

## 農地の雨水保留機能の変化に関する研究

茶谷 仁・五十嵐正次・上村春美・澁谷勤次郎

農林省農業土木試験場土地改良部

手島三二・福桜盛一・長浜謙吾

大阪府立大学農学部農業工学科

## Studies on the Variation of Rainfall Detention Function of Farmland

By

Hitoshi Chaya, Shoji Igarashi, Harumi Kamimura and Kinjiro Shibuya

*National Research Institute of Agricultural Engineering, Hiratsuka*

and

Sanji Tejima, Seiichi Fukuzakura and Kengo Nagahama

*University of Osaka Prefecture, Sakai*

### Abstract

The agricultural land has been said to have a great retardation effect on runoff from precipitation, and in upland field, the effect chiefly comes from high infiltration capacity, and in paddy field, it is derived from a great detention capacity of borders.

The decrease of the agricultural area in river basins by urbanization is expected to cause the change in runoff patterns.

This report contains the measurement and analysis of two different urbanizing districts in the prefectures Osaka and Kanagawa where rainfall and runoff are measured simultaneously.

1. The measurement of rainfall and runoff relations in Tomorogi basin (area: 2.96 km<sup>2</sup>) which is a tributary basin of the Neya river, and in Narukawa basin (area: 0.86 km<sup>2</sup>) which is in a mountainous district and has one of the headwaters of Neya river, makes clear the following points.

(a) In Tomorogi basin where the formerly low-lying paddy fields were recently urbanized rapidly without any complete planning of city and drainage, the coefficient of direct runoff is measured to be about 0.5, this value being similar to that of urban area, and the recession constant is found to be almost the same as in low-lying paddy fields.

The high direct runoff coefficient and the small recession constant are thought to result from both poor drainage capacities of upper reaches, where agricultural drainage systems are still in use, and fairly good drainage capacities of main channels, which are improved at the early stage of sprawling urbanization.

(b) The base flow in Narukawa basin is found to have two components with different recession constants.

2. In Kanagawa Prefecture, measurements are made in Shibusagawa basin (area: 44.6 km<sup>2</sup>), the headwater of the same river (7.2 km<sup>2</sup>), Nagaikegawa basin (3.9 km<sup>2</sup>), and Kamasakagawa basin (20 km<sup>2</sup>).

From the measurement and analysis, the following results are obtained.

(a) The influence of sewage on low flow and the reduction of initial losses by urbanization are observed.

(b) Infiltration indices ( $\Phi$ -index) in urbanizing area are found to be of almost the same magnitude as in paddy field but much smaller than those in upland field.

(c) Analysis of the relationships between unit hydrographs, which are derived from least-square method and Nash's method, and basin characteristics reveals relatively small peak runoff from the upland field area of Kanto loam, but it also suggests that an increase in peak runoff may occur by more than a hundred percent in such basins and by several tens percent even in the basins with much more of paddy fields after moderate urbanization.

目

緒言 ..... 16

1. 寝屋川流域の水文特性について ..... 16

1.1 調査地域の概要 ..... 16

1.2 試験観測の方法 ..... 17

1.3 試験観測の結果 ..... 20

1.4 結果の検討および考察 ..... 20

次

1.5 総括 ..... 24

2. 渋田川上流、下流および釜坂川、永池川の流出の比較解析 ..... 25

2.1 解析の方法 ..... 25

2.2 解析の結果 ..... 26

2.3 結果の考察 ..... 29

緒言

畑地は宅地に比較して大きな浸透能力があり、また水田は降雨をケイハン内に貯留して流出を調節する作用が大きい。流域の宅地化が進展すれば、農地の減少は全体としての浸透域および遊水域の縮小をもたらす、そのため基底流量は減少し、洪水到達時間は早まり表面流出は激化し、流出の年間分布は変動する。農地の流出調節効果は定性的にはこのように予想されるところであるが、その量的把握には種々の手法があり、いずれもモデルのパラメータを何らかの方法で求めて、流域条件変化後の流出状況を推定するのであるが、必ずしも満足のいく手法が確立されているわけではない。

本研究は流出現象における農地の役割りを量的に究明する目的で始められた。対象地域は寝屋川流域と定められたのでこの低位部と高位部に1ヶ所ずつ測水点を設けて観測を開始した。8年目に入り、資料の拡充を目的に比較対照地を神奈川県相模川支流に2地区設置した。この観測点は神奈川県が相模川左岸用水改良調査のため設置したのを農業土木試験場が引きつぎ継続観測したものである。その中の永池川地区は工場、宅地の進展しつつある低平地で、釜坂川地区は域内に2大住宅団地をもつ丘陵地である。

表-1 永池川、釜坂川の地目別面積 (%)

	水田	畑	宅地	山林	雑種地	計
永池川地区	84.8%	30.4	18.4	10.9	7.7	892 ha
釜坂川地区	3.7%	54.4	19.1	18.0	4.8	195 ha
永池川観測地点集水区域	24.0%	38.0	17.2	14.1	6.7	598 ha

なおこの2地区の宅地化以前の流出状況を知るため、流域特性が比較的類似していると判断された渋田川について下記の資料を使用し解析を進めた。相模川農業水利調査報告書 神奈川県 S30年以上の理由により本報告の構成は2部から成る。主対象地の大阪府下は、大阪府立大学農学部農業

水利研究室が計画、設計、観測、成果のとりまとめ、考察にあたり、神奈川県下の分は農業土木試験場土地改良部の責任においてとりまとめた。また特別研究促進調整費による研究費はほぼ全額を大阪府大で使用し、農土試は経常研究費で研究遂行したことを付記しておく。

ここに神奈川県下調査に種々御協力を頂いた神奈川県耕地課沼田、三原両技師、および当初土地改良部長として研究の全体計画をたて、その遂行を熱心に指導された前農業土木試験場長金子良博士(現日大教授)に深い感謝の意を表する次第である。

表-2 渋田川流域の地目別面積 (%)

	水田	畑	山林	その他	計
渋田川上流	13	86	22	29	720 ha
同下流(全域)	35	34	6	25	4460 ha

1 寝屋川流域の水文特性について

1.1 調査地域の概要

1) 寝屋川流域の変遷と現況および排水不良の要因

(これについては紙面の都合上、他機関の報告書参照)

2) 試験流域の設定

スプロール化水田地帯の排水の実態を把握するため、寝屋川流域内に2ヶ所の試験流域を設定した。寝屋川流域に対する水の供給は、農業用水源としての大和川、淀川からの取水が、水争いを招いたほどにわずかなものであることを考えると、背後地としての生駒山地からの流出に注目しなければならない。この点から、給水源的性格を持つものとしてその性質を明らかにするため、山腹西斜面に位置する嶋川流域(面積0.86km<sup>2</sup>)を設定し、一方、低平地部分の代表地区として、市街地(宅地、工場地帯)と農地の混在する友呂岐流域(面積2.96km<sup>2</sup>)を設定した。

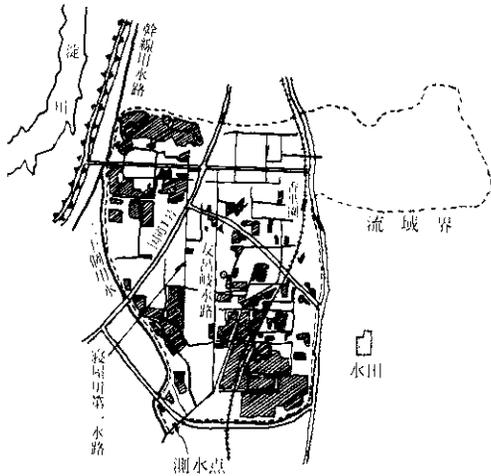


図 - 1 友呂岐流域

## 1.2 試験観測の方法

### 1) 友呂岐流域

#### a. 位置および土地利用

この流域は前述の低平地を代表するものとして設定したもので、図-1に示したように寝屋川流域の北西部に位置し、東西約2km、南北約2.5kmの範囲で、寝屋川市北西部から枚方市南西部にまたがっている。流域の特性値は次のとおりである。

A	Lo	P	B	F	C	I
km <sup>2</sup>	m	km	m			%
2.96	2867	10.3	1082	0.86	0.59	2.3

A：流域面積，Lo：主流路長，P：流域周長，  
B：流域平均巾 ( $A/Lo$ )，F：流域形状係数 ( $B/Lo$ )，C：流域密集度 ( $2\sqrt{A}/P$ )，I：流域平均コウ配，

このような低平地の中央部分において明確に試験流域を設定することは非常に困難なので丘陵地に接して定めたものである。

流域面積の約20%にあたる北東部の枚方市部分は、標高20~60mの丘陵地であって、農地の存在しない戦前からの住宅地であるが、残る低地部は近年急激に市街化しつつある地域であって、昭和46年4月現在の流域内水田面積は668haで全体の22.5%、低平地部の約28%である。これは、昭和43年の水田割合である80%に比して市街地への転用がかなり進んだことを物語っている。

住宅や工場、事業所の進出は、特徴的な形を示している。すなわち、交通上の要求から地域内の幹線道路を以て進行する一方、地域内主要水路にそって市街地が進んでいることは、水利（特に排水）の重要性を示唆するものである。

#### b. 水路の状況

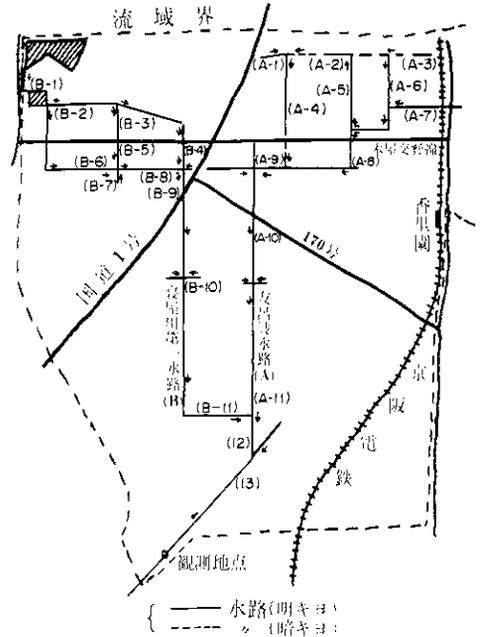


図 - 2 排水路系統

流域の低平地を網目状におおっている水路は、幹線水路以外は一貫したコンクリートライニングもなく、泥土の沈積した上水路のままである。また、途中で拡張されてクレークを形成したり、皿池と連結したりしており、本来の農業用排水路の形を止めているものである。このうち代表的なものとして、図-2に示した2つの排水路系統について現地踏査を行ない、水路の現状および排水の状態を調べた。

またこれら2系統のうち、友呂岐水路系は主として市街地からの排水を受け、寝屋川オ一水路系は農地、市街地の混在した地域からの排水を受けていると言える。

踏査の結果、排水形態について以下の点が明らかになった。

① 住宅から排水される都市下水（台所、風呂等）は直接、あるいは道路側溝をへて水路へ流される。基底流量の増加に影響するものと考えられ

る。

② 工場排水は直接水路に流される。この場合は比較的大きい水路（幹線水路を含む）が対象である。同様に基底流量に影響を与えると考えられる。

③ 降雨による地表水は、地区内の低地部（とり残された水田等）をへて水路に流入する。宅地化のかなり進んだ地域では道路側溝に集められるが、流入する水路の状態（断面、整備状況等）が不十分なので、路面上、あるいは宅地より低い空地内へのセキ上げによる貯留が発生するものと思われる。

c 降雨量の観測

昭和48年度は、日巻転倒マス型自記雨量計（一回転倒0.5mm）によって観測したが、44年度より過巻貯水型自記雨量計（スパン20mm）とし、あわせて、貯水タンクより連通管を引いてタンク内水圧を差圧変換器（D/Pセル）に導き、電気信号に変換して記録計でチャートにする方式とした。読取りは10分間隔である。なおD/Pセルを用いた測定システムについては次項に詳述する。

d 流出量の観測

測水点のある友呂岐水路は前述のように緩流水路であって、下流からの背水を受ける可能性があるため不定流としてとり扱う必要がある。したがって従来のように水位のみを測定して、水位～流量曲線によって流量を求めることはできず、流量観測は非常に困難なものとなる。

不定流の運動方程式、連続式はManningの式を用いて次のように示される。

$$\frac{\eta_e}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{\alpha_e}{g} V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} = i - \frac{\partial h}{\partial x} \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad (2)$$

V：断面平均流速，Q：流量，A：断面積，R：径深，h：水深，i：底コウ配，x：流下距離，t：流下時間，g：重力の加速度， $\eta_e, \alpha_e$ ：流速分布状態によるエネルギー補正係数  
 $\eta_e \doteq 1.0$   $\alpha_e \doteq 1.1$

今、この流れがかなりの緩流であることから、既往の研究結果をを参照して、(1)式の右辺を水面コウ配Iでおきかえ、かつ、全加速度項をゼロと見なして流量を算定する。すなわち

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad (3)$$

$$\text{よって} \quad \frac{n^2 Q_{us}^2}{A^2 R^{4/3}} = I \quad (4)$$

これから次式を得る。

$$Q_{us} = \frac{1}{n} AR^{2/3} I^{1/2} \quad (5)$$

この等流に近似した方法を、準等流近似と呼ぶことにする。この方法によれば、水面コウ配および水路断面の変化（水深の変化に拘着する）を測定することにより、流量を算定することができる。

なお、より精度の良いと考えられる近似として、局所加速度のみをゼロと見なすと不等速定流近似が得られる。

すなわち次式を得る。

$$\frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad \frac{\partial V}{\partial t} = 0 \quad (6)$$

$$X_1 = \frac{\alpha_e \left( \frac{\partial A}{\partial x} \right) \left( \frac{R^{2/3}}{n} \right)^2}{g A} \quad (7)$$

$$Q_s = (1 - X_1)^{-1/2} \cdot Q_{us} \quad (8)$$

一方、(5)式、(8)式で得られた結果を利用することにより、不定流も次のように近似することができる。すなわち、(1)式（原式）において

$$X_2 = \frac{(\alpha_e + \eta_e) \cdot \frac{\partial A}{\partial t} \cdot Q}{g A^2} \quad (9)$$

$$X_3 = \frac{\eta_e \cdot \frac{\partial Q}{\partial t}}{g A} \quad (10)$$

とおき、得られた $Q_{us}$ 、 $Q_s$ を用いて次のように近似するとQを得る。

$$X_2 \doteq \frac{(\alpha_e + \eta_e) \frac{\partial A}{\partial t} \cdot Q_s}{g A} \quad (11)$$

$$X_3 \doteq \frac{\eta_e \cdot \frac{\partial Q_{us}}{\partial t}}{g A} \quad (12)$$

$$Q = \left\{ 1 + \frac{(X_2 - X_3)}{I} \right\}^{1/2} \cdot Q_s \quad (13)$$

以上の結果を用いて、準等流近似の適否を検討することとする。

以上のことから、水面コウ配と水位とを連続的に測定する必要があり、昭和43年度においては、上下流に各一对の自記水位計（フロート式直線記録型、倍率に1、およびに5、各一对、計2組）を設けて測定した。間隔は、平均コウ配が1/3000以上であること、計器の精度などから100m程度は必要であると考え、トラバース測量により、189.86mと求めた。したしながらこの方法は、水位差が小さいため、計器相互間の記録時間のずれ、および計器自身の誤差もあって、観測結果が大きい影響を受ける危険性があるため、44年から、水圧（水位）、水圧差（水位差）を前述のD/Pセルに導いて、ダイヤフラムの変位を電気信号に変換し、電子式多点記録計に出力して連続記録する。電気式プロセス変量記録装置を採用した。

この方法によれば多種信号（水位、水位差、雨量、気温等）の同時記録、測定精度、逐隔集中記録等の面でより優れた質の良いデータを得ることができるものである。特に上下流間の水位差は、50mのスペンを一台のD/Pセルで測定している点の特徴である。

この場合の水位、水面勾配の統取限度を下に示したが、非常に高い精度を持っていると言えよう。

水 位	0.01±0.005 cm
水面コウ配	$2.0 \times 10^{-7} \pm 1.0 \times 10^{-7}$

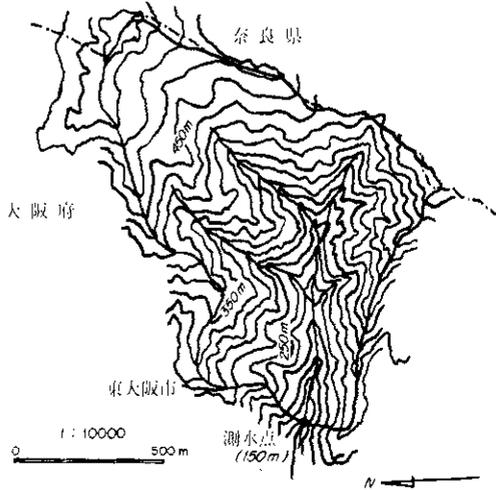


図-3 鳴川地区流域図

e インテークレートの測定

流域の浸入能を知るため、宅地および水田において各1カ所宛 同倫法による測定を実施した。測定方法は、直径約80cmの円筒を地中に約50cmの深さまで打ち込み、円筒内タン水深を1cm以内に制限して測定した。

2) 鳴川流域

a. 位置および現況

この流域は生駒山地からの流出を代表するものとして設定したもので、寝屋川流域の東部、東大阪市東端の生駒山地西斜面に位置し、東西、南北とも約1kmの流域である。

図-8に示したように、測水点の標高は150m、最高点は520mである。主として雑木林地におよわれた、風化花崗岩質の斜面であって崩壊しやすく、その土砂は流水によって運ばれて、平地への流入部を著しい天井川としている。また山地特有の鉄砲水による天井川区間の破堤による被害も発生しているが、鳴川における記録がないため詳細は不明である。

谷筋は西へ下る主谷に対して北より支谷2本が合流し、平地部で寝屋川の支川である恩智川に流入している。

流域内には特定の顕著な水源は認められず、無降雨期間内の流出水は、流域全面からの平均的な浸出水によってまかなわれているものと考えられる。

流域の特性値を以下にあげた。

A	Lo	P	B	F	C	I
86.28	1110	442	>>>	0.70	0.75	598%

F, CともIに近く、巾の広い円に近い形状であることを示している。

b. 降雨量の観測

友呂岐流域の場合と同様に、測水地点において観測した。昭和43年度は通巻の転倒マス型を設置したが、44年8月より、通巻貯水型雨量計を設置しD/Pセルを接続して観測、記録している。

c. 流出量の観測

図-3の測水地点に、刃型四角ゼキを設け、越流水深を観測した。水位の測定は、昭和43年度は自記水位計2台（フロート式直線記録式、1:1および1:5）によったが、44年より1:1のもの1台とD/Pセルによる方法とし、

流量算出には板谷、手島公式を使用した。

### 1.3 試験観測の結果

#### a. 流出量

前述のように、準等流近似流量を算定するためには、断面積、径深、粗度係数が明らかでなければならない。このため、各測定断面において横断測量を行ない、その結果から、水位測定のための基準面として、昭和44年におけるL<sub>1</sub>断面（最下流）の最深部をとることとした。

各断面は、泥土、コンクリート、鋼矢板あるいはコンクリートブロックの複合粗度を持っている。したがって、ある水位の時の粗度係数を実測によって求め、それを等価粗度係数とみなして各水位の場合の断面粗度をEinsteinの方法によって算水することとした。実測粗度は微流速計（CM-1型）を用いて2点法により流速を測定し、次式によって算出した。またEinsteinの式もあわせて示す（14式）。

$$n = [R^{1/6} \cdot \{1 - \frac{d}{dx} (\alpha_e \cdot V^2 / 2g)\}^{1/2}] \cdot \frac{1}{V} \quad (14)$$

$$n_0 = \left\{ \frac{\sum_{i=1}^N (PN \cdot \frac{2}{N^2})}{P} \right\}^{1/2} \quad (15)$$

$n_0$  : 等価粗度係数,  $PN$  : 各分割断面の粗度係数,  $P_N$  : 各分割断面の潤辺長,  $P$  : 全潤辺長,

昭和43年度は、断面測量の結果から支配距離を考慮に入れて平均断面を決定し、実測より $n_0 = 0.088$ と推定して水位(H)～流量要素( $A \cdot R^{2/3}$ )

曲線により流量を求めたが、44年より水位による粗度係数の変化を考慮したより精度の高い方法によることとし、 $\{H \sim A \cdot R^{2/3} \cdot \frac{1}{n_0}\}$ 曲線を作成して、Hと $I^{1/2}$ を与えて $Q_{us}$ を算出した。昭和44年は水位測定スパンにおける中点の意味でL<sub>2</sub>断面を代表断面として実測粗度係数 $n_0 = 0.089$ を得、45年はスパン上流端のC断面を潤辺の複合度が少く矩形の整った断面形である点から代表断面として $n_0 = 0.084$ が得られ、底面泥土、あるいは側壁のコンクリートブロックの $PN$ を既往の経験的数値より推定して $n_0$ を求めた。

### 1.4 結果の検討および考察

#### 1. 友呂岐流域

##### a. 流量算定法の検討

既往の研究結果により、流量は準等流近似によ

って算定できるものとしているが、この妥当性を検討するため、1.2のd項で述べたように、準等流近似流量 $Q_{us}$ 、不等速定流近似流量 $Q_s$ 、不定流近似流量 $Q$ を昭和44年7月4日～7日、7月8日～11日の2回の流出時、および、7月11日～18日の低水時を用い、算出した。なおこの期間における水理条件は次のとおりであった。

流速	$V < 0.182 \text{ m/sec}$
流量	$Q < 1.54 \text{ m}^3/\text{sec}$
フルード数	$Fr < 0.074$

なお、近似計算に必要な $\frac{\partial A}{\partial t} \frac{\partial Q_{us}}{\partial t}$ の値はグラフから図式解法的に読みとって用いた。 $\partial t$ は1時間とし、また、 $\partial x$ は断面区間長さであって50mとした。

時間断面変化率	$ \frac{\partial A}{\partial t}  < 514 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{sec}$
時間流量変化率	$ \frac{\partial Q_{us}}{\partial t}  < 190 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sec}^2$

算出の結果、以下のことが明らかである。すなわち、 $Q$ と $Q_{us}$ 、 $Q$ と $Q_s$ の比を求めたところ次の結果を得た。

7月4日～7月7日の出水時

$Q_{us}$  近似の場合

$$Q_{us}/Q : 0.990 \sim 1.055, \text{ 確率誤差 } r : \pm 0.672 \times 10^{-2}$$

$Q_s$  近似の場合

$$Q_s/Q : 0.991 \sim 1.055, \quad r : \pm 0.675 \times 10^{-2}$$

7月8日～7月11日の出水時

$Q_{us}$  近似の場合

$$Q_{us}/Q : 0.959 \sim 1.049 \quad \text{確率誤差 } r : \pm 1.114 \times 10^{-2}$$

$Q_s$  近似の場合

$$Q_s/Q : 0.960 \sim 1.042 \quad r : \pm 1.075 \times 10^{-2}$$

7月11日～7月18日の平常時

$Q_{us}$  近似の場合

$$Q_{us}/Q : 0.991 \sim 1.013 \quad r : \pm 0.085 \times 10^{-2}$$

$Q_s$  近似の場合

$$Q_s/Q : 0.991 \sim 1.013 \quad r : \pm 0.086 \times 10^{-2}$$

以上から、 $Q_{us}$ 近似と $Q_s$ 近似とでは大差はないと言える。また近似の精度は低水時のほうが良く、ピーク流量付近において悪くなっていると言える。

出水時  $Q_{us}/Q : 0.96 \sim 1.05$

低水時  $Q_{us}/Q : 0.99 \sim 1.01$

すなわちピーク流量付近でも、実用上の精度を5%とするならば十分な近似値が得られており、

準等流近似の妥当性が認められる。

b 基底流量の検討

水田を含む流域における基底流量は、当然カンガイ期と非カンガイ期とで差が生じるであろうと考えられる。この点から、各年の無降雨期間における日平均流出強度（9時～9時平均）を両期にわけて求め表-3に示した。

なお、覆屋川流域においては、カンガイ期はおよそ6月～9月一杯である。

表-3 A カンガイ期基底流量（日平均強度）  
（9時～9時）mm/hr

昭和 43年	起日	7/29	#30	#31	8/1/11	9/3	#18	#19	#20	#21	平均		
	流量	0.19	0.22	0.23	0.21	0.22	0.20	0.19	0.23	0.20			0.209
44年	起日	8/11	#12	#13	#14	#15	9/1/11	#12				平均	
	流量	0.84	0.76	0.74	0.68	0.73	0.74	0.88					0.767
45年	起日	8/10	#11	#12	#13	#20	#21	#22	#23	#24	#25	#26	平均
	流量	1.68	1.77	1.77	1.58	1.28	0.58	1.19	1.45	1.23	1.17	1.31	

表-3 B 非カンガイ期基底流量（9時～9時）mm/hr

昭和 43年	起日	10/10	#17	#20	#21	11/1	#2	#11	#12	#13	#14	平均				
	流量	0.14	0.12	0.10	0.07	0.13	0.14	0.09	0.08	0.11	0.12			0.114		
44年	起日	10/11	#12	#13	#14	11/1	#8	#10	#11				平均			
	流量	0.41	0.45	0.39	0.38	0.43	0.43	0.38	0.37					0.409		
45年	起日	10/9	#11	#20	#23	#24	11/3	#4	#3	#6	#7	#8	#9	#10	#11	平均
	流量	0.30	0.33	0.26	0.30	0.27	0.25	0.41	0.20	0.25	0.22	0.26	0.48	0.29	0.25	

表-3 に示されているように、カンガイ期と非カンガイ期においては基底流量に明らかな差が認められた。この非カンガイ期における基底流量は、水収支的に見て大部分が都市下水と工場排水から成っているものと考えられるものである。カンガイ期はこれにカンガイ用水の余水がつけ加わったものと考えられる。

いずれも、昭和43年より増大しているが、水田の放棄による工場、事業所の増加、宅地化の進行等により排水量が増したことに起因していると推定される。

c 流出率、損失雨量の検討

前項で求めた基底流量を流出量から差引くと降雨による直接流出量が求められる。代表的な何個かの流出について、直接流出率、損失雨量、ピーク遅れ時間(Tg hr)等の流出特性値を表-4にまとめた。

さらに、流出率を検討するために総降雨量(R)と

表-4 直接流出率 損失雨量 ピーク遅れ(Tg) (友呂岐流域)

カンガイ期

年・月・日・時刻	437516	438817	4402508	4402915	442409	443806	4482213	4503310	平均
流出率	~0.15	~0.17	~0.22	~0.23	~0.24	~0.26	~0.28	~0.30	
損失雨量(RL)mm	7.85	23.0	6.0	4.5	5.0	7.0	2.7	10.0	
直接流出率 %	3.0	2.8	0.7	0.4	5.0	5.3	3.4	4.5	4.57
損失雨量(RL)mm	4.7	10.4	3.6	2.8	2.1	3.6	0.6	5.0	
損失率 %	0.8	2.1	0.7	0.4	4.0	4.1	1.4	5.0	5.45
ピーク遅れ時間 Tg hr	1.5	0.3	1.4	0.6	1.4	1.7	1.8	4.2	
前期降雨量 mm	12.5	0	0	6.5	2.9	3.8	0.9	1.1	
ピーク遅れ(Tg)h	4	4	6	5	3	3	4	5	5.0

非カンガイ期

年・月・日・時刻	4310280	4310280	4311324	4311526	44102418	4412213	450413	4510205	平均
流出率	~0.0	~0.13	~0.15	~0.19	~0.23	~0.41	~0.11	~0.22	
損失雨量(RL)mm	4.45	0.8	1.1	3.1	1.3	10.55	4.0	2.8	
直接流出率 %	4.8	4.1	2.4	4.0	5.7	5.1	5.6	6.7	4.65
損失雨量(RL)mm	2.4	2.9	1.3	1.7	8.1	5.05	1.0	8.9	
損失率 %	5.4	5.8	1.9	5.7	4.8	4.7	4.4	3.8	5.25
ピーク遅れ時間 Tg hr	0.7	0.1	0.4	1.1	0.7	2.9	1.4	1.7	
前期降雨量 mm	10.15	0	0	1.7	2.8	1.5	1.5	1.0	
ピーク遅れ(Tg)h	4	5	4	8	8	3	3	4	4.6

損失雨量(RL)との関係をプロットしたのが表-4である。

これから、100mm程度の降雨の場合、RLとRとの間にかなり高い相関関係が見られ、カンガイ、非カンガイ両期ともほとんど同一の直線関係を示した。このことから両者を同じ回帰式で表わすことを試み以下の関係式を得た。

$$Q_L = 2.0 + 0.49R \quad (1)$$

相関係数  $r = +0.92, F = 81.47^{**}$  ( $F(1.14, 0.01)$ )

以上により両者を同じ回帰式で表現してもその

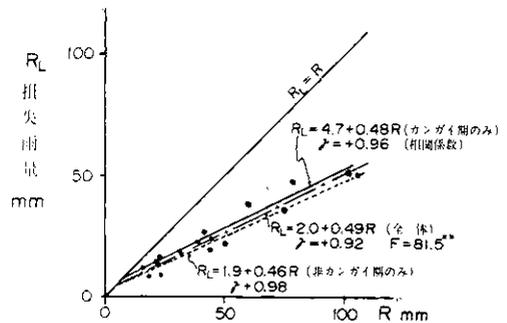


図-4 RL ~ R (友呂岐流域)

場合の危険率は1%以下である。

よって、友呂岐流域における雨量の損失率はカンガイ、非カンガイ両期とも有意な差はないと言える。また、前期降雨の影響も有意な水準では表われていない。

したがって、100mm程度の降雨による流出率は時期にはよらず、また前期降雨の量にも影響されずに、大体50%程度であると言うことができよう。また、4~5mm程度の降雨量までが全て損失雨量となってしまふようである。

d テイ減係数の検討

流域の流出特性を示すものとしては種々の考え方があがるが、ここでは地域内の水貯留に着目するところから、流出曲線のテイ減部の形状(流入がなくなつてからの減少状況)について分析することとし、そのためのパラメーターとしてテイ減係数 $Cd(hr^{-1})$ をとりあげることとした。

自然テイ減曲線は次の指数式によって表わされることが広く認められているが、ここでは、基底流出分を差引いた直接流出成分についてこの考え方を適用し、流域の特性を考察した。

$$q = q_0 \exp(-Cd \cdot t) \quad (17)$$

$q_0$ :  $t=0$ における流量、 $Cd$ :テイ減係数

またテイ減部においては貯留量 $S$ と流出量 $q$ との間に次の関係が成立する。

$$S = \frac{1}{Cd} q \quad (18)$$

一方、連続式より

$$\frac{\Delta s}{\Delta t} = i - q = -q \quad (\text{流入量 } i=0) \quad (19)$$

(19)式より $q$ から $s$ の値を求め、(18)式を用いて最小二乗法により $Cd$ を決定した。この方法は流出量 $q$ の値全域にわたって均一な精度が得られる点で優れている。

ここで、(18)式に補正項を考へて次式とする。

$$q_i = Cd \cdot S_i + S_0 \quad (20)$$

表-4のうち5個の流出について検討した結果を図-5に示した。

低平部水田地帯の $Cd$ の値としては、既往の結果より

$$Cd = 0.025 \sim 0.075 \quad (21)$$

が与えられている。

得られた $Cd$ の値は上の範囲の上限と大差ない値であると言えよう。市街地の $Cd$ の値は少なくとも1オーダー上の値であるとされているが、市街地率70%以上の当流域において、水田地帯と同様のテイ減を示している点は注目しなければならない。

e 流域内における貯留の検討

表-5 水路系 諸元(友呂岐流域)

総水路長	11,400 m
総水面積	50,500 m <sup>2</sup>
総水路水面積	25,100 m <sup>2</sup>
平均水路巾	2.2 m
平均水路深さ	0.80 m
総容積	40,400 m <sup>3</sup>

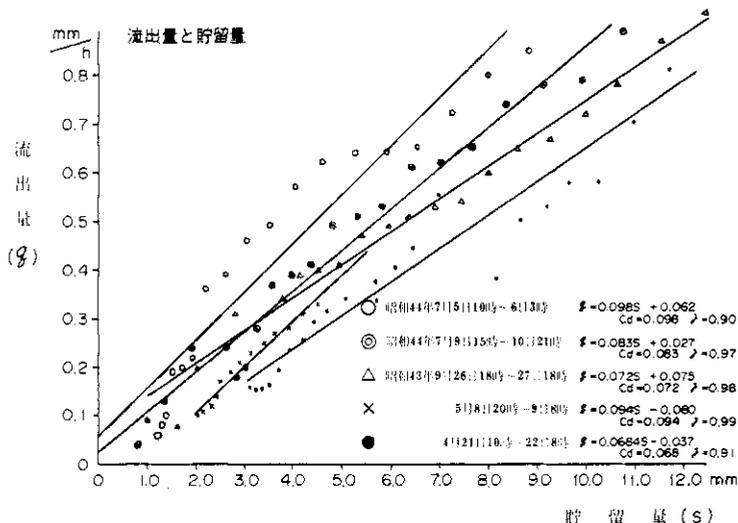


図-5 流出量と貯留量

すでに述べた流域内排水路系統の調査結果からその諸元として表-5を得た。したがって、排水路系貯留量は水深1cm当りにつき50.5 $mm^2$ 、すなわち約0.2 $mm$ 分に相当するものと考えられる。水路内には無降雨時で平均8.5cm程度の水深があり、貯留できる余裕は4.5cmで、ほぼ8 $mm$ 分に相当する。

一方、流域からの流出が、カンガイ、非カンガイ期ともにほぼ変わらないことから、両期を通じて水田内貯留(滞留)深さを50 $mm$ と仮定すれば、水田面積66.6haより、ほぼ11 $mm$ 分に相当する量が貯留されうることになる。

以上から地域内において、ほぼ20 $mm$ に相当する水量は安全に貯留されうると言えるが、決して大きい値とは言えず、現在のところ、100 $mm$ 程度の総降雨量では浸水被害と言うほどのものは発生していないが、大きい降雨においては十分にその危険性が予測されるものである。

f 浸入度

測定結果から求めたベシックインタークレートは次のとおりである。

宅地	1	1.1 $mm/h$	0.7 $mm/h$
	2	0.2 $mm/h$	
水田	1	0.1 $mm/h$	0.1 $mm/h$
	2	0.1 $mm/h$	

この値は非常に小さいものであるが、全流域中の2点のみの結果であり、さらに測点をふやして検討せねばならない。その結果として地目あるいは土壌の別による浸入度を明らかにし、流域全域における浸透損失量が推定されることになるわけであって、さらに資料の集積が必要であろう。

2 鳴川流域

a 長期水収支

昭和48年12月1日より45年11月8日までの2年間について水収支を求めた。

収支の結果は次のとおりである。

大阪管区気象台における昭和22年から48年までの観測結果からすると、大阪の平均雨量は1400 $mm$ であって、44年度はやや雨の多い(8年確率)年で、45年度はやや雨の少ない(4年確率)であったと言える。

消失量は、主として流域内における蒸発散で構成されていると考えられるが、これの変動は、降雨量の変動に比較して小さいものであるとされて

表-6 鳴川流域

年月日	S. 48 0.25~0.27	S. 44 7.4~7.7	S. 44 7.8~7.11	S. 45 7.17~4.24	S. 45 5.4~0.9
降雨量 R mm	69.0	59.3	75.0	105.5	44.0
流出量 Q <sub>出</sub> mm	35.7	48.9	67.8	127.8	78.4
貯留量 Q <sub>留</sub> mm	21.5	28.1	49.1	55.0	24.9
貯留率 C	31.2	48.9	65.5	52.1	56.6
流出率 hr	5.8	67	70	109	108
流出率 <sub>水</sub> hr	1.14	1.48	1.97	2.09	1.94
Cd hr <sup>-1</sup>	0.072	0.088	0.088	0.088	0.088

年度	総降雨量 $mm$	流出量 $mm$	貯留量 $mm$	流出率 $hr$
昭和44年	1,010.9	600.4	1,010.5	37.5
45年	1,278.4	488.5	794.9	37.8

おり、流域の指標の一つとして妥当なものと言える。

当流域の800~1000 $mm$ は、同じ母岩である六甲山での観測結果(約750 $mm$ )、金子氏の整理された西南暖地の場合の値(800~1000 $mm$ )と比較してほぼ妥当な値と言えよう。

b 基底流量の検討

昭和44年12月8日から45年1月29日、46年1月16日から21日、同年1月28日から26日の無降雨期についてデータをプロットした結果、一定化の傾向が非常に顕著で、基底流量としていずれも0.080 $mm/hr$ が得られた。

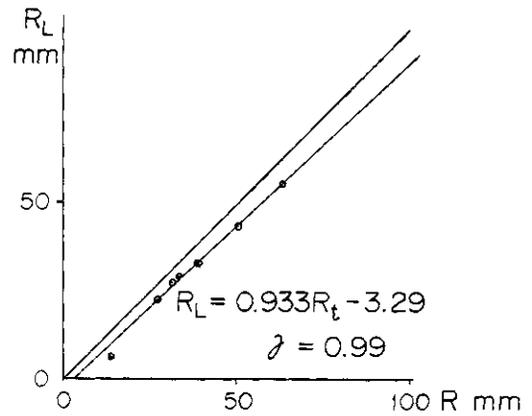


図-6 損失雨量~総降雨量(鳴川)

c 損失雨量の検討

前項で求めた基底流量を差引いて直接流出量を求め、流出率、損失雨量等を得た結果を表-6、

図-6 に示した。非常に良い近似で損失雨量～給雨量が一次関数であらわされているが、とりあげた雨量の程度では損失雨量の増加が顕著におとろえる傾向は認められない。この場合の直接流出率は数%程度の値であって、山地流域の流出率としては小さい。これは、10mm程度の中小降雨であるためと考えられる。

d 基底流量のティ減について

表-8 より明らかなように、急斜面における流出であるにもかかわらずその継続時間は非常に長い。すなわち、地下水流出の部分がかなり長時間を占めるものと思われる。

表-7 月別降雨量と流出量(鳴川)

年	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
44	31.1	40.5	48.8	46.0	44.0	54.0	135.0	132.7	121.0	151.2	80.7	42.9	41.6
45	25.3	34.0	32.5	38.5	49.4	54.0	45.4	88.3	110.5	56.3	35.9	51.2	44.8
46	31.1	40.5	48.8	46.0	44.0	54.0	135.0	132.7	121.0	151.2	80.7	42.9	41.6

表-8 鳴川流域 特性

年月日時刻	44.3.12	44.3.19	44.5.16	45.6.18	45.6.22	45.10.13	45.10.18	平均
降雨量(R)mm	50.5	33.5	83.0	37.9	31.7	14.0	27.2	
直接流出率(%)	13.5	12.8	7.3	4.7	9.3	3.4	4.6	7.9
損失雨量(R <sub>L</sub> )mm	43.7	20.7	55.8	33.2	22.4	10.6	22.6	
損失率(%)	86.5	61.2	62.7	88.2	90.7	96.6	95.4	92.1
ピーク遅れ時間(T <sub>p</sub> )h	0.22	0.19	0.44	0.48	0.19	0.12	0.18	
前期降雨(mm)	1.0	4.5	4.5	7.2	0.1	6.1	0.3	
ピーク遅れ(T <sub>p</sub> )h	2.5	1.5	1	0.5	2.5	0.5	1.0	1.4
流出時間(h)	118	210	168	46	76	28	60	103

よってここでは、昭和44年6月12日～21日の部分および昭和45年11月20日～25日の2つについてティ減の傾向を調べた。

前者については、夏季の流出であるため、冬季の一定流出量をそのまま用いることはできない。

地下浸透が透水係数、すなわち、水の粘性係数によることに着目し、次式によって夏季の基底流量を推定した。

$$q(6月) = q(1月) \times \frac{\mu(1月)}{\mu(6月)} \dots (22)$$

大阪における1月、6月の平均気温を考慮して  $q_0 = 0.033 \frac{mm}{h}$  を得た。

この値および冬季の  $q_0 = 0.030 \frac{mm}{h}$  を差引いて直接流出ティ減部を求めプロットした。これらによ

ればティ減の終りにおいてほぼ一定と見られる部分が残留していることは明らかである。この部分について指数曲線近似し、Cdを求めたところ次表を得た。

期間	44.6.14.15 ～ 21.15	45.11.21.10 ～ 25.07
降雨量	57.0 mm	65.1 mm
Cd(hr <sup>-1</sup> )	0.0030	0.0031
時間	168	93

これらの Cd 値は、既往の研究結果等よりして、中間流出部分であるとするにはティ減時間が長すぎる。したがって基底流出成分であると考える必要がある、これを流量一定な水平成分と見なしうるかどうかが問題となる。したがって Cd = 0 と仮定した場合の検定を行なうと、44年の結果、45年の結果とも

$$P^{**} > P(1, \phi, 0.01)$$

であって、1%の有意水準で Cd = 0 と見なし得ない。

以上から、当流域においては基底流量は、比較的速やかにティ減する部分と、ほぼ一定値を保つ部分とから成っているものと推定される。

このことから、鳴川流域においては地下水の流出は、地下水位の低下に応じて流出量の減少する部分と、水位低下があってもほとんど流出量の変化しないいわば巾の広い出口を持ったタンクにたとえられるような部分とに大別される。この原因については地質学的調査によって地下水構造を明らかにすることによってのみ明らかとならう。

1.5 総括

水源的流域である鳴川流域においては、ピーク遅れ時間は1.4時間程度であって、降雨が比較的速やかに流出して来るのに対して、低平地部分である友呂岐流域においては、T<sub>p</sub>は4.2時間と長くなっており、流域内部で貯留停滞されてしまう状態が推定される。

友呂岐流域における直接流出率は50%と推定され、宅地に近い値を示しているにもかかわらず、流出傾向を示すティ減係数は低平地水田における値にほぼ等しく、ピークの遅れも長い。

したがって、多量の水が出るにもかかわらず流出の仕方が水田的であるという傾向があることになり、排水路が不備であることを示している。

十分な排水計画、下水道の設置のないままに急

激かつ無秩序に市街化が進行する。いわゆるスプロール化水田地帯においては、幹線水路こそ整備、管理が行なわれるものの、末端の排水は既存の農業用排水路にはほぼ全面的に依存しており、スプロール現象による農業水路の破壊荒廃によって末端小水路の通水能力が非常に減少しているのに加えて、水路自体が緩コウ配であること、市街地の水平化等が作用し、小水路の通水能力が支配因子となって、これを上まわる流入に対しては水面の連続した、いわゆるセキ上げの効果を与え、通水障害現象を発生せしめるものと考えられる。

このことは、ひいてはより低い地域として残された水田部分の過湿、タン水をも意味するものであることは勿論である。

現在、寝屋川流域においては、才2寝屋川を基幹とした広域下水道の整備が昭和41年より行なわれているが、以上述べた諸点は、低平農地に対するスプロール現象に付随した。過渡期における危険性を明示するものであって、市街化にあたっての排水計画、広域下水道設置の重要性が改めて認識されるとともにその実施の緊急性、必要性の大きさが指摘されなければならない。

## 2. 洪田川上流、下流および釜坂川、永池川の流出の比較解析

### 2.1 解析の方法

#### 1) 方法の概要

河川の流出は降雨等の気象因子と流域諸因子との総合効果を表わすものとみなしうるから、流出と降雨を実測して、気象因子をパラメータとして流域諸因子の効果を推定することは原則的には可能であろう。本研究においては都市開発に伴う流域諸因子の変化を、市街地化の少ない流域と市街地化の著しい流域との流域特性を比較して、特性値の変化を推定しようとするものである。

流出から、降雨のパラッキによる効果を除去する方法としては単位図法を用いることができよう。一般に、降雨と流出は線形的関係にはないが、直接流出と適当な方法によって分離された有効雨量とは線形関係で近似できることが経験的に知られているので、これらの前処理を行ない、単位図を求め、その形状から流域特性を総合的に把握することとする。

#### 2) 有効雨量と直接流出の分離

浸入損失をW指標(以下「浸入指標」と仮称す

る)で近似した。すなわち、初期損失後の損失は主に浸入から成り、一定強度を限度として起ることとした。なお、直接流出は水平な直線で分離した。

#### 8) 単位図の算出

単位図は降雨累加曲線および量水曲線の1時間毎の読み取り値を用いて、離散型として最小自乗法により算出した。計算には農林研究計算センターHITAC8500を利用した。データの読み取り時間間隔は測定計器および解析の制約から従来、適当とされている値に必ずしもよっていない。

次に計算式を示す。有効雨量行列( $n$ 行、 $j$ 列)、単位図ベクトル $w$ および流出ベクトル $Q$ を(23)、(24)、(25)式のように定義すると、単位図法による流出の計算は(26)式で示される。

$$R = \begin{Bmatrix} r_1 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ r_2 & r_1 & 0 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ r_i & r_{i-1} & \cdots & \cdots & r_1 & 0 \\ 0 & r_i & r_{i-1} & \cdots & r_1 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \cdots & r_i \end{Bmatrix} \quad (23)$$

$$U = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_j \end{Bmatrix} \quad (24) \quad Q = \begin{Bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ \vdots \\ q_n \end{Bmatrix} \quad (25)$$

$$RU = Q \quad (26)$$

単位図ベクトルを算出するためには(26)式の両辺に $R$ の転置行列 $R^T$ を掛け(27)式を導き、さらに $[R^T R]$ の逆行列を両辺に掛けて $w$ を導く。 $w$ は(28)式で示される。

$$R^T R U = R^T Q \quad (27)$$

$$U = [R^T R]^{-1} R^T Q \quad (28)$$

この他に、(26)式で示されるナッシュ単位図も算出した。

$$u(t) = \frac{1}{K \Gamma(n)} e^{-t/k} (t/k)^{n-1} \quad (29)$$

ただし $K$ は貯留効果を表わすパラメータ、 $n$ は集中効果を表わすパラメータであり、 $t$ は時間を示す。

ナッシュ単位図については原点の廻りの1次モ

ーメントを $u_1^2$ とし、 $u_1^2$ の廻りの2次モーメントを $u_2$ とすると、 $u_1 \cdot u_2$ と(2)式中の $K$ 、 $n$ は(3)式、(4)式で結ばれる。

$$n = (u_1^2)^2 / u_2 \dots\dots\dots (3)$$

$$K = \frac{u_1}{n} = u_2 / u_1^2 \dots\dots\dots (4)$$

前記の最小自乗法により求めた単位図は降雨毎にかなりのバラツキがあるから、この中から平均なものを抽出して、(3)、(4)式を用いてナッシュ単位図のあてはめを行なった。

## 2.2 解析の結果

### 1) 基底流量

渋田川上流においてはかなり明瞭な年周期の変化が見られた。それぞれの流域についての平均値、標準偏差および変動係数を表-9に示した。

表-9 各流域の基底流量

流域名	平均値 (mm/hr)	標準偏差 (mm/hr)	変動係数%
渋田川上流			
かんがい期	0.495	0.0967	19.5
非かんがい期	0.373	0.0810	21.7
渋田川下流			
かんがい期	0.220	0.0607	27.6
非かんがい期	0.195	0.0513	26.3
釜坂川	0.434	0.1581	36.4
永池川	0.449	0.1094	24.4

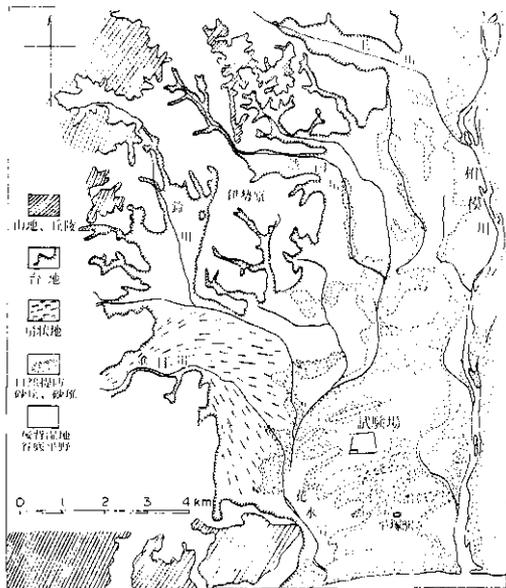


図-7

一般的傾向としては、河川の上流に位置する小面積の流域では基底流量が大きく、下流まで含む大面積の流域になると基底流量が相対的に小さくなるのがうかがえる。また、かんがい期は非かんがい期に比して大きな基底流量を持つ傾向にある。基底流量の変動については、釜坂川が最も大きく、渋田川上流が最も小さい。

### 2) 初期損失

降雨開始後、水量曲線が立上るまでの雨量を初期損失としたが、降雨、水位とも1時間間隔の記録を用いていることおよび雨量計の記録と水位計の記録の同時性が必ずしも完全ではないため、この種の値はかなりの誤差を含んでいると考えられる。プロットの結果は、全般にバラツキが大きい、平均値、標準偏差および変動係数を表-10に示す。

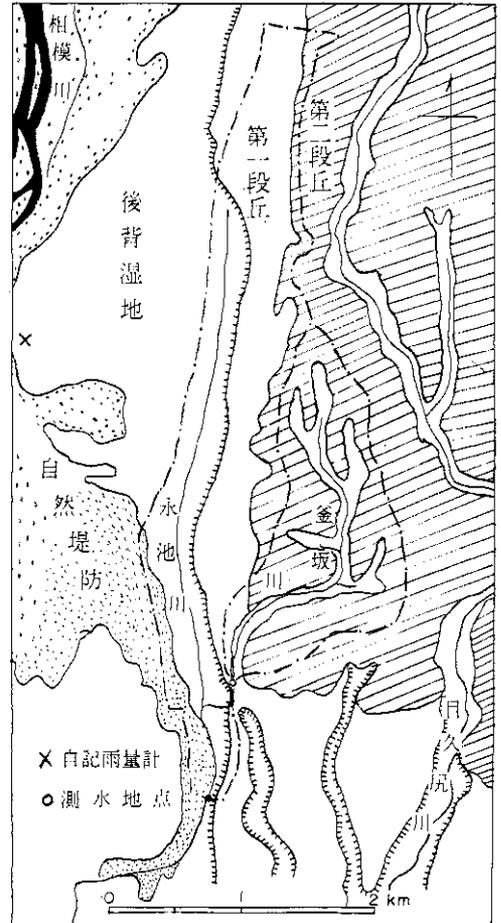


図-8

表-10 各流域の初期損失

流域名	平均値 (mm)	標準偏差 (mm)	変動係数 (%)
浪田川上流			
かんがい期	16.62	7.87	47.4
非かんがい期	19.98	10.61	53.1
浪田川下流			
かんがい期	10.03	7.80	77.8
非かんがい期	27.16	8.51	31.3
釜坂川	1.92	2.56	133.3
永池川	1.91	1.26	66.0

全体的傾向として、初期損失は浪田川流域では大きく、釜坂川、永池川においては小さい。またかんがい期は非かんがい期より小さい。釜坂川の変動係数は異状に大きいがこの原因は明らかでない。

8) 浸入指標

洪水の発生する期間と見られる5月から10月までの間に観測された降雨と流出から前述の方法を用いて、浸入指標を算出し、図-9、10に示す。

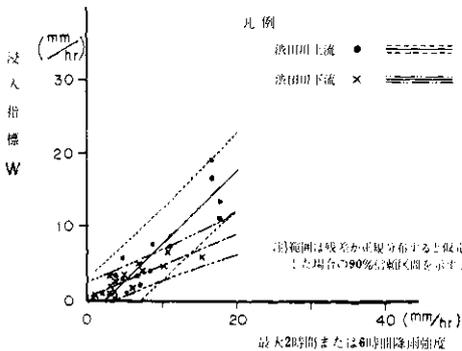


図-9 降雨強度と浸入指標

各流域の浸入指標は降雨強度とかなりの相関を有することが判明したので、回帰式を算出し、(82)式に示す。

$$\left. \begin{aligned}
 \text{浪田川上流} \quad W &= -2.26 + 0.99 \bar{I}_j, \quad r=0.90, \quad n=14 \\
 \text{浪田川下流} \quad W &= 0.44 + 0.32 \bar{I}_j, \quad r=0.85, \quad n=16 \\
 \text{釜坂川} \quad W &= -0.93 + 0.52 \bar{I}_j, \quad r=0.79, \quad n=14 \\
 \text{永池川} \quad W &= 0.16 + 0.41 \bar{I}_j, \quad r=0.90, \quad n=10
 \end{aligned} \right\} (82)$$

ただし、 $\bar{I}_j$  は一連降雨中の  $j$  時間平均降雨強度の最大値 (mm/h) を示す。 $j$  は流域の到達時間を目安に定めた。

図式における相関の有意性を検定した所、いずれも、有意水準 0.5% で有意であることが判明した。

図からも明らかなように降雨強度の増大に伴って、浸入強度も増大することが認められる。この傾向は農地において行なった散水による流出試験によっても明らかに認められる傾向である。

この現象は流域内において浸入能の異なる部分が複雑に入り組んで存在していて、特定の降雨強度に対してはその一部分のみが直接流出に関与すると云うモデルを支持するものと考えられる。特に、浪田川上流においては降雨強度の増大に伴って、浸入指標が、ほぼ  $4.5^\circ$  の勾配で増大していることは注目し値しよう。

4) 単位図

前記図式によって算出された単位図を図-11、12、13、14に示す。

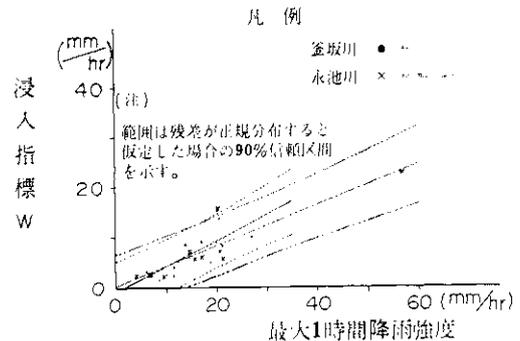


図-10 降雨強度と浸入指標

単位図は降雨毎にかなりバラツキがあるので、この原因を究明するため、単位図におけるピーク流量と実流出のピーク流量との相関および最大時間降雨強度との相関を検討したが明らかな傾向は認められなかった。再現期間の長い計画降雨に単位図を適用する場合においては、ほとんどの場合、実測値から求めた単位図は入手できずに、一般の比較的再現期間の短い降雨から求めた単位図を用いて外挿せざるをえないから、実流出のピーク流量および降雨強度等と単位図の形状との相関を究明し、外挿の精度を高めることは実用上きわめて重要であろう。この点は今後の課題である。

前図から視察によって、平均的な単位図を描くと、図-15、16、17、18 のようになる。この平

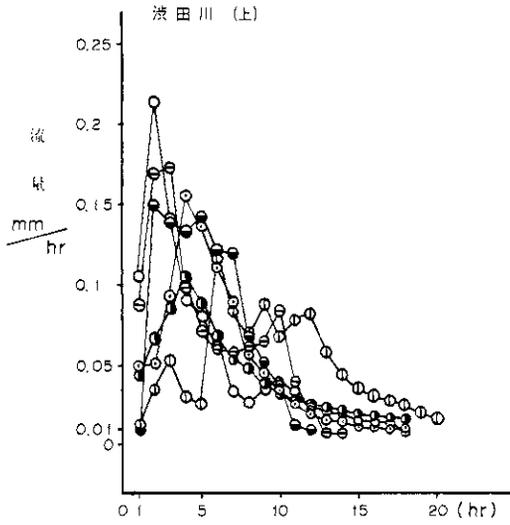


図-111 実測単位図 ( 渋田川上流 A = 720ha )

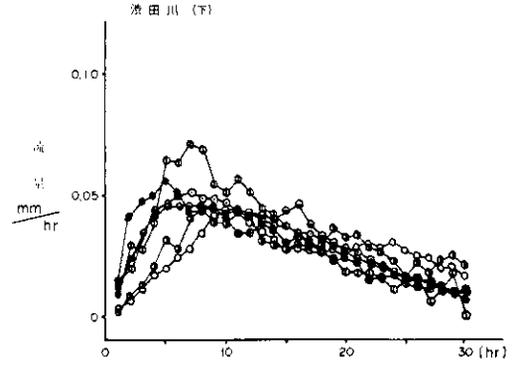


図-112 実測単位図 ( 渋田川下流 A = 4460ha )

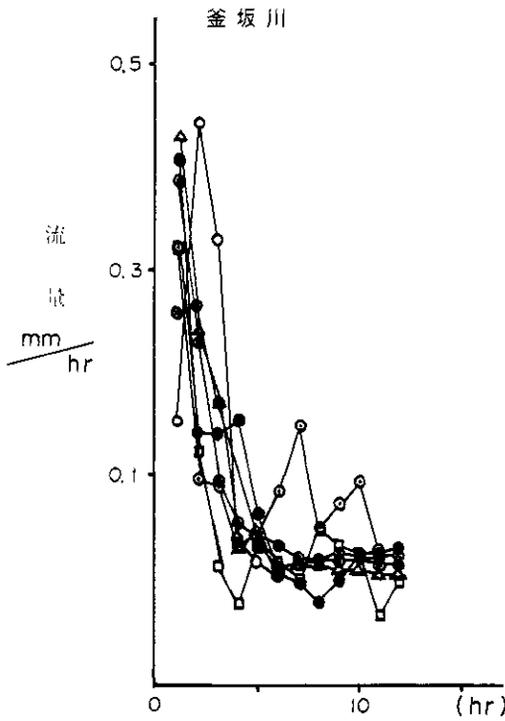


図-113 実測単位図 ( 釜坂川 A = 195ha )

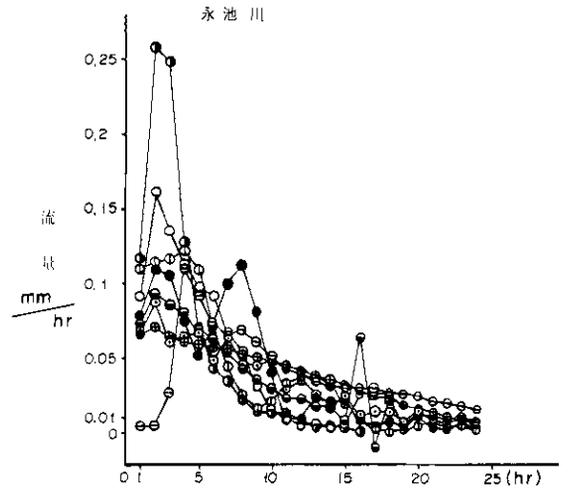


図-114 実測単位図 ( 永池川 A = 598ha )

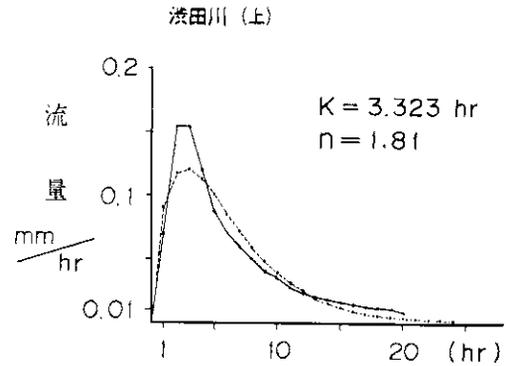


図-115 平均実測単位図とナッシュ単位図 ( 渋田川上流 )

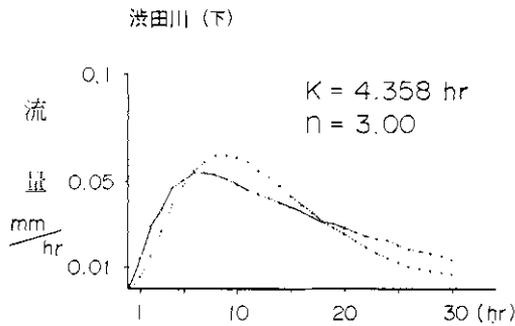


図-16 平均実測単位図とナッシュ単位図(渋田川下流)

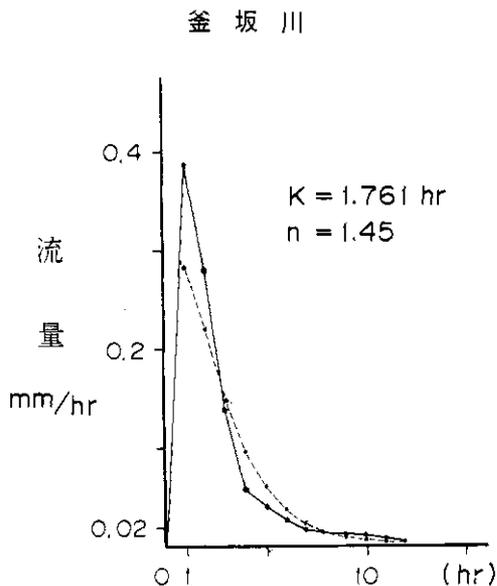


図-17 平均実測単位図とナッシュ単位図(釜坂川)

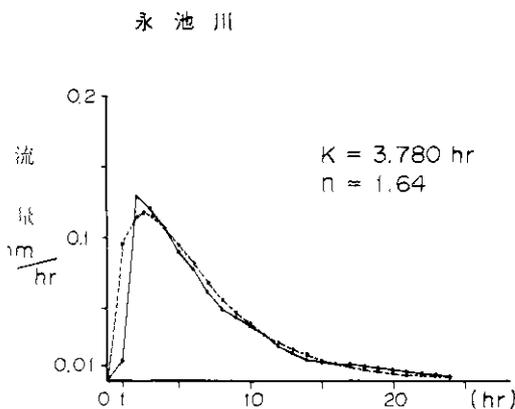


図-18 平均実測単位図とナッシュ単位図(永池川)

均的単位図に(3)(3)を用いてナッシュ単位図をあてはめたものが同図に併記されている。一般に、小流域(渋田川上流、釜坂川、永池川)においてはピーク流量がナッシュ単位図より鋭く尖がる傾向がうかがえる。渋田川下流については30hr以後の低減部を省略したため、やや適合が悪くなっている。

### 5) 流域特性

流域特性のうち、地質、土壌、植生等は対応する両流域においてはほぼ等しいと見なし、面積、基幹河川長、基幹河川勾配をパラメータとして選定した。これらの値を表-11に示す。

表-11 流域特性値

流域名	面積(ha)	基幹河川長(m)	基幹河川勾配(%)
渋田川上流	720	5100	19.58
渋田川下流	4460	14100	8.68
釜坂川	195	8150	9.08
永池川	598	6020	2.59

ただし、基幹河川長は流域の基幹河川に沿って、測水点から分水界までの距離とし、基幹河川勾配は河川の縦断面図において、測水点を通る水平線と河床の作る多角形と同一面積を有する三角形の斜辺の勾配を用いた。

## 2.3 結果の考察

### 1) 基底流量

基底流量は全般に0.5~0.2 mm/hr程度である。一般の洪水流出は4<sup>m<sup>3</sup></sup>/km<sup>2</sup>=14.4 mm/hr程度であるから基底流量自体は洪水流量に寄与する所はきわめて小さい。

基底流量は流域特性を示す良い指標の一つであるとされていて、この値が大きいことは流域の地下水貯留能力の大きいことと関連して、浸入能も大きい場合が多く、この意味で洪水流出を特徴づける指標と考えられる。しかしながら市街化の進展に伴ない、基底流量は工場排水、都市下水等が主な成分を占めることとなるから、基底流量と流域特性との関連は多義的となる。釜坂川、永池川においてはすでに下水の影響が著しく現われている。

### 2) 初期損失

市街地化の進んでいない渋田川においては概して大きく、10~80 mm程度に達するが、市街地

化の進んでいる釜坂川、永池川においては2割程度で小さい。しかしながら、洪田川においても、かんがい期には5割程度の値が多く現われていることは、これらの流域においては、流域の乾湿、かんがいの有無等によって初期損失の変動が大きいことを示すものと考えられる。一方、釜坂川永池川では5割以上の例はきわめて少なく、流域の乾湿、かんがいの有無等に関係なく小さな値を示すことが明らかである。流出予測の立場からみると、洪田川のような山林や農地の多い流域においては、前降雨、植生状態およびかんがい水の管理等と初期損失との因果関係の究明が必要となろう。これは今後の課題である。

3) 浸入指標

土壌の浸入能は市街地化によって最も影響を受ける因子の一つである。図-9、10からも明らかのように市街地化の進んだ釜坂川、永池川流域と水田の多い洪田川下流流域とはほぼ同一の傾向を示している。洪田川下流の水田は地下水位が高く粘質土壌からなり、減水深は10mm/day程度である。このような状態の水田が、浸入指標からみると市街地化の進んだローム台地(釜坂川)や市街地化の進んだ水田地帯(永池川)に対応するものと考えられる。

一方、市街地化の進まない洪田川上流においては浸入指標はかなり大きい。しかも降雨強度の増大に伴って、浸入指標の増加も大きいので、強雨の場合の損失も大きく、従って直接流出の増加は抑制される。この機構はローム台地のピーク流出率が小さいことの主な原因であろう。このような台地を市街地化した場合においては浸入能の減少に基づく流出の増大には特別の考慮を払う必要がある。

4) 単位図

流域の諸特性値と単位図の形状との関連については多くの研究があるが、ここではナッシュの手法に準じて解析を進める。本調査の対象流域は表-11に示すように2~4.5割程度であり、ナッシュが英国で調査を行なった流域は1.2~20.2割であり、面積はやや異なる。また気候、地質、植生、土地利用等も本調査流域とは異なるのでナッシュが求めた流域特性値と単位図のパラメータn、Kとの関係式(33)、(34)式が本調査流域においても数値的に適合するか否かは不明であるが、一応の尺度を与えるものと考えられるから、この

尺度を用いて流域特性と単位図の形状との関係を究明することとする。

$$n = \frac{1}{0.41} \times L^{0.1} [\text{マイル単位}] = 1.166 \times L^{0.1} [m \text{単位}] \quad (33)$$

$$K = 20 \times L^{0.3} \times S^{-0.33 \times 0.41 \times L^{-0.1}} [\text{マイル単位}] =$$

$$1.873 \times L^{0.2} \times S^{-0.33} [m \text{単位}] \dots \dots \dots (34)$$

ただし、Lは基幹河川長(マイル又はm)、Sは基幹河川勾配(一万分率)とする。

解析は先に、実測単位図にナッシュ単位図のあてはめを行なって得たn、Kと(33)、(34)式から求められた $\hat{n}$ 、 $\hat{K}$ とを比較して、市街地化によって、流出水の集中および貯留特性がいかなる影響を受けるかの傾向を把握することとする。

前述の方法によって求めたnと $\hat{n}$ 、Kと $\hat{K}$ とを対比して図-10に示す。

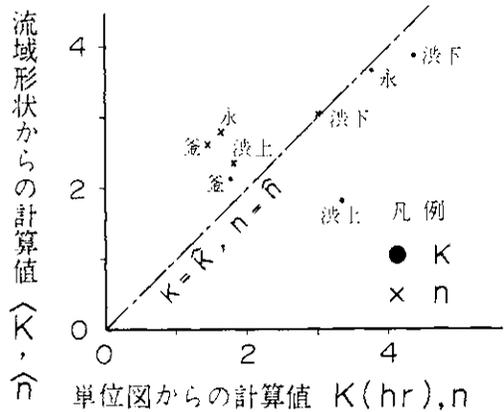


図-10 ナッシュ単位図のk、nの比較

図から明らかな様に、洪田川上流においては流域特性から(34)式を用いて算出された貯留特性値 $\hat{K}$ より、単位図から算出された値Kはかなり大きい。 $(\hat{K} < K)$ 。従って、流域特性から推定される平均的な値より以上に、実際は貯留効果を受けてことになる。洪田川下流および永池川においては実測単位図からのKはやや大きく $(\hat{K} \leq K)$ 、釜坂川においては流域特性値から計算された $\hat{K}$ は単位図から計算された値Kより大きい $(\hat{K} < K)$ 。すなわち、釜坂川においては流域特性から推定される平均的な貯留効果より、実際の流出は小さな貯留効果しか受けていないことになる。一方、流出の集中特性を表わすnについては洪田川下流においてはほぼ等しく $(\hat{n} \doteq n)$ 、他の三つの流域

においては実測単位凶から求めた  $n$  が流域特性から求めた  $\bar{n}$  より小さい。(  $\bar{n} < n$  )。釜坂川、永池川においては偏差が大きい。これは流域特性から推定される平均的な集中特性よりも、実際の流出は早く集中することを示している。

単位凶におけるピークまでの時間および最大流量について、実測値に対して、あてはめを行なったナッシュ単位凶および流域特性値から算出されたナッシュ単位凶の値をプロットすると凶-20 のようになる

ナッシュ単位凶におけるピークまでの時間および最大流量は(35),(36)式で示される。

$$t = K(n-1) \quad (35)$$

$$U_{max} = \frac{1}{K^n(n)} e^{1-n} (n-1)^{n-1} \quad (36)$$

流域特性から求めた値はかなりの誤差を含むであろうが、一応、平均的傾向を示すものとして考察を行なうと以下のようなになる。

波田川下流においては流域特性から算した値と実測値とはピークまでの時間およびピーク流量についてはほぼ一致し、波田川上流においてはピーク流量は実測値が小さく、ピークまでの時間はほぼ一致することが判明した。一方、釜坂川と永池川においてはピークまでの時間は流域特性から推定される値より大巾に短くなり(釜坂川 3.4hr→1hr, 永池川 6.5hr→2.5hr), ピーク流量もかなり増大している(釜坂川 0.14mm/hr→0.39mm/hr

永池川 0.078mm/hr→0.129mm/hr)。ピーク流量の増加率は単純に計算すると釜坂川において 178%, 永池川において 65%程度となる。

5) まとめ

本研究の対象流域として選定された流域はいずれも排水河川の整備は充分でなく、部分的改修にとどまっている。従って、本研究によって明らかにされた流域特性の変化は主に市街地造成に伴なう末端排水路網の整備と土地の難浸透化に起因するものと考えられる。このような流域条件においても市街地化によって、洪水流出は増大し、この原因は主に次の二つである。一つはローム台地に見られるような降雨強度に比例して増大する浸入能の増加傾向が失われることである。これによって、強雨に際しての直接流出が多くなり、洪水量および洪水ピークを増大させる。他の一つは流出水の集中特性および貯留特性に関するものであり、集中が速くなり、貯留効果も小さくなるような変化を生じ、その結果、ピーク流量の増大を来たするものと推定される。

実際の降雨による流出については、ピーク降雨前後の降雨分布によって増加率は単位凶におけるよりも若干小さくなるであろうが、浸入特性の悪化による有効雨量の増大によっても増加率は高められるから、ローム台地のような、従来、ピーク流出の小さかつた流域においては調査対象流域程度の市街化によつても百数十%程度、台地と水田を含む流域においても数十%程度のピーク流量の増大が予想されよう。

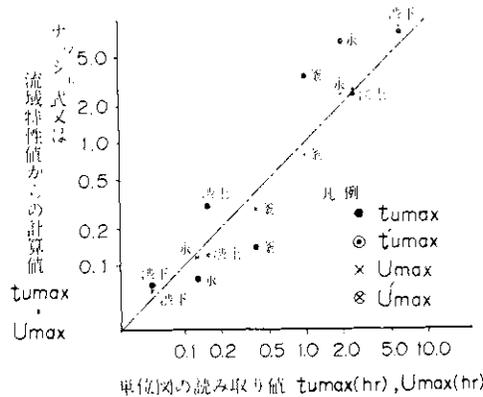


図-20 ピーク流量およびピークまでの時間の比較