

都市化と流出

角 屋 睦

1. まえがき

近年の都市周辺の丘陵林地の開発、低平農地の宅地化など、いわゆる都市化現象の激しさには目を見張らされるものがあるが、これに伴い山地小河川や農業排水路の都市河川としての改修や下流部の河川計画の再検討など、治水計画面でもいろいろな問題が提起されつつある。

従前から流域の開発は豪雨時の流出量を増加させるといわれてきているが、これはあくまでも定性的な推論に止まり、定量的な議論のための方式論はまだ確立されるまでには至っていない。これは一つには特定地域の開発前から完成後までの長期間、一貫した思想の下での高精度の観測がほとんど行われていないこと、いま一つには雨水の流出機構の解明が十分ではなく、とくに地質、地文条件との関連性があまり分っていないことなどによるものであろう。

過去20年来の流出解析法の研究の進歩はたしかにすばらしく、いくつかのすぐれた方法が提案され、それぞれ実用に供されてきている。しかしこれらによって流出機構が必ずしも明らかにされたわけではなく、とくに流域の部分開発に伴う流出量変化を議論しようとする、きわめて限られた方法しか利用できないようである。

流域の都市化に伴い、自然環境、水文環境は明らかに変化する。しかしその結果として流出形態にどの程度の変化がみられるかの論議となると、関連要素が多いためなかなか微妙である。それにもかかわらず、河川技術者は、治水計画上なんらかの結論を出さざるを得ないのが現状である。そこでここでは一つの方法として、主としてkinematic wave 法（特性曲線法¹⁾、等価粗度法²⁾、雨水流追跡法³⁾とも呼ばれる）を用いて、将来の流出変化を予測する方式論を述べることにする。この場合、解析上考慮されるべき地文要素としては、地形勾配の変化、浸透域の減少と流域内の雨水保留能の変化、道路網の整備舗装などに伴う表面粗度の減少、水路網の整備に伴う流路組織や粗度の変化、さらに低平地域では貯水量やはらん形態の形状変化などであろう。都市化に伴い気温・降水量なども変化するという説もあるようであるが、現在の流出解析法の精度では、あまり多くの要素を取り上げても、実用上有意な成果が期待できるとは思われない。

2. 市街地の流出

流域の都市化が流出特性に及ぼす影響を知るには、同一流域における都市化前後の水文観測資料を吟味するのが直接的であるが、わが国ではそのような資料はほとんど入手できない。そこでここでは既成市街地の流出特性を未開発地域のそれと同一思想で吟味することにより、流出解析上必要な諸定数を求め、これを開発予定地域の流出諸定数の推定に利用することを考える。このような観点から、筆者らは昭和44年以来京都市北西部の天神川流域において観測調査を続けてきているが、その一部の検討例⁴⁾をここで紹介する。

研究対象流域は、図-1に示す天神川上下流の水位観測点間に流入する2.65Km²の市街地流域である。この流域の雨水は、まず50～100mの格子状に整備された道路の側溝に入り、巾50～100cmの長方形状開水路または直径45～100cmの管状下水路に流入する。図-2はその流下系統を示したものである。

流出解析に際してはモデル定数の推定が重要になるが、これは流域モデルの構成法によっても多少異なる。この点を考慮して、天神川流域では図-3～5の3種のモデルを想定してみた。モデルAは現状の雨

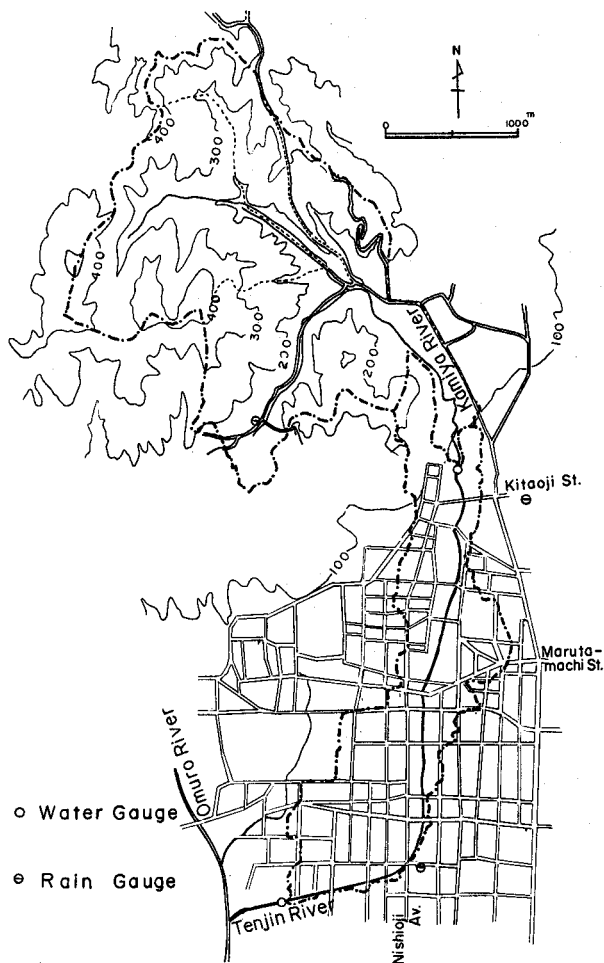


図-1 天神川流域の概要

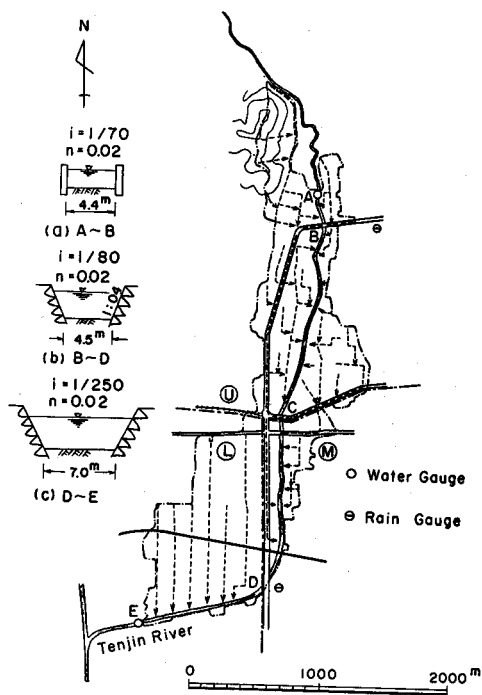


図-2 天神川流域の雨水流下系統

水流出下系統にはほぼ忠実にブロック割りをしたもの、モデルBは手計算も容易に行えるよう、モデルAの斜面長を重視しつつ簡略化したもの、さらにモデルCは雨水流が天神川に直接流入するとした最も簡単なモデルである。

市街地流域の雨水流出の一つの特徴は、いうまでもなく一雨流出率、ピーク流出係数ともに自然丘陵地のそれらより大きいことである。現実には下水流入もあるので降雨量出分の完全分離はむずかしいが、一雨直接流出に対する損失雨量の例として図-6を掲げる。ピーク流出係数の対比例は図32に後示する。

市街地流出のいま一つの特徴は、雨水の流達時間の短いことである。舗装面が多いから表面粗度が小さく、かつ斜面長も短いから当然といえるかも知れないが、丘陵地域の流達時間がほとんど斜面部分に支配され、河道部分のウェイトが10～30%程度であるに対し、市街地域では逆で、斜面部20～30%、下水

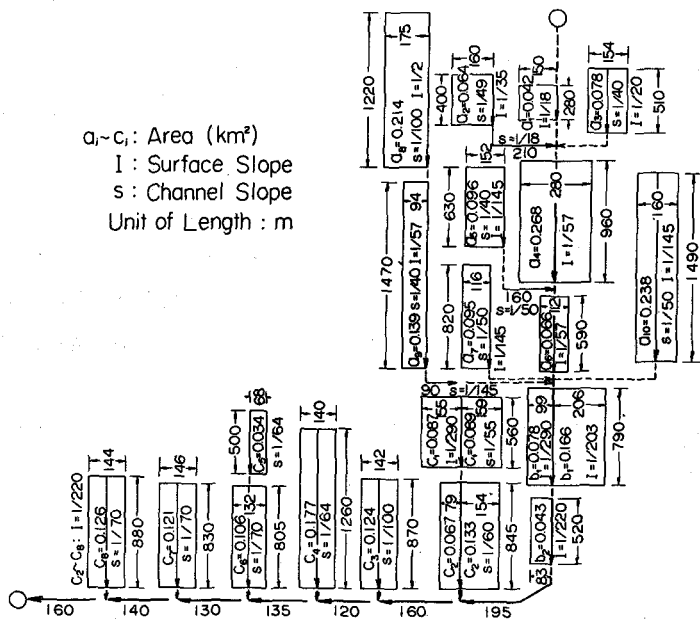


図-3 天神川流域モデル A

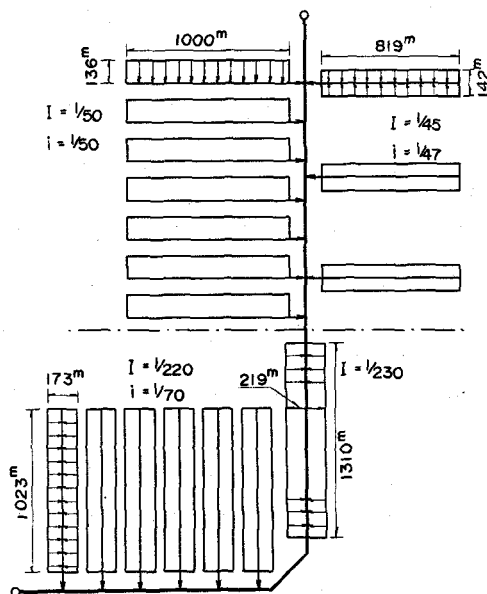


図-4 天神川流域モデル B

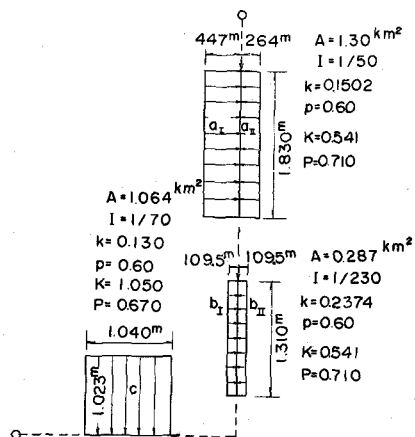


図-5 天神川流域モデル C

路部 10～20%，河道部 50～60% となるようである。これは次のようにして吟味できる。

いま斜面部において一様に表面流が発生しているとすると、その流れは次式¹⁾で表現できる。

$$\left. \begin{aligned} h &= kq^p \\ \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} &= \alpha r_e \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに h ；水深， q ；単位巾流量， x ；距離， t ；時間， α ；単位変換定数で有効降雨強度 r_e を mm/hr， q を m/sec とすると $\alpha = (1/3.6) \times 10^{-6}$ ， p と k は定数で、流れに対して

Manning 則が成立するときは

$$k = (N/\sqrt{\sin \theta})^p, \quad p = 3/5 \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに N ；等価粗度， θ ；斜面傾斜角

(1)式の特性方程式は

$$\frac{dx}{1} = \frac{dx}{dh/dq} = \frac{dt}{pkq^{p-1}} = \frac{dq}{\alpha r_e} \quad \dots\dots\dots (3)$$

であるから、特性曲線

$$\left. \begin{aligned} \frac{dx}{dt} &= \frac{q^{1-p}}{pk} \quad \text{上において} \\ (\alpha r_e) dt &= pkq^{p-1} dq \\ (\alpha r_e) dx &= dq \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

が成立する。したがって

$$\left. \begin{aligned} \alpha r_e &= \text{一定} \neq 0 \text{ のとき} \\ (\alpha r_e) t &= kq^p + c_1 \\ (\alpha r_e) x &= q + c_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

ただし c_1, c_2 は積分定数である。 $t = 0, x = 0$ において $q = 0$ とおくならば、次式が得られる。

$$t_1 = \frac{kq^p}{\alpha r_e} = \frac{kb^p}{(\alpha r_e)^{1-p}} \quad \dots\dots\dots (6)$$

これが、有効降雨強度が r_e のときの斜面下流端の雨水到達時間を与える。 b は斜面長である。

一方水路部の流れに対しては次式が用いられる。

$$\left. \begin{aligned} A &= KQ^P \\ \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} &= q \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

ここに A ；流水断面積， Q ；流量， q ；水路単位長当りの横流入量， P, K ；水路定数

これは(1)式と同型であるから、同様な展開が可能である。すなわち特性曲線

$$\frac{dx}{dt} = \frac{Q^{1-P}}{PK} \quad \text{上において} \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$q dt = PKQ^{P-1} dQ, \quad q dx = dQ$$

が成立するから、 $q = \text{一定} \neq 0$ とみなせる区間では

$$qt = K(Q^P - Q_0^P), \quad qx = Q - Q_0 \quad \dots\dots\dots (9)$$

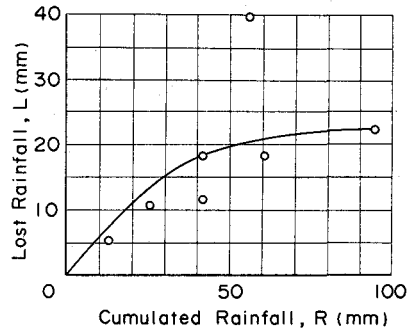


図-6 天神川流域の損失雨量

ここに Q_0 は考えている水路区間上流端の流量であり、 q が一定とみなせる区間長 x の間の流下（伝播）

$$\text{時間は } t = \frac{K(Q^P - Q_0^P)}{q} \quad \dots\dots\dots (10)$$

で与えられる。この式は斜面部雨水を受ける下水路、またそれを受ける排水河川でも下水路流入を一樣流入に置き代えうならば成立する。下水路流れに対しては、流域巾を B 、下水路長を ℓ 、有効降雨 r_e を一定として

$$t_2 = \frac{KQ^P}{q} = \frac{K\ell^P}{q^{1-P}} = \frac{K\ell^P}{(\alpha r_e B)^{1-P}} \quad \dots\dots\dots (11)$$

天神川市街地流域における観測結果を整理して、後示の図9のような、有効降雨～到達時間⁵⁾の關係が得られたので、(10)、(11)、(6)式を逆に解いて、モデルBの斜面部の等価粗度を

$$N = (\sqrt{\sin \theta} / b) t_1^{5/3} (\alpha r_e)^{2/3} \quad \dots\dots\dots (12)$$

によって推定すると、 $N = 0.01 \text{ (m}^{-1/3}\text{sec)}$ が得られた。これがコンクリート水路におけるManningの粗度係数の値とほぼ等しい点が注目されよう。

さてモデルAはBとほとんど同程度の意味を持っているので、市街地斜面部に $N = 0.01$ 、公園部 $N = 0.2$ 、山地部 $N = 0.8$ を与え、かつ有効降雨の推定に図6の実線を用いて、昭和44年7月4、5日の降雨時の流出計算を行った例を図-7に示す。再現性のよくない部分もあるが、これは降雨の地域分布が主因と考えている。

モデルCについては、下水路部の存在を無視したモデルであるので、モデルBの斜面部と下水路部の流達時間 ($t_1 + t_2$) をモデルCの斜面部の流下時間に等しくなるよう、等価粗度を定める必要がある。そこで(12)式の t_1 の代りにモデルBの ($t_1 + t_2$) を与えることにより N を推定したところ、上下流域に対しそれぞれ $N_u = 0.006$ 、 $N_\ell = 0.004$ を得た。このモデルによる結果も、図7とほとんど同じであった。

なお流出計算は、単位時間ごとの降雨強度を一定として、(5)、(9)式を利用して進めた。すなわち斜面流では、 $r_e = \text{一定} \approx 0$ のとき

$$\left. \begin{aligned} q_i^P &= \frac{(\alpha r_e)_{i-1,i} \Delta t_{i-1,i}}{k} + q_{i-1}^P \\ \Delta x_{i-1,i} &= \frac{q_i - q_{i-1}}{(\alpha r_e)_{i-1,i}} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (13)$$

$r_e = 0$ のとき

$$q_i = q_{i-1}, \quad \Delta x_{i-1,i} = \frac{q_i^{1-P}}{pk} \Delta t_{i-1,i} \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここに i は計算上の時間ステップである。上流より q_i 、 Δx_i を漸次求め、 $\Sigma \Delta x = B$ の条件が満足されるまで計算を進め、 $\Sigma \Delta x > B$ となるステップでは Δx を与えて上式を逆に解けばよい。流路内流れの計算もほぼ同様である。なお数値計算法については池淵⁶⁾の解説がある。

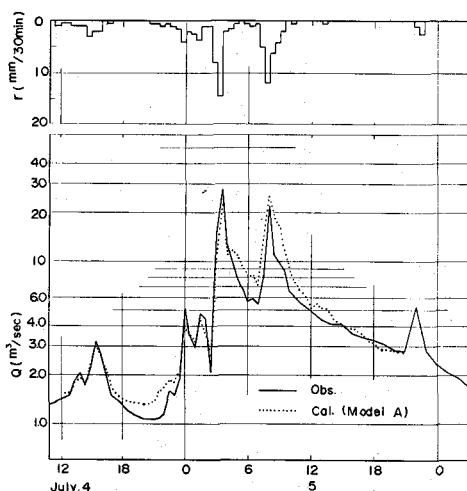


図-7 計算ハイドログラフの1例(モデルA)

3. 丘陵林地帯の流出

3-1 表面流としての解析

山地・丘陵地帯からの流出特性の検討例として、筆者らが昭和42年度来観測調査を続けてきている京都市西部小畑川上流域（図-8）とその支川下狩川流域の例⁷⁻⁹）を述べる。この流域はいずれも上流山地は古生層、川沿い中下流部は大阪層群および一部沖積層となっており、表1のような土地利用形態をとっている。

さて下狩川流域における観測結果を整理して、各出水時のピーク流量 Q_p (m³/s) から換算される有効降雨強度 r_e (mm/hv) = $3.6 Q_p / A$, (A ; 流域面積 km²) と洪水到達時間⁵⁾ との関係を求めると、図-9 が得られた。ところで流域を、図-10 のように、長方形の斜面域とその片側または中央部を走る流路群によって構成されているとみなし、斜面域および流路部の雨水流に kinematic wave 法が適用されるものとする、洪水到達時間は次式で表わされる。

$$t_p = \frac{k b^p}{(\alpha r_e)^{1-p}} + \sum_i \frac{(\alpha r_e B_i L_i + Q_{i-1})^p - Q_{i-1}^p}{\alpha r_e B_i} K_i$$

$$= t_s + \sum_i t_{ci} \dots\dots\dots (15)$$

ここに b はいま考えている流域ブロックの斜面長、 B_i はそのブロックを含む下流側各ブロックの中、 L_i はブロック長、 Q_{i-1} はブロック上流端流入量、他の定数は前項で示したものと同等である。上式第1項は雨水の斜面伝播時間、第2項は河道の伝播時間を表わしている。さて雨水流に Manning 則が適用できるとすると、 $p = 0.6$, $p = 0.6 \sim 0.75$ 程度になり、洪水到達時間は $t_p(\alpha) r_e^{-c}$ と近似され $c \leq 0.4$ となる。図-9 において、下狩川に $c = 0.37$ (天神川 $c = 0.39$) の線が記入されている。観測値に若干のばらつきはあるが、ほぼ kinematic wave 法の適応性を示唆しているとみてよい。

いま有効降雨強度を一定と仮定すると、図-9 より t_p が与えられ、かつ各ブロック上下流端の Q も既知となるから、(15) 式を逆に解いて t_s を求め、(12) 式によって、各ブロック斜面の流出が t_p に

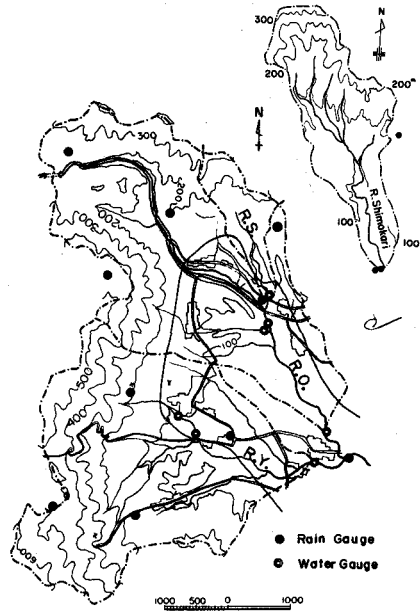


図-8 小畑川上流域の概要

表-1 小畑川上流域の土地利用状況

面積・地目	小畑川上流域	下狩川流域
流域面積	12.6 km ²	1.3 km ²
山林	54.8 %	60.6 %
竹林	19.0	32.1
畑	5.7	0
水田	10.7	5.1
住宅地	7.7	0
水面・道路	2.1	2.2

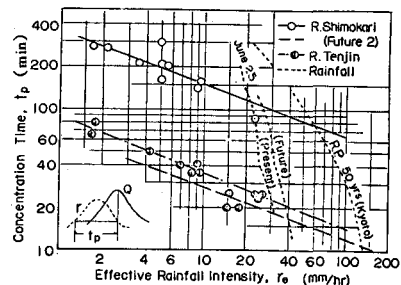


図-9 有効降雨強度と洪水到達時間の関係

支配的役割を果たすとみたときの等価粗度が推定される。一般にはその最小値が、一様な等価粗度を与えるとしたときの推定値となろう。下狩川の場合、1/1万の地形図に基づき、将来の開発計画をも考慮して、流域を図-10のようにモデル化したが、この場合ブロック①の斜面域の等価粗度が最小値を示し、 $N = 0.6 \sim 0.8$ と概算された。また小畑川本川流域についても図-11のようにモデル化し、同様な手法で等価粗度 $N = 0.6$ を得た。なおモデルの構成法によっても多少異なるが、山地流域における洪水到達時間に占める河道部分のウェイトは0.1～0.3程度とみてよいから、これよりなる概略値を想定して N を求めても実用上大差のない推定値が得られよう。

地下水流出は降雨開始に伴い増加して降雨終了時に最大になり、以後指数減水すると仮定して直接流出成分を求め、それに基づき累加雨量～累加損失雨量の関係曲線を作成して有効降雨を推定し、前述の N を用いて流出解析を行った1例を図-19に点線で示す。同図下狩川の例は、地下水流出成分をかなり大きめに評価しているの、かなりよく合致しているように見えるが、小さいピークが2個以上あるようなハイドログラフに対しては、必ずしもよい結果が得られず、概してピークが早く、減水部も急になる傾向が見られた。この理由としては i) ブロックごとの地被状態を考慮せず各ブロックとも同一の等価粗度を与えたこと、ii) 降雨や流域内雨水保留特性の地域分布を考慮していないこと、iii) 有効降雨を累加雨量～累加損失曲線を用いて簡単に推定していること、iv) 中間流出を考慮していないことなどが考えられる。いずれも要検討事項ではあるが、

根拠とすべき実証資料が得られていないので、一応今後の研究課題と考えている。ただ流域内の雨水保留能の経時的特性や中間流出を考慮すると、ハイドログラフの再現性がかなり改善されそうであるので、これについて若干の検討をしてみた。

3-2 補給能・中間流出を考慮した解析

降雨から直接流出成分を推定する方法として、前項では累加雨量～累加損失雨量曲線を利用したが、この方法は損失降雨の物理的意義、長期降雨時の精度、前期降雨の影響評価などに問題があるので、ここでは筆者らによって提案されている補給能モデル^{10, 11)}を適用して、降雨履歴から直接流出成分を推定する方法を採用した。このモデルは表層含水比 w とその補給能 f 、蒸発量 E の間に簡単な関係を仮定して導かれたもので、降雨強度 $r > f$ とすると、降雨開始後時刻 t の補給能はHorton型の次式になる。

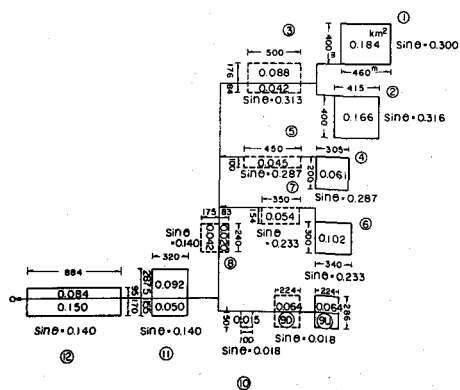


図-10 下狩川流域モデル

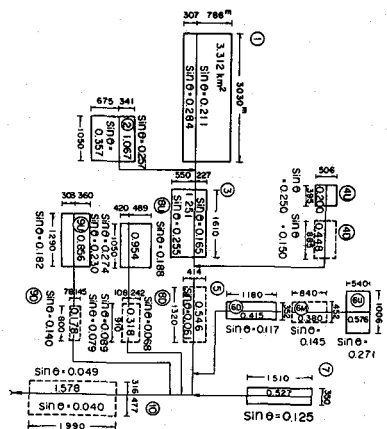


図-11 小畑川上流域モデル

$$f = f_c + (f_o - f_c) e^{-bt} \quad \dots\dots\dots (16)$$

ここに、 f_c ：下限補給能、 f_o ：初期補給能、 b ：定数

また降雨終了後の補給能回復の式は

$$\begin{aligned} w \geq w_*, \quad f \leq f_* : \quad f_o &= b(E_p + f_c)t + f_e \\ w < w_*, \quad f > f_* : \quad f_o &= f_u - (f_u - f_*)e^{-cT} \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (17)$$

ここに w_* ：圃場容水量、 f_* ：上限補給能、

E_p ：蒸発散能、 t ：降雨終了後の時間、 T ： f

$= f_*$ 以後の時間、 b 及び c ：いずれも表層土の物理定数。

一方地下水補給は、図-12に示すように、降雨開始後 $f = f_*$ の時刻 $t = t_o$ より始まり、降雨終了後 f が回復して f_* に戻るまで続く。この間の地下水流出量 q は

$$q = \frac{Af_c}{3.6} [1 - e^{-M(t-t_o)}] + q_o e^{-Mt} \quad \dots\dots\dots (18)$$

ここに A ：流域面積、 M ：地下水低減係数、

q_o ：降雨開始時 $t = 0$ のときの地下水流出量

これらの式に含まれる定数は次のようにして定められる。まずハイドログラフを半対数紙にプロットして、減水部の性状から M を定める。次に第1近似として地下水流出は降雨開始後増加し、降雨終了時に最大になると仮定して直接流出高、したがって損失高を求め、これを降雨継続時間 t_r に対しプロットする。もし t_r 時間中 $r \geq f$ であったとすると

$$F = \int_0^{t_r} f dt = f_c t + \frac{f_o - f_c}{b} (1 - e^{-bt_r}) \quad \dots\dots\dots (19)$$

となること、及び f_o が前期無降雨日数 ($\div T$) により異なることに着目すると、点群は図-13のように分類され、定数が推定される。また f_o と T の関係を図示することにより、回復能曲線も推定される。なお E_p は蒸発計蒸発量の月別平均値を採用して十分である。このようにし推定した第1近似を用いて地下水流出量を推定し、 F を修正して第2近似が求められる。実用上第2、3近似で十分である。しかし現実の降雨では降雨期間中 $r > f$ とは限らず、 $r < f$ の時間がかかなり長いのが通例である。この場合には $r < f$ の時間を $t_1 \sim t_2$ とすると、 t_2 は次のような t_2' に置換する必要がある。

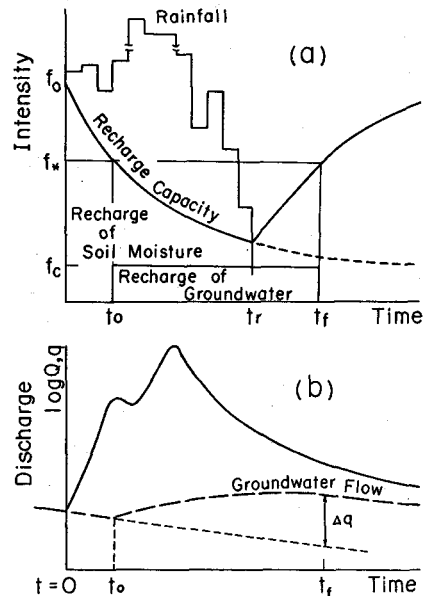


図-12 補給能の変化

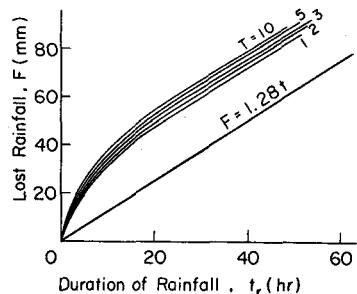


図-13 下狩川流域の $F \sim t_r$ 曲線

$$\left. \begin{aligned} f > f_* \quad \int_{t_1}^{t_2} r \, dt &= \int_{t_1}^{t'_1} f \, dt \\ f &\leq f_* \quad \int_{t_1}^{t_2} r \, dt = \int_{t_1}^{t'_1} f \, dt + f_c (t_2 - t'_1) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (20)$$

表-2に、このような手順で得られたモデル定数、図-14に補給能及びその回復能曲線、図-15に損失雨量計算値と観測値の対比例を示す。

中間流出については、ここでは石原らのモデル^{12, 13)}を採用すると次のようになる。いま斜面の表層部に枯葉や砂礫など透水性のよい薄層があり、降雨時雨水はまずこの層に貯留され、Darcy 則にしたがって流下するものとする、この層内の流れは次式で表わされる(図-16)。

$$\left. \begin{aligned} q_s &= k_s H_s \sin \theta \\ \frac{\partial (r H_s)}{\partial t} + \frac{\partial q_s}{\partial x} &= r_e \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (21)$$

ここに、 q_s ：流量、 H_s ：水深、 k_s ：透水係数、 θ ：斜面傾斜角、 r ：有効間隙率、 r_e ：有効降雨強度

特性方程式は

$$\frac{dt}{r} = \frac{dx}{k_s \sin \theta} = \frac{dH_s}{r_s} \dots\dots\dots (22)$$

したがって特性曲線(直線) $dx/dt = k_s \sin \theta / r$ 上において

$$\left. \begin{aligned} H_s &= \frac{1}{r} \{ R_e(t) - R_e(\tau_0) \} \\ R_e &= \int^t r_e \, dt \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (23)$$

が成立し、また特性直線は次のようにも書ける。

$$x - \xi_s = \frac{k_s \sin \theta}{r} (t - \tau_s) \dots\dots\dots (24)$$

上式で τ_s 、 ξ_s は特性直線の出発時刻と位置を表わす。

いま上流端 $x=0$ を出発した雨水が斜面下流端 $x=L$ に到達する時間を t_0 と書くと、(24)式から

$$t_0 = \frac{r}{k_s \sin \theta} L \dots\dots (25)$$

したがって中間流出量は

$$t \leq t_0 : q_s = \frac{k_s \sin \theta}{r} R_e(t)$$

表-2 補給能モデル定数

モデル定数	小畑川上流域	下狩川流域
f_c (mm/hr)	0.74	1.28
f_u (")	5.47	6.80
f_x (")	3.25	4.90
E_p (mm/day)	4.0	4.0
b (hr ⁻¹)	0.09	0.18
c (day ⁻¹)	0.73	0.39
M (")	0.35	0.03

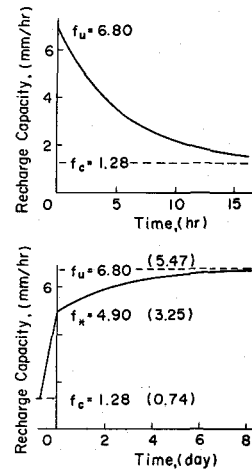


図-14 下狩川流域(小畑川上流域)の補給能及びその回復曲線

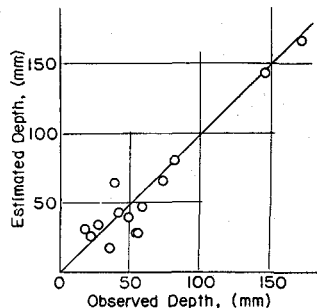


図-15 下狩川流域における損失雨量計算値と観測値の対比

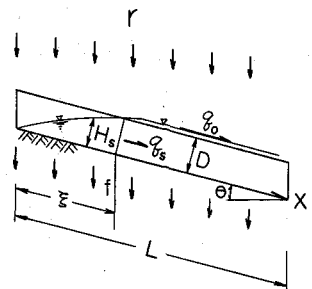


図-16 中間流のモデル

$$t > t_0 : q_s = \frac{k_s \sin \theta}{r} \{ R_e(t) - R_e(t - t_0) \} \quad \dots\dots\dots (26)$$

ところで中間流の水深が $H_s > D$ となると、その点から下流には表面流が発生し、中間流出量は最大値 $q_{max} = k_s D \sin \theta$ を示す。 $t = 0$, $x = 0$ より出発する雨水流の一部が表面流に移行する時刻 τ_0 , 距離 ξ_0 は、

$$rD = R_e(\tau_0) , \quad \xi_0 = (k_s \sin \theta / r) \tau_0 \quad \dots\dots\dots (27)$$

より求められ、任意時刻に山頂を出発する雨水流の場合

$$rD = R_e(\tau_0) - R_e \{ \tau_0 - r\xi_0 / (k_s \sin \theta) \} \quad \dots\dots\dots (28)$$

が満足されることを利用して、必要があるならば、表面流発生領域を図解的に求めることもできる。^{12, 13)}

上述モデルの諸定数は、ハイドログラフの立上り部、低減部の性状から推定される。降雨初期においては(26)式が成立するから、河道の流下時間を無視すると累加有効雨量 $R_e = \Sigma(r - f > 0)$ と流出量 $Q = q_s L_c$ (L_c : 全河道長) の関係 (図-17) から k_s/r が推定される。また低減部のハイドログラフから地下水流出量を除いたものを半対数紙上にプロットすると一般に2つの折曲点 t_1, t_2 が求められる (図-18) , それぞれを表面流出および中間流出の終了時刻とみなすと、その間の低減係数を λ として、次式が近似的に成立する。

$$rD = \frac{f_c}{\lambda} \{ e^{\lambda(t_2 - t_1)} - 1 \} = \frac{\tau_a}{\lambda} \quad \dots\dots\dots (29)$$

これから rD および中間流出最大強度 τ_a が求まる。さらに次の関係式からも k_s/r の検討ができる。

$$\tau_a A = DL_c k_s \sin \theta = rDL_c (k_s/r) \sin \theta \quad \dots\dots\dots (30)$$

中間流の流出計算は、表面流の計算と同様、任意時刻ごとに上流端から出発する雨水量について有効雨量を与えて流量と流下距離を求め、 $H_s > D$ となった点から下流は、中間流に対しては到達時間を求めればよく、表面流に対しては前節の方法で下流端に到達する時刻と流量を求めればよい。表面流出量と中間流出量の合計が河道に対する横流入量となる。なお表面流計算を行う始点が変動するのが不便と考えるならば、山頂から出発する表面流計算を行うための置換降雨の考え方^{12, 14)}もある。

さて上述の考え方を適用して求めた中間流出モデルの諸定数を表-3に、また補給能・中間流出・表面流出モデルを併用して求めたハイドログラフの観測ハイドログラフとの対比を図-19, 20に例示する。ハイドログラフの再現性はかなり良好といえよう。

表-3 中間流出モデル定数

モデル定数	小畑川上流域	下狩川流域
L_c (km)	18.4	7.16
$\sin \theta$	0.200	0.229
$k_s \sin \theta / r$ (cm/sec)	0.95	0.94
k_s / r (")	4.7	4.1
rD (mm)	4.5	4.1
τ_a (mm/hr)	4.0	7.5

4. 丘陵地開発後の流出予測

下狩川および小畑川上流域では、図-10, 11で

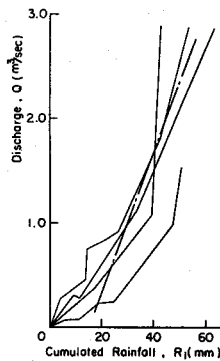


図-17 下狩川ハイドログラフ立上り部の1例

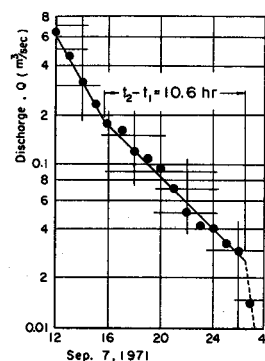


図-18 下狩川中間流出低減部の1例

点線で囲まれた地域が将来宅地化される計画がある。むろん将来のハイドログラフは未観測であるから、この開発が流出形態にどの程度の影響を与えるかは不明であるが、天神川流域における成果を参考にして、将来予測を試みた⁷⁻⁹⁾。将来予測に際し考慮されるべき要素はいくつか挙げられようが、ここでは次の条件を想定した。

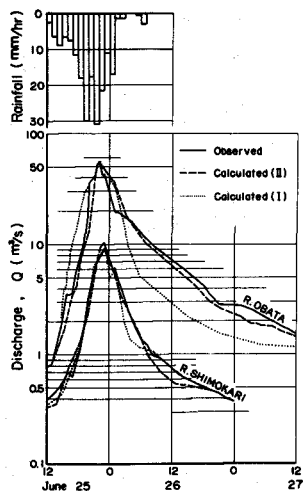


図-19 現状の洪水流出量
ハイドログラフ(a)

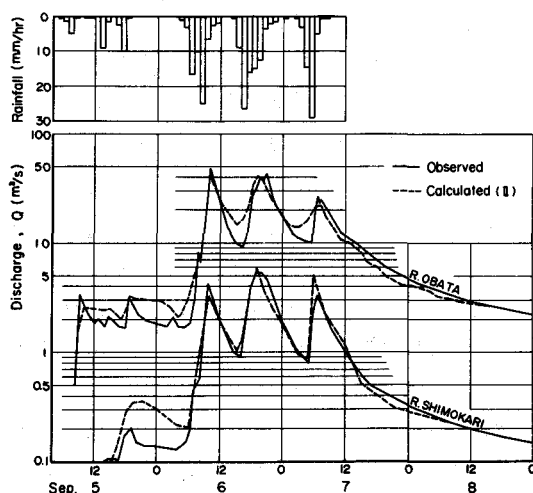


図-20 現状の洪水流出量ハイドログラフ(b)

i) 開発後の平均斜面勾配は $1/50$, ii) 開発域の舗装率は 50% , iii) 開発域内浸透域の補給能は不変、したがって開発全面積に対する平均補給能は $1/2$ となり、地下水流出量、雨水保留能は $1/2$ に変化する。iv) 開発域では中間流発生層は消失して存在しない。v) 開発域の斜面等価粗度は、 $N = 0.01 \text{ (m}^{-1/3} \text{ sec)}$ に変化する。むろんこれは流域モデルの精粗に関係するから大胆かも知れないが、一応図10の宅地化予定域は水路計画を検討の上、天神川流域のモデルAと同程度のモデルにしてあり、図-11もそれに近いと予想している。

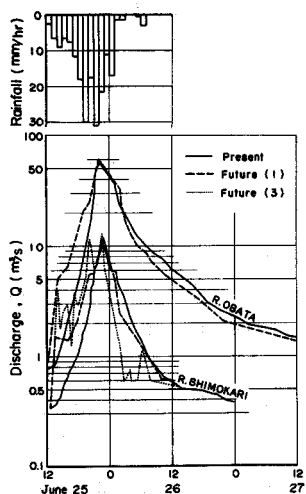


図-21 開発後の洪水流出量
ハイドログラフ(a)

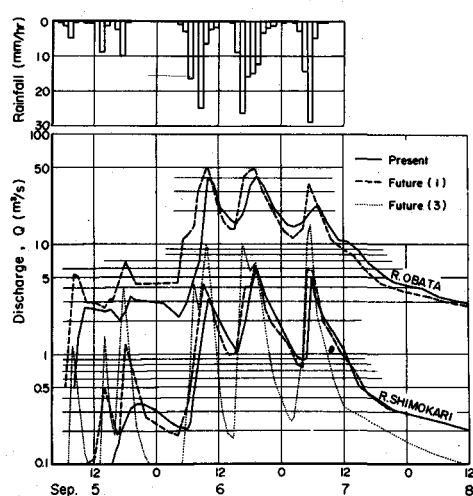


図-22 開発後の洪水流出量ハイドログラフ(b)

図-21, 22は、上述の条件に基づいて将来の洪水流出量ハイドログラフを求めた1例である(同図Future 1)。これらの結果をみると、図-22の出水例では、ピーク流量が10~20%増加しているのに対し、図-21の出水例ではあまり大きな変化はみられない。これは図-22の例ではピークが3回連続しているにもかかわらず、降雨強度の集中度は著しくなく、開発前には中間流出成分の比重が大きかったに対し、図-21の例は開発前も表面流出の比重が大きく、したがって上流部にかなりの面積が未開発のまま残されている限り、大きな影響が現われないことを示したものと見える。このことを明瞭に示した例が、下狩川流域Future (3)にみられる。これは全面積が開発されることを想定した例であって、短時間降雨波形に対応して流出量に波形変化が鋭敏に現われ、ピーク流量にもかなりの変化がみられる。

なお図-9下側に、下狩川中下流部(全面積の約2/3)が宅地化した場合に予想される洪水到達時間曲線を15式によって推定した結果が、同図右側にこの地方における50年確率降雨強度曲線が記入してある。現状のピーク流出係数をほぼ0.6とみると、50年確率降雨強度時のピーク流出量はほぼ $Q_p = 30A / 3.6$ 、また都市化域でのピーク流出係数を0.9とみると、 $Q_p = 120(2A / 3) / 3.6 = 80A / 3.6$ 、すなわちピーク流出量は現状の約2.7倍にはなるものと考えなければならない。

5. 低平地域の流出

低平地域の雨水流出現象は、地形的要素と人為的要素が絡みあってかなり複雑であり、また実態調査もかなりの困難を伴う。一般に低平地域の流出には2種類の形態がある。一つは流域内に丘陵地域を含み、高位部の雨水が低位部の雨水と一緒に流出する場合、いま一つは丘陵地域が含まれていても、低位部の雨水はそれとは分離された形で流出する形態である。内水が問題になるほとんどの地域はポンプ排水に頼っているが、ポンプ容量は高位部雨水がどの程度含まれるかによって差が出てくる。いずれにしても低平地帯は地形勾配が緩く、そのほとんどは水田主体流域となっている。したがってこのような地域の雨水流出は、下流側の水位条件によって左右されやすく、また下流端排水量や水路構造組織によってもかなりの差を生じる。

このような実情よりすれば、低平地域の雨水流出現象は、水文学的流出解析法よりむしろ水理学的手法によって検討されるべき性格が強い。それにもかかわらず、従来の研究は山地・丘陵地域からの流出に対する解析法の応用がほとんどであって、水理学的手法による検討側はあまり見受けられない。これは解析の簡便さ、労力に基因するためであるが、いま一つ流出量ハイドログラフの観測精度を上げることが容易でないことも関連していよう。

さて水文学的流出解析法を低平地流出に適用するとすれば、それなりの工夫が要求される場合も少なくない。たとえば任田¹⁵⁾は水路の疎通能力を考慮した通水能の概念を提案し、清野¹⁶⁾は水路の平均化効果を取り入れ、豊国¹⁷⁾は氾濫計算を随所に取り入れることにより、下流端ハイドログラフの再現精度を上げうることを示している。また鈴木¹⁸⁾は地形勾配の非常に小さい干拓地を対象として、通常の内水解析ではほとんど対象としなかった氾濫域内の現象を水槽群を連結したモデルによって巧妙に再現している。

さてここでは、水田主体低平地域が都市域化された場合に、流出形態にどのような変化が予想されるかについて、好例ではないが、筆者らが検討した京都市南部の横大路地区の例¹⁹⁾を紹介する。

横大路地区は、図-23にみられるように、四周を鴨川、桂川、宇治川及び東高瀬川に囲まれた、面積7.25 km²の平坦な輪中地域であって、北東部より南西部にかけて1/200~1/2,000の緩傾斜をし、北東端でOP 16.5 m、南西端でOP 10.7 mの標高を示している。豪雨時の雨水流出量は、松林(2.45 m³/s)

および納所 ($7.1 \text{ m}^3/\text{s}$) 両排水機場からそれぞれ宇治川、桂川に排除されている。この地方には昭和44年6月下～7月上旬の2週間に5回の豪雨があり、幹線排水路周辺 (図-23 C2～No.9) にかなりの氾濫を起こした。そこで幹線排水路に沿って配置してあった4台の水位計の記録、桂川・宇治川の水位記録、ポンプ運転日誌、ポンプ性能曲線 (昭和40年調査)、自然排水路水位～流量曲線、標高～湛水量曲線に基づき、幹線排水路に流集した流出量を推定して、図-24のハイドログラフを得た。ところが基底流量を分離して有効雨量を推定すると、全降雨とも流出率100%以上という意外な結果が得られた。その原因を種々検討したが、結局桂川、宇治川沿いの湧漏水によるものと判断せざるを得なかった。そこで湧漏水は堤防浸透量と比例関係にあるとみなし、透水係数を数種仮定して浸透量を求め、損失雨量が各降雨とも常識的な範囲に入り、かつ各降雨時のそれらがほぼきれいな曲線状を示すような解を推定した結果、図-24のような湧漏水推定値及び図-25の累加損失雨量曲線を得た。

図-25の結果は、通常水田地帯でみられる標準的な値に比してやや小さいが、時期によってはこのような例も珍らしくなく²⁰⁾、かつこの降雨以前にもかなり降雨日が続いていたことなどを勘考して、まず首肯しうる結果と考えた。

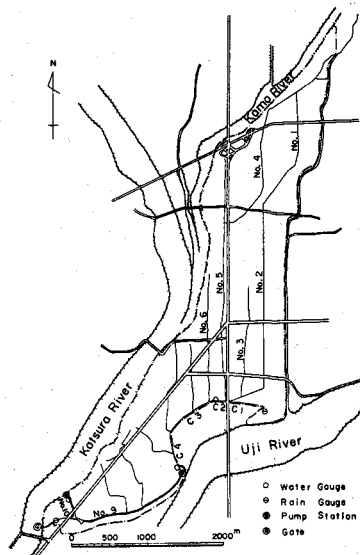


図-23 横大路地区の概要

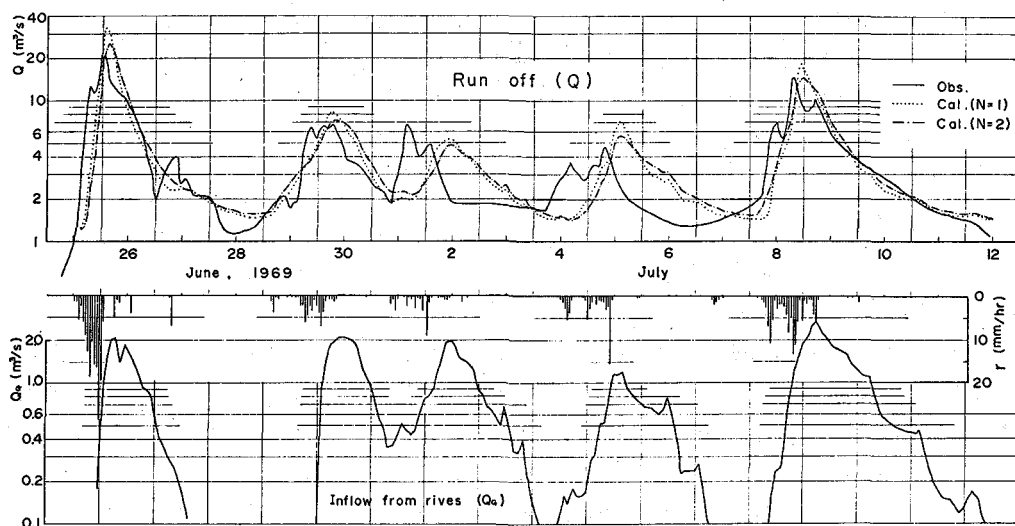


図-24 横大路地区雨水流集・堤防湧漏水ハイドログラフ

次にこの地域の流出形態の吟味にkinematic wave法を適用した。低平地域にこの方法を適用するのはかなり問題はあるが、流域平均勾配がほぼ $1/1,000$ 以上であるならば、等価粗度を $N=1 \sim 3 \approx 2$ 程度

にとることによって、流出量ハイドログラフを実用的精度で再現しうることいくつかの事例で知っており^{17, 21, 22)}、再現性が不十分であるならば適当に氾濫計算を導入すればよいと考え、かつ対比すべき観測流量ハイドログラフの精度をも勘考し、この方法を採用することにした。この解析には、図-26に示すようなかなり単純化した流域モデルを採用し、斜面勾配はいずれも流域平均の1/500を用いた。図-24にその結果が併示してある。

さて図-24をみると、精度に問題はあっても、第1, 2及び第5の降雨に対しては実用上まずまずの結果が得られているのに対し、第3, 4の2降雨に対しては観測値がほぼ1日先行している。この理由について種々検討してみたが、降雨状況との対応、1日ずらせると計算結果とよい対応を示すことなどより、自記紙の日時記入ミスでないかとみているが決め手がなく、水位計管理体制が不十分であったことを反省している。しかし第1, 2, 5の降雨に対しては、さらに再現性改善の必要があるとしても、観測値そのものの精度の点もあるので、一応 $N=2$ として実用上まず十分であると判断した。

上述の例は、低平地域の流出特性を議論するには必ずしも好例ではなく、考え方によっては失敗例ともいうべきであるかも知れないが、反面低平地域における観測調査の困難さを示したものともしよう。

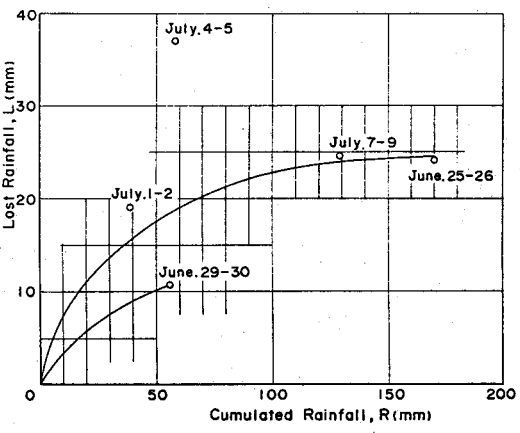


図-25 横大路地区における累加雨量～累加損失雨量の関係

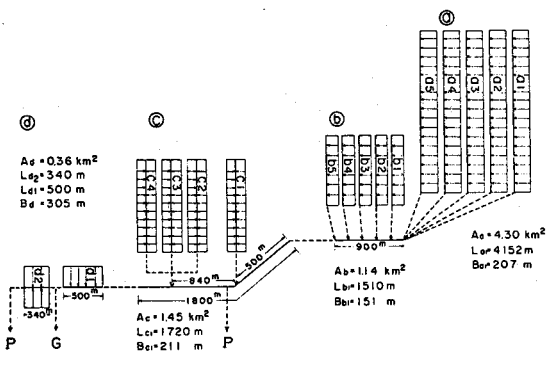


図-26 横大路地区現状モデル

6. 低平地域開発後の流出予測

前節に示した横大路地区では新市街区建設事業が進行中である。このような都市化によって流出形態が変化することは十分予想されることであるが、その程度を定量的に予測することを試みた¹⁹⁾。この際考慮されるべき地文条件としては、一般的には林草地や裸地の面積変化、水田面積の減少に伴う雨水保留能力の変化、表面粗度の変化および水路網の整備であろう。そこでまずこの地域の将来の流域モデルを図-27のように想定した。このモデルは天神川流域のモデルA、部分的にCに対応する程度になっている。したがって斜面域に与えるべき等価粗度の値としては、土地利用状態に応じて異なった値を採用したが、一般的には次の値を用いることにした。

$N=0.1$ ；区画整理、道路整備及び排水路整備は一応完了するが、幹線道路のほかは未舗装(case I)

$N=0.005$ ；新市街地完成 (case IV)

また降雨損失特性としては、現状特性図-25
そのものが天神川流域のそれ(図-6)とほと
んど大差はないのでそのまま用いるのを特性A、完
全舗装域では100%流出、公園など草地・裸地
には図-25、宅地域は図-25の半分が損失など
土地利用形態に応じて変えたものを特性Bとし、
種々の開発段階、種々の降雨形態について、現
状と開発後の対比を試みた。図-28、29にそ
の1例を示す。流出特性は降雨形態によって異
なるが、現状に対し、開発後のピーク流出量は
2~6倍にも変化する可能性がうかがわれる。

現状に比べてピーク流出量が5倍以上にもな
るとすれば、下流部の氾濫はまず必至である。

かつては多少の氾濫、ときによっては時間さえ短かければ過剰湛水すら許された地域であるが、これが都
市域へと利用形態を変えたとすれば、まず大氾濫は許容されないから、それなりの十分な対策が必要とな
らう。

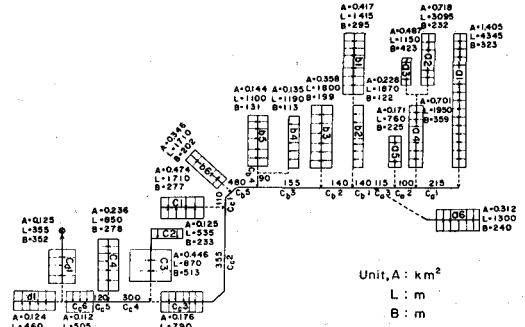


図-27 横大路地区将来モデル

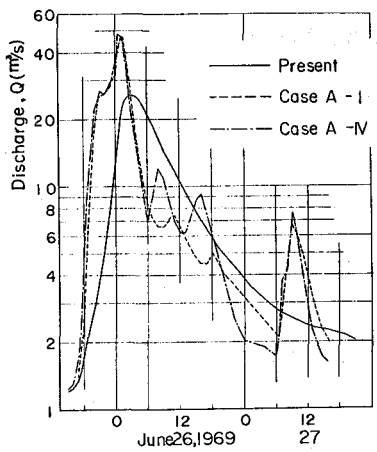


図-28 横大路地区現状及び将来の
流出量ハイドログラフ(a)

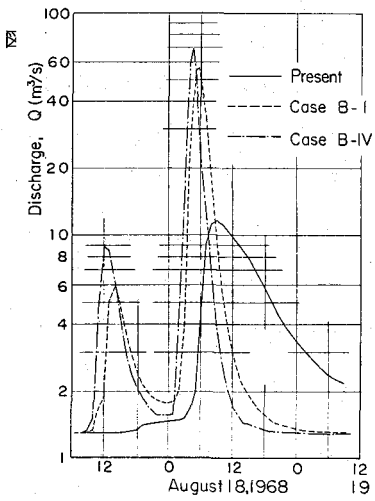


図-29 横大路地区現状及び将来の
流出量ハイドログラフ(b)

7. 都市化の影響評価に関する一般的考察

前述の各節において、流域の都市化に伴う洪水流出変化の予測法について述べた。しかしいろいろな場
合について流出計算をしてみなければその影響の見当もつかないのでは困る場合もある。そこでまず丘陵
地を対象として、開発の影響評価法を一般的に考えてみよう。いま図-30のような流域モデルを想定し、
下流側を開発区域と仮定する。下流端Eの流量は上下流域の面積、斜面長、表面粗度、河道状況によって
異なるから簡単には求まらないが、河道の流下時間は斜面粗度に含めて扱うものとして、単純に開発
後のピーク流量は、開発域流出量がピークに達するはずの同図の時刻 t_a に発生するものと仮定する。流量
が同じであっても、洪水到達時間は降雨強度増大期は短く、減少期は長くなるが、ここでは取扱いを簡単

化するため、左右対称のSherman 型降雨を仮定して洪水到達時間内の平均降雨強度で考えることにする。そうすると上流域斜面上流端Aを出発した雨水流がE点に到達する時間 t_u の間の平均降雨強度 r_u は近似的に次式で表わせる。

$$r_u = r_{II} \frac{(2t_u/t_{II} - 1)^{1-n} + 1}{2t_u/t_{II}} \div r_{II} \left(\frac{t_u}{t_{II}}\right)^v \quad \dots\dots\dots (31)$$

ここに n は、 a を定数とした Sherman 型降雨強度式

$$r = a t^{-n} \quad \dots\dots\dots (32)$$

の指数であり、 v は n に依存する指数である。また t_{II} は開発域の到達時間、 r_{II} はその間の平均降雨強度である。

以上の考え方にしたがうと、開発前後の下流端のピーク流出量 Q_I 、 Q_{II} は次式で表わされる。

$$\frac{Q_{II}}{Q_I} = \frac{f_1 \ell_1 L_1 r_u / r_{II} + f_2 \ell_2 L_2}{f_1 (\ell_1 L_1 + \ell_2 L_2)} \frac{r_{II}}{r_I} \quad \dots\dots\dots (33)$$

ここに f_1 、 f_2 は開発前後のピーク流出係数、 r_I は開発前の洪水到達時間 t_I の間の平均降雨強度である。

平均降雨強度と洪水到達時間の関係を表わすのに(6)式を用いると、次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} t_I &= \frac{k_1 \ell_1^p}{(f_1 \alpha r_I)^{1-p}} & t_{II} &= \frac{k_2 \ell_2^p}{(f_2 \alpha r_{II})^{1-p}} \\ t_u &= \frac{k_1 \ell_1^p}{(f_1 \alpha r_u)^{1-p}} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots (34)$$

ここに k_1 、 k_2 は上流域及び開発域の斜面定数である。したがってたとえば

$$\frac{r_{II}}{r_I} = \left(\frac{t_I}{t_{II}}\right)^n = \left\{ \frac{k_1}{k_2} \left(\frac{\ell_1}{\ell_2}\right)^p \left(\frac{f_2}{f_1}\right)^{1-p} \left(\frac{r_{II}}{r_I}\right)^{1-p} \right\}^n$$

から

$$\frac{r_{II}}{r_I} = \left\{ \left(\frac{k_1}{k_2}\right) \left(\frac{\ell_1}{\ell_2}\right)^p \left(\frac{f_2}{f_1}\right)^{1-p} \right\}^{\frac{n}{1-n(1-p)}} \quad \dots\dots\dots (35)$$

r_u / r_{II} に対しても n を v または $-v$ に変えた同形の式が得られる。表現を簡単にするため

$$\varphi^p = \frac{k_2}{k_1}, \quad \varepsilon = \frac{f_2}{f_1}, \quad \delta = \frac{\ell_1}{\ell_2}, \quad \lambda = \frac{L_1}{L_2}, \quad \nu = \frac{1}{\delta \lambda + 1} \quad \dots\dots\dots (36)$$

とおくと、結局(33)式は次のように表わされる。

$$\frac{Q_{II}}{Q_I} = \left[(1-\nu) \left\{ \left(\frac{\delta}{\varphi}\right)^{vp} \varepsilon^{-1} \right\}^{\frac{1}{1+\nu(1-p)}} + \nu \right] \left\{ \left(\frac{\delta_*}{\varphi}\right)^{np} \varepsilon \right\}^{\frac{1}{1-n(1-p)}} \quad \dots\dots\dots (37)$$

ただし上式において δ_* は δ の定義式の分子を ℓ_1 または ℓ_2 のいずれか大きい方をとるときの値であるが、 $\ell_1 \geq \ell_2$ と仮定して $\delta_* = \delta$ とみなすことにする。図-31は、 $p = 3/5$ 、 $n = 1/2$ 、 $\nu = -0.572$ とおいて求めた結果である。さらに参考のため天神川流域及び下狩川流域におけるピーク流出係数を対比した例を図-32に示す。なお k の値は本来(2)式であるが、いまの場合河道流下時間を含めてあるので、その斜面流下時間に対する比率を β_0 とすると、次のように表わされる。

$$k = \left(\frac{N}{\sqrt{\sin \theta}} \right)^{3/5} (1 + \beta_0) \quad \dots\dots\dots (38)$$

β_0 の値は概略次のような値になるう。

$\beta_c = 0.1 \sim 0.4$ (自然丘陵地帯)

$= 0.7 \sim 1.2$ (市街地域)

次に概算例を示す。

$$N_1 = 0.6, \quad \sin \theta_1 = 0.32, \quad \beta_{c1} = 0.25$$

$$N_2 = 0.01, \quad \sin \theta_2 = 0.02, \quad \beta_{c2} = 1.0$$

とすると,

$$\frac{\delta}{\varphi} = \frac{N_1}{N_2} \sqrt{\frac{\sin \theta_2}{\sin \theta_1}} \left(\frac{1 + \beta_{c1}}{1 + \beta_{c2}} \right)^{5/3} \div 11$$

いま開発面積比 $\nu = 1.0$, 流出係数比 $\epsilon = 1.5$ とすると, 図-32 より $Q_{II}/Q_I \div 4$, すなわちピーク流量は4倍になるものと想定される。

上述の考え方は開発面積比 ν が大きい場合, あるいは計画段階の問題ならばともかく, 本来別々のいくつかの強雨に基づいて作られたSheman型の降雨強度式を一連続降雨に適用しているから, ν が小さい場合はやや過大に影響を評価しているかも知れない。事実種々の現実の降雨波形を与えて吟味してみると, 開発域が下流側に位置しかつその面積が小さい場合には, 必ずしもピーク流出量が増加するとは限らず, またピークが2個以上に分離する場合もある。この問題を簡単に吟味してみよう。

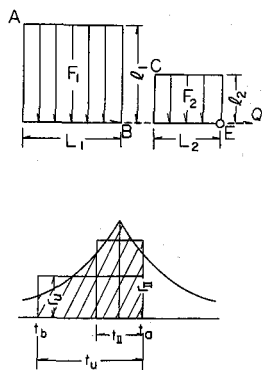


図-30 流域の開発モデル

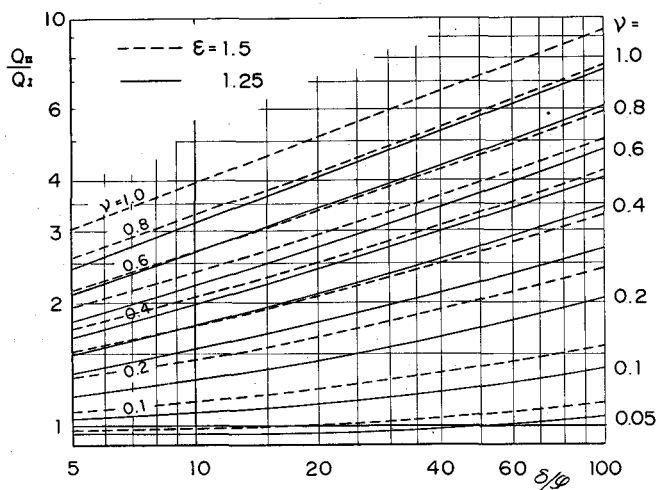


図-31 開発に伴うピーク流出量変化

いま図-33において, 開発域斜面上流端Cを時刻 t_{a1} に出発した雨水が最下流端Eに到達したとき流出量がピークを示すとし, それに含まれる自然流域の雨水は中腹部Bを出発したもののみで, その到達時間内の平均降雨強度は開発域と同様 r_{II} とおける反面, Bより上流側の雨水は実用上無視できるものとする。

この場合も河道流下時間は斜面のそれに含ませるものとする, 開発域の洪水到達時間 t_{II} は

$$t_{II} = \frac{k_2 l_2^p}{(f_2 \alpha r_{II})^{1-p}} \div \frac{k_1 x_1^p}{(f_1 \alpha r_I)^{1-p}} \quad (39)$$

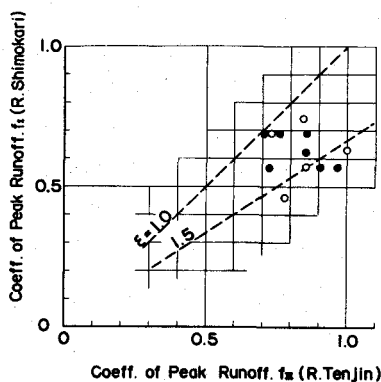


図-32 ピーク流出係数の1例

これより

$$\frac{x_1}{\ell_2} \doteq \left(\frac{k_2}{k_1}\right)^{1/p} \left(\frac{f_1}{f_2}\right)^{\frac{1-p}{p}} = \varphi \varepsilon^{-\frac{1-p}{p}} \quad \dots\dots\dots (40)$$

したがって開発前後のピーク流出量比は²³⁾

$$\frac{Q_{II}}{Q_I} = \frac{f_2 \ell_2 L_2 + f_1 \ell_2 L_1 \varphi \varepsilon^{-\frac{1-p}{p}}}{f_1 (\ell_2 L_2 + \ell_1 L_1)} \frac{r_{II}}{r_I} \quad \dots\dots\dots (41)$$

ここに r_I は開発前ピーク流出量に対する平均降雨強度であって、いまその到達時間を t_I とするとき、Sherman 型降雨強度式を用いて $r_{II}/r_I = (t_I/t_{II})^n$ と表わしうるとすると、結局(41)式は次のように表わせる。

$$\frac{Q_{II}}{Q_I} = \frac{1 + \lambda \varphi \varepsilon^{-\frac{1}{p}}}{1 + \delta \lambda} \left\{ \left(\frac{\delta^*}{\varphi} \right)^{np} \varepsilon \right\}^{\frac{1}{1-n(1-p)}} \quad \dots\dots\dots (42)$$

いま簡単に $p = 3/5$, $n = 1/2$, $\ell_1 = \ell_2$ として, $Q_{II}/Q_I \leq 1$ であるための開発限界 を求めると、それは次式の解として得られ、図-34 のようになる。

$$\{ \nu + (1-\nu) \varphi \varepsilon^{-5/3} \} \varphi^{-3/8} \varepsilon^{5/4} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (43)$$

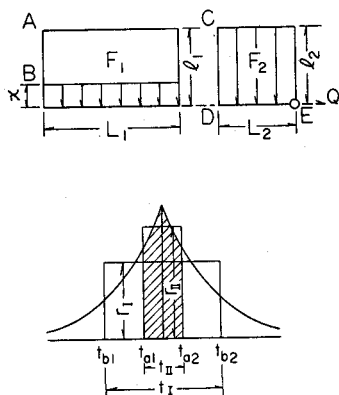


図-33 流域の開発モデル

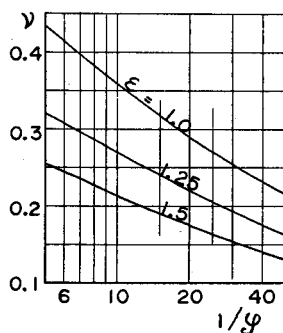


図-34 丘陵地域下流部の開発限界

丘陵地開発の場合、 $1/\varphi = 10 \sim 15$ のことが多いが、図-34 によると、開発に伴い顕著なピーク流出量増加をもたらさないための開発限界は、下流側 20% 以下であるべきことがわかる。ここで留意しておきたいことは、下流側 20% 以下の面積ならば開発してもよいということではなく、河川計画上大きなトラブルを生じないであろう一つの見当を示すものとみるべきであろう。

上述の 2 つの論議は、いずれもやや極端な条件を仮定してはいるが、洪水流出に及ぼす都市化効果を知る上で役立つであろうし、とくに前の結果は河川計画上の目途を得る上で参考になるであろう。むろん合理的な治水計画のためには、綿密な調査と現実 に即した解折吟味の望まれることはいうまでもない。

一方低平地の都市化の場合には、流出量の変化予測についての一般論はかなりむづかしい。その理由は、一般に水路網が緩勾配で下流条件の影響を多分に受けること、かつ豪雨時の被害軽減とポンプ容量節減のため、上流部からの流出抑制策が随所にとられていることが多く、その結果として洪水到達時間内に占める水路組織のウエイトが相当大きく、流出性状は地区ごとにかなり異なるからである。このことは図-35

の田中らの研究²⁴⁾からもある程度うかがえよう。

水田主体低平地域の内水排除用ポンプの容量は、ピーク流出量よりむしろ湛水量、湛水位、湛水時間から定められるのが通例であるから、ピーク流出量の $1/2 \sim 1/4$ 程度になっている。ごく概略値をいえば、多くの場合、ポンプ容量は $2 \sim 3 \text{ mm/hr}$ 、排水路能力は $5 \sim 10 \text{ mm/hr}$ である。このことは下流部はもちろん、雨水流下の過程でも氾濫を起こす可能性のあることを意味している。これに対し開発都市化が進んだ将来においては、必然的にピーク流出量が問題になる。雨水流下過程のいかなる地点においても、計画上まず氾濫は許容されず、下流部においても、特別な対策を講じない限り同様である。したがってポンプによる完全排除方式をとるとすれば、その能力は現状とは比較にならないほど大きなものになってしまう。

図-36に、1例として前節で扱った横大路地区内の一部の流域(1.4 km²)における開発前後の洪水到達時間の変化を示す。さらに同図に参考のため4節の下狩川流域(1.3 km²)下流2/3開発時のそれも併示しておいた。またこの地方における確率降雨強度曲線が、横大路地区 $f_1 = f_2 = 0.9$ 、(下狩川流域 $f_1 = 0.6$, $f_2 = 0.9$)として記入してある。洪水到達時間曲線と有効降雨強度曲線の交点が、ピーク流出量推定に必要な平均有効降雨強度を与えるから、同一確率率に対し $Q_{II}/Q_I \div 5$ 程度となる。一方この地域は公称 $Q_p = 4.7 \text{ mm/hr}$ のポンプで排水をしているが、開発後の流出量をすべてポンプで排除しようとするれば、10年確率をとっても約10倍のポンプが必要ということになる。しかしポンプによる完全排除方式が得策か否かは問題となろう。

ここで流域の都市化に伴う治水計画の考え方について私見を簡単に述べてみたい。筆者は丘陵地開発に対しては河川改修方式、低平地の都市化に対してはポンプ及び遊水池公園併用方式を原則とすべきであると考え。

多くの丘陵地開発域を見ると、地区内排水路はそれなりに整備しているが、基本的には河川改修方式ではなく、貯水池方式が多いようである。この貯水池が人為操作方式であり、かつ十分に管理されるのであれば、これも一つの有用な手段であろうが、多くの地域に見られるような自然調節方式では、果して所期の効果が期待できるかどうか疑問である。開発区域がその水系のどこに位置するかが問題であるが、もし比較的下流部に位置しかつ面積もとくに大きくないならば、基本的には河川改修方式の方がはるかに安全である。

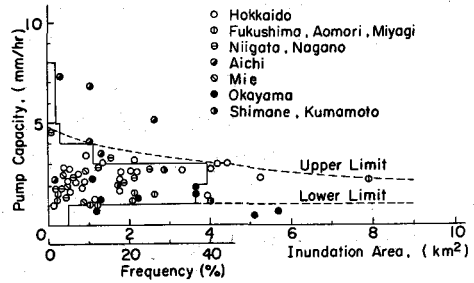


図-35 ポンプ排水能力の例

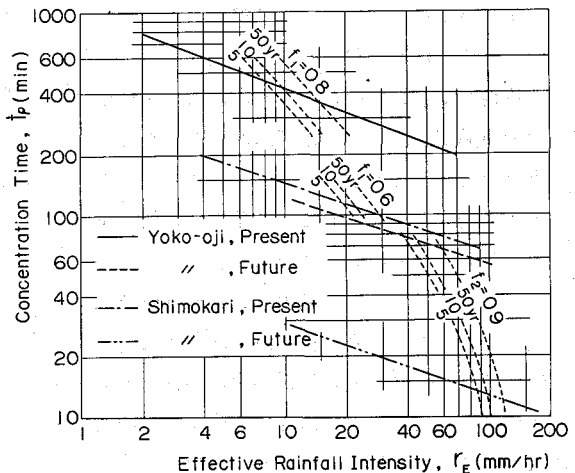


図-36 開発に伴う洪水到達時間の変化例

低平地といえどもその多くは背後に丘陵地を含んでいる。このような地形条件では、多少コスト高であっても、高位部の雨水は低平地域に入れることなく、独自の排水河川を持たせるべきである。破堤時の被害増加を懸念するならば、各所に余水吐を設ければよい。これは農地排水計画では昔から採用されている方式であるが、河川に対してもこの考え方は有効なはずである。

低平地の都市化は必然的に流出形態に大変化をもたらすが、居住域の氾濫はまず許されない。しかしピーク流出量をそのままポンプ排除する方式は決して得策ではない。必要に応じて各所に豪雨時の雨水を一時貯留しうのような遊水池公園を設け、またこれを連結する排水路沿いに浸水道路を配置する方式を検討すべきである。またこの遊水池公園によってある程度の緑地の確保もできることになる。なお一定面積ごとに、降雨前に排水を義務づけた防火水槽兼用貯水池を設けることも補助手段として考えられよう。

8. 結び

本稿では、流域の都市化に伴い洪水流出形態がどのように変化するかの一予測方式を、kinematic wave法を武器として、われわれが観測調査を進めている流域を例にとって提示した。しかし都市化前後のデータを用いて実証的に検討したものではないから、このようなやり方で十分かどうかは分らない。またこの方式でよいとしても、これが唯一のものとはいえないかも知れない。

都市化が流出に及ぼす影響は単に洪水ばかりではない。低水流出にもかなりの影響を与えるはずであるが、本稿ではこれに触れなかった。しかしいずれにしても、流出機構が明確にならない限り、かつ開発前後の流出資料が得られない限り、流出に及ぼす都市化に影響を完全に評価することはむづかしい。

流出機構の解明、これは永遠の課題かも知れない。しかし歩みが遅々であっても、われわれは一步一步これに近付いていく必要がある。そのためにはなお多くの地道な仕事が要求されるが、「都市化と水害危険度」を重点研究テーマとしている筆者らの研究室が、目下全精力を傾注して取り組んでいる研究課題を参考のため列記すると次のようである。

- i) 斜面域における土壌水分の消長と雨水保留機構
- ii) 流出に関与する地文条件の定量的評価法
- iii) 低平地域における雨水流の不定流特性とモデル化

なお本稿で例示した筆者の研究室の成果は、現研究室員岡太郎助教授、早瀬吉雄助手、角田吉弘、永田敏治両技官、及び愛媛大学豊国永次教授、名古屋工業大学長尾正志助教授、東京農工大学浅井喜代治助教授、島根大学福島晨講師、本学大学院水山高久、飛島建設K K垣尾忠彦、高知県宮崎利博各氏らの労苦の結晶であることを付記して謝意を表するものである。

参考文献

- 1) 末石富太郎：特性曲線による出水解折について，土木学会論文集 29，昭 30 pp 74～87
- 2) Sueishi, T.: Runoff Estimation in stormsewer system using equivalent roughness, 土木学会論文集 91, 昭 38, pp 41～54
- 3) 土木学会：水理公式集昭和 38 年増補改訂版，昭 38 p33
- 4) 角屋睦・岡太郎：市街地域の雨水流出特性，京大防災研年報 14 B，昭 46，pp143～155
- 5) 石原藤次郎・高棹琢馬：単位図法とその適用に関する基礎的研究，土木学会論文集 60 別 3-3，昭 34
- 6) 池淵周一・高棹琢馬：数値解析法講座 11，流出解析，土木学会誌 57-12，昭 47，pp77～87
- 7) 角屋睦・岡太郎・早瀬吉雄：丘陵地の宅地開発に伴う流出量変化の予測，第 8 回災害科学総合シンポジウム講演

論文集, 昭46, pp107 ~ 110

- 8) 角屋睦・岡太郎・早瀬吉雄・水山高久・宮崎利博: 丘陵地の宅地開発に伴う流出量変化の予測(2), 第9回災害科学総合シンポジウム講演論文集, 昭47, pp167 ~ 170
- 9) Kadoya, M.: Predictive Study on Urbanizing Effect of Drainage Basin on Flood Runoff
Floods and Droughts, Proc. 2nd Inter. Symp. Hydrol. 1972, pp436 ~ 449
- 10) Kadoya, M.: Analysis of Groundwater Flow and Rainfall Loss, Proc. Inter. Hydrol. Symp.
1967, pp177 ~ 184
- 11) 角屋睦・豊国永次・文達俊夫: 山地小流域河川の低水解折(2), 京大防災研年報10 B, 昭42, pp147 ~ 154
- 12) 石原藤次郎・石原安雄・高樺琢馬・頼千元: 由良川の出水特性に関する研究, 京大防災研年報5 A, 昭37
pp147 ~ 173
- 13) 石原藤次郎・高樺琢馬: 中間流出現象とそれが流出過程に及ぼす影響について, 土木学会論文集79, 昭37,
pp15 ~ 23
- 14) 田中雄作: 治水計画における降雨波形の処理について, 土木学会論報204, 昭47, pp39 ~ 49
- 15) 任田新治: 木曾三川下流地域の排水計画に関する研究, 農林省名古屋農地事務局, 昭36
- 16) 清野保: 低湿地における排水機操作による用排水改良の研究, 農土研30-4, 昭37, pp201 ~ 209
- 17) 豊国永次・角屋睦: 水田地帯における流出解折について, 京大防災研年報9, 昭41, pp631 ~ 636
- 18) 鈴木正勝・西畑勇夫: 低平地における内水流出解折に関する一研究: 土木学会論報103, 昭44, pp29 ~ 37
- 19) 角屋睦・岡太郎・豊国永次・福島晟: 横大路低平地域の内水の現状と将来予測, 京大防災研年報14 B, 昭46,
pp157 ~ 166
- 20) 田中礼次郎: 水田流域の損失雨量について, 島根大農研報2, 昭43, pp135 ~ 140
- 21) 角屋睦・豊国永次・大橋行三: 入江干拓地の内水問題, 京大防災研年報7, 昭39, pp280 ~ 289
- 22) 豊国永次・角屋睦・大橋行三: 山科川流域の流出特性について, 京大防災研年報8, 昭40, pp297 ~ 306
- 23) 角屋睦: 流域の都市化と内水問題, 第7回災害科学総合シンポジウム講演論文集, 昭45, pp207 ~ 210
- 24) 田中礼次郎・末沢慶康: 農地の機械排水計画と実績に関する調査研究, 島根大農研報4, 昭45, pp125 ~ 128