

河川流出の例題解説

1. 概 説

河川流出は洪水流出と低水流出とに大別され、前者は主として流域の表面付近に発生する雨水流に基因し、後者は地中へ浸透した雨水が地下水面に達したのち再び地表に現われる現象として理解されている。しかも河川流出は広い河川流域全体に生起する現象であって、それを的確に理解するには立体的な現象把握が肝要である。しかしながら現在のところ、こうした意味での現象把握が十分でなく、完全な流出解析を行なうまでに至っていない。以下に述べる説明も必ずしも十分であるとはいえないが、昭和39年度のテキスト¹⁾に準拠して、紀ノ川水系吉野川を例題²⁾として解説を行なおうと思う。

さて、洪水流出は流域の表面近くの現象であるところから、その実態はかなりよくわかっている。すなわち、損失分を除いた雨水の大部分は中間流、表面流となって山腹斜面上を流下して河道に流出し、さらにそれらが集まって本川を流下する。これに反して低水流出は現象の場がほとんど地下にかくれていて、実態把握がきわめて困難であり、雨水をその流下経路に沿って追跡することさえむずかしい。したがって低水の流出解析は十分研究されていないようであり、筆者も十分に理解していないので、ここでは洪水流出について述べる。

洪水流出を取り扱うとき、まず第1に問題となるのは河川流域内に雨がどのように降り、それを受ける流域がどのような状態にあるかということである。降雨特性に関しては古くから、標高、海岸からの距離、風向き、斜面の方位などとの関係が調べられているが、現在の流出解析という観点からすると、ある時間内に降る雨量が一樣であるとみなされる面積がどれだけかということが主要な課題である。流域特性に関しては、地被状態、山腹斜面の長さや勾配など雨水の流出に直接関係する要素が一樣とみなされる面積がどの範囲かということである。つぎの問題は山腹斜面上で雨水がどのような形態で流れ、河谷に流入するかであり、河谷に流出した水がその中を通してどのように流下していくかということである。もちろん、こうした流出過程において、初期損失、浸透、地下水流出の増加などの重要な問題をも見逃すことはできないことはいうまでもない。

2. 流域の分割と単位流域

2-1. 単位流域

河川流域が大きくなると、その中に降る雨が地域的にかなり変化するので、流出解析上流域を分割して取り扱う方法はかなり古くからとられている。その大部分のものは流路すなわち河道に着目し、流域下流端からみて河道内での洪水の伝播時間が等しい点を各流路について求め、それらの点を通る流域境界線によって分割している³⁾。このように河道内の洪水の伝播に着目した流域分割法では、分割された小流域内で降雨と流域状態との一様性は何ら保証されていない。したがって、たとえば分割された小流域内で降雨に地域的な変化があったとすると、一樣降雨としての解析は無意味になるだろう。

単位流域という概念は基本的には河川流域を構成する最小単位の流域であって、それをさらに細分するともはや河川流域すなわち河道と山腹斜面とからなる流域とは考えにくいものを指す。しかしながら、実際上の立場からすると、単位流域を、その中では降雨が地域的にほぼ一樣であり、また山腹斜面の長さや勾配および地被状態も一樣とみなすことができ、しかもその中での流出の遅滞は大部分山腹斜面において起こり、河道における遅滞を無視することができるような比較的小面積の流域と定義するのが便利である。以下においてはこのように定義された単位流域の分離について述べる。

2-2. 降雨特性からの分割

観測によれば、降雨量はかなり小面積内においても地域的に変化していることはよく知られている。したがって、降雨の一樣性という観点だけでは流域分割は非常にむずかしい。しかし、いま対象としているのは流出現象

であって降雨現象ではない。そこで、ある小流域を取り出したとき、その中における降雨状態が地域的に変化していても、流出状態が一様降雨を仮定した場合のそれとほぼ同じであるならば、これを単位流域とみなすという取り扱いをしてよいはずである。

つぎに、降雨が地域的に変化している場合と一様降雨の場合との流出状況の比較法が問題となる。現在のところこうした意味における厳密な比較法は見当たらないが、流達時間内の平均雨量強度が変わらないならば、ある程度降雨状態に変動があっても、結果である流出量はほぼ一定値となることが特性曲線法による解析によって示されている⁹⁾。したがって、ある小流域をとり出した場合に、その中での流達時間内の降雨量が、いかなる時期においてもほぼ一定していることを検討すればよいこととなる。流達時間は図-1に示すように、降雨ピークと流出ピークとの時差の2倍にほぼ等しい¹⁰⁾。

さて、吉野川の例では資料不足のため流達時間は考慮せず、総降雨量の一様性という観点だけによって流域分割を行なっている。したがって必ずしも合理的とはいえないが、降雨の一様性を検証するときの有力な手段となるものと思う。

吉野川の流域図は図-2のようであるが、まずこの流域内の降雨の一般的特徴を調べたものが図-3である。すなわち、昭和30～37年の間の主な豪雨について、各地点雨量 R とティーセン法によって求めた流域平均雨量 R_0 との比 R/R_0 を縦軸に、雨量観測所の標高を横軸にとって示した図である。この図より、雨量と標高との相関は前線性降

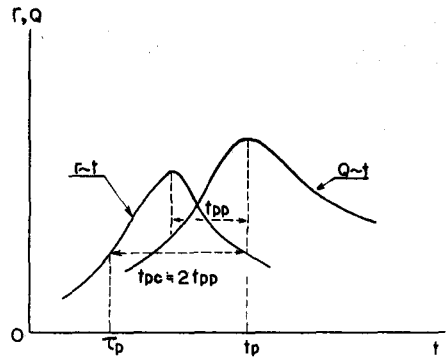


図-1 流達時間の推定図

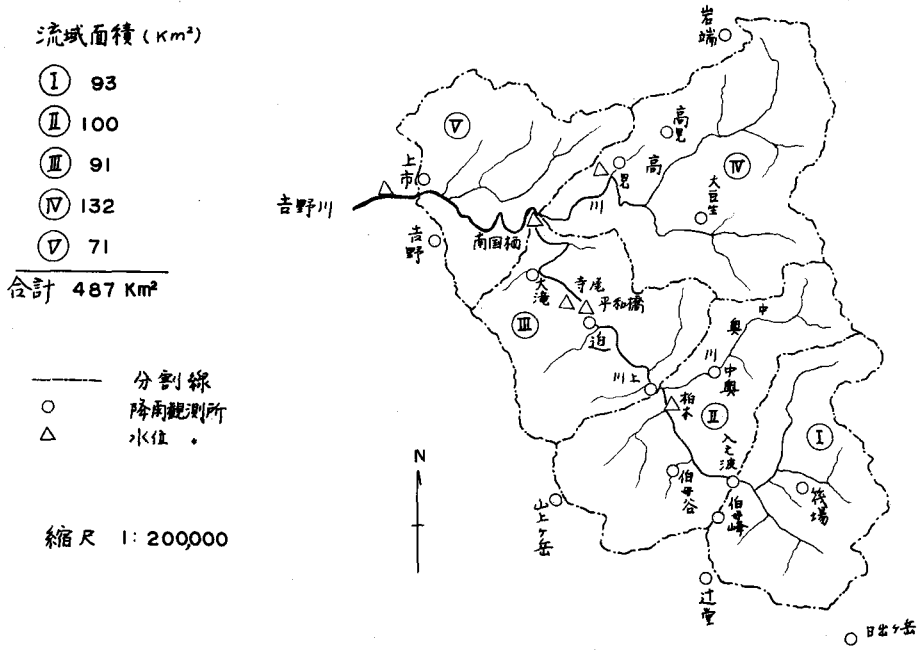


図-2 吉野川流域図

雨の方が若干よいようであるが、前線性と台風性とを同時に考えた場合にも雨量と標高との関係に大きな変化を生じないことがわかる。このことは、流域分割を行なった場合に、降雨原因によって分割方法を変える必要がないことを示すものである。

つぎに、降雨量の一様性という点に着目して流域を分割するわけであるが、一様性とは単に傾向だけではなく

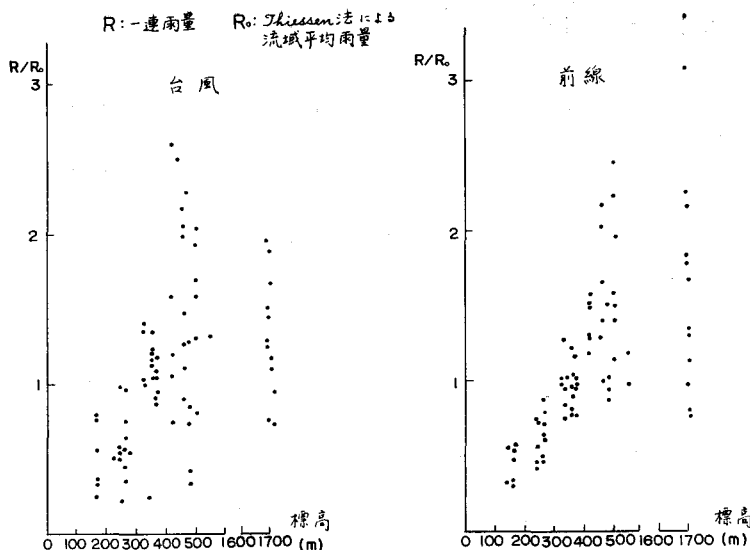


図-3 原因別豪雨特性

量的な問題を含んでいる。すなわち、相隣る2つの観測点における同一豪雨に対する雨量をそれぞれ R_i および R_j として、図-4のように図示したとき、直線 $R_i = R_j$ から点 (R_i, R_j) のちらばりを検討の目安とすればよい。

いま、 R_i, R_j 軸を45°回転してえられる新しい軸を x, y とすると、点 (R_i, R_j) はつぎのように変換される。

$$x = (R_i - R_j) / \sqrt{2}, \quad y = (R_i + R_j) / \sqrt{2} \quad (2.1)$$

また、標本点は $R_i \sim R_j$ 平面の第1象限にのみ存在するから、 $x \sim y$ 平面では、 $-1 \leq x/y \leq 1$ の範囲となる。そこで、さらに、

$$\xi = \log \frac{1+Z}{1-Z}, \quad Z = \frac{x}{y} \quad (2.2)$$

によって ξ に変換すれば、標本点の存在範囲は $-\infty \leq \xi \leq \infty$ と

なり、 y 軸が $\xi = 0$ に対応するので、 ξ の値の分布状態を調べることによって降雨の一樣性を検討することができる。

すなわち、 ξ は経験的には正規分布をすることが知られているので⁶⁾、母平均 m 、母分散 σ^2 の正規分布をする母集団からえられた n ケの標本であると考えることによって、2つの観測点間の雨量の差異を検定することができる。この場合には単に標準偏差だけでなく平均値をも含めた変動の範囲が問題となるので、管理図などに利用される管理帯を使用すると好都合である。それには、平均値および標準偏差に対してそれぞれ信頼限界 α, β を与えれば、Student の分布および χ^2 分布を用いて、

$$\xi - t_{\alpha} \cdot \frac{s}{\sqrt{n-1}} < m < \xi + t_{\alpha} \cdot \frac{s}{\sqrt{n-1}}$$

および

$$\frac{s}{\chi^2_2(\beta)} < \sigma < \frac{s}{\chi^2_1(\beta)}$$

によって限界が定められる。すなわち許容限界を $|\xi| \alpha$ とすると、

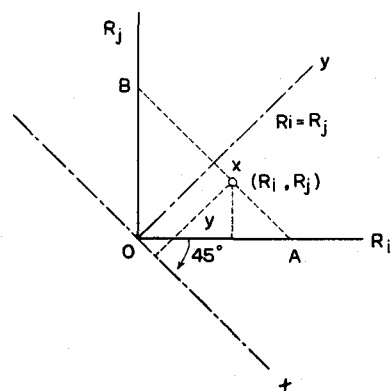


図-4

(2.3)

$$|\xi|_u \equiv |m|_\alpha + \sigma_\beta = \left(|\xi| + t_\alpha \frac{s}{\sqrt{n-1}} \right) + \frac{s}{\chi_1(\beta)} < \xi_\alpha \quad (2.4)$$

によって検定することができる。

ここで問題となるのは許容限界 $|\xi|_\alpha$ をいかにとるかということである。前述したように、これは単位流域内においては雨量の地域的差異がどの程度まで許されるかということによって決められねばならないが、こうした研究は未だ完成されていない。そこでいま仮に、 $0.5 < R_i/R_j < 2$ 、すなわち $|\xi|_\alpha < 0.301$ 、信頼区間を $\alpha = \beta = 70\%$ とすると、(2.4)式はつぎようになる。

$$|\xi|_u = \left(|\xi| + t_{0.7} \cdot \frac{s}{\sqrt{n-1}} \right) + \frac{s}{\chi_1(0.7)} < 0.301 \quad (2.5)$$

図-5 は対象流域のほぼ中央に位置する迫地点の雨量に対する周辺部観測点の雨量を示したもので、(2.5) 式の計算結果は図中に示されている。したがって、許容限界を (2.5) 式のようにした場合には、上市、鷺家口、筏場は迫と同一の単位流域には属しないと判定することができるわけである。以上のような計算を図-2 に示した各観測点について行ない、同一の単位流域に属するとしてよい観測点をグループにわけ、支川の合流状況などを考慮して流域分割を行なった結果が図中鎖線で示されている。

2-3. 流域特性からの分割

流域特性にはいろいろの意味が含まれていることはいうまでもないが、いまの場合には雨水の流出現象にもっとも大きく影響する要素を対象とすべきである。あまり大きくない流域においては、洪水の流出現象においてもっとも大きな役割をなすのは山腹斜面である。さらに山腹斜面の特性のうちで、表面被覆状態、斜面長およびこう配が大きな要素である。したがって、これらの要素に関して地域的な一様性を検討することによって、流域分割を合理的に行なうことができるはずである。

山腹の表面被覆状態については、現地踏査による以外には方法がないように思われるが、表層地質と樹種ないしは林相とによってある程度の検討をすることができよう。吉野川流域では上流部と下流部では林相に多少の相異が認められるが、一般的に言えば良好な林相であるところから、表面被覆状態は全流域にわたって一様であるとみなした。

つぎに、斜面長および斜面こう配については地形解析の方法によって検討することができる。すなわち、流域は河道とその両側に付属する斜面とから構成されていると考えてよいから、斜面の平均長 B_i は河道の長さを L_i 、流域面積を A_i とすると次式で与えられる。

$$B_i = A_i / 2L_i \quad (2.6)$$

また、地形図上に一定間隔の格子を描き、格子点を通り等高線に垂直に流域界の山背線から河道まで測った距離を l_j 、その両端の標高差を h_j 、格子点総数を N_i とすると、平均斜面勾配 $\tan \theta_i$ は次式で近似することができる。

$$\tan \theta_i = \frac{1}{N_i} \sum_{j=1}^{N_i} h_j / l_j \quad (2.7)$$

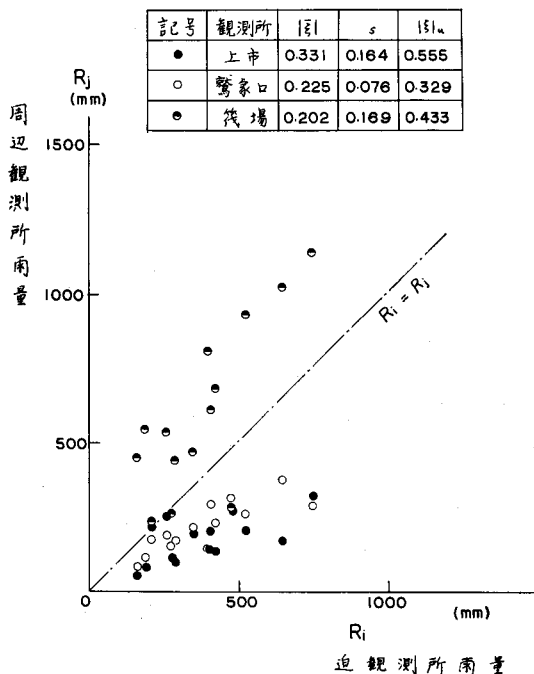


図-5 迫雨量に対する周辺部雨量の関係

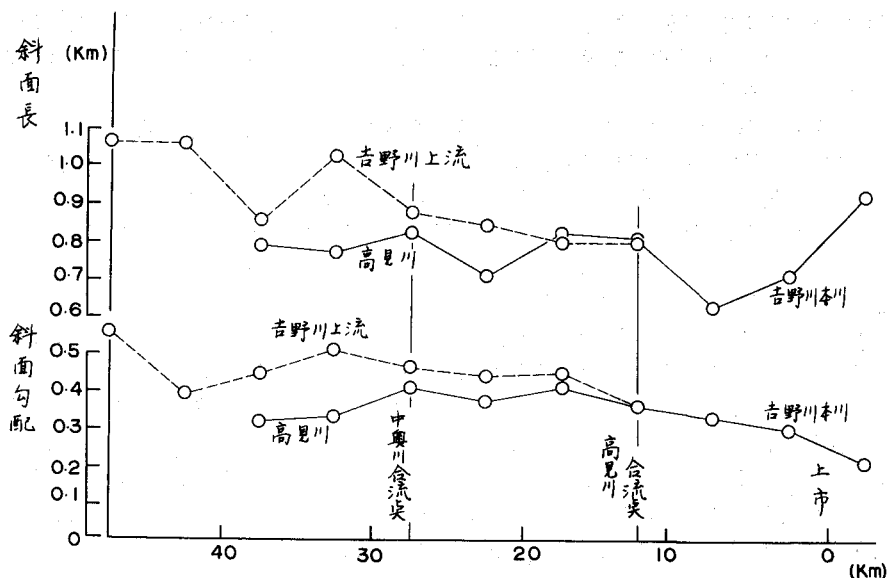


図-6 平均の斜面長および斜面こう配

以上の方法によって吉野川流域について平均的な斜面長および斜面こう配を求めた結果が図-6である。この例では、5万分の1の地形図を用い、斜面長の計算では地図内に示されている河筋をすべて河道と考え、本川および高見川筋に沿って下流側より5kmごとに河道を区切り、各河道区間に属する流域を1つの流域単位と考えて(2.6)式を適用した。斜面こう配も上と同一の小流域について(2.7)式によって求めたわけであるが、格子間隔は400mとした。

図-6をみると、斜面長および斜面こう配ともかなり複雑に変化しているが、本川筋では、吉野川本川部、高見川合流点から中奥川合流点までの部分、吉野川上流部の3区分に大別でき、それらと高見川部の合計4区分にわけることができるようである。

この結果を降雨特性から分割された図-2に適用すると、吉野川上流部がさらに2つに分けられているほかは、両者は一致している。以上の結果を総括すると、吉野川の例では図-2に示されているように、5つの単位流域に分割して洪水流出を考えるのが合理的であるといえる。なお、このような流域分割を行なって流出問題を取り扱う場合には、各単位流域内で生起している現象のスケールがほぼ同じ程度であるようにすべきである⁷⁾。もし各単位流域のスケールが異なると、流出解析を行なう場合に各単位流域ごとに違った手法を用いたり、あるいは解析精度が違ったりすることになる。上述の吉野川の例では、流域面積では70～133km²の範囲にあり、またHortonの河道の等級では4th orderの程度となっており、各単位流域のスケールはほぼ同じ大きさといえる。

3. 洪水流出の解析

洪水流出の解析法には大別して単位図法、貯溜関数法、雨水追跡法などがあり、前2者については多くの成書に詳しく解説されており、また雨水追跡法は前回のテキスト¹⁾に説明されている。したがって、ここで単位図法や貯溜関数法の手順について述べるつもりはないが、吉野川で行なった解析法について説明する。

3-1. 初期損失と浸透損失

洪水流出を解析するに際して第1に問題となるのは有効降雨の算定である。すなわち、洪水流出に対する入力 が正しく与えられなければ、いかに詳しく流出過程を解析しても出力であるハイドログラフの精度を高めることはできないのである。

さて、有効降雨の算定法には、降雨期間中一定強度の損失があるとする ϕ -index法、降雨期間中降雨強度に

比例した損失があるとする流出係数法、初期損失と浸透損失を考慮する方法または W-index 法の 3 つに大別することができる。しかし、前 2 者はその現象的な意味が明確でないので、詳細な流出解析を行なう際には適切な方法とはいえないだろう。

初期損失と浸透損失を考慮する方法はきわめて合理的であってもっとも有効な方法と考えられる。初期損失は流出量が顕著に増加し始めるまでに降った雨、換言すると顕著な雨水流出現象をかもし出すのに必要な降雨分として定義され、浸透損失は地中深く浸透して直接流出とは直接関係のない降雨分である。

初期損失量は樹木による遮断量をも含んでいるが、流域の表面近くでの貯溜現象として理解されており、降雨前の表面近くの保湿度を含めると、貯溜量には一定の上限があると考えられる。したがって、初期損失は降雨前の流域状態、すなわち前期降雨や季節などに関係する。しかしその量的な評価は非常にむずかしく、適確な推定法はまだ開発されていないが、立神法で示された初期流量を指標とする方法、竹内氏が行なった API、年頭よりの過番号および総降雨量を変数とした co-axial 法などは合理的なものと考えることができよう。降雨とそれに対応するハイドログラフが与えられたとき、初期損失量を推定することは簡単であって、その定義からハイドログラフの立ち上り時刻までに降った雨として分離することができる。

つぎに、浸透損失は Horton が提案して以来多くの研究によってその機構がかなり明らかにされつつある。浸透水量の時間的变化については、いわゆる Horton の浸透能方程式によって示され、初期浸透能を f_0 、最終浸透能を f_e とすると、任意時刻における浸透能 f_i は次式で与えられる。

$$f_i = f_0 + (f_e - f_0) \exp(-\alpha t) \quad (3.1)$$

減衰係数 α 、 f_0 および f_e の決定は観測資料によらなければならない。それにはつぎの方法が便利である⁹⁾。すなわち、(3.1) 式を降雨終了時刻 t_a まで積分すると、

$$F = \int_0^{t_a} f_i dt = f_0 \cdot t_a - \frac{f_0 - f_e}{\alpha} \cdot (e^{-\alpha t_a} - 1) \quad (3.2)$$

さらに総降雨量を R 、初期損失雨量を R_i 、総直接流出高を q_a とすると、連続条件より、

$$q_a = R - R_i - F \quad (3.3)$$

が成立しなければならない。したがって多くの資料を用いて最小自乗法的に f_0 、 f_e 、 α の値を決定することができる。ただし、 f_0 および α は流域固有の常数（季節によって変化することがある）であり、 f_e は流域の初期湿潤状態によって変化する。

以上によって損失雨量が求められるので、観測降雨から差し引くことによって有効降雨が算出でき、洪水流出の入力がわかるわけである。さらに、大出水の場合には降雨強度が大きいので、浸透損失の推定誤差は有効降雨の算定結果に大きな影響を及ぼさないと考えられる。こうした場合には実用上浸透損失を最終浸透能 f_e の一定値とすることがあるが、これは W-index 法にはかならない。また、累加損失雨量という考え方がかなり多く用いられ、総損失量を総雨量の関数として表わしている。(3.2) および (3.3) 式より総損失量 $R_i + F$ は流域の初期湿潤状態と降雨の継続時間によって変化することがわかる。さらに、継続時間は普通降雨量 R が大きいほど長いので、結局近似的に $R_i + F$ は流域の初期状態と R との関数と考えることができるはずである。したがって、累加損失雨量の考え方は初期状態が一定のときにはほぼ成立するわけである。

3-2. 流出解析

洪水流出の主成分は中間流出と表面流出である。中間流出はきわめて多孔質な表層が存在するために発生し、表面流出は降雨強度が強い場合に表層表面に自由水面をもつ水流の発生に起因すると考えられている。そして、表面流は必ずしも山腹斜面の全長にわたって発生せず、山背線付近では発生しない。また中間流発生時には斜面上に多数存在する一時的な水みちの効果も無視することはできない。

以上は表層被覆斜面における洪水流出過程の概要であり、こうした考え方に基づく流出特性については昨年度のテキスト¹²⁾に記したとおりである。すなわち、まず中間流出 Q_0 については、面積を A 、過剰（有効）降雨強度を r_e 、水みち面積を δA 、水みちへの中間流浸出強度を r_h 、浸出面積を F とすると、表層内貯溜水量 S は連続の条件より、

$$\frac{dS}{dt} = -r_h \cdot F + (1 - \delta)r_e A \quad (3.4)$$

となり、かつ表層内水位が一様に変化すると仮定すると、 β を比例定数として、

$$F = \beta S \quad (3.5)$$

となるので、流域全体の貯留量を S_e 、水みちおよび河道内の貯留量を S_o とするとつぎの関係が成立する。

$$\frac{dS_e}{dt} = -Q_e + r_e A \quad (3.6)$$

$$S_e = S + S_o \quad (3.7)$$

以上の諸式より Q_e について整理すると、

$$Q_e = \beta r_h \cdot S_e + \left\{ r_e \cdot \delta A - \beta r_h \cdot S_o - \frac{dS_o}{dt} \right\} \quad (3.8)$$

すなわち、

$$\frac{Q_e}{\beta r_h \cdot S_e} = \left(1 - \frac{S_o}{S_e} \right) / \left(1 - \frac{r_e \cdot \delta A - dS_o/dt}{Q_e} \right) \quad (3.9)$$

さて、単位流域内では水みちや河道内での流出水の伝播および変形は無視することができると考えているので、(3.9) 式において、

$$\frac{S_o}{S_e} \ll 1, \quad \frac{r_e \cdot \delta A - dS_o/dt}{Q_e} \ll 1 \quad (3.10)$$

よって、(3.9) 式は近似的に次式となる。

$$Q_e \approx \beta r_h \cdot S_e \quad (3.11)$$

つぎに、降雨終了後においては、(3.4) 式に (3.5) 式の関係を用いるとともに、右辺第 2 項を零とおき、かつ S の代りに S_e とおいて (3.11) 式の関係を用いると、

$$\frac{dQ_e}{dt} = -\beta r_h \cdot Q_e = -\lambda_2 \cdot Q_e, \quad \lambda_2 \equiv \beta r_h \quad (3.12)$$

となる。したがって、降雨終了後の中間流出の減衰係数 λ_2 を測定することによって (3.11) 式の比例定数がわかる。よって、中間流のみが発生しているときの連続の条件は、

$$\frac{dS_o}{dt} = r_e A - Q_e \quad (3.13)$$

であり、これと (3.11) 式の関係より 中間流出量 Q_e を、初期条件を与えることによって容易に計算することができる。(3.11) 式の関係はいわゆる貯留法のもっとも簡単な場合に相当していることは非常に興味深い。

つぎに、降雨強度が強く表面流が発生する場合はかなりめんどうである。すなわち表面流は表面流発生域において生起しており、流域の全面積にわたって発生していない。その詳細についてはテキスト¹⁾を参照されたい。その中に表面流に対する計算法も記されているが、以下では必ずしも厳密でないが近似計算法について説明しよう。

中間流出に関する上記の諸関係のうち、(3.11) 式がもっとも基本となるわけであるが、この関係は厳密にいうと、中間流出領域内での小出水のピーク時における関係であって¹⁾、出水の全期間にわたって成立するものではない。すなわち、厳密にいうと Q_e と S_e との関係を示す図においてループを描くはずである。これと同様に、表面流出領域に含まれるような大出水時には、当然流出量と貯留量との間の関係は 1:1 ではなくループを描くわけである。しかしながら、由良川上流域における解析結果によると⁹⁾、流出量がピークを示すときには、 Q_p と S_p とはほぼ 1:1 の関係にあるように思われることは前回のテキスト¹⁾に述べたとおりである。

そこで、中間流出の場合と同様に考えていま Q と S との間の直線関係を仮定すると、

$$Q = \lambda_1(S - S_0), \quad S_0: \text{定数} \quad (3.14)$$

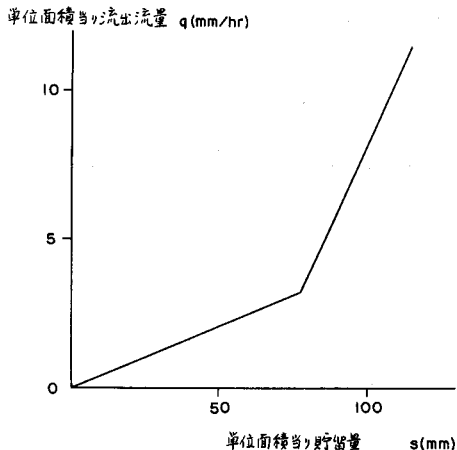


図-7 柏木地点に対する貯溜関数

を描き、かつ図のようにその平均的な関係を示した場合にも S および q の遷移点付近では曲線を描くものと思われる。なお、図-7より表面流が発生し始める境界水文量、すなわち見かけの表層厚は約 80 mm となっている。

このようにして、貯溜関数が求められると、これを用いて流出ハイドログラフを計算することができる。すなわち、(3.15)式と図-7を用い、有効降雨 r_e を与えればよい。図-8は各単位流域に対して、流出するハイドログラフを計算した結果である。図中の番号は図-2の単位流域の番号を示すものであるが、図よりわかるように、本流域のように降雨の地域的変化が大きい場合には、各単位流域からのハイドログラフの大きさと形状が上流と下流で著しく変化しており、流域内の洪水の形成過程がよくわかる。

4. 洪水追跡

各単位流域から流出するハイドログラフが求められると、つぎに、河道内で合流流下する過程を計算しなければならない。すなわち洪水流の伝播および合流の問題を解析する必要がある。

4-1. 洪水追跡の解説

一般に洪水追跡法といわれている方法は、ある長さの河道区間を対象として、流入量を I 、流出量を O とし、区間内の貯留量を S として、

$$\frac{dS}{dt} = I - O \quad (4.1)$$

の連続条件式と、

$$S = f(I, O) \quad (4.2)$$

連続の式は、

$$\frac{dS}{dt} = r_e A - Q \quad (3.15)$$

となる。したがって、降雨終了後の直接流出のてい減係数 λ_1 が一定の値となれば、(3.14)式の関係が満足されることとなる。しかしながら(3.14)式の関係は第1近似の意味しかなく、資料が豊富な場合には前回のテキスト¹⁾で説明した厳密な計算法をとるべきである。なお、このような流量のてい減係数については、建設省において全国的に調査された結果¹⁰⁾があるので参照されたい。

以上は、資料が少ないので近似的方法として吉野川における洪水流出解析で採用したものである。解析結果の1例を図-7に示す。この図は mm, hr の単位で示され、流出高 q と貯留量 S との関係を示す2本の直線で近似している。厳密には、前述したように q と S との関係はループ

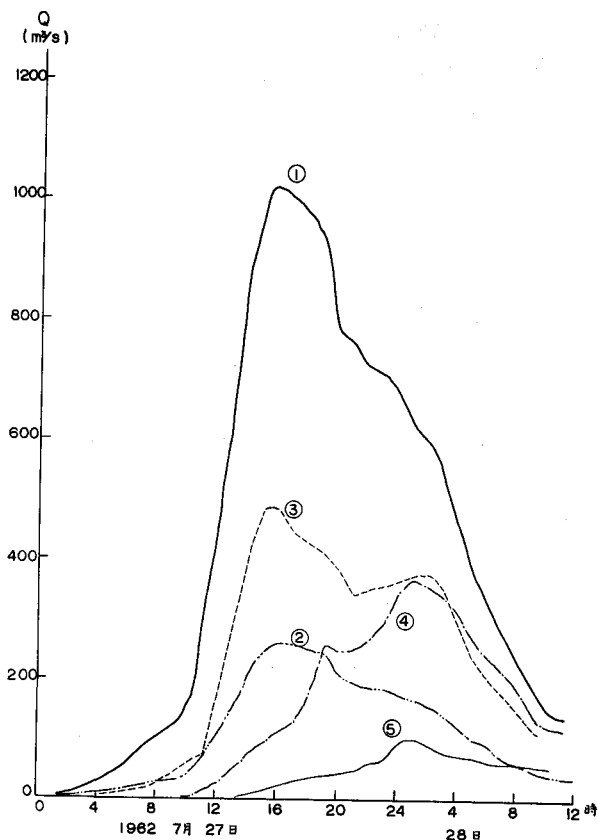


図-8 単位流域からのハイドログラフ

という関数関係を用い、 I を与えて O を計算する方法をいう。この場合、(4.2)式の関数関係は河道特性によってきまるとするものである。

いうまでもなく(4.2)式は運動の条件式に対応するものであり、この式の代りに普通の不定流に対する運動の条件式またはエネルギー式を用いれば厳密解がえられる。すなわち、図-9の記号を用いると次式である。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (4.3)$$

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\alpha v^2}{2g} \right) + \frac{n^2 v^2}{R^{4/3}} = 0 \quad (4.4)$$

(4.3) および (4.4) 式は数値的に計算することができるが、高速度計算機の発達によって、こうした計算がかなり多く実施されるようになった。その計算法については解説したことがあり¹¹⁾、また Stoker の成書¹²⁾にも合流問題とともに詳しく解説されているので、ここでは述べないことにする。

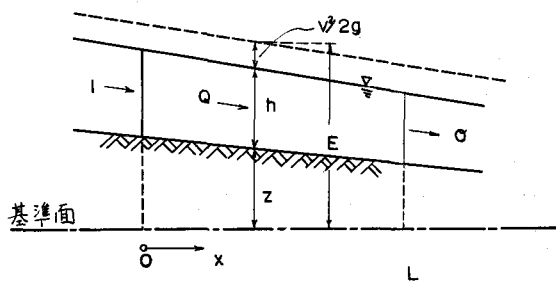


図-9

4-2. 流出解析における洪水追跡法

流出解析においては普通水源地在対象であって、河床こう配は比較的急である。しかも流出ハイドログラフの計算精度からして、あまり高精度の追跡計算を必要とせず、比較的簡単な計算法が要求される。このような意味において、(4.1) および (4.2) 式に基づく洪水追跡法が有効となるように思われる。

さて、(4.4) 式においてエネルギー高を E とおくと、

$$E \equiv Z + h + \frac{\alpha v^2}{2g} = H + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (4.5)$$

であるから、左辺第2項を無視すると通水能 $R^{2/3}A$ は近似的につぎのように書くことができる。

$$R^{2/3} \cdot A = nQ / \sqrt{-\partial E / \partial x} \equiv kA^p \quad (4.6)$$

山地流域では河床こう配がかなり急であり、また洪水時の水理量の時間的変化は比較的緩慢であるから、かなりの精度で $I \equiv -\partial E / \partial x$ を一定値と仮定することができよう。こうした場合には、(4.3) および (4.6) 式が基礎式であって、その解の性質は1階偏微分方程式の特性曲線によって示すことができる。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} \text{特性曲線: } \frac{dx}{dt} &= \frac{dQ}{dA} = \frac{pk}{n} A^{p-1} \cdot \sqrt{I} \\ Q &= \text{const.}, A = \text{const.} \end{aligned} \right\} \text{の上において} \quad (4.7)$$

である。

つぎに、図-9に示すように長さ L の河道区間を考え、上流端から出発した特性曲線が下流端に到達した時刻における河道内貯溜量 S を計算する。すなわち、(4.6) 式より、

$$S \equiv \int_0^L A dx = \int_0^L \left(\frac{n}{k\sqrt{I}} \right)^{1/p} \cdot Q^{1/p} \cdot dx \quad (4.8)$$

いま、近似的に Q が x に比例すると仮定すると、

$$Q = I - \frac{x}{L}(I - O) \quad (4.9)$$

(4.9) 式を (4.8) 式に用いて p を一定として近似計算を行なうと次式がえられる。

$$S = KI^{(1-p)/p} \{ I - X(I - O) \} \quad (4.10)$$

ここに、

$$K = \int_0^L \left(\frac{n}{k\sqrt{I}} \right)^{1/p} dx, \quad X = \frac{1}{pK} \int_0^L \left(\frac{n}{k\sqrt{I}} \right)^{1/p} \frac{x}{L} \cdot dx \quad (4.11)$$

また, n, k, I が x に無関係に一定の場合には,

$$K = \left(\frac{n}{k\sqrt{I}} \right)^{1/p} \cdot L, \quad X = \frac{1}{2p} \quad (4.12)$$

あるいは, (4.10) 式の計算を O について行なうと,

$$S = KO^{(1-p)/p} \{O + X(I - O)\} \quad (4.13)$$

となる。(4.10)式と(4.13)式とは若干異なるが, これは近似計算のために生じた誤差であり, 河道区間長を小さく選ぶとその差異を無視することができる。

つぎに, 観測結果によると洪水の上昇期においては一様進行流の性格が強く現われることが多い。換言すると, 上昇期においては伝播速度を一定と考えてよいということであり, 伝播速度はほぼピークのそれに等しい。こうした特性を計算に導入するには, 計算の時間間隔を調節すればよいはずである。

以上の結果を総括して具体的な計算手順を示すつぎのとおりである。

- i) 流入量 I のピークについて (4.7) の上式より伝播速度 w_p を計算する。
- ii) 河道区間 L を w_p で除して上昇期の計算時間間隔 Δt_1 を決定する。
- iii) この Δt_1 を用いて, (4.1) 式を階差式で計算する。この場合 (4.2) 式の関係としては, (4.10) または (4.13) 式を用いる。
- iv) 下降期においては, I に対する伝播速度 w を (4.7) の上式によって求め, $\Delta t = L/w$ によって計算時間間隔を決定したのち, 上と同様の階差式の計算を行なう。

以上述べた追跡法によって計算した例について説明しよう。図-10は吉野川水系の河道について, 通水能を (4.6) 式のようにおいた場合の k と p の値を示したもので, m 単位で表わした場合, $p \approx 1.4$, $k \approx 0.15 \sim 0.30$

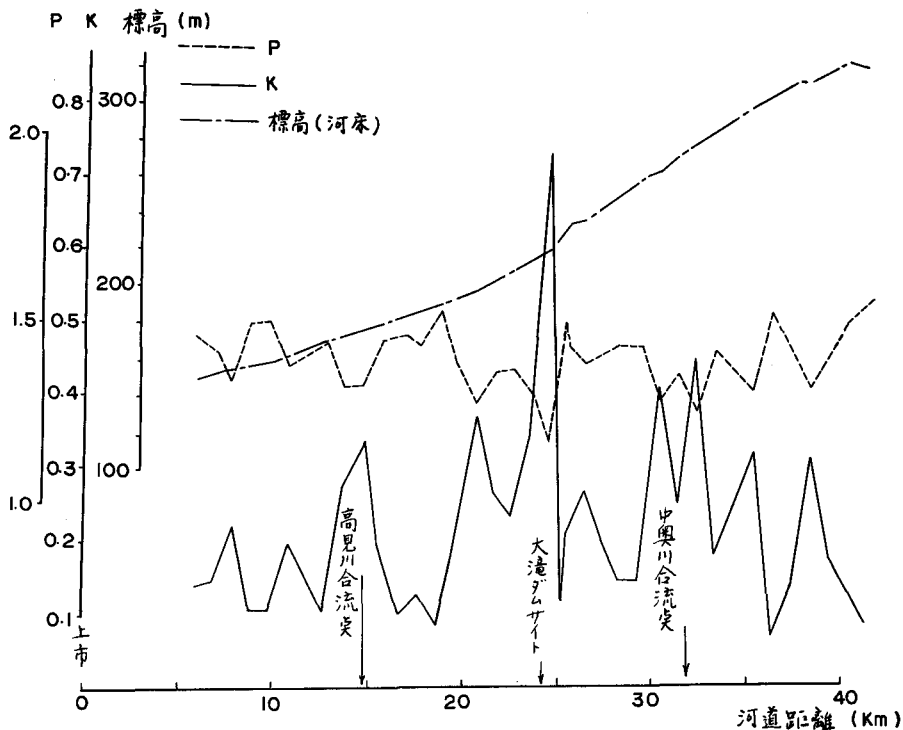


図-10 吉野川における p および k の値

である。 m, p, k および流水のエネルギーこう配（これはほぼ河床こう配に等しい）がわかったので、図-8において求めた単位流域からの流出ハイドログラフを追跡、合成することができる。その結果が図-11に示されているが、この場合においては、河床こう配が1/200程度でかなり急であるので、合流の計算としてはただ単に同時刻の流量を算術的に加え合わせるという簡易法を採用している。

5. 結 言

紀ノ川水系吉野川流域を例として洪水の流出解析について説明してきたが、本例は観測資料が十分でなかったためかなり大胆な近似を行なわなければならなかった。したがって、第3章および第4章において述べた計算法がそのまま精度のよい手法であるとはいえない。しかしながら、洪水流出を解析していく筋道は詳細に述べたつもりであり、高精度の流出解析を行なう道標となるものと思う。とくに、単位流域の概念を明確にし、洪水時の流出過程を忠実に追跡していく方途を示した点に意義がある。

つぎに、現在多用されている単位図法や貯溜関数法の具体的な例題については他の文献^{(13),(14)}に示されているので、ここではその計算手順を説明する必要はないと思うが、これらの計算法の適用限界について述べておきたい。この点に関しては昭和39年度のテキスト⁽¹²⁾にも述べ、また具体例について計算した例もある⁽¹⁵⁾。

すなわち、単位図法は計算手段としては非常に簡便であって優れているが、わが国の多くの河川においてはその基本仮定である線型仮定が必ずしも満足されないということに留意しなければならない。線型仮定が成立するのは、上述の例からもわかるように、中間流出の領域であって、表面流出が発生し始めると成立しないのである。このように単位図法は非常に便利な計算法を与えているが、そのままでは適用しにくい流出状況が存在するわけで、その適用に間違いのないよう注意しなければならない。線型仮定が成立しない領域に対しては、単位時間や単位図を有効降雨強度に応じて変化させて、適用精度を向上させるようにしなければならない。

つぎに、貯溜関数法はかなりの高精度の解析を期待することができる有力な方法と考えられるが、常用のものでは流入係数または一次流出率といわれる係数 f に注意する必要がある。この係数は2つの意味に解釈することができ、その1つは普通の流出係数と同じように損失降雨の割合を示すもの、他の1つは流出現象の場が流域の全面積でなく、一部であってその面積比を表わすものである。後者は、上述した表面流発生域とほぼ同じ考え方である。しかし、これを一次流出率 f という形で連続式の中に初めから導入されていると、 f の値の推定誤差はとくにピーク流量に大きな誤差となって現われてくる⁽¹⁵⁾。それと同時に、損失降雨の算定を合理的に行なうことも重要であって、貯溜関数法の優れた点が十分活かされるよう十分な注意を払う必要がある。

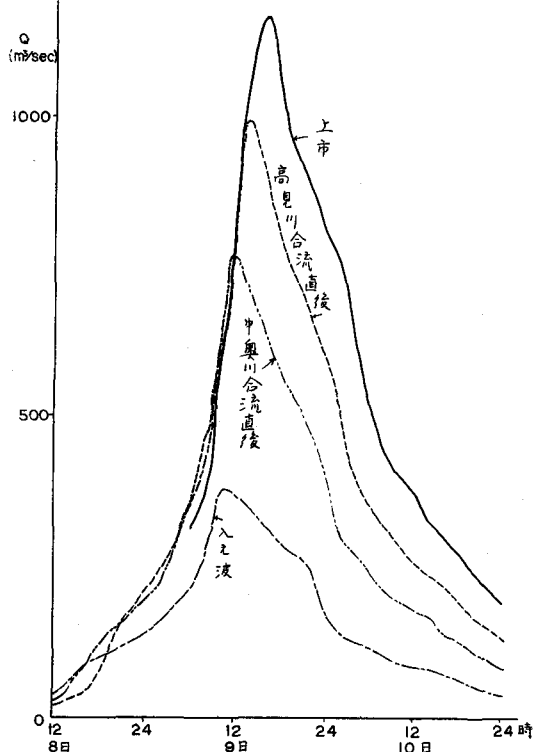


図-11 合成したハイドログラフ

参 考 文 献

- 1) 石原安雄：洪水流出の解析，水工学シリーズ64-04，土木学会水理委員会，昭39.7.
- 2) 長尾正志：吉野川の出水特性について，京大防災研年報，第8号，昭40.3，pp. 245~255.
- 3) たとえば，竹内俊雄：河川流出に関する2, 3の計算法，建設省直轄工事第15回技術研究報告，昭37，pp.

275～298.

- 4) 石原藤次郎, 高棹琢馬: 単位図法とその応用に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第60号 (3—3), 昭34. 3.
- 5) 土木学会編: 水理公式集, 昭38. 8, p. 36.
- 6) たとえば, 菅原正己: 降雨量に関する統計学的研究, 中央气象台洪水予報研究論文集, 昭27.
- 7) 前出 1) の p. 2.
- 8) 石原藤次郎, 田中要三, 金丸昭治: わが国における単位図の特性について, 土木学会誌, 第41巻, 第3号, 昭31. 3, pp. 18～23.
- 9) 石原藤次郎, 石原安雄, 高棹琢馬, 頼千元: 由良川の出水特性に関する研究, 京大防災研年報, 第5号, B, 昭37. 9, pp. 33～58.
- 10) 建設省直轄技術研究会河川部会: 洪水の流出に関する研究, 建設省直轄工事第14回技術研究報告, 昭36, pp. 463～474.
- 11) 石原安雄: 水工学への応用, 高速度計算機の土木工学への応用, 昭和35年度講習会テキスト, 土木学会関西支部, 昭36. 2, pp. 105～121.
- 12) Stoker, J. J.: Water Waves, Pure and Applied Mathematics, Vol. IV, Interscience Publishers, 1957, pp. 482～505.
- 13) 建設省水文研究会: 流出計算例題集, I, 全日本建設技術協会, 昭37. 1.
- 14) 石原安雄: 河川流出, 水理公式集の解説と例題, 昭和38年度講習会テキスト, 土木学会関西支部, 昭39. 3, pp. 13～20.
- 15) 高棹琢馬, 石村謙吉: 諸出水解析法の適用限界について, 土木学会第20回年次学術講演会, 講演概要, 第II部, 昭40. 5.