

## 小流域からの豪雨時土砂流出の予測

高橋 保・中川 一

### PREDICTION OF THE SEDIMENT YIELD FROM A SMALL BASIN IN CASE OF HEAVY RAINFALL

By *Tamotsu* TAKAHASHI and *Hajime* NAKAGAWA

#### Synopsis

A method was given that predicts the number of shallow landslides which occur in a mountainous basin with complex topography in case of a severe rain storm of arbitrary intensity and time sequences. The method is based on the analysis of infiltrated flow, surface flow and the stability against slide in the top soil layers. The method was proved feasible by comparing to the actual data. Each slide unit was allotted to a certain time and space, and if the route from the slide to the valley bottom was steeper than  $20^\circ$  the slid earth block was supplied to the stream at the end of the route and eroded by the stream flow simultaneously calculated. The system of equations to analyse the sediment transport and channel bed variation was used to estimate the sediment yield from the basin due to such processes. The quantity of sediment yield changes with the distribution pattern of the landslides in the basin, but the width of variation was proved small in comparison to that change should be due to variation of other factors.

#### 1. 緒 論

ある流域からの豪雨時土砂流出量を的確に見積ることは、その流域付近に展開する生活空間の安全性を確保して行く対策を講ずる上で基本的であることは論をまたないが、まだその手法が確立されておらず、既往の資料に依存するのが現状である。既往資料といっても、対象流域にそれが整っていることはむしろ稀で、地質別に定めたおおよその基準値に従っていることが多い。たとえ、当該流域に既往資料がある場合でも、それはある特定の降雨条件下に現われた一つの結果であり、その降雨条件が当該流域の計画対象の降雨として適当なものであるとは限らない。もし適当でないとするれば、採用すべき計画降雨によってもたらされる土砂流出量はどのようなになるのか、そしてそれがどのような災害をもたらすかといった事項に関しては、研究すらほとんどなされて来なかったといっても過言ではなからう。もちろん、従来の砂防計画がそうであったように、流域の各地点に配分される土砂の量だけを問題とする場合には、計画流出土砂量のみが分かればよいのであって、計画雨量といった概念はあえて導入する必要はないとの考え方もあり得ようが、降雨の結果崩壊や土石流が生ずるのであり、降雨に応じて生ずる洪水流出によって各地点の流出土砂量が決定される現象であるので、降雨から現象を考えるのが自然であり、そうしなければ合理的な災害予測や対策の立案が可能とはならないものと考えられる。

上記のような観点から、本論文においては、まず任意の山地流域に任意の強度とパターンを持った降雨が与えられたときに生ずるであろう崩壊を見積る。次いで、その土砂が河道へ供給され、流水によって流

送されて流出する過程を追跡する手法によって土砂流出量を求める方法を提示する。崩壊の発生の見積り方法についてはすでに別途発表も行っているが<sup>1)</sup>、ここではそれも含めた一つの流出土砂量予測システムとしてまとめた形で示すことにする。

なお、ここで対象としているのは、高々数平方キロメートル程度の小流域であり、斜面崩壊土砂が流出する場合である。斜面崩壊が発生しなくとも、河道に堆積している土砂が流送されて流出するが、そのような土砂流出の予測は河道の各地点の流水流量と流砂量の解析とを結びつけて行うことができ、著者はこのような場合の土砂氾濫・堆積の解析も含めて一つの方法をすでに与えているので参照していただきたい<sup>2)</sup>。また、もっと大きい数百平方キロメートルといった流域からの土砂流出に対しては、上記のような小流域がいくつも含まれていて、そのすべての流域にここで述べる方法を用い、それらを結合して行くといった方法では繁雑にすぎること、および、大流域内にはいくつかの言わば緩衝領域が含まれていて、崩壊土砂や土石流が直接に強い影響を与えないことから、著者らは全く別の方法を提案している<sup>3),4)</sup>。これについても参照していただくと幸いである。

2. 豪雨性表層崩壊の発生予測

豪雨に伴って発生する山腹の崩壊は、表土層のみの滑落であることが多く、流域内斜面のいたる所で数多く発生するのを特徴としている。また、その発生時刻は強雨の最盛期とほぼ一致する 경우가多いが、発生時の降雨強度はそれまでの継続雨量が大きいほど小さくなる傾向が見られる。これらの事柄は、この種の崩壊が表土層中の浸透流の消長に規定されており、より大規模ないわゆる地すべり性崩壊が破碎帯等の地質的弱線と密接な関係も持っているのと相違して、比較的均質な場であるとする取り扱いによって解析され得る可能性を示唆している。このような観点から、著者<sup>5),6)</sup>は Fig. 1 のような三層構造を持つ土層に降雨が与えられた場合に発生する浸透流を求め、無限長斜面の安定条件を考慮して、A層あるいはB層での崩壊発生の限界降雨が、降雨強度  $r$  と積算雨量  $R$  を両軸とする平面上で、Fig. 2 中の実線のように示されることを明らかにした。すなわち、Fig. 1 を参照して、A層とB層の境界面での作用せん断力  $\tau_A$  とせん断抵抗力  $\tau_{AL}$  を求めると、

$$\tau_A = g \sin \theta \cos \theta [D_A(1-\lambda_A)\sigma_A + \{(D_A - WF_A - H_A)s_{A0} + WF_{AS_A} + H_A\}\lambda_A\rho + H_s\rho] \dots\dots\dots (1)$$

$$\tau_{AL} = g \cos^2 \theta [(D_A - H_A)(1-\lambda_A)\sigma_A + \{(D_A - WF_A - H_A)s_{A0} + WF_{AS_A}\}\lambda_A\rho + H_A(1-\lambda_A)(\sigma_A - \rho) + H_s\rho] \tan \phi_A + c_A \dots\dots\dots (2)$$

であり、同様に、B層とC層の境界面では、

$$\tau_B = \tau_A + g \sin \theta \cos \theta [D_B(1-\lambda_B)\sigma_B + \{(D_B - WF_B - H_B)s_{B0} + WF_{BS_B} + H_B\}\lambda_B\rho] \dots\dots\dots (3)$$

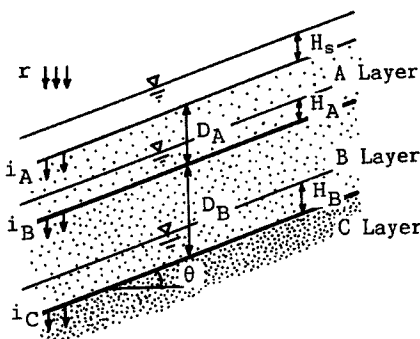


Fig. 1. Seepage flow in the top soil layers.

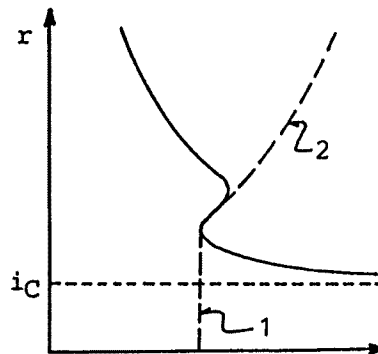


Fig. 2. Critical line for the occurrence of landslide.

$$\tau_{BL} = \tau_A \tan \phi_B / \tan \theta + g \cos^2 \theta [(D_B - H_B)(1 - \lambda_B) \sigma_B + \{(D_B - WF_B - H_B) s_{B0} + WF_B s_B\} \lambda_B \rho + H_B(1 - \lambda_B)(\sigma_B - \rho)] \tan \phi_B + c_B \dots\dots\dots (4)$$

である。ただし、 $\lambda$ ；空隙率， $WF$ ；ウェットティング・フロントの到達距離， $s$ ；飽和度， $s_0$ ；初期飽和度， $\sigma$ ；粒子密度， $g$ ；重力加速度， $\phi$ ；内部摩擦力， $c$ ；粘着力であり，その他の記号は Fig. 1 中に示されている。また，添字 A および B はそれぞれ A 層および B 層での値を示している。なお，上の各式において， $WF \geq D - H$  のときには， $WF = (D - H)$  とする。さらに， $H_A \geq D_A$  のときには， $H_A = D_A$  であり， $H_B > D_B$  のときには，(4) 式のかわりに，

$$\tau_{BL} = (\tau_{AL} - C_A) \tan \phi_B / \tan \phi_A + g \cos^2 \theta D_B(1 - \lambda_B)(\sigma_B - \rho) \tan \phi_B + c_B \dots\dots\dots (5)$$

を用いる。

A 層あるいは B 層のどちらかで，もし崩壊が発生するときには，その層の下側の境界面をすべり面として発生することがわかっている<sup>6)</sup>が，崩壊に対する安全率は，それぞれ，

$$SF_A = \frac{\tau_{AL}}{\tau_A} \dots\dots\dots (6)$$

$$SF_B = \frac{\tau_{BL}}{\tau_B} \dots\dots\dots (7)$$

で計算される。上の各式の  $H$ ， $H_s$ ， $WF$  は時間の関数であるから， $SF_A$ ， $SF_B$  も時間の関数である。

各層の浸透速度  $i$  が一定値をとるものと仮定し，ウェットティング・フロントよりも上部の飽和度も一様であると簡略化し，さらに，横方向飽和浸透流にダルシー則を適用して，一定降雨強度の雨が継続する場合に，安定率が 1 に等しくなるまでの積算雨量を求めるという手続きを各種の降雨強度について行い，その上で  $SF_A$  または  $SF_B$  が 1 に等しくなる曲線を  $r-R$  平面上に描いたのが Fig. 2 である。この曲線の右側の領域で崩壊が発生することを示しているが，図からも明らかなように，崩壊発生限界曲線は  $R$  の大きい範囲で  $r = i_c$  に漸近する。したがって，降雨強度が  $i_c$  以下であれば，積算雨量がいくら大きくなっても崩壊しないことになり，崩壊発生に必要な最小降雨強度の地域差は表層土質の他に  $i_c$  の大小によっていることがわかる。なお，図中の破線 1 は  $i_c = 0$  の場合であり，この場合斜面勾配が限界値以上であれば，継続雨量が大きくなれば必ず崩壊が発生することになる。また，破線 2 は A 層が植物の根系の分布等によって強度が大きいものと仮定して，A 層での崩壊が発生しないとした場合である。このように強度の大きい層で覆われておれば，積算雨量が小さい間は降雨強度が大きくても崩壊が発生しない。(1)～(5) 式の感度分析によれば， $\theta$ ， $\phi$ ， $c$ ， $D$ ， $i$  の変化は崩壊限界曲線の位置を大きく変化させる要因であり，これらの値の的確な見積りが重要である。

一般の斜面は谷や尾根が分布して複雑であり，崩壊は凹地状になった場所でもより多く発生するなどの性質を持っており，上記の一樣場に対する議論をさらに発展させる必要がある。ここでは，流域斜面を平均崩壊面積程度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，(6)，(7) 式に含まれる勾配・層厚等の変数に各メッシュの代表値を与えて，上記一樣場の議論を適用する。すなわち，対象とする斜面を Fig. 3 に示すようなメッシュに分け， $x$ ， $y$  方向の水流については，表面流，A 層内の流れ，および B 層内の流れが，それぞれ隣接のメッシュの各層の流れとの間で水の授受を行うものとする。その際の動水勾配  $I (= \tan \theta)$  は各セルの中心の標高から得られる地形勾配に等しいものとする。たとえば，メッシュ  $(i, j)$  の  $x$  方向の相隣接する三つのメッシュの中心の点における標高をつないで 3 次のスプライン補間式によって，その点の微係数を求めて  $x$  方向の動水勾配  $I_x (= \tan \theta_x)$  であるとするのである。そうすれば，斜面の安定性を議論する際に用いる最急勾配は， $I = \sqrt{I_x^2 + I_y^2}$  で与えられることになる。以上より，表面流は，連続式

$$\frac{\partial H_s}{\partial t} + \frac{\partial q_{ox}}{\partial x} + \frac{\partial q_{oy}}{\partial y} = r - i_A \dots\dots\dots (8)$$

および Manning 式

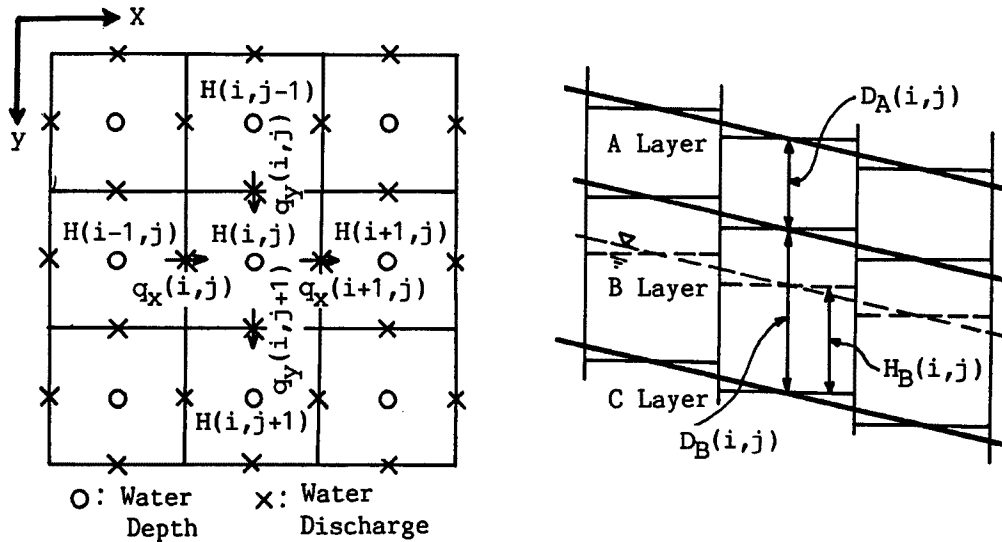


Fig. 3. Division of ground surface and soil layers into mesh.

$$q_{ox} = \frac{1}{n} (H_s \cos \theta_x)^{5/3} \left( \frac{I_x}{\sqrt{1+I_x^2}} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (9)$$

$$q_{oy} = \frac{1}{n} (H_s \cos \theta_y)^{5/3} \left( \frac{I_y}{\sqrt{1+I_y^2}} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (10)$$

を各メッシュで解くことによって求める。ここで、地表面から下層への浸透強度  $i$  の値は、A 層内の横方向浸透流が地表面に達していないときには一定値  $i_A$  をとり、A 層内の横方向浸透流が地表面にまで達して、表面流と連続したときには、A 層から B 層への浸透強度  $i_B$  に等しくなるものとし、さらに B 層も飽和した場合には C 層への浸透強度  $i_C$  に等しくなるものとする。 $i_B$  および  $i_C$  も一定値をとるものとする。

降雨の土中への鉛直浸透は不飽和状態で生じ、その先端はウェットティング・フロントを形成して降下する。その降下機構については詳しい研究もなされているが、ここでは他の事項の議論の精度も勘案して、ウェットティング・フロントより上部では土層の飽和度は一定値をとるものと仮定する。そうすれば、ウェットティング・フロントが地表面あるいは A 層と B 層の境界面を時刻  $t_0$  に出発してから時刻  $t$  までに進む距離  $WF$  は、

$$\int_{t_0}^t (i_A \text{ or } i_B) dt = (s - s_0) WF \cdot \lambda \dots\dots\dots (11)$$

から求めることができる。ただし、 $i_A$  としては、表面流のないとき  $r$  と  $i_A$  のうちの小さい方の値をとり、表面流があるときには  $i_A$  である。 $i_B$  は A 層と B 層の境界面に横方向の飽和浸透流が存在している場合には  $i_B$ 、存在していない場合には、地表面流の有無に応じて、 $i_A$  あるいは  $r$  である。

ウェットティング・フロントが各層の境界面あるいはすでに存在している横方向の飽和浸透流の水面に到達すれば、横方向浸透流の水深は変化することになる。その流れは、連続式

$$\lambda_e \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} = \begin{cases} (i_A - i_B) \\ (i_B - i_C) \end{cases} \text{ or}$$

および、ダルシーの式

$$q_x = kH \frac{I_x}{\sqrt{1+I_x^2}} \dots\dots\dots (13)$$

$$q_y = kH \frac{I_y}{\sqrt{1+I_y^2}} \dots\dots\dots (14)$$

を解くことによって求められる。ただし、(12) 式の右辺上段は A 層、下段は B 層に対する式を示している。また、 $\lambda_e$  は通常浸透流に対して有効な空隙率と定義され、ここではウェットニング・フロントより上部ではすでにかなり高い飽和度を持っていることを勘案して

$$\lambda_e = \lambda(1-s) \dots\dots\dots (15)$$

であると仮定する。

上記(1)式～(15)式を差分化して、各メッシュで水流の解析およびそれにもとづく安定性の解析を行えば、どのメッシュが崩壊の危険性を持っているかが判断できることになる。ただし、計算を進めるのに際しては、当然ながら境界条件と初期条件が必要である。上流端境界条件は流域境界までを計算領域とすれば、そこでの横方向流速が 0 である等として与えることができるが、下流端境界条件は、斜面と水系網との地形的関係等に応じて、臨機に工夫を必要とする。初期条件は計算開始時の流域の湿润状態や流量状況に応じて与える必要がある。

### 3. 洪水流出の解析

上記のような計算法の適用性を検討するために、木津川上流域の下谷試験流域（流域面積約 0.2km<sup>2</sup>）における、昭和 57 年 8 月 2 日の台風 10 号に際しての洪水流出の解析を試みた。具体的には、流域の 1 / 2500 地形図をもとに、下谷流域を一辺 12.5 m の正方格子で分割して計算を行った。その際、B 層の厚さ  $D_B$  は実測データを参考に、対象斜面格子が尾根に近い上部にあるとき、 $66 / \cos \theta_{i,j}$ 、中部にあるとき、 $51 / \cos \theta_{i,j}$ 、谷底に近い下部にあるとき  $42 / \cos \theta_{i,j}$  cm であるとし、A 層の厚さは  $0.4 D_B$  であるとした。また、 $i_A = k_A = 2 \times 10^{-4}$  m / s、 $i_B = k_B = 1.2 \times 10^{-5}$  m / s、 $i_C = 0.55 \times 10^{-5}$  m / s (20 mm / hr)、 $s_{A0} = s_{B0} = 0.3$ 、 $s_A = s_B = 0.8$ 、 $\lambda_A = 0.4$ 、 $\lambda_B = 0.3$  とした。ただし、1 / 2500 地形図中に実線で示されている河道を含むメッシュではほとんど常時水流が存在していることを勘案して、 $i_C = 0$  と仮定している。また、計算を始めるに当たって、いくらかの河道流量が予め存在していることから、実績の降雨を与える前に、2 時間にわたって 12 mm / hr の一定降雨を与えた。

このようにして実績の 1 時間ごとの降雨を与えて計算した結果は、ピーク流量が実測にくらべて少し小さく計算され、さらに、計算値と実測値との顕著な相違は、計算では流量ピーク付近が尖ったようになっており、実測のようななだらかな流量増減の傾向が出ていないことであった。このような特性の違いは  $i_C$  の値をさらに小さくすることによってのみでは説明が困難であると予想され、C 層へ抜け出た浸透流はそのまま地下深く侵入して早期には流出しないのではなく、何らかの水みちが形成されていて早期に流出する成分ともなり得るものと推察した。そこで、 $i_C$  の浸透強度で下部層へ浸透した地下水のうち、 $pi_C$  は下層内に発達するパイプ網を通じて直接河道へ流出するものとする。

パイプ網がどのように分布しているのか、その中の流速はどのようなものであるのかといった基本的な事項が不明であるが、ここではパイプは均等に分布しており、パイプ流速はほぼ一定値を取るものと仮定する。ただし、ここで言うパイプ流速とはパイプ内の実際の流速ではなく、全面に対する見掛けの流速であって、丁度、浸透流に対するダルシー流速のようなものである。

パイプが地表面に平行に入っているものと仮定すれば、次式によって解析できる。

連続式：

$$\frac{\partial H_p}{\partial t} + \frac{\partial q_{px}}{\partial x} + \frac{\partial q_{py}}{\partial y} = p i_c \dots\dots\dots (16)$$

流動式:

$$q_{px} = H_p \cdot V_{px} \dots\dots\dots (17)$$

$$q_{py} = H_p \cdot V_{py} \dots\dots\dots (18)$$

$$V_p = \sqrt{V_{px}^2 + V_{py}^2} \dots\dots\dots (19)$$

$$V_{px} = V_p \tan \theta_x / \sqrt{\tan^2 \theta_x + \tan^2 \theta_y} \dots\dots\dots (20)$$

$$V_{py} = V_p \tan \theta_y / \sqrt{\tan^2 \theta_x + \tan^2 \theta_y} \dots\dots\dots (21)$$

ただし、 $H_p$ ; パイプ流れを平面流れと見なしたときの水深、 $q_{px}$ ,  $q_{py}$ ; パイプ流れの  $x$ ,  $y$  方向流量である。

パイプ流れが河道に達したとき、他の流出成分と加わって、河道流量が大きくなるものとする。

$V_p$  および  $p$  をはじめ各パラメーターの値が不明であるので、これらの値を種々変化させて流出計算を実行してみた。下谷における最適と思われるパラメーターの組み合わせ ( $p = 0.6$ ,  $i_c = 0.67 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ ,  $V_p = 1 \text{ cm/s}$  の他は前述の数値のとおり) による流出計算結果と実測値との比較を Fig. 4 に示す。降雨入力を毎正時の始めとしたために計算値が少し早目に出ている傾向があるが、全体としてかなりよく一致していると判断されるであろう。これによって、河道の任意地点でのハイドログラフが計算される。

#### 4. 単位斜面の崩壊確率

崩壊発生予測に対する上記理論の適用性を検討するために、木津川上流域のうち、青蓮寺川支川土屋原川流域にあるタコラ谷流域のさらに上流側の支流域 (流域面積  $0.4 \text{ km}^2$ ) と、青蓮寺川支川桃俣川流域の前記下谷を対象として解析を行った。これらの流域の地質は風化の進んだ領家花崗岩類であり、主として、杉の植林地となっているが、多くの崩壊地が存在しているのが特徴である。これらの崩壊がいつの時点から発達したかは明確ではないが、昭和34年の伊勢湾台風は一つのきっかけであり、その後現在に至るまで、崩壊個数は増加の傾向にある。伊勢湾台風時の木津川上流域の崩壊の実地調査の結果によれば、その平均面積は  $100 \text{ m}^2$  内外であり、深さも  $1 \text{ m}$  以下程度である。このような面積および土層の厚さを基本として、先の流出計算におけるメッシュ区分がなされている。

計算に用いる諸定数は、前述のもの他に、 $c_A = 1000 \text{ kgf/m}^2$ ,  $c_B = 400 \text{ kgf/m}^2$ ,  $\tan \phi_A = \tan \phi_B = 0.7$  を採用した。ただし、 $i_c = 0.6 \times 10^{-5} \text{ m/s}$  である。なお、 $c_A$  の値の大きいのは、植物の根系による緊縛力により、事実上 A 層は単独では崩壊しないものとしたためである。

タコラ谷に対する降雨実績は Fig. 5 に示すものを用いる。数値計算の実行は  $\Delta x = \Delta y = 12.5 \text{ m}$ ,  $\Delta t = 60 \text{ s}$  で行う。ただし、表面流が発生すると  $\Delta t = 1 \text{ s}$  程度にしないと安定な計算ができなくなるので、計算時間を縮小するため、斜面の安定性には表面流およびパイプ流れはほとんど影響を与えないことから、これらの計算を省略している。

Fig. 6 は伊勢湾台風の降雨実績 (最寄りの首爾あるいは土屋原の降雨量は欠測となっているので、太郎生のものを用いて、土層の崩壊に対する安全率が1以下にまでなり得たメッシュとそうでないメッシュの分布を示している。また、図には昭和41年撮影の空中写真に見られる崩壊地分布も同時に示されている。 $SF < 1$  の領域と実際の崩壊地とは大部分で一致しているが、 $SF > 1$  の所でも崩壊が発生しているものもあり、また、 $SF < 1$  でも崩壊の発生していないメッシュが数多い。これは、実際の土質パラメーターはメッシュごとに変動があること、地形図の等高線およびその読み取り時の誤差、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は違っている、等々の原因によっているものと見られる。とくに、地形図上では、谷筋は勾配が緩く示されているが、溪岸は実際には非常に急勾配になっているこ

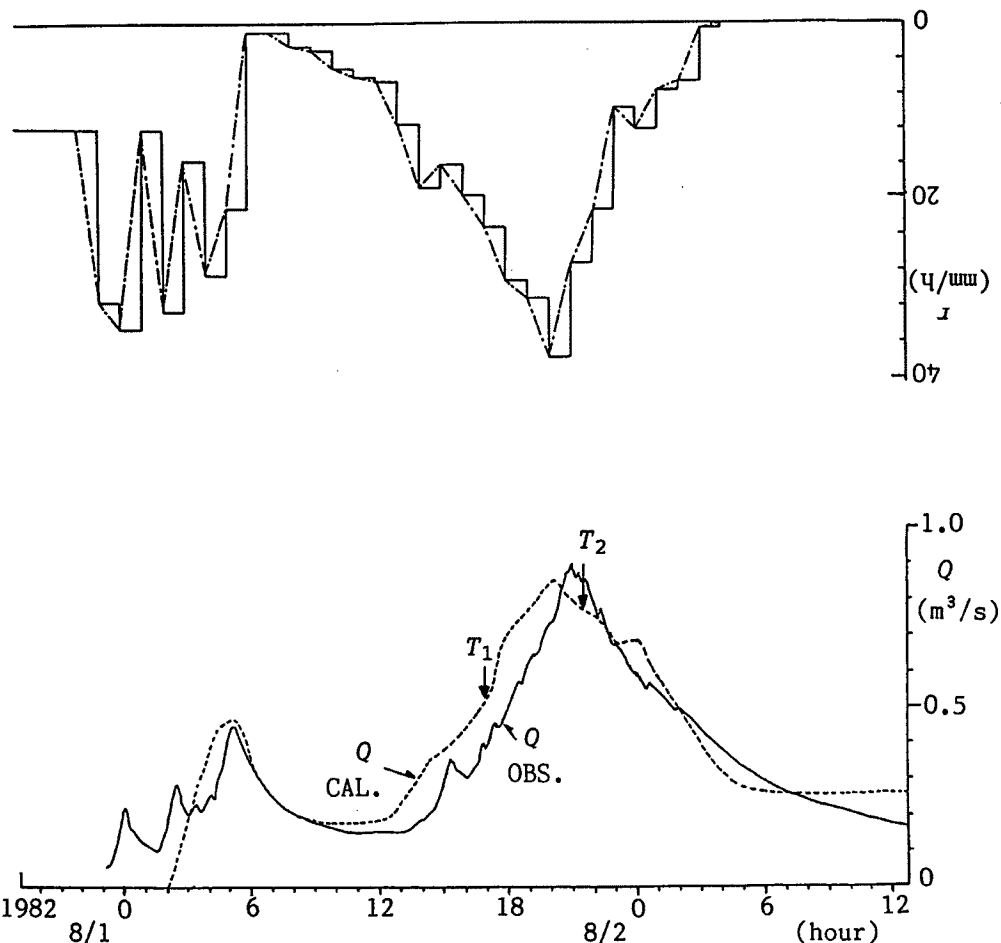


Fig. 4. Calculated hydrograph and the observed one.

とが多く、そのために溪岸崩壊がよく発生する。ところが、地形図を用いたメッシュ区分では勾配が緩くなっており、従って、安全度が高く計算されるメッシュでも崩壊確率が比較的大きく判定される結果となっている場合が生ずる。

いずれにしても、このような計算の結果、 $SF$ が1以下、あるいは1以上と計算されたメッシュ内の一部分だけが一つ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あれば、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。

伊勢湾台風における最大降雨強度の発生時に各メッシュの安全率を求め、各安全率の値と崩壊発生率の関係を求めると、Table 1中に示したようになる。 $SF$ が大きくなると崩壊発生率が減少する傾向が認められる。

昭和41年の空中写真と昭和45年の空中写真を比較すると、その間に拡大および新規崩壊はほとんど生じていないことが判明した。この間の顕著な雨は、Fig. 5中に示すように、昭和42年10月のものであるが、この降雨による流域内の崩壊安全率を計算したところ、 $SF < 1$ となるメッシュがないことが分かった。

Fig. 7は昭和48年の空中写真に見られる崩壊地の分布と、昭和45年から48年までの間のもっとも顕著な雨である昭和46年9月の降雨(Fig. 5中に示されている)に対して、 $SF < 1$ となるメッシュの分布を示している。崩壊個数はFig. 6中のそれよりも増加しており、おそらくこの雨で新規崩壊が発生している。崩壊発生場所が確率的に決定されるものとし、 $SF < 1$ でも崩壊確率がかなり小さいことを考慮す

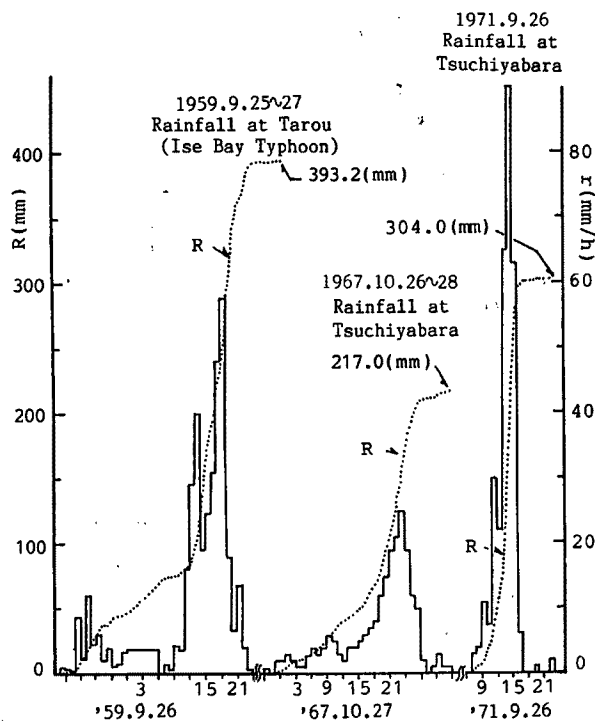


Fig. 5. So far conspicuous rainfalls.

れば、前後する二つの降雨事象において崩壊箇所が重なることは少ないと予想されるので、先の降雨によって崩壊してまだ復旧していないメッシュを除いたメッシュで新規崩壊発生率に規定された崩壊が発生するものと考えてもよいであろう。その新規崩壊発生率は伊勢湾台風時のそれと同程度になることが期待される。実際に、Fig.

6とFig. 7に共通した崩壊メッシュを除いた部分について、Fig. 7から新規崩壊発生率を求めるとTable 1中に示したようになって、この予想はほぼ妥当であることが分る。

同様の計算を下谷において伊勢湾台風時の降雨実績（太郎生）を用いて行った。Fig. 8はその結果である。ただし、ここでは降雨強度最大時ではなく、各メッシュの安全率の最小値の分布を示している（こ

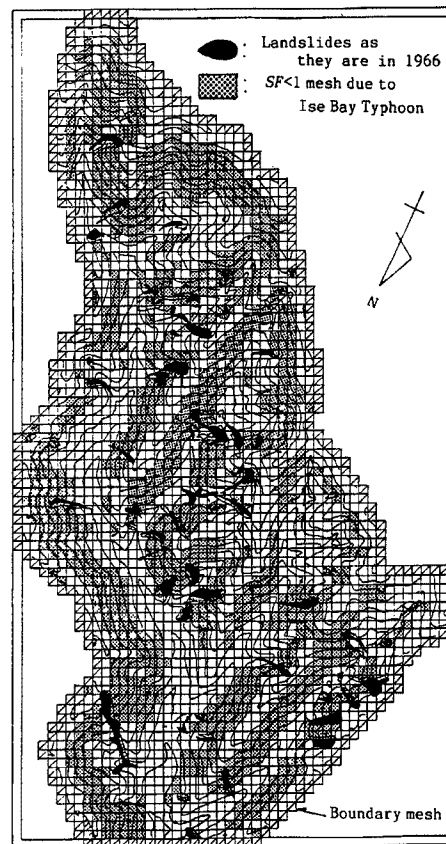


Fig. 6. Distributions of  $SF < 1$  mesh and the landslides due to Ise Bay Typhoon (Takora Basin).

Table 1. Probabilities of the landslide as related to the safety factors

SF	Takoradani Basin		Shimotani Basin
	Ise Bay Typhoon	1971, September	Ise Bay Typhoon
<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



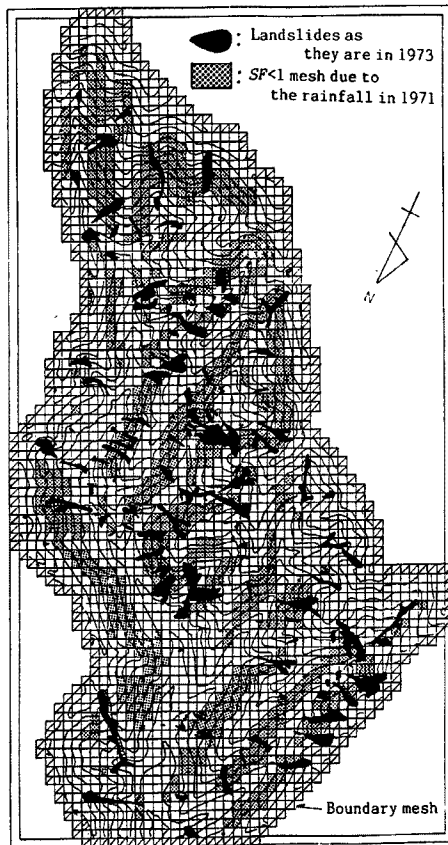


Fig. 7. Distribution of  $SF < 1$  mesh due to rainfall in 1971 and the landslides as they are in 1973 (Takora Basin).

$m^3$ を得る。ちなみに、昭和46年の実績の崩壊発生率を用いると崩壊土量は6719  $m^3$ である。

## 5. 崩壊の時間的・場所的分布

上述の最小安全率のランク毎の崩壊確率を用いると、一連の降雨の結果として流域に発生する崩壊土量の期待値は求めることができるが、崩壊発生の時間分布や発生位置を知ることはできない。ところで、流域から流出する土砂量は、当然ながら崩壊による土砂が何時の時点で河道のどの地点にどのような量で供給されるかによって規定される。ここでは、崩壊は全て1メッシュでC層までの厚さの土砂が崩れるものとしており、土量については問題はないとしても、崩壊発生の位置と時刻を与えなければ流出土砂量およびその時間配分を求めることはできない。

過去の豪雨性崩壊についての資料は、一連の降雨の結果としての崩壊土量、崩壊個数、崩壊面積率などが調べられたものであって、時々刻々に何処にどのような崩壊が発生していったかその時間的、場所的推移が分かるような資料は殆んど存在していない。従って、上述の方法によるSFの推移と崩壊発生の時刻、場所を結びつける方法が今のところ存在していないが、例えば、昭和57年7月の長崎豪雨時に長龍寺地区で発生した崩壊、土石流について上述の方法を適用してみたところ、SFが1以下にまでなったメッシュのSFの時間的推移曲線がSF=1の線を切る時刻付近で土石流の発生が確認されている<sup>1)</sup>ことをより

これは降雨強度最大時の分布に近い)。現在、下谷には図中に示されているように多くの崩壊地が存在している。これらの崩壊地には伊勢湾台風の際に発生したものや、昭和46年9月に発生したもの等が入り交じっているものと考えられ、その推移は明らかではないが、ここでは一応地形図に示されている崩壊地が伊勢湾台風の際に発生したものと仮定して、安全率と崩壊確率の関係を求めてみた。その結果がやはりTable 1中に示されている。上述のように、下谷に現存する崩壊地は伊勢湾台風の後にも増加した可能性があることから、現存の崩壊地分布を用いて崩壊確率を求めた結果はタコラ谷の場合より多少大きい崩壊確率を与える傾向が認められるが、タコラ谷の場合同様、ここで示した方法が使用可能であることを示している。

Fig. 7に見られるように、崩壊は斜面の中腹で発生しているものが多い。今後も中腹部でより多く発生するものとするれば、崩壊の平均深さは約70 cmであるとする事ができよう。したがって、近い将来に発生するであろう降雨に対する崩壊土量を見積るには、上述の議論から、

$$(\text{崩壊土量}) = \sum (\text{各SF領域の崩壊発生率}) \times (\text{そのSF領域のメッシュ数}) \times 12.5^2 \times 0.7 \text{ m}^3$$

のような式の値を求めればよい。タコラ谷について、この式を伊勢湾台風の雨に対して計算すると7656  $m^3$ となる。本流域の全メッシュ数は2535個であり、比生産土砂量は19330  $m^3/km^2$ となる。同様に、昭和46年9月の降雨と同様な降雨が発生したとすれば、各SF領域の崩壊発生確率が伊勢湾台風時と同一であると仮定して、崩壊土量5380

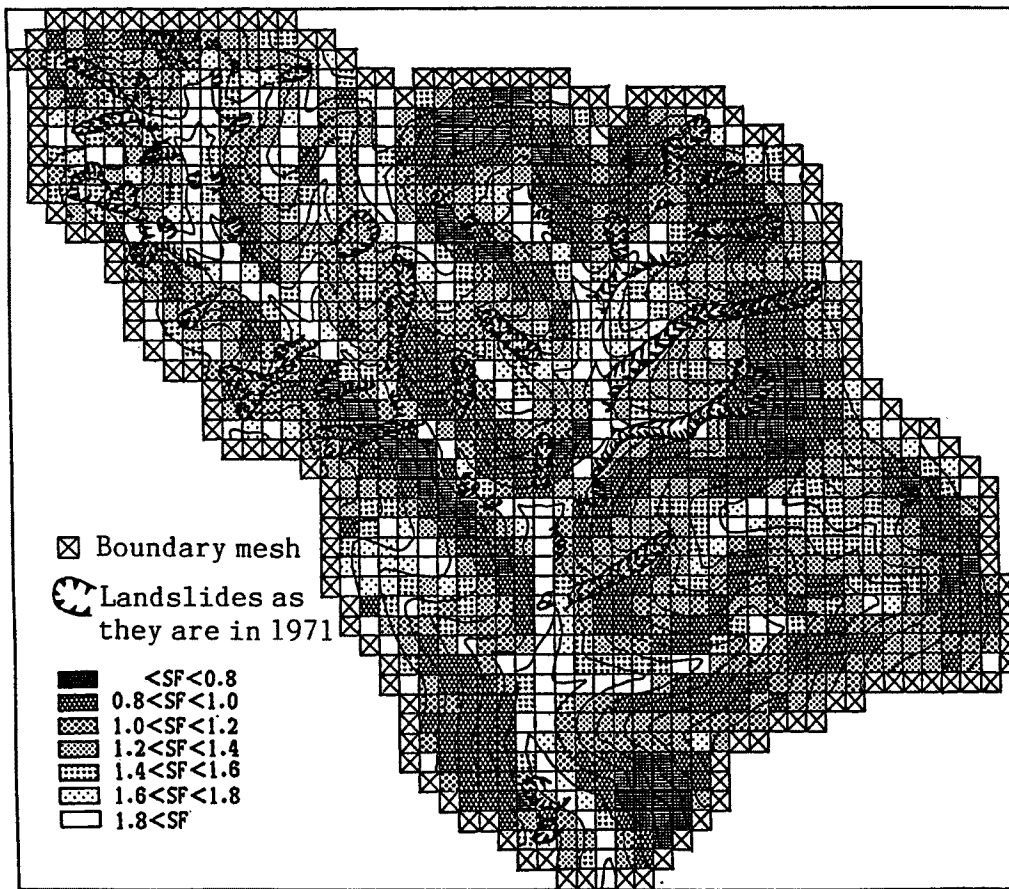


Fig. 8. Distribution of the minimum safety factors for landslide at Shimotani Basin due to Ise Bay Typhoon.

どころとして、降雨進行中の崩壊発生の実タイム予測には使うことができないが、次のようにして崩壊時間分布を与えることにする。

流域内で崩壊が発生し出す時刻は、SFが1以下になるメッシュの個数がある程度多くなり、崩壊発生個数の期待値が1以上になる時点に近いであろう。そこで、流域内の全てのメッシュに所定の降雨時系列を与え、SFの推移を計算して行き、SFが1以下になるメッシュのみを抽出して、それらの個数に崩壊確率を乗じた値が1を越える時刻 ( $T_1$ と書く) から崩壊が始まるとし、流域内の各メッシュのSFの合計が最小となる時刻 ( $T_2$ と書く) まで、時間の経過とともに崩壊発生個数が直線的に増大して行くものと仮定する。ただし、全崩壊個数は最小安全率分布から求められた崩壊個数の期待値と一致するものとする。

すなわち、

$$\sum_i^n (SF)_i \cdot p_i \geq 1.0; (SF)_i \leq 1.0 \dots\dots\dots (22)$$

が初めて満足される時刻  $T_1$  と

$$\sum_i \sum_k SF_{jk} = \text{最小} \dots\dots\dots (23)$$

が満足される時刻  $T_2$  を求め、 $(T_2 - T_1)$  を然るべき時間間隔  $\Delta t$  に分割し、流域内の全メッシュを各々が到達する  $SF$  の最小値のランクによって区分し、同じランク  $(SF)_i$  に入るメッシュ集団について、Fig. 9 に示したごとく、 $\Delta t$  時間ごとに 1 個宛崩壊数が増大するものとして時刻  $T_2$  まで順次崩壊個数を増やして行く。崩壊発生メッシュはそれぞれの崩壊について無作為抽出で選定する。なお、(22)、(23) 式において、 $(SF)_i$  ;  $i$  ランクの  $SF$  の値で、(22) 式にかぎり、 $(SF)_i \leq 1.0$  のメッシュのみを考える。 $p_i$  ;  $i$  ランクの  $SF$  に対する崩壊確率、 $n$  : メッシュ数、 $SF_{jk}$  ;  $(j, k)$  メッシュの  $SF$  の値である。

Fig. 4 中に示されている  $T_1$  と  $T_2$  はこのようにして決めた時刻を示している。 $T_1$  が第 2 波の降雨になってから生じていることや、 $T_2$  が最大降雨強度発生直後になっていることなどほぼ妥当な結果となっているものと判断される。

崩壊発生メッシュは無作為抽出で選定するので、試行の度に崩壊発生場所が変化する。下谷において、昭和 57 年の台風 10 号の降雨を対象に合計 10 回のこのような試行を行った。崩壊が流域出口付近に集中する場合や比較的上流部に集中する場合など色々のケースが生じることが分かったが、Fig. 10, 11 にその例を示す。図中の崩壊メッシュに付けた番号は崩壊発生順序を示している。

$$N_1 = n_1 \times P_1$$

$$N_2 = n_2 \times P_2$$

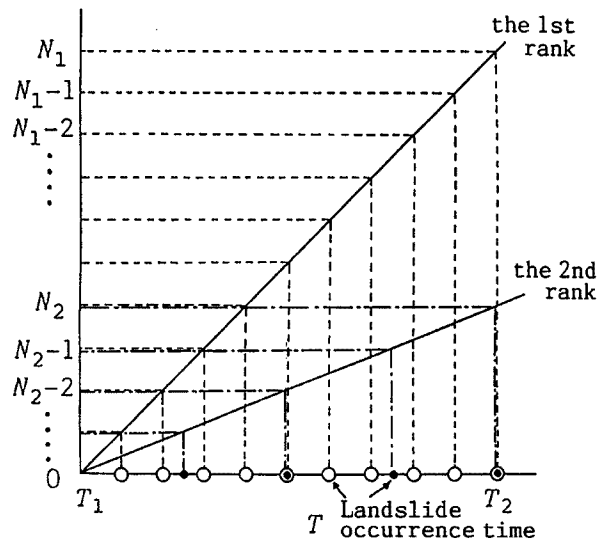


Fig. 9. Generation of the time sequence of the landslides.

### 6. 崩壊土砂の河道への流出および洪水流による輸送

崩壊土が河道まで到達するかどうかは、その移動経路の勾配や植生、崩壊土の性質等が複雑に関係するものと思われるが、ここでは単純に崩壊発生点から最急斜面勾配に沿って測った平均勾配が  $20^\circ$  を越えているとき、崩壊土は河道へ流出するものとする。また、崩壊土が河道にまで到達する場合、移動経路上には土砂は残されないものとし、崩壊発生から河道へ流出するまでに必要な滑動時間は無視する。

Figs. 12, 13 は先に示した試行ケースについて崩壊土砂の移動経路を示したものである。崩壊個数が Fig. 10, 11 の各対応するものより減少しているのは、崩壊メッシュが既往崩壊地と重なっているもの、および、崩壊地点から河道までの平均勾配が  $20^\circ$  未満のものを省いているからである。

河道メッシュの大きさも崩壊メッシュ同様  $12.5 \text{ m} \times 12.5 \text{ m}$  としているので、土砂供給のあった河道メッシュは崩壊厚と同じ  $70 \text{ cm}$  の高まりを生ずるものとする。崩壊土砂の平均粒径は  $7.7 \text{ cm}$  とする。

一旦、河道メッシュに堆積した土砂はその地点の流水によって侵食され、下流へと輸送される。ここでは掃流輸送のみを考慮することにし、土砂輸送量ならびに河床変動を以下のような方程式系によって解析する。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial uM}{\partial x} = gh \sin \theta_{bo} - gh \cos \theta_{bo} \frac{\partial(z_b + h)}{\partial x} - \frac{\tau_b}{\rho} \dots \dots \dots (24)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} = 0 \dots \dots \dots (25)$$

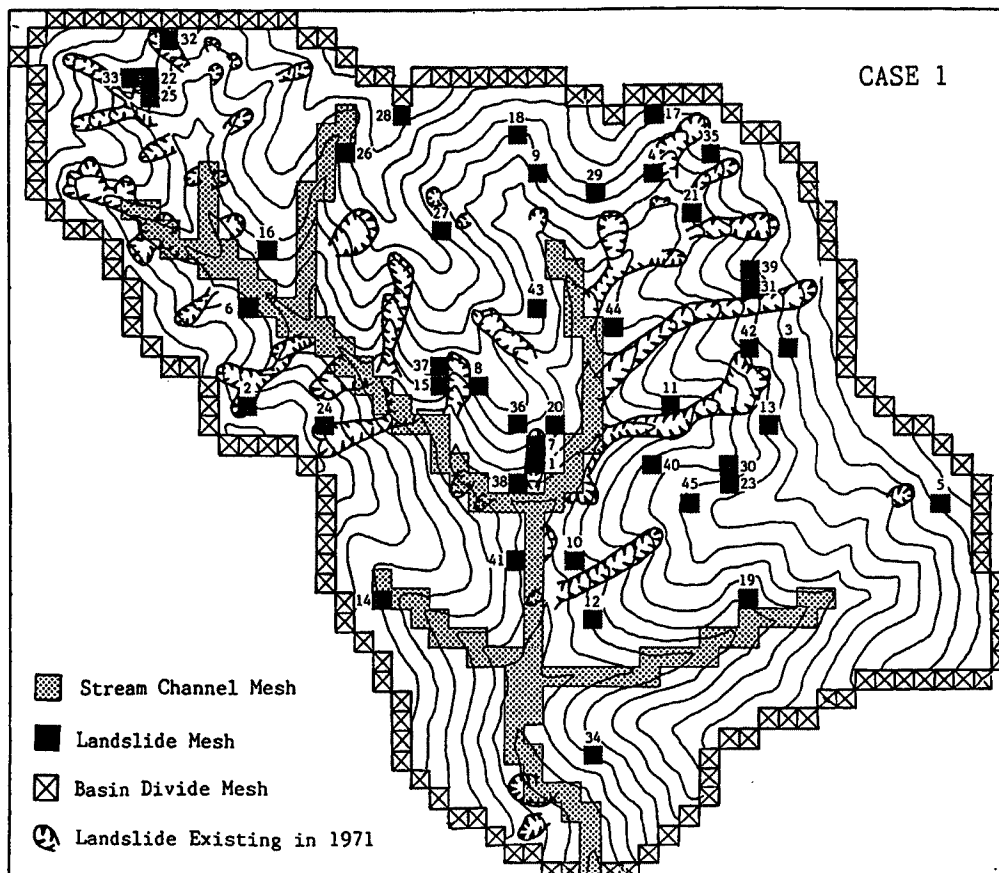


Fig. 10. Distribution of the landslide mesh in Case 1.

$$\tau_b = \rho g n^2 u |u| / h^{1/3} \dots\dots\dots (26)$$

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{1}{C_*} \frac{\partial q_b}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (27)$$

$$\frac{q_b}{\sqrt{(\sigma/\rho-1)gd}} = \frac{1+5 \tan \theta}{\cos \theta} \sqrt{\frac{8}{f}} \tau_*^{3/2} \left(1 - \alpha^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \left(1 - \alpha \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}}\right) \dots\dots\dots (28)$$

ここに、 $M=uh$ ,  $u$ ; 平均流速,  $h$ ; 水深,  $\theta$ ;  $x$ 軸の傾斜角,  $\tau_b$ ; 底面摩擦力,  $\rho$ ; 水の密度,  $\sigma$ ; 砂粒子の密度,  $n$ ; マニングの粗度係数,  $q_b$ ; 掃流砂量,  $z_b$ ; 堆積厚さ,  $C_*$ ; 堆積層の砂礫濃度,  $d$ ; 粒径,  $\tau_*$ ; 無次元掃流利力,  $\tau_{*c}$ ; 無次元限界掃流利力 ( $= 0.04 \times 10^{1.72d}$ ),  $I$ ; エネルギー勾配,  $\alpha^2 = 2\{0.425 - \sigma \tan \theta / (\sigma - \rho)\} / \{1 - \sigma \tan \theta / (\sigma - \rho)\}$ ,  $f$ ; 抵抗係数で,

$$\tau_* \geq 0.2 \text{ のとき: } \sqrt{\frac{8}{f}} = A + 5.75 \log \left\{ \frac{(\sigma/\rho-1)\tau_*}{I(1+2\tau_*)} \right\} \dots\dots\dots (29)$$

$$\tau_* < 0.2 \text{ のとき: } \sqrt{\frac{8}{f}} = A + 5.75 \log \left\{ \frac{0.2(\sigma/\rho-1)}{1.4I} \right\}, \dots\dots\dots (30)$$

ただし,

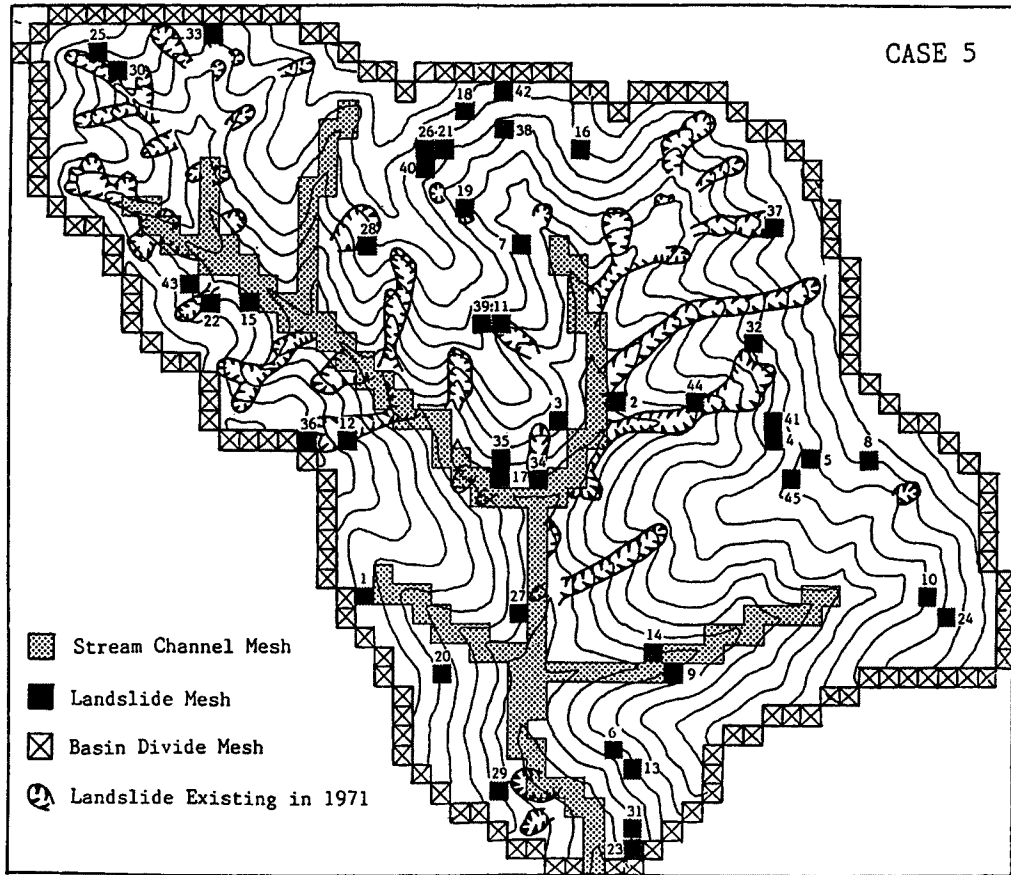


Fig. 11. Distribution of the landslide mesh in Case 5.

$$A = \begin{cases} 0.04 I^2; & (I > 0.08) \\ 6.0; & (I \leq 0.08) \end{cases} \dots\dots\dots (31)$$

である<sup>7)</sup>。

(29) ~ (31) 式を用いると摩擦損失係数が求まり、マンシングの粗度係数を与える必要がないのであるが、*f*を求める手続きはかなり複雑であるため、ここではマンシングの粗度係数 *n* = 0.06 を与えて水流に関する計算をまず行い、その後、流砂量の計算のみ (29) ~ (31) 式を用いた。このよこな方法は多少の矛盾を含んでいるが、ここでは流出土砂量のおよその検討をするのが目的であるのでこのような便法をとっている。

先に求めた崩壊の時間分布と土砂供給位置に対して、河道の各地点のハイドログラフを用いて流砂量と河床変動を計算する。ただし、流量は1時間ごとに階段状に変化するものとしている。また、流砂量の計算においては河床の幅をいくらに取るかが問題となる。流量が少ない場合には、流水は河床全体には拡がらず、狭い水みちを形成して流れるからである。ここでは、いわゆるレジーム論による川幅

$$B = 5Q^{1/2} (\text{m-sec 単位}) \dots\dots\dots (32)$$

を用いる。ただし、これは流砂量を計算するとき用いる川幅であり、河床変動の計算には全川幅として、1メッシュ 12.5 m を用いる。水みちの変動により土砂は全川幅で堆積あるいは侵食するものと考えているのである。

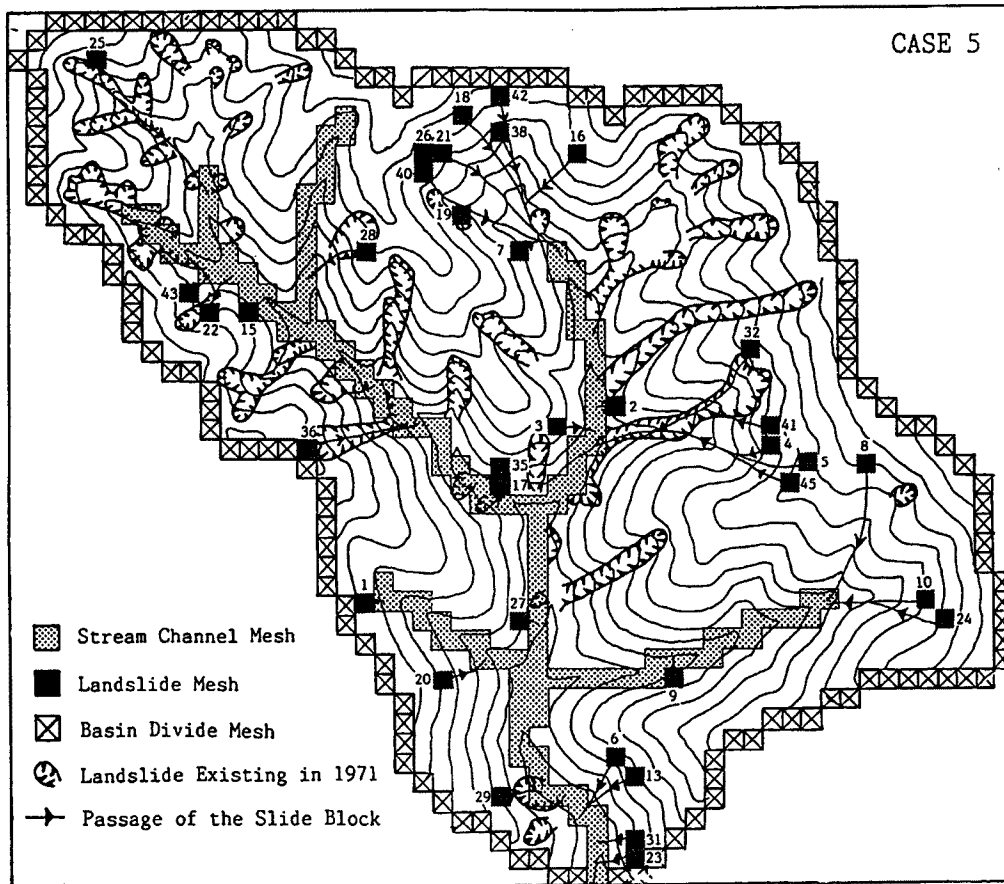


Fig. 12. Traveling route of the slid earth block in Case 1.

Fig. 14 は全試行ケースについて、流域出口での積算流出土砂量の時間変化を示したものである。ケース1～10はいずれも河床には予め土砂は堆積しておらず岩盤が露出していた状態であったとしての結果であるが、比較のために、ケース11として河道の全区間に土砂が十分に堆積していたものとして計算した結果も示している。

ケース11の他のケースとの顕著な相異は、河道に十分な土砂が存在しているため、河道の流量が限界値を越えると流砂が生ずるので、すでに降雨の第1波の段階から流砂があり、また、計算の時間範囲で最後まで流砂が継続して、総流出土砂量が他のケースの2倍程度にまでなっていることである。

ケース1～10では、当然崩壊が始まる時刻  $T_1$  以後になって初めて土砂が流出し出すことになっており、崩壊発生位置の分布の相違を反映して、土砂流出開始時期に1時間程度の差が生じており、流域出口付近に崩壊が発生するケースで土砂流出が早くなっている。ケース3とケース5とを除けば、土砂流出はある時点以後殆んど終息してしまっている。例えばケース1では崩壊メッシュは比較的上流部に多く位置しており、流出開始までの時間遅れも最大であるし、土砂が未だ上流部に多く残されている段階で河道の洪水流量が減衰し土砂輸送が終息してしまっている。一方、例えばケース5では流域出口付近に多くの崩壊が発生しており、より流水量の多い下流部へ大量の土砂が供給される結果総流出土砂量も多くなっているし、計算打ち切り時点での谷出口付近の流量では流砂がなお存在している。

Fig. 15 は谷出口での洪水流量と流砂量との関係をケース11およびケース1～5について示している。ケース11ではこの関係は殆んど谷の出口での水理量によって決定され、上流からどんどん流砂がもたらされるため、この地点の河床の変動はほとんど無視できる程度となるので、流量と流砂量の関係が一価関

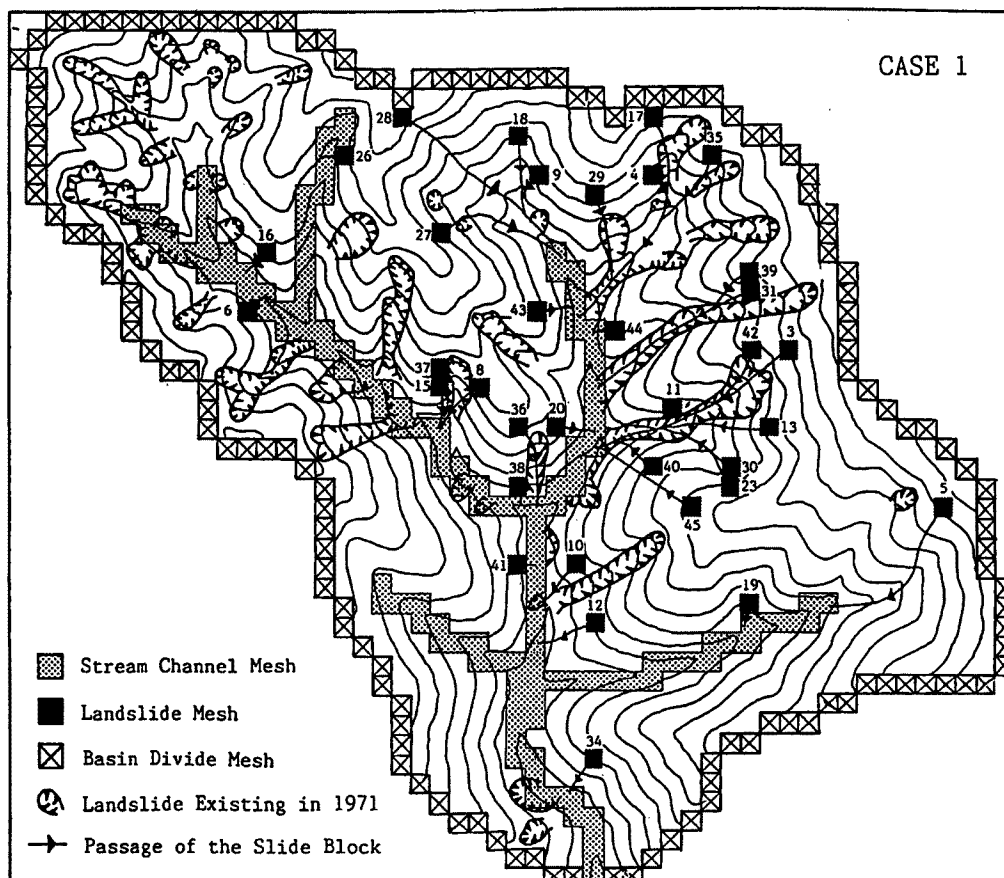


Fig. 13. Traveling route of the slid earth block in Case 5.

数で与えられる。この曲線はまた、掃流砂のみを考慮した場合のこの流域のこの洪水での流砂能力を表わしているとの解釈もできる。他のケースでは土砂が谷出口に到達するまでの間は流量が増えても流砂量は0であり、その後流砂量が増加する。従って、流量と流砂量の関係は一般に反時計回りのループを描く。出口付近に十分な土砂が存在するようになれば流砂量は流砂能力と平衡するようになるからケース 11 の曲線に近づく。

## 7. 流出土砂量

上述のように、谷から流出する土砂量は河道に予め堆積していた土砂の状態や新たに発生した崩壊によって土砂が供給される位置に依存して複雑に変化する。Table 2 は河道への総供給土砂量、総流出土砂量（計算打ち切り時点までの積算流砂量）、河道残土量等をまとめたものである。

ケース 1～10 の流出土砂量の平均値は 372  $\text{m}^3$  であり、標準偏差は 64  $\text{m}^3$  である。ただし、これらは固体分の実質容積であり、空隙を含んだ見掛けの体積にすると平均の比流出土砂量は 2660  $\text{m}^3/\text{km}^2$  となる。

同様に平均残土量は 2227  $\text{m}^3$  であり、これは全河道区間にならずと約 20 cm の厚さに敷きならすことに相当している。従って、ケース 11 の結果からの類推によれば、今後の洪水でかなりの土砂流出があることが考えられる。

上記のように、流出土砂量のケースごとのばらつきは比較的大きくなっているが、実際には崩壊土砂量

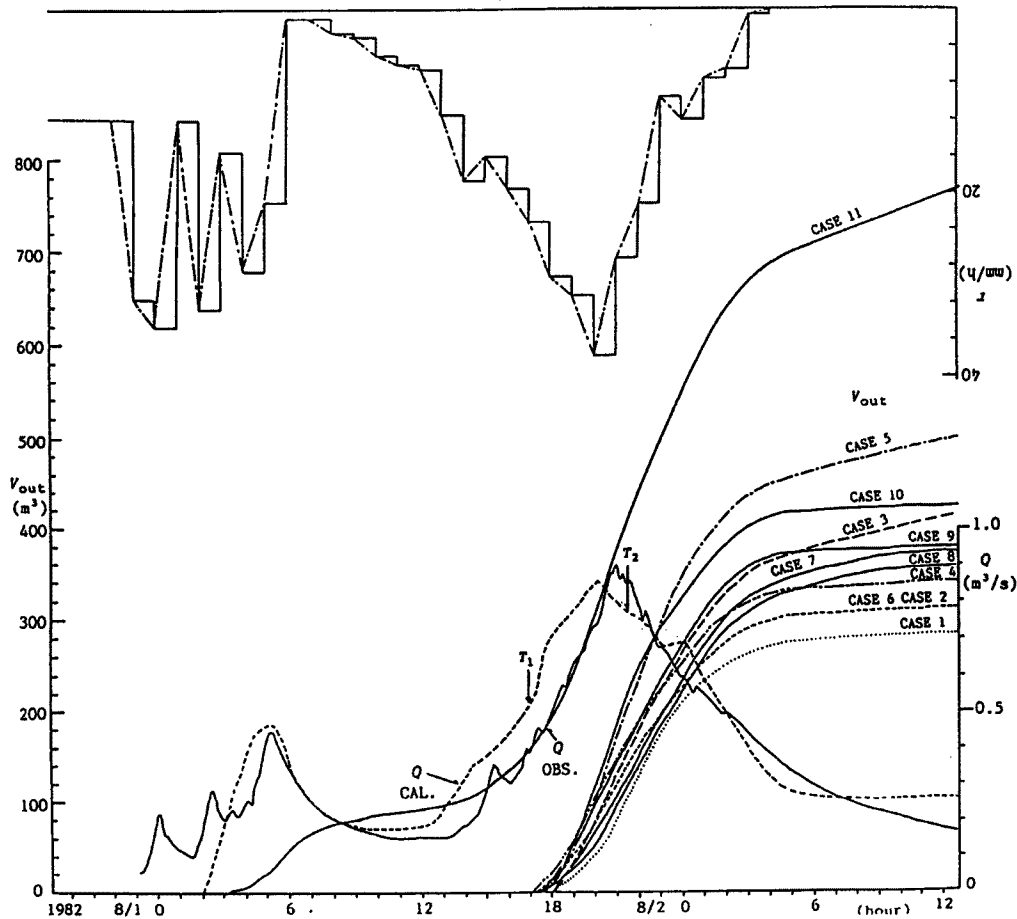


Fig. 14. Calculated sediment yields at the outlet of the basin.

にも大きなばらつきがあり、生産土砂は広い粒度分布を持っていて平均粒径もよく分からない、樹木が混入している等々の問題があり、このような不明な要素による予測値の曖昧性の方がここでの流出土砂量の予測値のばらつきの程度よりもかなり大きいのではないかと推定されることから、流出土砂量の予測を目的とする場合、敢えてこのような試行を繰返して平均値を求めるといった方法を用いる必要はなく、一回の試行で十分であろう。

## 8. 土砂流出に対する地形の効果

土砂流出に影響を及ぼす地形要素は複雑であり、地形効果を定量的に組み込むには多面的な数多くの研究が必要になるものと考えられるが、ここでは単純に水系構造をそのままにして、各メッシュの標高を1.2倍にした場合（ケース12）と0.8倍にした場合（ケース13）について、先の計算結果との比較を試みた。Table 2中にその結果が示されている。ケース12では流域の勾配が大きくなるため、崩壊個数および土砂流出量がともに大きくなっており、ケース13では逆に崩壊個数が減少し、流出土砂量も減少していることが分る。

このことは土砂流出に対して流域の地形勾配が支配的な要因になっていることを示すものであり、もし、ここで考慮している他の要因、すなわち、構向き浸透流や表面流の平面的なメッシュ間授受の効果を無視



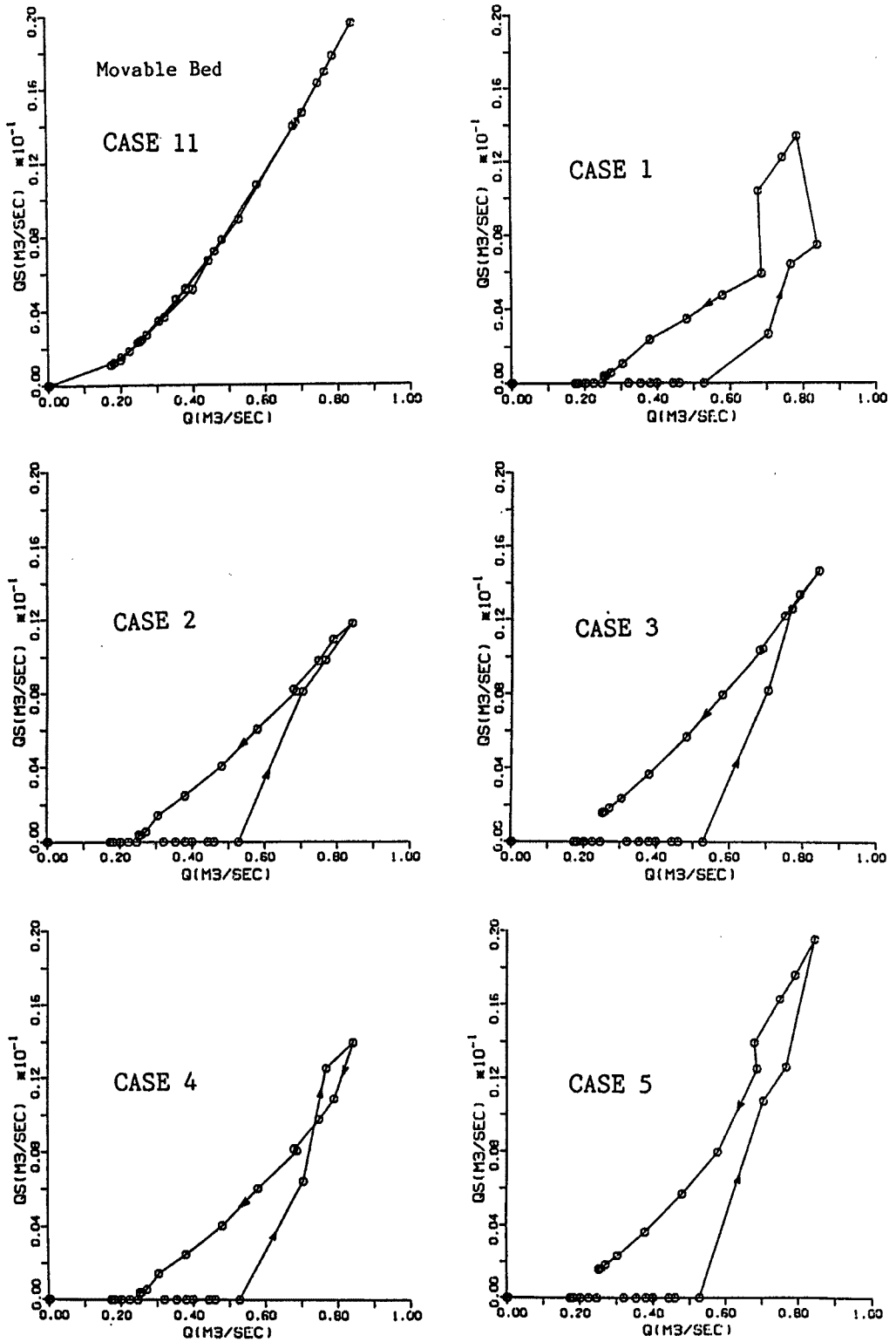


Fig. 15. Sediment discharge~water discharge relationships.

Table 2. Sediment yields in various cases

Case	Sediment supplied to the stream	Sediment yield	Run off ratio	Sediment remained in the stream	Number of landslides
1	2,416 (m <sup>3</sup> )	287 (m <sup>3</sup> )	12 (%)	2,129 (m <sup>3</sup> )	34
2	2,416	313	13	2,103	34
3	2,631	419	16	2,212	37
4	2,702	343	13	2,359	38
5	2,559	501	20	2,058	36
6	2,772	314	11	2,458	39
7	2,702	375	14	2,327	38
8	2,914	360	12	2,554	41
9	2,772	382	14	2,390	39
10	2,559	427	17	2,132	36
11		768			
12	3,553	467	13	3,086	50
13	1,351	61	5	1,290	19

するならば、与えられた降雨条件に対する単純な一次元解析を勾配のランクごとに別途に行って各メッシュのSFの時間的推移を求めるといった簡略法をとることも考えられる。このようにすれば、特に表面流の二次元計算に多大の時間を必要とする現在の計算法が大いに簡略化され、大流域を対象とした計算も可能になって行くものと思われる。ただし、河道の各メッシュにおける流量の計算についても他の簡略計算法を用いる必要がある。これらのことは次の課題として研究を進めたい。

## 9. 結 論

豪雨によって流域の斜面が崩壊し、その土砂が河道に供給されて流出する過程を一連の現象として追跡する手法を提示し、実際の流域に対して計算を行って検討した。得られた結果を列挙すれば以下のとおりである。

- 1) 三層構造からなる表土層が豪雨時に崩壊する機構についての理論を示し、崩壊発生の限界が継続雨量と降雨強度を両軸とする平面上で規定されることの理論的根拠を与えた。
- 2) 複雑な地形構造を持つ場に、任意の降雨が与えられたときの崩壊発生を予測する手法を示した。
- 3) 斜面の安定性の解析と並行して、降雨流出解析を行い、C層へ浸透した水分の内のある部分は斜面の安定性には影響を与えない地中のパイプを通して速く流出するという考え方によって、従来示されているような土質定数を用いても、比較的精度よく洪水ハイドログラフが計算できることを示した。
- 4) 実績の降雨および崩壊の資料を用いて、崩壊安全率と崩壊確率の関係を求め、ここで示した崩壊予測法が妥当であることを示した。
- 5) 崩壊土砂が河道へ流出し、さらに河道の洪水によって輸送されて谷の出口へ流出する経過を定量

的に解析するシステムを与えた。

- 6) 崩壊の発生場所は確率的に決定されるものとして、試行回数ごとに流出土砂量がどのように変化するかを調べたところ、その変動範囲は他のパラメーターの変動あるいは曖昧性の影響に比較して大きいものとはならないことが判明した。
- 7) 流域の地形条件が土砂流出に与える影響について調べ、斜面勾配が支配的な要因であることを裏付けた。

ここで示した方法は主として木津川上流域の下谷において、昭和57年の台風10号に際する降雨を与えて検討したが、実際にここで示したような多くの崩壊が発生したかどうか明らかでないし、土砂流出量の実測値も存在していない。崩壊土砂の平均粒径や事前の河道堆積状況も不明であるので、残念ながら実際の土砂流出量との対応関係が不明である。これらは崩壊確率の値や現地調査法の問題でもあるので別途研究の積み重ねが必要である。

最後に、本研究に用いた諸資料は建設省近畿地方建設局木津川上流工事々務所から提供を受けたものであり、その他にも長年にわたって種々お世話になっている。ここに関係各位に謝意を表する次第である。

#### 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) 高橋 保：昭和40年奥越豪雨災害——真名川の河道埋塞——，二次災害の予知と対策，No.3，全国防災協会，1989，pp.7-23.
- 3) 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，比較河川学の研究，文部省科学研究費特定研究成果報告書，1987，pp.365-392.
- 4) Takahashi, T. and H. Nakagawa: A formula predicting sediment yield from the mountain basin, Proc. of the 4th International Symposium on River Sedimentation, Beijing, 1989 (in printing).
- 5) 高橋 保：土砂災害に対する警戒，避難降雨について，第15回自然災害科学総合シンポジウム，1978，pp.511-514.
- 6) Takahashi, T.: Estimation of potential debris flows and their hazardous zones, Journal of Natural Disaster Science, Vol. 3, No. 1, 1981, pp.57-89.
- 7) Takahashi, T.: High velocity flow in steep erodible channels, Proc. of the 22nd Congress of IAHR, Topics in Fluvial Hydraulics, Lausanne, 1987, pp.42-53.