

狭窄部における土砂流出現象と扇状地河道管理 における供給土砂量の推算

SEDIMENT TRANSPORT THROUGH GORGE AND SEDIMENT SUPPLY INTO ALLUVIAL FAN REACH

寺本敦子¹・戸田世知²・辻本哲郎³

Atsuko TERAMOTO, Cecil TODA, Tetsuro TSUJIMOTO

¹正会員 修(工) 名古屋大学大学院助手 工学研究科地圏環境工学専攻
(〒464-8603 名古屋市千種区不老町1)

²正会員 修(工) 愛知県建設部河川課 (〒460-8501 名古屋市中区三の丸3-1-2)

³正会員 工博 名古屋大学大学院教授 工学研究科地圏環境工学専攻

River usually has a gorge on the upstream of alluvial fan reach, which controls sediment discharge that flushes out from the gorge to the downstream reach because of its morphological characteristics. In this study, we try to estimate sediment discharge into alluvial fan reach by using results of 1-D numerical simulation.

Firstly, we simulated the sediment transport process through gorge under steady and unsteady flow conditions. The results showed that sediment supply through a gorge to the downstream reach depends on the difference between the present shape and the equilibrium one in the gorge area, which is determined by the respective magnitudes of discharge. Then, we investigated the results of the numerical simulation, so that we made the system to estimate sediment supply from gorge by practically simplified method from the hydraulic and morphological conditions.

Key Words : gorge, sediment discharge, sediment control, 1-D numerical simulation, scour

1. はじめに

流砂系全体で土砂動態を把握し、総合的な河道管理することが必要と考えられている。そのために必要な河道内で生じる現象とそれらが果たす役割・上下流へ及ぼす影響について、現状では十分に把握されているとはいえない。

例えば、現在扇状地の土砂動態を検討する際に、平衡状態で議論されているか、せいぜい上流のダムの影響などを考慮の上、供給土砂量を減じて議論されるにとどまっている。山間部から扇状地へ流出するところにはしばしば狭窄部が存在し、増水時に上流で水位の堰上げが生じて土砂が堆積し、また減水時に土砂が流出したりする¹⁾。また、洗掘可能な狭窄部域では流量に応じて洗掘が生じて流出土砂量が増加し、逆に先行した大洪水等により過大に洗掘されている場合には狭窄部内で埋め戻しが生じ流出土砂量が減少したりする^{2), 3), 4)}。こうして狭窄部が上流からの流入土砂量を変化させて扇状地区間へ

土砂を供給するため、扇状地区間の河道管理には狭窄部での現象を知る必要がある。しかし扇状地区間を把握する際に、狭窄部の現象をいちいち捉えることは困難である。そこで本研究では、狭窄部が引き起こす土砂動態の本質的な特徴の把握を行い、狭窄部からの土砂流出量を簡易に予測するための土砂流出量算定モデルの構築を行うことを目標とする。そのため、まず一次元数値解析を用いて定常、非定常流量条件での狭窄部の移動床現象を把握する。その後、その解析結果を用いて土砂流出量算出モデルの構築を行う。

2. 狭窄部の形状

本研究では、一般性と単純化を考慮して図-1に示すように正弦波で表される狭窄部を想定する。流路は矩形断面とし、別途水路実験を行ったため実験室スケールでの議論とした。すなわち、狭窄部の上下流の流路幅 B を0.1m、河床材料は一樣粒径で粒径 d を2mmとした。狭窄

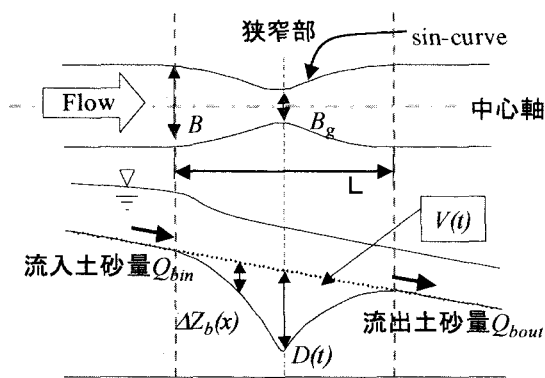


図-1 狭窄部の形状

部の収縮率 B_g/B を0.3, 0.5, 0.7(B_g : 狭窄部内の最も狭い流路幅)とし, 狭窄部の長さ L を3~6m, 流路の河床勾配 I を1/250~1/50の間で変化させた。また, 流量 Q は各河床勾配 I で無次元掃流力 τ_b/τ_c が0.4~0.85となる値の範囲で変化させた。ただし, 今回用いた狭窄部の流路形状は中心軸に対称であるので, 流路の半断面のみを対象とする。

本論文で用いる言葉・文字の定義を以下にする(図-1参照)。狭窄部は流路幅の変化している区間とし, 流入土砂量 Q_{bm} は狭窄部への流入量として狭窄部の入り口での値を, 流出土砂量 Q_{bout} を狭窄部からの流出量として狭窄部最下流部での値とする。次に, 狭窄部での河床洗掘深 $\Delta Z_b(x)$ は, 平坦河床からの変化量として洗掘を負の値で表し, 洗掘深 $\Delta Z_b(x)$ の最小値の絶対値を最大洗掘深 $D(t)$ とする。また, 狭窄部の体積変化量 $V(t)$ は狭窄部内の全河床洗掘量とし, 負の値で表す。さらに動的平衡状態での最大洗掘深, 体積変化量をそれぞれ D_e , V_e とする。

3. 一次元数値解析方法

流れの計算は, 非定常項を含む連続式, 運動方程式を基礎式として, 数値解析法は有限体積法を用い, collocated格子で離散化する。最初に運動方程式の圧力項を取り除いた形で時間積分し, 仮の流量を求める。次にこの時実際の流量を表す式を連続式に代入して求められる水位についてのポアソン方程式を, 連立方程式を用いて解くことにより水位を求める。この時, collocated格子を用いる時の計算の不安定性, 数値振動を押さえるためにセル境界の水位を内挿する際, セル境界とセル中心の水位勾配を用いて内挿に工夫をする(Rhie and Chowの方法⁵⁾)。

河床変動計算は, 時間ステップごとに得られた流速, 水深を用いて芦田・道上⁶⁾の平衡流砂量式を用いてセル中心の流砂量を算定する。風上差分を用いて流砂の連続式を解くことにより河床変動を計算する。

狭窄部の水理は複雑であり, 一次元解析で扱う際には, 有効断面等の考え方を取り入れることが有効とされる²⁾。

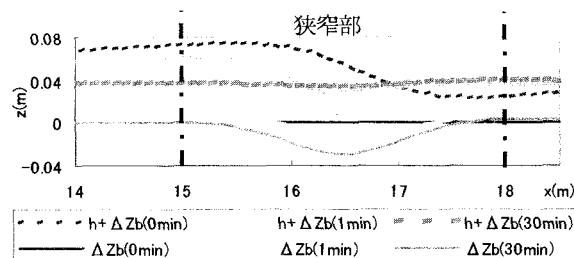


図-2 水位洗掘深($h + \Delta Z_b$)及び河床(ΔZ_b)の時間変化

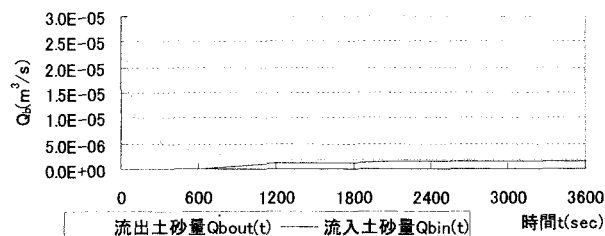


図-3 流入土砂量 Q_{bm} ・流出土砂量 Q_{bout} の時間変化

しかし有効断面を取り入れずに一次元解析で良好な結果を得た例³⁾もあり, さらに有効断面の決定が難しかったため, 本研究では有効断面を考慮せずに一次元解析を行う。なお, 本研究で用いた一次元数値解析については, 筆者らの実験結果と比較を行い, 定常流量通水時には概ね狭窄部での現象及び各時間での断面平均河床を再現していることが確認されている⁴⁾。

4. 定常流量下での狭窄部の現象と動的平衡形状

狭窄部に一定流量通水した一次元数値解析を行い, 土砂流出現象の把握を行う。解析結果より, 狭窄部の土砂流出現象は初期河床形状により大きく異なることがわかった。そこで以下のケースにわけて現象の説明を行う。

CASE1: 平坦河床を初期河床とする。

CASE2: 流量 Q_1 によって形成された平衡河床形状を初期河床として流量 Q_2 を通水する。

(1) 平坦河床からの狭窄部の変化(CASE1)

平坦河床に一定流量通水した場合に生じる現象を, 図-2に示す流量 $Q=0.02\text{m}^3/\text{s}$, 狭窄部長さ $L=3\text{m}$, 河床勾配 $I=1/200$, 狭窄部収縮率 $B_g/B=0.5$ を例に説明する。

- ① 初期状態では, 狭窄部上流で水位の堰き上げが生じる。これと同時に狭窄部内部は掃流力の急変しており, 計算開始直後から狭窄部内は洗掘され, 土砂が下流へ排出される。
 - ② 狭窄部の洗掘に伴い, 狭窄部上流における水位の堰き上げが緩和される。
 - ③ 最終的に, (平衡状態では) 上流での水位の堰き上げは無くなり, 水路全体で砂が動いているが河床形状が変化しない状態へと至る。
- ③の状態は, 動的平衡状態であり, この状態になって

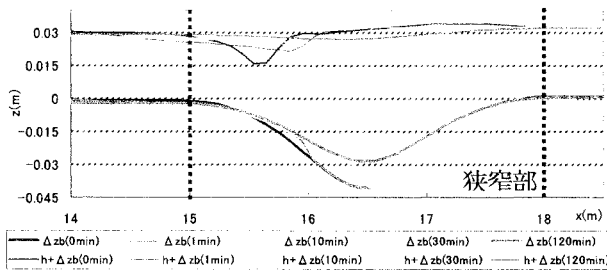


図-4 水位($h+\Delta z_b$)及び河床(z_b)の時間変化

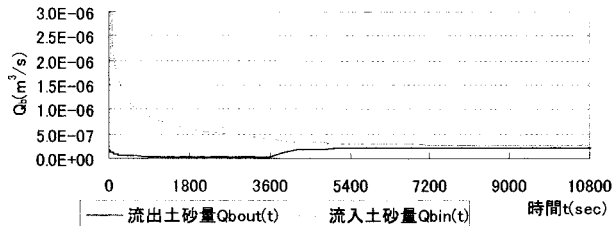


図-5 流入土砂量 Q_{bin} ・流出土砂量 Q_{bout} の時間変化

初めて狭窄部への供給土砂と狭窄部からの土砂流出量が釣り合う状態となる。(図-3)

流路幅 B での等流状態における無次元掃流力 τ_{*0} が限界無次元掃流力 τ_{*c} よりも大きな流量の場合、他の流量・河床勾配・収縮率の条件でも、一定流量通水時には同様な現象を経て動的平衡状態に至り、各条件に応じた動的平衡河床形状を形成する。一方、 τ_{*0} が限界無次元掃流力 τ_{*c} 以下の流量では、狭窄部内の河床は洗掘された後、現象が止まり静的平衡状態に至る。

(2) 異なる初期形状に対する狭窄部の応答(CASE2)

CASE2においては、流量 Q_2 を流す初期河床を動的平衡形状とする流量 Q_1 が Q_2 より大きい場合で異なる現象が生じる。

a) $Q_1 < Q_2$

CASE1と同様に通水開始直後、狭窄部上流でわずかな水位の堰き上げが見られ、狭窄部内部の洗掘が大きくなる。その後、動的平衡状態へと遷移する。

b) $Q_1 > Q_2$

図-4に示すように計算開始直後、上流で水位の堰き上げは見られない。上流からの供給土砂は狭窄部洗掘孔内部に捕捉され、下流への供給土砂はない。しかし、図-5に示すように、洗掘孔の埋め戻しが進むにつれ下流への土砂供給が現れ、最終的に上流からの供給土砂量につり合い動的平衡状態へと遷移する。

以上のように、一定流量通水する場合、その流量の動的平衡形状よりも洗掘されているか否かにより、洗掘もしくは埋め戻しというように生じる現象が異なり、下流への流出土砂量も大きく異なる。また、平衡河床形状は、初期河床形状や遷移過程には依存せず、地形的な条件と流量により決まることが明らかになった。

(3) 動的平衡河床形状

一定流量通水時には、上流からの土砂を下流へそのま

ま流す動的平衡形状、全体が動かなくなる静的平衡形状の存在が明らかになった。狭窄部の現象は主として洪水時の流量が大きい時に問題となるため、本研究では特に動的平衡状態について取り扱い、平衡形状の決定を試みる。

動的平衡形状は、以下の面から重要となる。

- ・十分土砂供給がある場合、初期河床に関わらず、流量ごとに決まった平衡形状へ至る。
- ・平衡形状では、上流からの供給土砂量と下流への流出土砂量が等しくなる。
- ・平衡形状に達しているか否かで供給土砂と流出土砂の関係が決まる。

a) 無次元河床形状

動的平衡状態での各流量で形成される狭窄部内の河床形状について、洗掘深 $\Delta z_b(x)$ を平衡時の最大洗掘深 D_e で、縦断距離 x を狭窄部の長さ L で除することで無次元化した河床形状を比較すると、収縮率ごとにほぼ一致し、無次元河床形状は狭窄部の平面形状のみに依存することがわかった。これにより、狭窄部の平面形状に応じた無次元河床形状が明らかになれば、最大洗掘深 D_e を求めることで、各流量での動的平衡河床形状を予測できる。

b) 最大洗掘深 D_e

最大洗掘深 D_e は、道上ら³⁾の式を拡張して流砂量式、Manningの式、エネルギー保存式からそれぞれ得られる次の3式(1)、(2)、(3)から連立方程式を解くことにより算出できる。

$$\left\{ \left(\frac{u_{*c}}{u_{*0}} \right)^2 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_{*0}} \right\} \frac{u_{*c}}{u_{*0}} = \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_{*0}} \right) \frac{B}{B_g} \quad (1)$$

$$\frac{h_g}{h_0} = \left(\frac{Bu_{*0}}{B_g u_{*c}} \right)^6 \quad (2)$$

$$\frac{D_e}{h_0} = \frac{\alpha F r_0^2}{2} \left\{ 1 - \left(\frac{B}{B_g} \right)^2 \left(\frac{h_0}{h_g} \right)^2 \right\} + \left\{ 1 - \left(\frac{h_0}{h_g} \right) \right\} \quad (3)$$

ここで、 u_* : 摩擦速度、 u_{*c} : 限界掃流力での摩擦速度、 τ_* : 無次元掃流力、 τ_{*c} : 無次元限界掃流力、 B : 流路幅、 h : 水深、 α : エネルギー補正係数とした。また、添字の0及びgはそれぞれ水路幅 B での等流状態、狭窄部最小川幅 B_g における値を指す。

5. 非定常流量下での狭窄部の土砂流出現象

洪水時、狭窄部の存在がどのような洪水波形に対し下流へ影響を及ぼすのか、及び狭窄部の状態がどのように下流への土砂供給を変化させているかを明らかにするため、以下のような流量波形を与えた場合の流出土砂量 Q_{bout} について検討を行う。

(1) 増加速度及び減少速度が異なる流量波形の検討

まず、図-6のように正弦波を用いて作成した洪水波形

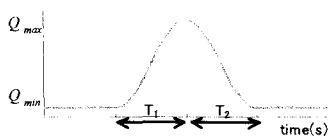


図-6 流量ハイドロ模式図

表-1 各ケースにおけるハイドロ時間設定

	T_1	T_2
CASE-U0	3600 (s)	
CASE-U1	1800	5400
CASE-U2	5400	1800

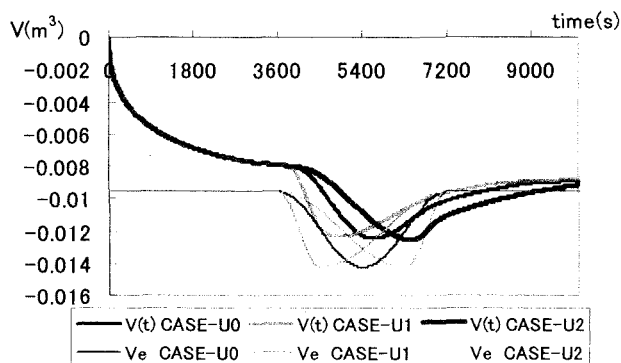


図-7 体積変化量 $V(t)$ の時間変化

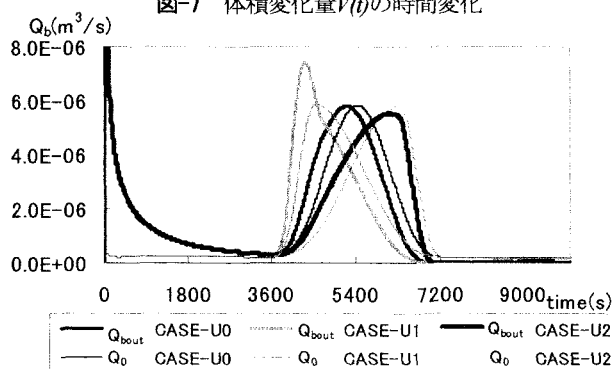


図-8 流出土砂量 Q_{bout} の時間変化

の流量増加、減少速度を変化させ狭窄部の存在がどのような波形に対し影響を及ぼすかを検討する。各ケースとも $Q_{max}=0.03\text{m}^3/\text{s}$ 、 $Q_{min}=0.015\text{m}^3/\text{s}$ とし、流量増加時間 T_1 、減少時間 T_2 のみを表-1のように変化させる。流量の変動開始時間を $t_0=3600\text{s}$ としてそれまで Q_{min} で通水する。なお、定常流量通水した場合の体積変化率 $V(t)/V_e=90\%$ に達するまでに要する時間は流量 0.03 、 $0.015\text{m}^3/\text{s}$ でそれぞれ 2400 、 24000s 程度である。

各ケースの狭窄部内体積変化量と流出土砂量の時間変化を図-7、8に示す。図中の流砂量 Q_{b0} は各時刻の流量での平衡流砂量である。これらの図によると、狭窄部内の体積変化量は、流量増加期にはCASE-U0においても流量に応じた平衡体積変化量に達していないために狭窄部内で洗掘が起こり、流出土砂量は、流量に応じた平衡土砂量より多く排出されている。これが、流量増加時間 T_1 が短いほど顕著に起こり、最大流出土砂量は、CASE-U1で大きな値をとっている。これは、流量の変化時間が早いために、狭窄部内の体積変化が追いついていないことで顕著になると考えられる。逆に流量の増加時間 T_2 が長い時には、狭窄部内の体積変化量が他のケースに比べ平衡体積変化量により追従する形で変化するために平衡土砂量とのずれが小さいと言える。流量の減少期には、平衡体積変化量より体積変化量が小さくなった時点で埋め戻

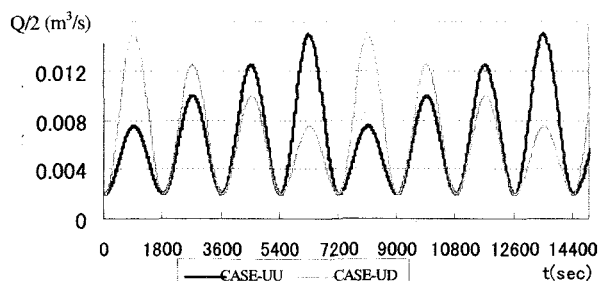


図-9 洪水波形

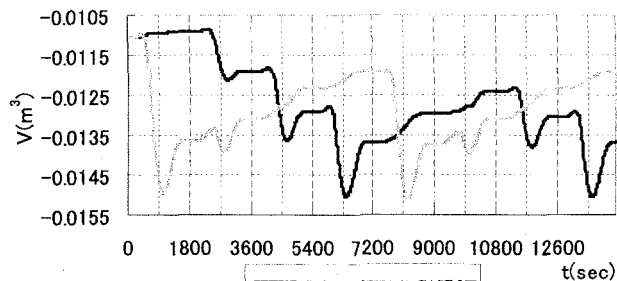


図-10 体積変化量 $V(t)$ の時間変化

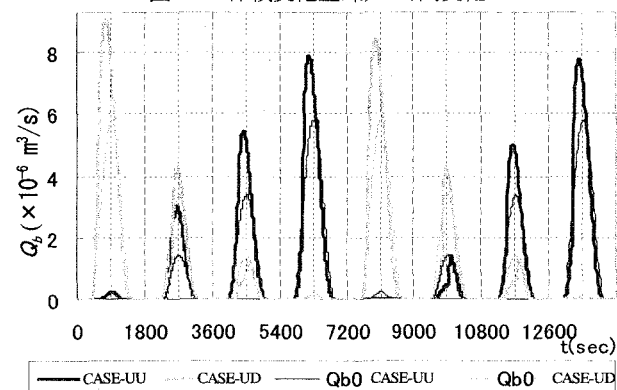


図-11 流出土砂量 Q_{bout} の時間変化

しが起こり始める。このとき、土砂流出量は平衡土砂流出量よりも小さい値をとる。最終的に流量減少時間 T_1 が短いCASE-U2が埋め戻しに時間を要しており、 Q_{min} で定常流量になる 7200s 以降、土砂流出が復活するまでの時間が長くなっている。以上の結果、流量の増加、減少期ともに流量の変化が急なほど狭窄部内の体積変化は流量の変化に追従できない。

(2) 狭窄部の現象への洪水履歴の影響の検討

洪水履歴により狭窄部からの土砂流出がどのように変化するかを検討するために、図-9に示す周期 $T=1800\text{s}$ 、最低流量 $Q_{min}=0.002\text{m}^3/\text{s}$ の条件で、ピーク流量 Q_{max} を変化させる流量波形を与えて計算を行った。CASE-UUではピーク流量を 0.0075 、 0.01 、 0.0125 、 $0.015\text{m}^3/\text{s}$ の順に増加させ、CASE-UDでは逆に減少させる。初期河床形状は流量 $Q=0.0075\text{m}^3/\text{s}$ での平衡河床形状とした。

図-10に体積変化量、図-11に流出土砂量を示す。これらの図から、同じ規模の洪水でも以前の洪水規模が現在の洪水よりも大きい場合には、流出土砂量は少なくピーク量も小さい。逆に小さいときには、流出土砂量は多く、ピーク量としても大きくなっている。また、先行する洪

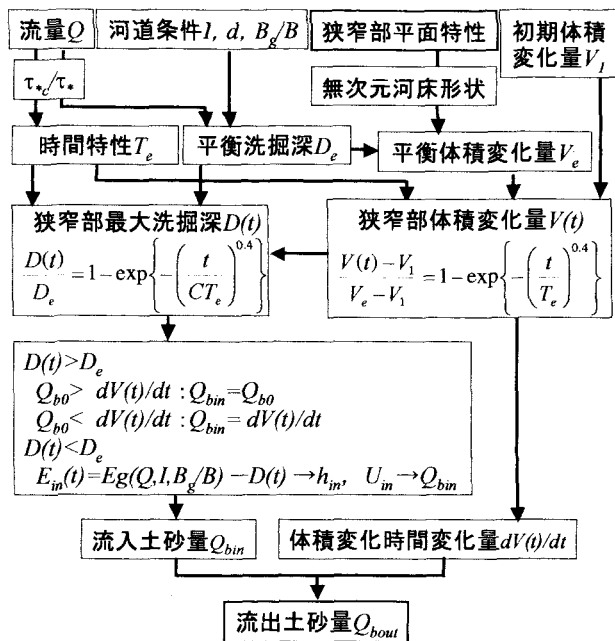


図-12 土砂流出モデル 概略図

水の規模が小さければ小さいほど流出土砂量は大きくなりピークも大きくなっている。最大流量が $0.01(\text{m}^3/\text{s})$ となる洪水を両ケースで比較すると、大規模流量(この計算例では $0.015(\text{m}^3/\text{s})$ となる)の影響で洗掘が進んでいる場合、CASE-UUでは一波先行した洪水の最大流量が $0.0075(\text{m}^3/\text{s})$ と小さいにも関わらず、CASE-UDと同様に洪水の前半に埋め戻しが起きており、流出土砂量のピークは波形の後半となっており、洪水の前半には流出土砂量が少なくなっている。

以上の結果から、狭窄部の土砂流出現象には洪水履歴が大きく関係しており、洪水終了後に狭窄部がどのような状態になっているかを知ることが重要であることがわかる。狭窄部が洗掘されているか否かで同流量、時間規模の洪水においては特に洪水前半における下流への土砂流出が大きく変化する。

6. 土砂流出モデル

ここまで、筆者らの過去の研究における実験結果との比較により、狭窄部の現象把握に有効とされる一次元河床変動解析を用いて狭窄部の特性について明らかにしてきた。水系を一貫して土砂動態を考える際に複雑な解析を用いずに現象を微視的にとらえ、かつ複雑な現象を広域管理に活かすために、狭窄部からの土砂流出量などを簡易に把握するための算出法を構築する必要がある。そこで、本研究では狭窄部の内部の状態と土砂流出、土砂流入を同時に考えることにより算出する、土砂流出量算出モデルを考案した。ここで、モデルの概要を説明する。

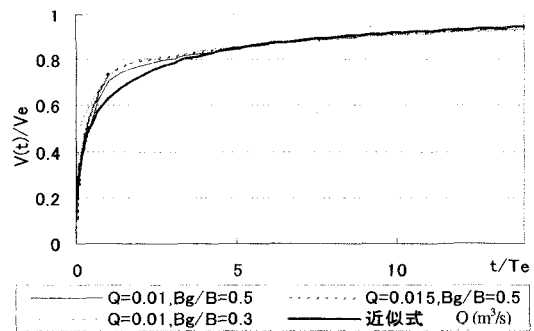


図-13 体積変化 $V(t)$ の近似結果

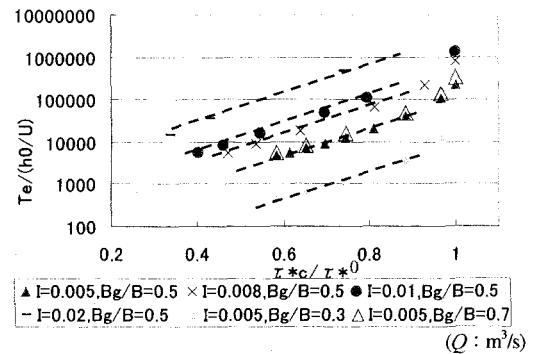


図-14 パラメーター T_e の分布

(1) 土砂流出モデルの概略

図-12に土砂流出モデルの概要図を示す。従来河床変動を捉える際には、流出土砂量から流入土砂量を減じて対象区間の体積変化量を考えるのが通常の方法であるが、狭窄部においては、狭窄部内の現象が複雑であり、その変化に応じた狭窄部流入と流出における水理・流砂状態を把握するのは困難である。そこで、本研究では、狭窄部の流出土砂量 Q_{boul} を流入土砂量 Q_{bin} と体積変化の時間変化量 $dV(t)/dt$ との和として捉える。

a) 体積変化量 $V(t)$ の算出

一定流量通水した場合の体積変化 $V(t)$ の時間変化は、図-13に示すように、体積変化量 $V(t)$ を平衡時の体積変化量 V_e で、時間経過 t を T_e (T_e は後述の式(4)でのパラメーターで、体積変化率 $V(t)/V_e$ が一定の値に達するのに要する時間)で除して無次元化すると、各条件に関わらずほぼ相似な時間的な変化を示す。図-13における初期の立ち上がり及び平衡状態への収束傾向をより近い形状で近似するため、体積変化率 $V(t)/V_e$ を無次元時間 t/T_e の指数関数として、以下のように近似する。

$$\frac{V(t) - V_1}{(V_e - V_1)} = 1 - \exp \left\{ - \left(\frac{t}{T_e} \right)^\alpha \right\} \quad (4)$$

ここで、 V_1 は初期状態での体積変化量である。 α 、 T_e は、平坦河床に一定流量通水時の解析結果と近似式との誤差が最小となるように求めた。 α は、約0.4となり、 T_e は図-14に示すように、 τ_c/τ_0 と河床勾配・収縮率によって決まる。図-14より次式で各場合の T_e を算出できる。

$$T_e = A \left(\frac{h_0}{U_0} \right) \exp \left\{ -B \left(1 - \frac{\tau_c}{\tau_0} \right) \right\} \quad (5)$$

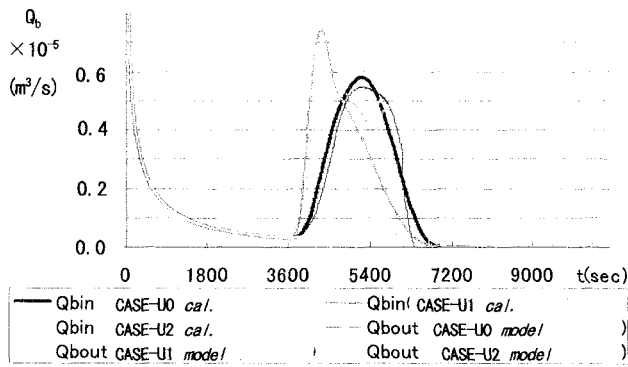


図-15 解析結果と土砂流出量算定モデルの結果の比較

ここで、 A は各河床勾配・収縮率に固有の値、また B は定数で、今回の数値計算結果では $B=7.5$ となった。ただし、 $v_c/v_0=1$ 付近では、流砂量が少ないため平衡形状に到達するまでの時間が長く、 T_e は急激に大きくなる。このため本モデルの適用が難しい。

平坦河床に一定流量通水した場合の近似式と解析結果を比較すると、図-13に示すように概ね一致しており、体積変化量はこのモデル式で表すことができると考える。また、初期河床形状が他の流量 Q_1 で形成された平衡河床形状に流量 Q_2 の場合では、 $Q_1 < Q_2$ 、 $Q_1 > Q_2$ ともに Q_1 と Q_2 の差が小さいほど指数関数からの誤差が大きくなるが、その場合では体積変化量の絶対的な幅が小さいため、式(4)と解析結果との誤差は平坦河床からの場合よりも小さくなるため、式(4)を用いて洗掘及び埋め戻し現象を近似することとした。

b) 流入土砂量 Q_{bin} の算出

狭窄部への流入土砂量 Q_{bin} は、洗掘が生じる場合、比エネルギーのつり合い(式(5))から水理量を求め⁷⁾、それにもとづいて算出する。堆積が生じている場合の狭窄部への流入土砂量 Q_{bin} は、平衡土砂量が狭窄部へ流入するとし、狭窄部の体積変化がそれ以上の場合にはそれに見合うだけの量が流入するものとする。

$$E = h_m + \frac{Q^2}{2g(Bh_m)^2} = h_g + \frac{Q^2}{2g(B_g h_g)^2} - D(t) \quad (5)$$

ここで、添字の g は水路幅最小部、 in は流入部を表す。

このとき、最大洗掘深 $D(t)$ を求める必要がある。狭窄部内が洗掘する時には先に洗掘深が、堆積が起きる時には先に体積変化量が大きく変化するため、体積変化量から直接最大洗掘深を求めることは難しい。そこで、体積変化量の時間スケールに補正係数 C を乗じることで、最大洗掘深の時間スケールに変換し、体積変化量の場合と同じ近似式を用いて表現する。

$$\frac{D(t)}{D_e} = 1 - \exp \left\{ - \left(\frac{t}{CT_e} \right)^{0.4} \right\} \quad (7)$$

補正係数 C は、数値計算結果を最適に近似するように求めた。

(2) 非定常流量への拡張

土砂流出量算出モデルのうち、体積変化量の時間変化

量 $dV(t)/dt$ に現象の遅れ時間を考慮することで非定常流量への拡張を行った。これは、体積時間変化量を現在の $V(t)$ から予測される $dV(t)/dt$ とするのではなく、式(8)に基づき規格化した指数分布 $h(t)$ で重み付けをしてそれまでの履歴となる $dV(t)/dt$ を考慮したものとして最終的な $dV(t)/dt$ を算出する。

$$\frac{dV(t)}{dt} = \int \frac{dV(t-\tau)}{dt} h(\tau) d\tau \quad (8)$$

上記のように求められる $dV(t)/dt$ を土砂流出モデルに適用して算出した流出土砂量は図-15に示すように、概ね数値解析結果と一致する。本論文に掲載していないケースに対しても概ね一致する結果が得られており、本モデルを用いることで流出土砂量を簡易に求めることができると言える。

7. 結論

本研究では、有用性が示されている一次元数値解析を用いて狭窄部の現象を再現することにより以下のことが得られた。

- ・狭窄部内の体積変化量が狭窄部からの土砂流出量つまり扇状地区間への供給量を決めており、狭窄部内の体積変化量を把握することが重要となる。
- ・狭窄部の体積変化量が流量、地形条件によって決まる平衡体積変化量より小さいか否かで、土砂流出量が平衡流砂量を上回るか、下回るかが決まる。

上記の結果をうけて、数値解析結果をもちいて平衡状態での洗掘深、体積変化量の算出を試み、平衡状態までの体積変化量の時間変化を算出するモデルを構築、さらに比エネルギーのつりあい式から流入土砂量を求めることにより土砂流出量算定モデルを提案した。このモデルにより簡易に狭窄部からの流出土砂量を非定常時にも求めることができることを明らかにした。

参考文献

- 1) 九津見生哲：天竜川上流域の土砂流出環境と河道の長期的変化に関する研究、豊橋技術科学大学博士論文、1996。
- 2) 芦田和男：断面変化部における河床変動に関する研究(1)、京大防災研究所年報第6号、pp.312-327、1963。
- 3) 道上正規・檜谷治・南河亮：河川狭さく部における洪水時の河床変動特性、第33回水理講演会論文集、pp.283-288、1989。
- 4) Teramoto, A. and T. Tsujimoto: Fundamental Study on Sediment transport in gorge, Proc. of the 3rd International Summer Symposium, JSCE, Tokyo, Japan, 2001。
- 5) Rhie, C.M and Chow, W.L.: Numerical Study of the Turbulent Flow Past and Airfoil with Trailing Edge Separation, AIAA J.21, 1525-1532, 1983。
- 6) 芦田和男・道上正規：移動床流れの抵抗と掃流砂量に関する基礎的研究、土木学会論文報告集、第206号、pp.59-69、1972。
- 7) 日野幹雄：明解水理学、丸善株式会社、pp.119-123、1983。(2003. 4. 11受付)