

II-5 水みちの拡幅を伴う天然ダムの越流決壊

京都大学防災研究所 正会員 高橋 保
 京都大学防災研究所 正会員 中川 一
 住友重機械工業(株) 正会員 高野光史

1. はじめに 天然ダムの頂部は必ずしも一様の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、水みちを拡幅しながら堤体を侵食してダム決壊に至る場合が多い。天然ダムの決壊過程は、流出ハイドログラフの規模を規定するため、この過程を正確に予測することは、洪水・土砂災害対策を講じる上できわめて重要な問題である。ここでは、天然ダムを対象に、水みちの拡幅過程を実験的、理論的に検討し、二次元河床変動計算を行なって流出ハイドログラフを求める手法について検討する。

2. 実験 図1に示すような水路中央部に図2に示すような形状をしたダムを設け、水路上流端から 100cc/s の水を供給してダム上流部に水を貯留した。ダム頂部は図2に示すように、幅5cm、深さ1.2cmの切欠がつけてあるため、貯水位が切欠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35mmカメラをダム上部に設け、5秒毎のステレオ写真を撮って観差測定による解析（アジア航測社製簡易計測システム：ボメシス）により求めた。水路下流端に設けた水槽に貯留される水の積算重量をロードセルにより計測し、その時間変化から流出流量を求めた。なお、水路勾配は 3° 、堤体材料には平均粒径2.15mmの混合砂を用いた。

3. 水みちの拡幅モデル Takahashi et al.¹⁾は、河床の侵食速度*i*が、不飽和河床土砂に対して次式で与えられたとした。

$$\frac{i}{\sqrt{gh}} = K \sin^{3/2} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho}{\rho} c \left(\frac{\tan \phi_0}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{1/2} \left(\frac{\tan \phi_0}{\tan \theta} - 1 \right) (c_\infty - c) \frac{h}{d_m} \quad (1)$$

ここに、*c*:土砂濃度、*c_∞*:平衡土砂濃度、 ϕ_0 :内部摩擦角、*K*:実験定数で、Takahashi et al.によると*K*=0.06である。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であるとすれば、流動深*h*の部分の側岸の後退速度*i_s*は次式のように書けるであろう。 図3

$$\frac{i_s}{\sqrt{gh}} = \left(\frac{1}{2} \right)^{3/2} K_s \sin^{3/2} \theta \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho}{\rho} c \left(\frac{\tan \phi_0}{\tan \theta} - 1 \right) \right\}^{1/2} \left(\frac{\tan \phi_0}{\tan \theta} - 1 \right) (c_\infty - c) \frac{h}{d_m} \quad (2)$$

ただし、*K_s*は定数であり、 $i_s = (1/2)^{3/2}(K_s/K)i$ である。流動深*h*の部分が後退すれば、これの上部が崩落し、その部分も全体に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図3を参考にすれば、

$$i_{smr} = \frac{h_l}{l_l + h_l} i_{sl} \quad , \quad i_{smt} = \frac{h_r}{l_r + h_r} i_{sr} \quad (3)$$

(3)式で評価できるであろう。ここに、添え字*l*、*r*はそれぞれ左岸および右岸での諸量を意味する。

拡幅過程は以下のように考える。すなわち、*i_{smt}*、*i_{smr}*によって左右岸の土砂がそれぞれ図3のA断面、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*t₀*における側

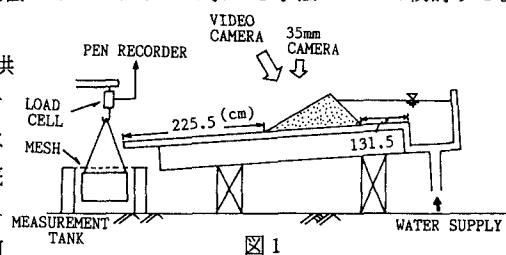


図1

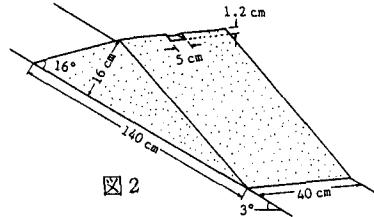
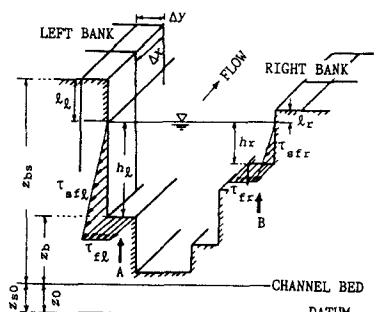


図2



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のである。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。

$$\int_{t_0}^t i_{st} h_t \Delta x dt = (z_{bs} + z_{s0} - z_b - z_0) |_{t=t_0} \Delta x \Delta y \Rightarrow z_{bs} = z_b |_{t=t_0} \quad (4)$$

これを定式化すれば、たとえば左岸に関しては(4)式のようになる。

水みちの拡幅による側岸からの土砂の供給を考慮した河床変化は(5)式で表わせる。

なお、2次元河床変動計算を行なうには x , y 方向の流体の運動量保存則、流体及び土砂の連続式等²⁾が必要であるが、ここでは紙数の制約上その記述を省略する。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + i = i_{smr} + i_{smr} \quad (5)$$

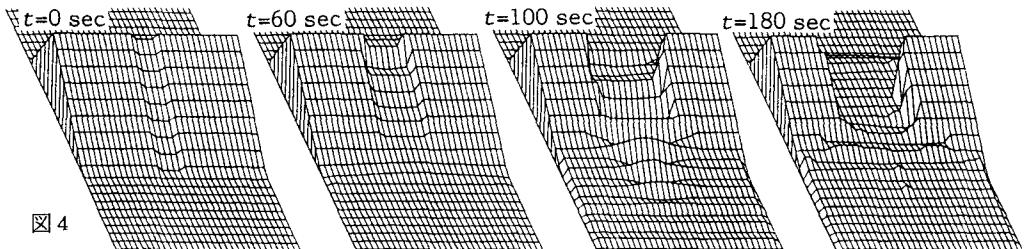


図4

図4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尻付近での土砂堆積の様子が知れる。図5
はダム頂部およびそれより20cm下流での河道の横断形に関する実験値
と計算値とを比較したものである。貯留水が切欠部で越流を開始した
時刻を $t = 0$ 、水路右端を $y = 0$ 、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。 $x = 20$ cmでは実験値の水みちの
拡幅が右岸側に偏って若干計算値より過大であるが、計算は比較的良
く実験結果を説明していることがわかる。なお、計算では $\Delta x = 10$ cm、
 $\Delta y = 1.25$ cm、 $\Delta t = 0.002$ 秒、 $K = 0.06$ 、 $K_s = 1.0$ を用いた。

4. 流出ハイドログラフ ハイドログラフは、水みち拡幅過程を含む

二次元河床変動の解析に付随

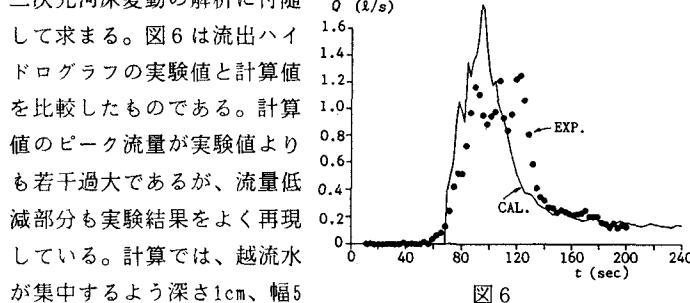


図6

して求まる。図6は流出ハイドログラフの実験値と計算値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若干過大であるが、流量低減部分も実験結果をよく再現している。計算では、越流水

が集中するよう深さ1cm、幅5cmの水みちを予め与えたが、初期河道断面形、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見たのが図7である。初期河道幅が大きいと洪水ピークが遅れ、河道深さが大きいと洪水ピークが明瞭にでなくなるなど、初期河道断面形の影響が比較的大きくでており、最適な初期河道断面の与え方についてさらに検討するとともに、実験でも検証する必要がある。水路勾配が13°では流量が極端に小さくなるが、これは貯留水量が小さくなることと、縦侵食が卓越するためであると推察される。

<参考文献> 1) Takahashi et al.: Proc. of Corvallis Symp., IAHS Publ., No. 165, 1987, pp. 167-177.

2) 高橋・中川・佐藤:京大防災研年報, 第31号B-2, 1988, pp. 655-676.