

台地部の都市試験流域における 洪水流出解析

Stormwater Runoff Analysis for the Urban Experimental Basin in Upland

藤村和正*・安藤義久**・横山博***

By Kazumasa FUJIMURA, Yoshihisa ANDO and Hirokazu YOKOYAMA

Abstract

In recent years, more spatial and temporal rainfall data are presented by progress of climatic observation technology, while the rapid human activities for basins like urbanization caused flooding problems.

This paper describes the analysis of stormwater runoff model for the Yabata experimental basin(5.42km²) in urbanized Toshima Upland in Tokyo. And it was considered distributed rainfall data of 5 minutely from 6 autographic raingauges and distinguished infiltration capacity for land use.

Keywords: runoff, stormwater, distributed rainfall, land use

1. はじめに

洪水流出解析を行う際、流域への降水のとらえ方として従来は簡単な時空間分布の情報しか得ることができなかった。しかし、今日では、雨量観測技術は格段に進歩し、ネットワーク化した地上気象観測や気象レーダーの観測により、細密で多量な時空間分布の降雨情報が得られるようになった。一方、流域に関しては、その被覆状態は急激な人間活動により大きく変化し、無秩序な市街化は都市水害を発生させ、森林の乱伐は洪水を増大させるなど逆に人間に被害を及ぼし、自然環境の面でも大きな社会問題となっている。そこで、このようなことの反省から、河川計画では流域を単位として考える総合治水対策がとられるようになった。その中で、流域の不浸透域へ降った雨を地中へ浸透させるという雨水浸透工法は流出抑制および湧水保全の面で効果があると考えられている。

本研究は以上のことを念頭におき、流域内の降雨の分布性を考慮し、土地利用別の浸透能特性を取り入れた流出モデルで都市流域を対象として再現計算を行い、その適合性について検討している。また、雨水浸透施設の設置による流出への影響を検討するため、屋根への降水を雨水浸透枳によって浸透させたと考えた

* 正会員 東京都立大学助手 工学部土木工学科(192-03 東京都八王子市南大沢1-1)

** 正会員 工博 東京都立大学助教授 工学部土木工学科(同 上)

*** 東京都下水道局計画部総合計画課長 (163-01 東京都新宿区西新宿2-8-1)

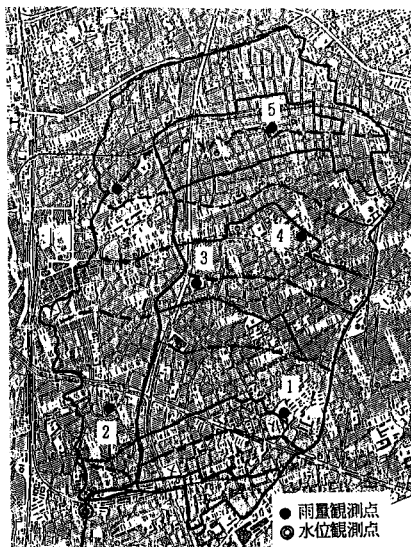


図-1 谷端川流域

きのシミュレーションも行っている。流出モデルの解析手法は、流域内の降雨分布の変化にも土地利用状況の変化にも容易に対応しうる分布型の物理的洪水流出モデルであるキネマティック・ウェーブ法を採用した。

2. 対象流域

谷端川流域は石神井川の支川で豊島台に位置し、東京都板橋区と豊島区の完全に都市化された流域であり、流域面積は5.42 km²である(図-1)。流域の主な土地利用は、宅地、民家の間地、運動場、公園、道路等である。谷端川本川はコンクリート張り矩形断面水路、支川は下水管渠となっている。

実際の河川流域は地形の変化が大きく土地利用の状況も様々であるので、流出解析を行う場合は流域を簡単なモデルに置き換える必要がある。本研究では、地形図から分水嶺、土地利用などの表層条件が急変するような場所を境界として図-2に示すような12のブロックに分割し、キネマティック・ウェーブ法(以下KW法)で計算するため、各ブロックの斜面モデル、河道モデルを表した。また、流域内の降雨の分布状況を考慮するため、雨量観測点として流域内6地点に転倒桁型自記雨量計(5分間雨量)を設置し、各観測点に近い流域ブロックにそのデータを割り当てた。本流域における実際の降雨分布状況を1989年9月19日の降雨(図-3)について見ると、流域が小さいので明確な違いはでてないが、各地点とも降雨波形に差異があることが分かる。

図-2に示すような12のブロックに分割し、キネマティック・ウェーブ法(以下KW法)で計算するため、各ブロックの斜面モデル、河道モデルを表した。また、流域内の降雨の分布状況を考慮するため、雨量観測点として流域内6地点に転倒桁型自記雨量計(5分間雨量)を設置し、各観測点に近い流域ブロックにそのデータを割り当てた。本流域における実際の降雨分布状況を1989年9月19日の降雨(図-3)について見ると、流域が小さいので明確な違いはでてないが、各地点とも降雨波形に差異があることが分かる。

3. 流出モデル

3.1 有効降雨

土地利用別の浸透能特性を考慮した有効降雨モデルは、安藤・高橋・和泉・金尾¹⁾により提案されており、本研究ではそれを用いた。流域の土地利用分類を3つに分け、不浸透域を屋根、道路等、そして浸透域を運動場と民家の間地とした。

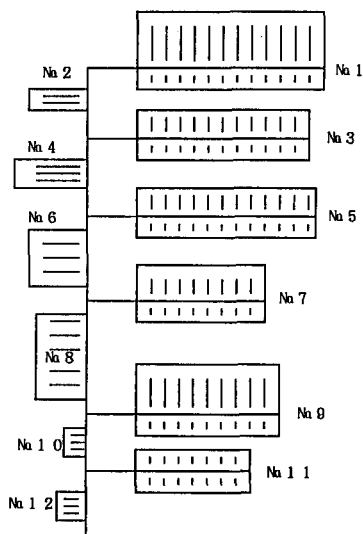


図-2 流域のモデル化

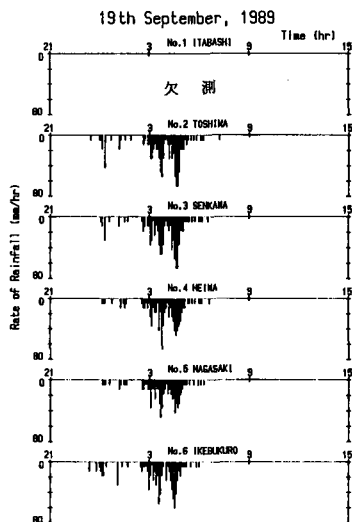


図-3 流域内の降雨分布状況

不浸透域（屋根、道路等）では初期損失 L_{imp} のみを損失降雨とし、有効降雨の時系列を $Re_{imp}(t)$ で表す。

$$\Sigma R(t) \leq L_{imp} \quad \text{ならば} \quad Re_{imp}(t) = 0$$

$$\Sigma R(t) > L_{imp} \quad \text{ならば} \quad Re_{imp}(t) = R(t)$$

浸透域では土地利用（ k ）ごとの初期損失 $L^{(k)}$ と終期浸透能 $IC^{(k)}$ を損失降雨とし、有効降雨の時系列は $Rep^{(k)}(t)$ で表す。

$$\Sigma R(t) \leq L^{(k)} \quad \text{ならば} \quad Rep^{(k)}(t) = 0$$

$$\Sigma R(t) > L^{(k)} \quad \text{かつ} \quad R(t) \leq IC^{(k)} \quad \text{ならば} \quad Rep^{(k)}(t) = 0$$

$$" \quad R(t) > IC^{(k)} \quad \text{ならば} \quad Rep^{(k)}(t) = R(t) - IC^{(k)}$$

3・2 終期浸透能

安藤・鈴木・梶谷・尾崎・林²⁾は谷端川流域において、散水型浸透計による浸透能測定を行っている。本研究ではこの実験で得られた結果の中央値を終期浸透能として用いた。運動場は 3.8 mm/h r 、民家の間地は 11.3 mm/h r である。

3・3 初期損失の設定

まず、不浸透域の初期損失量については、Tholin と Keifer³⁾により約 1.6 mm であることが示されているが、山口・松原・山守⁴⁾は、約 2 mm という値を示しており、また、安藤・虫明・高橋⁵⁾によって行われた多摩ニュータウン地域の測定においても同様に、約 2 mm という値が得られている。したがって、本研究においても不浸透域の初期損失量を 2 mm とする。

浸透域の初期損失量については、先行降雨や日射量、気温等の気象条件および土質条件等のデータを考慮し算定する必要がある。しかし、現段階では困難なことであるので、本研究では初期損失量を $0 \sim 70 \text{ mm}$ まで変化した流出計算を行い、実測ハイドログラフと計算ハイドログラフのピーク流量の相対誤差が最小となる値を求め、

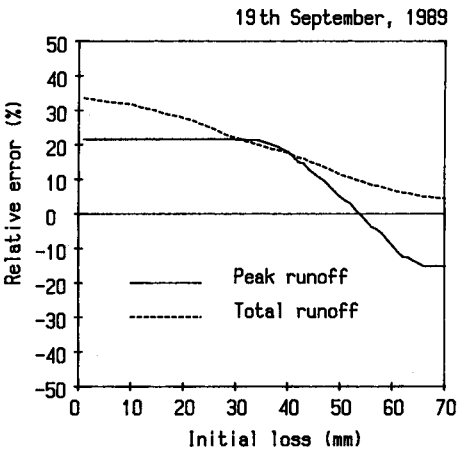


図-4 初期損失量の最適値

その値を対象洪水を代表する初期損失量とした。例として、図-4に1989年9月19日の降雨について初期損失量の変化に対するピーク流量及び総流出量の相対誤差の変化をグラフで示した。

3・4 基礎方程式

洪水流出の構造は、斜面モデルの雨水流と、それらを集水して流下する河道流の組合わせと考えることができる。このような流出現象を表現するものとして、次の基礎式が与えられる。

$$\text{斜面流} \quad \left\{ \begin{array}{l} q = \frac{1}{N} h^{\frac{5}{3}} s^{\frac{1}{2}} \quad \dots\dots\dots (1) \\ \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r \quad \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

$$\text{河道流} \quad \left\{ \begin{array}{l} A = K Q^P \quad (\text{管渠の場合}) \quad \dots\dots (3) \end{array} \right.$$

$$\text{or } Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (\text{矩形断面水路の場合}) \quad \dots\dots (4)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \quad \dots\dots\dots (5) \end{array} \right.$$

ここに A : 河道の流水断面積 X, x : 距離 h : 雨水流の水深 t : 時間 r : 有効雨量強度
 Q : 流量 q : 斜面単位幅流量 K, P : 定数 n : マンガの粗度係数 N : 等価粗度

3・5 斜面流定数と河道流定数

(1) 式における等価粗度 N は、流域をブロック化した斜面モデルの流出計算に用いられる値で、開水路の粗度係数とはまったく異なったものであり区別をしている。

等価粗度は解析の過程で試算によって修正していく必要があるが、角屋⁶⁾は標準的な値として市街地流域では $N = 0.01 \sim 0.04 \text{ (s/m}^{\frac{1}{3}}\text{)}$ を示している。しかし、永井・角屋⁷⁾ による天神川市街地流域の流出解析では、最下流斜面で $N = 0.004 \text{ (s/m}^{\frac{1}{3}}\text{)}$ 、その他の斜面でも $N = 0.006 \text{ (s/m}^{\frac{1}{3}}\text{)}$ という値を用いている。そして、本研究においては試算の結果で $N = 0.008 \text{ (s/m}^{\frac{1}{3}}\text{)}$ が最適値と判断されたためこの値を用いることとする。

一方、河道の粗度係数については、谷端川本川はコンクリート張りの矩形断面水路なので、一般的な値の $n = 0.02 \sim 0.03 \text{ (s/m}^{\frac{1}{3}}\text{)}$ の範囲から試算の結果、 $n = 0.02 \text{ (s/m}^{\frac{1}{3}}\text{)}$ とした。また、基礎方程式(3)式に含まれる谷端川支川の河道係数 K 、 P の決定は、まず、実際の河道断面、河道勾配、粗度係数から任意のいくつかの水深における流量 Q 、流水断面積 A を計算し、縦軸に流量 Q 、横軸に流水断面積 A をとった両対数グラフにプロットし、各点を直線近似してその傾きから河道係数 K 、 P を求めた。

4. 流出計算

4・1 差分法

実際の計算では、(1)～(5)式の基礎式を差分式に直して行っている。河道流の運動方程式は(3)式と(4)式では異なっているが、これは管渠の場合、 Manning 式は三角関数を含むものとなり差分化は困難である。そこで、この場合の運動方程式を流水断面積の関数として取り扱っている。

4・2 初期条件と境界条件

上に挙げた条件式を解く場合には、適当な初期条件と境界条件を与える必要がある。初期条件としては、各断面で流量(水深)がすべて等しいとするのが、最も簡単である。また、境界条件には、斜面あるいは河道の上流端での流量を与える。本研究では、各断面での水深が 0 であることを初期条件として与え、境界条件としては、上流ブロックからの流入がない河道流、あるいは斜面流の解析を行う場合には流入量を 0 とし、上流ブロックからの流入がある場合には、その流入量を与える。

4・3 時間ステップ、距離ステップの設定

差分式を用いる流出解析では、時間ステップ Δt および距離ステップ Δx に適当な値を与える必要がある。Manning 式を用いる場合その条件として、計算で追跡していく領域の広がり の速さ $\frac{\Delta x}{\Delta t}$ が Kleiz-Seddon

の公式で言われる洪水波の伝播速度より速くならなければならない。つまり、 $\frac{5}{3}v < \frac{\Delta x}{\Delta t}$ を満たしているべきである。本研究では、試算の結果、時間ステップを $\Delta t = 10$ 秒、距離ステップを斜面流は $\Delta x = 10$ m、河道流は $\Delta X = 100$ m としている。

4・4 流出計算

対象洪水は 1989 年～1990 年の降雨で、ハイレートグラフで鋭いピークを持つものを選び、その結果 6 洪水について再現計算を行った。使用した計算機は 28.5 MIPS のエンジニアリング・ワークステーションで、降雨継続時間 12 時間の洪水を解析するの要した時間は約 1 分である。

5. 解析結果

5・1 流出モデルの適合性について

6 洪水解析したうち 2 洪水を図-5、図-6 に示す。この 2 例を見ても、計算値と実測値のハイドログラ

フの波形はよく合っているとと言える。そして、ピーク流量と総流出量に関する相対誤差で結果を検討すると、表-1に示すように、ピーク流量に関しては、初期損失量を最適な値にとっているとは言え、相対誤差±1%以内のものが6洪水のうち4洪水あり、他2洪水についても5.9%、3.2%であり相当高い適合性が得られたと言える。また、総流出量の相対誤差は、6洪水とも-5.6%~8.6%の間にあり、これについても高い適合性が得られたと言える。安藤・鈴木・鍋山・西島⁸⁾は同流域で、1972年~1974年のデータを用い、雨量観測点を3地点として同様のKW法による流出解析を行っている。そのときの結果は総流出量の相対誤差が10%未満、ピーク流量についても10.5%以下と良好であるが、今回はそれ以上のよい結果が得られたと言える。また、前者等⁸⁾が用いた1972年頃の土地利用状況と本研究で用いた土地利用状況を表-2に示した。約15年間で不浸透域と浸透域の格差が12.4%となっており、本流出モデルはこのような流域の土地利用の変化にも十分適応していることが言える。つまり、土地利用別の浸透能特性を流出モデルに取り入れた効果が現れていることを示している。

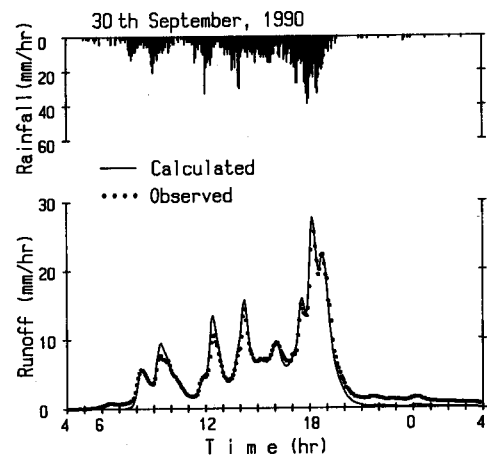


図-5 解析結果 (1990.9.30)

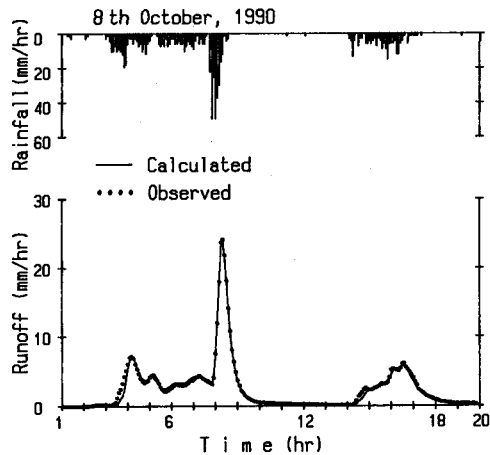


図-6 解析結果 (1990.10.8)

表-1 解析結果

No	洪水年月日	総雨量 (mm)	総流出量 (mm)		相対誤差 (%)	ピーク流量 (mm/h)		相対誤差 (%)	初期損失 (mm)
			実測値	計算値		実測値	計算値		
1	1989. 9. 19	68.4	41.4	45.0	8.6	33.8	33.7	-0.4	54.0
2	1989. 9. 23	28.5	15.8	16.9	6.3	18.9	20.0	5.9	32.0
3	1990. 9. 13	50.9	37.0	38.3	3.6	30.2	30.2	0.1	24.5
4	1990. 9. 19	30.8	20.0	18.9	-5.5	21.4	21.3	-0.3	28.5
5	1990. 9. 30	140.4	109.5	103.4	-5.6	26.7	27.6	3.2	7.0
6	1990.10. 8	67.6	45.8	43.7	-4.6	24.1	24.0	-0.3	44.0

表-2 土地利用状況の変化

	運動場	民家の間地	不浸透域
1972年	3.6	43.2	53.2
1987年	2.4	37.6	60.0
増 減	-1.2	-5.6	+6.8

(単位: %)

5・2 雨水浸透施設設置を考えた場合のシミュレーション結果

流域内の屋根への降水を、宅地に設置した雨水浸透枡で浸透させると仮定し、本研究で用いた流出モデル

でシミュレーションを行った。雨水浸透枡の終期浸透能を0～50 mm/hまで変化させて流出計算を行い、それぞれのピーク流量と総流出量の値を終期浸透能0 mm/h（不透透）のときの値に対して抑制率を求めた。図-7は1990年9月30日の洪水を終期浸透能の変化と流出の抑制率をグラフで表したものであり、表-3は全洪水について終期浸透能を10 mm/hづつ区切って見たときの抑制率を表にしたものである。実際の雨水浸透枡の谷端川流域における浸透能力は測定していないので分かっていないが、終期浸透能の10 mm/hを見てもピーク流量は14.3%～21.5%の範囲で抑えられており、総流出量については、21.5%～43.0%の間で抑制されている。これは、雨水浸透枡設置が流出抑制の面での効果がかなり高いことが言える。

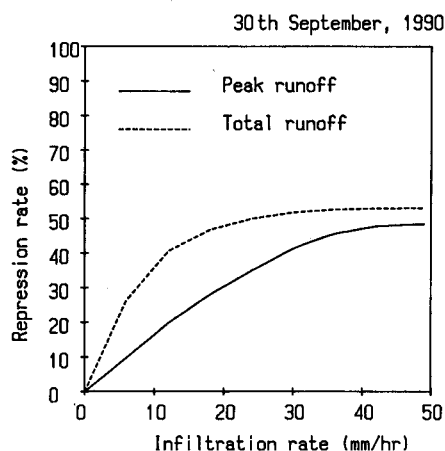


図-7 雨水浸透枡による流出抑制率

表-3 雨水浸透枡設置の流出への影響

終期浸透能 (mm/hr)		ピーク流量の抑制率 (%)					総流出量の抑制率 (%)				
		10	20	30	40	50	10	20	30	40	50
1	1989. 9. 19	14.3	35.7	38.3	45.8	51.1	27.5	41.7	50.2	54.8	57.4
2	1989. 9. 23	20.3	39.6	55.2	62.4	66.0	28.8	45.1	55.2	60.1	62.3
3	1990. 9. 13	15.5	29.2	40.1	49.3	54.8	21.5	34.2	42.6	47.5	50.2
4	1990. 9. 19	21.5	34.1	42.6	49.7	56.3	31.6	43.0	48.9	52.4	55.7
5	1990. 9. 30	16.4	30.3	41.3	47.1	48.4	35.8	47.8	51.8	52.9	53.1
6	1990. 10. 8	18.2	34.5	48.3	57.4	60.9	43.0	52.0	55.8	58.2	59.4

6. おわりに

谷端川試験流域においては降雨域の分布を考慮し、土地利用別の浸透能特性を取り入れたKW法による流出モデルでの再現結果は、かなり良好なものであり、他の都市流域での再現計算にもこの流出モデルが適用できることと思われる。今後は、レーダー雨量計のデータを用いて流出計算を行うことを目標としている。また、雨水浸透枡設置を仮定した流出のシミュレーションでは、流出抑制の効果が大きいことが分かった。

本研究は、当時卒論生であった宇野昌利氏の協力を得て行われた。ここに、記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 安藤義久・高橋裕・和泉清・金尾健司：土地利用別の浸透能特性を考慮した都市流域の洪水流出解析、第29回水理講演会論文集、PP49-54、1985。
- 2) 安藤義久・鈴木章・梶谷真・尾崎厚司・林利家：土地利用別の浸透能実測値を用いた都市流域の洪水流出解析、水利科学、No191(第33巻第6号)、1990年2月。
- 3) Tholin, A. L., and C. J. Keifer: The hydrology of urban runoff, Trans. Am. Soc. Civil Eng., Vol. 125, 1960.
- 4) 山口高志・松原重昭・山守隆：都市における降雨流出調査第2報 - 修正RRL法による流出推定 -、土木技術資料、Vol. 14 No. 11pp34-49、1972。
- 5) 安藤義久・虫明功臣・高橋裕：丘陵地の水循環機構とそれに対する都市化の影響、第25回水理講演会論文集、1981。
- 6) 角屋睦：雨水流法 - 表面流出モデルによる洪水流出解析、農業土木学会誌、第48巻第6号、流出解析手法(その6)、PP419-425、1980。
- 7) 永井明博・角屋睦：洪水流出モデルの適用比較 - 丘陵山地流域及び市街地流域を対象として、京都大学防災研究所年報第21号B-2、PP235-249、1978。
- 8) 安藤義久・鈴木章・鍋山隆・西島滋史：東京域レーダー雨量計の流出解析への活用に関する予備的研究、水文・水資源学会1990年研究発表会要旨集、PP216-219、1990。