

ブラントス川中流域の河床変動

藤田正治*・江頭進治**・里深好文・中西史尚***・望戸昌観**・
ISNUGROHO****・SUDARTA****

*京都大学大学院農学研究科

**立命館大学理工学部

***河川環境管理財団河川環境総合研究所

****インドネシア公共事業省水理研究所

要 旨

インドネシア東部のブラントス川中流域の土砂および洪水災害対策を考えるに当たって、まず河床変動特性を明らかにすることが重要である。ブラントス川の河床変動にはクルー山の噴火に伴う土砂流出と上流に築造されたダム堆砂が大きな影響を与えている。ここでは、過去の河床形状の調査結果に基づき1990年の噴火前後の河道の土砂収支を調べ、河床変動に及ぼす噴火やダムの影響を調べるとともに、一次元数値計算によって河床変動のシミュレーションを行った。

キーワード：河床変動、数値シミュレーション、ブラントス川、クルー火山、インドネシア

1. はじめに

ブラントス川は流域面積12,000km²、長さ320kmのジャワ島で2番目に大きい河川で、クルー山を源とする多くの支川の流水と流砂を集めながら、マラン、クディリ、プロッソ、モジョケルト等の町を通過してスラバヤに流れる。本研究は、モジョケルトからクディリまでのブラントス川中流域の河床変動特性を検討するものであるが、その際ブラントス川を取り巻く地理的背景と社会的背景を明らかにしておかなければならない。地理的背景としてはクルー火山の存在である。この火山は最近では1919、1951、1966、1990年に噴火しており、多量の土砂を生産している。この土砂は支川を通過してブラントス川へと流下するのでブラントス川の河床上昇の原因となる。社会的背景としては貯水池や堰の建設による水資源開発の進展と建設材料としての河

床材料の利用である。これらはダム堆砂や人工掘削という形で河床変動に大きく影響する。

本研究の目的は主に二つあり、第一に1990年の噴火前後のブラントス川中流域の河床変動特性を明らかにすることである。すなわち、河床変動に影響する諸要因の抽出と土砂収支計算によるその影響の定量的な検討を行う。第二に混合砂の一次元河床変動計算法を中流域の河床変動の再現計算に適用し、数値計算法の妥当性を検証するとともに、数値計算の問題点を明らかにすることである。

2. ブラントス川を取り巻く環境

2.1 流域の概要

Fig. 1はブラントス川の流域を示したもので、ブラントス川はクルー山を取り囲むように流れていることがわかる。ブラントス川の中流域では、河幅は

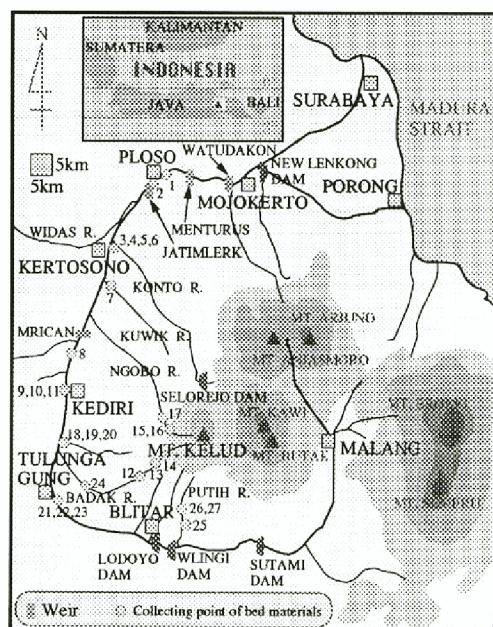


Fig. 1 Brantas river basin

Table 1 The peak discharges at Kediri Station and Ploso Station
(m^3/s)

Month, Year	Kediri	Ploso	Month, Year	Kediri	Ploso
Jan. 1981	593	—	Jan. 1984	610	1047
Apr. 1981	526	808	Feb. 1984	830	1205
Dec. 1981	765	952	Mar. 1984	955	1103
Jan. 1982	712	962	Apr. 1984	955	1205
Feb. 1982	630	977	Mar. 1985	1033	1124
Apr. 1983	747	921	Mar. 1986	843	1004
May. 1983	—	804	Apr. 1986	726	1118

70～320m, 河床勾配は1/2500～1/1300である。クルー山の噴火により流出した土砂は、西及び南西斜面を下りコント川、ヌゴポー川、バダック川、プチ川などの支川を通してブランタス川に流入する。各支川には砂防ダムや遊砂地の建設が多数行われ、土砂の流出がコントロールされている。本川上流には、ロドヨダム、ウリンギダム、スタミダムとなどの多目的ダムが建設されており、ブランタス川中流域への土砂の供給に影響を与えている。

2.2 流量

洪水は11月から4月までの雨期に発生する降雨強度の大きい雷雨によって生じる。Table 1 に1981年から1986年までにクディリおよびプロッソにおいて観測された主なピーク洪水流量を示す。700 m^3/s 以上の洪水がクディリにおいて1年に数回発生して

いる。最大値は1,033 m^3/s である。クディリとプロッソにおける流量の差は91 m^3/s から437 m^3/s であり、必ずしも本川流量に比例していない。これは、雨域が狭いため本川と支川の流量に相関がないためであろう。クディリからプロッソまでの区間に合流する主な支川は、コント川とヌゴポー川であるので、両支川のピーク洪水流量はおよそ50～200 m^3/s 程度である。Fig. 2 は1985年3月、クディリで観測された洪水のハイドログラフの一例を示したものである。この例では500 m^3/s 以上の流量が約3日間続いている。

2.3 河床材料

河口から60kmの地点から160kmの地点までの本川区間と4つの支川で河床材料の粒度分布を調査した。サンプリング地点はFig. 1 に●印で示している。

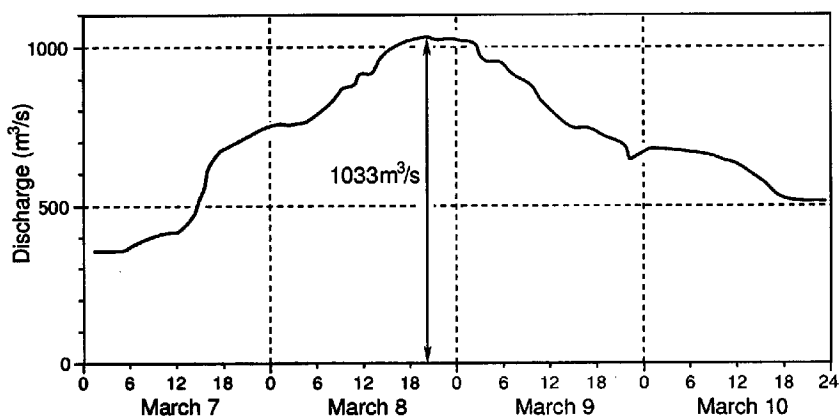


Fig. 2 The hydrograph at Kediri Station on March, 1985

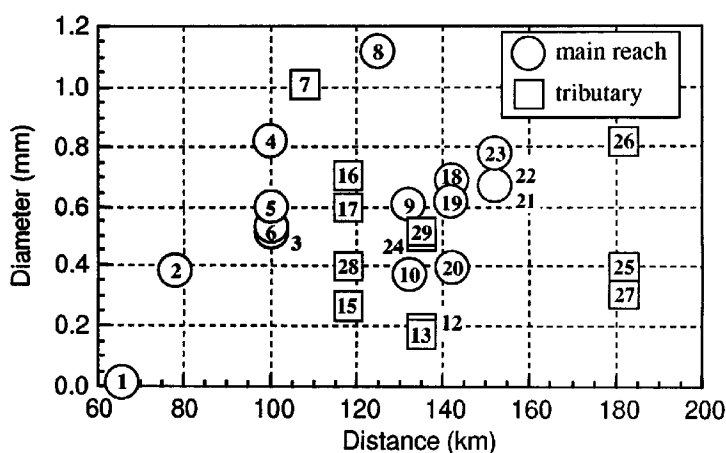


Fig. 3 Mean grain size of bed

Fig. 3 は平均粒径の場所的な変化を示したもので、本川の平均粒径は0.1mm～1.2mmの範囲で、平均すると0.5mmと小さい。また、上流ほど粒径が粗くなる傾向が少し見受けられるがそれほど顕著ではない。支川の河床材料は本川のものとは大きな差異はないが、バダック川の上流では本川より細かくなっているところもある。1990年の噴火で流出した土砂が支川にまだ堆積しており、現在もそれが本川に流出している状態であることが推察される。

2.4 土砂輸送のモード

土砂の輸送モードを知ることは河床変動現象を理解するうえで基本的な事項である。そこで、バダック川の上中下流地点とプランタス川のクディリ付近の地点における土砂の移動形態について水理量を計算して考察する。

輸送モードを調べるためには摩擦速度や掃流力を算定する必要がある。ここでは、河幅、河床勾配、

河床の平均粒径の実測値と、流量にはTable 1 からバダック川で100m³/s、プランタス川で1,000m³/sを与え、等流計算から摩擦速度を計算した。ただし、バダック川の中上流地点の河幅は明確でないので、 $B = 5Q^{0.5}$ というレジーム式から計算した。河床材料はどの場所でも同一とし、0.5mmの粒径の一樣砂とした。マンニングの粗度係数は0.02とした。計算結果をTable 2 に示す。表中の w_s は0.5mmの砂の沈降速度である。

江頭・佐藤・千代（1994）によると、濃度0.2のとき河床勾配が 5.53° 以上になると泥流が発生する。バダック川の上流では勾配が $0.12 (6.8^\circ)$ であるので、泥流が発生するものと考えられる。バダック川の中下流域では泥流は浮遊砂や掃流砂に遷移するが、摩擦速度と沈降速度の比が4.2～5.4と大きいので浮遊砂が卓越すると考えられる。プランタス川本川では掃流砂の割合も増え、浮遊砂と掃流砂の両形態で土砂は輸送されるが、摩擦速度と沈降速

Table 2 Hydraulic conditions at a flood

	Slope	B (m)	d _m (mm)	w _o (cm/s)	Q (m ³ /s)	u _* (cm/s)	τ _*
Upper Badak	0.12	50	0.5	6.24	100	56.8	39.9
Middle Badak	0.0267	50	0.5	6.24	100	33.5	13.9
Lower Badak	0.00813	28	0.5	6.24	100	26.2	8.49
Brantas River near Kediri	0.000769	100	0.5	6.24	1000	15.7	3.05

Table 3 The completion years and locations of dams and weirs

Dam	Completion year	Distance from the river mouth	Weir	Completion year	Distance from the river mouth
Sutami Dam	1972	228.1km	Mrican Barrage	1991	125.2km
Wlingi Dam	1977	204.3km	Jatimlark Rubber Dam	1991	84.2km
Lodoyo Dam	1983	197.5km	Menturus Rubber Dam	1991	66.2km
New Lengkong Dam	1975	46.8km	Watudakon Weir	1980s	54.3km

度の比から見て、本川でも浮遊砂は無視できない。

2.5 河床変動に影響する要因

ブラントス川中流域の河床変動はいくつかの要因に支配されている。まず、支川からの土砂の供給量がクルー山の噴火に大きな影響を受けていることである。噴火は最近では1919, 1951, 1966, 1990年に発生しているが、一度噴火が発生すれば多量の土砂が生産され支川、本川に流出し、支川に堆積した土砂はその後の洪水によって、泥流、浮遊、掃流の形態でブラントス川に流入し、河床上昇の原因になる。

1966年の噴火後、支川では土砂流出防止のために多くの砂防ダムや遊砂地がクルー火山砂防プロジェクトのもとに建設され、1990年の噴火後の土砂流出の防止に効果を発揮している。このような砂防事業も支川からの土砂流出に影響を与えている。

水資源開発も流域全体で活発に行われており、貯水ダムや堰などの河川横断構造物はブラントス川の河床変動に大きなインパクトを与えている。Table 3はブラントス川に建設された主な貯水池および堰の名称、築造年および場所を示したものである。

ついで、建設材料を河床材料に頼っているという社会的背景もブラントス川の河床変動におおきな影響を与えている。砂利採集量は不明であるが、かなりの土砂量が本川および支川で採取されている。

以上のように、ブラントス川の河床変動には、供給土砂の生産の点ではクルー山の噴火が影響し、本川への土砂の流入の点では貯水ダムや堰などの本川の構造物と支川における砂防事業が影響している。さらに、砂利採取という人的な影響も無視できない。

3. 河床変動の実態

3.1 1990年の噴火前後における河床変動特性

1990年の噴火前と噴火後の河床変動の特性の違いを明らかにするために、1978, 1987, 1989, 1990年に測られたモジョケルトからクディリまでの河床縦断形状の結果を使って、河道の堆積または侵食量の変化を調べた。Fig. 4はその結果を示したもので、1978～1987年, 1987～1989年, 1989～1990年の3つの期間における単位km当りの河床堆積量の縦断変化が描かれている。縦軸の正方向が堆積、負の方向が侵食を表わす。噴火を境にして河床変動特性が河床低下から河床上昇へ変化していることがわかる。

1978～1989年までの河床低下には次の3つのことが影響していると考えられる。まず、1977年に204.3km地点に完成したウリンギダムの影響である。ウリンギダムの年平均の堆砂量は $1.5 \times 10^6 \text{ m}^3$ であるので (Egashira and Isnugroho, 1994), 1978年から1987年までの9年間の堆砂量は $1.35 \times$

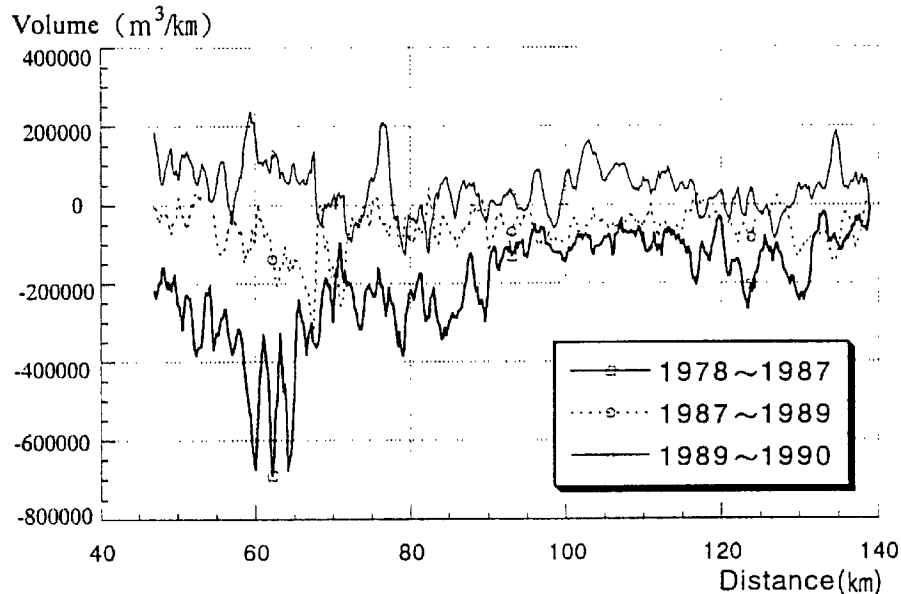


Fig. 4 Longitudinal variation of the deposition volume per unit kilometer

10^7m^3 と見積もられる。この間の実際の河床侵食量はFig. 4によると $2 \times 10^7\text{m}^3$ だから、ウリングダムの堆砂が河床低下に与えた最大の原因と考えられる。

次に、本川や支川における砂利採取の影響が考えられる。Fig. 4を見ると40kmから100km付近の河床が異常に侵食されていることがわかる。前述のウリングダムでの堆砂量の推定値だけ40kmから140kmの区間で平均的に河床低下するものとするれば、単位km当りの侵食量は $135,000\text{m}^3/\text{km}$ となるので、ちょうど100kmから140kmの区間の侵食量はその値と一致する。したがって、40kmから100km付近の侵食量の約半分は別の要因、すなわち砂利採集によるものと考えられる。コント川が96km地点で合流するので、それからの土砂流入が減少したことも原因の一つと考えられるが、115km付近で合流するヌゴボー川の合流点付近では侵食量は大きくないことを考慮すると、おそらく砂利採集が原因であると推察される。

3.2 土砂収支

ブランタス川中流域への土砂流入量の噴火前後の変化をおおよそ把握するために、次のような3つの条件で中流域の上下流境界地点の流砂量を計算する。

- ケース(i) 上流境界からの土砂流入なし
- ケース(ii) 上流境界から現河道の河道条件に対する平衡流砂量が流入
- ケース(iii) ケース(ii)の1.5倍の流砂量が流入

実際には、中流域に合流する支川からの流入土砂を考慮する必要があるが、ここではそれを上流境界に含めた形で議論している。

境界地点としては、47km地点と138km地点が選ばれ、ここでの河道条件、河床材料は変化しないものとした。河床材料は平均粒径0.5mmの一樣砂とした。勾配、河幅、河床材料の平均粒径はTable 4のようである。計算に用いる代表流量は過去の実績と支川からの流入を考慮して、上流で $1,000\text{m}^3/\text{s}$ 、下流で $1,400\text{m}^3/\text{s}$ と仮定した。マンニングの粗度係数は0.02、掃流砂量と浮遊砂量の算定には後述の式(4)、(5)を用いた。この条件で上下流端の浮遊砂量と掃流砂量はTable 4のようであり、全流砂量は各々 2.31 と $2.22\text{m}^3/\text{s}$ である。したがって、ケース(ii)の場合はほとんど河床変動はないことになり、ほぼ河床は平衡しているといえる。

対象としているような流量が、年間5日程度継続するとして、Table 4の結果から年間の侵食または堆積深を算定した。Fig. 5に結果を示す。5日程度継続するとした理由については、4.2(5)を参照されたい。ケース(i)の場合、河床低下量は平均すると $7.8\text{cm}/\text{year}$ となる。Fig. 4から100kmから140kmの区間の1978年から1987年までの年平均侵食深を求めると $7.4\text{cm}/\text{year}$ となり、ケース(i)とほぼ一致する。このことから、1978年以降は上流境界からの流入土砂量はほとんど無かったと言える。ケース(iii)の場合は、年平均堆砂厚が $4.4\text{cm}/\text{year}$ となるが、一方 Fig. 4の結果から1989年から1990年ま

Table 4 Hydraulic conditions and the sediment transport rates at the section 47km upstream of the river mouth and the section 138km upstream of the river mouth

	i_b	B (m)	d (mm)	Q (m^3/s)	Q_b (m^3/s)	Q_s (m^3/s)	Q_{Total} (m^3/s)
Upstream boundary (138km)	1/1650	120	0.5	1000	0.54	1.77	2.31
Downstream boundary (47km)	1/2750	150	0.5	1400	0.44	1.78	2.22

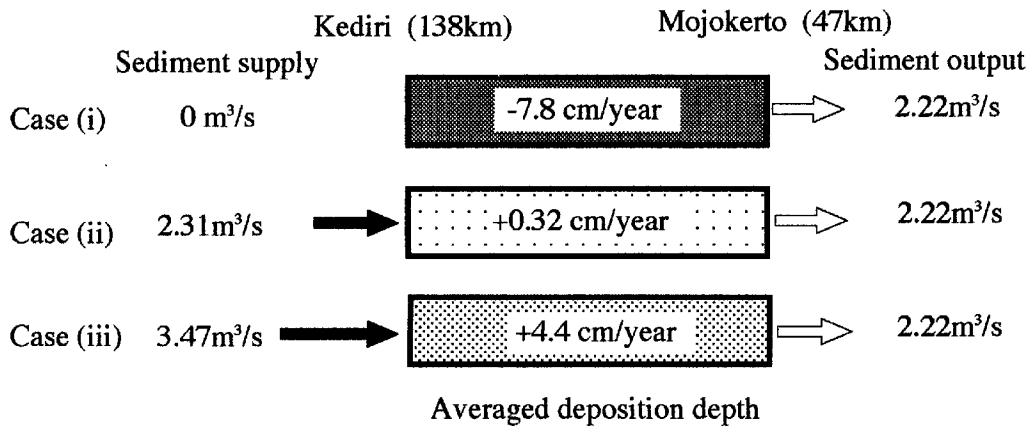


Fig. 5 Calculated results of sediment balance in the Brantas middle

での堆積深は37cm/yearとなるので、噴火後は通常時の流砂量の13倍程度の土砂量が流入したことになる。

4. 河床変動の数値シミュレーション

4.1 基礎方程式

一次元河床変動計算によってプランタス川の河床変動の再現を試みる。以下に、用いる基礎式を説明する。まず、流水の解析には水の連続式と運動量保存則が使われる。

水の連続式：

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

流水の運動量保存則：

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x} - \frac{\tau}{\rho h} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\varepsilon \frac{\partial u}{\partial x} \right) \quad (2)$$

ここに、 h は水深、 B は河幅、 Q は流量、 x は主流方向、 u は平均流速、 ρ は水の密度、 P は圧力、 τ は河床せん断応力、 ε は渦動粘性係数である。

河床変動は次の流砂の連続式から計算される。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{B(1-\lambda)} \frac{\partial (Bq_b)}{\partial x} = 0 \quad (3)$$

ここに、 z は河床位、 q_b は全流砂量、 λ は河床材料の空隙率である。

流砂量は、河床材料を i 個の粒径クラスに分け、各々の掃流砂量と浮遊砂量を合計することによって求められ。クラス k の砂礫掃流砂量は次式に示す芦田・道上(1972)の式によって算定される。

$$q_{bik} = 17 f_{bk} \sqrt{sgd_k^3} \tau_{*ek}^{3/2} \left(1 - \frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*k}} \right) \left(1 - \sqrt{\frac{\tau_{*ck}}{\tau_{*k}}} \right) \quad (4)$$

ここに、 s は砂礫の水中比重、 g は重力加速度、 d_k はクラス k の代表粒径、 τ_{*ek} は d_k に対する無次元有効掃流力、 τ_{*k} は d_k に対する無次元掃流力、 τ_{*c} は

は無次元限界掃流力, f_{bk} は河床材料に含まれるクラス k の砂礫の割合である。 τ_{*c} および τ_{*ek} の算定方法は芦田・道上(1972)の論文を参照されたい。

クラス k の砂礫の浮遊砂量は, Lane・Kalinske (1939)の提示した濃度の指数分布と平均流速を用いると次式のようになる。

$$q_{bsk} = uC_{sk} \frac{h}{6Z} \left(1 - e^{-6Z} \cdot e^{6Za/h} \right) \quad (5)$$

$$Z = \frac{w_{ok}}{\beta \kappa u_*} \quad (6)$$

ここに, C_{sk} は $z = a = 0.05h$ における浮遊砂濃度, κ はカルマン定数(0.4), β は拡散係数と渦動粘性係数の比(1.2), w_{ok} は砂礫の沈降速度である。 C_{sk} は芦田・道上(1970)の式から u_*/w_{ok} をパラメータにして計算される。ここに, u_* は摩擦速度である。

次に河床材料が混合砂礫で構成されていれば, 粒度分布の変化を追跡しなければならない。平野のモデル(平野, 1971)に従うと f_{bk} の変化は次式で算定される。

$$\frac{\partial f_{bk}}{\partial t} = - \frac{1}{(1-\lambda)\delta} \frac{\partial q_{bk}}{\partial x} - \frac{1}{\delta} \frac{\partial z}{\partial t} F \quad (7)$$

$$F = f_{bk} \quad \left(\frac{\partial z}{\partial t} \geq 0 \right) \quad (8)$$

$$F = f_{ok} \quad \left(\frac{\partial z}{\partial t} \leq 0 \right) \quad (9)$$

ここに, f_{ok} は初期河床に含まれる d_k の砂礫の割合である。

以上の諸式を適当な初期条件と境界条件のもとに差分法によって解けば, 河床位と河床粒度分布の時間的, 場所的变化が計算される。

4.2 計算条件

(1) 計算区間

計算区間はモジョケルトからクディリまでのおおよそ100kmの区間で, 河口から47kmの地点のニューレンコンダムの上流から138kmの地点までである。

Table 5 The scenarios of simulation

Run No.	Bed material load		Sediment supply from upstream end
	Bed load	suspended load	
Run A-1	included	included	0
Run A-2	included	included	equilibrium
Run A-3	included	included	equilibrium $\times 1.5$
Run B-1	included	ignored	0
Run B-2	included	ignored	equilibrium
Run B-3	included	ignored	equilibrium $\times 1.5$

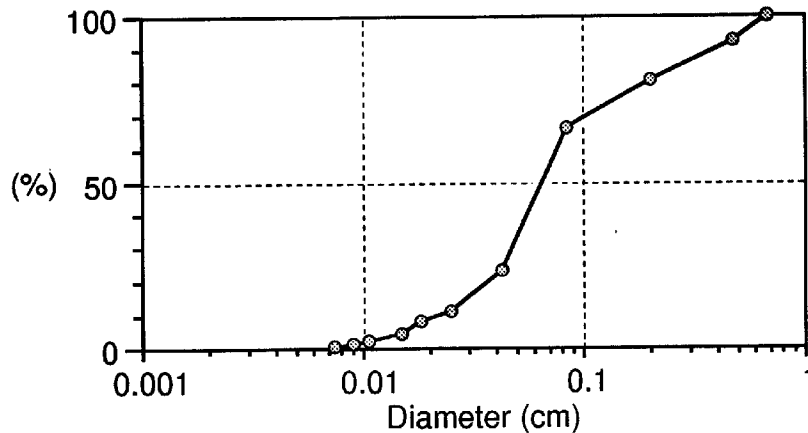


Fig. 6 The grain size distribution of sediment employed in the simulation

る。この区間には支川がいくつか合流しているが、主な支川としてコント川とヌゴボー川のみ考慮して、両河川からの流水と流砂の流入量を計算して与えた。

(2) 計算のシナリオ

3.2で考えた3つのシナリオと同様のケースについて、1987年の河床形状を初期値としたときの10年間の河床変動計算を行う。ただし、掃流砂と浮遊砂の両方を考慮した場合と掃流砂のみを考慮した場合の2通りを設定した。Table 5にシナリオをまとめて示す。

(3) 河川構造物

Table 3に示すようにこの区間には4つの堰とラバーダムがある。シミュレーションは全ての堰とラバーダムが存在する条件で行われた。

(4) 境界条件と初期条件

流量は過去の実績流量を参考にして、上流境界のクディリで $1000\text{m}^3/\text{s}$ とした。2つの支川からは $200\text{m}^3/\text{s}$ の流水が流入するものとして、それらの値が合流点より下流で本川流量に加えられた。流砂量は、前述したように上流境界点で計算される平衡流砂量を基準にして、その0, 1, 1.5倍を上流から供給した。支川からは合流点付近の平衡流砂量を計算して与えた。

計算区間には4つの堰とラバーダムがある。これらの位置では支配断面が生じるものとし、堰の箇所での河床変動はないものとした。また、堰からの取水の影響を見るために、ムリカン堰からのみ流水を10%削減した。ただし、流砂は一切カットしていない。

河床形状の初期条件はFig. 7に示す1987年の測量結果を使い、河床の粒度分布には本川で計測されたFig. 6のような分布を用いた。Fig. 7には河幅も示されている。

(5) 流量を与える時間

計算は10年間の河床変動を求めるために行われるが、10年間のうち、設定した流量をどれくらいの期間流すかが問題である。年間 $1000\text{m}^3/\text{s}$ クラスの洪水が2, 3回生じ、各々の洪水の継続時間が2, 3日であることを考慮すれば、およそ設定流量を40日から90日間流せば良いことになる。そこで、ここでは50日間設定流量を与えて10年間の河床変動が計算できるものとした。

(6) その他

その他の計算上必要な数値としては、交換層厚は20cm、砂礫の密度は2.65、マンニングの粗度係数は0.02、計算格子間隔は距離について400m、時間について15secとした。粒径クラスは11個設定し、Fig. 6の粒径範囲を11階級に分割した。

4.3 計算結果

(1) 平衡流砂量を与えた場合〔ケース(Ⅱ)〕

Fig. 7は全てのシミュレーション結果から単位km当りの堆積量を求めてその縦断分布を示したものである。まず、Run A-2について考察する。

この場合、3.2の考察したように、プランタス川中流域の土砂収支はほぼ平衡状態にある。しかし、河床変動計算結果を見ると、全体的に大きな河床変動が見られる。しかし、下流側の河床変動がどのケースも同程度担っていることから考えて、これは河道幅の非一様性に起因するものであり、供給土砂の大小によるものではない。ムリカン堰の上流では、他のケースと比べて河床変動は小さく、中流域全体としてはやはり、河床は平衡状態にあると見なせる。ムリカン堰の直下流では流量の減少による堆積が顕著に見られる。

(2) 給砂なしの場合〔ケース(Ⅰ)〕

この場合は、1990年の噴火前の状況に対応する。Run A-1の結果を見ると上流で河床低下が生じている。しかし、10年間経過しても、その侵食領域は上流の15km程度の区間に限定されている。47kmから120kmの区間でも河床変動が生じているが、これは前述したように河幅の非一様性に起因するもので、土砂の供給条件に因るものではない。Fig. 4の実測値を見ると噴火前の河床低下はほぼ全領域で見られ、計算結果はこの特性を再現していない。これは、ここでは、ピーク流量のみを考えており、中小の洪水を対象としていないため河床変動が下流まで伝播しなかったことと、ムリカン堰は1991年に完成しているが、計算ではこれが一種の床固めの役割を果たしたこと、ムリカン堰から流量の10%の取水を行ったことによると考えられる。

(3) 過剰な土砂を供給した場合〔ケース(Ⅲ)〕

この場合は、1990年の噴火後の状況に対応する。上流で堆積が見られるが、給砂なしの場合と同様にその堆積範囲が実測結果と違って上流に限られている。(2)と同様な理由が考えられることと、土砂収支の計算で実際の土砂供給量がケース(Ⅲ)の条件より数倍大きいことが明らかにされたが、上流境界からの給砂量が少なかったことも理由の一つにあげられる。また、Fig. 4をみるとヌゴボー川やコント川の合流点付近に土砂堆積が見られるが、Fig. 7の結果ではそれが見られない。支川からの土砂供給が過小に評価されていることも実河床変動が説明できない理由の一つである。

(4) 浮遊砂を考慮しない場合

Run B-1, 2, 3は浮遊砂を考慮しない場合の結果であるが、侵食堆積ともにRun A-1, 2, 3に比べて

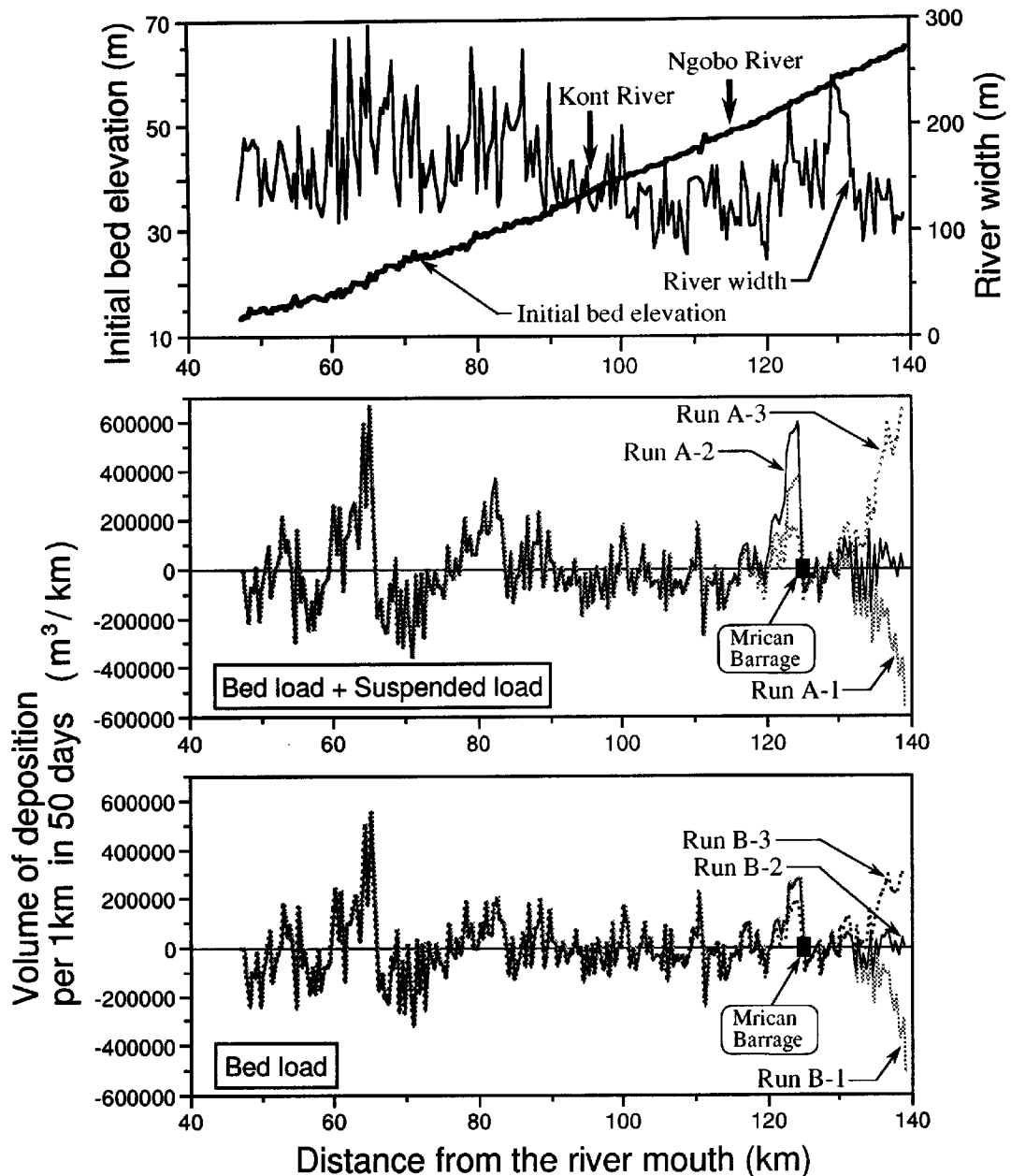


Fig. 7 The results of the simulation about the deposition volume per unit kilometer and the initial condition of the bed elevation and the river width

小さくなっている。浮遊砂を考慮すると計算の安定性が悪くなるが、2.4で土砂の移動のモードを検討した結果からも、この河川では考慮しなければならないと考えられる。

5. おわりに

プランタス川の中流域の河床変動特性を1990年の噴火前後の河床形状の変化、河床材料調査、河床変動の数値シミュレーションから検討した。以下に、

得られた結果を列挙する。

- (1) プランタス川およびその支川の洪水時の土砂の移動形態は、支川上流では泥流、中下流域では浮遊砂、本川では浮遊砂と掃流砂が支配的である。プランタス川では浮遊砂も無視できないのでそれを考慮した河床変動計算が必要である。
- (2) 1990年の噴火前はプランタス川中流域は河床低下しているが、このとき中流域への土砂の供給はほとんど無かったものと思われる。また、この原因は、上流に建設されたウリンギダムの堆砂、支川で

の砂防工事による土砂流出量の減少が挙げられる。さらに、砂利採集量も流水による河床低下量と同程度であることが推察された。

(3) 1990年の噴火後はブラントス川中流域では土砂堆積が生じたが、このとき、中流域へは通常の流砂量の十数倍程度の流砂が流入したと推察された。

(4) ブラントス川中流域の河床変動を給砂条件を変えてシミュレーションしたが、全体的に河床変動が上流域だけに留まった。今後、中小の洪水を考慮した計算が必要であろう。また、支川からの流入土砂量の評価も重要であり、今後その点についても詳細に検討する必要がある。

(5) ブラントス川では砂利採集が行われているので、流水による河床変動特性を正確に評価することは難しく、今後、さらに調査を深める必要がる。

参考文献

芦田和男・道上正規(1970): 浮遊砂に関する研究(1)

-河床付近の濃度-, 京都大学防災研究所年報, 第13号B, pp.63-79.

芦田和男・道上正規(1972): 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.

江頭進治・佐藤隆宏・千代啓三(1994): 砂粒子を高濃度に含む流れに及ぼす粒子径の影響, 京都大学防災研究所年報, 第37号B-2, pp.359-370.

平野宗男(1971): Armoring をともなう河床低下について, 土木学会論文報告集, 第195号, pp.55-65.

Egashira, S. and Isnugroho (1994): Sediment yield from drainage area and bed variation of Brantas River, Japan-Indonesia Joint Research on Natural Hazard, pp.140-149.

Lane, E.W.and Kalinske, A.A.(1941): Engineering calculation of suspended sediment, Trans. A.G.U., 22, pp.603-607.

Study on Bed Variation in Brantas Middle Reach

Masaharu FUJITA*, Shinji EGASHIRA**, Yoshifumi SATOFUKA,
Fuminao NAKANISHI***, Masami MOUKO**,
ISNUGROHO****, SUDARTA****

* Graduate School of Agriculture, Kyoto University

** Faculty of Science and Engineering, Ritsumeikan University

*** Research Institute of River & Watershed Environment

**** Experimental Station for River Engineering, Ministry of Public Works

Synopsis

The topographical changes of Brantas River are principally dependent upon four factors. First factor is the huge volcanic eruption of Mt.Kelud. The tremendous production of sediment results in the sever bed aggradation. Second factor is the development of sediment erosion control works in the tributaries. In fact, a lot of sabo facilities have mitigated the sediment inflow to Brantas River. Third factor is the construction of dams and weirs. Several multipurpose dams and weirs have already completed. They must cause the bed degradation downstream of them. The last factor is the sediment excavation. In this paper we have investigated the effects of these factors on the bed variation of Brantas middle reach from Mojokerto to Kediri and simulated the bed variation using an one-dimensional model.

Keywords: Bed variation; Numerical simulation; Brantas river; Mt.Kelud; Indonesia