

表層崩壊発生場所と発生降雨量の関係の予測

国土技術政策総合研究所 ○内田太郎
株式会社東京建設コンサルタント 秋山浩一
独立行政法人 土木研究所 石塚忠範

1. 背景

斜面崩壊を予測することは、土砂災害の軽減のための最も根幹的な技術の1つである。斜面崩壊のうち、表層崩壊に関しては、土層内の水移動と斜面安定に関する数値モデルを結合した手法(以下、「物理モデル」と呼ぶ)が提案され(例えば、平松ら、1990)、斜面崩壊の発生場所、発生時刻の予測計算が可能となりつつある。しかしながら、物理モデルは、膨大なパラメータの同定や複雑な計算を必要とするため、現時点までに十分に実用化されてきているとはいえない。実際、現在用いられている土砂災害警戒情報の発表に関する基準は過去の降雨履歴と土砂災害の発生状況を統計的に処理したものであり(野呂ら、2005)、発生場所に関する危険度評価も物理モデルが活用されていないのが現状である。

これに対し著者らは、予測項目を表層崩壊の発生場所に特化した物理モデルとして、地下水位が定常な状態を仮定し、斜面の安定解析により崩壊発生危険度を評価する手法を提案した(田村ら、2009)。予測項目を表層崩壊の発生場所に特化したことで、必要なパラメータ数は格段に従来の物理モデルに比べて少なくなった。その上で、予測結果に影響の大きいパラメータの空間分布は実測することにより、比較的簡易に精度良く表層崩壊の発生場所を予測できることを示してきた(内田ら、2009)(以下、この方法を「H-SLIDER 法」と呼ぶ)。

しかし、この手法では、表層崩壊の発生しやすい場所を決めることはできるものの、どのくらいの降雨で発生するかについては十分な情報は得にくかった。そこで、本研究では、パラメータの数は H-SLIDER 法から増やさずに、降雨強度は定常状態を仮定し、降雨の継続時間と降雨強度から崩壊の発生可能性の有無を評価する手法を検討した。

2. モデル

本研究では、Rosso et al.(2006)で示されている定常降雨条件下における地下水位の時間変化に関する解析解を用いた。Rosso et al.(2006)は基岩面以下への浸透は考慮せず、土層内の間隙率は一定で、不飽和土壌の飽和度も一定であると仮定し、以下の式を導いた

$$h_w(t) = \frac{Arh}{K_s \sin I} \left[1 - \exp\left(-\frac{1+e}{e-eS_r} \frac{K_s \sin I}{A} t\right) \right] + h_0 \exp\left(-\frac{1+e}{e-eS_r} \frac{K_s \sin I}{A} t\right) \quad \text{式1}$$

ここで、 h_w は地下水深[m]、 h は土層深[m]、 t は降雨開始からの時間[s]、 A は単位等高線長さあたりの基岩面の集水面積[m²/m]、 r は降雨強度[m/s]、 K_s は透水係数[m/s]、 I は基岩面勾配、 h_0 は降雨開始時の地下水深、 e は不飽和土壌(地下水面と地表面の間の土壌)における土粒子の割合に対する間隙の割合、 S_r は不飽和土壌における平均の飽和度(全間隙に対する水で満たされている間隙の割合)である。ここで、H-SLIDER 法同様、無限長斜面の安定解析により、降雨開始からの時間 t 経過した際の斜面の安全率 ($Fs(t)$) は以下の式で表すことができる。ここでは $h_0=0$ とした。

$$Fs(t) = \frac{c + \left[\frac{G_s + eS_r}{1+e} h - \gamma_w h_w(t) \right] \cos I \tan \phi}{\frac{G_s + eS_r}{1+e} \gamma_w h \sin I} = \quad \text{式2}$$

ここで、 c は粘着力[kN/m²]、 G_s は土粒子の比重、 ϕ は土の内部摩擦角[°]、 γ_w は水の単位堆積重量[kN/m³]である。ここで、 $Fs(t)=1$ とし、式2に式1を代入し、 $r(t)$ に関して解くと式3が得られる。

$$r(t) = \frac{K_s h \sin I [c(1+e) + \gamma_w h \cos I (G_s + eS_r) \cdot (\cos I \tan \phi - \sin i)]}{A \gamma_w h \cos I [(1+eS_r) \cos I \tan \phi + e(1-S_r) \sin I] \left[1 - \exp\left(-\frac{1+e}{e-eS_r} \frac{K_s \sin I}{A} t\right) \right]} \quad \text{式3}$$

これにより、ある降雨継続時間のときに崩壊に必要な降雨強度が求まる。

3. 対象地域と方法

本研究は2009年7月の豪雨で表層崩壊が多発した。山口県防府市の剣川流域の支溪を対象とした。同支溪は、基岩を花崗岩とし、面積は0.03 km²である、対象範囲内には、7つの表層崩壊が発生している。

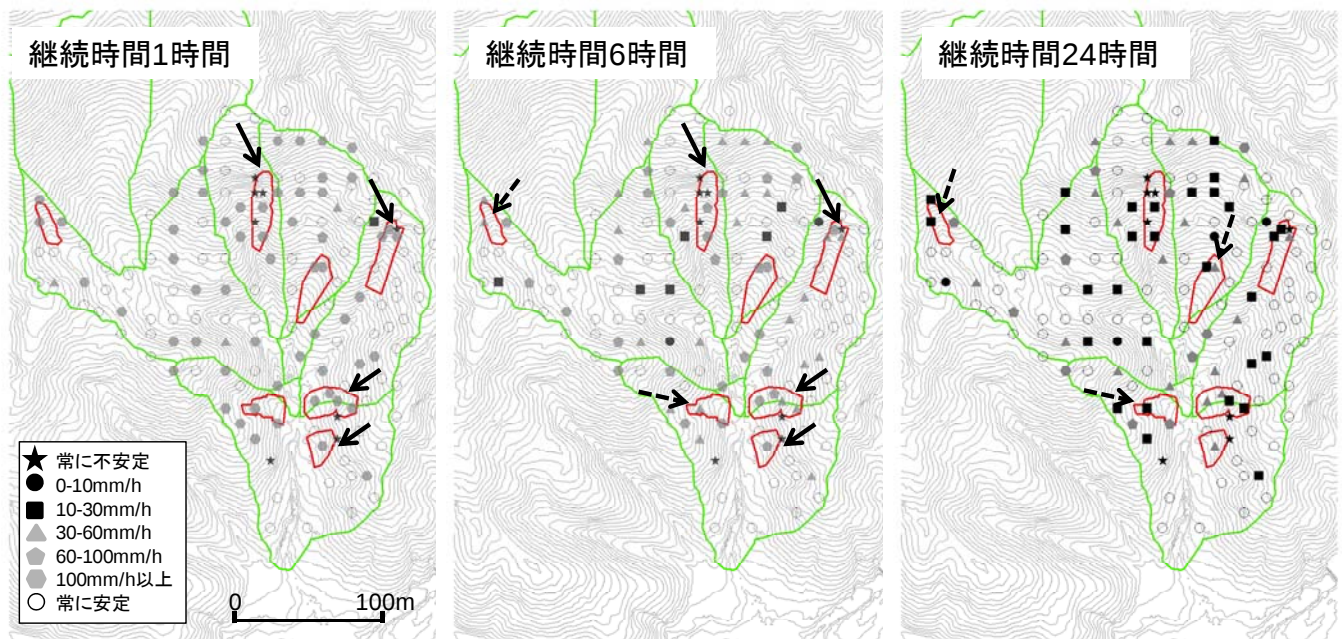


図1 崩壊に必要な降雨強度の計算結果（継続時間 左 1 時間、中 6 時間 右 24 時間）

同支溪では、2009 年 7 月の豪雨の前後でそれぞれレーザープロファイラによる地形測量が行われており、このデータ（以下、「LP データ」）を用いた。また、概ね 15 m 間隔で SH 型簡易貫入試験機を用いて、151 点の貫入試験を実施した。本研究では、Nd 値が 10 以下の層を土層とし、Nd 値が 10 を越える面までの深さを土層深とした。さらに、崩壊地内については、崩壊前後の LP データの差分により、崩壊により取り除かれた土層の深さを求めた上で、貫入試験で求めた Nd 値が 10 を越える面までの深さを加えて、崩壊前の土層深を推定した。その上で、5m メッシュの基岩面および土層深のデータを作成し、計算を実施した。

また、同支溪内の 7 箇所 で 2 深度の計 14 試料の土壌を採取し、間隙率、飽和時の単位体積重量、内部摩擦角、粘着力を測定した。ここでは、全 14 試料の平均値を算出し、計算に用いた。また、飽和透水係数については、容量の小さい土壌サンプルによる試験では、パイプ流など選択流の影響を十分に考慮できないことから、同じ花崗岩山地の広島西部山系荒谷流域で水文観測結果に基づき同定した値を用いた。

4. 結果とまとめ

図1の左の図は、継続時間を1時間とした場合の崩壊に必要な降雨強度の算出結果である。図に示したように7つの表層崩壊のうち左図中に矢印で示した4つの崩壊地内また隣接する地点で常に不安定な地点が見られた。一方、左図中に矢印で示さなかった3つの崩壊地は、各崩壊地内で最小の崩壊に必要な降雨強度は、実際の最大1時間雨量(63mm/h)より大きい100mm/h以上であった。また、表層崩壊の発生箇所及びその周辺以外では、常に不安定になる地点はなく、本モデルで安定性が最も低いと評価された地点で表層崩壊がおきていた。

中央の図は継続時間を6時間とした場合の結果である。このとき、常に不安定な地点を含まない3つの崩壊地のうち、破線矢印で示した2つの崩壊地では崩壊時刻と考えられる時刻より前6時間の平均降雨強度(37mm/h)とほぼ等しい強度が崩壊に必要な降雨強度として算出されている。このことは、7つの崩壊地のうち6つはおおむね正しく表現できていることを示している。一方、崩壊地外においても、実際の6時間平均高強度より小さい地点も見られた。

さらに、右図は継続時間を24時間とした場合の結果である。このとき、常に不安定な地点を含まない3つの崩壊地全てで、崩壊時刻と考えられる時刻より前24時間の平均降雨強度とほぼ等しい強度が崩壊に必要な降雨強度として算出されている。ただし、継続時間6時間の場合同様、崩壊地外においても、実際の24時間平均降雨強度より小さい地点が見られた。

以上のように、今回提案した手法は、表層崩壊発生場所と表層崩壊発生時の雨量の関係をおおむね良好に再現できているといえる。

【参考文献】平松ら(1990)砂防学会誌 43(1), 5-15;野呂ら(2005)土木技術資料 47(4), 26-31;田村ら(2009)土木研究所資 4129;内田ら(2009)砂防学会誌 63(1), 23-31;Rosso et al., (2006) Water Resour. Res., 42,