

山地流域における増水曲線の推定に関する基礎的研究

近 嵐 弘 米⁽¹⁾Hiroei CHIKARASHI : Fundamental Studies on Estimation of Flood
Hydrograph in Mountain Watershed

要 旨 : 山地流域で降雨に際して現れる増水曲線の推定法に関して, (1) 山地小流域における増水曲線の時系列的な推定法と, 森林の影響の定量的な把握, (2) 山地小流域で形成された増水曲線が溪流で合成され, 洪水として下流へ伝播する過程の追跡, に重点をおいて論述した。解析には, 宝川試験地, 釜淵試験地, 足尾試験地の3試験地に設けられた九つの試験流域の水文資料を使用した。山地小流域における増水曲線の推定は, 1) 浸透能曲線法による有効雨量の推定, 2) 有効雨量に及ぼす森林伐採の影響の定量的把握, 3) 単位図法による増水曲線の推定, に分けて行った。森林伐採の影響は, 実測の水分資料の解析により, 伐採前, 後における有効雨量推定のパラメーターの変化として把握した。その結果, 小流域の土層条件に応じて有効雨量に及ぼす森林伐採の影響を定量化すること, および溪床勾配等に応じてピーク到達時間を把握し単位図を定量的に推定することが可能となった。溪流における洪水追跡には, マスキング法を用いたが, 洪水波形の推定は, 洪水の伝播速度から増水曲線の重心の移動時間を推定する方法によった。山地小流域の面積雨量は, 限られた地点雨量の観測値から小流域ごとに推定する方法を用いた。宝川試験地初沢試験流域(117.90 ha)において, 流域を18の小流域に分割し, 小流域における増水曲線の推定とそれらの合成, ならびに洪水追跡により, 流域全体の増水曲線を推定した結果, 実測の増水曲線と良好な適合性がみとめられ, 洪水ピーク流量に及ぼす森林伐採の影響が把握された。

目 次

緒 言	2
第I章 試験流域の概要と観測資料, 使用用語	3
(1) 宝川試験地	3
(2) 釜淵試験地	8
(3) 足尾試験地	9
(4) 使用用語	9
第II章 山地小流域における有効雨量の推定	11
第1節 山地小流域と有効雨量の意義	11
(1) 小流域と大流域	11
(2) 有効雨量の定義	12
第2節 浸透能曲線について	13
(1) 浸透能曲線式の基本的性格	13
(2) 浸透能と土壌水分	15
(3) 浸透能の回復	16
(4) 浸透能曲線の推定 (f_c, f_0, k)	17
第3節 浸透能曲線式の実例(足尾試験流域)	19
第4節 有効雨量の推定	23
(1) 浸透能減衰過程における有効雨量	23
(2) 浸透能の回復と土壌水分	25

(3) 減衰係数 k と土壌成分	25
(4) 土壌含水率の減衰係数 β の推定	27
(5) 計算開始時点の土壌含水率	28
(6) 有効雨量の計算手順と推定例	29
第5節 有効雨量に及ぼす森林伐採の影響	33
(1) 森林伐採前後における γ, f_c, z, β について	33
(2) 流域の林況と有効雨量	41
第Ⅲ章 山地小流域における増水曲線の推定	41
第1節 流出モデルの選択と単位図法の意義	41
(1) 単位図の基本的性格と山地小流域への適用	43
(2) 流量配分図の推定	44
(3) 流出関数法による流量配分図の解析	47
第2節 山地小流域における増水曲線の推定手順と推定例	53
(1) 増水曲線推定の手順	53
(2) 増水曲線の推定例	53
第3節 流域条件と増水曲線	54
(1) 流域条件と単位図	58
(2) 流域条件と増水曲線の算定因子	59
第Ⅳ章 山地流域における洪水の伝播	60
第1節 洪水伝播速度	60
(1) 洪水伝播速度の考え方	60
(2) 洪水伝播速度の実測例	61
第2節 山地流域における洪水追跡	63
(1) 洪水追跡の手法	63
(2) マスキング法とその適用	64
第Ⅴ章 山地流域における増水曲線の推定	69
第1節 山地流域における増水曲線推定の意義	69
第2節 流域の分割と面積雨量の推定	69
(1) 流域の分割	69
(2) 面積雨量の推定	70
第3節 山地流域における増水曲線の合成	73
(1) 流域の模式化	73
(2) 増水曲線合成の手順	73
第4節 合成増水曲線とその検証	75
(1) 合成増水曲線の推定例	75
(2) 合成増水曲線における森林伐採の影響	76
第Ⅵ章 総 括	77
謝 辞	85
引用文献	85
Summary	88

緒 言

本論文は、山地流域において、降雨に際して現れる増水曲線の推定についての基礎的研究である。

ここでいう増水曲線は、洪水ハイドログラフと同義語で、山地流域にかかわるものとして用いた。流水

の溪流々下にかかわるものは、洪水伝播、洪水追跡など、洪水という用語を用いた。

山地流域は、地形、地質、土壌、植生などの諸条件で変化に富んでおり、複雑であるが、一般に森林でおおわれており、洪水防止と水資源の確保のためには、この森林の取扱いを合理化することが必要である。

近年の、森林の公益的機能の活用に対する社会の要請は、ますます高まってきており、特に、水保全に対する森林の機能には、強い関心がよせられているところである。

森林が流域の水収支や河川の流況に及ぼす影響についての既往の研究は、二つに分けられる。

一つは、遮断、蒸発散量、浸透などの、個々の水文現象を、実測または模型を用いて検討し、それらを総合して、流域からの流出量に結びつけようとするものであり、他の一つは、試験流域を設置して、森林状態の違いが流出に及ぼす影響を直接的に測定し、解析しようとする方法である。

従来のが国の研究は、後者、すなわち、流域試験を重点に進められ、森林伐採の影響を、1 降雨ごと、日、月、年別などの比較的長い時間単位の流出量の変化とか、増水のピーク流量、渇水流量など、特定の極値の変化でとらえようとする研究が多かった。

しかし、流出解析的な手法によって、1 時間とか、それ以下の短い単位時間で、森林の影響を時系列的にとらえようとする研究は、なお十分とはいえず、多くの問題が残されている。

また、既往の研究では、山地小流域内の個別の水文現象とか、小流域からの流出現象に関する研究が中心で、山地小流域における水文現象が、溪流を経過して下流域に及ぼす影響についての研究は、不十分であったと考えられる。

そこで、本研究は、増水曲線について、次のように重点をおいて研究を進めた。

1) 山地小流域における増水曲線の時系列的な推定法と森林の影響の定量的把握

2) 山地小流域で形成された増水曲線が、溪流で合成され、洪水として下流へ伝播する過程の追跡

1)、2) から、山地流域で的一部分の小面積の伐採が、下流地点の増水曲線の形に及ぼす影響を、理論的に推定でき、森林の合理的な取扱いの指針として用いることができる。

本論文の構成は、次の第 I 章で、解析資料として用いた森林水文試験地と観測資料の概要を紹介し、第 II 章では、山地小流域における有効雨量の推定モデルの提案、およびその検証、第 III 章では、その有効雨量を用いた単位図法による増水曲線の推定モデルとその検証について述べる。

第 IV 章では、山地流域における洪水伝播の理論とその検証、第 V 章では、第 I 章から第 IV 章までの成果に基づいて、個々の山地小流域で推定された増水曲線を合成し、下流地点における増水曲線を推定する手順、およびその検証について述べる。

第 I 章 試験流域の概要と観測資料、使用用語

本論文の解析資料には、林業試験場宝川試験地、釜淵試験地、および、林業試験場と前橋営林局との協同研究として行った足尾試験地の観測資料を使用した。以下に、各試験地の概要を述べる。

(1) 宝川試験地

試験基地は、群馬県利根郡水上町大字藤原字大利根国有林、北緯 36°51′、東経 139°01′、標高 816 m にある。

試験流域は、本流、初沢の 2 流域からなり、初沢には、その中に三つの小試験区が設けられている。

試験流域の面積は、本流流域 1905.66 ha、初沢流域 117.90 ha である。初沢小試験区は、1 号沢が基

Table 1. 試 験 流

Description of ex-

流 域 名 Watershed		面 積 Area (ha)	流域の平均高度 Mean altitude (m)	流域の平均傾斜 Mean gradient	流域の平均方位 Mean aspect	観測所標高 Altitude of gauging station (m)
宝川試験地 Takaragawa Experimental site	本 流 3 号 Honryu No. 3	1905.66	1391	24°05′	S 72°30′ E	800
	笠 下 Kasashita	344.63	1571	24°18′	S 27°39′ E	1275
	広 河 原 Hirogawara	926.71	1525	25°18′	S 54°34′ E	1152
	初 沢 Shozawa	117.90	1067	24°45′	S 12°30′ W	805
	初 沢 上 流 Shozawa up-stream	51.18	1203	19°18′	S 39°48′ W	1016
	初沢小試験区 1 号 沢 Shozawa No.1	6.48	931	35°	S	800
	初沢小試験区 2 号 沢 Shozawa No.2	4.42	988	38°	SSW	880
釜 淵 2 号 沢 Kamabuchi No. 2		2.48	204	35°50′	E 5° S	160
足 尾 試 験 流 域 Ashio		9.95	1117	40°55′	S 41° E	920

準流域で 6.48 ha, 2号沢が処理流域で 4.42 ha である。

量水設備の完備したこれらの試験流域のほかに、洪水の伝播速度を測定するために、本流流域内に、笠下 344.63 ha, 広河原 926.71 ha, 同じく初沢流域内に、初沢上流 51.18 ha, の量水設備をそれぞれ特定の期間設置し、観測を行っている。

初沢小試験区2号沢は、1957年に観測が始められ、1962年までは天然林のままで、1963～1971年まで

域 の 概 要

perimental basins.

地 質 Geology	土 壤 Soil	観 測 期 間 Observation period	年平均降水量 Mean annual precipitation (mm)	年平均流出量 Mean annual runoff (mm)	当 初 の 林 況 Forest vegetation at the beginning of ex- periment
凝灰岩 Tuff 閃緑岩 Diorite 花崗岩 Granite 蛇紋岩 Serpentine Serpentinite	褐色森林土 Brown fo- rest soil 岩屑性土壌 Debris soil	1937- (Whole year)	2673 (Snow 40%)	3117	針広天然混交林(ブナ、 ナラなど90%, ヒバ, ヒ メコマツなど) Needle and broad lea- ved natural forest (Japanese beech, Ja- panese oak etc.90%. White cedar, Japanese white pine etc.
"	"	1967-1970 (June-Oct.)			
"	"	1967-1970 (June-Oct.)			
凝灰岩 Tuff 蛇紋岩 Serpentine Serpentinite 花崗岩 Granite 第4紀層 Quaternary	褐色森林土 Brown forest soil	1937- (Whole year)	2153 (Snow 40%)	1783	針広天然混交林(ブナ, ナラなど90%, ヒバ, ヒ メコマツなど) Same to Honryu
"	"	1980-1982 (June-Oct.)			
"	"	1957- (Whole year)			
"	"	1957- (Whole year)			
凝灰岩 Tuff 頁岩質凝灰岩 Shale tuff	埴質壤土 Clay loam	1939- (Whole year)	2641 (Snow 35-40%)	2075	広葉樹天然林(ナラ, ブナ, など60%, スギ, ヒノキ 人工林団地状介在) Broad leaved natural forest (Japanese oak, Japanese beech etc. 60%. Japanese cedar, Japanese white cedar gregarious)
粘板岩 Clay slate 石英斑岩 Quartz por- phyry		1976- (Apr.-Nov.)	1640 (Kuzo Obs. St.)		
					明治時代にそう失 Lost in the Meiji era.

は択伐期間, 1971 年秋から 1972 年春に皆伐を行っている。そこで, 解析資料としては, 伐採前の分は 1959 ~1961 年, 伐採後は 1972~1974 年のそれぞれ 3 年間分を用いた。

各試験流域の, 流域条件の概要は, Table 1, Fig. 1 (1), (2) に示すとおりで, 詳細は, 観測設備とともに, 既往の報告³⁷⁾⁵⁴⁾に記載されているので省略する。

Takaragawa Experimental Site.
(1) 宝川試験地

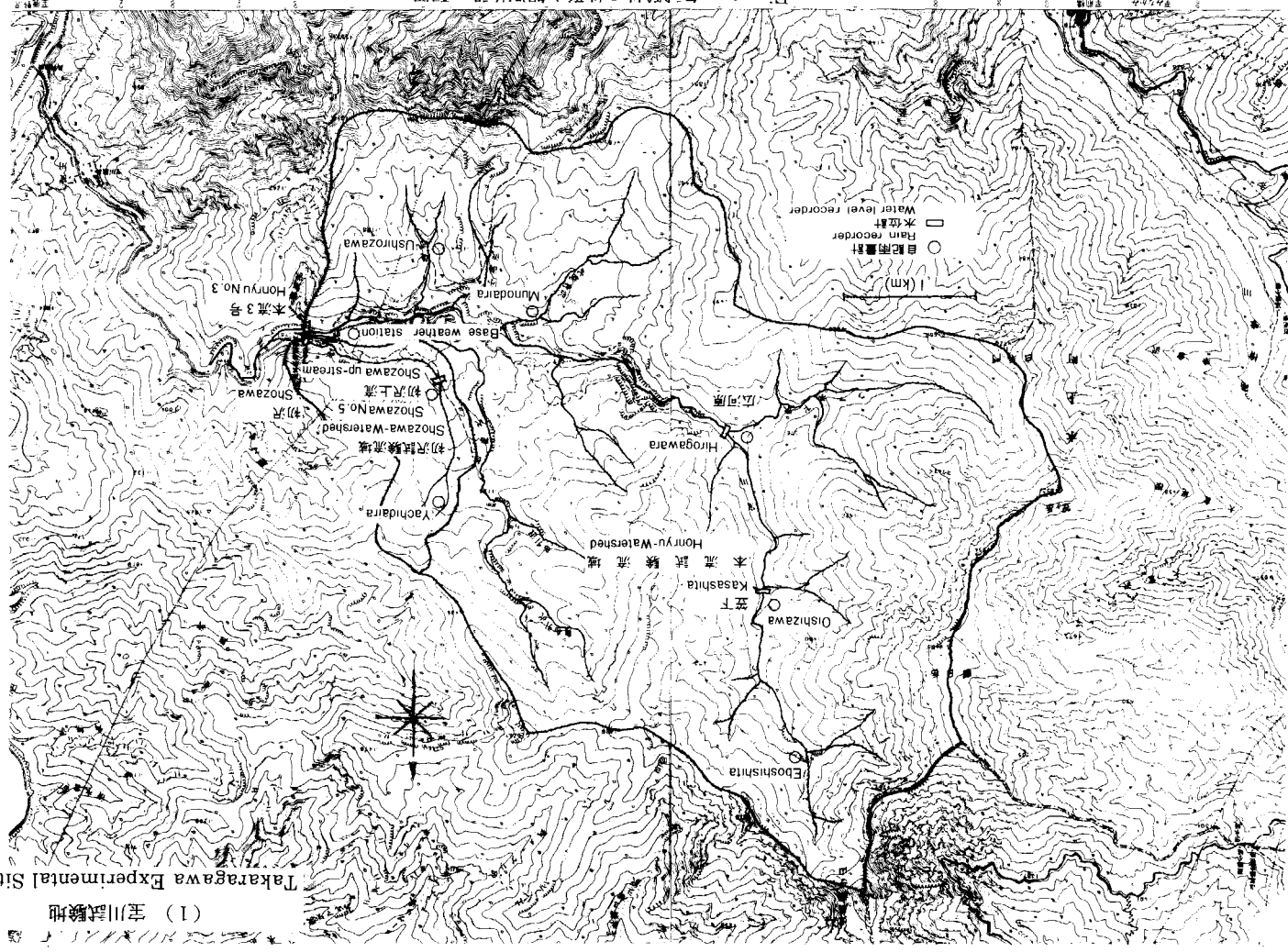
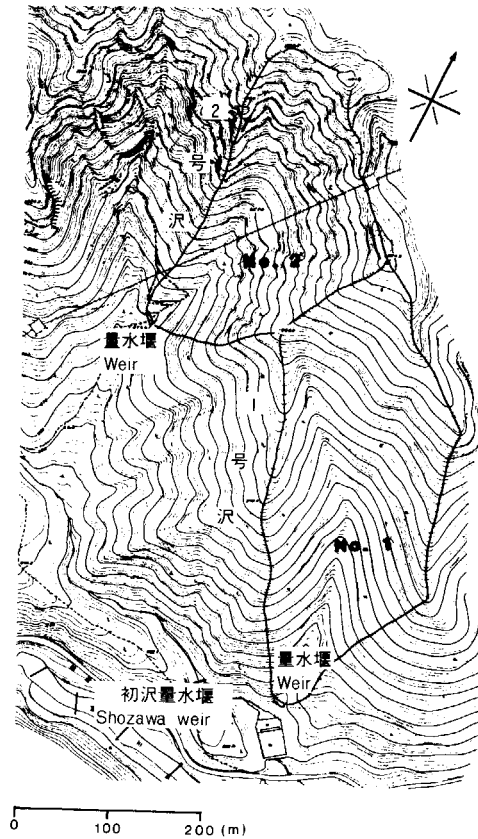


Fig. 1. 各試験地の地形と観測施設の配置
Topography and arrangement of observation apparatus.

(2) 宝川試験地初沢小試験区1・2号沢
Takaragawa Experimental Site, Shozawa No. 1,
No. 2 watershed



(3) 釜淵試験地
Kamabuchi Experimental Site, Kamabuchi No. 1,
No. 2 watershed.

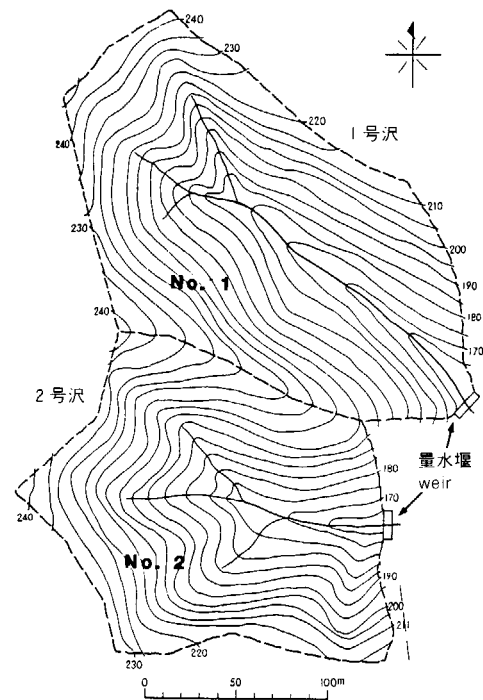


Fig. 1. (つづき) (Continued)

(4) 足尾試験流域

Ashio Watershed

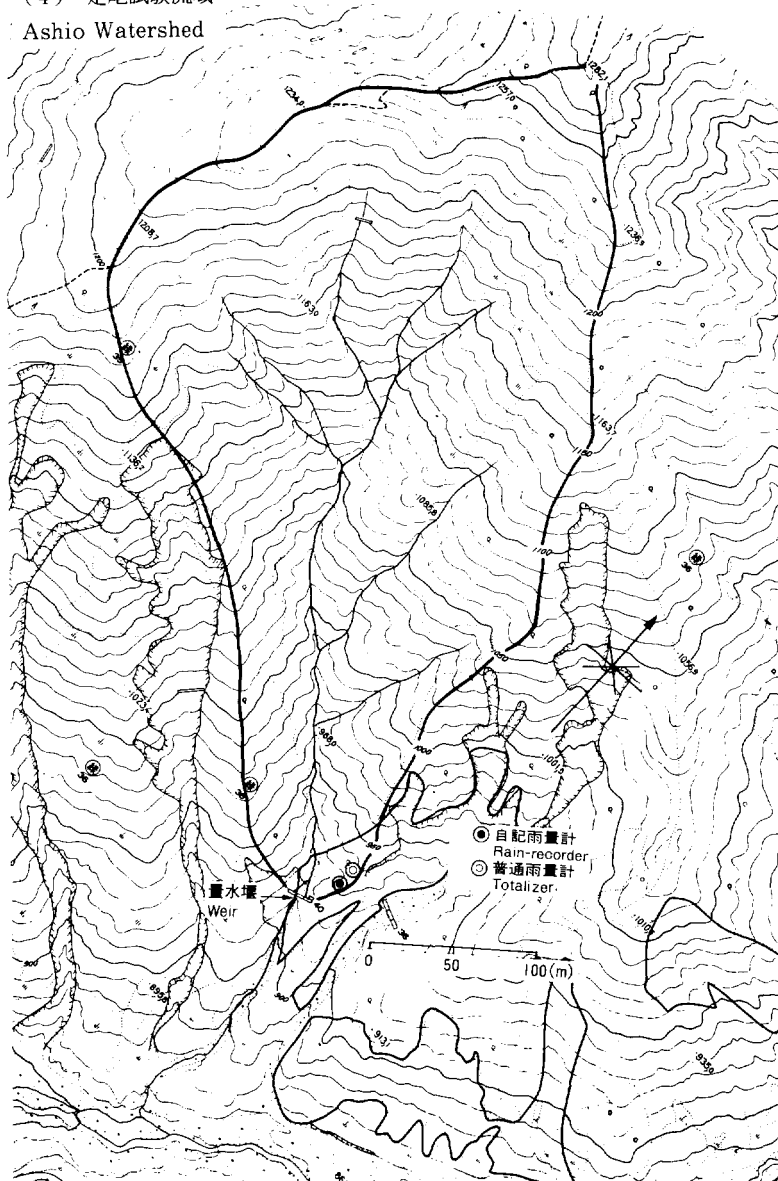


Fig. 1. (つづき) (Continued)

(2) 釜淵試験地

試験基地は、山形県最上郡真室川町釜淵字鶴下田沢地内、北緯 $38^{\circ}56'$ 、東経 $140^{\circ}16'$ 、標高 145 m にある。

1号沢から4号沢まで四つの試験流域があり、そのうち、1号沢が基準流域で、2号沢が処理流域である。

1号沢は、流域面積が 3.060 ha、2号沢は 2.482 ha で、いずれも小面積であるため、面積雨量の把握

が容易で、精度の高い解析が可能であるところに特徴がある。

伐採が行われたのは、1947年12月から1948年8月であり、したがって、解析には、伐採前は、1941～1943年、伐採後は、1948年9月から1950年までの資料を用いた。

流域条件の概要は、Table 1, Fig. 1-(3) に示すとおりで、詳細は、観測設備とともに、既往の報告³⁷⁾³⁴⁾に記載されているので省略する。

(3) 足尾試験地

足尾試験地は、栃木県上都賀郡足尾町、国有林大間間事業区 265 林班にあり、北緯 36°41′，東経 139°25′，試験流域の最低標高は 920 m である。

足尾試験流域は、わが国において、森林を失って荒廃した最も顕著な例で、森林植生、土壌の機能が極限まで減少しているとみることが出来る。森林の影響する水文因子のパラメーターが、それぞれ極限に近い値を示すとみられるところに特徴がある。

流域面積は 9.95 ha で、流域条件の概要は、Table 1, Fig. 1-(4) に示すとおりであり、詳細は、観測設備を含めて、既往の報告⁶⁾に記載されているので省略する。

(4) 使用用語

本論文中に使用している記号を示すと、下記ようになる。ただし、いくつかのものは、例外的に本文中で説明している。

A 流域面積 area of watershed

A_w 流水の断面積 area of channel section

a 流域土壌の水文特性係数 coefficient by the hydrological characteristics of soil in the watershed

a_m マスキング法で k の計算に用いる係数 coefficient for calculation of k , used in the Muskingum Method

a' 流出関数の係数 coefficient of runoff function

b 流速計算に用いるべき定数 exponential constant of velocity

C 定数 constant

C_0 マスキング法で用いる係数 coefficient used in the Muskingum method

C_1 " "

C_2 " "

c_p 洪水到達時間の係数 coefficient of the concentration time

$d\tau$ 微小降雨時間 short rainfall duration

F 累加浸透損失量 accumulate infiltration loss

f 時刻 t における浸透能 infiltration capacity at the elapsed time t

f' 流出係数 runoff coefficient

f_c 最終浸透能 final infiltration capacity

f_0 初期浸透能 initial infiltration capacity

I マスキング法で用いる流入量 inflow used in the Muskingum method

K マスキング法で用いる流下時間に関する係数 coefficient related to time used in the

- Muskingum method
- k 浸透能の減衰係数 extinction coefficient of infiltration capacity
- k_1 増水ピーク後の減衰係数 extinction coefficient immediately after the peak discharge
- k_2 変曲点後の減衰係数 extinction coefficient after the recession curve change point
- L 河道の長さ length of channel
- N データ数 number of data
- n 流域の水文特性によるべき係数 exponential coefficient due to the hydrological characteristics of the watershed
- O マスキング法で用いる流出量 outflow used in the Muskingum method
- P 洪水伝播速度の係数 coefficient in the propagation speed of a flood wave
- p_s 誤差の百分率 percentage of error
- Q 流量 discharge
- Q_a 最大流量の平均値 average of the peak discharge
- Q_d 流量配分図の配分率 percentage in the unit time on distribution graph
- Q_{t_h} 単位図の変曲点流量 discharge at the recession curve change point in unit-hydrograph
- Q_{t_p} 単位図のピーク流量 peak discharge of unit-hydrograph
- q コリンズ法で用いる流量 discharge of the unit time in the Collins simulation method
- q_0 " "
- q_1 " "
- q_{d1} " "
- q_f 流出関数で $d\tau$ 時間の降雨による時間 t における流量 discharge at the time t due to short rainfall duration $d\tau$, used in the runoff function
- q' 流出関数でハイドログラフの合成に用いる流量 discharge used for composition of hydrograph in the runoff function
- r 降雨強度 rainfall intensity
- r_e 有効雨量 effective rainfall
- r_{emax} 最大有効降雨強度 maximum effective rainfall intensity
- S 河道貯留量 channel storage
- S_w くさび形貯留 wedge storage
- S_y 標準誤差 standard error
- T_{PI} 流入ハイドログラフのピーク時間 peak discharge time of inflow hydrograph
- T_{PO} 流出ハイドログラフのピーク時間 peak discharge time of outflow hydrograph
- t 時間 elapsed time
- t_d 流量配分図のピークから変曲点までの時間 time between the peak discharge and the recession curve change point
- t_h 変曲点（減衰係数の変わる点）の時間 time at the recession curve change point
- t_n 単位図の長さ period of unit-hydrograph

- t_p ハイドログラフのピーク時間 peak discharge time of hydrograph
- t_0 流出関数における降雨時間 rainfall duration in the runoff function
- V 流水の流れ方向への平均流速 average velocity of stream
- v 1 地点の横断面における平均流速 average velocity of channel section
- W_c 土壌の体積含水率 soil water content by volume
- W_s 土壌の飽和含水率 saturated soil water content by volume
- W_f 土壌の圃場含水率 soil water content at field capacity
- x_m マスキング法における河道の貯留に関する係数 coefficient related to channel storage in the Muskingum method
- z 浸透能に関するべき係数 exponential coefficient of infiltration capacity
- α 流出関数のべき係数 exponential coefficient of the runoff function
- α_v 流速に関する定数 constant of velocity
- β 土壌含水率の減衰係数 extinction coefficient of soil water content
- γ 浸透能に関する定数 constant of infiltration capacity
- η 相関比 correlation ratio
- σ_y 標準偏差 standard deviation
- τ 流出関数における時間 time in the runoff function
- ω 洪水の伝播速度 propagation speed of flood
- ω_a 洪水の平均伝播速度 average propagation speed of flood
- ρ 洪水のピーク時間に関するべき定数 exponential constant related to peak discharge time of flood hydrograph
- λ 洪水伝播速度の係数 coefficient in the propagation speed of a flood wave

第 II 章 山地小流域における有効雨量の推定

第 1 節 山地小流域と有効雨量の意義

(1) 小流域と大流域

小流域と大流域の区分は概念的なものであって、例えば、WISLER⁵³⁾ らは、大流域を特徴づけているものは、流域内の降雨継続時間、降雨強度、土壌の浸透性などが、場所によって大きく異なっているのに対して、小流域は、比較的均一な条件下にあることをあげ、10 平方マイル (25.9 km²) を区分の目途としている。

この区分によれば、森林水文研究関係の流域試験地の多くは小流域に含まれることになるが、森林水文の研究は、林況の変化と水循環、水収支との関係を追及することに重要な目標をおくため、森林伐採、造林、保育などの森林施業の面積単位や、治山、林道などにおける各種土木工作物の設計基準などとの結びつきが必要であることから、実際には、数 ha から数十 ha のオーダーの流域を対象にする場合が多い。

したがって、この研究でいう小流域は、山地において、降雨条件、流域の土壌の水文的条件がほぼ均一で、しかも森林施業の単位となる程度の大きさという意味で、WISLER らの定義より小さく、数 ha から 20~30 ha 程度までの面積規模でとらえている。

(2) 有効雨量の定義

有効雨量には立場の違う二つの意味があり、

1) 流出解析の場合

降水量のうち、直接流出量となる部分をいう。

2) 土壌水を考える場合、降雨量のうち、土壌中の有効水となる部分で、地表流や根系の範囲よりも下方に浸みこむ水は含まれない。

雨水の流出という面からは、1)と2)は全く相反する側のものであるが、本研究では、1)の流出解析の場合における有効雨量を意味している。

一般に、ハイドログラフは、

- 1) 河道流出
- 2) 表面流出
- 3) 中間流出
- 4) 地下水流出

の四つの流出成分に分けて考えられるが、ここでいう直接流出量は、河道流出、表面流出、中間流出のうちの流出の速いものが、ほぼそれに該当する。

降雨量のうち、直接流出量になるものは、実際に観測されたハイドログラフの分離によって、その量を推定する場合と、降雨量から推定する場合とがある。

ハイドログラフから直接流出量を分離する方法としては、1) 水平直接分離法、2) BARNES の法²⁾のほか、3) 山地流域によく用いられる勾配急変点法³⁰⁾、などがあり、また、降雨量から推定する場合として¹⁾、1) 一定比損失雨量法、2) 一定量損失雨量法、3) 総雨量～損失雨量法、4) 浸透能曲線法、5) ϕ index、6) タンクモデル法、など多くのものがある。

1932年の SHERMAN⁴⁵⁾による単位図法の提案以来、数多くの流出解析の手法が提案されているが、菅原のタンクモデル⁴⁷⁾や、LINSLEYらのスタンフォード(STANFORD)モデル⁹⁾など、そのモデルの中に、流域の雨水保留機能を取り入れているものを除けば、いずれのモデルをとっても、降雨のうち、流出量に結びつく有効雨量の推定が原則として必要であることに変わりはない。

また、山地流域において、洪水時の増水曲線の形を追及する場合には、増水開始から、ピーク流量の現れるまでの時間、いわゆる洪水到達時間がきわめて短く、その形成に関与する降雨量とその時間配分は、特に正確にとらえられる必要があり、それらのことが、流出解析の正確さを期すうえで重要となる。

したがって、本研究では、これらの諸点を考慮し、有効雨量の推定法を検討したが、手法としては、山地小流域において、森林植生、土壌などの諸条件を水文因子として計量化し、有効雨量の推定計算に組み入れていくことの可能性が最も多いと考えられる浸透能曲線法によることにした。

浸透能の試験は、プロット試験によるものは、従来から数多くの試験成績があるが、後述のように、その結果を直ちに流域を単位とする有効雨量の推定計算に用いることにはならない。しかしながら、浸透という水文現象に基づいた推定計算法であるから、プロット試験の成果との間に相関性があることは確かであって、既往の成果の活用の可能性も十分ありうることになる。

第2節 浸透能曲線について

(1) 浸透能曲線式の基本的性格

HORTON¹⁶⁾ は、浸透能曲線が次の式で表されたとした。

$$f = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt} \quad \dots\dots\dots(1)$$

この式で、

f : 時刻 t における浸透能

f_c : 最終浸透能

f_0 : 初期浸透能

k : 定数

t : 時間

(1) 式で、浸透能 f は、 f_c 、 f_0 、 k の三つの要素により定まることになるが、この浸透能の理論を流域の降雨・流出における損失量に結びつけ、有効雨量の推定を行おうとするのが浸透能曲線法である。

HORTON の浸透論は COOK¹¹⁾ により詳しく論じられているが、COOK は、(1) 式は、(a) 雨の量と強度、(b) 浸透特性、(c) 地表貯留の特性、の三つの因子が不変である区域にのみ適用できることを指摘し、複合区からの流出は、整一な区域からの流出量を結び合わせたものとして計算できるとしている。

しかしながら、その場合も、整一な区域の区分の基準などは示しておらず、実際の山地での適用は、なお問題として残されている。

また、COOK は、降雨量が浸透量を下まわる場合とか、降雨の中断等の場合について、いろいろな仮定にたって論じているが、詳しい検証は、やはり将来の問題として残している。

実際の降雨の時間配分をみると、例えば、Fig. 2 に見るように降雨量は時間ごとに常に変化し、一つの増水曲線の中に、降雨のごく少ない期間とか、中断などを含むのは、ごく普通で、例え、COOK の掲げた (a)、(b)、(c) の3条件がそろっていても、増水期間全体を通じて、(1) 式で示されるような一様でなだらかな減衰曲線に沿って、浸透能の変化が起こるとは考えられず、そうした問題点の検討が必要とされることになる。

浸透能曲線法のもう一つの問題点は、プロット試験の成果と流出量との関係である。

山地流域の山腹斜面でのプロットによる浸透能試験には、佐藤ら⁴⁴⁾、村井ら³³⁾、河野ら²⁹⁾、によるほか、多くの例があるが、それらの結果によれば、初期浸透能は、毎時数百 mm の場合が多く、最終浸透能についても 50 mm 程度以上はあって、通常の降雨強度で、山腹斜面に表面流出を見ることは、ごくまれである。HORTON¹⁶⁾ が引用している Neal の実験においても、用いられた装置は、長さ 12 ft、深さ、26 in の槽に牧場の土を入れたもので、山腹のプロット試験と共通したものであり、測定され

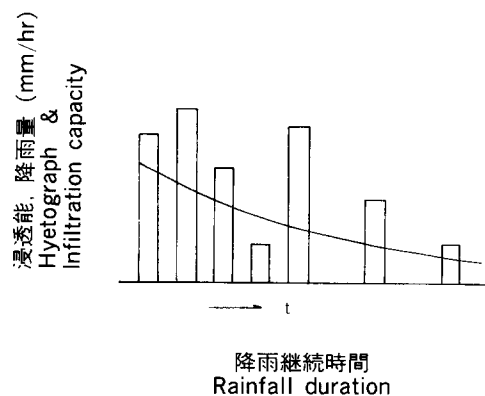


Fig. 2. 時間別降雨量と浸透能曲線
Relation between rainfall intensity
and infiltration capacity curve.

た浸透能の値も類似のオーダーとなっている。

山地小流域では、このような事実にもかかわらず、降雨開始とほぼ同時に増水が始まり、降雨量に応じた流出量が生起することも、また事実であり、これらを結びつける合理的な理論展開が、必要とされることになる。

この山腹の降雨と浸透、流出の関係については、HORTON 以降多くの理論やモデルが提出されており、例えば、山口⁵⁵⁾は、流域内を地帯区分し、各区分地帯内における表層を除いた層における浸透能の値から有効雨量を推定したうえで、流域の複合した有効雨量を推定しており、また、塚本⁵¹⁾は、流域内地帯分割と、分割地帯における土壤水帯における水分移行から、水収支を説明している。

米国でも、BETSON の Partial Contributing Area Method²⁸⁾、HEWLETT and NUTTER の寄与域拡大の理論²⁶⁾、FREEZE の土層中における水分移行を大型コンピュータで解析したモデル¹²⁾¹³⁾など、その例は多い。

しかし、いずれの場合も、流出量を、HORTON が当初提示したような地表流量として説明しているのではなく、浸透を山腹の水循環機構のなかの一要素として、流出現象の実態に即した説明がなされているように思われる。

これらのモデルは、いずれも合理的な論拠にたつものであるとはいいいながら、実用的な意味で山地小流域に適用しようとする場合には、複雑であって、流出解析に用いるのは容易でない場合が多い。

実用的には、適当な規模の面積を単位として、流域の水文的特性に基づいた、いくつかの因子により、有効雨量の推定ができることが、望ましいと考えられる。

HORTON の浸透方程式（(1) 式）は、山地流域の土壤の水文的な特性に結びついていることはもちろん、広い意味での減衰現象を表す方程式であるから、基岩、山体を含めた山地流域全体の流出機構のもつ特性におきかえることも、できるように考えられる。

こうした観点から、(1) 式における f_c , f_0 , k という因子を、山地小流域の水循環の仕組みと結びつけて詳しく分析すれば、山地流域における有効雨量を、比較的容易に推定できる方法があるように考えられる。

浸透能曲線について、HORTON, COOK 以来の議論をふまえ、問題を整理してみると、

1) f_0 のとりかた

流域の湿潤状態との関係の扱い方。

2) k のとり方

k と降雨強度、土壤の水分状態などとの関係は、どうなるか。

3) 降雨休止時、あるいは弱い雨が介在するときの f_0 , k の取扱い。

これは、浸透能回復過程にかかることで、1), 2) の特定条件下における取扱いである。
などに集約できる。

有効雨量の推定を行うことが、例えば、ユニットグラフ法などによる増水曲線の推定のための前提である場合が多く、しかも、流出解析の手法には、計算方式の一部にブラックボックス的な取扱いが入ってくることから、有効雨量の推定法も、その過程が個々の水文現象と密接に結びつけて説明できなくても、各々の現象の物理的特性と矛盾がなければ、手法としては差し支えないものと考えられる。

ただ、初めに述べたように、森林水文では林況変化との関係が重要であるから、推定手法の中に入って

くる数値とか、それらの数値の相関関係が、個々の林況や地況と関連づけて説明できなければならない。
このような視点において、本研究は浸透能曲線法による有効雨量の推定法を展開する。

(2) 浸透能と土壤水分

初期浸透能と土壤水分との関係は、NEAL³⁰⁾の実験によれば、初期浸透能が初期における土壤水分量に大きく影響されること、ならびに、土壤水分量と初期浸透能がほぼ直線的な関係にあることを示している。

また、HORTON¹⁶⁾は、初期浸透能は少なくとも地表面の水分条件によることを明らかにし、

$$f_0 = f_w + (f_d - f_w) e^{-k_m \frac{m_0 - m_d}{m_w}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 f_0 : 初期浸透能

f_w : 当初地表が野外保湿度のときの浸透能

f_d : 当初地表が気乾状態にあるときの浸透能

m_d : 当初地表が気乾状態にあるときの土湿

m_w : 地表が野外保湿度に達していたときの土湿

m_0 : 吸着水状態のときの土湿

k_m : 指数

とし、初期浸透能を最大限界値と最小値の間において、土壤水分状態に関係する指数をもつ exp 型の値で示されるとしている。

また、角屋²³⁾は、NEALの実験による結果から、実用的な方式として、飽和含水比 W_s と、吸着係数 W_h の間において、下限浸透能を f_c 、上限浸透能を f_u とおき、土壤含水比と浸透能の関係を直線式とみなして、茶間川の流出解析に用いている。

本研究では、有効雨量の推定を目的とするため、浸透現象を単に土壤表面における現象と限らず、山体を含めた山地小流域に対する降雨の浸入現象ととらえるが、その場合、浸透がほぼ重力水の移動の範囲で行われるとする立場をとり、考察上の便宜から、含水比を体積含水率におきかえて、飽和含水率を W_s 、圃場含水率を W_f とおき、それぞれに最終浸透能 f_c と浸透能の最大値を対応させて考える。

土壤の体積含水率 θ_{rb} は、含水比を θ_{dw} 、土壤の容積比重を D_b 、水の比重を D_w とすれば、

$$\theta_{rb} = (D_b/D_w) \theta_{dw} \quad \dots\dots\dots (3)$$

となり、 (D_b/D_w) は土壤において定数であるから、 θ_{rb} と θ_{dw} は線形関係におきかえができる。

ある湿潤状態における浸透能 f と土壤含水率との関係は、線形関係または exp 型などいろいろな測定結果が示されているが、前述のように、プロット浸透実験の結果が直ちに流域全体の浸透能に結びつかないことから、実態に即した対応を考え、

$$f = f_0 - a(W_c - W_f)^n \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 f : 浸透能

f_0 : 初期浸透能

W_c : 土壤の体積含水率 ((3) 式における θ_{rb})

W_f : 土壤の圃場含水率 (圃場含水率の状態を意味する)

a, n : 流域土壤の特性による係数

とおく。飽和含水率を W_s で表し、

(4) 式で,

$$f_0 \geq f \geq f_c$$

$$W_s \geq W_c \geq W_f \text{ において,}$$

$$a = \exp(\ln(f_0 - f_c) - n \cdot \ln(W_s - W_f)) \dots \dots \dots (5)$$

とおく。

(4), (5) 式で, $n=1$ ならば, 角屋らの式と同様であり, $n>1$ の場合には上に凸, $n<1$ のときは上に凹になる。(Fig. 3.)

(4) 式は,

$$f = f_0 - a \cdot e^{n \cdot \ln(W_c - W_f)} \dots \dots \dots (6)$$

と書きかえることができるから, (2) 式と類似の形とみることもできる。

(4) 式における n は, 線の形を規定する係数であり, 土壌の含水率 W_c と浸透能 f との関係が n の値により変化することになり, 後述のシミュレーションにより適値を推定する。

なお, この W_c と f との関係を示す (4), (5) 式は, 浸透能の回復過程においても, 実用上は同様に成り立つものとする。

(3) 浸透能の回復

浸透能の回復過程については, 減衰過程に比べ, 系統的な研究資料は少ないが, 流出解析には, この両過程を一体として解明することが必要であると考えられる。初期浸透能の回復については, COOK¹¹⁾ がとりあげていることは前述のとおりであるが, 考え方を示しているだけであり, 実際の資料による検証はなされていない。

石原ら²¹⁾ は, 由良川上流部における実測資料に基づいて, 初期浸透能と無降雨日数の関係, すなわち, 初期浸透能の回復曲線として, 次式を与えている。

$$f_0 = 4.30 + (0.27 - 4.30) e^{-0.0152t} \dots \dots \dots (7)$$

また (7) 式で, 指数 -0.0152 は, 不飽和浸透における拡散係数に当たり, しかも乾燥状態に対応するとしており, 浸透能の減衰過程についても,

同じ拡散理論の中で説明がなされ, 減衰係数は土壌水分が毛管飽和に近い場合に当たるとして

いる。しかし, いずれにしても, 係数 -0.0152 は定数とみなしている点に変わりはない。

浸透能の回復は, 土壌水分が, 飽和含水率から圃場含水率に至る間において, 高い方から低い方へ移行していく現象で, 保留水分の時間による減少であるから, 減衰曲線の一般式の形として,

$$\ln W_c = -\beta t + C \dots \dots \dots (8)$$

ここで, W_c : 土壌含水率

β : 減衰係数

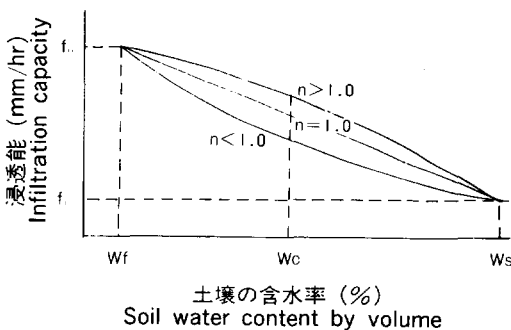


Fig. 3. 土壌の含水率と浸透能の関係
Relation between soil water content by volume and infiltration capacity.

C : 定数

とおくことができるものと考えられる。

(8) 式で、初期値を $t = 0$ で $W_c = W_s$ とおき、境界条件として、 $t = \infty$ で $W_c = W_f$ とおけば、

$$W_c = W_f + (W_s - W_f) e^{-\beta t} \dots\dots\dots (9)$$

となり、HORTON の浸透能曲線式と同形の土壌含水率の減衰曲線式が導かれる。

この曲線式の形は、WATSON⁵²⁾、ROGERS & KLUTE⁴²⁾、服部¹⁵⁾ による砂を用いた不飽和開放浸透の実験結果と、ほぼ一致しているとみられることと、拡散理論による説明²¹⁾とも符合する。

この β の値は、流域試験における雨量、流出量の観測資料から、直接に計算で求めることができないので、一増水曲線にかかわる降雨の期間中に無降雨の区間が含まれているような場合と、二つ以上の連続して現れる増水曲線にかかわる全体の期間における降雨と流出の資料に基づいて、間接的に求めることにした。

すなわち、増水開始前の含水率を推定し、降雨開始後における浸透能の減衰過程に一定の計算方式を設ければ、降雨が中断した場合とか、次の増水までの無降雨期間について、土壌の含水率の減衰係数値の β は、降雨量の時系列を入力とし、直接流出量を出力として、シミュレーションにより求めることが可能となる。

(4) 浸透能曲線の推定 (f_c, f_0, k)

浸透能曲線式 (1) で、 f_c, f_0, k を与えることにより、降雨期間中における浸透能の時間的変化が算定でき、直接流出量に結びつく有効雨量が推定できることになるが、流域全体の f を実測することはできないので、これらの数値を求める方法として、各増水ごとに、その増水にかかわる実測された累加雨量 R と、総直接流出量 Q とから、累加損失量 F は、

$$F = R - Q \dots\dots\dots (10)$$

とし、さらに、(1) 式の積分形として

$$F' = \int_0^T f dt = f_c T + \frac{f_0 - f_c}{k} (1 - e^{-kT}) \dots\dots\dots (11)$$

が得られることから、 $F = F'$ とおくことにより、統計的に f_c, f_0, k の推定が行われる。

石原¹⁸⁾ は、由良川における記録に基づいて、前降雨終了後の無降雨日数により洪水をグループに分類し、浸透能曲線式として、

$$f = 0.27 + (f_0 - 0.27) e^{-0.15t} \dots\dots\dots (12)$$

f, f_0 : mm/hr,

t : hr

を与えている。

また、 f_0 は無降雨日数との関係から、(7) 式で示される。

(12) 式では、 f_c, k を定数とみており、 f_0 は流域の湿潤度合により求められることになる。

小川³⁸⁾ は、竜の口山試験地のデータから、降雨継続時間と損失量との関係は、各増水における平均降雨強度ごとに求まるとし、 f_0 は降雨強度に関係する表層特性とみている。

この場合、増水開始前の初期損失雨量は、別に、API²²⁾ など、流域の土湿条件から推定することとしている点など、石原らと共通するような面もあるが、時間 t と損失量 F の関係のグループ分けが平均降

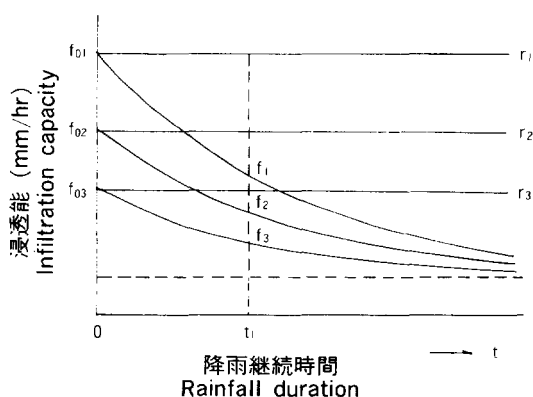


Fig. 4. 降雨強度別浸透能曲線
Infiltration capacity curves by different
rainfall intensity.

強度は大きい場合から小さい場合へといろいろ変化するが、少なくとも、流域の土壌の含水率が W_f と等しい程度の乾いた状態では、直接流出量は生じないものと解する。

これは、実際の山腹における浸透実験の結果とも一致する。

この考え方では、土壌の含水率が W_f の状態に始まり、同じ強度の降雨が継続すれば、浸透能曲線は、降雨強度に等しい初期浸透能 f_0 から、最終浸透能 f_e に近づいていくことになる。したがって、降雨強度が異なるごとに、それぞれ別の減衰曲線が引かれることになり、減衰曲線はほとんど無数に存在するといってもよいことになる。

Fig. 4 に示すように、例えば時間 t_1 における r_1-f_1 は、強度が r_1 の降雨が継続する場合の時間 t_1 における降雨余剰であり、同じく、 r_2-f_2 は、降雨強度 r_2 の降雨が t_1 時間続いた場合の降雨余剰となり、これがそれぞれ有効雨量となる。

この f_1, f_2 などの浸透能は、流域の土壌含水率 W_e とある一定の関係があり、(4) 式で土壌含水率 W_e との関係が推定できる。

W_e がわかれば、(4) 式で f_0 を降雨強度とおきかえて、 f が推定でき、Fig. 4 でみるように、降雨強度別に t が求めうることになり、浸透能曲線上において、 t 時間経過した状態の浸透能に相当するという解釈が成り立つ。

降雨強度が途中で変化する場合、実際の降雨はほとんどそうであるが、浸透能曲線式は新しい降雨強度の式に移ることになるが、その場合も f から W_e を推定し、その W_e において、(4) 式で新しい降雨強度におきかえて計算することにより、任意時間における f を推定できる。

f_e は、土壌の水分保留状態が、降雨が長時間継続した場合に、一定値に近づくということが、厳密にはいえないまでも、実用的には、流域のもつ水文条件による定数とみて差し支えないものと考えらる。

k は、山地小流域としてみた場合、降雨強度とか、降雨の継続時間により、変化するということが考えられるので、実測の降雨データに基づいて検討することにした。

雨強度による点が異なっている。

前述の、NEAL³⁰⁾、HORTON¹⁶⁾ は、初期浸透能が、地表面の土壌水分状態により大きく影響を受けることを明らかにしており、また、佐藤ら⁴³⁾、村井ら³³⁾の実験で、浸透速度が降雨強度によって変化することが確かめられているが、筆者は、これらの成果をふまえて、有効雨量の推定のための実用的な意味での考え方として、土壌の含水率が圃場含水率 W_f にほぼ等しいような状態のときの流域においては、初期浸透能 f_0 は、降雨強度 r に等しくなるとみなす。すなわち、降雨

第3節 浸透能曲線式の実例（足尾試験流域）

(10) 式で、累加損失量 F が累加雨量と直接流出量の差として与えられることから、実測資料に基づいて、各増水ごとの F を推定し、降雨の継続時間との関係を示したものが、Fig. 5 (1), (2) である。

ここで、(10) 式における Q は、実測のハイドログラフから、減水曲線の勾配急変点を求め、増水開始点とを結び、分離した直接流出量である。

この分離法を用いることは、降雨の終了時刻と、降雨終了後のハイドログラフの形から、変換点を求めるので、作業は比較的簡単であるが、降雨強度の変化の少ない連続した降雨による増水以外の増水で、複数のピークを有する、いわゆる複合形の増水の場合には、基底流出量の分離が理論的に難しいという欠点がある。

この複合形の増水における分離法は、BARNES²⁾ 以降いろいろな解析的手法が提案されているが、実際の作業が困難である場合が多いことと、基底流出量の時間的变化は比較的小さいことなどから、複合形のハイドログラフの場合は、最後の増水ピーク以後の増水曲線の形から、急変点を求め、増水開始点と直線で結ぶ方式を採用した。

Fig. 5 (1), (2) に示す各増水ごとの平均降雨強度は、増水開始から降雨の終了までを継続時間とするが、降雨の中断する時間がある場合の取扱いが問題となる。

そこで、降雨の中断があっても、短い中断であって、中断によりその後別のピークが形成されないような場合には、その中断を含めて降雨継続時間とみなし、中断により別のピークを形成する場合とか、長い中断であって、一連続降雨とみなしにくいような場合には、その中断時間は、増水曲線の降雨継続時間から差し引いている。

この方式は、降雨の中断時間があり、そのことにより、増水曲線に新しくピークが形成される場合には、その中断の前後の降雨群ごとに形成されたハイドログラフが重複して、複合形のハイドログラフを形成するとみなすことであって、一つの増水曲線の中で降雨の群ごとに対応する増水ハイドログラフを分離することは不可能であることから、実用上とった方法である。

これらの関係を、Fig. 6 に示す。

Fig. 5 (1), (2) では、各増水に関する累加雨量を、その降雨継続時間で除した平均降雨強度ごとにグループ化して示してあるが、各グループ別に t と F について、明らかな相関性がよみとられる。

以上によって、流域の浸透能曲線式は、平均降雨強度のほぼ等しい増水グループごとに求めうることが実証されたことになり、この資料から、 f_c , f_0 , k を統計的に求めていけばよいと考えられる。

(11) 式で f_c は、各平均降雨強度グループとも一定とみられることから、最小の平均降雨強度階層のグループの t と F の直線回帰係数を求め、その値を仮の f_c とおく。

(11) 式で、 f_0 は各降雨階層ごとの平均降雨強度におき、最小自乗法により $t \sim F$ 曲線を設定する。

すなわち、(10) 式の F と、(11) 式の F' とから、各降雨階層グループごとに、

$$F \text{ の平均値 } M = \frac{\sum F}{N}$$

N : 資料数

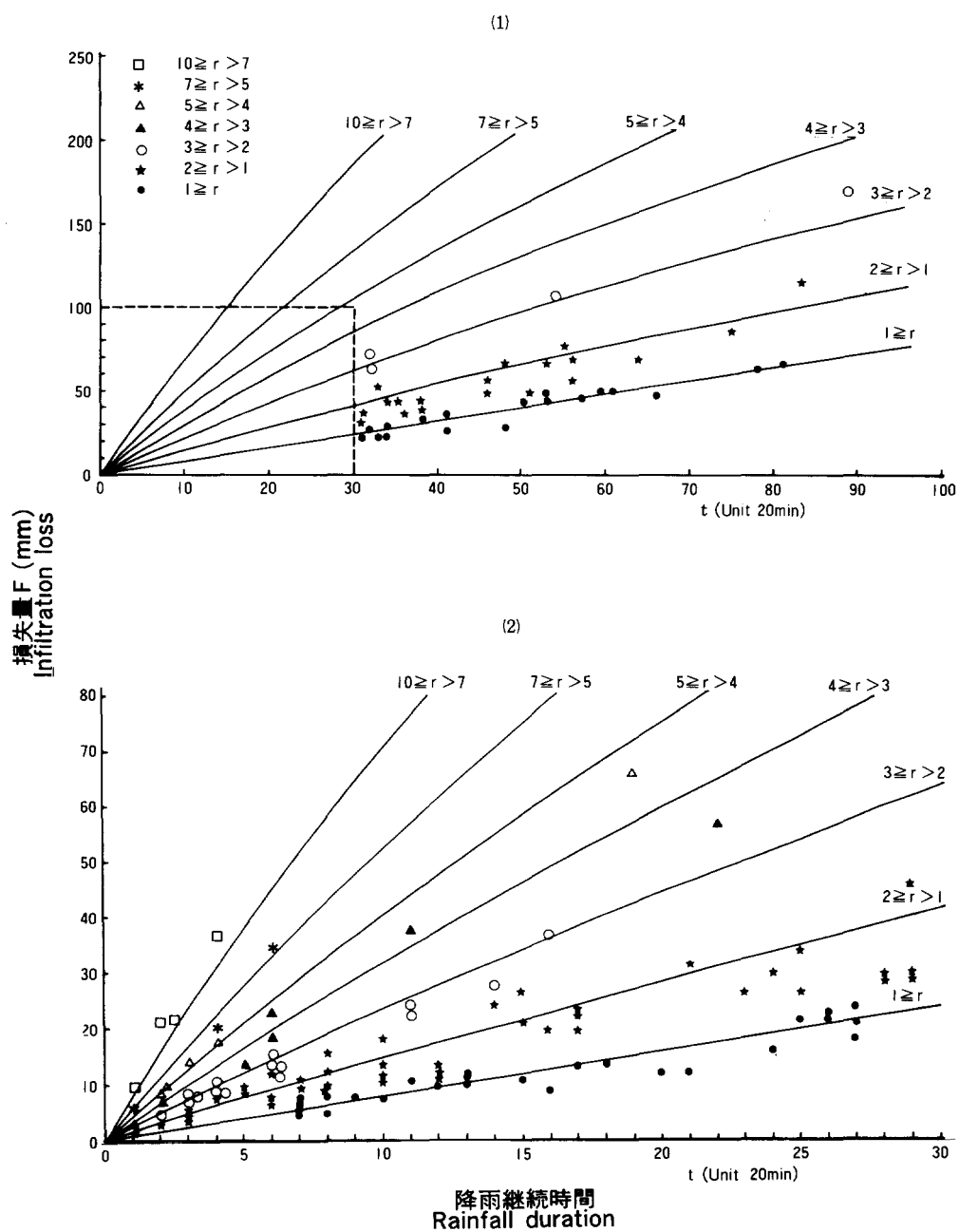


Fig. 5. 平均降雨強度別の損失量曲線

Mass curve of infiltration losses for each rainfall intensity.

r : 平均降雨強度 Average rainfall intensity. (mm/20 min)

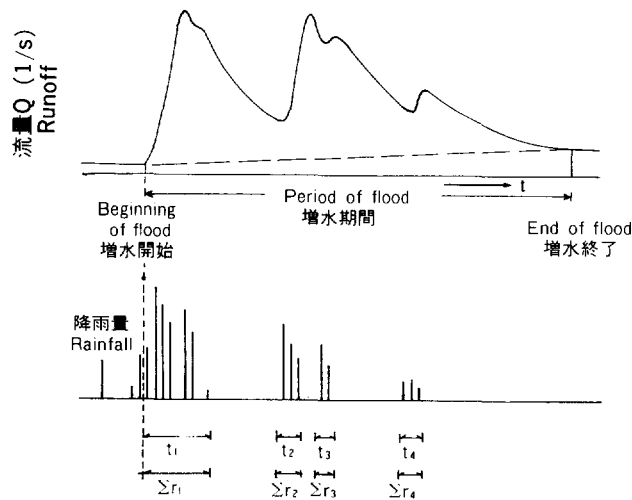


Fig. 6. 平均降雨強度の計算法

Calculating method of average rainfall intensity.

降雨継続時間 Rainfall duration $t = t_1 + t_2 + t_3 + t_4$

降雨量 Rainfall amount $\Sigma r_i = \Sigma r_1 + \Sigma r_2 + \Sigma r_3 + \Sigma r_4$

平均降雨強度 Average rainfall intensity $r = \Sigma r_i / t$

$$\begin{aligned} \text{標準偏差} \quad \sigma_y &= \sqrt{\frac{(F_1 - M)^2 + (F_2 - M)^2 + \cdots (F_N - M)^2}{N}} \\ &= \sqrt{\frac{\Sigma (F - M)^2}{N}} = \sqrt{\frac{\Sigma (d^2)}{N}} \quad \cdots \cdots (13) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{標準誤差} \quad S_y &= \sqrt{\frac{(F_1 - F_1')^2 + (F_2 - F_2')^2 + \cdots (F_N - F_N')^2}{N}} \\ &= \sqrt{\frac{\Sigma (F - F')^2}{N}} = \sqrt{\frac{\Sigma (e^2)}{N}} \quad \cdots \cdots (14) \end{aligned}$$

$$\text{相 関 比} \quad \eta = \sqrt{1 - \frac{S_y^2}{\sigma_y^2}} \quad \cdots \cdots (15)$$

ただし、 $1 > \eta > 0$

として η の最大値を探すことになる。

f_c の値を調整し、全体的にバランスをみながら、各降雨強度階層のグループごとに f_c と k を決定する。

20 分間降雨強度を用いて求めた k と、平均降雨強度 r との関係を、Fig. 7 に示す。

平均降雨強度 r の増加により、減衰係数 k も増加する傾向がよみとられる。この r と k の関係を検討すると、指数式とみると相関がよく、

$r=f_c$ で $k=0$ とみなしうるから、

$$k = \gamma(r - f_c)^z \quad \dots\dots\dots(16)$$

r : 降雨強度 mm/20 min

γ, z : 定数

Fig. 7 から、

$$k = 0.0148 (r - 0.8)^{0.36} \quad \dots\dots\dots(17)$$

という結果を得た。

これは、係数 k が降雨強度により変化するというので、従来の研究で k を定数とみなした場合とは異なることを意味する。これについては、あとで検討する。

(17) 式は、平均降雨強度の階層別に k を検討した結果であるが、降雨の継続時間と k との関係は明らかでないので、Fig. 5 (1), (2) に示した同じ資料を用いて、Table 2 に示すように、降雨継続時間階層別の増水のグループごとに、 k と増水時間との関係を検討してみた。

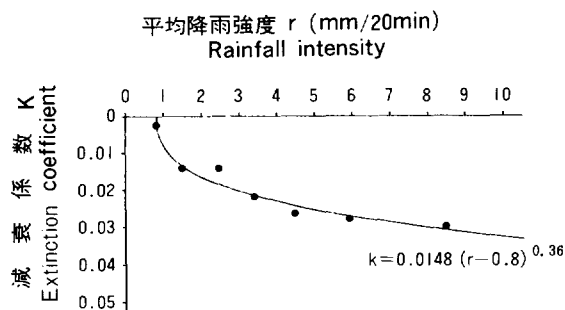


Fig. 7. 平均降雨強度と減衰係数の関係

Relation between average rainfall intensity and extinction coefficient.

Table 2. 降雨継続時間別の r_t, Z_t
 r_t, Z_t of each rainfall duration zone.

降雨継続時間 Duration of rainfall (20 min)	r_t	Z_t	Corr.
$t \geq 1.0$	0.0150	0.950	0.9996
$2.0 \geq t > 1.0$	0.0130	0.800	0.9990
$3.0 \geq t > 2.0$	0.0190	0.750	0.9997
$5.0 \geq t > 3.0$	0.0125	0.600	0.9967
$6.0 \geq t > 5.0$	0.0190	0.450	0.9945
$10.0 \geq t > 6.0$	0.0150	0.500	0.9868
$18.0 \geq t > 10.0$	0.0110	0.450	0.9853
$27.0 \geq t > 18.0$	0.0150	0.400	0.9961
$40.0 \geq t > 27.0$	0.0160	0.350	0.9888
$60.0 \geq t > 40.0$	0.0140	0.050	0.9857
$t > 60.0$	0.0120	0.100	0.9976

k と降雨強度との関係で、(16)式の形をとることは、同じであるとみられるので、この場合も同様に、

$$k = \gamma_t (r - f_c)^{2n} \dots \dots \dots (18)$$

において、降雨継続時間のグループごとに γ_t と Z_t の最適値を求めた。結果を、Table 2 に示す。

Table 2 から、 γ_t については、降雨継続時間にかかわらずほぼ定数で、 Z_t の方が降雨継続時間により変化することがわかる。

Table 2 の指数 Z_t と降雨継続時間 t との関係は、Fig. 8 にみられるように、時間 t の増加とともに、 Z_t が 0 に収束する形の分布となり、exp 型での相関とみてよいので、相関式として、

$$Z_t = 0.717 e^{-0.0314t} \dots \dots \dots (19)$$

が求められた。

Table 2 から、 γ_t はほぼ一定値となるとみられるので、平均値として扱えばよいと考えられるが、平均値は (16) 式の γ とほぼ同じ値となるので、(18) 式は、

$$k = 0.0148 (r - f_c)^{0.717e^{-0.0314t}} \dots \dots \dots (20)$$

となる。

これは、減衰係数 k が、平均降雨強度、降雨継続時間により変化することを意味し、重要である。

(20) 式で求められる k の値を用いて、(11) 式の F' を計算したものが、Fig. 5 (1), (2) に相関を示す線として記入してある。

(20) 式の k を、(1) 式に入れば、これが、足尾試験流域における浸透能の減衰曲線式となる。

(20) 式の k は、流域の土壤含水率の変化によっても影響を受けることになるが、これについては、次の有効雨量の推定の項で述べる。

なお、これらの推論は、平均降雨強度に基づいているが、本研究の目的からみて、同じ強度の均一降雨におきかえても、あまり問題は起こらないと考えられる。

第4節 有効雨量の推定

降雨量、流出量の観測資料から得られた f_c , f_0 , k と、流域の土壤水文特性、基準時点における流域の土壤含水率、浸透能の回帰過程の土壤含水率の変化などから、流域の有効雨量を推定する計算手順を示す。

(1) 浸透能減衰過程における有効雨量

流域の土壤含水率を W_{e1} とおけば、Fig. 9 (a) に示すように、 W_{e1} に相当する浸透能は、降雨強度別に異なり、(4) 式で、 f_0 を降雨強度 r おきかえて、

例えば、 $r_1 = f_{01}$ とすれば、

$$f_1 = r_1 - a (W_{e1} - W_f)^n \dots \dots \dots (21)$$

$$a = \exp (\ln (r_1 - f_c) - n \cdot \ln (W_s - W_f)) \dots \dots \dots (22)$$

として表される。

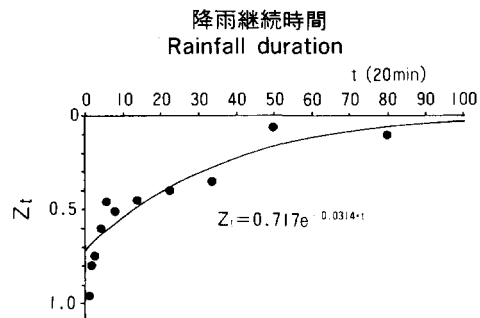


Fig. 8. 降雨継続時間と Z_t との関係
Relation between rainfall duration and Z_t .

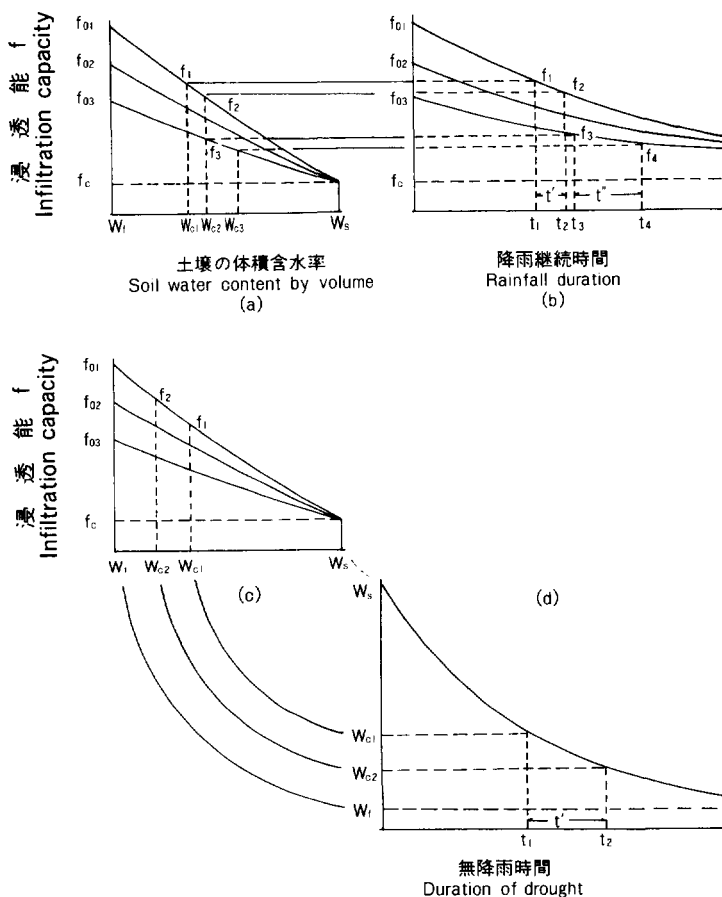


Fig. 9. 土壤の体積含水率・降雨継続時間・無降雨時間と浸透能の関係
 Relation among soil water content by volume, rainfall duration, duration of drought and infiltration capacity.

この f_1 は、Fig. 9 (b) でみるように、初期浸透能 f_{01} の減衰曲線のうえでは、降雨継続時間 t_1 の浸透能に相当する。

この t_1 は、(1) 式から、 $f=f_1, f_0=f_{01}$ として、

$$t_1 = \frac{\ln(f_{01} - f_c) - \ln(f_1 - f_c)}{k} \quad \dots\dots\dots (23)$$

で表される。

r_1 の降雨強度が継続すれば、浸透能 f は、 f_{01} の浸透能曲線に沿って、右の方向へ移動し、時間 t' を経過し、 t_2 に至ったときの浸透能を f_2 とおけば、

$$f_2 = f_c + (f_{01} - f_c) e^{-k(t_1 + t')} \quad \dots\dots\dots (24)$$

となる。

この f_2 を、Fig. 9 (a) にもどして考えれば、 f_{01} の線上では W_{c2} の土壤含水率に相当することにな

り、(21) 式で f_1 を f_2 におきかえ、 $W_{c1} = W_{c2}$ として、

$$W_{c2} = \exp \{ (\ln(r_1 - f_2) - \ln(a)) / n \} + W_f \quad \dots\dots\dots(25)$$

このことは、 W_{c1} の土壌含水率に対して、平均降雨強度 r_1 の降雨が t' 時間続いたとき、流域の土壌含水率が W_{c2} になったことを意味する。

Fig. 9(a), (b) にみるように、 W_c と f , t と f の関係で、降雨強度ごとに相関が求められるから、流域の土壌含水率と浸透能との換算は、各降雨強度ごとに行うことが可能であるとともに、 f_2 の場合の土壌含水率 W_{c2} では、初期浸透能 f_{03} の場合における浸透能は f_3 に当たることになり、その時点から降雨強度 r_3 が継続すれば、浸透能は f_3 から減衰し、 t' 時間経過した t_4 において f_4 となる。 f_4 は土壌含水率では W_{c3} に相当する。

このようにして、浸透能の減衰過程では、最初の土壌含水率と降雨強度、ならびに、その継続時間が与えられれば、浸透能曲線式を用いて、 f の値を任意に求めうることになり、有効雨量 r_e は、降雨強度 r と f の差、

$$r_e = r - f \quad \dots\dots\dots(26)$$

として求めることができる。

(2) 浸透能の回復と土壌水分

降雨強度別の浸透能に対する土壌含水率は、(25) 式で求められるが、Fig. 9(c) で、降雨強度 $r_1 = f_{01}$ における浸透能 f_1 に対して、土壌含水率を W_{c1} とする。

Fig. 9(d) で、 W_{c1} が (9) 式による含水率の減衰曲線における時間 t_1 に当たるとすれば、

$$t_1 = - \frac{\ln(W_{c1} - W_f) - \ln(W_s - W_f)}{\beta} \quad \dots\dots\dots(27)$$

として表される。

t_1 から時間 t' を経過した時刻 t_2 における土壌含水率を W_{c2} とすれば、(9) 式に基づいて、

$$W_{c2} = W_f + (W_s - W_f) e^{-\beta(t+t')} \quad \dots\dots\dots(28)$$

となる。

この W_{c2} は、Fig. 9(c) でみるとおり、浸透能は f_2 に当たり、したがって、降雨強度 $r_1 = f_{01}$ の降雨に対しては、浸透能が f_1 から f_2 へ回復したことになる。

降雨強度が $r_2 = f_{02}$, $r_3 = f_{03}$ などと異なれば、同一の含水率においても浸透能 f が異なるのは当然である。

ここで、降雨が中断または終了すれば、浸透能は回復過程に入ることは容易に理解できるが、ごく小さい降雨強度の場合、減衰と回復との境界がどこにあるかを定めることは、なかなか困難である。

したがって、ここでは、降雨強度が最終浸透能 f_c より大きい場合、すなわち、 $r > f_c$ の場合は浸透能は減衰過程に入り、 $f_c \geq r > 0$ のときは浸透能は変化せず、土壌水分変化も起こらないものと仮定して、計算を進めた。

(3) 減衰係数 k と土壌水分

(23), (24) 式の k は、(20) 式で計算されるが、この k と土壌水分との関係について検討してみる。

(1), (4) 式の f を等しいとして、

$$f_0 - a(W_c - W_f)^n = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt} \quad \dots\dots\dots(29)$$

(29) 式から、

$$t = - \frac{\ln \left(1 - \frac{a(W_c - W_f)^n}{f_0 - f_c} \right)}{k} \quad \dots\dots\dots(30)$$

とおくことができる。

この (30) 式で、

$$\ln \left(1 - \frac{a(W_c - W_f)^n}{f_0 - f_c} \right) = W_l \quad \dots\dots\dots (31)$$

とおき、 t を (20) 式へ代入すると、

$$k = 0.0148 (r - f_c)^{0.717e^{0.0314 \frac{W_l}{k}}} \quad \dots\dots\dots (32)$$

となり、 $W_s, W_f, W_c, f_0, f_c, r, n$ と k との関係が導かれる。

これらのうち、 W_s, W_f, f_c, n は流域の特性による定数で、 f_0 は r とおきかえられるから、 k は W_c と r を変数として表されることになる。

(32) 式で、 W_c を与えれば、 r から k を求めることになるが、その場合直接解を得られないので、

$$f(k) = 0.0148 (r - f_c)^{0.717e^{0.0314 \frac{W_l}{k}}} - k = 0 \quad \dots\dots\dots (33)$$

とおき、非線形方程式の近似解法を用いる。

近似解法としては、いろいろのものがあるが、この場合 NEWTON-RAPHSON 法^{3D)}を用いることにした。NEWTON-RAPHSON 法は、条件づきで収束する解法であるが、収束がきわめて速い点の特徴とされる。次にその手順を述べる。

方程式 $f(x)=0$ の実根の近似値を x_i とする。

$x=x_i$ における $f(x)$ の接線の方程式は、1 次までの TAYLOR 展開によって、

$$f(x) = f(x_i) + f'(x_i)(x - x_i) \quad \dots\dots\dots (34)$$

で表される。

この接線と x 軸との交点を $(x_{i+1}, 0)$ とすれば、この点は $f(x)=0$ とおいて求められる。すなわち、

$$0 = f(x_i) + f'(x_i)(x_{i+1} - x_i) \quad \dots\dots\dots (35)$$

(35) 式から、

$$x_{i+1} = x_i - \frac{f(x_i)}{f'(x_i)} \quad \dots\dots\dots (36)$$

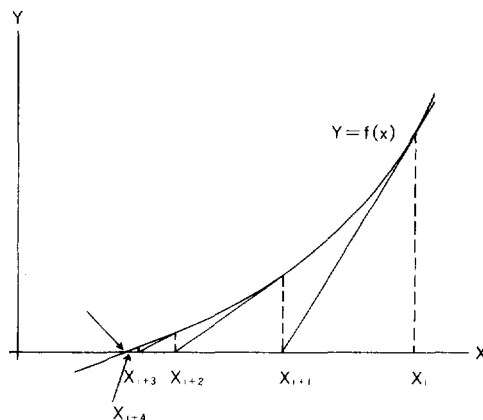


Fig. 10. Newton-Raphson 法
Concept of the Newton-Raphson
method.

これらの関係を Fig. 10 に示す。

(33) 式で、

$$0.717 e^{0.0314 \frac{W_l}{k}} = Z_t \quad \dots\dots\dots (37)$$

とおき、(37) 式において、 x を k とおきかえたとき、

$$f(k_i) = 0.0148 (r - f_c)^{Z_t} - k_i \quad \dots\dots\dots (38)$$

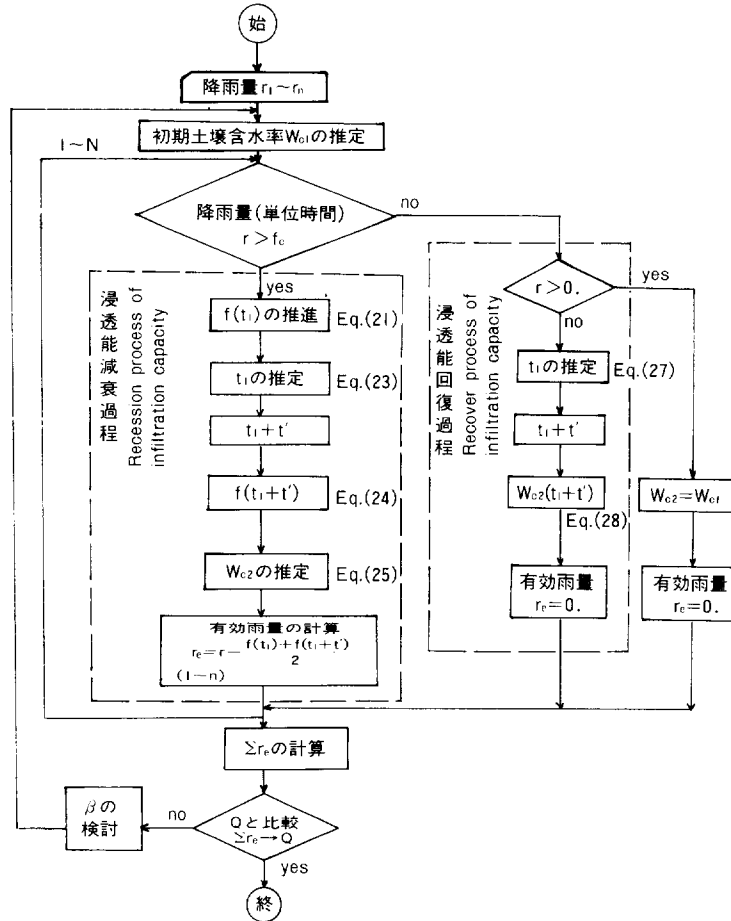
$$f'(k_i) = 0.0148 (r - f_c)^{Z_t} \cdot Z_t \cdot$$

$$\ln(r - f_c) \cdot 0.0314 \frac{W_l}{k_i^2} - 1 \quad \dots\dots\dots (39)$$

$$k_{i+1} = k_i - \frac{f(k_i)}{f'(k_i)} \quad \dots\dots\dots (40)$$

この場合、近似解の精度は、 $k_{i+1} - k_i \leq 10^{-6}$ とおいた。

計算手順は、(40) 式で、 k_i に適当な初期値

Fig. 11. 土壌含水率の減衰率 β の推定

Flow chart to estimate extinction coefficient of soil water content by volume β .

を与え、 k_{i+1} を求め、この k_{i+1} を、さらに最初の k_i とみなして再計算し、 k_{i+2} を求め、以下その反復を行う。その結果、求められた近似値の差が逐次小さくなり、許容精度を越えたところが求める k_i の値となる。最初に与える k_i の値は、(35) 式の曲線の式と、(36) 式の収束性を検討したうえで、決定する必要がある。

(4) 土壌含水率の減衰係数 β の推定

(9) 式の β は、第Ⅱ章第 2 節 (3) で述べたように、実測資料から直接求めることはできないので、数個の増水を含む期間を区切り、浸透能の減衰過程とともに回復過程の土壌水分、浸透能などを、 β の仮定値に基づいて計算し、実測された直接流出量と、計算された有効雨量との比較結果から、最適の β を推定する。計算の過程をフローチャートに示せば、Fig. 11 のようになる。

図中、初期土壌含水率は、計算の開始時点の値になるが、理論上は増水開始後でも、増水終了から次の増水開始までの中間でもよいことになる。しかし、増水開始後は、土壌含水率の変化が激しく、推定する

ことが困難であるから、増水開始前で、降雨の始まる直前にとる方が、誤差が少なくてすむと考えられる。

また、この有効雨量の推定期間は、ハイドログラフとの関係で、期間を区切る必要がないので、降雨の観測資料があれば、どのように長くとも差し支えないことになる。ただ、その推定結果が正しいかどうかを検証するためには、やはり実測されたハイドログラフから直接流出量を求め、増水期間における推定有効雨量と比較しなければならないことになる。

具体的な β の計算例を、Table 3 (1)~(4) に示す。

これらの計算例では、計算期間は6~16日程度で、3~5個の増水を含んでいる。計算開始時点における土壌の含水率を20.0~23.0%まで変化させ、計算期間における有効雨量の推定値の合計が、直接流出量の実測値にほぼ一致するような場合の β を求めたものである。

基準時点の土壌の含水率が大きいと、減衰係数は大きく、含水率が小さいと、減衰係数も小さいという関係になるが、どの組み合わせが適当であるかは、推定期間の初めに近い増水から終りに近い増水に至る各増水の有効雨量と流出量の比較により、判断することができる。すなわち、Table 3 (1)~(4) でみられるように、直接流出量と有効雨量とが、全期間としてはほぼ一致していて、しかも各増水ごとに比較すると、最もよくバランスのとれている基準点の土壌含水率の値があり、その場合における β が減衰係数とみなしうることになる。

なお、Table 3 で計算諸元として用いた f_c , W_f , W_s , n などについては、(6) の有効雨量の計算手順と推定例のところで説明する。

このようにして選んだ減衰係数を、計算期間との関係で示したものが、Fig. 12 である。

β の範囲は、0.003~0.015 に集中しており、ほぼこの程度のオーダーとみることができる。

また、季節別にみると、夏期間に大きい傾向がうかがえる。

(5) 計算開始時点の土壌含水率

従来の流出解析では、API とか、無降雨日数などから流域の湿潤状態を推定し、初期損失に結びつける方法がとられているが、本研究では有効雨量計算に当たって初期損失を別計算で求めることはせず、どの時点から計算を始めてもよいので、計算開始時点の土壌の含水率を決めて、そこから出発すればよいことになる。

(9) 式で、浸透能回復過程の W_c の時間変化がわかるので、減衰係数ごとに無降雨日数と土壌の含水

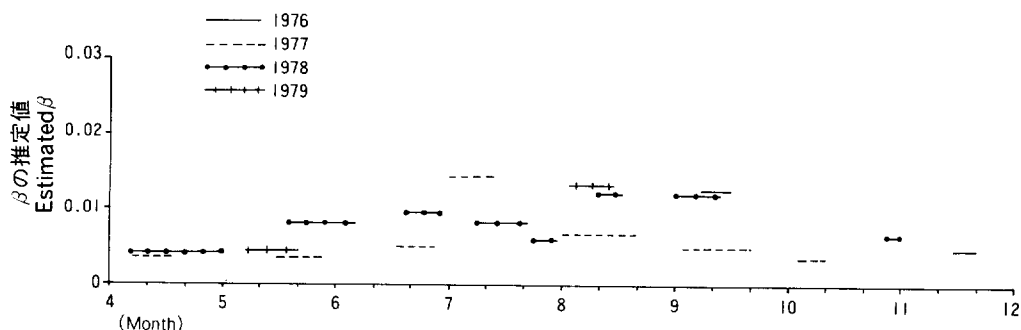


Fig. 12. 計算期間別の β の推定値
Estimated β for each calculating period.

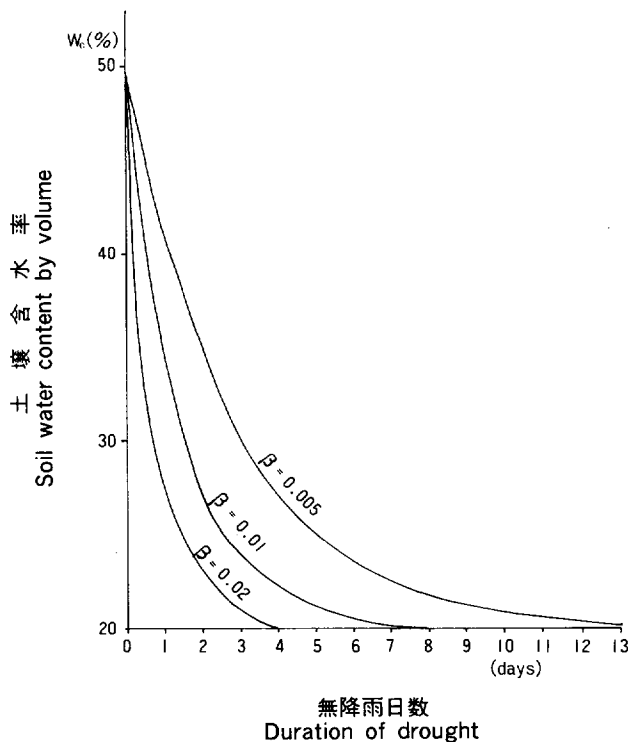


Fig. 13. 無降雨日数と土壌含水率の関係

Relation between duration of drought and soil water content by volume.

率との関係を見ると、Fig. 13 で示すようになる。

Fig. 13 で、前降雨終了時点の土壌の含水率がわかれば、無降雨日数から、増水開始前の含水率が推定できるわけであるが、これもやはり、それ以前の状態がわからないという同じ問題が生ずる。そこで、実用的な方法として、平均法を用いることにした。すなわち、無降雨の日数がわかれば、その場合考えられる最大の土壌の含水率は、 W_0 からその日数経過したあとの W_c であるから、その W_c と、もう一つ考えられる土壌の含水率の最低値 W_f との平均値をもって、これに代える。

Fig. 13 でみるように、 β が 0.01 または 0.005 の場合で、7 日または 13 日で、土壌含水率はほぼ W_f に近い状態になることから、比較的短い無降雨日数の場合についてだけ、推定誤差が現れることになる。したがって、長い無降雨日数のあとに計算開始点をおき、土壌含水率を圃場含水率にほぼ等しいとみなせば、あまり問題は起こらないことになる。

(6) 有効雨量の計算手順と推定例

この推定法は、降雨、流出量の観測資料の解析により、浸透能の減衰過程と回復過程、流域の土壌含水率などについて、見出された法則性に基づいて、計算を進めるのであるが、これまでの解析の結果から得られた諸数値は、足尾試験流域の資料に基づいたものであるから、足尾試験流域と類似の水文特性を有する山地小流域においてのみ、適用が可能である。

Table 3. 浸透能回復過程の β の計算例

An example of calculation during the recovering period of infiltration capacity.

(1) 推定期間 Estimated period 1976. Nov. 14.0 h~Nov. 20.24 h (7 days)

増水No. Flood No.	降 雨 期 間 Duration of rainfall	降 雨 量 Amount of rainfall r (mm)	増 水 期 間 (時間) Period of flood (hour)	実測直接流出量 Direct runoff Q (mm)	増水開始前の土壌含水率別に計算した有効雨量 Effective rainfall estimated for each soil water content before flood							
					23.0 (%)		22.0 (%)		21.0 (%)		20.0 (%)	
					有効雨量 Effective rainfall r_1 (mm)	r_1/Q (%)	有効雨量 Effective rainfall r_2 (mm)	r_2/Q (%)	有効雨量 Effective rainfall r_3 (mm)	r_3/Q (%)	有効雨量 Effective rainfall r_4 (mm)	r_4/Q (%)
51-22	1976 11.14. 0h~11.14.12h	31.0	1976 11.14. 3h~11.15. 7h	2.47	3.20	129.36	3.04	123.22	2.60	105.15	2.04	82.49
51-23	11.17.20h~11.18. 4h	14.0	11.17.21h~11.18.14h	0.53	0.13	25.11	0.22	42.13	0.38	71.42	0.58	109.11
51-24	11.20.10h~11.20.14h	11.0	11.20.10h~11.20.24h	0.47	0.14	30.06	0.24	50.58	0.46	98.78	0.90	191.73
全 期 間 Total		56.0		3.47	3.47	99.99	3.50	100.99	3.44	99.13	3.52	101.35
β の推定値 Estimated β					0.0240		0.0096		0.0048		0.0016	

(2) 推定期間 Estimated period 1977. Sep. 3.19 h~Sep. 20.18 h (16 days 23 hours)

増水No. Flood No.	降 雨 期 間 Duration of rainfall	降 雨 量 Amount of rainfall r (mm)	増 水 期 間 (時間) Period of flood (hour)	実測直接流出量 Direct runoff Q (mm)	増水開始前の土壌含水率別に計算した有効雨量 Effective rainfall estimated for each soil water content before flood							
					23.0 (%)		22.0 (%)		21.0 (%)		20.0 (%)	
					有効雨量 Effective rainfall r_1 (mm)	r_1/Q (%)	有効雨量 Effective rainfall r_2 (mm)	r_2/Q (%)	有効雨量 Effective rainfall r_3 (mm)	r_3/Q (%)	有効雨量 Effective rainfall r_4 (mm)	r_4/Q (%)
52-26	1977 9. 3.19h~9. 4. 8h	25.9	1977 9. 3.19h25'~9. 5. 2h	1.19	2.34	196.63	1.96	164.71	1.57	131.93	1.19	100.00
52-27	9. 8.15h~9.14.10h	141.7	9. 8.15h45'~9.18.24h	37.34	35.20	94.27	35.01	93.76	34.81	93.22	34.62	92.72
52-28	9.19. 7h~9.19.23h	85.1	9.19. 7h45'~9.20.18h	15.18	15.84	104.35	15.83	104.28	15.83	104.28	15.83	104.28
全 期 間 Total		252.7		53.71	53.38	99.38	52.80	98.31	52.21	97.21	51.64	96.15
β の推定値 Estimated β					0.096		0.0080		0.064		0.0048	

(3) 推定期間 Estimated period 1978. July 8.12 h~July 21.9 h (12 days 21 hours)

増水No. Flood No.	降 雨 期 間 Duration of rainfall	降 雨 量 Amount of rainfall r (mm)	増 水 期 間 (時間) Period of flood (hour)	実測直接 流 出 量 Direct runoff Q (mm)	増水開始前の土壌含水率別に計算した有効雨量 Effective rainfall estimated for each soil water content before flood							
					23.0 (%)		22.0 (%)		21.0 (%)		20.0 (%)	
					有効雨量 Effective rainfall r_1 (mm)	r_1/Q (%)	有効雨量 Effective rainfall r_2 (mm)	r_2/Q (%)	有効雨量 Effective rainfall r_3 (mm)	r_3/Q (%)	有効雨量 Effective rainfall r_4 (mm)	r_4/Q (%)
53-13	1978 7. 8.12 h~7. 8.17 h	25.2	1978 7.8.13 h 35'~7.9.12 h 25'	1.55	2.81	181.30	2.44	157.37	2.01	129.84	1.52	97.99
53-14	7.10.17 h~7.12. 9 h	135.8	7.11. 5 h 25'~7.12.12 h	47.46	45.65	96.18	46.47	97.91	47.36	99.79	47.02	99.08
53-15	7.18.12 h~7.18.17 h	7.1	7.18.12 h 40'~7.18.24 h	0.11	0.20	178.11	0.22	195.48	0.25	227.69	0.25	227.56
53-16	7.20.12 h~7.20.22 h	6.9	7.20.12 h 45'~7.21. 9 h	0.24	0.17	69.30	0.18	74.48	0.20	81.76	0.20	81.75
全 期 間 Total		175.0		49.36	48.82	98.90	49.30	99.88	49.82	100.93	48.99	99.25
β の推定値 Estimated β					0.0112		0.0096		0.0080		0.0080	

(4) 推定期間 Estimated period 1978. July 23.0 h~July 29.7 h (6 days 7 hours)

増水No. Flood No.	降 雨 期 間 Duration of rainfall	降 雨 量 Amount of rainfall r (mm)	増 水 期 間 (時間) Period of flood (hour)	実測直接 流 出 量 Direct runoff Q (mm)	増水開始前の土壌含水率別に計算した有効雨量 Effective rainfall estimated for each soil water content before flood							
					23.0 (%)		22.0 (%)		21.0 (%)		20.0 (%)	
					有効雨量 Effective rainfall r_1 (mm)	r_1/Q (%)	有効雨量 Effective rainfall r_2 (mm)	r_2/Q (%)	有効雨量 Effective rainfall r_3 (mm)	r_3/Q (%)	有効雨量 Effective rainfall r_4 (mm)	r_4/Q (%)
53-17	1978 7.23. 0 h~7.23. 3 h	19.8	1978 7.23. 1 h 45'~7.23.18 h	1.39	2.29	164.88	1.96	140.78	1.56	111.98	1.13	81.21
53-18	7.25.14 h~7.25.16 h	2.2	7.25.14 h 40'~7.26. 9 h	0.20	0.00	1.89	0.00	2.09	0.01	2.74	0.01	3.54
53-19	7.26.14 h~7.26.16 h	38.9	7.26.14 h ~7.27.12 h	4.25	3.86	90.78	3.90	91.83	3.96	93.11	4.01	94.44
53-20	7.27.12 h~7.27.14 h	20.5	7.27.12 h 40'~7.28. 8 h	1.23	1.37	111.31	1.64	133.07	1.94	157.49	2.17	176.56
53-21	7.28.13 h~7.28.16 h	8.7	7.28.13 h 30'~7.29. 7 h	0.61	0.15	25.28	0.20	32.92	0.27	44.30	0.34	54.95
全 期 間 Total		90.1		7.68	7.68	99.96	7.70	100.28	7.73	100.61	7.66	99.69
β の推定値 Estimated β					0.0140		0.0088		0.0064		0.0052	

計算諸元 Remark : $f_c=0.8$, $W_f=20.0(\%)$, $W_s=50.0(\%)$, $n=1.0$.

Fig. 11 で、 β を仮定値として、観測雨量の時系列 $r_1 \sim r_n$ から、有効雨量の時系列として $r_{e1} \sim r_{en}$ を計算する手順を示しているが、この β を、Fig. 12 にみられるような結果から適切に決めれば、Fig. 11 が有効雨量の計算手順を示すことになる。

このフローチャートに沿って、計算手順を説明する。

計算に必要な諸数値のうち、流域条件によって、あらかじめ決めておくことができるものには、次のものがある。

1) 流域土壌の圃場含水率 (W_f) と飽和含水率 (W_s)

流域土壌の理学的性に基づいて決めるもので、一般に、 W_f と W_s の差が大きいと、有効雨量が小さく算出される。

足尾試験流域は、亀裂の多い透水性の大きい基岩からなり、土壌は流亡しているところが多いので、こうした流域の W_f 、 W_s を、どのようにみなすかは難しい問題であるが、既往の試験流域で地質に類似性がある場合の土壌の C 層の理学的性の調査資料に基づくこととし、竜の口山試験地、宝川試験地などの調査結果から、この計算では $W_f = 20\%$ 、 $W_s = 50\%$ とおいた。

2) 係数 n

流域土壌の含水率と浸透能の関係を規定する因子として、(4) 式で用いられているが、通常は 1 とおいている。

3) 最終浸透能 f_e

計算の単位となる降雨時間によって異なることは、もちろんであるが、20 分単位とした場合は、Fig. 5 の $r \leq 1$ の点の分布から求められる勾配であって、0.8 mm/20 min としている。

4) 浸透能の減衰係数 k

(20) 式から導かれ、土壌水分状態を考慮したものは、(32) 式によって得られるが、算定因子として、 W_f 、 W_s 、 W_e 、 f_0 、 f_e 、 r 、 n が用いられる。

W_e は、後述するように、計算の開始時点で、初期土壌含水率として与えられる。同時に、 r は降雨強度であって、入力として考えられる。 f_0 は r と等しいことになるので、 r によって f_0 も定まる。

5) 土壌含水率の減衰係数 β

Fig. 12 に示すような結果が得られており、0.003～0.015 程度の範囲で、季節別に多少の幅をもたせる。次に、有効雨量推定の対象となる降雨に関して必要な数値は、

1) 降雨量の時系列 $r_1 \sim r_n$

20 分間雨量の値であって、観測に用いる雨量計の種類によっても微妙な違いを生ずることがある。

したがって、解析に用いた雨量の観測法と、有効雨量の推定に用いる資料の観測法とは、同じであることが望まれる。

2) 初期の土壌含水率 W_e

Fig. 13 に、無降雨日数と土壌含水率とを示しているが、無降雨日数が短いと、推定誤差が生じやすいので、なるべく無降雨日数が長く続いたあとのところを、計算開始時点に選べばよいことになる。

以上の因子を与えれば、Fig. 11 に示す手順により、単位時間の降雨ごとに、有効雨量が推定できることになる。

降雨が継続する場合は、浸透能の減衰過程が適用され、同時に土壤含水率の変化が算定される。

降雨のない期間については、浸透能は回復過程に入り、有効雨量はないが、土壤の含水率は減少し、次の降雨までに浸透能がそれだけ増加する。

Fig. 11 の右端の $f_c \geq r > 0$ のときは、土壤含水率は変化しないとみなしていることを意味している。

有効雨量の推定例を、Fig. 14 (1)～(6) に示す。

最上段に観測雨量、次に実測のハイドログラフから分離した直接流出量のハイドログラフと、その水高が示されている。

単位時間ごとに推定された有効雨量が、第3段目に示してある。その合計は、例えば、Fig. 14 (1) では 2.50 mm で、これは直接流出量の 2.47 mm と一致すればよいことになる。

最下段の土壤含水率は、この有効雨量推定計算の過程における推定値を、参考のために示したもので、降雨の継続により漸増し、降雨の終了後はなだらかな減衰を示す。

この有効雨量の推定法は、降雨の時系列から、増水曲線を推定する場合などの一段階として用いられるものであるが、流域降雨量の把握における誤差、流量観測における誤差、あるいは直接流出量分離法における問題点などを勘案すれば、どうしても、ある程度の誤差は避けられないことから、ここで得られた推算結果は、実測値との一致度合が高く、ほぼ良好なものと判断される。

第5節 有効雨量に及ぼす森林伐採の影響

前節までで、足尾試験流域を例として、山地小流域における有効雨量の推定法について述べたが、次に、森林伐採が山地小流域の有効雨量に及ぼす影響について、宝川試験地の初沢小試験区2号沢、釜淵試験地2号沢を例にとって述べる。

この二つの小流域の林況とその変遷については、第1章で述べたとおりである。

森林伐採が流出に及ぼす影響は、伐採直後に最も大きく、植生の再生に伴って逐次減少していくことが、既往の研究³⁴⁾で明らかにされていることもあり、伐採の影響の最も顕著に現れる伐採直後の3年間を解析の対象にとり、それと同じ長さの期間を伐採前にとった。

なお、比較のため、宝川試験地では、初沢小試験区1号沢についても、2号沢の伐採前後と同じ期間を解析した。

(1) 森林伐採前後における γ , f_c , z , β について

宝川試験地初沢小試験区2号沢の伐採前後、基準流域の1号沢、および釜淵試験地2号沢の伐採前後について、足尾試験流域の場合と同じ方法により、平均降雨強度別の損失量曲線を求めたものを、Fig. 15 (1)～(6) に示す。

この三つの小流域の降雨観測資料のうち、宝川試験地初沢小試験区1・2号沢の分は、観測基地のものをを用いているため、雨量計が転倒バケット式で、0.5 mm 単位であり、また、釜淵試験地2号沢は年代も古いので、サイホン式の貯留型自記雨量計で、0.1 mm 単位の資料となっている。

雨量の測り方が異なると、降雨の継続時間の表れ方が異なってくるので、異なった試験流域の資料を同じ尺度で解析し比較できるように、各試験流域とも、降雨資料は、転倒バケット式 1 mm の雨量計で観測したと仮定した場合の時間配分に換算した。

このことは、以後の解析のすべての場合に共通している。

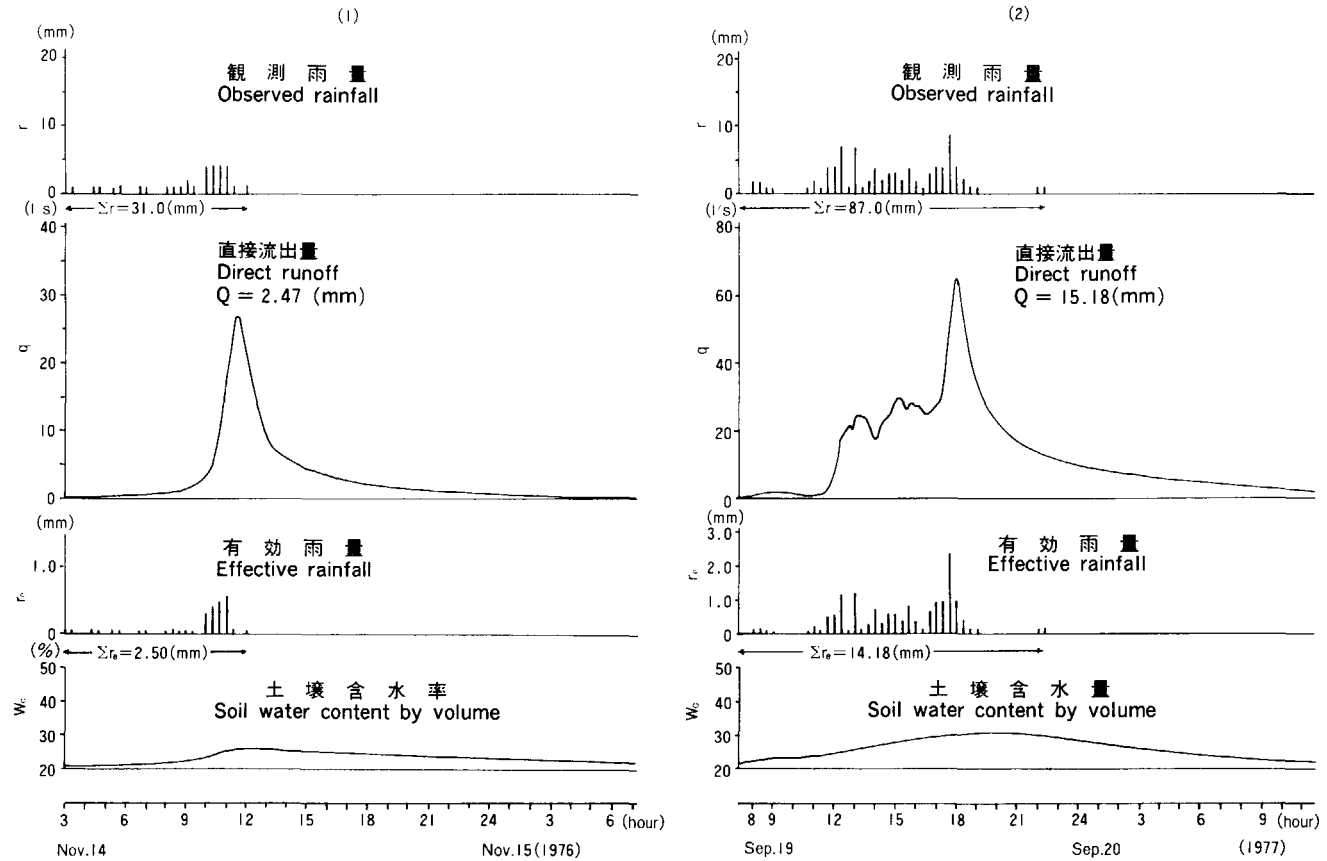


Fig. 14. 有効雨量の推定例
Example of estimated effective rainfall.

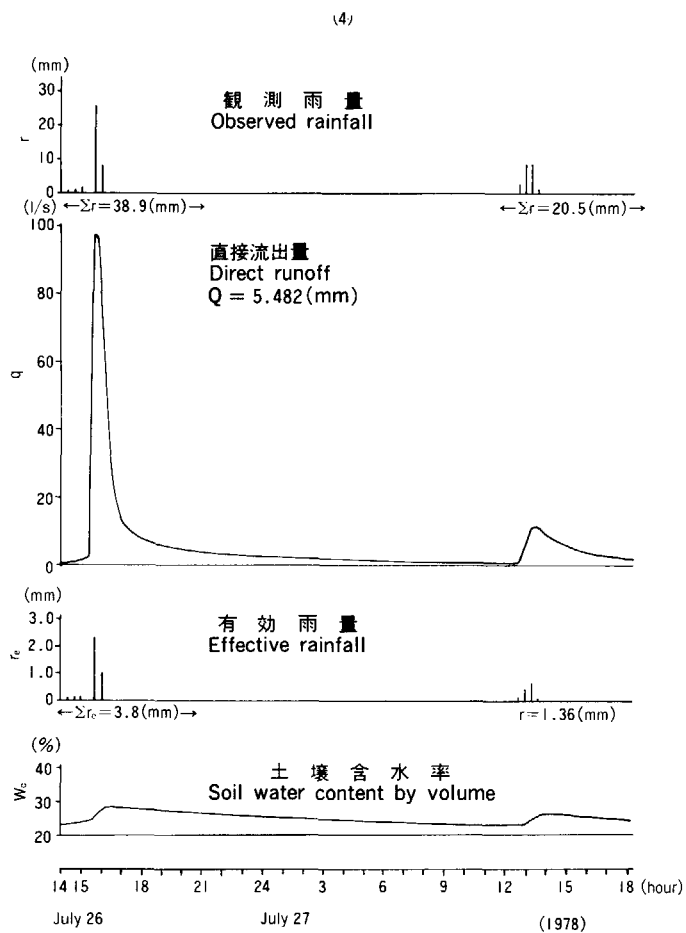
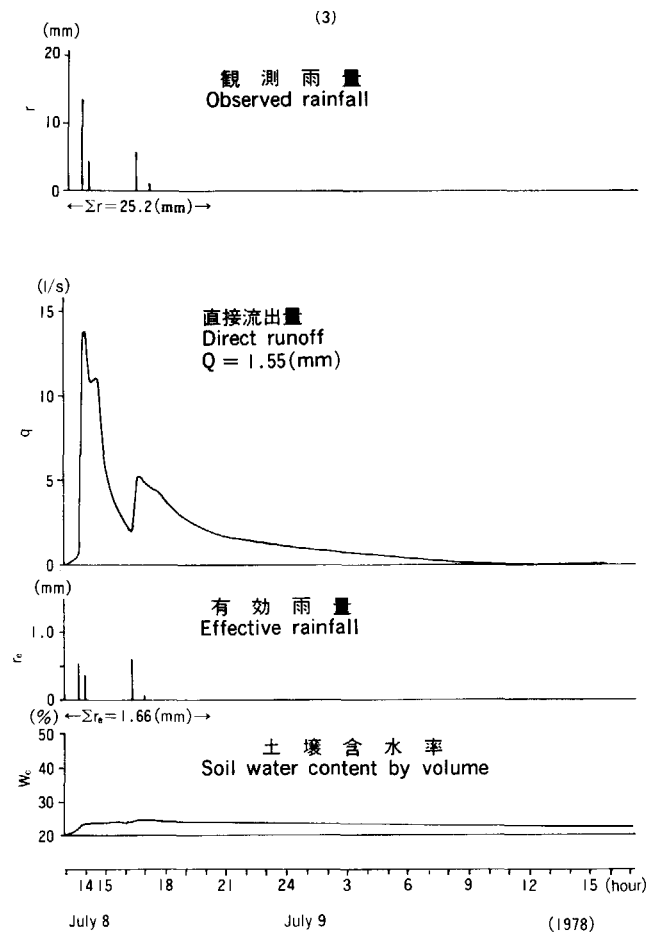


Fig. 14. (つづき) (Continued)

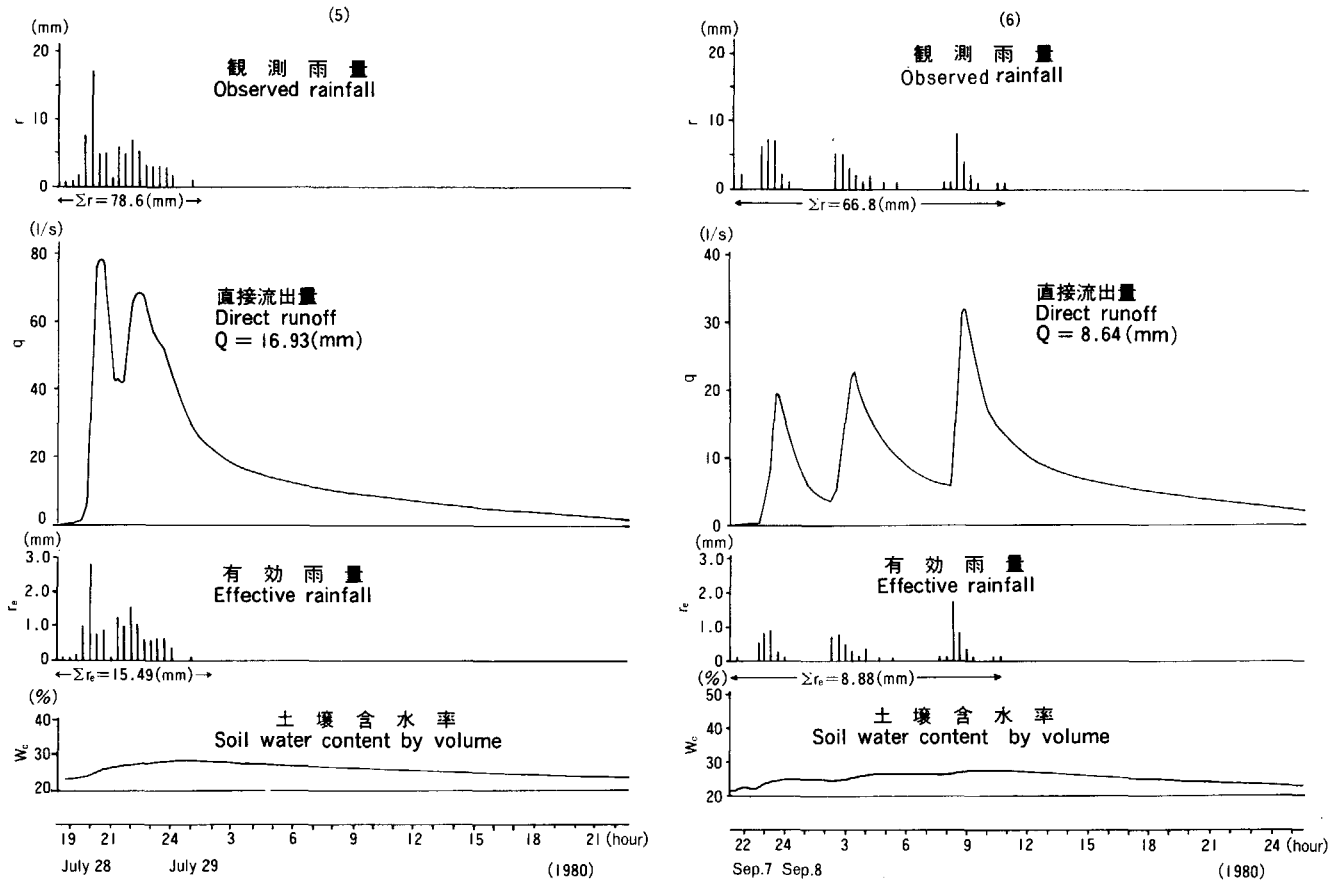


Fig. 14. (つづき) (Continued)

Fig. 15 (1)~(6) において、降雨強度と減衰係数 k との関係は、Fig. 16 (1)~(3) に示すとおりである。
(16) 式と同様に、

$$k = \gamma(r - f_c)z \quad \dots\dots\dots(16')$$

とおき、各試験流域別に、 γ , f_c , z を求めると、Table 4 のような結果が得られた。

初沢小試験区 2 号沢、釜淵試験地 2 号沢とも、伐採前には広葉樹が主体の森林で、森林蓄積もあまり多くはなく、したがって、伐採による影響もそれほど大きくはない。

初沢小試験区 1 号沢は、基準流域であるため伐採は行われていないが、観測開始初期に比べ、林木がかなり生長しているため、同じ有林状態であっても、森林の影響は後期の方が大きくなっていることが、相違を生じさせている理由と考えられる。

また、1 号沢は、2 号沢に比べ土層が厚く浸透もよい。菊谷ら²⁷⁾が、簡易弾性波探査器による流域保水量の推定をしたところ、2 号沢 440 mm に対して、1 号沢は 1620 mm となっており、こうした土層条件の相違が、これら流出特性の相違となって表れ、1 号沢は、足尾試験流域に最も近い値を示している。

Table 4 で、小流域別に、 γ , z は伐採前後で変わらず、 f_c だけ変わるという考え方にたっているが、これは、損失量に及ぼす森林の影響が、降雨強度の増大に伴って、逐次減少していくことを意味し、経験的な事実からみても合理的である。

次に、足尾試験流域の場合と同様に、降雨継続時間と k との関係を検討する。

足尾試験流域の検討結果から、 γ は降雨継続時間に関係せず、一定とみなしてもよいから、Table 4 の値を用い、(19) 式に準じて、降雨継続時間と z との関係を求めたものを、次に示す。

Table 4. 流域別、処理状況別の浸透能減衰係数関係のパラメータ
Value of parameter concern to the estimation of the
extinction coefficient of infiltration capacity.

試 験 流 域 Watershed		処 理 状 況 Treatment of forest	r	f_c (mm/20min)	z	β
宝 川 試 験 地 Takaragawa experimental site	初 沢 小 試 験 区 2 号 沢 Shozawa No. 2 watershed	伐採前 Forested	0.089	0.65	0.313	0.01~0.02
		伐採後 Cleared	"	0.50	"	"
	1 号 沢 Shozawa No. 1 watershed	前期 (有林) First period (Forested)	0.040	0.80	0.346	0.1~0.15
		後期 (生長後) Second period (Grown)	"	0.90	"	"
釜 淵 試 験 地 Kamabuchi experimental site	釜 淵 2 号 沢 Kamabuchi No. 2 watershed	伐採前 Forested	0.081	0.70	0.315	0.005~0.015
		伐採後 Cleared	"	0.60	"	"
(足 尾 試 験 流 域) Ashio watershed		無林地 Forest lost	0.0148	0.80	0.360	0.003~0.015

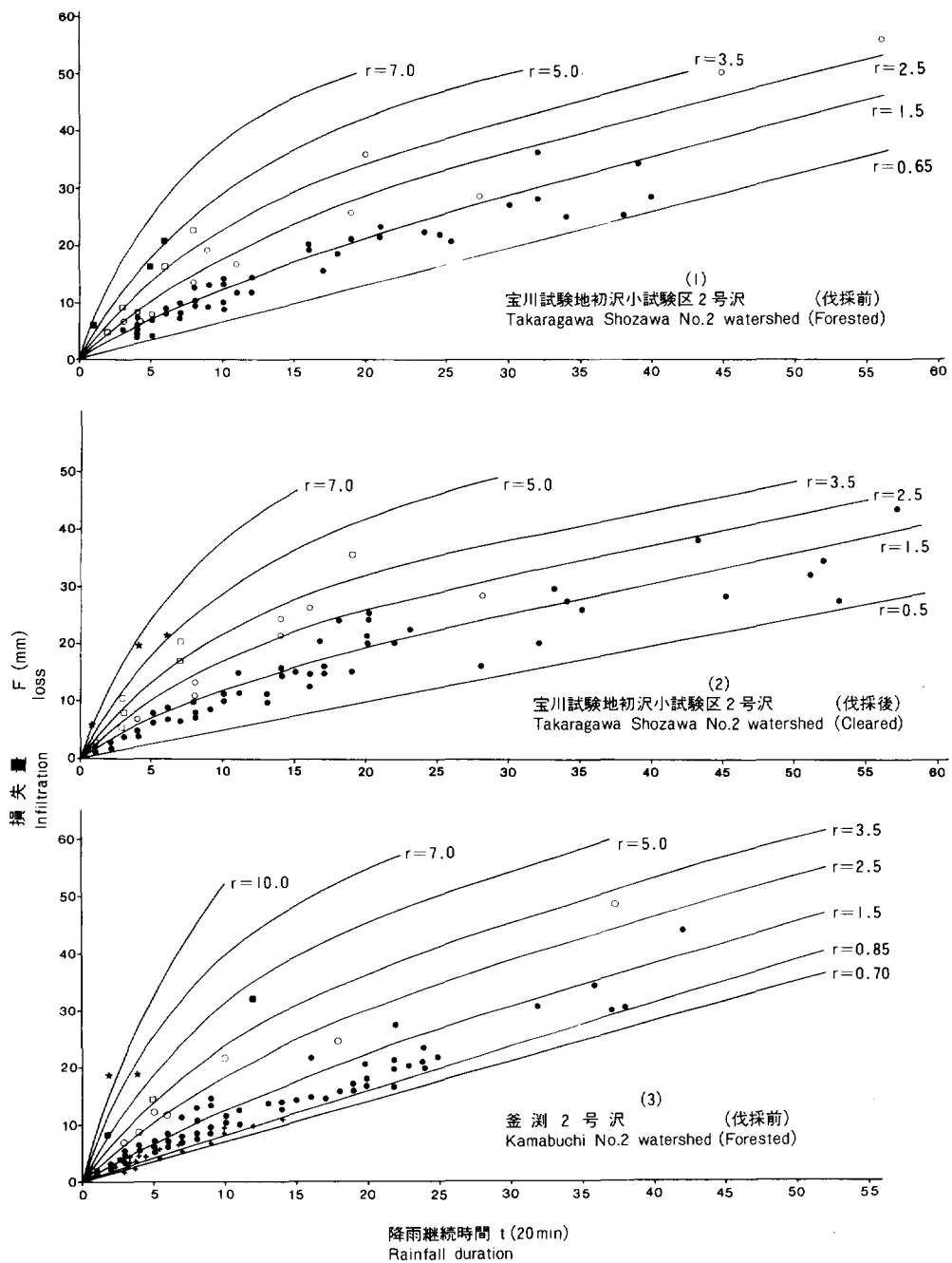


Fig. 15. 平均降雨強度別の損失量曲線
Mass curve of infiltration loss for each rainfall intensity.

Note) # $6.0 \geq r > 4.0$ ★ $8.0 \geq r > 6.0$
○ $3.0 \geq r > 2.0$ □ $4.0 \geq r > 3.0$
+ $1.0 \geq r$ ● $2.0 \geq r > 1.0$

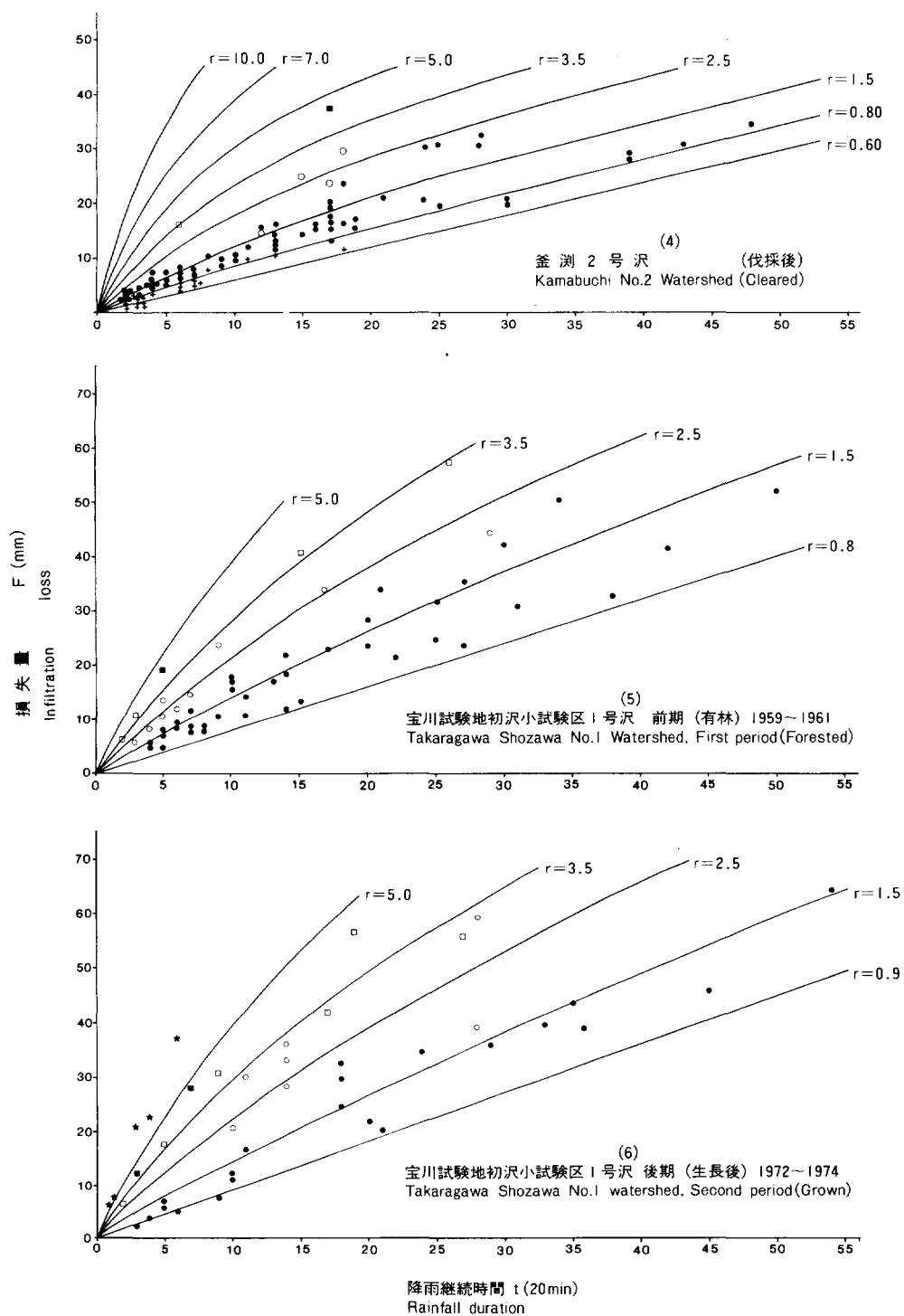


Fig. 15. (つづき) (Continued)

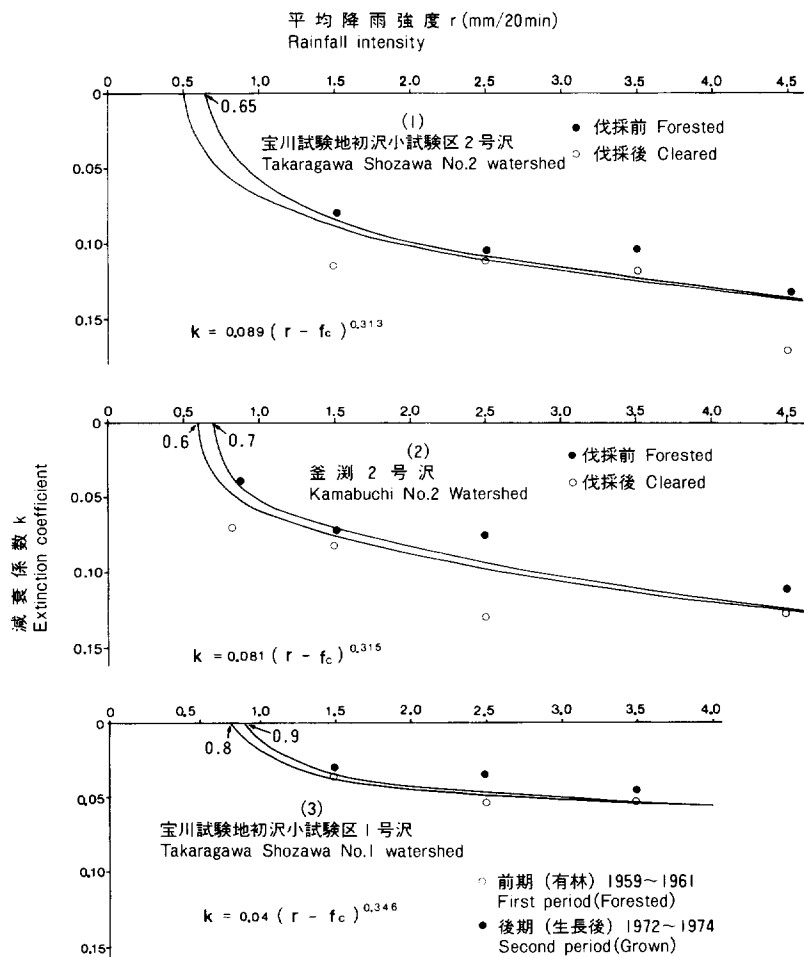


Fig. 16. 平均降雨強度と減衰係数の関係

Relation between average rainfall intensity and extinction coefficient.

宝川試験地

初沢小試験区2号沢 $z = 0.605 e^{-0.055t}$ (41)

1号沢 $z = 0.700 e^{-0.042t}$ (42)

釜淵試験地

釜淵試2号沢 $z = 0.621 e^{-0.064t}$ (43)

足尾試験流域 $z = 0.717 e^{-0.0314t}$ (19')

(41), (42) 式では, 両試験流域とも, 式の形を伐採前後とも同じとみなしたが, これは, 解析の結果から相違を見いだすことができなかったためである。

Fig. 15 (1)~(6)で, f_c は t - F 関係を表す線のうちのいちばん下の直線の降雨強度に当たるが, Fig. 15 (1), (2) および Fig. 15 (3), (4) で, 伐採の前後にみられる f_c の差は, 流域全体としてみた場合の森林伐採の影響で, 主として森林による遮断現象によるものとみなすことができる。

また、Fig. 15 (5), (6) にみられる解析期間の相違による f_c の差も、同様に林木の生長による遮断量の増加が主な原因とみなしてよからう。

これら f_c の値と林況との関係は、今後の研究テーマとして重要であると考えられる。

無降雨期間における土壌の含水率の減衰係数 β を、足尾試験流域の場合と同じ方法で求めてみると、宝川試験地初沢小試験区 2 号沢では、伐採前後とも 0.01~0.02、1 号沢はやや大きく 0.1~0.15、釜淵試験地 2 号沢は 0.005~0.015 程度の値を示した。

β は、土壌および基岩の含水状態の変化を示すものと考えうるから、森林伐採による影響は少ないと考えてよく、したがって、伐採前後を通じて同じ値を用いることにした。

（2）流域の林況と有効雨量

足尾試験流域、宝川試験地初沢小試験区 1・2 号沢、釜淵 2 号沢の四つの小流域の γ , z , f_c , β などの解析結果から、直ちに小流域の林況と有効雨量との関係を一般化することは無理があるが、Table 4 は、林況と各パラメーターに関する一応の傾向を示しているものと考えられる。

前述のように、宝川試験地初沢小試験区 2 号沢、釜淵 2 号沢は、いずれも、流域内の土壌が浅く、そのことが浸透能を低くしているものと考えられる。これに対して、初沢小試験区 1 号沢は、土層が厚いため、高い浸透能とともに、その回復も早い。

足尾試験流域は、土壌が流亡し、基岩が露出しているような流域で、常識的には浸透能は低いはずであるが、逆の結果を示している。

これは、山体の基岩に割れ目が多く、透水性が高いことによると考えられる。しかし、浸透能の回復に関する β の値は小さく、釜淵 2 号沢と近いが、これは土層のないことによる相違と考えられる。

他の小流域においても、浸透能の減衰係数、および浸透の回復に関するパラメーターの値は、これら四つの小流域の示す各パラメーターの値の範囲と、その上下をいくらか越える程度の範囲ではないかと考えられる。

また、森林伐採による影響は、(16) 式における f_c の変化として表せることになる。

そこで、これらの解析結果を総合し、有効雨量推定計算パラメーターとして、次の Table 5 を提案する。

足尾試験流域の植生と土壌は特異なものであるが、その点を除けば、わが国には水文的条件からみてこれら試験流域と類似の山地小流域が多いとみてよいので、適用できる範囲はかなり広いと考えられる。

表中、土層の深い場合とは、A・B 層が厚く安定していて透水性のよい場合で、これには当然 C 層と基岩の特性も含むことになる。

普通の場合とは、一応、A, B 層合わせて 1 m 程度を標準とし、基岩の透水性を併せて判断する。浅い場合とは、A 層, B 層合わせて 0.5 m 程度以下で基岩も浅く、不安定な場合である。

流域土壌の理学性に関する W_f , W_s , W_c については、流域の土壌または土壌の特性に基づいて、足尾の例に準じて定めればよい。

(5) 式で用いる流域土壌の水文特性にかかる係数 n は、一般に 1 とおいて差し支えない。

これらの各数値と、降雨量の時系列が与えられれば、有効雨量の時系列が求められることになる。

第 III 章 山地小流域における増水曲線の推定

第 1 節 流出モデルの選択と単位図法の意義

Table 5. 流域条件と、有効雨量のパラメーター
Value of parameter for the estimation of effective
rainfall by the different watershed condition.

流域条件 Watershed condition	r	f_c (mm/20 min)		z	β
		伐採前 Forested	伐採後 Cleared		
土層の深い場合 (1.5 m 以上) Big water holding capacity (horizon > 1.5 m)	0.015	0.95	0.80	$0.70 e^{-0.05t}$	0.02
普通の場合 (1.5 m ~ 0.5 m) Middle water holding capacity (horizon 1.5 ~ 0.5 m)	0.05	0.75	0.65	"	0.01
土層の浅い場合 (0.5 m 以下) Small water holding capacity (horizon < 0.5 m)	0.09	0.55	0.50	"	0.003

流域に降った雨水が流域の出口へ流出する過程を解析することが、流出解析であるが、その目的は、降雨の時系列から流量の時系列を推定することである。

そのためには、まず、試験流域において適当な流出モデルを選んで、モデルのパラメーターを用いて、その流域における任意の降雨から流量を推定し、モデルの適合性を検証する必要がある。

流量観測資料のない流域で、降雨観測の資料から流量を推定するためには、多くの試験流域について、流出モデルのパラメーターを求め、それらのパラメーターと流域因子との関係を定式化し、モデルを一般化していく必要がある。

流出解析には、短期的な洪水流出を対象とする場合と、地下水流出など長期的流出を対象とする場合とがあり、解析の手法としては、単位図法、貯留法、雨水流法の三つに大きく区分されている。

山地流域の流出解析の手法としては、森林施業、あるいは治山などの立場から、流域の流出機構、あるいは個別の水文現象との結びつきのよいものが望まれるが、実際には、どの手法にもブラックボックス的な部分が含まれるため、理論の明解さ、使いやすさなどの面も含めて判断する必要がある。

本章では、山地小流域の洪水流出を解析の対象としてとりあげ、手法としては単位図法を用いた。

単位図法は、1932年に SHERMAN⁴⁵⁾によって提案されて以来、今日まで発展的な多くの研究が進められているが、理論が比較的単純で、理解しやすいという長所があり、そのことが、単位図法を今日まで発展させてきた大きな理由と考えられる。

単位図法は、手法としてはブラックボックス的なものに属するため、森林施業、あるいは治山的な面からの利用には結びつきにくいとする見方もあるが、従来の研究では、単位図の解析的な検討が必ずしも十分でなかったと考えられることもあり、また単位図法の適用の前提となる有効雨量の推定法に、林況、地況をパラメーターとして取り入れてあれば、問題の解決がかなりの程度まで可能であるとみられることから、手法として用いることにしたものである。

ここでいう山地小流域は、面積が 20～30 ha 程度以下の流域であって、降雨条件もおおむね一様と考えられ、森林の施業の単位、あるいは治山工作物の設計対象となるような場合も多く、こうした流出解析手法の利用の場が多いと考えられる。

(1) 単位図の基本的性格と山地小流域への適用

SHERMAN⁴⁵⁾によって、経験的事実から導かれた単位図についての三つの仮定は、次のように要約されている²⁶⁾。

1) 基定長一定（独立仮定）

流域に降った実効降雨の継続時間が等しければ、その量のいかにかわらず、流出時間は等しい。

2) 縦軸比例（比例仮定）

流域内の実効降雨の継続時間が等しければ、直接流出の全量は、この継続時間内の実効降雨に比例し、流出量の時間的配分率は、流出量のいかに関係なく常に一定である。

3) 相重（累加の仮定）

実効降雨の継続時間を、単位実効降雨の継続時間ごとに分割して、単位時間ごとの実効降雨量に応じたハイドログラフを単位時間ごとに遅らせて並べ、全部のハイドログラフの縦軸を加算して、最終的なハイドログラフを求めうる。

ここでいう実効降雨は、有効雨量と同義と考えられる。この相重が成り立つためには、降雨と流出の関係が線形でなければならないが、実際の降雨と流出の関係は非線形であり、それは有効雨量と流出との関係についても同様と考えられるため、この仮定は厳密には成立しないとされている。しかし、誤差はそれほど大きくないことから、実用的な価値が認められていると考えられる。

単位図の理論は、アメリカで、河川予報にとって重要な方法となっているといわれ、わが国でも流出解析の手法の基礎理論として幅広く活用されている。しかしながら、アメリカで単位図法の適用される河川の流域面積は大きい場合が多く、例えば、SHERMAN⁴⁵⁾が1932年の論文でとりあげている Muddy River は、753 平方マイル (195000 ha) もあり、これに対して、わが国の河川は規模が小さく、降雨特性も複雑であるから、SHERMAN⁴⁵⁾の理論を適用するに当たっては問題も多く、実用性を高めるための研究が必要であると考えられる。

単位図法は、流出解析法の中心的な位置を占め、SHERMAN⁴⁵⁾の理論の基礎として、さまざまな改良が加えられながら発展してきている。

わが国で、単位図法が実用に供されたのは、中安による千代川への適用³⁵⁾が初めてとされているが、山地流域における単位図の適用としては、石原らが由良川などに適用した例¹⁷⁾¹⁸⁾¹⁹⁾²⁰⁾がある。

由良川では、解析の対象となった流域の面積が、小さい場合でも 57.80 km² あり、本研究における山地流域とは面積規模が異なるので、解析結果の直接の比較はできないが、降雨の条件により単位図が異なっていることを明らかにし、SHERMAN⁴⁵⁾の理論について問題点を提起している。

面積規模が比較的小さい場合の研究例として、BRATER⁴⁾が、Bent Creek, NC., Coweeta, NC., Copper Basin, TN. における、面積 4.24 acre から 773.95 acre の 22 の流域において、単位図を求めた例があるが、流量配分図において、ピークの配分率が、流域面積の増加に伴い小さくなること、森林、草地、裸地などの土地利用によっても配分率に差が表れることなど、主として流域因子との関係を取りあげており、降雨条件との関係にはあまりふれていない。

山口⁵⁵⁾は、東京大学愛知演習林の白坂(88.5 ha)、数成(109.6 ha)の2流域において流量配分図を求め、流域因子の相違、なかでも森林の優劣による流量配分図の相違を明らかにしている。しかし、降雨条件に関しては、主たる検討の対象にはしていない。

(2) 流量配分図の推定

単位図法の発展過程は、降雨量と流出量の関係における非線形性に対して、より合理的に説明し、モデル化していくことにあったと考えてよいが、これには少なくとも、当初は、SHERMAN⁴⁵⁾の示した仮定に立ちもどって線形的な解析を進め、その矛盾点を検討しなければならないと考えられる。

単位図法の適用には、その前提となる有効雨量の推定が必要であり、この有効雨量の推定法と単位図法とは不可分の関係にあるが、この場合、有効雨量は前章に述べた方法によることはもちろんである。

足尾試験流域 Ashio experimental watershed 面積 Area 9.95 (ha)

[illegible]

SHERMAN⁴⁵⁾ の仮定に基づいて、有効雨量と直接流出量とから、統計的に単位図を求める方法として、早くから実用化されたものに、BERNARD の配分図法³⁾ とか、COLLINS の逐次修正法¹⁰⁾ などがある。

これらのうち、比較的計算法が簡単で明解な COLLINS の逐次修正法を取りあげることにした。

COLLINS の逐次修正法は、理論的には、どのような形の増水曲線の解析も可能であるが、複数のピークを有する複合形の増水曲線は、計算上の誤差が生じやすいので、ここでは、ピークが一つだけの単純形のものを選んで、解析を進めることにした。

また、逐次修正法に統計的な手法として誤差の理論を加え、誤差を最小にすることで、合理的な推定方法になるように工夫した。

COLLINS の法について解説された例は多いが¹⁾²⁵⁾、理解しやすいように、誤差の取扱いを含めた具体的な計算例を、Table 6 に示す⁷⁾。

以下、Table 6 の手順を説明する。

- ① 有効雨量は、第Ⅱ章第4節で述べたとおりである。
 - ② 直接流出量は、第Ⅱ章等3節で説明した方法により、増水曲線から基底流出量を分離したものを用いる。
 - ③ ①の有効雨量と②の直接流出量とにより、直接流出量を有効雨量の時間配分比に分ける。
- すなわち、

$$q_0 = \Sigma q \times \frac{r_e}{\Sigma r_e} (l/s) \quad \dots\dots\dots (44)$$

率 の 計 算
derivation.

⑤ 合 計 Total (l/s)	⑥ 差引値 Residual ②—⑤ q_{d1} (l/s)	⑦ 百分率 q_{d1} $\times \frac{100}{\sum q_{d1}}$ (%)	⑧ 当初仮定 配分率 1st trial (%)	⑨ 第2回仮 定配分率 2nd trial (%)	⑩ 第1回 推定流量 Calcu- lated	⑪ 誤 差 Error ②—⑩ E (l/s)	⑫ E^2	⑬ 標準誤差 S_y と 標準誤差の平 均流量に対す る百分率 p_s の計算 Calculation of S_y & p_s	⑭ 第4回仮 定配分率 4th trial (%)	⑮ 第20回仮 定配分率 20th trial (%)
1.13	0.43				1.39	0.17	0.0289	S_y $= \sqrt{\frac{\sum E^2}{N}}$ $= \sqrt{\frac{342.7612}{13}}$ $= 5.13$ p_s $= \frac{S_y \times N}{\sum q} \times 100$ $= 23.16(\%)$		
1.13	25.82	13.33	9.09	11.21	22.98	3.97	15.7609		13.0	13.0
9.18	45.45	23.46	9.09	16.27	42.27	12.36	152.7696		22.0	22.0
9.18	41.88	21.62	9.09	15.35	44.68	6.38	40.7044		16.2	16.0
9.18	30.81	15.90	9.09	12.50	38.36	1.63	2.6569		12.8	13.0
9.18	25.91	13.37	9.09	11.23	33.25	1.84	3.3856		12.0	12.0
9.18	19.05	9.83	9.09	9.46	28.54	-0.31	0.0961		9.0	9.0
9.18	10.53	5.43	9.09	7.26	22.66	-2.95	8.7025		6.0	6.0
9.18	4.00	2.06	9.09	5.58	17.43	-4.25	18.0625		4.0	4.0
9.18	0.11	0.06	9.09	4.58	13.91	-4.62	21.3444		3.0	3.0
9.18	-4.52	-2.33	9.09	3.38	10.77	-6.11	37.3321		1.0	1.0
8.05	-5.29	-2.73	9.09	3.18	8.94	-6.18	38.1924		1.0	1.0
8.05	-7.16				2.82	-1.93	3.7249			
100.98	187.02	100.00	100.00	100.00	288.00		342.7612		$s=0.09$ $p_s=0.4$ (%)	$s=0.02$ $p_s=0.1$ (%)

となる。

④ 流量の仮定配分率により、有効雨量の最大値以外の流量を計算する。この場合の仮定配分率は、自由に選んでよい。最も簡単な方法は、この例のように均等配分することである。

⑤ 時間別に④を計算する。この合計には、有効雨量の最大値に対応する流出量は含まれていない。

⑥ ②から⑤を差し引く。

⑦ ⑥の時間別の百分率を求める。

⑧ ④で求めた当初の仮定配分率を記入する。

⑨ ⑦と⑧の仮定配分率を平均し、第2回の仮定配分率を求める。

⑨で得られた仮定配分率を用いて、④からの計算を繰り返すと、計算結果が逐次修正され、ある一定の配分率が算出される。この配分率と最初の有効雨量の値とから、重ね合わせにより流量を計算すれば、その結果が②の直接流出量とほぼ一致することになる。

しかし、実際には、観測誤差などもあり、計算結果から得られた配分率に不自然な凹凸が表れたり、ときには負の配分率がでてくるような場合さえある。一応の判定基準としては、得られた配分率と有効雨量とによって算定された増水曲線と、実測の増水曲線とを比較し、各単位時間において、

$$q - q_1 = E \quad \text{.....(45)}$$

とおき、時間の単位数 N とから標準誤差を求めれば、

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum E^2}{N}} \quad \text{.....(46)}$$

となる。この S_y の平均流量に対する百分率を p_s とすれば、

$$p_s = S_y \div \frac{\sum q}{N} \times 100 (\%) \quad \text{.....(47)}$$

となり、必要精度の判断の基準とすることができる。⑪から⑬に、これらの計算例を示した。

足尾の試験流域の場合は、この p_s が0.5%以下になったときを、繰り返し計算中止の日途とした。

また、 p_s が0.5%以下にならない場合でも、計算回数は20回までとした。

Table 6 の計算例では、⑭で示すように4回の繰り返し計算で0.5%以下になり、さらに計算を繰り返して20回目になると、 p_s は0.1%になるが、配分率は4回までとあまり差がなく、したがって、4回程度まででもよいと考えられる。20回も計算を繰り返しても、なお p_s が0.5%以下にならないような場合は、計算を繰り返すことが無駄になるので中止することにした。

Fig. 17 に、求められた流量配分図を例示した⁷⁾。

降雨量、流出量における非線形性のほかに、水文観測精度などの問題も関係して、一定の形とはならず、各々の増水曲線ごとに異なった形をとっている。

石原ら¹⁷⁾は、単位図の変化の原因として、直接流出量の分離法、有効雨量の分離法、降雨の地域分布の差、降雨強度の変化などをあげているが、本章においてとりあげているような小流域の場合には、降雨の地域分布にはそれほど差はなく、前提となる直接流出量、有効雨量の求め方を肯定すれば、残るのは降雨強度とその変化ということになる。

MINSHALL³²⁾の研究結果も、降雨条件、なかでも降雨強度が単位図の変化の主なる原因とみなしている点は同様で、このことは前述した。

降雨条件と単位図との関係を解析するには、おのおのの関係因子をとってパラメータ化する必要がある。因子としては、いろいろなものが考えられるが、単位図形成に直接関係する単位時間の降雨強度が重要である。

流域の湿潤状態には、増水開始前の降量の影響が大きい、これは、有効雨量の計算因子として、すでにとりあげられている。

他方、単位図からとりあげられる因子としては、単位図の解析法と関連して考える必要がある。単位図の解析法としては、当初の半図式的方法から、総合単位図と呼ばれる SNYDER⁴⁶⁾、中安³⁵⁾、石原¹⁹⁾の方法や、佐藤⁴³⁾の流出関数による法、角屋の方法²⁵⁾など多くのものがあり、非線形単位図についても、計算機の発達とも相まって、いろいろと紹介されていることは周知のとおりである。

また、TVA で始められた Double triangle model²⁸⁾ など、手法の簡易明解さの故に、高い実用性を有するものもある。これらの方法は、それぞれ特徴があり、一概にその優劣を論ずることはできない。

本研究では、Fig. 17 の流量配分図の特徴をみながら、単位図を増水過程と減水過程に分け、流出成分と関連づけて解析する方法を検討した。

Fig. 17 をみると、各流量配分図は、増水ピークのあと、5～7 単位時間、すなわち、2 時間ほど経過すると、減衰係数が変化することがわかるが、これが河岸とか、その周辺の湿った部分からの早い流出成分の終わりを意味すると考えてよいことは、例えば、Double triangle model などにおける考え方でも同様であり、そのあとは、中間流出など、やや遅い流出成分によるものと考えてよかろう。増水開始からピークに至る部分は、一定の初期条件に応ずる減衰振動の初期の増加部分とみなすことにより、流出関数法の理論を適用することが、適当であると判断できる。

このピーク出現までの時間とピーク値とが、降雨条件によるものとみなし、その相関性を統計的手法により解析する。次に、それらの手順をのべる。

(3) 流出関数法による流量配分図の解析

流出関数法は、微小時間降雨による流出を、ピークをもつ簡単な時間の関数で表し、その合成によって、単位時間の降雨による流出を表そうとするもので、実測の降雨量、流出量の資料に基づいて、式中のパラメータの適値を求め、それによって任意の降雨による流出量の推定を行う。

流出関数の適用には、佐藤⁴³⁾、石原²⁰⁾の研究があり、その基本形を $d\tau$ の微小時間における単位強度の降雨について、

$$q_f = a' t e^{-at} \quad \dots\dots\dots(48)$$

q_f : 時間 t における流量

t : 降雨開始よりの経過時間

a' , a : 係数

で表している。これらの係数を、Fig. 18 に示す。

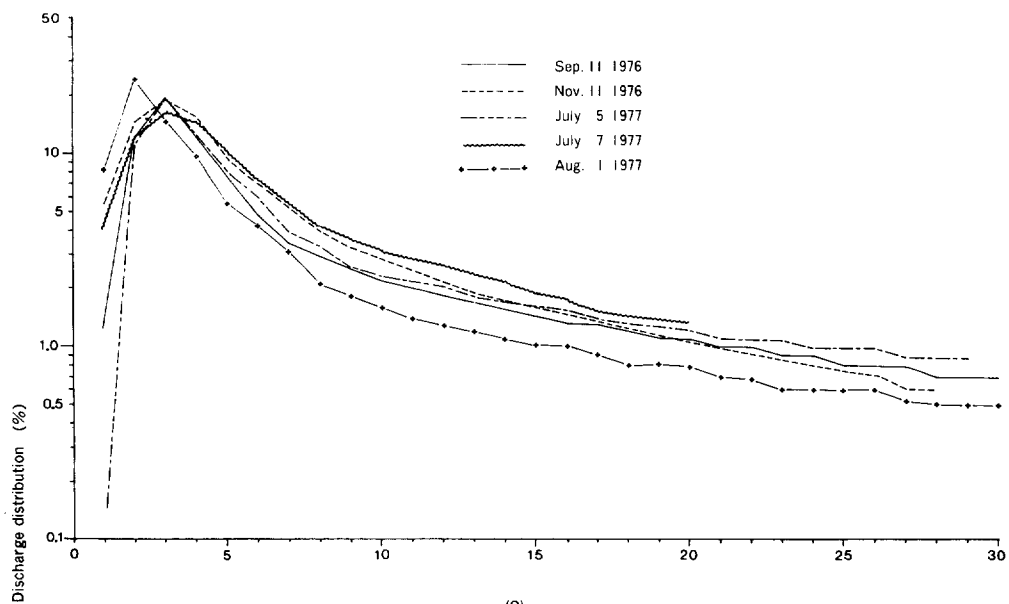
(48) 式で、流出係数を f' とし、流域面積を A 、有効雨量 $1 \cdot f'$ が流出量になるとして、

$$f' A 1 d\tau = \int_0^\infty A q_f dt = A a' \frac{1}{a^2} \quad \dots\dots\dots(49)$$

(49) 式より、

$$a' = f' 1 a^2 d\tau \quad \dots\dots\dots(50)$$

(1)



(2)

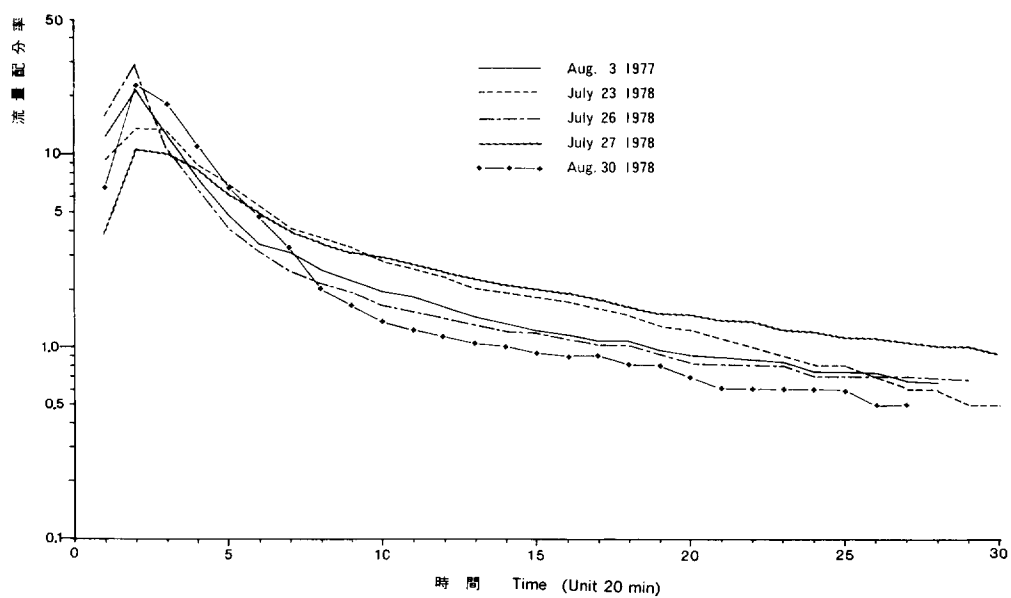


Fig. 17. 流量配分図
Distribution graph.

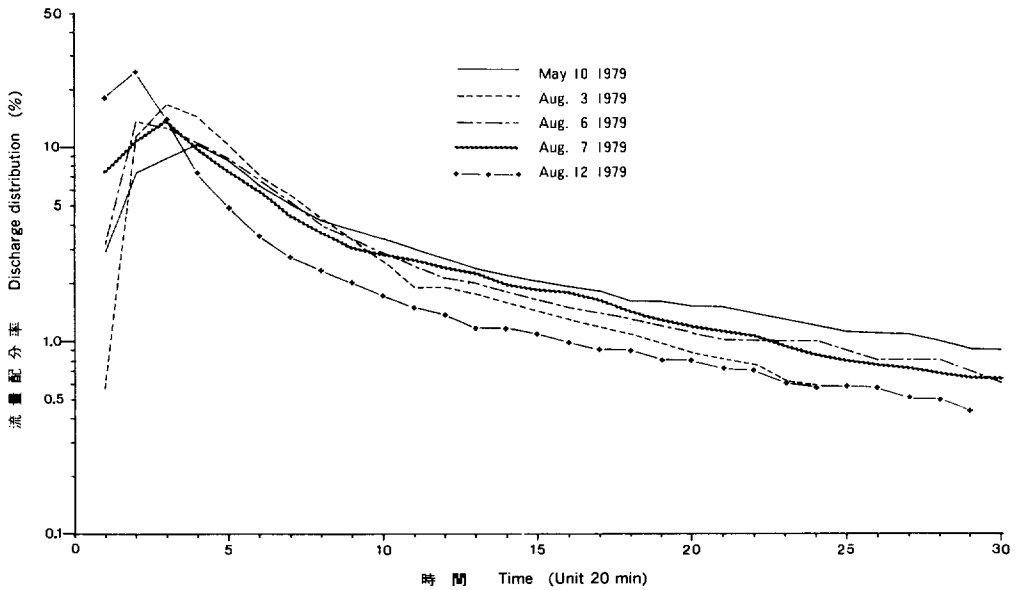


Fig. 17. (つづき) (Continued)

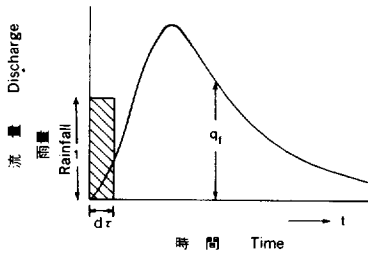


Fig. 18. 流出関数の因子
Factors of runoff function method.

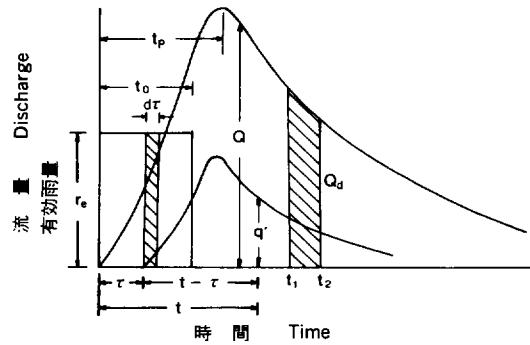


Fig. 19. 流出関数の合成
Composite of flood hydrograph.

(50) 式を (48) 式へ代入して, 降雨強度を mm/hr, 面積を ha, 流量を l/s とすると,

$$q_f = \frac{1}{0.36} f' \alpha^2 t e^{-\alpha t} d\tau \quad \dots\dots\dots(51)$$

強さ r_e mm/hr の有効雨量が t_0 時間続いたときの直接流出量は, Fig. 19 の時間 $d\tau$ の降雨による流量を q' として,

$$q' = \frac{r_e}{0.36} \alpha^2 (t - \tau) e^{-\alpha(t-\tau)} d\tau \quad \dots\dots\dots(52)$$

を時間 t について合成し,

$$Q = \int_0^{t_0} q' d\tau \frac{r_e}{0.36} \left\{ e^{-at'}(at'+1) - e^{-at}(at+1) \right\} \quad \left. \vphantom{\int_0^{t_0}} \right\} \dots\dots\dots (53)$$

$$t' = t - t_0$$

となり、ピーク出現までの時間 t_p は、

$$t_p = \frac{t_0 e^{at_0}}{e^{at_0} - 1} \quad \dots\dots\dots (54)$$

となる。(54) 式から、

$$\alpha = \frac{1}{t_0} \ln \frac{t_p}{t_p - t_0} \quad \dots\dots\dots (55)$$

となり、 α は降雨の継続時間 t_0 と、ピークまでの時間 t_p により定まる。したがって、(53) 式の Q の時間 t に対する関係は、 t_0 、 t_p により決定づけられることになる。

ピーク流量は、(53) 式において、

$$t = t_p \quad \dots\dots\dots (56)$$

$$t' = t_p - t_0 \quad \dots\dots\dots (57)$$

とおいて求めることができる。

なお、単位時間が1時間でなく、30分とか20分の場合は、 t_0 を変えればよいが、その単位時間を1におきかえて、降雨強度もそれに合わせて計算する方が実用上は便利である。

流出関数法では、増水ピーク以降の減水部分の単位図の形は、(53) 式により定まることになるが、前述のように、実測のハイドログラフから、COLLINS の逐次修正法で求めた単位図の形は、必ずしも (53) 式で表されるような曲線にはならず、むしろ、流域の水文特性によって異なっているとみる方がよいことは、Fig. 17 について検討したとおりである。

Fig. 20 で、変曲点までの減衰係数を k_1 、変曲点のあとを k_2 とおき、ピーク流量値の百分率を Q_{t_p} 、減衰係数の変化点の流量値の百分率を Q_{t_h} とおく。

単位図の増水開始からピークまでの縦軸は、

$0 < t < t_0$ で、

$$Q(\%) = (1 - e^{-at}(at+1)) \times 100 \quad \dots\dots\dots (58)$$

$t \geq t_0$ で、

$$Q(\%) = \{ e^{-at'}(at'+1) - e^{-at}(at+1) \} \times 100 \quad \left. \vphantom{\int_0^{t_0}} \right\} \dots\dots\dots (59)$$

$$t' = t - t_0$$

として求められる。

ピーク後の減水曲線は、変曲点までは、

$t_p \leq t \leq t_h$ で、

$$Q(\%) = Q_{t_p} e^{-k_1(t-t_p)} \quad \dots\dots\dots (60)$$

変曲点のあとは、

$t_h \leq t$ で、

$$Q(\%) = Q_{t_h} e^{-k_2(t-t_h)} \quad \dots\dots\dots (61)$$

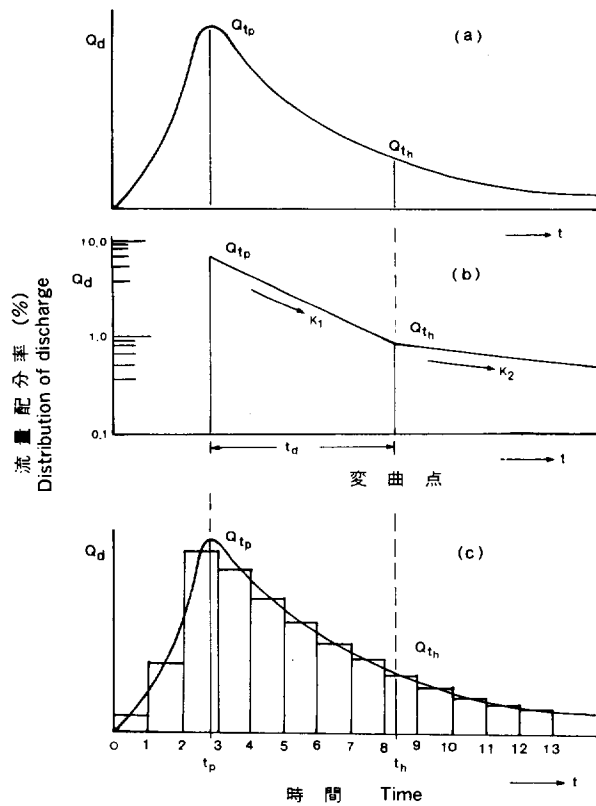


Fig. 20. 流量配分図の推定
Estimation of distribution graph.

として表される。したがって、それぞれの区間における $t_1 \sim t_2$ 間の分配率は、ピークまでは、 $0 < t < t_0$ で (58) 式から、

$$Q_d (\%) = \int_{t_1}^{t_2} \{1 - e^{-at} (at + 1)\} dt \times 100 \quad \dots\dots\dots (62)$$

$t \geq t_0$ で (59) 式から、

$$Q_d (\%) = \int_{t_1}^{t_2} \{e^{-at'} (at' + 1) - e^{-at} (\sigma t + 1)\} dt \times 100 \quad \left. \begin{array}{l} t' = t - t_0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (63)$$

ピーク後は、

$t_p \leq t \leq t_h$ で、

$$Q_d (\%) = \int_{t_1}^{t_2} Q_{t_p} e^{-k_1(t-t_p)} dt \quad \dots\dots\dots (64)$$

$t_h \leq t$ で、

$$Q_d (\%) = \int_{t_1}^{t_2} Q_{t_h} e^{-k_2(t-t_h)} dt \quad \dots\dots\dots (65)$$

となる。

単位図の配分率の合計は、

$$\sum Q_d (\%) = \sum_0^{t_p} Q_d + \sum_{t_p}^{t_h} Q_d + \sum_{t_h}^{t_n} Q_d = 100 \quad \dots\dots\dots(66)$$

t_n は、(61) 式からみれば、無限に長く続くことになるが、実用上は誤差の許容範囲内で適当な時間を区切っても差し支えない。

次に、各因子の求め方について述べる。

まず、 t_p であるが、これは洪水到達時間であるから、流域の面積、地形などとともに、降雨強度が関係する。

角屋ら²⁴⁾ は、丘陵山地流域河川の洪水到達時間実用推定式として、

$$t_p = CA^{0.22} r_e^{-0.35} \quad \dots\dots\dots(67)$$

t_p : 洪水到達時間 (min)

A : 流域面積 (km²)

r_e : 有効降雨強度 (mm/hr)

を提案し、 $C=290$ としているが、(67) 式は、特定の流域については面積が一定であるから、

$$t_p = c_p r_e^{-\rho} \quad \dots\dots\dots(68)$$

とおくことができ、流域面積、地形などから定まる係数 c_p と、有効降雨強度にかかる係数 ρ によって、 t_p が求められることになる。

山地小流域においては、(68) 式による推定が適当と考えられるので、足尾の試験流域においても、これらのパラメーターを求めることにした。

Fig. 17(1)~(3) で示した流量配分図では、配分率の最大となる単位時間のなかで、 t_p の表れる位置がわからないので、Fig. 20(c) のように、ヒストグラムに合わせて自然な形になるように曲線を描き、 t_p の位置を推定する。次に、単位図のピークの形成に直接的に影響する有効降雨強度 r_e の最大値 $r_{e \max}$ を求めて、 t_p との関係を見ると、Fig. 21 のようになる。

(68) 式のパラメーターを求めると、

$$t_p = 2.60 r_{e \max}^{-0.29} \quad \dots\dots\dots(69)$$

t_p : 単位図のピーク時間 (20 min)

$r_{e \max}$: 最大有効降雨強度 (mm/20 min)

となった。用いた流量配分図は、15 個であり、相関比は 0.74 が得られた。

k_2 は、各流量配分図とも近似しており、0.06 が得られた。

流量配分図のピークから変曲点までの期間、すなわち、 $t_h - t_p = t_d$ は、6 単位時間 (2 時間) とみなした。

残った k_1 であるが、(60) 式で t を t_h とおくと、

$$Q_{t_h} = Q_{t_p} e^{-k_1 t_d} \quad \dots\dots\dots(70)$$

(64) 式で、 $t_1 = t_p$ 、 $t_2 = t_h$ とおき、(65) 式で、 $t_1 = t_h$ 、 $t_2 = t_n$ として (66) 式へ代入すると、

$$\sum_0^{t_p} Q_d + \int_{t_p}^{t_h} Q_{t_p} e^{-k_1(t-t_p)} + \int_{t_h}^{t_n} Q_{t_p} e^{-k_1 t_d} e^{-k_2(t-t_h)} dt = 100 \quad \dots\dots\dots(71)$$

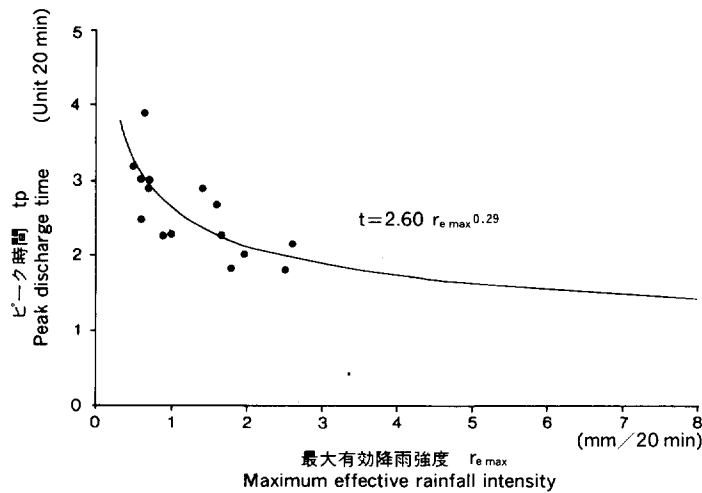


Fig. 21. 最大有効降雨強度とピーク時間

Relation between maximum effective rainfall intensity and peak discharge time.

(71) 式は,

$$\sum_0^p Q_d + Q_{t_p} \left[e^{-k_1 t_d} \left\{ -\frac{1}{k_1} - \frac{1}{k_2} (e^{-k_2(t_n - t_h)} - 1) \right\} + \frac{1}{k_1} \right] - 100 = 0 \quad \cdots (72)$$

となり、未知数は k_1 だけとなるから、(72) 式から k_1 を求めれば流量配分図が完成できる。

なお、(72) 式を解く場合、 k_1 の直接解は得られないので、非線形方程式の近似解法を用いることにし、NEWTON-RAPHSON 法を適用した。NEWTON-RAPHSON 法については、第Ⅱ章、第4節、(3) で説明したので、ここでは省略する。

以上によって、単位図の計算に必要なパラメーターはすべて得られるので、(62)～(65) 20-(c) 式により、各単位時間の配分率を計算することができる。ピークの現れる単位時間については、Fig. 20-(c) のように、 Q_{t_p} の前後に区分して、(63)、(64) 式で計算し、合計すればよい。

同様に、減衰係数が k_1 から k_2 へ変わる Q_{t_h} の現れる単位時間についても、(64)、(65) 式で計算し、合計すればよい。

第2節 山地小流域における増水曲線の推定手順と推定例

(1) 増水曲線推定の手順

Fig. 22 に、増水曲線の推定のためのフローチャートを示す。

① の有効雨量は、第Ⅱ章で述べた方法により、時系列として与えられ、その有効雨量の降雨条件から推定される流量配分図とにより、重ね合わせによって増水曲線を推定す。

(2) 増水曲線の推定例

推定例を、Fig. 23-(1)～(6) に示す。

この算定方式では、特定の山地小流域において、降雨開始前における流域の土壌水分状態と降雨条件が

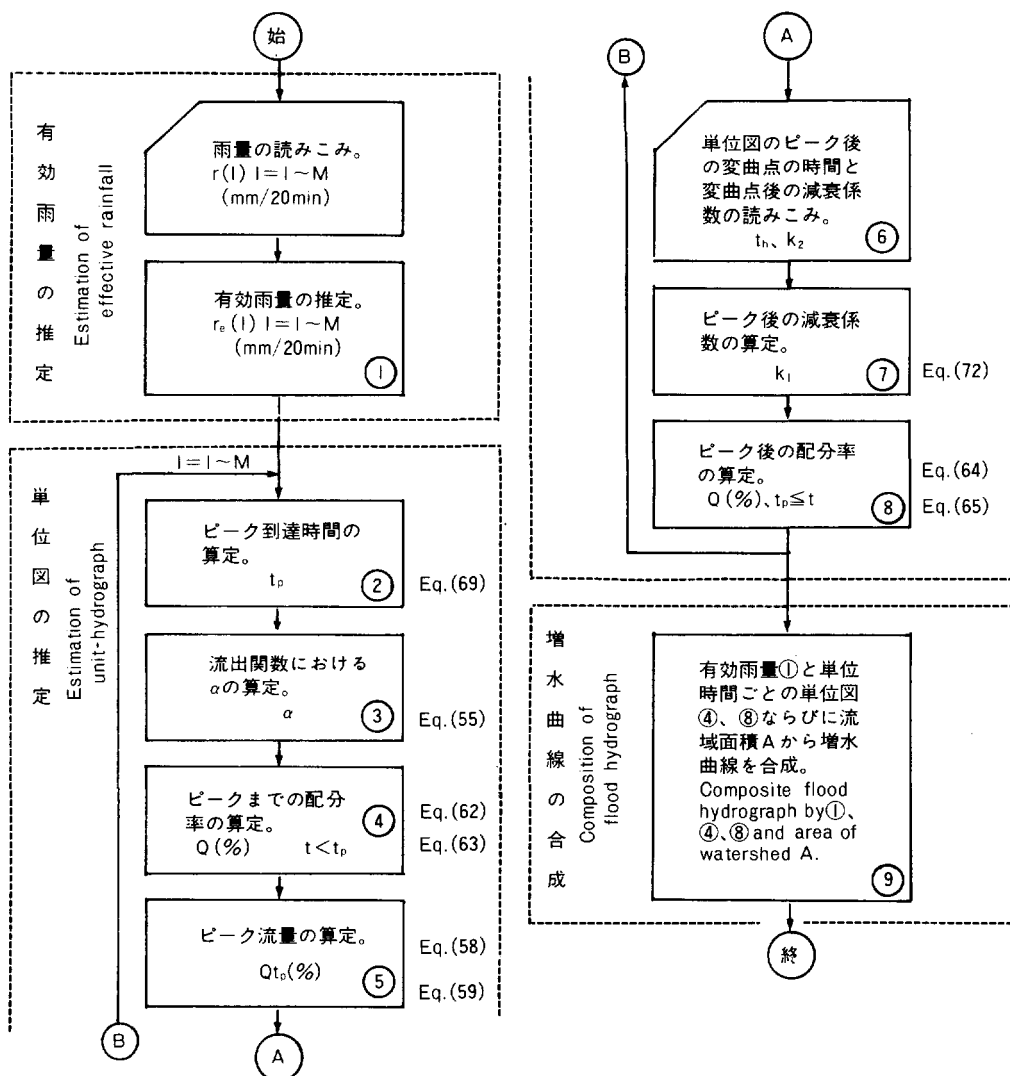


Fig. 22. 増水曲線推定のフローチャート
Estimation of flood hydrograph.

与えられれば、増水曲線が算定でき、しかも、一つの増水だけでなく、連続した増水曲線の推定が可能である。

第3節 流域条件と増水曲線

本節では、流域条件の相違による単位図の変化、ならびに、増水曲線への影響について、前述の足尾試験地に加えて、宝川試験地初沢小試験区2号沢、釜淵試験地2号沢を例として検討する。

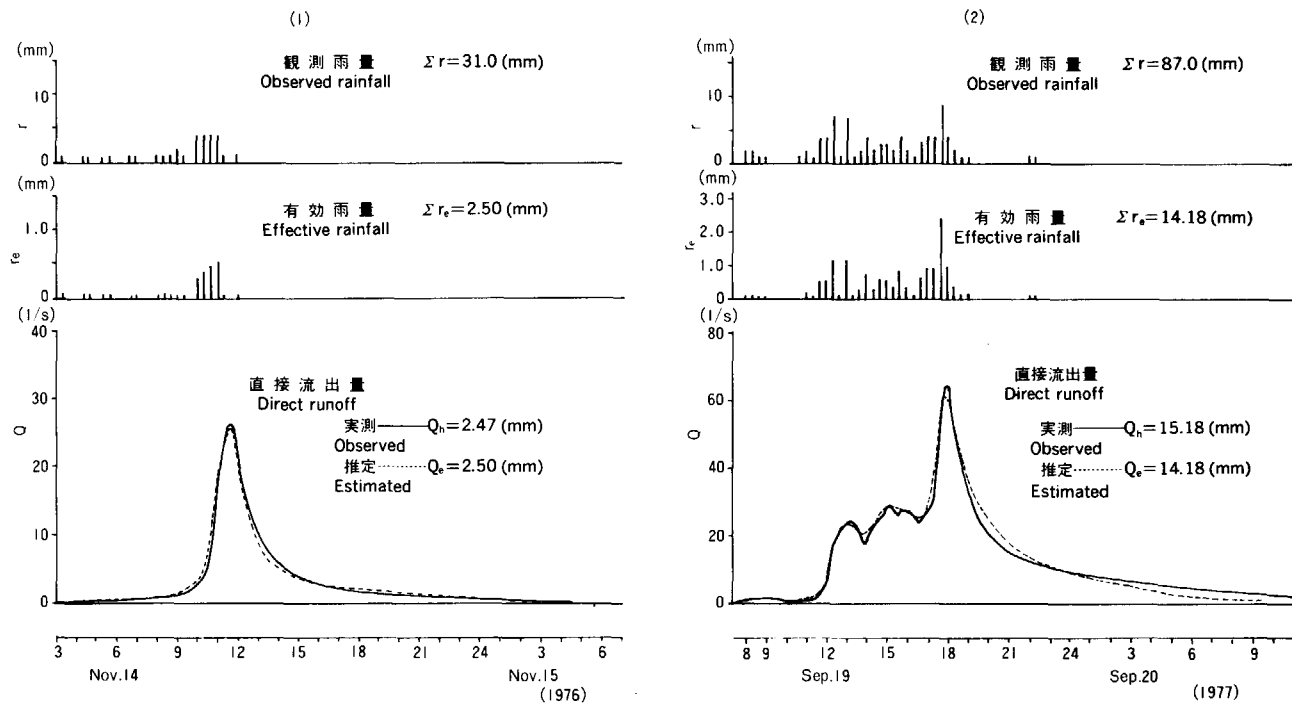


Fig. 23. 実測ハイドログラフと推定ハイドログラフの比較
Comparison of observed hydrograph with estimated hydrograph.

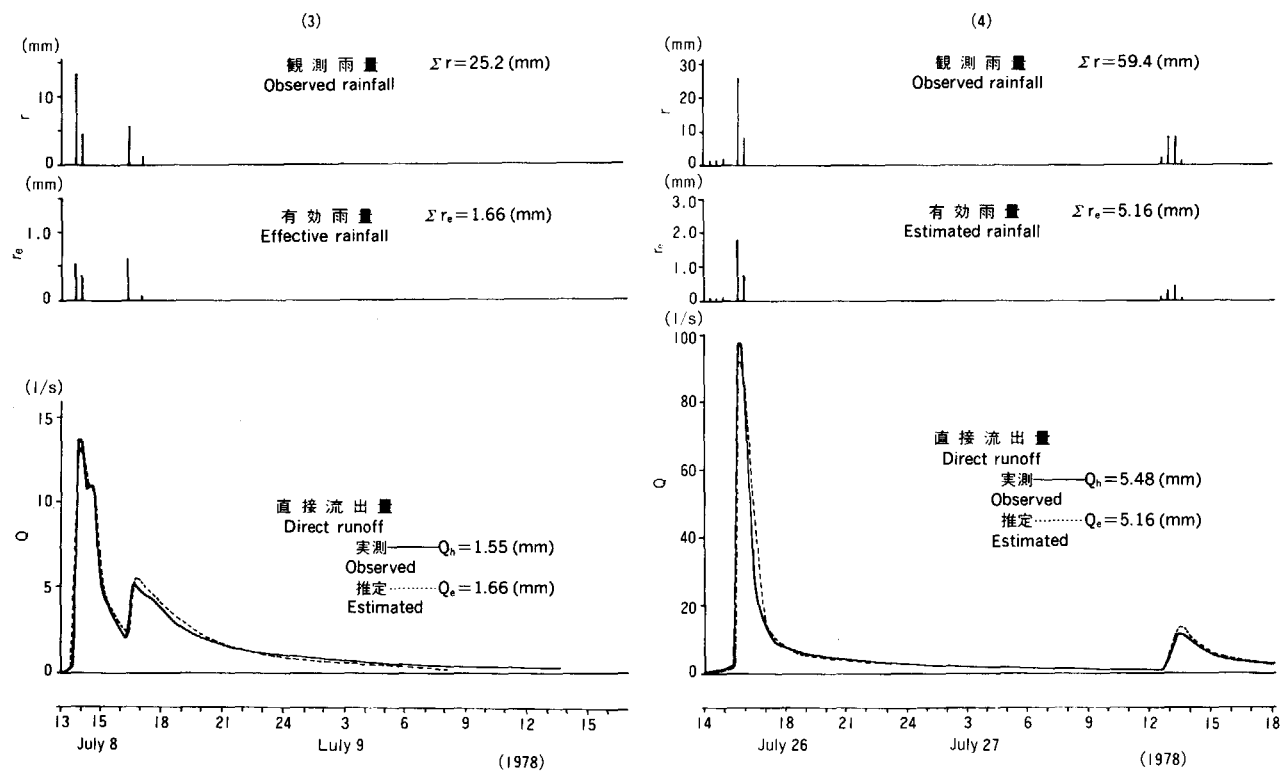


Fig. 23. (つづき) (Continued)

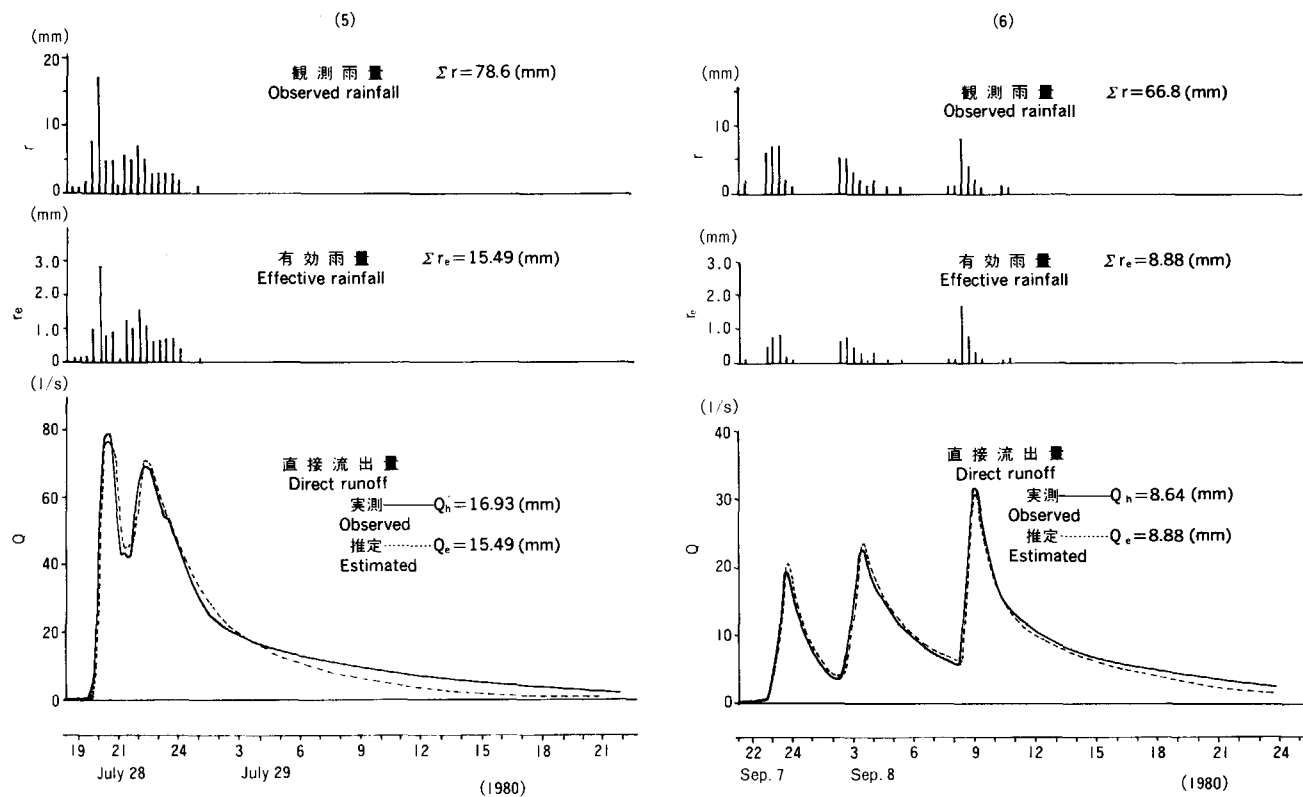


Fig. 23. (つづき) (Continued)

(1) 流域条件と単位図

山地流域が、地形、地質、土壌、植生などの諸条件で変化に富むことは、最初に述べたが、このような個々の条件の変化に応じて、単位図を求める方法を一般化することは、著しく困難が伴う。

そこで、有効雨量推定の場合における Table 5 の場合と同様に、流域の保水性に基づいて、流域条件を階層区分し、流量配分図の形を検討してみるのも、一つの方法と考えられる。

第1節で述べたように、流域条件から定まる単位図の因子としては、ピーク時間 t_p と、ピークから減衰係数の変化する点までの期間 t_d 、および、変曲点後における減衰係数 k_2 があり、これらの値からピーク後の減衰係数 k_1 が求められ、流量配分図が決定できる。

なお流量配分図の形は、主として流域の地形、地質、土壌などの地文的条件により定まると考えてよく、林況の相違は、有効雨量の推定の段階で、算定因子としてとりいれてあるため、単位図を森林伐採前後に分けて求めないことにした。次に、これらの因子について検討する。

1) 宝川試験地初沢小試験区2号沢、釜淵試験地2号沢における最大有効降雨強度 $r_{e\max}$ と、ピーク時間 t_p との関係

初沢小試験区2号沢、釜淵2号沢について、足尾試験流域の場合と同じ方法で、流量配分図のピーク時間 t_p と、有効降雨強度との関係を求めたものを、Fig. 24 に示す。

(68) 式の形で表してみると、

宝川試験地初沢小試験区2号沢は、

$$t_p = 4.52 r_{e\max}^{-0.33} \quad \dots\dots\dots (73)$$

釜淵試験地2号沢は、

$$t_p = 2.57 r_{e\max}^{-0.27} \quad \dots\dots\dots (74)$$

となった。これらの式によって表される曲線を、Fig. 24 に示す。

指数 ρ は、足尾試験流域の場合と近い値を示し、角谷ら²⁴⁾の示した(67)式よりやや小さい。

次に、(68)式の c_p に含まれる流域面積 A の指数を、角谷らは0.22としているが、これらの三つの小流域の例から、この指数を一般化して決めることは難しいこと、角谷ら²⁴⁾の研究でも、13 ha という比較的小面積の流域が含まれていることから、その延伸を考え、(67)式の A の指数を、同じ0.22をとることにした。

その結果、各試験流域の $r_{e\max}$ と t_p との関係は、面積を A (ha) として、

足尾試験流域

$$t_p = 1.57 A^{0.22} r_{e\max}^{-0.29} \quad \dots\dots\dots (75)$$

宝川試験地初沢小試験区2号沢

$$t_p = 3.26 A^{0.22} r_{e\max}^{-0.33} \quad \dots\dots\dots (76)$$

釜淵試験地2号沢

$$t_p = 2.10 A^{0.22} r_{e\max}^{-0.27} \quad \dots\dots\dots (77)$$

となり、(67)式の C は、流域により異なることが明らかとなった。

流域面積を同じと仮定した場合、 $r_{e\max}$ が1mmであれば、 t_p は足尾が最も短く、次いで釜淵、宝川の順になるが、これは、足尾試験流域が、流域の浸透能が大きい反面、溪川の中またはその周辺における降雨、すなわち、直接流出の Source area における降雨により形成された流出成分は、流出が非常に早

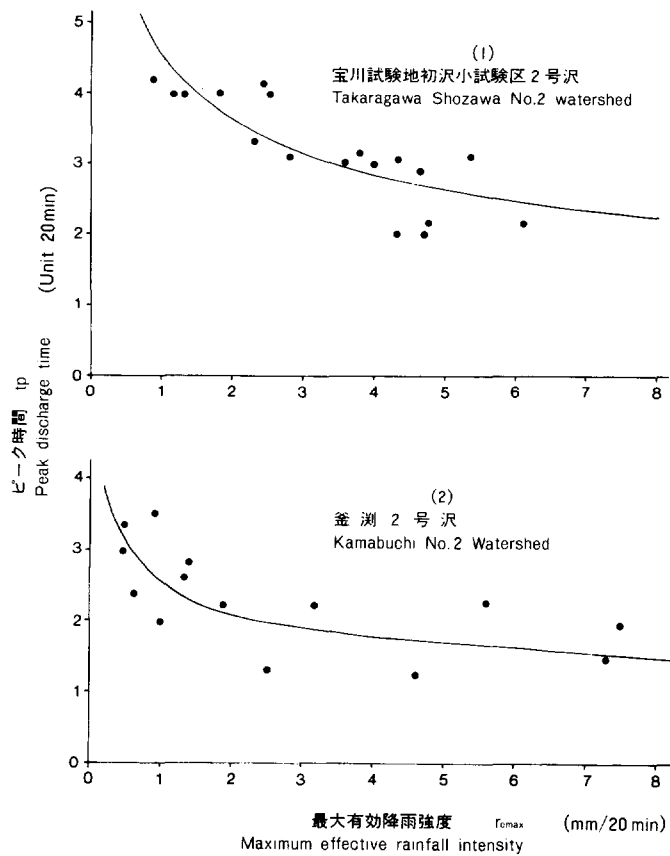


Fig. 24. 最大有効降雨強度とピーク時間
Relation between maximum effective rainfall
intensity and peak discharge time.

いためとみられる。足尾に次いで釜淵、宝川の順となり、宝川では足尾の2倍程度の時間となる。

2) 流量配分図のピークから変曲点までの時間 t_d

t_d が流域条件により変わることは、当然のこととして考えられるが、宝川試験地初沢小試験区2号沢と、釜淵試験地の2号沢について検討した結果、足尾試験流域に比べ、初沢小試験区2号沢はやや長く、釜淵試験地の2号沢はほぼ同じように5~7単位時間程度とみてよいことがわかった。これらの結果から、本研究でいうような小流域の場合には、6単位時間(2時間)をとることにした。

3) 減衰係数 k_2

k_2 の値についても流域条件による相違が考えられるが、足尾試験流域の0.06に対して、初沢小試験区2号沢、釜淵2号沢とも足尾に近い値を示し、0.04~0.075程度の範囲にあり、平均的にみて、足尾と同じとみなしうることが明らかとなった。

(2) 流域条件と増水曲線の算定因子

三つの試験流域において、流量配分図の因子を検討した結果、 t_d 、 k_2 には大差はなく、 $r_{e\max}$ と t_p と

Table 7 流域条件と単位図推定因子
Value of parameter for the estimation of unit-hydrograph
by the different watershed condition.

流域条件 Watershed condition	C	ρ	t_d	k_2
溪床勾配が緩(20%以下)で土壌の保水性が大きい場合 Slope of stream bed gentle (<20%) & big water holding capacity	3.50	0.30	6 (2 hr)	0.06
溪床勾配が中(30%)程度で土壌の保水性が普通の場合 Slope of stream bed middle (around 30%) & middle waterholding capacity	2.50	0.30	6 (2 hr)	0.06
溪床勾配が急(40%以上)で土壌の保水性が悪い場合 Slope of stream bed steep (>40%) & small water holding capacity	1.50	0.30	6 (2 hr)	0.06

の関係においてのみ相違を見出したが、今後の資料の蓄積をまって、これらの因子と流域条件との関係の一般化ができると考えられる。

現段階においては、不完全ながら、次の Table 7 のような値を用いることを提案する。

第II章の Table 5 と、関係する流域因子とから推定された有効雨量と、上記の Table 7 に基づいて推定された流量配分図とから、増水曲線を推定することができる。

第IV章 山地流域における洪水の伝播

第1節 洪水伝播速度

(1) 洪水伝播速度の考え方

山地流域で洪水が下流に伝播する過程は、単なる水理学的な関心だけにとどまらず、森林施業、あるいは治山事業、砂防事業などが下流域に及ぼす影響を評価する場合においても重要な問題である。

河川の下流における洪水の伝播については、古くから多くの研究者によって水理学的な研究が行われ、特定の単純化された条件下においては、理論的にほぼ完成されているとされるが、山地流域における場合には、地文、水文的条件が複雑であって、現象の理論的な解明を著しく困難なものにしている。

山地流域における洪水の伝播についての既往の研究としては、野口ら³⁶⁾、鈴木⁴⁸⁾⁴⁹⁾、福島¹⁴⁾などのほか、宝川試験地については近嵐ら⁸⁾による研究があるが、水源山地流域における検討は、なお十分とはいえず、実測資料の蓄積をまって、より詳細な研究が期待されているといえよう。

洪水の伝播速度を解析する場合には、最高水位の移動する速度をとり上げる場合と、最大流量の移動する速度をとり上げる場合とがあるが、山地流域において、これらを区分しながら観測することは困難であるし、観測の容易さとも相まって、ここでは前者、すなわち、最高水位における流量を最大流量とみなすことにした。

洪水が河道を伝播する現象は、不定流とみなされ、伝播速度 ω は、流水の断面積を A_w 、時間を t 、流れの方向の距離を x 、平均流速を V 、 P を定数として、KLEITZ-SEDON の法則¹⁾により、

$$\left. \begin{aligned} A_w &= \left(t - \frac{x}{\omega} \right) \\ \omega &= PV \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (78)$$

とおかれる。

また、水理幾何学的に、流路の1地点の横断面に対して、平均流速を v 、流量を Q 、 $\alpha_a \cdot b$ を定数として、

$$v = \alpha_a Q^b \dots\dots\dots (79)$$

として表される⁵⁰⁾。

(78) 式の V と、(79) 式の v は等しいとおくことができるから、

$$\omega = PV = P\alpha_a Q^b = \lambda Q^b \dots\dots\dots (80)$$

$$\lambda = P\alpha_a$$

とおくことができる。

河道の上下流における2地点間の距離を L (m) とすれば、2地点間における洪水の伝播時間 t (min) は、平均伝播速度を ω_a (m/sec)、平均最大流量を Q_a (m³/sec) として、

$$t = \frac{L}{\omega_a \times 60} = \frac{L}{\lambda \times 60} Q_a^{-b} \dots\dots\dots (81)$$

となり、両対数グラフにおいて、 Q_a を横軸に、時間 t を縦軸にとって、右下がりの直線で表すことができる。

(2) 洪水伝播速度の実測例

(81) 式における t と Q_a との関係は、宝川試験地本流試験流域では、笠下と広河原、および、広河原と本流3号間で、また、初沢試験流域については、初沢上流と初沢間において検討されており⁸⁾、ここに引用すれば、Fig. 25 (1)~(3) に示すとおりである。

(1) の笠下~広河原、(2) の広河原~本流3号は、いずれも1967~1970年の4か年間の6月~10月の資料により、それぞれ103個、(3) の初沢上流~初沢は1980~1982年の3か年間で、同様に6月~10月の資料により79個の洪水資料を含んでいるが、各図とも、勾配がほぼ等しい右下がりの直線として表され、洪水流量の増加により、伝播時間は短くなることがわかる。

Fig. 25 においては、各々の流下区間の距離が異なるため、各図相互間の比較がしにくいので、これらをまとめて、(80) 式における Q と伝播速度 ω を Q_a と ω_a におきかえて、

$$\omega_a = \lambda Q_a^b \dots\dots\dots (82)$$

として表したものが、Fig. 26 の①、②、③である。

対象となった三つの区間について、同じ尺度で示されるので、比較対比が容易であり、いずれも、ほぼ同じ傾向を示す線として表されることがわかる。STRAHLER 方式による河道の次数でみると、初沢上流と初沢間は、下流端に3次を小区間含むが、全体的にみて2次、笠下と広河原間は3次、広河原と本流3号間は4次の河道とみて差し支えない。宝川の本流と初沢の両試験流域を通して、洪水の最大流量と伝播速度との関係は、(82) 式における λ が0.65~0.89、 b が0.35~0.40 となり、平均的にみて、

$$\omega_a = 0.73 Q_a^{0.37} \dots\dots\dots (83)$$

と表しても、あまり大きな誤差は生じないと考えられる。

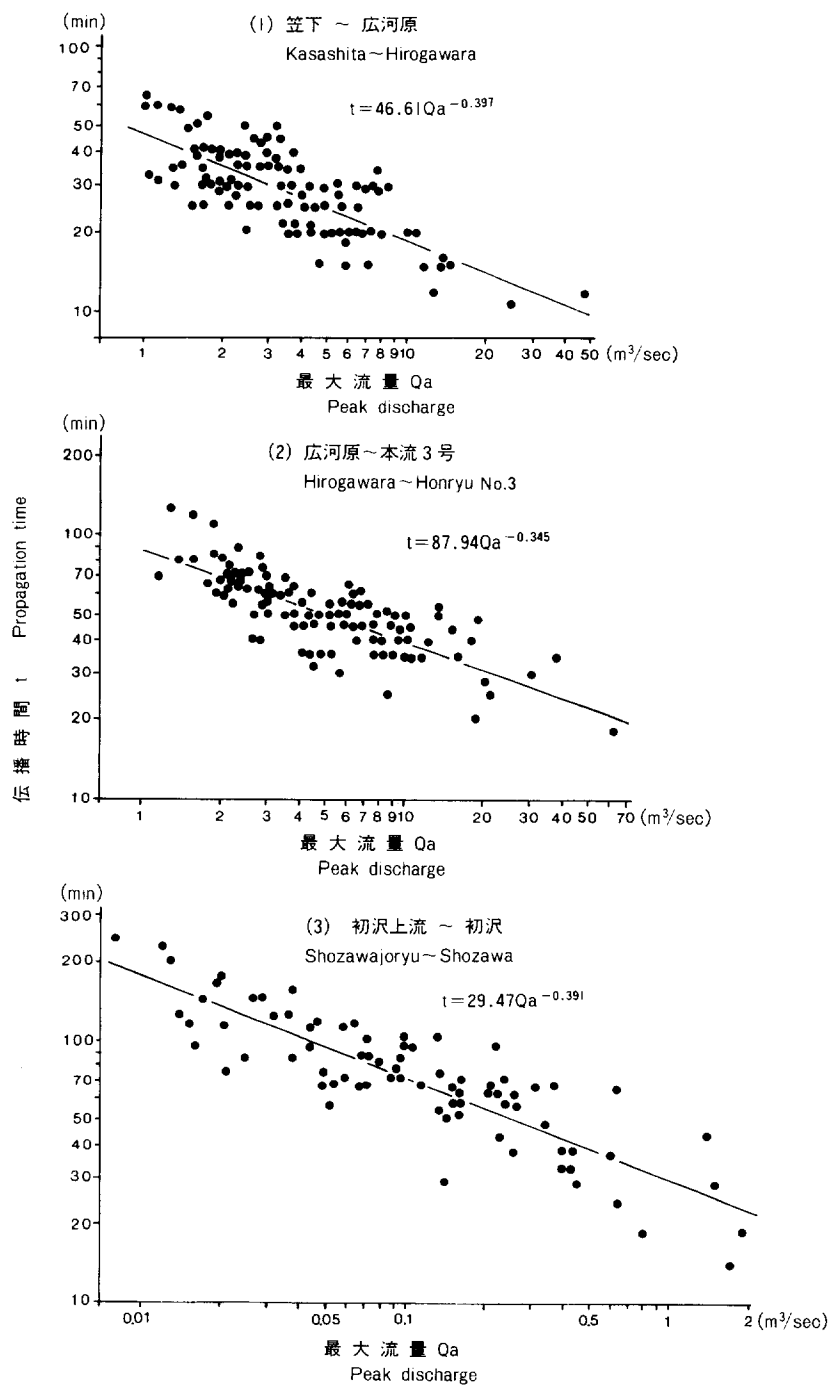


Fig. 25. 洪水の最大流量と伝播時間
Relation between the peak discharge and the propagation speed of floods.

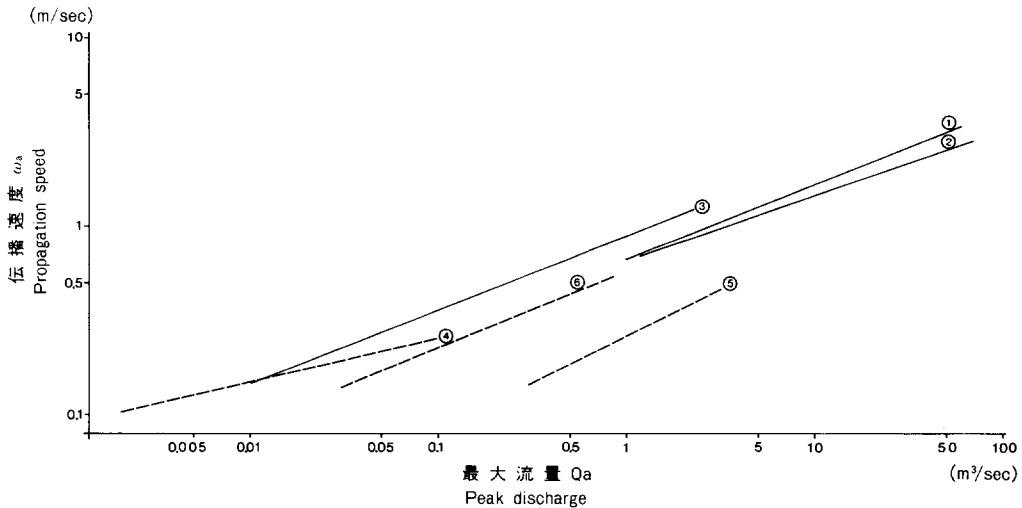


Fig. 26. 洪水の最大流量と伝播速度
Relation between the peak discharge
and the propagation speed of floods.

No.	区 間	λ	b
①.	笠下～広河原 Kasashita～Hirogawara	0.65	0.397
②.	広河原～本流3号 Hirogawara～Honryu No. 3	0.65	0.345
③.	初沢上流～初沢 Shozawa up-stream～Shozawa	0.89	0.391
④.	桐生 Kiryu (Fukushima)	0.41	0.23
⑤.	Res. Creek (Pilgrim)	0.27	0.492
⑥.	Sleepers R. (Calkins)	0.60	0.402

山地流域における洪水の伝播速度は、溪流の勾配、断面の形、溪床の粗度など多くの因子により影響されると考えられるが、(82)式における Q_a には、当然これらの因子が関係しており、 Q_a は、その流域の水理条件を総合する形で決定されるとみなしうるから、 Q_a と ω_a の関係も比較的一般化しやすいという見方もありえよう。

宝川試験地の実測資料と、既往の同じ主旨の福島¹⁴⁾の桐生試験地の研究例、PILGRIM, D.H.⁴⁰⁾⁴¹⁾のオーストラリア Research Creek の研究例、CALKINS, D.⁵⁾の Sleepers River における実験例などから、 Q_a と ω_a との関係を見ると、Fig. 26 のようになり、測定区間の一部に山腹面を含んでいるとみられる PILGRIM, D.H. の ⑤ の線を除いては、ほぼ同じ傾向を示す線の上にあることは明らかである。

また、わが国の山地流域の溪流の状況は、宝川試験地と多くの点で共通している場合が多いと考えられるから、(83)式をかなり広い範囲で適用できるのではないかと考えられる。

第2節 山地流域における洪水追跡

(1) 洪水追跡の手法

洪水時のハイドログラフを、一般の波動現象になぞらえて洪水波と呼ぶが、この波形が下流に行くにしたがって変形することを、洪水（または洪水波）の伝播といい、この洪水の伝播する過程を計算で推定することが、洪水追跡である。

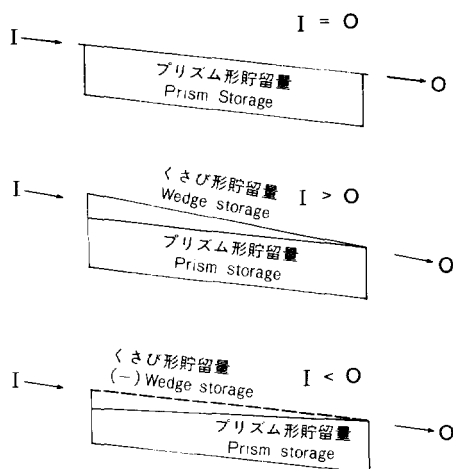


Fig. 27. 溪流区間の貯留状態
Storage situation of stream.

洪水追跡法には、水理学的手法と水文学的手法とがあり、山地流域のように、溪流の条件が複雑な場合には、水理学的手法を用いることが困難で、水文学的手法が適当と考えられる。

水文学的洪水追跡計算の手法にも、河道貯留量と流出量との関係が一定であると仮定するか、変化すると仮定するかによって区別され、一定であるとする場合には、プルス法、係数法などがあり、変化とする場合には、マスキングム法、実効値法などがある。

これらの洪水追跡の手法は、大流域の河川に適用され、発達したものであるから、山地流域の溪流に同じ手法を適用することには問題があるが、一つの試みとして、本研究ではマスキングム法を用いて検討してみた。

(2) マスキングム法とその適用

マスキングム法は、洪水追跡の代表的な手法とされ、河道貯留量と流出量との関係が変化することを前提として、河道貯留量を Fig. 27 のように、プリズム形貯留量 (Prism storage) と、くさび形貯留量 (Wedge storage) という二つの貯留形態に分けて考えている。

くさび形貯留量 S_w は、流入量を I 、流出量を O 、定常状態において上下流端の流下時間を K として、

$$S_w = K x_m (I - O) \quad \dots\dots\dots(84)$$

として表され、プリズム形貯留量は KO として表される。

x_m は、区間区間の平均流量を算定するための無次元の係数で、特定の河道の区間においては定数とされる。

以上のことから、ある溪流区間の貯留量 S は、

$$S = KO + K x_m (I - O) \quad \dots\dots\dots(85)$$

(85) 式から、

$$S = K [x_m I + (1 - x_m) O] \quad \dots\dots\dots(86)$$

で表される。

S, I, O について、 Δt 時間の初めの時点に対して 1、終わりの時点に対して 2 という添え字をつけると、(86) 式から、

$$S_2 - S_1 = K [x_m (I_2 - I_1) + (1 - x_m) (O_2 - O_1)] \quad \dots\dots\dots(87)$$

これを貯留の基本方程式

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t - \frac{O_1 + O_2}{2} \Delta t = S_2 - S_1 \quad \dots\dots\dots(88)$$

に代入して整理すると、

$$O_2 = C_0 I_2 + C_1 I_1 + C_2 O_1 \quad \dots\dots\dots(89)$$

$$C_0 = -\frac{K x_m - 0.5 \Delta t}{K(1-x_m) + 0.5 \Delta t} \quad \dots\dots\dots(90)$$

$$C_1 = \frac{K x_m - 0.5 \Delta t}{K(1-x_m) + 0.5 \Delta t} \quad \dots\dots\dots(91)$$

$$C_2 = \frac{K(1-x_m) - 0.5 \Delta t}{K(1-x_m) + 0.5 \Delta t} = 1 - C_0 - C_1 \quad \dots\dots\dots(92)$$

従来の方法では、実測の洪水資料を使って x_m を適切に仮定し、 $x_m I + (1-x_m) O$ と S との関係を検討し、この両者が線形、または線形に最も近い場合の x_m の値を用いて、 K を決定する方法がとられている。

山地流域においても、こうした方法を用いることは不可能ではないが、溪流には、小流域からの流入量が短い区間ごとに加わるため、計算区間の数が非常に多くなること、溪流の勾配、断面形、溪床の粗度なども変化が大きく、それに対応して実測資料を得ることには、著しい困難が伴うことなどで、あまり実際的な方法とはいえない。

また、マスキング法において、 K は、定常状態において河道区間の上流端に流入した流量が、下流端より流出するに要する時間とされるが、これも定常的に大きな流量がある河川で、したがって、プリズム貯留量がくさび形貯留量に対して相対的に大きい場合にはよいが、溪流のように通常の流量がごく小さく、増水により河道の水理特性が変わってしまうような場合には、どの場合の流量を定常状態とみなして K を決めてよいかは難しい問題となる。

吉川は⁵⁷⁾ は、 K は平均的には流入量と流出量のハイドログラフのそれぞれの重心の時間間隔に相当するとしているが、洪水追跡区間の上流端で増水が始まった時間から、下流端で洪水がほぼ通過し終わるまでの期間において、上流端と下流端におけるハイドログラフの重心の通過時間を推定できれば、その時間を K におきかえて計算を進めるのも一つの方法である。

そこで一つの試みとして、前節で求めた溪流における洪水の伝播速度から K を推定し、 x_m は経験的な数値を用いる方法を検討してみた。

洪水追跡区間における連続の式は、

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad \dots\dots\dots(93)$$

これと (86) 式とから、

$$O + K(1-x_m) \frac{dO}{dt} = I - K x_m \frac{dI}{dt} \quad \dots\dots\dots(94)$$

(94) 式をラプラス変換すると、

$$\begin{aligned} \bar{O}(s) + K(1-x_m) \{s\bar{O}(s) - O_0\} \\ = \bar{I}(s) - K x_m \{s\bar{I}(s) - I_0\} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots(95)$$

初期条件を $I_0 = O_0$ として (95) 式を $O(s)$ について解くと、

$$\begin{aligned} O(s) &= \frac{K I_0}{1 + K(1-x_m)s} + \frac{1 - K x_m}{1 + K(1-x_m)s} \bar{I}(s) \\ &= \frac{I_0(1-x_m)}{s + 1/K(1-x_m)} + \frac{1/K(1-x_m)}{s + 1/K(1-x_m)} \bar{I}(s) - \frac{x_m}{1-x_m} \bar{I}(s) \quad \dots\dots\dots(96) \end{aligned}$$

これを逆変換すると,

$$O(t) = \frac{I_0}{1-x_m} e^{-\frac{t}{K(1-x_m)}} + \frac{1}{K(1-x_m)^2} \int_0^t e^{-\frac{t-\tau}{K(1-x_m)}} \\ \times I(\tau) - \frac{x_m}{1-x_m} I(t) \quad \dots\dots\dots(97)$$

(97) 式がマスキング法の基本式である。したがって, I_0 , I を流入ハイドログラフの形によって与えれば, $O(t)$ が連続式として得られることになる。

ハイドログラフの形としては, 三角形のハイドログラフとか, 流出関数形の $O(t) = \alpha^2 t e^{-\alpha t}$ などが検討されており, 本研究における単位図のように, さらに複雑な形も考えられるが, 最も簡単な場合として二等辺三角形のハイドログラフを想定すると,

(95) 式に基づいて,

$$I = \frac{I_P}{I_{PI}} I' t \quad \text{増水期間 } 0 \leq t \leq I_{PI}$$

I_P : 流入ハイドログラフのピーク流量 (cfs)
 I_{PI} : 流入ハイドログラフのピーク時間 (min)

においては,

$$O(t) = I' \{ t - K(1 - e^{-\frac{t}{K(1-x_m)}}) \} \quad \dots\dots\dots(98)$$

$$I = \frac{I_P}{I_{PI}} (2T_{PI} - t) = I' (2T_{PI} - t);$$

減水期間 $T_{PI} \leq t \leq 2T_{PI}$ においては,

$$O(t) = I' \left\{ 2T_{PI} - t + K - K(2 - e^{-\frac{T_{PI}}{K(1-x_m)}}) \times e^{-\frac{t-T_{PI}}{K(1-x_m)}} \right\} \quad \dots\dots\dots(99)$$

流出ハイドログラフのピーク流量 O_P とピーク時間 T_{PO} は, (99) 式の 1 階微分値を 0 とおき, T_{PO} を求め, (99) 式へ代入することにより得られる。

$$T_{PO} = T_{PI} - K(1-x_m) \ln \left\{ \frac{1-x_m}{2 - \exp(-T_{PI}/K(1-x_m))} \right\} \quad \dots\dots\dots(100)$$

$$O_P = I' \{ T_{PI} - (T_{PO} - T_{PI}) + K x_m \} \quad \dots\dots\dots(101)$$

(100) 式の $\exp$ の項は, K が T_{PI} に比べて小さいから,

$$T_{PO} = T_{PI} - K(1-x_m) \ln \left(\frac{1-x_m}{2} \right) \quad \dots\dots\dots(102)$$

(102) 式で x_m を 0~0.5 とすると,

$$(1-x_m) \ln \left(\frac{1-x_m}{2} \right) \text{ は } -0.69 \sim -0.73 \text{ となり,}$$

平均は -0.71 となるから,

$$T_{PO} = T_{PI} + 0.71 K \quad \dots\dots\dots(103)$$

$$K = \frac{T_{PO} - T_{PI}}{0.71} = 1.41 (T_{PO} - T_{PI}) \quad \dots\dots\dots(104)$$

が得られる。

同様に (102) 式から、

$$x_m = 0.71 \frac{T_{PI}}{K} \left\{ \frac{I_P - O_P}{I_P} \right\} \quad \dots\dots\dots(105)$$

(104) 式は、 K が $(T_{PO} - T_{PI})$ に関する線形関数であることを示し、(105) 式は、 x_m を流入、流出ハイドログラフのピーク時間とピーク流量、および K から求めうることを示している。

OVERTON, D.E. は、この方式をウィスコンシン州の Agriculture Research Creek Service の試験流域に適用して、良好な結果を得たと報告している。

流入ハイドログラフと流出ハイドログラフの関係を、Fig. 28 のように考えれば、(104) 式の $(T_{PO} - T_{PI})$ は二つのハイドログラフのピーク時間の差であるから、これは、その溪流の追跡区間における洪水の伝播時間に当たり、洪水伝播時間から K を推定できることを意味する。

ただ、(104) 式は、二等辺三角形のハイドログラフを想定しており、より複雑なハイドログラフについても線形仮定を適用するには問題が残るが、許容範囲においては実用性が高いと考えられるので、実測データについて検証を行ってみた。

ところで、実際の溪流では、側方から流入のない完全な追跡区間を選ぶことは困難で、一般には、下流端の方が流下量が多くなっている。そのため、ハイドログラフの重心を求めるに当たっては、上下流端で異なった流下量のハイドログラフを対象にせざるを得ないことになる。

洪水の伝播時間とハイドログラフの重心の移動時間との関係を、宝川試験地の笠下と広河原、広河原と本流 3 号、初沢上流と初沢の各区間において、実測の資料により比較した結果を、Fig. 29 (1), (2), (3) に示す。

洪水ハイドログラフの重心は、増水開始から増水がほぼ終了したとみられる期間における基底流出分

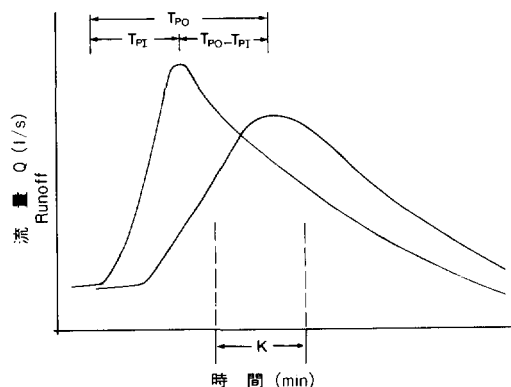


Fig. 28. 洪水ピーク時間と洪水ハイドログラフの重心との関係
Relation between the peak discharge time and the gravity center of flood.

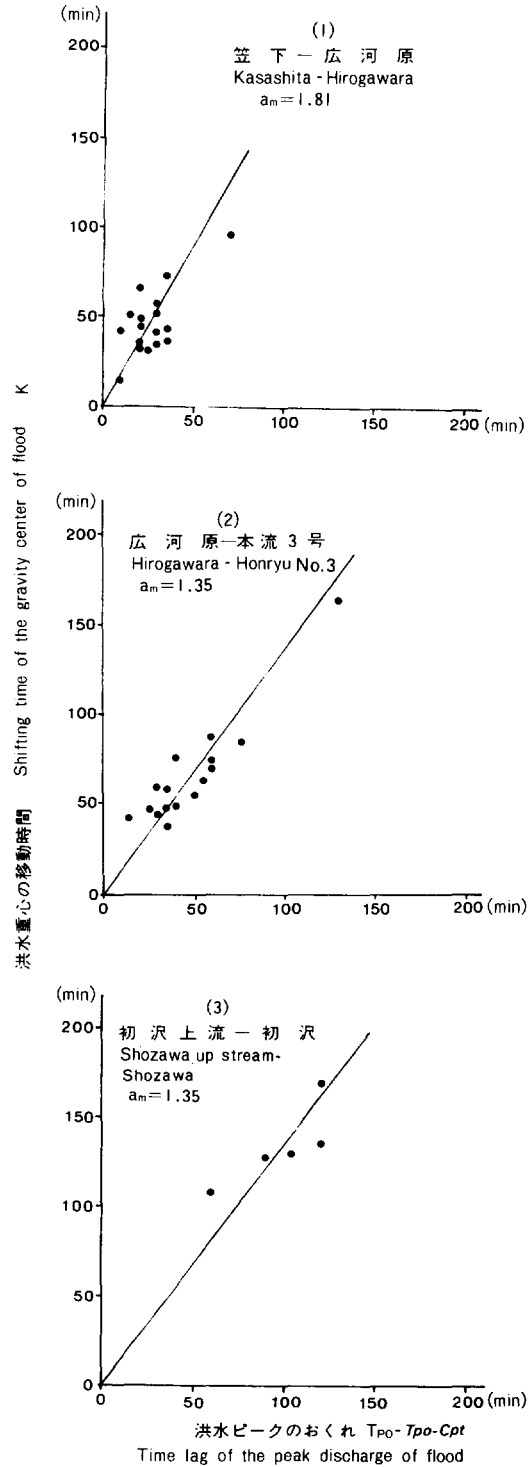


Fig. 29. 洪水ピークのおくれと重心の移動時間の関係

Relation between the time lag of the peak discharge and the gravity center of flood.

を含む全体の流量についてのものである。この期間のとり方で、重心の位置に差が生じるが、基底流出分は大きくないので、あまり大きくは違ってこない。

重心の移動時間を K とおき、

$$K = a_m(T_{PO} - T_{PI}) \quad \dots\dots\dots(106)$$

とすると、 a_m は笠下と広河原間では 1.81、広河原と本流 3 号間では 1.35、初沢上流と初沢間でも同じく 1.35 となり、測定区間により、かなり相違している。

なかでも、笠下と広河原間の a_m が大きいのは、これは、溪床の平均勾配が、広河原と本流 3 号間では 10.2%⁸⁾、初沢上流と初沢間で 13.4% であるのに対して、笠下と広河原の間では 6.7% と小さいことに関係しているように考えられる。

いずれにしても、 a_m は、実測資料が少ないので、今後、資料の蓄積をまって検討を進める必要がある。

また、OVERTON, D.E. は、 x_m を (105) 式で求めうるとしているが、 K の場合と同様に、溪流において、これをそのまま適用することはできない。

溪流における x_m の値については、山口ら⁵⁶⁾、鈴木⁴⁸⁾ による東京大学愛知演習林の例があるが、溪流区間によって数値にかなりの幅がみられるようである。したがって、宝川試験地の初沢での洪水追跡には、これらの例を参考にして、0.3 を用いることにした。

第 V 章 山地流域における増水曲線の推定

第 1 節 山地流域における増水曲線推定の意義

前章までは、山地小流域における増水曲線の推定法、および洪水が溪流を伝播する過程を検討したが、各々の山地小流域で形成された増水曲線が溪流へ流出し、洪水伝播と合成を繰り返しながら、合成ハイドログラフを形成していく過程についての実証的な解明は、必ずしも従来から十分になされていたとはいえない。しかし、こうした研究は、山地流域における小面積の森林伐採が下流域の増水曲線に及ぼす影響を、理論的に説明し、森林施業のあり方を考えるうえで、きわめて重要である。

そこで、本章では前章までの成果を実際の流域に適用し、検証を試みたものである。その構成は山地流域の小流域への分割と面積雨量の推定、ならびに、それらに基づく各小流域の増水曲線と全流域の合成増水曲線の推定からなっている。

第 2 節 流域の分割と面積雨量の推定

山地流域のもつ諸条件のうち、人為が関与するものは、森林植生と土壌であるが、森林の取扱い方には、所有形態とか、各種法令による制限事項などに基づく施業上の制約などがあり、数百 ha というような大面積の一斉皆伐は、実態としては、ほとんどないといってよい。

したがって、山地流域における森林と増水現象に関しては、こうした制約による 10 ha 程度以下の団地状の伐採による影響が、具体的な問題となる。

本節では、宝川試験地の初沢流域を例として、山地流域を、こうした伐採の単位面積となる程度の小流域に分割する手順と、その小流域における面積雨量の推定法について述べる。

(1) 流域の分割

山地流域は、STRAHLER 方式でいう流域次数で、1~2 程度の単位小流域と、これを除いた残流域に分けられるが、この残流域は、単位小流域より次数の大きな河道の合流点、および、それらの合流点を通る集水区域界によって、小流域群に分割することができる。

残流域の分割による小流域は、単位小流域と異なり、その中を通る溪流を、上流の他の単位小流域、または他の残流域からの流水が通過するが、便法として、上流からの流出水は通過する溪流の下流端で合流するものと考えことにする。

地形上の制約もあり、分割されたこれらの小流域が、森林伐採など施業上の分割面積と完全に調和しうるとは限らないが、分割方法を工夫すれば、成果の利用にとって有利となる。

宝川試験地の初沢試験流域では、117.90 ha の流域を、Fig. 30 のように 18 に分割した。13.21 ha から 1.16 ha まであり、平均は 6.6 ha である。

山地流域の例としては、全体の面積が小さすぎるような感もあるが、増水曲線の検証のため、降雨、流出の資料の完備した流域をとる必要があるので、やむを得なかったものである。

(2) 面積雨量の推定

降雨量から流出量を推定するためには面積雨量が必要であるが、地点雨量から面積雨量を近似的に計算する方法として、ティーセン法、等雨量線法、格子法、支配圏法など各種のものが知られている。

これらの方法は、いずれも大面積の中かなりの数の雨量観測点があることが前提となるが、本研究の目指しているような、数箇所の雨量観測点の資料から、それら観測点の中間、または周辺にある小流域の面積雨量を推定するような方法は含まれていない。

山地流域で、小流域ごとに雨量観測点をおいて、長期観測を行うことは、実際問題として容易ではなく、したがって、流域内に設置された数箇所の雨量観測点の資料に基づいて、小流域の面積雨量を推定することが必要になる。

その場合でも、1 降雨ごととか、ある期間ごととかではなく、流出量計算の単位となる 20 分ごとに、面積雨量を逐次計算する必要があるので、等雨量線法のような人手間を要する方法は適当ではない。

そこで、本研究では、宝川試験地初沢を例として、実用的な面積雨量の推定法を検討した。

まず、面積雨量の計算について、次のような前提をおく。

- 1) 降雨観測点間の降雨量分布は、直線的に変化するものとみなす。
- 2) 山地小流域の面積雨量は、流域を雨量観測点で囲まれた 3 角形の区域に区分し、小流域のそれぞれの区域ごとに、その中心点の雨量を求めたうえで、面積加重平均をする。
- 3) 雨量観測点で囲まれた区域外の雨量は、前記 2) の区域内の雨量の分布面を拡張するか、または、最寄りの二つの観測点を結ぶ雨量の分布線に直交する水平線を含む雨量の分布面を考え、それぞれの小流域の中心点の雨量を求める。小流域が観測点で囲まれた区域とで分けられている場合は、面積加重平均をする。

宝川試験地初沢試験流域の雨量観測点の配置は、Fig. 30 に示したとおりであるが、Fig. 31 によって、面積雨量の計算手順を述べる。

Fig. 31 において、一定時間内（例えば 20 分間）に Y_3 , X_1 , X_3 の観測地点で、 r_3 , r_1 , r_2 の雨量があったとき、前記 1) の仮定から、降雨量の分布は、 r_1 , r_2 , r_3 の 3 点を含む面であるとみなしう。

そこで、この 3 点に囲まれた地域内の A_1 の面積雨量は、中心点の雨量 r_{A_1} で代表させるものとして、

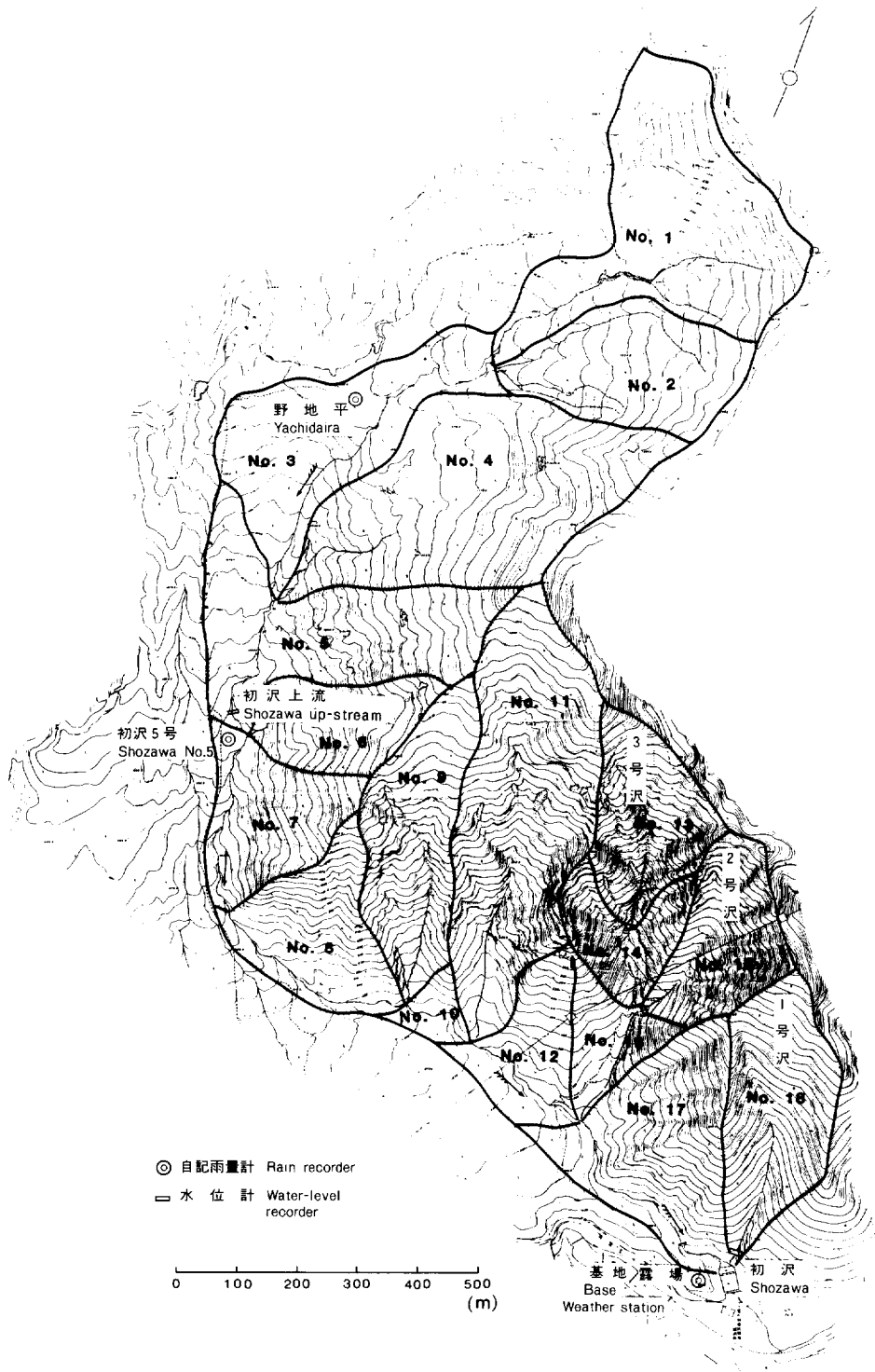


Fig. 30. 宝川試験地初沢の小流域分割図
Partition of the Shozawa Experimental Watershed.

$$= \left(1 - \frac{x_4 - x_1}{x_3 - x_1}\right) r_1 + \frac{x_4 - x_1}{x_3 - x_1} r_2 \quad \dots\dots\dots(110)$$

(109), (110) 式で得られた雨量 r_{A1} , r_{A2} を, 面積 A_1 , A_2 で加重平均すれば, 小流域全体の面積 A の面積雨量となる。

(109), (110) 式で, x_1 , x_2 , x_3 , x_4 , y_1 , y_2 , y_3 などは, 小流域の位置と雨量観測点の位置から定まる定数で, 地形図上から求められる。したがって, 小流域の面積雨量は, 任意の単位時間ごとに, 観測点の雨量から自動的に計算できることになる。

面積雨量の推定に関する三つの前提は, 山地流域のような複雑な降雨量の分布をするところでは, かなり問題があることは, 経験的にも明らかであり, 推定誤差を小さくするためには, 降雨観測点の位置を十分検討することと, 観測点の数をできるだけ多くすることが有効である。

しかし, 山地流域で雨量の観測点数と面積雨量の観測精度との関係は, なお今後の検討にまつところが多い。

第 3 節 山地流域における増水曲線の合成

(1) 流域の模式化

山地流域で増水曲線を推定する場合, 残流域を含めて単位となる小流域の増水曲線を推定し, その増水曲線を他の小流域の増水曲線と合成する過程と, 合成された増水曲線が溪流を流下する過程を洪水追跡の手法で推定する過程の二つが必要になる。

実例として, 宝川の初沢の増水曲線の推定過程を模式的に示したものが, Fig. 32 である。

(2) 増水曲線合成の手順

1) 基底流出量

第Ⅲ章で述べた山地小流域における増水曲線は, 直接流出だけに關するものであり, 基底流出は含まれていないが, 溪流における洪水追跡を行う場合には, 基底流出を含めた全体のハイドログラフが対象となるから, 基底流出量の推定法が問題となる。

しかし, 基底流出量の推定法は本研究の目的ではないので, 最も単純な方法として, 第Ⅱ章第 3 節で直接流出量の分離に用いた方法に準ずることにした。

具体的には, 小流域ごとに,

① 増水開始時の基底流出量と, ② 単位時間当たりの増加率を推定する必要があるが, ① は増水曲線推定の対象となる初沢の増水資料から, 降雨開始前の流量 (l/s) を面積比で小流域に按分し, ② については, 初沢の増水時におけるハイドログラフの解析により求めた。

2) 流域の増水曲線

第Ⅱ章, 第Ⅲ章で述べた方法により, 山地小流域における直接流出量の増水曲線が推定できるが, それに 1) で述べた基底流出量を加えることにより, 増水曲線が完成する。

この増水曲線を, 上流から逐次合成していけば, 流域全体の増水曲線になるわけである。

ところで, 増水曲線の合成は, 計算開始の時点からの経過時間を計算単位時間 (例えば 20 分) に区分し, その単位時間ごとに計算することになるが, 例えば, Fig. 32 の小流域 ①, ② を合成するような場合には, 合流点における流出開始時間が同じであるから, 経過時間に応じて流出量を合計すればよいこと

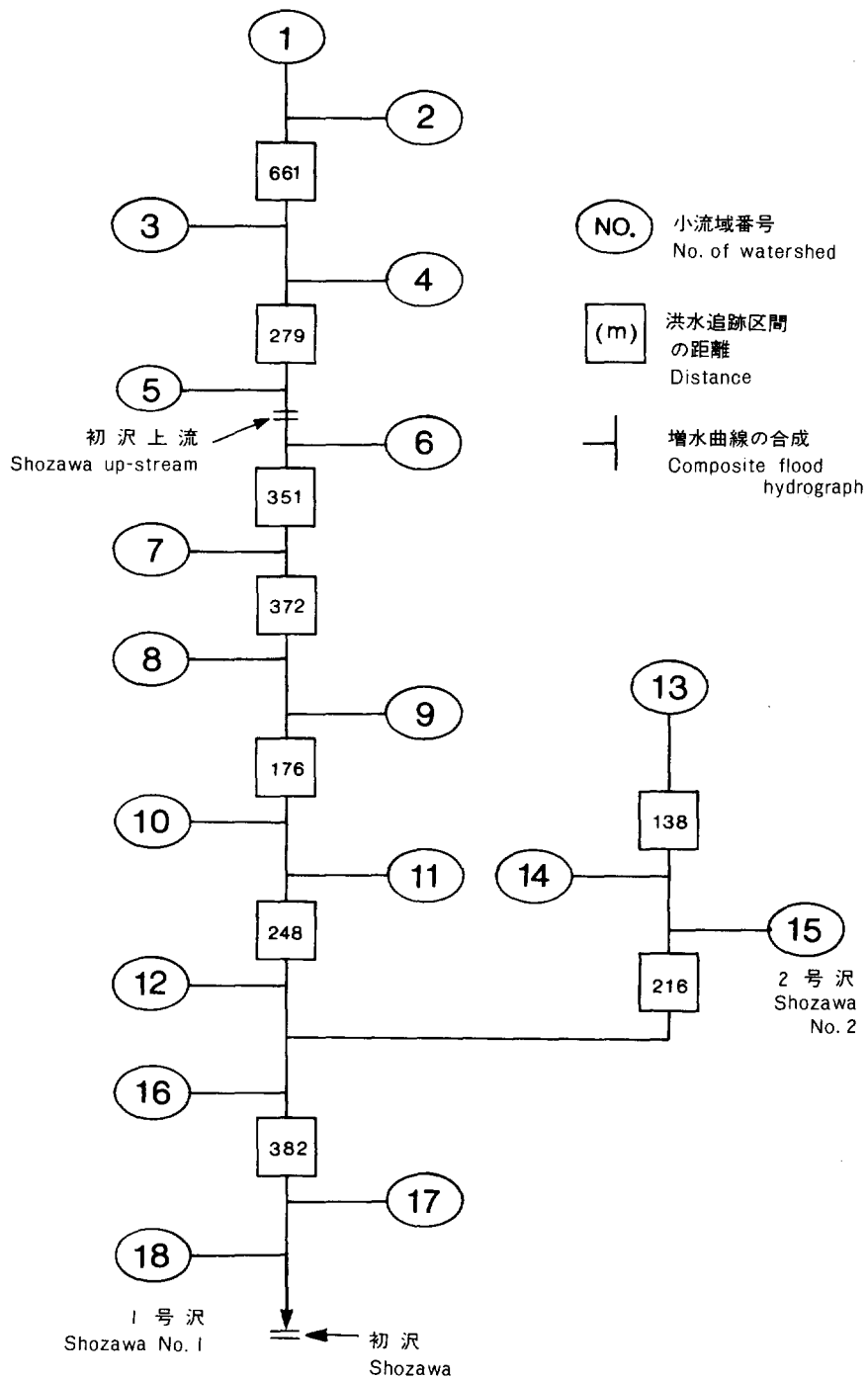


Fig. 32. 宝川試験地初沢流域の模式図

Model of the Shozawa watershed in the Takaragawa Experimental site.

になる。ところが、小流域①、②から合成された増水曲線が、次の661mの溪流を流下し、小流域③と合成される場合には、洪水の伝播時間により遅れを生ずるため、その分だけ時間をずらせて合成する必要がある。その方法について、次のFig. 33で述べる。

Fig. 33で、(a)が小流域のハイドログラフ、(b)が上流から時間 t_1 の遅れを生じている増水曲線を表したものとす。

合成された増水曲線(c)は、時間0~1については(a)の流量だけであるから、そのままよいが、時間1~2では(a)の増水曲線の1~2の成分と、(b)の0~1の流量の一部が加わることになるので、時間 t_1 、 t_2 の比に分割して(a)と合計する。

合成増水曲線(c)の2~3以下についても同様に、(a)の成分と、分割された各々の(b)の成分を合計すればよい。

実際の流量は、階段状に変化するわけではないので、これは近似計算になるが、計算の単位時間が短ければ、それほど誤差は生じない。

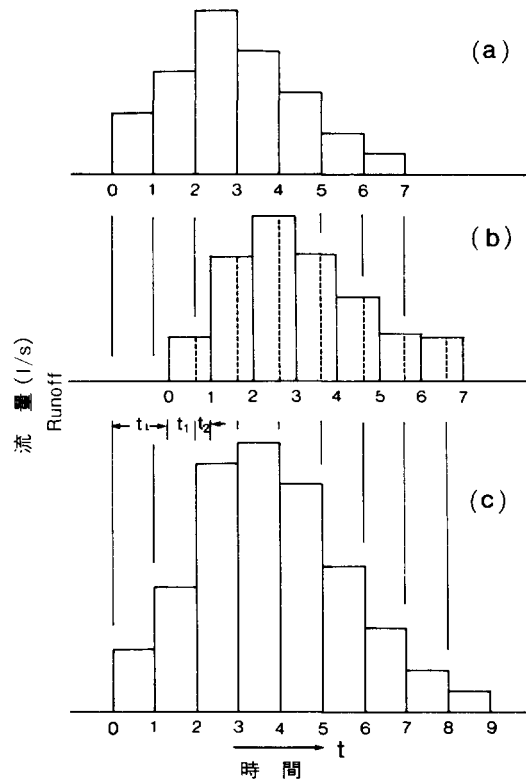


Fig. 33. 増水曲線の合成
Composition of flood hydrograph.

第4節 合成増水曲線とその検証

(1) 合成増水曲線の推定例

宝川試験地の初沢試験流域において、実測と推定ハイドログラフを比較した例を、Fig. 34-(1)~(3)の①、②に示す。用いたパラメーターは、Table 8に示すとおりである。

洪水の伝播速度は、初沢の実測例から、(82)式の λ を0.89、 b を0.391として計算し、マスキングラム法における K は(106)式により計算した。

これらの推定例は、実測値と比較的よく合った場合のものであるが、パラメーターを変えてみても、実測値とかなり異なる場合も現れる。

その理由として、推定手法自体の問題のほかに、降雨量の把握が大きな問題としてあげられる。初沢流域には、前述のごとく、三つの雨量観測点がおかれているが、降雨の局地性が強い場合には、面積雨量の正確な把握が困難になるためである。

また、各種の推定計算のパラメーターも適用に当たって、主観的な判断が加わるから、そこにも誤差が生じてくることになり、客観性をもたせるため、今後の資料の蓄積と検討が必要である。

Table 8. 初沢流域の分割
Calculating factors on divided small watersheds in

小流域 Watershed	面積 Area	有効雨量計算因子 Calculating factors of effective rainfall							
No.	(ha)	W_f (%)	W_s (%)	f_c		n	r	z	β
				伐採前 Before cutting (mm/20min)	伐採後 After cutting (mm/20min)				
1	12.41	50	60	0.70	0.60	1	0.089	$0.6e^{-0.05}$	0.015
2	6.45	"	"	"	"	"	"	"	"
3	10.71	"	"	"	"	"	"	"	"
4	12.44	"	"	"	"	"	"	"	"
5	9.17	"	"	"	"	"	"	"	"
6	3.73	"	"	0.65	0.50	"	"	"	"
7	4.42	"	"	"	"	"	"	"	"
8	5.11	"	"	"	"	"	"	"	"
9	6.56	"	"	"	"	"	"	"	"
10	1.16	"	"	"	"	"	"	"	"
11	13.21	"	"	"	"	"	"	"	"
12	3.69	"	"	"	"	"	"	"	"
13	5.17	"	"	"	"	"	"	"	"
14	3.03	"	"	"	"	"	"	"	"
15	4.42	"	"	"	"	"	"	"	"
16	2.43	"	"	"	"	"	"	"	"
17	7.31	"	"	"	"	"	"	"	"
18	6.48	"	"	0.80	0.70	"	0.04	$0.7e^{-0.04}$	"
計 Total	117.90								

(2) 合成増水曲線における森林伐採の影響

増水曲線に及ぼす森林伐採の影響については、第Ⅱ章で述べたとおりであり、森林伐採後の有効雨量のパラメーターを用いて、増水ハイドログラフを推定すればよいことになる。

そこで、1) 初沢流域の上流側約半分 (51.18 ha) を皆伐した場合、2) 下流側の残り半分 (66.72 ha) を皆伐した場合、3) 全流域を皆伐した場合、の推定ハイドログラフを比較したものを、Fig. 34 (1)～(3) に④、⑤、③として示す。

また、これらと前に (1) で述べた実測値を併せて諸数値を対比したものを、Table 9 に示す。

これらの推定結果から、① 森林伐採の洪水ピーク流量に及ぼす影響は、増水のピーク流量が大きいほど相対的に小さくなること、② 上流側、下流側、全流域をそれぞれ皆伐したと仮定した場合、ピーク流量は、皆伐面積率に応じて増加するが、伐採箇所の上下流などの位置的な相違による影響は、検証に用いた流域の面積が小さいことと、解析の単位時間などあって、ピーク到達時間のうえには、ほとんど表れてこないこと、などが明らかとなった。

小流域の計算諸元

Shozawa experimental watershed.

単位図計算因子 Calculating factors of unit-hydrograph				洪水伝播速度 計算因子 Propagation speed of flood		マスキング法の 計算因子 Calculating factors of the Muskingum method		面積雨量の観測点比重 Weight of areal rainfall			摘 要 Remarks
C	ρ	t_d (20min)	k_2	λ	b	x_m	a_m	野 地 平 Yachi- daira (%)	5号 No. 5 (%)	初 沢 Shozawa (%)	
2.50	0.30	6	0.06	0.89	0.391	0.3	1.35	100	—	—	
"	"	"	"	"	"	"	"	93.5	—	6.5	
"	"	"	"	"	"	"	"	89.0	9.0	2.0	
"	"	"	"	"	"	"	"	83.6	6.6	9.8	
"	"	"	"	"	"	"	"	49.3	41.3	9.4	初沢上流 Shozawa up-stream
3.00	"	"	"	"	"	"	"	27.0	57.9	15.1	
"	"	"	"	"	"	"	"	—	87.9	12.1	
"	"	"	"	"	"	"	"	—	70.7	29.3	
"	"	"	"	"	"	"	"	23.4	44.9	31.7	
"	"	"	"	"	"	"	"	—	51.7	48.3	
"	"	"	"	"	"	"	"	46.0	9.4	44.6	
"	"	"	"	"	"	"	"	9.0	27.8	63.2	
"	"	"	"	"	"	"	"	48.1	—	51.9	
"	"	"	"	"	"	"	"	35.1	—	64.9	
3.26	"	"	"	"	"	"	"	32.5	—	67.5	小試験区2号沢 Shozawa No. 2 watershed
"	"	"	"	"	"	"	"	23.3	3.5	73.2	
"	"	"	"	"	"	"	"	11.6	4.6	83.8	
3.50	"	"	"	"	"	"	"	13.0	—	87.0	小試験区1号沢 Shozawa No. 1 watershed

また、10 ha 程度の伐採による洪水ピークへの影響は、100% 皆伐した場合の ③ と、有林の場合 ② との間で、全流域面積に対する伐採面積の比率程度を占めることになると考えられる。

第 VI 章 総 括

本論文は、山地流域において、降雨に際して現れる増水曲線の推定についての基礎的研究であり、これまでの研究結果を要約すれば、次のようである。

1) 浸透能曲線法により、山地小流域における有効雨量の推定法を検討した。解析に用いた資料は、足尾の小流域の水文観測によって得られたものである。

各増水ごとの有効雨量は、勾配急変点法により基底流出量を分離して得た直接流出量により推定した。

浸透による損失量は、各増水ごとに、損失量 F 、直接流出量 Q 、降雨量 R として、

$$F = R - Q$$

とし、さらに、この F が、HORTON の浸透能曲線式の積分により求められた式

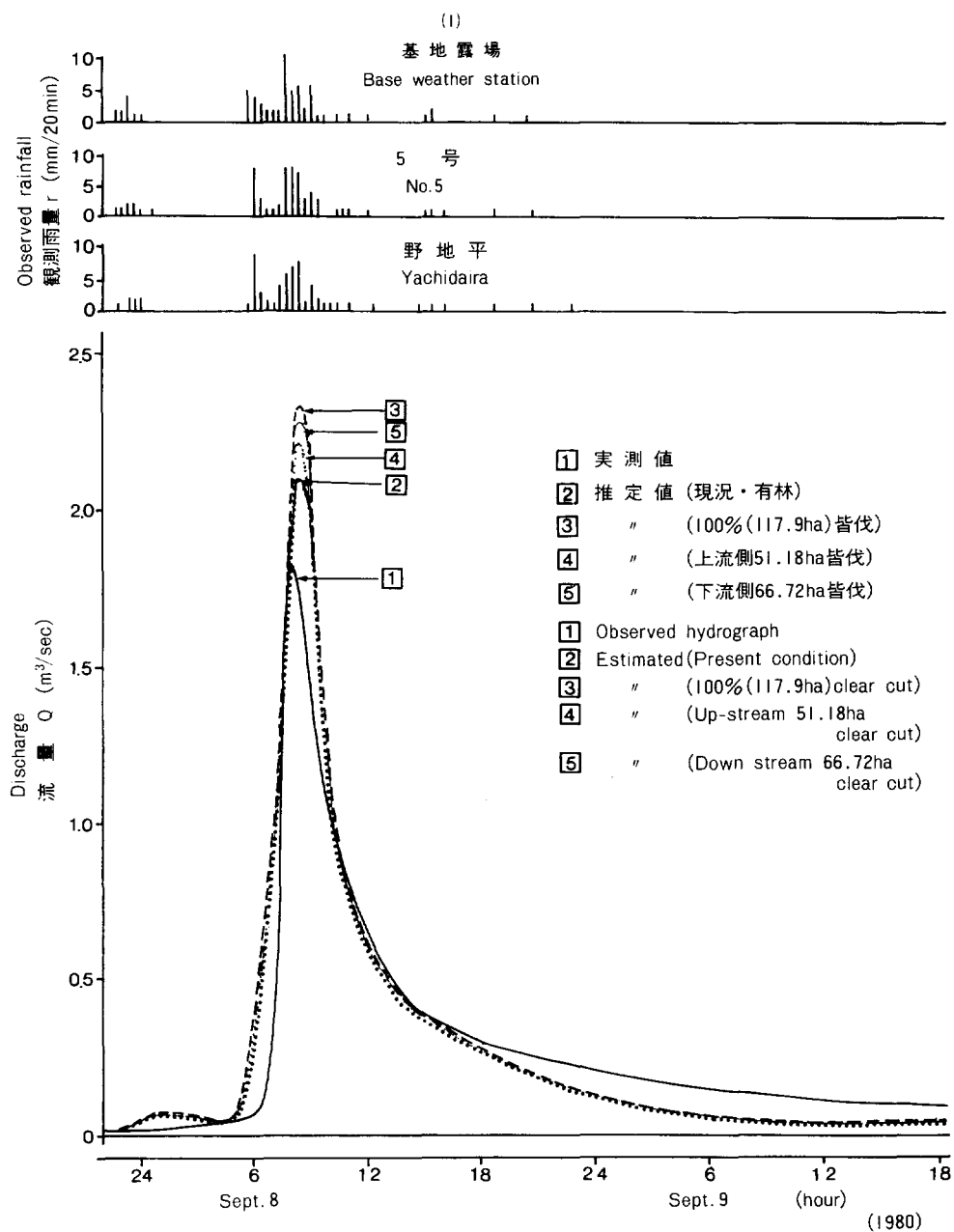


Fig. 34. 宝川試験地初沢流域の実測ハイドログラフと推定ハイドログラフの比較

Comparison of observed flood hydrograph with estimated composite flood hydrograph in Shozawa watershed.

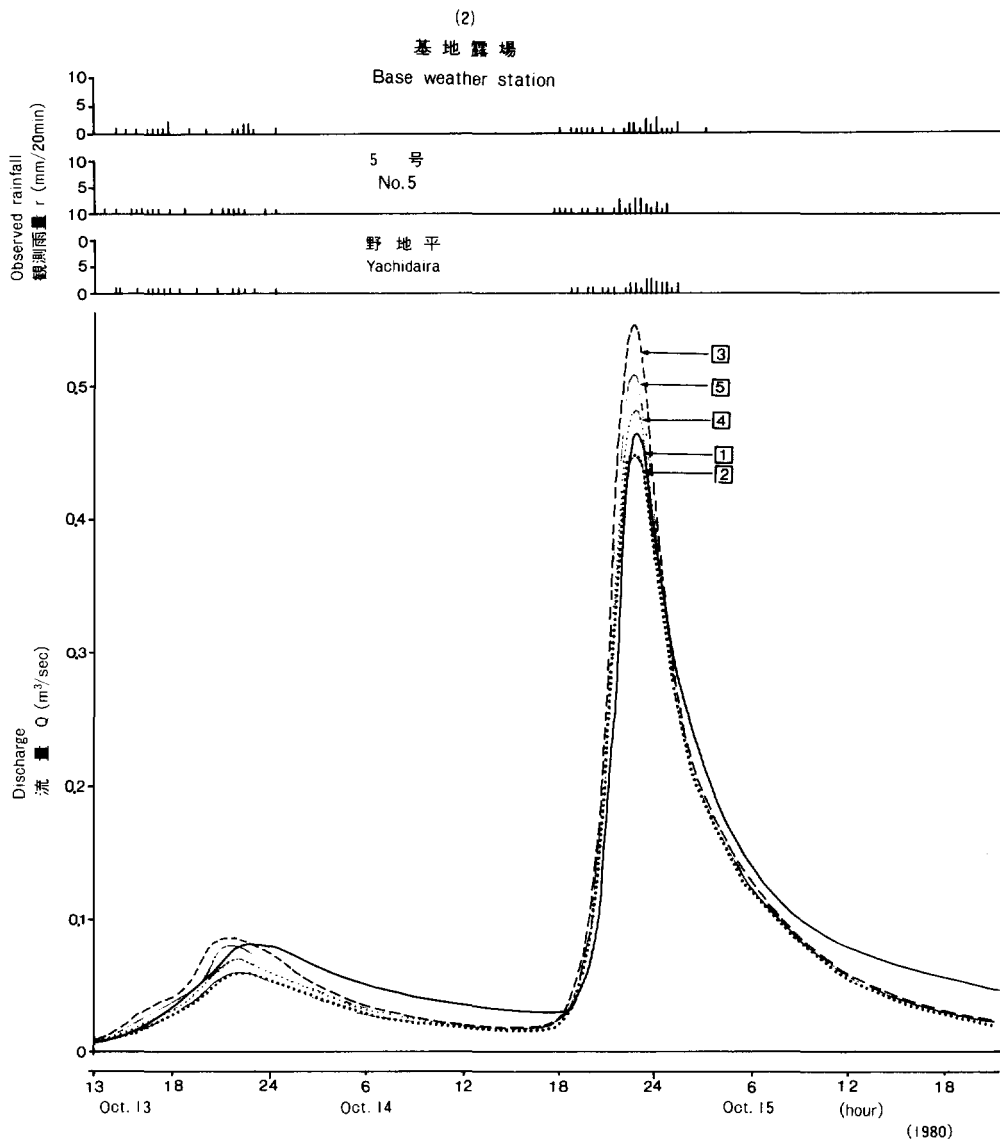


Fig. 34. (つづき) (Continued)

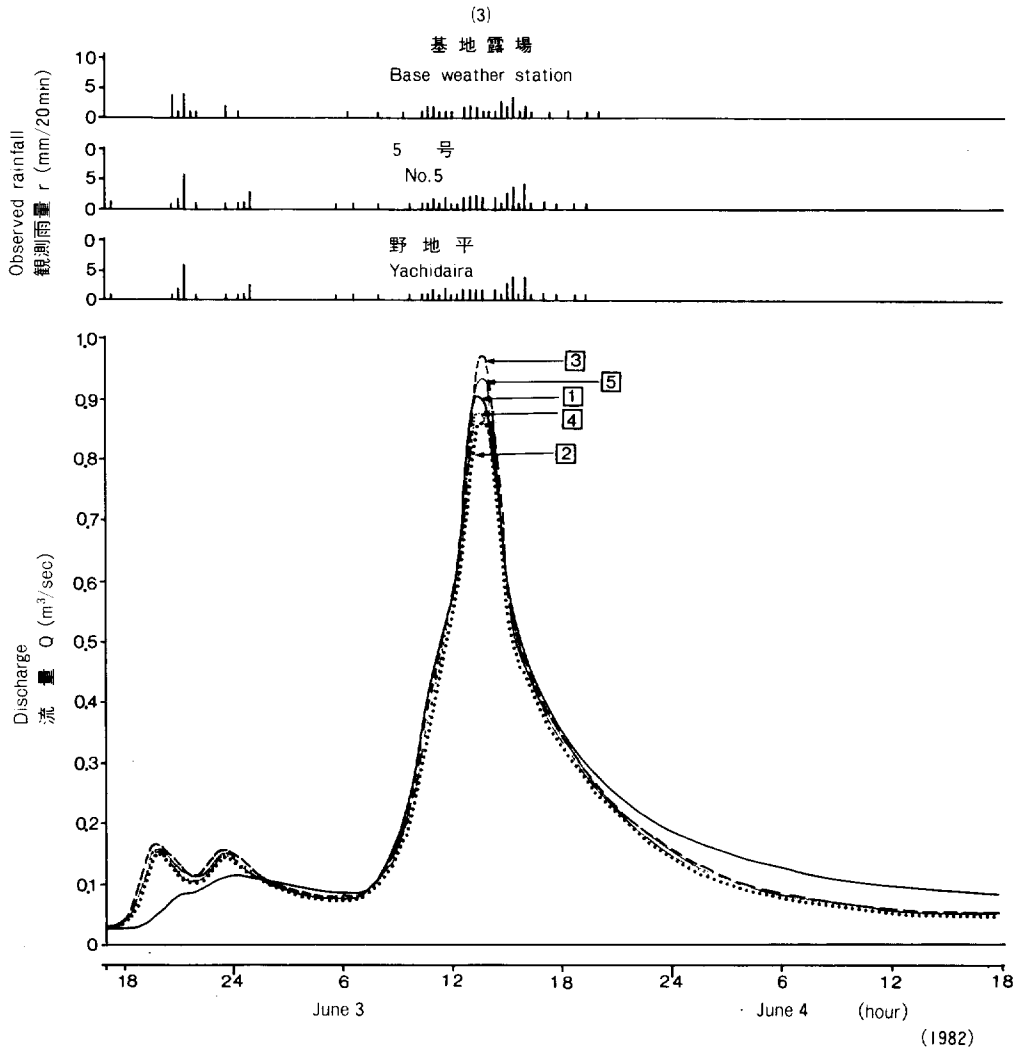


Fig. 34. (つづき) (Continued)

$$F' = \int_0^T f dt = f_c T + \frac{f_0 - f_c}{k} (1 - e^{-kT})$$

で F' と等しいとおくことにより、統計的に f_c , f_0 , k を推定した。

この結果、 f_0 は、降雨強度ごとに異なり、実用的には、降雨強度と等しいとみなしうることがわかった。

k は検討の結果、降雨強度、降雨の継続時間により変化することが明らかとなった。足尾試験流域の例では、

$$k = 0.0148 (r - f_c)^2$$

$$z = 0.717 e^{-0.0314 t}$$

となった。

Table 9. 初沢流域の実測および推定増水ハイドログラフの比較

Comparison of observed flood hydrograph with estimated composite flood hydrograph in Shozawa watershed

出水 No. Flood Date	流域条件 Condition of watershed	観測雨量 Observed rainfall (mm)	流出量 Discharge			ピーク流量 Peak discharge (m^3/sec)	100 分率 Ratio (%)
			直接流出量 Direct runoff (mm)	基底流出量 Base runoff (mm)	計 Total (mm)		
(1) Sept. 8 1980	1 実測値 Observed	初 沢 Shozawa 68.0	33.21	3.54	36.75	1.822	
	2 推定値 (現況, 有林) Estimated (Present)		32.54	4.50	37.04	2.210	100
	3 推定値 (100% 皆伐) (100% cleared)	5 号 No. 5 65.0	35.15	4.50	39.65	2.325	105
	4 推定値 (上流側 51.18 ha 皆伐) (Upper stream cleared)	野地平	33.18	4.50	37.98	2.254	102
	5 推定値 (下流側 66.72 ha 皆伐) (Down stream cleared)	Yachidaira 68.0	34.22	4.50	38.72	2.282	103
(2) Oct. 13 1980	1 実測値 Observed	初 沢 Shozawa 48.0	12.57	3.97	16.54	0.464	
	2 推定値 (現況, 有林) Estimated (Present)		10.57	2.62	13.19	0.446	100
	3 推定値 (100% 皆伐) (100% cleared)	5 号 No. 5 47.0	13.41	2.62	16.03	0.545	122
	4 推定値 (上流側 51.18 ha 皆伐) (Upper stream cleared)	野地平	11.45	2.63	14.08	0.482	108
	5 推定値 (下流側 66.72 ha 皆伐) (Down stream cleared)	Yachidaira 45.0	12.52	2.63	15.15	0.508	114
(3) June 3 1982	1 実測値 Observed	初 沢 Shozawa 51.0	21.96	6.67	28.63	0.895	
	2 推定値 (現況, 有林) Estimated (Present)		19.02	5.35	24.37	0.855	100
	3 推定値 (100% 皆伐) (100% cleared)	5 号 No. 5 58.0	22.35	5.35	27.70	0.968	113
	4 推定値 (上流側 51.18 ha 皆伐) (Upper stream cleared)	野地平	20.20	5.35	25.55	0.895	105
	5 推定値 (下流側 66.72 ha 皆伐) (Down stream cleared)	Yachidaira 58.0	21.18	5.35	26.53	0.927	108

また、 f_c は一定とみなしうることがわかった。

無降雨期間における浸透能の回復は、土壌の含水率の減衰から推定した。含水率は、

$$W_c = W_f + (W_s - W_f) e^{-\beta t}$$

という形をとるものとした。

含水率 W_c のときの浸透能 f は、

$$f = f_0 - a (W_c - W_f)^n$$

β の値は、数個の増水を含む期間における降雨と直接流出の資料を用い、浸透能の回復過程における土壌含水率を仮定することにより、全体の流出量を推定し、実測流出量と比較することにより、適値を推定した。

有効雨量の推定計算期間の最初の土壌含水率は、増水開始前の無降雨日数と、無降雨日における土壌の含水率の減衰との関係から、推定した。

降雨継続期間における浸透能の減衰、および無降雨期間における浸透能の回復値により、降雨の時系列から有効雨量の時系列を推定できる。

提案した有効雨量の推定法を、足尾試験流域に適用した結果、ほぼ良好な適合性が認められた。

2) 山地小流域の有効雨量に及ぼす森林伐採の影響を検討した。

解析資料としては、宝川試験地の初沢小試験区 2 号沢、および釜淵試験地の釜淵 2 号沢の伐採前と伐採後のものを用いた。

その結果、浸透能曲線の減衰係数を、

$$k = \gamma (r - f_c)^z$$

とした場合の γ , z は、山地小流域の地文的特性によって決定づけられ、有効雨量に及ぼす森林伐採の影響は、 f_c の差として表されることが見出された。

得られたパラメーターは、下表のとおりである。

試験流域	処理状況	γ	f_c (mm/20 min)	z	β
宝川試験地 初沢小試験区 2 号沢	伐採前	0.089	0.65	$0.605e^{-0.055 \cdot t}$	0.01~0.02
	伐採後	"	0.50	"	"
	1 号沢	0.040	0.80	$0.700e^{-0.042 \cdot t}$	0.1~0.15
	前期 (有林)	"	0.90	"	"
釜淵試験地 釜淵 2 号沢	伐採前	0.081	0.70	$0.621e^{-0.064 \cdot t}$	0.005~0.015
	伐採後	"	0.60	"	"
(足尾試験流域	無林地	0.0148	0.80	$0.717e^{-0.0314 \cdot t}$	0.003~0.015)

これらの結果から、森林の有無、および土壌条件などに基づいて、山地小流域の有効雨量の計算パラメーターを、次のように提案した。

流域条件	γ	f_c (mm/20 min)		z	β
		伐採前	伐採後		
土層の深い場合 (1.5 m 以上)	0.015	0.95	0.80	$0.70e^{-0.05 \cdot z}$	0.02
普通の場合 (1.5~0.5 m)	0.05	0.75	0.65	〃	0.01
土層の浅い場合 (0.5 m 以下)	0.09	0.55	0.50	〃	0.003

3) 単位図の解析により、山地小流域における増水曲線の推定法を検討した。

有効雨量は、前述の浸透能曲線法により推定したものをを用いた。単位図は、足尾試験地の実測の増水曲線の資料から、単純形の増水曲線を選び、勾配急変点法により基底流出量を分離した直接流出量と、有効雨量とから、COLLINS, W.T. の逐次修正法を用いて、流量配分図として求めた。

流量配分図は一定のものが得られず、それぞれの増水ごとに異なることが明らかとなった。

そこで、単位図のピーク値と、その出現時間に関係する条件に基づく流量配分図の推定法を検討した。

流量配分図のピーク値にいたる期間の配分率の推定は、流出関数法を用い、ピークの現れるまでの時間は、有効降雨強度の関数として、

$$t_p = c_p r_e^{-\rho}$$

として表した。

ピーク以後の減水過程については、変曲点の前後に区分して推定した。

ピークから変曲点までの減衰率 k_1 は、変曲点のあとの減衰係数 k_2 が各増水曲線とも一定で、ピークから変曲点の現れるまでの期間 t_d も同様に一定とみなすことにより、残された未知数として、シミュレーションで求めた。

得られた流量配分図と、実測の降雨から推定された有効雨量とによって、足尾試験流域の増水曲線を推定した結果、実測値と良好な一致が認められた。

4) 流域条件と単位図の関係を、宝川試験地初沢小試験区2号沢、釜淵試験地2号沢、足尾試験流域の資料により検討した。

単位図のピーク時間 t_p は、流域面積を A (ha)、最大有効降雨強度を $r_{e \max}$ として、

$$t_p = CA^{0.22} r_{e \max}^{-\rho}$$

として表すと、各パラメーターは、下表のようになった。

試験流域	C	ρ	t_d	k_2
宝川試験地 初沢小試験区2号沢	3.26	0.33	6 (2 hr)	0.06
釜淵試験地 釜淵2号沢	2.10	0.27	〃 (〃)	〃
足尾試験流域	1.57	0.29	〃 (〃)	〃

単位図の形には、森林伐採による影響は見出されず、流域の地文条件、主として溪床勾配、土壌の保水

性などにより決定づけられることが見出された。これらの結果から、単位図の関係因子について、下表のように提案した。

流域条件	C	ρ	t_d	k_2
溪床勾配が緩(20%以下)で 土壌の保水性が大きい場合	3.50	0.30	6 (2 hr)	0.06
溪床勾配が中(30%)程度で 土壌の保水性が普通の場合	2.50	"	" (")	"
溪床勾配が急(40%以上)で 土壌の保水性が悪い場合	1.50	"	" (")	"

5) 山地流域における洪水の伝播速度を把握するため、宝川試験地の本流、初沢における三つの測定区間における実測資料から、洪水の最大流量と伝播時間の関係を検討した。その結果、伝播時間を t (min), 観測所間の距離を L (m), 上下流の観測所の最大流量の平均値を Q_a (m^3/sec), λ , b を定数とすると,

$$t = \frac{L}{\lambda \times 60} Q_a^{-b}$$

と表され、 λ , b が、各観測区間ごとに得られた。また、最大流量の増加に伴い、伝播時間が短くなることが確認された。

また、各区間における最大流量の平均値 Q_a と、洪水の平均伝播速度 ω_a (m/sec) の関係を,

$$\omega_a = \frac{L}{t \times 60} = \lambda Q_a^b$$

とみると、宝川本流と初沢を通じて、 λ が 0.65~0.89, b が 0.35~0.40 となって、ほぼ同じ形となった。全体的にみて,

$$\omega_a = 0.73 Q_a^{0.37}$$

で表してもよいと判断された。

6) マスキング法を用いて、山地流域における洪水の追跡を行った。

マスキング法で用いる K を、洪水の伝播速度から推定する方法を用い,

$$K = a_m (T_{PO} - T_{PI})$$

T_{PO} : 流出ハイドログラフのピーク時間

T_{PI} : 流入ハイドログラフのピーク時間

として求めた。宝川試験地では、実測資料から $a_m = 1.35$ が得られた。

7) 山地流域における地点雨量の観測資料から、山地小流域の面積雨量を推定する方法を提案した。

その面積雨量に基づき、山地小流域ごとに増水曲線を推定し、それらの合成と、溪流における洪水追跡を行い、山地流域における合成増水曲線を推定する方法を検討した。宝川試験地初沢流域の推定合成増水曲線と実測の増水曲線を比較検討した結果、ほぼ良好な一致が得られた。

8) 森林伐採による洪水ピーク流量への影響は、ピーク流量の大きい場合は相対的に小さくなり、また、流域内の伐採位置の相違は、検証に用いた流域が小さいことと解析の単位時間などあって、ピーク到達時間のうえには、ほとんど表れてこないことが明らかとなった。

謝 辞

本論文は、著者が林業試験場に勤務するようになってから進めてきた、山地流域における流出量推定に関する一連の研究をとりまとめたものである。

ここに用いられている三つの森林水文試験地に関する観測資料は、林業試験場の諸先輩および同僚が長年月を要して蓄積したものであり、その努力と労苦に対して、深い尊敬と感謝をささげたい。

なお、本研究を進めるに当たり、東京大学教授 山口伊佐夫博士、信州大学教授 中野秀章博士、林業試験場防災部長 石川政幸博士に終始ご指導をいただいた。また、Summary、海外資料の調査収集等について松尾兎洋氏に格別のご指導ご援助をいただいた。これらのご指導ご援助に対して、深甚の謝意を表する次第である。

引 用 文 献

- 1) 荒木正夫・椿 東一郎：水理学演習。森北出版，98～99，155～156，159～161，171～174，(1962)
- 2) BARNES, B.S.: Structure of discharge recession curves. Trans. Am. Geophys. Union., **20**, 721～725, (1939)
- 3) BERNARD, M.M.: An aproach to determinate stream flow, Trans. A.S.C.E., **100**, 347～362, (1935)
- 4) BRATER, E.F.: The unit-hydrograph principle applied to small water-shed. Trans. A.S.C.E., **105**, 1155～1192, (1940)
- 5) CALKINS, D.・DUNNE, T.: A salt tracing method for measuring channel velocities in small mountain streams. Journal of Hydrology, **11**, 379～392, (1970)
- 6) 近嵐弘栄：山地小流域における有効雨量の推定。林試研報，320，123～157，(1982)
- 7) 近嵐弘栄：山地小流域における増水曲線の推定。林試研報，325，149～170，(1984)
- 8) 近嵐弘栄・吉野昭一・竹内信治・服部重昭：宝川試験地における洪水の伝播速度について。新砂防，**36**, 2(129), 24～28, (1983)
- 9) CHOW, V.T.: Handbook of Applied Hydrology. Section-14 Runoff. 14-13., (1964)
- 10) COLLINS, W.T.: Runoff distribution graphs from precipitation occurring in more than one time unit. Civil Engineering., **9**, 559～561, (1939)
- 11) COOK, H.L.: The infiltration approach to the calculation of surface runoff. Trans. Am. Geophys. Union., **27**, 726～747, (1946)
- 12) FREEZE, R.A.: Role of surface flow in generating surface runoff. 1. Base flow contribution to channel flow. Water Res. Res., **8**, 609～623, (1972)
- 13) FREEZE, R.A.: Role of surface flow in generating surface runoff. 2. Upstream source areas. Water Res. Res., **8**, 1272～1283, (1972)
- 14) 福嶋義宏・武居有恒：山地小流域の短期流出に対するモデル。第25回水理講演会論文集，229～236，(1981)
- 15) 服部重昭：流出過程における不飽和水分流動の研究（Ⅱ）。日林誌，60，290～297，(1978)
- 16) HORTON R.E.: Analysis of runoff-plat experiments with various infiltration capacity. Trans. Am. Geophys. Union., **20**, 693～711, (1939)
- 17) 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**, 50～56, (1956)
- 18) 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., **41**, 3, 102～107, (1956)
- 19) 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。京都大防災研創立 5 周年記

- 念論文集, 181~190, (1956)
- 20) 石原藤次郎・高瀬信忠: 流出函数による由良川洪水の解析. 土木学会論文集, 57, 1~6, (1958)
 - 21) 石原藤次郎・石原安雄: 出水解析に関する最近の進歩. 京都大防災研報, 5 B, 33~58, (1962)
 - 22) 岩井重久・石黒政儀: 応用水文統計学. 森北出版, 370 pp., (1975)
 - 23) 角谷 睦・豊国永次・大達俊夫: 山地小流域河川の低水解析 (2). 京都大防災研報, 10 B, 147~154, (1967)
 - 24) 角谷 睦・福島 晨: 中小河川の洪水到達時間. 京大防災研報, 19 B, 143~152, (1976)
 - 25) 角谷 睦: 流出解析法 (その3). 農土誌, 47, 12, 29~36, (1979)
 - 26) 川畑幸夫: 水文気象学. 地人書館, 204~207, (1967)
 - 27) 菊谷昭雄・真島征夫・服部重昭: 簡易弾性波探査器による流域保水量の推定法., 林試研報, 270, 77~88, (1978)
 - 28) KIRKBY, M.J.: Hillslope hydrology. John Wiley & Sons, 25~31, 305~306, 317~318, (1975)
 - 29) 河野良治・菊谷昭雄・志水俊夫・近嵐弘栄・竹内信治・平 和敬・服部重昭: 南部温帯林の水保全機能の解明. 「農林漁業における環境保全的技術に関する総合研究」試験成績書 (第3集), 農林水産技術会議事務局, (1979)
 - 30) LINSLEY, R.K.Jr., KOHLER, M.A., and PAULHUS, J.L.H.: Applied Hydrology. 312~314, 399~400, McGraw-Hill, (1949)
 - 31) McCALLA, T.R.: Introduction to Numerical Method and Fortran Programming. 64~71, (1972)
 - 32) MINSHALL N.E.: Predicting storm runoff on small experimental watershed. Jour. Hydraulics Div., Proceeding of the A.S.C.E., 86, 17~38, (1960)
 - 33) 村井 宏・岩崎勇作: 林地の水および土壌保全機能に関する研究 (第1報). 林試研報, 274, 43~55, (1975)
 - 34) 中野秀章: 森林水文学. 共立出版, 172~180, (1976)
 - 35) 中安米蔵: 雨量より洪水量の推定に就て. 建設省直轄工事第4回技術研究報告. 160~194, (1951)
 - 36) 野口陽一・山口伊佐夫・西尾邦彦・林 和夫: 水源地における流量把握に関する研究. 79 回日林講, 353~355, (1968)
 - 37) 農林省林業試験場: 森林理水試験地観測報告 (日降水量・日流出量). 119~128, (1961)
 - 38) 小川 滋: 山地小流域における出水解析の基礎的研究. 九州大演習林報, 50, 20~26, (1977)
 - 39) OVERTON, D.E.: Muskingum flood routing of upland streamflow. Journal of Hydrology, 4, 185~200, (1966)
 - 40) PILGRIM, D.H.: Radioactive tracing of storm runoff of a small catchment II. Discussion of results. Journal of Hydrology, 4, 306~326, (1966)
 - 41) PILGRIM, D.H.: Travel times and nonlinearity of flood runoff from tracer measurement on a small watershed. Water Res. Res., 12, 487~496, (1976)
 - 42) ROGERS, J.S., KLUTE, A.: The hydraulic conductivity-water content relationship during nonsteady flow through a sand column. Soil Sci. Soc. Am. Proc., 35, 695~700, (1971)
 - 43) 佐藤清一・吉川秀夫・木村俊晃: 降雨から流出量を推定する方法. 土木研究所報告, 87, 27~42, (1954)
 - 44) 佐藤 正・村上与助・村井 宏・関川慶一郎: 新しい型の山地浸透計による測定成績 (第2報). 林試研報, 99, 25~27, (1957)
 - 45) SHERMAN, L.K.: Streamflow from Rainfall by Unit-Graph Method. Engineering News-Record, 108, 501~505, (1932)

- 46) SNYDER, W.H.: Hydrograph analysis by the method of least squares. Proc. A.S.C.E., 81, 793-1~793-25, (1955)
- 47) 菅原正巳: 流出解析法. 共立出版, 257, (1972)
- 48) 鈴木勇二: ユニットグラフのモーメントについて. 新砂防, 24, 3 (82), 8~13, (1972)
- 49) 鈴木勇二: ユニットハイドログラフ法による洪水追跡. 83 回日林講, 382~384, (1973)
- 50) 高山茂美: 河川地形, 共立出版, 176~184, (1974)
- 51) 塚本良則: 山地流域内に起る水文現象の解析. 東京農工大演習林報, 6, 1~79, (1966)
- 52) WATSON, K.K.: An instantaneous profile method for determining the hydraulic conductivity of unsaturated porous materials. Water Res. Res., 2, 709~715, (1966)
- 53) WISLER, C.O., BRATER, E.F.: Hydrology. John Wiley & Sons, 273~323, (1949)
- 54) 山田昌一: 宝川森林治水試験報告, (その 1・試験地基礎調査編) (その 2・降水量及流出量編). 東京営林局, (1943)
- 55) 山口伊佐夫: 流域内各種因子を複合した増水曲線の推定. 75 回日林講, 479~485, (1964)
- 56) 山口伊佐夫・出田興生: 溪流における洪水追跡 (第 1 報). 新砂防, 23, 1 (76), 1~9, (1970)
- 57) 吉川秀夫: 河川工学. 朝倉書店, 57~60, (1974)

Fundamental Studies on Estimation of Flood Hydrograph in Mountain Watershed

Hiroei CHIKARASHI⁽¹⁾

Summary

This paper is concerned with the fundamental studies on the flood hydrograph in a small mountainous watershed at the time of rainfall, and the summary is as follows.

1) An estimation process by hydrological analysis of effective rainfall in a small mountainous watershed by the Infiltration capacity curve method was studied.

The data for analysis were obtained from hydrological observation in a small watershed in the Ashio region.

Effective rainfall for each flood was estimated by direct runoff, separating from hydrograph through deducting base runoff by the semilogarithmic separating method.

Infiltration loss for each flood was estimated by the following equation.

$$F=R-Q$$

Where F means infiltration loss (mm), Q means direct runoff (mm), R means rainfall (mm), and as F is equivalent to F' in the integral calculus equation of Horton's equation of the infiltration capacity curve,

$$F' = \int_0^T f dt = f_c T + \frac{f_0 - f_c}{k} (1 - e^{-kT})$$

Where f_0 : Initial infiltration capacity (mm/20 min)

f_c : Final infiltration capacity (mm/20 min)

k : Extinction coefficient of infiltration capacity

t : Elapsed time (20 min)

f_0 , f_c and k were statistically estimated.

As a result, f_0 is considered to vary with each rainfall intensity and can be regarded as practically equal to rainfall intensity.

After the examination it was found that the coefficient k varies with rainfall intensity and duration and that k is expressed by the following equations.

$$k = 0.0148(r - f_c)^2$$

$$z = 0.717 e^{-0.0314t}$$

Where r : Rainfall intensity (mm/20 min)

Further, the value of f_c revealed to constant.

Recovery in infiltration capacity during drought was estimated by the depression of soil water content.

Estimated soil water content by volume is considered in the following equation :

$$W_c = W_f + (W_s - W_f) e^{-\beta t}$$

Where β : Extinction coefficient of soil water content

W_f : Soil water content at field capacity (%)

Received December 3, 1986

(1) Forest Influences Division

W_s : Saturated soil water content by volume (%)

W_c : Estimated soil water content by volume (%)

Infiltration capacity (f), corresponding to soil water content W_c , was estimated by the following equation.

$$f = f_0 - a(W_c - W_f)^n$$

Where n : Coefficient due to the hydrological characteristics of the watershed

a : Coefficient due to the hydrological characteristics of the soil in the watershed

The equitable value of coefficient β is estimated with the data of rainfall and direct runoff during some floods, assuming the extinction coefficient of soil water content of the recovering process of infiltration capacity, and estimating and comparing both total runoff and actual runoff.

The estimated value of β in Ashio experimental watershed was about 0.015 ~ 0.003.

The initial soil water content by volume during the estimated calculation period of effective rainfall was estimated by a depression curve of soil water content at the time of drought.

The time series of effective rainfall can estimate from the time series of observed rainfall based on the decrease of infiltration capacity during rainfall and the recovery in infiltration capacity during drought.

By applying the proposed estimate process of hydrological analysis concerning the effective rainfall in the Ashio experimental watershed, the process demonstrated almost satisfactory results.

2) Influence of forest on effective rainfall in a small mountainous watershed was studied.

The hydrological data of Takaragawa experimental site Shozawa No. 2 watershed, and Kamabuchi experimental site No. 2 watershed, before and after the cutting, were applied for analysis.

As a result it becomes clear that if the extinction coefficient of infiltration capacity curve k is indicated as following equation,

$$k = \gamma(r - f_c)^z$$

the coefficient γ and exponent z are indicated by physiographical characteristics of small mountainous watershed, and also influence of forest on effective rainfall can indicate as difference of the value f_c .

The obtained values are shown in the following table :

Watershed	Treatment of forest	γ	f_c	z	β
Takaragawa experimental site					
Shozawa No. 2 watershed	Forested	0.089	0.65	$0.605 e^{-0.055z}$	0.01 ~ 0.02
	Cleared	0.089	0.50	"	"
Shozawa No. 1 watershed	Forested First period	0.040	0.80	$0.700 e^{-0.042z}$	0.1 ~ 0.15
	Forested Second period (grown)	0.040	0.90	"	"
Kamabuchi experimental site					
Kamabuchi No. 2 watershed	Forested	0.081	0.70	$0.621 e^{-0.064z}$	0.005 ~ 0.015
	Cleared	0.081	0.60	"	"

(Ashio experimental watershed) Forest-losted 0.0148 0.80 $0.717 e^{-0.0314t}$ 0.003 ~ 0.015

According to these results, the parameters of effective rainfall model in a small mountainous watershed are suggested as following table :

Watershed condition	γ	f_c		z	β
		Forested	Cleared		
Big water holding capacity (Deep soil horizon horizon > 1.5 m)	0.015	0.95	0.80	$0.70 e^{-0.05t}$	0.02
Middle water holding capacity (horizon 1.5 ~ 0.5 m)	0.05	0.75	0.65	"	0.01
Small water holding capacity (Shallow soil horizon horizon < 0.5 m)	0.09	0.55	0.50	"	0.003

3) An estimate process of flood hydrograph by the Unit hydrograph method in a small mountainous watershed was studied.

Effective rainfall was figured out as time series by the infiltration capacity curve and soil moisture content variation.

Unit-hydrographs in the Ashio experimental watershed were estimated as distribution graphs from the analysis of Gradually approximation method of W.T. COLLINS, with direct runoff separated from simple type storm hydrographs by the semilogarithmic separation method and effective rainfall.

It was clear that the distribution graph of each flood was not the same but different at each flood.

Accordingly, the estimate process of the distribution graph based on relative hydrological condition was studied.

Estimate of distribution ratios until the peak discharge time was calculated with runoff function. The peak discharge of the distribution graphs was decided by exponential functions based on effective rainfall intensity r_e as following equation.

$$t_p = c_p r_e^{-\rho}$$

The recession process after the peak was estimated by dividing the distribution graph in two parts, i.e. before and after the recession curve change point.

The extinction coefficient from the peak discharge to the recession curve change point of a unit-hydrograph was estimated as a remained factor by a simulation method through the extinction coefficient k_2 after the recession curve change point, and the duration t_d between the peak discharge and the recession curve change point may be regarded as constant.

Flood hydrograph of the Ashio experimental watershed was estimated by the calculated distribution graphs and effective rainfall estimated from the observed data, and the reasonable agreement with actual value was reached.

4) The relationship between the hydrological condition of a small mountainous watershed and the feature of the unit-hydrograph was studied by using the hydrological data from the Takaragawa experimental site Shozawa No. 2 watershed and the Kamabuchi experimental site No. 2 watershed.

When the peak discharge of the unit-hydrograph t_p is indicated by the following equation,

$$t_p = C A^{0.22} r_{max}^{-\rho}$$

Where A is the area of watershed (ha).

The obtained values are shown in the following table :

Watershed	C	ρ	t_d	k_2
Takaragawa experimental site				
Shozawa No. 2 watershed	3.26	0.33	6 (2 hr)	0.06
Kamabuchi experimental site				
Kamabuchi No. 2 watershed	2.10	0.27	6 (2 hr)	0.06
Ashio watershed	1.57	0.29	6 (2 hr)	0.06

It becomes clear that the forest cutting gives no effect on the feature of the unit-hydrograph, and the shape of the unit-hydrograph is decided mainly by the physiographical conditions, i.e. the slope of stream bed and the water holding capacity of the forest soil.

According to these results, the parameters of the unit-hydrograph are suggested as in the following table :

Watershed condition	C	ρ	t_d	k_2
Slope of stream bed gentle (<20%) & big water holding capacity	3.50	0.30	6 (2 hr)	0.06
Slope of stream bed middle(around 30%)& middle water holding capacity	2.50	"	" (")	"
Slope of stream bed steep(>40%)& small water holding capacity	1.50	"	" (")	"

5) To grasp the propagation speed of a flood wave in a mountainous watershed, the relation between the peak discharge and the propagation speed of floods were investigated by using observed data taken from the 3 gauging sections in the Takaragawa experimental site Takaragawa main stream, and also in Shozawa watershed.

As a result, constant values λ and b were obtained for each observation section of the water stage gauging stations by using the following equation.

$$t = \frac{L}{\lambda \times 60} Q_a^{-b}$$

Where t (min) means the propagation time of the flood, L (m) means the distance between the two gauging stations, Q_a (m³/sec) means the average of peak discharge of the two gauging stations.

At the same time, it is confirmed that the propagation time of floods reduces as the peak discharge increases.

Simultaneously, if we put the mutual relation between the average of the peak

discharge Q_a and the average propagation speed ω_a as the following equation,

$$\omega_a = \frac{L}{t \times 60} = \lambda Q_a^b$$

Where λ takes the value 0.65 ~ 0.89 and b takes the value 0.35 ~ 0.40 through Takaragawa main stream and Shozawa watershed and make very similar relations.

Synthetically, the relation between Q_a and ω_a through Takaragawa experimental watersheds is considered as follows :

$$\omega_a = 0.73 Q_a^{0.37}$$

6) A flood routing by the Muskingum method in a mountainous watershed was studied.

Coefficient K , which is used in the Muskingum method, was estimated from the propagation speed of a flood wave, and obtained equation is as follows.

$$K = a_m (T_{PO} - T_{PI})$$

Where T_{PO} means peak discharge time of outflow hydrograph and T_{PI} means peak discharge time of inflow hydrograph, a_m means a coefficient adopt 1.35 in Shozawa watershed.

7) An estimation process of areal rainfall in a small mountainous watershed from the observed rainfall data was suggested.

An estimation process of a composite hydrograph in a mountainous watershed from the estimated areal rainfall was studied by the composite of the flood hydrographs which were estimated from each small mountainous watershed, and also by the flood routing in the stream.

Estimated flood hydrograph of Takaragawa experimental site Shozawa watershed and the observed flood hydrograph are compared and the reasonable agreement was reached.

8) It becomes clear that, forest influences of clear cutting on the peak discharge of flood decreases in proportion to the increase of peak discharge, and because the verified watershed has a comparatively small area, the difference of the location of clear cutting in the watershed have a minor effect on the concentration time of flood.