

多数の堰堤が設置された河道における河床変動計算についての一考察

国土交通省中部地方整備局富士砂防事務所 藤平 大^{※1} 大西 竜太 長縄 剛^{※2}
 八千代エンジニアリング株式会社 ○目 晋一 西尾 陽介 宮田 直樹

※1 現 富士川砂防事務所 ※2 現 沼津河川国道事務所

1. はじめに

河道内の土砂移動を一次元河床変動計算によって評価する際には、河道内に存在する堰堤などの横断構造物による影響を見込んだ計算が行われる。堰堤が不透過型の場合、堰堤の施設効果は、堰堤と堆砂域を現況地形(固定床)として計算を行うことで評価されるため、地形の設定が評価結果に影響を及ぼすことになる。本報告では、小規模で堆砂延長が短い不透過型堰堤が多数配置されている河道において、地形の設定に加え、落差の評価方法が施設効果の評価に及ぼす影響について報告する。

2. 検討条件

2.1 モデル河道と既存施設の状況

検討対象とした河道の位置図を図-1に示す。富士山北麓の宮川流域内に位置する、約4.5kmで31基の堰堤が存在する河道をモデルとして用いた。河床勾配は上流部で1/10、下流部で1/15程度である。なお、施設の有効高はLPによる地形図から読み取った。

2.2 一次元河床変動計算モデルと施設効果の評価方法

計算に用いる河道横断地形は、LPから作成した。一次元河床変動計算は、土砂の流下形態に応じて土砂濃度と平衡土砂濃度の関係より侵食・堆積速度を計算するモデルを用いた。

○粗礫平衡土砂濃度($c_{r,e}$) > 粗礫土砂濃度(c_r) の時 侵食	$E_r = \delta_e \cdot \frac{c_{r\infty} - c_r}{c_* - c_{r\infty}} \cdot \frac{q_b}{d_{Ex}}$	E_r :粗礫の侵食速度(m/s) δ_e :侵食速度係数 c_* :堆積土砂濃度(0.6) d_{Ex} :交換層の平均粒径(m)
○粗礫平衡土砂濃度($c_{r,e}$) < 粗礫土砂濃度(c_r) の時 堆積	$E_r = \delta_d \cdot \frac{c_r - c_{r\infty}}{c_* - c_{r\infty}} \cdot \frac{q_b}{h}$	E_r :粗礫の侵食速度(m/s) δ_d :堆積速度係数 c_* :堆積土砂濃度(0.6) h :水深(m) q_b :単位幅あたり流量(m^3/s)

表-1 計算パラメータ

パラメータ	記号	設定値
粗度係数	n	0.04
堆積速度係数	δ_d	7×10^{-4}
侵食速度係数	δ_e	1.0×10^{-4}
砂礫密度	σ	$2.6g/cm^3$
内部摩擦核	ϕ_s	35°
堆積土砂濃度	c_*	0.6
浮遊砂の平衡土砂濃度	$C_{B=i}$	0.025
フェーズシフト係数	α	5.0

設定しており、土石流～掃流までを連続して取り扱うことが可能となっている。一次元河床変動計算におけるパラメータは、表-1に示す通りとした。

2.3 水および土砂の供給条件、粒度分布

計画規模出水時を対象

とし、供給土砂量は計画生産土砂量を投入上限値として流砂量計算によって設定した。供給は計算河道の上流端および残流域に行っており、残流域では各断面に均等に配分した量を供給した。図-3にハイドログラフ、セディ

グラフを示す。粒度分布は図-4に示す通りとし、火山性地質であることに加えて常時流水が無いため、河床材料にも比較的細粒土砂が多いことを踏まえ、河床材料と供給土砂は共通としている。

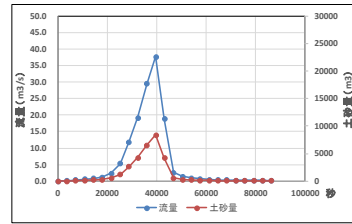


図-3 流量・土砂量

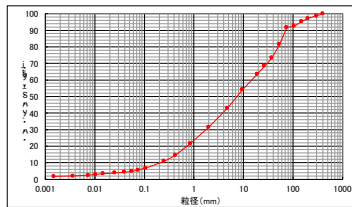


図-4 河床、供給土砂粒度

3. 計算ケース

計算ケースは「①断面間隔」「②堰堤位置の整合」「③落差の影響」に着目し、表-2のように設定した。計算断面の間隔を小さくする(CASE1~3)ことで、図-5に示すように、河道縦断形が実際の河道に近くなる。加えて、断面位置を堰堤位置と整合させる(CASE4~5)と、図-6に示すように、縦断形の整合性が向上する。ただし、上記のCASEにおいては堰堤の上下流を河道として繋いでおり、堰堤の落差が「斜路」として扱われる。流水の落下を考慮することは難しいが、ここでは堰堤下流の断面では跳水を経て通常の流れに戻っていると仮定し、堰堤直下の断面については、上流河道の勾配を堰堤下流の河床勾配を用いて計算を行った。(CASE4~5) 計算ケースを表-2に

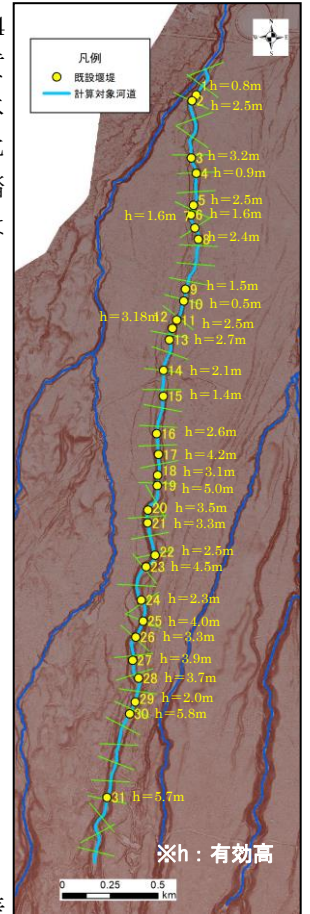


図-1 対象河道位置図

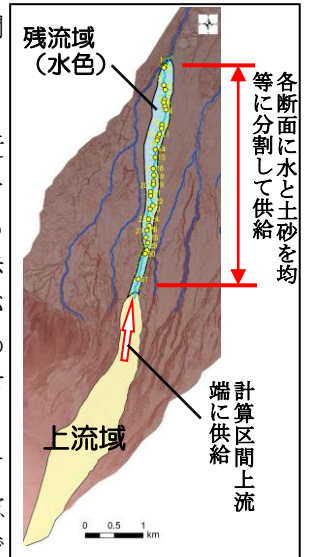


図-2 水・土砂供給方法

示す。

表-2 計算ケース

検討ケース	設定の考え方
CASE1	計算断面を等間隔 (100m) で設定
CASE2	計算断面を等間隔 (50m) で設定
CASE3	計算断面を等間隔 (20m) で設定
CASE4	CASE2 で堰堤付近の断面を堰堤位置に移動
CASE5	CASE3 で堰堤付近の断面を堰堤位置に移動
CASE6	CASE4 で堰堤下流を斜路としない設定に変更
CASE7	CASE5 で堰堤下流を斜路としない設定に変更

4. 計算結果

計算の結果を表-3、図-7 に示す。断面間隔を狭めると、計算河道と現況河道で縦断形の整合度が高くなり、河道部の堆積土砂が増加し、流出土砂が 10~15%減少した。さらに計算断面を既設堰堤位置と整合させると、減少率は 15%~20%に増加し、堰堤地点で下流断面との間を斜路とせず計算すると、最大で 28.5%流出土砂が減少した。ただし、CASE6 と CASE7 については流出土砂量に大きな違いが生じない結果となった。

5. まとめ

多数の小規模堰堤が存在する状況では、河道断面の狭める方向での調整や、一次元河床変動計算において堰堤の落差を斜路として扱わない処理を行うことで、下流端の流出土砂量に 10~30%の違いが生ずることがわかった。計算では「既設堰堤の堆砂敷に計算断面が必ず 1 断面入る程度の間隔」として、50m 間隔で計算断面を

設定し、さらに既設堰堤位置と断面位置を合わせることで流出土砂が 15%減少した。計算断面数を増やす手間が生じ計算時間も増加するが、流出土砂の評価に及ぼす影響を勘案すると、小規模な堰堤が多数設置されている区間においては、この程度の対応は検討する必要があると考えられる。ただし、本検討では多量の土砂生産が生じる「計画規模

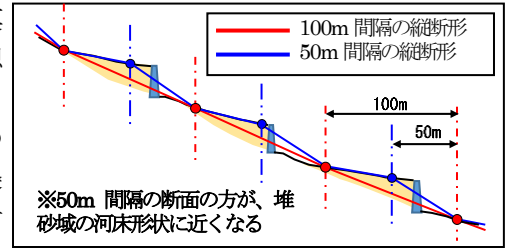


図-5 CASE2, 3 の計算断面設定方法

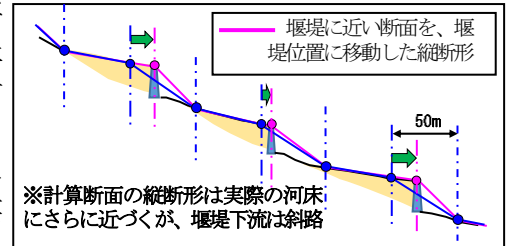


図-6 CASE4, 5 の計算断面設定方法

表-3 CASE 毎の土砂流出率

検討ケース	①生産土砂量	②下流端流出土砂量	③河道内堆積土砂量	④土砂流出率
	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(%)
CASE1	40,767	25,122	15,645	61.6%
CASE2		20,837	19,930	51.1%
CASE3		18,384	22,383	45.1%
CASE4		19,179	21,588	47.0%
CASE5		17,031	23,736	41.8%
CASE6		13,849	26,918	34.0%
CASE7		13,504	27,263	33.1%

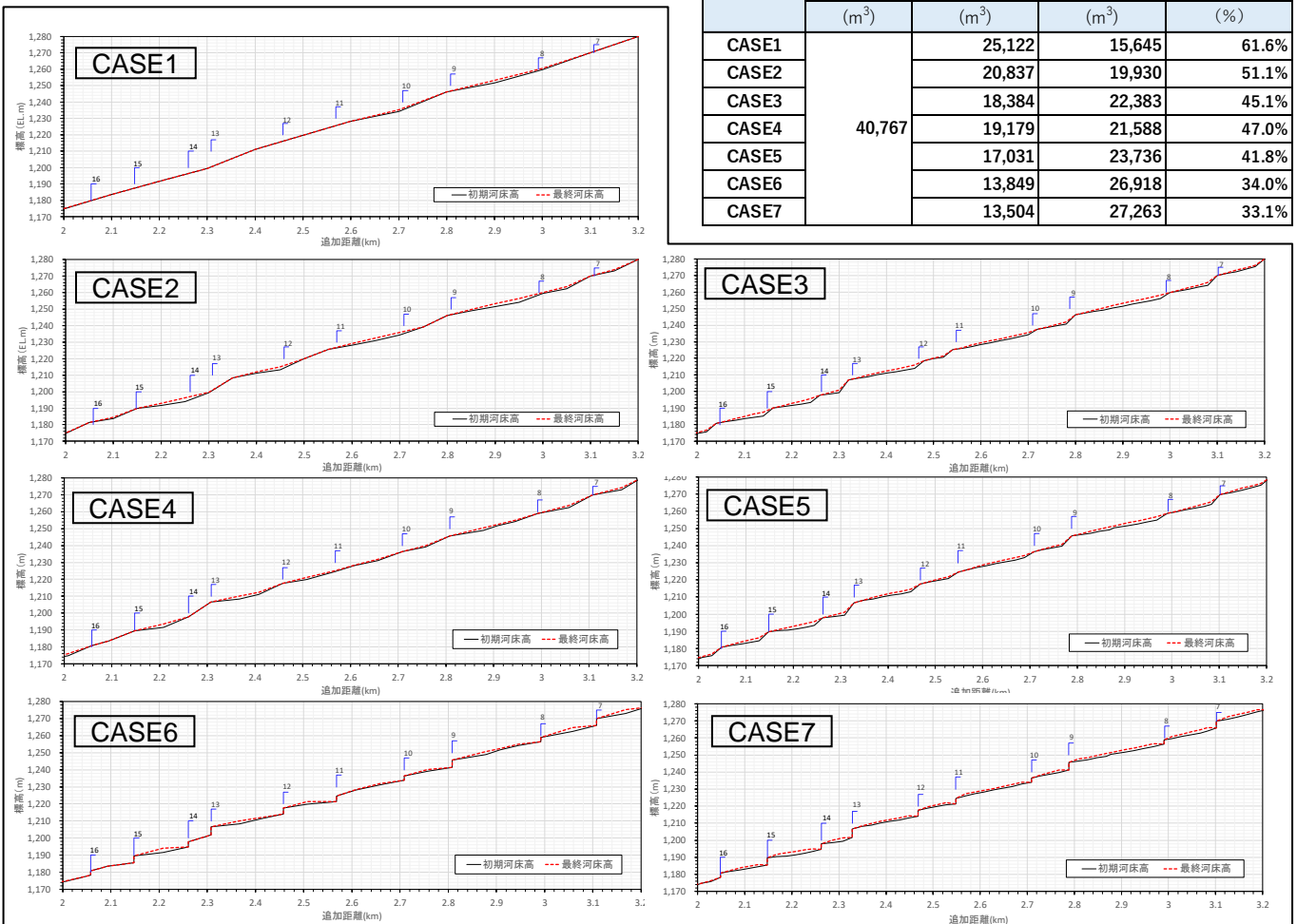


図-7 計算結果