

市街地域の雨水流出特性

角 屋 睦・岡 太 郎

RUNOFF CHARACTERISTICS IN AN URBAN AREA

By Mutsumi KADOYA and Taro OKA

Synopsis

In this paper, runoff characteristics in an urban area are discussed on the basis of observed data in the Tenjin Basin. Outline of the results are as follows:

It seems that there exists a functional relation between peak discharge, Q_p , of flood runoff and its concentration time, t_{pc} , such as $t_{pc} \propto Q_p^{-c} \propto r_e^{-c}$, in which r_e means the effective rainfall intensity and c constant. This suggests to us of usefulness of the kinematic wave method for the urban runoff analysis, and the value of c must be near to but smaller than 0.4, generally. The weight of river channel on concentration time is regarded as 10~20% in a mountain river, but the one is 50~60% in the Tenjin Basin.

Runoff percent for heavy rainstorm is almost 100% and the peak runoff coefficient 0.7~1.0. in the Tenjin Basin. The value of equivalent roughness, $N(\text{m}^{-1/3} \cdot \text{sec})$, defined in the kinematic wave method for slope surface, seems to be 0.01 in the detail model, and 0.004~0.006 in the rough model for the basin.

1. 緒 言

市街地域の雨水流出特性を知ることは、都市下水道整備計画のためにも、あるいは丘陵林地や低平農地の開発、都市化に伴う水害危険度の予測のためにも重要なことであり、学問的にも興味のあることである。このためには、まず適当な調査地域を定め実態観測を行なうことが肝要であるが、一般に市街地でも降雨時の流域界の設定がむずかしい所が多く、調査地域の選定にかなりの苦勞を伴う。われわれは京都市の市街地域を踏査の上、結局 Fig. 1 に示す天神川流域が数少ない調査好適地域であることを知り、昭和 44 年より調査に入った。この調査は現在なお継続中であるが、本報では、とくに昭和 44 年 6 月末より 7 月上旬にかけての豪雨時の観測資料を検討して得た、市街地域の雨水流出特性についての若干の興味ある結果について報告し、大方の討議批判を得たい。

2. 調査地域の概要

調査対象地域は、Fig. 1 に示されるように、天神川沿いに、上流は北大路より上流約 250 m、天神川が紙屋川と名称を変更する地点より、下流は御室川合流点上流約 420 m 地点までの間、約 4180 m の区間で天神川に流入する約 2.65 km² の市街地流域である。流域内の浸透域の面積についての正確な調査は未了であるが、昭和 36 年修正昭和 40 年発行の国土地理院の 1/25,000 の地形図では、農地林地の面積はきわめて小さく、ほとんど市街地域の彩色がほどこされている。さらに昭和 44 年 8 月現地調査の結果、これら残存農地のほとんどが宅地、商工業地化されていることがわかった。道路網、雨水排除下水路もよく整備され、舗装されてよい地域の舗装率もかなり高く、ほとんど完成された市街地域とみてよいように思われる。

流域は北より南方向に緩傾斜した斜面とみられることは、Fig. 2 に示した雨水流下系統図より察されよう。雨水は、まず一辺 50~100 m の格子状に発達した道路の側溝に入り、これを流下して下水路に流入

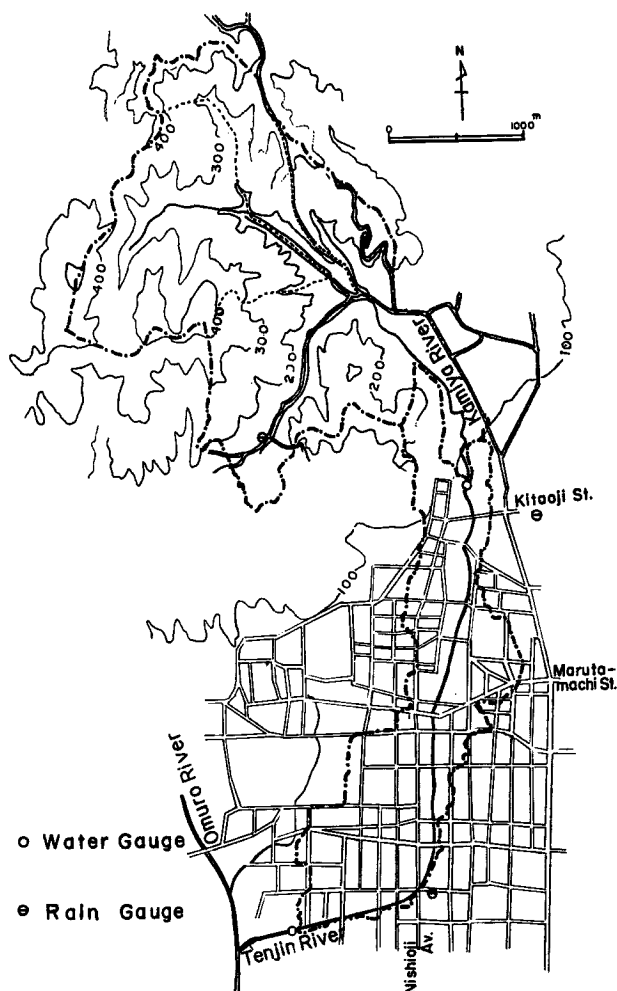


Fig. 1 Physiographical map of the research basin.

する。下水路のほとんどは雨水のほかの汚水をも受けるが、その主要断面は、上流域では巾 70 cm 程度の長方形開水路が多いほか、 $\phi 650 \sim 1,000$ mm の下水管が数箇所敷設されている。中流域では巾 50 cm 程度の長方形開水路を主として、一部 $\phi 450 \sim 650$ mm の下水管があり、下流部では巾 50~100 cm の長方形開水路となっている。これらの雨水はすべて天神川に流入している。なお流域の主な特性値を **Table 1** に示した。

この流域に含まれる天神川上流端には、水研 62 改造型水位計(水位縮尺 20 cm/50 cm, 時間縮尺 12 mm/hr)が、下流端には水圧式自記水位計(水位 12.5 cm/250 cm, 時間 10 mm/hr)が設置してある。雨量は、ほぼ **Fig. 2** の D 点の位置の、京都气象台(0.5 mm 転倒ます型, 時間縮尺 15 mm/hr)の記録を主用するものとし、このほか上流部北大路にある京都市北部土木事務所(0.5 mm 転倒ます, 時間 2 mm/hr, 週巻)および紙屋川流域原谷地点(0.5 mm 転倒ます, 時間 15 mm/hr, 日巻)の雨量計記録を参考に行っている。

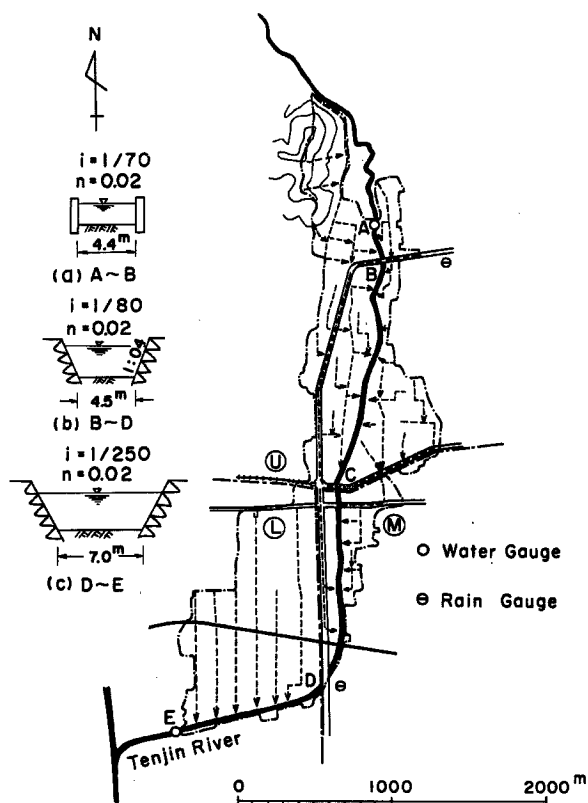


Fig. 2 Drainage systems.

Table 1 General characters of the Tenjin and Kamiya River-Basins.

Basin	Area (km ²)	Slope of Basin		Total Length of Channel or Tributaries (km)
		NS	EW	
Tenjin Basin	2.65			13.7
Upper Basin	1.300			5.88
Right "	0.817	1/50	1/50	3.74
Left "	0.483	1/45	1/47	2.17
Middle "	0.287	1/70	1/230	2.81
Lower "	1.064	1/70	1/220	5.03
Kamiya Basin	5.20	1/3		7.0

3. 流域のモデル

現今いろいろな流出解析法が提案されているが、かなりこう配のある市街地流域の場合には kinematic wave 法（雨水流追跡法、特性曲線法、等価粗度法とも呼ばれる）が好適と思われるのでこれを採用するものとし、流域性状を考慮して次の三つのモデルを想定した。

モデルA：現状の雨水流下系統にほぼ忠実にブロック割りをしたモデルで、その形状および諸元を Fig. 3,

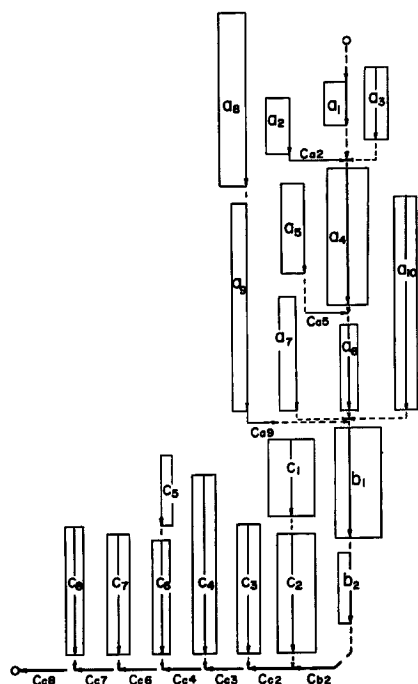


Fig. 3 Model A.

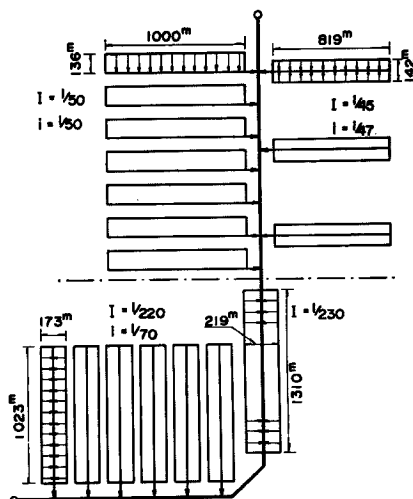


Fig. 4 Model B.

Table 2 に示す。

モデル B：モデル A を参考にしながら、手計算も容易にできよう、斜面長を主体に簡単化したモデルで、その形状および諸元を Fig. 4 に示す。

モデル C：市街地雨水は天神川に一樣に流入するとした最も簡単なモデルで、形状および諸元を Fig. 5 に示す。

4. 降雨損失特性

市街地流域の雨水流出特性が自然流域のそれと異なる点の一つに、雨水の長期保留能力が小さく、各種下水の放出もあって、流量の自然てい減性状が必ずしもきれいに見られないことがあげられよう。ただ天神川の場合は、杉を主植生とした自然山地流域である紙屋川流域よりの流出量を上流で受けるため、かなり明瞭なてい減性状が見られることが予想される。しかもこの上流側流量の推定精度が必ずしも十分でないこともあって、紙屋川流域の存在が市街地流域の雨水保留特性の把握をむづかしくしている。

さて天神川に水位計設置以降に観測された最大規模の出水は、昭和 44 年 6 月 25 日～7 月 8 日の 5 回にわたる豪雨時のそれであった。Fig. 6 にこの流量ハイドログラフを示す。流量精度に若干の疑点がないわけではないが、一応このハイドログラフに基づいて市街地の一雨流出量を調べると、短時日の間にほとんど

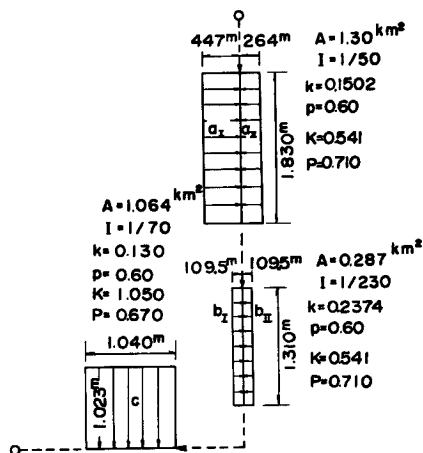


Fig. 5 Model C.

Table 2 Basin and channel dimensions in Model A.

Basin	Area $A(\text{km}^2)$	Slope		Channel			Remarks
		Length $l(\text{m})$	Reci- procal of Slope $1/I$	Length $L(\text{m})$	Reci- procal of Slope $1/i$	Width $\times$ Depth (cm) or Diameter $\phi(\text{mm})$	
a_1	0.042	150	18	280	Tenjin R. (a)		Hill
a_2	0.064	160	35	400	49	45×45	
Ca_2				210	18	$\phi 650$	
a_3	0.078	77×2	20	510	40	$\phi 650$	
a_4 R	0.134	140	57	960	Tenjin R. (b)		
L	0.134	"	"				
a_5	0.096	152	145	630	40	70×45	
Ca_5				160	50	$\phi 1000$	
a_6	0.066	56×2	57	590	Tenjin R. (b)		
a_7	0.095	116	145	820	50	70×45	
a_8	0.214	175	2	1220	100	70×45	Mountain
a_9	0.139	94	57	1470	40	70×45	
Ca_9				90	145	$\phi 1000$	
a_{10}	0.238	80×2	145	1490	50	$\phi 1000$	
$\Sigma a = 1.300\text{Km}^2$							
b_1 R	0.078	99	290	790	Tenjin R. (b)		$\Sigma b = 0.287\text{Km}^2$
L	0.166	206	203				
b_2	0.043	83	220				
Cb_2				195	Tenjin R. (c)		
C_1 R	0.087	155	290	560	55	50×50	
L	0.089	159	"				
C_2 R	0.067	79	220	845	60	100×100	
L	0.133	154	"				
Cc_2				160	Tenjin R. (c)		
C_3	0.124	71×2	220	870	100	100×100	
Cc_3				120	Tenjin R. (c)		
C_4	0.177	70×2	220	1260	64	100×100	
Cc_4				135	Tenjin R. (c)		
C_5	0.034	68	220	500	64	50×50	
C_6	0.106	66×2	220	805	70	100×100	
Cc_6				130	Tenjin R. (c)		
C_7	0.121	73×2	220	830	70	80×80	
Cc_7				140	Tenjin R. (c)		
C_8	0.126	72×2	220	880	70	70×70	$\Sigma c = 1.064\text{Km}^2$
Cc_8				160	Tenjin R. (c)		

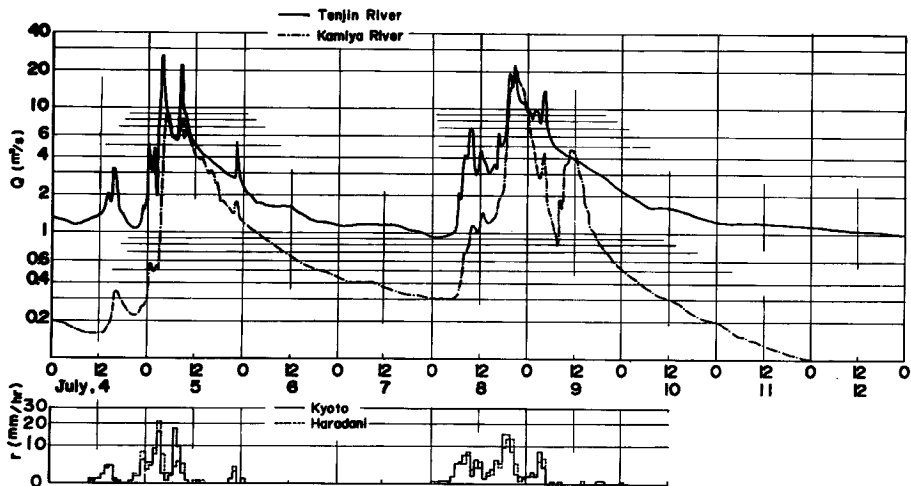
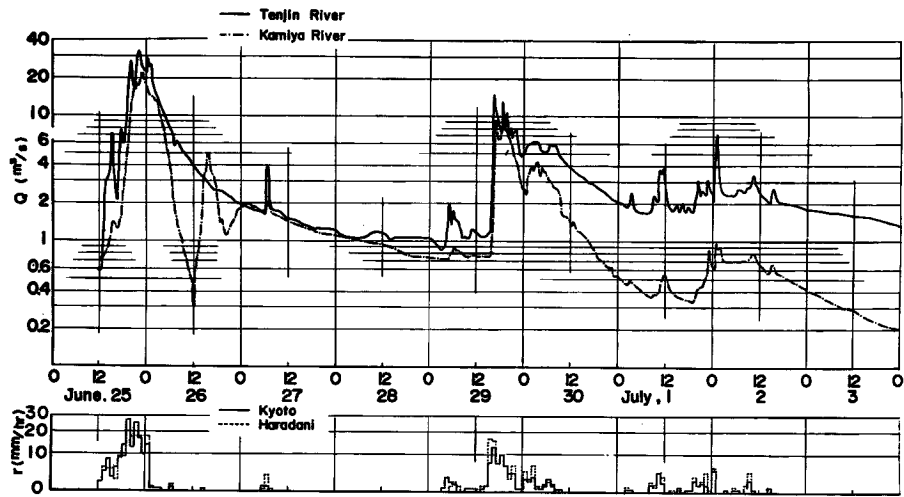


Fig. 6 Observed hydrographs in June 25 to July 12, 1969.

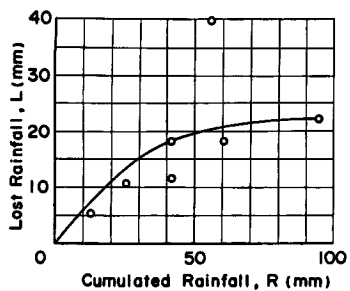
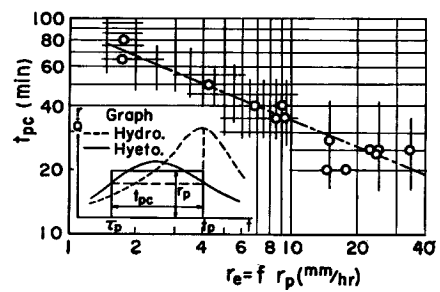


Fig. 7 Lost rainfall for direct runoff.

Fig. 8 Relation between the effective peak rainfall intensity, r_e , and its concentration time, t_{pc} .

100% 近い水が流出していることがわかった。

一方昭和 44 年 3 月～8 月の間の流出量ハイドログラフから、直接流出成分がかなり明瞭に分離できるものを抽出して、直接流出に対する損失雨量を調べると Fig. 7 のようである。例が少ないので明言できないが、直接流出の流出率がかなり大きいことがうかがえる。なお同図内実線は、後で流下特性の検討に用いた 7 月 4 日の雨に対する想定曲線である。

5. 雨水流下特性

5.1 ピーク流出量とその到達時間

流域の雨水流出特性を表わす一つの指標は、ピーク流出量とその到達時間の関係であって、これによって雨水流下特性がかなり明瞭に推察できる。いわゆる洪水到達時間は人によって若干定義を異にすることがあるが、ここでは流域をほぼ一様な斜面とみなせるときの雨水騒乱の伝播時間として得られる、Fig. 8 の中の説明図の定義にしたがう^{1,2)}。すなわちハイトグラフのピークを挟んで、ピーク流量を示す時刻 t_p の降雨強度に等しい強度を示す時刻 τ_p を見出し、 $t_p - \tau_p = t_{pe}$ をもって到達時間とする方法である。この時間内の平均降雨強度を r (mm/hr) とすると、いわゆるピーク流出係数 f は次式で求められる。

$$f = \frac{3.6Q_p}{rA} \dots\dots\dots (1)$$

ここに Q_p : ピーク流出量 (m^3/s) A : 流域面積 (km^2)

さて天神川のハイドログラフ、Fig. 6, には短時間降雨強度の変化を反映して数多くのピークが見られる。これらを適当に選んで、その流出量 Q_p に対する有効降雨強度 $r_e = 3.6Q_p/A$ と到達時間の関係を調べると Fig. 8 のようになった。ただしこの場合、京都気象台の 5 分間雨量を適当に移動平均して得たハイトグラフをもって流域降雨を代表させ、また時刻 t_p の天神川流出量に含まれる紙屋川流量として時刻 τ_p のそれをとっている。したがって Fig. 8 には若干のあいまいさがあるが、その誤差はあまり大きくないはずである。なおこのときのピーク流出係数は 0.71～1.03 となり、大半は 0.8 前後であった。

さて Fig. 8 は r_e と t_{pe} の間にきれいな関数関係の存在を暗示している。この関係は、もし流域が単一の斜面とみなされ、かつ雨水流が Manning の抵抗則で近似した kinematic wave に近いならば、 $t_{pe} \propto r_e^{-0.4}$ に近いはずである。同図には目見当てで $t_{pe} \propto r_e^{-0.39}$ の直線が挿入されている。

5.2 斜面等価粗度の検討 (モデル B)

斜面上の雨水流の基礎式として次式³⁾を考える。

$$\left. \begin{aligned} h &= kq^p \\ \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} &= \alpha r_e \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに h : 水深, q : 単位巾流量, x : 距離, t : 時間, α : 単位変換定数で r を mm/hr, q を m^2/sec とするときは $(1/3.6) \times 10^{-6}$, p, k : 定数で Manning 則が成立するときは

$$p = 3/5, \quad k = (N/\sqrt{\sin \theta})^{3/5} \dots\dots\dots (3)$$

ここに θ : 斜面傾斜角, N : 等価粗度

斜面上の雨水の流れに (2) 式が成立するとき、斜面上流端の雨水が斜面長 l を伝播するに要する時間 t_1 はその間の平均降雨強度を r_e として次式で表わされる。

$$t_1 = \frac{kl^p}{(\alpha r_e)^{1-p}} \dots\dots\dots (4)$$

とくに Manning 則が成立するならば

$$t_1 = \left(\frac{Nl}{\sqrt{\sin \theta}} \right)^{3/5} \left(\frac{1}{\alpha r_e} \right)^{2/5} \dots\dots\dots (5)$$

したがって r_e, t_1 がわかれば、斜面の等価粗度 N は次式によって推定できる。

$$N = \frac{\sqrt{\sin \theta}}{l} t_1^{5/8} (\alpha r_e)^{2/3} \dots\dots\dots (6)$$

さて Fig. 8 の t_{pe} は斜面の伝播時間を示すものではなく、流路の伝播時間も含んでいるから、 N の推定にこれを直接利用することはできない。モデルの構成法によっても多少異なるが、一般に山地流域では、河道の伝播時間は斜面のその 1/10~3/10 程度である。しかし市街地流域では、むしろ河道の伝播時間の方が斜面のそれより大きい場合が多い。そこで天神川流域の場合、斜面の伝播時間を Fig. 8 の t_{pe} の 40% と仮定し、まずモデル B を想定して、 $l=135$ m, $\sin \theta=1/50$ を用いて N を概算すると

$$r_e = 3.6 \text{ (mm/hr)} : N = 0.0142 \text{ (m}^{-1/3}\cdot\text{sec)}$$

$$36 : 0.0141$$

すなわちほぼコンクリート舗装面における Manning の粗度係数のオーダーと推定される。むろんこれは伝播時間を仮定しての概略値にすぎないから、以下のようにピーク流量付近の雨水流の流下時間をモデル B を用いて吟味してみた。

a) 斜面の伝播時間

(5)式で与えられるから、たとえば上流域斜面の場合、 N に 2, 3 の値を仮定して求めると、Fig. 9 の t_1 直線群が得られる。

b) 下水路の伝播時間

流路内の流れに次式³⁾を用いる。

$$\left. \begin{aligned} A &= KQ^P \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} &= q \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

ここに A : 流水断面積, Q : 流量, q : 流路単位長当たりの横流入量, K, P : 水路定数

上式を基礎式とすると、特性曲線

$$\frac{dx}{dt} = \frac{Q^{1-P}}{PK} \dots\dots\dots (8)$$

の上で次式が成立する

$$qdt = PKQ^{P-1}dQ, \quad qdx = dQ \dots\dots\dots (9)$$

とくに $q=\text{const} \neq 0$ とみなせるときは次式が得られる。

$$qt = KQ^P + C_1, \quad qx = Q + C_2 \dots\dots\dots (10)$$

さてモデル B の下水路のように、 $t=0, x=0$ において $Q=0$ とおける場合、上式の積分定数は $C_1=C_2=0$ となり、結局下水路の流下時間として次式が得られる。

$$t_2 = \frac{KQ^P}{q} = \frac{KD^P}{q^{1-P}} = \frac{KD^P}{(\alpha r_e l)^{1-P}} \dots\dots\dots (11)$$

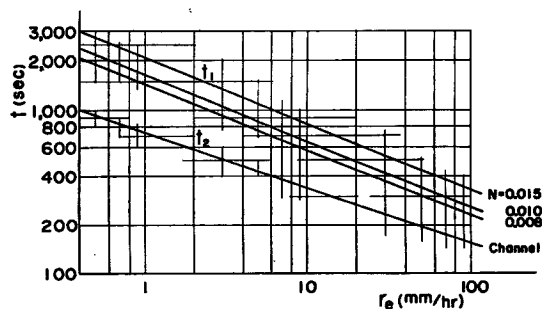


Fig. 9 Propagation times of rain-water wave in slope and channel, Model B.

ここに D : 下水路長

天神川上流域の場合, 下水路に $\phi=1000$ mm 円形管, $n=0.014$, $i=1/50$ を仮定して $P=0.7156$, $K=0.2891$ を得, さらに $l=136$ m, $D=1000$ m として (11) 式より t_2 を求めた結果が Fig. 9 に示されている。

c) 天神川への流入量

有効降雨強度 r_e の雨があるとき, この雨水の天神川への到達時間は, 結局 t_1+t_2 として求められ, 流入量は $ar_e l D$ である。したがって天神川の流れの計算はこれを考慮して行なえばよいが, 手計算の場合には流入点数が多いのは煩雑である。そこで天神川の上, 中, 下流の各区間内では, 天神川単位距離当たり流入量は一様として計算を簡便化すると, 各区間の単位距離流入量 q および全流入量 Q は次のようになる

$$q = ar_e \frac{A_i}{L_i}, \quad Q = qL_i \dots \dots \dots (12)$$

Fig. 10 は, 上流域における t_1+t_2 , q および Q を例示したものである。

d) 天神川の流下時間

天神川の流れの計算では, 各区間ごとに流入量が異なり, また上流端では紙屋川の流量を受けるから, (10) 式は次の形になる。

$$qt = KQ^P - KQ_0^P, \quad qx = Q - Q_0 \dots \dots \dots (13)$$

ここに Q_0 : 各区間上流端流量

x として天神川各区間長 L_i を与えたときの各区間流下時間は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} t_s = t_* - t_0 &= \frac{KQ^P}{q} - \frac{KQ_0^P}{q} \\ Q &= qL_i + Q_0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (14)$$

この計算には $t = KQ^P/q$ の図を用意すればよい。Fig. 11 に上流区間に対するものを例示している。

e) 検討結果

以上のように準備した Figs. 9~11 を用い, $N=0.01$ として, Fig. 8 の例についてピーク流出量およびその到達時間を求めた結果を Fig. 12 に示す。これより, 計算値と観測値はよい対応をしており, モデル B を用いるとき, 天神川流域斜面の等価粗度は $N=0.01$ ($m^{-1/3} \cdot sec$) としてよいことがわかる。なお到達時間内に占める斜面, 流路の比重は降雨強度や紙屋川流量により, 斜面 23~33%, 下水路 14~18%, 天神川

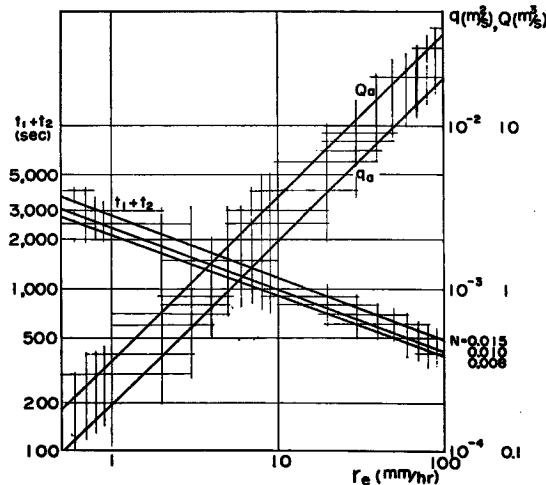


Fig. 10 Concentration time and runoff discharge in the upper sub-basin, Model B.

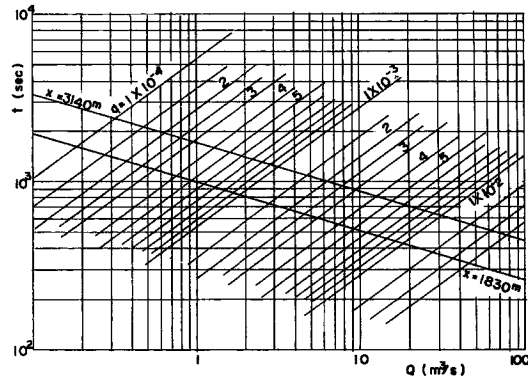


Fig. 11 Figures for $t = KQ^P/q$ in upper sub-basin, Model B. In which, t is time (sec), Q is discharge in river (m^3/sec), q is inflow discharge for unit length of the river (m^3/sec), K and P are constants.

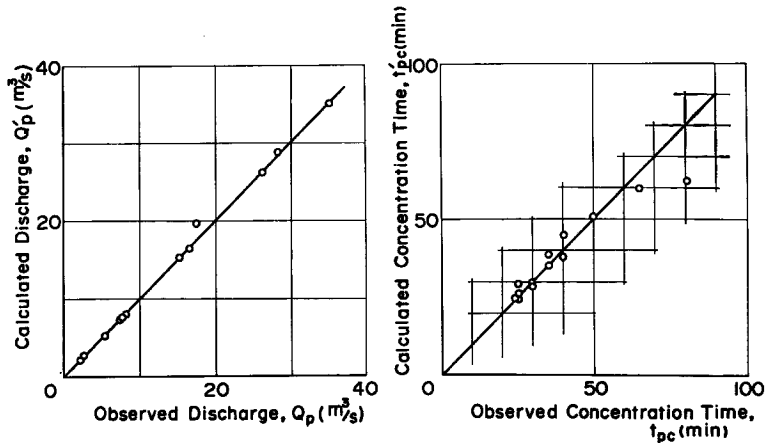


Fig. 12 Comparisons between calculated and observed values for peak discharge and concentration time.

50~58%と多少の変化があるが、 $r_e=10\text{mm/hr}$ に対しては、ほぼ斜面 28%、下水路 15%、天神川 57%程度であった。

5.3 流出量ハイドログラフの検討 (モデル A, C)

前項において、モデルBを用いて、斜面等価粗度として $N=0.01$ としてよいことを、ピーク流量到達時間の観点より検討した。これにより市街地流域の雨水流下特性はかなり明瞭になったが、さらに流出量ハイドログラフを、モデル A, C を用いて検討してみた。

a) モデル定数の推定

モデルAについては、モデルBの作成経過より、ほとんどモデルBのそれを準用できるとみてよい。よってここでは、上流域丘陵地の a_1 に $N=0.2$, a_8 に $N=0.8$ を与えるほかは、すべての斜面の等価粗度を $N=0.01$ とした。流域内下水路には、 $n=0.014$ として Table 2 の断面に応じて P, K を計算し、与えたが、その範囲は $P=0.716\sim0.750$, $K=0.201\sim0.423$ であった。天神川の諸定数はモデルCと同じで、Fig. 5

に併示している。

モデルCは、下水路の存在を無視して一様斜面域を仮定しているから、 N の値は下水路内の伝播時間を考慮して修正しておく必要がある。すなわち、たとえば上流域の場合、 r_e と $t=t_1+t_2$ の関係が Fig. 10 に示されているから、この r_e と t の一組の値を (6) 式に用いて N が推定できる。具体的に調べてみると、 $r_e=2$ および 40 mm/hr に対し $t=1810$ および 595 sec, したがって N は $N=0.0058$ および 0.0063, よって上流域斜面には $N=0.006$ を用いた。同様にして下流域には $N=0.004$ を用いた。これらの結果に基づいて定められたモデル定数は Fig. 5 に併示されている。

なおモデル定数 k が一定であるためには、(4) 式より察されるように、 tr_e^{1-p} が一定でなければならず、たとえば Fig. 10 において $t=t_1+t_2$ の線が直線であることがまず要求される。事実この図ではほぼ直線とみなせるが、このときの直線のこう配 $1-p$ は $2/5$ とはならない。したがってまた Fig. 8 の推定直線も、Manning 則が適用できるとしても、 $r_e^{-0.4}$ に比例する形にはならない。こうしたところから、今後モデルの作りかたないし抵抗則の形におお検討の必要なことがわかる。

b) 雨水流追跡法

雨水流の基礎式として (2), (7) 式を用いる。これを解く方法にはいろいろな方法が考えられるが、ここでは特性曲線を利用する手計算法と類似の手順を、電子計算機で行なわせる方法をとった。

まず斜面上の流れに対しては、単位時間内では降雨強度 $r_e=\text{const}$ とみなせるとき、特性曲線

$$\frac{dx}{dt} = \frac{q^{1-p}}{Pk}$$

上において次式の成立することを利用する。

$$\left. \begin{aligned} r_e = \text{const} \neq 0: \quad & (\alpha r_e)t = kq^p + C_3 \\ & (\alpha r_e)x = q + C_4 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (15)$$

ここに C_3, C_4 は積分定数であって、実計算では次のように扱えばよい。

$$\left. \begin{aligned} q_i^p &= \frac{(\alpha r_e)_{i-1,i} \Delta t_{i-1,i}}{k} + q_{i-1}^p \\ \Delta x_{i-1,i} &= \frac{q_i - q_{i-1}}{(\alpha r_e)_{i-1,i}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (16)$$

$r_e=0$ に対しては

$$\left. \begin{aligned} q_i &= q_{i-1} \\ \Delta x_{i-1,i} &= \frac{q_i^{1-p}}{pk} \Delta t_{i-1,i} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (17)$$

ここに i : 計算上の時間ステップ

単位時間ごとの r_e を与え、 $q_i, \Delta x_{i-1,i}$ を漸次求め、 $\Sigma \Delta x = l$ の条件が満足されるまで計算を進めればよく、 $\Sigma \Delta x > l$ となる区間では、逆に Δx を知って (16) または (17) 式を逆に解けば、雨水が下流端に到達する時刻および流量が求められる。この計算を適当な時間間隔ごとに斜面上流端を出発する雨水流について行なえば、結局 q のハイドログラフが得られることになる。

流路の計算では、まず単位時間ごとに q を平均した後、(16) または (17) 式で $q \rightarrow Q, \alpha r_e \rightarrow q$ とした式を用いれば、計算はまったく同じようにできる。

c) 計算結果

対象降雨として7月4~5日の豪雨を選び、有効降雨を Fig. 7 の実線より推定した。この有効雨量を10分刻みに、また紙屋川よりの流入量も10分ごとの観測値を与えた。雨水流の追跡計算上の単位時間は5分にとった。

さて Figs. 13, 14 はモデルA, Cについての計算結果を観測値に対比したものである。この降雨にはピークが2個現われているが、これに対する流出量は、観測値では前者が大きいのにに対し、計算値は両図とも

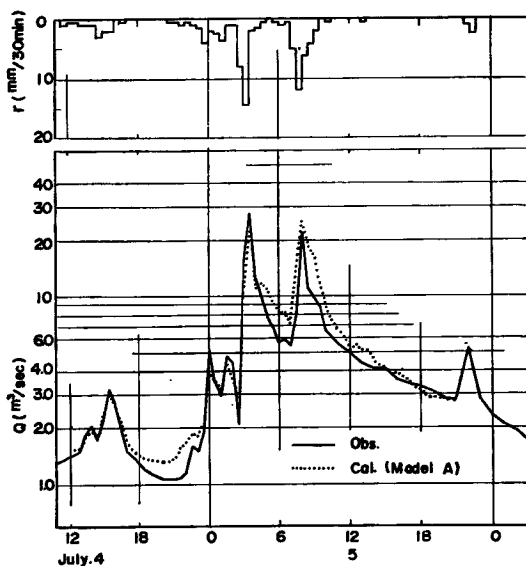


Fig. 13 Comparison between estimated and observed hydrographs, Model A.

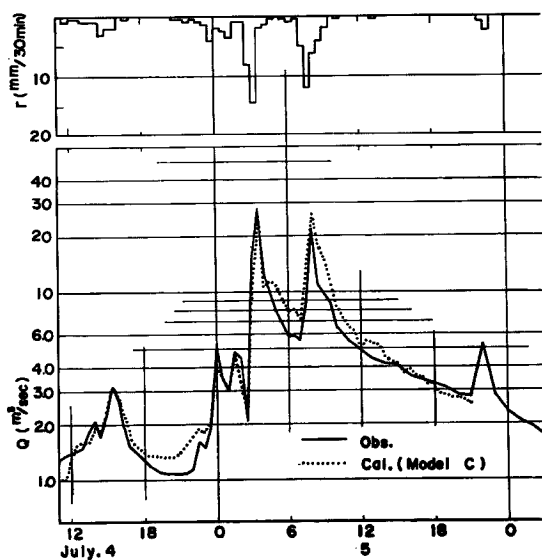


Fig. 14 Comparison between estimated and observed hydrographs, Model C.

後者の方が大きい。降雨資料は京都気象台のそれを用いたが、たとえば Fig. 6 に示した1時間雨量をみると、紙屋川流域原谷地点の降雨状況と少し異った性状を示している。これより、3時ごろの雨量は流域北部の方が南部より大きく、8時ごろのそれは逆になっているようにみられる。このことが観測ハイドログラフに現われ、後者のピーク流出量が前者のそれより小さく観測されているのではないかと想像される。

しかしこうした問題を詳細に吟味するには、流域内降雨分布、雨水保留特性についての検討が同時に必要であって、ここではあまり細かい議論ができないようである。しかし全般的にはモデルAとCの間に差はなく、ともに観測ハイドログラフとよい対応をしているとみてよいであろう。これによって市街地における雨水流下特性がかなり明らかになったものと考えられる。

6. 結 言

本研究は、現在ほとんど完全に市街地化されていると思われる天神川流域での観測結果に基づいて、市街地流域における雨水流出特性、とくに流下特性について検討を加えたものであって、そのおもな内容を若干の考察を加えて述べると次のようである。

i) ピーク流出量ないし有効降雨強度 r_e とその到達時間 t_{pc} の間には、ほぼ $t_{pc} \propto r_e^{-0.7}$ のきれいな関数関係が存在し、流出解析法として kinematic wave 法の有用性を示唆している。この場合、水の流れに Manning 則が適用できるとすると、流路内の伝播時間の効果が含まれるから、 $C < 0.4$ となるが 0.4 に近い値をとる。

ii) 市街地流域の一雨流出率は、昭和 44 年 6 月～7 月の豪雨ではほぼ 100%、ピーク流出係数は 0.7～1.0 であった。

iii) 天神川流域のように、ほとんど完成した市街地における斜面の等価粗度は、ほとんど Manning のコンクリート路面上の粗度係数に近い値をとり、ここでは $N=0.01 \text{ (m}^{-1/3}\cdot\text{sec)}$ であった。これには側溝のような小水路網が無視されているから、いまだ少し詳細なモデルを作れば $N=0.01\sim0.02$ 程度になる可能性がある。

さらに下水路網を無視したモデルCでは $N=0.004\sim0.006$ になった。しかしこれは斜面こう配に依存することは(6)式より明らかであって、もし斜面の最急方向への流れを仮定するような流域では、逆に N は大きくなる可能性がある。

iv) モデルBを用いて洪水到達時間に占める斜面や流路の比重を検討すると、降雨強度や河川流量によっても多少異なるから一概にいえないが、有効降雨強度 10 mm/hr 程度では斜面 28%、下水路 15%、天神川 57% であった。これは自然山地流域では斜面のそれが 70～90% とみられるに対し、一つの顕著な特徴といえる。

v) ピーク流出に対する概算手法を提示した。また7月4日の降雨を対象に流出量ハイドログラフを検討し、かなり良好な結果の得られることを示した。

最後に、本研究の推進にあたり、長尾正志助教授、角田吉弘技官、現島根大学福島晟講師、現香川大学浅井喜代治助教授、現愛媛大学豊国永次教授、京都市都市開発局ならびに当研究室員各位の援助のあったこと、昭和 44, 45 年度科学研究費（特定研究）の援助のあったことを付記し、深謝の意を表するものである。

参 考 文 献

- 1) 石原藤次郎・高棹琢馬：単位図法とその適用に関する基礎的研究，土木学会論文集 60, 別 3-3, 昭 34
- 2) 土木学会：水理公式集，昭 38, p. 36.
- 3) 末石富太郎：特性曲線による出水解析について一雨水流出現象に関する水理学的研究一，土木学会論文集 29, 昭 30, pp. 74-87.