

山腹崩壊に伴う流木災害とその対策

宮崎大学農学部 森林緑地環境科学科 清水 収

1. はじめに

平成 29 年 7 月九州北部豪雨（気象庁命名）では、福岡県朝倉市において 7 月 5 日 11 時から 21 時までの 10 時間の合計雨量が 507 ミリ、最大 1 時間雨量は 129.5 ミリ（極値を更新）を記録した。この集中豪雨により朝倉市の筑後川右岸の山地部では極めて多くの斜面崩壊が発生した。崩壊に伴う多量の土砂と流木が洪水流に含まれて下流へ流出し、平地部で河道が土砂により埋塞され、周囲の農地・住宅地に洪水流と流木が氾濫することにより、激甚な被害となった。今回の災害は近年の大きな豪雨災害と比べても最大級の崩壊面積率と予想され、土砂移動規模も含めてその実態を把握することは重要である。

本研究は崩壊が高密度に発生した流域の一つである妙見川において、斜面分類（0 次谷斜面と溪岸斜面）を考慮して崩壊地の分布と大きさ、土砂量等を詳しく調べ、この豪雨による崩壊発生の特徴と土砂移動の規模を明らかにする。さらに、土砂と流木の流出抑制を図る場合の、発生源対策の適地について考察する。

2. 調査地概要と調査方法

妙見川は筑後川右支川の桂川の支流で、大分自動車道朝倉インターチェンジ付近で桂川に流入する。桂川との合流点から 4km 上流にため池の堤体があり、その 600m 上流に今回の災害で大量の流木を捕捉した須川第一砂防堰堤（高さ 7m）がある。調査対象はこの砂防堰堤から上流域の面積 1.8km² で、流域内の標高が 100~430m の範囲の低い山地である。地質はシームレス地質図 V2 によると主として泥質片岩である。

調査は災害前（2017 年 1 月）と災害後（同年 7 月）に実施された航空レーザ計測による 1m 格子 DEM とオルソ画像を GIS で操作し、各崩壊地の大きさ、土砂量、斜面形状に加えて河床堆積土砂量も調べた。

調査の結果、大多数の崩壊はその下端が河道に達して土砂と流木を河道へ流出させていたが、それらには集水地形をなす 0 次谷で発生したものと、それ以外の溪岸斜面で発生したものとがあり、両者には後に述べる異なった特徴が認められた。そこで発生場を 0 次谷斜面と溪岸斜面に区別した。その際、0 次谷斜面と判定した基準は、①1 次谷上流端より上流側の凹型斜面、②1 次谷以上の溪流区間の谷壁において、窪んだ等高線の右岸と左岸のなす角が 90 度未満（鋭角）である斜面、の 2 つである。それ以外は溪岸斜面とした。なお、この斜面地形の判別に用いた等高線は、ArcGIS で発生させた 5m 間隔の等高線である。

3. 結果

3.1 流域全体における崩壊の規模

崩壊の総数は 96 であった。図-1 と表-1 に 0 次谷斜面の崩壊、溪岸斜面の崩壊、

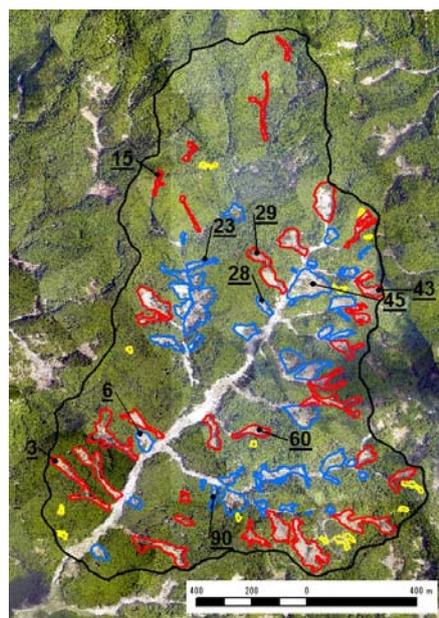


図-1 崩壊地の分布

赤：0 次谷斜面の崩壊、青：溪岸斜面の崩壊
黄：その他の崩壊、数字は調査地番号

表-1 全ての崩壊地の調査結果集計

	崩壊箇所数	崩壊面積(m ²)	崩壊生産土砂量(m ³)
0次谷斜面での崩壊	34	132,000	172,600
溪岸斜面での崩壊	49	107,100	167,000
その他の崩壊	13	7,300	4,100
総計	96	246,400	343,700

流域面積	崩壊面積率	河床堆積土砂量
1.8025km ²	13.7%	273,100m ³

その他の崩壊各々の分布，箇所数，面積，崩壊生産土砂量（崩壊土砂量から残土量を差し引いた値）を示す。その他の崩壊とは，他の2種と異なり崩壊の下端が河道に達していないものを指すが，図-1に示すように個々の崩壊地が小さく，また表-1に示すように流域の崩壊全体に占める崩壊面積，崩壊生産土砂量が共に微小である。

0次谷の内部では，崩壊は掌状に分岐していても一連なりであったため，0次谷1個につき崩壊は1個と認定した。表-1より，0次谷斜面の崩壊数は34であるが，前述の基準で判定した流域内の0次谷の総数は43であったので，0次谷全体のうち79%で崩壊が発生したことが分かった。

0次谷斜面の崩壊は，箇所数で全体の35%だが，崩壊面積で全体の54%，生産土砂量で全体の50%を占める。よって，崩壊地1個あたりの面積および生産土砂量は，0次谷斜面の崩壊が溪岸斜面の崩壊に比べて大きいと分かる。一方，溪岸斜面においても崩壊は49箇所と数多く発生していた。

表-1に示すように崩壊面積率は13.7%に達し，また崩壊生産土砂量は面積1km²あたり19万m³と算出された。

3.2 0次谷斜面と溪岸斜面におけるそれぞれの崩壊の詳細

図-2に，本川下流右岸谷壁の0次谷斜面における崩壊を示す。最上部に長さ30mの崩壊域（傾斜31度），その下に長さ60mの堆積域（28度），そして下端まで長さ140mの削剝域（22度）が分布する。頭部付近の横断図から，0次谷より上部に位置する横断形が直線状の平滑な斜面が崩れ，崩壊後は逆三角形の谷状横断形となったことが分かる。崩壊深さは4～7m，また削剝域の深さも2～3mあり，生産土砂量は7,345m³と多かった。この外に4つの0次谷斜面の崩壊を詳しく調べたところ，いずれも「0次谷より上部の平滑斜面が深く崩れ，直下に土砂の一部が堆積し，続く谷部において削剝が長い区間にわたり発生する」様式であった。

図-3に、本川下流右岸の溪岸斜面における崩壊を示す。崩壊域（傾斜33度）は長さ60m、深さ4~8mであり、斜面脚部に厚さ2~3mの堆積域が形成されている。崩壊生産土砂量は7,201m³であった。横断面から、緩やかな凸型の横断形の斜面が崩れ、崩壊後の横断形は平底の台形であることが分か

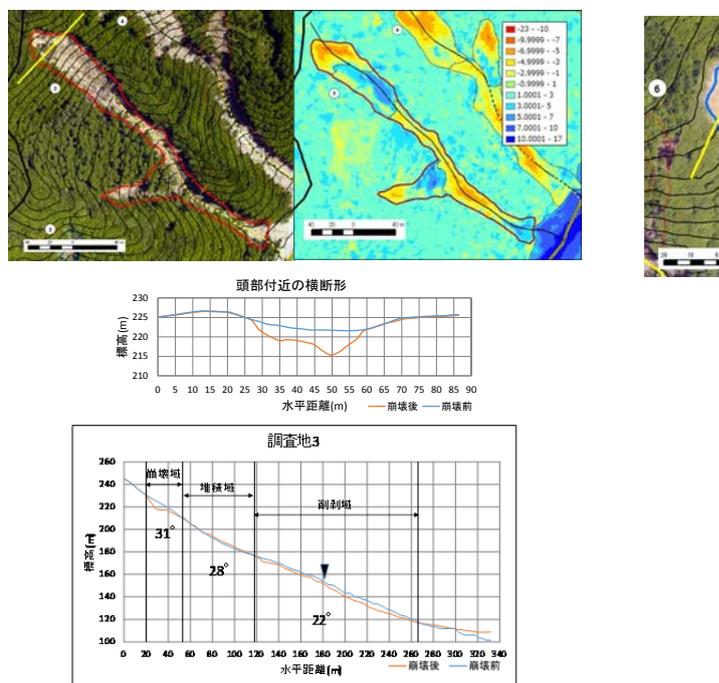


図-2 0次谷斜面の崩壊の事例（調査地3）



図-4 河床堆積土砂量の調査区間

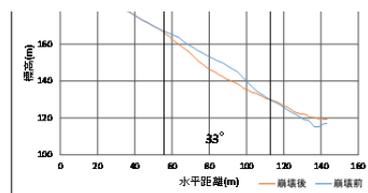


図-3 溪岸斜面の崩壊の事例（調査地6）

る。この外に4つの溪岸斜面の崩壊を詳しく調べた。

その結果、いずれも斜面の中腹から下部において崩壊が発生し、斜面脚部に土砂の一部が堆積していた。また、崩壊深さは5m程度が多いが、深さ2m前後の一般的な表層崩壊と思われるもの、また尾根がえぐり取られるように崩れて崩壊深さが20mを超えたものも存在した。

3.3 河床堆積土砂量

図-4に示すように、災害後のオルソ画像で河床の土砂堆積が著しいことが観察された本川1.1km、左支川Aの700m、左支川Bの300m、計2.1kmの区間において、標高差分から新規堆積土砂量を求めたところ、27万m³であった（表-1）。したがって、崩壊生産土砂量34万m³の8割が上記の区間に堆積したことが分かった。

図-5に同区間の縦断面図を示す。災害前後の縦断面形を比べると、長い区間にわたって縦断面形が平行移動するような河床上昇になっており、高さ5m以上の上昇が広く発生している。区間内には少なくとも5基の堰堤が見出され、そのうち須川第一砂防堰堤を含む3基には上流に空き容量（高さ4~8m）があったが、それらは満砂し、一連の堰堤は今回の土砂の捕捉に大きな効果を発揮し

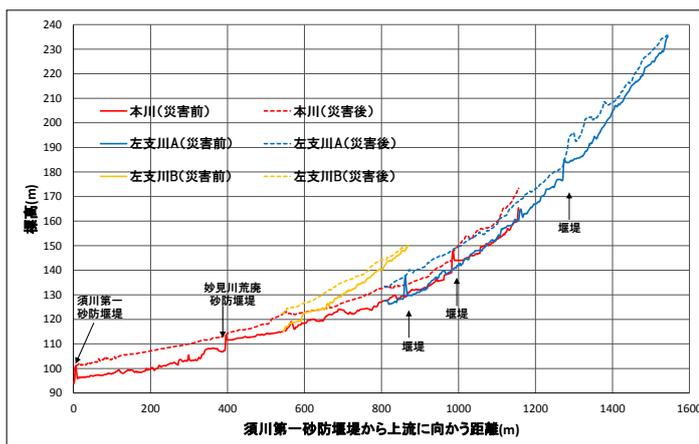


図-5 本川1.1km、左支川Aの700m、左支川Bの300mの災害前後の河床縦断面図

たとえられる。須川第一砂防堰堤は1978年完成だが、2017年の災害時点まで堰堤高とほぼ同じ高さの空き容量を保っていたことから、妙見川では過去39年間に顕著な土砂流出が無かったと思われる。その点からも、今回の土砂移動イベントが当地域にとって際立って大規模であったことが推察される。

4. 考察

4.1 崩壊イベントの規模の評価

妙見川の須川第一砂防堰堤より上流域では、流域面積1.8km²において崩壊面積率が13.7%に達し、記録的な崩壊発生量であった。図-6に、近年の著名な豪雨性の土砂災害のうち崩壊面積率が報告されているもの（海堀ら、2010：木下ら、2015）と本研究を比較した。これにより妙見川の崩壊面積率は、2010年広島県庄原市の災害と並んで最大級であることが確認された。

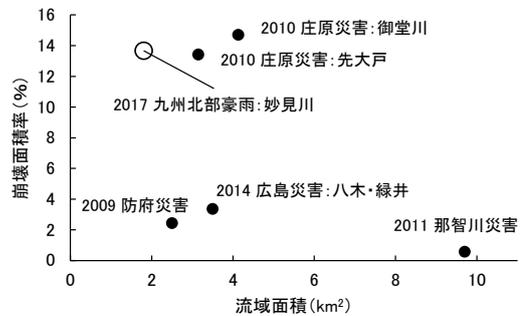


図-6 他の災害との崩壊面積率の比較

崩壊深さについて、0次谷斜面の崩壊5ヶ所と溪岸斜面の崩壊5ヶ所の調査結果より、崩壊深さが4~8mに及ぶものが7ヶ所と多かった。また、現地において2つの崩壊地で滑落崖の土層断面を観察したところ、地表から深さ5m前後までの範囲には岩塊を含む褐色の土層が続

き、その下位は風化した基岩と思われる灰色の岩塊であった。褐色の土層は基岩が深層まで強く風化した部分と考えられ、崩壊はこの深層風化部とさらに下位の風化基岩の岩塊まで及んだことで、崩壊深さが非常に大きくなったと判断される。ただし、0次谷での削剥域は、谷部の堆積物が侵食されたもので、その侵食深さは1~3mであった。

このように、崩壊面積率が最大級であったことに加え、崩壊の深さが大きかったことにより、34万m³（面積1km²あたり19万m³）の多量の崩壊生産土砂が溪流に流入した。

4.2 崩壊による0次谷の地形発達

0次谷流域の地形は、どこも共通して谷頭部より上方に斜面横断形が直線状の平滑な斜面が続く、斜面頂部の分水嶺に至る配置となっている。今回、0次谷で発生した崩壊はその頭部が平滑斜面に位置し、そこに新しく小さい谷を刻むように崩れている。この新たに形成された谷地形は、下方の既存の谷部につながった。そのため、崩壊によって既存の谷部が上方に伸長したとみなされる。こうした長時間スケールで認識されるような地形発達が今回の崩壊イベントで認められたことは、この崩壊イベントが極めて低頻度でかつ大規模な現象であったことを示している。

4.3 0次谷の崩壊発生確率の高さと土砂・流木発生源対策の適地として0次谷

土砂と流木の流出抑制のために予防的に対策を講じようとする場合、地形から判別可能な0次谷は溪岸斜面とは異なり、対策すべき場所を個々に特定できることから、0次谷で発生源対策を行うことを選択肢の一つにすることができる。ただし、この際にはまず地形図での0次谷の判定基準を明確にしておく必要がある。

砂防分野では、窪んでいる等高線の間口と奥行を比較してそれらが等しい地点を1次谷の上流端とし、ここより上流側、即ち等高線の間口より奥行が小さい地形を0次谷としている（国土技術政策総合研究所砂防研究室、2016）。この1次谷上流端より上流側の凹型斜面は、0次谷提唱者の塚本（1998）の谷頭0次谷流域にあたり、本研究でも0次谷と判定している。一方、これ以外、即ち1次谷以上の溪流区間の谷壁における凹型斜面については、塚本（1998）は側壁0次谷流域の名称で、等高線の窪みの強弱に係わらず凹型の斜面を全て0次谷とみなした。しかし本研究では、等高線の窪み方が著しいほど斜面の集水性が高く崩壊が起こ

りやすいと考えられることから、等高線の窪み方において「窪んだ等高線の右岸と左岸とのなす角が 90 度」の基準を定め、角度が 90 度未満の鋭角（即ち、窪み方が基準値よりも著しい）の斜面を谷壁における 0 次谷と判定することにした。

こうして判定した 1 次谷上流と谷壁の 0 次谷の総数は 43 ヶ所であり、そのうちの 79%、34 ヶ所で崩壊が発生した。この割合 79%は、今回のような極めて大規模な豪雨の場合の 0 次谷の崩壊発生確率と考えられる。上述した判定基準に基づいて 0 次谷を抽出した場合、このような豪雨では全 0 次谷の 8 割で崩壊が発生すると結論される。

この非常に高い崩壊発生確率を踏まえると、0 次谷を土砂・流木の発生源として、そこで対策を行うことには合理性がある。具体的には、0 次谷の出口付近に土砂と流木を捕捉する堰堤等を設置することが想定される。このような 0 次谷での土砂・流木の発生源対策は、1 次谷以上の溪流区間に設けられた堰堤が受け持つ土砂量の負荷のうち、溪岸斜面の崩壊生産土砂以外を大きく減少させる利点があり、検討に値すると考える。

謝辞

航空レーザ計測のデータは、国土交通省九州地方整備局河川計画課のご配慮で使うことができた。ここに記して深謝申し上げます。

引用文献

海堀正博・杉原成満・中井真司・荒木義則・山越隆雄・林真一郎・山下祐一（2010）：2010 年 7 月 16 日に発生した広島県庄原市の土砂災害の緊急調査報告，砂防学会誌，Vol.63，No.4，p.30-37

木下篤彦・野池耕平・高原晃宙・清水孝一・石塚忠範・西岡恒志・桜井亘・伊藤健・村田雄一・荒木義則・島田徹（2015）：過去の表層崩壊の崩壊特性と降雨分布との比較，平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集，p. B-116-B-117

国土技術政策総合研究所砂防研究室（2016）：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，国土技術政策総合研究所資料，No.904，p.17

塚本良則（1998）：森林・水・土の保全—湿潤変動帯の水文地形学，朝倉書店，p.34-35