

豪雨時土砂収支モデルの姫川流域への適用

京都大学防災研究所 高橋 保・中川 一・〇里深 好文
 京都大学大学院 鈴木 信昭

1、はじめに

これまで、土砂災害の防止・軽減を目的として数多くの砂防構造物が設置されてきた。その効果により、土砂の急激な流出に伴う災害はある程度減少してきている。しかし近年、山間部や山麓周辺にまで開発が進み、危険度は必ずしも単調に減少してきているとは言い難い面もある。また、ダムや砂防構造物によって土砂流出が抑制されたことの反作用として、海岸侵食や河岸の侵食と言った問題もクローズアップされてきており、河川の治水には水系一貫した土砂管理が必要であることを示しているといえよう。そこで本研究では、平成7年7月の姫川災害を対象として水系一貫の土砂収支モデルの開発を試みている。

2、土砂収支モデル

本研究における土砂収支モデルでは、解析の対象となる流域が複数の斜面部とそれに接続する一組の河道網によって構成されるものと考えている。図-1に示すように姫川流域を斜面部と河道部に分割する。斜面部はその内部で斜面長、等価粗度、斜面勾配が一様であるとし、与えられた降雨条件をもとに kinematic wave 法により斜面下端における流量を計算している。本モデルにおいては、斜面下端で計算される流出流量をそのまま河道部への横流入流量として与えている。河道部は2744個の計算点からなり、斜面部から流水の供給を受け河床変動するものとし、その計算には一次元河床変動モデルを用いている。基礎方程式としては、以下に示すように石礫型土石流を対象とした高橋らのモデル¹⁾を採用している。

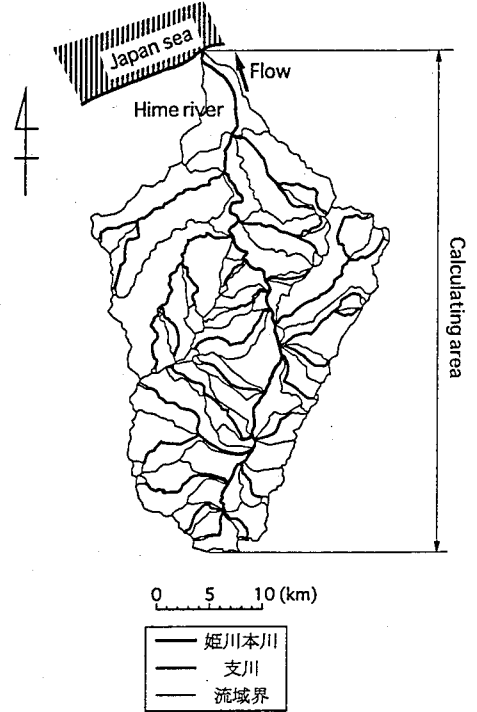


図-1

[流れの抵抗則] ($C > 0.4C_*$ の時)

$$q = \frac{2}{5d} \left\{ \frac{g}{0.02} \frac{\sigma C + (1-C)\rho}{\sigma} \right\}^{1/2} \left\{ \left(\frac{C_*}{C} \right)^{1/3} - 1 \right\} h^{5/2} \tan^{1/2} \theta$$

($0.01 < C \leq 0.4C_*$ の時)

$$q = \frac{0.7\sqrt{g}}{d} h^{5/2} \tan^{1/2} \theta$$

($C \leq 0.01$ あるいは $h/d \geq 30$ の時)

$$q = \frac{1}{n_m} h^{5/3} \tan^{1/2} \theta$$

C: 土石流の粒子濃度、 C_* : 堆積層の粒子濃度、q: 混合物の単位幅流量、h: 流動深(水深)、 θ : 水面勾配、
 d: 砂の粒径、 n_m : マニングの粗度係数

表-1

[全容積の連続式]

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial q B}{\partial x} = i_s + \frac{q_{in}}{B}$$

i_s : 侵食・堆積速度(侵食のとき $i_s > 0$)、 q_{in} : 側方からの流入流量、B: 川幅

[砂粒の連続式]

$$\frac{\partial C h}{\partial t} + \frac{1}{B} \frac{\partial q C B}{\partial x} = i_s C_* + \frac{q_{sin}}{B}$$

[渓床の連続式]

$$\frac{\partial z}{\partial t} + i_s = 0$$

q_{sin} : 側方からの流入流砂量、z: 河床位

[侵食・堆積速度式]

(侵食の場合) $i_s = \delta_c \frac{C_\infty - C}{C_* - C} \frac{q}{d}$

(堆積の場合) $i_s = \delta_d \frac{C_\infty - C}{C_*} \frac{q}{h}$

| | 初期堆積厚(m) | 崩壊 |
|--------|----------|----|
| CASE 1 | 1.0 | 無 |
| CASE 2 | 2.0 | 無 |
| CASE 3 | 3.0 | 無 |
| CASE 4 | 1.0 | 有 |
| CASE 5 | 2.0 | 有 |
| CASE 6 | 3.0 | 有 |
| CASE 7 | 0.0 | 有 |

δ_c 、 δ_d : 定数、 C_∞ : その地点の勾配で流し得る粒子濃度

豪雨時における流域の土砂収支を明らかにするためには、崩壊土砂の影響を考慮すべきである。そこで本研究では、崩壊土砂を各支川毎に洪水期間を通じて一定の土砂濃度で側方から流入するという形で与えている。土砂濃度は、入手した実測データ²⁾から得た崩壊土砂量と各支川毎の流量の計算値から得ている。計算は表-1に示す7ケースで行っている。表-2に計算の諸条件を示す。計算に必要な各斜面の斜面長や面積、河道の河床位や川幅等は地形図から直接読み取っている。

3、結果と考察

図-2にCASE1とCASE4から得られた姫川本川の河床変動量の縦断分布を示す。この図から次のようなことが分かる。崩壊土砂を与えずに河床変動を計算した場合には、変動は小さく侵食の傾向が目立っている。しかし、崩壊土砂を考慮すると河床は全体的に上昇し、その変動量も大きくなる。特に上流部での河床上昇が目立っている。ここでは洪水以後の計算は行っていないが、この上流部の堆積土砂が、その後の下流域の河床変動に影響を及ぼすことは十分考えられる。

図-3に洪水後における河床変動量の縦断分布の実測データとCASE4の計算結果との比較を示す。対象区間は姫川河口から約30km上流までである。計算結果には実測データのような著しい土砂の堆積はないものの、全体的な傾向はよく合っていると思われる。計算結果に著しい堆積が現れない原因としては、崩壊土砂の流入を洪水期間を通じて一定の濃度で与えていることが考えられる。そこで、崩壊土砂の与え方によって、流域の流砂・河床変動にどのような影響があらわれるのを明らかにするために、姫川支川の一つである大所川流域において、斜面の崩壊が短期的かつ局所的に生じた場合の計算を行ってみた。崩壊土砂を地形図から読み取った崩壊地に均等に配分し、この土砂が時間雨量のピーク時に30秒間にわたって土砂濃度50%で河道に流入するようにしている。図-4に大所川下流端での流量及び流砂量のヒドログラフを示す。この図には、崩壊が起こった直後に極端なピークが見られる。これは、大所川下流端に比較的近い崩壊地から土砂が一気に流れ出たものと思われる。姫川本川で著しい堆積が起こる原因として、このような現象が考えられよう。

表-2

| | |
|--------------------------------|--------------------------|
| 堆積層の粒子濃度C. | 0.65 |
| 砂の粒径d(m) | 0.05 |
| マンニングの粗度係数 n_m (m-s系) | 0.02 |
| δ_e | 0.0007 |
| δ_d | 0.0002 |
| 計算点間隔 Δx (m) | 100 |
| 全流域での最大流速 V_{max} 単位(m/s) | 計算時間間隔 Δt (s) |
| $0 \leq V_{max} < 5$ | 5.0 |
| $5 \leq V_{max} < 10$ | 2.0 |
| $10 \leq V_{max} < 20$ | 1.0 |
| $20 \leq V_{max} < 50$ | 0.2 |
| $50 \leq V_{max}$ | 0.1 |

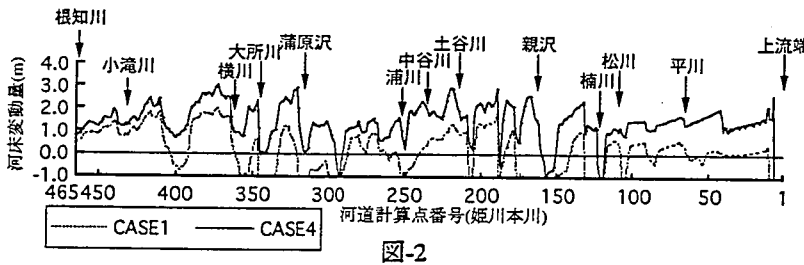


図-2

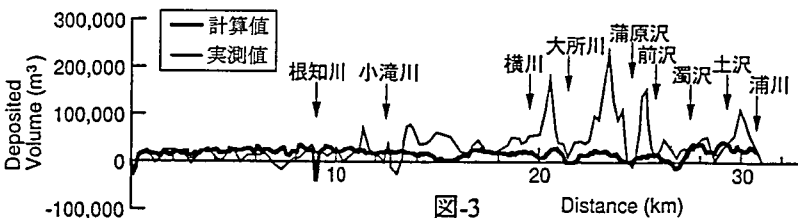


図-3

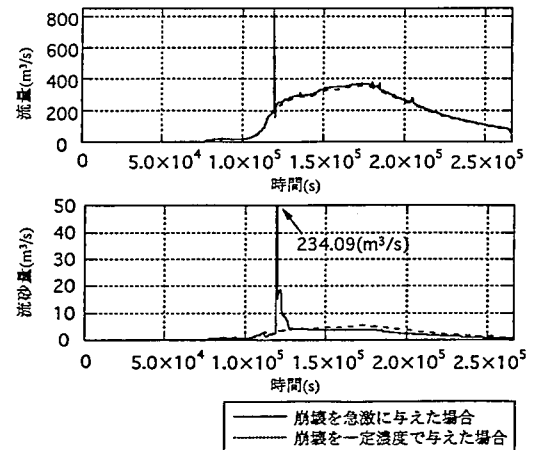


図-4

4、おわりに

本研究において、河道の河床変動には斜面の崩壊によって流入する土砂の影響が大きいことが分かった。また、本モデルによって水系一貫の土砂収支予測がある程度可能であることが示された。今後、崩壊発生箇所や崩壊発生時刻の予測に関する研究が進めば、より現実的な土砂流出の予測が可能となり、水系一貫の土砂の管理に有効な情報を与えると思われる。

- 参考文献 1)高橋保・中川一：豪雨時に発生する石礫型土石流の予測、新砂防、44-3、1991、pp.12-19。
2)国際航業株式会社：平成7年度姫川流域流出土砂量調査業務報告書、1996、pp42。