

流木を伴った土石流の流動シミュレーション - 2018 年広島県坂町総頭川を事例として -

SIMULATION OF DEBRIS FLOW WITH DRIFT WOOD: A CASE STUDY IN THE
SOZU RIVER, HIROSHIMA PREFECTURE, JAPAN

福岡 尚樹¹・永野 博之²・橋本 晴行³

Naoki FUKUOKA, Hiroyuki NAGANO and Haruyuki HASHIMOTO

¹西日本技術開発(株) 土木本部 水工部 (〒810-0004 福岡市中央区渡辺通 1-1-1)

²群馬工業高等専門学校 環境都市工学科 (〒371-8530 前橋市鳥羽町 580 番地)

³元九州大学大学院工学研究院教授

Key Words: *Sediment-related disasters, debris flows, woody debris, drift wood, two-layer flow model, one-dimensional simulation, Saka town, Hiroshima Prefecture*

1. はじめに

2018 年 7 月, 西日本の広範囲に記録的な大雨が発生し, 広島県では多数の崩壊・土石流が発生した. 特に, 坂町総頭川では流木を伴った土石流が発生し, 中流の橋梁 2 基を流木により閉塞させるとともに, 下流住宅街では大量の土砂を氾濫させた. そのため, 流木を伴った土石流の流動・流出特性について調べることは重要である.

流木を伴った土石流については, 数値シミュレーションや現地調査などの事例研究, 流木模型を用いた水路実験などが実施されてきた¹⁻⁵⁾. 総頭川については, 流木の現地調査と数値シミュレーションに基づき調査研究^{3,4)}が行われてきたが, 上流端や河床の境界条件など課題が残っている. 本研究は, 上流端や河床の境界条件に着目した 3 ケースのシミュレーションを行い, 土砂・流木の流出特性について考察したものである. 本論文の「土石流」は急勾配河道の種々の土砂移動形態⁶⁾である土石流, 泥流, 掃流状集合流動, 高濃度浮流砂流を総称したものである.

2. 総頭川流域の概要と流木の特性

(1) 総頭川流域の概要

総頭川流域を図-1 に示す. 坂町を流れる総頭川は流域面積 4.2 km² の二級河川である. 総頭川と支川の大判川の主流路の縦断面図を図-2 に示す. 総頭川の主流路は河口の O_M から O_S 地点 (図-1) までの区間で, 標高 110 m において支川の大判川と合流している. 合流地点より上流は林地からなる渓流域, 合流地点から下流の標高 60 m までの地域は主に田畑が広がっている. さらに下流の地域は, 住宅街が広がり, 河口付近には坂町役場が位置する.

(2) 災害の概要

総頭川流域に位置する坂観測所では, 2018 年 7 月 5 日 9 時から 6 日 19 時までの間に累加雨量 268 mm を, 6 日 18 時から 19 時の間に最大時間雨量 67 mm/h を記録し, 20 時以降は欠測となった⁷⁾. 一方, 総頭川流域の流域界から約 3 km 南方に位置する天応観測所の記録では, 6 日 20 時以降も降雨が継続しており, 最大時間雨量 55 mm/h (6 日 19 時 ~ 20 時), 累加雨量 388 mm であった⁷⁾.

その結果, 総頭川流域では, 谷出口付近にある刈津土井橋, 旗橋が大量の流木捕捉により閉塞状態となった. 一方, 下流の住宅街では堆積土砂に起因した河床上昇による土砂氾濫被害が顕著であった. この流域では氾濫による浸水被害 130 件を含む家屋被

害 826 件, 人的被害(死者) 1 名が発生した。

航空レーザー測量によると, 総頭川流域では崩壊・侵食によって流出した土砂量 12.6 万 m^3 , 下流住宅街に氾濫した土砂量 4.2 万 m^3 (いずれも間隙を含む) と評価されている⁸⁾。また, 流出土砂のうち河道内と側道に堆積した土砂量は 2.4 万 m^3 とされる。

総頭川と支川の大判川では, 崩壊, 侵食に起因して流木を伴った土石流が発生し, 下流域に大量の土砂と流木を流出させたものと推測される。

(3) 流木の特性と橋梁による流木捕捉

著者らは, 災害直後から総頭川流域の現地調査を実施し, 河道に残留する倒木や流出流木のスケールについて調べ, 橋梁と流木捕捉との関係などを明らかにした³⁾。その結果を以下に要約する。

上流の溪流沿いに残存する倒木は流木の主な発生源と考えられ, 平均長は $L=9.70\text{ m}$ であった ($N=20$ 本)。中流河道において谷出口付近に位置する刈津土井橋および旗橋では, ピア(橋脚)がないにもかかわらず大量の流木が捕捉され, 河道閉塞が発生していた。刈津土井橋の桁下クリアランスは 2.7 m で, 捕捉流木の平均長はそれを上回っていた。ピアのない橋梁に関する実験によると⁹⁾, 流木が橋桁に捕捉さ

れる確率と流木本数および流木長との間には正の相関関係がある。従って, 橋梁による流木捕捉の原因は, 桁下クリアランスより長い流木が多く存在したこと, 多数の流木が崩壊により一気に流下したこと, 水位がピーク時に橋桁にかかる程度の高さであったことなどが考えられる。刈津土井橋に捕捉された流木群の高さは約 4 ~ 7 m に達した。

(4) 下流河道における土砂堆積

河道閉塞を引き起こした橋梁より下流の河道では流木の流出は少なく, 個別に散乱・堆積していた程度であった。刈津土井橋 ($x' \approx 2,200\text{ m}$) から下流は床固工の区間であるにもかかわらず, 荒神橋付近 ($x' \approx 1,300\text{ m}$) までは床固工が各所で破壊されるなど侵食傾向にあった。一方, 荒神橋から下流の河道には顕著な土砂堆積が発生していた(図-2)。そのため, 下流河道に沿って立地する住宅街は広範な氾濫土砂により被害が発生した。この付近の河床勾配は上・中流 ($x' \approx 1,300 \sim 4,000\text{ m}$) と比較して極めて緩く 1/58.8 であった。従って, 下流で発生した土砂堆積は, 朝倉市のように流木による河道閉塞が原因²⁾ではなく, 河床勾配の変化など地形的な要因が原因と推測される。

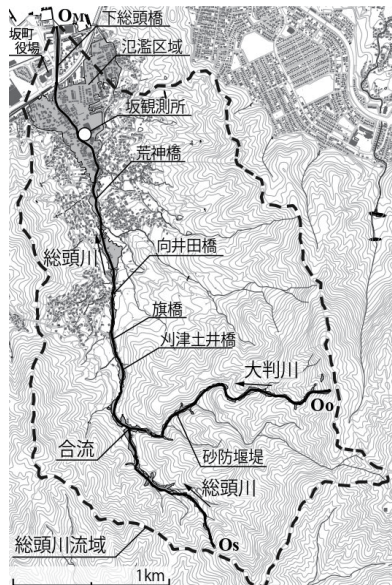


図-1 総頭川流域図

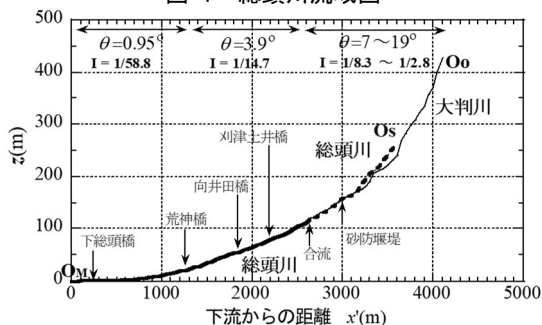


図-2 総頭川と大判川の縦断面図

3. 流木を伴った土石流の 1 次元流動シミュレーション

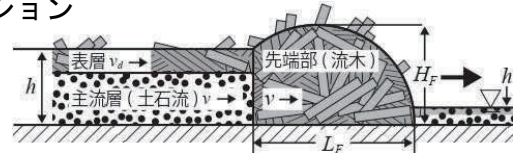


図-3 流木を伴った土石流の流動モデル

総頭川流域で発生した土石流には二種類の可能性が考えられる。一つは洪水流による河道・河岸侵食に起因して発生した土石流, 二つ目は河道・河岸侵食に加えて源頭部斜面の崩壊に起因して発生した土石流である。本章ではより包括的な後者のケースを想定してモデル構築を図ることとする。

さて, 源頭部の崩壊は大量の土砂を一気に流動化させて段波を形成し流下するとともに, 斜面上に自生する樹木を流木化させて流れに取り込む。このとき, 流木は土石流の表面を移動するが, 表面流速は段波先端部の移動速度よりも速いため, 次第に段波先端部へと集積する。このように流木が先端部に集積する現象は, 2014 年に長野県南木曾町で発生した土石流¹⁰⁾や水路実験⁵⁾で確認されている。そこで, 崩壊を伴う土石流の解析モデルは, 土石流段波先端部の流木群を流木のみで 1 層流モデルとし, 後続の本体部は, 土砂・水混相流(土石流)である主流層と

流木・土砂・水混相流である表層の2層構造モデルとした^{2,3,4} (図-3)。なお、崩壊が発生しない場合の土石流は、顕著な段波を持たないので、本体部のみの2層構造モデルとして取り扱った²。

(1) 土石流流動モデル(本体部主流層)の基礎式

主流層のモデルは、河床の侵食・堆積と側岸侵食の評価が可能な高岡¹¹、Takaoka et al.¹²のモデルをもとに構築した。流路断面は長方形で近似し、側岸は水平方向に侵食され、即座に流れに取り込まれる。

土石流(主流層)の運動方程式:

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(vQ)}{\partial x} = -gBh \frac{\partial H}{\partial x} - (B+2h) \frac{v^2}{\phi^2} \quad (1)$$

土石流(主流層)の連続式:

$$\frac{\partial(Bh)}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = \varepsilon_z i_s + Bi_b + q_{in} \quad (2)$$

土砂の連続式:

$$\frac{\partial(CBh)}{\partial t} + \frac{\partial(C_T Q)}{\partial x} = C_* \varepsilon_z i_s + C_* Bi_b + q_{sin} \quad (3)$$

ここに、 t : 時間、 x : 流下方向の距離、 Q : 水と土砂の流量、 v : 断面平均流速、 h : 流下水深、 z : 河床高、 H : 水位($H=h+z$)、 B : 流路幅、 ϕ : 流速係数($\phi=v/u_*$)、 u_* : 摩擦速度、 ε_z : 両岸侵食に伴って崩落する河岸の高さ、 i_s : 両岸の侵食速度、 i_b : 河床の変動速度、 C : 断面平均流砂濃度、 C_T : 流砂の輸送濃度、 C_* : 堆積土砂濃度($C_*=0.7$)、 q_{in} : 河道単位長さ当たりの横流入量、 q_{sin} : 河道単位長さ当たりの横流入流砂量。なお、側岸崩壊深 ε_z は2017年九州北部豪雨の白木谷川における土石流を参考に $\varepsilon_z=5\text{ m}$ とした³。また、濃度分布は一様と仮定し、 $C_T=C$ とした。

未知数は Q, h, z, B および C の5つで、式は(1)から(3)の3つに、河床と側岸の変動式の計5つである。

河床と側岸の変動式:

$$i_b = -\partial z / \partial t \quad (4a)$$

$$i_s = \partial B / \partial t \quad (5a)$$

式(4a)、(5a)は、高岡の実験式¹¹により評価した。

河床の侵食速度式($C_{T\infty} > C_T$ の場合):

$$i_b = k_b (C_{T\infty} - C_T)^p v \quad (4b)$$

河床の堆積速度式($C_{T\infty} < C_T$ の場合):

$$i_b = -k_b (C_T - C_{T\infty})^p v \quad (4c)$$

側岸の侵食速度式:

$$i_s = k_s v \quad (5b)$$

ここに、 $C_{T\infty}$: 平衡流砂濃度である。また係数 k_b, p, k_s の値は、高岡の実験結果¹¹から $k_b=0.01, p=0.7, k_s=0.002$ とした。さらに、式(5b)は、限界侵食速度 v_c の概念を導入して

$$i_s = k_s (v - \kappa_c v_c) \quad (5c)$$

ここに、2017年九州北部豪雨災害の事例²をもとに係数 $\kappa_c=10$ とした。側岸の限界侵食速度 v_c は

$$v_c = \phi u_{*c} = \phi \sqrt{sgd\tau_{*c}} \quad (5d)$$

と仮定される。ここに、 u_{*c} : 限界摩擦速度、 $s = (\sigma - \rho)/\rho$ 、 d : 土砂の粒径、 τ_{*c} : 無次元限界掃流力である。平衡流砂濃度を平衡流砂量 $q_{s\infty}$ で表すと、

$$C_{T\infty} = Bq_{s\infty} / Q \quad (6)$$

平衡流砂量 $q_{s\infty}$ は、広範な土砂移動現象に適用可能な橋本らの式⁶により評価した。

$$\frac{q_{s\infty}}{\sqrt{sgd^3}} = 4.7\tau^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*c}}{\tau_*}\right) \frac{1}{(\alpha - I_f)\cos\theta} G\left(I_f, \frac{h}{d}, \frac{w_0}{u_*}\right) \quad (7a)$$

ここに、

$$G\left(I_f, \frac{h}{d}, \frac{w_0}{u_*}\right) = 1 + 0.1 \left(\ln\left(\frac{h}{d}\right)\right)^2 (I_f)^{-0.8} \exp\left\{-2.5\left(\frac{w_0}{u_*}\right)^{0.5}\right\} \quad (7b)$$

s : 土砂の水中比重 $=(\sigma - \rho)/\rho$ 、 d : 土砂の粒径、 τ : 底面せん断力、 τ_* : 無次元掃流力、 I_f : エネルギー勾配、 w_0 : 土粒子沈降速度、 θ : 河床勾配。また、 $\alpha=0.875$ である。

(2) 流木流動モデル(本体部表層)の基礎式

後続の流木は本体部主流層の表面に乗って流下するものとする。従って、基礎式は次の連続式となる。

流木相(表層部)の連続式:

$$\frac{\partial V_d}{\partial t} + \frac{\partial Q_d}{\partial x} = n_0 i_s \frac{\pi}{4} d_d^2 l_d \quad (8)$$

ここに、 V_d : 河道単位長さ当たりの流木の實質体積、 Q_d : 流木流量、 n_0 : 側岸斜面における単位面積当たりの樹木本数、 d_d : 樹木の直径、 l_d : 樹木長さ。流木量 V_d と河道単位面積当たりの流木本数 n_d との関係は

$$V_d = Bn_d \frac{\pi}{4} d_d^2 l_d \quad (9)$$

で表される。流木速度を v_d とすれば、流木流量 Q_d および流木本数フラックス N_d は次のようになる。

$$Q_d = V_d v_d \quad (10)$$

$$N_d = Bn_d v_d \quad (11)$$

流木の流速 v_d は土石流(本体部主流層)の平均流速 v に関連付けて

$$v_d = a_s v \quad (12)$$

とした。流木の流速を主流層の表面流速で近似すると、係数 a_s は大略1.25となる。ここに、急勾配河道において現れる土砂移動形態に対して提案された流速分布式⁹を用いた。

(3) 流木流動モデル(先端部)の基礎式

源頭部の崩壊によって発生した段波の先端部流木相と後続本体部との境界において、本体部主流層の平均速度を v 、本体部表層の流木速度を v_d とすると、先端部には後続本体部表層を移動してきた流木が相対速度 $(v_d - v)$ で集積する。従って、先端部流木相の連続式は

$$\frac{\partial V_F}{\partial t} = (v_d - v) V_d = \frac{a_s - 1}{a_s} Q_d \quad (13)$$

ここに、右辺各量は本体部の先端部との境界における値である。また、 V_F ：先端部流木相全体の実質体積、 V_d ：本体部表層において河道単位長さ当たり存在する流木の実質体積である。

さらに、先端部流木相の代表厚さを H_F 、代表長さを L_F とすると

$$V_F = Bk_F H_F L_F \lambda_d \quad (14)$$

とおける。ここに、 k_F ：形状係数、 λ_d ：流木相の実積率(流木濃度)である。先端部の形状を半円形で近似すると、 $L_F = 2H_F$ 、 $k_F = \pi/4$ となる。段波先端部の流木相は後続本体部の先頭に位置し、本体部の計算後にその計算が付随的に実施される。本体部の速度は v 、流木相先端の速度は $v + dL_F/dt$ となる。段波は崩壊に起因して発生するので、崩壊を考慮しない場合、段波先端部流木相は存在しないものとして取り扱う。

(4) 境界条件および初期条件

a) 上流端の境界条件

上流端では崩壊発生時とそれ以外の時刻における境界条件を考慮した。

崩壊時の境界条件 ($t_L \leq t \leq t_L + T$) :

$$Q = Q_{w0} + Q_0, h = h_\infty, C_T = C_0, Q_d = Q_{d0} \quad (15a)$$

ここに、 Q_{w0} ：雨水流量、 Q_0 ：土石流の初期流量、 h_∞ ：等流水深、 C_0 ：土石流の初期濃度、 Q_{d0} ：流木の初期流量、 t_L ：崩壊開始時刻、 T ：崩壊継続時間である。崩壊発生時は静止した土量 V_s が崩壊により一瞬のうちに流量 Q_0 、流砂濃度 C_0 の土石流に変換され T 秒間継続するものとしてモデル化し¹²⁾、流木の初期流量は、崩壊面積 A_s の斜面上に自生する数密度 n_d の樹木が、一瞬のうちに Q_{d0} の流木流量に変換され T 秒間継続するものとした。崩壊条件は航空写真と住民の証言に基づき表-1 のように仮定した。

土石流と流木流量 ($t_L \leq t \leq t_L + T$) :

$$Q_0 = \frac{C_s V_s}{TC_0}, Q_{d0} = \frac{n_d A_s \pi}{T} d_d^2 l_d \quad (15b)$$

一方、それ以外の時刻は流量を合理式(流出係数 0.9)で評価し、水深は等流水深とし、流砂濃度は平衡流砂濃度と仮定した。

崩壊不発生時の境界条件 ($0 \leq t < t_L, t_L + T < t$) :

$$Q = Q_{w0}, h = h_\infty, C_T = C_{T\infty}, Q_d = 0 \quad (16)$$

b) 下流端の境界条件

下流端の流砂濃度は平衡流砂濃度と仮定した。

c) 初期条件

初期条件として河床高と流路幅を与えた。初期河床高は等高線データを用いた。初期流路幅 B は上流の区間 ($x' = 2,350 \sim 4,000\text{m}$) では $B = 5.36A^{0.37}$ を用いて評価し¹³⁾、下流の区間 ($x' = 0 \sim 2,300\text{m}$) では航空写真をもとに決定した。ここに $A (\text{km}^2)$ = 流域面積。

d) その他の計算条件

計算対象主河道は流域面積が大きい大判川の源頭部 O_0 から下総頭橋の下流 250 m (O_M) までとした。上流の渓流区間 ($x' = 2,350 \sim 4,000\text{m}$) では側岸の侵食を許容するが、中・下流の氾濫区間 ($x' = 0 \sim 2,300\text{m}$) では側岸侵食を許容しない条件とした。

計算対象時間は、7月6日16時00分から21時00分までの5時間とし、時間格子間隔 $\Delta t = 0.05 \text{ sec}$ 、空間格子間隔 $\Delta x = 50 \text{ m}$ とした。降雨条件は、坂および天応観測所における各時間雨量とした。流速係数は、流況に基づき渓流区間で 8、氾濫区間で 10 とした。流木条件は現地調査³⁾により設定した(表-2)。

e) 計算ケース

本研究では、上流端および河床の境界条件を変化させた3ケースのシミュレーションを実施した(表-3)。河床の侵食条件は、渓流区間 ($x' = 2,350 \sim 4,000\text{m}$) で侵食を許容するが、中・下流の床固工区間 ($x' = 0 \sim 2,300\text{m}$) では、侵食を許容する場合(床固工なし)と許容しない場合(床固工あり)の2通りを設定した。上流端の境界条件は、源頭部崩壊発生の場合(崩壊あり)と、崩壊不発生の場合(崩壊なし)をそれぞれ設定した。

表-1 崩壊条件

崩壊開始時刻	$t_L = 19:00$ (7月6日)
崩壊継続時間	$T = 60 \text{ sec}$
崩壊土砂量	$V_s = 2,000 \text{ m}^3$
崩壊面積	$A_s = 2,000 \text{ m}^2$
土石流の初期濃度	$C_0 = 0.4$
土砂の粒径	$d = 5 \text{ mm}$
河床侵食深さ(岩盤深度)	$D = 10 \text{ m}$

表-2 流木条件

側岸斜面上の樹木数密度	$n_0 = 0.60 \text{ 本/m}^2$
胸高直径	$d_d = 0.141 \text{ m}$
樹高	$l_d = 9.45 \text{ m}$
先端部流木群の実積率	$\lambda_d = 0.2$

表-3 計算ケース

計算ケース	床固工の有無	源頭部崩壊の有無
Case 1	なし(侵食を許容)	あり($V_s = 2,000 \text{ m}^3$)
Case 2	あり(侵食しない)	あり($V_s = 2,000 \text{ m}^3$)
Case 3	なし(侵食を許容)	なし($V_s = 0 \text{ m}^3$)

4. 計算結果と考察

図-4に、計算開始から3時間後の19時(崩壊時)における流量の縦断分布を示す。この時点では、崩壊(Case 1, 2)に伴う土石流段波は上流端に位置している。流量は下流に行くに従い増加し、刈津土井橋 ($x' = 2,200\text{m}$) で $37.7 \text{ m}^3/\text{s}$ 、下流端 ($x' = 0\text{m}$) で $75 \text{ m}^3/\text{s}$ となった。各地点での流量のピークは、崩壊に伴う土石流段波の到達時に発生し、上流端源頭部で $59 \text{ m}^3/\text{s}$ 、

谷出口の刈津土井橋で $86 \text{ m}^3/\text{s}$, 下流端で $78 \text{ m}^3/\text{s}$ を示した. 崩壊のない場合 (Case3) と比較すると, 刈津土井橋地点で 2.3 倍, 下流端で 1.04 倍に達した.

(1) 河床変動高

図-5 に河床変動高の縦断分布を示す. 上流端付近では侵食傾向を, 砂防堰堤 ($x' = 3,000 \text{ m}$) の直上流付近では堆積傾向を示した. この区間の侵食・堆積高は各ケースとも同じである. $x' = 2,350 \text{ m}$ から下流の区間には床固工が設置されている. Case2 ではこの区間を固定床として計算したため, 河床侵食が生じなかった. 一方, 移動床の条件 (Case 1, 3) では, $x' = 2,350 \text{ m}$ から $2,000 \text{ m}$ の区間および向井田橋 ($x' = 1,850 \text{ m}$) から荒神橋上流 ($x' = 1,350 \text{ m}$) までの区間で侵食が生じた. 一方, 荒神橋より下流は最大 5 m 程の顕著な堆積を示した. Case 1, 2 と Case 3 における河床高の計算結果は概ね一致し, 現地調査結果とも一致している. この下流区間の土砂堆積は, 上流端の崩壊や中下流の床固工の有無に関係なく発生しており, 河床勾配の減少に起因したものと推測される.

(2) 流砂量および流木流量のヒドログラフ

図-6, 7 は刈津土井橋 ($x' = 2,200 \text{ m}$) での流砂量および流木流量のヒドログラフである. ここに, 流木流量は式 (8) により計算された本体部における量である. 流砂量は, 降雨強度に比例するように推移している. 一方, 流木流量は 18 時の降雨ピーク発生直後に微増している. これは, 河岸侵食に起因するものである. また, Case 1, 2 では 19 時直後に流砂量と流木流量が瞬間的に増加しているが, 源頭部崩壊に起因するものである. 流砂量と流木流量のピーク値は, 源頭部崩壊を伴う Case 1 で $18.0 \text{ m}^3/\text{s}$ と $7.0 \text{ m}^3/\text{s}$, 崩壊のない Case 3 で $6.2 \text{ m}^3/\text{s}$ と $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$ であった.

次に, 図-8 に同地点での累加流出流木量 (間隙を含む) の時間変化を示す. 流出流木量が大きく増加する時間帯は 2 つあり, 18 ~ 19 時の間と, 19 時の直後に急増している. 18 時から 19 時にかけて発生した流木は, 降雨強度の急増に伴う河岸侵食に起因して生じている. しかし, 19 時直後の流木量の急増は, 源頭部崩壊によるものであるため Case 3 (崩壊なし) では確認できない. 21:00 時点の累加流出流木量は, 崩壊を伴わない Case 3 の約 690 m^3 に対し, 崩壊を伴う Case 1, 2 は約 $1,900 \text{ m}^3$ であった. 崩壊を考慮した場合の流出量は, 崩壊がない場合の約 2.8 倍であり, 上流端の境界条件は流出流木量に大きく影響した. 一方, 流出土砂量は降雨強度に比例するように増加した. 総流出土砂量は, 崩壊を伴う Case 1 では約 6.3 万 m^3 , 中流の河床侵食を許容した Case 2 では約 6.5

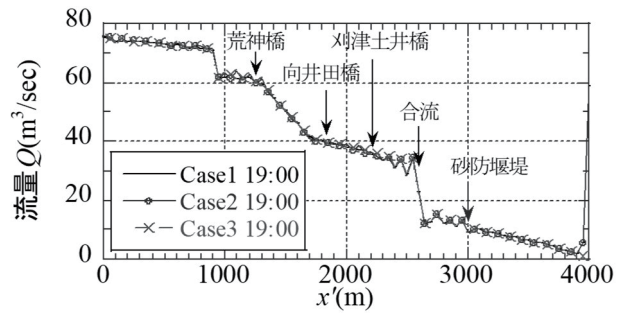


図-4 崩壊発生時の流量の縦断分布

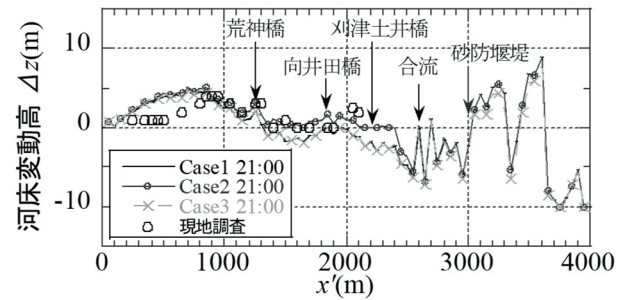


図-5 河床変動高の縦断分布

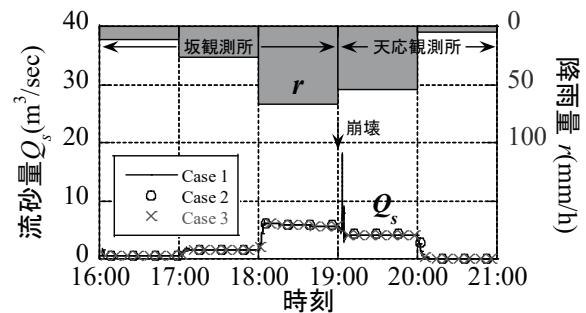


図-6 流砂量のヒドログラフ (刈津土井橋)

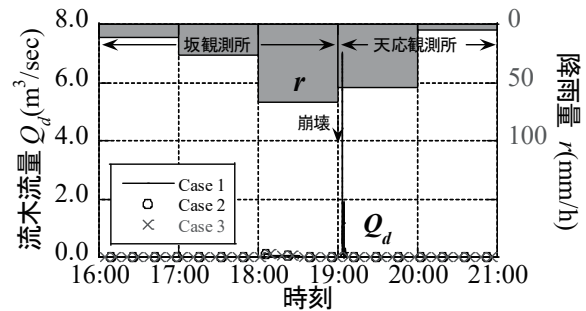


図-7 流木流量のヒドログラフ (刈津土井橋)

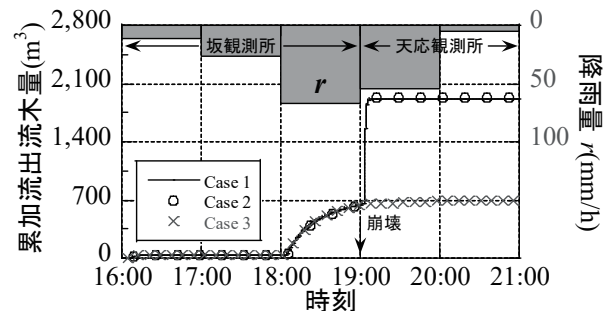


図-8 累加流出流木量の時間変化 (刈津土井橋)

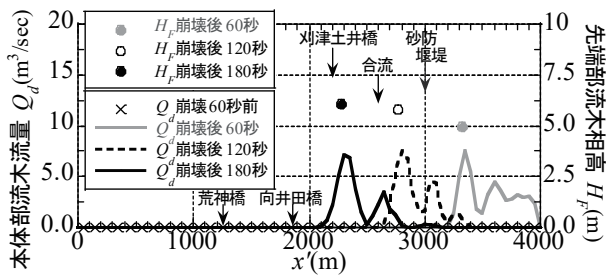


図-9 本体部流木流量および先端部流木相高の縦断分布

万 m^3 ，崩壊を伴わない Case 3 では約 6.2 万 m^3 となった。上流端の境界条件による差は小さかった。

(3) 流木の流出・流動特性

流木の流出は 18 時以降の河岸侵食や 19 時過ぎの斜面崩壊発生時に集中していた (図-7, 8)。Case 1 を例に，崩壊発生後 60 秒ごとの本体部流木流量 Q_d および先端部流木相の高さ H_F の縦断分布を図-9 に示す。源頭部の崩壊により発生した土石流段波は約 190 秒後に刈津土井橋に到達した。この時の先端部流木相高 $H_F = 6.1m$ ，後続本体部水深 $h = 1.5m$ ，流木流量 $Q_d = 7.0 m^3/s$ ，と評価された。この先端部流木相高は刈津土井橋の桁下高さ 2.7 m を超えることから，崩壊時は流木群が橋梁に捕捉され，河道閉塞を引き起こした可能性が推測される。一方，18 時直後の降雨ピーク時における本体部の $h = 0.8m$ ， $Q_d = 0.1 m^3/s$ と評価された。従って，崩壊発生前の流出流木は橋梁に捕捉されずに下流へ流下したものと推測される。

5. おわりに

以上，2018 年 7 月西日本豪雨により発生した坂町総頭川流域における流木を伴った土石流について，河床や上流端の境界条件を変えて土石流の 1 次元流動シミュレーションを実施し，土砂と流木の流動・流出特性を考察した。

流木は河岸侵食と源頭部斜面崩壊に伴って発生したと考えられ，その流出ピークは源頭部崩壊時に発生した。崩壊により発生した土石流段波の先端部に集積した流木相高は刈津土井橋で $H_F = 6.1m$ ，後続本体部水深は $h = 1.5m$ と評価された。段波先端部流木相の高さ H_F は刈津土井橋の桁下高さ 2.7 m を超えていたため，崩壊後に流木群が橋梁に捕捉され，河道閉塞を引き起こしたことが示唆された。斜面崩壊および河道・河岸侵食を考慮した本計算モデルは，流木群の抵抗則を考慮していないなど課題が残るが，流木の発生と流動および流出現象を良好に表現できるものと考えられる。谷出口付近での橋梁による流木捕捉は下流への流木流出を防ぎ下流の住宅街の被害を軽減したが，過剰な土砂流出と河床勾配の減少

により下流河道周辺に土砂氾濫が引き起こされた。

参考文献

- 1) H. Nagano, H. Hashimoto and T. Miyoshi: One-dimensional model of landslide-induced debris flow with woody debris, Proc. of the 35th IAHR World Congress, CD-ROM, 2013.
- 2) 永野博之，福岡尚樹，橋本晴行：2017 年九州北部豪雨により発生した朝倉市白木谷川流域の流木・土砂・水混相流の流出規模に関する研究，河川技術論文集，24 巻，pp. 487-492, 2018.
- 3) 福岡尚樹，橋本晴行：2018 年 7 月広島県坂町総頭川で発生した流木を伴った土石流の特性，河川技術論文集，25 巻，pp. 681-686, 2019.
- 4) N. Fukuoka, H. Nagano, and H. Hashimoto: Numerical simulation of debris flow with driftwood in the Sozu River, Saka Town, Hiroshima Prefecture, Japan on July 6, 2018, Proc. of the 22th IAHR-APD Congress, USB, 2020 (掲載予定).
- 5) 福岡尚樹，山本泰己，永野博之，池松伸也，橋本晴行：流木を伴った土石流の先端部の抵抗則に関する実験的研究，第 66 回 H29 砂防学会研究発表会概要集，pp. 94-95, 2017.
- 6) 橋本晴行：土砂の移動現象とそのメカニズム，ながれ 29, pp.193-202, 2010.
- 7) 広島県土木建築局河川課：広島県河川防災情報システム，<http://www.kasen-bousai.pref.hiroshima.lg.jp/rivercontents/>
- 8) 広島県砂防課：土砂洪水流に対する対策について，平成 30 年 7 月豪雨災害を踏まえた今後の水害・土砂災害対策のあり方検討会第 2 回砂防部会（資料 4），p.2, 2018.
- 9) 橋本晴行，池松伸也，喜多貢菜，船田昂志，西田悠人，ムハマド ファリド マリカル：ピアノのない橋梁による洪水時の流木捕捉と水位上昇に関する実験的研究，第 9 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp. 97-102, 2018.
- 10) 石川芳治：最近の流木災害の特徴と対策，第 9 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，pp. 61-66, 2018.
- 11) 高岡広樹：高濃度流れによる河道侵食と土砂流出に関する研究，九州大学博士論文，2006.
- 12) H. Takaoka, H. Hashimoto and M. Hikida: Simulation of landslide-induced debris flow-The Atsumari debris flow disaster in Minamata City, Japan, Proceedings of 4th International Conference on Debris-Flow Hazards Mitigation: Mechanics, Prediction, and Assessment, Cheng-lung Chen & John J. Major (ed.): 353-363, 2007.
- 13) 橋本晴行，渡辺勝利，全柄徳，上野賢仁，山中稔，笠井美青，野上昭治，緒方勤：リモートセンシングを用いた嘉瀬川ダム流域の被覆状況調査と流出土砂量の推定，水工学論文集，第 45 巻，2001.

(2020. 7. 1 受付)