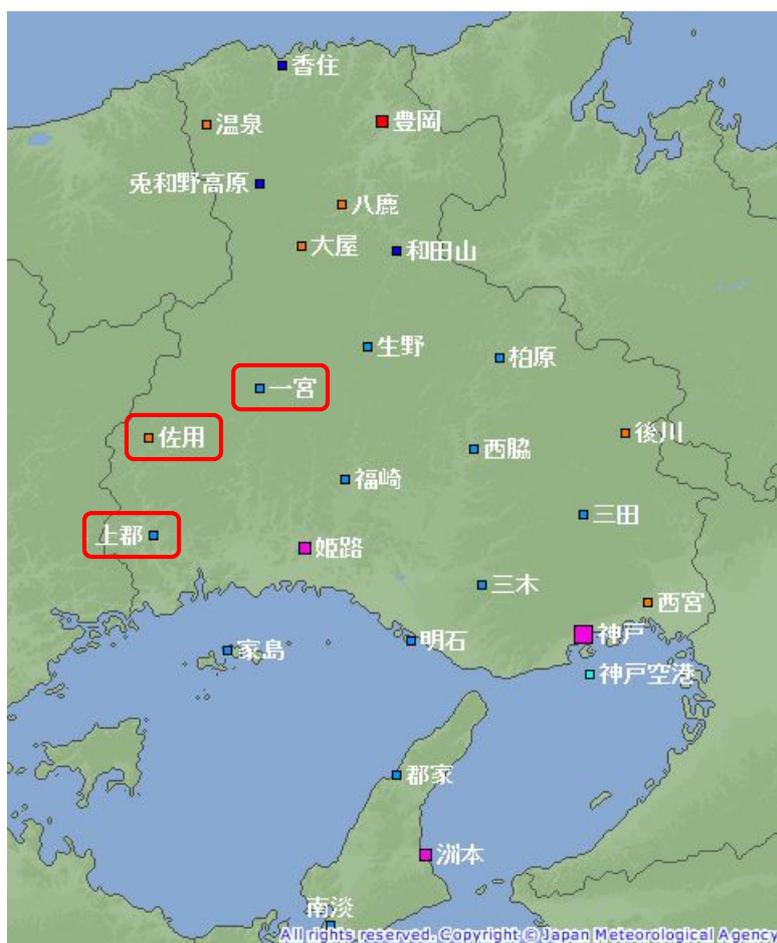


図 1.4 アメダス観測所位置図 (兵庫県) 4)

レーダー画像 (8月9日20時00分～8月10日01時00分)

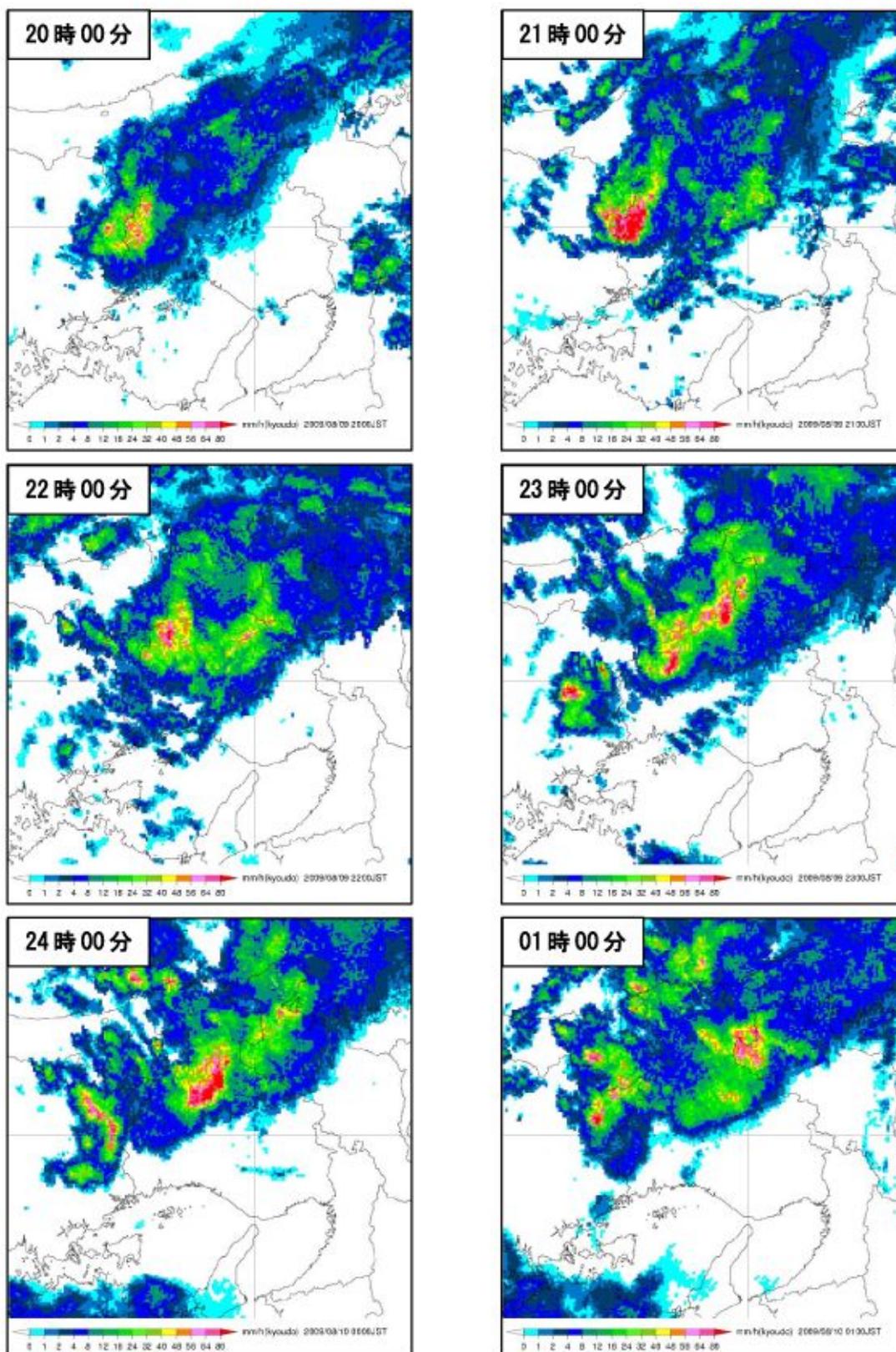
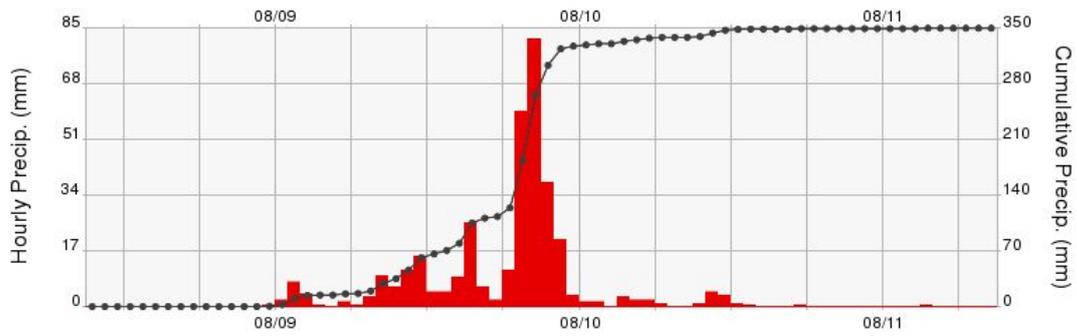
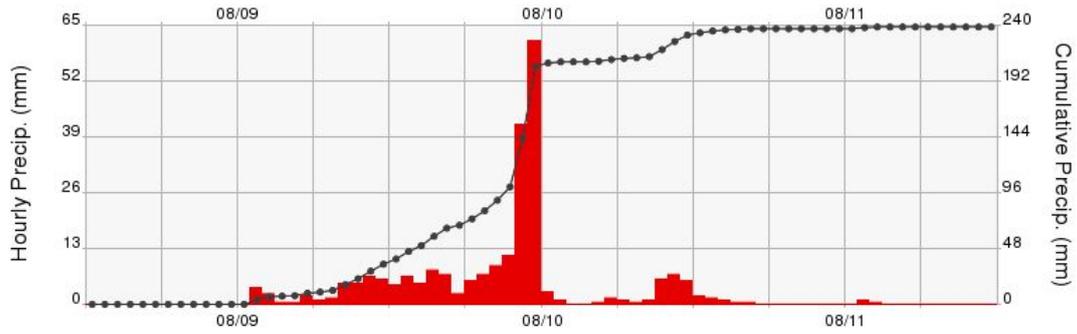


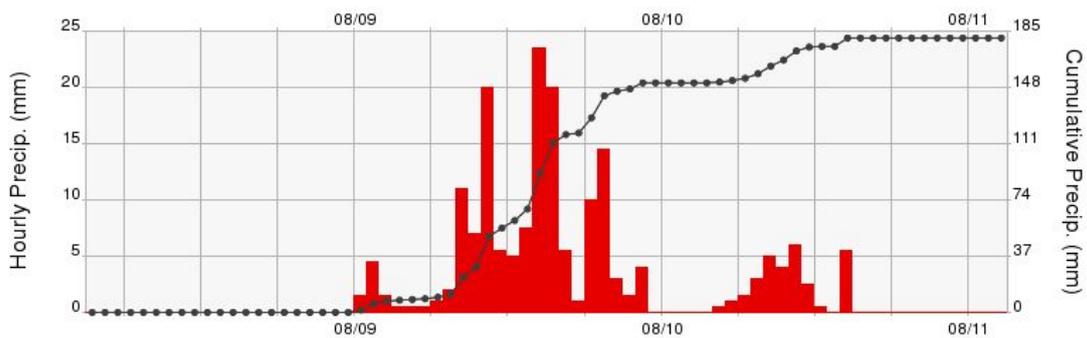
図 1.5 8月9日20時から10日1時までのレーダー画像²⁾



(a) 佐用 (佐用郡佐用町)



(b) 一宮 (宍粟市)



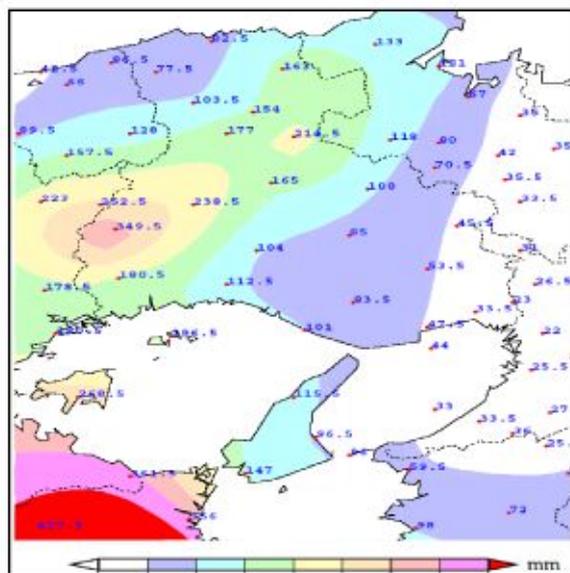
(c) 上郡 (赤穂郡上郡町)

図 1.6 アメダス時系列グラフ (8 月 9 日~11 日) ⁵⁾

表 1.1 平成 21 年 8 月 9 日から 10 日にかけて降水量の最大値を更新した地域 ³⁾

	都道府県名	地点名	月日時	更新値 (mm)	過去最大値 (mm)
1 時間降水量	兵庫県	佐用	8/9/21	81	57 (1999/9/15)
	徳島県	木頭	8/10/7	98	84 (2004/8/1)
	高知県	船戸	8/10/3	89	79 (1982/9/25)
2 時間降水量	兵庫県	和田山	8/10/1	81	80 (1979/7/25)
		佐用	8/9/21	141	101 (1999/9/15)
		一宮	8/9/24	103	95 (1984/8/3)
	岡山県	今岡	8/9/22	89	79 (1999/9/15)
	徳島県	木頭	8/10/7	177	145 (2004/8/1)
24 時間降水量	兵庫県	佐用	8/9/24	326	187 (2004/9/29)
	岡山県	今岡	8/10/1	232	202 (1990/9/18)
48 時間雨量	兵庫県	佐用	8/10/13	348	250 (1990/9/19)

8月9日に降雨が集中していることは、図1.6の降水積算値が8月9日20時以降に急激に上昇していることから明らかである。また、図1.7は兵庫県のアメダスの降雨量積算図、図1.8は兵庫県の等雨量線図(24時間雨量)である。佐用町周辺を中心とした岡山県との県境付近の非常に狭い地域に300mmを超える降雨が集中していることが明らかであり、図1.5に示された強い雨雲が帯状に停滞していた地域と一致している。



8月8日22時～8月11日05時の
アメダス降水量積算図

図1.7 兵庫県のアメダス降水量積算図(8月8日22時～8月11日5時)²⁾

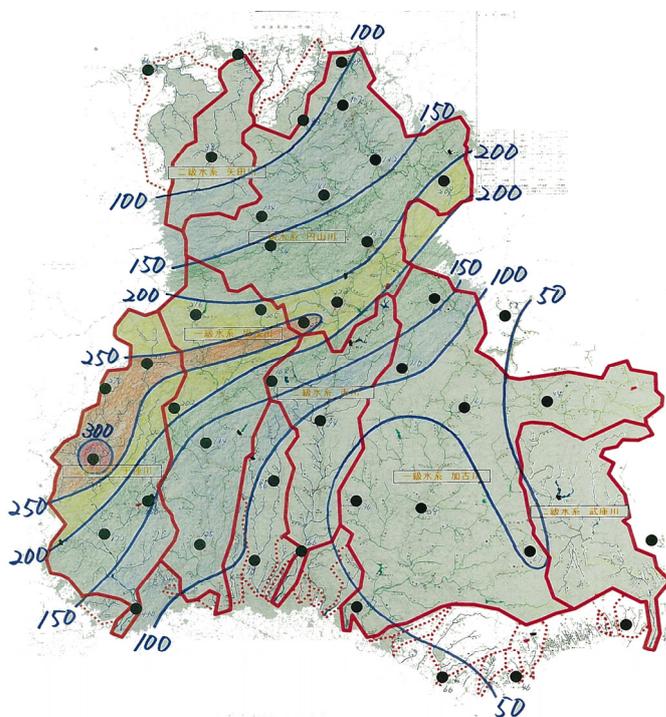


図1.8 兵庫県の等雨量線図(24時間降雨量)(速報)⁶⁾

2. 地形・地質概要 7). 8)

佐用町は兵庫県の最西端に位置し、西は岡山県、東は宍粟市山崎町、宍粟市千種町、たつの市新宮町、南は上郡町と接しており、その面積は 307.51km² で兵庫県の約 3.7% を占めている。西播磨広域経済圏の中心都市である姫路市へは約 40km、また神戸市へは約 80km の位置関係にあり、時間的距離も姫路市とは JR 姫新線により約 1 時間となっている。地形は北部には日名倉山 (1,047.4m) をはじめ、郷鳴山、高鉢山、壇の平など 600m 以上の山々がそびえており、佐用町の中心部は山間部の狭隘な地域に位置している。

図 2.1⁸⁾ に佐用町の地形ならびに地質を示す。主な河川は、西から東へ、幕山川、佐用川、千種川、志文川などがあり、佐用川は上月で幕山川を合流した大日山川と合流した後、久崎で千種川に合流する。佐用川は岡山県、兵庫県佐用町、宍粟市にまたがる日名倉山付近を源流として、佐用町北部を複雑に蛇行しながらほぼ南北方向に流れ、平福地区で庵川と合流し、佐用町中心部の上町付近で江川川と合流して佐用町中心部にいたる。さらに、南の上月地区で U 字形に大きく屈曲し大日山川と合流し、南部の円光寺地区で再び U 字形に屈曲して秋里川と合流し、さらに南部の久崎で本流の千種川に合流している。また、幕山川は中国自動車道付近の才金地区で、大地川・熊井川・桜山川の 3 支流と合流するなど、複雑な水系となっている。今回の災害で、犠牲者の多かった町営住宅は、この合流点付近の田圃を宅地化して建てられており、避難所の学校は約 200m 北東の対岸に位置していることから、急激な豪雨により増水した水が集中する地区であったことがうかがえる。このように、佐用川の流域はきわめて広大であり、広域に降った雨は佐用川に集中する。しかも佐用川は何度も合流や屈曲を繰り返しており、谷幅が非常に狭く平地が少ないため家屋が川沿いに密集しており、今回の災害では川の合流点付近や屈曲部で被害が大きくなったと思われる。

地質は、山地部に分布する基盤岩類と河川沿いの低地部に分布する未固結被覆層（沖積層、段丘層、佐用礫層）などからなる。地質は佐用町中心部より北部は約 8,000 万年前頃の白亜紀末の火山砕屑岩類、主に生野層群の中・下部層に相当する流紋岩質溶結凝灰岩類からなっている。また、佐用町中心部より南部は主に約 2 億数千万年前の古生代ペルム紀の超丹波帯に属する頁岩や頁岩・砂岩互層からなり、さらに南部には石炭紀の斑レイ岩が少量みられる。これら岩石はきわめて硬く、河川の側方浸食に強いため川幅が狭く、佐用川沿いには平地部が極端に少ないのが特徴である。佐用川に沿ってはこれら基盤岩を覆って、約 1 万年前以降の沖積層に属する未固結の砂礫・砂・粘土が薄く覆っている。このため、沖積層はあまり広域には分布せず、平坦部が少ない地形的な特徴をもっている。

また、佐用町の中央部付近を西北西から東南東方向に山崎断層が延びている。山崎断層は岡山県大原から姫路市北部までの 80km に及ぶ、大原断層、土万断層、安富断層、暮坂峠断層、琵琶甲断層、三木断層、草谷断層からなる大規模な断層系であり、左横ずれの活動を繰り返してきたことが知られている。1984 年には安富町植木野（姫路市）から三坂付近を震央とするマグニチュード 5.6 の中規模の地震が発生している。

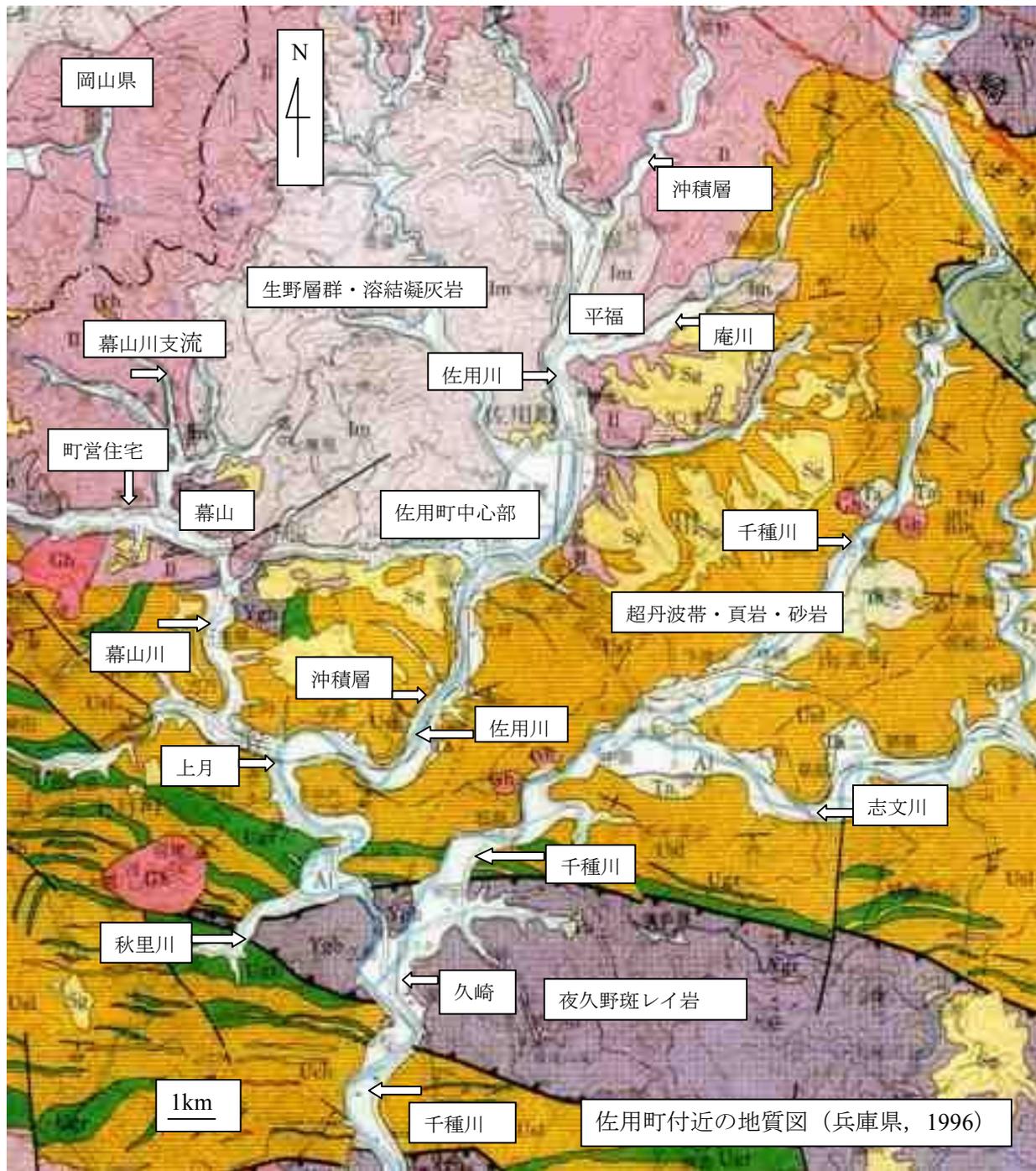


図 2.1 佐用町付近の地質図⁸⁾ 一部加筆

3. 被害の概要^{9), 10), 11)}

8月8日に日本の南で熱帯低気圧が発生し、8月9日に台風9号になる。台風9号は最低気圧990hPa、最大風速25m/sを記録し、台風となる以前から九州地域から東北の広い地域にかけて大雨を降らしている。死者25名（兵庫20名、岡山1名、徳島3名、長野1名）、行方不明者2名、負傷者23名の被害があった。西日本から東日本にかけて広い範囲で住居への浸水発生、崖崩れも多数発生するなど、浸水被害や土砂災害が多数発生した。家屋の全壊173棟、半壊974棟、一部損壊31棟、住宅の浸水は床上浸水1,152世帯、床下浸水4,416世帯、崖崩れ136カ所であった。兵庫県においては、図3.1に示している佐用川が氾濫し平成16年の台風23号以来の人的被害規模になった。今回の台風9号の豪雨によって氾濫した箇所は、5年前の平成16年台風21号でも周辺で氾濫が生じていた。佐用町では8月19日までに4,763世帯が断水し、総断水世帯数が8,225世帯となった。



図 3.1 氾濫した佐用川¹²⁾

交通機関の被害は、西日本旅客鉄道の姫新線で播磨新宮～佐用間が8月9日から20日まで運休、佐用～美作江見間が8月9日から10月4日まで運休した。また、智頭急行では8月9日から28日まで上郡～大原間が運休したため、鉄道には大きな影響があった。道路については兵庫県下の佐用町・宍粟市・朝来市において国道や県道が崩土、冠水、路肩崩壊等により当初88箇所の通行止めとなったが、11月24日の時点で通行止めが2箇所、片側交互交通規制が2箇所までに復旧している。また高速道路では中国自動車道8月9日～10日に山崎IC～津山ICが通行止めとなり、佐用ICは8月12日まで出口が封鎖された。

今回の災害で最も大きな被害を受けた兵庫県佐用町の被害（10月22日現在）^{7), 9), 10), 11)}は以下の通りである。

1) 人的被害

死者18名、行方不明者2名、負傷者1名

2) 住居被害

全壊138棟（佐用30棟、上月107棟、南光1棟、三日月0棟）

大規模半壊267棟（佐用87棟、上月174棟、南光6棟、三日月0棟）

半壊480棟（佐用277棟、上月189棟、南光13棟、三日月1棟）

床上浸水156棟（佐用83棟、上月58棟、南光15棟、三日月0棟）

3) 道路通行障害

46箇所（佐用28箇所，上月9箇所，南光9箇所，三日月0箇所）

なお，11月24日の時点で，全面通行止め2箇所（県道39号一宮生野線の宍粟市一宮町福知および神埼郡神河町河上）以外は通行が可能な状態に復旧している。

平成16年台風21号ならびに台風23号により，佐用町では洪水による被害を受けているが，平成16年の災害では犠牲者は近畿・四国地方を中心に広域で生じており，今回の被害のようにほぼ1自治体内で集中的に発生した事例としては過去に例があまりみられない。

参考文献

- 1) 産経新聞：【台風9号】兵庫の大雨 2つの台風が相乗効果 紀伊水道が湿った空気の通り道に，8月10日，2009.
- 2) 神戸海洋気象台：平成21年8月8日から8月11日にかけての台風第9号による兵庫県播磨北西部を中心とした大雨について，気象速報，2009.
- 3) 牛山素之：2009/08/09-10に降水量最大値を更新したAMeDAS観測所（速報版），静岡大学防災総合センター，2009.
- 4) 気象庁HP：アメダス（表形式），http://www.jma.go.jp/jp/amedas_h/map46.html
- 5) デジタル台風：台風画像と台風情報，<http://agora.ex.nii.ac.jp/digital-typhoon/>
- 6) 兵庫県：平成21年台風9号（8/9～8/10）における雨量及び水位に関する資料，2009.
- 7) 佐用町HP：「平成21年台風9号災害による被害状況」について，防災情報，2009.
- 8) 田結庄良昭：兵庫県佐用町での台風9号豪雨被害の状況・背景・課題，災害被災者支援と災害対策改善を求める全国連絡会，2009.
- 9) 国土交通省：台風第9号による被害状況について（第14報），2009.
- 10) 消防庁：平成21年台風第9号による被害状況等について（第17報），2009.
- 11) 兵庫県：平成21年台風第9号による被害について（第53報），2009.
- 12) 国際航業株式会社HP：http://www.kkc.co.jp/social/disaster/200908_hyogo/index.html

第Ⅱ編 河川構造物被害

第Ⅱ編 河川構造物被害

目 次

1. はじめに	Ⅱ- 1
2. 被害状況	Ⅱ- 2
2.1 調査概要	Ⅱ- 2
2.2 千種川・佐用川の被災状況	Ⅱ- 5
2.2.1 上郡町柏野における被災状況	Ⅱ- 5
2.2.2 上郡町河野原における被災状況	Ⅱ- 6
2.2.3 佐用町小赤松における被災状況	Ⅱ- 7
2.2.4 佐用町久崎における被災状況	Ⅱ- 8
2.2.5 佐用町円光寺における被災状況	Ⅱ-10
2.2.6 佐用町早瀬における被災状況	Ⅱ-11
2.2.7 佐用町口長谷における被災状況	Ⅱ-12
2.3 揖保川（宍粟市）における被災状況	Ⅱ-19
2.3.1 宍粟市中安積地区における被災状況	Ⅱ-19
2.3.2 宍粟市一宮町楽里地区（揖保川 48.1km 地点）における被災状況	Ⅱ-23
2.3.3 宍粟市一宮町下西深地区（揖保川 51.0km 付近）における被災状況	Ⅱ-24
2.4 福知川の被災状況	Ⅱ-27
参考文献	Ⅱ-29
3. 河川構造物被災原因の推定	Ⅱ-30
3.1 河川構造物被災の特徴と被災メカニズム	Ⅱ-30
3.1.1 千種川・佐用川	Ⅱ-30
3.1.2 揖保川	Ⅱ-48
3.1.3 福地川	Ⅱ-52
3.2 平成 16 年災害と平成 21 年災害	Ⅱ-55
3.3 地盤形成の履歴による地形地質特性と被害について	Ⅱ-58
3.4 河道の変化と潜在的な災害危険度	Ⅱ-65
3.4.1 はじめに	Ⅱ-65
3.4.2 空中写真	Ⅱ-65
3.4.3 幕山川の河道変化	Ⅱ-65
3.4.4 佐用川千種川の合流域周辺の河道の変化	Ⅱ-65
3.4.5 まとめ	Ⅱ-66
参考文献	Ⅱ-68

第Ⅱ編 河川構造物被害

1. はじめに

平成 21 年の地盤工学会研究発表会のディスカッションセッション（DS）において、「流域地盤災害の減災技術の構築に関する研究委員会報告」を行う 10 日前、8 月 8 日から 9 日にかけて兵庫県北西部（佐用町など）で豪雨災害が発生した。早速地盤工学会では調査委員会が設けられ、速報は先の DS でも報告がなされた。この災害は、日雨量 326.5 mm、総雨量 349.5 mm、時間最大 89 mm/hr という豪雨であり、千種川水系佐用川の流域に死者 18 名、行方不明者 2 名（2009 年 10 月 2 日現在）¹⁾の人的被害が発生するなど、甚大な被害をもたらしました。流域地盤災害の減災技術の構築に関する研究委員会主催のシンポジウムの前ということもあり、本委員会の堤防や護岸に関する事項は本 WG で行うこととなった。本災害は、蛇行する河川流域での想定を越える豪雨による災害である。先の平成 16 年の豪雨災害と同様な局地的豪雨によるものであり、このような災害に対しての対策、強化策を早急に取り組む必要がある。特に、今回は、避難時期などが指摘されたが、物理的な現象の経験理解がなければ、適切な避難が難しい。この点、ソフト対策とともに現象の理解を徹底する必要がある。本報告書は中間報告的なものではあるが、今後の地盤災害の減災技術の構築に役立つものと確信している。最後に、ご多忙のところ時間をさき、本書の執筆、作成にあたりご協力いただいた委員、資料を提供いただいた兵庫県など関係各位、各機関や発刊に際しまして御努力いただきました関係者各位に厚く謝意を表したいと思います。

平成 21 年 12 月 7 日

社団法人地盤工学会関西支部

平成 21 年台風 9 号による地盤災害調査団

河川構造物被害調査グループ班長 岡 二三生

参考文献

1) 兵庫県：平成 21 年台風第 9 号による被害について（第 53 報），

<http://web.pref.hyogo.jp/contents/000137323.pdf>

2. 被害状況

2.1 調査概要

本調査団は、兵庫県北西部（佐用町、宍粟市など）で平成21年8月8日から9日に発生した豪雨災害被害に対し、平成21年8月17日と8月21日の2回にわたって千種川、佐用川、福地川の現地調査を行った。

調査は、主に護岸や河川構造物を対象として、河川構造物の被災状況や洪水痕跡、被災箇所と河川形状や地形との関係等に主眼を置いて実施した。

本章では、今回の調査で特徴的であった被災箇所を河川単位で整理する。なお、円光寺地区の被災状況は、今回、調査に入れなかったため、土木工学会調査団の調査結果を基に取りまとめた。調査範囲の各河川の調査結果整理箇所を位置図に示す（図2.1,2.2,2.3）。

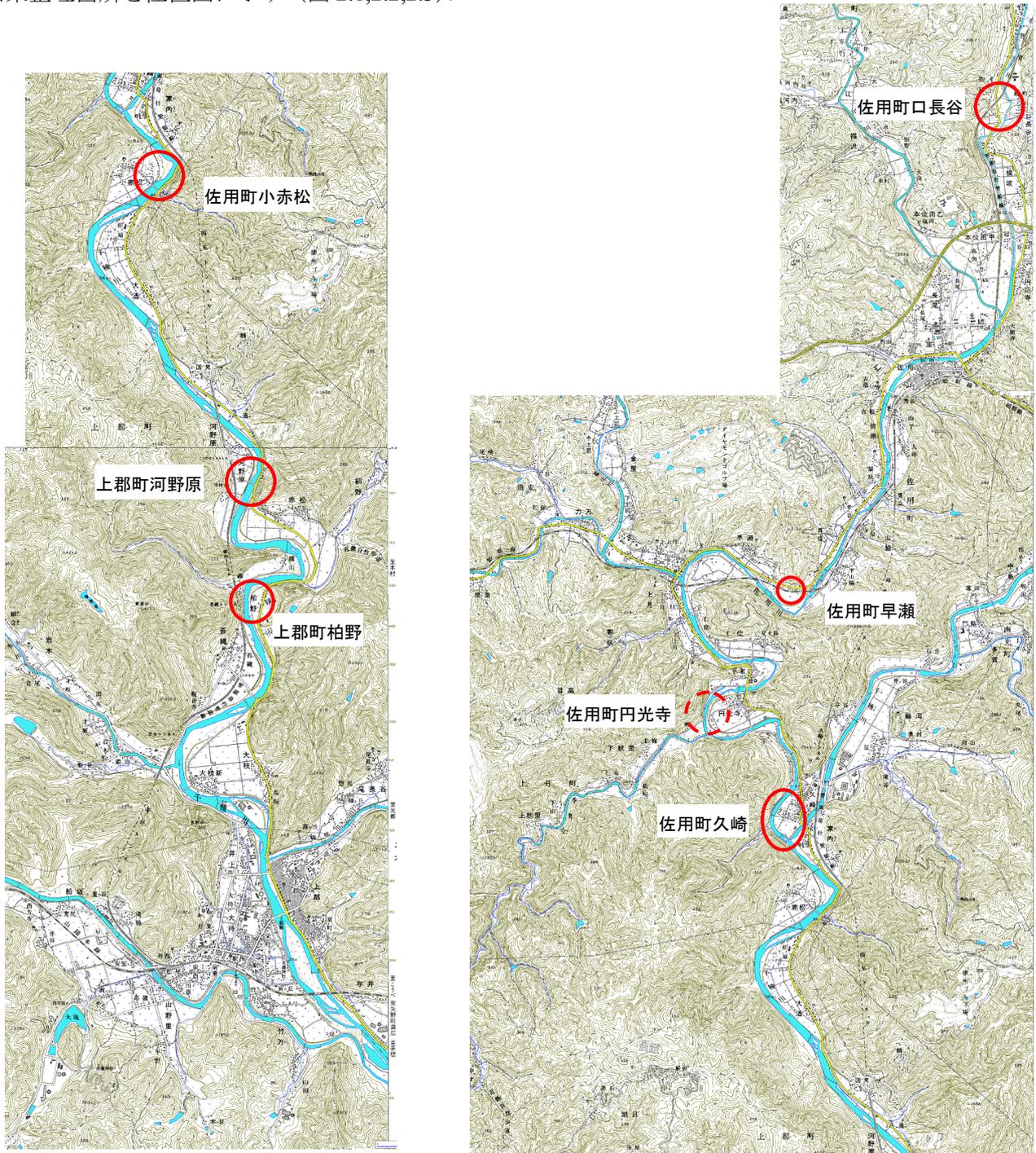


図 2.1 千種川・佐用川調査結果整理箇所位置図¹⁾



図 2.2 揖保川調査結果整理箇所位置図¹⁾

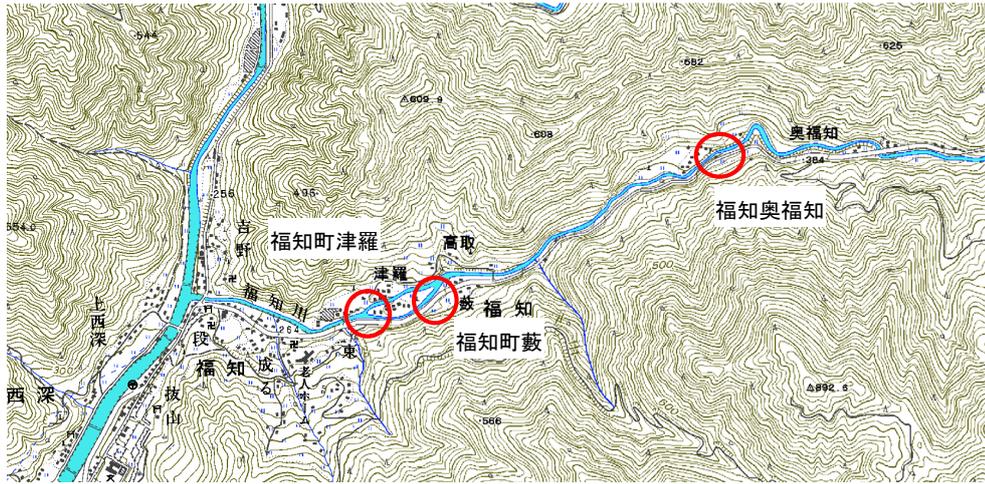


图 2.3 福知川調査結果整理箇所¹⁾

2.2 千種川・佐用川の被災状況

2.2.1 上郡町柏野における被災状況

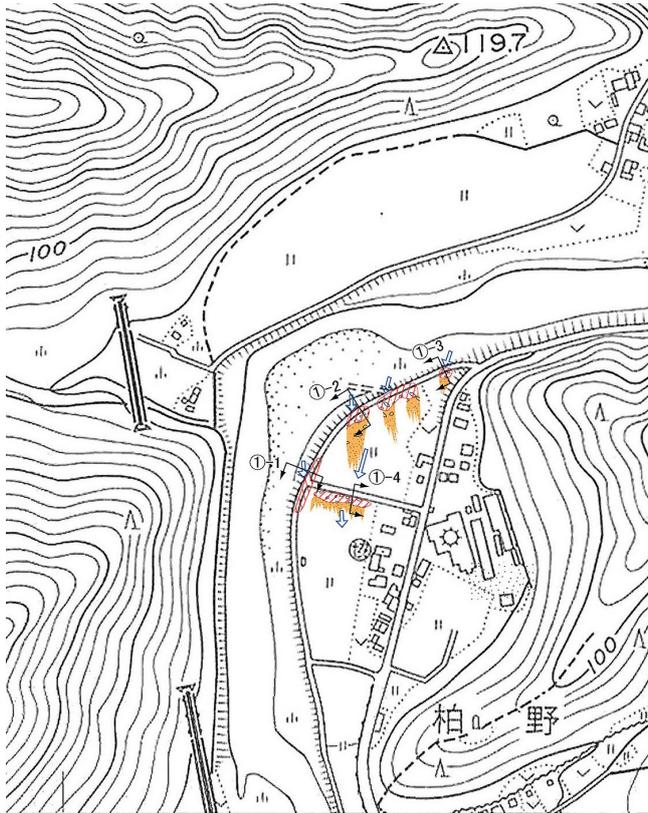


図 2.4 上郡町柏野地区被災状況平面図



図 2.5 越水箇所の状況 (①-3)



図 2.6 越水箇所被災状況 (①-2)



図 2.7 越水箇所被災状況 (①-1)



図 2.8 堤内地道路盛土被災状況 (①-4)

千種川流域の上郡町柏野地域では、台風9号による豪雨によって千種川左岸の堤防が決壊に至った。図2.4に同地域の堤防決壊箇所近辺の被災状況平面を示す。堤防の損壊箇所は同図に示した2箇所(図中①-2、①-3の場所)となっており、損壊原因は越水である。同図中の写真では堤防は修復されているが、植生の無い部分が被災箇所に対応する。この越水箇所の周辺では天端上のコンクリート構造物周辺のせん掘(図2.4の①-1)や堤防からやや離れた場所においても農道脇の水田において地面の侵食(図2.4の①-4)が認められた(図2.8)。

2.2.2 上郡町河野原における被災状況

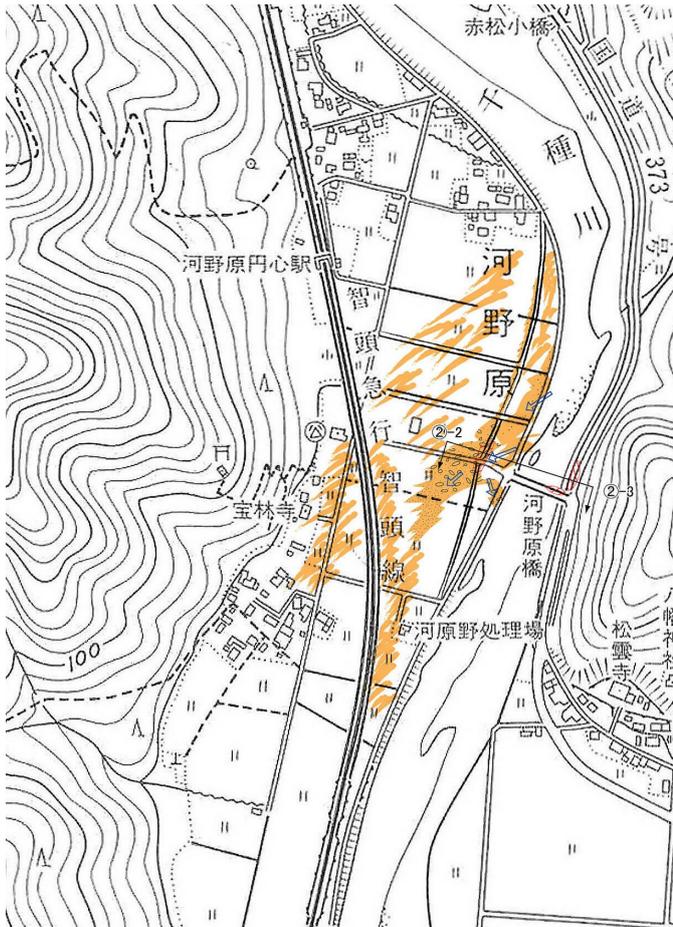


図 2.9 上郡町河野原地区被災状況平面図



図 2.10 被災状況航空写真¹⁾



図 2.11 橋梁の損壊状況



図 2.12 橋梁上流側護岸被災状況



図 2.13 右岸堤内地状況

上郡町河野原地域では千種川の右岸堤防が損壊に至った。同地域は千種川の湾曲部に位置しており、橋梁（＝河野原橋）が設置されている。図 2.9 にこの地域の被災状況の平面図を示す。図 2.11 に示されるように左岸側の橋の欄干が倒壊（図中の被災箇所②-1）しており、右岸側に比べて大きな被害を受けている。左岸側では河野原橋の上流部で護岸の崩壊（図 2.12）が生じている。図 2.10 からは決壊によって堤内地に土砂が流出した様子が見てとれる。

2.2.3 佐用町小赤松における被災状況

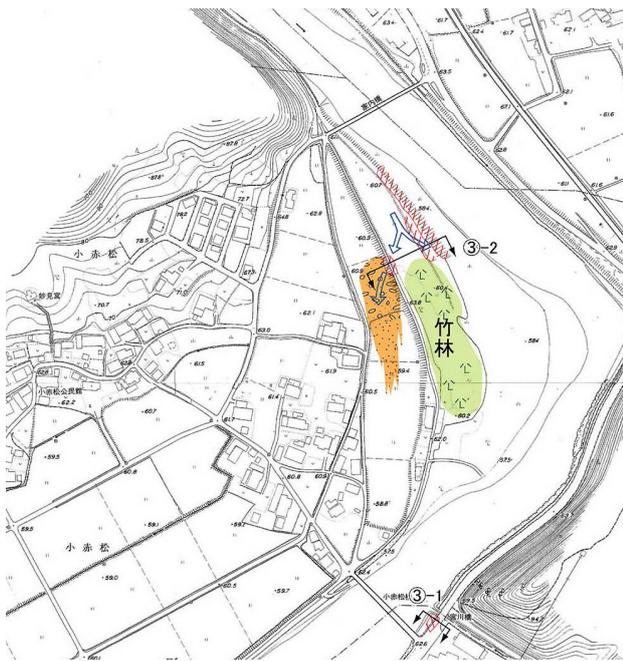


図 2.14 小赤松地区被災状況平面図



図 2.15 越流箇所被災状況



図 2.16 越流箇所被災状況



図 2.17 赤松橋上流側護岸被災状況



図 2.18 赤松橋上流側護岸被災状況（詳細）

図 2.14 に同地域の被災状況を平面図に示す。佐用町小赤松地域では千種川右岸の堤防が越水により決壊し（図 2.15, 2.16），小赤松橋の上流側左岸の護岸が損壊した（図 2.17, 2.18）。

2.2.4 佐用町久崎における被災状況

(1) 越水箇所の状況

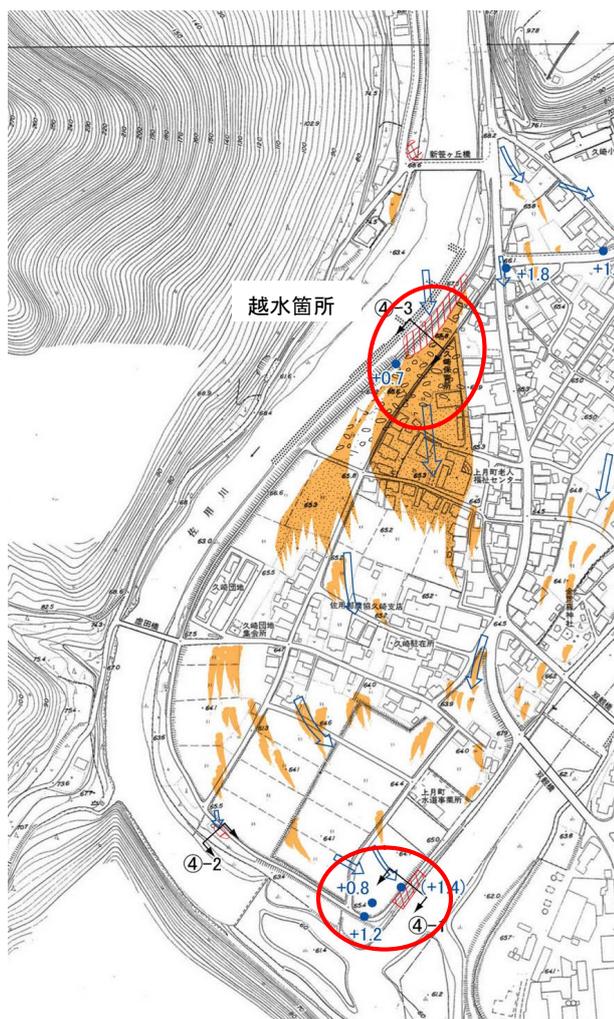


図 2.19 久崎地区被災状況平面図



図 2.20 堤防被災状況 (兵庫県提供)



図 2.21 堤防川表側状況



図 2.22 久崎地区被災状況

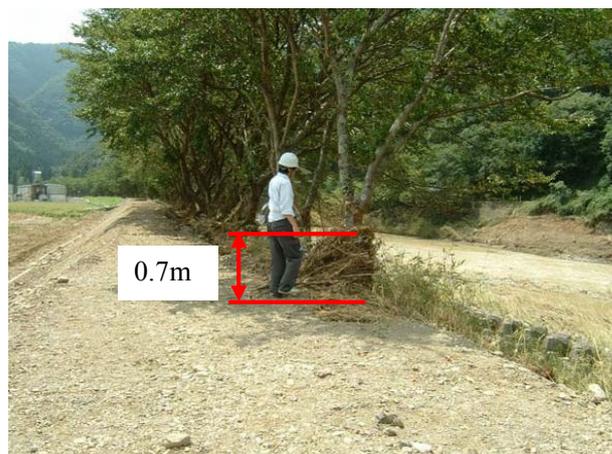


図 2.23 洪水痕跡(水深 約 0.7m)

(2) 堤内から河川への流入箇所



図 2.24 護岸背面からの外力による被災



図 2.25 痕跡水位 $h=1.2\text{m}$

佐用町久崎地域は佐用川と千種川の合流地点にあたる。この地域では台風9号に伴う豪雨によってこれら2つの河川からの氾濫流が地域全体を浸水させた。図 2.19 に同地域の被災状況を平面図に示している。同図に示す流出土砂の様子をみると、山に挟まれて北方向から流れて河川水は新笹ヶ丘橋付近ですでに越水していたと考えられる。その下流で佐用川（図中左側の河川）が南西方向に湾曲する部分において水衝部にあたる左岸堤防が越水により損壊に至った（図 2.20）。被覆された川表側は、護岸の一部が残されているが、土砂は洗掘によって流失している（図 2.21）。北方向から押し寄せた河川水は湾曲することなく、越水箇所から直線的に流れ出し佐用川と千種川が合流するデルタ地帯を浸水させる結果となった。図 2.19 に示した土砂流出の方向がデルタ地帯の氾濫水の流れの方向を示している。越水箇所付近の住宅には相当量の越流水が流れ込み、さらにその基礎部分が侵食を受けるなど甚大な被害を受けた（図 2.20）。堤防損壊箇所の下流側の佐用川と千種川の合流地点では土手の侵食および護岸損壊が発生した（図 2.24）。これは河川流によるものではなくデルタ地帯の氾濫水が河川へと戻る方向で生じた流れによるものであり、非常に珍しいケースと考える。

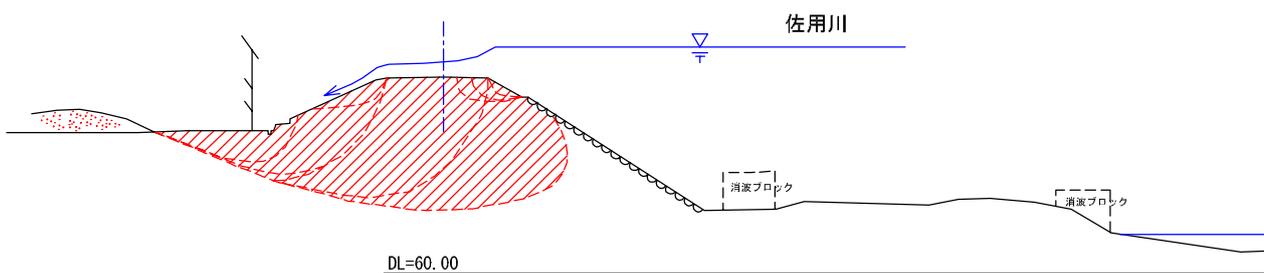


図 2.26 堤防洗掘状況

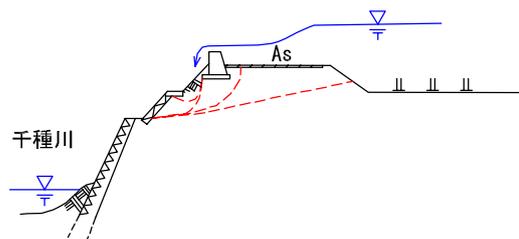


図 2.27 背面からの外力による護岸損壊

2.2.5 佐用町円光寺における被災状況²⁾

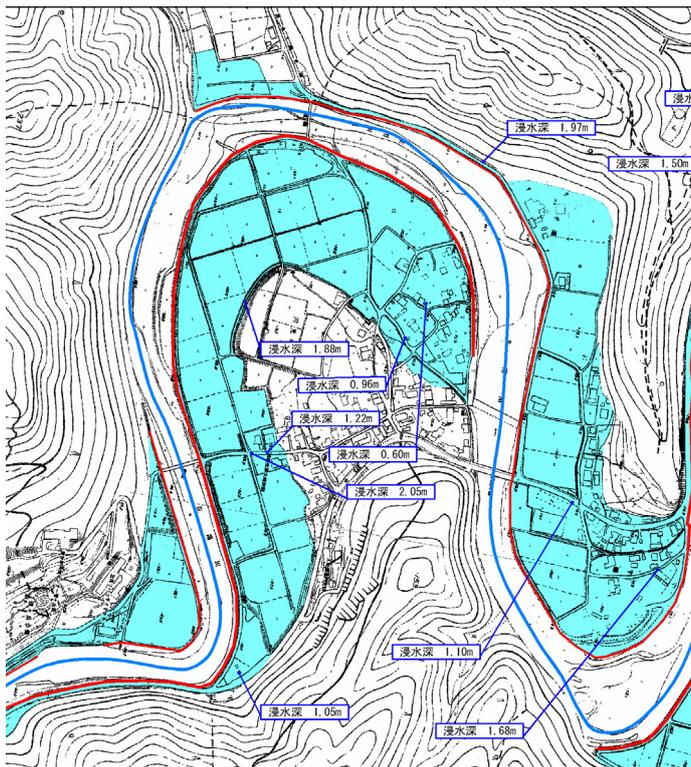


図 2.28 円光寺浸水エリア（兵庫県資料）



図 2.29 越流による被害状況



図 2.30 痕跡水位



図 2.31 堤内→堤外流下箇所（下流側）



図 2.32 堤内→堤外流下箇所（下流側）

円光寺地区では平成 16 年の災害で 1 m かさ上げした堤防を越えて水位が上昇し、上流側で越流による堤防の堤内側法面洗掘（図 2.29, 2.30）、下流側で堤防背面からの外力による堤外側の法面洗掘が発生している（図 2.31）。一方、堤防道路の舗装を行いパラペットで改修された部分については被害発生が見られなかった（図 2.32）。

2.2.6 佐用町早瀬における被災状況



図 2.33 早瀬地区被災状況平面図



図 2.34 線路の被害状況



図 2.35 線路の被害状況



図 2.36 痕跡水位 $h=1.4\text{m}$

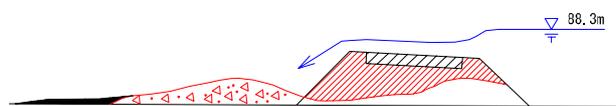


図 2.37 損壊箇所断面

図 2.33 に佐用町上月地域における被災状況の平面図を示す。佐用川にはすでに流下能力を上回る流量が流れていたものと考えられる。図 2.33 からわかるように、東から流れてきた佐用川は同地域の平野部に溢れ出し、氾濫した。同図に青字で示す氾濫水の水深は 1.4m となっており、相当な水量が平野部にも流れていたことを物語っている。その結果、線路盛り土を流体力によって運ぶことで、盛り土の損失と線路の変形が生じたと考えられる。図 2.37 には線路盛り土と線路の損壊箇所の断面図を示す。

2.2.7 佐用町口長谷における被災状況

口長谷エリアにおいて本調査団が現地調査を行った箇所は、佐用川 15.2k～15.560k 付近の区間である。当該地は、堤内地盤高が比較的高い（左岸堤内地盤>H.W.L., 右岸堤内地盤 \geq H.W.L.）区間となっている。

変状原因の一覧表を表 2.1 に、口長谷エリアの平面位置図を図 2.38 に、口長谷エリアの横断図を図 2.39 に、現地調査結果の平面図を図 2.40 に示す。

表 2.1 変状原因の一覧表

河川	場所	対象		現象	素因	誘因
佐用川	佐用町 口長谷	道路盛土	洗掘被害	氾濫水がショートカットした流れによる道路盛土の洗掘	河道の流下能力の不足	約 200m 上流での護岸の崩壊
	佐用町 宗行	右岸堤防 護岸	護岸損壊	護岸構造の変化部で越流水により護岸背面が洗掘	河道の流下能力の不足	越流水による護岸背面の洗掘
	佐用町 宗行	右岸堤防	越流堤体 損壊	越流水により護岸裏の堤体が流出	河道の流下能力の不足	越流水による洗掘

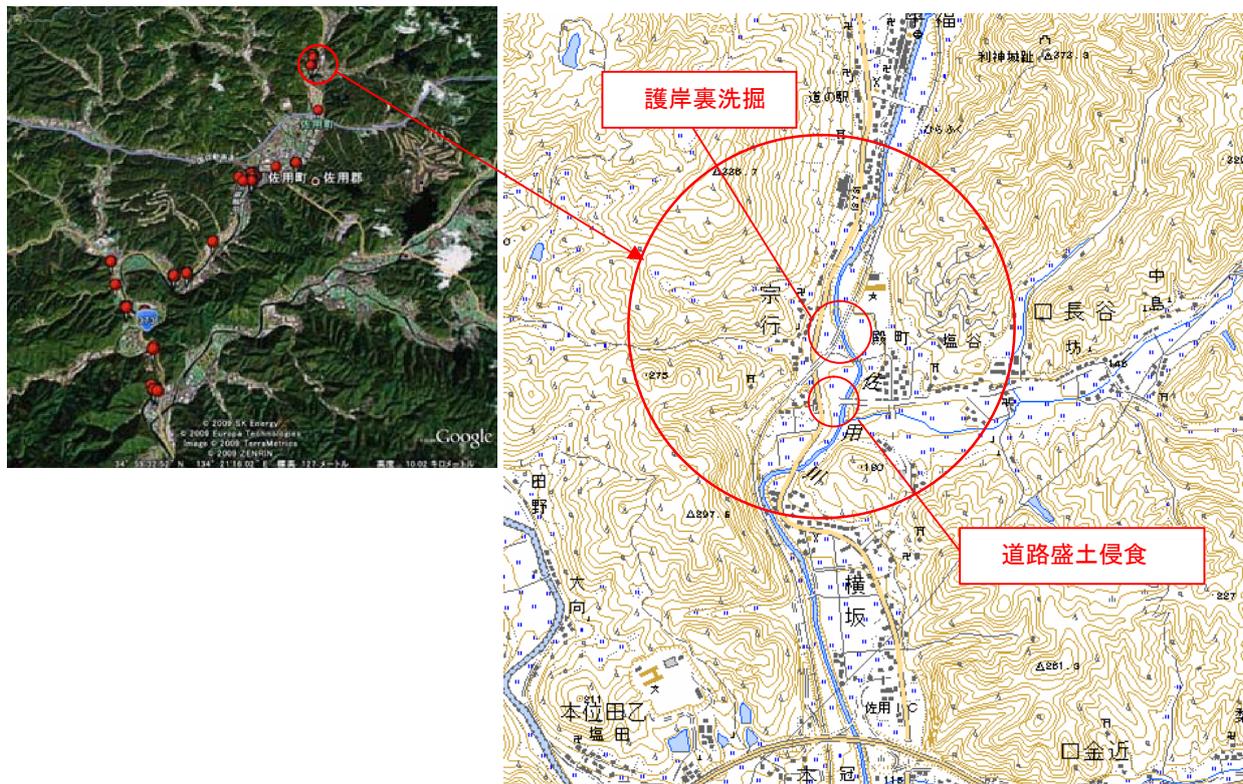


図 2.38 口長谷エリアの平面位置図

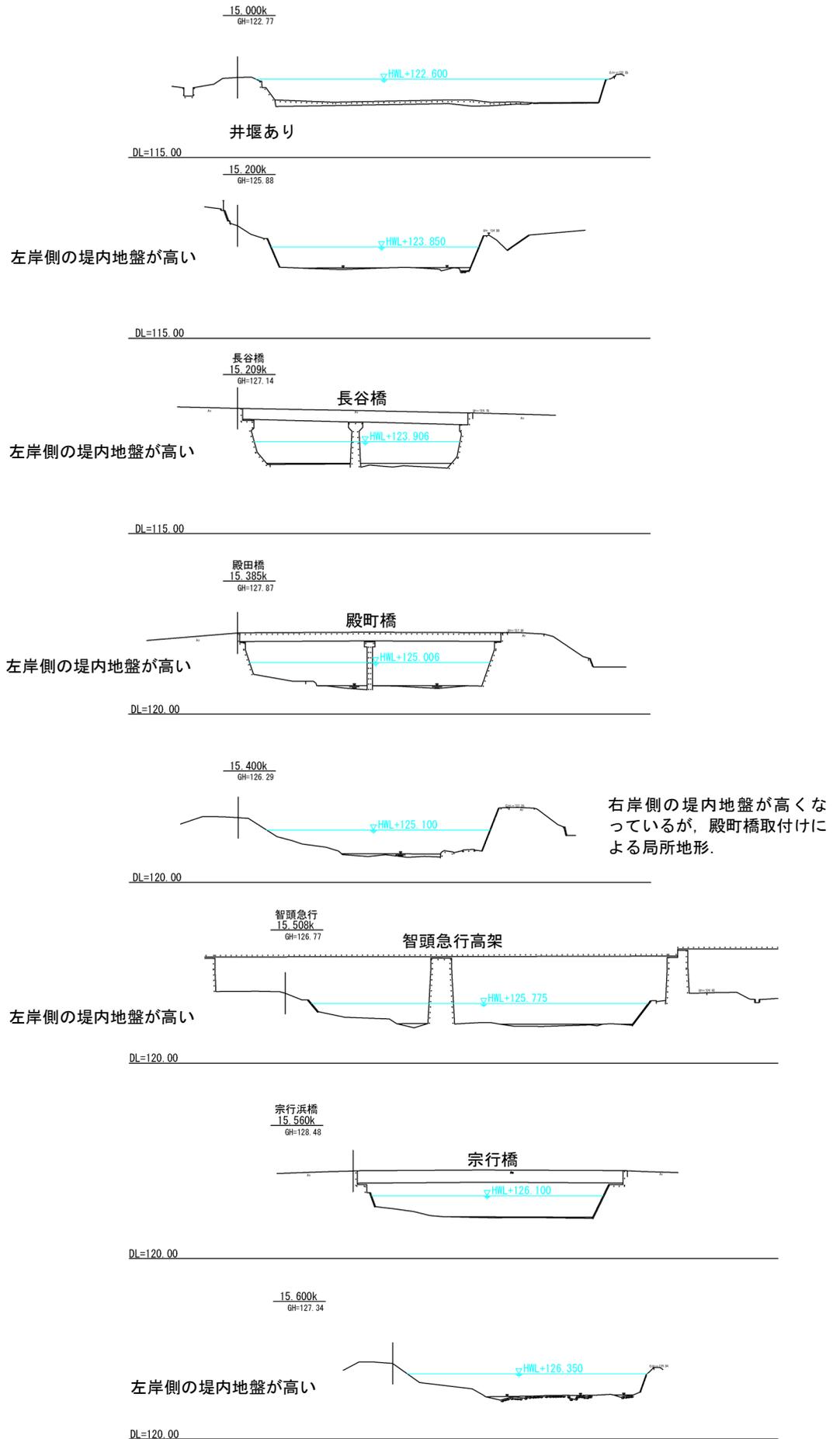


図 2.39 口長谷エリアの横断図

1) 洪水痕跡

長谷橋における痕跡より、長谷橋の道路面が 0.5m 程度冠水していたものと想定される。国道 323 号線の交差点近傍の倉庫の外壁には GL+20cm 程度の浸水痕跡を確認している。

周辺の状況より、洪水時には上流において越水した河川水により、付近一帯が浸水（図 2.40 参照）したものと推定される。



長谷橋の洪水痕跡(右岸堤内地より望む)

長谷橋近傍の痕跡水位(右岸)

図 2.41 痕跡水位の現場写真

2) 河川護岸の被災状況

当該区間の河川護岸構造は、横断図および現地写真より、比較的新しいブロック積み擁壁、古いブロック積み擁壁（ブロックの色調より判断）、古い石積み擁壁に大分される。

当該区間における河川護岸の被災は主に護岸裏侵食であり、その発生箇所は、現地調査結果の平面図に示すように、護岸構造の形式によらず右岸の河道湾曲部（内岸側）に集中しているものと推測される。特に、河道湾曲部の内岸側では侵食の度合いが激しい。このことから、今回の被災の原因は護岸形状ではなく、河道形状に起因するものと想定される。

もうひとつの傾向として、R15.4k 直上流部に代表されるように、新しいブロック積み擁壁部と古いブロック積み擁壁部の境界部において激しい護岸裏侵食がみられる。このことから、護岸構造の変化点では、洪水時において弱部になっている可能性があるものと考えられる。



R15.4k 付近における護岸の被災状況を対岸より望む

R15.4k 付近における護岸の被災状況を堤内地より望む

図 2.42 L15.4k 直上流部の護岸裏侵食の状況

3) 堤体の被災状況

当該区間における堤体の被災状況は、護岸裏侵食と同様に越流水により侵食され、被災の度合いの激しい箇所では堤体がほとんど流失している。被害の発生箇所は、主に右岸に集中している。この誘因は、以下に示す現地の地形的な特徴によるものと推定される。

- ① 当該地の地形的特徴が概ね左岸から右岸側へ傾斜しており、左岸側の堤内地盤高が計画高水位（H.W.L.）より高く、右岸側の堤内地盤高はH.W.L.より低くなっていること
- ② 当該区間内で大きく湾曲しており右岸側が内岸側であること

次に、殿町橋（15.385k）～宗行浜橋（15.560k）における天端アスファルト舗装の剥離状況に着目すると、右岸側では剥離状況が激しくほぼ全区間でアスファルト舗装の剥離がみられるのに対し、左岸側のアスファルト舗装には剥離がほとんど見られない（橋脚部周辺で一部剥離あり）傾向を示す。このことから、右岸側の方がより越流水深が深く、アスファルト舗装に作用する天端上のせん断力が大きかったものと推測される。さらに、右岸側で剥離したアスファルト舗装が、ほぼそのままの状態の下流側の右岸堤内地側に移動していることから、下流方向へ直線的な流れが発生していたものと推測される。



L15.3k 付近の河道湾曲部(内岸側)における堤体の被災状況(上流側より望む)

図 2.43 L15.3k 付近の堤体の被害状況



上流側より殿町橋を望む(兩岸へ越流していたことが推測される)



上流側より左岸堤防を望む

図 2.44 L15.4k 直上流部の堤体の被害状況(左岸側)



下流側より堤内地側を望む



上流側より堤防を望む



智頭急行高架橋の橋脚周辺部では侵食が激しい



天端アスファルトが下流へ移動(下流側より望む)



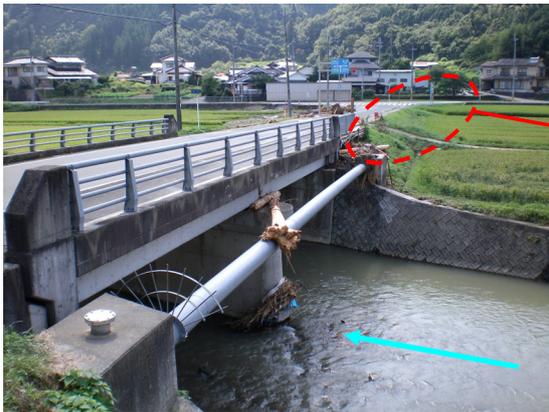
右岸堤内地一帯の被災状況(下流側より望む)

図 2.45 L15.4k 直上流部の堤体の被害状況 (右岸)

4) その他（道路盛土の侵食）

国道 323 号線との交差点部において、道路盛土が侵食の被害を受けている。侵食の深さは GL-1.8m と非常に深い。この箇所において、大きな侵食破壊が発生していることから、洪水時には付近一帯が浸水していたものと想定される。

当該地における道路盛土の侵食の特徴的な点として、盛土の越流する流れの上流側では被害は見られず、下流側で大きく洗掘され盛土材料が流出していることが挙げられる。これは流速分布や圧力分布が影響していると考えられる。



長谷橋の左岸側より右岸堤内地を望む



越流する流れの上流側の道路盛土



越流する流れの下流側における道路盛土の被災状況



道路盛土の洗掘状況

図 2.46 国道 323 号線交差点部の道路盛土の侵食

2.3 揖保川（宍粟市）における被害状況

2.3.1 宍粟市中安積地区における被災状況

揖保川の直轄区間（国交省管理）は河口から 46.0km 地点（図 2.47）である。中安積地区は直轄区間の最上流部であり、これより上流区間は県管理となる。当該地は昭和 47 年の洪水で浸水被害を受けており、管理者（国交省）の河川整備計画の対策地区も選定されている（図 2.48）。左岸側の嵯峨山地区は背後地盤が高く、氾濫解析において、氾濫が拡大しない結果となったため、重要対策地区には選定されていない。



図 2.47 揖保川（45～46km 地点）中安積地区の空中写真³⁾



図 2.48 中安積・嵯峨山地区周辺の氾濫浸水予想図³⁾

中安積地区付近の揖保川流下能力を図 2.49 に示す。川岸に丘陵が迫っていない区間に関しては 500～1000m³/s 程度である。右岸（中安積地区）側の区間では、計画対象規模である昭和 47 年の洪水流量 830m³/s 以下の流下能力でしかない。従って現在、河道改修（築堤あるいは河道掘削等）が計画されている。1990 年 9 月 17 日の安積橋（45.0km）付近の出水状況を図 2.50 に示す。上流側の写真（右図）では浸水状況が確認できないが、下流側の写真（左図）では堤内地の田面（黄色）が確認でき、外水氾濫は生じていないことが推察される。

本調査団が調査した木坂橋（45.6～45.8km）周辺の 2009 年台風 9 号による氾濫被害状況を図 2.51 に示す。図 2.51(a)では木坂橋の高欄が越流により流出したことが、流木により流水が阻害されたことがうかがえる。図 2.51(b) (c)は木坂橋上流で観察された浸水深を示す痕跡である。右岸側では 1.7m 以上の浸水痕跡が認められたが、左岸側では約 0.7m であった。これは、本川の越流は河川の湾曲に沿って主に右岸側で生じており、左岸側の浸水は後述するように旧河道に沿った浸水であったために浸水深に違いが生じたと考えられる。図 2.51(d)に木坂橋右岸側の下流方向に侵食痕を示す。下流側においても越流が生じ、その水流が堤防脚部（堤内地側）を侵食したことが推察される。

以上より、今回の台風 9 号による出水量は、この地点（中安積地区）における流下能力（500～1000m³/s）をはるかに超えた出水であったことがうかがえる。

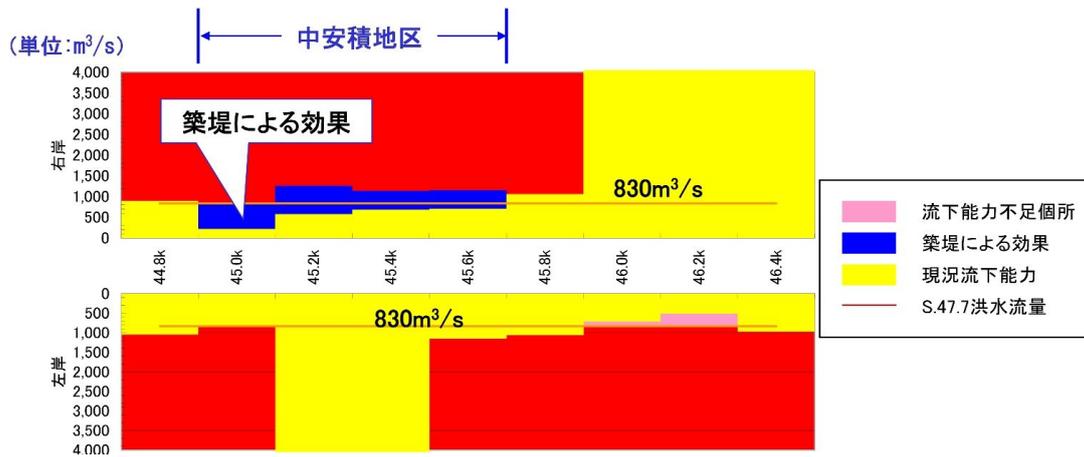


図 2.49 揖保川 45～46km 地点付近の流下能力³⁾
(1968 年 7 月の洪水流量 830m³/s を併示)



安積橋下流より
安積橋上流より
図 2.50 1990 年 9 月 17 日台風 19 号出水時の安積橋付近の状況³⁾

中安積，嵯峨山地区周辺の基盤地図情報 10m 標高にもとづく標高コンター図を図 2.52 に，治水地形分類図（国土地理院）を図 2.53 に示す．木坂橋右岸下流側のエリアは周辺の土地と比べて標高が低く，浸水リスクが非常に高いことがわかる（図 2.52）．これは図 2.48 の浸水予測範囲と概ね一致する．木坂橋の上流左岸側に旧河道の地形が存在し（図 2.53），図 2.51(c)はおおよそ旧河道上に残された氾濫流の痕跡と考えられ，本川の流下能力を上回った氾濫流が旧河道を流れた可能性が示唆される．図 2.51(d)の越流侵食痕は上記旧河道の延長線上にあることは興味深い．



(a) 木坂橋高欄被害および流木による流水阻害の形跡



(b) 木坂橋右岸上流側の浸水痕跡（約 1.7m）



(c) 木坂橋左岸上流側の浸水痕跡（約 0.7m）



(d) 木坂橋右岸下流側

図 2.51 中安積地区木坂橋付近の氾濫被害状況

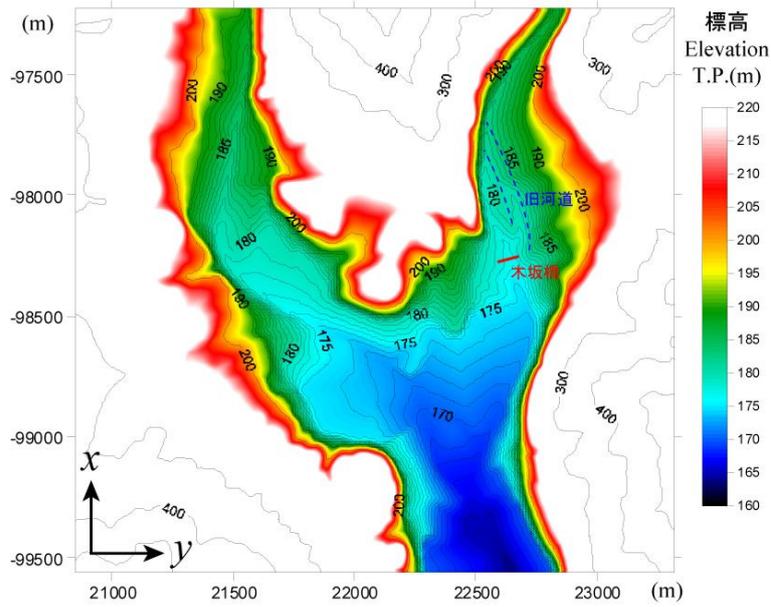


図 2.52 基盤地図情報¹⁾にもとづく中安積地区の標高コンター
 (木坂橋の位置および旧河道位置を併示, 世界測地系 平面直角座標第 5 系)

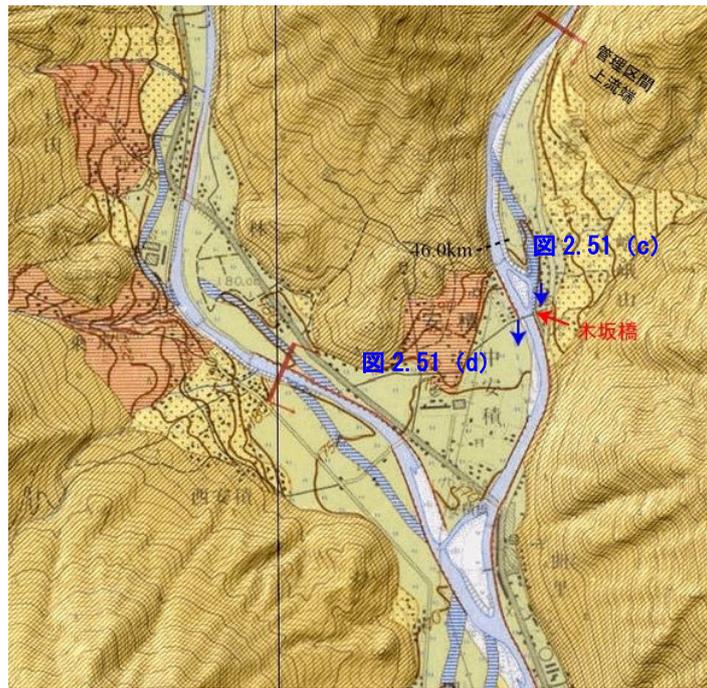


図 2.53 中安積地区周辺の治水地形分類図
 (基盤地図情報 10m 標高を地形データとしてカシミール 3D により地形の起伏を表現)

2.3.2 宍粟市一宮町楽里地区（揖保川 48.1km 地点）における被災状況

当該区間（楽里地区，揖保川 48.1km 付近（兵庫県管理区間））においては，河道がほぼ 90° 湾曲しており，また，下流は狭窄部となっている（図 2.54）．河岸および道路の侵食被災状況を図 2.55(a),(b)に示す．このような河道状況（下流部の閉塞，湾曲）から，水位の上昇を招き（浸水痕跡約 0.7m），また，河道に数多く観察された巨礫等の堆積物による攻撃斜面となり，河岸（道路脚部）の侵食を生じさせたと推察される．このような箇所では河岸天端の法肩の取り扱いが重要であると考えられる．具体的には，コンクリート護岸（河岸）とアスファルト舗装（道路）のつなぎ目（図 2.55 (a)）において，地表土層の侵食あるいは基礎地盤への水の浸透を生じさせ，大規模な侵食被害を引き起こす可能性が考えられる．

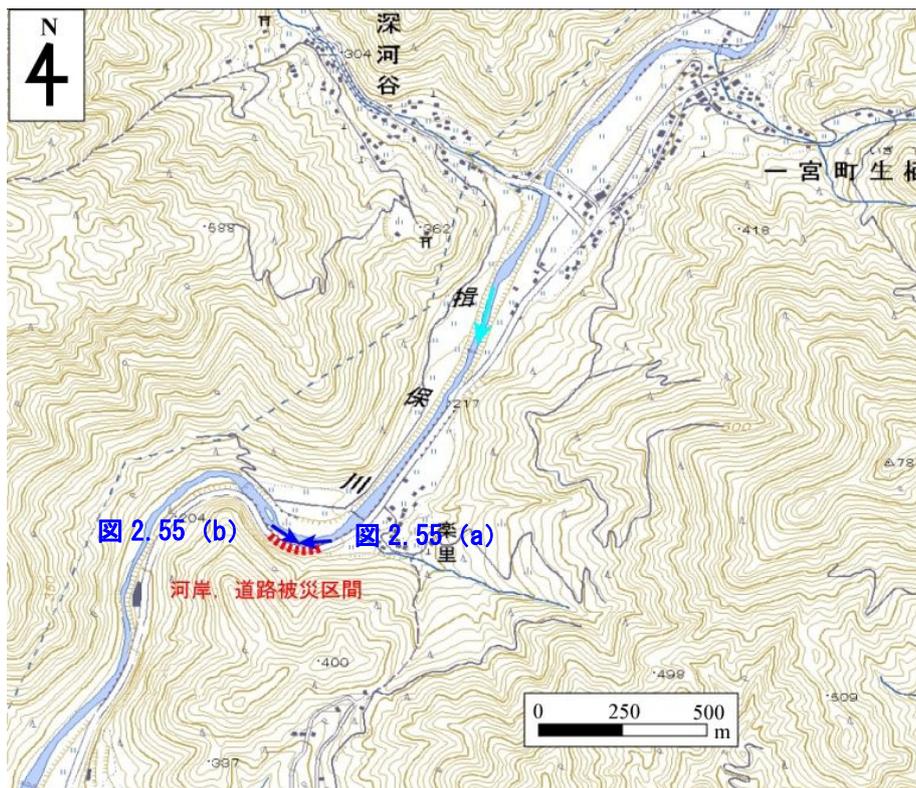


図 2.54 2009 年台風 9 号により河岸および道路が侵食を受けた区間（一宮町楽里地区）
（25,000 分の 1 地形図（国土地理院）¹⁾より）



(a) 被災区間上流側



(b) 被災区間下流側

図 2.55 楽里地区（揖保川 48.1km 付近）の河岸，道路の被災状況

2.3.3 宍粟市一宮町下西深地区（揖保川 51.0km 付近）における被災状況

揖保川 51.0km 付近（下西深地区）の区間（図 2.56）では、右岸側のコンクリート護岸が幅約 200m にわたって損壊していた。護岸が欠損した区間の上流端は河道が狭くなる，すなわち，縮流する区間になっていることがわかる（図 2.56）。左岸側は山地斜面が河岸まで迫っており，一方で，右岸側には低平地（田畑）が存在している（図 2.57）。

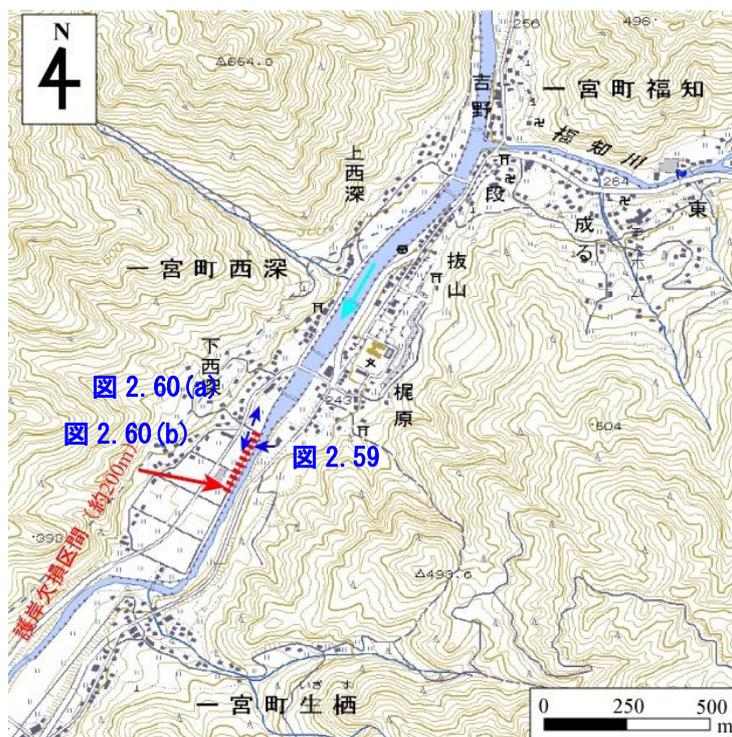


図 2.56 一宮町下西深地区，揖保川 51.0km 付近被災区間（25,000 分の 1 地形図（国土地理院）¹⁾より）

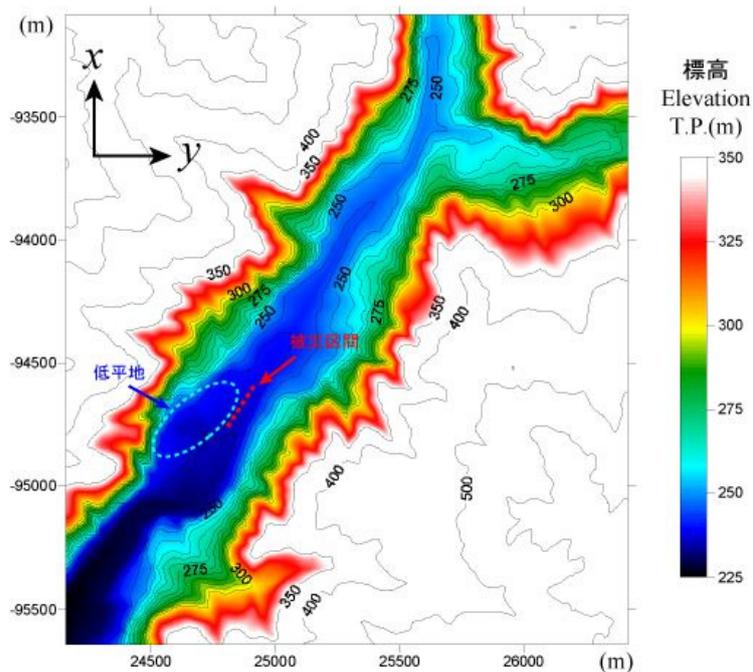


図 2.57 基盤地図情報¹⁾にもとづく下西深地区の標高コンター（被災区間を併示，世界測地系 平面直角座標第 5 系）

図 2.58～図 2.61 に護岸の被災状況を示す。図 2.58 に示すように、旧改修区間では護岸は損壊しておらず、新規改修区間から損壊している。これは新規改修区間より河道狭窄が顕著になっていること、また、旧改修区間と新規改修区間の間にある揖保川に直行方向に流入する水路の影響も考えられる。図 2.59 では、改修区間における護岸の損壊が、上流側と下流側で異なる形式となっていることが観察できる。この被災形式の違いについては、被災原因の推定の項目にて後述する。図 2.60 に護岸天端の被災状況を示す。天端裏が未舗装であるために洗掘・侵食されている様子が分かる。また、図 2.61 に示すように、本区間での冠水水深は約 1.5m であった。



図 2.58 下西深地区（揖保川 51.0km 付近）のコンクリート護岸の被災状況

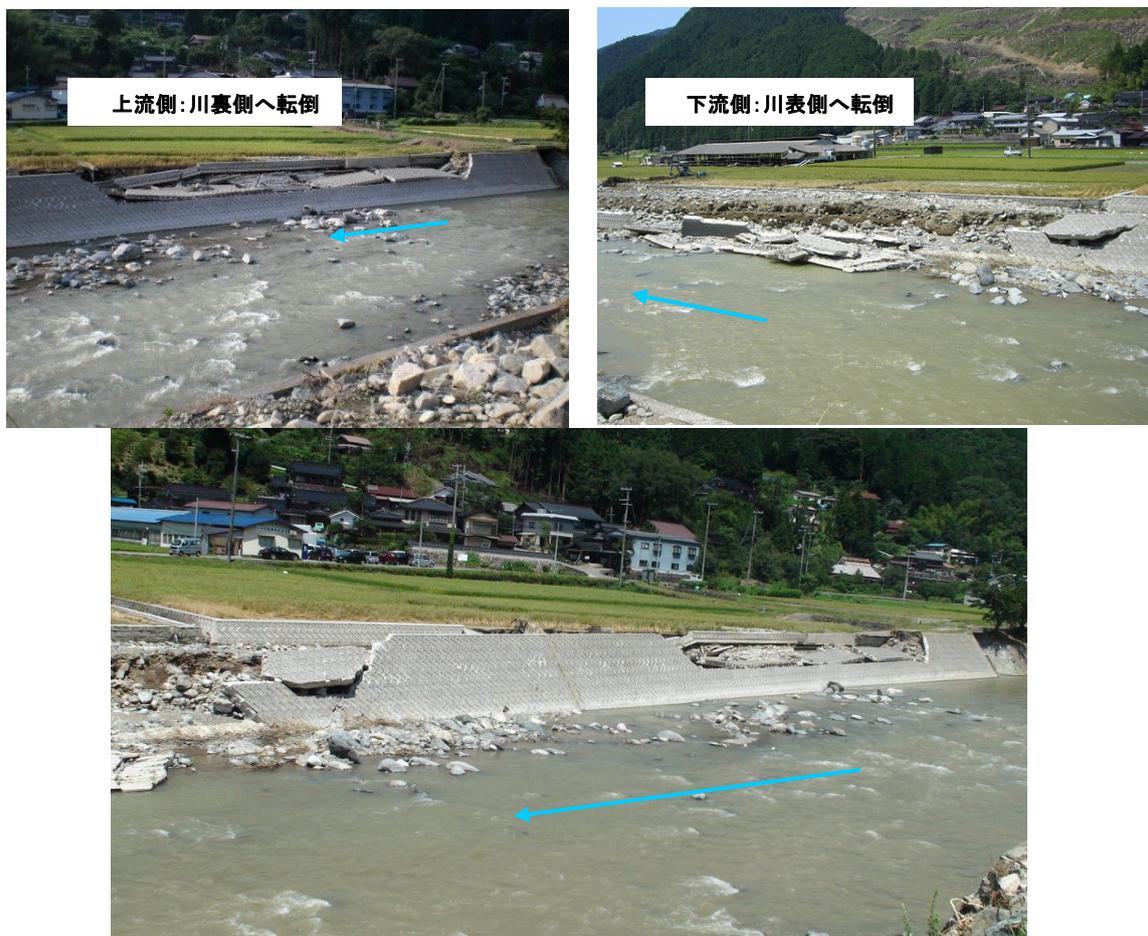


図 2.59 上流と下流の被災形態の違い



(a) 上流側から望む



(b) 下流側から望む

図 2.60 護岸天端の被災状況



図 2.61 被災区間直上流での浸水痕跡（約 1.5m）

2.4 福知川の被災状況



図 2.62 調査範囲¹⁾

(1) 道路および橋梁の流失 (津羅地区)



図 2.63 橋梁流失 (兵庫県提供)



図 2.64 道路, 橋梁の流失 (兵庫県提供)



図 2.65 橋梁下流側河川状況



図 2.66 洪水痕跡 (15 cm)

護岸兼用道路と共に橋台が流失し、上部工 1 スパンが落橋している。道路面での洪水痕跡は 15~20 cm で冠水深は小さいが河床が大きく洗掘された跡が見える。

(2) 護岸損傷 (藪地区)



図 2.67 護岸背面の吸出し



図 2.68 洪水痕跡 (80 cm)

河川の湾曲部で護岸基礎部分の洗掘によって基礎以深の土砂が流失し、護岸背面の吸出しが発生している。洪水痕跡としては冠水深で 80 cm 程度である。

(3) 橋梁近傍の護岸損傷 (奥福知)



図 2.69 橋梁下流部護岸の損傷



図 2.70 護岸損傷状況

護岸下流側で兩岸の護岸に損傷が発生している。左岸側の護岸は損傷を受けた部分と健全部で構造が異なっていたと思われる。構造が異なるのは、橋梁の取付護岸が未改修となっていたためと推測される。

参考文献

- 1) 国土地理院：基盤地図情報サイト, <http://www.gsi.go.jp/kiban/>, 2009.
- 2) 土木学会：土木学会災害調査団速報, 2009
- 3) 国土交通省近畿地方整備局姫路河川国道事務所：第14回揖保川流域委員会資料「揖保川河川整備計画（治水）の基本的な考え方, http://www.iboriver.jp/03/14_iinkai/14shiryol.pdf, 2005.

3. 河川構造物被災原因の推定

3.1 河川構造物被災の特徴と被災メカニズム

3.1.1 千種川, 佐用川

(1) 上郡町柏野における被災メカニズム

上郡町柏野地域では、千種川左岸の堤防が河川水位の上昇により越水によって損壊した。土堤防の部分では、堤体の川裏側の法面が洗掘を受け堤体の土砂が、堤内側に越流水と共に流出した。

一方、堤防天端にパラペットが整備されている区間ではコンクリート構造と土砂部の境界で洗掘が生じているが、堤防損壊箇所の下流のため損壊箇所相比于越流量が少なかったことが破堤に至らなかったと推測される。

図 3.2, 図 3.4 に被災箇所の断面図を示す。法下のせん掘は水流が地面に衝突することで形成された渦によって土が侵食を受けるものであり、ヘッドカット型の侵食として知られている。また破堤に至るような堤防の侵食においては、より大規模なヘッドカット型の侵食が生じることが多い。



図 3.1 堤防被災箇所（土堤部）



図 3.3 堤防被災箇所（パラペット部）

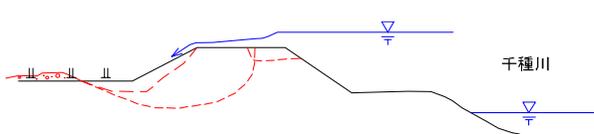


図 3.2 被災箇所断面図（土堤部）

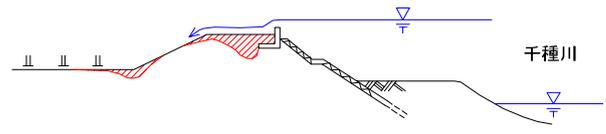


図 3.4 被災箇所断面図（パラペット部）

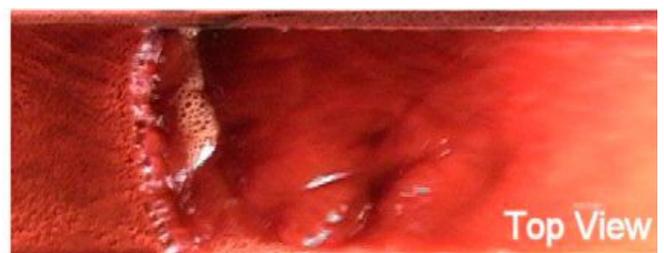


図 3.5 ヘッドカット型の侵食の例 (Wells et al. (2009)¹⁾ から引用)

(2) 上郡町河野原における被災メカニズム

右岸の農道は引き堤として整備途上の暫定堤防であった。このため、洪水が集中して流入し、暫定堤防を兼ねる農道を侵食したと推定される。左岸側では河野原橋の上流部で護岸の崩壊（図 3.6）が生じている。河野原橋のさらに上流では橋の直上流の護岸に比べて新しい護岸が整備されている。護岸の高さを越える河川の水が作用したことと護岸の老朽化あるいは新設護岸比べ護岸が十分な強度を有していなかったこと等が重なって河野原橋のすぐ上流側の護岸が被害を受けたものと推測する。



図 3.6 河野原地区被災状況空中写真（国際航業提供）



図 3.7 暫定堤防の被災状況



図 3.8 取付護岸の被災

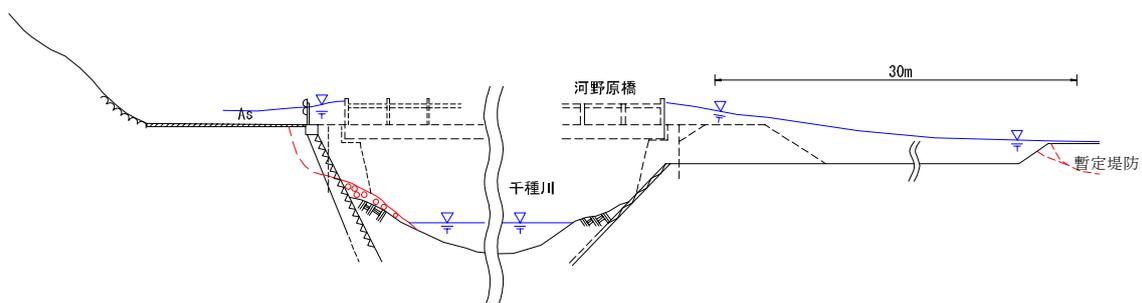


図 3.9 被災箇所断面図

(3) 佐用町小赤松における被災メカニズム

佐用町小赤松地域では千種川右岸の堤防が越水により損壊し、小赤松橋の上流側左岸の護岸が損壊した。洪水時には竹林が河川流の抵抗となって河川水位を堰上げたために右岸の竹林の上流部において越水が生じたものと考えられる。図 3.12 に示すように右岸側堤防の川裏側斜面の下部は擁壁が設置されている。越流水は天端から川裏側斜面を流れ落ちる時に斜面法肩を侵食することで法面下部構造物を崩壊し、さらに侵食が進行することで堤防損壊に至ったものと考えられる。

損傷を受けた小赤松橋左岸護岸の上流側に千種川へと流れ込む小河川が確認できる。洪水時には増水した小河川から溢水し道路面を通過して千種川へと流入したと考えられる。護岸の損壊は図 3.14 に示すように、護岸道路面から千種川への流入水の洗掘作用によって護岸上端から崩壊に至ったと考えられる。



図 3.10 堤防被災状況（堤内地側）



図 3.11 堤防被災状況（堤防天端）

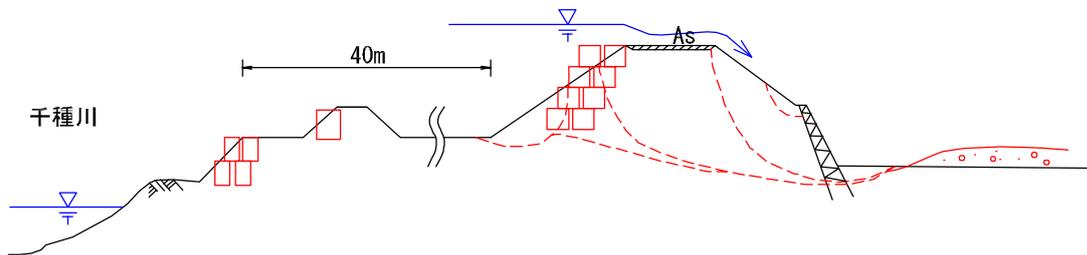


図 3.12 被災箇所断面図（土堤）



図 3.13 石積護岸被災箇所

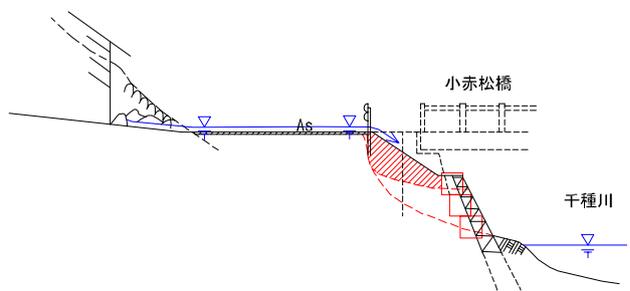


図 3.14 石積護岸被災箇所

(4) 佐用町久崎における被災メカニズム

久崎地区上流部の佐用川左岸越流箇所での堤防被害では図 3.5 で示したようなヘッドカット型の侵食が生じていたものと考えられる。図 3.15 及び図 3.16 に示したように堤防を乗り越えた越流水は川裏側斜面ののり尻に衝突し、洗掘を始める。洗掘によって落ち込み（図 3.16(a)）ができると、その落ち込み部分で発生する渦によって侵食は川表側へと発展し破堤に至るものである（図 3.16(b)～(d)）。本箇所は川表側に貼りブロックが設置されており、貼りブロックが残ったことで越流量が軽減された可能性もあると考える。

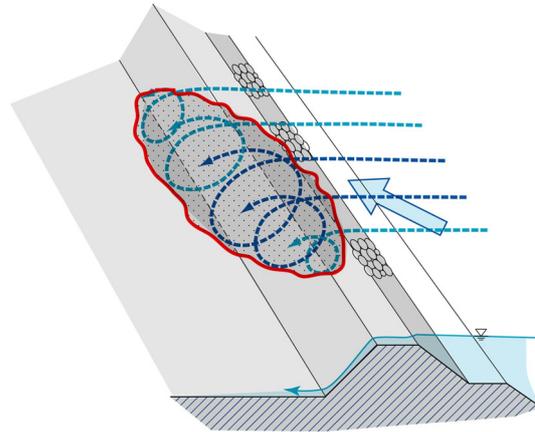


図 3.15 越流水による侵食の様子

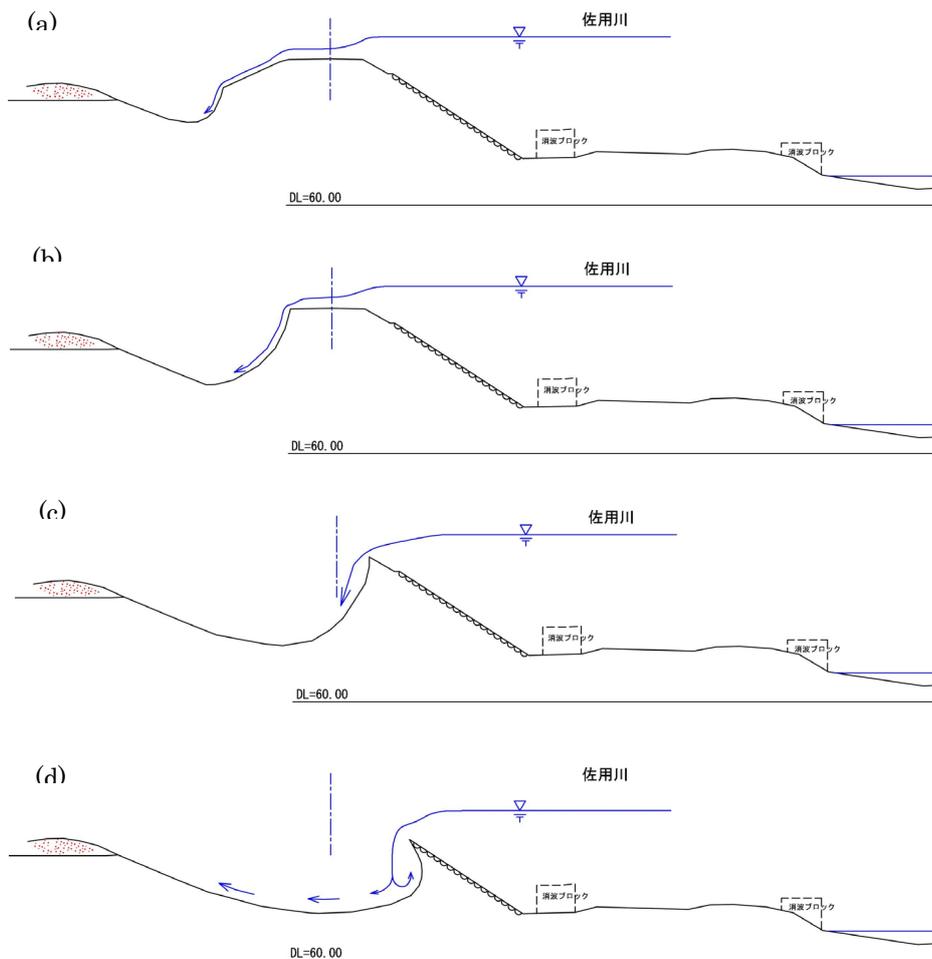


図 3.16 越流による堤体侵食の進行状況模式図

久崎地区下流部の千種川, 佐用川合流点では護岸構造物が河川側に崩壊する被災形態が確認されている(図 3.17) . これは, 上流部で堤内地に浸入した越流水が再び河川に戻る際に護岸外面側から川表側への外力として作用したことによる.



図 3.17 パラペットの川側への崩落

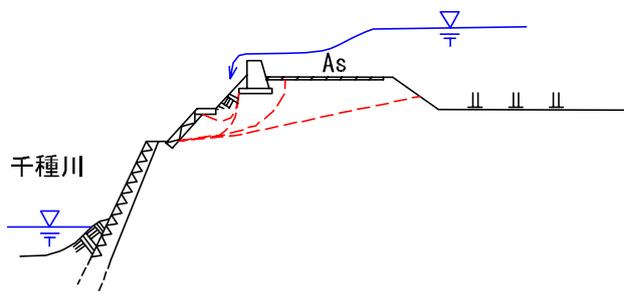


図 3.18 護岸被災状況模式図

(5) 佐用町早瀬地区における被災メカニズム

東から佐用川の氾濫源を流下する洪水が線路盛土上を通過し, 流体力盛土土砂を洗掘し, 流失に至ったと推定する.



図 3.19 線路盛土流失状況

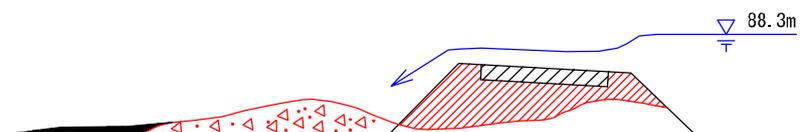


図 3.20 被災箇所断面図

表3.1 変状原因一覽表

番号	河川	場所	対象	現象	素因	誘因			
①		上郡町柏野	左岸堤防	越流堤体損壊	越流水によるパラベット背面の洗堀	暫定堤防	旧河道(新しい)	過大な洪水外力	
			左岸堤防	越流破堤	越流水による堤体侵食、洗堀	暫定堤防	旧河道(新しい)	過大な洪水外力	
			左岸堤防	越流破堤	越流水による堤体侵食、洗堀	暫定堤防	旧河道(新しい)	過大な洪水外力	
			農道	越流破堤	氾濫水による法尻洗堀		旧河道(新しい)	外水氾濫	
②	千種川	河野原橋	欄干損壊	流田による欄干損壊	橋高不足	風倒木	過大な洪水外力	浮遊物堰止め	
		右岸旧堤防/農道	越流による農道、田畑損壊	越流水による農道、田畑の侵食・洗堀	堤防未整備	交差部の高さが相対的に低い	浮遊物堰止めによる堰あげ	浮遊物堰止めによる堰あげ	
		左岸堤防/護岸	護岸損壊	越流水による堤体・護岸の洗堀？	石積護岸の老朽化？	護岸天端土羽の存在？	護岸天端土羽の存在？	浮遊物堰止めによる堰あげ	浮遊物堰止めによる堰あげ
③	佐用町小赤松	左岸堤防/護岸	護岸損壊	宮川の越流水による堤体・護岸の洗堀？	宮川橋の橋高不足？		土砂、流木による河道の埋塞	宮川の越流水	
		右岸堤防	越流破堤	越流水による堤体侵食、洗堀	河道内竹林の存在		過大な洪水外力	竹林による堰あげ迂回流	
④	佐用川	佐用町久崎	右岸堤防	越流破堤	氾濫水によるパラベット前面護岸の洗堀	氾濫水の集中しやすい地形	護岸天端土羽の存在？	外水氾濫	
			左岸堤防	越流堤体損壊	氾濫水によるパラベット及び前面堤防斜面の洗堀	氾濫水の集中しやすい地形	護岸天端土羽の存在？	外水氾濫	
			左岸堤防	越流破堤	越流水による堤体侵食、洗堀	過大な外力	水衝部(急変曲)	過大な洪水外力	

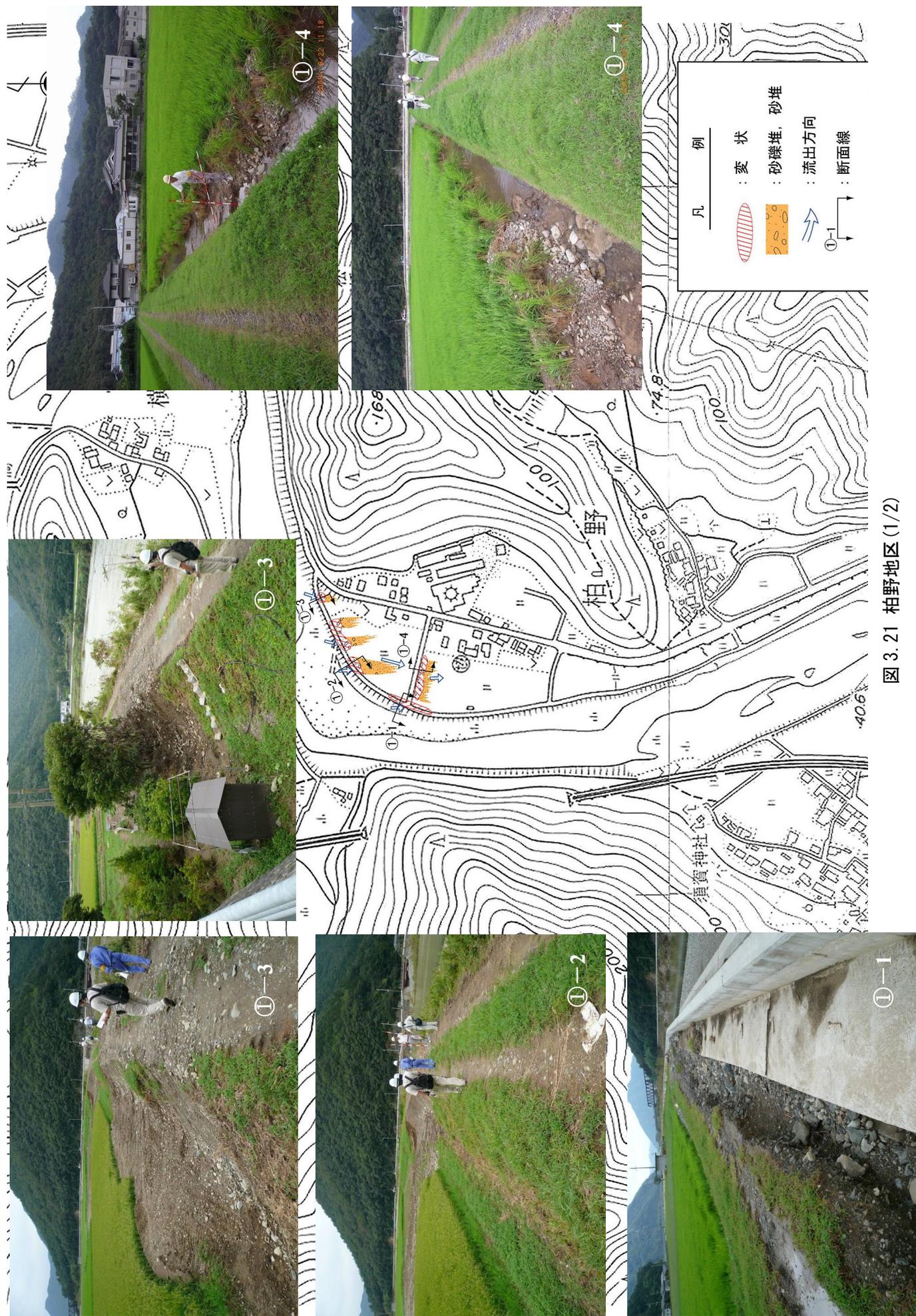
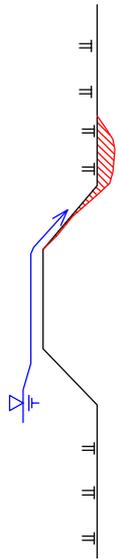
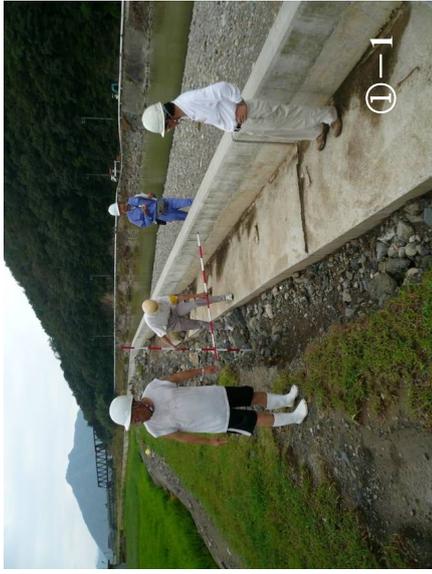
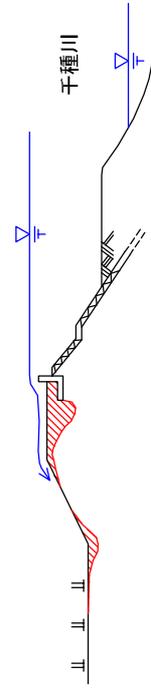


图 3.21 柏野地区 (1/2)

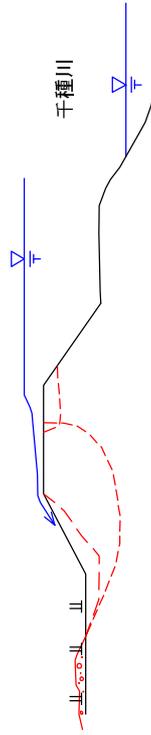
① - 4



① - 1



① - 2



① - 3

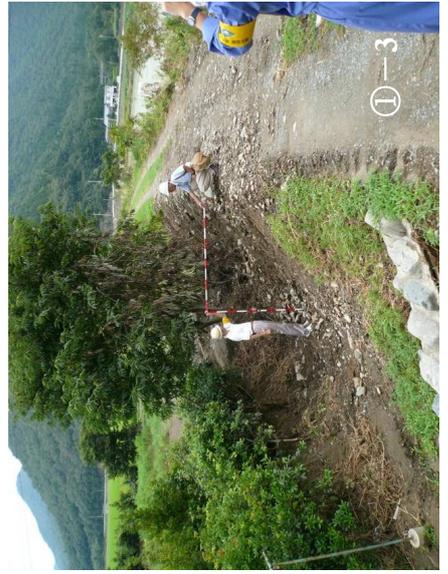
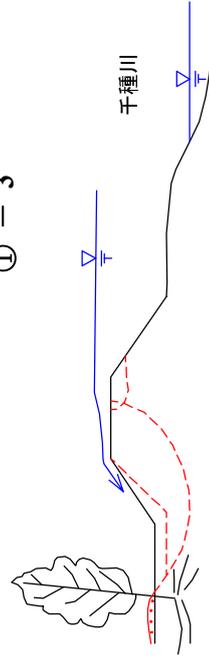
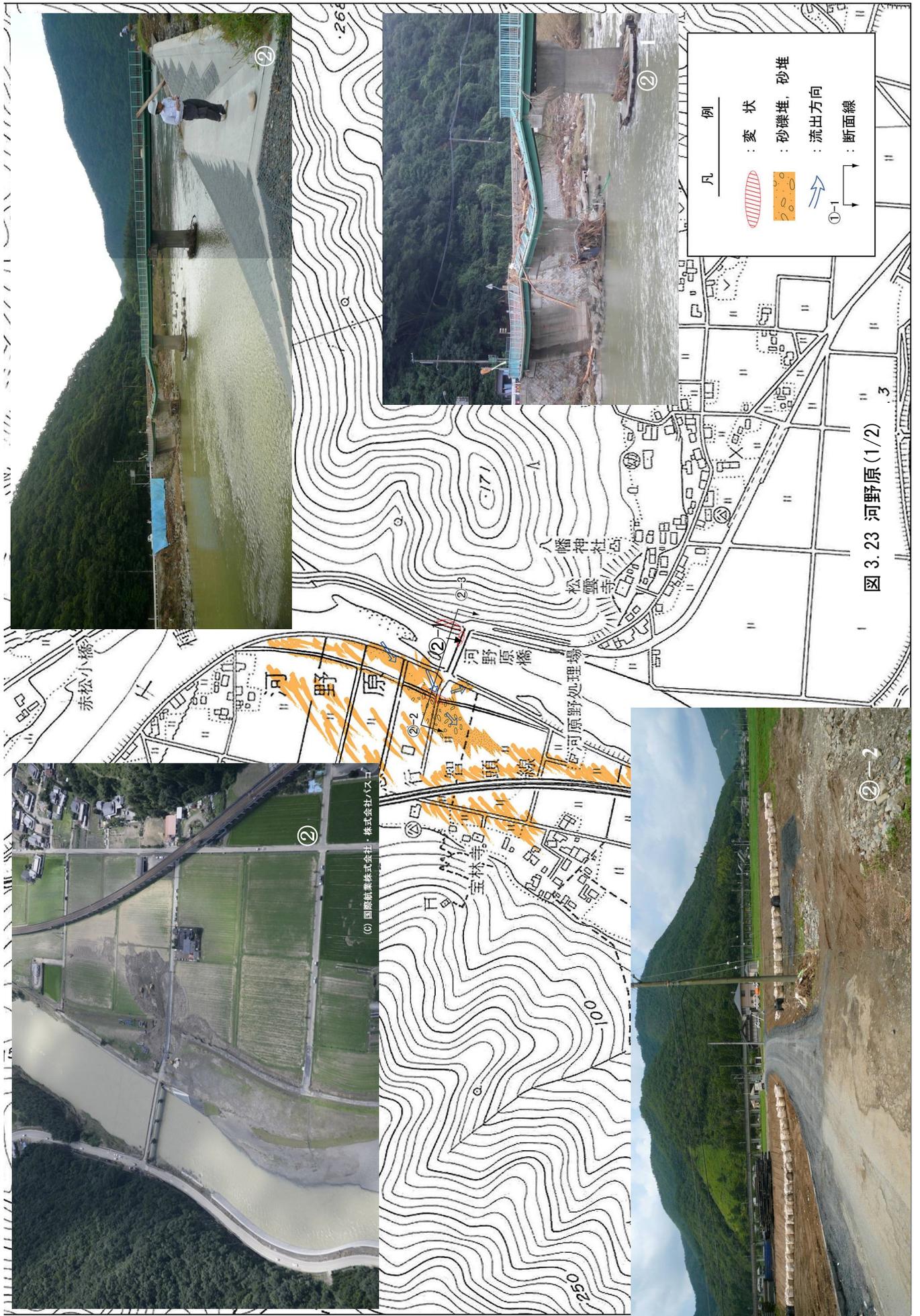


图 3.22 柏野地区 (2/2)



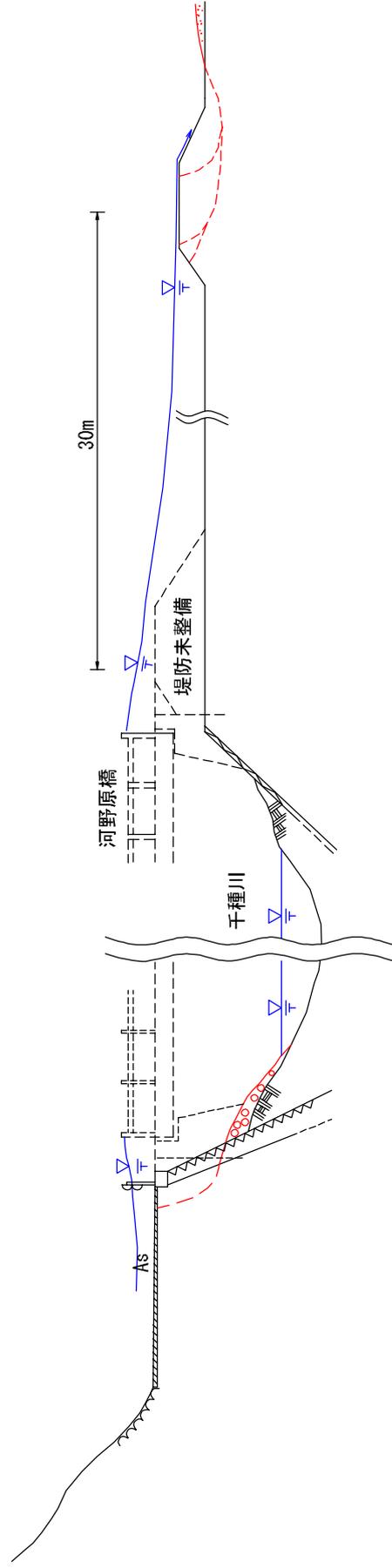
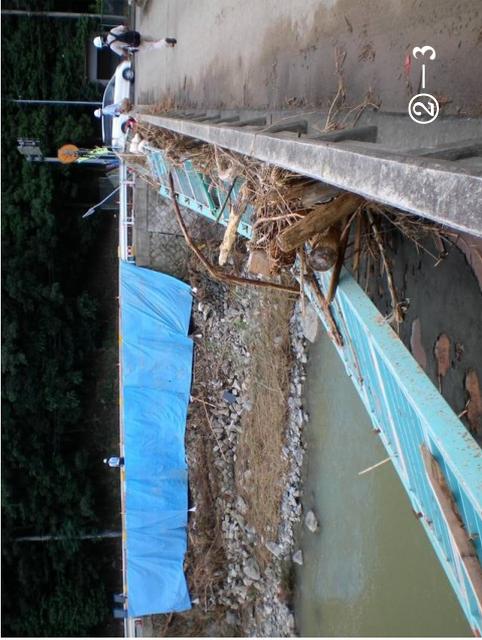


图 3.24 河野橋 (2/2)

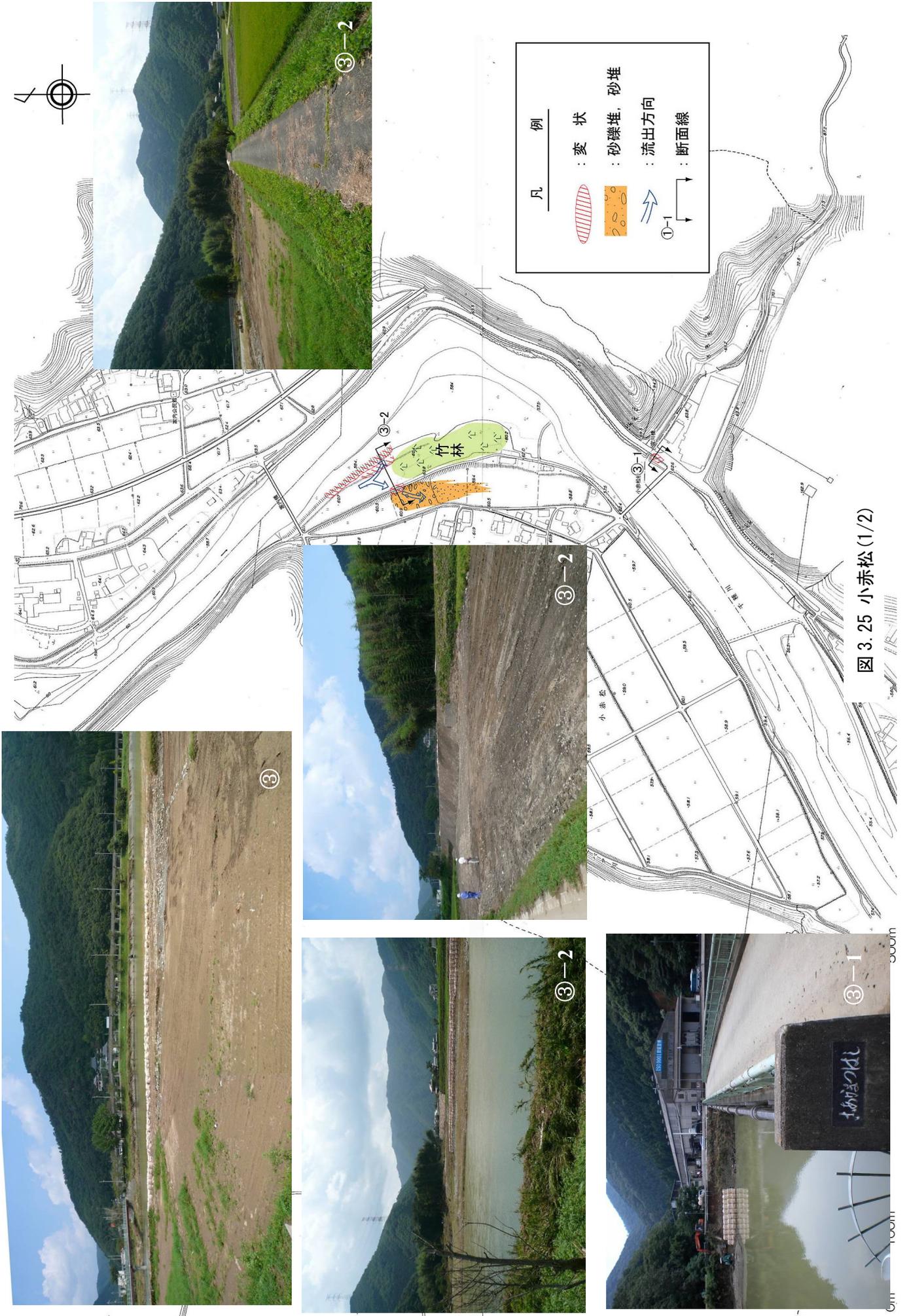


图 3.25 小赤松 (1/2)

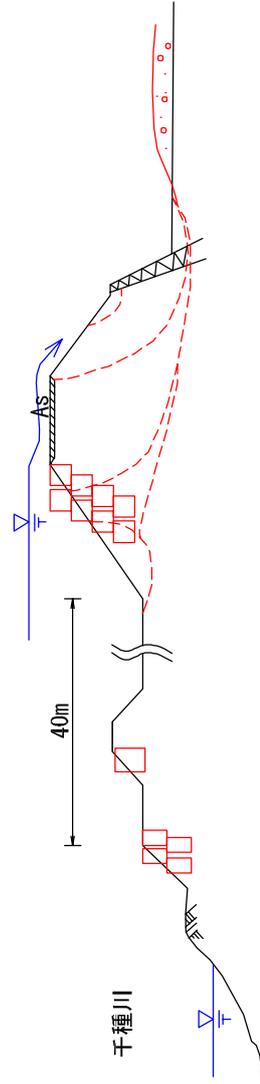
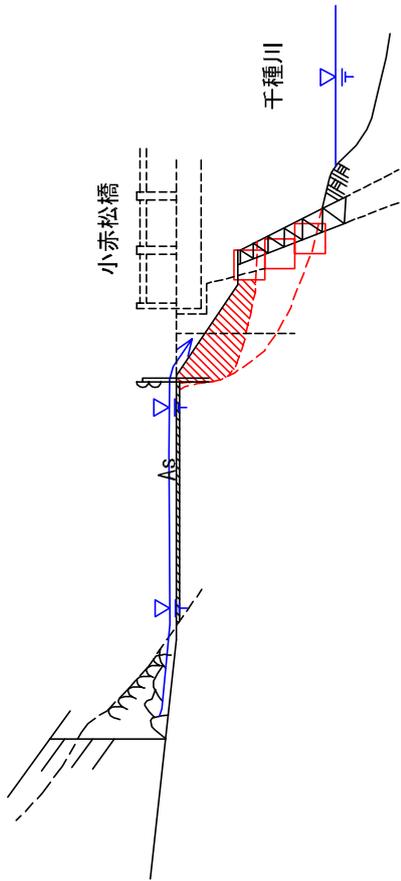


图 3.26 小赤松 (2/2)



凡 例

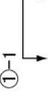
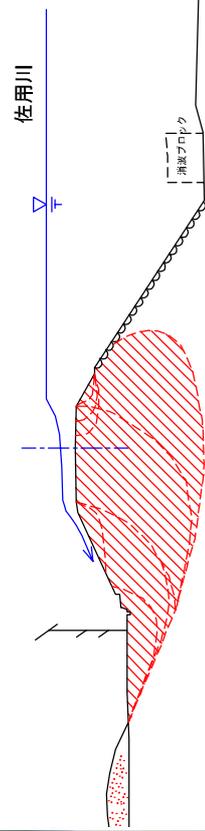
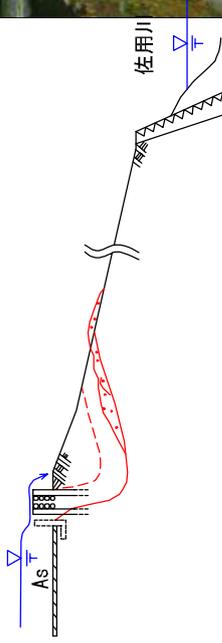
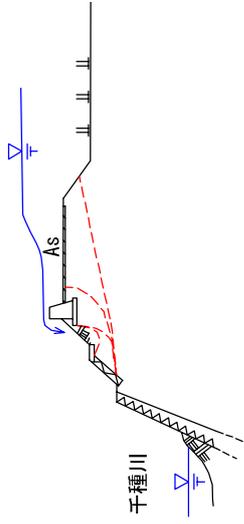
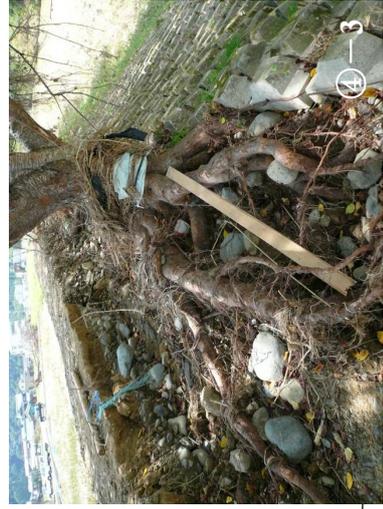
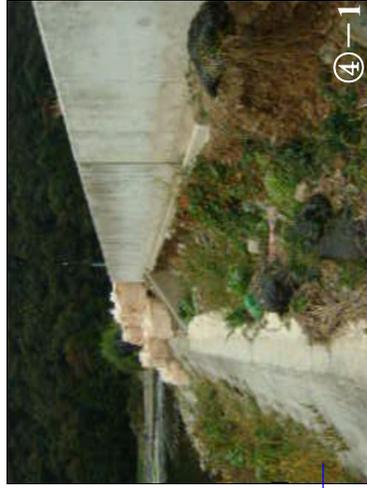
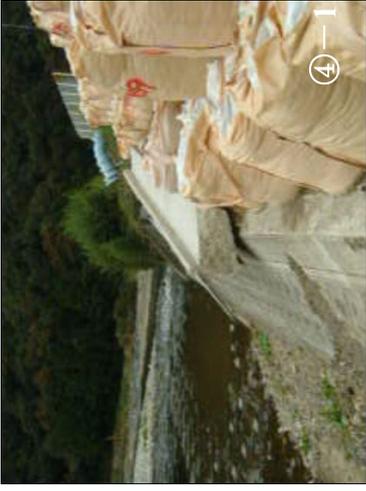
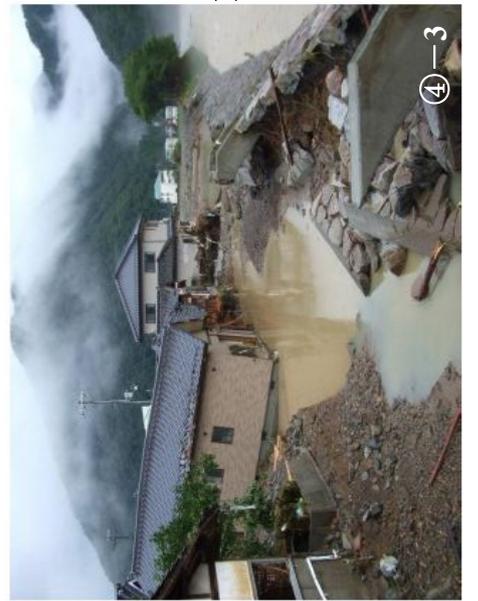
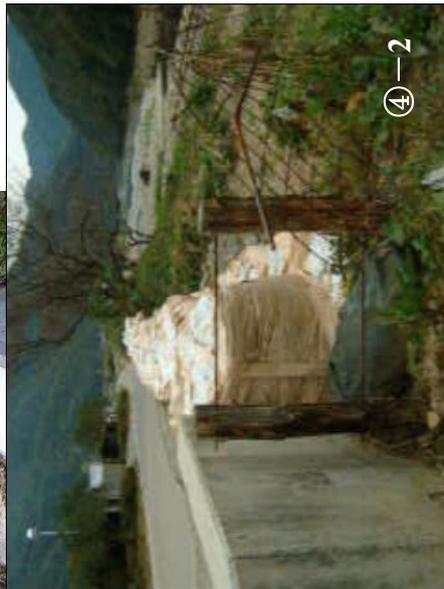
-  : 変 状
-  : 砂 礫 堆, 砂 堆
-  : 流 出 方 向
-  : 断 面 線

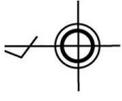
图 3.27 久 崎 (1/2)

500m



DL=60.00

図 3.28 久崎 (2/2)



凡 例	
	: 変 状
	: 砂礫堆, 砂堆
	: 流出方向
	: 断面線

図 3.29 早瀬 (1/2)

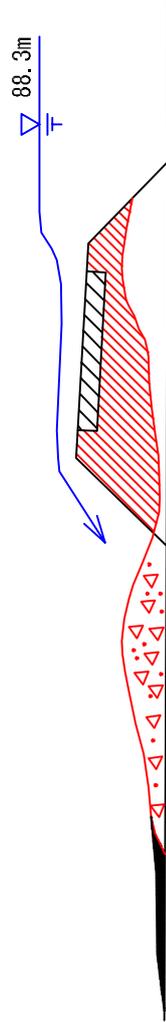


图 3.30 早瀬 (2/2)

(6) 佐用町口長谷地区における被災メカニズム

当該地における地盤構造物の被害は、越流による侵食破壊が主要因であるものと考えられる。

越流の発生は、当該地の上流域において左右岸両側で発生し、洪水時には付近一帯が浸水していたものと想定される。さらに、長谷橋近傍の水位が急激に上昇したという証言より、越流による護岸裏の侵食が進行し、右岸側の護岸が崩壊した後に、河道をショートカットする直線的な流れが勢いを増したものと想定される。このショートカットの流下方向は、周辺の地形や被災地点の位置関係より、下図に示すようにほぼ直線的であったものと想定される。

以上の破壊のメカニズムを以下にまとめる。

ステップ 1 越流が発生(現地状況より当該区域の上流側で発生。左右岸両岸で発生し、付近一帯が浸水したものと想定)

ステップ 2 越流した河川水により、堤防天端および護岸裏の侵食が発生(特に右岸側で発生。この時点で、洪水の流下方向は河道をショートカットする方向となっていたと想定)

ステップ 3 護岸構造の弱部(L15.4k 直上流部の護岸崩壊の激しい箇所)の護岸が崩壊

ステップ 4 河道をショートカットする直線的な流れの勢いが増加(下流域(長谷橋など)での水位が急激に上昇)

このメカニズムの想定根拠としては、下記項目が挙げられる。

- ・ L15.4k 直上流部では新旧の護岸形状継ぎ目が見受けられること
- ・ 長谷橋近傍の水位が急上昇したとの証言があること
- ・ 右岸側の天端アスファルト舗装がほぼ原形をとどめたまま下流側の堤内地に流されていること
- ・ 智頭急行の高架橋交差部では、堤体部に設置された橋脚部周辺で特に深く侵食されている。橋脚が障害物となり水流が乱され、その結果として交差部周辺から下流側に特に大きな侵食が発生したと考えられること
- ・ 湾曲部の内岸側にて、裏込め侵食が激しいこと。洪水が河道を越水して直線的に流下する際、内岸側は水衝部(堤内地側より洪水が当たる)となるため、裏込め侵食が激しくなると考えられること

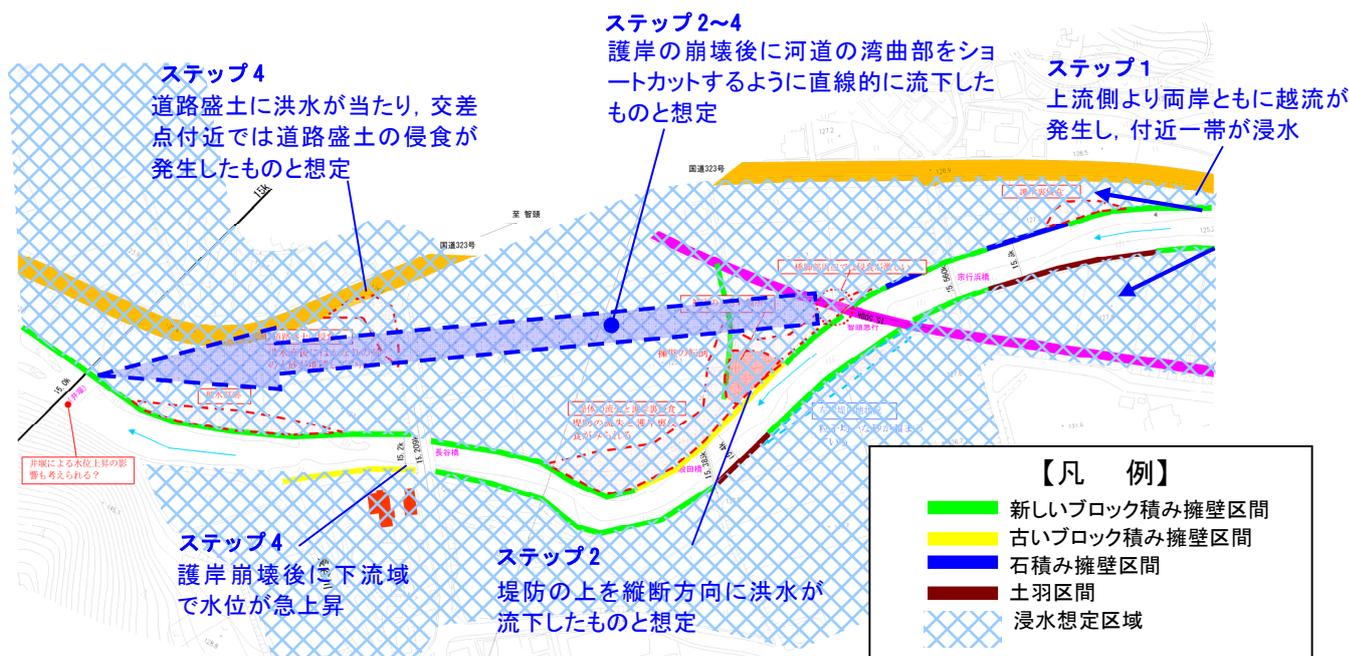


図 3.31 洪水時の水の流れの想定図

先述したように河川構造物の被災形態は護岸裏侵食である。その被災のメカニズムは上述の堤防の被災に連動して発生したものであり、越流によって天端アスファルト舗装および護岸裏の侵食が発生したものと考えられる。さらに、侵食が進行するうちに、護岸形式の変化点では裏込め流失により弱部に変状が発生し、その地点より大規模な護岸の崩壊が進行したものと想定している。

以上の護岸の被災メカニズムを以下にまとめる。

ステップ1 越流が発生

ステップ2 越流した河川水により、堤防天端および護岸裏の侵食が発生(裏込めの流失)

ステップ3 護岸構造の弱部(L15.4k直上流部の護岸崩壊の激しい箇所や河道湾曲部などの水衝部)の護岸が崩壊に至る

3.1.2 揖保川

(1) 中安積地区



図 3.32 被災箇所概略平面図²⁾

表 3.2 被災状況と原因

番号	被災位置	被災状況	推定される被災原因
①	木坂橋	高欄の流出	越流水および流下物の衝突
②	木坂橋下流右岸	堤防裏法の侵食	越流水による侵食

本被災区間の被災メカニズムは以下のように考えられる。

本川の流下能力を大幅に上回る出水が生じたために水衝部にて越流が生じ、また、旧河道においても越流水が流れた。さらに流木等の橋脚に堆積した流下物により流水が阻害され、いわゆるビーバーダム現象が生じたことにより、越流水および流木の衝突部となった木坂橋の高欄が流出した。また、上流部からの越流水および旧河道からの流水により木坂橋下流右岸において堤防裏法が侵食された。

ステップ1 流下能力を越えた出水により越流が発生

ステップ2 ビーバーダム現象により越流が増幅

ステップ3 越流水および流下物により高欄が流出

ステップ4 越流水により堤防裏法が侵食

(2) 楽里地区 (揖保川 48.1km 地点, 宍粟市一宮町)

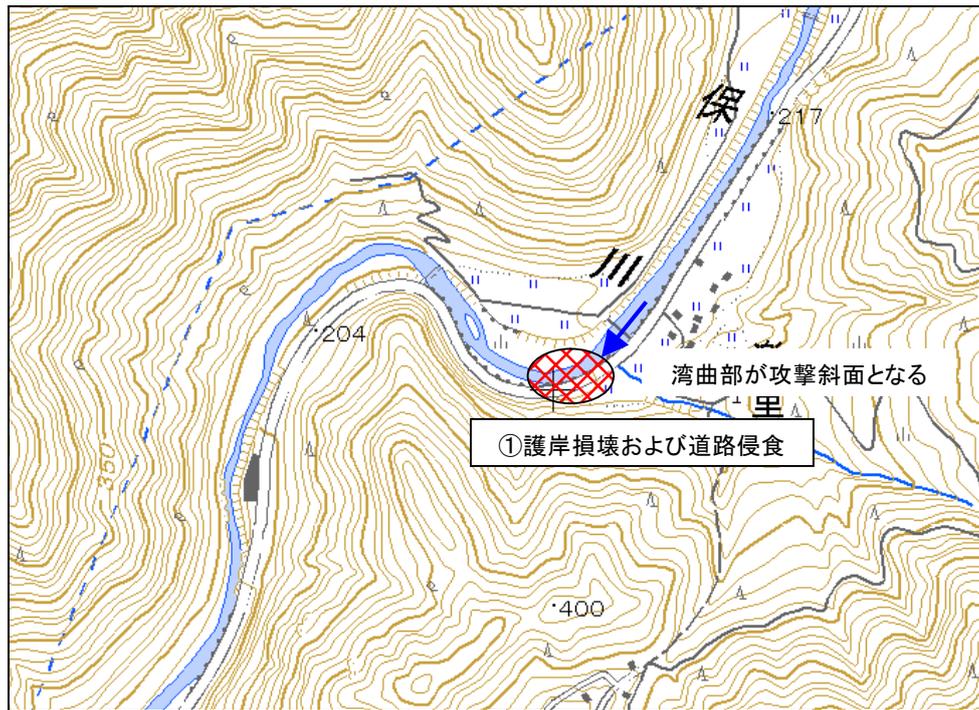


図 3.33 被災箇所概略平面図²⁾

表 3.3 被災状況と原因

番号	被災位置	被災状況	推定される被災原因
①	揖保川 48.1km 地点左岸	護岸損壊および道路侵食	河床洗掘 巨礫等の流下物の護岸への衝突 越流水の護岸背面の侵食

本被災区間の被災メカニズムは以下のように考えられる。

河道の急激な湾曲部であり、かつ、下流が狭窄部となっているために、想定外の外力によって護岸基礎部が洗掘を受け、被災箇所が巨礫等の堆積物による攻撃斜面となり河岸の損壊が生じた。また、越流水がコンクリート護岸（河岸）とアスファルト舗装（道路）の境界より浸透し、護岸裏の侵食を進行させた。

ステップ1 河道湾曲部の水衝部で湾曲部外側に外力が働き河床河岸が侵食される

ステップ2 護岸基礎下部が洗掘され、背面の土砂が吸い出しを受ける。

ステップ3 越流水により護岸背面の侵食が進行

(3) 下西深地区 (揖保川 51.0km 付近, 宍粟市一宮町)

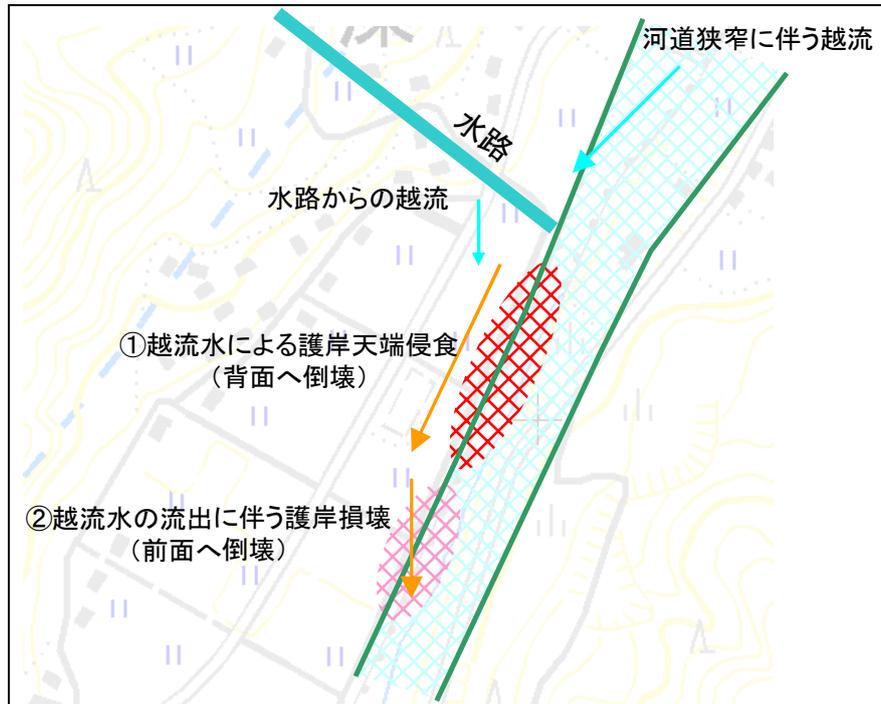


図 3.34 被災箇所概略平面図²⁾

表 3.4 被災状況と原因

番号	被災位置	被災状況	推定される被災原因
①	揖保川 51.0km 上流部	護岸が背面へ倒壊	越流水による護岸裏の侵食
②	揖保川 51.0km 下流部	護岸が前面へ倒壊	越流水の流出に伴う背面水圧の増加 河床洗掘

本被災区間の被災メカニズムは以下のように考えられる。

河道狭窄に伴った上流部での越流および農業用水路からの越流水が、上流部においては護岸背面を直線的に流下し、未舗装であった護岸天端を侵食し護岸が背面へと倒壊した。下流部においては、河床低下により基礎の支持力を失ったところに、越流水の河道へと流出に伴い、護岸背面の水圧が増加し護岸が前面へと倒壊した。

ステップ 1 河道狭窄に伴い越流が発生

ステップ 2 越流水が護岸背面を直線的に流下

ステップ 3 越流水による護岸背面に侵食が生じ護岸が背面へと倒壊

ステップ 4 越流水の河道への流出に伴い護岸が前面へと倒壊

表3.5 変状原因一覽表

番号	河川	場所	対象	現象	要因	誘引
1	揖保川	兵粟市一宮町 中安積地区 (45.7km付近)	木坂(きさか)橋	流圧あるいは流送物による損壊	部分的河積不足	超過洪水流量
2			左岸上流側浸水	旧河道(低地)の再現	部分的河積不足	超過洪水流量
3			右岸下流側堤内地	越流浸食	部分的河積不足	越流
1	揖保川	兵粟市一宮町 栗里地区 (48.1km付近)	左岸護岸	流送物による護岸の損壊 越流水による護岸裏面の浸食	部分的河積不足	護岸とアスファ ルトの継ぎ目
1			右岸堤防護岸 上流部	護岸損壊	部分的河積不足	支川から氾濫流に よる浸食
2		兵粟市一宮町 下西深地区 (48.1km付近)	右岸堤防護岸 上流部	護岸が前面(川表)へ倒壊	部分的河積不足	越流水が河道へ戻 る際に浸食が生 じ、護岸が河表が わに倒壊

3.1.3. 福知川

3.1.3.1 地盤構造物被災の特徴

福知川は一宮町福知地先の溪谷部を流下しており、河床勾配が急峻な山地河川である。福知川での被災の特徴として、福知川に沿うように通っている(主)一宮生野線の道路流失が各所で見られる点が挙げられる。これらの道路流出被災箇所については、以下のような特徴が見られる。

- ・ 河川の水衝部になる箇所での流出が多い
- ・ 被災箇所は擁壁（護岸）が設けられていたが、出水により破壊されている
- ・ 出水時には道路部はほとんど冠水していたと想定されるが、被災箇所の上下流でアスファルトが残っている箇所が見られるなど流出が局所的である
- ・ 河道内に大量の土砂堆積がみられ大規模な河床変動（土砂移動）があったと推測される

これらより、福知川で見られる道路流出被災は、出水時の流水のせん断作用や河床洗掘による基礎支持力の脆弱化および水衝作用等により護岸が破壊され道路盛土が侵食されたものであると想定される。



図 3.35 道路兼用護岸流失(兵庫県提供)

3.1.3.2 河川構造物の被災メカニズムの推定

1)被災発生要因

福知川沿いで発生した道路兼用護岸流出被災のメカニズムを推測すると以下のようなものである。

- ①道路盛土の護岸（擁壁）が流体力や前面の河床洗掘により破壊
- ②護岸の機能が損失した道路盛土の側方侵食，盛土の流出

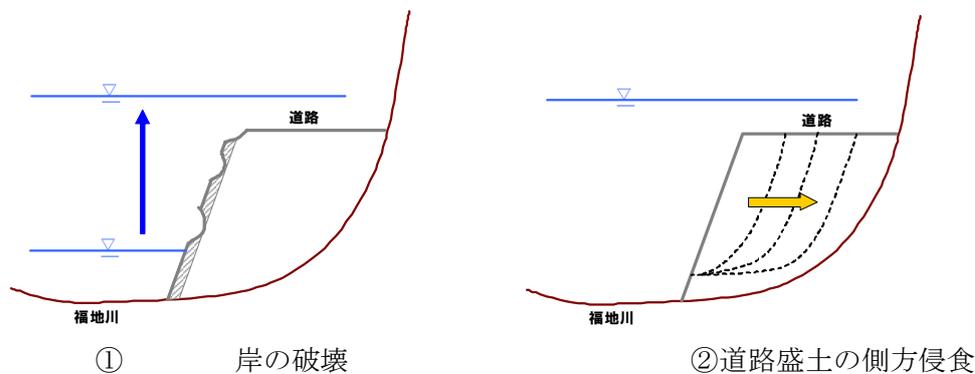


図 3.36 道路流出被災メカニズム

このようなメカニズムの被災では、護岸の安定性は洪水時の侵食作用に対して護岸の保護機能が不足する場合に発生する。今回の豪雨で発生した被災は、福知川護岸に対する外力が護岸の力学的安定性上回っている

たことにより発生したものと考えられる。福知川を流下した洪水は、河床の土砂を巻き込みながら設計外力を大きく上回る外力が護岸に作用した。特に曲線部では護岸背面の吸出が確認されていることから、設計外力を上回る洪水流が大規模な洗掘を発生させ、基礎部分の安定性を大きく損なったことが護岸損壊の引き金となったと推定する。

3.1.3.3 護岸の安定性不足の要因について

一般に、河川護岸の以下の状況で安定性が損なわれる。

- ①河道計画以上の洪水（流体力）が発生した場合
- ②想定される洪水に対して必要な安定性が確保されていなかった場合

上記①については、近年の気象変動に伴う豪雨災害の多発に相関する事象であり、今後の河道計画への課題であり、今回の福知川の護岸は①の要因によって発生したものと推定される。

一方、上記②に関連して、河川沿いの道路盛土に対する設計基準の違いがある。道路施設としての護岸（擁壁）と河川護岸の設計標準の一例を示すと表 3.6 のようである。河川沿いの道路盛土の護岸は、河川管理者との協議の上、河川護岸の設計を実施するものとされているが、施工時期が古い護岸では道路擁壁の設計を採用されている箇所が見られ弱点となる可能性もあるため注意が必要である。

なお、参考までに河川護岸の設計手順を図 3.37 に示す。河川護岸の力学的安定性の照査については、大きく「設計条件の設定」と「設計外力の算定、護岸諸元の照査」に分けることができる。「設計条件の設定」については、代表流速と護岸前面の最深河床高を算定する。代表流速の算定では、河道の湾曲部や断面形状なども考慮される。「設計外力の算定、護岸諸元の照査」では、法覆工および付属工、基礎工、根固め工などの安定性検討を行う。ここでは、設計で考慮すべき安定条件（滑動、転動など）、作用する外力（流体力、土圧など）と耐力との力学的なつりあい関係を「構造モデル」の導入により、各モデルごとに示し、設計者がモデルを選択して護岸諸元を算定できる方法が採用されている。

また、各流速に対して、適用可能な護岸種別が表 3.7 のように整理されており、景観や現場要件等も考慮しながら、最適な工法を選定するものとなる。

表 3.6 道路擁壁と河川護岸の設計条件（ブロック積みの場合）³⁾

設計標準	考慮する設計外力	参考図書
道路擁壁	土圧	設計便覧（各地方整備局）
河川護岸	洪水時の流速 護岸前面の最深河床高 土圧	護岸の力学設計法

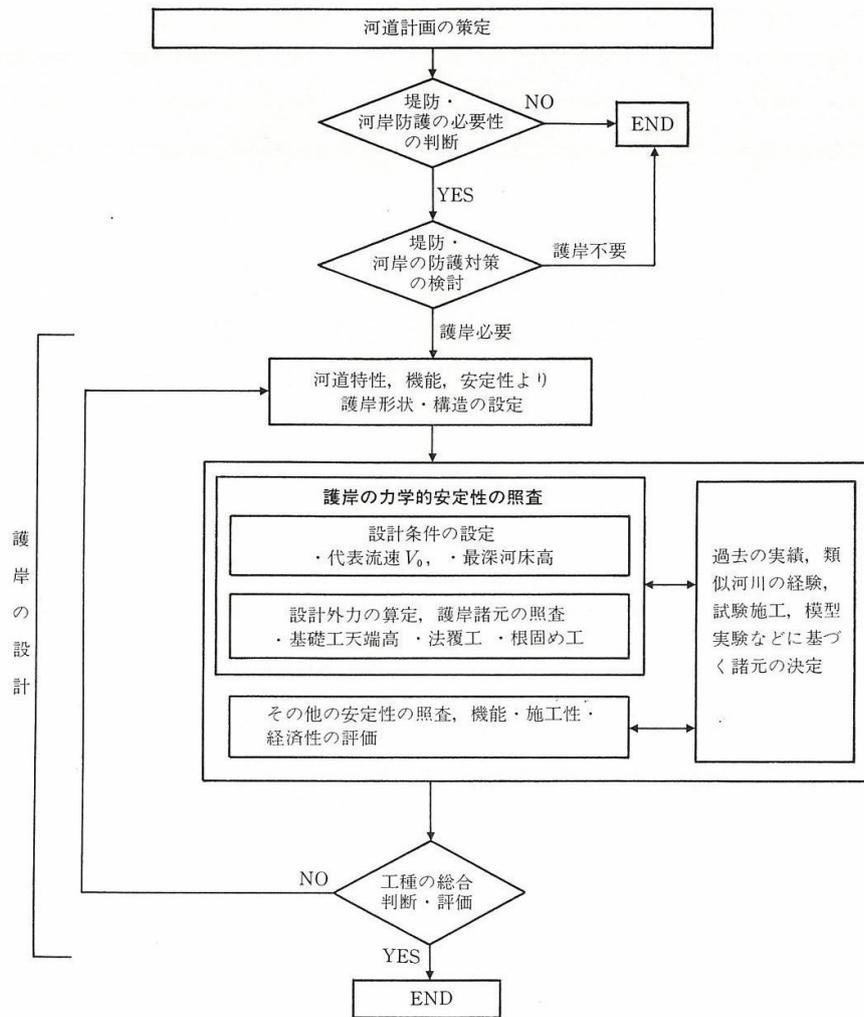


図 3.37 河川護岸の設計手順³⁾

表 3.7 設計流速と河川護岸への適用可能工法事例⁴⁾

工法		設計流速
植生系	張芝	2m/s
シート系	ジオテキスタイル	3m/s
	ブロックマット	4m/s
木系	粗朶法枠	4m/s
	丸太格子	4m/s
	杭柵	4m/s
石系	自然石 (空)	5m/s
	自然石 (練)	4~8m/s
かご系	蛇籠	5m/s
	かご (平張, 多段)	4.5~6.5m/s
コンクリート系	連節ブロック	5m/s
	コンクリートブロック張	4~8m/s
	コンクリートブロック (空張)	5~8m/s
	コンクリートブロック (練積)	4~8m/s

3.2 平成 16 年災害と平成 21 年災害

平成 21 年 8 月 8 日から 11 日にかけて襲来した台風 9 号による被害区域は、5 年前の平成 16 年 9 月に発生した台風 21 号により被害を受けた区域と重複する。本節では両台風によって被害を受けた区域を中心に比較する。

3.2.1 平成 16 年災害の被害状況と復旧状況

図 3.38 は平成 16 年台風 21 号による久崎地区および円光寺地区の浸水被害の状況である。河川湾曲部および河川合流部において流下能力不足により堤防からの越水が生じている。この被害を受けて第 15 回千種川委員会にて各地区の整備計画案が検討されているが、平成 21 年段階では河川堤防高さ等は、平成 16 年の被災時とほぼ同じであり、流木による閉塞で河川の堰上げを発生させた戦橋の撤去が行われている。

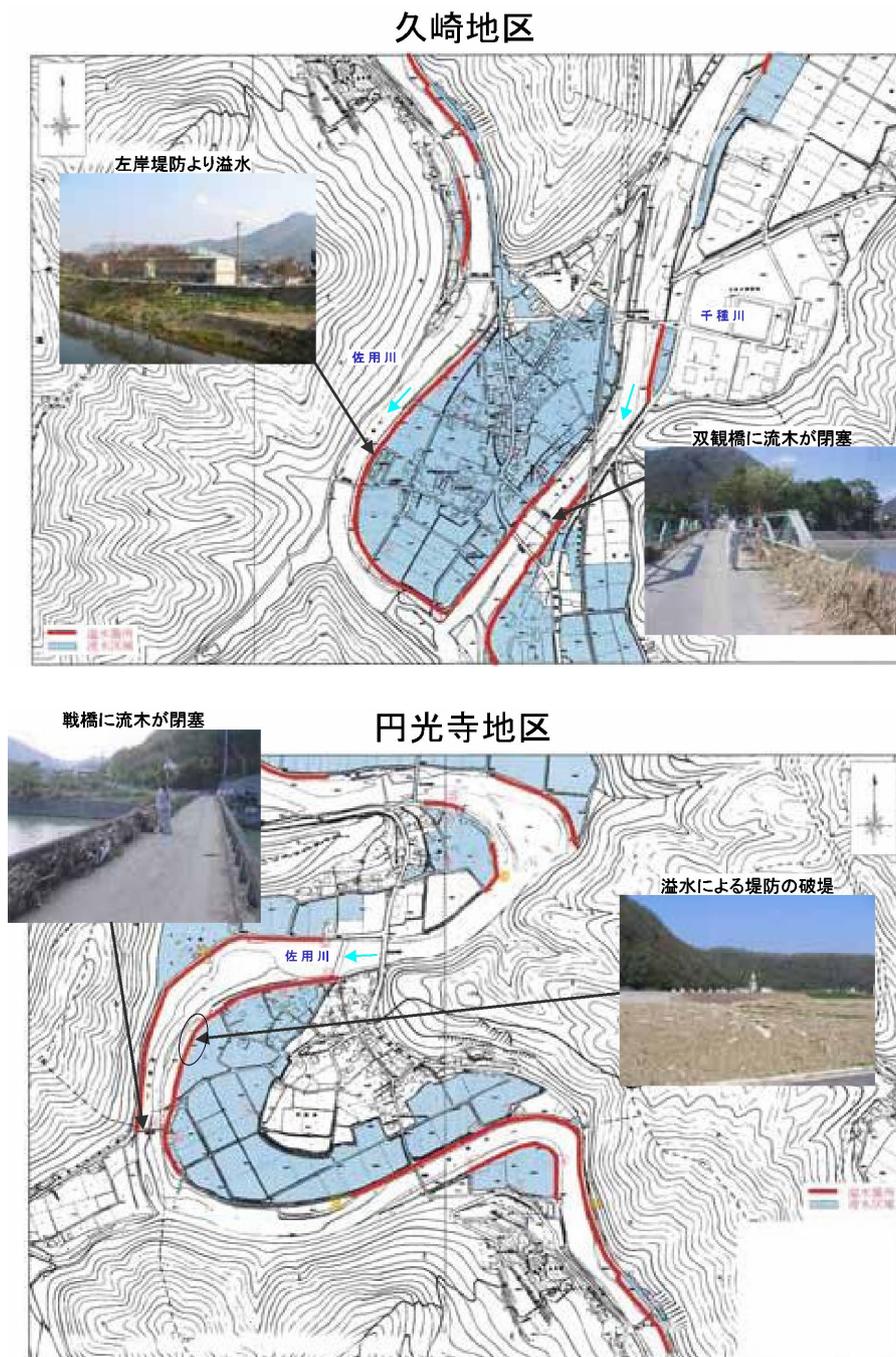


図 3.38 平成 16 年台風 21 号による久崎・円光寺地区の浸水状況⁵⁾

3.2.2 平成16年と平成21年の降雨状況比較

表3.8に平成16年台風21号による降雨状況と平成21年台風9号による降雨状況を示す。また、佐用雨量観測所における降雨観測状況を図3.39に示す。最大時間雨量、最大24時間雨量ともに平成21年台風9号時が平成16年台風21号時を上回っている。特に佐用雨量観測所においては既往最大24時間雨量であった平成16年台風時の187mmに対し327mmと、平成21年台風による降雨量が大幅に上回っている。また、地域防災計画対象降雨が確率年1/100に対し265mm/日であることから、平成21年台風9号による降雨は、佐用地区、円光寺地区において想定を越える降雨であったことが分かる。

表 3.8 主な地点の降雨状況

平成21年台風9号時					
佐用 (佐用川)	円光寺 (佐用川)	上石井 (佐用川)	三河 (千種川)	千種 (千種川)	上野 (引原川)
(82) 327	(70) 273	(62) 270	(54) 262	(71) 251	(48) 235
平成16年台風21号時			上段 () : 最大時間雨量		
(37) 187	(36) 200				下段 : 最大24時間雨量

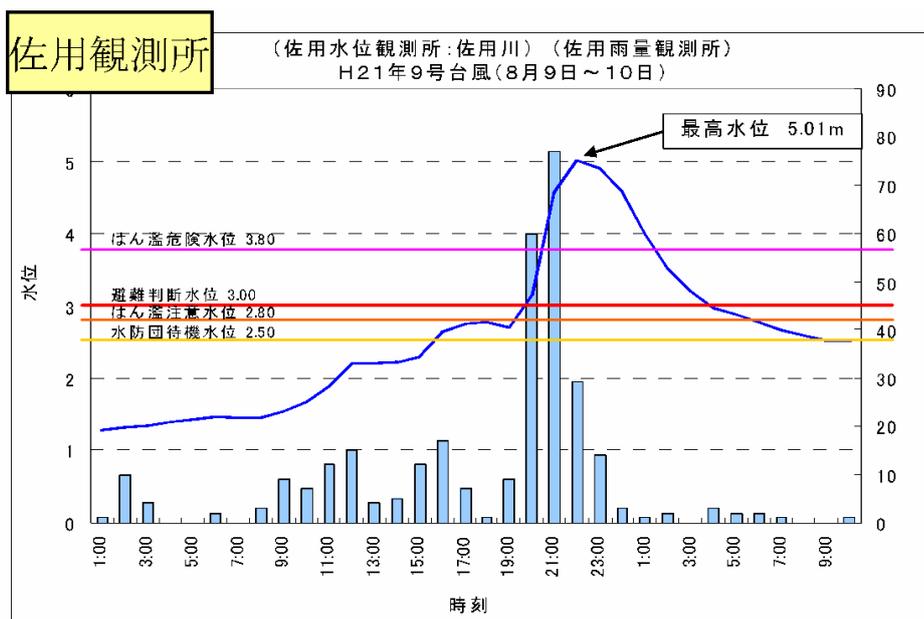
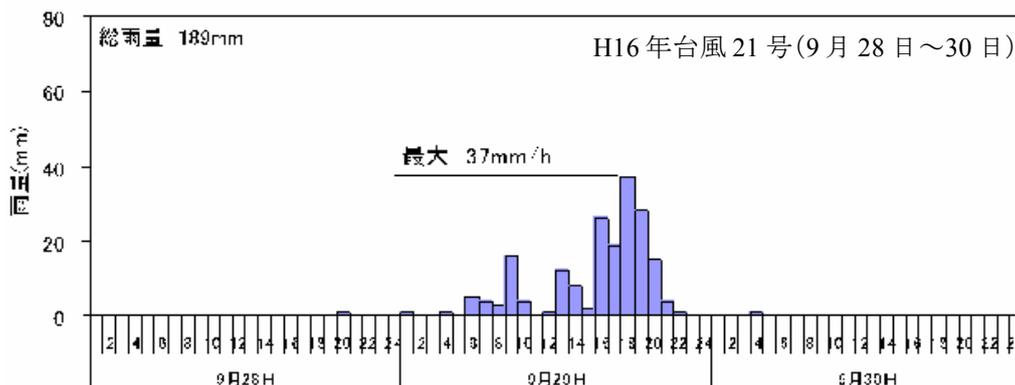


図 3.39 佐用雨量観測所における平成16年および平成21年の降雨状況^{5),6)}

3.2.3 平成 21 年の被害状況

3.2.2 節にて示したように平成 16 年台風 21 号時に比べて大幅に降雨量が上回ったため、佐用地区、円光寺地区において台風 21 号での災害を上回る浸水被害が生じた。平成 21 年台風 9 号時の浸水状況を図 3.40 に示す。図 3.38 の平成 16 年台風 21 号時浸水状況よりもさらに広範囲のエリアで浸水が生じている。この結果、佐用町における床上浸水は平成 16 年が 70 棟に対し、平成 21 年では 160 棟に増加した^{5),7)}。

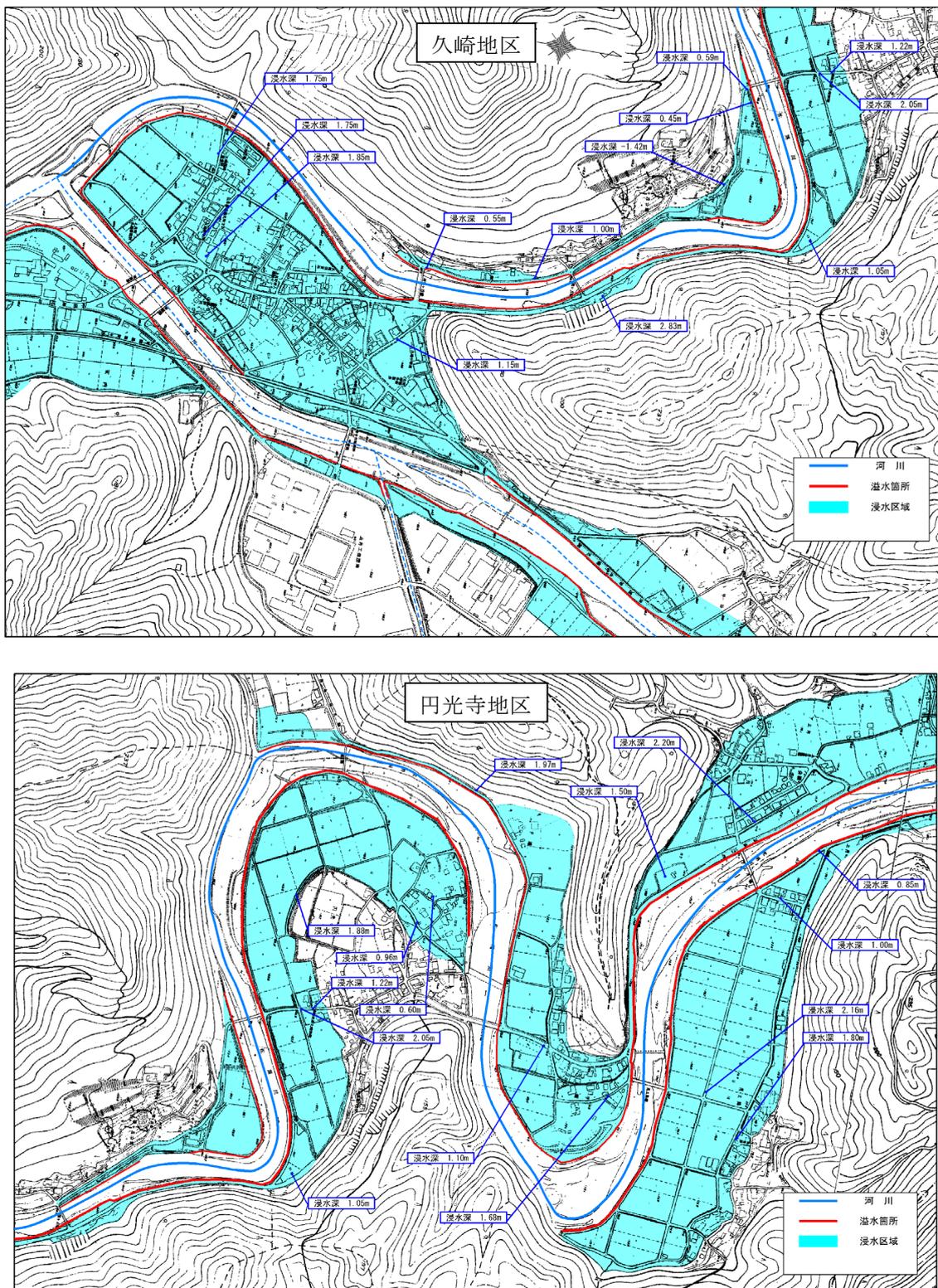


図 3.40 平成 21 年台風 9 号による久崎・円光寺地区の浸水状況(兵庫県提供)

3.3 地盤形成の履歴による地形地質特性と被害について

3.3.1 千種川上流域および佐用川流域の地形の特徴

当該流域は主として500m以下の高度の山地からなる西播山地⁸⁾に属する。千種川の上郡地区付近では高度が低下し、300~400mの山地・丘陵で構成される。川沿いでは局部的起伏が大きく、30°以上の急傾斜が形成される地区が広く見られる。これら山地・丘陵の頂部には緩傾斜かつ起伏が小さい高原状の平坦地が存在する。辻村⁹⁾はこの平坦地（準平原）については、断層活動により分離、隆起したものであるとし、開析を受けて、急傾斜部分が形成されているとした。

千種川上流域および佐用川流域では流路に沿って、階段状の河岸段丘が形成されている。この河岸段丘は気候変動（超長期スケール（数万年オーダー））に伴い、山間地における土砂生産量ならびに河川の運搬量（流水力）の変化すること、および、地殻変動などに関係して形成される¹⁰⁾。寒冷期には、山間地において土砂が活発に生産され、山麓および河床に堆積し、温暖期には、その堆積物が河川流により移動すると推察される。段丘の表面はそれぞれの時期に河川が流れていた部分であり、その後の隆起や、気候変動の結果として河床が段丘面に切りこんで形成される。このため、より高位に位置する段丘がより古い時代に形成されたものと考えられる¹⁰⁾。当該地域では段丘の発達が悪い。千種川上流域および佐用川流域では、一般的に河床上3~5m程度の高さのところの谷底平野が形成されており、それより上位に河岸段丘がある。千種川は河岸段丘が比較的発達しており、断続しながら、高位~低位の段丘が、ほぼ現河床断面と平行するような形で分布している。佐用川では段丘は全般に河床からの比高が小さい、すなわち、浸水深が大きい洪水の場合、段丘面（低位）にも被害が及ぶ可能性がある。

現河川による沖積作用が及ぶ谷底にある平坦面は谷底平野と呼ばれる。谷底平野は、一般的には河川に沿って流下方向に1~3°の傾きがあり、当該地域のように急傾斜地が多く占める地域では、この緩勾配エリアに降雨等の水が集中することが容易に推察される。自然堤防、旧河道などは小規模なものがみられるのみで



図 3.41 千種川上流域および佐用川流域における地形区分図^{10), 4)} (土地分類基本調査：図幅「佐用・坂根」および「上郡」の地形区分図を統合し、当該地域部分を抜粋)

表 3.9 千種川上流域および佐用川流域における地形区分^{10), 4)}

大区分	小区分	細区分
播但山地	西播山地	土万山地
		新宮山地
		船岩高原
		富満高原
		船坂高原
		三濃・大蔵山山地
西播丘陵		佐用丘陵
低地	千種川低地	佐用低地
		千種川上流低地
	揖保川低地	上郡低地
		揖保川上流低地
		栗栖川低地

ある¹⁰⁾。傾斜区分の割合については後述する。

この地域を構造線、河川および地形的性格における顕著な差異を指標として地形区を設定し^{10), 11)}、図3.41及び表3.9に示す。

3.3.2 地形分類図

土地分類基本調査：図幅「佐用・坂根」¹⁰⁾および「上郡」¹¹⁾の地形分類図を統合し、当該地域部分を抜粋した分類図を図3.42に示す。以下に地形区分（表3.9）により設定されたそれぞれの地形区について特徴を以下にまとめる。

山地

○四万山地・新宮山地

山崎断層および北南に区分される山地地域である。標高は400～500m前後であり、山麓の一部には開析され、形成された扇状地が存在する。

○岩船高原・富満高原・船坂高原・三濃・大蔵山山地

千種川などの川沿いの急斜面に囲まれ、高度は300～500mで、局部起伏100m（比高）の波状の起伏を有する山地である。中国隆起準平原面の一部で、吉備高原面に続くものと思われる¹⁰⁾。高原上に分布する小起伏地およびその間の浅い谷間を利用して水田耕作が行われ、古くから集落も形成されている。南部地域の山地・高原ほど、より開析作用を受け、侵食されている傾向が見られる。

丘陵

○佐用丘陵

山崎断層以南、千種川以西の400～500m程度の山頂高度の丘陵である。山頂部に定高性のある平坦面が形成されており、小規模な谷が発達している。

低地

○佐用低地

久崎から上月地区にかけての峡谷部分より北に位置する、幅700～800m程度の低地である。谷底の高度は650～100m程度である。河岸段丘（高位～低位段丘：高い段丘ほど形成された年代が古い）が断片的に分布している。

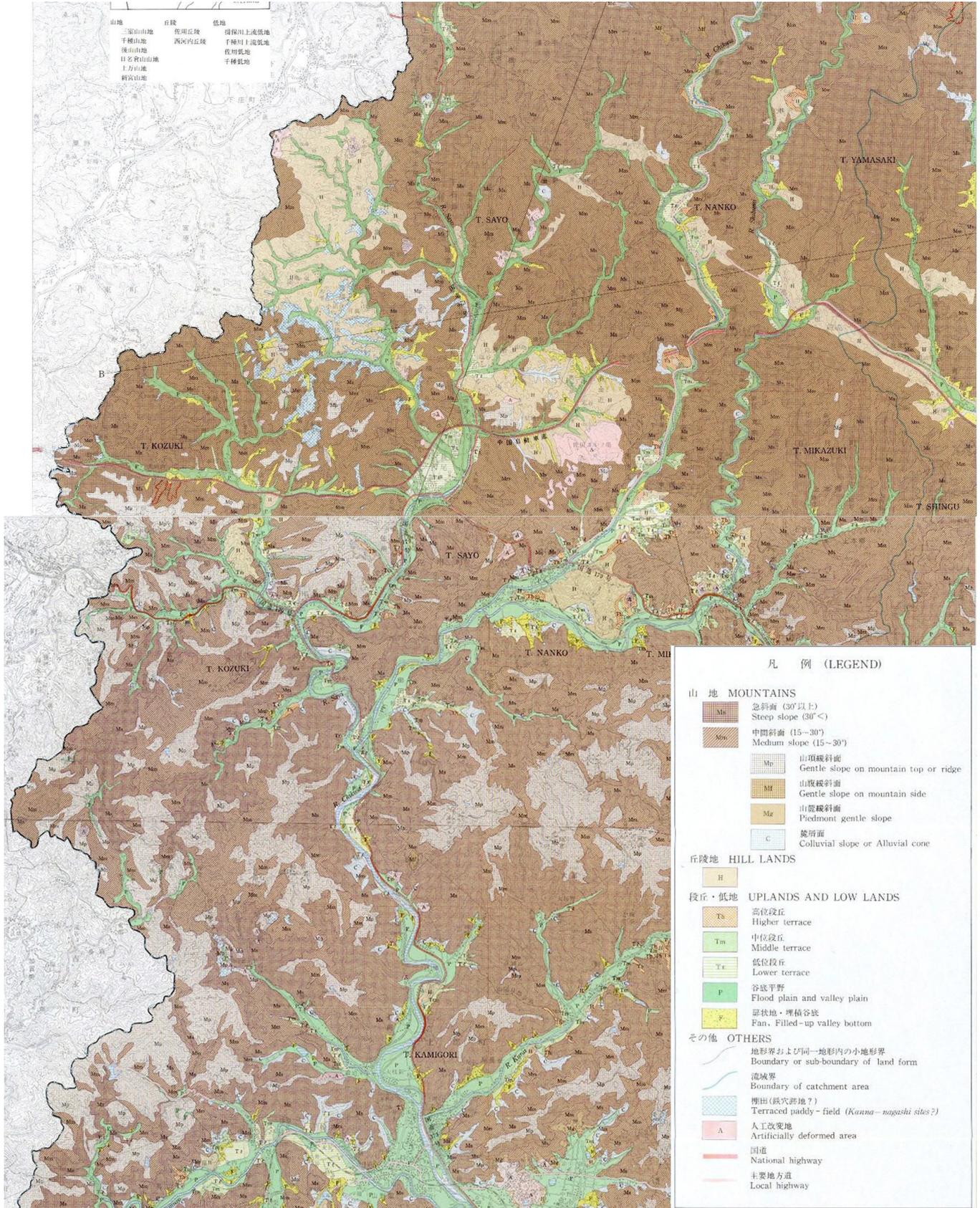


図 3.42 千種川上流域および佐用川流域の地形分類図^{10), 11)}

○千種川上流低地

千種川流域は下流部のデルタ地区，中流部の有年～上郡地区，そして久崎以北の上流部に区分でき，千種川上流低地はその上流部に当たる．低地の高度は100～150mである．谷底平野と段丘をふくめた幅は500m程度と狭い．河岸段丘は比高1～2mの小崖によって2段に区分される^{10), 11)}．

○上郡低地

千種川流域の中流域に当たる．沿川低地の標高は25～55mであり，上郡町大持付近にまとまった低地が見られ，ここでは本川に鞍居川，安室川の二支川が合流し，幅1.5km程度の谷底平野を形成されている．千種川沿いでは河岸段丘は顕著ではない¹¹⁾．

○揖保川上流低地

揖保川の上流域に当たり，谷底の高度は下流側で150m，上流側で250mである．段丘の発達する地域もある．また，この低地に張り出す麓斜面や扇状地には段丘化したものもある．低地中にみられる地形には，段丘化した扇状地（開析扇状地），緩扇状地，谷底平野，自然堤防，旧河床などが見られる¹¹⁾．

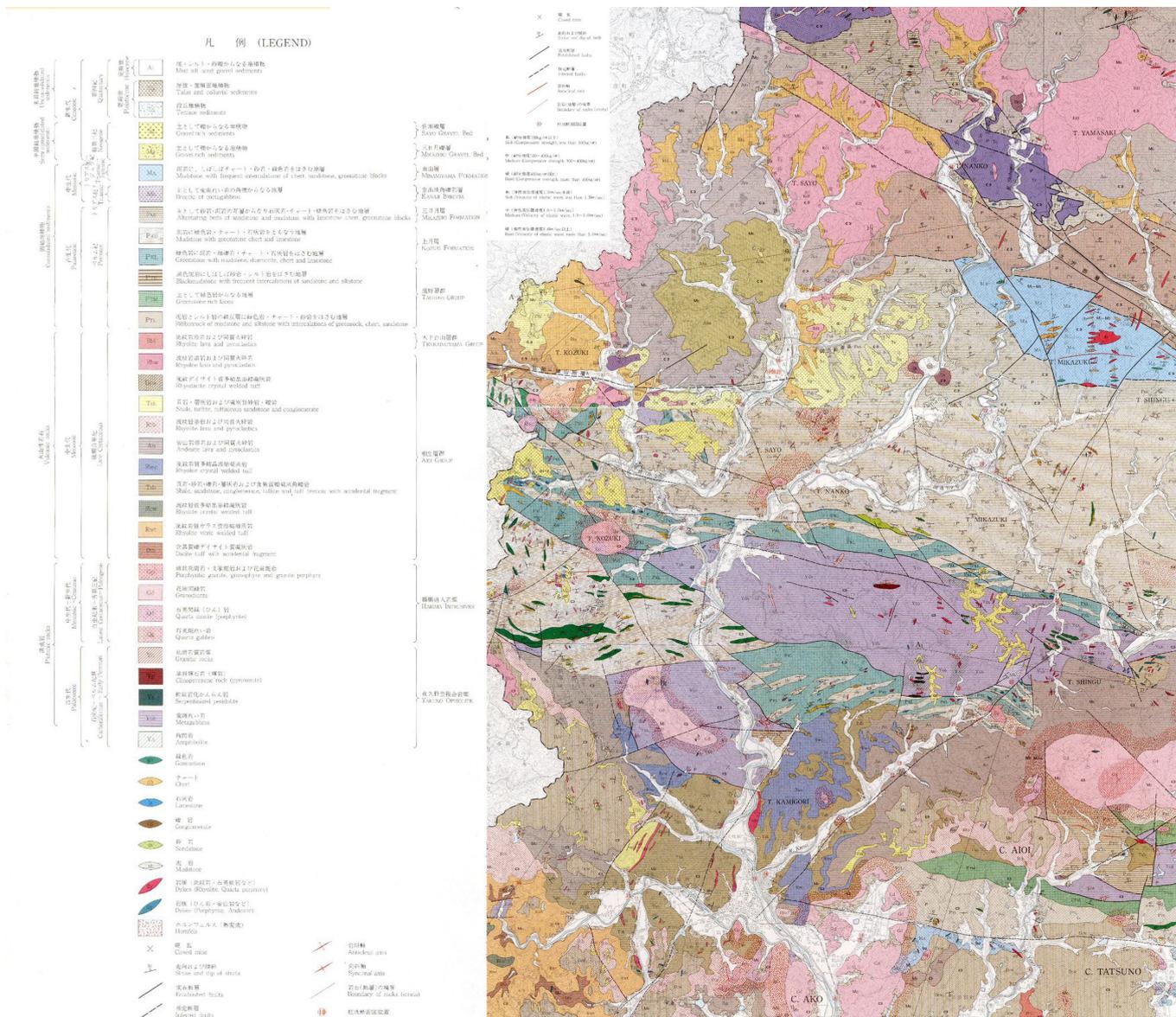


図 3.43 千種川上流および佐用川流域の表層地質図^{10), 11)}

○栗栖川低地

揖保川の支流栗栖川の沿川に形成される狭く平らな低地である。谷底の幅は300m以下程度で、両側の急傾斜な山地斜面との対照（峡谷底）が顕著である¹⁰⁾。

3.3.3 表層地質

土地分類基本調査：図幅「佐用・坂根」¹⁰⁾および「上郡」¹¹⁾の表層地質図を統合し、当該地域部分を抜粋した分類図を図3.43に示す。ここでは、現河道における堆積物輸送に重点を置くため、表層近くの現世層（沖積層）の地質に関する記載だけにとどめる。

沖積層は砂礫・シルトおよび泥から構成され、当該地域では主として谷底平野に分布する。千種川上流域、佐用川流域では、沖積層は概ね薄く、2～3m程度の厚さである。千種川上流の西河内付近では、泥まじりの砂礫層が層厚1～1.5mで花崗岩体上に堆積している。佐用町平福の佐用川沿いでは約4mの厚さをもち、礫混じり砂、砂礫、泥まじりの砂などから構成される。上月町久崎付近では約3.5～6mの厚さで堆積し、それらの層は礫まじりの砂にシルトを挟む。下流の上郡町域では沖積層厚が増加し、約10mあるいは、それ以上の堆積層が見られる。

沖積層以外の礫・砂・シルトからなる未固結堆積物は段丘、崖錐などを形成している。段丘については、発達した段丘が佐用川流域・千種川流域に存在することは前述のとおりである。層を構成する堆積物は後背地の地質によって異なる。火山岩質の地域では角礫が卓越し、深成岩質の地域では砂やシルト粘土が多い傾向がある。佐用町長尾では基盤岩の上に、約7mの層厚を持ち、砂礫まじりの粘土、シルトが卓越した層が存在する。千種町西河内付近にみられるなだらかな地形は砂鉄採集による人工改変地と考えられる¹⁰⁾。

3.3.3 谷底平野における土地利用のあり方

千種川上流域および佐用川流域における各町の傾斜区分別面積を表3.10に示す。千種川中流域の上郡町を除く他の町では80%以上が15°を越える急傾斜地で占められており、宅地等の人間活動に適した平坦地は当該地域においては非常に限られていることがわかる。

一方で、千種川上流域および佐用川流域の各町の地形区分別面積を表3.11に示す。山地および丘陵地が大部分を占め（60～90%）、山地を縫うように存在する谷底平野に形成される低地や台地は10数%程度にとどまっており、このことから、人間活動に適した平坦地が10数%程度しか存在せず、狭い谷底平野に宅地等の開発が集中することは想像に易い。また、山地（急傾斜地）における降雨は地下への浸透効果が期待され

表 3.10 傾斜区分別面積の市町別内訳（土地分類図付属資料¹²⁾より当該地域部分を抜粋、
上段の値：面積（km²），下段の値：割合（%））

	S ₁ 0～3°	S ₂ 3～8°	S ₃ 8～15°	S ₄ 15～20°	S ₅ 20～30°	S ₆ 30～40°	合計
千種町	3 (3)	7 (7)	5 (5)	58 (54)	28 (26)	5 (5)	106
南光町	7 (14)	2 (4)	1 (2)	24 (48)	12 (24)	4 (8)	50
佐用町	5 (4)	—	2 (2)	82 (71)	24 (21)	2 (2)	115
上月町	7 (8)	—	22 (24)	46 (51)	12 (13)	4 (4)	91
三日月町	4 (8)	—	11 (22)	25 (50)	10 (20)	—	50
上郡町	23 (15%)	—	42 (28%)	44 (29%)	33 (22%)	8 (5%)	150

るが、今回生じた集中豪雨のような降雨イベントであれば、地盤への地下浸透の許容量には限界があり、浸透しない雨水は谷底平野を流れる河川に集中する。上述のような谷底平野の面積が狭く、そこに人口・資産が低地に集中する地形条件、および、想定雨量よりも大きい超過洪水の発生が相まったことが、今回の台風9号による浸水被害の甚大にした一つの要因として考えられる。

表 3.11 地形区分別面積の市町別内訳（土地分類図付属資料¹²⁾より当該地域部分を抜粋、
上段の値：面積（km²），下段の値：割合（%））

	山地			丘陵地		台地			低地			合計	
	大起伏	中起伏	小起伏	山麓地	大起伏	小起伏	上位	中位	下位	扇状地性	三角州性		自然堤防
千種町	33 (31)	41 (39)	18 (17)	6 (6)	1 (1)	1 (1)	—	—	—	5 (5)	—	—	105
南光町	—	4 (8)	29 (58)	—	5 (10)	—	—	1 (2)	2 (4)	9 (18)	—	—	50
佐用町	—	9 (8)	60 (51)	—	34 (30)	—	—	1 (1)	1 (1)	10 (9)	0	—	115
上月町	—	—	60 (66)	—	21 (22)	—	—	—	—	6 (7)	5 (5)	—	91
三日月町	—	—	40 (80)	—	3 (6)	—	—	1 (2)	1 (2)	6 (12)	—	—	50
上郡町	—	—	122 (81)	—	5 (3)	1 (1)	—	—	—	4 (3)	19 (13)	—	150

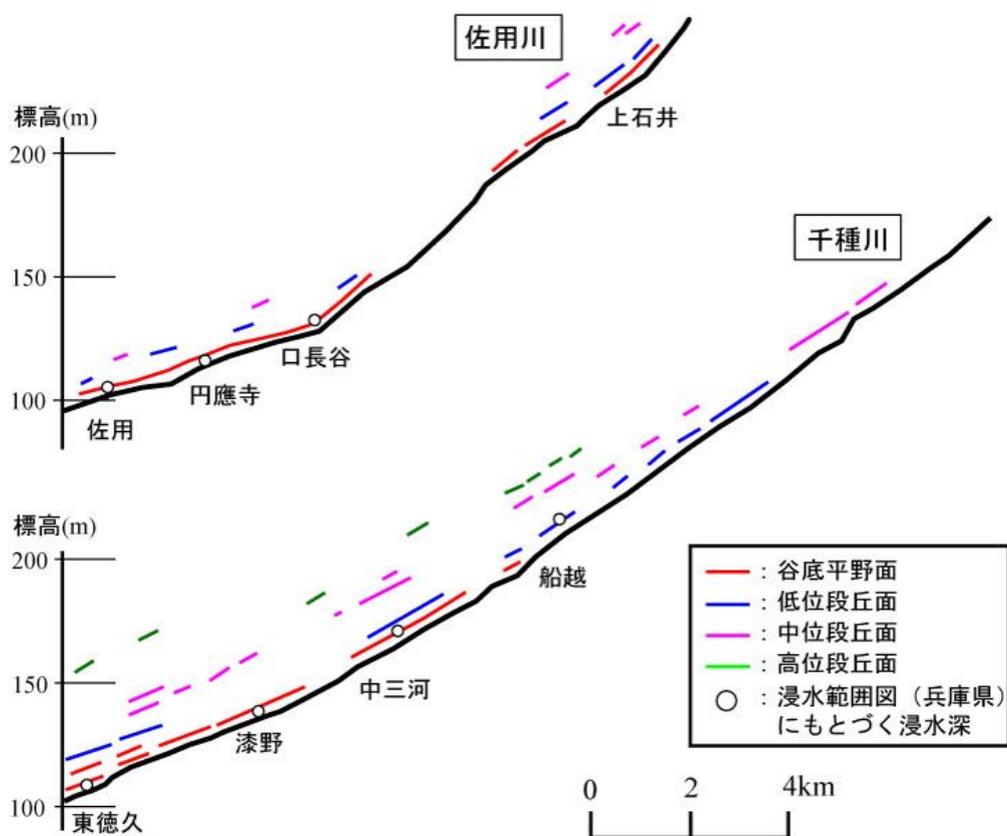


図 3.44 千種川上流域および佐用川流域の河川縦断面と河岸段丘位置¹⁰⁾
(台風9号による浸水深¹²⁾を併示)

千種川上流域および佐用川流域の河床縦断面および河岸段丘面の位置¹⁰⁾を図3.44に示す。また、台風9号による浸水深¹²⁾を併示した。どちらの流域においても、谷底平野面（現河川の氾濫原面）は浸水しているが、河岸段丘面（低位面）までは至っていない（比高は1～2m程度）。土地基本分類調査^{10),11)}が実施される80年代は高度経済成長が盛んな時期であったが、千種川の氾濫に対しては比較的安全な位置に商業地や集落が形成されていたようである¹¹⁾。その後、現在に至るまでの間に、洪水に対して比較的安全な緩斜面に形成されていた集落が、低平地を通る国道や鉄道沿線に拡大した。特に国道に沿った水田は街村化され、住宅地が開発されてきた。その結果、谷底平野面での浸水被害ポテンシャルが増大したと考えられる。集中豪雨の発生時に周囲の山地から雨水が一気に集中する谷底平野においては、堤防の設置・かさ上げ、河道の浚渫（計画高水流量の増加）等のハード面（構造物）による治水対応には限界があり、抜本的な解決策にはならないと考えられる。

地球温暖化による気象イベントの極端化が叫ばれる昨今、超過洪水に対する被害を軽減するためには、狭隘部に形成された谷底平野面における宅地化の制限や平屋家屋の建設の制限（生活空間を地階に設けさせない）等、土地利用の在り方を考え直す必要がある。

3.4 河道の変化と潜在的な災害危険度

3.4.1 はじめに

洪水や地震などによる災害の繰り返し周期は、私たち人間の寿命と比較すると、非常に長く、数百年、数千年のオーダーである。そのため、地域の自然災害の危険性を正しく評価するためには、その地域に住む個人の経験だけではなく、その地域の自然災害の歴史や流域地盤の成り立ちを理解することが肝要である。そこで本章では、航空写真を用いて戦後の河道の変化を明らかにし、その観点から本災害の流域の潜在的な災害危険度がどうであったのか分析する。対象とする河川は、人的被害が最大となった本郷地区の幕山川と家屋の浸水被害が大きかった久崎地区の佐用川千種川の合流域周辺の河川とする。

3.4.2 空中写真

検討に用いるデータは、国土地理院がウェブ上で公開している空中写真であり、全国土を対象に戦後から繰り返し撮影された空中写真を国土変遷アーカイブ事業でデジタル化したデータである。本章の検討に用いたデータは本郷地区と久崎地区が写っている空中写真で、表 3.11 の通りである。戦後米軍が撮影したものが最も古く、最近のものとしては5年程度前に国土地理院が撮影した写真を用いた。空中写真は、コントラストや明るさの補正を行い、河道を抽出しやすくする処理を行って利用した。

表 3.12 使用する幕山川、佐用川流域の空中写真の一覧

幕山川（本郷地区）		佐用川千種川（久崎地区）	
撮影年月日	撮影実施機関	撮影年月日	撮影実施機関
1948/01/21	米軍	1948/01/21	米軍
1971/04/27	国土地理院	1964/05/07	国土地理院
2005/04/19	国土地理院	1971/04/27	国土地理院
		2004/04/15	国土地理院

3.4.3 幕山川の河道の変化

本郷地区の空中写真（補正済み）に幕山川の河道を白色ラインでトレースした画像を図 3.45 に示す。撮影範囲が一枚一枚異なるため、本郷地区全域を表示できていない写真も存在するが、戦後、中国自動車道が開通するようになった様子や水田が市街地化している様子を読み取ることができる。

次に、トレースした幕山川の河道を回転や拡大縮小をして、国土地理院 2 万 5 千分 1 地図（平成 13 年度調査）に重ねた（図 3.45）。赤丸をした場所が町営住宅の位置であり、バツ印は町営住宅の住民が避難中に流された場所である。避難所となっていた図中の「文」の記号のある学校へ向かっていたと思われる。1948 年とそれ以降で、河道に大きな変化を読み取ることができる。すなわち、1948 年時点では町営住宅周辺で蛇行していた河川が、その後直線化していることが分かる。このことだけから判断することは難しいが、町営住宅周辺は幕山川が氾濫した場合、潜在的に浸水する危険性があると考えられる判断材料にはなる。なぜ、河道が変化したのかについては、さらに調査が必要である。

3.4.4 佐用川千種川の合流域周辺の河道の変化

一方、久崎地区を含む佐用川千種川合流域の空中写真を図 3.46 に示す。越流地点は図中の赤丸の位置である。戦後、両川に囲まれた久崎地区で水田が市街地化している様子が見える。ただし、戦後に限って言えば、幕山川のように河道に大きな変化は見られない。

3.4.5 まとめ

戦後撮影された空中写真を用いて、河道の変化を明らかにした。その結果、佐用川千種川の合流域周辺では大きな変化は見られなかったが、幕山川では町営住宅周辺で大きく変化していることが分かった。これは、河川が氾濫した場合、浸水の危険性があると判断する材料として使える。今回は、容易に入手できる空中写真のみを用いたため、戦後に限定した調査となったが、地域の災害危険性をより正確に評価するためには、古地形図などを活用し、さらに歴史を遡り検討しなければならない。



(a) 1948年撮影



(b) 1971年撮影



(c) 2004年撮影

図 3.45 幕山川流域の空中写真

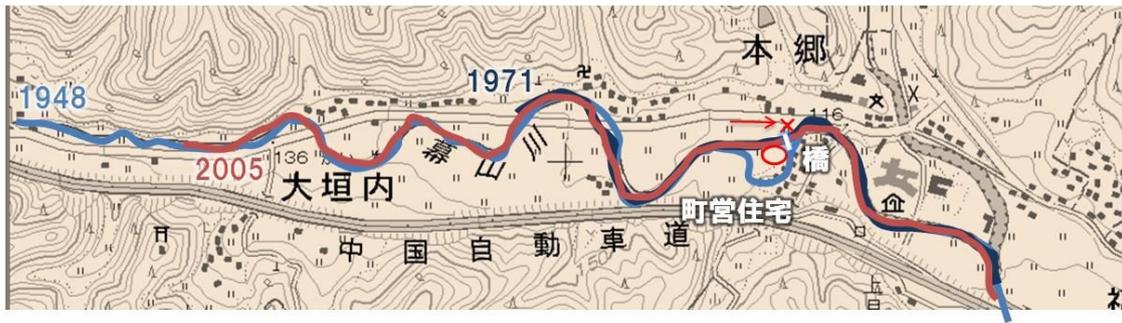


図 3.46 幕山川の河道の変化



(a) 1946 年撮影



(b) 1964 年撮影



(c) 1971 年撮影



(d) 2004 年撮影

図 3.47 佐用川と千種川合流域の空中写真

第Ⅲ編 土構造物・斜面被害

第Ⅲ編 土構造物・斜面被害

目 次

1. はじめに	Ⅲ-1
2. 斜面崩壊発生箇所の特徴	Ⅲ-2
2.1 当該地域で過去10年間に発生した主な斜面崩壊	Ⅲ-2
2.1.1 平成16年台風による斜面崩壊事例	Ⅲ-3
2.1.2 平成18年豪雨による斜面崩壊事例	Ⅲ-3
2.2 台風9号による斜面崩壊発生箇所	Ⅲ-5
2.3 斜面崩壊箇所と降雨状況	Ⅲ-7
2.4 斜面崩壊箇所の地質的特徴	Ⅲ-8
2.5 斜面崩壊箇所の地形的特徴	Ⅲ-9
2.5.1 調査項目	Ⅲ-9
2.5.2 調査結果	Ⅲ-11
2.6 過去の斜面崩壊発生箇所と今回の斜面崩壊発生箇所の比較	Ⅲ-15
2.6.1 平成16年台風による風倒木被害箇所と今回の斜面崩壊発生箇所との比較	Ⅲ-15
2.6.2 平成18年7月豪雨による斜面崩壊発生箇所 と今回の斜面崩壊発生箇所ならびに地形的特徴の比較	Ⅲ-16
2.6.3 風倒木被害地で発生する崩壊に関する考察	Ⅲ-19
2.7 まとめ	Ⅲ-20
参考文献	Ⅲ-20
3. 斜面災害ならびに土石流災害の事例	Ⅲ-22
3.1 佐用町仁位地区の災害事例	Ⅲ-22
3.1.1 地形・地質概要	Ⅲ-22
3.1.2 崩壊の状況と原因	Ⅲ-23
3.2 佐用町奥海地区の災害事例	Ⅲ-27
3.2.1 地形・地質概要	Ⅲ-27
3.2.2 崩壊の状況と原因	Ⅲ-28
3.3 佐用町上石井地区の災害事例	Ⅲ-30
3.3.1 地形・地質概要	Ⅲ-30
3.3.2 斜面崩壊の状況	Ⅲ-31
3.3.3 崩壊の原因	Ⅲ-32
3.4 宍粟市福知川周辺の災害事例	Ⅲ-34
3.4.1 地形・地質概要	Ⅲ-34
3.4.2 斜面崩壊の状況	Ⅲ-35
3.4.3 既設法枠工の被災状況	Ⅲ-36
3.4.4 崩壊の原因	Ⅲ-36
3.5 朝来市神子畑川周辺の災害事例	Ⅲ-38
3.5.1 地形・地質概要	Ⅲ-38

3.5.2	土砂災害状況	III-39
3.5.3	土砂災害発生の特徴及び原因	III-44
3.6	まとめ	III-46
	参考文献	III-46
4.	豪雨時に効果を示した斜面对策工および土石流対策工の事例	III-47
4.1	宍粟市一宮町杉田地区～谷止工、山腹工の効果事例～	III-47
4.1.1	地形・地質概要	III-47
4.1.2	対策工の概要	III-48
4.1.3	対策工の効果と周辺の山腹崩壊の状況	III-49
4.1.4	考察	III-51
4.2	佐用町桑野の事例	III-52
4.2.1	地形・地質概要	III-52
4.2.2	対策工の概要	III-53
4.2.3	豪雨時の対策工の効果	III-54
4.3	朝来市佐囊 大谷川の事例	III-56
4.3.1	対策施設概要	III-56
4.3.2	整備効果	III-57
4.4	長大のり面(アンカー工)の事例	III-58
4.5	盛土の防水工の事例	III-61
4.5.1	事例概要	III-61
4.5.2	排水対策工の概要	III-61
4.5.3	排水対策工の効果の検証と考察	III-64
4.6	まとめ	III-65
	参考文献	III-65
5.	斜面の崩壊メカニズムに関する一考察	III-66
5.1	佐用町上石井地区での現地試料採取	III-66
5.2	室内試験	III-67
5.2.1	試験試料	III-67
5.2.2	室内せん断弾性波速度測定試験	III-69
5.2.3	定圧一面せん断試験	III-72
5.3	崩壊メカニズムの推定	III-78
	参考文献	III-79

第Ⅲ編 斜面・地盤構造物被害

1. はじめに

斜面・地盤構造物の被害状況については、調査団の団員が直接現地調査を行うとともに、兵庫県よりの提供資料により、被害の状況を把握することができた。今回、集中豪雨が発生した兵庫県の西播磨地域では、平成16年においても台風23号通過時に集中豪雨が発生しており、第2章で述べるように100箇所以上の斜面崩壊が発生している。今回の台風9号による豪雨は、それを上回るものであり、西播磨地域だけではなく、北播磨地域や但馬地域の一部においても短時間豪雨によって甚大な被害が発生した。本編では、主として斜面崩壊ならびに土石流災害について述べることにし、限定的ではあるが調査団の現地調査によって把握されたことを中心に述べ、あわせて兵庫県より提供していただいた資料を基に被害の詳細を述べることにする。

本編の構成としては、今回の集中豪雨によって発生した斜面崩壊の特徴を明らかにするために、過去の事例や地形的特徴などについて整理した結果について、2章で述べることにする。同章では当該地区で発生した過去10年間の主な斜面崩壊について述べるとともに、降雨と斜面崩壊発生箇所との関係ならびに地形・地質状況との関わりについて述べる。あわせて、これらをまとめることによって浮かび上がってくる過去の災害との相違点などについて述べる。

次の3章では、調査団が現地調査を実施した箇所について、各箇所毎に現地状況を中心に崩壊の状況、崩壊のメカニズムなどについて考察を加えることにする。調査団の現地調査は目視によるものであるために、得られる情報は限られたものとなる。それを補強するために兵庫県ならびに関係市町で進められている災害復旧のための測量・地質調査・土質試験・対策設計を入手して、それらの情報も加えて崩壊メカニズムなどを推定している。

斜面災害防止に向けた対策では、ハード対策が中心となる。我が国のような急峻な斜面を多く抱える国土にあっては、常に斜面災害と向き合わなければならない。我が国においても先人の方々が努力してこられたおかげで、旧来に比べると斜面災害に対して強い国土となってきている。これは各種対策工が施されてきたことによるものであり、今回の集中豪雨に際しても有効に作用した対策工は数多く存在する。4章では、それらの実例を示し、土砂災害防止対策工の必要性について述べる。

最後に5章では、1箇所のみではあるが、今回斜面崩壊が発生した箇所で実施した各種調査、試験結果を示し、それらに基づいて斜面崩壊のメカニズムについて考察を加えている。

平成21年12月7日

社団法人地盤工学会関西支部

平成21年台風9号による地盤災害調査団

土構造物・斜面被害調査グループ

南部 光広

2. 斜面崩壊発生箇所の特徴

台風 9 号により、兵庫県佐用郡佐用町、宍粟市を中心として数多くの斜面崩壊が発生した。まず、当該地域で過去に発生した崩壊について調査を行った。次に今回発生した斜面崩壊地の発生箇所等の特徴を明らかにするため地形、地質等の整理を行った。その結果と過去の崩壊事例等を比較することによって、今回発生した斜面崩壊の特徴について考察を加えた。また、今回発生した崩壊地の代表的なものについては、3 章以降で詳細に記述する。

2.1 当該地域で過去 10 年間に発生した主な斜面崩壊

当該地域(西播磨地域)で過去 10 年間に発生した主な斜面崩壊事例について、神戸海洋気象台の気象統計情報・資料災害年表(平成 11～15 年)¹⁾から佐用町(旧町名：上月町・南光町・三日月町)、宍粟市(旧町名：山崎町・一宮町・波賀町・千種町)で発生した斜面崩壊に関する記事(たとえば、崖崩れ、山腹崩壊)を抽出した。なお、平成 16 年に佐用町、宍粟市で発生した斜面崩壊事例は、兵庫県資料²⁾を参照し、平成 17～21 年までは、社団法人治山林道協会資料³⁾を参照した。なお、過去の記録が兵庫県の各県民局ごとに整理されていることから、県民局名で記載した。それぞれの県民局の所管を図 2.1 に示した。

表 2.1 に当該地域で過去 10 年間に発生した主な斜面崩壊事例を示す。表から平成 11 年～15 年までは比較的斜面崩壊に関する記録が少ないことがわかる。これは、当該地域において該当期間内に日雨量 100mm を越すような降雨が少なかった¹⁾ため、斜面崩壊の発生も少なかったと推察できる。これに対し、平成 16 年には台風 16 号、18 号、21 号、23 号と 4 個の台風が兵庫県に接近し、当該地域では、台風 23 号による降雨(佐用：期間降水量 149mm)で斜面崩壊が 114 箇所が発生している。また、台風 16 号、18 号、23 号による強風で立木がなぎ倒される等の風倒木被害が多数発生している。それ以降の斜面崩壊事例としては、平成 18 年に梅雨前線に伴う長雨(山崎：期間降水量 233mm)によって西播磨県民局管内で 57 箇所の斜面崩壊が発生している。

以下に、最近の事例として平成 16 年台風と平成 18 年 7 月豪雨による斜面崩壊事例について記述する。

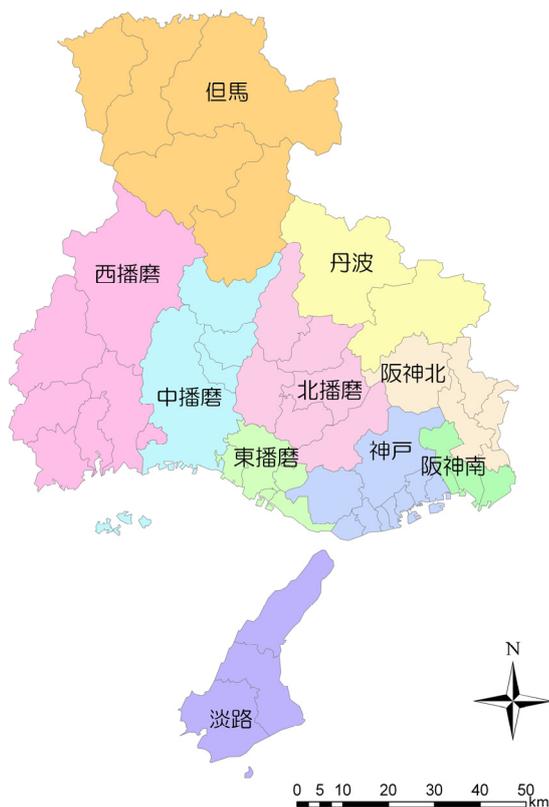


図 2.1 兵庫県の各県民局名称

表 2.1 当該地域で過去 10 年間に発生した主な斜面崩壊事例^{1), 2), 3)}

発生年月日	災害名	異常気象名 (気象要因)	斜面崩壊箇所数	参考記録
H11. 9. 14-15	風水害	大雨・強雨・強風・波浪 (台風 16 号)	西播磨(佐用町)で 1 箇所	期間降水量(14 日 0 時~15 日 24 時) 佐用 136mm
H16. 10. 19-20	風水害	大雨・強雨・強風・波浪 (台風 23 号)	西播磨で 114 箇所	期間降水量(19 日 0 時~20 日 24 時) 佐用 149mm
H18. 7. 12-20	水害	大雨 (梅雨前線)	西播磨で 57 箇所	期間降水量(12 日 0 時~20 日 24 時) 山崎 233mm

2.1.1 平成 16 年台風による斜面崩壊事例

兵庫県²⁾によると平成 16 年台風によって、県内で 917 箇所の斜面崩壊などが発生した。その内但馬地域で全体の半分近くの 425 箇所もの斜面崩壊などが発生している。一方、当該地域(西播磨)での斜面崩壊は、前述したように 114 箇所で全体の 1 割程度であった。当該地域で発生した斜面崩壊を図 2.2 に示す。図に示すように、比較的土砂量の少ない浅い表層崩壊型の崩壊で、周辺には風倒木被害地が確認できる。この風倒木被害地は、兵庫県下では 2,765 箇所発生し、そのうち 1,196 箇所と全体の半数が当該地域で発生している。このことから、平成 16 年台風による当該地域の被害は、県内の他の地域の被害と比較すると斜面崩壊などより風倒木被害が卓越していたことがわかる。この風倒木被害は、主に杉、檜の人工林で発生しており、樹齢 30~40 年の間伐の遅れによりやせ細った人工林が増加していたことが被害が多発した原因と考えられる。被害斜面の方向は北西から北東向き斜面に集中しており、台風の風向に一致する。また、局地風が吹きやすい地形(谷筋、尾根筋の鞍部)等で特に強い突風が吹いたことにより被害が拡大したと報告されている^{3)~8)}。

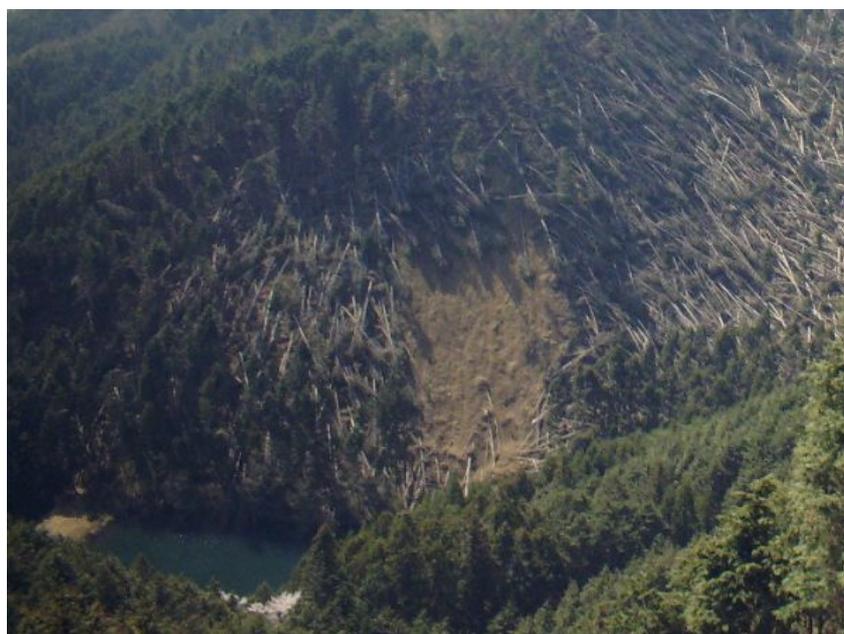


図 2.2 平成 16 年台風によって発生した斜面崩壊の事例

2.1.2 平成 18 年豪雨による斜面崩壊事例

兵庫県³⁾によると平成 18 年 7 月豪雨によって西播磨県民局管内では、57 箇所の斜面崩壊が発生した。その内 47 箇所が平成 16 年度の風倒木被害地で発生しており、全体の 82%を占める。このとき発生した斜面崩壊の状況は、図 2.3 に示すような浅い表層崩壊型の崩壊で斜面傾斜 40°前後の急勾配の直線型斜面で多数発生していた。



図 2.3 平成 18 年 7 月豪雨によって発生した斜面崩壊の事例

2.2 台風9号による斜面崩壊発生箇所

今回の台風9号により発生した斜面崩壊発生箇所の特徴を明らかにすることを目的として、図2.4に示す市町村内で、表2.2に示す現地調査ならびに表2.3に示す53枚の航空写真判読により斜面崩壊発生箇所を特定した。これらの調査範囲と斜面崩壊発生箇所を図2.5に示す。今回の調査により、195箇所の崩壊地が確認された。なお、この箇所数は今回の調査範囲内で確認された数値であり、今回の災害により発生した崩壊地のすべてを表しているわけではない。

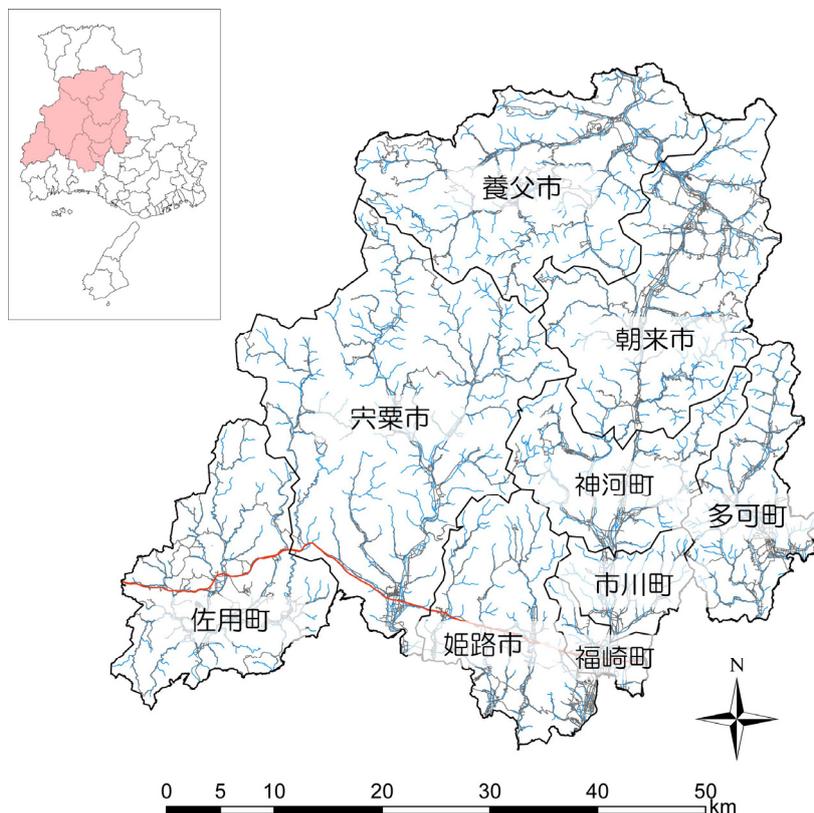


図 2.4 市町村の位置図

表 2.2 現地調査の日程と主な調査地

No.	日程	主な調査地
1	平成 21 年 8 月 22 日	佐用町：仁位・上石井・奥海地区 宍粟市：福知川周辺 朝来市：神子畑川周辺
2	平成 21 年 10 月 21 日	宍粟市：一宮町杉田・潤賀・伊和地区，千種町下河野地区 佐用町：下三河地区
3	平成 21 年 10 月 28 日	佐用町：下庵・井の久保・寺坂峠・豊福・福沢地区

表 2.3 使用した航空写真

地区名	コース番号	縮尺	枚数	写真番号										
				2449	2458	2468	2469	2470	2483					
佐用町	C-1	1:6000	6	2449	2458	2468	2469	2470	2483					
	C-2	1:6000	5	2490	2494	2502	2506	2511						
	C-3	1:6000	1	2547										
	C-6	1:6000	4	2310	2315	2321	2325							
	C-7	1:6000	1	2301										
	C-10	1:6000	1	2263										
宍粟市一宮町	C-1	1:6000	5	2866	2869	2876	2881	2890						
	C-2	1:6000	4	2855	2856	2857	2863							
朝来市	C-1	1:6000	7	2813	2814	2815	2816	2817	2818	2819				
	C-2	1:8000	11	2838	2839	2840	2841	2842	2843	2844	2845	2846	2847	2848
	C-3	1:6000	8	2802	2803	2805	2806	2807	2808	2809	2810			

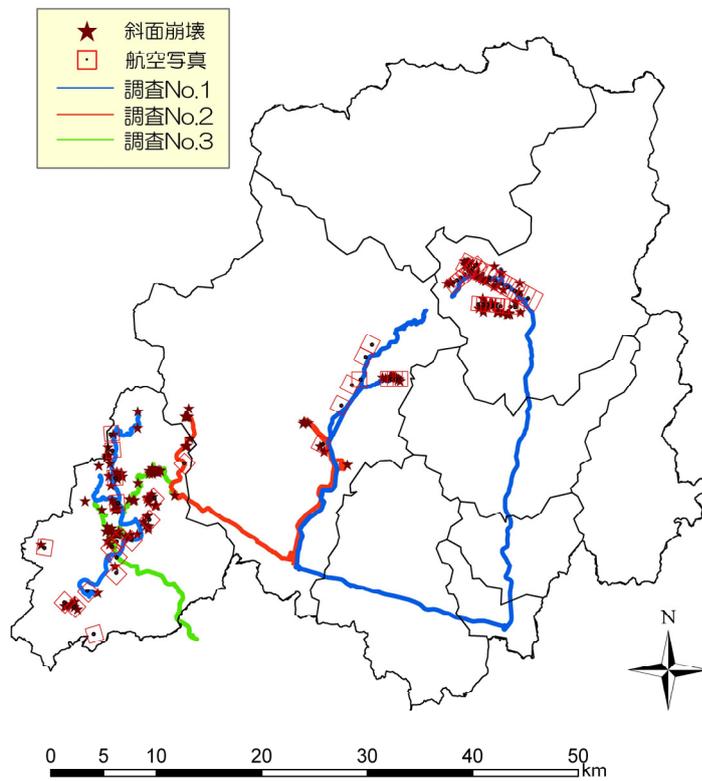


図 2.5 調査範囲と斜面崩壊発生箇所の分布

2.3 斜面崩壊箇所と降雨状況

台風9号による24時間等雨量線と斜面崩壊箇所の関係を図2.6に示す。なお、24時間等雨量線図は、兵庫県の24時間等雨量図(速報)⁹⁾をもとに作成した。図に示すように、24時間雨量が200mm以上の箇所ではほとんどの崩壊が発生していることがわかる。このことから、当該地域周辺では累積雨量が200mm以上になると崩壊が多数発生する可能性が高くなると言える。兵庫県³⁾では、平成16年台風災害以降、ソフト対策として土砂災害警戒避難基準雨量CL(Critical Line：土砂災害発生基準線)を風倒木密度等を考慮して引き下げて運用していた。特に風倒木被害地が多かった佐用町では暫定CL掛率を50%とし、図2.7のとおりで運用していた。今回の降雨は非常に短時間に強い雨を降らせたことから、土砂災害発生基準線の横軸である半減期72時間の実行雨量に24時間雨量300mm、縦軸である半減期1.5時間の実行雨量に時間最大80mmを単純に当てはめると通常の土砂災害発生基準線をも大きく上回っていたと考えられる。

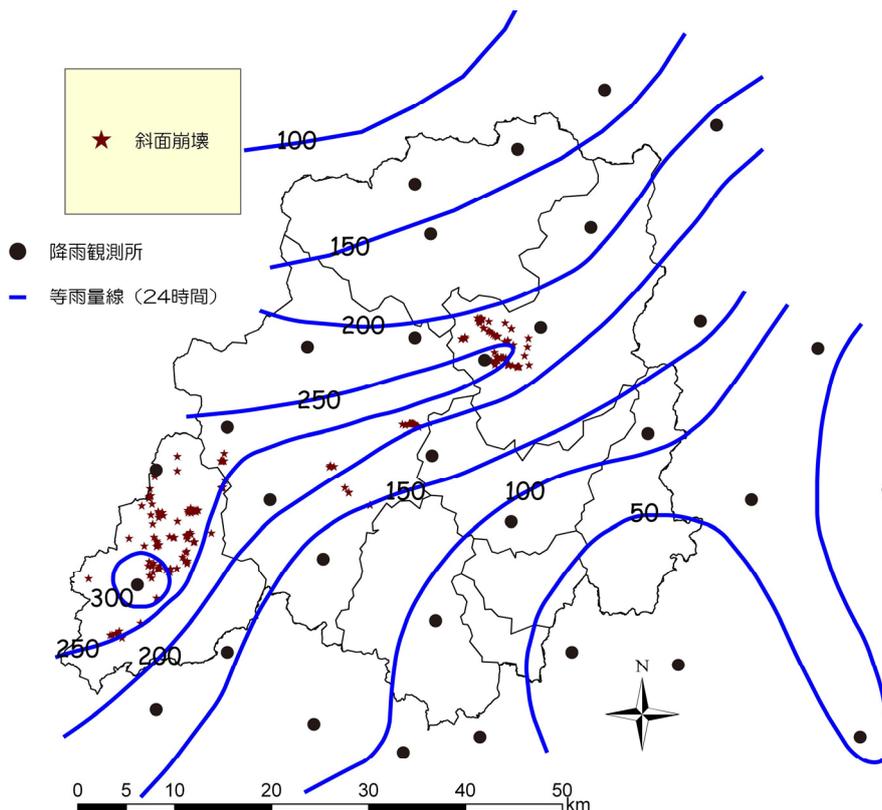


図 2.6 斜面崩壊発生箇所と 24 時間雨量の関係

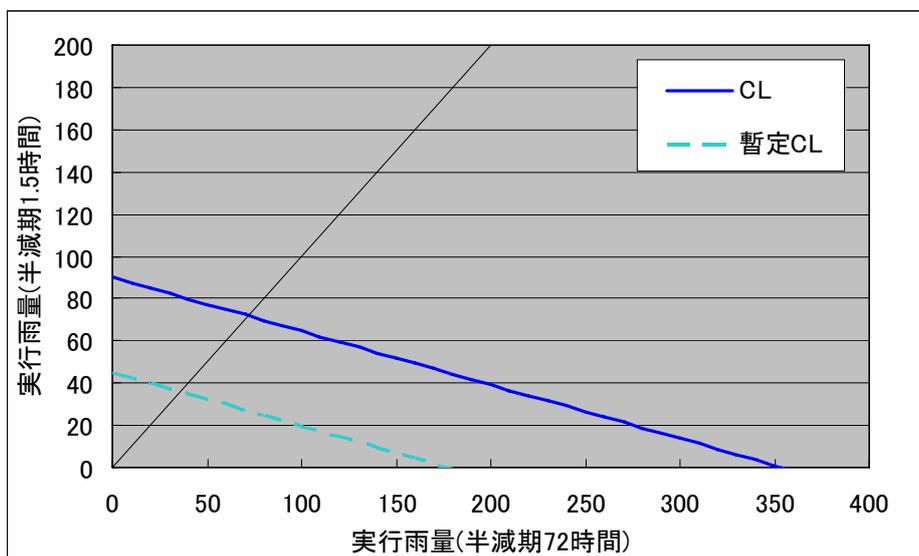


図 2.7 土砂災害発生基準線(佐用周辺)

2.4 斜面崩壊箇所の地質的特徴

当該地域の地質^{10), 11)}と斜面崩壊箇所を図 2.8 に示す。図を参照するとペルム紀の苦鉄質深成岩類 Pap(夜久野岩類斑れい岩 Ygb), 白亜紀後期(K2)の非アルカリ珪長質火山岩類 K2vf(湖東流紋岩・濃飛流紋岩・奥美濃酸性岩類・有馬層群および相当層流紋岩～デイサイト溶結凝灰岩・流紋岩 Ary), 白亜紀後期(K2)の非アルカリの苦鉄質火山岩類 K2vb(湖東流紋岩・濃飛流紋岩・奥美濃酸性岩類・有馬層群および相当層安山岩 Aan)での崩壊が大多数を占めている。しかしながら, 調査範囲が限られていること, 同様の地質が分布する箇所で地形や風化程度の違い等明らかでないこと, 2.5, 2.6 節で述べるように, 降雨状況など他の要因を考慮すると今回の崩壊が, 地質のみの素因で発生していると結論づけることは難しい。

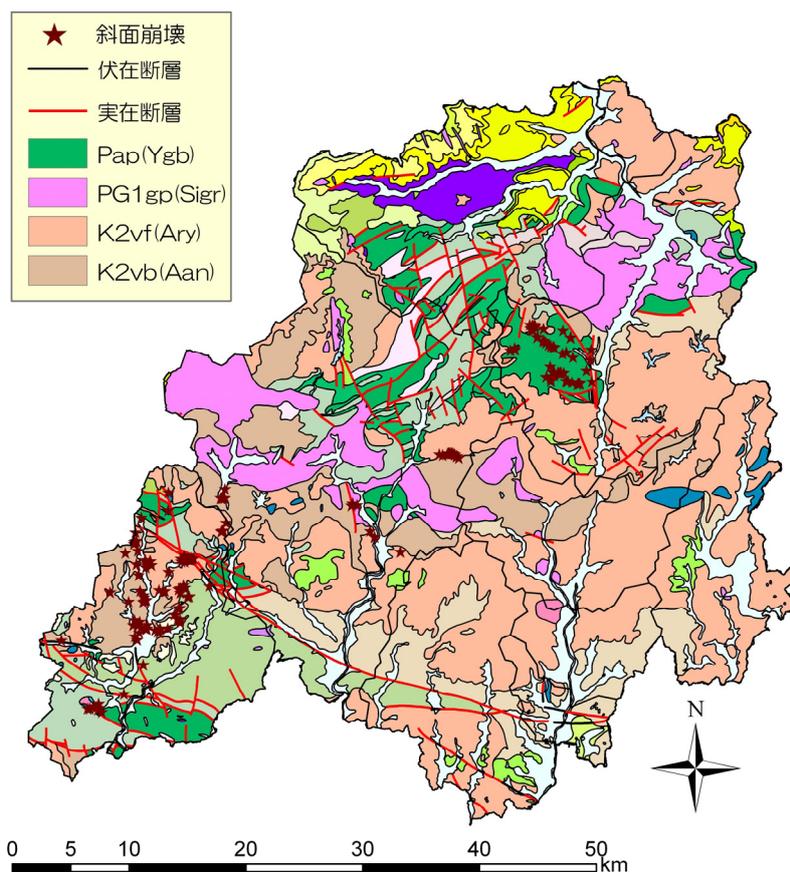


図 2.8 表層地質と斜面崩壊発生箇所の関係

2.5 斜面崩壊箇所の地形的特徴

2.5.1 調査項目

斜面崩壊箇所の地形条件を明らかにするために、兵庫県より測量データを提供いただいた箇所ならびに現地踏査によって 1/10,000 地形図にプロットした斜面崩壊箇所 23 箇所を対象に崩壊発生場所の地形的特徴を求めた。地形的特徴の整理は、沖村らが兵庫県南部地震時に山腹崩壊の特徴を整理した方法^{12), 13)}を参考に崩壊発生場所の地形分類、比高率、傾斜度および崩壊方向角を求めた。それぞれの定義を以下に示す。

(1) 崩壊発生場所の地形分類

崩壊発生場所の地形的特徴を以下のように分類した。

a) 崩壊縦断形状

地形図に記載されている等高線の間隔から以下の 3 つに分類した。

- ・凸型斜面での崩壊

図 2.9 に示すように、崩壊地の等高線間隔が、崩壊地の上部で極端に狭くなっている場合の崩壊を凸型斜面での崩壊と分類した。

- ・凹型斜面での崩壊

図 2.10 に示すように、崩壊地の等高線間隔が、崩壊地の上部で極端に広がっている場合の崩壊を凹型斜面での崩壊と分類した。

- ・直線型斜面での崩壊

崩壊地の等高線間隔から顕著な遷急線、遷緩線を判断できない崩壊を直線型斜面での崩壊と分類した。

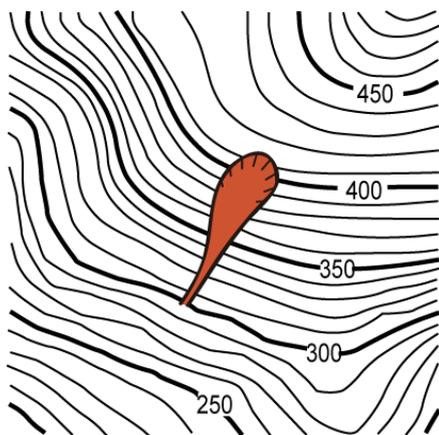


図 2.9 凸型斜面

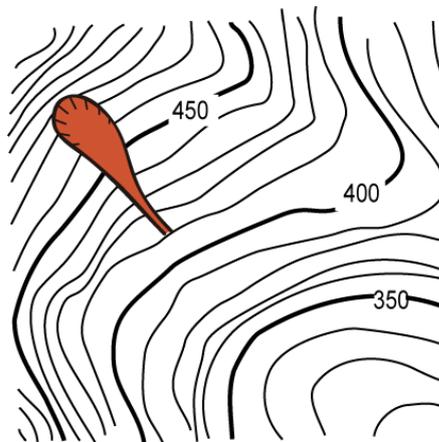


図 2.10 凹型斜面

b) 崩壊横断形状

地形図に記載されている等高線の間隔から以下の 3 つに分類した。

- ・尾根型斜面での崩壊

図 2.11 に示すような等高線形状を示す斜面で発生している崩壊を尾根型斜面での崩壊と分類した。

- ・谷型斜面での崩壊

図 2.12 に示すような等高線形状を示す斜面で発生している崩壊を谷型斜面での崩壊と分類した。

- ・直線型斜面での崩壊

図 2.13 に示すような等高線形状を示す斜面で発生している崩壊を直線型斜面での崩壊と分類した。

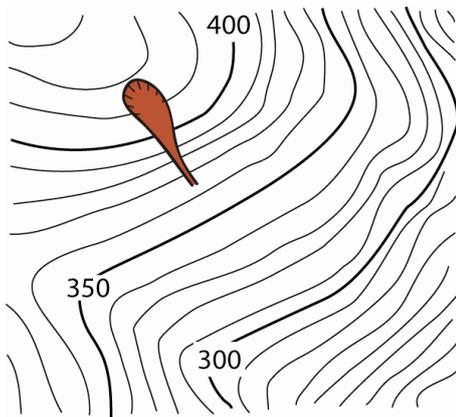


図 2.11 尾根型斜面

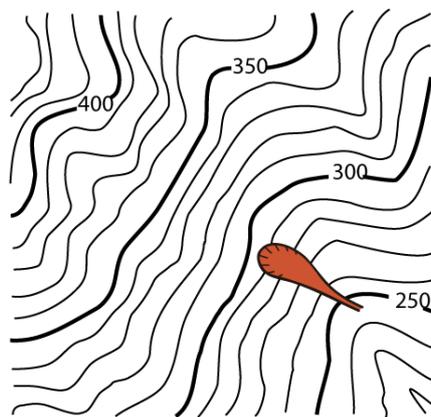


図 2.12 谷型斜面

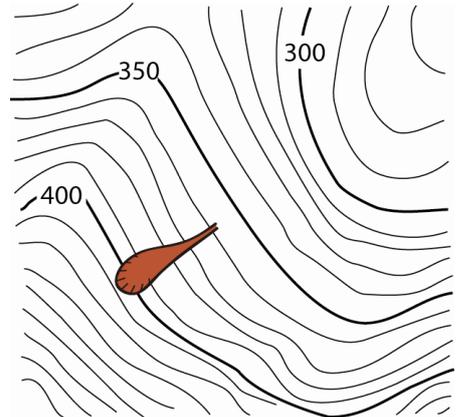


図 2.13 直線型斜面

(2) 比高率

斜面内のどの位置で斜面崩壊が発生したかを明らかにするために、図 2.14 に示すような比高率を定義した。図に示すように崩壊地の upstream 側の標高 (H_U)、崩壊地から最短距離にある河床標高 (H_L) および崩壊発生斜面の頂上部標高 (H_T) を地形図から読み取り、式 2.1 により求めた。この比高率は斜面内における崩壊 upstream 側の相対的な標高を百分率で表したものであり、位置のポテンシャル量を示すものである。この値が大きければ大きいほど、斜面の高い位置で崩壊が発生していることを意味する。

$$R_H = \frac{H_U - H_L}{H_T - H_L} \times 100 \quad \text{式 2.1}$$

ここに、 R_H : 比高率(%)

H_U : 崩壊地の upstream 側の標高(m)

H_L : 崩壊地から最短距離にある河床標高(m)

H_T : 崩壊発生斜面の頂上部標高(m)

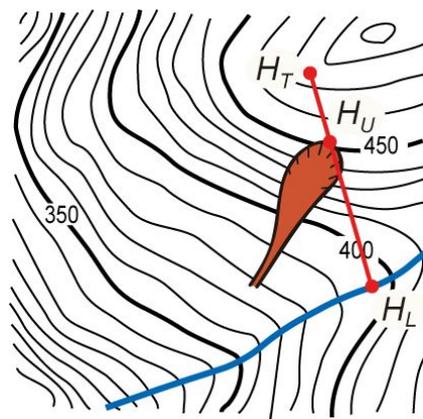


図 2.14 比高率の定義

(3) 傾斜度

どのような傾斜角の斜面で斜面崩壊が発生していたかを明らかにするために、傾斜度を求めた。傾斜度は、図 2.15 に示すように、崩壊の最も upstream を通る 2 本の等高線間の長さ L を地形図(縮尺 S 分の 1)から読み取り、式 2.2 により求められるものとした。この傾斜度は崩壊滑落崖付近の傾斜角を表していると言える。

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{H}{0.001 \times L \times S} \right) \quad \text{式 2.2}$$

ここに、 θ ：傾斜度(°)

L ：崩壊上流部における標高差の等高線間隔(mm)

S ：地図の縮尺

H ：標高差(m)

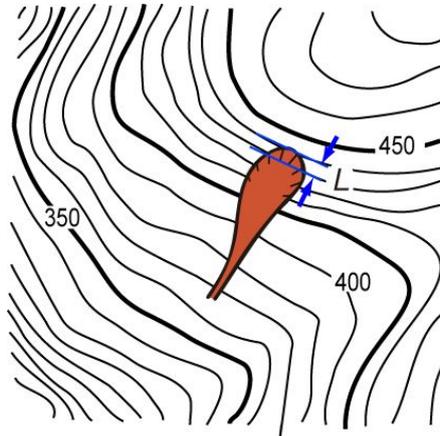


図 2.15 傾斜度の定義

(4) 崩壊方向角

斜面崩壊がどのような方向で発生していたかを明らかにするために崩壊方向角を求めた。崩壊方向角は、図 2.16 に示すように計測した。

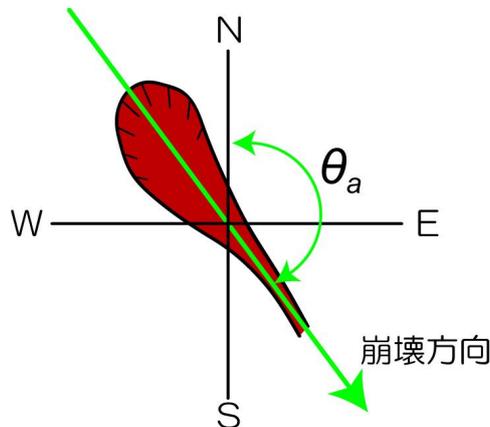


図 2.16 崩壊方向角の定義

2.5.2 調査結果

調査結果の整理は、先に述べたように平成 16 年台風によって風倒木被害地が多く分布する地域であったことから、現地や航空写真判読によって風倒木被害地と思われる箇所とそうでない箇所を区別した。なお、本検討対象斜面 23 箇所の内、過去の風倒木被害地での斜面崩壊箇所は 16 箇所、風倒木被害地以外の斜面崩壊箇所は 7 箇所である。ここでは、今回発生した崩壊について示し、考察を加えた。なお、2.6 節では、今回の結果と風倒木被害地で多数の崩壊が発生した平成 18 年 7 月豪雨による斜面崩壊箇所の特徴と比較を行った。

(1) 崩壊発生場所の地形分類

地形分類した結果で、崩壊縦断形状の割合を図 2.17, 19 に崩壊横断形状の割合を図 2.18, 20 に示す。崩壊

縦断形状の割合は、図より過去の風倒木被害地での斜面崩壊では凹型斜面での崩壊の割合が44%と多く、ついで凸型斜面での崩壊が31%である。一般的に降雨による崩壊は集水性の高い凹型斜面で発生しやすいという傾向¹⁴⁾があり、その傾向とほぼ同様である。しかし、凸型斜面でも31%の崩壊が発生していることから、通常の降雨による崩壊と異なった特徴を有している。これは、後でも述べる風倒木被害地での崩壊が多かったことと関連するものと考えられる。一方、風倒木被害地以外での斜面崩壊は直線型斜面が57%と多く、ついで凹型斜面の29%である。なお、風倒木被害地以外の凸型斜面の崩壊の割合が14%を示すが、全体の件数が少ないため誇張されている結果になっていると推察される。

次に、崩壊横断形状の割合は、図より過去の風倒木被害地で発生した斜面崩壊は直線型斜面で56%と最も多く、ついで谷型斜面が31%である。一般的に谷型斜面は降雨による崩壊が発生しやすいという傾向¹⁵⁾があるが、風倒木被害地での崩壊は、直線型斜面や尾根型斜面でも崩壊が認められることから、縦断形状と同様に通常の降雨による崩壊とは異なった特徴を有している。これは、崩壊縦断形状と同様に後で述べる風倒木被害地での崩壊が多かったことと関連すると考えられる。一方、風倒木被害地以外で発生した斜面崩壊は谷型斜面がほとんどを占め、一般的な傾向と一致する。

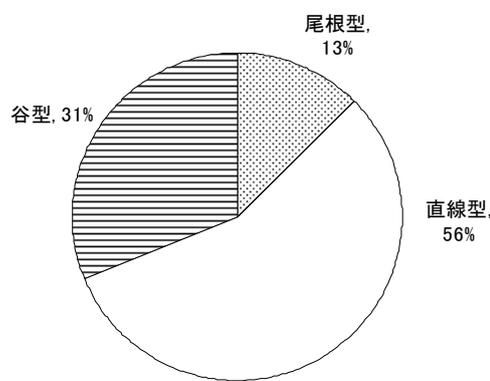
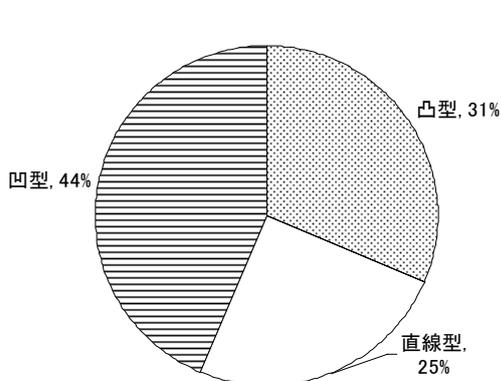


図 2.17 崩壊縦断形状の割合(風倒木被害地) 図 2.18 崩壊横断形状の割合(風倒木被害地)

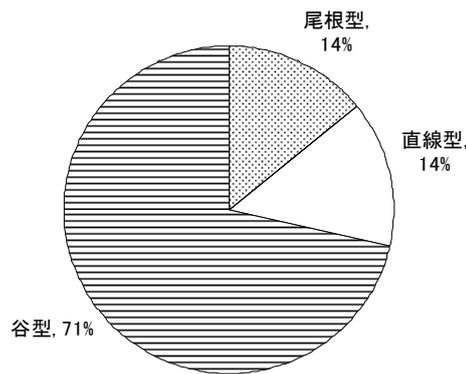
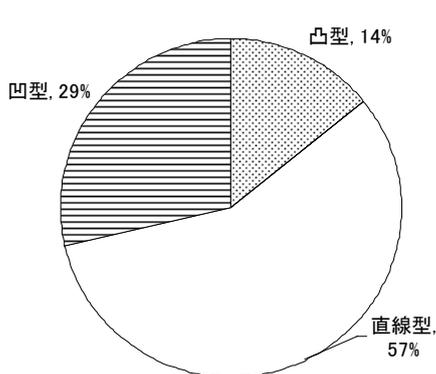


図 2.19 崩壊縦断形状の割合(風倒木被害地以外) 図 2.20 崩壊横断形状の割合(風倒木被害地以外)

(2) 比高率

比高率の結果を図 2.21 に示す。図より過去の風倒木被害地での斜面崩壊は、比高率 70%が最も多く 50%以上が全体の 75%を占める。過去の風倒木被害地での斜面崩壊は、斜面下部での崩壊もあるものの、斜面中腹や頂上付近からの崩壊も多い特徴がある。一方、風倒木被害地以外での斜面崩壊は、比高率 90%のものも認められるが、全体的にばらついている。

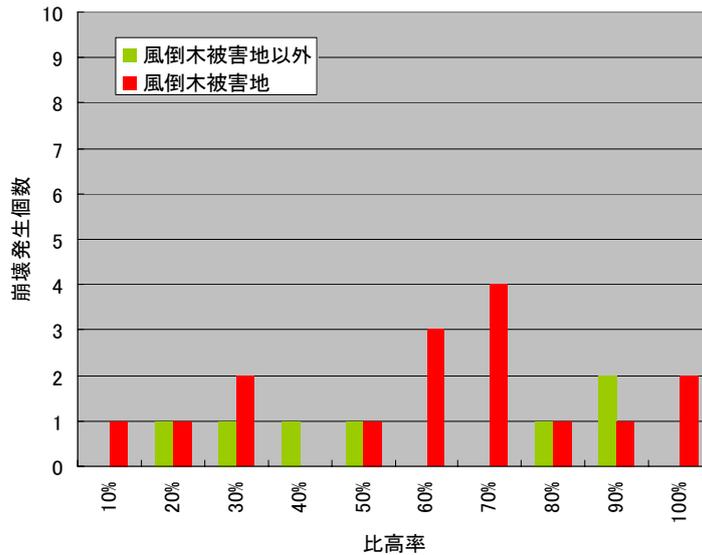


図 2.21 比高率の分布(風倒木被害地・風倒木被害地以外)

(3) 傾斜度

傾斜度の結果を図 2.22 に示す。この図より過去の風倒木被害地での崩壊は、傾斜角度が 45°付近で最も多いことがわかる。風倒木被害地での斜面崩壊傾斜度は、豪雨により発生する崩壊傾斜度の値が 35~40°で多いこと¹⁶⁾と比較すると大きいことがわかる。一方、風倒木被害地以外での崩壊は、風倒木被害地での崩壊と比べると、傾斜度の緩い箇所が発生しており、一般的な豪雨により発生する傾向とおおむね一致している。

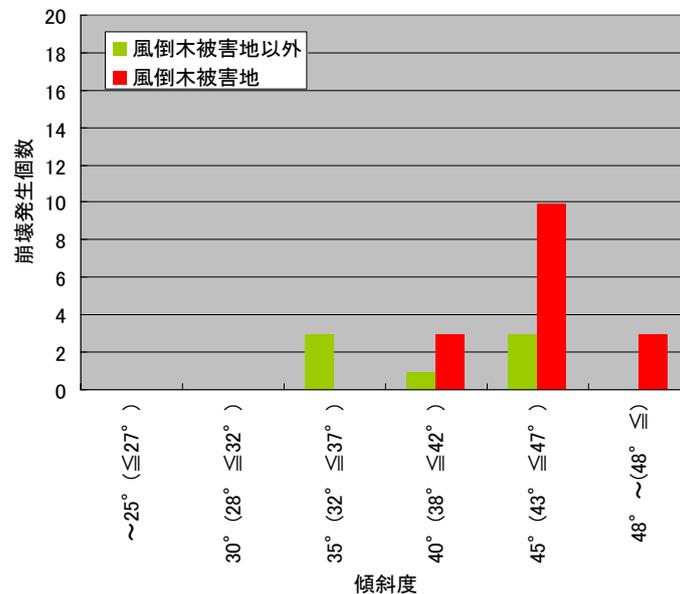


図 2.22 傾斜度の分布(風倒木被害地・風倒木被害地以外)

(4) 崩壊方向角

崩壊方向角の結果を図 2.23 に示す。図より過去の風倒木被害地で発生した斜面崩壊は、崩壊方向角 330~120°で北向き斜面が多いことがわかる。この結果は、平成 16 年台風時に風倒木被害が多数発生した方向と一致する。一方、風倒木被害地以外の崩壊は、150~330°で発生しており、風倒木被害地での崩壊の傾向と異なるが理由については明らかではない。

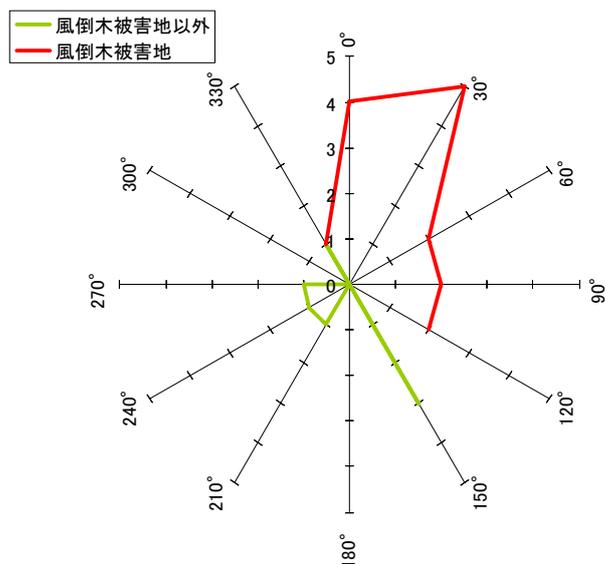


図 2.23 崩壊方向の分布(風倒木被害地・風倒木被害地以外)

(5) 斜面崩壊箇所の地形的特徴に関する考察

今回発生した斜面崩壊地の地形的特徴を整理した結果、過去の風倒木被害地での崩壊と風倒木被害地以外での崩壊では、異なる傾向を示していた。これは、当該地域ですでに発生していた風倒木被害地の影響を強く受けた崩壊が発生していたためである。このことについては、2.6 節で当該地域で発生した過去の風倒木被害地での崩壊の地形的特徴と比較しながら考察を加えることとする。

2.6 過去の斜面崩壊発生箇所と今回の斜面崩壊発生箇所の比較

2.6.1 平成16年台風による風倒木被害箇所と今回の斜面崩壊発生箇所との比較

平成16年台風による風倒木被害箇所と今回の斜面崩壊発生箇所を比較した結果を図2.24に示す。図に示すように、風倒木被害箇所は全体的に分布しており、特に佐用町、宍粟市、姫路市の境界付近で密度が高いことがわかる。また、今回の崩壊は、佐用町の北東部や宍粟市西部、東部、朝来市西部に分布している風倒木被害発生箇所とおおよそ一致している。今回の調査で全体を網羅できているとは言いがたいが、今回の台風による斜面崩壊は表2.4に示すようにおおよそ75%が風倒木被害地での崩壊である。

次に、図2.25に示すように24時間雨量分布図と風倒木被害地ならびに崩壊地を重ねてみると24時間雨量が200mm以上で風倒木被害箇所の斜面崩壊が多数発生し、さらに250mm以上となると風倒木被害地以外でも崩壊が発生していると言える。したがって、風倒木被害地が分布する当該地域では24時間雨量が200mm以上となると風倒木被害地で崩壊が多発し、さらに250mm以上となるとそれ以外でも斜面崩壊が発生する可能性が高くなると言える。

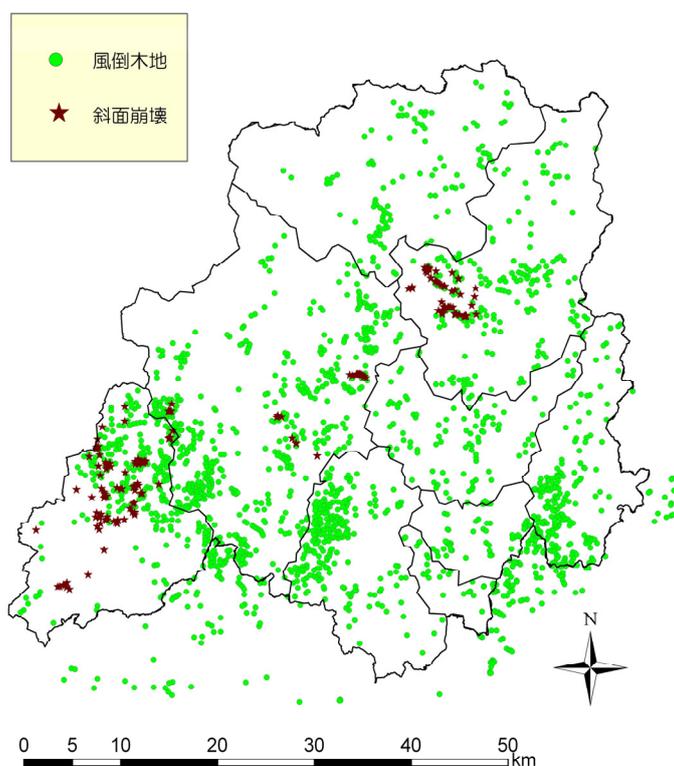


図 2.24 風倒木被害箇所と平成21年台風9号による斜面崩壊発生箇所の関係

表 2.4 台風9号による崩壊箇所数内訳

	崩壊個数(風倒木被害地以外) (個)	崩壊個数(風倒木被害地内) (個)	合計 (個)
現地調査	14	48	62
航空写真判読	35	98	133
合計	49	146	195

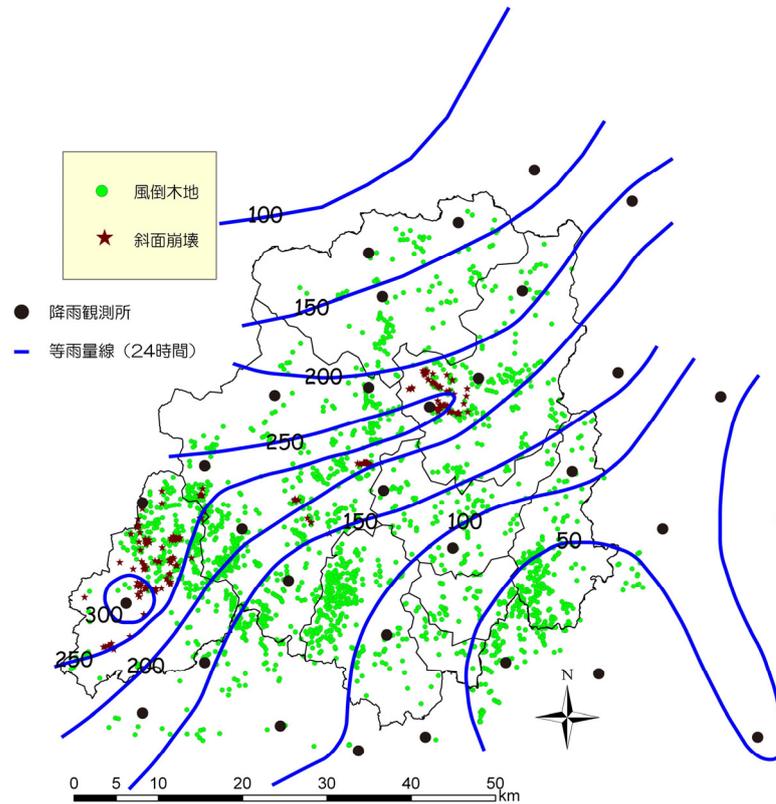


図 2.25 風倒木被害箇所と平成 21 年台風 9 号による斜面崩壊発生箇所ならびに 24 時間雨量の関係

2.6.2 平成 18 年 7 月豪雨による斜面崩壊発生箇所と今回の斜面崩壊発生箇所ならびに地形的特徴の比較

(1) 崩壊箇所の比較

平成 18 年 7 月豪雨による斜面崩壊箇所と今回の斜面崩壊箇所を比較したものが図 2.26 である。

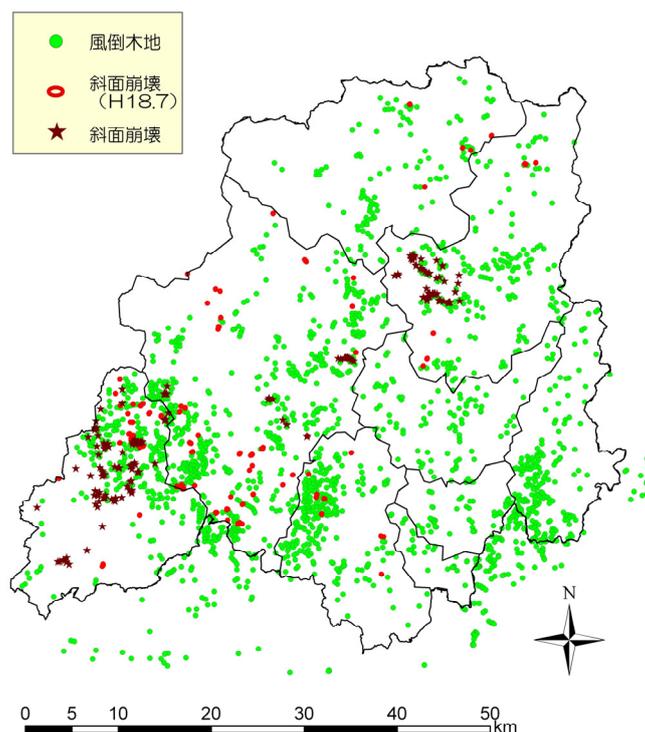


図 2.26 風倒木被害箇所と平成 18 年 7 月豪雨ならびに平成 21 年台風 9 号による斜面崩壊発生箇所の関係

平成 18 年 7 月の豪雨による斜面崩壊箇所は、当該地域の風倒木被害地が分布する箇所で発生している。特に佐用町西部と宍粟市南部ではその密度が高いことがわかる。一方、今回の斜面崩壊は、24 時間雨量の分布状況に対応した範囲で、平成 18 年に斜面崩壊が発生していない箇所で発生しているように見える。このことは、風倒木被害地における潜在的に危険な箇所で、平成 18 年 7 月豪雨では崩れずに残った斜面が、今回の降雨によって崩壊した可能性が示唆される。

(2) 崩壊発生場所の地形分類

平成 18 年 7 月豪雨によって発生した崩壊の地形的特徴³⁾と比較する。それぞれ地形分類により整理した結果を図 2.27 に示す。崩壊縦断形状の割合は、図より平成 18 年 7 月豪雨による斜面崩壊は、凸形と直線型斜面で多いことがわかる。今回発生した崩壊は、凸形斜面で多いものの凹形も多いことがわかる。両者とも一般的な降雨に崩壊しやすい凹形のみではなく、凸形斜面で崩壊が発生している特徴を有する。

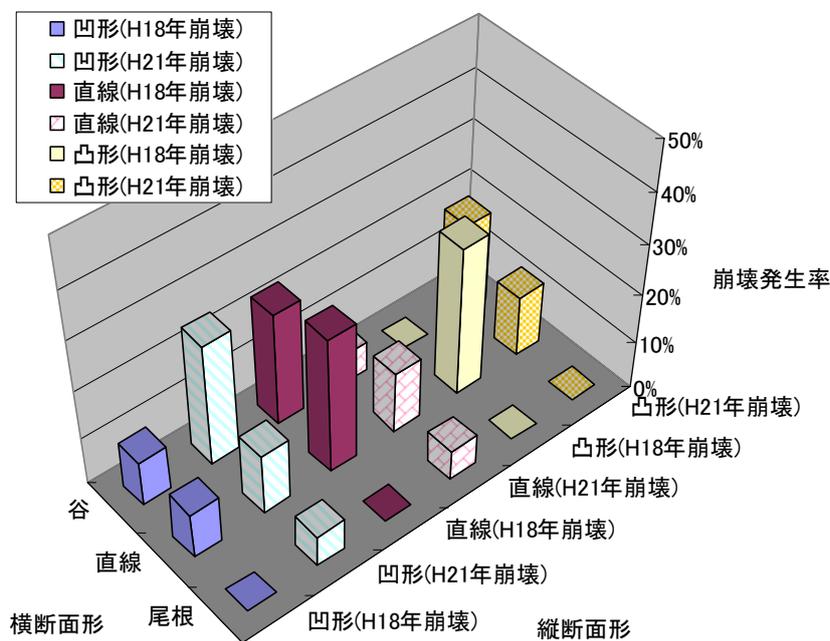


図 2.27 崩壊形状の割合

次に、崩壊横断形状の割合は、図より平成 18 年 7 月豪雨による斜面崩壊は、直線斜面が最も多く、ついで谷型斜面が多い。今回発生した崩壊も同様に直線と谷型斜面で多いことがわかる。これらについても一般的に降雨による崩壊が発生しやすい谷型のみではなく、直線型斜面や尾根型斜面でも崩壊が発生している特徴を有する。

以上、地形的特徴は、両者とも風倒木被害地での崩壊であることから、一般的な降雨と異なる地形条件で発生している特徴を有する。

(3) 比高率

比高率の結果を図 2.28 に示す。図より両者とも比高率 60%以上で崩壊が多い特徴を有する。この結果も一般的な降雨で崩壊する場所と異なっており、風倒木被害地が発生している位置に依存した特徴であると言える。

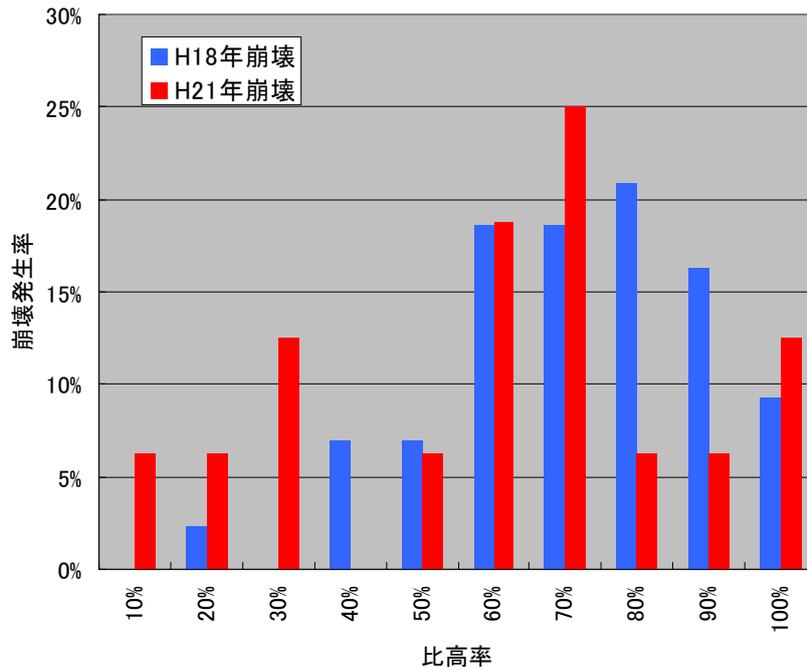


図 2.28 比高率の分布(風倒木被害地)

(4) 傾斜度

傾斜度の結果を図 2.29 に示す。この図より両者ともに傾斜角度が 40°以上の崩壊が多いことがわかる。この傾斜度は、豪雨により発生する崩壊傾斜度の値が 35~40°で多いことと比較すると大きいという特徴を有している。

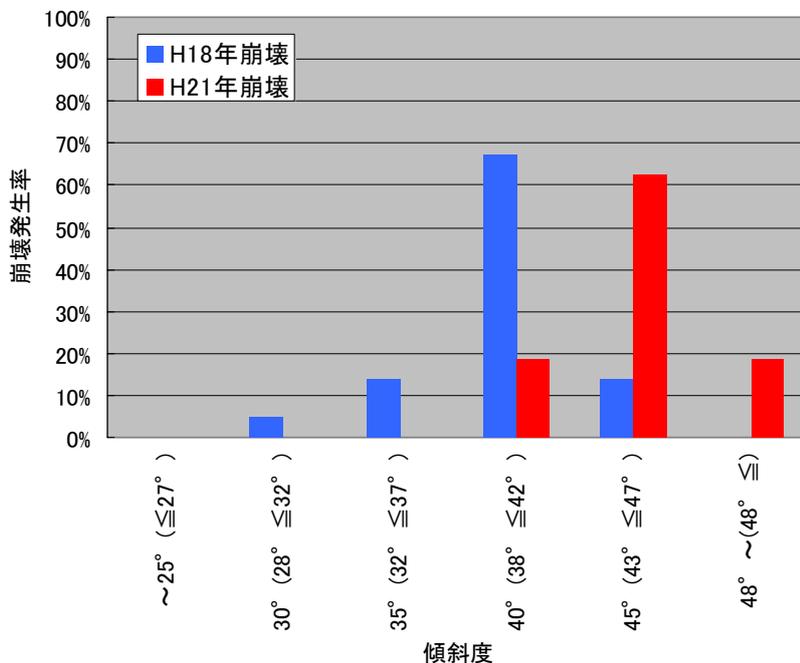


図 2.29 傾斜度の分布(風倒木被害地)

(5) 崩壊方向角

崩壊方向角の結果を図 2.30 に示す。図より両者とも崩壊方向角 300~120°で北向き斜面で崩壊が多数発生していることがわかる。この結果は、平成 16 年台風 23 号による風向と対面する斜面で風倒木被害斜面が多数発生したことと一致する。

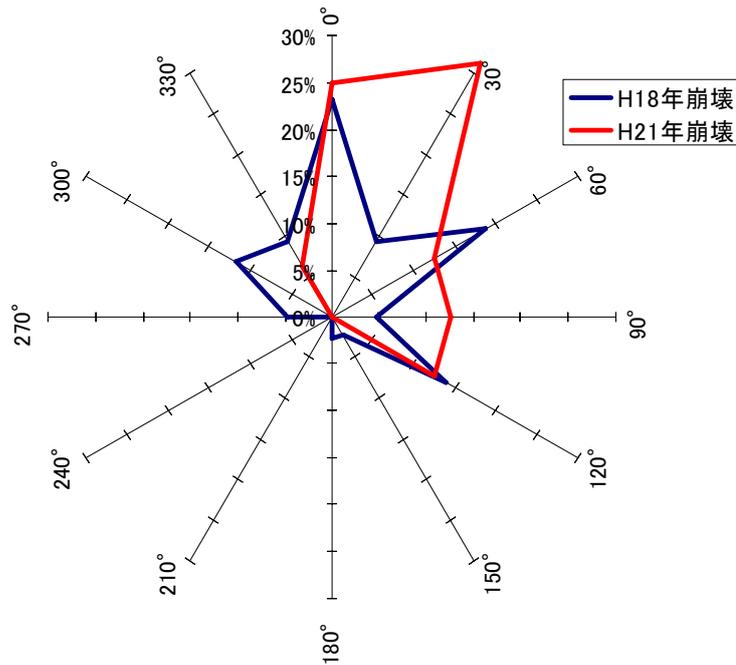


図 2.30 崩壊方向の分布(風倒木被害地)

(6) 考察

地形的特徴として、地形分類、比高率、傾斜度、崩壊方向について、平成 16 年台風によって発生した風倒木被害地で平成 18 年と平成 21 年に発生した斜面崩壊の特徴の比較を行った。その結果、発生時期が異なるにもかかわらず、ほぼ同様の特徴が数多く認められた。したがって、風倒木被害地では、健全な植生が回復するまでの間、累積雨量 200mm 以上の降雨を受けると斜面崩壊が発生しやすいと言える。また、当該地域では、風倒木被害地が多数存在しており、今後の降雨によっては、同様の崩壊が多数発生することが示唆される。

2.6.3 風倒木被害地で発生する崩壊に関する考察

今回発生した崩壊は、平成 16 年台風によって発生した風倒木被害箇所のうち、平成 18 年 7 月豪雨時に崩壊せずに残っていた斜面で、24 時間雨量が 200mm 以上の降雨があった斜面で発生したものが多数を占めると言える。このような風倒木被害地の再崩壊に関する事例はいくつか報告されている。台風や豪雨等の自然災害による被害は、通常一過性であるため、翌年以降は復旧工事が主体となってくるが、平成 3(1991)年台風の場合は大量の風倒木が上流水源地帯に発生したため、翌年からは森林衰退、2 次風倒木、山崩れ、流木等の複合的な 2 次災害が毎年発生するようになったと報告⁸⁾されている。

岩本ら¹⁷⁾は、風倒木地帯の経年的な定点観測を行っており、風倒木発生後の夏期の台風や豪雨によって、特に被害林地周辺での山崩れが多発しており、この原因として風倒木地帯の樹木が折損等の被害を受けた際に、根際付近の地表面が攪乱された結果、その後次第に地盤の支持力(せん断強度)が低下したためであると報告している。また、風倒木地帯の崩壊形態としては、風倒木発生当初は、風倒木の隣接斜面表面に生じたクラック部が主因となる急斜面や溪岸等の崩落型崩壊が多発し、2~3 年後からは、土層内クラックに起因すると思われる進行性の地すべり型崩壊が発生、一方、風倒木地帯の残存林でも台風時の樹木の揺れに伴う根系域の地盤環境が経年的に低下し、遂には崩壊に至る可能性を指摘している。また、地盤が乱されることにより、透水性も大きくなることが予想され、その結果、降雨の浸透性が増し、飽和度の上昇に伴う見かけの粘着力の減少によってせん断強度が低下しやすくなることも考えられる。表層崩壊のような崩土層深の浅い斜面崩壊の場合には、見かけの粘着力の変動が斜面の安定性に及ぼす影響は大きいことから、風倒木発生地において、表層崩壊

が多発する要因の1つであると思われる。

2.7 まとめ

台風9号により、兵庫県佐用郡佐用町、宍粟市を中心として発生した斜面崩壊の発生箇所等の特徴を明らかにするため、地形図を用いた地形的特徴の整理やGISを用いた崩壊分布の整理を実施し、地質や降雨状況および風倒木被害箇所との比較検討を行った。その結果、以下のことが明らかになった。

- ・ 資料調査により当該地域は過去10年間でおおよそ172箇所の崩壊が発生していた。また、近年では、平成16年台風による風倒木被害地での斜面崩壊が多数発生していた。
- ・ 台風9号によって発生した斜面崩壊の地質的特徴を整理した結果、斑レイ岩と流紋岩、安山岩が分布する箇所で崩壊が多数認められた。しかしながら、同様の地質が分布する箇所で地形や風化程度の違いなどが明らかでないことと、降雨状況など他の要因による影響が大きいことから、地質のみの素因で発生していると結論付けることは難しいことが明らかになった。
- ・ 台風9号によって発生した斜面崩壊の地形的特徴を整理した結果、今回の崩壊は、通常の降雨によって発生する地形的特徴と異なる凸型斜面、尾根型斜面で発生していた。また、斜面中腹や頂上付近で、傾斜度40度以上の急傾斜の崩壊が多いことも特徴的であった。さらに崩壊方向は、平成16年台風23号による風向と対面する斜面で多数発生していた。
- ・ 台風9号によって発生した斜面崩壊箇所と降雨状況の関係を整理した結果、24時間雨量が200mm以上で過去の風倒木被害箇所の斜面崩壊が多数発生し、さらに250mm以上となると風倒木被害地以外でも崩壊が発生していると言える。
- ・ 平成18年7月豪雨で発生した斜面崩壊の特徴と台風9号によって発生した斜面崩壊の特徴を整理した結果、発生時期が異なるにもかかわらず、ほぼ同様の特徴が数多く認められた。また、風倒木被害地における潜在的に危険な箇所で、平成18年7月豪雨では崩れずに残った斜面が、今回の降雨によって崩壊した可能性が示唆された。

参考文献

- 1) 神戸海洋気象台 HP より
- 2) 兵庫県：平成16年災害復興誌，2008.
- 3) 兵庫県治山林道協会：平成16年台風による風倒木被害と再度災害防止対策，2008.
- 4) 村上晴茂，谷本実，荒木繁幸，杉森辰次，松村法行，鏡原聖史：台風によって発生した古生層地域の山腹崩壊の特徴，第40回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.2361-2362，2005.
- 5) 村上晴茂，谷本実，荒木繁幸，森島直樹，杉森辰次，鏡原聖史：2004年台風によって発生した風倒木を伴う山腹崩壊について，第41回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.2157-2158，2006.
- 6) 山田裕司，村上晴茂，大角昌弘，中村晋：平成16年風倒木被害地における警戒避難基準雨量－兵庫県の例－，平成19年度砂防学会研究発表会概要集，pp.204-205，2007.
- 7) 平成16年台風23号関西圏地盤災害緊急調査団：平成16年台風23号による関西圏地盤災害「調査報告書」，181p.，2005.
- 8) 岩本賢，野田亮，大谷武，浦川欣哉：台風による風倒木の発生機構と2次被害に関する研究，西日本工業大学紀要 理工学編，28，pp.15-22，1998.
- 9) 兵庫県 HP より：平成21年台風9号による降雨データ
- 10) 脇田浩二，井川敏恵，宝田晋治（編）：20万分の1日本シームレス地質図 DVD版，数値地質図G-16，産業技術総合研究所地質調査総合センター，2009.
- 11) 近畿地方土木地質図編纂委員会：近畿地方土木地質図解説図，2001.

- 12) 沖村孝, 鳥居宣之, 伊井政司: 兵庫県南部地震による山腹崩壊の実態, 土地造成工学研究所施設報告, 第13号, pp.147-17, 1995.
- 13) 沖村孝, 鳥居宣之, 永井久徳: 地震後の降雨により発生した斜面崩壊メカニズムの一考察, 建設工学研究所論文報告集第40-B号, pp.97-114, 1998.
- 14) 田中茂: 集中豪雨による斜面崩壊の本質的検討, 施工技術, 第5巻, 11号, pp.14-21, 1972.
- 15) 山崎達雄, 大島恒彦, 鎌田泰彦, 向山広, 山内豊聡, 徳光善治, 藤本広: 昭和42年7月豪雨災害と地質, 第5回災害科学総合シンポジウム, pp.73-76, 1968.
- 16) 社団法人建設コンサルタント協会近畿支部: 斜面安定に関する最近の課題-斜面安定研究委員会報告-, pp.29-99, 1988.
- 17) 岩本賢, 平尾和年: 風倒木地帯の崩壊発生機構に関する研究, 西日本工業大学紀要 理工学編, 30, pp.7-14, 2000.
- 18) 谷口義信, 高峰光一, 田中宏征: 1993年宮崎県南郷村に発生した風倒木に関する地形的・土質力学的考察, 新砂防, 50-5, pp.34-42, 1998.

3. 斜面災害ならびに土石流災害の事例

台風9号により、兵庫県佐用郡佐用町、宍粟市を中心として数多くの斜面災害ならびに土石流が発生した。本章では、調査団が現地調査を実施した箇所について、各箇所毎に現地状況を中心に崩壊の状況、崩壊のメカニズムなどについて考察を加えたものである。

3.1 佐用町仁位地区の災害事例

3.1.1 地形・地質概要

佐用郡佐用町仁位地区の斜面崩壊は、図3.1に示す箇所が発生した。崩壊地の地形は、傾斜約15°の南西～西向きの溪流地である。既存の地質図(図3.2参照)では、超丹波帯の粘板岩、頁岩、頁岩・砂岩互層、混在岩の分布域に属することが分かるが、現地では頁岩や粘板岩の分布が確認できた。また、崩壊地を挟むように南北には西北西～東南東方向に延びる断層が存在する。これらの断層により地層は境され、これに沿うように佐用川は大きく蛇行している。



図3.1 25,000分の1地形図「上月」¹⁾に加筆

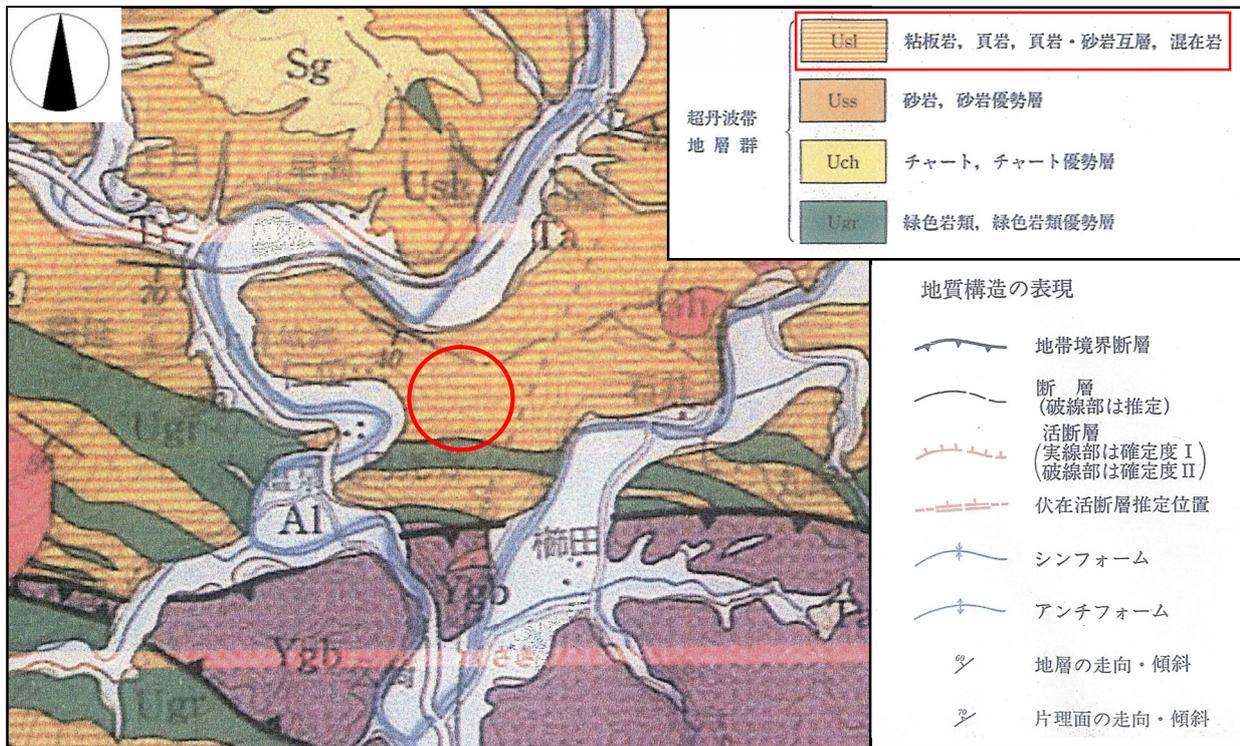


図 3.2 100,000 分の 1 地質図²⁾ に加筆

3.1.2 崩壊の状況と原因

崩壊状況は、図 3.3、図 3.5～図 3.9 に示すようである。また、図 3.4 に崩壊地のスケッチを示す。

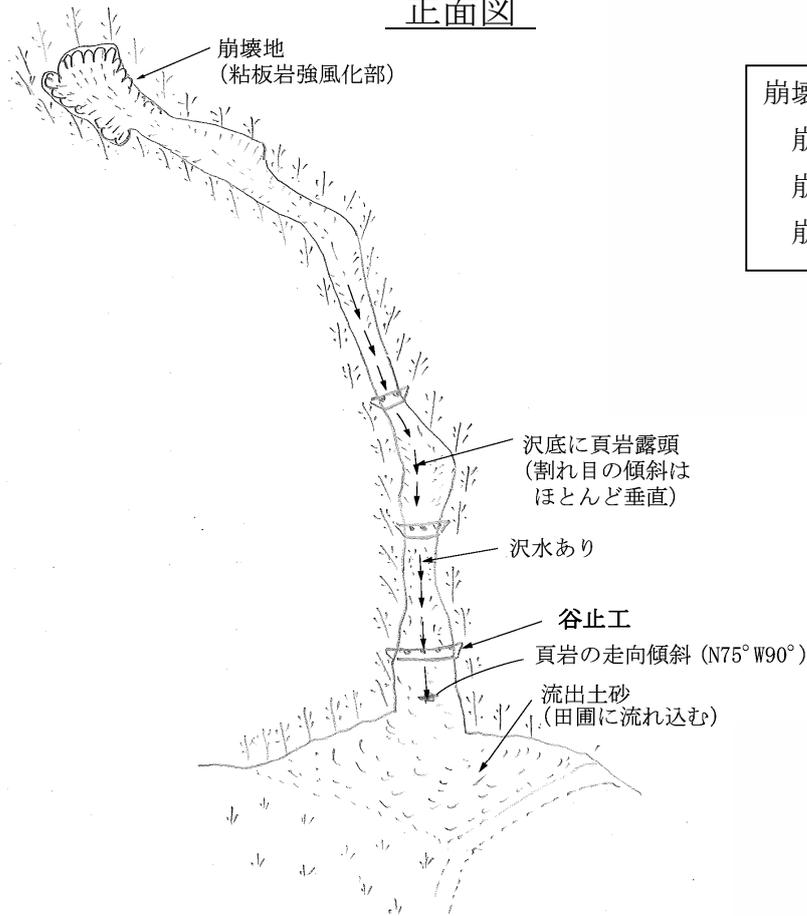
崩壊の形態としては、溪流沿いの上部尾根部において崩壊が発生し、崩壊土砂が溪流沿いに流下することによって土石流化したことによる。溪流の中下部には谷止工が築造されており、谷止工の袖のコンクリートは損傷したが、本体は破壊しておらず、機能上の支障はなく、谷止工は有効に機能していたが、崩壊土砂が谷止工捕捉容量を上回ったため、下流の水田部へ流下して堆積した。谷止工が存在しなければ、水田への土砂流出はさらに激しいものになっていたものと思われる。

溪流源頭部での崩壊土砂が溪流を下る時に、溪流沿いの斜面を剥落して、そこでの土砂を巻き込みながら流下しており、そのことが流出土砂量を多くしたものと推察される。溪流沿いの斜面も表層部は全体に風化しており、流下土砂のエネルギーに耐えきれず、表層部が剥落、崩壊していったものと思われる。



図 3.3 斜め空中写真³⁾

正面図



崩壊規模

崩壊長さ：約 600m

崩壊幅：20m~80m

崩壊深さ：2~20m

断面 e

縦断面図



図 3.4 崩壊地のスケッチ



図 3.5 崩壊地の下部の状況



図 3.6 下から見た崩壊地の状況



図 3.7 崩壊地の下部に見られる縦亀裂が発達した頁岩



図 3.8 斜面上部より見た崩壊地



図 3.9 崩壊斜面の源頭部

現地踏査は崩壊発生より10日余りが経過した8月22日に実施したが、溪流源頭部の崩壊地より湧水が認められた。源頭部の崩壊地の地質は超丹波帯の粘板岩風化層よりなっており、全体に土砂状に風化が進んでいる。崩壊発生箇所は前掲の地形図に示したように、尾根部の頂上付近に位置しており、表面の地形上からは集水面積は広くない。一方、溪流の中下部における溪床には硬質な頁岩が分布しており、割れ目は垂直に近い高角度で存在している。

崩壊の原因を推定するにあたって、源頭部の崩壊が地形上尾根部の上部に位置することより、下記の2つのパターンが考えられる。

- ① 源頭部の崩壊が主原因となって、上記で述べたように、そこでの崩壊土砂が溪流沿いを流下するときに溪流周辺の表層土を巻き込みながら流下していった。
- ② 集中豪雨によって、溪流の浸食、周辺斜面の崩壊が発生し、それが上部へ波及することによって、源頭部の崩壊を誘発した。

①、②どちらか、あるいは別要因によるものかは今後の詳細調査に待つところが大きいが、現時点で考えると①である可能性が高いと思われる。それでは、なぜ集水面積の狭い尾根部上部で崩壊が発生したかということについては、山地を構成する地質に割れ目が発達して、それが周辺に降った雨水を集めたことが考えられる。特に当該地の地質は、下部の頁岩に見られたように縦亀裂が発達していたことが想定され、地表に降った集中豪雨が縦亀裂を伝わって山地内に浸透し、それらの水が崩壊地源頭部に集まったことが考えられる。これを裏付ける現象として、現地踏査日が晴天でもあったにも関わらず、尾根部上部にわずかに湧水が認められ、溪流沿いの中下部にも沢水的なものが流下していたことが挙げられる。

3.2 佐用町奥海地区の災害事例

3.2.1 地形・地質概要

佐用郡佐用町奥海地区の斜面崩壊は、図 3.10 に示す箇所が発生した。崩壊地の地形は、傾斜 30~40° の急傾斜の東南東向き斜面で、若干の集水地形である。既存の地質図(図 3.11 参照)では、生野層群の流紋岩質多結晶溶結凝灰岩、斑状安山岩、安山岩質火砕岩の分布域に属することが分かるが、現地では流紋岩質の溶結凝灰岩の分布が確認できた。

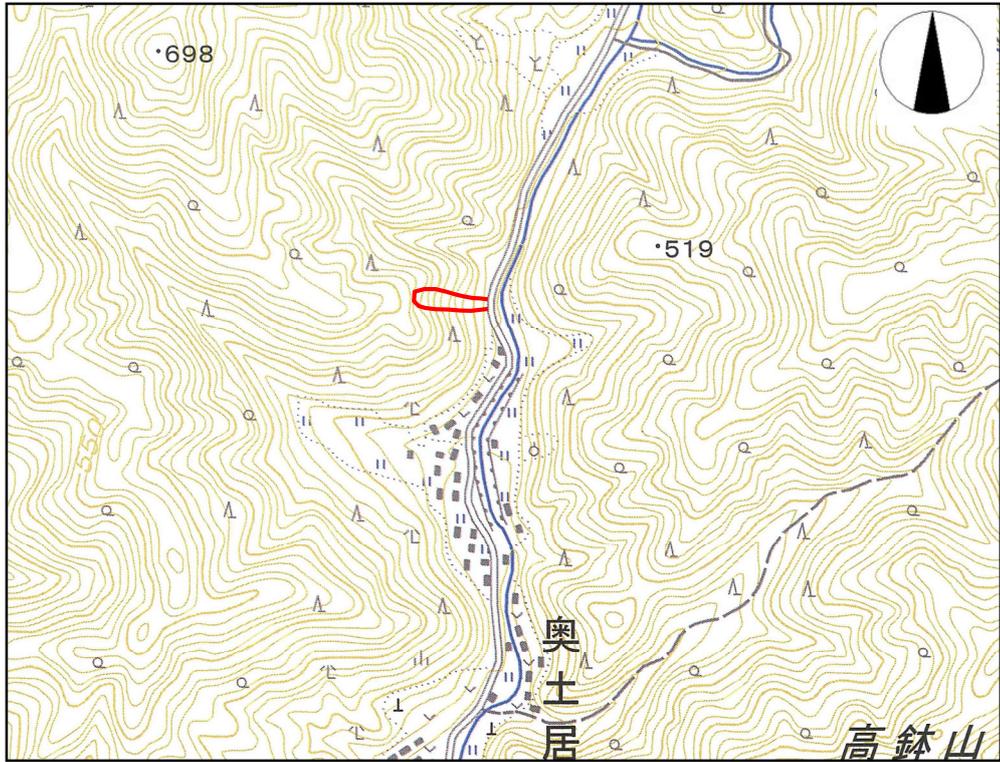


図 3.10 25,000 分の 1 地形図「古町」¹⁾ に加筆

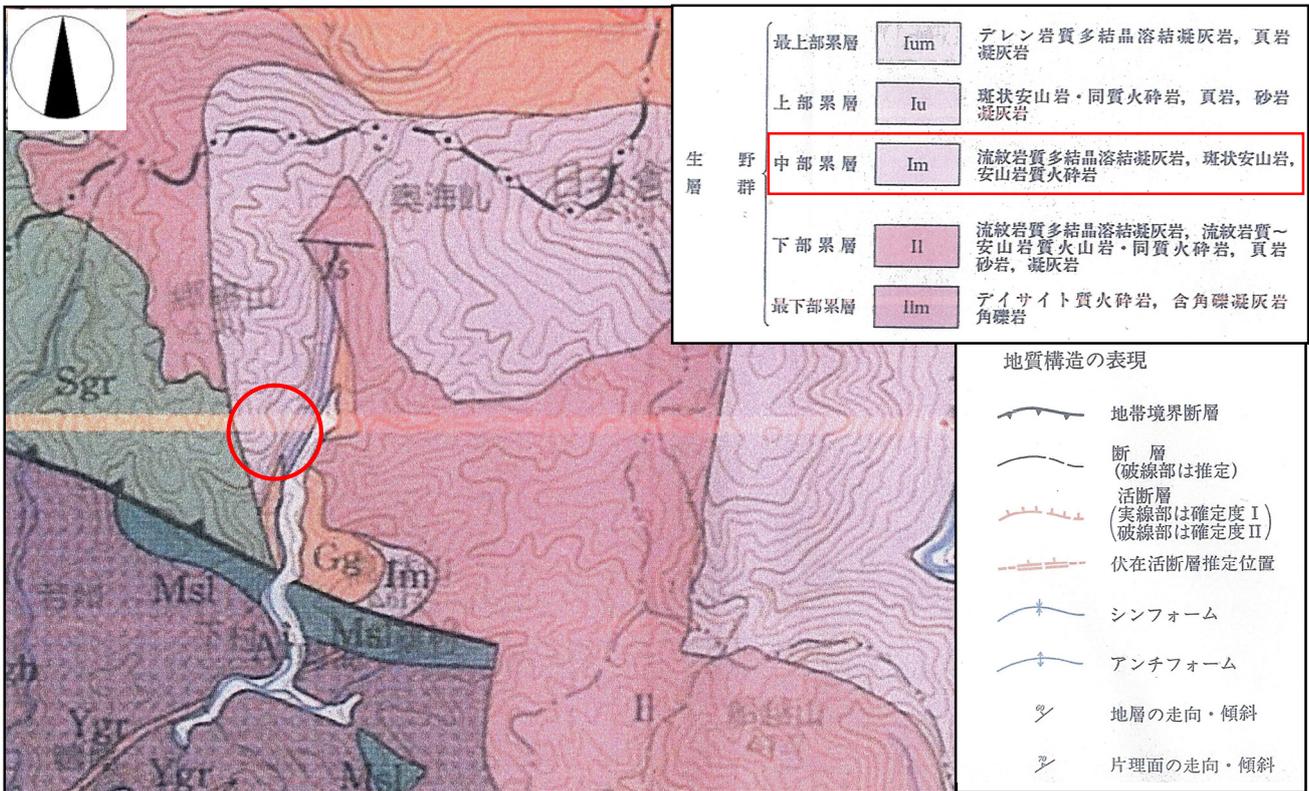


図 3.11 100,000 分の 1 地質図²⁾ に加筆

3.2.2 崩壊の状況と原因

崩壊状況は、図 3.12～図 3.14、図 3.16～図 3.17 に示すようである。また、図 3.15 に崩壊地のスケッチを示す。

崩壊の形態としては表層崩壊型の崩壊である。風化層厚は全体に 0.5～1m 程度と薄い。地質は生野層群の流紋岩質の溶結凝灰岩よりなっており、風化の進んでいないところは硬質である。風化層が薄かったために、崩壊面積の割には崩壊土砂量が少なく、崩壊土砂は斜面前面の道路ならびにそれに並行する河川へ流出したものの、河川を大きくダムアップすることはなかった。

現地踏査を行った 8 月 22 日時点では、崩壊地内より湧水は認められなかった。ただ、隣接斜面も斜面勾配など地形条件が同じ状況であることより、崩壊地が選択的に崩壊した原因としては、集中豪雨時における浸透水の集中が想定される。風化層下部の岩盤は全体に高角度の割れ目が発達しており、地表より浸透した水が当該崩壊地に集中的に流出したことが考えられる。また、崩壊地では斜面上部での樹木の伐採が行われており、表流水が集中したことも考えられる。

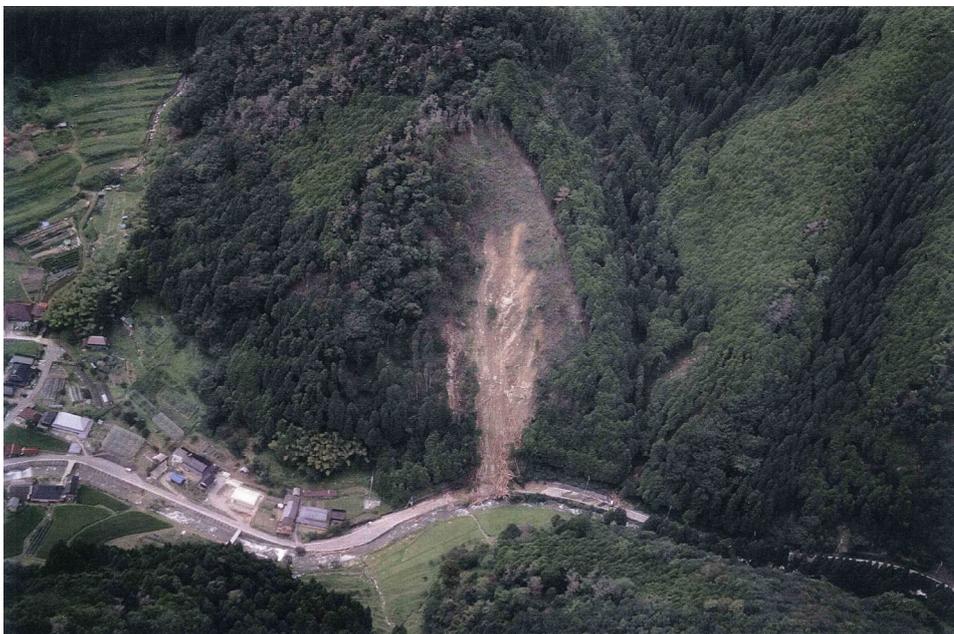


図 3.12 斜め空中写真³⁾



図 3.13 正面から見た崩壊地の状況



図 3.14 下から見た崩壊地の状況

正面図

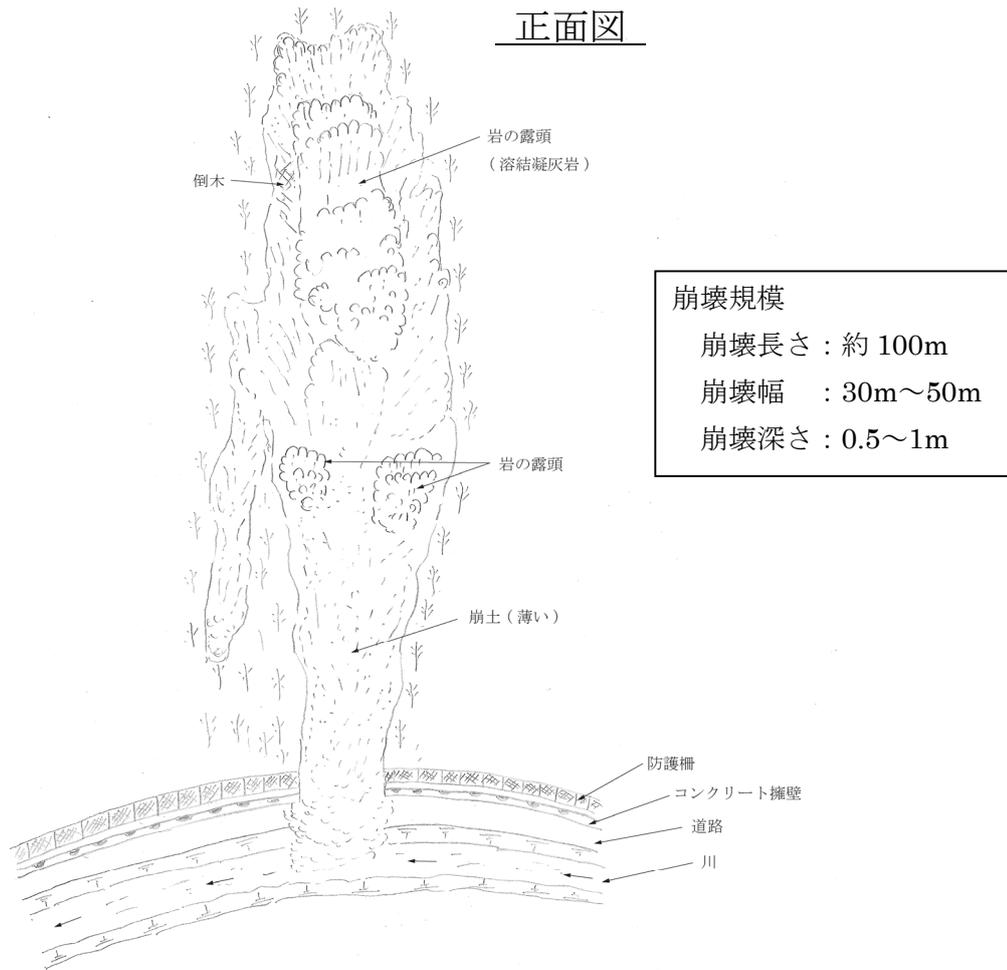


図 3.15 崩壊地のスケッチ



図 3.16 崩壊地の下部の状況



図 3.17 硬質な溶結凝灰岩が見られる

3.3 佐用町上石井地区の災害事例

3.3.1 地形・地質概要

佐用郡佐用町上石井地区における斜面崩壊は、図 3.18 の実線で囲った場所で発生した。当該斜面は、佐用川右岸に位置し、佐用川の攻撃斜面である。また、一般県道 556 号線(後山上石井線)が隣接し佐用川上流にある集落を結ぶ重要な路線である。対象地の地形は、傾斜 35~45° の急傾斜の南東向き斜面であり、斜面形状は凹形谷型斜面である。また、対象地周辺の地質は、夜久野岩類の斑れい岩(深成岩)が広く分布している(図 3.19 参照)。さらに、対象地の約 500m 南方には山崎断層(図中では大原断層)が、西北西~東南東方向に延びている。現地では崩壊地内や山腹に硬質な斑れい岩の露頭が見られる。



図 3.18 25,000 分の 1 地形図「古町」 1) に加筆

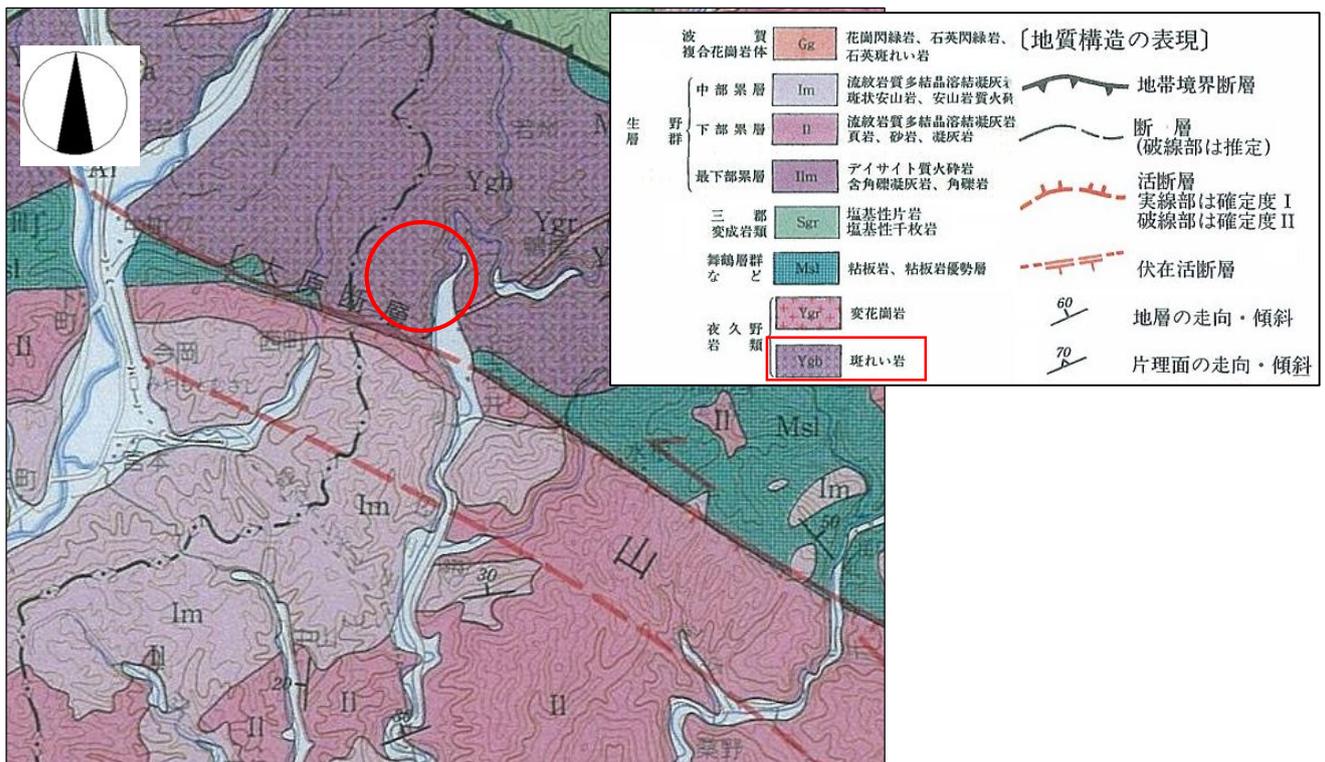


図 3.19 100,000 分の 1 地質図 2) に加筆

3.3.2 斜面崩壊状況

崩壊状況は、図 3.20 に示すようである。尾根付近から佐用川まで、ほぼ一直線の表層崩壊型の斜面崩壊が生じている。道路には、大量の枯れたスギ・ヒノキが土砂とともに堆積している(図 3.21 参照)。図 3.22 や図 3.24 のスケッチに示すように、崩壊地は、幅 15m~20m 程度、長さ 190m(平面距離)、崩壊厚さ 0.5m~1.0m 程度であり、崩壊土量の少ない表層崩壊型の斜面崩壊であることがわかる。さらに、崩壊斜面の最上部付近には、岩盤からの湧水が数箇所で見られ、これが斜面崩壊のトリガーとなったことが容易に推測される。被害の状況としては、土砂や木材が斜面下部にあった落石防護柵を破壊し、県道 556 号線を越えて佐用川まで達しており、この影響で道路が一時期通行止めになった。崩壊エネルギーの凄さを物語っている。

崩壊発生源は、図 3.23 に示すような土砂層であり、明瞭な滑落崖が見られないほどの薄層崩壊である。また斜面下部には、硬質な斑れい岩が露出している。一方、図 3.23 に示すように、尾根周辺では一部植生が少ない箇所があり、幹折れ、転倒(根返り)等が認められることから、当該斜面では、平成 16 年の台風による倒木被害が発生していた可能性が極めて高い。



図 3.20 斜め空中写真³⁾



図 3.21 斜面下部の状況(崩壊発生 2 日後)⁴⁾



図 3.22 斜面下部から上部を望む

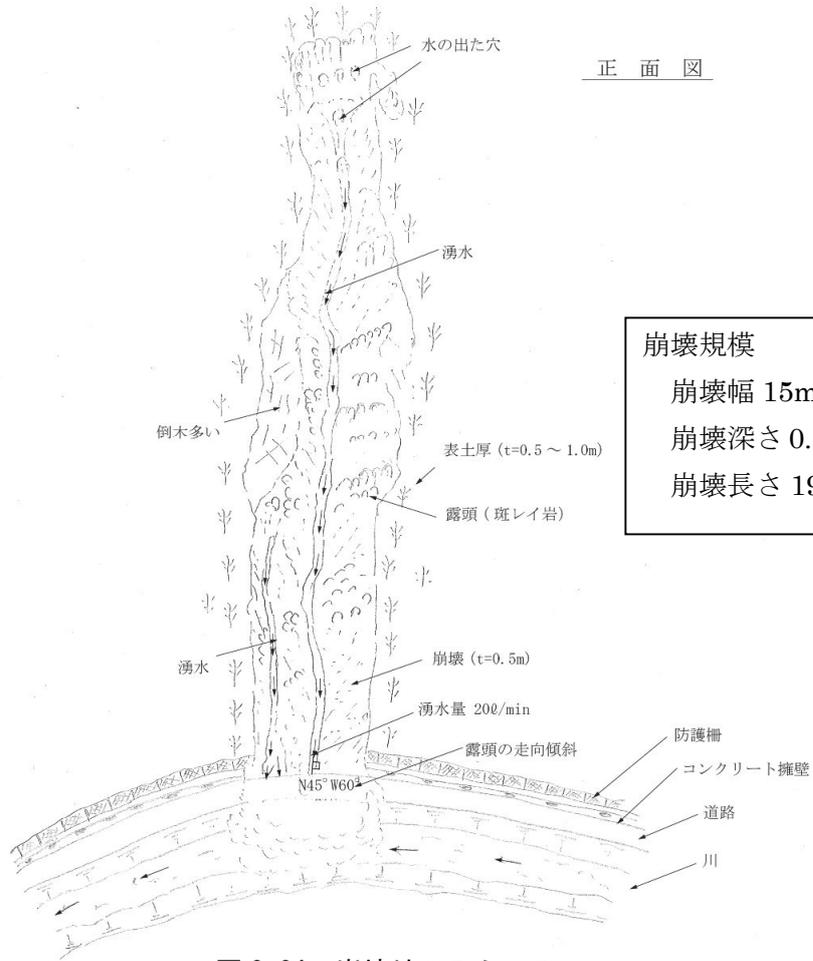


図 3.23 崩壊地周辺の状況⁴⁾

3.3.3 崩壊の原因

崩壊の原因は、平成 16 年の台風によって斜面上部が倒木し、降雨が直接地山に流入しやすい条件となっていたところに、今回の非常に強い降雨を受け、降雨が地山に浸透し、土の強度が低下することによって安定を失い崩壊したと考えられる。さらに、複合的要因として、基盤面からの湧水の影響も否定できない、また、当該斜面の崩壊地は、若干の集水地形となっていたことも要因として挙げられる。なお、当該斜面の室内試験や機構解析等による崩壊メカニズムの推定の詳細は、5 章で述べる。

斜面崩壊 (佐用町上石井)
(現地踏査 2009/8/22)



崩壊規模
崩壊幅 15m~20m 程度
崩壊深さ 0.5m~1.0m 程度
崩壊長さ 190m 程度

図 3.24 崩壊地のスケッチ

3.4 宍粟市福知川周辺の災害事例

本節では、宍粟市福知川周辺で発生した斜面崩壊のうち、河川の流水の浸食作用が誘因となって斜面崩壊が発生した宍粟市一宮町福知・白口地区の災害の事例について報告する。現地踏査は、8月22日、11月4日に行った。

3.4.1 地形・地質概要

被災地は図 3.25 に示すように、福知川沿いの左岸（（主）一宮生野線の対岸）に位置し、隣接して既設法枠工がある。地形は、河床から高さ約 60mまでは傾斜 45°～50°の急斜面で、その上部は 30°前後の緩斜面が連続している。地質は生野層群（中部累層）で、被災地周辺では流紋岩質多結晶溶結凝灰岩が分布している（図 3.26 参照）。岩質は結晶ガラス質なために硬質で、節理は一定方向に発達（45°前後で傾斜）しており、崩壊斜面に対しては概ね受け盤である（図 3.27 参照）。また、この岩盤を崖錐性堆積物が薄く覆っている。

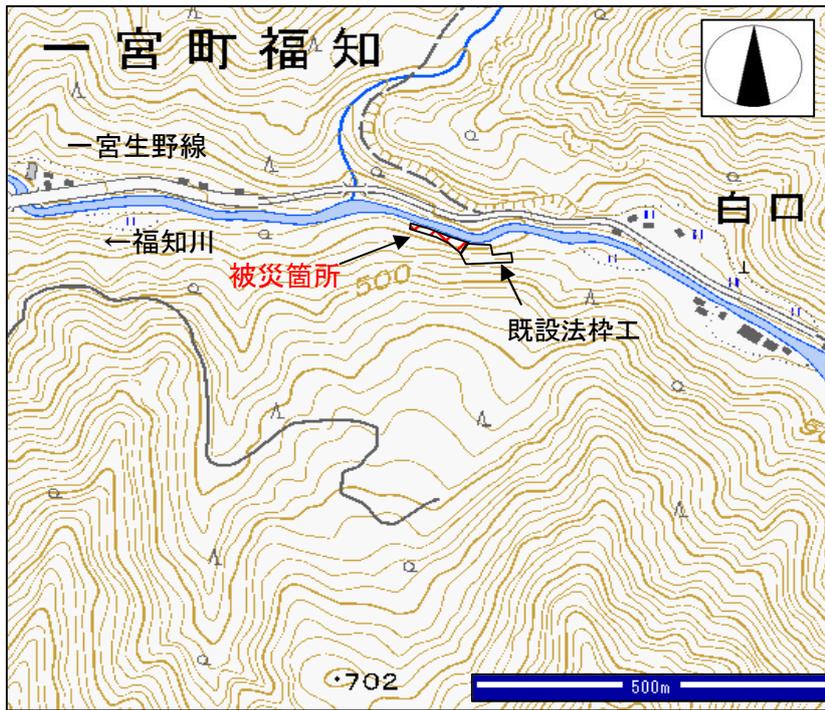


図 3.25 25,000分の1地形図¹⁾に加筆

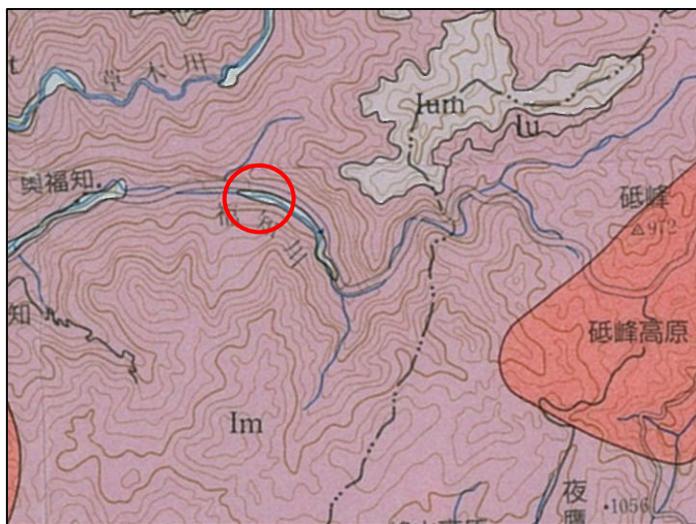


図 3.26 100,000分の1地質図²⁾に加筆



図 3.27 流紋岩質多結晶溶結凝灰岩の露頭

生野層群	最上部累層	Iam	テレン質多結晶溶結凝灰岩 頁岩、凝灰岩
	上部累層	Iu	斑状安山岩・同質火砕岩 頁岩、砂岩、凝灰岩
	中部累層	Im	流紋岩質多結晶溶結凝灰岩 斑状安山岩、安山岩質火砕岩
	下部累層	Il	流紋岩質多結晶溶結凝灰岩 頁岩、砂岩、凝灰岩
	最下部累層	IIm	アイサイト質火砕岩 含角礫凝灰岩、角礫岩
波賀複合花崗岩体		Gg	花崗閃緑岩、石英閃緑岩、石英斑れい岩

3.4.2 斜面の崩壊状況

崩壊は、既設法枠工の下流側の側方付近を頂部として約 45° ～ 50° の傾斜角度で自然斜面が崩落している（図 3.28 参照）。崩壊規模は幅約 60m、長さ約 40m で、崩壊深さは上部で 1～2m、下部で 3～4m であり、表層崩壊型の斜面崩壊である。この崩壊では崖錐性堆積物が崩落しており、崩壊面にはやや風化して節理が開口した岩盤が一部露頭し、その周辺部に角礫を多く含んだ崖錐性堆積物が認められる。崩落した崩土は河川を閉塞する程の土量ではなく、増水時の流水で流下し、極一部だけが崩壊斜面下に残存している。

また、崩壊箇所の上下流側には、増水時の流水によって浸食された高さ 0.5～2m の鉛直に近い崖面が形成されている。下流側は長さ約 40m に及んでいる（図 3.29、3.30 参照）。



図 3.28 下流側からみた崩壊状況



図 3.29 流水による浸食状況（上流側）



図 3.30 流水による浸食状況（下流側）

3.4.3 既設法枠工の被災状況

前述した崩壊に伴い、既設の吹付け法枠工では端部に沿って 2～3mの幅で地盤が抜け落ちており、法枠工が浮いている状態となっている（図 3.31, 3.32 参照）。また、鉄筋挿入工が露出しており、固結したグラウトが鉄筋に付着した状態や、鉄筋だけの状態のものが見られる（図 3.33 参照）。なお、被災箇所以外では法枠工は健全であった。



図 3.31 法枠工の被災状況⁴⁾



図 3.32 法枠工下部の地盤の抜け落ち状況⁴⁾



図 3.33 鉄筋挿入工の状況⁴⁾

3.4.4 崩壊の原因

福知川は崩壊箇所付近では図 3.34 に示すように蛇行しており、崩壊箇所の付近が流水の衝撃部となっている。崩壊箇所の上下流側には流水で浸食された崖面が明瞭に残っていることから、今回の記録的な豪雨で増水した流水が崩壊箇所の下端を激しく浸食したものと考えられる（図 3.35, 図 3.36 参照）。このため、今回の斜面崩壊は、岩盤を覆っていた崖錐性堆積物が河川浸食によって末端カットされて不安定化し、さらに降雨浸透が相まって崩落したものと判断される。崩壊箇所の上流部の右岸には大きな転石が存在しており、流下方向を阻害して浸食作用を助長する素因となった可能性もある（図 3.29 参照）。

一方、既設法枠工は平成 16 年台風によって斜面崩壊した箇所である。法枠工の下端は緩い斜面で浸食作用の痕跡がなく、崩壊は急崖面頂部の遷急線付近から広範囲に発生している。このことから、平成 16 年の崩壊は、降雨の鉛直浸透によって不安定化した崖錐性堆積物の表層崩壊であり、今回の崩壊原因とは相違している。

また、既設法枠工の端部は未崩壊部への擦り付け部となっていることから、法枠工端部の下部に残存していた崖錐性堆積物が今回の崩壊で崩落したものと考えられる。鉄筋挿入工は滑りに対して引張り力（締め付け力、引き止め力）で抵抗するものであるが、当該箇所では地盤が下方に抜け落ちたために引張り力が発揮できなかったものと推定される。

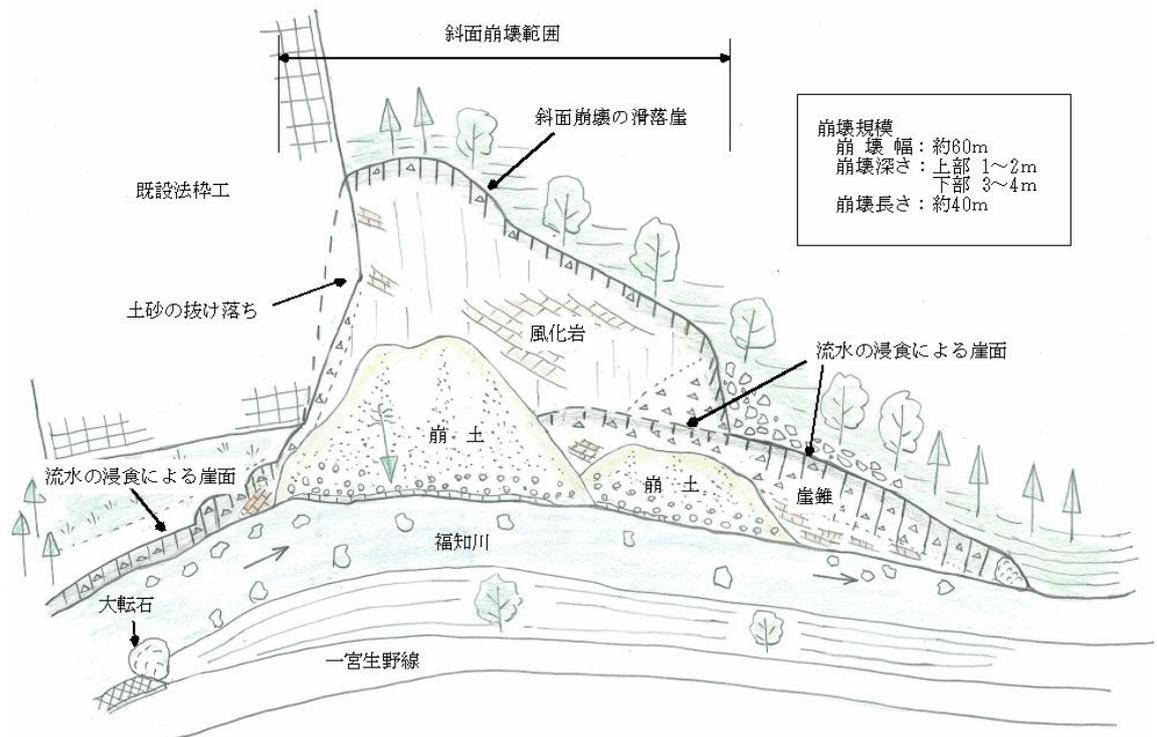


図 3.34 崩壊地のスケッチ

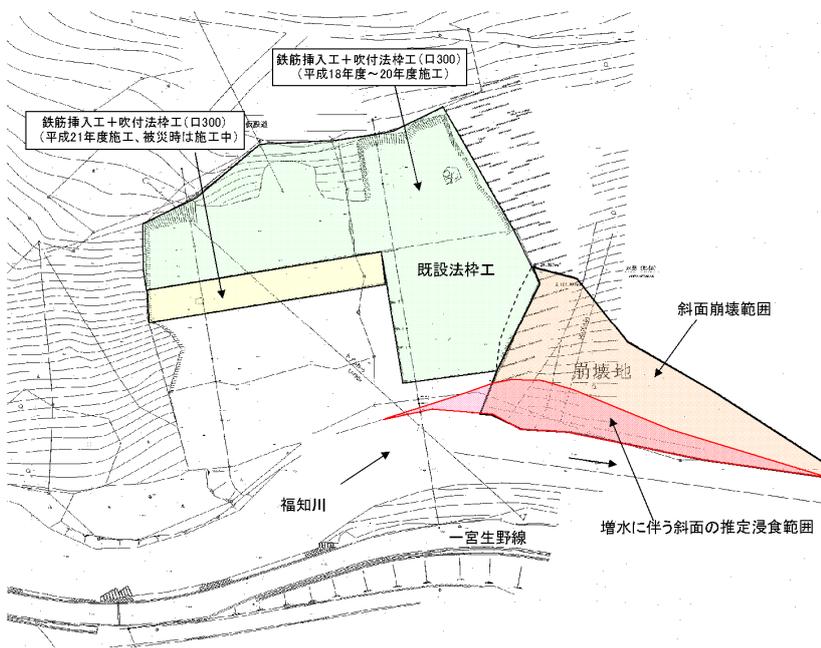


図 3.35 崩壊箇所と流水により浸食されて範囲⁴⁾に加筆



図 3.36 流水の衝撃部付近の状況

3.5 朝来市神子畑川周辺の災害事例

ここでは、朝来市佐囊に位置する神谷川で発生した土石流災害について説明する。神谷川の位置を図 3.37 に示す。



図 3.37 200,000 分の 1 地形図⁵⁾に加筆

3.5.1 地形・地質概要

(1) 地形概要

神谷川は、国道 429 号の北側斜面を南流し、同国道沿いに概ね東西方向に流下する一級河川神子畑川に流入する。神谷川周辺では、図 3.38 に示すように、神子畑川両岸に標高 600~700m 程度の山々が連なり、いずれの山も深い谷が刻まれている。そして、こうした山々に囲まれた神子畑川沿いのわずかな平坦部に集落が形成されている。

神谷川の流域面積は $A=1.29\text{km}^2$ で、本流には 3 本の支流が流入している。流域は扇状に広がり、本流は流域中の西端部を流下している。3 本の支流の内、2 本は本流の上流部で合流し、他の 1 本は下流部で合流する。この下流で合流する支流の流域が、流域全体の大半の面積を占めている。

本流沿いの谷地形は、中流域でやや谷幅が広がるものの、下流域の支流との合流部より先でやや谷幅が狭くなる。また、下流域で支流と合流する付近において、本流は大きく右へ蛇行している。

後述の図 3.40 の模式図に示すように、本流の溪流長は約 1,060m、源頭部と神子畑川合流部の高低差は約 350m である。神子畑川合流部付近の溪床勾配は平均 7° となっており、神谷川全域が土石流区間であることがわかる。このため、土石流が発生した場合、流下土砂の一部が神子畑川に流入する可能性が高いと言える。神子畑川沿いの神谷川合流部では、前後区間よりもやや広い平坦面が形成されているが、これは神谷川からの土石流堆積の影響も受けて形成された地形であると推察される。

(2) 地質概要

地質については、兵庫県の地質²⁾によると、当該地は夜久野岩類に属する斑レイ岩や生野層群に属する溶結凝灰岩、安山岩などが分布する地域に位置している。踏査では、下流で主に斑レイ岩が、中～上流部で凝灰岩の露頭が確認された。

両岩とも、溪床付近で見られるものは、溪流浸食に起因して中硬質な状態である。これに対し、山腹付近では、所々未風化により岩塊状の部分もあるが、大部分は強風化により土砂状を呈している。

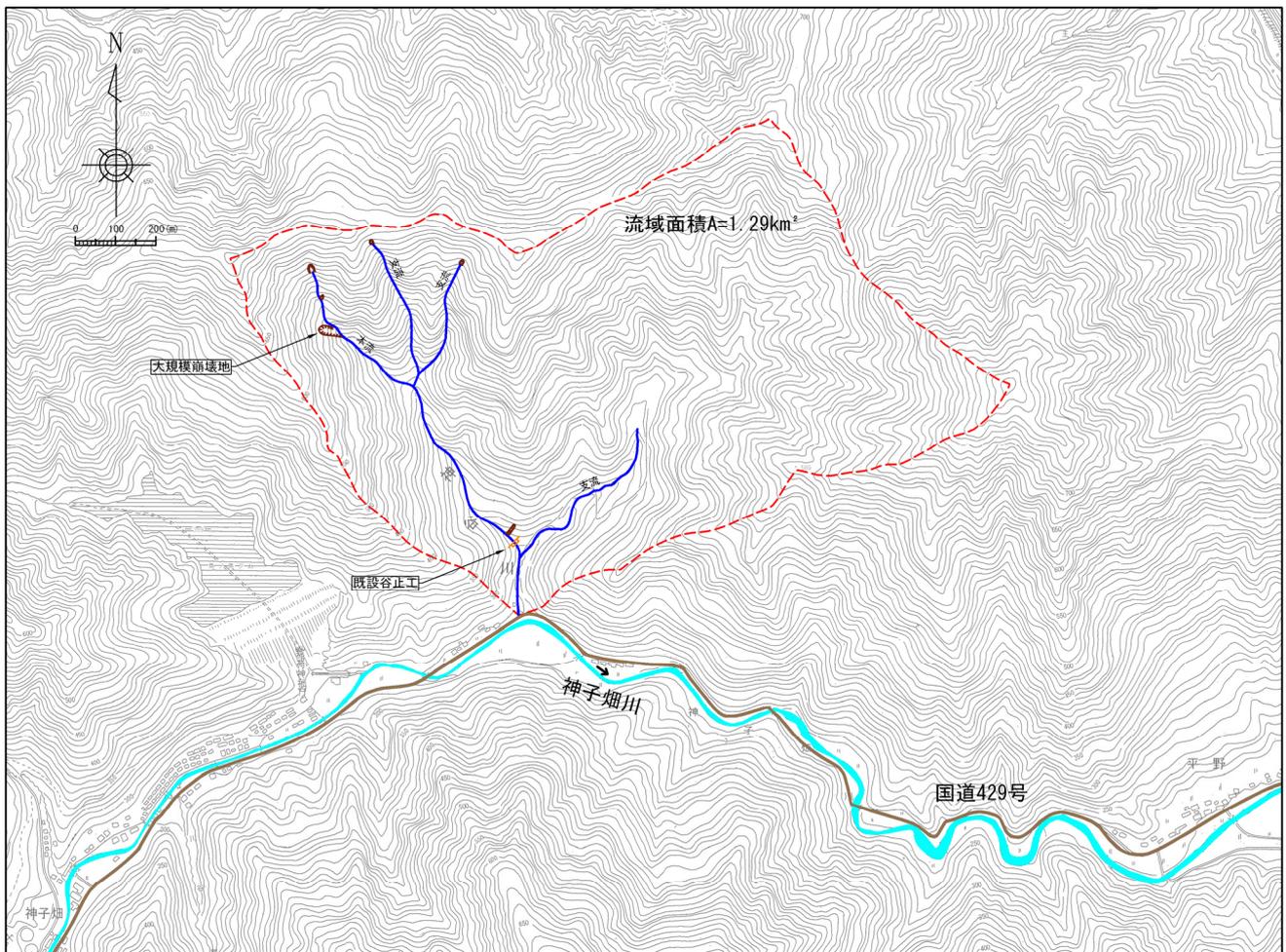


図 3.38 神谷川周辺の地形 ⁶⁾に加筆

3.5.2 土砂災害状況

神谷川沿いでは、本流上流部付近で発生した大規模斜面崩壊や本流源頭部で発生した斜面崩壊、及び本流溪流沿い各所の小規模斜面崩壊が主な土石流発生源となっている（図 3.39 参照）。斜面崩壊は、支流でも発生しているが、土石の流下痕跡から判断して、そうした斜面崩壊が土石流源として寄与した可能性は低いと推察される。

上記発生源より発生した土石流は、国道 429 号を横断し神子畑川に達するものであった。土砂は、国道を覆い（図 3.41）、溪流沿いの家屋にまで及んだ（図 3.42）。流下土砂はまた、図 3.43 に示すように、下流部の流路工を完全に閉塞するものであった。

流下土砂の堆積状況は、図 3.54 の模式図に示すように、平均溪床勾配 13° から下流で主に堆積し、堆積層厚は、約 2.5~3m 程度と推察される（図 3.44、図 3.47 参照）。こうした堆積土砂中に流木はほとんど見られない。中流部では、土砂流下の痕跡が立木等に残るだけで、土砂の堆積がほとんど見られない区間も存在した（図 3.48 参照）。また、土石流下時の浸食に伴い旧土石流堆積物の路頭が確認される部分も点在しており、過去から土石流が頻発していたことが伺われる（図 3.46 参照）。なお、溪流下流部には、谷止工が 1 基施工されているが、本構造物には土石流下に伴う明瞭な損傷等は見受けられない。

溪流沿いに見られる主な斜面崩壊は、図 3.45、図 3.49~図 3.53 に示すとおりである。これらの内、主溪流上流部で見られる大規模斜面崩壊（図 3.49）の規模は、目測によると幅約 20m、長さ約 80m、高さ約 15m である。本斜面では、崩壊から約 3 ヶ月経過した 11 月の時点においても、図 3.50 に示すように崩壊斜面下端部付近から活発な湧水が見られる。

なお、上述した個々の写真の撮影位置は、図 3.40 に示すとおりである。



図 3.39 神谷川全景（航空写真，災害発生後撮影）

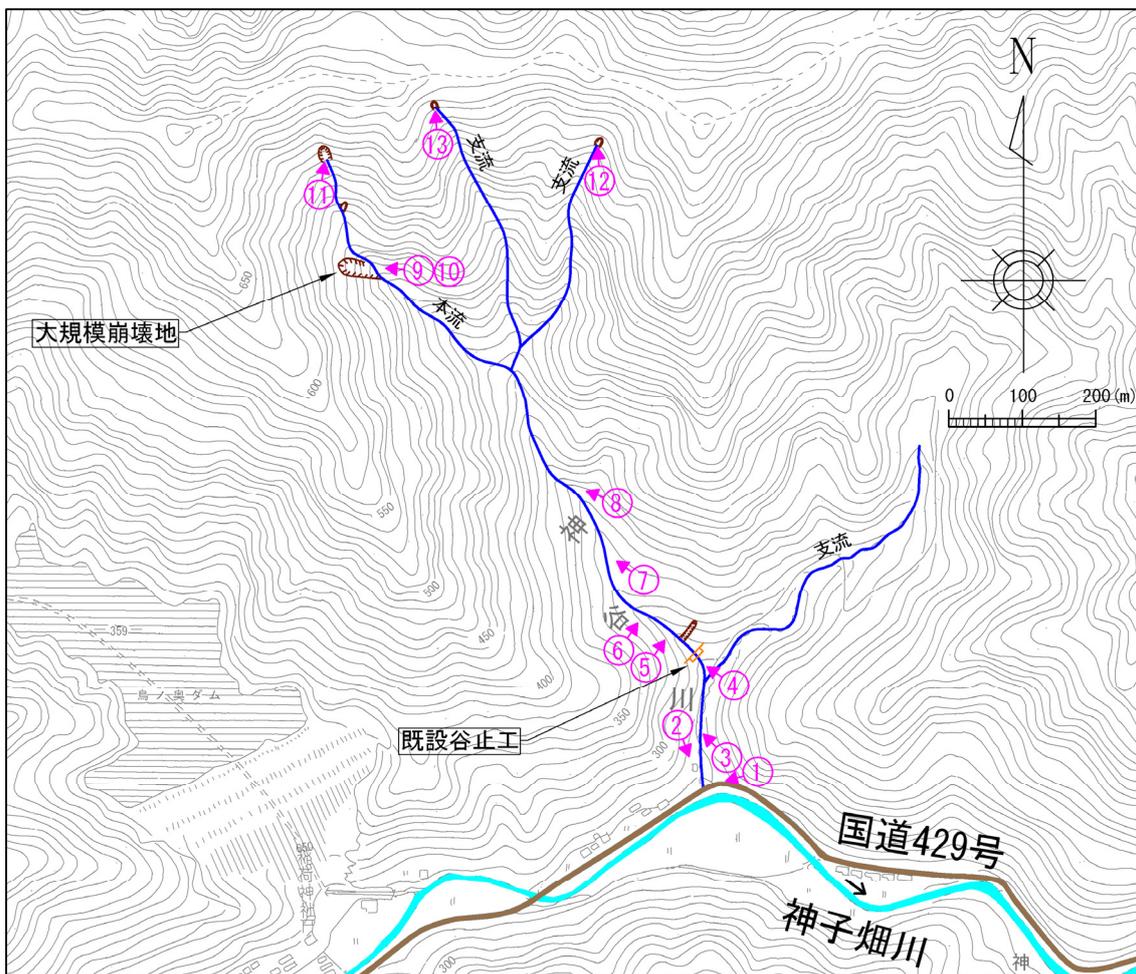


図 3.40 写真撮影位置図 6)に加筆



図 3.41 国道 429 号付近被災状況⁴⁾
(撮影方向①)



図 3.42 被災状況⁴⁾
(撮影方向②)



図 3.43 流路工閉塞状況⁴⁾
(撮影方向③)



図 3.44 下流付近土砂堆積状況
(撮影方向④)



図 3.45 下流付近の斜面崩壊状況 (撮影方向⑤)



図 3.46 旧土石流堆積物の露頭状況 (撮影方向⑥)



図 3.47 中下流付近土砂堆積状況⁴⁾
(撮影方向⑦)



図 3.48 中流付近の河道状況 (撮影方向⑧)



図 3.49 上流部における大規模斜面崩壊状況（撮影方向⑨）



図 3.50 大規模斜面崩壊状況近景（撮影方向⑩）



図 3.51 本流源頭部における斜面崩壊状況（撮影方向⑪）



図 3.52 支流源頭部斜面崩壊状況（撮影方向⑫）

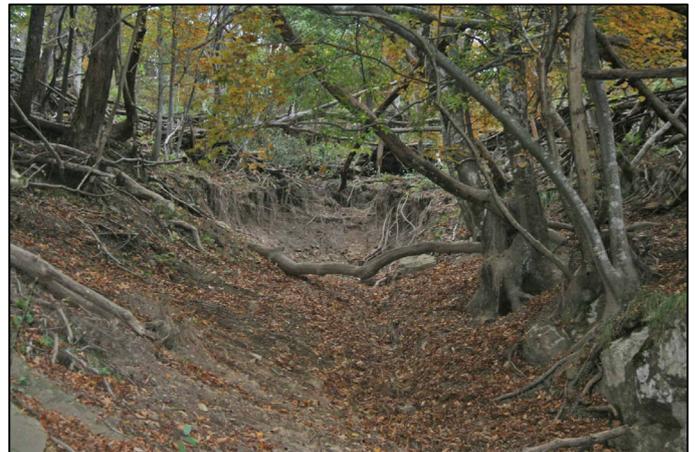


図 3.53 支流源頭部斜面崩壊状況（撮影方向⑬）

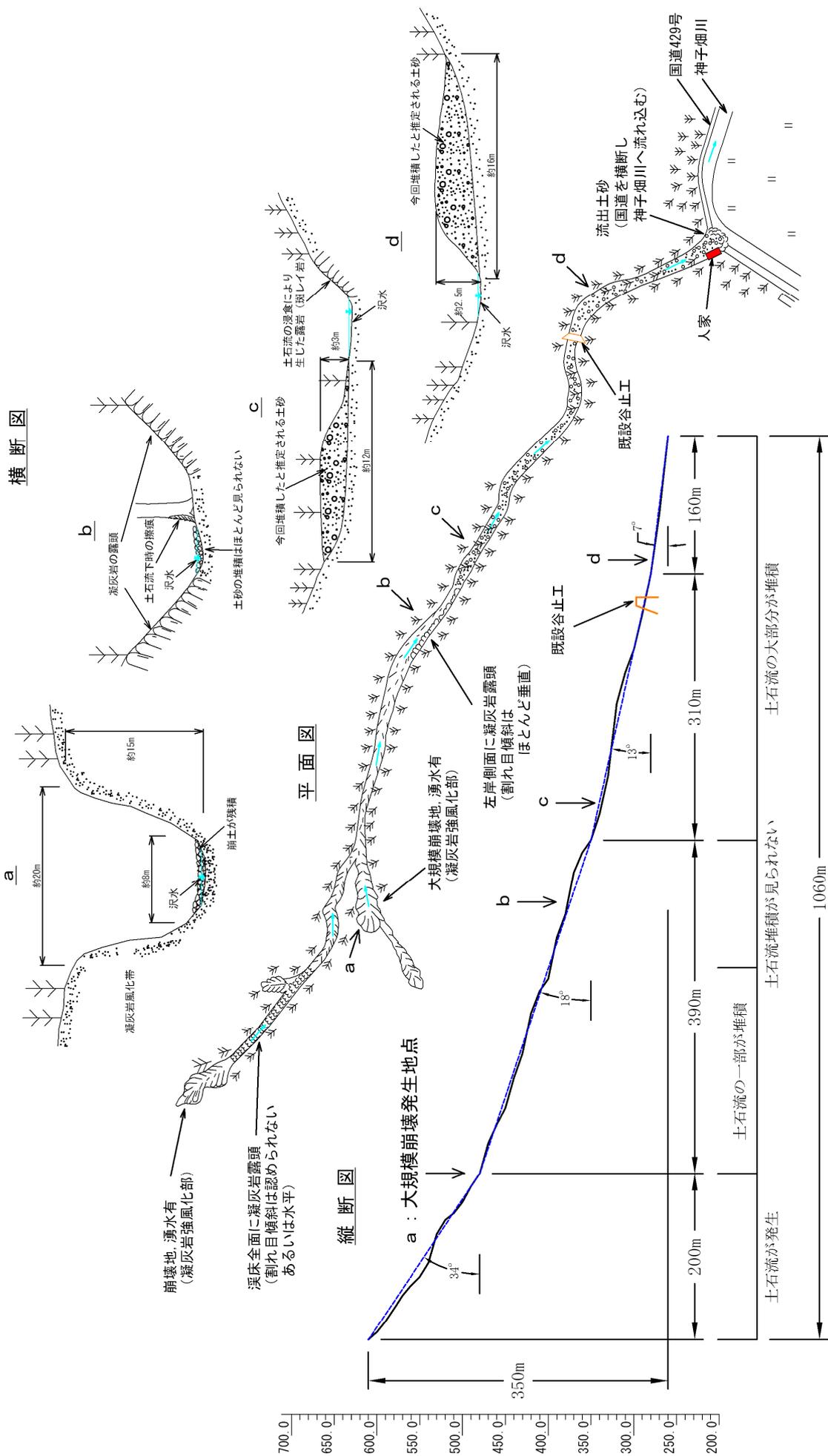


図 3.54 神谷川被災状況の模式的表現

3.5.3 土砂災害発生の特徴及び原因

前述の被災状況より、今回の神谷川における土石流災害は、本流上流部の大規模斜面崩壊や源頭部の斜面崩壊などが主な原因で発生したものと推察される。

台風通過前後の9日～10日に渡る降水量は、近傍の和田山アメダス観測局によると、2日間の総雨量が214.5mm、この間の時間最大雨量が42mmとなっており、短期間におけるこのような多量の降水量が誘因になったものと考えられる。一方、崩壊斜面の露頭は、崩壊地各所とも強風化により土砂状を呈する部分が多く見られることから、脆弱な地質状態が素因であったものと推察される。

ここで、斜面崩壊の原因について、本流上流部で発生した大規模斜面崩壊を対象にもう少し詳しく考察を加えてみる。

以下に示す図3.55は、大規模崩壊斜面に対して斜面上方に向かって描画したスケッチである。崩壊斜面の露頭は、未風化により岩塊状を呈する部分が点在するものの、強風化による土砂状を主体とする。崩壊斜面中では、頭部斜面の下方において多量の湧水が見られる(図3.56)。本湧水は、先にも述べたとおり、崩壊から約3ヶ月を経た11月においても見られることから、崩壊直後より持続的に流出しているものと推察される。また、同斜面中では、図3.55中に示すように湿潤な領域も散在しており、上方斜面からの地下水供給が活発であることがわかる。

崩壊頭部斜面では、図3.57や図3.58に示すように、多数の空隙の分布が見られる。これらは水みちと考えられるが、台風通過時にはこれらの水みちを地下水が活発に流動したものと考えられる。このような水みちは崩壊頭部斜面下方に集中的に分布しており、水みちを介した地下水供給に伴う急激な水位上昇が土砂状斜面を不安定化させ、崩壊に至らしめたものと思われる。

一方、崩壊発生斜面の末端部は、前図3.38などからわかるように本流の水衝部に位置する。これより、台風通過時には、溪流を流下する土石や洪水流による斜面末端部の浸食が発生していた可能性が考えられる。そして、このような斜面末端部の浸食も崩壊斜面の不安定化に寄与したものと推察される。

以上より、大規模斜面崩壊は複雑な要因が絡み合った結果として発生したものと結論づけられる。

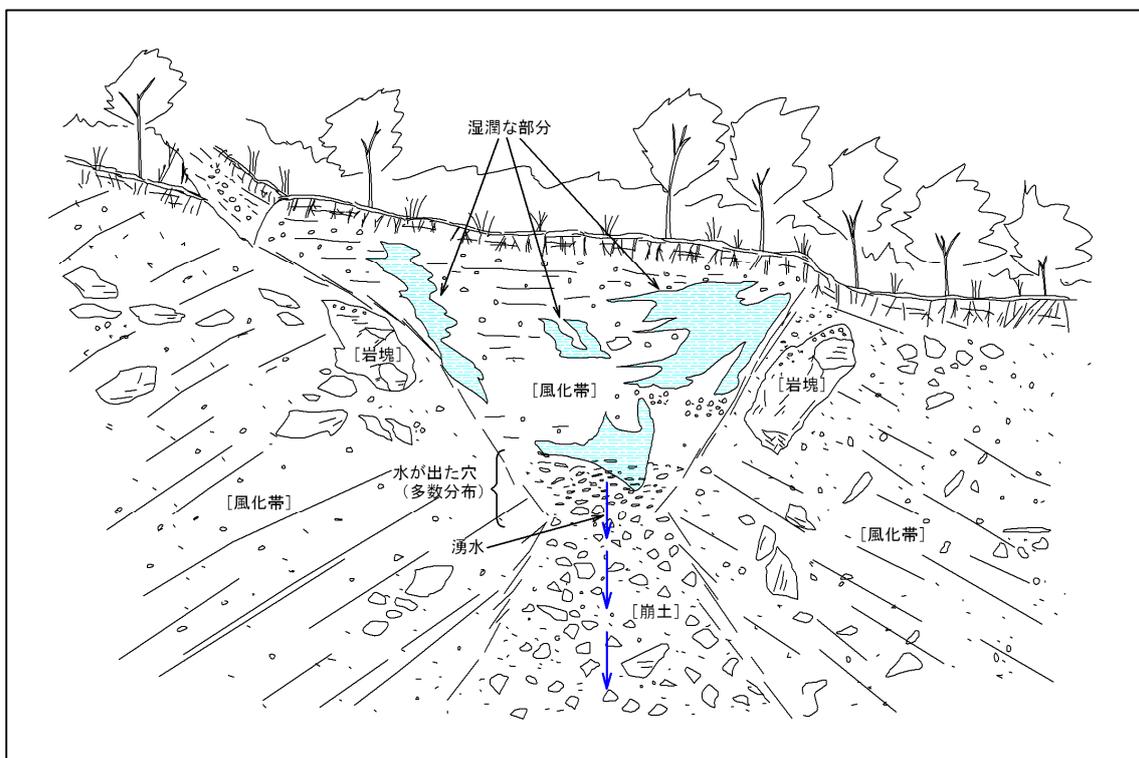


図 3.55 大規模崩壊斜面露頭スケッチ



図 3.56 崩壊斜面中に見られる湧水状況



図 3.57 崩壊斜面中の空隙状況



図 3.58 崩壊斜面中の空隙状況

3.6 まとめ

佐用町，宍粟市，朝来市で発生したいくつかの斜面災害ならびに土石流災害事例を整理した結果をまとめると以下のようなになる。

(1) 斜面崩壊箇所，発生土砂量について

- ・現地調査した斜面崩壊は，仁位地区や神谷川地区のように溪流の上流域で発生した大規模な崩壊と奥海地区や上石井地区のように斜面の比較的急傾斜の斜面頂上部付近から直線的に流下した土砂の少ない崩壊の大きく2つに分けることができる。また特異な例として，福知白口地区のように河川洗掘によって発生した斜面崩壊もあった。このように，集中豪雨により斜面災害が多数発生したが，発生箇所は平成16年台風23号による淡路地域(地質は花崗岩地域)での被害などに比べると少ない。
- ・山腹崩壊が原因で溪流沿いに土石流化したところもあるが，斜面途上で崩土が留まっているところもあることから，今後の降雨による土砂流出が懸念される。

(2) 地質的特徴について

- ・集中豪雨が発生した地域の地質は流紋岩質溶結凝灰岩や安山岩，斑レイ岩などの火成岩や粘板岩，頁岩，砂岩などの堆積岩よりなる。火成岩地域では一部，神谷川地区で発生したような大規模な崩壊があったが，全般的に風化層が薄く，風化した部分も砂礫状となっている。一方，粘板岩の風化層は火成岩に比べると厚いが，風化層自体がシルト，粘土化している部分が多い特徴がある。

(3) 崩壊メカニズムについて

- ・規模の大きな崩壊によって発生した土石流は，仁位地区では上部の粘板岩風化層の崩壊，神谷川地区では本流上流の凝灰岩風化層の大規模斜面崩壊が原因となっている。風化層での崩壊は浸透水が集中豪雨時に吹き出た可能性が高い。地質的な素因によって，斜面内に浸透した水が縦亀裂を伝って集中したことも考えられる。
- ・比較的薄い表層崩壊型の崩壊が発生した奥海地区，上石井地区の崩壊の原因は，平成16年の台風によって斜面上部が倒木し，降雨が直接地山に流入しやすい条件となっていたところに，今回の非常に強い降雨を受け，降雨が地山に浸透し，土の強度が低下することによって安定を失い崩壊したと考えられる。さらに，複合的要因として，基盤面からの湧水の影響も否定できない。
- ・福知白口地区では，河川の流水の浸食作用が原因となって下部が流出し，斜面がバランスを崩して崩壊したものと推察される。

参考文献

- 1) 国土地理院：地図閲覧サービス HP より
- 2) 兵庫県：兵庫県の地質，1996
- 3) 国際航業株式会社 HP より
- 4) 兵庫県より提供
- 5) 国土地理院：数値地図 200000 日本-III
- 6) 朝来市：10,000 分の 1 地形図

4. 豪雨時に効果を示した対策工の事例

本章では今回の台風時に効果を示した対策工の事例について取り上げる。

4.1 宍粟市一宮町杉田地区～谷止工、山腹工の効果事例～

4.1.1 地形・地質概要

宍粟市一宮町杉田地区は、図 4.1 に示す箇所に位置する。対象地の地形は、傾斜 30～45° の急傾斜の北向き斜面で、斜面形状は凸形尾根型斜面と凸形直線斜面である。また、対象地域周辺の地質は生野層群の中部類層(流紋岩質多結晶溶結凝灰岩、斑状安山岩、安山岩質火砕岩)、下部類層(流紋岩質多結晶溶結凝灰岩、流紋岩質～安山岩質火砕岩・同質火砕岩、頁岩、砂岩・凝灰岩)が分布する(図 4.2 参照)。当該地には、崩壊地や山腹斜面に硬質な斑状安山岩の露頭が確認できる。

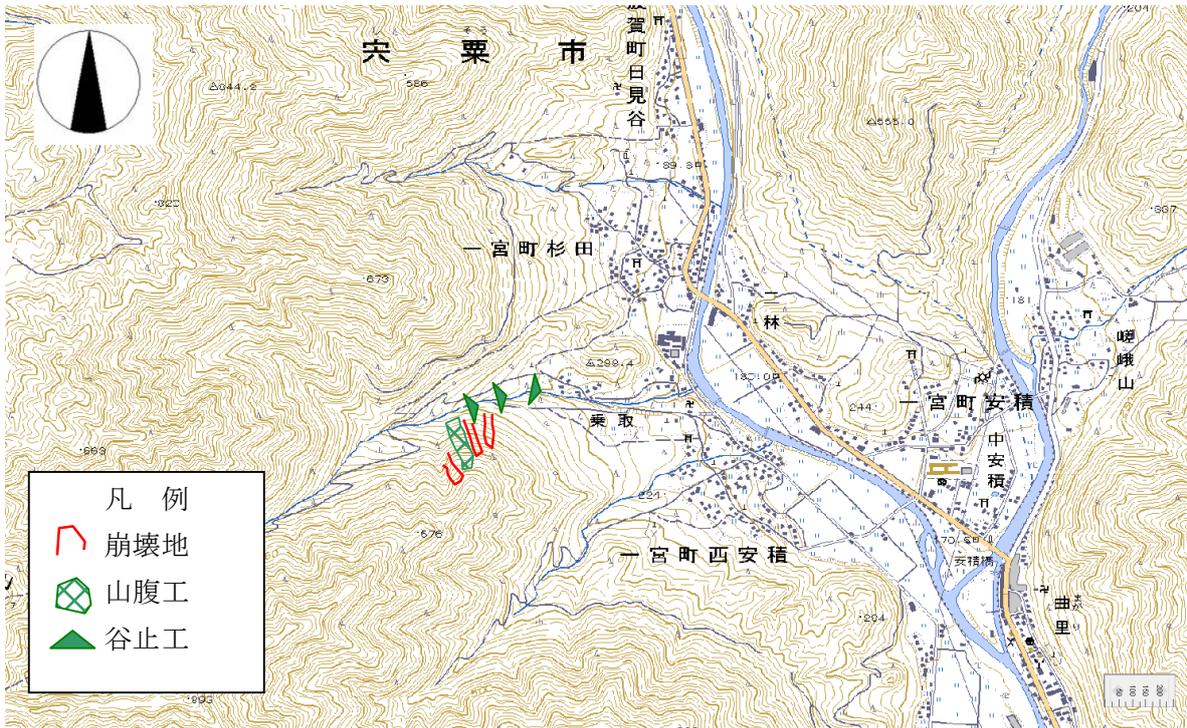


図 4.1 25,000 分の 1 地形図「安積」¹⁾に加筆

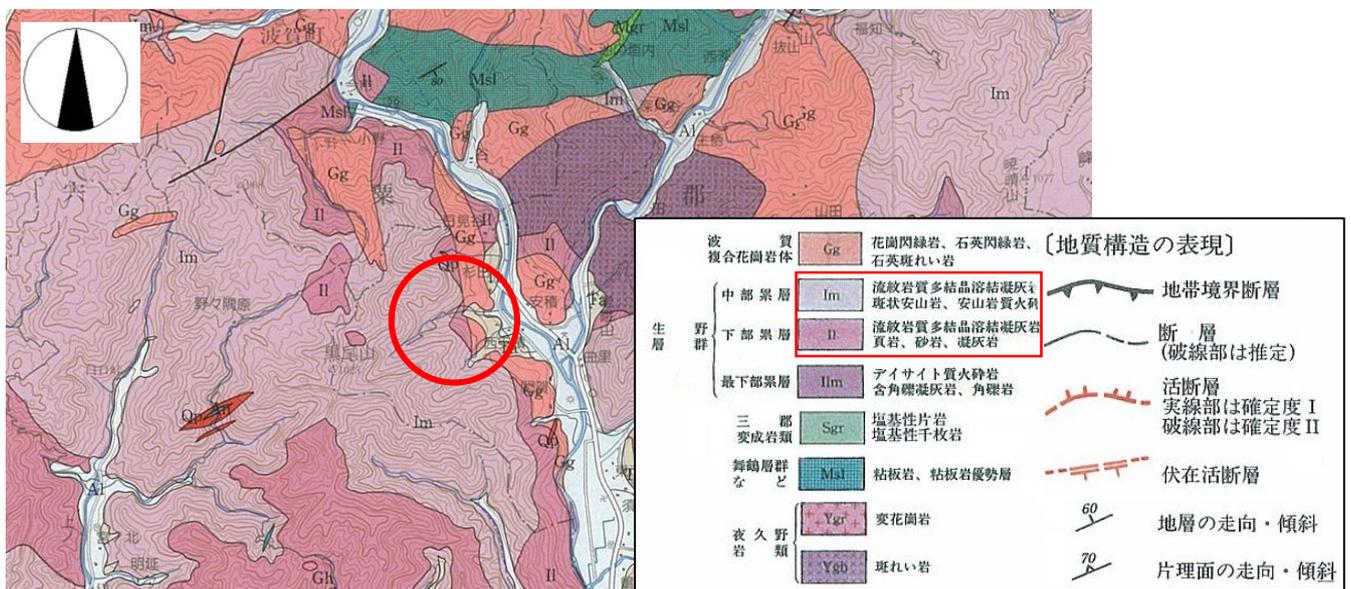


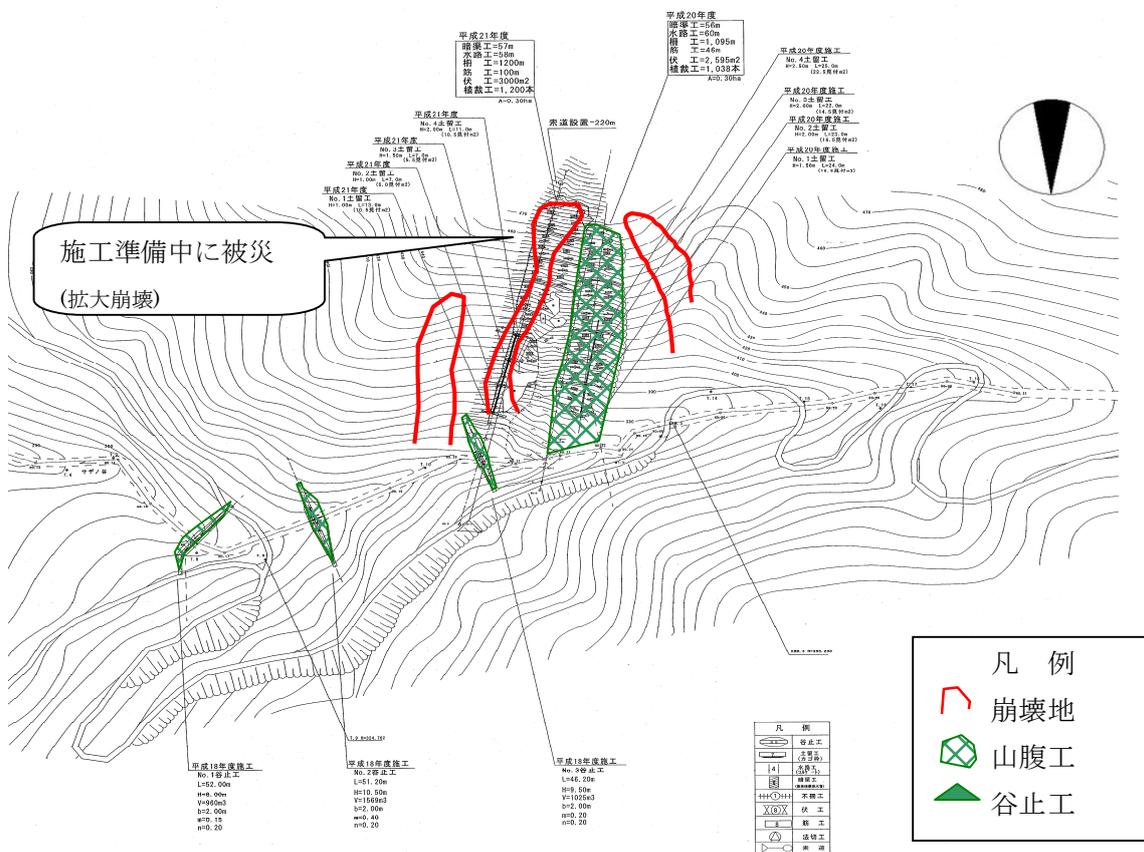
図 4.2 100,000 分の 1 地質図²⁾に加筆

4.1.2 対策工の概要

当該箇所は、平成16年台風23号による風倒木被害地で、平成18年7月豪雨によって、図4.3に示すような山腹崩壊2箇所が発生³⁾した。そのため、山脚の安定に、谷止工3基(平成18年度に施工完了)、山腹崩壊地の安定、緑化を目的として、土留工、排水工(暗渠工、水路工)、柵工、伏工、筋工、植栽工(平成20年度に一部施工完了)が計画的に施工されていた。山腹工の配置と構造は、図4.4に示すように山腹崩壊箇所に対して、斜面下部から土留工、柵工が、ほぼ中央に排水工が施工されている。土留工(カゴ枠 H=1.0m)や柵工(木柵杭長さ1.0m)、筋工(カゴ枠 H=0.5m)の間には、雨水による浸食を防止するために伏工が施工され、植栽工が施されている。現在は、図4.5に示すように山腹斜面は伏工施工によって草本類が繁茂している。



図 4.3 平成18年7月豪雨による山腹崩壊状況³⁾



4.1.3 対策工の効果と周辺の山腹崩壊の状況

被災状況は、図 4.5 と図 4.10 のスケッチに示すように、既設山腹工左隣の斜面は平成 18 年 7 月豪雨により崩壊した箇所で再度崩壊が発生し、既設山腹工右隣の斜面と左端端の斜面では、今回新規に崩壊が発生している(図 4.6, 4.7 参照)。これら新規崩壊は、幅 10m~30m 程度、崩壊厚さは山腹工右隣の斜面で 0.5~1.0m 程度、左端端の斜面で 0.5m 程度と比較的土量の少ない表層崩壊型の斜面崩壊である。山腹工右隣の斜面の崩壊発生源は、図 4.8 に示すように土砂層で形成されており、明瞭な滑落崖が形成されていないほど薄い崩壊である。斜面中腹には、班状安山岩が露出している。

また、崩落した土砂とスギ・ヒノキは、上流側の 2 基の谷止工の中に堆積し、最下流の谷止工まで土砂、流木は流出していなかった。なお、最上流側の谷止工は今回の崩壊によって、ほぼ満砂状態(図 4.9 左)となっている。一方、山腹工が施された斜面では、図 4.9 右に示すように土砂移動はほとんど認められず、健全な状態であり、対策工の効果が発揮されている。



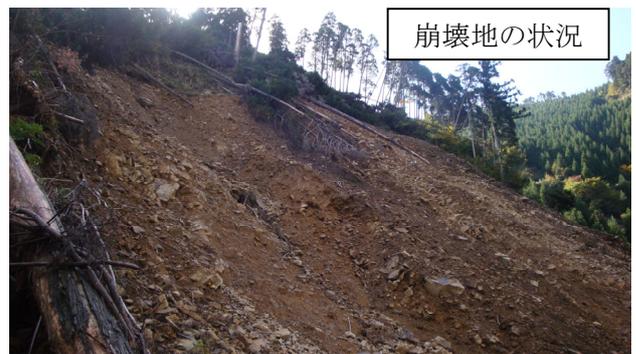
図 4.5 谷止工、山腹工と崩壊地の状況⁵⁾



図 4.6 斜面下部から眺めた谷止工，山腹工と崩壊地の状況⁴⁾



図 4.7 山腹工施工斜面奥の崩壊地の状況⁴⁾



崩壊地の状況



未崩壊地の表層

図 4.8 崩壊地の表層土砂状況



図 4.9 谷止工と山腹工の状況

対策工の効果(宍粟市杉田地区)

(現地踏査 2009/10/21)

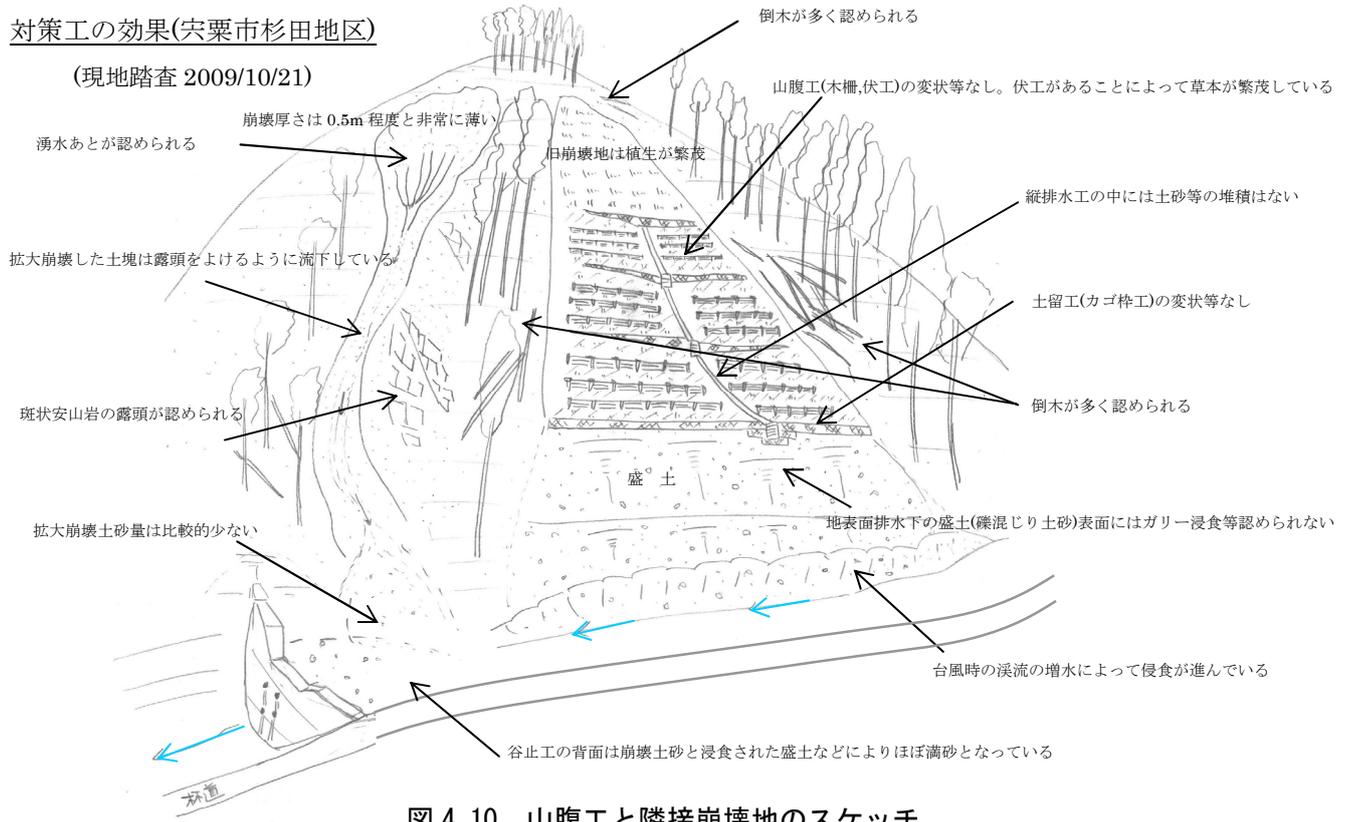


図 4.10 山腹工と隣接崩壊地のスケッチ

4.1.4 考察

谷止工が、施工されていたことによって、下流域への土砂、流木の流出を未然に防ぐことができ、大きな効果を発揮していた。未対策斜面で発生した表層崩壊のメカニズムは、斜面勾配が 40° と急であること、風倒木によって裸地状態であり、直接豪雨を地表面に受けたこと、厚さ $0.5\sim 1.0\text{m}$ 程度の非常に薄い崩壊であったことから、佐用郡佐用町上石井地区で発生した崩壊とほぼ同様のメカニズムで崩壊に至ったと推察する。

当該斜面の山腹工は、平成 18 年 7 月の豪雨によって山腹崩壊が発生した箇所であり、移動土層が少なくなっていた可能性はあるものの、すぐ左隣の斜面のような拡大崩壊が発生していなかったことから、伏工による降雨の地山浸透抑制効果、柵工、筋工、土留工による地表面流の流速の増大抑制効果、さらに排水工による地表、地中浸透水を斜面外に排出する効果がシステムとして十分に機能したと考えられる。

4.2 佐用町桑野の事例

4.2.1 地形・地質概要

佐用郡佐用町桑野地区は、図 4.11 に示す箇所に位置する。地形は、傾斜 $35^{\circ} \sim 45^{\circ}$ の急傾斜の西向きの尾根状の斜面である。この斜面は、平成 16 年の風倒木被災地であり、風倒木処理跡地が平成 18 年 7 月の豪雨災害により表層斜面崩壊が発生した後、平成 19 年度の兵庫県治山事業による山腹工が実施されている。地質は、生野層群の下部累層の溶結凝灰岩が分布する(図 4.12 参照)。調査地の約 500m 南方と約 500m 北方に山崎断層が西北西～東南東方向に延びている。山崎断層は姫路市北部から岡山県大原にまで 80km にわたって連続する大規模な断層系であり、左横ずれの活動を繰り返してきたことが知られている。当該地には、崩壊地や山腹斜面に硬質な溶結凝灰岩の露頭が確認できる。



図 4.11 25,000 分の 1 地形図「土万」¹⁾ に加筆

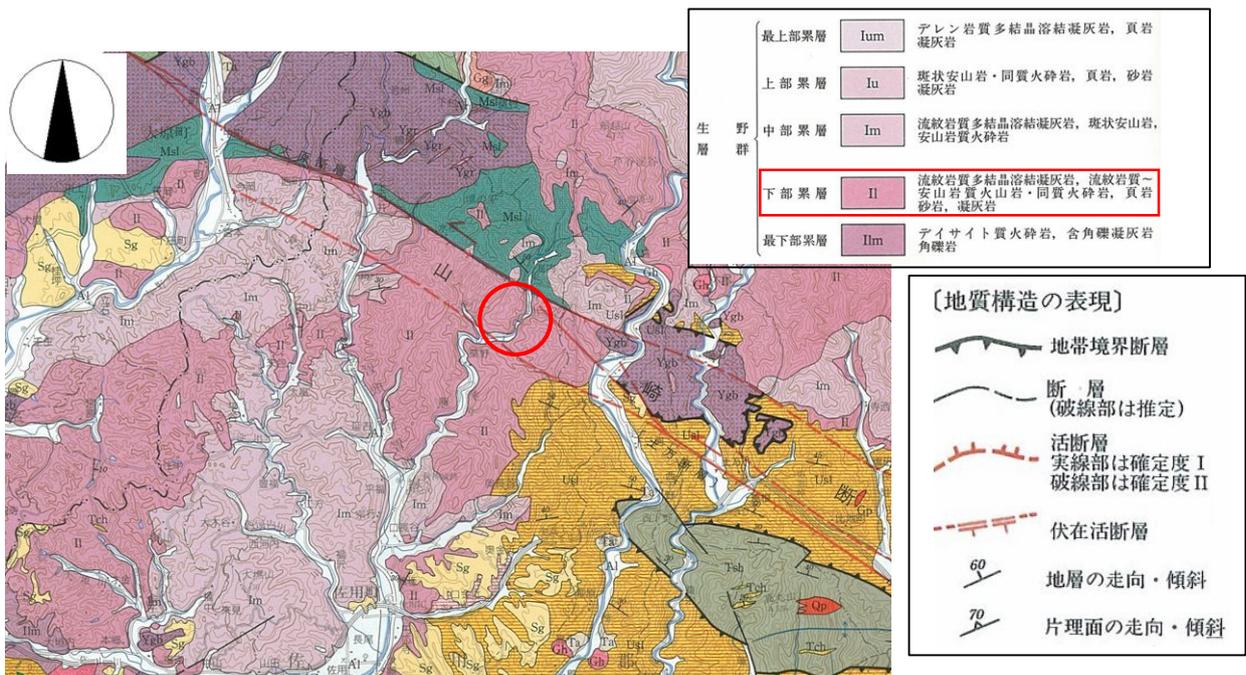


図 4.12 100,000 分の 1 地質図²⁾ に加筆

4.2.2 対策工の概要

本斜面には既往崩壊地が存在するが、崩壊地に対して、平成19年度に以下の山腹工が施工されている(図4.13参照)。

【山腹工の種類】

1. 山腹基礎工(図4.14, 4.15)
 - ・土留工(コンクリート土留工, 鋼製枠土留工)
 - ・水路工
2. 山腹緑化工(図4.16)
 - ・緑化基礎工(柵工)
 - ・植生工(植栽工)
3. 落石防止工(図4.17)
 - ・落石防護工(覆式落石防護網)

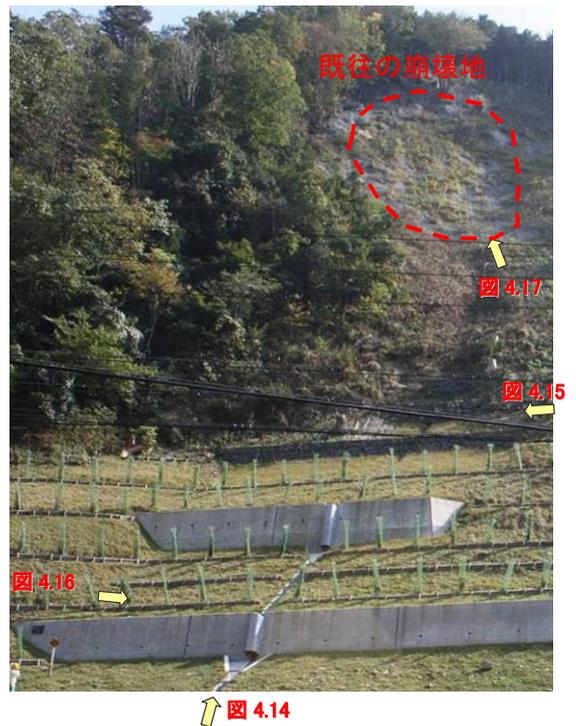


図4.13 佐用町井ノ久保地区の山腹工



図4.14 コンクリート土留工と水路工



図4.15 鋼製枠土留工



図4.16 柵工と植栽工



図4.17 覆式落石防護網

4.2.3 豪雨時の対策工の効果

今回の豪雨後に実施した現地踏査（2009/10/28）の対策工周辺では、流水跡や少量の落石（ただし、豪雨時のものかは不明）（図 4.18, 4.19）が確認されたが、崩壊等の現象は確認できなかった。



図 4.18 対策工の斜面状況



図 4.19 対策工の斜面状況

ただし、覆式落石防護網の未施工部では崩壊が発生していた（図 4.20 参照）。

この崩壊は、幅 5～10m 程度、長さ 110m(平面距離)、崩壊厚さ 0.5～1.0m 程度と比較的土量の少ない表層崩壊である（図 4.21 参照）。

崩壊発生源は、覆式落石防護網が施工されていない箇所である（図 4.20、図 4.21 参照）。防護網の末端部アンカーが侵食によって露出した状況が確認された（図 4.22 参照）。また、上部で発生した崩壊土砂によって、下部に設置されていた柵工や植栽工が流出していた（図 4.23 参照）。ただし、崩壊地下方に設置されていた柵工や植栽工、コンクリート土留工によって、崩壊土砂量が抑制されており、道路への土砂流出は小規模であった。

このように、本事例は対策工（特に覆式落石防護網の有無）の崩壊抑制効果を示しているが、未対策部で崩壊が発生したことから、対策工の範囲選定の難しさも同時に示している。



図 4.20 崩壊斜面状況

斜面崩壊(佐用町桑野)
(現地踏査 2009/10/28)

崩壊規模

崩壊幅 5~10m 程度
崩壊深さ 0.5~1.0m 程度
崩壊長さ 110m 程度

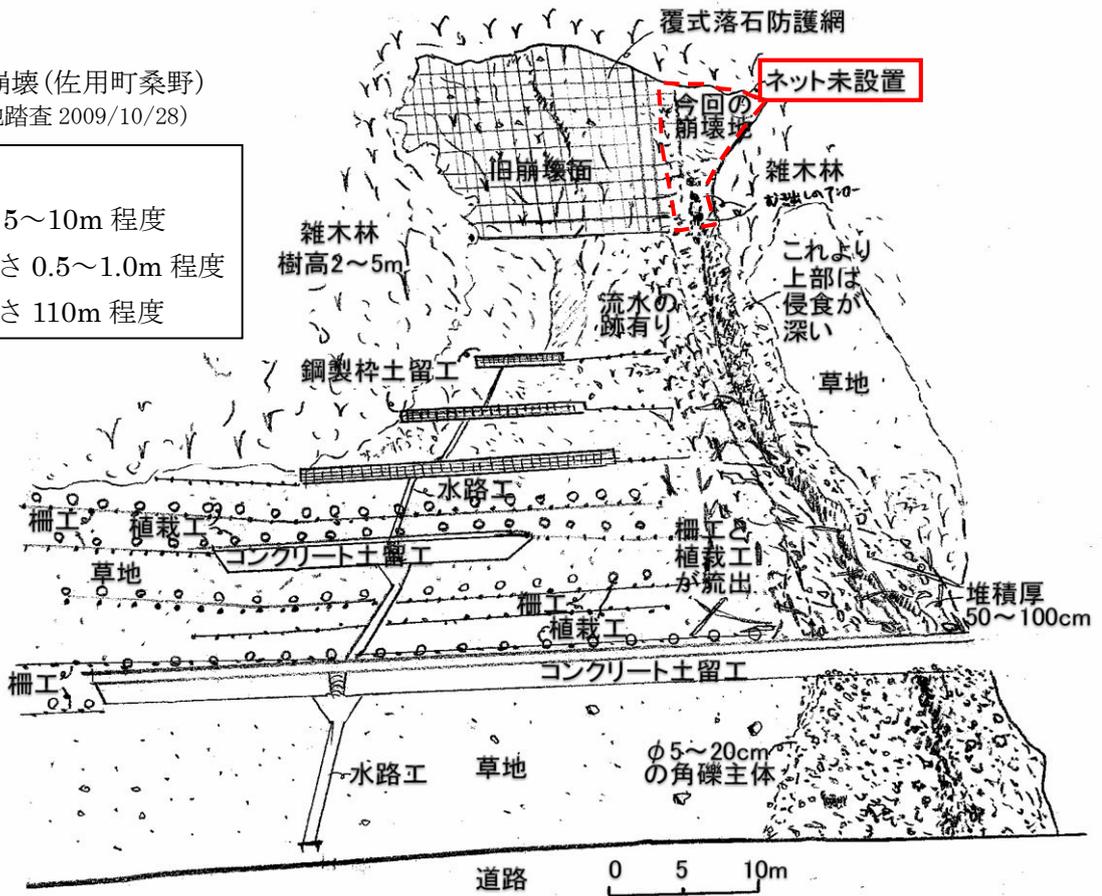


図 4.21 崩壊地のスケッチ



図 4.22 アンカー露出状況



図 4.23 崩壊地下部の流出状況

4.3 朝来市佐囊 大谷川地区

4.3.1 対策施設概要

朝来市神子畑に位置する大谷川は、国道 429 号沿いの南側斜面を北東方向に向かって流下する溪流である。本溪流は、一級河川神子畑川に流入している。

大谷川の下流部には、砂防事業により砂防えん堤が設置されている。えん堤は、平成 7 年から平成 9 年に渡り施工されたもので、高さ H=14.5m、幅 L=73.5m とかなり大規模である。大谷川及び砂防えん堤の位置を図 4.24 及び図 4.25 に示す。



図 4.24 大谷川位置図 ⑥)に加筆



図 4.25 大谷川中下流部全景（航空写真，災害発生後撮影）

4.3.2 整備効果

大谷川谷出口から神子畑川までの間には、7戸の人家と市道が分布する。大谷川で土石流が発生した場合、図4.26に示すようにそれら家屋や市道の被災が想定されている。砂防えん堤の整備は、それらの保全を目的として整備されたものである。

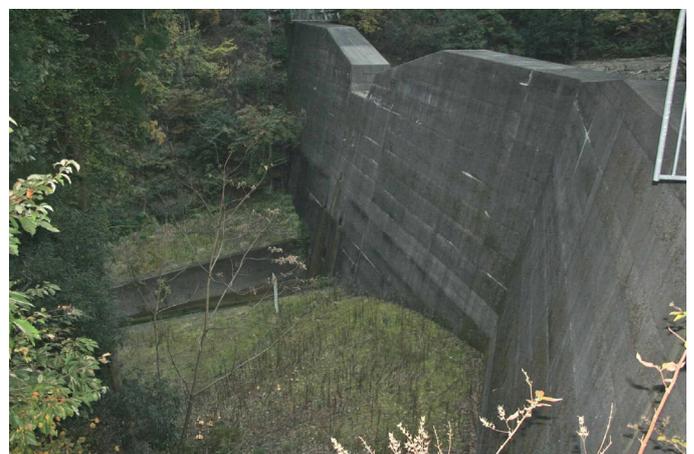
今回発生した土石流及び流木は、えん堤で十分に捕捉された。図4.27はえん堤の上下流の状況を示したものである。図4.25中に示す航空写真からもわかるように、えん堤上流側では、かなり多量の流木や土砂が流入している。これに対し、砂防えん堤の下流側では、土砂や流木が流出した痕跡が見られない。これより、砂防えん堤は、上記の保全対象物に対して土石流や流木による被害を回避することが出来、十分な整備効果が得られたことがわかる。



図4.26 砂防えん堤と保全対象物の位置関係⁴⁾



(a) えん堤上流側



(b) えん堤下流側

図4.27 砂防えん堤付近の状況

4.4 長大斜面（アンカー工）の事例

事例現場は現在建設中の中国横断自動車道姫路鳥取線と中国自動車道の連結部である口金近地区の長大斜面である。掘削途中の現場の航空写真（平成 20 年 9 月）を図 4.28 に示す。図から判るように、中国自動車道（図右下）と中国横断自動車道姫路鳥取線（図左上に伸びる建設中の道路）のジャンクション予定地である。山崎断層の影響を受けた断層破碎帯が確認されている地盤でもある。当初は図 4.29 に示すように、原地盤で小段をもうけながら法面勾配 1:1.2 で掘削が続けられていたところ（全 9 段掘削の 7 段目を掘削中）、土塊（幅約 130m、奥行き約 100m、深さ最大 20m）が動いたため、押さえ盛土を急遽行い土塊のすべりを応急的に防ぐとともに、詳細な地盤調査が行われた。その結果、地山の地質は頁岩主体で基岩（CM～CH 級）は 30 度程度の傾斜をもつ流れ盤となっており、表層付近の風化に加えて地山下部は深部まで強度が低い D 級となっていた。そこでその後の新たな工事では、地質調査の結果を受け、排土により地すべり土塊である強風化帯を取り除き基岩部まで露出させ（法面勾配 1:1.5）、下部の強度が低い地盤については法面勾配を緩くした上で（法面勾配 1:1.7）、小段幅を広くとることとした（同図の排土工掘削線）。また動態観測として、当初工事の地すべり後に設置された挿入式傾斜計による地中変位の継続観測、切土の影響をひずみレベルで把握するためのパイプひずみ計の設置、地山内水位把握のための水位計設置、地表面変動把握のための GPS 変位計設置を行い、更には光ファイバにより地山内ひずみを 3 次元で計測する新しい計測手法（光ファイバゴムセンサ）も導入した。これらの計測位置を図 4.30 に示す。



図 4.28 現地航空写真（平成 20 年 9 月）

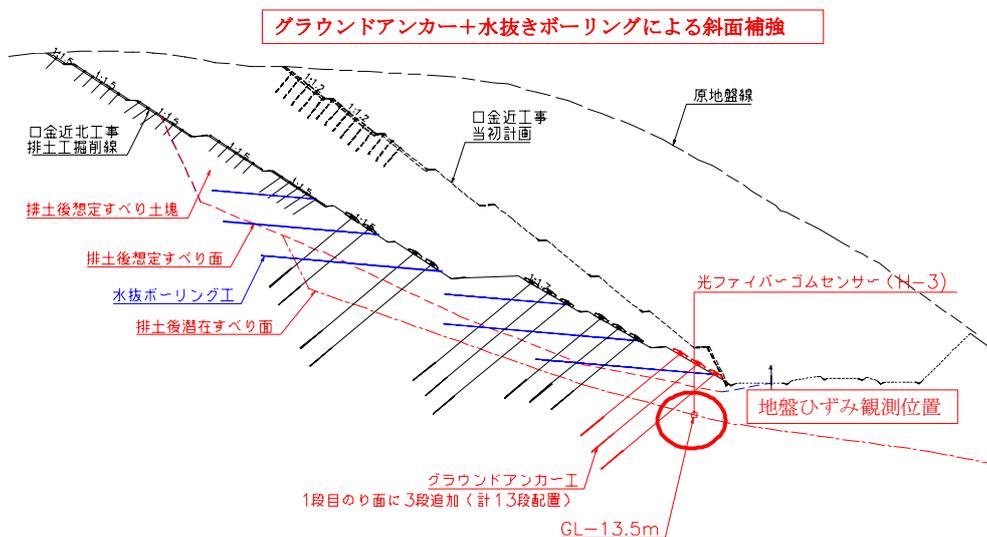


図 4.29 原地盤断面、当初掘削計画断面、新たな掘削断面および対策工位置（水抜きボーリング、グラウンドアンカー）

光ファイバダグセンサー及びパイプ歪み計設置位置図

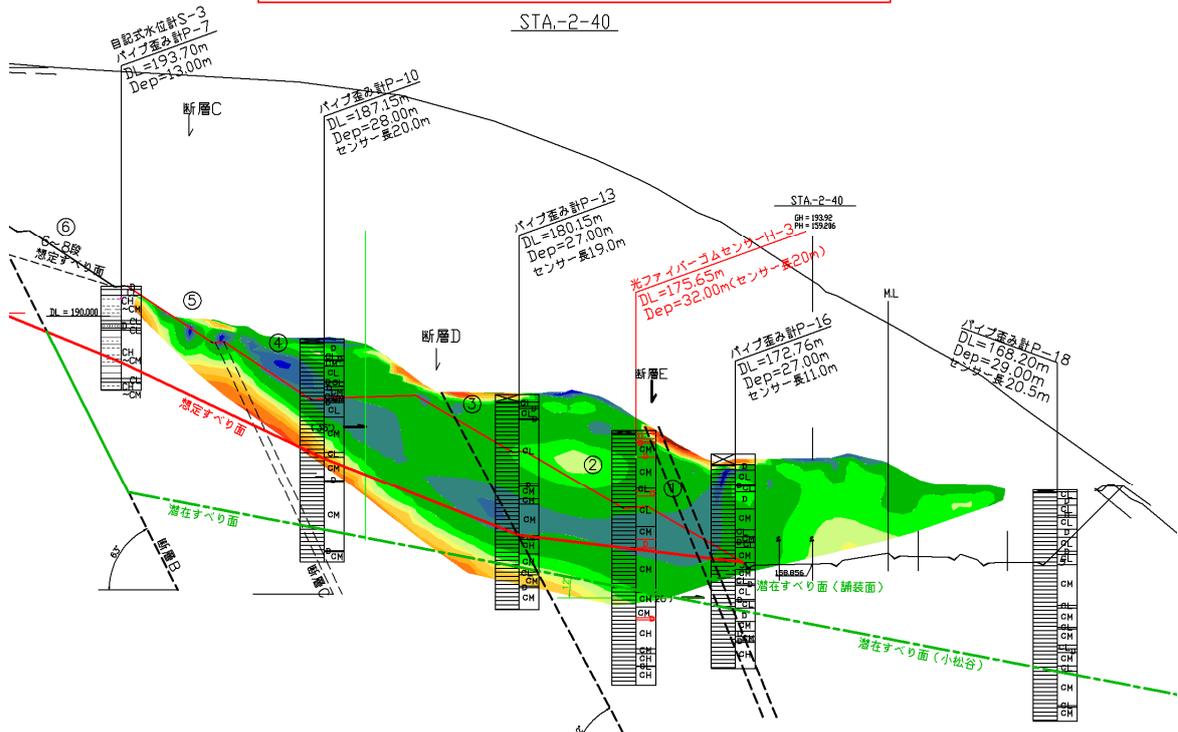


図 4.30 ボーリング結果および計測器の設置位置

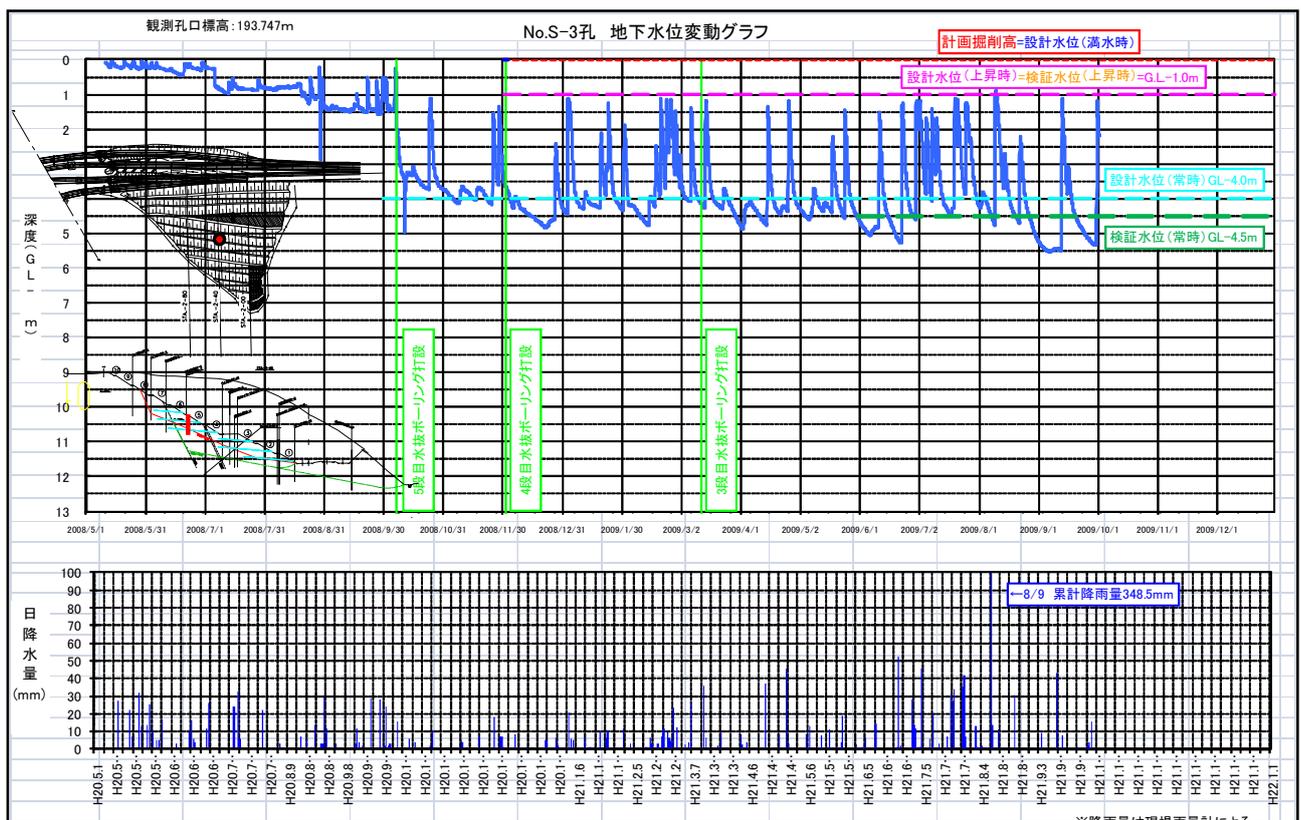


図 4.31 地盤内水位および日降水量の経日変化

新たな工事の切土土量は 36 万 m^3 に達し、図 4.28 や図 4.29 から判るように、地山除荷量は非常に大きくなっている。そのため地山内弱層の応力解放による挙動が技術的課題として挙げられ、掘削による応力解放の影響評価のため、自然堆積土の挙動を再現できる弾塑性プログラム(名古屋工業大学で開発された FEMtij-2D)による切土掘削 FEM 解析を実施した。そして、動態観測結果と照合させながら地山挙動の評価を行った。また、

図 4.29 に示すように、下部 5 段についてはグラウンドアンカー（13 列）と水抜きボーリングによる対策工を行っている。グラウンドアンカーは図中に示すように、想定すべり面だけでなく、より深い潜在すべり面に沿って土塊が動く（掘削途中の動態観測では掘削の進行に伴い、想定すべり面だけでなく潜在すべり面上でもある大きさのひずみの発生が見られた）可能性もあるので、長いものでは 30m のアンカー長となっている。

さて、新しい掘削では全 10 段の掘削となるが、その最終段の斜面を掘削時に今回の台風 9 号による集中豪雨がこの地域を襲った。図 4.31 は No. S-3 地点（位置は図 4.30 参照）の水位変化を日降水量の変化とともに描いている。同図より、地盤内水位が降水量の変化に対応して時間遅れなく反応していることが判る。すなわち、水抜きボーリングの効果等により地山のマスとしての透水係数は大きく、降雨により時間遅れなく地下水水位が上昇しても、降雨終了とともにすぐにもとの水位に戻っている。

図 4.32 は光ファイバーゴムセンサーを使って潜在すべり面近く（場所は図 4.29 の赤丸で示した位置）で計測した地盤内の軸ひずみおよび曲げひずみの経日変化を示す。光ファイバーゴムセンサーを用いると 10cm ピッチでのひずみの計測が可能であり、地盤内の連続的な地盤の動きを知ることができる（パイプひずみ計では通常 1m ピッチでしかひずみは計測できない）。図中のキャプションは測定深さを m 単位で表すが、ほぼ連続的に地盤中のひずみの変化を捉えていることが分かる。同図より、掘削の進行に伴いひずみの増加が見られても、豪雨のあった 2009 年 8 月 9 日前後においては特段大きなひずみの変化はみられない。これは、現場の動態観測で照合させながらその効果を切土掘削 FEM 解析で検証し実施した対策工が今回の豪雨に対しても有効であったことを意味している。図 4.33 に豪雨に耐えて完成した切土斜面の全景写真を示す。

ところで、今回の斜面の計測、解析を中心的に実施し、工事の完成に多大の貢献があった東洋建設㈱の馬場慎太郎君が今回の豪雨時の避難途中で水害で亡くなられる不幸があった。心からご冥福をお祈りしたい。

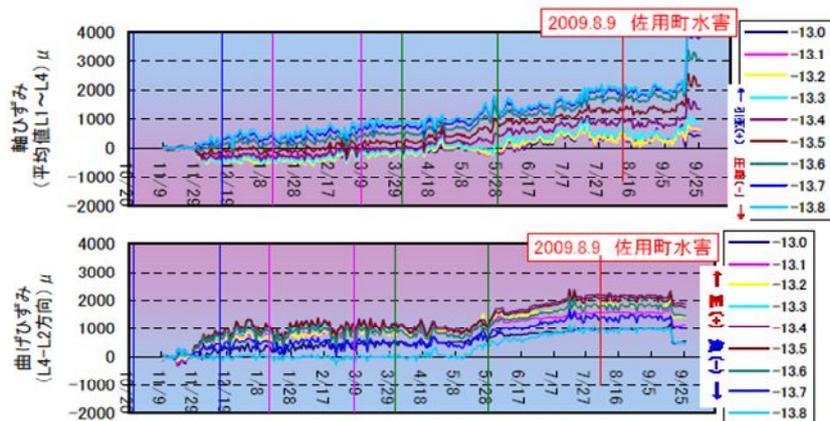


図 4.32 軸ひずみおよび曲げひずみの経日変化



図 4.33 完成後の斜面（平成 21 年 10 月）

4.5 盛土の防水工の事例

4.5.1 事例概要

本節で取り上げた事例は、兵庫県佐用郡佐用町において、沢地形部の地山にすりつくように築造された最大盛土高さ約 14m の補強土壁盛土である。補強土壁盛土は沢地形にあるため地山からの浸透水が集水しやすい状況下であり、当初、盛土内に表流水が浸透しやすい状況にあった。そこで、盛土背面に排水対策を施し、その施工後からおよそ 1 ヶ月後に台風 9 号による豪雨を受けた。

4.5.2 排水対策工の概要

本節で示した盛土構造物の排水対策工は、澁谷らが提案⁷⁸⁾した「ジオシンセティックス排水材を用いた L 型排水盛土防水工」を応用したものである。図 4.34 に示すように「L 型排水盛土防水工」は、盛土内に鉛直に設置したジオシンセティックス排水材によって盛土背面からの浸透水を下方に落とし、盛土底部に設置している排水層から速やかに浸透水を盛土外へ排水させる方法である。これは、盛土自体を防水領域と考え、盛土背面からの浸透水を断固として許さず、盛土背部からの浸透水の蓄積を防ぐことに特徴がある。しかし、この発想は主に新設盛土に対する排水対策案である。図 4.35 に示すように既設盛土に対しては、防水領域を取り囲むようにジオシンセティックス排水材を鉛直方向に設置し、地山からの浸透水を平面的に盛土外へ排水させる方法を澁谷は紹介⁹⁾しており、本節で示している排水対策工はこれにもとづいている。

本事例では、図 4.36 に示すように、盛土背後に浸透水が集積しやすい場所から鉛直の排水材を線形に設置して盛土外へ排水させている。図 4.37 は断面図であり、排水対策部の深さは 2m である。加えて、本対策工の効果が実用化されている盛土に対して十分な検証が行われていないため、図 4.38 のように鉛直排水層となる部分にはジオシンセティックス排水材に加え、十分な通水量が得られるよう盛土側に単粒度砕石も投入している。図 4.39 は排水対策工が完了した様子であり、図 4.40 はその流末部から浸透水が排水されている状況である。

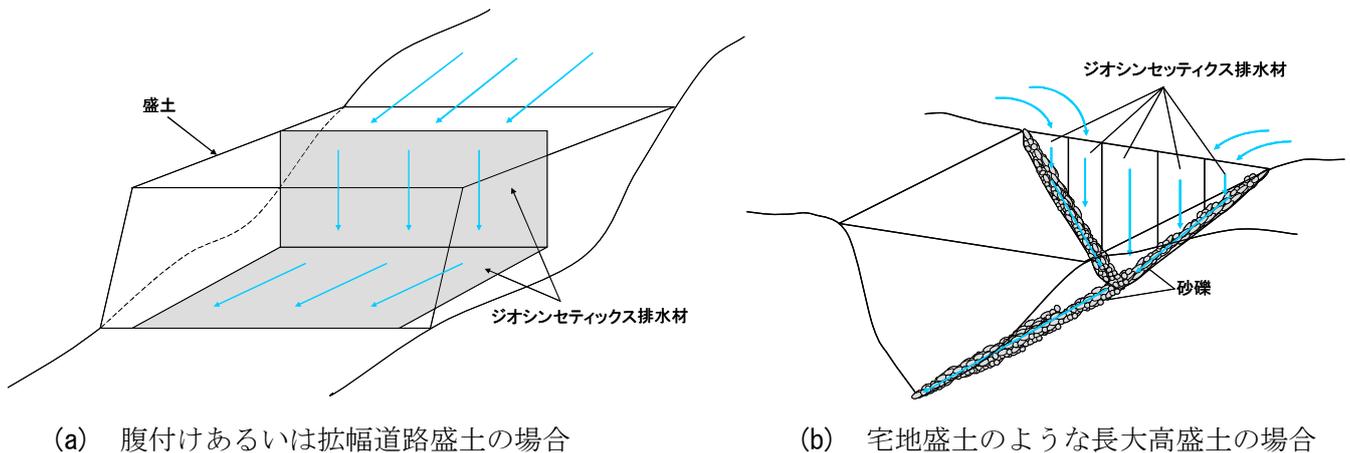


図 4.34 L 型排水盛土防水工のイメージ

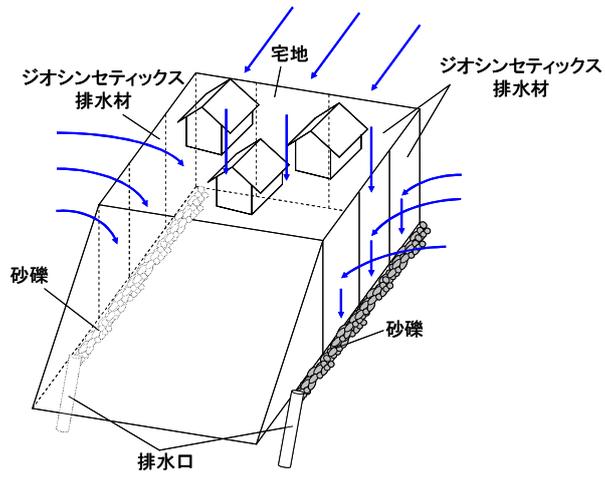


図 4.35 L型排水盛土防水工の応用イメージ（鉛直排水囲い込み）

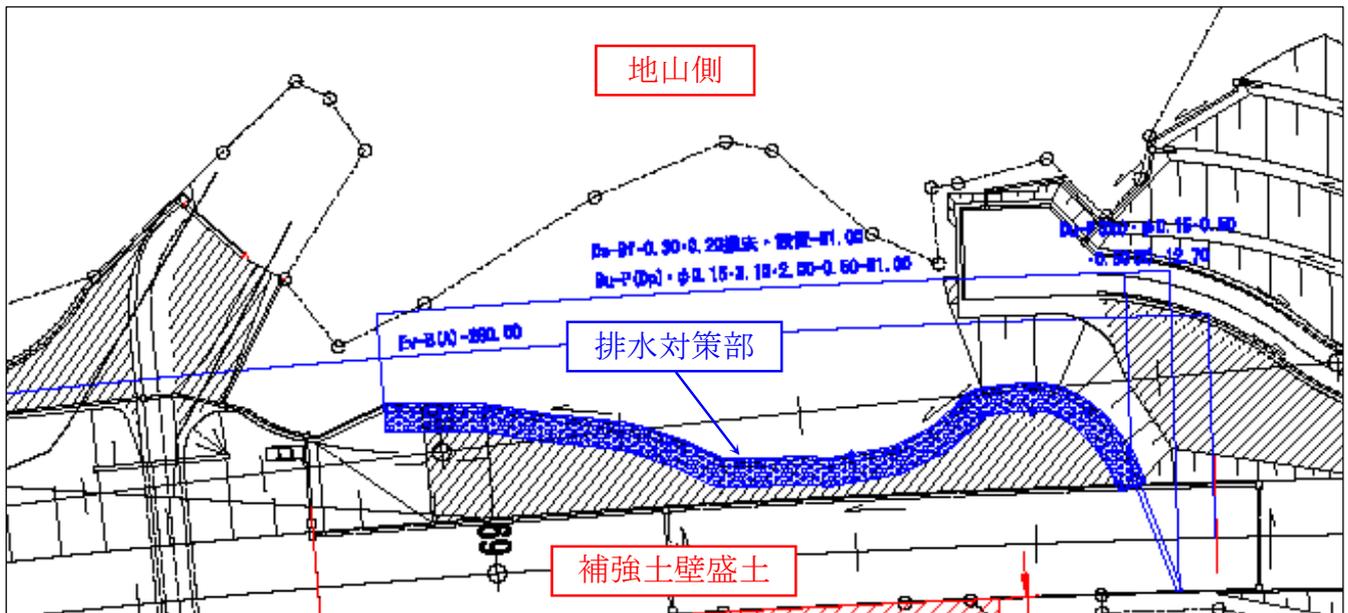


図 4.36 排水対策工の設置平面

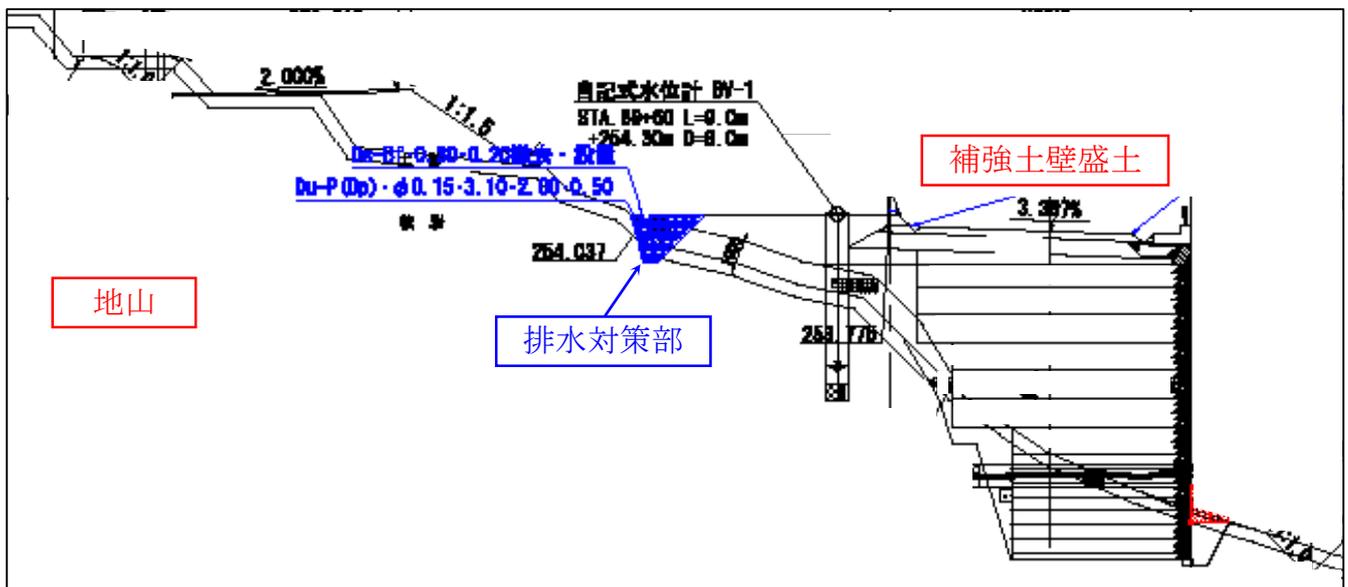


図 4.37 排水対策工の設置断面



図 4.38 排水対策工の施工状況



図 4.39 排水対策工施工完了



図 4.40 排水対策工の流末

4.5.3 排水対策工の効果の検証と考察

図 4.41 は日降水量と排水対策工の流末部からの流量を示している。台風 9 号は 8 月 9 日～10 日にかけて襲来した。台風が通過して 10 日程近く経った 8 月 19 日から測定を開始した。地山からの浸透水（雨水）は流末から排水し続けていることが確認された。台風以降、排水量は降雨によって一時的に増加し、その後、徐々に減少するものの、10 月 31 日までの 2 ヶ月余りの期間排水し続けている。この現象は、地山の浸透水が排水対策を施した場所にあることを物語っており、なおかつ地山が吸収した多量の雨水が長い時間をかけて地山中を浸透しているものと推測される。

この対策工が施されていない場合、地山に浸透した多量の雨水が盛土内に浸入し続け、盛土内の飽和化が進行し、盛土の崩壊危険度が日に日に高まっていく恐れがある。その間、地震やさらなる豪雨が発生した場合、盛土の崩壊危険度は極めて高い。ここで示すべきは、豪雨による盛土の崩壊危険度が最も高くなる時は、決して豪雨の発生中とは限らないこと、つまり、盛土内への地山からの浸透水を考慮すると、数日間、崩壊危険度が高まっている状態が持続することであり、盛土が長時間にわたり危険な状態にさらされることである。過去の事例では、2007 年に発生した新潟県中越沖地震による盛土構造物の崩壊や大変形を起した被害の多くは、雨水が滞水しやすい沢地形に築造された盛土であり、地震発生前には台風の影響を受けている¹⁰⁾。

本節で示した盛土構造物の排水対策工は、地山からの浸透水の盛土内への浸入が極めて危険であると考え、施工実施に到っている。排水対策工の流末からの観測結果より、地山からの浸透水が盛土内への浸入防止に対して、本節で示した対策工は一定の効果を得られており、排水対策工として有効であると考えられる。

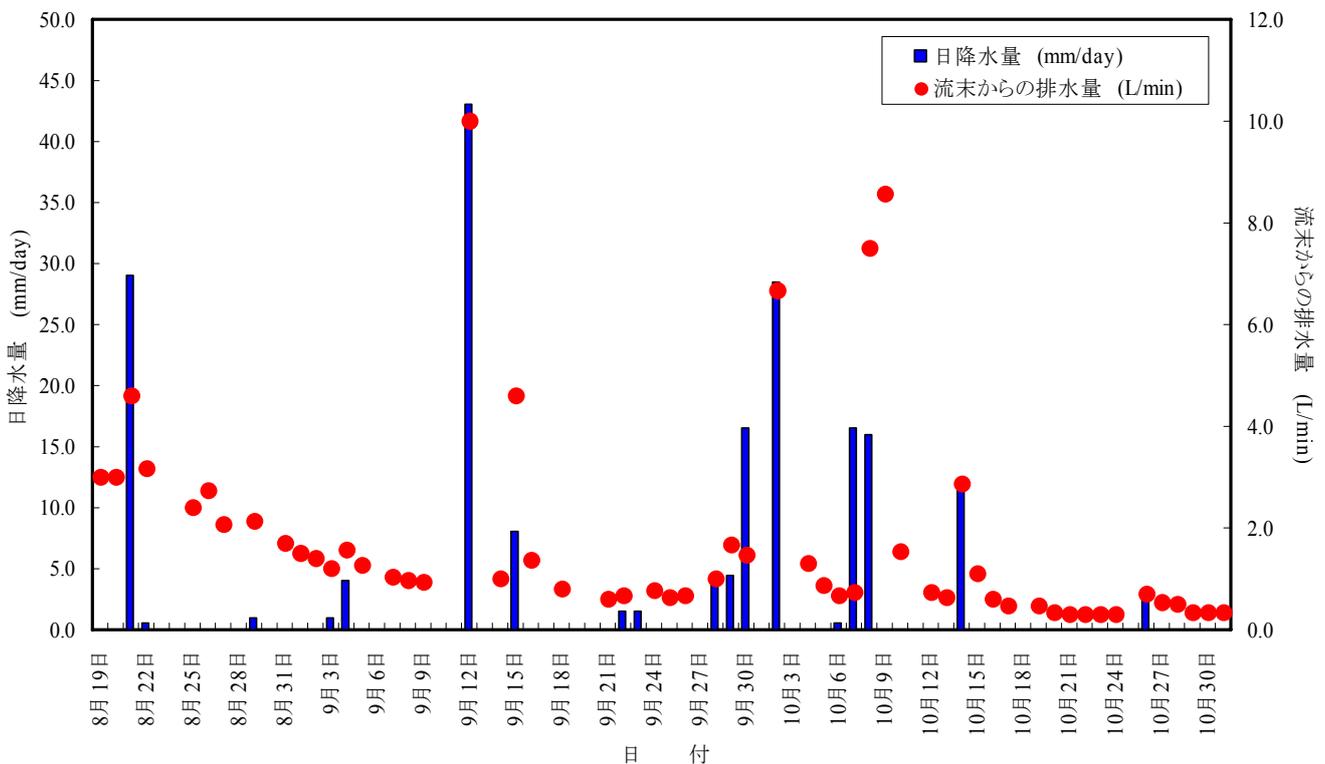


図 4.41 日降水量と排水対策工の流末からの排水量

4.6 まとめ

佐用町, 宍粟市, 朝来市で効果を示した対策工についてまとめると以下のようなになる.

- ・ 杉田地区のように崩壊地下流に谷止工があることによって, 下流域に土砂, 流木の流出を未然に防ぐことが出来ていた. また, 山腹斜面についても従来の山腹工によって拡大崩壊等を未然に防ぐことが出来ていた.
- ・ 桑野地区では, 覆式落石防護網が施工されていない箇所から崩壊が発生したが, 柵工や土留工によって, 崩壊土砂量が抑制され道路への土砂流出は小規模であった. また, 本例から対策工の範囲選定の難しさが示された.
- ・ 大谷川地区では, 今回発生した多量の流木や土砂からなる土石流による被害を回避することができ, 人家7戸と市道を保全できた.
- ・ 長大斜面にて現場の動態観測で照合させながら切土掘削 FEM 解析で検証し実施した対策工(アンカー工)は, 今回の豪雨に対しても特段大きなひずみの変化もなく有効であった.
- ・ 盛土の防水工は, 排水対策工の流末からの観測結果より, 地山からの浸透水が盛土内への浸入することを防止する効果が確認できた. これにより防水工は, 排水対策工として有効であると考えられる.
- ・ 対策工を施した箇所は, 台風による豪雨に対しても十分な効果を発揮していた.

参考文献

- 1) 国土地理院: 地図閲覧サービス HP より
- 2) 兵庫県: 兵庫県の地質, 1996
- 3) 社団法人兵庫県治山林道協会: 平成 16 年台風による風倒木被害と再度災害防止対策, 2008
- 4) 兵庫県より提供
- 5) 国際航業株式会社 HP より
- 6) 国土地理院: 数値地図 200000 日本-III
- 7) 澁谷啓, 齋藤雅彦, 原健二, 榊尾孝之: ジオシンセティックスを用いた L 型排水盛土防水工—数値シミュレーションと模型実験—, ジオシンセティックス論文集第 23 巻, 国際ジオシンセティックス学会日本支部, pp. 139-146, 2008.
- 8) 原健二, 澁谷啓, 齋藤雅彦, 鳥居宣之, 蔡鍾吉, 榊尾孝之: ジオシンセティックスを用いた L 型排水盛土防水工 — 実物大実験による評価 —, ジオシンセティックス論文集第 23 巻, 国際ジオシンセティックス学会日本支部, 国際ジオシンセティックス学会日本支部, pp. 147-154, 2008.
- 9) 澁谷啓: 盛土崩壊のメカニズムと対策工, ジオシンセティックス論文集第 23 巻, 国際ジオシンセティックス学会日本支部, pp. 1-14, 2008.
- 10) 龍岡文夫, 塚本良道: 新潟県中越地震災害 第二調査速報 地盤土構造物の被害, 土木学会誌 2005 年 1 月号, Vol. 90, No1, (社) 土木学会, pp. 11-14, 2005.

5. 斜面の崩壊メカニズムに関する一考察

現地調査を行った斜面災害ならびに土石流災害箇所では、大規模な崩壊が発生したものや河川の浸食によってバランスを崩したものが認められた。一方、佐用町奥海地区や上石井地区のように非常に薄い急斜面での表層崩壊型の崩壊も数多く発生していた。ここでは、2章で述べた、当該地域で多数発生した風倒木被害地での表層崩壊型の崩壊の代表として佐用町上石井地区を取り上げ、崩壊メカニズムについて、現地で土試料を採取し、室内土質試験、無限平衡斜面の安定解析等をおこない考察を加えた。

5.1 佐用町上石井地区での現地試料採取

崩壊メカニズムの推定を行う前に、崩壊土層の工学的特性を把握するために、図 5.1、図 5.2 に示す崩壊地に隣接する非崩壊斜面で簡易動的コーン貫入試験を実施した。図 5.3 は、簡易動的コーン貫入試験の結果である。前述したように、崩壊面は深さ約 0.5m にあったと推定され、この地点における崩壊面の $N_d \approx 2$ である。そこで、各種室内試験により崩壊面の詳しい力学的特性を求めるために、簡易動的コーン貫入試験を実施した非崩壊地斜面で $N_d \leq 4$ を示す GL-0.5m の深さ付近の土試料を図 5.4 に示すネイルサンプリング²⁾により、3 試料採取した。採取試料は、乱れないように注意しながら地山から採取し、採取した順番に No. 1 から No. 3 と試料番号を振った。



図 5.1 上石井地区の斜め空中写真¹⁾に加筆

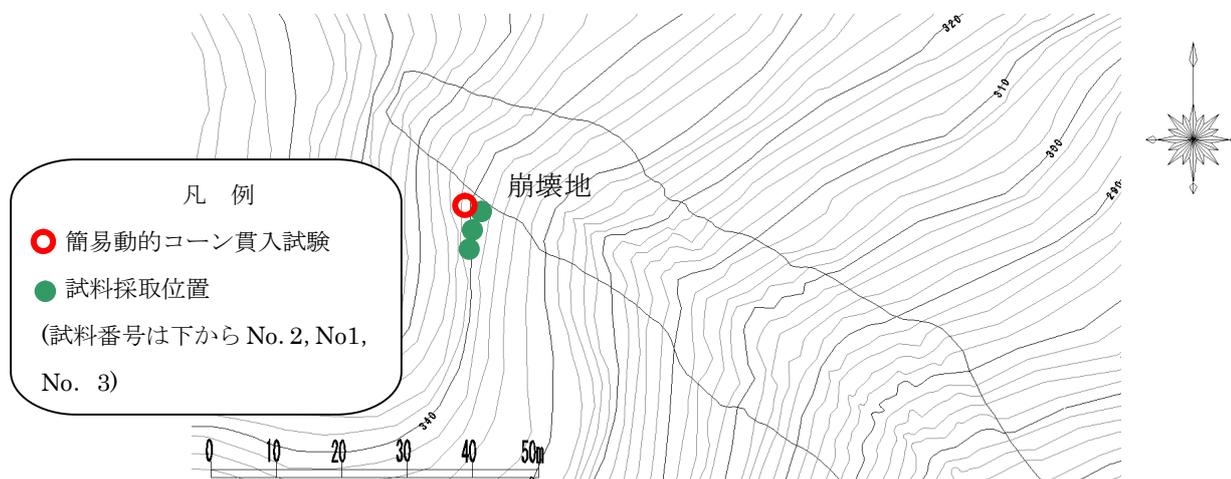


図 5.2 簡易動的コーン貫入試験，試験試料採取位置ならびに試料番号の関係²⁾に加筆

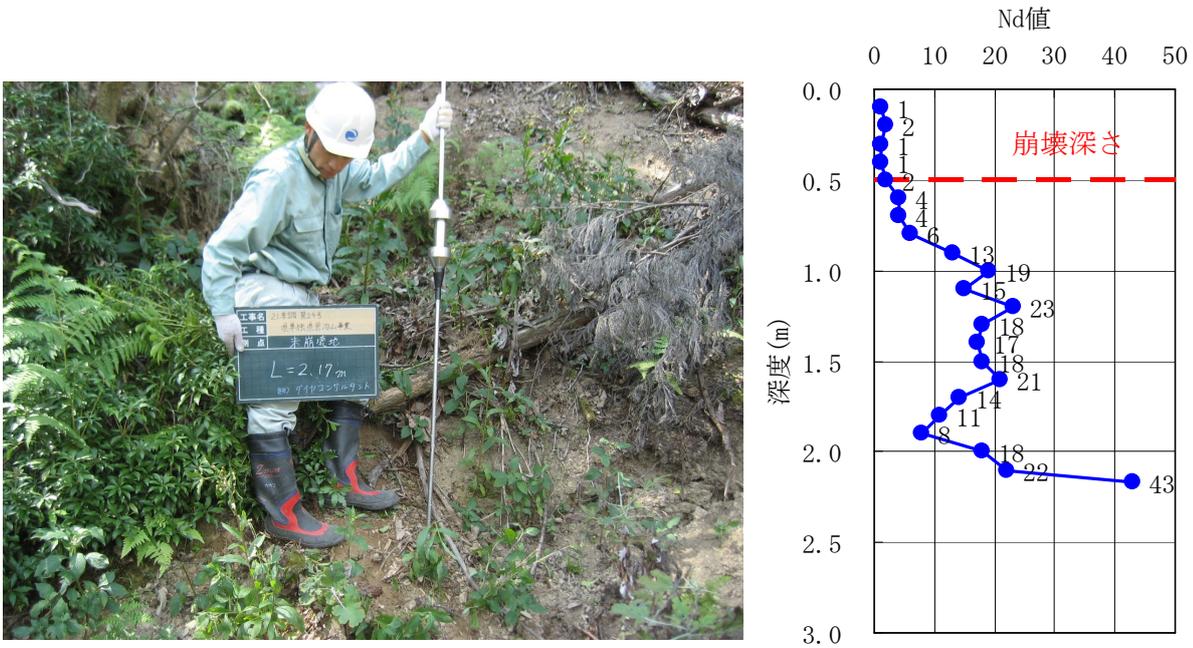


図 5.3 簡易動的コーン貫入試験結果



図 5.4 ネイルサンプリングの状況

5.2 室内試験

5.2.1 試験試料

表 5.1 は、現地調査で記述した崩壊地の隣接斜面から採取した不攪乱試料 No. 1, No. 2 および No. 3 の物理諸特性である。また、図 5.5 は各試料の気燥状態での写真、図 5.6 は、試料の粒径加積曲線である。いずれの試料も自然含水比はおおよそ 20%程度であり、細粒分質砂質礫 (GFS) に分類され、均等係数が大きい非常に粒度分布のよい土であることがわかる。また、細粒分が 40~50%と多く、平均粒径は 0.1~1.0mm の範囲にある。

表 5.1 試料の物理諸特性

項目		乱さない試料 No.1	乱さない試料 No.2	乱さない試料 No.3
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³		2.637	2.674	2.679
自然含水比 w %		19.2	18.6	20.9
粒度特性	礫分 (75~2mm) %	33.0	40.7	43.0
	砂分 (2~0.075mm) %	18.1	18.6	15.8
	細粒分 (0.075mm 以下) %	48.9	40.7	41.2
	均等係数 U_c	467	636	1333
	曲率係数 U_c'	0.1560	0.0538	0.0414
地盤材料の分類名		細粒分質砂質礫	細粒分質砂質礫	細粒分質砂質礫
分類記号		(GFS)	(GFS)	(GFS)



No.1



No.2



No.3

図 5.5 気乾試料

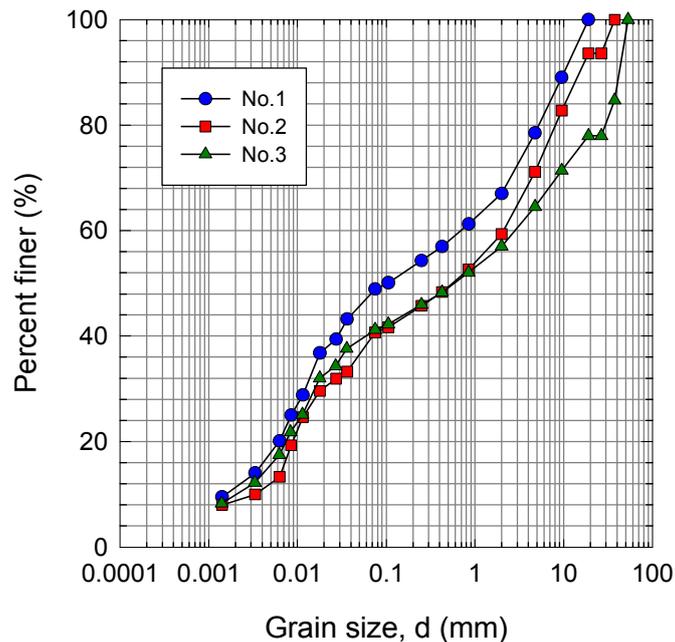


図 5.6 採取した乱さない試料の粒径加積曲線

5.2.2 室内せん断弾性波速度測定試験

極限釣合い法による斜面崩壊の事後解析および対策工の検討には、例えば一面せん断試験から求めたクーロンの強度定数 (c , ϕ) が必要となる。一方、室内試料に乱れがあると強度定数の信頼性が損なわれる。そこで、室内試料を一次元的に原位置の有効土被り圧まで再圧縮したとき、室内供試体のせん断弾性波速度と原位置でのせん断弾性波速度は一致する、ことで室内試料の乱れを評価した⁴⁾。具体的には、室内試験においてのせん断弾性波速度の測定が可能なベンダーエレメント (BE) が装着された圧密試験機を用いて、原位置で実施された PS 検層より得られたせん断弾性波速度と室内 BE 試験より得られたせん断弾性波速度を比較検討した。一般に、BE 試験からせん断弾性係数 G が得られる。そこで、原地盤の降雨を想定した水浸圧密 BE 試験を実施し、水浸に伴い土の剛性がどのように変化するかについても観察した。

(1) 試験装置

図 5.7 は、本試験で用いた試験装置である。不飽和土用一次元圧密試験機に後述する BE 試験システムを組み込んでいるため、供試体のせん断弾性波速度 V_s を測定可能である⁵⁾。軸方向の応力 (鉛直応力 σ_v) は電空変換機 (15) に接続されたペロフラムシリンダー (1) によって制御している。軸力制御用電空変換機 (15) が埋め込まれている。また、ペダスタルには空気侵入値 (A. E. V.) が 370kPa のメンブレンフィルターペーパー (7) を設置している。これにより、供試体下面から水のみを浸透させることができる。一般に各種地盤材料のせん断弾性係数は異方性を有しており、砂質土中を伝播するせん断弾性波速度は進行方向と粒子の振動方向に作用する応力のみ依存し、もう一方の応力には依存しないといった(応力) 誘導異方性が存在することが報告されている⁶⁾。本試験で得られるせん断弾性波速度は V_{vh} 、せん断弾性係数は G_{vh} に相当する。BE 試験におけるせん断弾性波速度 V_s は次式によって求めることができる。

$$V_s = V_{vh} = L / \Delta t \tag{式 5.1}$$

ここで、 L はせん断弾性波の伝播距離、 Δt は伝播時間である。 G は、次式により算定する。

$$G = G_{vh} = \rho_t \cdot (V_s)^2 \tag{式 5.2}$$

ここで、 ρ_t は土の湿潤密度である。

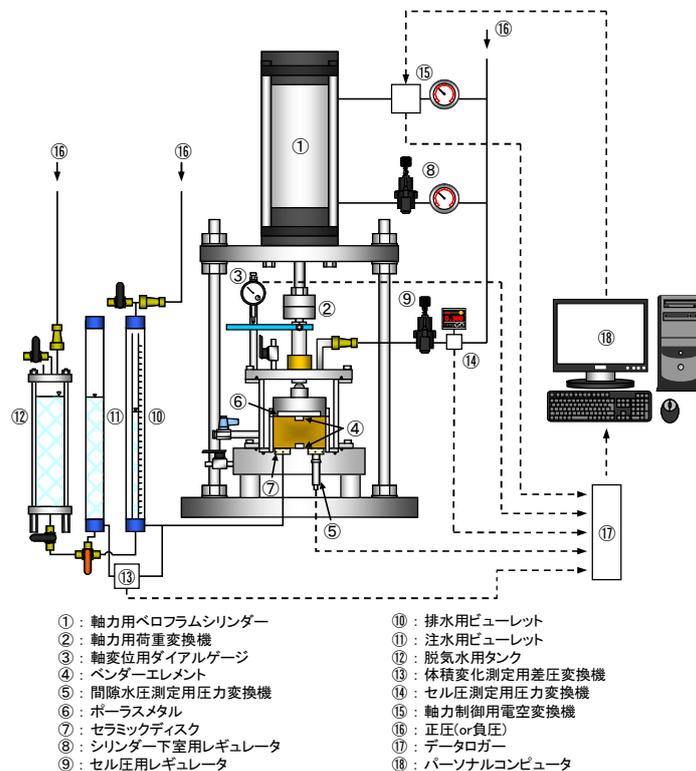


図 5.7 試験システムの概要図

(2) 試験条件・方法

表 5.2 は、本試験で使用した乱さない試料の土粒子密度および初期状態量と試験条件のまとめである。供試体は、ブロックサンプルからカッターリングを用いて押し抜き、直径 6cm、高さ 4cm のサイズに成形した。圧密 BE 試験には採取箇所の異なる 3 つの試料を用いた。各試料に対して表 5.2 に示した鉛直応力 σ_v を載荷し、各応力段階で沈下量が落ち着いたことを確認後に BE 試験によってせん断弾性波速度 V_s を測定した。また、No. 1 および No. 2 については $\sigma_v = 50\text{kPa}$ での BE 試験終了後に供試体下面から水浸させ、一定時間間隔(水浸開始後 5, 10, 30, 60, 90, 180 分)で BE 試験を実施した。

(3) 試験結果および考察

図 5.8 は、原位置の PS 検層と室内 BE 試験の V_s の比較である。なお、原位置で測定されたせん断弾性波速度は V_{vh} に相当し、室内 BE 試験結果との比較するときに異方性を考慮しなくても良いと⁸⁾。本試験で得られた V_{vh} は試料によってわずかな違いがあるものの、PS 検層結果に比べてわずかに小さい程度であり、サンプリング時や運搬時、さらには試験の準備過程での室内試料の乱れの影響は小さいと考えられる。図 5.9 は、間隙比 $e \sim$ 鉛直応力 $\log \sigma_v$ 関係と間隙比 $e \sim$ せん断弾性係数 $\log G$ 関係である。 σ_v が増加するに伴い e が減少して、 G が増加する。また、水浸試験を実施した No. 1 と No. 2 では、水浸後に e が大幅に減少することがわかる。 G については e が減少しているにもかかわらず水浸直後に減少して、その後は水浸前の G と同程度までに回復していることがわかる。これはゆるい骨格構造を保持している土粒子の集合体で形成されている擬似的な土粒子が、水浸によって細粒化して、土の剛性が低下したと考えることができる。そして、減少後の増加現象は細粒化した土粒子によって供試体が密実化した

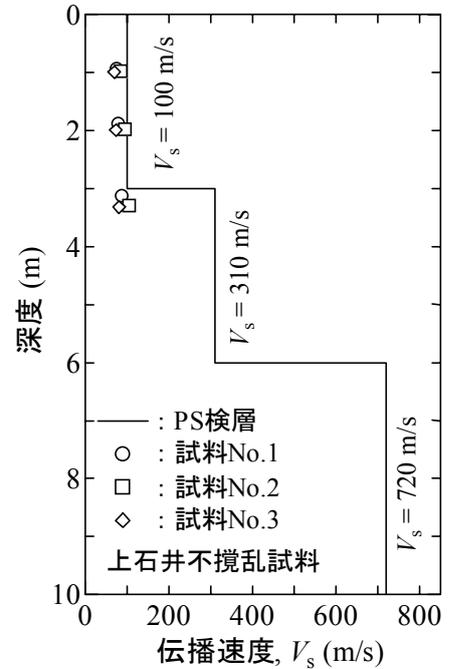


図 5.8 PS 検層結果との比較

表 5.2 乱さない試料の初期状態量と試験条件

試料 No.	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	初期含水比 w_{10} (%)	初期湿潤密度 ρ_{10} (g/cm ³)	初期間隙比 e_0	初期乾燥密度 ρ_{d0} (g/cm ³)	鉛直応力 σ_v (kPa)	水浸
No.1	2.660	19.26	1.628	0.947	1.366	15,30,50	有
No.2	2.669	19.64	1.546	1.065	1.293		
No.3	2.680	20.50	1.536	1.102	1.275		無

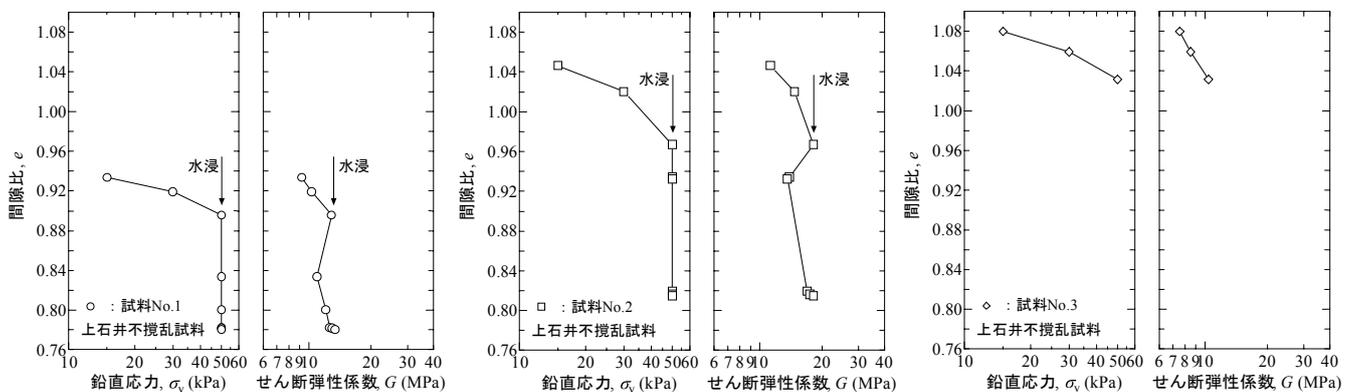


図 5.9 間隙比 $e \sim$ 鉛直応力 $\log \sigma_v$ 関係および間隙比 $e \sim$ せん断弾性係数 $\log G$ 関係

と考えることができる。以上のことを裏付けるために、水浸による土粒子の細粒化を観察した。具体的には供試体作製時の削りかすからいくつか土粒子を選定し、土粒子を水浸させて細粒化の過程を観察した。図 5.10 は、No. 1 の土粒子に対して実施した写真である。細粒後の写真は水浸開始から 5 分後に撮影したものである。土粒子がバラバラに細粒化していることがわかる。このような水浸による細粒化は No. 2 および No. 3 試料においても同様に観察された。

図 5.11 は、飽和度 S_r ~ せん断弾性係数 G 関係と水浸時のせん断弾性係数 $G_{(soaking)}$ を $\sigma_v = 50kPa$ におけるせん断弾性係数 $G_{(50)}$ で除した $G_{(soaking)} / G_{(50)}$ と S_r の関係である。圧密過程では含水比一定のもとで間隙比が減少するため飽和度は上昇する。そのため、圧密過程では飽和度が上昇するに伴い G が増加する傾向にある。しかし、 $\sigma_v = 50kPa$ で水浸を実施すると飽和度の上昇に伴い G が水浸前と比較して 75 ~ 80%程度にまで減少している。また、 G が減少した飽和度に着目すると No. 1 と No. 2 では一致していない。これは細粒化する土粒子が供試体中どの程度含まれているかが関係していると考えられるが、本試験結果からではその詳細は不明である。

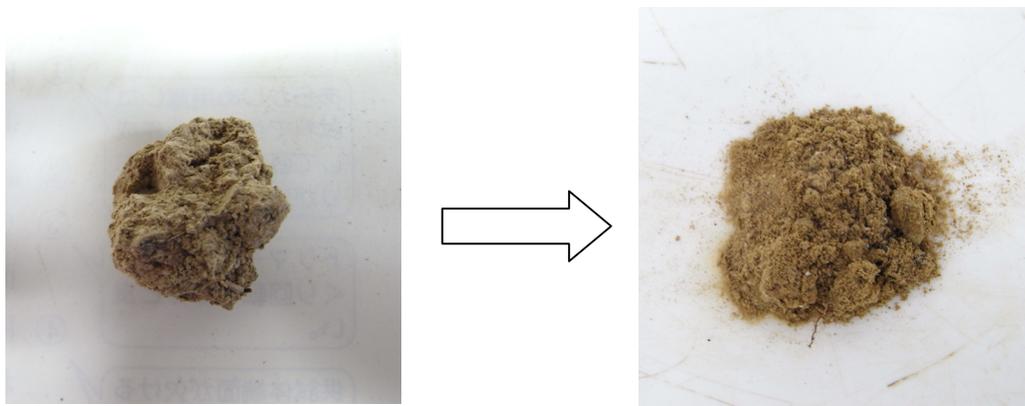


図 5.10 土粒子の水浸に伴う細粒化

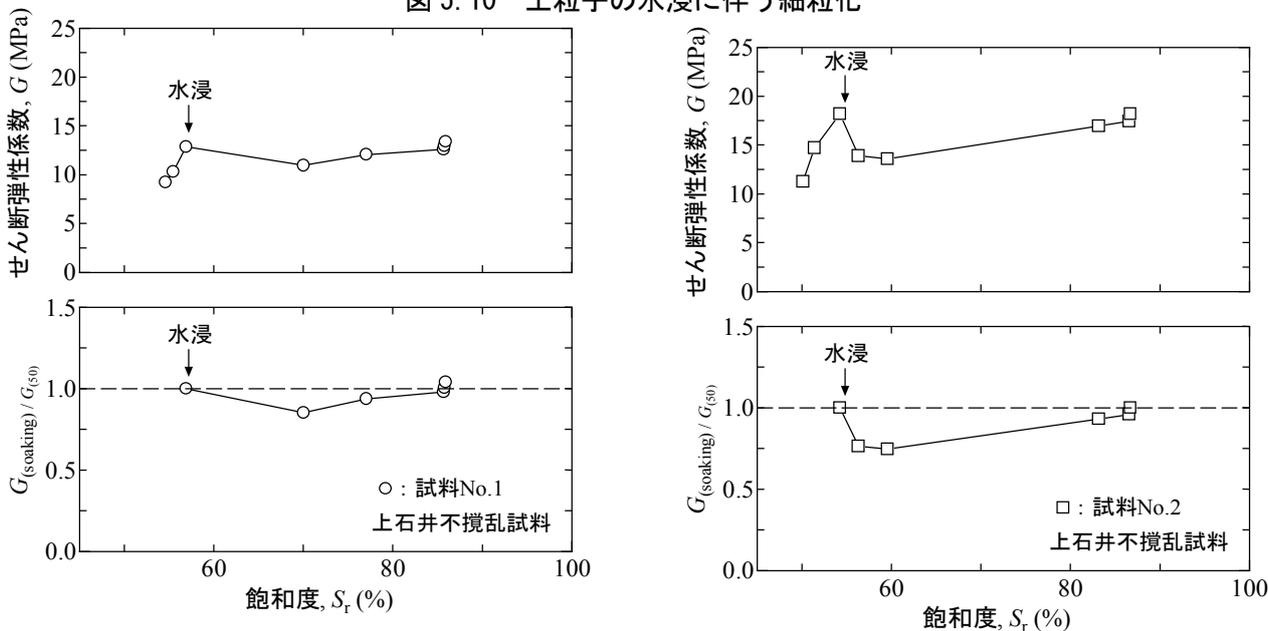


図 5.11 飽和度 S_r ~ せん断弾性係数 G 関係

5.2.3 定圧一面せん断試験

(1) 試験装置および方法

不飽和（自然含水比）および飽和状態にある不攪乱試料の排水・排気条件下でのせん断強度定数(c_a , ϕ_a)を求める目的で、定圧一面せん断試験を実施した。図 5.12 は、本試験に用いた低圧用の一面せん断試験装置⁹⁾である。今回のような深さ 0.5m 程度の表層崩壊型の崩壊では、原位置において崩壊面に作用する鉛直有効応力は極めて小さいため(おそらく数 kPa)、神戸大学で独自に開発した低圧用（鉛直応力の最大値 50kPa）試験装置を用いた。

本試験装置では、せん断箱はセル内部に設置され、セル圧は試料上部のポーラスメタルを通じて間隙空気圧として作用する。下箱の反力板には半月形のセラミックディスク(Air-entry value = 500kPa)とポーラスメタルが設置され、それぞれに排水経路が接続されている。

試料を飽和させる際には、ポーラスメタルを用いる。一方、飽和状態から不飽和状態にする場合は、ポーラスメタルの排水経路を閉じ、空気圧を加えてセラミックディスク下の排水経路を通じて排水させる。また、供試体の鉛直応力を正しく測定するために、載荷板と反対方向に位置する下せん断箱に設置された二個のロードセルを用いて測定し¹⁰⁾。また、厳密な定圧条件を満足するために、セル外部のベロフラムシリンダーを用いて、供試体の鉛直応力が一定となるように自動制御した。供試体のせん断は、セル外部に設置されたメガトックモーターにより一定速度でせん断する。さらに、せん断中の体積変化は鉛直載荷軸に取り付けられた鉛直変位計により測定している。

不攪乱ブロックサンプルからカッターリングを用いて押し抜き、直径 6cm、高さ 2cm のサイズに成形して供試体とした。上下せん断箱の隙間を上箱端面に取り付けられた O リングで密閉させた状態で供試体セッティングを行った。設置後、各鉛直応力条件(15kPa, 30kPa, 50kPa の低い鉛直応力)で供試体を圧密した。その後、せん断の上箱と下箱の隙間を 0.5mm 開けてからせん断を行った。

不攪乱試料は、不飽和状態にある。そこで、飽和状態のせん断強度を求めるために、No. 1 の試料を用いて飽和状態のせん断試験を行った。供試体の飽和過程では、ポーラスメタルを通して脱気水を注入して供試体を飽和させ、各鉛直応力条件で圧密後、隙間 0.5mm を開けてからせん断過程を行った。

供試体の排水せん断を担保する適切なせん断速度を求めるため、No. 1 試料を用いて 2 種類(0.05, 0.2mm/min)のせん断速度による試験を実施した。その結果、両者のせん断特性に大差がなかったため、0.1 mm/min のせん断速度を標準とした。

表 5.3 は、試験条件のまとめである。

表 5.3 定圧一面試験における試験条件のまとめ

試料	No.1	No.2	No.3
鉛直応力(kPa)	15, 30, 50	15, 30, 50	15, 30, 50
せん断隙間(mm)	0.5	0.5	0.5
せん断速度 (mm/min)	0.05	0.1	0.1
	0.1 *		
	0.2		
供試体状態	不飽和 (自然含水比)	不飽和 (自然含水比)	不飽和 (自然含水比)
	飽和状態 ^{**}		

* No. 1 試料に関する試験条件でせん断速度 0.1mm/min は飽和状態の試験にのみ適用

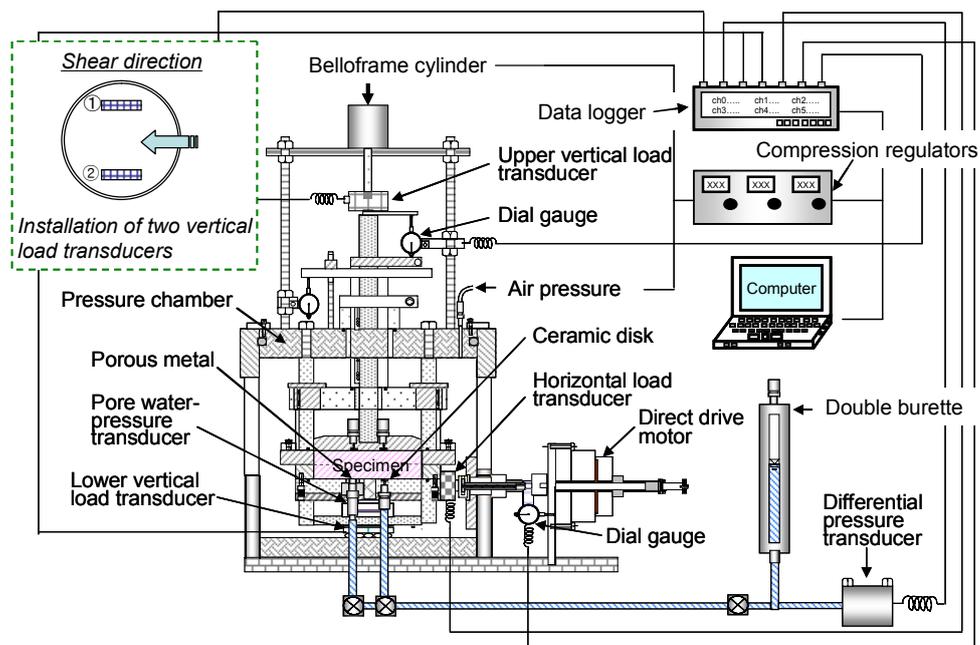


図 5.12 一面せん断試験装置

(2) 試験結果および考察

図 5.13 は、不飽和試料のせん断前後の供試体の様子である。

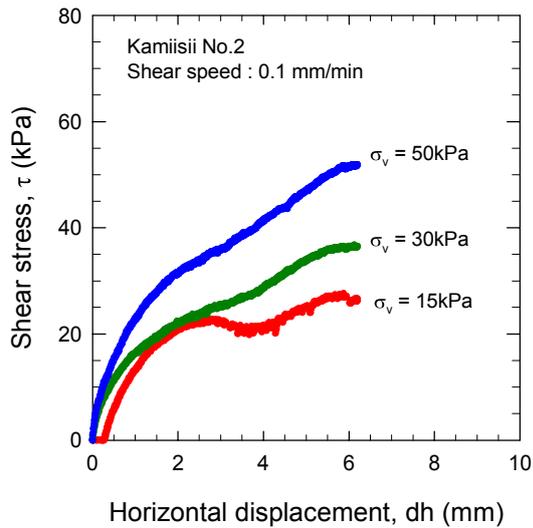


図 5.13 乱さない供試体のせん断前後の状態 (Φ=6 cm × H=2 cm)

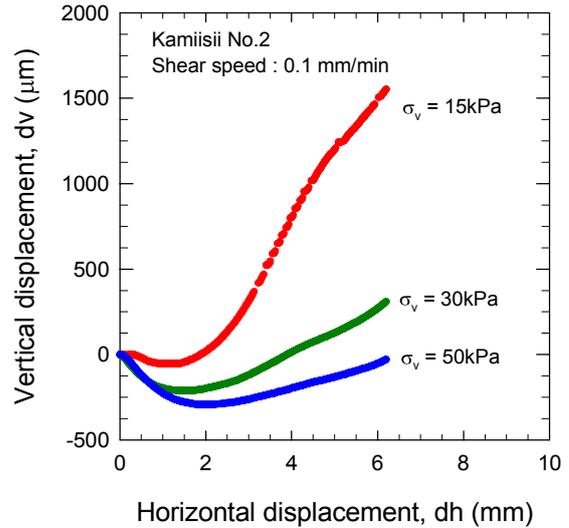
乱さない No. 2 試料の試験条件を表 5.4 に、試験結果を図 5.14 に示す。

表 5.4 供試体および試験条件(試料 No. 2)

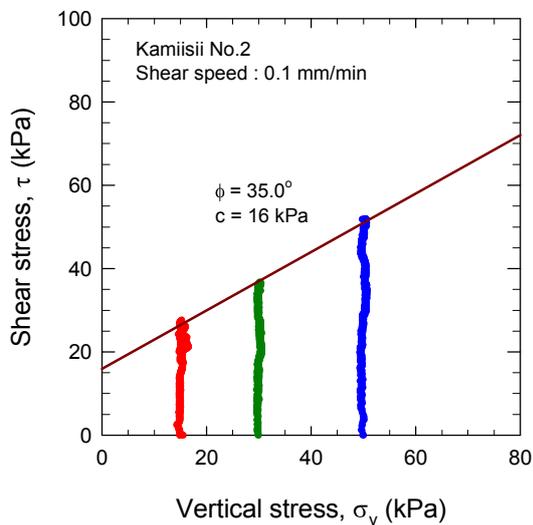
供 試 体	No.2		
試料状態	乱さない自然含水比状態		
土粒子密度, ρ_s (g/cm ³)	2.670		
自然含水比 (%)	19.63		
せん断速度 (mm/min)	0.1		
せん断隙間 (mm)	0.5		
試験条件			
	1	2	3
鉛直応力 (kPa)	15	30	50
湿潤密度 (g/cm ³)	1.703	1.510	1.526
乾燥密度 (g/cm ³)	1.426	1.264	1.277



a) せん断変位とせん断応力の関係



b) せん断変位と鉛直変位の関係



c) 鉛直応力とせん断応力の関係

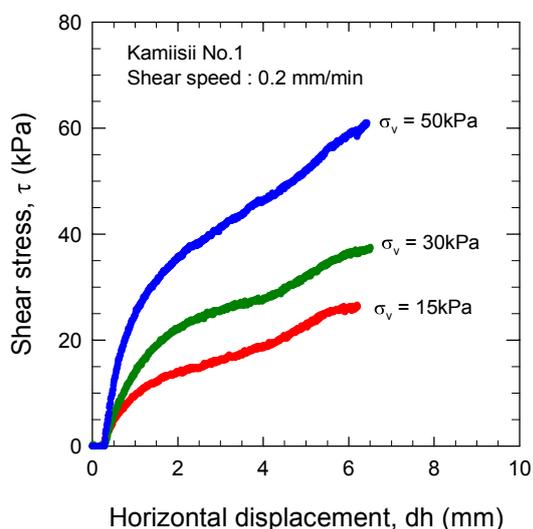
図 5.14 乱さない不飽和試料 (No. 2) の試験結果

せん断は、水平せん断変位が 6mm に到達した時点で終了しているが、せん断応力～水平変位関係は明確なピークを示さず、せん断応力がせん断の進行とともに徐々に増加する傾向を示している。この傾向は他の試料でも同様であった。したがって、せん断終了時におけるせん断応力の最大値をせん断強度とみなした。また、供試体は、せん断の初期に圧縮し、その後急激に膨張する傾向を示している。これは、密な砂あるいは過圧密粘土に特徴的なダイレイタンスー特性であり、比較的大きなせん断強度を示す土であることがわかる。乱さない試料 No. 2 では、見かけ上の粘着力 $c=16\text{kPa}$ 、内部摩擦角 $\phi=35.0^\circ$ が得られた。

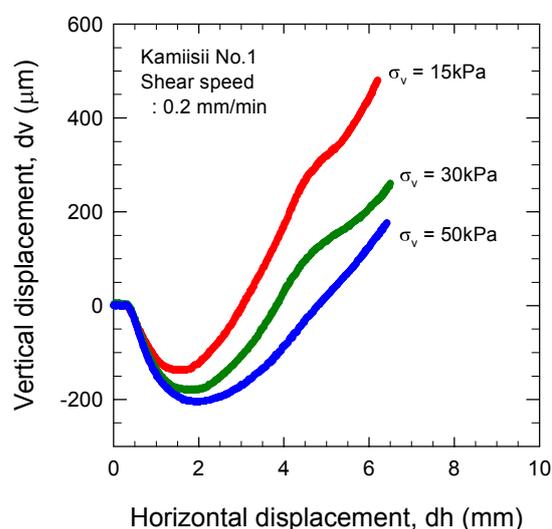
乱さない No. 1 試料では、不飽和（自然含水比）状態と飽和状態の試験を実施した。これらの結果をそれぞれ表 5.5、図 5.15 および表 5.6、図 5.16 に示す。

表 5.5 供試体および試験条件

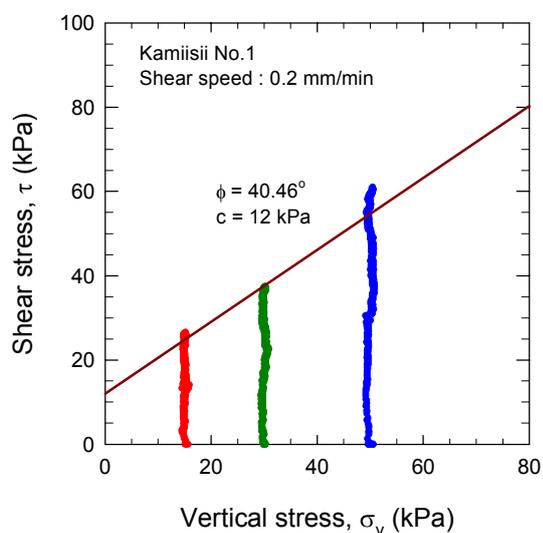
供 試 体	No.1		
試料状態	乱さない自然含水比状態		
土粒子密度, ρ_s (g/cm ³)	2.637		
自然含水比 (%)	18.54		
せん断速度 (mm/min)	0.2		
せん断隙間 (mm)	0.5		
試験条件			
	1	2	3
鉛直応力 (kPa)	15	30	50
湿潤密度(g/cm ³)	1.490	1.510	1.643
乾燥密度(g/cm ³)	1.257	1.274	1.386



a) せん断変位とせん断応力の関係



b) せん断変位と鉛直変位の関係

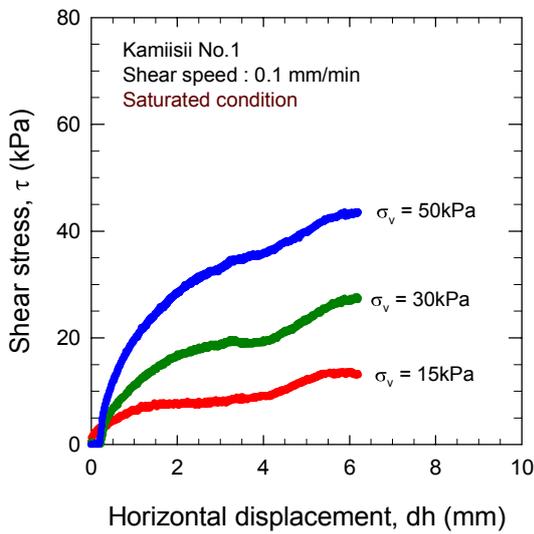


c) 鉛直応力とせん断応力の関係

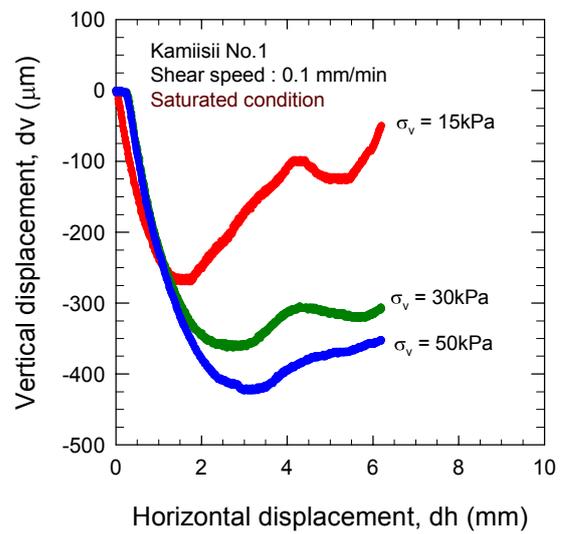
図 5.15 乱さない不飽和試料 (No. 1) の試験結果

表 5.6 供試体および試験条件 (No. 1)

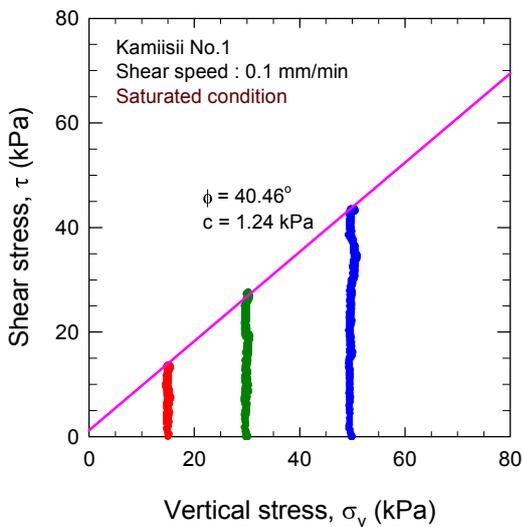
供 試 体		No.1		
試料状態		飽和状態		
土粒子密度, ρ_s (g/cm ³)		2.637		
自然含水比 (%)		18.54		
せん断速度 (mm/min)		0.1		
せん断隙間 (mm)		0.5		
試験条件				
	1	2	3	
鉛直応力 (kPa)	15	30	50	
湿潤密度 (g/cm ³)	1.506	1.527	1.804	
乾燥密度 (g/cm ³)	1.271	1.288	1.521	



a) せん断変位とせん断応力の関係



b) せん断変位と鉛直変位の関係



c) 鉛直応力とせん断応力の関係

図 5.16 乱さない飽和試料 (No. 1) の試験結果

No. 1 試料を用いた2つの試験の比較から、飽和化により見かけの粘着力が消失するが、飽和試料の ϕ_d は不飽和試料の ϕ_d とほぼ同じであることがわかる。

表 5.7 は、全ての試験の強度定数のまとめである。自然含水比状態にある崩壊土の ϕ_d は、 $35\sim 40^\circ$ 、 c_d は、 $10\sim 16\text{kPa}$ の範囲にある。そして試料が飽和化すると、見かけの粘着力 c_d は、ほぼゼロとなることがわかる。このことを試験データおよび模式的に描いたのが、図 5.17 および図 5.18 である。

豪雨により表層部が飽和状態に近くなって、見かけの粘着力 c が消失し(A→B, A'→B'), 内部摩擦角 ($35^\circ\sim 40^\circ$) が斜面傾斜角 42° よりも小さいために表層すべり破壊が生じたと考えられる。

表 5.7 崩壊土の一面せん断強度定数

項目 \ 試料		No. 1	No. 2	No. 3
供試体状態		不飽和(自然含水比)	不飽和 (自然含水比)	不飽和 (自然含水比)
		飽和状態※		
一面せん断 試験結果 (強度定数)	せん断速度 0.2 mm/min	$c_d=12\text{ kPa}$ $\phi_d=40.46^\circ$	—	—
	せん断速度 0.1 mm/min	$c_d=1.24\text{ kPa}$ ※ $\phi_d=40.46^\circ$ ※	$c_d=16\text{ kPa}$ $\phi_d=35.0^\circ$	$c_d=10\text{ kPa}$ $\phi_d=35.0^\circ$
	せん断速度 0.05 mm/min	$c_d=12\text{ kPa}$ $\phi_d=40.46^\circ$	—	—

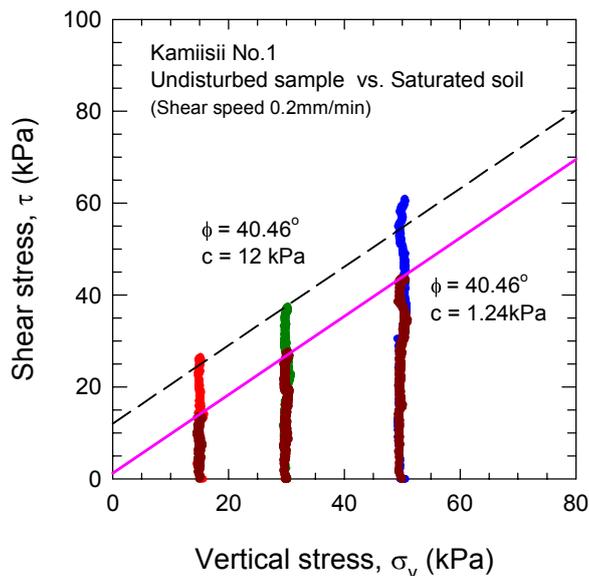


図 5.17 試料 No. 1 に関する飽和状態の結果とせん断速度 0.2mm/min を適用した不飽和状態の結果との比較

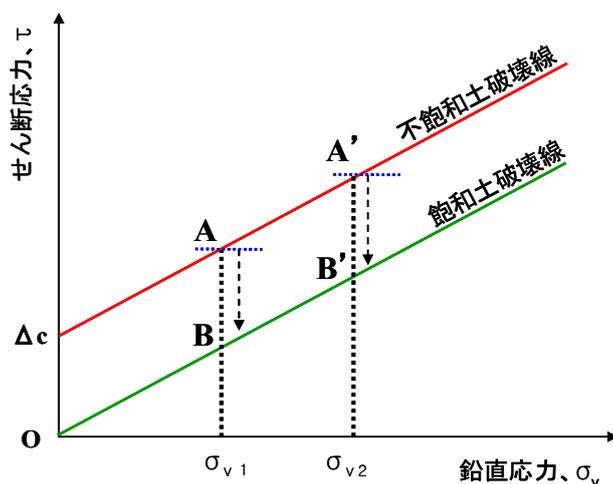


図 5.18 不飽和状態のせん断強度が水浸飽和により減少

5.3 崩壊メカニズムの推定

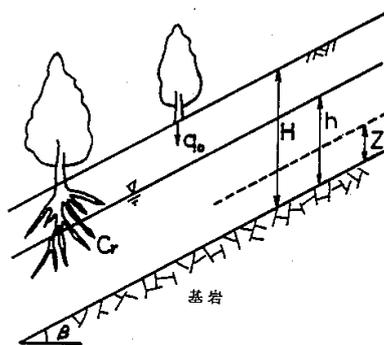
崩壊地周辺の未崩壊地の調査，室内試験結果を考慮して，無限長斜面による安定解析¹¹⁾を実施した．図 5.19 において，FS は安全率， C_s は土の粘着力， C_r は根茎による粘着力， β は斜面勾配， ϕ は土の内部摩擦角， H はすべり面の深さ h はすべり面からの地下水位， γ_{sat} は土の飽和単位体積重量， γ_t は土の湿潤単位体積重量， γ_w は水の単位体積重量， q_0 は植生による上載荷重である．

本検討では簡易動的コーン貫入試験の深度分布があまり変化しない位置で崩壊が発生していたことから， $Nd \leq 4$ が分布する深度までを対象に深さを変数とし検討した．検討に当たって，崩壊頭部周辺で地下水位を確認していないこと，植生による上載荷重や根茎による粘着力が明らかでないことから，地下水位 h ，植生による上載荷重 q_0 ，根茎による粘着力 C_r は考慮していない．また，せん断強度は，湿潤状態のせん断強度を用いたケースと降雨が表層から鉛直浸透し，地表面から飽和度が上昇すると仮定し，飽和状態のせん断強度を用いたケースの 2 ケースを実施した．

当該箇所を対象に実施した無限平衡斜面の入力条件を表 5.8 に，安定解析結果を図 5.20 に示す．

湿潤状態の場合は， $Nd \leq 4$ が分布する深さまで安全率が 2.0 以上あり安定していると言える．これに対して，飽和状態になると安全率 FS が 1.0 付近となり，極限状態に近づく結果となった．これは，降雨鉛直浸透あるいは基盤面からの湧水によって土が飽和すると表層崩壊が生じることを示唆している．

以上，当該斜面は，平成 16 年の台風によって斜面上部が倒木し，降雨が直接地山に流入しやすい条件となっていたところに，今回の非常に強い降雨を受け，降雨が地山に浸透し，土の強度が低下することによって安定を失い崩壊したと考えられる．さらに，複合的要因として，基盤面からの湧水の影響も否定できない，また，当該斜面の崩壊地は，若干の集水地形となっていたことも要因として挙げられる．



$$FS = \frac{c_s + c_r + A \cdot \cos^2 \beta \cdot \tan \phi}{B \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta} \quad \text{式 5.3}$$

$$A = q_0 + (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot (h - z) + \gamma_t \cdot (H - h)$$

$$B = q_0 + \gamma_{sat} \cdot (h - z) + \gamma_t \cdot (H - h)$$

図 5.19 無限平衡斜面の安定解析¹¹⁾

表 5.8 無限平衡斜面の安定解析入力条件

入力項目		単位	数値	備考
土の湿潤単位体積重量	γ	kN/m ³	15.2	No. 1 を利用
土の飽和単位体積重量	γ_{sat}	kN/m ³	17.7	No. 1 から算出
水の単位体積重量	γ_w	kN/m ³	10	
内部摩擦角(不飽和)	ϕ	°	40	湿潤試験結果
粘着力(不飽和)	C	kN/m ²	12	
内部摩擦角(飽和)	ϕ	°	40	飽和試験結果
粘着力(飽和)	C	kN/m ²	1	
すべり面勾配	β	°	42	縦断面図より
植生による上載荷重	q0	kN/m ²	0	
根茎	Cr	kN/m ²	0	
地下水位	h	m	0	
すべり面の深さ	H	m	変数	

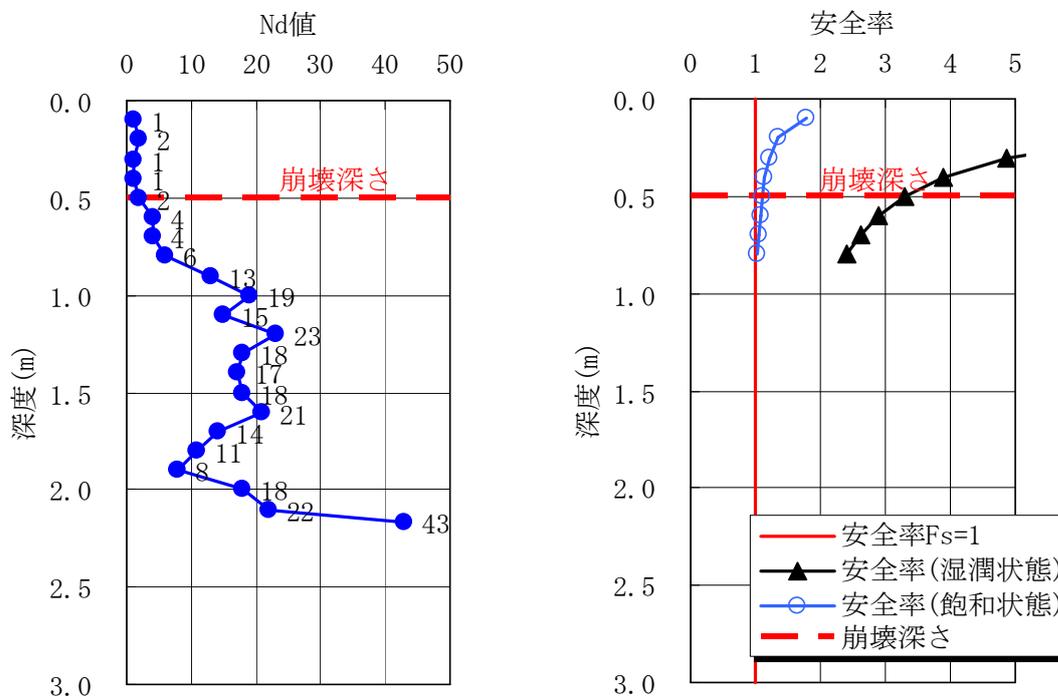


図 5.20 無限平衡斜面の安定解析結果

参考文献

- 1) 国際航業株式会社 HP より
- 2) 兵庫県より提供
- 3) 社団法人地盤工学会：土質試験の方法と解説-第一回改訂版-, 2000.
- 4) Toki, S., Shibuya, S. and Yasmashita, S.: Standardization of laboratory test methods to determine the cyclic deformation properties of geomaterials in Japan, *Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*, Vol.2, pp.741-784, 1995.
- 5) 川尻峻三, 加藤正司, 川口貴之, 澁谷啓：ベンダーエレメントによる不飽和土のせん断弾性係数 G の測定と評価, 応用力学論文集, Vol. 11, pp. 435-442, 2008.
- 6) 山下聡, 喜田川俊介, 堀智仁, 鈴木輝之：堆積構造と応力の異方性が砂質土の初期せん断剛性に及ぼす影響, 土木学会論文集, No. 694/III-57, pp. 319-329, 2001.

- 7) Roesler, S.K. : Anisotropic shear modulus due to stress anisotropy, *Journal of the Geotechnical Engineering Div., ASCE*, Vol.105, No.GT7, pp.871-880, 1979.
- 8) 川尻峻三・澁谷啓・川口貴之・鳥居宣之：現場調査および室内試験による砂丘斜面の安定性の評価，*地盤工学ジャーナル*，Vol. 4, No. 3, pp. 233-244, 2009.
- 9) Shibuya, S., Mitachi, T. and Tamate, S.: Interpretation of direct shear box testing of sands as quasi-simple shear, *Geotechnique*, 47, No. 4, 769-790, 1997.
- 10) 金兼洙，加藤正司，澁谷啓：低圧条件下での不飽和土の一面せん断試験に対するサクシオン応力の適用について，*応用力学論文集*，vol. 12, 2009.
- 11) Davis, J. C. : *Statistics and Data Analysis in Geology*, John Wiler, 550, 1973.

第IV編 提 言

第IV編 提言

目 次

1. 流域地盤災害の提言に向けての課題と提言	IV- 1
参考文献	IV- 3
2. 地盤構造物・斜面災害の減災に向けての課題と提言	IV- 4

第IV編 提言

1. 流域地盤災害の減災に向けての課題と提言

近年、過去の降雨パターンと明らかに異なるゲリラ的な降雨が多発しており、この従来にないパターンの降雨によって多くの被害が発生している。今回の災害も、本年7月の山口県における豪雨災害に引き続き発生した。この降雨は、紀伊半島沖の台風9号から、湿った空気が紀伊水道を通り道として佐用町一帯に流れ込み大量の降雨をもたらしたもので、従来の災害履歴や統計から得られる想定降雨を遙かに上回る降雨によってもたらされたものである。今回の災害調査で現地に入場した際に、地元住民達からは「このような災害がこれから起きないように十分調査して欲しい」という声を多く聞いた。土木に関わる者が従来の「常識」によって、「想定外」と言うことは簡単であるが、人々の安全安心を担ってきた我々が安易に「想定外の降雨による被害」と傍観的に述べることに抵抗を感じざるをえない。今回の災害調査から報告書のとりまとめまでの期間が、きわめて短く、全体を統括できる資料の不足や詳細な解析が行えなかったため、その被災メカニズムの解明は不十分であると考え、現時点において本災害調査団で得られた知見をもとに提言という形での整理を試みる。

1) 近年の降雨パターンを対象とした防災計画、減災技術の構築

近年の降雨パターンが現在の河川計画で対象としてきた降雨パターンと乖離してきていることは、図1.1に示すように統計的に明らかになっている。したがって、我々は、河川計画で想定されている従来の降雨に加え、近年の降雨パターンも対象とする減災技術の構築を急ぐ必要がある。地盤工学に対しては、河川計画で想定されている洪水を遙かに超える局所的な降雨が発生することを前提とした洗掘に強い堤防や護岸構造の研究を進めるとともに、地形形成や微地形等の地盤工学的視点をソフト対策に反映させることで災害リスク低減に寄与していくことが求められている。

2) 流域や河川特性に対応する河川構造物整備

今回の護岸や堤防の特徴的な被災箇所は、図1.2に示すように河川断面を超えた水位の上昇によって、護岸あるいは堤防を越流した箇所と堤内地に浸入した洪水が護岸堤防を越えて河川に戻る箇所であった。すなわち、堤防、護岸が川面側からだけでなく川裏側からも外力を受けて被害が発生している。これは計画流量を大きく超える流量が発生することで山地部の蛇行する河川で特徴的に発生する被害形態である。この場合、堤内地を通過する洪水

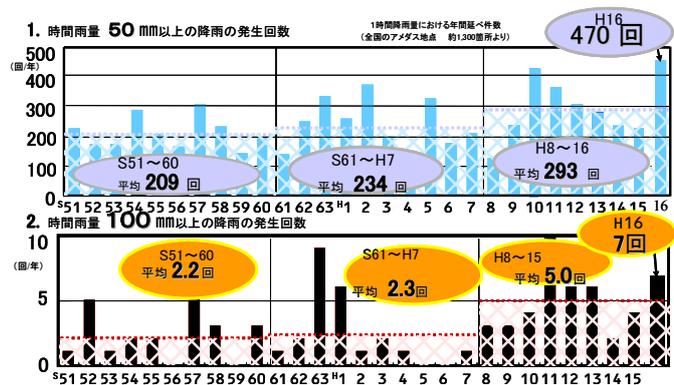


図 1.1 近年の降雨の傾向¹⁾

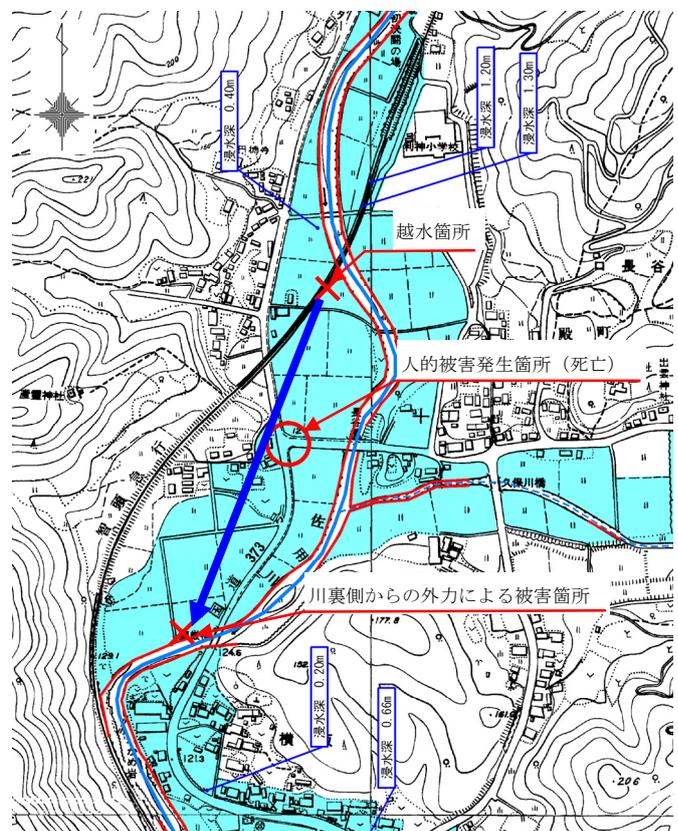


図 1.2 蛇行河川での被害発生状況(兵庫県提供に加筆)

流はかなりの流速を持っていたと推定され、大きなエネルギーを持つ流れが堤内地を通過したことが今回の災害で被害を大きくした原因の一つであったと推定される。

河川改修は基本的に下流から上流に向けて整備されるため、中流から上流域の河川は、未改修の部分が多く残されている。このため中上流域に多く見られる蛇行河川では、同様の現象が発生する可能性が残されており、河川形状から見て越流の危険度が高い区間の護岸、堤防の重点的整備や堤防形状や構造の見直しを急ぎ、越流時の破堤による洪水流の大量の流入を防止あるいは軽減することによって致命的な被害を抑制することが重要である。

3) 社会的重要度を勘案した河川構造物整備

揖保川や千種川の中流から上流域の地形は、急峻な山地の間を縫って河川が流れ、その谷地形の底部氾濫原に人々が生活し、その谷筋を利用して主要な道路や鉄道が設けられている。特に河川沿いに国道や主要地方道が設けられており、護岸が道路として利用されている「兼用護岸」の割合が非常に高い。このため、図 1.3 に示すような護岸の被災は主要交通網の寸断に繋がり、復旧時の緊急用道路としての機能を損なうとともに生活に大きな影響を与えることとなっている。

兼用護岸は裏込めコンクリートで補強することとなっているが、道路としての機能の重要性を整備水準や整備順序に反映させることも今後検討していく必要がある。



図 1.3 兼用護岸の被災状況

4) 流域管理による減災

平成 16 年の台風 23 号の際に橋梁が大量の流木を堰き止めることで、橋梁前後で越流被害が発生していたが、今回の災害でも同様に橋梁に堰止められた流木が越流を引き起こし、被害を拡大していると思われる箇所が多く見られた(図 1.4 参照)。これらの流木の発生源は明らかではないが平成 16 年の災害では今回被災した流域では、風倒木被害が多く発生したエリアであることから、流木の大量発生と風倒木被害との関連性が推測される。流木による被害は、河川サイドだけでの対策が困難であり、発生源対策に頼らざるを得ず、今回の流木発生源を特定した上で発生源への流木止めの整備を進めるとともに森林を管理する分野との連携を図り、森林の管理を含めた流域全体の管理を行う手法や仕組みを構築することが必要である。



図 1.4 流木の補足状況

5) 古い橋梁上下流の護岸強化

今回の調査では、図 1.5 に示すように橋梁付近で護岸が被災している事例が比較的多くみられた。調査範囲には古い橋梁が多く、橋梁は河川幅員がやや狭まった位置に架けられている事例が多かった。橋梁上下流の取付護岸には古



図 1.5 橋梁上流側の護岸被害

い形式のものが残されているケースも見受けられ、もともと弱い構造である上に、道路拡幅時に旧護岸の前面に貼り付けるように作られた結果、構造的に脆弱となっている事も考えられる。

橋梁付近では、先に述べたように橋梁に流木が河道を閉塞して堰上げ、護岸上まで水位が上がっていたと思われる箇所が多くみられた。

このように古い橋梁付近の護岸は構造的、水理的な弱点となる可能性が高いにもかかわらず、財政的な理由や橋梁の架け替えと一体で整備する必要性から改修が取り残される可能性がある。したがって、将来的にも現状の危険性が継続する可能性のある古い橋梁付近の堤防や護岸は、越流を想定して護岸本体と護岸背面の強化、補強を行うと共に堤内地に浸入する水の勢いを弱めることを目的とするパラペット形式護岸の設置等も検討していく必要があり、簡易で安定性の高い補強工法の研究開発が望まれる。

参考文献

- 1) 宇野 尚雄：流域地盤災害の減災技術の構築に関するシンポジウム資料，2009.

2. 地盤構造物・斜面災害の減災に向けての課題と提言

「想定外」の集中豪雨にもかかわらず、適切な対策を施した既設の地盤構造物及び斜面の崩壊は、予想外に少なかった。一方、福知川一宮町で発生した既設の吹付け法砕工の両サイドの地盤が流水により侵食されて崩壊した事例が示唆するように、既存対策工の周辺地盤の崩壊が特徴的でもあった。この度のような激しい降雨が、決して「想定外」ではなくなる将来を見据えたとき、豪雨による地盤構造物・斜面の防災に関する既往のパラダイムを根本的に見直す必要があるだろう。具体的には、「対処法」だけでなく、「予防」が重要となってくる。費用対効果を考えたとき、「崩壊が生じた箇所を局所的に修理する」従来の後追いの対策に加えて、「崩壊危険度の高そうな地盤構造物・斜面を何らかの方法で抽出し、これらの将来的な崩壊発生リスクを広範囲に亘り低減する」という前向きな発想を持たなければいけない。本報告書の内容を精査すると、この種のパラダイムの転換のための課題とヒントが浮き彫りとなってくる。

1) 風倒木被害地における表層崩壊防止工の提案

過去の風倒木被害の影響があった奥海地区や上石井地区では、非常に薄い表層土（0.5～1.0m）が長大斜面の高い位置から直線的に崩壊した。また、上石井地区の詳細な原位置調査・室内実験から、この種の表層崩壊の原因として、降雨による見かけの粘着力（サクション）の消失によるせん断強度の低下、併せて、浸透水による間隙水圧の上昇による有効応力の低下が推定された。さらに、今回の調査の範囲では、斜面崩壊のおおよそ75%は、過去の風倒木被害地で発生していることも明らかとなった。このような風倒木被害地は、当該地域で潜在的に危険なまま多数存在しており、今後同様な崩壊が多数発生することが危惧される。一方、風倒木被害地面積が膨大であることから、事前に崩壊を予防する低コストな対策工法の開発が望まれる。

このような背景および観点から、現在においても植生が少なく、未対策の風倒木被害地を対象として、図に示すような降雨による表土の飽和化を防止（あるいは遅らせる）する一つの方法を提案する。例えば、圧密促進工法の一つとして多用されているプラスチックボードドレイン材（PD材）あるいはジオシンセティックス排水材を潜在的すべり面の奥まで設置し、降雨による表層部の浸透水を速やかに排出する。PD材等はロール式で持ち運びが簡単であるから、打ち込み装置さえ工夫すれば、大掛かりな工事をせずとも数名の作業員での迅速な施工が可能であろう。この種の対策工は、法砕工に代表される「全応力的対策」ではなく、「有効応力の原理に基づく対策」、別の表現をすれば、「構造力学的対策」ではなく、「地盤力学的対策」であると言える。今後は、排水材の長期的な排水性能、設置方法、設置位置、等に関する基礎研究ならびに試験施工による対策効果の検証が課題となろう。

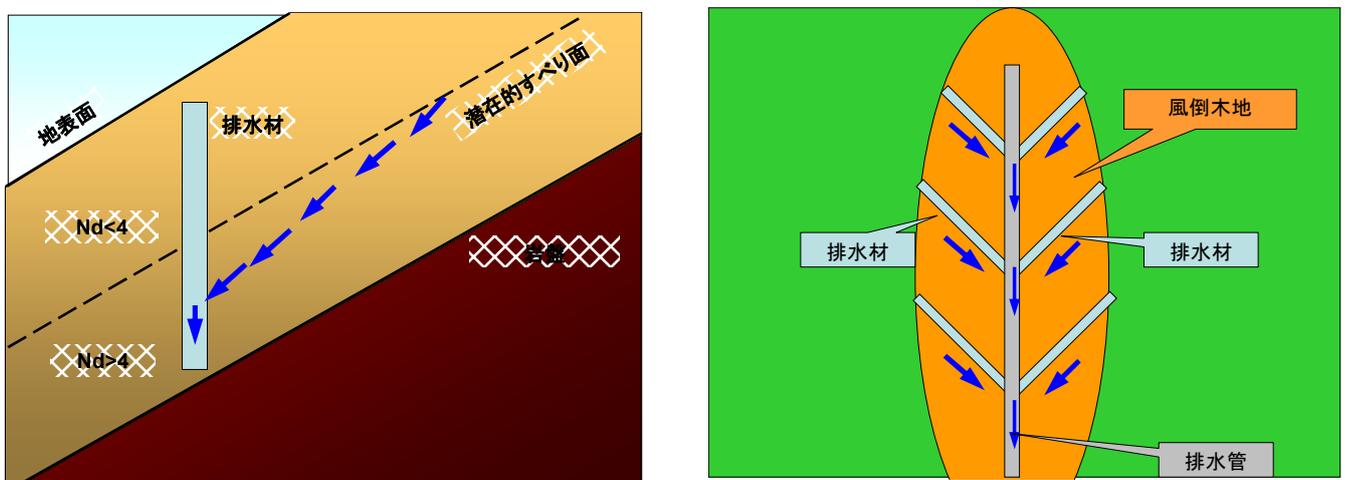


図 2.1 風倒木被害地における表層崩壊防止工の断面イメージ

一方、仁位地区や神谷川地区の崩壊で見られたような、集中豪雨時に浸透水が集まる箇所を事前に把握することは、現在の技術水準では大変難しい。常時で湧水が認められる箇所では、崩壊がある程度予測可能な面があるが、集中豪雨時に一時的に浸透水が溢れ、崩壊に至るケースでは時期も含めて広範囲な山地を対象とする時、事前予測が今後の大きな課題となっている。

2) 盛土防水工

盛土構造物は、大抵の場合、盛土内への雨水の浸透が原因で崩壊する。したがって、盛土内への浸透水を未然に防ぐ盛土防水工の考え方が重要である。沢部に施工された盛土構造物の事例では、ジオシンセティックス排水材を既存盛土の背面に横断方向に設置することで、台風襲来後の長期に亘り、浸透水を盛土外へ排出することに成功している。今後は、防止工の長期安定性を確認する必要がある。

3) ソフト対策

人家等の立地箇所として、斜面崩壊や土石流の発生が懸念されるところを避けるようにするのが望ましいが、我が国での地形条件を考えると、そのようなリスクがないところは極めて狭い範囲に限られ、現実的ではない。このような条件下で住民の命と財産を守っていくためには、適切な避難も含めたソフト対策が欠かせないものであり、集中豪雨時での適切な避難勧告、指示が必要欠かせざるものとなってくる。これの精度をさらに高めていくために、リアルタイムのハザードマップの作成等が待たれているところである。将来は、豪雨時における各地域の崩壊危険度をリアルタイムに評価して、住民の避難勧告、避難指示に繋げていくことが考えられる。併せて、防災対策の基本であるハード対策をより強固に推し進め、崩壊危険度の高い地域を一つでも減らしていく努力が必要である。

謝 辞

兵庫県県土整備部県土企画局，土木局，兵庫県西播磨県民局龍野土木事務所佐用事業所，宍粟事業所，兵庫県農政環境部 農林水産局，兵庫県西播磨県民局光都農林水産振興事務所の関係者の方々には，度重なる現地調査に懇切丁寧にご対応下さり，貴重な各種の情報をご提供頂きました。また，社団法人近畿建設協会からは，調査活動費の支援を頂戴しました。ここに記して深甚の謝意を表する次第です。

平成 21 年台風 9 号による地盤災害調査報告書

編集者 社団法人 地盤工学会関西支部
平成 21 年台風 9 号による地盤災害調査団
団長 澁谷 啓

発行者 社団法人 地盤工学会関西支部
大阪府中央区谷町 1 丁目 5 番 7 号
ストークスビル天満橋 801 号室
TEL (06)6946-0939

発行年月 平成 21 年 12 月
