散水型浸透計による浸透能実測値を用いた都市流域の洪水流出解析

Stormwater Runoff Analysis of Urban Basin Using Measured Infiltration Capacity by Rainfall Simulator

藤村和正*・安藤義久* (東京都立大学大学院工学研究科)

Kazumasa FUJIMURA・Yoshihisa ANDO Faculty of Engineering, Tokyo Metropolitan University

In this study the stormwater runoff analysis was carried out for three urban basins of hills, upland and lowland. The final infiltration capacities were measured under the similar condition of actual rainfall using a rainfall simulator in a field for each type of land use. A stormwater runoff model was developed combining a effective rainfall model taking account of the infiltration characteristic of each land use and a rainfall runoff model using physical equations. The results indicated the ability of infiltration capacities measured by a rainfall simulator as a criterion and the model applicability for the stormwater runoff analysis of urban basin.

Key words: Rainfall simulator, Land use, Effective rainfall, Final infiltration capacity, Stormwater runoff

本研究では、実際の降雨現象に近い状態で浸透能測定が可能な散水型浸透計を用いて土地利用別に測定した浸透能実測値を適用して、地形区分の異なる丘陵地部、台地部、低地部の3つの都市流域において洪水流出解析を行った。洪水流出モデルは、土地利用別に浸透能特性を考慮する有効降雨モデルと物理式による雨水流計算から構成される。解析の結果、散水型浸透計により得られる浸透能実測値を指標とした都市流域の洪水流出解析の妥当性と本モデルの実流域への適用可能性が示された。

キーワード：散水型浸透計、土地利用、有効降雨、終期浸透能、洪水流出

I. はじめに

台地部や丘陵地部では、市街地域の拡大や新たなニュータウン開発など都市化の波が押し寄せ、洪水の発生しやすい地域となっている。また、低地部は、今日では人口・産業が集中し社会的に重要な地域であるが、元来、氾濫浸水の起きやすい地形であり、そのため雨水の除去はポンプ排水に頼っており、その適切な運転管理が求められる。このような問題の基礎研究として、都市域を対象とした降雨一流出機構を解明し、信頼性の高い洪水流出モデルを構築することは水文学的、工学的に意義を有する。

都市流域の洪水流出は、不浸透域からの流出が支配的であるが、流出量をよりの確に把握するために

は、土地利用別の浸透能特性を明らかにすることが肝要である。流域の浸透能を推定する方法は、浸透能値をパラメータとして流出計算の繰り返しにより同定する方法と、流域内の代表地点の浸透能を測定し代表値を決定する方法がある。安藤・高橋・金尾・管(1983)は実測による浸透能値を重視して、冠水型浸透計で土地利用別の浸透能測定を行い、この浸透能実測値を用いて洪水流出解析を行った。しかし、冠水型浸透計は散水型浸透計に比べ高い浸透強度を与えることが守田・安藤・和泉(1988)の現地浸透実験によって示されており、浸透能の現地測定には散水型浸透計を用いることが望ましいと言える。

一方、雨水流追跡に関しては、物理的な方法として末石(1955)やWooding(1965)が提案したKinematic

*東京都立大学大学院工学研究科 〒192-03 都八王子市南大沢1-1
Tokyo Metropolitan University, Faculty of Engineering, 1-1 Minami-Ohsawa, Hachioji, Tokyo 192-03, Japan

wave式による斜面流, 河道流計算の流出モデルが広く理解されている。しかし, 近年までは高速の数値計算を容易に行える環境でなかったためその実用上の適用例は決して多くない。今日, 電子計算機の性能が向上し, また, 水文観測技術の進歩により時間的, 空間的に詳細で多量なデータが得られるようになっている。このような豊富な水文データの価値を高めるためにも物理式を用いた流出モデルの活用が望まれる。

以上のことより, 本研究では, 散水型浸透計を用いて土地利用別に測定された終期浸透能値を整理し, その値を適用する有効降雨モデルと物理式による雨水流計算の洪水流出モデルを用いて, 地形区分の異なる多摩丘陵に位置する乞田川流域, 豊島台地に位置する谷端川流域および東京低地に位置する新小松川流域の3つの都市流域を対象に洪水流出解析を行い, 散水型浸透計により得られる浸透能実測値を指標とした都市流域の洪水流出解析の妥当性と本モデルの実流域への適用可能性について検討する。

II. 土地利用別の浸透能

現地浸透実験の研究は林地での測定など森林水文学の分野で発展してきたが, 本章では, 都市水文の分野として多様な土地利用が混在する都市域での散水型浸透計を用いた現地浸透実験について述べる。

1. 散水型浸透計の概要

浸透計の種類には冠水型浸透計, 流水型浸透計, 散水型浸透計がある(中野, 1976)。守田ら(1988)は都市域において散水型浸透実験と冠水型浸透実験の比較を行い, 冠水型浸透計は測定値にバラツキがあり散水型浸透計に比べ過大な値が得られることを示している。この研究で用いた散水型浸透計は散水範囲が約3×3mで大型で持ち運びに不便であった。今日, 現地に移動設置が簡単にできる軽量なものが開発され, 本研究ではこの散水型浸透計を用いる。

機能については以下に説明する通りである。散水はノズル方式とし, ノズルより発生する降雨を均一に地面に落ちるようにモータで水平方向に振動させる(図-1(a)降雨発生部)。140個のノズルが70×80cmに配置されており, 散水面積は約1m²となる(図-1(b)ノズルの配置図)。地表面の降雨浸透部は降雨発生部の真下に50cm×50cmの角枠を打ち込み, 角枠の側面には地表面の湛水を外に流出させる穴が水平に開いており, そこからの流出水を掘り込んだピット

図-1 散水型浸透計の概要図

の中で細口瓶に受け, それをメスシリンダーで計量する。降雨強度は図-1(c)の圧力計を見ながらバルブを開閉して調節し, 同時に流量計によって給水量を測定し, 30~180mm/hの降雨強度が安定的に操作できるようになっている。

2. 測定方法

浸透量は散水量と流出量の差で計測する。測定方法は, 散水を開始し受け皿を用いて散水強度を測定してから, 角枠の湛水の流出量を5分ごとに計測する。測定時間は原則として1時間とする。散水強度は一定であるか散水終了前にも検定する。浸透能の計算式は次の通りである。

$$i = r - 12 \times 10 \times \frac{Q}{A} \quad (1)$$

ここに, i : 浸透能(mm/h), r : 散水強度(mm/h), Q : 5分間の流出量(cc), A : 浸透部面積2,500(cm²)

3. 土地利用別の浸透能

各対象流域内で土地利用別に散水浸透実験を行った。対象とした土地利用は, 民家の間地, 寺社の裸地, 運動場, 住棟間の芝地, 造成地等であり, 土地利用一区画において測定位置を変えて3回散水浸透実験を行った。図-2は谷端川流域の民家の間地の

測定結果の一例である。終期浸透能値は、浸透能が60分でほぼ一定値に漸近しているためこの値を選び、他の測定でも同様に決定した。表－1には各対象流域の散水浸透実験で得られた土地利用別の終期浸透能値を示す。同じ土地利用区画でも踏み固め、締め固めの程度、水みち等の影響により値は異なっている。しかし、終期浸透能は地形や地質に対するよりも土地利用の影響力が大きいため、土地利用の側面から評価した方が適切である(安藤, 1991)。また、終期浸透能の中央値は平均値に比べると異常値の影響を受けにくいことがAndo *et al.* (1991)により示されているので、終期浸透能の代表値は中央値とする。

図－2 浸透能測定結果の一例
(民家の間地, 谷端川流域)

表－1 対象流域の土地利用別の終期浸透能

対象流域	土地利用	土質	終期浸透能(mm/h)			
			1回	2回	3回	中央値
乞田川流域 (多摩丘陵)	運動場	砂	5.0	7.1	7.9	7.1
	民家の間地	ローム	22.2	34.1	4.2	22.2
	造成地	土丹	0.0	9.2	5.3	5.3
谷端川流域 (武蔵野台地)	運動場	砂	0.0	7.3	3.8	3.8
	寺社の裸地	ローム	17.4	13.2	13.0	13.2
	民家の間地	ローム	13.5	11.3	5.3	11.3
新小松川流域 (東京低地)	運動場	砂	1.6	5.1	2.3	2.3
	寺社の裸地	沖積土	1.9	0.0	13.9	1.9
	民家の間地	沖積土	0.0	21.2	8.3	8.3

III. 洪水流出モデル

本モデルは、土地利用別に浸透能特性を考慮する有効降雨モデルと、流域をブロック化して矩形斜面と河道で表し、物理式を用いて斜面流、河道流の雨水流計算を行うモデルから構成される。

1. 有効降雨モデル

有効降雨の算定には、都市域を不透透域と浸透域に分けて、さらに浸透域を土地利用別に分けて浸透能特性を考慮して計算するモデル(安藤・高橋・和泉・金尾, 1985)を用いる。なお、不透透域および浸透域の土地利用別に求めた有効降雨は斜面ブロックごとに土地利用別面積率で加重平均し、各斜面ブロックごとに異なる有効降雨として入力する。

1) 不透透域

不透透域では、降雨初期のコンクリートやアスファルト面による吸収あるいは凹地貯留などの初期損失のみを降雨損失と考えて、次式によって有効降雨を算定する。概念図は図－3(a)に示す。

$$Re_{imp}(t) = \begin{cases} 0 & (\Sigma R(t) \leq L_{imp}) \\ R(t) \times \frac{60}{DT} (\Sigma R(t) > L_{imp}) \end{cases} \quad (2)$$

ここに、 $R(t)$: 降雨の時系列(mm), $Re(t)$: 有効降雨の時系列(mm/h), L : 初期損失(mm), DT : 降雨観測間隔(min.)。

不透透域の初期損失量 L_{imp} の値については、TholinとKeifer(1960)はシカゴ地区の推定値を約1.6mmと記している。山口・松原・山守(1970)は谷端川、桃園川、豊橋、名古屋千年の4都市流域の調査で2mmとしており、また、安藤・虫明・高橋(1981)も多摩ニュータウン地域で2mmとしている。従って、本研究でも2mmの値を用いる。

2) 浸透域

浸透域の有効降雨は、土地利用ごとに初期損失と終期浸透能を降雨損失と見なして算定する。算定式は次式であり、概念図を図－3(b)に示す。

$$\Sigma R(t) \leq L_p^{(k)} \text{ならば } Re_p^{(k)}(t) = 0 \quad (3)$$

$$\Sigma R(t) > L_p^{(k)} \text{ならば}$$

$$Re_p^{(k)}(t) = \begin{cases} 0 & (R(t) \leq I_c^{(k)}) \\ R(t) \times \frac{60}{DT} - I_c^{(k)} & (R(t) > I_c^{(k)}) \end{cases}$$

(4)

ここに、 k : 土地利用区分数, I_c : 終期浸透能(mm/h)。浸透域の初期損失量に関しては、先行降雨、土湿

(a) 不浸透域

(b) 浸透域 (土地利用別)

図一 有効降雨モデルの概念図

状態、気温、日射等様々な要因に影響されるため、把握することは困難である。しかし、初期損失量は降雨損失現象を理解する上で重要なパラメータであり、基本的には降雨初期の流出に対して影響を及ぼす。本研究ではこの様なことを配慮して計算ハイドログラフと実測ハイドログラフが近似するように試算によって設定する。

2. 雨水流計算

雨水流計算は流域をいくつかのブロックに分割し、各ブロックを矩形斜面と河道に単純化して、物理式を用いて斜面流および河道流計算を行う。

不定流計算の運動方程式は、河床勾配がおおむね1/1000より大きい場合には不定流基礎式を省略化したkinematic wave式が適用できることを木下(1971)は目安として示している。本研究ではこのことを参考に決定する。

1) 斜面流計算

表一2には各対象流域の斜面勾配、河道勾配の上限値、下限値および平均値を示すが、斜面勾配の下限値はいずれの流域も1/1000以上であるため、斜面流計算にはKinematic wave式を適用する。以下にその運動方程式と連続式を示す。

表一 2 対象流域の斜面勾配と河道勾配

(単位: $\times 10^{-3}$)

対象流域	斜面勾配			河道勾配		
	下限値	上限値	平均値	下限値	上限値	平均値
乞田川流域	1.2	15.2	5.7	2.6	5.0	3.8
谷端川流域	3.1	10.2	6.8	1.6	6.1	2.8
新小松川流域	1.2	63.2	8.4	0.3	6.8	2.0

$$q = \frac{1}{N} h^{\frac{5}{3}} s^{\frac{1}{2}} \quad (5)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = r \quad (6)$$

ここに、 q : 斜面単位幅流量、 N : 等価粗度、 h : 雨水流の水深、 s : 斜面勾配、 r : 有効雨量強度、 t : 時間、 x : 距離。

数値計算は差分法で行い、式(6)の差分化は、偏微分の項の時間については前方差分、距離については後方差分とする。以下に式(5)、(6)の差分式を示す。

$$q(i, j) = \frac{1}{N} h(i, j)^{\frac{5}{3}} s^{\frac{1}{2}} \quad (7)$$

$$h(i+1, j) = h(i, j) - \frac{\Delta t}{\Delta x} (q(i, j) - q(i, j-1)) + \Delta t \cdot r(i, j) \quad (8)$$

2) 河道流計算

乞田川流域の河道勾配の下限値は2.6/1000、谷端川流域の河道勾配の下限値は1.6/1000で両者とも1/1000より大きいいため、河道流計算の運動方程式はKinematic wave式を用いる。この場合、矩形断面の水路には Manning 式を適用し、管渠水路には河道定数 K 、 P を用いた指数関数式を適用する。これは複雑な計算式を避けるためである。河道定数 K 、 P の決定は予め Manning 式を用いて任意の水位から流量を求め、流水断面積-流量の関係を両対数グラフに記し、直線近似して求める。以下に運動方程式および連続式を記す。

$$Q = KA^P \quad (\text{管渠水路の場合}) \quad (9)$$

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (\text{矩形水路の場合}) \quad (10)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = q \quad (11)$$

ここに、 Q : 流量、 n : 粗度係数、 A : 河道の流水断面面積、 R : 径深、 S : 河床勾配、 K 、 P : 定数。

式(11)の差分化は斜面流計算の差分化と同様に偏微

分の項の時間については前方差分, 距離については後方差分とし, 以下に式(9)~(11)の差分式を示す.

・管渠水路の場合

$$Q(i, j) = KA(i, j)^P \quad (12)$$

$$A(i+1, j) = A(i, j) - \frac{\Delta t}{\Delta X} (Q(i, j) - Q(i, j-1)) + \Delta t \cdot q(i, j) \quad (13)$$

・矩形水路の場合

$$Q(i, j) = \frac{1}{n} (BH(i, j))^{\frac{5}{3}} (B + 2H(i, j))^{\frac{-2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (14)$$

$$H(i+1, j) = H(i, j) - \frac{\Delta t}{\Delta XB} (Q(i, j) - Q(i, j-1)) + \Delta t \frac{q(i, j)}{B} \quad (15)$$

ここに, B : 河道の幅.

新小松川流域の場合には, 河道勾配の下限値は 0.3/1000 であり, 平均値も 2.0/1000 と小さく, 8 河道中 4 河道が 1/1000 以下であるので, 運動方程式は次式の Diffusion wave 式を適用する. 連続式は式(11)と同様であるので記述を省略する.

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} \left(S - \frac{\partial h}{\partial X} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (16)$$

Diffusion wave 式の差分化は, 式(16)を 2 乗して偏微分の項の距離について前方差分する. 管渠水路と矩形水路では差分式の形が異なり, 管渠水路の場合は水深 H , 潤辺 W を 2 分法により流水断面積 A から求めるため式(17)の形となる.

・管渠水路の場合

$$Q^2(i, j) = \frac{1}{n^2} A(i, j)^{\frac{10}{3}} W(i, j)^{\frac{-4}{3}} \left(S - \frac{h(i, j+1) - h(i, j)}{\Delta X} \right) \quad (17)$$

ここに, W : 潤辺

・矩形水路の場合

$$Q^2(i, j) = \frac{1}{n^2} A(i, j)^{\frac{10}{3}} \left(\frac{2A(i, j)}{B} + B \right)^{\frac{-4}{3}} \left(S - \frac{A(i, j+1) - A(i, j)}{\Delta X \cdot B} \right) \quad (18)$$

3) 数値計算の諸条件

初期条件は, 斜面流計算および河道流計算とも水深を 0 として与える.

境界条件は, 斜面流計算では Kinematic wave 式を用いるため上流端のみ 0 を与える. 河道流計算では, 上流端に対して上流ブロックからの流入がある場合はその流入量を与え, 流入がない場合は 0 を与

える. Diffusion wave 式を用いる場合は, 下流端で流量を求める一方, 境界条件を与える必要がある. 従って, 計算で得られた下流端より 1 ステップ前の流量を次の計算時の下流端の境界条件として与える.

時間ステップ Δt , 斜面および河道の距離ステップ Δx , ΔX の設定は, 計算の伝播速度が実際の伝播速度より大きいという Kleiz-Seddon の公式を満たすことが必須であるが, 格子の粗さや安定性の問題もあり, 計算実行が可能な値を試算によって求めた (表-3). 新小松川流域では Diffusion wave 式を用いているため Kinematic wave 式を用いた他の 2 流域よりも Δt , Δx , ΔX の値は小さい.

IV. 実流域へのモデルの適用

本研究の対象流域は, 多摩丘陵に位置する 乞田川流域, 豊島台に位置する 谷端川流域 および 東京低地に位置する 新小松川流域 であり, いずれも都市流域であるが地形区分は異なる. 各流域の地形区分と位置関係を 図-4 の地図上 (関東ローム研究グループ, 1965) に ●印で示す.

表-3 時間ステップ t と距離ステップ Δx , ΔX の値

対象流域	Δt (sec)	Δx (m)	ΔX (m)
	(共通)	(斜面流計算)	(河道流計算)
乞田川流域	10.0	60.0	100.0
谷端川流域	10.0	10.0	100.0
新小松川流域	1.0	10.0	30.0

図-4 地形区分と対象流域の位置 (関東ローム研究グループ, 1965)

1. 誤差評価式

計算ハイドログラフと実測ハイドログラフを比較し解析結果を検討するため、ピーク流量および総流出量の相対誤差を次式によって求める。

ピーク流量相対誤差(%)

$$= \frac{QPC - QPO}{QPO} \times 100 \quad (19)$$

ここに、 QPC ：ピーク流量計算値、 QPO ：ピーク流量実測値。

総流出量相対誤差(%)

$$= \frac{\sum QC(t) - \sum QO(t)}{\sum QO(t)} \times 100 \quad (20)$$

ここに、 $QC(t)$ ：計算値流出量の時系列、 $QO(t)$ ：実測値流出量の時系列。

2. 乞田川流域への適用

1) 乞田川流域の概要

図一5に示す乞田川流域は東京の西南部の多摩丘陵に位置し、流域は1970年代から多摩ニュータウンとして大規模に開発されてきた。表層は関東ロームに覆われているが、広範囲に造成され、掘削、締め固めがなされ自然の被覆状態とはかなり異なっている。流域面積は13.41km²である。土地利用別の面積率を表一4上段に示すが、道路と建物等を合わせた不透透域は56.6%であり、住棟間の芝地が22.5%、運動場が5.2%、また、造成地や林地も存在しており、それぞれ6.7%と9.0%である。流域の下水道は分流式であり、乞田川本川は兩岸がコンクリートブロック護岸と河床が床止めで整備されている。図一5中に示す▲地点で雨量、●地点で水位を10分毎に観測している。なお、林地においては散水浸透実験を行ってないので、強雨でないかぎり表面流出は発生しないと考え、林地の終期浸透能値を100mm/hに設定した。

図一5 乞田川流域の概要図

定した。

本流域には、林地、造成地等も含まれているが不透透域が大半を占めるため等価粗度は流域単位として市街地流域の値と見なす。市街地流域の等価粗度の値に関しては、標準的な値として角屋(1980)は $N=0.01 \sim 0.04$ (s/m^{1/3})を示している。一方、天神川市街地流域において永井・角屋(1978)は $N=0.004$ (s/m^{1/3})と $N=0.006$ (s/m^{1/3})の低めの値を用いている。本流域の等価粗度は同流域の洪水流出解析に最適な値として用いられている $N=0.008$ (s/m^{1/3})を設定する(安藤・小宮, 1992および安藤・藤村・栗田, 1995)。

粗度係数の値については、Chow(1959)はモルタル管水路の値として0.011~0.015を示し、コンクリート水路では工種を幾つかに分けているがその標準値の範囲は0.013~0.030としている。本研究ではこれらの値を参考にして、乞田川本川河道に対して $n=0.026$ を適用し、管渠水路に対し $n=0.013$ 、矩形水路に対し $n=0.02$ を適用する。

2) 洪水流出解析と考察

流域のモデル化は地形図および下水道配管図から分水嶺を読みとり図一6の様に19ブロックに分割し

表一4 対象流域の土地利用別面積率(単位: %)

対象流域	道路、駐 車場等	建物 (屋根)	民家、寺社 の間地等	運動場、 公園等	造成 地等	林地 等
乞田川流域	35.4	21.2	22.5	5.2	6.7	9.0
谷端川流域	21.1	38.9	37.6	2.4	—	—
新小松川流域	22.3	38.1	33.2	6.4	—	—

図一6 乞田川流域モデル化

た。対象洪水は、表－5に示す1991年と1992年の一雨雨量が100mmを超える6洪水である。電子計算機は28.5MIPSのワークステーションを使用し、解析時間は1時間洪水データ当たり約7秒であった。

解析結果としてピーク流量の相対誤差および総流出量の相対誤差を表－5に示す。ピーク流量および総流出量の相対誤差が20%以内の対象洪水が6洪水の中4洪水あり、また、ピーク流量の相対誤差の絶対値の平均値は14.9%、総流出量については13.4%で両者とも15%以内であり概ね良好な結果と言える。また、図－7には解析ハイドログラフの一例を示すがハイドログラフの波形は実測値と計算値がほぼ合致しており、このことは他の対象洪水についても同様である。以上の数値的誤差および解析ハイドログラフの波形を評価すれば本流域における洪水流出解析の再現性は示されたと言える。

図－7 乞田川流域の解析ハイドログラフの一例

表－5 乞田川流域の解析結果

No.	年月日	総雨量 (mm)	ピーク流量 相対誤差(%)	総流出量 相対誤差(%)	初期損失 (mm)
1	1991.8.19	127	35.3	-25.0	50
2	1991.9.8	106	1.3	-15.0	45
3	1991.9.18	356	5.6	-17.2	10
4	1991.10.6	102	8.5	8.4	10
5	1991.10.11	186	-29.0	-8.1	0
6	1992.8.16	128	-9.9	6.9	85
絶対値の平均値			14.9	13.4	

3. 谷端川流域へのモデルの適用

1) 谷端川流域の概要

谷端川流域は、武蔵野台地東部の関東ロームで覆われた豊島台に位置し、石神井川の支川流域で流域面積は5.42km²である。図－8に流域の概要図を示し、表－4中段に流域の土地利用別の面積率を示す。道路、建物等の不透透域が60.0%、民家や寺社の間地が37.6%、運動場等が2.4%である。谷端川本川はコンクリート張りの矩形断面の水路であり、支川は下水管渠となっている。雨量データは図－8中の●印の6地点に設置された転倒ます型自記雨量計で観測した。そして、各斜面ブロックの雨量データとして当ブロックに最も近い雨量計のデータを割り当て、正確な雨量データを入力できるようにしている。水位データは▲地点で観測した。データ間隔は5分である。

本流域における等価粗度は市街地流域であることを考慮し、試算により最適と判断された $N=0.008$ (s/m^{1/3})を設定する(藤村・安藤・横山, 1992)。そして、粗度係数は乞田川流域と同様Chow(1959)の示した値を参考にして、管渠水路に対し $n=0.015$ 、矩形水路に対し $n=0.02$ を適用する。

2) 洪水流出解析と考察

流域のモデル化は、乞田川流域同様、地形図およ

図－8 谷端川流域の概要図

び下水道配管図から分水嶺を読みとり、図-9に示す様に12ブロックに分割した。対象洪水は表-6に示す1989年と1990年の6洪水であり、解析時間は乞田川流域同様Kinematic wave式を用いているので、1時間洪水データ当たり約7秒であった。

解析結果のハイドログラフの一例を図-10に示す。計算ハイドログラフと実測ハイドログラフの波形はよく一致しており、他の洪水についても同様のことが言える。ピーク流量および総流出量の相対誤差を表-6に示す。ピーク流量の相対誤差は±1%以内のものが4洪水あり他の2洪水も5.9%と3.2%と小さく、総流出量の相対誤差も-5.6%~8.6%の範囲にあり良好な結果と言える。また、相対誤差の絶対値の平均値はピーク流量が1.7%、総流出量が5.7%で低い値を示しており、本流域における洪水流出解析の高い再現性が示された。

図-9 谷端川流域のモデル化

図-10 谷端川流域の解析ハイドログラフの一例

表-6 谷端川流域の解析結果

No.	年月日	総雨量 (mm)	ピーク流量 相対誤差(%)	総流出量 相対誤差(%)	初期損失 (mm)
1	1991.8.12	64.3	5.0	-2.9	50
2	1991.8.20	62.9	-11.3	27.5	10
3	1991.9.8	75.8	1.1	-10.4	55
4	1991.9.18	204.6	26.4	-0.2	50
5	1991.9.30	93.9	2.8	62.1	10
6	1991.10.11	108.9	-17.4	-2.3	10
7	1991.11.28	81.5	-19.0	42.4	10
絶対値の平均値			11.9	21.1	

4. 新小松川流域へのモデルの適用

1) 新小松川流域の概要

新小松川流域は、荒川の河口から約7km上流に位置しており、地形区分は沖積層の東京低地に属する。この地域一帯は江東デルタと呼ばれる0メートル地帯であり、流域は荒川と旧中川により堤防や護岸で完全に囲まれている。図-11に流域の概要図を示す。流域面積は2.04km²である。流域内は住宅、団地、小工場、寺社等が密集しており、土地利用別の面積率は表-4下段に示す通りである。道路、建物等の不透透域は60.4%であり、民家の間地等は33.2%、運動場等は6.4%である。

雨水は合流式下水道を通じて小松川ポンプ所に達し、旧中川へポンプ排水される。雨量データは図-11中の●印の7地点に設置した転倒ます型自記雨量計により観測した。そして、谷端川流域同様、各斜面ブロックの雨量データとして当ブロックに最も近い雨量計のデータを割り当て、正確な雨量データを入力できるようにしている。流量データはポンプ排水区であるため正確に直接的に把握することは困難である。従って、ポンプ所におけるポンプ井貯留量のデータとポンプ吐出量のデータの時々刻々の収支をとり求める。雨量、流量ともデータ間隔は1分である。

等価粗度は、乞田川流域および谷端川流域において市街地流域の値として用いた $N=0.008(s/m^{1/3})$ を適用する(藤村・安藤・前田, 1995)。また、粗度係数は乞田川流域、谷端川流域の場合と同様Chow (1959)の示した値を参考にして、管渠水路に対し $n=0.015$ 、矩形水路に対し $n=0.02$ を適用する。

2) 洪水流出解析と考察

下水道勾配は非常に緩く、不等沈下により一部逆勾配箇所も存在しているため、流域のモデル化は困

図-11 新小松川流域の概要図

図-12 新小松川流域のモデル化

難である。しかし、幹線下水道とそれに流入する枝線下水道の領域を考慮して流域界を決め、図-12のような8ブロックに分割した。対象洪水は表-7に示す1991年の7洪水である。解析時間は1時間洪水データ当たり約1分であった。Diffusion wave式を用いているため、丘陵地部や台地部のKinematic wave式による流出解析の1時間洪水データ当たり約7秒に比べると長い。

解析結果であるピーク流量の相対誤差および総流出量の相対誤差を表-7に示す。各対象洪水のピーク流量の相対誤差は-17.4%~26.4%の範囲にあり、その絶対値の平均値は11.9%で良好な値と言える。総流出量の相対誤差については-10.4%~62.1%と

表-7 新小松川流域の解析結果

No.	年月日	総雨量	ピーク流量	総流出量	初期損失
		(mm)	相対誤差(%)	相対誤差(%)	(mm)
1	1989.9.19	64.8	-0.4	8.6	54
2	1989.9.23	28.5	5.9	6.3	32
3	1990.9.13	50.9	0.1	3.6	24.5
4	1990.9.19	30.8	-0.3	-5.5	28.5
5	1990.9.30	140.4	3.2	-5.6	7.0
6	1990.10.8	67.6	-0.3	-4.6	44.0
絶対値の平均値			1.7	5.7

図-13 新小松川流域の解析ハイドログラフの一例

広い範囲にあるがその絶対値の平均値は21.1%と概ね良好な値と言える。また、解析ハイドログラフの一例を図-13に示すが計算ハイドログラフは実測ハイドログラフをほぼ再現しており、他の洪水についても同様のことが言える。本流域の洪水流出解析では乞田川流域、谷端川流域に比べ数値的誤差の大きい対象洪水も含まれるが、ハイドログラフの波形の適合性も考慮すれば再現性は示されたと言える。

V. 結 論

地形区分の異なる3つの都市流域を対象に散水型浸透計により測定された浸透能値を用いて洪水流出解析を行った。解析結果の検討により次のことが結論付けられる。

1) 散水型浸透計により土地利用別に測定される浸透能実測値を指標とした都市流域の洪水流出解析の妥当性が示された。

- 2) 土地利用別に浸透能特性を考慮して有効降雨を算定し物理式を用いて雨水流計算を行う洪水流出モデルが流域の地形区分に影響されず、都市流域に対して適用可能性のあることが示された。
 - 3) 都市域の3つの実流域に対し共通の等価粗度 $N=0.008(\text{s/m}^{1/3})$ を適用した結果、良好な再現性が示されたことから、この値が東京都内の都市流域の等価粗度の1つの指標となることが示された。
- なお、浸透域の初期損失量については気象要因や土壌特性等に関係していると思われるが、その算定法は確立されていないため、本研究では試算で得た値を設定した。不浸透域の初期損失量に比べ浸透域ではその数値が比較的大きいのは初期浸透能と凹地貯留の影響が強いためと思われる。初期損失量の適切な算定法とその洪水流出解析への適用は今後の研究課題としたい。

謝辞：本研究は平成元年度から平成5年度の東京都下水道局の研究助成を受けて行われた。ここに記して感謝の意を表します。

引用文献

- 1) 安藤義久(1991)：都市域の浸透能と地形・土質・土地利用との対応関係，水工学論文集，**35**，pp. 123-128.
- 2) Y. Ando, K. Izumi, M. Morita, and H. Morita (1991): Urban Runoff Modeling with Measured Infiltration Capacity, In: Catchment Runoff and Rational Formula, ed. B. C. Yen, Water Resources Publications, Littleton, Colorado, USA, pp. 145-154.
- 3) 安藤義久・小宮朋弓(1992)：丘陵地の都市流域の洪水流出解析，水文・水資源学会1992年研究発表会要旨集，pp. 154-155.
- 4) 安藤義久・高橋 裕・和泉 清・金尾健司(1985)：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，水理講演会論文集，**29**，pp. 49-54.
- 5) 安藤義久・高橋 裕・金尾健司・管 芳(1983)：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，水理講演会論文集，**27**，pp. 49-54.
- 6) 安藤義久・藤村和正・森田次郎(1995)：多摩丘陵の都市流域における洪水流出解析，土木学会第50回年次学術講演会講演概要集第2部(A)，pp. 294-295.
- 7) 安藤義久・虫明功臣・高橋 裕(1981)：丘陵地の水循環機構とそれに対する都市化の影響，水理講演会論文集，**25**，pp. 197-208.
- 8) R.A. Wooding (1965): A Hydraulic model for the catchment-stream problem, I. Kinematic-wave theory, J. Hydrol., **3**, pp. 254-267.
- 9) 角屋 睦(1980)：流出解析法(その6)，農業土木学会誌，**48**，6，pp. 419-425.
- 10) 関東ローム研究グループ(1965)：関東ローム，築地書店，p. 50.
- 11) 木下武雄(1971)：第8章不定流計算への道，数値解析の応用と基礎，アテネ出版，pp. 143-175.
- 12) 末石富太郎(1955)：特性曲線法による出水解析について一雨水の流出現象に関する水理学的研究(第2報)一，土木学会論文集，**29**，pp. 74-87.
- 13) V.T. Chow (1959): Open-Channel Hydraulics, McGraw Hill, pp. 110-111.
- 14) Tholin, A.L., and C.J. Keifer (1960) : The hydrology of urban runoff, Trans. ASCE, **125**, pp. 1308-1379.
- 15) 永井明博・角屋 睦(1978)：洪水流出モデルの適用比較一丘陵地流域及び市街地流域を対象として一，京都大学防災研究所年報，**21**，B-2，pp. 235-249.
- 16) 中野秀章(1976)：森林水文学，共立出版，pp. 73-93.
- 17) 藤村和正・安藤義久・前田正博(1995)：低地部都市流域の洪水流出モデルに関する一考察，水工学論文集，**39**，pp. 61-66.
- 18) 藤村和正・安藤義久・横山博一(1992)：台地部の都市試験流域における洪水流出解析，水工学論文集，**36**，pp. 635-640.
- 19) 守田 優・安藤義久・和泉 清(1988)：都市河川流域の表層浸透特性，水理講演会論文集，**32**，pp. 59-64.
- 20) 山口高志・松原重昭・山守 隆(1970)：都市流出調査一降雨損失機構の検討一，土木技術資料，**13**，10，pp. 483-487.

(1997年1月28日受付，1997年4月10日受理)