

建設省土木研究所 ○下東久巳

〃 水山高久

〃 阿部宗平

1. はじめに

砂防施設の効果を評価するための調査・研究は従来より行なわれてきたが、大規模な土砂流出の発生頻度が低いことなどから必ずしも適切な評価がなされていない。最近の砂防施設及び砂防工事の効果についての研究には、既往の長期間にわたる河床変動測量資料を基に、砂防ダムの貯砂量及び調節量を調べ施設そのものの機能を検討したもの¹⁾、土砂の流送過程を土砂生産流出シミュレーションによって追跡し、主要ダムの通過土砂量と流砂量の時間的变化より砂防ダム群の効果を検討したもの²⁾がある。ここでは、実際の河川（常願寺川 0km～43km）を対象としていくつかの洪水パターンと土砂の供給パターンを想定し、山地河道から河口までの長い区間について一次元河床変動計算による土砂の追跡計算を行ない、河床の縦断変化や主要な地点の通過土砂量を調べ、砂防ダム群が災害を防止軽減する効果を検討した。

2. 河床変動計算の手法

河床変動計算は、掃流力を求める水流の運動方程式、流砂量を求める流砂量式、河床変動量を求める流砂の連続式を解くことによって行なう。掃流力は、計算で対象とする河床が急勾配河川であり疑似等流の近似が可能と仮定し、マンニングの等流式により求めた水深を用いて計算した。流砂の形態としては、土石流、掃流、浮遊を考える。土砂流は、土石流から掃流への遷移領域の土砂の流送形態であるが、河床変動計算を行なう上で、土砂流で流れる区間の判定が難しいこと及びその範囲が短いことから考慮しないことにした。土石流の流砂量は、次の高橋の濃度式³⁾を用いる。

$$C_d = \rho \tan \theta / \{ (\sigma - \rho) (\tan \phi - \tan \theta) \} \quad (1)$$

ここに、 C_d ：土石流の容積濃度（流砂量／全容量）、 ρ ：水の密度、 σ ：砂礫の密度、 $\tan \theta$ ：河床勾配、 ϕ ：砂礫の内部摩擦角である。掃流砂量は、次の芦田・高橋・水山式⁴⁾で計算する。

$$q_b / (U^* d) = 12 \tau^* (1 - 0.85 \tau^* c / \tau^*) (1 - 0.92 \sqrt{\tau^* c / \tau^*}) \quad (2)$$

ここに、 q_b ：単位幅単位時間当たりの掃流砂量、 U^* ：摩擦速度、 d ：代表粒径、 τ^* ：無次元掃流力 $U^{*2} / \{ (\sigma / \rho - 1) g d \}$ 、 $\tau^* c$ ：無次元限界掃流力（0.04）である。浮遊砂量は、芦田・道上の式⁵⁾を用いて求めた。浮遊砂を求めるときの沈降速度はRubeyの式で求めた。今、 d を1mmとすると沈降速度は9.8cm/sとなる。土砂の流送形態は、土石流から掃流と浮遊へ遷移すると考える。土石流と掃流の臨界勾配は、土石流の状態に到達すると考えられる下限値の5度とした。河床変動量は、ある時間の各断面の流砂量を計算した後、次の流砂の連続式を基に求める。

$$\delta Z / \delta t + \delta Q_b / \{ B (1 - \lambda) \delta x \} = 0 \quad (3)$$

ここに、 δZ ：河床変動高、 δt ：時間刻み、 δQ_b ：流砂量、 B ：河幅、 λ ：空隙率、 δx ：断面間の距離である。河道の横断形状は矩形とし、河幅全体に一様に変動するものとした。

3. 計算条件

砂防ダム群（以後、施設と呼ぶ）による土砂流出の調節効果を検討するために、施設が有る場合と無い場合の計算を行なった。変数として流量、代表粒径、浮遊砂の有無、給砂量、河床の状態（移動床または固定床）を考えた。流量時系列は、常願寺川における6洪水の実績洪水波形と24年間の日流量を基に、短期間に比較的大きい3洪水（実績の洪水波形を用いる）が連続して生起するパターンAと、1/5 年確率程度以下の洪水は河床変動に大きな影響を与えないものとして、30年から40年間に相当する中規模程度以上の9洪水（パターンB）を考えた。河道の流量は、支川の合流等を考慮して流域面積比により行なった。代表粒径は、現地の調査資料を参考に、山腹土砂に対応する10mm、50mm、河床材料の150mm 及び河床勾配の関数とした $d = 310 \cdot I^{0.4}$ (mm) を与えた。浮遊砂の粒径は1mm とした。土砂は、最上流端より供給し洪水波形と相似形で与え、土砂量は、上流端の流送能力に対応する量とした。洪水パターンBの計算では、供給土砂量と土砂の移動状況の関係を調べるため500 万、1,000 万、2,000 万、3,000 万、及び3,830 万 m^3 と給砂量を変えて計算を行なった。土砂は洪水初期より与え、指定供給量に達した時点より無給砂とする。

固定床は河床がアーマコートで覆われ河床粒径より細粒の土砂のみが流送される場合を想定し、移動床では一律に堆積深10m の土砂があるものとして計算を行なった。砂防ダム群が無い場合を想定した河道の縦断形状は、砂防ダムの基礎高を連続的に結んで与えた。粗度係数は0.03から0.06の範囲で設定した。

4. 砂防ダム群の土砂流出調節計算結果

主要地点の通過流砂量を図-1 に示す。図-1 の①に示すように1洪水終了時点では、施設がある場合、供給土砂量108 万 m^3 のうち横江ダムから流出する土砂は1 万 m^3 で99% 以上の土砂が施設のある区域内に貯留されており、小洪水に対しての施設の土砂流出抑制効果が明瞭に現われている。

流砂材料d が50mm で河床を移動床とした場合、各砂防ダム地点の流砂量は、図-1 に示すように施設がある場合減少しているが、上滝地点では施設の有無にかかわらず通過流砂量はほぼ同じで、下流への流出土砂量に関して上流域の砂防ダムの効果が見られない。これは、ダム上流で流砂量が減少しても、直下流で流量に見合う土砂が侵食されるからである。ダム下流の河床低下が砂防ダムの効果を相殺することは実際に考えられるが、通常

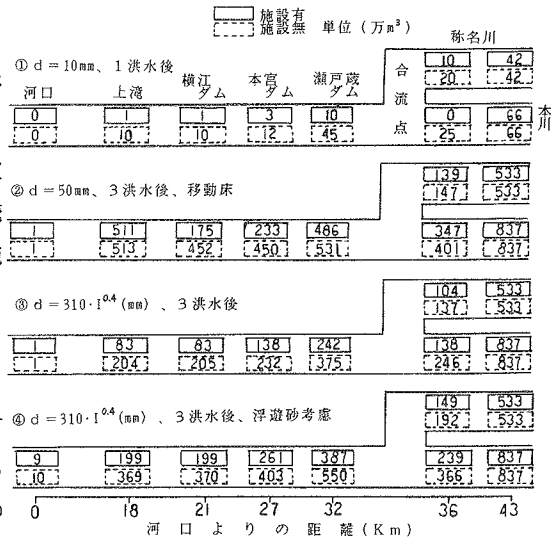


図-1 主要地点の通過流砂量（洪水パターンA）

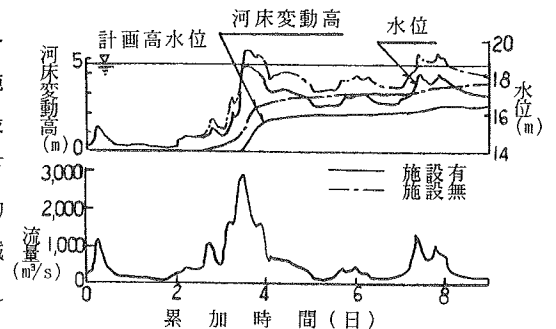


図-2 河床高と水位の経時変化及び洪水パターンAの波形（給砂量2,000 万 m^3 、河口より6Km 地点）

は河床低下に伴い河床の表層材料が粗粒化し、本計算ほどはダム下流が侵食されることはないであろう。掃流砂のみを考慮した計算結果である図-1の③と浮遊砂を加えた図-1の④を比較すると、3洪水終了時点の横江ダム地点での流砂量は、浮遊砂を考慮した方が、施設が有る場合で2.4倍、無い場合で1.8倍多い。これは、緩勾配の区域を含めたこの種の計算では浮遊砂の存在が無視できないことを意味している。河床高と水位の経時変化及び洪水波形の一例を図-2に示す。施設が無い場合、ピーク流量生起時から約12時間水位が計画高水位を上まわり、かつ後続の中小洪水でも上まわっている。砂防ダムにより抑制された河床上昇高は最大1m程度であるが、この差が洪水防御に対して果たす役割は非常に大きいと言える。洪水パターンBを用いた計算における9洪水後の通過流砂量の縦断変化を図-3に、河床高と水位の経時変化及び洪水パターンBの波形を図-4に示す。供給砂量500万 m^3 のケースでは、9洪水後施設の有無に関係なく給砂した500万 m^3 が下流河川へ流出する。河床と水位の時間的変化を見ると、6洪水程度までは他のケースと傾向は同じであるが、施設による土砂流出調節（遅延）効果により、連続洪水の後半では施設の有る方が水位・河床とも高い。比較的急勾配の範囲で大規模な洪水時の流出土砂量の低減として施設の効果は評価されてきたが、

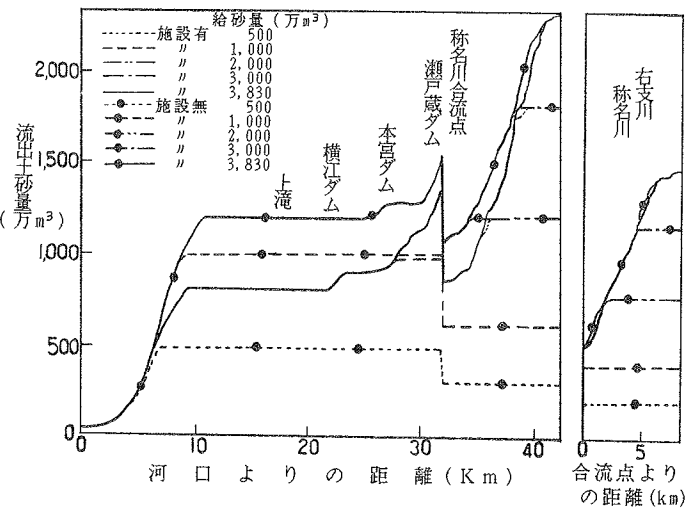


図-3 通過流砂量の縦断変化（洪水パターンB，9洪水後）

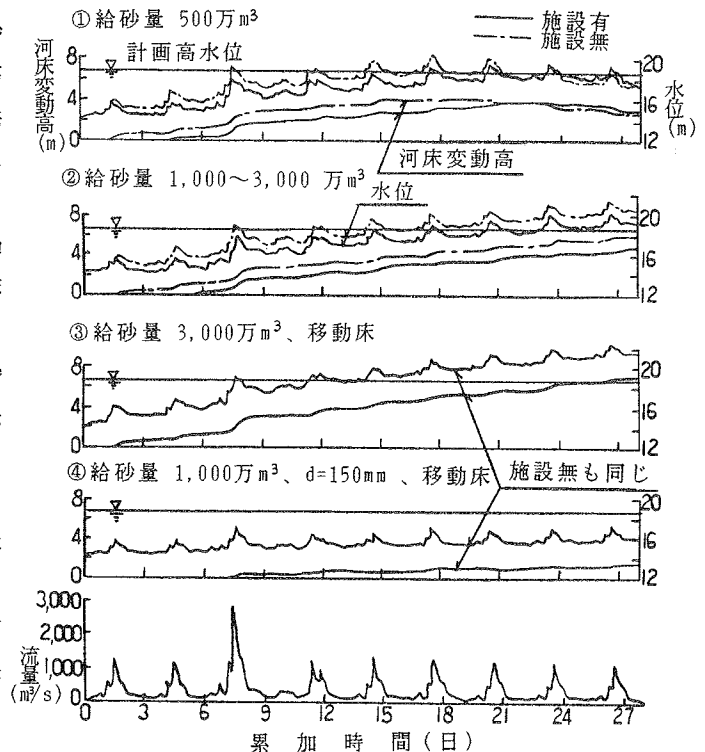


図-4 河床高と水位の経時変化及び洪水パターンBの波形（河口より6Km 地点）

長い区間河床勾配が緩い場所では、河床の上昇時期が遅れるだけで必ずしも河川の安全上有利とは言えない。給砂量が1,000万 m^3 以上のケースで施設がある場合、図-3に示すように上滝地点を通過する流砂量は約200万～400万 m^3 カットされ、図-4の②によると同一地点における河床上昇高は0.5～1m程度抑制されている。水位が計画高水位を越え洪水氾濫の危険が生じるまで、本計算で10年間程度に当たる2～3洪水の時間的余裕がある。その間に土砂採取等の対策がとれるという効果は十分に評価できる。ここで、図-3に示すように供給砂量1,000万 m^3 以上のケースにおいて、瀬戸蔵ダムより下流の通過流砂量と河床変動高はほとんど同じである。また、砂防ダム群による流出土砂のカット量(200万～400万 m^3)は、砂防ダムが無い場合にも存在する瀬戸蔵ダムより上流の自然河道による堆積土砂量の10～20%程度にすぎない。これは、流域上流で大規模な土砂の流出があっても、流送能力に見合った量の土砂しか流れないため、給砂地点から扇頂部までの数10kmの長い区間で土砂流出が自然に調節されてしまうことを示している。砂防ダムが埋まってしまうような大規模な土砂流出が懸念される場合、砂防ダムによる土砂調節効果はあまり期待できないため、生産源に近いところで土砂生産を抑えるように砂防施設を展開すべきである。また、砂防ダムは貯砂容量が大きいほど流出土砂量を減ずることができることを考えると、砂防ダム上流の堆砂状況に応じた適切な除石が有効であると言える。

砂防ダムには土砂の生産を抑制する機能もあるが、この計算では上流端より土砂を供給しているので土砂生産抑制機能は十分には評価されていない。また、図-4の③及び④に示すように、給砂量が3,000万 m^3 で移動床の条件では、施設の有無に拘らず3洪水時点で氾濫破堤の危険が生じており、掃流砂の粒径を150mmとすると下流域では氾濫の危険が生じていない。このように、一次元の河床変動計算で砂防ダム群の土砂調節効果を考察することは可能であるが、条件の与え方、つまりアーマリング現象のモデル化、浮遊砂のさらに厳密な計算、洗掘限界深と地山の侵食抵抗力の合理的な評価方法、土砂生産の時空間的分布などについて今後研究を進める必要がある。

参考文献

- 1) 伊藤佳晴他：調節効果を中心とした砂防ダムの機能、昭和59年度砂防学会研究発表会講演集
- 2) 水山高久他：山地流域における土砂流出の追跡と砂防ダムの効果評価、土技資Vol.27、No10、1985
- 3) 高橋 保：土石流の発生と流動に関する研究、京大防災研究所年報第20号B-2、昭和52年
- 4) 芦田和男他：山地河川の掃流砂量に関する研究、新砂防107号、昭和53年4月
- 5) 芦田和男他：浮遊砂に関する研究、京大防災研究所年報第13号B、昭和45年