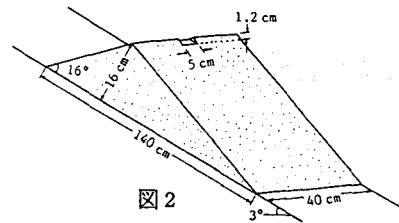
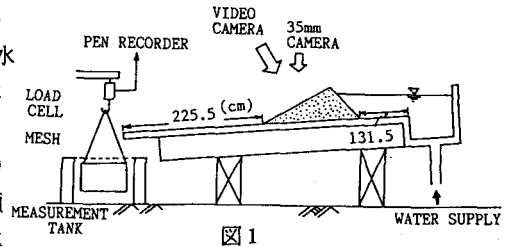


天然ダムの越流決壊に関する研究

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

1. はじめに 河道が、地すべりや斜面崩壊の土砂によって堰止められ、天然ダムが形成されることがある。天然ダムの頂部は必ずしも一樣の高さになっているわけではなく、いちばん低い部分から、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天然ダムを設け、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、貯水位が切り欠き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、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 側岸侵食速度を以下のように評価する。すなわち、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るとした。

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

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。

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

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るれば、左右岸の平均的な後退速度は図3を参考にすれば、

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

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_{sml}, 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 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。これを定式化すれば、たとえば左岸に関しては次式のようになる。

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

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次式で表わせる。

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

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。

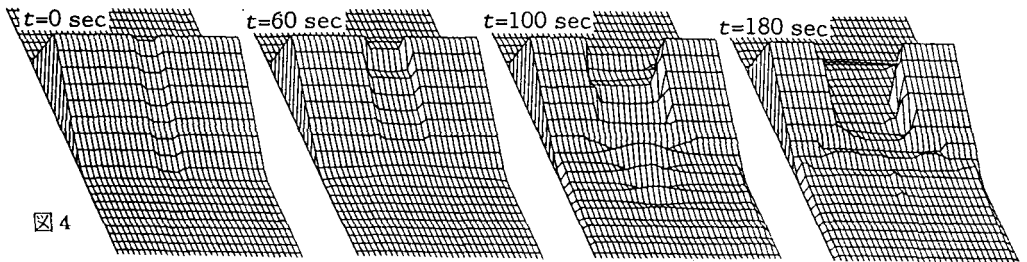


図4

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。ただし、同図は計算領域の一部分を示したものであり、計算領域は水路上流端から下流端までである。図5はダム頂部およびそれより20 cm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。貯留水が切り欠き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。同図より、 $x = 20$ 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おり、本手法である程度現象が再現できることが判明した。

5. おわりに 水みちの拡幅過程の解析を含めた天然ダムの越流決壊過程の解析手法を示した。計算では、越流水が集中するよう水みちを予め与えているが、その初期河道断面形がその後の拡幅、侵食過程にどのような影響を与えるのか感度分析を行い、拡幅モデルの妥当性を検証する必要がある。

<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.

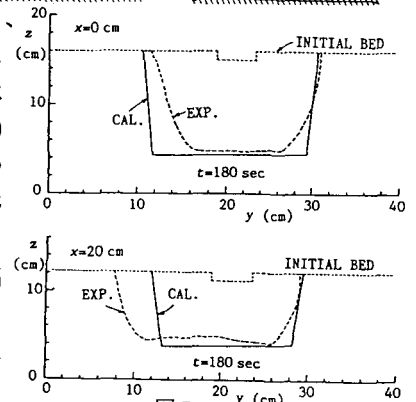


図5

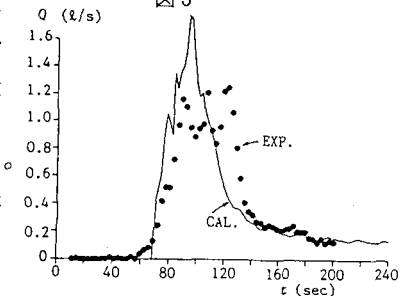


図6