

土砂流出と災害の予測

高 橋 保

1. 緒言

わが国では、毎年どこかで土石流や崖崩れ等、土砂の流出による災害が発生しており、その強大な破壊力のために、人命の損失を伴うことが多い。昭和42年から60年までの統計によれば、水害による総犠牲者 4519 名中の58%にのぼる 2602 名が土砂災害のために命を失っている。昭和20年代から30年代の前半にかけては、著名な大型台風が相次いで上陸し、大河川の氾濫によって年間犠牲者数が千人を越すのが普通のような状態であったが、昭和35年以後は、大型台風の上陸が少ないこと、台風予報の発達、大河川の洪水対策の進捗等により、千人以上の死者が出るような水害は発生していない。昭和34年以前でも、土砂災害の原因となる崖崩れや土石流の発生数が近年よりも少なかったとは考え難いから、冒頭で見たような水害に占める土砂災害の相対的重要性の増大は、依然として集中豪雨の予報が困難であること、中小河川対策が立遅れていること、生活の場が山麓の危険域へ接近しつつあること等が原因しているものと考えられる。とくに、わが国の人口は明治初年以來、およそ 3.5 倍にも増加しており、昭和30年以降の人口の大都市集中の傾向は顕著で、従来劣悪な住環境として放置されていた低湿地や急傾斜地が急激に開発され浸水災害と土砂災害に対して非常に弱い都市が増加してきているのである。このような急傾斜地の都市開発による災害拡大の典型例は長崎災害に見ることができる。すなわち、昭和57年 7 月 23 日記録的な集中豪雨によって発生した長崎県下の災害は、浦上川、中島川、八郎川等の氾濫災害も生じたが、死者、行方不明者 299 人のうち、土砂災害による犠牲者は 220 人にものぼっており、それらは長崎市街地近郊の急傾斜地域および急勾配の谷の出口付近の密集した住宅地の居住者がほとんどであった。

上述の事柄は豪雨に伴って発生する土砂災害を対象としたものであるが、土砂災害にはこのような水害の範ちゅうに属するもの以外に、地震や火山噴火に伴って生じる土砂流出が原因となるものがある。巨大災害はむしろこのような場合に多いと言えよう。例えば、昭和 59 年 9 月御岳山の南面直下を震源とするマグニチュード 6.8 の地震により、 $3.6 \times 10^7 \text{ m}^3$ にも及ぶ巨大崩壊が発生して、それが 20~30 m/s の速度で約 10 km も流れ下り、大滝川をせき止めた。また、これに 100 倍するスケールの大崩壊が 1980 年アメリカの St. Helens 火山で発生した。この崩壊は約 30 km にわたって North-Fork Turtle 川を埋塞した後大規模な泥流を発生して下流河川の河床を著しく上昇させた。御岳崩れを含む長野県西部地震による土砂崩れの犠牲者 29 人、St. Helens 火山の噴火による犠牲者 74 人は現象の規模のわりには少ないが、これは、たまたま、人口の少ない地域で発生したことによっており、1985 年のコロンビアの Nevado・del・Ruiz 火山の噴火によって発生した大泥流では、人口 29,000 の町 Armero は 21,000 人もの死者を出す結果となっている。これらの巨大災害現象の発生予知、規模予測は現状では難しく、巨大崩壊の流動機構

など基礎的問題も未解明のままで残されている。これらの巨大現象は低頻度ではあるが、必ずどこかで生ずるものであり、地震国・火山国であるわが国では是非とも研究を進めなければならないものである。

一方、一般的に注目されることは少ないが、雨滴侵食や凍上侵食による崖の後退等の侵食現象がある。これらは人命に関わるような災害を発生することは稀有であるが、現象の発現は擬似定常的であり、この種の侵食現象に起因する土砂流出は、貯水池堆砂問題や生活環境問題等に重要な因果関係を持っており、無視することはできない。

地形学では、間歇的ではあるが比較的規模の大きい崩壊や土石流による地形変動か、擬似定常的な小規模な現象の積重ねによる地形変動かそのどちらがより支配的に地形形成に寄与するかという点で「カタストロフィズム」と「ユニフォーミタリアニズム」に分れた議論がなされてきた。また、砂防の分野では、擬似定常的に多量の土砂を流出する「活動性河川」と間歇的に土砂を流出する「非活動性河川」といった呼び名がある。このような考え方は、いずれもどのような時間と空間のスケールで現象を見るかに関わっていると思われるが、著者は、本論においては、人間の一生程度の時間スケールを対象とし、人命に関わる災害と直結するカタストロフィックな土砂流出現象として、豪雨時に発生する崩壊と土石流に着目し、擬似定常的な土砂流出現象に関連して、貯水池の堆砂問題を取り挙げて論ずることとする。

2. カタストロフィックな土砂流出の予測

2.1 土砂流出量予測へのアプローチ

豪雨に伴って、流域内に崩壊と土石流が発生するとき、流域出口への流出土砂量はどのようにして予測すればよいのであろうか。ここでは、流域内で生ずる現象に比較的忠実に従った予測モデルについて述べる。

図-1は流域内の河道をある区間に区分した場合、上流区間からの流入と下流区間への流出との関係を求める一つの計算フローを示しており、以下図の流れに従って説明を加える。まず、①対象区間に水流あるいは土石流が上流区間から流入する。②区間の河床堆積物の性質と量、河道の水理条件に応じて、流入水によって土石流が発生するか、流入土石流がさらに河床を侵食して発達するか、一部堆積を生じながら流下するか、停止するかが判定され、土石流が発生する場合、あるいは流入土石流が変形する場合には、③その土石流ハイドログラフが計算される。

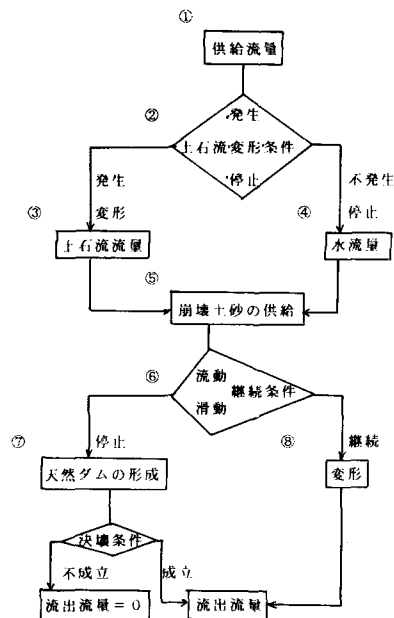


図-1 河道区間における流出ハイドログラフ計算のフロー

④土石流が発生しなかったり、流入土石流が停止する場合には、流入水量あるいは停止土石流から絞り出された水の流量に横流入量を加わった水流量が計算される。⑤そこへ、横から崩壊土が供給される場合、⑥崩壊土の性状、土量と河道の水理条件に応じて、⑦天然ダムが形成されるか、⑧崩壊土と河道を流れている土石流あるいは水流が混合して、発達した土石流となって流動が継続し、下流側区間へ流出する。⑨天然ダムが決壊しない場合には、流出流量は0となるし、決壊する場合には決壊によって生ずる流量ハイドログラフが計算されて下流側区間へ流出する。下流側区間でも上記と同じように計算が実行され、このような計算の繰返しによって、流域出口のハイドロクラブが計算されることになる。

⑤の崩壊土砂の供給量とその性質の予測に関しては、流域斜面全体をメッシュ区分して、与えられた降雨条件に対する崩壊発生メッシュを抽出し図-2に示したように、その崩壊発生メッシュから出発する崩壊土の通過ルートを求め、そのルート上で、崩壊土量、崩壊土の性質およびルートの地表面条件に応じた滑動、流動継続条件が満足されるとき、河道メッシュへの供給土量と性質が決定されるものとする。

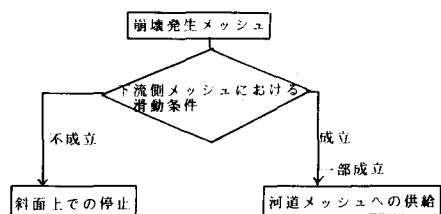


図-2 崩壊土の河道への供給フロー

ここで示したような計算フローに従って流出量を予測しようとするときには、図-1および2のフローに含まれるすべての計算を可能にする理論と現地データが判明している

ことはもちろん、任意河道区間での洪水流量および崩壊メッシュと崩壊土量の予測法が明らかになっていなければならない。著者はこのような計算を可能にすることを目的として研究を進めているが、現在のところ、一連の計算が実行できるほど理論が成熟していないので、以下ではそれぞれの段階に対する著者らの研究を中心とする研究の現状を述べる。

2.2 崩壊の予測

豪雨時の表層崩壊とその発生予知については、本シリーズにおいて、沖村助教授によって詳述されるところであり、著者らの方法も大略同様であるので、ここでは、適用結果に重点を置いて述べ、手法の詳細は文献¹⁾に譲る。

豪雨時の表層崩壊は、比較的透水係数の大きい表層土壌とその下部の層との間の透水係数の不連続性によって、表層土壌内に横向き飽和浸透流が発生する結果、表層が不安定となって滑動するものと考えられる。したがって、時々刻々の横向き浸透流の消長と、それに応じた表層の滑動安全率の変化の流域内分布が計算できれば、崩壊発生地点の抽出が可能になるものと考えられる。そこで図-3に示したような三層の土層構造を考えて解析を進めた。なお、沖村²⁾は表層を一層とし、 $i_c = 0$ 、 $r = i_A$ または i_B としている。 $i_c = 0$ とすると、比較的強度の弱い降雨でも長時間継続すれば土層中の水深が増大し、やがて崩壊が発生することになるのに対して、 $i_c \approx 0$ とすると、 $r < i_c$ では飽和浸透流が生じないので崩壊は発生しないことになる。

平面的な広がりを持った流域で議論を進めるために、流域斜面を平均崩壊面積程度(1/2,500縮尺地形図を用いる場合、便宜的に12.5m×12.5mのメッシュに分けている)のメッシュに区分し、水流に関してはメッシュ間の授受による空間的集中・分散を考慮し、崩壊に対する安全率の計算では、勾配、層厚等の変数に各メッシュの代表値を与えて、最急勾配の方向について一次元的な無限長斜面としての取り扱いをする。

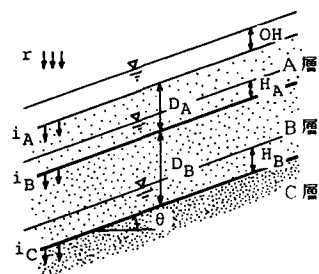


図-3 斜面中の浸透流

現地調査結果等を参考に、土質定数や土層厚に適切と思われる値を用いて、木津川上流域のタコラ谷において、伊勢湾台風の際の降雨実績を与えて計算を実行し崩壊に対する安全率SFが1以下になるメッシュと、それ以外のメッシュに分け、この時に発生したと推察される崩壊地分布との対応を見たのが図-4である。SF<1の領域と実際の崩壊地とは大部分で一致しているが、SF>1でも崩壊発生しているものがあり、また、SF<1で不崩壊のメッシュも数多い。これは実際の土質定数や層厚にメッシュ毎の変動があること、地形図の誤差、メッシュ位置と実際の崩壊位置のずれ、実際の降雨が記録

のものと違っている、等々の原因によっているものと見られる。いずれにしても、このような計算の結果、SF<1あるいはSF>1と計算されたメッシュの一部分だけが1回の降雨事象に対応して崩壊するものと考えられ、他の機会に同様の降雨が発生すれば、また新たなメッシュで崩壊が発生するものと考えられる。

図-5は昭和48年の空中写真に見られる崩壊地の分布と伊勢湾台風以後昭和48年までの間で新規崩壊を生させたと見られる昭和46年の雨に対するSF<1のメッシュ分布とを示している。

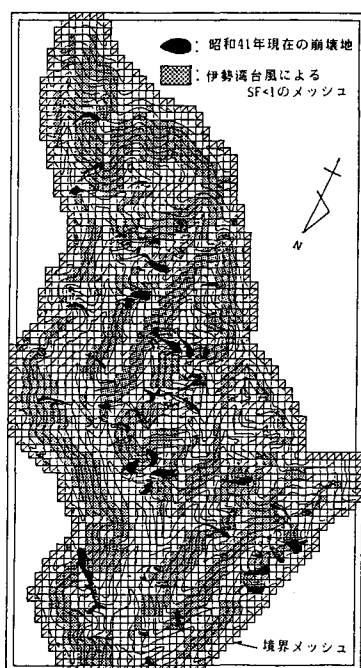


図-4 伊勢湾台風時の崩壊地およびSF<1のメッシュ分布

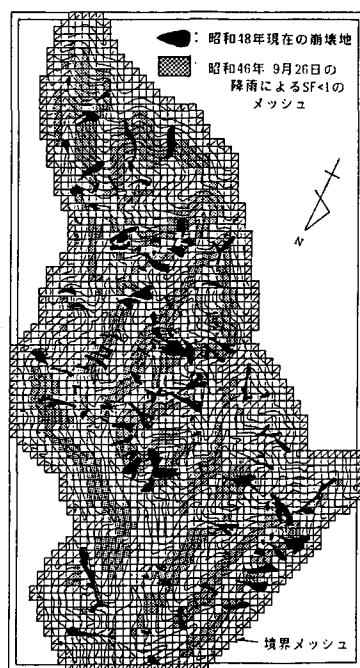


図-5 昭和48年現在の崩壊地と昭和46年9月降雨によるSF<1のメッシュ

図-5と図-4に共通して存在する崩壊を除いた新規崩壊とSF<1のメッシュとの合致確率は図-4の場合とはほぼ一致している。このことをより明確に示すために、SFの各ランク毎の崩壊確率を示せば、表-1のようである。

表-1 安全率と崩壊確率の関係

ここで示した計算にはかなり大胆な仮定が含まれており、表層内の浸透流が正しく見積られているかどうかという疑問が生ずるであろう。そこで、タコラ谷と同様の風化花崗岩からなる下谷試験流域において、タコラ谷と同じ土質定数等を与えて、流出流量ハイドログラフを計算し、実測値と比較検討を行った。ただし、河道部分については、 $i_c =$

0とした。図-6は15分毎の降雨入力による計算結果と実測値との比較である。計算流量は実測流量に比べてかなり小さくなっているが、流量変動の状況やピーク生起時刻はほぼ一致している。流量の絶対値にかなりの差が生じた主要な原因としては、本モデルにおいては i_c の強度で表層から下層へ浸透した水は流出しないとしていることが考えられる。このことを間接的に示すために、下谷の流出ハイドログ

S F	タコラ谷		下谷
	伊勢湾台風	昭和46年9月	伊勢湾台風
< 0.8	} 0.030	} 0.035	0.086
0.8~1.0			0.048
1.0~1.2	0.034	0.026	0.073
1.2~1.4	0.031	0.015	0.043
1.4~1.6	0.014	0.012	0.014
1.6~1.8	0.018	0.006	0.012
> 1.8	0.000	0.002	0.000

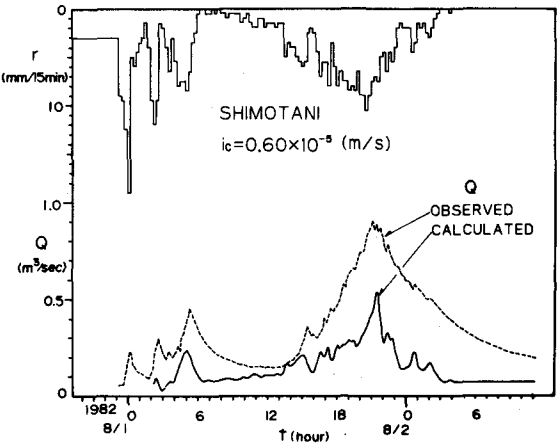


図-6 下谷における実測と計算のハイドログラフ比較

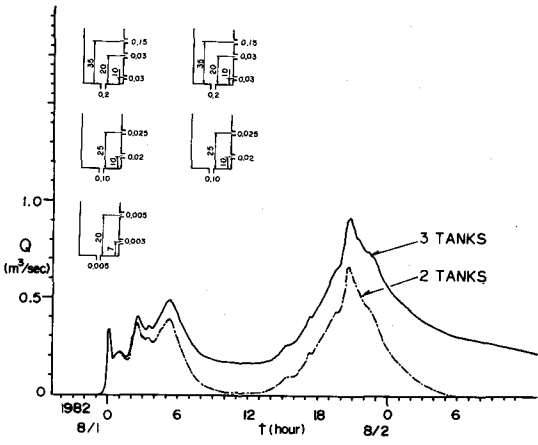


図-7 2段および3段直列タンクモデルによる下谷出口でのハイドログラフの計算値

ラフの計算のために求められた3段直列のタンクモデルによる計算結果と3段目のタンクに入った水はすべて損失となるとした2段タンクモデルによる計算結果を図-7に示す。2段タンクモデルの方が図-6の計算結果に比して多少実測値に近い傾向があるが、通減部が急になる傾向は本モデルと2段タンクモデルで似ていると言えよう。したがって、実際には i_c で浸透した水は表層よりも深い部分に存在する割目等を通して、河道へかなり速く流出する成分を含んでいるものと考えられ、流出水量を正しく計算するためには、このような効果を考慮に入れたモデルに修正する必要がある。しかしながら、下層を通して流出する成分は表層の安定性には関わりが少なくと推測される。このことは、崩壊発生時刻の予知に対して、3段タンクモデルの1段目と2段目の貯留量の合計の値に閾値を設定することに対応しており少なくとも木津川上流域の風化花崗岩地域に対しては、ここで用いたモデル定数によって表層崩壊の発生の議論ができるものと考えられる。

表-1中には伊勢湾台風の降雨に対する下谷のSFと崩壊確率の関係も示されている。下谷では昭和48年現在の崩壊地分布を用いているので、伊勢湾台風と昭和46年の降雨の両方による崩壊地から崩壊確率が計算されているため、見掛上タコラ谷よりも大きい崩壊確率を与えている。このことを勘案すると、木津川上流域ではタコラ谷で求められた崩壊確率を用いて崩壊発生メッシュを決定してよいものと結論づけられよう。

2.3 土石流の発生予測

上記の計算モデルでは河道の任意地点での流量が求まるから、河道の各メッシュで土石流発生の有無を判定することができる。すなわち、土石流は、河床勾配が 15° 以上で、かつ、

$$\frac{h}{d} \geq (1 - \lambda) \frac{\sigma - \rho}{\rho} \frac{\tan \phi - \tan \theta}{\tan \theta} - 1 \tag{1}$$

が満足されるとき、発生の可能性がある³⁾。

ここに、 h ：表面流水深、 d ：溪床堆積物の代表粒径、 λ ：堆積物の空隙率、 σ ：粒子密度、 ρ ：水の密度、 ϕ ：内部摩擦角、 θ ：河床勾配である。

図-8は下谷において、伊勢湾台風時の降雨を与えて、土石流発生の有無の判定を行った結果である。ただし、図-6で見たように、 $i_c = 0.6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ としたときには河道流量が小さくなるので、河道のピーク流量を比較的正しく与える i_c を試算によって求めた結果 $i_c = 0.55 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ として計算している。河道部分の

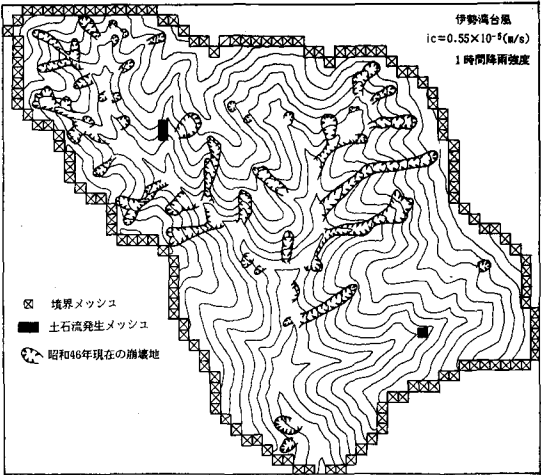


図-8 下谷における伊勢湾台風時の土石流発生の判定結果

多くのメッシュで水深はかなり大きくなるのであるが、勾配が 15° 以上の区間は比較的少なく支流の一部のメッシュで土石流発生条件が満足されているのみである。下谷においては、伊勢湾台風時に顕著な土石流が発生したという記録はないが先に検討した山腹崩壊の発生を勘案すれば、土石流が発生した可能性はあるものと考えられる。

2.4 土石流ハイドログラフの予測

(a) 溪床堆積物の土石流化

いま、図-9のような勾配が連続的に変化する堆積層を考える。ここで θ_1 は土石流発生限界の勾配であり、 θ_2 は浸透流が堆積層の表面に達したときに崩壊が発生する限界の勾配である⁴⁾。したがって、浸透流が存在する場合に堆積層が安定しているとするれば、浸透流の縦断形状は大略図に示したようであろう。このような場へ、上流から表面流が供給されたものとする。1(a)および1(b)の区間では、浸透流の水面が地表に達していないから、堆積物は表面流によって上から順に侵食されて行く。水と侵食土砂が2の領域に達すると、堆積層は全体に水で飽和されているので、表面流の流体力のみならず静的なせん断力の不均衡によって堆積層の上部が不安定となって侵食を受ける。このようにして発達した土石流は3の領域に入り、もし濃度が過大であれば一部の土砂を堆積して流下して行く。このような過程は流れの運動方程式、連続式、侵食・堆積速度式および河床変動の式を連立に解くことによって解析されるが、それらは以下のようである。

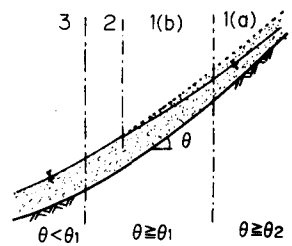


図-9 変勾配堆積層
と浸透流

$$\text{運動方程式: } u = C R^p (\sin \theta)^{1/2} \quad (2)$$

ただし、 u : 流速、 h : 流動深、 R : 径深であり、Chézy 型あるいは Manning 型抵抗則が適用可能な場合、 $p=1/2$ 、ダイラタント型抵抗則では $p=3/2$ である。

表面流が流入する上流端の近傍では、まだ濃度が薄く、粗粒成分は流動層全体に分散できないので、掃流状集合流動となる。このとき、(2)式中の C は

$$C = 0.7 g^{1/2} \frac{h}{d_L} \quad (2a)$$

のようにする。さらに流下して、濃度が十分に高くなると土石流となり、 $h/d_m < 30$ (d_m : 平均粒径) 程度ではダイラタント流動となるので、

$$C = \frac{2}{5d_L} \left[\frac{g}{0.02} \left\{ c_L + (1-c_L) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{c_{*DL}}{c_L} \right)^{1/3} - 1 \right\} \quad (2b)$$

を用いる。ここに、 d_L : 粗粒分の平均粒径、 c_{*DL} : 土石流が停止して堆積したときの粗粒分の容積濃度、 c_L : 流れ中の粗粒分の容積濃度、 g : 重力加速度である。

$h/d_m > 30$ では通常の Manning 型の抵抗則が適用可能であり、

$$C = \frac{R^{1/6}}{n_r} \quad (2c)$$

である⁵⁾。ただし、 n_r : Manningの粗度係数である。

掃流状集合流動と土石流との境界は、 $c=0.4c_{*L}$ とする。ただし c_{*L} は土石流発生前の堆積層中の粗粒分の濃度である。

固体粒子は粗粒成分と細粒成分に分けられる。前者は土石流中でお互いの衝突によって支えられており、後者は粗粒子間を埋める水の乱れによって浮遊し、見掛上、純水の密度よりも重い ρ_m の密度の泥水を形成する。粗粒と細粒を区分する粒子径は流れの条件によって変化するものと予想されるが、ここでは一定値を仮定する。粒子成分ごとの連続式は、それぞれ、

$$\frac{\partial V_L}{\partial t} + \frac{\partial (q c_L)}{\partial x} = \begin{cases} i c_{*L} : i \geq 0 \\ i c_{*DL} : i < 0 \end{cases} \quad (3)$$

$$\frac{\partial V_F}{\partial t} + \frac{\partial \{ q (1 - c_L) c_F \}}{\partial x} = \begin{cases} i c_{*F} & : i \geq 0 \\ i (1 - c_{*DL}) c_F & : i < 0 \end{cases} \quad (4)$$

である。ここに、 q : 単位幅流量、 V_L 、 V_F : 単位底面積の流動層の柱の中に含まれる粗粒および細粒の体積、 c_F : 粗粒成分を除いた容積中の細粒成分濃度、 c_{*F} : 堆積層中の細粒分濃度、 i : 侵食(>0)または、堆積(<0)速度、 x : 流下距離、 t : 時間である。さらに、全容積の連続式は

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = i \{ c_* + (1 - c_*) s \} + r \quad (5)$$

である。ここに、 c_* : 堆積層中の全固体分濃度、 s : 堆積層の飽和度、 r : 単位長さ当りの横流入量である。

河床変動の式は

$$\frac{\partial D}{\partial t} + i = 0 \quad (6)$$

であり、河床勾配の変化は

$$\theta = \theta_o - \tan^{-1} \left(\frac{\partial D}{\partial x} \right) \quad (7)$$

で与えられる。ここに、 D : 堆積層厚さ、 θ_o : 初期河床勾配である。

不飽和の急勾配堆積物上に生じた水流は、各個運搬の場合と同様に、流体力によって堆積物を侵食するであろうから、

$$\frac{i}{u_{*f}} = K (\tau_{*f} - \tau_{*fc}) \quad (8)$$

と仮定することができるであろう。ただし、 u_{*f} : 間隙流体の摩擦速度、 τ_{*f} : 間隙流体による無次元せん断力、 τ_{*fc} : 限界無次元せん断力、 K : 係数である。ここで、流動底面の全せん断力は粒子の衝突効果によって受け持たれる τ_G と粒子間の流体によって受け持たれる τ_f との和であり、

$$\tau_G + \tau_f = \{ c_L (\sigma - \rho_m) + \rho_m \} gh \sin \theta \quad (9)$$

$$\rho_m = c_F (\sigma - \rho) + \rho \quad (10)$$

と書くことができる。 τ_G は近似的に

$$\tau_G = c_L (\sigma - \rho_m) gh \cos \theta \tan \phi \quad (11)$$

のようになるので⁴⁾、 τ_f は

$$\tau_f = \rho_m gh \sin \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho_m}{\rho_m} c_L \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\} \quad (12)$$

である。(12) 式において、 τ_f は c_L の増加とともに小さくなり、もはや侵食が生じなくなるような限界値 τ_{fc} が存在する。掃流砂に対しては τ_{fc} は粒子径の関数であるが、高濃度の集合流動では、 τ_f が限界掃流力よりも大きくても、流れの中に十分な空隙がなければ、堆積層表面の砂礫は流れに取り込まれることはないものと推察される。堆積層が粗粒子のみで構成されているときの平衡濃度は

$$c_{T\infty} = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (13)$$

となることが知られており⁴⁾、このとき空隙流体はある程度乱流状態となっている。堆積層が微細粒子を含んでおれば、流体の乱れによって微細粒子が浮遊して、全固体分濃度は $c_{T\infty}$ よりも大きい値をとり得るが、粗粒子濃度の最大値は $c_{T\infty}$ に等しいものと仮定し、(12) 式で、 $c_L = c_{T\infty}$ としたときの τ_f を τ_{fc} とする。これを (8) 式に用いると、

$$\frac{i}{\sqrt{gh}} = K (\sin \theta)^{3/2} \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho_m}{\rho_m} c_L \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{1/2} \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (c_{T\infty} - c_L) \frac{h}{d_L} \quad (14)$$

が得られる。なお、 $\theta > \theta_2$ では、 c_L の最大値は $0.9c_*$ とし、このとき $i=0$ であるとする。

$c_{T\infty}$ は一様な勾配上で形成される土石流中の粗粒子成分の最大濃度を意味しているが、上流の急勾配地域で発達した土石流が緩勾配地点へ流出する場合、その地点で計算した $c_{T\infty}$ が流出土石流の c_L よりも小さいことは普通に生ずるものと予想される。このような場合でも、 c_L が (12) 式で $\tau_f=0$ と置いて求まる。

$$c_{L\infty} = \frac{\rho_m \tan \theta}{(\sigma - \rho_m)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (15)$$

を上回っていなければ、侵食も堆積も生じずに、緩勾配地点を通過できるであろう。したがって、

$c_{L\infty} > c_L \geq c_{T\infty}$ では $i=0$ で、 $c_L \geq c_{L\infty}$ では $i \leq 0$ とする。

つぎに、 $\theta_1 < \theta < \theta_2$ の飽和堆積層上を流動する土石流について考える。堆積層中の深さ a の表面に平行な面に作用するせん断力は

$$\tau = g \sin \theta \{ c_T h + c_* a \} (\sigma - \rho) + (h + a) \rho \quad (16)$$

であり、同じ面での抵抗力は

$$\tau_L = g \cos \theta \{ c_L h (\sigma - \rho_m) + c_* a (\sigma - \rho) \} \tan \phi \quad (17)$$

である。 $a < a_L$ の範囲で $\tau > \tau_L$ とすれば、堆積層の深さ a_L より上部が不安定となって土石流に取り込まれ、土石流が発達する。(16), (17) 式より、 a_L は

$$a_L = \frac{c_{T\infty}}{c_* - c_{T\infty}} \left\{ 1 - \frac{c_L}{c_{L\infty}} \frac{\rho_m}{\rho} \frac{\tan \phi - (c_T/c_{T\infty})(c_{L\infty}/c_L)(\rho/\rho_m) \tan \theta}{\tan \phi - \tan \theta} \right\} h \quad (18)$$

である。しかしながら、この厚さ a_L の層は、瞬時には土石流と一体になることはできず、ある遅れ時間が必要であろう。いま、遅れ時間を $(d_L/u)/\alpha$ と書けば、(18) 式より、

$$i = \alpha \frac{c_{T\infty}}{c_* - c_{T\infty}} \left\{ 1 - \frac{c_L}{c_{L\infty}} \frac{\rho_m}{\rho} \frac{\tan \phi - (c_T/c_{T\infty})(c_{L\infty}/c_L)(\rho/\rho_m) \tan \theta}{\tan \phi - \tan \theta} \right\} \frac{q}{d_L} \quad (19)$$

を得る。

流下してきた土石流の c_L が、その場で、 $c_{L\infty}$ よりも大きい値を持っていたとすれば、ある距離の間は慣性的にそのままの濃度で流下を続けるが、それよりも下流部ではいくらかの粗粒子分を堆積させて自分自身は少し濃度を薄くして流動を継続しようとする。いま、この慣性的流下区間を無視すれば、粗粒子分の超過量は単位面積当り $h(c_{L\infty} - c_L)$ であるから、堆積過程における遅れ時間を $(d_L/u)/\beta$ と書くと、

$$i = \beta \frac{c_{L\infty} - c_L}{c_{*DL}} \frac{q}{d_L} \quad (20)^*$$

として堆積速度を与えることができる。

図-10は幅7cmで勾配が下流向きに次第に緩くなって行く堆積層の上流端から200 cc/sの流水を40秒間与えて発生させた土石流の各位置での流動深の時間的変化の実験値と上記の基礎方程式を用いた計算結果とを比較した例である。また、図-11は堆積層の厚さの時間的変化の比較である。ただし計算においては、試行錯誤の結果 $K=0.06$ 、 $\alpha=0.0007$ を用いている。実験と計算との比較によって、ここで示した方法の妥当性が認められる。また、このような計算法をネバド・デル・ルイス火山で生じた巨大な泥流のハイドログラフの推算に用いた結果、現地調査によって得られたピーク流量や総流出土量が良く再現されることも分り、実際への適用性のよいことも判明している⁶⁾。

(b) 崩壊土砂による土石流

山腹や溪岸の崩壊が土石流の形成に対して重要なことは図-1で見た通りであるが、その際、天然ダムが形成されて、それが決壊して土石流となるものと、崩壊土がそのまま運動を続けている間に土石流に変質するものがある。

天然ダムは比較的含水量の少ない、まだ土塊的性質の強い崩壊土が、溪流へその流下能力を大幅に上回るような規模で与えられた場合に生ずるものと予想されるがその縦断形状は図-12に示すような三角形をなしている。このような天然ダムの決壊過程は次の三種に大別される。

1) 堤体の透水性がよい場合、ダム上流の水位上昇よりもむしろ浸透流の前進速度が速く、まず法先付近に浸潤線が現われ、この部分が不安定となって、図-12に示しているように滑動する。その後、浸潤線の上昇に伴って、崩壊が逐次遡上し、崩壊が上流貯水部と接続した時点で全面決壊となる。

2) 堤体の浸透性が悪く、浸透流がほとんど生じないうちに越流が生じ、堤体が侵食される。

3) 堤体の浸透性が前二者の中間的で、浸潤線がかなり高くなった時点で、上流の貯水面付近から下流へのすべり面が生じて、一挙に大規模に崩壊する。

決壊過程の相違は結果として発生する土石流の最大流量の差になって現われ、その解析が重要である。

2) の過程に関しては、前述の溪床堆積物の土石流化に対する解析が応用できるであろうから、大きな問題はないが、1) あるいは3) の過程に対しては、堤体の崩壊と崩壊土砂の土石流化の過程の解析を必要とし、かなり複雑である。現在、著者らはその詳細な解析を進めているが、ここでは一応の目安を

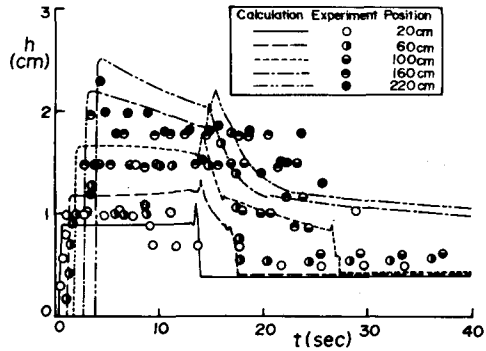


図-10 流動深の時間的变化

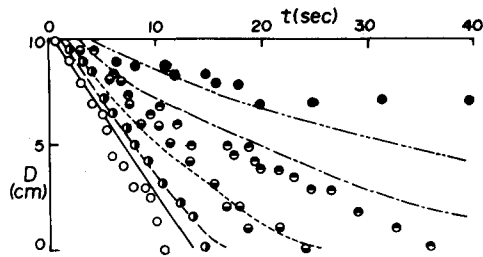


図-11 堆積層の侵食過程

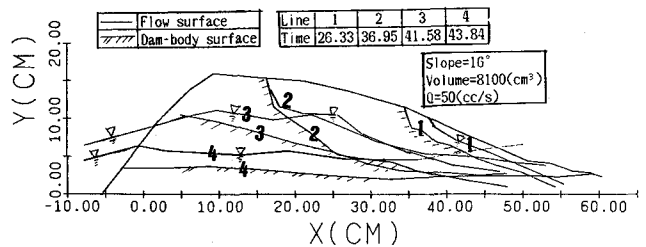


図-12 天然ダムとその進行性破壊による決壊

得るために行った簡略な解析を紹介する⁷⁾。

天然ダムの決壊によって生ずる土石流と通常のダムの決壊によって生ずる洪水との違いは、土石流が発生するような急勾配の溪流では天然ダムによる貯留水が少なく、相対的に量の多い堤体材料が貯留水と混合して一体となって流下することである。ここでは、初期に発生する小規模な崩壊の影響を無視して、1)、2)の過程をひっくるめて、一挙に堤体全体が流動化するものと仮定する。すなわち図-13

に太線で示したような形態を持っていたものを、決壊直前には陰を施して示したような形態で土砂と水の混合物が静止していて、それが突然流動を始めると考えることにする。このような場合に対する最も単純な解析は、(2)式および(5)

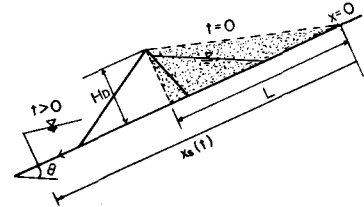


図-13 天然ダム決壊のモデル

式を初期および境界条件

$$\left. \begin{aligned} h(x, 0) &= H_D x / L & ; & \quad 0 \leq x < L \\ h(x, 0) &= 0 & ; & \quad -\infty < x \leq 0, L < x < \infty \\ \frac{dx_s(t)}{dt} &= u(x_s(t), t) & ; & \quad 0 \leq t < \infty \\ x_s(0) &= L \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

のもとに解くことである。ただし、 $x_s(t)$ は原点から段波先端までの距離である。 $i=0, r=0$ としたとき、Manningの抵抗則を用い、三角形断面を仮定すると、解は

$$x^* = A^{*1/2} + \frac{4}{3} A^{*1/3} t^* \quad (22)$$

であり、先端の位置は

$$\left. \begin{aligned} t_s^* &= \frac{(1 - A_s^{*3/2})}{A_s^{*4/3}} \\ x_s^* &= A_s^{*1/2} + \frac{1 - A_s^{*3/2}}{A_s^*} \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

で与えられる。ただし、

$$(A^*, u^*, x^*, t^*) = (A/A_0, u/U, x/L, Ut/L) \quad (24)$$

のように無次元化を行っている。ここに、 A_0 は $t=0$ での $x=L$ における断面積、 U は断面積 A_0 での流速である。

図-14は北イタリアの鉾澤ダム決壊によって生じた泥流にこの考え方を適用して求めたハイドログラフの流下に伴う変形状況を示しており、図-15は現地での痕跡調査から得られた流下断面積の遞減傾向と破

線で示した計算結果とが比較的良好に対応していることを示したものである⁸⁾。

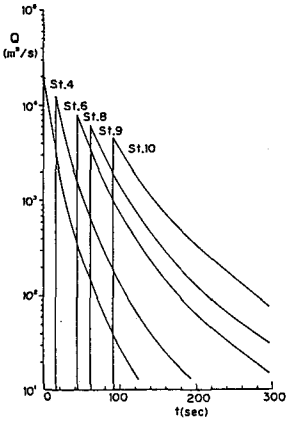


図-14 ハイドログラフの変形



図-15 流下断面の面積の減

崩壊土の運動機構や運動継続中に土石流へ変質する過程については、過剰間隙水圧の発生に着目した研究⁹⁾や土塊の破壊過程と流動則に関する研究¹⁰⁾等があるが、ここではすでに十分流動化している土塊が渓流中で水の供給を受けて変形する過程について触れよう¹¹⁾。

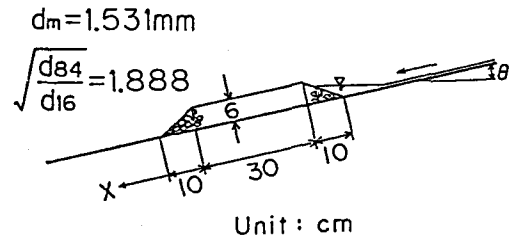


図-16 流動土塊の概念図

図-16は上記の過程を想定して行った実験の概念図

である。幅 5 cm の一様断面、一様勾配水路に、図-16 のように軽量骨材を置き、上流からの給水によって発生する土石流の流下に伴う変形過程を以下のような運動量式と連続式 (5) によって解析する。ただし、いまの場合 $i = 0$, $r = 0$ である。

$$\frac{\partial q}{\partial t} + \beta' \frac{\partial uq}{\partial x} = gh \sin \theta - gh \cos \theta \frac{\partial h}{\partial x} - \frac{\tau_o}{r_m} \quad (25)$$

ここに、 β' : 運動量補正係数でダイラタント流体では 1.7 , r_m : バルク密度, τ_o : 底面剪断力である。

τ_o は前述のごとく、 τ_g と τ_f の和であるが、 τ_g には (11) の式を用い、 τ_f としては、ここでは、

$$\tau_f = \frac{r_m g n^2 u |u|}{h^{1/3}} \quad (26)$$

のような Manning の抵抗則を用いることにする。

土塊堆積点直下流の流量および濃度を境界条件としてハイドログラフの変形過程の計算結果と実験結

果とを比較したものが図-17である。計算の方が流量を過大に見積る傾向は出ているが、先端の到達時間やハイドログラフの形状がフロント部で次第に急峻になって行く様子等比較的良好に再現されている。

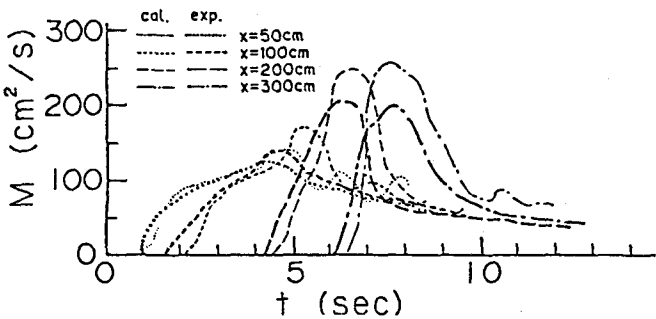


図-17 流量ハイドログラフの変化

3. 土石流の流出による災害の予測

3.1 災害予測のあり方

土石流が谷の出口へ流出すると、そこを起点とする堆積が生じ、土石流扇状地が形成されたり、それが発達したりする。したがって、このような場所が居住地となっている場合、土石流災害が発生することになる。災害予測の目的は、いうまでもなく、予めこのような場所を特定し、起るべき災害の激しさ、範囲を予測して、構造的対策を講ずる場合には、その定量的評価を行い、非構造的対策の場合には、建物移転の範囲や安全な避難場所、避難ルートの選定等に役立てることにある。

地質年代的な時間間隔で生起する巨大災害を対象とする場合には、地質調査にもとづく過去の証拠に準拠して災害予測を行うのも意義大きい方法であろうが、人間の一生程度の時間スケールで生ずる現象を対象とする場合、現象の発生規模と災害を的確に予測することが必要であり、地形の人工改変の影響や対策構造物の影響等が定量的に把握され、さらに避難対策のためには現象の時間的推移が予測されることもまた重要となる。このような要請に応えることのできる手法として、数値シミュレーション法があるが、現象の規模予測に対してはすでに述べたので、ここでは氾濫、堆積のシミュレーション法について述べることにする¹²⁾

3.2 石礫型土石流の氾濫・堆積

考え方の基本は前述の溪床堆積物の土石流化の場合のハイドログラフ予測と同じであるが、これを二次元の場へ拡張する。したがって、基礎方程式は以下のようなものである。

x 方向の運動量保存式：

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial (uM)}{\partial x} + \frac{\partial (vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_T} \tag{27}$$

y 方向の運動量保存式 :

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial (uN)}{\partial x} + \frac{\partial (vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_T} \quad (28)$$

体積の連続式 :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = i \quad (29)$$

粗粒成分に対する連続式 :

$$\frac{\partial V_L}{\partial t} + \frac{\partial (c_L M)}{\partial x} + \frac{\partial (c_L N)}{\partial y} = i c_{*DL} \quad (30)$$

細粒成分に対する連続式 :

$$\frac{\partial V_F}{\partial t} + \frac{\partial \{c_F M (1 - c_L)\}}{\partial x} + \frac{\partial \{c_F N (1 - c_L)\}}{\partial y} = i (1 - c_{*DL}) c_F \quad (31)$$

堆積速度式 (土石流として流動継続の場合) :

$$i = \beta \frac{c_{L\infty} - c_L}{c_{*DL}} \frac{\sqrt{M^2 + N^2}}{d_L} \quad (32)$$

堆積速度式 (掃流状集合流動となって流動する場合) :

$$i = \beta \frac{c_{sL\infty} - c_L}{c_{*DL}} \frac{\sqrt{M^2 + N^2}}{d_L} \quad (33)$$

抵抗則 :

$$\tau_{bx} = \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} (\sigma - \rho_m) gh c_L \cos \theta_{bx} \tan \alpha' + \rho_m f_b u \sqrt{u^2 + v^2} \quad (34)$$

$$\tau_{by} = \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} (\sigma - \rho_m) gh c_L \cos \theta_{by} \tan \alpha' + \rho_m f_b v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (35)$$

地盤高の変化式 :

$$\frac{\partial Z}{\partial t} + i = 0 \quad (36)$$

ここに, $M = uh$, $N = vh$, $H = z + h$, $\rho_T = \sigma c_L + (1 - c_L) \rho_m$, $\cos \theta_{bx}$, $\cos \theta_{by}$: それぞれ x および y 方向の堆積面の方向余弦, $\tan \alpha'$: 石礫群の動摩擦係数, f_b : 石礫間隙の流体の流体摩擦係数で, 芦田らの研究¹³⁾と従来の土石流実験結果を参考に,

$$f_b = 2.5 \left(\frac{1 - c_L}{c_L} \right)^{2/3} \left(\frac{d_L}{h} \right)^2 \quad (37)$$

とする。また、 $c_{L\infty}$ には (15) 式が用いられ、 $c_{sL\infty}$ ¹⁴⁾ は

$$c_{sL\infty} = \frac{2.66 c_{L\infty}^2}{(0.23 + 0.65 \tan \theta)} \left\{ 1 - \frac{0.05 (\sigma/\rho_m - 1)}{\sin \theta} \frac{d_L}{h} \right\}^2 \quad (38)$$

とする。ただし、(15) 式および (38) 式中の θ は、堆積過程のような過渡的な現象を対象とする場合には、堆積面の勾配とするよりもエネルギー勾配と考えるのが妥当で、

$$\tan \theta_x = \frac{u}{\sqrt{u^2 + v^2}} \frac{(\sigma - \rho_m)}{\rho_T} c_L \cos \theta_{bx} \tan \alpha' + \frac{f_b}{gh} \frac{\rho_m}{\rho_T} u \sqrt{u^2 + v^2} \quad (39)$$

$$\tan \theta_y = \frac{v}{\sqrt{u^2 + v^2}} \frac{(\sigma - \rho_m)}{\rho_T} c_L \cos \theta_{by} \tan \alpha' + \frac{f_b}{gh} \frac{\rho_m}{\rho_T} v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (40)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\tan^2 \theta_x + \tan^2 \theta_y} \quad (41)$$

のようにする。

なお、堆積速度式に (38) 式が用いられる場合には、流れの抵抗則も変化し従来の実験結果によれば、

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d_L}{h} \right)^2 u \sqrt{u^2 + v^2} \quad (42)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d_L}{h} \right)^2 v \sqrt{u^2 + v^2} \quad (43)$$

のようになる。このとき (39) , (40) 式に対応して $\tan \theta$ も変化することはもちろんである。

堆積速度式や抵抗則に土石流のものを用いるか、掃流状集合流動のものを用いるかは、流入土石流の濃度が $0.4c_{*DL}$ よりも大きい小さいかを考慮し、さらに、 $c_{L\infty}$ と $c_{sL\infty}$ の大きさを比較して小さい値をとる方が入った式を用いる。

図-18および図-19は上流の水路幅10cmの流路から流出した土石流が、下流側の勾配の緩い平面上で停止・堆積し、その後堆積が下流へ広がる過程を数値計算によって再現した結果である。計算条件は $c_L = 0.4$, $c_F = 0.1$, $d_L = 1.6\text{mm}$, $\tan \phi = 0.75$, $\tan \alpha' = 0.6$, $\sigma = 2.65\text{g/cm}^3$, $c_{*DL} = 0.5$, $\beta = 0.05$, $\Delta x = 5\text{cm}$, $\Delta y = 5\text{cm}$, $\Delta t = 0.0001\text{sec}$ で、図-18では、 $Q = 0.75\text{l/s}$ 上流側水路勾配 $\theta_u = 16^\circ$, 下流側平均の勾配 $\theta_d = 0^\circ$ の場合を、図-19では $Q = 1\text{l/s}$, $\theta_u = 20^\circ$, $\theta_d = 4^\circ$ の場合を示している。図中では破線ではこの計算条件に対応した実験ケースの結果も示しているが、

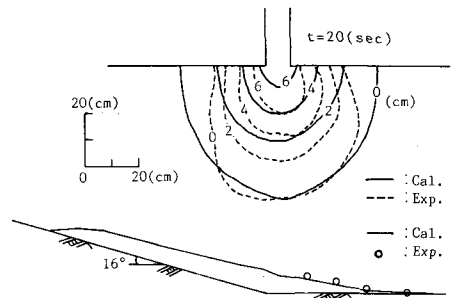


図-18 谷出口付近での土石流の堆積
($\theta_u = 16^\circ$, $\theta_d = 0^\circ$)

図-19の場合に、とくに、計算結果が多少横へ広がりすぎの傾向が認められ、その分前方の堆積厚が小さくなっている。このような違いがどうして生ずるのかは、実は実験での濃度が測定されていないので現段階では明らかではないが、下流側勾配が急になると堆積の最大厚が流路出口より少し下流で生ずる等の傾向が再現されており妥当な結果を与えているといえよう。なお、図中で平面図の下に描いているのは水路中心線上に沿った縦断形状である。

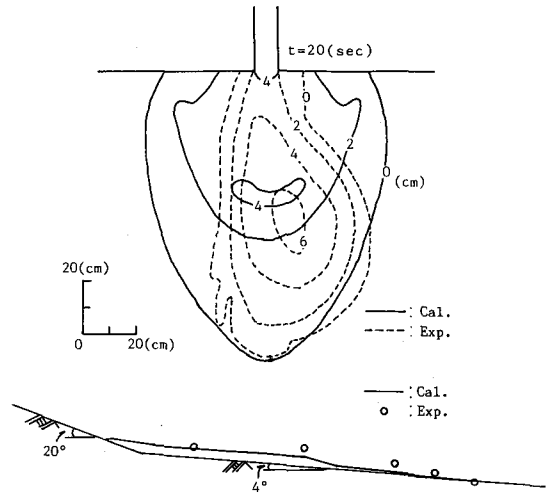


図-19 谷出口付近での土石流の堆積
($\theta_u = 20^\circ$, $\theta_d = 4^\circ$)

3.3 泥流型土石流の氾濫・堆積

泥流型土石流と石礫型土石流では抵抗則が異なる。泥流型ではほぼマニング則の適用が可能であり、(34) 式および (35) 式の替りに、

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T g n_r^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (44)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_T g n_r^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (45)$$

とおくことができる。その他の基礎方程式はすべて石礫型と同一のものが用いられる。ただし、 c_F が非常に高濃度の場合には、粗粒成分を堆積させた後の微細成分のみを含む流れでもある降伏値を持っていて、流動速度がある限界値以下となったときには停止する可能性がある。このようなことから、流動継続条件

$$\sqrt{u^2 + v^2} > U_{TH} \quad (46)$$

を付加する。ここに、 U_{TH} は限界流速である。

ここでは泥流型土石流の代表例として、前記、Nevado del Ruiz 火山の噴火に際して Armero の町を襲った大泥流を取り上げて計算した結果について述べる。計算は、 $\Delta x = \Delta y = 250 \text{ m}$, $\Delta t = 1 \text{ sec}$, $n_r = 0.04$, $d_L = 10 \text{ cm}$, $c_{*DL} = 0.5$, $\tan \phi = 0.75$, $\sigma = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $\rho = 1.0 \text{ g/cm}^3$, $\beta = 10^{-4}$, $U_{TH} = 0.4 \text{ m/sec}$ として行っている。

Armero 市より上流の Lagunillas 川における土石流ハイドログラフの計算結果は図-20 のようであり、これを上流端境界条件として計算している。粗粒子の容積濃度と細粒子の容積濃度の計算結果からすれば、扇頂部へ流出した泥流中では図中に概念図を示したように、流動全体の深さにわたって細粒成分は

ほぼ均等に分布しているが、粗粒成分は下方に集中して流れる掃流状集合流動となっていたものと推定される。したがって、堆積速度の計算式は(33)式の方を用いるが、(38)式の $c_{sL\infty}$ の計算では $\tan \theta$ にエネルギー勾配のかわりに地盤勾配を用いている。また、抵抗則は、(42)，(43)式のかわりに(44)，(45)式を用いている。

図-21 は実際の氾濫堆積範囲を示しており、図-22 は計算による最終堆積厚分布である。ほぼ満足すべき結果が得られている。このことをさらによく理解するために、図-21中に示したいくつかのメッシュ地点での流動深、

堆積深の時間的変化を図-23に示している。Armeroの町が存在するメッシュ(8, 25)では、流動の最大水深が4 m強であり、堆積はほとんど粗粒成分だけで3 m以上と計算されている。これは現実の調査結果を比較的良好に説明している¹⁵⁾。また、下流部の(28, 8)では最大流動深も小さく、また堆積

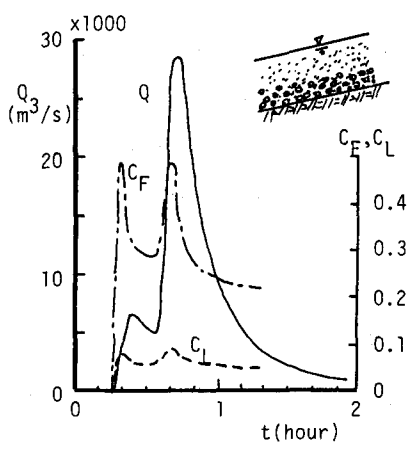


図-20 Armero市を襲った泥流のハイドログラフ

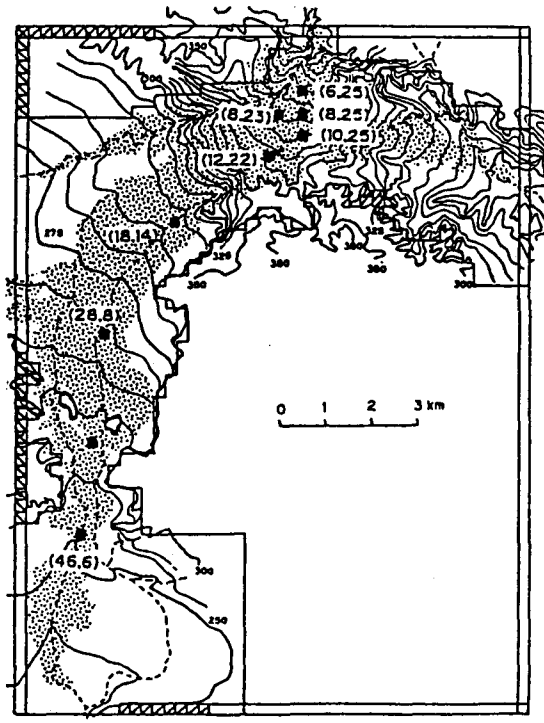


図-21 実際の氾濫堆積範囲

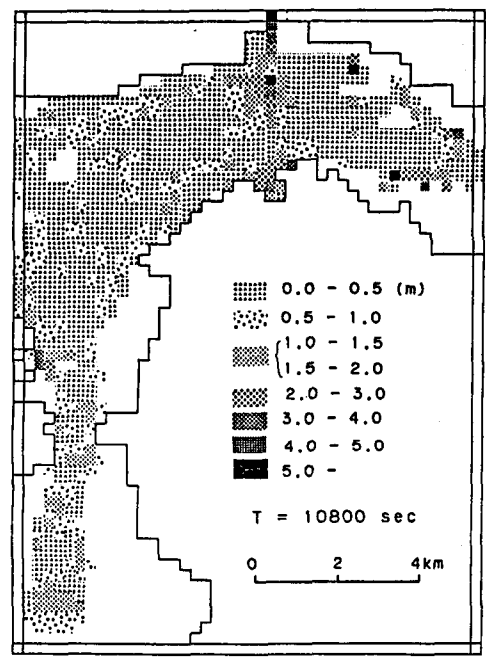


図-22 計算による氾濫堆積厚分布

も微細成分のみになっている。

著者らは木造家屋の流失危険度指標として次式を提案している¹⁶⁾。

$$uh \cong \frac{M_V}{\sqrt{(h_c/h)(C_D/2)\rho_T}} / \sqrt{B_H} \quad (47)$$

ここに、 M_V ：木造家屋の耐力モーメント(N・m)， h_c ：流体力の作用高さ(m)， C_D ：抗力係数， B_H ：流体力の作用する家屋幅(m)であり、 $M_V=418730$ (N・m)， $C_D/2=1.064$ ， $h_c/h=0.732$ とすることができる。 $B_H=7\text{m}$ として(47)式を満足する限界の uh を現実の uh がどのように上回っているか、その範囲を調べることで、およその破壊力分布を知ることが可能である。図-24は木造家屋の流失危険限界を100として、破壊力分布を求めた結果である。本シミュレーション法によれば、流動深、堆積厚に加えて、破壊力の分布を求めることができ、災害範囲予測に対して有力な手段となることを示している。

4. 擬似定常的土砂流出量の予測

流砂量は stream power の指数関数で与えられるものとし、

$$Q_s = C'(Q_w I)^n \quad (48)$$

と書く。ここに、 Q_s ：流砂量(m^3/s)， Q_w ：洪水流量(m^3/s)， I ：河床勾配， C' ：定数である。土砂の輸送が始まる限界の流量が日雨量50mmに対応

するものとして、日雨量 $R\text{mm}$ ($R \geq 50$)の際、流域内のある地点の日平均流量は日雨量が50mmの場合のそれの $(R/50)$ 倍になるものとする。角屋・永井の洪水比流量の式を日平均流量に対しても適用できるものと仮定すると、(48)式は

$$Q_s = C' K_o^n A^{0.94n} \exp(-0.44n A^{0.45}) I^n (R/50)^n \quad (49)$$

のように書き換えられる。ただし、 K_o は日雨量50mmに対して日平均比流量を与える係数である。

流域面積が A (km^2)の地点における流砂量は、それより上流の平均的な stream power によって

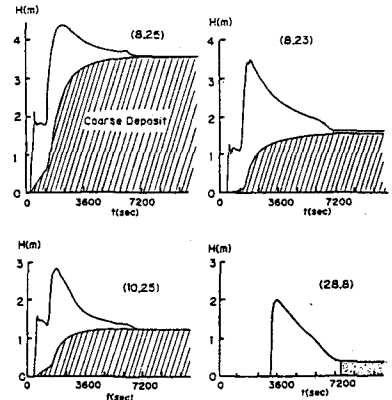


図-23 流動深および堆積深の時間的变化

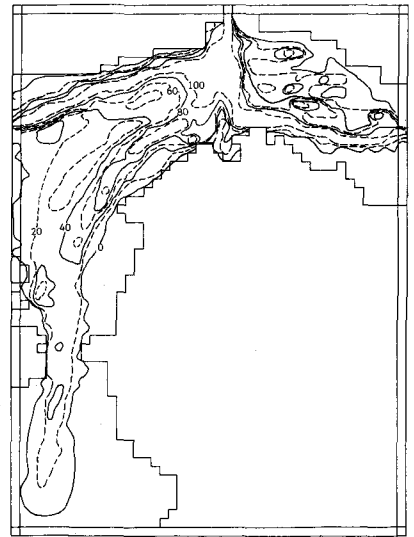


図-24 破壊力分布

与えられるものとし、(49)式の A に $0.5A$ を用い、 I にHackの法則を用いると、年間の比流出土砂量(比堆砂量) q_T ($\text{m}^3/\text{km}^2/\text{year}$)は

$$q_T = 86400 (0.34)^n C H^n A^{0.34n-1} \exp(-0.03n A^{0.45}) \Sigma(R/50)^n \quad (50)$$

となる。ここに、 C : 定数、 H : 貯水池標高と主流路に沿った最高標高地点との標高差(km)であり、 Σ は年間を通じて50mmを越える日雨量について合計することを意味する。

(50)式において、 C および n が未知である。まず、 n については、(50)式が q_T を与える正しい式であると仮定して、各貯水池の堆砂資料において、 $q_T / \Sigma(R/50)^n$ の分散を最小にするような n を求め、それらの n の平均値を採用する。なお、北陸地方については、12、1、2月の降水は直接土砂流出とは関係しないものと考えて除外した。さらに、東北、北海道については(50)式ではうまく堆砂量が予測できないことが判明したので除外している。このようにして、関東以西の地方について n の平均値を求めたところ、 $n=1.5$ を得た。結局、(50)式は、

$$q_T = 1.7 \times 10^4 C H^{1.5} A^{-0.49} \exp(-0.045 A^{0.45}) \Sigma(R/50)^{1.5} \quad (51)$$

となる。通常言われているように、流域面積が大きくなると比流出土砂量が小さくなることを示している。

C には流域の地形条件や土砂生産条件が反映しているものと推察されるので、 C と種々の要因との相関関係を調べたところ、 4° 以上の溪床勾配を持つ支流の合計流域面積が全流域に占める割合($\Sigma A_j/A$)、が最も強い相関を持っており、1) ダム上流に顕著な緩勾配地点が存在して、貯水池にはほとんど浮遊砂のみが流入すると予想されるような貯水池では、 $C=1.6(\Sigma A_j/A)^{1.6}$ 、2) 流域がほぼ一体の支流からなっているとみなせる貯水池では、 $C=0.4(\Sigma A_j/A)^{2.7}$ 、流域が複数の拮抗する流域からなっていると見なせる貯水池では、 $C=0.1(\Sigma A_j/A)^{2.7}$ のような関係が成立することがわかった。勾配 4° 以上の溪流は土石流の流下・堆積域であり、顕著な土砂輸送は土石流の形態によってなされる。土石流堆積物は水流によって侵食され、これが貯水池堆砂の主要な源となるものと考えられるので($\Sigma A_j/A$)

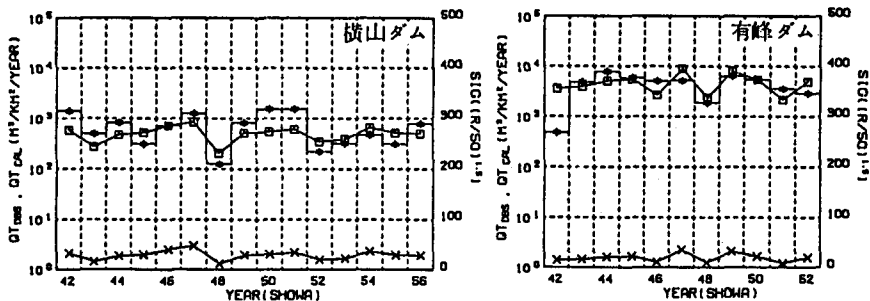


図-25 比堆砂量の経年変化の計算と実測の比較例

がCを規定する重要な要素となるであろう。図-25は上のC値を(51)式に用いて、各年の比流出土砂量を計算して堆砂実績と比較した例である。ところどころに計算と実績とが大きく異なっているのが見出されるが、おおむね、絶対値および各年の傾向ともよく再現されているものと見なすことができる。

図-26は解析を行った51貯水池について、地質別、崩壊面積率別に、堆砂期間内の平均比堆砂量の計算値と実測値とを比較したものである。従来、地質および崩壊面積率が堆砂量を支配する重要な要因であるとする予測式も提案されているが、この解析結果では、地質や崩壊面積率によっては顕著な傾向は見出されず、(51)式によって比較的精度よく堆砂量を見積ることができることが分る。なお、ここで述べた内容の詳細およびわが国の土砂流出特性の分布等については文献¹⁷⁾を参照されたい。

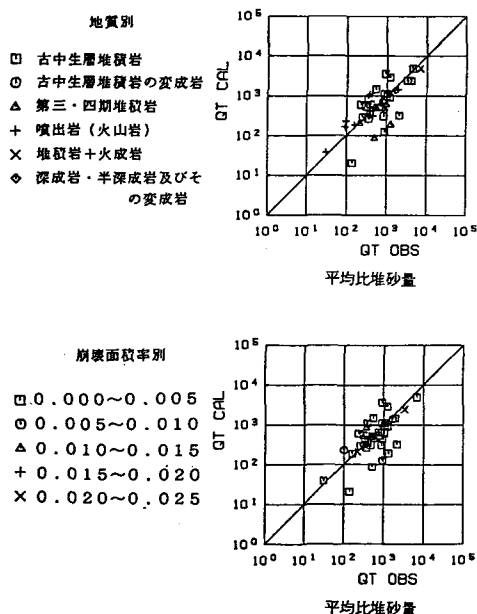


図-26 平均比堆砂量の計算値と実測値の比較

5. 結語

カタストロフィックな土砂流出現象として、豪雨時に生ずる表層崩壊と土石流を例にとり、山地流域におけるそれらの現象の発生、発達機構にのっとった流出規模予測手法について述べた。また、谷から土石流が流出して災害をもたらすが、その破壊力分布や時々刻々の氾濫・堆積状況を予測するシミュレーション法を紹介した。これらの手法の基礎となる理論は、ある流域に外力としての降雨が与えられたとき、流出する土砂量およびそれによる災害の予測が可能となるような一つのフローを考え、各フローの段階で問題となる現象の定量的把握を念頭に置いて導出されたものであるが、まだ、それぞれの理論が精粗ばらばらであったり、一つのフローとして完全につながる段階にまで立ち至っていないという問題点がある。

一方、擬似定常的な土砂流出も貯水池の堆砂問題等の利水や河川環境問題に関して重要であり、ここでは平均的な土砂流出量を見積る一つの手法を示した。降雨が支配的影響を持っている地方については平均的にはほぼ妥当な結果を与えることを述べたが、東北、北海道の河川ではこの方法の適用性が悪くさらに検討を要する。

以上はいずれもほとんど著者らの研究の結果のみを用いた議論ではあるが、このような研究は数少なくこの分野の研究レベルがやっとこの程度に達してきたと理解してもあながち誤りであるとは言えないで

あろう。今後、多くの研究が現われて飛躍的な発展をすることを期待したい。

〔参 考 文 献〕

- 1) 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, 1986, pp.199—204.
- 2) 沖村 孝: 数値地形モデルによる崩壊発生危険度の予知に関する研究, 昭和59年度自然災害特別研究成果報告書, 1985, pp.83—93,
- 3) Takahashi, T.: Estimation of Potential Debris Flows and Their Hazardous Zones ; Soft Countermeasures for a Disaster, Jour. of Natural Disaster Science, Vol.3, No.1, 1981, pp.57 — 89.
- 4) 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B2, 1977, pp.405 — 435.
- 5) 高橋 保: 土石流の流動機構, 混相流の流動機構と応用技術, 混相流シンポジウム, 1983, pp.187 — 203.
- 6) Takahashi, T., Nakagawa, H. and S. Kuang: Estimation of Debris Flow Hydrograph on Varied Slope Bed, Proc. Symp. on Erosion and Sedimentation on the Pacific Rim 1987(in Printing)
- 7) 高橋 保, 八木秀樹: 土石流の流量予測, 京都大学防災研究年報第26号B2, 1983, pp.329 — 351.
- 8) 高橋 保: 泥流の流下過程, 文部省科学研究費自然災害特別研究突発災害研究成果報告「イタリア北部スタバにおけるダム決壊災害の調査研究」(研究代表者: 村本嘉雄), 1986, pp.43 — 55
- 9) Hutchinson, J. N.: A Sliding — Consolidation Model for Flow Slides, Canadian Geotechnical J, Vol. 23, 1986, pp.115 — 126.
- 10) 芦田和男・江頭進治・大槻英樹: 山腹崩壊土の流動機構に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第26号B2, 1983, pp.315 — 327.
- 11) 藤井由之・高橋 保・原田達夫: 流下過程における土石流の変形・変質, 土木学会第42回年次学術講演会概要集, 1987.
- 12) 高橋 保・中川 一・山路昭彦: 土石流氾濫危険範囲の指定法に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第30号B2, 1987.
- 13) 芦田和男・江頭進治・神矢 弘・佐々木 浩: 斜面における土塊の抵抗則と移動速度, 京都大学防災研究所年報, 第28号B2, 1985.
- 14) 高橋 保: 土石流の停止・堆積機構に関する研究(3) — 土石流扇状地の二次侵食 —, 京都大学防災研究所年報, 第25号B2, 1982, pp.327 — 348.
- 15) 高橋 保・江頭進治: 泥流の調査, 文部省科学研究費自然災害特別研究突発災害研究成果報告「南

米コロンビア国ネバド・デル・ルイス火山の 1985 年噴火と災害に関する調査研究」(研究代表者：勝井義雄)，1986, pp.61 — 95.

16) 高橋 保・中川 一・加納茂紀：洪水氾濫による家屋流失の危険度評価，京都大学防災研究所年報第28号B2，1985，pp.455 — 470.

17) 高橋 保・江頭進治・中川 一：貯水池の堆砂量からみた土砂流出特性，文部省科学研究費特定研究「比較河川学の研究」(研究代表者：岸 力)報告書，1987，