

豊平川の流出解析

正員 北大工 工博 岸 力
正員 “ 中尾欣四郎

1. 流域および資料の概要

対象流域は豊平川、簾舞発電所取入堰より上流で、流域面積 459.97 (=460) km² である。流域は図-1 に示すように豊平川本流、薄別川、白井川および小樽内川流域の 4 流域に大別される。

出水記録は北海道電力株式会社が測水した簾舞発電所取入堰の越流量および使用水量の和を流量記録として使用した。表-1 に示す昭和 32 年から昭和 33 年までの 8 個の出水を対象にした。なお解析に際し定山溪発電所、銚子口取入堰 (流域面積 216.85 km²) における流量を参考とした。

降雨資料は定山溪市街および豊平第一発電所の時間雨量の算術平均を流域平均時間雨量とした。

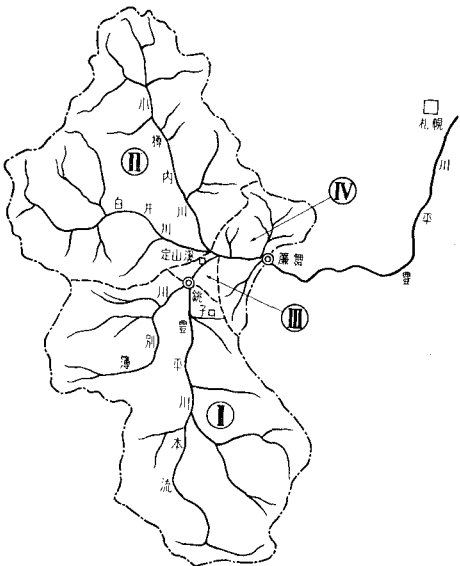


図-1 豊平川 (簾舞上流) 流域図

2. 洪水流出の解析方法

2.1 単位図 おおのこの出水について単位を作り、単位図の Peak 流量および Peak のおくれの時間を表-2 に示した。表-2 によれば洪水ごとに、Peak 流量および Peak

表-1

洪水番号	年 月 日 (昭和)	総 雨 量 (mm)	初期損失 (mm)	有効雨量 (mm)	Peak 流量 (m ³ /sec)	
					直接流出	基底流出
1	32. 8. 28~29	74.8	1.6	9.8	120.06	6.73
2	32. 8. 29~30	15.8	0	3.8	79.41	23.43
3	32. 9. 8~ 9	29.7	0	2.9	49.54	15.77
4	32. 9. 12~13	42.7	3.0	6.4	68.03	14.90
5	32. 9. 25~26	33.3	4.8	17.2	241.30	23.34
6	33. 7. 23~24	56.6	9.9	5.8	90.40	11.52
7	33. 7. 31~8.1	57.9	8.3	10.7	111.78	13.23
8	33.10. 1~ 3	50.6	2.8	18.9	248.76	19.13

表-2

洪水番号	単位図の Peak 流量 (m ³ /sec)	Peak の遅れの時間 (hr)	洪水番号	単位図の Peak 流量 (m ³ /sec)	Peak の遅れの時間 (hr)
1	22	4	5	20	2
2	22	2	6	19	6
3	21	4	7	14	6
4	19	2	8	14	4

単位時間 2 hr 単位雨量 1 mm/2 hr

の遅れの時間が変り、単一の単位図ではすべての出水を表わし得ないことが明らかである。しかも単位図の Peak 流量は、Peak の遅れの時間に対して負の相関にあるのが通例であるが、表-2 ではこの関係が認められない。以上の2つの特長は、豊平川上流域では流出の線型仮定と、Horton 型の貯溜の式とが適合しないことを表わしていると考えられる。そこで次に述べるように、流れを非線型現象として取扱う特性曲線法で解析を試みた。

2.2 特性曲線法 任意の断面形をもつ水路において、時間的に変動する横からの流入量がある場合、流れが等流に近いものとすれば、運動方程式と連続の式とはそれぞれ次のように表わされる。

流路を流れる場合

$$A = f_n(Q) = KQ^p \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q(t) \quad \dots\dots\dots (2)$$

A : 斷面積 x : 距 離

Q : 流路の流量 t : 時 間

q : 流路単位長さあたりの横からの流入量

K および P は、流れが Manning の抵抗法則にしたがうものとすれば、

$$K = \frac{n}{K_1^{2/3} i^{1/2}}, \quad P = \frac{3}{3+2z}$$

n : 粗度係数 $K_1, z, R = K_1 A^z$ 常数

$$i: \text{ 流路の勾配} \quad R: \text{ 径 深}$$

(2) 式は 1 階偏微分方程式であるから、(2) 式の特性方程式と (1) 式とを組合わせて解けば、

$$\begin{array}{ll} t = K \cdot xQ^{P-1} & \{3-a\} \\ \text{or } \log t = \log K + \log x + (P-1) \log Q & \{3-b\} \end{array} \quad \left. \begin{array}{l} \text{等距} \\ \text{離線} \end{array} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \text{or } t &= \frac{KQ^p}{q} & (4-a) \\ \log t &= \log K - \log q + p \log Q & (4-b) \end{aligned} \right\} \text{等流量線}$$

(3), (4) 式を流路の標準特性流出量曲線という。

山腹斜面上の流れでは、横からの流入量は有効雨量 $r_e(t)$ 、斜面流量は q であるから、(3)、(4)式の $Q \rightarrow q$ に $q \rightarrow r$ に置き換えればよい。

しかも斜面においては流路に沿つて単位幅をとるから、断面は矩形断面となる。従つて斜面の場合の K および P の値は、

$$K = \left(\frac{N}{\sqrt{I}} \right)^P \dots\dots\dots (5)$$

 $P = 0.6$ となる

N : 斜面の粗度係数

I: 斜面の勾配

解析に必要な要素は

(i) 矩形化した流域図

(ii) 各区分流域の斜面の標準特性流量曲線
(斜面勾配= I , 等価粗度係数= N が必要)

(iii) 各区分流域の流路の標準特性流量曲線
(流路の断面, 勾配, 粗度係数 = A, i, n が必要)

(iv) 流域の有効雨量

以上の4項目のうち斜面の粗度係数 N だけが決定できない値で、観測点の Hydrograph に計算流出量曲線が適合するような値として決定される。

3. 豊平川流域における有効雨量および流出率

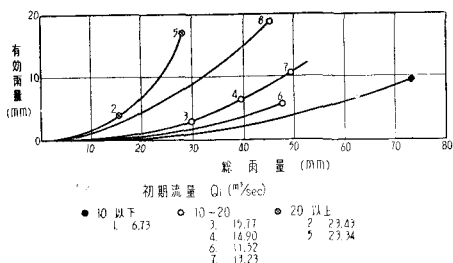
雨量のうち直接流出量となる有効雨量の算定は、流量を直接左右する重要な要素である。しかし有効雨量、逆にいえば損失雨量は、これまで研究の最重点とは考えられていなかったようである。本州の多くの河川では出水の原因である雨量が大きく、総雨量 200 mm あるいはそれ以上に達する例が多く、このような場合には損失雨量がある一定値を保ち、しかも総雨量に対する総損失量の比率は相対的に小さくなる。これが本州河川では損失の研究が流出解析の最重点と考えられていない理由であろう。

しかし北海道の河川では事情が異なっている、表-1 でもわかるとおり、北海道河川の出水を扱う場合、総雨量は、100 mm あるいはそれ以下のことが大部分で、総雨量に対する総損失量の率は必ずしも小さいとはいえないのである。筆者らは、北海道河川の水文学的研究の特質として、損失雨量の研究を最重点の一つに取上げるべきだと考えている。

有効雨量は直接流出量の定義によつて変るが、ここでは Hydrograph の逓減部の折曲点を終点として、直接流出量を分離した。

有効雨量と総雨量(初期損失雨量を除く)との関係を調べると図-2のようになる。図-2では有効雨量が総雨量だけでは定まらないことが明らかである。損失雨量のうち蒸発損失は小さく、大部分は地中に浸透する浸透損失である、浸透損失は流域の保湿度の程度によって著しい差があると考えられる。

流域の保湿の程度とは、流域内の全地下水量の大小であるから、地下水流出に Horton 型貯溜の式が適用できるもの



図一2 総雨量と有効雨量との関係

のとすれば、貯留量は流量と流量の減水係数で決まる、流量減水係数は一般には、流量の関係と考えられているから、結局流域の全地下水量は流出量で表わされることになる。

以上の考察から、図-2の測定値を流出の初期流量をパラメーターとして整理した、図-2に見るとおり、初期流量をパラメーターにすれば、雨量と有効雨量との間には、規則性が見出される、図には初期流量 10 m³/sec 以下、10~20 m³/sec および 20 m³/sec 以上の点を区別して記入してあるが、同一の総雨量に対しても初期流量が大きい程有効雨量が大きい、云いかえれば損失雨量が小さいという傾向が認められる。流出率についても同様の関係があり、資料を整理した結果を図-3に示した。

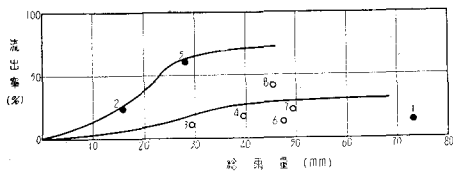


図-3 総雨量と流出率との関係

4. 豊平川の流出解析

4.1 粗度係数の推定 2.2節で述べたように、特性曲線法による計算を行なうには、山腹斜面の粗度係数を与えることが必要であるが、河川流路の粗度係数と違つて、山腹斜面の粗度係数を推定する資料はほとんどなく、これが計算の手数を増す大きな原因となつてゐる。

筆者らは、特性曲線による計算を必要とする非線型流出は、河川の上流部の比較的小さな流域を対象とする場合が多いことに着目して、次のような粗度係数推定法を試み、計算を著しく簡略化することができた。

簾舞上流の分水界までの流路延長は 32 km、集水面積 460 km²、流域は大部分勾配 1/5~1/10 の山地である。このよ

うな小流域では、流路の流下時間を無視し斜面のみの矩形流域を仮定する。このとき得られる粗度係数 N は、流路を考えた場合の斜面の粗度係数よりも小さな値になるであろう。矩形流域は図-1の流域分割によつて、図-4のとおり四つの矩形化された流域になる。

図-4によれば、豊平川本流流域 (I) と小樽

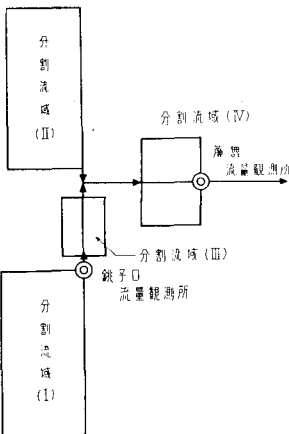


図-4 流域矩形模型図

内川流域 (II) とが流域の大部分を占め、しかもこの 2 流域は面積、勾配、斜面幅ともよく似た値をもっている。したがつて第一近似としては、対象流域を一つの矩形流域とみなすことができる、豊平川では地形的にこのような近似が許されたのであるが、各分割流域がそれぞれ異なつていれば、全体を荷重平均した矩形流域を想定することになる。

このように全流域を一括して考えれば、流出の始点から頂点流量までの流出の上昇時間 t_g に注目して粗度係数 N の近似値を求めることができる。簾舞の流出曲線を調べると、頂点流量が降雨終了直後に生じている例が多かつた、このような場合には、石原・高樺によれば t_g は、

$$t_g = \left(\frac{N}{\sqrt{I}} \right)^{1/P} \cdot B^P \cdot r_m^{(P-1)} \dots\dots\dots (6)$$

t_g = 流出の上昇時間
 B = 斜面の流下幅
 r_m = 平均雨量強度

表-3に示した簾舞の実測値で、 t_g と r_m との関係調べてみると図-5の結果が得られる。頂点流量の大小によつて t_g と r_m との関係が分れるが、豊平川簾舞上流のように河道貯溜のほとんどない山地流域では、(6)式が良く適合する。

しかも $t_g \propto r_m^{-0.4}$ となつたから $P=0.6$ である。
 $B=2,500 \text{ m}$, $I=0.185$, $P=0.6$ となり、(6)式によつて洪水 1, 2, 4, 5, 6, 7, 8 について N を計算すれば表-3のようになる。

洪水例 No. 1, 5, 7, 8 は $Q_p=110\sim250 \text{ m}^3/\text{sec}$ で、各々

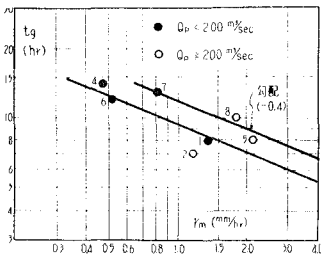


図-5 平均雨量と到達時間関係図

表-3

洪水番号	t_g (hr)	r_m (mm)	N (m・sec)
1	8	1.35	0.35
2	7	1.15	0.31
4	14	0.48	0.39
5	8	2.19	0.40
6	12	0.52	0.36
7	13	0.82	0.41
8	10	1.82	0.44

の計算値の平均は $\bar{N}=0.40$ となる、洪水例 No. 2, 4, 6 は $Q_P=70\sim90\text{ m}^3/\text{sec}$ で $\bar{N}=0.35$ である。

No. 3 の洪水は資料不備のため除外した。

4.2 特性曲線法による計算方法 今洪水例 No. 5 で流域 III の場合について、計算例を示す。有効雨量は図-6 に示すとおりであつた。流域 III は斜面流下幅、 $B=845\text{ m}$ 、斜面勾配、 $I=0.250$ である。 $N=0.3$ とすれば、(5) 式によつて、

$$K=\left(\frac{N}{\sqrt{I}}\right)^P=\left(\frac{0.3}{\sqrt{0.25}}\right)^{0.6}=0.736$$

である。(3-b)、(4-b) の式を斜面の式として再記すれば、

$$\log t=\log K+\log x+(P-1)\log q\cdots\cdots\cdots(5)$$

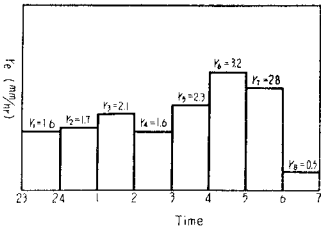


図-6 有効雨量

$$\log t=\log K-\log \alpha r+P \log q \cdots \cdots \cdots(6)$$

$\alpha=\text{mm/hr}$ を m/sec に換算する係数 $=0.2778\times 10^{-6}$

(5), (6) 式の常数 K, P, α が決り、 x および r をそれぞれパラメーターにとれば図-7 となる。

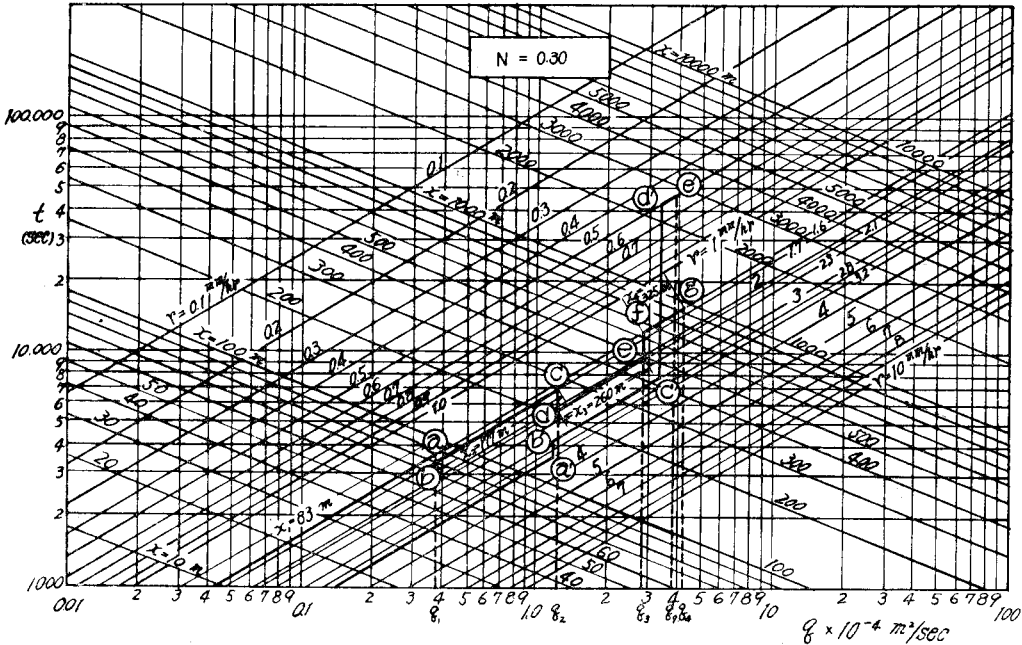


図-7 等価流域斜面 (III) の標準特性流量曲線

雨がやんだあと、

$$t=PKq^{P-1}x\cdots\cdots\cdots(7)$$

q をパラメーターとして、勾配 $PK=0.448$ の直線群を描き図-8 となる。

図-7 の標準特性流量曲線および図-8 の標準特性直線で、図-6 の有効雨量について、流量を算定する。

雨量 $r_1=1.6\text{ mm/hr}$ が 23 時から降り始めるので、雨水は同時刻に斜面上流端を出発する、そこで 図-7 において $r=1.6\text{ mm/hr}$ の線上を t が 0 から 1 時間 (3,600 秒) 経過した点 a まです。このときの流量は $q_1=0.37(\times 10^{-4}\text{ m}^2/\text{sec})$ 流下距離 $x_1=83\text{ m}$ である。更に a 点 (24 時) で雨量が $r_2=1.7\text{ mm/hr}$ に変わるから、点 a より垂直におろして、 $r_2=1.7\text{ mm/hr}$ の線上 b 点に移り、この点より $r_2=1.7$

mm/hr の線上をたどつて、1 時間経過した点 c に達する。このときの流量 $q_2=1.24(\times 10^{-4}\text{ m}^2/\text{sec})$ 、流下距離は $(x_1+x_2)=83\text{ m}+177\text{ m}$ で、斜面流下幅 $B(=845\text{ m})>x_1+x_2$ であるから更に計算を続ける。1 時で雨量が変わるから、 c 点より $r=2.1\text{ mm/hr}$ の線上の点 d に移り、この線上をたどつて 1 時間経過した点 e に達する、 $q_3=2.8(\times 10^{-4}\text{ m}^2/\text{sec})$ でこのときの流下距離は、 $x_1+x_2+x_3=83\text{ m}+177\text{ m}+260\text{ m}=520\text{ m}$ で更に 2 時から、 $r=1.6\text{ mm/hr}$ の線上をたどり、 $B-520\text{ m}=325\text{ m}$ を流下して g 点達し、流下時間は 3,400 秒である。すなわち 23 時に斜面上流端を出発した雨水が 3 時間 57 分後の 2 時 57 分に下流端に達したことになる。このときの流量は $q_4=4.2(\times 10^{-4}\text{ m}^2/\text{sec})$ である。これ以後の流量を求めるには、上流端を雨水が出発する時刻

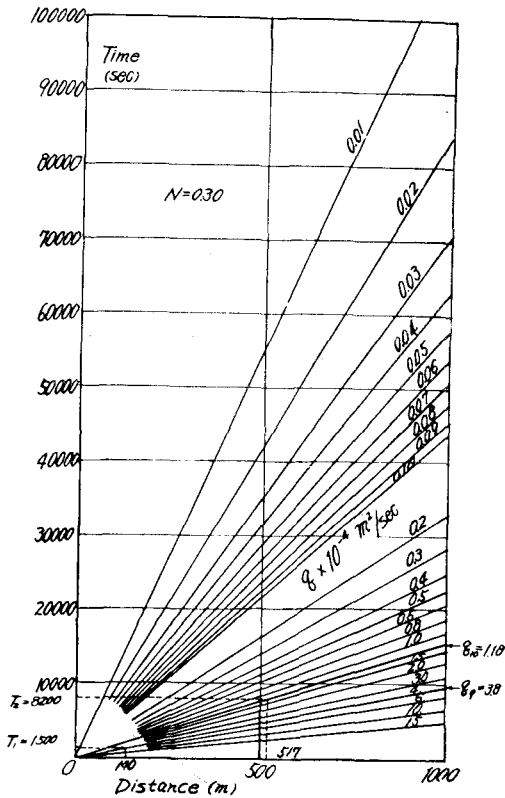


図-8 分割流域 III $r=0$ のときの標準特性直線

を 23 時から 1 時間ずらした時刻, 24 時の $r_2=1.7$ mm/hr から始め前記の操作をくり返し, 24 時より 3 時間 55 分後の 3 時 55 分に斜面下流端に到達し, $q_8=4.7 (\times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{sec})$ の流量が求まる。

流下の途中で降雨が止んだ場合, その時の流量が下流端に到達する時間は 図-8 の標準特性直線を用いる。今上流端の出発時刻を 4 時にとつた場合を考える。図-7 で $t=0 \sim 1$ 時間 (3,600 秒) の時間 $r=3.2$ mm/hr の線上をたどり, 点 a' , b' , c' , d' を経て点 e' にいたる。この時刻 7 時から降雨が止む, そこで e' 点に対応する流量 $q_9=3.8 (\times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{sec})$ が残りの流下距離 $B-(x'_1+x'_2+x'_3)=845\text{m}-(130+225+350)\text{m}=140\text{m}$ を流下するに要する時間は, 図-8 によつて $q=3.8 (\times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{sec})$, $x=140\text{m}$ に対応する流下時間 $T_1=1,500$ 秒 (25 分) を求めれば, $q_9=3.8 (\times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{sec})$ の流量が下流端に到達する時刻は 7 時より 25 分経過した 7 時 25 分である。流量 $q (\times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{sec})$ は単位幅あたりであるから, 流域の長さ $L=3,500\text{m}$ および流域模型を考慮し, 結局 $Q=q \times 10^{-4} \times 2 \times 0.35 \times 10^4 = q \times 0.7 (\text{m}^3/\text{sec})$ となる。

上記の計算の結果を表-4 に示した。

4.3 解析結果 3.2 に述べた有効雨量について, 等価粗度係数の第一近似値として, $Q_P \geq 200 \text{ m}^3/\text{sec}$ の洪水に

表-4

	日 時 分	$q \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{sec}$	$Q \text{ m}^3/\text{sec}$
q_1	25. 24.	0.37	0.3
q_2	26. 1.	1.24	0.9
q_3	2.	2.80	2.0
q_4	2. 57	4.20	2.9
q_5	3. 55	4.70	3.3
q_6	4. 45	5.70	4.0
q_7	5. 39	6.10	4.3
q_8	6. 34	6.00	4.2
q_9	7. 25	3.80	2.7
q_{10}	9. 16	1.18	0.8
q_{11}	19. 38	0.05	0.04

対し $N=0.4$, $Q_P < 200 \text{ m}^3/\text{sec}$ に対し $N=0.3$ を用い, 図-4 に示した分割 4 流域の流出量を合成し, N の最適値を求めた。

N の最適値は $Q_P=110 \sim 250 \text{ m}^3/\text{sec}$ で $N=0.20 \sim 0.30$, $Q_P=90 \text{ m}^3/\text{sec}$ 以下では $N=0.15$ であった。第 4 章第 2 節で述べた計算方法により, 上記の粗度係数を用いて, 各洪水についてそれぞれ計算した結果を図-9~図-14 に示した。

5. 結 論

- 1) 流出率と総雨量との関係は初期流量の大小によつて

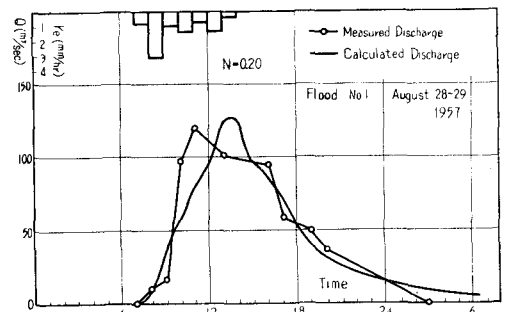


図-9

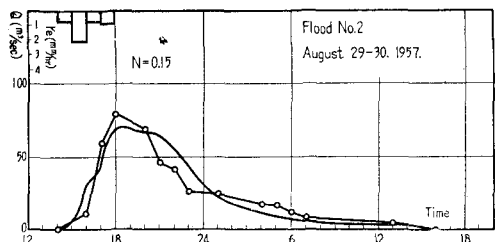


図-10

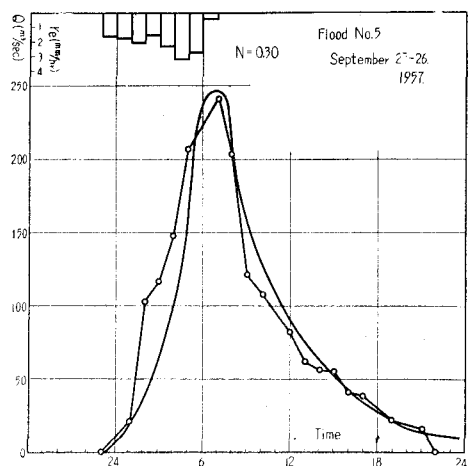


図-11

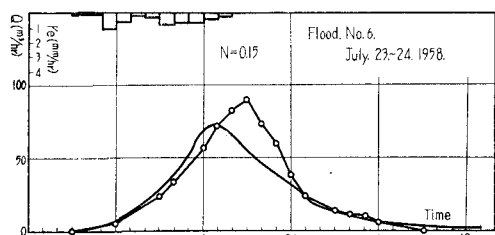


図-12

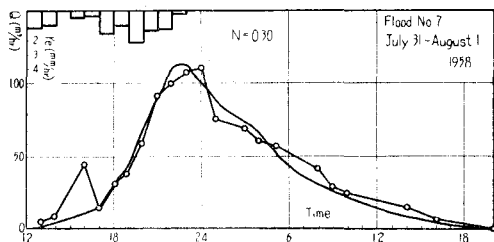


図-13

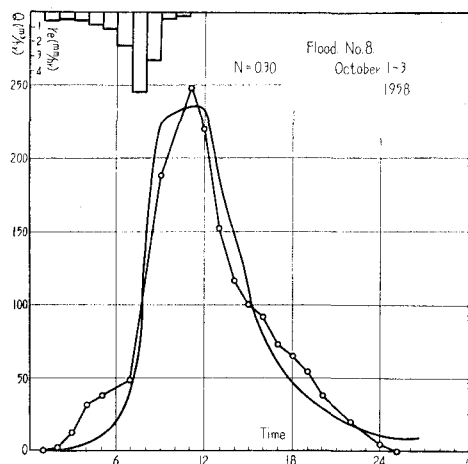


図-14

別れ、同一の総雨量に対して初期流量が大きい程流出率が大きい。

2) 流出曲線が1本の指数関数で表わし得ない豊平川流域のような小流域では、単位図法流出函数法などの線型解析法は不適當で特性曲線法が適當である。

3) 特性曲線法を用いるにあたり、流域を斜面のみと考

える簡便法を第4章に示した、豊平川では粗度係数 N の値を 0.15, 0.20, 0.30 にとり、図-9~図-14 に示すように好結果が得られた。

4) N の第1近似値の推定方法を第4章第1節に述べた、この方法によれば、 N の最適値の決定は非常に容易である。