

II-342

1995年9月30日異常降雨時の都市河川流出状況の推算

宮崎大学工学部 正員 杉尾 哲
 宮崎大学工学部 正員 出口 近士
 宮崎大学工学研究科 学生員 花木 俊幸
 鹿児島大学農学研究科 学生員 アガス スパリット

1. はじめに

宮崎市の中心部を流れる都市河川小松川は、昔から大雨のたびに氾濫を繰り返している。このような状況の中で、1995年9月30日に宮崎市街地を中心とする局地的な降雨が発生したが、この宮崎地方気象台における観測史上最大雨量(60分間:139.5mm, 10分間:38.5mm)を記録した異常降雨で洪水浸水を引き起こし、流域住民に甚大なる被害をもたらした。そこで、本研究では、1995年9月30日降雨の再現期間を求めるとともに、小松川流域を解析対象として構築した洪水流出予測数値モデルを用いて、流出状況の再現計算を行なった。

2. 確率水文学

宮崎地方気象台で観測された1924年～1995年の年最大降水量記録(60分間, 10分間)を用いて、これらの水文学量に対数正規分布に従うとして、確率水文学量を求めた。その推定方法としては、下限値 b を有する岩井法を利用した。対数正規分布を解くための変換式は、

$$\xi = a \{ \log(X+b) - \log(X_0+b) \} \quad (\xi : \text{正規変数})$$

で表され、定数 a, b, X_0 は次式で求められる。

$$\log X_0 = \frac{1}{N} \sum \log X_i \quad b = \frac{1}{m} \sum b_s \quad \left\langle \because m = \frac{N}{10}, b_s = \frac{X_s \cdot X_t - X_0^2}{2X_0 - (X_s + X_t)} \right\rangle$$

$$\frac{1}{a} = \sqrt{\frac{2 \sum \{ \log(X_i+b) - \log(X_0+b) \}^2}{N-1}}$$

ここで、 N :観測データ数、 X_i :観測値、 s, t :大きさの順に並べかえた X_i の順位に対して対称な順位である。

表-1, 表-2に計算結果を示す。この計算結果を見ると、1995年9月30日における60分間降雨記録は確率約1/370に、10分間降雨記録は確率1/1000以上に相当していることが分かる。

表-1 60分間降雨強度 表-2 10分間降雨強度

確率年	X(mm/60min)	確率年	X(mm/10min)
10	78.4	10	23.6
100	116.8	100	30.4
300	135.7	250	32.8
370	139.4	500	34.6
400	140.7	1000	36.3

3. 流出解析モデルと基礎方程式

流出解析に用いた数値モデルは、①有効降雨モデル、②斜面モデル、③河道モデルの3つのサブモデルから構成されている。解析対象流域を分割した流域モデル図を図-1に示す。

①有効降雨モデルは、飽和-不飽和浸透理論を適用して浸透性地表面に降った降雨が地中に浸透することに伴う降雨損失を表現して、浸透性地表面での有効雨量 R_s を算定する。

$$C(\varphi) \frac{\partial \varphi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial Z} \left[K_u(\varphi) \left(\frac{\partial \varphi}{\partial Z} - 1 \right) \right], \quad i = -K_u(\varphi) \frac{\partial \varphi}{\partial Z} + K_u$$

φ :サクション(cm)、 $C(\varphi)$:比水分容量、 K_u :不飽和透水係数(cm/s)

②斜面モデルは、浸透性地表面での有効雨量 R_s と分割ブロック毎の不浸透面積率 D_i および公共貯留施設容量 V から降雨の表面流出成分 Re を算定して、斜面上を流下して河道へ流入する横流入量を計算する。

$$V > \text{Strageのとき} \quad Re = \alpha DR + \alpha \cdot R_s \frac{A_i(1-D) - A_s}{A_i}, \quad V < \text{Strageのとき} \quad Re = \alpha DR + \alpha(1-D) \cdot R_s$$

R:降雨強度、Strage:その時間までの降雨の累積貯留量、 α :浸透以外の損失による損失係数(=0.85)、 A_i :分割ブロックの面積、D:1995年1月の不浸透面積率、 As :貯留施設の面積

$$h = \left(\frac{N}{\sqrt{i_0}} \right)^{0.6} q^{0.6}, \quad \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = Re, \quad N = 1.1 \times 10^{-2.4D}$$

N:等価粗度係数、 i_0 :斜面勾配、 q :流量、 Re :有効降雨強度、
③河道モデルは、小松川に流入してくる斜面からの横流入量を河道に与えて、河道内を流れる流量、水深の変化を計算する。

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g \left(i_0 - \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}} \right), \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q, \quad A = kh^m$$

v :流速、 h :水深、 R :径深、 i_0 :河床勾配、 A :流積、 Q :流量、 n :マンニングの粗度係数、 q :斜面からの横流入量

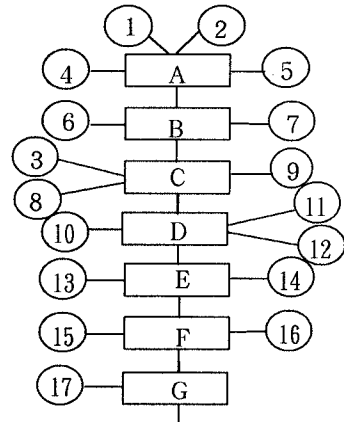


図-1 流域モデル

4. 再現計算結果

図-2は、1995年9月30日に観測された降雨記録を示し、これを用いた再現計算結果を図-3に示している。なお、流域内には公共貯留施設3ヵ所(総合文化公園、出水口公園、宮崎公立大学運動場)があり、この貯留効果を含めて流出解析を行っている。実線は計算値で、○印は小松川下流端から1,150m地点の新小松橋で観測された1時間毎の水位である。

これを見ると、一部を除いて全体的に計算値は観測値とよく一致しているが、9～11時間目において観測値より最大で約1.1m程低く算定している。この原因については検討中である。また、図-4には小松橋最大水位時の水位縦断面図を示している。この図に示すように、小松川付近の地盤高は左岸側より右岸側が低い。このため小松川の流下能力は $20\text{m}^3/\text{s}$ と小さく、上流から下流にかけてほぼ全域で小松川が氾濫を起し、中流域では0.5m程度の浸水が発生していたことが推定される。さらに、斜面モデルで算定された小松橋最大水位時の斜面下流端付近の水深は約4～7cmであり、外水の氾濫しなかった位置においても斜面流によって浸水していて、結果的に小松川流域全域で浸水していたことが推定される。

〔参考文献〕

- 岩井・石黒:応用水文統計学, 森北出版, 1970.
- 杉尾・出口:Flood Control Simulation in Small Urban Drainage Basin, Proc.25th IAHR, pp.680-686, 1993.

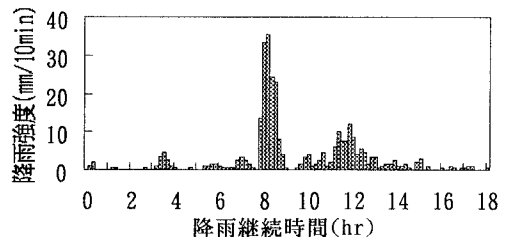


図-2 観測された10分間降雨強度

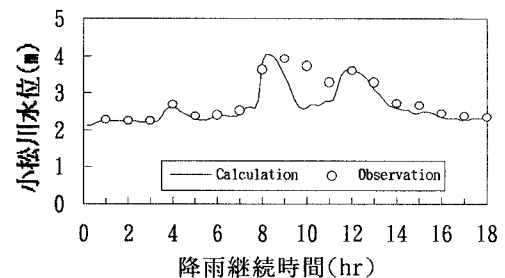


図-3 新小松橋観測地点の水位変化

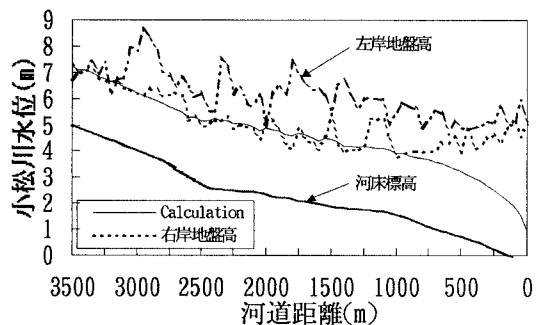


図-4 小松橋最大水位時の水位縦断面図