

豪雨による自然斜面の崩壊 - 地盤工学の観点からの検討と課題 -

土田 孝¹⁾

1) 代表, 土田地盤工学研究所, (株)ニューテック顧問, 広島大学名誉教授 ttuchida@hiroshima-u.ac.jp



豪雨時土砂災害に対するソフト対策で近年中心的な役割を果たしている土砂災害警戒情報の発令の判断は、過去の降雨に関する情報と地域ごとの災害発生履歴に基づいてなされており、地盤工学による力学的な検討はまったくなされていない。これは自然斜面の安定問題における種々の困難さによるものであるが、地盤工学にはこれらの困難を克服することが求められていると考える。本論文は、現状の制約の中で豪雨時における自然斜面の崩壊の問題をできるだけ地盤の力学で説明するという観点から検討を行った。花崗岩斜面を対象に、地盤調査により地盤構成と土の強度定数の推定、斜面の勾配分布の仮定、地下水上升のメカニズムに関する仮定に基づいて一連の解析を行い、土壤雨量指数と自然斜面の崩壊規模との関係を示した。

キーワード：土砂災害、自然斜面、斜面安定、地盤調査、土壤雨量指数 (IGC : E-6)

1. はじめに

近年豪雨による土砂災害が頻発している。筆者は2003年から2020年まで広島大学に勤務し、その間広島県内で発生した豪雨時土砂災害の調査研究を実施してきた。この間の主な自然斜面の災害は、2010年7月庄原市土砂災害¹⁾²⁾、2014年広島土砂災害³⁾⁴⁾⁵⁾、2018年西日本豪雨災害⁶⁾⁷⁾がある。これらの災害はいずれも豪雨によって山腹・斜面が崩壊し、渓流に流れ込んだ土砂が土石流となって住宅を襲うものであった。

降雨による山腹や斜面の崩壊は、地盤工学という専門分野が成立したときから重要なテーマであり、これまで多くの研究がなされてきた。しかし、筆者は豪雨時の土砂災害の問題に関して、地盤工学が十分な役割を果たしているとはいえない感じている。豪雨時の土砂災害に対するソフト対策では土砂災害警戒情報の発令が中心的な役割を果たしている。本警報の発令の判断は地域ごとの過去の降雨に関する情報と災害発生履歴に基づいて実施されており、地盤工学による力学的な検討はまったくなされていない。これは豪雨時の自然斜面の安定問題における以下のような困難さによるものである。

- ・個々の自然斜面において、力学的な検討を行うために不可欠な地盤の力学特性(強度特性、浸透特性など)の情報がきわめて乏しい。
- ・自然斜面では通常の地盤調査機器を使用できない場合が多く、地盤の力学特性を調査すること自体が困難である。
- ・個々の斜面の安定を検討する観点からみると、現在活用できる降雨の情報は十分とはいえない。また、広域の斜面において、豪雨時に地盤に浸透する降雨の定量評価が困難である。

いずれも大きな問題といえるが、地盤工学がこの問題において大きな役割を果たすためには、これらの課題を克服する努力が必要であると考えられる。

本論文では、花崗岩斜面における土砂災害に関するこれまでの著者らの研究を中心とした知見に基づき、できるかぎり地盤の力学で説明するという観点から斜面崩壊危険度の検討を行った。その上で、現在土砂災害警戒情報に用いられている土壤雨量指数を用いた新たな危険度評価方法を提案している。

2. 豪雨時土砂災害が発生する自然斜面の土層構成と強度定数

2.1 土砂災害が発生する自然斜面の土層構成

豪雨時における自然斜面の安定を検討する上では、まず検討対象となる斜面の断面と地盤の強度定数を確定する必要がある。西日本で土砂災害が発生する自然斜面は、

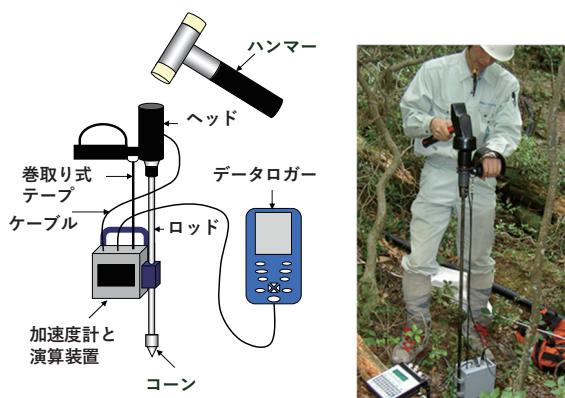


図1 軽量動的コーン貫入試験機の概要（左）と自然斜面における調査の状況（右）

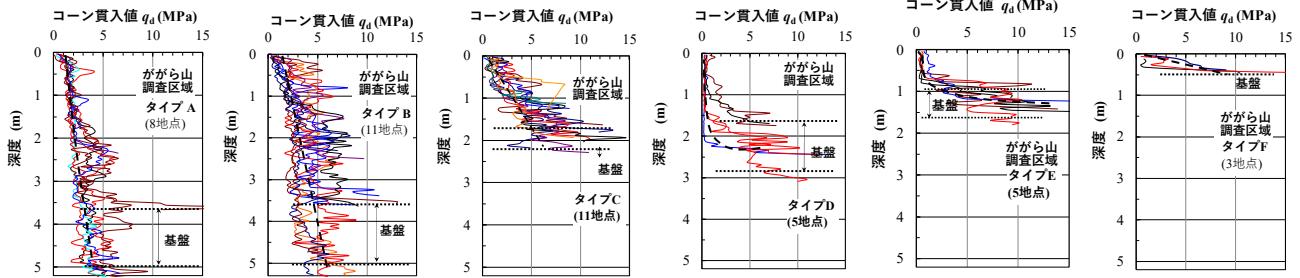


図2 広島大学ががら山の斜面の調査区域における深度と軽量動的コーン貫入試験の貫入抵抗 q_d の関係⁹⁾

主に花崗岩あるいは流紋岩で形成された斜面で勾配はおよそ $20\sim40^\circ$ である。これらの自然斜面ではボーリング調査など大型機器を用いた地盤調査が困難であるため、人力で携帯できる簡易動的コーン貫入試験あるいは軽量動的コーン貫入試験機が使用される⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾。

軽量動的コーン貫入試験は、図1のように、ヘッドと中央演算装置、データロガーをケーブルで接続して、水平になるように置かれた中央演算装置に設けられた穴にコーンを先端につけた1mのロッドを通す。コーンは地盤の状態に合わせて使い分けることができ、コーン断面積 2 cm^2 で回収できるものと 4 cm^2 で使い捨てのものがある。また、貫入量を計測するため巻取り式テープでヘッドと中央演算装置をつなぐ。

試験は、ハンマーでヘッドを打撃してコーンを地盤に貫入させて行う。貫入量が50cmに達するたびにロッドを足して貫入抵抗値が10 MPa以上の値が連続して計測されるまで試験を続ける。貫入抵抗値の計算式にロッドの質量も組み込まれているため、ロッドを足すと同時にデータロガーのロッドの数を変更する。ハンマーでヘッドを打撃すると、ヘッドに設置されている加速度計が衝突の加速度を計測し、衝突速度に変換する。この衝突速度と巻取り式テープから得られた貫入量を用いて中央演算装置で貫入抵抗値 q_d が計算され、貫入量 d とともにデータロガーに表示・記録される。

図2は広島大学構内のががら山に位置する花崗岩斜面の $20\text{m}\times50\text{m}$ の範囲に設定した調査区域において5m間隔で軽量動的コーン貫入試験機を実施し、深度と貫入抵抗値の関係を、6つのタイプに分類して示したものである⁹⁾。

図のタイプA, B, Cは、貫入抵抗値 q_d が深さ方向に直線的に増加して基盤に達している。A, Cは地表面付近で q_d がほぼゼロ、Bは地表面付近で $q_d=2\text{ MPa}$ となっている。これらタイプA, B, Cは、花崗岩の基盤上に風化が進んでまさ土化した残積層がある地盤と考えられ、表層に近いほど風化が進み貫入抵抗値 q_d は深度とともに増加している。風化層の厚さは最大でも5m程度である。タイプCは基盤層までの深度が約1m程度であるが深度方向の q_d の増加率がタイプA, タイプBの約2倍となっている。これは風化の深さが浅く、深度方向に急こう配で風化が進んだ地盤であると考えられる。

タイプDとタイプEは表層から q_d が1 MPa以下の層

が $1.2\sim2.1\text{ m}$ の厚さで基盤層の上に堆積する地盤構成である。タイプD, Eは風化層が薄い基盤の上に過去のすべりによって移動した土砂が緩く堆積した崩積土層と推定され、移動した土砂の量によって堆積層の厚さが異なっているものと思われる。タイプFは表層からの深度50cm未満で基盤層に達する地盤構成である。過去に上部にあった風化層が崩壊して下流に移動した状態と考えられる。

広島県内の呉、佐伯、安佐北、宮島の土砂災害警戒区域にある自然斜面および神戸市六甲山系の西お多福山の自然斜面で軽量動的コーン貫入試験を実施し、図2で示した6つの深度-貫入抵抗関係を当てはめて分類を行った¹⁰⁾¹¹⁾。全348か所の分類の結果を図3に示す。図のように、タイプEが最も多く全体の24.4%，次がタイプDで20.5%であった。EとDはいずれも過去に崩壊した土砂が堆積した崩積土と考えられるが、表層がきわめて緩い状態であるEとDが全体の44.9%と約半分近くを占めている事実は豪雨時の自然斜面の災害を考える上で重要である。

タイプEとタイプDに次いで多かったのはタイプCであった。タイプCも表層から基盤層までの深度は1.2m前後であり、タイプE、タイプDと合わせると全体の60.5%において基盤層の上の風化層の厚さは暑い場合でも2m程度である。また、土砂災害が発生した花崗岩斜面の0次谷を詳細に調査した辻岡らは、風化層厚が大きいほど斜面勾配が小さく、層厚2m以上では勾配が $20\sim30^\circ$ であったことを報告している¹¹⁾。

以上のことから、豪雨時土砂災害が発生する自然斜面の代表的な構成基盤層の上に厚さ1~2mの風化層がある地盤構成であるといえる。実際に2010年7月庄原市土

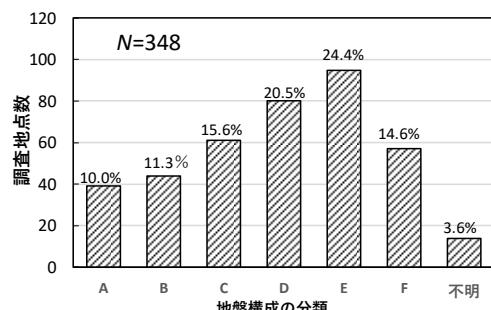


図3 広島県、神戸市の自然斜面348か所における深度と貫入抵抗値 q_d の関係の分類結果

砂災害^{1) 2)}, 2014年広島土砂災害³⁾において表層すべりが発生した地点における崩壊した地盤の深さもほぼ1~2mであった。

2.2 土砂災害が発生する自然斜面の強度定数

地盤の安定解析を実施するには、原位置調査の結果から強度定数を求める必要がある。通常の土構造物の設計では少なくとも深度数m程度の土被り圧がある状態での強度定数が安定解析で用いられるが、自然斜面の豪雨時土砂災害の問題では表層から厚さ1~2mの土層が対象となるため、通常の土構造物の斜面安定解析の問題と比較すると、非常に小さい土被り圧のもとでの強度定数が必要になる点に注意を要する。

Tsuchidaらは広島地域のまさ土試料を用いて一面せん断試験で排水条件の強度定数 c_d , ϕ_d を求め、室内の土層実験で求めた軽量動的コーン貫入試験の貫入抵抗時 q_d と関連づけて、次式の強度推定式を提案した¹²⁾。なお、ここでの c_d は不飽和まさ土がもつサクションと低拘束圧条件での ϕ_d の拘束圧依存性に起因する見かけの粘着力である。

$$\phi_d = 29.9 + 1.61 \ln(q_{ds}) + 0.142 S_r \quad (1)$$

$$c_d = 10.6 + 1.19 \ln(q_{ds}) + 0.041 S_r \quad (2)$$

ここに S_r は飽和度(%)、 q_{ds} は土被り圧が5kPaの時の貫入抵抗値であり、地盤の湿潤単位体積重量を γ_t 、深度を z とすると q_{ds} は次式で与えられる。

$$q_{ds} = q_d - 0.01 (\gamma_t z - 5) \quad (3)$$

調査時の地盤の飽和度を50%としてタイプEとタイプDの q_d の値から表層の強度定数を式(1)~(3)から求めると、 $\phi_d=33^\circ \sim 35^\circ$ 、 $c_d=6 \sim 8$ kPaとなる。

以上は軽量動的コーン貫入試験機による調査結果から求めた強度定数であるが、実務的には軽量動的コーン貫入試験よりも簡易動的コーン貫入試験が自然斜面の調査方法として良く用いられている。簡易動的コーン貫入試験は5kgのハンマーを50cmの高さから自由落下させ貫入量10cmにする打撃回数 N_d を求める試験である¹¹⁾。Athapaththuらは広島県のまさ土斜面において、簡易動的コーン貫入試験の N_d 値と標準貫入試験の N 値を比較し、図4を示し、両者の関係式として次式を提案した¹³⁾。

$$q_d = 0.5 N_d^{0.75} \quad (4)$$

また広島県内のまさ土地盤において N_d と標準貫入試験の N 値との関係を調べ、統計処理した N_d と N 値の関係を整理した図5より次式を求めている¹³⁾。

$$N_d = 2.2 N \quad (5)$$

式(4)、式(5)を用いると、 q_d 値や N_d 値から表層から1~2mの風化層の貫入抵抗を N 値に換算して慣用式から強度定数を推定できるが、これらの強度定数は軽量動的コーン貫入試験の q_d 値と式(1)~式(3)で求めた強度定数よ

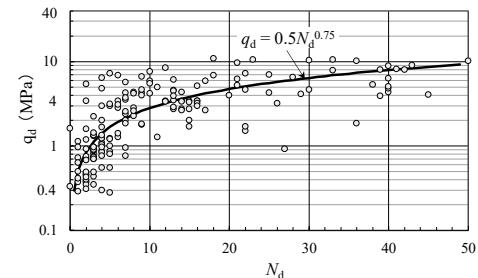


図4 簡易動的コーン貫入試験の N_d と軽量動的コーン貫入試験で求めた q_d の関係¹³⁾

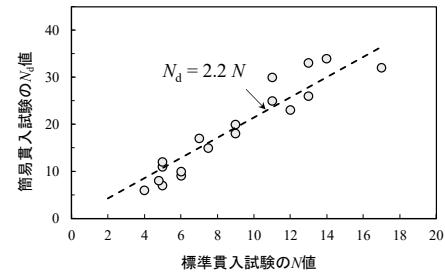


図5 自然まさ土斜面における簡易貫入試験の N_d 値と標準貫入試験の N 値の関係¹³⁾

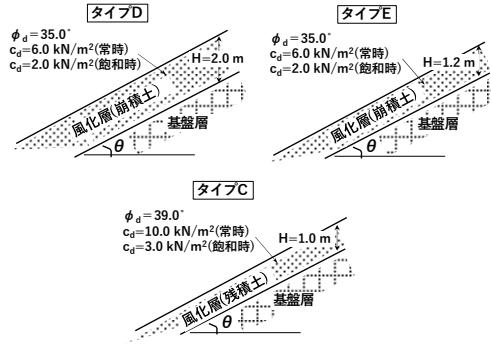


図6 自然斜面の豪雨時土砂災害の対象となる代表的な地盤構成と強度定数

りもはるかに小さくなる。この相違の原因是、拘束圧が非常に小さい表層に近い地盤の強度定数の予測において、慣用式の適用性が不十分であるためと考えられる。

以上の検討から、豪雨時に土砂災害が発生する可能性がある自然斜面をタイプD、タイプE、タイプCとして、その代表的な地盤の構成と強度定数を軽量動的コーン貫入試験の結果から求め、図6に示した。図に示すように、風化層の層厚は図2に基づいてタイプD、タイプE、タイプCそれぞれ2.4、1.2、1.0mとした。風化層の内部摩擦角 ϕ_d は、タイプDとタイプEで35°、タイプCでは39°とし、常時の粘着力 c_d はタイプD、タイプEが6.0kPa、でタイプCは10.0kPaとした。豪雨時によって地盤内に地下水位が形成されると地下水位以下の飽和した地盤では ϕ_d の値は変わらないが c_d は大きく減少する。ここではTsuchidaら¹²⁾が広島のまさ土で実施した室内試験結果を参考にして、飽和時の c_d をタイプDとタイプEの地盤では2.0kPa、タイプCの地盤は4.0kPaとした。

図6では斜面の勾配を θ としているが、次に θ について検討する。中谷らは地形図の解析によって潜在的な土砂災害の起こり得る危険な箇所である0次谷を抽出し、

その諸元を統計的に整理した¹⁴⁾。0次谷とは、地形図や航空レーザー測量結果から得られる等高線群より判読される間口よりも奥行きが小さい地形のことで土砂災害の発生の起点となる斜面とされている。図7は、2017年九州北部豪雨で大きな土砂流出があった福岡県朝倉郡東峰村と福岡県朝倉市における0次谷10,470か所の平均傾斜角の分布である。平均傾斜角の平均と標準偏差はそれぞれ 30.5° , 5.7° であり、ほぼ正規分布している。中谷らによると、これらの斜面の比高の平均は50.3mであり、斜面長は平均100m程度と推定されるので長大斜面といえる。中谷らは0次谷の抽出方法をAIに学習させ、地形図に適用して全国の0次谷のマップを作成しているが¹⁴⁾¹⁵⁾、その統計値は福岡県朝倉市と0次谷と同様であったとしている。4章では図6の地盤構成、土質定数と図7のθの分布を用いて、豪雨時の自然斜面の安定を検討する。

3. 豪雨時土砂災害の発生メカニズム

3.1 自然斜面への降雨浸透と地下水形成

自然斜面に降雨が浸透する過程について検討する。降雨の地盤内浸透は地盤表層の条件によって大きく異なることが知られている。地盤上に下層植生や落ち葉などからなるリター層が無く雨滴が直接土の上に落下する場合、雨滴衝撃という現象が浸透に大きく影響していることが知られている。シルトや粘土等から構成される土の団粒構造は雨滴落下時の衝撃によって破壊されると土の表面における孔隙が目詰まりを起こし非常に薄い難透水性の層（土壤クラスト）が形成される。これによって土壤の透水性が 10^{-4} cm/s のオーダーでから 10^{-6} cm/s のオーダーまで著しく低下するとされている¹⁶⁾。室内実験による下層植生のクラスト形成抑制効果に関する実験では下層植生等が雨滴衝撃を緩和し、土壤クラストの形成を抑制することで土壤の地盤の浸透能低下を抑制していることが確認されている¹⁷⁾。また、ヒノキ林斜面における人工降雨実験でも、土壤を被覆する下層植生やリター層が少ない場合、下層植生が繁茂している場合と比べ浸透能は低くなり、裸地化した地盤表面に土壤クラストが観察されている¹⁸⁾。ここでは小規模な室内模型実験により、斜面の表面が降雨浸透特性に及ぼす影響を調べた結果を紹介する¹⁹⁾。

図8に実験装置の概要を示すが、幅48cm、長さ170cm、勾配 30° 、厚さ10cmの模型斜面を作り、その上部から水滴を噴射する室内降雨発生装置により一定強度の降雨を負荷するものである。模型斜面は市販のまさ土（最大間隙比0.98、最小間隙比0.58、細粒分含有率10.0%）を用い、締固めによって間隙比0.90、初期飽和度30%となるように作成した。土試料の飽和透水係数は $6.04 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ であった。図9は模型地盤の内の地下水位を測定するため土層中央に設置したピエゾメータの配置である。10cmの等間隔でピエゾメータ16本を不透水層（油粘土層）と

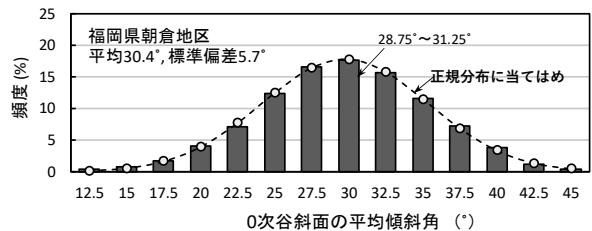


図7 0次谷斜面の平均傾斜角の統計的性質¹⁴⁾

土層の境界に上部から下部へかけて一直線となるように配置した。

本実験では自然斜面に存在するリターおよび下層植生の代替として斜面の表面に浸食防止用フィルター²⁰⁾を敷設した。フィルターは 1 m^3 あたり約45g、厚さ約7mmであり、その断面を図10に示した。図のようにフィルターは降雨が落下する衝撃を緩和し、斜面上からゆっくり浸透させる効果を有する。

図11は、降雨強度 140 mm/h で斜面表面が裸地のときの、降雨開始後の経過時間とピエゾメータで測定した地下水位の関係である。図のように全体を平均して約32.9分から地下水位が上昇し始め、約42.7分に斜面崩壊が発生した。実験では表面流と斜面内部からの流出水の合計

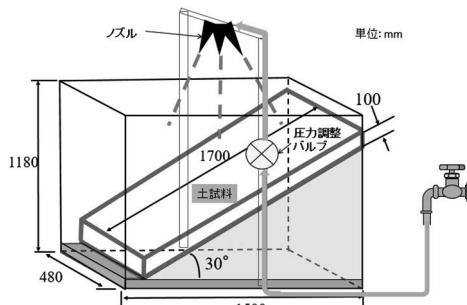


図8 模型斜面の概要¹⁹⁾

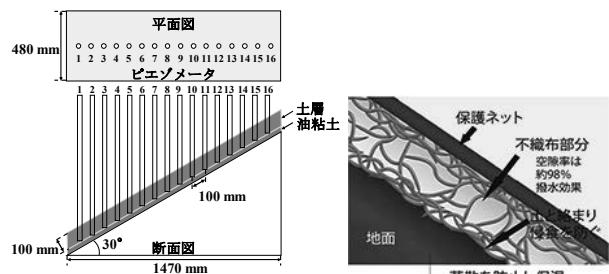


図9 ピエゾメータの配置図¹⁹⁾

図10 フィルターの断面構造²¹⁾

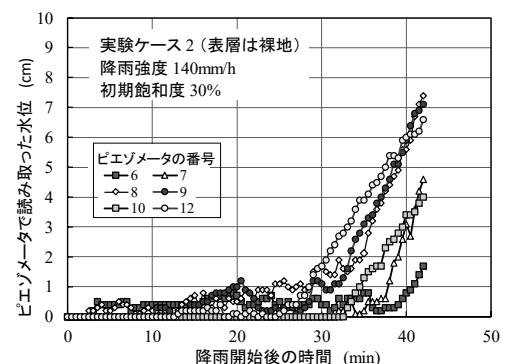


図11 降雨開始後の時間と地下水位(表面裸地)¹⁹⁾

を累計流出水量として測定しており実験後の検討の結果、降水量のおよそ 90%が表面流として流出したことが分かった。すなわち、表面裸地の条件ではほとんどの降水量が浸透せずに表面を浸食しながら流下し、地盤内には降水量の約 10%しか浸透しなかった結果、地下水位の上昇と崩壊に 42.7 分を要したということである。

図 12 は斜面表面にフィルターを敷設し降雨強度 140 mm/h を与えたときの経過時間とピエゾメータで測定した地下水位の関係である。降雨開始後 10.4 分からすべてのピエゾメータにおいて地下水位が上昇し始め、さらに全体が一気に上昇して約 13.3 分に斜面崩壊が発生した。このときの地下水位の最大は 6.0 cm であった。また、地下水位上昇速度は最大 5.20 cm/min、表面裸地の実験で観測された 1.80 cm/min の約 3 倍であった。また、表面裸地の実験と大きく異なり、表面流はほぼ観測されなかった。140 mm/h で 13.3 分間なので降雨開始から崩壊までの降雨量は 31.0 mm であるが、地下水位が 6 cm のときの地盤の隙間に浸透した降雨量を計算すると $6.0 \text{ cm} \times 0.90/(1+0.90) \times (1 - 0.30) = 19.9 \text{ mm}$ となり、降雨量の 64% が地盤の地下水形成に寄与したこととなる。

このように、降雨の地盤内浸透に斜面表面の状態が大きく影響していることが、小規模な模型実験でも確認できた。斜面表面が裸地の場合、降雨量の大部分が浸透せずに表面流となるのに対して、表層にフィルターがある場合はほぼすべての降雨が地面に浸透した。実際の斜面では多くの場合、下層植生やリター層が十分に存在すると考えられるので、降雨の大部分はこれらの層に落下して衝撃が緩和されその後ゆっくりと地盤に浸透していると考えられる。その後に雨水が地盤内に浸透し地下水位を形成するまでの過程は図 13 を用いて以下のように説明できる^{22) 23)}。

過程 1: 不飽和地盤に降雨強度 $R(\text{mm}/\text{h})$ の降雨が地盤内に浸透し始めると、上層から順に地盤の含水比 w が上昇し、同時に浸透した間隙水が下層へ浸透する速度を規定する不飽和透水係数 k (mm/h) が飽和度の上昇とともに増加する。 k が降雨強度 R と一致すると、上層からの浸透による流入量と下層への流出量が等しい平衡状態となる。ここでは、このときの含水比を平衡含水比 w_{EQ} 、土層を平衡含水比帯と称する。不飽和地盤に一定の降雨強度の雨が連続する条件の場合は、降雨強度 R が大きいほど平衡状態の透水係数に達するには飽

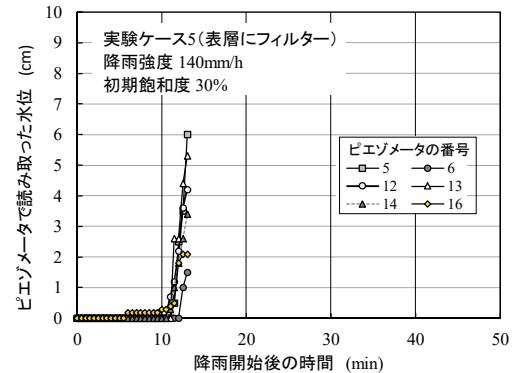


図 12 降雨開始後の時間と地下水位（フィルター設置）¹⁹⁾

和度が増加する必要があるので w_{EQ} は大きくなる。

過程 2: 平衡含水比帯が表層で形成されると、この層は

含水比 w_{EQ} を一定に保ち下層に向かって拡がっていく。

過程 3: 平衡含水比帯の下端が基盤（不透水層）に到達すると、間隙水は停留し空気を追い出して飽和帯を形成する。飽和帯の上端が地下水位である。

過程 4: さらに降雨が続くと、上から浸透した雨水が飽和帯に加わって地下水位が上昇し、斜面崩壊の危険が高まる。降雨が減少あるいは停止した場合は、飽和帯の間隙水は地形の傾斜にしたがって低部に移動し、地下水位は低下する。

以上の降雨浸透の過程は、室内の降雨浸透実験、広島大学内のかがら山斜面において 2001 年から行っている地盤内の体積含水率、サクションの観測結果より確認されている²⁴⁾。

降雨が地盤内に浸透し基盤から飽和帯が形成され地下水位が上昇する過程を示す実験結果を示す²⁵⁾。本実験は降雨浸透する過程での地盤内のニオイの発生を調べることを目的として実施したものである。図 14 は実験に用いた土槽と実験装置であるが、径 30 cm、高さ 1 m のアクリル製土槽の底に高さ 3 cm のニオイ物質を入れた。ニオイ物質の上に豊浦砂で厚さ 97 cm、間隙比 0.75~0.80、初期飽和度 30% の模型地盤を、5 cm × 20 層に分け締め固めて作製した。豊浦砂の飽和透水係数は $1.02 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$ であった。なお、まさ土試料を使用した予備実験では降雨開始後地盤表面に細粒分が分離して堆積し、地盤内への浸透が進行しなかった（当時は雨滴衝撃に関する知識がなかった）。そこで土を細粒分の少ない豊浦砂に変更し

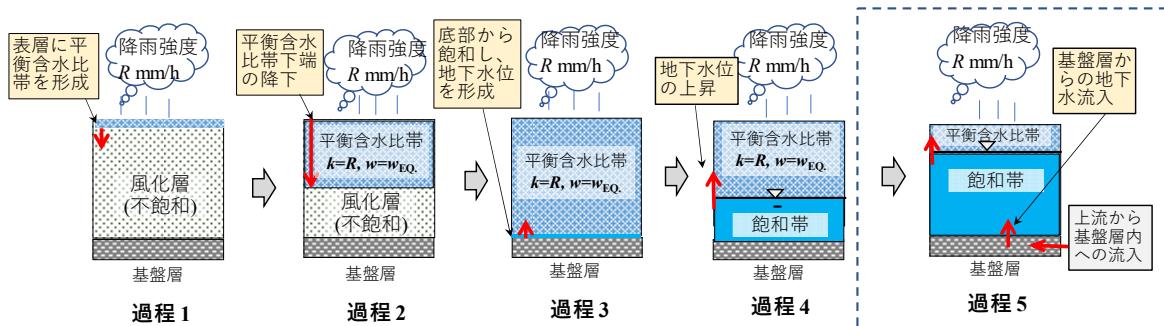


図 13 降雨強度一定の降雨が継続するとき雨水が地盤内に浸透し地下水位を形成する過程²²⁾²³⁾

た結果、降雨強度 20 mm/h の条件で土層底部の水圧計で計測した地下水位の位置と土壤水分計の値の対応が良好で降雨進行過程をほぼ再現することができることを確認し本実験を行った。

図 15 は、降雨開始後の時間に対する地盤の各深度における体積含水率の変化を示している。図に示すように、降雨開始から 30 分後には、図 13 で説明した平衡含水帯が地表面近くに形成された。本実験の平衡含水比帶は体積含水率が約 20%（飽和度は 50±3%）であったが、その下端は 30 分、60 分、90 分とほぼ一定の速度で下降し 120 分後には下端の深度がほぼ 90 cm となった。その後、平衡含水比帶は土層底部（97cm）に到達し、底部から地盤の飽和が始まった。240 分には深度 90cm が飽和しており、飽和した地盤に自由水面が形成されたと考えられる。その後、自由水面の高さ（地下水位）はほぼ一定の割合で上昇し、480 分で深さ 50 cm、540 分で深さ 30 cm、600 分で深さ 20cm、それぞれ 720 分で深さ 10 cm となって、最終的に地下水位が地表面近くに達した。図 15 は、降雨浸透過程が図 13 に示す過程で進行していることを示している。

3.2 基盤層からの地下水の流入による地下水位の上昇

近年、豪雨時に表層地盤の下にある基盤層あるいは崖錐堆積層に水が浸透しそれらの層を浸透した水が、斜面の下部において表層に向かって上向きに浸透する現象が起こっていることがわかつってきた。この現象を図 13 では過程 5 として示した。

自然斜面において風化層の下にある基盤層には、断層・節理・破碎帯など透水性が高い箇所が存在する。図 16 は 2014 年広島土砂災害の被災個所の調査に基づいて、森脇ら⁵⁾と Tsuchida ら²⁶⁾が示した表層土の下の割れ目を含む基盤層内から表土に浸透するメカニズムである。降水量が非常に多い場合、表層のまさ土層を浸透して基盤層の割れ目に浸透する。流入する浸透水がこの層の流下能力を上回る場合、層内の水が水頭差によって被圧され、斜面の中腹や下部において基盤層内の亀裂を通じて表土内に上向きに浸透する現象が起こりうる。この基盤層から表土への上向きの浸透によって崩壊したと考えられる痕跡が、2014 年 8 月の広島土砂災害や 2018 年西日本豪雨災害の土石流災害の調査において報告されている²⁶⁾²⁷⁾。

基盤層からの浸透水の上昇過程をとらえたと思われる観測結果が小橋らによって報告されている²⁸⁾。小橋らは、2014 年広島 8 月豪雨で土砂災害が発生した広島市安佐北区可部町にある高松山に観測地点を設置し、地盤内に土壤水分計、圧力式水位計、水温計を設置して観測を行った。図 17 は 2018 年 7 月の西日本豪雨における観測結果である。もっとも強い雨は 7 月 6 日 12 時から 19 時までの 7 時間で、125 mm の林外降雨を観測した。深度 30, 60, 90 cm で水温を測定したが、7 月 6 日の 19 時付近では水温の上昇傾向が続いた。これは気温より温度が高い地表面付近の土の間隙を通して上からの浸透が続い

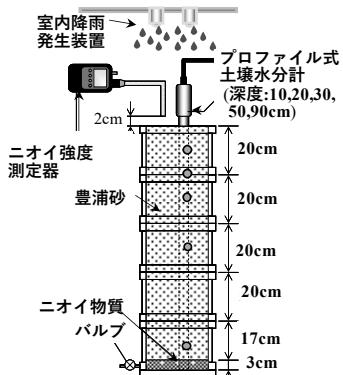


図 14 鉛直土槽と室内降雨発生装置を用いた降雨浸透過程のニオイ検知実験²⁵⁾

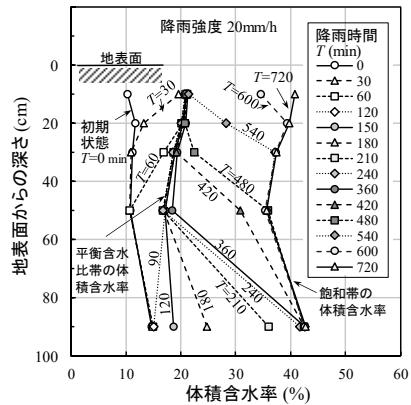


図 15 降雨浸透実験における各深度での体積含水率の変化（ケース A, 降雨強度 20mm/h）²⁵⁾

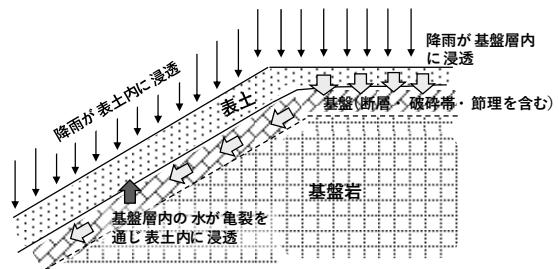


図 16 基盤層から表層への地下水流入メカニズム⁵⁾²⁶⁾

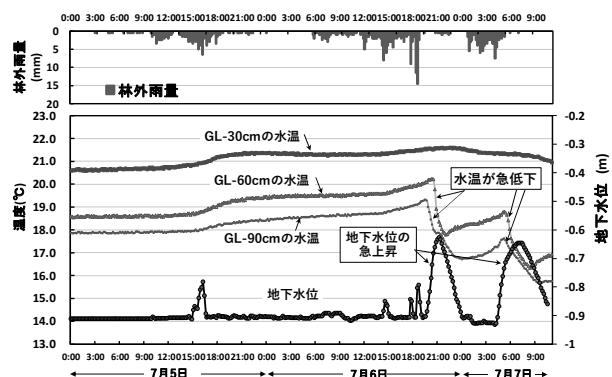


図 17 斜面の林地で観測された降雨量と土中水の温度の関係²⁸⁾

ていることを示すと考えらえる。降雨がいったん途切れ直後の 19 時 20 分からの約 2 時間で地下水位が-0.91 m から-0.6 m まで急上昇し、その後の 23 時頃に元の高さに戻った。注目されるのは、地下水位の上昇開始から 40 分

後の 20 時から深度 90 cm での水温が急激に低下し、20 時 50 分に深度 60cm の水温が急激に低下したことである。深度 60cm における水温の低下は 22 時 20 分まで継続しその後温度は再び上昇したが、深度 90cm では水温の低下が 24 時まで継続しその後水温は上昇した。

このように地下水の上昇と連動して下層から上層にかけて水温が低下し、地下水が低下して元の値に戻る過程で水温の回復が上層から下層に進行した。水温の低下は明らかに表層の下部にある基盤層から上向きに地下水が浸透したことを示すと考えられる。7月7日1時から連続降雨が発生すると 4 時 10 分から再び地下水位が上昇した。この時も 5 時 40 分から深度 90cm, 60 cm の順で水温が低下しており、基盤層から上向きの地下水浸透があったと考えられる。なお、深度 30 cm における水温には変化がないので、上向きの地下水浸透は深度 30 cm と 60 cm の間までしか到達しなかったと推察される。

図 17 では下から地下水が浸透した時間帯に地下水位が急上昇しており、斜面崩壊の危険度が急速に高まったと考えられる。この豪雨で観測地点の周辺で斜面崩壊は発生しなかったが、地下水位の上昇と水温低下が観測された時間帯に広島県内で多数の土砂災害が発生しており、これらの地点では観測された基盤からの地下水の流入と地下水位の上昇が起こり、土砂災害発生の原因となった可能性がある。

以上のように、豪雨時の自然斜面の崩壊メカニズムは次のようにまとめることができる。

- 1) 雨が自然斜面上のリター層や下層植生に落ちると雨滴衝撃が緩和され、ゆっくりと地表面に移動して浸透を開始する。斜面が裸地の場合、雨滴衝撃により表層に形成された土壤クラフトが浸透を妨げ、雨は土壤を侵食しながら表面流となって流下する。
- 2) 降雨が浸透すると飽和度が上昇し透水係数が増加する。降雨強度がほぼ一定の場合、降雨強度と透水係数が平衡する飽和度の層が表層に形成されて下部に拡がる。この層が基盤層に到達すると浸透水が滞留して飽和し地下水位が形成される。その後の浸透により飽和層が拡大して地下水位が上昇する。
- 3) 降雨量が多い場合、上流の連続する基盤層に浸透した水が、斜面中腹の基盤層から表層に向かって上向きに浸透する場合がある。この現象が起こった場合は、斜面内の地下水位の上昇が加速されるため、斜面崩壊の危険度が急激に上昇する。

4. 土壤雨量指数と地盤の安全率の関係

4.1 短期雨量指標と長期雨量指標による土砂災害危険度の判定

3 章で豪雨時に自然斜面が崩壊するメカニズムを考察したが、本章では斜面崩壊の原因となる降雨について県とする。

土砂災害が発生するときの降雨の条件は、短期雨量指標と長期雨量指標の組み合わせで評価されてきた。これは過去の土砂災害発生時の雨量を調べた結果から、それまでに降った降雨量（長期）の影響と直前の雨量（短期）の組み合わせが土砂災害の発生に大きく関係しているという経験的な知見に基づくものである。短期雨量指数としては災害発生前の 60 分雨量あるいは半減期 1.5 時間の実効雨量、長期雨量指数としては半減期 72 時間の実効雨量が採用されてきた²⁹⁾³⁰⁾³¹⁾。

図 18 は広島市において 2014 年までに使用されていた土砂災害警戒基準線 CL である²⁹⁾。横軸は長期雨量指標として土砂災害発生 60 分前における半減期 72 時間実効雨量、縦軸には短期雨量指標として土砂災害が発生する前 1 時間の雨量となっている。一連の降雨において開始時刻を 0 時としたときの t 時における半減期を T とする実効雨量 R_T は下式によって計算される。

$$R_T = r_1 + \sum_{n=1}^{t-1} (r_{(t-n)} \times 0.5^{n/T}) \quad (6)$$

ここに、 r_1 : 土砂災害発生直前 1 時間(60 分間)の雨量、 T : 半減期、 r_n : 土砂災害発生の t 時間前の 1 時間雨量である。図 18 に示す土砂災害発生限界基準線 CL は、過去の土砂災害の発生の有無と 2 つの雨量指標の関係から、定められ、CL の右側が災害の危険がある領域となる。この本方法は、国土交通省による土石流災害に関する警報の発令と避難の指示のための降雨量設定指針（案）の A 案を改善した矢野による手法と呼ばれるものである³²⁾。

近年、国交省水管理局と気象庁が連携して発令する土砂災害警戒情報を用いて土砂災害発生の危険度を判断するのが一般的になっている^{33) 34)}。図 19 に土砂災害警戒

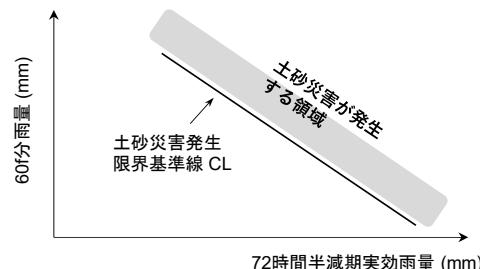


図 18 60 分雨量と 72 時間半減期実効雨量を用いた土砂災害発生限界基準線²⁹⁾

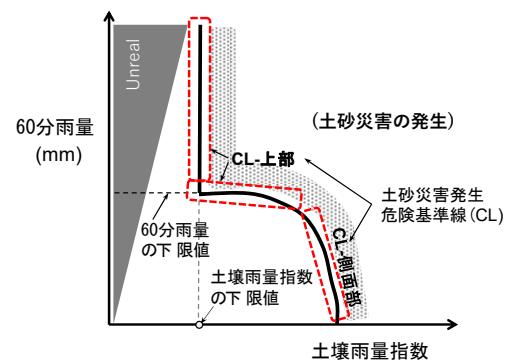


図 19 国土交通省水管理・国土保全局と気象庁の連携による土砂災害警戒情報の判定方法³⁴⁾

情報における危険度判定図を示すが、横軸は長期雨量指標のひとつである土壤雨量指数で縦軸が直近の 60 分雨量となっている。判定図の設定は、まず地域ごとに無災害時の降雨データを用いた RBF ネットワーク解析を行い、無被災の降雨の出現確率を示す RBFN 値の分布曲線を判定図上に示す。次に過去の被災事例の捕捉率等から判定に用いる RBFN 値を決定し、この RBFN 値に対応する等 RBFN 線を土砂災害発生危険基準線 CL としている。

図 19 をみると、CL は主に 60 分雨量の下限値と土壤雨量指数の下限値で決まる部分 (CL 上部) と、特定の範囲の土壤雨量指数で決まっている部分 (CL 側面部) で構成されている。本方法の開発者のひとりである岡田³⁵⁾³⁶⁾は、約 1 万件の土砂災害発生時を分析した結果、「長雨が続いて土壤雨量指数が高くなつて発生した土砂災害（比較的大規模な災害が多い）と長雨により土壤雨量指数がある程度高まつたときに短時間強雨が加わつて発生した土砂災害（多くは人工斜面）に大別された」としており、それぞれが CL 側面部と CL 上部に対応し、豪雨時の自然斜面の崩壊は主に CL 側面部の判定基準が適用されていると考えられる。

4.2 土壤雨量指数と長期実効雨量の関係

土壤雨量指数の計算には水文学において河川の流出量推算のために考案されたタンクモデルが用いられている³⁴⁾。土壤雨量指数の計算に用いられている直列 3 段タンクモデルを図 20 に示す。各タンクの流出量は以下のように計算される。

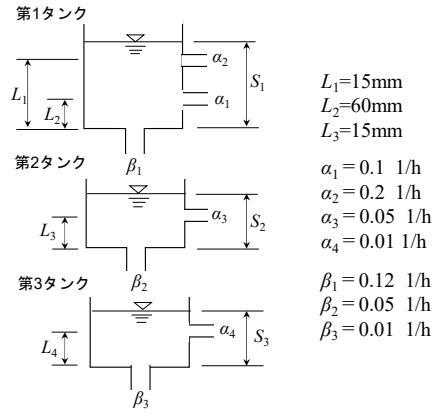
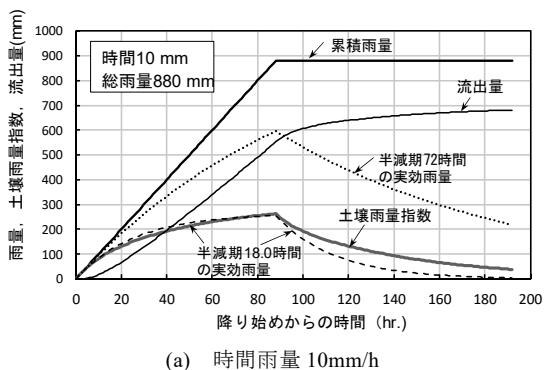


図 20 土壤雨量指数の計算に用いられる直列 3 段タンクモデルとパラメータ³⁴⁾

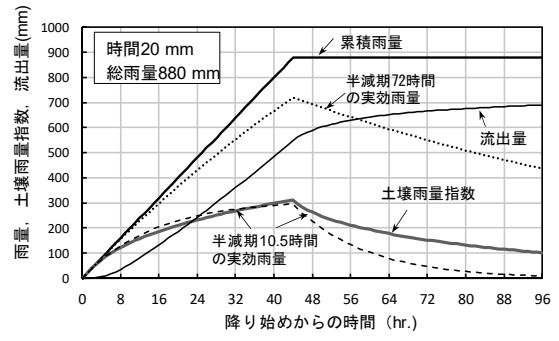
$$\left. \begin{aligned} q_1(t) &= \alpha_1 \{S_1(t) - L_1\} + \alpha_2 \{S_1(t) - L_2\} \\ q_2(t) &= \alpha_3 \{S_2(t) - L_3\} \\ q_3(t) &= \alpha_1 \{S_3(t) - L_4\} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

ここで $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ は各流出孔の流出係数, L_1, L_2, L_3, L_4 は流出孔の高さ, S_1, S_2, S_3 は各タンクの貯留量, $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ は各浸透流出孔の浸透係数である。土壤雨量指数 I_{sw} は各タンクの貯留高の和 $S_1+S_2+S_3$ で定義されている。図 20 には各パラメータの値を示しているが、これらは地質が花崗岩のときの流出計算に提案されていた値であるが³⁷⁾³⁸⁾、土壤雨量指数の計算においては地質によらずこれらの値が用いられている。

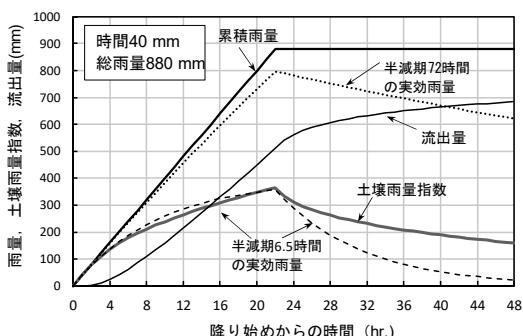
前述したようにタンクモデルは降雨の河川への流出を推算するために考案されたモデルであり、河川の立場からみると地盤の浸透によって河川への流出にならない水の量は損失量と呼ばれる。タンクモデルによる流出量の



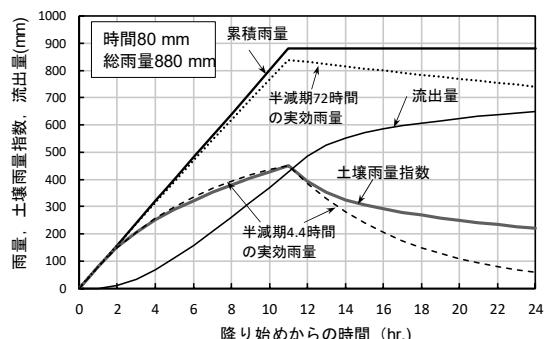
(a) 時間雨量 10mm/h



(b) 時間雨量 20mm/h



(c) 時間雨量 40mm/h



(d) 時間雨量 80mm/h

図 21 タンクモデルの計算による累積雨量と土壤雨量指数、流出量および実行雨量の関係

推算は広く水文学の分野で広く採用されており³⁹⁾、地盤内に浸透した水量として計算される土壤雨量指数は、地質や地形によらず同一のパラメータが用いられているという曖昧さはあるものの一定の精度があると考えられる。

タンクモデルで計算される土壤雨量指数の特性を調べるために、降雨が一定の時間雨量で累積 880mm まで継続し、その後停止するという条件で土壤雨量指数の計算を行った。図 21(a),(b),(c),(d)は、それぞれ降雨強度 10mm/h, 20 mm/h, 40 mm/h, 80 mm/h で降雨が連続したときの累積雨量と、土壤雨量指数、流出量の関係である。比較のため、図中には 72 時間を半減期とする実効雨量も点線で示し、さらに半減期を変化させて実効雨量を計算し、土壤雨量指数ともっとも良好に近似している実効雨量を求めて図示した。

図のように、降雨の初期には降雨のほとんどが地盤に浸透するので土壤雨量指数が増加するが、地盤が飽和するとともに増加量は緩やかになる。土壤雨量指数の最大値は時間雨量が大きいほど大きいが、これは時間あたりの降雨量が小さい場合、タンク内に入って側方から流出する水の量（地盤を浸透して河川に流出する水量）が増加するためである。半減期 72 時間の実効雨量 $R_{w(T=72)}$ と土壤雨量指数 I_{sw} の関係をみると、降雨開始直後は $I_{sw} \approx R_{w(T=72)}$ であるが、降雨量が増加するとともに I_{sw} は $R_{w(T=72)}$ よりも小さくなる。

各時間雨量において降雨継続期間中 I_{sw} とともに良好に近似できる実効雨量の半減期 T^* を求めると、時間雨量 10, 20, 40, 80 mm/h において、それぞれ 18.0, 10.5, 6.5, 4.4 時間であった。これらを含め 60 分雨量と T^* の関係を求めると図 22 のようになった。図のように土壤雨量指数 I_{sw} は 60 分雨量によって適切な半減期を選択すれば、式(6)の実効雨量で近似することができる。なお、図 22 の半減期は 60 分雨量が一定で降雨が増加する過程を近似したときの値であり、図 21 からわかるように、降雨停止後は土壤雨量指数の低下を表現できていない。計算によると降雨停止後を近似するためには降雨増加機関の半減期を 2 倍以上に設定する必要がある。

次に土壤雨量指数 I_{sw} と半減期 72 時間の実効雨量 $R_{w(T=72)}$ の関係を検討する。図 23 は 60 分雨量 r_1 が一定の時の I_{sw} と $R_{w(T=72)}$ との比 $I_{sw}/R_{w(T=72)}$ と $R_{w(T=72)}$ の関係である。図のように、60 分雨量 r_1 が大きいほど $I_{sw}/R_{w(T=72)}$ は大きく、各 r_1 において $I_{sw}/R_{w(T=72)}$ は $R_{w(T=72)}$ の増加とともに同様に減少している。これらの関係を検討すると、 $I_{sw}/R_{w(T=72)}$ は $R_{w(T=72)}$ の対数とほぼ直線の関係があり、 $I_{sw}/R_{w(T=72)}$ は $R_{w(T=72)}$ と r_1 から次式で表すことができた。

$$\frac{I_{sw}}{R_{w(T=72)}} = 2.000 + 0.0027r_1 - 0.248\log_e R_{w(T=72)} \quad (8)$$

図 23 の中に式(8)の計算値を示しているが $I_{sw}/R_{w(T=72)}$ と $R_{w(T=72)}$ の関係を良好に表している。

式(8)を用いて、図 18 の $R_{w(T=72)}$ を用いた土砂災害発生の判定基準を図 19 の土壤雨量指数を用いた判定基準に

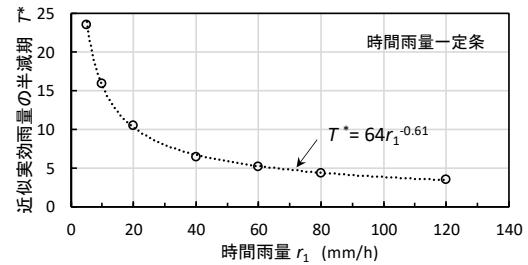


図 22 降雨継続中の土壤雨量指数とともによく近似する実効雨量の半減期 T^* と 60 分雨量 r_1 の関係

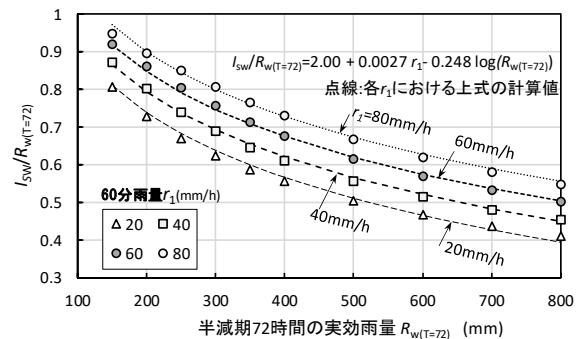


図 23 土壤雨量指数 I_{sw} と 72 時間半減期の実効雨量 $R_{w(T=72)}$ の比 $I_{sw}/R_{w(T=72)}$ と $R_{w(T=72)}$ との関係

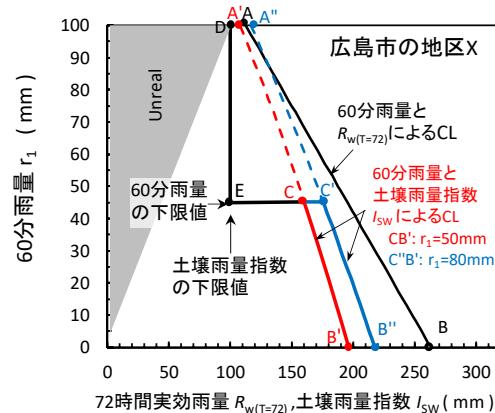


図 24 60 分雨量 r_1 と実効雨量 $R_{w(T=72)}$ による判定基準から r_1 と土壤雨量指数 I_{sw} による判定基準への変換

変換し図 24 に示した。図 24 の黒線で示した直線 AB は、広島市のある地区における 60 分雨量と $R_{w(T=72)}$ を用いた CL である。災害が発生時の直前の 60 分雨量を 50 mm/h, 80 mm/h とし、式(8)で $r_1 = 50 \text{ mm/h}$, 80 mm/h として求めた $I_{sw}/R_{w(T=72)}$ の値を用いて AB が表す実効雨量 $R_{w(T=72)}$ を土壤雨量指数に変換すると、 $r_1 = 50 \text{ mm/h}$ では赤色の点線 A'C と実線 CB' となり、 $r_1 = 80 \text{ mm/h}$ では青色の点線 A''C' と実線 C'B'' となる。図 19 の判定図では土壤雨量指数の下限値あるいは 60 分雨量の下限値も判定基準となっていたり、これをそれぞれ 100 mm, 45 mm/h とすると、土壤雨量指数を用いた土砂災害警戒情報の判定のための CL は $r_1 = 50 \text{ mm/h}$, 80 mm/h のときそれぞれ A'DCB', A'DC'B'' として求めることができる。

以上の検討より、図 19 の判定図において自然斜面の安定に関する判定に用いられる CL(側面部)は、図 24 の CB', C'B'' に相当すると考えられ、60 分雨量と 72 時間実効雨量を用いた図 18 の判定基準とはほぼ同様の判定を行つ

ていると推察される。

4.3 土壤雨量指数と自然斜面の安全率の関係

前述したように土壤雨量指数は河川の流出解析において地盤内に浸透した水量として算出されている。また、豪雨時の自然斜面の土砂災害の判定基準となっている図19、図24のCL(側面部)である、CB' と C'B'' をみると、CL 上の土壤雨量指数の幅はそれぞれ 160~197, 176~217 であり比較的小さい。ここでは、以下の 2 つの簡単な仮定を設定し、図6 で示した中国地方の自然斜面の代表的な土層構成を対象に雨量と斜面安定の関係を検討した。

仮定 1: CL(側面部) で判定される自然斜面の崩壊は、一連の長雨で長大斜面内に浸透した降雨によって形成された地下水位が上昇することで斜面が不安定化し発生する。このときの安全率は長大斜面の安定問題として計算できる。

仮定 2: 土壤雨量指数は地盤内に浸透して風化層内に存在する水の量を示すものとする。

土壤雨量指数を計算するタンクモデル(図20)において第1タンク、第2タンク、第3タンクの側方から流出する水量は、それぞれ表面流出、表層浸透流出、地下水流出を表すとされている。一方で「土壤雨量指数は各タンクに残っている水分量(貯留量)の合計として算出され、これは土壤中の水分量に相当する」とも説明されている³⁴⁾。それぞれのタンクからの流出量が実際の地盤においてどのような意味をもっているかについては、これまでほとんど研究が行われていない。しかし、土壤雨量指数が風化層内に浸透した水量と密接な関係にあると推測されるので、仮定2はやや大胆ではあるが成立する可能性はあると考えられる。

2つの仮定を用い、自然斜面のうち崩壊の可能性がある図6のタイプD、E、Cの地盤について、以下の手順で土壤雨量指数と自然斜面の安全率の関係を検討した。

① 地盤の間隙比を 0.80、初期飽和度 40% (初期土壤雨量指数は 0)、地盤内を降雨が浸透するときの平衡含水比に対応する飽和度を 60% と仮定する。初期飽和度 40% は、晴天が続いたときの広島県内のまさ土地盤の調査で得られた値による。仮定2より風化層内に浸透した水量として定義した土壤雨量指数を I_{sw}^* とし、 I_{sw}^* と地下水位の関係を求める。

② 下記の式を用いて地下水位と長大斜面の安全率の関係を求める。

$$F_s = \frac{\{(\gamma_{sat} - \gamma_w)h + \gamma_t(H-h)\} \cos \theta \cdot \tan \phi_d + c_d / \cos \theta}{\{\gamma_{sat}h + \gamma_t(H-h)\} \sin \theta} \quad (9)$$

ここに、 H : 表層の厚さ、 h : 基盤からの地下水位、 θ : 斜面の傾斜角、 ϕ_d : 内部摩擦角、 c_d : 粘着力、 γ_t と γ_{sat} はそれぞれ湿潤単位体積重量と飽和単位体積重量であり、2.2で検討した値を用いた。

③ 安全率が 1 となる限界の斜面の傾斜角 θ を求め、図7に示した θ の分布(正規分布を仮定)を用いて、想

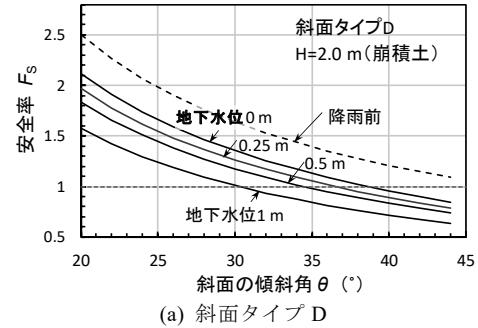
定した地下水位のときに安全率が 1.0 以下で崩壊すると考えられる斜面の割合を計算する。

④ ①~③の結果より、タイプ D, E, C のそれぞれの地盤について土壤雨量指数 I_{sw}^* とタイプごとの斜面の崩壊割合の関係を求める。

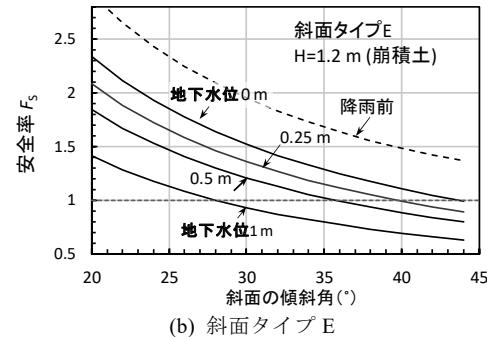
⑤ 土砂災害危険渓流におけるタイプ D, E, C の斜面の比率に関する図3の関係を用い、④の結果より、土壤雨量指数 I_{sw}^* と全斜面の崩壊割合の関係を求める。

図25(a)~(c)は各断面における斜面の傾斜角 θ と安全率 F_s の関係である。図13で示した浸透過程において平衡含水比層が基盤に達すると風化層底面が飽和し地下水位が形成される。このとき飽和によって風化層底面の粘着力が低下するので、安全率は降雨前から大きく低下する。斜面タイプ D ではこの段階で傾斜角 38.7°以上の斜面で安全率が 1.0 以下となっている。地下水位が上昇すると安全率が 1.0 以下となる θ が低下し、崩壊する斜面が増加する。タイプ C は地盤の強度定数が大きいため、地下水位 0.5m まですべての θ で安全率が 1.0 以下とな

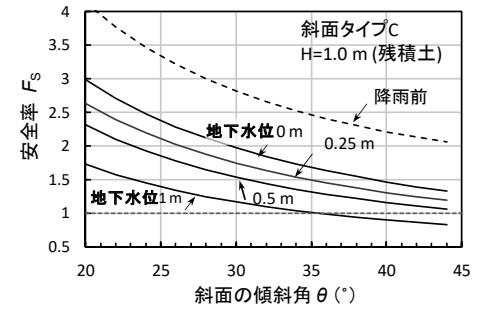
図26は土壤雨量指数 I_{sw}^* と基盤からの地下水位 h の関係である。地下水位が形成されるのは表層に形成される平衡含水比層が下降して基盤層に達するときであり、このときの土壤雨量指数は初期飽和度と平衡含水比の飽



(a) 斜面タイプ D



(b) 斜面タイプ E



(c) 斜面タイプ C

図25 斜面の傾斜角と地下水位の関係

和度によって決まるが、一方、平衡含水比の値は平均降雨強度と地盤の不飽和透水係数（飽和度と比透水係数の関係）によって変化決まってくる。本解析で地下水位形成時の I_{sw}^* どはタイプ D, E, C の地盤でそれぞれ 178 mm, 114 mm, 89 mm であるが、これらの数値はこれらの条件によって変化する。

図 27 は土壤雨量指数 I_{sw}^* と崩壊する斜面の割合の関係である。 I_{sw}^* の増加によって地下水位が高くなると安全率が 1.0 以下となる斜面傾斜角の範囲が広がり、これを崩壊斜面の割合として計算している。図のようにタイプ D とタイプ E は、土壤雨量指数が 150 を超えて増加すると崩壊斜面の割合も急増している。層厚が 1 m であるタイプ C の地盤は土壤雨量指数が 267 のときに全層が飽和して地下水位が 1 m に達し、このときの壊割合は 19.3% であった。

土砂災害危険渓流の地盤調査結果を整理した図 3 ではタイプ D, E, C の斜面の比率はそれぞれ 24.4%, 15.6%, 20.5% であった。図 27 で求めた崩壊斜面の割合にこれらの構成比率を乗じて全斜面における崩壊割合を求め、土壤雨量指数 I_{sw}^* との関係を示したのが図 28 である。図のように、崩壊斜面の割合は土壤雨量指数 200, 300, 400 でそれぞれ 7.3%, 24.8%, 34.7% となっている。図中には地質が花崗岩である地域における大きな土砂災害であった 2014 年 8 月広島土砂災害、2017 年 7 月九州北部豪雨、2018 年 7 月西日本豪雨の被災箇所で観測された雨量から求めた土壤雨量指数を示している。各災害における崩壊斜面の割合に関する検討は行っておらず、今後の課題である。図 29 は 2017 年九州北部豪雨で甚大な土砂災害が発生した朝倉市と東峯村の航空写真であるが、全斜面に対して高い比率で斜面崩壊が発生していることが伺える。

以上、図 28 に至る一連の計算によって、地盤の力学的観点から土壤雨量指数と土砂災害の規模の関係を示すことができた。今回の計算は前述した仮定 1, 仮定 2 に基づいた結果であり、その妥当性についてさらに検討が必要である。今回の計算は地質が花崗岩の場合であるが、地質ごとに地盤の構成や風化層の強度定数を調べ、タンクモデルの流出計算において地質に応じたパラメータを用いることで、地質や地形条件の違いを考慮し、地盤工学に基づいた土砂災害発生と土壤雨量指数の関係を提案できる可能性がある。

5. 結論

土砂災害警戒情報の発令の判断は、過去の降雨に関する情報と災害発生履歴に基づいており地盤工学を用いた力学的な検討はまったくなされていない。これは自然斜面では地盤調査自体が困難であり、その結果地盤の力学特性の情報がきわめて乏しいこと、降雨に関する情報も個々の斜面の安定を検討する観点からは十分でないことが原因と考えられる。

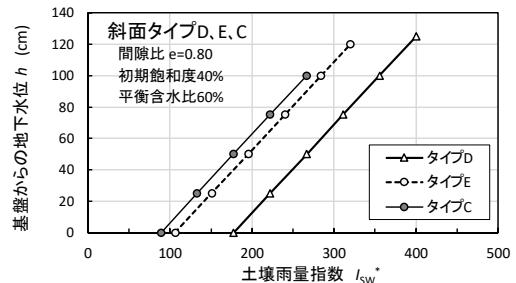


図 26 土壤雨量指数 I_{sw}^* と基盤からの地下水位の高さ h の関係

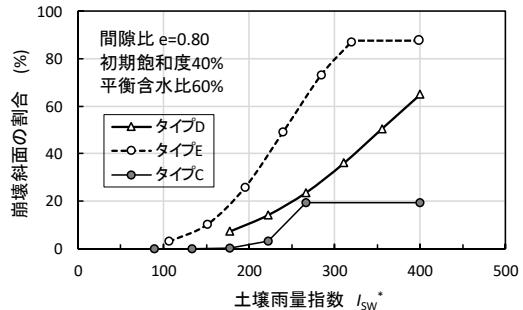


図 27 土壤雨量指数 I_{sw}^* と崩壊斜面の割合（斜面タイプ別）

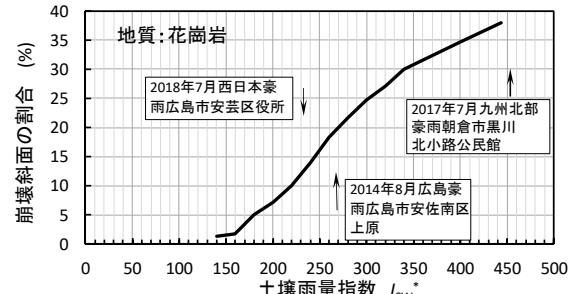


図 28 土壤雨量指数 I_{sw}^* と全斜面に対する崩壊斜面の割合

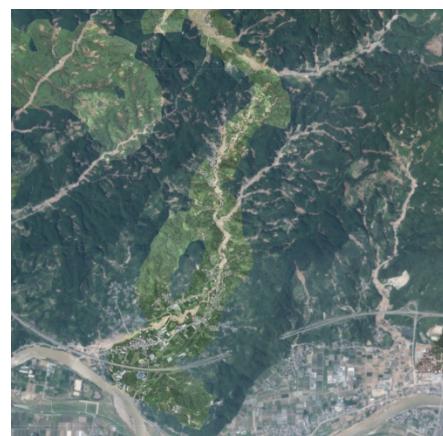


図 29 2017 年 7 月九州北部豪雨後の朝倉市、東峯町の航空写真（7 月 13 日撮影、国土地理院⁴⁰⁾）

このような現状の中で、本論文ではできるかぎり地盤の力学で説明するという観点から豪雨時の自然斜面の安定問題を検討し土砂災害の危険度予測を試みた。検討結果をまとめると以下のようになる。

- 1) 携帯型の軽量動的コーン貫入試験機による深度と貫入抵抗値の関係から自然斜面の地盤を 6 つのタイプに分類し、豪雨時に崩壊の可能性がある地盤として 3 つ

- とのタイプ (D, E, C) を示した。タイプ D とタイプ E は過去のすべりによって移動した土砂が緩く堆積した崩積土層と推定される。広島県内の自然斜面および神戸市六甲山系の自然斜面で軽量動的コーン貫入試験を実施し、全 348 か所の地盤のタイプの分類を行った結果、タイプ E と D がそれぞれ全体の 24.4%, 20.5% であった。
- 2) タイプ D, タイプ E, タイプ C の代表的な地盤の構成と軽量動的コーン貫入試験結果から求めたき強度定数をまとめた。
 - 3) 斜面の表層の状態が降雨浸透に大きく影響することを実験みよって示した。裸地のまさ土斜面では、雨滴衝撃により表層に形成された土壤クラフトが地盤への浸透を妨げるため、降雨は主に土壤を侵食しながら表面流となって流下する。表層に雨滴衝撃を緩和する層を敷設すると降雨の大部分が地盤内に浸透する。自然地盤ではリター層や下層植生が緩和層となっていると考えられる。
 - 4) 降雨強度がほぼ一定の場合、表面から降雨強度と透水係数が平衡する飽和度の層が形成され下部に拡がる。この層が基盤に到達すると浸透水が滞留して飽和層と地下水位が形成される。
 - 5) 降雨量が多い場合、上流から基盤層に浸透した水が斜面中腹の基盤層から表層に向かって上向きに浸透する場合がある。この場合は、斜面内の地下水位の上昇が加速され、斜面崩壊の危険度が急激に上昇する。
 - 6) 土壤雨量指數と半減期 72 時間の実効雨量との間には一定の関係がある。両者の関係を用いて検討すると、土壤雨量指數を用いた土砂災害の判定図は 60 分雨量と 72 時間実効雨量を用いた判定図とほぼ同様の判定を行っていると推察される。
 - 7) 豪雨時による自然斜面の崩壊をできるだけ地盤の力学で説明するという観点から一連の検討を行った。花崗岩斜面を対象に、地盤調査による地盤構成と強度定数の推定、斜面の勾配分布の仮定、地下水上升のメカニズムに関する仮定に基づいて力学的な検討を行い、土壤雨量指數と自然斜面の崩壊規模の関係を示した。一連の計算に用いた仮定の妥当性、結果の妥当性については、今後さらに検討を行う必要がある。

謝辞

本論文の内容は、筆者が 2004 年から 2020 年にかけて広島大学地盤工学研究室に勤務した間に、研究室の同僚の教員、学生と実施してきた豪雨時土砂災害に関する研究成果をまとめ、新たな考察を加えたものである。また、自然斜面における多数の地盤調査、2014 年広島土砂災害、2018 年西日本豪雨災害など多くの土砂災害の調査は、地盤工学会中国支部広島地区土質セミナーに参加された実務者の方々と共同で実施した。本論文をまとめるにあたっては、これらの研究に参加された方々との討議、いただいたご意見を参考にさせていただいた。また、斜面災

害に関する研究を共同で取り組んできた復建調査設計株式会社の中井真司博士には、本論文の内容全体について、貴重な意見をいただいた。以上のご協力をいただいた方々に心より感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土田孝、一井康二、伊達裕樹、武田吉充、花岡尚：2010 年 7 月豪雨による広島県庄原市で発生した土砂災害の調査、地盤と建設, pp.145-160, Vol.29, No.1, 2011.
- 2) 花岡尚、川口 将季、土田孝、中川 翔太、加納 誠二:2010 年 7 月に広島県庄原市で発生した土砂災害の調査と考察-平行斜面中腹の崩壊メカニズムに関する検討-, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.1, pp.295-309, 2012.
- 3) 土田孝、森脇武夫、熊本直樹、一井康二、加納誠二、中井真司:2014 年広島豪雨災害において土石流が発生した渓流の状況と被害に関する調査、地盤工学ジャーナル, Vol.11, No.1, pp.33-52, 2016.
- 4) 土田孝、森脇武夫、田中健路、中井真司：2014 年 8 月 20 日の広島豪雨災害における雨量を用いた土砂災害危険度評価に関する考察、地盤工学ジャーナル, Vol.11, No.1, pp.53-68, 2016.
- 5) 森脇武夫、土田孝、中井真司、加納誠二：広島県内の既往災害との比較の観点からみた 2014 年広島土砂災害の特徴、地盤と建設, Vol.33, pp.201-212, 2015.
- 6) 土田孝:2018 年 7 月の西日本豪雨による土砂災害の特徴、地盤工学会誌, Vol.67, No.7, pp.1-3, 2019.
- 7) 森脇武夫、土田孝、橋本涼太、中井真司、加納誠二、2018 年 7 月豪雨による広島県の土砂災害の特徴(1999 年 6.29 災害と 2014 年 8.20 災害との比較), 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.75, No.1, pp.244-259, 2019.
- 8) 地盤工学会：第 6 編 サウンディング、第 3 章 簡易動的コーン貫入試験、地盤調査法, pp.317-323, 2013.
- 9) Athapaththu A.M.R.G., Tsuchida, T., Suga, K., Kano, S.: A Lightweight Dynamic Cone Penetrometer for Evaluation of Natural Masado Slopes, Journal of J.S.C.E., C, Vol.63, No.2, pp.403-416, 2007.
- 10) 土井豆聰之、土田孝、加納誠二、中井真司、竹内次郎：簡易動的コーン貫入試験と軽量動的コーン貫入試験によるまさ土斜面の地盤調査、地盤と建設, Vol.25, No.1, pp.17-24, 2007.
- 11) 辻岡秀樹、高見美智夫、野溝昌宏、細田宏：土層強度検査棒を用いた 0 次谷斜面における土砂流出危険箇所の抽出、応用地質技術年報, No.34, pp.57-64, 2015.
- 12) Tsuchida, T., Athapaththu A.M.R.G., Seiji Kano, Kazuaki Suga: Estimation of in-situ shear strength parameters of weathered granitic (Masado) slopes using lightweight dynamic cone penetrometer, Soils and Foundations, Vol.

- 51, No.3, pp.497-512, 2011.
- 13) Athapaththu A.M.R.G., Tsuchida, T., Suga, K., Nakai, S and Takeuchi J, Evaluation of in-situ strength variability of Masado slopes, Journal of J.S.C.E., C, Vol.63, No.3, pp.848-861. 2007.
- 14) 中谷洋明, 濱田俊介, 信岡大, 下山奈緒, 工藤俊介, 機械学習を用いた0次谷抽出手法の検討—デジタル抽出への移行の試みー, 砂防学会誌, Vol.77, No.1, pp.3-12, 2024.
- 15) 応用地質株式会社, 表層崩壊危険斜面全国マップ(0次谷全国マップ), <https://www.oyo.co.jp/news-article/28ce0dddf360d516a9d61f9fa4855b4996c75ebe/> (2025年10月15日確認)
- 16) 村井宏, 岩崎勇作:林地の水および土壤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—, 林試研報, No.274, pp.23-84, 1975.
- 17) 田中樹:土壤クラストの形成機作とそれに影響を及ぼす諸条件, 土壤の物理性, Vol.71, pp.17-21, 1995.
- 18) 湯川典子, 恩田裕一:ヒノキ林において下層植生が土壤の浸透能に及ぼす影響(I)散水型浸透計による野外実験, 日本森林学会誌, Vol.77, No.3, pp.224-231, 1995.
- 19) 丸田亮, 細川大吉, 土田孝, 不織布フィルターにより表面からの浸透性を高めた模型斜面における降雨浸透と斜面崩壊, 地盤と建設, Vol.34, No.1, pp.155-162, 2017.
- 20) 坪郷浩一, 中村勝美, 山本一夫, 上俊二, 福田靖:不織布フィルターの降雨時法面保護機能に関する研究, 地盤と建設, Vol.28, No.1, pp.169-175, 2010.
- 21) 多機能フィルター株式会社:<https://takino.co.jp/news.html> (2025年10月17日確認).
- 22) Tsuchida T., Athapaththu A.M.R.G., Kawabata S., Kano S., Hanaoka T., Yuri H.: An individual landslide hazard assessment of natural valleys and slopes based on geotechnical investigation and analysis, Soils and foundations, Vol.54, Issue 4, pp.806-819, 2014.
- 23) 丸田亮, 土田孝, Athapaththu, A.M.R.G.:地盤と建設公表雨量データを用いた自然斜面における簡易浸透流解析手法の開発, 地盤と建設, Vol.34, No.1, pp.63-70, 2016.
- 24) ティハ:降雨時の風化花崗岩斜面の不安定化機構に関する研究, 広島大学学位請求論文, 2005.
- 25) 土田孝・由利厚樹・加納誠二・中藪恭介・矢葺健太郎・花岡尚・川端昇一:地盤内におい強度と斜面崩壊時におい発生に関する一考察, 地盤工学ジャーナル, Vol.8, No.2, pp.339-348, 2013.
- 26) Tsuchida, T., Moriwaki, T., Nakai, S., Athapaththu, A.M.R.G.: Investigation and consideration on landslide zoning of multiple slope failures and debris flows of 2014 disaster in Hiroshima, Japan, Soils and Foundations, Vol.59, Issue 4, pp.1085-1102, 2019.
- 27) Hashimoto, R., Tsuchida, T., Moriwaki, T., Kano, S.: Hiroshima Prefecture Geo-Disasters due to West Japan Torrential Rainfall in July 2018, Soils and Foundations, Vol.60, Issue 1, pp.283-299, 2020.
- 28) 小橋力也, 北真人, 内田龍彦, 梶昭仁, 宮田英樹, 河原能久:土石流危険度予測のための源頭部における豪雨時の雨水浸透過程に関する研究, 河川技術論文集. 第25卷, pp.669-674, 2019.
- 29) 寺田秀樹, 中谷洋明:土砂災害警戒避難基準雨量の設定方法, 国土交通省 国土技術政策総合研究所資料, No.5, 2001.
- 30) 中井真司, 海堀正博, 佐々木康, 森脇武夫:近年の土砂災害と雨量指標R'を用いた降雨特性, 土と基礎, 第55卷, 第6号, pp.21-23, 2007.
- 31) 森脇武夫, 中井真司:降雨による斜面災害の危険度評価のための雨量指標, 地盤と建設, 第23卷, 第1号, pp.19-30, 2005.
- 32) 矢野勝太郎:前期降雨の改良による土石流の警戒・避難基準雨量設定手法の研究新砂防, Vol. 43, No. 4(171), pp.3-10, 1990.
- 33) 草野慎一, 岡崎伸宏, 柳田隆一, 倉本和正:広島県における土砂災害警戒情報の発表基準の設定と検証, 地盤と建設, Vol.25, No.1, pp.163-170, 2007.
- 34) 国土交通省水管理・国土保全局砂防部, 気象庁待機海洋・港湾の地盤工学の新展開に関する研究委員会部, 国土交通省国土技術政策総合研究所:土砂災害警戒情報の基準設定及び検証の考え方, 2023. https://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/sabo/dsk_kizyun_kensho_r0503.pdf (2025年10月15日確認)
- 35) 岡田憲治:土壤雨量指数, 測候時報, 第69卷, 第5号, pp.67-100, 2002.
- 36) 岡田憲治:土壤雨量指数と土砂災害警戒情報, 地盤工学会誌, Vol.62, No.3, pp.66-67, 2014.
- 37) Ishihara, Y., Kobatake, S.: Runoff model for flood forecasting, Bulletin of the D.P.R.I., Kyoto Univ., Vol.29, pp.27-43, 1979.
- 38) 小葉竹重機, 石原安雄:タンクモデルおよび集中面積図を利用した洪水流出モデルの総合化, 土木学会論文報告集, 第337号, pp.129-135, 1983.
- 39) 木下武雄:水害の日本で生まれ世界に広がったタンクモデル, 土木学会誌, Vol.86, No.5, pp.69-73, 2001.
- 40) 国土地理院:防災災害対応, 平成29年7月九州北部豪雨に関する資料, https://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H29hukuoka_oita-heavyrain.html (2025年10月30日確認)

(2025年10月15日受付)

Landslide of natural slopes due to heavy rainfall
- Examination and challenges from a geotechnical engineering perspective -

Takashi TSUCHIDA¹

1 Director, Tsuchida Geotechnical Laboratory, Professor Emeritus at Hiroshima University

Abstract

Landslide warning information plays a crucial role in soft measures against landslide disasters due to heavy rainfall. The decision to issue this warning information is based on past rainfall data and the regional disaster histories, and does not involve any mechanical analysis from the geotechnical view-point. This is due to the various difficulties involved in the stability problems of natural slopes, but we believe that geotechnical engineering is required to overcome these difficulties. This paper attempts to evaluate the risk of natural slope failures during heavy rainfall from the perspective of explaining the problem as much as possible in terms of soil mechanics within the current constraints. Focusing on granite slopes, a series of analyses were conducted based on the estimated ground composition and soil strength parameters obtained from geotechnical investigations, slope gradient distribution, and assumptions regarding the mechanism of groundwater rise. The results showed the relationship between the soil rainfall index and the scale of natural slope collapses.

Key words: natural slope, slope stability, rainfall, landslide warning information, soil water index