

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。

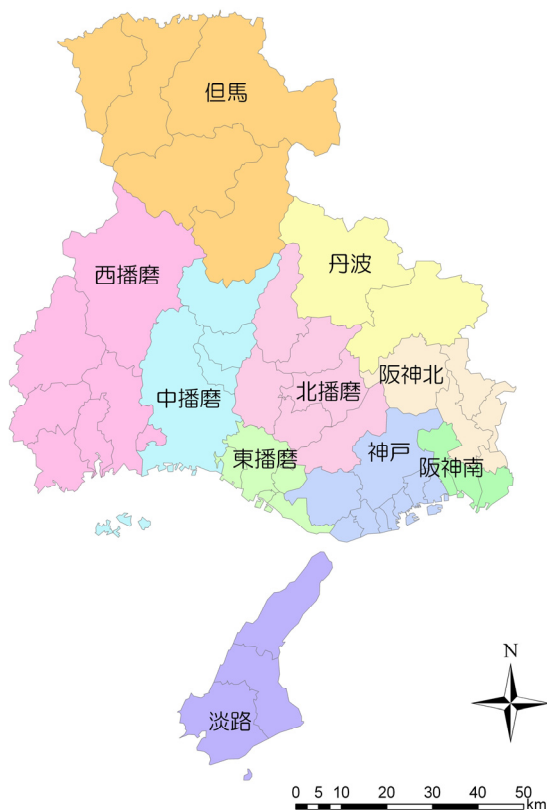


図 2.1 兵庫県の各県民局名称

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)}。

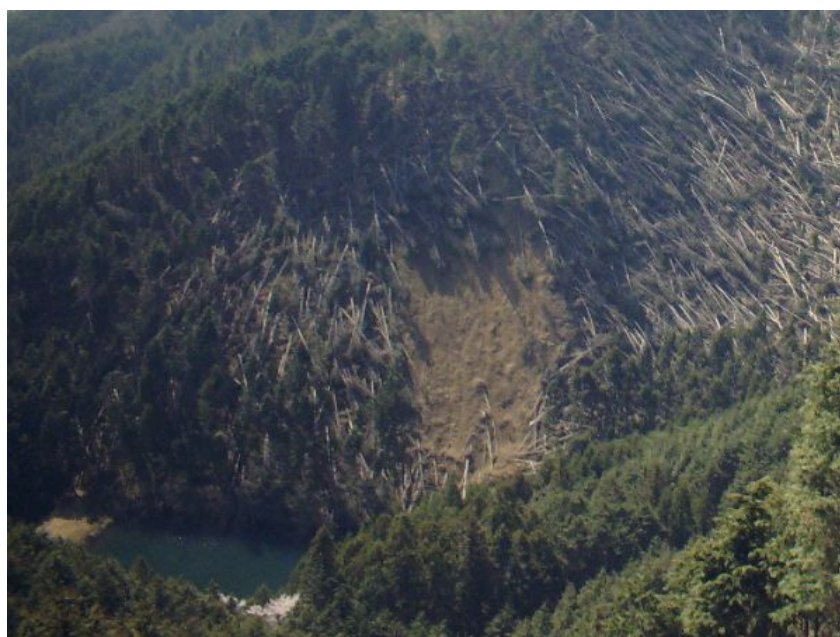


図 2.2 平成 16 年台風によって発生した斜面崩壊の事例

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。

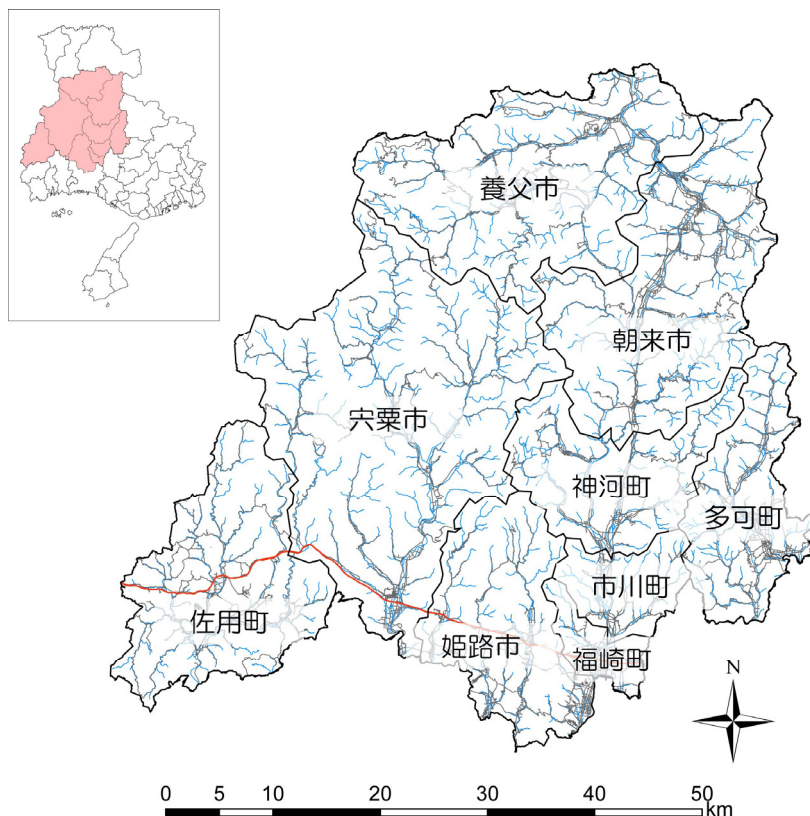


図 2.4 市町村の位置図

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			

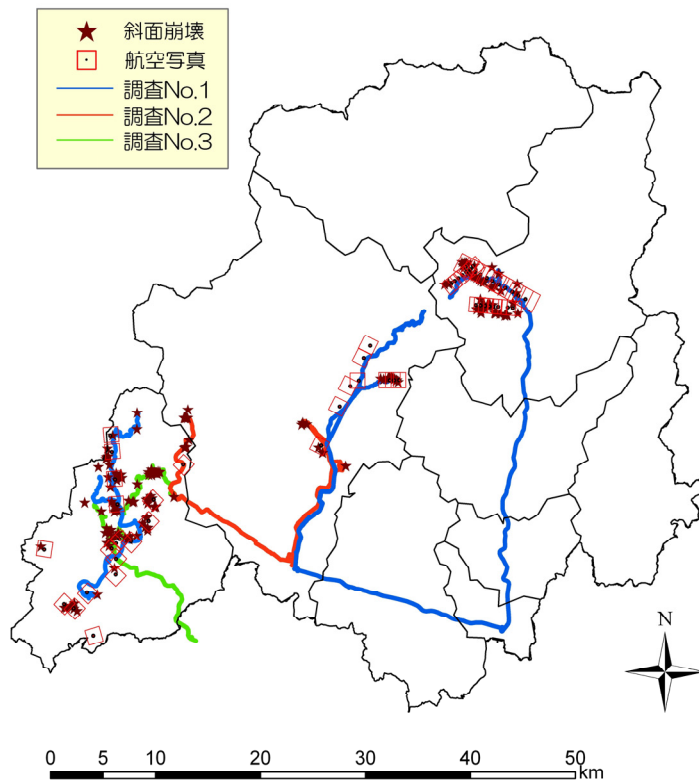


図 2.5 調査範囲と斜面崩壊発生箇所の分布

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。

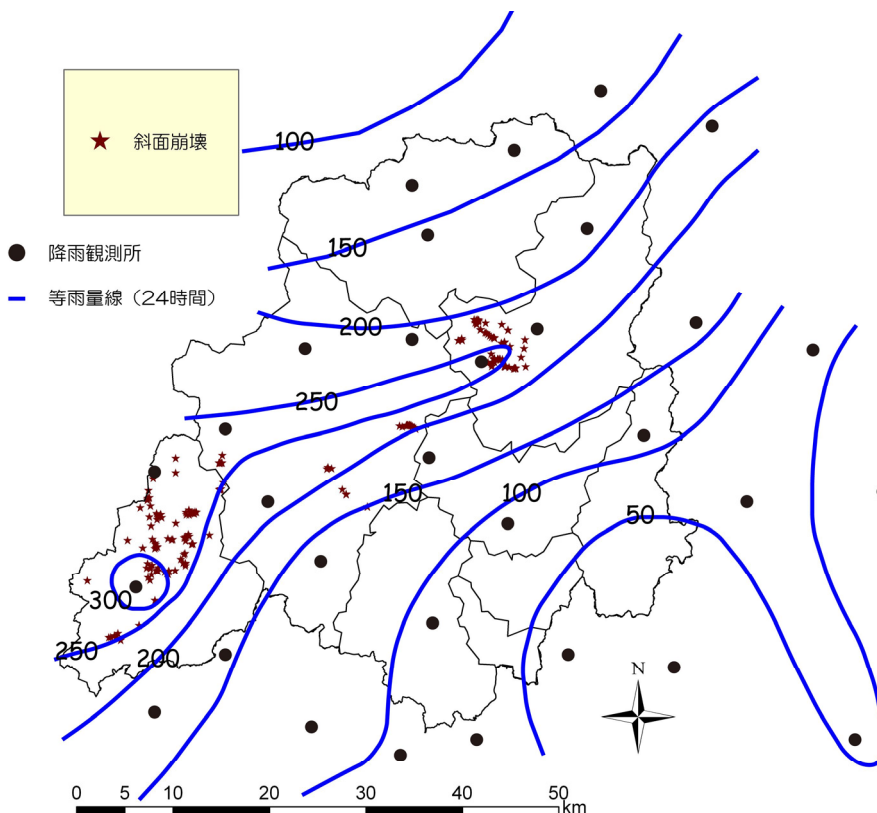


図 2.6 斜面崩壊発生箇所と 24 時間雨量の関係

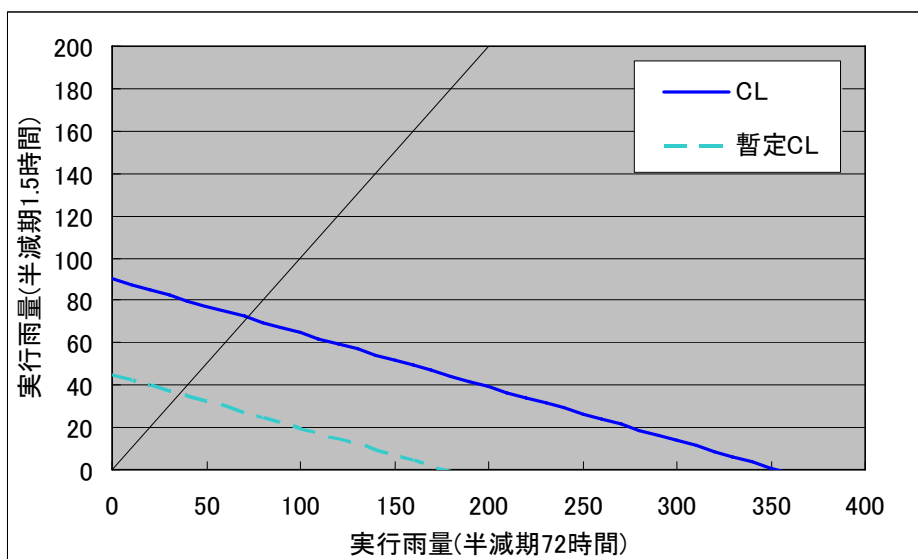


図 2.7 土砂災害発生基準線(佐用周辺)

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。

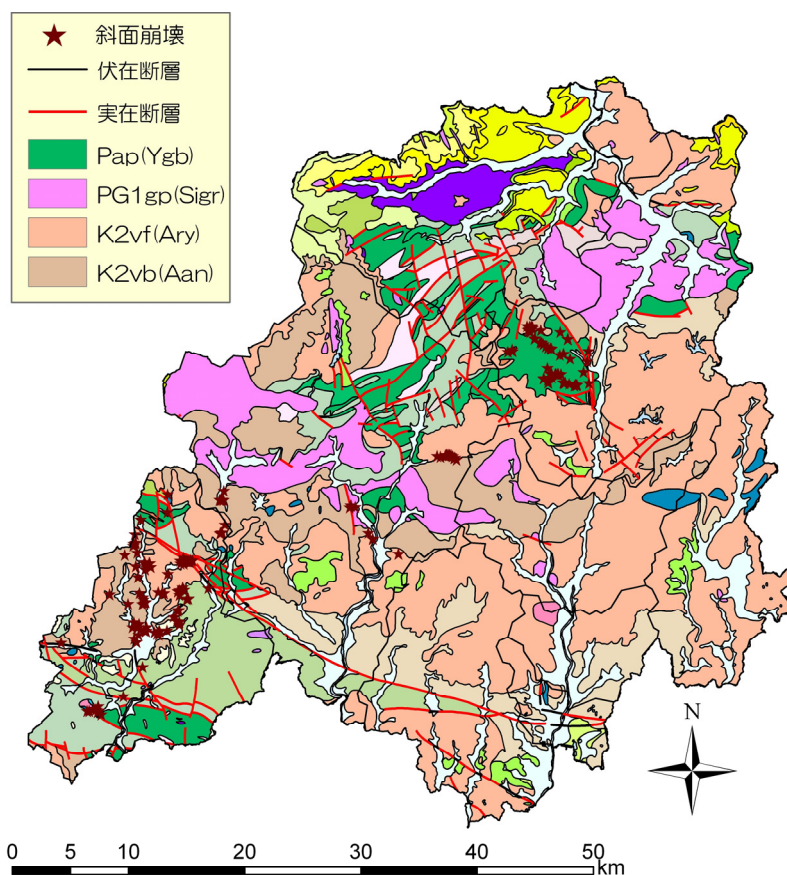


図 2.8 表層地質と斜面崩壊発生箇所の関係

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。

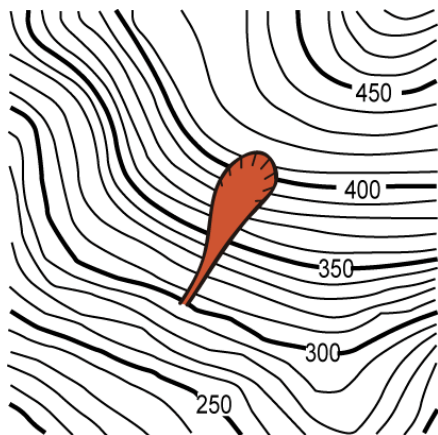


図 2.9 凸型斜面

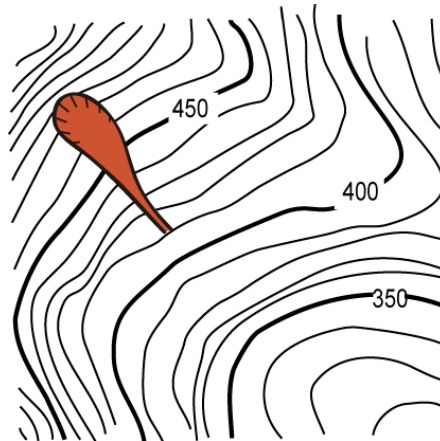


図 2.10 凹型斜面

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。

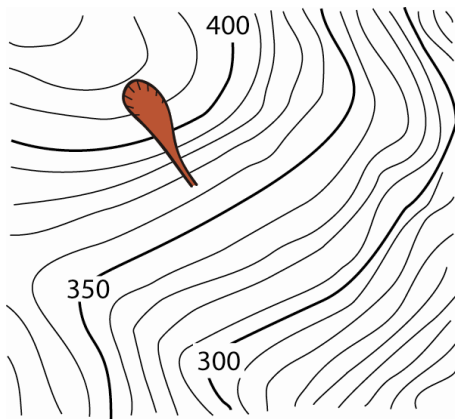


図 2.11 尾根型斜面

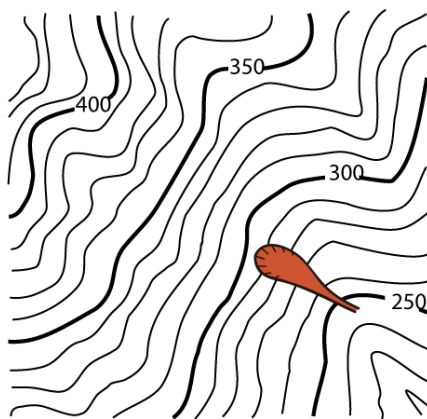


図 2.12 谷型斜面

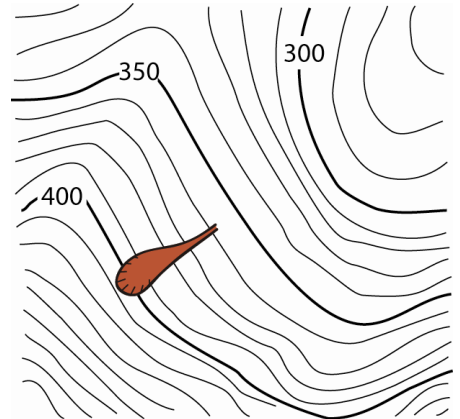


図 2.13 直線型斜面

(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上方端の標高 (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上流端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 : 崩壊地の上方端の標高(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)

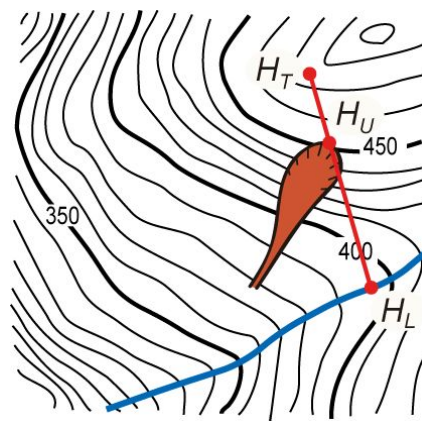


図 2.14 比高率の定義

(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、崩壊の最も上流を通る 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)

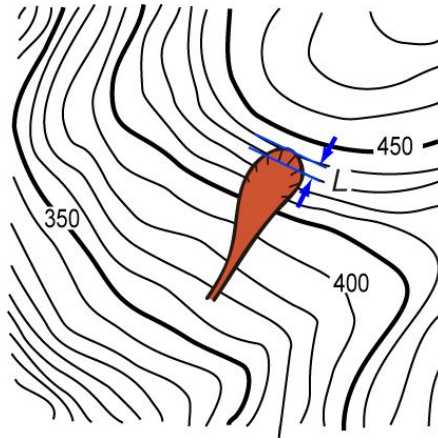


図 2.15 傾斜度の定義

(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。

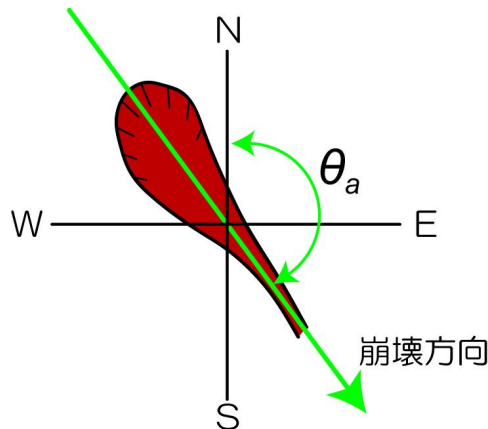


図 2.16 崩壊方向角の定義

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。

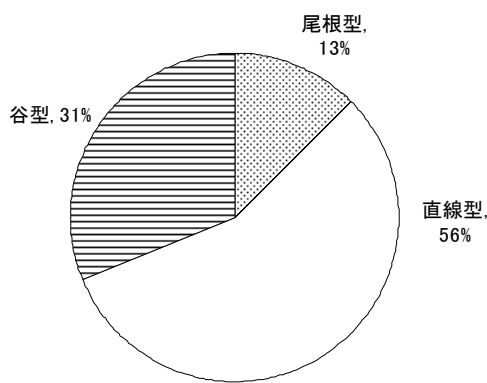
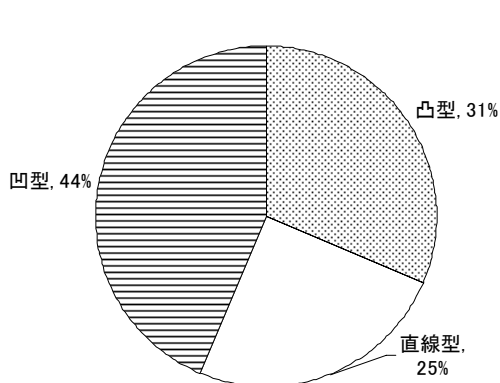


図 2.17 崩壊縦断形状の割合(風倒木被害地) 図 2.18 崩壊横断形状の割合(風倒木被害地)

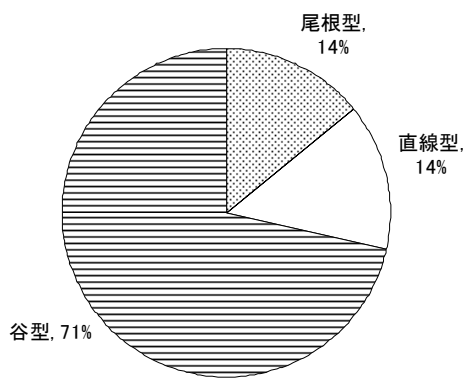
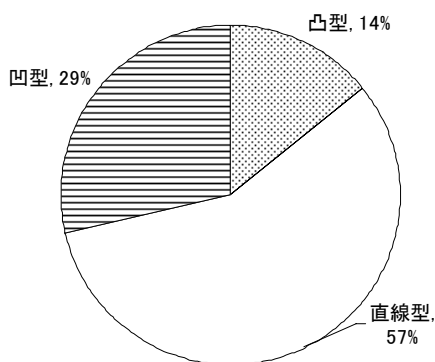


図 2.19 崩壊縦断形状の割合(風倒木被害地以外) 図 2.20 崩壊横断形状の割合(風倒木被害地以外)

(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。

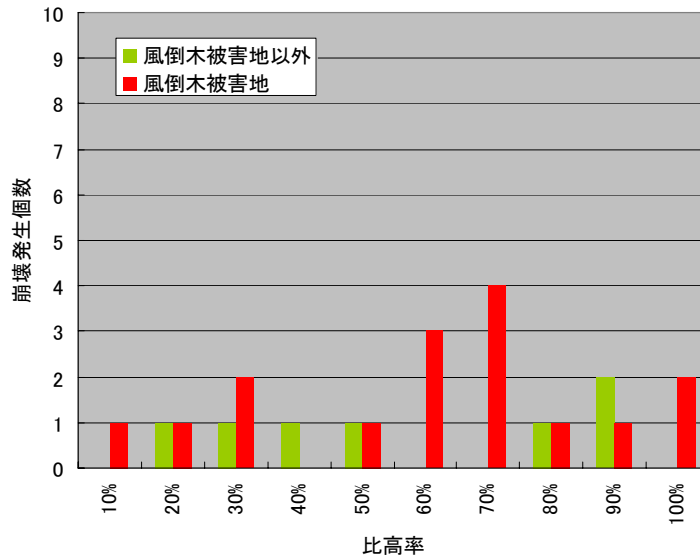


図 2.21 比高率の分布(風倒木被害地・風倒木被害地以外)

(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。

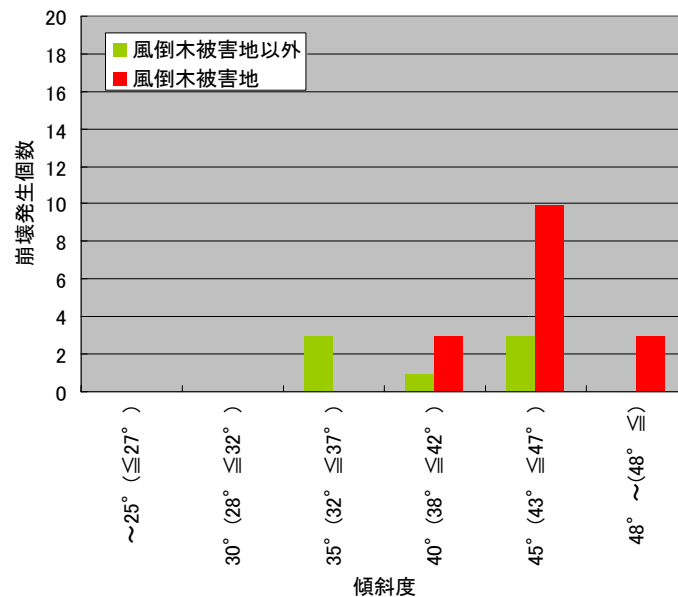


図 2.22 傾斜度の分布(風倒木被害地・風倒木被害地以外)

(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。

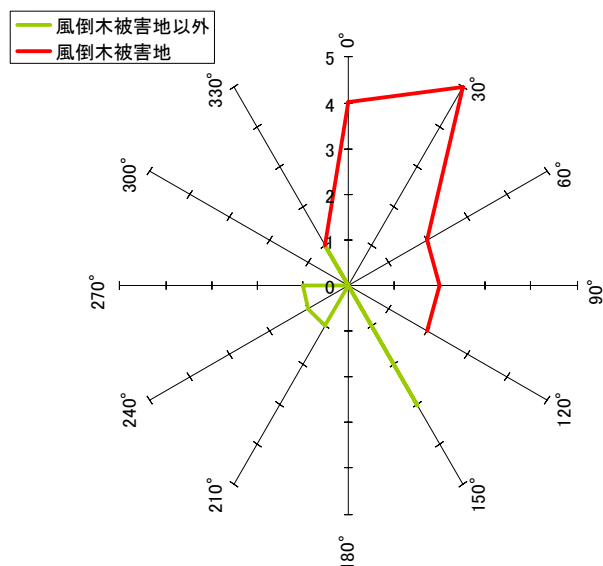


図 2.23 崩壊方向の分布(風倒木被害地・風倒木被害地以外)

(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。

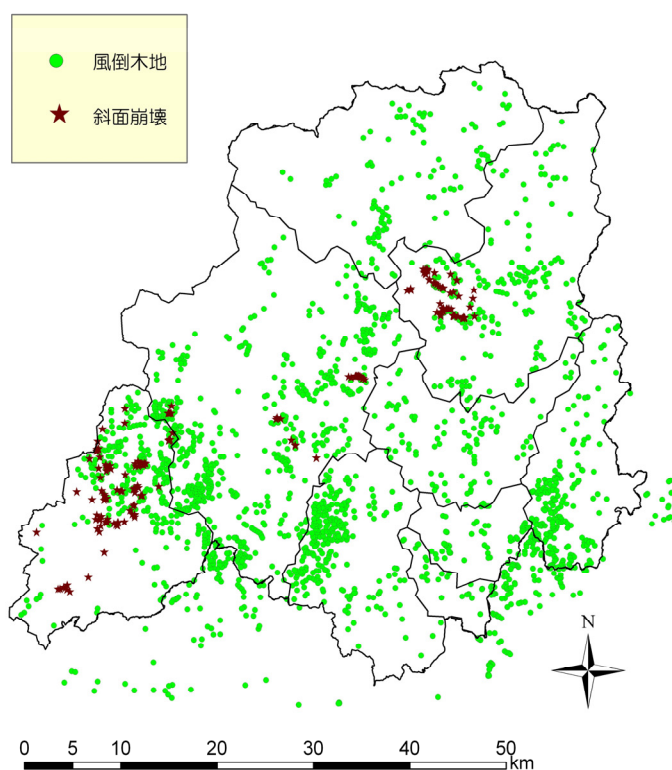


図 2.24 風倒木被害箇所と平成21年台風9号による斜面崩壊発生箇所の関係

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

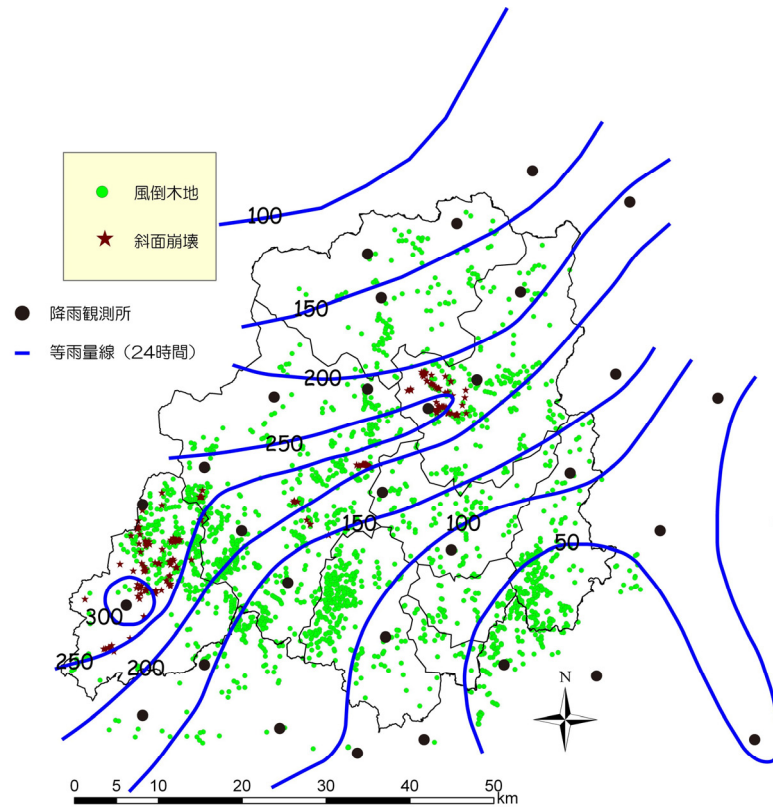


図 2.25 風倒木被害箇所と平成 21 年台風 9 号による斜面崩壊発生箇所ならびに 24 時間雨量の関係

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。

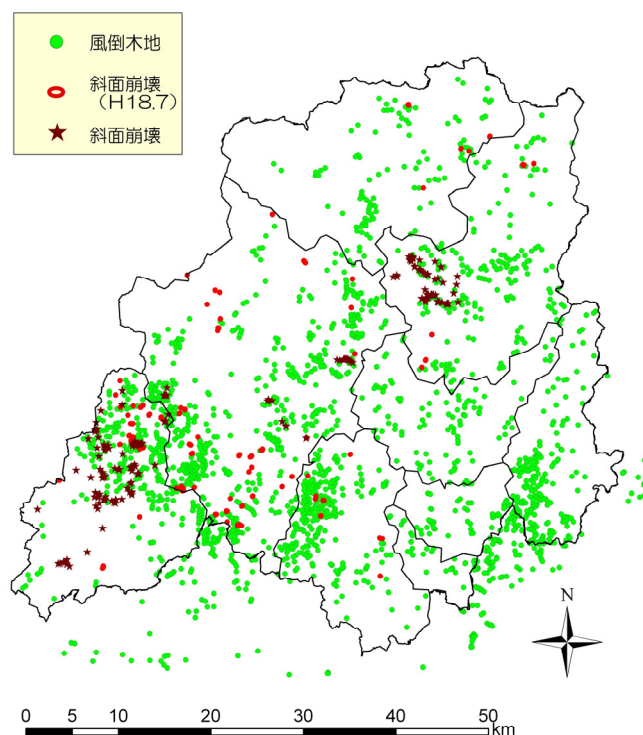


図 2.26 風倒木被害箇所と平成 18 年 7 月豪雨ならびに平成 21 年台風 9 号による斜面崩壊発生箇所の関係

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。

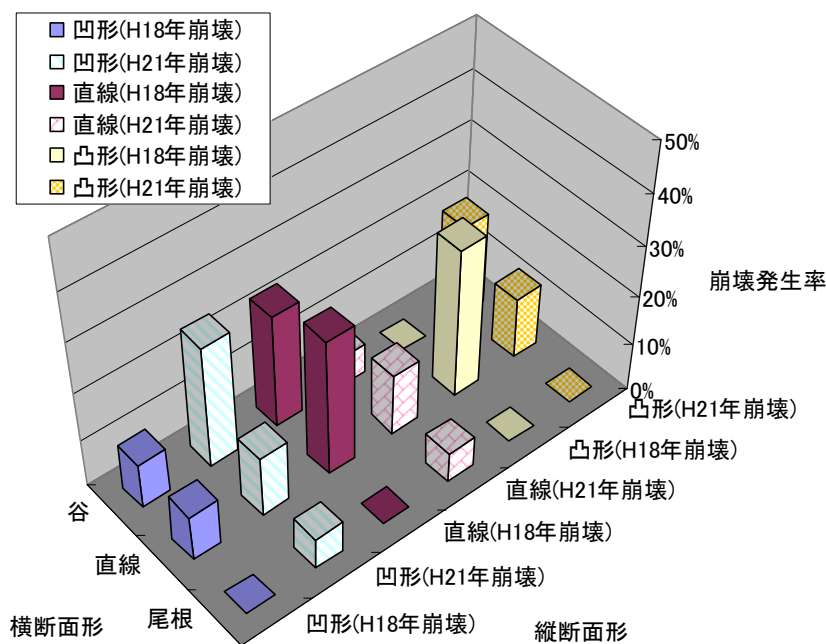


図 2.27 崩壊形状の割合

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。

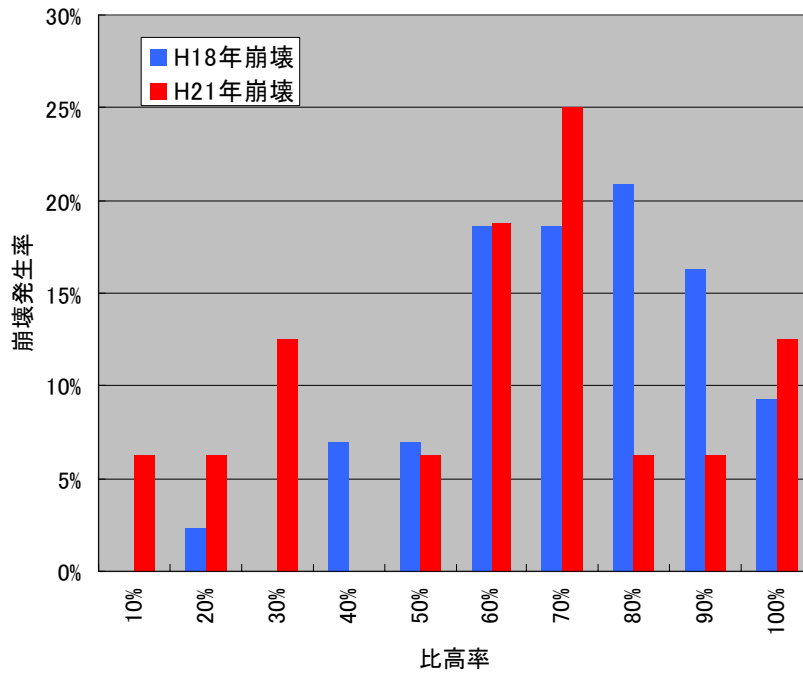


図 2.28 比高率の分布(風倒木被害地)

(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。

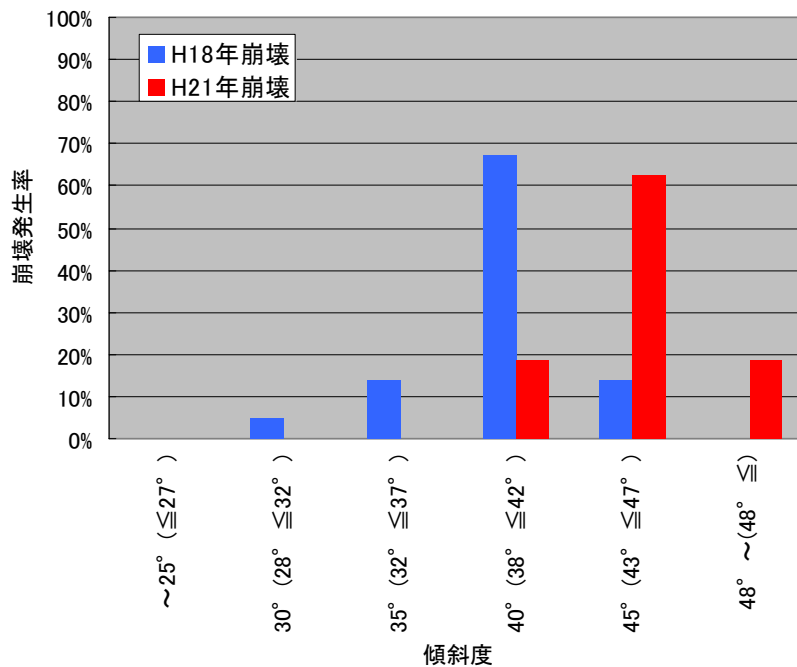


図 2.29 傾斜度の分布(風倒木被害地)

(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。

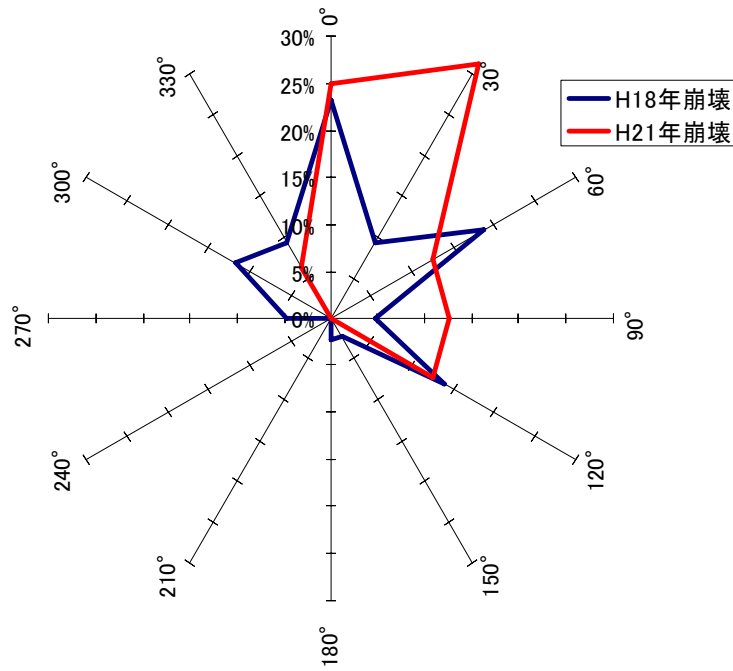


図 2.30 崩壊方向の分布(風倒木被害地)

(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.

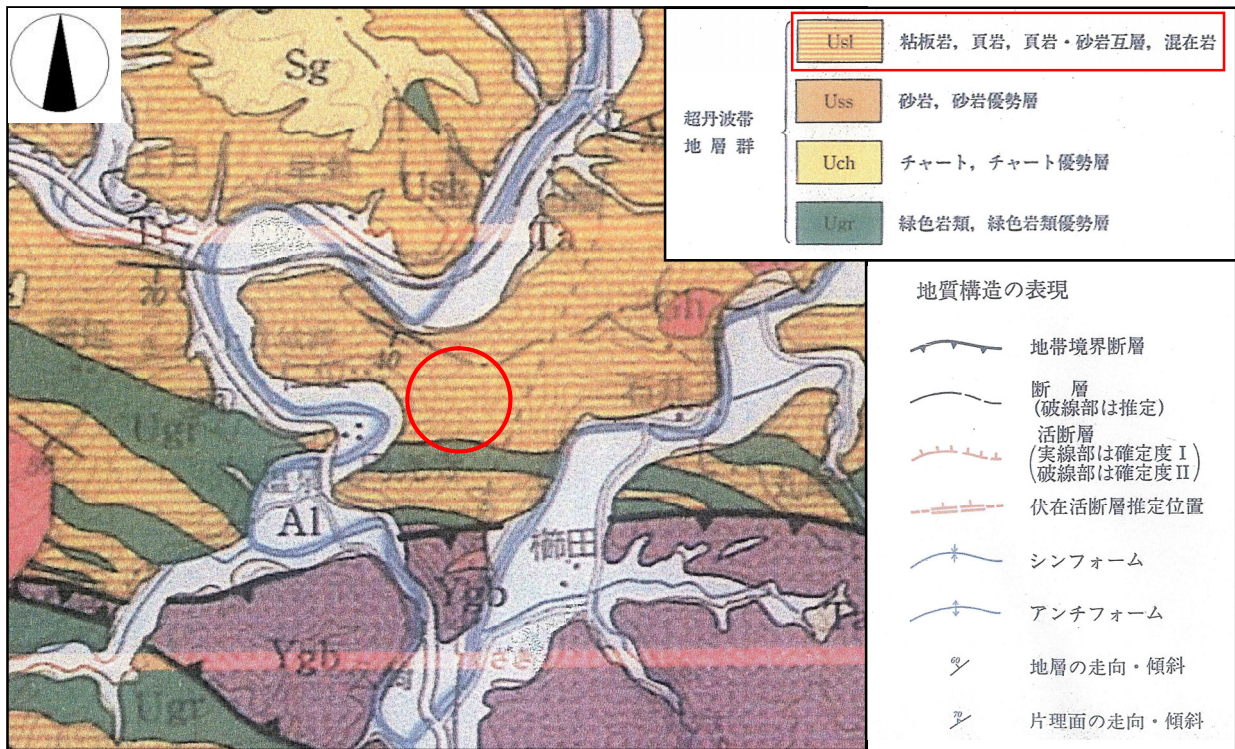


図 3.2 100,000 分の 1 地質図²⁾ に加筆

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。

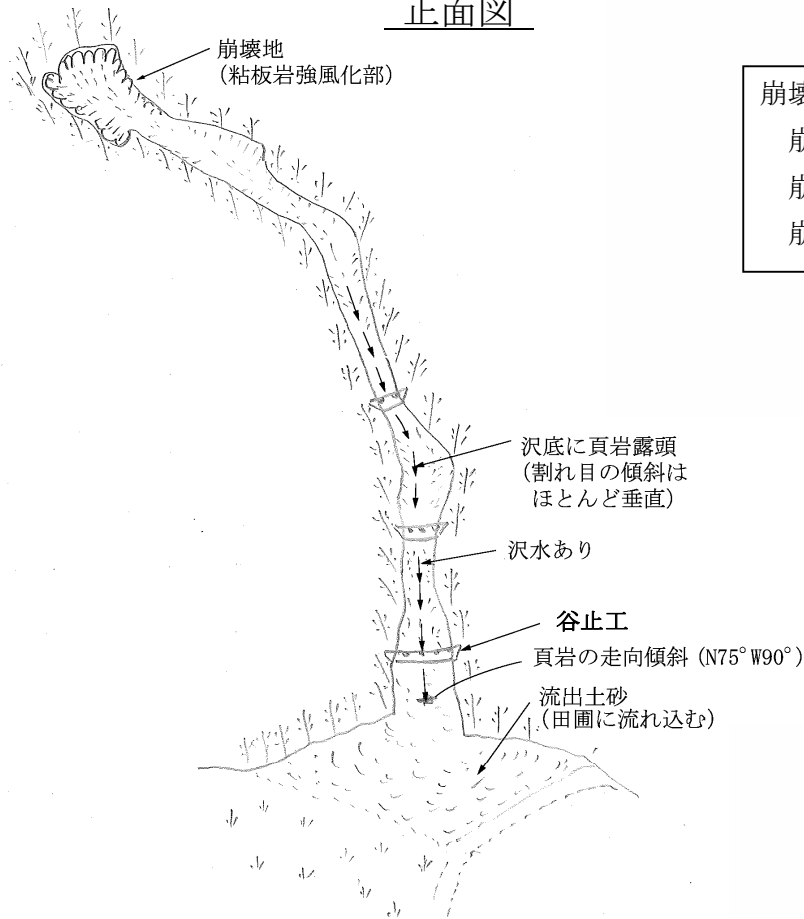
崩壊の形態としては、溪流沿いの上部尾根部において崩壊が発生し、崩壊土砂が溪流沿いに流下することによって土石流化したことによる。溪流の中下部には谷止工が築造されており、谷止工の袖のコンクリートは損傷したが、本体は破壊しておらず、機能上の支障はなく、谷止工は有効に機能していたが、崩壊土砂が谷止工捕捉容量を上回ったため、下流の水田部へ流下して堆積した。谷止工が存在しなければ、水田への土砂流出はさらに激しいものになっていたものと思われる。

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

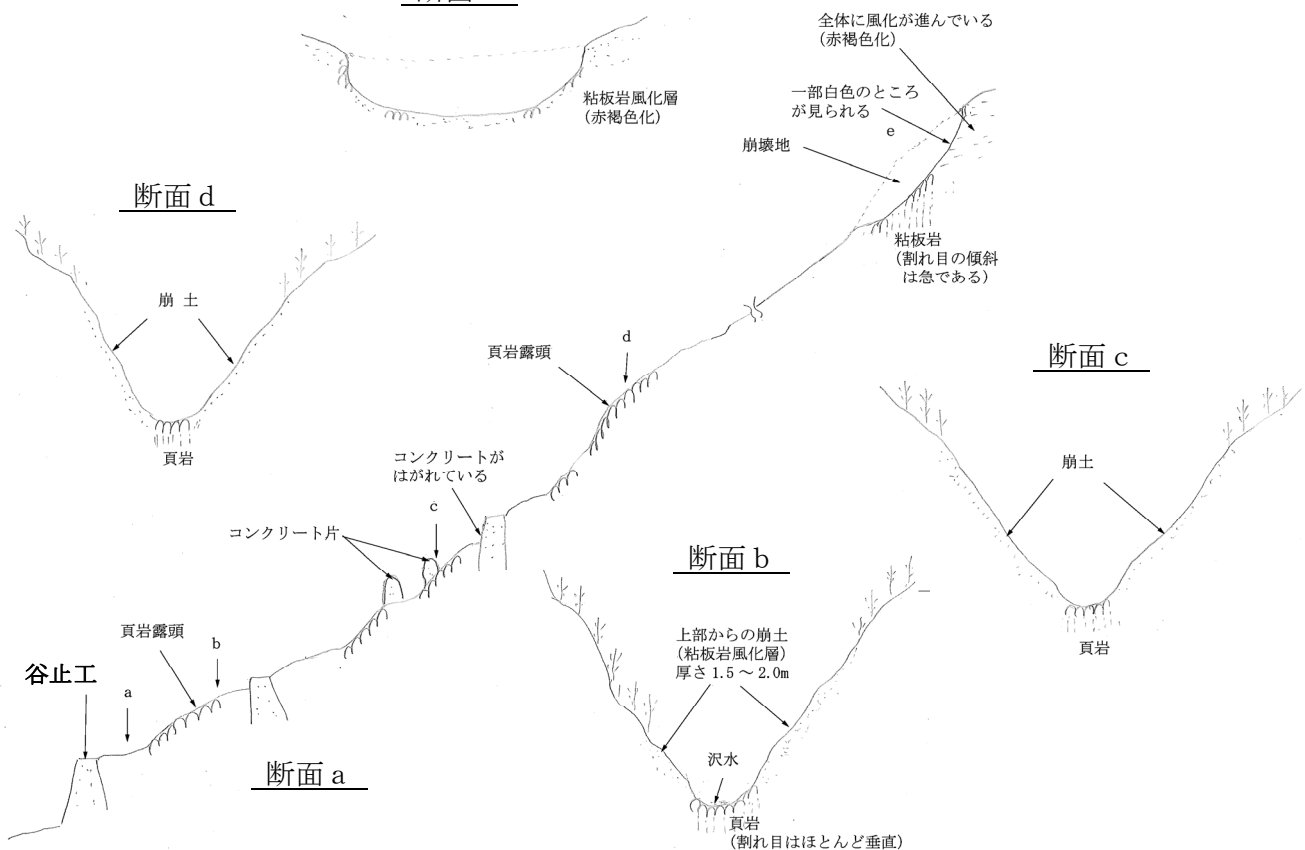


図 3.4 崩壊地のスケッチ



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

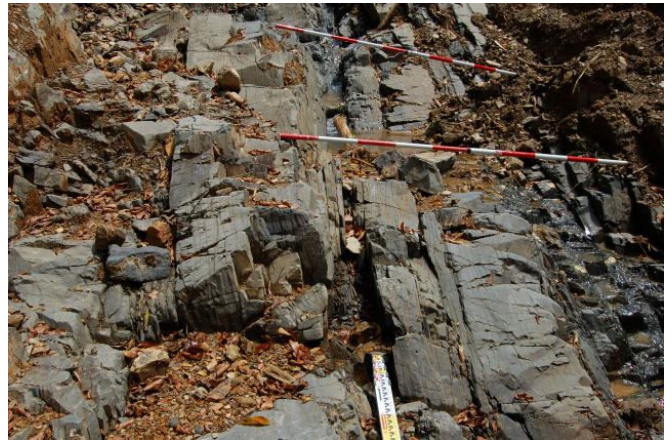


図 3.8 斜面上部より見た崩壊地



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 に示す箇所で発生した。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。

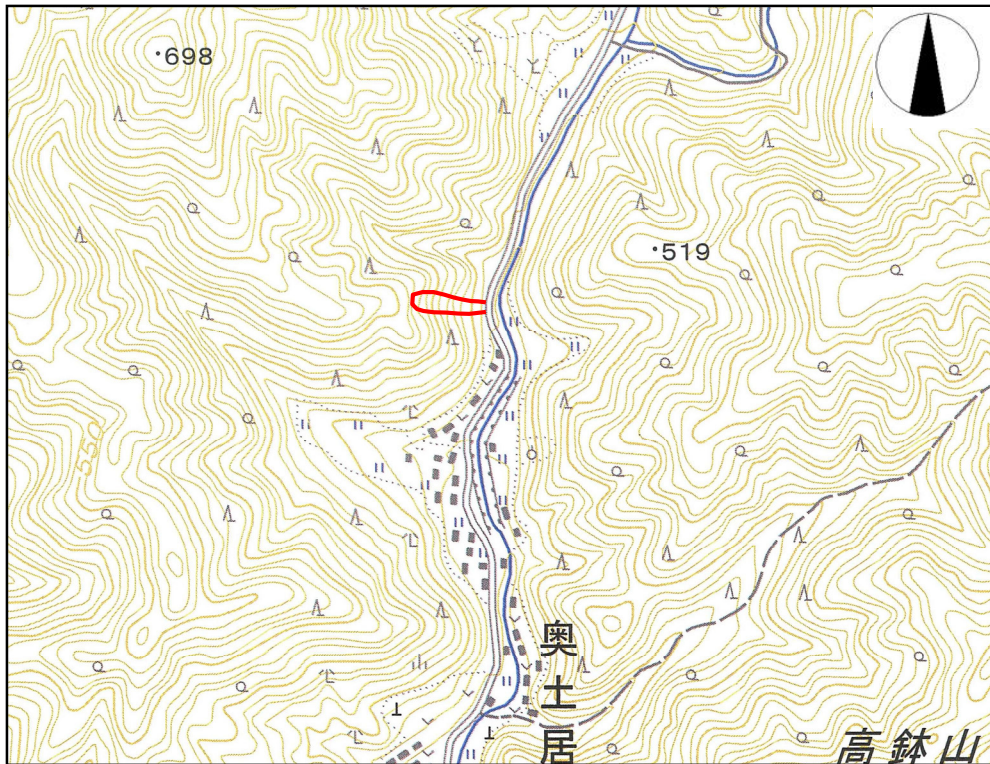


図 3.10 25,000 分の 1 地形図「古町」¹⁾ に加筆

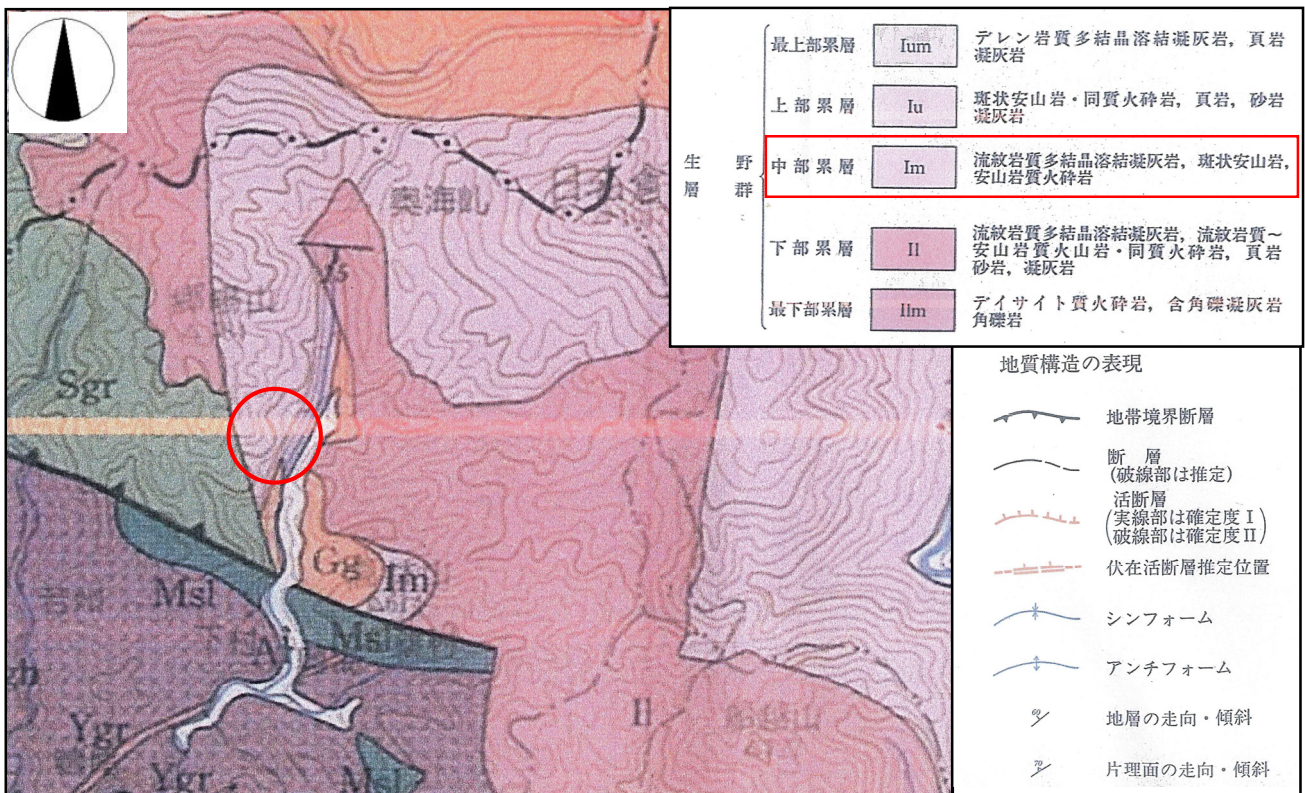


図 3.11 100,000 分の 1 地質図²⁾ に加筆

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。

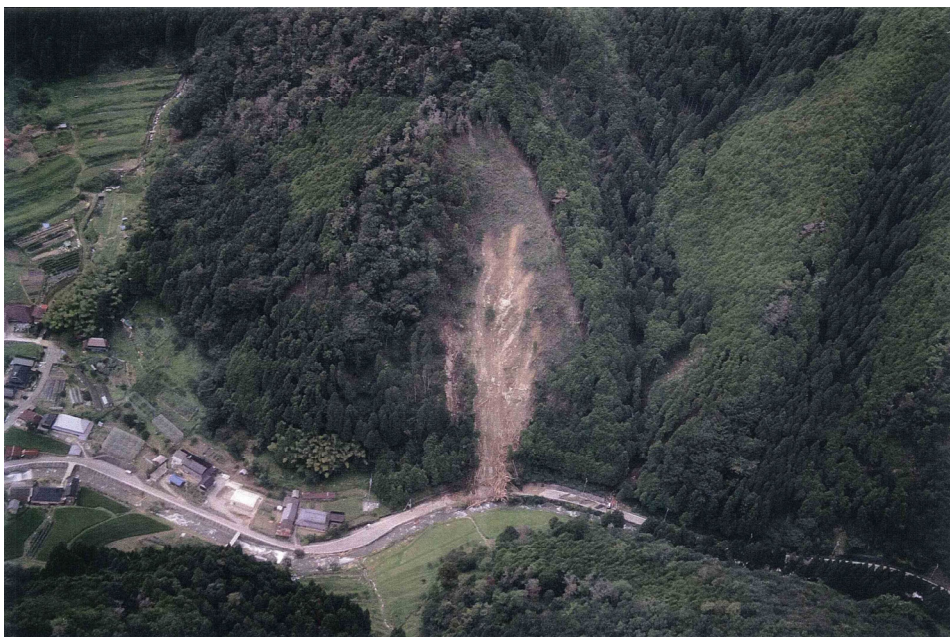


図 3.12 斜め空中写真³⁾



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

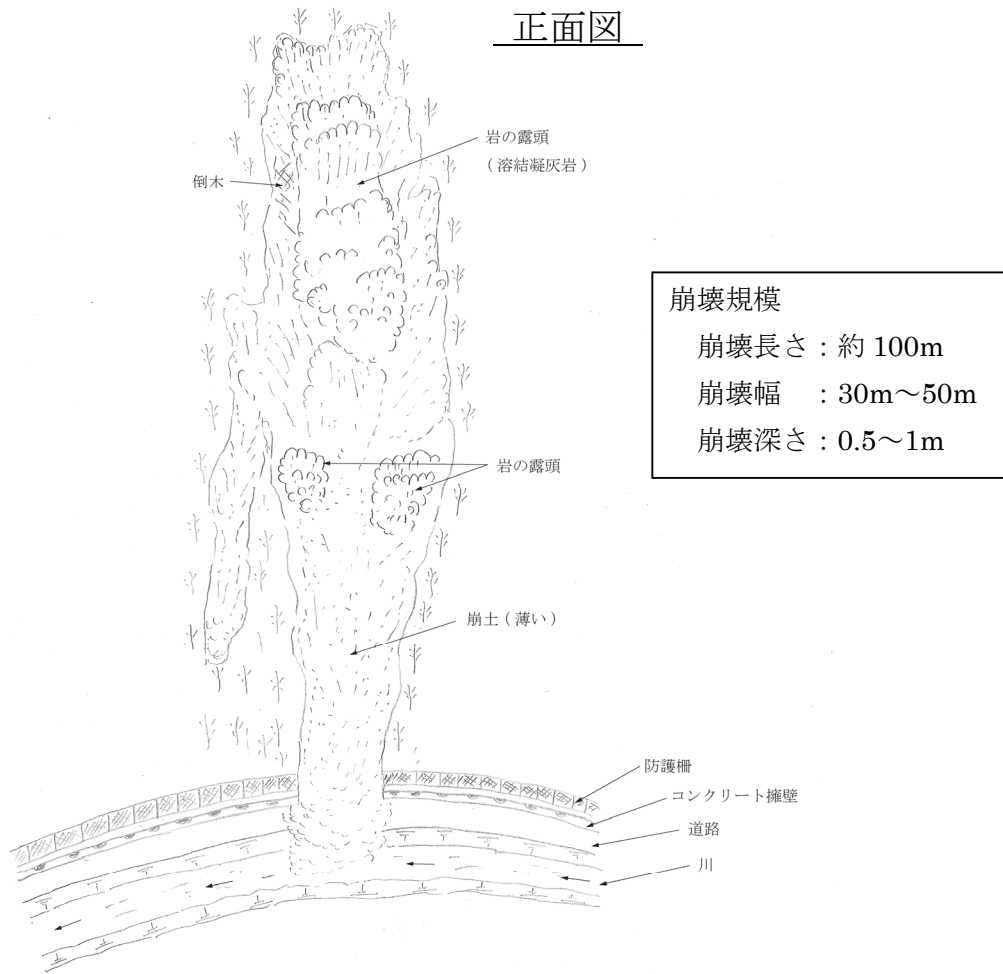


図 3.15 崩壊地のスケッチ



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

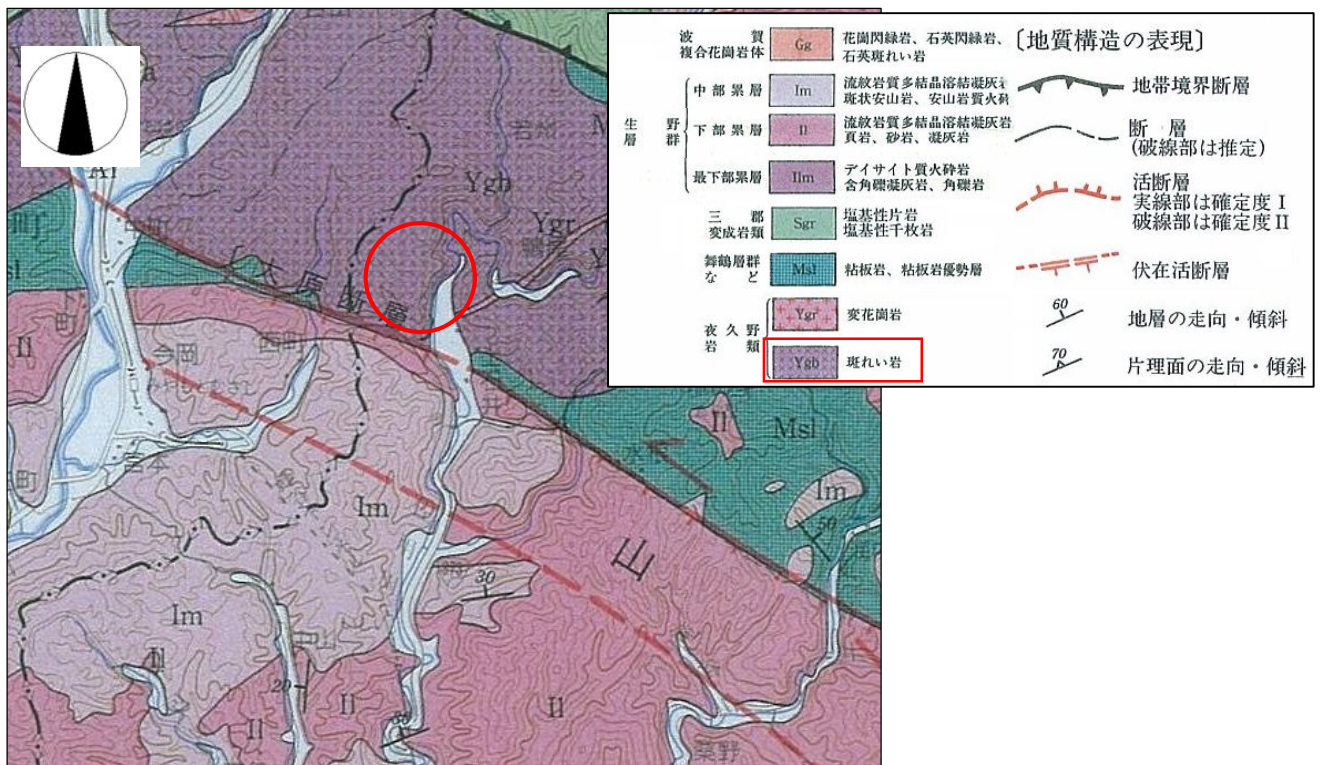


図 3.19 100,000 分の 1 地質図 2) に加筆

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

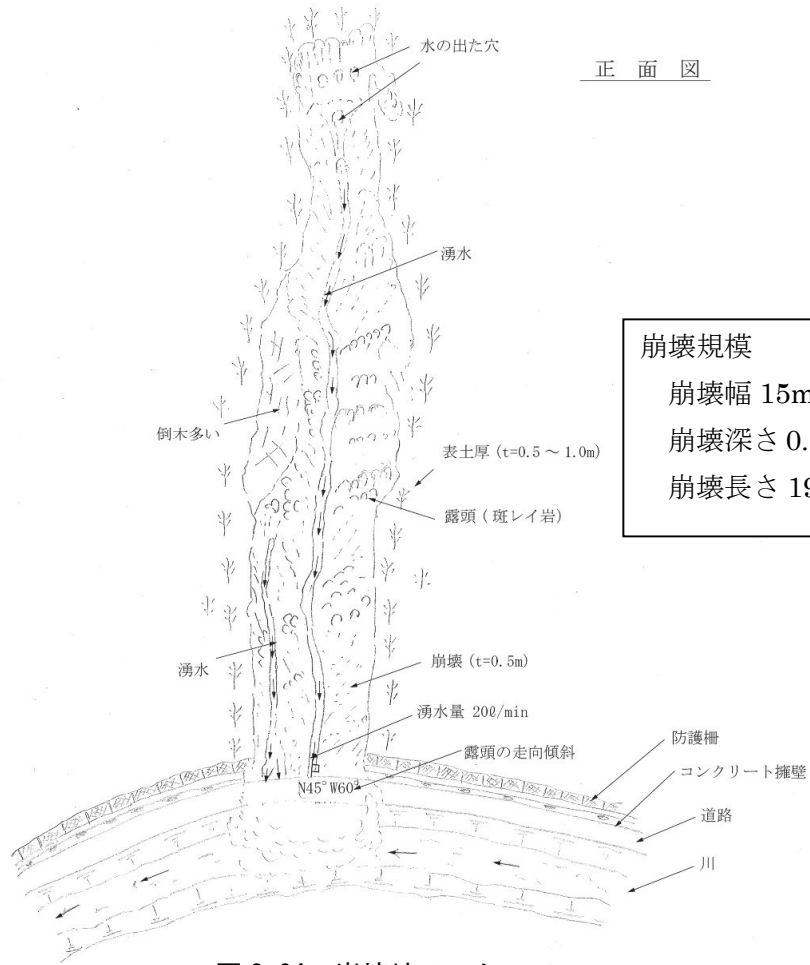


図 3.23 崩壊地周辺の状況⁴⁾

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。

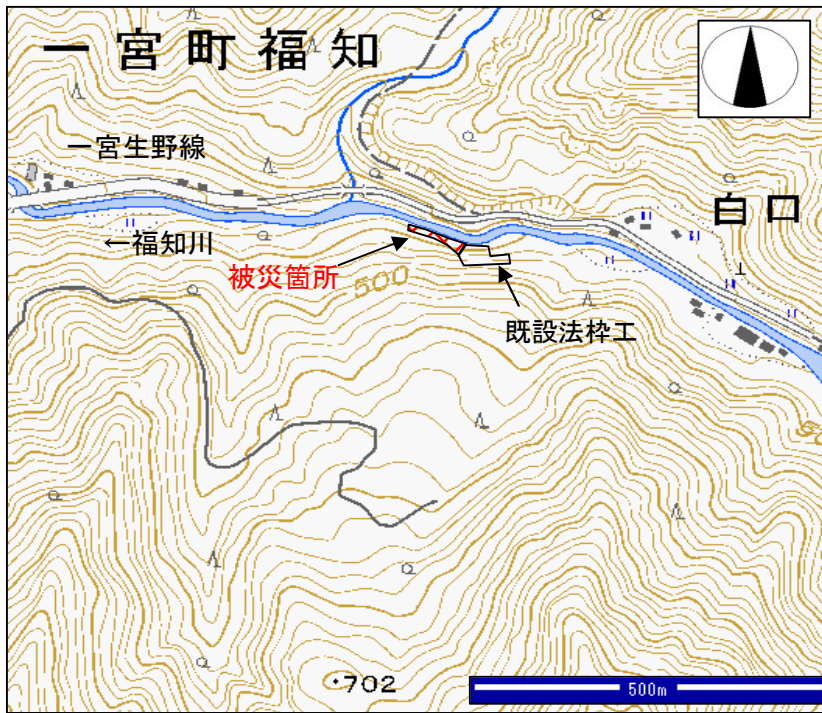


図 3.25 25,000 分の 1 地形図¹⁾に加筆

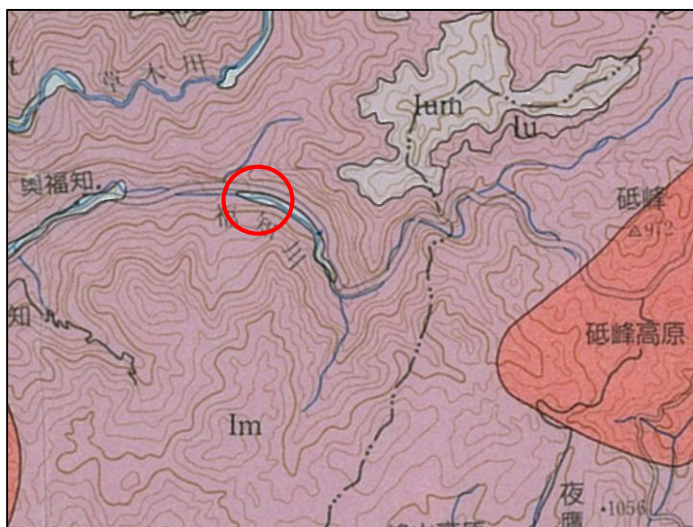


図 3.26 100,000 分の 1 地質図²⁾に加筆



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	Ium	ア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。

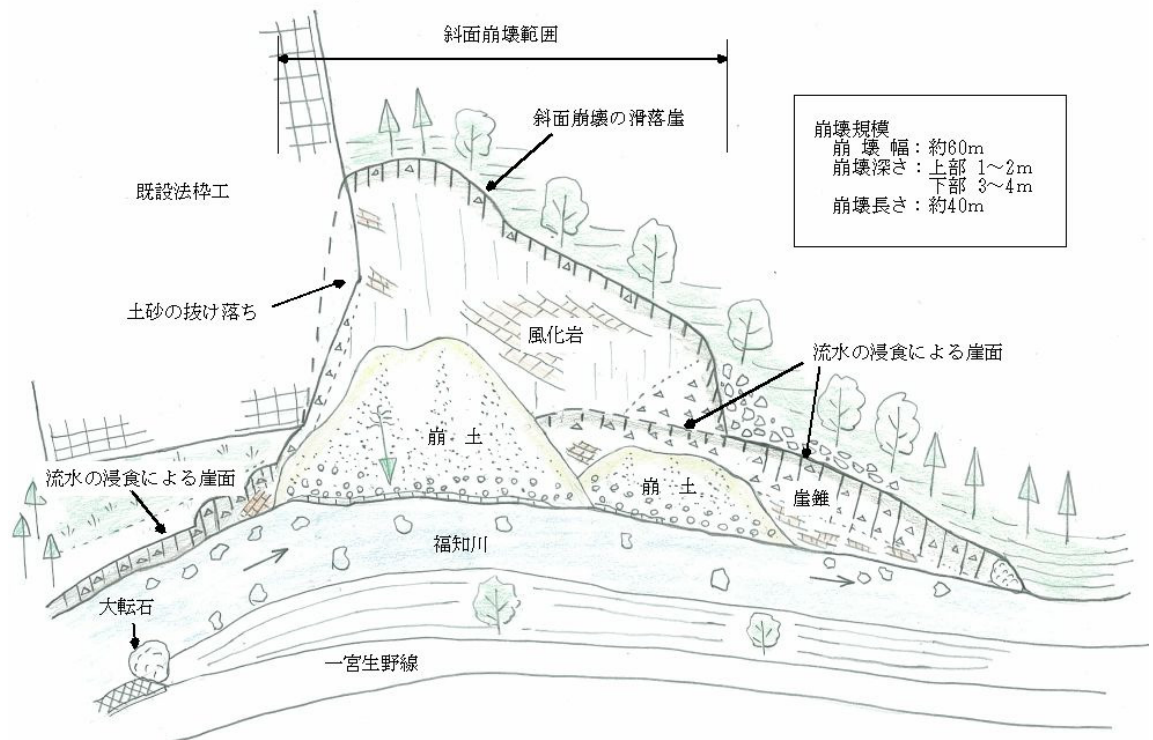


図 3.34 崩壊地のスケッチ

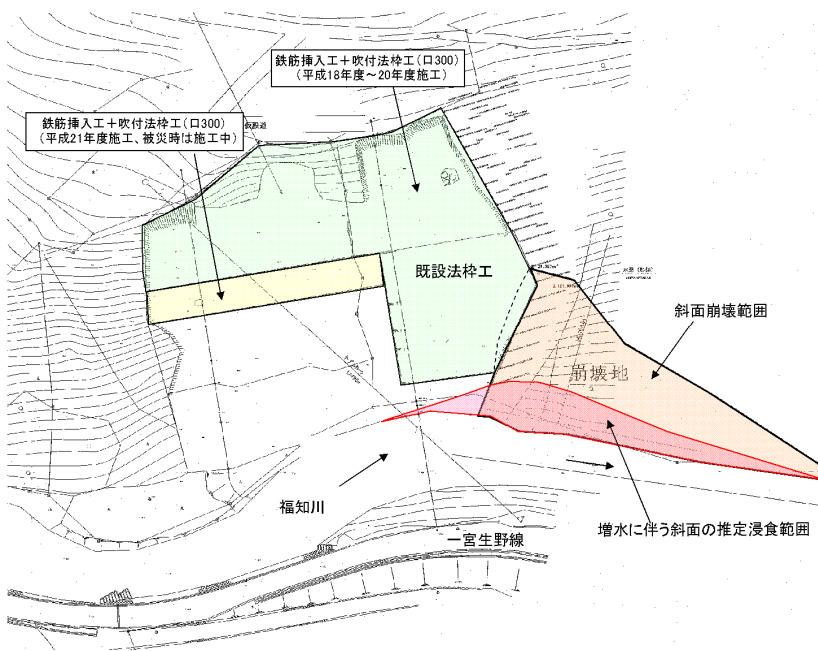


図 3.35 崩壊箇所と流水により浸食されて範囲⁴⁾に加筆



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。

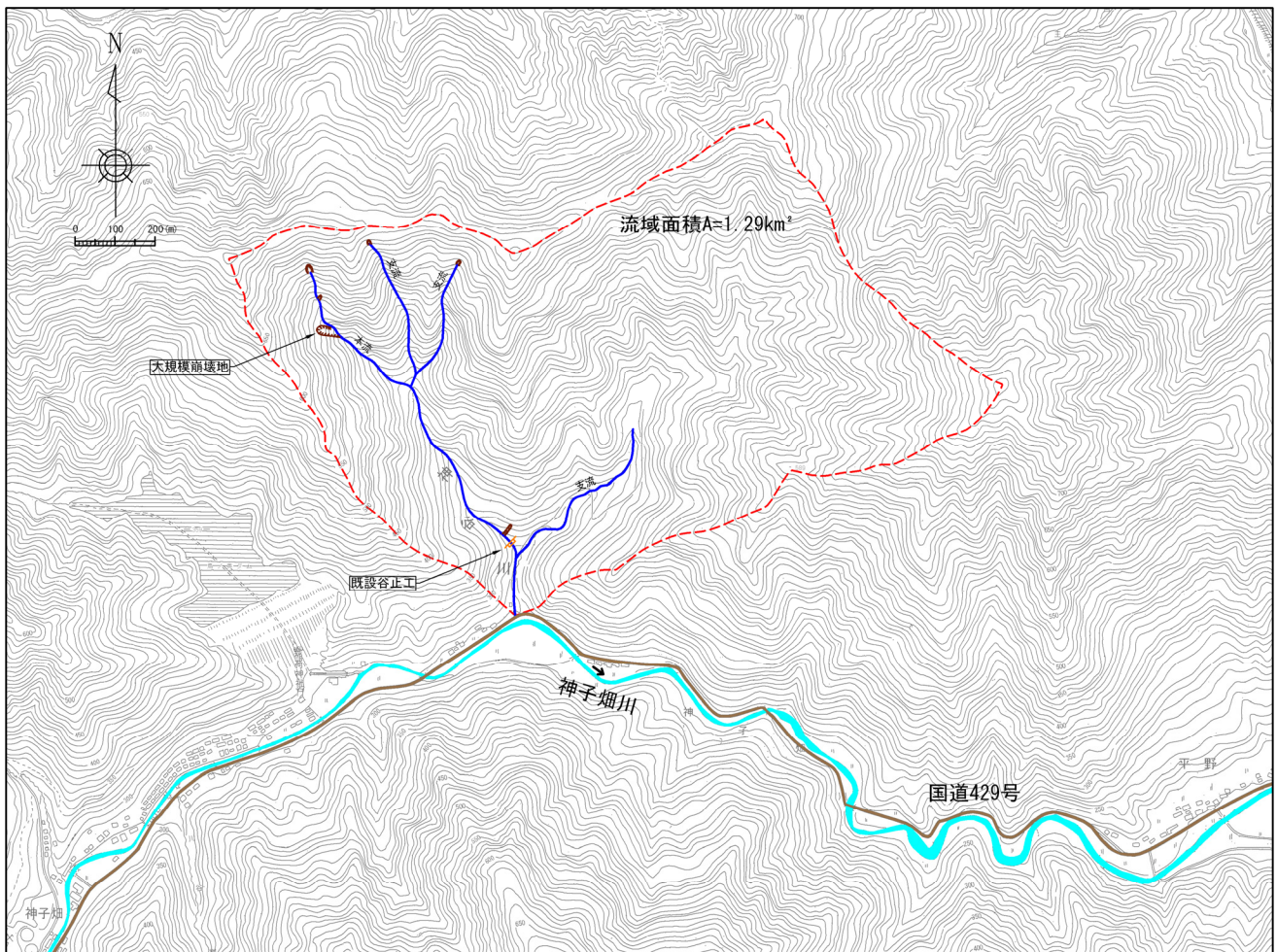


図 3.38 神谷川周辺の地形 ⁶⁾に加筆

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。



图 3.39 神谷川全景（航空写真，災害発生後撮影）

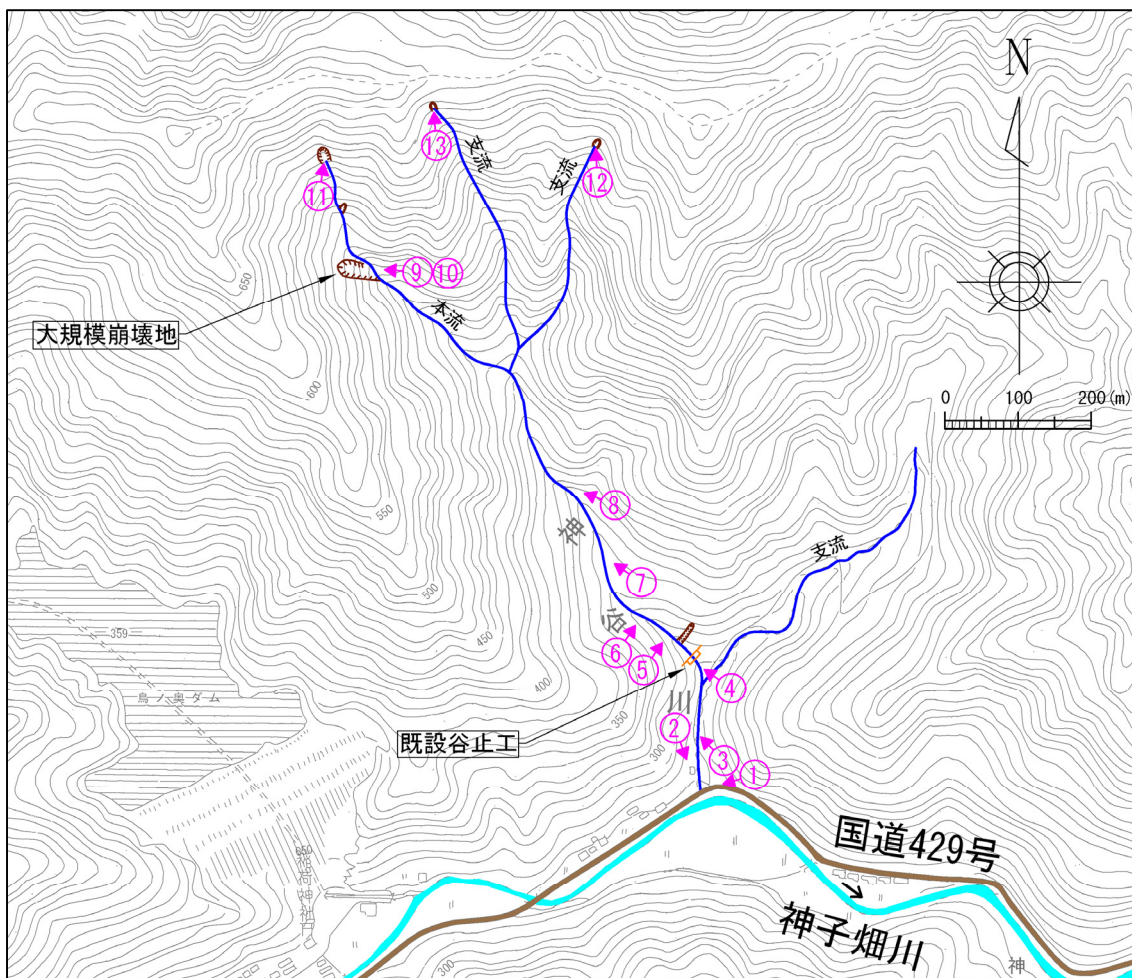


图 3.40 写真撮影位置图 6)に加筆



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)

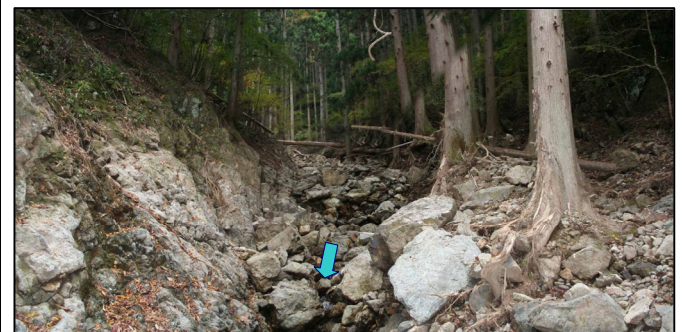


図 3.48 中流付近の河道状況 (撮影方向⑧)



图 3.49 上流部における大規模斜面崩壊状況（撮影方向⑨）



图 3.50 大規模斜面崩壊状況近景（撮影方向⑩）



图 3.51 本流源頭部における斜面崩壊状況（撮影方向⑪）



图 3.52 支流源頭部斜面崩壊状況（撮影方向⑫）



图 3.53 支流源頭部斜面崩壊状況（撮影方向⑬）

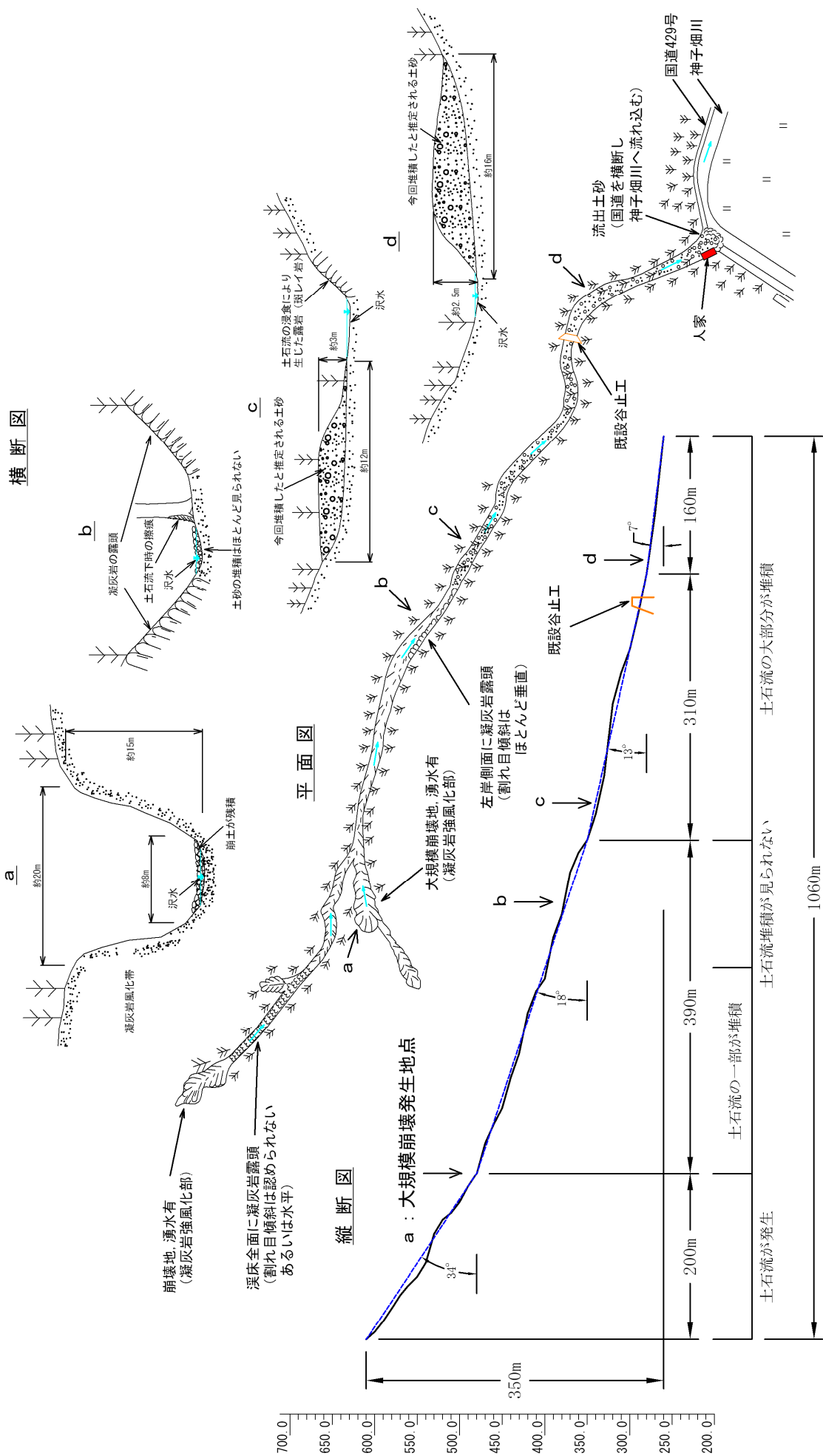


図 3.54 神谷川被災状況の模式的表現

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。

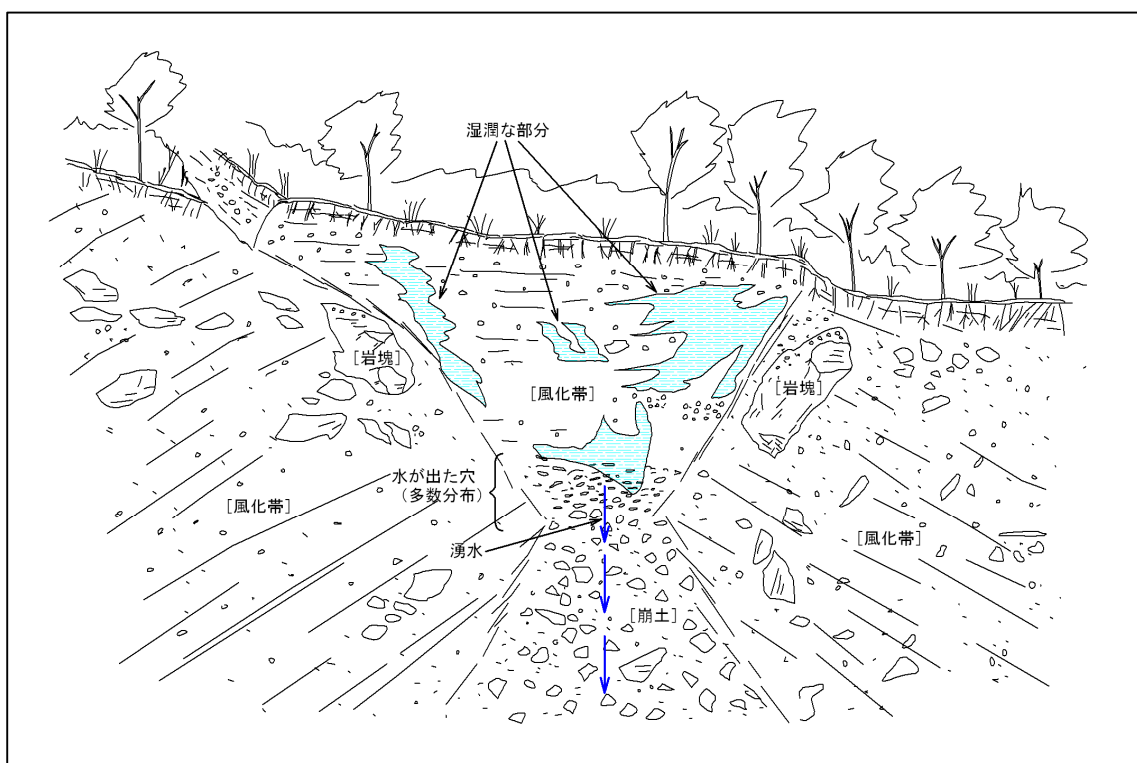


図 3.55 大規模崩壊斜面露頭スケッチ



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。

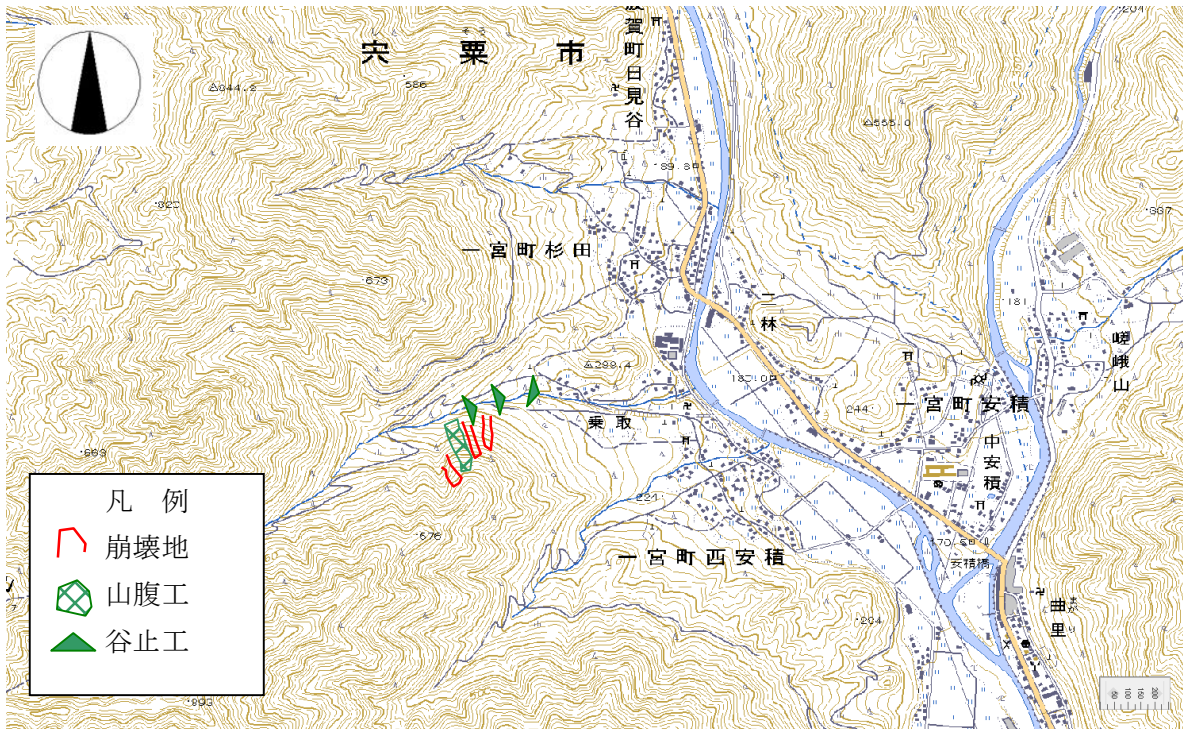


図 4.1 25,000 分の 1 地形図「安積」¹⁾に加筆

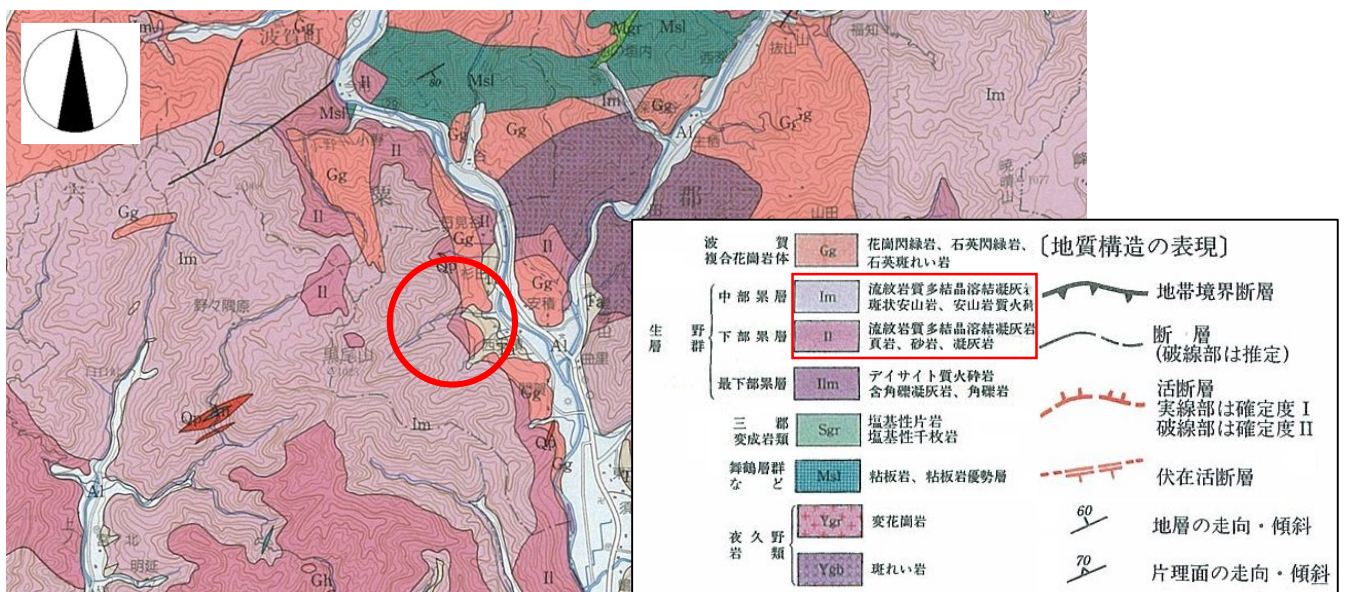


図 4.2 100,000 分の 1 地質図²⁾に加筆

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⁾

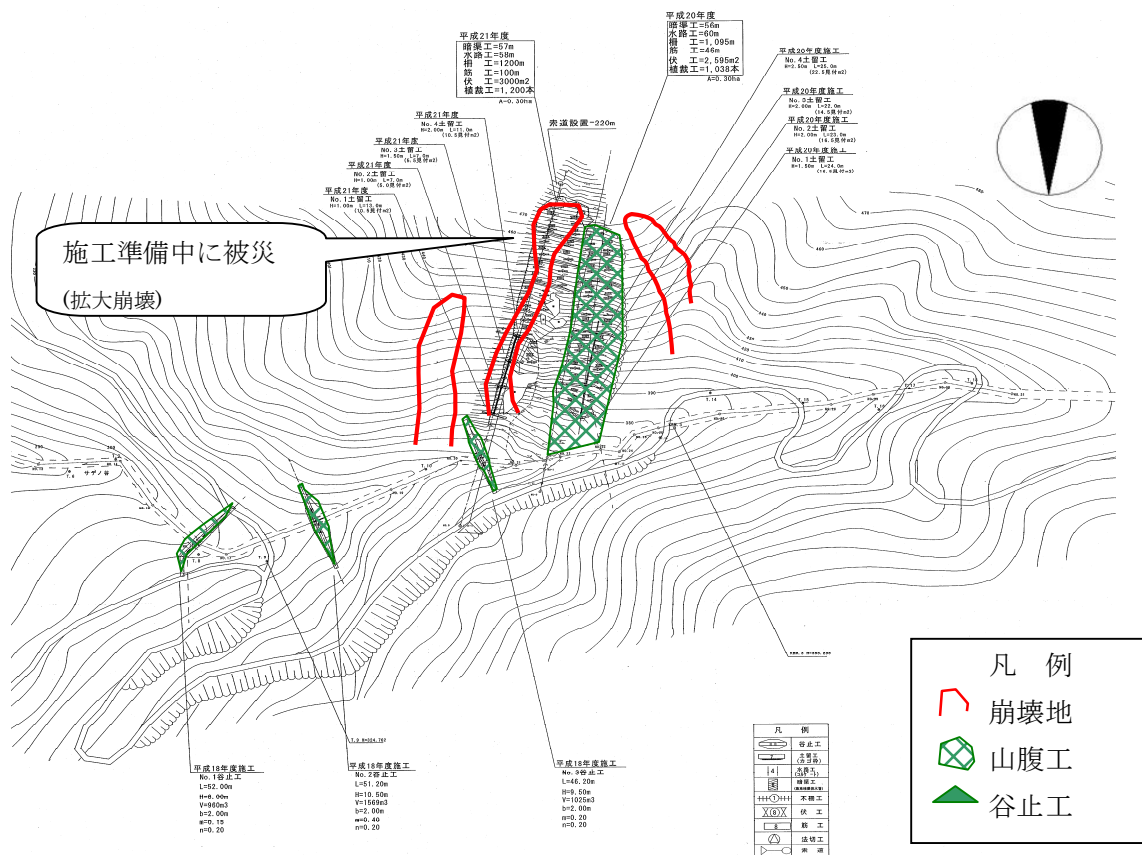


図 4.4 対策工の配置と崩壊地⁴⁾に加筆

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。



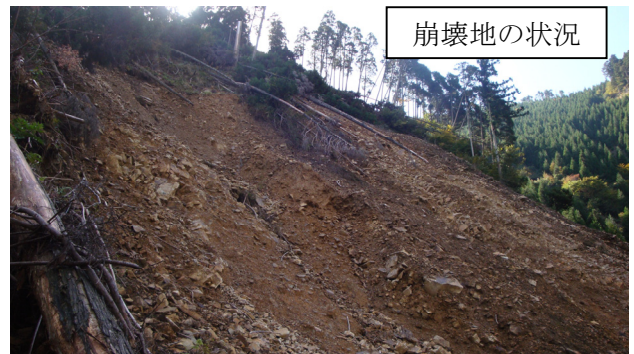
図 4.5 谷止工，山腹工と崩壊地の状況⁵⁾



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)

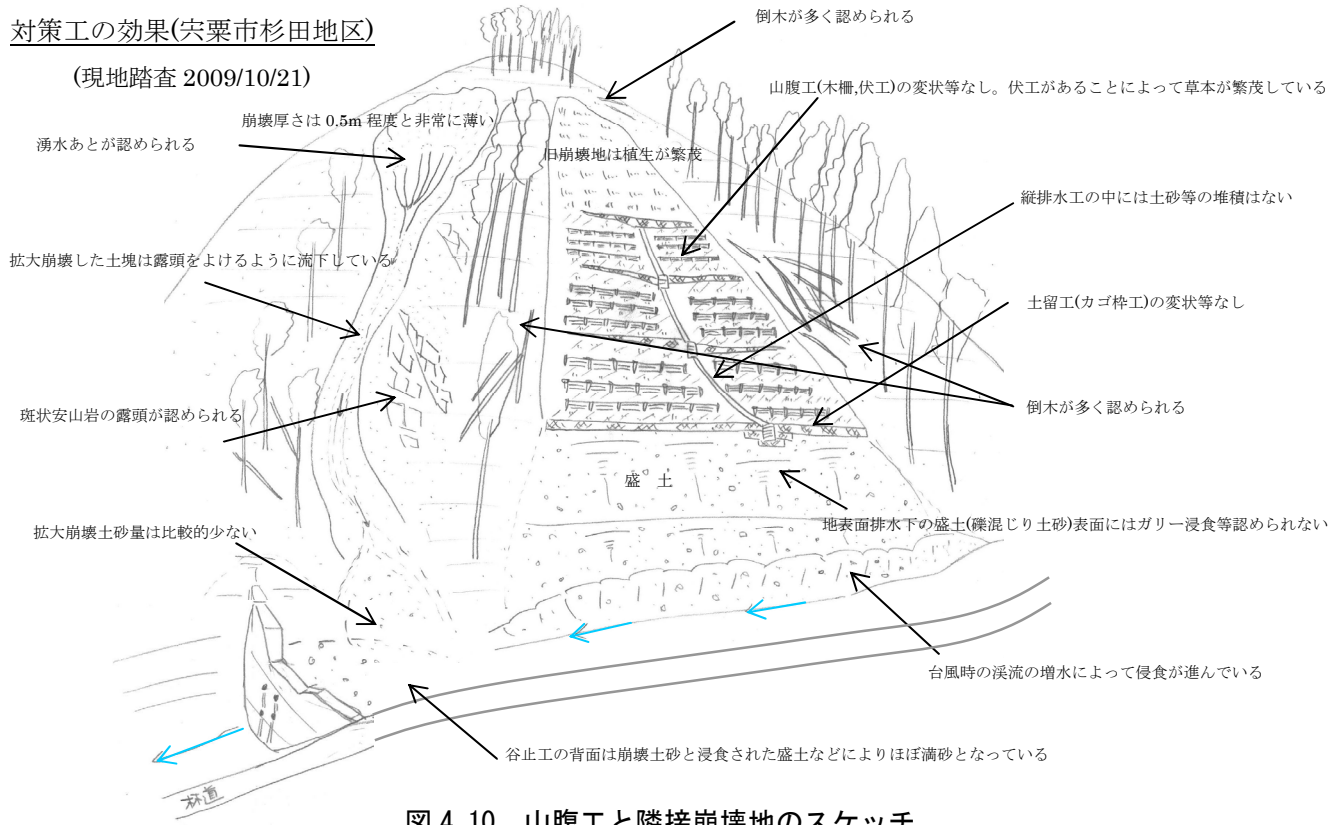


図 4.10 山腹工と隣接崩壊地のスケッチ

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

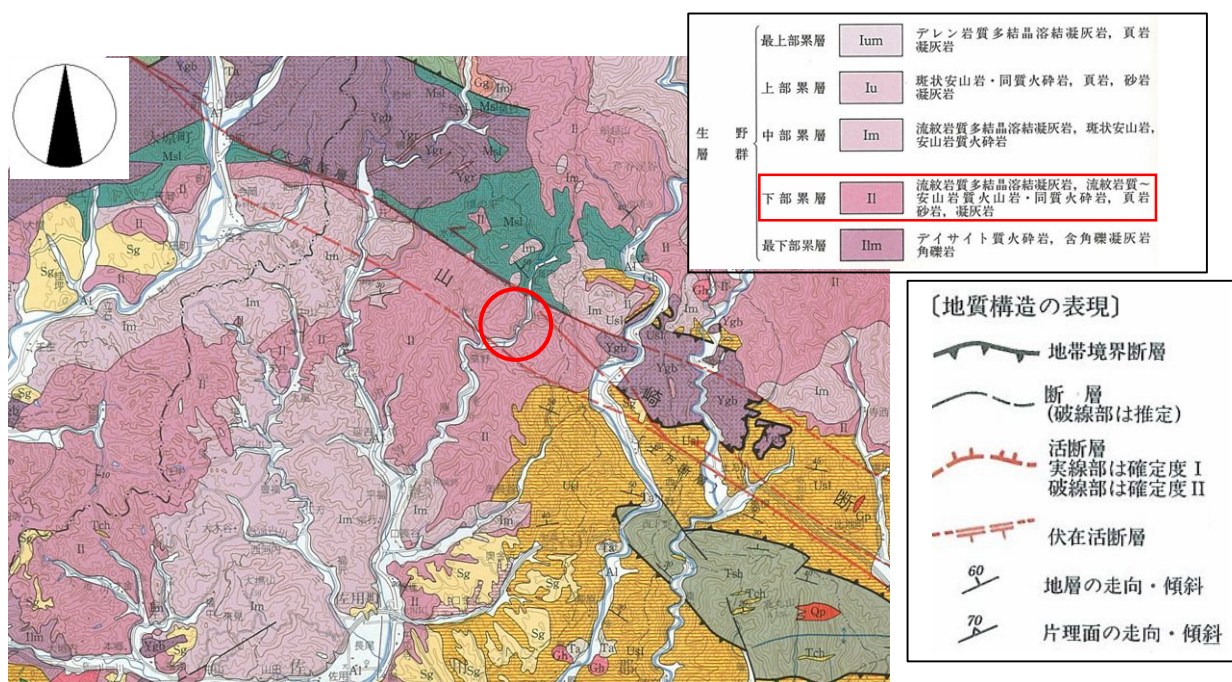


図 4.12 100,000 分の 1 地質図²⁾ に加筆

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, 鋼製砕土留工)
 - ・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)

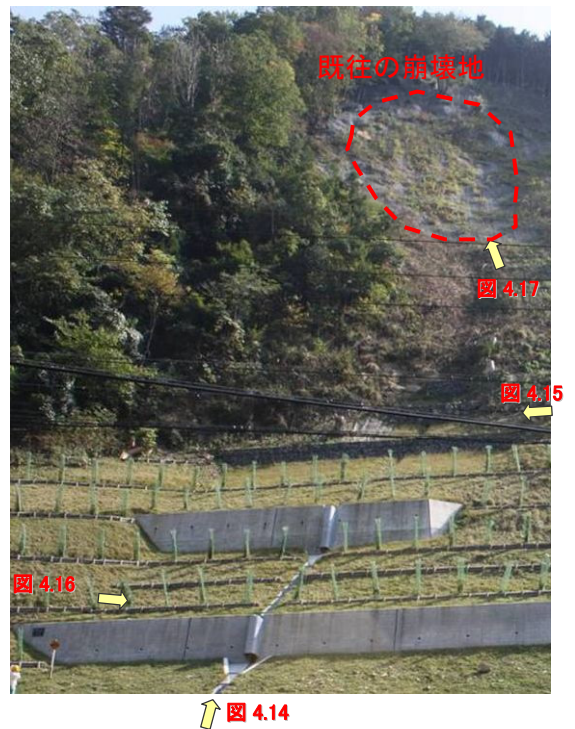


図4.13 佐用町井ノ久保地区の山腹工



図4.14 コンクリート土留工と水路工



図4.15 鋼製砕土留工



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

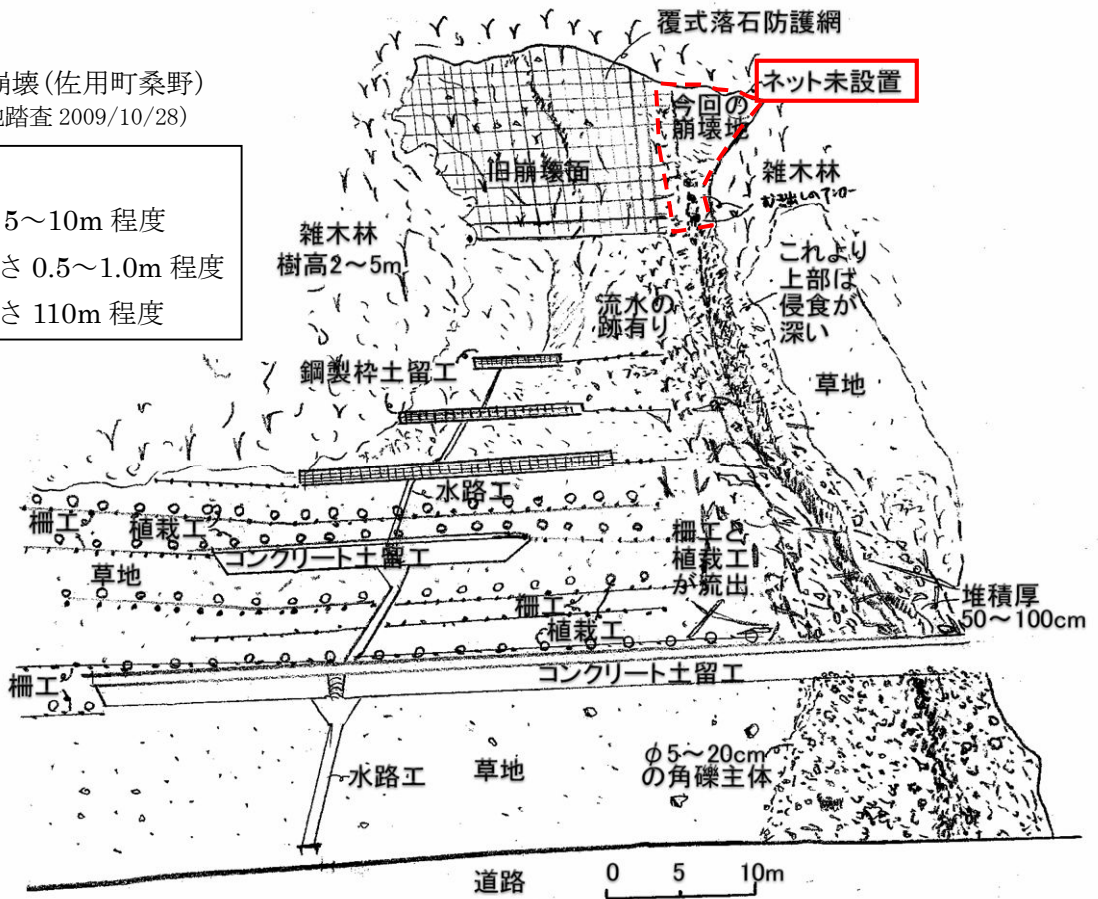


図 4.21 崩壊地のスケッチ



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。

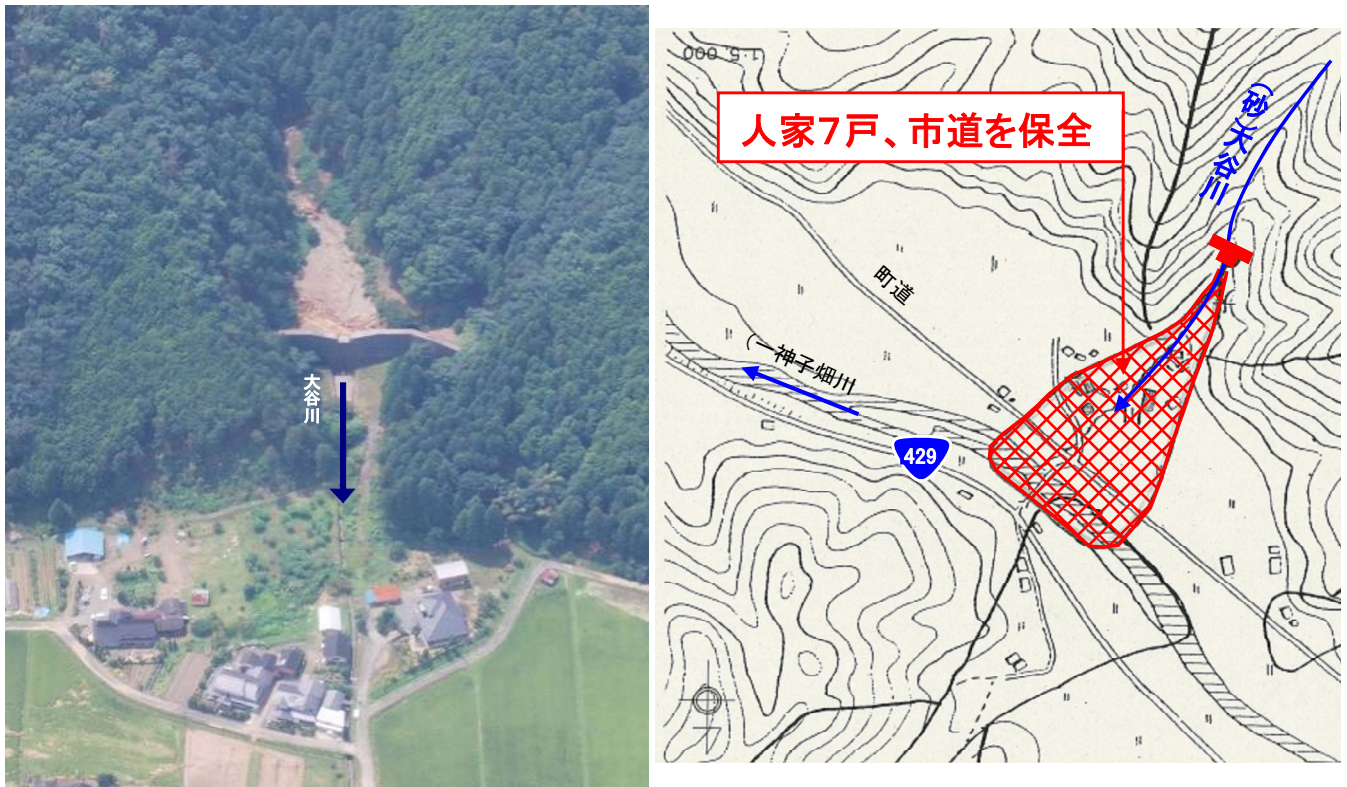
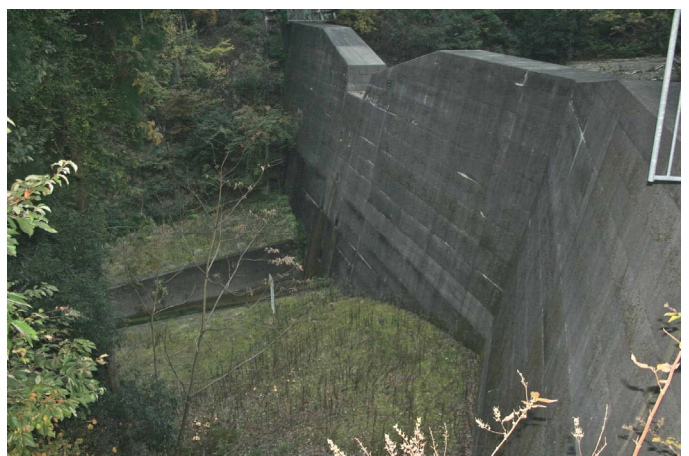


図4.26 砂防えん堤と保全対象物の位置関係⁴⁾



(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）

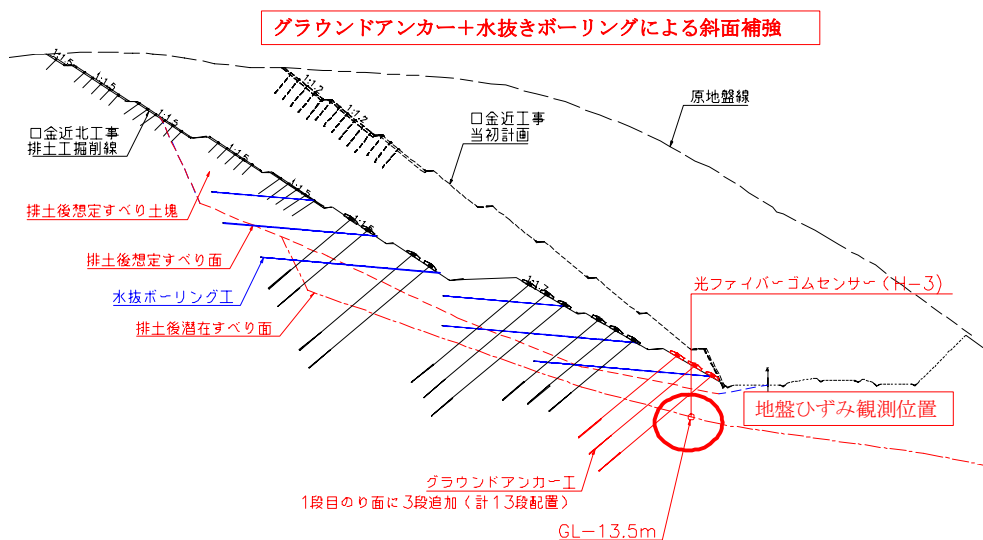


図 4.29 原地盤断面、当初掘削計画断面、新たな掘削断面および対策工位置（水抜きボーリング、グラウンドアンカー）

光ファイバダグセンサー及びパイプ歪み計設置位置図

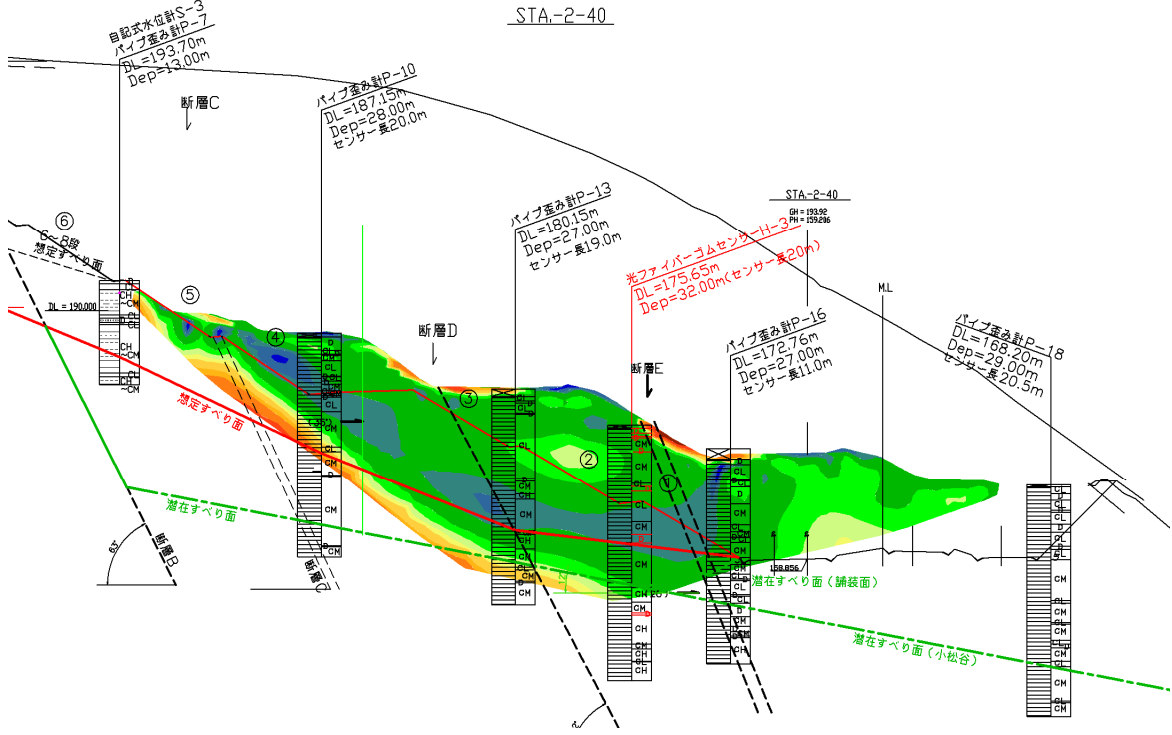


図 4.30 ボーリング結果および計測器の設置位置

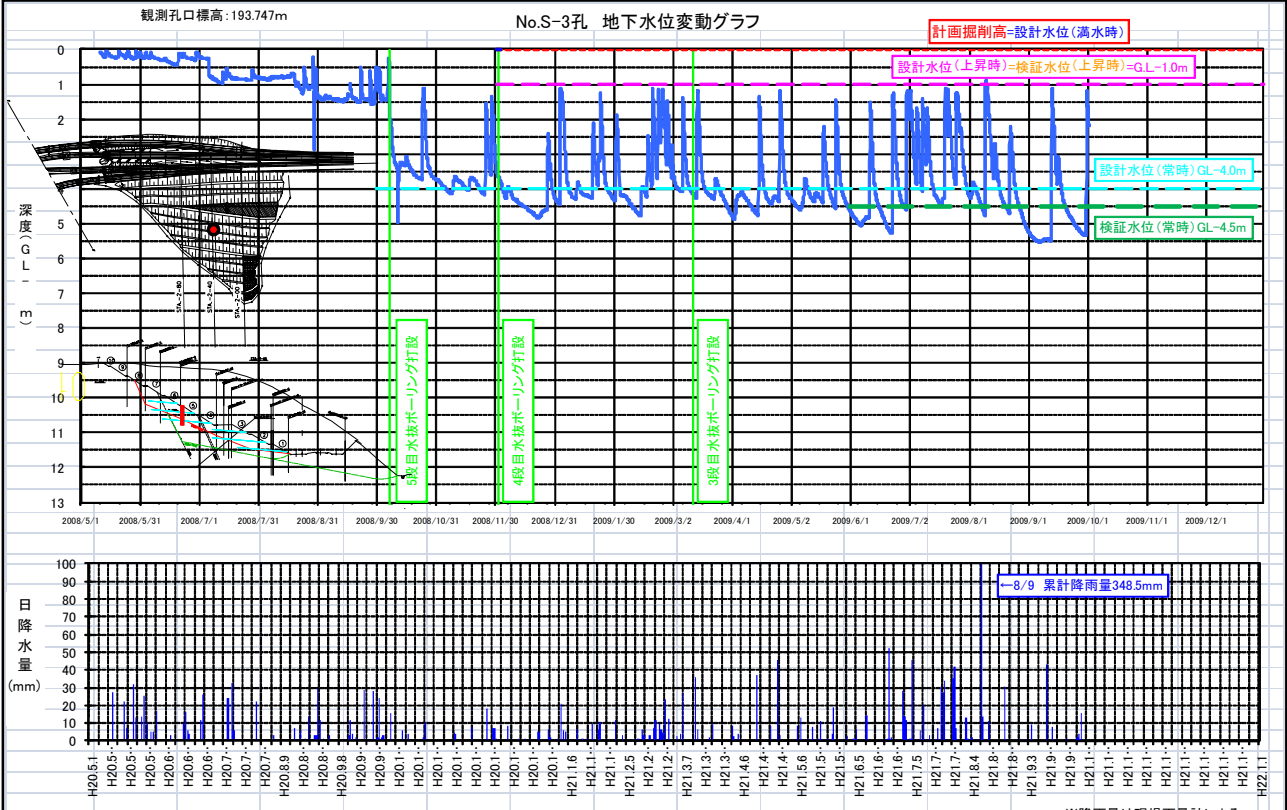


図 4.31 地盤内水位および日降水量の経日変化

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。

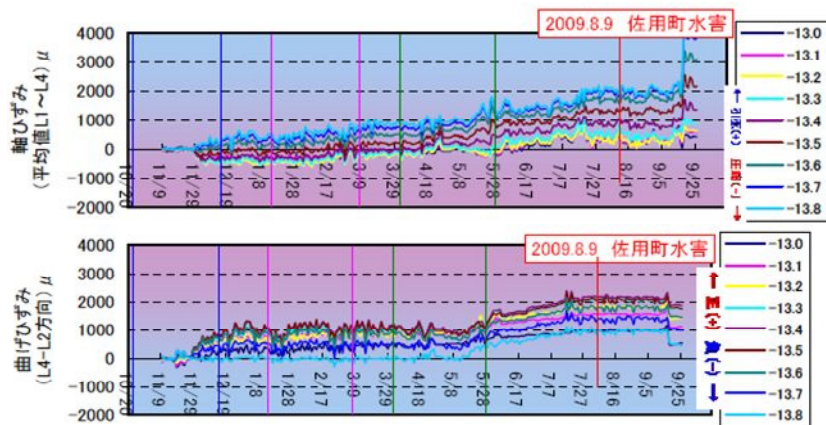


図 4.32 軸ひずみおよび曲げひずみの経日変化



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。

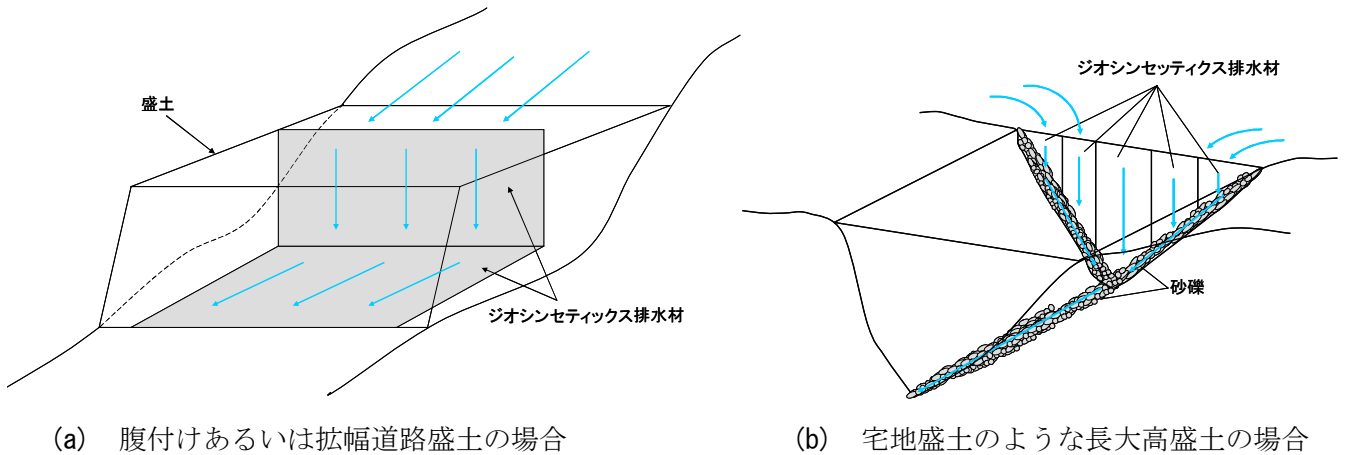


図 4.34 L 型排水盛土防水工のイメージ

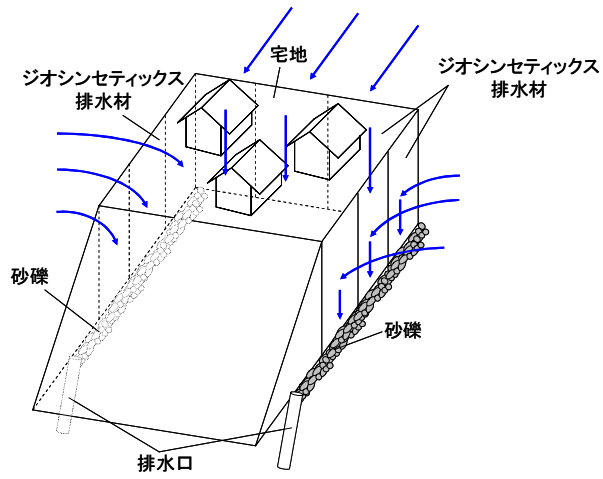


図 4.35 L型排水盛土防水工の応用イメージ（鉛直排水囲い込み）

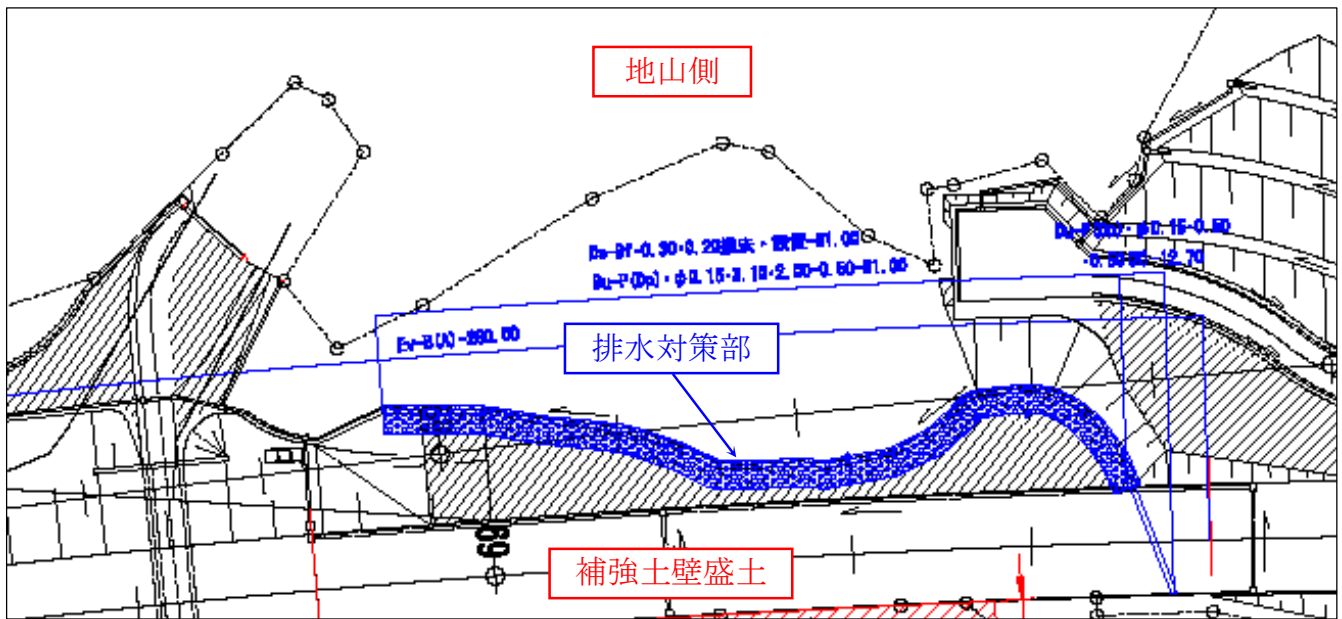


図 4.36 排水対策工の設置平面

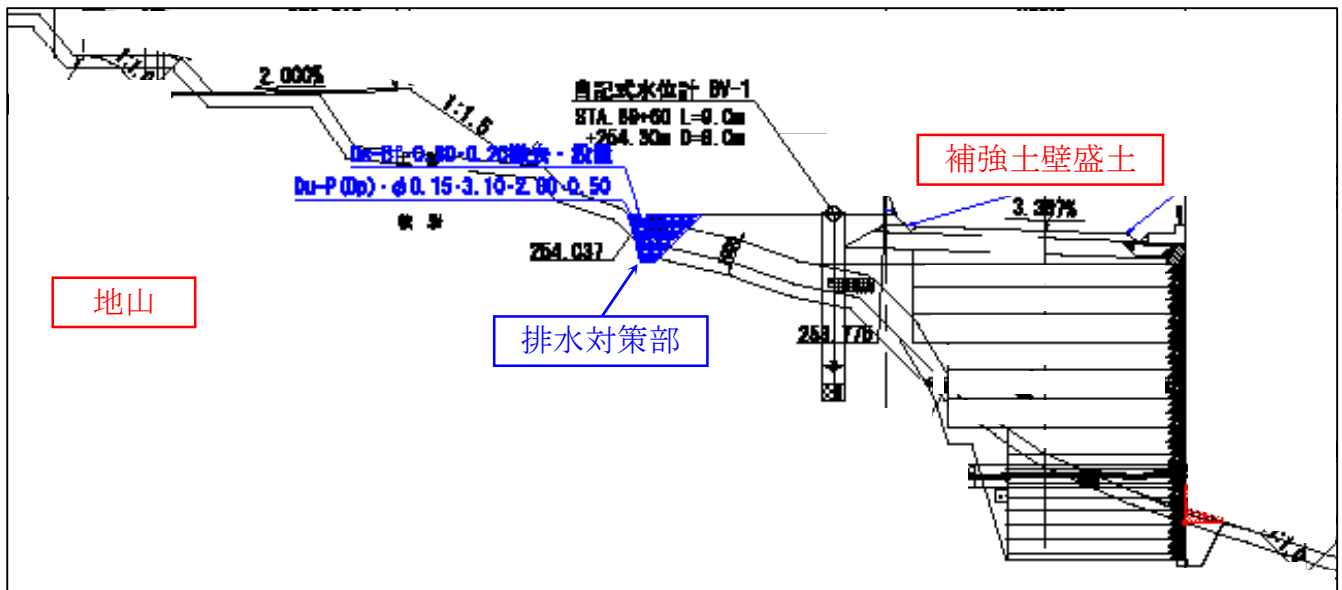


図 4.37 排水対策工の設置断面



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。

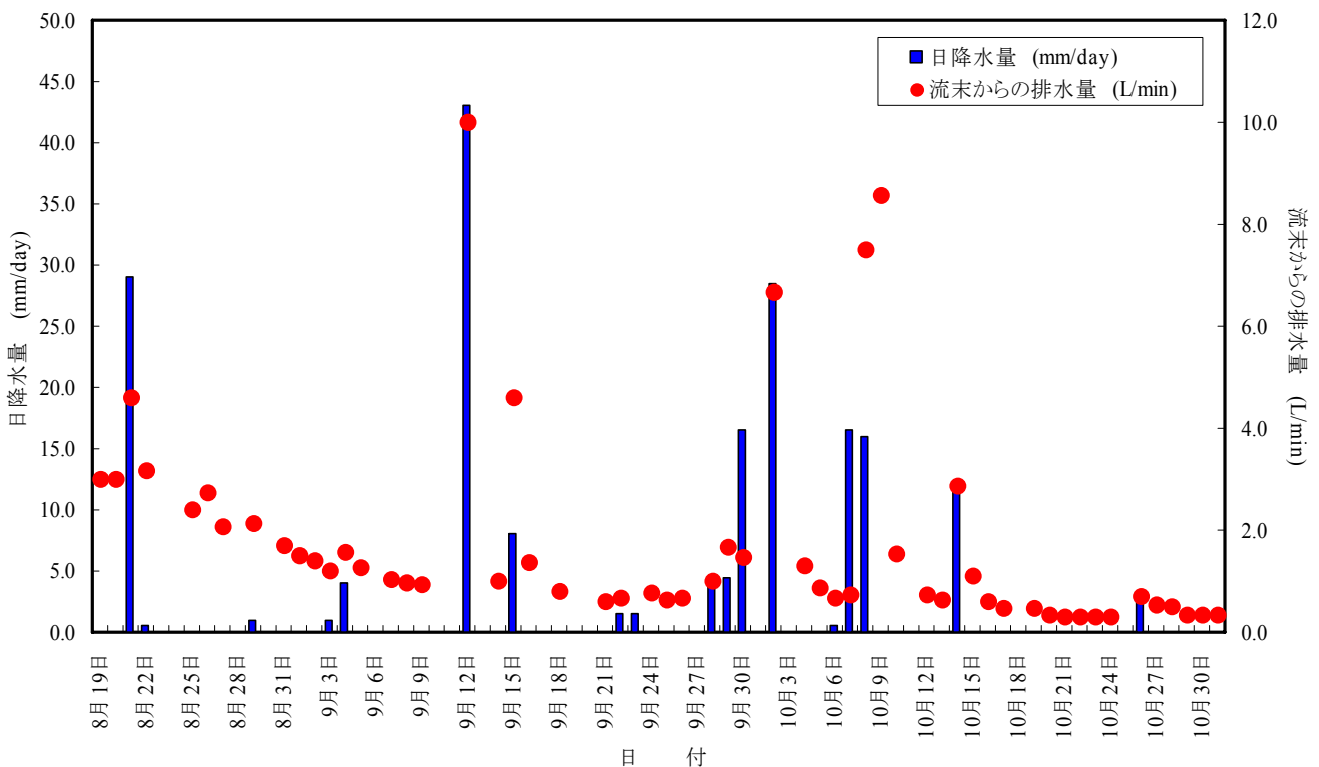


図 4.41 日降水量と排水対策工の流末からの排水量

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

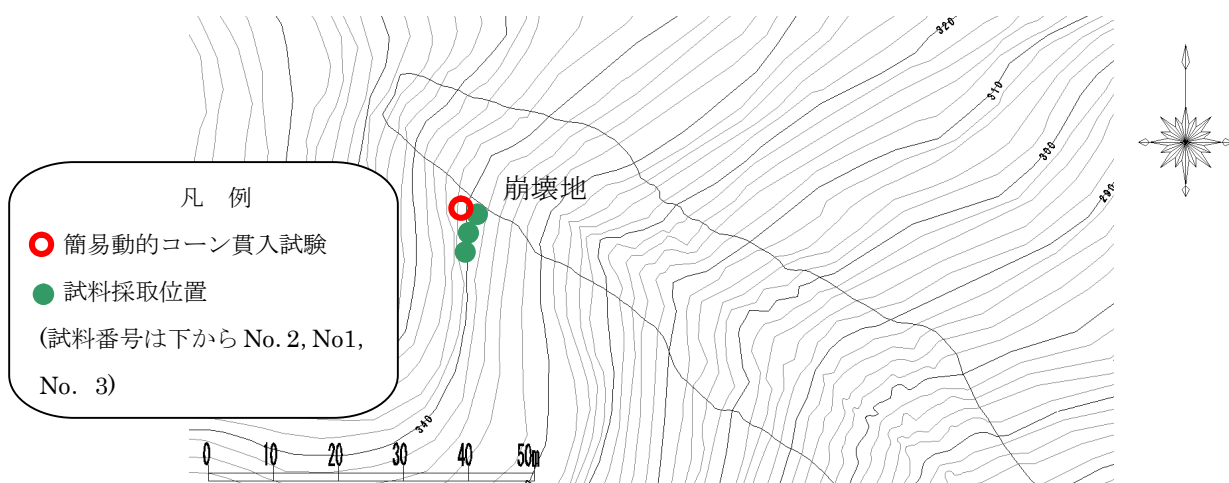


図 5.2 簡易動的コーン貫入試験，試験試料採取位置ならびに試料番号の関係²⁾に加筆

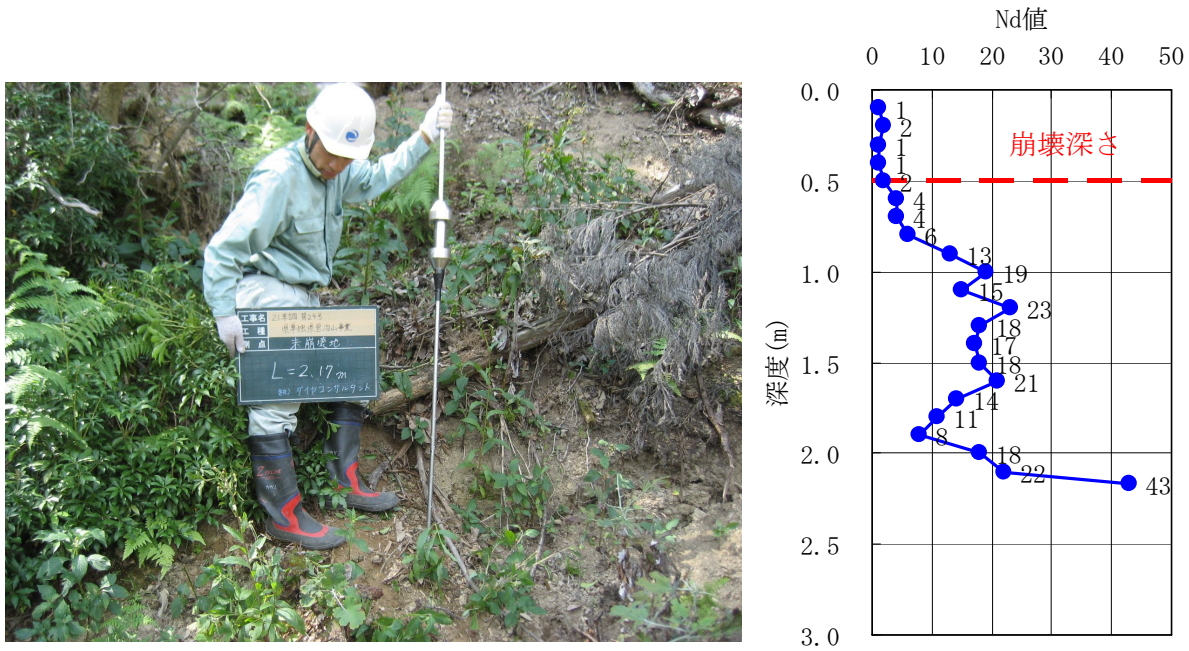


図 5.3 簡易動的コーン貫入試験結果



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

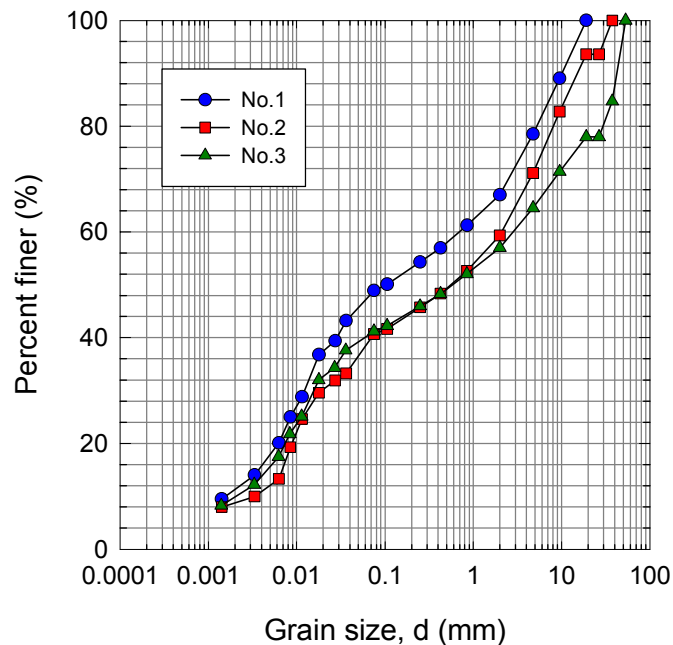


図 5.6 採取した乱さない試料の粒径加積曲線

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。載荷キャップにはポーラスメタル (6) が埋め込まれている。また、ペDESTAL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。

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

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。

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

ここで、 ρ_t は土の湿潤密度である。

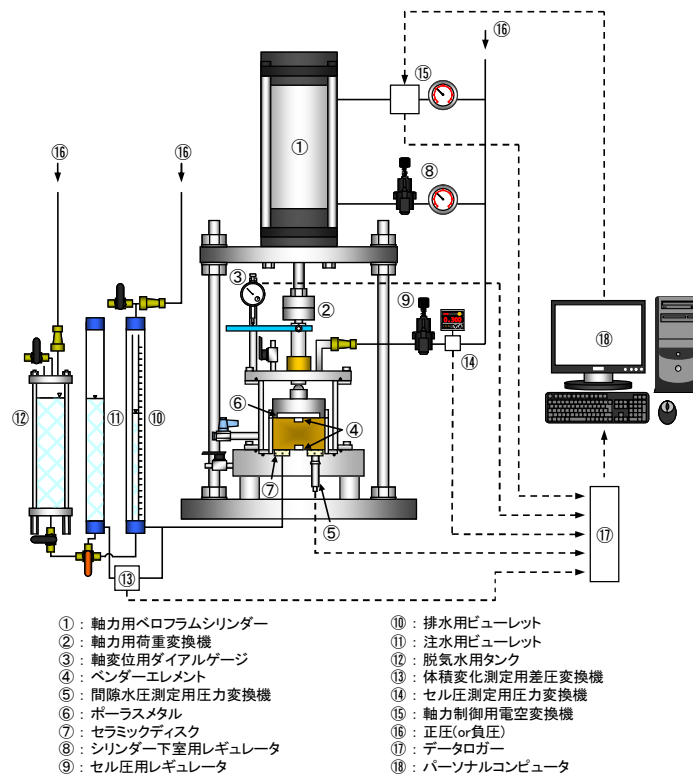


図 5.7 試験システムの概要図

(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

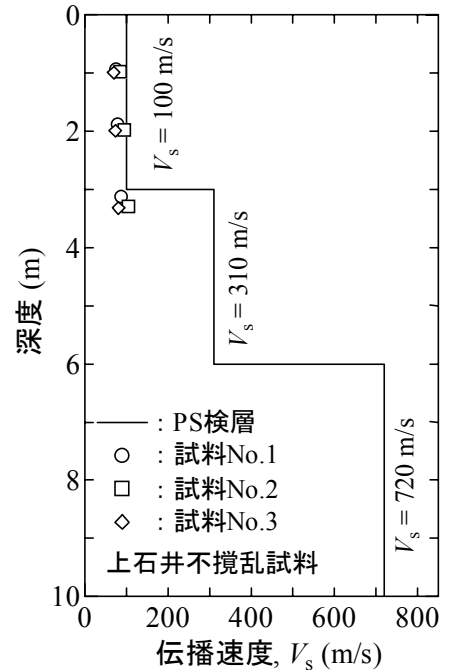


図 5.8 PS 検層結果との比較

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

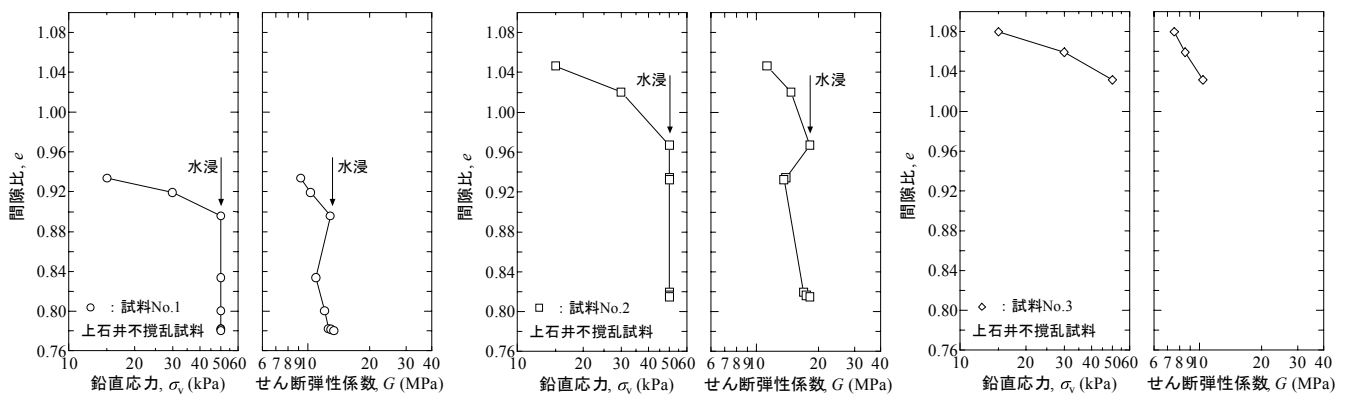


図 5.9 間隙比 $e \sim$ 鉛直応力 $\log \sigma_v$ 関係および間隙比 $e \sim$ せん断弾性係数 $\log G$ 関係

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。

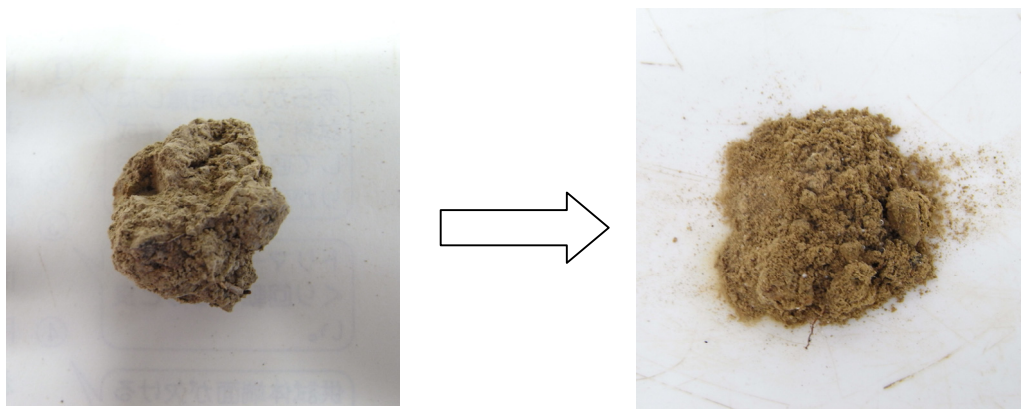


図 5.10 土粒子の水浸に伴う細粒化

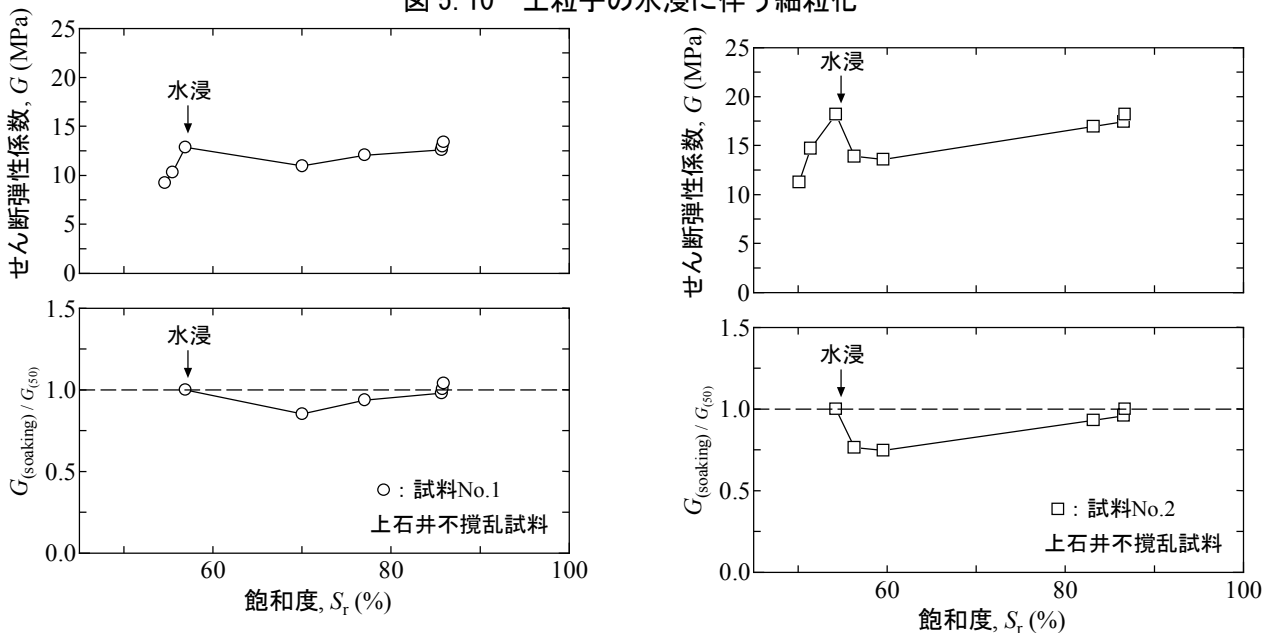


図 5.11 飽和度 S_r ~ せん断弾性係数 G 関係

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

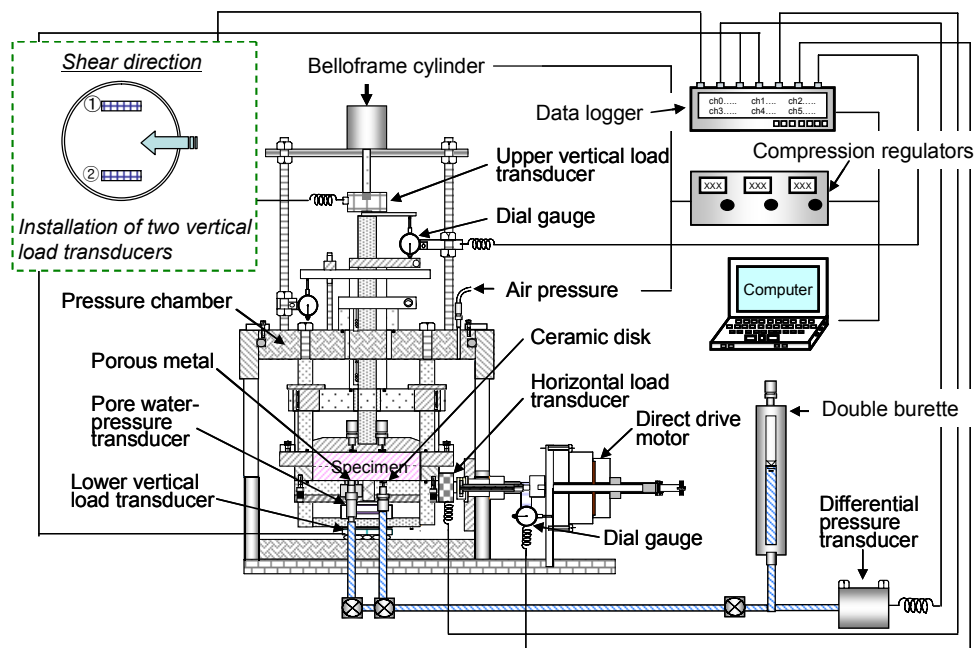


図 5.12 一面せん断試験装置

(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。

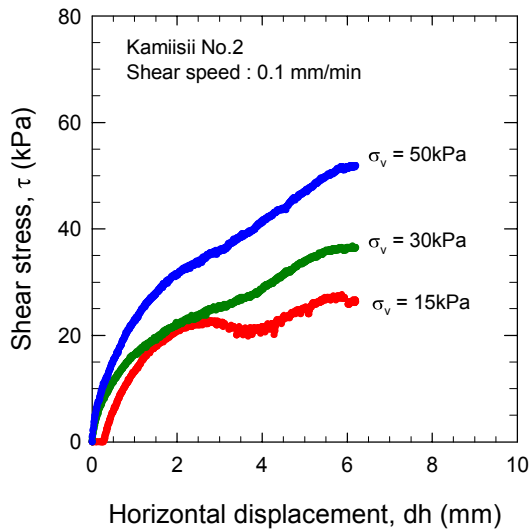


図 5.13 乱さない供試体のせん断前後の状態 (Φ=6 cm × H=2 cm)

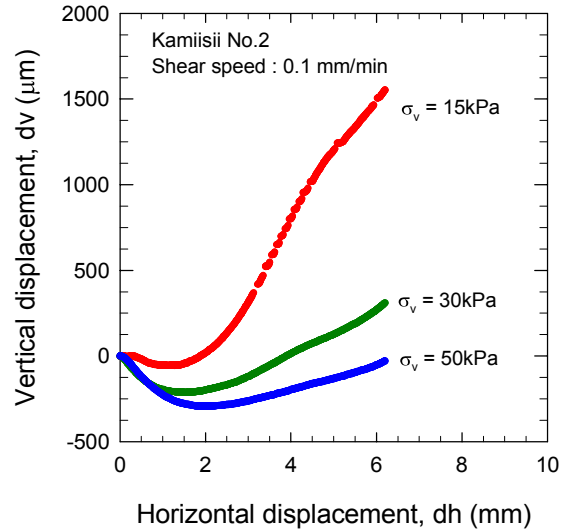
乱さない No. 2 試料の試験条件を表 5.4 に、試験結果を図 5.14 に示す。

表 5.4 供試体および試験条件(試料 No. 2)

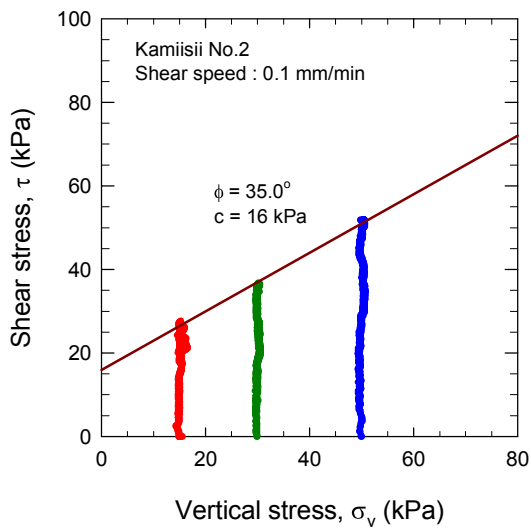
供 試 体	No.2		
試料状態	乱さない自然含水比状態		
土粒子密度, ρ_s (g/cm ³)	2.670		
自然含水比 (%)	19.63		
せん断速度 (mm/min)	0.1		
せん断隙間 (mm)	0.5		
試験条件			
	1	2	3
鉛直応力 (kPa)	15	30	50
湿潤密度 (g/cm ³)	1.703	1.510	1.526
乾燥密度 (g/cm ³)	1.426	1.264	1.277



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

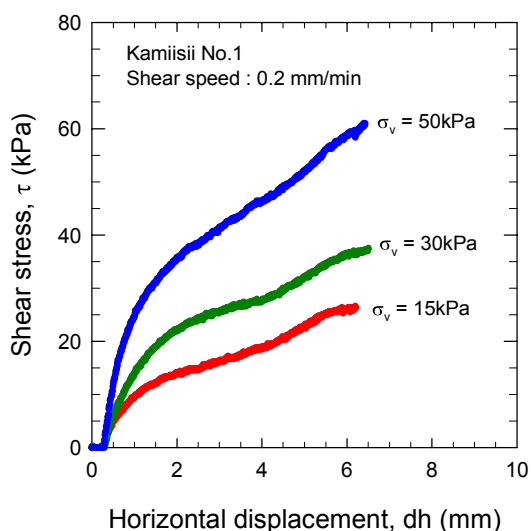
図 5.14 乱さない不飽和試料 (No. 2) の試験結果

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。

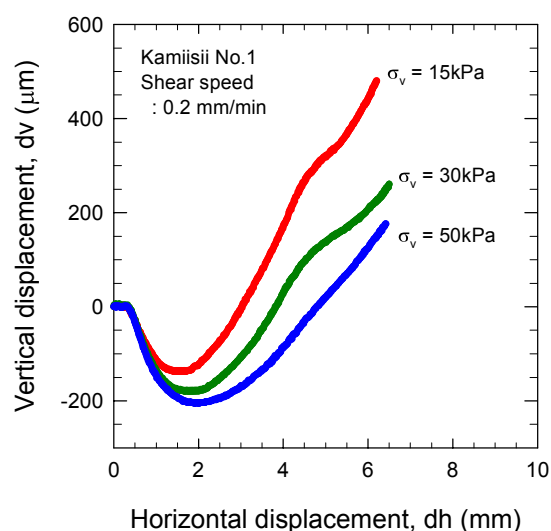
乱さない No. 1 試料では、不飽和（自然含水比）状態と飽和状態の試験を実施した。これらの結果をそれぞれ表 5.5, 図 5.15 および表 5.6, 図 5.16 に示す。

表 5.5 供試体および試験条件

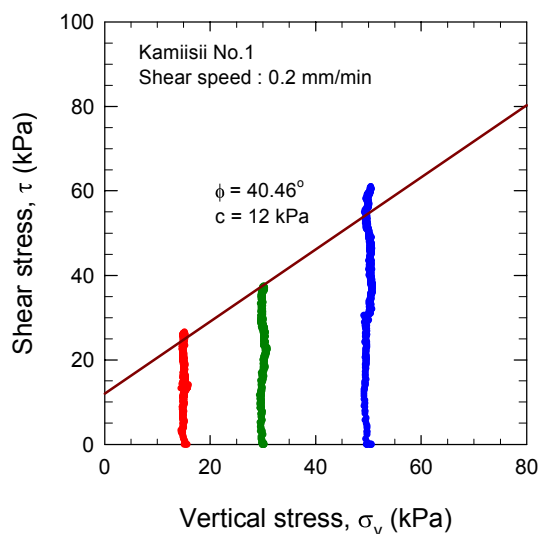
供試体	No.1		
試料状態	乱さない自然含水比状態		
土粒子密度, ρ_s (g/cm ³)	2.637		
自然含水比 (%)	18.54		
せん断速度 (mm/min)	0.2		
せん断隙間 (mm)	0.5		
試験条件			
	1	2	3
鉛直応力 (kPa)	15	30	50
湿潤密度(g/cm ³)	1.490	1.510	1.643
乾燥密度(g/cm ³)	1.257	1.274	1.386



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

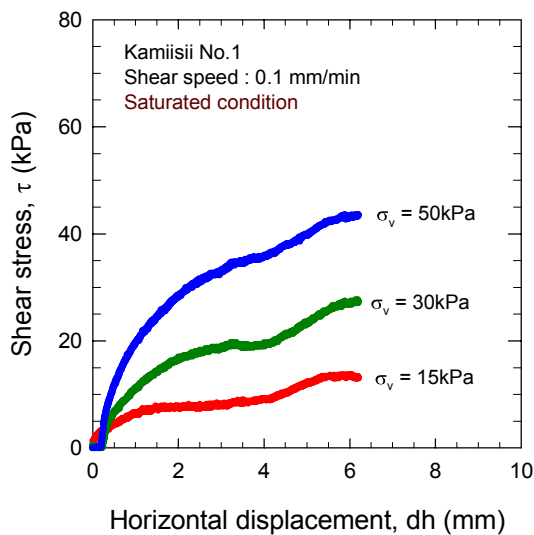


c) 鉛直応力とせん断応力の関係

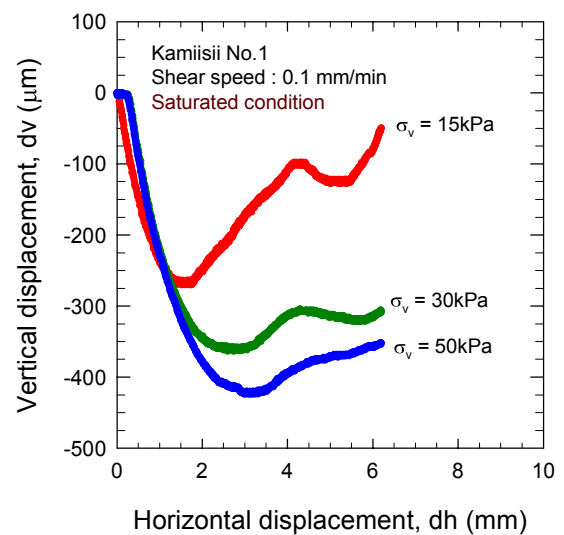
図 5.15 乱さない不飽和試料 (No. 1) の試験結果

表 5.6 供試体および試験条件 (No. 1)

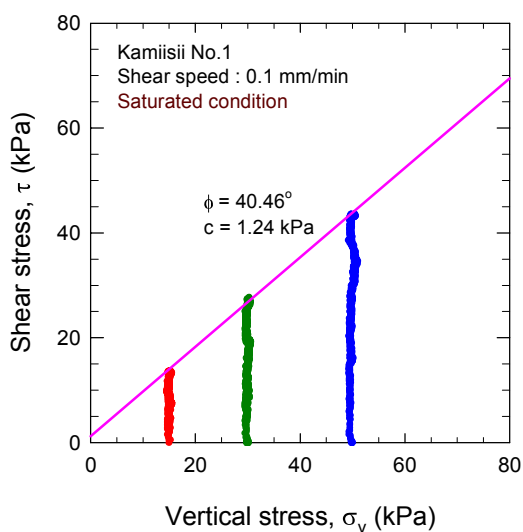
供 試 体		No.1		
試料状態		飽和状態		
土粒子密度, ρ_s (g/cm ³)		2.637		
自然含水比 (%)		18.54		
せん断速度 (mm/min)		0.1		
せん断隙間 (mm)		0.5		
試験条件				
	1	2	3	
鉛直応力 (kPa)	15	30	50	
湿潤密度 (g/cm ³)	1.506	1.527	1.804	
乾燥密度 (g/cm ³)	1.271	1.288	1.521	



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	$c_d=12\text{ kPa}$ $\phi_d=40.46^\circ$	—	—

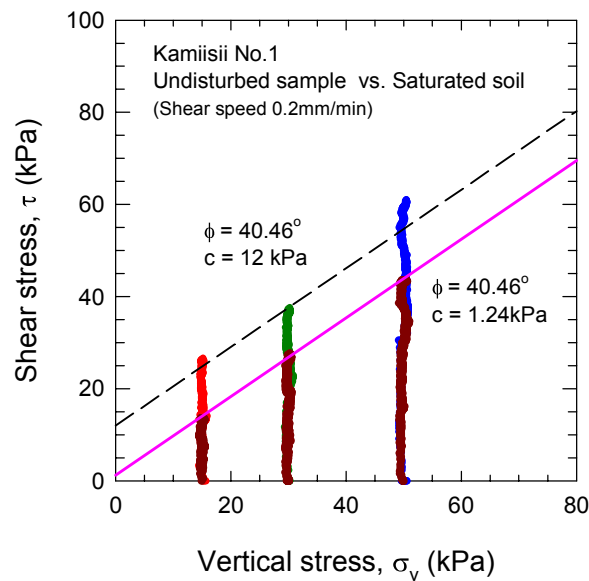


図 5.17 試料 No. 1 に関する飽和状態の結果とせん断速度 0.2mm/min を適用した不飽和状態の結果との比較

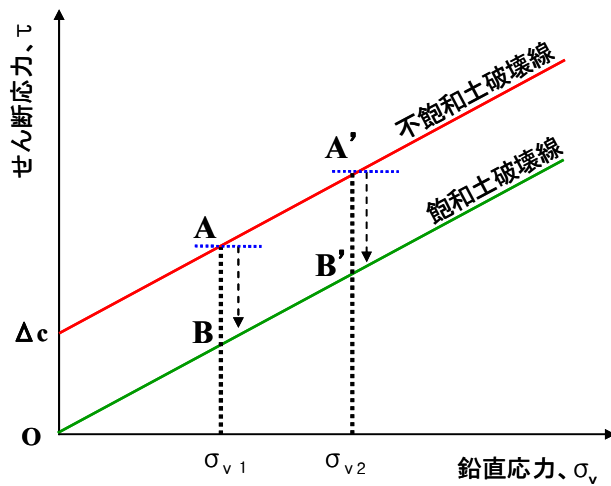


図 5.18 不飽和状態のせん断強度が水浸飽和により減少

5.3 崩壊メカニズムの推定

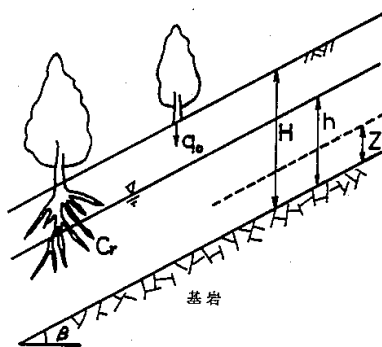
崩壊地周辺の未崩壊地の調査，室内試験結果を考慮して，無限長斜面による安定解析¹¹⁾を実施した．図 5.19 において，FS は安全率， C_s は土の粘着力， C_r は根茎による粘着力， β は斜面勾配， ϕ は土の内部摩擦角， H はすべり面の深さ h はすべり面からの地下水位， γ_{sat} は土の飽和単位体積重量， γ_t は土の湿潤単位体積重量， γ_w は水の単位体積重量， q_0 は植生による上載荷重である．

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	

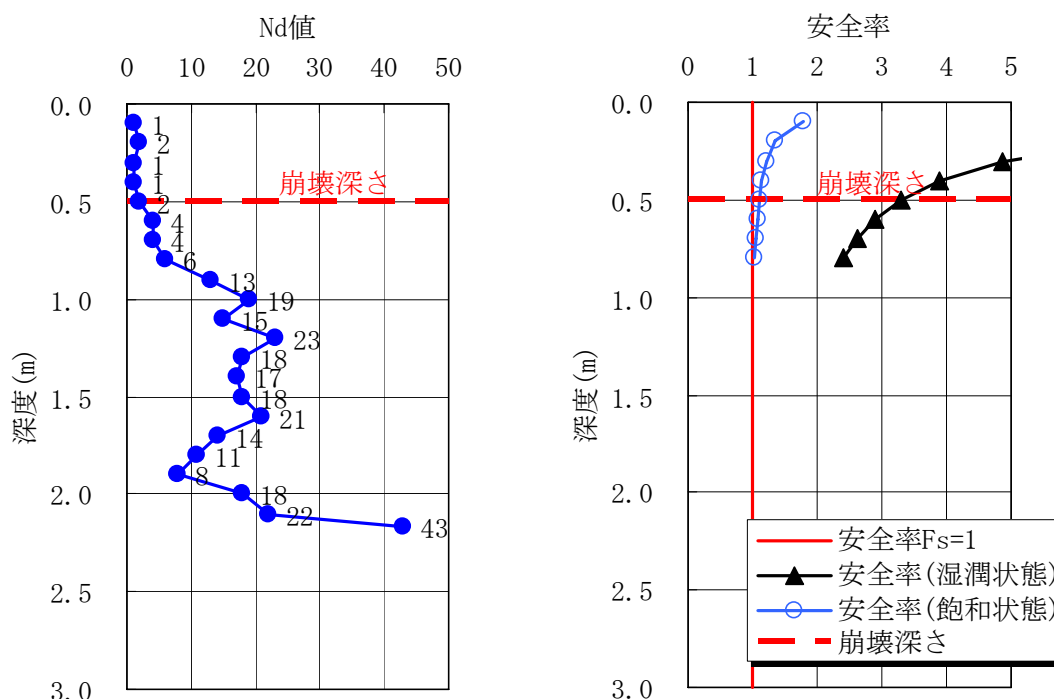


図 5.20 無限平衡斜面の安定解析結果

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.