

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

Flood and Debris Flow Hydrograph Due to Collapse of
a Natural Dam by Overtopping

高橋 保*・中川 一**

By Tamotsu TAKAHASHI and Hajime NAKAGAWA

A system of equations to be used in the numerical simulation of the process of failure of a natural dam and estimation of the discharge hydrograph is given. Comparison of the calculated results to those of the flume experiments proves the method is promising. The sensitivity of the difference in the size of the initial breadth of overtopping flow, the dam height and the channel slope are examined by numerical simulations and the dam height among others is found the most effective for determining the hydrograph.

Keywords: natural dam, debris flow, hydrograph, numerical simulation

1. 緒 言

山腹の土砂崩壊は、しばしば河川をせき止め、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し、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。天然ダムの決壊災害対策を立てるためには、どこに、いつ、どのような天然ダムが形成されるのか、それは決壊する危険があるのか、決壊するとすれば何時か、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。

本論文は、ダムの特性は既知であるとの前提の下で、著者らの従来の研究を基礎として、事例の多い越流決壊、とくに部分越流の場合を対象に、土石流が生ずる場合と洪水が生ずる場合を包含した理論を構築し、従来の経験則との比較検討も行って、災害対策計画への方法を与えようとするものである。

2. 越流決壊過程の数学モデル

天然ダムの頂部高さは必ずしも一様ではなく、低い部分から貯留水が越流し、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ように進行するかが、天然ダムの決壊によって発生する洪水・土

* 正会員 工博 京都大学教授 防災研究所
(〒611 宇治市五ヶ庄)

** 正会員 工博 京都大学助教授 防災研究所
(同上)

石流を規定するから、ハイドログラフの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、著者らの表面流の発生による土石流発生過程の解析モデル¹⁾によって求めることができるので、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。

$$x(\text{流下})\text{方向運動量式: } \frac{\partial M}{\partial t} + \beta' \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \beta' \frac{\partial(vM)}{\partial y} = gh \sin \theta_{bxo} - gh \cos \theta_{bxo} \frac{\partial(z_b + h)}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_T} \quad (1)$$

$$y(\text{横断})\text{方向運動量式: } \frac{\partial N}{\partial t} + \beta' \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \beta' \frac{\partial(vN)}{\partial y} = gh \sin \theta_{byo} - gh \cos \theta_{byo} \frac{\partial(z_b + h)}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_T} \quad (2)$$

$$\text{全体積の連続式: } \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = i\{c_* + (1 - c_*)s_b\} \quad (3)$$

$$\text{固体成分の連続式: } \frac{\partial(ch)}{\partial t} + \frac{\partial(cM)}{\partial x} + \frac{\partial(cN)}{\partial y} = ic_* \quad (4)$$

$$\text{河床変動の式: } \frac{\partial z_b}{\partial t} + i = i_{sml} + i_{smr} \quad (5)$$

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

式(1)および(2)中の τ_{bx} および τ_{by} としては、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、

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T}{8} \left(\frac{d}{h}\right)^2 \frac{u\sqrt{u^2 + v^2}}{\{c + (1 - c)\rho/\sigma\}\{(c_*/c)^{1/3} - 1\}^2} \quad (6) \quad \tau_{by} = \frac{\rho_T}{8} \left(\frac{d}{h}\right)^2 \frac{v\sqrt{u^2 + v^2}}{\{c + (1 - c)\rho/\sigma\}\{(c_*/c)^{1/3} - 1\}^2} \quad (7)$$

ダム Crest 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、

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d}{h}\right)^2 u\sqrt{u^2 + v^2} \quad (8) \quad \tau_{by} = \frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d}{h}\right)^2 v\sqrt{u^2 + v^2} \quad (9)$$

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、 $\rho_T = \rho$ で、

$$\tau_{bx} = \frac{\rho g n^2 u\sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (10) \quad \tau_{by} = \frac{\rho g n^2 v\sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (11)$$

である。²⁾

堤体が不飽和状態のとき、越流水による侵食は流れの中に含まれている粒子群の間隙を埋めている水の分担するせん断力によってなされ、流れが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する。このような考えによる侵食速度式は

$$\frac{i}{\sqrt{gh}} = K \sin^{3/2} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho}{\rho} c \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{1/2} \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (c_{eq} - c) \frac{h}{d} \quad (12)$$

のように書くことができる。ここで、 ϕ は堆積層の内部摩擦角、 K は定数であり、 c_{eq} は平衡濃度で、流れが石礫型土石流まで発達できる勾配、及び掃流状集合流動の発生勾配のそれぞれに対して

$$c_{eq} \equiv c_\infty = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (13) \quad c_{eq} \equiv c_{S\infty} = 6.7c_\infty \quad (14)$$

で与えられる。ただし、式(14)の適用領域は $0.01 < c_{S\infty} < c_\infty$ となる勾配範囲である。さらに、 $c_{S\infty} < 0.01$ となるような勾配では、平衡濃度は適切な掃流砂量式を用いて求められる。なお、上記の各式中の $\tan \theta$ は流れのエネルギー勾配で、 $\tan \theta = \sqrt{\tau_{bx}^2 + \tau_{by}^2} / \rho_T g h$ で評価する。

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 ($p < 1$) になった地点から下流にかけて堆積が生ずる。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 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。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、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 θ_e を用いて石礫型土石流の場合、

$$V_e = \frac{2}{5d} \left[\frac{g \sin \theta_e}{0.02} \left\{ c + (1-c) \frac{\rho}{\sigma} \right\} \right]^{1/2} \left\{ \left(\frac{c_*}{c} \right)^{1/3} - 1 \right\} h^{3/2} \quad (15) \quad \tan \theta_e = \frac{c(\sigma - \rho) \tan \phi}{c(\sigma - \rho) + \rho} \quad (16)$$

で与えられる。堆積速度式は

$$i = \delta_d \left(1 - \frac{\sqrt{u^2 + v^2}}{pV_e} \right) \frac{c_\infty - c}{c_*} \sqrt{u^2 + v^2} \quad (17)$$

とする。ここに、 δ_d は定数、 $\sqrt{u^2 + v^2} > pV_e$ のときには $i = 0$ 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られるものである。ここでは、土石流や掃流状集合流動でも粒子間隙流体の受け持つせん断力によって側岸侵食がなされるものとする。側岸に作用する粒子間隙流体のせん断力 τ_{sf} は、平均的には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。

$$\frac{i_s}{\sqrt{gh}} = \left(\frac{1}{2} \right)^{3/2} K_s \sin^{3/2} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho}{\rho} c \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{1/2} \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta} - 1 \right) (c_{eq} - c) \frac{h}{d} \quad (18)$$

ただし、 K_s は定数である。

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るれば、左（添え字 l ）右（添え字 r ）岸の平均的な後退速度は、図-1を参考に、

$$i_{sml} = \frac{h_l}{\ell_l + h_l} i_{sl}, \quad i_{smr} = \frac{h_r}{\ell_r + h_r} i_{sr} \quad (19)$$

のように評価できるであろう。

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、幅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図-1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、水みちの幅幅をモデル化する。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、直接には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(20)のようになる。

$$\int_{t_0}^t i_{sr} h_r \Delta x dt = (z_{bs} + z_{so} - z_b - z_o)|_{t=t_0} \Delta x \Delta y \Rightarrow z_b = z_b|_{t=t_0} \quad (20)$$

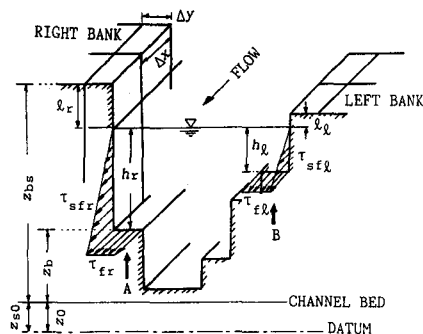


図-1 流路幅幅過程のモデル

3. 実験

図-2に示すような、長さ4.97m、幅40cm、深さ20cmの水路を勾配3°に設定し、その内部に平均粒径2.15mmの混合粒径材料によって高さ16cm、底面長さ140cmの三角形形状を持つ自然ダムを模したダムを設け、水路上流から100cc/secの水を供給してダム上流部に水を貯留した。これは従来のデータによる

天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。ダム頂部には中央部に幅5cm、深さ1.2cm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、水みちの幅幅と底面の侵食を生じながら貯留水が流出する。水みち幅と河床位の変化は2台の35mm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

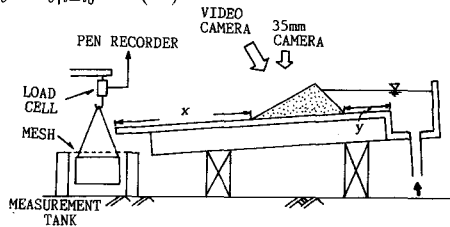


図-2 実験装置

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、水流量の時間変化だけが求められるようになっている。

4. 数値シミュレーションと実験の比較

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 $\Delta x = 10\text{cm}$ 、 $\Delta y = 1.25\text{cm}$ 、 $\Delta t = 0.002\text{sec}$ 、 $K = 0.06$ 、 $K_s = 1.0$ 、 $\delta_d = 1.0$ 、 $c_* = 0.655$ 、 $\tan \phi = 0.75$ 、 $\sigma = 2.65\text{g/cm}^3$ 、 $d = 2.15\text{mm}$ を用いた。

図-3は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1cm、幅5cmの水みちが予め存在していたものとしている。

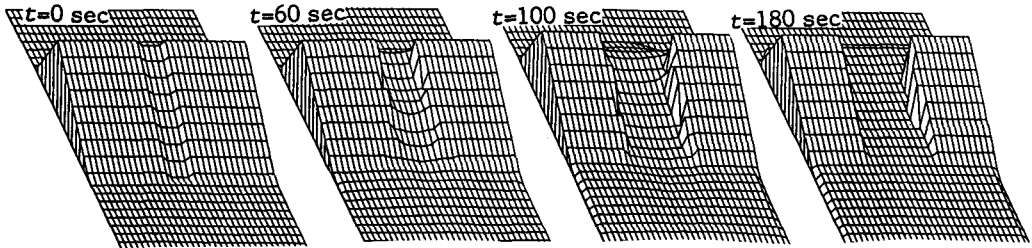


図-3 水みちの拡幅過程の計算結果

図-4は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。図-5は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。全体的に実験の傾向がよく再現されている。

5. ピーク流量の支配要因に関する検討

天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じ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り、できればシミュレーション計算を行うまでもなくピーク流量等の目安が立てられると好都合である。ここでは、そのような見通しを得るために、初期水みちの断面形および水路勾配等の違いが流出ハイドログラフにどのように影響するの

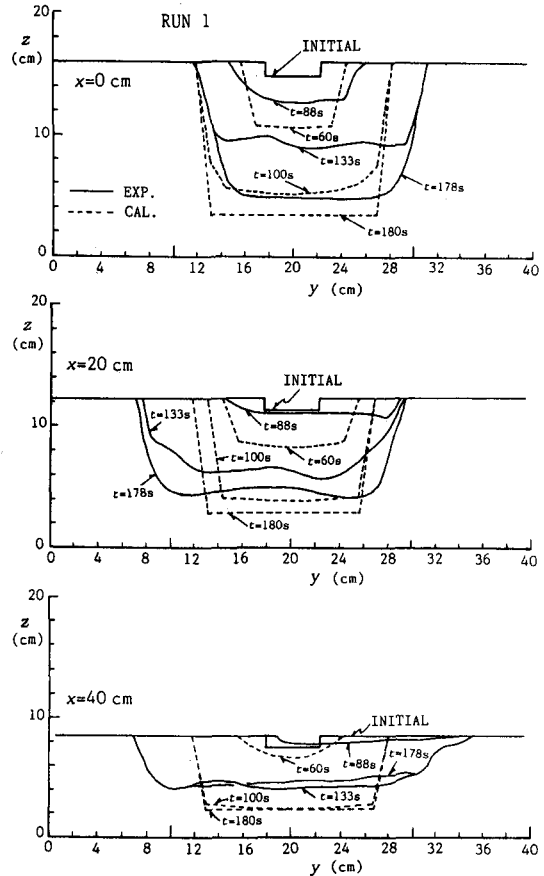


図-4 水みちの断面形状

かを計算によって調べてみた。検討したケースは表-1および表-2に示す通りである。

ここではそれぞれのケースに対するハイドログラフの形状は示さないが、解析対象とした堤体モデルに関する限り、初期水みちの幅の違いはほとんど影響を与えないし、初期水みちの深さの違いは、深さが大きくなるほど僅かにピーク生起時刻が早くなり、ピーク流量が少し大きくなる傾向があるものの、やはり顕著な影響を与えないことが判明した。

ケースBは堤体はケースA-1と同じであるが、それが乗っている水路の勾配が異なっている場合で、ケースA-1の堤体下流側法勾配は掃流状集合流動が発生する勾配で、ケースB-1およびB-2は土石流が発生できる勾配となっている場合である。ケースA-1、B-1およびB-2でのハイドログラフを比較すると、図-6に示すように、ピーク流量および洪水・土石流継続時間がこの順で顕著に小さくなって行くことが分かった。

ケースCは堤体の体積したがって天然ダムを作る原因となった崩壊の土量と同じで、流路の勾配が違う場合を想定したものである。この場合、堤体の法勾配は流路勾配に無関係に一定であるとしている。その結果、流路の勾配に応じて初期貯留水量に顕著な差が生じ、流出ハイドログラフにも大きな差が生じる。流量が非常に大きくなるのは流路の勾配が緩い場合で、堤体の高さあるいは貯留水量が多い場合には流出洪水のハイドログラフが非常に大規模になり得ることが判明した。

図-7は以上の計算結果を、計算ケースが1/250のスケールモデルであると仮定して、フルードの相似則を適用し、従来経験的に求められているピーク流量とダムファクターとの関係をグラフ上にプロットしたものである。従来の経験則と似たような傾向があることが分かる。

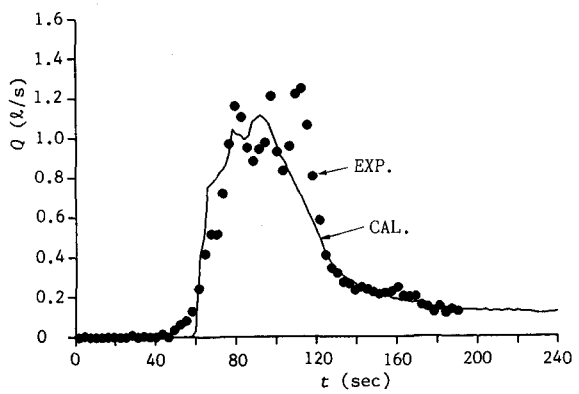


図-5 流出ハイドログラフの実験値と計算結果

表-1 初期水みちの相違の影響に関する検討ケース

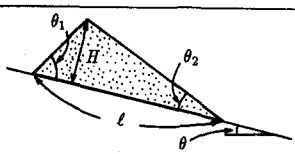
CASE	水みち幅 (cm)	水みち深さ (cm)	ピーク流量 (ℓ/s)	備 考
A-1	5.0	1.0	1.12	 $\theta = 3^\circ, \theta_1 = 16^\circ, \theta_2 = 10.76^\circ$ ダム長 $l = 140$ cm, ダム高 $H = 16$ cm 初期貯留量 = 79.8 ℓ
A-2	7.5	1.0	1.13	
A-3	10.0	1.0	1.19	
A-4	5.0	2.0	1.14	
A-5	7.5	2.0	1.20	
A-6	10.0	2.0	1.21	
A-7	5.0	3.0	1.20	
A-8	7.5	3.0	1.20	
A-9	10.0	3.0	1.35	

表-2 流路勾配の相違の影響に関する検討ケース

CASE	水路勾配 ($^\circ$)	H (cm)	l (cm)	θ_1 ($^\circ$)	θ_2 ($^\circ$)	初期貯留量 (ℓ)	ピーク流量 (ℓ/s)
B-1	8	16.0	140	16	10.76	18.6	0.52
B-2	13	16.0	140	16	10.76	4.3	0.26
C-1	1	16.3	137	14	12.76	283.1	2.97
C-2	8	13.4	167	21	5.76	16.2	0.44
C-3	13	5.4	416	26	0.76	1.3	0.12

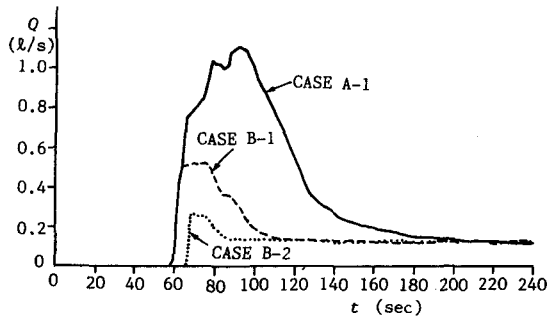


図-6 流路勾配の違いによる流出ハイドログラフの相違

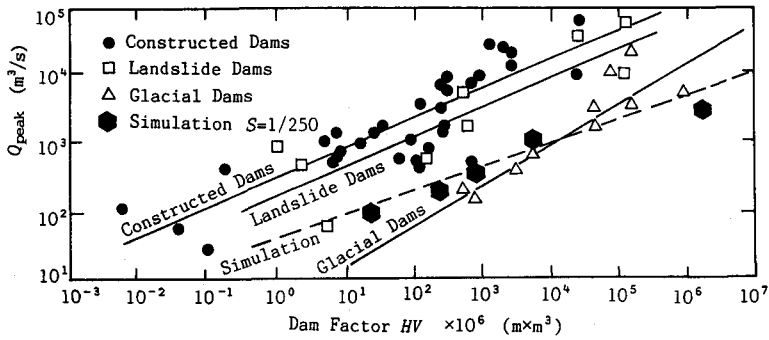


図-7 流出ピーク流量とダムファクターの関係

6. 結 語

以上、本論文においては、天然ダムの決壊原因の大半を占める越流決壊を取りあげ、とくに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た形で与え、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、多少の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、水みちの規模はさほどではないが、流路勾配あるいは貯留水量は顕著な影響を与えることが判明した。また、本検討で得られた結果は従来の経験則と同様の傾向を示すことも判明した。

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) 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.
- 2) Takahashi, T.: Debris Flow, A.A.Balkema, 1991, pp.1-165.