

土石流危険度の評価法に関する研究

芦田 和男・高橋 保・澤井 健二

EVALUATION OF RISK DUE TO THE DEBRIS FLOWS

By Kazuo ASHIDA, Tamotsu TAKAHASHI and kenji SAWAI

Synopsis

Some indices of risk due to the debris flows at a certain location in a basin such as the liability of occurrence, maximum discharge, total volume, etc. are discussed based on the systematic and mechanical considerations on the phenomena. Evaluation method of the indices under a particular rainfall condition is proposed. The method is partly checked and proved valid, at the east part of the Shodo island in cases of 1974 and 1976 disasters, concerning the relations between the values of the indices of liability of occurrence and the actual ratios of occurrence.

1. 緒 論

大河川に対する洪水対策の進捗により、最近では人命に係わるような災害は中小河川、とくに山間の溪流部あるいは扇状地へ移行したかの観を呈している。各種の水災害のうちでも、土石流はその破壊力・強烈さと突発性のために、予測および防止・軽減対策が難しく、ほとんど毎年各所で繰返されているにも拘らず、主要災害の地位を占めているのである。こうした状況下にあつて、建設省を中心として、土石流の発生危険度とその及ぶ範囲を的確に判定し、危険区域として表示するとともに、対象地域の降雨特性に基づく警戒・避難の基準雨量を設定することを目的として、全国各地で調査が実施されつつある。

このような実際上の要請に対して、土石流の発生・流下・堆積に関する従来の知識は十分ではなく、土石流現象に関係が深いと想像される流域内の各種要因を抽出し、多変量解析の手法によって、統計的に危険度を判定しようとする方法が考案されてきたのである^{1), 2)}。また、全国をできるだけ統一的な基準によって調査するという観点から、従来の方式の要因に若干の修正を加えた全国方式なるものが提案され、それに準拠して調査を進めることが指針とされている³⁾。

上記のような統計的な方法は、各要因の重み付きの数量化値を求める段階において、解析対象地域の土石流の発生・非発生が、選定された要因によってできるだけうまく類別されるように操作されるから、解析対象地域の解析対象災害に限っては、その適用性に問題はない。しかしながら、選ばれた要因が他の地域や他の降雨条件に対しても共通に用いられるような一般性をもっていなければ汎用性はないものと判断される。しかるに、小豆島¹⁾、仁淀川A地区、仁淀川B地区²⁾ および全国標準³⁾ 等で採用されている要因の種類、数、水準区分はそれぞれ異なっており、ある地区で土石流の発生に対して重要であると判定された要因が他の地区では重要でなかったり、逆に非発生に寄与する要因であると判定されたりの不都合がある。さらに、判別得点の上では発生危険度が高いと判定されるような極めて平坦な流域を想定することができるなど、明らかな矛盾点が含まれている。

このような問題点は、主として、採用する要因に対する土石流の力学的な機構に立脚した十分な洞察が欠けているために生じたものと考えられ、より一般性のある判別法の確立のためには、この方面からの検討が必要であることを示唆している。

本論文は、最近漸く明らかとなってきた土石流の力学的機構に基づいて、新しく土石流危険度の評価法

を提案し、その適用性について考察を加えるものである。

2. 土石流の力学的機構

2.1 発生機構と発生降雨・流域条件

土石流は、通常は表面流がほとんど生起することのない溪床に蓄積された崩壊物による堆積層が、豪雨時の表面流の発生によって流動化し、溪床を流下して、著しい勾配遷緩点に至って停止・堆積する現象であるとする。しばしば、斜面崩壊が土石流となって流出するという表現がなされるが、ここでは斜面崩壊と土石流は一応切り離して考えることにし、事実上はほとんど停止している時間のない場合でも、斜面崩壊土砂は一旦溪床に堆積し、その後溪床における土石流発生条件が満たされてはじめて土石流となって流下するものとする。

溪床堆積物中およびその表面に発生する流れの状況を模式的に示すと Fig. 1 のようであり、このとき、乾燥状態では安定であった堆積層内に、水流の発生に伴って、流体力によってではなく、質量力の作用のみによって、作用せん断力とせん断抵抗力の不均衡が生じ、堆積層の一部または全体が移動を開始する場合がある。移動開始の有無および移動開始時の形態は堆積層の勾配 θ と表面流の水深 h_0 および堆積層の諸物性値に応じて変化する⁴⁾。Fig. 2 は各形態の生起領域を示したものである。ただし各形態の内容は以下のようである。

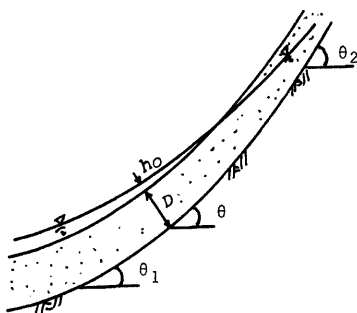


Fig. 1. Sub-surface and surface flows at the debris layer.

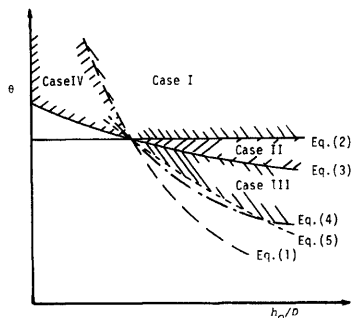


Fig. 2. Domains for the occurrence of each flow case.

Case I : 堆積層全層の流動,

Case II : 移動開始時には堆積層の全層が流動するが、ある有限距離を流下後には堆積層中に安定な層が生ずるもの,

Case III : 発生当初から堆積層の下方に安定な層のあるもの,

Case IV : 堆積層全層の移動が始まるが、当初は上部の構造が破壊されず塊状となってすべるもの,

その他 : 堆積層は質量力に対しては安定であり、粒子移動はもっぱら水流の流体力によるもの。

Case I~Case III においては移動開始と同時に、また Case IV においても、移動による衝撃により移動開始後間もなく、堆積層の構造が破壊されるであろう。構造が破壊されれば粒子間の移動は比較的容易となり、粒子間隔も静止時に較べて大きくなるはずである。飽和浸透流および表面流の存在のもとに移動を開始すれば、増大した空隙を充填するのに十分な水量が存在しているから、単なる移動から流動への移行が可能となる。このようにして形成された流動は、質量力の作用が主体となっており、粒子と流体とが相対速度をほと

んどもっていない状態で流れるもので、力学的分類として集合流動と呼ぶのがふさわしい。ただ、 h_0 が流動開始層厚よりも十分に大きいような場合には、粒子は粒子同士の衝突の効果のみによっては全流動層に均等に分散することができず、比較的に明瞭な水流の層と水と粒子の混合流の層とに分離してしまう。このような流れは力学的には集合流動であっても、いわゆる土石流の概念とは相違しているの、ここでは集合流動のうちで、全流動層にほぼ一様に粒子が分散して流れるもののみを土石流と呼び、これのみを対象として考えることにする。このようにすれば、土石流の生起領域は Fig. 2 中にハッチを施した部分であることが理解される。なお、Fig. 2 中の各式はそれぞれ、

$$\sin \theta = HD/h_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$\tan \theta = \frac{c_*(\sigma - \rho)}{c_*(\sigma - \rho) + \rho} \tan \phi \dots\dots\dots (2)$$

$$\tan \theta = \left(\frac{\rho}{F_1} \right) c_*(\sigma/\rho - 1) \tan \phi + \frac{H\sqrt{(1 - \rho^3 H^2/F_1^3) + (\rho/F_1)^2 c_*^2 (\sigma/\rho - 1)^2 \tan^2 \phi}}{1 - (\rho^3 H^2/F_1^3)} \dots\dots\dots (3)$$

$$\tan \theta = \left(\frac{\rho}{F_2} \right) c_*(\sigma/\rho - 1) \tan \phi + \frac{\{HD/(\kappa h_0)\} \sqrt{\{1 - \rho^3 H^2 D^2/(F_2^3 \kappa^2 h_0^2)\} + (\rho/F_2)^2 c_*^2 (\sigma/\rho - 1)^2 \tan^2 \phi}}{1 - \rho^3 H^2 D^2/(F_2^3 \kappa^2 h_0^2)} \dots\dots\dots (4)$$

$$\tan \theta = \left(\frac{\rho}{F_3} \right) c_*(\sigma/\rho - 1) \tan \phi + \frac{\{HD/(nd)\} \sqrt{\{1 - \rho^3 H^2 D^2/(F_3^3 n^2 d^2)\} + (\rho/F_3)^2 c_*^2 (\sigma/\rho - 1)^2 \tan^2 \phi}}{1 - \rho^3 H^2 D^2/(F_3^3 n^2 d^2)} \dots\dots\dots (5)$$

である。ただし、

$$\left. \begin{aligned} H &= C/(\rho g D) \\ F_1 &= c_*(\sigma - \rho) + \rho(1 + h_0/D) \\ F_2 &= c_*(\sigma - \rho) + \rho(1 + 1/\kappa) \\ F_3 &= c_*(\sigma - \rho) + \rho[1 + h_0/(nd)] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

である。ここに、 C : 粘着力、 c_* : 堆積層の容積濃度、 ϕ : 堆積層の内部摩擦角、 D : 堆積層厚、 d : 粒径、 nd : 流動開始厚さ、 σ : 粒子の密度、 ρ : 水の密度、 κ : 流動開始厚さを κh_0 と書いたときの係数であって、 $\kappa \geq 1$ のときのみ土石流となるとみなせる。なお、Case III の移動開始形態は (5) 式において $n=1$ とした曲線より上方の領域がすべて含まれるが、そのうち土石流の生起領域は上述の理由から (4) 式の曲線より上方の部分にかぎられるのである。

(2) 式で示される勾配 (θ_2) よりも急な堆積層では、まだ表面流の生じない洪水流出の上昇期の段階で崩壊が発生する。このとき、土石流となるには水量が不足しており、崩壊土砂は崩落の後、より緩い勾配地点まで到達して停止するものと考えことにすれば、突然の豪雨によって θ_2 以上の勾配地点の堆積層を飽和にし、かつ表面流が生起するような場合を除いて、 θ_2 から θ_1 ((4) 式で想定される勾配) の勾配範囲の堆積層に表面流が生じて土石流となる Case II および Case III を考えれば十分である。以後はこのような場合のみを対象とする。ただし、Case I あるいは Case IV の土石流は発生すれば大規模になることが予想されるから、その発生可能性については、今後の観測研究によって慎重に検討する必要がある。

溪床堆積層は主として周囲の斜面からの崩落物から成り立っているから、とくに飽和状態においては、粘着力はほとんど無視できる程度ではないかと予想される。粘着力のないとき、(4) 式は、

$$\tan \theta_1 = \frac{c_*(\sigma - \rho)}{c_*(\sigma - \rho) + \rho(1 + 1/\kappa)} \tan \phi \dots\dots\dots (7)$$

という一定勾配を示すことになり、(5) 式は、

$$\tan \theta = \frac{c_*(\sigma - \rho)}{c_*(\sigma - \rho) + \rho[1 + h_0/(nd)]} \tan \phi \dots\dots\dots (8)$$

となる。Case II と Case III とは、力学的には本質的な差がないことに着目して、 θ_1 と θ_2 との間での土石流の発生領域を θ と h_0/d による平面上に示せば Fig. 3 の斜線部分のようになる。ただし、(8) 式を示す曲線群につけた n の値は、その曲線上での流動開始層厚が粒径の n 倍となっていることを示している。こ

の図より、同一勾配上では表面流の水深が大きいくほど、また同一水深では勾配が大きいくほど流動開始の厚さが大きく、土石流規模が大きくなることが判る。なお、 κ の最小値は実験によれば 1~0.7 程度である⁴⁾。

実際の溪床堆積層において土石流が発生するためには、上記の発生領域に入るような水深の流れが降雨流出によって実現される必要がある。一般に表面流の水深と流量の関係は、

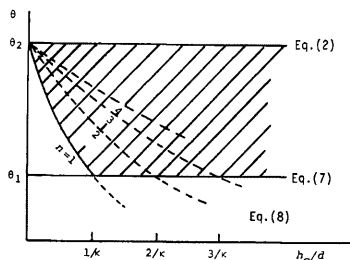


Fig. 3. The domain for the occurrence of debris flow.

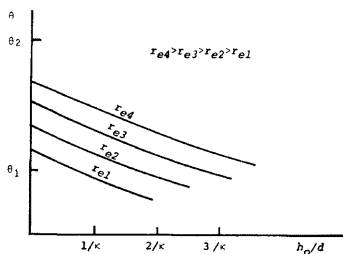


Fig. 4. Characteristic surface flow depth on the debris layer.

$$h_0 = \left(\frac{f}{8g \sin \theta} \right)^{1/3} \left(\frac{Q_0}{B} \right)^{2/3} \dots\dots\dots (9)$$

である。ここに、 Q_0 : 表流水流量、 B : 流水幅、 f : 摩擦損失係数である。ところで、洪水流出量 $Q(\text{m}^3/\text{s})$ は、洪水到達時間内の有効降雨強度を $r_e(\text{mm/hr})$ 、流域面積を $A_d(\text{km}^2)$ とすれば、

$$Q = \frac{1}{3.6} r_e A_d \dots\dots\dots (10)$$

で求められる。 Q のうちで堆積層中の浸透流量として費される流量を Q_s と書くと、(9) 式から、

$$\frac{h_0}{d} = \left(\frac{f}{8 \sin \theta} \right)^{1/3} \left\{ \frac{(r_e A_d / 3.6 - Q_s)^2}{g d^3 B^2} \right\}^{1/3} \dots\dots\dots (11)$$

を得る。

ある特定の対象流域についてみれば、流域面積は θ が減少するほど増加する傾向にある。また、 f の値は急勾配の相対水深の小さい流れでは $\sin \theta$ に比例して増加するような傾向があり⁵⁾、 $f/(8 \sin \theta)$ は一定値に近い。したがって、 h_0/d は θ が減少するにつれて増加するような傾向のあることが予想され、 θ_1 と θ_2 との間の勾配地点で表面流が発生するときの h_0/d の変化状況を模式的に示せば Fig. 4 のようになるであろう。この曲線が Fig. 3 の土石流発生領域と交われば、対象流域内で土石流が発生することになる。すなわち、土石流が発生することのできる下限勾配 θ_1 での流域面積 $A_{d\theta_1}$ に対して、

$$A_{d\theta_1} \geq \frac{3.6}{r_e} \left\{ \left(\frac{8 \sin \theta}{f \kappa^3} g d^3 B^2 \right)^{1/2} + Q_s \right\} \dots\dots\dots (12)$$

が満足されるとき土石流が発生し、さもなければ発生しないと判別されることが判る。

ここで、流水幅 B 、浸透流量 Q_s および有効雨量 r_e 等が問題である。堆積層の幅が狭い場合には、表面流および土石流は全幅に亘って流れるであろうが、広い場合には横断面内の凹凸等が原因となって、流路の集中が起ることが考えられる。土石流が発生する場合について、これがどのような幅になるかを決定するには、まだ検討を必要とするが、ここでは仮りに各個運搬流路で成立が確かめられているレジーム論が適用できるものとすれば、

$$B \doteq 5Q_0^{1/2} \dots\dots\dots (13)$$

である⁶⁾ ので、これを (11) 式に入れて (12) 式に対応する式を導けば、

$$A_{d\theta_1} \geq \frac{720}{r_e} \frac{\sin \theta}{f \kappa^3} g d^3 \dots\dots\dots (14)$$

となる。ただし、(14) 式で発生限界流域面積が求められるのは、

$$B > 5(r_e A_{d\theta_1} / 3.6 - Q_s)^{1/2} \dots\dots\dots (15)$$

が満足されるときで、さもなければ (12) 式によって求められることになる。また、実際には B も θ_1 から θ_2 の全溪床に亘って一定ではなく種々に変化しているのであるが、これは平均的な値で処理できるものと仮定しておく。

洪水流出のうちで浸透流に費される流量は前期降雨にも関係するので、決定することは非常に困難であり、また、表面流量に較べて微少であると考えられるので、ここでは無視することにする。

洪水到達時間内の有効降雨強度については、洪水流出率と到達時間の2つの量が決定されなければならない。穂高砂防観測所の足洗谷試験流域での実測によれば、比較的少量の降雨によって土石流が発生し、しかも洪水流出率が小さい⁷⁾。しかし、このような特殊な土石流多発地を除けば、既往最大級の降雨時に発生するのが通例であり、そのような降雨に対しては、流出率はほとんど1とみなしてよいものと予想される。洪水到達時間に対しては、 0.1 km^2 よりも大きい丘陵山林流域に対して、

$$t_p = 290 A_d^{0.22} r_e^{-0.35} \dots\dots\dots (16)$$

が提案されている⁸⁾。土石流発生地点の流域面積は数ヘクタール程度のものも多く、(16) 式がそのまま適用できるかどうか不明であるが、一応この関係を使用することが考えられる。また洪水到達時間 t_p 内の r_e と60分雨量強度との関係についても問題があるが、タルボット型の次式を用いるのも一法であろう。

$$r_e = \frac{100}{t_p + 40} r_{e60} \dots\dots\dots (17)$$

(16) 式および (17) 式を用いるとき、 r_e は流域面積によって変化し、(12) 式あるいは (14) 式の右辺も $A_{d\theta_1}$ の関数となって、直接 $A_{d\theta_1}$ を陽の形で求めることができなくなるが、例えばニュートンの逐次近似法を用いると、3次あるいは4次程度の解で十分な精度が得られる。

摩擦損失係数 f の値については、 $h_0/d \doteq 2$ 、 $11^\circ < \theta < 25^\circ$ の範囲で、ほぼ

$$f = 1.12 \sin \theta \dots\dots\dots (18)$$

となることが実験によって確かめられている⁴⁾。

2.2 発生土石流の規模

θ_2 よりも緩勾配の溪床堆積物に発生する土石流では、堆積層勾配が一定でかつ流下方向に横流入量のないうとき、ある定常的な流動に漸近する。このとき、発生土石流の全流量 Q_T は、堆積層が予め飽和状態になっていたものと仮定すると、

$$Q_T = \frac{c_*}{c_* - c_d} Q_0 \dots\dots\dots (19)$$

で与えられることがわかっている⁴⁾。ここで、 c_d は土石流中の砂礫濃度であって、堆積層の粘着力を無視すると、

$$c_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \dots\dots\dots (20)$$

で与えられる⁴⁾。

c_d は θ が θ_2 に近づくにつれて大きくなるから、 θ_2 に近い勾配地点で発生した土石流では Q_T は Q_0 に較べて極めて大きな値をとり得ることになる。

土石流の発生・非発生の判別は θ_1 の勾配地点での流域面積を用いてできるが、実際に発生する地点の勾配と流出量を知るのは、個々の流域の勾配と流域面積の関係が詳細に判っているとき以外には困難である。したがって、ここでは多くの実測例から、

$$\tan \theta = a_1 A_d^{-m} \dots\dots\dots (21)$$

のような関係が、統計的に求められ、土石流の危険度を評価しようとする地域全体にこのような関係が成立するという仮定のもとに検討を加えよう。ただし、(21) 式において、 a_1 は A_d を km^2 単位で測定したときの係数、 m はある正の値とする。

(21) 式を (19) 式および (20) 式に用いると、

$$Q_T = \frac{r_e}{3.6} c_* (\sigma - \rho) \frac{\tan \phi \cdot A_d - a_1 A_d^{-m+1}}{c_* (\sigma - \rho) \tan \phi - a_1 \{c_* (\sigma - \rho) + \rho\} A_d^{-m}} \dots (22)$$

となるから、 $r_e, c_*, \sigma, \rho, \phi, a_1, m$ が一定であるとの仮定のもとに、 Q_T は

$$\tan \theta = \frac{\{2c_* (\sigma - \rho) + \rho(1+m)\} - \sqrt{4m\rho c_* (\sigma - \rho) + \rho^2(1+m)^2}}{2\{c_* (\sigma - \rho) + \rho\}} \tan \phi \dots (23)$$

のとき極大値をとり、

$$\tan \theta = \frac{\{2c_* (\sigma - \rho) + \rho(1+m)\} + \sqrt{4m\rho c_* (\sigma - \rho) + \rho^2(1+m)^2}}{2\{c_* (\sigma - \rho) + \rho\}} \tan \phi \dots (24)$$

のとき極小値をとることが判明する。ところが、(24) 式で示される勾配は常に θ_2 を上回っており、 $\theta_2 \geq \theta \geq \theta_1$ の勾配範囲で考えていることから、 $\theta = \theta_2$ に対しては Q_T は最小となる。一方、(23) 式で示される勾配は m の増加とともに小さくなり、 $\tan \theta_1$ にくらべて大きいことも小さいこともあり得る。したがって、発生土石流の最大流量は $\tan \theta_1$ が (23) 式による勾配よりも大きいときには θ_1 の勾配地点での流量によって求められ、(23) 式による勾配が $\tan \theta_1$ よりも大きいときには (23) 式が満足されるような勾配地点での流出流量をもとに求められることになる。

(21) 式の妥当性や r_e を一定としたことの妥当性についてはさらに検討を要することはいうまでもない。なお、(21) 式については後に実例についてもう少し考察を加える。

2.3 土石流の到達範囲

土石流の流動機構については、バゲノルドのダイラタント流体モデルによって、比較的よく説明されることが判っている⁴⁾。その理論によれば、流下土石流の濃度が、

$$c_d \leq \frac{\rho \tan \beta}{(\sigma - \rho)(\tan \alpha - \tan \beta)} \dots (25)$$

であれば、土石流はそのまま、あるいは多少の河床洗掘を行いながら、勾配 β 地点を通過することができる。ただし、 α は土石流中の砂礫の衝突に関係する角度で、 $\tan \alpha$ は動摩擦角に相当する。(25) 式を満足しないような高濃度の土石流が流下してきた場合には、減速され停止するに至ることが予想される。しかし、土石流の流動層中での作用せん断力とせん断抵抗力との差は底面近傍ほど小さく、底面近傍で砂礫が停止すれば、その部分の濃度が高くなって、余分の水が上方の流動層へ供給され、流動層の濃度は少し小さくなって流下を継続することも予想される。後者のような考え方は、土石流の停止・堆積の過程で集合運搬から各個運搬への遷移が起ることを示唆しているが、ここでは土石流形態での輸送範囲のみに議論を限定する。

先に発生限界について述べたように、 θ_1 よりも緩勾配では集合流動においても水と砂礫が分離する。すなわち、 θ_1 での発生土石流濃度よりも低濃度では砂礫は全流動層に一樣に分散することができないものと予想され、本論文で定義した土石流の最低濃度は、(7) 式と (20) 式から

$$c_{d \min} = \frac{\kappa}{1 + \kappa} c_* \dots (26)$$

であることが予想される。このような濃度の土石流が土石流としての流動形態をとりながら流下し得る勾配の範囲は、(25) 式より、

$$\tan \beta \geq \frac{\kappa(\sigma/\rho - 1)c_*}{(1 + \kappa) + \kappa(\sigma/\rho - 1)c_*} \tan \alpha \dots (27)$$

である。土石流が多量の微細粒子を含んでいて、 ρ が清水のものに較べて大きくなっている場合には β のかなり小さな領域まで到達できることがわかる。

$\tan \alpha$ の値がどの程度であるのか、現在なお明確ではないが、堆積機構に関する実験的な検討によれば、比較的均一な礫の場合には、 $\tan \phi$ と顕著な差は見出されなかった⁹⁾。

以上は幅の狭い水路を流下する土石流に関する検討であるが、実際の溪流では、幅や勾配は複雑に変化しており、合流等による流量の増加の効果についても不明である。さらに扇状地における土石流の拡がりの

範囲等土石流の停止・堆積機構については今後に残された問題が多い。

3. 豪雨性表層崩壊の機構と予測

本論においては、土石流は溪床堆積物が流動化するものと規定しており、溪床堆積物が存在していなければ土石流が発生しないことになってしまう。ところが、実際には土石流発生溪流の谷頭あるいは溪岸に斜面崩壊が存在し、斜面崩壊による生産土石が土石流となって流動したと推察される例が多い。前述のように、一般には、表面流が発生しないような状態で生じた崩落物が土石流化するには水量が不足であり、崩落土石は一旦は溪床に堆積する。この堆積物がその後の水の補給によって土石流化するものと考え、土石流の発生およびその規模予測に対して、斜面崩壊による生産土石を考慮に入れることは不可欠である。

3.1 崩壊機構と崩壊発生降雨条件

豪雨時に多発する表層崩壊は長さに比して深さが浅く、十分に二次元すべりとして解析されるものと考えられ、とくに新しい問題は含まれていないが、ここでは表層は地表面近傍の腐食土層（A層）と風化土層あるいは崩壊層の2層から成っており、その下に未風化の不透水層が存在しているものとし、降雨に伴う浸透流の発生による崩壊について考えよう。したがって、水脈の吹き出しのような崩壊の原因となる他の要因は存在しない一様な場のみを考えることにする。

Fig. 5 に示したように、A層と風化層のそれぞれに浸透流が発生している際の安定性を検討する。風化層内 y の深さの点に作用するせん断力は

$$\tau = g \sin \theta [D_A \{ (1 - \lambda_A) \sigma_A + \lambda_A \xi \rho + (1 - \xi) \lambda_A s_A \rho \} + y (1 - \lambda_w) \sigma_w + \lambda_w \rho y - \lambda_w \rho (1 - s_w) \zeta] \quad (28)$$

である。ここに、添字 A は A 層での値を、 w は風化層での値を示し、 λ は空隙率、 s は浸透流水面より上部の不飽和部分における飽和度である。また、その他の記号は Fig. 5 に示すとおりである。

一方、 y の深さにおけるせん断抵抗力は、

$$\tau_L = g \cos \theta [D_A \{ (1 - \lambda_A) \sigma_A + \lambda_A \xi \rho + (1 - \xi) \lambda_A s_A \rho \} + (1 - \lambda_w) \sigma_w \zeta + \lambda_w s_w \rho \zeta + (1 - \lambda_w) (\sigma_w - \rho) (y - \zeta)] \tan \phi + C_w \quad (29)$$

である。ただし、 C_w は風化層の粘着強度である。

深さ y で崩壊が発生するためには、その場所で $\tau \geq \tau_L$ の条件が満足されている必要がある。(28) 式および (29) 式からその条件を求めると、

$$y_* - \zeta_* \frac{\tan \theta + S \tan \phi}{\tan \theta - \lambda \tan \phi} \frac{(1 - s_w) \rho \lambda_w}{(1 - \lambda_w) (\sigma_w - \rho) + \rho \lambda_w} + K D_* \frac{\tan \theta - \tan \phi}{\tan \theta - \lambda \tan \phi} \geq \frac{h_* \tan \theta}{\tan \theta - \lambda \tan \phi} \frac{1}{\sin \theta} \quad (30)$$

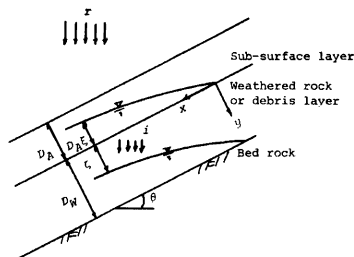


Fig. 5. Characteristic sub-surface flows in the slope layers.

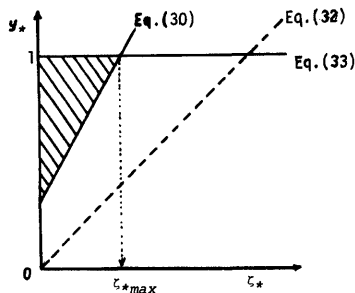


Fig. 6. The domain for the occurrence of land-slip.

となる。ただし、

$$\left. \begin{aligned} y_* &= \gamma / D_w, \quad \zeta_* = \zeta / D_w, \quad D_* = D_A / D_w \\ S &= \frac{1 - (1 - s_w) \lambda_w}{(1 - s_w) \lambda_w}, \quad K = \frac{(1 - \lambda_A) \sigma_A + \lambda_A \xi \rho + (1 - \xi) \lambda_A s_A \rho}{(1 - \lambda_w) \sigma_w + \lambda_w \rho} \\ A &= \frac{(1 - \lambda_w)(\sigma_w - \rho)}{(1 - \lambda_w) \sigma_w + \lambda_w \rho}, \quad h_* = \frac{C_w}{g \{ (1 - \lambda_w)(\sigma_w - \rho) + \rho \} D_w} \end{aligned} \right\} \quad (31)$$

である。

さらに、すべり面が風化層内の浸透流の発生している部分で生ずるためには、

$$y_* - \zeta_* > 0 \quad (32)$$

$$y_* \leq 1 \quad (33)$$

$$\zeta_* \geq 0 \quad (34)$$

という条件も必要である。一般に上記の 4 条件式は Fig. 6 のハッチを施した部分で満足される。ここで ζ_{*max} は崩壊発生時の浸透流の水深の最小値に対応し、すべり面は $y_* = 1$ 、すなわち岩盤面に発生することが期待される。以上より、

$$\zeta_{*max} = \frac{\tan \theta - A \tan \phi}{\tan \theta + S \tan \phi} - \frac{(1 - \lambda_w)(\sigma_w - \rho) + \rho \lambda_w}{(1 - s_w) \rho \lambda_w} \left[1 + D_* K \frac{\tan \theta - \tan \phi}{\tan \theta - A \tan \phi} - \frac{h_*}{\tan \theta - A \tan \phi} \frac{1}{\cos \theta} \right] \quad (35)$$

となることがわかる。

$\zeta_{*max} \geq 0$ となる条件を (35) 式から求めると、

$$\tan \theta \geq \frac{(A + D_* K)(1 + D_* K) \tan \phi + h_* \sqrt{(1 + D_* K)^2 + (A + D_* K)^2 \tan^2 \phi - h_*^2}}{(1 + D_* K)^2 - h_*^2} \quad (36)$$

である。(36) 式の右辺は $D_* K$ の値が大きくなれば大きくなる性質をもっているから、 $D_* K$ は斜面の安定性を増大させる方向に寄与している。 $D_* K$ は A 層の重量と飽和状態のときの風化層の重量との比を表わしており、A 層厚が大きいかほど、急勾配でなければ崩壊が発生しないことになる。また、A 層の重さは中間流水深が大きいかほど大きいため、中間流の存在は風化層の安定化に寄与しているものと考えられる。しかし、A 層内の水深の増大は A 層自身の安定性を減ずる方向に働かし、A 層が急激に除去されると、風化層の安定性が破壊されて崩壊が発生することが予想される。

A 層内および風化層内の浸透流水深と降雨条件とは密接に関連している。つぎに崩壊発生時の降雨条件について検討しよう。崩壊発生時の浸透流の水深は $D_w(1 - \zeta_{*max})$ である。いま、A 層からの浸透流量を i とすると、このような浸透流の水深が wetting front の不透水面への到達後初めて現われるまでに必要な時間 t_2 は

$$t_2 = \frac{\lambda_{ew} D_w (1 - \zeta_{*max})}{i \cos \theta} \quad (37)$$

である。ここに、 λ_{ew} は浸透流に対する有効空隙率である。さらに、風化層の降雨開始時の飽和度を s_{w0} とし、風化層全体の飽和度が s_w になってはじめて wetting front が岩盤面に到達するものとすれば、それまでに必要な時間 t_1 は

$$t_1 = \frac{D_w \lambda_w (s_w - s_{w0})}{i \cos \theta} \quad (38)$$

である。すなわち、風化層への浸透開始から崩壊発生までに、少くとも平均的に $r > i$ の降雨強度で

$$t = t_1 + t_2 \quad (39)$$

以上の時間に亘って継続降雨が必要となる。

一方、このときの A 層内の中間流の水深は $D_A \xi$ であるから、上記の t は

$$t = \frac{\lambda_{eA} D_A \xi}{(r-i) \cos \theta} \dots\dots\dots (40)$$

である。(35), (37), (38), (39) および (40) 式より, 崩壊発生時の ζ_{*max} は,

$$\zeta_{*max} = (F/E) \dots\dots\dots (41)$$

となる。ここに,

$$E = i(\tan \theta + S \tan \phi)(1-s_w)\rho\lambda_w\lambda_{eA}\{(1-\lambda_w)\sigma_w + \lambda_w\rho\} \\ + (r-i)(1-s_A)\rho\lambda_A\lambda_{ew}\{(1-\lambda_w)(\sigma_w-\rho) + \rho\lambda_w\}(\tan \theta - \tan \phi) \dots\dots\dots (42)$$

$$F = i\{(1-\lambda_w)(\sigma_w-\rho) + \rho\lambda_w\}(\tan \theta - A \tan \phi)\{(1-\lambda_w)\sigma_w + \lambda_w\rho\} \lambda_{eA} \\ + i\{(1-\lambda_w)(\sigma_w-\rho) + \rho\lambda_w\}(\tan \theta - \tan \phi)\{(1-\lambda_A)\sigma_A + \lambda_A s_A \rho\} D_* \lambda_{eA} \\ + (r-i)\{(1-\lambda_w)(\sigma_w-\rho) + \rho\lambda_w\}(\tan \theta - \tan \phi)\{\lambda_{ew} + \lambda_w(s_w-s_{w0})\} \rho(1-s_A)\lambda_A \\ - i\{(1-\lambda_w)(\sigma_w-\rho) + \rho\lambda_w\} h_* \{(1-\lambda_w)\sigma_w + \lambda_w\rho\} \lambda_{eA} / \cos \theta \dots\dots\dots (43)$$

である。また, このときの中間流水深の無次元表示である ξ は

$$\xi = \frac{r-i}{i} \frac{1}{D_*} \frac{\lambda_{ew}(1-F/E) + \lambda_w(s_w-s_{w0})}{\lambda_{eA}} \dots\dots\dots (44)$$

で示されるが, ξ が 1 を越える場合には表面流が発生して, ここで用いた式の適用範囲外となる。しかし, このようなとき, A 層は激しい侵食を受けて急速にはく離するであろうから, 崩壊あるいは風化層の表面侵食が速かに発生することが予想される。

ξ が 1 より小さいとき, 降雨開始から崩壊発生までに必要な時間は, 前記の t とそれ以前の A 層の飽和度を s_{A0} から s_A まで変化させるのに必要な

$$t_0 = \frac{D_A \lambda_A (s_A - s_{A0})}{r \cos \theta} \dots\dots\dots (45)$$

の和である。

風化層における不飽和浸透においては, 浸透率 i は中間流水深の多少の増減があってもほぼ一定に保持されるであろうが, A 層の浸透能は大きく, 中間流の水深は降雨強度 r が大きくなれば急激に大きくなるであろう。したがって, A 層の崩落あるいは侵食が起らないような場合には, 風化層の崩壊には中間流がある程度以上の時間存在していることが重要であり, 降雨強度はとくに重要な要因とはならないと予想される。しかし, 急激な降雨があれば, A 層内の水深が急激に上昇し, ときには A 層が崩落し, それによって風化層の安定が破れて崩壊が発生したり, 急激な表面侵食が発生することが考えられる。結局, 斜面崩壊あるいは急激な表面侵食には, ある程度以上の平均降雨強度で, ある程度以上の継続雨量のあることと, 時々刻々の降雨強度の両方が重要な要因となることが考えられる。

上述の議論の数値的な目安を得るために, $\lambda_w=0.3$, $\lambda_{ew}=0.2$, $\sigma_w=2.6\text{g/cm}^3$, $\tan \phi=0.8$, $\lambda_A=0.4$, $\lambda_{eA}=0.3$, $\sigma_A=2.4\text{g/cm}^3$, $s_w=s_A=0.8$, $s_{w0}=s_{A0}=0.3$, $D_A=50\text{cm}$, $D_w=1\text{m}$, $i=4\times 10^{-4}\text{cm/s}$ ($=14.4\text{mm/hr}$), $r=20\text{mm/hr}$, $h_*=0$, $\theta=35^\circ$ とすれば, (41), (42) および (43) 式より, $\zeta_{*max}=0.42$, $\xi=0.689$ となり, 崩壊発生までの時間は約 28.6 時間, すなわち継続雨量にして 573 mm が必要ということになる。また, A 層がとり除かれた状態では $\zeta_w \leq 0.496$ とすれば崩壊が発生するし, もし浸透流水深がこのような条件を満足するほど大きくなっていなかったものとすれば, 風化層表面に表面流が発生し, 激しい表面侵食を受けるであろう。

個々の斜面について, 斜面崩壊の発生を力学的機構に基づいて予知するためには, 上述の議論に用いられたすべての物理量を知らなければならないが, 現状ではそのようなことは不可能である。しかし, これらの物理量の値は, 対象斜面の地質・地形といったマクロな条件によって変化するものと予想され, 上述の議論をふまえることによって, それぞれの地域に応じて, 崩壊あるいは表面侵食発生時の降雨型が積算雨量と雨量強度を両軸とする平面上で規定されることが期待される。

Fig. 7(a), (b) は小豆島および木津川上流域において, 過去の規模の大きい降雨を抽出し, 毎時の降雨強

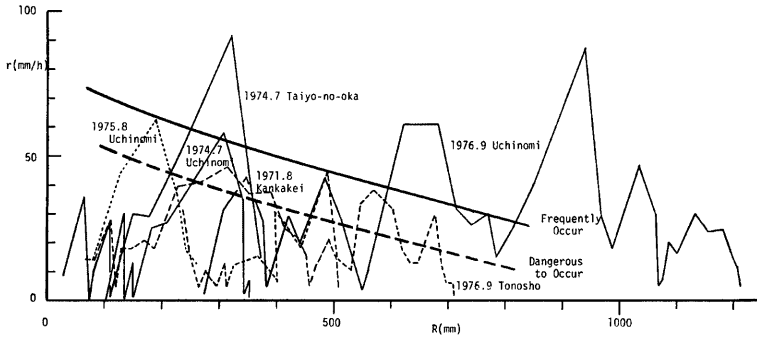


Fig. 7 (a). Rainfalls causing frequent land-slips in Shodo island.

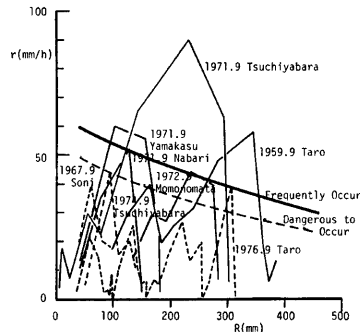


Fig. 7 (b). Rainfalls causing frequent land-slips on the upper Kizu river basin.

度とその積算雨量とを結んで作成した図である。崩壊が発生したことが確認されている時点の降雨強度と積算雨量とを結んで行けば、崩壊発生危険度が非常に高い場合に相当する線と、崩壊が発生し始める線が引けるようである。これらの線の位置が小豆島と木津川で異なっているのは、崩壊に対する場の強度の差を反映しているものと解され、全国一律にこのような線をきめることができないことを示している。

Fig. 8 は同様のことを昭和50年8月の仁淀川災害に対して適用してみた例である。崩壊の多発した地域のもを実線で、崩壊がほとんど発生しなかった地域のもを破線で示し、崩壊多発と崩壊危険の線を引いている。場の崩壊に対する抵抗力を一樣と仮定できるような範囲にかぎっては、このような一回の災害資料から危険降雨型を見出すこともできるであろう。

なお、このような図を作成するのに際して、降り始めをどのように選ぶかに少し任意性が含まれている。前期降雨は斜面の飽和度の変化に対して有効であろうから、かなり長期の間欠的な降雨が影響を与えることが予想されるが、ここでは一応一連の降雨の降り始めから積算している。このような図は降雨の発生中に時々刻々作成して行くことができ、資料の蓄積によって、警戒・避難の目安を立てるのに役立つであろう。

3.2 斜面崩壊による生産土量の推定

本論の目的に対して必要なのは崩壊発生土量である。上述の長大斜面モデルでは崩壊面積を予測することができず、何らかの他の方法が必要である。

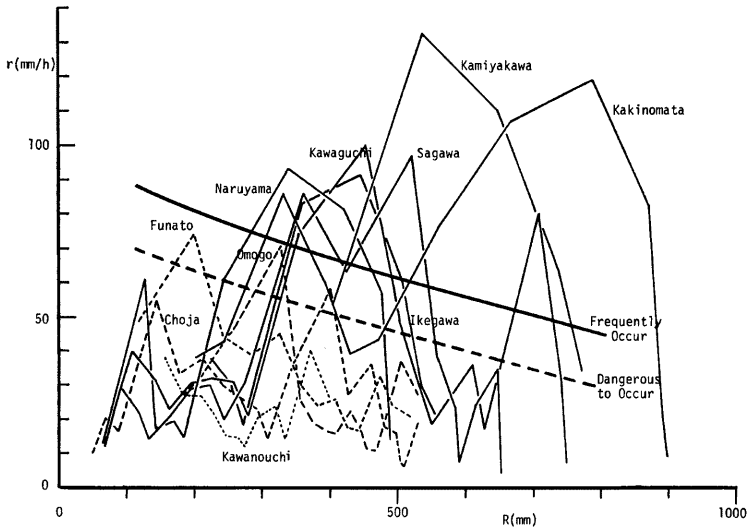


Fig. 8. Rainfalls causing frequent land-slips in the Kochi district.

従来、総降雨量と崩壊面積率の間には正の相関があることが言われており、実際に調べられている数例について示すと Fig. 9 のようである¹⁰⁾。このような傾向のあることは、崩壊発生に対して積算雨量が重要であるという前節の結論からしても当然推察されることであるが、崩壊発生が降雨強度にも依存することや、地域ごとに限界の降雨量・降雨型が異なっていることから、Fig. 9 のような関係は場所のみならず、降雨型によっても違うことが予想され、一般的に論ずることは困難である。しかし、現状では、崩壊率について他の整理がなされた例も少なく、対象流域に対してこのような資料をできるだけ収集し、Fig. 9 に準拠して崩壊面積率を定めることもいたしかたないであろう。なお、実際に崩壊するのはほとんど 30° 以上の勾配の斜面にかざられるから、流域内に 30° 以下の斜面面積が多い場合には、全面積に対する崩壊面積を考えるのは不合理であり、 30° 以上の勾配部分の面積に対する割合をとるべきであろう。

崩壊土量の見積りについては、崩壊深に対する情報を必要とする。崩壊は岩盤面から発生するものが多く、風化層厚さを何らかの方法によって調査して見積ることが可能であろう。

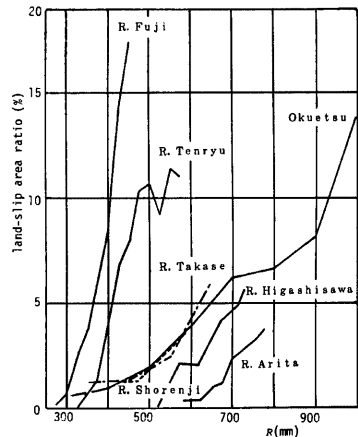


Fig. 9. Some typical examples of land-slip area ratios versus the accumulated rainfalls.

4. 土石流危険度評価法

4.1 土石流危険度の考え方

土石流危険度判定の最終目標は、土石流による被害危険度を予知し、その対策を講ずることにあることは言うまでもない。しかし、個々の対象物の被害危険度に対しては、それらが置かれている場の特性のわずかな差が影響し、一般的に論ずることは困難である。したがって、ここではそれらの置かれている場の平均的な特性にのみ着目することにし、力学的な機構が比較的確となった発生過程に重点を置いて考えることにする。

土石流危険度の評価対象地域の堆積物の堆積幅や粒径その他の諸物性値が一樣であるとみなされるとき、土石流発生可能勾配 θ_1 での流出流量が多い程発生の危険性は大きいと考えられるので、勾配が θ_1 となっている地点での各流域の流量を、そこでの発生限界流量で割った値 (X) は各流域の発生危険度の指標になっているものとみなせる。また、対象地点に対して、同じ降雨パターンを仮定すれば、流出流量は流域面積に依存するから、土石流発生危険度は、その降雨条件下での発生限界流域面積で各流域面積を割った値 (Y) として定義することも可能である。

発生した土石流は流下過程を経て停止・堆積するが、この過程における溪間貯留や洗掘による土石流波形の変形については未だ的確に評価できない。過去の実績によれば 4° 以下、少なくとも 3° 程度の勾配地点まで到達した土石流がないことに着目し、これを土石流の停止勾配 θ_{sc} とする。

土石流発生勾配 θ_{sc} ($=\theta_1$) から θ_{sc} の間の溪間には発生した土石流がそのまま通過することができるものとする。したがって、 θ_{sc} よりも急勾配の地点における土石流の危険度は、その地点の含まれる流域の発生危険度 (X または Y) と発生土石流の最大流量 Q_r および全流出土砂量 V とを総合して評価されるであろう。ここで土石流の全流出土量をどのように見積るかが問題であるが、簡単に、勾配が θ_{sc} 以上 θ_2 以下の溪床に堆積している全堆積土量と、 θ_{sc} 以上の勾配の溪床に接続する斜面での新規崩壊見込量および既往の崩壊残土量の合計に等しいとしておく。ただし、流下途中に砂防ダム等貯砂能力のある構造物が存在するときには、全流出土砂量から貯砂容量を差し引くものとする。このとき、土石流流量も当然変化するはずであるが、全流出土砂量が貯砂容量より少ないときには 0 とし、さもなければ発生流量と同じ流量が流出するものとしておく。

θ_{sc} よりも平坦な地域においても、それより上流に土石流が堆積して、その後流水の作用によって各個運搬の形態による土砂流出に見舞われる可能性があり、災害の面からはこれを無視することはできないが、土石流に対する危険度にかぎって、これを 0 であるとみなすことにする。

危険度評価地点を含む流域が複数個の土石流発生可能流域を含んでいるときには、その中の最大の発生危険度と各流域の発生危険度の合計の両方を評価する必要がある。流量については、各流域から発生する土石流が流下途中で合流する可能性は小さいとして、各流域からの発生流量の中での最大値のみを考え、流出土量については各流域からのものの合計値を考える。

溪床堆積層の状況が理論的解析で考慮したような理想的な状況であったものとすれば、発生危険度が 1 以下の溪流は土石流に対しては安全であると判断されるが、実際には堆積層の状態は不規則であり、広い粒度組成や局所的に種々の勾配や堆積厚さをもっている。このようなとき、どのような粒径を代表粒径とみなすか、どのようなスケールで勾配や堆積幅の平均化をするか等によって危険度の値がかなり大きく変化する。さらに、調査対象地域が広く、対象溪流数が多数にのぼる場合には、個々の溪流について、堆積状況とその性質を調査することは事実上不可能であり、地質や地形によって地域をいくつかの地区に分割し、それぞれについての抽出調査の結果をその地区の代表値として設定することもやむを得ない。このような方法をとるときには、当然代表値から偏った性質をもった流域が存在するので、代表値によって発生危険度が 1 以下であると判定された流域でも、実際には 1 を上回っている危険が存在するわけであるから、このような方法で危険度が 1 以下であると判定された流域をすべて安全であると評価することは危険である。もちろん、その

逆のケースも存在するが、危険度を評価するという立場からは、発生危険度が1以下の流域に対しても、それが1に近い場合には危険度がかなり大きいものと考えなければならない。このような危険度判定法について、実際には危険度がいくらまでを考慮に入れる必要があるかといった評価の信頼性の問題は今後の研究課題としたい。

4.2 土石流危険度判定の具体的手順

以上の考え方にもとづいて、対象地域内の第I流域における危険度評価の手順を示そう。

1) I流域について、溪床堆積物の性質と量、流域内の勾配分布、植生、A層および風化層の厚さとその性質、砂防構造物の存否と貯砂容量、その他土石流の機構と規模に関連するできるだけ多くの情報を収集する。

2) 収集した情報をもとに、I流域における土石流発生の限界勾配 θ_{ac} と崩壊発生の限界勾配 θ_{ic} を定める。ただし、 θ_{ac} は(7)式によって決定され、 θ_{ic} は(36)式によって決定される。

3) できるだけ大縮尺の地形図を用意し、I流域内の水系図を作り、溪床勾配が θ_{ac} 以上 θ_2 以下の区間、 θ_{ac} から θ_{sc} の区間、 θ_{sc} 以下の区間に分割する。ただし、 θ_2 は(2)式より求める。 θ_{sc} はいまのところ3°に等しいとしておく。

4) θ_{ac} 以上の溪床勾配の部分に対する集水面積 $A_d(I, J)$ 、(J; I流域内の θ_{ac} 以上の勾配をもつ溪流の流域番号)を求める。

5) 各J流域内の斜面を θ_{ic} 以上の勾配をもつ部分とそれ以下の勾配部分に分割し、 θ_{ic} 以上の勾配部分の斜面面積 $A_{ds}(I, J)$ を求める。

6) 各J流域内の既存の崩壊残土量 $V_2(I, J)$ を求める。

7) 計画規模から決定される1時間降雨強度から、各J流域に対する洪水到達時間 t_p 内の降雨強度を求め、これより $Q_0(I, J)$ を計算する。

8) θ_{ac} 勾配地点での土石流発生限界表面流量は

$$Q_{0c} = \left(\frac{8 \sin \theta}{f K^3} - g d^3 B^2 \right)^{1/2} \dots \dots \dots (46)$$

であるので、各J流域の発生危険度を、

$$X(I, J) = Q_0(I, J) / Q_{0c} \dots \dots \dots (47)$$

で求める。ただし、堆積層への浸透流量は微小であるとして無視している。

また、 Q_{0c} を発生するのに必要な流域面積 A_{dc} を求め、

$$Y(I, J) = A_d(I, J) / A_{dc} \dots \dots \dots (48)$$

として危険度を定義することもできる。

第I流域の土石流発生の危険度は $X(I, J)$ あるいは $Y(I, J)$ のうちの最大値と X あるいは Y がある基準値 ε を上回るものについて合計した総危険度との両方の値で評価するものとする。

9) 発生土石流の規模に関しては、流域の勾配と面積との関係によって複雑に変化し、明確に見積ることができないが、一応 θ_{ac} の勾配地点で評価できるものと仮定すれば(7)式、(19)式および(20)式から

$$Q_T(I, J) = (1 + \kappa) Q_0(I, J) \dots \dots \dots (49)$$

となる。危険度の指標としては $Q_T(I, J)$ のうちの最大値を採用する。

10) 土石流による総流出土量は

$$\sum_{j=1}^N (V_0(I, J) + V_1(I, J) + V_2(I, J)) - V_1(I) \dots \dots \dots (50)$$

とする。ただし、 N は各J流域のうち、土石流発生危険度がある基準値 ε を上回るものの個数であり、(50)式は ε を上回るのものについて加え合せることを意味している。また、(50)式中 $V_0(I, J)$ は溪床堆積物のうち土石流化する土量であり、土石流の幅 B と堆積厚さ D および勾配が θ_{ac} から θ_2 の区間の長さの積に等しいと考える。 $V_1(I, J)$ は $A_{ds}(I, J)$ の部分の新規崩壊期待土量であり、降雨条件、斜面条件、

植生条件を考慮して決定する。また、 $V_s(I)$ は砂防構造物による貯留量である。

11) 危険度評価地点の勾配が θ_{sc} 以下であれば危険度はすべて 0 であるとする。

以上の手順をフローチャートにして示せば Fig. 10 のようである。

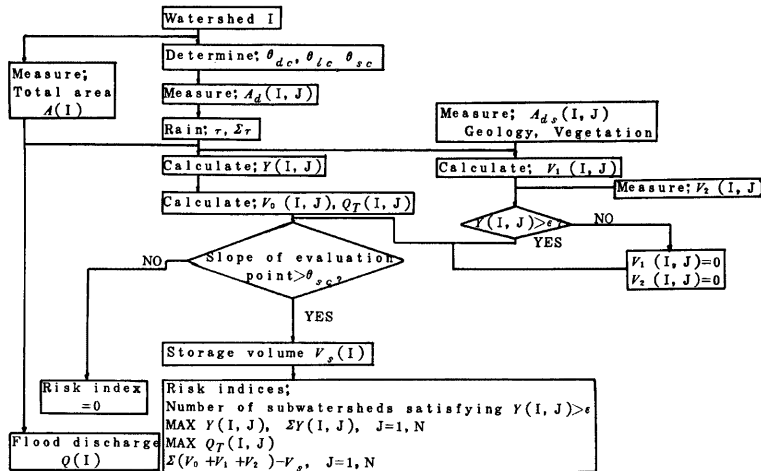


Fig. 10. Flow chart for the evaluation of risk indices.

5. 発生危険度判定法の検証

5.1 昭和 49 年および 51 年の小豆島土石流災害に対する適用

小豆島東部は昭和 49 年 7 月と昭和 51 年 9 月の 2 度に亘って豪雨に見舞われ、いずれも一時間最大雨量が 90 mm/hr に達し、連続雨量でも、前者では 500 mm、後者では 1400 mm にも達した。これらの豪雨に伴ない崩壊および土石流が多発し、激しい災害が発生した。これらの災害については、それぞれかなり詳細な現地調査がなされ、災害前後の空中写真もそろっているので、崩壊および土石流の発生状況はかなりの確に把握することができる。したがって、ここで提案した土石流危険度の評価法の適用性を検証するのに適当であると判断し、実際の作業を試みてみた。ただし、各溪流からの流出土砂量や土石流の最大流量については不明であるので、危険度評価のうち、溪床堆積物による土石流の発生危険度についてのみ判定し、実績と比較検討を試みることにした。

小豆島の中央部には、Fig. 11 に示したように、キャップロックと呼ばれる安山岩、集塊岩および凝灰角礫岩からなる部分があり、その周囲の花崗岩の地域と崩壊・土石流の発生状況に明らかな差を生じている。本論で提案した発生危険度判定法では、判定対象流域の一様性を仮定しているの、降雨流出量が著しく小さくなったり、風化があまり進行しておらず、したがって新規崩壊や溪床堆積物がほとんどないような部分が流域内に存在していると、判定結果の信頼性が薄くなってしまうことになる。もちろん、このような土石流の発生し難い流域に対しても、別途の調査にもとづいて、同様の危険度判定法を適用することが可能であるが、ここでは一応議論を花崗岩地帯にかぎることとし、流域内の 50% 以上がキャップロックによって占められている流域は除外している。

具体的な作業手順は前述のものに従い、まず対象地域の 1/10,000 地形図を用意し、水系図を描いて、溪

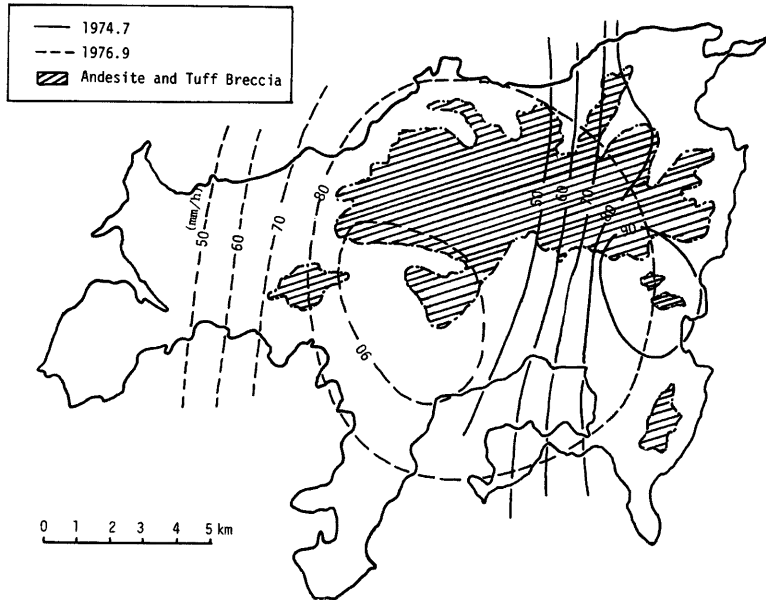


Fig. 11. Distribution of cap rocks in the Shodo island and the maximum rainfall intensities in the cases of two successive disasters.

床勾配 15° 以上の部分とそれ以下の部分に分け、各 15° 以上の溪床に対する流域面積 A_d を読みとった。土石流発生限界勾配は本来、堆積物の現地調査に基づいて決定されなければならないが、これを 15° としたことは、(7) 式において、 $c_*=0.65$, $\sigma=2.65\text{g/cm}^3$, $\rho=1.0\text{g/cm}^3$, $\kappa=0.7$, $\tan\phi=0.85$ と仮定したことに基づいている。堆積物の粒径と堆積幅についても、本来詳細な現地調査を必要としているが、ここでは、粒径については昭和49年災害後に木庄川の谷出口で採取された試料の粒度分布がすべての地域を代表しているものと考えて、これのほぼ50%粒径に相当する $4\text{cm}^{(1)}$ を用いることにした。また、堆積幅については、溪床幅は比較的広いことから、レジーム論で決定されるものとした。堆積層の厚さ、透水係数等は不明であるので、堆積層中の浸透流量は考慮しないこととし、最大時間雨量がすべて有効降雨になると考えて、(10)、(16) および (17) 式から、各堆積層に与えられる表面流量を計算した。一方、土石流発生限界流量は (14) 式より

$$Q_{0c} = \frac{200 g \sin \theta}{f \kappa^3} d^3 \dots\dots\dots (51)$$

となり、 $f=1.12 \sin \theta$, $\kappa=0.7$, $d=0.04\text{m}$ として、 $Q_{0c}=0.33\text{m}^3/\text{s}$ を得た。各流域の発生危険度は (47) 式の X によることにした。

5.2 適用結果とその検討

本判定法の適用結果を Table 1 および Table 2 に示す。ここで定義した危険度の値が大きくなるほど土石流発生率が大きくなるような傾向が認められ、提案した方法が適用可能であると判断される。とくに、危険度が1近傍の値を境にして発生率が急激に小さくなっていることは注目に値する。もっとも前述のように複雑な個々の溪流の特性を1つの代表値で議論することは、かなりの無理を含んでおり、 $X=1$ という値自

Table 1. Results of analysis on the debris flows in 1974.7.

Risk Index X	Number of Watersheds	Number of Debris Flows	Occurrence Ratio
$X \geq 12.1$	13	7	0.538
$12.1 > X \geq 6.1$	23	8	0.348
$6.1 > X \geq 3.0$	57	21	0.368
$3.0 > X \geq 1.5$	85	37	0.435
$1.5 > X \geq 0.76$	42	1	0.024
$0.76 > X$	16	0	0
Total	236	74	0.314

Table 2. Results of analysis on the debris flows in 1976.9.

Risk Index X	Number of Watersheds	Number of Debris Flows	Occurrence Ratio
$X \geq 12.1$	10	8	0.800
$12.1 > X \geq 6.1$	22	15	0.682
$6.1 > X \geq 3.0$	60	24	0.400
$3.0 > X \geq 1.5$	89	36	0.404
$1.5 > X \geq 0.76$	42	12	0.286
$0.76 > X$	17	1	0.059
Total	240	96	0.400

身に非常に大きな意味を見出すことは困難である。このことは X が 1 よりかなり大きな場所での土石流発生率があまり大きくないことを見てわかるが、例えば代表粒径を 2 倍にすれば、流路幅をレジーム論によって求めるときには X の値は $1/8$ となり、実測流路幅を用いるときでも $1/3$ となるから、個々の流域の特性の差がかなり重要であることが理解される。しかし、このような特性値のばらつきにも自から限界があるはずであり、代表値を選んで判定した結果の信頼限界についても、流域の特性値を調べて行けば議論が可能となるはずである。このような結果を通して、危険度を評価するという立場から X をいくら程度まで考慮すべきかが明らかとなるものと考えられるが、今後の課題としたい。

発生土石流の規模の推定には、流域面積と勾配との関係を (21) 式のように書いたとき、 m の値がどのようになるかを明らかにする必要があることを述べた。小豆島の 47 溪流を抽出し、勾配が 15° 以上、 20° 以上、 25° 以上、 30° 以上の部分に対する流域面積をそれぞれ求め、 m がどのような値をとるか検討してみた。結果は m の平均値が 0.55、その標準偏差が 0.55 というように、ばらつきは非常に大きいが、 m は 1 を越えるようなものや 0.2 以下となるようなものは非常に少ないことが判明した。いま、小豆島に対して仮定された $c_s = 0.65$, $\sigma = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $\rho = 1.0 \text{ g/cm}^3$ を用い、 $m = 0.55$ として (23) 式を計算すると $\theta = 20^\circ$ を得、 $m = 1$ としても $\theta = 17^\circ$ となる。したがって、小豆島においては、溪床勾配が 20° 付近で発生した場合に土石流規模が最大となったことが考えられ、少くとも (49) 式を用いて土石流流量を推定できない場合がほとんどであることがわかる。今後このような流域面積と勾配の関係を各地で調べ、流出解析の方法についても考察を加えて、与えられた降雨条件に対して、どのような勾配地点で土石流発生条件がまず満足されるようになるのか、発生したときの流量はどのように見積られるかといった問題を究明して行く必要がある。

6. 結 語

従来試みられている土石流危険度判定に関する統計的な方法は一般的な適用性に疑問があること、さらに土石流の発生危険度のみが議論されていて、危険度を評価すべき地点での流量、流出土砂量といった量を予知できるような方法になっていないこと等、将来においてもこのような方法の発達によって予知精度が上昇することがあまり期待できないことから、全く観点を換えた力学的機構にもとづく危険度評価法を提案した。

本手法は単純化されているとはいえ、理論的・実験的に土石流の機構として明らかにされた諸方程式に準拠しているので、精度の問題を除けばその一般性には問題がなく、流量、流出土砂量といった危険度の尺度

となる諸量を見積ることもある程度可能となっており、とくに統計的手法ではうまく組み込むことのできなかった降雨要因を主要な外力として取り扱っているのが特徴である。本手法の適用性については、最近2度亘って小豆島で発生した土石流災害について検討され、十分適用可能であることが判明した。

本手法の精度向上のために残された課題の主要なものは、1) 広い粒度組成をもっている実際の堆積層の諸特性値の現地調査法、2) 広いちらばりをもっている堆積層の諸特性値からの現象を規定する代表値の抽出法、3) 小流域での豪雨時の洪水流出解析や、15°以上といった急勾配での水の流れの問題、4) 求められた発生危険度の指標の値と発生率との間の信頼性に関する議論、5) 斜面崩壊の発生時刻の予知と崩壊土量の予測、6) 土石流の流下過程における貯留等による変形の予測、7) 停止・堆積条件の明確化とくに微地形の影響について、等いずれも困難なものであるが、これらが将来明らかにされてくれば予知精度は飛躍的に向上し、適切な対策を講ずることが可能になるものと考えられる。著者らはこのような問題を徐々に解明して行きたいと考えている。

なお、崩壊発生の予知に関連して、継続雨量と降雨強度が重要であることから、時々刻々の降雨経過をもとに、警戒・避難に対する適切な情報が得られる可能性について言及した。今後、全国各地の資料を集めて、このような図を作っていくことは興味深いと考えている。

発生危険度以外の土石流危険度の評価基準となる物理量については、その求め方の妥当性について検証できる資料がないため、現状において適・不適の客観的判断を下すことができなかったが、議論の展開法からしてほぼ適用できるものと考えられ、実際に木津川上流域において800以上にのぼる溪流の危険度をここで提案した方法によって評価したことを付言しておく¹²⁾。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所砂防研究室・香川県土木部河川砂防課：小豆島土石流調査報告書，1975。
- 2) 建設省四国地方建設局：仁淀川流域土砂災害対策調査報告書，1976。
- 3) 建設省河川局砂防部砂防課：土石流危険区域調査要領（案），1976。
- 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 B-2，1977，pp. 405-435。
- 5) 芦田和男・大同淳之・高橋 保・水山高久：急勾配流れの抵抗と限界掃流力に関する研究，京都大学防災研究所年報，第16号 B，1973，pp. 481-484。
- 6) 芦田和男・高橋 保・水山高久：流路工計画に関する水理学的研究，新砂防，97，1975，pp. 9-16。
- 7) 芦田和男・高橋 保・沢田豊明：山地流域における出水と土砂流出（6），京都大学防災研究所年報，第20号 B-2，1977，pp. 387-403。
- 8) 角屋 睦・福島 晟：中小河川の洪水到達時間，京都大学防災研究所年報，第19号 B-2，1976，pp. 143-152。
- 9) 高橋 保・浜田士郎・吉田 等：土石流の堆積過程に関する研究，土木学会関西支部年次講演会概要集，1978，pp. II-60-1-II-60-2。
- 10) 高橋 保：黒部ダム流域における土砂流出，水成地形の変動による河川災害の総合的研究報告書，研究代表者・芦田和男，1972，pp. 33-39。
- 11) 芦田和男・奥村武信・江頭進治：小豆島内の土石流による河道侵食と土砂流出，昭和49年7月集中豪雨災害の調査研究総合報告書，研究代表者・矢野勝正，1975，pp. 114-117。
- 12) 芦田和男・高橋 保・澤井健二：木津川上流域における土石流危険度評価に関する研究，防災研究協会研究報告書，1978。