

戦-35 流域一貫した土砂管理を行う上で河川構造物が土砂輸送に与える影響とその対策

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 18～平 22

担当チーム：寒地河川チーム

研究担当者：平井康幸、谷瀬敦

【要旨】

火山灰地を流れる河川に土石流対策として砂防ダムの建設や流路工が整備された箇所の下流部において、大規模な河床低下が生じ、橋脚の根入れ不足や周辺の地下水位の低下が生じているところがある。河床低下の原因が砂防ダム等の砂防施設にあるのか、それとも、風化しやすく粒径の小さい火山灰土壌にあったのかを明らかにし、今後の対策に貢献することを目的に一次元不定流河床変動計算を行った。その結果、構造物の有無にかかわらず大規模な河床低下が生じ、砂防ダムの影響だけで河床低下が生じるとは言えず、粒径の細かい火山灰土壌が大きな要因であることが分かった。

キーワード：火山灰、河床低下、河床変動計算、砂防ダム

1. はじめに

十勝川水系渋山川では平成 3 年以降急激な河床低下を起こしており、これにより護岸工の脚部の損壊や橋脚の根入れ不足などが見られ、河川管理上の問題となっているほか、河川水位の低下を受け地下水位も低下し、周辺の井戸にも影響を与えている。渋山川の河床は渋山層と呼ばれる風化・洗掘を受けやすい未固結の凝灰岩層の上に薄く氾濫源堆積物が覆っている構成である。そのため、何らかの条件で堆積物が流出した場合、凝灰岩層が露出し洗掘が大きく進むと考えられる。渋山川では昭和 41 年から砂防事業により砂防ダムの建設や流路工の整備を行っている。砂防ダム等が建設され上流からの供給土砂が減少すると、河床低下が引き起こされることがあるが、この渋山川の急激な河床低下もこれら砂防事業によるものなのかどうかを、一次元不定流河床変動計算を用いて検討したので報告する。

2. 渋山川の現況

渋山川は標高 1204m の剣山に源を発し、十勝管内芽室町で芽室川に合流する流域面積 72.9km² の十勝川の二次支川である。上流部は比較的なだらかな丘陵地を流下し、中下流部の周辺地形も穏やかな台地状を呈し、その緩斜面は主に農業に利用されている。河川の流路勾配は 1/150～1/75 程度の急流である。上流は砂防事業により砂防ダムや流路工の整備が進められ、昭和 41 年から平成元年まで、砂防ダム 2 基、流路工 6, 438m にも及ぶ大規模な工事が行われた。

整備内容から推察すると、当時の溪流荒廃度の高さやうかがえる。下流部は主に災害関連事業で整備されている。渋山川の中下流部では砂防事業が終了した後から河床低下が始まり特に顕著な区間では平成 3 年から平成 13 年までの 10 年間で最大 8m 以上の河床低下が生じている。このため北海道では、砂防流路工の最下流端に床止め工を施工して、これ以上の河床低下の拡大を防止する対策を行っている。

3. 検討に用いた数理モデル

本検討で用いた数理モデルは、複断面河道を考慮した準 2 次元解析に分類される 1 次元不定流混合粒径河床変動モデルである。出水時の流水の高水敷への乗り上げに伴う浮遊砂の挙動も視野に入れているため複断面としている。河床変動については混合粒径の掃流砂と浮遊砂を考慮している。

3.1 流れの基礎式

連続の式は式 (1) を運動の方程式は式 (2) を用いた。計算方法は、従属変数を空間的に千鳥状 (staggered) に配置し、時間的に蛙飛び (leap-frog) に進める陽的な差分式で行った。また、低水路と高水敷の流水境界での摩擦抵抗は準 2 次元解析を用いている。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (1)$$

掃流砂量の q_{br} は芦田・道上の式(6)を用いた。

$$\frac{1}{gA} \left[\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + \frac{\partial Q}{\partial t} \right] = - \frac{\partial(H+Z)}{\partial x} - I_f \quad (2)$$

$$I_f = \frac{|Q|}{\left(\sum_m \frac{A_m R_m^{2/3}}{N_m} \right)^2} \left(\frac{Q+Q^0}{2} \right) \quad (3)$$

Q : 流量 [m³/s], A : 流積 [m³], t : 時間 [sec], x : 距離 [m], H : 水深 [m], Z : 河床高 [m], I_f : 抵抗項, R : 径深, N : マニングの粗度係数, 添え字 m は低水路または高水敷における値であり, Q^0 は Δt 後の流量で未知数となる。

3. 2 河床変動の基礎式

3. 2. 1 流砂の連続式

低水路は掃流砂と浮遊砂を考慮した式(4)を用い, 高水敷は樹木および草地であるため掃流砂は出現しないものと仮定して式(5)の流砂の連続式を用いた。

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = - \frac{1}{1-\lambda}$$

$$\times \left[\frac{1}{B} \frac{\partial \sum_i (q_{br} B)}{\partial x} + \sum_i (q_{snt} - W_{fc} C_{br}) \right] \quad (4)$$

$$\frac{\partial Z}{\partial t} = - \frac{1}{1-\lambda} \left[\sum_i (q_{snt} - W_{fc} C_{br}) \right] \quad (5)$$

λ : 河床材料の空隙率 (=0.4), q_b : 単位川幅あたりの掃流砂量 [m²/s], q_{snt} : 単位時間単位面積あたりの河床からの浮遊砂の浮上速度 [m/s], W_{fc} : 浮遊砂の沈降速度 [m/s], C_b : 河床付近の浮遊砂基準点濃度, B : 低水路幅 [m], 添え字 i は各粒径毎を表す。

$$q_{br} = p_i 17 \tau_{ci}^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{sct}}{\tau_{ci}} \right) \left(1 - \frac{u_{sct}}{u_{ci}} \right) \sqrt{sgd_i^3} \quad (6)$$

p_i はある粒径範囲の土粒子が河床(交換層厚)に占める割合(全粒径の値の総和は1)である。 τ_{ci} は粒径別の無次元有効河床せん断力で河床形態に応じた河床波等の影響を控除した値である。一方, 有効摩擦速度 u_{ci} は, $u_{ci} = \sqrt{sgd_i \tau_{ci}}$ であり, s は砂の水中比重である。 τ_{sct} は粒径別の無次元限界せん断力で $\tau_{sct} = u_{sct}^2 / sgd_i$ である。 τ_{ci} は粒径別の無次元せん断力で $\tau_{ci} = u_{ci}^2 / sgd_i$ である。 u_{sct} は粒径別の限界摩擦速度で Egiazaroff・浅田の式(7)を用いた。

$$\frac{u_{sct}^2}{u_{csm}^2} = \left\{ \frac{\log 23}{\log (21 \frac{d_i}{d_m} + 2)} \right\}^2 \frac{d_i}{d_m} \quad (7)$$

u_{ci} は摩擦速度で $u_{ci} = (gRi_c)^{1/2}$, R は径深であり H で近似した。 d_i は区分分けした土粒子の粒径 [m] である。 d_m は河床材料の平均粒径で $d_m = \sum_i p_i d_i$ として算出した。 u_{csm} は d_m の限界摩擦速度であり式(8)に示す岩垣の式より求めた。なお, 式(8)は標準的な値 $s = 1.65$, 動粘性係数 $\nu = 0.01 \text{ cm}^2/\text{s}$, $g = 980 \text{ cm}/\text{s}^2$ を使用したものであり単位は cm-sec である。

$$\begin{cases} 0.3030 \text{ cm} \leq d & u_{ci}^2 = 80.9d \\ 0.1180 \text{ cm} \leq d \leq 0.3030 \text{ cm} & u_{ci}^2 = 134.6d^{0.75} \\ 0.0565 \text{ cm} \leq d \leq 0.1180 \text{ cm} & u_{ci}^2 = 55.0d \end{cases} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} 0.0065\text{cm} \leq d \leq 0.0565\text{cm} & \quad u_{*c}^2 = 8.41d^{11/12} \\ d \leq 0.0065\text{cm} & \quad u_{*c}^2 = 226.0d \end{aligned}$$

浮遊砂の浮上量の q_{sui} は、板倉・岸の式(9)を用いた。

$$q_{sui} = \rho_f K \left(\alpha_s \frac{\rho_s - \rho}{\rho_s} \frac{g d_t}{u_{*c}} \Omega_t - W_{ft} \right) \quad (9)$$

$K=0.008$, $\alpha_s=0.14$, ρ_s は浮遊砂粒子の密度, ρ は水の密度である。 Ω_t は式(10)で求められる。

$$\Omega_t = \frac{\tau_{*ct} \int_{a_t}^{a_t^*} \xi \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi}{B_{*ct} \int_{a_t}^{a_t^*} \frac{1}{\sqrt{\pi}} \exp(-\xi^2) d\xi} + \frac{\tau_{*ct}}{B_{*ct} \eta_0} - 1 \quad (10)$$

ここで, $a_t^* = \frac{B_{*ct}}{\tau_{*ct}} - \frac{1}{\eta_0}$ であり, $\eta_0 = 0.5$ である。 B_{*ct} は

揚力算定の際の速度に摩擦速度を適用するための換算係数であり, 粒径毎による遮蔽効果を考慮し沖・黒木の式(11)を用いた。単一粒径の場合は $B_{*ct} =$

0.143の一定値が用いられる。

$$B_{*ct} = \xi_t B_{*c0}$$

$$\xi_t = \frac{\tau_{*ct}}{\tau_{*ct0}} = \frac{u_{*ct}^2}{u_{*ct0}^2} \quad (11)$$

$B_{*c0}=0.143$, τ_{*ct0} は粒径 d_t の無次元限界河床せん断力で $\tau_{*ct0} = u_{*ct0}^2 / (sg d_t)$ である。 u_{*ct0} は粒径 d_t の限界摩擦速度で式(8)より求める。

浮遊砂の沈降速度の W_{ft} は低水路には Rubey の式(12)を用いた。高水敷は低水路よりも細かい粒径が多いことから, 細かい粒径の沈降速度を考慮している島田・渡邊の式(13)を用いた。適用範囲は0.025cm以下であり, 粒径0.025cm以上のものについては式(12)を用いた。

$$\begin{cases} d_t \leq 0.1\text{cm} \\ W_{ft} = \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{26v^2}{sg d_t^3}} - \sqrt{\frac{26v^2}{sg d_t^3}} \right) (sg d_t)^{1/2} \\ d_t > 0.1\text{cm} \end{cases} \quad (12)$$

$$\begin{cases} W_{ft} = 32.8 d_t^{1/2} \\ \begin{cases} d_t \leq 0.025\text{cm} \\ W_{ft} = \frac{1}{34} \frac{sg d_t^2}{v} \end{cases} \end{cases} \quad (13)$$

単断面における低水路の浮遊砂基準点濃度の C_{Bt} は, 式(14)のように表せる。

$$C_{Bt} = \frac{C_t^* \beta}{1 - \exp(-\beta)} \quad (14)$$

C_t^* :各粒径毎の浮遊砂濃度, 記号の上線は水深平均値を表す。 Y を水深とすると $\beta = W_{ft} Y / \epsilon$, ϵ は渦動粘性係数(≒拡散係数)で $\epsilon = \kappa u_{*c} Y / 6$, κ はカルマン定数で0.4である。

ある水深 $Y(= Y_{\max} - Y_{\min})$ の平均浮遊砂濃度は式(15), 濃度分布式は式(16)を用いて算出した。

$$\bar{C} = \frac{1}{Y} \int_{Y_{\min}}^{Y_{\max}} C dY \quad (15)$$

$$C = C_B \exp\left(-\frac{W_{ft}}{\epsilon} Y\right) \quad (16)$$

濃度分布図を図-1に示す。 C_B 破堤水路の基準点濃度,

C_b^l は高水敷の基準点濃度、 C_b^u は水面の浮遊砂濃度であり、 Y^l は低水路底面から高水敷高までの距離、 Y^u は水深である。 C_b^l 、 C_b^u は、 C_b を用いて式(17)、(18)から算出した。

$$C_b^l = C_b \exp\left(-\frac{W_f}{\epsilon} Y^l\right) = C_b \cdot X^l \quad (17)$$

$$C_b^u = C_b \exp\left(-\frac{W_f}{\epsilon} Y^u\right) = C_b \cdot X^u \quad (18)$$

高水敷の平均浮遊砂濃度 \bar{C}^l 、低水路の平均浮遊砂濃度 \bar{C}^u は、式(19)、(20)から算出した。

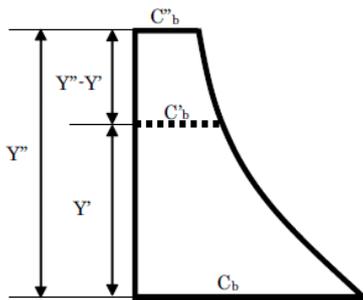


図 1 浮遊砂濃度分布図

$$\begin{aligned} \bar{C}^l &= \frac{1}{(Y^u - Y^l)} \int_{Y^l}^{Y^u} C dY \\ &= \frac{\epsilon C_b (X^u - X^l)}{W_f (Y^u - Y^l)} = C_b \cdot Z^l \quad (19) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \bar{C}^u &= \frac{1}{Y^u} \int_0^{Y^u} C dY \\ &= \frac{\epsilon C_b (1 - X^l)}{W_f Y^u} = C_b \cdot Z^u \quad (20) \end{aligned}$$

浮遊砂濃度は断面水深平均を与えているため、横断方向の拡散も考慮する必要があるが、本研究では横

断方向の拡散は瞬時に生ずるものとして式(21)の実河川への適応について、吉川らは北海道道南に位置する沙流川を対象に SS の観測値と計算値の比較を行い、SS のうち粘土とシルトの再現性が良いことが示されている。豊平川における SS の観測値において、粘土およびシルトが SS に占める率は平均値で 76.6% であり、SS のほとんどが粘土およびシルトであることを考慮して、粘土とシルトの再現性が良いことが確認されている式(21)を用いた。

$$C A = \bar{C}^l A_t + \bar{C}^u A_k \quad (21)$$

式(21)の添え字 t は低水路に、添え字 k は高水敷に既定される値を表す。

式(21)を式(19)、(20)で置き換えた式(22)より、低水路の基準点濃度 C_b を算出した。また、算出した

C_b を式(17)に代入し高水敷の基準点濃度 C_b^l を算出した。

$$C_b = \frac{C A}{Z^l A_t + Z^u A_k} \quad (22)$$

3. 2. 2 粒径別流砂の連続式

混合粒径における流砂の連続式は、平野および清水の式(23)を用いた。

$$\begin{aligned} \delta \frac{\partial p_t}{\partial t} &= -p_t^2 \frac{\partial \eta}{\partial t} \\ -\frac{1}{1-\lambda} \left\{ \frac{1}{B} \frac{\partial (q_{bt} B)}{\partial x} + q_{mi} - W_{f1} C_{bt} \right\} & \quad (23) \\ p_t^2 = p_t & \quad : \partial \eta / \partial t \geq 0 \quad (24) \\ p_t^2 = p_{t0} & \quad : \partial \eta / \partial t < 0 \end{aligned}$$

δ は交換層厚[m]、 p_{t0} は各粒径毎の土粒子が原河床に占める割合で、原河床とは洗掘された際の下層である。

交換層とは河床と流砂との間で土粒子を交換する層であり、数値計算ではこの交換層において河床が変動し粒径分布が変化する。既往の研究における交換層厚の扱いは、河床変動と粒径分布を適切に予測

出来る値として河床の粒径を与えているようである。本検討では最大粒径を交換層厚として与えた。

3. 2. 3 浮遊砂濃度の連続式

各粒径毎の縦断方向の浮遊砂濃度の連続式は、高水敷における浮遊砂の浮上と沈降が浮遊砂濃度に影響を与えることを表す式(25)を用いた。

$$\frac{\partial (C_1(H_1 B_{1T} + H_2 B_{2T}))}{\partial t} + \frac{\partial (C_1(V_1 H_1 B_{1T} + V_2 H_2 B_{2T}))}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon \frac{\partial (C_1(H_1 B_{1T} + H_2 B_{2T}))}{\partial x} \right) + B_{1T}(q_{s1T} - W_{f1T} C_{1T}) + B_{2T}(q_{s2T} - W_{f2T} C_{2T}) \quad (25)$$

V : 流速[m/s], 添え字 t は低水路, 添え字 k は高水敷の値である。

4. 渋山川における再現計算結果

4. 1 計算対象流量

河床の洗掘など河床の変動は、河床における掃流力が限界掃流力を超えると生じる。積雪寒冷地の河川においては融雪洪水規模程度で支配されている。渋山川の河床変動計算に用いた流量は平成3年から平成12年までの10年間の日平均流量の内、年間の流量の大きい方から5番目までを抽出し、これを10年分合わせて50日分とした。この流量の大きさはおよそ、融雪期最大流量程度となっている。ただし、渋山川では定期的な水位、流量観測は行われていない。そのため、本川の芽室川の芽室橋地点(流域面積218km²)での流量観測データを利用し、流域面積比を基にして渋山川の流量を推定して計算に用いた。推定した流量の最大値は約39m³/s、平均は約13m³/s程度であった。

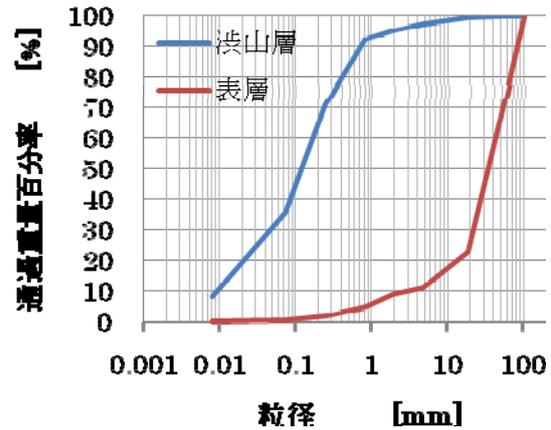


図-2 粒径加積曲線

4. 2 河床材料

河床変動計算に用いた河床材料の粒度分布は、表層、渋山層、基層の三層にモデル化し、基層は表層と同じ粒度分布であると仮定した。表層と渋山層は平成20年度に河床材料調査を行い粒径加積曲線を求めた(図-2)。河床に露出している表層の最大粒径は200mm、平均粒径は39.6mmであった。火山灰層の渋山層は粒径が非常に細かく、最大粒径で26.5mm、平均粒径で0.15mmしかなかった。表層および渋山層の層圧は表層は最大粒径程度の20cmとし、渋山層は6mとした。

4. 3 計算の条件

渋山川の河床低下に対して、砂防ダム等の河川構造物が影響を与えているのか、それとも、粒径の細かい火山灰層である渋山層が影響を与えているのかを検討するために次のような条件を想定して、河床変動計算を行った。

ケース1: 砂防ダムと流路工が建設されている現況を再現するケースで、上流端に砂防ダムがあり上流からの供給土砂量が0になったと想定し、流路工区間も河床低下が生じないと仮定して河床変動計算を実施したケース。

ケース2: 砂防ダム等の河川構造物が存在しない自然の川の状態を想定し、河床低下が生じるのかどうかを検討したケース。上流端の流入土砂量は流出土砂量と等しいと仮定し、上流端は河床変動しないとして計算。

ケース3: 河床低下の要因が粒径の細かい渋山層にあるのではないかを検討したケース。砂防ダム等の河川構造物の有無はケース1と同様に現況を再現して砂防ダムがあり流路工もあるとし、3層構造と

していた河床材料の内、2層目の河床材料を1層目の河床材料と同じと見なし、すべての層が表層と同一の粒径加積分布を持つとして、洪山層が存在しないと仮定したケース。

4.3 計算の結果

図-3に河床変動計算結果を示す。ケース1、ケース2とも中流付近で顕著な河床低下が生じる結果となった。現況の洪山川の河床低下の状況と比較すると、現況の洪山川には流路工が整備されているため、河床低下が生じる区間が限定されており、そのため当然、現況を再現しているケース1の方が実際の河川の現況に近い状況を示す結果になった。しかしながら、砂防施設が無く、自然の河川の状態でも、現状の洪山川と同様に顕著な河床低下を示すことが分かった。

砂防施設の有無に関わらず河床の低下が生じるというこの結果の原因は、粒径の非常に細かい洪山層が存在するからではないかと推測し、洪山層が存在しないケース3で河床変動計算を行った。その結果は図-3に示す通りで、河床はほとんど変動しないという結果になった。

以上のことから、洪山川の河床低下の原因は粒径の細かい洪山層にあり、何らかの要因で表層がめくれ、洪山層が露出すると洗掘が進行することが分かった。

5. まとめ

大規模な河床低下を起こしている、火山灰性土壌を流れる河川の河床低下の要因を不定流次元河床変動計算を用いて解析を行った。その結果、河床低下の要因は、砂防ダム等の河川構造物ではなく、粒径の細かい河床材料にあったことが分かった。

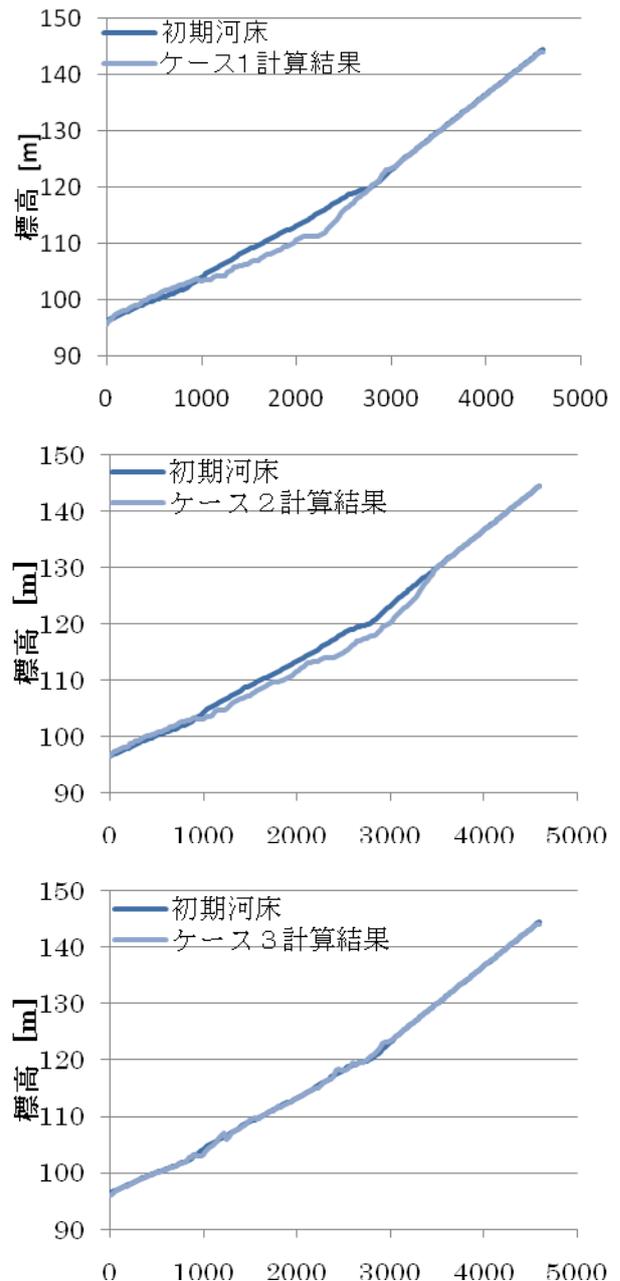


図-3 河床変動計算結果

THE INFLUENCE OF RIVER STRUCTURES ON SEDIMENT DISCHARGE IN SEDIMENT CONTROL AS AN ENTIRE RIVER SYSTEM, AND RELATED COUNTERMEASURES

Abstract : In rivers flowing over volcanic ash ground, large-scale riverbed degradation may occur in sections downstream from check dams or channel works installed as debris flow control measures, leading to insufficient embedding for bridge piers and the lowering of groundwater levels in surrounding areas. One-dimensional unsteady-flow bed variation analysis was conducted to clarify whether riverbed degradation is caused by check dams and other erosion control facilities or by fine-grained volcanic ash soil that is prone to weathering, and to contribute to future measures against riverbed degradation. The results revealed that the influence of check dams was not the only cause of riverbed degradation (as it occurred on a large scale regardless of the size of structures), and that fine-grained volcanic ash soil was a major factor behind the phenomenon.

Key words : volcanic ash soil, river bed degradation, bed variation analysis, check dam