

筑後川上流部の出水解析：第1報：単位図法による大山川の出水解析について

篠原，謹爾

上田，年比古

<https://doi.org/10.15017/4743368>

出版情報：應用力學研究所所報. 12, pp.1-32, 1958. 九州大学応用力学研究所
バージョン：
権利関係：



筑後川上流部の出水解析 第1報

(単位図法による大山川の出水解析について)

篠 原 謹 爾

上 田 年 比 古

要 旨

本文は筑後川上流部の出水解析を従来発表されている代表的な方法である、佐藤・吉川・木村氏の方法、立神博士の方法、石原・金丸氏の方法によつて行い、その結果を実測値と比較することによつて、これらの方法の特徴及び精度を検討したものである。

§ 1. まえがき

流域の降雨記録から下流懸案地点の流量曲線を求める方法は近年大いに進歩したが、これを大別すると単位時間の降雨による流出量を重ね合わせる単位図法と流出現象を非線型として解く特性曲線による法¹⁾との2つになるようである。後者については第2報で述べることにして、本研究においては現在迄提案されている各種単位図法を筑後川上流部大山川に適用して、その結果を述べ、各方法の比較検討を行った。

単位図法は1932年 L. K. Sherman²⁾によつて Unit Graph Method なる名によつて発表されて以来、簡にして要を得た方法として喧伝されてきた。併し我国のような急流河川に、これを適用する場合、種々不都合なる点を生じ、我国の河川に適する単位図の研究が盛んになつた。まず問題になることは、流域に一樣な単位時間の孤立降雨というものがないことであつて、従つて Sherman の提案する Unit Graph が簡単にできないため、どうしても連続降雨から単位図を作らねばならないことになる。このためには多くの観測例から最小自乗法³⁾により単位図を求めるか、または単位図を仮定して連続降雨にあてはめ実測流量に一致するように単位図を Trial⁴⁾ で求める外はない。しかしこれも簡単な降雨であればよいが複雑になつてくると非常に困難である。また洪水期の流量記録は、現状では豊富にはえがたいから単位図を作成するのに流域図などを利用して、できるだけ流量記録にたよらず、たとえ流量記録を用いるにしてもその一部たとえば peak とか逓減部といったもののみを用いて作成する試み^{5), 6)}が進められている。

また、単位図が降雨強度その他に無関係に常に一定とするのは実測に適合しにくいことを指摘し⁷⁾、降雨強度その他の変動要素を求めて、これらの変化に応じて単位図を変えて^{8), 9)}降雨記録に適用する方法が研究され始めた。単位図法はその適用方法が簡単である点に長

さらにまた単位図法の窮極の目的たる全く流量記録がない場合でも 流域の状況から、その河川の精度のよい単位図を作ること、すなわち総合配分図の作成に対する研究も進められているが^{(10),(11)}、これには多くの研究結果が総合されねばならず、現在まだ研究の段階にあるようである。

11 : 洪水流出の新解析法 (昭和 30 年 6 月)

なる3つをあげて、各法をTraceし、計算途中および結果において著者らの意見をさしはさんでいつた。上記3法のうち(1),(2)を単位図による出水解析法に含めてよいかどうかは疑問の点もあるが、その出水解析法の主要部分が単位降雨による流出曲線を重ね合わせてゆく方法であるから、広い意味で単位図法に含めてよいと考えた。なお比較のためには同じ条件で行わねばならず、

このため各法の趣旨を十分汲んで多少変更した点もある。

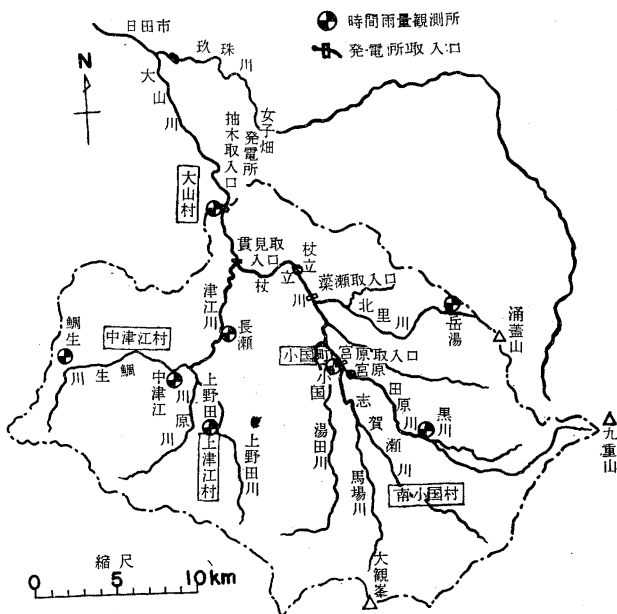
図-1 筑後川上流部流域平面図



(1) 流域概況

大山川は筑後川の上流部河川で図-1に示すように源を阿蘇外輪山、熊本県阿蘇郡南小国村に発し、左右の溪流を合わせ高原を経て小国町に至り、ここで多くの支川を集め渓谷となり杖立を貫流して、ほぼ同じ大きさの左支川津江川を合し、さらに

図一 1 筑後川上流部流域平面図



盆地部日田市において、大山川とほぼ等しい右大支川玖珠川と合流している。

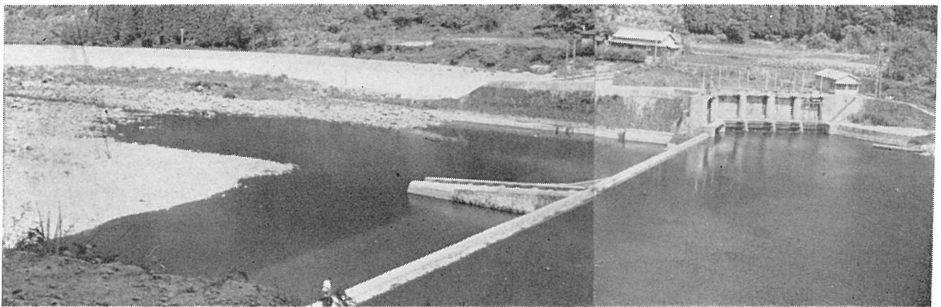
上流地域は樹令を重ねた杉の美林がつまり水力発電も発達している。

本研究の対象として選んだ流域は図-1 に示すように 女子畑発電所大山川柚木取入口より上流であつて流路延長約 34km, 流域面積 510.5km², 上流部各支川の勾配は平均 1/30, 本川では杖立付近で 1/100, 柚木取入口付近で 1/300 となつている。

(2) 資 料

(a) 対象の洪水

各法の種々の factor を定めるために用いた洪水は昭和 20 年以降昭和 30 年に至る夏季における 20 洪水である。また各法の適用計算を行つた洪水は主として昭和 21 年 6 月 21 日～23 日洪水, 昭和 22 年 6 月 23 日～25 日洪水, 昭和 28 年 6 月 25 日～30 日洪水および昭和 29 年 6 月 29 日～7 月 1 日洪水の 4 洪水である。



写 真 大山川 柚木取入堰

(b) 流量記録

柚木取入堰地点(写真参照)の流量曲線は、建設省日田工事事務所の求めたものを用いた。これは洪水時の毎時間溢流水位観測値に溢流公式を適用して算定したもので、溢流公式は土木研究所で行われた田瀬堰堤の模型実験¹²⁾よりえられた式を用いている。これを柚木取入堰に適用するに当つては種々疑問があるが、この式による昭和 28 年 6 月の大洪水の算定最大溢流量は、この付近の当時の痕跡調査等から算定された、妥当と考えられる最大流量にほぼ一致するから、一応この式を用いても、大きな誤差はないものと考えた。

(c) 雨量記録

雨量記録は図-1 に示す観測所において、昭和 26 年以前の 15 洪水は小国, 長瀬, 昭和 27 年の 2 洪水は小国, 長瀬, 中津江, 昭和 28 年の 1 洪水は小国, 長瀬, 中津江, 岳湯, 黒川, 上野田, 鯛生, 昭和 29 年および 30 年の 2 洪水はこれに柚木取入口を追加した各時

間雨量観測記録によつた。設置されているものは凡て自記であるが、洪水中うまく動かなかつたものは日雨量記録を用いた。

(d) 流域平均雨量の算定

流域平均雨量は Thiesen 法によつた。日雨量だけしかとれなかつた観測所の取扱いは、次の方法によつた。すなわち 図-2 に示すように A, B, C を時間雨量観測所、 X を日雨量

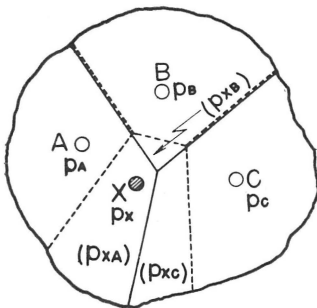


図-2 流域平均雨量算定説明図

(○時間雨量観測所)
(●日雨量観測所)

観測所とし、時間雨量と日雨量観測所による Thiesen Polygon (図の点線)、及び時間雨量観測所のみによる Thiesen Polygon (図の実線) を作る。図の $p_A, p_B, p_C,$

p_X は点線により分割された部分の全面積に対する面積比であり、 p_{XA}, p_{XB}, p_{XC} は夫々 X の支配面積が実線により分割されたときの A, B, C に属する部分の全面積に対する面積比である。

かようにして p_{XA} 部は日雨量は X の値で、時間分布は A の値とし、同様に p_{XB} 部、 p_{XC} 部は日雨量は X の値で、時間分布は夫々 B および C の値として流域平均雨量を求めた。これを式で示すと A, B, C および X の日雨量を R_A, R_B, R_C および R_X とし、 A, B, C のある時刻 i より 1 時間の雨量を r_{iA}, r_{iB}, r_{iC} とすれば、その時間の流域平均時間雨量 r_i は次のようになる。

$$r_i = r_{iA} \left(p_A + \frac{R_X}{R_A} p_{XA} \right) + r_{iB} \left(p_B + \frac{R_X}{R_B} p_{XB} \right) + r_{iC} \left(p_C + \frac{R_X}{R_C} p_{XC} \right) \dots\dots\dots (1)$$

(e) 直接流出の抽出

本研究では洪水流出を対象としたものであるから、基底流出を除去して降雨に直接関係する表面流出と中間流出との合計すなわち直接流出をとりだした。その方法は一般に行われている方法に従つて、図-3 に示すように流量曲線の立ち始めより減水時において減水状況が急に緩やかになる、いわゆる流量曲線の減水部の折曲点とを直線で結び、この直線より上を直接流出とした。

(f) 初期損失の除去

図-3 に示すように初期損失は流量曲線の立ち始めまでの降雨として、これを降雨記録より除去した。

(g) 有効雨量の算定

上記の佐藤博士等の方法と立神博士の方法に対して、損失の計算は夫々の解析途中に含まれているので有効雨量の決定は必要ないが、石原博士等の方法では有効雨量に対し、単

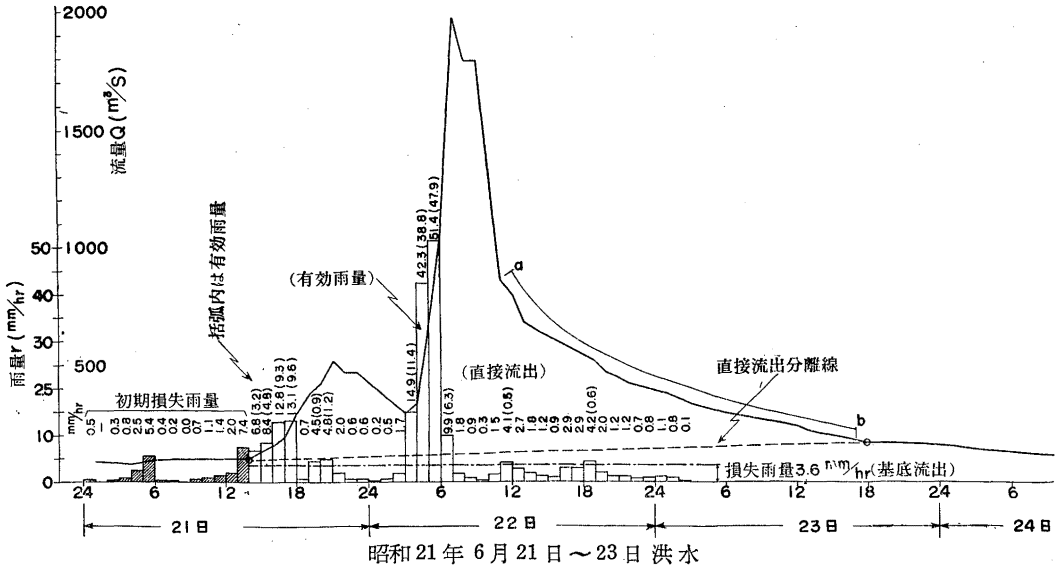


図-3 初期損失の除去・直接流出の抽出及び有効雨量の算定例

位図を適用しなければならない。

降雨中の損失は降雨初期に多く、降雨が続くにつれて次第に減少し一定値に近づくものと考えられる。石原博士等¹³⁾は滲透能に関する Horton の式を用いて、有効雨量の算定法を示しているが、本研究においては簡単に、初期損失を除いた後の降雨に対しては、損失は一定値に達しているものと考えて、図-3 に示すように初期損失を除いた降雨記録から、摘出される有効雨量の総和が直接流出の総量に等しくなるように損失分を水平に除去した。図の損失雨量 3.6 mm/hr がこれである。この 3.6 mm/hr を差引いて求めた有効雨量の総和と直接流出の総量とは、なお多少の違いがあるが、これは大きい雨量に 0.1 mm/hr ずつを加減して調節した。

次節より前記3つの方法についての算定過程をのべるが、以下において柚木取入口流量観測地点を下流端と云うことにし、単位図の単位時間は1 hr とし、単位図の各時間の縦距は比較に便利のように、流出総量で各時間の流出量をわつて 1/hr の単位すなわち流量配分図とする。また単位図の到達時間は単位時間降雨の降り始め、すなわち単位図の0より、その peak までの時間差とする。

§ 3. 佐藤博士等の方法による解析

これは単位時間降雨による流出曲線を適当な形をなす函数形（これを流出函数と称している。）で与え、その定数を雨量・流量の記録から決定しようとするものである。

(a) 流出函数

q を比流量とすれば、流出函数として、 $q = ate^{-at}$ なる式を用いている。これは微小時間に対するものであるから、流域に r mm/hr の降雨が τ hr 降つた場合の単位面積より

流出する下流端の流量 q ($\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$) は上式を τ hr について積分して

$$q = 0.2778 fr \{e^{-\alpha t'}(\alpha t' + 1) - e^{-\alpha t}(\alpha t + 1)\} \quad \dots\dots\dots(2)$$

となる。ここに t は降雨開始からの経過時間, t' は $t - \tau$, α は到達時間を決定する定数, および f は流出係数である。本法は (2) 式を用いて算定される流量が実測値と合わなければ, さらにこの式と同様な式を第2近似, 第3近似として加えてゆき, 次式のようなその流域に適する流出函数を求めようとしている。

$$\begin{aligned} q = & 0.2778 f_1 r \{e^{-\alpha_1 t'}(\alpha_1 t' + 1) - e^{-\alpha_1 t}(\alpha_1 t + 1)\} \\ & + 0.2778 f_2 r \{e^{-\alpha_2 t'}(\alpha_2 t' + 1) - e^{-\alpha_2 t}(\alpha_2 t + 1)\} \\ & + \dots\dots\dots \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(3)$$

いまこの第1近似の式 (2) の性質を考察してみる。(2) 式より $\frac{dq}{dt} = 0$ として, 到達時間 T_p に関する式を求めれば,

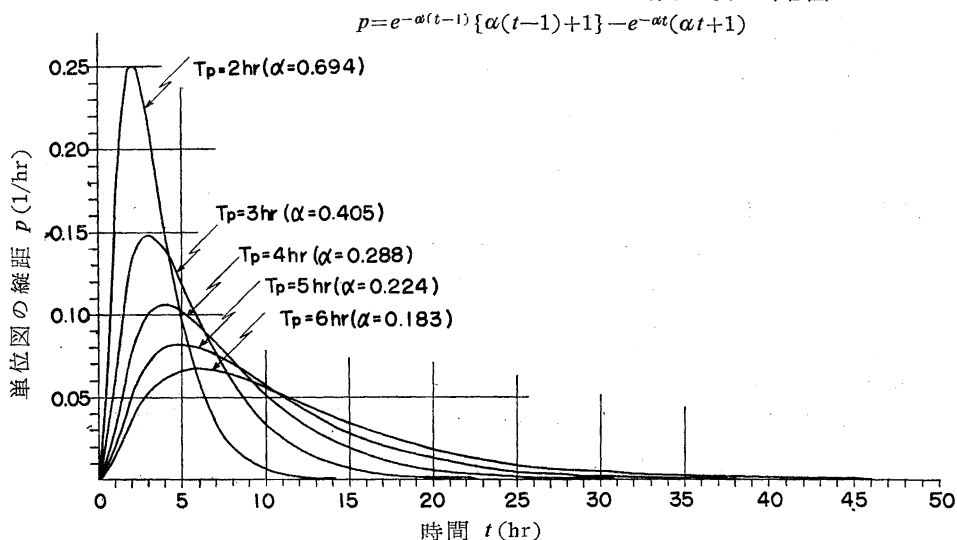
$$T_p = e^\alpha / (\alpha - 1) \quad \dots\dots\dots(4)^{\text{註}}$$

表-1 到達時間 T_p , α および降雨強度 r の関係

(1) T_p (hr)	(2) α	(3) 降雨強度 r (mm/hr)
2	0.694	$30.0 \leq r$
3	0.405	$17.0 \leq r < 30.0$
4	0.288	$12.0 \leq r < 17.0$
5	0.224	$7.0 \leq r < 12.0$
6	0.183	$r < 7.0$

がえられる。表-1の Col (1) と (2) はこの式より求めた T_p と α との対応を示している。いま τ を単位時間, すなわちここでは 1 hr として (2) 式を流出総量 $0.2778 fr \left(\frac{\text{m}^3}{\text{s}} \cdot \text{hr} \right)$ で割れば, 流出函数として第1近似だけを用いた場合の単位図がえられる。図-4 およ

図-4 佐藤博士等の流出函数による各到達時間に対する単位図



註) 佐藤博士等は $T_p = 1/\alpha$ としているが, (2) 式を用いた場合, (4) 式が妥当と考えられる。

表-2 佐藤博士等の方法による単位図
(流出函数の第1近似式による)
(各到達時間に対する単位図)

$t(\text{hr})$	$T_p=2\text{ hr}$ ($\alpha=0.694$) ($\frac{\%}{\text{hr}}$)	$T_p=3\text{ hr}$ ($\alpha=0.405$) ($\frac{\%}{\text{hr}}$)	$T_p=4\text{ hr}$ ($\alpha=0.288$) ($\frac{\%}{\text{hr}}$)	$T_p=5\text{ hr}$ ($\alpha=0.224$) ($\frac{\%}{\text{hr}}$)	$T_p=6\text{ hr}$ ($\alpha=0.183$) ($\frac{\%}{\text{hr}}$)
0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1	15.4	6.3	3.4	2.2	1.5
2	25.0	13.2	8.0	5.3	3.8
3	21.2	14.8	10.0	7.1	5.3
4	14.9	13.9	10.6	8.0	6.2
5	9.6	11.9	10.2	8.2	6.6
6	5.9	9.7	9.4	8.0	6.7
7	3.5	7.7	8.3	7.6	6.6
8	2.0	5.9	7.2	7.0	6.4
9	1.1	4.5	6.1	6.4	6.0
10	0.6	3.3	5.1	5.7	5.6
11	0.4	2.5	4.2	5.0	5.2
12	0.2	1.8	3.5	4.4	4.7
13	0.1	1.3	2.8	3.8	4.3
14	0.1	1.0	2.3	3.3	3.8
15	0.0	0.7	1.9	2.8	3.4
16		0.5	1.5	2.4	3.0
17		0.3	1.2	2.1	2.7
18		0.2	0.9	1.8	2.4
19		0.2	0.7	1.5	2.1
20		0.1	0.6	1.3	1.8
21		0.1	0.5	1.1	1.6
22		0.1	0.4	0.9	1.4
23		0.0	0.3	0.7	1.2
24			0.2	0.6	1.0
25			0.2	0.5	0.9
26			0.1	0.4	0.8
27			0.1	0.4	0.7
28			0.1	0.3	0.6
29			0.1	0.2	0.5
30			0.1	0.2	0.5
31			0.0	0.2	0.4
32				0.1	0.3
33				0.1	0.3
34				0.1	0.3
35				0.1	0.2
36				0.1	0.2
37				0.1	0.2
38				0.0	0.1
39					0.1
40					0.1
41					0.1
42					0.1
43					0.1
44					0.1
45					0.1
46					0.0

び表-2 は表-1
の Col(2)の α ,
を用いて計算し
た各到達時間に
対する単位図で
ある。

これをみると,
(2) 式による単
位図は到達時間
の変化すなわち
 α の変化によつ
て, peak がか
なり大きく変化
している。

(b) 到達時
間の決定
降雨・流量の
記録から, 流量
の peak に対応
する時間降雨が
明瞭に判定しう
るものだけをと
り出して, この
間の時間差をと
れば, これは単
位図の到達時間
 T_p と考えられ
る。この T_p と

Q_1, r_p, R および Q_p とに対する関係を図-5 に示している。ここに Q_1 は流量の peak に対
応する単位時間最大降雨の降り始めの時刻における下流端の流量 (基底流出をも含めた),
 r_p は流量の peak に対応する単位時間最大降雨 (有効雨量でなく記録上の降雨をとつた),
 R は最大降雨以前の総雨量, および Q_p は流量の peak (基底流出をも含めた) である。

佐藤博士等の研究による狩野川では T_p は Q_1 との相関が認められ, この関係に従つて流

図-5 (a)

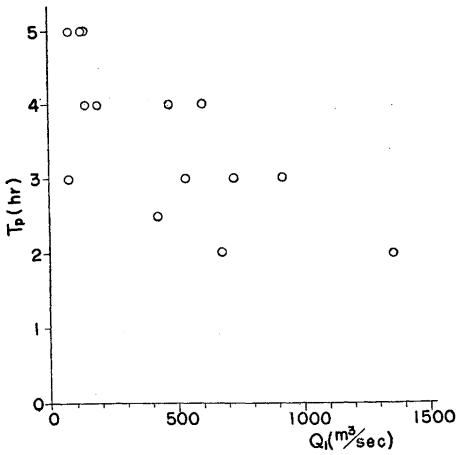


図-5 (b)

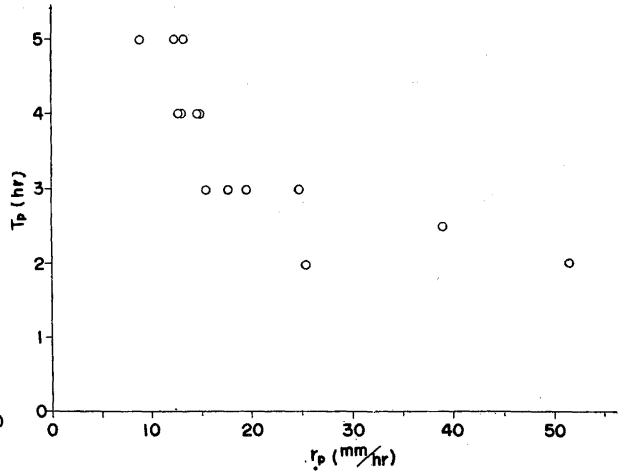


図-5 (c)

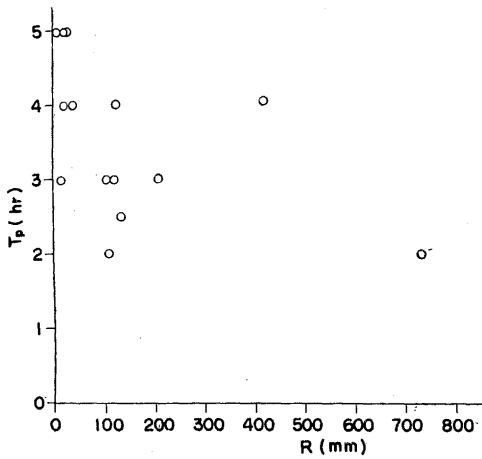
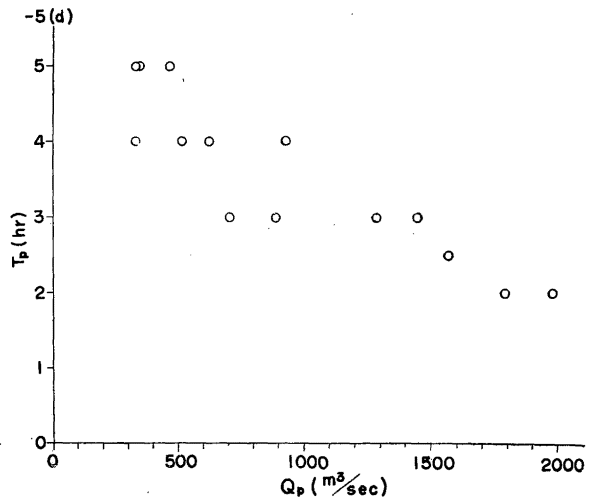


図-5 (d)



量計算が行われているが、大山川では T_p は図-5 に示されるように r_p 、 Q_p について相関が認められる。本研究においては $T_p \sim r_p$ の関係を用いた。すなわち図-6 のように $T_p \sim r_p$ を両対数紙にかけば、ほぼ直線とみなされるから、この図より表-1 の Col (3) のように各々の T_p に対する降雨強度の範囲を定め、この範囲に従い単位図をかえて流量計算を行った。

(c) 流出係数の決定

これは (2) 式の f を求めようとするものである。まず初期損失を除いた時間雨量記録に前述の単位図を適用して 図-7 の置換降雨図 Q_0 をうる。この場合、もし Q_0 と直接流出記録 Q との peak の時刻が一致しなければ、主なるものに対しては一致するように、そ

の peak に関与する一群の降雨について、表-1 に示す各单位図に対する降雨強度の範囲を適当に変えて計算した。
 なお 図-7 の f_0 は Q/Q_0 の値で、peak におけるこの値 f_{0p} を 表-3 に示している。この平均値として 0.69 がえられる。また Q_0 は (3) 式の第2近似式を求めるために、 $Q-Q_0f_{0p}$ により算出されたものである。また Q_0' は各洪水に

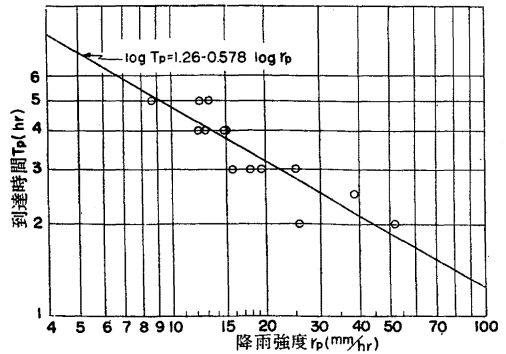


図-6 $T_p \sim r_p$ 関係図

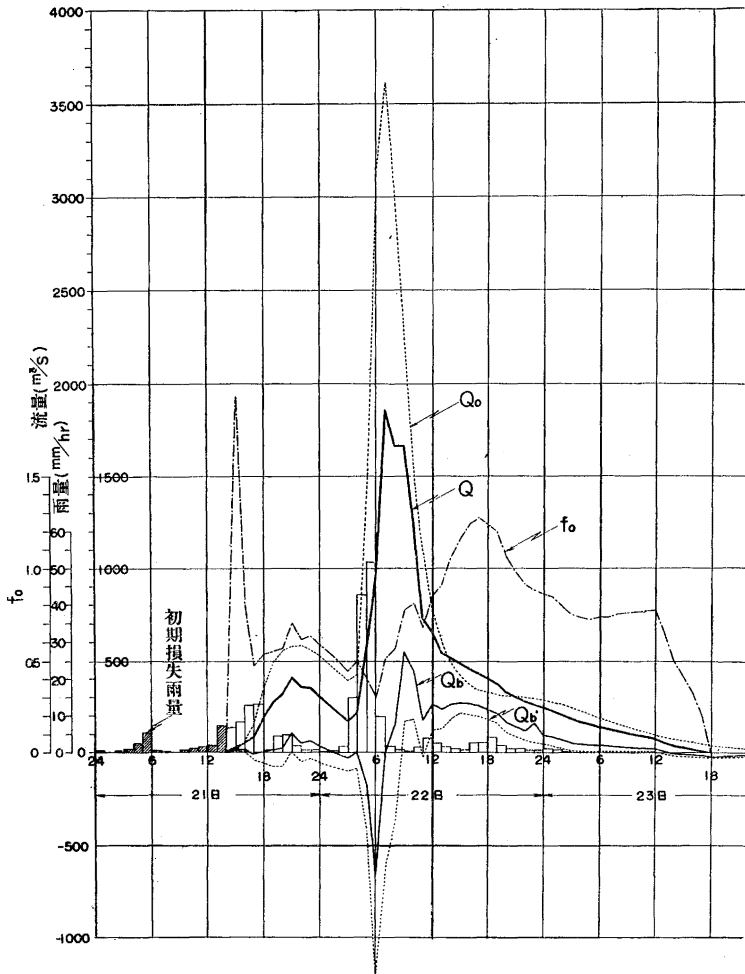


図-7 (a) Q_0, f_0, Q_0' および Q_0 算定図 (昭和21年6月21日~23日洪水)

対し平均的第2近似式を求めるために、 f_{0p} の平均値を用いて、 $Q-Q_0 \times 0.69$ により算出されたものである。

狩野川では f_0 の変化は流出初期で比較的大きく、peak 付近で最小となり、それ以後流量の減少と共に急激に増加している。従つて逓減部で Q_0 がかなりはつきり現われていて、

表 3

洪水年月日	fop
昭 21.6.21~23	0.52
昭 22.6.23~25	0.79
昭 28.6.25~30	0.75
昭 29.6. 29, 30	0.70
平均	0.69

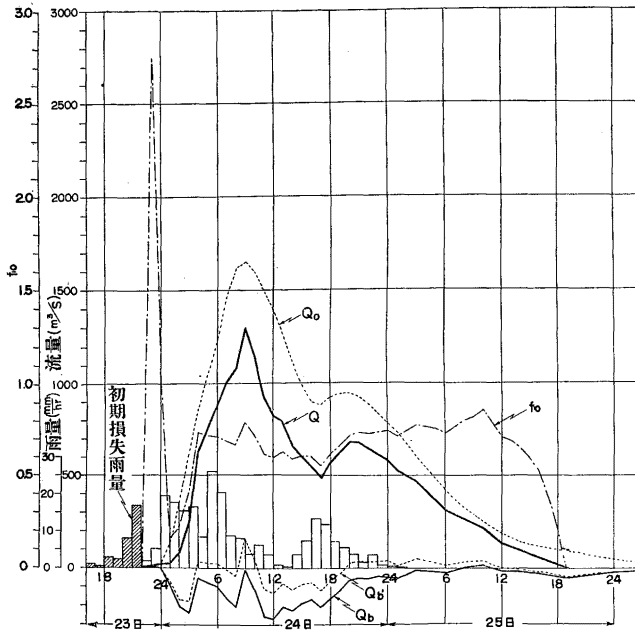


図-7 (b) Q_0, f_0, Q_b および Q_b' 算定図
(昭和22年6月23日~25日洪水)

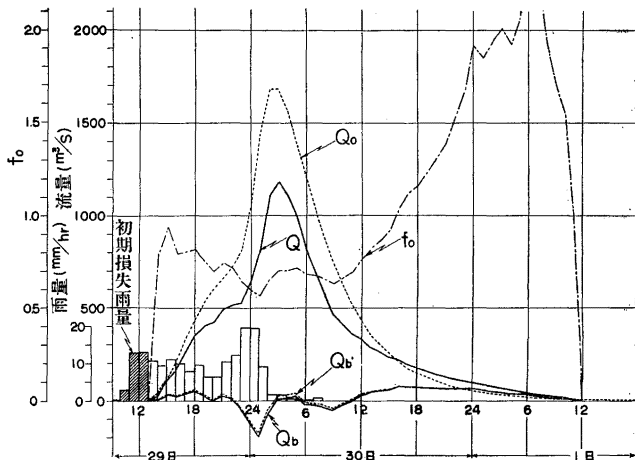
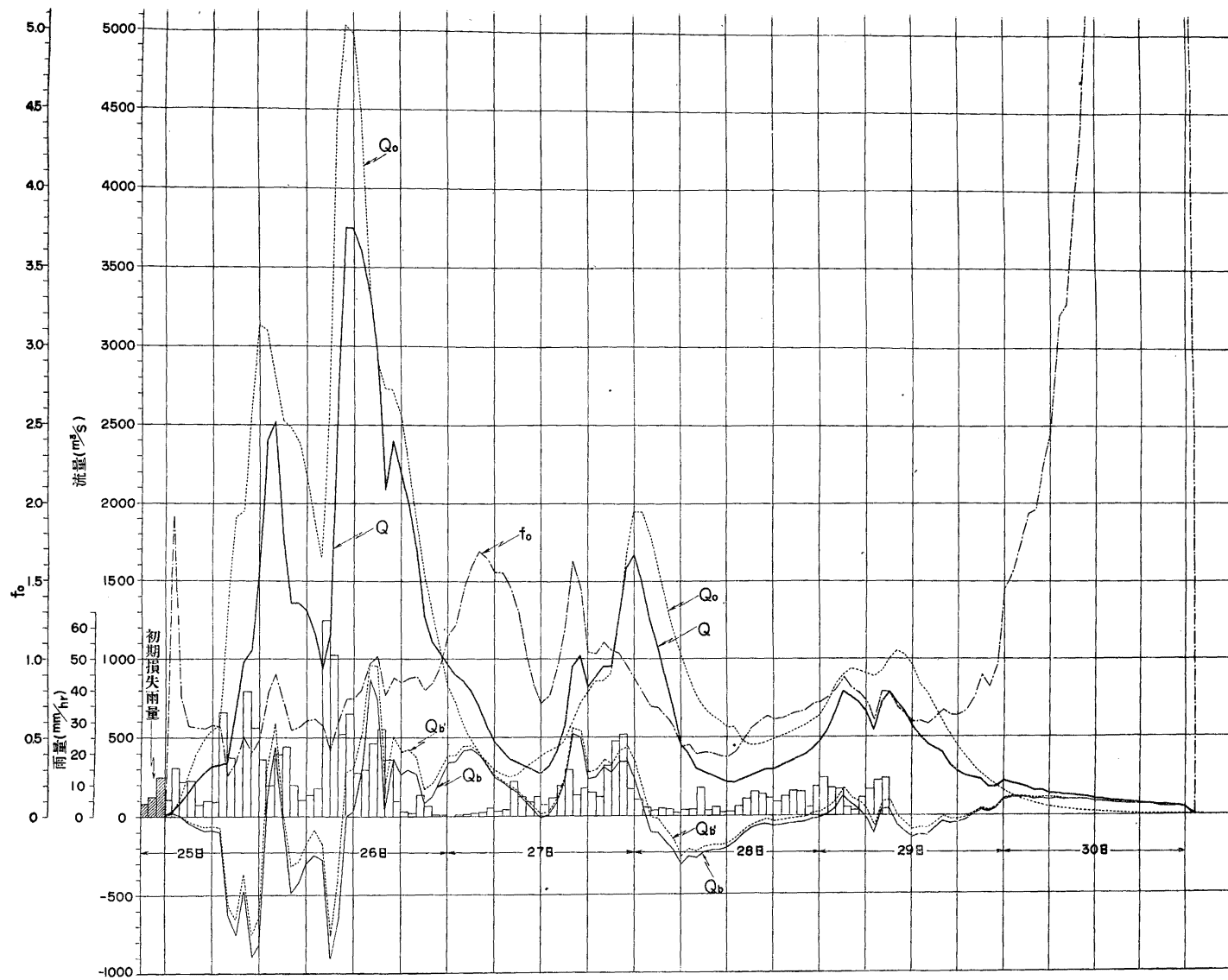


図-7 (c) Q_0, f_0, Q_b および Q_b' 算定図
(昭和29年6月29日~7月1日洪水)

これを打消すため、さらに
(3) 式に示す第2近似の
流出函数を補足して記録に
適合させている。狩野川で
は図-7の流量記録 Q は基
底流出を除いていない値の
ようであるから、 Q_0 はあ
る時刻で終つても、流量記
録は続くから f_0 は後にな
るにつれ急上昇をし、 Q_b
が減少部で浮かび上つてく
る結果となる。

本研究では直接流出を対
象にして各方法の比較をす
る目的であるので、直接流
出に対して本法を適用して
いる。すなわち図-7の Q
は直接流出である。従つて
資料が異なるため逓減部の
様子は必然的に変つてく
る。

大山川については Q_b' の
peak の位置および大きさ



において、各洪水について変動が甚しい。従つてここでは適用洪水数も少いことも関係して、 Q_b' を打消すための平均的流出函数を求めることができなかった。また Q_b' はかなり小さい値であるから、この程度の資料の精度から考えて、大山川の直接流出に対しては、(2) 式ではばよいとして、 Q_b' を打消す補正のための第2近似式以下は省略した。

(d) 大山川の流出函数およびその適用結果

以上のようにして、大山川の流出函数として(2)式において $f=0.69$, $t'=t-1$ とし、 $\dot{\alpha}$ は表-1のように降雨強度 r の範囲で対応する値をとるものとする。

この流出函数にもとづいて降雨記録に適用して流出量を算定すれば 図-8 がえられる。

(e) 考 察

算定結果を総合的にみて適合度はかなりよい。従つて流出函数の第1近似式(2)は簡単な式で示されているが、大山川の単位図としてはほぼ適切であつたと云える。

しかし適用結果のうち図-8(a) 昭和21年6月21日～23日洪水は算定流量の peak が実測値よりかなり大きな値を示している。この原因を考えてみる。一般に下流端の流量は降雨が連続して始めて大きな値となる。たとえ大きな降雨でも短時間であれば、流量はそれ程大きくはならない。本計算においては、1時間の降雨強度によつて単位図をかえて行つたのであるが、大きな降雨に対しては表-1と図-4からわかるようにかかなり大きな peak をもつ単位図が適用される。従つて1時間だけの短時間降雨でも、それが大きな降雨であれば、大きな流量が算出される。昭和21年6月21日～23日洪水は、その降雨強度は大きい短時間である。従つて実際の流量は割合低い値を示し、本法による算定流量は大きな値を示す結果となつたのである。このように本法による場合、降雨強度が大で、しかもその継続時間の短い降雨に対しては算定流量の peak は実測より大きく出るようである。

また本法による単位図は α によつて 図-4 に示すように peak がかなり大きく変わるから、 α の決定は最も重要なことで、これを誤まると算定流量の peak は実測と大きく相異なることになる。大山川では α は降雨強度との相関が認められ、これにもとづいて計算を行つたが、さらに多くの相関要素を求めて精度のよい α の決定をすることが極めて必要なことと考えられる。

次に本法では、流出函数が(2)式で示される第1近似式で適当ならば、これにさらに(3)式のように第2、第3近似式を順次追加して、その流域に適当な流出函数を求めようとしている。この場合、第1近似は、これまでの計算過程からわかるように、割合簡単に求められるが、図-7の Q_b または Q_b' をみてわかるように第2近似、さらに第3近似を求めることは変動の多い流出現象に対して非常に困難である。

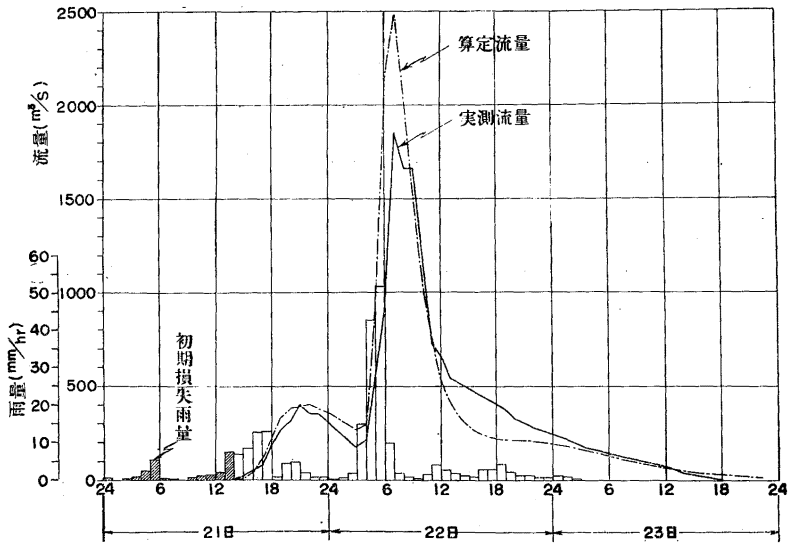


図-8(a) 流出量算定図
(昭和21年6月21日~23日洪水)

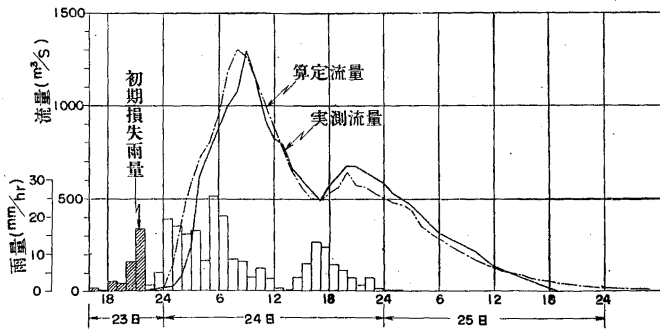


図-8(b) 流出量算定図
(昭和22年6月23日~25日洪水)

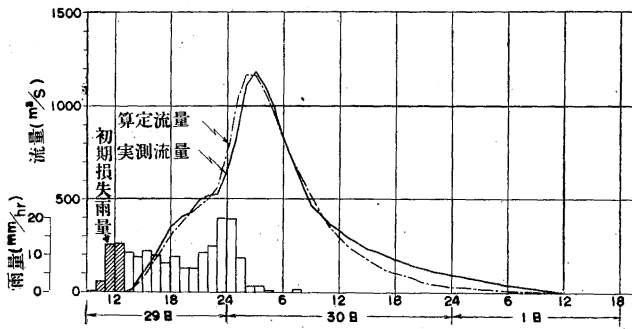
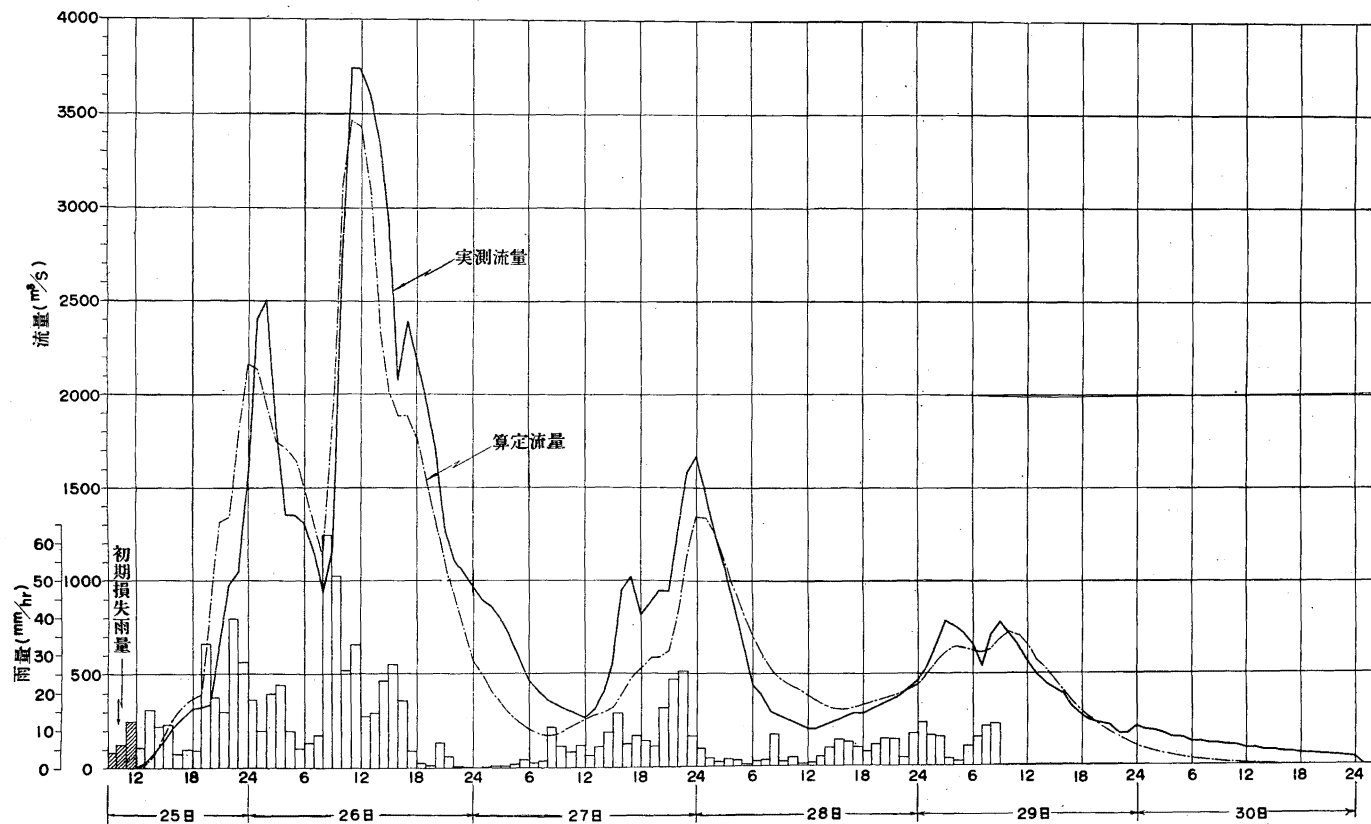


図-8(c) 流出量算定図
(昭和29年6月29日~7月1日洪水)

-8(d)



図—8 (d) 流出量算定図 (昭和28年6月25日～30日洪水)

§ 4. 立神博士の方法による解析

本法は、まず単位の降雨があつた場合、流域の各部分の雨水が各到達距離に応じて、ある時間的ずれをもつて流集したと考え、下流端の流量曲線を求める。次にこの流量曲線に河道流下時の調節効果を導入するため、貯水池の調節計算を行つて流出量曲線を求め、これをもつて流域に単位の降雨があつた場合、河道調節をうけつつ下流端に現われる流量曲線すなわち単位図と考える。ここに調節計算は、 S を貯溜量、 i を流入量、 q を流出量、 t を時間、 k を定数とすれば

貯溜方程式 $S = kq$

連続方程式 $dS = (i - q)dt$

.....(5)

による。

かようにして求めた単位図を、初期損失を除いた降雨記録に入れて置換降雨図を求め、これと直接流出量との比として流出指示率を算出し、これを定量的に求めることにより降雨損失を定めている。なお立神博士は初期損失量の決定法、基底流量の算定法なども入れて総合的に流量曲線を求める方法をのべているが、ここでは対象を直接流出に限つた。

(a) 単位図の作成

(i) 集中面積図

5 万分の 1 地図上で下流端より河道にそい、河道のない部分は等高線に直角に距離を測り、図-9 のように各到達距離によつて流域を分割し、その面積を測定して表-4、図-10 に示す集中面積図をえた。図の縦軸は下流端からの各到達距離における平均地帯巾を示している。

(ii) 集中時間図

図-10 の横軸を時間軸に変換して、各到達時間における地帯巾を示す集中時間図を求めて図-11 をえた。但しこの変換式としては、

$T = \alpha L^{0.7}$

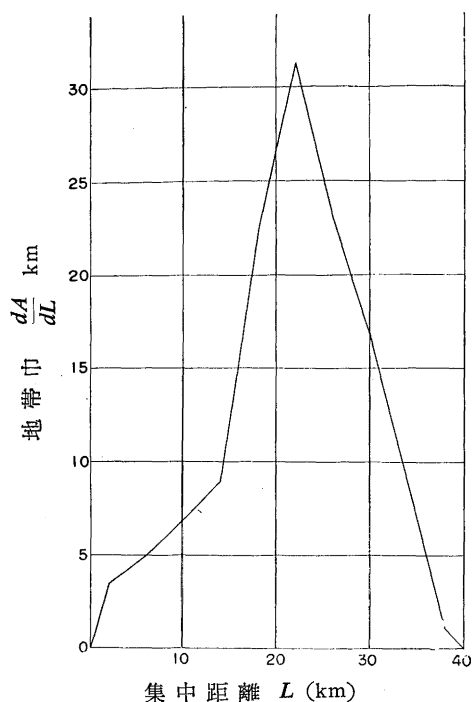
.....(6)

に従ふ。ここに T は集中時間 (hr)、 L は集中距離 (km)、 α は定数で、その数値は不明であるが、後述するように頂点流量の遅れを条件として試算により決定される。

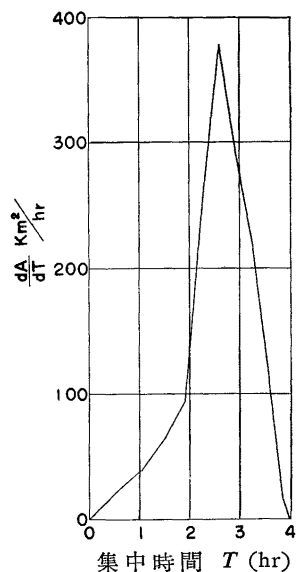
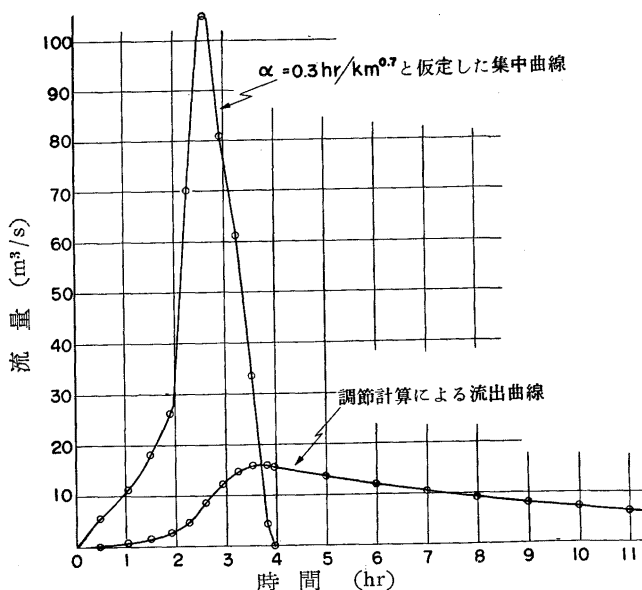
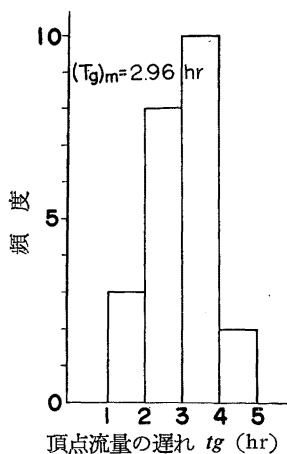
図-11 は $\alpha = 0.3$ と仮定した図である。図-11 は(6)

表 - 4 集中面積表

分割地帯 番号	下流端からの流路距離		地帯面積 $dA(\text{km}^2)$	地帯平均巾 $\frac{dA}{dL}(\text{km})$
	範囲 ($dL=4\text{ km}$)	平均距離 (km)		
1	0~4	2	13.90	3.48
2	4~8	6	19.98	5.00
3	8~12	10	27.55	6.89
4	12~16	14	35.89	8.97
5	16~20	18	89.12	22.28
6	20~24	22	125.49	31.37
7	24~28	26	92.05	23.01
8	28~32	30	66.78	16.70
9	32~36	34	35.25	8.81
10	36~40	38	4.49	1.12
計			510.50	



図—10 集中面積図

図—11 $\alpha=0.3\text{hr}/\text{km}^{0.7}$ と仮定した集中時間図図—12 $\alpha = 0.3\text{hr}/\text{km}^{0.7}$ と仮定した集中曲線図及びこれを流入曲線とした流出曲線

図—13 頂点流量の遅れ頻度曲線

柱状図の頻度の範囲は例えば図の 2 hr～3 hr の間では、2 hr 以上 3 hr 未満の範囲としている。図—15, 16 も同様である。

式によつて面積が流下したと仮定した場合に、各時刻に下流端を単位時間に通過する面積を示している。

(iii) 集中曲線図

流域に単位雨量 1mm/hr の強度の降雨が1時間続いたとすれば、これは1時間に 1mm の高さで流域上にたまることであるから、これが図-11のような流動する面積上に乗つて流下すればすなわち流量曲線をうる。これが集中曲線図で図-11の縦軸を 0.2778 倍すればえられる。図-12にこれを示している。

(iv) 到達時間の決定

雨量・流量の記録より見かけの頂点流量の遅れ（流量の peak と、これに対応する時間降雨の peak の中央点との間の時間差）を求め、頻度曲線を求めると図-13（採用数23ヶ）^(註) のようになる。この平均値は $t_0=2.96\text{hr}$ となる。単位時間は1時間としているから単位図の到達時間は、これに 0.5 時間を加えて 3.46 時間となる。この値は一般に立神博士の指摘されるように、大きめにでる傾向にあるから、ここでは単位図の到達時間として3時間をとつた。

(v) 貯溜方程式の係数 k の決定

貯水池の場合、(5) 式の k は逓減係数の逆数で、流入量がなくなつた場合の流出曲線の減少状況からえられるが、本法では降雨終了後直接流出の逓減部の変曲点以後の減少曲線

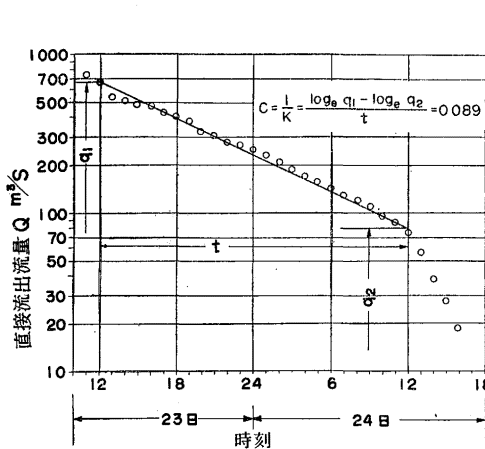


図-14 逓減係数算定図（図-3のab部）

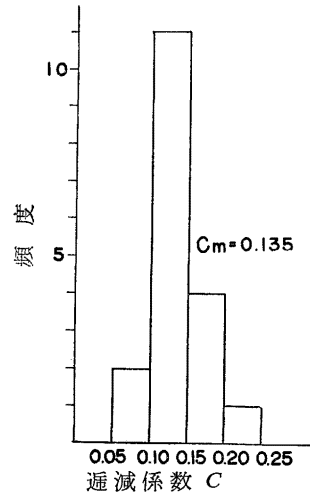


図-15 逓減係数頻度曲線

註) 図-5または図-6の箇數と異なる理由は、図-5または図-6では流量の peak に対応する降雨が明らかに判定できるものだけを集めたもので、こゝでは機械的に、降雨の peak であればその後に大きさがあまり変わらない。降雨があつても、これをとつて流量の peak と対応させたので箇數が多くなつてゐる。

から求めている。たとえば図-3の直接流出の逓減部 $\overline{ab}$ を片対数紙にかくと図-14のよ
うにほぼ直線をなすから、逓減係数 $C = \frac{1}{k} = \frac{\log_e q_1 - \log_e q_2}{t}$ によつて C を求めた。図-15
はその頻度曲線(採用数 17 ケ)で平均として $C = \frac{1}{k} = 0.135$ すなわち $k = 7.41$ をとつた。

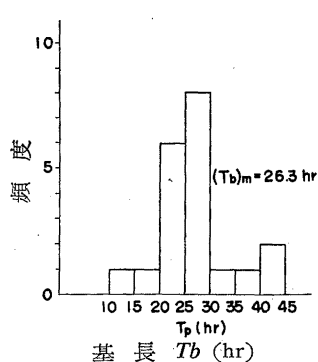


図-16 基長頻度曲線

(vi) 基 長

瞬間流出の基長として、降雨終了時刻から直接流出の
終つた時刻、すなわち減少部の折曲点までの時間差をと
る。図-16はその頻度曲線(採用数 20 ケ)で平均値とし
て 26.3 時間 をえた。従つて単位図の基長としては、これ
に単位時間すなわち 1 時間を加えて 27 時間 をとつた。

(vii) 単位図の算定

調節計算は(5)式を用いて行うが、 Δt 時間の始めの
流入量を i_1 、流出量を q_1 、 Δt 時間の終りの流入量を i_2 、
流出量を q_2 とすれば、(5) 式は

$$q_2 = \{(i_1 + i_2) \Delta t + (2k - \Delta t) q_1\} / (2k + \Delta t) \quad \dots\dots\dots(7)$$

表-5 立神博士の方法による単位図
(各到達時間に対するもの)

t (hr)	$T_p=2$ hr (%) (hr)	$T_p=3$ hr (%) (hr)	$T_p=4$ hr (%) (hr)	$T_p=5$ hr (%) (hr)
0	0.0	0.0	0.0	0.0
1	2.0	0.8	0.4	0.3
2	12.9	5.3	1.8	1.1
3	11.3	12.4	7.9	3.2
4	9.9	10.9	11.9	8.8
5	8.6	9.6	10.5	11.5
6	7.5	8.3	9.2	10.2
7	6.5	7.2	8.1	9.0
8	5.7	6.4	7.0	7.8
9	5.0	5.6	6.1	6.9
10	4.4	4.9	5.4	6.0
11	3.8	4.2	4.7	5.2
12	3.4	3.7	4.1	4.6
13	3.0	3.2	3.6	4.1
14	2.6	2.8	3.1	3.6
15	2.3	2.5	2.7	3.2
16	2.0	2.2	2.4	2.8
17	1.8	1.9	2.1	2.4
18	1.6	1.7	1.8	2.0
19	1.4	1.5	1.6	1.7
20	1.2	1.3	1.4	1.4
21	1.0	1.1	1.2	1.2
22	0.8	0.9	1.0	1.0
23	0.6	0.7	0.8	0.8
24	0.4	0.5	0.6	0.6
25	0.2	0.3	0.4	0.4
26	0.1	0.1	0.2	0.2
27	0.0	0.0	0.0	0.0

となる。この式より流入曲
線すなわち(iii)で求めた集
中曲線、計算始めの流出量
 q_1 (0 とする)、および k を
与えて、順次 Δt 時間後の流
出量 q_2 すなわち下流端の
流量曲線を求めることがで
きる。その結果を図-12 に
示している。図の点は計算
で求めた点である。立神博
士は (7) 式の $\Delta t = 0.5$ hr
として計算しているが、こ
こでは集中曲線図をえたと
きの時間とその対応流量を
そのまま用いて、その時間
々隔を Δt にとつて計算し
た。

次にこの算定流出曲線の

peak の時刻は (6) 式の α を仮定して行っているため、一般に (iv) で求めた到達時間3時間と一致しない。故にこれを一致させるため図-12を参考として α を適当に変えて上述の計算を行い、かつ (vi) の基長27時間で逓減部を打切つて修正

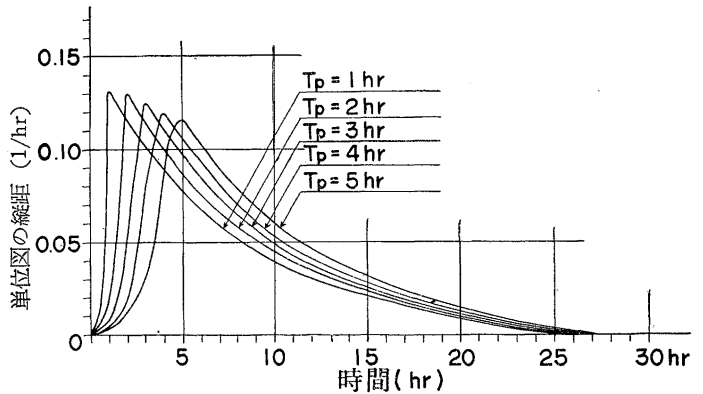


図-17 立神博士の方法による各到達時間に対する単位図

すれば、所要の到達時間、および基長の単位図がえられる。大山川の平均到達時間3時間の単位図と共に2時間、4時間、5時間の到達時間の単位図を示すと表-5 および 図-17 のようになる。これをみると、本法による単位図は到達時間が変化しても peak の大きさはほとんど変化しない。

(b) 1洪水期間中の流出指示率

(i) 流出指示率の算定

1洪水期間をなす記録を選び、その初期損失を除いた時間雨量に、前節の平均到達時間

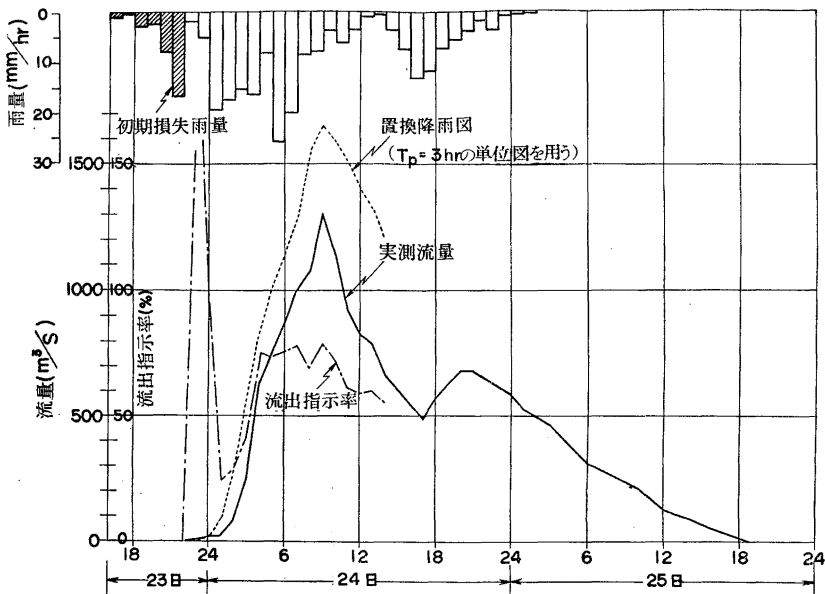


図-18 (a) 流出指示率算定例 (昭和22年6月24日、25日洪水)
(1洪水期間を対象とするので、24日14時以後の流出指示率の算定は省略している。)

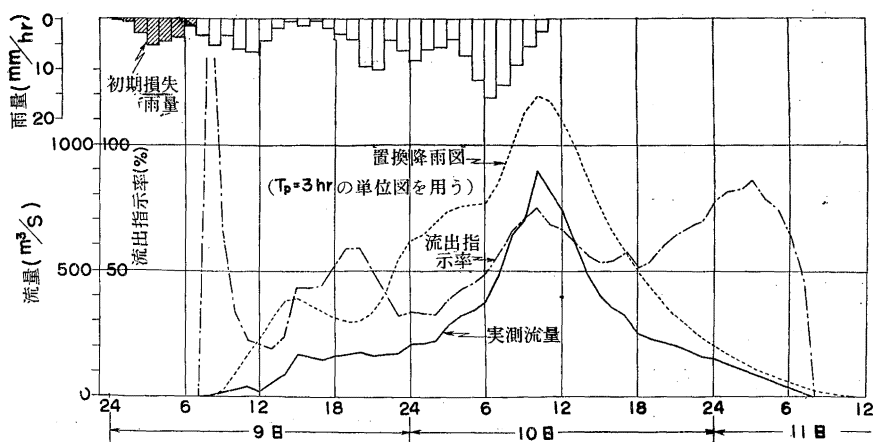


図-18 (b) 流出指示率算定例
(昭和26年7月9日～11日洪水)

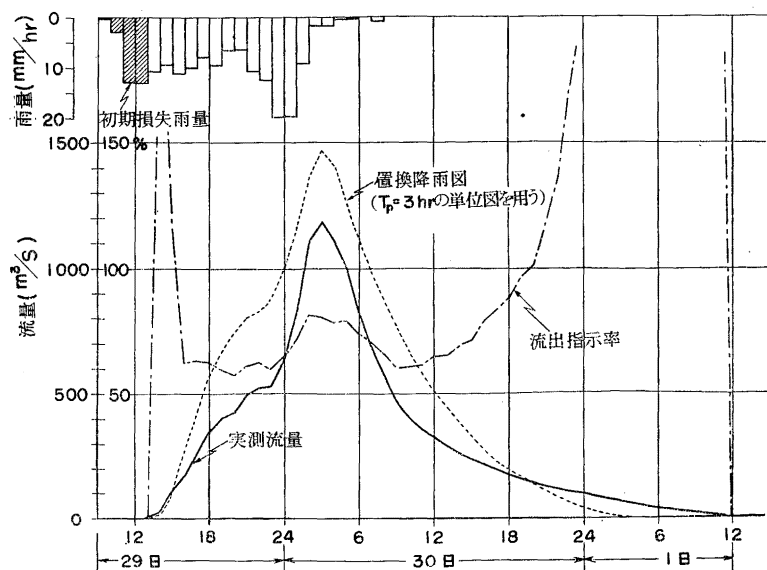


図-18 (c) 流出指示率算定例
(昭和29年6月29日～7月1日洪水)

3 hr の単位図を適用して、置換降雨図を求め、これと直接流出の流量記録との比すなわち流出指示率を求める。この算定結果の例を図-18 に示している。この場合、置換降雨図と流量記録との peak の時刻が一致しないときには、立神博士は置換降雨図を時間的にずらして対応する peak を合わせて peak およびその前後の流出指示率を求めるようにのべているが、本研究では両者の peak の前後の流量の対応を明確にするため、両者の peak が一致するように図-17 のうち適当な到達時間の単位図を選び、かつその peak に関する

一群の降雨に対しては同じ単位図を用いて置換降雨図を求めた。こうしても立神博士がのべているように、本法の単位図の peak が到達時間によってあまり変化しないから、流出指示率の値はほとんど変らないと考えられる。

(ii) 頂点流量時の流出指示率

頂点流量を Q_p 、置換降雨図の peak を P_p 、これに対応する流出指示率を f_p とする。各洪水に現われる peak に対して $f_p \sim Q_p$ 図を両対数紙に画けば 図-19 のように、ほぼ直線関係を示すから、これに $f_p = M Q_p^m$ なる式を与え、最小自乗法により $M=0.176$, $m=0.217$ をえた。この場合 M, m は $\log f_p = \log M + m \log Q_p$ として求めずに、 Q_p の大きな所で適合をよくするため $f_p = (0.20 + \Delta M) Q_p^{(0.20 + \Delta m)}$ として $\Delta M, \Delta m$ を求め M, m を決定した。

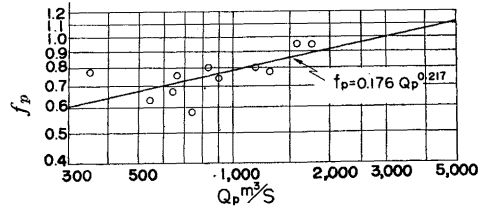


図 - 19 $f_p \sim Q_p$ 図

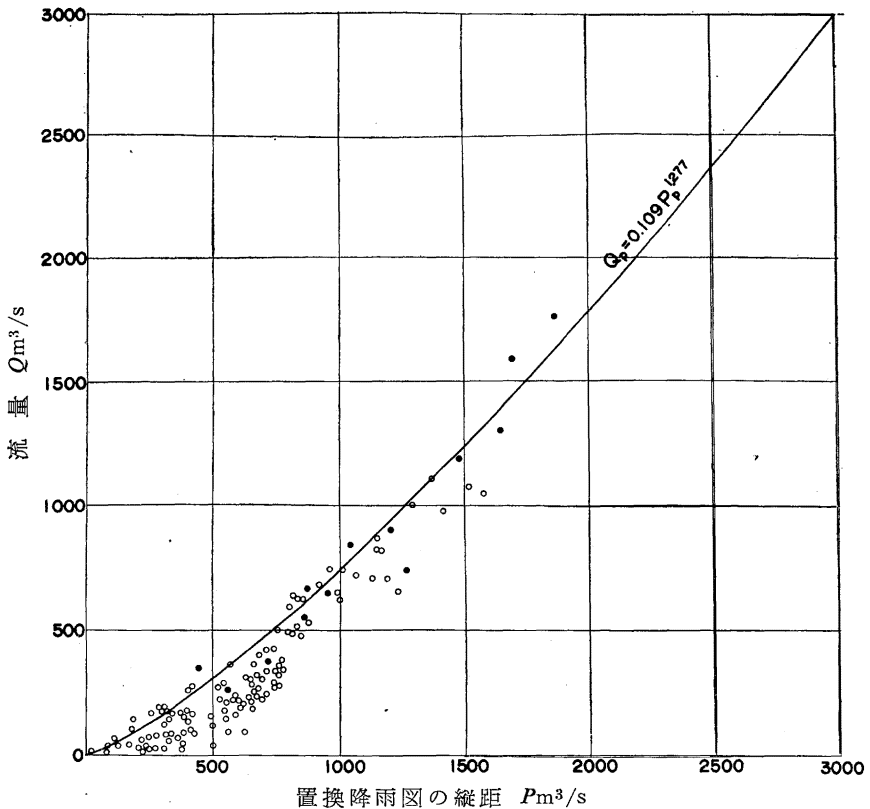


図 - 20 上昇部における流量と置換降雨図縦距との関係 (○印の点)
(・印の点は流量の Peak に対するもの)

次にこれを $f_p = \frac{Q_p}{P_p}$ によつて、さらに変形すれば、

$$Q_p = 0.109 P_p^{1.277} \dots\dots\dots(8)$$

をうる。

(iii) 流量上昇部の流出指示率

1 洪水期間中の流量上昇部の同時刻の流量 Q と置換降雨図の縦距 P との関係を図示すると図-20 の○印のようになる。図中の曲線は(8)式の示す曲線で P の小なる所で、曲線は点群より大きめの値を示すようであるが、木曾川と同じくほぼ点群の平均を示しているものと考えて、上昇部の P と Q との関係は平均的に(8)式で表わされるものとする。なお図中の黒丸は(8)式の算定に用いた peak に対する点、すなわち図-19 に示す点である。

(iv) 流量逋減部の流出指示率

逋減部の流出指示率の変動は複雑であるが、peak より3時間程度流量の減少につれて下つて、それから一定となる傾向があるようである。しかしはつきりしたことは云えず、立神博士に従つて peak 以後の流出指示率は peak 時のそれと同じとした。

(c) 適用結果

初期損失を除いた降雨記録に大山川の平均到達時間3時間の単位図を適用して置換降雨図を求め、この上昇部より peak に至るまでは(8)式より Q を求め、peak 以後は peak 時の f_p を置換降雨図の縦距にかけて求めた。降雨が群をなして、わかれている場合は別々に以上の方法で Q を求め、これを加算して流量曲線を求めた。4 洪水についてその適用結果を示すと図-21 のようになる。

(d) 考 察

結果をみると、流量上昇部および peak の大きさは実測値とあまり大きな相異はない。しかし逋減部で実測より大きくでる傾向にある。特に図-21 (b) および図-21 (d) はかなり大きな相異をきたしている。また peak の時刻が多少ずれているものがある。総合的にみて、佐藤博士等の法とほぼ同程度とみてよいようである。

本法による単位図の特徴は図-17 をみてわかるように、到達時間により、peak の大きさがほとんど変化しないことである。到達時間が小になるにつれ peak は大きくなつてくのが一般に考えられていることであるから、これは少くとも正しい意味の単位図としては不適当である。このことは図-19 からほぼ推察できる。すなわちこの図によれば流量が大となると流出指示率 f_p が1に近くなつていく。従つてさらに流量が大となれば1をこえる場合も起りうることが予想される。これは流量が大となつた場合すなわち降雨が大となつた場合、本法の単位図により算定された置換降雨図の peak が実際の流量に対して

低すぎたこと換
言すれば降雨が
大となつた場合
これに適用する
単位図の peak
が低すぎた事を
意味している。

このように本
法による単位図
には欠点がある
が、しかし本法

はこの欠点を流出指示率で補
正する立場をとっている。流
出指示率が1をこえることは
上述のように単位図に欠点がある以上致し方ないことであるが、流出指示率で補正する立場をとっている以上少しも構わないことになる。流出指示率によつて補正する立場は、降雨条件その他によつて変化する単位図を使いわけるときに起る難点をさけることができる。ただ以上のようにして求めた流出指示率にはつきりした関係が生れてくるかどうかが問題であるが、図-19程度なら、まずよいと考えられる。また上昇部の流出指示率についても図-20から一応一定の関係があるとみてよい。従つて図-21の上昇部から peak までは、ほぼ計算値

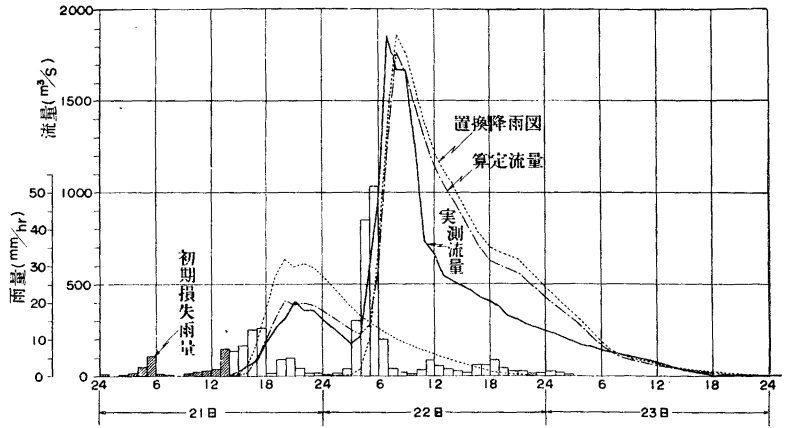


図-21 (a) 流出量算定図 (昭和21年6月21日～23日洪水)

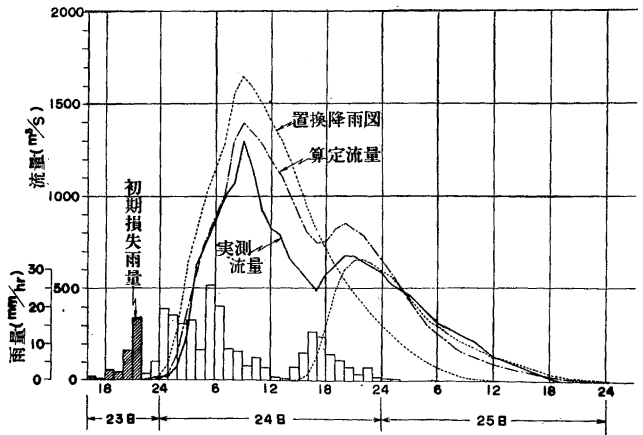


図-21 (b) 流出量算定図
(昭和22年6月23日～25日洪水)

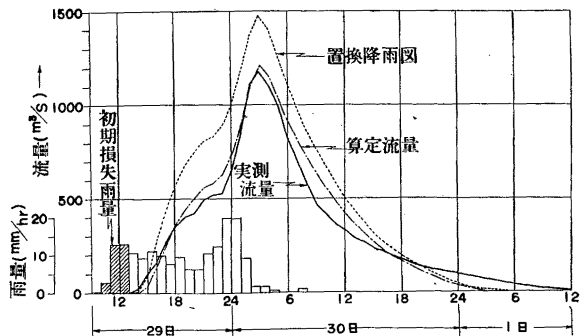
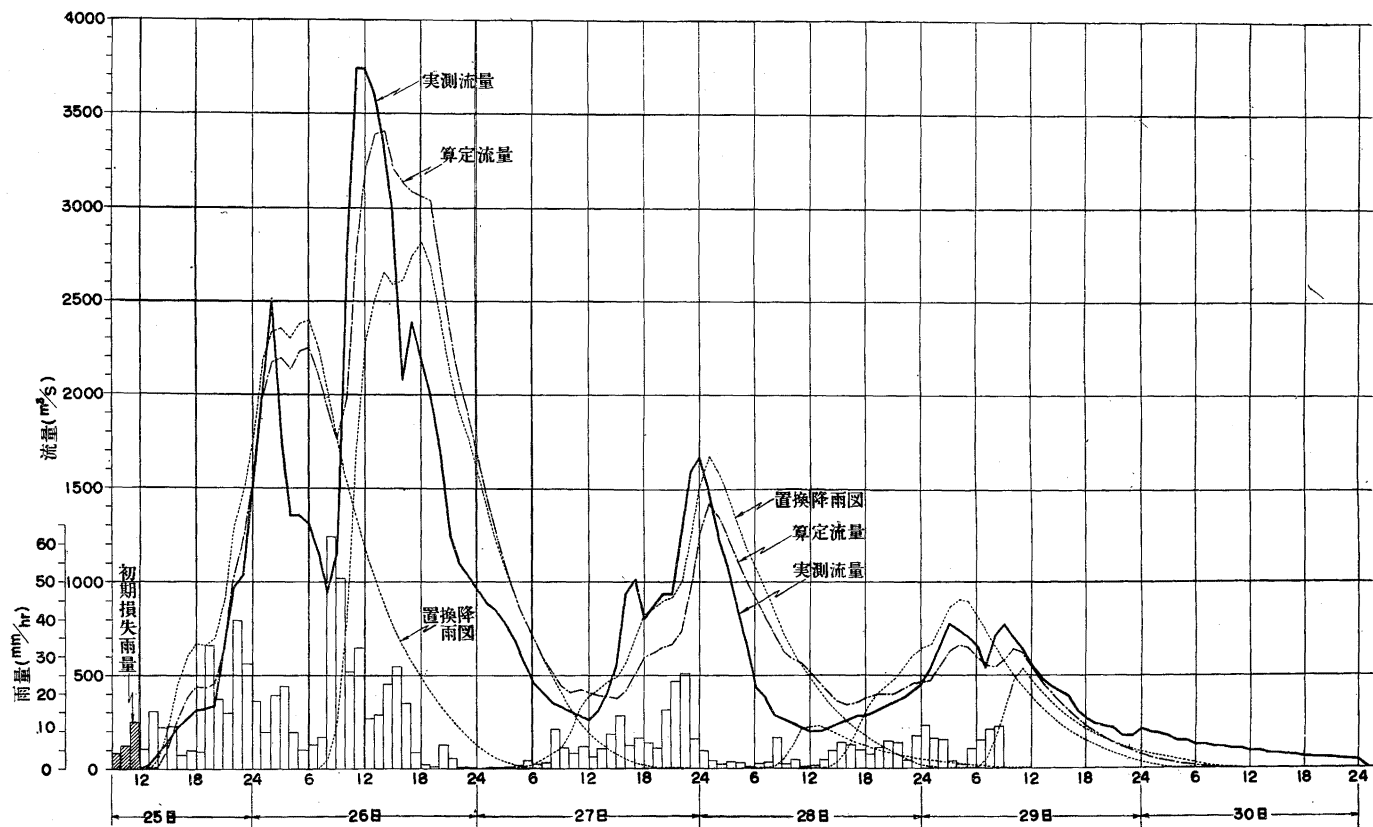


図-21 (c) 流出量算定図
(昭和29年6月29日～7月1日洪水)



図一 21 (d) 流出量算定図 (昭和28年6月25日~30日洪水)

は実測値と一致する。

次に図-21のように算定流量が通減部で大きく浮かび上る原因を考えると、peakの時刻が後にずれた場合と peak 時の流出指示率が大きめに算定された場合とが、その主なるものである。図-21 (b)は後者、図-21 (d)は前者にあたるものと考えられる。

適用した単位図の到達時間 3 hr および式 (8)は平均的結果であるから、この程度の peak の位置およびその大きさの相異は致し方ないと云える。ただ peak の位置は降雨強度その他で変化するから、単位図の到達時間を一定にすることは、それだけ精度が低下するものと考えられる。

大山川について本法を適用する場合、その適合精度をあげるには次の点を考慮すればよいようである。

(1) 大山川については単位図の到達時間と降雨強度との間には図-6のような相関が認められるから、降雨強度に応じて到達時間の変わった単位図を用いた方がよい。

(2) 図-18にも現われているように大山川では流出指示率は peak 以後 3, 4 時間程流量の減少につれて減少して、その後ほぼ一定となる傾向があるようである。従つて置換降雨図から流量を算定する場合 peak 後 3, 4 時間程度 (8) 式に従つて、流量を出し、つぎにその時の流出指示率を一定として置換降雨図にかけてゆく。こうすれば図-21の逓減部のふくれ上りはある程度減じてくるものと考えられる。

§ 5. 石原博士等の方法による解析

流域内の任意地点における単位面積 1 km^2 に $r \text{ mm/hr}$ の降雨が Δt 時間降つた場合、その雨水が直ちに最短距離の河道に集中するものとするれば、その点における流量曲線は $0.2778 r \times 1 \text{ m}^3/\text{s}$ の流量が Δt 時間続く矩形波となる。しかして、この矩形波の河道に沿う下流への伝播は速水博士

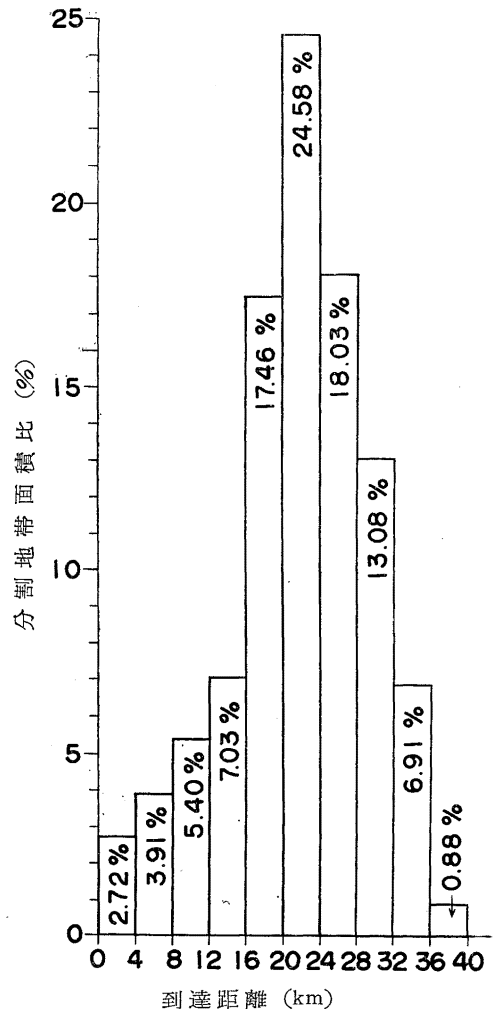


図-22 大山川到達距離面積比図

の式を用いれば求められるから、これらの単位面積から生ずる流量曲線を重ね合わせれば流域に一樣に r mm/hr の降雨が Δt 時間あつた場合の下流端の流量曲線を求めることができる。すなわち、図-9 のように流域を各到達距離によつて分割し、各分割地帯の平均到達距離(境界をなす両到達距離の平均)を流下距離とする単位洪水波に、それぞれの分割地帯面積をかけて加え合わせれば、所要の流量曲線がえられる。ここに単位の降雨をとればすなわち単位図となる。

大山川の分割地帯面積は表-4 に示されている。これを面積比として柱状図を画けば図-22 のようになる。

(a) 単位洪水波の計算

速水博士の洪水流の理論式は次のものである。定常状態における水深 H_0 なる流路の、ある点に生じた水位 h_0 (定常状態の水面から上の水深)、継続時間 Δt の矩形の洪水波が距離 x だけ流下した場合、その洪水波は、 H を洪水位とすれば

$$\frac{H-H_0}{h_0} = \left[1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\frac{x}{2\sqrt{\mu t}}} \exp \left\{ \frac{\omega x}{2\mu} - \xi^2 - \frac{\left(\frac{\omega x}{2\mu} \right)^2}{4\xi^2} \right\} d\xi \right] - \left[1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\frac{x}{2\sqrt{\mu(t-\Delta t)}}} \exp \left\{ \frac{\omega x}{2\mu} - \xi^2 - \frac{\left(\frac{\omega x}{2\mu} \right)^2}{4\xi^2} \right\} d\xi \right] \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$\text{または} \quad \frac{H-H_0}{h_0} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_{\frac{x}{2\sqrt{\mu t}}}^{\frac{x}{2\sqrt{\mu(t-\Delta t)}}} \exp \left\{ \frac{\omega x}{2\mu} - \xi^2 - \frac{\left(\frac{\omega x}{2\mu} \right)^2}{4\xi^2} \right\} d\xi \quad \dots\dots\dots (10)$$

の式で示される。

ここに μ は const, ω は洪水波速である。

本研究においては、各到達時間の単位図を作成する目的のため、 ω には次の値を用いた。単位図は各分割地帯からの洪水波を下流端で重ね合わせて作成するから、単位図の到達時間は、分割地帯面積最大の部分から生ずる洪水波の peak の到達時間とほぼ等しいとみなしてよい。

表-6 単位図の到達時間 T_p , ω および有効降雨強度 r_e の関係

(1) 到達時間 T_p (hr)	(2) ω (cm/s)	(3) 有効降雨強度 r_e (mm/hr)
2	418.5	$30.0 \leq r_e$
3	235.5	$15.0 \leq r_e < 30.0$
4	162.2	$10.0 \leq r_e < 15.0$
5	122.3	$r_e < 10.0$

洪水波の peak の時間 t と距離 x との関係は(10)式を t につき偏微分して、0 とおいた

$$x^2 = [\omega^2 \Delta t - 6\mu \log \{(t - \Delta t) / t\}] t(t - \Delta t) / \Delta t \quad \dots\dots\dots (11)$$

の式で示される。

これに $\Delta t = 1 \text{ hr}$, $\mu = 10^7 \text{ cm}^2/\text{s}$ を入れ, t には単位図の到達時間 $T_p = 2, 3, 4$ および 5 hr を入れ, x には分割地帯面積最大の部分すなわち到達距離 $20 \sim 24 \text{ km}$ の部分の中央点からの流下距離 $x_p = 22 \text{ km}$ を代入して ω を求めれば, 各到達時間に対する ω は表-6 の Col(1), (2) のようになる. これらの各 ω に対し, $\mu = 10^7 \text{ cm}^2/\text{s}$ として求めた (9) 式の計算結果の例を示すと, 図-23, 24 である. 次に (9) 式は水位の関係式であるから, これを $3/2$ 乗して流量に比例する値とし, その面積を 1 hr となるようにする.

これに各到達距離の分割面積の比率をかけ各時間毎に加算して単位図が求められる. 表-7 および図-25 はこのようにして求めた各 ω に対する, すなわち各到達時間に対する単位図である.

これをみると, 本法による単位図は各到達時間の变化すなわち ω の变化による peak の変化が大きく, また $\mu = 10^7 \text{ cm}^2/\text{s}$ に対しては, 非常に peak が高くなる.

(b) 各降雨強度に対する単位図

石原博士等は単位時間有効雨量 r , ある地帯の単位

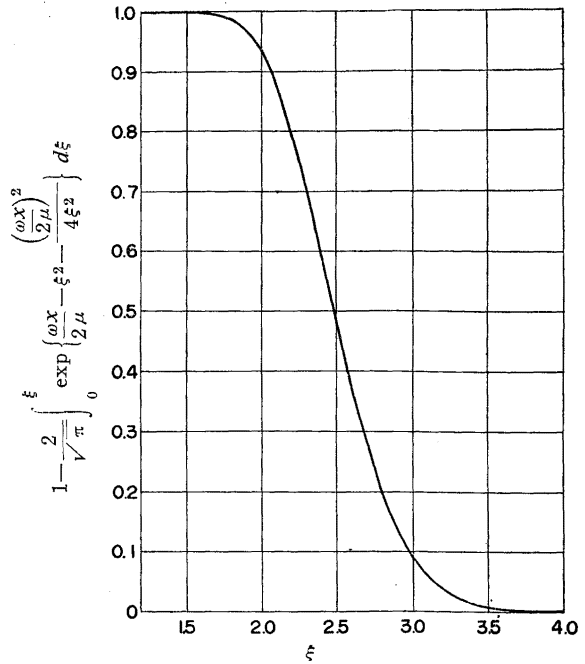


図-23 $1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\xi} \exp \left\{ \frac{\omega x}{2\mu} - \xi^2 - \frac{\left(\frac{\omega x}{2\mu} \right)^2}{4\xi^2} \right\} d\xi \sim \xi$ 図例
(但し $\mu = 10^7 \text{ cm}^2/\text{s}$, $\omega = 235.5 \text{ cm/s}$, $x = 10 \text{ km}$ に対するもの)

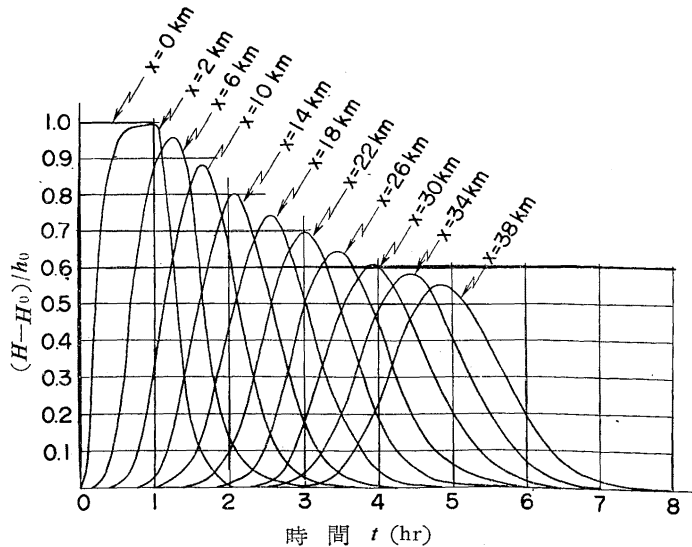


図-24 各 x についての経過時間と $\frac{H-H_0}{h_0}$ との関係
(但し $\mu = 10^7 \text{ cm}^2/\text{s}$, $\omega = 235.5 \text{ cm/s}$ に対するもの)

表 一 7 石原博士等の方法による単位図
(各到達時間に対するもの)

t (hr)	$T_p=2$ hr ($\omega=418.5$ cm/s) ($\frac{\%}{\text{hr}}$)	$T_p=3$ hr ($\omega=235.5$ cm/s) ($\frac{\%}{\text{hr}}$)	$T_p=4$ hr ($\omega=162.2$ cm/s) ($\frac{\%}{\text{hr}}$)	$T_p=5$ hr ($\omega=122.3$ cm/s) ($\frac{\%}{\text{hr}}$)
0	0.0	0.0	0.0	0.0
1	18.6	8.0	5.4	4.0
2	67.5	19.3	8.2	5.8
3	13.9	41.9	18.1	8.7
4	0.0	24.8	28.6	16.5
5		5.7	22.8	20.7
6		0.3	11.4	17.7
7		0.0	4.0	13.3
8			1.1	7.5
9			0.1	3.7
10			0.0	1.5
11				0.4
12				0.2
13				0.0

面積からの流出量 q ，その水深を h とすれば，単位時間内では

$$r \propto q \propto h^{3/2} \propto \omega^3$$

なる比例関係が成立するとして

$$r/r_0 = \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^3 \quad \dots\dots\dots(12)$$

なる式で r と ω とを関係づけている。しかし、この式において $\omega_0=2$ m/s として r_0 (基準雨量)を次のようにして求めている。すなわち雨量・流量記録において最大有効時間雨量 r_{pe} の生じた時刻から，流出量曲線の peak までの時間を T_p とし， x_p は前述の 22km として，(11)式の t, x にそれぞれ代入して ω を求め，さらに $r=r_{pe}$ として(12)式より r_0 を求める。こうして r_0 が定まれば各降雨強度に応じて (12) 式より ω が定まるから，各 ω に応ずる単位図を求めておけば，降雨強度に応じて単位図を変化させてゆける。

大山川について $T_p \sim r_{pe}$ 図を画けば 図-26 をうる。これは 図-6 の降雨強度を有効雨量にとつたものである。また上述の計算に従つて r_0 を求め $r_{pe} \sim r_0$ 図を画けば 図-27 をうる。この図をみると，大山川については r_0 は const にならず，(12) 式の比例関係が成立しないようである。(12)の比例関係を $\frac{r}{r_0} = \frac{\omega}{\omega_0}$ として，同様にして求めた $r_0 \sim r_{pe}$ の図を 図-28 に示す。これによれば r_0 はほぼ const になる。しかしこれには理論的根拠はない。

本研究においては 図-26 をそのまま用いて最小自乗法によつて直線を求め，これに準拠して，単位図の各到達時間に応ずる降雨強度の範囲を定めた。表-6 の Col (3) にこれを示している。

(c) 適用結果

表-6 に示される雨量強度に対応する単位図を用いて，昭和 21 年 6 月 21 日～23 日洪水

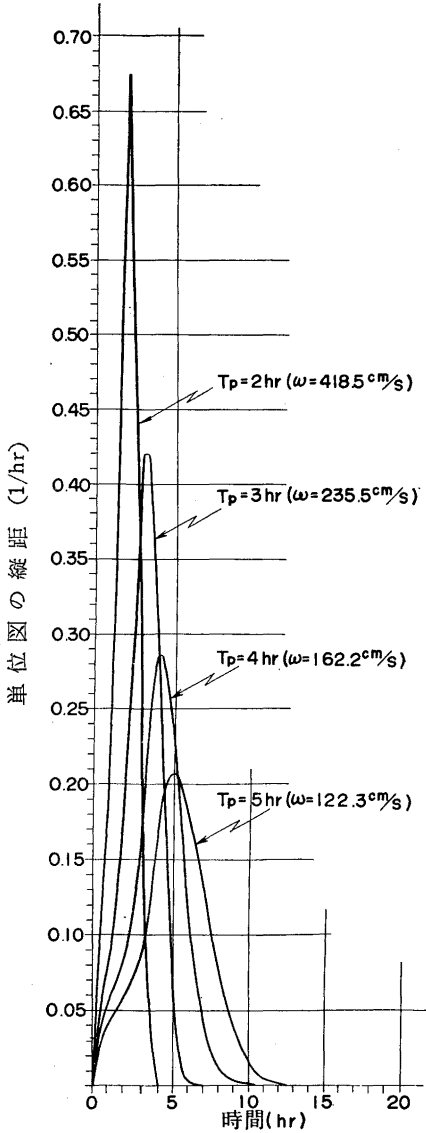


図-25 石原博士等の方法による各到達時間に対する単位図 (ただし $\mu = 10^7 \text{ cm}^2/\text{s}$)

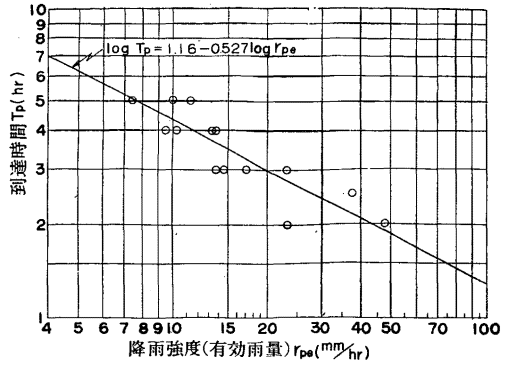


図-26 $T_p \sim r_{pe}$ 関係図

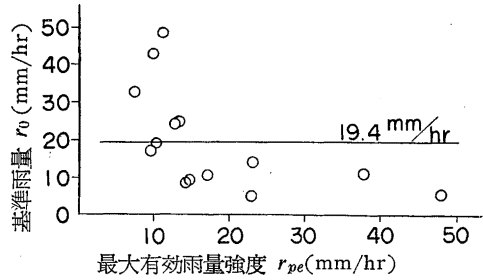


図-27 $\frac{r}{r_0} = \left(\frac{\omega}{\omega_0}\right)^3$ の関係によりえられた r_0 と r_{pe} との関係

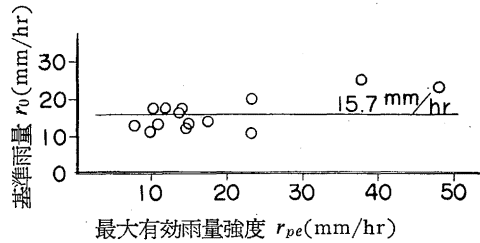


図-28 $\frac{r}{r_0} = \frac{\omega}{\omega_0}$ の関係によりえられた r_0 と r_{pe} との関係

に対して流出量を算定すれば図-29 がえられる。

(d) 考 察

本法は洪水波の伝播式(9)を用いて理論的に単位図を導いたもので、従来の単位図法が流量記録に依存して、これに合うように操作されたのに比較して、注目すべき試みである。このように理論的に導いたものであるため、本法における未知の factor は(12)式の r_0 だけである。なおこの値についても河川勾配の函数として求めようとする研究¹⁴⁾が行われている。

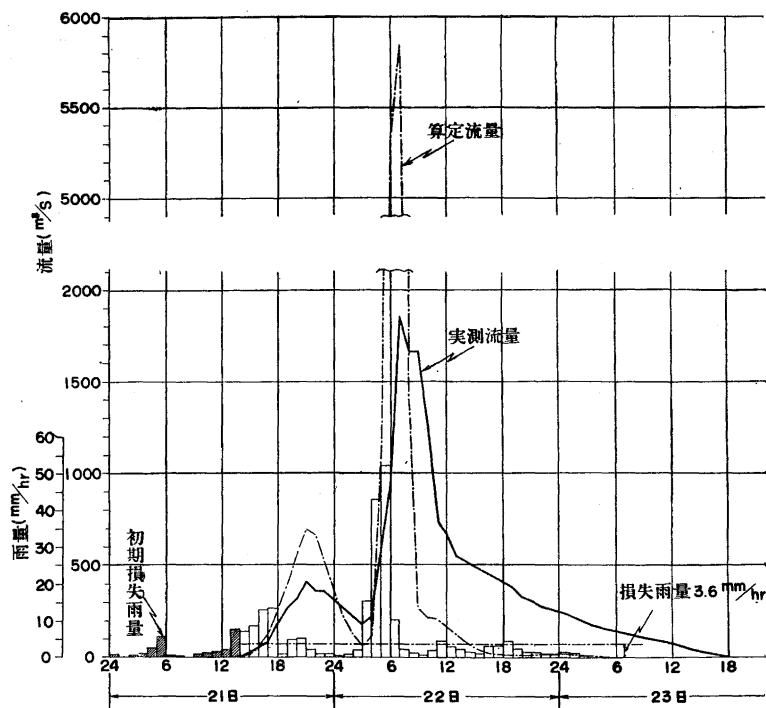


図-29 流出量算定図
(昭和21年6月21日～23日洪水)

しかし、本法を大山川に適用した結果をみると 図-29 のように算定流量の peak は非常に大きな値を示している。これは本法により作られた大山川の単位図が 図-25 のように、図-4、図-17 の単位図に比べて、その peak が非常に高いためである。この理由としては、大山川の分割面積図が 図-22 に示されるように、非常に高い peak をもっていることも関係しているかもしれないが、大山川に対しては主として $\mu = 10^7 \text{ cm}^2/\text{s}$ が小さすぎたためと考えられる。

いま μ の値について考察してみると、速水博士¹⁵⁾ が $\mu = 10^7 \text{ cm}^2/\text{s}$ として、(9)式を適用して好結果をえている実測は、江戸川閘門で作った洪水波の記録であつて、これは粗度の極めて大きな山地部の出水とは様相がかなり違っている。速水博士によれば、河道の整正状態が悪く流送土砂が多い場合には μ の値は大きくなるから、これを山地部の出水に適用するには μ をかなり大きな値としなければならないものと考えられる。いま $\mu = 5 \times 10^7 \text{ cm}^2/\text{s}$ として概算してみると、図-25 において、到達時間 3 hr の単位図の peak は約 0.20 1/hr に下がり、ほぼ適当な値となるが、この μ の値を用いて到達時間 5 hr に対して(11)式から ω を求めるとほとんど 0 となり、6 hr に対しては ω^2 が負となる。すなわち $\mu = 5 \times 10^7 \text{ cm}^2/\text{s}$ が到達時間 6 hr あるいは 5 hr に対しては大きすぎたことを意味する。従つて適当な大きさの peak をもつ単位図を求めるには、 μ を到達時間によつて、すなわち ω

によつて変えてゆかねばならないことになる。これは非常に単位図の作成を困難にする。このように、大山川に対して本法を適用するにあつては、さらに検討を加える必要があるようである。

§ 6. 結 び

以上によつて単位図法による出水解析の主なるものをあげ、その算定結果についての考察を行つた。これによつて単位図法による出水解析が実測値に適合する程度を、およそ知ることができた。

要約すれば、佐藤博士等の方法は単位図を一つの函数形におくのであるが、その第1近似の函数は大山川については適合度のかなりよい単位図を示した。ただこの函数を示す(2)式は α によつて、図-4に示すようになり peak が変化するから、降雨記録に適用する場合、 α の選択を充分慎重にしなければ算定流量の peak が実測と大きく異なることが生ずる。立神博士の方法による単位図は到達時間が変化しても peak がほとんど変らない点の特徴であるが、これは正しい意味の単位図としては不適であると考えられる。しかし流出指示率なるものを用いることにより、この単位図の不備を補っている。ただ問題はこの流出指示率に一定の関係が成立するかどうかであるが、大山川については、立神博士が研究された木曾川におけるとほぼ同じ関係が成立するようである。

佐藤博士等の方法と立神博士の方法との適合精度を比較すると、前者が peak においてやや変動が大きく、減少部においては適合精度がかなりよいのに反し、後者は peak においては割合に変動が少なく、減少部においては実測値より大きめにでて、適合精度が悪いようである。しかし、総合的にみて両者はほぼ同程度で、かなりよい一致を示している。この理由は、これらの方法が流量記録を用いて、これによく合うように種々の factor (佐藤博士等の方法では(2)式の α, f および流出函数の第2, 第3近似式、立神博士の方法では(5)式の k , 単位図の到達時間と基長および流出指示率)を定めていることから考えて肯定できる。しかしこれらの factor が流量記録の全くない流域において、その流域特性および降雨特性から求められるようになるまでには、かなりの研究が必要であるように考えられる。次に石原博士等の方法は上記の2つに比べると、(9)式の洪水波の伝播式を用いて、理論的に単位図を導びこうとしたもので、未知の factor としては(12)式の r_0 だけである。著者らは大山川への適用にあつて(9)式の μ に $10^7 \text{cm}^2/\text{s}$ の値を用いたが、その結果は単位図の peak が非常に高くでて、従つて算定流量の peak は実測値に比べて非常に高い値を示した。すなわち大山川については μ はこれより大きな値としなければならないようである。なお本法による単位図は、到達時間によつて peak が非常に大きく変動する特徴をもっているが、大山川については、各到達時間に対する単位図が適当な大きさ

の peak をもつようにするには、各到達時間に応じて μ の値を変えてゆかねばならないようである。

本研究に際しては建設省日田工事々務所 佐田所長、岡島前工務課長、石野工務課長、星技官および建設省松原ダム調査事務所 野島所長、八鹿技官の絶大な御援助をうけた。また計算、図化については工学部土木教室諸隈正人、大阪府土木部 渡辺暢夫、九州鋼弦花田久の諸氏の援助をうけた。ここに記して御礼申上げる。

本研究は昭和30年度文部省科学研究費（助成研究「降雨による河川流出の解析」）の援助のもとに行われたものである。

文 献

- 1) 末石富太郎：特性曲線による出水解析について，土木学会論文集，第29号，昭和30年12月．
- 2) L. K. Sherman, : Stream Flow from Rainfall by the Unit Graph Method, Eng. News-Record, Vol. 108, 1932.
- 3) R. K. Linsley, M. A. Kohlen, and L. K. Poulhus, : Applied Hydrology, 1949, pp.447 ~ 449.
- 4) D. Johnstone and W. P. Cross, : Elements of Applied Hydrology. 1949, pp.143~146.
- 5) 立神弘洋：洪水流出の新解析法，昭和30年3月．
- 6) C. O. Clark, : Storage and the Unit Hydrograph. Trans. A. S. C. E, 1945.
- 7) 石原藤次郎，田中要三，金丸昭治：わが国における単位図の特性について，土木学会誌，第41巻，第3号，昭和31年3月．
- 8) 佐藤清一，吉川秀夫，木村俊晃：降雨から流出量を推定する一方法，土研報告87の2，昭和29年1月．
- 9) 石原藤次郎，金丸昭治：降雨条件の変動による単位図の変化について，土木学会論文集32号，昭和31年3月．
- 10) F. F. Snyder : Synthetic Unit-graphs, Trans. Am. Geophys. Union, Vol.19, 1938.
- 11) M. M. Bernard ; An Approach to Determinate stream Flow, Trans. A. S. C. E, Vol. 100, 1935.
- 12) 村幸夫，荒木正夫，森正秋：田瀬堰堤の余水路に関する模型実験，土木研究所報告，第89号，昭和30年3月．
- 13) 前出7) わが国における単位図の特性について．
- 14) 石原藤次郎，金丸昭治，中川博次：わが国河川の総合単位図の研究．京大防災研究所創立5周年記念論文集，昭和31年11月．
- 15) 速水頌一郎：洪水流の理論について，土木学会水工学論文集，昭和28年3月．

(昭和33年9月26日受理)