

16 雨水の浸透流下過程に着目した土砂生産モデルの砂防計画への適用

— 庄内小国川支川中野股川を例として —

建設省新庄工事事務所 ○原 義文

杉田誠司

建設省土木研究所 水山高久

パシフィックコンサルタンツ勝 平松晋也

1. はじめに

山腹崩壊を予測するためには、雨水の浸透・流下過程を評価した崩壊発生モデルを構築する必要がある。平松・水山は、鉛直一次元不飽和浸透流と平面二次元飽和側方流を組み合わせた流出モデルを三次元的に拡張させることにより、雨水の集水性を考慮した雨水浸透流下モデルを提案するとともに、このモデルと斜面安定解析式とを組み合わせた、山腹表層崩壊発生モデルを提案した¹⁾。しかしながら、このモデルを大流域に適用させる場合、不飽和浸透流計算に莫大な時間を要する。そこで、本検討ではこのモデルのうち、雨水の鉛直一次元不飽和浸透過程の部分をより簡易なタンクモデルで表現することにより、約10,000メッシュに及ぶ崩壊発生計算を行い、山腹崩壊の再現を試みた。タンクモデルは対象地域で採取した不攪乱資料を用いた鉛直一次元浸透実験を再現するように構築した。また、斜面安定解析の際に重要な条件となる土層厚については、現地調査に基づいた値を使用している。検討の対象には、昭和62年8月の山形県温海災害で崩壊が多く発生した、庄内小国川の支川中野股川流域を選んだ。(図1参照)

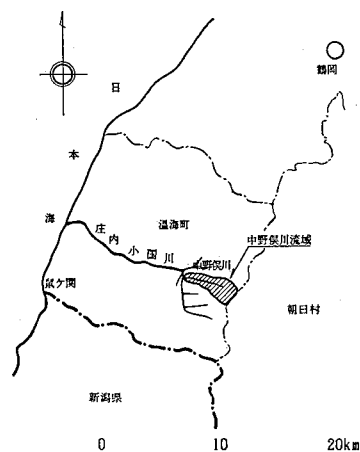


図1 流域位置図

2. 表層崩壊発生モデル

本モデルは流域を図2に示すようにメッシュに分割し、表層土層厚(d)を高さとする鉛直土柱を各メッシュ毎に設定し、これを解析の基本要素としている。モデルの基本構成は図3に示したとおりである。まず、タンクモデルを用いて各要素毎に雨水を基岩面へ供給する。供給された浸透水は飽和側方流として各要素間を平面二次元的に移動するものとする。そして、ある時刻の地下水位を用いて各要素毎に斜面安定解析を行い、崩壊の危険度を判定するものである。飽和側方流モデルは沖村らが提案した地下水集水モデル²⁾に準拠したものである。

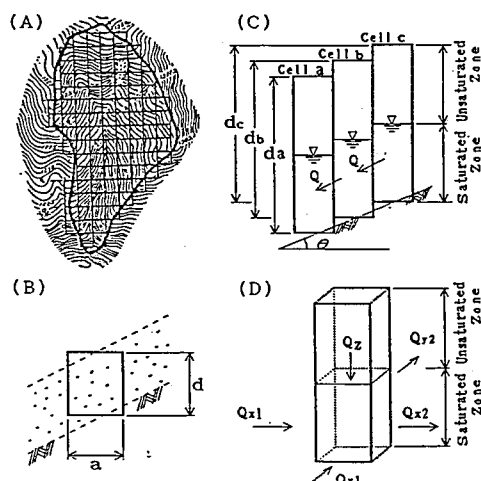


図2 モデルの概念図

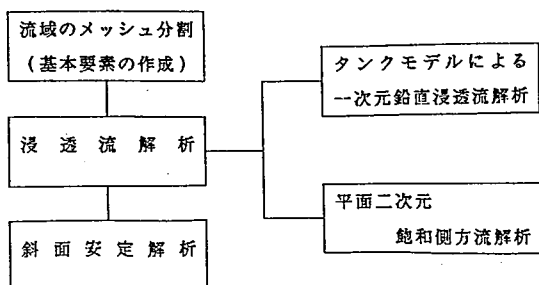


図3 モデルの基本構成

タンクモデルは図4に示すような、二段タンクの下段に側方流出孔を有するタイプで、基岩面への供給量は $q_2 + q_3$ である。斜面安定解析は無限長斜面における斜面安定解析式を用いた。これは、表層崩壊の崩壊深は一般に1～3mで、崩壊長、崩壊幅に比べて浅く、すべり面形状も平面的なものが多いためである。計算結果はメッシュ毎に安全率として表される。

3、対象流域と崩壊の特徴

本検討で対象とした庄内小国川上流の中野股川流域は、山形県温海町内にあり、昭和62年8月の温海災害時に多くの崩壊が発生している。流域面積は5.9 km²、流域のほとんどは、主に安山岩質火山礫凝灰岩を含む層から成っている。土の粒度特性は均等係数が10以上の非常に粒度組成が良いものとなっている。流域内の斜面勾配と崩壊分布を図5に、単元流域ごとの崩壊面積率を図6に示した。これらの図から分るように、上流部の斜面は非常に急勾配であり、山腹崩壊も多く発生している。特に単元流域No12-2, 13では勾配は50°を越えている。中流域でも崩壊の発生は多く、単元流域No5-1, 5-2の斜面下部では35°以上の勾配となっており、大規模な崩壊もここで発生している。一方、崩壊がほとんど認められなかった下流部は、田畑としての利用率が高く、緩やかな斜面を形成している。

4、崩壊発生シミュレーション

解析の基本となるメッシュ間隔は、地形の再現精度を考慮して25m×25mとした。図7にメッシュ間隔による、1メッシュ当りの実際の標高との平均差異を示した。この検討はメッシュ内の最大起伏量とメッシュの4格子点の標高から得られる最大起伏量との差が、1メッシュ当たり何mとなるかを調べたものであ

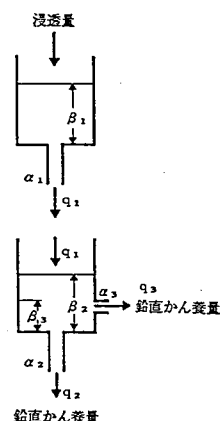


図4 側方流出孔を有する二段タンクモデル

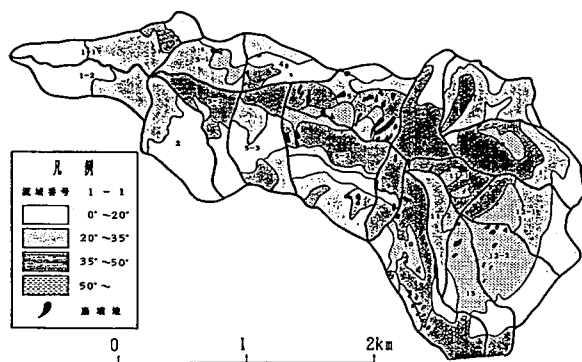


図5 流域斜面勾配区分図

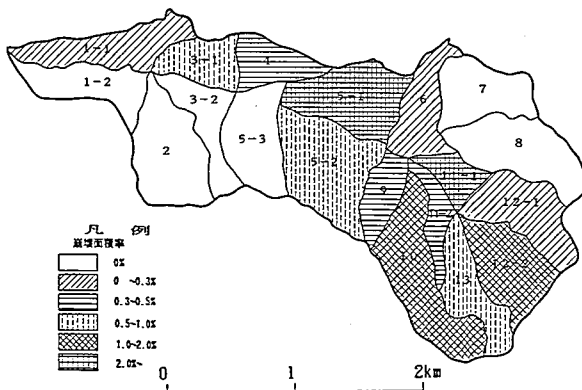


図6 流域崩壊状況図

る。この図よりメッシュ間隔が40m以下であれば、1メッシュ当りの平均差異は1m以下となっていることが分る。25mメッシュでの差異は0.18mとなっている。また、6m以上の誤差が出現する率を別に検討した結果、25mメッシュとした時に初めて0となることが分っている。

シミュレーションに用いる各種条件の入力単位としては、同一条件の地理的分布の調査精度を考慮して、図8に示した500m×500mの37区分に分割したブロック毎に入力するものとした。

表土層厚は崩壊の発生に大きな影響を及ぼす因子であり、今回の調査では崩壊深調査と土研式簡易貫入試験を10数地点で行うことにより、流域全体の表土層厚を推定した。その結果を図9に示した。単元流域N05-2において約2.0mと特に厚くなっているが、その他の単元流域では1.0m前後となっている。

タンクモデルの定数は、対象地域で採取した不攪乱資料を用いて行った、鉛直一次元浸透実験の結果を再現するように決定した。定数は土層厚毎に異なっており、その値を表1に示した。鉛直一次元浸透実験結果のタンクモデルによる再現性について、その一部を図10、11に示した。今回採用したタンクモデルは鉛直一次元浸透実験結果をほぼ再現しているものと考えられる。

土質強度、自然含水状態での土の単位体積重量、飽和土の単位体積重量は、流域内の数箇所の資料を用いて行った土質試験結果を参考に決定した。土質強度としてのCは $0.1 \sim 0.8 \text{ t/m}^2$ 、 ϕ は $14 \sim 32^\circ$ の範囲とした。自然含水状態での土の単位体積重量は $1.26 \sim 1.62 \text{ t/m}^3$ 、飽和土の単位体積重量は $1.65 \sim 1.77 \text{ t/m}^3$ であった。

飽和透水係数については近年雨水の挙動を考慮した現地水文観測及び土壌物理試験が数多く実施され、山腹斜面内部における実際の水の流れは、これまで考えられていた飽和透水

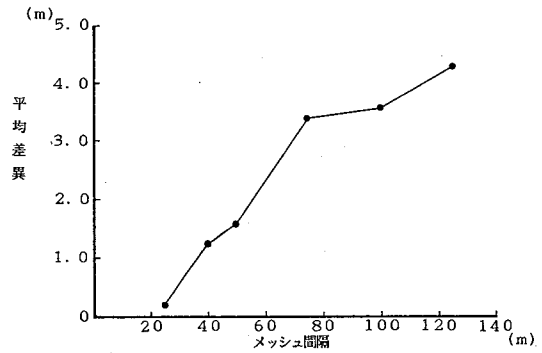


図7 メッシュ間隔による地形の再現精度

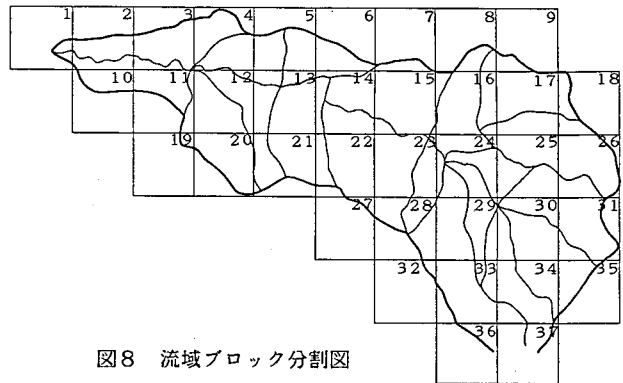


図8 流域ブロック分割図

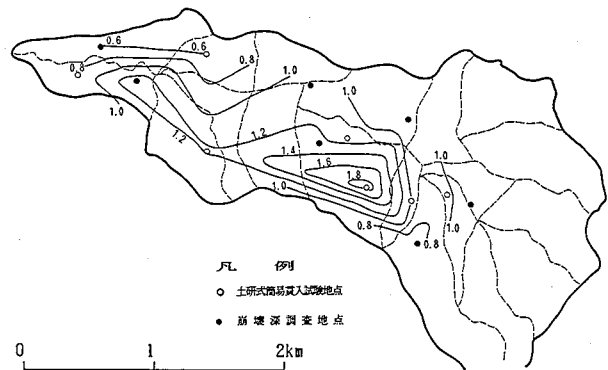


図9 等表土層厚線図

表1 タンクモデルの定数（側方流出孔有り）

表土層厚 (cm)	タンク定数			
	$\alpha 1$	$\alpha 2$	$\alpha 3$	$\beta 3$
50.0	0.20	0.0030	0.30	500
70.0	0.15	0.0020	0.20	600
90.0	0.10	0.0010	0.22	800
110.0	0.09	0.0008	0.15	1200
130.0	0.05	0.0001	0.22	1400
150.0	0.05	0.00005	0.20	1300

係数よりも1～2オーダー大きいことが報告されている³⁾。このことを考慮して、ここでは全ブロックとも飽和透水係数を0.02cm/secとした。

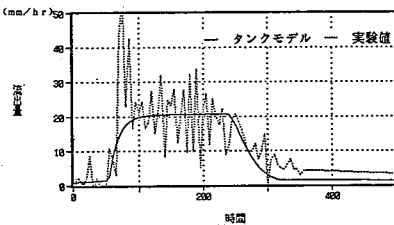


図10 雨水の基岩面への到達量変化
(表土層厚 50 cm)

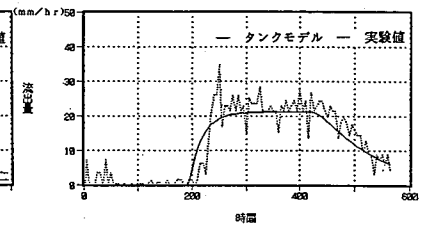


図11 雨水の基岩面への到達量変化
(表土層厚 150 cm)

降雨については、昭和62年8月28日から29日にかけての総雨量の分布を示した図12に見るように、中野股川流域内でも若干、雨の降り方が異なっている。このことから、ティーセン分割により流域中下流部と上流部とは別の観測所の値を使用した。

以上の条件で山腹崩壊の再現計算を行った結果、メッシュ毎の安全率は0.2～5.0と広範に分布した。この安全率は、計算条件としての土質強度(c , ϕ)を土質試験結果を元にして決めているため、絶対的な評価とはならず、むしろ崩壊発生ポテンシャルを比較する上での指標と捕らえた方が適当と考えられる。

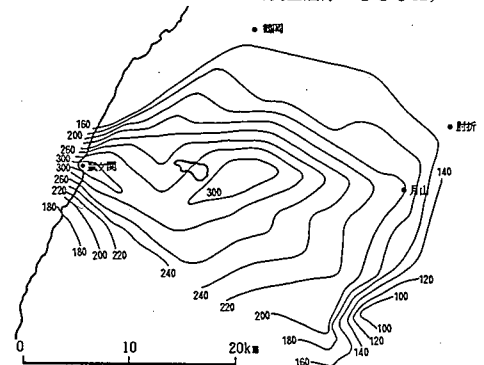


図12 総雨量の等雨量線図

ここでは、崩壊の発生、非発生の判定基準を $Fs = 0.595$ として判断した結果を図13に示した。比較のため、実際の崩壊分布を図14に示した。この結果は、崩壊の傾向をよく表していると判断される。

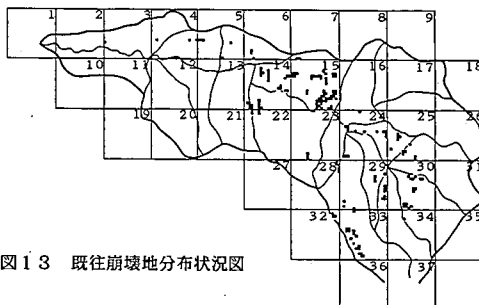


図13 既往崩壊地分布状況図

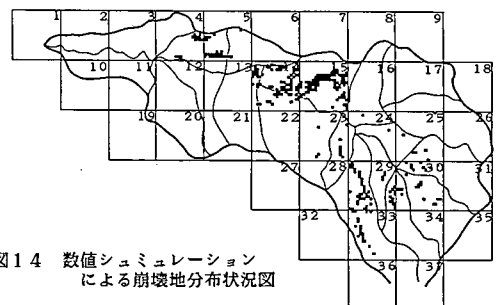


図14 数値シミュレーションによる崩壊地分布状況図

5、今後の課題

今回、タンクモデルで地下水涵養量を表したモデルに、できるだけ現場データを元にした条件を入力して、山腹崩壊の再現を試みたわけであるが、その結果は崩壊の傾向をよく表しており、崩壊発生ポテンシャルを比較する上での指標としては評価できるものと考えられる。今後、絶対的に崩壊発生を再現、予測するには、地下水の涵養量についてさらに十分な考察がなされるとともに、崩壊に直結する土質強度の評価方法を確立する必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 平松晋也、水山高久；不飽和浸透過程を考慮した山腹崩壊モデルの適用性について、昭和63年度砂防学会研究発表会概要集、昭和63年5月
- 2) 沖村 孝；潜在崩土層分布を利用した表層崩壊発生位置に関する研究、新砂防 124号、pp9-18、1982
- 3) 太田岳史；山腹斜面における出水機構に関する研究、京都大学学位論文、pp38-42、1984