

I S S N 0386－5878
土木研究所資料 第 4129 号

土 木 研 究 所 資 料

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

**独立行政法人 土木研究所
土砂管理研究グループ
火山・土石流チーム**

土 木 研 究 所 資 料

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)

土砂管理研究グループ	火山・土石流チーム	上席研究員	田村 圭司
土砂管理研究グループ	火山・土石流チーム	主任研究員	内田 太郎
土砂管理研究グループ	火山・土石流チーム	交流研究員	秋山 浩一
土砂管理研究グループ	火山・土石流チーム	交流研究員	盛 伸行*
土砂管理研究グループ		グループ長	寺田 秀樹

要 旨

砂防事業の更なる重点化、効率化を図るために、土砂災害が発生する危険度の高い箇所からハード対策を推進していくことが有効であると考えられる。そのためには、膨大かつ広域に広がる土砂災害の危険箇所の危険度を評価できる手法の構築が必要となる。

近年、レーザープロファイラや簡易貫入試験の改良など、場の条件の測定技術に進歩が見られる。その結果、新たな測定技術を用いて場の条件を従来以上に精度良く計測し、表層崩壊発生危険度評価モデルを用いることで、表層崩壊発生場所を比較的精度良く予測できるようになった。

そこで、本資料は、新たに表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価手法をマニュアルとしてとりまとめ、その内容を解説するものである。

キーワード：表層崩壊，微地形，土層厚分布

* 現 (株)東京建設コンサルタント

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）

目 次

はじめに.....	1
1. 概説.....	2
2. 調査及び評価手法の概要.....	3
3. データの準備.....	4
4. 表層崩壊発生危険定常降雨強度（rc）の算出.....	9
5. パラメータの妥当性確認.....	10
6. 斜面スケールの表層崩壊の発生危険度評価.....	11
7. 表層崩壊に起因する土石流の発生危険度の高い溪流の抽出.....	12
参考資料 1 溪流単位の表層崩壊に起因する土石流の発生危険度の概略評価手 （C-SLIDER 法）.....	14
参考資料 2 表層崩壊発生危険定常降雨強度（rc）の算出に用いる式の導出	22
参考資料 3 D-Infinity Flow Direction 法による集水面積の算定.....	24
参考資料 4 H-SLIDER 法の適用事例.....	29
参考資料 5 C-SLIDER 法の適用事例.....	32
参考文献.....	34

はじめに

砂防事業の更なる重点化、効率化を図るために、土砂災害が発生する危険度の高い箇所からハード対策を推進していくことが有効であると考えられる。そのためには、膨大かつ広域に広がる土砂災害の危険箇所の危険度を評価できる手法の構築が必要となる。

1980年代から表層崩壊の予測手法として、浸透流解析等の雨水流出に関するモデルと斜面安定解析を組み合わせた表層崩壊発生危険度を評価するモデルが提案され、複雑な自然現象に近づけようと評価モデルの改良が加えられてきている。さらに、近年、レーザープロファイラや簡易貫入試験の改良など、場の条件（評価モデルの入力条件）の測定技術に進歩が見られる。その結果、新たな測定技術を用いて場の条件を従来以上に精度良く計測し、表層崩壊発生危険度評価モデルを用いることで、表層崩壊発生場所を比較的精度良く予測できるようになった（参考資料4）。

表層崩壊により発生した土砂の一部は流動化し土石流となると考えられる。しかし、崩壊土砂が土石流化するか否かを精度良く予測することが困難であるため、ここでは、崩壊土砂が土石流化する可能性は等しいと仮定し、表層崩壊の発生のおそれの高い斜面が多い溪流ほど表層崩壊に起因する土石流の発生の危険性が高いと考えることにより、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を検討した。

同手法を用いることにより、

- ① 事業優先度の決定に資する溪流および斜面の相対的な危険度評価
- ② 警戒避難支援に資する溪流斜面監視箇所決定のための溪流および斜面の相対的な危険度評価
- ③ 斜面对策を含む対策工法決定に資する溪流および斜面の相対的な危険度評価

等が可能となった。

そこで、本資料では、上記の①から③など実際に土砂災害対策に活用できるように、表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価手法をマニュアルとしてまとめ、解説する。また、本マニュアルに示す表層崩壊発生危険度評価手法は、急傾斜地で発生するがけ崩れの危険度評価などにも適用可能である。

1. 概説

本マニュアルは、表層崩壊に起因する土石流の危険度を評価するために用いるものとする。対象現象は、表層崩壊に起因する土石流とし、深層崩壊に起因する土石流および天然ダムの決壊に起因する土石流は対象としない。

【解説】

表層崩壊とは、表土層のみが崩壊する現象であり、表土層を載せた風化した岩盤から崩壊する深層崩壊とは区別される。

なお、深層崩壊の発生の恐れのある溪流の抽出にあたっては、「深層崩壊の発生の恐れのある溪流抽出マニュアル(案)」(土木研究所資料 No. 4115) が参考になる。

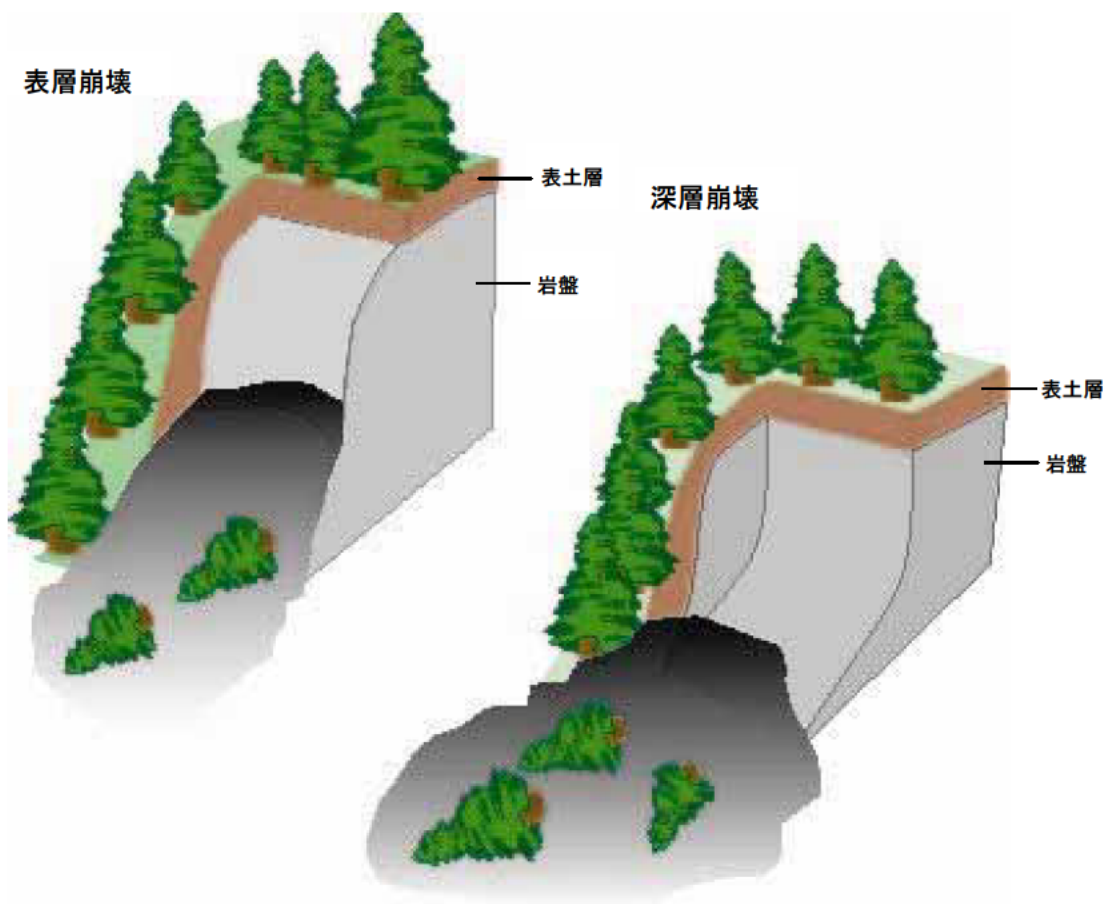


図-1 表層崩壊と深層崩壊の模式図

2. 調査及び評価手法の概要

本マニュアルでは地表面地形、土層厚、土質強度、飽和透水係数など表層崩壊の発生を規定する場の条件について実測した上で、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。

【解説】

本マニュアルで用いる危険度評価手法は、以下では「H-SLIDER 法(Hillslope scale shallow landslide-induced debris flow risk evaluation method)」と呼ぶ。

H-SLIDER 法では、地表面地形、土層厚、土質強度、飽和透水係数を実測し、斜面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斜面スケールの表層崩壊の発生危険度を評価する。その上で、溪流単位で斜面スケールの表層崩壊の発生危険度を積み上げ、表層崩壊に起因する土石流の発生危険度を評価する。

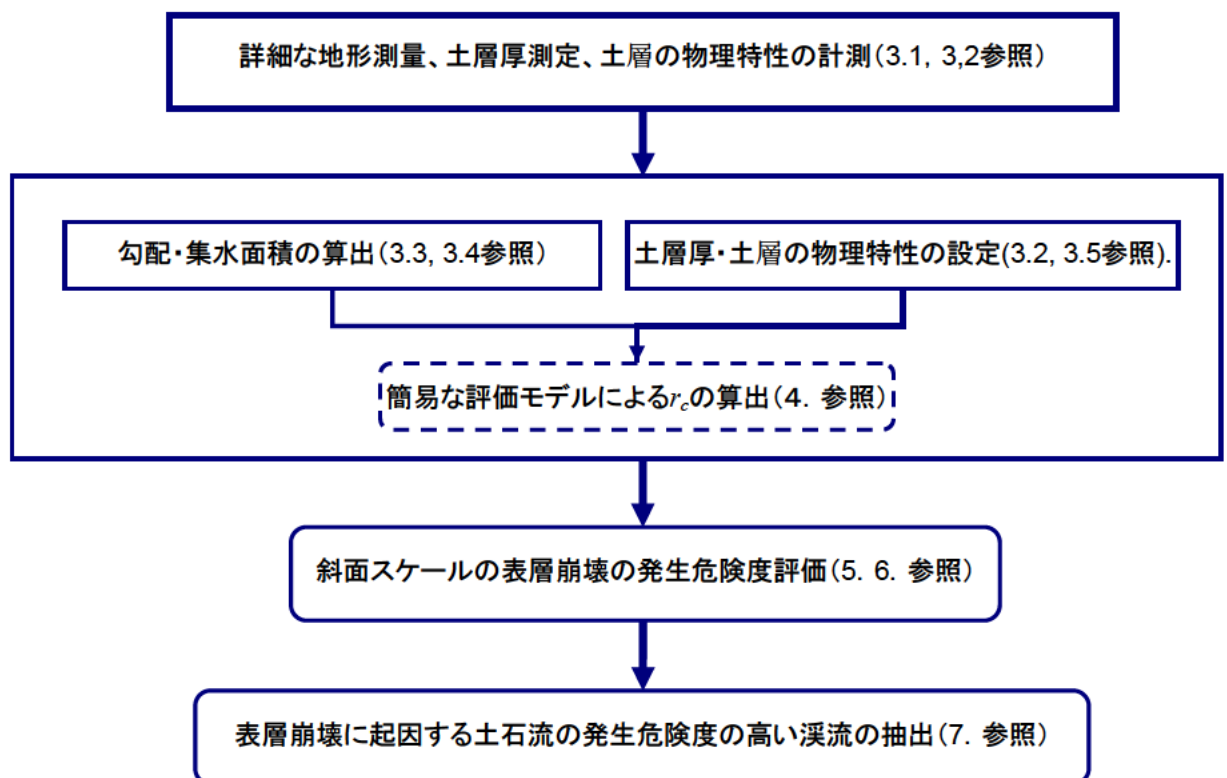


図-2 H-SLIDER 法の概念図

3. データの準備

3.1 必要なデータ

H-SLIDER 法では、以下のデータを使用する

- ① 数値地形情報 (DEM)
- ② 土層厚の分布
- ③ 土層の粘着力、内部摩擦角
- ④ 土層の飽和透水係数
- ⑤ 飽和時および不飽和時の土層の単位体積重量

【解説】

DEM については、少なくとも空間分解能が 10m 以下のレーザープロファイラ等を用いることを基本とする。

土層厚は貫入試験により測定することとして、詳細は 3.2 に示すとおりとする。

土層の粘着力、内部摩擦角、飽和透水係数、飽和時および不飽和時の土層の単位体積重量は、現場でサンプリングした測定結果の平均値など、代表性のある値を用いることとする。なお、詳細は 3.4 に示すとおりとする。

土層の飽和透水係数は、水文観測結果などを用いてパラメータの設定を行うことが望ましい。ただし、水文観測結果などが得られない場合は、土壌サンプル(例えば、100cm³)の透水試験により、パラメータを設定するものとするが、斜面土層の等価透水係数に比べて小さくなる場合が多いため、4. で算出する表層崩壊発生危険定常降雨強度 (r_c) が過小に評価される恐れがあることに留意する。

3.2 土層厚の分布の測定

土層厚は簡易貫入試験などにより、面的に測定する。

【解説】

ここで言う土層厚とは、「表層崩壊の恐れのある土層厚」のことである。土層厚は、対象地域内に過去の崩壊地がある場合、崩壊地内と崩壊地外の貫入試験結果を比較することにより、過去の崩壊が生じたと考えられる貫入抵抗値を推定し決定する。

簡易貫入試験を用いた土層厚の測定に関しては、国土技術政策総合研究所資料 NO. 261 が参考になる。なお、測定間隔は、想定される崩壊の幅以下とする。「想定される崩壊の幅」は、対象地域およびその周辺の既往の崩壊幅を参照する。

なお、土層厚の測定は、評価対象範囲内に崩壊地がある場合、崩壊地も含めて測定する。また、比較的緩勾配（概ね勾配 15° 以下）の斜面は土石流の発生源となる可能性が低いと調査の対象から除外しても良い。

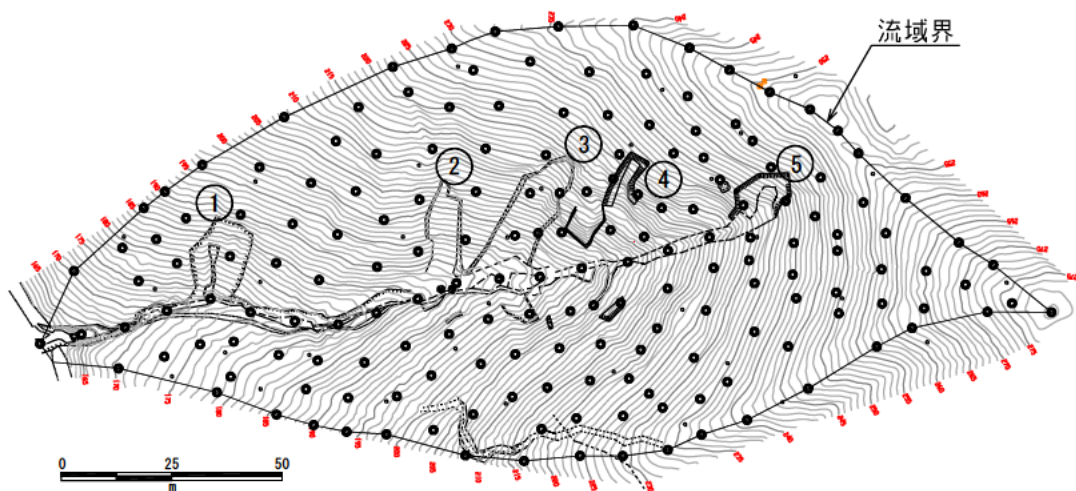


図-3 土層厚測定点の事例（黒丸が土層厚の測定点）

3.3 メッシュ分割・標高の算出

評価対象範囲のメッシュ分割を行い、メッシュごとに地表面の標高、土層厚、基岩面の標高を算定する。

【解説】

メッシュサイズは10m程度とし、斜面規模や土層厚測定状況に配慮し、分割することとする。また、基岩面の標高は、地表面の標高から、土層厚を引いた値とする。

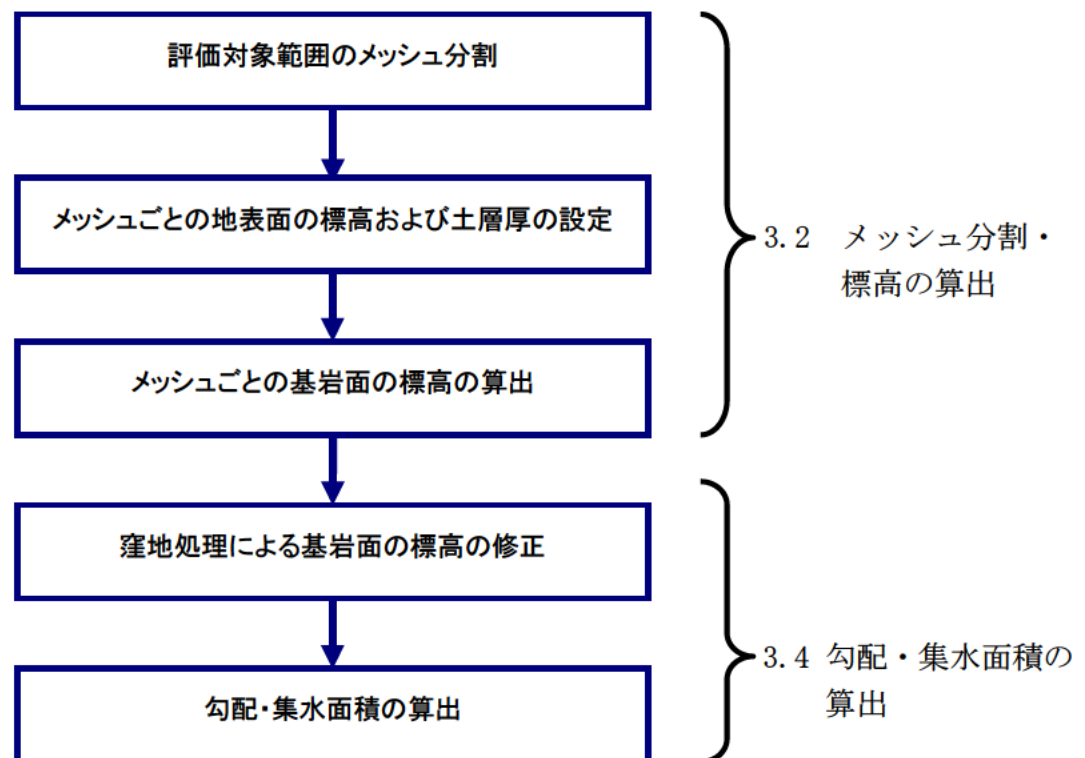


図-4 勾配・集水面積の算定フロー

3.4 勾配・集水面積の算出

3.3 で設定した基岩面の標高を用いて、メッシュごとに基岩面の勾配・集水面積を算出する。

【解説】

集水面積(A)の概念図を図-5に示す。勾配・集水面積の算出にあたり、明らかな窪地を除き、予め窪地を埋め戻す処理を行う。また、勾配・集水面積の算出に関しては、できるだけ実態にあった地形量が算出可能な方法(例えば、D-infinity法(参考資料3))を用いて、実施することが望ましい。

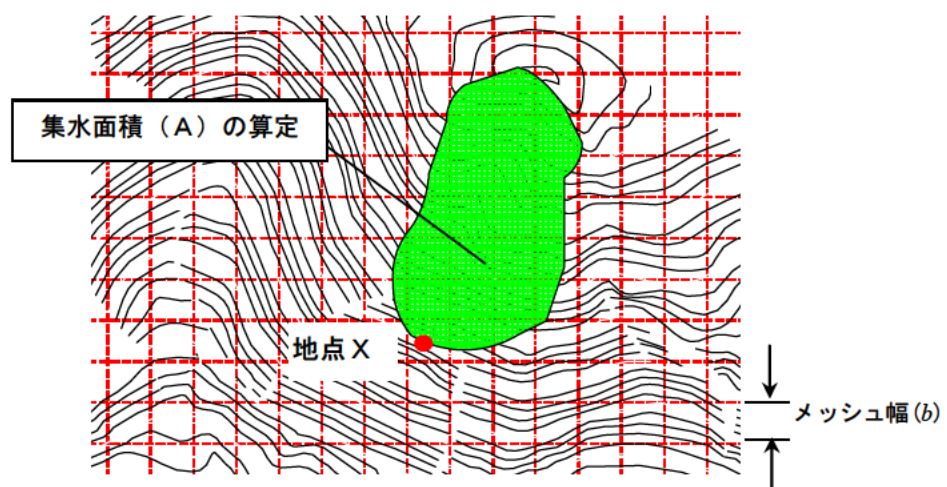


図-5 集水面積 (A) の概念図

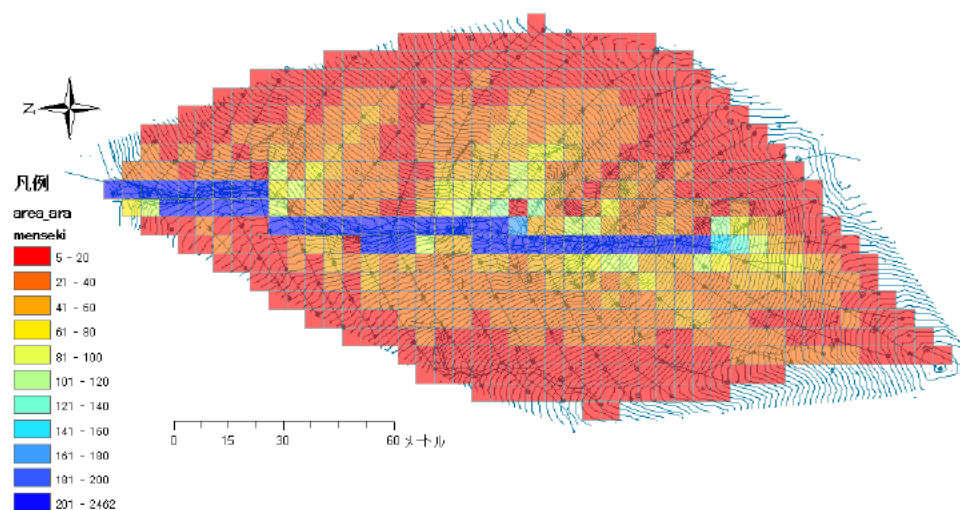


図-6 集水面積 (A) の算出事例

3.5 土質強度の設定

室内試験または地形および土層厚より、土層の粘着力、内部摩擦角を設定する。

【解説】

土質強度は3軸圧縮試験などの室内実験結果より設定する他、以下の理由から地形及び土層厚から逆推定する手法を用いることができる。

小さい土壌サンプルを用いて求めた粘着力・内部摩擦角は、実斜面における根系の影響や礫等の影響を考慮した見かけの粘着力・内部摩擦角と乖離している可能性がある。また、土の粘着力は含水率の影響を受ける上、実際の斜面崩壊発生時に於いて、土層が完全な排水状態になるかどうかなど排水条件についても不明な点がある。さらに、斜面崩壊は土層内の最も弱い部位において発生すると考えられる。

参考 地形および土層厚より土質強度を求める方法

逆推定方法としては、少なくとも、不飽和時には、安全率が1以下になることはないと考え、ほぼ全ての点で地下水位が0 cmの状態では安全率が1を切らない範囲の最小の粘着力、内部摩擦角の組合せを算出する方法などがある(参考資料4参照)。

4. 表層崩壊発生危険定常降雨強度（ r_c ）の算出

表層崩壊発生危険定常降雨強度（ r_c ）を、勾配（ I ）、集水面積（ A ）、メッシュ幅（ b ）、土層厚（ h ）、土層の粘着力（ c ）、土層の内部摩擦角（ ϕ ）、土層の飽和透水係数（ K_s ）、土層の飽和時単位体積重量（ γ_s ）、土層の不飽和時単位体積重量（ γ_t ）、水の単位体積重量（ γ_w ）から以下の式で算出する。

$$r_c = \frac{K_s \tan I \cos I \{c - \gamma_t h \cos I (\sin I - \cos I \tan \phi)\}}{\frac{A}{b} \{ \gamma_w \cos I \tan \phi + (\gamma_s - \gamma_t) (\sin I - \cos I \tan \phi) \}} \quad \text{式-1}$$

r_c の算出は、メッシュごとに行う。

【解説】

本マニュアルでは

- ①間隙水圧が定常状態
- ②地下水の流れはダルシー則に従う
- ③無限長斜面安定解析で安全率が1.0となった時点で表層崩壊が発生する。
- ④地表流による侵食現象は生じない。

と仮定し、式-1により、 r_c を求める。

なお、式の導出の詳細については、参考資料2に示した。

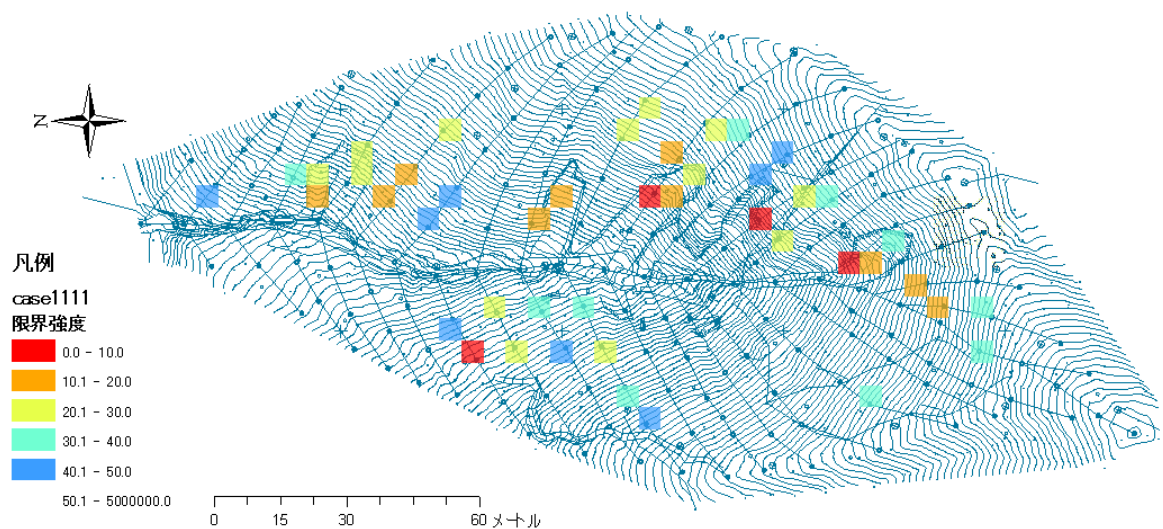


図-7 表層崩壊発生危険定常降雨強度（ r_c ）の計算例

5. パラメータの妥当性確認

評価対象範囲内に過去の表層崩壊地が存在する場合、崩壊発生以前の土層厚を想定し、設定したパラメータの妥当性を確認する。

【解説】

崩壊発生以前の土層厚を想定し、4. で示した手法により、表層崩壊発生危険定常降雨強度 (r_c) を算出する。算出結果より設定した土層厚および土質強度等のパラメータの妥当性を確認する。過去の崩壊地の表層崩壊発生危険定常降雨強度 (r_c) が他の斜面（崩壊地外）の r_c に比べて概ね小さくなっている場合、パラメータの設定は妥当と判断する。過去の崩壊地内の表層崩壊発生危険定常降雨強度 (r_c) が正しく表現できない場合は、崩壊の恐れのある部位(3.2 参照)、土質強度(3.5 参照)等の設定方法を見直すこととする。

なお、崩壊発生以前の土層厚の設定は、崩壊地の状況を現地で確認し設定することを基本とする。

6. 斜面スケールの表層崩壊の発生危険度評価

4. で算出した表層崩壊発生危険定常降雨強度 (r_c) が小さい斜面ほど、表層崩壊の危険度が高い斜面として評価する。

【解説】

表層崩壊発生危険定常降雨強度 (r_c) は、土壌中の水分状態が定常に達するまで、一定降雨強度の雨が降った場合に崩れる最小降雨強度を表したものである。そのため、必ずしも、降雨強度が r_c を超えた瞬間に表層崩壊が発生するということを意味するものではない。 r_c の値は相対的な表層崩壊の発生危険度を表す指標である。

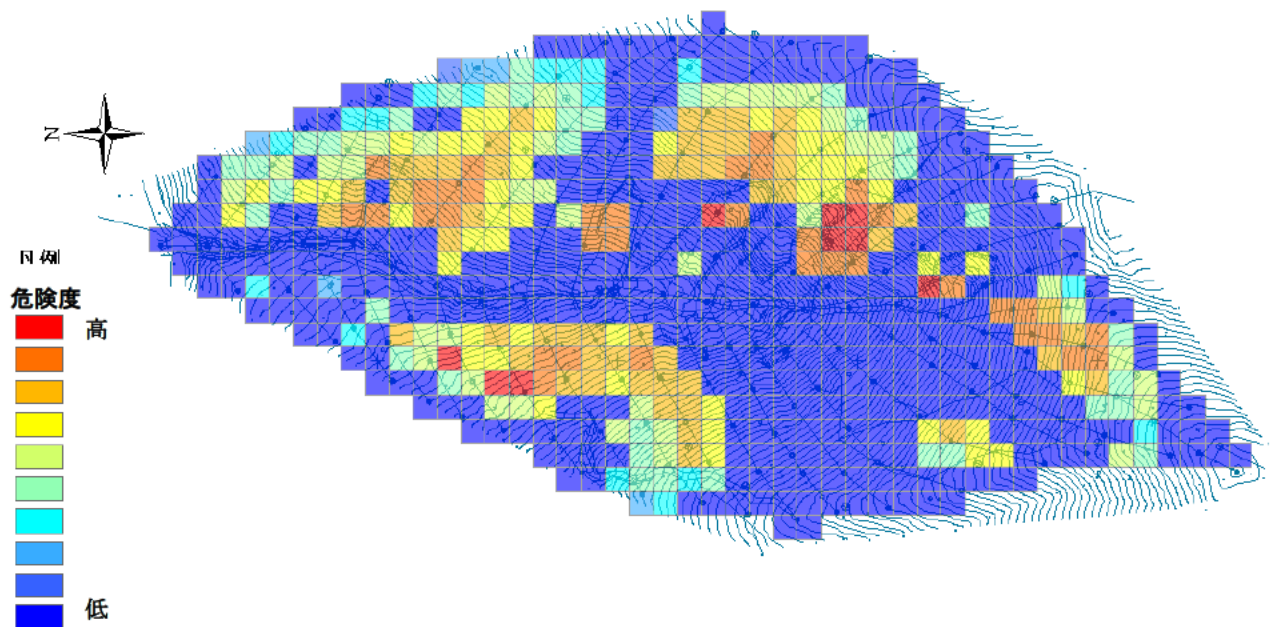


図-8 表層崩壊発生危険度評価例

7. 表層崩壊に起因する土石流の発生危険度の高い溪流の抽出

6. で評価した表層崩壊発生危険度の高い斜面が多い溪流を表層崩壊に起因する土石流の発生危険度の高い溪流として抽出する。

【解説】

溪流ごとの危険度を表す指標として、「崩壊危険面積（ α ）」および「崩壊危険面積率（ P ）」を用い、崩壊危険面積、崩壊危険面積率の高い溪流を表層崩壊に起因する土石流の発生の危険の高い溪流として抽出する。崩壊危険面積（ α ）および崩壊危険面積率（ P ）は以下の式で算出する。

$$\alpha = A_m N(r) \quad \text{式-2}$$

$$P = \alpha / A \quad \text{式-3}$$

ここで、 A_m はメッシュの面積、 $N(r)$ は r_c が降雨強度 r 以下のメッシュの数、 A は溪流の面積である。なお、降雨強度 r は、既往の災害発生時の降雨実績をもとに決定する。ただし、算出結果が既往の災害実績と著しく異なる場合については、降雨強度 r を算出された表層崩壊発生危険定常降雨強度（ r_c ）の値を参照して見直すこととする。

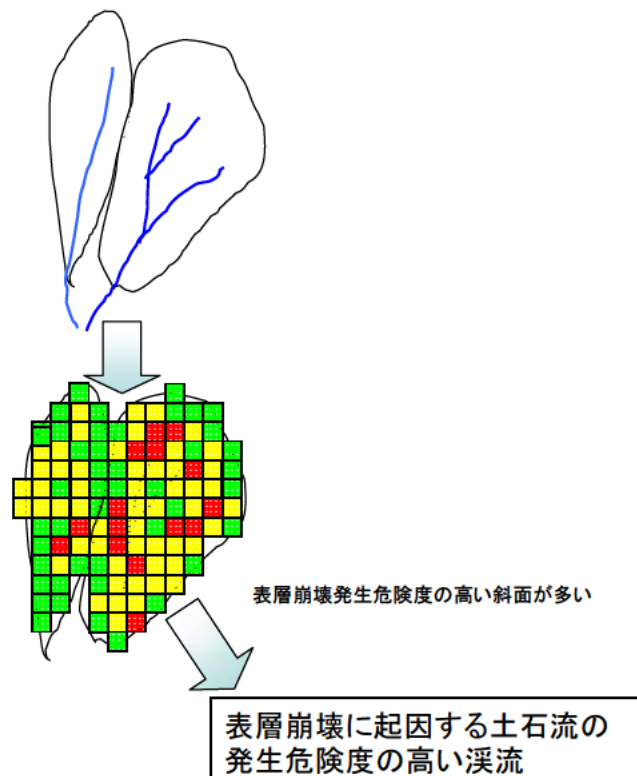


図-9 表層崩壊に起因する土石流の発生危険度の高い溪流の概念図

参考資料

- 参考資料 1 溪流単位を表層崩壊に起因する土石流の発生危険度の概略評価手法(C-SLIDER 法)
- 参考資料 2 表層崩壊発生危険定常降雨強度 (r_c) の算出に用いる式の導出
- 参考資料 3 D-Infinity Flow Direction 法による集水面積の算定
- 参考資料 4 H-SLIDER 法の適用事例
- 参考資料 5 C-SLIDER 法の適用事例

参考資料 1

溪流単位を表層崩壊に起因する土石流の発生危険度の概略評価手法 (C-SLIDER 法)

はじめに

H-SLIDER 法は、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。すなわち、H-SLIDER 法は、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。

そこで、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「C-SLIDER 法(Catchment scale shallow landslide-induced debris flow risk evaluation method)法」を紹介する。

C-SLIDER 法は

- ① H-SLIDER 法で斜面の危険度を評価した溪流の周辺溪流における土石流の発生危険度の概略評価（図-1）
- ② 対象地域が広域であるため全域で詳細な調査実施が困難である場合に
おける土石流の発生危険度の概略評価（図-2）

を行う場合に用いることが考えられる。

また、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（図-2）。

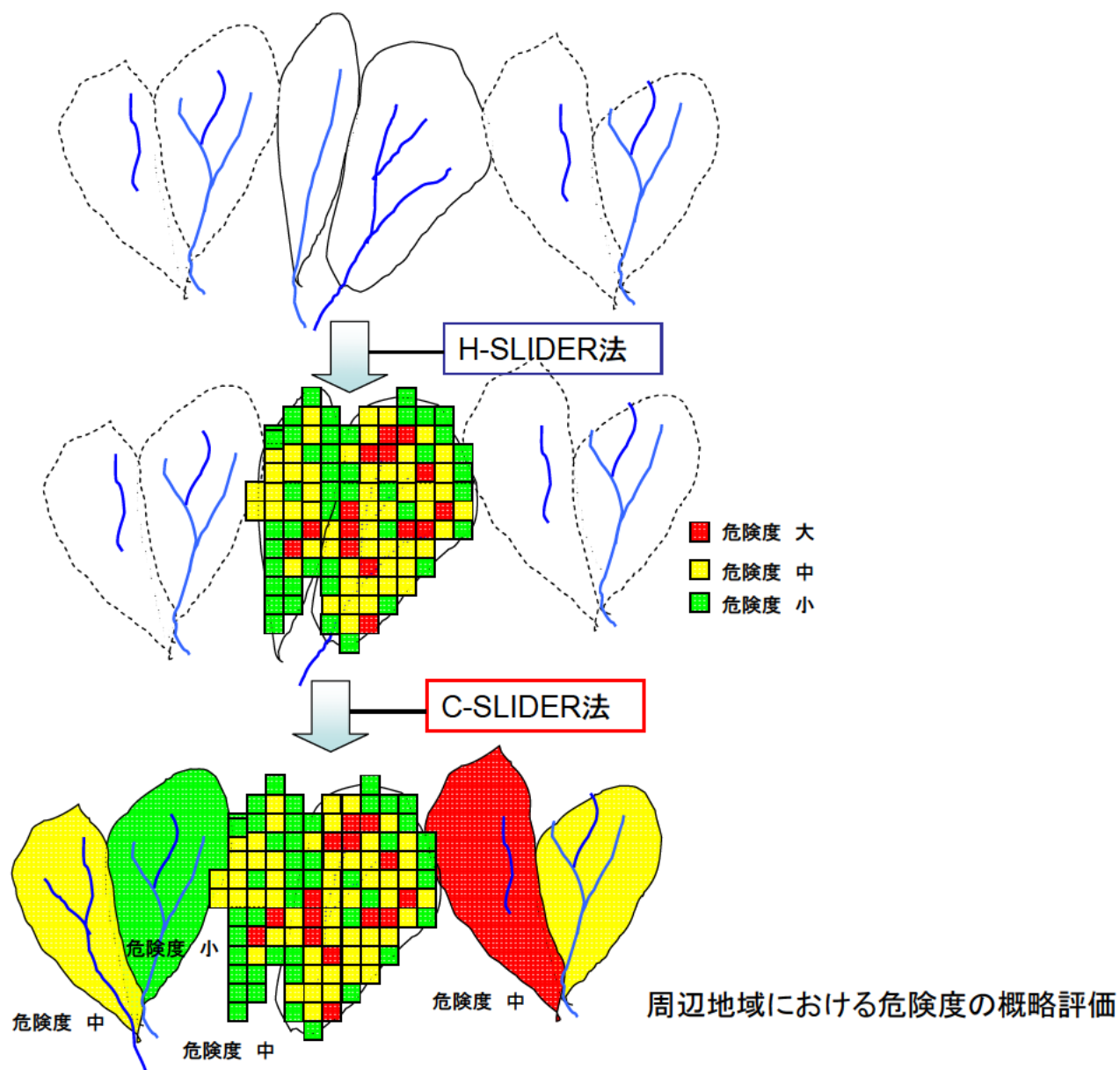


図-1 H-SLIDER法で危険度評価した溪流の周辺溪流におけるC-SLIDER法による危険度の概略評価の概念図

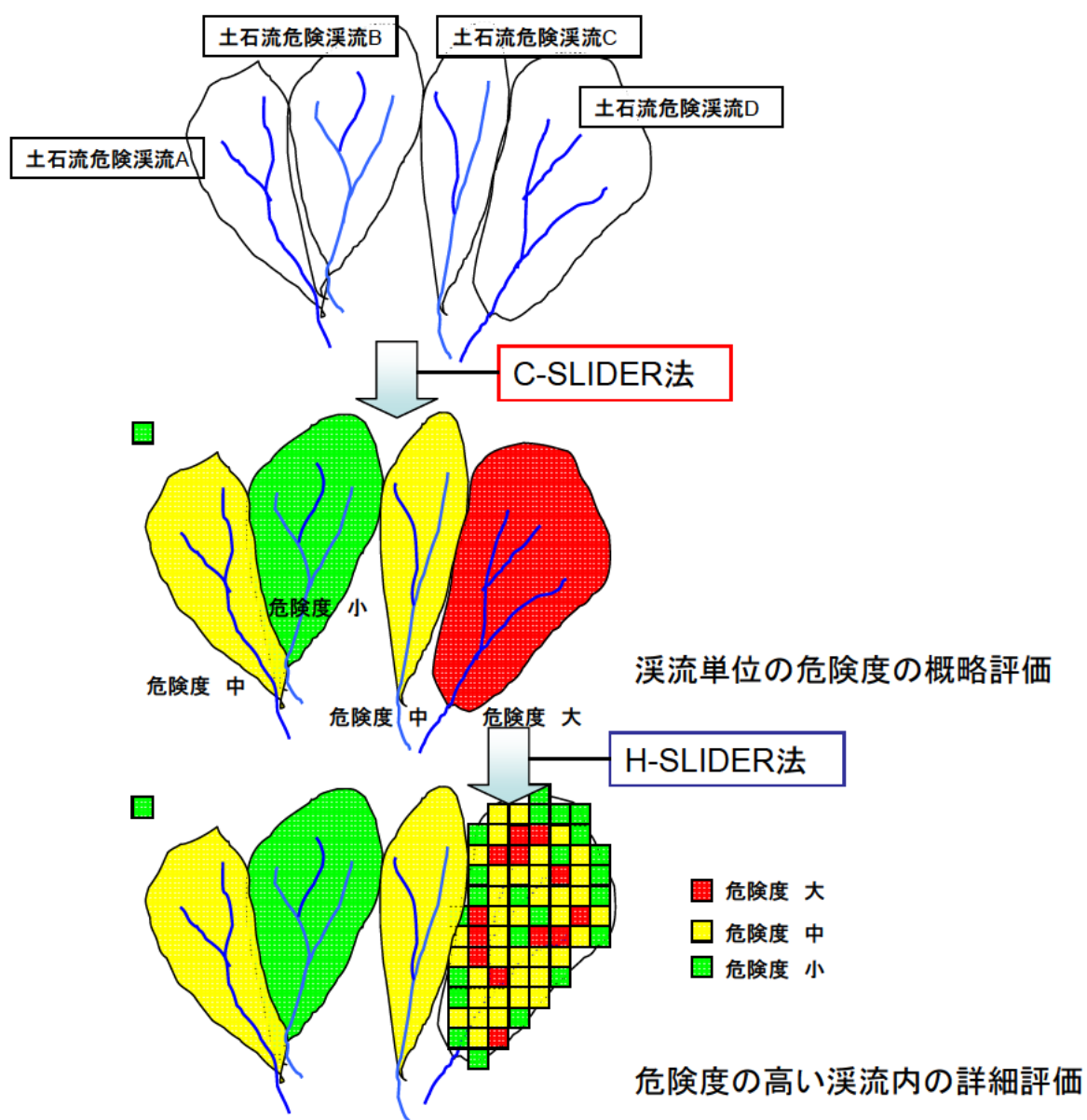


図-2 C-SLIDER 法による概略の危険度評価および危険度の高い渓流における H-SLIDER 法による詳細な危険度評価の概念図

1. 使用データの準備

C-SLIDER 法では、以下のデータを使用する

- ① 数値地形情報 (DEM)
- ② 土層厚の分布
- ③ 土層の粘着力、内部摩擦角
- ④ 土層の飽和透水係数
- ⑤ 飽和時および不飽和時の土層の単位体積重量

【解説】

DEM については、空間分解能が高いレーザープロファイラ等の DEM を用いることを基本とする。ただし、空間分解能が高い DEM が計測されていない場合においては、50m メッシュの DEM を用いることとする。

土層厚の分布の測定は、本マニュアルの 3.2 と同様な方法で実施する。土層厚の測定は、概ね 100 点以上実施することとし、対象地域内の代表的な溪流で実施する。

土層の粘着力、内部摩擦角、飽和透水係数、飽和時および不飽和時の土層の単位体積重量は、できるだけ多く計測し、分布状況を把握する。なお、土層の粘着力、内部摩擦角の分布を明らかにすることが困難な場合は、貫入試験結果をもとに設定することも可能である(参考資料 5 参照)。

2. 勾配・集水面積の算出

対象地域をメッシュ分割し、地表面の標高より、メッシュごとに勾配、集水面積を算出する。

【解説】

勾配及び集水面積の算出するメッシュの大きさは、10m 程度とする。勾配・集水面積の算出の前に窪地処理を行う。また、勾配・集水面積の算出に関しては、できるだけ実態にあった地形量を算出可能な方法(例えば、参考資料 3 で示した D-infinity 法)を用いて、実施することが望ましい。

3. 安全率の算定

安全率(F_s)を、勾配 (I)、集水面積 (A)、メッシュ幅(b)、土層厚 (h)、土層の粘着力 (c)、土層の内部摩擦角 (ϕ)、土層の飽和透水係数 (K_s)、土層の単位体積重量 (γ)、水の単位体積重量 (γ_w) から以下の式で算出する。

$$F_s = \frac{c + (\gamma h \cos^2 I - \gamma_w \frac{Ar}{bK_s \tan I}) \tan \phi}{\gamma h \cos I \cdot \sin I} \quad \text{式-1}$$

F_s の算出は、メッシュごとに行う。

【解説】

安全率の算出にあたっては、土層内の間隙水圧は定常状態に達した状態を仮定し、参考資料 2 に示す式-1～式-3 を変形し、式-1 で算出する。

降雨強度 r は、既往の災害発生時の降雨実績をもとに決定する。ただし、算出結果が既往の災害実績と著しく異なる場合については、降雨強度 r を既往の崩壊実績を考慮し見直すこととする。

4. 崩壊発生確率の算出

3. の式 1 の入力条件に関する実測データが十分でないメッシュでは、周辺地域の調査結果に基づく入力条件の確率分布を用いて、メッシュの表層崩壊発生危険度を算出する。

【解説】

3. の式 1 の入力条件（土層厚、土質強度など）に関する実測データが十分でないメッシュでは、周辺地域の調査結果に基づく入力条件の確率分布を用いて、ある降雨条件下において、安全率が 1.0 以下となる確率を「崩壊発生確率」として算出する。なお、安全率は 3. で示した式 1 を用いる。（参考資料 5 参照）

5. 溪流単位の評価

溪流単位を表層崩壊に起因する土石流の発生危険度は、「崩壊危険面積」及び「崩壊危険面積率」により評価する。

【解説】

溪流ごとの危険度を表す指標として、「崩壊危険面積（ α ）」および「崩壊危険面積率（ α/A ）」を式 2、3 でそれぞれ算出する。

$$\alpha = \sum_{i=1}^n A_m p_i \quad \text{式-2}$$

$$\alpha / A = \sum_{i=1}^n A_m p_i / A \quad \text{式-3}$$

ここで、 A_m はメッシュの面積、 p はメッシュ i の崩壊確率（計算実施回数のうち安全率が 1.0 以下になる確率）、 n は溪流内のメッシュ数、 A は溪流の面積である。

参考資料 2

表層崩壊発生危険定常降雨強度（ r_c ）の算出に用いる式の導出

斜面の安全率（ F_s ）は無限長斜面を仮定し、以下の式で算出する。

$$F_s(t) = \frac{c + (\gamma h \cos^2 I - u(t)) \tan \phi}{\gamma h \cos I \cdot \sin I} \quad \text{式-1}$$

ここで、 c [kN/m²]は粘着力、 γ は土層の単位体積重量[kN/m³]、 h は土層厚[m]、 I は斜面勾配[°]、 u は間隙水圧[kN/m²]、 ϕ は土の内部摩擦角[°]とする。

土層内の水流はダルシー則に従うとすると、土層内の水深が地表面に達しない範囲で以下のように表すことができる。

$$Q(t) = K_s \frac{u(t)}{\gamma_w} \tan I \quad \text{式-2}$$

ここで、 $Q(t)$ は単位幅あたりの時刻 t にある地点を流下する水量[m²/s]、 K_s は飽和透水係数[m/s]、 γ_w は水の単位体積重量[kN/m³]、である（図-1）。

また、水に関する質量保存則から、 $Q(t)$ は、

$$Q(t) = r(t)a + \frac{dv}{dt} \quad \text{式-3}$$

ここで、 $r(t)$ は時刻 t の降雨強度[m/s]、 a はある地点より上流側の単位等高線長さあたりの集水面積（斜面上のある地点における等高線の長さ 1m あたりの集水面積（m²/m:以下では単に「m」とする））、 v はある地点より上流側の単位等高線長さあたりの集水面積内の貯留水量[m³/m]となる。

ここで、定常状態（ $dv/dt=0$ ）を仮定すると、式-2、式-3 より $u(t)$ は、

$$u(t) = \frac{r(t)a\gamma_w}{K_s \tan I} \quad \text{式-4}$$

と表すことができ、これを式 1 に代入すると、

$$F_s(t) = \frac{c + (\gamma h \cos^2 I - \frac{r(t)a\gamma_w}{K_s \tan I}) \tan \phi}{\gamma h \cos I \cdot \sin I} \quad \text{式-5}$$

となる。ここで、安全率が 1 となったとき（ $F_s(t)=1$ ）に斜面崩壊が発生しはじめると仮定する。

また、飽和状態、不飽和状態の土層の単位体積重量は一樣と仮定し、 γ は

$$\gamma = \frac{\gamma_s h_s + (h - h_s) \gamma_t}{h} \quad \text{式-6}$$

ここで、 γ_s 、 γ_t はそれぞれ、飽和状態、不飽和状態の土層の単位体積重量[kN/m³]とする。また、土層内の水深 h_s [m]と間隙水圧 u の関係は図-1 より、式-7 の通りとなる。

$$h_s = \frac{u}{\gamma_w \cos^2 I} \quad (h_s \leq h) \quad \text{式-7}$$

式-5～式-7 より、斜面崩壊 ($F_s=1$) に必要な定常降雨強度 (r_c) について、式-8 が得られる。

$$r_c = \frac{K_s \tan I \cos I \{c - \gamma_t h \cos I (\sin I - \cos I \tan \phi)\}}{a \{ \gamma_w \cos I \tan \phi + (\gamma_s - \gamma_t) (\sin I - \cos I \tan \phi) \}} \quad \text{式-8}$$

式-8 から、 r_c [m/s]は、任意の地点で、土層の単位体積重量、土層厚、斜面勾配、土の粘着力、土の内部摩擦角、飽和透水係数、集水面積から求まることが分かる。

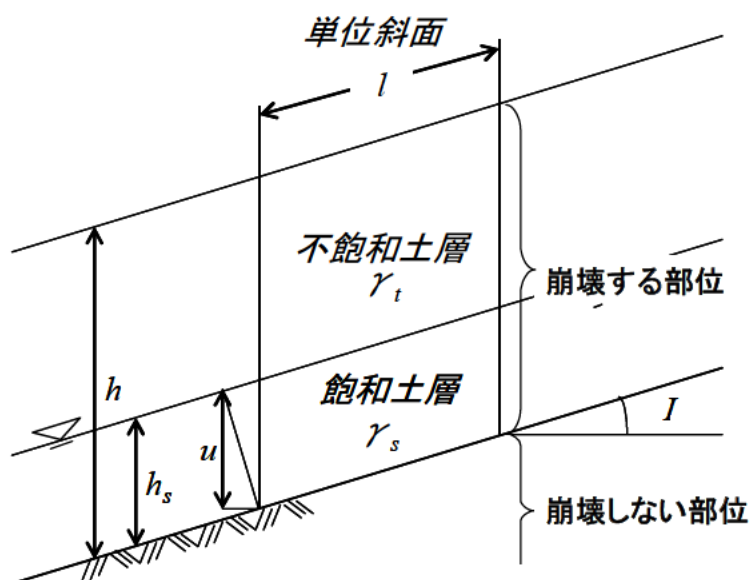
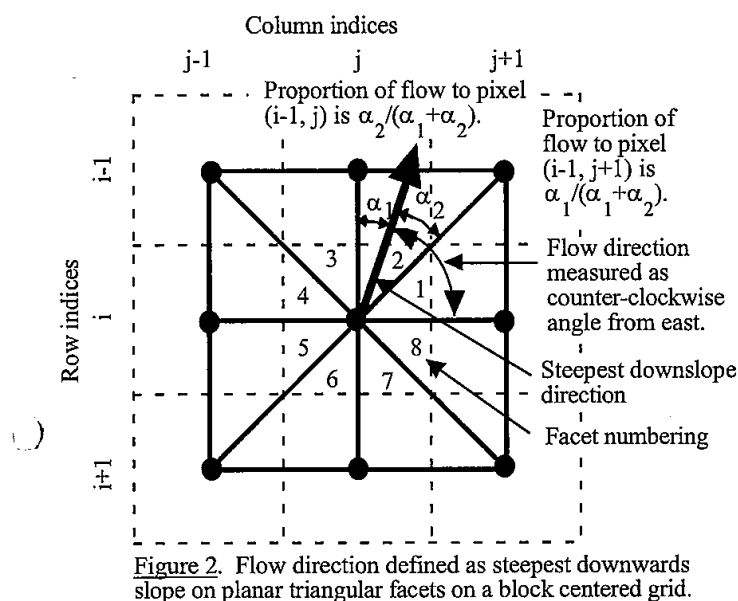


図-1 断面の模式図

参考資料 3

D-Infinity Flow Direction 法による集水面積の算定

D-Infinity Flow Direction 法(以下 D-Infinity 法)^{*7}とは、最急勾配の方位を 8 方位ではなく、0～360°の全方位で求める方法である(図-1)。集水域は 1 メッシュ周りの流れ方向(2 方位と重み)からそのメッシュより上流のメッシュを判定して求める。



出典：David G. Tarboton 2007

図-1 集水地形計算方法 最急勾配の方位の概念図

図-2 に示す 1～8 の Facet における斜面(流下方向)は以下のベクトル(s_1 、 s_2)で表せる。

$$s_1 = (e_0 - e_1) / d_1 \quad \text{式-1}$$

$$s_2 = (e_0 - e_2) / d_2 \quad \text{式-2}$$

ここで、 e_i と d_j は図 2 の位置にある標高とその距離である。

斜面ベクトルの大きさ S と流下方向 r は以下のとおり表すことができる。

$$r = \tan^{-1}(s_2 / s_1) \quad \text{式-3}$$

$$S = \sqrt{s_1^2 + s_2^2} \quad \text{式-4}$$

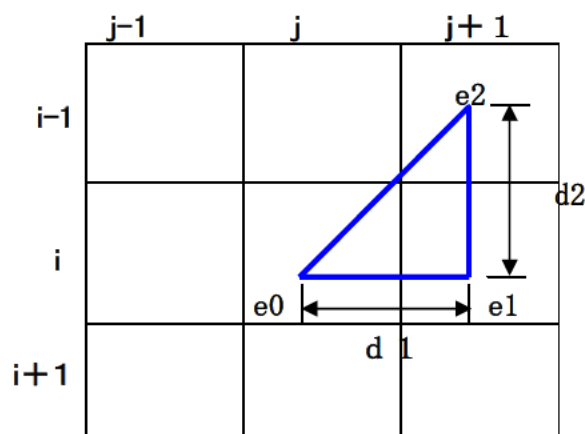
なお、斜面勾配 $\theta = \tan^{-1} S$ である。

8 つの Facet で勾配と流れの方向が求められ、そのうち最も大きい S がこの地点(i, j)

の斜面ベクトル、 r が方位となる。

なお、 r を全方位($^{\circ}$)で表すと以下となる。

$$r_g = a_f r' + a_c \pi / 2 \quad \text{式-5}$$



Facet	1	2	3	4	5	6	7	8
E0	$e_{i,j}$	$e_{i,j}$	$e_{i,j}$	$e_{i,j}$	$e_{i,j}$	$e_{i,j}$	$e_{i,j}$	$e_{i,j}$
E1	$e_{i,j+1}$	$e_{i-1,j}$	$e_{i-1,j}$	$e_{i,j-1}$	$e_{i,j-1}$	$e_{i+1,j}$	$e_{i+1,j}$	$e_{i,j+1}$
E2	$e_{i-1,j+1}$	$e_{i-1,j+1}$	$e_{i-1,j+1}$	$e_{i-1,j-1}$	$e_{i+1,j-1}$	$e_{i+1,j-1}$	$e_{i+1,j+1}$	$e_{i+1,j+1}$
Ac	0	1	1	2	2	3	3	4
Af	1	-1	1	-2	1	-1	1	-1

図-2 Facet における標高 $e0$ 、 $e1$ 、 $e2$

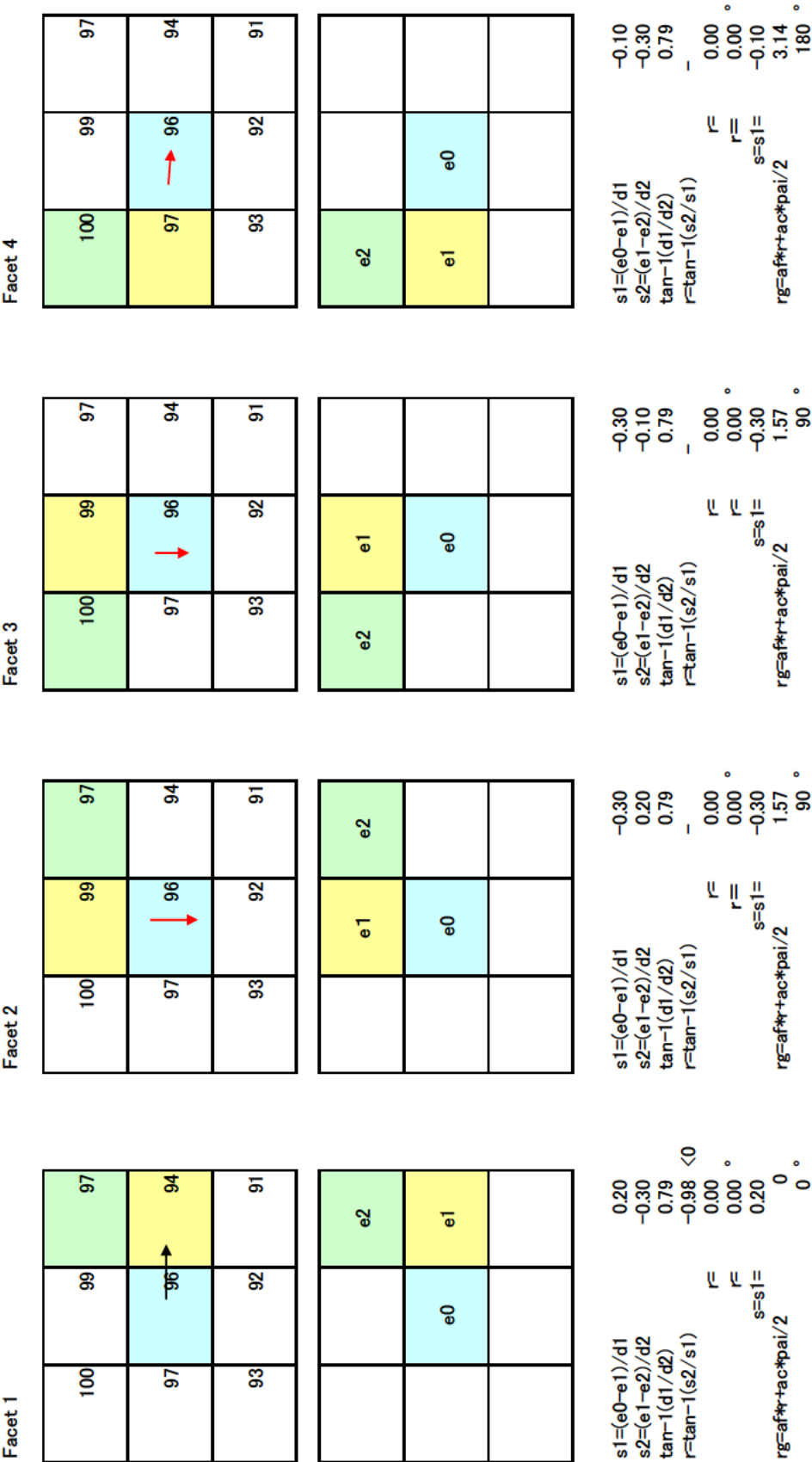
計算例は図-3 に示すとおりである。

中心位置($e0$)での標高を 96m とし、8 ファセットについて、各々勾配 (S) と流方向 (r) を求めた。

Facet 1、6、7、8 では隣接する $e1$ の標高が中心位置($e0$)の標高より低いため流下が可能となる。そこで、(1)～(4) 式より、勾配 (s) と流下方位 (r) を求めた。

Facet 2、3、4、5 では、 $e1$ の値が中心標高より高いため流下は不可能である。

流下が可能な Facet1、6、7、8 の勾配 s はそれぞれ、0.20、0.40、0.41、0.35 で、Facet7 が最大である。したがって、中心位置の流下方向は 284° 、勾配 $S=0.41$ となる。



Facet 5

100	99	97
97	96	94
93	92	91

e1	e0	
e2		

$$\begin{aligned} s1 &= (e0 - e1) / d1 \\ s2 &= (e1 - e2) / d2 \\ \tan^{-1}(d1 / d2) & \\ r &= \tan^{-1}(s2 / s1) \end{aligned}$$
$$\begin{aligned} rg &= af * \pi + ac * \pi / 2 \\ s &= s1 \\ r &= -0.10 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \end{aligned}$$
$$\begin{aligned} rg &= af * \pi + ac * \pi / 2 \\ s &= s1 \\ r &= -0.10 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \end{aligned}$$

Facet 6

100	99	97
97	96	94
93	92	91

	e0	
e2	e1	

$$\begin{aligned} s1 &= (e0 - e1) / d1 \\ s2 &= (e1 - e2) / d2 \\ \tan^{-1}(d1 / d2) & \\ r &= \tan^{-1}(s2 / s1) \end{aligned}$$
$$\begin{aligned} rg &= af * \pi + ac * \pi / 2 \\ s &= s1 \\ r &= -0.24 < 0 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \end{aligned}$$
$$\begin{aligned} rg &= af * \pi + ac * \pi / 2 \\ s &= s1 \\ r &= -0.24 < 0 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \quad 0.00 \end{aligned}$$

Facet 7

100	99	97
	96	94
93	92	91

	e0	
	e1	e2

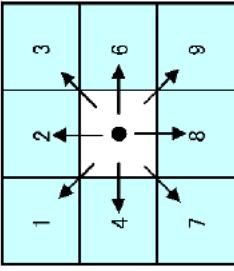
$$\begin{aligned} s1 &= (e0 - e1) / d1 \\ s2 &= (e1 - e2) / d2 \\ \tan^{-1}(d1 / d2) & \\ r &= \tan^{-1}(s2 / s1) \end{aligned}$$
$$\begin{aligned} rg &= af * \pi + ac * \pi / 2 \\ s &= s1^2 + s2^2 \\ r &= 0.24 < 0.79 \quad 0.24 < 0.79 \quad 0.24 < 0.79 \quad 0.24 < 0.79 \quad 0.24 < 0.79 \quad 0.24 < 0.79 \quad 0.24 < 0.79 \quad 0.24 < 0.79 \quad 0.24 < 0.79 \end{aligned}$$
$$\begin{aligned} rg &= af * \pi + ac * \pi / 2 \\ s &= s1^2 + s2^2 \\ r &= 0.24 < 0.79 \quad 0.24 < 0.79 \quad 0.24 < 0.79 \quad 0.24 < 0.79 \quad 0.24 < 0.79 \quad 0.24 < 0.79 \quad 0.24 < 0.79 \quad 0.24 < 0.79 \quad 0.24 < 0.79 \end{aligned}$$

Facet 8

100	99	97
97	96	94
93	92	91

	e0	e1
		e2

$$\begin{aligned} s1 &= (e0 - e1) / d1 \\ s2 &= (e1 - e2) / d2 \\ \tan^{-1}(d1 / d2) & \\ r &= \tan^{-1}(s2 / s1) \end{aligned}$$
$$\begin{aligned} rg &= af * \pi + ac * \pi / 2 \\ s &= e0 - e2 \times d1^2 + d2^2 \\ r &= 0.20 \quad 0.30 \quad 0.79 \quad 0.98 > 0.79 \quad 0.79 \quad 0.45 \quad 0.35 \quad 5.50 \quad 315 \end{aligned}$$
$$\begin{aligned} rg &= af * \pi + ac * \pi / 2 \\ s &= e0 - e2 \times d1^2 + d2^2 \\ r &= 0.20 \quad 0.30 \quad 0.79 \quad 0.98 > 0.79 \quad 0.79 \quad 0.45 \quad 0.35 \quad 5.50 \quad 315 \end{aligned}$$



流れ方向の定義

図-3 D-Infinity 法による最急勾配の方向

図-4 に D-Infinity 方による流れ方向を示す。また、図-5 に流れ方向を d8 基準で成分を分けたもの（重みを含む）を示す

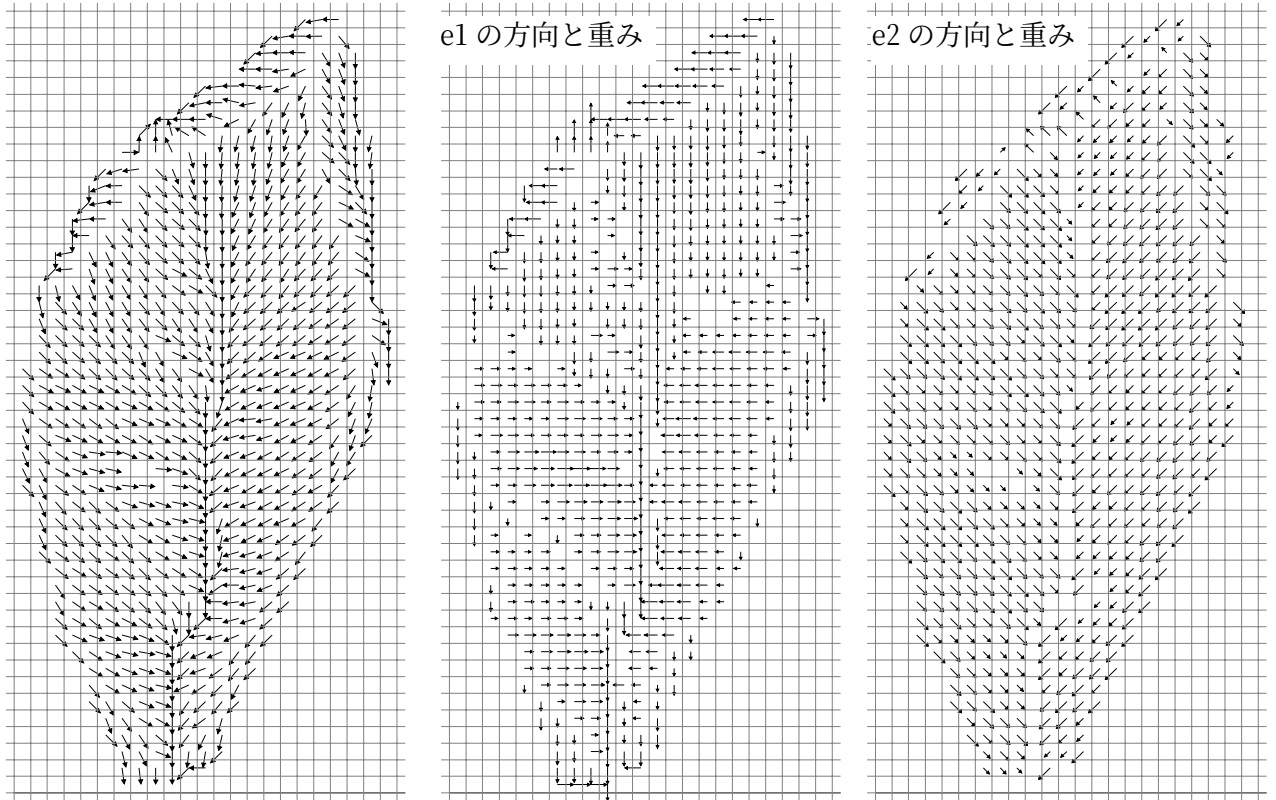


図-4 D-Infinity 法による流れ方向 図-5 流方向の 2 成分 (d8 基準の方向と重み)

参考資料 4

H-SLIDER 法の適用事例

1. 検討対象流域

本検討は、広島市街地から西方約 11km に位置する荒谷川流域の支溪で行った（図-1）。流域面積は 1.4ha、流域の斜面勾配は 12～54° で平均 36° である（写真-1）。1999 年 6 月には、総雨量 417mm、最大時間雨量 63mm の豪雨により、荒谷川で土石流が発生し、多くの被害が発生している。本検討の対象流域内において斜面崩壊が 4 つ発生した（図-2①～④）。

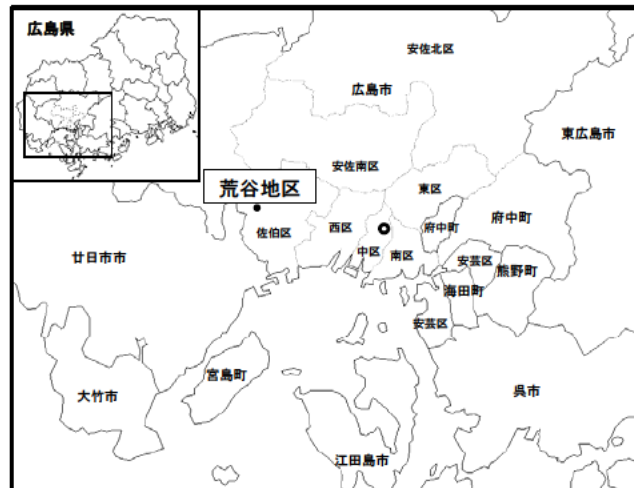


図-1 荒谷流域の位置



写真-1 荒谷流域

2. パラメータの設定

土層厚の設定は検討対象流域で簡易貫入試験を概ね 10～15m 間隔で、計 173 点行った。崩壊地内及びその周辺の貫入試験結果から、 $N_d=20$ 程度が崩壊面と考えられたため、検討に用いる土層厚は各試験地点の $N_d=20$ の深度とした。なお、崩壊地内の土層厚は簡易測量を行い、崩壊前の土層厚を推定した。

飽和状態、不飽和状態の土層の単位体積重量は、流域内で 5 試料を採取し、室内土質試験を行い、パラメータの設定を行った。

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（例えば、100cc）で求めた透水係数より大きい可能性が高い⁶⁾。そこで、本研究では、豪雨時の現象の再現のため、検討対象流域内で継続して行っている水文観測から得られた間隙水圧と流量をもとにダルシー則にしたがうと仮定した手法⁶⁾に従い、斜面の等価飽和透水係数を算出し、用いた。また、斜面の見かけの粘着力・内部摩擦角は根系の影響や礫等の影響を受け、小さい土壌サンプルで用いた値と乖離している可能性がある。また、実際の斜面崩壊発生時において、土壌が完全な排水状態になるかどうか不明である。さらに、土のせん断強度は含水率の影響を受け、斜面崩壊は土層内の最も弱い部位において発生すると考えられる。そこで、本研究では、地形及び土層厚から粘着力を逆推定した。ここでは、少なくとも、不飽和時には、安全率が 1 以下になることはないと考え、流域内で例外的に斜面勾配が急（ 54° ）でかつ土層厚が大きい（390 cm）1 点を除いた地点で、土層が不飽和状態で安全率が 1 を切らない範囲の最小の粘着力（ 7.5kN/m^2 ）を算出し、計算に用いた。

集水面積ならびに斜面勾配については、貫入試験実施箇所ごとに、地形測量結果ならびに簡易貫入試験結果をもとに算出した基岩面の 5m メッシュの地形データを用いて算出した。集水面積、斜面勾配の算出は、D-Infinity Flow Direction 法⁷⁾を用いた。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。

3. 検討結果

前節で示した方法で設定したパラメータを用いて r_c を算出した結果を図-2 に示した。 r_c の値が小さい箇所と実際に崩壊した箇所は、崩壊地②を除き、概ね一致する結果となった（図-2）。

図-3 には r_c ごとの崩壊確率（ある r_c の全地点数に対する崩壊地内の地点数の割合）を示した。崩壊確率は r_c が 20mm/h 以下の地点では 6 割弱、20～30mm/h の地点では 3 割強であるのに対し、 r_c が 30～100mm/h では、崩壊地内に属する地点は 1 つのみで崩壊確率は約 3%、100mm/h 以上で 1% 以下であった。すなわち、 r_c が小さいほど、斜面崩壊する可能性が高く、 r_c が斜面崩壊発生の相対的な危険度を良く表しているといえる。

また、1999 年の豪雨時の最大 1、3、6 時間平均の降雨強度は、それぞれ、63、44、28mm/h であり、崩壊地内の r_c が 10～40mm/h であった結果と概ね整合している。以上より、表層土層厚の空間分布情報、レーザプロファイラに基づき計測した地形データ、水文観測結果により設定したパラメータを簡易な物理モデルに入力することにより、表層崩壊箇所を比較的精度良く予測できることが分かった。

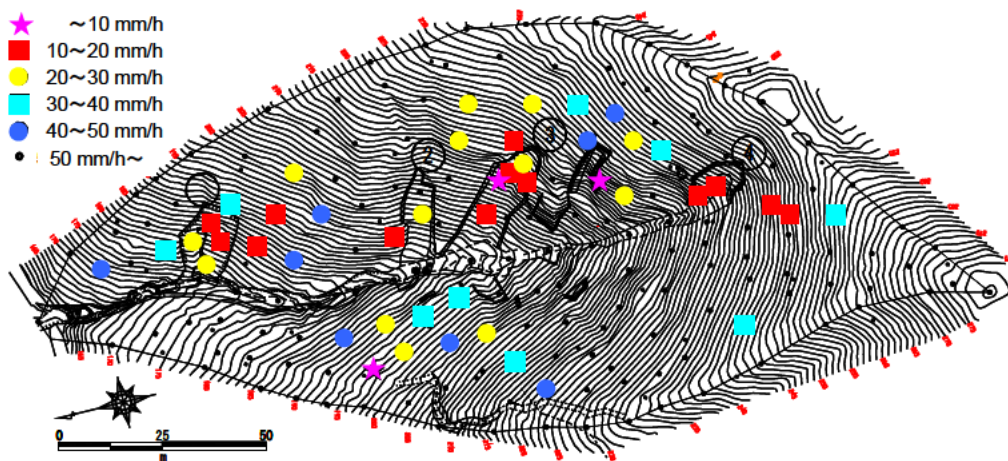


図-2 崩壊危険降雨強度の算出結果

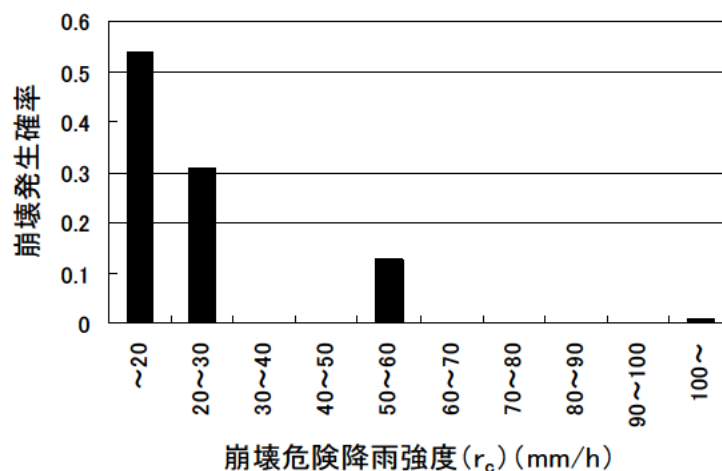


図-3 崩壊危険降雨強度と崩壊確率の関係

参考資料 5

C-SLIDER 法の適用事例

1. 検討対象地域

検討対象は、愛媛県新居浜市多喜浜地区の面積 3.22 km² の地域である（図-1）。同地区は新居浜市の背後に広がる標高 300m 未満の丘陵性の山地であり、和泉層群の砂岩、泥岩からなる。同地域は 2004 年の台風 15 号と 21 号により、表層崩壊や土石流が多発した。検討対象地域内では 108 個の表層崩壊が発生した。

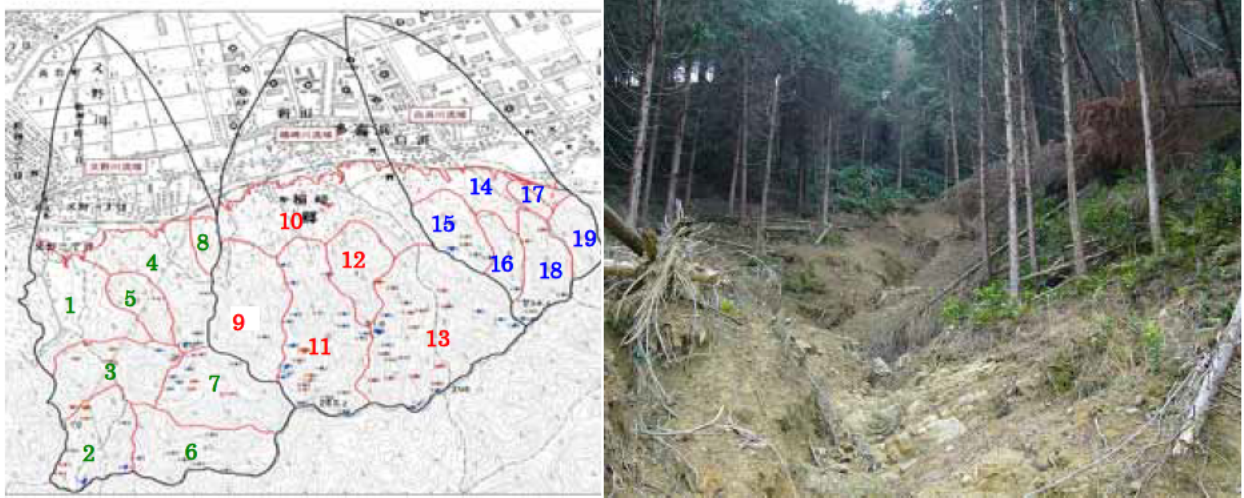


図-1 検討対象地域（愛媛県新居浜地区） 写真-1 新居浜地区で発生した表層崩壊の様子

2. パラメータの設定

土層厚は図-1 中の流域 13 の崩壊地周辺で 25 点土研式簡易貫入試験を実施し、平均値、標準偏差を求めた。また、粘着力、土の内部摩擦角については、貫入抵抗値と粒度分布より、粘着力および土の内部摩擦角が推定できる若月ら（2007）⁹⁾ が提案した式により、貫入試験結果と粒度分布の測定結果より平均値及び標準偏差を算出した。さらに、飽和透水係数については、ここでは、六甲山地において大型サンプルを用い、測定した Hedorayanto（1999）¹⁰⁾ のデータを参考に平均値及び標準偏差を設定した。なお、算出の結果、いずれのパラメータとも正規分布よりも、対数正規分布に近い分布形を示したため、正規乱数の発生にあたっては、対数値を用いた。

地形量の算出にはレーザープロファイラによる地形データを用いて、10m メッシュで勾配、集水面積を算出した。算出には、D-Infinity Flow Direction 法を用いた。

3. 検討結果

対象地域を図 1 に示すように 0.04～0.46km² の 19 の溪流に分割した。その上で、溪流ごとの危険度を表す指標として、「崩壊危険面積 (α)」および「崩壊危険面積率 (α/A)」を式-1、式-2 でそれぞれ算出した。

$$\alpha = \sum_{i=1}^n ap_i \quad \text{式-1}$$

$$\alpha / A = \sum_{i=1}^n ap_i / A \quad \text{式-2}$$

ここで、a は各メッシュの面積 (=100m²)、p はメッシュ i の崩壊確率 (10000 回の計算で安全率 1 以下になる確率)、n は溪流内のメッシュ数、A は各溪流の面積である。

降雨強度を 50mm/h にした場合の溪流ごとの崩壊危険面積の算出結果と実際に 2004 年の台風で発生した崩壊地数の関係を図-2 に示した。図-2 に示したように、溪流単位で見た場合、算出された崩壊危険面積と実際の崩壊地数とは正の相関が極め高く ($r^2=0.77$)、崩壊危険面積は溪流単位の表層崩壊発生危険度をよく表しているといえる。

また、図-3 には、崩壊危険面積率と 1km²あたりの 2004 年に発生した崩壊地数 (以下、崩壊地密度) の関係を示した。崩壊危険面積率が大きいにもかかわらず、崩壊地密度が小さい溪流はあるものの、崩壊地密度が高かった溪流は、崩壊危険面積率も大きく、斜面崩壊が多発する溪流は概ね抽出できていた。

以上のように、簡易な物理モデルと実測に基づき推定した土層厚・土質強度の確率分布を用い、溪流単位で表層崩壊の発生危険度の評価を試みたところ、概ね良い再現性が見られた。

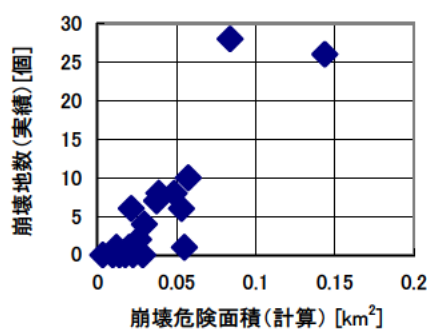


図-2 溪流単位の崩壊危険面積と崩壊地数の関係

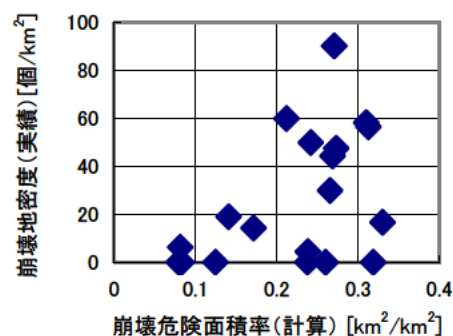


図-3 溪流単位の崩壊危険面積率と崩壊地密度

参考文献

- 1)内田太郎：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, 2004
- 2)例えば, 平松晋也・水山高久・石川芳治：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, 1990.
- 3)沖村 孝・市川龍平・藤井郁也：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, 1985
- 4)Montgomery, D. R., and W. E. Dietrich : A physically-based model for the topographic control on shallow landsliding, Water Resources Research, Vol. 30, 1153-1171, 1994.
- 5)Pack, R. T., D. G. Tarboton and C. N. Goodwin : The SINMAP Approach to Terrain Stability Mapping," Paper Submitted to 8th Congress of the International Association of Engineering Geology, Vancouver, British Columbia, Canada 1998
- 6)Uchida, T., Y. Asano, N. Ohte and T. Mizuyama : Analysis of flowpath dynamics at a steep unchanneled hollow in the Tanakami Mountains of Japan, Hydrological Processes, Vol. 17, 417-430, 2003
- 7)Tarboton, D. G. : A new method for the determination of flow directions and upslope areas in grid digital elevation models, Water Resources Research, Vol. 33, 309-319, 1997.
- 8)三根 久：モンテカルロ法・シミュレーション(現代応用数学講座 4)、40-48、コロナ, 1994
- 9)若月 強・佐々木良宜・田中幸哉・松倉公憲：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, 38-46, 2007
- 10)Hendrayanto, Analysis on Spatial Variability in Hydraulic Properties of Forest Soils, Ph.D. Thesis, Kyoto Univ., 1999.