

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 ——

中川 一・高橋 保・里深好文・川池健司*

* 京都大学大学院工学研究科

要 旨

1999年12月14～16日にかけて南米ベネズエラで900mmを超える記録的な豪雨が発生し、カリブ海に面したバルガス州の多くの河川流域で土砂災害が発生した。本研究では、その中でカムリグランデ川流域を対象として、流量ハイドログラフの見積もり、土砂氾濫・堆積過程の再現計算、および砂防ダムと流路工による砂防施設配置効果を検討している。従来、砂防ダムや流路工といった砂防施設の機能や効果を評価する場合、水理模型実験を行うことが多かった。これは、数値計算精度や基礎方程式の不確かさとともに、複雑な構造物に対しては数値計算の境界条件が与えにくいといったことも原因していると思われる。しかしながら、比較的単純な構造の施設であれば、数値シミュレーションによる施設の評価はある程度可能であり、経費的にも節約が図れるなど有効な手段と考えられる。

キーワード: ベネズエラ, 土砂災害, 土石流, カムリグランデ川, 砂防ダム, 流路工, 数値シミュレーション

1. 緒 言

1999年12月14～16日にかけて、南米ベネズエラ国のカリブ海に面したバルガス州一帯で900mmを超える記録的な豪雨が発生し、同州の多くの河川流域で土砂災害が生じた。ベネズエラの首都カラカスの年降水量は732mmで5月～10月が雨季にあたり、9月の降水量が最も多い。したがって、12月は首都カラカスでは乾季にあたる。ところが、カリブ海に面したバルガス州ではこの逆となり、12月は雨季である(池田ら, 2001)。この雨季は大西洋に停滞する寒冷前線によりもたらされと考えられ、今回の豪雨も大西洋のカリブ海沖に長期にわたり停滞した寒冷前線が、バルガス州を東西に走るコスタ山脈のカリブ海側の斜面に多量の雨をもたらしたことによる。

約50年前にも同様の豪雨があったが、そのときには土砂の流出がほとんど無く、生産された土砂は恐らく河床に堆積したままであったと推察され、その土砂が今回の豪雨で一気に流出したものと考えら

れる。

この土砂流出により、3万～5万人が死亡したとマスコミや赤十字が報じているが、政府の公式発表では死者391人、行方不明者3,745人(Maki, 2001)であり、両者の数値は大きくかけ離れている。この理由は、政府の公式発表での死者数が土砂に埋まった人を掘り起こして確認した数値であり、掘り起こされない限りは死者数としてカウントされないことや、亡くなった多数の人たちは、危険なところに居を構えたいわゆるスラムの人たちであって、その多くはコロンビアや周辺の国からの違法移民であり、住民登録されておらず、災害で亡くなっても誰が亡くなったのか把握できないためであると思われる。

この災害に関しては既に多くの報告がなされており、この年報においても、文部省科学研究費突発災害調査の団長を務められた高橋 保教授が災害全般について詳細に報告されていることや、突発災害調査報告書(2001)も発行されているので、詳細はこれ

らを参考にさせていただきこととし、ここでは発生土石流の規模推定、土砂氾濫・堆積過程の再現計算、および流路工や砂防ダムを配置した場合の施設の効果について検討した結果について報告する。

2. カムリグランデ河流域における発生土石流の規模推定

2.1 流域の概要

カムリグランデ河流域はFig.1に示すように、カリブ海に面したバルガス州の東端に位置し、今回の豪雨の東端にも当たる。ベネズエラの首都カラカスからは、一旦マイケティア国際空港方面へ出て、ここからカリブ海の海岸沿いに東へ約35 km程行った所に位置する。この流域は、Fig.2に示すように標高約2,250 m コスタ山脈に源を発する流域面積約23.8 km²のカムリグランデ川と流域面積約19.0 km²のミグエレナ川の2つの川が扇頂部付近で合流し、扇状地を貫流した後カリブ海にそのまま流入する、幹川流路延長約12.3 km、平均河床勾配約10度という急勾配河川である。Fig.3にカムリグランデ川およびミグエレナ川の河床縦断形状を示す。

扇状地は川の左岸に立地するシモン・ボリバル大学の敷地で半分程度占められており、その下流にリゾートホテルや集合住宅が立地している。右岸側の上流部には集合住宅が立地しているが、それより下流にはいわゆるスラム街が発達している。

今回の豪雨で大規模な土石流が発生し、多量の土砂が流出したが、土石流に含まれる巨礫の大部分はPhoto 1に示すように扇頂部付近に堆積し、本体の大部分はPhoto 2に示すような直径10 cm程度の土砂から構成されており、扇状地に流出した土砂の大半はPhoto 3に示すような直径1 mm以下の細粒径土砂

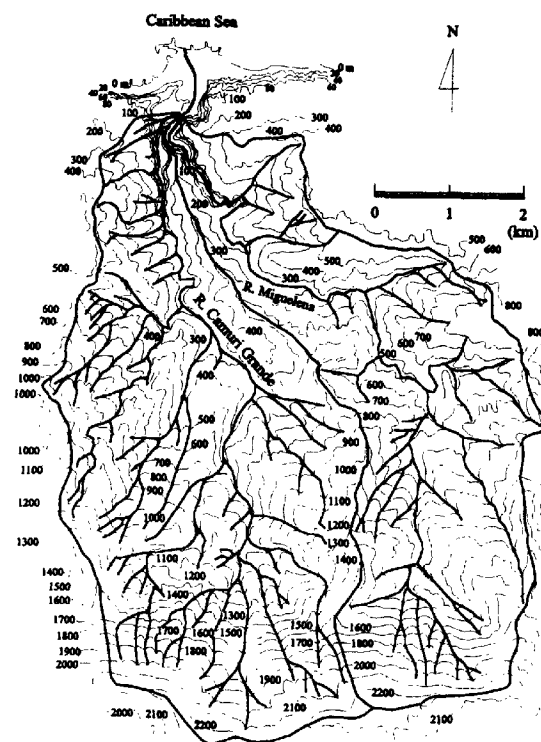


Fig.2 Camuri Grande basin

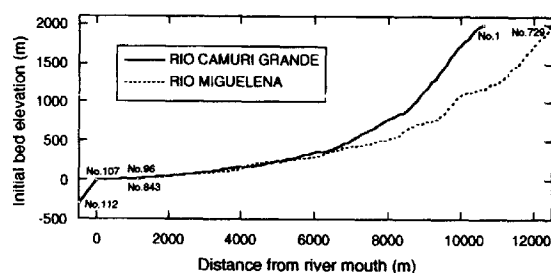


Fig.3 Longitudinal riverbed profile of the Camuri Grande and the Miguereña rivers

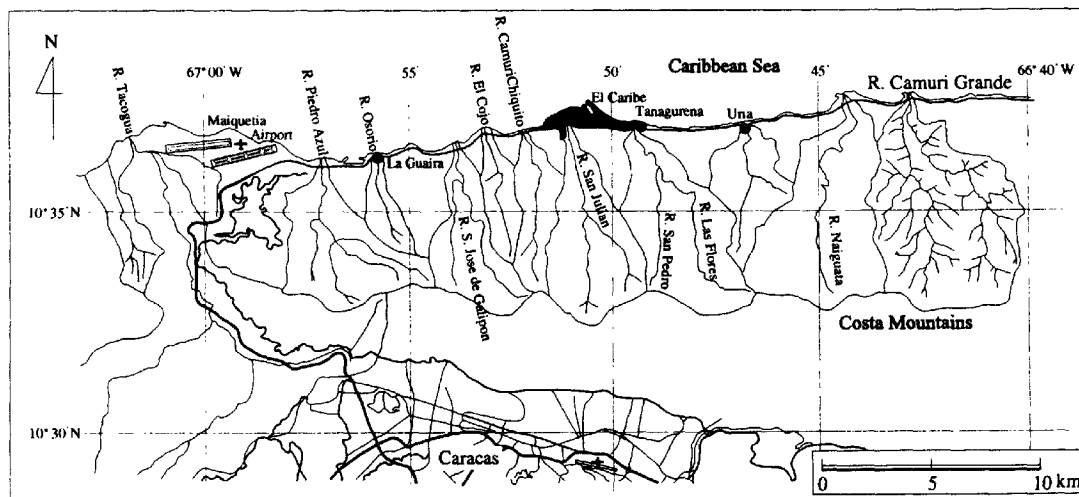


Fig.1 Location of the Camuri Grande basin

から成っていた。したがって、土砂輸送の形態が土石流だけでなく、掃流状集合流動、掃流といった種々の形態をとっていたと考えられ、また、土砂輸送中に顕著な粒径選別も生じていたものと考えられる。

本研究では、土石流が流動中に巨礫を先端に集中させていくといった粒径選別の過程は考慮しないが、この解析を進める前段階として、各種土砂移動形態に対して混合粒径を考慮した解析を行う。



Photo 1 Large boulders deposited at the top of a fan

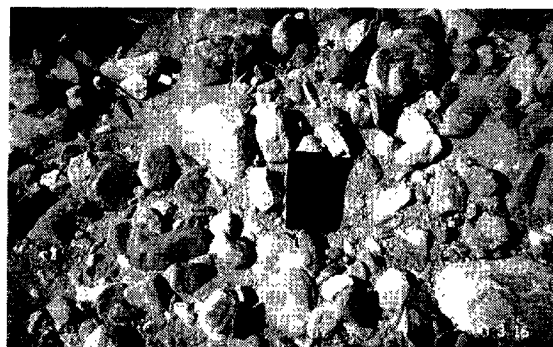


Photo 2 Typical grain-size of deposits at the debris fan



Photo 3 Fine sediment deposited at the middle of the fan

2. 2 基礎方程式系

著者らがこれまでに開発してきた粒度分布を考慮した土石流、掃流状集合流動および掃流砂を一貫して取り扱える一次元土砂流出予測モデル(高橋ら, 2000)を用いて流量、流砂量、粒径、河床変動の計算を行う。

(1) kinematic wave modelによる流出解析

土砂流出の計算を行う前に、与えられた降雨に対して斜面及び河道での洪水流出解析を行って、河床変動を計算するための水理量を各メッシュに与える必要がある。ここでは以下に示すようなkinematic wave runoffモデルを用いて解析する。すなわち、斜面においては

$$q_s = \sin^{1/2} \theta_s h_s^m / n_e \quad (1)$$

$$\frac{\partial h_s}{\partial t} + \frac{\partial q_s}{\partial x} = r_e \quad (2)$$

を用い、河道においては

$$q = h^{5/3} \sin^{1/2} \theta_w / n_m \quad (3)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial q B}{\partial x} = q_s / B \quad (4)$$

を用いる。ここに、 q_s ; 斜面流の単位幅流量、 h_s ; 斜面流の水深、 θ_s ; 斜面勾配、 n_e ; 等価粗度係数、 r_e ; 有効降雨強度、 t ; 時間、 x ; 流下距離、 q ; 河道内の水みちにおける単位幅流量、 h ; 河道内の水みちにおける

水深、 n_m ; 河道のManningの粗度係数、 θ_w ; 河道流の水面勾配、 B ; 河道幅である。

(2) 各流砂形態の抵抗則

土石流においては粗粒子が流動層全体にわたって分散して流れるが、これは粗粒子同士が頻繁に衝突することによる。そのための条件は概ね $C_L \geq 0.4C_{*L}$ の場合に満たされる。ここに、 C_L は粗粒子の容積濃度であり、 C_{*L} は堆積層の容積濃度である。

C_L が $0.4C_{*L}$ より小さくなると粗粒子は流動層全体にわたって分散できなくなり、流動層の下層に集中して流れ、水流と土砂が活発に流動する2層に分かれるようになる。このような流動形態を掃流状集合流動と呼んでいるが、そのときの粗粒子の容積濃度は0.01以上である。これよりも濃度が小さくなると掃流砂の移動形態となる。これらを整理して示すと各流砂形態毎の抵抗則は以下のように分類できる(Takahashi, 1991)。

[$C_L \geq 0.4C_{*L}$ の時]:

$$q = \frac{2}{5d_{mL}} \left\{ \frac{g}{0.02} \frac{\sigma C_L + (1 - C_L)\rho_m}{\sigma} \right\}^{1/2} \cdot \left\{ \left(\frac{C_{*L}}{C_L} \right)^{1/3} - 1 \right\} h^{5/2} \sin^{1/2} \theta_w \quad (5)$$

[$0.01 < C_L < 0.4C_{*L}$ の時] :

$$q = \frac{0.7\sqrt{g}}{d_{mL}} h^{5/2} \sin^{1/2} \theta_w \quad (6)$$

[$C_L \leq 0.01$ の時, あるいは $h/d_{mL} \geq 30$ の時] :

$$q = \frac{1}{n_m} h^{5/3} \sin^{1/2} \theta_w \quad (7)$$

ここに, q ; 土砂を含んだ流れの単位幅流量, d_{mL} ; 流砂中の粗粒子の平均粒径, g ; 重力加速度, ρ_m ; 細粒子を含んだ流体相の密度, σ ; 砂礫の密度である。

対象とする混合砂礫を k_e 個の粒径階に分類し, k 番目の粒径階の粒径を d_k で表す。ここで, $k = 1 \sim k_1$ に入る粒径成分を細粒分とし, 水と一体となって流動層を形成するものとする。残りの $k = k_1 + 1 \sim k_e$ が粗粒分である。したがって, 細粒分の容積濃度 C_F と粗粒分の容積濃度 C_L , 流体相の密度 ρ_m , 流砂中の粗粒分の平均粒径 d_{mL} はそれぞれ以下のように表せる。

$$C_L = \sum_{k=k_1+1}^{k_e} C_k \quad (8) \quad C_F = \sum_{k=1}^{k_1} C_k / (1 - C_L) \quad (9)$$

$$\rho_m = \rho + (\sigma - \rho)C_F \quad (10)$$

$$d_{mL} = \sum_{k=k_1+1}^{k_e} d_k C_k / C_L \quad (11)$$

ここに, ρ ; 水の密度, C_k ; k 番目の粒径階の砂粒子が全容積中に占める割合である。

(3) 河床のモデル化

河床表層部分で粒径階 k の粒子が占めている体積を V_k とすると, 全粒子中での粒径階 k の粒子の存在率 f_{bk} は

$$f_{bk} = V_k / (V_L + V_F) \quad (12)$$

である。ここに, V_L , V_F はそれぞれ全粗粒子および全細粒子の占める体積であり,

$$V_L = \sum_{k=k_1+1}^{k_e} V_k, \quad V_F = \sum_{k=1}^{k_1} V_k$$

である。

同様に, 粗粒子のみを対象とした場合, 粒径階 k の存在率 f_{bLk} ($= V_k / V_L$) は以下ようになる。

$$f_{bLk} = f_{bk} / \sum_{k=k_1+1}^{k_e} f_{bk} \quad (13)$$

河床では粗粒子が骨格構造を形成しており, 細粒分は骨格内の空隙に存在するものとする。このとき, 空隙中に存在する細粒分の存在割合 C_{*k} ($k = 1 \sim k_1$) は次式のように求まる。

$$C_{*k} = \frac{C_{*L}}{1 - C_{*L}} f_{bLk}, \quad (k = 1 \sim k_1) \quad (14)$$

ただし, 細粒分が空隙内に収まるには

$$\sum_{k=1}^{k_1} C_{*k} = \frac{C_{*L}}{1 - C_{*L}} \frac{\sum_{k=1}^{k_1} f_{bk}}{\sum_{k=k_1+1}^{k_e} f_{bk}} \leq C_{*F} \quad (15)$$

が満たされる必要がある。粗粒成分の存在率 F は

$$F = \sum_{k=k_1+1}^{k_e} f_{bk} \quad (16)$$

であるので, $C_{*L} = C_{*F} = 0.65$ を式(15)に代入すると, $F \geq 0.74$ となる。したがって, 細粒分の存在率が26%以上になると, 粗粒子が形成する構造骨格の内部にもはや細粒子を収容しきれなくなる。

細粒分が26%を越える場合には, 細粒分が C_{*F} の濃度で堆積している中に, 粗粒分が骨格を形成することなく分散して存在する河床となる。この場合の C_{*k} は

$$C_{*k} = \frac{f_{bk} C_{*F}}{1 - F} \quad (17)$$

となる。この場合, 粗粒子の堆積土砂濃度 C_{*L} は

$$C_{*L} = \frac{F C_{*F}}{C_{*F} F + 1 - F} \quad (18)$$

である。

(4) 混合粒径材料を対象とした連続式

水と土砂を加えた全容積の連続式は

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial qB}{\partial x} = i_{sb} K_1 + \frac{q_{in}}{B} \quad (19)$$

で与えられる。ここに, B ; 水みち幅, i_{sb} ; 水みち底面での侵食 ($i_{sb} > 0$) または堆積 ($i_{sb} < 0$) 速度, q_{in} ; 側方からの単位長さあたりの水の流入流量であり, K_1 は侵食の時,

$$K_1 = C_{*L} + (1 - C_{*L}) \{ C_{*F} + (1 - C_{*F}) s_b \}$$

堆積の時,

$$K_1 = 1$$

である。ここに, s_b ; 水みち底面から侵食される河床堆積土砂の飽和度である。

各粒径階毎の砂粒子の連続式は

$$\frac{\partial (C_k h)}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial (q C_k B)}{\partial x} = i_{sbk} \quad (20)$$

で表される。ここに, i_{sbk} ; 粒径階 k の粒子の侵食・堆積速度である。なお, i_{sb} は空隙を含んだ侵食・堆積速度であるが, i_{sbk} は実質のそれであることに注意を要する。また, ここでは河道両岸からの水の横流入は考えているが, 土砂の横流入は考えていない。ただし, 支川からの強制横流入で土砂の流入を考慮している。

河道幅が広い領域では, 河道幅 (谷幅) B_0 より狭い水みち幅 B をもつ流路が形成されていると考えられるので, この流路が河道の横断方向に変動することにより河道幅全体の河床の高さが横断的にほぼ均等になりながら変動すると考え, 以下のような河床位式を用いる。

$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{B}{B_0} i_{sb} = 0 \quad (21)$$

ここに, z は河床位である。

(5) 混合粒径材料を対象とした侵食・堆積速度

ここで対象としているような土石流から掃流まで

を一貫して取り扱う場合には、以下に示す不飽和河床の侵食速度式を用いるのが便利である (Takahashi, 1991)。

$$\frac{i_{sb0}}{\sqrt{gh}} = K \sin^{3/2} \theta_w \left\{ 1 - \frac{\sigma - \rho_m}{\rho_m} C_L \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta_w} - 1 \right) \right\}^{1/2} \cdot \left(\frac{\tan \phi}{\tan \theta_w} - 1 \right) (C_{L\infty} - C_L) \frac{h}{d_{mL}} \quad (22)$$

ここに、 i_{sb0} ；粗粒子径 d_{mL} に対するバルクの侵食速度、 ϕ ；粗粒子の内部摩擦角、 K ；定数、 $C_{L\infty}$ ；平衡濃度 ($> C_L$) である。なお、平衡濃度については後述する。

粒径別の侵食速度については、河床に存在する粗粒子はその地点での水深がその粒径よりも大きくなって初めて侵食されるものとする。いま、当該地点の水深 h が $d_{k_2+1} > h \geq d_{k_2}$ であるとする、移動可能な粗粒子の割合は $\sum_{k=k_1}^{k_2} f_{bLk}$ であるから、これを K_3 と表すと $i_{sb0} K_3$ がバルクの侵食速度となる。

$k_1 < k \leq k_2$ に属する粗粒子の実質体積の割合は $C_{*L} f_{bLk}$ であるから、 $d_{k_2+1} > h \geq d_{k_2}$ の時の粒径別侵食速度は

$$\left. \begin{array}{ll} k_1 < k \leq k_2 & ; i_{sbk} = i_{sb0} K_3 f_{bLk} C_{*L} \\ k > k_2 & ; i_{sbk} = 0 \end{array} \right\} \quad (23)$$

で与えられる。ただし、流砂形態が掃流砂であると判断される条件下 ($\tan \theta_w < 0.03$) では、限界掃流力よりも掃流力が小さくなる粒径に対しては侵食速度をゼロとする。 $k \leq k_1$ の細粒子に関しては、細粒子の実質体積の割合が $C_{*k}(1 - C_{*L})$ であることから、細粒子の侵食速度は

$$i_{sbk} = i_{sb0} K_3 (1 - C_{*L}) C_{*k} \quad (24)$$

で与えられる。

上流から流下してくる流れの粗粒子の土砂濃度 C_L がその地点の平衡土砂濃度 $C_{L\infty}$ よりも大きい場合には、粗粒子は河床上に堆積する。このとき、河床の単位面積あたりの超過土砂量は $h(C_L - C_{L\infty})$ であるので、この土砂量が堆積するのに要する時間を $(h/u)/\delta_d$ (u ；流れの平均流速) であるとすれば、バルクの堆積速度は

$$i_{sb0} = \delta_d \frac{C_{L\infty} - C_L}{C_{*L}} \frac{q}{h} \quad (25)$$

で与えられる (Takahashi, et al., 1987)。ここに、 δ_d は定数である。したがって、粒径階別の堆積速度は $k > k_1$ のとき、

$$i_{sbk} = i_{sb0} \frac{C_k}{C_L} C_{*L\max} \quad (26)$$

である。ここに、 $C_{*L\max}$ は堆積の場合、そのボリュームが粗粒子の最密充填濃度に規定されると考えて導入したものである。一方、 $k \leq k_1$ のときは

$$i_{sbk} = i_{sb0} (1 - C_{*L\max}) \frac{C_k}{1 - C_L} \quad (27)$$

となる。

上記の考えでは、細粒子は一旦流れに取り込まれて水と一体となると、流れが緩勾配地点にさしかかってもそれ自体で沈降しない、すなわち、粗粒子の堆積があって初めてその空隙に取り込まれて堆積すると仮定しているが、河口部や砂防ダム直上流のように、その地点の摩擦速度 u_* が粒径 d_k の沈降速度 w_{0k} より十分小さくなる場合には、沈降による堆積も生じることから、次式のように堆積速度に沈降速度を考慮する。

$$i_{sbk} = -w_{0k} C_k + i_{sb0} (1 - C_{*L\max}) C_k / (1 - C_L) \quad (28)$$

なお、河口部および砂防ダム直上流では、粗粒子に対しても沈降速度を考慮することにより、構造物や背水の影響を取り入れることにする。

結局、バルクの侵食速度は

$$i_{sb} = \frac{1}{C_{*L}} \sum_{k=k_1+1}^{k_e} i_{sbk} \quad (29)$$

となり、また、バルクの堆積速度は

$$i_{sb} = \frac{1}{C_{*L\max}} \sum_{k=k_1+1}^{k_e} i_{sbk} + \frac{1}{C_{*F\max}} \sum_{k=1}^{k_3} (-w_{0k} C_k) \quad (30)$$

となる。ただし、 k_3 は $u_* < w_{0k_3}$ を満足する上限の粒径階を表わし、 $C_{*F\max}$ は細粒子のみが堆積する場合の最密充填濃度である。

(6) 平衡土砂濃度

各地点の平衡土砂濃度 $C_{L\infty}$ は水面勾配 θ_w に応じて以下のように計算される (Takahashi, 1991)。

($\tan \theta_w > 0.138$ の場合)

$$C_{L\infty} = \frac{\rho_m \tan \theta_w}{(\sigma - \rho_m)(\tan \phi - \tan \theta_w)} \quad (31)$$

($0.03 < \tan \theta_w \leq 0.138$ の場合)

$$C_{L\infty} = 6.7 \left\{ \frac{\rho_m \tan \theta_w}{(\sigma - \rho_m)(\tan \phi - \tan \theta_w)} \right\}^2 \quad (32)$$

($\tan \theta_w \leq 0.03$ の場合)

$$\frac{(1 + 5 \tan \theta_w) \tan \theta_w}{\sigma / \rho_m - 1} \cdot \left(1 - \alpha_0^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \alpha_0 \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \right) \quad (33)$$

ただし、

$$\tau_{*c} = 0.04 \times 10^{1.72 \tan \theta_w} \quad (34)$$

$$\alpha_0^2 = \frac{2\{0.425 - (\sigma / \rho_m) \tan \theta_w / (\sigma / \rho_m - 1)\}}{1 - (\sigma / \rho_m) \tan \theta_w / (\sigma / \rho_m - 1)} \quad (35)$$

である。ここに、 τ_{*c} ；無次元限界掃流力、 τ_* ；無次元掃流力であって、河床表層の移動可能な粗粒子の平均粒径 d'_{mL} を用いて、

$$\tau_* = \frac{h \tan \theta_w}{(\sigma / \rho_m - 1) d'_{mL}} \quad (36)$$

と表される。なお、粒径 d_k が移動可能か否かは、次式

で表される修正エギアザロフ式を用いて判断する。
($d_k/d_{mL} \geq 0.4$ の時)

$$\frac{u_{*ck}^2}{u_{*cmL}^2} = \left\{ \frac{\log 19}{\log \left(19 \frac{d_k}{d_{mL}} \right)} \right\}^2 \frac{d_k}{d_{mL}} \quad (37)$$

($d_k/d_{mL} < 0.4$ の時)

$$\frac{u_{*ck}^2}{u_{*cmL}^2} = 0.85 \quad (38)$$

ここに、 u_{*ck} ; k 番目の粒径階の限界摩擦速度、 u_{*cmL} ; 平均粒径 d_{mL} に対する限界摩擦速度であり、次式で表される。

$$u_{*cmL} = \sqrt{\tau_{*c}(\sigma/\rho_m - 1)gd_{mL}} \quad (39)$$

摩擦速度 u_* が上式から得られる u_{*ck} より大きい粒径階のみを抽出すると以下のようである。

$$d'_{mL} = \frac{\sum d_k f_{bk}}{\sum f_{bk}} \quad (40)$$

(7) 河床の粒度分布の変化

河床表層の全体積 V と固体分の体積 V_s との関係は、

$$V_s = VJ \quad (J = C_{*L} + (1 - C_{*L})C_{*F}) \quad (41)$$

で与えられる。河床表層において侵食に伴って Δt 時間内に出入りする実質の体積を考える。河床表層の面積を S とすると、表層から出ていく体積は $i_{sb}JS\Delta t$ であり、河床表層より下にある層が表層に現れる場合の実質体積は $i_{sb}J_0S\Delta t$ である。ただし、 J_0 は下層の J 値であり、次式で表す。

$$J_0 = C_{*L0} + (1 - C_{*L0})C_{*F0} \quad (42)$$

Δt 秒後の V_s および粒径階 k の粒子の合計体積 V_k を、それぞれ V'_s 、 V'_k とし、下層の粒径階 k の粒子の存在率を f_{0k} 、その粒子の実質侵食速度を i_{sbk} とすると、 Δt 秒後の河床表層における粒径階 k の粒子の存在率 f'_{bk} は

$$f'_{bk} = \frac{V'_k}{V'_s} = \frac{V_k + (i_{sb}J_0f_{0k} - i_{sbk})S\Delta t}{V_s + (i_{sb}J_0 - i_{sb})S\Delta t}$$

で表されるので、極限をとって微分表示すると次式となる。

$$\frac{\partial f_{bk}}{\partial t} = \frac{i_{sb}J_0f_{0k} - i_{sbk} - i_{sb}(J_0 - J)f_{bk}}{\delta_m J} \quad (43)$$

ここに、 $\delta_m = V/S$ はいわゆる交換層の厚さである。なお、谷幅 B_0 と水みち幅 B とが異なる場合には次式を用いる。

$$\frac{\partial f_{bk}}{\partial t} = \frac{B}{B_0} \frac{i_{sb}J_0f_{0k} - i_{sbk} - i_{sb}(J_0 - J)f_{bk}}{\delta_m J} \quad (44)$$

堆積による粒度分布の変化は、河床表層に供給される粒径階 k の粒子の量が単位面積、単位時間あたり $-i_{sb}Jf_{bk}$ ($i_{sb} < 0$)であり、全体積が $-i_{sb}C$ 。($C_* = C_{*Lmax} = C_{*Fmax}$)であることに注意すると、 Δt 秒後の河床表層の粒径階 k の存在率 f'_{bk} は

$$f'_{bk} = \frac{V'_k}{V'_s} = \frac{V_k + (-i_{sbk} + i_{sb}Jf_{bk})S\Delta t}{V_s + (-i_{sb}C_* + i_{sb}J)S\Delta t}$$

で表されるので、極限をとって微分表示すると次式となる。

$$\frac{\partial f_{bk}}{\partial t} = \frac{1}{\delta_m J} (-i_{sbk} + i_{sb}C_*f_{bk}) \quad (45)$$

幅 B とが異なる場合には次式を用いる。

$$\frac{\partial f_{bk}}{\partial t} = \frac{B}{B_0} \frac{1}{\delta_m J} (-i_{sbk} + i_{sb}C_*f_{bk}) \quad (46)$$

2. 3 カムリグランデ流域への適用

(1) 流域の解析

洪水流出解析を行うにあたり、カムリグランデ流域をFig.4のように525個のサブ流域に分割した。また、このサブ流域の斜面に降った雨が流入する河道網を、Fig.5のように構築した。河道網は $\Delta x = 100$ m毎に分割されており、カムリグランデ川の分割個数は728個、ミグエレナ川は329個である。河道幅は空中写真や現地調査結果からFig.6のように設定した。

(2) 計算条件

現地調査結果およびPhoto 1~Photo 3をもとにして、対象とする粒径階を15段階にとり、Fig.7に示すような粒度分布をもった河床材料組成を用いる。細粒子成分は 100μ の1階級のみとし($k_1 = 1$)、その存在割合を10%とした。現地調査より、災害前には山地部で約3~7mの堆積土砂があったものと考えられ

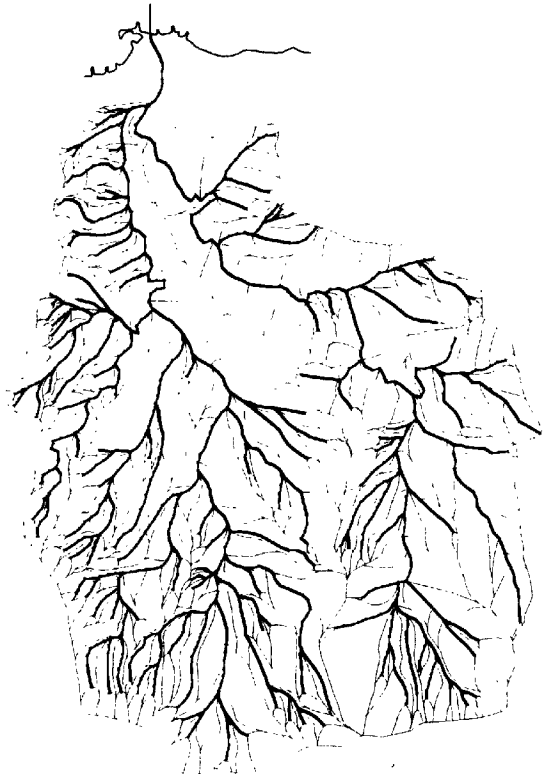


Fig.4 Sub-basins for the rainfall runoff analysis

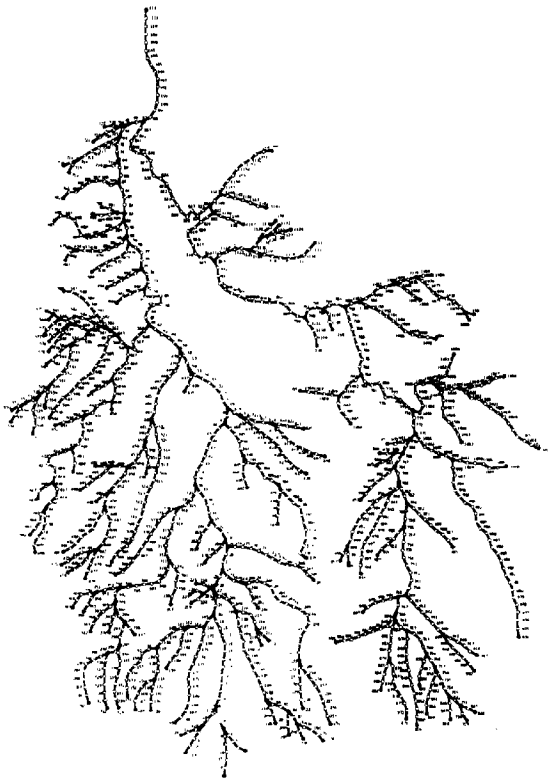


Fig.5 Channel networks for the debris flow calculation

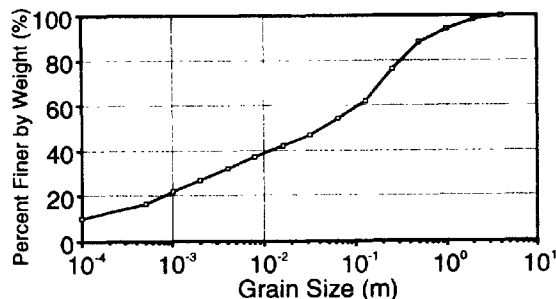


Fig.7 Grain-size accumulation curve used in the calculation

たので、ここでは、このような粒度分布をもった土砂を河道の各メッシュに5mの厚さで敷き詰めた。ただし、内部摩擦角より大きな勾配をもった河道では基岩が露出しているものとして、初期堆積土砂は与えていない。

この流域での時間降雨量は、雨量計が流域内に設置されていなかったため不明であるが、衛星によるレーダーエコーとマイケティア国際空港での時間雨量データとのキャリブレーションによってこの流域での時間降雨量を求めた恩田ら(2001)の成果を用いることとする (Fig.8)。これによると、1999年12月15日0:15~12月16日23:15までの日雨量は281.5mmであり、最大時間雨量は12月16日5:15~6:15の40.8mmである。現地での聞き取り調査によると、土石流の発

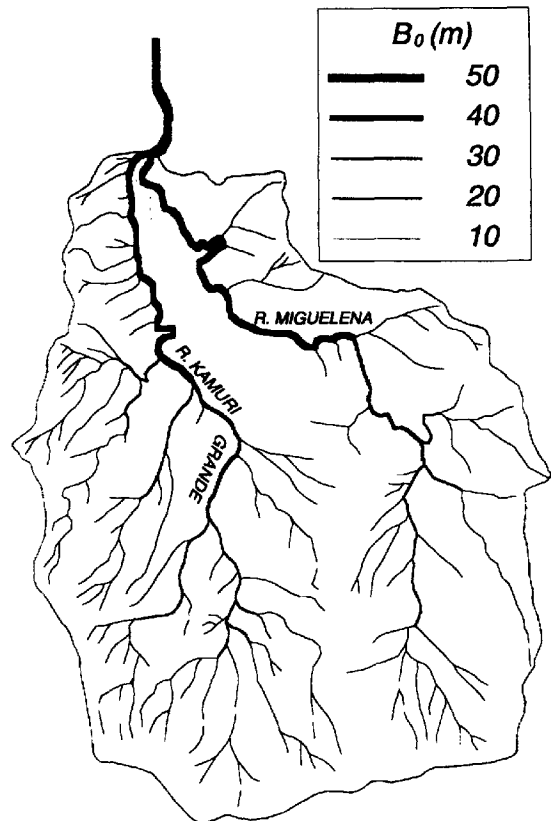


Fig.6 Channel width of the rivers

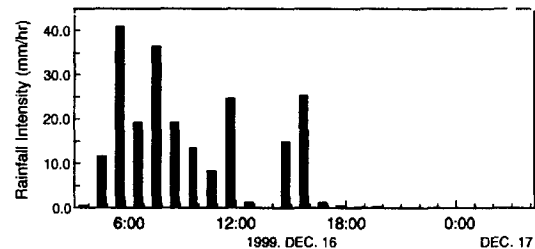


Fig.8 Estimated hourly rainfall intensity at the Camuri Grande basin

生時刻は16日の午前6時頃であり、最大時間降雨量の発生時刻と対応している。

数値計算の空間差分間隔は $\Delta x = 100\text{m}$ であり、差分時間間隔は流れの平均流速によって使い分けることとし、 $u \geq 60\text{m/s}$ では $\Delta t = 0.1\text{sec}$ 、 $40 \leq u < 60\text{m/s}$ では $\Delta t = 0.2\text{sec}$ 、 $20 \leq u < 40\text{m/s}$ では $\Delta t = 0.4\text{sec}$ 、 $10 \leq u < 20\text{m/s}$ では $\Delta t = 1.0\text{sec}$ 、 $5 \leq u < 10\text{m/s}$ では $\Delta t = 2.5\text{sec}$ 、 $0 \leq u < 5\text{m/s}$ では $\Delta t = 5.0\text{sec}$ とした。

河床材料の特性値として、 $C_* = C_{*L} = C_{*F} = C_{*L\max} = C_{*F\max} = 0.65$ 、 $\delta_m = 0.5\text{m}$ 、 $\sigma = 2.65\text{g/cm}^3$ 、 $\rho = 1.0\text{g/cm}^3$ 、 $\tan \phi = 0.7$ を用いる。

河床材料の飽和度 s_b とManningの粗度係数 n_m については、河道幅 $B_0 \geq 50\text{m}$ の場合、 $s_b = 1.0$ 、 $n_m =$

0.03, $20 \leq B_0 < 40$ m の場合, $s_b = 0.8$, $n_m = 0.04$, $B_0 = 10$ m の場合, $s_b = 0.8$, $n_m = 0.05$ と仮定した。斜面での等価粗度係数 $n_e = 1.0$, 侵食速度の係数 $K = 0.5$, 堆積速度の係数 $\delta_d = 0.0002$ とした。

カムリグランデ川の下流端はカリブ海であるため、下流端を汀線の沖合500mにとっている。

2. 4 計算結果の考察

カムリグランデ川とミグエレナ川との合流点直上流における両河川の流量ハイドログラフの計算結果をFig.9に示す。16日午前6時頃にカムリグランデ川で明確な流量ピークが現れており、この時刻に土石流が発生したことを示している。その値は約700 m³/sで、ミグエレナ川では約200 m³/s程度である。カムリグランデ川では午前8時頃にも比較的小規模なピークが現れているが、その後は明確なピークが生じていない。Fig.10に流砂量の計算結果を示す。同図より、最初のピークでは石礫濃度が65%にも達する高濃度な流れが短時間ではあるが生じていることがわかる。これは土石流によるものと考えられるが、その後は午前8時頃の小規模なピークがあるのみで、流砂量が極端に小さくなっていることから、土石流発生直後を除いて掃流状集合流動あるいは掃流形態の土砂移動が支配的となっていることが分かる。

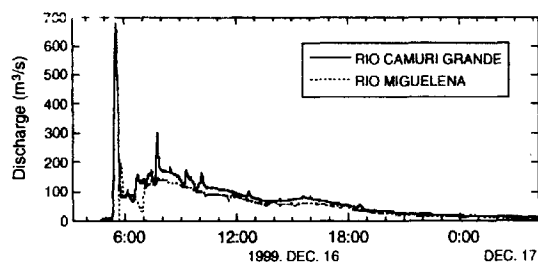


Fig.9 Flow discharge of the Camuri Grande and the Miguerele Rivers just behind the confluent point

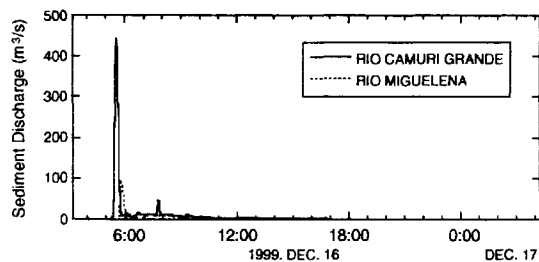


Fig.10 Sediment discharges of the Camuri Grande and the Miguerele Rivers just behind the confluent point

Fig.11は両河川から流出した土砂の平均粒径に関する計算結果である。同図より、土石流発生時には平均粒径が20 cmを越えているが、5~10 cm程度のものが大部分を占めていることが分かる。

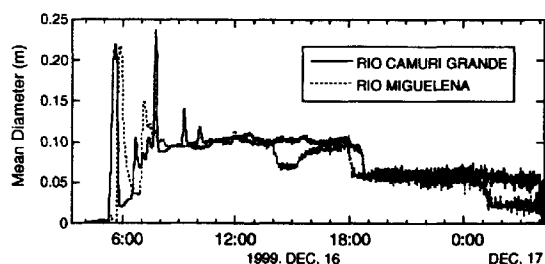


Fig.11 Mean diameters of the Camuri Grande and the Miguerele Rivers just behind the confluent point

Fig.12およびFig.13はそれぞれカムリグランデ川およびミグエレナ川の河床変動計算結果である。同図において、 $t = 0$ は12月16日3:15に対応している。 $t = 2$ 時間には上流部で顕著な侵食が一気に生じている。基岩が露出していると仮定した急勾配地点では侵食が生じないため凸凹が目立っている。また、中流部付近では2~3 m程度の侵食深となっている。両河川とも下流部で堆積が生じるのは $t = 4$ 時間後であり、約2 m程度河床が上昇している。これらの結果は現地調査の結果と比較的よく一致している。

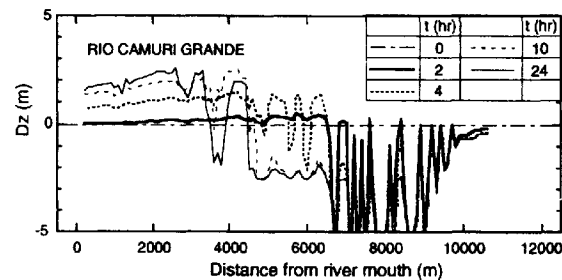


Fig.12 Longitudinal riverbed variation of the Camuri Grande River along the main channel

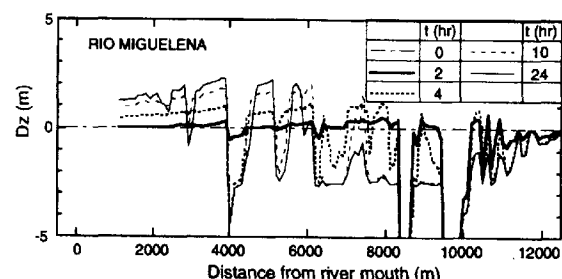


Fig.13 Longitudinal riverbed variation of the Miguerele River along the main channel

Fig.14およびFig.15は河床表面の粒度分布に関する計算結果である。カムリグランデ川の河口部では平均粒径が約1.3 m程度と粗い土砂が表層を覆っているが、扇頂部付近(河口から約1.5 km上流)の平均粒径は20 cm程度と細くなっており、実際とはかなり異なっている(Photo 1参照)。これは、計算では土石流の先端部へ巨礫が集中する機構を考慮していないためであると考えられ、粒径選別を考慮したモデルに改良する必要がある。

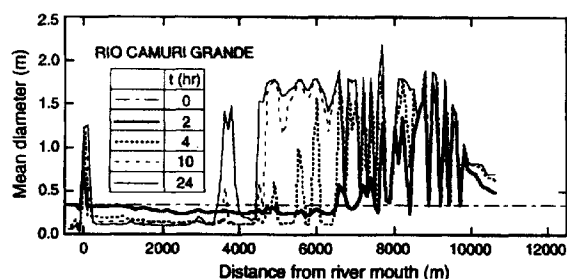


Fig.14 Longitudinal distribution of the mean diameter of the sediment on the riverbed surface of the Camuri Grande River

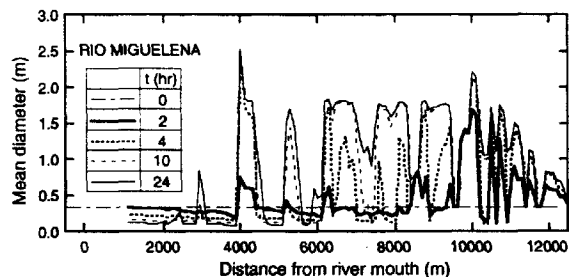


Fig.15 Longitudinal distribution of the mean diameter of the sediment on the riverbed surface of the Miguelelena River

Fig.16は合流点直上流における各河川および合流後の流出土砂量（実質）の時間変化に関する計算結果を示したものである。最終的な流出土砂量はカムリグランデ川で約60万 m^3 、ミグエレナ川で約25万 m^3 、合計約85万 m^3 である。 C_s を0.65として見かけの土砂量に換算すると約131万 m^3 である。

災害前後の空中写真から作成された1:1000の地形図から地形変動を読みとり、流出土砂量を計算したところ、約162万 m^3 となった。計算値より約31万 m^3 多いが、このような差が生じた原因として、計算では初期堆積土砂厚を一律5mとしたこと、空中写真から地形図を作成した場合、樹林や家屋群が邪魔になって正確な標高を読みとりにくいこと、空中写真では別の流域からの流出土砂量も入っていること、等が考えられる。このような違いはあるものの、本シミュレーションでは比較的良好に実際の土砂流出の発生時期、規模が再現されていると考えられる。

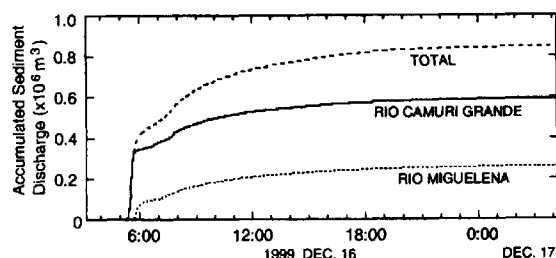


Fig.16 Accumulated sediment volume debouched from the Camuri Grande and the Miguelelena Rivers

3. カムリグランデ扇状地における土砂氾濫・堆積の再現計算

3.1 土砂氾濫・堆積の実態

扇状地はFig.17に示すように、扇状地のほぼ中央をカムリグランデ川が貫流している。扇状地の左岸側中央部にはシモン・ボリバル大学が立地していたが、カムリグランデ川とミグエレナ川との合流点より上流において、カムリグランデ川からの洪水はそのまま直進し、多量の土砂を大学構内に氾濫・堆積させた。また、合流後にはやや右岸側に湾曲した地形が原因で、中流部付近から右岸側に洪水が氾濫し、スラム街にも壊滅的な被害をもたらした（Photo 4）。

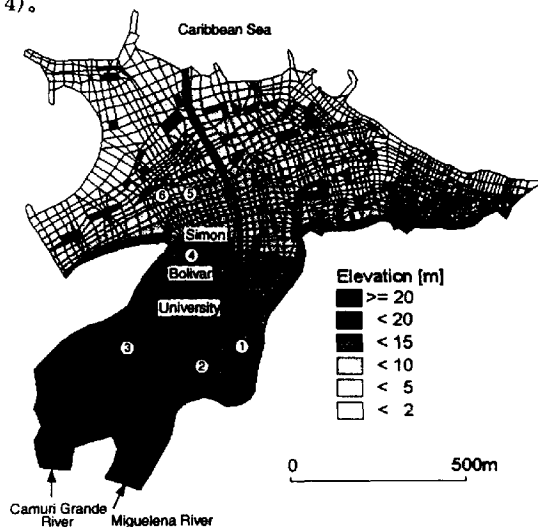


Fig.17 Area studied of the Camuri Grande fan and its elevation



Photo 4 Damaged slum quarters

Photo 5～Photo 10はそれぞれFig.17中に示した①～⑥で撮影した土砂堆積の状況である。Photo 5はカムリグランデ川右岸の①に立地する4階建ての集合住宅である。1階部分は完全に細粒土砂で埋没していることから3m程度の土砂堆積があったものと思われる。

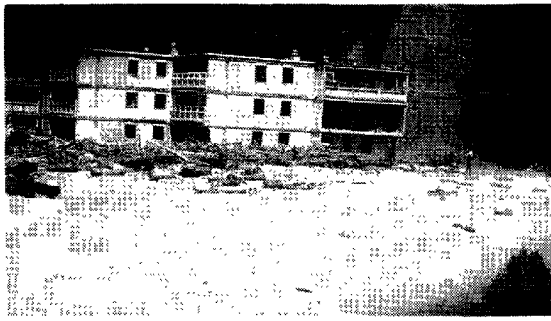


Photo 5 Apartment buildings buried one floor deep with fine sediment (taken at the place of ① shown in Fig.17)

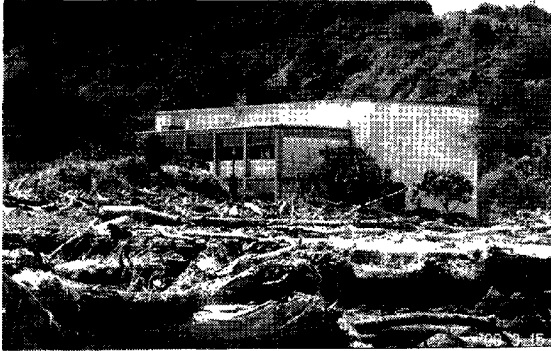


Photo 6 School building remained, athletic field deposited with sediment slightly, and eroded river bank (taken at the place of ②)



Photo 7 Sediment and driftwood deposited at the school building. The reinforced concrete building was buried one floor deep with sediment (taken at the place of ③)

Photo 6は左岸上流部にある大学の運動場であり(②)、フィールド上にはほとんど土砂は堆積しておらず、河岸が侵食されていることがわかる。Photo 7は③における3階建ての大学校舎であり、1階部分はほぼ土砂で埋没し、校舎の前には多量の流木が堆積している。この校舎は扇状地の最も上流部に立地しており、上流に面した校舎の壁(写真左側)には直進してきた流れで輸送された多量の巨礫や流木が堆積していた。

Photo 8は④地点で撮影した鉄骨製の校舎が破壊



Photo 8 Steel-frame schoolhouses destroyed by flood water accompanied with large amount of driftwood (taken at the place of ④)

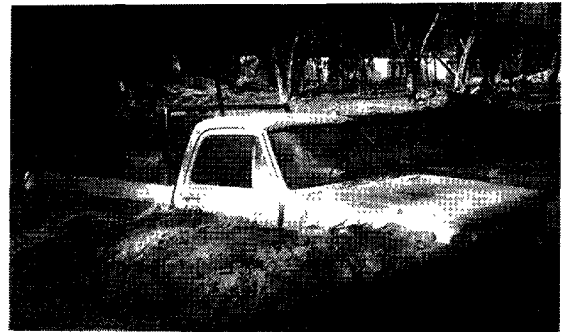


Photo 9 A car buried with fine sediments in the campus (taken at the place of ⑤)



Photo 10 The road facing the entrance gate of the university was deposited about 1 m deep with fine sediments (taken at the place of ⑥)

された様子を示している。多量の流木とともに粗礫混じりの細粒土砂が堆積しており、比較的土砂濃度が薄い洪水流によって校舎は破壊されたものと推察される。Photo 9は大学構内の樹林帯の中(⑤)に駐車していた車が半分程度細粒土砂で埋まっている様子を示すものであり、これより、樹林帯の中では約80 cm程度土砂が堆積していることが分かる。

Photo 10は道路に面した大学構内への入口の門付近(⑥)で撮影した土砂堆積の様子である。堆積土砂は直径1 mm以下の細粒土砂で堆積厚は約1 m程

度である。

Fig.18は災害前後の空中写真から作成された1:1000の地形図から標高をそれぞれ読みとり、両者の差から堆積土砂量の分布を求めたものである。前述したように、これから求めた堆積土砂量は約162万 m^3 であるが、同図から分かるように、ビル群や大学構内の樹林帯では5m以上の堆積土砂厚となっており、過大な見積りの可能性がある。また、扇状地右岸の東端でも5mを越える堆積土砂厚となっているが、これは別の流域からの土砂流出によるものである。これらのことを総合すると、カムリグランド川から流出した土砂量が162万 m^3 とするのはやや過大であるかもしれない。

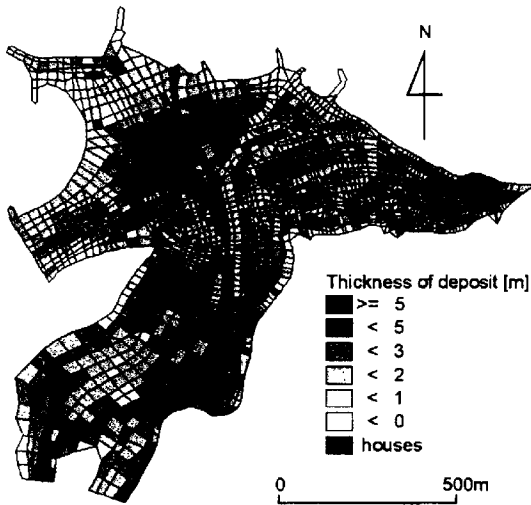


Fig.18 Spatial distribution of sediment deposition, obtained by comparing the two geographical maps (1:1,000) that were produced by the aerial photos of before and after the disaster

3. 2 基礎方程式

河道の線形や地形・地物の形状を比較的正確に数値計算に反映させる方法の一つとして、任意の形状にメッシュを構成する非構造格子を用いた有限体積法がある(川池他, 2000)。ここではこの方法を用いることとし、一次元解析で得た流量、流砂量、粒径等を扇頂部の流入境界条件として用いて扇状地での土砂氾濫・堆積過程の再現計算を試みる。

土砂と水とが渾然一体となった流れの運動量式およびバルクの連続式は二次元平面流れの式系を用いると以下のように表される(Nakagawa, et al., 1997)。

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \beta \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \beta \frac{\partial(vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_T} \quad (47)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \beta \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \beta \frac{\partial(vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_T} \quad (48)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = i \quad (49)$$

粗粒子の連続式は次式で表される。

$$\frac{\partial(C_L h)}{\partial t} + \frac{\partial(C_L M)}{\partial x} + \frac{\partial(C_L N)}{\partial y} = \begin{cases} i C_{*L} & (i \geq 0) \\ i C_{*Lmax} & (i < 0) \end{cases} \quad (50)$$

細粒子の連続式は次式のように表される。

$$\frac{\partial\{(1-C_L)C_F h\}}{\partial t} + \frac{\partial\{(1-C_L)C_F M\}}{\partial x} + \frac{\partial\{(1-C_L)C_F N\}}{\partial y} = \begin{cases} i(1-C_{*L})C_{*F} & (i \geq 0) \\ i(1-C_{*Lmax})C_F & (i < 0) \end{cases} \quad (51)$$

ここに、 M, N ; それぞれ x, y 方向の流量フラックスで、 $M = uh, N = vh$, u, v ; それぞれ x, y 方向の平均流速、 H ; 水位で $H = h + z_0 + z_b$, z_0 ; 初期地盤高、 z_b ; 侵食あるいは堆積土砂厚、 β ; 運動量補正係数で、土石流の場合は $\beta = 1.25$, それ以外の流砂形態では $\beta = 1.0$ である(高橋, 1977)。 ρ_T ; バルクの密度であり、 $\rho_T = \sigma C_L + (1 - C_L)\rho_m$, $\rho_m = \sigma C_F + (1 - C_F)\rho$, τ_{bx}, τ_{by} ; それぞれ x, y 方向の底面せん断応力、 i ; 侵食あるいは堆積速度であって、ここでは粒度分布を考慮せず、メッシュ内で流動している平均粒径(流入境界から異なった平均粒径 d_L の土砂が流入するとしている) d_L の時空間的な変化のみを考慮する。

底面せん断応力は流砂形態に応じて以下のような諸式を用いる(Takahashi, 1991)。

石礫型土石流($C_L \geq 0.4C_{*L}$)については、

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T}{8} \left(\frac{d_L}{h} \right)^2 \frac{u\sqrt{u^2 + v^2}}{\{C_L + (1 - C_L)\rho_m/\sigma\}\{(C_{*Lmax}/C_L)^{1/3} - 1\}^2} \quad (52)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_T}{8} \left(\frac{d_L}{h} \right)^2 \frac{v\sqrt{u^2 + v^2}}{\{C_L + (1 - C_L)\rho_m/\sigma\}\{(C_{*Lmax}/C_L)^{1/3} - 1\}^2} \quad (53)$$

掃流状集合流動($0.01 < C_L \leq 0.4C_{*L}$)については、

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d_L}{h} \right)^2 u\sqrt{u^2 + v^2} \quad (54)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_T}{0.49} \left(\frac{d_L}{h} \right)^2 v\sqrt{u^2 + v^2} \quad (55)$$

掃流($C_L \leq 0.01$ or $h/d_L \geq 30$)に対しては、

$$\tau_{bx} = \frac{\rho g n_m^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (56)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho g n_m^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (57)$$

である。

前述したように、ここでは粒度分布を考慮しないが、以下に示すような粒子数の保存式を用いて流動中の粒子の平均粒径の時空間的な変化を計算する。すなわち、Fig.11で求めた平均粒径の土砂を流入境界から与えることで、土砂の氾濫・堆積過程における平均粒径の時空間変化が計算できる。

ここに、 M_L, N_L ; それぞれ格子辺 L の中点上で定義された x, y 方向の流量フラックス、 $M1, M2$; それぞれ式(47)の左辺第2, 第3項の移流項、 $N1, N2$; それぞれ式(48)の左辺第2, 第3項の移流項、 $(\nabla H)_x, (\nabla H)_y$; それぞれ格子 i と格子 j 間の水面勾配の x, y 方向成分であって、

$$(\nabla H)_x = \frac{H_j^{n+1} - H_i^{n+1}}{DL} \cdot \frac{x_j - x_i}{DL} \quad (66)$$

$$(\nabla H)_y = \frac{H_j^{n+1} - H_i^{n+1}}{DL} \cdot \frac{y_j - y_i}{DL} \quad (67)$$

である。ここに、 H_i, H_j ; それぞれ格子 i と格子 j での水位、 $(x_i, y_i), (x_j, y_j)$; それぞれ格子 i と j の図心の座標、 DL ; 格子 i と j の図心間距離、 $\tilde{h}$; 格子辺中点での流動深であり、Fig.22に示すようにそれぞれの図心における流動深から以下のように補間する。

$$\tilde{h} = \left(\frac{h_i}{d_i} + \frac{h_j}{d_j} \right) / \left(\frac{1}{d_i} + \frac{1}{d_j} \right) \quad (68)$$

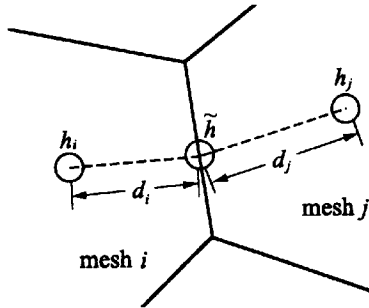


Fig.22 Interpolation of flow depth

底面せん断応力項 T_x, T_y については、格子辺 L 上で定義された土砂濃度 $(\tilde{C}_L)_L^{n+1}$ (補間方法は $\tilde{h}$ の場合と同様) によって抵抗則が異なるので、これを以下のように差分化する。

(土石流の場合: $(\tilde{C}_L)_L^{n+1} \geq 0.4C_{*L}$)

$$T_x = \frac{1}{8} \left(\frac{d_L}{\tilde{h}_L^{n+1}} \right)^2 \cdot$$

$$\frac{M_L^{n+2} + M_L^n}{2\tilde{h}_L^{n+2}} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}$$

$$\left\{ (\tilde{C}_L)_L^{n+2} + (1 - (\tilde{C}_L)_L^{n+1}) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \left\{ \left(\frac{C_{*L}}{(\tilde{C}_L)_L^{n+1}} \right)^{1/3} - 1 \right\}^2 \quad (69)$$

$$T_y = \frac{1}{8} \left(\frac{d_L}{\tilde{h}_L^{n+1}} \right)^2 \cdot$$

$$\frac{N_L^{n+2} + N_L^n}{2\tilde{h}_L^{n+2}} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}$$

$$\left\{ (\tilde{C}_L)_L^{n+2} + (1 - (\tilde{C}_L)_L^{n+1}) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \left\{ \left(\frac{C_{*L}}{(\tilde{C}_L)_L^{n+1}} \right)^{1/3} - 1 \right\}^2 \quad (70)$$

(掃流状集合流動の場合: $0.01 \leq (\tilde{C}_L)_L^{n+1} < 0.4C_{*L}$)

$$T_x = \frac{1}{0.49} \left(\frac{d_L}{\tilde{h}_L^{n+1}} \right)^2 \frac{M_L^{n+2} + M_L^n}{2\tilde{h}_L^{n+1}} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2} \quad (71)$$

$$T_y = \frac{1}{0.49} \left(\frac{d_L}{\tilde{h}_L^{n+1}} \right)^2 \frac{N_L^{n+2} + N_L^n}{2\tilde{h}_L^{n+1}} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2} \quad (72)$$

(掃流の場合: $(\tilde{C}_L)_L^{n+1} < 0.01$)

$$T_x = \frac{g n^2 \frac{M_L^{n+2} + M_L^n}{2}}{(\tilde{h}_L^{n+1})^{4/3}} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2} \quad (73)$$

$$T_y = \frac{g n^2 \frac{N_L^{n+2} + N_L^n}{2}}{(\tilde{h}_L^{n+1})^{4/3}} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2} \quad (74)$$

移流項の $M1, M2, N1, N2$ については、Fig.23のようなコントロールボリュームを考え、これにガウスの発散定理を適用すると、 $M1 + M2$ および $N1 + N2$ はそれぞれ以下のように表せる。

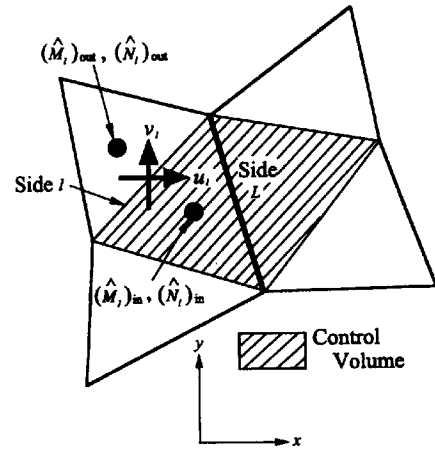


Fig.23 Control volume used in the calculation of convection terms in momentum equations

$$M1 + M2 = \frac{1}{A_{cv}} \sum_{l=1}^{m'} \{ u_l^n \hat{M}_l^n (\Delta y)_l - v_l^n \hat{M}_l^n (\Delta x)_l \} \quad (75)$$

$$N1 + N2 = \frac{1}{A_{cv}} \sum_{l=1}^{m'} \{ u_l^n \hat{N}_l^n (\Delta y)_l - v_l^n \hat{N}_l^n (\Delta x)_l \} \quad (76)$$

ここに、 A_{cv} ; コントロールボリュームの面積、 m' ; コントロールボリュームを囲む辺の数、 u_l, v_l ; それぞれ辺 l の中点上で定義された x, y 方向流速成分、 $\hat{M}, \hat{N}$; それぞれ格子の図心における x, y 方向の流量フラックスであり、Fig.24に示すような m 角形において、格子辺中点での値を用いて以下のような補間式で評価する。

$$\hat{M} = \left(\frac{M_1}{d_1} + \dots + \frac{M_m}{d_m} \right) / \left(\frac{1}{d_1} + \dots + \frac{1}{d_m} \right) \quad (77)$$

$$\hat{N} = \left(\frac{N_1}{d_1} + \dots + \frac{N_m}{d_m} \right) / \left(\frac{1}{d_1} + \dots + \frac{1}{d_m} \right) \quad (78)$$

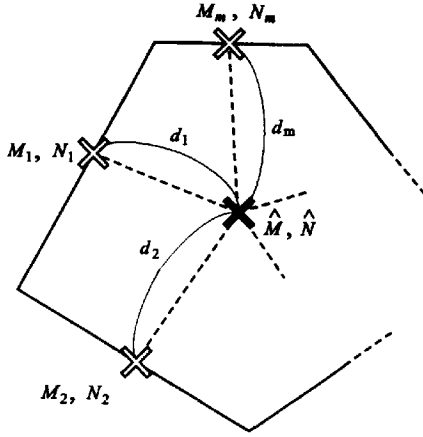


Fig.24 Interpolation of flow fluxes

ここに、 $M_1, M_2, \dots, M_m, N_1, N_2, \dots, N_m$: Fig.24に示した各辺の中点上で定義された流量フラックス、 $d_1, d_2, \dots, d_m$; 同図に示すように、多角形の図心から各辺の中点までの距離である。補間して求めた流量フラックスと格子边上で定義した流量フラックス等を用いて移流項の計算がなされるが、ここでは以下に示すような風上差分を用いることとする。すなわち、Fig.23の辺*l*において、 $\hat{M}_l, \hat{N}_l$ は以下のような値を用いる。

$u_l \hat{M}_l, u_l \hat{N}_l$ について：

$$u_l \cdot \Delta y \geq 0 \text{ の時 } \begin{cases} \hat{M}_l = (\hat{M}_l)_{in} \\ \hat{N}_l = (\hat{N}_l)_{in} \end{cases} \quad (79)$$

$u_l \hat{M}_l, u_l \hat{N}_l$ について：

$$u_l \cdot \Delta y < 0 \text{ の時 } \begin{cases} \hat{M}_l = (\hat{M}_l)_{out} \\ \hat{N}_l = (\hat{N}_l)_{out} \end{cases} \quad (80)$$

$v_l \hat{M}_l, v_l \hat{N}_l$ について：

$$v_l \cdot \Delta x \geq 0 \text{ の時 } \begin{cases} \hat{M}_l = (\hat{M}_l)_{out} \\ \hat{N}_l = (\hat{N}_l)_{out} \end{cases} \quad (81)$$

$v_l \hat{M}_l, v_l \hat{N}_l$ について：

$$v_l \cdot \Delta x < 0 \text{ の時 } \begin{cases} \hat{M}_l = (\hat{M}_l)_{in} \\ \hat{N}_l = (\hat{N}_l)_{in} \end{cases} \quad (82)$$

ここに、 $(\hat{M}_l)_{in}, (\hat{M}_l)_{out}, (\hat{N}_l)_{in}, (\hat{N}_l)_{out}$ はFig.23に示すように、格子の図心で定義される流量フラックスである。

砂粒子数の保存式(58)は以下のように差分化される。

$$\begin{aligned} & \frac{1}{2\Delta t} \left(\frac{(C_L)_i^{n+3} h_i^{n+3}}{\xi(d_L^3)_i^{n+3}} - \frac{(C_L)_i^{n+1} h_i^{n+1}}{\xi(d_L^3)_i^{n+1}} \right) + \\ & \frac{1}{A} \sum_{l=1}^m \left\{ \frac{(\bar{C}_L)_l^{n+1} M_l^{n+2}}{\xi(d_L^3)_l^{n+1}} (\Delta y)_l - \frac{(\bar{C}_L)_l^{n+1} N_l^{n+2}}{\xi(d_L^3)_l^{n+1}} (\Delta x)_l \right\} \\ & = \frac{i_i^{n+1} C_{*Lmax}}{\xi(d_L^3)_l^{n+1}} \quad (83) \end{aligned}$$

堆積速度式は以下ようになる。

$$i_i^{n+3} = \delta_d \frac{C_{L\infty} - (C_L)_i^{n+3}}{C_{*Lmax}} \sqrt{(\hat{u}_i^{n+2})^2 + (\hat{v}_i^{n+2})^2} \quad (84)$$

ここに、 $\hat{u}, \hat{v}$ はそれぞれ格子の図心で定義された x, y 方向流速成分であり、 $\hat{M}, \hat{N}$ と同様に格子辺中点の流速から補間して求める。なお、飽和・不飽和侵食速度式についても同様に離散化される。

粗粒子の連続式(50)は以下のように表せる。

$$\begin{aligned} & \frac{(C_L)_i^{n+3} h_i^{n+3} - (C_L)_i^{n+1} h_i^{n+1}}{2\Delta t} \\ & + \frac{1}{A} \sum_{l=1}^m \left\{ (\bar{C}_L)_l^{n+1} M_l^{n+2} (\Delta y)_l - (\bar{C}_L)_l^{n+1} N_l^{n+2} (\Delta x)_l \right\} \\ & = \begin{cases} i_i^{n+1} C_{*L} & (i_i^{n+1} \geq 0) \\ i_i^{n+1} C_{*Lmax} & (i_i^{n+1} < 0) \end{cases} \quad (85) \end{aligned}$$

細粒子の連続式(51)は同様に以下ようになる。

$$\begin{aligned} & \frac{\{1 - (C_L)_i^{n+3}\} (C_F)_i^{n+3} h_i^{n+3}}{2\Delta t} \\ & - \frac{\{1 - (C_L)_i^{n+1}\} (C_F)_i^{n+1} h_i^{n+1}}{2\Delta t} \\ & + \frac{1}{A} \sum_{l=1}^m \left\{ [1 - (\bar{C}_L)_l^{n+1}] (\bar{C}_F)_l^{n+1} M_l^{n+2} (\Delta y)_l \right. \\ & \quad \left. - [1 - (\bar{C}_L)_l^{n+1}] (\bar{C}_F)_l^{n+1} N_l^{n+2} (\Delta x)_l \right\} \\ & = \begin{cases} i_i^{n+1} (1 - C_{*L}) C_{*F} & (i_i^{n+1} \geq 0) \\ i_i^{n+1} (1 - C_{*Lmax}) (C_F)_i^{n+1} & (i_i^{n+1} < 0) \end{cases} \quad (86) \end{aligned}$$

ここに、 $(\bar{C}_L)_l$ は格子の図心で定義される粗粒子の濃度であり、辺*l*上の流量フラックス M, N の方向によって上流側を用いる。

河床位式(62)は以下のように差分化される。

$$\frac{(z_b)_i^{n+3} - (z_b)_i^{n+1}}{2\Delta t} + i_i^{n+3} = 0 \quad (87)$$

3. 4 計算条件

計算領域はFig.17に示す範囲であって、流路、街路、家屋の形状に極力合致するような非構造格子を用いて領域分割した。図中に示したカムリグランデ川およびミグエレナ川の流入地点にFig.9～Fig.11に示した流量、流砂量、および平均粒径を流入境界条件として与えた。また、下流端条件としては、河口部および海岸部では次式で表される段落ち流れの条件を与えた。

$$M \text{ or } N = (2/3)^{3/2} h \sqrt{gh} \quad (88)$$

差分時間間隔は $\Delta t = 0.2 \text{ sec}$ とし、計算は1999年12月16日3:15～1999年12月17日4:15の25時間分を行った。

計算に用いた諸定数は一次元解析の場合とほぼ同

様の値であるが、堆積速度の係数 δ_d については0.001を採用し、Manningの粗度係数は一律 $n_m = 0.03$ 、砂粒子の形状係数は $\xi = 1.0$ とした。なお、総格子数は2,736個である。

3. 5 計算結果の考察

Fig.25に土砂氾濫・堆積過程の計算結果を示す。同図において $t = 0$ は12月16日の3:15であり、 $t = 2$ hours (16日5:15) から $t = 4$ hours (16日7:15) にかけて一気に土砂氾濫・堆積が進行していることが分かる。 $t = 4$ hoursには計算対象領域のほとんどが土砂氾濫・堆積域となっている。これは一次元の解析からも明らかのように、16日の午前6時頃に最大の流量ピークが発生していることと対応している。これより以降は徐々に土砂堆積厚が増大し、最終的($t = 25$ hours)にはカムリグランデ川の河道沿いと中流域での土砂堆積厚が大きくなっている。Fig.18と比較すると、ビル群や大学構内の樹林帯付近で計算結果の堆積規模が過小評価となっている。これは前述したように、空中写真からの標高判読の精度に依るものと考えられる。また、流域の東端では、土砂堆積が生じない計算結果となっており、ここでの

土砂堆積は他の流域からの土砂流出によることと一致している。

このような違いはあるものの、ここで示した数値シミュレーション手法によって、今回の土砂氾濫・堆積過程がある程度再現できたものと考えられる。

4. 砂防施設配置の効果の評価

砂防施設の代表的なものとして、砂防ダムと流路工がある。ここでは、カムリグランデ川およびミグエレナ川に不透過性の砂防ダムを配置し、その下流に流路工を設けた場合を想定し、ここで示した流量規模の予測手法および土砂氾濫・堆積のシミュレーション手法を用いて扇状地上での土砂氾濫・堆積の規模を拠り所として砂防施設の効果を検討する。

4. 1 砂防ダムの効果の評価

(1) 計算条件

Fig.26に砂防ダムと流路工の配置案を示す。ここでは、Table 1に示すように、砂防ダムの高さや流路工の深さを変化させた5ケースの計算を行う。すなわち、CASE-1は砂防ダムを配置せず、深さ2mの流

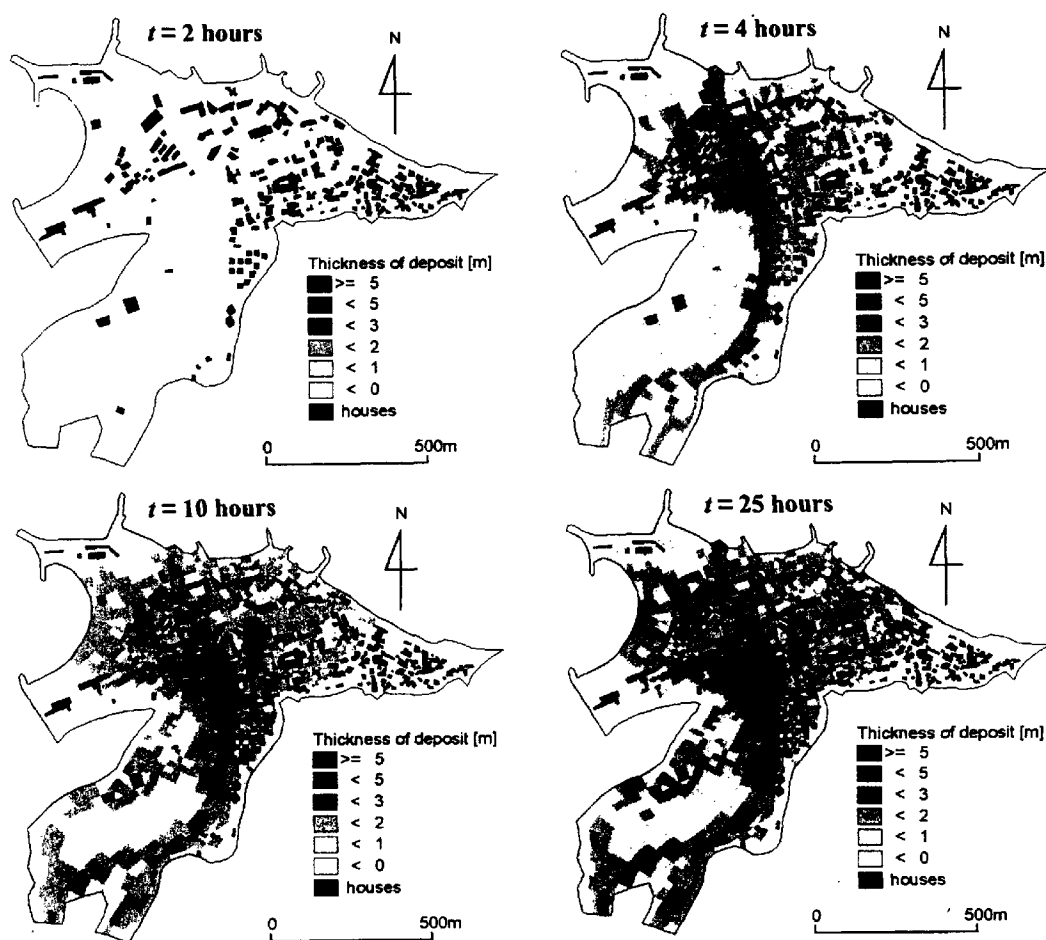


Fig.25 Calculated sediment deposited area and thickness of deposits

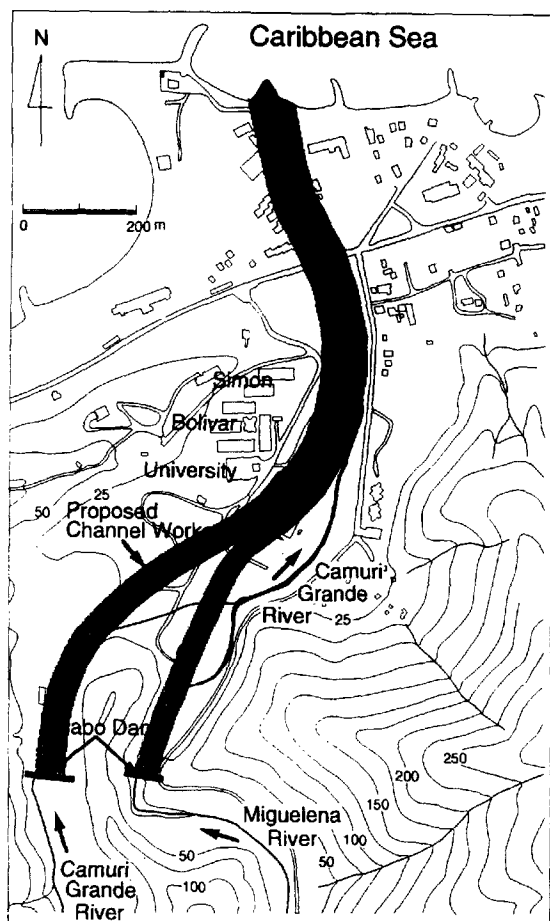


Fig.26 Location of proposed Sabo dams and channel works

Table 1 Conditions for calculations

CASE NO.	CASE-1	CASE-2	CASE-3	CASE-4	CASE-5
SABO DAM	CAMURI	NO	10 m	20 m	20 m
(HEIGHT)	MIGUELENA	NO	10 m	10 m	10 m
CHANNEL WORKS	BANK HEIGHT	2m	2m	2m	3m
				5m	

路工のみを配置した場合であり、CASE-2は両河川に高さ10mの不透過性砂防ダムを配置し、流路工の深さを2mとした場合、CASE-3はカムリグランデ川の砂防ダムを高さ20mにし、流路工の深さは2mのままの場合、CASE-4は流路工の深さを3mにした場合、CASE-5はこれを5mにした場合である。

まず、砂防ダムの効果を検討する。この場合、計算で砂防ダムの取り扱いに若干の工夫が必要となる。Fig.27に示すように、砂防ダムをメッシュの流量計算点に配置する。流量計算時に必要な勾配として、砂防ダム天端の標高とダム直上流の水位計算点での水位との差から求まる水面勾配を用いる。すなわち、

$$\theta_e = \tan^{-1} \{ [z(i) + h(i) - z1] / (\Delta x / 2) \} \quad (89)$$

ここに、 $z(i)$; 砂防ダム直上流の標高評価地点におけ

る河床標高、 $h(i)$; そこでの流動深、 $z1$; 砂防ダム地点でのダム天端標高である。

ダム越流地点の流量計算に必要な天端上の流動深 h' には、ダム直上流の水位評価地点の水位とダム天端標高との差を用いることとする。すなわち、

$$h' = \begin{cases} h(i) + z(i) - z1 & (h(i) + z(i) - z1 > 0) \\ 0 & (h(i) + z(i) - z1 \leq 0) \\ h(i) & (z(i) > z1) \end{cases} \quad (90)$$

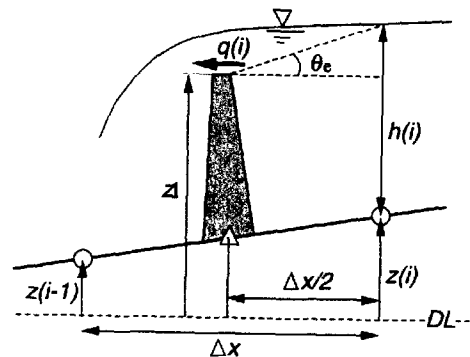


Fig.27 Definition of gradient used in the calculation of flow discharge at the dam site

一方、ダム地点での平衡土砂濃度を求めるときに必要な勾配 θ'_e には、次式で示される地形勾配を用いる (Fig.28参照)。

$$\theta'_e = \tan^{-1} \{ [z(i) - z1] / (\Delta x / 2) \} \quad (91)$$

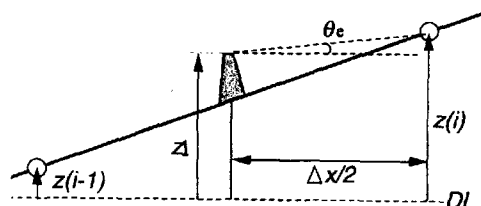


Fig.28 Definition of gradient used in the calculation of equilibrium sediment concentration at the dam site

堆積速度式では砂防ダムが存在することにより土砂が堆積する機構が考慮されていないため、ここでは、河口付近のみでなく、砂防ダム直上流域においても粒子沈降による堆積を考慮する。ただし、摩擦速度が各粒径階毎の沈降速度より小さく、かつ、流動深が1m以上であって、流速が50cm/s以下となる場合にのみ粒子沈降を考慮する。

砂防ダムの設置によってダム堆砂域の河道幅が大きくなる。これを考慮するために、砂防ダム高が10mの場合には地形図から判断して、ダム直上流の3メッシュ分の河道幅を100mとし、水みち幅もこれに等しいとした。また、カムリグランデ川の砂防ダム高を20mとした場合には、4メッシュ分の河道幅と水みち幅を100mとした。

対象とする外力としては、今回の豪雨を想定し、河床堆積物の規模も今回の土砂流出の規模推定に用いたものと同様5mとした。

(2) 計算結果の考察

ここでは、砂防ダム高が両河川とも10mとしたCASE-2とカムリグランデ川の砂防ダムのみ高さを20mとしたCASE-3の計算結果を比較・考察する。Fig.29は両河川の合流点直上流における流量ハイドログラフを示したものである。CASE-2では、カムリグランデ川で $550\text{ m}^3/\text{s}$ 程度の明確な流量ピークが残っている。砂防ダムが無い場合は約 $700\text{ m}^3/\text{s}$ 程度の流量ピークであった (Fig.9) から、砂防ダムで $150\text{ m}^3/\text{s}$ 程度のピークカットがなされたことになる。一方、CASE-3では、6:00頃にカムリグランデ川で発生した大規模な土石流のピークは完全に消失していることから、砂防ダムによってこの土砂の大部分が捕捉されたものと推察される。ミグエレナ川の土砂流出はカムリグランデ川より遙かに小さいため、10mの高さの砂防ダムで土石流のピークはカットされていることがわかる (Fig.9)。

Fig.30は両河川のセディメントグラフを示したものである。CASE-2ではカムリグランデ川で $350\text{ m}^3/\text{s}$ 程度の明確なピークが残っていることから、砂防ダムを乗り越えて土石流が流出しているものと考えられる。一方、CASE-3ではカムリグランデ川の流砂量のピークは約 $40\text{ m}^3/\text{s}$ とCASE-2の約1/10に激減していることが分かる。そのピークは6時頃の土石流のものではなく、8時頃に発生したものである。

Fig.31は両河川から流出した実質土砂量の累積値を示したものであり、CASE-3の総流出土砂量はCASE-2の約1/2になっている。砂防ダムからの流出土砂量および砂防ダムによる土砂捕捉率を、ダムを配置しない場合も含めてTable 2に示す。同表において、 V_{out} とは、各砂防ダムからの流出土砂量であり、 $V_{\text{out-cut}}$ とは、砂防ダムによる土砂捕捉率であり、砂防ダムを配置していないCASE-1の流出土砂量に対する砂防ダムで捕捉された土砂量を百分率で表したものである。この表より、CASE-2ではカムリグランデ川に配置した高さ10mの砂防ダムの土砂捕捉率は24.8%であったが、ダム高を20mにすることでこれを

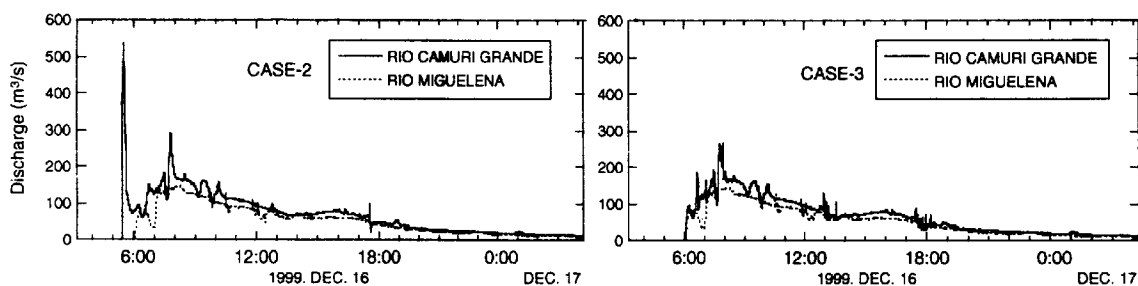


Fig.29 Flow discharges of the Camuri Grande and the Miguelena Rivers at each dam site

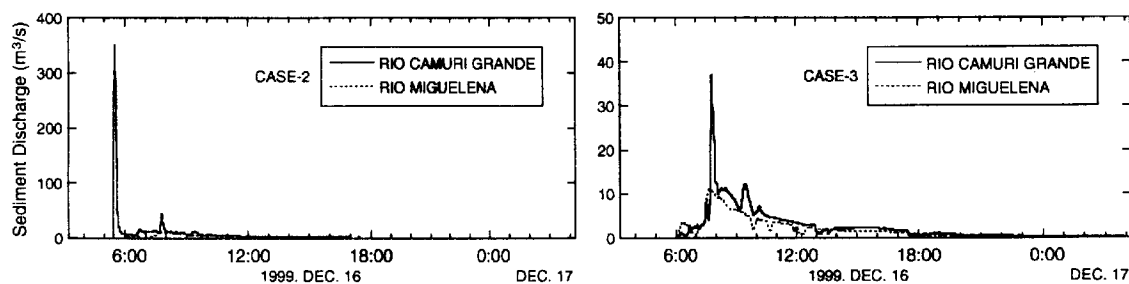


Fig.30 Sediment discharges of the Camuri Grande and the Miguelena Rivers at each dam site

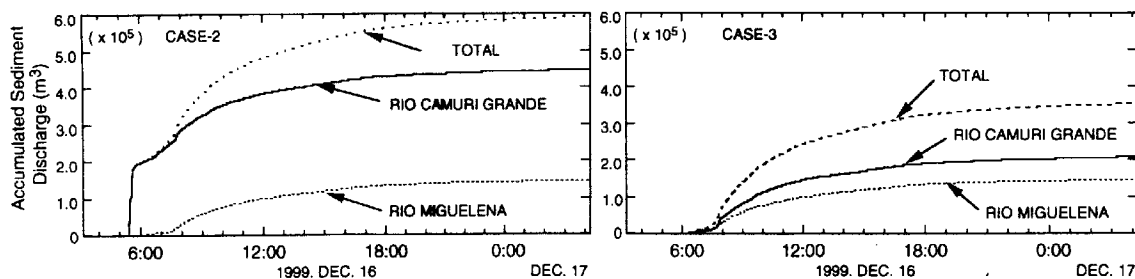


Fig.31 Accumulated sediment volume discharged from the Camuri Grande and Miguelena Rivers at each dam site

65.2%にまで高めたことがわかる。また、ミグエレナ川では10mのダム高で流出土砂の約半分を捕捉できていることが分かる。

Table 2 Calculated results on the effects of Sabo dams

CASE RIVER	CASE-1	CASE-2		CASE-3	
	Vout* (m ³)	Vout (m ³)	Vout-cut** (%)	Vout (m ³)	Vout-cut (%)
Camuri Grande	912,000	686,000	24.8	317,000	65.2
Miguelena	397,000	223,000	43.8	223,000	43.8
Total	1,309,000	909,000	30.6	540,000	58.7

*Vout: sediment volume outflowed from the Sabo dam

**Vout-cut = (Vout (case-1) - Vout) / Vout (case-1) x 100

Fig.32は流出土砂の平均粒径の時間変化を示したものである。Fig.11と比較すると、ミグエレナ川では砂防ダムによって土石流が抑止されたため、6時頃に流出していた粗い粒径の土砂がCASE-2では完全に消失し、8時頃にやや粒径の粗い土砂が流出していることがわかる。カムリグランデ川については、CASE-2とFig.11の結果とはほとんど同様であることがわかる。

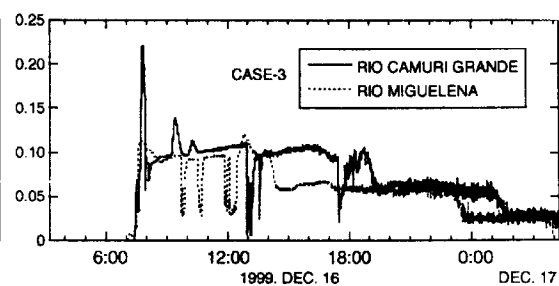
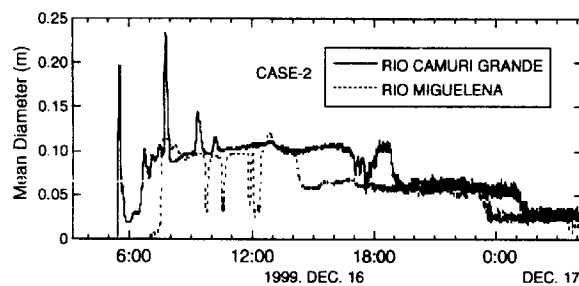


Fig.32 Mean diameter of the Camuri Grande and the Miguelena Rivers at each dam site

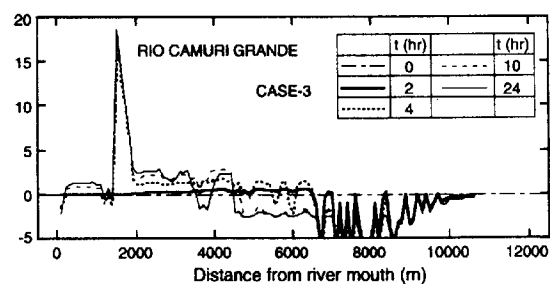
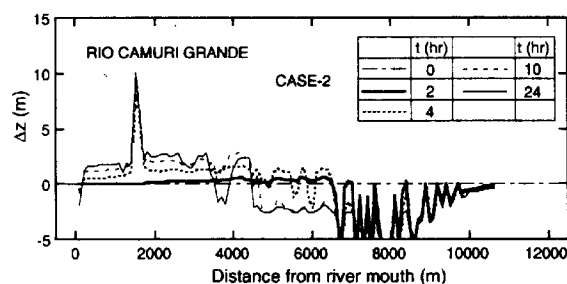


Fig.33 Longitudinal riverbed variations of the Camuri Grande River along the main channel

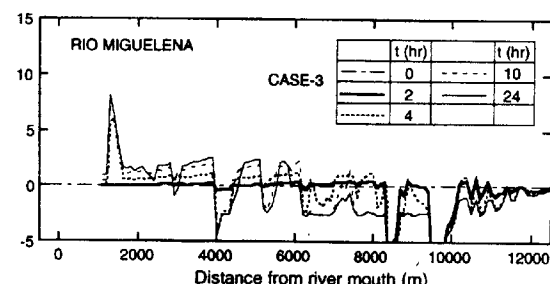
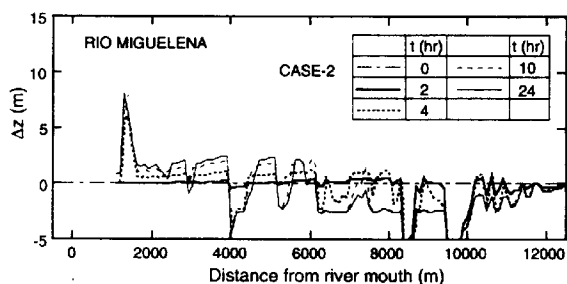


Fig.34 Longitudinal riverbed variations of the Miguelena River along the main channel

一方、CASE-3の結果を見ると、両河川とも6時～8時の流出土砂量が少なく、その平均粒径は最小の粒径階の粒径程度である。また、8時以降における両CASEの平均粒径の時間変化はほぼ同様である。

Fig.33およびFig.34はそれぞれカムリグランデ川とミグエレナ川の河床変動計算結果である。カムリグランデ川においては、両CASEとも2時間後には上流域の河床侵食が進んでいるが、砂防ダム地点での土砂堆積は起こっていない。4時間後には一気に砂防ダムで土砂堆積が進み、砂防ダム近傍ではその後徐々に堆砂が進行している。CASE-2では最終的に砂防ダムは満砂しているが、CASE-3では堆砂容量に若干余裕が残されている。ミグエレナ川ではCASE-2とCASE-3は同じ計算条件であるため、計算結果も全く同じである。

4. 2 流路工の効果の評価

砂防ダムによる土砂の抑止効果は大きいですが、すべての流出土砂を抑止するにはさらに高い砂防ダムが必要となり、これは経費的にも環境的にも好ましい

とは言えない。ある程度の土砂を砂防ダムで扞止し、扞止できないものに対しては流路工で対応することが有効であると考えられる。ただし、どのような規模の流路工で対応するかは、流出土砂量や流路勾配に依存する。

通常、流路工には流出土砂を安全に下流に流すという機能が期待されているが、土砂を流し得る勾配が確保されなければ流路工内で堆積が進行し、ひいては流路工から土砂が溢れて周囲に土砂氾濫・堆積が発生する。

カムリグランデ川は扇状地を貫流した直後にカリブ海に流入するため、流路工の勾配は自ずと限定される。下流端では背水の影響があるため、ここで土砂堆積が進行しやすく、それが流路工の上流へも影響して、流路工内の土砂堆積を助長することも考えられる。

このような複雑な境界条件を持つ場では、平衡状態を仮定した解析はもはや通用せず、これまでにしたような解析手法が有効であると考えられる。

(1) 計算条件

Fig.35はここで提案する流路工の断面であり、両河川が合流する前の断面と合流後の断面を示している。合流前のカムリグランデ川の流路工幅は50m、ミグエレナ川のそれは40m、合流後の幅は80mである。これらの値は平衡状態を仮定して流出流量等をもとに流動深を2m程度と見積もった時の流路幅の概算値である。

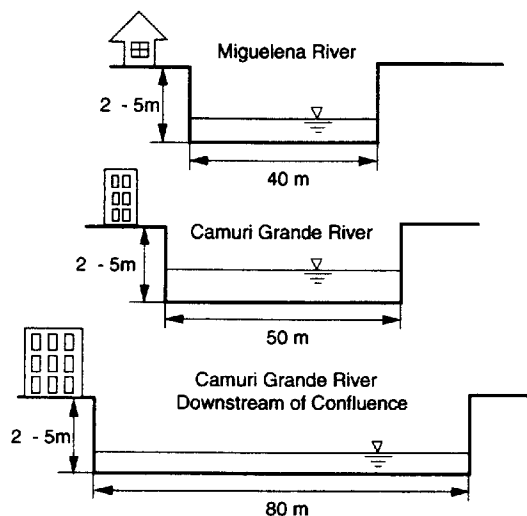


Fig.35 Cross-sectional shapes of the channel works

流路工幅は対象とする場の地理的条件や社会的条件に制約されるため、ある程度決めてかからざるを得ない。しかしながら、その幅に対して流動深や土砂堆積厚がどのようになるかは不明であるため、ここでは流路工の深さを2m、3m、および5mの3通り

について検討する (Table 1 参照)。

流路工の河床勾配をFig.36に示す。流路工の勾配は基本的には元地形勾配に応じて設定しているが、法線形の都合により一部掘削が必要な部分も存在する。流路工の大部分は河床勾配が約2度であり、河口から約300m上流の区間はそれよりも緩く、約1度である。カムリグランデ川の砂防ダム直下ではやや急な勾配の区間が200m程度存在している。

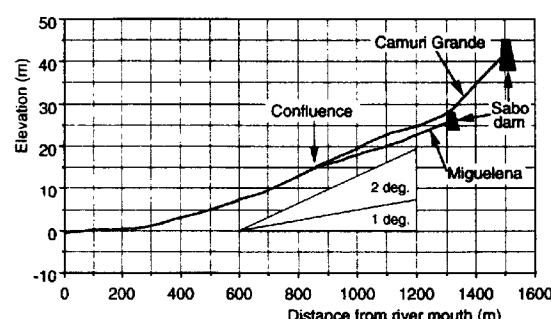


Fig.36 Longitudinal bed profile of the channel works

土砂氾濫・堆積過程の再現計算では、河口部で段落ち流れの取り扱いをした。ここでは、背水の影響を考慮するため、河口から沖合約200mまでプール状の溜まりを設け、沖合200mの所に平均海面と同じ高さの壁を設置し、この壁よりプール内の水位が高くなれば、高くなった分を越流水深とする段落ち流れを仮定し、プール内の水がプール外へ流出するようにした。なお、このプールには沖へ行くほど水深が増すような1/10程度の傾斜をつけており、最も遠方では水深が約20mになっている。このプールでは砂防ダムでの堆積速度の取り扱いと同様、沈降による土砂堆積も考慮している。

(2) 計算結果の考察

各ケースの計算結果 ($t = 25$ 時間後) をFig.37に示す。CASE-1では砂防ダムを配置しておらず、流路工の深さも2mと浅いため、扇状地全域で土砂の氾濫・堆積が生じている。流路工内で3~5m (一部5m以上) の堆砂が生じ、河口部での堆砂とその周辺での堆積厚が大きくなっている。Fig.25に示した土砂氾濫・堆積の再現計算では、流路工が無かった (小規模な河道はあった) ため扇状地の中流部で顕著な堆積が生じたが、流路工を設置したこのケースでは、扇状地のほぼ全域で氾濫・堆積が生じているものの、中流部での大規模な堆積は生じておらず、ある程度流路工の効果が認められよう。

CASE-2では、両河川に高さ10mの砂防ダムを配置して流出土砂の一部を扞止しているが、扞止量が十分でないために扇状地のほぼ全域で氾濫・堆積が生じている。流路工内外での土砂堆積の規模はCASE-1

に比してかなり小さくなっている。

CASE-3では、カムリグランデ川の砂防ダム高を20mにしたため、ダムからの流出土砂量が激減し、氾濫・堆積規模もかなり小さくなっている。しかしながら、川の右岸側や下流域で氾濫が生じ、1m以下ではあるが土砂堆積を起こしている。

砂防ダムの高さをこれ以上にすることは現実的ではないので、流路工の深さを3mとしたCASE-4では、CASE-3とほぼ同様の氾濫・堆積が生じた。そこで、流路工の深さを5mとしたCASE-5では、氾濫・堆積はほとんど生じないことが分かった。

以上の計算結果より、ここで提案した流路工の配置形状や勾配に対しては、少なくともカムリグランデ川には高さ20m、ミグエレナ川には高さ10mの不透過性砂防ダムを配置し、合流点と各砂防ダムに幅50m、深さ5mの流路工をカムリグランデ川に、幅40m、深さ5mのそれをミグエレナ川に配置し、合流後は幅80m、深さ5mの流路工を配置すれば、今回

発生した規模の土砂流出に対しても、扇状地で土砂氾濫・堆積が生じないようにすることが可能であることがわかった。

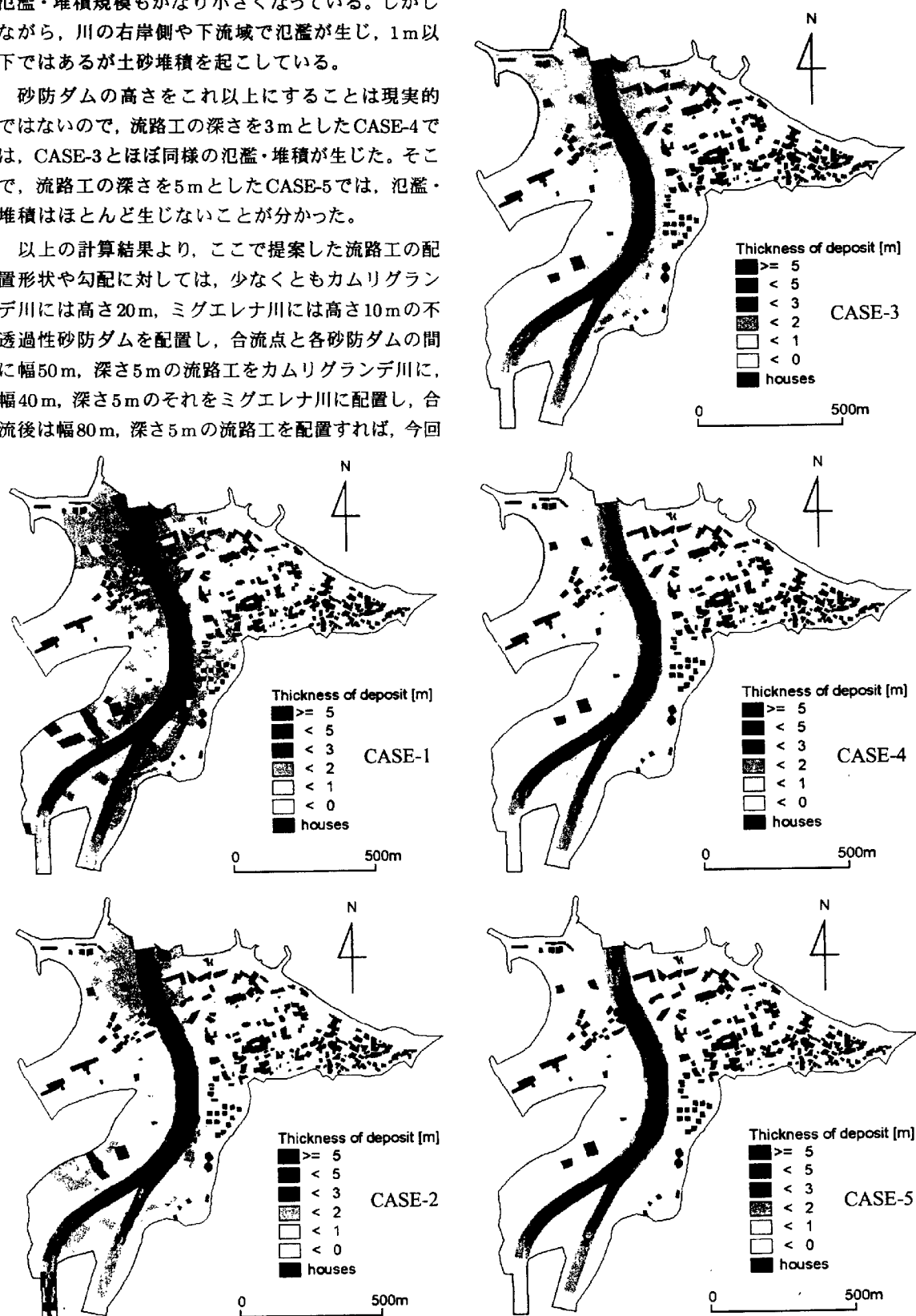


Fig.37 Calculated temporal changes of sediment accumulation

5. 結 語

本研究では、1999年12月16日に、南米ベネズエラ国のカムリグランド流域で発生した土砂災害の概要を示すとともに、発生した土砂流出規模の推定、扇状地での土砂氾濫・堆積の再現計算、および砂防ダムと流路工の配置による施設効果の評価を数値シミュレーションを通して検討した。その結果、ここで示した解析手法で現象の再現がある程度可能であることがわかった。ただし、解析モデルでは粒径選別効果を考慮していないために、流出土砂の空間的な分布特性を再現するまでには至っておらず、今後、モデルの改良が必要である。

砂防施設効果の評価にはここで示した解析手法が極めて有効であると思われるが、ここでは不透過性の砂防ダムについてのみしか検討しておらず、また、流路工の平面形状についても一通りしか考えていない。

不透過型の砂防ダムではダムが満砂するまで下流に土砂を供給できないため、下流の河床低下やカリブ海に面した美しい海岸の侵食が生じる可能性がある。また、不透過型の砂防ダムは川を遮断するため、底棲動物や魚類にとって好ましいとは思えない。また、高さ20mもの不透過型砂防ダムは風光明媚な保養地としての性格が強いこの流域にとって景観上にも問題が残ろう。環境に優しい砂防施設の配置を考慮するとともに、それらの機能評価・性能照査を行って、ここで示した方法にそれを組み込むことが必要となろう。

流路工の平面形状についても、両河川を合流させる方法がよいのか、バイパスを設けるとどうなるのかなど、多面的な検討が必要であろう。

さらに、ここで提案しているような大規模な砂防施設が、この国にとって最適かどうか重要な検討課題である。今回のような土砂流出規模を対象として、ハード対策で完全にこれをくい止めることが最適であるとは考えていない。あくまでも砂防施設の効果の評価法を示したのである。避難システムの確立や土地利用規制の強化など、ソフトな対策を併用してハード対策の規模を決めることが大切であろう。

謝 辞

本研究は、文部省科学研究費（代表：京都大学防災研究所 教授 高橋 保）の補助を受けて突発災害調査を行い、その調査報告の一部をとりまとめたものである。現地調査を実施するに当たり、ベネズエラ在日本大使館、ベネズエラ国環境天然資源省には

種々の便宜をはかっていただいた。とくに、JICA専門家として環境天然資源省に出向しておられた岡野一郎氏には入手困難と思われた種々の資料や情報をご提供いただくとともに、調査のお膳立てを全てしていただいた。また、同省の職員であるアルフレッド・カリージョ氏には、早朝から夕方遅くまで現地調査に加わっていただき、調査では強力なリーダーシップを発揮していただいた。さらに、ロスアンデス大学のアギーレ教授とヨーレギ教授にはカウンターパートとして現地調査にも加わっていただくとともに、立派な分厚い災害調査報告もいただいた。ここに、記して関係各位に深謝する。

参考文献

- 池田駿介・中北英一・清水義彦(2001)：ベネズエラ土砂・洪水災害報告（エルグアボダムの決壊と氾濫痕跡調査を中心として）、河川災害に関するシンポジウム講演概要集、河川災害に関するシンポジウム開催事項委員会、pp.17-27。
- 川池健司・井上和也・戸田圭一・中川 一・中井 勉(2000)：急傾斜都市における土砂・氾濫災害の解析、京大防災研年報、第43号B-2、pp.333-343。
- 高橋 保(1977)：土石流の発生と流動に関する研究、京大防災研年報、第20号B-2、pp.405-435。
- 高橋 保・井上素行・中川 一・里深好文(2000)：山岳流域における土砂流出の予測、水工学論文集、第44巻、pp.717-722。
- 突発災害調査報告書(2001)：Flood and Sediment Disasters Caused by the 1999 Heavy Rainfall in Venezuela, Research Report on Natural Disasters, Supported by Japanese Ministry of Education, Science, Sports and Culture (Grant No. 11800020), pp.1-141。
- Maki, N. (2001)：Damage and disaster response on the 1999 flood and sediment disasters in Venezuela, Research report on the "Flood and Sediment Disasters Caused by the 1999 Heavy Rainfall in Venezuela", supported by the Japanese Ministry of Education, Science, Sports and Culture (Grant No. 11800020), pp.77-96。
- Nakagawa, H. and Takahashi, T. (1997)：Estimation of a debris flow hydrograph and hazard area, Proc. of the 1st Intern. Conf. on Debris Flow Hazards Mitigation, ASCE, pp.64-73。
- Onda, Y. and Shibayama, T. (2001)：Rainfall and landslide distribution in Naiguata River and Camuri Grande on the 1999 disaster in Venezuela, Report of the 1999 Sediment Disaster in Venezuela, "Flood

- and Sediment Disasters Caused by the 1999 Heavy Rainfall in Venezuela", pp.1-6.
- Takahashi, T. (1991) : Debris flow, Balkema, pp.1-165.
- Takahashi, T., Nakagawa, H. and Kuang, S. F. (1987) : Estimation of debris flow hydrograph on a varied slope bed, Proc. of the Corvallis Symposium on Erosion and Sedimentation in the Pacific Rim, pp.167-177.

Sediment Disasters Caused by the Heavy Rainfall in the Camuri Grande River Basin, Venezuela, 1999

— Reproduction of Sediment Runoff, Flooding, and Deposition and Evaluation of Effectiveness of the Sabo Works by Means of Numerical Simulation —

Hajime NAKAGAWA, Tamotsu TAKAHASHI, Yoshifumi SATOFUKA and Kenji KAWAIKE*

* Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

A disastrous debris flow occurred in the Camuri Grande River basin due to a heavy rainfall on December 16, 1999 in Venezuela. This paper shows the estimated debris flow hydrographs of the Camuri Grande River and its tributary by using one-dimensional simulation model, in which the grain size distribution of the riverbed materials is taken into account. Moreover, flooding and deposition processes on the fan of the river are reproduced using two-dimensional model, where calculated results obtained by one-dimensional model such as flow discharge, sediment discharge, and sediment diameters are used as inflow boundary conditions on to the fan area. In this model, the unstructured meshes are adopted to express the shape of the rivers, buildings, roads, and etc. in accurate on the fan. Calculated sediment deposited area and thickness of deposits correspond fairly well with the actual ones. The effects of countermeasures by Sabo dams and channel works against debris flow disasters are investigated by using one- and two-dimensional numerical model. The numerical simulation method is found to be very useful to evaluate the effectiveness of countermeasures such as Sabo dams and channel works.

Keywords: Venezuela, sediment disaster, debris flow, Camuri Grande River, Sabo dam, channel works, numerical simulation