

# 崩壊に起因する土石流の2次元計算

TWO-DIMENSIONAL NUMERICAL SIMULATION OF DEBRIS FLOW

TRIGGERED BY LANDSLIDE

西口 幸希<sup>1</sup>・内田 太郎<sup>2</sup>・松本 直樹<sup>2</sup>・桜井 亘<sup>2</sup>・日名 純也<sup>3</sup>

Yuki NISHIGUCHI, Taro UCHIDA, Naoki MATSUMOTO, Wataru SAKURAI and Junya HINA

<sup>1</sup> (株) 建設技術研究所 (〒300-2358 つくば市鬼ヶ窪 1047-27)

E-mail: nishiguchi@ctie.co.jp

<sup>2</sup> 国土技術政策総合研究所 (〒819-0395 つくば市 744 番地)

<sup>3</sup> (株) 建設技術研究所 (〒541-0045 大阪市中央区道修町 1-6-7)

**Key Words:** debris flow, landslide, two-dimensional simulation, , fine sediment, Fukaminato River

## 1. はじめに

豪雨や地震等により崩壊が発生すると、土石流となって流下し、下流域に甚大な被害を及ぼす場合がある。このような被害を防止・軽減するためには、数値計算等により土石流の流下過程や氾濫範囲を推定することが重要である。

崩壊に起因する大規模な土石流の流下・堆積を数値計算で表現する際には、土石のうち粗粒分は層流状態で移動するのに対して、細粒分は粗粒分の間隙において、間隙水と一体となって乱流状態で移動する(本研究では、細粒土砂がフェーズシフトと言う)を考慮することが重要である。例えば、芦田・江頭(1985)<sup>1)</sup>、江頭・伊藤(2004)<sup>2)</sup>の既往研究では、大規模土石流中の細粒分は、水と混合して流体となるフェーズシフトを仮定し、細流分の影響を考慮した間隙流体密度(1.0 g/cm<sup>3</sup>以上)を用いることにより、土石流の流下・堆積過程が表現できる可能性を示している。また西口ら(2014)<sup>3)</sup>は土石流の数値計算で、細粒分のフェーズシフトを考慮しない場合には土石流の到達範囲を再現できないが、粗粒分と細粒分の境界となる粒径を試行錯誤により適切に設定

することで、土石流の到達範囲を再現できる可能性を示した。

ただしこれらの研究において、土石流の再現計算を行う際には土砂の到達範囲や痕跡等が実績と合うように、フェーズシフトする土砂の粒径や割合を逆解析で設定することが多かった。

近年、フェーズシフトのプロセスに関する研究が進められ、フェーズシフトの程度は、間隙流体の乱れ応力や摩擦速度等の水理条件の影響を受ける可能性があることが指摘されてきている<sup>4)</sup>。また、これらの知見を数値計算に導入する研究も行われてきている<sup>5)</sup>。ただしこれらの研究は、1次元河床変動計算モデルを用いた事例がほとんどである。2次元河床変動計算モデルを用いてフェーズシフトを考慮した研究は、流体密度を1以上の一定値とした例はあるものの<sup>6)</sup>、フェーズシフトの条件が水理量により変化する考え方を導入した研究はあまりない。

そこで本研究では、フェーズシフトが生じる粒径が、水理条件によって時空間的に変化する2次元の混合粒径モデルを作成し、その妥当性を再現計算により検証することを目的とした。

再現計算は、平成27年7月28日に発生した鹿兒

島県垂水市深港川地区の崩壊に起因する土石流を対象とした。当該地区では、土石流発生前後の地形や土石流の粒径等の現地の詳細な調査がされているほか、土石流の流下状況が CCTV により撮影されたことから、上流端の土砂供給条件が比較的精度良く設定可能であった。

## 2. 計算モデル

本研究では、土石流から掃流までの土砂移動を連続的に解析することが可能で、粗粒土砂と細粒土砂の2粒径に対応した1次元河床変動計算モデルである Kanako-LS<sup>7)</sup>を基に、主に混合粒径化と2次元化の改良を行うとともに、フェーズシフトの条件の改良を行った。

本モデルは、土石流領域および掃流状流合領域では、層流状態で移動する粗粒土砂と乱流状態でフェーズシフトした細粒土砂の移動を追跡する。掃流領域では、粗粒土砂の移動層厚が十分に小さいため、粗粒土砂の間隙で乱流状態となり移動する細粒土砂は無視した。一方、掃流域では、水流層中に浮遊砂が存在し、この影響を考慮する必要がある可能性が考えられるが、現時点では浮遊砂の影響を考慮できていない。流れおよび土砂の連続式、流れの運動方程式、平衡濃度式、河床のせん断力は高橋の式<sup>8), 9)</sup>を基に設定している。

### (1) 連続式・運動方程式

流れ全体の連続式、運動方程式、河床位方程式は Kanako-LS と同様であり、1次元モデルを2次元モデルに拡張した。

本モデルでは、計算に用いる  $t$  個の粒径に対して粒径を小さい方から  $d_1 \sim d_t$  とし、フェーズシフトが生じる最大粒径を  $d_n$  とすると、 $d_n \geq d_k \geq d_1$  の土砂は細粒土砂、 $d_t \geq d_k \geq d_n$  の土砂は粗粒土砂と考えた。このとき、土石流および掃流状集合流動の流れにおける細粒土砂および粗粒土砂の連続式はそれぞれ式(1)、(2)のとおりである。

$$\frac{\partial(C_{fk}A)}{\partial t} + \frac{\partial(C_{fk}M)}{\partial x} + \frac{\partial(C_{fk}N)}{\partial y} = E_m C_* f_{bk} \quad (1)$$

$$\frac{\partial(C_{ck}A)}{\partial t} + \frac{\partial(C_{ck}M)}{\partial x} + \frac{\partial(C_{ck}N)}{\partial y} = E_m C_* f_{bk} \quad (2)$$

ここで  $A$  は流積、 $E_m$  は全体の侵食速度あるいは堆積速度、 $M$  は  $x$  方向の流量フラックス、 $N$  は  $y$  方向の流量フラックス、 $C_{fk}$  は細粒土砂 (粒径  $d_n$  以下) の濃度、 $C_{ck}$  は粗粒土砂 (粒径  $d_n$  以上) の濃度、 $C_*$  は

河床材料における容積濃度、 $f_{bk}$  は河床の交換層における粒径  $d_k$  の存在比率である。

掃流区間では細粒土砂のフェーズシフトは生じず、全て粗粒土砂として扱うことから、土砂の連続式は式(3)のとおりとした。

$$\frac{\partial(C_{ck}A)}{\partial t} + \frac{\partial(C_{ck}M)}{\partial x} + \frac{\partial(C_{ck}N)}{\partial y} = E_k C_* \quad (3)$$

$E_k$  は粒径  $k$  の侵食速度あるいは堆積速度である。

流れ全体の流体密度  $\rho_m$  は、土石流中の細粒土砂の濃度の関数とし、式(4)により算出する。

$$\rho_m = \sigma \frac{C_f}{1 - C_L} + \rho_w (1 - \frac{C_f}{1 - C_L}) \quad (4)$$

ここで、 $\sigma$ 、 $\rho_w$  はそれぞれ土石、清水の密度、 $C_L$  は粗粒土砂全体の濃度、 $C_f$  は細粒土砂全体の濃度である。ただし掃流区間の細粒土砂濃度  $C_f$  は 0 とする。

### (2) 侵食・堆積速度

土石流および掃流状集合流動区間の侵食・堆積速度は、高橋の式<sup>8), 9)</sup>に基づき、全体の侵食・堆積速度を算出したうえで、中川ら<sup>10)</sup>の手法により、粒径別の侵食・堆積速度をそれぞれ式(5)、(6)および式(7)、(8)より求めた。

$$E_m = \delta_e \frac{C_\infty - C_L}{C_* - C_\infty} \frac{\sqrt{M^2 + N^2}}{d_{mbed}} \quad (C_\infty \geq C_L) \quad (5)$$

$$E_k = E_m f_{bk} \quad (6)$$

$$E_m = \delta_d \frac{C_\infty - C_L}{C_*} \frac{\sqrt{M^2 + N^2}}{d_L} \quad (C_\infty < C_L) \quad (7)$$

$$E_k = E_m \frac{C_k}{C_L} \quad (8)$$

ここで  $\delta_e$  は侵食速度係数、 $\delta_d$  は堆積速度係数、 $d_{mbed}$  は河床材料の平均粒径、 $d_L$  は流水中の粗粒土砂の平均粒径、 $C_\infty$  は平衡濃度、 $C_k$  は粒径  $k$  の土砂濃度である。掃流区間では土砂の各個運搬に伴い粒径別に堆積・侵食が生じると考え、著者らが高橋の式を準用して作成した次式により侵食・堆積速度を算出した。

$$E_k = \delta_e \frac{C_{\infty k} \cdot f_{bk} - C_k}{C_* \cdot f_{bk} - C_{\infty k} \cdot f_{bk}} \frac{\sqrt{M^2 + N^2}}{d_k} f_{bk} \quad (C_{\infty k} \cdot f_{bk} \geq C_k) \quad (9)$$

$$E_k = \delta_d \frac{C_{\infty k} \cdot \frac{C_k}{C_L} - C_k}{C_* \cdot \frac{C_k}{C_L}} \frac{\sqrt{M^2 + N^2}}{d_k} \frac{C_k}{C_L}$$

$$(C_{\infty k} \cdot f_{bk} < C_k) \quad (10)$$

$$\text{なお, } E_m = \sum E_k \text{ である.} \quad (11)$$

ここで  $C_{\infty k}$  は粒径  $k$  の平衡濃度である。

### (3) 平衡濃度式・移動限界

平衡濃度式は、Kanako-LS と同様の式を用いた。ただし本研究において、土石流区間では、高橋(1997)<sup>11)</sup>の河床の砂礫層内のせん断力とせん断抵抗力の関係より、次式を満たすときに河床が移動するとした。

$$\tan \theta_r > \frac{c_* (\sigma - \rho_m)}{c_* (\sigma - \rho_m) + \rho_m (1 + h_0/d)} \tan \phi \quad (12)$$

ここで  $\theta_r$  は x 方向および y 方向で合成した河床勾配  $\phi$  は内部摩擦角、 $h_0$  は水深、 $d$  は最大粒径である。

掃流区間では修正エギアザロフ式の移動限界 (式(13)~(17)) を導入した。

$$\tau_{*ck} = \left\{ \frac{\log 19}{\log(19 \frac{d_k}{d_{mbed}})} \right\}^2 \cdot \tau_{*cm} \left( \frac{d_k}{d_{mbed}} \geq 0.4 \right) \quad (13)$$

$$\tau_{*ck} = 0.85 \frac{d_{mbed}}{d_k} \cdot \tau_{*cm} \left( \frac{d_k}{d_{mbed}} < 0.4 \right) \quad (14)$$

$$\tau_{*cm} = 0.04 \times 10^{1.72 \tan \theta} \quad (15)$$

$$\tau_{*k} = \frac{\rho_m}{\sigma - \rho_m} \frac{h \tan \theta}{d_k} \quad (16)$$

$$\text{ただし } \tau_{*k} \leq \tau_{*ck} \text{ のとき, } c_{\infty k} = 0 \quad (17)$$

$\theta$  は x 方向および y 方向で合成した水面勾配、 $\phi$  は内部摩擦角、 $\tau_{*l}$  は無次元掃流力、 $\tau_{*cl}$  は無次元限界掃流力である。また、

$$C_{\infty k} \geq 0.9C_* \text{ のとき, } C_{\infty k} = 0.9C_* \quad (18)$$

$$\theta < 0 \text{ のとき, } C_{\infty k} = 0 \quad (19)$$

とした。

### (4) 河床のせん断力

河床せん断力は高橋による土石流の理論式から、乱流場の Manning の式までを連続的に遷移させた鈴木ら(2013)<sup>12)</sup>の手法に基づきモデル化した。

### (5) 河床の粒度分布

河床には中谷(2010)<sup>13)</sup>の手法をもとに、1層で厚さが一定の交換層を河床表面付近に設定し、粒度

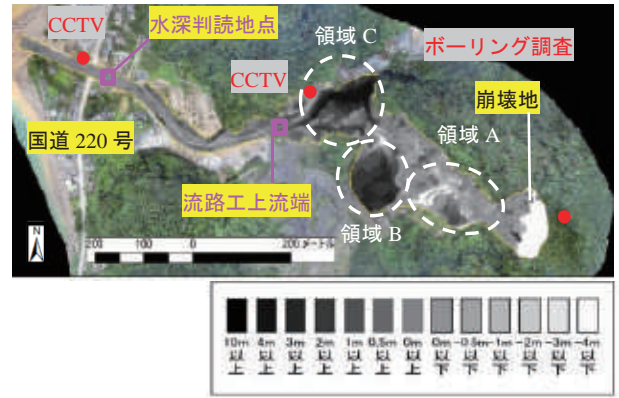


図-1 再現計算対象箇所概要

分布の変化は交換層内でのみ行われ、河床面の高さが上下するにしたがって交換層も上下すると考えた。

### (6) フェーズシフトの条件

Kanako-LS はフェーズシフトが生じる細粒土砂の粒径は時空間的に一定と扱っている。本研究では、既往研究<sup>14)</sup>から、フェーズシフトする粒径は、水理条件により変化すると考え、次式を満たす粒径  $d_k$  はフェーズシフトするモデルを構築した。

$$u_* > \alpha W_k \quad (20)$$

ここに、 $u_*$  は摩擦速度、 $W_k$  は粒径  $d_k$  の沈降速度、 $\alpha$  は係数である。 $\alpha$  は時空間的に変化するものと考えられるが、本研究では簡便に一定値とした。上式は土石流区間および掃流状集合流動区間に適応した。

## 3. 再現計算の実施

### (1) 対象とする土石流

本研究では平成 27 年 7 月 28 日 12:43 頃および 12:48 頃に鹿児島県の深港地区で発生した土石流を対象とした(図-1)。現地の 6 月の降雨量は 1,311 mm と観測以降最大であり、7 月上旬には時間雨量 25 mm 程度の降雨が発生している<sup>15)</sup>。これらの降雨により現地では計 6 回の崩壊および土石流が発生した。7 月 28 日は無降雨の状態でも 2 回の崩壊および土石流が発生し、土石流はいずれも国道 220 号地点付近まで約 1.1km 流下した。2 回の崩壊地からの総流出量は、災害前の 7 月 8 日および災害後の 7 月 31 日に取得したレーザー測量データより、空隙を含めて合計約 91,000 m<sup>3</sup>であった<sup>16)</sup>。現地では、国土交通省が設置した CCTV により、崩壊発生から土石流が国道に達するまでの一部始終が録画されており<sup>15)</sup>、土石流発生時の継続時間は 1 回目が 25 秒程度、2 回目が 23 秒程度であった。土石流発生前後の河床変動は、崩壊地の直下約 200 m (図-1 の領域 A) で

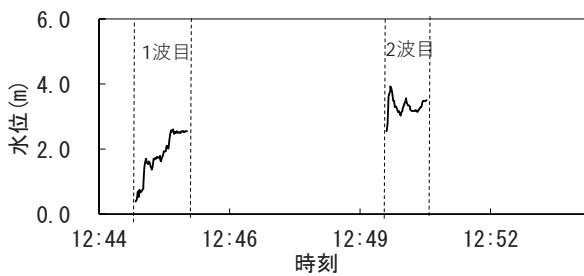


図-2 国道 220 号直上 20 m 地点の土石流水位

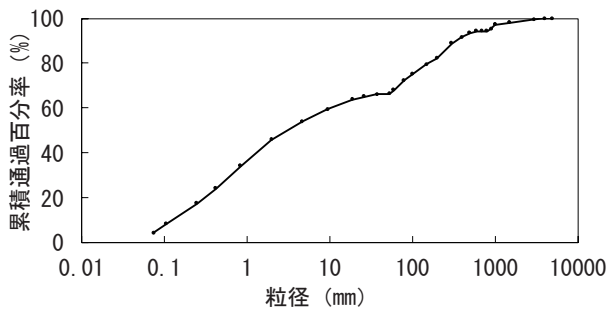


図-3 土石流の粒度分布

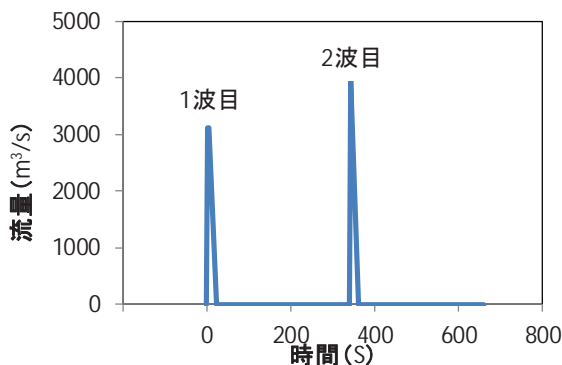


図-4 計算ハイドログラフ

表-1 主な計算パラメータ

| パラメータ   | 値                     |
|---------|-----------------------|
| 砂礫の密度   | 2.46 t/m <sup>3</sup> |
| 水の密度    | 1.0 t/m <sup>3</sup>  |
| 粗度係数    | 0.045                 |
| 侵食速度係数  | 0.0007                |
| 堆積速度係数  | 0.0005                |
| 河床の容積濃度 | 0.65                  |
| 砂礫内部摩擦角 | 35 度                  |
| 河床の交換層厚 | 0.5 m                 |

表-2 計算ケース

| ケース | フェーズシフトが生じる条件     |
|-----|-------------------|
| C1  | フェーズシフトなし         |
| C2  | 式 20 の $\alpha=4$ |
| C3  | 式 20 の $\alpha=1$ |

0~6 m 程度の侵食が卓越し、その下流の左岸側の湾曲部 (領域 B) およびさらに下流の右岸側の湾曲部 (領域 C) で堆積が顕著であった。流路工区間内は土石流発生直後に土砂が撤去されたため、図-1 では堆積が表現されていないが、国道 220 号の直下に設置された CCTV の画像より、この付近まで土石流が流下・堆積した状況が捉えられている。画像判読より推定された、国道 220 号の約 20m 上流における、土砂堆積深も含めた水位の時系列変化は図-2 のとおりである。1波目の土石流は 12:45 頃に到達した後、1 分程度で水位は 2.5 m となり、2 波目は 12:50 すぎに到達した後、水位は 3.0~4.0 m となった。土石流の粒度分布は、線格子調査および堆積土砂の写真判読、ふるい分け試験を行い、これらの結果を合成することにより推定した。平均粒径は 14 cm であり、2 mm 以下が 46% 程度占めていた (図-3)。また崩壊地の上部斜面でボーリングにより土砂を採取し、平均間隙率および平均土粒子密度を計測した結果、それぞれ 0.49 および 2.46 であった。

## (2) 計算条件

計算メッシュの方向は、深港川の流下方向を考慮し、真西から 18 度程度北よりの方向を x 軸、x 軸に直交する方向を y 軸とした。計算メッシュサイズは、流路工幅が 15 m 程度であることを勘案し 5 m の矩形メッシュを作成した。地形データは土石流発生前のデータを用いた。計算開始点は、崩壊地の下流端とした。供給ハイドログラフの総量は 91,000 m<sup>3</sup> とし、第 1 波と第 2 波の総流量の割合は 1:1 と仮定して、それぞれ CCTV で推定した継続時間 (第 1 波は 25 秒程度、第 2 波は 23 秒程度) の中心がピークとなる三角波形を設定した (図-4)。第 1 波のピーク流量は約 3,100 m<sup>3</sup>/s、第 2 波のピーク流量は約 3,900 m<sup>3</sup>/s である。粒径は、現地調査で計測された粒度分布を各区分の存在割合が概ね等しくなるように 10 区分して用いた。崩壊直後に崩壊地から多量の流水が確認されていることから、崩壊発生直前には、崩壊土塊の空隙に水が飽和しており、土砂は固体として静止していたが崩壊発生とともに土砂と水が流動化したと仮定し、供給土砂濃度は崩壊斜面の平均間隙率の調査結果 (0.49) より 0.51 とした<sup>16)</sup>。また各粒径階で土砂濃度は等しいと仮定した。河床の移動可能層厚は、計算開始点から 300 m 区間の侵食域では実績の侵食深に合わせて 0~3 m、土石流発生前に露岩していた箇所および流路工区間は 0 m とし、その他の領域で 3 m とした。堆積速度係数は、既往の研究において概ね  $1.0 \times 10^{-2} \sim 1.0 \times 10^{-4}$  のオーダーで再現性



が得られている<sup>17)</sup>。本研究では0.0005を用いた。主な計算パラメータを表-1に示す。

本研究の再現計算では、フェーズシフトが生じる粒径の条件を変化させた3ケースを実施した(表-2)。なお、水理実験を用いた既往研究<sup>14)</sup>によると、式20の $\alpha$ は2~4と推定されているが、実スケールの現象における $\alpha$ の値については十分検証されていない。一方、土石流中の礫の衝突等によるエネルギーの損失が十分に小さい場合、 $\alpha$ は1に近づくと考えられる。そこで本研究では、C1は土石流中の全ての粒径の土砂は粗粒土砂と考慮し細粒土砂のフェーズシフトを考慮しないケース、C2は $\alpha$ を4としたケース、C3は $\alpha$ を1としたケースとした。

### (3) 計算結果

河床変動の計算結果を図-4に、国道220号の20m上流地点の水位の計算結果を図-5に示す。

実績では領域Aで50cm程度、領域B,Cで2m程度土砂が堆積したが、C1では領域Aで2~3m、領域Bで50cm程度堆積し、実績と整合しなかった。また領域Cの2m以上の堆積範囲は実績より小さかった。一方、C2、C3では、領域Aの侵食範囲・侵食深、領域Bおよび領域Cの堆積範囲・堆積深のいずれも実績と概ね一致し、再現性が高かった。

国道上流20m地点の土石流の到達は、計算では実績より遅れる傾向にあり、1波目の土石流はC1、C2、C3でそれぞれ約3分、約2分半、約2分遅れた。一方Uchida et al., (2010)は同じ土石流を1次元モデルにより同様の供給条件で計算した結果、土石流の到達時間は実績と概ね一致した<sup>16)</sup>。従って本検討で到達時間が遅れたことは、2次元計算では矩形メッシュを採用しており、直交するx、y方向に流れを近似して計算を行っているため、実際の流下方向がメッシュの対角線方向など、x、y方向の向きが異なる領域において、計算では実際よりも長距離を流下していることが主な原因と考えられる。また1波目の土石流の水位は、実績で約2.5mであったのに対してC1で約1.3m、C2で約1.9m、C3で約2.4mであり、C3のとき実績と概ね整合した。2波目の水位は実績で3.0~4.0mであったのに対して、C1で約2.0m、C2で約2.8m、C3のとき約3.0m程度であり、1波目と同様C3のとき実績と同程度であった。

## 4. まとめと今後の課題

本研究では、土石流の摩擦速度と土粒子の沈降速度の比に応じてフェーズシフトが生じる粒径が時空間的に変化すると考え、土石流~掃流区間の土砂移動に対応した2次元の混合粒径モデルを作成した。本モデルを用いて、深港川の土石流の再現計算を実

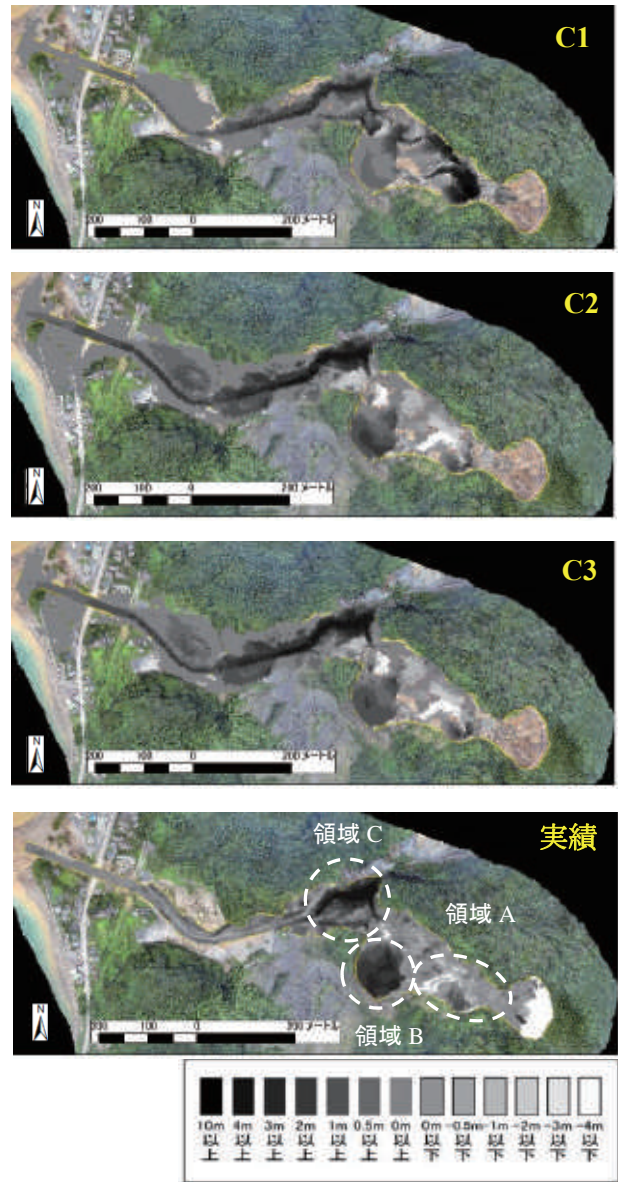


図-5 計算および実績の侵食・堆積深

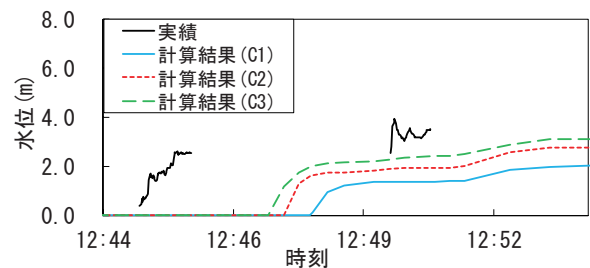


図-6 国道220号の20m上流地点の水位の計算結果

施した結果、フェーズシフトを考慮しないケースでは、実績の侵食・堆積を再現できなかったが、フェーズシフトを考慮したケースでは、侵食(堆積)範囲および侵食(堆積)深は実績と整合した。対象地域では、局所的に低くなっている範囲や湾曲部があり、これらの箇所でも横断方向に侵食・堆積の偏りがみられる。本検討の2次元計算により、これらの再現が可能であった。またフェーズシフトが起こりや

すい条件になるほど土石流の水深は大きくなり、土石流の摩擦速度が間隙流体に取り込まれる細粒土砂の沈降速度と同程度とした場合に、1 波目および 2 波目ともに水深の最大値は実績と整合した。以上より、深港川で発生した土石流についてフェーズシフト条件を適切に設定することにより、侵食・堆積の範囲や、河床変動高、国道付近の水深の最大値を再現できたことが確認された。

ただし本研究では、崩壊発生時の 1 波目と 2 波目の土石流の総流量比を 1:1 と仮定して、ハイドログラフを設定している点で不確実性があることから、異なる条件での確認も必要である。

また本研究で得た、土石流の摩擦速度＝細粒土砂の沈降速度のフェーズシフトの条件は、土石流中の粗礫間の衝突や摩擦によるエネルギー損失が小さいと仮定していることとなり、この点において更なる検討が必要である。今後は、異なる他の事例にも適用・検証する等し、 $\alpha$  の時空間変化を考慮する必要性も含め、適切なフェーズシフト条件の設定方法を検討することが重要である。

本研究で得られた計算結果の土石流の到達時間は、実績よりも遅れる傾向にあった。これは、実際の土石流の流下方向と計算上の矩形メッシュの  $x, y$  方向の向きが異なる領域において、計算では実際よりも長距離を流下していることが主な原因と考えられる。到達時間の再現性を向上させるためには、地形に応じてメッシュの向きを設定するなどの工夫が必要と考えられる。

**謝辞：** 鹿児島県および国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所には深港川の地形データ、CCTV の映像およびボーリング調査結果等のデータを提供いただきました。ここに記して感謝申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 芦田和男・江頭進治：長野県西部地震による御岳くずれの挙動，京都大学防災研究所年報，Vol.28, B-2, pp.263-281,1985.
- 2) 江頭進治・伊藤隆郭：土石流の数値シミュレーション，日本流体力学会数値流体力学部門 Web 会誌，第 12 巻第 2 号，pp.33-43, 2004.
- 3) 西口幸希：深層崩壊に起因する土石流の数値シミュレーション手法に関する研究，京都大学学位論文，115pp, 2014.
- 4) 例えば，中谷加奈・古谷智彦・長谷川祐治・小杉賢一朗・里深好文：細粒土砂の液相化が土石流挙動に及ぼす影

響とその要因に関する検討，砂防学会誌，Vol.70, No.6, pp.263-281, 2018.

- 5) 例えば，西口幸希・松原智生・内田太郎・松本直樹・桜井亘：細粒土砂の流下特性に着目した崩壊に起因する土石流の再現計算，H29 砂防学会研究発表概要集，pp.482-483, 2017.
- 6) 例えば，竹林洋史・藤田正治：2016 年熊本地震による山王谷川の土石流災害，平成 27 年度砂防学会研究発表会概要集，pp.320-321, 2015.
- 7) Uchida, T., Nishiguchi, Y., Nakatani, K., Satofuka, Y., Yamakoshi, T., Okamoto, A. :New Numerical Simulation Procedure for Large - scale Debris Flows (Kanako - LS), International Journal of Erosion Control Engineering, Vol.6, pp.58 - 67, 2013.
- 8) 高橋保・中川一：豪雨時に発生する石礫型土石粒の予測，Vol.44, No.3, pp.12-19, 1991.
- 9) 高橋保・匡尚富：変勾配流路における土石流の形成，京都大学防災研究所年報，Vol.29, B-2, pp.343-359,1986.
- 10) 中川 一・高橋 保・里深好文・川池健司：1999 年ベネズエラのカムリグランデ流域で発生した土砂災害について-数値シミュレーションによる再現計算と砂防施設配置効果の評価-，京都大学防災研究所年報，Vol.44, No.B2, 207-228, 2001.
- 11) 高橋保：土石流の発生と流動に関する研究，京都大学防災研究所年報，20(B-2), pp.405-435, 1977.
- 12) 鈴木拓郎・内田太郎・岡本敦：土砂移動シミュレーション手法における輸送形態の遷移に伴う不連続性の解消に関する研究，砂防学会誌，Vol.66, No.2, pp.21-30, 2013.
- 13) 中谷加奈：GUI を実装した汎用土石流数値シミュレーションシステムの開発と適用，京都大学学位論文，153pp, 2010.
- 14) 嶋大尚・鈴木拓郎・黒田章雄・長谷川祐治・光永健男・守谷武史・大浦二郎・内田太郎：細粒土砂を含む土石流平衡濃度の算出方法，平成 25 年砂防学会研究発表概要集，pp.A-118-A-119, 2014.
- 15) 綾織孝文：平成 27 年鹿児島県垂水市二川深港地区土石流災害の概要とその後の対応，砂防学会誌，Vol.70, No.1, pp.60-67, 2017.
- 16) Uchida, T., Nishiguchi, Y., Matsumoto, N., Sakurai, W.: Observation and Numerical Simulation of Debris Flow Induced by Deep-Seated Rapid Landslide, Advancing Culture of Living with Landslides, Vol.4, pp.399-495, 2017.
- 17) 例えば，高橋 保：土石流の機構と対策，近未来社，432pp, 2004.

(2018. 5. 18 受付)