

# 林況変化に伴う短期流出特性の追跡 —東京大学愛知演習林穴の宮流域を対象として—

李 憲 浩\*・芝野博文\*・西尾邦彦\*

## The Short Period Runoff Characteristics with the Change of Forest Cover

—In the Case of Ananomiya Experimental Basin of the  
Tokyo University Forest in Aichi—

Heon-Ho LEE, Hirofumi SHIBANO and Kunihiko NISHIO

### 1. 概 説

森林の水土保持機能への関心は近年ますます高まりつつあり、とくに水資源の有効利用に関係して、山地における水の動きや森林の持つ理水機能の定量的な解明が重要な研究課題になっている。

本研究では、初期損失に関するモデル<sup>5)</sup>、有効雨量に関する SCS モデル<sup>9)</sup>、山腹斜面の雨水流出機構及び河道上の流れを Kinematic Wave とみなした直接流出のモデル<sup>4)</sup>を総合し、林相変化に伴う短期流出特性をモデルのパラメーターをとおして検討した。

本研究は長期水文観測が行われている東京大学愛知演習林の4試験流域のうち、林相の経年変化が最も大きかった穴の宮流域を解析の対象として、昭和10年代から昭和60年までの、高水時の流量と降雨資料を選定使用した。

解析は、まず、流域の湿潤状態を表すパラメーターを用いて初期損失を推定した後に、有効雨量と基底流量を求め、次に、直接流出量を等価粗度法を用いて求めた。

等価粗度は水理的には流路の摩擦抵抗を表現するパラメーターであるが、一山地流域として考える場合は山腹斜面の植生と土壌によって決まると考えても差し支えないであろう。すなわち、林相変化が高水流出におよぼす影響は、直接流出の分離に関するパラメーターと等価粗度によって表現することができると考えられる。

### 2. 流域特性

#### 2-1 流域の概要

解析の対象とした穴の宮試験流域の位置と地形を図2-1に示す。流域は東経137°06′、北緯35°15′に位置し、標高140~218 m、流域面積13.9 ha、流域起伏量比7.17%、エロンゲーション比0.956である。流域はほぼ長方形に近い形を示し、上流部は急峻地形であるが、溪流沿いに比較的

\* 東京大学農学部林学科  
Department of Forestry, Faculty of Agriculture, The University of Tokyo.

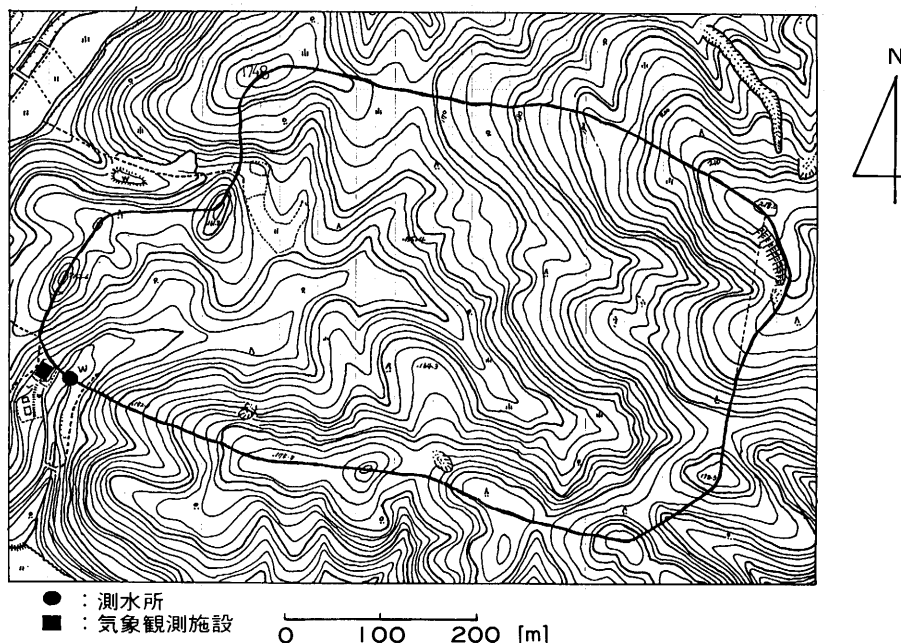


図 2-1 流域の地形

Fig. 2-1. Topography of Ananomiya experimental basin.

大面積を占める湿潤な堆積体を持つ。全体としては比較的傾斜の緩い小さな自然流域である。

地質は花崗岩で深層風化しており、山頂付近に局所的に新第 3 紀層れき層の残留物がわずかに残っている。気候条件は年平均降水量が 1500 mm, 年平均気温が 15℃前後で、冬季の積雪はほとんどない。

## 2-2 水文資料

### 2-2-1 降水量

降水量は日巻でサイフォン式の自記雨量計の記録を 10 分毎に 0.1 mm の精度で読み取った。雨量観測所は測水所付近に 1 箇所配置されている。

### 2-2-2 流量

流量は水位観測により求めた。測水所の越流部の構造は幅の狭い矩形ノッチ 1 箇所とその左右両側に幅の広い浅いノッチを 4 個持つ構造になっている。その正面図を図 2-2 に示す。

流量  $Q$  [m<sup>3</sup>/s] と越流水深  $h$  [m] との関係は次のようになる。

$h \leq H$  で

$$Q = C_1 B_1 \sqrt{2g} h^{3/2}$$

$h > H$  で

$$Q = C_1 B_1 \sqrt{2g} h^{3/2} + C_2 N B_2 \sqrt{2g} (h - H)^{3/2}$$

ここで、 $g$  は重力加速度 [9.8 m/sec<sup>2</sup>],  $C_1, C_2$  は流量係数の 2/3 の値,  $N$  は広いノッチの個数,  $B_1$  [0.2 m] と  $B_2$  [1 m] はノッチの幅である。本流域において定数  $C_1, C_2, N$  は次のように求められて

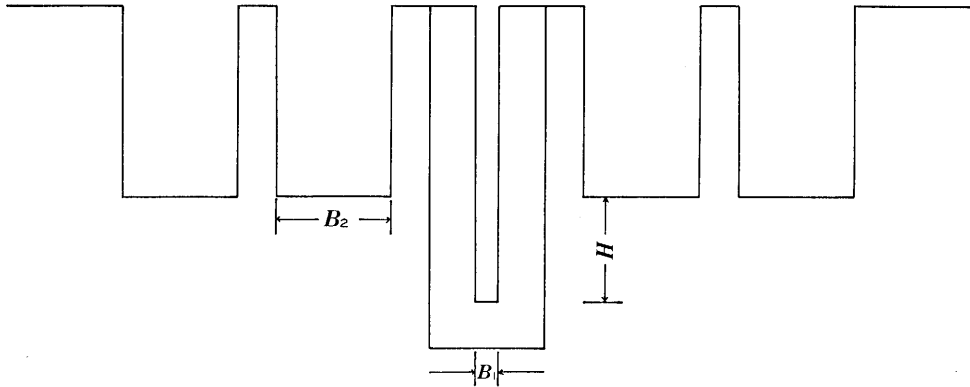


図 2-2 測水所の越流部正面図

Fig. 2-2. A front figure of over flow segment.

いる<sup>10)</sup>。

$$C_1=0.413, C_2=0.427, N=4, H=0.2 \text{ [m]}$$

上記の流量は量水堰堤から流出する流量であり、これには貯水池による調節効果が含まれている。したがって、短期流出解析に当っては貯水池により調節される以前の流入量を求める必要がある。この方法にはエクダール法<sup>11)</sup>、山口によるβ法<sup>11)</sup>などがあるが、ここではβ法を用いた。以下にβ法について簡単に述べる。

時刻  $t$  における貯水池への流入量を  $I$ 、流出量を  $O$ 、貯水池容量を  $S$  とすると連続式は

$$\frac{dS}{dt} = I - O \tag{1}$$

$S$  を水位  $H$  の関数  $S(H)$ 、貯水池の水表面積を  $F(H)$  とすると  $F(H)$  は  $dS/dH$  であるから、

$$\frac{dS}{dt} = \frac{dS}{dH} \cdot \frac{dH}{dt} = F(H) \frac{dH}{dt} \tag{2}$$

式(2)を式(1)に代入して

$$I = O(H) + F(H) \frac{dH}{dt} \tag{3}$$

したがって、 $H$  の時間変化が与えられれば時刻  $t$  における流入量が計算できる。式(3)より

$$\frac{I(t) + I(t + \Delta t)}{2} = \beta(O(t + \Delta t) - O(t)) + O(t) \tag{4}$$

ここで、

$$\beta = \frac{F(H)}{\Delta t} \cdot \frac{1}{(dO(H)/dH)} + \frac{1}{2}$$

とできる。

また量水堰堤の水表面積  $F(H)$  は次のように求められている<sup>10)</sup>。

$$F(H) = 177.8 \cdot H^{3.7} + 70.0 \cdot H + 476.0$$

### 2-2-3 解析用水文資料

穴の宮流域の昭和 10 年から昭和 60 年までの資料の中から約 25 個の高水例を選んだ。選定期

表 2-1 解析に用いた短期流出資料

Table 2-1. Short period runoff used in analysis

番号	開始日時 [年月日]	解析時間 [min]	全降雨量 [mm]	最大雨量 [mm/10 min]	最大流量 [mm/10 min]
1	10. 07. 20	870	29.0	4.6	0.3168
2	10. 08. 10	2460	78.6	5.4	0.4804
3	12. 08. 07	910	29.8	1.8	0.1567
4	12. 09. 10	2110	36.4	2.9	0.1883
5	16. 08. 13	860	81.9	11.0	1.6135
6	18. 08. 04	1910	79.5	5.9	0.9036
7	18. 10. 02	1210	89.1	6.0	1.1325
8	26. 08. 22	1010	48.5	4.0	0.5123
9	26. 09. 18	1010	29.9	4.2	0.1567
10	28. 09. 12	1610	38.1	6.0	0.3083
11	32. 06. 26	3160	119.0	6.6	1.2465
12	34. 08. 08	1800	65.3	3.4	0.2598
13	36. 09. 14	3710	98.2	9.0	0.6194
14	38. 06. 30	4200	36.1	6.7	0.1912
15	40. 10. 14	1900	47.0	1.8	0.1224
16	44. 08. 04	1310	75.7	7.5	1.1160
17	44. 10. 24	2060	43.0	2.2	0.1391
18	50. 08. 16	1160	84.2	15.0	1.2861
19	50. 09. 19	510	62.6	9.5	1.0168
20	52. 07. 17	510	40.0	13.3	0.6577
21	52. 09. 03	2200	65.1	7.7	0.3175
22	54. 08. 18	410	37.0	13.1	1.6451
23	56. 08. 22	1860	74.4	3.0	0.2032
24	58. 08. 15	4490	84.8	4.4	0.1147
25	58. 10. 08	1500	70.0	4.2	0.7449

間は解析の条件をできるだけ一定とするため夏期の7月～10月とした。

表 2-1 に高水開始日時, 解析時間, 総降雨量, 10 分間最大降雨強度, 10 分間の最大流量を示した。

### 2-3 林相の経年変化

昭和初期の林相は極めて粗悪な状況で, 裸地内にわい木が点在している程度の裸地に近い状態であった。その後, 1925年から1929年にかけて治山造林が実施され, 流域の約半分の地域には, アカマツを中心にかなり良好な植生が導入されたが, 残る部分はいくらか良好になった程度で大きな変化はなかった。

しかし, その後も徐々に植生の導入が行われ, わずかながら腐植層等の形成も行われた模様である。1938年, 1939年頃には治山造林の成果がかなり現れてきて, 次第に林況が好転してきた。この林相変化を示す資料としては1977年に作成された林相図<sup>1)</sup>と観測開始から現在までに撮影された数種類の航空写真がある。これらの資料をもとに模式的に描いた図 2-3 の林相図<sup>6), 7)</sup>によって, その変遷過程をおよそ知ることができる。

流出現象に影響を及ぼす植生要因を表現する量としては, 森林蓄積量, 総葉面積, 有効土壌厚,

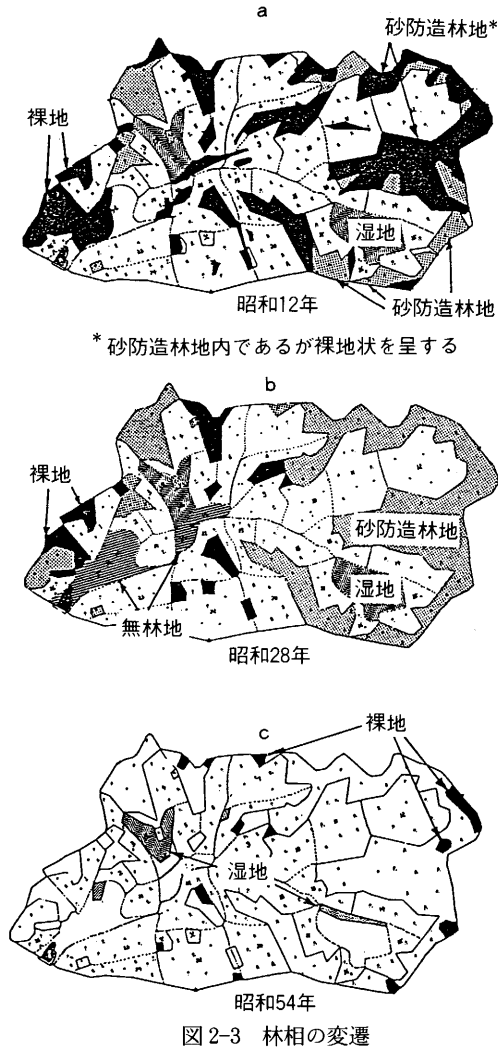


図 2-3 林相の変遷

Fig. 2-3. Changes of Forest physiognomy.

\*芝野: タンクモデルによる流出特性の経年変動の追跡 より転載

樹木の胸高断面積合計などが考えられる, また, 林分の成長に伴って有効土壌厚の発生も重要な要因であるが, 本流域では経年的にこれらの調査が行われていないので, 現状では航空写真からの概略的判定をのぞいては過去の森林状態を計量することができない。この報告では図 2-3 にみるように林相は経年的に良好化の道を進んだという認識の上で立って考察を行う。

### 3. 流出解析

#### 3-1 有効雨量

まず, 降水量を流出可能雨量と損失量とに分け, 流出可能雨量をさらに有効雨量と地下水かん養量に分ける。有効雨量は降水量のうち, 直接流出量となる部分をいい, 地下水かん養量は基底流出として流出する水量である。

一般に流出は河道流出, 表面流出, 中間流出, 基底流出の 4 つの成分に分けられるが, ここで, 直接流出量とは直接的に流量増加に参与する基底流出以外の 3 成分をいう。

直接流出量の推定方法は有効降雨として降雨量から推定する方法と観測ハイドログラフの分離によって求める方法などがある。ここでは, 有

効雨量の推定は SCS 法<sup>9)</sup>を改良した方法<sup>5)</sup>を用いることにした。

先ず, 降雨から初期損失を差し引き, 流出可能雨量を求める手法を示す。降雨初期の段階では降雨の全量が損失し, 累加降雨量の増加に対応して累加日損失量も増大するが, 最終的には累加損失量が一定になる(これを最大初期損失量  $L_f$  と呼ぶことにする)とする。さらに, 最大初期損失量は降雨開始直前の流域の湿潤状態によって変化するとする。ただし, 流域の標準的な湿潤状態により生ずる流量レートとして初期流量  $1 \text{ mm/day}$  を仮定し, このときの最大初期損失量を最大損失指標  $I_f$  とする。

以上の関係を以下の式によって表す。

$$P_d(t) = L_f \cdot \exp \frac{-P(t)}{L_f} + (P(t) - L_f) \quad (5)$$

$$L_f = I_f \cdot q_{u_0}^{-1/2} \quad (6)$$

ここで,  $I_f$  [mm<sup>3/2</sup>/day<sup>1/2</sup>]: 最大損失指標

$q_{u_0}$  [mm/day]: 高水直前の初期流量

$P_d$  [mm]: 流出可能雨量の累加量

$L_f$  [mm]: 最大初期損失量

$P$  [mm]: 累加雨量

$t$  [10 min]: 時間

次に, 流出可能雨量を有効雨量と地下水かん養量に分離する手順を示す。有効雨量の累加値は, 流出可能雨量の累加値の増大に応じて増大し最終的には両者の差は可能最大貯留量に近づく。流出可能雨量から有効雨量を差し引くと地下水かん養量になる。ここで, 可能最大貯留量は流域の湿潤状態に応じて変化し, 標準的な流域の湿潤状態として初期流量 1 mm/day を仮定し, このときの可能最大貯留量を可能最大貯留指標とする。以上の関係を以下の式によって表す。

$$S = I_s \cdot q_{u_0}^{0.35} \quad (7)$$

$$P_e(t) = \frac{P_d(t)^2}{S + P_d(t)} \quad (8)$$

$$b(t) = p_d(t) - p_e(t) \quad (9)$$

ただし,  $p_d(t) = P_d(t) - P_d(t-1)$

$p_e(t) = P_e(t) - P_e(t-1)$

$P_e$  [mm]: 有効雨量の累加量

$b$  [mm]: 地下水かん養量

$S$  [mm]: 可能最大貯留量

$I_s$  [mm<sup>1.35</sup>·day<sup>-0.35</sup>]: 可能最大貯留指標

さらに, 地下水かん養量が, 地下で貯留され基底流出として再び地上に出現する過程を示そう。地下水かん養量は式 (10) によって地下の貯留量にあわさり, 式 (11) のようにその貯留量の自乗に比例して流出が生じる。

$$S_u(t+1) = S_u(t) + b(t) - Q_u(t) \quad (10)$$

$$Q_u(t) = A_u^2 \cdot S_u(t)^2 \quad (11)$$

ここで,  $Q_u$  [mm/hr]: 基底流量

$S_u$  [mm]: 貯留量

$A_u$  [mm<sup>-1/2</sup>/hr<sup>1/2</sup>]: 流域固有の逓減係数 (不圧逓減係数)

本流域においては 1935 年から 1938 年にかけての短期流出解析から, この 4 年間の平均値として  $I_f = 24.1$  [mm<sup>3/2</sup>day<sup>-1/2</sup>],  $A_u = 0.007$  [mm<sup>-1/2</sup>hr<sup>-1/2</sup>],  $I_s = 151$  [mm<sup>1.35</sup>day<sup>-0.35</sup>] が求められている。

さて,  $I_f, I_s$  の値も林相の変化に対応して変化するはずである。そこで,  $I_f$  と  $I_s$  の値を林相変化に伴う流出特性を追跡するパラメーターとして用いた。この 2 つの指標は各高水例ごとに, 有効雨量と直接流出雨量がほぼ等しくなるように実測ハイドログラフとのキャリブレーションから暫定的に決定した。ただし, 流域の逓減係数  $A_u$  は 0.007 [mm<sup>-1/2</sup>hr<sup>-1/2</sup>] とした。

表 3-1 有効雨量と流出成分の分離  
Table 3-1. Effective rain fall and separation of runoff components

番号	開始日時 [年月日]	全雨量 [mm]	流出可能雨量 [mm]	有効雨量 [mm]	全流量 [mm]	直接流出量 [mm]	基底流出量 [mm]	流出率	最大損失量 [mm/day]
1	10.07.20	29.0	22.9178	2.4195	4.2276	2.9074	1.3202	0.08	6.137
2	10.08.10	78.6	47.4528	10.3632	14.1828	10.5866	3.5962	0.13	34.767
3	12.08.07	29.8	18.8447	2.4258	4.4858	2.4153	2.0705	0.08	3.461
4	12.09.10	36.4	28.7247	3.1446	6.3690	3.7399	2.6291	0.09	6.607
5	16.08.13	81.9	55.5633	10.2209	13.5331	10.2883	3.2448	0.12	3.037
6	18.08.04	79.5	61.6633	11.6444	14.5911	9.3029	5.2882	0.15	18.058
7	18.10.02	89.1	73.8381	15.2536	20.0261	15.7641	4.2620	0.17	13.989
8	26.08.22	48.5	35.7134	5.8043	8.0558	5.9641	2.0917	0.12	10.624
9	26.09.18	29.9	23.1890	2.8754	4.6271	2.8952	1.7319	0.10	6.794
10	28.09.12	38.1	26.7785	4.4170	7.9698	4.6815	3.2884	0.12	6.666
11	32.06.26	119.0	93.6655	22.0007	39.8226	22.7205	17.1021	0.18	16.657
12	34.08.08	65.3	51.9567	8.3721	12.6501	8.5544	4.0957	0.13	13.448
13	36.09.14	98.2	71.5698	11.1165	18.0689	11.6705	6.3984	0.11	27.390
14	38.06.30	36.1	29.7402	3.5121	13.7736	3.5815	10.1921	0.10	6.382
15	40.10.14	47.0	36.6177	4.4085	7.4502	4.8618	2.5883	0.09	10.502
16	44.08.04	75.5	65.9762	13.9050	20.2160	13.8959	6.3201	0.18	9.728
17	44.10.24	43.0	32.7205	3.9787	6.9965	4.1544	2.8421	0.09	10.450
18	50.08.06	84.2	60.9139	11.2079	15.8304	11.0317	4.7987	0.13	11.811
19	50.09.19	62.6	54.0835	8.4337	10.4012	8.5293	1.8720	0.13	8.522
20	52.07.17	40.0	32.0208	4.0359	6.5231	4.5884	1.9347	0.10	7.416
21	52.09.03	65.1	48.6191	6.2645	10.0798	6.6940	3.3858	0.10	16.833
22	54.08.18	37.0	29.6925	5.5565	7.2605	6.3567	0.9038	0.15	6.431
23	56.08.22	74.4	58.2105	8.1894	12.3325	8.7027	3.6298	0.11	16.363
24	58.08.18	84.8	69.9814	11.7735	22.5830	11.7558	10.8272	0.13	14.868
25	58.10.08	70.0	57.0962	8.4450	16.6105	9.6512	6.9594	0.12	9.714

注) 流出率 = 有効雨量 ÷ 全雨量

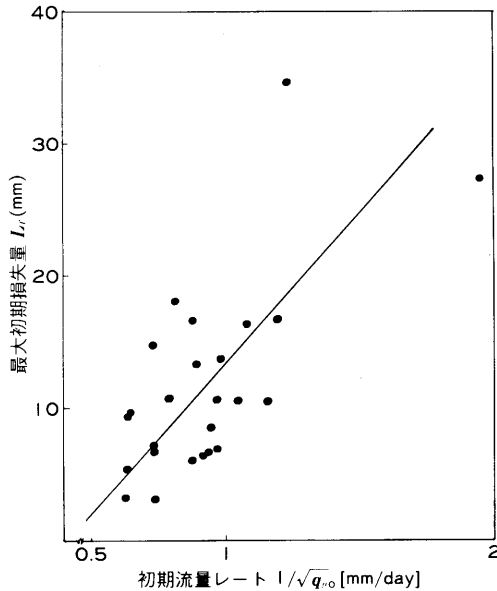


図 3-1 初期流量レートと最大損失量の関係

Fig. 3-1. Relation between the initial flow rate and maximum abstraction.

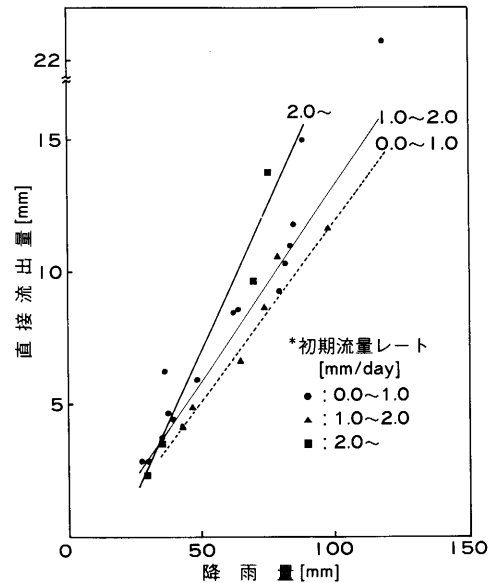


図 3-2 全雨量と直接流出量との関係

Fig. 3-2. Relation between the total rain fall and direct run off.

表 3-1 には実測流量と上述の方法によって分離した高水別有効雨量とを示した。この表からわかるように、流出率（有効雨量/全雨量）の経年変動の推移は昭和 10 年代初期に小さいが、昭和 10 年代後半になると急に大きくなり、その後昭和 40 年代まで、ほぼ一定値を保ち昭和 40 年代後半から、次第に小さくなる。ただし、同じ降雨でも流域が湿っていれば直接流出は大きく、乾いていれば小さく、流出率は林相の変化による影響を追跡するには不向である。また、昭和 38 年 6 月 30 日の高水（洪水番号 14）は基底流出量が直接流出量より非常に多くなっているが、これは、高水の二つのピークが解析時間 4200 min の両端に出現していることから、基底流出量が多く計算されたためと考えられる。

図 3-1 は初期流量レート  $q_{u0}$  と最大損失量  $L_f$  の関係を示しているが、初期流量レートが多くなるにつれて最大損失量は少なくなる傾向が表れている。この図で流域固有の最大損失指標  $L_f$  を決定できる。また、解析期間中の平均値として、 $L_f = 11.87$  [mm] が求められた。

各高水別の全降雨量と直接流出量の関係を高水直前の初期流量  $q_{u0}$  値の 3 区分 (0.0~0.1, 1.0~2.0, 2.0~) に分けて図 3-2 に示した。降雨量が 50 mm 以下の場合には、直接流出量が  $q_{u0}$  の値によってかわらないほぼ同じ値を持つが、降雨量が大きい領域では流域が湿潤なほど ( $q_{u0}$  が大きいほど) 直接流出量も大きいことが確認される。

### 3-2 斜面流出系モデル

#### 3-2-1 等価粗度法

等価粗度法は、一つの流域をいくつかの矩形斜面と流路とが組み合わされたものと見なし、これらの斜面や流路における雨水流下現象を慣性項を無視した水流の運動法則と連続の関係を用い



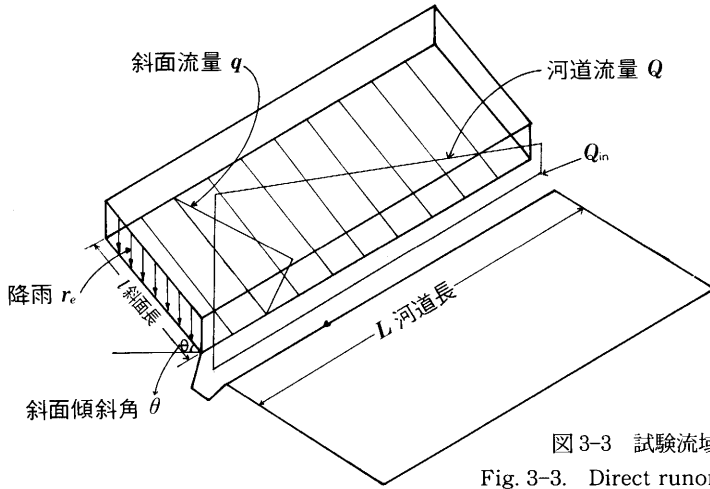


図 3-3 試験流域の直接流出モデルの図式  
Fig. 3-3. Direct runoff model of experimental basin.

て水理的に追跡するものである。ここで用いられる解法に差分法と特性曲線法がある。以下に、本研究で採用した特性曲線法の基本理論を簡単に述べる。

場所  $x$ ，時間  $t$  の関数である物理量を  $q(x, t)$  とし， $q(x, t)$  が次の式によって規定されるとする。

$$\frac{\partial q}{\partial t} + w \cdot \frac{\partial q}{\partial x} = E \tag{12}$$

ここに， $w$  と  $E$  は， $x$  と  $t$  の関数であり， $q$  は  $x$  と  $t$  の関数であるから，その全微分は

$$dq = \frac{\partial q}{\partial t} dt + \frac{\partial q}{\partial x} dx$$

であり，その時間的变化は

$$\frac{dq}{dt} = \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{dx}{dt} \cdot \frac{\partial q}{\partial x} \tag{13}$$

となる。式 (13) の左辺と右辺を入れかえて式 (12) と比較すると，式 (12) は  $dx/dt=w$  の速さで波動が動き， $q$  の時間変化 ( $dq/dt$ ) は，右辺の  $E$  に等しいことを示している。 $dx/dt=w$  は  $x \sim t$  平面上における攪乱の進行経路を表す曲線であり，特性曲線という。したがって式 (13) は  $dx/dt=w$  の特性曲線上において  $dq/dt=E$  の関係と全く同一である。

式 (13) は波動を表す微分方程式であり，1 階の波動方程式といわれ，進行波しか存在しない。通常，1 階の波動方程式を満たす解を kinematic wave という。

山腹斜面に降った雨は一部は浸透し，一部は地表を流れて小さな水路からやがて大きな水路へと集められていく。この過程を模式的に図示したものが図 3-3 である。

流出計算は図 3-3 に示されているように有効降雨による斜面からの流出量  $q$  を求め，この流出量を横流入量とする河道内の流量  $Q$  を計算することにより行われる。

考えている流域外から水路上流端へ供給される水量  $Q_{in}$ ，あるいは降雨の始まる前から河道に既に流れていた流量などがある場合には，それぞれ境界条件及び初期条件として考慮に入れる。

図 3-3 のように一般的な断面形を持つ河道へ時間的に変動する横からの流入量  $q(t)$  がある場合，流れが定常に近いものと仮定すれば，運動方程式と連続方程式はそれぞれ次のように表現さ

れる。

$$i - i_f = 0 \quad (14)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q(t) \quad (15)$$

ここで、 $i$  は水面勾配、 $A$  は流水断面積、 $i_f$  は溪床勾配。

運動方程式の解として定常等流における抵抗法則、例えばマンニングの式を代用すれば式(14)から

$$Q = Av = \frac{AR^{2/3}i^{1/2}}{n} \quad (16)$$

が得られる。流路における径深  $R$  と断面積  $A$  の関係を  $K_1$  及び  $Z$  を定数として

$$R = K_1 A^Z \quad (17)$$

と表すことにすれば、式(16)は次のように書き換えられる。

$$A = KQ^p \quad (18)$$

ここに、 $p = 3/(2Z + 3)$ 、 $K = (n/i^{1/2}K_1^{2/3})^p$

このように河道内の流れをモデル化すれば、式(15)と式(18)を適当な境界条件、初期条件のもとに解くことができる。

これと同様に流域斜面においても

$$h = kq^p \quad (19)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = \alpha r \quad (20)$$

ここに、 $h$  は水深、 $q$  は単位流量、 $r$  は有効降雨強度、 $\alpha$  は単位変換定数で  $r$  を [mm/h]、 $q$  を [m<sup>2</sup>/s] とすると  $\alpha = (1/3.6) \times 10^{-5}$ 、 $p$  と  $k$  は定数。

流れに対してマンニング式が成立するとすれば、

$$k = \frac{N^p}{(\sin\theta^{1/2})^p} \quad p = \frac{3}{5} \quad (21)$$

上式から  $k$  が求められ、ここで、 $N$  は等価粗度、 $\theta$  は斜面傾斜角である。

特性曲線法による数値計算は式(15)、式(18)、式(19)、式(20)の流出計算用基礎方程式を特性曲線理論に基づいて書き改めれば

$$pkq^{p-1} \cdot \frac{\partial q}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = \alpha \cdot r_e(t) \quad (22)$$

の式から特性方程式は次のようになる。

$$\frac{dt}{pkq^{p-1}} = \frac{dx}{1} = \frac{dq}{\alpha \cdot r_e(t)} \quad (23)$$

これより

$$(\alpha \cdot r_e) dt = pkq^{p-1} dq \quad (24)$$

$$(\alpha \cdot r_e) dx = dq \quad (25)$$

が得られる。

ここで、 $(t_2 - t_1) = dt$  間の  $r_e(t)$  の平均値を  $r_a$  とすれば、

$$(\alpha \cdot r_a)(t_2 - t_1) = kq^p(t_2) - kq^p(t_1) \quad (26)$$

$$(\alpha \cdot r_a)[x(t_2) - x(t_1)] = q(t_2) - q(t_1) \quad (27)$$

が得られる。

したがって時刻  $t_1$  における流量  $q(t_1)$  及び  $(t_2 - t_1)$  間における降雨量  $r_a$ 、特性曲線の位置  $x(t_1)$  が与えられれば、次の時刻  $t_2$  における特性曲線の位置  $x(t_2)$  とその点の流量  $q(t_2)$  が求められることになる。河道についても式 (20) と式 (15) が同型を成していることから全く同様に導くことができる。

$$q(t_2 - t_1) = kQ^p(t_2) - kQ^p(t_1) \quad (28)$$

$$q[x(t_2) - x(t_1)] = Q(t_2) - Q(t_1) \quad (29)$$

以上より、有効雨量が与えられれば河道下流端の流量を求めることができる。

### 3-2-2 解析方法

本章の第一節で流域の湿潤状態を考慮したパラメーターの  $I_f$  (最大初期損失指標)、 $I_s$  (可能最大貯留指標) によって有効雨量及び地下水かん養量が求められ基底流出の形状までが決定されている。この時、 $I_f$  と  $I_s$  の暫定的決め方は有効雨量と直接流出量が総量でほぼ同じ値をとるように実測ハイドログラフとのキャリブレーションによっている。

直接流出系は、本試験流域を矩形化し (図 3-3 参考)、山腹斜面モデルの特性値を求めた。即ち、河道を洪水波が流下する速度はたかだか 10 分前後なので、解析のユニットタイムを 1 分とし、山腹斜面モデルの特性値として、径深 ( $R$ ) と流水断面積 ( $A$ ) の関係は測定の結果、次のように決定した<sup>7)</sup>。

$$R = K_1 \cdot A^Z$$

ただし、 $K_1 = 0.288$ ,  $Z = 0.664$

次に第 3 章第 1 節で求めた有効雨量を特性曲線法に入力して流域下流端での流量を求めた。直接流出系モデルの内、林況状態によって変化するパラメーターは斜面及び河道の等価粗度のみである。この粗度係数の決定は、直接流出に関する計算ハイドログラフが第 3 章第 1 節で分離した直接流出ハイドログラフの形状になるべく等しくなるように決定した。

最終的なキャリブレーションにあたり、ハイドログラフの立上り部と終了部の流量バランスはパラメーター  $I_f$  と  $I_s$  を変えることにより、また、ピークの鋭さや逓減部分の勾配等は粗度係数を変えることによって細部の調整をおこなった。

そのとき、河道の粗度係数 (図 4-3 参考) は流域特性によって大きく変わらないと仮定して、ほぼ、一定値を採用し、斜面の粗度係数だけを変えて最適値を求めた。ただし、実測地と計算値とのずれが非常に大きい場合にかぎり、河道の粗度係数の値を 0.025~0.030 の範囲で変えたものもある。

図 3-4 に実測ハイドログラフと計算ハイドログラフのキャリブレーションの例を示す。

### 3-3 モデルの適合度

高水の大部分については計算ハイドログラフは実測ハイドログラフを再現することができた。本流域が 13.9 ha と小面積であるので、洪水到達時間は 10 分前後である。

連続洪水 (ピークが二つ以上) もほとんどの場合計算流量の総量やハイドログラフの形が実測値によく適合した。ただ、二つのピーク間の時間間隔が長い場合は前半部のピーク流量が実測流量より少なく表され、後半部のピーク流量は実測値より多く表される傾向があった。これは有効雨量の分離時、有効雨量の時間的配分に多少問題があったためと思われる。

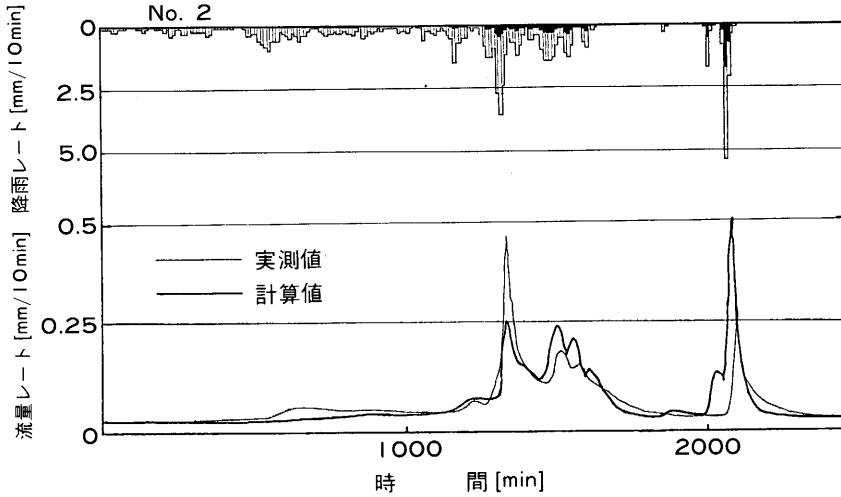


図3-4-1 キャリブレーションの様子(1)

Fig. 3-4-1. Calibration of observed hydrograph and calculated hydrograph.  
 注) ヒストグラムは降雨強度を示すが、そのうち黒く塗られた部分は有効雨量を表す

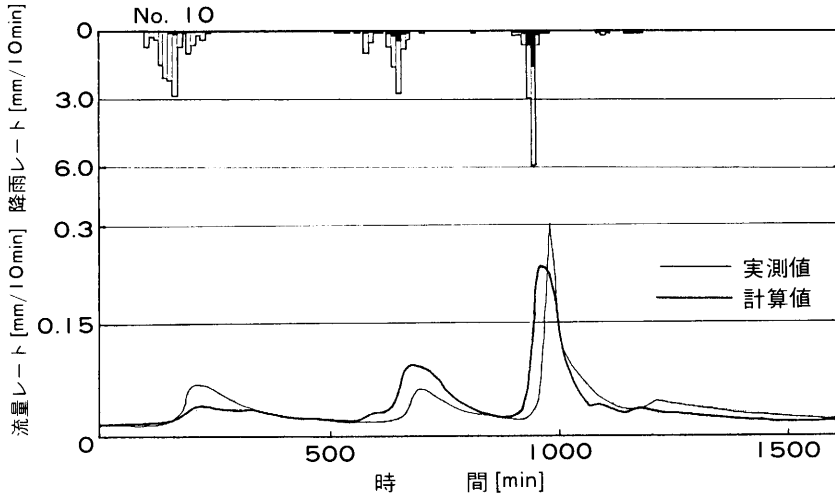


図3-4-2 キャリブレーションの様子(2)

Fig. 3-4-2. Calibration of observed hydrograph and calculated hydrograph.

これらのモデルの長所として次のことがあげられる。

- ① この直接流出量と基底流量の分離モデルは初期流量に基づいた最大損失指標と可能最大貯留指標という可変の指標を用いているので、林況変化の影響を見る上で、樹冠遮断や土壌での貯留機能の追跡を直接流出とは別に行うことができる。
- ② このモデルでは基底流量と直接流出量の分離は $I_f$ と $I_s$ という2つのパラメータによって降雨から生成された基底流出ハイドログラフの形状に基づいているので、複雑な形状のハ

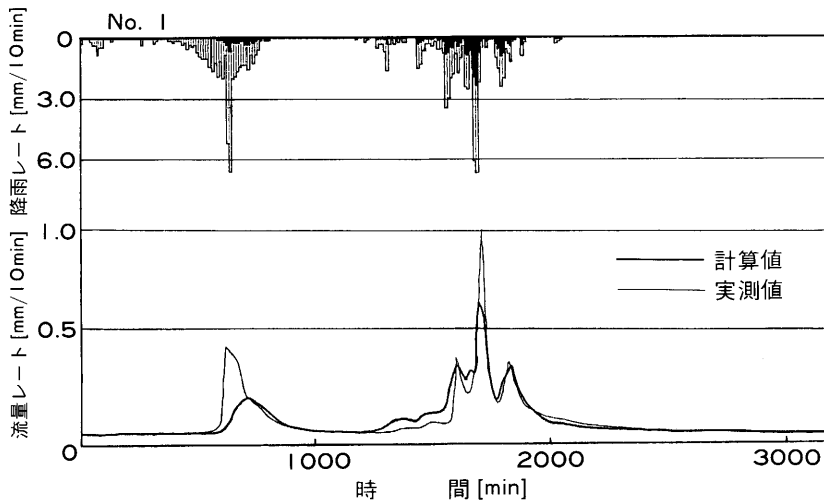


図3-4-3 キャリブレーションの様子 (3)

Fig. 3-4-3. Calibration of observed hydrograph and calculated hydrograph.

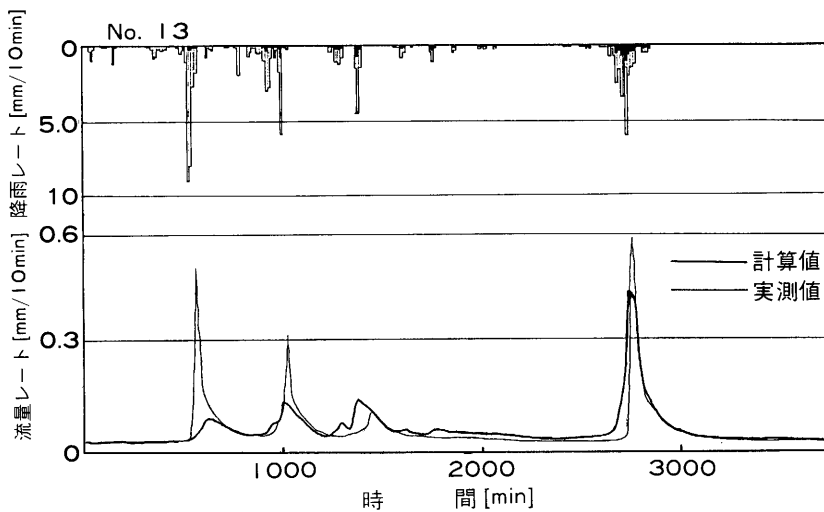


図3-4-4 キャリブレーションの様子 (4)

Fig. 3-4-4. Calibration of observed hydrograph and calculated hydrograph.

イドログラフでも容易に行うことができる。図3-5にこれらの分離例を示した。

- ③ 勾配、形状、粗度といった流域表面の物理性を考慮してあるので、直接流出系の経年変化に関して物理的観点からの分析が可能であり、また流域間の比較にも合理的な根拠が与えられる。

- ④ パラメーターの数が少ないので、キャリブレーションが行い易い。

しかし、今回のモデルで仮定した表面薄層流が実際の流出状況では観察されない点、流出寄与域の考え方が考慮されていない点など、いくつかの問題点が残る。

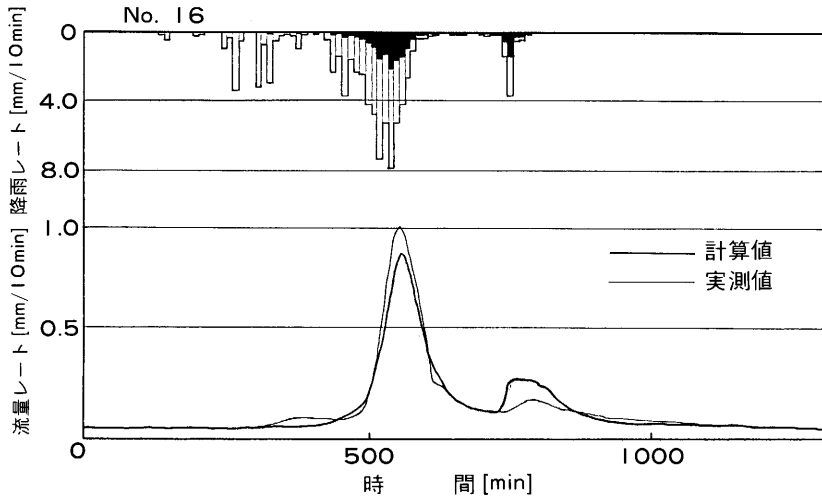


図3-4-5 キャリブレーションの様子(5)

Fig. 3-4-5. Calibration of observed hydrograph and calculated hydrograph.

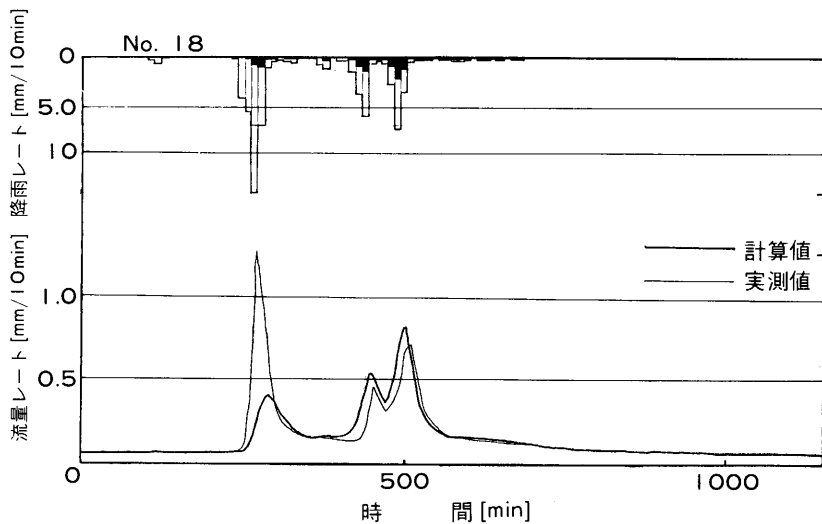


図3-4-6 キャリブレーションの様子(6)

Fig. 3-4-6. Calibration of observed hydrograph and calculated hydrograph.

#### 4. 林況の変化と流出特性

##### 4-1 可能最大貯留指標の経年変化

一般的に林況がよくなるにつれて直接流出量が減少する傾向がみられる。

これは植生の侵入にともなう土壌層の発達によって、林地の保水能、樹冠遮断量や樹冠貯留量、蒸発散量などが増加するためと考えられる。

植生とそれに起因するこのような機能は、この報告で用いたモデルでは初期損失と流域内貯留

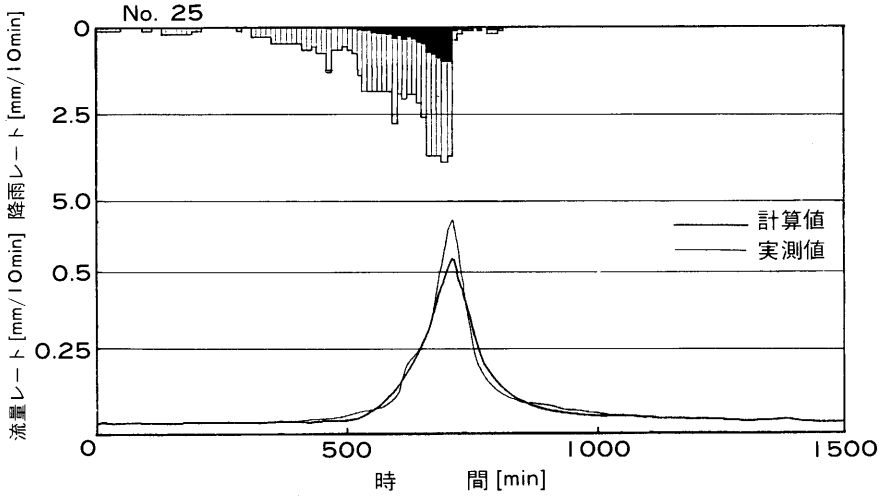


図3-4-7 キャリブレーションの様子(7)

Fig. 3-4-7. Calibration of observed hydrograph and calculated hydrograph.

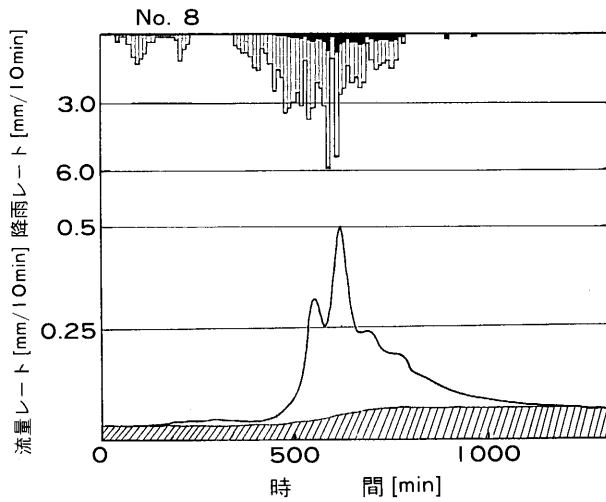


図3-5 有効雨量及び基底流量の分離例

Fig. 3-5. Example of separation effective rainfall and baseflow.

にかかわる，最大初期損失指標  $I_f$  と可能最大貯留指標  $I_s$  である。このうち初期損失指標  $I_f$  からは，経年的な傾向を見出すことができず今後の十分な検討が必要と思われた。一方可能最大貯留指標  $I_s$  は降前雨の流量レートを  $q_{u_0}$  としたとき  $I_s/q_{u_0}^{0.35}$  はその時点で貯留しうる最大の貯留量（可能最大貯留量）となり， $I_s$  が大きい程，浸透が向上し，地下水にまわる分が増え，相対的に直接流出は減少し，流出は平準化されるし，流出率（有効雨量/総雨量）も減少する方向に向かう。

経年的に  $I_s$  の推移をプロットすると図4-1 のようになる。回帰式は

$$I_s = 0.9393T + 56.5125 \quad (30)$$

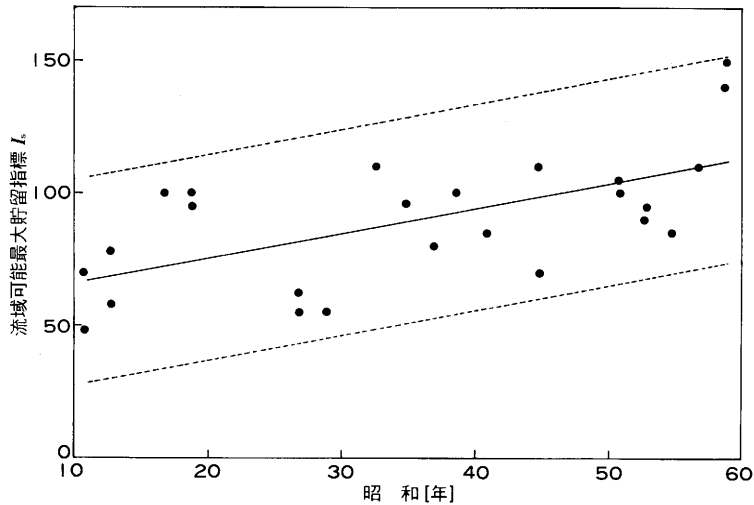


図 4-1 流域可能最大貯留指標の経年変化

Fig. 4-1. Secular change of index of maximum potential retention.

(ただし、 $T$  は年)

であり、図の点線は信頼係数 95% の予測帯を示したものである。この図から、可能最大貯留指標  $I_s$  がゆるやかではあるが、経年的に徐々に増加していることがわかる。即ち、林相がよくなるにつれて、次第に浸透能が向上し基底流量にまわる分が増加していることを物語っている。

#### 4-2 粗度係数

山腹斜面における粗度係数は流域内の地形、土壌、植生等の流域特性によってそれぞれ特定の値を持つ。このパラメーターで林況変化を追跡するためには二つの仮定が必要である。すなわち、第 1 に本流域では植生、土壌以外の流域因子がほとんど変わらないと見なすこと、第 2 に斜面を流下する水はマンニングの抵抗則に従うことである。

以上の仮定が成立するならば、粗度係数は林相の状態に伴って変化することになるので、経年別林況変化の推移を粗度係数という一つのパラメーターで評価できる。図 4-2 と図 4-3 には年代別にそれぞれ山腹粗度係数と河道粗度係数の変動推移を示した。すなわち、山腹斜面粗度係数の変動推移をあきらかにするために、時系列変動に対する回帰式として次のような指数曲線式を用いた。

$$S_{ff} = A(1 - e^{-ct}) + S_{ff_0} \quad (31)$$

(ここで、 $S_{ff}$ : 斜面粗度係数、 $A, c$ : 係数、 $S_{ff_0}$ :  $S_{ff}$  の初期値)

上式の係数の算出は、この曲線がそれらを線型にすることが困難のため最小 2 乗法を用いず、時系列変数  $S_{ff}$  のうちから三つの時点の  $S_{ff}$  を選んで、その値を式 (30) に代入して 3 元連立方程式を作る。これが、最小 2 乗法適用の場合の正規方程式に相当し、これより係数  $A, C, S_{ff_0}$  を推定することができる。計算結果得られた式は次のようである。

$$S_{ff} = 0.2691(1 - e^{-0.1282t}) + 0.089 \quad (32)$$

図 4-2 によると山腹斜面粗度係数の値は昭和初期の 10 年代は非常に低い値が出ており、20 年代から徐々に高くなり、30 年代後半からは安定している。このことから、昭和 10 年代の禿山の



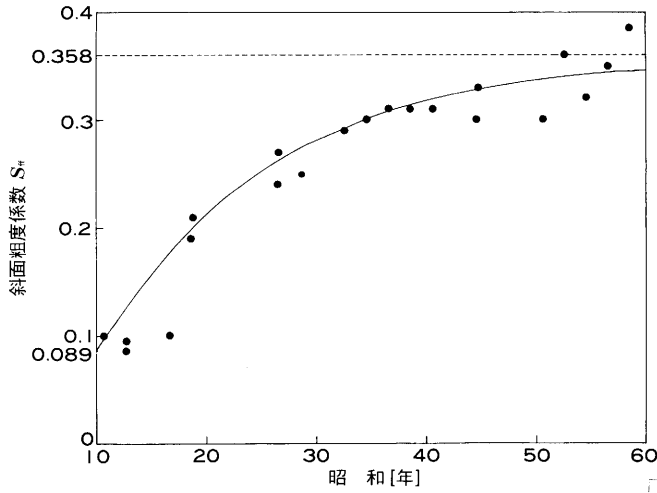


図 4-2 山腹斜面の粗度係数の経年変化

Fig. 4-2. Secular change of roughness coefficient in slope.

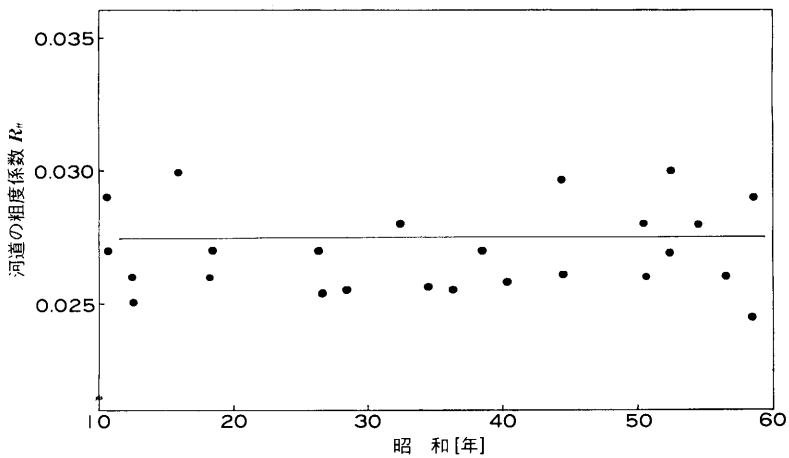


図 4-3 河道の粗度係数の経年変化

Fig. 4-3. Secular change of roughness coefficient in channel.

状態から林相が次第に良くなり、昭和 40 年代に至ると、ある程度林相も良好化してきたといえる。一方、河道の粗度係数の場合は図 4-2-2 に示したように昭和 10 年代から昭和 60 年代にかけてあまり変動がみられず、ほぼ平行状態の一定値を保っている。

求められた粗度係数の範囲は、斜面粗度係数が 0.08~0.4、河道粗度係数の場合は 0.024~0.030 であった。

### 5. 考察とまとめ

今回の解析で求めた四つのパラメーター・ $I_f, I_s, S_{ff}, R_{ff}$  と、それぞれの高水の形状と大きさに

表5-1 解析結果から求めた流出成分及びパラメーター  
Table 5-1. Runoff components and parameters obtained from analysis

番号	開始日時 [年月日]	直接流出量 [mm]	最大値1 [mm/10 min]	計算流量 [mm]	最大値2 [mm/10 min]	初期流量 [mm/day]	$I_f$	$I_s$	$S_{ff}$	$R_{ff}$
1	10.07.20	2,9074	0.3108	2,9117	0.3671	1,3012	7.0	70.0	0.15	0.029
2	10.08.10	10,5886	0.4804	10,5809	0.5289	0,6486	28.0	28.0	0.08	0.027
3	12.08.07	2,4153	0.1567	2,6933	0.1803	2,5256	5.5	58.0	0.095	0.026
4	12.09.10	3,7399	0.1883	3,8174	0.1819	1,1226	7.0	80.0	0.075	0.025
5	16.08.13	10,2883	1.6135	11,3996	0.9936	1,8229	4.1	100.0	0.10	0.030
6	18.08.04	9,3029	0.9036	11,5353	0.4333	1,4843	22.0	100.0	0.21	0.027
7	18.10.02	15,7641	1.1325	16,2407	0.7977	1,0016	14.0	95.0	0.19	0.026
8	26.08.22	5,9641	0.5123	5,9571	0.3937	1,0721	11.0	62.0	0.25	0.027
9	26.09.18	2,8952	0.1567	2,8249	0.2225	1,0615	7.0	55.0	0.27	0.025
10	28.09.12	4,6815	0.3083	4,9652	0.2420	1,8229	9.0	55.0	0.24	0.026
11	32.06.26	22,7205	1.2465	21,5492	0.7831	1,3012	19.0	110.0	0.29	0.028
12	34.08.08	8,5544	0.2598	8,1144	0.2310	1,2441	15.0	96.0	0.30	0.026
13	36.09.14	11,6705	0.6194	11,9689	0.3760	0,2613	14.0	80.0	0.31	0.026
14	38.06.30	3,5815	0.1912	3,5988	0.1347	2,4552	10.0	100.0	7.31	0.024
15	40.10.14	4,8618	0.1224	5,3128	0.1504	0,9067	10.0	85.0	0.31	0.028
16	44.08.04	13,8959	1.1160	13,2565	0.9501	2,3777	15.0	110.0	0.33	0.026
17	44.10.24	4,1544	0.1391	4,8850	0.1402	0,7417	9.0	70.0	0.30	0.030
18	50.08.06	11,0317	1.2861	10,4570	0.8042	1,6219	15.0	105.0	0.30	0.028
19	50.09.19	8,5293	1.0168	8,6274	0.9936	1,1153	9.0	100.0	0.29	0.026
20	52.07.17	4,5884	0.6577	4,8704	0.5706	1,8184	10.0	90.0	0.34	0.030
21	52.09.03	6,6940	0.3175	6,9919	0.3354	0,6917	14.0	95.0	0.38	0.027
22	54.08.18	6,3567	1.6451	6,7827	1.8237	1,1848	7.0	85.0	0.32	0.028
23	56.08.22	8,7027	0.2032	8,5420	0.1616	0,8404	15.0	110.0	0.35	0.026
24	58.08.15	11,7558	0.1147	11,9214	0.1403	1,8095	20.0	140.0	0.37	0.024
25	58.10.08	9,6512	0.7449	8,8786	0.6015	2,5462	15.5	150.0	0.40	0.029

(注)  $I_f$ : 初期損失指標,  $I_s$ : 可能最大貯留指標,  $S_{ff}$ : 山腹粗度係数,  $R_{ff}$ : 河道粗度係数 最大値1: 実測流量の最大値, 最大値2: 計算流量の最大値

関する表現値である初期流量, 直接流出量, 計算流出量, 最大流量等を表 5-1 に示した。以上解析により, 直接流量と基底流量の分離モデル, および斜面流出モデルによって林況変化の追跡が可能であることがわかった。今後は航空写真と林相図を用いて本流域の林分疎密度と林木の材積の経年変化を推定して, 林況変化を客観的に評価し, 流出モデルのパラメーターとの対応を細かく検討する必要がある。さて既存の研究<sup>2), 3), 8)</sup>によると, 山地斜面の粗度係数として 0.1~1.0, 河道の粗度係数として 0.05 (一般的な土の水路の標準値) あるいは 0.025 (土の水路・溪流・河川) が報告されているが, 本解析結果はこれらより多少小さい値が求められた。その理由としては Kinematic Wave 法では支流の形状に応じて分割を行うが, それを行わなかったこと, また有効雨量が多少多く求められたらしい点などが考えられる。

まとめとして, 今回の研究成果としては穴の宮試験流域に対する事例研究ではあるが次のようなことがあげられる。

- ① 直接流出量と基底流量の分離に  $I_f$  (最大初期損失指標) と  $I_s$  (可能最大貯留指標) を用い, 直接流出系では粗度係数  $S_{ff}$  を用い併せて三つのパラメーターを採用して林況の経年変動の追跡を行うモデルを与えた。
- ② 林相の良好化と共に直接流出にまわる分は減少し, 地下水が豊富になる。
- ③ 林相の良好化と共に粗度係数は増大し, ある程度良好化してくると一定値を取る。

## 要 旨

本研究では, 森林の林相変化による流出特性の違いを,  $I_s$ : 可能最大貯留指標,  $I_f$ : 最大初期損失指標,  $S_{ff}$ : 山腹斜面粗度係数の 3 つの指標によって示し, これによって, その時系列変化を追跡することができることを示した。解析対象は, 東京大学愛知演習林内の穴の宮流域である。

流出解析手法は直接流出に対しては等価粗度法を用い, 有効雨量の分離に際しては SCS 法を採用した。その結果  $I_s, S_{ff}$  に関しては共に, 林相が良好になるに従い, その値が増加していることが確認された。特に  $S_{ff}$  は, 林相がある程度安定期にはいると, その値は一定値に近づく傾向があり, 林相がかなり良好な場合 0.3~0.4 の値を示した。

また本方法の利点として, 採用されたパラメータが物理的意味をもっていること, さらにパラメータ数が少なくとも十分な適合度を得られることが挙げられる。

**キーワード:** 林相の変遷, 等価粗度法, 流出特性の経年変動

## 引用文献

- 1) 愛知演習林: 林相図, 1977. (未公表)
- 2) 鎌田 萬: 山腹斜面の等価粗度に関する研究. 土論集, 328号, 47-55, 1982.
- 3) 駒村富士弥: 治山・砂防工学. 38-42, 森北出版, 東京, 1985.
- 4) 日本河川協会編: 建設省河川砂防技術基準(案)調査計画, 135-144, 山海堂, 東京, 1977.
- 5) 芝野博文: 水源帯における流出過程に関する研究(I). 東大演報 78, 305-378, 1988.
- 6) 芝野博文: タンクモデルによる流出特性の経年変動の追跡. 昭和 61 年度砂防学会研究発表会概要集, 322-325, 1986.
- 7) 穴戸健一: 植生の変化が高水流出に及ぼす影響について. 東京大学卒論, 1986.
- 8) 高棹琢馬・推葉充晴: Kinematic Wave 法に基づく流出計算法の総合化について. 京大防災研究所年報, 22号 B-2, 225-236, 1979.

- 9) US Soil Conservation Service: National Engineering Handbook, Section 4, Hydrology. Washington, D. C., Aug. 1972.
- 10) YAMAGUCHI, I. and NISHIO, K.: Studies on forest hydrology in the Tokyo University Forest in Aichi. J. Jpn. For. Soc., 61(4), 135-141, 1979.
- 11) 山口伊佐夫: 現代林学講義 4 砂防工学. 52-55, 地球社, 1985.

(1988年4月30日受理)

### Summary

In this research, the trend of runoff characteristics with the change of forest physiognomy is shown by three indexes: index of potential maximum retention ( $I_s$ ), index of maximum initial abstraction ( $I_f$ ), and coefficient for slope roughness ( $S_{ff}$ ).

The data analyzed was obtained from Ananomiya experimental basin of the Tokyo University Forest in Aichi. Kinematic wave method was adopted for direct runoff and modified SCS method for baseflow separation. Consequently,  $I_s$  and  $S_{ff}$  are recognized to increase with the improvement of forest physiognomy. The value of  $S_{ff}$  approaches 0.3~0.4 when the forest reaches a stabilized period to some extent.

The advantage of this model is that the parameters have physical background and good fitness is obtained in calibration with several parameters.

**Key word:** change of forest physiognomy, kinematic wave method, secular change of runoff characteristics