

東京大学大学院 ○黄 怡仁
 東京大学農学部 鈴木 雅一
 東京大学農学部 太田 猛彦

1. はじめに

寿豊溪は台湾東部の花蓮溪の支流で、最大標高は 3059m、平均勾配は約 9.5%、全長は 31.5km、流域面積は 270.8km² である。下流の花蓮溪との合流点付近で扇状地となって、鉄道と国道が存在する。上流部に大規模な崩壊があり、出水の度に土砂が流出して河床が上昇し、台風や豪雨ごとに下流の扇状地部に大きな被害を与えていた。そのため、1993 年 6 月に砂防ダムの建設が始まり、1994 年末に完工した。この流域は 1989 年から日台砂防共同研究の計画の一部として注目され、現在まで、7 年間 10 回の河床断面測量と粒径データが集積されている。しかし、この流域の流出土砂量と河床変動を計算するには、流量の観測データが精密ではなく、上流の土砂生産量に関する情報も不足しているため、詳細な検討はできないとされている¹⁾。本研究では、現存のデータを用いて寿豊溪の土砂流出量の概算を試みた。また、通常使用されている掃流砂量式やモデルが、極端に強い降雨で、大規模な土砂移動のある寿豊溪に適用できるか検討した。

2. 計算概要

モデルは流域を斜面部と河道部とによって表し、雨水の流出及び土砂の流出を計算するものである。斜面からの雨水の流出に関しては Kinematic wave を用い、河道に関しては、斜面からの雨水の流入を考慮した一次元の河床変動計算を行う。地下への浸透、蒸発散などは考慮していない。流域地形モデルとして、ここでは 6 個のエレメント（斜面 4、河道 2）からなる単純な流域モデルを作成した。斜面部は斜面長・等価粗度・斜面勾配が一樣とみなす。土砂の粒径に関しては一樣砂を対象としており、土砂の移動形態としては掃流砂を考えている。なお、演算格子は直交座標系を用い、河道の断面形は長方形とする。河床変動の計算区間は実際に横断測量を行った豊平橋より上流に向かって 14km の区間である。図-1 に計算区間の勾配、川幅等を示す。本流域で行われた 2 度の横断測量がはさむ期間(1990 年 7 月~1991 年 2 月)では、連続降雨量は 100mm を越える降雨イベントは 9 月 6 日 (1096mm、降雨時間 72 時間) と 9 月 14 日 (160mm、14 時間) の 2 回であった。そこで本計算には 1990 年 9 月 6 日の出水のデータを用いた。

2.1 基礎式

$$\text{土砂の連続式} \quad \frac{\partial(CA)}{\partial t} + \frac{\partial(CQ)}{\partial x} = C_m q_m - \frac{\partial(C_* F)}{\partial t} \quad (1)$$

$$\text{水の連続式} \quad \frac{\partial((1-C)A)}{\partial t} + \frac{\partial[(1-C)Q]}{\partial x} = (1-C_{in})q_{in} - \frac{\partial[S_a(1-C_*)F]}{\partial t} \quad (2)$$

$$\text{運動方程式} \quad \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{1}{g} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{v^2}{2} \right) + \frac{\partial h}{\partial x} - i + i_f + \frac{q_m v}{2gA} \left(1 - \frac{v_q^2}{v^2} \right) = 0 \quad (3)$$

ここに、 Q : 土砂を含む流量、 C : Q の土砂濃度、 A : 流れの断面積、 F : 単位長さ (Δx) 当たりの溪床堆積土砂量、 C_* : F の土砂濃度 ($=1-\lambda$)、 λ : 溪床堆積土砂の空隙率、 q_{in} : 単位長さ当たりの側方より流入する土砂を含む流量、 C_{in} : q_{in} の土砂濃度、 S_a : F の飽和度、 v : 流速、 h : 水深、 i_f : 摩擦損失 (又はエネルギー) 勾配、Manning の粗度係数 n を用いて $i_f = n^2 v |v| / R^{4/3}$ とする、 i : 水路勾配、 R : 径深。また、横流入あるいは横流出の流速 $v_q = v$ とする。

2.2 土砂流出モデル及び基礎式の差分化

①モデル 1 : 谷・小橋・武居モデル²⁾ (1982、以下谷モデルと略す)、(1)、(2)式の左辺第一項を無視する。

②モデル 2 : (1)、(2)式の右辺第二項を無視する。

モデル 1 については反復法を用い、モデル 2 については風上差分法とスタッガードメッシュを用いたリープフロッグ法の二つを用いる。なお、現実には急勾配を取り扱う問題では、(3)式左辺の慣性項、速度水頭勾配項及び水深勾配項は河床勾配項とマサツ勾配項に比してきわめて小さいので、谷モデル及び風上法では左辺の第一、二、三項、リープフロッグ法では計算を安定させるために第一、二項を無視する。

2.3 掃流砂量式

寿豊溪流域は急勾配であるため、従来使用される掃流砂量式 (M.P.M 式、芦田・道上式) の適用勾配範

- 田外である。比較するために、本研究では以下の3種類の4つの掃流砂量式を用いる。適用勾配範囲
- I) Meyer-Peter-Müller 式 (1948、以下 M.P.M 式と略す) 0.004 ~ 0.02
 - II) ①緩勾配の平坦移動床の流れにおける掃流砂量：芦田・道上式 (1972、以下芦田_緩と略す) 0 に近く
 - ②急勾配の平坦河床における掃流砂量：芦田・高橋・水山式 (1978、以下芦田_急と略す) 0 ~ 0.1
 - III) VAW83 式³⁾ (1983) 0.002 ~ 0.2

2.4 計算条件

現モデルでは簡単のため、斜面部の生産過程ならびに土砂堆積域への供給は以下のように決める。CASE：①水のみ、②土砂提供量が一定値、③土砂提供量は流量ハイドログラフによって配分。

3. 計算結果及び考察

3.1 基礎式の検討

モデル1及び2の差異について計算結果から検討した。両モデルの洗掘量の差は、連続式の違いよりも運動方程式の違いによる影響を大きく受けた。ただし、総洗掘量については大きな差が生じていない。

3.2 差分式の検討

同一掃流砂量式について差分手法を変えて計算した結果、各計算結果に差がみられなかった。これに対し、掃流砂量式を変えて計算した結果には10倍以上の違いが生じた。よって急勾配河川の土砂流出計算においては差分法や基礎式よりも掃流砂量式の選定を慎重に行うべきであるといえる。

3.3 掃流砂量式の検討

1990年から1991年までの寿豊溪における土砂収支資料の概略を図-2に示す。計算区間の上流と側方の土砂供給量が $7.0 \times 10^6 \text{m}^3$ 以上であることを考慮して、土砂供給方式をCASE①、②、③で計算を行った。その結果、土砂の供給方式に関わらず、同じ掃流砂量式ならば、豊平橋地点で同じ流出土砂量が算出された。今回選定した4つの掃流砂量式を用いた計算では最大 $1.0 \times 10^6 \text{m}^3$ の流出土砂量が得られたが、これは観測資料から推測される値と比べると1/4程度の値である。流入ハイドログラフを流出率が1として与えても、VAW83式での流出土砂量は $2.0 \times 10^6 \text{m}^3$ にしかならない。

3.4 河床変動の検討

図-3はCASE③による洗掘・堆積量の比較が示されている。図からみると洗掘・堆積の傾向はある程度計算結果に反映されているが、支流からの流入の影響もありそうである。今後、さらに流路系別の計算の必要も考えられる。

4. まとめ

本研究は単純なモデルで寿豊溪の河床変動計算を試みた。今回の計算で流出土砂量が掃流砂量式で推定される値に比べてかなり大きい観測値が得られていることがわかった。

参考文献

- (1)水山・江頭・三好：台湾，寿豊溪の土砂流出と砂防計画、新砂防 No.184、p.17~19、1993 (2)谷・小橋・武居：山地溪流より流出する土砂量の予測手法、新砂防 No.122、p.19~26、1982 (3) Graeme M.Smart, Martin N.R.Jaeggi：Sediment Transport on a Steep Slopes、Proc.of INTERPRAEVENT 1984、Vol.1、p.89~121、1984

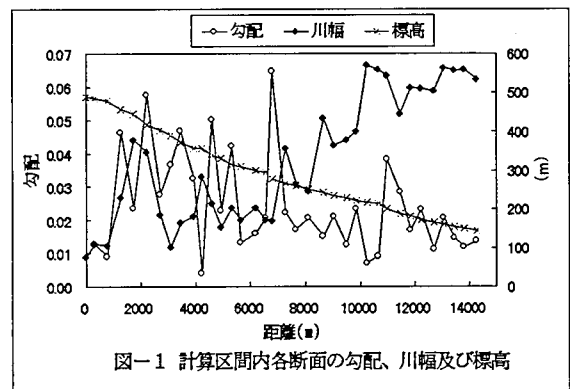


図-1 計算区間内各断面の勾配、川幅及び標高

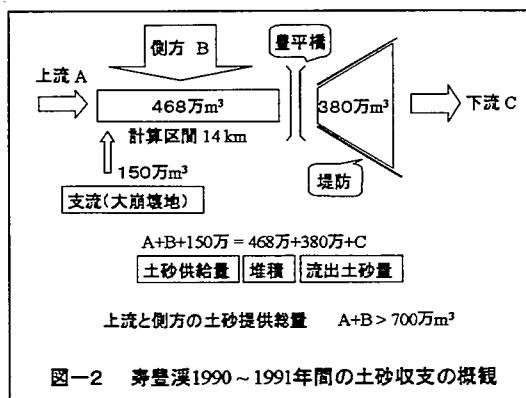


図-2 寿豊溪1990~1991年間の土砂収支の概観

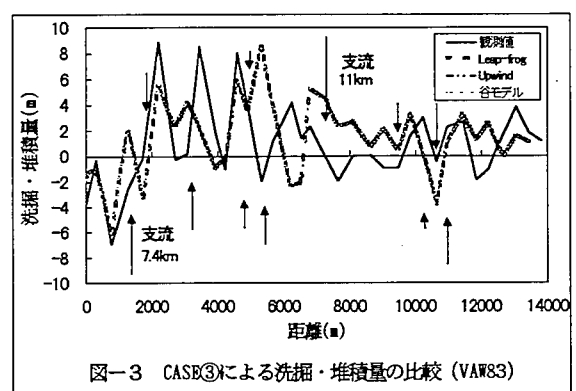


図-3 CASE③による洗掘・堆積量の比較 (VAW83)