

博士論文

地表流の影響を考慮した表層崩壊・土石流
発生場の予測に関する研究

令和3年3月

広島大学大学院総合科学研究科

総合科学専攻

秦 雅之

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	6
1.3 本論文の構成	7
引用文献	9
第2章 山地流域における豪雨時の地表流発生の実態	11
2.1 はじめに	11
2.2 平成30年7月豪雨における斜面崩壊・土石流発生箇所の特異性	13
2.3 既往豪雨による稜線付近の地表流発生痕跡の事例	17
2.4 本章のまとめ	27
引用文献	28
第3章 地表流の影響を考慮した新たな表層崩壊・土石流発生予測手法の開発	29
3.1 はじめに	29
3.2 地表流の影響を考慮した新たな表層崩壊・土石流発生予測モデルの構築	31
3.3 地表流の影響を考慮した新たな表層崩壊・土石流発生の評価手順	39
3.4 本章のまとめ	41
引用文献	42
第4章 新たな解析モデルによる土層の不安定化領域の検証	44
4.1 はじめに	44
4.2 検証方法	44
4.3 降雨量と粘着力の感度分析	45
4.4 降雨量と内部摩擦角・透水係数・粒径・粗度係数の感度分析	48
4.5 本章のまとめ	54
引用文献	56
第5章 新たな解析モデルの実流域への適用方法の検討	57
5.1 はじめに	57
5.2 表層崩壊・土石流発生予測モデルにおける土質強度設定の課題	59
5.3 実流域における土質強度の設定方法の検討	61
5.4 実流域における新たな解析モデル及び土質強度設定方法の評価	69
5.5 本章のまとめ	77
引用文献	78

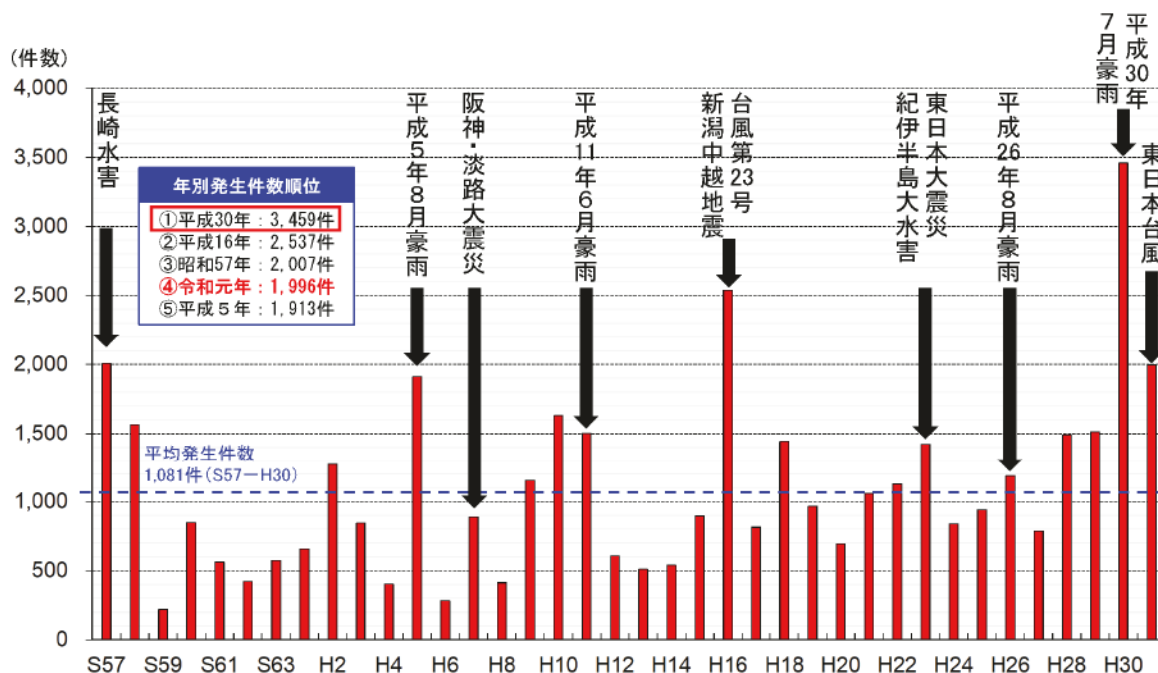
第6章 新たな解析モデルの災害事例への適用	81
6.1 はじめに	81
6.2 狭域を対象とした新たな解析モデルの有効性検証	82
6.3 広域を対象とした新たな解析モデルの有効性検証	103
6.4 稜線付近の緩勾配斜面の表層崩壊の評価	125
6.5 本章のまとめ	131
引用文献	132
第7章 結論	133
引用文献	140
謝辞	142

第1章 序論

1.1 研究の背景

我が国では、近年大規模な豪雨に伴う土砂災害が頻発している。近年の土砂災害発生件数の推移（国土交通省水管理・国土保全局砂防部，2020）を見ると、記録的な豪雨が発生した年に、土砂災害発生件数が多くなっている傾向が明瞭に見てとれる（図-1.1）。特に、平成30年7月豪雨では広域で甚大な被害が発生したことから、平成30年の土砂災害の年間発生件数は3,459件となり、近年で最も多い土砂災害発生件数となっている。

全国的に見ても、マサ土と呼ばれる風化花崗岩が広く分布している中国地方は、近年非常に多くの土砂災害が発生している地域である。平成11年6月29日に広島県で発生した集中豪雨により、大規模な土砂災害（6.29土砂災害）が起こり、死者32名、全壊家屋154戸に及ぶ甚大な被害が生じた。この災害を契機に、土砂災害から国民の生命を守るための土砂災害防止法（正式名称：土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律）が制定され、土砂災害警戒区域等の周知、警戒避難態勢の整備、住宅等の新規立地の抑制、移転促進等のソフト対策が推進されている。また、6.29土砂災害以降も、中国地方では平成17年9月、平成21年7月、平成26年8月、平成30年7月の台風や豪雨などにより、数多くの土砂災害が発生している。6.29土砂災害以降、中国地方で近年発生した主要な土砂災害について、降雨、被害状況等の概要を整理した一覧を表-1.1に示す。



出典：令和元年の土砂災害（国土交通省水管理・国土保全局砂防部，2020）

図-1.1 土砂災害発生件数の推移（1982(S57)～2019(R2)年）

表-1.1 中国地方における降雨に起因する主要な土砂災害の概要

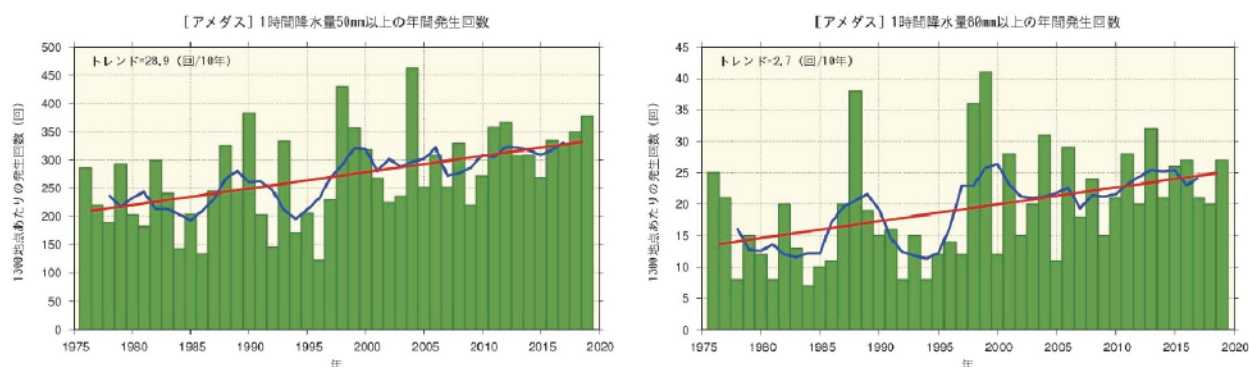
災害名称	主な被災地	災害誘因	土砂災害発生件数	被害概要
平成 11 年 6.29 土砂 災害 ※1, 2	広島県 広島市 呉市	豪雨 最大時間雨量 81mm (日本道路公団： 八幡川橋) 最大連続雨量 271mm (広島県：戸山)	がけ崩れ 186 件 土石流 139 件	死者 32 名 全壊家屋 154 戸 半壊家屋 101 戸 床上浸水 1,363 戸 床下浸水 2,840 戸
平成 17 年 9 月台風 14 号災害 ※1, 3	広島県 廿日市市	台風 14 号 最大時間雨量 55mm (広島県：友和) 最大 24 時間雨量 377mm (広島県：友和)	がけ崩れ 7 件 土石流 13 件 地すべり 1 件	全壊家屋 4 戸 一部損壊家屋 44 戸 床上浸水 289 戸 床下浸水 1,662 戸
平成 21 年 7 月豪雨 災害 ※4, 5	山口県 防府市	豪雨 最大時間雨量 72.5mm (気象庁：防府) 最大 24 時間雨量 275mm (気象庁：防府)	がけ崩れ 123 件 土石流 65 件 地すべり 4 件	死者 19 名 全壊家屋 30 戸 半壊家屋 61 戸 床上浸水 114 戸 床下浸水 1,012 戸
平成 22 年 7 月豪雨 災害 ※1, 6	広島県 庄原市	豪雨 最大 60 分間雨量 91mm (広島県：大戸) 最大日雨量 174mm (広島県：大戸)	がけ崩れ 6 件 土石流 37 件	死者 1 名 全壊家屋 12 戸 半壊家屋 12 戸 一部損壊家屋 6 戸 床上浸水 1 戸 床下浸水 30 戸
平成 25 年 7 月山口・ 島根豪雨 災害 ※7, 8	山口県萩市 島根県鹿足郡 津和野町	豪雨 最大時間雨量 91.5mm (気象庁：津和野) 最大 24 時間雨量 381mm (気象庁：津和野)	がけ崩れ 43 件 土石流 68 件	死者 2 名 全壊家屋 49 戸 半壊家屋 72 戸 一部損壊家屋 68 戸 床上浸水 774 戸 床下浸水 1,218 戸
平成 26 年 8 月豪雨 災害 ※1, 9	広島県 広島市	豪雨 最大時間雨量 121mm (広島県：三入東) 24 時間雨量 284mm (広島県：三入東)	がけ崩れ 43 件 土石流 107 件	死者 77 名 全壊家屋 133 戸 半壊家屋 122 戸 床上浸水 1,301 戸 床下浸水 2,828 戸
平成 30 年 7 月豪雨 災害 ※1, 10	広島県 広島市 安芸郡坂町 呉市 東広島市 三原市	豪雨 最大時間雨量 63mm (広島県：野呂川ダム) 累積雨量 650mm (広島県：野呂川ダム)	がけ崩れ 632 件 土石流 609 件 地すべり 1 件	死者 109 名 全壊家屋 1,149 戸 半壊家屋 3,597 戸 一部損壊家屋 2,115 戸 床上浸水 3,158 戸 床下浸水 5,798 戸

出典：下記の資料を基に加筆

- ※1 土砂災害ポータルひろしま (WEB) (広島県, 2020.11 現在)
- ※2 平成 11 年豪雨災害 6.29 土砂災害復旧誌 ダイジェスト版 (広島県, 2003)
- ※3 災害関係緊急砂防事業 平成 17 年 9 月 6 日 台風 14 号災害 (広島県, 2007)
- ※4 平成 21 年の土砂災害 (国土交通省, 2010)
- ※5 防府市豪雨災害検証報告書 (山口県防府市, 2011)
- ※6 平成 22 年 7 月豪雨による広島県の土砂災害 (広島県, 2011)
- ※7 島根県及び山口県の大雨の被害状況等について (最終報) (総務省, 2013)
- ※8 2013 年 7 月 28 日に山口県東部および島根県西部で発生した局地的集中豪雨による土砂災害 (海堀ら, 2013)
- ※9 8.20 土砂災害 (広島県, 2015)
- ※10 平成 30 年 7 月豪雨災害 (広島県, 2019)

表-1.1の近年の主要な土砂災害の概要を見ると、これらの災害の誘因となっているのは、既往最大規模の記録的な豪雨であることが分かる。例えば、平成26年8月豪雨では、三入東観測所（広島県）において最大時間雨量121mmという記録的な短時間雨量が観測されており、平成30年7月豪雨では、野呂川ダム（広島県）において累積雨量650mmという記録的な総雨量が観測されている。

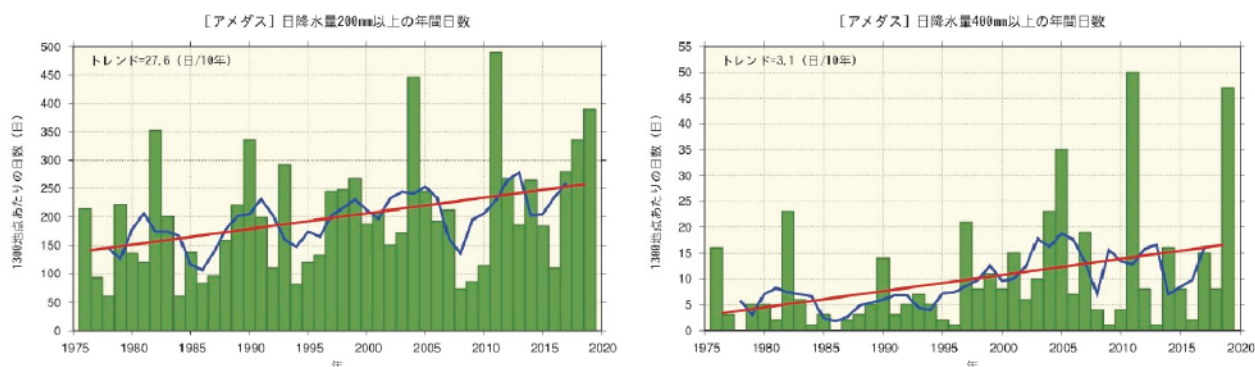
ここで、最新の気候変動監視レポート（気象庁、2020）を基に、我が国の近年の降雨の傾向の概要を整理する。気象庁が全国の約1,300地点の地域気象観測所（アメダス）で観測している1976年～2019年の約40年間のデータを見ると、1時間降水量50mm以上、80mm以上といった短時間の強雨の年間発生回数が全国的に増加している傾向が見てとれる（図-1.2）。また、日降水量200mm以上、400mm以上といった連続的な大雨の年間日数にも顕著な増加傾向が認められる（図-1.3）。



出典：気候変動監視レポート（気象庁、2020）

図-1.2 1時間降水量50mm以上（左図）及び80mm以上（右図）の年間発生回数の経年変化（1976～2019年）

※棒グラフ（緑）は各年の年間発生回数（全国のアメダスによる観測値を1,300地点あたりに換算した値）、直線（赤）は長期変化傾向（この期間の平均的な変化傾向）を示す。



出典：気候変動監視レポート（気象庁、2020）

図-1.3 日降水量200mm以上（左図）及び400mm以上（右図）の年間日数の経年変化（1976～2019年）

※棒グラフ（緑）は各年の年間日数（全国のアメダスによる観測値を1,300地点あたりに換算した値）、直線（赤）は長期変化傾向（この期間の平均的な変化傾向）を示す。

以上の状況を整理すると、近年全国的に記録的な短時間雨量、累積雨量の発生頻度が増加傾向にあり、その豪雨の増加に伴い、甚大な被害が生じる土砂災害の発生リスクが高まっていると言える。

このため、今後の土砂災害被害を可能な限り軽減するためには、砂防施設の整備等のハード対策、警戒避難等のソフト対策を複合的に進めていくことが重要である。これらの対策を効果的に進めるためには、豪雨に伴う崩壊・土石流の発生場を事前に精度よく予測する技術が必要となっている。具体的には、崩壊・土石流の発生場を精度良く予測することにより、正確な生産土砂量・流出土砂量を算定することができ、限られた予算の中で砂防ダム等の施設を適切な規模で効率的に計画できるようになる。また、正確な生産土砂量・流出土砂量を氾濫シミュレーション等の入力データとすることで、土砂の想定氾濫区域や土砂災害特別警戒区域をより綿密に把握することができ、効果的な警戒避難を行うことが可能になる。

ここで、これまで我が国で斜面崩壊や土石流の発生場の予測に用いられてきた手法を簡単に整理する。

斜面崩壊（表層崩壊・深層崩壊）のうち、全国的に発生頻度の高い表層崩壊については、1980年代から斜面安定解析と雨水流出に関するモデルを組み合わせ、その発生場を予測する手法が数多く提案されてきた（例えば、沖村ら、1985；平松ら、1990；Montgomery and Dietrich, 1994；Wu and Sidle, 1995；小杉ら、2002；内田ら、2009；田村ら、2009）。いずれのモデルも降雨や地形条件、土層の土質強度や、透水係数等をモデルの入力条件とし、雨水を含んだ斜面のせん断力がせん断抵抗力を上回る場合に表層崩壊が発生するとするものである。

まず、沖村ら（1985）は流域の地形形状の違いによる集水性の違いに着目し、流域内を格子状に区切った飽和浸透流解析に基づく集水モデルを構築し、格子毎に無限長斜面の安定解析を行うことで面的な崩壊危険度予測図を作成した。次に、平松ら（1990）は雨水の解析に不飽和浸透流解析を用いた崩壊発生予測モデルを提案した。また、小杉ら（2002）は流域を直方体の要素に分割するブロック集合モデルを用いて、雨水によって変化する平均含水率から飽和・不飽和側方流を追跡することにより、地下水位の時間変化を概ね再現できることを示した。しかしながら、この地下水位を用いた場合も解析と実際の崩壊発生場所を一致させることはできなかった。この理由は、森林流域の土層厚や土質強度、植物根系による土層の補強効果など、不均一な場の条件を把握することが難しいためとされている。

その後、内田ら（2009）が高密度の簡易貫入試験により推定した基岩面を斜面勾配、集水面積、土層厚等の算出に用いた場合、地下水深をダルシー則に基づき簡易に定常と仮定して設定しても流域内の土層の崩壊しやすさを相対的に評価で

きることを示した。一方で、土層厚以外の土の粘着力や内部摩擦角といった土質強度や土層の透水係数など、計算に必要な全てのパラメータを面的に高密度で把握することは非常に困難であることから、モンテカルロ法により地盤物性値のばらつきを考慮し、相対的に流域内の斜面崩壊確率を把握する研究もなされてきた（例えば、周ら、2003）。

そして、これらの研究を踏まえて田村ら（2009）は、我が国の表層崩壊・土石流の発生予測に広く用いられることになる「表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル(案)、土木研究所資料、第4129号」を作成している。

近年は、コンピュータの処理能力向上により複雑な計算を比較的短時間で実施できるようになったほか、レーザープロファイラにより比較的広範囲の精緻な地形データを取得することができるようになってきている。さらに、土質試験や土層厚計測のデータも蓄積されてきていることから、モデルの入力条件を精度よく設定できれば、上記の手法を用いて地中流の集中が原因と考えられる表層崩壊について、ある程度の精度で発生場所を予測できるとされている（秋山ら、2011；Uchida et al., 2011）。

しかし、既存の表層崩壊発生場所の予測のための数値モデルの多くは、地下水面が地表面に達せず地中内に存在する条件で表層崩壊の発生危険度を算出するものである（例えば、Montgomery and Dietrich, 1994；内田ら、2009；田村ら、2009）。このため、近年増加傾向にある豪雨時に地表流が発生する状況になったとしても、土層が飽和して以降の降雨量は崩壊危険度に影響を与えないモデルとなっている。実際に、既存の数値モデルを用いた場合、比較的急勾配の斜面では崩壊を一定精度で予測できるものの、緩勾配の領域（例えば、斜面勾配が内部摩擦角の半分程度かそれ以下）では、土層が完全に水で飽和しても崩壊が生じない「常に安定」な斜面として評価される（例えば、Montgomery and Dietrich, 1994；内田ら、2009）。例えば、中国地方の花崗岩地域で一般に分布している内部摩擦角 $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ 程度の土壌を対象に数値モデルをあてはめた場合、勾配が 20° 以上の比較的急勾配の斜面の崩壊は予測できるものの、勾配 $15^{\circ} \sim 20^{\circ}$ 程度の斜面の不安定化は予測できない結果となる（例えば、秦ら、2015）。

一方、土石流の発生場の予測に関しては、溪床堆積物の再移動を対象として、表層崩壊の予測モデルと同様に無限長斜面の安定解析に準じて、土石流発生条件が定式化されている（高橋、1977）。なお、この土石流発生条件式は、表層崩壊の予測モデルとは対照的に、地中内が完全に飽和して地表流が発生する条件を想定して導かれたものであり、地表流の発生しない条件を対象としていない。この土石流発生条件は、溪床堆積物の再移動を対象としており、これに従うと、流路勾配 15° 程度以上の区間では土石流が発生し得ることが示されている（小橋、1993）。

前述の平成 30 年 7 月豪雨等の事例を見ると、源頭部の崩壊が勾配 15° 程度以下の緩勾配斜面に位置するものが報告されている（例えば、海堀ら，2018）。しかしながら、前述のとおり、これらの緩勾配区間の崩壊は既存の表層崩壊発生予測モデルでは表現できない。すなわち、近年の豪雨時に確認されている緩勾配斜面での崩壊や土石流の発生は、既存の表層崩壊発生モデルでは予測できないことから、新たにそれらを評価する手法が求められている。

1.2 研究の目的

表層崩壊や土石流の発生場の予測手法として、現在我が国で最も多く用いられているのは「表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル(案)，土木研究所資料，第 4129 号」（田村ら，2009）の手法である。本手法は既存の表層崩壊予測モデルを用いて降雨による地中流の発生のみを想定して流域内の土砂移動の発生危険度を評価するものであり、従来多く観測されてきた降雨規模において表層崩壊の発生場を一定精度で予測できる手法である。

しかしながら、近年は過去に類を見ない規模の豪雨が増加傾向にあり、豪雨時は、たとえ浸透能が極めて大きいとされる森林内の林床であっても地表面を水が流れた痕跡が認められるのが実態である。この豪雨時の現地状況は既存の表層崩壊予測モデルが想定している地中流のみが発生する条件と異なっているが、まだ豪雨時の現地の地表流発生の実態が広く認識されているとは言い難い。一方で、既存の表層崩壊予測モデルを用いても、近年の豪雨時にしばしば確認されている緩勾配斜面での表層崩壊や土石流の発生場の予測は困難であることが明らかになってきている。

このような状況を踏まえると、豪雨時の現地の地表流発生状況の確認、ならびに従来の地中流発生のみを想定した表層崩壊予測モデルに、地表流発生の影響までを加えて一体的に評価できるモデルの開発が強く求められるところである。

そこで、本研究では、これらの課題を克服することを目的として、近年の豪雨の際に現地で地表流が発生している状況を幾つかの具体例で示した上で、表層崩壊予測モデルに地表流の影響を加味した手法を提案する。また、本手法を用いることにより従来のモデルでは予測できなかった緩勾配斜面での表層崩壊や土石流の発生場を予測できることを示す。

また、地表流の発生と合わせ、流域内の土質強度の空間分布などの不均質性、降雨時の間隙水圧の変化などの要素をモデルに入れて考慮することで、緩勾配斜面まで含めて流域の土砂移動をより精度良く表現する手法を示すことを目的とする。

1.3 本論文の構成

本論文は、以下に示す7章で構成している。

第1章 序論

第1章では、本研究の背景、目的及び本論文の構成について述べている。

第2章 山地流域における豪雨時の地表流発生の実態

第2章では、山地流域の豪雨時の地表流の発生を解析モデルに考慮する必要があることを示すため、平成30年7月豪雨の崩壊・土石流発生箇所等の現地調査を行い、地表流の発生痕跡を確認した。

本調査では、従来、山地流域の中でも集水面積が大きい0次谷等の緩勾配斜面では地下水面が地表面に達し、いわゆる飽和地表流が発生することが確認されてきているところに加えて、山地流域の中で最も集水面積が小さい山の稜線付近でも飽和地表流が発生した痕跡を確認した。

また、調査で確認した地表流痕跡の発生に寄与した可能性がある直近2ヶ年程度の豪雨及びその時の近傍観測所の降雨量を整理し、既往の研究で知られている林地の最終浸透能と比較した。これにより、近年山地流域で多く確認されている地表流がホートン型地表流ではなく、飽和地表流であることを示した。

以上を踏まえ、本論文では、豪雨発生時に山の斜面や溪流部で飽和地表流が発生することを想定し、従来の表層崩壊予測モデルに飽和地表流発生の影響を加えて表層崩壊・土石流の発生場を予測する新たな手法を検討することを示した。

第3章 地表流の影響を考慮した新たな表層崩壊・土石流発生予測手法の開発

第3章では、既存の表層崩壊発生場所の予測のための数値モデルの課題を整理するとともに、比較的緩勾配の領域まで対象として飽和地表流が発生している状況を想定した崩壊・土石流発生条件の考え方を示した。

また、既存の表層崩壊発生予測モデル（斜面における地中流発生時の土層の安定性評価）と土石流発生条件式（溪床堆積土層の地表流発生時の安定性評価）を統合し、従来の表層崩壊予測モデルでは考慮されてきていない、飽和地表流発生に伴う土層の不安定化を評価するための新たな解析モデルを構築し、その評価手順を示した。

第4章 新たな解析モデルによる土層の不安定化領域の検証

第4章では、第3章で構築した地表流の発生を考慮した新たな表層崩壊・土石流の解析モデルの物理的妥当性を確かめるため、斜面の最も基本的な特性である斜面勾配と土層厚に着目し、解析パラメータの条件を変えた場合の土層の不安定

化領域（斜面勾配と土層厚の組合せ）の変化を試算した。

その結果、本モデルの解析結果は、各パラメータの変動に応じて物理的に妥当に変化することを確認した。

また、感度分析の結果から、本モデルのパラメータのうち、土層の粘着力の設定が土層の不安定化領域の予測に非常に強く影響していることを確認した。

実際の流域を考えると、斜面と溪流の中間的な性質を有する0次谷の下部や溪床付近には、地中流・地表流の発生に伴い不安定化する領域が混在している可能性がある。このため、本研究で提案した手法のように、土層の粘着力の有無、地表流の発生状況に応じて、シームレスに表層崩壊・土石流を予測するモデルを用いることが有効であることを示した。

第5章 新たな解析モデルの実流域への適用方法の検討

第5章では、実流域に解析モデルを適用するため、解析モデルの主要なパラメータである土層の粘着力を場所に応じて簡易に区分して設定する方法を検討し、その有効性を示した。

また、平成21年7月豪雨における土砂災害発生地域である山口県防府市の佐波川の右支川剣川流域内の右支溪を対象に、地表流発生の影響を考慮した新たな解析モデルを適用し、従来の解析モデルと比べて精度が向上することを明らかにした。

第6章 新たな解析モデルの災害事例への適用

第6章では、平成11年6月豪雨災害の発生した荒谷地区、平成26年8月豪雨災害の発生した八木・緑井地区を対象に、地表流の発生を考慮した新たな解析モデルを適用し、その有効性を確認した。ここでは、対象流域が比較的狭域の場合及び広域の場合に分け、新たなモデルを用いることにより比較的集水面積の大きい0次谷や溪床部等で表層崩壊・土石流の発生場の予測精度が向上することを示した。

また、第2章の平成30年7月豪雨における斜面崩壊・土石流発生箇所の詳細調査で確認されたような、従来のモデルでは崩壊発生を説明できなかった山の稜線付近の緩勾配地域での表層崩壊の発生について、現地で想定される地表流の水深や間隙水圧の変化を考慮して本研究の手法で評価する方法を検証し、新たな解析モデルの有効性を明らかにした。

第7章 結論

第7章では、上記の研究によって得られた成果をまとめている。

引用文献

- 秋山浩一・内田太郎・田村圭司・亀江幸二（2011）：土層厚の計測密度が表層崩壊の発生予測に及ぼす影響，砂防学会誌，Vol.64，No.1，pp.3-10
- 秦雅之・荒木義則・川邊健作・坂本昌三・内田太郎・海堀正博（2015）：平成26年8月広島豪雨の土石流事例を踏まえた土砂移動予測に関する一考察，平成27年砂防学会研究発表会概要集，pp.B-288-B-289
- 平松晋也・水山高久・石川芳治（1990）：雨水の浸透流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究，砂防学会誌，Vol.43，No.1，pp.5-15
- 広島県土木建築部河川砂防総室砂防室（2003）：平成11年豪雨災害 6.29土砂災害復旧誌 ダイジェスト版
https://www.sabo.pref.hiroshima.lg.jp/portal/sonota/sabo/pdf/204_H11_6_29_fukkyuushi.pdf
- 広島県広島地域事務所建設局廿日市市局（2007）：災害関係緊急砂防事業 平成17年9月6日 台風14号災害
https://www.sabo.pref.hiroshima.lg.jp/portal/sonota/sabo/pdf/201_H17saigai_miyajima.pdf
- 広島県土木局土木整備部砂防課（2011）：平成22年7月豪雨による広島県の土砂災害
https://www.sabo.pref.hiroshima.lg.jp/portal/sonota/sabo/pdf/A11_H22_07_doshasaigai.pdf
- 広島県土木局砂防課（2015）：8.20土砂災害
https://www.sabo.pref.hiroshima.lg.jp/portal/sonota/sabo/pdf/216_H26_820dosyasaigai.pdf
- 広島県土木建築局砂防課（2019）：平成30年7月豪雨災害
https://www.sabo.pref.hiroshima.lg.jp/portal/sonota/sabo/pdf/234_H30_7gousaigai.pdf
- 広島県砂防課：土砂災害ポータルひろしま（WEB：2020.11現在）
<https://www.sabo.pref.hiroshima.lg.jp/portal/sonota/saigai/002dosya.htm>
- 海堀正博・長谷川祐治・山下祐一・崎田博史・中井真司・桑田志保・平松晋也・地頭菌隆・井良沢道也・清水収・今泉文寿・中谷加奈・柏原佳明・加藤誠章・島田英司・平川泰之・吉永子規・田中健路・林拙郎（2018）：平成30年7月豪雨により広島県で発生した土砂災害，砂防学会誌，Vol.71，No.4，pp.49-60
- 海堀正博・木下篤彦・高原晃宙・多田泰之・長野英次・馬場茂彰・荒木義則・杉原成満・島田徹・堀大一郎・小泉和也（2013）：2013年7月28日に山口県東部および島根県西部で発生した局地的集中豪雨による土砂災害，砂防学会誌，

- Vol. 66, No. 4, pp. 48-55
- 気象庁 (2020) : 気候変動監視レポート 2019
https://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/monitor/2019/pdf/ccmr2019_all.pdf
- 国土交通省河川局砂防部 (2010) : 平成 21 年の土砂災害
<https://www.mlit.go.jp/river/sabo/jirei/h21dosha/h21doshasaigaiyou.pdf>
- 国土交通省水管理・国土保全局砂防部 (2020) : 令和元年の土砂災害
<https://www.mlit.go.jp/report/press/content/001334184.pdf>
- 小橋澄治 (1993) : 山地保全学, 文永堂出版, p.184
- 小杉賢一朗・水山高久・藤田正治 (2002) : 表層崩壊発生予測モデルによる地下水位の再現精度の検討, 砂防学会誌, Vol. 55, No. 3, pp. 21-32
- Montgomery D.R. and Dietrich W.E. (1994) : A physically-based model for the topographic control on shallow landsliding, Water Resources Research, Vol. 30, pp. 1153-1171
- 沖村孝・市川龍平・藤井郁也 (1985) : 表土層内浸透水の集水モデルを用いた花崗岩表層崩壊発生位置の予知のための手法, 砂防学会誌, Vol. 37, No. 5, pp. 4-13
- 総務省消防庁応急対策室 (2013) : 島根県及び山口県の大雨の被害状況等について (最終報)
<https://www.fdma.go.jp/disaster/info/assets/post717.pdf>
- 周国云・江崎哲郎・謝漢文・森二郎 (2003) : GIS とモンテカルロ法に基づく広域斜面崩壊確率の評価手法, GIS-理論と応用, Vol. 11, No. 2, pp. 133-143
- 高橋保 (1977) : 土石流の発生と流動に関する研究, 京大防災研究所年報 第 20 号 B-2, pp. 405-435
- 田村圭司・内田太郎・秋山浩一・盛伸行・寺田秀樹 (2009) : 表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル(案), 土木研究所資料, 第 4129 号, 34p.
- Uchida T., Akiyama K. and Tamura K. (2011) : The role of grid cell size, flow routing algorithm and spatial variability of soil depth of shallow landslide prediction, Italian Journal of Engineering Geology and Environment-Book, pp. 149-157
- 内田太郎・盛伸行・田村圭司・寺田秀樹・瀧口茂隆・亀江幸二 (2009) : 場の条件の設定手法が表層崩壊発生箇所の予測に及ぼす影響, 砂防学会誌, Vol. 61, No. 1, pp. 23-31
- Wu W. and Sidle R.C. (1995) : A distributed slope stability model for steep forested basins, Water Resources Research, Vol. 31, pp. 2097-2110
- 山口県防府市 (2011) : 防府市豪雨災害検証報告書
<https://www.city.hofu.yamaguchi.jp/soshiki/2/kennshouhoukokusho.html>

第2章 山地流域における豪雨時の地表流発生の実態

2.1 はじめに

山地流域に降る雨は、樹林地上部の樹冠や枝葉、地表に堆積した落葉・落枝等のリター層による遮断を受けた後、地表面に到達する。その後、一部はそのまま蒸発したり樹木や林床植生に吸収されたりするものの、それ以外は土壤に浸透して保水されるか、地中もしくは地表面を流れて流出し、溪流さらには海域まで到達して蒸発、その後再び降水となる水循環プロセスを成している。

本研究の目的である豪雨に伴う表層崩壊や土石流の発生場を予測するにあたっては、このような水循環プロセスのうち、山地流域に降った雨水の浸透・流出過程を適切にモデル化する必要がある。ここで、豪雨時の雨水の浸透・流出過程をモデル化の際、まず確認すべき点がある。豪雨時の雨水は、山腹斜面では概ね土壤に浸透して地中を流下しており地表流の発生をモデルに考慮する必要はないのか、それともまとまった雨水が地表面を流下していることがあり、地表流の発生をモデルに考慮する必要があるのかということである。

山地流域で発生する地表流は、一般に次の2種類が考えられる。1つは、降雨強度が地表面の浸透能を上回って発生する Horton 型地表流と呼ばれる地表流である。また、もう1つは、表土層が水で飽和することにより発生する飽和地表流と呼ばれる地表流である（塚本，1992）。

一般に、地表面の水吸収能力を示す浸透能は、降雨の継続とともに急激に減少し、最終浸透能と呼ばれる一定値に達する。最終浸透能については、従来から数多く行われてきた浸透能試験結果があり、例えば土地被覆条件別の最終浸透能の測定結果の一例として表-2.1 が示されている（村井ら，1975；塚本，1992）。この表から分かるように、一般に林地の最終浸透能は 200 mm/h 以上であり、通常考えられる降雨強度よりも大きい。このため、林地では Horton 型地表流は通常発生しないと考えられてきた（森林水文学編集委員会，2007）。

表-2.1 土地被覆条件別の最終浸透能

(最終浸透レート mm h⁻¹)

林 地		伐採跡地		草 生 地		裸 地			
針 葉 樹	広葉樹	軽 度	重 度	自 然	人 工	崩壊地	歩 道	畑 地	
天然林	人工林	攪 乱	攪 乱	草 地	草 地				
211.4 (5)	260.2 (14)	271.6 (15)	212.2 (10)	49.6 (5)	143.0 (8)	107.3 (6)	102.3 (6)	12.7 (3)	89.3 (3)
林地平均 258.2 (34)		伐採跡地平均 158.0 (15)		草生地平均 127.7 (14)		裸地平均 79.2 (12)			

注) () 内の数値は測定した地区数

(村井 宏ら，1975)

一方で、実際の山地流域の中でも集水面積が大きい0次谷等において、比較的勾配が緩い斜面では地下水面が地表面に達し、いわゆる飽和地表流が発生することが確認されてきている（例えば、Dunne and Black, 1970 ; Tanaka et al., 1988）。また、飽和地表流の発生可能性については、既往の3次元飽和不飽和地中流のシミュレーション（Freeze, 1972）によっても支持されている。

また、前述の平成30年7月豪雨等の事例を見ると、源頭部の崩壊位置が稜線付近や0次谷等の斜面勾配15°程度以下の緩勾配区間にあるものが確認されており、当該箇所付近での地表流の流下も確認されている（例えば、海堀ら, 2018）。

以上の状況を踏まえ、本章では、豪雨の発生した現地の特徴、特に地表流の発生状況について確認し、地表流の発生をモデルに考慮する必要があることを示すことを目的とする。

2.2 平成 30 年 7 月豪雨における斜面崩壊・土石流発生箇所の特異性

2.2.1 調査地の概要と調査内容

山地流域における豪雨時の地表流発生の実態を確認するため、平成 30 年 7 月豪雨の崩壊が多発した地域のうち、広島県東広島市黒瀬町本岳付近と同市西条町下見の稜線付近を対象に調査を実施した。両調査箇所の位置図を図-2.1 に示す。黒瀬町本岳（図-2.2）の標高は 393 m で、山麓から山頂までの比高は約 240 m である。土砂の流下経路長の最も長い溪流の勾配は概ね $5\sim 22^\circ$ で、風化が進んだ流紋岩・花崗岩が分布する。平成 30 年 7 月豪雨による当該地域近傍の黒瀬町観測所（広島県管轄）における 3 日 7 時から 8 日 10 時までの総降雨量は 511 mm で、最大 24 時間雨量，1 時間雨量は、それぞれ 301 mm，50 mm であった。この豪雨により、本岳山頂から半径約 100 m の円内で 5 箇所で見られる表層崩壊が発生しているが、いずれも稜線からの比高が 10 m 程度以下の位置で発生していた。このうち 3 箇所は土石流として数百 m 以上の距離を流下しており、最も遠くまで流下したものはその距離が 1,000 m 以上に及んでいる。さらにその下流では土石流を起因とした土砂・洪水氾濫が発生した。

一方、西条町下見（図-2.3）では標高が 336.8 m の山頂につながる稜線付近で表層崩壊が発生した。山麓から山頂までの比高は約 100 m，土砂の流下経路長の最も長い溪流の勾配は概ね $11\sim 22^\circ$ であり、そこでは風化が進んだ花崗岩が分布する。当該地域でも、近傍の東広島支所観測所（広島県管轄）の降雨量は上記の黒瀬町と同程度であったが、この豪雨により、対象溪流周辺では 2 箇所で見られる表層崩壊が発生し、そのうち 1 箇所は稜線から比高約 20 m の場所で発生していた。また、この現地で生じた崩壊土砂は約 300 m 流下した。



※電子国土 Web を加工して作成

図-2.1 平成 30 年 7 月豪雨災害の表層崩壊・土石流発生事例の調査箇所

本研究では、それぞれの地域で土砂の流下経路長が最も長い表層崩壊各 1 箇所について、崩壊発生・崩壊土砂の流下状況、崩壊地内及び周辺斜面の地表流の痕跡を調査した結果を示した。現地の詳細調査は、崩壊発生から約 1 年後の令和元年 7 月以降に複数回実施した。

2.2.2 調査結果

黒瀬町本岳では、崩壊地の源頭部にあたる斜面勾配は約 15° と緩やかであったが、その直上部は約 11° とさらに緩勾配であった（図-2.2）。また、崩壊地の下流部の流路勾配は約 20° で、当該区間では崩土が土石流となって流下している。この崩壊地と土石流流下区間を比較すると、崩壊地では崩壊の深さが 1 m 程度であり、樹木の根系まで流動している。一方、土石流流下区間では表層 50 cm 未満の土砂が流動し、表層の樹幹のみが土石流により剥ぎ取られ樹木の根系は多く残っているところもある。このような状況から、本溪流の土砂移動の形態は、下流側から上流方向に不安定化が進行したものではなく、源頭部で発生した表層崩壊を起点として、そこでの土砂が流動化し、下流部の表層土砂を侵食して巻き込みながら流下した形態であると考えられる。また、この源頭部崩壊地と土石流流下区間では、地表面において流水によって形成されたガリーが多く確認できた（図-2.2）。さらに、源頭部崩壊地の直上部（斜面勾配約 11° ）においても、集水地形が見られ、表層の落葉・落枝等が流下した地表流の流下痕跡が確認できた。また、地表流の流下経路に残存している土層では、細粒分が流失したため粗粒分の占める割合が大きくなっており、その結果として間隙が多くなっている状態が見られた。

また、西条町下見（図-2.3）においては、源頭部崩壊地の斜面勾配が約 17° 、その直上部は約 12° 、源頭部崩壊地から下流部の流路勾配は約 20° であったが、現地で確認された土砂移動の形態や地表流の痕跡、土層の間隙の状況は黒瀬町本岳（図-2.2）と概ね同様であった。

以上より、本調査地では土石流が流下した溪流部、さらに稜線付近の源頭部崩壊地の直上部においても、一定程度の地表流が流下していたと判断した。

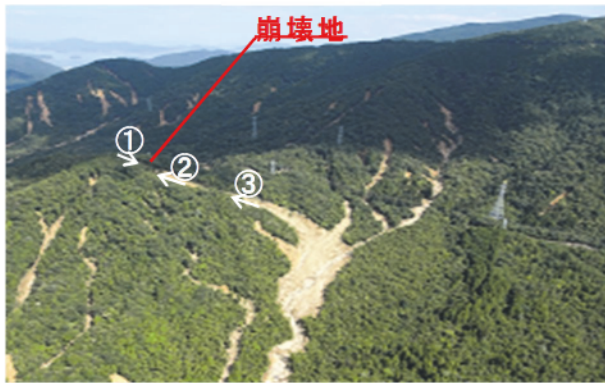
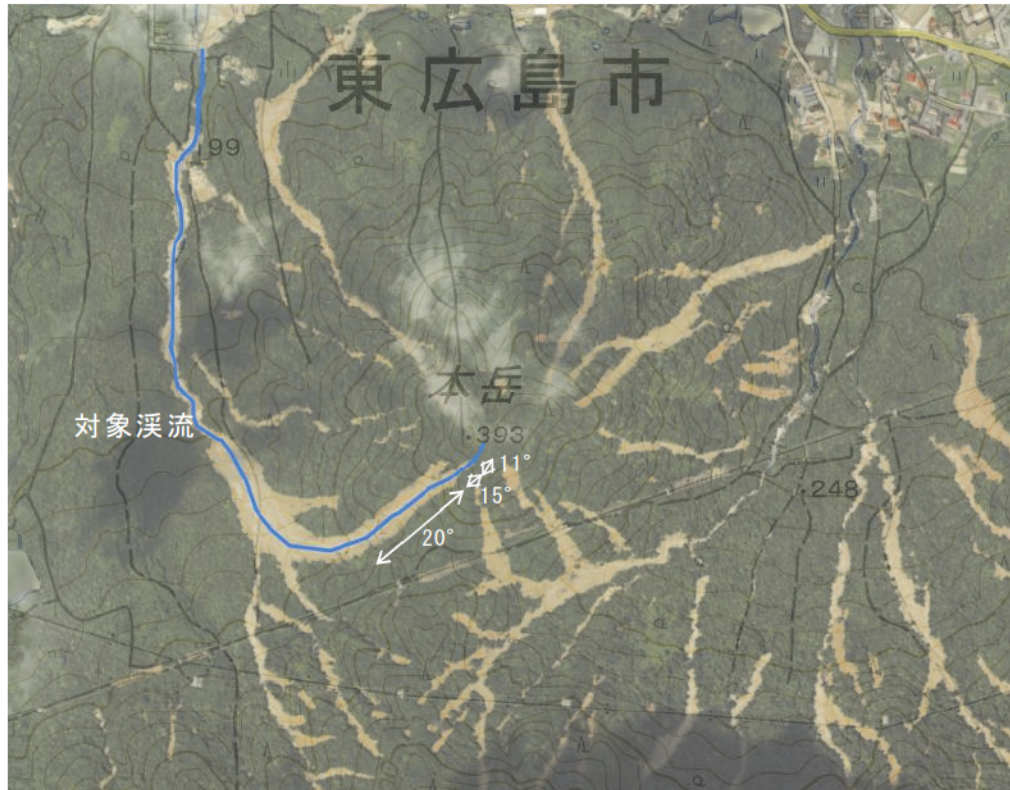


図-2.2 平成 30 年 7 月豪雨災害の表層崩壊・土石流発生事例 [広島県東広島市黒瀬町本岳付近，上段：対象溪流周辺広域，中段左：流域全景，中段右①：崩壊源頭直上部（勾配 11°），下段左②：崩壊源頭部（勾配 15°），下段右③：土石流流下区間（勾配 20°）] 【対象溪流周辺広域：H30. 7. 14 撮影（国土地理院垂直写真（電子国土 Web）を加工して作成），流域全景：H30. 7. 10 撮影，その他：R1. 7. 25 撮影】

※中段左（流域全景）の写真中の No. ①～③はそれ以降の写真の撮影位置を，白矢印は写真の撮影方向を示している。また，写真中の水色矢印は流水の流下方向を示している。

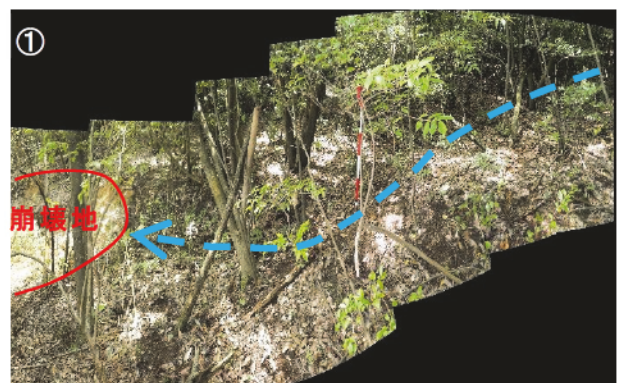


図-2.3 平成 30 年 7 月豪雨災害の表層崩壊・土石流発生事例（広島県東広島市西条町下見，上段：対象溪流周辺広域，中段左：流域全景，中段右①：崩壊源頭直上部（勾配 12°），下段左②：崩壊源頭部（勾配 17°），下段右③：土石流流下区間（勾配 20°））【対象流域周辺広域・流域全景：H30.7.14 撮影（国土地理院垂直写真（電子国土 Web）を加工して作成），その他：R1.7.25 撮影】

※中段左（流域全景）の写真中の No. ①～③はそれ以降の写真の撮影位置を，白矢印は写真の撮影方向を示している。また，写真中の水色矢印は流水の流下方向を示している。

2.3 既往豪雨による稜線付近の地表流発生痕跡の事例

前節の平成30年7月豪雨における斜面崩壊・土石流発生箇所の調査において、溪流部はさることながら、山の稜線付近でも地表流発生の痕跡が確認された。

第1章に述べたとおり、中国地方では近年多くの土砂災害が発生しており、その他の地域においても、近年の豪雨により地表流が発生している可能性がある。

ここでは、近年の豪雨時に前節の調査箇所以外でも山地流域に地表流が発生していたか確認するため、既往の斜面崩壊・土石流発生箇所の近傍を対象として、稜線付近の地表流痕跡の調査を行った結果を示す。

2.3.1 調査地の概要と調査内容

稜線付近の地表流痕跡を調査した箇所は表-2.2に示す5箇所である。調査箇所の位置図を図-2.4に示す。

本調査においては、地表面の落葉・落枝等の移動状況、樹木等への引っ掛かり、表土の細粒分の流出状況等に注目して、地表流の痕跡を確認した。また確認結果については、適宜スケール（赤白ポール）を入れて写真で記録した。

表-2.2 調査箇所一覧

調査箇所 No.	場 所	調査箇所近傍で発生した土砂災害
1	広島県東広島市黒瀬町本岳	平成30年7月豪雨災害
2	広島県東広島市河内町宇山	平成30年7月豪雨災害
3	広島県広島市安芸区矢野東	平成30年7月豪雨災害
4	島根県鹿足郡津和野町名賀	平成25年7月山口・島根豪雨災害
5	広島県廿日市市宮島町	平成17年9月台風14号災害



※電子国土 Web を加工して作成

図-2.4 調査箇所位置図

各調査の実施日と、調査時点で地表流痕跡の発生に寄与した可能性がある直近 2 ヶ年程度の豪雨及びその時の近傍観測所の降雨量（最大 1, 3, 6, 24 時間雨量および総雨量）を整理した結果を表-2.3 に示す。また、各観測所の時間雨量、累積雨量のハイトグラフを図-2.5 に示す。

表-2.3, 図-2.5 より、各調査箇所において、最大 1 時間雨量 17~66 mm, 総雨量 158~511 mm など、非常に大きな降雨量が観測されているものの、表-2.1 に示した林地の最終浸透能 200 mm/h を超えるような降雨強度ではなかったことが分かる。これより、本調査箇所では、調査前に観測された最大規模の降雨条件下でも Horton 型地表流は発生しないと考えられた。

表-2.3 現地調査実施前の豪雨時の観測降雨量

調査箇所 No.	現地調査実施日	近傍雨量観測所	調査前の豪雨発生日	降雨量 (mm)				
				最大1時間雨量	最大3時間雨量	最大6時間雨量	最大24時間雨量	総雨量
1	令和元年7月25日	黒瀬町(広島県)	平成30年7月3日~8日	48.0	103.0	129.0	301.0	511.0
2	令和2年8月8日	宇山(広島県)	平成30年7月3日~8日	53.0	105.0	147.0	314.0	428.0
			令和2年7月13日~14日	25.0	59.0	88.0	147.0	158.0
3	令和2年8月8日	焼山(広島県)	平成30年7月3日~8日	57.0	121.0	157.0	324.0	503.0
			令和2年7月5日~8日	17.0	35.0	50.0	141.0	249.0
4	平成25年9月3日	津和野(国交省)	平成25年7月27日~28日	66.0	183.0	304.0	393.0	393.0
5	令和2年9月10日	宮島町(広島県)	平成30年7月3日~8日	36.0	75.0	107.0	288.0	426.0
			令和2年7月5日~8日	27.0	74.0	94.0	172.0	263.0

※1 毎正時の時間雨量データを基に降雨量を整理した。

※2 調査箇所毎の各降雨量の最大値を赤字にした。

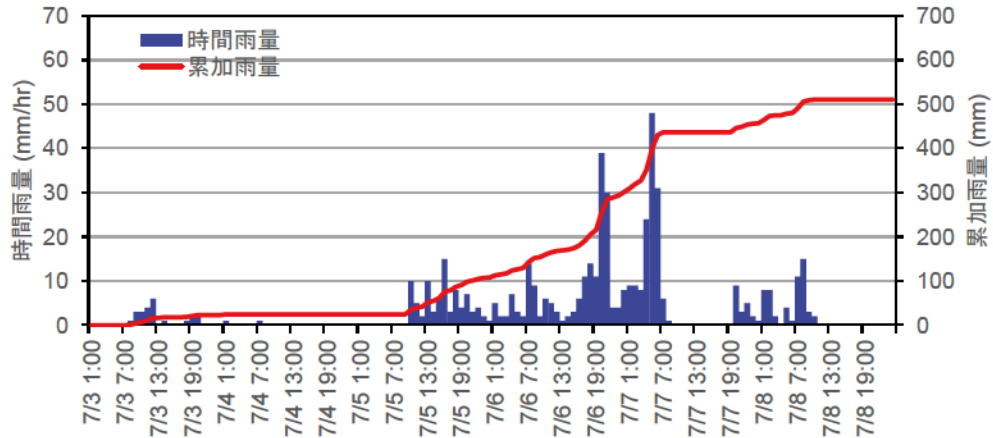


図-2.5(1) 現地調査実施前の豪雨時のハイトグラフ
(黒瀬町観測所：平成30年7月3日~8日)

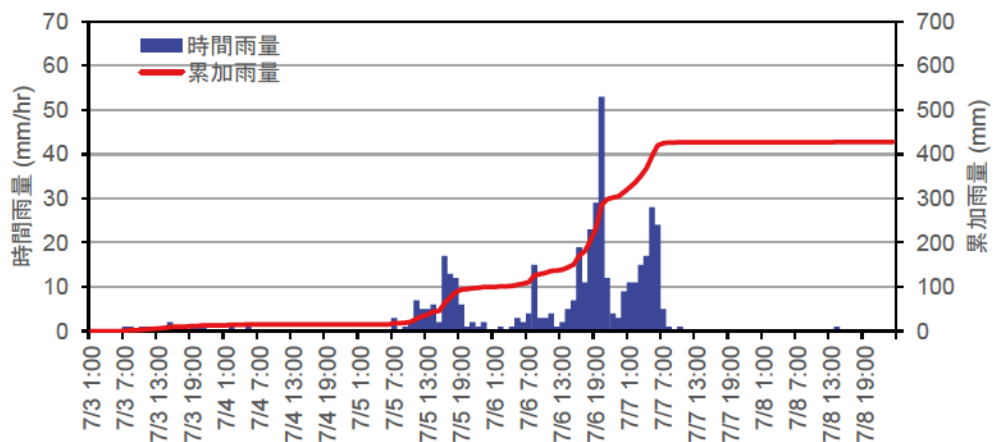


図-2.5(2-1) 現地調査実施前の豪雨時のハイトグラフ
(宇山観測所：平成30年7月3日~8日)

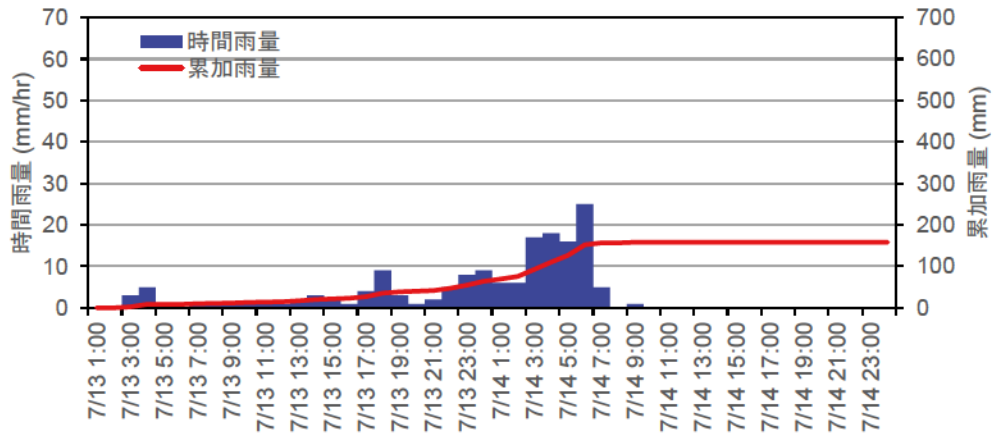


図-2.5(2-2) 現地調査実施前の豪雨時のハイトグラフ
(宇山観測所：令和2年7月13日～14日)

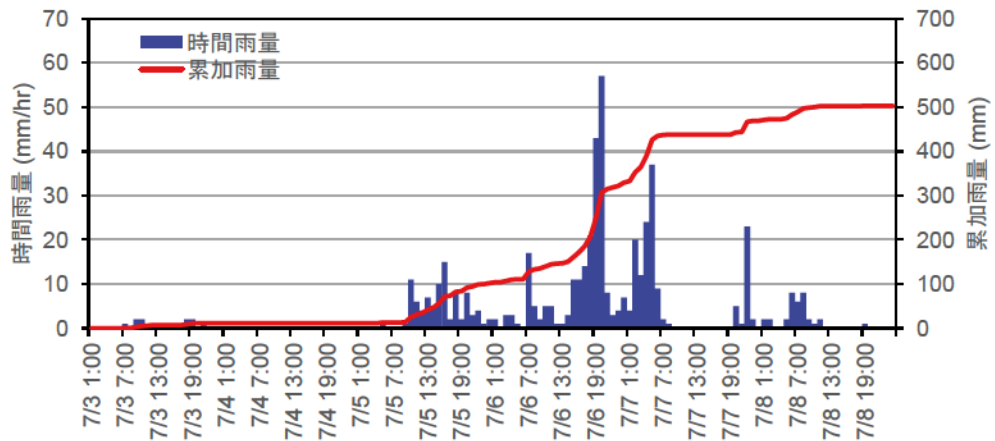


図-2.5(3-1) 現地調査実施前の豪雨時のハイトグラフ
(焼山観測所：平成30年7月3日～8日)

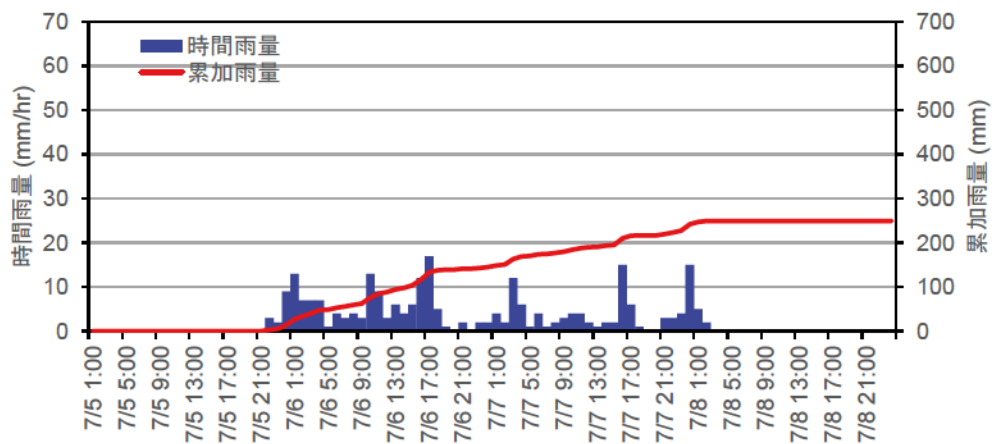


図-2.5(3-2) 現地調査実施前の豪雨時のハイトグラフ
(焼山観測所：令和2年7月5日～8日)

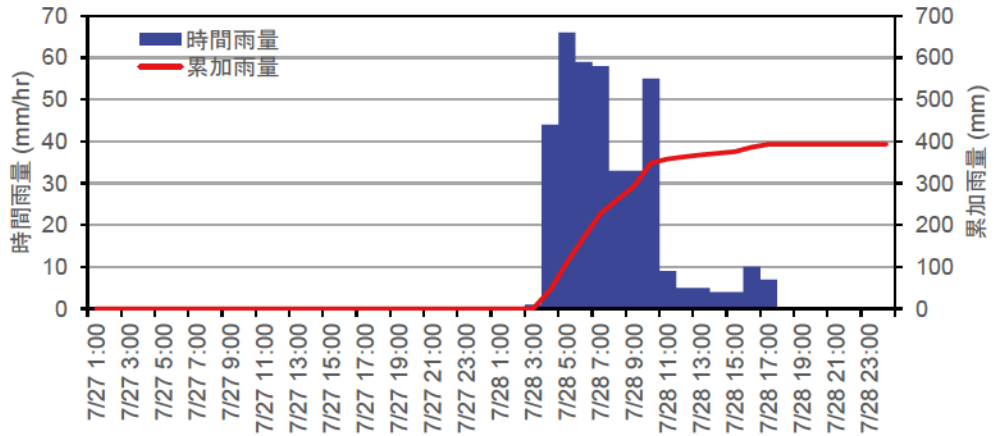


図-2.5(4) 現地調査実施前の豪雨時のハイトグラフ
(津和野観測所：平成 25 年 7 月 27 日～28 日)

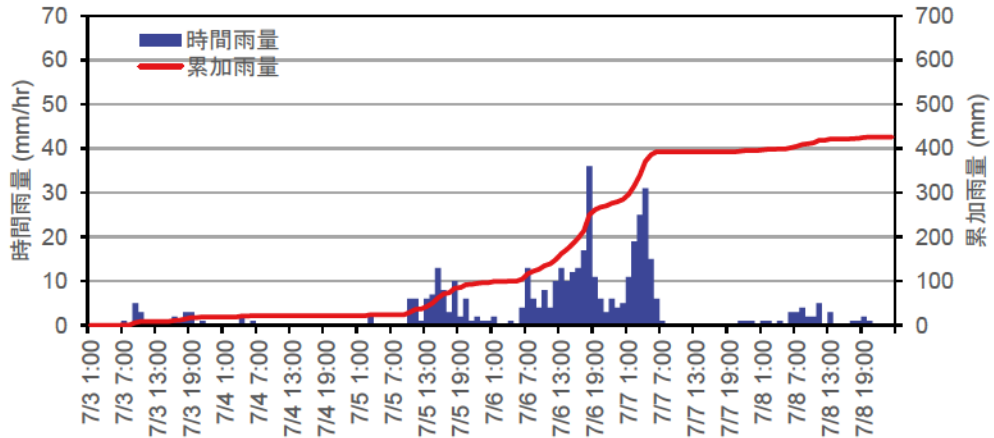


図-2.5(5-1) 現地調査実施前の豪雨時のハイトグラフ
(黒瀬町観測所：平成 30 年 7 月 3 日～8 日)

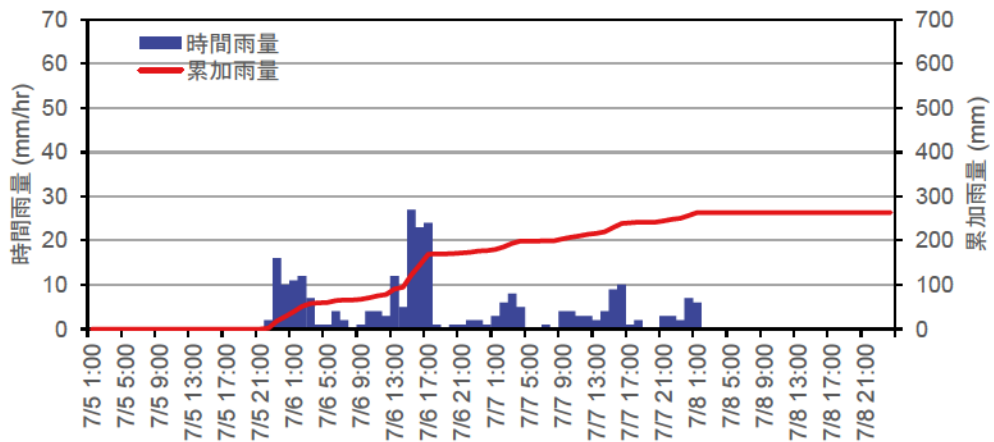


図-2.5(5-2) 現地調査実施前の豪雨時のハイトグラフ
(黒瀬町観測所：令和 2 年 7 月 5 日～8 日)

2.3.2 調査結果

調査対象箇所において、地表面の落葉・落枝等の移動状況，樹木等への引っ掛かり，表土の細粒分の流出状況等に着目して，地表流の流下痕跡を確認した結果を次に示す。

(1) 調査箇所 No. 1

調査箇所 No. 1（広島県東広島市黒瀬町本岳）で確認した山の稜線付近の地表流の流下痕跡を写真-2.1 に示す。

ここでは，地表流が発生した明瞭な痕跡があり，稜線付近の緩勾配斜面でも流された落葉・落枝や土が地表から 40 cm を超える高さまで樹木に巻き付くように引っ掛かっていたり，表土の細粒分が流失して間隙が目立つ土層になっている状況が確認できた。



写真-2.1 調査箇所 No. 1 における地表流の流下痕跡（令和元年 7 月 25 日撮影）

※写真中の水色矢印は流水の流下方向を示している。

(2) 調査箇所 No. 2

調査箇所 No. 2（広島県東広島市河内町宇山）で確認した山の稜線付近の地表流の流下痕跡を写真-2.2 に示す。

ここでは、地表流の発生により表土が流出し、樹木の根系が露出している箇所を多く確認できた。また、パイピング孔が数多く確認され、そこで湧出した流水により、下流側の表土（表層の落葉・落枝含む）が流出している状況が確認できた。



写真-2.2 調査箇所 No. 2 における地表流の流下痕跡（令和 2 年 8 月 8 日撮影）

※写真中の水色矢印は流水の流下方向を示している。

(3) 調査箇所 No. 3

調査箇所 No. 3（広島県広島市安芸区矢野東）で確認した山の稜線付近の地表流の流下痕跡を写真-2.3 に示す。

ここでは、地表流の発生により表土が流出し、樹木の根系が露出していたり、流された落葉・落枝や土が地表から 40 cm を超える高さまで樹木に巻き付くように引っ掛かっている箇所を多く確認できた。また、パイピング孔が数多く確認され、そこで湧出した流水により、下流側の表土（表層の落葉・落枝含む）が流出している状況が確認できた。

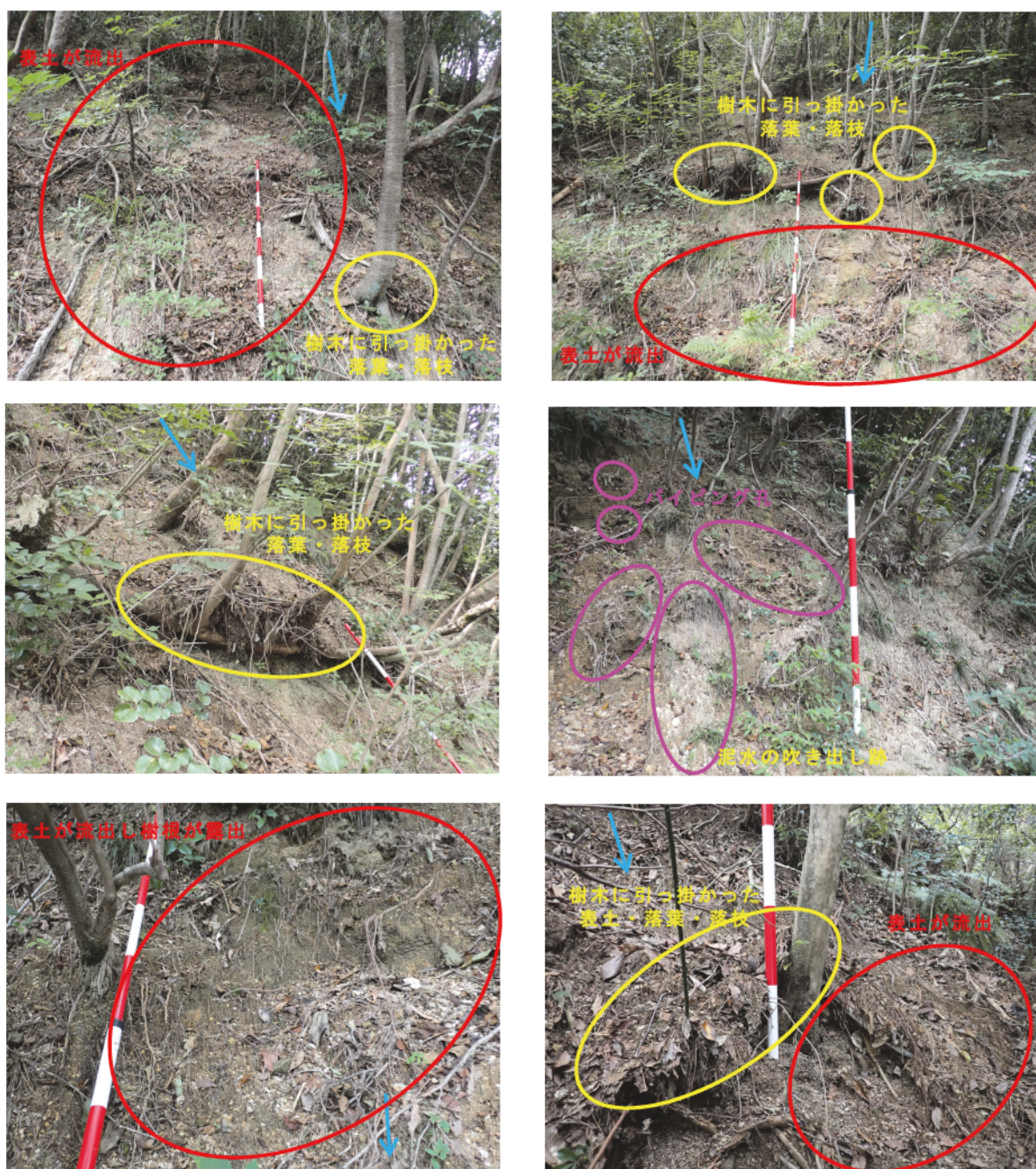


写真-2.3 調査箇所 No. 3 における地表流の流下痕跡（令和 2 年 8 月 8 日撮影）

※写真中の水色矢印は流水の流下方向を示している。

(4) 調査箇所 No. 4

調査箇所 No. 4（島根県鹿足郡津和野町名賀）で確認した山の稜線付近の地表流の流下痕跡を写真-2.4 に示す。

ここでも、地表流が発生した明瞭な痕跡があり、稜線付近の緩勾配斜面でも流された落葉・落枝や土が地表から少なくとも 30 cm を超える高さまで樹木に巻き付くように引っ掛かっていたり、表土の細粒分が流失して間隙が目立つ土層になっている状況が確認できた。



写真-2.4 調査箇所 No. 4 における地表流の流下痕跡（平成 25 年 9 月 3 日撮影）

※写真中の水色矢印は流水の流下方向を示している。なお、上に示した左右の写真の撮影位置は同一である。左の写真は樹林や尾根部の状況が分かるよう遠景を、右の写真は地表面の状況が分かるよう近景を撮影している。

(5) 調査箇所 No. 5

調査箇所 No. 5（広島県廿日市市宮島町）で確認した山の稜線付近の地表流の流下痕跡を写真-2.5 に示す。

ここでは、地表流の発生により表土の細粒分が流失して間隙が目立つ土層になっていたり、流された落葉・落枝や土が地表から40 cmを超える高さまで樹木に巻き付くように引っ掛かっている箇所を確認できた。また、パイピング孔が数多く確認され、そこで湧出した流水により、下流側の表土（表層の落葉・落枝含む）が流出している状況が確認できた。

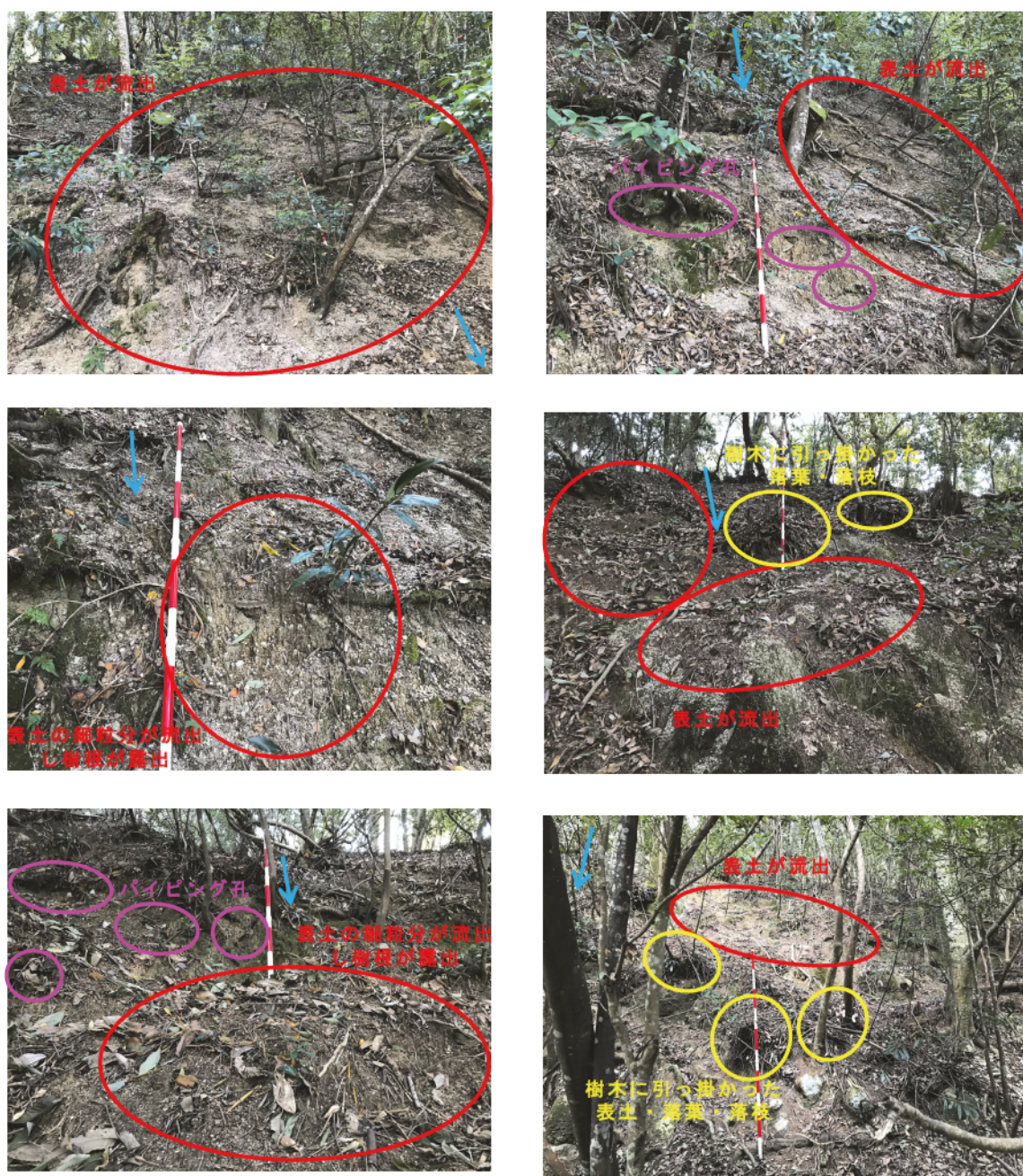


写真-2.5 調査箇所 No. 5 における地表流の流下痕跡（令和2年9月10日撮影）

※写真中の水色矢印は流水の流下方向を示している。

2.4 本章のまとめ

近年豪雨が発生した現地を詳細に調査すると、地表流が発生した明瞭な痕跡があり、稜線付近の緩勾配斜面でも流された落葉・落枝や土が地表から 30 cm を超える高さまで樹木に巻き付くように引っ掛かっていたり、表土の細粒分が流失して間隙が目立つ土層になっている状況が確認できた。また、パイピング孔が数多く確認され、そこで湧出した流水により、下流側の表土（表層の落葉・落枝含む）が流出している状況が確認できた。

ここで、調査対象箇所の地表流発生に寄与したと考えられる降雨量を見ると、林地の最終浸透能と言われている 200 mm/h を超えるような降雨強度は観測されておらず、ホートン型地表流は発生していないと言える。

現地では、パイピング孔が多く確認されており、一度土層に浸透した降雨が下流部で復帰流として地表に現れた箇所もあると考えられるが、パイピング孔の下流側のみならず、その上流側を含む広範囲で地表流の発生痕跡が確認されている。このため、前述のもう一つの地表流の発生機構である、表土層が水で飽和することにより発生する飽和地表流と呼ばれる地表流が発生していた可能性が高い。

本調査では、山地流域の中で最も集水面積が小さい山の稜線付近で飽和地表流が発生した可能性を確認したが、前述のとおり山地流域の中でも集水面積が大きい0次谷等の緩勾配斜面では地下水面が地表面に達し、いわゆる飽和地表流が発生することが確認されてきている（例えば、Dunne and Black, 1970 ; Tanaka et al., 1988）。

以上を踏まえ、本論文では、豪雨発生時に山の斜面や溪流部で飽和地表流が発生すると想定し、従来の表層崩壊予測モデルに飽和地表流発生の影響を加えて表層崩壊・土石流の発生場を予測する手法を検討することとした。

引用文献

- Dunne T. and Black R.D. (1970) : Partial area contributions to storm runoff in a small New England watershed, *Water Resources Research*, Vol.6, pp.1296-1311
- Freeze R.A. (1972) : Role of subsurface flow in generating surface runoff 2, Upstream source areas, *Water Resources Research* 8, pp.1272-1283
- 海堀正博・長谷川祐治・山下祐一・崎田博史・中井真司・桑田志保・平松晋也・地頭菌隆・井良沢道也・清水収・今泉文寿・中谷加奈・柏原佳明・加藤誠章・島田英司・平川泰之・吉永子規・田中健路・林拙郎 (2018) : 平成 30 年 7 月豪雨により広島県で発生した土砂災害, *砂防学会誌*, Vol.71, No.4, pp.49-60
- 村井宏・岩崎勇作 (1975) : 林地の水および土壌保全機能に関する研究 (第 1 報) - 森林状態の差異が地表流下浸透および侵食に及ぼす影響 -. *林業試験場研究報告*, No.274, pp.23-84
- 森林水文学編集委員会 (2007) : *森林水文学*, 森北出版, 337p.
- Tanaka T., Yasuhara M., Sakai H. and Marui A. (1988) : The Hachioji experimental basin study-storm runoff processes and the mechanism of its generation, *Journal of Hydrology*, Vol.102, pp.139-164
- 塚本良則 (1992) : *森林水文学*, 文永堂出版, 319p.

第3章 地表流の影響を考慮した新たな表層崩壊・土石流発生予測手法の開発

3.1 はじめに

山地流域の土砂生産・流出現象は、斜面崩壊、土石流、侵食など多様である。そのため、土砂災害の発生危険度や流域からの土砂生産量の予測のためには、これら多様なプロセスによる土砂移動の発生を定量的に予測する必要がある。

これまで、山地流域の土砂生産・流出現象は、大きく斜面と溪流の2つの場に分類され、それぞれ独自に検討が進められてきた（例えば、塚本・小橋，1991）。斜面における土砂生産現象としては、豪雨時には斜面崩壊が卓越するとされてきた（清水，1998）。一方、溪流では、急勾配区間では土石流が発生し、勾配が緩くなるに従い土砂流、掃流砂・浮遊砂の流れに移行する。

また、斜面と溪流は、土砂生産現象に大きな影響を及ぼすと考えられる雨水流出機構や土層形成プロセスの観点から見て、異なる特徴を有すると考えられてきた。すなわち、溪流では、常時流水がない場合でも、豪雨時には地表流が発生する。一方、通常、斜面では、地表流の発生はまれで、地中内の水移動が主たる流出機構と考えられてきた（例えば、内田，2004）。

様々なプロセスのうち、山地森林流域における豪雨時の主たる土砂生産現象は、斜面崩壊・土石流といった集合運搬であると考えられる。そのため、表層崩壊の発生場所の予測については、地中内の水移動現象に関するモデルと斜面の安定解析を組み合わせた手法など数多くの研究が実施されてきた（例えば、沖村ら，1985；平松ら，1990；Montgomery and Dietrich，1994；Wu and Sidle，1995；小杉ら，2002；田村ら，2009）。その結果、モデルの入力条件となる場の条件を精度よく想定できれば、地中流の集中が原因と考えられる表層崩壊についてはある程度の精度で発生場所を予測できることが示されてきた（内田ら，2009；秋山ら，2011；Uchida et al.，2011）。

既存の多くの表層崩壊発生場所の予測のための数値モデルの特性として、地下水面が地表面に達せず地中内にある条件でのみ適用可能であることが挙げられる（例えば、Montgomery and Dietrich，1994；内田ら，2009）。一方で、実際の山地流域の中でも集水面積が大きい0次谷等において、比較的勾配が緩い斜面では地下水面が地表面に達し、いわゆる飽和地表流が発生することが確認されてきた（例えば、Dunne and Black，1970；Tanaka et al.，1988）。また、前章に示したように、必ずしも集水地形となっていない山の稜線付近の緩勾配斜面でも地表流の流下痕跡が現地調査によって数多く確認されたが、既存のモデルでは地表流発生の影響は考慮されていない。このため、実際に既存の数値モデルを用いた場合、比較的急勾配の斜面では崩壊を一定精度で予測できるものの、比較的緩勾配の領域（例えば、斜面勾配が内部摩擦角の半分程度かそれ以下）では、土層が完全に水で飽和しても崩壊が生じない「常に安定」な斜面として評価される（例え

ば、Montgomery and Dietrich, 1994 ; 内田ら, 2009)。例えば、中国地方の花崗岩地域で一般に分布している内部摩擦角 $30^{\circ} \sim 40^{\circ}$ 程度の土壌を対象に数値モデルを適用した場合、勾配が 20° 以上の比較的急勾配の斜面の崩壊は予測できるものの、勾配 $15^{\circ} \sim 20^{\circ}$ 程度の斜面の不安定化は予測できない結果となる（例えば、秦ら, 2015）。

一方、溪流においては、我が国の砂防計画の指針である砂防基本計画策定指針（国土技術政策総合研究所, 2016）では、溪流の流路勾配 15° 以上の区間が主な土石流の発生域とされているほか、高橋（1977）によって整理された土石流発生条件からも、流路勾配 15° 程度以上の区間では土石流が発生し得ることが示されている（小橋, 1993）。ここで、高橋（1977）によって示された土石流発生条件式は、溪床の表土層が完全に飽和して地表流が発生する条件を想定し導かれたものである。

そこで、本章では、斜面・溪流を含む山地流域の様々な場所での表層崩壊・土石流の発生を予測することを目的として、既存の2つの考え（表層崩壊発生予測モデルと土石流発生条件式）を統合し、従来の表層崩壊予測モデルでは考慮されてきていない、飽和地表流発生に伴う土層の不安定化を評価する手法を提案する。また、次章以降の検討で、従来の表層崩壊予測モデルでは予測困難であった比較的緩勾配の箇所集合運搬の発生予測が可能となることを示す（図-3.1）。

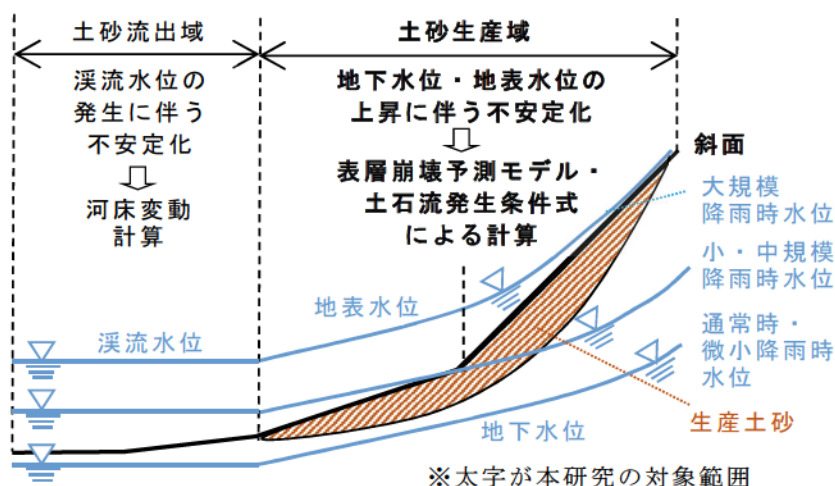


図-3.1 山地流域の土砂生産のイメージ

3.2 地表流の影響を考慮した新たな表層崩壊・土石流発生予測モデルの構築

3.2.1 解析手法の概要

降雨による地中流及び地表流の発生に着目して土層の不安定化機構を分類すると、図-3.2に示す3つの形態（Type1～3）が考えられる。ここで、Type1は地中流（地下水位）、Type2, 3は地表流（地表水位）の発生に伴う土層の不安定化である。この3形態の不安定化はいずれも重力の作用によるものであり、仮に降雨・土質条件、土層厚が同条件だとすると、斜面勾配が急な箇所はType1、勾配が緩くなるにつれてType2, 3の形態をとりやすくなる。地表流の発生に伴う土層の不安定化のうち、Type2は、土層の浅い部分ではせん断抵抗力がせん断力を上回り、土層深部に行くに従ってその差が小さくなる場合を示しており、地表水位の上昇に伴い、土層最深部の土層と基岩の境界でせん断抵抗力とせん断力が逆転することになる。この場合、土層全体が一度に崩壊するような土砂移動が発生すると考えられる。一方、Type3は、地表流の影響が大きくなることで、地表付近ではせん断力がせん断抵抗力を上回り、土層深部では逆転する場合を示しており、この場合、表層部分から薄く剥がれるような土砂移動が発生すると考えられる。

本研究では、この3つの機構に着目して、土層の不安定化を評価することとした。なお、本研究では、田村ら（2009）に従い、従来の地中流の発生に伴う土層の不安定化の仮定を考慮した解析手法を「H-SLIDER法」と呼び、それに対比して地表流発生も加わることによる不安定化の過程を考慮した本手法を「拡張H-SLIDER法」と呼ぶこととする。

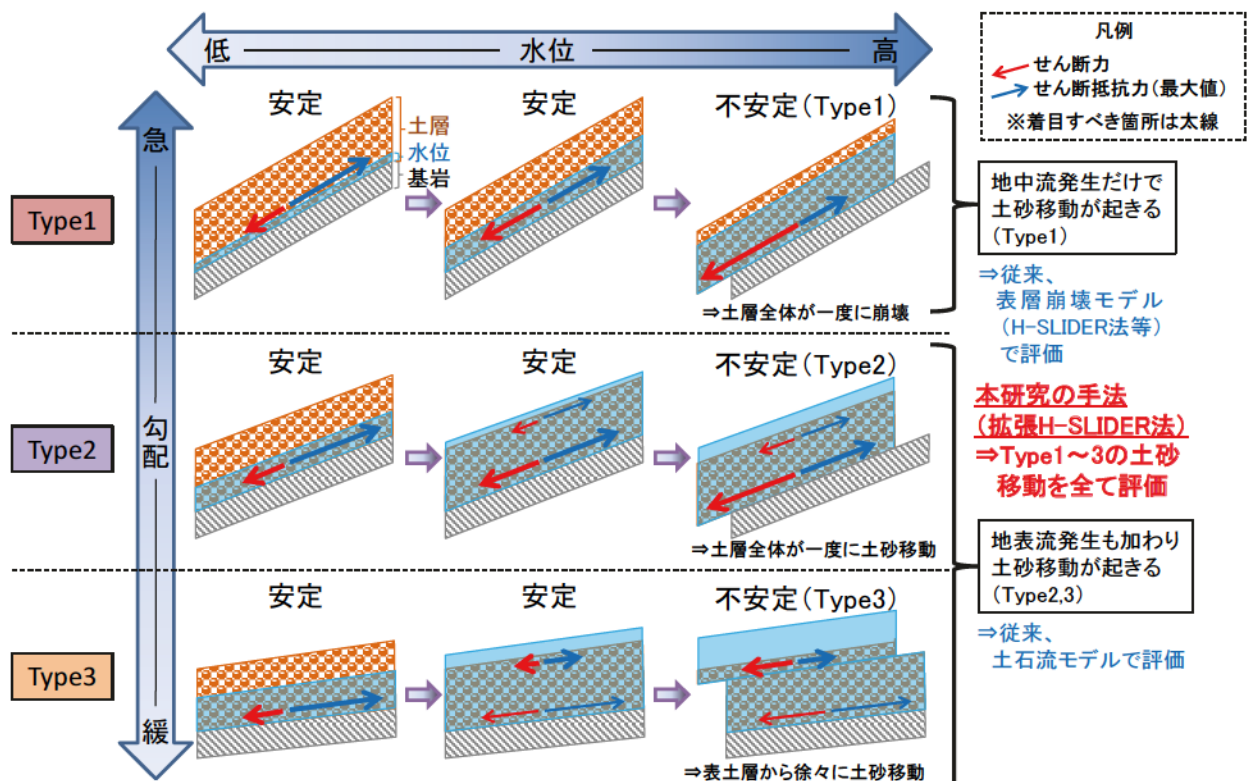


図-3.2 土層の不安定化機構の分類

<参考：H-SLIDER 法，C-SLIDER 法の概要>

我が国で実施されている表層崩壊・土石流発生危険度評価の多くは，土木研究所資料 4129 号「表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル（案）」（田村ら，2009）に基づいて実施されている。本マニュアルでは，表層崩壊・土石流発生危険度の評価手法として，対象地域を比較的狭い範囲とする H-SLIDER 法，比較的広い範囲を対象とする C-SLIDER 法の 2 種類が定義されており，いずれも土層の地下水位の発生を考慮して危険度評価を行う手法である。各手法の概要を以下に示す。

(1) H-SLIDER 法

H-SLIDER 法(Hillslope scale shallow landslide-induced debris flow risk evaluation method)は，地表面地形，土層厚，土質強度，飽和透水係数を実測し，無限長斜面の安定解析及び定常状態を仮定した水文モデルを組み合わせた簡易な評価モデルを用いて表層崩壊に起因する土石流の発生危険度を評価する手法である。H-SLIDER 法による危険度評価には，空間分解能の高い DEM，土層厚の分布の計測等が必要となる。そのため，広域に適用するには不向きな面がある。

(2) C-SLIDER 法

C-SLIDER 法(Catchment scale shallow landslide-induced debris flow risk evaluation method)は，H-SLIDER 法の考え方に従い，場の条件に関するパラメータの不確実性を考慮することにより，比較的簡易に広域（地質および気候条件が概ね等しいと考えられる範囲）に適用できる危険度評価の手法である。C-SLIDER 法は，土石流危険溪流単位の危険度を大まかに評価する手法であり，土石流危険溪流内の斜面ごとの表層崩壊発生危険度の評価を目的としたものではない。そのため，危険度の高い溪流の中の危険度の高い斜面の抽出などより詳細に危険度を評価するためには，C-SLIDER 法の評価ののちに，H-SLIDER 法による評価を実施する必要がある。

3.2.2 解析モデルにおける仮定の設定

(1) 水文過程

地下水位の発生機構は複雑で、様々な過程が提案・観測されてきているが（例えば、内田ら，2004；今泉ら，2009），ここでは，地下水位は土層と岩盤の境界面で発生し，土層内の水流は準一様流でダルシー則に従うとして地下水面が上昇する過程を想定した。一方，地表流成分の流量と水深の関係はマニング式で表現した（仮定①）。

また，地中の間隙水圧の鉛直分布は，地表流が発生しない条件では，既往の多くの研究同様（例えば，沖村・市川，1985；内田ら，2009），静水圧分布を仮定した。さらに，既往の土石流発生条件に関する研究（高橋，1977）と同様に，地表流内でも間隙水圧の鉛直分布を静水圧分布と仮定し，地表流発生条件下の地中の間隙水圧は地表面で連続していると仮定した（仮定②）。

山地小流域において，積算雨量が多いなど斜面が極めて湿潤な状態では，斜面土層内の含水量の変化量は極めて少なく，降雨強度と流出量がほぼ等しくなり得ることがTani（1997）によって指摘された。その結果，豪雨時の斜面土層内の見かけの洪水伝搬速度は極めて大きいことが示されてきた（Anderson et al.，1997；谷，2013；Asano and Uchida，2018）。以上のことから，斜面崩壊や土石流が発生するような数年から数百年に一度の豪雨時には，斜面水文学の分野の観測で示されてきた流出率の閾値を超え，降雨強度と比流出量が等しいと仮定しても，流出率を概ね妥当に評価できていると考えられる。そこで，本研究でも，ある地点を流下する流量はその上流域内の集水域に降った降雨量（降雨強度×集水域の面積）と等しいと仮定した（仮定③）。

(2) 斜面安定

本研究では，従来の多くの研究同様（沖村ら，1985；Montgomery and Dietrich，1994；内田ら，2009；田村ら，2009），実際の山地斜面は土層厚に対して斜面長が長いと考え，無限長斜面を仮定して斜面の安定性の評価が可能であると仮定した。

その上で，土層の不安定化は，土層のある深度でせん断応力がせん断抵抗力の最大値（以降，簡易に「せん断抵抗力」と言う）を上回る場合に発生すると想定した（図-3.3）。

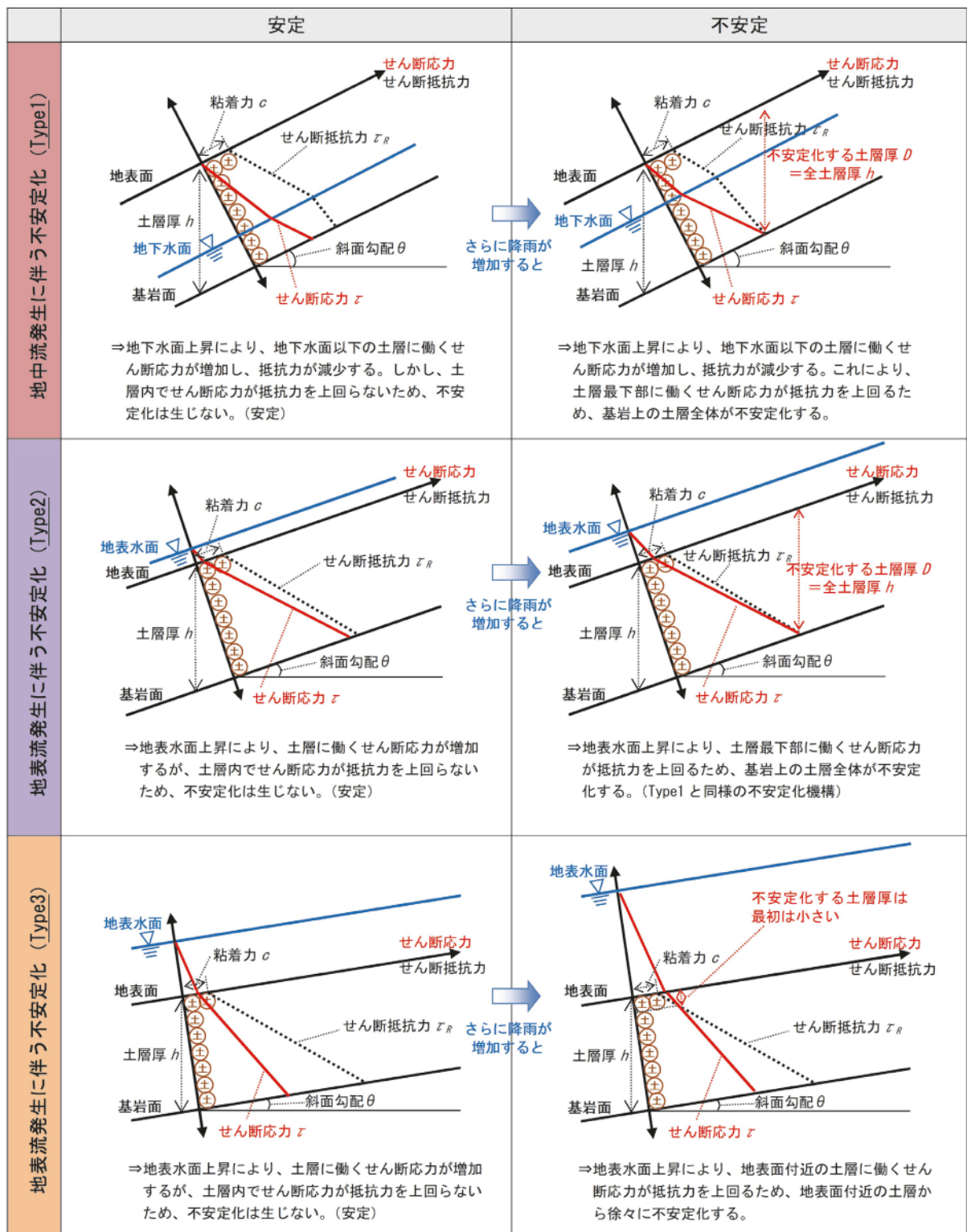


図-3.3 土層の不安定化機構のイメージ

3.2.3 解析モデルの構築

既存の表層崩壊発生予測モデル（地中流発生時の土層の安定性評価）と土石流発生条件式（地表流発生時の土層の安定性評価）を統合し、従来の表層崩壊予測モデルでは考慮されてきていない、飽和地表流発生に伴う土層の不安定化を評価するための解析モデルを構築する。

本解析モデルにおける土層の安定性の評価方法を次に示す。

(1) 地中流発生時の土層の安定性評価

前節で示した仮定①～③に従い、内田ら（2009）同様、本研究では、地表流が発生しない場合の土層の安全率 FS_1 は次の式で算出する。

$$FS_1 = \frac{c + \left(\gamma h \cos^2 \theta - \frac{rAy_w}{K_s \tan \theta} \right) \tan \varphi}{\gamma h \cos \theta \sin \theta} \quad (1)$$

$$\gamma = \frac{\gamma_{sat} h_{sat} + \gamma_t (h - h_{sat})}{h} \quad (2)$$

$$h_{sat} = \frac{rA}{K_s \cos \theta \sin \theta} \quad (3)$$

ここで、 c は土層の粘着力 [kN/m²]、 γ は土層の単位体積重量 [kN/m³]、 h は土層厚 [m]、 θ は斜面勾配 [°]、 r は降雨強度 [m/s]、 A は単位幅あたりの集水面積 [m²/m]、 γ_w は水の単位体積重量 [kN/m³]、 K_s は透水係数 [m/s]、 φ は内部摩擦角 [°]、 γ_{sat} 、 γ_t はそれぞれ土層の飽和単位体積重量、湿潤単位体積重量 [kN/m³]、 h_{sat} は地下水深 [m]である。

(2) 地表流発生時の土層の安定性評価

図-3.4 に示す単位長さ・幅あたりの土塊について、地表流が発生している条件での安全率を求めた。

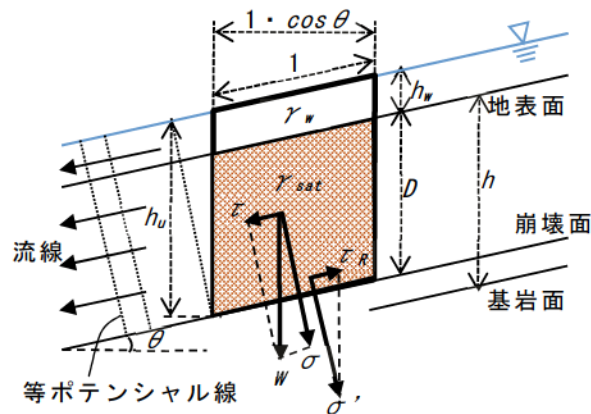


図-3.4 地表流発生後の土塊に作用する力

前節の仮定①から，土層内の水流は準一様流でダルシー則に従うとすると，地表流が発生しない条件で土層内で流すことができる最大地下水流量 Q_u は，

$$Q_u = K_s h \cos \theta \sin \theta \quad (4)$$

となる。ここで， Q_u は単位幅あたりの最大地下水流量[m²/s]である。また，地下水として流しきれない水が地表水で流れると仮定すると，地表流量は以下の式で表される。

$$Q_s = rA - Q_u \quad (5)$$

ここで， Q_s は単位幅あたりの地表流量[m²/s]である。

マニング則による等流計算を用いて地表水深 h_w を算出すると，

$$h_w = \frac{nQ_s}{R^{2/3} \sin \theta^{1/2}} \quad (6)$$

となる。ここで， n は粗度係数[m^{-1/3}・s]， R は径深[m]（ $\approx h_w$ ）である。

図-3.4の地表面より深さ D [m]の崩壊面において，土塊に作用する全応力の鉛直成分 w [kN/m²]，その崩壊面に水平な成分（せん断応力） τ [kN/m²]，垂直な成分 σ [kN/m²]はそれぞれ，

$$w = (\gamma_{sat}D + \gamma_w h_w) \cos \theta \quad (7)$$

$$\tau = w \sin \theta = (\gamma_{sat}D + \gamma_w h_w) \cos \theta \sin \theta \quad (8)$$

$$\sigma = w \cos \theta = (\gamma_{sat}D + \gamma_w h_w) \cos^2 \theta \quad (9)$$

となる。

仮定②に従い，間隙水圧 u [kN/m²]を等ポテンシャル線上の崩壊面と地表水面の水位差 h_u を用いて表すと，図-3.4より，

$$u = \gamma_w h_u = \gamma_w (D + h_w) \cos^2 \theta \quad (10)$$

となり，崩壊面に垂直に働く有効応力 σ' [kN/m²]は，

$$\sigma' = \sigma - u = (\gamma_{sat} - \gamma_w)D \cos^2 \theta \quad (11)$$

となる。

崩壊面でのせん断抵抗力 τ_R は，土層の粘着力 c に，静止摩擦係数 μ （ $= \tan \varphi$ ）と崩壊面に垂直に働く有効応力 σ' の積を加えたものとして表され，

$$\tau_R = c + \mu \sigma' = c + (\gamma_{sat} - \gamma_w)D \cos^2 \theta \tan \varphi \quad (12)$$

となる。ここで，土層の飽和単位体積重量 γ_{sat} は，堆積土砂の容積濃度 C_* を用いて，以下のとおり表される。

$$\gamma_{sat} = C_* \gamma_s + (1 - C_*) \gamma_w \quad (13)$$

ここで， γ_s は土粒子の単位体積重量[kN/m³]である。

これより，せん断応力 τ ，せん断抵抗力 τ_R は，

$$\tau = [C_* (\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w (1 + h_w/D)] D \cos \theta \sin \theta \quad (14)$$

$$\tau_R = c + C_*(\gamma_s - \gamma_w)D \cos^2 \theta \tan \varphi \quad (15)$$

となる。

以上より，地表流発生に伴う土層の安全率 F_{S2} は，土層のせん断応力 τ とせん断抵抗力 τ_R の比により以下の式で表される。

$$F_{S2} = \frac{\tau_R}{\tau} = \frac{c}{[C_*(\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w(1 + h_w/D)]D \cos \theta \sin \theta} + \frac{C_*(\gamma_s - \gamma_w)}{C_*(\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w(1 + h_w/D)} \frac{\tan \varphi}{\tan \theta} \quad (16)$$

(16)式で地表水位が0のときの安全率は，地中流発生に伴う不安定化の安全率算定式（(1)式）で地下水位が地表面と一致した場合の安全率と等しくなる。

なお，(16)式の右辺第二項は，高橋（1977）に示されている土石流発生条件の式であり，この式に粘着力の項（右辺第一項）を追加したものが，本検討で新たに定式化した地表流発生に伴う土層の安全率算定式であると言える。すなわち，これにより，従来の表層崩壊に関する安全率の算定式と土石流発生条件の式を土層の粘着力を考慮して連続的に表すことができるようになった。

(3) 地表流発生に伴う土層の不安定化の分類

(16)式に従うと，図-3.3に示すとおり，地表流発生に伴う土層の不安定化は，2つの形態（Type2,3）に分類できると考えられる。すなわち，崩壊面の位置を深く想定するに従い，せん断応力，せん断抵抗力のいずれもが増加するが，斜面が比較的急勾配でせん断応力の増分がせん断抵抗力の増分より大きい場合，地表流の水位の上昇に伴い，土層最深部の土層と基岩の境界でせん断応力がせん断抵抗力を上回り，土層全体が同時に不安定化すると考えられる（Type2）。

一方，斜面が比較的緩勾配で，崩壊面の位置を深く想定するに従い，せん断応力の増分がせん断抵抗力の増分より小さい場合，地表流の水位の上昇に伴い，地表付近ではせん断応力がせん断抵抗力を上回り，土層深部では逆転する（Type3）。この場合，表層部分から薄く剥がれるような土砂移動が発生すると考えられる。

ここで，地表面から鉛直下方向の距離（深さ）を z [m]とすると，上記2形態のうち，いずれに該当するかは，せん断応力 τ とせん断抵抗力 τ_R の鉛直下方向の変化率（ $= \partial\tau/\partial z, \partial\tau_R/\partial z$ ）の大小関係で決まる。

(8)式の土層のせん断応力 τ を z で微分すると，

$$\frac{\partial\tau}{\partial z} = \gamma_{sat} \cos \theta \sin \theta \quad (17)$$

となり、(12)式の土層のせん断抵抗力 τ_R を z で微分すると、

$$\frac{\partial \tau_R}{\partial z} = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cos^2 \theta \tan \varphi \quad (18)$$

となる。

ここで、せん断応力とせん断抵抗力の鉛直下方向の変化率が一致する条件 ($\partial \tau / \partial z = \partial \tau_R / \partial z$) は、

$$\tan \theta = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_{sat}} \tan \varphi \quad (19)$$

となり、 $\tan \varphi_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_{sat}} \tan \varphi$ と置くと、 $\theta < 90^\circ$ の斜面においては(19)式より、

$$\theta = \varphi_c \quad (20)$$

となる。

すなわち、地表流発生に伴う土層の不安定化の2つの形態のいずれに該当するかは、斜面勾配 θ と(19)式で求まる φ_c の大小関係により、以下のとおり判断できる。

- ・ Type2 ($\partial \tau / \partial z \geq \partial \tau_R / \partial z$) : $\theta \geq \varphi_c$
- ・ Type3 ($\partial \tau / \partial z < \partial \tau_R / \partial z$) : $\theta < \varphi_c$

なお、図-3.3に示すとおり、Type2 ($\theta > \varphi_c$) では、基岩内に崩壊面が生じないと仮定すると、不安定化する土層厚 D が全土層厚 h と等しいとき、最も安全率は小さくなる。また、 $\theta = \varphi_c$ では、土層が不安定(安全率1未満)になるタイミングは土層全体で同一である。このため、 $\theta > \varphi_c$ 、 $\theta = \varphi_c$ の土層の不安定化をType2 ($\theta \geq \varphi_c$) として取り扱う。

一方で、Type3 ($\theta < \varphi_c$) では、不安定化する土層厚 D 部分は地表面近くでのみ生じることになる。そこで、地表近くの代表粒径 d [m]相当分の深さについての不安定化の有無を判定する計算から始める。

(16)式を Type 別に書くと、以下のとおりである。

$\theta \geq \varphi_c$ (Type2) のとき、

$$F_{S2h} = \frac{c}{[C_*(\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w(1 + h_w/h)]h \cos \theta \sin \theta} + \frac{C_*(\gamma_s - \gamma_w)}{C_*(\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w(1 + h_w/h)} \frac{\tan \varphi}{\tan \theta} \quad (21)$$

$\theta < \varphi_c$ (Type3) のとき、

$$F_{S2d} = \frac{c}{[C_*(\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w(1 + h_w/d)]d \cos \theta \sin \theta} + \frac{C_*(\gamma_s - \gamma_w)}{C_*(\gamma_s - \gamma_w) + \gamma_w(1 + h_w/d)} \frac{\tan \varphi}{\tan \theta} \quad (22)$$

なお、Type3の安全率が1を下回る場合、降雨条件を定常として連続計算を行うと、粒径 d の厚さの土砂移動が連続的に生じることとなり、最終的な侵食深は土層厚 h と等しくなる。

3.3 地表流の影響を考慮した新たな表層崩壊・土石流発生の評価手順

本研究では、図-3.5に示す手順で地表流の発生が土層の不安定化に及ぼす影響を検討する。ここでは、土層と基岩の境界面で地下水帯が発生し、地下水位が徐々に上昇する過程を想定する。

はじめに、地形条件（斜面勾配，集水面積），土層の条件（土層厚，土質強度，代表粒径，透水係数，地表面の粗度）を設定した上で，土層全体が不飽和の場合（地下水深が0の場合）を想定して，安全率を算出する（図-3.5中のA）。ここでは，降雨強度を0mm/hとして，(1)式で安全率を算出する。ここで，安全率が1未満となった場合，「地下水深0でも不安定な土層」（以降，“Type0の不安定化”とする）と判定する。なお，この場合について，従来の研究の多くでは，「常に不安定な領域」とされてきている（例えば，Montgomery and Dietrich, 1994）。

次に，降雨条件を与えて，地表流（地表水深）発生の有無を判別する（図-3.5中のB）。ここで，地表流が発生していない場合は，(1)式により地中流発生に伴う土層の不安定化（図-3.3で示したType1の不安定化）の有無を判定する（図-3.5中のC）。一方で，地表流が発生している場合も，まず(1)式により地表水深が0の条件での土層の不安定化（Type1）の有無を判定する（図-3.5中のDの上半分）。すなわち，(1)式に

$$r = \frac{K_s h \cos \theta \sin \theta}{A} \quad (23)$$

を代入して，安全率を算出する。これは，地表流発生前に地中流発生により生じた崩壊を判別するためである。この結果から，地中流発生による土層の不安定化が生じず地表流が発生していた場合は，対象箇所の斜面勾配と φ_c を比較した上で，(21)式または(22)式を用いて安全率を算出し，地表流発生に伴う土層の不安定化（Type2, 3）の有無を判定する（図-3.5中のDの下半分）。

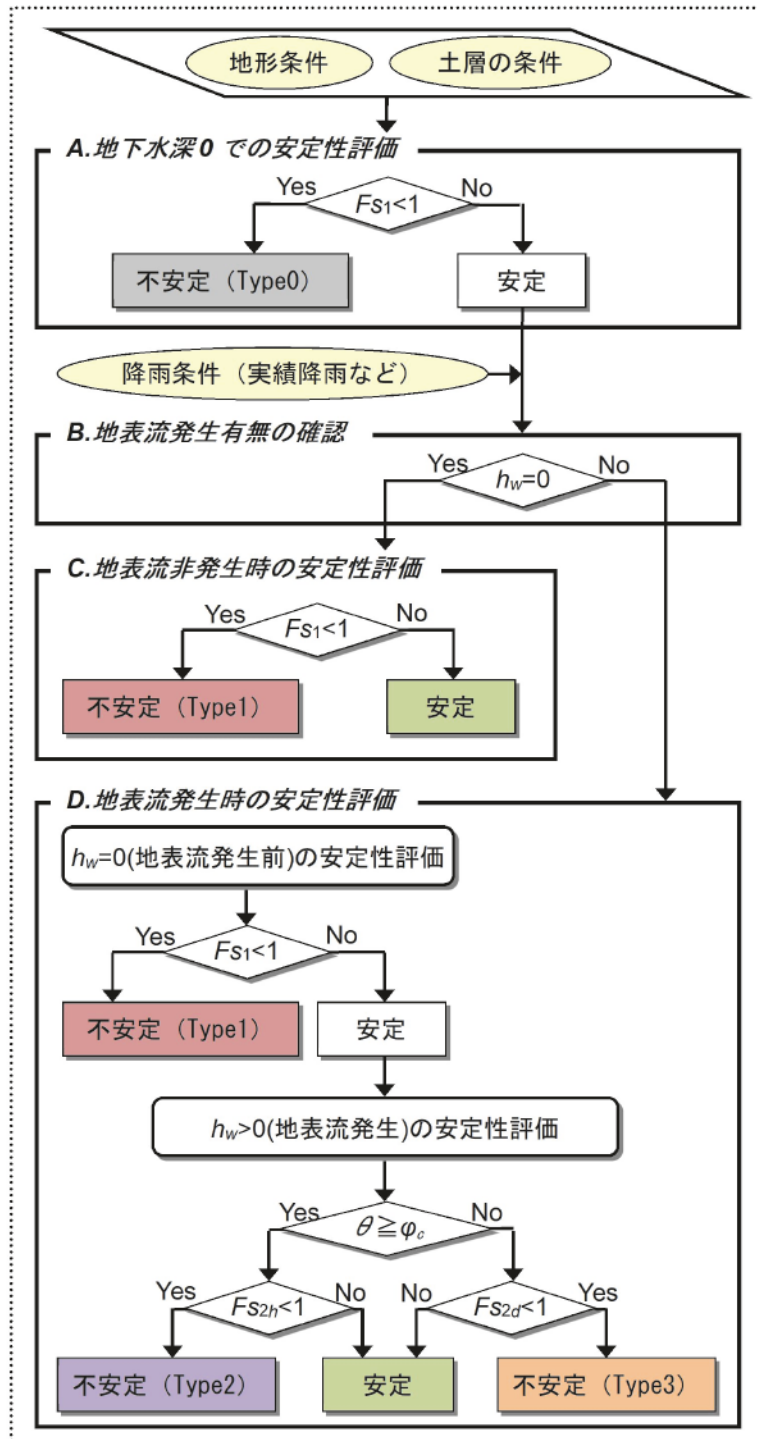


図-3.5 飽和地中流および飽和地表流による土層の不安定化の評価フロー

※ h_w ：地表水深， θ ：斜面勾配， ϕ_c ：土層の不安定化機構が変化する勾配， F_{s1} ：地中流発生に伴う土層の不安定化(Type1)の安全率， F_{s2h} 、 F_{s2d} ：地表流発生に伴う土層の不安定化(それぞれType2, Type3)の安全率

3.4 本章のまとめ

既存の表層崩壊発生予測モデル（斜面における地中流発生時の土層の安定性評価）と土石流発生条件式（溪床堆積土層の地表流発生時の安定性評価）を統合し、従来の表層崩壊予測モデルでは考慮されてきていない、飽和地表流発生に伴う土層の不安定化を評価するための新たな解析モデルを構築した。これにより、以下の3パターンの土砂移動をシームレスに評価することとし、その評価手順を示した。

<新たな解析モデルによる土層の不安定化評価の分類>

- ・ Type1：地中流の増加（地下水位の上昇）により、斜面の土層が重くなり、土層全体が滑り落ちる。
- ・ Type2：地下水位が土層の表層まで達しても崩壊に至らないが、さらに地表流が生じるとその重さにより、土層全体が滑り落ちる。
- ・ Type3：地表流の発生により、土層の表層が剥がれるように、少しずつ土砂移動が生じる。

引用文献

- 秋山浩一・内田太郎・田村圭司・亀江幸二（2011）：土層厚の計測密度が表層崩壊の発生予測に及ぼす影響，砂防学会誌，Vol.64，No.1，pp.3-10
- Anderson S.P., Dietrich W.E., Montgomery D.R., Torres R., Conrad M.E. and Loague K. (1997) : Subsurface flow paths in a steep, unchanneled catchment, Water Resources Research, Vol.33, pp.2637-2653
- Asano Y. and Uchida T. (2018) : The roles of channels and hillslopes in rainfall/run-off lag times during intense storms in a steep catchment, Hydrological Processes, Vol.32, Issue 6, pp.713-728
- Dunne T. and Black R.D. (1970) : Partial area contributions to storm runoff in a small New England watershed, Water Resources Research, Vol.6, pp.1296-1311
- 秦雅之・荒木義則・川邊健作・坂本昌三・内田太郎・海堀正博（2015）：平成26年8月広島豪雨の土石流事例を踏まえた土砂移動予測に関する一考察，平成27年砂防学会研究発表会概要集B，pp.288-289
- 平松晋也・水山高久・石川芳治（1990）：雨水の浸透流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究，砂防学会誌，Vol.43，No.1，pp.5-15
- 今泉文寿・眞板秀二・宮本邦明（2009）：表層崩壊の無次元発生支配パラメータ，砂防学会誌，Vol.62，No.2，p.13-20
- 小橋澄治（1993）：山地保全学，文永堂出版，p.184
- 国土交通省国土技術政策総合研究所（2016）：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，国総研資料，第904号，77p.
- 小杉賢一朗・水山高久・藤田正治（2002）：表層崩壊発生予測モデルによる地下水位の再現精度の検討，砂防学会誌，Vol.55，No.3，pp.21-32
- Montgomery D.R. and Dietrich W.E. (1994) : A physically-based model for the topographic control on shallow landsliding, Water Resources Research, Vol.30, pp.1153-1171
- 沖村孝・市川龍平（1985）：数値地形モデルを用いた表層崩壊危険度の予測法，土木学会論文集，第358号，III-3，pp.69-75
- 沖村孝・市川龍平・藤井郁也（1985）：表土層内浸透水の集水モデルを用いた花崗岩表層崩壊発生位置の予知のための手法，砂防学会誌，Vol.37，No.5，pp.4-13
- 清水収（1998）：土砂収支解析による流域土砂輸送の時空間的特性に関する研究，北海道大学農学部演習林研究報告 第55巻，第1号，pp.123-215
- 高橋保（1977）：土石流の発生と流動に関する研究，京大防災研究所年報 第20号B-2，pp.405-435

- 田村圭司・内田太郎・秋山浩一・盛伸行・寺田秀樹（2009）：表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル(案)，土木研究所資料，第 4129 号，34p.
- Tanaka T., Yasuhara M., Sakai H. and Marui A. (1988) : The Hachioji experimental basin study-storm runoff processes and the mechanism of its generation, *Journal of Hydrology*, Vol.102, pp.139-164
- Tani M. (1997) : Runoff generation processes estimated from hydrological observations on a steep forested hillslope with a thin soil layer, *Journal of Hydrology*, Vol.200, Issues 1-4, pp.84-109
- 谷誠（2013）：洪水流出のモデル化を圧力伝播の観点から捉え直す，*水文・水資源学会誌*，Vol.26, No.5, pp.245-257
- 塚本良則・小橋澄治（1991）：新砂防工学，朝倉書店，pp.2-5
- 内田太郎（2004）：近年における山地の土砂移動現象にかかわる斜面水文プロセス研究の進歩，*砂防学会誌*，Vol.57, No.2, pp.58-64
- Uchida T., Akiyama K. and Tamura K. (2011) : The role of grid cell size, flow routing algorithm and spatial variability of soil depth of shallow landslide prediction, *Italian Journal of Engineering Geology and Environment-Book*, pp.149-157
- 内田太郎・盛伸行・田村圭司・寺田秀樹・瀧口茂隆・亀江幸二（2009）：場の条件の設定手法が表層崩壊発生箇所の予測に及ぼす影響，*砂防学会誌*，Vol.61, No.1, pp.23-31
- Wu W. and Sidle R.C. (1995) : A distributed slope stability model for steep forested basins, *Water Resources Research*, Vol.31, pp.2097-2110

第4章 新たな解析モデルによる土層の不安定化領域の検証

4.1 はじめに

前章で構築した新たな解析モデル（拡張 H-SLIDER 法）の物理的妥当性を確かめることを目的とし、近年土砂災害が数多く発生している中国地方の花崗岩地域の標準的な解析パラメータを設定した上で、主要なパラメータを変動させて感度分析を行った。

ここで、解析モデルの挙動の確認にあたっては、斜面の最も基本的な特性である斜面勾配と土層厚に着目し、解析パラメータの条件を変えた場合の土層の不安定化領域（斜面勾配と土層厚の組合せ）の変化を試算することとした。

4.2 検証方法

最初に、土層の不安定化に最も強く影響すると考えられる降雨量と土質強度（粘着力）に複数のケースを設定して土層の不安定化領域（斜面勾配と土層厚の組合せ）を試算した。次に、降雨量と土質強度（粘着力）を代表的なケースに絞った上で、現地特性に応じて差の生じやすいパラメータである内部摩擦角、透水係数、粒径、粗度係数のパラメータを変動させる試算を行った。

試算においては、平成 21 年 7 月豪雨災害の発生地域で既往の崩壊・土石流発生箇所の中でも土質試験結果等のデータが詳細に得られている山口県防府市の佐波川の右支川剣川流域（花崗岩地域）の土質試験結果を標準的なパラメータ（以降、標準パラメータという）として使用した。設定した標準パラメータの一覧を表-4.1 に示す。なお、本パラメータの設定方法の詳細は、次章の解析モデルの実流域への適用方法の検討において示す。

表-4.1 標準パラメータの設定

項目		算出方法	設定値
土質条件	粘着力	土層厚，地形から逆推定した値（無降雨時に全土層厚調査地点が崩壊しない土質強度）を設定	6.5 kN/m ²
	内部摩擦角	土質試験値を使用	35 °
	飽和単位体積重量	土質試験値を使用	18.1 kN/m ³
	湿潤単位体積重量	土質試験値を使用	15.2 kN/m ³
	土砂濃度	飽和単位体積重量から逆算した値を使用	0.53
	透水係数	対象流域と同じ花崗岩である広島西部山系の水文観測結果から求めた参考値を使用	0.05 cm/s
	粒径	土質試験値の 90% 値を使用	10 mm
その他	粗度係数	山腹斜面の標準的な値を使用	0.1 m ^{-1/3} ・s
	水の単位体積重量	—	9.8 kN/m ³

4.3 降雨量と粘着力の感度分析

4.3.1 計算条件

降雨量については、地中流及び地表流の発生に影響する降雨強度 r と集水面積 A の積 rA を集水域内の降雨量を表すパラメータ（以降、「集水域内降雨量」という）とし、近年の主要な豪雨（表-1.1）の実績を踏まえて実際に起こり得る降雨強度（0～100 mm/h）と、実際に存在し得る集水面積（10～10,000 m^2/m ）を組み合わせで5ケース設定した（表-4.2）。なお、この5ケースの設定に際しては、後述する土層の不安定化領域（図-4.1）の特徴を示し易い集水域内降雨量となるよう配慮し、集水域内降雨量が非常に大きいケース（ $rA = 1,000 m^2/h$ ）まで含めて設定した。

また、土層の粘着力については、標準パラメータ（6.5 kN/m^2 ）に加え、その1.5倍程度の最大値（10.0 kN/m^2 ）、微小な値（1.0 kN/m^2 ）、無視する場合（0.0 kN/m^2 ）の計4ケースを設定した（表-4.3）。ここで、粘着力の微小な値

（1.0 kN/m^2 ）の設定は、大規模な降雨により土層が飽和に近い状態になった場合、土層の粘着力が極端に低下すると考えられる（例えば、丸井，1981）ことを考慮したものである。また、粘着力を無視する場合（0.0 kN/m^2 ）については、同理由に加え、高橋（1977）の土石流発生条件式と同様に、堆積物の再移動を対象とした土石流の発生限界を議論する上では、粘着力を無視して取り扱うことも十分な適用性を持つと考えたものである。

表-4.2 集水域内降雨量の設定ケース

集水域内降雨量 rA (m^2/h)	降雨強度※ r (mm/h)	集水面積 A (m^2/m)
0.0	0	10
0.1	10	10
1.0	10	100
10	100	100
1000	100	10,000

※降雨強度をイメージし易くするため、ここでは(m/s)でなく(mm/h)の単位で記載している。

表-4.3 粘着力の設定ケース

粘着力 c (kN/m^2)	摘要
0.0	無視した場合（土石流発生条件式同様）
1.0	微小値
6.5	標準パラメータ
10.0	最大値

なお、実現象想定を目安として、上記 $rA = 10 \text{ m}^2/\text{h}$ の条件での土層厚 150 cm の斜面勾配 15° 、 30° の箇所の地表水深を算出すると、それぞれ 1.1 cm, 0.8 cm であり、 $rA = 1,000 \text{ m}^2/\text{h}$ のときは、それぞれ 17.5 cm, 14.3 cm である。この地表水深は土層厚に比べて非常に小さいが、前述の緩勾配領域の不安定化 (Type3) の検討においては、一度に不安定化する土層厚が小さいことから、相対的に地表水深が大きく、無視できない程度になると考えられる。

4.3.2 感度分析結果

前述の集水域内降雨量 5 ケースと土層の粘着力 4 ケースを組み合わせた 20 ケースについて、拡張 H-SLIDER 法により不安定化すると計算された領域 (以降、「計算不安定化領域」という) を図-4.1 に示した。なお、前述のとおり、地中流による崩壊を対象とした H-SLIDER 法で予測できる不安定化領域は、地中流発生に伴う不安定化領域 (Type 1) のみであり、図-4.1 の地表流発生に伴う不安定化領域 (Type2, 3) を安定領域と置き換えると、従来の H-SLIDER 法での予測領域となる。また、図-4.1 において、土層厚、斜面勾配ともに大きい範囲 (図中右上範囲) は、地下水深 0 での不安定化領域 (Type0) となっている。

図-4.1 の横方向の図を比較して、土層の土質強度 (粘着力) を変化させた場合の計算不安定化領域の変化を見ると、粘着力が大きくなるにつれて、地下水深 0 での不安定化領域 (Type0) および地中流発生に伴う不安定化領域 (Type1) の範囲が狭くなり、土層厚および斜面勾配が大きい範囲 (図中右上範囲) に不安定化領域が限定されていった。

図-4.1 の縦方向の図を比較して、集水域内降雨量を変化させた場合の計算不安定化領域を見ると、土層が飽和する降雨量 ($rA = 10 \text{ m}^2/\text{h}$ では、粘着力 c に依らず図中の全土層厚と斜面勾配の組合せが飽和) までは、降雨量が増加するにつれて、この Type0 の不安定化領域を囲むように地中流発生に伴う不安定化領域 (Type1) が広がった。しかし、土層が飽和する $rA = 10 \text{ m}^2/\text{h}$ 以上においては、不安定化領域 (Type1) は拡大しなかった。

一方で、図-4.1 で集水域内降雨量が最大のケースとした最下段の図で顕著なように、土層の粘着力がある程度大きい場合 ($1.0 \sim 10.0 \text{ kN/m}^2$)、土層が飽和して地表流が発生すると、不安定化領域 (Type1) より土層厚が薄いもしくは緩勾配の領域に不安定化領域 (Type2) が広がった。しかし、集水域内降雨量が相当大きい場合 ($rA = 1,000 \text{ m}^2/\text{h}$) を除き、その範囲は非常に限定的だった。

また、粘着力が 0.0 kN/m^2 の場合は、H-SLIDER 法では粘着力の設定に関わらず土層の不安定化が生じない緩勾配領域 ($\theta < \varphi_c$) に、地表流発生に伴う不安定化領域 (Type3) が生じ、集水域内降雨量の増加に伴い顕著に緩勾配領域に広がった。

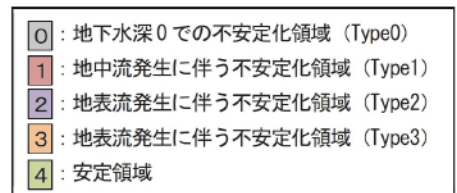
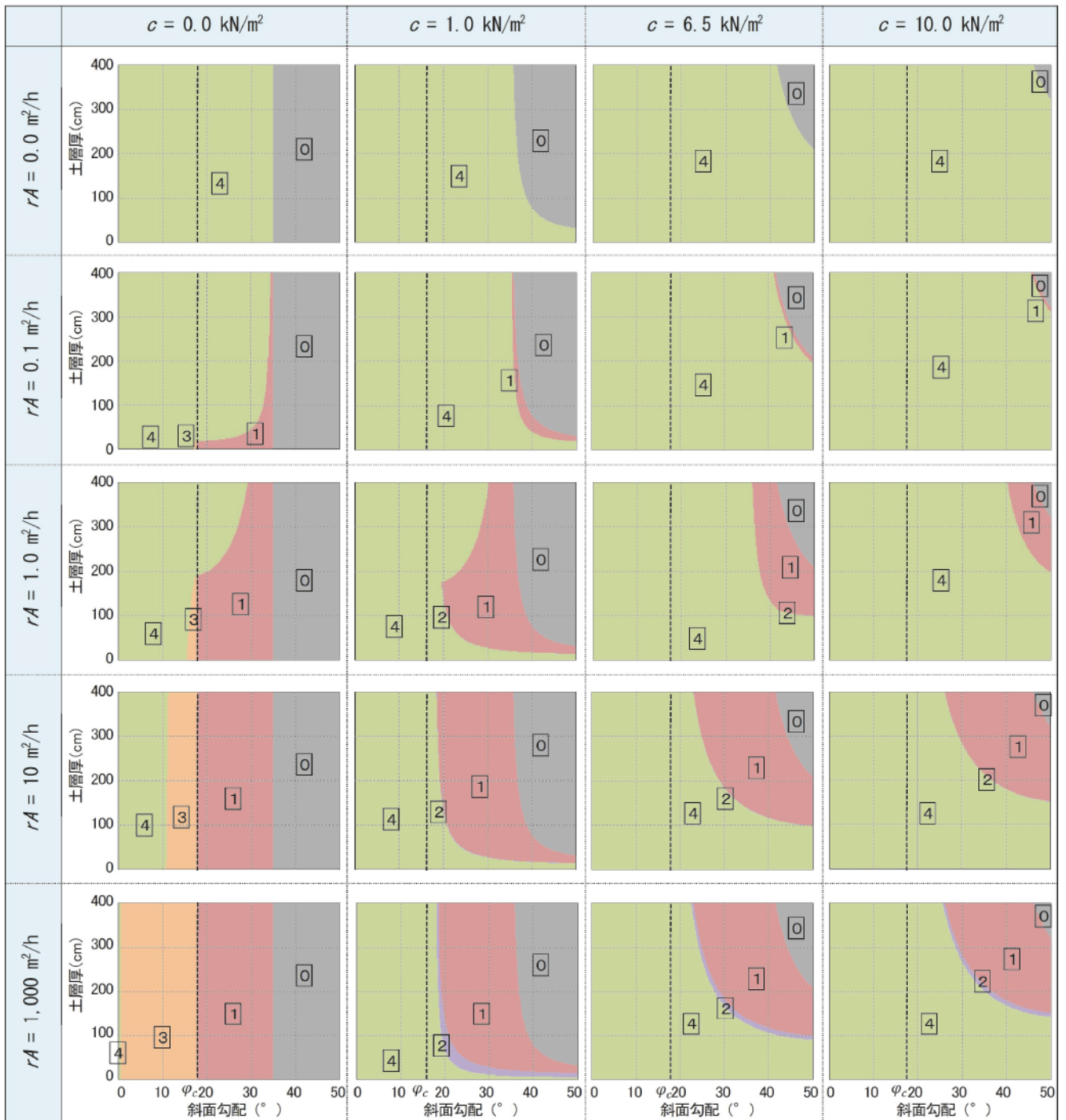


図-4.1 集水域内降雨量，粘着力に応じた計算不安定化領域

4.4 降雨量と内部摩擦角・透水係数・粒径・粗度係数の感度分析

4.4.1 計算条件

前節で感度分析を行った集水域内降雨量と粘着力について、代表的なケースに絞った上で、現地特性に応じて差の生じやすいパラメータである内部摩擦角、透水係数、粒径、粗度係数のパラメータを変動させる試算を行った。

ここでは、表-4.2の集水域内降雨量のうち、既往の豪雨規模（表-1.1）に鑑み出現頻度が高いと想定される集水域内降雨量 $rA = 10 \text{ m}^2/\text{h}$ （例えば、 $r = 50 \text{ mm/h}$ かつ $A = 200 \text{ m}^2/\text{m}$ 、 $r = 100 \text{ mm/h}$ かつ $A = 100 \text{ m}^2/\text{m}$ など）のケースを対象とし、粘着力に標準パラメータ（ 6.5 kN/m^2 ）を使用した場合および粘着力を無視した場合（ 0.0 kN/m^2 ）の2ケースを選定した。また、内部摩擦角、透水係数、粒径、粗度係数については、標準パラメータを含み、現地特性によっては存在し得ると考えられるパラメータを任意に設定し、土層の不安定化領域の変化を確認した。設定したパラメータの一覧を表-4.4に示す。なお、感度分析において、変動させないパラメータは表-4.1に示した標準パラメータを用いた。

表-4.4 試算に用いたパラメータ

変化させた パラメータ※1	変化させたパラメータの値			
	Case1	Case2	Case3	Case4
内部摩擦角 φ [°]	25	30	35※	40
透水係数 K_s [m/s]	0.00005	0.0005※	0.003	0.005
粒径 d [m]	0.0001	0.001※	0.01	0.1
粗度係数 n [$\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$]	0.03	0.05	0.10※	0.20

注1) 表中の※は、標準パラメータ。

注2) 集水域内降雨量は、 $rA = 10 [\text{m}^2/\text{h}]$ を設定。

注3) 粘着力は、 $c = 0.0 [\text{kN/m}^2]$ 、 $c = 6.5 [\text{kN/m}^2]$ の2ケースを設定。

4.4.2 感度分析結果

上記の粘着力 2 ケースと、内部摩擦角、透水係数、粒径、粗度係数の各 4 ケースを組み合わせた 32 ケースについて、拡張 H-SLIDER 法による計算不安定化領域を図-4.2~4.5 に示した。なお、ここでも前述のとおり、地中流による崩壊を対象とした H-SLIDER 法で予測できる不安定化領域は地中流発生に伴う不安定化領域 (Type 1) のみであり、図-4.2~4.5 の地表流発生に伴う不安定化領域 (Type 2, 3) を安定領域と置き換えると、従来の H-SLIDER 法での予測領域となる。また、図-4.2~4.5 において、土層厚、斜面勾配ともに大きい範囲 (図中右上範囲) は、地下水深 0 での不安定化領域 (Type 0) となっている。

図-4.2 より、内部摩擦角を大きくすると、粘着力が 0.0 kN/m^2 、 6.5 kN/m^2 の場合ともに、不安定化領域 (Type 0~3) が急勾配側に内部摩擦角の変化の程度と同じ程度、図上でほぼ水平方向に移動 (例えば、内部摩擦角を 5° 大きくしたら、不安定化領域も概ね 5° 急勾配側に移動) した。

図-4.3 より、透水係数を大きくすると、粘着力が 0.0 kN/m^2 、 6.5 kN/m^2 の場合ともに、Type 1~3 の不安定化領域が狭くなった。これは、図-4.1 の集水域内降雨量が小さい場合と同様に、地中・地表水位が上昇しにくくなるためである。一方で、Type 0 の不安定化領域は、地中・地表水位に影響されないため、透水係数を変えても一定である。

図-4.4 より、粒径を小さくすると、粘着力が 0.0 kN/m^2 の場合の不安定化領域 (Type 3) のみが緩勾配側に広がった。特に、粒径を 0.0001 m などの非常に小さい値にすると、その傾向が顕著だった。これは、安全率算定で粒径を用いるのは緩勾配領域の Type 3 の不安定化の検討のみであり、前章の (22) 式で粒径を小さくすると土層の安全率が低下することと矛盾しない。

図-4.5 より、地表面の粗度係数を大きくすると、粘着力が 0.0 kN/m^2 、 6.5 kN/m^2 の場合ともに、不安定化領域 (Type 2, 3) が緩勾配側に拡大した。変化の程度は、粘着力が 0.0 kN/m^2 のときは、 6.5 kN/m^2 のときに比べて大きかった。

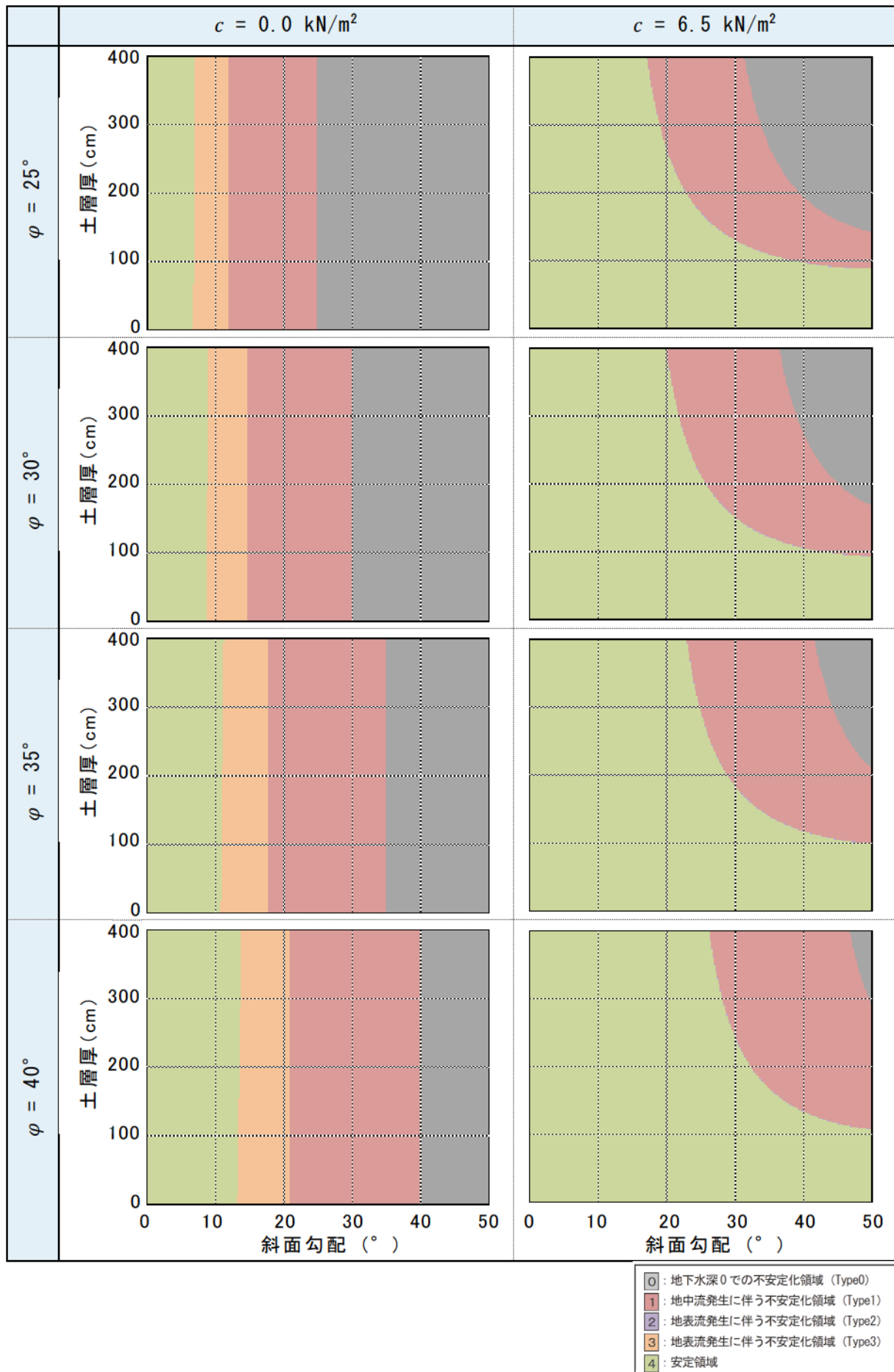


図-4.2 内部摩擦角，粘着力に応じた計算不安定化領域

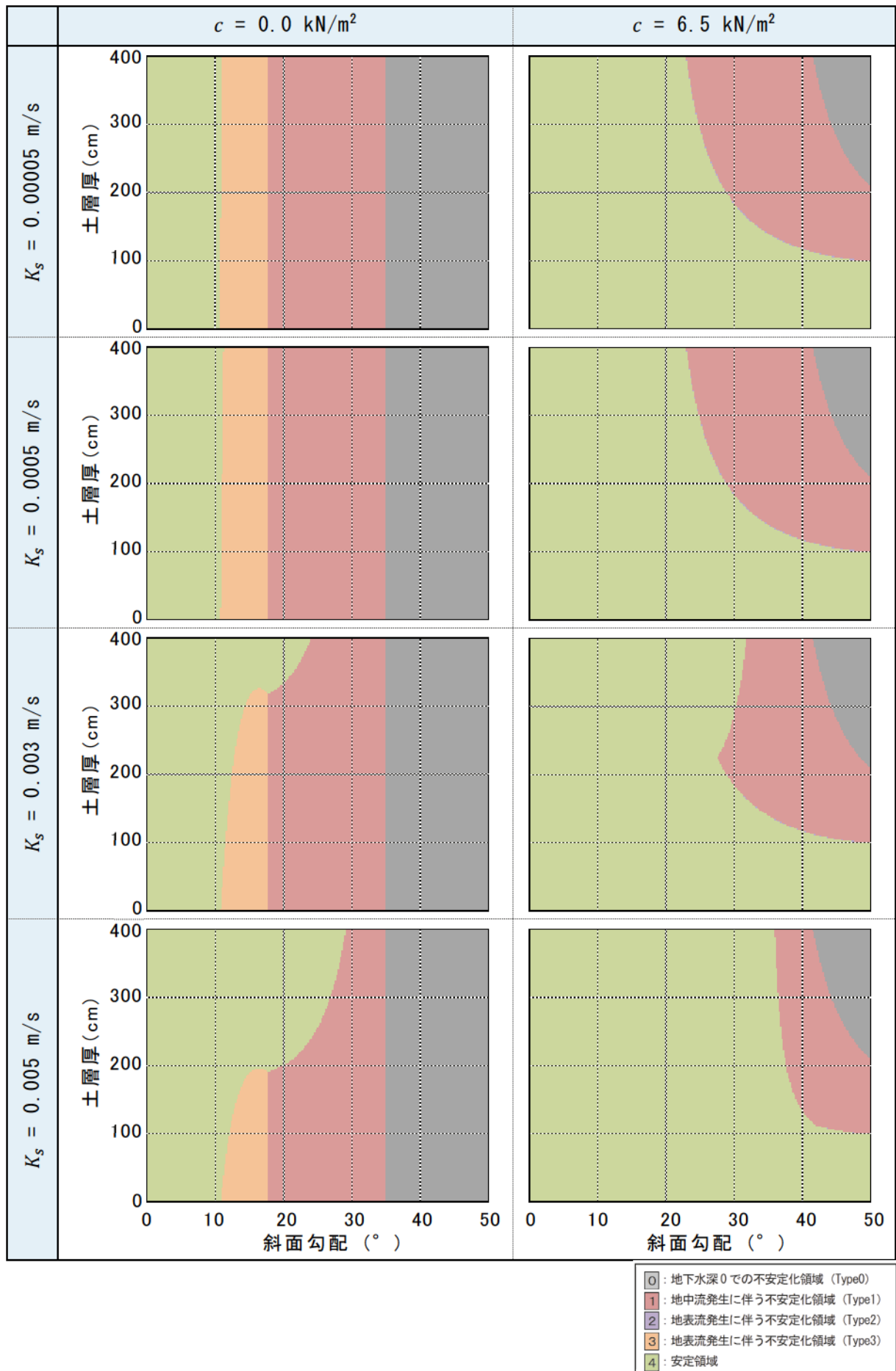


図-4.3 透水係数，粘着力に応じた計算不安定化領域

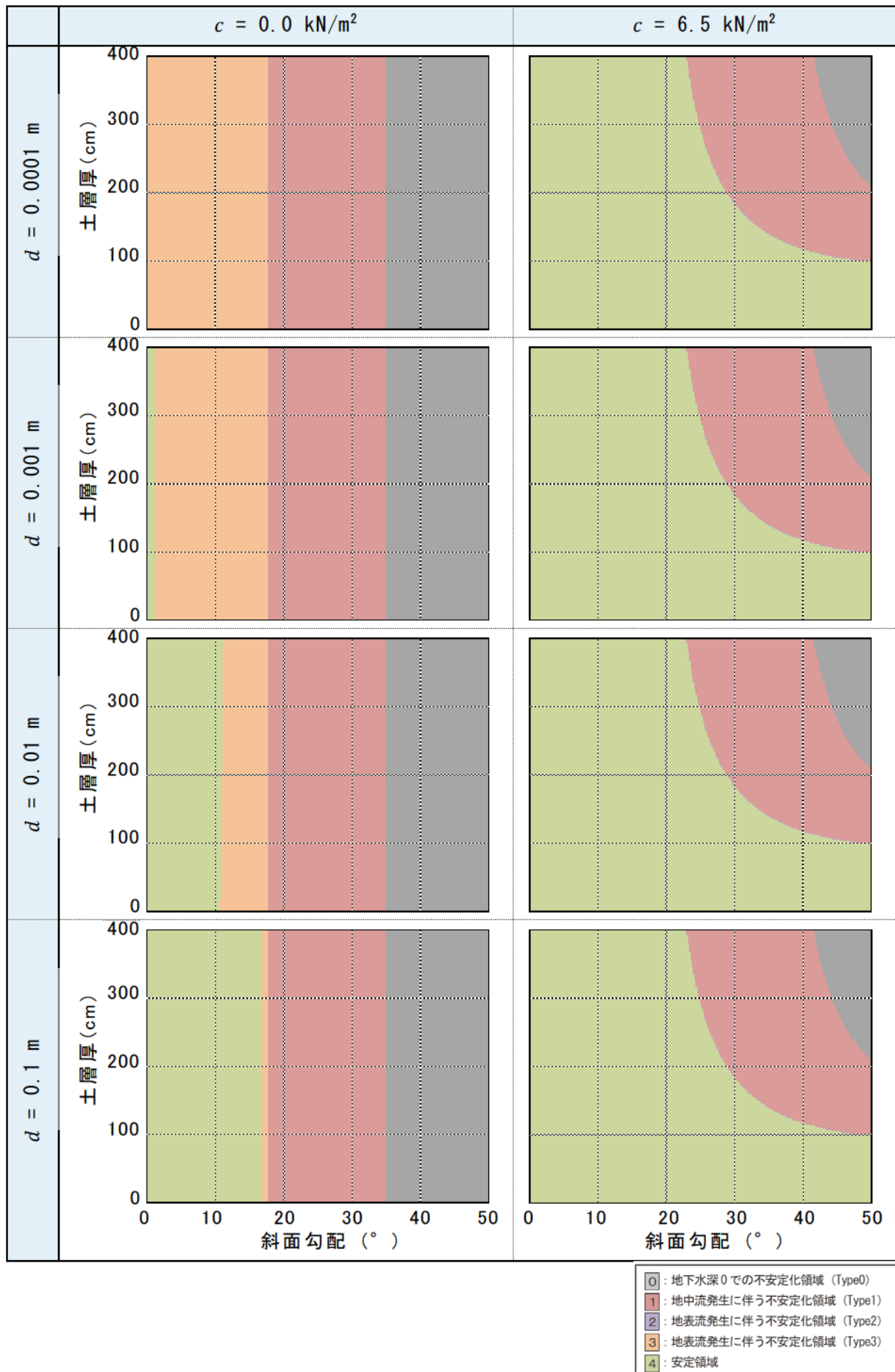


図-4.4 粒径，粘着力に応じた計算不安定化領域

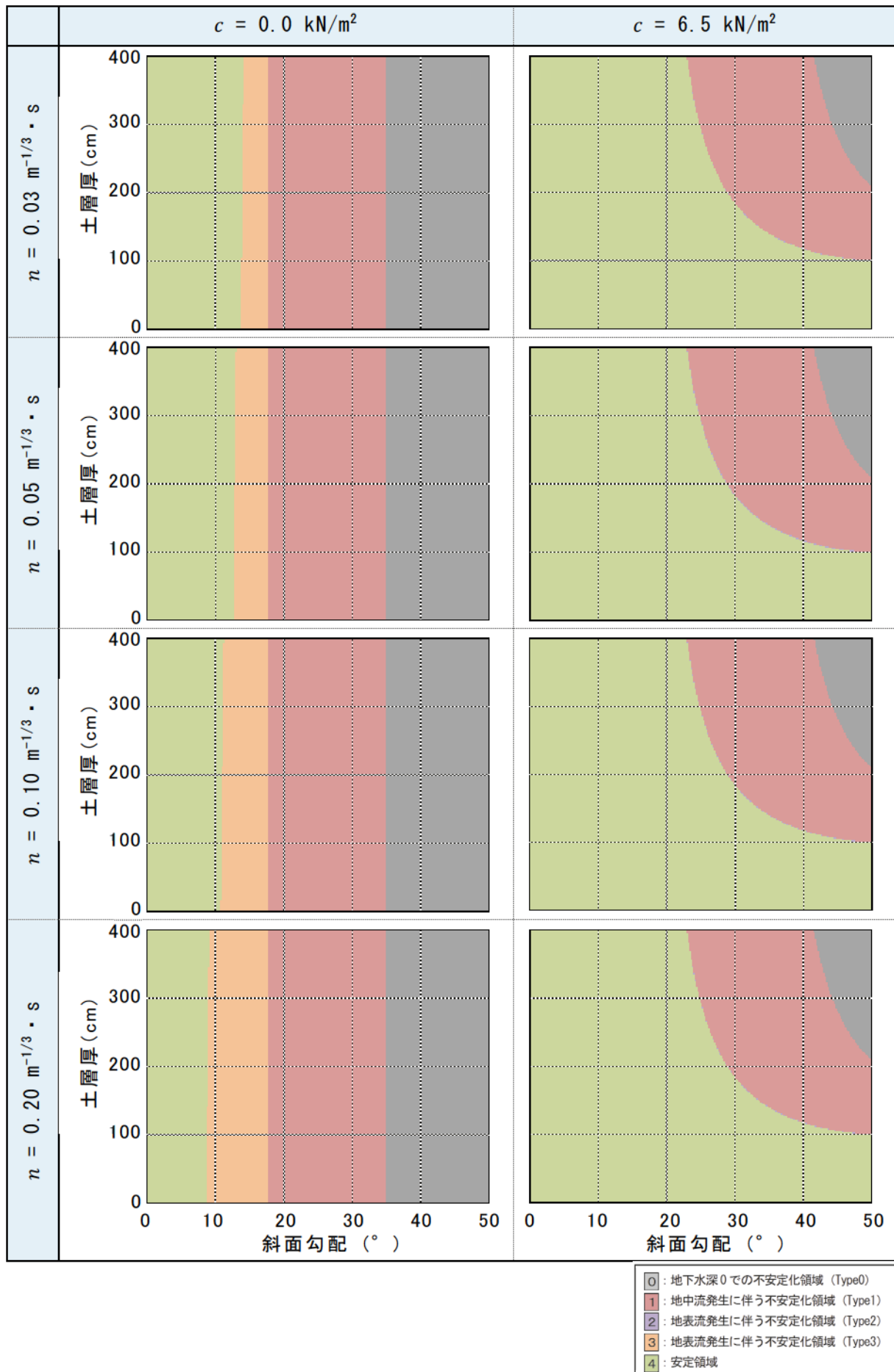


図-4.5 粗度係数，粘着力に応じた計算不安定化領域

4.5 本章のまとめ

本章では、新たな解析モデル（拡張 H-SLIDER 法）の物理的妥当性を確かめるため、斜面の最も基本的な特性である斜面勾配と土層厚に着目し、解析パラメータを変えた場合の土層の不安定化領域（斜面勾配と土層厚の組合せ）の変化を試算した。

その結果、本モデルの解析結果は、各パラメータの変動、その物理特性の変化に応じて物理的に妥当に変化することを確認した。また、感度分析の結果から、本モデルのパラメータのうち、土層の粘着力の設定が土層の不安定化領域の予測に非常に強く影響していることを確認した。この流域内の土層の粘着力については、空間的にばらつきがあることが確認されている（例えば、若月ら，2007；木下ら，2012）。このため、実流域に本モデルを適用するにあたっては、土層の粘着力の空間分布を適切に設定することが重要である。

また、本章では、従来、検討されることが少なかった以下の条件においても、土層の安定性評価を行った。

- ①粘着力がある程度大きい場合に、従来の土石流発生予測モデルと同様に飽和地表流が発生する条件
- ②粘着力が非常に小さい場合に、従来の表層崩壊発生予測モデルと同様に飽和地表流が発生しない条件

その結果、図-4.1 に示したとおり、①の粘着力がある程度大きい条件下で飽和地表流発生に伴う不安定化（Type2）が予測される領域（斜面勾配と土層厚の組合せによる場の条件）は非常に限定的であり、集水域内降雨量が相当大きいときに若干存在する程度であることを示した。このことは、従来の表層崩壊発生予測モデル（沖村ら，1985；平松ら，1990；Montgomery and Dietrich, 1994；小杉ら，2002；内田ら，2009 など）の多くにおいて、①の飽和地表流の条件を考慮しなくとも、ある程度崩壊箇所が再現できていたことと矛盾しなかった。

一方、図-4.1～4.5 に示したように、②の粘着力が非常に小さい条件下で不安定化する領域は、勾配が土層の内部摩擦角より小さい範囲で、比較的土層厚が小さい領域にも広く生じる可能性があることが分かった。これにより、0次谷の下部や溪床付近の土砂生産については、従来の土石流発生予測モデルでの土層の不安定化（Type3）に加えて、②の粘着力が非常に小さく地表流が発生しない条件下での土層の不安定化（Type1）を評価することにより、ある程度予測できるようになることを示した。

ここで、実際の流域を考えると、いずれの場所においても土層の弱部から順に不安定化するのは共通であるが、斜面部では地表流が比較的発生しにくい一方で、溪流部では大規模降雨時には高頻度で地表流が発生している状況である。このため、斜面と溪流の中間的な性質を有する0次谷の下部や溪床付近には、地中

流・地表流の発生に伴い不安定化する領域が混在している可能性がある。

以上の状況から、山地流域の土砂移動の発生場の予測にあたっては、本研究で提案した手法のように、土層の粘着力の有無，地表流の発生状況に応じて、シームレスに表層崩壊・土石流を予測するモデルを用いることが有効である。

引用文献

- 平松晋也・水山高久・石川芳治（1990）：雨水の浸透流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究，砂防学会誌，Vol. 43, No. 1, pp. 5-15
- 木下篤彦・八木啓太・内田太郎・柴崎達也・眞弓孝之・山崎考成（2012）：六甲山系風化花崗岩斜面における土質強度の空間分布に関する調査，砂防学会研究発表会概要集，Pb-52, pp. 648-649
- 小杉賢一郎・水山高久・藤田正治（2002）：表層崩壊発生予測モデルによる地下水位の再現精度の検討，砂防学会誌，Vol. 55, No. 3, pp. 21-32
- 丸井英明（1981）：自然斜面における表層崩壊の研究，京都大学学位論文，pp. 85-92
- Montgomery D.R. and Dietrich W.E. (1994) : A physically-based model for the topographic control on shallow landsliding, Water Resources Research, Vol. 30, pp. 1153-1171
- 沖村孝・市川龍平（1985）：数値地形モデルを用いた表層崩壊危険度の予測法，土木学会論文集，第 358 号，III-3, pp. 69-75
- 高橋保（1977）：土石流の発生と流動に関する研究，京大防災研究所年報 第 20 号 B-2, pp. 405-435
- 内田太郎・盛伸行・田村圭司・寺田秀樹・瀧口茂隆・亀江幸二（2009）：場の条件の設定手法が表層崩壊発生箇所の予測に及ぼす影響，砂防学会誌，Vol. 61, No. 1, pp. 23-31
- 若月強・佐々木良宜・田中幸哉・松倉公憲（2007）：簡易貫入試験値と粒度組成を用いたマサ土の単位体積重量とせん断強度定数及び透水係数の推定，砂防学会誌，Vol. 59, No. 6, pp. 38-46

第5章 新たな解析モデルの実流域への適用方法の検討

5.1 はじめに

本章では、地表流の影響を考慮した新たな表層崩壊・土石流発生予測モデルを実流域に適用するにあたって生じる課題を整理し、その課題への対応方法を示すことを目的とする。

前章では、地表流の発生を考慮した新たな解析モデル（拡張 H-SLIDER 法）の試算を行い、計算結果の土層の不安定化領域（斜面勾配と土層厚の組合せ）は、各パラメータの変動に応じて物理的に妥当に変化することを確認した。

また、感度分析の結果から、本モデルのパラメータのうち、土層の粘着力の設定が解析結果に非常に強く影響することを確認した。この流域内の土層の粘着力については、空間的にばらつきがあることが確認されており（例えば、若月ら，2007；木下ら，2012），実流域に本モデルを適用するにあたっては、土層の粘着力を適切に設定する必要がある。

解析モデルの主要なパラメータである土層の粘着力と強い相関がある山地の表層に着目すると、斜面では、土層は原位置での風化により形成・発達するとされている（例えば、Heimsath et al., 1997）。一方で、露岩している区間を除き溪流では、上流域から流出してきた土砂が堆積し、移動可能な土砂として堆積している（例えば、塚本，1973）。さらに、山地流域には 0 次谷や hollow（谷頭部で下流方向以外の三方を傾斜部で囲まれた比較的緩勾配の凹型地形）と呼ばれる領域が存在する（例えば、塚本ら，1973；田村ら，1974；Montgomery et al., 2009）。これらの領域では、一般的に、斜面同様、地表流の発生はまれであるものの（例えば、内田，2004），原位置で風化した土層のみではなく、周辺斜面から移動してきた土砂が堆積していることが報告されてきている（例えば、Reneau and Dietrich, 1991）。その結果、土層構造は山地流域内においても場所によって異なることが指摘されている（逢坂ら，1992）。また、無降雨時や中小降雨時には地表流が発生しない領域であっても、集水面積が大きく、比較的勾配が緩い場合は、溪流同様、飽和地表流が発生し得ることが古くから指摘されてきている（例えば、Dunne and Black, 1970；Tanaka et al., 1988）。

以上のことより、土層形成プロセス、雨水流出機構の観点から見ると、必ずしも斜面と溪流は明瞭に分離されるものではなく、0 次谷など斜面と溪流の中間的な特徴を有する箇所が存在する（図-5.1）。このため、山地流域全体の土砂移動予測にあたっては、0 次谷のような領域の土砂移動を予測すること重要である。しかし、前述のように、従来の土砂移動予測モデルは、斜面における現象と溪流における現象に分類して構築されていることもあり、この中間的な場での土砂移動現象を十分に表現できていない。

そこで、本章では、この斜面と溪流の中間的な場の土砂移動について取り扱

い、特に粘着力の設定が解析モデルを実流域に適用するときの重要な課題であると考え、この課題を検討して解決することを本章の目的とする。

まず、本章では、既往の斜面及び溪流の土砂移動予測モデルを簡単にレビューし、0次谷等へ適用する上での課題を整理する(5.2)。次に、その課題をある程度克服できると期待される手法を新たに提示する(5.3)。続いて、モデルを実際の流域に適用し、0次谷等の土砂移動予測における本手法の活用の有効性を示す(5.4)。

	急勾配 (斜面)	中間的勾配 (0次谷等)	緩勾配 (溪流)
土層の 形成	原位置風化が主体	原位置風化、周辺斜面の崩積土砂が主体	上流域からの土砂流入、堆積が主体
雨水 流出形態	降雨時も地中流が主体	降雨時は地表流が発生？	降雨時は地表流が発生
従来の 予測 モデル	表層崩壊予測モデルが主体(精度:良好) ⇒粘着力:考慮 ⇒地中流:考慮 ⇒地表流:未考慮	表層崩壊予測モデルもしくは土石流予測モデルを準用(精度:不良) ⇒粘着力:考慮? ⇒地中流:考慮? ⇒地表流:考慮?	土石流予測モデルが主体(精度:良好) ⇒粘着力:未考慮 ⇒地中流:未考慮 ⇒地表流:考慮

着目点

図-5.1 斜面、溪流、0次谷等の特徴と土砂移動予測手法

5.2 表層崩壊・土石流発生予測モデルにおける土質強度設定の課題

ここでは、既往の斜面および溪流における土砂生産現象を取り扱ってきたモデルを整理する。

斜面における土砂生産現象のうち、表層崩壊の発生場所の予測については、地中内の水移動現象に関するモデルと斜面の安定解析を組み合わせた手法が数多く提案されてきた。しかし、既存の表層崩壊発生予測モデルの多くは、地下水面が地表面に達せず、地中内にある場合においてのみ適用可能である（例えば、沖村ら、1985；平松ら、1990；Montgomery and Dietrich, 1994；Wu and Sidle, 1995；小杉ら、2002；内田ら、2009）。その結果、提案されている表層崩壊発生予測モデルでは、斜面勾配が内部摩擦角の半分程度かそれ以下の領域では、土層が完全に水で飽和されても崩壊が生じないいわゆる「常に安定」な領域として評価される（例えば、Montgomery and Dietrich, 1994；内田ら、2009）。

一方、溪流については、溪床堆積物の再移動を対象として、定常等流条件を仮定し、表層崩壊の予測モデルと同様に無限長斜面の安定解析に準じて、土石流発生条件が定式化されている（高橋、1977）。なお、この土石流発生条件式は、表層崩壊の予測モデルとは対照的に、地中内が完全に飽和して地表流が発生する条件を想定し導かれたものであり、地表流の発生しない条件を対象としていない。また、溪床堆積物の再移動を対象としていることから、堆積物の粘着力を無視した形になっている。

一方で、表層崩壊の予測モデルでは、粘着力を無視したモデルもあるものの、大半は粘着力の影響が考慮されている。これらのモデルの取り扱いは、斜面では土層が主として原位置での風化で生成されるのに対し、溪床は堆積物であることを考えれば、ある程度妥当であると考えられる。しかし、先に述べたように、0次谷には、上流からの流入した土砂が堆積している場合もあることを考えると、0次谷は溪流に近い取り扱いをする必要がある可能性が指摘できる。

以上のような雨水流出機構及び土層形成プロセスの観点から、0次谷のような箇所では、斜面と溪流の明確な区分が困難である上に、土砂生産を予測する上で、斜面と溪流のいずれのモデルを用いることが適切であるか判然としない。

このため、この0次谷のような中間的な場での土砂生産の予測精度を向上させるためには、本研究で提案しているような従来の表層崩壊予測モデルを拡張し、土層の粘着力を考慮しつつ、地中内の飽和側方流のみならず、飽和地表流発生に伴う土層の不安定化を連続的に評価できる手法が有効である。

しかしながら、ここで問題になるのが前述の解析モデルにおける流域内の土質強度、特に土層の粘着力の設定方法である。この流域内の土層の粘着力については、空間的にばらつきがあることが確認されており（例えば、若月ら、2007；木下ら、2012）、流域内の粘着力の値を一律と扱うことは適切でない。このため、実

流域に本研究のモデルを適用するにあたっては、土層の粘着力の空間分布を適切に設定する方法を検討する必要がある。

また、実流域における表層崩壊・土石流の発生場の予測においては、土質強度（粘着力）のみならず、土層厚、斜面勾配等の地形条件の空間分布も併せて考慮する必要がある。このため、本研究では実流域での解析モデルの適用を想定し、次節にて地形条件を考慮した土層の粘着力の適切な設定方法を検討する。

5.3 実流域における土質強度の設定方法の検討

5.3.1 検討方法・検討条件

実際の流域の中から、既往の崩壊・土石流発生箇所の中でも土質試験結果等のデータが詳細に得られている山口県防府市の佐波川の右支川剣川流域内の右支溪(図-5.2)を対象として、解析モデルにおける土層の粘着力の設定方法を検討するとともに、拡張H-SLIDER法を適用し、計算不安定化領域の分布を確認した。

対象流域の表層地質は主に花崗岩であり、集水面積は6.4ha、斜面勾配は0～56°で平均32°である。対象流域および周辺では、平成21年7月20日から21日にかけて、活発な梅雨前線の影響で表層崩壊・土石流が多発した。本流域は、全域にわたり常時の表流水はない流域であり、崩壊・土砂移動範囲(航空写真判読による)の大部分は0次谷(国土交通省, 2014)である。

ここでは、対象流域を5mの矩形メッシュで分割し、メッシュ毎に斜面勾配、集水面積、土層厚を与え、第3章および第4章で示した手法により、不安定化する領域を予測した。設定した解析パラメータの一覧を表-5.1にまとめ、次に詳述する。

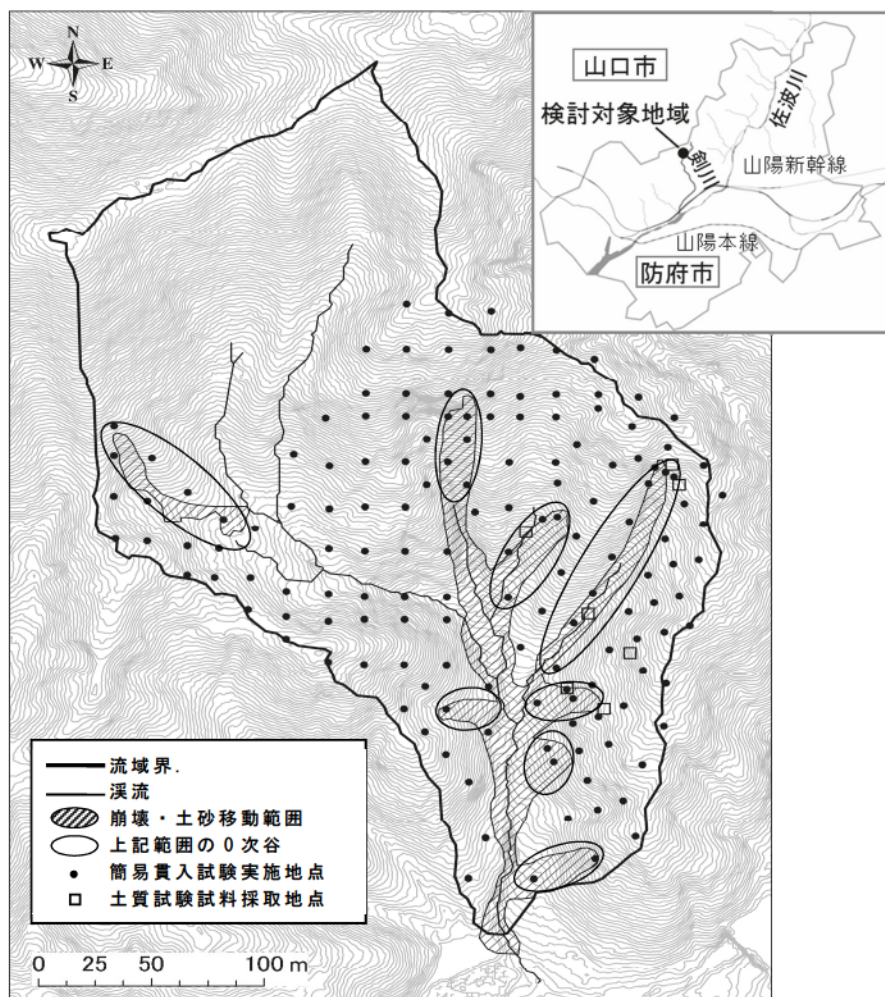


図-5.2 検討対象流域

表-5.1 解析パラメータ

項目		算出方法	設定値
降雨条件	降雨強度	平成 21 年 7 月豪雨の予想崩壊時刻の前 6 時間平均降雨強度を設定	40mm/h
地形条件	土層厚	災害後の簡易貫入試験による土層厚の値を面的な内挿により補完し,それに災害前後の LP データ差分から推定した崩壊・洗掘深を加えて災害前土層厚を設定	—
	斜面勾配, 集水面積	LP データ, 土層厚を踏まえて設定した基岩面標高を用いて D-infinity Flow Direction 法により算出	—
土質条件	粘着力	土層厚, 地形から逆推定した値及び土石流発生条件式における粘着力 (未考慮) を設定	6.5 kN/m ² 0.0 kN/m ²
	内部摩擦角	土質試験値を使用	35 °
	飽和単位体積重量	土質試験値を使用	18.1 kN/m ³
	湿潤単位体積重量	土質試験値を使用	15.2 kN/m ³
	粒径	土質試験値の 90% 値を使用	10 mm
	透水係数	対象流域と同じ花崗岩である広島西部山系の水文観測結果から求めた参考値を使用	0.05 cm/s
	土砂濃度	飽和単位体積重量から逆算した値を使用	0.53
その他	粗度係数	山腹斜面の標準的な値を使用	0.1 m ^{-1/3} ・s
	水の単位体積重量	—	9.8 kN/m ³
	メッシュサイズ	—	5 m

(1) 降雨強度

降雨強度については, 既往研究 (秋山ら, 2015) で同流域の同種の解析において 5~6 時間雨量を条件として大部分の崩壊が予測されたことに鑑み, 平成 21 年 7 月豪雨における検討対象地域の予想崩壊・土石流発生時刻の前 6 時間平均降雨強度を入力値として設定した。

(2) 土層厚

土層厚の分布は、土木研究所によって実施された災害後の流域内外の簡易貫入試験（SH型貫入試験）の結果（内田ら，2011）をクリギング法により面的に内挿して設定した。なお，崩壊・土砂移動範囲については，災害前後（2005年および2009年）の航空レーザープロファイラーデータによる5mメッシュの地表標高の差分を崩壊後の土層厚に加えて，災害前の土層厚を設定した（図-5.3）。なお，本流域における崩壊・土砂移動範囲は，ほぼ全て洗掘されているメッシュであり，堆積域はほとんど含まれていない。

簡易貫入試験については，災害後の2010～2011年度に実施され，崩壊地付近を中心として概ね15m間隔で流域内外の計151点（流域内140点，流域周辺11点）の測定点が設けられている。なお，簡易貫入試験はSH型貫入試験機で測定可能なNc値が50に達するまで行われているが，表層崩壊のすべり面となることが多い（小山内ら，2005）とされているNc値が10となる深さまでの厚さを「土層厚」とし，それ以下の部位を「基岩」とした。

なお，本対象流域の北西の範囲については，土層厚の計測が行われておらず，妥当な土層厚の推定が困難であるため，検討から除外した。

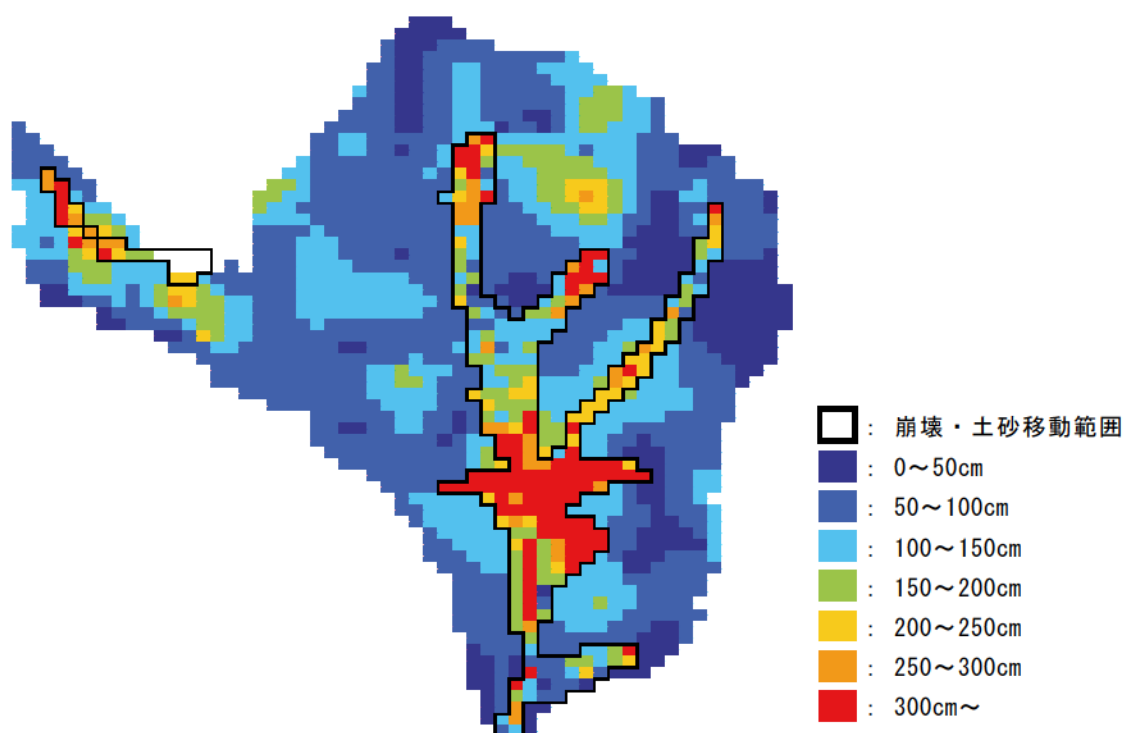


図-5.3 解析メッシュの土層厚

(3) 地形量

斜面勾配および集水面積については、災害後の航空レーザープロファイラーデータによる 5m メッシュの表層標高から上記土層厚を差し引いた基岩面の標高データを用いて算出した。集水面積，斜面勾配の算出は，内田ら（2009）同様，D-Infinity Flow Direction 法（Tarboton, 1997；田村ら，2011）を用いた（図-5.4）。なお，D-Infinity Flow Direction 法は全方向を 0.01° 刻みで算出し，最急勾配の方向を求めることで，上流側のメッシュから下流側 2 メッシュに対して流下する流量の重み付けを行い，流下させる手法である。

算出した集水面積及び斜面勾配をそれぞれ図-5.5，図-5.6 に示す。

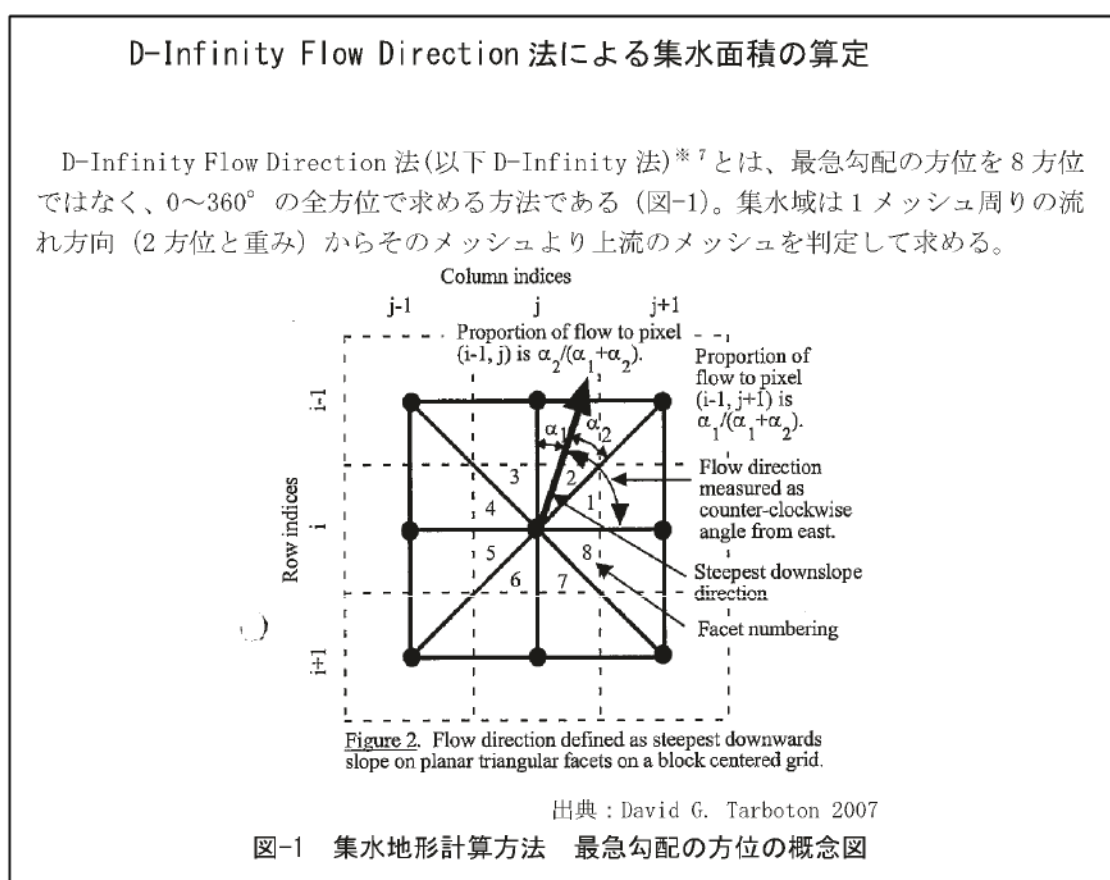


図-5.4 D-Infinity Flow Direction 法の概念図

出典：「表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル（案）」平成 21 年 1 月

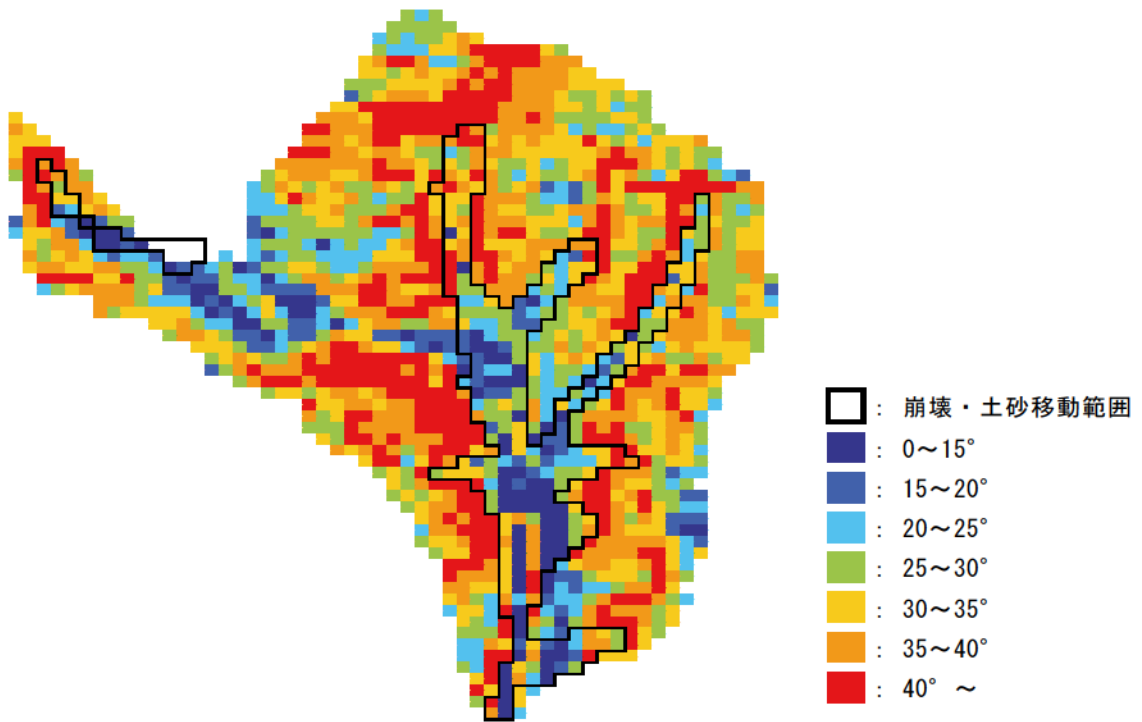


図-5.5 解析メッシュの斜面勾配

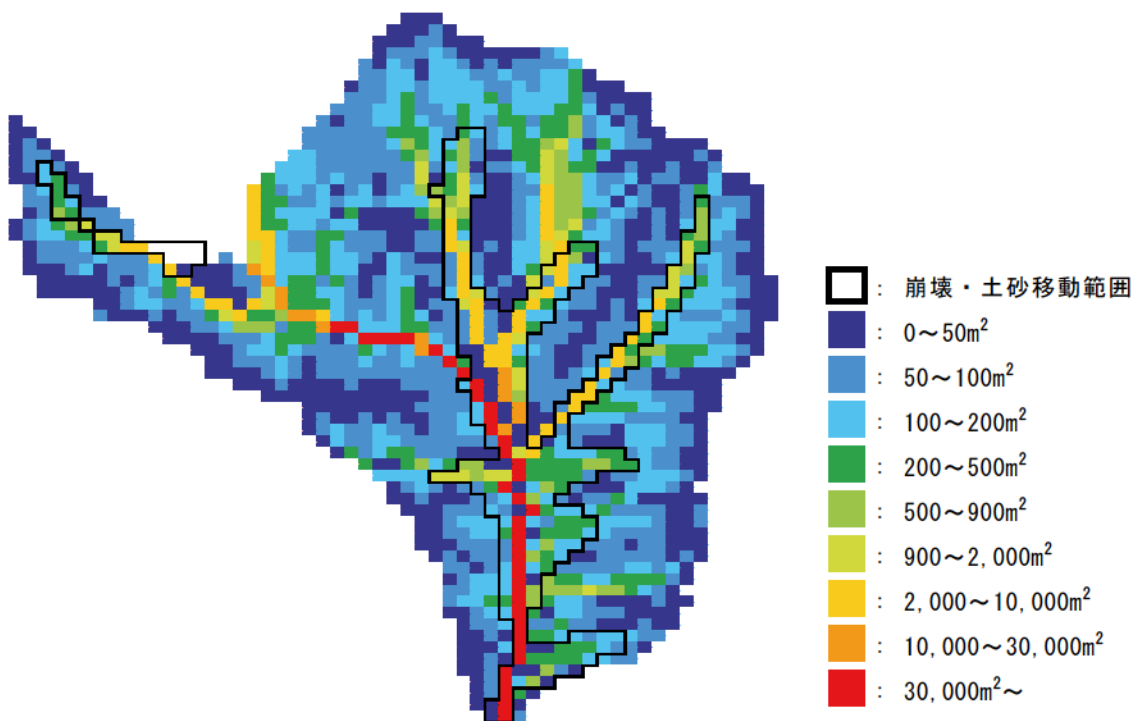


図-5.6 解析メッシュの集水面積

(4) その他の土質パラメータ

粘着力については、土層厚、地形の関係から逆推定した値 (6.5 kN/m^2) および従来より土石流発生検討に用いられてきた 0.0 kN/m^2 の2ケースを設定した。ここで、逆推定の方法は、少なくとも地下水深が0の状態では、流域内の全地点で安全率が1を切ることはないと考え、簡易貫入試験を実施した全地点の土層厚と地形（斜面勾配、集水面積）の関係から、全地点の安全率が1を切らない最小の粘着力を設定するものとした（図-5.7）。

内部摩擦角、土の単位体積重量、粒径については、土木研究所によって実施された調査結果（内田ら，2011）に基づき、流域内の7地点2深度（深さ50cm, 100cm）で採取された不攪乱試料を用いた測定結果より設定した。内部摩擦角については土の三軸圧縮試験（JGS 5203, JGS 5204）、湿潤単位体積重量、飽和単位体積重量については土の湿潤密度試験（JIS A1225）、土粒子の密度試験（JIS A1202）の結果から、14試料の算術平均値を用いた。また、粒径については、細粒分が既に流出していると想定される表層付近からの土砂の集合運搬を予測するため、土の粒度試験（JIS A1204）結果の90%粒径を設定した。

豪雨時の斜面の等価飽和透水係数は、パイプ流など選択的な流れの影響を受け、小さい土壌サンプルで求めた透水係数より大きい可能性が高い（Uchida et al., 2003 など）。そこで、本研究では、対象流域と同じ花崗岩である広島西部山系において水文観測結果から逆推定した値（田村ら，2010）を使用した。

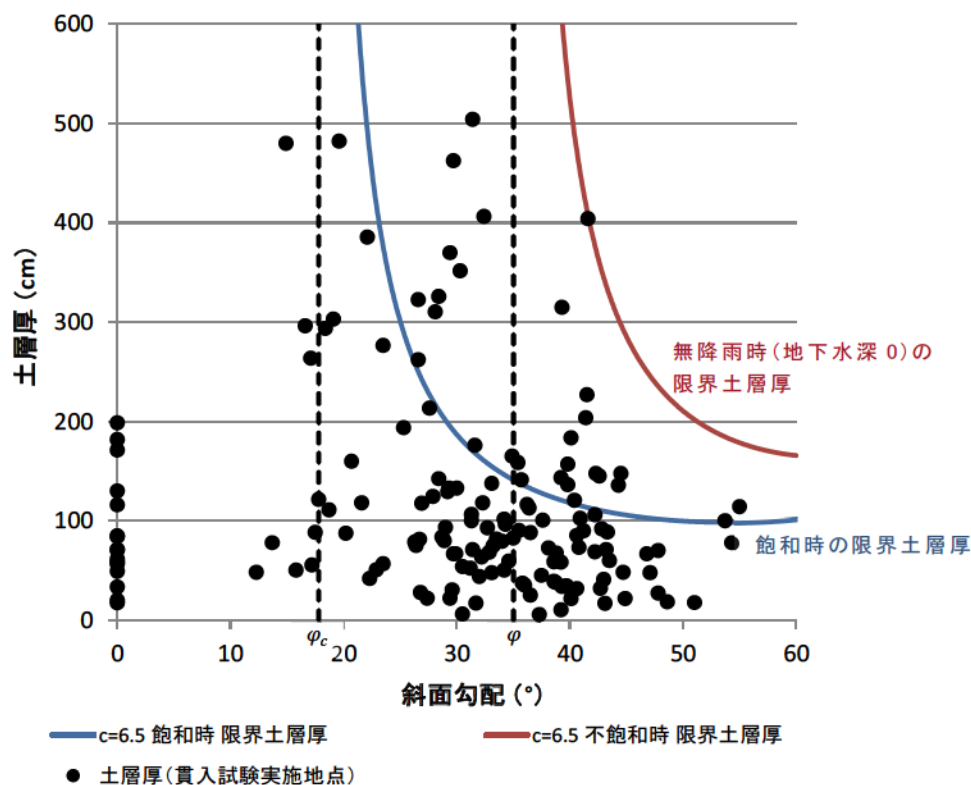


図-5.7 逆推定による粘着力の設定

5.3.2 流域内の土質強度の設定方法

山地流域を大別すると比較的急勾配の斜面部，比較的緩勾配の溪流部，その中間的領域の3つに区分できる。

前述のとおり，斜面部の土層は原位置での風化により形成・発達するとされており（例えば，Heimsath et al., 1997），一定程度の土層の粘着力があると考えられる。一方，溪流部では，上流域から流出してきた土砂が移動可能な土砂として堆積しており（例えば，塚本，1973），土層の粘着力は比較的小さいと考えられる。特に，溪流部は大規模な降雨時に流域内に降った雨水が集水する場所であるため，土層が飽和に近い状態になった場合，土層の粘着力が極端に低下すると考えられる（例えば，丸井，1981；執印，1998）。

また，斜面部においては，既往の多くの研究で粘着力の影響を考慮した表層崩壊予測モデルが用いることの有効性が示されている（例えば，沖村ら，1985；平松ら，1990；内田ら，2009）。一方で，溪流部では，土石流発生予測モデルを用いた検討において，土層の粘着力を無視しても概ね妥当な結果が得られることが示されている（高橋，1977）。

このため，本研究では，残る斜面部と溪流部の中間的領域について，斜面部もしくは溪流部に簡易かつ適切に振り分け，流域内の土層の土質強度（粘着力）を斜面部と溪流部に大別して2区分で設定することにより，流域全体の土砂移動予測を精度よく実施する手法を検討した。

本章では，比較のため以下の2種類の方法を検討した。

①流域内で一律の粘着力を設定する方法

②“斜面部”と“溪流部”で粘着力を区分する方法

ここで，①については，従来の表層崩壊予測モデルの多く（例えば，沖村ら，1985；内田ら，2009；田村ら，2010）と同様に，土層厚と地形の関係から，土層厚を計測した全地点が地下水深0の状態では不安定化しないように粘着力を逆推定した（ $c = 6.5 \text{ kN/m}^2$ ）。②では簡易な方法とすることに主眼を置き，上記2つのモデルの考え方をそれぞれ用い，斜面部では①と同様の粘着力を設定し，溪流部では従来の土石流発生予測モデル（高橋，1977）と同様に粘着力を無視（ $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$ ）することとした。ここで，斜面部と溪流部の区分は，集水面積により区分する既往の手法（Montgomery, 2001）に従った。すなわち，斜面部と溪流部では地形形成プロセスが異なるため集水面積と斜面勾配の関係に違いが生じると考え，図-5.8のように，集水面積と斜面勾配の関係の変化点の集水面積を斜面部と溪流部を区分する集水面積とした。図-5.8では，対象流域内の解析メッシュのデータを，集水面積（第1優先），斜面勾配（第2優先）で昇順で並べ，20データずつの平均値をプロットした。

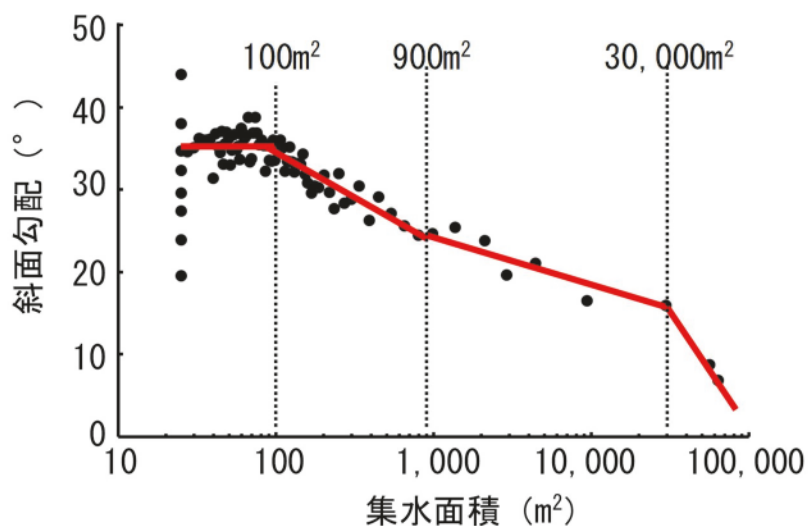


図-5.8 集水面積と斜面勾配の関係及び粘着力を区分する集水面積の設定

図-5.8より，“斜面部”と“溪床部”で粘着力を区分するケースについては，集水面積 100 m^2 ， 900 m^2 ， $30,000 \text{ m}^2$ を境界とする3ケースを設定することとし，境界より集水面積が小さい解析メッシュを斜面部 ($c = 6.5 \text{ kN/m}^2$)，境界より集水面積が大きい解析メッシュを溪床部 ($c = 0.0 \text{ kN/m}^2$)とした。検討ケースの設定結果については次節に示す。

5.4 実流域における新たな解析モデル及び土質強度設定方法の評価

5.4.1 評価方法

検討対象流域において、前述の計算手法（H-SLIDER 法，拡張 H-SLIDER 法）と粘着力の設定方法（斜面部，溪床部で区分）を組み合わせ、表-5.2 に示した 10 ケースの解析を行い、解析による不安定化領域（解析メッシュ）と実績の崩壊・土砂移動範囲を比較した。これにより、前節で設定した斜面部と溪床部の粘着力を区分する手法の妥当性を確認するとともに、本研究で提案した地表流発生を考慮した表層崩壊・土石流発生予測モデルの有効性を評価した。

解析結果の評価に当たっては、的中率，カバー率，スレットスコアの 3 つの指標により評価した。各指標の算定方法（定義）を表-5.3 に示す。

各指標の一般的な傾向として、的中率（計算土砂移動メッシュのうちの実績土砂移動メッシュの比率）を向上させると、カバー率（実績土砂移動メッシュのうち計算土砂移動メッシュの比率）が低下する傾向にある。これは、小規模な降雨でも崩壊・土石流が発生すると計算される相対的に危険度の高いメッシュのみを計算土砂移動メッシュとすることで確実に予測を的中させることができる一方で、実際の土砂移動メッシュ全体を計算できなくなることによるものである。

一方、スレットスコアについては、計算もしくは実績の土砂移動メッシュのうち計算及び実績で土砂移動したメッシュの比率を算出するものであり、的中率・カバー率の両者が相対的に高い場合に大きくなる指標である。

このため、本研究の斜面崩壊・土石流発生危険度の評価においては、主にスレットスコアで各検討ケースの評価を行うこととした。

表-5.2 検討ケース

ケース	手法	粘着力 c (kN/m ²)		粘着力を区分する 集水面積 A (m ²)
		斜面部	溪床部	
A-1	H-SLIDER	6.5	6.5	—
A-2	拡張 H-SLIDER			
B-1	H-SLIDER	0.0	0.0	
B-2	拡張 H-SLIDER			
C-1	H-SLIDER	6.5	0.0	100
C-2	拡張 H-SLIDER			
D-1	H-SLIDER	6.5	0.0	900
D-2	拡張 H-SLIDER			
E-1	H-SLIDER	6.5	0.0	30,000
E-2	拡張 H-SLIDER			

表-5.3 評価指標の定義

		実績	
		土砂移動あり	土砂移動なし
計算	土砂移動あり	a	b
	土砂移動なし	c	d

- ・ 的中率 = $(a)/(a+b)$
- ・ カバー率 = $(a)/(a+c)$
- ・ スレットスコア = $(a)/(a+b+c)$

5.4.2 評価結果

前述の10ケースについて、計算不安定化領域（解析メッシュ）と実績の崩壊・土砂移動範囲を比較した結果を図-5.9～5.10に示す。

図-5.9で流域内の粘着力を一律に6.5 kN/m²としたケースA-1, A-2を見ると、両ケースの計算不安定化領域は完全に一致している。これは前章で示したType2の不安定化領域はごく限られた条件でしか生じないこと、また粘着力がある程度大きい条件ではType3の不安定化領域は生じないことと整合している。実績崩壊・土砂移動範囲に着目すると、相対的に斜面勾配が急な箇所に位置する崩壊地a～hの上端付近については地中流発生に伴う不安定化（Type1）を概ね予測できているが、崩壊地a～dおよびg, hの下部や中央の谷底部の土砂移動が生じた領域についてはほとんど安定であると評価された。また、実際土砂移動が生じていない領域は、一部不安定な領域が算出されたものの概ね安定な領域として評価された。

また、図-5.9で流域内の粘着力を一律に0.0 kN/m²としたケースB-1, B-2を見ると、実際には土砂移動が生じていない領域を含めて、地下水深0での不安定化領域（Type0）及び地中流発生に伴う不安定化領域（Type1）がさらに広く分布している。一方で、ケースB-1, B-2ともに、ケースA-1, A-2では不安定化が評価されなかった崩壊地a～dおよびg, hの下部や中央の谷底部の土砂移動が生じた領域で地中流発生に伴う不安定化領域（Type1）の範囲が広がった。さらに、ケースB-2では、同領域で地表流発生に伴う不安定化領域（Type3）の範囲が広くなり、特に中央の谷底部を除く領域は、概ねType1ないしはType3の不安定化領域として評価された。これにより、ケースA-1, A-2と比べて的中率が低下し、カバー率が上昇している。また、総合的な指標であるスレットスコアを見ると、ケースA-1, A-2（スレットスコア0.22）と比べ、スレットスコアが低下している（0.12～0.14）。なお、ここでも、Type2の不安定化領域は生じておらず、これについても前章で粘着力を0.0 kN/m²と設定した際に、Type2の不安定化領域がいかなる斜面勾配と土層厚の組合せでも生じなかったことと整合している。

上記のとおり、図-5.9の流域内の粘着力を一律に設定した4ケースで最もスレットスコアが高かったのはケースA-1, ケースA-2（両手法同一）の0.22であり、本ケースがこれまで多く用いられてきた表層崩壊予測手法（H-SLIDER法）で予測

した場合の結果である。

次に図-5.10で流域内の粘着力を集水面積 100 m^2 で区分したケース C-1, C-2 を見ると、崩壊地 a~h の周辺の実際には土砂移動が生じていない比較的急勾配の領域に Type0 の不安定化領域が広がっている。一方で、ケース C-1, C-2 とともに、ケース A-1, A-2 では不安定化が評価されなかった崩壊地 a~d および g, h の下部や中央の谷底部の土砂移動が生じた領域で地中流発生に伴う不安定化領域 (Type1) の範囲が広がった。さらに、ケース C-2 では、同領域で地表流発生に伴う不安定化領域 (Type3) の範囲が広くなり、中央の谷底部を除く領域の多くは、Type1 ないしは Type3 の不安定化領域として評価された。ここで、スレットスコアに着目すると、ケース C-1 (H-SLIDER 法) は 0.21 であったのに対し、ケース C-2 (拡張 H-SLIDER 法) は 0.26 であり、従来手法であるケース A-1 のスレットスコア (0.22) を上回り、溪床部を中心として不安定化領域の予測精度が向上していると言える。

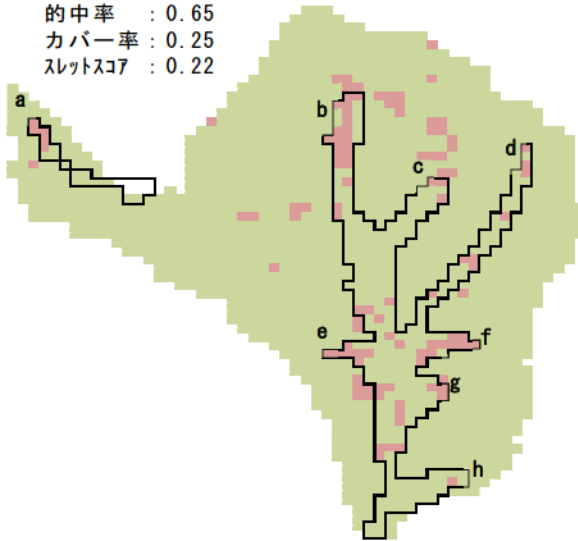
また、図-5.10で流域内の粘着力を集水面積 900 m^2 で区分したケース D-1, D-2 を見ると、ケース C-1, C-2 で崩壊地 a~h の周辺の実際には土砂移動が生じていない比較的急勾配の領域に広がっていた Type0 の不安定化領域が概ね無くなっている。一方で、ケース C-1, C-2 と比べると、崩壊地 a~d および g, h の下部や中央の谷底部の土砂移動が生じた領域で地中流発生に伴う不安定化領域 (Type1) の範囲が狭くなった。さらに、ケース D-2 では、同領域で地表流発生に伴う不安定化領域 (Type3) の範囲も若干狭くなった。ここで、スレットスコアに着目すると、ケース D-1 (H-SLIDER 法) は 0.29、ケース C-2 (拡張 H-SLIDER 法) は 0.37 であり、特にケース C-2 は従来手法であるケース A-1 のスレットスコア (0.22) を大きく上回っている。

また、図-5.10で流域内の粘着力を集水面積 $30,000 \text{ m}^2$ で区分したケース E-1, E-2 を見ると、上記のケース C とケース D を比較した際のケース D の傾向が顕著になった状態であると言える。ここで、スレットスコアに着目すると、ケース E-1 (H-SLIDER 法) は 0.23、ケース C-2 (拡張 H-SLIDER 法) は 0.28 であり、双方ともに従来手法であるケース A-1 のスレットスコア (0.22) を上回っている。

以上を整理すると、本章で設定した 10 ケースの中では、土層の粘着力を集水面積 900 m^2 で区分し、斜面部 6.5 kN/m^2 (土層厚と地形からの逆推定値)、溪床部 0.0 kN/m^2 (土石流発生条件式と同様に未考慮) と設定する場合 (ケース D-1, D-2) に、斜面部及び溪床部の表層崩壊・土砂移動を最も精度よく予測でき、スレットスコアも高くなると言える。また、A~E の全ケースにおいて、拡張 H-SLIDER 法を用いることで H-SLIDER 法と同等以上のスレットスコアとなったことから、地表流の発生を考慮するモデル (拡張 H-SLIDER 法) を用いることは、表層崩壊・土石流の発生場の予測精度向上に有効であると言える。

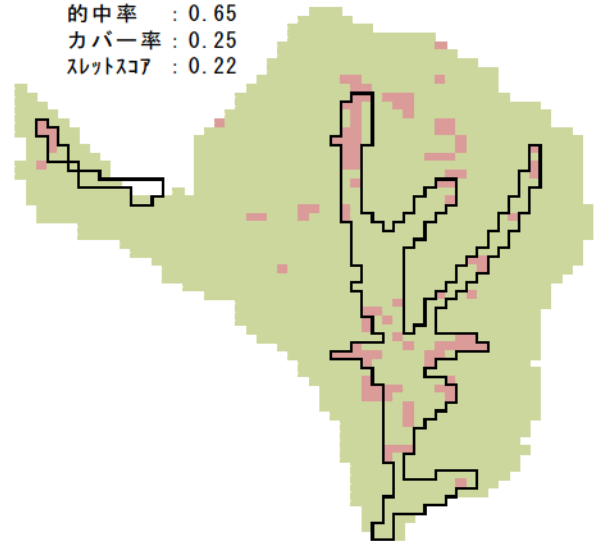
A-1 : 全域 $c = 6.5$ (H-SLIDER)

的中率 : 0.65
 カバー率 : 0.25
 スレットスコア : 0.22



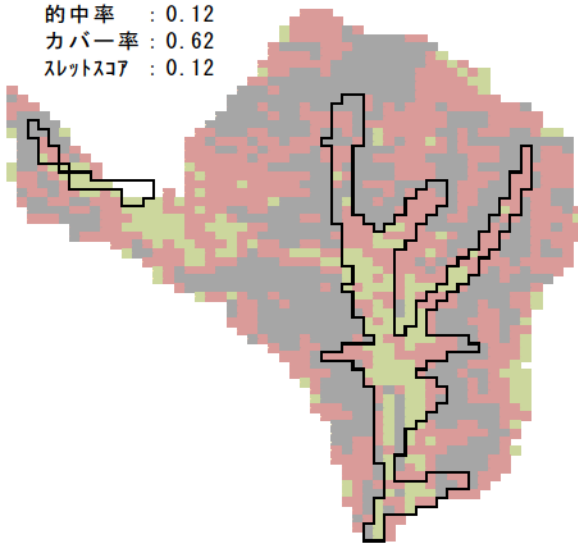
A-2 : 全域 $c = 6.5$ (拡張 H-SLIDER)

的中率 : 0.65
 カバー率 : 0.25
 スレットスコア : 0.22



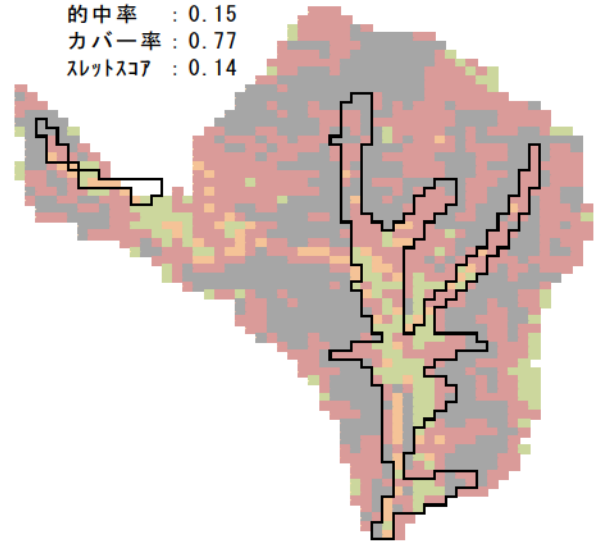
B-1 : 全域 $c = 0.0$ (H-SLIDER)

的中率 : 0.12
 カバー率 : 0.62
 スレットスコア : 0.12



B-2 : 全域 $c = 0.0$ (拡張 H-SLIDER)

的中率 : 0.15
 カバー率 : 0.77
 スレットスコア : 0.14









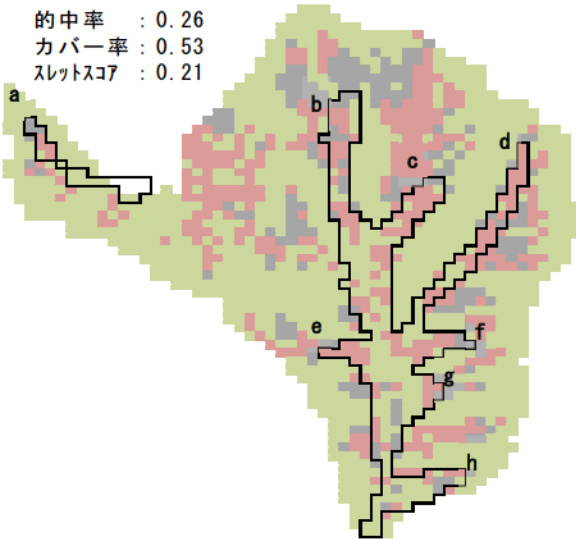
-  : 実績崩壊・土砂移動範囲
-  : 地下水深0での不安定化領域 (Type0)
-  : 地中流発生に伴う不安定化領域 (Type1)
-  : 地表流発生に伴う不安定化領域 (Type2)
-  : 地表流発生に伴う不安定化領域 (Type3)
-  : 安定領域
- a~h : 崩壊地ID

図-5.9 計算不安定化領域 (ケース A, B : 流域内粘着力一律設定)

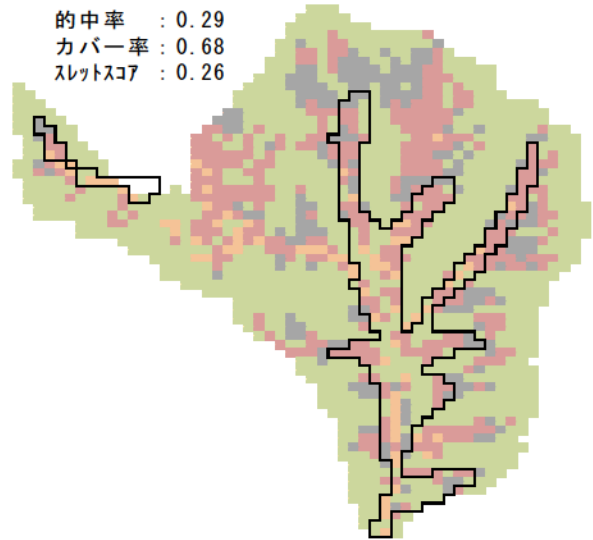
C-1 : 区分A = 100 (H-SLIDER)

的中率 : 0.26
 カバー率 : 0.53
 スレットスコア : 0.21



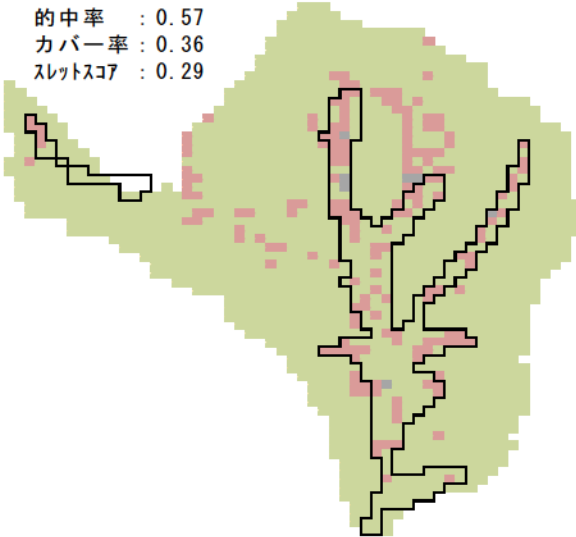
C-2 : 区分A = 100 (拡張 H-SLIDER)

的中率 : 0.29
 カバー率 : 0.68
 スレットスコア : 0.26



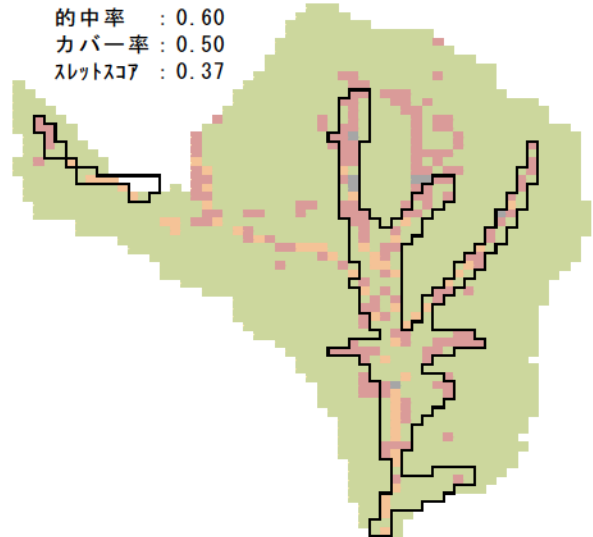
D-1 : 区分A = 900 (H-SLIDER)

的中率 : 0.57
 カバー率 : 0.36
 スレットスコア : 0.29



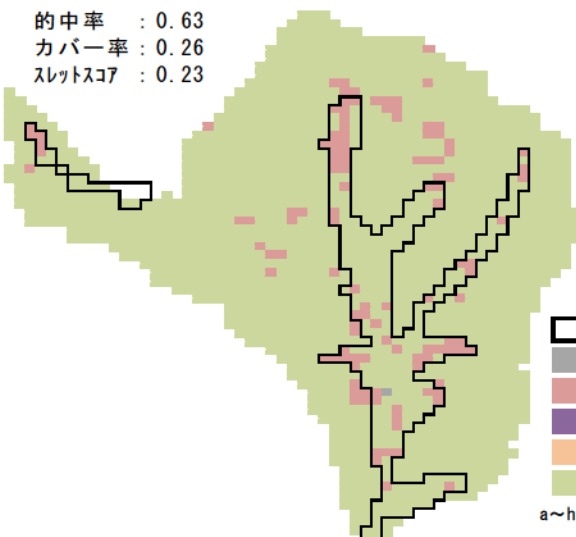
D-2 : 区分A = 900 (拡張 H-SLIDER)

的中率 : 0.60
 カバー率 : 0.50
 スレットスコア : 0.37



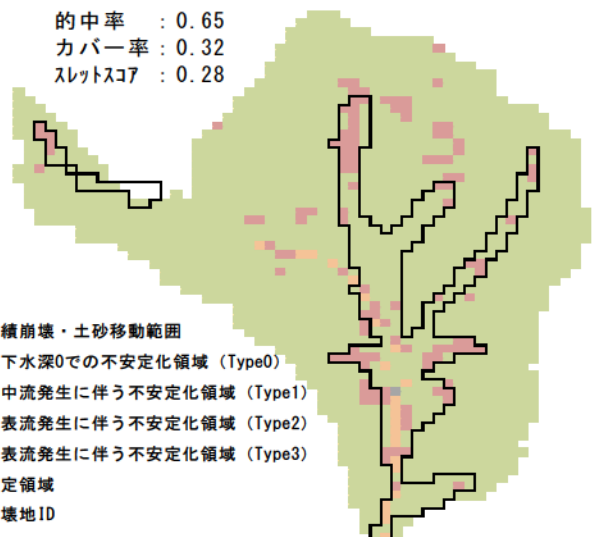
E-1 : 区分A = 30,000 (H-SLIDER)

的中率 : 0.63
 カバー率 : 0.26
 スレットスコア : 0.23



E-2 : 区分A = 30,000 (拡張 H-SLIDER)

的中率 : 0.65
 カバー率 : 0.32
 スレットスコア : 0.28



実績崩壊・土砂移動範囲
 地下水深0での不安定化領域 (Type0)
 地中流発生に伴う不安定化領域 (Type1)
 地表流発生に伴う不安定化領域 (Type2)
 地表流発生に伴う不安定化領域 (Type3)
 安定領域
 a~h : 崩壊地ID

図-5.10 計算不安定化領域 (ケース C, D, E : 斜面部・溪床部粘着力区分設定)

5.4.3 土質強度の設定方法の妥当性検証

前節の検討結果から、本対象地域で設定した検討ケースのうち、土層の粘着力を集水面積 900 m² で区分し、斜面部 6.5 kN/m²（土層厚と地形からの逆推定値）、溪床部 0.0 kN/m²（土石流発生条件式と同様に未考慮）と設定する場合に、斜面部及び溪床部の表層崩壊・土砂移動を最も精度よく予測できることが示された。

しかしながら、本検討の斜面部の粘着力や、斜面部と溪床部を区分する集水面積は、比較的簡易かつ機械的に設定できる手法を定めて設定したものであり、その妥当性については、更なる検証が必要である。

そこで、本節では、以下の2種類の方法で、斜面部の粘着力および斜面部と溪床部を区分する集水面積の妥当性を確認した。

(1) 集水面積別の粘着力の逆推定

対象地域の全解析メッシュ（1,679 メッシュ）を対象に、集水面積別の粘着力を土層厚と地形から逆推定し、集水面積と粘着力の関係を確認した。ここでは、一定の集水面積のレンジごとに粘着力を逆推定し、その集水面積別の粘着力を整理した（表-5.4, 図-5.11, 図-5.12）。

図-5.12 より、逆推定した土層の粘着力は集水面積 600~900 m² の間で大きく変化しており、それより集水面積が小さい範囲では粘着力が 3.7~6.5 kN/m²、集水面積が大きい範囲では 0.0~1.6 kN/m² となっている。このことから、本章で土層の粘着力を集水面積 900 m² で区分し、斜面部 6.5 kN/m²（土層厚と地形からの逆推定値）、溪床部 0.0 kN/m²（土石流発生条件式と同様に未考慮）と設定したことは概ね妥当であると言える。

表-5.4 集水面積別の粘着力の逆推定値

	集水面積 平均値 (m ²)	逆推定 粘着力 (kN/m ²)
集水面積0~25m ²	25	3.7
集水面積25~50m ²	40	4.0
集水面積50~75m ²	62	5.7
集水面積75~100m ²	87	4.3
集水面積100~200m ²	139	4.3
集水面積200~300m ²	245	3.7
集水面積300~400m ²	344	5.3
集水面積400~500m ²	446	5.8
集水面積500~600m ²	549	6.5
集水面積600~700m ²	653	1.9
集水面積700~800m ²	749	2.1
集水面積800~900m ²	845	0.0
集水面積900~1000m ²	949	1.6
集水面積1000~2000m ²	1,434	1.2
集水面積2000~5000m ²	3,108	0.9
集水面積5000~10000m ²	6,412	0.0
集水面積10000~50000m ²	26,360	0.0
集水面積50000~100000m ²	59,656	0.8

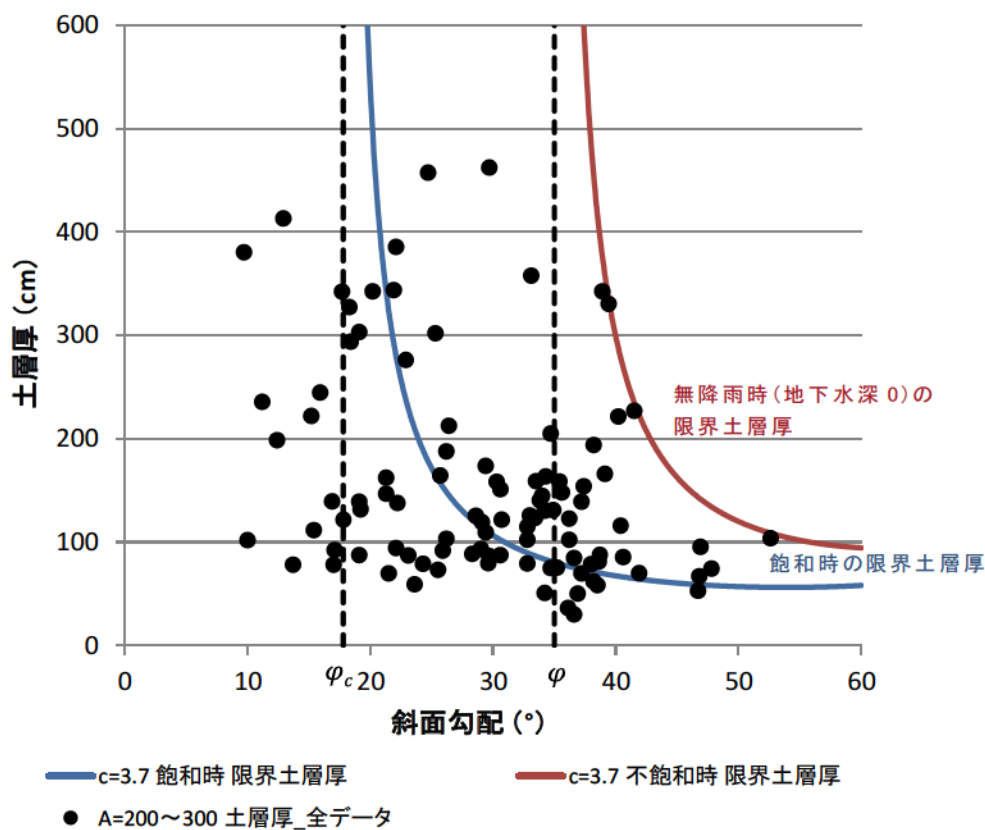


図-5.11 集水面積別の粘着力の逆推定の事例 (集水面積 : 200~300m²)

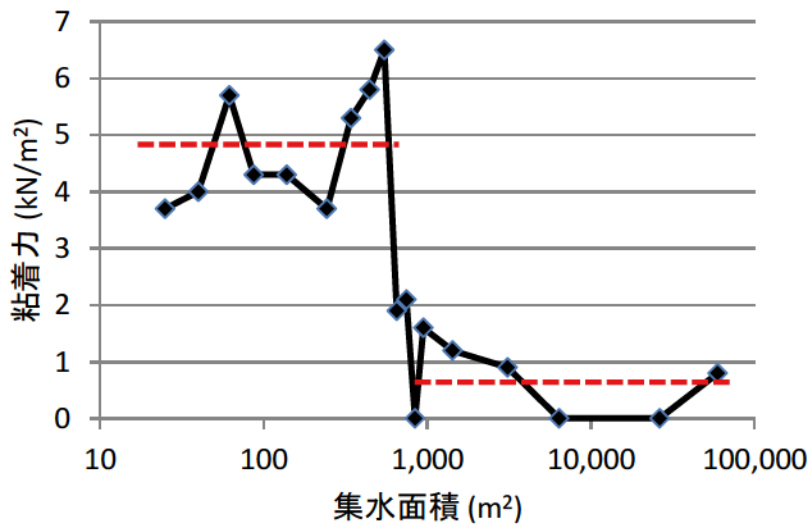


図-5.12 集水面積別の粘着力の逆推定結果

(2) 集水面積別の粘着力の逆推定

斜面の粘着力とそれを区分する集水面積の感度分析を行い、土砂移動の予測精度をスレットスコアで評価した（図-5.13）。これより、斜面部の粘着力は、従来の方法で設定した 6.5 kN/m^2 程度の値の場合、粘着力を区分する集水面積に関わらず概ねスレットスコアが高い。また、斜面部の粘着力の値に依らず、集水面積 $200 \sim 2,000 \text{ m}^2$ 程度で粘着力を区分した場合は、概ねスレットスコアが高い。これは、前節の検討において、集水面積 900 m^2 で粘着力を区分した場合に予測精度が最も高かったことと一致する。ここで、粘着力を区分する集水面積を検討した図-5.8 と合わせて見ると、地形条件の明瞭な変化点（ここでは集水面積 100 m^2 、 $30,000 \text{ m}^2$ で、それぞれ源頭部と斜面部の境界、溪床部と氾濫原の境界と考えられる）でなく、その間の変化点（ここでは集水面積 900 m^2 で斜面部と溪床部の境界）で粘着力設定を区分することが、予測精度の向上に有効であったと判断できる。

以上の結果から、今回提案した地形条件（斜面勾配と集水面積の関係）から簡易に土層の形成プロセスを推定し、斜面部と溪床部の粘着力を2区分して設定する方法は、流域の土砂移動予測の精度向上に有効であると言える。

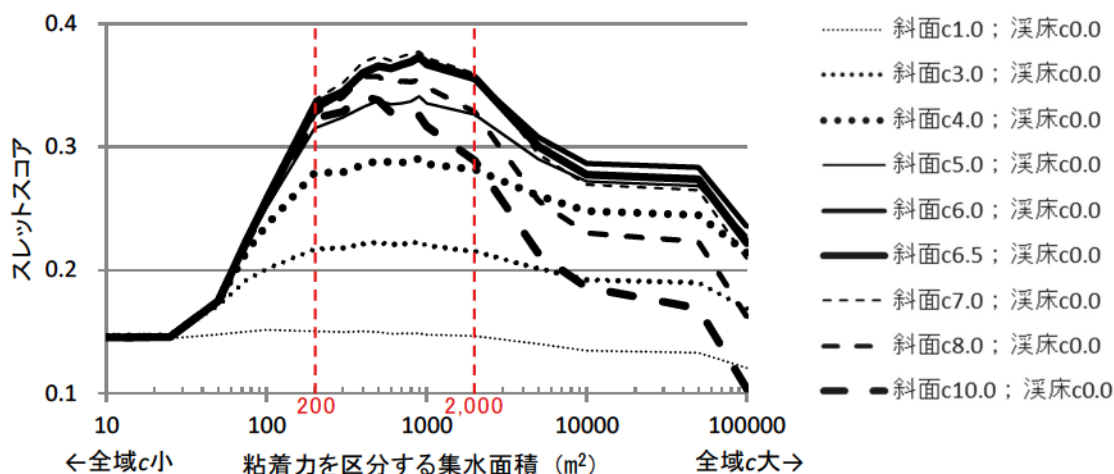


図-5.13 斜面部の粘着力及びそれを区分する集水面積の感度分析結果

5.5 本章のまとめ

本章では、地表流の影響を考慮した新たな表層崩壊・土石流発生予測モデルを実流域に適用するにあたって生じる課題を整理し、その課題への対応方法を示した。

解析モデルの主要なパラメータである土層の粘着力と強い相関があると考えられる山地の表層に着目すると、斜面では、土層は原位置での風化により形成・発達するとされている。一方で、溪流では、上流域から流出してきた土砂が移動可能な土砂として堆積している。さらに、山地流域には0次谷やhollow（谷頭部で下流方向以外の三方を傾斜部で囲まれた比較的緩勾配の凹型地形）と呼ばれる斜面と溪流の中間的な特徴を有する箇所が存在する。このため、山地流域全体の土砂移動予測にあたっては、0次谷のような場での土砂移動を予測することが重要である。しかしながら、従来の土砂移動予測モデルは、斜面における現象と溪流における現象に分類して構築されていることもあり、この中間的な場での土砂移動現象を十分に表現できていない。

そこで、本章では、この斜面と溪流の中間的な場の土砂移動について取り扱い、特に粘着力の設定が解析モデルを実流域に適用するときの重要な課題であると考え、この課題を検討して解決することを本章の目的とした。

平成21年7月豪雨における崩壊・土石流の集中発生地域である山口県防府市の佐波川の右支川剣川流域内の右支溪を対象に、地表流発生の影響を考慮した新たな表層崩壊・土石流発生予測モデルを適用し、地表流の発生を考慮しない従来の表層崩壊予測モデルと比べて、0次谷等の斜面と溪流の中間的な場での予測精度が有意に向上することを示した。また、地形条件（斜面勾配と集水面積の関係）から簡易に土層の形成プロセスを推定し、斜面部と溪床部の粘着力を2区分して設定する方法を試行し、その設定方法の有効性を示した。

しかしながら、本検討は上記の1流域のみを対象として確認した結果であるため、他流域においても本手法を適用し、その有効性を確認する必要がある。

引用文献

- 秋山怜子・木下篤彦・内田太郎・高原晃宙・石塚忠範 (2015) : 簡易な水文モデルを用いた崩壊発生時刻予測手法, 砂防学会誌, Vol.68, No.2, pp.3-13
- Dunne T. and Black R.D. (1970) : Partial area contributions to storm runoff in a small New England watershed, Water Resources Research, Vol.6, pp.1296-1311
- Heimsath A.E., Dietrich W.E., Nishiizumi K. and Finkel R.C. (1997) : The soil production function and landscape equilibrium, Nature, Vol.388, pp.358-361
- 平松晋也・水山高久・石川芳治 (1990) : 雨水の浸透流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究, 砂防学会誌, Vol.43, No.1, pp.5-15
- 木下篤彦・八木啓太・内田太郎・柴崎達也・眞弓孝之・山崎考成 (2012) : 六甲山系風化花崗岩斜面における土質強度の空間分布に関する調査, 砂防学会研究発表会概要集, Pb-52, pp.648-649
- 小杉賢一郎・水山高久・藤田正治 (2002) : 表層崩壊発生予測モデルによる地下水位の再現精度の検討, 砂防学会誌, Vol.55, No.3, pp.21-32
- 国土交通省水管理・国土保全局 (2014) : 河川砂防技術基準調査編, 第17章第2節-2
- 丸井英明 (1981) : 自然斜面における表層崩壊の研究, 京都大学学位論文, pp.85-92
- Montgomery D.R. and Dietrich W.E. (1994) : A physically-based model for the topographic control on shallow landsliding, Water Resources Research, Vol.30, pp.1153-1171
- Montgomery D.R. (2001) : Slope Distributions, Threshold Hillslopes, and Steady-state Topography, American Journal of Science, Vol.301, pp.432-454
- Montgomery D. R., Schmidt K. M., Dietrich W. E. and McKean J. (2009) : Instrumental record of debris flow initiation during natural rainfall, Journal of Geophysical Research, Vol.114, F01031, pp.1-16
- 執印康裕 (1998) : 土壌水分変化が樹木根系の土質強度補強効果に与える影響評価に関する実験的研究, 東京大学学位論文, pp.34-40
- 沖村孝・市川龍平 (1985) : 数値地形モデルを用いた表層崩壊危険度の予測法, 土木学会論文集, 第358号, III-3, pp.69-75
- 沖村孝・市川龍平・藤井郁也 (1985) : 表土層内浸透水の集水モデルを用いた花崗岩表層崩壊発生位置の予知のための手法, 砂防学会誌, Vol.37, No.5, pp.4-13

- 小山内信智・内田太郎・曾我部匡敏・寺田秀樹・近藤浩一（2005）：簡易貫入試験を用いた崩壊の恐れのある層厚推定に関する研究，国土技術政策総合研究所資料，No.261，23p.
- 逢坂興宏・田村毅・窪田順平・塚本良則（1992）：花崗岩斜面における土層構造の発達過程に関する研究，砂防学会誌，Vol.45，No.3，pp.3-12
- Reneau S. and Dietrich W.E.（1991）：Erosion rates in the southern Oregon Coast Range: Evidence for an equilibrium between hillslope erosion and sediment yield, *Earth Surface Processes and Landforms* Vol.16, pp.307-322
- 高橋保（1977）：土石流の発生と流動に関する研究，京大防災研究所年報 第20号 B-2，pp.405-435
- 田村圭司・内田太郎・秋山浩一・盛伸行・寺田秀樹（2009）：表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル(案)，土木研究所資料，第4129号，34p.
- 田村圭司・内田太郎・秋山浩一・盛伸行（2010）：高精度空間情報を用いた表層崩壊発生危険度評価手法に関する研究，土木研究所報告，No.214，pp.47-61
- 田村俊和（1974）：谷頭部の微地形構成，東北地理，26巻，4号，PP.189-199
- Tanaka T., Yasuhara M., Sakai H. and Marui A.（1988）：The Hachioji experimental basin study-storm runoff processes and the mechanism of its generation, *Journal of Hydrology*, Vol.102, pp.139-164
- Tarboton D. G.（1997）：A new method for the determination of flow directions and upslope areas in grid digital elevation models, *Water Resources Research*, Vol.33, pp.309-319
- 塚本良則（1973）：侵食谷の発達様式に関する研究（I），砂防学会誌，Vol.25，No.4，pp.4-13
- 塚本良則・平松伸二・篠原斉四郎（1973）：侵食谷の発達様式に関する研究（III），砂防学会誌，Vol.26，No.2，pp.14-20
- 内田太郎（2004）：近年における山地の土砂移動現象にかかわる斜面水文プロセス研究の進歩，砂防学会誌，Vol.57，No.2，pp.58-64
- Uchida T., Asano Y., Ohte N. and Mizuyama T.（2003）：Analysis of flowpath dynamics in a steep unchannelled hollow in the Tanakami Mountains of Japan, *Hydrological Processes*, Vol.17, pp.417-430
- 内田太郎・盛伸行・田村圭司・寺田秀樹・瀧口茂隆・亀江幸二（2009）：場の条件の設定手法が表層崩壊発生箇所の予測に及ぼす影響，砂防学会誌，Vol.61，No.1，pp.23-31
- 内田太郎・秋山浩一・石塚忠範（2011）：表層崩壊発生場所と発生降雨量の関係の予測，砂防学会研究発表会概要集，02-23，pp.130-131

若月強・佐々木良宜・田中幸哉・松倉公憲（2007）：簡易貫入試験値と粒度組成を用いたマサ土の単位体積重量とせん断強度定数及び透水係数の推定，砂防学会誌，Vol. 59, No. 6, pp. 38-46

Wu W. and Sidle R.C. (1995) : A distributed slope stability model for steep forested basins, Water Resources Research, Vol. 31, pp. 2097-2110

第6章 新たな解析モデルの災害事例への適用

6.1 はじめに

前章では、平成21年7月豪雨における崩壊・土石流発生箇所を対象として、地表流発生の影響を考慮した新たな表層崩壊・土石流発生予測モデル（拡張H-SLIDER法）を適用し、その有効性を明らかにした。

また、地形条件（斜面勾配と集水面積の関係）から簡易に土層の形成プロセスを推定し、斜面部と溪床部の粘着力を2区分して設定する方法を試行し、その設定方法の有効性を示した。

本章では、さらに広島西部山系において平成11年6月豪雨災害の発生した荒谷地区、平成26年8月豪雨災害の発生した八木地区を対象に新たな解析モデルを適用し、その有効性を確認する。

第3章に述べたとおり、我が国で実施されている表層崩壊・土石流発生危険度評価の多くは、土木研究所資料4129号「表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル（案）」（田村ら，2009）に基づいて実施されている。本マニュアルでは、表層崩壊・土石流発生危険度の評価手法として、対象地域を比較的狭い範囲とするH-SLIDER法、比較的広い範囲を対象とするC-SLIDER法の2種類が定義されている。これらは、いずれも土層の地下水位の発生を考慮して危険度評価を行う手法であるが、ここではそれぞれに第3章に整理した手法で地表流発生の影響を考慮し、狭域を対象とした拡張H-SLIDER法、広域を対象とした拡張C-SLIDER法の2つの手法の有効性を検証する。

6.2 狭域を対象とした新たな解析モデルの有効性検証

6.2.1 検討条件

(1) 対象流域

本検討の対象流域は、平成11年6月29日豪雨で土石流災害が発生した広島市佐伯区五日市町の荒谷地区、平成26年8月20日豪雨で土石流災害が発生した広島市安佐南区の八木地区の流域である（図-6.1）。

対象流域では平成11年6月29日の豪雨で、最大時間雨量81mm、最大3時間雨量144mm（八幡川橋観測所）、最大24時間雨量271mm（戸山観測所）を記録した。また、平成26年8月20日の豪雨では、最大時間雨量121mm、最大3時間雨量239mm、最大24時間雨量284mm（三入東観測所）を記録した。

荒谷地区、八木地区の対象溪流の流域面積はそれぞれ1.4ha、3.3haであり、斜面勾配はそれぞれ0～56°（平均35°）、0～59°（平均38°）である（図-6.2）。また、両流域の主な地質は花崗岩である。

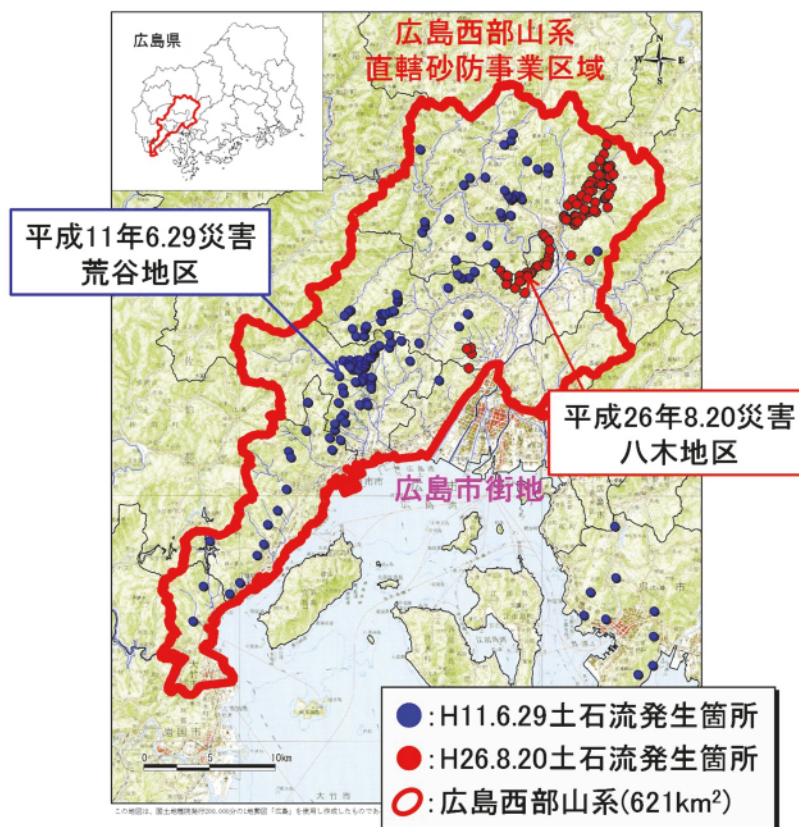


図-6.1 対象とする流域位置図

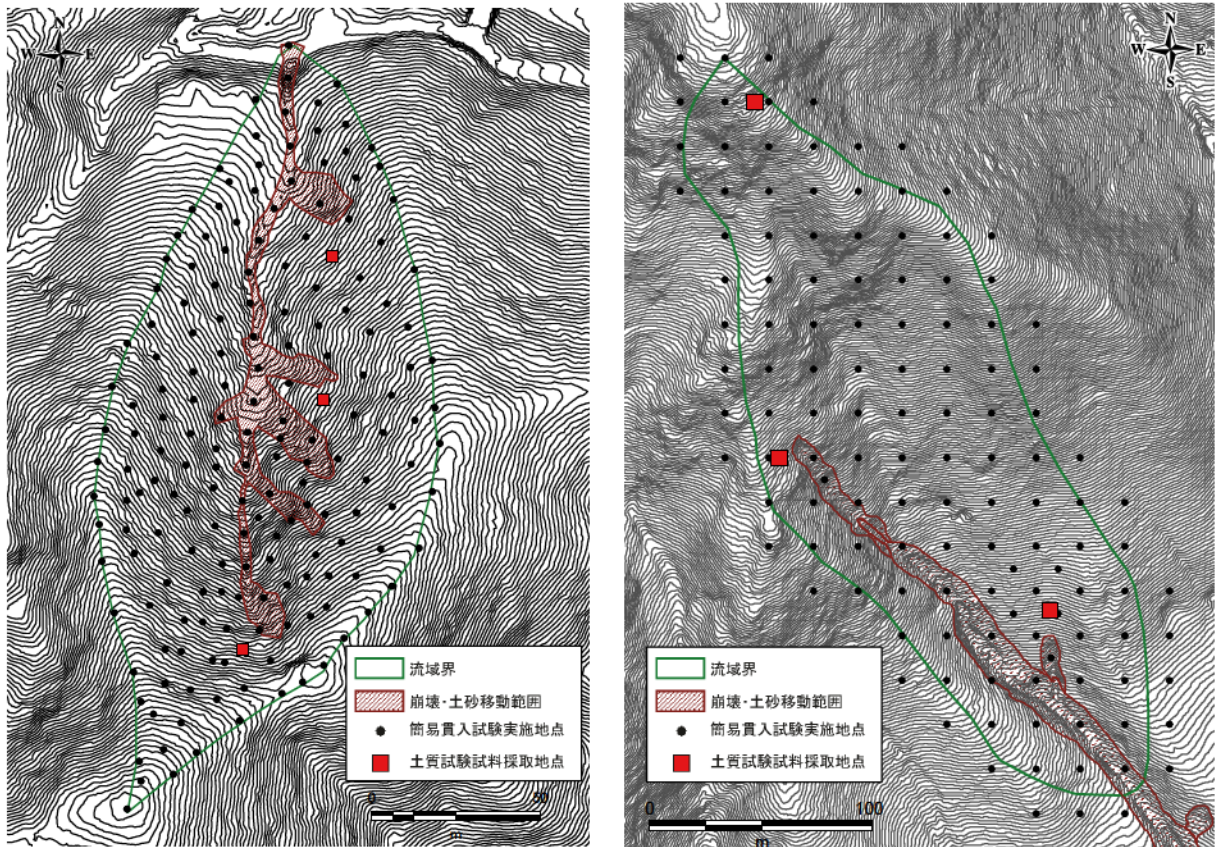


図-6.2 対象流域図（左：荒谷地区溪流，右：八木地区溪流）

(2) 計算データ

解析モデルのパラメータは、田村ら（2009）の方法を基本として、表-6.1のとおり設定した。本検討における主要な計算データの設定方法を次に示す。

1) 降雨強度

降雨強度については、既往研究（秋山ら，2015）で花崗岩地域の同規模流域の同種の解析において5～6時間雨量を条件として大部分の崩壊が予測されたことに鑑み、予想崩壊・土石流発生時刻の前6時間平均降雨強度を設定した。

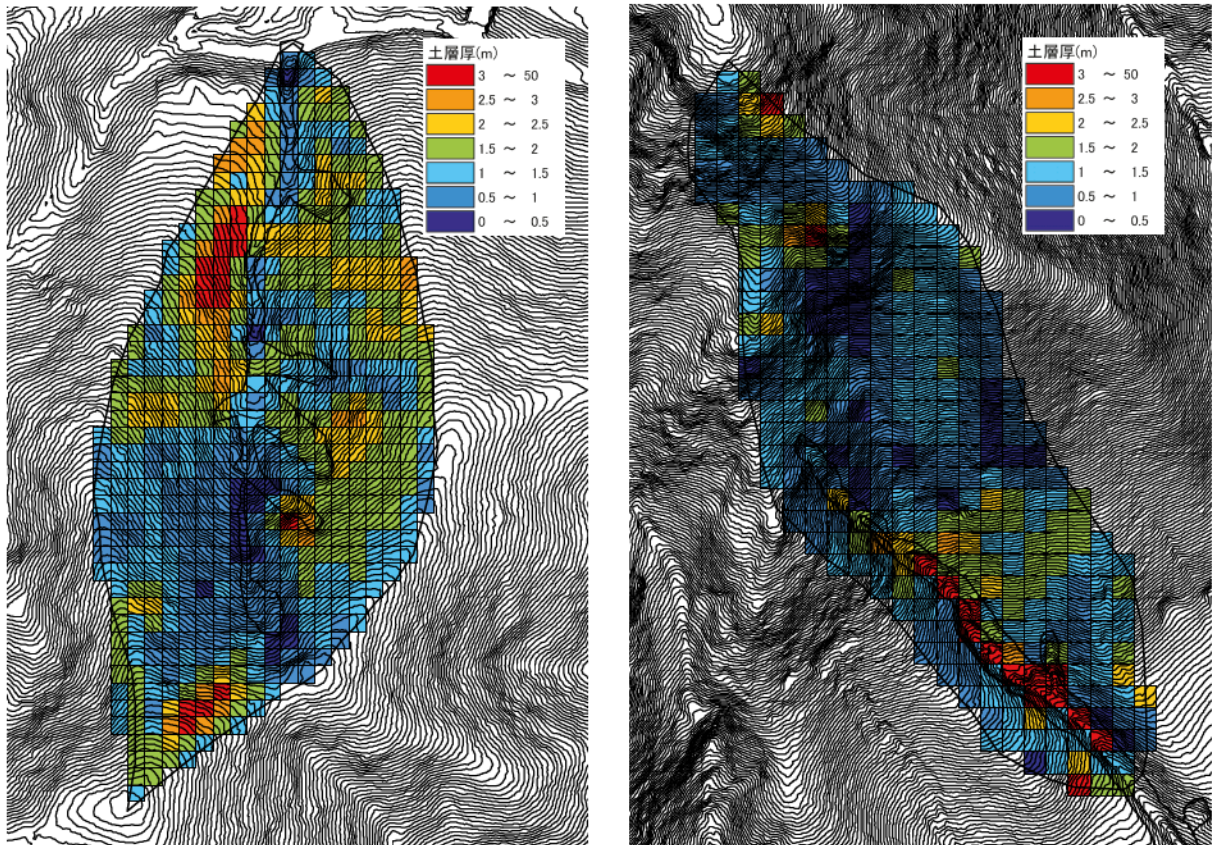
2) 土層厚

計算メッシュの土層厚は、土石流発生前の土層厚とし、災害後の流域内外の簡易貫入試験結果（荒谷地区：173箇所，八木地区：128箇所）を面的に内挿して設定した。なお、簡易貫入試験結果については、当該地域での既往の崩壊深との整合性が高いNd値が20となる深さまでの厚さを「土層厚」とし、それ以下の部位を「基岩」とした。本検討で用いた荒谷地区の土層厚については、内田ら（2009）による。また、八木地区については、崩壊・土砂移動範囲の災害前後（2010年，2014年）の航空レーザープロファイラーデータ（以降、「LPデータ」という）による10mメッシュの地表面標高の差分を崩壊後の土層厚に

加え、災害前の土層厚を設定した（図-6.3）。

表-6.1 解析モデルのパラメータ

項目		算出方法	荒谷地区	八木地区
降雨条件	降雨強度	予想崩壊・土石流発生時刻の前6時間平均降雨強度(八木地区 H26.8 豪雨⇒国交省：高瀬観測所，荒谷地区 H11.6 豪雨⇒日本道路公団：八幡川橋観測所)を設定	31 mm/h	35 mm/h
	土層厚	災害後の簡易貫入試験による土層厚 Nd20 の値を面的に内挿し，災害による土砂移動範囲の土層厚を補正し災害前土層厚を設定	(図-6.3 参照)	(図-6.3 参照)
地形条件	斜面勾配，集水面積	LP データ，土層厚を踏まえて設定した基岩面標高を用いて D-infinity Flow Direction 法により算出	(図-6.4, 6.5 参照)	(図-6.4, 6.5 参照)
	粘着力	斜面部：土層厚，地形から逆推定した値を設定 溪床部：上記逆推定値もしくは土石流発生条件式における粘着力 (0kN/m ²) を計算ケースに応じて設定	斜面部 6.3 kN/m ² 溪床部 6.3 kN/m ² 0.0kN/m ²	斜面部 8.2 kN/m ² 溪床部 8.2 kN/m ² 0.0kN/m ²
土質条件	内部摩擦角	土質試験結果の平均値を使用	31.6 °	32.3 °
	飽和単位体積重量	土質試験結果の平均値を使用	17.9 kN/m ³	18.0 kN/m ³
	湿潤単位体積重量	土質試験結果の平均値を使用	15.2 kN/m ³	15.8 kN/m ³
	粒径	土質試験結果の 90% 値を使用	0.01 m	0.01 m
	透水係数	広島西部山系の水文観測結果から求めた参考値を使用	0.05 cm/s	0.05 cm/s
	土砂濃度	飽和単位体積重量から逆算した値を使用	0.52	0.52
	粗度係数	山腹斜面の標準的な値を使用	0.1 m ^{-1/3} ・s	0.1 m ^{-1/3} ・s
その他	水の単位体積重量	標準的な値を使用	9.8 kN/m ³	9.8 kN/m ³
	メッシュサイズ	崩壊・土砂移動範囲の大きさに合わせてサイズを設定	5 m	10 m

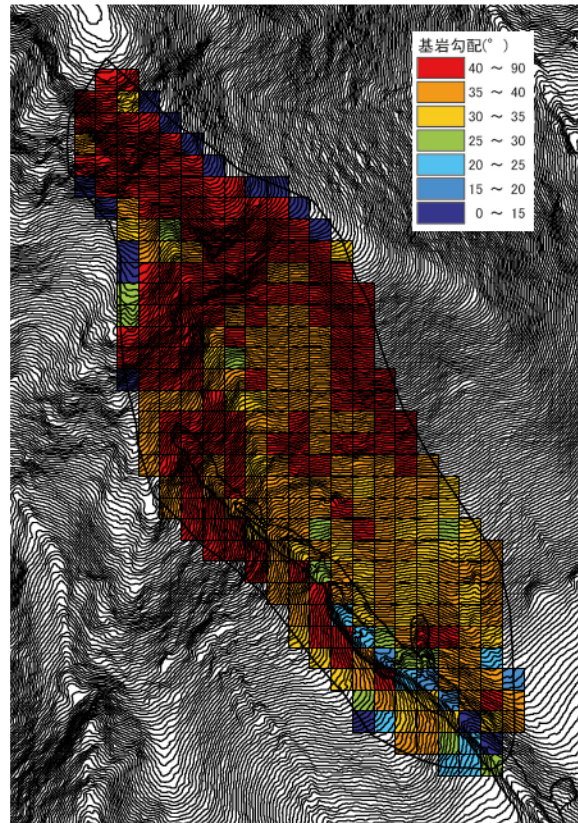
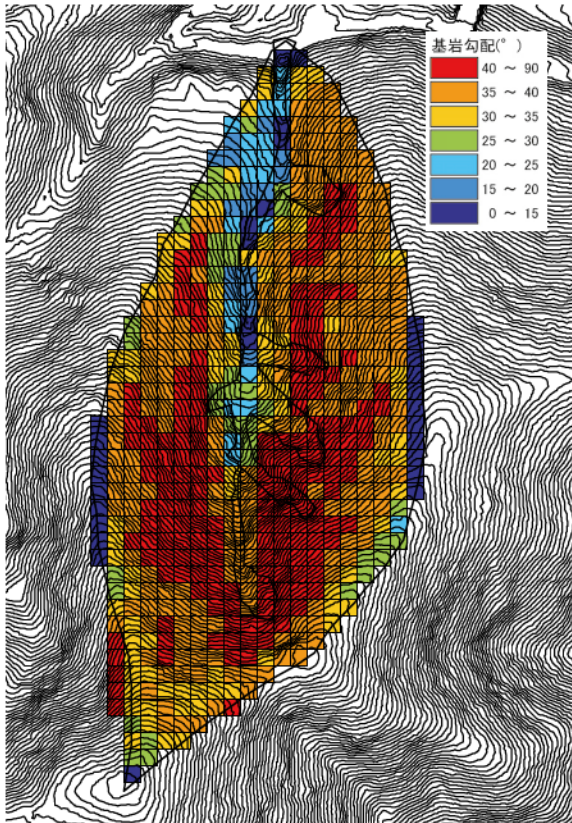


※黒実線で流域界および実績の崩壊・土砂移動範囲を示している。

図-6.3 解析メッシュの土層厚（左：荒谷地区溪流，右：八木地区溪流）

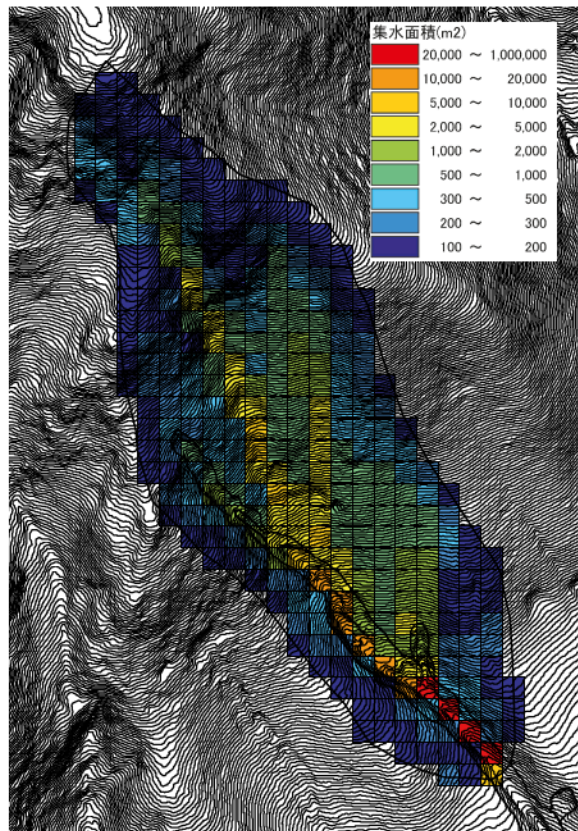
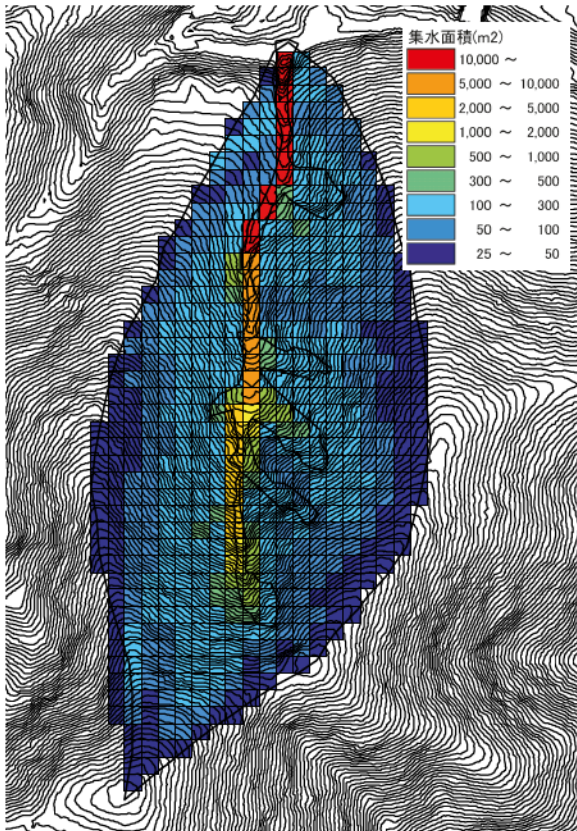
3) 地形量

斜面勾配，集水面積については，災害後のLPデータによるメッシュの地表面標高から上記土層厚を差し引いた基岩面標高を基に，D-Infinity Flow Direction法（Tarboton, 1997）を用いて算出した。算出した集水面積，斜面勾配をそれぞれ図-6.4，図-6.5に示す。



※黒実線で流域界および実績の崩壊・土砂移動範囲を示している。

図-6.4 解析メッシュの斜面勾配（左：荒谷地区溪流，右：八木地区溪流）



※黒実線で流域界および実績の崩壊・土砂移動範囲を示している。

図-6.5 解析メッシュの集水面積（左：荒谷地区溪流，右：八木地区溪流）

4) 土層の粘着力

粘着力は、前章同様に以下の2種類の方法で設定した。

①流域内で一律の粘着力を設定する方法

②“斜面部”と“溪床部”で粘着力を区分する方法

ここで、①については、従来の表層崩壊予測モデルの多くと同様に、土層厚と斜面勾配の関係から、粘着力を逆推定（次項に詳述）し、流域内で一律の粘着力を設定する方法である。一方、②については、斜面勾配と集水面積の関係から土層の形成プロセスを推定し、斜面部（原位置で風化した土層で一定の粘着力がある土層）と溪床部（上流域から土砂流入・堆積した土層で粘着力が非常に小さい土層）の粘着力を2区分して設定する方法である。本検討においては、斜面部と溪床部の粘着力を分割するケースでは、斜面部の粘着力は①と同様に逆推定した値を用い、溪床部の粘着力は従来の土石流発生予測モデル（高橋，1977）と同様に粘着力を無視する（粘着力 $c = 0.0 \text{ kN/m}^2$ ）こととした。表-6.2に前述の計算手法と上記粘着力設定を組合せた本検討の計算ケースを示す。

表-6.2 計算ケース

ケース	手法	粘着力
1-1	H-SLIDER	流域内同一
1-2	H-SLIDER	斜面部・溪床部区分
2-1	拡張 H-SLIDER	流域内同一
2-2	拡張 H-SLIDER	斜面部・溪床部区分

a) 斜面部の粘着力の設定

斜面部の土層の粘着力は、簡易貫入試験で得られた土層厚（Nd20）と基岩勾配の関係から逆推定した値を設定した。具体的には、土質試験で得られた内部摩擦角、土層の単位体積重量を固定し、完全不飽和状態で土層厚を計測したメッシュが崩壊しない（前述の安全率計算式において、安全率 F_s が1を切らない）粘着力 c を設定した。ただし、データのばらつきの影響を考慮し、全データの1%のサンプル数については、崩壊を許容することとした（図-6.6）。

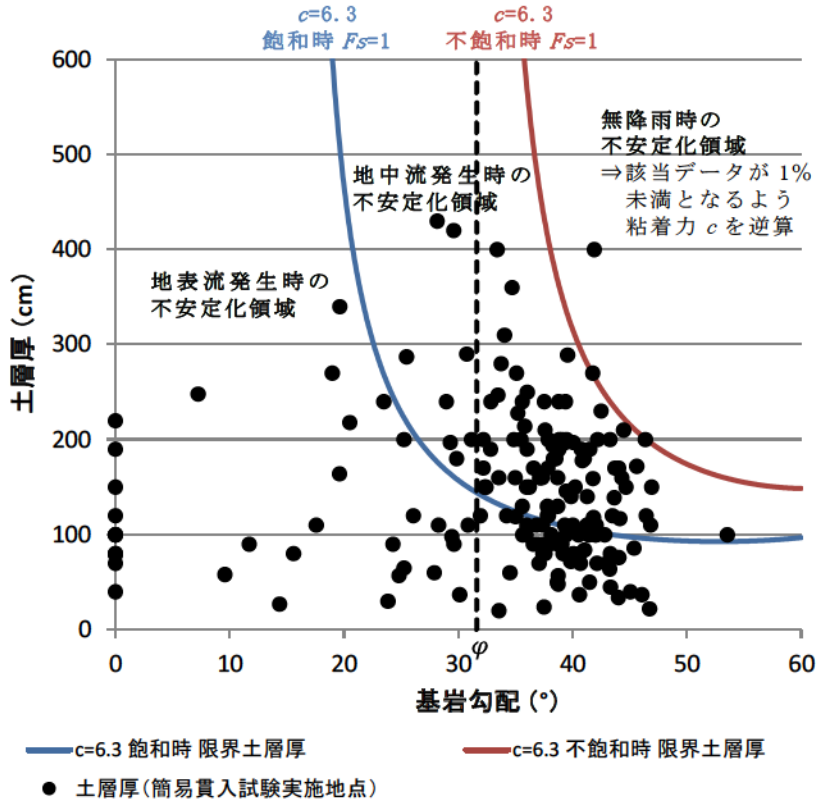


図-6.6(1) 斜面部の粘着力の逆推定 (荒谷地区溪流)

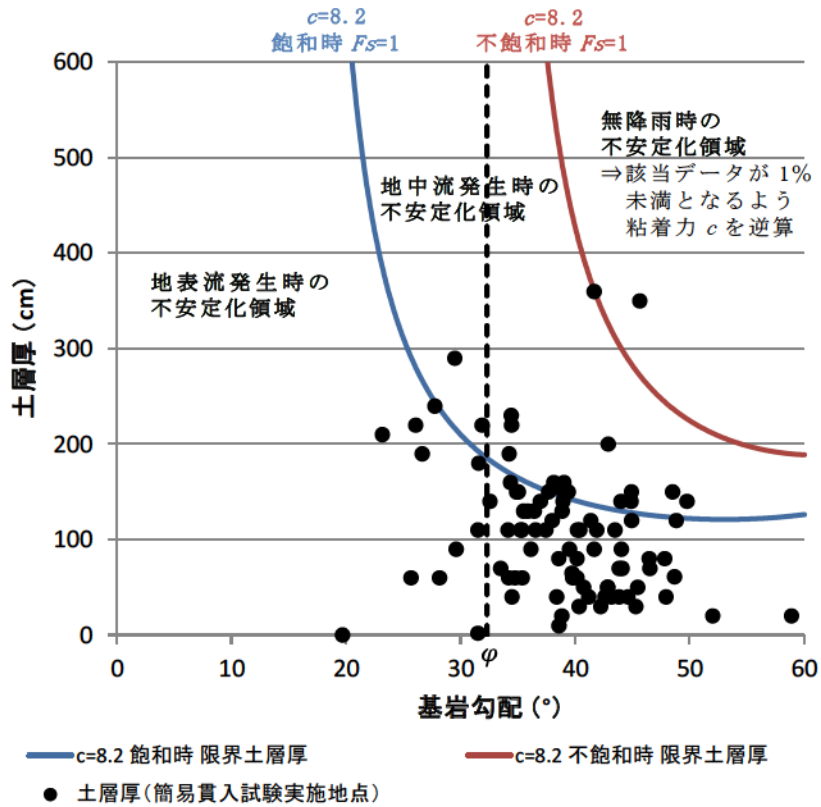


図-6.6(2) 斜面部の粘着力の逆推定 (八木地区溪流)

b) 斜面部と溪床部の境界の設定

前述のとおり，斜面部と溪床部の粘着力を区分する場合においては，斜面部の粘着力は土層厚と基岩勾配の関係から逆推定した値，溪床部の粘着力 0.0 kN/m^2 とするが，その境界を定める必要がある。

ここでは，集水面積により地形を区分する既往の手法（Montgomery, 2001）に従い，解析対象メッシュの集水面積と斜面勾配の関係を整理し，その折れ点となる集水面積を斜面部と溪床部の境界として設定した。

なお，集水面積と斜面勾配の関係の整理においては，対象メッシュデータについて，集水面積（第1優先：昇順），基岩勾配（第2優先：降順）の順で並び替え，10データ毎の集水面積・基岩勾配の平均値をプロットすることで，データのばらつきの影響を低減させ，上記折れ点を設定した（図-6.7）。

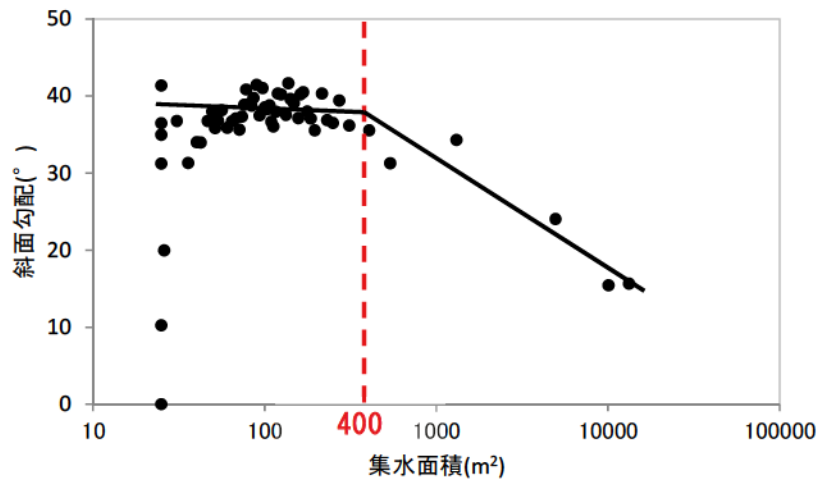


図-6.7(1) 斜面部と溪床部を区分する集水面積の設定（荒谷地区溪流）

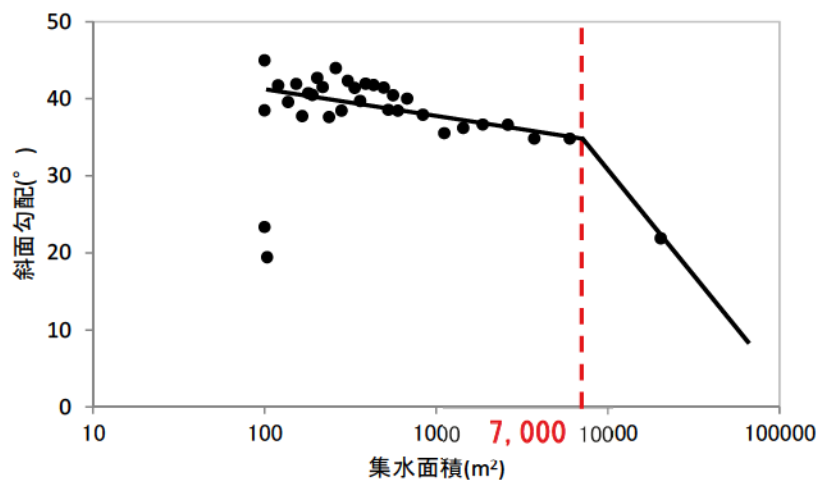


図-6.7(2) 斜面部と溪床部を区分する集水面積の設定（八木地区溪流）

5) その他の土質パラメータ

内部摩擦角，土の単位体積重量，粒径については，各溪流の3箇所では採取された不攪乱試料を用いた土質試験結果より設定した。試料は，荒谷地区では箇所毎に異なる深度で採取されており（内田ら，2009），深度30,60cmで各2試料，深度90cmで1試料の計5試料である。八木地区では，国土交通省中国地方整備局太田川河川事務所により各箇所の深度70cmで採取された計3試料とした。内部摩擦角については土の三軸圧縮試験（JGS 5203, JGS 5204），湿潤単位体積重量，飽和単位体積重量については土の湿潤密度試験（JIS A1225），土粒子の密度試験（JIS A1202）の結果の算術平均値を用いた。

粒径は，重力の作用で土砂が集団で移動する現象（集合運搬）を本検討の予測対象とするため，土の粒度試験（JIS A1204）結果の90%粒径を設定した。

透水係数は，広島西部山系において既往の水文観測結果から逆推定した値（田村ら，2010）を使用した。

6.2.2 検討結果

表-6.2に示した4ケースについて，解析モデルにより表層崩壊・土石流の発生場を計算した結果と平成11年6月豪雨災害（荒谷地区），平成26年8月豪雨災害（八木地区）の実績崩壊・土砂移動範囲を比較し，H-SLIDER法や拡張H-SLIDER法の有効性を検証した。

手法の評価にあたっては，前章同様に的中率，カバー率，スレットスコアの3つの評価指標を整理し，的中率・カバー率の両者が相対的に高い場合に大きくなるスレットスコアを主な評価指標として各計算ケースの評価を行うこととした。各計算ケースの評価指標を表-6.3に示す。

また，各ケースのType0～Type3の不安定化領域の計算結果を図-6.8に示す。

表-6.3，図-6.8より，荒谷地区，八木地区ともに，類似した下記の傾向が認められた。

本検討では，流域内の粘着力を同一としたケース1-1（H-SLIDER法），ケース2-1（拡張H-SLIDER法）の計算不安定化領域が同じになった。これは，第4章で，ある程度土層の粘着力が大きい場合，拡張H-SLIDER法におけるType2の不安定化領域は，ごく限られた条件で限定的に生じるのみとされていることと矛盾しない。

また，流域内の粘着力を同一としたケース1-1,2-1と流域内の斜面部と溪床部の粘着力を区分したケース1-2,2-2を比較すると，後者は溪床部を中心とした的中率，カバー率，スレットスコアが高くなっていることから，斜面部と溪床部の粘着力を区分して設定することの有効性が確認できる。

さらに，粘着力を区分したケース1-2（H-SLIDER法），ケース2-2（拡張H-

SLIDER 法) を比較すると、ケース 2-2 の方がスレットスコアが高くなっており、拡張 H-SLIDER 法を用いて地表流発生の影響を考慮して危険度評価を行うことの有効性が確認できる。

また、従来の表層崩壊予測で多く使われていたケース 1-1 の手法と、今回検討したケース 2-2 の手法を比較すると、後者のスレットスコアが有意に向上していることから、流域内の斜面部と溪床部の粘着力を区分した上で、地表流発生の影響を考慮する拡張 H-SLIDER 法を使うことが有効であると判断できる。

ここで、解析の過程で計算された地表水深(4 ケース共通)を図-6.9 に示す。

図-6.9 より、荒谷地区溪流、八木地区溪流ともに、一定の集水面積を有する斜面部で 1cm 未満の地表水深が発生し、溪床部では概ね 1~5 cm の地表水深が発生していることが見てとれる。その他、斜面勾配が非常に緩い尾根部付近でも 1cm 程度の地表水深が算出されていることが分かる。

以上を踏まえると、緩勾配の尾根部を除き、斜面部・溪床部において 5cm 未満の地表水深の発生を考慮することで、拡張 H-SLIDER 法による危険度評価の精度を向上させていることが分かる。

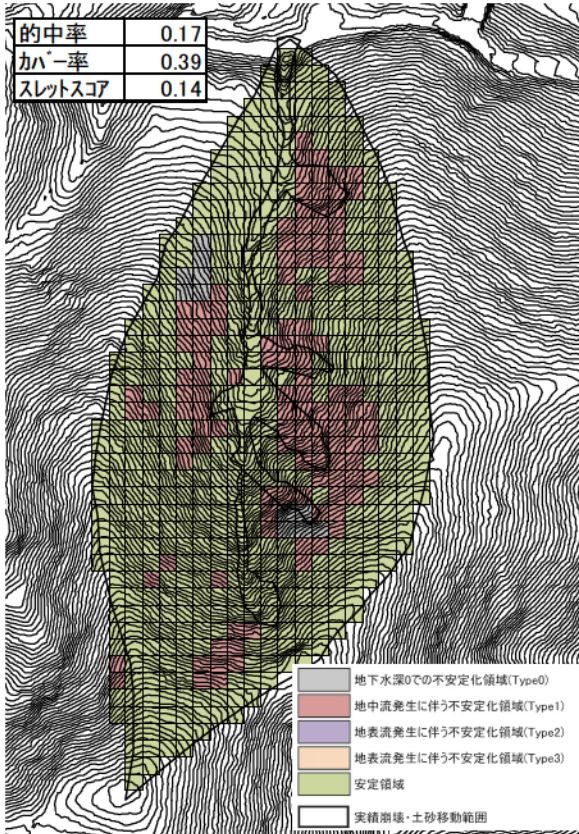
表-6.3(1) 的中率・カバー率・スレットスコア(荒谷地区溪流)

	ケース1-1	ケース1-2	ケース2-1	ケース2-2
的中率	0.17	0.26	0.17	0.29
カバー率	0.39	0.78	0.39	0.90
スレットスコア	0.14	0.24	0.14	0.28

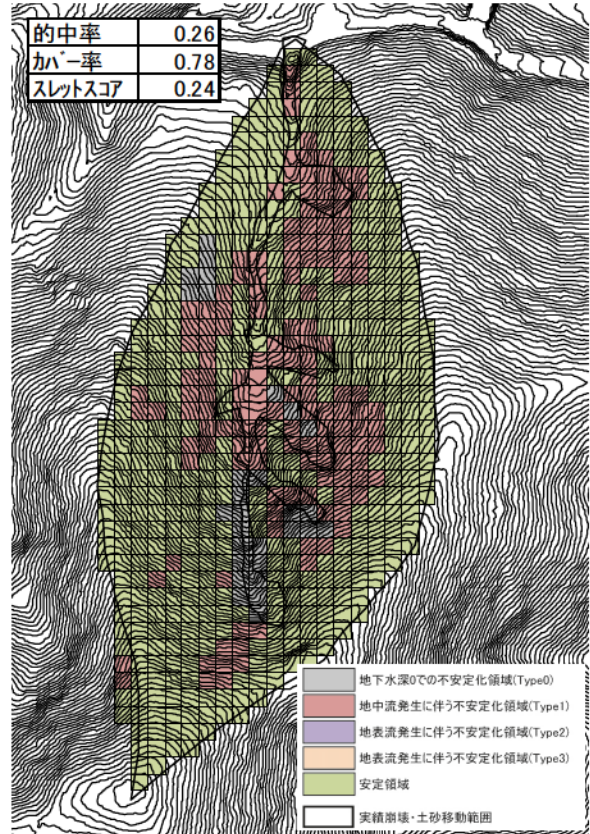
表-6.3(2) 的中率・カバー率・スレットスコア(八木地区溪流)

	ケース1-1	ケース1-2	ケース2-1	ケース2-2
的中率	0.35	0.41	0.35	0.43
カバー率	0.53	0.70	0.53	0.77
スレットスコア	0.27	0.35	0.27	0.38

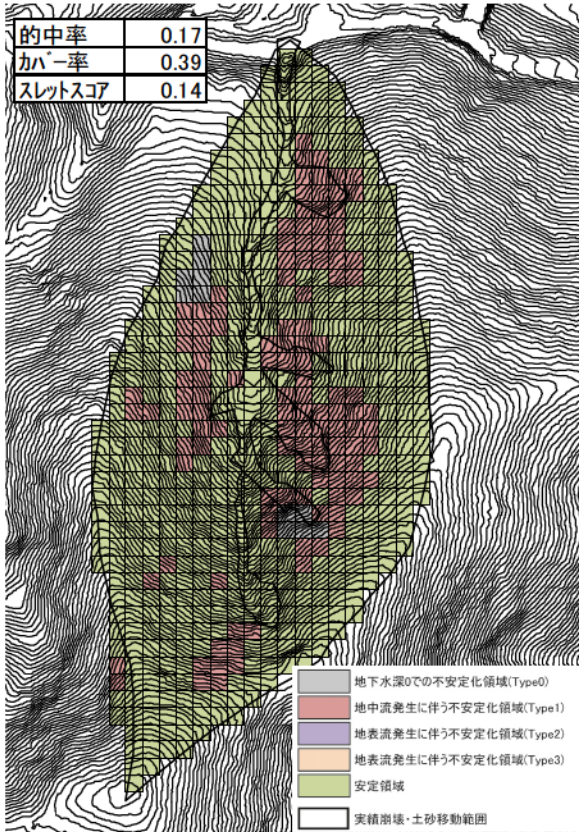
ケース 1-1



ケース 1-2



ケース 2-1



ケース 2-2

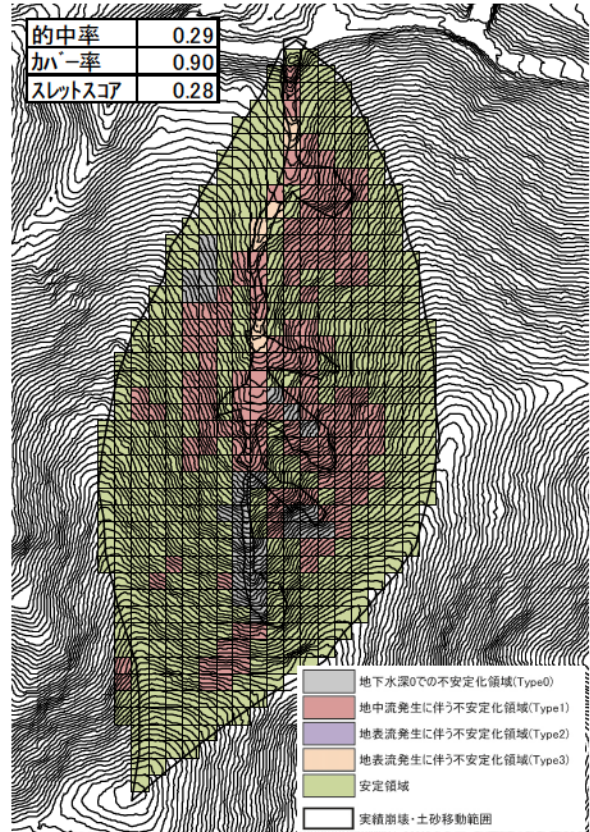
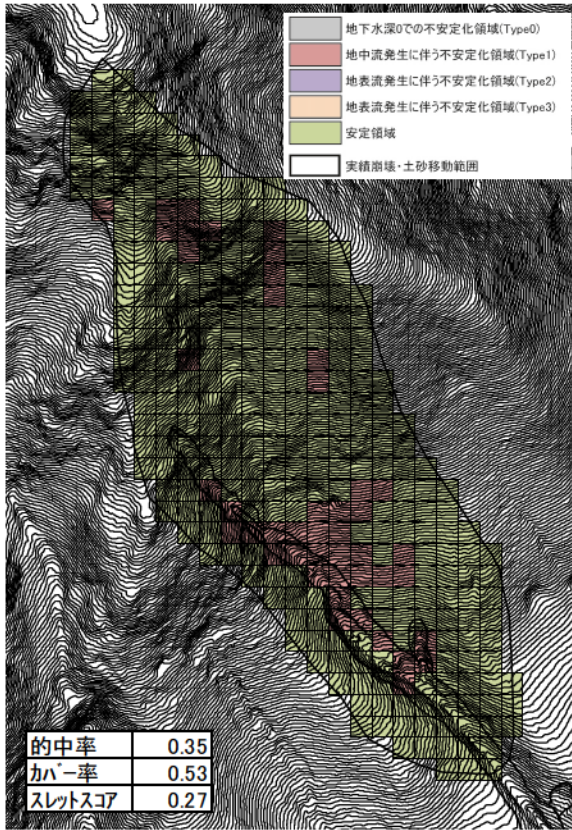
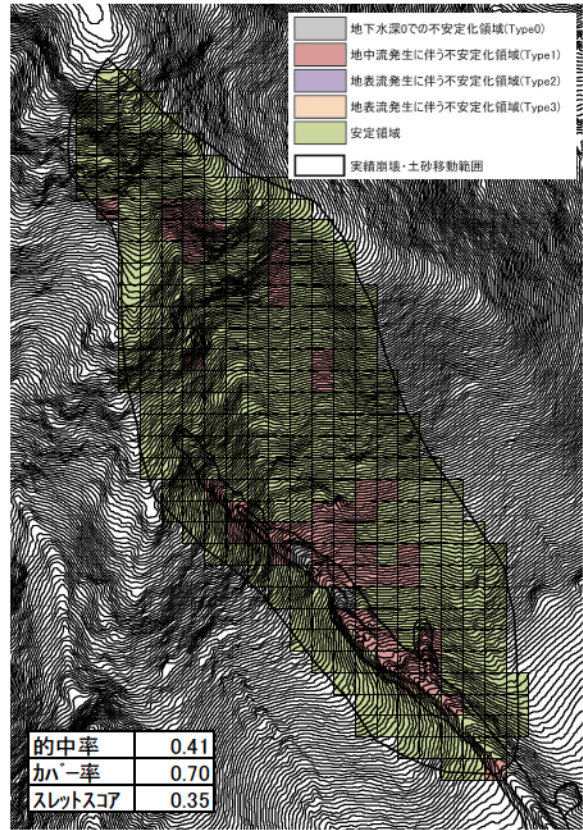


図-6.8(1) 計算不安定化領域（荒谷地区溪流）

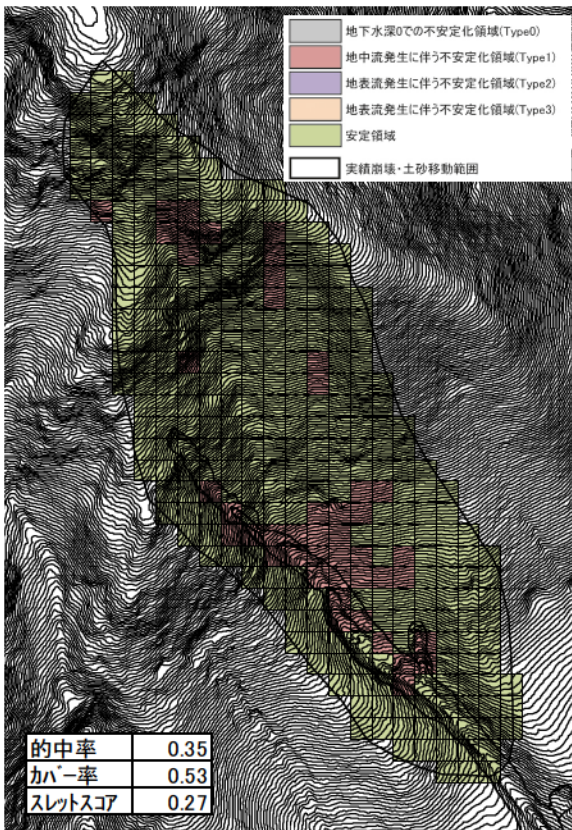
ケース 1-1



ケース 1-2



ケース 2-1



ケース 2-2

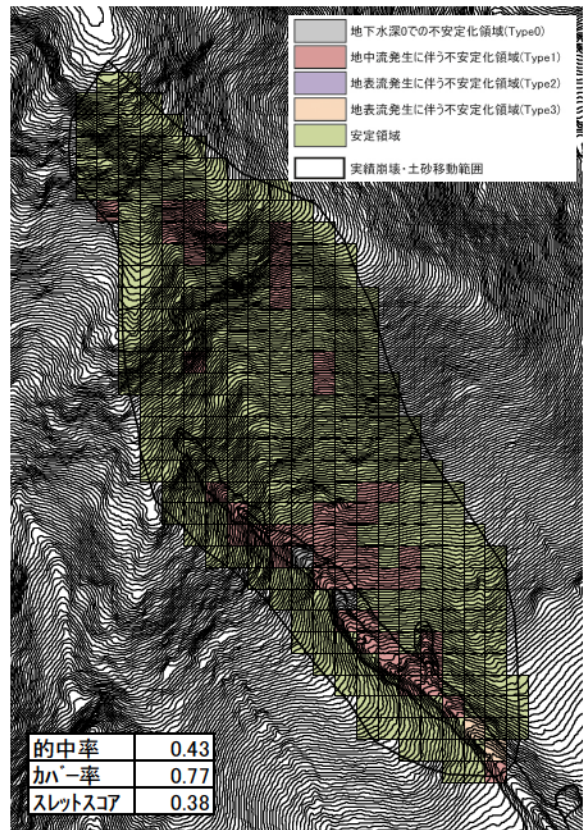


図-6.8(2) 計算不安定化領域（八木地区溪流）

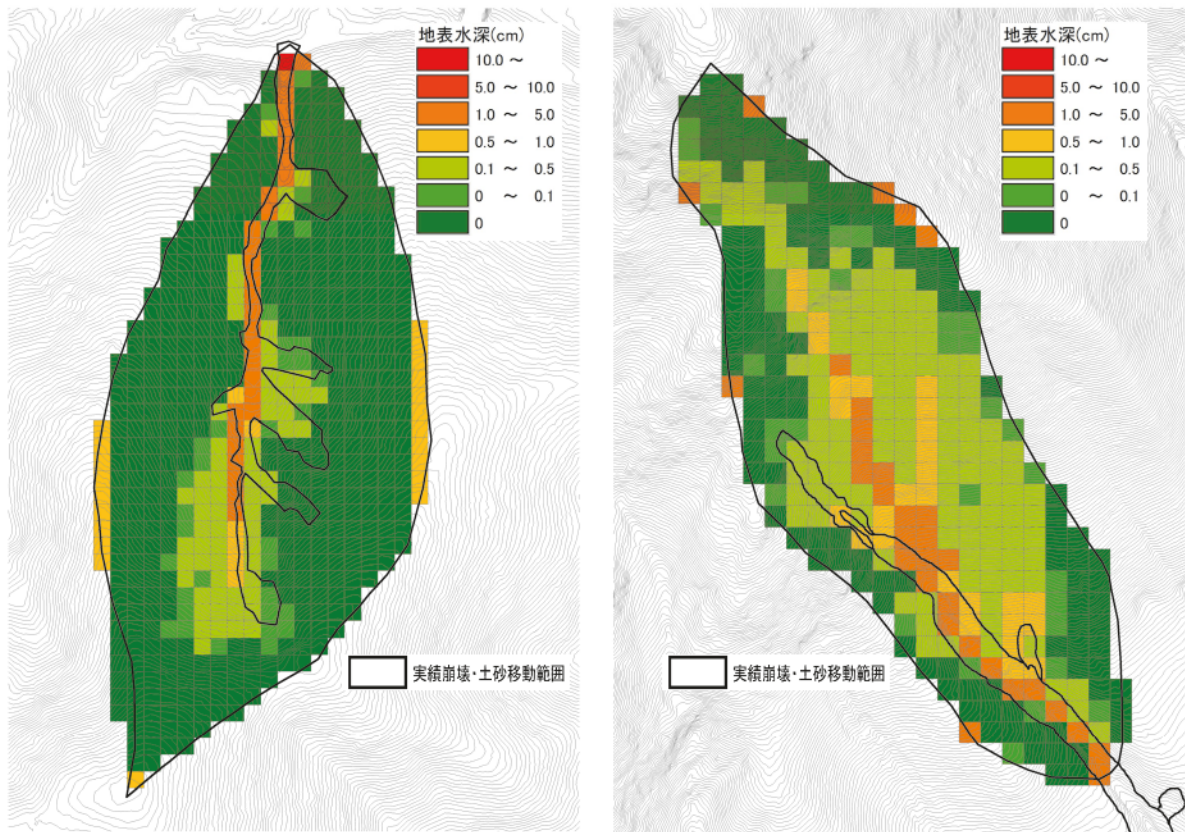


図-6.9 解析メッシュの地表水深（左：荒谷地区溪流，右：八木地区溪流）

6.2.3 降雨強度の設定方法の妥当性検証

前節までの検討では、既往研究（秋山ら，2015）で花崗岩地域の同規模流域の同種の解析において5～6時間雨量を条件として大部分の崩壊が予測されたことに鑑み、予想崩壊・土石流発生時刻の前6時間平均降雨強度を設定して検討した。

しかし、当該溪流では崩壊・土石流発生に寄与した定常降雨強度が不明確なため、降雨強度を10～100 mm/hまで10 mm/h刻みで変化させた場合の不安定化領域の評価を行った。評価指標として、的中率・カバー率・スレットスコアを整理した結果を表-6.4、図-6.10に示す。

また、第3章に示した土層の不安定化の判別式において、安全率 F_s が1となる場合の降雨強度（最小定常崩壊発生降雨強度 r_c ）を算出した結果を整理した（図-6.11）。

前節同様にスレットスコアを主な評価指標とすると、表-6.4、図-6.10より、荒谷地区、八木地区ともに、設定する降雨強度に関わらず、流域内の斜面部と溪床部の粘着力を区分すること（ケース1-1→ケース1-2，ケース2-1→ケース2-2）で計算の精度が向上し、地表流発生の影響を考慮する拡張H-SLIDER法を使うこと（ケース1-1→ケース2-1，ケース1-2→ケース2-2）により、さらに計算精度が向上しているものと判断できる。

なお、ここでも両地区ともに降雨強度が小さい場合はケース1-1とケース2-1の評価指標の値が同じになっているが八木地区で80mm以上の降雨強度を設定した場合は、ケース1-1よりケース2-1のスレットスコアが僅かに高くなっている。これは、第4章で示したとおり、ある程度大きい粘着力を設定している場合（ここでは8.2 kN/m²）、降雨強度が非常に大きい限定的な条件でのみType2の不安定化領域が発生するとした挙動によるものである。

次に、図-6.11の最小定常崩壊発生降雨強度を見ると、荒谷地区では実績崩壊・土砂移動範囲のほとんどが30～40mm以下の最小定常崩壊発生降雨強度となっており、前節までの検討で荒谷地区の降雨強度を31mm/hと設定したことは概ね妥当である。一方、八木地区では、実績崩壊・土砂移動範囲のうち溪床部付近の一部が100mm以上の最小定常崩壊発生降雨強度となっていることから、その他のパラメータ設定も含め、更なる改善の余地がある。

ここで、参考として降雨強度 r を10～100 mm/hまで10 mm/h刻みで変化させた場合の地表水深を図-6.12に示す。

図-6.12より、荒谷地区溪流、八木地区溪流ともに、降雨強度10～20 mm/h程度で一定の集水面積を有する斜面部で1cm未満の地表水深が発生し、降雨強度が大きくなるに連れてその範囲が流域全域に広がっていき、降雨強度50 mm/h程度を超えると集水面積の大きい対象流域の最下流の溪床部で10cm超の地表水深が発生していることが分かる。一方で、仮に降雨強度が100mm/hの場合においても、本

研究のように地中流はダルシー則、地表流は Manning 則に従うという計算条件の範囲では、第2章の現地調査で確認されたような稜線付近の緩勾配斜面で水深30cmを超えるような地表流は算出されないことが分かる。この点については、この後の6.4節において別の角度から改めて検討することにする。

表-6.4(1) 降雨強度を変化させた場合の評価指標（荒谷地区溪流）

降雨強度	ケース1-1			ケース1-2			ケース2-1			ケース2-2		
	的中率	カバー率	スレトスコア	的中率	カバー率	スレトスコア	的中率	カバー率	スレトスコア	的中率	カバー率	スレトスコア
10mm/h	0.28	0.14	0.10	0.44	0.53	0.32	0.28	0.14	0.10	0.49	0.63	0.38
20mm/h	0.26	0.34	0.17	0.36	0.73	0.32	0.26	0.34	0.17	0.40	0.85	0.37
30mm/h	0.17	0.39	0.14	0.27	0.78	0.25	0.17	0.39	0.14	0.29	0.90	0.28
40mm/h	0.14	0.41	0.11	0.22	0.80	0.21	0.14	0.41	0.11	0.24	0.92	0.24
50mm/h	0.12	0.41	0.10	0.19	0.80	0.18	0.12	0.41	0.10	0.21	0.92	0.21
60mm/h	0.10	0.41	0.09	0.17	0.80	0.16	0.10	0.41	0.09	0.19	0.92	0.19
70mm/h	0.09	0.41	0.08	0.16	0.80	0.15	0.09	0.41	0.08	0.17	0.92	0.17
80mm/h	0.09	0.41	0.08	0.15	0.80	0.14	0.09	0.41	0.08	0.17	0.92	0.17
90mm/h	0.08	0.41	0.08	0.15	0.80	0.14	0.08	0.41	0.08	0.16	0.92	0.16
100mm/h	0.08	0.41	0.07	0.14	0.80	0.14	0.08	0.41	0.07	0.16	0.92	0.16

表-6.4(2) 降雨強度を変化させた場合の評価指標（八木地区溪流）

降雨強度	ケース1-1			ケース1-2			ケース2-1			ケース2-2		
	的中率	カバー率	スレトスコア	的中率	カバー率	スレトスコア	的中率	カバー率	スレトスコア	的中率	カバー率	スレトスコア
10mm/h	0.61	0.47	0.36	0.68	0.63	0.49	0.61	0.47	0.36	0.70	0.70	0.54
20mm/h	0.44	0.53	0.32	0.51	0.70	0.42	0.44	0.53	0.32	0.53	0.77	0.46
30mm/h	0.37	0.53	0.28	0.44	0.70	0.37	0.37	0.53	0.28	0.46	0.77	0.40
40mm/h	0.34	0.53	0.26	0.40	0.70	0.34	0.34	0.53	0.26	0.43	0.77	0.38
50mm/h	0.31	0.53	0.24	0.37	0.70	0.32	0.31	0.53	0.24	0.39	0.77	0.35
60mm/h	0.30	0.53	0.24	0.36	0.70	0.31	0.30	0.53	0.24	0.38	0.77	0.34
70mm/h	0.27	0.53	0.22	0.32	0.70	0.28	0.27	0.53	0.22	0.34	0.77	0.31
80mm/h	0.27	0.53	0.22	0.32	0.70	0.28	0.28	0.57	0.23	0.34	0.77	0.31
90mm/h	0.25	0.53	0.21	0.30	0.70	0.27	0.26	0.57	0.22	0.32	0.77	0.29
100mm/h	0.25	0.53	0.21	0.30	0.70	0.27	0.26	0.57	0.22	0.32	0.77	0.29

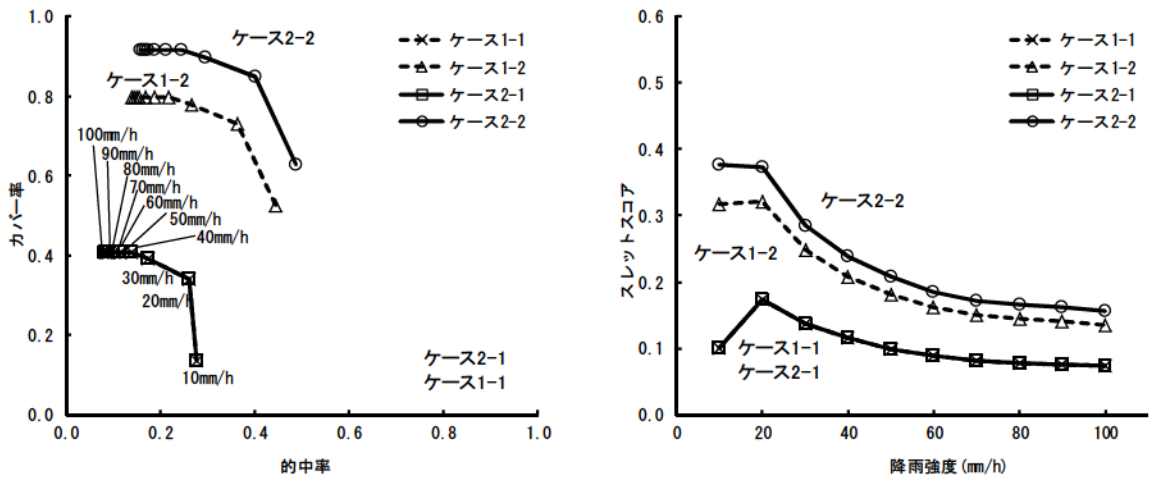


図-6.10(1) 降雨強度を変化させた場合の評価指標 (荒谷地区溪流)

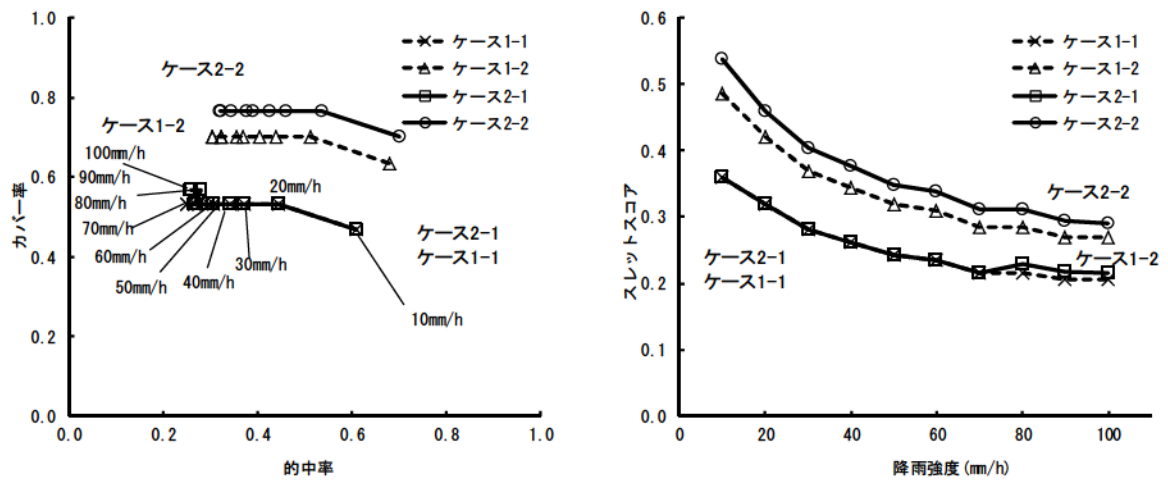
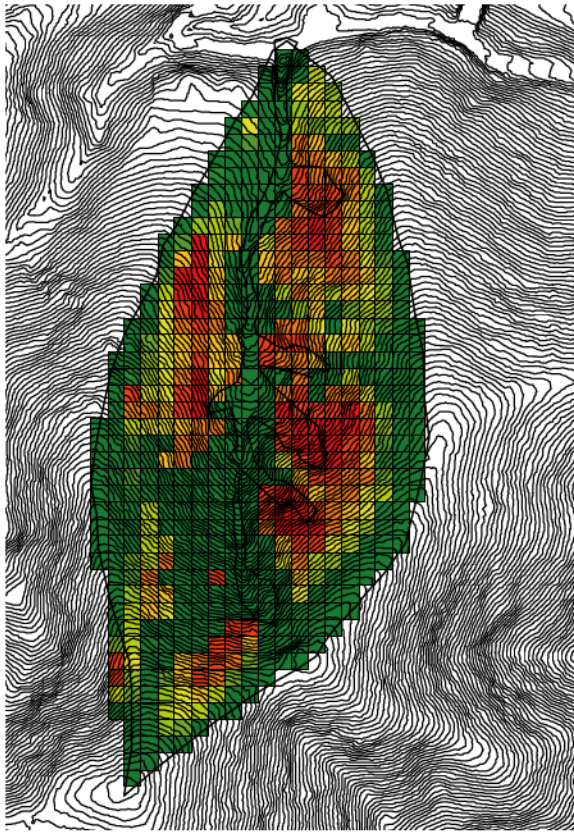
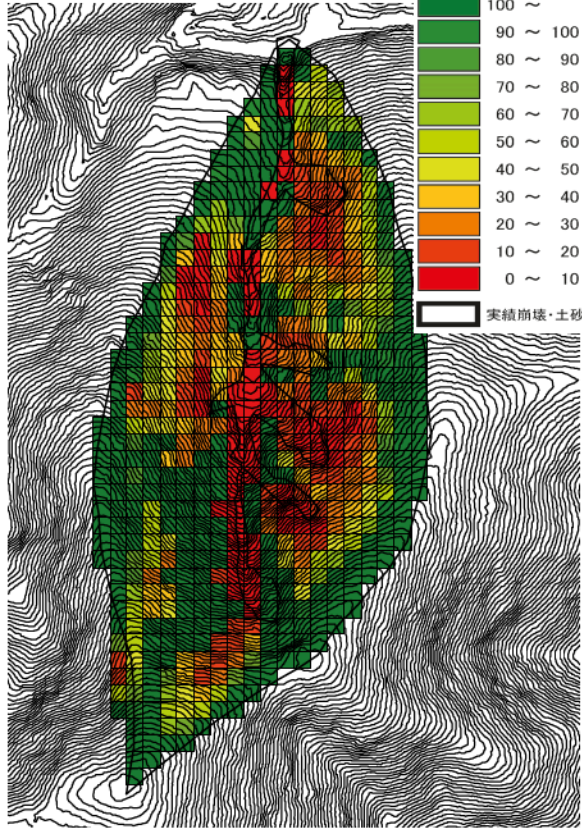


図-6.10(2) 降雨強度を変化させた場合の評価指標 (八木地区溪流)

ケース 1-1

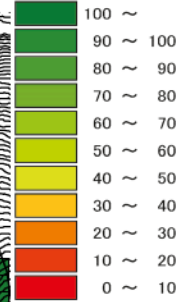


ケース 1-2



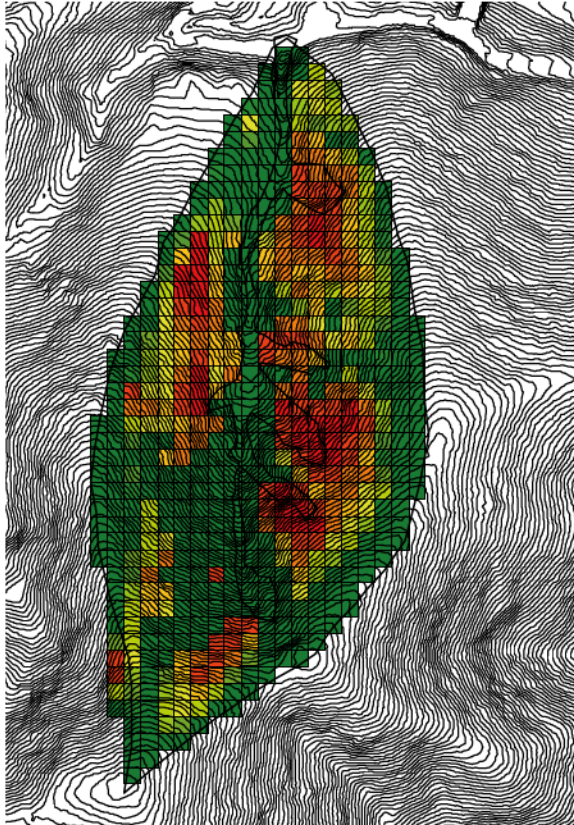
最小定常崩壊発生

降雨強度 r_c (mm/hr)



実績崩壊・土砂移動範囲

ケース 2-1



ケース 2-2

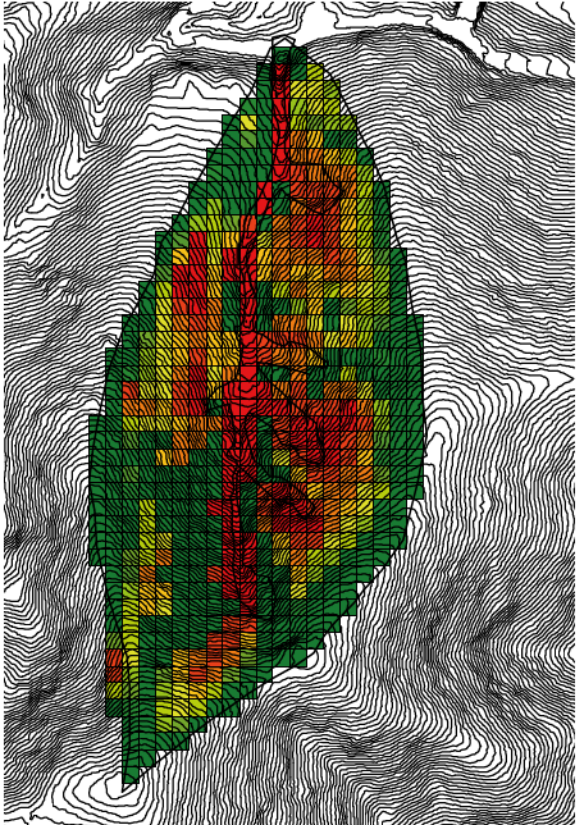
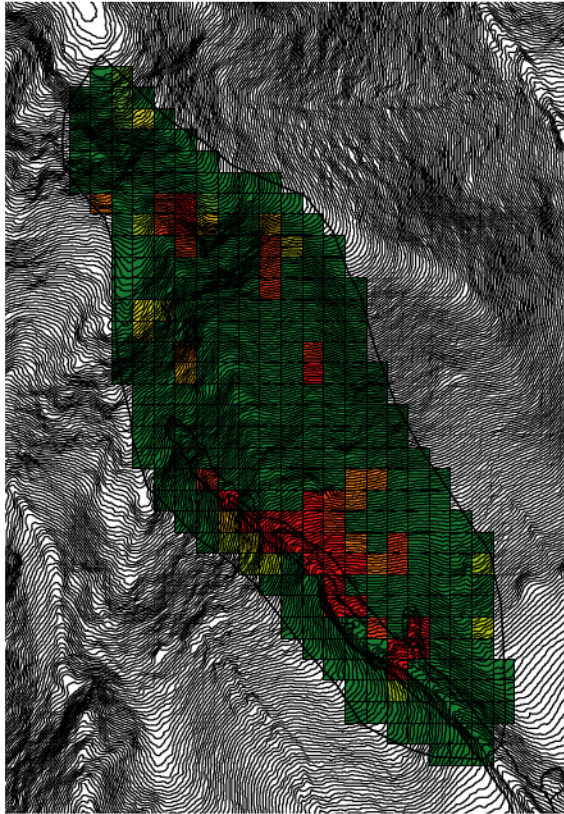
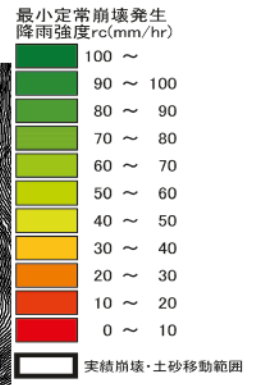
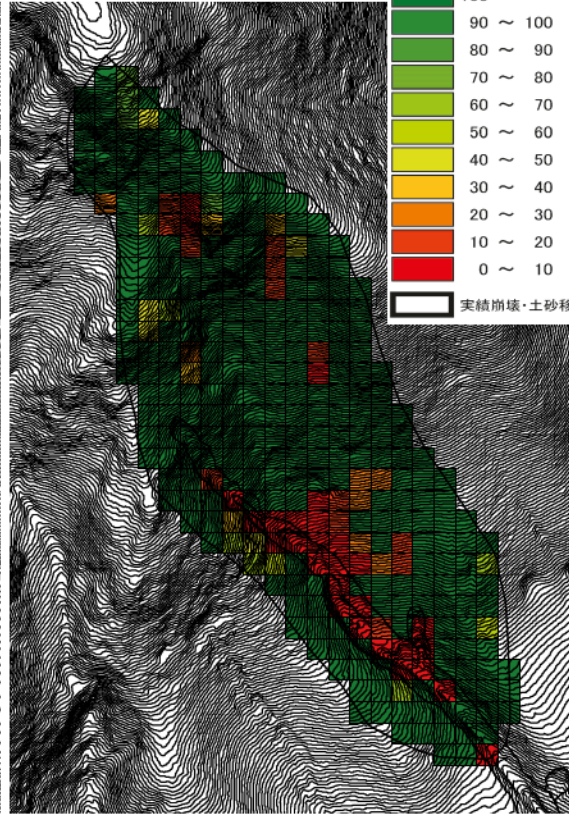


図-6.11(1) 最小定常崩壊発生降雨強度（荒谷地区溪流）

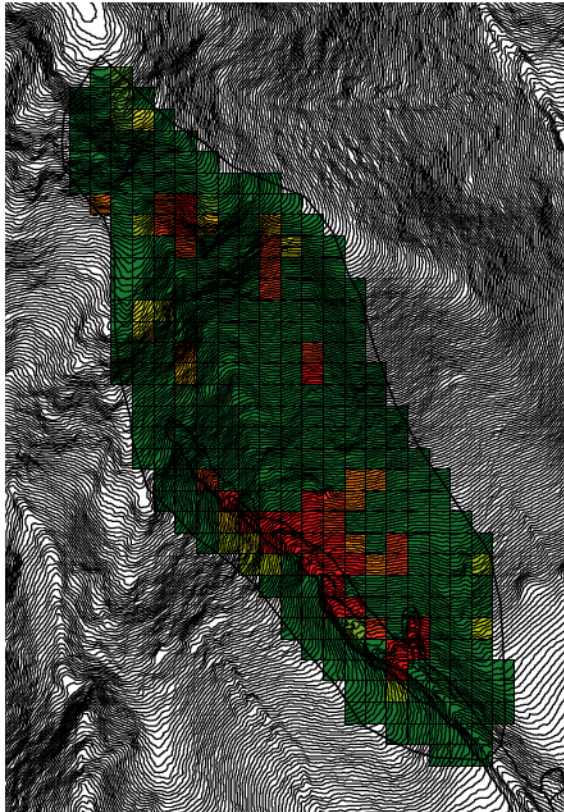
ケース 1-1



ケース 1-2



ケース 2-1



ケース 2-2

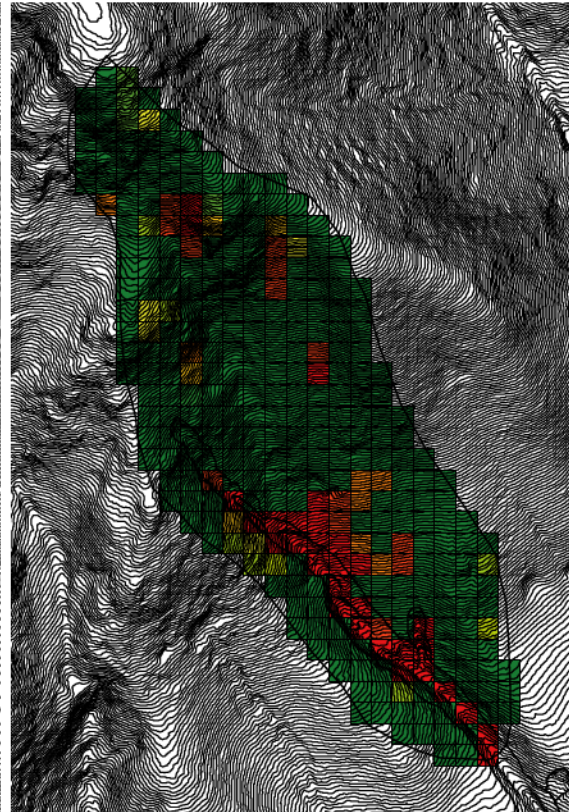


図-6.11(2) 最小定常崩壊発生降雨強度（八木地区溪流）

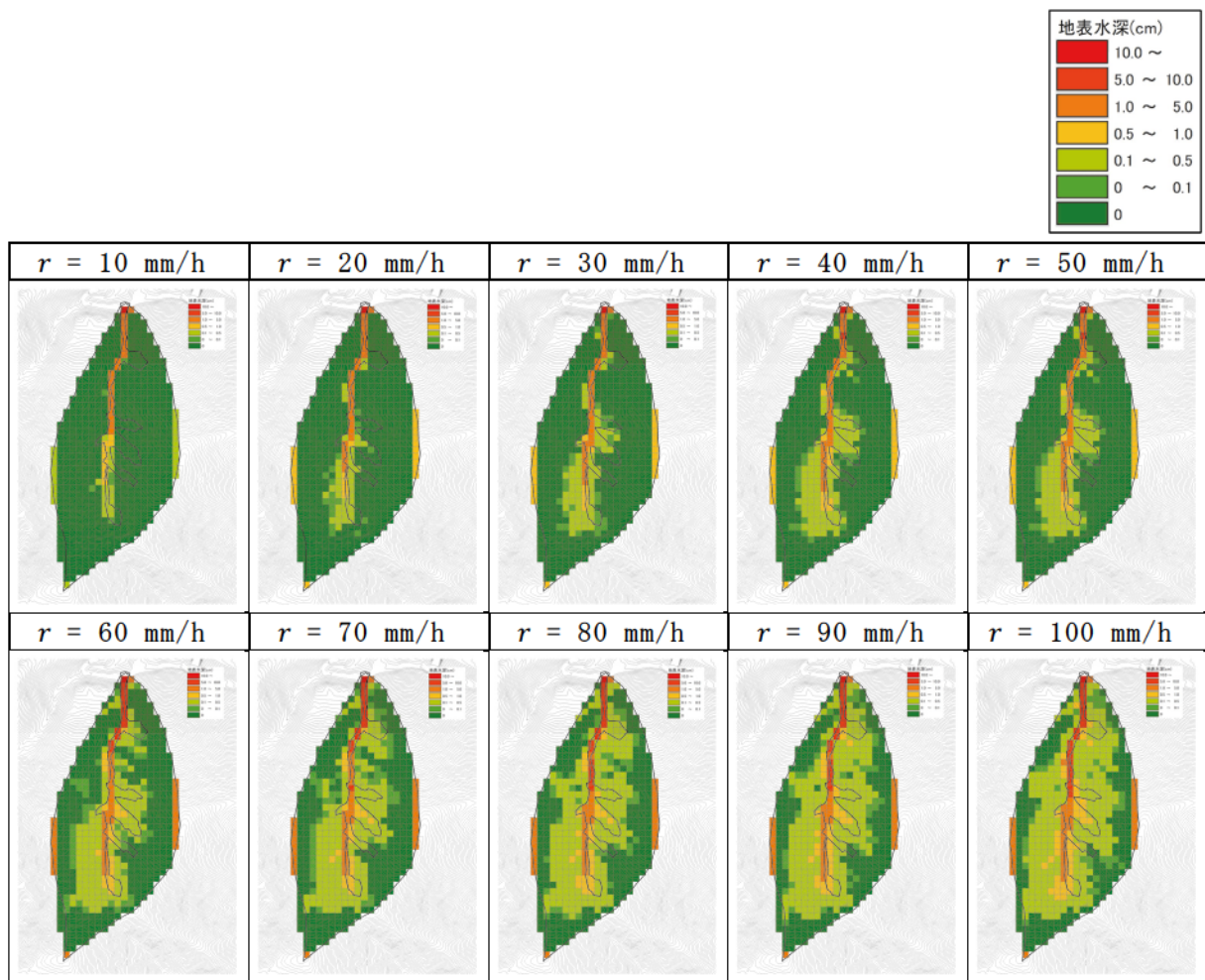


図-6.12(1) 降雨強度を変化させた場合の地表水深（荒谷地区溪流）

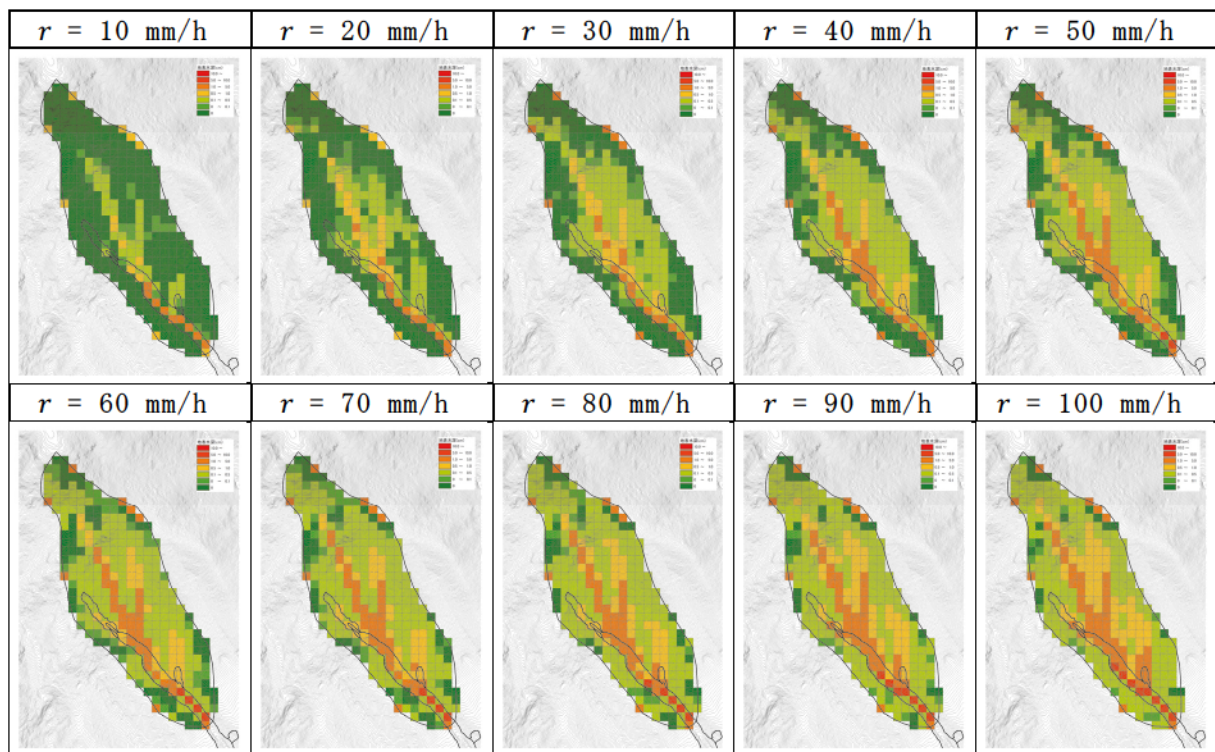


図-6.12(2) 降雨強度を変化させた場合の地表水深（八木地区溪流）

6.2.4 表層崩壊・土石流発生限界水位の検証

本研究では、地表流の発生機構として、土層中で地中水を流しきれなくなったときに表面に溢れ出るいわゆる飽和地表流（復帰流）を想定している。一方で、豪雨時に土石流が当該地点より上流域で発生した場合、当該地点の地表流の水深は、飽和地表流で想定される水深より大幅に大きくなることが予想される。そこで、対象溪流の各メッシュの限界水位（安全率 F_s が1となり表層崩壊・土砂移動が生じる時の地下・地表水位）を算定した（図-6.13）。なお、ここでは、溪床部の粘着力を無視（ $c = 0.0\text{kN/m}^2$ ）しない条件（ケース2-1）で評価した。その結果、ケース2-1では表層崩壊・土砂移動を予測できなかったメッシュについても、斜面部では概ね50cm程度、溪床部では1m以上の地表水位が発生する場合に、現状よりも高精度で土砂移動を予測できることが分かる。本検討から、必ずしも粘着力が0でなくても、上流側で発生した土石流が当該メッシュを流下し、それにより土層が不安定化し土石流が発生・流下したことによる土砂移動が生じた可能性も考えられる。

これより、表層崩壊・土石流が発生した最上流部以外の箇所においては、本研究で提示した地表流の発生を考慮した新たな表層崩壊・土石流予測モデルを用いて、上流域で発生した土石流の影響等を簡易に水位等の設定に置き換えて解析することにより、表層崩壊・土石流の発生場の予測精度を向上させることができる可能性がある。

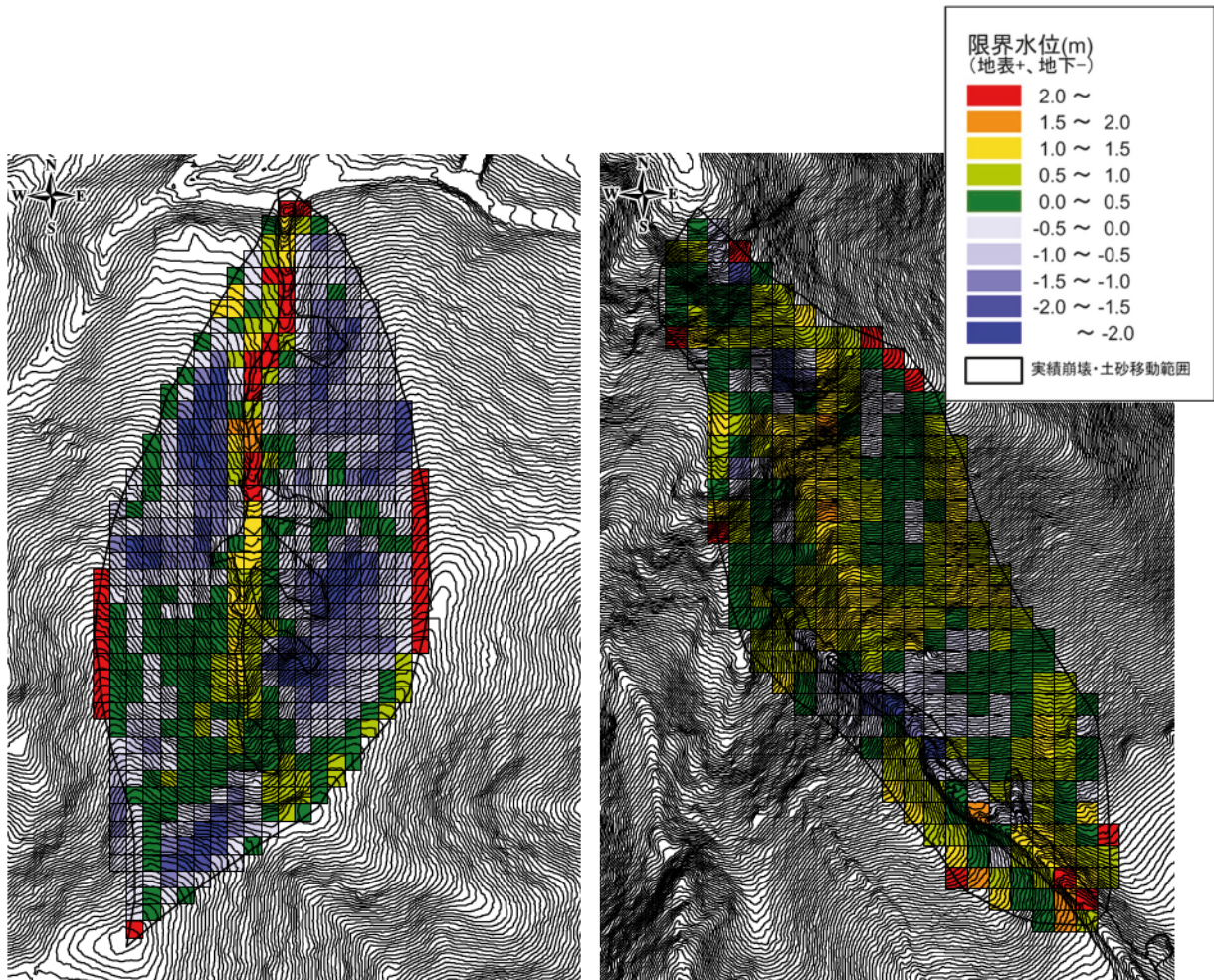


図-6.13 表層崩壊・土石流発生限界水位（左：荒谷地区溪流，右：八木地区溪流）

6.3 広域を対象とした新たな解析モデルの有効性検証

前節では、対象地域を比較的狭い範囲とし、従来の解析モデル（H-SLIDER 法）と対比して地表流発生を考慮する新たな解析モデル（拡張 H-SLIDER 法）の有効性を確認した。本節では、さらに広い範囲を対象とする従来のもう一つの解析モデル（C-SLIDER 法）と同手法に地表流発生を考慮する新たな解析モデル（以降、「拡張 C-SLIDER 法」と言う）を比較し、その有効性を検証することを目的とする。

6.3.1 検討方法

C-SLIDER 法は、H-SLIDER 法の考え方に従い、各パラメータの不確実性を考慮することにより、比較的広範囲の表層崩壊・土石流発生危険度を評価する手法である（田村ら、2009）。C-SLIDER 法は、土層の地下水位の発生を考慮して危険度評価を行う手法であるが、その安全率算出式（第 3 章(1)式）を本研究で提案した安全率式算出式（第 3 章(1), (21), (22)式併用）に変更することで、地表流発生の影響を考慮して土層の不安定化を解析する手法を拡張 C-SLIDER 法とした。

C-SLIDER 法、拡張 C-SLIDER 法に基づく表層崩壊・土石流発生危険度評価の実施フローを図-6.14 に示す。

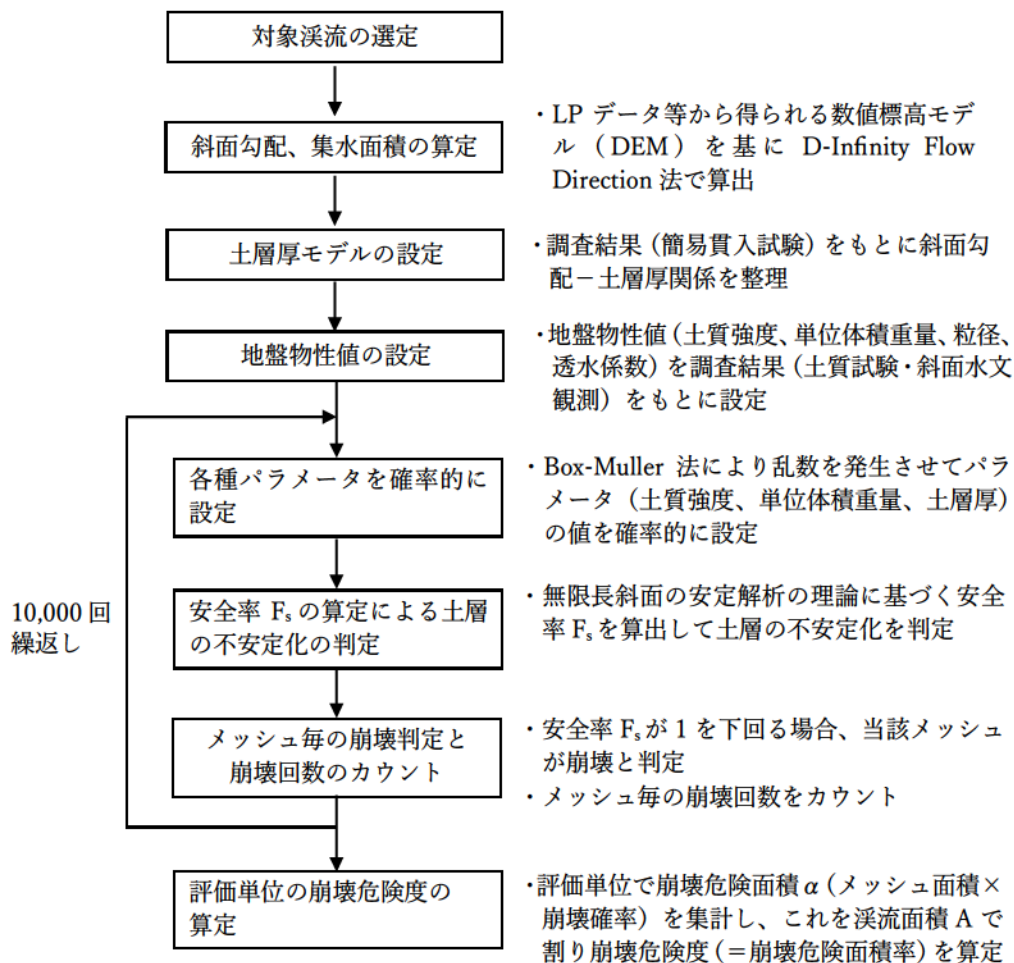


図-6.14 （拡張）C-SLIDER 法に基づく表層崩壊・土石流発生危険度評価の実施フロー

図-6.14 に示すフローのとおり，C-SLIDER 法に基づく表層崩壊・土石流発生危険度評価において設定すべき解析パラメータは地形形状（斜面勾配・集水面積），土層厚および地盤物性値（土質強度・単位体積重量・粒径・透水係数）である。評価対象溪流ごとで解析パラメータを取得しない C-SLIDER 法では，これらの解析パラメータは平均値と標準偏差を用いてモデル化した上で確率的に与える。

各パラメータを確率的に設定するために，以下の式を用いた。

$$C = C_m + C_d \times r_d$$

ここで， C はあるパラメータ， C_m はパラメータ C の平均値， C_d はパラメータ C の標準偏差， r_d はモンテカルロシミュレーションで発生する正規乱数である。正規乱数の発生には Box-Muller 法を用い，シミュレーション回数は 10,000 回とした。なお，本検討では，主要な地盤物性値のうち，既往の土質試験結果が多く得られており，一定精度でデータの標準偏差の算出が可能な粘着力，内部摩擦角，飽和単位堆積重量，湿潤単位堆積重量，土層厚を確率的に設定するパラメータとした。

また，本検討では，各メッシュの表層崩壊・土石流発生危険度評価において，前述の土層の不安定化 Type0～3 を以下のとおり評価した。

<拡張 C-SLIDER 法における土層の不安定化の評価>

- ・C-SLIDER 法による表層崩壊・土石流発生 : Type1
- ・拡張 C-SLIDER 法による表層崩壊・土石流発生 : Type1+Type2+Type3
- ・評価除外（崩壊回数としてカウントしない） : Type0

6.3.2 検討条件

(1) 対象流域

本検討の対象流域は，前節で拡張 H-SLIDER 法の検証を行った荒谷地区及び八木地区の溪流）を含む荒谷地区 4.0 km²，八木・緑井地区 3.6 km² の土石流危険溪流を統合した流域である。

両地区の主な地質は，荒谷地区は全域が花崗岩であるのに対し，八木・緑井地区は，検討対象地域の南西側半分程度が花崗岩，北東側半分程度が泥岩（堆積岩）となっている。

対象流域図を図-6.15 に示す。なお，図-6.15 には，後述する土層厚分布の設定に用いる山地の解析区分（図-6.16，図-6.17）を併せて表示した（国土交通省中国地方整備局太田川河川事務所資料）。

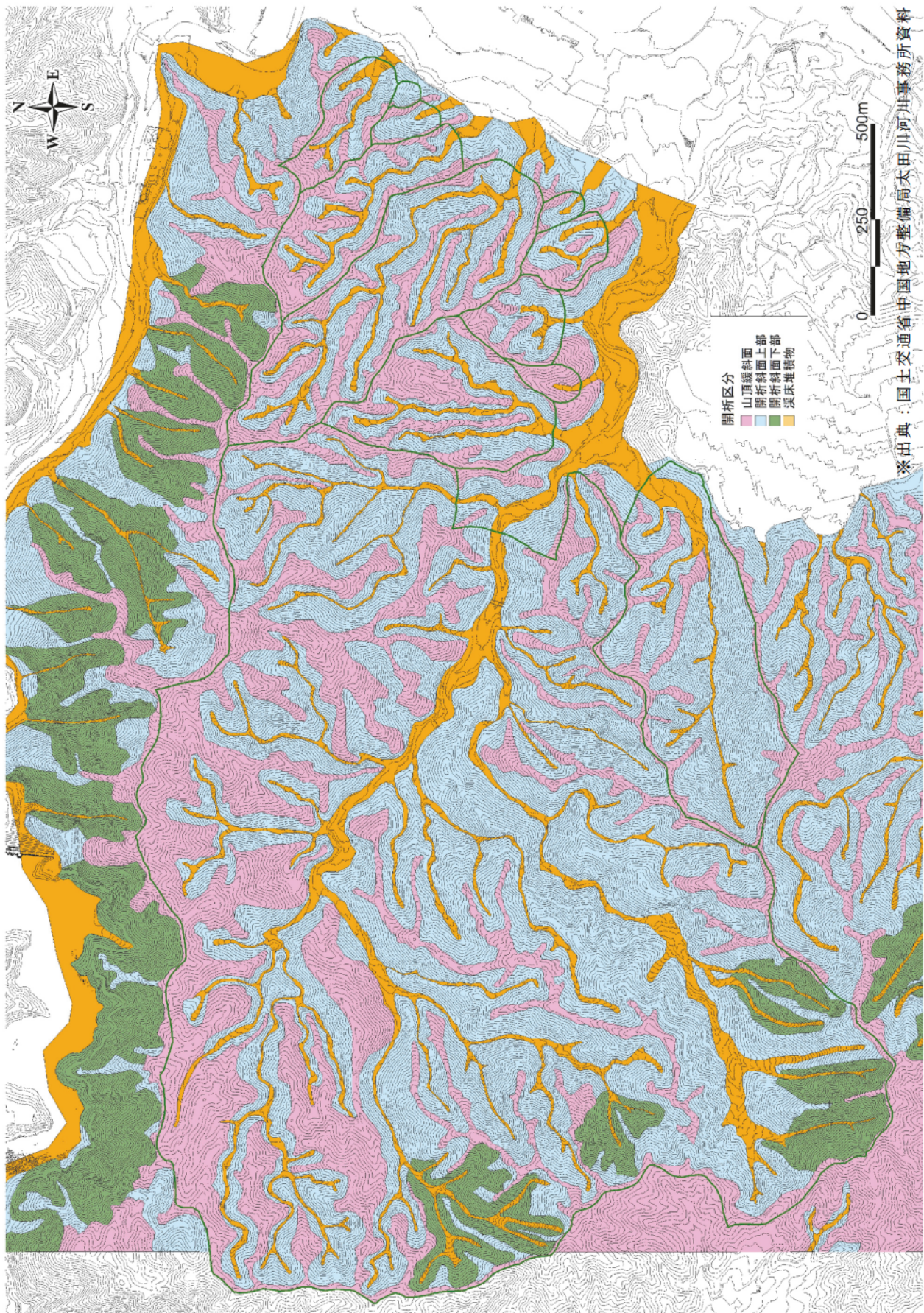
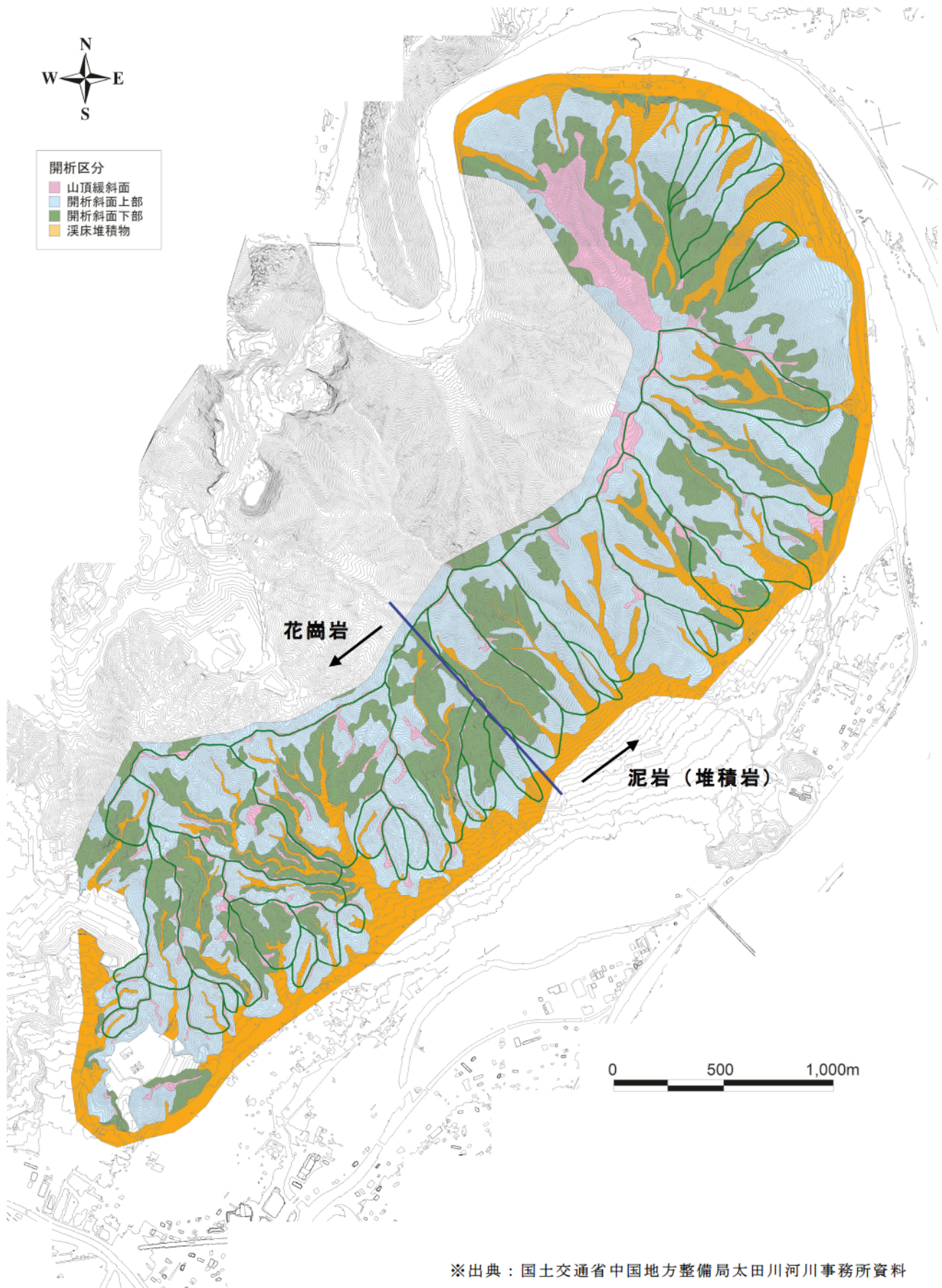
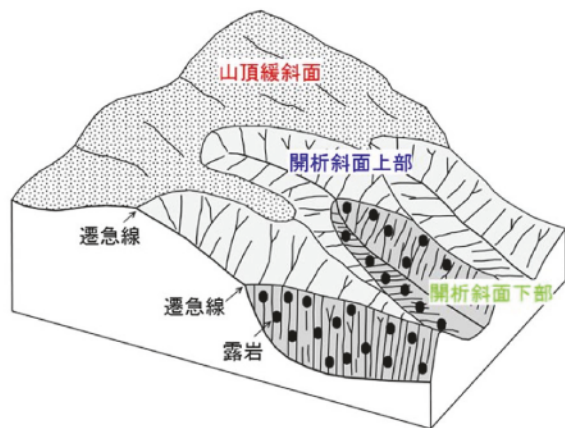


図-6.15(1) 対象流域及び山地の解析区分（荒谷地区）



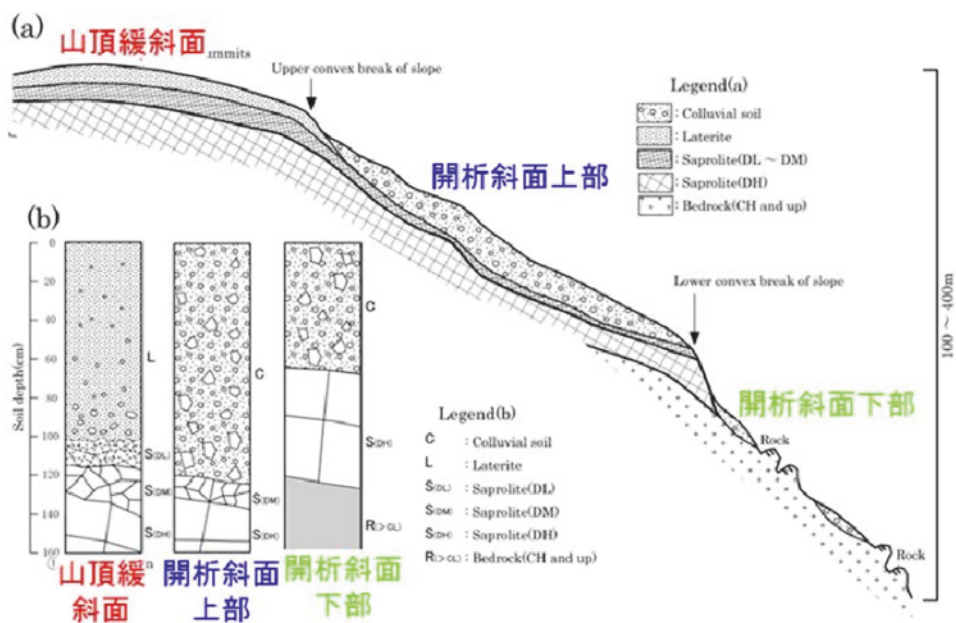
※出典：国土交通省中国地方整備局太田川河川事務所資料

図-6.15(2) 対象流域及び山地の解析区分（八木・緑井地区）



(松澤ら, 2015 に加筆)

図-6.16 山地の開析程度の模式図



(松澤ら, 2015 に加筆)

図-6.17 山地の開析程度に応じた土質構造

(2) 計算データ

既往の斜面観測データおよび既往の検討結果を基に、「表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル（案），（独立行政法人土木研究所）」を参考に、地形・地質等の物理特性に関する拡張 C-SLIDER 法のパラメータを設定した（表-6.5）。

本検討における主要な計算データの設定方法を次に示す。

表-6.5 解析パラメータ

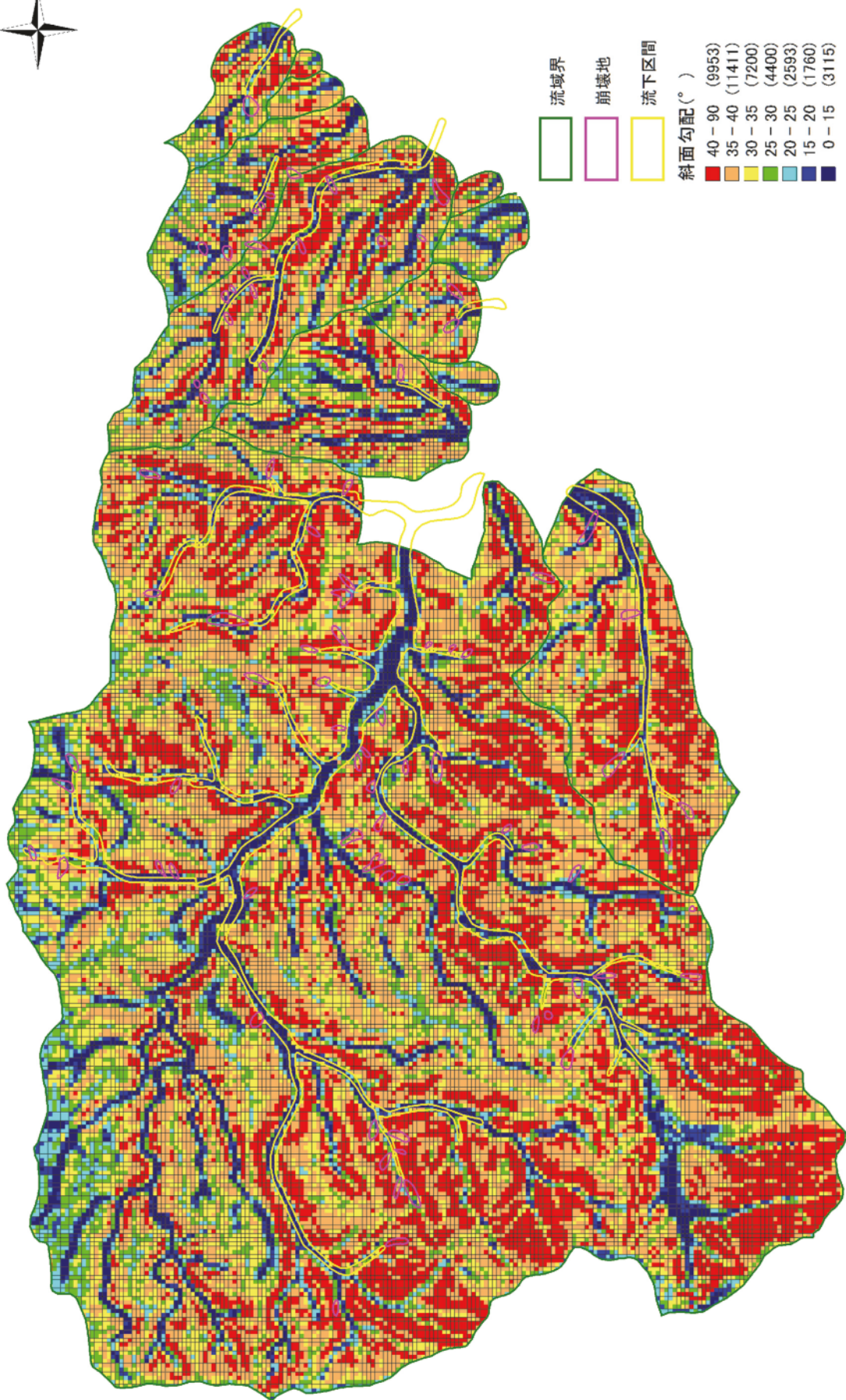
項目		算出方法	パラメータ	
			花崗岩地域 (荒谷地区, 八木・緑井地 区南西部)	堆積岩地域 (八木・緑井 地区北東部)
降雨条件	降雨強度 (mm/h)	広島西部山系における既往のC-SLIDER法の検討で各メッシュの相対的な危険度の違いが表現されやすかった降雨強度 (10mm/h) を使用	10	
地形条件	土層厚 (m)	山地の開析程度による地形分類 (山頂緩斜面、開析斜面上部、開析斜面下部) 毎に土層厚モデル (斜面勾配と平均土層厚の関係) を作成して設定	表-6.7参照	
	斜面勾配 (°) 集水面積 (m ²)	LPデータ、土層厚を踏まえて設定した基岩面標高を用いてD-infinity Flow Direction法により算出	左記方法にて 各メッシュで設定	
土質条件	粘着力 (kN/m ²)	土質試験結果の平均値、標準偏差を基に、正規分布に従い確率的に設定 (調査地点数: 花崗岩20、泥岩15)	6.1 [4.1]	8.3 [3.8]
	内部摩擦角 (°)	同上	35.2 [4.1]	29.3 [1.9]
	飽和単位体積重量 (kN/m ³)	同上	18.4 [0.7]	18.0 [0.7]
	湿潤単位体積重量 (kN/m ³)	同上	16.1 [1.2]	16.8 [1.1]
	透水係数 (m/s)	各地区の既往の水文観測結果から逆推定した値を使用	荒谷 0.0004 八木・緑井 0.0015	0.0009
	粒径 (m)	土質試験結果のD90の平均値を使用 (調査地点数: 花崗岩20、泥岩15)	0.0050	0.0087
その他	粗度係数 (m ^{-1/3} ・s)	山腹斜面の標準的な値を使用 (0.1m ^{-1/3} ・s)	0.1	
	水の単位体積重量 (kN/m ³)	標準的な値を使用 (9.8kN/m ³)	9.8	
	メッシュサイズ (m)	10mメッシュを使用	10	

※ [] 書きは標準偏差

1) 斜面勾配，集水面積

LP計測データから得られた1mメッシュの地表面データ (1mDEM) から、10mメッシュの地表面データ (10mDEM) を作成し、D-Infinity Flow Direction法 (Tarboton, 2007) により各メッシュの斜面勾配と集水面積の算出を行った。

検討対象エリアにおける斜面勾配および集水面積の算定結果を図-6.18、図-6.19に示す。



流域界

崩壊地

流下区間

斜面勾配(°)

- 40-90 (9953)
- 35-40 (11411)
- 30-35 (7200)
- 25-30 (4400)
- 20-25 (2593)
- 15-20 (1760)
- 0-15 (3115)

() 内の数字は該メッシュ数



図-6.18(1) 解析メッシュの斜面勾配 (荒谷地区)

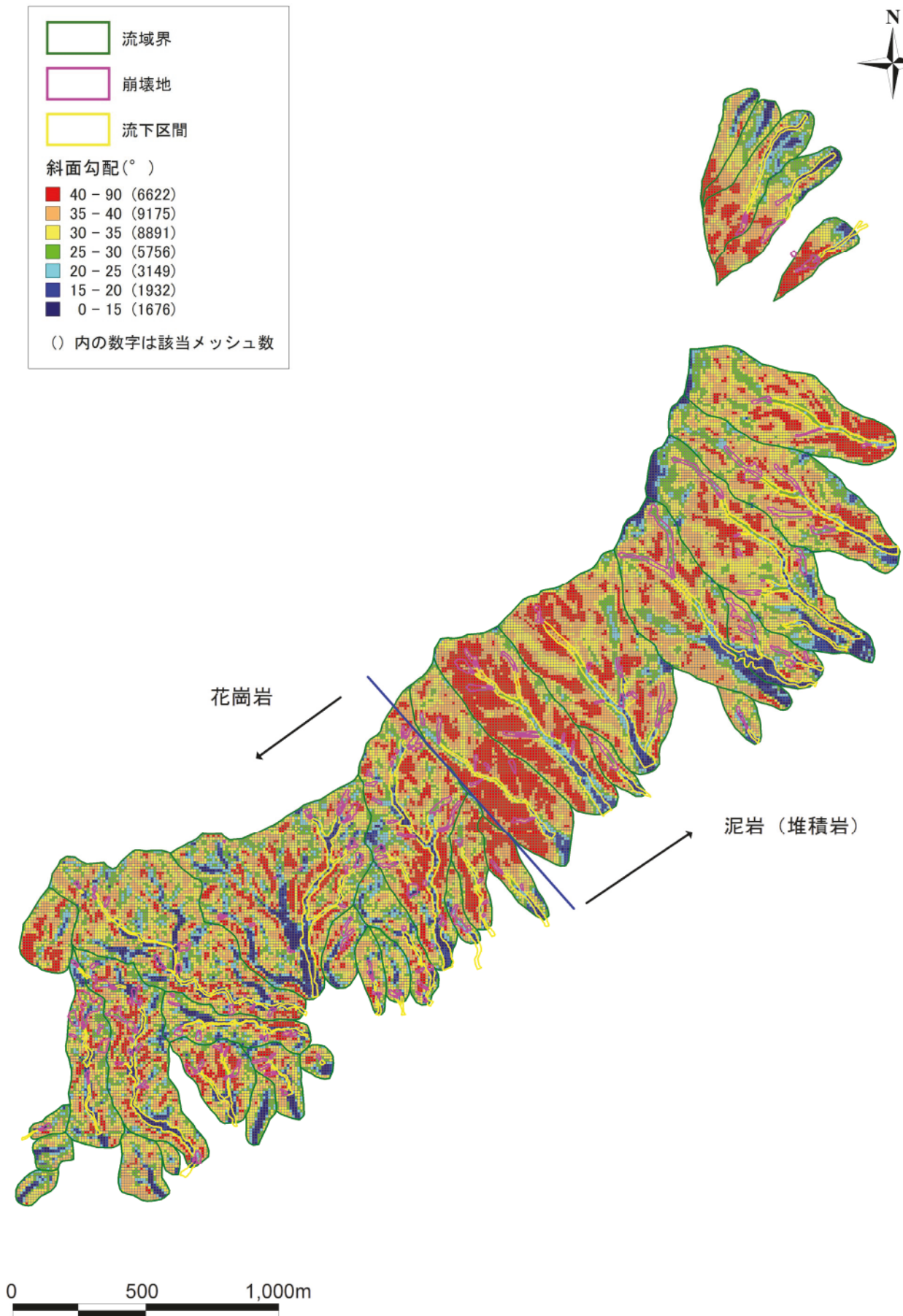


図-6.18(2) 解析メッシュの斜面勾配 (八木・緑井地区)



() 内の数字は該メッシュ数



図-6.19(1) 解析メッシュの集水面積 (荒谷地区)

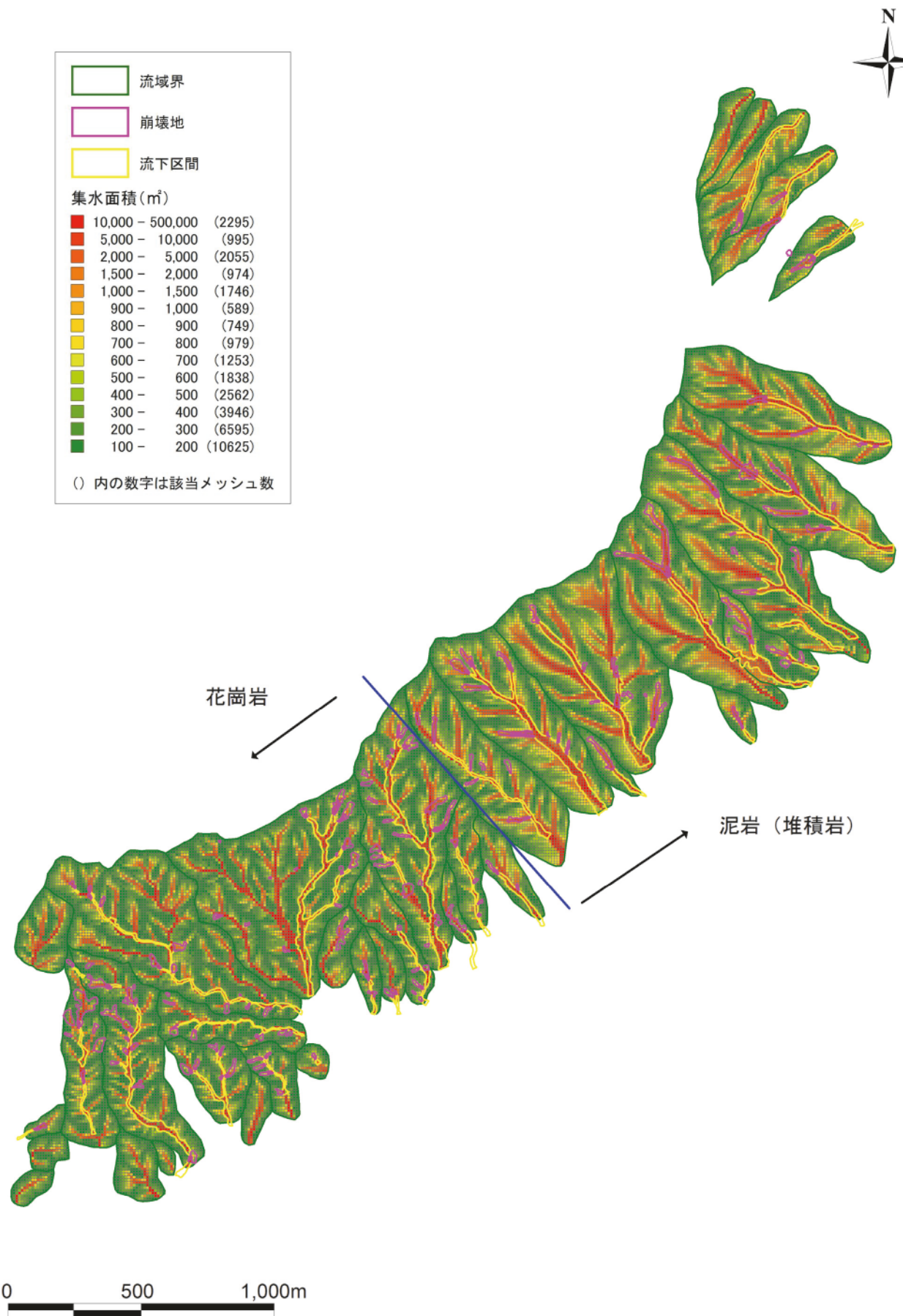


図-6.19(2) 解析メッシュの集水面積 (八木・緑井地区)

2) 土層厚モデル

過去に国土交通省中国地方整備局太田川河川事務所で実施された簡易貫入試験の結果より求まる土層厚 (Nd20) と試験位置の斜面勾配 (10mDEM) を整理し、斜面勾配と土層厚の関係式を設定した。

山地の地形は、開析程度により山頂緩斜面、開析斜面上部、開析斜面下部といった区分ができ、山地の開析程度と土層構造の間に関係性があることが示されている (松澤ら, 2015)。本検討では、地質 (花崗岩, 泥岩) 別に、既存データから山地の開析程度による地形分類 (図-6.15) 毎の、計算メッシュの斜面勾配と土層厚の関係を整理し、土層厚モデルを作成した。

広域エリアでの危険度評価を行う拡張 C-SLIDER 法では、上記土層厚モデルを用いて計算メッシュの斜面勾配に応じた土層厚 (平均値) を算定するとともに、標準偏差を考慮して確率的に土層厚を設定する。

なお、土層厚の出現頻度分布は、既往研究において、気候・地質・地形に依らず対数正規分布に従う分布形であることが確認されている (例えば、秋田ら, 2018)。このため、本研究においても土層厚分布モデルは、対数正規分布に従う分布形でモデル化することとした。

花崗岩地域、泥岩地域の土層厚モデル作成に用いた簡易貫入試験結果のサンプル数を表-6.6 に、作成した土層厚モデルを表-6.7 及び図-6.20 に示す。また、土層厚モデルにより算出した平均土層厚を図-6.21 に示す。

なお、土層厚モデルの詳細な作成方法は以下のとおりである。

【斜面勾配-土層厚モデルの設定方法】

- ①斜面勾配を 2.5° ピッチでカテゴリ分割し、カテゴリ毎に地形分類別の土層厚の平均値を算定する。
- ②上記平均値を最小二乗法により直線近似し、モデル化する。ただし、サンプル数が少ないカテゴリは、ばらつきによる偏りが大きくなると想定されるため、サンプル数が全調査データの 5%未満の区間のデータは棄却する。また、一般に想定される土層厚の特性 (急勾配地点の土層厚は緩勾配地点より薄い) と一致しない局所的なデータは異常値として対象から除外する。

表-6.6 広島西部山系における地形分類別の簡易貫入試験サンプル数

地質	地形分類	簡易貫入試験 サンプル数
花崗岩	山頂緩斜面	202
	開析斜面上部	358
	開析斜面下部	314
	溪床堆積物	66
	(合計)	940
泥岩	山頂緩斜面	13
	開析斜面上部	43
	開析斜面下部	20
	溪床堆積物	2
	(合計)	78

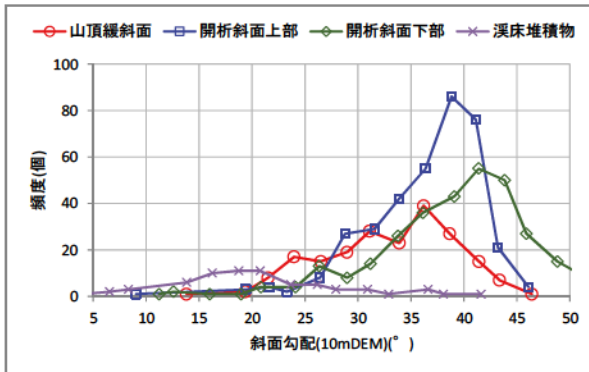
表-6.7 土層厚モデル（斜面勾配－土層厚モデル関係式）

地質	地形分類	(参考) 平均土層厚(m)	土層厚モデル（対数正規分布）	
			平均値	標準偏差
花崗岩	山頂緩斜面	$-0.0097\theta + 1.8488$	$-0.0062\theta + 0.5431$	$0.0004\theta + 0.4128$
	開析斜面上部	$-0.0360\theta + 2.7927$	$-0.0240\theta + 1.1017$	$-0.0010\theta + 0.6305$
	開析斜面下部	$-0.0196\theta + 1.9884$	$-0.0089\theta - 0.3405$	$-0.0186\theta + 1.408$
	溪床堆積物	$-0.0375\theta + 2.5883$	$-0.0281\theta + 0.9545$	$0.0358\theta - 0.0228$
泥岩	山頂緩斜面	$-0.0263\theta + 2.9566$	$-0.0178\theta + 1.253$	$0.0838\theta - 1.9072$
	開析斜面上部	$-0.0252\theta + 2.7413$	$-0.0130\theta + 1.0465$	$-0.0071\theta + 0.7698$
	開析斜面下部	$-0.0862\theta + 4.7706$	$-0.0545\theta + 2.4077$	$0.0228\theta - 0.1761$
	溪床堆積物	$(-0.0375\theta + 2.5883)$	$(-0.0281\theta + 0.9545)$	$(0.0358\theta - 0.0228)$

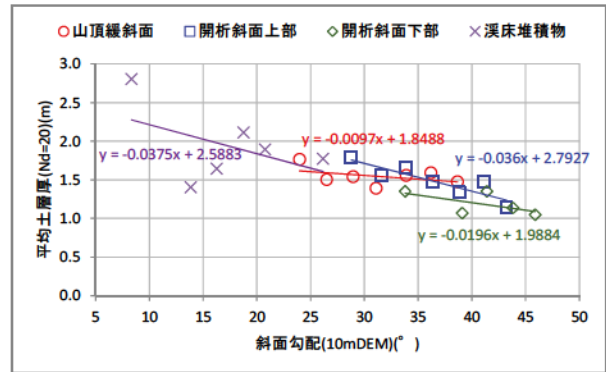
※1 θ : 斜面勾配(°)

※2 泥岩地域の溪床堆積物のエリアについては、既往の簡易貫入試験結果が2地点分しかないため、解析においては花崗岩地域の溪床堆積物の土層厚モデルを用いる。

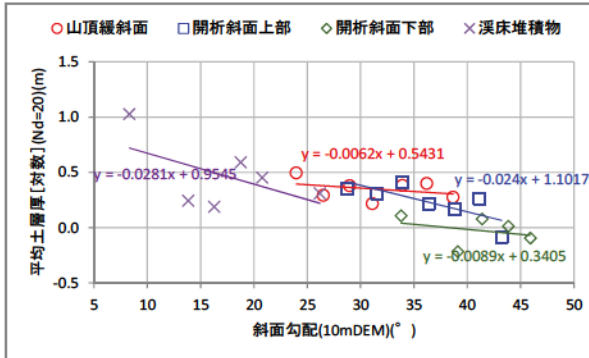
(a) データ個数 (頻度)



(b) 平均土層厚



(c) 平均土層厚 (対数)



(d) 土層厚 (対数) の標準偏差

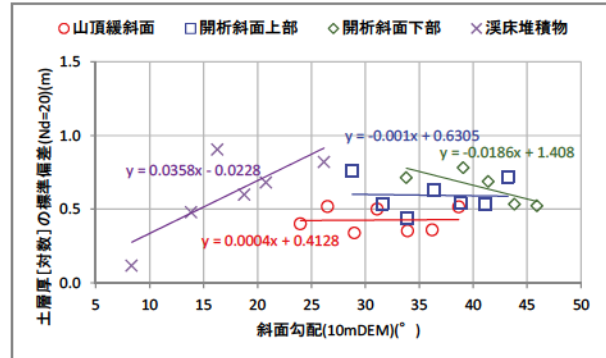
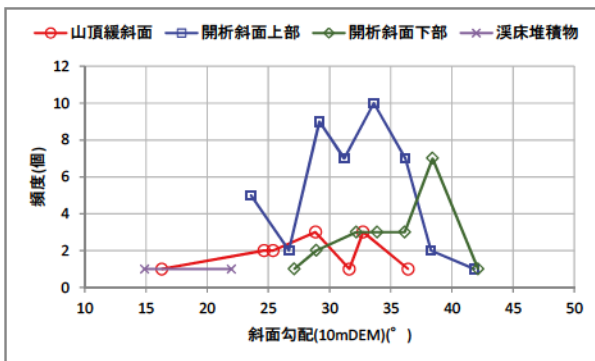
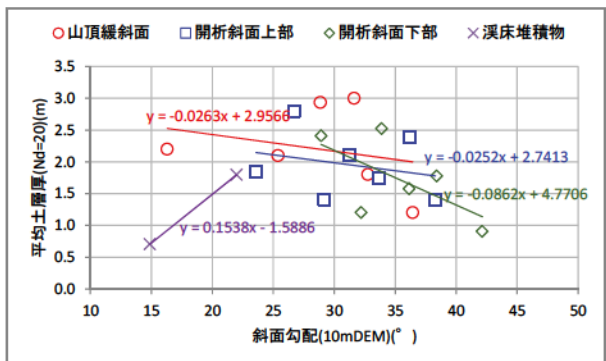


図-6.20 (1) 花崗岩地域における土層厚モデル (斜面勾配毎の土層厚)

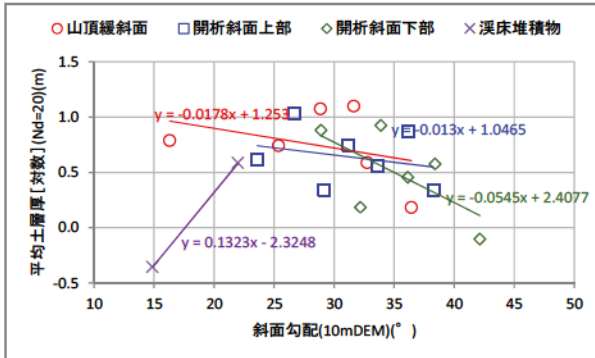
(a) データ個数 (頻度)



(b) 平均土層厚



(c) 平均土層厚 (対数)



(d) 土層厚 (対数) の標準偏差

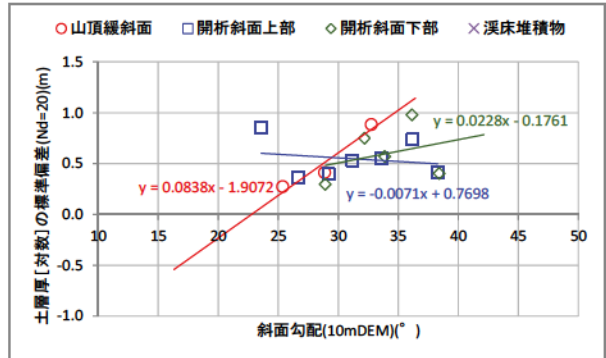


図-6.20 (2) 泥岩地域における土層厚モデル (斜面勾配毎の土層厚)

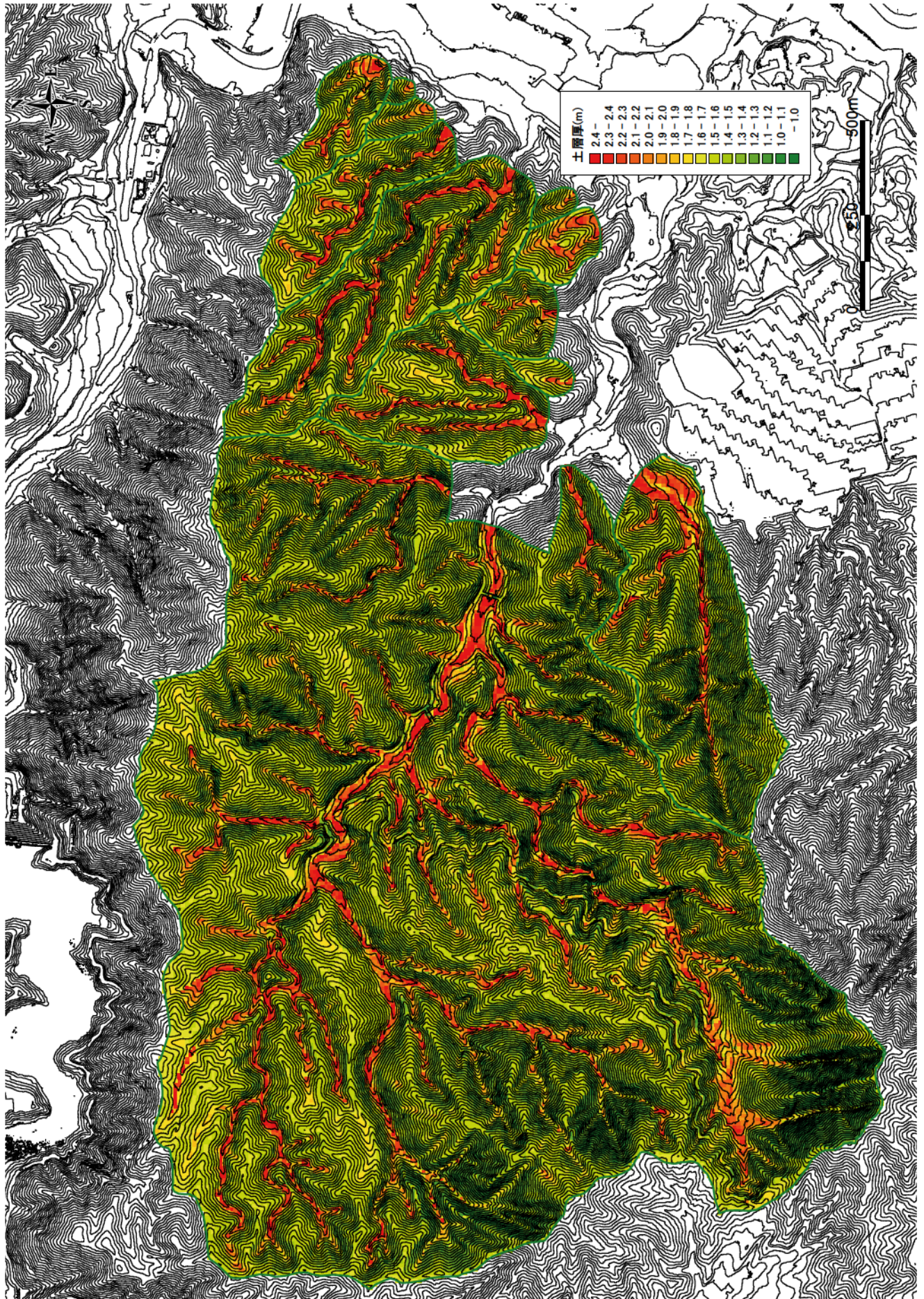


図-6.21(1) 土層厚モデルの平均土層厚 (荒谷地区)

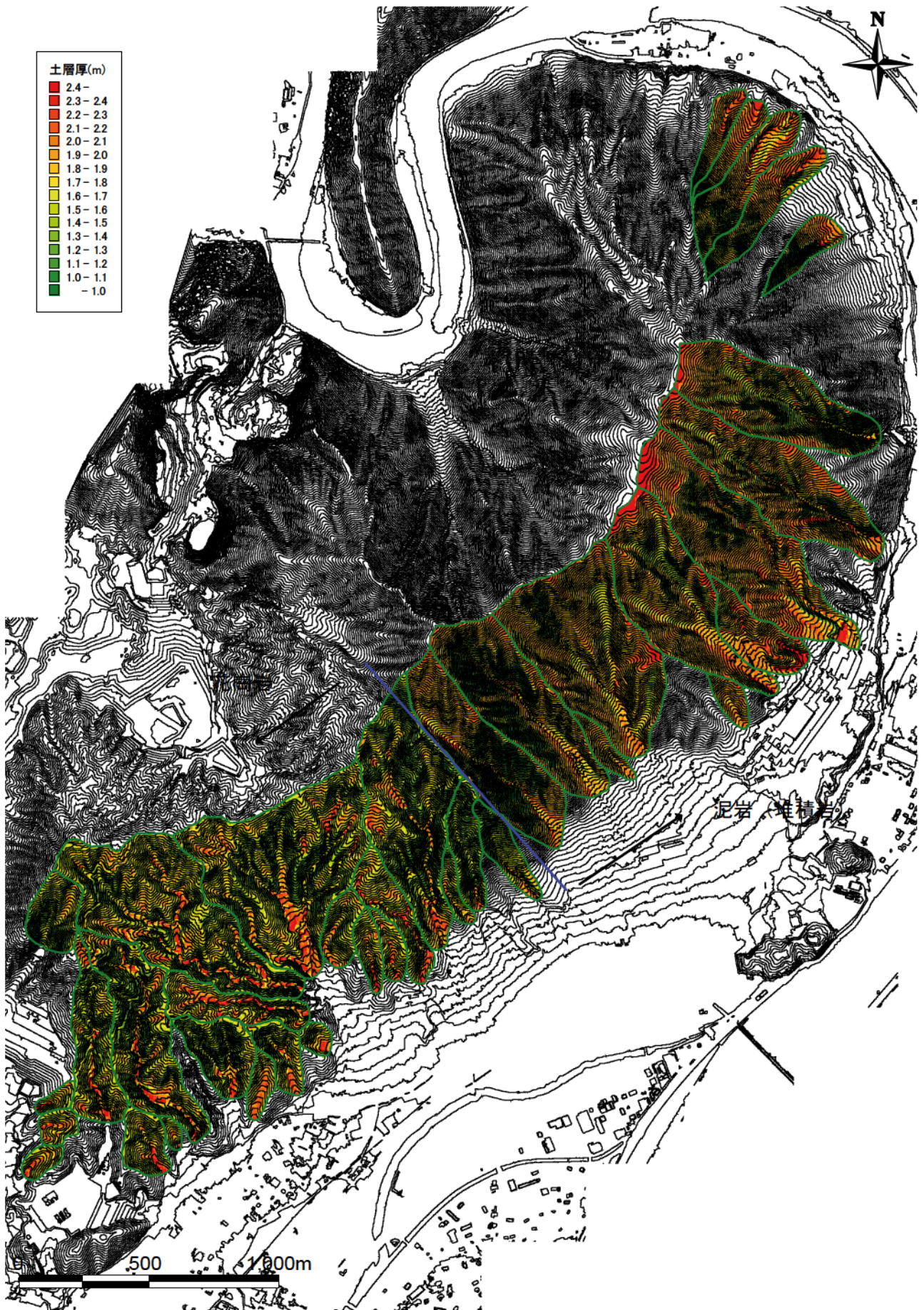


図-6.21(2) 土層厚モデルの平均土層厚（八木・緑井地区）

6.3.3 検討結果

荒谷地区、八木・緑井地区の対象流域について、C-SLIDER法、拡張C-SLIDER法による解析を行い、崩壊・土砂移動の危険度（10,000回の繰り返し計算で崩壊・土砂移動の判定となった回数の比率であり、以降「崩壊危険度」と言う）を平成11年6月（荒谷地区）、平成26年8月（八木緑井地区）の実績崩壊・土砂移動範囲と比較して評価した。ここで、八木・緑井地区については、地質が花崗岩の地域と泥岩の地域を分けて評価を行った。

解析手法の評価に当たっては、前章同様に的中率、カバー率、スレットスコアの3つの評価指標を用いた。

C-SLIDER法、拡張C-SLIDER法による10mメッシュ単位の崩壊危険度の評価結果を表-6.8、図-6.22～6.25に示す。なお、解析結果の崩壊危険度については、0.05以上、0.3以上等、複数の基準を設定して評価した。

表-6.8より、地質別に見ると、評価手法に依らず、荒谷地区、八木・緑井地区の花崗岩地域より八木・緑井地区の泥岩地域の方がスレットスコアが高い傾向にある。これは、荒谷地区の花崗岩地域では、実際に崩壊・土砂移動していない範囲も含め流域内全域で崩壊危険度が高く判定されており、八木・緑井地区の花崗岩地域では、実際に崩壊・土砂移動している範囲も含め流域内全域で崩壊危険度が低く判定され、両地域ともスレットスコアが低くなっているためである。一方、八木・緑井地区の泥岩地域では、上記2つの花崗岩地域と比べて、実際の崩壊・土砂移動範囲を中心に崩壊危険度が高いと判定され、スレットスコアが高くなっている。これは、各地区での調査結果を踏まえて異なるパラメータ設定をしていることが一因と考えられるが、以降はその差異でなく、C-SLIDER法、拡張C-SLIDER法の手法の違いに着目することとする。

手法の違いに着目すると、各地区、各地質ともに崩壊危険度0.3以上のメッシュを崩壊と取り扱おうと、C-SLIDER法、拡張C-SLIDER法のスレットスコアにはほとんど差が生じないことが分かる。一方で、崩壊危険度0.05以上のメッシュを崩壊と取り扱おうと、八木・緑井地区の泥岩地域では上記と同様にC-SLIDER法、拡張C-SLIDER法のスレットスコアにほとんど差が生じないのに対し、荒谷地区、八木・緑井地区の花崗岩地域では、拡張C-SLIDER法のスレットスコアがC-SLIDER法の1.5倍程度になっており、有意にスレットスコアが高くなっていることが分かる。図-6.22～6.25より、この要因を確認すると、C-SLIDER法では主に斜面部の崩壊のみを評価できているのに対し、拡張C-SLIDER法は地表流の発生する溪床部を含めて、斜面部・溪床部の崩壊・土砂移動を統合的に評価できているためである。一方、八木・緑井地区の泥岩地域ではC-SLIDER法、拡張C-SLIDER法の評価結果に大きな差異はないが、これは図-6.18～6.19に示したとおり、八木・緑井地区の泥岩地域の溪流の溪床部は、今回比較した花崗岩地域と比べて斜面勾配、集水面

積が相対的に大きい傾向にあることから、従来手法である C-SLIDER 法を用いる場合でも、溪床部の土砂移動を一定程度評価できているためである。

以上を整理すると、広域を対象とした表層崩壊・土石流の発生場を予測するにあたって、新たな解析モデル（拡張 C-SLIDER 法）を用いることで、従来 C-SLIDER 法で評価できなかった溪床部の土砂移動をより高精度で評価できることが明らかになった。

表-6.8 C-SLIDER法, 拡張C-SLIDER法の評価結果

崩壊危険度0.3以上

地区	地質	手法	的中率	カバー率	スレットスコア
荒谷	花崗岩	C-SLIDER	0.055	0.050	0.027
		拡張C-SLIDER	0.056	0.051	0.027
八木・緑井	花崗岩	C-SLIDER	0.290	0.020	0.019
		拡張C-SLIDER	0.300	0.022	0.021
	泥岩	C-SLIDER	0.315	0.275	0.172
		拡張C-SLIDER	0.318	0.280	0.175
	(全体)	C-SLIDER	0.313	0.161	0.119
		拡張C-SLIDER	0.317	0.164	0.121

崩壊危険度0.2以上

地区	地質	手法	的中率	カバー率	スレットスコア
荒谷	花崗岩	C-SLIDER	0.050	0.102	0.035
		拡張C-SLIDER	0.050	0.103	0.035
八木・緑井	花崗岩	C-SLIDER	0.319	0.060	0.053
		拡張C-SLIDER	0.339	0.066	0.059
	泥岩	C-SLIDER	0.297	0.429	0.213
		拡張C-SLIDER	0.298	0.430	0.214
	(全体)	C-SLIDER	0.299	0.263	0.163
		拡張C-SLIDER	0.302	0.267	0.165

崩壊危険度0.15以上

地区	地質	手法	的中率	カバー率	スレットスコア
荒谷	花崗岩	C-SLIDER	0.046	0.151	0.036
		拡張C-SLIDER	0.046	0.154	0.037
八木・緑井	花崗岩	C-SLIDER	0.314	0.128	0.100
		拡張C-SLIDER	0.317	0.134	0.104
	泥岩	C-SLIDER	0.278	0.501	0.218
		拡張C-SLIDER	0.278	0.501	0.217
	(全体)	C-SLIDER	0.283	0.333	0.181
		拡張C-SLIDER	0.284	0.336	0.182

崩壊危険度0.1以上

地区	地質	手法	的中率	カバー率	スレットスコア
荒谷	花崗岩	C-SLIDER	0.043	0.252	0.038
		拡張C-SLIDER	0.045	0.266	0.040
八木・緑井	花崗岩	C-SLIDER	0.294	0.213	0.141
		拡張C-SLIDER	0.306	0.239	0.155
	泥岩	C-SLIDER	0.239	0.579	0.203
		拡張C-SLIDER	0.239	0.582	0.204
	(全体)	C-SLIDER	0.249	0.415	0.185
		拡張C-SLIDER	0.253	0.428	0.189

崩壊危険度0.05以上

地区	地質	手法	的中率	カバー率	スレットスコア
荒谷	花崗岩	C-SLIDER	0.036	0.398	0.035
		拡張C-SLIDER	0.056	0.664	0.054
八木・緑井	花崗岩	C-SLIDER	0.218	0.370	0.159
		拡張C-SLIDER	0.280	0.629	0.240
	泥岩	C-SLIDER	0.166	0.702	0.155
		拡張C-SLIDER	0.167	0.704	0.156
	(全体)	C-SLIDER	0.179	0.553	0.156
		拡張C-SLIDER	0.201	0.670	0.183

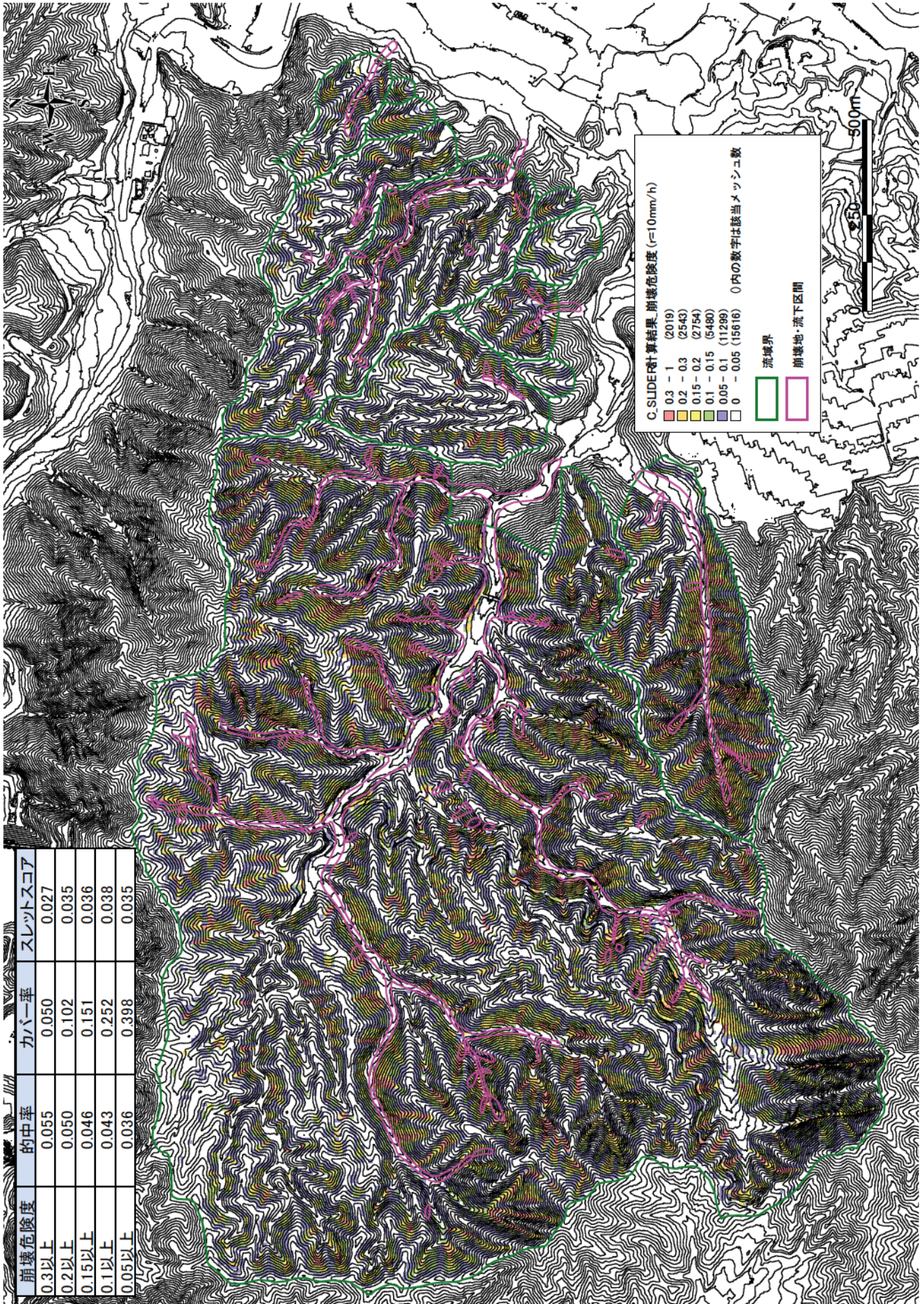


図-6.22 C-SLIDER法による崩壊危険度評価結果（荒谷地区）

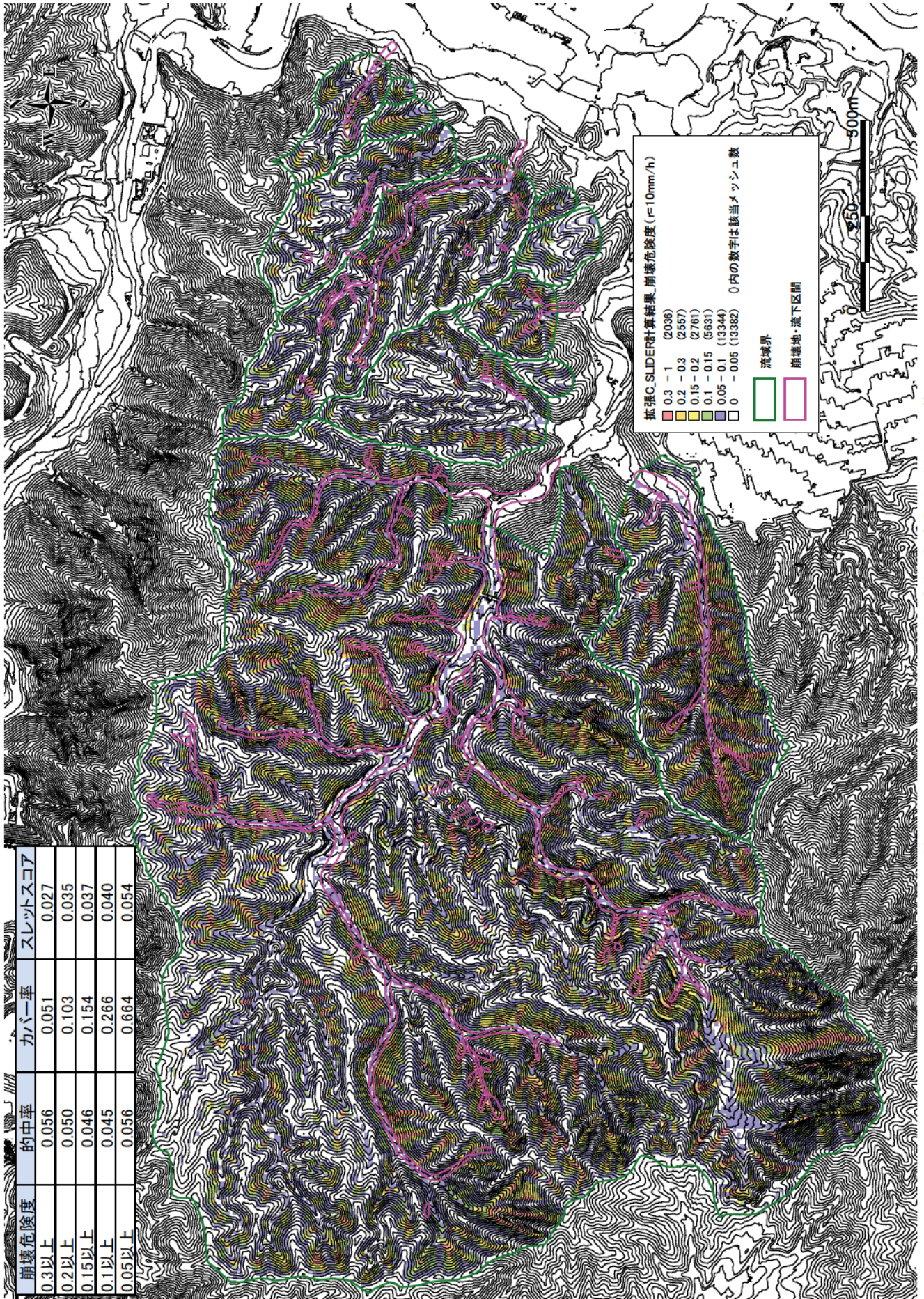


図-6.23 拡張 C-SLIDER 法による崩壊危険度評価結果 (荒谷地区)

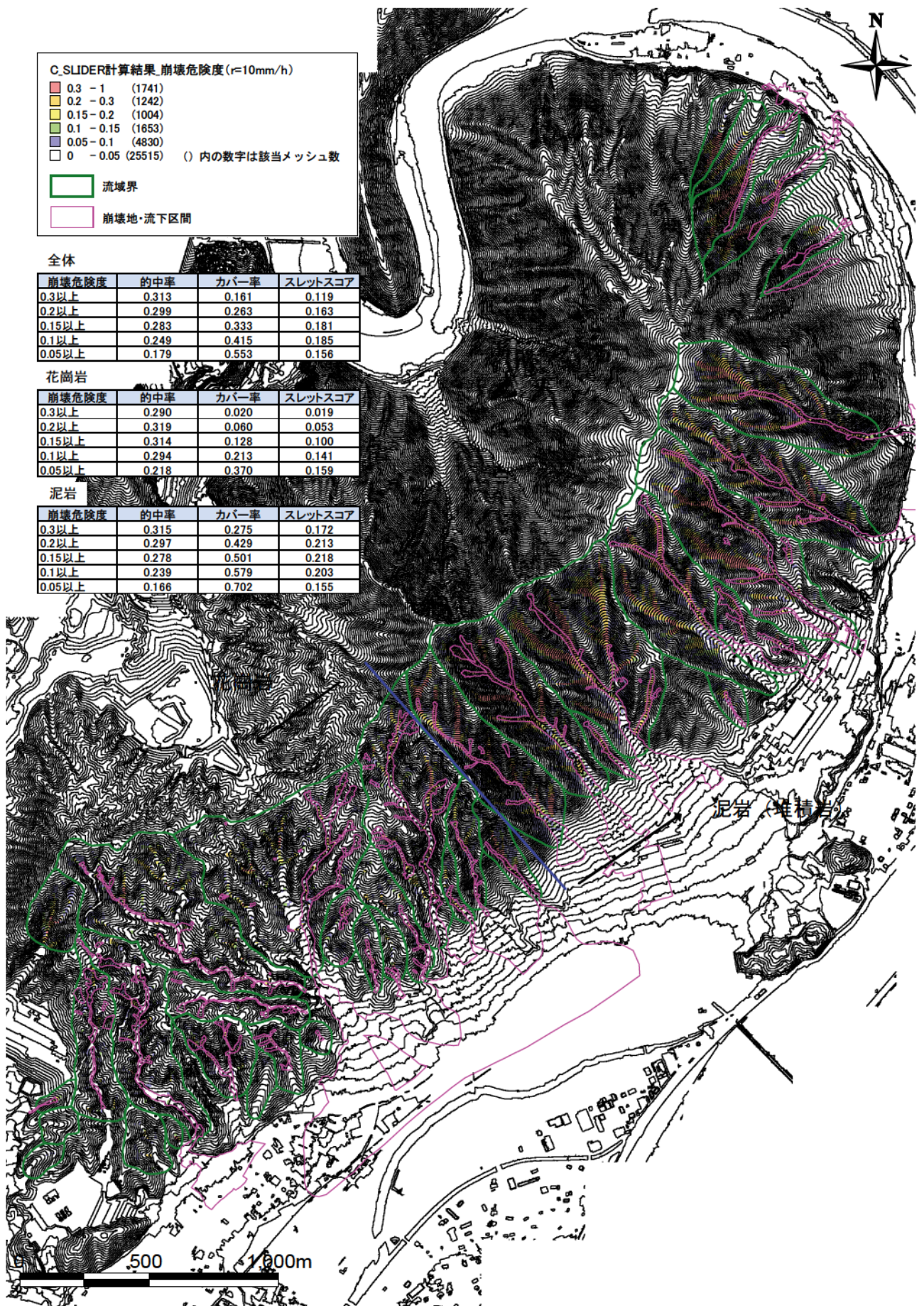


図-6.24 C-SLIDER法による崩壊危険度評価結果（八木・緑井地区）

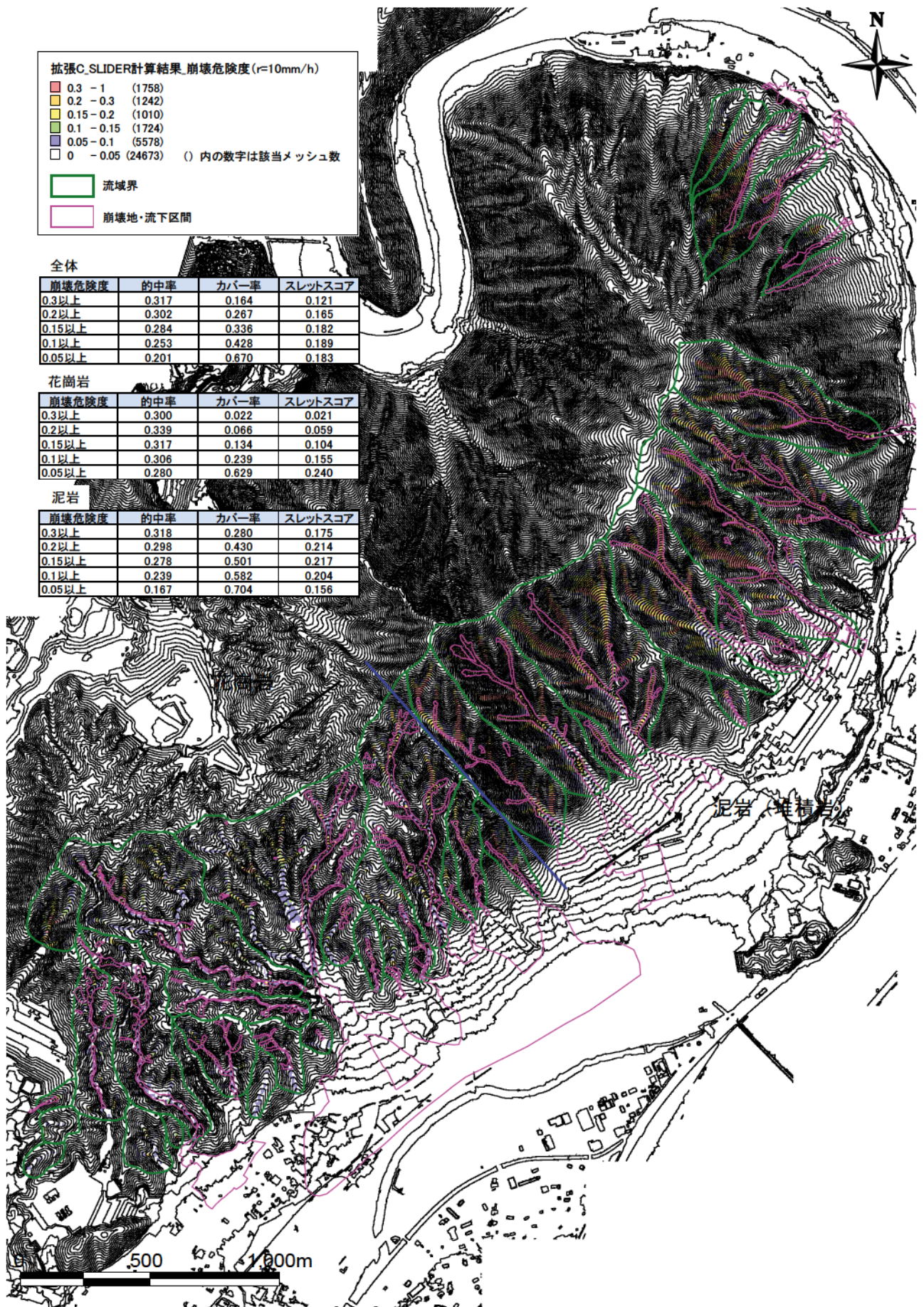


図-6.25 拡張 C-SLIDER 法による崩壊危険度評価結果 (八木・緑井地区)

6.4 稜線付近の緩勾配斜面の表層崩壊の評価

前節までの検討により、地表流の発生を考慮する新たな解析モデル（拡張 H-SLIDER 法，拡張 C-SLIDER 法）を用いることで、従来予測できなかった比較的集水面積の大きい溪床部や斜面部の土砂移動の予測精度を向上させられることを確認した。

また、本研究の仮定に従ってダルシー則，マニング則を用いて計算した場合，降雨強度 50 mm/h 程度を超えると流域下流部の溪床部で 10cm 超の地表水深が発生するものの，その他の斜面部，特に第 2 章の平成 30 年 7 月豪雨における斜面崩壊・土石流発生箇所の詳細調査で確認されたような稜線付近の緩勾配斜面（斜面勾配 20° 未満）では，水深 10cm を超える地表流は算出されないことが分かった。

以上を踏まえ，本節では拡張 H-SLIDER 法を応用し，平成 30 年 7 月豪雨において稜線付近の緩勾配斜面（斜面勾配 20° 未満）で発生した斜面崩壊を評価する方法について検討した。

6.4.1 検討方法

豪雨時に山地流域において地表流の発生する状況として，一般的には 1) 土層が飽和して浸透量に比して降雨量が卓越する場合，2) 一度土層に浸透した降雨が下流部で復帰流として地表に現れる場合，3) 土層内のパイプを流下した降雨が局所的に集水し，上記 1), 2) に類似した状況を作り，地表流を発生させる場合などが考えられる（例えば，Kirkby, 1978）。

ここで，今回対象としているような稜線付近の緩勾配斜面での地表流の発生理由は，上記 3) のような現象である可能性が考えられるが，この発生機構については，明確には分かっていない。このため，本検討では，地表流の発生過程の計算（第 3 章の (1)～(6) 式の降雨に伴い土層が飽和して地表流の水深が発生する過程の計算）は実施せず，豪雨時の崩壊発生箇所の稜線付近で地表流発生の痕跡が確認されている事実に鑑み，(a) 緩勾配斜面の任意の条件で表層崩壊が発生する地表流の水深はどれくらいか，(b) 現地調査から推定される 30 cm 程度までの水深の地表流が発生した場合，どのような領域で表層崩壊が発生するのかという 2 点について試算を行うこととした。加えて，本検討で想定している地表流が発生するような豪雨によって広範囲の地中水のつながりが形成され，本論文で想定している当該地点の見かけの水位による静水圧以上の間隙水圧（ここでは濁水の場合を想定して仮に静水圧の 1.2 倍と設定）が作用した場合，(a), (b) の結果がどのように変化するかについても検討を行った。

試算を行う際には，過去に表層崩壊・土石流が多発し，第 2 章で示した現地調査地と同じ花崗岩を基岩とする広島西部山系の花崗岩地域（本調査地から西方向に概ね 30 km）において国土交通省中国地方整備局太田川河川事務所が採取した表

層土の土質試験結果を標準的なパラメータとして使用した（表-6.9）。ここで、土質強度 c （粘着力）については、大規模な降雨により土層が飽和に近い状態になった場合、土層の粘着力が極端に低下すると考えられる（例えば、丸井，1981；執印，1998）。このことから、試算を行う際に土質強度として前述の土質試験結果の平均値（6.0 kN/m²），その半分の値（3.0 kN/m²），及びさらに小さな値（1.0 kN/m²）の3つのケースを設定した（表-6.9）。

表-6.9 設定パラメータ

項目		算出方法	設定値
地形条件	斜面勾配 θ	平成 30 年 7 月豪雨の緩勾配斜面の崩壊地（図-2.2）程度の勾配を3種類設定	15 ° 17 ° 19 °
	土層厚 h	広島西部山系の花崗岩地域の簡易貫入試験結果 Nd20 の平均値を設定（0.5m 丸め）	1.5 m
	崩壊面の深さ D の最小値	集合運搬を想定し一定程度の土層厚単位で流動すると設定	0.5 m
土質条件	土質強度 c （粘着力）	土質試験結果平均値（整数丸め）から微小値まで3種類を設定	6.0 kN/m ² 3.0 kN/m ² 1.0 kN/m ²
	内部摩擦角 φ	土質試験結果平均値を設定（整数丸め）	35.0 °
	飽和単位体積重量 γ_{sat}	土質試験結果平均値を設定（整数丸め）	18.0 kN/m ³
	湿潤単位体積重量 γ_t	土質試験結果平均値を設定（整数丸め）	16.0 kN/m ³
	飽和透水係数 K_s	広島西部山系の花崗岩地域の水文観測結果から求めた参考値を使用	0.05 cm/s
その他	水の単位体積重量 γ_w	—	9.8 kN/m ³

6.4.2 検討結果

(1) 緩勾配斜面で崩壊が生じる地表流の水深

第2章で例示した緩勾配斜面の崩壊地を想定し、斜面勾配 20° 未満 (15° , 17° , 19°) で土層厚が 1.5 m と仮定したときに本論で提案した安全率算出式から表層崩壊が発生する地表流の水深を逆算した。ここでは、前述のとおり間隙水圧を静水圧と仮定した場合及び濁水の場合を想定して静水圧の 1.2 倍と仮定した場合の2つのパターンについて試算した。試算結果を図-6.26に示す。

間隙水圧を静水圧と仮定した場合、土層の粘着力がある程度大きい場合 (3.0 kN/m^2 以上) は、崩壊が発生する地表流の水深が概ね 1 m 以上と非現実的な値となるが、粘着力が小さい 1.0 kN/m^2 の場合は、斜面勾配 15° で 59 cm 、斜面勾配 17° で 41 cm 、斜面勾配 19° で 13 cm となる。このことは、斜面勾配が 20° 近くになると実際に現地で確認された程度の地表水深で崩壊が発生し得ることを示している。

一方、間隙水圧を静水圧の 1.2 倍とした場合、土層の粘着力がある程度大きい粘着力 3.0 kN/m^2 の場合に斜面勾配 15° で地表流の水深は 64 cm 、斜面勾配 17° で 37 cm 、斜面勾配 19° で 13 cm となった。また、粘着力が小さい 1.0 kN/m^2 の場合に地表流の水深は、斜面勾配 15° で 10 cm 、斜面勾配 17° および 19° では水深 0 となった。すなわち、このことは、斜面勾配が 15° 程度でも現実的に起こり得る深さの地表流で崩壊が発生し得ることを示している。

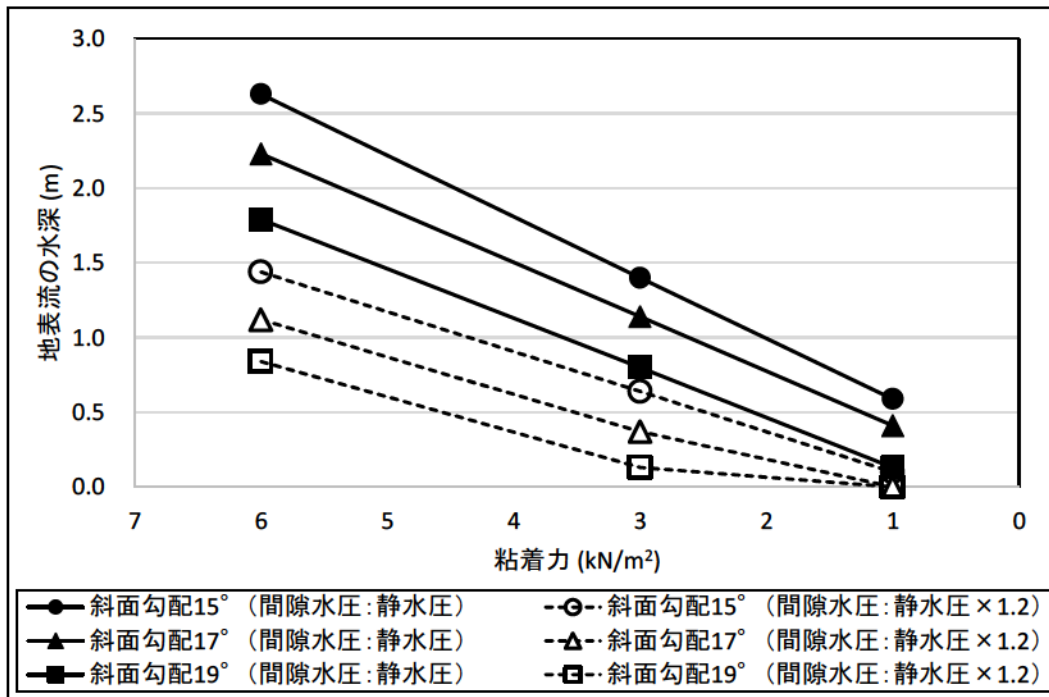


図-6.26 崩壊が生じる地表流の水深

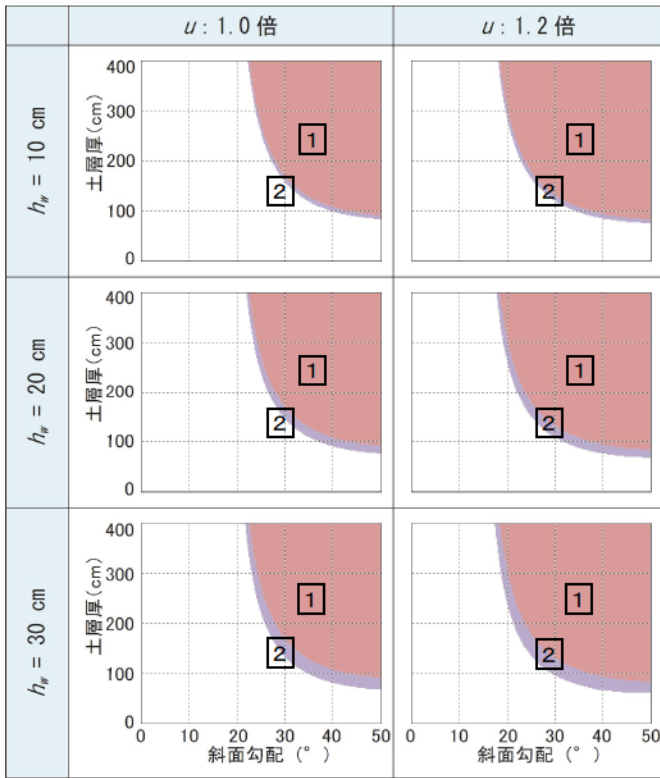
(2) 地表流の水深 10～30 cm の時の崩壊領域

土層の不安定化に重大な影響を及ぼす斜面勾配と土層厚の組合せに着目し、前述したように稜線付近の現地で高さ 40 cm 以上の地表流の痕跡が確認されている状況（参照：第 2 章, 写真-2.1～写真-2.5 など）に鑑み、水深 10～30 cm の地表流が発生した場合を想定して土層が不安定化する領域（斜面勾配と土層厚の組合せ）を試算した。ここでは、前項で設定した粘着力 6.0 kN/m^2 、 3.0 kN/m^2 、 1.0 kN/m^2 の 3 つのパターンを設定し、従来多く用いられている表層崩壊予測モデルで地中流のみを考慮して不安定化領域を計算した結果（Type0+Type1）と、地表流を考慮して不安定化領域を計算した結果（Type2）を併せて示した。ここでも、前述のとおり間隙水圧を静水圧と仮定した場合及び静水圧の 1.2 倍と仮定した場合の 2 パターンを試算した。試算結果を図-6.27 に示す。

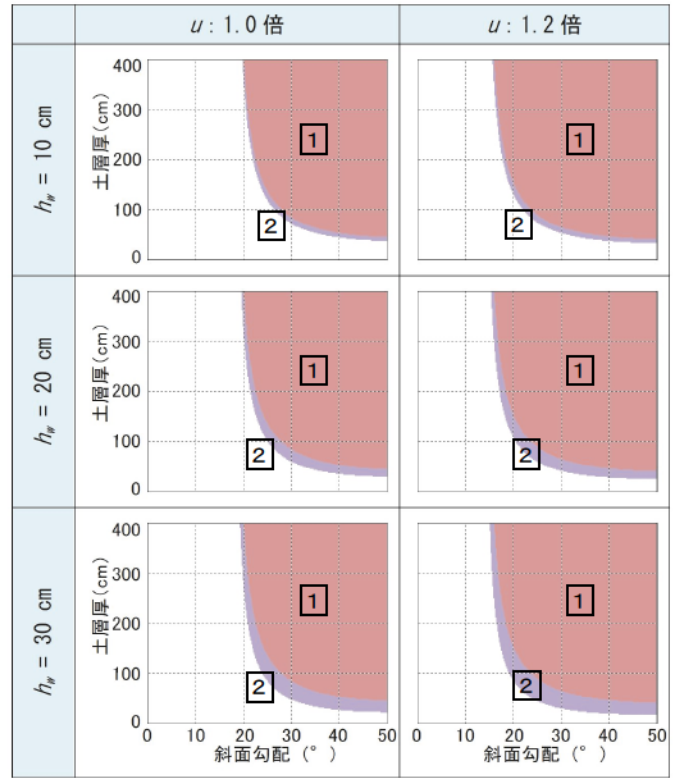
図-6.27 より、設定した粘着力及び間隙水圧に関わらず、地表流の水深が増加するにつれて土層の不安定化領域（斜面勾配と土層厚の組合せ）は斜面勾配が緩い方へ、また土層厚が薄い方へ広がっていることが見てとれる。ただし、粘着力が大きく（ 6.0 kN/m^2 ）、また間隙水圧を静水圧と仮定した場合は、不安定化領域の拡大範囲が比較的急勾配の範囲に留まっており、斜面勾配が 20° 未満の緩勾配斜面には不安定化領域が広がっていない。一方、間隙水圧を静水圧の 1.2 倍とした場合は、土層厚が一定程度以上の場合に斜面勾配 20° 未満の緩勾配斜面に不安定化領域が広がっている。

また、粘着力が小さい場合（ 1.0 kN/m^2 ）は、不安定化領域の拡大範囲が比較的大きく、間隙水圧を静水圧と仮定した場合で斜面勾配 18° 程度まで、間隙水圧を静水圧の 1.2 倍とした場合で斜面勾配 15° 未満の緩勾配斜面まで不安定化領域が広がっていることが分かる。

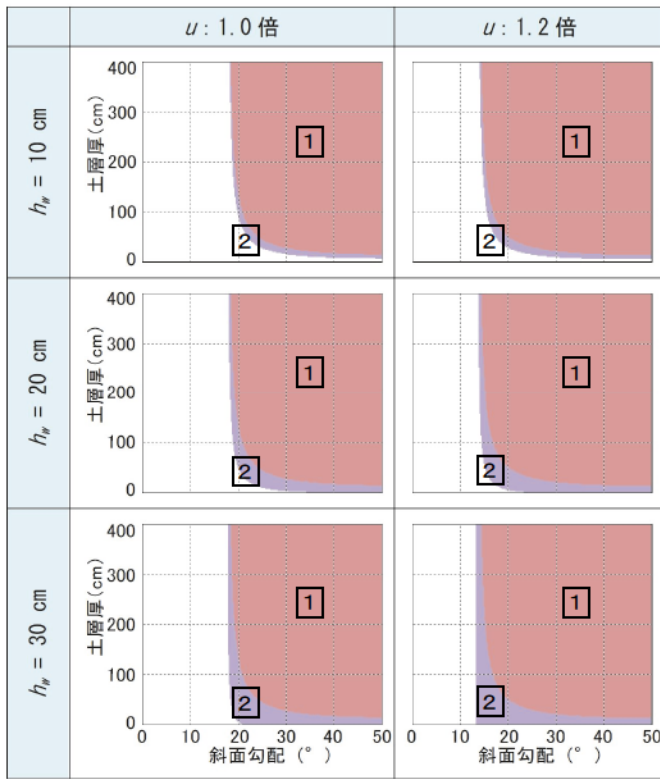
$c=6.0 \text{ kN/m}^2$



$c=3.0 \text{ kN/m}^2$



$c=1.0 \text{ kN/m}^2$



1 : 地中流発生に伴う不安定化領域
 [従来モデル説明可 : Type0+Type1]
 2 : 地表流発生に伴う不安定化領域
 [従来モデル説明不可 : Type2]

図-6.27 地表流の水深 10~30 cm の時の崩壊領域

6.4.3 考察

以上の試算結果を踏まえると、現地における地表流の発生を考慮し、本研究で提案した土層の安全率算出式を用いることにより、従来のモデルでは崩壊発生を説明できなかった 15° 程度の緩勾配の地域においても、土層の不安定化が起きることを説明できることが明らかとなった。

ここで、本論文での検討結果を踏まえて、第2章に示した現地状況を振り返る。平成30年7月豪雨においても、豪雨により源頭部付近の集水箇所では土層が飽和し、土層の粘着力が低下した状態で地表流が発生して、さらに静水圧以上の間隙水圧の発生も重なって、本研究で検討したように、土層の不安定化が発生した可能性があったと考えられる。また、前述のとおり、第2章の平成30年7月豪雨の崩壊発生箇所の周辺では地表流が発生した明瞭な痕跡があり、稜線付近の緩勾配斜面でも流された落葉・落枝や土が地表から40 cmを超える高さまで樹木に巻き付くように引っ掛かっていたり、表土の細粒分が流失して間隙が目立つ土層になっている状況が確認できた(写真-2.1~2.3, 2.5)。また、他の土砂災害調査時にも同様な状況が確認できている。例えば平成25年7月の萩・津和野土砂災害の現地写真を見ても、稜線付近の緩勾配斜面で地表流が発生した痕跡を確認することができた(写真-2.4)。こういった状況は豪雨のあった多くの現地で見られることから、今回想定したメカニズムでの崩壊発生は珍しいことではないと考えられる。

6.5 本章のまとめ

本章では、広島西部山系において平成11年6月豪雨災害の発生した荒谷地区、平成26年8月豪雨災害の発生した八木・緑井地区を対象に、地表流の発生を考慮した新たな表層崩壊・土石流発生場の予測手法（拡張H-SLIDER法、拡張C-SLIDER法）を適用し、その有効性を確認した。

その結果、地表流の発生を考慮した拡張H-SLIDER法、拡張C-SLIDER法を用いることにより、特に花崗岩地域で集水面積の比較的大きい溪床部を中心に従来評価できなかった土層の不安定化を評価できるようになることから、従来の地中流の発生のみを考慮したH-SLIDER法、C-SLIDER法を用いる場合より、表層崩壊・土石流の発生場の予測精度が向上することを明らかにした。

また、拡張H-SLIDER法の適用に当たっては、斜面勾配と集水面積の関係から土層の形成プロセスを推定し、斜面部（原位置で風化した土層で一定の粘着力がある土層）と溪床部（上流域から土砂流入・堆積した土層で粘着力が非常に小さい土層）の粘着力を2区分して設定する簡易な方法を用いることにより、表層崩壊・土石流発生場の予測精度を有意に向上させられることを示した。ここでは、斜面部の土層の粘着力を土層厚と斜面勾配の関係から逆推定し、溪床部の粘着力は従来の土石流発生予測モデルと同様に無視（0 kN/m²）したが、流域内の土層の粘着力は空間的にばらつきがあることが確認されている（例えば、若月ら、2007；木下ら、2012）。このため、流域内の粘着力の設定・区分方法については、更に改善できる可能性がある。この粘着力の設定・区分方法の改善により、モデルによる表層崩壊・土石流の発生場の予測精度も連動して向上すると考えられる。

また、第2章の平成30年7月豪雨における斜面崩壊・土石流発生箇所の詳細調査で確認されたような、従来のモデルでは崩壊発生を説明できなかった15°程度の緩勾配地域での表層崩壊の発生についても、現地における地表流の発生（10～30cm）や間隙水圧の変化（1.0～1.2倍）を考慮した上で、本研究における新たな解析手法を用いることにより土層の不安定化の発生を説明できることを示した。

引用文献

- 秋田寛己・千田容嗣・武澤永純・石井靖雄・松田昌之（2018）：土層厚分布と気候・地質・地形の関係について，砂防学会研究発表会概要集，V-050，pp.151-152
- 秋山怜子・木下篤彦・内田太郎・高原晃宙・石塚忠範（2015）：簡易な水文モデルを用いた崩壊発生時刻予測手法，砂防学会誌，Vol.68，No.2，pp.3-13
- 木下篤彦・八木啓太・内田太郎・柴崎達也・眞弓孝之・山崎考成（2012）：六甲山系風化花崗岩斜面における土質強度の空間分布に関する調査，砂防学会研究発表会概要集，Pb-52，pp.648-649
- Kirkby M. J. (1978) : Hillslope Hydrology, Wiley, Chichester, 389p.
- 松澤真・木下篤彦・高原晃宙・石塚忠範（2015）：花崗岩地域における土層構造と表層崩壊形状に与える山地の解析程度の影響，地形，第36巻，第1号，pp.23-48
- 丸井英明（1981）：自然斜面における表層崩壊の研究，京都大学学位論文，pp.85-92
- Montgomery D. R. (2001) : Slope Distributions, Threshold Hillslopes, and Steady-state Topography, American Journal of Science, Vol.301, pp.432-454
- 執印康裕（1998）：土壤水分変化が樹木根系の土質強度補強効果に与える影響評価に関する実験的研究，東京大学学位論文，pp.34-40
- 高橋保（1977）：土石流の発生と流動に関する研究，京大防災研究所年報 第20号 B-2，pp.405-435
- 田村圭司・内田太郎・秋山浩一・盛伸行・寺田秀樹（2009）：表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル(案)，土木研究所資料，第4129号，34p.
- 田村圭司・内田太郎・秋山浩一・盛伸行（2010）：高精度空間情報を用いた表層崩壊発生危険度評価手法に関する研究，土木研究所報告，No.214，pp.47-61
- Tarboton D. G. (1997) : A new method for the determination of flow directions and upslope areas in grid digital elevation models, Water Resources Research, Vol.33, pp.309-319
- 内田太郎・盛伸行・田村圭司・寺田秀樹・瀧口茂隆・亀江幸二（2009）：場の条件の設定手法が表層崩壊発生箇所の予測に及ぼす影響，砂防学会誌，Vol.61，No.1，pp.23-31
- 若月強・佐々木良宜・田中幸哉・松倉公憲（2007）：簡易貫入試験値と粒度組成を用いたマサ土の単位体積重量とせん断強度定数及び透水係数の推定，砂防学会誌，Vol.59，No.6，p.38-46

第7章 結論

近年我が国では、豪雨による土砂災害が頻発している。これらの土砂災害を防止するためには、主な原因となっている山腹斜面の表層崩壊や土石流の発生場所を予測することが重要となる。

既往の研究で、表層崩壊の発生場所については、降雨による地中流の発生を考慮して山腹斜面の安定解析を行うことにより、ある程度の精度で予測できることが示されてきた。しかし、近年の豪雨では、従来の手法では予測できない山の稜線付近の緩勾配斜面や溪床部で多くの崩壊や土石流の発生が確認されている。このことは、近年の豪雨は従来以上に雨量強度が大きいものや総雨量の多くなるものが増えていることに起因すると思われる。

そこで、本研究では、豪雨の際にこれらの現地で地表流が発生している状況に着目した。その上で、地表流の影響を加味した新たな解析手法を提案し、この手法で解析を行うことにより表層崩壊や土石流の発生場所を従来の手法以上に精度良く予測できることを明らかにした。

本論文の各章の要点を以下に示す。

第1章では、近年の土砂災害発生件数の推移を整理し、記録的な豪雨が発生した年に、土砂災害発生件数が多くなっている傾向を示した。

特に、平成30年7月豪雨では広域で甚大な被害が発生したことから、平成30年の土砂災害の年間発生件数は3,459件となり、近年で最も多い土砂災害発生件数となっている。

全国的に見ても、マサ土と呼ばれる風化花崗岩が広く分布している中国地方は、近年非常に多くの土砂災害が発生している地域である。平成11年6月29日に広島県で発生した集中豪雨により、大規模な土砂災害（6.29土砂災害）が起こり、この災害を契機に、土砂災害から国民の生命を守るための土砂災害防止法（正式名称：土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律）が制定されている。また、6.29土砂災害以降も、中国地方では平成17年9月、平成21年7月、平成26年8月、平成30年7月の台風や豪雨などにより、数多くの崩壊・土石流が発生しており、甚大な被害が発生している状況を整理した。

さらに、最新の気候変動監視レポート（気象庁、2020）を基に、我が国の近年の降雨の傾向の概要を整理し、近年全国的に記録的な短時間雨量、累積雨量の発生頻度が増加傾向にあり、その豪雨の増加に伴い、甚大な被害が生じる土砂災害の発生リスクが高まっていることを示した。

今後の土砂災害被害を可能な限り軽減するためには、砂防施設の整備等のハー

ド対策、警戒避難等のソフト対策を複合的に進めていくことが重要である。これらの対策を効果的に進めるためには、豪雨に伴う崩壊・土石流の発生場を事前に精度よく予測する技術が必要となっている。

既往の研究で、表層崩壊の発生場の予測については、地中内の水移動現象に関するモデルと斜面の安定解析を組み合わせた手法など数多くの研究が実施されてきた（例えば、沖村ら，1985；平松ら，1990；Montgomery and Dietrich, 1994；Wu and Sidle, 1995；小杉ら，2002；田村ら，2009）。その結果、モデルの入力条件となる場の条件を精度よく設定できれば、地中流の集中が原因と考えられる表層崩壊についてはある程度の精度で発生場所を予測できることが示されてきた

（内田ら，2009；秋山ら，2011；Uchida et al., 2011）。しかしながら、近年の豪雨では、従来の手法では予測できない山の稜線付近の緩勾配斜面や溪床部で多くの崩壊や土石流の発生が確認されている（例えば、海堀ら，2018）。

また、近年の豪雨によって崩壊・土石流が発生している現地周辺では、林床や斜面上を地表流が流れていた痕跡がしばしば認められている。しかし、既往の表層崩壊・土石流発生予測モデルでは、地中流のみを考慮しているためか緩勾配斜面において予測精度が十分ではない。そこで、地表流の発生を加味した新たな表層崩壊・土石流の発生場を予測する手法を提案し、その有効性を明らかにすることが本研究の目的であることを示した。

第2章では、山地流域における豪雨時の地表流発生の実態について整理した。

本研究の目的である豪雨に伴う表層崩壊や土石流の発生場を予測するにあたっては、山地流域に降った雨水の浸透・流出過程を適切にモデル化する必要がある。ここで、豪雨時の雨水の浸透・流出過程をモデル化する際、まず確認すべき点がある。豪雨時の雨水は、山腹斜面では概ね土壤に浸透して地中を流下しており地表流の発生をモデルに考慮する必要はないのか、それともまとまった雨水が地表面を流下していることがあり、地表流の発生をモデルに考慮する必要があるのかということである。

平成30年7月豪雨等による崩壊・土石流の発生箇所周辺を詳細に調査すると、地表流が発生した明瞭な痕跡があり、稜線付近の緩勾配斜面でも流された落葉・落枝や土が地表から30 cmを超える高さまで樹木に巻き付くように引っ掛かっていたり、表土の細粒分が流失して間隙が目立つ土層になっている状況が確認できた。また、パイピング孔が数多く確認され、そこで湧出した流水により、下流側の表土（表層の落葉・落枝含む）が流出している状況が確認できた。

ここで、調査対象箇所の地表流発生に寄与したと考えられる降雨量を見ると、林地の最終浸透能200 mm/hを超えるような降雨強度は観測されておらず、ホートン型地表流は発生していないと考えられる。

現地では、パイピング孔が多く確認されており、一度土層に浸透した降雨が下流部で復帰流として地表に現れた箇所もあると考えられるが、パイピング孔の下流側のみならず、その上流側を含む広範囲で地表流の発生痕跡が確認されている。このため、表土層が水で飽和した状態の飽和地表流が発生していた可能性が高い。

従来、山地流域の中でも集水面積が大きい0次谷等の緩勾配斜面では地下水面が地表面に達し、いわゆる飽和地表流が発生することが確認されてきている（例えば、Dunne and Black, 1970 ; Tanaka et al., 1988）が、本調査では、それに加えて山地流域の中で最も集水面積が小さい山の稜線付近でも飽和地表流が発生した痕跡を確認した。

以上を踏まえ、本論文では、豪雨発生時に山の斜面や溪流部で飽和地表流が発生することを想定し、従来の表層崩壊予測モデルに飽和地表流発生の影響を加えて表層崩壊・土石流の発生場を予測する新たな手法を検討することとした。

第3章では、地表流の影響を考慮した新たな表層崩壊・土石流発生予測手法の開発について示した。

既存の表層崩壊発生場所の予測のための数値モデルの課題を整理すると、既存の数値モデルの多くは、地下水面が地表面に達せず地中内に存在する条件でのみ適用が可能である（例えば、Montgomery and Dietrich, 1994 ; 内田ら, 2009）。これらの数値モデルを用いた場合、比較的緩勾配の領域では、土層が完全に水で飽和しても崩壊が生じない「常に安定」な斜面として評価される（例えば、Montgomery and Dietrich, 1994 ; 内田ら, 2009）。

一方、我が国の砂防計画の指針である砂防基本計画策定指針（国土技術政策総合研究所, 2016）では、溪流内の流路勾配 15° 以上の区間が主な土石流の発生域とされているほか、高橋（1977）によって整理された土石流発生条件に従うと、溪流内の流路勾配 15° 程度以上の区間では土石流が発生し得ることが示されている（小橋, 1993）。ここで、高橋（1977）によって示された土石流発生条件式は、溪床の表土層が完全に飽和して表面流が発生する条件を想定し導かれたものである。

そこで、本章では、既存の表層崩壊発生予測モデル（斜面における地中流発生時の土層の安定性評価）と土石流発生条件式（溪床堆積土層の地表流発生時の安定性評価）を統合し、従来の表層崩壊予測モデルでは考慮されてきていない、飽和地表流発生に伴う土層の不安定化を評価するための新たな解析モデルを構築した。これにより、以下の3パターンの土砂移動をシームレスに評価することとし、その評価手順を示した。

<新たな解析モデルによる土層の不安定化評価の分類>

- ・ Type1：地中流の増加（地下水位の上昇）により，斜面の土層が重くなり，土層全体が滑り落ちる。
- ・ Type2：地下水位が土層の表層まで達しても崩壊に至らないが，さらに地表流が生じるとその重さにより，土層全体が滑り落ちる。
- ・ Type3：地表流の発生により，土層の表層が剥がれるように，少しずつ土砂移動が生じる。

第4章では，第3章で構築した新たな解析モデルが物理的に妥当であることを確認するため，斜面の最も基本的な特性である斜面勾配と土層厚に着目し，解析パラメータの条件を変えた場合の土層の不安定化領域（斜面勾配と土層厚の組合せ）の変化を試算した。

最初に，土層の不安定化に最も強く影響すると考えられる降雨量と土質強度（粘着力）に複数のケースを設定して土層の不安定化領域（斜面勾配と土層厚の組合せ）を試算した。次に，降雨量と土質強度（粘着力）を代表的なケースに絞った上で，現地特性に応じて差の生じやすいパラメータである内部摩擦角，透水係数，粒径，粗度係数のパラメータを変動させる試算を行った。

その結果，本モデルの解析結果は，各パラメータの変動に応じて物理的に妥当に変化することを確認した。

また，感度分析の結果から，本モデルのパラメータのうち，土層の粘着力の設定が土層の不安定化領域の予測に非常に強く影響していることを確認した。

また，本章では，従来，検討されることが少なかった以下の条件においても，土層の安定性評価を行った。

- ①粘着力がある程度大きい場合に，従来の土石流発生予測モデルと同様に飽和地表流が発生する条件
- ②粘着力が非常に小さい場合に，従来の表層崩壊発生予測モデルと同様に飽和地表流が発生しない条件

その結果，①の粘着力がある程度大きい条件下で飽和地表流発生に伴う不安定化（Type2）が予測される領域（斜面勾配と土層厚の組合せによる場の条件）は非常に限定的であり，集水域内降雨量が相当大きいときに若干存在する程度であることを示した。

一方，②の粘着力が非常に小さい条件下で不安定化する領域は，斜面勾配が土層の内部摩擦角より小さい範囲で，比較的土層厚が小さい領域にも広く生じる可能性があることが分かった。これにより，0次谷の下部や溪床付近の土砂生産については，従来の土石流発生予測モデルでの土層の不安定化（Type3）に加えて，②の粘着力が非常に小さく地表流が発生しない条件下での土層の不安定化（Type1）

を評価することにより、ある程度予測できることを示した。

ここで、実際の流域を考えると、斜面と溪流の中間的な性質を有する0次谷の下部や溪床付近には、地中流・地表流の発生に伴い不安定化する領域が混在している可能性がある。

このため、山地流域の土砂移動の発生場の予測にあたっては、本研究で提案した手法のように、土層の粘着力の有無、地表流の発生状況に応じて、シームレスに表層崩壊・土石流を予測するモデルを用いることが有効であることを示した。

第5章では、地表流の影響を考慮した新たな表層崩壊・土石流発生予測モデルを実流域に適用するにあたって生じる課題を整理し、その課題への対応方法を示した。

解析モデルの主要なパラメータである土層の粘着力と強い相関があると考えられる山地の表層に着目すると、斜面では、土層は原位置での風化により形成・発達するとされている（例えば、Heimsath et al., 1997）。一方で、溪流では、露岩している区間を除き溪流では、上流域から流出してきた土砂が移動可能な土砂として堆積している（例えば、塚本, 1973）。さらに、山地流域には0次谷やhollow（谷頭部で下流方向以外の三方を傾斜部で囲まれた比較的緩勾配の凹型地形）と呼ばれる箇所が存在する（例えば、塚本ら, 1973；田村ら, 1974；Montgomery et al., 2009）。これらの箇所は、一般的に、斜面同様、地表流の発生はまれであるものの（例えば、内田, 2004）、原位置で風化した土層のみではなく、周辺斜面から移動してきた土砂が堆積していることが報告されてきている（例えば、Reneau and Dietrich, 1991）。その結果、土層構造は山地流域内においても場所によって異なることが指摘されている（逢坂ら, 1992）。また、無降雨時や中小降雨時には地表流が発生しない箇所であっても、集水面積が大きく、比較的勾配が緩い場合は、溪流同様、飽和地表流が発生し得ることが古くから指摘されてきている（例えば、Dunne and Black, 1970；Tanaka et al., 1988）。

以上のことより、土層形成プロセス、雨水流出機構の観点から見ると、必ずしも斜面と溪流は明瞭に分離されるものではなく、0次谷など斜面と溪流の中間的な特徴を有する箇所が存在すると考えられる。このため、山地流域全体の土砂移動予測にあたっては、0次谷のような場での土砂移動を予測することが重要である。しかしながら、従来の土砂移動予測モデルは、斜面における現象と溪流における現象に分類して構築されていることもあり、この中間的な場での土砂移動現象を十分に表現できていない。

そこで、本章では、この斜面と溪流の中間的な場の土砂移動について取り扱い、特に粘着力の設定が解析モデルを実流域に適用するときの重要な課題であると考え、この課題を検討し解決することを本章の目的とした。

平成 21 年 7 月豪雨における崩壊・土石流の集中発生地域である山口県防府市の佐波川の右支川剣川流域内の右支溪を対象に、地表流発生の影響を考慮した新たな表層崩壊・土石流発生解析モデル（拡張 H-SLIDER 法）を適用し、地表流の発生を考慮しない従来の表層崩壊予測モデル（H-SLIDER 法）と比べて、0 次谷等の斜面と溪流の中間的な場での予測精度が有意に向上することを示した。また、地形条件（斜面勾配と集水面積の関係）から簡易に土層の形成プロセスを推定（Montgomery, 2001）し、斜面部と溪床部の粘着力を 2 区分して設定する方法を試行し、その設定方法の有効性を示した。

第 6 章では、平成 11 年 6 月豪雨災害の発生した荒谷地区、平成 26 年 8 月豪雨災害の発生した八木・緑井地区を対象に、地表流の発生を考慮した新たな解析モデル（狭域を対象とした拡張 H-SLIDER 法、広域を対象とした拡張 C-SLIDER 法）を適用し、その有効性を確認した。

その結果、地表流の発生を考慮した新たな手法（拡張 H-SLIDER 法、拡張 C-SLIDER 法）を用いることにより、集水面積の比較的大きい溪床部を中心に従来評価できなかった土層の不安定化を評価できるようになることから、従来の地中流の発生のみを考慮した H-SLIDER 法、C-SLIDER 法を用いる場合より、表層崩壊・土石流の発生場の予測精度が向上することを明らかにした。

また、拡張 H-SLIDER 法の適用にあたっては、斜面勾配と集水面積の関係から土層の形成プロセスを推定し、斜面部（原位置で風化した土層で一定の粘着力がある土層）と溪床部（上流域から土砂流入・堆積した土層で粘着力が非常に小さい土層）の粘着力を 2 区分して設定する簡易な方法を用いることにより、表層崩壊・土石流発生場の予測精度を有意に向上させられることを示した。ここでは、斜面部の土層の粘着力を土層厚と斜面勾配の関係から逆推定し、溪床部の粘着力は従来の土石流発生予測モデルと同様に無視（0 kN/m²）したが、流域内の土層の粘着力は空間的にばらつきがあることが確認されている（例えば、若月ら、2007；木下ら、2012）。このため、流域内の粘着力の設定・区分方法については、更に改善できる可能性がある。

また、第 2 章の平成 30 年 7 月豪雨における斜面崩壊・土石流発生箇所の詳細調査で確認されたような、従来のモデルでは崩壊発生を説明できなかった 15° 程度の緩勾配地域での表層崩壊の発生についても、現地における地表流の発生（10～30cm）や間隙水圧の変化（1.0～1.2 倍）を考慮した上で、本研究における新たな手法を用いて土層の不安定化の発生を説明できることを示した。

以上をまとめると、本論文では、従来多く用いられてきた表層崩壊発生予測モデルに地表流の影響を加味して安定解析を行うことで、近年の豪雨発生時に予測

できなかった溪床部，緩勾配斜面を含む流域全体の表層崩壊・土石流の発生場をより高精度で予測できることを明らかにした。

なお，本論では全ての解析条件を既往の観測等に基づく仮定に基づき設定しているが，例えば主要なパラメータである土層の粘着力は流域内で空間的にばらつきがあることが確認されている（例えば，若月ら，2007；木下ら，2012）。その上，粘着力は降雨に伴う土層の含水状態の変化により変動することが知られている（例えば，丸井，1981）。また，本手法では地中流及び地表流の間隙水圧を静水圧分布に従う条件さらにはその1.2倍と仮定しているが，実際には土の密度の不均質性のため静水圧分布が適用できず，これまでの研究（例えば，内田ら，1996）で指摘されているように，土層内のパイプ流により間隙水圧が変化して斜面が不安定化する場合もあると考えられる。さらに，本論では解析モデルの入力降雨を崩壊等の発生前の平均的な時間降雨強度(mm/h)としているが，実際の崩壊等には瞬間的な降雨強度(mm/10min等)が影響している可能性がある。また，前期降雨により地下水の初期水位が本論で仮定した土層内の基岩上でなく土層内である程度上昇しているケースや，土層中の樹木の根系や礫等の影響により表土が最初に飽和しているケースもあると考えられる。このため，本論文では解析条件を一律に仮定して斜面勾配15°程度の緩勾配斜面の崩壊を説明できたが，パラメータのばらつきや降雨・間隙水圧の経時変化，前期降雨の影響等を考慮して解析を行うことによっても，勾配15°程度の緩勾配斜面の崩壊を説明できると考えられる。

その他，本論文では無限長斜面を仮定して計算しているが，実際には崩壊地の下流部が崩壊もしくは侵食され，その影響が上流まで伝播して崩壊や土石流が発生する場合もあると考えられる。また，本論文では豪雨時に発生する地表流のみが土層に載荷することを仮定して計算を行ったが，上流側で発生した土砂や土石流の載荷を想定して計算を行うことによっても，平成30年7月豪雨で見られたような緩勾配斜面での表層崩壊や土石流の発生を予測できる可能性がある。

以上より，今後は，幅広い地域で本手法の有効性を検証するとともに，解析条件の経時変化やパラメータの空間分布の不均質性を考慮する手法についてさらに検討する必要がある。また，本論文で設定した仮定とは異なるプロセスで発生する崩壊や土石流についても引き続き検討し，表層崩壊・土石流の発生場をさらに精度よく予測できるよう研究を進めていきたい。

最後に，今後本研究の成果が近年頻発している豪雨に伴う表層崩壊・土石流の発生場の予測に役立ち，土砂災害被害の防止・軽減のための砂防施設の整備，警戒避難等の対策を効果的に進めていくための情報取得の一助となれば幸いである。

引用文献

- 秋山浩一・内田太郎・田村圭司・亀江幸二（2011）：土層厚の計測密度が表層崩壊の発生予測に及ぼす影響，砂防学会誌，Vol.64，No.1，pp.3-10
- Dunne T. and Black R.D.（1970）：Partial area contributions to storm runoff in a small New England watershed, Water Resources Research, Vol.6, pp.1296-1131
- Heimsath A.E., Dietrich W.E., Nishiizumi K. and Finkel R.C.（1997）：The soil production function and landscape equilibrium, Nature, Vol.388, pp.358-361
- 平松晋也・水山高久・石川芳治（1990）：雨水の浸透流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究，砂防学会誌，Vol.43，No.1，pp.5-15
- 海堀正博・長谷川祐治・山下祐一・崎田博史・中井真司・桑田志保・平松晋也・地頭菌隆・井良沢道也・清水収・今泉文寿・中谷加奈・柏原佳明・加藤誠章・島田英司・平川泰之・吉永子規・田中健路・林拙郎（2018）：平成30年7月豪雨により広島県で発生した土砂災害，砂防学会誌，Vol.71，No.4，pp.49-60
- 木下篤彦・八木啓太・内田太郎・柴崎達也・眞弓孝之・山崎考成（2012）：六甲山系風化花崗岩斜面における土質強度の空間分布に関する調査，砂防学会研究発表会概要集，Pb-52，pp.648-649
- 気象庁（2020）：気候変動監視レポート2019，90p.
- 小橋澄治（1993）：山地保全学，文永堂出版，p.184
- 国土交通省国土技術政策総合研究所（2016）：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説，国総研資料，第904号，77p.
- 小杉賢一朗・水山高久・藤田正治（2002）：表層崩壊発生予測モデルによる地下水位の再現精度の検討，砂防学会誌，Vol.55，No.3，pp.21-32
- 丸井英明（1981）：自然斜面における表層崩壊の研究，京都大学学位論文，pp.85-92
- Montgomery D.R. and Dietrich W.E.（1994）：A physically-based model for the topographic control on shallow landsliding, Water Resources Research, Vol.30, pp.1153-1171
- Montgomery D.R.（2001）：Slope Distributions, Threshold Hillslopes, and Steady-state Topography, American Journal of Science, Vol.301, pp.432-454
- Montgomery D. R., Schmidt K. M., Dietrich W. E. and McKean J.（2009）：Instrumental record of debris flow initiation during natural rainfall, Journal of Geophysical Research, Vol.114, F01031, pp.1-16

- 沖村孝・市川龍平（1985）：数値地形モデルを用いた表層崩壊危険度の予測法，土木学会論文集，第358号，III-3，pp.69-75
- 逢坂興宏・田村毅・窪田順平・塚本良則（1992）：花崗岩斜面における土層構造の発達過程に関する研究，砂防学会誌，Vol.45，No.3，pp.3-12
- Reneau S. and Dietrich W.E.（1991）：Erosion rates in the southern Oregon Coast Range: Evidence for an equilibrium between hillslope erosion and sediment yield, *Earth Surface Processes and Landforms* Vol.16, pp.307-322
- 高橋保（1977）：土石流の発生と流動に関する研究，京大防災研究所年報 第20号 B-2, pp.405-435
- 田村圭司・内田太郎・秋山浩一・盛伸行・寺田秀樹（2009）：表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価マニュアル(案)，土木研究所資料，第4129号，34p.
- 田村俊和（1974）：谷頭部の微地形構成，東北地理，26巻，4号，PP.189-199
- Tanaka T., Yasuhara M., Sakai H. and Marui A.（1988）：The Hachioji experimental basin study-storm runoff processes and the mechanism of its generation, *Journal of Hydrology*, Vol.102, pp.139-164
- 塚本良則（1973）：侵食谷の発達様式に関する研究（I），砂防学会誌，Vol.25, No.4, pp.4-13
- 塚本良則・平松伸二・篠原斉四郎（1973）：侵食谷の発達様式に関する研究（III），砂防学会誌，Vol.26, No.2, pp.14-20
- 内田太郎（2004）：近年における山地の土砂移動現象にかかわる斜面水文プロセス研究の進歩，砂防学会誌，Vol.57, No.2, pp.58-64
- Uchida T., Akiyama K. and Tamura K.（2011）：The role of grid cell size, flow routing algorithm and spatial variability of soil depth of shallow landslide prediction, *Italian Journal of Engineering Geology and Environment-Book*, pp.149-157
- 内田太郎・小杉賢一郎・大手信人・水山高久（1996）：パイプ流が斜面安定に与える影響，水文・水資源学会誌，Vol.9, No.4, pp.330-339
- 内田太郎・盛伸行・田村圭司・寺田秀樹・瀧口茂隆・亀江幸二（2009）：場の条件の設定手法が表層崩壊発生箇所の予測に及ぼす影響，砂防学会誌，Vol.61, No.1, pp.23-31
- 若月強・佐々木良宜・田中幸哉・松倉公憲（2007）：簡易貫入試験値と粒度組成を用いたマサ土の単位体積重量とせん断強度定数及び透水係数の推定，砂防学会誌，Vol.59, No.6, pp.38-46
- Wu W. and Sidle R.C.（1995）：A distributed slope stability model for steep forested basins, *Water Resources Research*, Vol.31, pp.2097-2110

謝辞

本論文は、筆者が国土交通省国土技術政策総合研究所への出向中にご指導いただきました研究課題に端を発し、出向終了後に中電技術コンサルタント株式会社に在籍しながら広島大学大学院総合科学研究科の海堀正博教授のご指導のもとに研究した内容を取りまとめたものです。本研究の遂行ならびに本論文の執筆にあたっては、多くの方々のご指導を賜りました。厚くお礼申し上げます。

海堀正博教授には、本論文を取りまとめる貴重な機会を与えていただき、本研究の様々な局面において、長年にわたって温かいご指導を頂きました。筆者は平成26年10月に博士課程後期に入学しましたが、筆者の住む広島市ではその直前の平成26年8月豪雨の際に大規模な土砂災害が発生しました。また、在学中にも平成30年7月豪雨の際に西日本全域で数多くの土砂災害が発生しました。このような状況の中、筆者は災害対応等の仕事に追われ、思うように研究を進められない時期が多くありました。そのような状況でも、海堀正博教授にはその環境を気遣う非常に温かいお言葉と懇切丁寧なご指導を賜りながら、研究を進めさせていただきましたことに心より感謝申し上げます。

国土交通省国土技術政策総合研究所の内田太郎砂防研究室長（現 筑波大学准教授）には、研究開始時から本研究の全般に渡ってご指導を頂きました。また、砂防分野の計画のあり方や現状の課題、その課題解決に向けての研究への取り組み方など、基礎的なことも含めて非常に多くのことを学ばせて頂きました。ここに深謝いたします。

また、筆者が国土交通省国土技術政策総合研究所 危機管理技術研究センター（現 土砂災害研究部）砂防研究室に出向時に本研究に着手した際には、現在、国土交通省 水管理・国土保全局の蒲原潤一調整官、富山県土木部の野村康裕課長、国土交通省 水管理・国土保全局の林真一郎課長補佐、国土交通省四国地方整備局四国山地砂防事務所の奥山悠木課長をはじめ、砂防研究室の関係各位より、研究の各段階に応じた適切なお助言を頂きました。厚くお礼申し上げます。

また、本論文を作成するに当たり、国土交通省で取得されている山口県防府市や広島西部山系のデータ使用のご許可をいただきました国土交通省国土技術政策総合研究所ならびに国土交通省中国地方整備局太田川河川事務所の関係諸氏にお礼申し上げます。

社会人として、長期にわたって研究を進めることができたのは、ご指導いただきました先生のご尽力はもとより、筆者が所属する中電技術コンサルタント株式会社の関係諸氏のご理解とご協力のおかげであると認識しております。金本満常務、岡田洋志 前河川砂防部長は、仕事と並行して研究を行い学位取得を目指すことをご了承の上、後押ししてくださいました。また、荒木義則上席エグゼクティブ

ブ・エンジニア，山下雅彦河川砂防部長，倉本和正砂防グループ長ほか諸先輩，同僚諸氏は，折に触れて励まし，研究活動を支援してくださいました。ここに，深く感謝申し上げます。

最後に，研究活動中は家庭で過ごす時間が極端に少なくなり，家族にも大変苦勞をかけてしまいましたが，筆者を精一杯支えてくれた家族に心より感謝致します。