

八千代エンジニアリング株式会社 ○井戸 清雄
 ㈱砂防・地すべり技術センター 鈴木 宏
 ㈱砂防・地すべり技術センター 安養寺信夫

1. まえがき

従来、砂防施設配置計画の立案に際しては、計画生産・流出土砂量に対する施設効果や地形・地質条件などから経験的に意志決定される場合が多く、水理的な検討を行う場合においても砂防ダム堆砂勾配を含む河床勾配が時間的に変化しないものとして各種流砂量式によって計算された流砂量が施設効果による流出土砂量の減少として計画に反映される程度であったように思われる。しかし、砂防計画立案手法の今後の進展を考えると、計画の対象となる災害現象を具体的に想定し、それを防止軽減するための施設の規模、配置条件などの相違によって、下流被害区域に対してどの程度の防止効果があるのかを定量的に説明することの必要性が生じている。砂防計画で対象とする様々な災害のうち、河床変動によって起こる土砂災害については、一般によく使用される一次元河床変動解析法によって検討することができる。最近の研究^{1,2)}では、砂防ダムの効果を河床変動計算によって検討された例がある。本報告は、実際河川を対象として生産土砂の供給パターンや土砂流出状況の変化を検討し、河床変動計算による河道の縦断変化を追跡することによって、施設配置計画と下流への効果量を表現する手法を検討したものである。

2. 対象河川

今回、検討の対象としたのは平均河床勾配 $1/8.5$ (図-1) の急流荒廃河川であるA川で、谷の出口

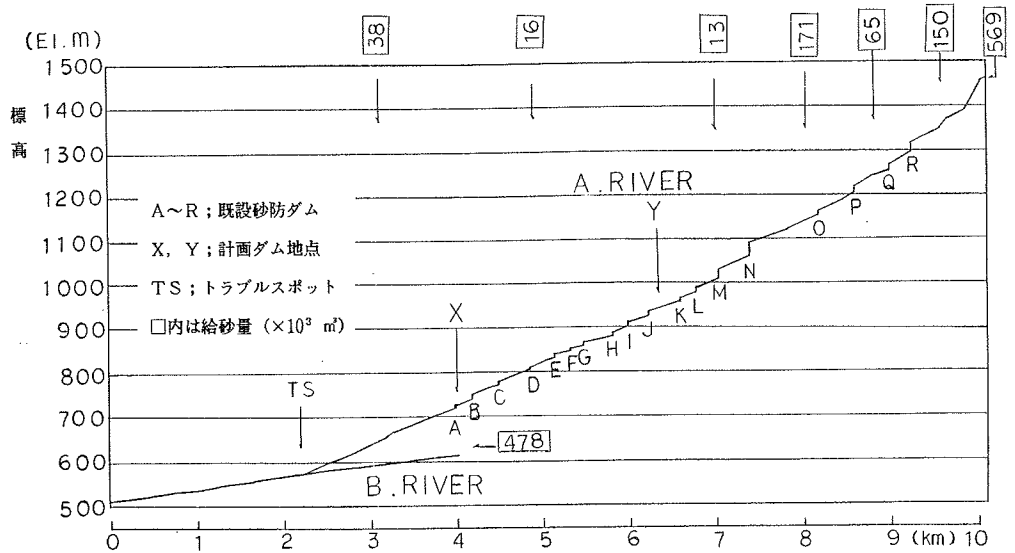


図-1 縦断図と給砂量

流路延長

でB川に合流する。合流点直下に過去の洪水氾濫地点が存在し、この付近をトラブルスポットとして設定した(図-1のTS地点)。河床変動計算はB川下流2kmまで行った。合流点付近は市街地となっており、過去にもA川の氾濫で災害が生じている。

3. 河床変動計算手法

河床変動計算は一次元解析法によった。計算上の留意点は以下のとおりである。

- ①谷・小橋・武居³⁾の方法に準じて、水および砂礫各々の連続式を解く。
- ②流砂量式は勾配によって流砂形態を想定し、河床勾配 5° 以上では高橋⁴⁾による土石流流砂量式を、 5° 未満は掃流が卓越するとして芦田・高橋・水山の緩勾配の流砂量式⁵⁾を用いた。
- ③水深計算はマンニングの等流式によった。
- ④任意断面jの河床勾配は直下流断面j+1との平均勾配とした。
- ⑤砂防ダム地点の流砂量は、未満砂の場合は0とする。満砂ダムの場合は、直上流断面の流砂量そのまま通過するとした。砂防ダム直下断面の河床高が上昇してダム高と等しくなると、通過土砂量は下流勾配に規制されて算出されるものとした。
- ⑥移動材料は代表粒径による一様砂として計算した。

4. 計算条件

4.1 流量ハイドログラフ

超過確率1/100の降雨に対する流量ハイドログラフを用いた。洪水ピーク流量はA川下流端で $210\text{ m}^3/\text{sec}$ 、A川合流前のB川は $950\text{ m}^3/\text{sec}$ である。

4.2 給砂条件

A川流域の崩壊地調査資料と計画雨量より、24時間連続雨量と崩壊生産土砂量との関係を打荻⁶⁾の方法を基に設定した。また、河道調査資料より河床生産土砂量を推定した。25に分割した单元流域ごとに生産土砂量を求め、そのうち、粒径 0.1 mm 以下をWashload成分として計算から除外し、河道への流出土砂量の合計は 100万 m^3 となった。おもな給砂位置の縦断変化は図-1に示す。

給砂時系列は、流量時系列に線形相似するパターン(流量による土砂輸送能力で上限を生産土砂量とする)を採用した。

B川については計算河道の最上流断面の流砂能力でその断面に土砂を供給した。

4.3 河道断面

河道断面はA川では現況平均河床高による単断面、B川では複断面とした。

4.4 代表粒径、粗度係数

河床材料調査結果より平均粒径 $d_m = 0.08(\text{m})$ とする。また、粗度係数はA川では $n = 0.06$ 、B川では $n = 0.05$ とした。

5. 施設配置計画の考えかた

A川では既設砂防ダムが22基配置されているが、計画許容流砂量にまで流出土砂量が低下していない。そこで、既設施設の効果をまず検討して、現況のA川基準点における流出土砂量を求める。また、トラ

ブルスポットにおける河床上昇高を検討して計画許容流砂量をチェックし、A川の流出土砂量がそれ以下となるよう、新たな施設を配置する。その際、既設施設の効果を阻害しないこと、現地地形や施工条件なども考慮することに留意した。

その結果、新規計画地点として2地点(X, Y)が候補にあがり、これの効果を河床変動計算によって求めることによって施設規模や施工優先順位を決定する根拠を得ることとした。

6. 計算ケース

ここで想定したのは表-1に示す4ケースの施設配置状況である。CASE-1は、既設施設のみでの現況状態で計画洪水を迎えた場合を想定した。CASE-2は、下流側X地点に高さ10mの砂防ダムを設けた場合、CASE-3は中流部Y地点にも高さ20mの砂防ダムを設けた場合で、CASE-4はそれぞれの施設規模を大きくした場合である。なお、2基の砂防ダムは透過型とし、その効果量は計画洪水発生時点で貯砂ポケットが空であるとして満砂状態になるまで下流への土砂流出は無いものとしている。また、上流山腹崩壊地の生産土砂を抑制するために山腹工を計画し、ここからの生産土砂は抑制されたものとして給砂量から差し引く。

7. 計算結果

図-2はA川の各計算断面ごとの一洪水における流砂量の縦断変化を示す。現況では計画基準点において約56万 m^3 の土砂が流出するが、CASE-2では約35万 m^3 に減少している。さらに、CASE-3では約20万 m^3 、CASE-4では約7万 m^3 となった。

いっぽう、トラブルスポットにおける河床上昇高は現況では最大2.56mであり、これに洪水位を重ねると、氾濫を生じる。CASE-2ではそれが1.6mまで低下し、さらにCASE-3,4では1.22m, 1.13mとなる(図-4)。この結果、A川の計画許容流砂量は一洪水で約7万 m^3 以下とすべきであることがわかり、CASE-4の計算結果でほぼそれを満足する。

また、A川砂防基準点における流砂量のハイドログラフは図-3に示すとおりで、施設配置により土砂流出の遅れが定量的に表現されており、しかも、ピークが洪水のピークとずれてきていることが判り、砂防施設効果が時系列的にも表現されている。

8. まとめ

河床変動計算によって得られる施設配置計画上の利点としては、①河道内における施設配置による流砂量の変化を定量的に把握できる。②計画基準点の流出土砂量の時系列変化を把握できる。③トラブルスポットにおける河床変動を詳細に追跡することが可能である。④施設配置箇所の変化による効果量の変化を定量的に知ることができる、などである。

今後の課題として、①トラブルスポットにおける許容変動高の検討。②代替案の多い場合の計算の高速化。③砂防ダム建設コストも考慮した経済的配置の検討。④河床変動計算手法(粒径変化, 河床低下など)にさらに検討を加え、実現象をできる限り表現できるものを検討する。などの詳細検討をおこなうことがこの手法をより確かなものとするうえで重要であろう。

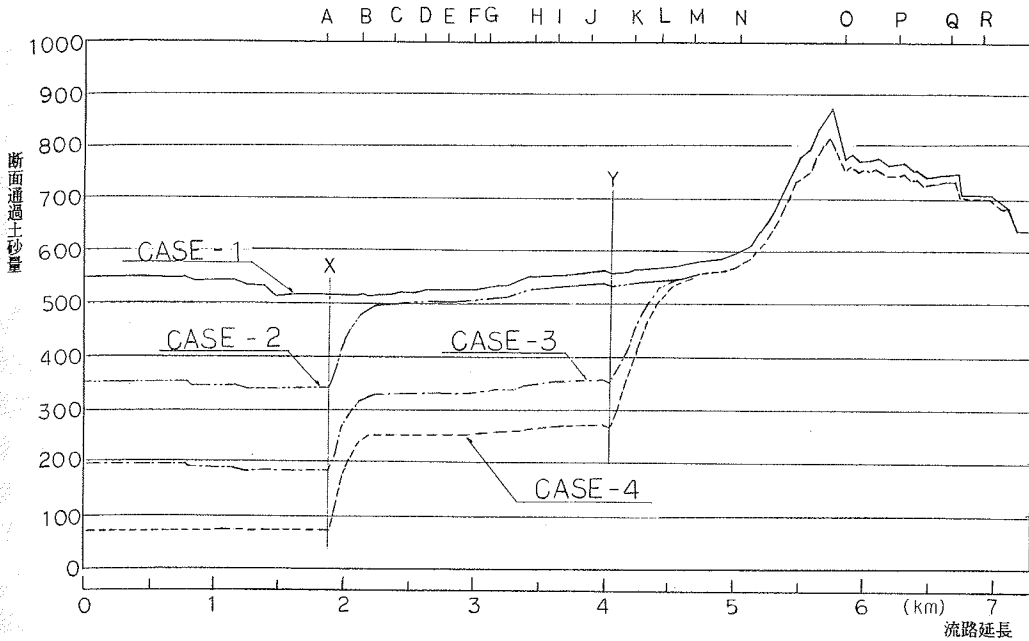


図-2 一洪水における流砂量の縦断変化 (A川)

表-1 計算ケース

計算ケース	施設配置状況
CASE-1	現況施設配置
CASE-2	Xダム (H=10m)
CASE-3	Xダム (H=10m) Yダム (H=20m)
CASE-4	Xダム (H=12m) Yダム (H=25m)

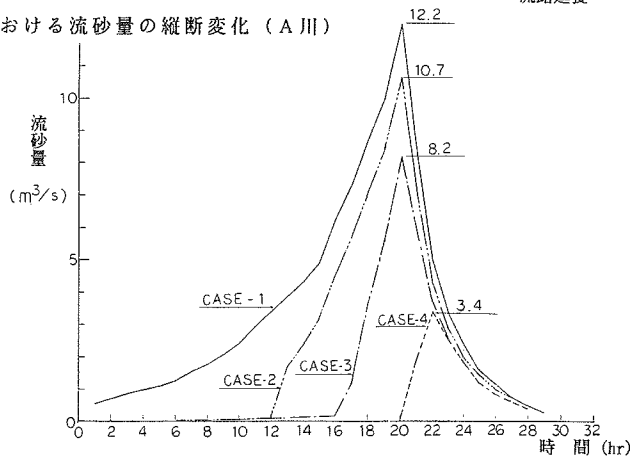


図-3 砂防計画基準点の流砂ハイドログラフ

参考文献 1) 大場, 水山; 昭和59年度砂防学会概要集

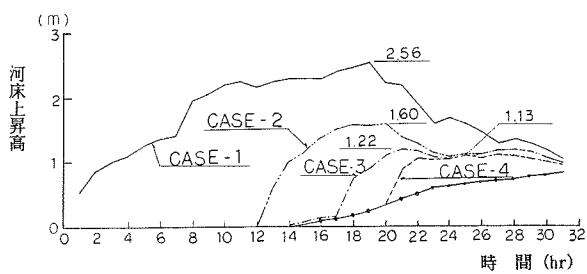
2) 水山, 大場; 昭和60年度砂防学会概要集

3) 谷, 小橋, 武居; 新砂防122

4) 高橋; 京大防災研年報25B-2

5) 芦田, 高橋, 水山; 新砂防107

6) 打萩; 新砂防69



(---) B川のみ流出土砂量による変動

図-4 トラブルスポットの河床上昇高の時間変化