

企画部 表

I S S N 0386 — 5878

土木研究所資料第1499号

マイクロフィルム第 号

# 土地利用変化を評価する流出モデル

昭和54年 6 月

建設省土木研究所

## 序 文

本報告書は、流域の都市化に伴う流出変化に着目して作成したモデルを用いて、その適合性、特性を調査したものである。また第2章6節には、都市化に伴う流出増に対する抑制方法の考え方を1例として載せてある。

流出機構は、モデル実験、流出試験地等の調査で、水理学的に解明されてきた点も多い。反面、有効雨量の算出方法など、観測等を実施しながら解明しなければならない問題点も数ある。

流域の都市化による流出増が河川計画上で重要な問題点となっている今日、まだ不十分な点も目につくが、今後研究を進めて行くうえで、中間報告という意味も含めて印刷に附すことにした。

先輩・諸氏の御批判を仰ぐとともに、河川計画上少しでも御参考となれば幸いである。

昭和54年6月

土木研究所 水文研究室

室 長 石 崎 勝 義

研究員 佐 合 純 造（執 筆）

長谷川 正（執筆及とりまとめ）

## 目 次

|                             |    |
|-----------------------------|----|
| 第1章 概 論 .....               | 1  |
| 第2章 流出モデル .....             | 2  |
| 第1節 有効降雨モデル .....           | 2  |
| 第2節 斜面モデル .....             | 3  |
| 第1項 洪水到達時間 .....            | 4  |
| 第2項 斜面計算 .....              | 5  |
| 第3節 河道モデル .....             | 6  |
| 第1項 Kinematic Channel ..... | 6  |
| 第2項 河道追跡 .....              | 7  |
| 第4節 モデル流域における計算 .....       | 8  |
| 第5節 準線形貯留型モデルを用いた解析 .....   | 21 |
| 第1項 多摩川 .....               | 21 |
| 第2項 鶴見川 .....               | 24 |
| 第3項 石神井川 .....              | 27 |
| 第6節 都市化とその対策 .....          | 33 |
| 第1項 都市化による流出変化とその抑制 .....   | 33 |
| 第2項 使用したモデル及び評価方法 .....     | 36 |
| 第3項 検討結果 .....              | 39 |
| 第3章 おわりに .....              | 48 |
| 参考文献 .....                  | 48 |
| 参考資料                        |    |
| 標準プログラム .....               | 50 |

## 第1章 概 論

全面的あるいは部分的に都市化が進行しつつある流域、山地の一部を開拓して放牧地やゴルフ場を造成する計画がある流域などにおいて、土地利用の変化が流出にどのような変化をもたらすかということは、過去10年間における応用水文学上最大の関心事であったばかりでなく、近年における河川計画上の諸問題の中でも大きな部分を占めている。

土木研究所では、洪水流出解析法に関する調査、流出試験地調査、あるいは土地利用の変化に伴う流出機構に関する調査などの課題を設け、「都市化による流出の変化」に関する調査・研究を種々の角度で実施してきた。

本論での目的は、①この分野における基礎知識を現段階でひとまず整理し、②その見知において最もバランスが取れ、かつ精度のよい評価手法を作成すること、にある。もちろん、基礎研究の分野は日進月歩なのであるから、近い将来の可能な発展を吸収できるような考慮も必要である。ここでは、土地利用の変化が流出に及ぼす影響を評価するための条件として次の5項目を設け、モデルにくみ込んでいく方法をとった。

### I 斜面上の流れの非線形性が表現できること。

日本のように、強雨を計画対象としている河川流域では、特に流域斜面上の流れの非線形性は無視できない。貯留関数法、タンクモデル法、Kinematic wave 法等すべてこの条件を満たしている。

### II 河道の洪水伝播機能が表現できること。

流域のスケールがある大きさを超えれば、河道は流域の流出機構の中で無視できない役割を果たすようになってくる。また、大部分の河川計画では、区間的であれ、必ずといってよいほど河道改修計画を盛りこんでいる。

### III 土地利用形態の差異による流出の差異を表現できること。

〇〇川流出モデルにならないよう普遍的に評価できること。また、逆に、必要に応じて特殊化できることが望ましい。

### IV 総合化の度合いが高いこと。

複数の土地利用形態の一つ一つに複数のパラメータが取り付く。「パラメータがいっぱい」のこのモデルでは下手をすると、何をやっているかわからない「パラメータいじり」に終始してしまう可能性がある。この条件は後述するように、実証的資料の蓄積の乏しさということもあって現状ではかなり厳しいものである。しかしながら、無観測流域の多さなども考え併せると、使っていくながら総合化も進められるモデル、もしくは、何らかの新しい実証データが得られたら直ちにパーツの交換が可能なモデルが望ましいわけである。

さらに、計画論的に有効なモデルであるためには、次のことが重要である。

### V 当該河川流域内の他の排水計画（下水道・中小河川 etc.）に使われるモデルと共通性が高

いこと。

従来から、下水道と都市河川、また、それらと一般河川等々の間の計画ギャップが大きな問題になっている。計画の思想の違いも重要な原因だが、使われているモデルの差異が大き過ぎたことも否めない。特に土地利用の変化が問題になるような流域では、多くの場合、排水計画も入ってくるのであるから、河川を対象とした流出モデルもこれを取り込んでいく必要がある。以上のような観点でモデル作成に当たった。

## 第2章 流出モデル

ここでは、次の3つのモデルより構成されている。

- ① 有効降雨モデル
- ② 斜面モデル
- ③ 河道モデル

これらは、各々パーツという思想で、それぞれの方面で、モデルの進化、総合化が出来た時点で交換すれば良いという考え方である。

### 第1節 有効降雨モデル

降雨より有効降雨を算出するのは、種々の方法が提案されている。

初期損失モデル  
一定量損失モデル  
一定率損失モデル  
一次流出率～飽和雨量モデル  
損失曲線モデル  
凹地貯留～浸透能モデル  
補給能モデル

降雨の損失現象は、土壌水分、流域の地質構造や土地利用形態の違いなどによって、定量的に把握することが非常に困難となっている。この事は、上述したモデルの数が多い事でも知り得る。降雨の損失現象を解明するには、土地利用形態の場で観測する事であるが、山林、市街地を除くと、単一な土地利用が少ないし、あまり観測されていなかった。又、多くのモデルは、観測値より直接係数を求めるのではなく、流出モデルを通して係数を求めている。実測値を基に調査したものの代表的なものは岡本によって行われている。<sup>1)</sup> 岡本の調査は、全国ダム地点の資料を「総雨量～総流出量関係図」を使用した。

前述の各モデルはそれぞれ一長一短があり、決定的なものではないが、現段階では実証の例の多いモデル、土地利用形態ごとに最も適しているモデルを使用する。後述するように、斜面モデル、河道モデルに含まれるパラメータはあらかじめ物理的に固定しておくもので、本モデルでは、

有効降雨モデルのみが試算パラメータを持つ事になる。

## 第2節 斜面モデル

下水道、中小河川の排水計画においては、合理式が使用される事が圧倒的に多い。前述のモデル条件Ⅴを満たすには、合理式からスタートするのが最も合理的なようである。合理式は周知のように

$$Q_p = \frac{A}{3.6} r_e \quad (1)$$

で、 $Q_p$ : ピーク流量 ( $m^3/S$ ) ,  $A$ : 流域面積 ( $km^2$ ) ,  $r_e$ : 洪水到達時間  $t_c$  内の最大平均有効降雨強度 ( $mm/hr$ ) である。流出の単位を  $r_e$  と同じにとれば

$$q_p = r_e \quad (1)'$$

となる。合理式をさらに一般化すれば

$$U(\tau) = \begin{cases} 0 & (\tau < 0, t_c \leq \tau) \\ \frac{1}{t_c} & (0 \leq \tau < t_c) \end{cases} \quad (2)$$

という矩形単位図となる。一般にその流出波形は、移動平均過程を導入して

$$q(t) = \int_0^\infty r_e(t-\tau) \cdot U(\tau) d\tau \quad (3)$$

で求まる。しかし、この矩形単位図によって計算された流出は、 $t_c$  を経過すると流出量がゼロになるという著しい特徴をもつ。洪水の低減部に関しては、現象を良く simulate できない (図-1 参照)。そこで、ここでは比較的滑らかな流出ハイドログラフが得られる様に次の指数単位図を用いる。

$$U(\tau) = \begin{cases} 0 & (\tau < 0) \\ \frac{1}{K} \cdot e^{-\tau/K} & (\tau \geq 0) \end{cases} \quad (4)$$

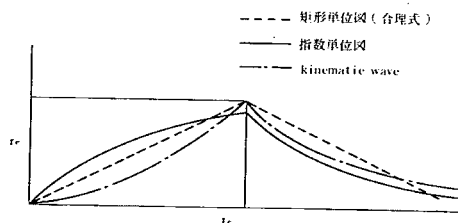
$$\text{ここに } K = t_c / 2 \quad (4)'$$

この式は、線形貯水池、あるいは線形貯留型モデルとも呼ばれる。

(2)式と(4)式の2つの単位図を結びつける  $t_c$  から  $K$  への換算は、吉野の研究<sup>8)</sup>を基にしている (図-2)。すなわち、矩形単位図の図心は  $Gr = t_c / 2$

指数単位図の図心は、 $Ge = K$  となり、単位図の定義よりその面積は共に1である。従って、それぞれの  $U(\tau)$  軸に対する断面1次モーメントは

図-1 流出波形の比較



$$Vr=(t_c/2) \times 1 = t_c/2$$

$$Ve=K \times 1 = K$$

であり、結びつけるにはモーメントをあわせれば良い。吉野は、 $T_L=t_c/2$  とすると  $K \approx T_L$  となる事を示している。よって、 $K = t_c/2$  が得られる。

#### 第1項 洪水到達時間

「河川砂防技術基準(案)」では  $t_c$  を「流入時間」と呼んでいる。 $t_c$  が斜面について定まる定数であると仮定すれば、単位図は流れに関して線形なモデルであり、前述の条件 I を満足しない。一方 Kinematic wave 法によれば<sup>3)</sup>  $t_c$  は、有効降雨強度  $r_e$  などの関数で

$$t_c = \left( \frac{L r_e^{1-m}}{\alpha} \right)^{1/m} \quad (5)$$

で与えられる。ここに  $L$  は力学的斜面長、 $\alpha$ 、 $m$

は斜面上の水深  $y$  と単位幅流量  $q$  との関係を  $q =$

$\alpha y^m$  とした場合の定数である。更に Manning 型では、 $\alpha = \sqrt{S}/N$ 、 $m = 5/3$ 、Che'zy 型なら  $\alpha = C$ 、 $m = 3/2$  となる。なお、ここで  $S$  は斜面勾配、 $N$  は等価粗度、 $C$  は Che'zy 係数である。(5)式に  $\alpha$ 、 $m$  を代入すると Manning 型では

$$t_c = L^{3/5} \cdot N^{3/5} \cdot S^{-3/10} \cdot r_e^{-2/5} = \left( \frac{N}{\sqrt{S}} \right)^{3/5} \cdot L^{3/5} \cdot r_e^{-2/5} \quad (6)$$

Che'zy 型では

$$t_c = C^{-2/3} \cdot L^{2/3} \cdot r_e^{-1/3} \quad (7)$$

となる。又、地形学の教えるところによれば、 $L \propto A^\delta$  になる関係がある。よって、(6)(7)式は

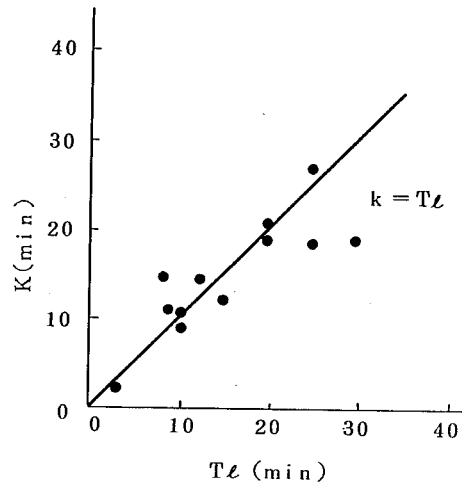
$$t_c = C \cdot A^\delta \cdot r_e^{-\epsilon} \quad (8)$$

で代表される。なお、ここで  $C$  は、土地利用形態によって定まる定数である。角屋他は、 $A = 0.13 \sim 740 \text{ km}^2$  の丘陵山林流域 18 河川について次の実験式を求めた<sup>4),5)</sup>

$$t_c = 290 A^{0.22} \cdot r_e^{-0.35} \text{ (min)} \quad (9)$$

また、建設省の流出試験地で、 $C$  の値を調査したところ、市街地の平均で 80、最小 50 という値を得ている。ある単流域について流域平均最大有効降雨強度  $r_e(t)$  が与えられれば、図-3 のように、ある継続時間とその時間内の最大平均有効降雨強度との関係を示す曲線(有効降雨強度曲線)を引くことができる(図-3)。この曲線と(8)式の交点に対応する継続時間が、その単流域からの最大流出量  $q_p$  を与える到達時間  $t_c$  である。ここでは、洪水期間中一定とし

図-2  $t_c \cdots K$  の相関 ( $T_L = t_c/2$ )



て、 $t_c$ を扱う。

## 第2項 斜面計算

指数単位図で波形を求めるには、

$$\begin{cases} S = KQ \\ \frac{ds}{dt} = I - Q \end{cases} \quad (10)$$

を基礎式とする。ここに $S$ は貯留量、 $I$ は流入量である。連続式を差分近似して、運動式に代入すると

$$\frac{S_2 - S_1}{\Delta t} = \frac{P_1 + P_2}{2} - \frac{Q_1 + Q_2}{2}$$

$$\frac{KQ_2 - KQ_1}{\Delta t} = \frac{P_1 + P_2}{2} - \frac{Q_1 + Q_2}{2}$$

$$\therefore Q_2 = \left[ \frac{P_1 + P_2}{2} + \left( \frac{K}{\Delta t} - \frac{1}{2} \right) Q_1 \right] / \left[ \frac{K}{\Delta t} + \frac{1}{2} \right] \quad (11)$$

となり、順次 $Q_2$ が計算される。なお、(11)式の安定条件は $(K/\Delta t - \frac{1}{2}) > 0$ である。

(8)式により有効降雨強度の影響が取り入れられて非線形的な効果が表現できるが、最終的には(4)式によるので、このようなモデルを「準線形貯留型モデル」(quasi-linear storage type model)と呼ぶことにする。

この斜面モデルでは、ある土地利用形態に固有な斜面上の流れの特性は、(8)式の $C$ によって集中的に表現される。 $C$ に影響を与える因子は、主に等価粗度 $N$ と、斜面勾配 $S$ である。 $S$ は地形図等から簡単に求める。又、 $N$ については、最近になってようやく等価粗度法による流出解析例が充実してきた事もあって、表-Aのような標準値が得られている。又、 $C$ の値は角屋、橋本、河川局・土研<sup>4)~7)</sup>により検討されており

山地：290

畑地：210

放牧地、ゴルフ場：190

市街地：50~95

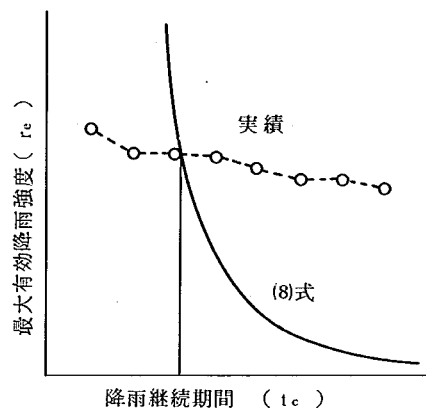
表-A 土地利用形態と等価粗度 $N$ の標準値

| 土地利用形態           | 等価粗度 $N$ の標準値 |
|------------------|---------------|
| 水田               | 2             |
| 山地               | 0.7           |
| 丘陵、牧草地、公園、公園地、牧場 | 0.3           |
| 山地               | 0.05          |
| 市街地、市街地等         | 0.1           |
| 市街地、市街地等         | 0.05          |
| 市街地、市街地等         | 0.01          |
| 市街地、市街地等         | 0.005         |

となっている。

ある単流域からの流出波形は、その単流域を一種類の土地利用形態として計算しておき、その後で単流域の土地利用比率によって加重平均して、合成する方法をとった。

図-3  $t_c$ の決定法



### 第3節 河道モデル

河道の流出モデルとして現在採用可能であると考えられるものを表-1にあげる。同表で下に

表-1 河道の流出モデル

|   |     |           |   |                         |
|---|-----|-----------|---|-------------------------|
| { | 線型  | ————— 単位図 | { | 線型水路                    |
|   |     |           |   | 線型貯水地 (Muskingum法 etc.) |
|   |     |           |   | 統計的単位図 etc.             |
| { | 非線型 | —————     | { | タンクモデル                  |
|   |     |           |   | 貯留関数                    |
|   |     |           |   | 不等流                     |
|   |     |           |   | Kinematic wave          |
|   |     |           |   | 不定流 etc.                |

なる程計算等に手間がかかるだろう。河川改修が洪水流出に及ぼす影響については、本調査の準備段階で、治水課による文献調査が行われている<sup>14)</sup>。河道の洪水伝播機能は大別して、①輸送速度と②てい減効果で特性付けられる。大陸系の河川では、何十kmという区間を支川流入も受けずに洪水波が流下する例が多い。このような場合は、②のてい減効果が顕著であり、線形貯水池 (Muskingum 法, convex 法等), 貯留関数法, natural reservoir のようなモデルが適している。一方、日本の大部分の河川では、短い区間ごとに次々と支川が合流するので、むしろ①の輸送速度で規定される「合流時差」が第一義的な重要性を帯びてくる。さらに場合によっては、河道ははんらん効果や改修によるはんらんの減少効果が無視できない河川も多い。古典的な Muskingum 法や、現在広く行われている貯留関数法等では、貯留係数  $K$  や遅滞時間  $T_L$  のようなブラックボックス・パラメータを含んでおり、条件Ⅳに照らしてみると、あまり適合性がないと言える。そこで、本モデルでは、総合化のしやすさ等から河道の横断形状、勾配、粗度等から物理的にパラメータが決定できる kinematic channel を採用する。

#### 第1項 kinematic channel

横流入量が無い場合、kinematic wave 法の基礎式は次の2式となる。

連続方程式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (12)$$

経験的な近似式

$$Q = \alpha A^m \quad (13)$$

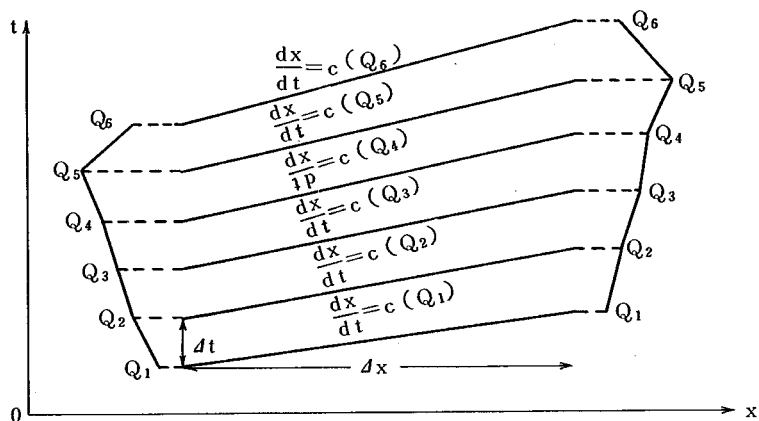
ここで  $A$  : 流水断面積 ( $m^2$ ) ,  $Q$  : 流量 ( $m^3/S$ ) ,  $t$  : 時間 (sec) ,  $x$  : 流下距離 ,  $\alpha$  ,  $m$  : 河道定数である。(12), (13)式の一般解は

$$A = f(x - ct) \quad (14)$$

$$\text{ただし } C = \alpha m A^{m-1}$$

となる。これは伝播速度  $C$  をもって下流に伝播する波動を現わすものである。よって  $Q-C$  関係が求まれば、図-4のように下流端のハイドログラフを得ることができる。ここでの安定条

図-4 KINEMATIC WAVE法

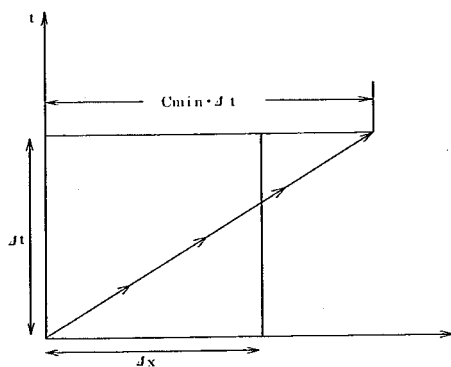


件は、図-5より

$$C_{min} \cdot \Delta t > \Delta x \quad (15)$$

となることが必要である。

図-5 安定条件



## 第2項 河道追跡

河道追跡は、図-6のように固定格子点上で解を求めてゆく場合、隣接する2地点の値を内挿する事により解を求めてゆく。(15)式の条件によって、順次正時刻化しながら下流へ進む。正時刻化の内挿で波形の平滑化を起す。一例を図-7に示す。入力波形が先鋭な程効果は大きい。平滑化現象を防ぐには、単位時間  $\Delta t$  を小さく取れば良いが、この時、計算の安定条件より  $\Delta x$  も同様に小さくしなければならない。この為に計算時間が莫大となってしまう。従って、流出解析に必要な精度を考慮して  $\Delta t$  を決定すれば良い。

図-6 固定格子点上での追跡ならびに計算方法

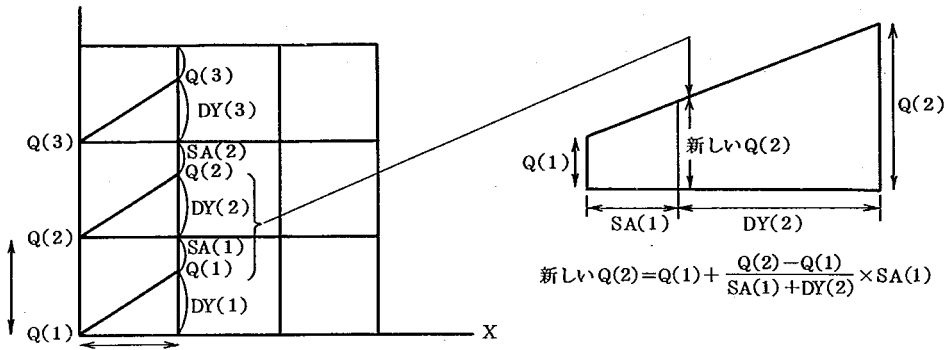
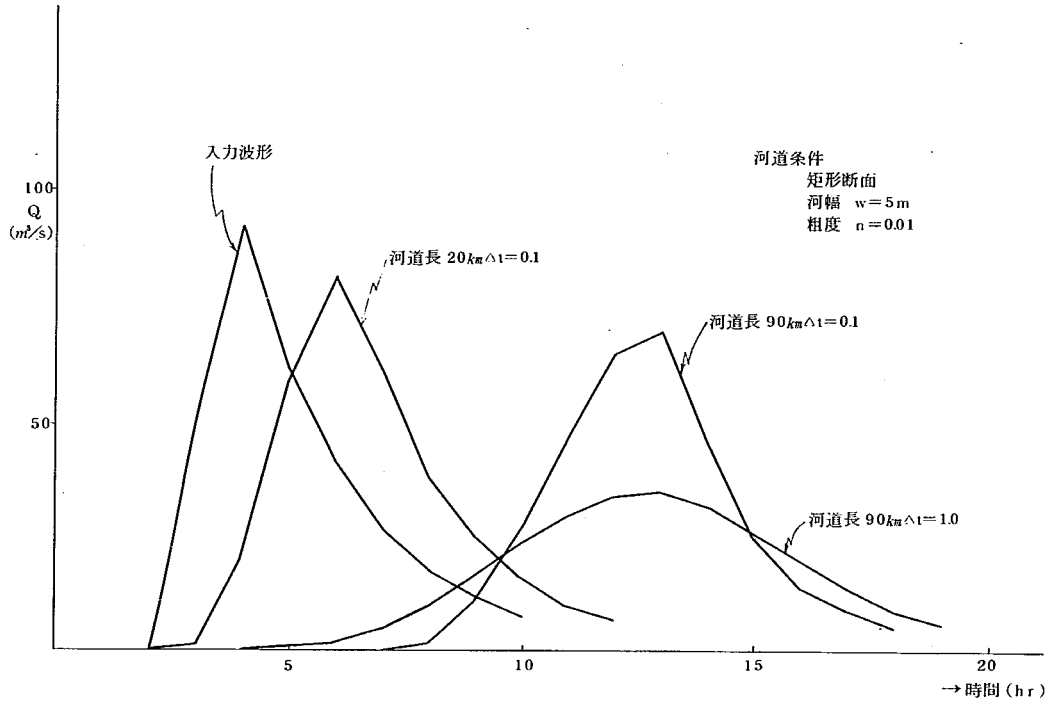


図-7 河道計算における平滑化



#### 第4節 モデル流域における計算

モデルの性質を把握する為にモデル流域，モデル降雨を下記の条件で設定して計算を行なった。

##### ① 降雨

総雨量 300mm，前方，後方，中央集中型3種（図-8）

② 流域

流域面積  $360 \text{ km}^2$ ，土地利用形態は，水田，山林，公共下水道の完備した市街地（以下単に市街地という）の3種とした。

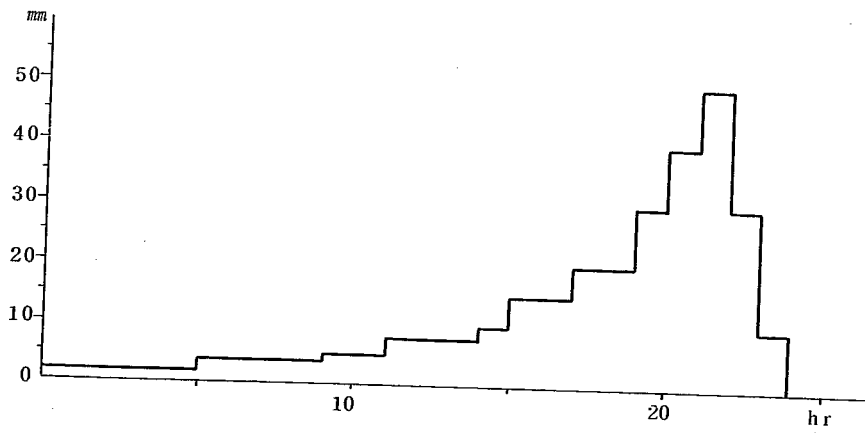
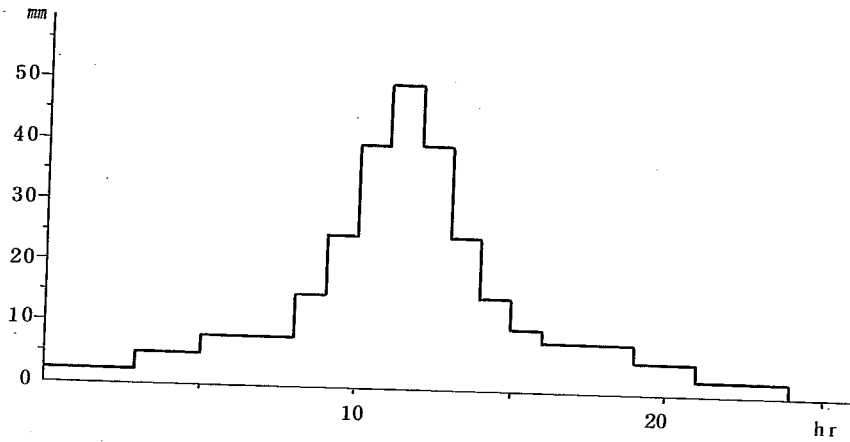
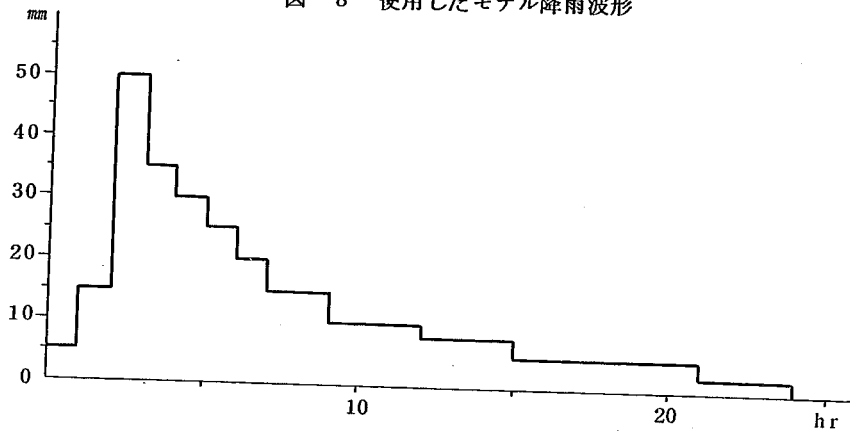
- ③ 河道 河道長  $2.4 \text{ km}$ ，河幅  $200 \text{ m}$ ，粗度  $0.03$  と一定にし，河床勾配のみを水田  $1/3000$ ，山林  $1/100$ ，市街地  $1/500$  とした。本モデル唯一の試算パラメータである有効降雨パラメータについては，種々の議論があるところであるが「一次流出率～飽和雨量モデル」を代表させた。数値に関しては，岡本の資料，土木研究所の資料及び早瀬らの解析例を参考にして表-2のように定めた。

表-2 有効降雨モデルのパラメータ

|     | $f_1$ | $Rsa \text{ (mm)}$ | $f_{sa}$ |
|-----|-------|--------------------|----------|
| 水 田 | 0.0   | 50.0               | 1.0      |
| 山 林 | 0.25  | 150.0              | 1.0      |
| 市街地 | 0.9   | 50.0               | 1.0      |

到達時間の影響を調べるために， $360 \text{ km}^2$ を一個のブロックとして降雨損失の無い場合について計算した。（図-9(a)～(c)）

図-8 使用したモデル降雨波形



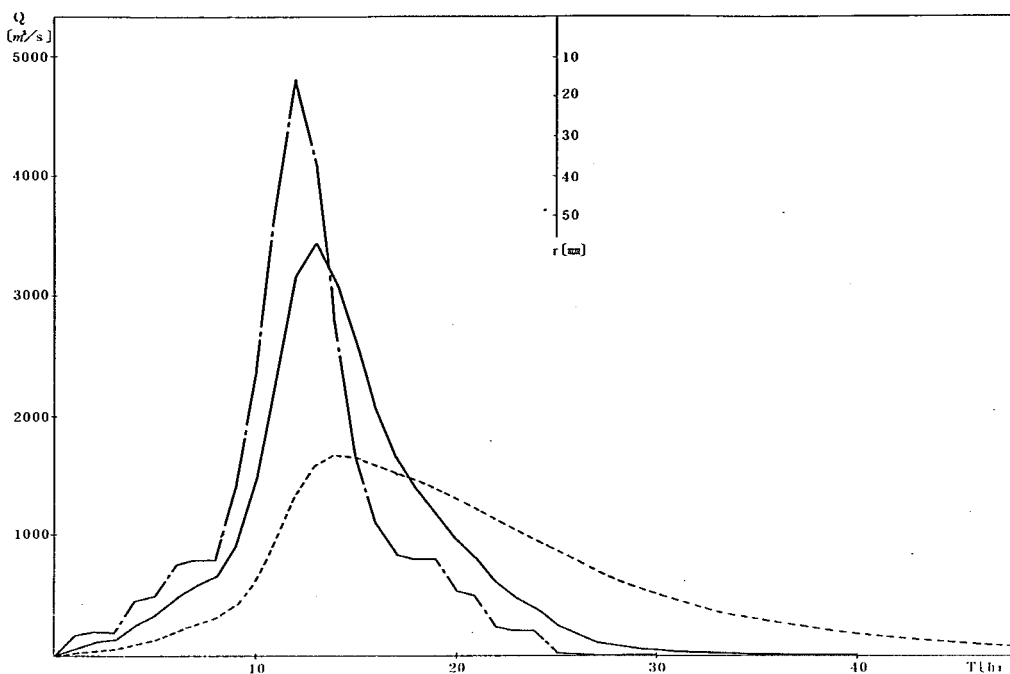


図-9(a) 流出波形(前方集中型降雨損失なし)

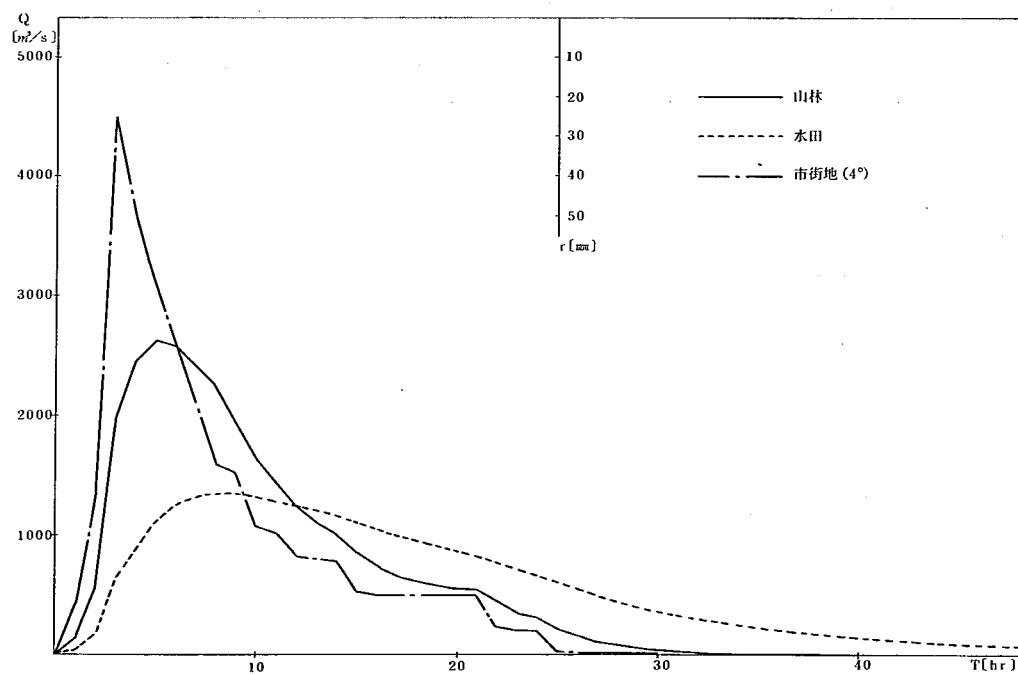
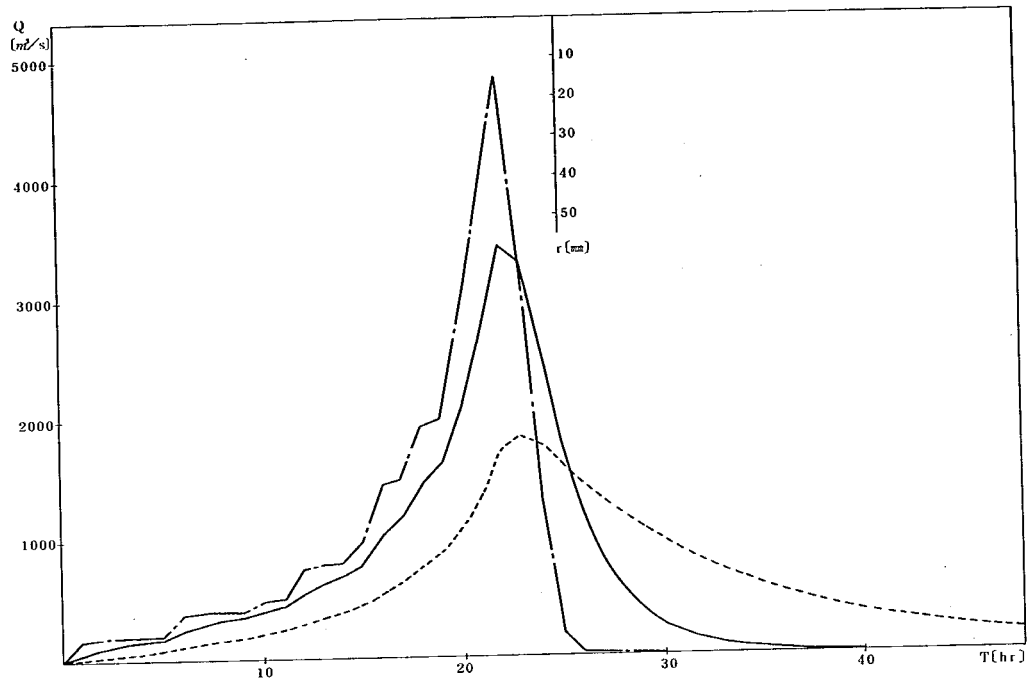


図-9(b) 流出波形(中央集中型降雨損失なし)

図-9(c) 流出波形（後方集中型降雨損失なし）



水田→山林→市街地の順で降雨波形に敏感な反応している。前方→中央→後方の順にピーク流量が増大している。これは、指数単位図を使用しており、また、土地利用形態によって増加率が違うのは、到達時間の差異（流域貯留高の差異）からくるものと考えられる。（図-10(a)~(c)）

図-10(a) 降雨波形の違いによる流出波形の差異（水田）

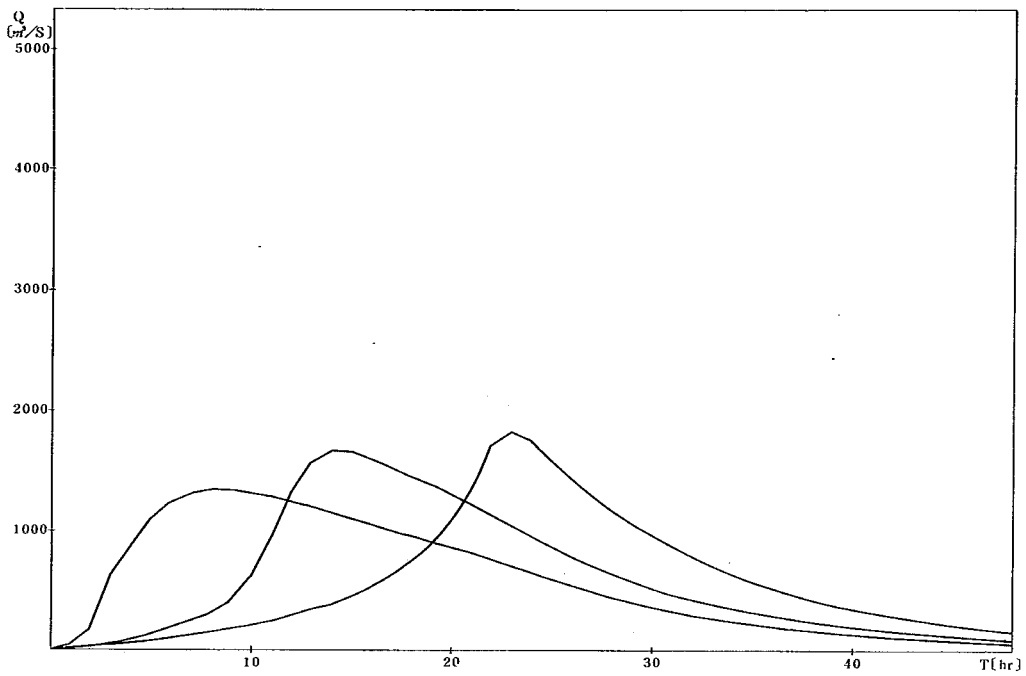


図-10(b) 降雨波形の違いによる流出波形の差異（山林）

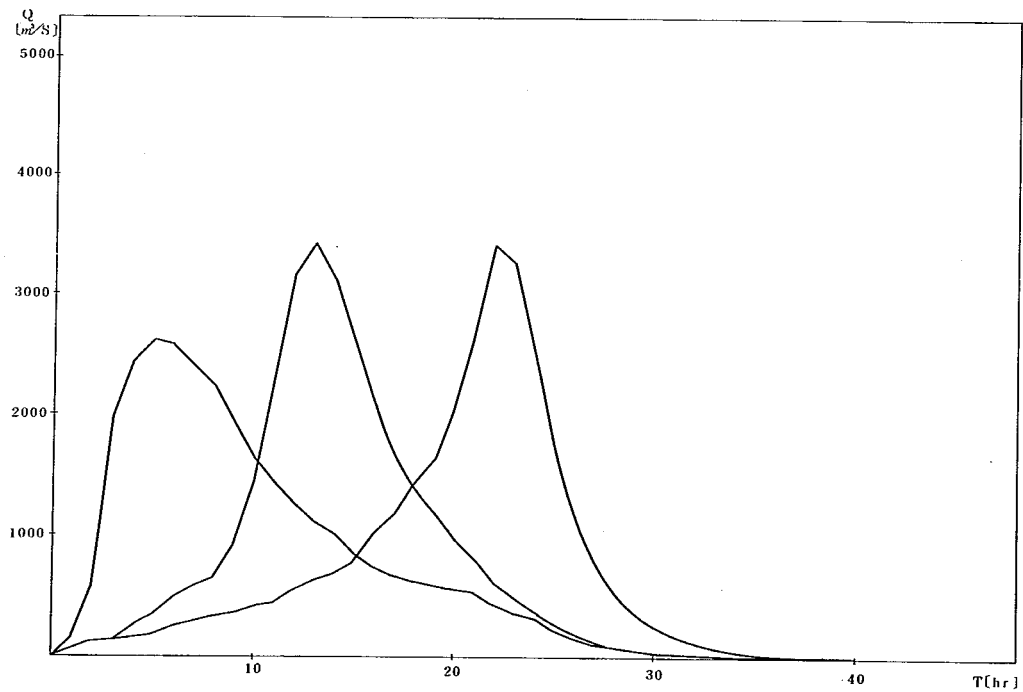
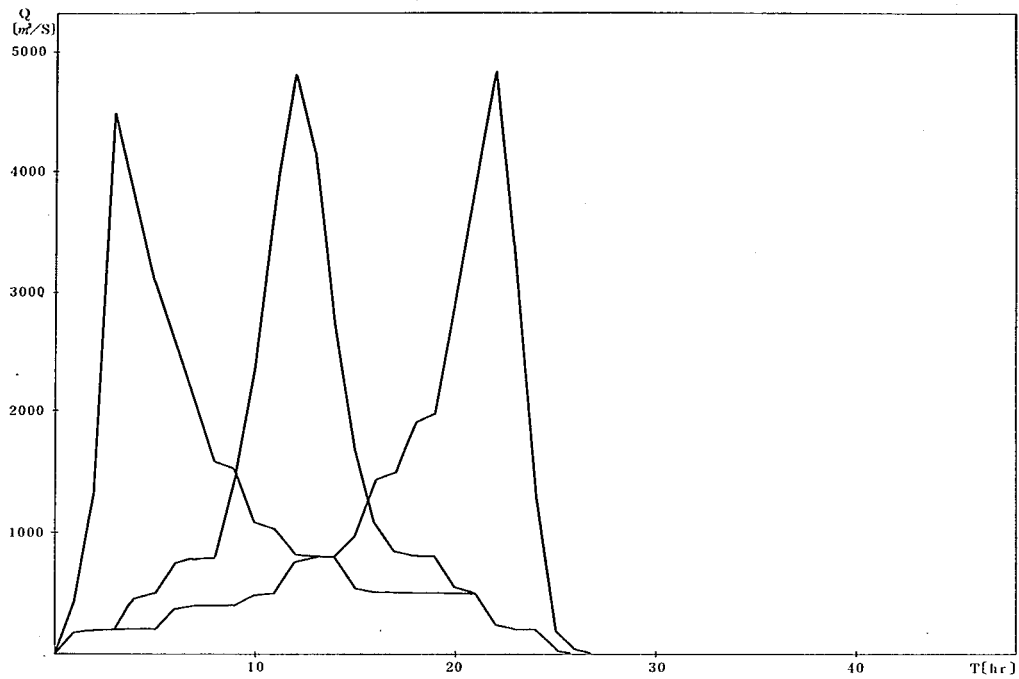


図-10(c) 降雨波形の違いによる流出波形の差異（市街地）



次に、前述の降雨損失モデルを取り入れた。降雨ピークが前方にあるほど又、損失の多い方ほどその影響は大となる。

図-11(a) 流出波形（前方集中型、降雨損失あり）

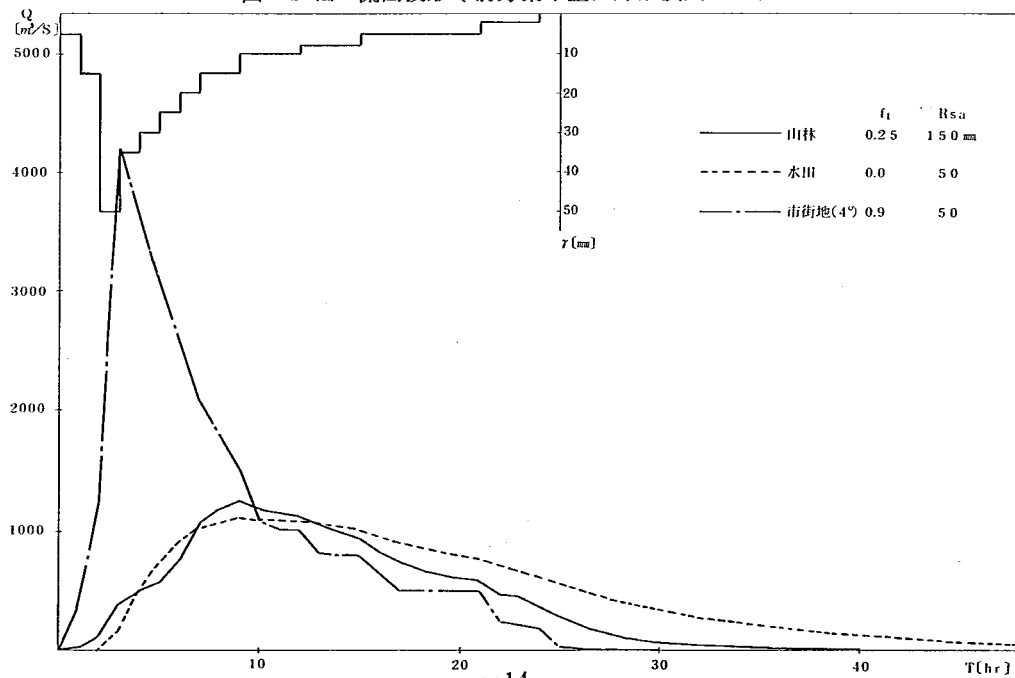


図-11(b) 流出波形（中央集中型，降雨損失あり）

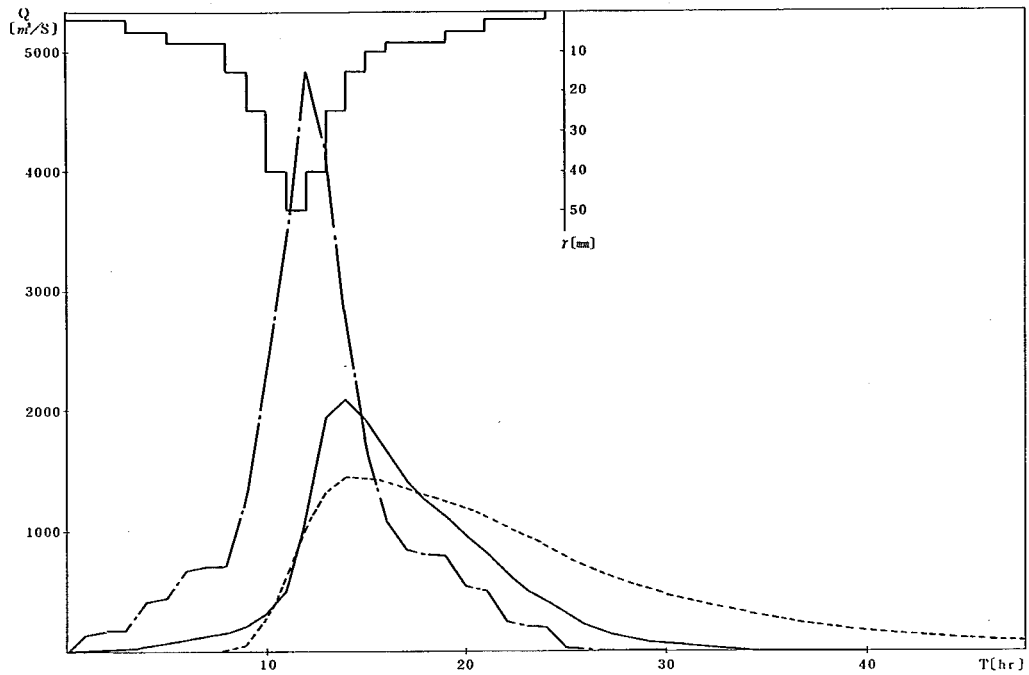
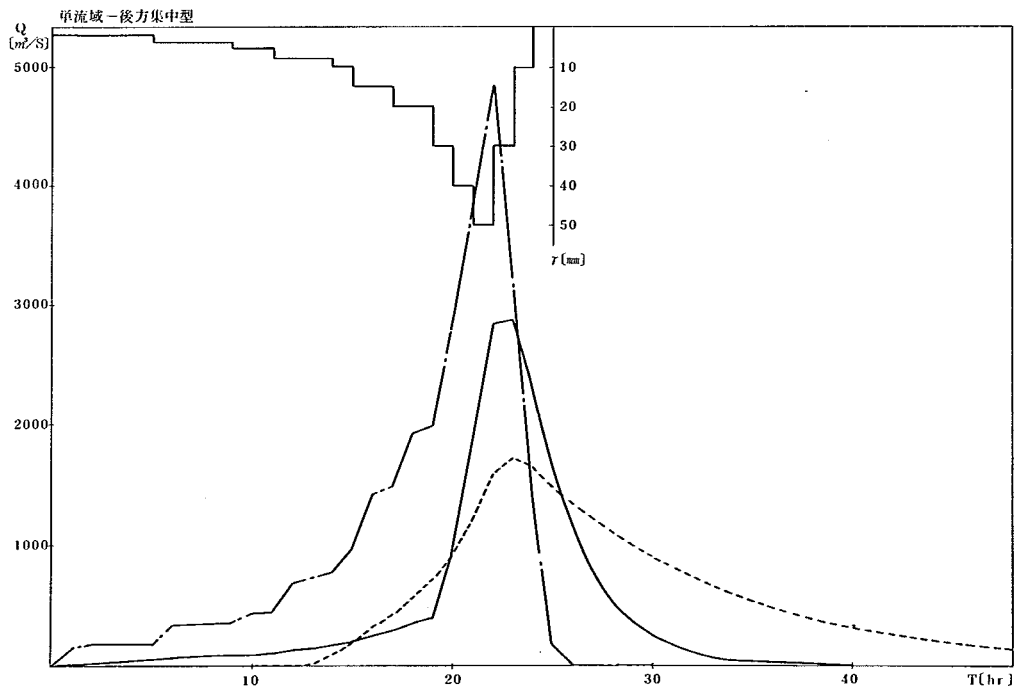


図-11(c) 流出波形（後方集中，降雨損失あり）



中央集中型降雨について、損失なしと損失のある場合との比較をした。

図-12(a) 降雨損失の有無による流出波形の比較（水田）

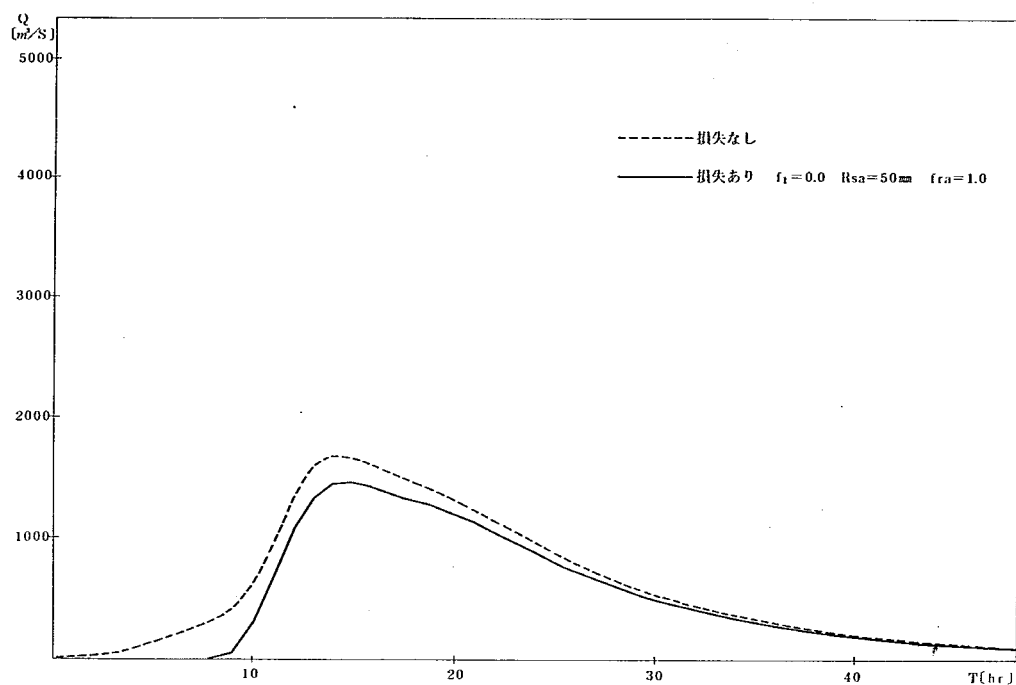


図-12(b) 降雨損失の有無による流出波形の比較（山林）

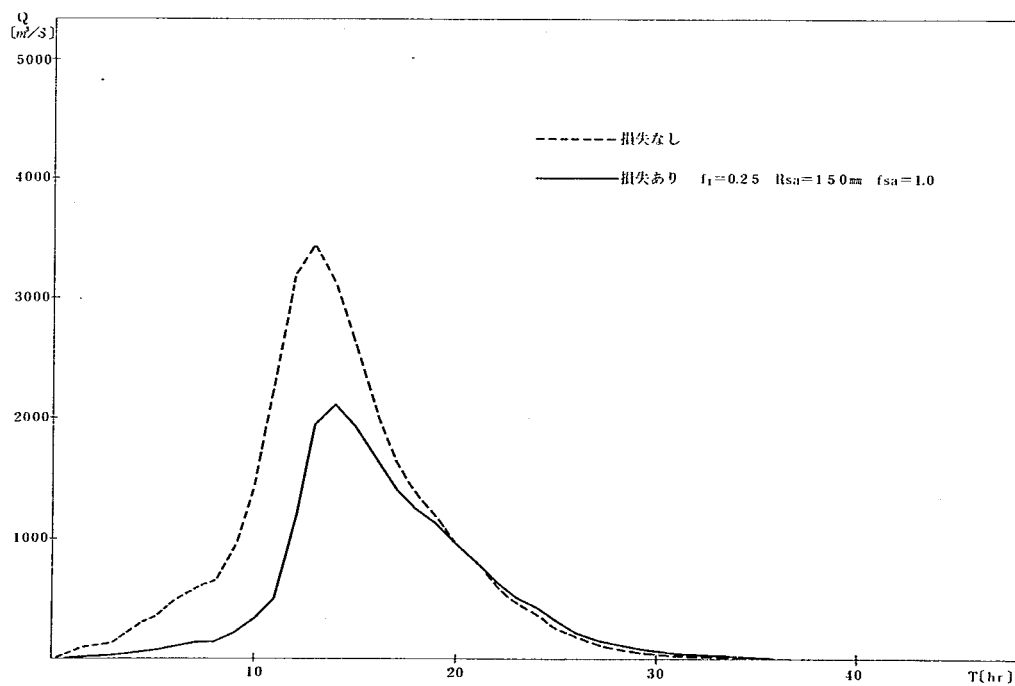
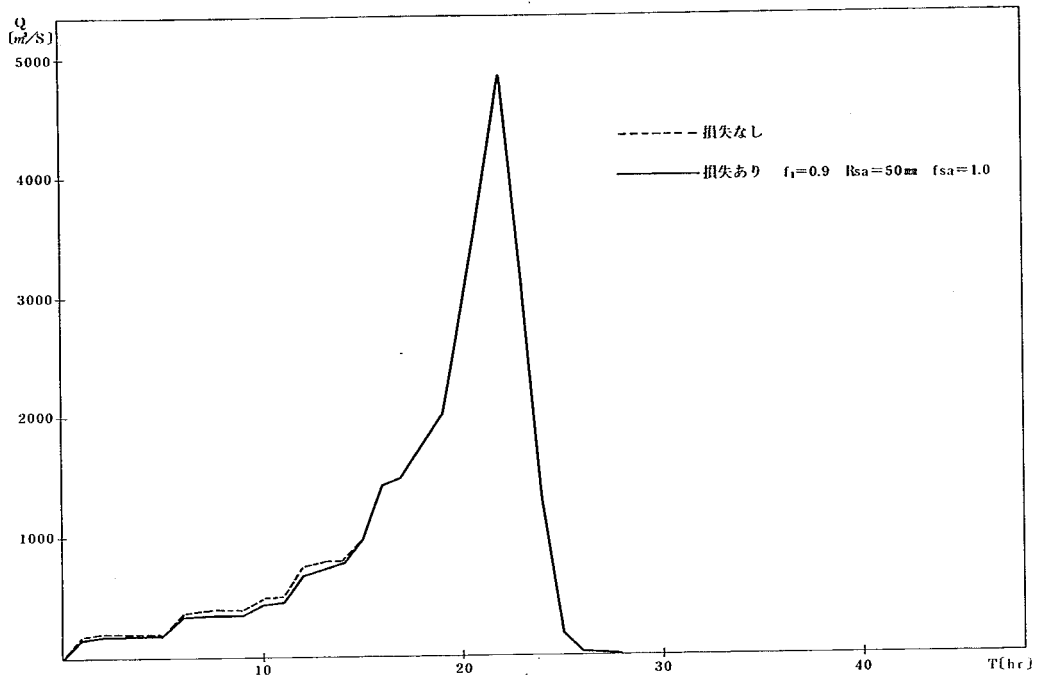


図-1 2(c) 降雨損失の有無による流出波形の比較（市街地）



流出波形の面積の差が降雨損失分である。水田では，初期損失の形が顕著に表われている。次に，河道の効果を調べてみる。河道は矩形断面を使用した。今，平均流速にManning 式を用いれば

$$Q = A \cdot v = \frac{1}{N} \sqrt{S} \cdot A \cdot R^{2/3} \quad (16)$$

であるので波速Cは

$$C = \frac{dQ}{dA} = \frac{dQ}{dH} \bigg/ \frac{dA}{dH} = \frac{\sqrt{S} \cdot (BH)^{2/3} \cdot (5B + 6H)}{3N(B + 2H)^{2/3}} \quad (17)$$

となる。

流域分割を図-1 3 に示す。土地利用は，全流域で各々の土地利用をもつ事にした。

図-13 流域分割図

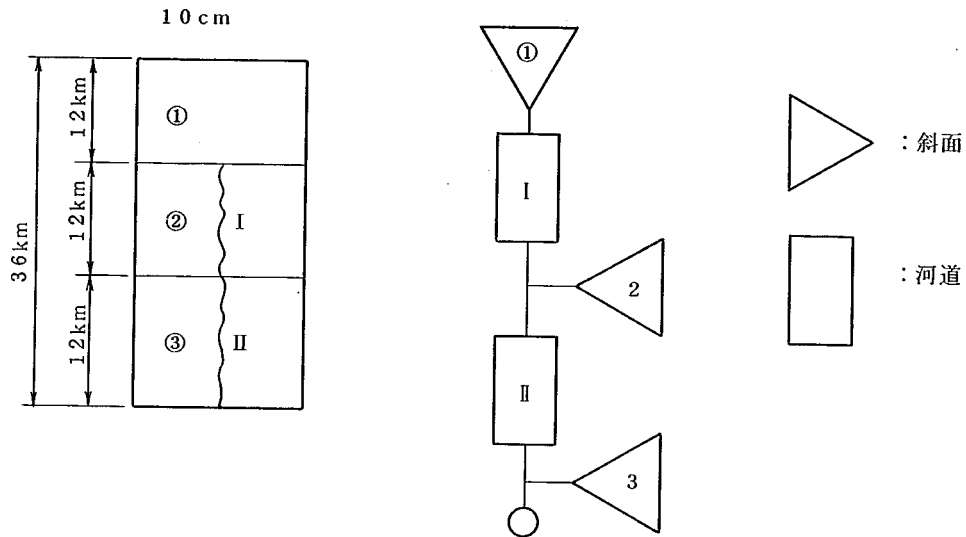


図14(a) 河道の効果（前方集中型，降雨損失あり）

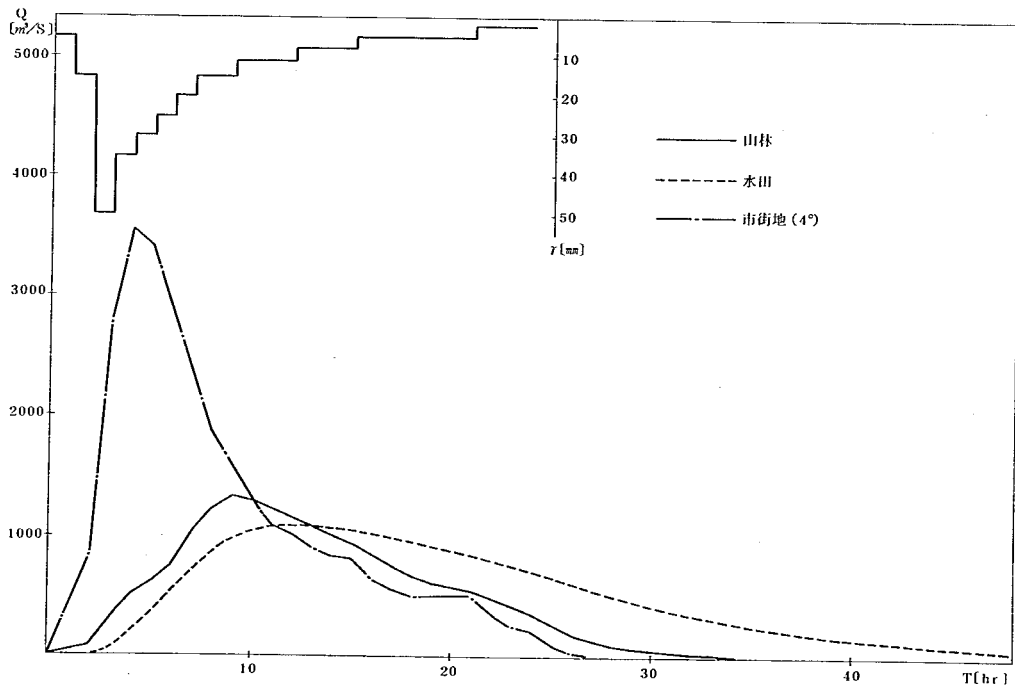


図-1 4(b) 河道の効果（中央集中型，降雨損失あり）

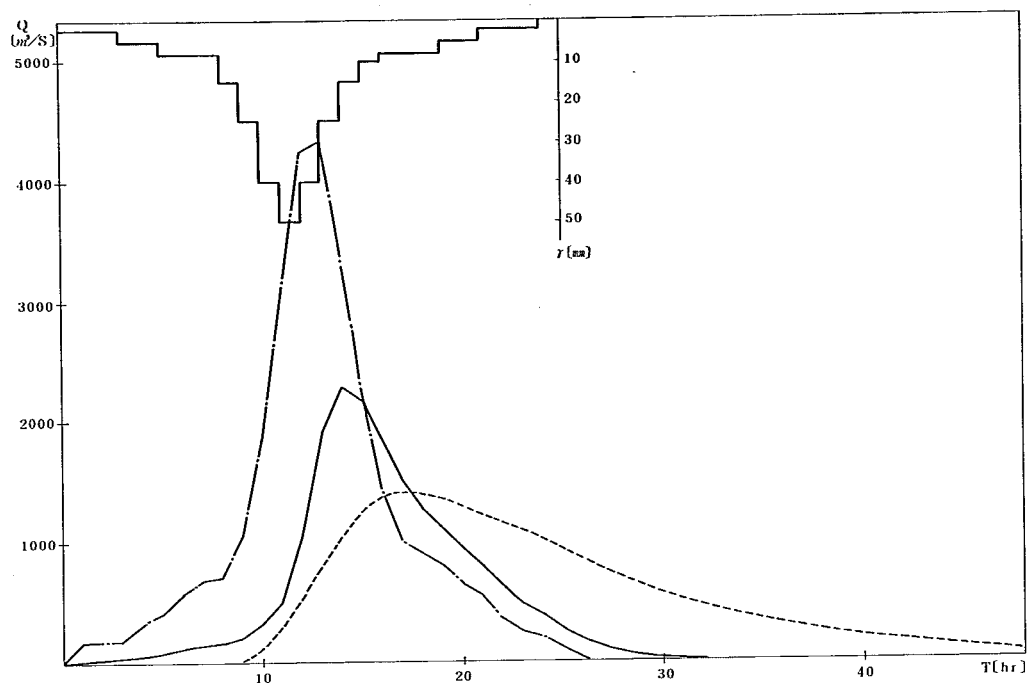
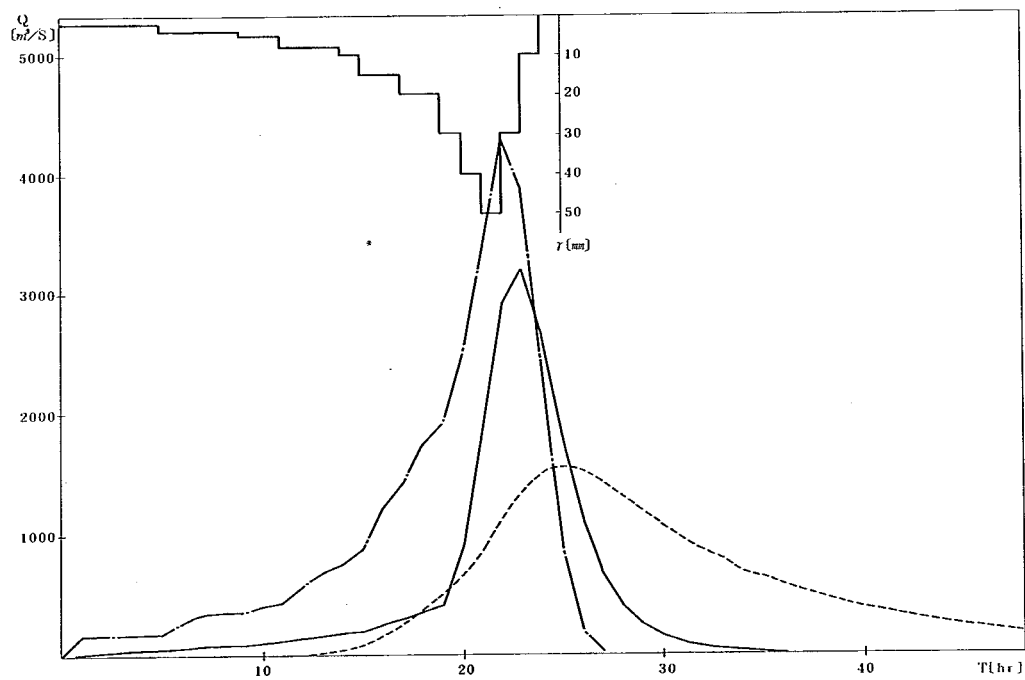


図-1 4(c) 河道の効果（後方集中型，降雨損失あり）



分割する前と比べると、山地の場合のみピーク流量が増大している。すなわち、河床勾配が急な山地河川（急峻河川）では、斜面より河道の洪水伝播機能が若干卓越する事になる。又、一般的には、河道貯留、内挿による平滑化等で比較的滑らかな波形となっている。

最後に河道改修の効果を調査した。改修方式としては、護岸の整備、河床掘削、拡幅、ショート・カット等がある。ここでは護岸整備等に着目して、河道の粗度が  $n = 0.03$  から  $n = 0.015$  に低下すると仮定した。

図-15(a) 河道改修前後の流出波形の比較（水田）

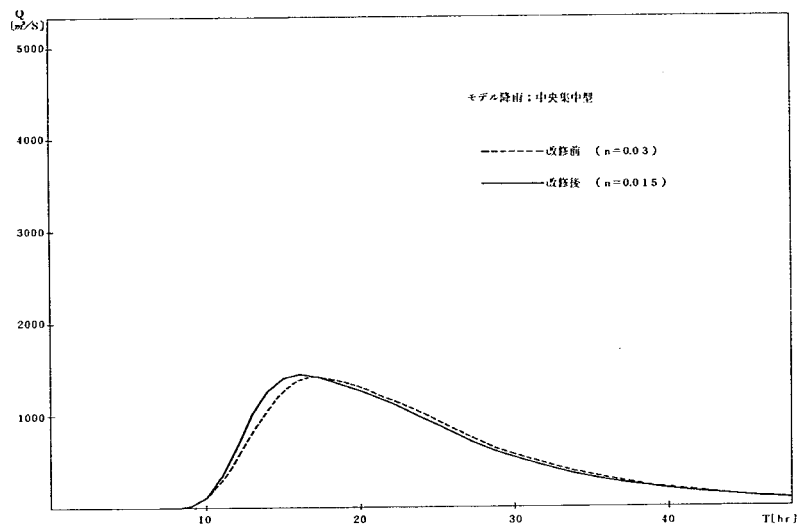


図-15(b) 河道改修前後の流出波形の比較（山林）

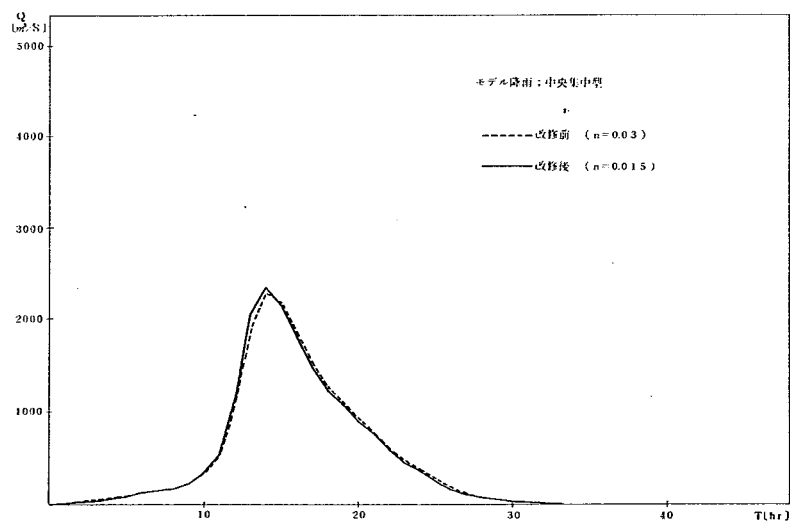
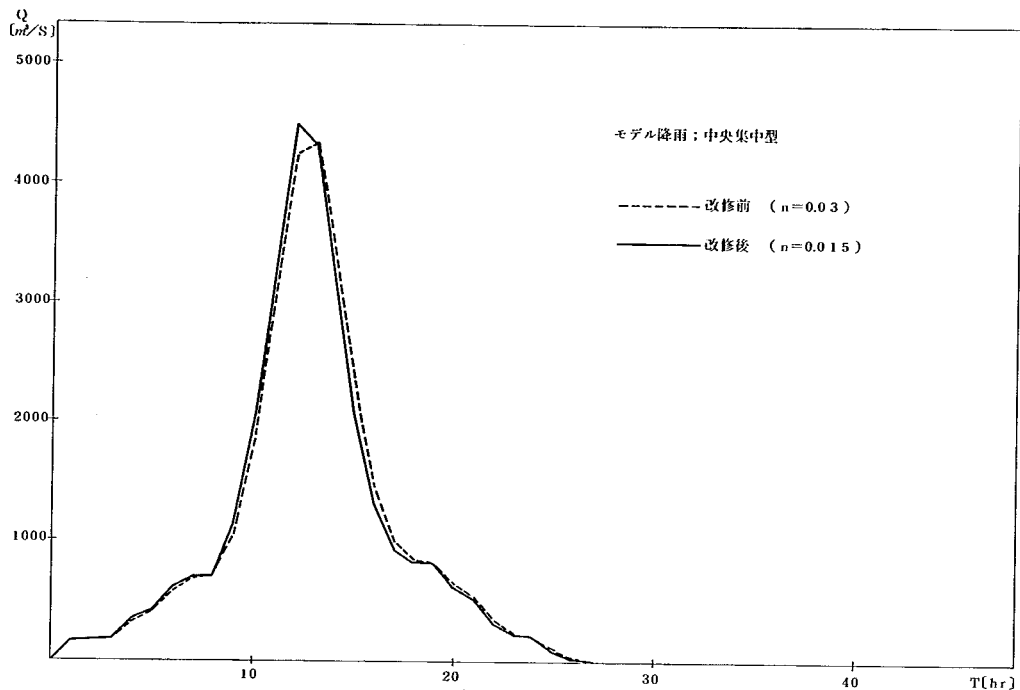


図-15(c) 河道改修前後の流出波形の比較(市街地)



疎通能力の上昇、河道貯留の減少等により、ピーク流量の増加及びピーク時間の前進が見られる。

以上、計算結果としては、今まで定性的に解釈されてきた「都市化による流出変化」と同傾向が見られた。今後は、このモデルを実河川に適用させて定量化を計っていく事にする。

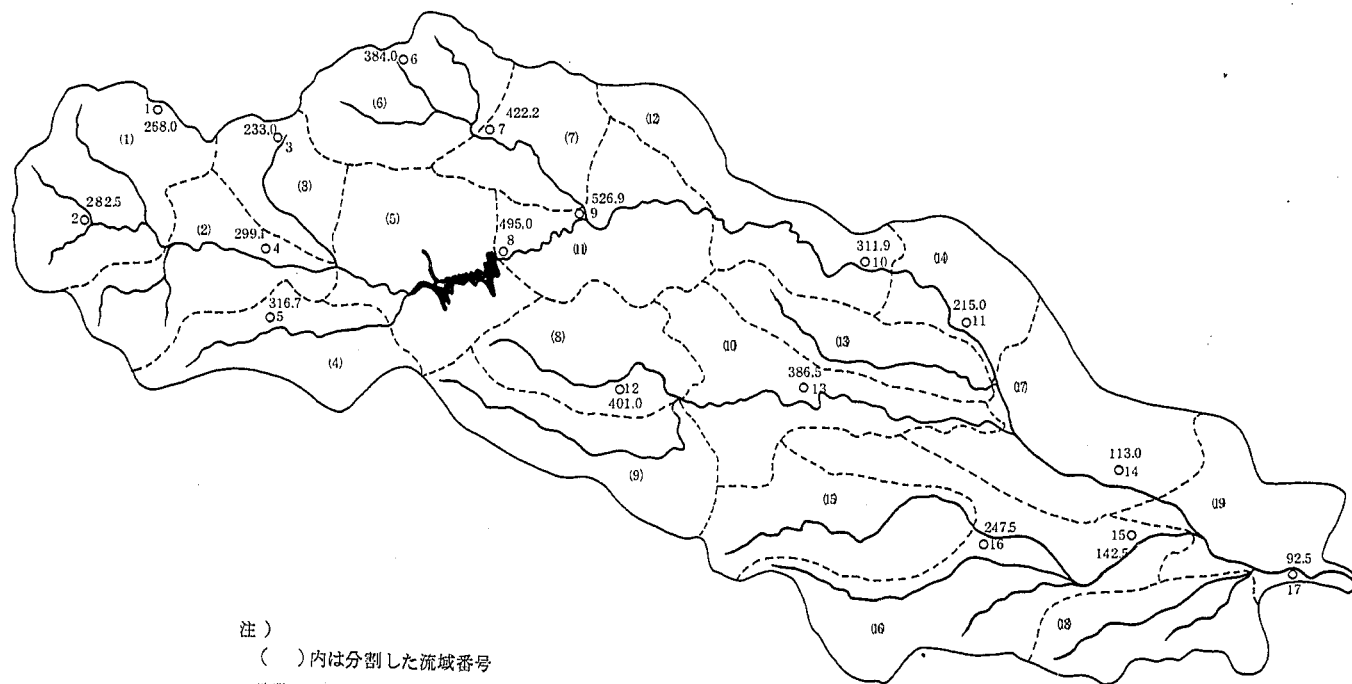
## 第5節 準線形貯留型モデルを用いた解析

### 第1項 多摩川

モデルを多摩川(石原地点,  $A = 1,040 \text{ Km}^2$ )における昭和49年9月1日出水に適用する。

流域分割は、各種土地利用形態の上下流分布による差異も評価できるように、図-16に示す如く19流域とした。結果を図-17に示す。てい減部の適合性がよくない。中間流出のようなモデルを考慮すれば、波形の適合性は良くなると思われるが、ここでは、ピークに着目することにして、あえて取り入れなかった。

図-16-1 流域分割図



注)  
 ( )内は分割した流域番号  
 整数は雨量観測所番号  
 実数は総雨量

図-16-2 土地利用形態の分布

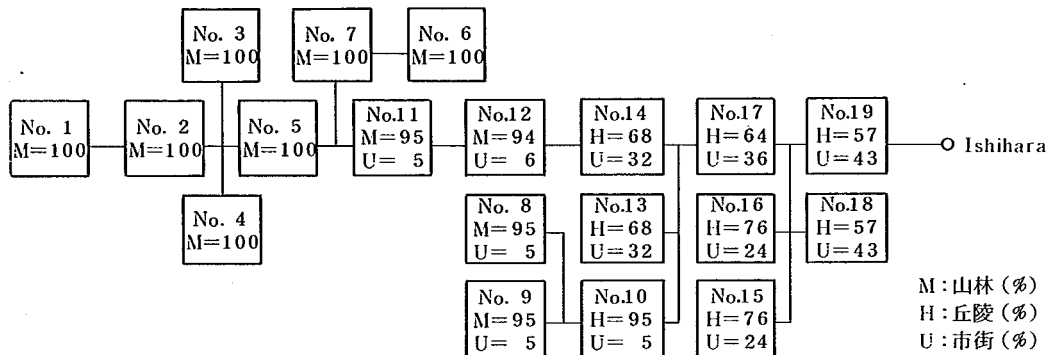
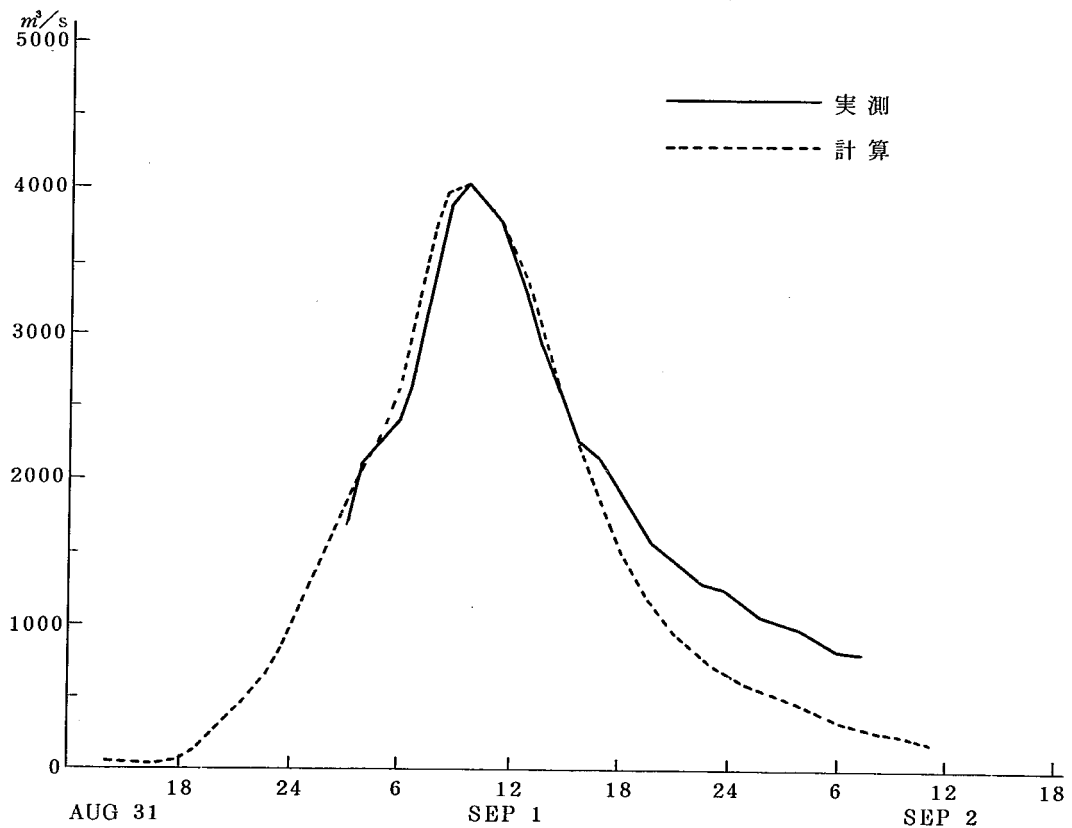


図-17 昭和49年9月洪水



## 第2項 鶴見川

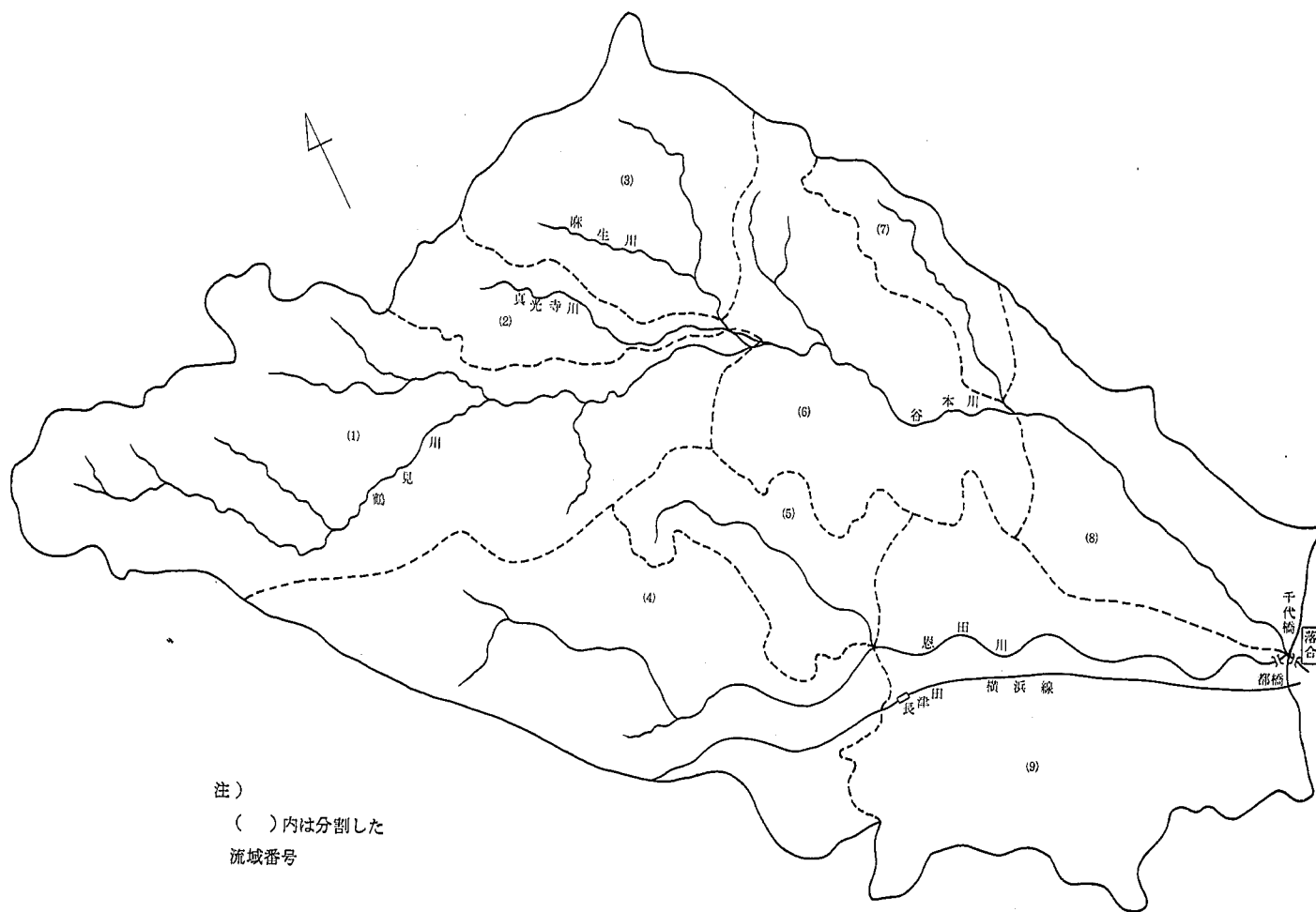
対象地点は、上流部落合橋（ $A = 109 \text{ Km}^2$ ）である。この流域はいわゆる多摩丘陵地帯で、地質的には関東ロームが上部土壌層となっている。近年、首都圏のスプロール化現象をうけ、都市化が進行しつつある。流域分割、土地利用面積率を図-18、表-3に示す。

| 調査年<br>利用形<br>分割流域<br>態<br>番号 | 33年       |          |           |                        | 41年       |          |           |                        | 50年       |          |           |                        | 流域面積<br>( $\text{Km}^2$ ) |
|-------------------------------|-----------|----------|-----------|------------------------|-----------|----------|-----------|------------------------|-----------|----------|-----------|------------------------|---------------------------|
|                               | 水田<br>(%) | 畑<br>(%) | 山林<br>(%) | 市街 <sup>2</sup><br>(%) | 水田<br>(%) | 畑<br>(%) | 山林<br>(%) | 市街 <sup>2</sup><br>(%) | 水田<br>(%) | 畑<br>(%) | 山林<br>(%) | 市街 <sup>2</sup><br>(%) |                           |
| 1                             | 0.0       | 28.0     | 64.7      | 7.3                    | 0.0       | 19.3     | 70.0      | 10.7                   | 0.0       | 22.5     | 58.2      | 19.3                   | 25.67                     |
| 2                             | 0.0       | 21.0     | 72.5      | 6.5                    | 0.0       | 9.0      | 45.6      | 45.4                   | 0.0       | 9.9      | 37.6      | 52.5                   | 4.34                      |
| 3                             | 0.0       | 21.1     | 76.5      | 2.4                    | 0.0       | 11.8     | 69.6      | 18.6                   | 0.0       | 13.1     | 47.9      | 39.0                   | 10.15                     |
| 4                             | 0.0       | 42.2     | 43.2      | 14.6                   | 0.0       | 16.6     | 44.7      | 38.7                   | 0.0       | 12.1     | 25.3      | 62.6                   | 18.91                     |
| 5                             | 0.0       | 26.1     | 64.7      | 9.2                    | 0.0       | 78.0     | 13.8      | 8.2                    | 0.0       | 13.4     | 54.5      | 32.1                   | 5.74                      |
| 6                             | 12.7      | 18.1     | 66.0      | 3.2                    | 12.3      | 12.3     | 57.6      | 17.8                   | 12.9      | 10.5     | 32.8      | 43.8                   | 13.64                     |
| 7                             | 0.0       | 13.3     | 84.5      | 2.2                    | 0.0       | 16.9     | 78.1      | 5.0                    | 0.0       | 8.6      | 30.1      | 61.3                   | 3.02                      |
| 8                             | 34.0      | 5.9      | 55.0      | 5.1                    | 21.3      | 6.6      | 43.7      | 28.4                   | 20.6      | 5.7      | 22.0      | 51.7                   | 8.90                      |
| 9                             | 8.5       | 23.8     | 57.3      | 10.4                   | 10.0      | 17.3     | 36.5      | 36.2                   | 9.3       | 9.1      | 30.9      | 50.7                   | 18.88                     |

表-3 土地利用面積率

最近の顕著な出水である昭和51年9月8日出水を用いた。河道は井田法により、実測横断面（ブロックの代表断面）から $H-Q$ 、 $H-A$ を作成し、さらに $Q-dQ/dA$ 関係を求めた。結果を図-19に示す。次に過去に遡って、土地利用率の資料のある昭和33、41年の流域状況を用いて、計算を行なった。パラメータは、同定したものをを用いる。結果を同じく図-20に示す。

図一八—一 流域分割図



注)  
( )内は分割した  
流域番号

図-18-2 流域分割ブロック図

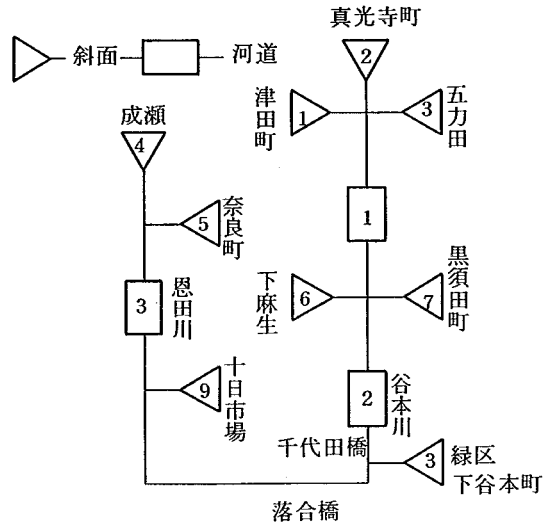


図-19 昭和51年9月8日出水

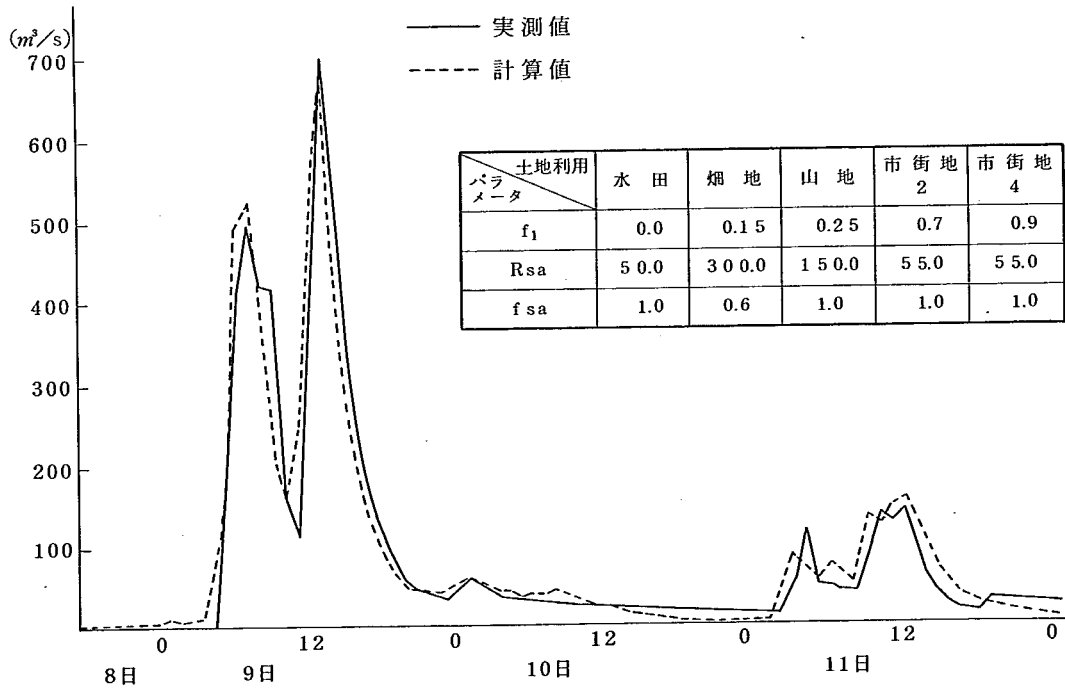
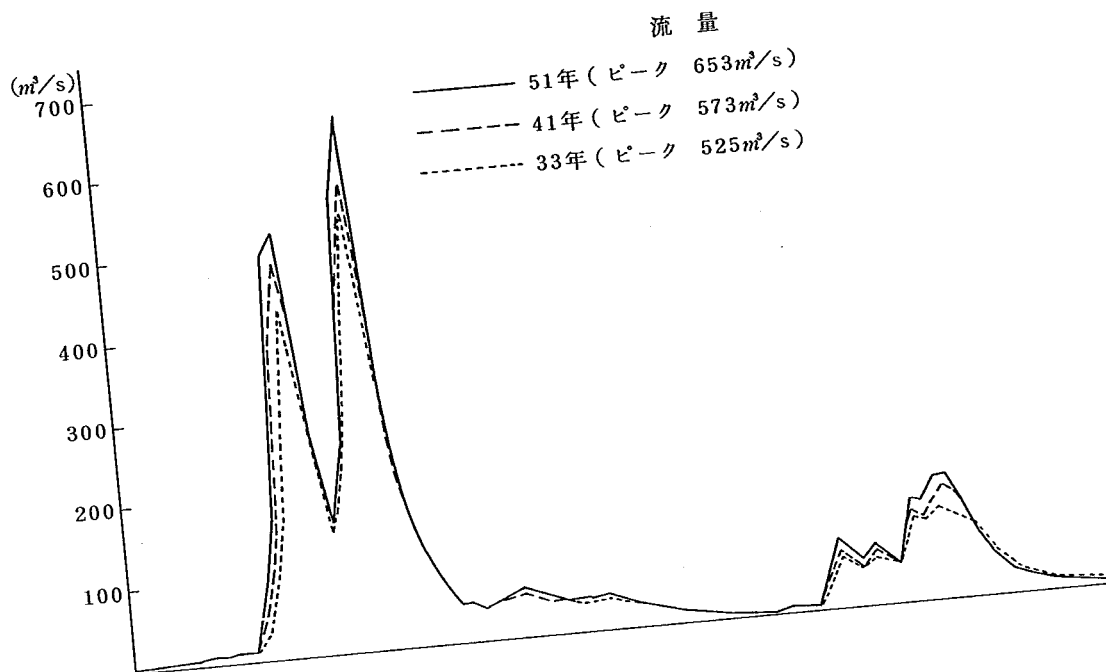


図-20 土地利用の変化による流出変化



### 第3項 石神井川

石神井川はその源を小平市に発し、富士見・三宝寺などの湧泉、田柄川などを加え、田無、保谷、練馬、板橋の各市区を貫き、北区王子で隅田川に流入する流域面積62 $Km^2$  (根村橋地点)の都市河川である。現流路は直線化され、その勾配は1/400~1/500である。流域の大部分が台地であるが、石神井川及び、左支川田柄川に沿っては、谷底平野が発達している。台地面と谷底平野面との比高は、上下流とも一様に6~7mである。谷の横断面形状は全般に樋状で、非対称崖を形成している。

流域はおおむね一様な地質からなる。すなわち台地及び緩斜面では、武蔵野礫層上に武蔵野ローム、立川ロームを被覆している。そのローム層の層厚は平均7~8mとなっている。谷底平野は基底部の武蔵野礫層にうすい沖積層を被っている。しかし、現在は盛土化されている。表層地質の層厚は一般に1~3mといわれ、本流域においては、ほぼ均質な地質条件といえる。

地形分類は図-21のとおりで、台地面、緩斜面、谷底平野に区分できる。谷底平野は現在盛土化され、その原面はわずかに残存する程度である。台地面は西に高く、東に低い。面勾配は、平均1/500のほぼ平坦面であるが、小平、田無、保谷各市には台上に窪地地形がある。17)

図-21 地形分類図



この流域の流出機構を変化させてきた要素としては、以下に述べる3つが考えられる。

- ① 戦後、特に昭和30年代から急激に都市化が進行し、表-4に見るように畑地(若干の水田、雑種地を含む)が大巾に市街地に変換されていった。

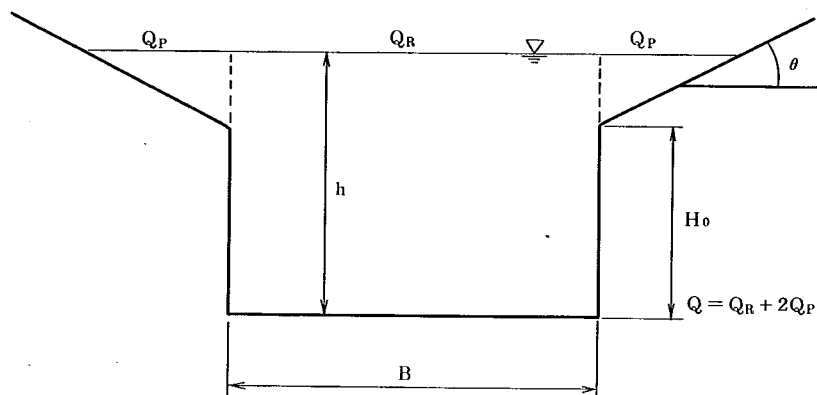
| 調査年<br>分割<br>流域番号 | 30年  |      | 41年  |      | 50年  |       | 流域面積<br>(Km <sup>2</sup> ) |
|-------------------|------|------|------|------|------|-------|----------------------------|
|                   | 畑地   | 市街地  | 畑地   | 市街地  | 畑地   | 市街地   |                            |
| 1                 | 98.0 | 2.0  | 75.2 | 24.8 | 68.3 | 31.7  | 149.4                      |
| 2                 | 85.5 | 14.5 | 49.7 | 50.3 | 40.8 | 59.2  | 124.0                      |
| 3                 | 85.7 | 14.3 | 50.0 | 50.0 | 39.8 | 60.2  | 58.3                       |
| 4                 | 86.0 | 14.0 | 56.0 | 44.0 | 47.0 | 53.0  | 40.4                       |
| 5                 | 75.2 | 24.8 | 45.0 | 55.0 | 33.8 | 66.2  | 55.0                       |
| 6                 | 63.4 | 36.6 | 36.2 | 63.8 | 23.2 | 76.8  | 33.4                       |
| 7                 | 40.4 | 59.6 | 6.1  | 93.9 | 0.0  | 100.0 | 51.6                       |
| 8                 | 86.0 | 14.0 | 56.0 | 44.0 | 47.0 | 53.0  | 21.9                       |
| 9                 | 75.2 | 24.8 | 45.0 | 55.0 | 33.8 | 66.2  | 41.8                       |
| 10                | 63.4 | 36.6 | 36.2 | 63.8 | 23.2 | 76.8  | 43.4                       |

表-4 土地利用面積率

- ② 昭和40年代中頃からは、河道改修がスタートした。現在、西部新宿線から下流部は、いわゆる30mm/hr 暫定の改修がなされており、さらに根村橋上流約500m 地点から隅田川合流点までの区間は50mm/hr の改修が完了している。
- ③ 最後に下水道の整備があげられる。現在、田柄川筋の練馬幹線が完成して30mm/hr までの流出は流域外に排除されている。又、将来は北多摩1号幹線流域下水道により最上流

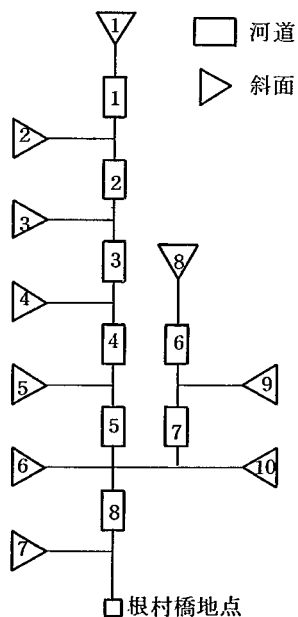
端の雨水が流域外排水となる予定である。試算に使用した出水は、昭和33年9月26日、昭和41年6月28日のものを用いた。有効降雨モデルでは、市街地、畑地共に「一次流出率( $f_1$ )—飽和雨量( $R_{sa}$ )—飽和流出率( $f_{sa}$ )モデル」を採用した。

図-22 河道横断モデル



河道については図-22に示すような矩形断面で、河道部とはんらん部を別々に追跡計算を行ない各河道ブロックの出口で合成する手法をとった。流域分割図を図-23に示す。

図-23 ブロック構成図



試算結果及び使用した有効降雨パラメーターを図-24, 表-5に示す。

図-24-(a) 昭和33年9月26日出水

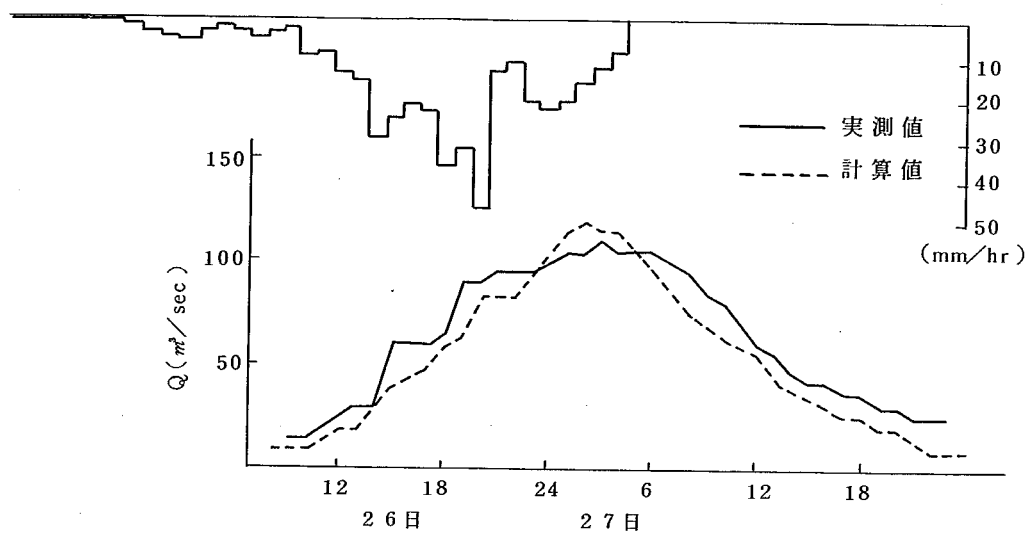


図-24-(b) 昭和41年6月28日出水

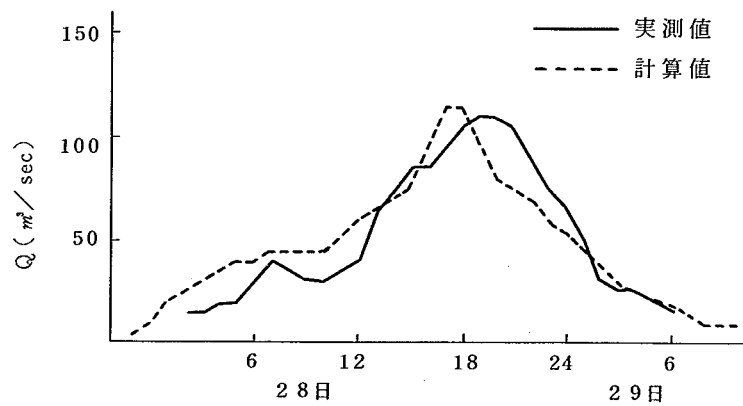


表-5 有効降雨パラメータ

|       | $f_1$ | Rsa      | $f_{sa}$ |
|-------|-------|----------|----------|
| 畑 地   | 0.15  | 300.0    | 0.6      |
| 市 街 市 | 0.6   | $\infty$ | —        |

有効降雨パラメータのみを試算で求めたが、その値は、昭和33年、41年の雨出水で共通である。

次に調整の済んだモデルを用いて、前述した3つの要素について流出の変化を予測してみる。入力としては昭和33年の狩野川台風による降雨を用い、表-6(a), (b), (c)の検討を行った。結果を図-25(a), (b), (c)に示す。

表-6 検討内容

| 検討内容<br>要素 | モデルへの影響                                                                                      | (a)土地利用の変化<br>による流出の変化                                                                   | (b)河道改修による<br>流出の変化                                                                        | (c)下水道の整備による<br>流出の変化                                                                                       |
|------------|----------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 土地利用状況     | <ul style="list-style-type: none"> <li>・(7)式のKの変化</li> <li>・有効降雨の変化</li> </ul>               | <ul style="list-style-type: none"> <li>①昭和33年</li> <li>②昭和41年</li> <li>③昭和51年</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>・昭和33年</li> </ul>                                   | <ul style="list-style-type: none"> <li>・昭和50年</li> </ul>                                                    |
| 河道改修状況     | <ul style="list-style-type: none"> <li>・断面の変化</li> </ul>                                     | <ul style="list-style-type: none"> <li>・改修前の状態</li> </ul>                                | <ul style="list-style-type: none"> <li>①改修前の状態</li> <li>②現状</li> <li>③50mm/hr完了</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>・現状</li> </ul>                                                       |
| 下水道整備状況    | <ul style="list-style-type: none"> <li>・流域面積の変化<br/>(幹線)</li> <li>・Kの変化<br/>(その他)</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>なし</li> </ul>                                     | <ul style="list-style-type: none"> <li>なし</li> </ul>                                       | <ul style="list-style-type: none"> <li>①なし</li> <li>②練馬幹線</li> <li>③②+多摩1号幹線</li> <li>④③+その他の下水道</li> </ul> |

この3つの図より①昭和33年～41年の約10年間に土地利用が大きく変化した影響をうけ、この期間に特に顕著な流出ボリュームとピークの増加が起った。②河道改修によって、図中②の段階では、拡幅による河道貯留の増加が、③で粗度の減少による減少が見られる。③下水道の整備では、練馬幹線によって田柄川流域(ブロック№8, №9)がなくなり、さらに多摩川1号幹線により上流域(ブロック№1)がなくなるにつれて、ピークの減少を見るが、さらに将来、残された流域の全体にわたって下水道が整備されると、再びピークの増加及び前進が見られる等が言える。

図-25-(a) 土地利用の変化による流出の変化

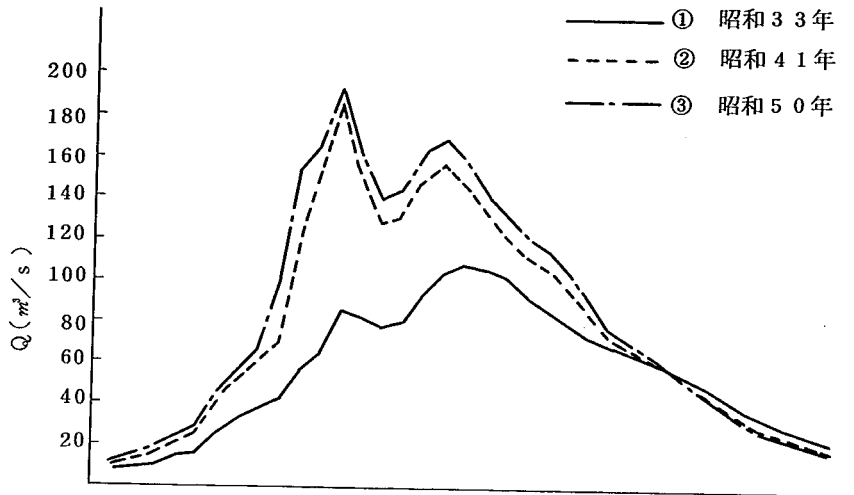


図-25-(b) 田柄川合流前(河道ブロック165の出口地点)  
における河道改修による流出の変化

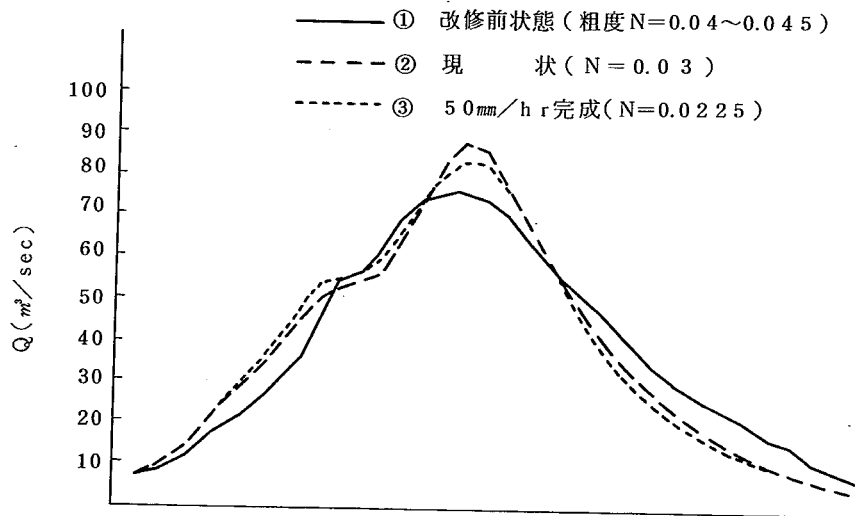
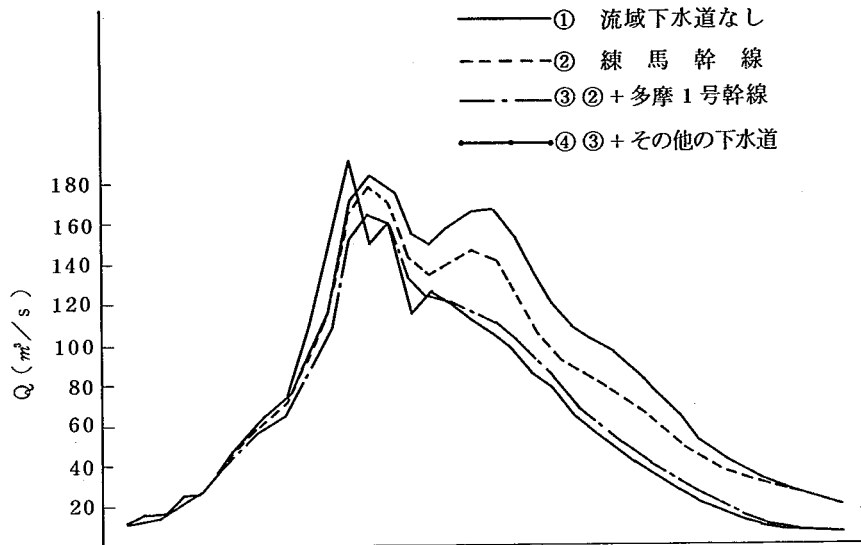


図-25-(c) 下水道の整備による流出の変化



## 第6節 都市化とその対策

多摩川、鶴見川、石神井川の3河川に対して、その適用性を調査した。試算結果、予測結果は良好であると思われる。そこで、将来、流域を開発した時に、防災調整池を設けた場合、あるいは浸透機構を設けた場合などについて、本モデルを使用して、それらの効果を評価してみる。

### 第1項 都市化による流出変化とその抑制

流域の開発は、その規模、形式によって大なり、小なり、流域の流出機構に変化を与える。一般に開発行為は流出増となる。原則的には、流出増は、河道で吸収する事が妥当と思われる。しかし、経済面、工法面などの立場から見ると、「〇〇ha 開発します」「はい、どうぞ。」といかないのが現状である。また、資源面から見れば、降った雨をそのまま海へ出してしまう事より、小規模であれ、利用できれば良法といえる。やや余談ではあるが、年々地下水位が下降している都市域で、雨を利用した地下水涵養が出来ると仮定すれば、一石二鳥とも言える。

前章にも記述したが、流域の都市化・開発によって洪水流出量が増大するのは、主として次のような理由による。

- 1) 都市化によって地表面の被覆が高められて浸透能力が低下するため、降った雨のほとんどがそのまま河道に流入するようになる。(不浸透域の増加)

2) 下水・排水路施設の整備に伴って、流域自体の粗度の低下や貯留能力が減少する。(洪水到達時間の減少)

一般に、都市化が進むにつれてこれらは同時に進行し、洪水流出へ与える影響は極めて大きい。開発度合の大きい流域においては、河道改修だけではその流出増分を吸収できなくなる可能性がある。したがって、1), 2) の影響が現われないような開発を行なうこと、つまり流出を抑制する方法を考慮しなければならない。1) については、開発区域内に公園や空地など浸透が容易に行なわれるような区域を積極的に設けることが有効である。また個人や団地の敷地内に雨水浸透や貯水が促進される施設がある事は、かなりの効果を期待できる。2) の影響を抑制するためには、下水・排水路の整備をおさえることがもっとも効果的である。しかし、そのようなことは、都市機能上不可能と思われる。また、下水・排水路での流下速度を遅らせる事はある程度可能であるが、これらの施設の目的に相反することになる。したがって、2) の影響をおさえるためには、雨水貯留施設(防災調整池、各戸貯留等)を設けることによる集中的に貯留効果を与える以外にない。以上をまとめると表-7のようになる。

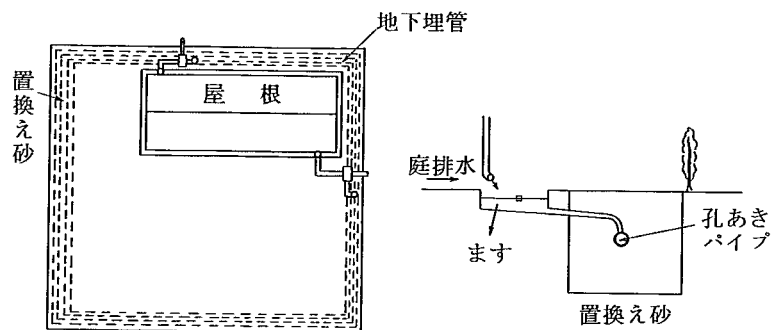
表-7 抑制の方法

|                 | 原理                        | 方法                                          | 効果              | 管理         | 土地利用            |
|-----------------|---------------------------|---------------------------------------------|-----------------|------------|-----------------|
| 雨水浸透<br>貯水      | 雨水を地中に浸透させ洪水期間外に流出させる。    | ①保水工法<br>②雨水貯留(完全貯水型)<br>③折衷型(①+②)<br>④防災小堤 | 確 実<br><br>降雨波形 | 易<br><br>難 | 地上利用可<br><br>専用 |
| 流出の調節<br>(雨水貯留) | 流出を一時貯留することによりピーク流量を低減する。 | 防災調整地                                       | 合流時差により異なる。     |            |                 |
| 遊水<br>はんらん      |                           | 遊水池                                         | 確実              | 難          | 専用又は地上利用可       |

保水工法とは、流域の保水能力を開発前と同程度に確保しようとするものである。地上に降った雨水の一部は表面流出し、一部は、地表面から浸透する。浸透水は一時表層に貯えられた後、除々に降下(鉛直浸透)又は蒸発する。一時流出率 $f_1$ は主として地被の状態によっ

て異なる。また飽和雨量は主として表層の空隙容量によって定まる。方法としては、砂層置換（地下埋管工法）、あるいは浸透井による積極的促進等がある。地下埋管工法は、地中埋管によって雨水を地中に導き、砂置換え又は土の掘返し覚拌等で貯水容量を確保し、浸透させようとするものである。地下埋管は、多少の汚濁が混入しても長年月にわたって目づまりしないことが確認されている。この場合埋管上の土地利用は何んでもよい。貯水された雨水は徐々に地下浸透又は、蒸発する。（図－２６）

図－２６ 地下埋管工法



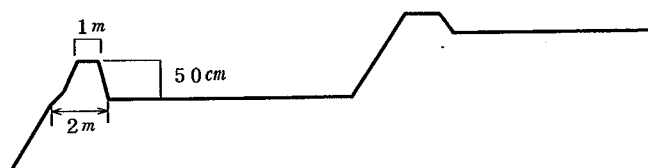
又、地表近くに砂礫層がある時は雨水を井戸によって直接浸透させることが可能となる。雨水貯留については、屋根上貯留や団地の棟間貯留等の方法が考えられる。またこれらに保水工法を加えることにより一層の効果が期待できる。（折衷型）

防災小堤は、団地造成などの過渡的な粗造成の段階で図－２７のような小堤を設ければ、雨水を貯留、蒸発、浸透させることができるばかりでなく、雨裂等の発達を防ぎ土砂流出の抑制効果もあり有益と思われる。

ケーススタディとして鶴見川（末吉地点、 $A=224.31\text{Km}^2$ ）を採用した。この流域は昭和５０年までに流域の６０％が開発されており、今後、都市計画法に基づく市街化区域の線引等から推定して約８０％の市街地が予想されている。今回は、今後市街化予定の２０％について、保水機能を保つ施設を設けた場合、防災調整池を設けた場合について検討を行なって

みた。

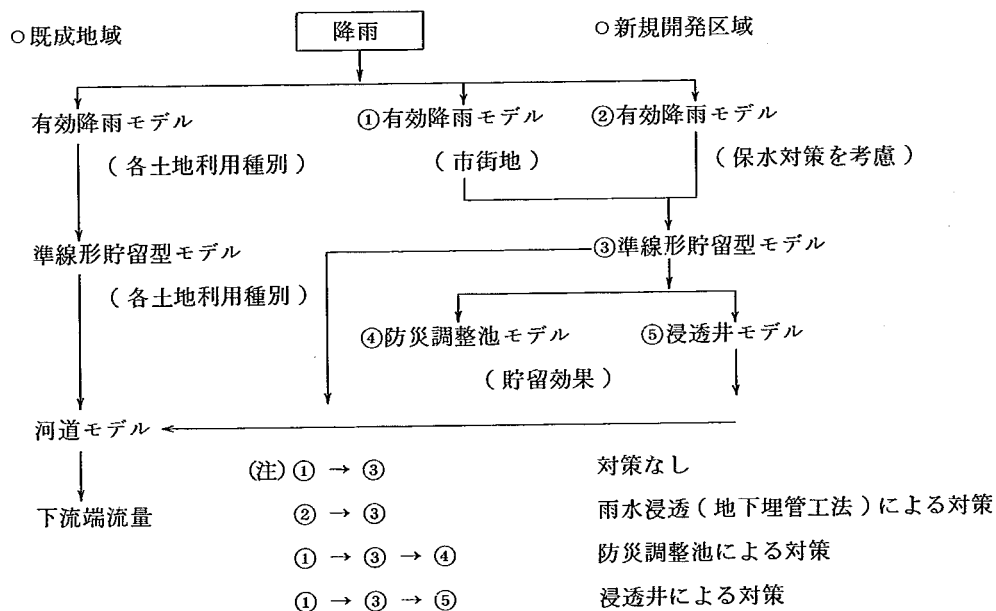
図-27 防災小堤



## 第2項 使用したモデル及び評価方法

モデル構成を図-28に示す。

図-28 使用したモデルの構成図



保水機能の評価は有効降雨モデルで行う。ここでは、「一次流出一飽和雨量」モデルを採用した。試験地の観測値を参考にして観見川の係数を表-8のように決定した。

表-8 有効雨量係数及び換算率

| 係 数<br>土地利用率別 | 一次流出率<br>$f_1$ | 飽 和 雨 量<br>$R_{sa} (mm)$ | 総損失<br>$L(mm)$ | 換算率<br>$K$ |
|---------------|----------------|--------------------------|----------------|------------|
| 山 地           | 0.25           | 150                      | 110            | 0.45       |
| 丘 陵           | 0.2            | 175                      | 140            | 1.25       |
| 畑             | 0.15           | 200                      | 170            | 1.5        |
| 田             | 0.0            | 50                       | 50             | 1.0        |
| 粗 造 成         | 0.4            | 80                       | 50             | 0.45       |
| 同(防災小堤付)      | 0.25           | 150                      | 110            | 1.0        |
| 敷地内空地<br>ゴルフ場 | 0.5            | 55                       | 30             | 0.25       |
| 道路 家屋         | 1.0            |                          | 0              | 0.0        |
| 市街地 2°        | 0.7            | 55                       | 15             | 0.15       |

いま、可能な総浸透量に着目して各種の土地利用を山地面積に換算すると換算率Kが得られる。

土地利用種別の各面積を  $a_1 \dots\dots\dots a_n$

山地換算率Kを  $K_1 \dots\dots\dots K_n$

とするとき流域保水度(W)を次のように定義する。

$$W = \frac{\sum_{i=1}^n K_i a_i}{\sum_{i=1}^n a_i} \quad (25)$$

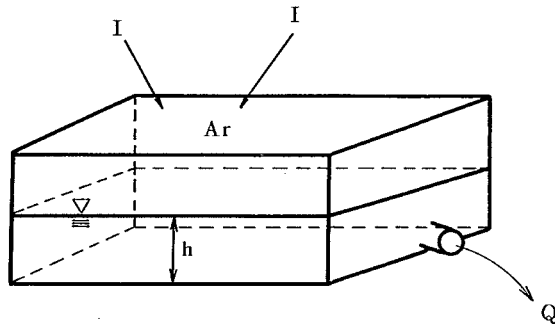
すなわち、流域保水度(W)は山地に換算した流域の浸透面積率を表わす。流域保水度W=1は保水能力が山地と同等であることを示す。また、流域保水度W=0は保水能力がまったくない状態を示し、流域のすべてが道路・家屋で構成されていることを示す。保水度Wから、開発に伴う浸透能力の減少 $R_L$ が、 $R_L = 110 \text{ mm} \times (\text{開発前}W - \text{開発後}W)$ として容易に算出される。

雨水貯水や保水工法、防災小堤の効果を知るためには、これらの施設をもうけない市街地や造成に較べて $f_1$ を減少させ $R_{sa}$ を大きくすればよいことになる。

防災調整池はある開発区域に対して、開発による流出ピークをある程度おさえることを目的として設けられる。個々の調整池の効果を定量的に評価するためには、防災調整池を1つの孔あきタンクにみたてて、その貯留・平滑化の効果をみることによって検討することがで

きる。(図-29参照)

図-29 防災調整地の概念図



$$Q = C a \sqrt{2 g h}$$

$$A r = \frac{d h}{d t} = I - Q \quad (26)$$

しかし、1つの流域全体または、支流域単位に抑制効果を定量的に評価するためには上記のような方法をそのまま用いる事は困難である。そこで、防災調整池モデルでは、1つの流域全体または、支流域単位にそこでの開発区域面積のある比率を防災調整池として使用すると考える。(26)式を利用して次式が導かれる。

$$\begin{cases} S = K Q^2 \\ \frac{d S}{d t} = I - Q \end{cases} \quad (27) \quad \text{ただし } K = \frac{A \cdot A r}{2 g C^2 a^2}$$

A ; 開発区域面積    A r ; 調整池面積

この式は、貯留関数モデルと同一の形式をとる。前述の準線形貯留型モデルで、到達時間を考慮してあるので、ここでは  $T_L = 0$  として(27)式を採用する。

浸透井モデルは、準線形モデルから出て来た流出波形より  $0 \text{ mm/hr}$  浸透するとして、一定量差し引く方法をとった。

以上斜面よりの流出波形は、河道モデルを通して下流端流量となる。河道モデルは、kinematic channel を採用する。なお、ここでは、 $\Delta t = 1 \text{ hr}$  として計算した。

つぎに対策率を下記のように定義する。

開発が行なわれたとき、対策をなにも講じなかった場合のピーク流量  $Q_{p1}$ 、開発前のピーク流量を  $Q_{p0}$  とする。またその差を  $\Delta Q_p = Q_{p1} - Q_{p0}$  とする。ある開発を行ったときのピーク流量  $Q_p$  であるとき必要対策率  $C$  を次のように定義する。

$$C = \frac{Q_p - Q_{p0}}{\Delta Q_p} \quad (28)$$

$C=0$  のときは、この開発によってピーク流量は増加しないので特別に対策をとる必要はない。しかし、 $C>0$  のときは、この分を何らかの対策を行うことにより、流出抑制を計ることになる。

### 第3項 検討結果

入力になる降雨は、50 mm中央集中型の仮想降雨（総雨量204 mm）を用いた。

60%開発時の波形を図-30、80%開発等の波形を図-31に示す。ピーク流量は約1.4倍となり開発面積の増加率を上まわる流量増加率があることになる。図-32は都市化の進行（開発率60→80%）によるピーク流出量の変化を示したものである。

図-30 60%開発（現状）の流量  
ハイドログラフ

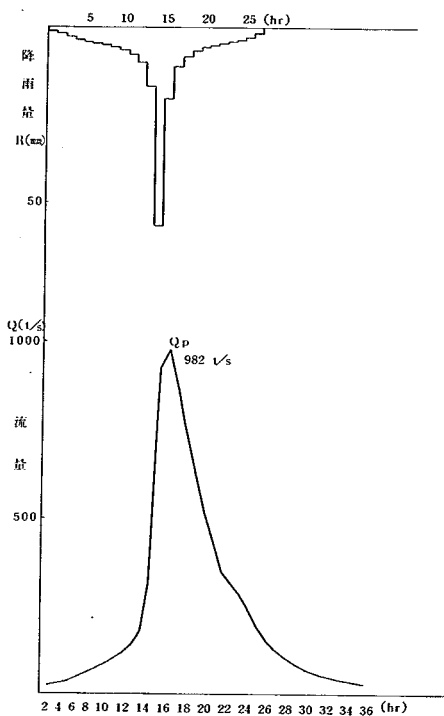


図-31 80%開発（現状+20%開  
発）の流量ハイドログラフ

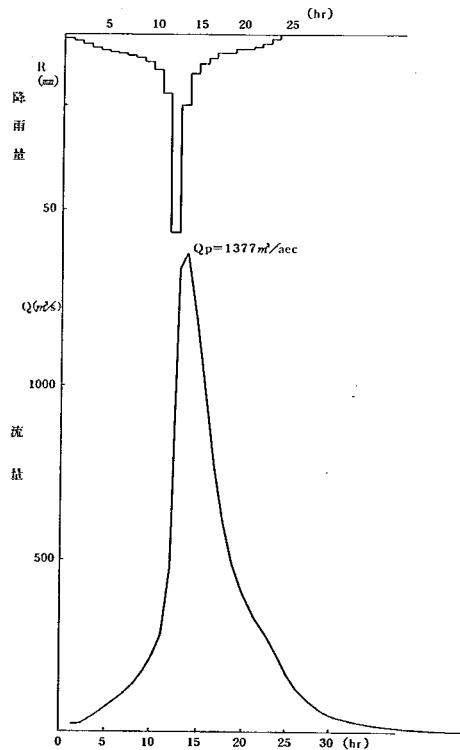


図-3 2 開発の進行とピーク流量の関係

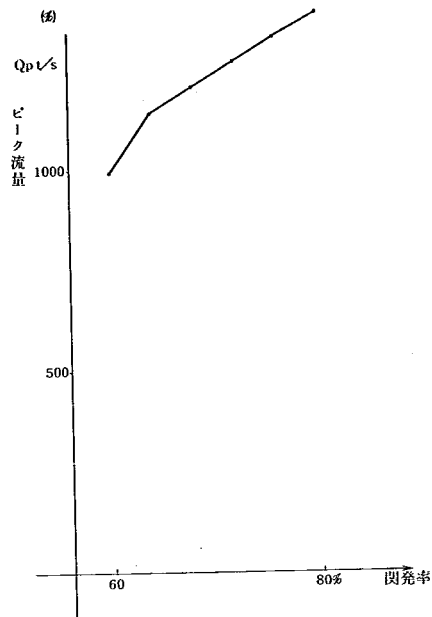


図-3 3 保水能力の変化 (モデル) ( $L = 22.5 \sim 112.5 \text{ mm}$ )

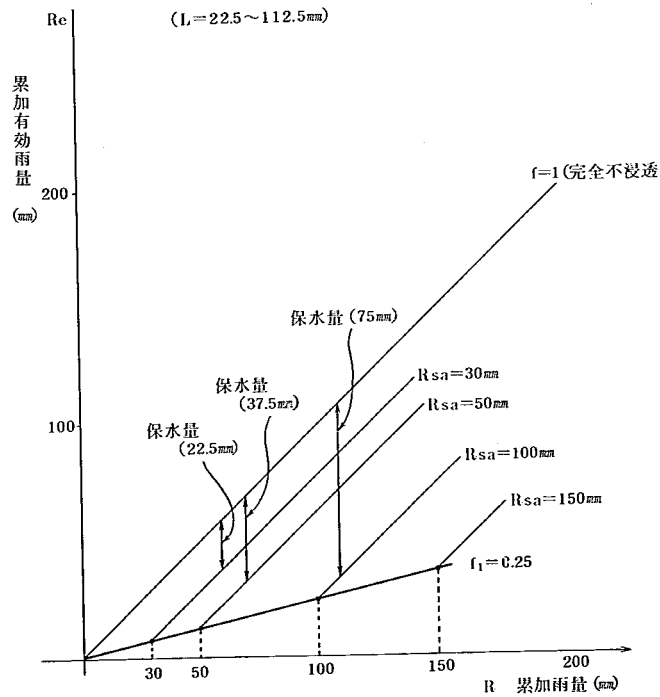
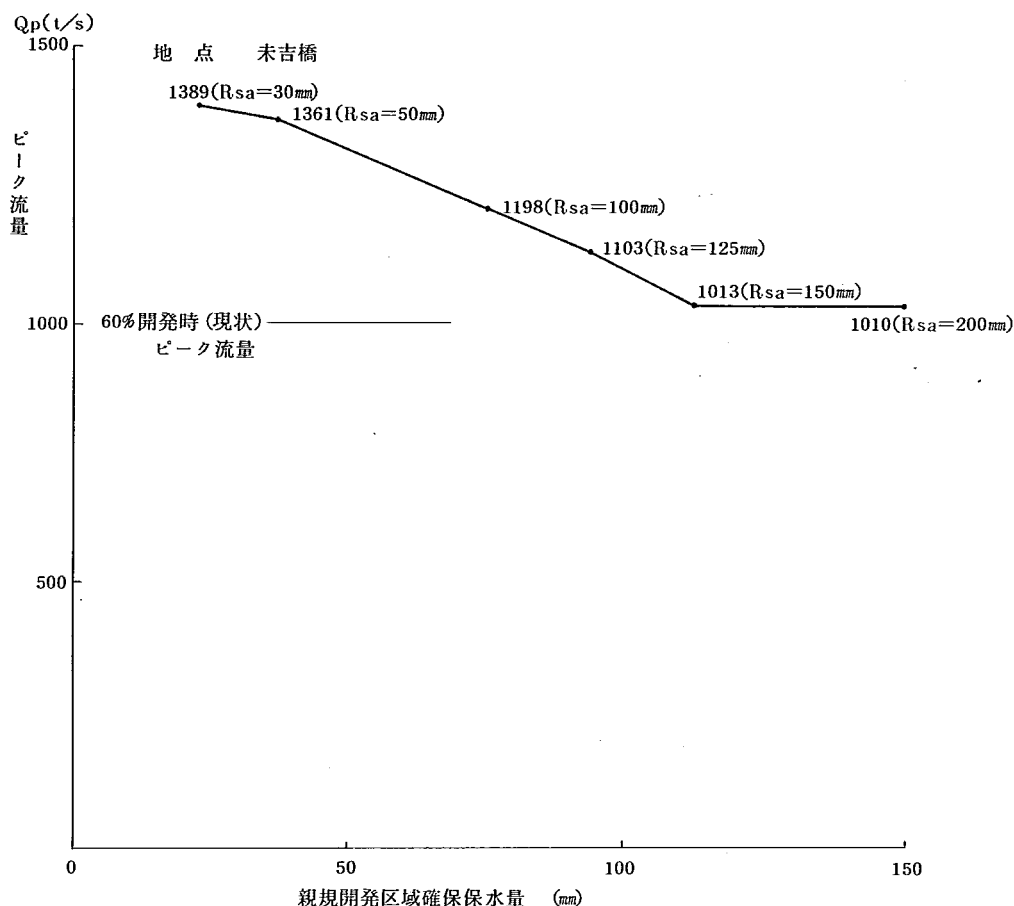


図-33は、雨水貯水及び雨水浸透による流出量抑制効果を知るために用いた雨量損失曲線である。 $f_1$ は本来0またはその近くにあるべきであるが、道路等これらの効果が期待できない地区が存在することを加味した上で、 $f_1=0.25$ とした。図-33を使用して得られた結果が図-34である。

図-34 新規開発区域の保水量（雨水浸透・貯水量）とピーク流量の関係



また保水量・保水度が洪水ピーク流量低下にどの程度鋭敏であるかを示したのが図35・36である。

図-35 開発の進行と保水量(度)の関係

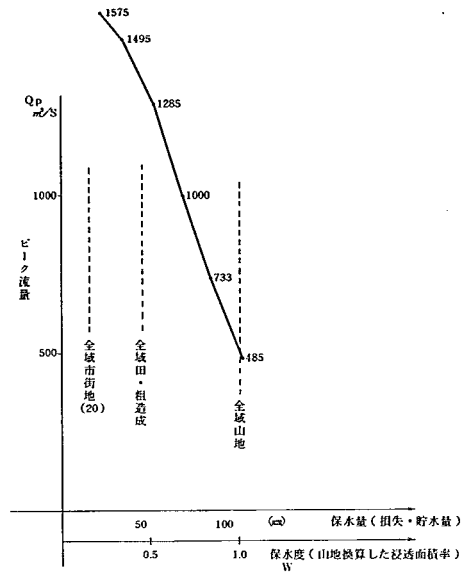
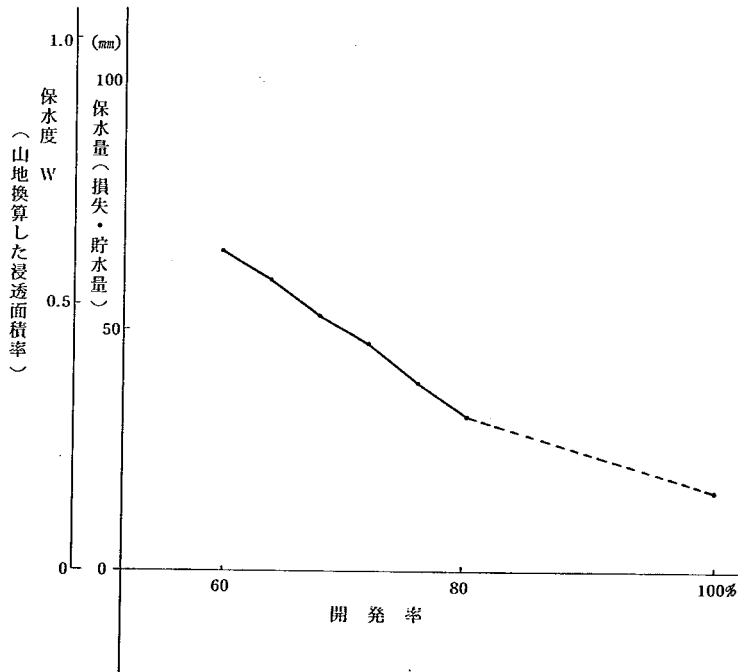


図-36 流域保水能力とピーク流量



浸透井によって雨水を浸透させようとする場合、井戸の設置本数・浸透能力によって、当然ピーク流出量は異なる。井戸の浸透量とピーク流量の関係を図-37に示す。

図-37 井戸による浸透量とピーク流量（結橋）の関係

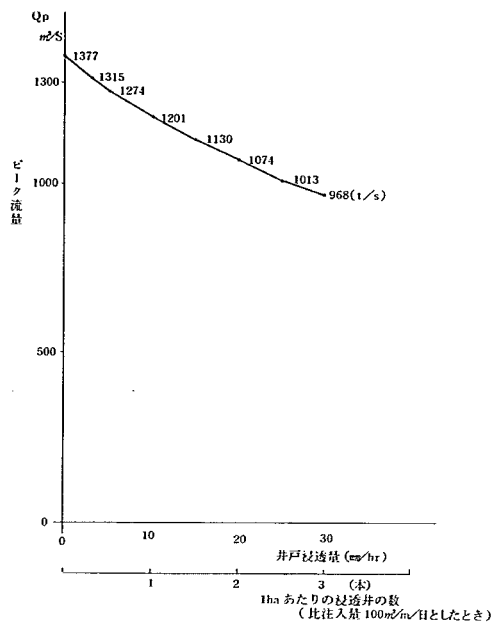
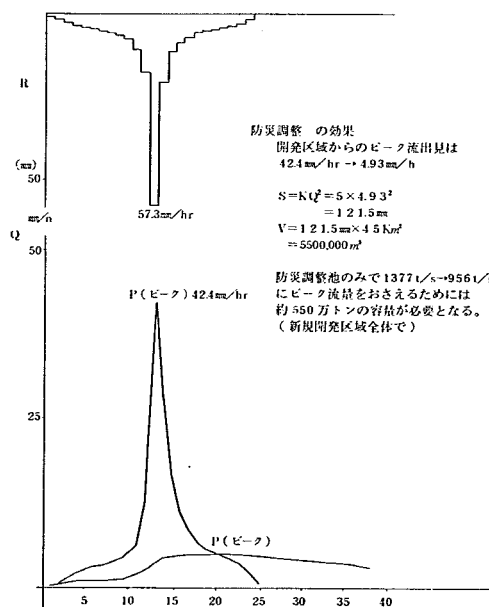


図-38は防災調整池の効果を検討した1例である。

図-38 防災調整池の効果



この図は単位流域での波形であり、下流端流量は $956 \text{ t/s}$ となっている。開発区域からのピーク流出量は、防災調整池をることによって $42.4 \text{ mm/hr} \rightarrow 4.93 \text{ mm/hr}$ に減少する。調整池のボリュームを試算してみると、 $S = KQ^2 = 5 \times 4.93^2 = 121.5 \text{ mm}$ 。新規開発面積が全体で $45 \text{ Km}^2$ あるので、 $V = 21.5 \text{ mm} \times 45 \text{ Km}^2 = 5,500,000 \text{ m}^3$ となり、防災調整池のみで80%開発時ピーク流量 $1377 \text{ t/s}$ を $956 \text{ t/s}$ におさえるためには、約550万トン( $1,000 \text{ t/ha}$ )の容量が必要になる。

以上をまとめると下記のようになる。

図-39 開発後保水度と必要対策率

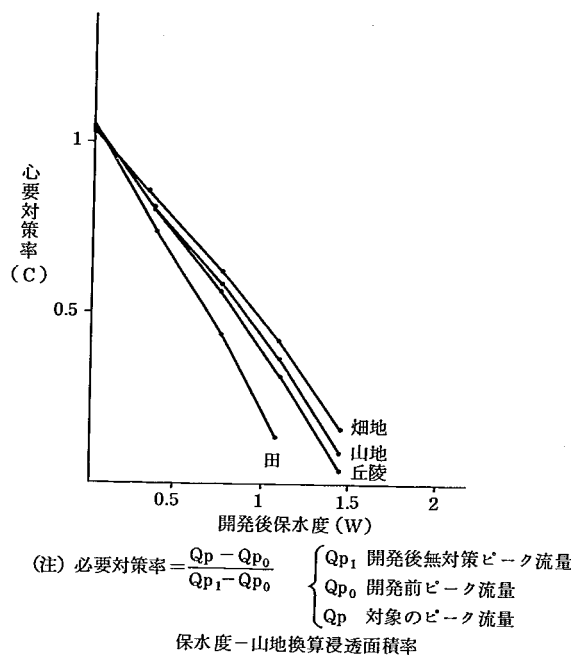
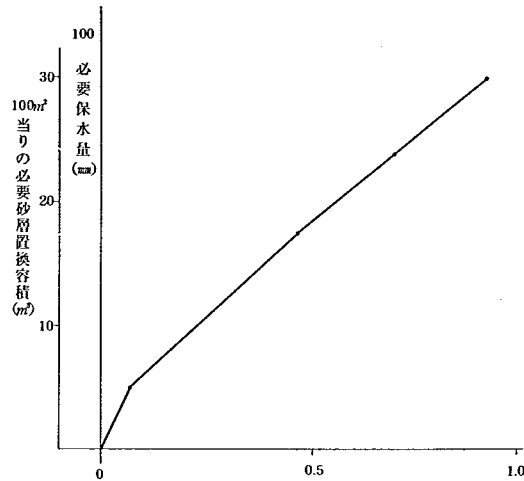


図-39は、開発前の各土地利用種別について、開発後の保水度(W)に応じた必要対策率(c)を示す。また、この流出増をカバーするための対策率(c)と、このための雨水浸透・貯水施設の必要保水量(mm)、浸透井の必要浸透量(mm/hr)および防災調整池の必要容量を図-40、図-41、図-42に示す。

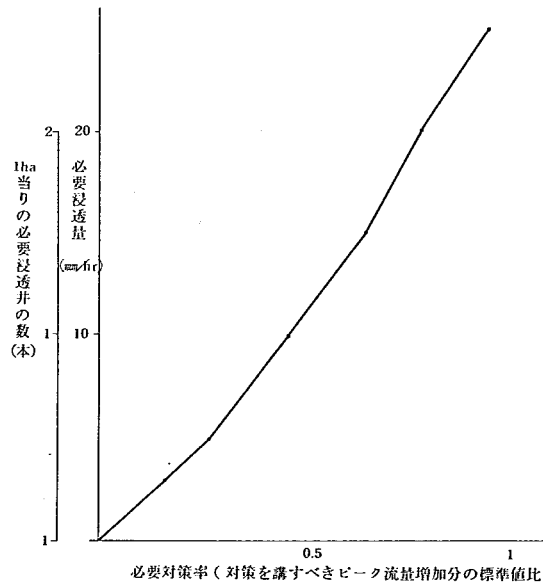
図-40 雨水浸透（地下埋管工法など）

のための必要容積と必要対策率の関係



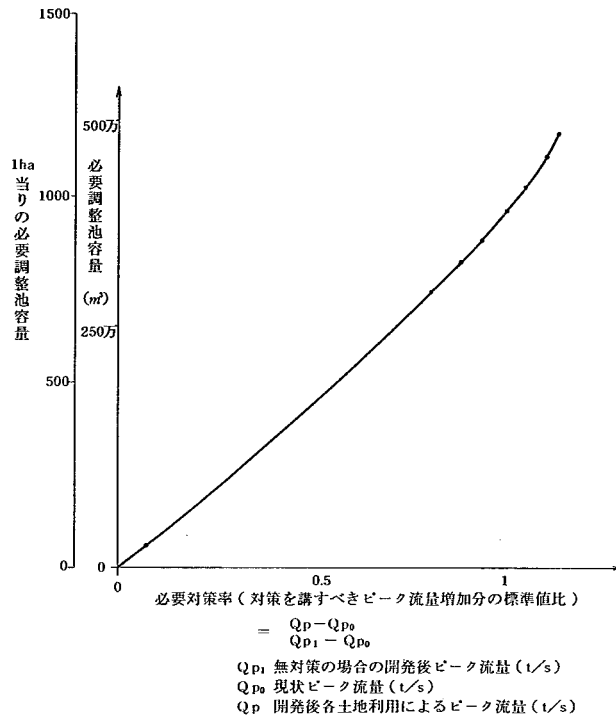
(注) 100mm当りの必要砂層置換容積(mm)は砂層の有効間隙率=0.25  
砂層から土壌への浸透が全野水量の2割あると仮定した。

図-41 浸透井の必要本数（必要浸透量）と必要対策率



(注) 1ha当りの必要浸透井の数(本)は良好な砂礫層があり、地下水位が地表よりある程度深い状態にあり浸透井1本当り100mm/hrの注入能力がある場合である。したがって注入能力が100mm/hr以下、たとえば50mm/hrであれば上グラフより得られる必要本数の2倍が必要となる。

図-4 2 防災調整池の必要容量と必要対策率の関係



また、各種の対策方法を組み合せた場合、それぞれの必要量を知りたい場合がある。このためには、図-3 9 で得られた必要対策(c)が合計値を c になるように各対策方法のグラフ (図-4 0 ~ 4 2) の対策率に配分して、それに対応した各必要量を求める。しかし、これはあくまで各対策方法の組み合わせ効果が線形であるとする仮定のもとで成り立つ。雨水浸透、浸透井の流出抑制の効果は、モデル上ではほぼ線形と考えてもよい。しかし、防災調整池モデルで用いた式  $S = KQ^2$  のように非線形効果をもつ。したがって雨水浸透・浸透井による防災調整池への入力 (流入量) の減少は流出量  $Q = (S/K)^{1/2}$  のように出力には確保された保水度の  $1/2$  乗の効果しか表われないことになる。よって、雨水浸透、浸透井については、防災調整池と併用する場合図-4 3, 4 4 を用いて各施設の必要量を検討した方がよい。

図-4 3 雨水浸透（地下埋管工法など）のための必要容積  
と必要対策率の関係（防災調整池と組み合わせた場合）

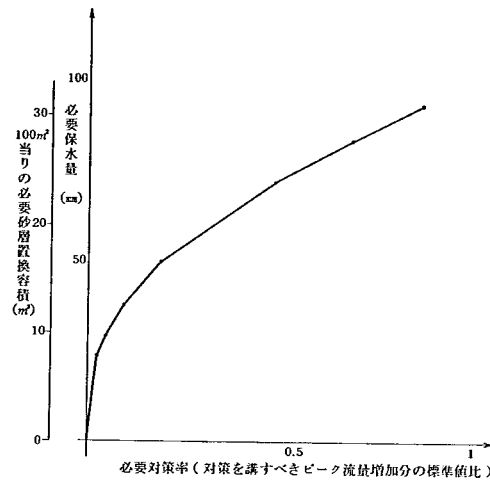
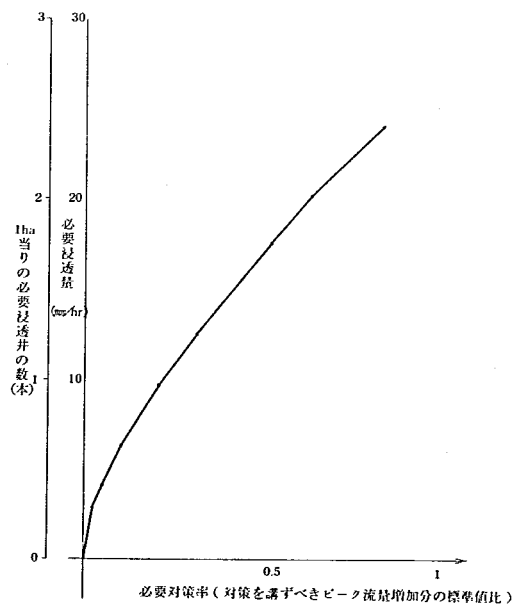


図-4 4 浸透井の必要本数（必要浸透量）  
と必要対策率（防災調整池と組み合わせた場合）



### 第3章 おわりに

前章までは、モデルの基本的思想、取り扱い方法等について論じてきた。ここでは、前章と重複するが、今後の主要検討事項になると思われる点について明記しておくことにする。

#### 1. 有効雨量の算出

種々の実測、解析例などによって、大まかな係数は決定できるようになってきた。ただ、表層土質、地質の相異、前期雨量の影響など流域特有と考えられる点も多く、今だ同定パラメータの域を出ていない。今後さらに基礎的研究の待たれる分野ではある。

#### 2. 洪水到達時間

山林、市街地については、洪水到達時間(8式)の係数Cの値がほぼ確立されてきたものの、畑地、水田については実測値が少なく、今後検証例を多くして行く必要がある。

#### 3. 内挿による平滑化

kinematic channelにおける内挿による平滑化現象。洪水波形、河道長など各々条件は異なるが、現況技術等種々の方面から検討を加え、最適化を計らなければならない。

これらは、今後の課題として、より一層モデルの改良に取り組みたいと思っている。

本報告をまとめるにあたっては、京大防災研究所、角屋教授、近畿地建猪名川工事々務所、橋本調査課長、関東地建京浜工事々務所、調査課諸氏に御指導御協力を賜った。また、武蔵工大の内田和男君(現日本国有鉄道)には、モデル流域における計算を担当願った。ここに記して、感謝の意を表するものである。

### 参 考 文 献

- 1) 岡本正美；山地河川の洪水流出高について，土木学会第18回水講，1974
- 2) 河川局，土研；流出試験地調査成果報告書，1975
- 3) Eagleson；Dynamic Hydrology
- 4) 角屋，福島；洪水到達時間と実用推定式，土木学会第30回年講，1975
- 5) 角屋，福島；洪水到達時間推定式について，土木学会第31回年講，1976
- 6) 橋本・山根；土地利用の変化による低水流況変化(その2)，近畿地建昭和53年管内技術研究発表会
- 7) 河川局・土研；流出試験地調査成果報告書(その3)昭和52年5月
- 8) Yosino；Runoff Characteristics of Small Urbanized Areas, IAHS Tokyo Symposium, 1975
- 9) 角屋；都市化と流出，水工研修，1974
- 10) 角屋，岡，豊国，福島，横大路低平地の内水の現状，防災研年報 $\mu$ 14
- 11) 角屋，豊国，大橋；入江干拓地区の内水問題，防災研年報 $\mu$ 7

12) 角屋, 岡, 早瀬, 北山, 宮崎; 丘陵地の宅地開発に伴う流出量変化の予測(2), 第9回災害シン

ポジューム

13) 岩手工事; 北上川山系流出解析報告書, 1974

14) 治水課; 河川改修が洪水流出に及ぼす影響に関する資料集, 1975

15) 石崎, 橋本; 土地利用の変化に伴う流出機構に関する調査, 土研昭和50年度河川事業調査報告書

16) 長谷川; 都市化による流出機構の変化, 土研研究発表会資料, 1976

17) 宮田正; 石神井川流域の都市化による流出変化と水害の傾向に関する考察, 地理学評論42-10, 1969

18) 橋本, 西谷, 砂田; KINEMATIC-WAVE 法による不定流の逆追跡, 土木技術資料Vol

20, 461

## 参考資料

このプログラムはHITAC M-180用のFORTRANで作成したものである。

### READ 文 説明

IRDAI~IOUTI (COMMON/OUT/...)

印字の要, 不要整数(1615)1以外不要

DFPR 一次流出率, 実数

DRSA 飽和雨量, 実数(mm)

DFSA 飽和流出率, 実数

{ NSTN 雨量観測所数, 整数

{ NDUR 観測された雨量ステップ数, 整数

RSTN 実測雨量, 実数

DCMP 計算を行うステップ数, 実数

NBSN 分割流域数, 整数

{ NTIE 1分割流域上にティーセン分割により関係してくる観測所数, 整数

{ ITIE その観測所番号, 整数(実測雨量を読み込ませた順の番号)

{ NTIE そのティーセン重み, 実数(和が1にならなくてもよい。)

{ AREA 1分割流域の流域面積( $km^2$ )

{ PGNT その土地利用比率(%)

NRVR 分割河道数, 整数

FLOD 計算流速調整係数, 実数(通常1.0)

{ NNTB 合成する分割流域数, 整数

{ INTB その流域番号, 整数

{ NNTR 合成する分割河道数, 整数

{ INTR その河道番号, 整数

ALNG 分割した河道長, 実数(m)

NDIS 別途計算したQ, Cのデータ数, 整数

{ DIS 別途計算したQ(流量)の値, 実数( $m^3/sec$ )

{ CKINE 別途計算したC(洪水波速)の値, 実数( $m/sec$ )

A 実測流量( $m^3/sec$ ), 実数

UNIT グラフの縦スケール, 実数(1/100の値を入れる。)

有効降雨パラメータ等の読み込み

```

COMMON/OUT/ IRDAI,IBASI,ITIEI,IBSNI,IQCLI,IBCOI,IEXCI,ICONI,ICNVI,
*          IRIVI,IROUI,IOUTI
COMMON/SEP/ DFPR(10),DRSA(10),DFSA(10)
C*****
C      CODE OF BASIN-TYPES
C          1 ..... SUIDEN                6 ..... SHIGAI (DEGREE 2)
C          2 ..... HATAKE                7 ..... SHIGAI (DEGREE 3)
C          3 ..... SANRIN                8 ..... SHIGAI (DEGREE 4)
C          4 ..... KYURYO                9 .....
C          5 ..... SHIGAI (DEGREE 1) 10 .....
C*****
      READ(5,110) IRDAI,IBASI,ITIEI,IBSNI,IQCLI,IBCOI,IEXCI,ICONI,ICNVI,
      IRIVI,IROUI,IOUTI
      READ(5,101)(DFPR(I),I=1,10)
      READ(5,101)(DRSA(I),I=1,10)
      READ(5,101)(DFSA(I),I=1,10)
      CALL QUASI
      STOP
110 FORMAT(16I5)
101 FORMAT(10F8.0)
      END

```

メインプログラム

```

SUBROUTINE QUASI
CALL RDATA
CALL BASIN
CALL RIVER
RETURN
END

```

斜面条件, 雨量データ等の読み込み

```

SUBROUTINE RDATA
COMMON/OUT/ IRDAI,IBASI,ITIEI,IBSN, IQCLI, IBCOI, IEXCI, ICONI, ICNVI,
* IRIVI, IROUI, IOUTI
COMMON/WW0/ NSTN, NDUR, RSTN(20,200)
COMMON/WW1/ RAVE(220)
COMMON/WW2/ DCMP, DT, NCMP, NC, NSTP
COMMON/BSN/ NBSN, NTIE(20), ITIE(20,20), WGHT(20,20),
* AREA(20), PCNT(20,10)
READ(5,100) NSTN, NDUR
DO 10 I=1, NSTN
READ(5,101)(RSTN(I,J), J=1, NDUR)
DO 20 J=NDUR+1, 200
RSTN(I,J)=0.0
20 CONTINUE
10 CONTINUE
IF(IRDAI.NE.1) GO TO 999
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
WRITE(6,299)
WRITE(6,201) NSTN, NDUR
DO 30 I=1, NSTN
WRITE(6,202) I
WRITE(6,200)(J, RSTN(I,J), J=1, NDUR)
30 CONTINUE
200 FORMAT(6(I4,F10.3))
201 FORMAT(19H NUMBER OF STATIONS, I4/19H DURATION (IN HRS), I4)
202 FORMAT(140, I4, 11HSTATION NO., I4/)
299 FORMAT(1H1)
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
999 CONTINUE
READ(5,101) DCMP
READ(5,100) NBSN
DO 40 K=1, NBSN
READ(5,100) NTIE(K)
IPRMY = NTIE(K)
READ(5,100)(ITIE(K,I), I=1, IPRMY)
READ(5,101)(WGHT(K,I), I=1, IPRMY)
40 CONTINUE
DO 50 K=1, NBSN
READ(5,101) AREA(K)
READ(5,101)(PCNT(K,I), I=1, 10)
50 CONTINUE
RETURN
100 FORMAT(10I6)
101 FORMAT(10F8.0)
END

```

流域メインプログラム

```

SUBROUTINE BASIN
COMMON/OUT/ IRDAI,IBASI,ITIEI,IBSNI,IQCLI,IBCOI,IEXCI,ICONI,ICNVI,
*          IRIVI,IROUI,IOUTI
COMMON/WW2/ DCMP,DT,NCMP,NC,NSTP
COMMON/WW6/ Q(300)
COMMON/BSN/ NBSN,NTIE(20),ITIE(20,20),WGHT(20,20),
*          AREA(20),PCNT(20,10)
    DT=1.0
    NC=10
    NSTP=DCMP
    NCMP=NC*NSTP
    IF (IBASI.NE.1) GO TO 999
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
    WRITE(6,201) DCMP,DT
    WRITE(6,299)
    WRITE(6,202) NBSN
    201 FORMAT(1H0,25DURATION OF COMP.(IN HRS),F10.3/1X,
    Y          25HSTEP OF COMP.      (IN HR),F10.3)
    202 FORMAT(21H NUMBER OF SUB-BASINS,I4)
    299 FORMAT(1H1)
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
    999 CONTINUE
    DO 10 I=1,NBSN
    K=I
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
    WRITE(6,203) K
    203 FORMAT(1H0,1X,19H*****/2X,13H# SUB-BSN NO.,I4,
    Y          2H #/2X,19H*****)
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
    CALL TIESEN(K)
    CALL BSNTP(K)
    CALL QCLEAR(K)
    DO 20 J=1,8
    L=J
    POUR=PCNT(K,L)
    IF (POUR.LE.0.0) GO TO 1000
    CALL BCONST(L)
    CALL EXCESS(L)
    CALL CONCEN(K,L)
    CALL RUNOFF(K,L)
1000 CONTINUE
    20 CONTINUE
    CALL CONVER(K)
    10 CONTINUE
    100 FORMAT(10I8)
    101 FORMAT(10F8.0)
    RETURN
END

```

流域平均雨量算出

```

SUBROUTINE TIESEN(K)
COMMON/OUT/ IRDAI,IBASI,ITIEI,IBSNI,IQCLI,IBCOI,IEXCI,ICONI,ICNVI,
* IRIVI,IROUI,IOUTI
COMMON/WW0/ NSTN,NDUR,RSTN(20,200)
COMMON/WW1/ RAVE(220)
COMMON/BSN/ NBSN,NTIE(20),ITIE(20,20),WGHT(20,20),
* AREA(20),PCNT(20,10)
DO 60 N=1,3
SW=0.0
LOOPEY = NTIE(K)
DO 10 I=1,LOOPEY
SW=SW+WGHT(K,I)
10 CONTINUE
DO 20 I=1,200
S=0.0
DO 30 J=1,LOOPEY
II=ITIE(K,J)
S=S+WGHT(K,J)*RSTN(II,I)
30 CONTINUE
RAVE(I)=S/SW
20 CONTINUE
DO 40 I=201,220
RAVE(I)=0.0
40 CONTINUE
IF(ITIEI.NE.1) GO TO 999
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
WRITE(6,201) NTIE(K)
DO 50 I=1,LOOPEY
WORKY = WGHT(K,I)/SW
WRITE(6,202) ITIE(K,I),WORKY
50 CONTINUE
WRITE(6,203)
WRITE(6,200)(I,RAVE(I),I=1,NDUR+20)
200 FORMAT(6(I4,F10.3))
201 FORMAT(1H0,2X,17HTHIESSEN STATIONS,14/)
202 FORMAT(2X,4H(NO.,I3,5H : W=F5.3,1H))
203 FORMAT(1H0,2X,14HAREAL RAINFALL/)
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
999 CONTINUE
60 CONTINUE
RETURN
100 FORMAT(10I8)
101 FORMAT(10F3.0)
END

```

分割流域面積及び土地利用面積比率の印字

```

SUBROUTINE BSNTYP(K)
COMMON/OUT/ IRDAI,IBASI,ITIEI,IBSNI,IQCLI,IBCOI,IEXCI,ICONI,ICNVI,
* IRIVI,IROUI,IOUTI
COMMON/WW3/ CK,CP,TL,FPRI,RSAT,FSAT,QB
COMMON/WW6/ Q(300)
COMMON/BSN/ NBSN,NTIE(20),ITIE(20,20),WGHT(20,20),
* AREA(20),PCNT(20,10)
C CHARACTER IC(10)
REAL*8 IC(10)
DATA IC /6HSUIDEN,6HHATAKE,6HSANRIN,6HKYURYO,6HTOSI-1,
* 6HTOSI-2,6HTOSI-3,6HTOSI-4,6HZZZZZZ,6HZZZZZZ/
IF(IBSNI.NE.1) GO TO 999
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
WRITE(6,201) AREA(K)
WRITE(6,202)(IC(I),PCNT(K,I),I=1,10)
201 FORMAT(1H0,2X,6HAREA =,F10.3/)
202 FORMAT(4(5X,A8,F7.2))
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
999 CONTINUE
RETURN
100 FORMAT(10I8)
101 FORMAT(10F8.0)
END

```

初期流量（基底流量）の設定

```

SUBROUTINE QCLEAR(K)
COMMON/OUT/ IRDAI,IBASI,ITIEI,IBSNI,IQCLI,IBCOI,IEXCI,ICONI,ICNVI,
* IRIVI,IROUI,IOUTI
COMMON/WW3/ CK,CP,TL,FPRI,RSAT,FSAT,QB
COMMON/WW6/ Q(300)
COMMON/BSN/ NBSN,NTIE(20),ITIE(20,20),WGHT(20,20),
* AREA(20),PCNT(20,10)
DIMENSION QSPC(10)
DATA (QSPC(I),I=1,10)/10*0.069/
QB=0.0
DO 10 I=1,10
QB=QB+QSPC(I)*PCNT(K,I)
10 CONTINUE
QB=QB/100.0
DO 20 I=1,300
Q(I)=QB
20 CONTINUE
IF(IQCLI.NE.1) GO TO 999
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
WRITE(6,201) QB
201 FORMAT(1H0,2X,18HBASE FLOW(MM/HR) =,F10.5)
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
999 CONTINUE
RETURN
END

```

```

SUBROUTINE BCONST(L)
COMMON/OUT/ IRDAI,IBASI,ITIEI,IBSNI,IQCLI,IBCOI,IEXCI,ICONI,ICNVI,
*          IRIVI,IROUI,IOUTI
COMMON/WW3/ CK,CP,TL,FPRI,RSAT,FSAT,QB
COMMON/WW6/ Q(300)
COMMON/SEP/ DFPR(10),DRSA(10),DFSA(10)
C CHARACTER IC(10)
REAL*8 IC(10)
DATA IC /6HSUIDEN,6HHATAKE,6HSANRIN,6HKYURYO,6HTOSI-1,
*        6HTOSI-2,6HTOSI-3,6HTOSI-4,6HZZZZZZ,6HZZZZZZ/
FPRI=DFPR(L)
RSAT=DRSA(L)
FSAT=DFSA(L)
IF(IBCOI.NE.1) GO TO 999
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
WRITE(6,201) IC(L),FPRI,RSAT,FSAT
201 FORMAT(' TYPE F1 RSA FSA '/1H ,A6,3F9.3)
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
999 CONTINUE
RETURN
END

```

有効降雨 ( $f_1 - R_{sa} - F_{sa}$  モデル) の算出

```

SUBROUTINE EXCESS(L)
COMMON/OUT/ IRDAI,IBASI,ITIEI,IBSNI,IQCLI,IBCOI,IEXCI,ICONI,ICNVI,
*          IRIVI,IROUI,IOUTI
COMMON/WW0/ NSTN,NDUR,RSTN(20,200)
COMMON/WW1/ RAVE(220)
COMMON/WW3/ CK,CP,TL,FPRI,RSAT,FSAT,QB
COMMON/WW6/ Q(300)
COMMON/WW7/ RSUB(220)
S=0.0
DO 10 I=1,219
A=RAVE(I)
S=S+A
IF(S.GE.RSAT) GO TO 1000
RSUB(I)=FPRI*A
10 CONTINUE
GO TO 2000
1000 CONTINUE
S=S-A
RSUB(I)=FPRI*(RSAT-S)+FSAT*(S+A-RSAT)
DO 20 J=I+1,220
RSUB(J)=FSAT*RAVE(J)
20 CONTINUE
2000 CONTINUE
IF(IEXCI.NE.1) GO TO 999
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
WRITE(6,201)
WRITE(6,200)(I,RSUB(I),I=1,NDUR+20)
200 FORMAT(6(14,F10.3))
201 FORMAT(1H0,2X,15HRAINFALL EXCESS/)
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
999 CONTINUE
RETURN
END

```

有効降雨強度曲線及び  $t_c$  の算出

```

SUBROUTINE CONCEN(K,L)
COMMON/OUT/ IRDAI,IBASI,ITIEI,IBSN, IQCLI,IBCOI, IEXCI,ICONI, ICNVI,
*          IRIVI,IROUI,IOUTI
COMMON/WW0/ NSTN,NDUR,RSTN(20,200)
COMMON/WW3/ CK,CP,TL,FPRI,RSAT,FSAT,QB
COMMON/WW6/ Q(300)
COMMON/WW7/ RSUB(220)
COMMON/BSN/ NBSN,NTIE(20),ITIE(20,20),WGHT(20,20),
*          AREA(20),PCNT(20,10)
DIMENSION DCON(10),AMAX(20)
DATA (DCON(I),I=1,10)/1000.0,2000.0,290.0,290.0,300.0,200.0,
*          120.0,65.0,500.0,500.0/
WAVE=1.0
C=WAVE*DCON(L)*AREA(K)**0.22D00
DO 10 I=1,20
  BMAX=0.0
  II=I-1
  LOOPY1 = NDUR+20-II
  DO 20 J=1,LOOPY1
    A=0.0
    LOOPY2 = J+1
    DO 30 JJ=J,LOOPY2
      A=A+RSUB(JJ)
30 CONTINUE
    IF(A.GT.BMAX) BMAX=A
20 CONTINUE
    AMAX(I)=BMAX/FLOAT(I)
10 CONTINUE
    CALL KADUYA(C,AMAX,20,TC)
    CK=0.5*TC
    IF(ICONI.NE.1) GO TO 999
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
WRITE(6,201)
WRITE(6,200)(I,AMAX(I),I=1,20)
WRITE(6,202) TC,CK
200 FORMAT(6(14,F10.3))
201 FORMAT(1H0,2X,9HD-D CURVE/)
202 FORMAT(1H0,2X,4HTC =,F7.3,5X,3HK =,F7.3)
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
999 CONTINUE
1000 CONTINUE
RETURN
END

```

有効降雨強度曲線と角屋式の交点算出

```

SUBROUTINE KADODA(C,A,N,T)
DIMENSION A(40)
DO 10 I=1,N
RE=(C/FLOAT(I)/10.0)**2.86D00
IF(RE.LT.A(I)) GO TO 1000
10 CONTINUE
I = N
1000 CONTINUE
IF(I.EQ.1) T=C/A(1)**0.35D00 /10.0
IF(I.EQ.1) GO TO 2000
AA=A(I)-A(I-1)
GB=A(I)-AA*FLOAT(I)
T=FLOAT(I-1)
DO 20 I=1,3
DT=0.1**I
DO 30 J=1,10
T=T+DT
RE1=(C/T/10.0)**2.86D00
RE2=AA*T+GB
IF(RE1.LT.RE2) GO TO 3000
30 CONTINUE
3000 CONTINUE
T=T-DT
20 CONTINUE
2000 CONTINUE
RETURN
END

```

土地利用ごとの流出高の合成

```

SUBROUTINE RUNOFF(K,L)
COMMON/WW2/ DCMP,DT,NCMP,NC,NSTP
COMMON/WW3/ CK,CP,TL,FPRI,RSAT,FSAT,GB
COMMON/WW6/ Q(300)
COMMON/WW7/ RSUB(220)
COMMON/BSN/ NBSN,NTIE(20),ITIE(20,20),WGHT(20,20),
* AREA(20),PCNT(20,10)
POUR=PCNT(K,L)/100.0
INDX=0
QONE=0.0
1000 CONTINUE
DO 10 I=1,NC
J=INDX/NC+1
INDX=INDX+1
IF(INDX.GT.NCMP) GO TO 2000
IF(J.LE.220) A=RSUB(J)
IF(J.GT.220) A=0.0
CALL LIRRES(CK,DT,A,A,QONE,QTWO)
QONE=QTWO
10 CONTINUE
Q(J)=Q(J)+POUR*QTWO
GO TO 1000
2000 CONTINUE
RETURN
END

```

斜面流の計算

```
SUBROUTINE LINRES(AK,DT,P1,P2,Q1,Q2)
P=(P1+P2)/2.0
AM=AK/DT+0.5
AN=AK/DT-0.5
Q2=(P+AN*Q1)/AM
RETURN
END
```

流出高 (mm/hr) → 流出量 (m<sup>3</sup>/sec) の変換

```
SUBROUTINE CONVER(K)
COMMON/OUT/ IRDAI,IBASI,ITIEI,IBSNI,IQCLI,IBCOI,IEXCI,ICONI,ICNVI,
* IRIVI,IROUI,IOUTI
COMMON/WW2/ DCMPI,DT,NCMP,NC,NSTP
COMMON/WW3/ CK,CP,TL,FPRI,RSAT,FSAT,QB
COMMON/WW4/ QDIS(2,20,1000)
COMMON/WW6/ Q(300)
COMMON/BSN/ NBSN,NTIE(20),ITIE(20,20),WGHT(20,20),
* AREA(20),PCNT(20,10)
AA=AREA(K)
DO 10 I=1,300
QDIS(1,K,I)=AA*Q(I)/3.6
10 CONTINUE
IF(ICNVI.NE.1) GO TO 999
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
WRITE(6,201)
WRITE(6,200)(I,QDIS(1,K,I),I=1,NSTP)
200 FORMAT(6(I4,F10.3))
201 FORMAT(1H0,2X,6HRUNOFF/)
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
999 CONTINUE
RETURN
END
```

河道メインプログラム

```

SUBROUTINE RIVER
COMMON/WW5/ NBSN,NRVR
COMMON/WW8/ FLOD
READ(5,100) NRVR
READ(5,101) FLOD
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
WRITE(6,299)
WRITE(6,201) NRVR
WRITE(6,202) FLOD
201 FORMAT(19H NUMBER OF CHANNELS,I4)
202 FORMAT(1H0,2X,'FLOOD VELOCITY = F * KINEMATIC WAVE SPEED      WHERE
Y      F      =',F7.3)
299 FORMAT(1H1)
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
IF(NRVR.EQ.0) GO TO 555
DO 10 I=1,NRVR
K=I
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
WRITE(6,203) K
203 FORMAT(1H0,1X,19H*****/2X,13H* CHANNEL NO.,I4,
Y      2H */2X,19H*****)
CALL ROUTNG(K)
10 CONTINUE
555 CONTINUE
CALL OUTLET
CALL COMPAR
100 FORMAT(10I8)
101 FORMAT(10F8.0)
RETURN
END

```

河道サブメイン

```

SUBROUTINE ROUTNG(K)
COMMON/WW2/ DCMP,DT,NCMP,NC,NSTP
COMMON/WW3/ CK,CP,TL,FPRI,RSAT,FSAT,QB
COMMON/WW4/ QDIS(2,20,300)
COMMON/WW8/ FLOD
COMMON/DISCHA/ DIS(20),CKINE(20),NDIS
DIMENSION A(300)
CALL NETWORK(A)
READ(5,101) ALNG
READ(5,100) NDIS
READ(5,101)(DIS(I),I=1,NDIS)
READ(5,101)(CKINE(I),I=1,NDIS)
CALL KINEMA(A,NSTP,ALNG,FLOD)
DO 10 J=1,NSTP
QDIS(2,K,J)=A(J)
10 CONTINUE
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
WRITE(6,201) ALNG
201 FORMAT(1H0,5X,4HALNG/1F10.3)
WRITE(6,202)
WRITE(6,200)(I,QDIS(2,K,I),I=1,NSTP)
200 FORMAT(6(14,F10.3))
202 FORMAT(1H0,1X,6HRUNOFF/)
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
RETURN
100 FORMAT(10I8)
101 FORMAT(10F8.0)
END

```

斜面及び河道の合成

```

SUBROUTINE NETWRK(A)
COMMON/WW2/ DCMP,DT,NCMP,NC,NSTP
COMMON/WW4/ QDIS(2,20,300)
DIMENSION A(300),INTB(10),INTR(10)
DO 10 I=1,300
  A(I)=0.0
10 CONTINUE
  READ(5,100) NNTB
  IF(NNTB.EQ.0) GO TO 1000
  READ(5,100)(INTB(I),I=1,NNTB)
  DO 20 I=1,NNTB
    II=INTB(I)
    DO 30 J=1,NSTP
      A(J)=A(J)+QDIS(1,II,J)
30 CONTINUE
20 CONTINUE
1000 CONTINUE
  READ(5,100) NNTR
  IF(NNTR.EQ.0) GO TO 2000
  READ(5,100)(INTR(I),I=1,NNTR)
  DO 40 I=1,NNTR
    II=INTR(I)
    DO 50 J=1,NSTP
      A(J)=A(J)+QDIS(2,II,J)
50 CONTINUE
40 CONTINUE
2000 CONTINUE
  RETURN
100 FORMAT(10I8)
101 FORMAT(10F8.0)
END

```

### 河道の計算

```

SUBROUTINE KINEMA (A,NSTP,ALNG,FLOD)
COMMON/WW9/ WDTN,SLOP,ROGH1
COMMON/DISCHA/ DIS(20),CKINE(20),NDIS
DIMENSION A(300),B(300),TA(300)
DTD=1.0
CMIN=9999.9
DO 10 I=1,NSTP
10 CMIN=AMIN1(CMIN,CW1(A(I),FLOD))
UX=CMIN*3600.0*DTD
NCHN=ALNG/DX+1.0
UX=ALNG/FLOAT(NCHN)
CNST=DX/3600.0/DTD
WRITE(99,9999) CMIN,DX,NCHN
9999 FORMAT(' CMIN      DX      NCHN',2(1X,E16.8,1H  ),116)
DO 20 I=1,NCHN
DO 30 J=1,NSTP
AA=A(J)
B(J)=AA
30 TA(J)=FLOAT(J)+CNST/CW1(AA,FLOD)
S(1)=A(1)
DO 40 J=1,NSTP-1
K=J+1
C=A(J)
TC=TA(J)
U=A(K)
TD=TA(K)
P=(U-C)/(TD-TC)
Q=C-TC*P
40 B(K)=FLOAT(K)*P+Q
DO 50 J=1,NSTP
50 A(J)=B(J)
20 CONTINUE
RETURN
END

```

### 波速Cの算出

```

FUNCTION CW1(A,FLOD)
COMMON/DISCHA/DIS(20),CKINE(20),NDIS
DO 10 I=1,NDIS
IF(A.LT.DIS(I)) K=I
IF(A.LT.DIS(I)) GO TO 20
10 CONTINUE
K=NDIS
20 CONTINUE
C=DIS(K)-DIS(K-1)
U=A-DIS(K-1)
F=CKINE(K)-CKINE(K-1)
C=CKINE(K-1)+F*D/B
C=AMAX1(C,0.3)
CW1=C*FLOD
RETURN
END

```

最下流端の流量合成

```
SUBROUTINE OUTLET
COMMON/WW2/ DCMP,DT,NCMP,NC,NSTP
COMMON/WW4/ QDIS(2,20,300)
COMMON/WW5/ NBSN,NRVR
DIMENSION A(300)
CALL NETWRK(A)
J=NRVR+1
DO 10 I=1,NSTP
  QDIS(2,J,I)=A(I)
10 CONTINUE
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
  WRITE(6,299)
  WRITE(6,201)
  WRITE(6,200)(I,A(I),I=1,NSTP)
200 FORMAT(6(14,F10.3))
C 201 FORMAT(20H RUNOFF AT THE OUTLET/)
201 FORMAT(21H RUNOFF AT THE OUTLET/)
299 FORMAT(1H1)
C*****OUT*****OUT*****OUT*****OUT*****
  RETURN
END
```

計算結果のグラフ印字

```

SUBROUTINE COMPAR
COMMON/WW1/ RAVE(220)
COMMON/WW2/ DCMP,DT,NCMP,NC,NSTP
COMMON/WW4/ QDIS(2,20,300)
COMMON/WW5/ NBSN,NRVR
COMMON/WW7/ RSUB(220)
DIMENSION A(300)
DIMENSION QDS(300)
C CHARACTER IG(101)
  DIMENSION IG(101)
  DIMENSION IYCHA(6)
  DIMENSION MIDASY(11)
DATA IYCHA / 1H ,1H@ ,1HI ,1HO ,1HK ,1HX /
J=NRVR+1
DO 80 I=1,NSTP
80 QDS(I)=QDIS(2,J,I)
DATA MIDASY / 0,200,400,600,800,1000,1200,1400,1600,1800,2000 /
  READ(5,101)(A(I),I=1,NSTP)
  UNIT=20.0
  VNIT=1.0
  WRITE(6,200) MIDASY
200 FORMAT(1H1/5X,15HI QOBS QCAL ,I1,10(6X,I4)/20X,10(1H-))
  DO 10 I=1,NSTP
  C=A(I)
  D=QDS(I)
  E=RAVE(I)
  IC=C/UNIT+1.49
  ID=D/UNIT+1.49
  IE=101.0-E/VNIT
  IF(IC.GT.101) IC=101
  IF(ID.GT.101) ID=101
  DO 20 K=1,101
  20 IG(K)=IYCHA(1)
  DO 15 K=IE,101
  15 IG(K)=IYCHA(2)
  DO 30 K=1,101,10
  30 IG(K)=IYCHA(3)
  IG(IC)=IYCHA(4)
  IG(ID) = IYCHA(5)
  IF(IC.EQ.ID) IG(IC)=IYCHA(6)
  WRITE(6,201) I,C,D,(IG(K),K=1,101),E
201 FORMAT(15,2F7.1,1X,101A1,F7.1)
  10 CONTINUE
  RETURN
101 FORMAT(10F8.0)
END

```