

自然ダムの越流決壊によって形成される洪水の予測

高橋 保・中川 一

PREDICTION OF FLOOD HYDROGRAPH DUE TO COLLAPSE OF A NATURAL DAM BY OVERTOPPING

By Tamotsu TAKAHASHI and Hajime NAKAGAWA

Synopsis

Failure of landslide dams is one of the main causes of severe flood disaster. Discharges resulting from dam failures can be much larger than those originating from mere strong rainfall. This fact, however, has been only qualitatively known and the quantitative analysis which enables to calculate the process of development of overflow channel on the dam body and the hydrograph of discharge has not existed. This paper, at first, proposes an empirical method to estimate the life span of a landslide dam. Secondly, a system of equations to be used in the numerical simulation of the process of failure and estimation of the discharge hydrograph is given. Comparison of the calculated results to those of the flume experiments proves the method is promising.

1. 緒 論

豪雨に伴って発生する山腹の土砂崩壊は、しばしば河川をせき止め、いわゆる自然ダムあるいは天然ダムを形成する。せき止め場所が急峻な溪流の場合には、その決壊によって土石流が形成され、激しい土砂災害の原因となる。また、山間の穿入河川でも、規模の大きい山腹崩壊によって自然ダムが形成され、その決壊が大洪水を引き起こして、災害を激化させる原因となっている。1889年の十津川災害においては53個もの自然ダムが形成され、その約70%が1日以内に決壊し、災害を激化させたものと考えられている¹⁾。1983年の有田川災害においても、有田川流域内に北寺、金剛寺地先等16ヶ所で大規模な地すべり性崩壊による自然ダムが形成され、北寺等大部分のものは洪水中に直ちに決壊したが、金剛寺および二川の2ヶ所のものは残存し、約2ヶ月後の13号台風に伴う洪水によって決壊した。とくに金剛寺の自然ダムは、最大湛水深65m、湛水量 $1.7 \times 10^7 \text{ m}^3$ という巨大なもので、決壊によって下流部に波高5~7mの段波を流下させた²⁾。

きわめて大規模な自然ダムは豪雨よりもむしろ地震や火山噴火に際しての巨大崩壊によって形成される。このようなものは河川縦断に沿って緩い勾配で堆積し、例えば、1888年の磐梯山の爆発に伴う巨大崩壊によって形成された檜原湖や五色沼のように、長年にわたって安定な状態が保持されているものが多いものと思われる。しかしながら、このような大規模な自然ダムは直ちに決壊しないが故に、決壊の危険に対する不安や流言の原因となり、しばしば問題を生じている。1980年のアメリカのセント・ヘレンズ火山の噴火に際する自然ダム³⁾や1984年の長野県西部地震による御岳崩壊によって生じた自然ダム等がその例である。とくに後者は、こうした時に適切な助言を行うことを目的とした、我国の大規模災害時のアドバイザー派遣制度発足のきっかけとなったものである。

上記のように自然ダムは、決壊すれば大規模な洪水や土石流をもたらすきわめて危険な物であるから、災害対策を立てるために、決壊する危険があるのか、いつ決壊するか、決壊の結果どのような現象が生じるのかといった事柄の定量的な予測が出来なければならない。しかしながら、容易に想像されるように、自然ダムの形状は不規則であるし、構成材料は不均一であるので、到底理論的な予測は不可能ではないかとも考えられ、従来は、ほとんど実例のデータに基づく経験的な、決壊時刻やピーク流量等の予測方式が提案されてきている。著者らは、一般的、定量的予測式を見いだして行くためには、たとえ、自然現象が材料の不均一性等のために変動の大きいものであっても、現象に内在する基本的な機構の解明をすることが先決であると考え、今までに、自然ダム決壊によって生ずる土石流を対象に、ダムの決壊過程の分類、発生する土石流のハイドログラフ予測法等の研究を行ってきた^{4), 5)}。本論文は、著者らの従来の研究を基礎として、事例の多い越流決壊、とくに従来研究してきた全幅越流ではなく、部分越流の場合を対象に、土石流が生ずる場合および洪水が生ずる場合を包含した理論を構築しようとするものであるが、それに先だって従来の資料によって、自然ダムの形成から決壊にいたるまでの経験的な時間予測についても言及する。

2. 自然ダムの決壊に要する時間

従来の統計によれば、自然ダムは大半が10日以内に決壊しているが、その決壊原因はそれが判明しているもののほとんどの場合越流によっている⁶⁾。これは平均的な自然ダムの規模・形状が、長さ630m、高さ54m⁷⁾とかなり縦断的に偏平であるため、 $10^{-3} \sim 10^{-2}$ cm/secのオーダーであると推測される堤体の水平透水係数からして、浸潤線が下流側法先へ顔を出すまでに相当の長時間を要し、河川の自流入の大きい場合には簡単に越流が始まるようになるためであると想像される。

自然ダムの決壊に越流が主要な役割を演じるものとすれば、ダムの生成から決壊までの時間に対しては、ダムによって形成される貯水池が水で満杯になるまでの時間が重要となるであろう。すなわち、貯水池容量 V_2 を河川流量 Q で割った比、 V_2/Q が決壊までの時間を規定する一つの要因になることが期待される。さらに、越流が始まってもダムは直ちに決壊するのではなく、水みちの拡大と縦侵食の進展によって次第に決壊口が広がり、やがて流出洪水流量が最大になるものと考えられる。したがって、ここで問題となるのは堤体の侵食に対する抵抗力と堤体自身の大きさである。両者の要素を加味した侵食時間を、単純に堤体体積 V_1 を河川流量で割った比、 V_1/Q で代表させることにすれば、決壊までの時間 T は V_1/Q と V_2/Q の関数として表わすことが出来るのではないかと思われる。このことを従来の調査結果⁷⁾を用いて調べた結果がFig. 1に示されている。河川の流量 Q としては、ダムが存在している時間内のそれを用いるべきであるが、このような値は大抵の場合不明であり、用いた資料にはそれに代わるものとして、対象河川あるいは近隣の河川に位置する流域面積の近い観測点について、平均的な比流量を流量年表から求め、それに流域面積を乗じて算出した平均流量が記載されているので、これを用いた。ただし、図中の縦・横軸の値が 10^2 付近にプロットされている点は、有田川災害の際の北寺のもので、数分内に決壊したので、平均流量の代わりに洪水比流量から求めたピーク流量を用いている。

Fig. 1は、もちろんバラツキはかなり大きいですが、概ね

$$T = \left(\frac{V_1 V_2}{Q^2} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (1)$$

によって、決壊時間が予測されることを示している。この式から大きくはずれたり、決壊しない事例は透水係数が高い、ダム構成材料が非常に強固である、堆積勾配が緩くて決壊しない、対策工事がなされた等をうかがわせる。これらは五十里洪水、大正池、秋元湖、檜原湖、王滝村御岳崩れ等である。なお、図

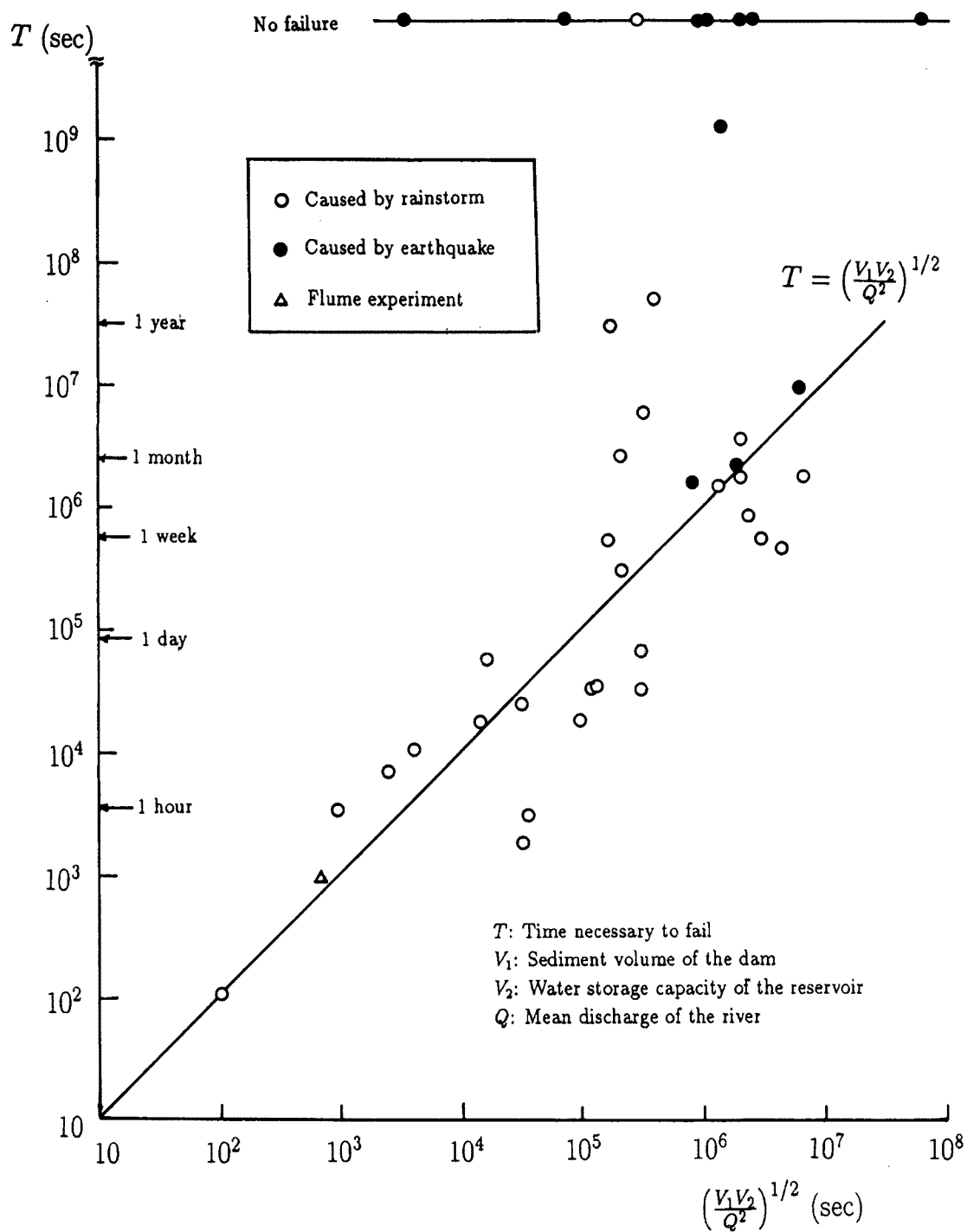


Fig. 1. Length of time before failure of landslide dams.

中の三角印は後述の実験に対するものである。

3. 越流決壊過程の数学モデル

自然ダムの頂部は必ずしも一様な高さになっているわけではなく、一番低い部分から、ダム上流に貯留された水が越流しだし、堤体下流側法面上に水みちが形成され、それが深さ方向並びに横断方向に拡大しながら堤体を侵食し、ついに決壊に至るのが一般的な越流決壊の過程であろう。この決壊過程がどの様に進行するかが、自然ダムの決壊によって発生する洪水のハイドログラフを規定するから、洪水予測は結局水みちの発達過程の解析を通してなされることになる。

水みちの深さ方向の侵食すなわち縦侵食の過程は、著者らが先に提示している、ガリー内の崩壊堆積物が表面流の発生によって土石流化する過程の解析モデルによって求めることができるので⁸⁾、その方程式系に水みちの拡幅すなわち横侵食の式を加えることによって、水みちの発達の時間的な変化過程が記述できるであろう。従って、解析モデルを構成する基本的な方程式系は以下のようである。

運動量保存の式:

x (流下) 方向

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \beta' \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \beta' \frac{\partial(vM)}{\partial y} = gh \sin \theta_{bxo} - gh \cos \theta_{bxo} \frac{\partial(z_b + h)}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_T} \dots\dots\dots (2)$$

y (横断) 方向

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \beta' \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \beta' \frac{\partial(vN)}{\partial y} = gh \sin \theta_{byo} - gh \cos \theta_{byo} \frac{\partial(z_b + h)}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_T} \dots\dots\dots (3)$$

全体積の連続式:

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = i \{c_* + (1 - c_*)s_b\} \dots\dots\dots (4)$$

固体成分の連続式は、粗粒成分のみから成り立っている場合を想定して:

$$\frac{\partial(ch)}{\partial t} + \frac{\partial(cM)}{\partial x} + \frac{\partial(cN)}{\partial y} = ic_* \dots\dots\dots (5)$$

河床変動の式:

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + i = i_{sml} + i_{smr} \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 $M=uh$ および $N=vh$ は、それぞれ、流れのフラックスの x および y 成分、 u および v は平均流速の x および y 成分、 h は流動深、 z_b は侵食あるいは堆積厚さ、 θ_{bxo} および θ_{byo} は初期堤体法面勾配の x および y 成分、 ρ_T は流動体の見かけ密度 $\{=(\sigma - \rho)c + \rho\}$ 、 σ は粒子の密度、 ρ は水の密度、 β' は運動量補正係数、 τ_{bx} および τ_{by} は流れに対する抵抗の x および y 成分、 g は重力の加速度、 i は侵食 (> 0 のとき) または堆積 (< 0 のとき) 速度、 i_{sml} および i_{smr} は、それぞれ、水みちの左岸および右岸での平均的な側岸後退速度、 c_* は堤体の固体容積濃度、 s_b は堤体の飽和度で堆積の場合には $s_b = 1$ とする、 c は流れの中の固体分の容積濃度である。

上記基本方程式系の中の抵抗項や侵食速度項等は、さらに以下のように与えられる。一次元定常流れの運動方程式を

$$q_T = Ch^m \sin^{1/2} \theta \dots\dots\dots (7)$$

のように書いたとき、係数 C および m は流れの性質に応じて、それぞれ以下のように示される⁹⁾。ただし、 q_T は流れの単位幅流量、 θ は流れ表面の縦断勾配である。流動深と粒径の比が 30 以下程度で、しかも粒子が全流動深にわたって分散して流れている石礫型土石流の場合、 $m = 5/2$ および

$$C = \frac{2}{5d} \left[\frac{g}{0.02} \left\{ c + (1-c) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{c_*}{c} \right)^{1/3} - 1 \right\} \dots\dots\dots (8)$$

となる。ここに、 d は粒径である。ダムクレスト近傍で流れがまだ十分に粒子を取り込めていない段階、あるいは堤体法面が緩やかで土石流にまで発達できない場合には、流れはいわゆる掃流状集合流動となり、 $m = 5/2$ 、および

$$C = 0.7\sqrt{g}/d \dots\dots\dots (9)$$

となる。さらに勾配が緩くて流送土砂濃度が小さい場合には、掃流砂を伴う通常的水流であり、 $m = 5/3$ および

$$C = 1/n \dots\dots\dots (10)$$

である。ここに、 n はマンニングの粗度係数である。

式(7) から式(10) の関係から、式(2) および (3) 中の τ_{bx} および τ_{by} としては、石礫型土石流の場合、

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T}{8} \left(\frac{d}{h} \right)^2 \frac{1}{\{c + (1-c)\rho/\sigma\} \{(c_*/c)^{1/3} - 1\}^2} u \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (11)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_T}{8} \left(\frac{d}{h} \right)^2 \frac{1}{\{c + (1-c)\rho/\sigma\} \{(c_*/c)^{1/3} - 1\}^2} v \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (12)$$

掃流状集合流動の場合、

$$\tau_{bx} = -\frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d}{h} \right)^2 u \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (13)$$

$$\tau_{by} = -\frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d}{h} \right)^2 v \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (14)$$

掃流砂の場合、 $\rho_T = \rho$ で、

$$\tau_{bx} = \frac{\rho g n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \dots\dots\dots (15)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho g n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \dots\dots\dots (16)$$

とするのが妥当であろう。

越流が始まる時点では、堤体はまだ不飽和状態であると考えられるので、越流水による侵食は流水の掃流力による。侵食された土砂は流れに取り込まれ、流れは次第に土砂濃度を増加するが、それに伴って粒子間隙の水の分担するせん断力が減少して行く。そして、ある平衡状態の濃度に到達したとき、水の分担するせん断力は限界値となり、もはや侵食が出来なくなるものと考えられる。したがって、縦侵食の速度 i は

$$i = K(\tau_{*f} - \tau_{*fe}) \sqrt{\tau_f/\rho} \dots\dots\dots (17)$$

のように書くことができる。ここに、 K は定数、 τ_f は流れの底面における間隙流体によるせん断力、 $\tau_{*f} = \{\tau_f/(\sigma - \rho)gd\}$ および τ_{*fe} は、それぞれ間隙流体による無次元掃流力および無次元平衡掃流力である。

流れの底面における全せん断力は、粒子の衝突による応力と τ_f の和に等しいので、応力の釣合条件から、ほぼ次の式が成立する。

$$\tau_f = \{(\sigma - \rho)c + \rho\}gh \sin \theta - (\sigma - \rho)ghc \cos \theta \tan \phi \quad (18)$$

ここで、 ϕ は堆積層の内部摩擦角で、粒子の衝突角の近似値として用いている。従来の実験結果によれば、石礫型土石流の場合、 τ_f が τ_{fe} となる平衡状態での濃度 c_∞ は、

$$c_\infty = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (19)$$

で与えられる。式(19)は式(18)の τ_f を0にしたときに得られる濃度に等しいが、このことは平衡状態では粒子間隙によるせん断力が0になっていることを意味しているのではないことに注意を要する。なぜならば、式(18)では通常 ϕ よりも小さいと考えられる衝突角を ϕ で近似しているの、もし真の衝突角を用いると、式(19)の c_∞ を式(18)の c に代入したとき、いくらかの τ_f の値が残るはずであるからである。すなわち、石礫型土石流では、平衡状態でも粒子間の流体はある程度乱れた状態で流れている。

もし水みちの縦断勾配が緩くて、掃流状集合流動の発生領域に属する場合には、平衡濃度 $c_{s\infty}$ は

$$c_{s\infty} = 6.7c_\infty^2 \quad (20)$$

で与えられる。ただし、上式の適用領域は、 $0.01 < c_{s\infty} < c_\infty$ が成立する勾配範囲である。

以上より、式(19)および(20)を用いて求めた濃度において、 $c_\infty > c_{s\infty}$ が成立するような勾配範囲では、 $c < c_\infty$ のとき、侵食が起こり、侵食速度式は式(17)より、

$$\frac{i}{\sqrt{gh}} = K \sin^{3/2} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho}{\rho} c \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{1/2} \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (c_\infty - c) \frac{h}{d} \quad (21)$$

のようになる。また、式(19)による c_∞ が式(20)による $c_{s\infty}$ よりも小さくなるような勾配範囲では、 $c < c_{s\infty}$ のとき侵食が起こり

$$\frac{i}{\sqrt{gh}} = K \sin^{3/2} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho}{\rho} c \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{1/2} \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (c_{s\infty} - c) \frac{h}{d} \quad (22)$$

が成立する。さらに、 $c_{s\infty} < 0.01$ となるような勾配では、平衡濃度 $c_{B\infty}$ は掃流砂量式を用いて求められ、侵食速度は式(22)の $c_{s\infty}$ を $c_{B\infty}$ で置き換えることによって求められる。急勾配にも適用される高橋の掃流砂量式は以下のものである¹⁰⁾。

$$\frac{q_B}{\{(\sigma/\rho - 1)gd^3\}^{1/2}} = \frac{1 + 5 \tan \theta}{\cos \theta} \sqrt{\frac{8}{f}} \tau_*^{3/2} \left(1 - \alpha^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \alpha \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \right) \quad (23)$$

ここに、 q_B は単位幅の掃流砂量、 τ_* は無次元の全掃流力、 τ_{*c} は無次元限界掃流力で

$$\tau_{*c} = 0.04 \times 10^{1.72} \tan \theta \quad (24)$$

α は係数で、

$$\alpha^2 = \frac{2\{0.425 - \sigma \tan \theta / (\sigma - \rho)\}}{1 - \sigma \tan \theta / (\sigma - \rho)} \quad (25)$$

であり、 f は抵抗係数で、

$$\tau_* \geq 0.2 \text{ のとき: } \sqrt{\frac{8}{f}} = A + 5.75 \log \left\{ \frac{(\sigma/\rho - 1)\tau_*}{\tan \theta (1 + 2\tau_*)} \right\} \quad (26)$$

$$\tau_* < 0.2 \text{ のとき: } \sqrt{\frac{8}{f}} = A + 5.75 \log \left\{ \frac{0.2(\sigma/\rho - 1)}{1.4 \tan \theta} \right\} \quad (27)$$

である。ただし、 $A = 0.04 \tan^{-2} \theta$ ($\tan \theta \geq 0.08$)、 $A = 6.0$ ($\tan \theta < 0.08$) である。平衡濃度は式(7)および式(10)と式(23)から、

$$c_{B\infty} = q_B / q_T \quad (28)$$

となる。また、 f と n との関係は、

$$n = \{f/(8g)\}^{1/2} h^{1/6} \dots\dots\dots (29)$$

である。

上記の各式中の θ は流動表面の流速ベクトル方向の傾きで、

$$\tan \theta = (u \sin \theta'_{bx} + v \sin \theta'_{by}) / \sqrt{u^2 \cos^2 \theta'_{bx} + v^2 \cos^2 \theta'_{by}} \dots\dots\dots (30)$$

とする。ただし、 $\tan \theta'_{bx} = \tan(\theta_{bxo} + \theta_{bzhx})$ 、 $\tan \theta'_{by} = \tan(\theta_{byo} + \theta_{bzhy})$ 、 $\tan \theta_{bzhx} = -\partial(z_b + h)/\partial x$ 、 $\tan \theta_{bzhy} = -\partial(z_b + h)/\partial y$ である。

堤体法面上で土石流に発達した流れが法先から下流の勾配の緩い領域にさしかかったとき、流れは減速し、やがて流速が pV_e になった地点から下流にかけて堆積が生ずる。ここで、 V_e は堤体法先直上流に発達しながら流下してきた土石流が、その流動深と粒子濃度を保持しながら、洗掘も堆積もなしに流動を継続できる流速で、式(7)および(8) から、

$$V_e = \frac{2}{5d} \left[\frac{g \sin \theta_e}{0.02} \left\{ c + (1-c) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{c_*}{c} \right)^{1/3} - 1 \right\} h^{3/2} \dots\dots\dots (31)$$

であり、 θ_e は流下してきた土石流の粒子濃度 c を平衡濃度とする勾配で、式(19) より、

$$\tan \theta_e = \frac{c(\sigma - \rho) \tan \phi}{c(\sigma - \rho) + \rho} \dots\dots\dots (32)$$

で与えられる。流速が V_e になった地点から直ちに堆積が始まるのではなく、 pV_e ($p < 1$) になった地点から始まるとしているのは、実験で見られた多少の慣性的運動を反映するためである。土石流が流下してきた地点での過剰な土砂量は、その地点での勾配から計算した c_∞ を用いて、単位面積当り、 $h(c - c_\infty)$ であるが、この量が堆積開始地点に瞬時に堆積するのではなく、多少の時間をかけて、換言すれば、ある区間内に分散しながら堆積することになる。堆積に要する時間は、次元的には h/u で測られること、堆積した場合には土砂濃度は c_* となること、流速が pV_e よりも小さくなるほど堆積速度が大きくなるであろうことを考慮して、堆積速度を以下のように記述する。

$$i = \delta_d \left(1 - \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{pV_e} \right) \frac{c_\infty - c}{c_*} \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (33)$$

ここに、 δ_d は定数であり、 $\sqrt{u^2 + v^2} > pV_e$ のときには、 $i = 0$ である。掃流状集合流動および掃流の場合には、慣性的運動は少ないと思われるので、それぞれ、

$$i = \delta'_d \frac{c_{S\infty} - c}{c_*} \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (34)$$

および

$$i = \delta''_d \frac{c_{B\infty} - c}{c_*} \sqrt{u^2 + v^2} \dots\dots\dots (35)$$

のようにする。ただし、 δ'_d および δ''_d は定数である。

さて、水みちの横侵食速度については従来掃流砂の場合を対象に各種の式が提案されている。それらはいずれも側岸侵食による土砂補給量が流路底面の掃流力の関数であると考えたものである。ここでは、土石流や掃流状集合流動でも同様の考えが成立するものとする。側岸に作用する粒子間隙流体のせん断力 τ_{sf} は、平均的に河床に作用するせん断力 τ_f の $1/2$ であるとして、流動深 h の部分の側岸の後退速度 i_s をつぎの式のように書く。

$$\frac{i_s}{\sqrt{gh}} = \left(\frac{1}{2}\right)^{3/2} K_s \sin^{3/2} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho}{\rho} c \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{1/2} \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (c_\infty - c) \frac{h}{d} \dots\dots\dots (36)$$

ただし、 K_s は定数である。もちろん、堤体法面の勾配に応じて、式(36)中の c_∞ は $c_{s\infty}$ あるいは $c_{B\infty}$ に置き換えられる。

流動深 h の部分が後退すれば、その上部が崩落する。したがって、崩落部分も含めて全体が均等に後退するものとすれば、左右岸の平均的な後退速度は、Fig. 2を参考に、

$$i_{sml} = \frac{h_l}{l_l + h_l} i_{sl}, \quad i_{smr} = \frac{h_r}{l_r + h_r} i_{sr} \dots\dots\dots (37)$$

のように評価できるであろう。ここに、添え字 l および r はそれぞれ、左岸および右岸での諸量を意味する。

以上の各式を平面上に固定されたメッシュと時間差分とによって離散化することにより、越流決壊プロセスの解析ができるが、水みちの横侵食が連続的に起こるのに対して、平面的な格子を用いて数値計算を進める関係上、拡幅過程の解析には特別の扱いが必要になる。すなわち、 i_{sml} および i_{smr} によって左右岸の土砂がそれぞれFig. 2のA断面およびB断面のセルに横方向流入土砂量として与えられ、流入した総土量が側岸侵食が始まった時刻 t_0 における側岸セルの土砂量に等しくなれば、側岸の格子の河床位が t_0 における側岸隣接河道セルの河床位に等しくなると考えることにより、水みちの拡幅をモデル化する。その際、側岸から時々刻々供給される土砂は、側岸隣接河道セルの河床位の上昇のみに寄与し、流体の土砂濃度の上昇には寄与せず、河床変動を介して流砂濃度が変化すると考える。ただし、河床の侵食速度 i が負になるときは側岸の侵食は生じないと仮定する。これを定式化すれば、たとえば右岸に関しては式(38)のようになる。

$$\int_{t_0}^t i_{sr} h_r dx dt = (z_{bs} + z_{so} - z_b - z_o) \Big|_{t=t_0} dx dy \Rightarrow z_b = z_o \Big|_{t=t_0} \dots\dots\dots (38)$$

4. 実 験

Fig. 3に示すような、長さ4.97 m、幅40 cm、深さ20 cmの水路を勾配 3° に設定し、その内部にFig. 4に示すような粒度分布（平均粒径2.15 mm）を持った実験材料によってFig. 5に示したような高さ16 cm、底面長さ140 cmの三角形を持つ自然ダムを模したダムを設け、水路上流から100 cc/secの水を供給してダム上流部に水を貯留した。これは先に示した自然ダムの平均的スケールの約1/250程度を想定したものである。ダム頂部にはFig. 5に示しているように、幅5 cm、深さ1.2 cmの切り欠きがつけてあるため、貯水位がその高さに達すると越流を開始し、水みちの拡幅と底面の侵食を生じながら貯留水が流出する。測定項目は水みち幅、河床位、流出流量の時間変化であり、水みち幅と河床位は2台の35 mmカメラをダム上部に設置し、5秒毎のステレオ写真を撮って視差測定による解析（アジア航測社製簡易計測システム：ポメシス）により求めた。水路下流端には水槽がロードセルによって吊り下げられており、水路から流出した水と土砂がその上部に備えた網によって分離され流出した水のみが水槽に入るので、水流量の時間変化だけが求められるようになっている。

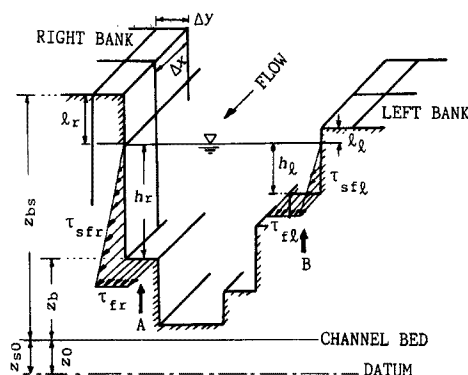


Fig. 2. Cross-section of the overflow channel on a dam body and the notations.

	x	y (cm)
RUN 1	225.5	131.5
RUN 2	240.0	117.0

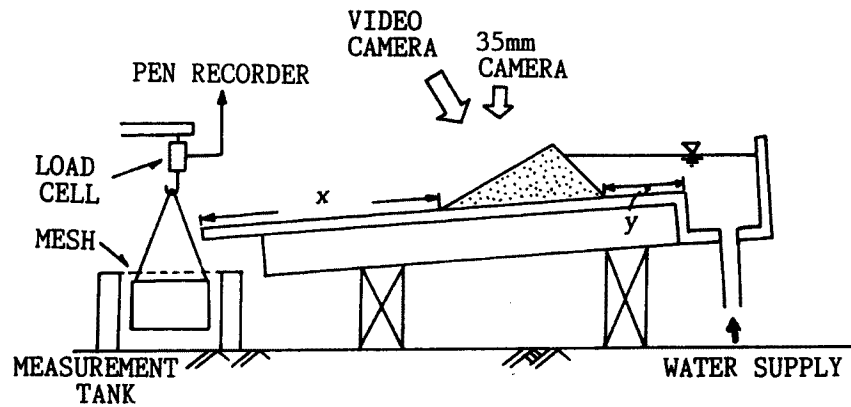


Fig. 3. Schematic illustration of the experiments.

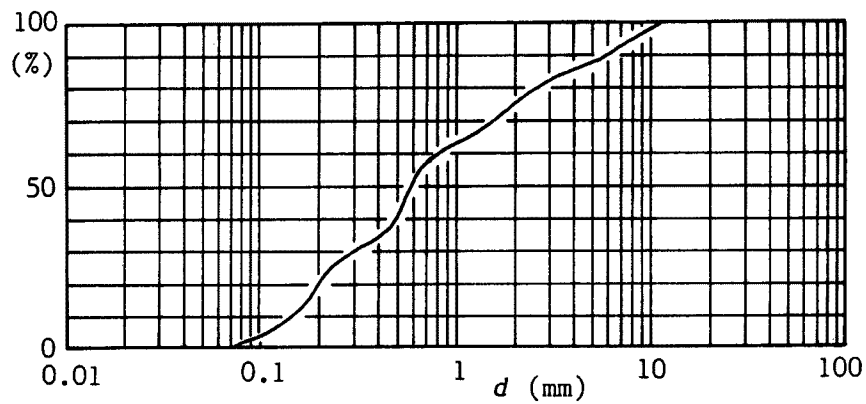


Fig. 4. Particle size distributions in the experimental material.

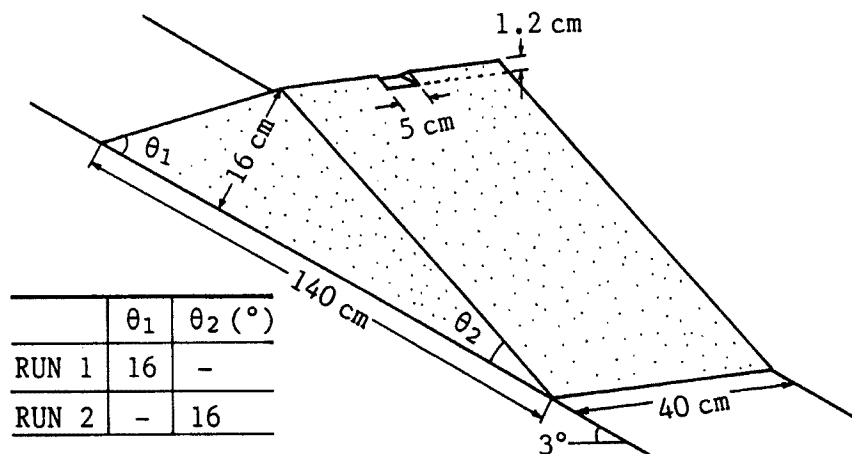
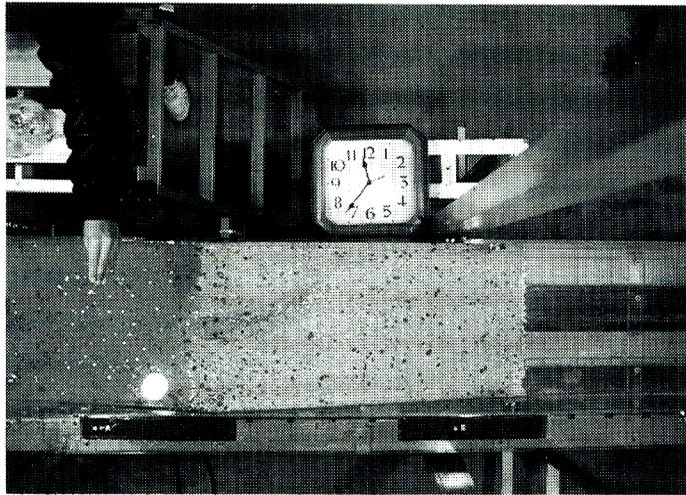
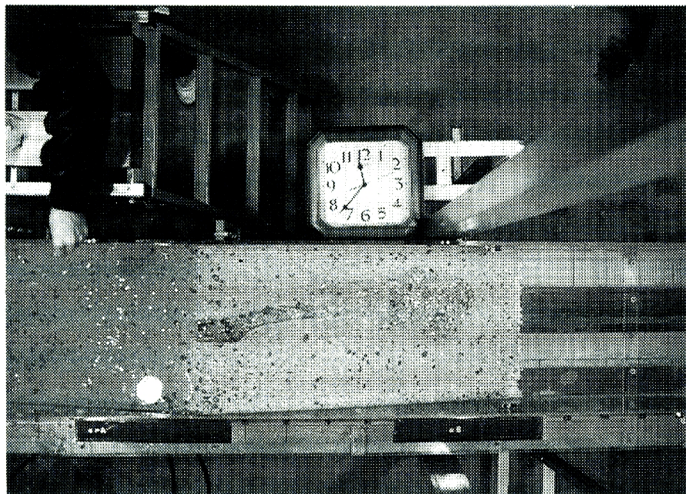


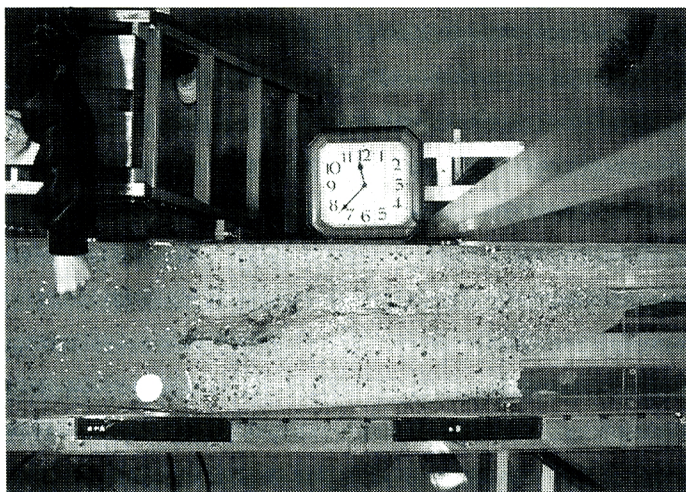
Fig. 5. Dam body.



$t=28 \text{ sec}$

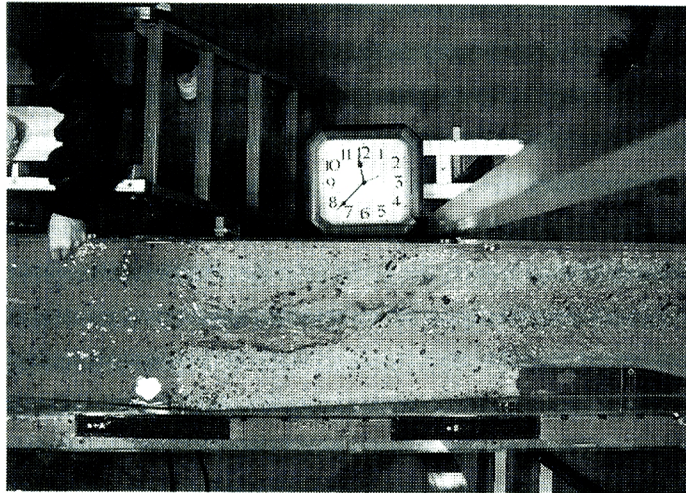


$t=58 \text{ sec}$

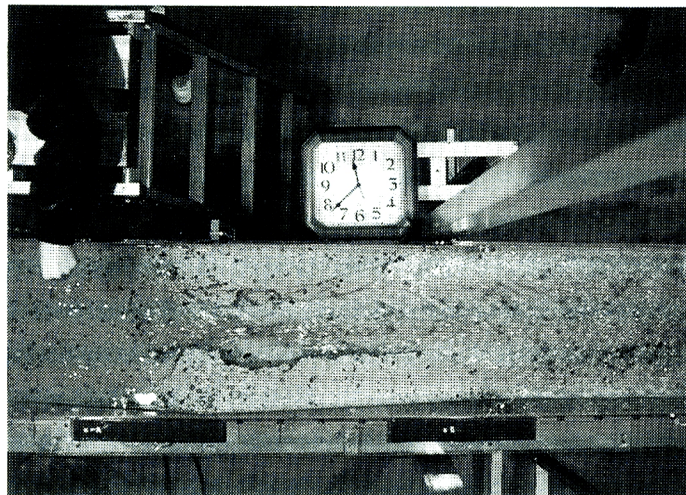


$t=73 \text{ sec}$

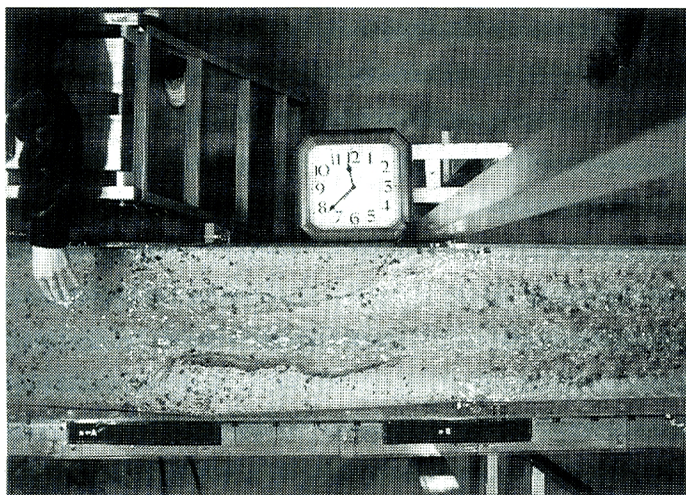
Photo 1. Plan view of process of failure of the dam in RUN 1.



$t=88 \text{ sec}$

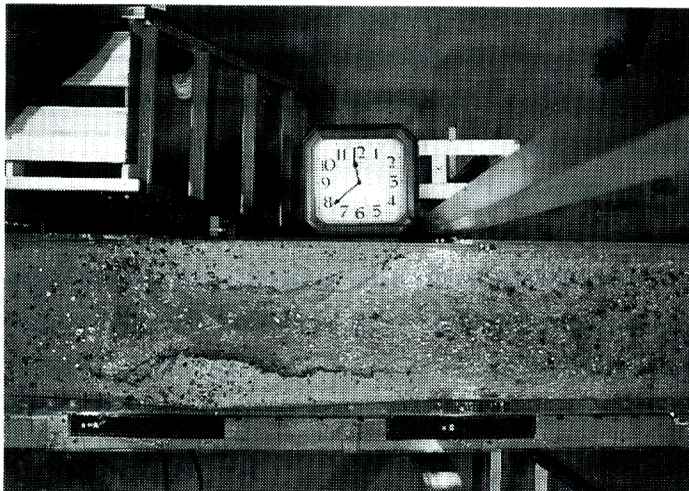


$t=103 \text{ sec}$

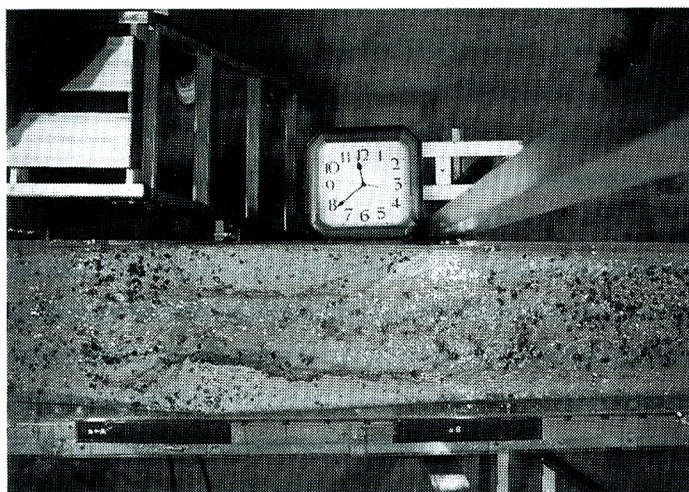


$t=113 \text{ sec}$

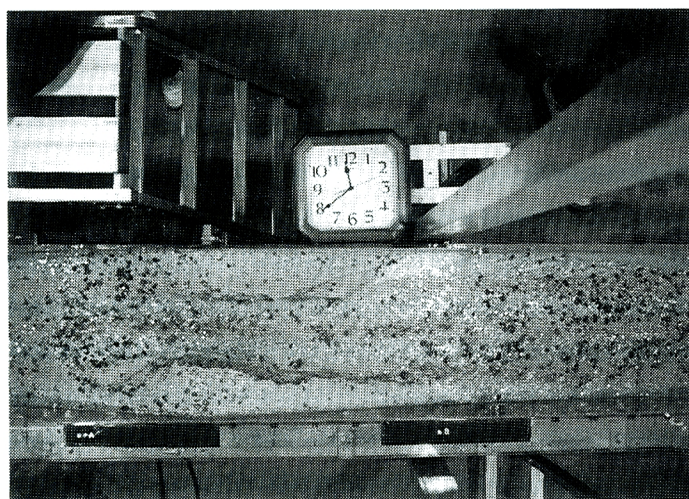
Photo 1. Continued.



$t=133 \text{ sec}$



$t=153 \text{ sec}$



$t=178 \text{ sec}$

Photo 1. Continued.

実験時の観察によれば、切り欠きを水が流れるようになった直後の初期段階では、ほぼ一定幅で流れが伸びて行く。流れが法先に到達する頃には、下流端では幅が徐々に拡がり、上流端付近では側岸の崩落が起こり始める。クレスト部の水みち幅が拡がりだすと、貯留水の流出が大きくなり、それに伴って拡幅が急激に進むようになる。側岸の崩落は、初期段階では両岸がほぼ平行に近い状態で下流方向へ伸びてゆくが、時間の経過とともに下流側の幅が拡がって末広がり状を呈し、さらに経過すると上流側の拡幅も進むため、最終的には再び平行に近い状態を維持するようになる。RUN 1 と RUN 2 との比較では、下流側法勾配がより急な RUN 2 の方が、初期から中期にかけての侵食速度が大きく、最終的な水みち底面の高さは両者ではほぼ等しいが、水みち幅は RUN 2 の方が大きくなった。Photo. 1 は RUN 1 の侵食と堆積の時間変化の状況を撮影したものである。

5. 数値シミュレーション

先に示した基礎方程式系を用いて、実験ケースに相当する条件下で数値シミュレーションを実行した。計算では $\Delta x = 10 \text{ cm}$, $\Delta y = 1.25 \text{ cm}$, $\Delta t = 0.002 \text{ sec}$, $K = 0.06$, $K_s = 1.0$, $c_* = 0.655$, $\tan\phi = 0.75$, $\sigma = 2.65 \text{ g/cm}^3$, $d = 2.15 \text{ mm}$ を用いた。

Fig. 6 は RUN 1 のケースについて、水みちの拡幅過程の時間変化を三次元的に見たものであり、拡幅と縦侵食およびダム法先付近での土砂堆積の様子を知ることができる。なお、実験では初期の切り欠きはダムクレストのみであるが、計算では図に示しているように、法面全長にわたって深さ 1 cm 、幅 5 cm の水みちが予め存在していたものとしている。

Fig. 7 および Fig. 8 はそれぞれ RUN 1 および RUN 2 について、ダム頂部およびそれより下流の点における水みちの横断形状に関する実験値と計算値とを比較したものである。貯留水が切り欠き部で越流を開始した時刻を $t = 0$ 、水路の右端を $y = 0$ 、水路底面を $z = 0$ として、これに対して垂直上向きに z 軸をとっている。初期に縦侵食が若干早めに進んでいること、実験よりも計算で水みち幅が多少小さい傾向が認められるが、概して実験結果がうまく説明されている。

ハイドログラフは、水みちの拡幅過程を含む二次元河床変動の解析に付随して求まる。Fig. 9 および Fig. 10 はそれぞれ RUN 1 および RUN 2 に対する流出ハイドログラフの実験値と計算値とを比較したものである。計算値のピーク流量が実験値よりも大きめに出的ているが、洪水継続時間や流量通減特性など全体的に実験の傾向がよく再現されている。

今回の実験では、予め、水路中央部に幅 5 cm 、深さ 1.2 cm の切り欠きを形成した。しかしながら、自然ダムではクレストの凹凸は当然あると予想されるものの、どのような位置に、どのような規模・形状で形成されるかは予測できない。したがって、自然ダムがどのような特性を持っているときに、その決壊によって生

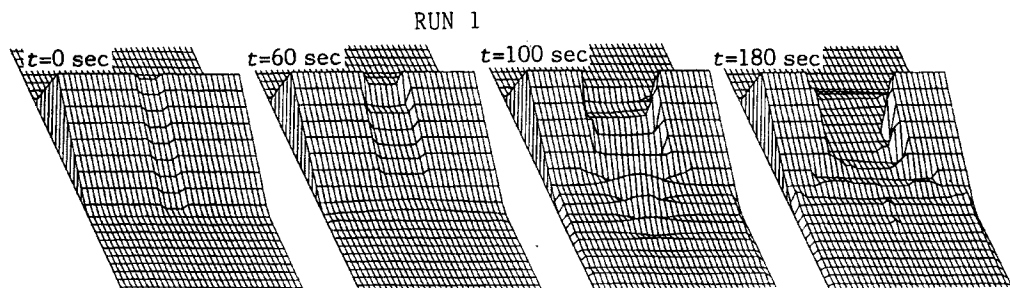


Fig. 6. Three-dimensional diagrams of the process of development of overflow channel (RUN 1).

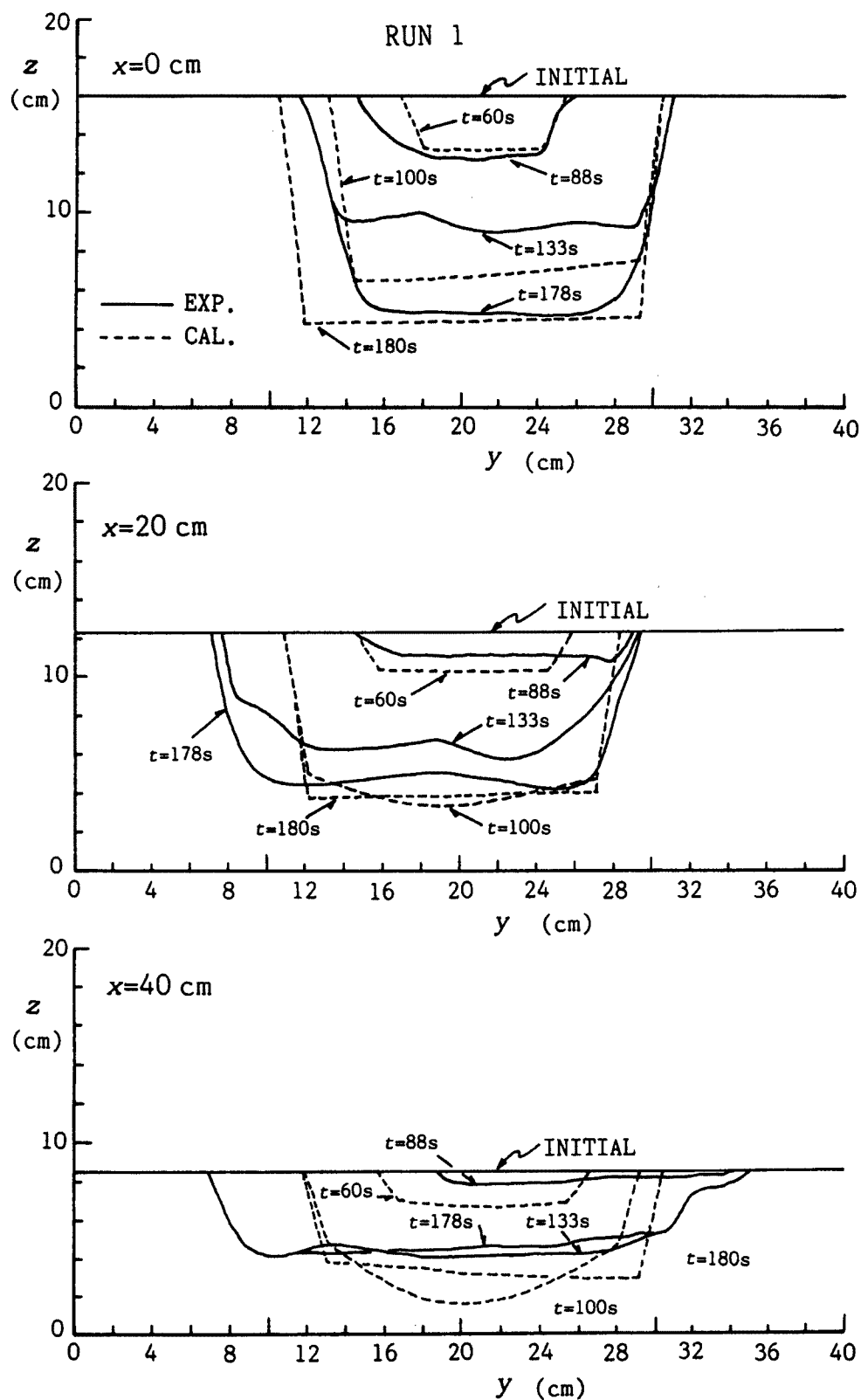


Fig. 7. Cross-section of the overflow channel in RUN 1. Exp.: result of experiment, Cal.: result of calculation.

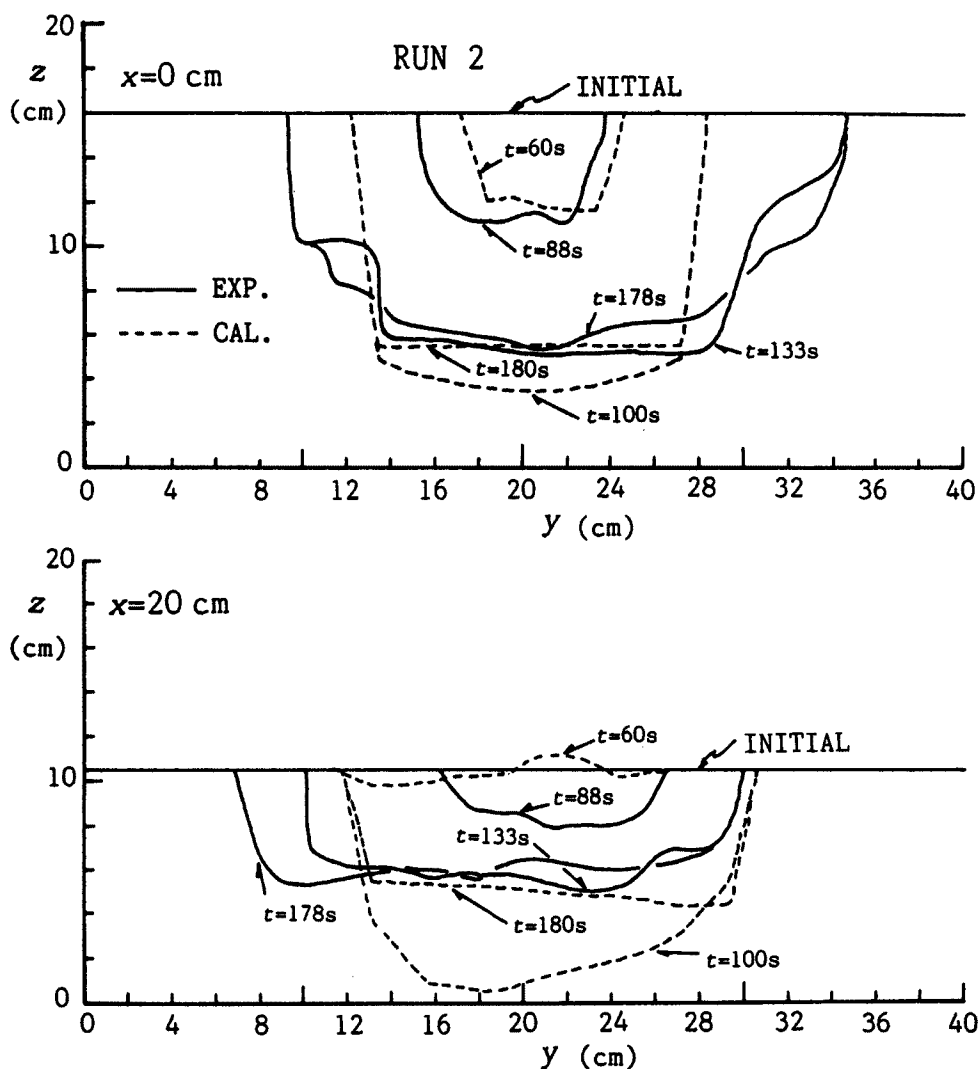


Fig. 8. Cross-sections of the overflow channel in RUN 2. Exp.: result of experiment, Cal.: result of calculation.

起する洪水あるいは土石流の危険性が大きくなるのかといったことを知っておくことが重要である。ここでは、そのような系統的な検討の手始めとして、初期水みちの断面形および水路勾配がその後の拡幅、侵食過程にどの様に影響するのかを流出ハイドログラフで比較してみた。Fig. 11 はその結果を示している。実線は RUN 1 の場合に対して初期水みち幅だけを2倍にしたものであるが、洪水ピークの出現時刻が遅れているもののピーク流量に大きな差はない。初期水みち深さを大きくした鎖線ではピーク流量が小さくなる傾向が認められ、水路勾配を急にした点線のものでは流出流量が均されるのみならず、その値が大幅に小さくなっている。これは、貯留水量が少なくなることと、横侵食はあまり進行しないのに縦侵食が活発に起こって土石流が形成され、それが法先下流部に水を取り込んで堆積するためであると推察される。計算結果には多少の不安定性が認められるので、さらに計算法の改良を図る必要があるが、初期の水みち規模が結果をかなり大きく支配するようであるので、実験による検証を含めて今後さらに検討を深

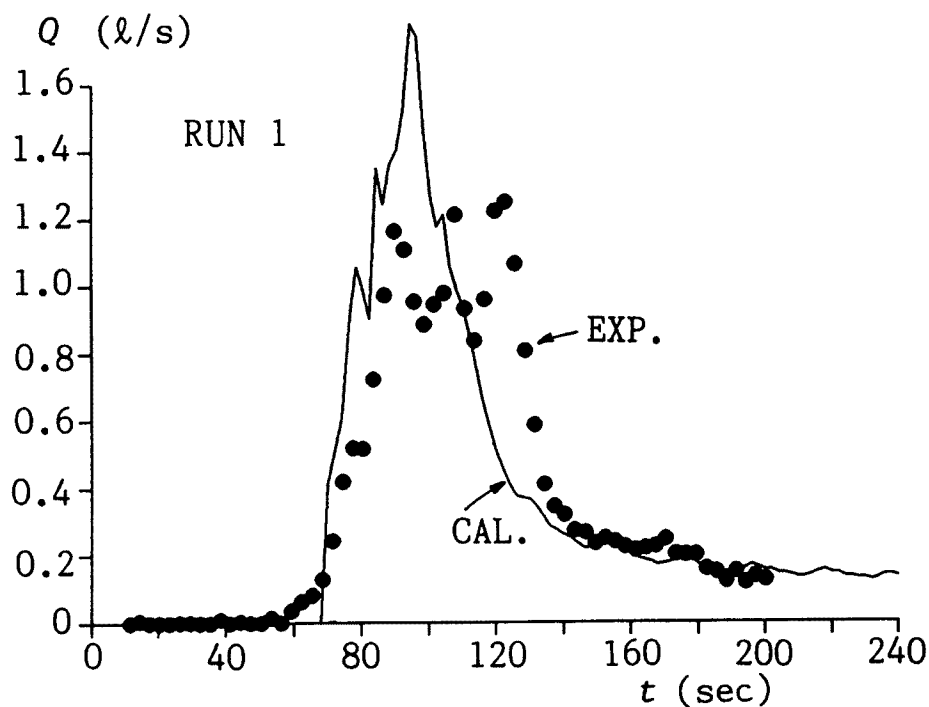


Fig. 9. Hydrograph of discharge resulting from failure (RUN 1).
EXP.: result of experiment, CAL.: result of calculation.

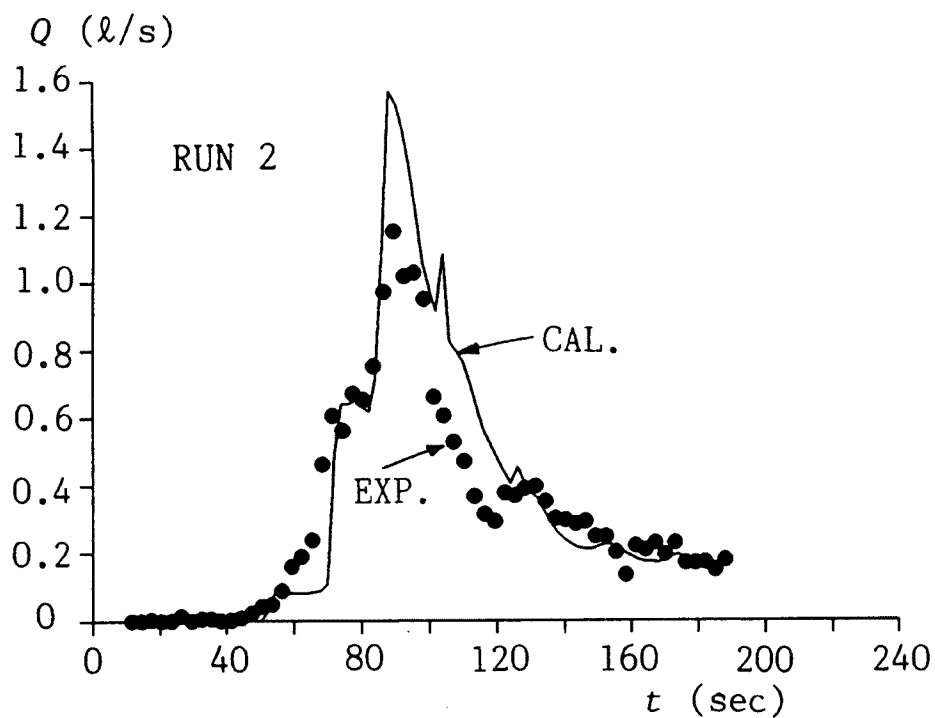


Fig. 10. Hydrograph of discharge resulting from failure (RUN 2).
EXP.: result of experiment, CAL.: result of calculation.

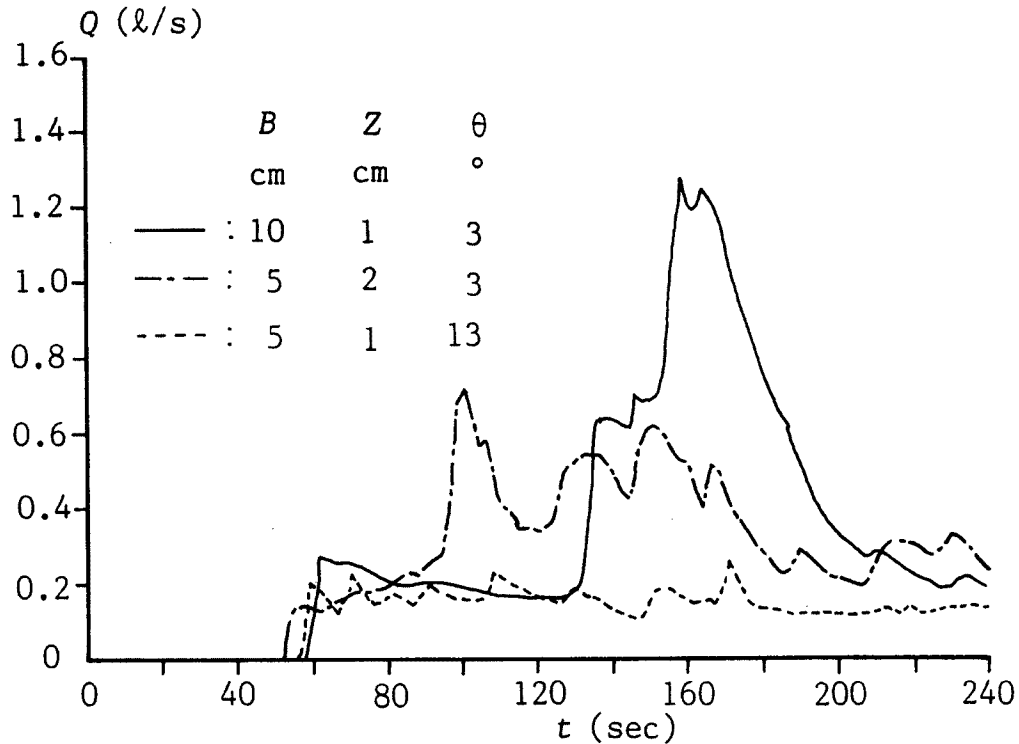


Fig. 11. Discharge hydrographs under different overflow channel and flume slope conditions.

めて行くことが肝要である。

6. 結 論

以上、本論文においては、大水害の発生時や火山噴火あるいは地震によって巨大崩壊が生ずる場合には、崩壊土砂が河道を埋塞して自然ダムを形成し、その決壊が災害を助長する場合が多いことを述べ、それにもかかわらず、従来の災害予測につながる知識が極めて不十分であることを明らかにし、本研究の必要性和立場を示した。そしてまず、従来の事例に関する統計資料から、経験的な自然ダムの寿命時間を推定する方法を提案した。次いで、自然ダムの決壊原因の内、その大半を占める越流決壊を取りあげ、とくにダム全幅の越流ではなく、部分的な幅で水みち侵食を伴いながら決壊して行く場合について、その過程を解析できる基礎方程式系を、著者らの土石流等の発達過程解析の方程式群と新たに導入した横侵食速度式を組み合わせる形で与え、二次元固定格子を用いる差分計算に拡幅過程を導入出来るような工夫を加えた。本数値計算法を水路実験の結果に適用したところ、まだ多少の計算の不安定や侵食速度の違いなどが認められたが、水みちの侵食過程や流出洪水のハイドログラフが概ね良く再現された。初期条件として与える水みちの規模や流路勾配の影響について、いくつかのケースの数値実験を行ったところ、これらはかなり顕著な影響を与えることが判明したので、今後水路実験をも含めて系統的な検討を加えて行く必要がある。

最後に、実験およびデータ解析でお世話になった高野光史君に感謝するとともに、本研究の一部は文部

省科学研究費重点領域研究「傾斜都市域の洪水・土砂氾濫災害の予測と軽減・復興対策に関する研究」(課題番号 03201129 代表者: 高橋 保) によっていることを記して感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 芦田和男: 河道埋塞に関する事例研究—1889年(明治22年)十津川水害について—, 二次災害の予知と対策 No.2, 全国防災協会, 1987, pp.37-45.
- 2) 武居有恒: 昭和28年有田川災害, 二次災害の予知と対策 No.2, 全国防災協会, 1987, pp.47-71.
- 3) 高橋 保: セント・ヘレンズ火山の噴火に伴う災害現象と対応, 京都大学防災研究所年報, 第24号A, 1981, pp.15-34.
- 4) 高橋 保・八木秀樹: 土石流の流量予測, 京都大学防災研究所年報, 第26号B-2, 1983, pp.329-351.
- 5) 高橋 保・匡 尚富: 天然ダムの決壊による土石流の規模に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第34号B-2, 1988, pp.601-615.
- 6) Costa, J.E. and Schuster, R.L.: The Formation and Failure of Natural Dams, Geological Society of America Bulletin, Vol.100, 1988, pp.1054-1068.
- 7) 建設省中部地方建設局河川計画課: 天然ダム調査事例集, 1989, pp.1-356.
- 8) 高橋 保・中川 一: 豪雨時に発生する石礫型土石流の予測, 新砂防, Vol.44, No.3, 1991, pp.12-19.
- 9) Takahashi, T.: Debris Flow, A. A. Balkema, 1991, pp.1-165.
- 10) Takahashi, T.: High Velocity Flow in Steep Erodible Channels, Proc. 22nd IAHR Congress, Lausanne, Fluvial Hydraulics, 1987, pp.42-53.