

## 水の流れ、土砂の流れ、そして災害

高橋 保

### 要 旨

筆者が携わってきた研究の中で、洪水、土石流、及び貯水池の土砂問題を取り上げて、成果の概要を述べる。研究は何れにおいても、まず現象の基礎的力学機構の解明を目指し、次いで現象がもたらす災害の評価を可能にする応用的モデルの構築、さらには防災対策とその定量的な評価モデルの提示へと発展している。

キーワード：洪水流、土石流、洪水氾濫災害、土石流災害、貯水池堆砂、排砂

### 1. はじめに

私は、土木工学科の2回生の夏休みにアルバイトをした関係で宇治川水理実験所になんとなくなじみがあったことなどの影響もあって、4回生になって矢野勝正先生の河川研究室に配属になった。当時はそのまま大学に残って研究を続けるなどとは毛頭考えていなかったが、矢野先生・芦田和男先生の熱心な勧めもあって、この道に入ることになった。大学院に進学した私に与えられた研究テーマは、河道における各種境界条件下の洪水流の特性の解明であった。丁度、宇治川水理実験所に長さ150m、幅・深さ60cmという大規模な水路が、洪水流の研究を目的として設置されたところで、私はもっぱらこの長大な水路と格闘することになった。洪水波が河道を流下する間にどのように変形するかを確かめることが最初の研究目標であった。当時は、いかにして150mという長区間での水面変動を精確に測定するかが大問題であり、まず、実験用の小さいプローブをもった超音波水位計を開発することになったが、開発業者ともども夏休み期間をほとんど全部費やしても使い物にならず、結局、これも数々の試行錯誤を経て、抵抗線式の水位計に切り替えて実験を行った。その他、所定の洪水波を発生させる自動制御装置もまた、業者とともに現場調整に非常な長時間を要したこと、実験水路は屋外にあり、計測装置を設置したままにすることができないので、150mの区間

に何台も分散配置した水位計測用の30kgはあろうかという動歪み測定器を毎日運搬するというような体力勝負であったことなど数多くの思い出があるが、今は宇治川水理実験所も様変わりで、その水路もなくなり、残念な感じもする。

私は修士課程を修了して、直ちに防災研究所の助手に採用された。所属は、矢野先生が新設された砂防研究部門へ替わられた後、芦田先生が担当されることになった河川災害研究部門である。就職後も洪水流の研究を続けさせていただいた。そして、2年間助手をした後の、昭和42年4月、今度は土木教室の講師にして頂いた。岩佐義朗先生の下で、やはり洪水流の研究を継続した。

矢野先生の助教授は土屋義人先生であったが、土屋先生が土木教室へ配置換えになられたことに伴い、私は昭和42年7月から、矢野先生の下で、併任講師となった。そして、翌43年4月砂防研究室の助教授となった。砂防研究室ではあったが、私の洪水流の研究がまだ中途であったため、遅きに失した感があるが、昭和46年に学位論文をまとめるまで、洪水流の研究を主として行っていた。

昭和40年9月、奥越豪雨災害が起こり、私は初めて災害調査を経験した。九頭竜川支川の真名川沿いに災害が発生し、西谷村が壊滅した。裏山からの激しい土砂流出によって多くの家屋が埋没している様子に接して、強い印象を受けた。砂防研究室の助教授になっていた昭和43年の8月に、飛騨川バス転落事

件が生じた。その原因となった同じ豪雨で、穂高砂防観測所が試験流域としている白水谷で土石流が発生した。私は災害現場を見て土石流のすさまじさを実感し、白水谷では水みちから溢れ出た巨石が敷石のように整然とした配列で自然堤防を形作っている様を見て土石流のメカニズムに興味を抱いた。近い将来土石流の研究をしようと決心した。昭和44年8月黒部川一帯に集中豪雨が発生し、黒部ダム貯水池に650万 $m^3$ にのぼる土砂流入があった。黒部貯水池上流域の実態調査等をその後3年間にわたって行い、土砂流出予測が非常に重要かつ困難な問題であることを理解した。昭和46年8月小豆島の小坪東川というところで土石流が発生して、一人の人命が失われた。当時矢野先生はすでに退官されて名誉教授であったが、先生がこの災害原因の究明を委嘱されたことで、私は調査のお手伝いをした。これが私の土石流研究の最初である。

昭和46年4月、矢野先生の後を継ぐ形で、芦田先生が砂防研究部門を担当されることになった。私の洪水流研究も一段落を迎えていたが、しばらくの間は、急勾配河川での掃流砂の研究や穂高砂防観測所での観測等に、芦田先生、大同淳之先生、澤田豊明助手（現助教授）、当時大学院生であった水山高久君（現農学研究科教授）等とともに携わっていた。急勾配の山地溪流では、勾配が急な分子が動きやすくなると思われるのに反して、相対水深が小さいことの影響で、無次元限界掃流力が大きくなることを見出しその式を示したことで、山地溪流に適した掃流砂量式を提示したこと、ヒル谷試験流域や足洗谷流域に観測装置の設置ができたこと等がこの間の成果である。

昭和49年1月から1年間、ニュージーランドのリンカーン大学に滞在した。ここには、穂高砂防観測所同様山地河川の土砂流出を観測しているグループがあり、急勾配河川のステップ・プールに注目していた。当時、穂高砂防観測所のヒル谷において雪解け洪水後最初の降雨出水による土砂流出が出水そのものより大きく遅れる理由が何であるかが分かっていなかったのであるが、ニュージーランドの経験がヒントになり、ヒル谷にも顕著なステップ・プールが連続して存在していることに気づき、プールが上流から順に土砂によって埋められるのに必要な時間が遅れ時間に他ならないことが初めて判明した。このことが我が国の山地溪流のステップ・プール研究の嚆矢であったと思っている。

ニュージーランドから帰国後の昭和50年、科学研究費の計画研究で「土石流の発生機構に関する研究」がはじまり、グループに入れて頂いたこともあ

って、土石流研究に主力を注ぐようになった。土石流危険度評価に関する研究では澤井健二助手（現摂南大学教授）にも協力していただいた。

昭和57年4月、防災研究所に耐水システム研究部門が、時限10年で新設され、私が教授に昇格して担当することになった。耐水システム部門は、従来の構造物による災害対策一辺倒から脱却して、避難等のソフト対策をも重視する立場からの研究を標榜して設立されたので、私の研究歴に照らして、また、10年という限られた年限に、どのような研究を行えばよいのか、ずいぶん思い悩んだ。とりあえず総合的な水害対策の意志決定プロセスを分析し、検討のフローとして、Fig. 1を想定した。そして意志決定プロセスで必要となる様々な予測モデルの構築・高度化のための研究をすることにした。たまたま同年7月に長崎豪雨災害が発生し、市街地での洪水氾濫、土砂氾濫が重要な研究テーマであることが明らかになった。このような訳で、市街地のような複雑な場での水の氾濫、及び土砂の氾濫解析を軸に据えて、ハザードマップ、及びリスクマップ作成手法の樹立を主目標に研究を進めることにした。部門構成は、中川一助手（平成2年より助教授）との二人である。

昭和58年、科学研究費計画研究の「火山噴火に伴う乾燥粉体流（火砕流等）の特質と災害」がはじまり、私は誘われて分担研究者となった。これは昭和55年にアメリカのセント・ヘレンズ火山の噴火災害があり、私が調査班の一員となったことをきっかけに、何人かの火山学者と知り合いになったことによると思う。セント・ヘレンズ火山の災害調査で火山の噴火現象に大いに興味を抱いていたので、従来の土石流研究の延長線上の研究として、その後、火砕流の研究も手がけることになった。この研究は、さらに類似の現象としての取り扱いによる雪崩の研究へと発展している。

耐水システム部門は、平成4年3月に時限を迎えることになったが、洪水氾濫、土砂氾濫を中心に研究してきたことから、残されている重要課題は、高潮・津波や洪水氾濫が地下街を含む複雑な場で起こす災害であると考え、湾域都市水害研究部門への転換を図り、幸い認められることになった。そして、私自身は芦田先生の定年退官の後を受けて、平成4年4月から砂防研究部門の担当となった。

10年ぶりに古巣へ帰り、江頭進治助教授、里深好文助手の陣容で研究を進めることになったが、平成6年江頭助教授が立命館大学教授として転出し、替わりに中川助教授を湾域都市水害研究部門から迎えた。研究内容は耐水システム部門から引き続いて、

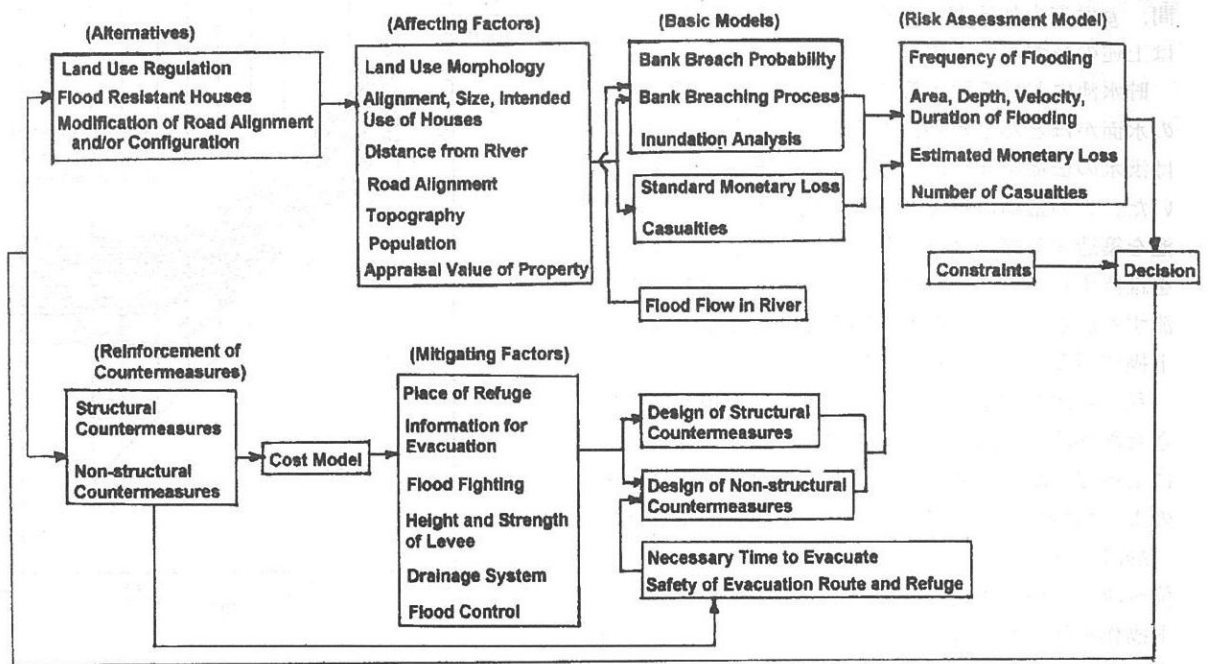


Fig. 1 The decision-making process in flood disaster mitigation planning.

土石流等土砂の集合流動の研究，土砂氾濫・堆積の研究を行う他，砂防研究部門として当然力を入れるべきテーマである山地混合粒径河川の流路変動の研究，構造物による土砂調節の研究，山地流域からの土砂流出予測に関する研究，貯水池の排砂に関する研究等を行い，研究の間口を広げている。

平成 13 年 10 月中川助教授が災害観測実験センターの教授に昇任し，替わって平成 14 年 7 月藤田正治助教授を農学研究科から迎えた。また，平成 14 年 10 月，里深助手は農学研究科助教授に昇任した。私の研究生生活の最晩年を迎えてあわただしい人事交替となったが，私の退官後は，研究体制を立て直し，最近重要になってきている環境面に配慮した防災対策の研究を充実して頂ければ幸いである。

以上は，私の 38 年にわたる研究歴の概要であるが，以下では時代の流れとはとくに関係なく，いくつかの研究主題について，私自身及び私を中心とする共同研究の学問的方法と成果を振り返ることとする。

## 2. 洪水の流れと氾濫災害に関する研究

### 2.1 河道における洪水流の特性

私が洪水流の研究を始めた昭和 30 年代の後半は，まだ計算機が発達していなかったため，従来の研究

は，河道を伝播する洪水の流れを記述する St. Venant の方程式が内包する諸特性をいかにして解析的あるいは水理的に明らかにするかが主題であり，数多くの理論が提唱されていた。代表的な取り扱いとしては，kinematic wave 理論を基礎に拡散方程式で近似化して，その特性を解析するものと，St. Venant の dynamic wave 方程式をそのまま逐次近似で解を求めようとするものがあつた。

後者の代表は林 (Hayashi 1953) の理論であつたが，これは波頂の曲率から求められる無次元量に対する摂動解を得ているので，波形全体の追跡ができないという欠点を持っていた。

私は，波形の伝播と変形に対しては水位の時間的変化率が重要であると考え，

$$\lambda \equiv \frac{H_m - H_o}{i\sqrt{gH_m T_D}} \quad (1)$$

のような無次元量を導入し，これが 1 より大きい場合流れが dynamic wave の特性を持ち， $\lambda$  がある限界式で求められる値よりも大きく，かつ流れのフルード数が大きい場合には，波先で段波を形成すること， $\lambda$  が 1 より十分小さい場合，波の主要部分は kinematic wave として伝播し， $\lambda$  による摂動解によって洪水の波形追跡が可能になることを示した



(Takahashi 1970)。ここに、 $H_m$  はピーク水深、 $H_0$  は初期水深、 $i$  は河床勾配、 $T_D$  は水位変化の継続時間、 $g$  は重力加速度である。このような理論的成果は上述の長大水路実験によって検証された。

貯水池における洪水流の挙動に関して、ダム近傍の水面がほとんど水平に上下することから、貯水池は洪水の伝播を非常に速くするとの議論がなされていた。この議論は単純に実務に受け入れられ、貯水池を築造する際には、従前の河川での洪水伝播特性を維持するために、貯水池流入洪水と貯水池から放流する洪水に一定の遅れ時間を確保するようなゲート操作が義務づけられている。

私たちは長大水路の下流端境界条件を種々に変化させた実験と、洪水特性の指標を用いた理論解析によって、境界条件の影響範囲内で水位と流量がどのような特性をもって伝播するかを明らかにした

(Ashida & Takahashi 1967)。特に、ダム地点で水位～流量関係が規定されている場合、すなわちゲート操作を伴わない自由越流状態のダムによって形成される貯水池は、貯水池流入点近傍の遷移領域とダム近傍の湛水領域からなっていることを示した。遷移領域での水位変動は洪水初期には、その上流の河道領域と類似の特性を持ち、洪水後期には、水位がほとんど水平に変動する湛水領域と類似の特性を持っている。遷移領域では、水位ピークの生起時刻が流量ピークの生起時刻よりも大きく遅れるが、湛水領域に入ると両者の生起時刻は接近し、ダム地点で一致する (Fig. 2)。流量ピークの伝播速度は

Kleitz-Seddon 則に従うので ( $\omega = dQ/dA$ ,  $\omega$  : 伝播速度,  $Q$  : 流量,  $A$  : 流水断面積), ダムの設置が従前の河川に比べて、洪水伝播を速めるか、遅らせるかは、ダム地点での水位～流量関係に依存することになる。ちなみに、Fig. 2 の Run 1 は放流幅が水路幅と同じで、この場合にはダム地点までの洪水到達時間はダムがない場合と同様であり、ダム放流口が狭く、水位が従前河川の場合よりも非常に大きくならなければ流入洪水を放流できないような Run 7 の場合には、貯水池の築造が洪水を遅らせるように作用する。すなわち、貯水池はいつでも洪水伝播を速くすると短絡的に考えることは誤りである。

自然の河道では断面が不規則に変化したり、植生が繁茂したりで、断面内で主流域に接して死水域が存在することも多い。長大な区間にわたっておしなべて死水域が存在している場合、死水域が存在していない場合に比べて、伝播速度が  $\{B_m/(B_m+B_d)\}$  倍に、流下に伴うピーク減衰量が  $\{(B_m+B_d)/B_m\}^2$  倍になることを明らかにした。ここに、 $B_m$  は主流の平均幅、 $B_d$  は死水域の平均幅である (高橋 1971)。

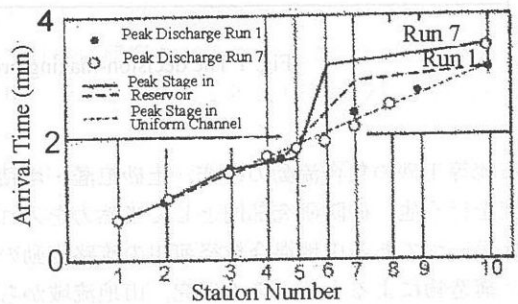
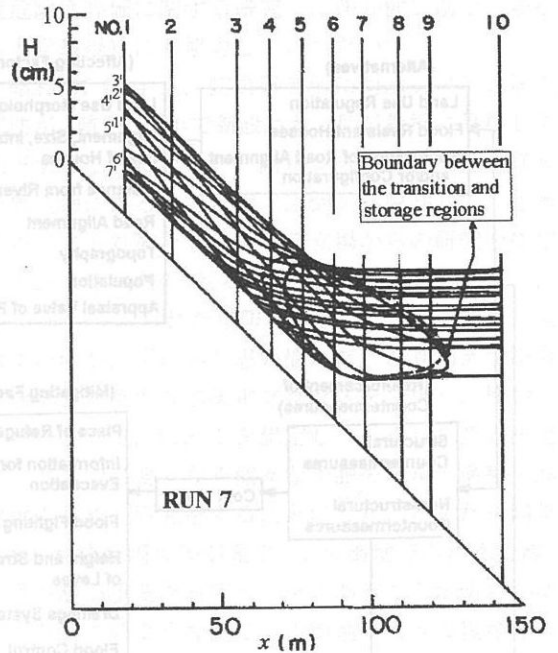


Fig. 2 Propagations of water stage maximum and the peak discharge through reservoir. Run 1; the overflow width of dam is equal to the channel width. Run 2; the overflow width of dam is half the channel width.

我が国の河川では、中下流部において、複断面形状を採用している場合が極めて多いにもかかわらず、昭和40年代まで、複断面流れの水理はほとんど研究されていなかった。私は、当時発表された論文 (Sellin 1964) で、高水敷上の水深が小さい場合に高水敷と低水路に断面を分割して流量を計算すると過大な結果が得られること、水流が高水敷に乗る限界の水位を境界として、同一流量に対してその境界を挟む二つの異なる水位が存在し得ること、高水敷と低水路の境界に薄い隔壁を入れることにより、同一水深で流し得る流量が増加することなどを述べているのに接して大変興味を覚えた。早速、当時完成していた宇治川水理実験所の河川総合実験施設の河道部水路にコンクリート製の複断面水路を作成して



実験に取りかかった(芦田ら 1967)。

実験の結果、定常等流において、Sellinの指摘した事実を確かめることができ、このような特性は低水路と高水敷の境界において、平面渦が発生し、その流水混合効果によって非常に大きなせん断力が境界面に働くためであることが判明した。そして、このような効果は横断方向の渦動粘性係数 $\eta$ を、 $\eta = khu$  ( $k$ :定数,  $h$ :低水路水深,  $u$ :平均流速)として定量的に評価できることを明らかにした。

また、定常流に対して提案した流量計算式を用いて洪水解析を進め、複断面水路と、同じ幅を持つ単断面水路について、同一のピーク流量を持つ洪水流の伝播特性を比較すると、複断面水路の方が伝播速度が遅くなり、通減量も大きくなることなどを見出した。

当時は流速計測技術が未熟で、手製のピトー管を並べて流速分布を測定するのが関の山であったので、私は複断面水路の水理に関する研究にはあまり深入りしなかったが、その後精緻な乱流計測によって、詳細な渦構造等が明らかにされていることは喜ばしい。

詳細な水路実験を伴う洪水流の研究は、昭和46年度で一応の締めくくりとした。しかし、昭和46年、47年当時は集中豪雨による洪水災害が、徳島県那賀川、広島県太田川、岡山県高梁川、大阪府寝屋川等で相次いで発生し、その後、いわゆる水害裁判が数多く争われた。上流にあるダムが過放流、しかも急激なゲート開放を行った結果、水害をもたらされたとするものや、河川改修が進んでいないこと及び改修の仕方に問題があったとする訴えなどによる争いである。上記洪水災害発生事例として挙げたすべてについて訴訟があったが、私は長年にわたる裁判に、洪水流の研究成果を生かして、これらの訴訟に直接・間接に係わってきた。貯水池は必ず洪水伝播を速くすると考えることの誤りや、死水域の効果などが、裁判の場で理解されることの難しさを経験した。

## 2.2 洪水氾濫とそれによる災害の研究

先に述べたように、私は昭和57年から新設の耐水システム研究部門を担当することになった。本研究部門では、都市のような複雑な場での洪水氾濫災害を主要研究課題に据え、中川助手と一緒に、氾濫範囲・規模を正確に予測する方法を確立することを目標に、氾濫シミュレーションモデルの構築と水理模型による検証実験を行うことにした(高橋ら

1986)。それまでにドライベッド上の二次元氾濫流解析モデルは提案されていたが、市街地に対して応用する場合、平滑な平面場の氾濫モデルの粗度係数を、もっと大きい等価粗度係数に置き換えることで済ませており、はたしてこれでよいのか疑問であったし、如何にして等価粗度係数を見積もればよいのかもわからない状態であった。

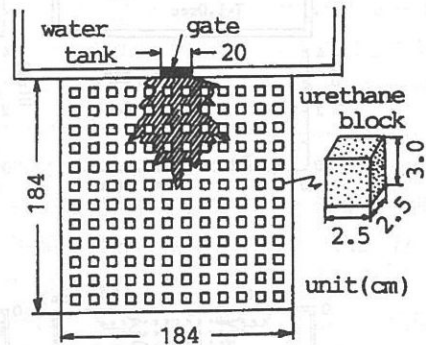


Fig. 3 Experimental setup

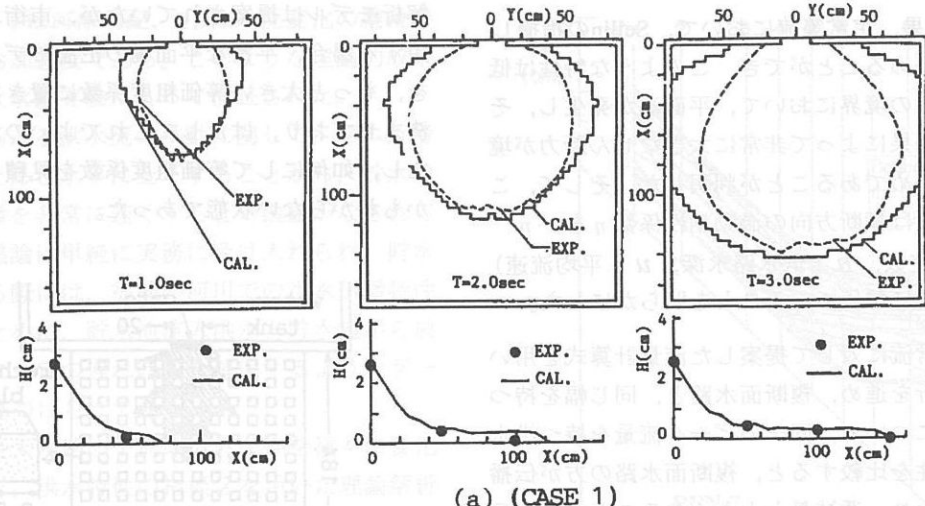
用意した実験装置はFig. 3に示すような水平に設置した氾濫台と、それに接して設置したゲート付きの貯水槽から成っている。氾濫台上には図中に大きさを示しているウレタンブロックを格子状に貼り付け、家屋群を模擬した。実験では貯水槽のゲートを瞬時に引き上げて破堤を模擬し、氾濫台上の水の広がりや破堤口中心線上の水深の時間的变化を測定した。

Fig. 4は家屋群が存在していない場合と存在する場合の典型的な氾濫形状の差を示している。家屋群が存在していない場合の氾濫形状は粗度係数を適正に見積もることによってほぼ再現できることがわかるが、家屋群が存在する場合には、粗度係数を変化させてもこのような三角形状の氾濫形状を再現できないであろうことが容易に理解される。

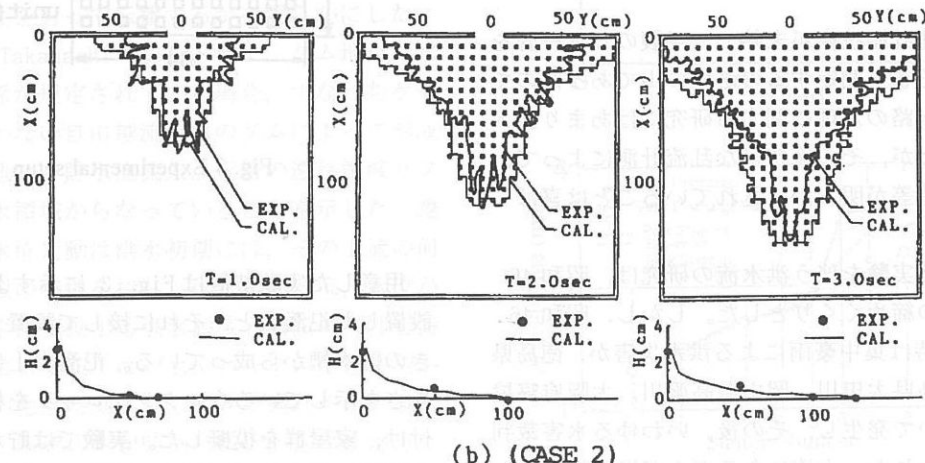
私たちは家屋の部分では水が流ることができないと考え、計算の1メッシュ内にFig. 5のように家屋が存在する場合に

$$\beta_{i+1/2, j+1/2} = \sqrt{1 - \sum_k A_k / \Delta x \Delta y} \quad (2)$$

のような平均的通過率の概念を導入し、その格子に出入りする流量フラックスに通過率を乗じて補正する方法を用いた。ここに、 $A_k$ は格子内に占める1家屋の面積である。Fig. 4にCALと示した線はこの



(a) (CASE 1)



(b) (CASE 2)

Fig. 4 Comparison between the experimental results and the calculated ones concerning with the shapes of flooding edges and the water surface profiles along the flow axis

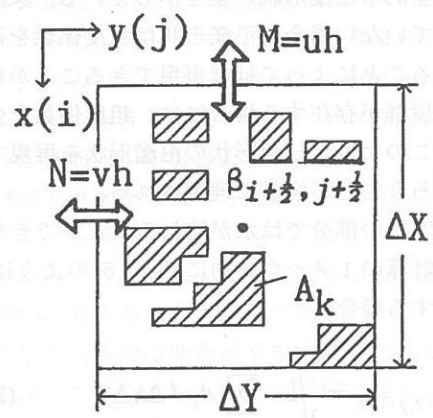


Fig. 5 Definition of flow penetration ratio

ようにして計算した結果で、EXP.と示されている実験結果をよく再現できている。上記のような氾濫計

算で、実際の場合においても氾濫水深や流速の分布がほぼ正しく見積もられることが判明し、床下・床上浸水による地域の被害見積もりも可能となった。しかし、家屋流失被害や人命損失の見積もりには流失や溺死等の限界を評価する方法が必要である。このことに関し、私たちは実験水路を用いて家屋に作用する流体力の評価を可能にし、その結果と実際の在来軸組構造の木造家屋模型の耐力モーメントに関する実験結果を組み合わせ、木造家屋の流失危険指標として次式を得た(高橋ら 1985)。

$$uh \geq \sqrt{M_V / (h_c / h \cdot C_D / 2 \cdot \rho)} / \sqrt{B} \quad (3)$$

ここに、 $u$  : 平均流速(m/s),  $h$  : 水深(m),  $M_V$  : 在来軸組工法による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

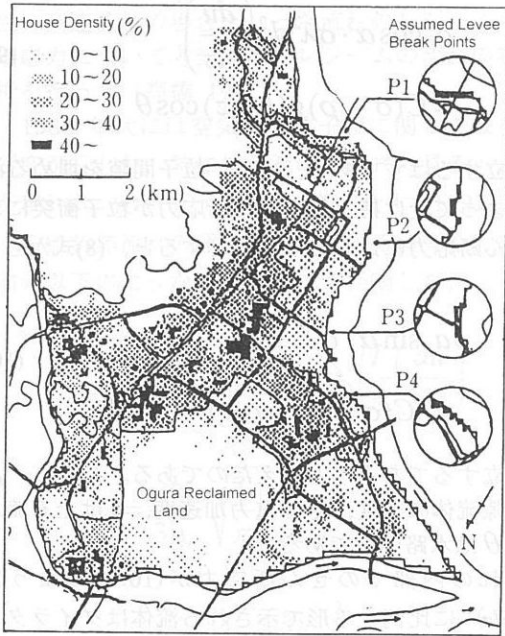


Fig. 6 The density of houses in Ogura Basin and the assumed points of levee breach

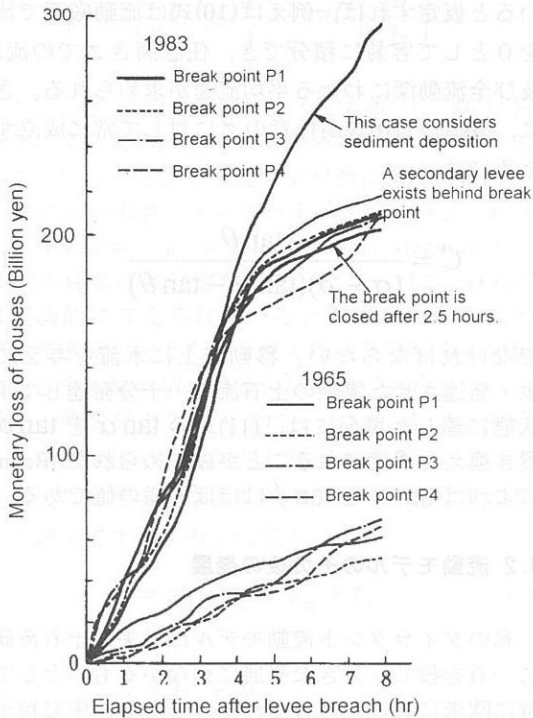


Fig. 7 The increment of monetary loss with elapsed time after the breach of levee

数,  $\rho$  : 水の密度( $\text{kg/m}^3$ ),  $B$  : 流体力が作用する家屋幅(m)である。これらの諸量に平均的な値を用いると, 流失限界の流速と水深の組み合わせは

$$uh \geq 23.2/\sqrt{B} \quad (4)$$

となる。

実際の氾濫危険地域に対して, 各種の破堤地点, 破堤規模等の組み合わせについて, 氾濫シミュレーションを行えば, それぞれの場合に対する浸水深や家屋流失危険度分布等が明らかになり, 地域のリスクマップを作成することができる。私たちはこのような試みもしている (Takahashi & Nakagawa 1987)。一般家屋の浸水被害率 (家屋の価値が失われる割合) は, 国土交通省の治水経済調査要項に, 浸水深と土地の傾斜の組み合わせに応じて具体的な数値が与えられている。私たちはこの数値を水深と流速の組み合わせに対する数値に読み替え, 多少の修正を加えて, 京都の巨椋流域 (Fig. 6) を例にとって, 各種の破堤条件を想定して, 破堤後の時間の経過と損害額の累計の変化を求めた (Fig. 7)。このような解析は地域のリスクが時代とともにどのような変化を遂げたか, 治水工事の利益がどの程度か, 破堤に対する堤防の応急復旧の価値がどの程度かといった議論に用いることができる。

家屋が群として存在する場合, それらの配置状況によっては単体で存在する場合よりも大きい力が作用して流失危険度が大きくなるし, 家屋が流失すればそれが下流の家屋に衝突したり, 流水を閉塞してさらなる家屋流失を誘起するといった現象が生じる。前者の現象については水路実験で, どのような配置の場合に危険度がどの程度大きくなるかは判明したが, 広大な氾濫場を対象とする場合, 1メッシュ内に多数の家屋が含まれるのに対して, メッシュ内の流速分布までは不明であるから, 家屋毎の流失危険度評価を可能にするまでには至らなかった。

### 3. 土石流の機構及び土石流災害の研究

#### 3.1 ダイラタント流体モデルの提唱

防災研究所では世界に先駆けて土石流の力学機構に関する研究が手がけられた。Yano & Daido (1965) は土石流中に含まれる微細粒子の役割に注目して, 土石流体のせん断応力~変形関係に

$$\tau = \tau_y + \mu \frac{du}{dz} \quad (5)$$

が成立するとするビンガム流体モデルを提唱した。ここに,  $\tau$  はせん断応力,  $\tau_y$  は降伏応力,  $\mu$  は粘性係数,  $z$  は流動底面からの高さ,  $u$  は高さ  $z$  における流速である。Johnson (1970) も次のようなクーロン・粘性モデルを提唱している。



$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi + \mu \frac{du}{dz} \quad (6)$$

ここに、 $c$ は粘着力、 $\sigma_n$ は粒子間に働く流動面に垂直の応力、 $\tan \phi$ は粒子間の内部摩擦係数である。このような土石流体自身がある降伏強度を持っているとする考えは、静止状態にあった土塊が水の作用を受けて降伏強度を上回る応力状態になって流動を開始して土石流となり、やがてそれが緩勾配地域に流出して作用応力が小さくなり、降伏強度以下になって停止するとすれば、土石流の全過程を説明するのに便利である。そのため、このようなモデル化は、その後の(6)式右辺に $(du/dz)^2$ の項を付け加える多項式モデルをまじえて、今も実用モデルとして用いられている。

私は、拳大以上の石礫と粘土のような微細粒子をほとんど含んでいない流体との混合物から成っている土石流について、それが高い流動性をもって4°程度の緩勾配地点まで流動できるのは、流体相の中で粗粒子がバラバラに分散して、抵抗が小さくなっていくからであると考えた。粒子は流体よりも重いから、流れの中で底面付近に凝集しようとする。流れが継続するためにはこのような沈降作用に抗して粒子が分散し続けるような機構が働いていなければならない。私はこのような機構は粒子同士の衝突による反発力に他ならないと考えたのである。

粒子流において、粒子衝突に伴う反発による分散力に最初に注目し、実験によって粒子分散圧力及びせん断力と歪み速度の関係を明らかにしたのは Bagnold (1954) であった。彼によれば、歪み速度の大きい慣性領域において、粒子衝突によって粒子を分散させようとする圧力  $p$  とせん断力  $\tau$  が

$$p = a_i \cos \alpha \cdot \sigma \lambda^2 d^2 \left( \frac{du}{dz} \right)^2 \quad (7)$$

$$\tau = \tan \alpha \cdot p \quad (8)$$

のように記述される。ここに、 $a_i$ は定数、 $\alpha$ は粒子の衝突角、 $\sigma$ は粒子密度、 $d$ は粒径、 $\lambda$ は粒子の線濃度で  $\lambda = \{(C^*/C)^{1/3} - 1\}^{-1}$  のように定義される。ただし、 $C^*$ は粒子の充填濃度であり、 $C$ は粒子の実際の容積濃度である。

Bagnold は液体中に分散した中立粒子を用いた実験で上記の式を得たのであるが、私はこの結果を開水路の定常等流に用いた(高橋 1977, Takahashi 1978)。この場合、流れの底面から  $z$  の高さにある層を流下する粒子群には、粒子同士の衝突を介して、その層より上を流れている全粒子の水中重量による垂直応力が直接に作用しているから、

$$a_i \cos \alpha \cdot \sigma \lambda^2 d^2 \left( \frac{du}{dz} \right)^2 \quad (9)$$

$$= C(\sigma - \rho)g(h - z) \cos \theta$$

が成立するはずである。また、粒子間隙を埋める液体によって受け持たれるせん断応力が粒子衝突によるせん断応力に比して小さいとすると、(8)式から

$$a_i \sin \alpha \cdot \sigma \lambda^2 d^2 \left( \frac{du}{dz} \right)^2 \quad (10)$$

$$= \{C(\sigma - \rho) + \rho\}g(h - z) \sin \theta$$

が成立するであろうと考えたのである。ここに、 $\rho$ は間隙流体の密度、 $g$ は重力加速度、 $h$ は土石流水深、 $\theta$ は水路勾配である。

流れの内部でのせん断応力が(10)式のように $(du/dz)^2$ に比例する形で示される流体はダイラタント流体と呼ばれる。したがって、私が提唱した土石流モデルはダイラタント流体モデルである。

簡単のために、濃度が深さ方向に一様に分布していると仮定すれば、例えば(10)式は流動底面で流速を0として容易に積分でき、任意高さ  $z$  での流速、及び全流動深にわたる平均流速が求められる。さらに、(9)式と(10)式が任意の  $z$  に対して常に成立するためには、

$$C = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \alpha - \tan \theta)} \quad (11)$$

でなければならない。移動床上に水流を与えて発生・発達させた実験の土石流で、十分発達して平衡状態に達した場合には、(11)式の  $\tan \alpha$  を  $\tan \phi$  に置き換えた濃度になることが確かめられた。Bagnold によれば  $\tan \alpha$  を  $\tan \phi$  はほぼ同様の値である。

### 3.2 流動モデルのその後の発展

私のダイラタント流動モデルは従来の土石流研究に一石を投じ、大きな発展につながるものとして、特に欧米において注目された。しかし、中立粒子を用いた実験結果をそのまま用いることへの批判や、濃度の一様分布を仮定したために(9)式が余分になるといった批判もされた。後者に関してはもちろん私自身も承知しており、濃度の非一様性を考慮して、濃度分布および変曲点を持つ水深方向の流速分布が求められる理論も示した(高橋 1983)。さらに、土石流の存在領域よりも緩勾配区域で生じる掃流状集合流動の機構と流砂量に関する議論(Takahashi 1983, 1987)や、粒子と流体の混合物からなる流れの中で存在できると思われる応力を全て考慮し、準

静的なせん断の場合、高粘性・低速流れの場合、慣性・高速流れの場合といった流れのレジーム毎の卓越応力について考察し、各レジームの流れの特性解析を行った（高橋 1992）。

1980年代には空気中の粒子流に関して数多くの研究が行われ、特に粒子流の構成式に見るべき成果が現れた。そのような中で高橋・辻本（1997）は斜面上の粒状体流れの運動機構に関する研究を行い、自前の以下のような構成方程式を提唱した。

$$\tau_c = \frac{4}{5} C^2 g_0 \sigma d (1+e) \sqrt{\frac{T}{\pi}} \left( \frac{du}{dz} \right) \quad (12)$$

$$\tau_k = \frac{\sigma d}{3g_0} \sqrt{\frac{T}{\pi}} \left( \frac{du}{dz} \right) \quad (13)$$

$$T = \frac{d^2}{15} \frac{1}{1-e} \left( \frac{du}{dz} \right)^2 \quad (14)$$

$$p_c = \frac{2}{15} C^2 g_0 \frac{1+e}{1-e} \sigma d^2 \left( \frac{du}{dz} \right)^2 \quad (15)$$

ここに、 $\tau_c$  は粒子衝突によるせん断力、 $p_c$  は粒子衝突による圧力、 $\tau_k$  は粒子が運動している層を替えることによって生じる運動量交換によるせん断力、 $T$  は粒子の振動エネルギーを示す粒子温度、 $e$  は粒子の反発係数、 $g_0 = 1 + \lambda$  である。Bagnold の(7)、(8)式の係数は実験定数であったが、(12)、(15)式では理論的に与えられているところが相違点であるが、濃度変化にともなうせん断力及び圧力の変化傾向及びその絶対値は両者ほぼ同様である。

粒子濃度が 0.2 以上では  $\tau_k$  は小さいことを考慮し、間隙流体の降伏強度も無視できるものとして、土石流中のせん断応力と圧力が以下の諸応力の和として記述できるものと仮定する。

$$\tau = \tau_\mu + \tau_c + \tau_m + \tau_s \quad (16)$$

$$p = p_c + p_s \quad (17)$$

ここに、 $\tau_\mu$  は間隙流体の変形による粘性応力、 $\tau_m$  は乱流混合によるせん断応力、 $p_s$  および  $\tau_s$  は、それぞれ、粒子群が常に接触していることによって形成される骨格構造を介して流動底面まで伝達される静的な圧力とその骨格構造の変形によって生じるせん断応力である。粒子群が常に接触しながらせん断されるのは粒子濃度が限界濃度  $C_3$  より大きいときであり、その値は比較的均等な砂で約 0.5 である。流動体全体の平均粒子濃度が  $C_3$  より大きい場合に

は、(16)式の右辺第4項が他の3つの項に比して卓越し、(17)式の右辺第2項が第1項より卓越する。そして

$$\tau_s = p_s \tan \phi \quad (18)$$

が成立するであろうことが理解される。これはいわゆるクーロンモデルであり、平均粒子濃度が 0.5 以上といった極めて高濃度であれば、土塊としてのすべりに近い準静的な運動となる。ただし、比較的均一な材料の場合、粒子濃度が 0.56 程度以上であれば、粒子同士がかみ合ってもはや変形は不可能となる。

流動深全体にわたって大きいせん断変形が認められるような流れは、均等に近い材料の場合、平均粒子濃度が 0.5 程度以下で生じると考えられるが、その際、 $\tau_\mu$ 、 $\tau_m$ 、 $\tau_c$  のどれが卓越するかによって流れの性質は大きく違ってくる。 $\tau_c$  が卓越するのがダイラタント流体モデルで説明される石礫型土石流であり、粒子と流体の混合物全体が激しく乱れて流れる乱流型（泥流型）土石流では  $\tau_m$  が卓越する。石礫型及び乱流型（泥流型）では慣性が卓越しているので、慣性型土石流と呼ぶこともできる。一方、 $\tau_\mu$  が卓越する土石流は粘性土石流と呼ばれる。

粒子群が粗粒子のみから構成されている場合、粒子分散は主として衝突による反発作用によっているが、平均濃度が 0.2 以下程度になれば、粒子は全流動層に分散することができなくなり、掃流状集合流動となる。

以上のような考察を総合することによって、種々の土砂輸送形式の分類と存在領域が Fig. 8 のようにまとめられる（Takahashi 2001）。ただし、図中に示した Bagnold 数は粒子衝突の効果と間隙流体の粘性効果の寄与程度を規定する数値で、Bagnold 数が大きい場合、粒子衝突効果が卓越する。

Fig. 8 に示したように、土石流は土砂濃度がおおよそ 0.2 以上の流れであるとしてすることができるが、その内、Bagnold 数が大きく、相対水深 ( $h/d$ ) が小さい土石流が石礫型土石流であり、相対水深が大きく、Reynolds 数が大きい土石流が乱流型土石流である。それらの典型的土石流の中間に図中に Hybrid と示した中間型土石流がある。慣性土石流の一般型は中間型であるとも言うことができ、流れ内部の構造は Fig. 9 のようで、下部に粒子衝突効果が卓越する領域があり、その上に浮遊砂の領域がある。そしてそれらの相対的な厚さ割合が流動条件によって変化すると解釈できる。

高橋・里深（2002）は慣性土石流の一般理論を示している。それによれば、Fig. 10 及び Fig. 11 のように、相対水深に応じて変化する流速分布形や粒子

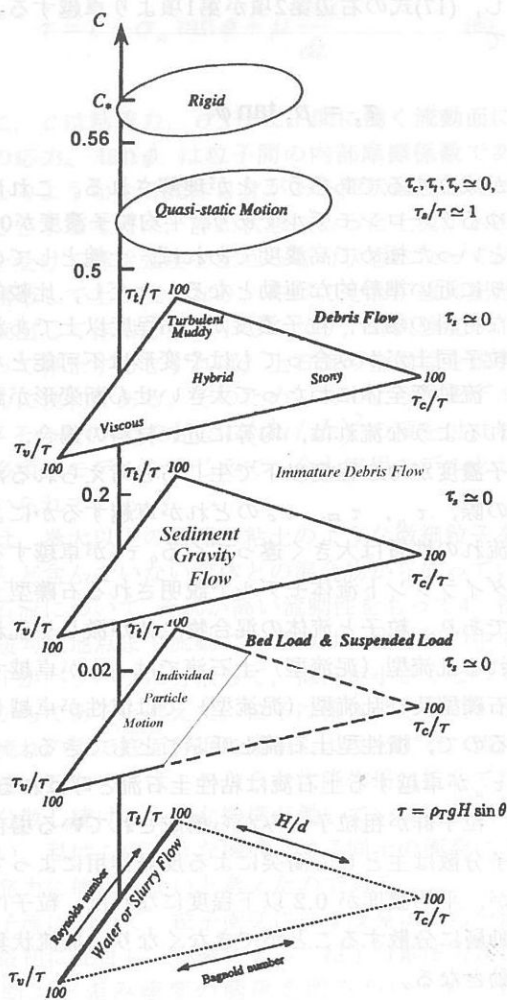


Fig. 8 The criteria for the existence of various sediment motions

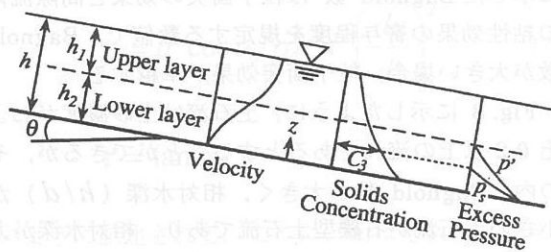


Fig. 9 The structure model of an inertial debris flow

輸送濃度の実験結果を良く説明することができる。

粘性土石流は、その典型例が中国雲南省の蔣家溝で見られることで有名である。私たちは平成3年から平成10年まで、中国科学院成都山地災害環境研究所との共同研究として、粘性土石流の観測研究に従事した。幸い何回も Fig. 12 に見るような土石流を観測することができた。この土石流の特徴はいく

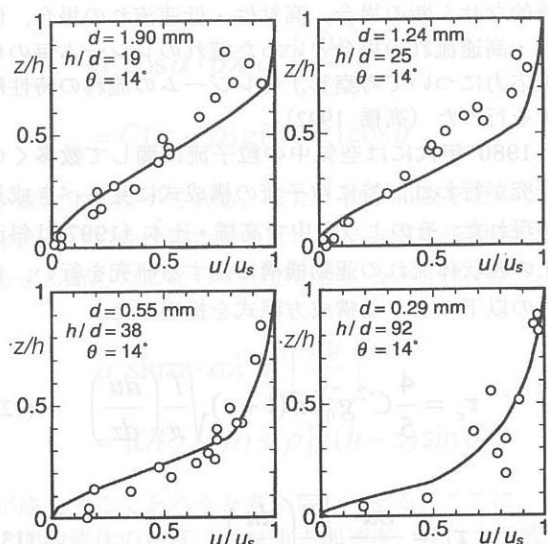


Fig. 10 Theoretical and experimental velocity distributions

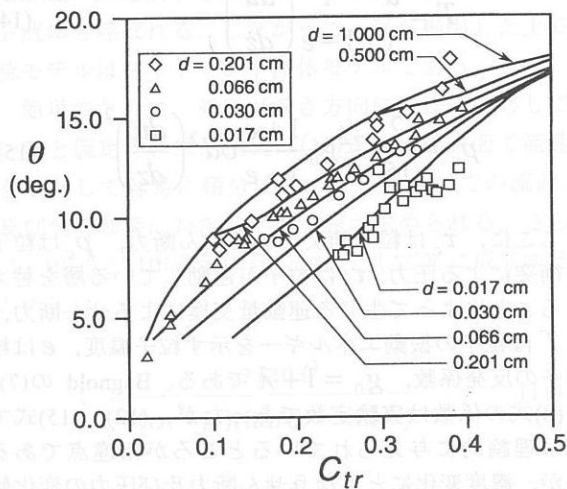


Fig. 11 Theoretical and experimental equilibrium sediment transport concentrations

つもの流れの塊（サージ）が何十回となく繰り返しやってくることで、サージとサージの間は、ある厚さの堆積層を残して、長いときには数分間にわたって静止状態になる。サージの末端部に至って流動深が減少し、やがて停止するという特徴の説明に便利なことと、粒子間隙を埋めるスラリーがビンガム流体であることから、従来この土石流はビンガム流体モデルで取り扱われてきた。しかし、私たちはこのような土石流においてもビンガム流体モデルでは矛盾するいくつかの現象を発見し、実験室での基礎的な検討を加えて、独自のニュートン流体モデルを組み立てた(Takahashi et al. 2000)。この理論は、粘性の高い流体中の粒子群が強制的なせん断場にある場合、粒子分散圧力と見かけ粘性の増加効果によつ



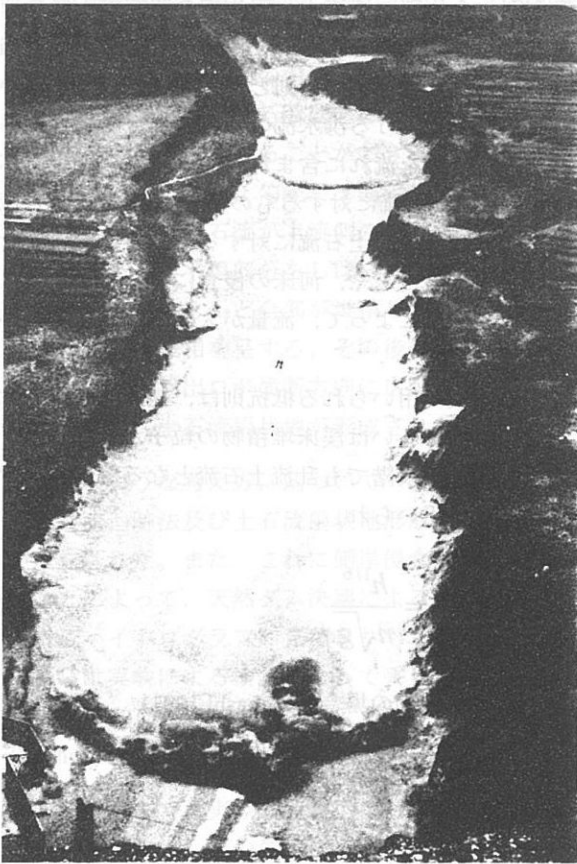


Fig. 12 Viscous debris flow in the Jiangjia Gully, Yunnan, China

て、比重差による沈降作用とバランスして粒子が分散することを示している。この理論によれば、蒋家溝の土石流のように粗粒子の間隙を埋めるスラリーの密度が大きく、粗粒子の相対比重が小さい場合、粗粒子は極めて高濃度で深さ方向にほぼ一様に分布できる。

粗粒子が一様に分布していると仮定して得られるニュートン流体モデルの抵抗則は

$$\frac{U}{u_*} = \frac{1}{3} \frac{\rho u_*}{\mu_a} (1 + \varepsilon C) h \quad (19)$$

である。ここに、 $U$  は断面平均流速、 $u_* (= \sqrt{gh \sin \theta})$  は摩擦速度、 $\varepsilon (= (\sigma - \rho) / \rho)$  はスラリー中の粗粒子比重、 $\mu_a$  は土石流材料の見かけ粘性係数で、スラリーの粘性係数を  $\mu$  とすれば、近似的に

$$\mu_a = \mu \left( 1 - \frac{C}{C_*} \right)^{-1.82} \quad (20)$$

与えられる。蒋家溝において、 $\rho = 1.5 \text{ g/cm}^3$ ,  $C =$

0.68,  $C_* = 0.72$ ,  $\varepsilon = 0.77$ ,  $\mu = 0.4 \text{ Pa s}$  程度の値が得られているので、これらの値を  $h = 100 \sim 200 \text{ cm}$  の範囲で適用すると、 $U/u_* = 5 \sim 14$  を得る。このような値は現地観測の結果とほぼ一致している。

ビンガム流体モデルでは、流動深が限界値以下になれば、流れ中の作用せん断力が全水深にわたって降伏応力より小さくなり、流れが一挙に停止する。それに対して、ニュートン流体モデルでは、流動深が小さくなれば流速が小さくなり、せん断変形割合が粗粒子を分散するには不足となって粒子が沈降して堆積する。流れの後に残された堆積層の状況が類似していてもその生成機構は全く異なっている。蒋家溝では堆積層を形成しながらその上を流れる流動層が徐々に浅くなってついに静止に至っており、明らかにニュートン流体での堆積の仕方に成っている。このような過程は実験でも確かめられている。

粘性土石流は中国のみならず、わが国でも蒲原次土石流や針原川土石流などで生じており、今後モデルの適用例を増やしながらより詳細な検討を加えて行く必要がある。

### 3.3 土石流の発生、発達、停止・堆積過程の研究

#### (1) 溪床堆積物の土石流化

私は急勾配の溪床堆積物が水で飽和され、さらにその表面上に流水が生じた場合について、堆積層中に作用する静的なせん断力とせん断抵抗力の大小関係を考察し、Fig. 13 のような各種の土砂輸送形態が発生する領域区分図を得た（高橋 1977, Takahashi 1978, 1987）。図において横軸として単位幅当たりの無次元表面流流量と相対水深の2種類が示されているが、流量と水深の関係は勾配によっても変化するので、これら両軸の数値が厳密に 1:1 で対応しているわけではなくおよその対応であることに注意して頂きたい。なお、 $q_0$  及び  $h_0$  は堆積層の表面に現れる水流の単位幅流量及び水深である。

図中の曲線は各種の土砂輸送形態の発生領域区分線を表している。曲線 A は私たちが示した勾配の影響を考慮した限界掃流力の曲線（芦田ら 1973）であり、曲線 B 及び C は、それぞれ、掃流状集合流動及び土石流の発生限界曲線である。それらは、それぞれ、

$$\tan \theta = \frac{C_* (\sigma - \rho)}{C_* (\sigma - \rho) + \rho (1 + h_0 / d)} \tan \phi \quad (21)$$

$$\tan \theta = \frac{C_*(\sigma - \rho)}{C_*(\sigma - \rho) + 2\rho} \tan \phi \quad (22)$$

のように与えられる。また、図中の曲線D及びEは、それぞれ最近求められた、Tognaccaによる不飽和堆積層上での土石流発生限界とArmanini・Gregorettilによる飽和堆積層上での土石流発生限界の実験曲線である。

(21)式の  $h_0/d$  を 1 とすると(22)式となる。 $h_0/d$  が 1 より相当大きいある一定値の下で勾配を次第に急にして行くような実験を行うと、発生する掃流状集合流動において、粒子流動層が全流動層に占める相対的な厚さが次第に大きくなって行き、(22)式を満足するような勾配になると、ついに粒子流動層が流動深全体を占めるようになって土石流となる。 $h \approx d$  では掃流状集合流動の発生限界勾配と土石流発生限界勾配がほぼ一致するが、Fig. 13 に示されているように、そのような勾配では水流によって粒子が掃流砂として輸送される限界も  $h \approx d$  となる。通常の土砂堆積層では、(22)式は勾配 14~15° で満足されるから、それ以上の勾配の堆積層上で最大級の粒子を含めて活発な土砂輸送が生じる場合、それは土石流となることを意味している。

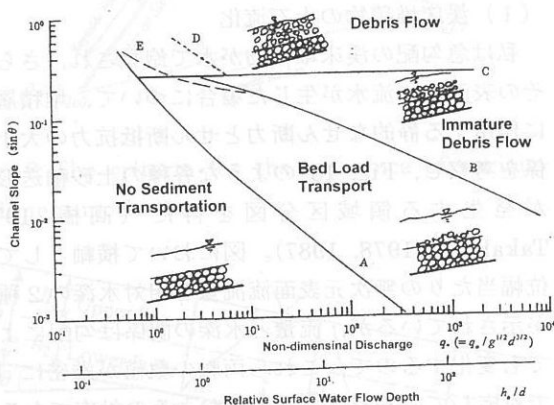


Fig. 13 The criteria for flows on erodible channel

実際の堆積層では、堆積層表面まで完全に飽和状態になることはむしろ稀であろう。堆積層が不飽和のままその表面に水流が生じると、砂礫は表面流の流体力による掃流として移動を開始するが、(22)式を満足するより急勾配では流れに取り込むことができる砂礫濃度は非常に高く、そのような堆積層が十分な長さにわたって存在する限り、次第に含有土砂濃度が高くなって掃流状集合流動から土石流へと発達することができる。

上記のような土石流の発達過程は、流れの運動量

保存則、全体積の連続式、固体相の連続式、侵食速度式、河床変動の式を用いて解析できる(Takahashi et al. 1987)。運動量保存則と全体積の連続式を用いるのは河道における洪水流の解析の場合と同様であるが、抵抗則を流れに含まれる砂礫濃度の変化に応じて、初期の水流に対するものから、掃流状集合流動に対するもの、土石流に対するものへと変化させる必要のあることや、河床の侵食によって取り込まれる土砂と水によって、流量が大幅に変化する点が特徴である。

運動量式で用いられる抵抗則は、掃流砂を含む水流の場合、あるいは渓床堆積物の粒子が細かくて十分に発達した段階でも乱流土石流となる場合にはマニング式が用いられ、

$$\frac{U}{u_*} = \frac{h^{1/6}}{n\sqrt{g}} \quad (23)$$

掃流状集合流動の場合(Takahashi 1991)

$$\frac{U}{u_*} = 0.4 \left( \frac{h}{d} \right) \quad (24)$$

土石流の場合(高橋 1977)

$$\frac{U}{u_*} = \frac{2}{5} \left( \frac{h}{d} \right) \frac{1}{\lambda} \left( \frac{1}{0.02} \frac{\rho_T}{\sigma} \right)^{1/2} \quad (25)$$

が用いられる。ここに、 $\rho_T = C\sigma + (1-C)\rho$ 、 $n$  はマニングの粗度係数である。

不飽和堆積層の侵食は、流れの砂礫濃度がまだ平衡状態に達していない場合に平衡濃度と実際の濃度との差に比例して生じると考えて次のような侵食速度式を得た(Takahashi et al. 1987)。

$$\frac{i}{\sqrt{gh}} = K \sin^{3/2} \left[ 1 - \frac{\sigma - \rho}{\rho} C \left( \frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right]^{1/2} \times \left( \frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (C_\infty - C) \frac{h}{d} \quad (26)$$

ここに、 $i$  は侵食速度、 $K$  は定数、 $C_\infty$  は平衡濃度で、石礫型土石流の場合は(11)式の  $\alpha$  を  $\phi$  に置き換えた式で与えられ、掃流状集合流動の場合には(26)式の  $C_\infty$  を  $6.7 C_\infty^2$  で置き換えた式を用いる。なお、最近、石礫型土石流、掃流状集合流動、および乱流型土石流を一括して取り扱える方法も提案している(高橋・里深 2002)。

土石流が勾配の緩い区間へ流出すると、その区間の勾配では砂礫濃度が過剰となる場合が生じる。この場合には、その区間の勾配に対する平衡濃度と実際に土石流が含んでいる濃度との差に比例する速度で堆積が生ずると考えることができる。谷の出口でよく見かけるように、勾配が不連続的に緩くなるような場合には、土石流が上流側の渓谷内で持っていた慣性によって平坦部分をしばらくそのまま進行した後、急激にほとんど全部が堆積して、突然停止したかのような様相を呈する。その後も土石流流出が継続すると、谷出口が横断方向に広がりをもっておれば、徐々に土石流扇状地が形成される。

以上のような考え方に基づいて一次元及び二次元の土石流追跡法及び土石流扇状地形成過程の解析法が確立された。また、これに側岸侵食式を付け加えることによって、天然ダム決壊による土石流および洪水流ハイドログラフの見積りも可能になった。これらは実験による検証によって妥当性も確かめられている (Takahashi et al. 1987, 高橋ら 1988, Takahashi 1993, 高橋・中川 1993)。

さらに進んで、実際の石礫型土石流が広い粒度分布を持っており、その先端部へ巨礫が集中する特性があることから、そのような巨礫集中プロセスも含んだ追跡アルゴリズムの作成も行った。すなわち、石礫型土石流における巨礫の先端部への集中機構に関して、粒子衝突によって周辺粒子よりも大きい粒子が上層へ輸送されることを理論的・実験的に明らかにし、上層の流速が土石流の平均速度よりも大きいことから大きい粒子が次第に前方に集中することを示した (Takahashi 1980)。そしてこのようなプロセスの計算と前述の一次元土石流追跡計算の二段階を1つの時間ステップについて計算することによって、粒径選別を伴った土石流発達・流下の解析を可能にした (Takahashi et al. 1992)。

Fig. 14 は、長さ 8.5m, 勾配 18° の実験水路を用いて、広い粒度分布を持った一様な飽和堆積層に  $600\text{cm}^3/\text{s}$  の流量で水を 20 秒間通水して発生させた土石流の平均粒径の時間的変化を水路末端で計測した結果とシミュレーション結果とを比較したものである。実験は堆積層の飽和度の微妙な変化等によって結果がかなりばらつくことを考慮して数回繰り返している。実験が示しているような先端部への大粒子の集中傾向が、定量的によく説明されている。

大粒子が集まって平均粒径が大きくなると、(25)式でわかるように、流速係数が小さくなり流れの抵抗が増大する。従って、先端部分では進行速度が後続部より遅くなり、後続の土石流が加わって先端部

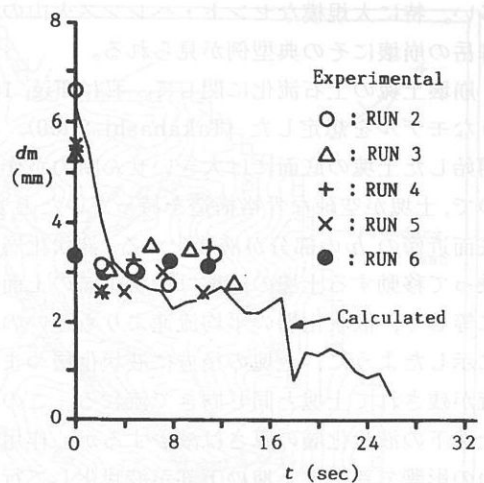


Fig. 14 Temporal changes of mean particle sizes in debris flow at the downstream end of flume

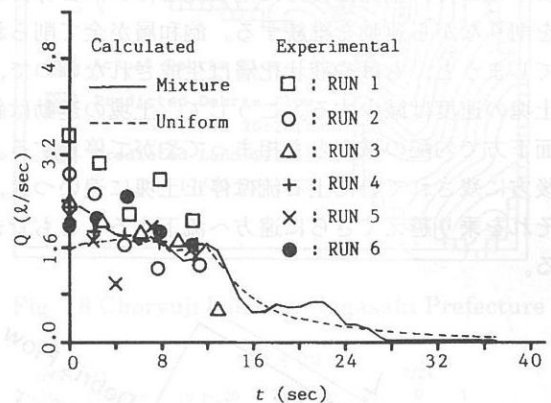


Fig. 15 Calculated and measured discharge hydrographs at the downstream end of flume

がふくれ上がる。Fig. 15 は上述の実験について、水路末端で計測されたハイドログラフと計算結果を比較している。計算は実験の平均的傾向を良く説明している。また、図には堆積物が一様粒径材料で成り立っていると仮定した場合のハイドログラフの計算結果も示している。一様粒径の場合と混合粒径の場合の、特に最先端での違いが理解できる。

## (2) 山腹崩壊の土石流化

最近、比較的大規模な山腹崩壊に起因する土石流災害が、蒲原沢、八幡平、針原川等相次いで発生した。豪雨の最盛期に発生する浅い斜面崩壊では、崩壊斜面からの水の噴き出しなどで、水の割合が高く即座に土石流化して、渓床堆積物の土石流化の場合と同様の解析が可能な場合が多いが、大規模な崩壊の場合、土塊としての運動が比較的長距離に及んだ後に、後を追いかけるように土石流が流下する例が



多い。特に大規模なセント・ヘレンズ火山の崩壊や御岳の崩壊にその典型例が見られる。

崩壊土塊の土石流化に関して、私は Fig. 16 のようなモデルを想定した (Takahashi 2000)。移動を開始した土塊の底面には大きいせん断力が作用するので、土塊が空疎な骨格構造を持っていたとすると、底面近傍の  $h_l$  の部分が液状化する。液状化層の上に乗って移動する土塊の速度は液状化層の上面の速度に等しく、液状化層の平均流速よりも速いので、図に示したように、土塊の後方に液状化層つまり土石流が残されて土塊と同じ向きで流れる。このため、土塊下の液状化層の厚さは減少するが、作用せん断力の影響で新たに土塊の下部が液状化して行く。土塊下の液状化層の生成速度は、土塊の強度、速度、及び液状化層の厚さに依存すると考えられる。このようにして、土塊は後方に土石流を伴い、自分自身を削りながら運動を継続する。飽和層が全て削られてしまうと、もはや液状化層は生成されないので、土塊の速度は減少する。こうして、土塊の運動は斜面下方で勾配の減少とも相まってやがて停止する。後方に残されていた土石流は停止土塊に追いつき、それを乗り越えてさらに遠方へ流下することもできる。

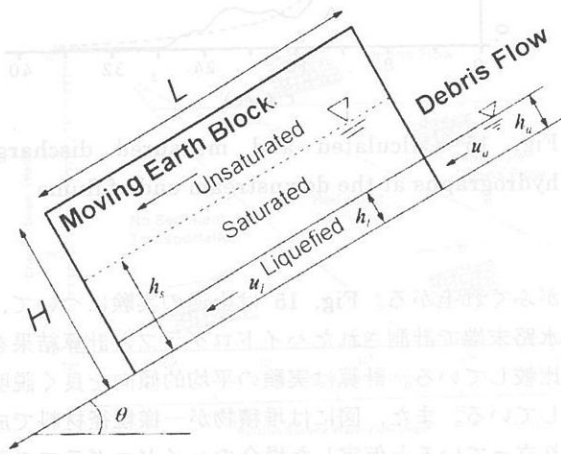


Fig. 16 A moving earth mass with partial liquefaction

このようなモデルの妥当性は、幅が一定の実験水路内で土塊運動を追跡することによって確かめられている。しかし、このモデルを崩壊土塊が渓谷へ斜めに流入し、一部が対岸に乗り上げてから、谷に沿って流下するといった複雑な二次元場に適用するには工夫が必要である。私たちは、ごく最近、液状化層には連続流体としたオイラー的取り扱いをし、その上の土塊は多少の粘着力を有する円柱の集団であ

るとして、それぞれの円柱の運動を下の流体層との相互作用の下にラグランジェ解析するという方法を考案した。そしてこの方法によって、土塊の流入角度、渓谷の兩岸斜面の勾配の程度、渓谷勾配の組み合わせによって複雑に変化する土塊運動の軌跡や土塊及び土石流の到達距離等の実験結果が説明できることを見出している。

上記のモデルでは、飽和層が土塊全体に及んでいる場合には、土塊がすべて土石流に転化する可能性がある。蒋家溝の土石流では発生過程の観察ができていないのであるが、私は間歇的に流下する一つ一つのサージが、一つ一つの崩壊に対応しているのではないかと考えている。そして完全に土石流化したサージの河道内流下と静止・堆積の過程は、石礫型土石流の場合と同様に、運動量式と連続式によって定量的に追跡することが可能である。ただし、運動量式に含まれる抵抗項に(19)式のようなニュートン流体モデルを適用し、堆積速度式についても粘性土石流特有のものに変更することが必要である (Takahashi et al. 2000)。なお、粘性土石流の場合にはサージの先端部へ巨礫が集中する現象は認められない。これは粘性土石流中の粒子分散は粒子衝突による反発作用によっているのではないからであると解釈している。

### 3.4 土石流災害の防止・軽減

#### (1) 土石流危険渓流

非粘着性の材料が  $15^\circ$  以上の急勾配を形成して堆積しているところへ、相対水深が 1 以上になるような表面流が発生すると、堆積物が侵食されて土石流に発達することを述べた。一般に渓床勾配は上流へ行くほど増加するから、谷筋に沿ってある地点から上流で平均的な勾配が  $15^\circ$  以上となり、しかもその地点から上流の流域面積が相対水深が 1 以上になるような流量の洪水を流出することができるほどに大きい場合には、その流域から土石流を発生する可能性が高いと判定して良いことになる。

土石流があちこちで発生するような相当強い雨を考える。この雨によって渓床勾配  $15^\circ$  の評価地点で土石流発生限界の流量を流出できる流域面積を  $A_c$  とすれば、実際の流域面積  $A$  と  $A_c$  との比  $X (= A/A_c)$  値が大きいほど土石流発生危険度が大きく、また発生する土石流の規模も大きくなるものと推定される。私たちはこのことを小豆島の土石流災害や長崎災害で立証した (芦田ら 1978)。このような考え方は、斜面崩壊による土石流発生危険性の判定条件を加えて、国土交通省の土石流危険渓流指定指針

に生かされている。

(2) 表層崩壊発生限界降雨

一般に、森林で覆われているような表土層は、腐食土層(A層)とその下の風化土層または崩壊土砂の堆積層(B層)が難透水性のC層の上に乗っており、豪雨の発生に伴う表層崩壊はA層またはB層の下面をすべり面として発生する。これは透水性の不連続面上に斜面方向の飽和浸透流が形成されて、すべりに対する安全率が低下することによっている。

私は降雨時の地下水の浸透解析と表土層の安定解析を組み合わせて、もし一定の強度で雨が降り続くなれば、Fig. 17のような崩壊発生限界線が描けることを示した(Takahashi 1981)。もちろん、表土層の状態は場所的・時間的に複雑に変化するので、図のような一義的な曲線が決められるわけではないが、過去の崩壊発生事例の整理によって、地域ごとにほぼこのような限界線が引けることが判明した。

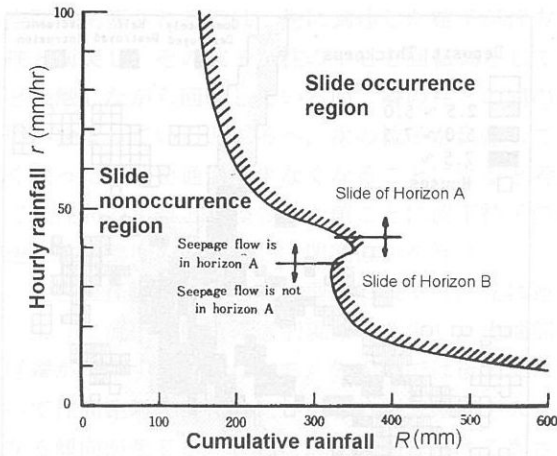


Fig. 17 The critical rainfall for the occurrence of surface landslide

この限界曲線は時間降雨強度と積算雨量を両軸とする平面上で決められているので、時々刻々の降雨実績を同一平面上にプロットして行き、今後限界線と交差することが予想される場合に、いち早く予警報を発するなどの対応に用いることができる。

(3) 崩壊・土石流発生場所、発生時刻の同時予測

ある流域に任意のハイトグラフが与えられたとすると、上記の崩壊発生解析法を流域の地形・土質条件に応じた二次元メッシュ区分に基づく二次元解析に拡張して崩壊発生メッシュ及び土石流発生メッシュとそれらの発生時刻を特定することができる(高橋・中川 1986)。

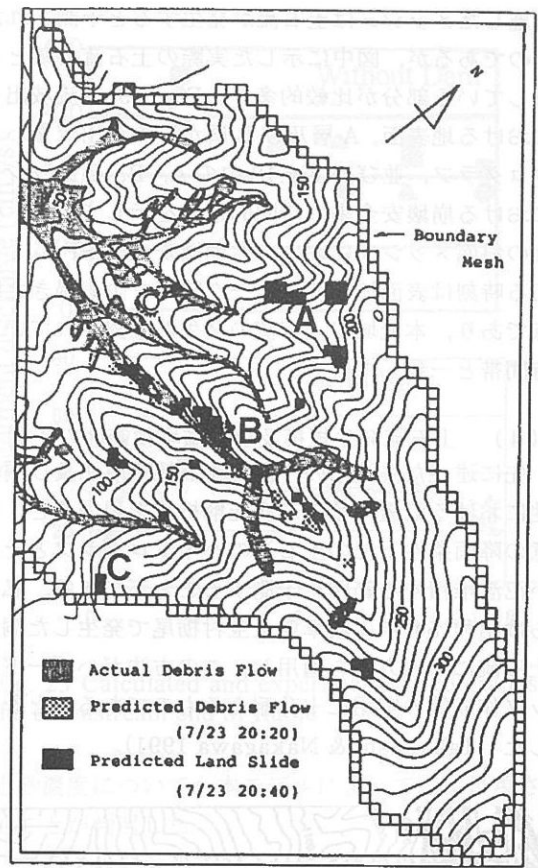


Fig. 18 Choryuji basin in Nagasaki Prefecture

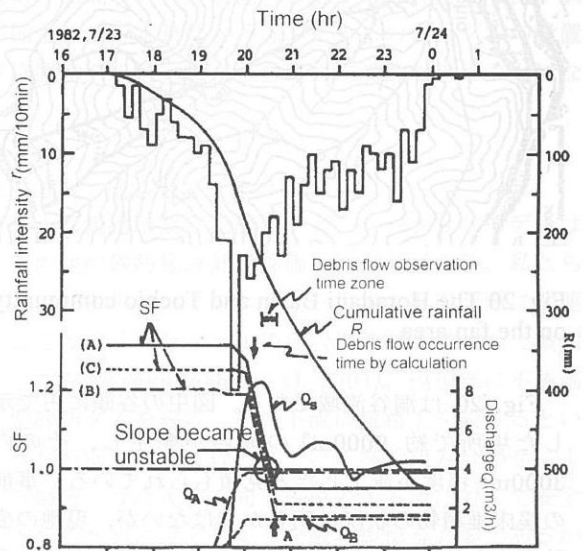


Fig. 19 Temporal changes of discharge fractions at the outlet of the basin and the safety factors at the representative slopes

Figs. 18 及び 19 は長崎豪雨の条件に対して長龍寺地区でこのような解析を行った結果を示している。Fig. 18 で黒く塗りつぶしたメッシュは崩壊安全率が1以下になると計算されたメッシュであり、Bメッシュでは実際にも崩壊が発生している。また、点々

を施したメッシュは土石流が発生すると予測されたものであるが、図中に示した実際の土石流痕跡と一致している部分が比較的多い。Fig. 19 は流域出口における地表面、A 層及び B 層からの流出流量ハイドログラフ、並びに Fig.18 中の A, B, C メッシュにおける崩壊安全率の時間的推移を示している。何れの斜面メッシュにおいても崩壊安全率 SF が 1 を切る時刻は表面流の流量ピーク時刻を少し過ぎた時点であり、本流域で土石流の発生が確認されている時間帯と一致している。

(4) 土石流発生規模及び氾濫堆積範囲の予測

先に述べた溪流内の一次元土石流追跡法及び扇状地における氾濫堆積の二次元解析法を用いると、任意の降雨条件下での土石流のハイドログラフとそれが氾濫堆積する範囲を予測することができる。私たちは昭和 54 年に岐阜県上宝村栃尾で発生した洞谷土石流にこの方法を適用し、この方法がハザードマップ作成等の実用に十分耐えるものであることを示した (Takahashi & Nakagawa 1991)。

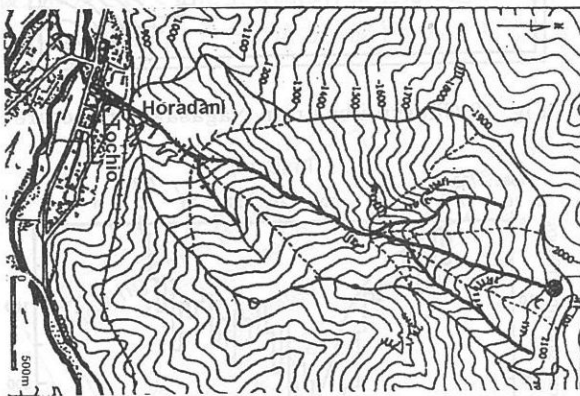


Fig. 20 The Horadani Basin and Tochio community on the fan area

Fig. 20 は洞谷流域である。図中の谷頭に円で示した場所で約 9000m<sup>3</sup> の崩壊が発生し、その内 3000m<sup>3</sup> 程度が流下したと見積もられている。事前の溪床堆積物の状況は明らかではないが、現地の痕跡調査を行って、代表粒径 10cm の堆積物が谷の全長にわたって 4m の厚さで堆積していたと推定した。なお、土石流として流出した土砂量は約 66000m<sup>3</sup> で、溪床堆積土砂を侵食して土石流が大幅に発達したことを示している。

再現計算では、まず、タンクモデルを適用して流域出口の洪水流量を見積もり、それを流域面積に比例するように割り振って、土石流が発生しないと仮定した場合の河道に沿った洪水流量を求めた。次いで、崩壊土砂は谷底に到達したときにはすでに土石

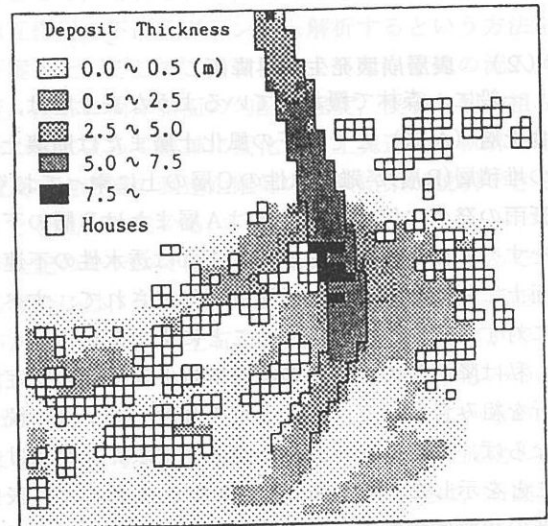


Fig. 21 Calculated sediment depositing area and the thickness of deposit

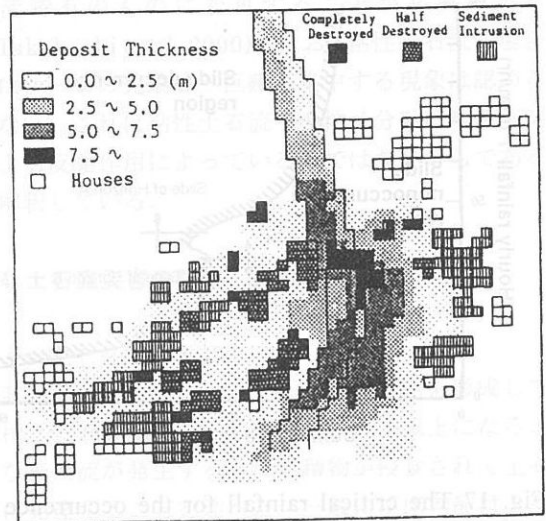


Fig. 22 Actual deposit area and the thickness of deposit

流化していたと仮定し、粒子濃度が 0.5 で、400m<sup>3</sup>/s の土石流が最上流端に 10 秒間与えられたものとした。そして、このような境界条件の下、一次元の土石流追跡計算を行って、流域出口でハイドログラフ及び粒子濃度の時間的変化の情報を得た。次に、このような条件を上流端境界条件として、既設流路工内の流れ及びそれから溢流氾濫し堆積する過程を二次元氾濫計算モデルを適用して実施した。

Fig. 21 はこのような計算によって得られた氾濫堆積範囲及び堆積厚さの分布である。この図と Fig. 22 に示す実績調査の結果を比較すれば、氾濫範囲のみならず、堆積厚さ分布についてもかなり忠実に再現されていると評価できる。このような再現計算



はベネズエラの大規模土石流災害にも適用して妥当性を検証している (Takahashi et al. 2001)。

#### (5) 格子型砂防ダムによる土石流の調節

土石流を調節・制御する構造物として砂防ダムが用いられているが、従来のコンクリート壁のような構造では、容易に満杯になってしまい、肝心の土石流調節機能が実際に土石流が生起する以前に減殺されてしまう欠点がある。このような欠点を補い、また、日常の土砂輸送を阻害することなく下流部への土砂補給を担保する構造物として各種の透過型砂防ダムが築造されてきている。私たちは、そのようなものの一種である格子型砂防ダムを取り上げ、その機能の定量的評価を可能にするモデルを構築した (Takahashi et al. 2002)。

このモデルの最大の特徴は格子ダムが閉塞される確率を定量的に評価している点にある。すなわち、相次いで流下してくる粒子によって2本の柱の間の空間が閉塞されるのは、先に到達した粒子が片方の柱と衝突し、その粒子が柱の中心を回転軸として柱と接触しながら回転している間、隣の柱との間の空間が狭まっているところへ、次の粒子が到達して狭くなった空間を通過できなくなることによると考えて、柱間の距離と粒径の比の値ごとに流下粒子の流速と粒子濃度の関数として閉塞確率を与えた。

混合粒径材料による石礫型土石流では、先に述べたように流下中に粒径選別現象が発生し、先端部に巨礫が集中する。すなわち、先端部では後続部に比べて柱間距離と粒径の比が小さく閉塞確率が大きくなる傾向が生じる。さらに、河床面に接する高さで格子面の閉塞が生じると、その影響でダムより上流へ堆積が遡及する。私たちのモデルはこのような全ての効果を考慮に入れたシミュレーションモデルである。

このモデルの妥当性は最大粒径 10mm の材料と柱間隔 1.6cm、柱直径 3mm の格子ダム模型を用いた実験によって検証された。Fig. 23 はダム模型直下流におけるダムのある場合と無い場合のセディメントグラフの実験値と計算値を示している。ダムが無い場合には土石流先端部付近の土砂流量が  $350\text{cm}^3/\text{s}$  にも達しているのに対して、ダムがあると最大流砂量が  $40\text{cm}^3/\text{s}$  程度まで大幅に軽減される。ダムがある時の計算は土砂の捕捉が確率的現象であることから計算を数回繰り返しており、それぞれの場合の流砂量の変動状況が示され、その平均的傾向が実線で描かれている。計算によって実験の傾向がよく再現されていることがわかる。なお、ここには示していないが、ダム通過後の土石流中に含まれる

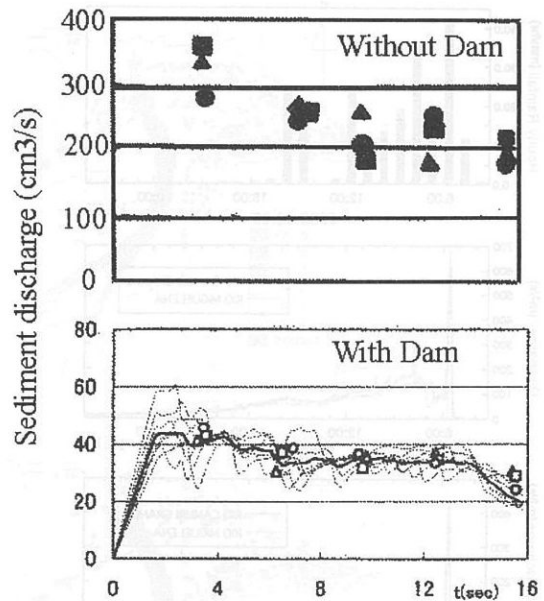


Fig. 23 Calculated and experimented sedigraphs at the downstream end of flume

土砂濃度についても本モデルによってよく再現されることが判明した。

このようなシミュレーションモデルを用いると、任意の溪流に対して、どのような位置にどのような格子間隔のダムを設置すれば、どの程度土石流が調節されるか定量的な評価ができるので、ダムの設置位置やダム構造などが合理的に設計できることになる。

#### (6) 流路工計画等の検討

土石流追跡及び氾濫のシミュレーションモデルはその他の砂防施設計画評価にも有効である。私たちは 1999 年のベネズエラ土砂災害の復旧計画に関連してカムリグランデ川の扇状地の対策について検討してみた (Takahashi et al. 2001)。扇頂部に不透過型砂防ダムを設け、その下流に流路工を設けるといのが国で普通に行われている施設組み合わせによる場合、今次災害と同一規模の土石流に対して安全であるためにはどのような施設規模が必要であるかを検討するのである。

カムリグランデ川流域は本川 ( $23.8\text{km}^2$ ) と支川のミグエレナ川 ( $19.0\text{km}^2$ ) が扇頂部で合流している。今回の災害においては両河川流域内での新規崩壊はわずかであったので、扇状地の災害原因となった土石流は溪床堆積物が侵食されて生じたものと推定された。したがって、推定ハイエトグラフと河床材料等の現地調査資料を用いて、土石流追跡シミュレーションによって両河川出口のハイドログラフ、

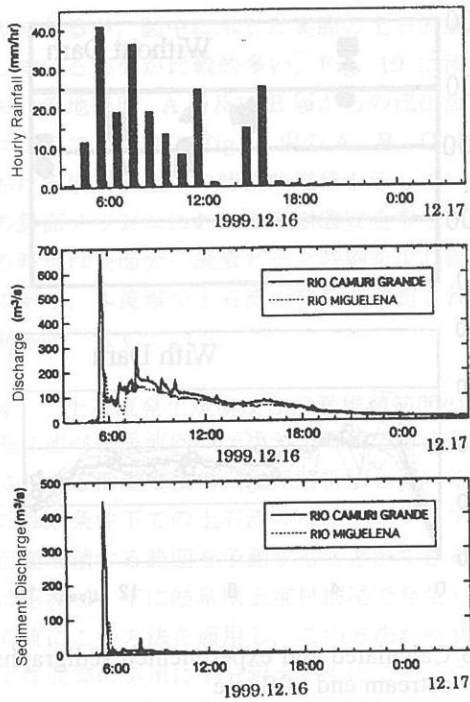


Fig. 24 Calculated hydrographs and sedigraphs of the two rivers at the fan top

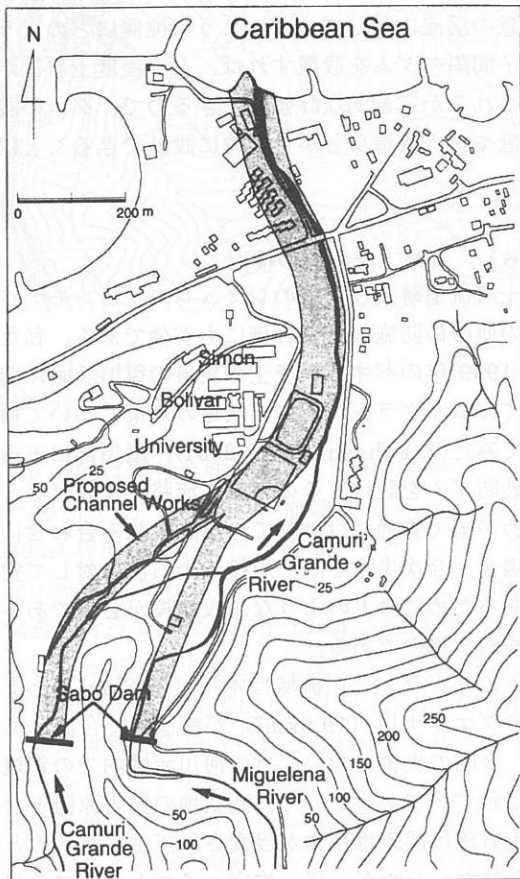


Fig. 25 Location of sabo dams and plan view of the channel works

セディメントグラフ等を求めた。Fig. 24 はその結果を示している。初期に土石流が来て、その後は流量は大きいですが流砂量が少ない洪水となっている。

このような土石流及び洪水に対する対策として、Fig. 25 に示しているように、両河川の出口に砂防ダムを設け、その下流に従来の河道（太い実線）に比して幅広の流路工（本川；50m，支川；40m，合流後；80m）を設けることにした。検討したケースは原状の場合と Table 1 に示したような各種の砂防ダム高さや流路工深さの組み合わせである。

Table 1 Conditions of calculation

CASE NO.		CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	CASE-5
SABO WORKS						
SABO DAM (HEIGHT)	CAMURI	NO	10 m	20 m	20 m	20 m
	MIGUELENA	NO	10 m	10 m	10 m	10 m
CHANNEL WORKS						
BANK HEIGHT		2m	2m	2m	3m	5m

砂防ダムがある場合の追跡計算に多少の工夫を加え、さらに、流路工が曲線を描いていることと家屋が複雑に分布していることを考慮して、氾濫計算は非構造格子を用いて行った。結果が Fig. 26 に示されている。原状に対する氾濫堆積計算の結果は十分現地調査結果と合致するものであることが確認されている。各種の対策規模の効果に関しては、図に見るように、ケース5程度のものが必要であると判断される。

#### 4. 貯水池堆砂及び排砂の研究

##### 4.1 貯水池堆砂資料に基づく土砂流出予測

流域の比流出土砂量  $q_T$  (流域単位面積当たり1年当たりの流出土砂量； $m^3/(km^2 \cdot year)$ ) は流域面積  $A$  ( $km^2$ ) に依存して

$$q_T = KA^{-\alpha} \quad (27)$$

のような関係があることが指摘されている。私たちも全国の河川に沿って直列的にダムが築造されている27水系を選んでこのような関係が認められるかどうかを調べた結果、 $\alpha$  の値は平均的には0.5であることを見出した(Takahashi et al. 1987)。また、流域の土砂流出特性は、しばしば  $q_T$  の大小で論じられているが、これは流域面積に依存するのであるから、流域の土砂流出特性はむしろ  $K$  の大小で議論するのが適当であるとし、これを土砂流出度と名付けた。そして全国の土砂流出度分布を Fig. 27 のように与えた。図中の大きい円は土砂流出の度合いが激しい流域を示しており、中部山岳地域、西南日本外帯地

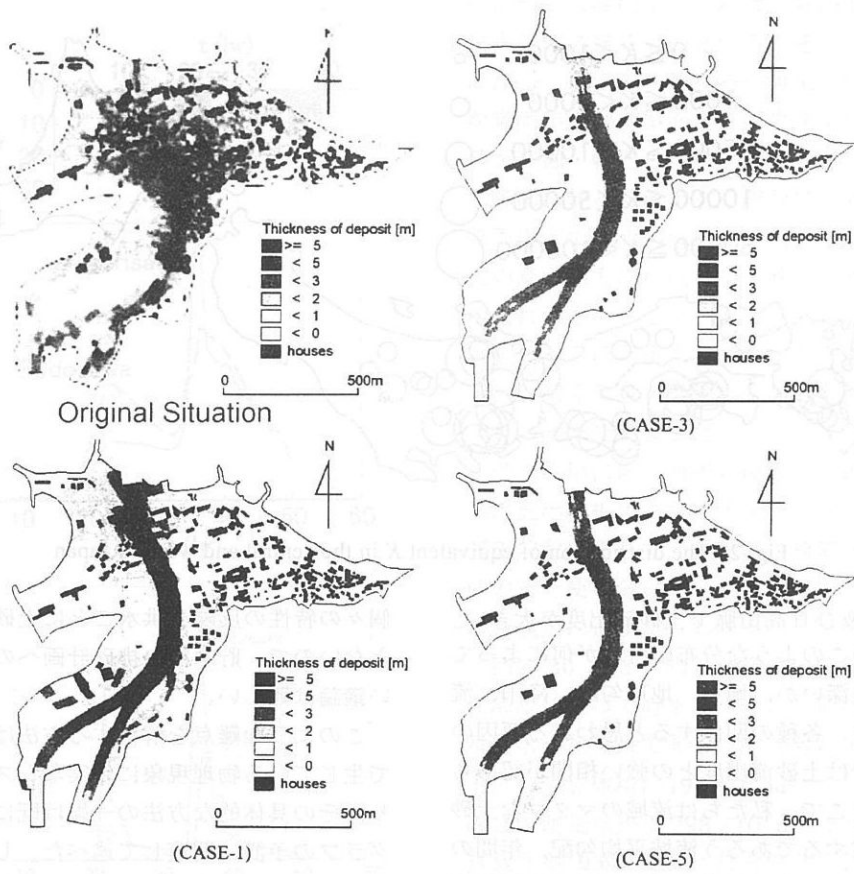


Fig. 26 Calculated results for some particular cases

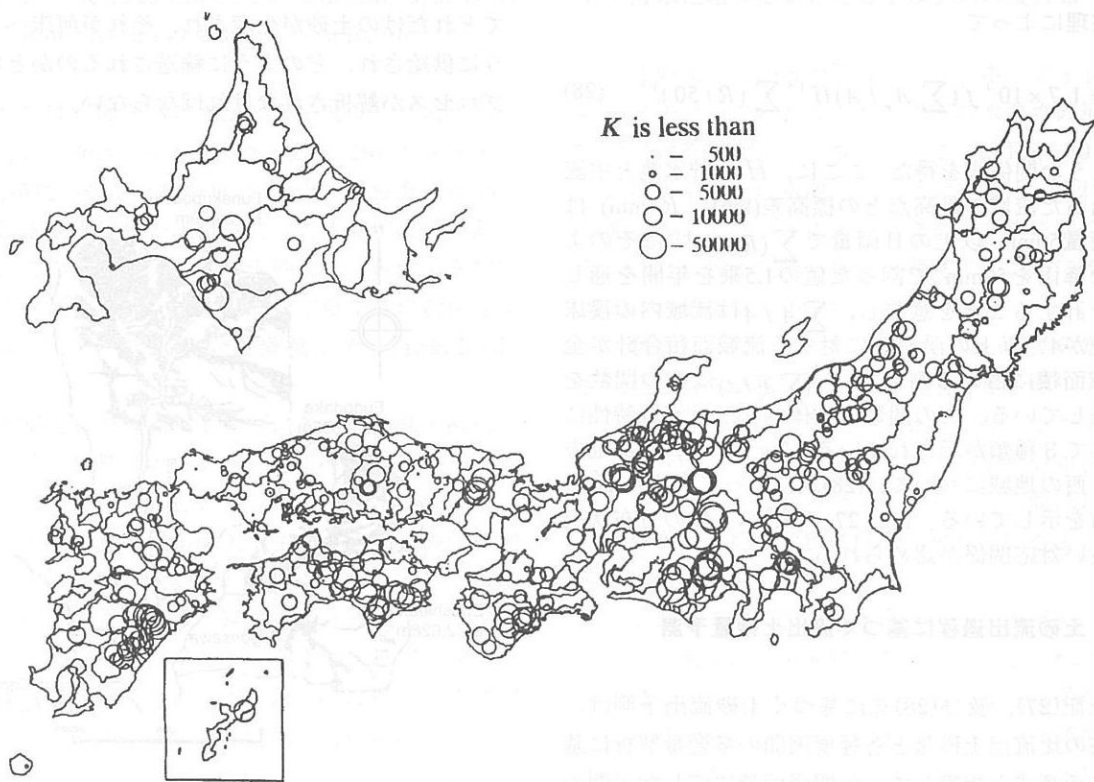


Fig. 27 The distribution of the degree of sediment yield,  $K$ , in Japan



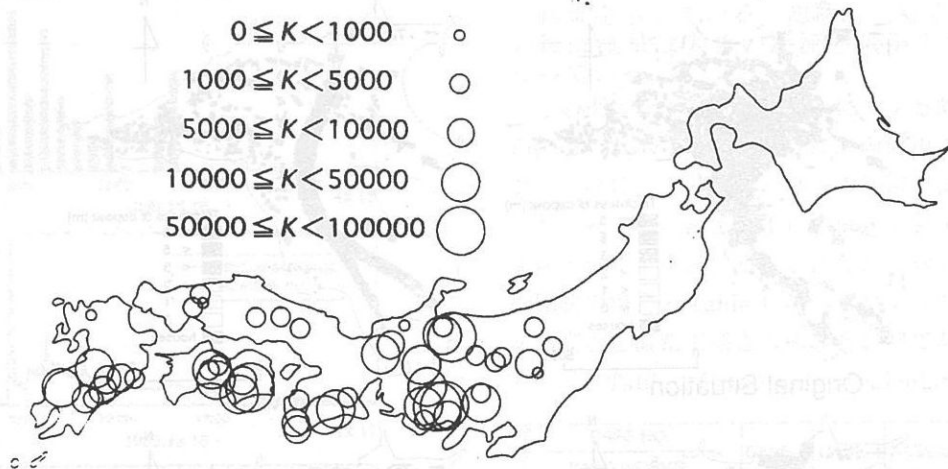


Fig. 28 The distribution of equivalent  $K$  in the central and western Japan

域、東南九州、及び日高山脈で土砂流出度が大きい。

土砂流出度のこのような分布の特徴が何によっているのかは興味深い。地質、地形勾配、降雨、流域の荒廃度など、各種の関係すると思われる要因のどれもが単独では土砂流出度との強い相関が認められなかった。そこで、私たちは流域のマクロな土砂流出条件を規定するであろう流域平均勾配、年間の洪水流量、流域内の土砂生産領域の相対的な面積割合に着目し、土砂輸送量が平均的な stream power に依存するという仮定の下、多数の貯水池堆砂資料の整理によって

$$K = 1.7 \times 10^4 f\left(\sum A_j / A\right) H^{1.5} \sum (R/50)^{1.5} \quad (28)$$

のような関係式を得た。ここに、 $H$  は貯水池と主流に沿った流域の最高点との標高差(km)、 $R$  (mm) は日雨量50mm 以上の日雨量で  $\sum (R/50)^{1.5}$  はそのような降雨を50mm で割った値の1.5乗を年間を通じて合計することを意味し、 $\sum A_j / A$  は流域内の溪床勾配が $4^\circ$  以上の溪流群に対する流域面積合計が全流域面積に占める割合で、 $f(\sum A_j / A)$  はその関数を意味している。この関数の具体的な形は流域特性に応じて3種類が示されている。Fig. 28 は、中部地方より西の地域について、(28)式によって求めた  $K$  の分布を示している。Fig. 27 の大きい  $K$  の分布状況と良い対応関係が認められる。

#### 4.2 土砂流出過程に基づく流出土砂量予測

上記(27)、及び(28)式に基づく土砂流出予測は、従来の比流出土砂量と各種要因間の多変量解析に基づく予測式と相違して、年間降雨量に応じた年間の土砂流出量が見積もられるという特徴があるが、統計的な資料解析によって求められたもので、流域

個々の特性の反映や洪水ごとに土砂流出量予測ができないので、貯水池の排砂計画への応用等きめ細かい議論は難しい。

このような難点を解消する方法は、実際に流域内で生じている物理現象に忠実なシステムモデルであり、その具体的な方法の一端は既に土石流ハイドログラフの予測に関連して述べた。しかし、新規の崩壊や土石流が必ずしも発生しない状況下で、長・短期の流出土砂量を知りたいという要請に応えるためには、そのような条件下で、斜面上でどのようにしてどれだけの土砂が生産され、それが河床へどのように供給され、どのように輸送されるのかといったプロセスが解析されなければならない。

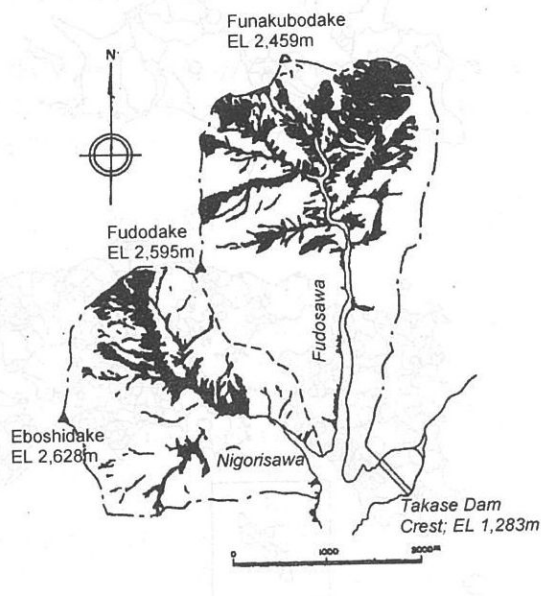


Fig. 29 The Nigorisawa and Fudosawa Basins

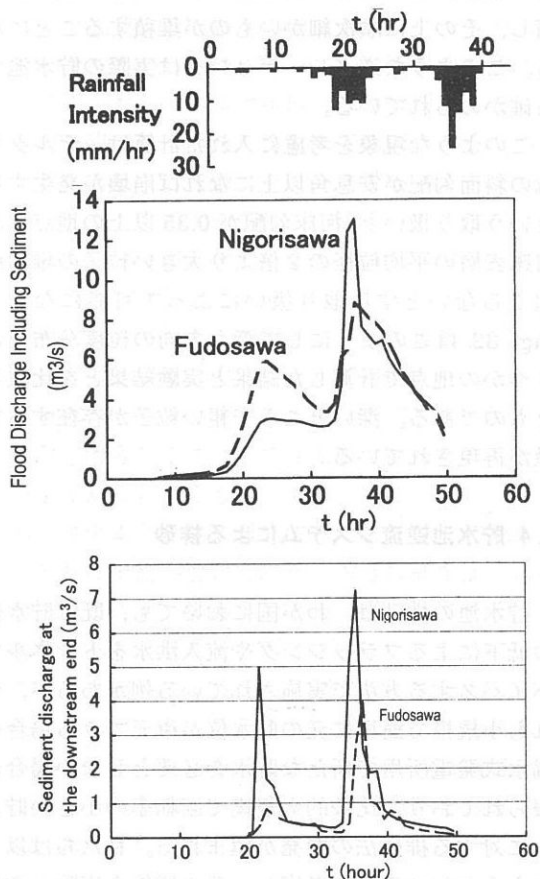


Fig. 30 Calculated hydrographs and sedigraphs at the outlets of Nigorisawa and Fudosawa Basins

私たちは高瀬ダム貯水池への主要な土砂流出源となっている濁沢・不動沢流域 (Fig. 29) を対象として、高精度の航空写真解析, 斜面上での侵食の観測, 及び貯水池堆砂量の測定によって土砂収支の検討を行い, この流域で支配的な土砂流出プロセスを推定し, 崩壊裸地斜面の侵食土砂を主要土砂供給源とする土砂流出予測モデルを構築した (Takahashi 2002)。

裸地斜面での観測によれば, 冬季の凍結・融解による土砂生産量は大きく, そのような土砂の一部は直接河床へ供給されている。また, 夏季には降雨による土砂輸送が裸地斜面上で生じ, その土砂は裸地斜面下部の崖錐に補給され, 崖錐は河川流によって侵食される。このような観測結果と流域土砂収支の分析結果から, 本流域では, 冬季に, 毎年の基底土砂供給量として, 裸地侵食深 3.5cm に相当する量が裸地斜面下部の 7° 以上の勾配を持つ河床に供給され, その部分の河床が 1.5m 上昇するものと考えた。降雨による裸地の侵食深は毎年の降雨実績に応じて変動しているが, 平均 5.3cm である。もしも対象年

内に顕著な降雨がなければ, 基底土砂供給分はそのまま河床に残るものとする。そして小雨年が数年続けば 7° 以上の勾配を持つ河床が年々上昇し, 顕著な降雨年に裸地斜面上での生産土砂共々河床堆積土砂が洗掘・輸送される。

降雨に伴って流出する成分については, ある限界降雨以下では流出はなく, 限界を超えれば, 限界以上の降雨強度に比例して土砂が生産されて崖錐へ供給されるものとした。そして限界降雨は積算雨量が大きくなるほど小さくすると考えて, 降雨強度 (縦軸) と積算雨量 (横軸) を両軸とする平面上で右下がりの直線で定義した。

洪水流出に伴う河床の侵食と土砂運搬に関しては, 洪水流出解析にキネマティックウェーブ法を用い, 河床勾配に応じて, 土石流, 掃流状集合流動, 掃流砂の式を使い分ける。また, 本モデルでは混合粒径の粒径別に追跡が行われる。

Fig. 30 は 3 年間の小降雨期間後に起こった顕著な降雨によって貯水池流入口へ流出する洪水と土砂量を求めた結果である。本計算によって求められた土砂の実質体積は  $190 \times 10^3 \text{ m}^3$  で, この年の貯水池堆砂量の測定結果は  $298 \times 10^3 \text{ m}^3$  であり, 堆積物の実質濃度が 0.65 であったものとするれば, 実質体積は  $194 \times 10^3 \text{ m}^3$  となって, 計算は妥当である。

#### 4.3 貯水池堆砂形状と堆砂デルタ内粒度分布

上記の流出土砂量予測モデルはキネマティックウェーブ法が用いられているので, 貯水池堆砂形状の計算には直接使用できない。そこで, Fig. 30 のような境界条件を貯水池流入口付近で与え, それより下流についてはダイナミックウェーブ法に切り替える。また, 粒子沈降の影響を考慮するために堆積速度式に粒子沈降の項を付加する。

実験水路を用いた検討により, 広い粒度分布の混合粒径材料の堆積形状は, 流出土砂量予測モデルの上記のような若干の修正によって正しく予測できることが判明したが, 堆砂デルタ内の粒度分布状況が正しく再現されなかった。すなわち, 実験における粒度分布は, Fig. 31 に概略を示しているように, 河床堆積物の最も深い部分には浮遊砂・ウオッシュロードとして運ばれてきた微細粒子が堆積しているが, その直上には最大礫を含む最も大きい粒径成分が堆積しており, その層から上方へ順次粒径が細くなって行く。このような逆グレーディングが計算モデルでは再現できていないのである。逆グレーディングが生じる原因は以下のようなものである。

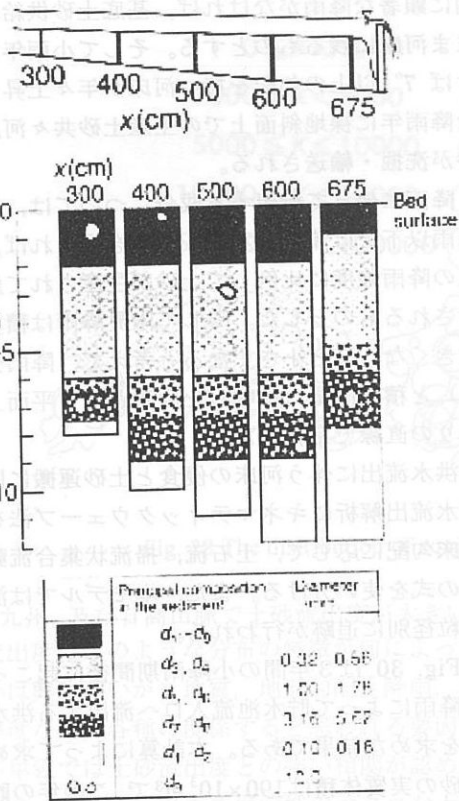


Fig. 31 The schematic of grain size distribution in the delta

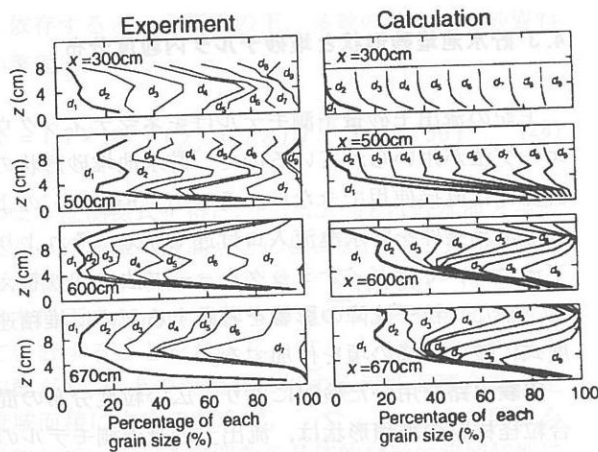


Fig. 32 Vertical grain size distributions in delta deposits

掃流砂としてデルタ肩まで運ばれてきた砂礫粒子は、急激な掃流力の低下に伴い肩の直下流に堆積する。この部分の勾配は安息角に近いので、頻りに小規模崩壊を繰り返しながら、全体としてデルタは下流へと進行する。このとき、粒径の大きいものは急勾配部分に停止することができず、より前方の緩勾配箇所まで転がり落ちてしまう。これは河床表面の凹凸が粒子サイズに比べてかなり小さく、粒子に作用する抵抗が小さくなるためであると考えられる。

その結果、より前方のより深い層に大きい粒子が堆積し、その上に順次細かいものが堆積することになる。このような逆グレーディングは実際の貯水池でも確かめられている。

このような現象を考慮に入れた計算は、デルタ先端の斜面勾配が安息角以上になれば崩壊が発生するという取り扱いと、河床勾配が 0.35 以上の地点では、河床表層の平均粒径の 2 倍より大きい粒子の堆積は起こらないとする取り扱いによって可能になる。Fig. 32 はこのようにして深さ方向の粒度分布をいくつかの地点で計算した結果と実験結果とを比較したものである。深いところで粗い粒子が存在する特徴が再現されている。

#### 4.4 貯水池逆流システムによる排砂

貯水池の排砂は、わが国においても、既に貯水位の低下によるフラッシングや流入洪水をトンネルでバイパスする方法で実施されている例があるが、何れも小規模で簡単に元の貯水位が復元できる場合や揚水式発電所で新たな貯水が必要としない場合に限られており、比較的大規模で回転率の小さい貯水池に対する排砂法の開発が望まれる。私たちは以下のようなシステムを考案し、その機能を実験と数値計算によって検討した (Takahashi et al. 2002)。回転率の小さい貯水池の場合、貯水池末端付近の堆砂を貯水位の著しい低下なしに排砂できるシステムが必要である。そのため、顕著な洪水に伴って流出する土砂を堆積するのに十分な容量を持つ副ダムを貯水池末端付近に建造する。副ダムの天端は貯水池

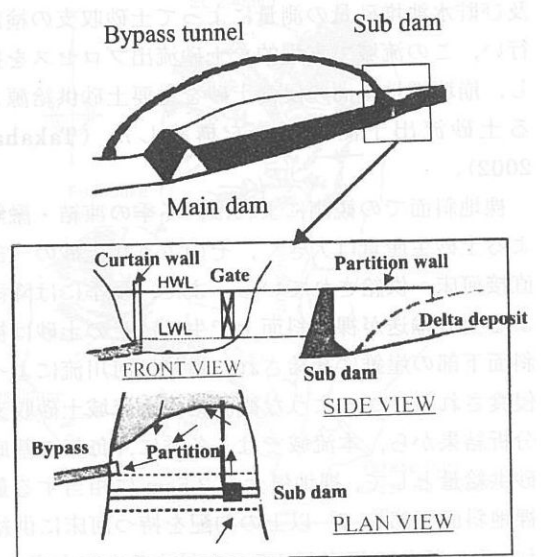


Fig. 33 The conceptual diagram of a reverse flow system



満水位に合わせ、左右どちらかの河岸に近い部分にゲートを設備する。副ダムの直上流のゲートの反対側の河岸底面から、排砂トンネルを貯水池を迂回して設ける。本トンネルは排砂時以外は閉鎖して、副ダム上下流の貯水池を一体として機能させる。つまり、本システムは普通のバイパス排砂のように洪水によって流出する土砂を直接排除するのではなく、副ダム上流に堆積した土砂を副ダム下流の貯水池からの逆流水を利用して洗掘・排砂しようとするもので、洪水規模が大きくて排砂トンネル規模を洪水規模に見合った規模にすることが不可能で、しかも貯水池規模が大きくわずかな水位低下で大きい流量を長時間逆流させることができる貯水池に対して有効な方法であると考えられる。

本システムが有効に機能するためには、逆流水をできるだけ上流へ導いてから、大きな弧を描くような形で流下させ、排砂トンネルに吸い込ませることが必要である。汲み上げポンプが用いられる場合はこのことは容易に達成され、副ダムにゲートも必要でなくなるが、動力を用いない場合には、副ダムゲートからできるだけ上流へ水を導くために隔壁を設けて側岸と隔壁によって上流への導水路を形成する。

Fig. 33 は本システムの概念図である。

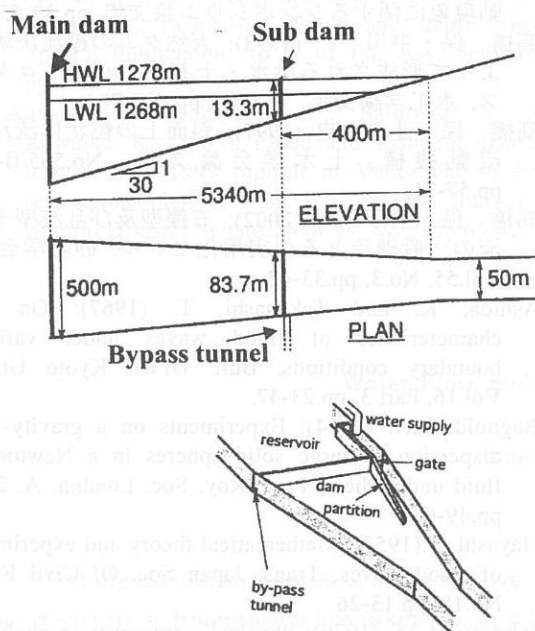


Fig. 34 The arrangement of sub-dam and bypass tunnel

議論をわかりやすくするために、高瀬ダムを想定する。上述の濁沢・不動沢はダムの近傍で流入する土砂流出が非常に大きい支川であるが、高瀬ダム貯水池は概略 Fig. 34 のような全長約 5300m の貯水池

であり、本川からの土砂流入量も年平均 22 万  $m^3$  に達している。この貯水池内の図に示した位置に高さ 13.3m の副ダムを設置すると、副ダム貯水池の容量は約 18 万  $m^3$  であるから満水面以上の部分の堆砂も考慮すれば 1 年分相当の流出土砂量を貯留することができる。実験では原型の 1/100 スケールを想定し、副ダムの上流部に限定した模型を作成した。その概念図を Fig. 34 中に示している。

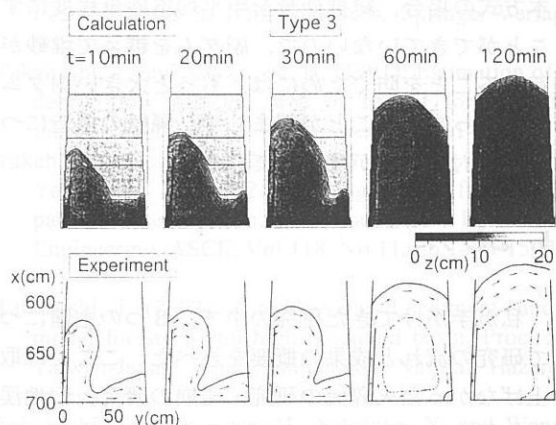


Fig. 35 The erosion processes of the delta in experiment and calculation

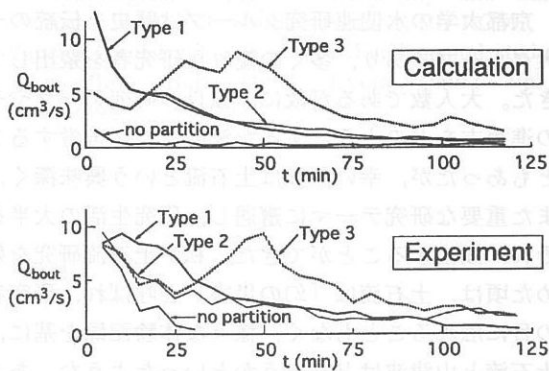


Fig. 36 Calculated and experimented sediment discharges from bypass tunnel

実験は、まず、給水流量  $3000cm^3/s$ 、給砂量  $22cm^3/s$  で副ダム貯水池を満砂状態にし、その後、副ダムゲートを開いて、堆砂デルタの侵食と排砂トンネルへの導流を行った。その際の貯水池側からの給水流量は排砂トンネルの通水容量に等しい  $750cm^3/s$  とした。隔壁のいくつかの種類について同様の実験を繰り返している。

デルタの侵食過程は二次元数値シミュレーションモデルを適用して計算できる。その際、導流水路から突出する逆流水がデルタ斜面に衝突して活発に侵食が進む効果を計算に取り込む特別な工夫を付加し

ている。Fig. 35 は隔壁 Type 3 に対する実験と計算の侵食過程対比であり、Fig. 36 は排出土砂量に対する計算と実験の比較である。隔壁 Type 3 の場合、排砂量の見かけ体積は  $55,500\text{cm}^3$  で、総使用水量は  $540\text{万 cm}^3$  である。この場合排砂効率は高いとは言えないが、これはトンネル容量をもっと大きくし、さらに洪水減水期の河川の自流も使用すれば大きくできることがわかっている。ただ、動力を使わない本方式の場合、総排砂量を年平均堆砂量程度にすることができていないので、副ダムを越えて堆砂が進行することを防ぐためには、もっと大きい副ダム容量を取っておくことが望ましく、隔壁の構造についても検討の余地が残されている。

## 5. おわりに

私が手がけてきた研究の中で、3つの主題について研究の流れと成果の概要を述べた。ここでは取り上げなかった火砕流の研究、雪崩の研究、山地溪流の土砂水理の研究、さらには数多くの災害調査研究なども私自身強い興味を持って精力的に進めてきたもので、重要な成果も得られたと思っている。これらの研究に関して興味があれば別にリストが示されている文献を参照して頂ければ幸いである。

京都大学の水関連研究グループは歴史と伝統の一大グループであり、多くの優れた研究者を輩出してきた。大人数であるが故に、独自の研究テーマやその進め方をどのようにするか決めるのに苦労することもあったが、幸い、私は土石流という興味深く、また重要な研究テーマに遭遇し、研究生活の大半をそれに傾注することができた。私が土石流研究を始めた頃は、土石流は「幻の災害」と呼ばれ、研究者の目に触れることもなく、様々な体験記録を基に、土石流と山津波はどう違うかといったような、あまり役に立たない議論が行われていた。

私の土石流研究は、力学機構の解明を目標とし、発生、流下、氾濫・堆積、災害予測、防災の問題を一貫して取り扱える理論体系の構築を強く意識したもので、土石流研究の先達の一人としての役割を果たせたものと自負し、京大水グループの一員としても何とか及第点が頂けるのではないかと思っている。もちろん、このような研究が可能になったのは、序言にも述べたように、諸先生をはじめ共同研究に携わった同僚や後輩・学生のお陰であり、さらにその他の多くの方々のご支援があったからこそである。一人一人のご氏名を列記することは叶わないが、各位のご厚意に衷心より感謝申し上げる次第である。

## 参考文献

- 芦田和男・高橋 保・竹元忠嗣 (1967): 複断面水路における洪水流, 京都大学防災研究所年報, 第10号B, pp.133-145.
- 芦田和男・大同淳之・高橋 保・水山高久 (1973): 急勾配流れの限界掃流力に関する研究, 第17回水理講演会論文集, pp.79-84.
- 芦田和男・高橋 保・澤井健二 (1978): 土石流危険度の評価法に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第21号B-2, pp.423-439.
- 高橋 保 (1971): 不規則断面水路の洪水流(1), 京都大学防災研究所年報, 第13号B, pp.299-310.
- 高橋 保 (1977): 土石流の発生と流動に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第20号B-2, pp.405-435.
- 高橋 保 (1983): 土石流の流動機構, 混相流の流動機構と応用技術, pp.187-203.
- 高橋 保・中川 一・加納茂紀 (1985): 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b-2, pp.455-470.
- 高橋 保・中川 一・西崎丈能 (1986): 堤防決壊による洪水危険度の評価に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第29号B-2, pp.431-450.
- 高橋 保・中川 一 (1986): 豪雨性表層崩壊の発生とその生産土量の予測, 第30回水理講演会論文集, pp.99-204.
- 高橋 保・中川 一・佐藤広章 (1988): 土石流および土砂流扇状地の形成に関する研究, 第32回水理講演会論文集, pp.497-502.
- 高橋 保 (1992): 土石流・泥流の流動機構, 土砂移動現象に関するシンポジウム論文集, pp.39-55.
- 高橋 保・中川 一 (1993): 天然ダムの越流決壊によって形成される洪水・土石流のハイドログラフ, 水工学論文集, 第37巻, pp.699-704.
- 高橋 保・辻本浩史 (1997): 斜面上の粒状体流れの流動機構, 土木学会論文集, No.565/II-39, pp.57-71.
- 高橋 保・里深好文 (2002): 石礫型及び乱流型土石流の一般理論とその実用化モデル, 砂防学会誌, Vol.55, No.3, pp.33-42.
- Ashida, K. and Takahashi, T. (1967): On the characteristics of flood waves under various boundary conditions, Bull. DPRI, Kyoto Univ., Vol.16, Part 3, pp.23-47.
- Bagnold, R.A. (1954): Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a Newtonian fluid under shear, Proc. Roy. Soc. London, A, 225, pp.49-63.
- Hayashi, T. (1953): Mathematical theory and experiment of flood waves, Trans. Japan Soc. Of Civil Eng., No.18, pp.13-26.
- Johnson, A.M. (1970): Physical processes in geology, San Francisco, Freeman, 577p.
- Sellin, R.J.H. (1964): A laboratory investigation into the interaction between the flow in the channel of a river and that over its flood plain, La Houille Blanche, No.7, pp.793-801.
- Takahashi, T. (1970): On the flood waves in a prismatic open channel, Bull. DPRI, Kyoto Univ., Vol.19, Part4, pp.1-19.

- Takahashi, T. (1978): Mechanical characteristics of debris flow, Proc. ASCE, Vol.104, No.HY8, pp.1153-1169.
- Takahashi, T. (1980): Debris flow on prismatic open channel, Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol.106, No.HY3, pp.381-396.
- Takahashi, T. (1981): Estimation of potential debris flows and their hazardous zones; Soft countermeasures for a disaster, Journal of Natural Disaster Science, Vol.3, No.1, pp.57-89.
- Takahashi, T. (1983): Debris flow and debris flow deposition, Advances in the Mechanics and Flow of Granular Materials, Trans Tech Publ., Vol.2, pp.699-718.
- Takahashi, T. (1987): High velocity flow in steep erodible channels, Proc. 22<sup>nd</sup> Congress of IAHR, Vol. F.H., pp.42-53.
- Takahashi, T. and Nakagawa, H. (1987): Hazard zone mapping in respect to the damage to wooden houses due to breaking of levee, Bull. DPRI, Kyoto Univ., Vol.37, Part 2, pp.59-90.
- Takahashi, T. (1993): Debris flow initiation and termination in a gully, Proc. Hydraulic Engineering, ASCE, Vol.3, pp.1756-1761.
- Takahashi, T. (2000): Initiation and flow of various types of debris-flow, Debris-Flow Hazards Mitigation, Balkema, pp.15-25.
- Takahashi, T., Nakagawa, H. and Satofuka, Y. (2000): Newtonian fluid model for viscous debris-flow, Debris-flow Hazards Mitigation, Balkema, pp.255-262.
- Takahashi, T. (2001): Mechanics and simulation of snow avalanches, pyroclastic flows and debris flows, Special Publication No.31 of Int. Ass. Sediment., pp.45-64.
- Takahashi, T., Nakagawa, H., Satofuka, Y. and Kawaike, K. (2001): Flood and sediment disasters triggered by 1999 rainfall in Venezuela; A river restoration plan for an alluvial fan, Journal of Natural Disaster Science, Vol.23, No.2, pp.65-82.
- Takahashi, T., Nakagawa, H. and Kuang, S. (1987): Estimation of debris flow hydrograph on varied slope bed, Proc. Corvallis Symposium on Erosion and Sedimentation in the Pacific Rim, pp.167-177.
- Takahashi, T., Egashira, S. and Nakagawa, H. (1987): Characteristics of sediment yield in Japanese reservoir basin, Comparative Hydrology of Rivers in Japan, pp.177-186.
- Takahashi, T. (1991): Mechanics and existence criteria of various type flows during massive sediment transport, Fluvial Hydraulics on Mountain Regions, Lecture Notes in Earth Sciences, Springer-Verlag, pp.267-278.
- Takahashi, T. and Nakagawa, H. (1991): Estimation of a debris flow and the area of hazard for a given rainfall, Proc. 24<sup>th</sup> IAHR Congress, pp.161-168.
- Takahashi, T., Nakagawa, H., Harada, T. and Yamashiki, Y. (1992): Routing debris flows with particle segregation, Journal of Hydraulics Engineering, ASCE, Vol.118, No.11, pp.1490-1507.
- Takahashi, T. (2002): A process-based sediment runoff model for steep and high mountain basin, Proc. 5<sup>th</sup> Taiwan-Japan Joint Seminar on Natural Hazards Mitigation,
- Takahashi, T., Nakagawa, H., Satofuka, Y. and Wang, H. (2002): Debris flow control by a grid-type sabo dam, Proc. 2<sup>nd</sup> Intern. Symp. on Flood Defence,
- Takahashi, T., Nakagawa, H. and Satofuka, Y. (2002): Sediment flushing from reservoirs using a reverse flow system, Proc. Intern. Symp. on Hydraulic and Hydrological Aspect of Reliability and Safety Assessment of Hydraulic Structures, CD-ROM.
- Yano, K. and Daido, A. (1965): Fundamental study of mudflow, Bull. DPRI, Kyoto Univ., Vol.14, pp.69-83.

## Water Flow, Sediment Flow, and Disasters

Tamotsu TAKAHASHI

### Synopsis

Among the performances of author's investigations, flood flow, debris flow and the issues related to the reservoir sedimentation are taken up, and the main results are explained. Every investigation aims at first to clarify the essential mechanics of phenomena, and then it proceeds to construct a model that enables the estimation of risks due to the phenomena. Finally, it makes progress to propose countermeasure systems based on the quantitative assessment of performances.

**Keywords:** flood flow, debris flow, flood disasters, debris flow disasters, reservoir sedimentation, sediment flushing