

山地流域における水・土砂動態モデルの構築

市川 温・佐藤康弘*・椎葉充晴・立川康人・宝 馨

* (株) 建設技術研究所

要 旨

中間流・地表面流統合型 kinematic wave モデル, 表層崩壊予測モデル, 石礫型土石流モデルを結合することによって、山地流域を対象とした水・土砂動態モデルを構築する。本モデルは水の流れと土砂の移動を一次的に解析し、連続的かつ一体的にモデル化するところに大きな特徴がある。

本モデルを馬門川流域に適用し、従来用いられてきた二次元型のモデルの計算結果と比較したところ、表層崩壊の予測についてはほぼ同様の結果を得た。さらに、本モデルを単一の斜面素片に適用して土石流の計算を行なった。上流から土石流を流入させた場合には合理的な結果を得たが、上流から洪水流を流入させた場合には、土石流の運動方程式が切り替わるところで土石流流量が不自然に変動する結果となった。

キーワード：中間流・地表面流統合型 kinematic wave モデル, 表層崩壊予測モデル, 石礫型土石流モデル, 流れの一次元解析

1. はじめに

1.1 研究の背景と目的

わが国の河川事業は苛酷な自然状況に置かれながらも、総合的な治水対策を押し進めて水害を減らし、利水の便を良くし、親水空間の整備を行なうなどして豊かな社会の実現に寄与してきた。そのように成果をあげる一方で、人間の社会的・経済的活動範囲の拡大による土砂災害が増大したり、治山・ダム事業の結果生じた土砂供給量の減少に伴う河床低下や海岸侵食が環境悪化や災害脆弱性をもたらすなど、土砂に関わる問題が顕在化している。なかでも、河床低下や海岸侵食は、山地から河口までの水と土砂の動きの連続性と一体性を欠いた結果であり、流域規模での土砂管理方策の構築が急務となっている。

本研究の最終的な目的は、流域規模での水と土砂の動きを追跡し解析することのできるモデルを構築し、上述のような問題の解決に資することである。本稿では、その第一歩として、雨水流動モデルと土

砂生産・輸送モデルを結合することによって、山地流域を対象とした水・土砂動態モデルを構築する。

1.2 既往の研究と本研究の位置付け

これまで、個々の土砂移動現象に関して数多くの研究が行われ、大きな成果をあげてきた。そして、これらの成果をふまえて、流域規模での土砂動態をモデル化しようとする試みもすでにはじまっている。

たとえば、高秀ら¹⁾は、土砂の生産・移動現象に関する数値モデルを組み立てることで水系全体の土砂移動追跡システムを構築し、実流域に適用している。また、砂田ら^{2),3)}は、数値標高データから作成した流域地形モデルを用いて、水系全体での土砂動態をモデル化する手法を提案している。砂田らのモデルは、各メッシュ点付近の生産土砂量を雨量強度と斜面の平均勾配の関数として算出し、河道網流路モデル上で河川流量や土砂移動量を計算するという形式になっている。

高秀らの研究は、流域規模での土砂動態に関する

研究の端緒となるものであったし、砂田らの研究は数値地形情報を土砂動態のモデル化に採り入れるという点で非常に先進的なものであった。両者の研究は、水系（河道網）を重視するという点で共通している。すなわち、斜面域からの土砂生産量は降水量や地形量を用いてマクロに評価し、それが河道に入って輸送される過程を、水系の構造を考慮した形で追跡するという形式になっている。このようなアプローチは、流域規模での土砂動態をマクロにとらえる上で、非常に現実的なものであるといえよう。流域というスケールのなかで考えれば、山地斜面系からの土砂生産現象よりも河道に入ってから輸送されていく過程のほうが、時間的にも空間的にも支配的だからである。

しかし、時間的・空間的なスケールが相対的に小さくとも、土砂生産過程が土砂移動現象に大きな影響を与えていることは言うまでもない。土砂生産量を精度良く見積もることが、河道における土砂輸送過程の正確な把握につながる。上記の両研究では、土砂生産量は降水量や地形量の簡単な関数としてモデル化されていたが、物理的には、斜面にできた水みちによって地面が侵食されたり、地表付近の土壌が大量の水を含むことによって不安定化して表層崩壊するといったプロセスのなかで生じるものであると考えられる。

上記の両研究も土砂生産過程を軽視したのももちろんなく、とくに砂田ら³⁾は、モデルの基本設定の違いによる河床変動への影響を調べた結果、対象地点での集水面積と土砂生産域の面積との相対的な関係が河床変動の時間変化に大きく関係することを明らかにし、このような水系全体での土砂動態モデルの精度を増すには、土砂生産域の分布を考慮する必要があると述べている。

以上から、本研究では、流域規模での土砂動態を精度良く評価するためには、山地域での水・土砂動態をより物理的にとらえる必要があるとの立場にたち、山腹斜面系での雨水流動モデルと土砂生産・輸送モデルを結合した水・土砂動態モデルを構築する。

2. 水・土砂動態モデルの構築

2.1 概説

山地斜面域に降った雨水は、地形や地質の影響を受けながら流動していく。とくに豪雨時には、地表付近の土壌がほぼ飽和することによって、中間流・地表面流とよばれる側方流が卓越する。この側方流は、その流下過程において、地表面付近の土壌を侵食したり、あるいは土壌表層を不安定化させ、ついには山腹崩壊を引き起こすこともある。崩壊した土

砂は、不安定土砂として近傍に堆積したり、ときにはそのまま土石流化してかなり離れた場所まで流下することもある。

高橋・中川⁴⁾は、流域斜面を平均崩壊面積程度のメッシュに分割して水平二次元の浸透流解析を行なうことによって、豪雨時の小規模表層崩壊の発生と、それによる生産土砂量を推定する手法を提案している。また、高橋・中川⁵⁾は、同様の手法で表層崩壊による生産土砂量を推定した後、河道に到達した崩壊土砂が洪水流によって輸送される過程を解析するシステムを提示している。高橋・中川⁶⁾は、溪床に堆積した土砂が洪水流によって土石流化し流下する過程をシミュレートする一次元モデルと、その土石流が扇状地上で氾濫・堆積する過程をシミュレートする二次元モデルを提示している。

高橋・中川の一連の研究は、崩壊発生予測と崩壊土砂の輸送シミュレーションモデルを組み合わせたものである。本研究もこれらの研究と同様のアプローチで水・土砂動態モデルの構築を試みる。

2.2 水・土砂動態モデルの枠組

山地流域での水・土砂移動プロセスをモデル化するうえで、まず考えなければならないのは地形である。雨水流出過程に対して地形が大きな影響を与えていることは、すでに数多くの研究によって明らかにされているところであるし、また、土砂移動についても、一般に、勾配の急な斜面ほど、あるいは、集水性の高いところほど崩壊の危険性が大きいなど、その影響は大である。

流域地形のモデル化についてはすでに数多くの手法が提案されている⁷⁾が、どのモデル化手法を採用するかは、用いる流れのモデルとあわせて検討する必要がある。たとえば、前述の高橋・中川の研究^{4),5)}では、流域を小メッシュに分割し、各メッシュの中心点の標高値を与えることで地形を表現している。この地形表現手法は、二次元の浸透流解析を行なううえで非常に都合がよい。

本研究では、雨水流動モデルとして、中間流・地表面流統合型 kinematic wave モデル⁸⁾を用いることにしたい。このモデルは、山腹表層の透水性の高い土壌を流れる中間流と、それが地表に達したときに生じる地表面流とを一体的に表現・追跡するものである。高橋・中川^{4),5)}は、地表面流として Horton 流を想定しているが、山腹斜面域では Horton 流よりはむしろ飽和地表面流が支配的といわれている¹⁰⁾ことから、中間流・地表面流統合型 kinematic wave モデルを採用するのが妥当であると考えられる。

中間流・地表面流統合型 kinematic wave モデルは、

一次元解析にも二次元解析にも適用できるものであるが、高棹・椎葉⁸⁾は本モデルを一次元解析に適用する手法を展開している。雨水流動を一次元的に解析する利点は、計算が容易であることである。中間流・地表面流統合型 kinematic wave モデルは数値計算で解を求める必要がある。雨水流動を一次元的に計算する場合、用いる数値解法にもよるが、一般に二次元的に計算するよりもプログラミングが単純になり、また計算時間も少なくてすむ。

流れを一次元的に解析するためには、あらかじめ数値地形データを処理して、流れの場である流域斜面を、その上では流れが一次元的であると考えられる小斜面の集合体としてモデル化しておく必要がある。たとえば、椎葉ら⁹⁾は、格子状に与えられた標高データから、流域斜面を短冊状の小斜面（斜面素片）の集合体としてモデル化する手法を展開しており、市川ら¹¹⁾は、各斜面素片ごとに雨水流動モデルを一次元的に適用することで山腹斜面域からの流出量を計算するシステムを構成している。

流れを一次元的に解析することのもう一つの利点は、そのような一つ一つの小斜面の地形量を調べることで、地形量と流れの形態との関係を検討できることである。市川ら¹²⁾は、雨水の流れを一次元的に取り扱い得るように流域斜面を分割し、得られた小斜面の地形量を統計的に処理することによって、分布型の流出モデルを集中化する手法を提案している。流れを二次元的に解析する場合、地形は流れのモデルそのものに組み込まれてしまい、流れに与える地形の影響を抽出して検討することが難しい。ここではそのような関係についての具体的な検討は行なわないが、将来的にそうした検討もできる可能性を残しておくべきと考える。

以上の理由から、本研究では高棹・椎葉⁸⁾と同様に、中間流・地表面流統合型 kinematic wave モデルを一次元的に適用することにする。地形のモデル化については、前述の椎葉らの手法⁹⁾を用いることにする。

また、2.1 で述べたように、本研究では、崩壊発生予測モデルと崩壊土砂輸送モデルを組み合わせることで山腹斜面域での土砂動態をモデル化する。崩壊発生の予測には無限長斜面安定解析¹³⁾を、崩壊土砂輸送モデルには石礫型土石流モデル⁶⁾を用いる。

したがって、本研究で構成する水・土砂動態モデルの枠組は以下のようなになる。まず、流域斜面を椎葉らの手法を用いてモデル化し、各斜面素片に対して中間流・地表面流統合型 kinematic wave モデルを適用して流出計算を行なう (Fig. 1(a))。そして、各斜面素片の表土層に対して無限長斜面安定解析を適

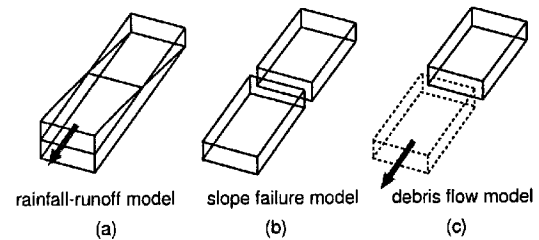


Fig. 1 Methodology to couple the models

用して、その斜面素片が表層崩壊するかどうか判定する (Fig. 1(b))。崩壊すると判定された斜面素片が存在した場合は、その斜面素片の表土層が土石流化すると仮定して、その流下過程を石礫型土石流モデルで追跡計算する (Fig. 1(c))。斜面素片が崩壊しない場合は、流出計算のみを行なう。

次節以降では、前述した各モデルについて説明する。

2.3 流域地形モデル

本研究で用いる流域地形モデルは落水線モデルを拡張したものである。落水線モデルとは、流域全体に細かい格子をかけ、雨水は各格子点の周囲四方向あるいは八方向のうち、最急勾配方向に流れると考えることで、流域全体の雨水流下経路（落水線）を決定するというものである。

普通、数値標高データはメッシュ形式で整備されていることが多い。そのため、落水線モデルはデータの取り扱いが用意であるという利点を持つ。しかし、各格子点での雨水流下方向が最急勾配方向の一方に限定されるため、発散地形が流出形態に与える影響を表現できない可能性がある。

本研究で用いるモデルでは、流水線を決定する方法として、「各格子点において、その周りに位置する格子点のうち、最急勾配で下る方向および最急勾配で上る方向に位置する点とを結ぶ線を流水線とする」という方法を用いている。Fig. 2 は、円錐状の仮想的な地形を落水線モデルでモデル化したものであり、Fig. 3 は同じ地形を本研究で用いるモデルでモデル化したものである。Fig. 2 では山腹斜面の途中から発する流水線があるのに対し、Fig. 3 ではすべての流水線が山頂を出発点としており、より自然な形で雨水流下方向をモデル化できている。このようにして決定した流水線に対して流域の面積を割り振ったものが斜面素片である。山腹斜面は斜面素片の集合体としてモデル化される。

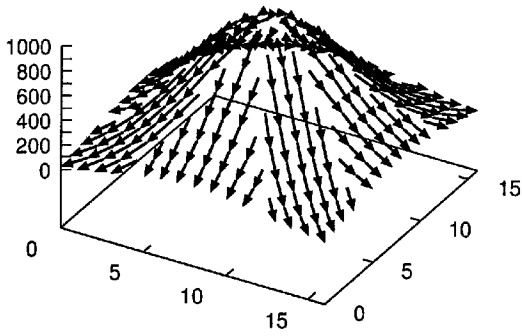


Fig. 2 Flow direction determined by the old method

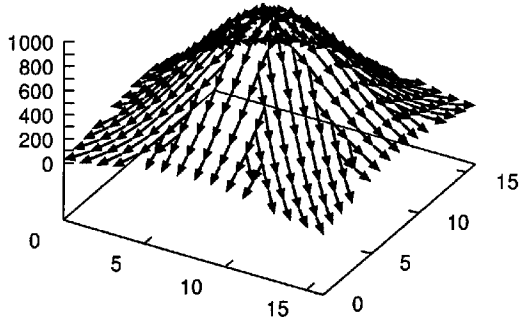


Fig. 3 Flow direction determined by the new method

2.4 雨水流動モデル

(1) 基礎式

前述したように、本研究では雨水流動モデルとして、中間流・地表面流統合型 kinematic wave モデルを採用する。本モデルが想定する水理機構は Fig. 4 のようである。すなわち、斜面表層に存在する極めて透水性の高い土層 (A 層) に浸透した雨水が、表土層の下の比較的固くて透水性の小さい土層に達すると、透水性の差によって停滞し、やがて重力水となって側方に流動しはじめる。この側方浸透流は中間流とよばれる。中間流が流下するのにもなって水深が増し、ついには表土層をこえて地表面流 (飽和地表面流) が発生する。この機構を以下の基礎式で記述する。

$$\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = r \quad (1)$$

$$q = \begin{cases} ah & (h \leq d) \\ \alpha(h-d)^m + ah & (h > d) \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 $a = k \sin \theta / \gamma$ 、 q : 斜面単位幅流量、 h : 流積、 r : 降雨強度、 d : 実質 A 層厚 ($= \gamma D_A$ 、 γ は有効空隙率、 D_A は A 層厚)、 k : 透水係数、 θ : 斜面勾配である。

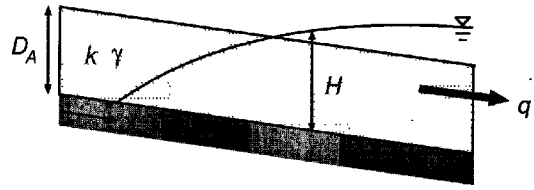


Fig. 4 Schematic representation of the kinematic wave model which integrates the sub-surface and surface flow

なお、 α 、 m は定数であり、Manning 則を用いると $m = 5/3$ 、 $\alpha = \sqrt{\sin \theta} / n$ (n : Manning の粗度係数) である。

このモデルでは、雨水の一次元鉛直浸透計算は行わず、表面から浸透した雨水は瞬時に地下水面に到達するものとしている。表層崩壊の発生時刻の予測には、雨水の不飽和鉛直浸透流の計算が必要である¹⁴⁾かも知れないが、本研究では、そのような予測は対象としておらず、また、表層崩壊が起こるような豪雨時には、表土層内では飽和側方浸透流が卓越していると考えられるため、本モデルを用いることは妥当といえよう。

(2) 数値解法

式(2)より kinematic wave の伝播速度 $c (= dq/dh)$ は次式のようなになる。

$$c = \begin{cases} a & (h \leq d) \\ \alpha m (h-d)^{m-1} + a & (h > d) \end{cases} \quad (3)$$

この c を用いて式(1)を変形すると、

$$\frac{\partial q}{\partial t} + c \frac{\partial q}{\partial x} = cr(t) \quad (4)$$

となる。この式を差分法を用いて解くことを考える。まず、対象とする斜面素片に $(n+1)$ 個の計算断面を設ける。斜面素片の長さを L とすると、隣り合う計算断面間の距離 Δx は L/n として与えられる。いま、対象とする斜面素片の各計算断面において、時刻 $t = j$ での流量 q_i^j ($i = 0, 1, \dots, n$) が既知であるとする。さらに、斜面素片上端における時刻 $t = j+1$ での流量 q_0^{j+1} も既知であるとする。対象とする斜面素片が流域の最上流に位置する場合は $q_0^{j+1} = 0$ とする。

この式を差分展開して、

$$\frac{q_i^{j+1} - q_i^j}{\Delta t} + \theta c_{i-1/2}^{j+1} \left(\frac{q_i^{j+1} - q_{i-1}^{j+1}}{\Delta x} - r \right) + (1-\theta) c_{i-1/2}^j \left(\frac{q_i^j - q_{i-1}^j}{\Delta x} - r \right) = 0 \quad (5)$$

を得る。ここで、 $c_{i-1/2}$ は $c_{i-1/2} = 0.5(c_i + c_{i+1})$ を意味する。また、 θ は時間重み係数である。式(5)にお

いて、未知量 q_i^{j+1} に関する項を左辺に移項すると、

$$\begin{aligned} q_i^{j+1} \left(1 + \theta c_{i-1/2}^{j+1} \frac{\Delta t}{\Delta x} \right) = \\ q_i^j + \theta c_{i-1/2}^{j+1} \left(\frac{\Delta t}{\Delta x} q_{i-1}^{j+1} + \tau \Delta t \right) \\ - (1 - \theta) c_{i-1/2}^j \left(\frac{q_i^j - q_{i-1}^j}{\Delta x} \Delta t \right) \end{aligned} \quad (6)$$

となる。上式は、左辺における $c_{i-1/2}^{j+1}$ が q_i^{j+1} で表されるため、 q_i^{j+1} について非線形となっている。そこで、 q_i^{j+1} の推定値として \hat{q}_i^{j+1} を仮定して $c_{i-1/2}^{j+1}(\hat{q}_i^{j+1})$ を計算する。そして式(6)左辺の q_i^{j+1} の係数を定数とみなして q_i^{j+1} を計算する。このようにして求めた q_i^{j+1} とはじめに仮定した \hat{q}_i^{j+1} を比較し、差が大きい時は $\hat{q}_i^{j+1} = q_i^{j+1}$ として計算を繰り返す。 \hat{q}_i^{j+1} と q_i^{j+1} との差が十分小さくなれば、計算が収束したとして次の断面の流量 q_{i+1}^{j+1} の計算に移る。

以上の計算手続きを流域最上流の斜面素片から順に、すべての斜面素片に対して適用していく。

2.5 表層崩壊予測モデル

表層崩壊は、降雨によって中間流が発生して間隙水圧が上昇し、その結果、A層と基盤土層との境界面におけるせん断抵抗力が低下することによって生じると考える。

このようにして起こる表層崩壊は滑り面の深さに比較して滑り面の長さが大きいため、無限長斜面の安定解析が適用できる¹³⁾。Fig. 5に示すように、A層を一次元的な無限長斜面として考えると、A層の単位切片を崩落させようとする応力 τ は次のようになる。

$$\tau = \{ \gamma_{sat} \cdot H + \gamma_t \cdot (D_A - H) \} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta \quad (7)$$

である。一方、それに抵抗するせん断抵抗力 τ_r は次式のようになる。

$$\begin{aligned} \tau_r &= c + (\sigma - u) \cdot \tan \phi \\ &= c + \{ (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot H + \gamma_t \cdot (D_A - H) \} \cdot \\ &\quad \cos^2 \theta \cdot \tan \phi \end{aligned} \quad (8)$$

ここで、 c : 土の粘着力、 σ : 土粒子に加わる垂直応力、 u : 間隙水圧、 θ : 地表面の傾斜角、 ϕ : 土の内部摩擦角、 γ_{sat} : 土の飽和時単位体積重量、 γ_w : 水の単位体積重量、 γ_t : 土の湿潤単位体積重量、 D_A : A層の厚さ、 H : A層内のみかけの中間流水深である。安全率 SF は、

$$SF = \tau_r / \tau \quad (9)$$

として算出される。

ところで、実際には粘着力 c や内部摩擦角 ϕ は飽和度によって変化する。飽和度が増加すると c や ϕ

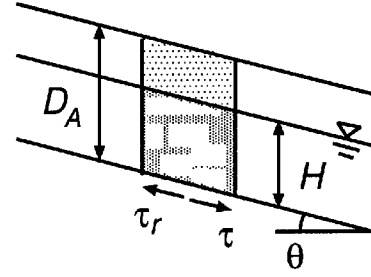


Fig. 5 Vertical section of a slope unit

のどちらも減少することが多くの実験によって示されている。これらの土質定数のうち飽和度による ϕ の変化はあまり大きくなく、とくに表層崩壊の場合には土の土被り圧荷重が小さいために ϕ 成分がせん断抵抗に与える影響は比較的小さく、 c 成分の方が支配的であると言われる(例えば風間¹⁵⁾)。

以上のことから、 ϕ の値は一定とし、粘着力 c が飽和度の増加により指数関数的に減少すると仮定し、

$$c = c_d \cdot \exp(-\beta S_r) \quad (10)$$

とする。ただし、 β は減少係数、 c_d は乾燥時の粘着力である。なお、飽和度 $S_r = H/D_A$ とする。

以上の斜面安定解析を各斜面素片ごとに適用する。中間流・地表面流統合型 kinematic wave モデルを差分展開して解くと、各計算断面で中間流水深が求められるので、各計算断面ごとの安全率を計算することができる。安全率が 1 を下回った計算断面とそのすぐ上流側の計算断面の間の A 層が崩壊すると考える。

崩壊した土砂は、勾配が次式を満たす斜面素片に移動すると考える。

$$\tan \theta < \frac{C_* (\sigma - \rho)}{C_* (\sigma - \rho) + \rho} \quad (11)$$

ただし、 θ : エッジの勾配、 C_* : 堆積層の砂礫の容積濃度、 σ : 砂礫密度、 ρ : 水の密度である。この勾配は、表面流によって土石流が起こるとされる斜面勾配¹⁶⁾である。

表層崩壊の生じた斜面素片が式(11)を満たしていれば、その斜面素片の A 層を堆積層に変換する。もし満たしていなければ、下流に存在する斜面素片のうち、式(11)を満たし、かつ、表層崩壊が起こった斜面素片に最も近い斜面素片にその崩壊土砂を移動させて一様な堆積層とする。

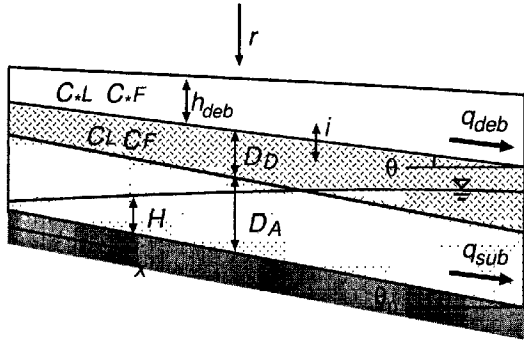


Fig. 6 Schematic representation of the debris flow model

2.6 石礫型土石流モデル

(1) 基礎式

表層崩壊によって生じた、斜面に存在する不安定土砂が河道へ流入して来る過程を、石礫型土石流モデル⁶⁾を用いて記述する。このモデルは、任意の縦断形状をもつ堆積物に対して上流あるいは側方から水流や土石流が与えられたときに形成・発達する土石流のハイドログラフを求める手法である。本研究では、表層崩壊した土砂がA層の上に堆積して、土石流の材料になると考える (Fig. 6)。本モデルの基礎式は以下のようなものである。

(a) 運動方程式

石礫型土石流のとき、

$$q_{deb} = \frac{2}{5d_L} \left[\frac{g}{0.02} \left\{ c_L + (1 - c_L) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{c_{DL}}{c_L} \right)^{1/3} - 1 \right\} h_{deb}^{5/2} \sin^{1/2} \theta \quad (c_L > 0.4c_{*L}) \quad (12)$$

未発達の掃流状流動のとき、

$$q_{deb} = \frac{0.7\sqrt{g}}{d_L} h_{deb}^{5/2} \sin^{1/2} \theta \quad (0.01 < c \leq 0.4c_{*L}) \quad (13)$$

泥流型土石流のとき、

$$q_{deb} = \frac{1}{n_m} h_{deb}^{5/3} \sin^{1/2} \theta \quad (c \leq 0.01 \text{ or } h_{deb}/d_L \geq 30) \quad (14)$$

ここで、 q_{deb} : 土石流の単位幅流量, h_{deb} : 土石流の流動深, θ : 流路勾配, d_L : 粗粒子の平均粒径, g : 重力加速度, c_L : 土石流中の粗粒子の容積濃度, c_{*L} : 堆積層中の粗粒子の容積濃度, c_{DL} : 土石流が新たに堆積する際の粗粒子の容積濃度, ρ_m : 微細砂を浮かべて重くなった間隙流体の密度, σ : 砂礫の密度, n_m : マニングの粗度係数である。

(b) 全容積の連続式

$$\frac{\partial h_{deb}}{\partial t} + \frac{\partial q_{deb}}{\partial x} = i \{ c_{*} + (1 - c_{*}) s_b \} + r \quad (15)$$

s_b : 堆積層の飽和度 ($h_{sub}/(d_A + d_D)$), ただし、 h_{sub} : 中間流積, d_A : 実質A層厚, d_D : 実質堆積層厚, c_{*} : 堆積層の全固体分の容積濃度, r : 降雨強度である。

(c) 砂粒の連続式

粗粒子については、

$$\frac{\partial (c_L h_{deb})}{\partial t} + \frac{\partial (q_{deb} c_L)}{\partial x} = \begin{cases} i c_{*L} & (i \geq 0) \\ i c_{*DL} & (i < 0) \end{cases} \quad (16)$$

であり、細粒子については、

$$\frac{\partial (c_F h_{deb} (1 - c_L))}{\partial t} + \frac{\partial \{ q_{deb} (1 - c_L) c_F \}}{\partial x} = \begin{cases} i c_{*F} & (i \geq 0) \\ i (1 - c_{*L}) c_F & (i < 0) \end{cases} \quad (17)$$

である。ここで、 c_{*L} : 原堆積層中の粗粒子の容積濃度, c_F : 粗粒子間隙を満たす泥水中の細粒子の容積濃度, c_{*F} : 原堆積層中の細粒子の容積濃度, i : 侵食 ($i > 0$) あるいは堆積 ($i < 0$) 速度, t : 時間, x : 流下距離である。

(d) 溪床変動式

$$\frac{\partial D}{\partial t} + i = 0 \quad (18)$$

$$\theta = \theta_0 - \tan^{-1} \frac{\partial D}{\partial x} \quad (19)$$

D : 堆積層厚, θ_0 : 原溪床勾配 (斜面素片の勾配) である。

(e) 侵食速度式

$c_L \leq c_{L\infty}$ のとき、土石流は流下の過程で堆積層を侵食する。その速度は、堆積層が不飽和である場合、

$$i = K \sin^{3/2} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho_m}{\rho_m} c_L \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{1/2} \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (c_{T\infty} - c_L) \frac{h_{deb}}{d_L} \sqrt{g h_{deb}} \quad (20)$$

であり、堆積層が飽和である場合、

$$i = \delta_e \frac{c_{T\infty}}{c_{*} - c_{T\infty}} \frac{q_{deb}}{d_L} \left\{ 1 - \frac{c_L}{c_{L\infty}} \frac{\rho_m}{\rho} \frac{\tan \phi - (c_T/c_{T\infty})(c_{L\infty}/c_L)(\rho/\rho_m) \tan \theta}{\tan \phi - \tan \theta} \right\} \quad (21)$$

である。ここで、 K : 定数, ϕ : 堆積層の内部摩擦角, δ_e : 定数, c_T : 土石流中の全固体分の容積濃度, ρ : 水の密度である。

また、斜面勾配に応じて $c_{T\infty}$ は次のように与えられる。

$$c_{T\infty} = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (\tan \theta > 0.138) \quad (22)$$

$$c_{T\infty} = 6.7 \left\{ \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \right\}^2 \quad (23)$$

(0.03 < tan θ ≤ 0.138)

$$c_{T\infty} = \frac{(1 + 5 \tan \theta) \tan \theta}{\sigma / \rho - 1} \cdot \left(1 - \alpha_0^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \cdot \left(1 - \alpha_0 \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \right) \quad (24)$$

(tan θ ≤ 0.03)

ただし、

$$\tau_{*c} = 0.04 \times 10^{1.72 \tan \theta} \quad (25)$$

$$\tau_* = \frac{h_{deb} \tan \theta}{(\sigma - \rho) d_L} \quad (26)$$

$$\alpha_0 = \frac{2\{0.425 - (\sigma/\rho) \tan \theta / (\sigma/\rho - 1)\}}{1 - (\sigma/\rho) \tan \theta / (\sigma/\rho - 1)} \quad (27)$$

であり、tan θ は砂の内部摩擦角、τ_{*c} は無次元限界河床せん断力、τ_{*} は無次元河床せん断力である。なお、c_{L∞} については、ρ を ρ_m (= c_F(σ - ρ) + ρ) に置き換えることによって得られる。

(f) 堆積速度式

流下してきた土石流中の粗粒子の容積濃度が当該地点の勾配から得られる c_{L∞} よりもおおきく、かつ流速がその濃度を保持しながら流動を継続できる限界値よりも小さくなったとき堆積が始まり、その速度 i は

$$i = \delta_d \frac{c_{L\infty} - c_L}{c_{*L}} \frac{q_{deb}}{h_{deb}} \quad (28)$$

与えられる。δ_d は定数である。

(g) 中間流の連続式

$$\frac{\partial h_{sub}}{\partial t} + \frac{\partial q_{sub}}{\partial x} = -i(1 - c_*) s_b \quad (29)$$

h_{sub} : 中間流流積, q_{sub} : 堆積層・A層の中間流の単位幅あたりの流量である。

(h) 中間流の運動式

$$q_{sub} = a h_{sub} \quad (30)$$

ただし、

$$a = \frac{k_A \sin \theta_0}{\gamma_A} = \frac{k_D \sin \theta_0}{\gamma_D} \quad (31)$$

と仮定する。すなわち、A層と堆積層で中間流の流速は同じとする。ここで、k_A : A層の透水係数, k_D : 堆積層の透水係数, γ_A : A層の間隙率, γ_D : 堆積層の間隙率である。

(i) 土石流の発生・停止条件

土石流の発生条件は次式¹⁶⁾で与える。表面流水深と斜面素片の勾配がこの式を満たしたとき、土石流が発生するとする。

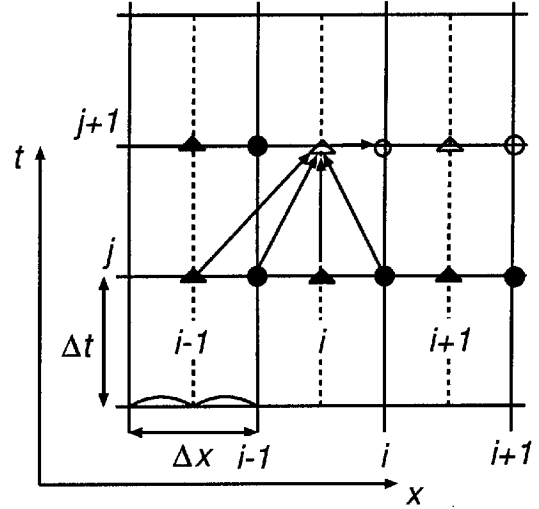


Fig. 7 Computational section of the debris flow model: h_{deb}, c_L, c_F, d_D , and i are evaluated at the points ▲ and △; q_{deb} is evaluated at the points ● and ○.

$$\frac{h_{sur}}{d} > C_* \frac{\sigma - \rho \tan \phi - \tan \theta}{\rho \tan \theta} - 1 \quad (32)$$

ここで、 h_{sur} : 表面流水深, d : 砂礫の平均粒径, C_* : 堆積層の砂礫の容積濃度, σ : 砂礫の密度, ρ : 水の密度, ϕ : 砂礫の内部摩擦角である。

逆に、対象とする斜面素片において、すべての計算断面で土石流の流量が 0 になれば土石流は停止したとして、雨水流の計算のみを行なう。

(2) 差分解法

Fig. 7 に計算点の配置を示す。計算点の間隔を Δx、計算時間の間隔を Δt とする。時刻 $t = j$ でのすべての地点において、 $h_{sub}, q_{sub}, h_{deb}, q_{deb}, C_T, C_{T\infty}, c_L, c_{L\infty}, \rho_m, D, \theta$ は既知であるとする。また、時刻 $t = j + 1$ における斜面素片上端での土石流流量・中間流流量も既知であるとする。

まず、侵食・堆積速度式 (20), (21), (28) を差分化してそれぞれ以下を得て、侵食・堆積速度 i_i^j を求める。

$$i_i^j = K \sin^{\frac{3}{2}} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho m_i^j}{\rho m_i^j} c_{L_i}^j \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (c_{T\infty_i}^j - c_{L_i}^j) \frac{h_{deb_i}^j}{d_L} \sqrt{g h_{deb}} \quad (33)$$

$$i_i^j = \delta_e \frac{c_{T\infty_i}^j}{c_* - c_{T\infty_i}^j} \left\{ 1 - \frac{c_{L_i}^j}{c_{L\infty_i}^j} \frac{\rho m_i^j}{\rho} \frac{\tan \phi - (c_{T_i}^j / c_{T\infty_i}^j) (c_{L\infty_i}^j / c_{L_i}^j) (\rho / \rho m_i^j) \tan \theta}{\tan \phi - \tan \theta} \right\}$$

$$\frac{(q_{deb_{i-1}^j} + q_{deb_i^j})}{2d_L} \quad (34)$$

$$i_i^j = \delta_d \frac{c_{L\infty_i^j} - c_{L_i^j}}{c_{*L}} \frac{(q_{deb_{i-1}^j} + q_{deb_i^j})}{2h_{deb_i^j}} \quad (35)$$

つぎに、式(15)を差分化して得た式(36)に、さきほど求めた i_i^j を代入して、土石流の流動深 $h_{deb_i^{j+1}}$ を計算する。

$$\frac{h_{deb_i^{j+1}} - h_{deb_i^j}}{\Delta t} + \frac{q_{deb_i^j} - q_{deb_{i-1}^j}}{\Delta x} = i_i^j \{c_{*} + (1 - c_{*})s_{b_i^j}\} + r_i^j \quad (36)$$

ただし、 $s_{b_i^j} = h_{sub_i^j} / (d_{A_i^j} + d_{D_i^j})$ である。

つづいて、式(16), (17)を差分化して式(37), (38)を得る。 $h_{deb_i^{j+1}}$ はすでに求まっているので、ただちに粗粒子の容積濃度 $c_{L_i^{j+1}}$, 細粒子の容積濃度 $c_{F_i^{j+1}}$ を得る。

$$\frac{c_{L_i^{j+1}} h_{deb_i^{j+1}} - c_{L_i^j} h_{deb_i^j}}{\Delta t} + \frac{q_{deb_i^j} c_{L_i^j} - q_{deb_{i-1}^j} c_{L_{i-1}^j}}{\Delta x} = \begin{cases} i_i^j c_{*L} & (i_i^j \geq 0) \\ i_i^j c_{*DL} & (i_i^j < 0) \end{cases} \quad (37)$$

$$\frac{c_{F_i^{j+1}} h_{deb_i^{j+1}} - c_{F_i^j} h_{deb_i^j}}{\Delta t} + \frac{q_{deb_i^j} (1 - c_{L_i^j}) c_{F_i^j} - q_{deb_{i-1}^j} (1 - c_{L_{i-1}^j}) c_{F_{i-1}^j}}{\Delta x} = \begin{cases} i_i^j c_{*F} & (i_i^j \geq 0) \\ i_i^j (1 - c_{*L}) c_{F_{i-1}^j} & (i_i^j < 0) \end{cases} \quad (38)$$

また、式(18)を差分化した式(39)から堆積層厚 D_i^{j+1} を、式(19)を差分化した式(40)から流路勾配 θ_i^{j+1} を得る。

$$\frac{D_i^{j+1} - D_i^j}{\Delta t} + i_i^j = 0 \quad (39)$$

$$\theta_i^{j+1} = \theta_0 - \frac{D_{i+1}^j - D_i^j}{\Delta x} \quad (40)$$

以上求めた $c_{L_i^{j+1}}, c_{F_i^{j+1}}, h_{deb_i^{j+1}}, \theta_i^{j+1}$ より、土石流の運動方程式である式(12), (13), (14)を用いて $q_{deb_i^{j+1}}$ を計算する。

3. モデルの適用および動作の検証

3.1 雨水流動モデル・表層崩壊予測モデルの検証

(1) 概要

雨水流動モデルと表層崩壊予測モデルの動作を検証するため、滋賀県大戸川の支川である馬門川流域を対象としてモデルを適用した。

馬門川は河川延長 6.2km、平均河床勾配 1/113、流域面積約 14.2km² という小河川である。流域の地質

Table 1 Parameter values used by the rainfall-runoff model and slope failure model

Parameter	(MS unit system)	Value
n	(MS unit system)	0.3
k	(m/s)	0.002
D	(m)	0.5
γ	(-)	0.15
c	(tf/m ²)	1.0
ϕ	(deg)	20
γ_{sat}	(tf/m ³)	2.4
γ_t	(tf/m ³)	2.3
γ_w	(tf/m ³)	1.0

は風化花崗岩で禿敷地であり、土砂の崩壊・流出が激しく、古来より多くの砂防事業が施されてきた。現在 13 もの砂防ダムを有する。

馬門川流域の地形のモデル化には、国土地理院数値地図 50 m メッシュ (標高) データと、瀬田川砂防管内平面図 (1/10,000) から読み取った河道網流路位置データを用いた。河道網データの読み取りには、河道網データセット生成システム¹⁷⁾を用いた。

雨水流動モデルと表層崩壊予測モデルで用いたパラメタ値を Table 1 に示す。これらのパラメタ値は流域で一樣に与えた。また、粘着力に関しては飽和度が 100 % のとき、飽和度が 0 % のときの 2/3 に減少すると仮定した (式(10)の β を 0.4054 とする)。また、降雨データは昭和 28 年水害の 8 月 14 日の 0 時から 24 時のものを使った。

(2) 計算結果および考察

Fig. 8 は雨水流動モデルで計算して得られた流出高ハイドログラフである。図中、実線の曲線が 2.4 で説明したモデル (以下、一次元モデル) による計算結果、破線の曲線は、比較のため、中間流・地表面流統合型 kinematic wave モデルを二次元的に適用したモデル (以下、二次元モデル) の計算結果である。また、Fig. 9 は飽和領域が流域全体に対して占める割合の時系列を示したものである。Fig. 8 同様、実線が一次元モデルによるもの、破線が二次元モデルによるものである。

一次元モデルと二次元モデルの計算結果の違いはかなり大きなものとなった。流出高では、一般的に一次元モデルのほうが二次元モデルより大きな値を示しており、飽和領域が流域全体に対して占める割合では、はじめ一次元モデルのほうが大きな値を示すものの、降雨ピーク付近で二次元モデルのほうが大きな値を示すようになる。その後一時的に一次元モデルのほうが大きくなるが、低減時には一貫して二次元モデルが大きな飽和領域を示す。

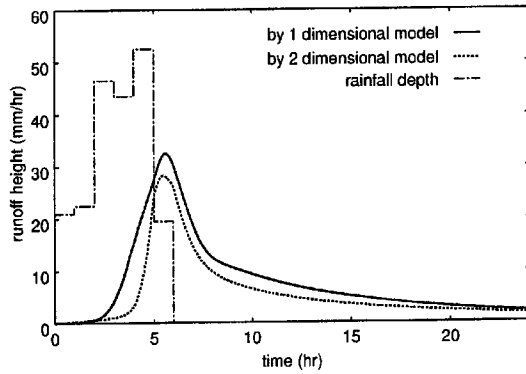


Fig. 8 Runoff hydrograph

この理由としては以下のようなことが考えられる。一次元モデルでは、あらかじめ地形データを処理することによって、雨水が流下する場を比較的勾配が急な斜面に限定している。一方、二次元モデルではそのようなことはしていないため、一次元モデルに比べて、相対的に勾配の緩い斜面にも雨水が流下することになる。したがって、一次元モデルより二次元モデルのほうが Fig. 8 のように流出が遅くなり、また Fig. 9 のように A 層内に雨水を保持する傾向が強くなると考えられる。

では次に、このような流出計算の違いがどの程度表層崩壊予測の違いにつながるのか見てみることにする。

Fig. 10 は、一次元モデルによって計算された、馬門川流域における降雨前の安全率の空間分布を示したものであり、Fig. 11 は、一次元モデルによって計算された、降雨ピーク時の安全率の空間分布を示したものである。両図とも上方が北である。灰色が濃いほど安全率が低いことを示す。黒の部分安全率が 1 を下回って表層崩壊が生じると予測される部分である。降雨ピーク時には全般的に安全率は低くなり、とくに流域南東部に表層崩壊が生じると予測される箇所が見られる。

Fig. 12 は、二次元モデルによって計算された、降雨前の安全率の空間分布を示したものであり、Fig. 13 は、二次元モデルによって計算された、降雨ピーク時の安全率の空間分布を示したものである。二次元モデルでも一次元モデルと同様に、降雨ピーク時に流域南東部で安全率が 1 を下回り、表層崩壊が生じると予測している。

Fig. 14 は、表層崩壊すると予測された斜面素片の数の時系列である。参考のため、降水量もプロットしている。一次元モデル、二次元モデルともに同様の傾向を示している。降雨開始 3 時間後あたりか

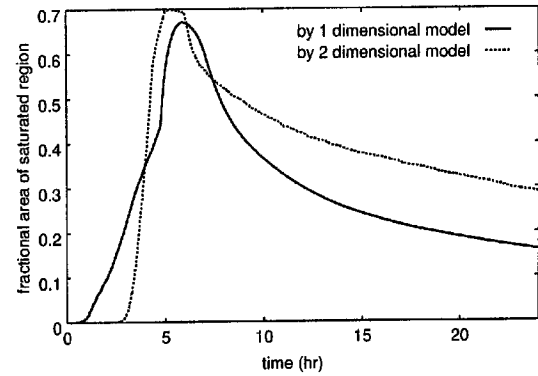


Fig. 9 Fractional area of the saturated region

ら崩壊する斜面素片が現れはじめ、その後雨が降りやむあたりまで崩壊斜面素片は増え続ける。最終的に崩壊した斜面素片の数は、一次元モデルでは 68、二次元モデルでは 63 となった。これは流域全体の約 1.3% に相当し、崩壊土砂量は約 94000 m³ であった。

全般的に一次元モデルのほうが二次元モデルよりも表層崩壊の予測が遅れている。Fig. 9 によると、流域全体に占める飽和領域の割合は、計算開始から 4 時間後あたりまでは、一次元モデルのほうが二次元モデルより大きな値を示しており、一見矛盾した結果となっている。これは次のような理由によると考えられる。前に述べたように、一次元モデルは二次元モデルに比べて斜面勾配を大きく評価する。したがって、一次元モデルでは、降雨開始直後から雨水は急速に流動して谷筋や河道周辺の比較的勾配の緩い領域に集まり、そうした領域を飽和させる。このことは Fig. 8 において、一次元モデルのハイドログラフの立上りが早いことから裏付けられる。しかし、こうした領域は飽和していても勾配が小さいことから、斜面崩壊に対する安全率はさほど小さくならない。一方、二次元モデルでは、Fig. 9 に示すように、計算開始 3 時間後あたりまでは飽和域はほぼ無いに等しいが、3 時間を過ぎたあたりから急速に飽和域が広がっていく。これは、雨水の流れが比較的緩慢で、流域全体に雨水が滞留しており、3 時間を過ぎたあたりで流域の貯水容量を超えて飽和域が流域の広い範囲に広がっていったと考えられる。このことは Fig. 8 において、二次元モデルのハイドログラフの立上りが非常に急激であることから裏付けられる。飽和域が流域の広い範囲に広がったことによって、比較的勾配の急なところでは崩壊に対する安全率が小さくなり、飽和域の急速な広がりに対応して、一次元モデルよりも早い段階で表層崩壊が起きると予測したと考えられる。

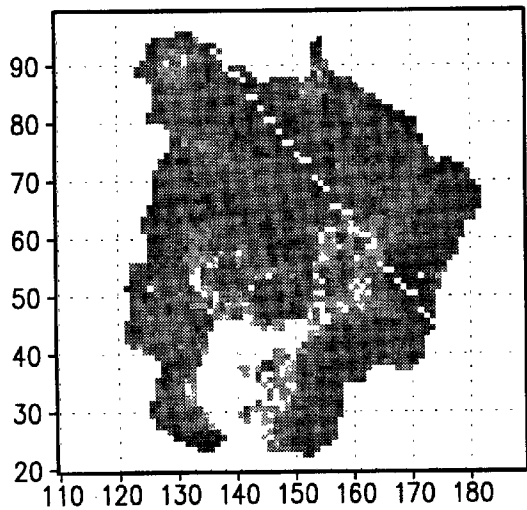


Fig. 10 Spatial distribution of the safety factor calculated by the 1 dimensional model with no rainfall

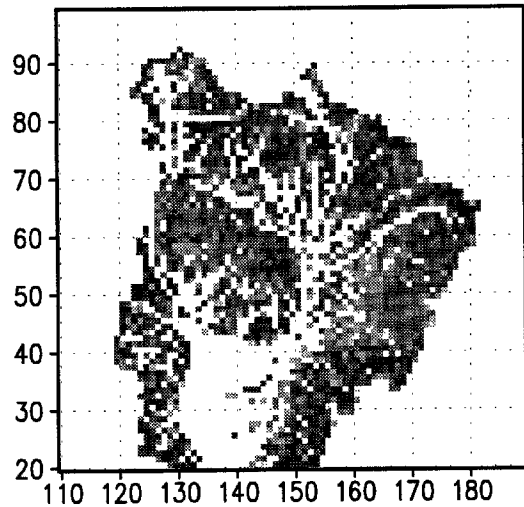


Fig. 12 Spatial distribution of the safety factor calculated by the 2 dimensional model with no rainfall

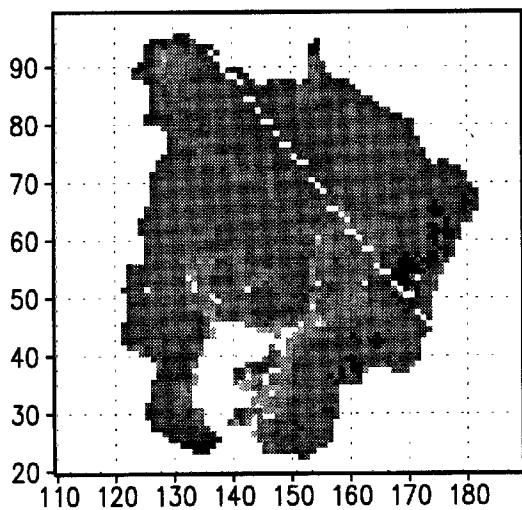


Fig. 11 Spatial distribution of the safety factor calculated by the 1 dimensional model at the peak of rainfall

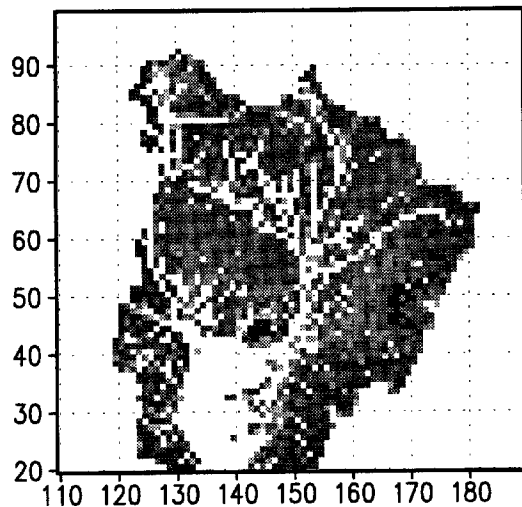


Fig. 13 Spatial distribution of the safety factor calculated by the 2 dimensional model at the peak of rainfall

Fig. 15 は、降雨ピーク時における安全率のヒストグラムである。安全率が1~2のところでは両モデル間の違いがやや大きくなっているものの、他のところではほぼ同様の傾向を示している。とくに、安全率が1以下ではその違いはかなり小さい。

このように、一次元モデルは崩壊の発生時刻を予測するという点ではやや“危険な”モデルといえる。しかしここではそのような予測よりはむしろ、斜面崩壊が起きる箇所やその崩壊土砂量の推定に重点

をおいており、よりシンプルな一次元モデルによって、二次元モデルと同様の推定結果が得られたことから、本研究で構築した一次元モデルは表層崩壊の予測に有効であると考ええる。

3.2 土石流モデルの検証

(1) 概要

石礫型土石流モデルの動作を検証するため、単一の斜面素片にモデルを適用し、そのシミュレーショ

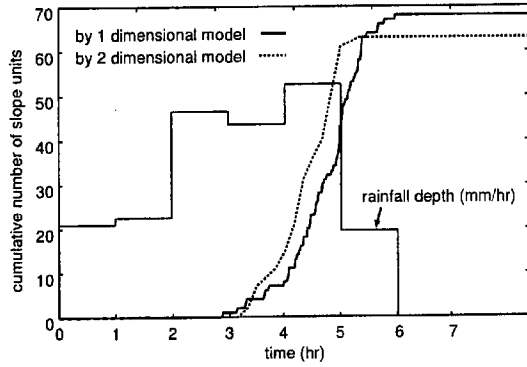


Fig. 14 Cumulative number of the slope units where the slope failure occur

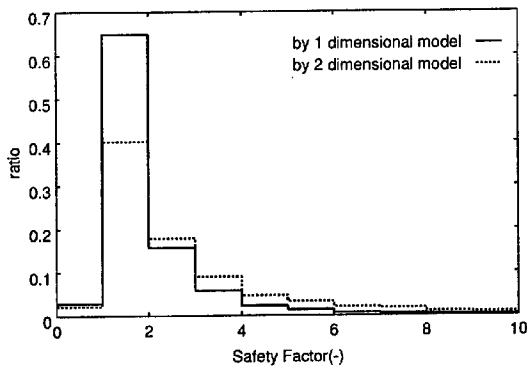


Fig. 15 Histogram of the safety factor at the peak of rainfall

ン結果について検討する。

シミュレーションは Run 1 から Run 4 までの 4 ケース行なった。どのケースも斜面素片上流端から $15 \text{ m}^3/\text{s}$ の土石流を 120 秒間にわたって流入させた。流入土石流の粗粒子の容積濃度 c_L と斜面素片の勾配は Table 2 に示すように与えた。他のモデルパラメータは Run 1 ~ Run 4 で共通とし、Table 3 に示すように与えた。

(2) 計算結果および考察

Run 1 ~ Run 4 のシミュレーションで得られた斜面素片下流端での土石流流量、粗粒子の容積濃度の時系列データをそれぞれ Fig. 16, Fig. 17 に示し、計算終了後の堆積層の厚さを Fig. 18 に示す。

Run 1, 2, 3 は上流から同じ濃度で土石流を流入させるが、斜面素片の勾配が $10^\circ, 15^\circ, 20^\circ$ と異なる。それぞれの勾配で流し得る最大の粒子容積濃度 $c_{T\infty}$ はそれぞれ 0.1942, 0.3541, 0.608 である。この $c_{T\infty}$ と土石流の粗粒子濃度との大小関係から、侵食か堆積かが決まる。Run 1 では斜面素片上流部で堆積が

Table 2 Simulation conditions

	c_L	c_F	gradient
Run 1	0.33	0.0	10°
Run 2	0.33	0.0	15°
Run 3	0.33	0.0	20°
Run 4	0.50	0.0	10°

Table 3 Parameter values of the debris flow model

n	(MS unit system)	0.3
ϕ	(deg)	36
d_L	(m)	0.05
σ	(g/cm^3)	2.65
ρ	(g/cm^3)	1.0
c_{*L}	(-)	0.52
c_{*F}	(-)	0.13
D_A	(m)	0.5

始まったため (Fig. 18)、土石流が下流にあまり伝わらなくなり、上流端から 120 秒間土石流を流入させたにも関わらず、下流端は定常状態に達しなかった (Fig. 16)。Run 2 の場合は、上流から流入させた土石流の濃度が $c_{T\infty}$ に近いため、ほぼ堆積層と土石流の平衡状態を保ちながら下流端まで流下していった (Fig. 16)。堆積層はわずかに侵食されただけで、層厚は計算開始時とほとんどかわらなかった (Fig. 18)。Run 3 の場合は、Run 1 の現象とは逆で、流入濃度 c_L が $c_{T\infty}$ より小さいため、堆積層を全て侵食する結果となり (Fig. 18)、土石流流量はピーク時で $19 \text{ m}^3/\text{s}$ 弱まで発達している (Fig. 16)。粗粒子濃度も流量と連動してピーク時には 0.37 まで上昇し、堆積層を全て侵食した後は上流端からの流入濃度 0.33 に戻っている (Fig. 17)。Run 4 では、土石流の粗粒子濃度が $c_{T\infty} = 0.1942$ を大きく上回っているため、著しく堆積する結果となった (Fig. 18)。

以上のことから本モデルは、上流端から土石流を流入させた場合については合理的に動作することが確かめられた。

つぎに、上流から洪水のみを与えて、雨水流出計算から土石流計算への移行および発生した土石流の計算が正常に行なわれるかどうかを検証する。

Fig. 19 に、斜面素片上端から与えた洪水流量および斜面素片最下端での土石流流量、堆積厚、粗粒子の容積濃度を示す。なお、計算に用いた斜面素片の傾斜角は 18° であり、その他の計算条件は Table 3 に示す値を用いた。

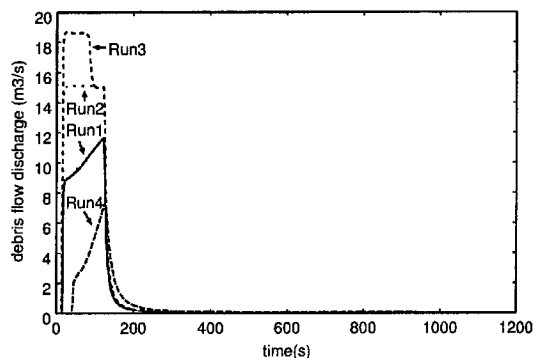


Fig. 16 debris flow discharges

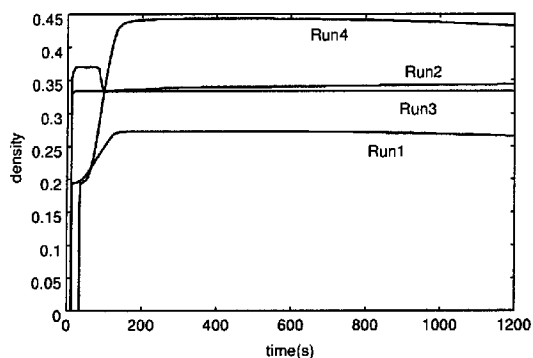


Fig. 17 Density of the coarse particles in the debris flow

計算を開始してから 480 秒後 (図中矢印部) に斜面素片全体で表面流が発生し、かつ前章で述べた土石流発生判定条件式 (32) を全計算断面で満たして、雨水流出計算から土石流計算へと移行した。Fig. 19 をみると、480 秒から堆積層が侵食されて層厚が減少し、それに呼応して粗粒子の容積濃度が増加する様子が再現されており、計算の移行が正常に行なわれていることがうかがえる。

480 秒以降は土石流の計算のみを行なっている。土石流発生判定条件式を満たした後、上流から流入する洪水流量の増加と堆積層の侵食にともなって急激に土石流が発達して流量が増加している。650 秒付近で、斜面素片の全計算区間のうちほとんどすべての計算区間で堆積厚さが 0 m となった。650 秒以降は土砂供給源である堆積層がほとんど全て侵食されたため、粗粒子の容積濃度が減少している。それに対応するように土石流流量も急激に減少しているが、その時点でも上流からはある程度の流量が与えられており、やや不自然な挙動といえる。

Fig. 20 は、上流から与える流量をピーク時で $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ と少なくして行なったシミュレーションの

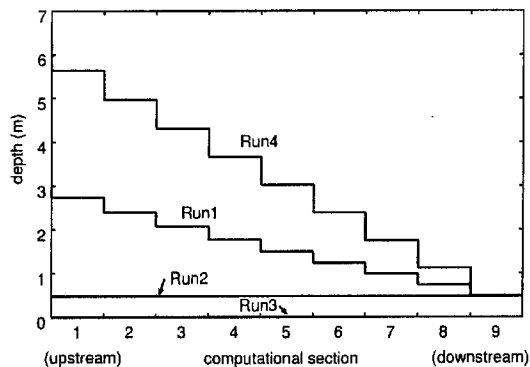


Fig. 18 Depth of the deposit layer at $t = 1200\text{s}$

結果である。ハイドログラフの立上り部分では Fig. 19 とほぼ同様であるが、上流から与えた流量が少なかったために、堆積層の侵食はゆっくりと進んでいる。このシミュレーションでは、Fig. 19 でみられた土石流流量の不自然な増減はみられない。土石流が発生してから計算を終えるまで土石流の粗粒子濃度 c_L は 0.3 前後で推移しており、堆積層の粗粒子濃度 c_{*L} は 0.52 であるから、 $c_L > 0.4c_{*L} (= 0.208)$ となって、用いられる運動式は式 (12) のみである。Fig. 19 のシミュレーションで土石流流量の急激な変動が起きているのは c_L が減少しているときで、このあたりで土石流の運動式が式 (12) から式 (13)、(14) に切り替わっているはずである。この基礎式が切り替わるところで数値計算が不安定になっている可能性が高い。今後、プログラムおよび数値解法を詳細に調査する予定である。

4. おわりに

本研究では、雨水流動モデルと土砂生産・輸送モデルを結合することによって、山地流域を対象とした水・土砂動態モデルを構築し、その動作を検証した。本モデルの構成をまとめると以下のようである。

- 山腹斜面を斜面素片とよばれる短冊状の小斜面の集合体としてモデル化する。
- 各斜面素片上の雨水の流れを中間流・地表面流統合型 kinematic wave モデルで計算する。
- 各斜面素片の表土層に対して無限長斜面安定解析を適用して、その斜面素片が表層崩壊するかどうか判定する。
- ある斜面素片が崩壊すると判定された場合は、その斜面素片の表土層が土石流化すると仮定して、その流下過程を石礫型土石流モデルで追跡計算する。斜面素片が崩壊しない場合は、流出計算のみを行なう。

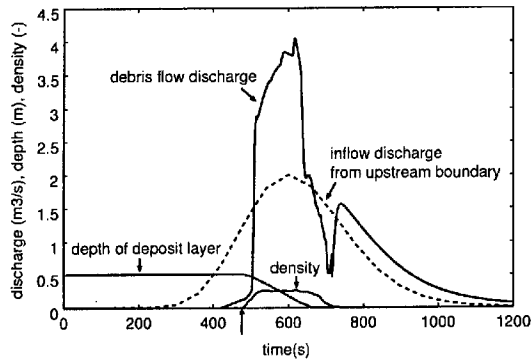


Fig. 19 Time series of the debris flow discharge, depth of the deposit layer, and density of the coarse particles (1)

本モデルは基本的に高橋・中川らの一連の研究(4),5),6)と同様に、崩壊発生予測と崩壊土砂の輸送シミュレーションモデルを組み合わせるという手法をとっているが、水の流れと土砂の移動を一次的に解析し、連続的かつ一体的にモデル化するとともに大きな特徴がある。

本モデルの雨水流動モデルと表層崩壊予測モデルの動作を検証するため、本モデルと従来用いられてきた二次元型のモデルを馬門川流域に適用して比較したところ、流出計算結果の違いはかなり大きなものとなったが、表層崩壊の予測についてはその差はさほど大きくなく、本研究で構築した一次元モデルが表層崩壊の予測に有効であるということが示された。

さらに、本モデルを単一の斜面素片に適用して土石流の計算が正常に行なわれるか検証した。はじめに、上流端から土石流を流入させ、土石流の濃度と斜面素片の勾配を変えて4ケースの計算を行なったところ、合理的な結果を得ることができた。つぎに、上流から洪水流のみを流入させて、雨水流出計算から土石流計算への移行および発生した土石流の計算が正常に行なわれるか検証した。まず洪水流量をピーク時で $2.0 \text{ m}^3/\text{s}$ として計算したところ、雨水流出計算から土石流計算への移行は正常に動作することが確認できたが、土石流の流下にもなって堆積層が完全に侵食されたあと、土石流流量が不自然に変動する現象がみられた。そこで、洪水流量をピーク時で $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$ と少なくして同様の計算を行なったところ、上述のような不自然な流量変動はみられなかった。後者のケースでは、発生した土石流の粗粒子濃度がほぼ一定で、土石流の運動式が計算中に切り替わらなかったのに対して、前者のケースでは、土石流の粗粒子濃度が大きく変化しているため、土石

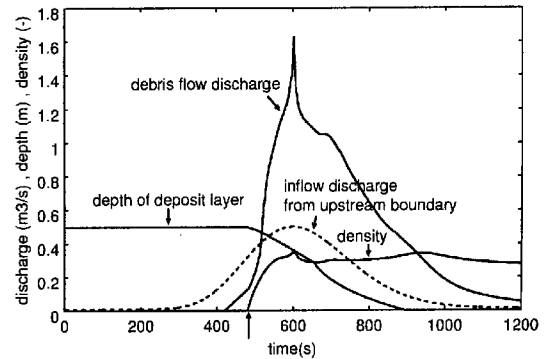


Fig. 20 Time series of debris flow discharge, depth of the deposit layer, and density of the coarse particles (2)

流の運動式が式(12)から式(13), (14)に切り替わっており、そこで数値計算が不安定になっている可能性が高い。

今後は、まず、プログラムおよび数値解法を詳細に調査して上述の問題点をクリアし、その後、本モデルを用いて実際の流域の水・土砂動態を解析することが課題である。

参考文献

- 1) 高秀 秀信ら：水系における土砂動態システムについて，第27回水理講演会論文集，pp. 767 - 772, 1983.
- 2) 砂田 憲吾・長谷川 登：国土数値情報に基づく山地河川水系全体における土砂動態のモデル化の試み，土木学会論文集，No. 485, pp. 37 - 44, 1994.
- 3) 砂田 憲吾ら：数値地形情報に基づく水系土砂動態のモデル化とその問題点，第4回河道の水理と河川環境に関するシンポジウム論文集，pp. 255 - 260, 1998.
- 4) 高橋 保・中川 一：豪雨性表層崩壊の発生とその生産土量の予測，第30回水理講演会論文集，pp. 199 - 204, 1986.
- 5) 高橋 保・中川 一：小流域からの豪雨時土砂流出の予測，京都大学防災研究所年報，第32号B-2, pp. 689 - 707, 1989.
- 6) 高橋 保・中川 一：豪雨時に発生する石礫型土石流の予測，新砂防，Vol. 44, No. 3 (176), pp. 12 - 19, 1991.
- 7) 立川 康人・椎葉 充晴・高棹 琢馬：三角形要素網による流域地形の数値表現に関する研究，土木学会論文集，No. 558, pp. 45 - 60, 1997.
- 8) 高棹 琢馬・椎葉 充晴：Kinematic Wave法への集水効果の導入，京都大学防災研究所年報，第24号，B-2, pp. 159 - 170, 1981.
- 9) 椎葉 充晴・市川 温・立川 康人・榊原 哲由：河川流域地形の新たな数値表現形式，土木学会論文集，印刷中，1999.
- 10) 塚本 良則 編：森林水文学，文永堂出版，1992.
- 11) 市川 温・立川 康人・椎葉 充晴：河川流域地形の新たな数値表現とそれに基づく分布型流出モデルの構成，第17回日本自然災害学会講演会講演

- 概要集, pp. 133 - 134, 1998.
- 12) 市川 温・椎葉 充晴・立川 康人: 流域内地形量の統計解析による流出過程の集中化, 水工学論文集, 第 41 卷, pp. 79 - 84, 1997.
 - 13) 小橋 澄治 編: 山地保全学, 文永堂出版, pp. 136 - 155, 1993.
 - 14) 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, 新砂防, Vol. 43 No. 1 (168), pp. 5 - 15, 1990.
 - 15) 風間 秀彦: 土質工学的な短期のゆるみと崩壊に対する降雨条件, 文部省科学研究費自然災害特別研究「地盤の劣化とその地域特性を考慮した崩壊危険度の評価に対する研究」(代表 芥川 真知) 成果報告書, 1985.
 - 16) 高橋 保: 土石流の発生と流動に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第 20 号, B-2, pp. 405 - 435, 1977.
 - 17) 立川 康人・椎葉 充晴・市川 温: 気象・水象結合シミュレーションのためのグリッド型河道網データセットの作成, 第 16 回 日本自然災害学会学術講演会 講演概要集, pp. 119 - 120, 1997.

Development of a Water and Sediment Flow Model for a Mountainous Area

Yutaka ICHIKAWA, Yasuhiro SATOH*, Michiharu SHIIBA, Yasuto TACHIKAWA and
Kaoru TAKARA

* CTI Engineering Co., Ltd

Synopsis

A water and sediment flow model for a mountainous area is developed by combining a rainfall-runoff model, a slope failure model, and a debris flow model. The distinctive feature of this model is to calculate the water and sediment flow with one dimensional flow analysis.

The model was applied to the Umakado river basin and the results were compared to those of the two dimensional model, which has been often used to predict the sediment yield from a mountainous area, and it was shown that the two models gave almost similar results. Then the model was applied to single slope unit to conduct debris flow simulations. When a debris flow hydrograph was given as the upstream boundary condition, the results were reasonable. However when a water flow hydrograph was given from the upstream boundary, the output debris flow hydrograph fluctuated unnaturally at which the equation of motion of the debris flow was replaced according as the density of the particles decreased.

Keywords: Kinematic wave model integrating sub-surface and surface flow, Slope failure model, Debris flow model, one dimensional flow analysis