

洪水災害の発生と出水予知

石 原 安 雄

1. はじめに

本文は、昭和53年度の防災研究所研究発表講演会において、「水文学研究部門における17年間の研究について」と題して行った特別講演の学術的内容をとりまとめたものである。水文学研究部門は昭和35年12月26日付で設置され、昭和53年4月1日付で防災研究所に水資源研究センターの新設に伴って廃止されたのであるが、その間、大雨の特性、雨水の流出過程、洪水の予知とその制御、水文統計の治水計画への応用を主な研究課題として鋭意研究が行われた。

また、宇治川水理実験所の河川災害総合基礎実験装置の建設、1965年から始まったユネスコ主唱による国際水文学十年計画への参画と琵琶湖流域水文観測特別事業の担当、大学紛争等いろいろの問題もあったが、関係各位の絶大な御理解と御支援と、部門所属の諸氏の協力と努力によって、無事、水文学部門を閉じることとなったことは、著者のもっとも慶びとするところであり、ここに深謝の意を表する次第である。

さて、本文においては、洪水災害の発生過程を概観して災害の防止・軽減についての研究課題の位置づけを明確にしたのち、洪水災害発生の大陰度評価法と防災基準について論述し、さらに洪水流出過程の実態把握とそれに基づく出水予知法について説明する。

2. 洪水災害の発生

2.1 災害モデル

洪水災害の発生問題を考えるに当って、まず第一に、洪水災害が実際にどのようにして発生するか、第二に、それを防止するためにどんな対策を行っているかを明確にする必要がある。こうしたことは洪水災害だけでなく、他の自然災害についても重要であり、また相互の比較を行うことも有意義と考えられるので、自然災害の発生モデルといったものについて若干ふれておく。

われわれが生活し生産活動を行っている場合は、洪水以外にも、地震、高潮、火山噴火などのいろいろの自然現象によって、常に災害を受ける環境にある。そうした災害に対していろいろの防災対策が行われており、また防災対策は歴史的に進展してきている。防災対策にはハードなものとソフトなものがあることはいうまでもないが、こうした対策のもつ防災機能をこえて自然力が生じたときに災害が発生するわけである。したがって、自然災害の発生モデルは時空間的広がりををもって示されることになるが、それを現時点で切断して示したものが Fig. 1 である。

この図において、災害の発生は、自然現象が起こり、しかも制御・調節施設の能力をこえる規模であったり、防護施設の抵抗力以上の破壊力をもっている場合であり、さらに生活・生産の場のもつ抵抗力、すなわち災害に対して合理的に計画された配置、並びに避難を含めた防災活動などの減災的機能をこえて侵入した場合である。すべての自然災害の発生は上述のように説明することができるが、そのうち洪水災害はもっとも複雑である。

洪水災害の発生についてもう少し詳しく説明しよう。洪水はいうまでもなく豪雨によってもたら

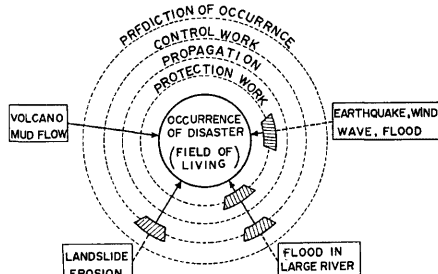


Fig. 1. Disaster model.

されるが、豪雨の発生とその規模を制御することは今日のところ不可能といえる。よって、現在のところ、防災的手段として可能な方策は、

- 1) 発生した洪水を制御・調節すること（調節池、遊水池、分水路、放水路など）
- 2) 生活・生産の場を直接防護すること（堤防、排水ポンプなど）

であり、減災の方策は、

- 3) 洪水の氾濫に対して安全な生活・生産の場の配置を行うこと
- 4) 避難を含めた広義の水防活動を行うこと

である。これらのうち、1)は外力の制御・調節、2)は直接防護、3),4)は間接防護である。さらに、これらの方策は機能上に差異があることに注意しなければならない。すなわち、1)はその制御・調節能力に限界があり、その限界を下まわる規模の出水に対しては完全に防災的であるが、限界を上まわる場合にはほとんど調節能力がなくなって防災上無力になってしまう。2)はこうした限界がさらにはっきりしており、堤防を越水しない規模の出水に対しては完全に防災的であるが、越水するときにはほとんどの場合堤防は決壊して防災機能は完全になくなってしまいます。これらに対して、3),4)は完全に災害を防止するということはないが、どのような規模の洪水に対しても災害をできるだけ軽減させるというものである。すなわち前二者は防災的機能を持ち、後者は減災的機能をもつ対策であるといえるのである。

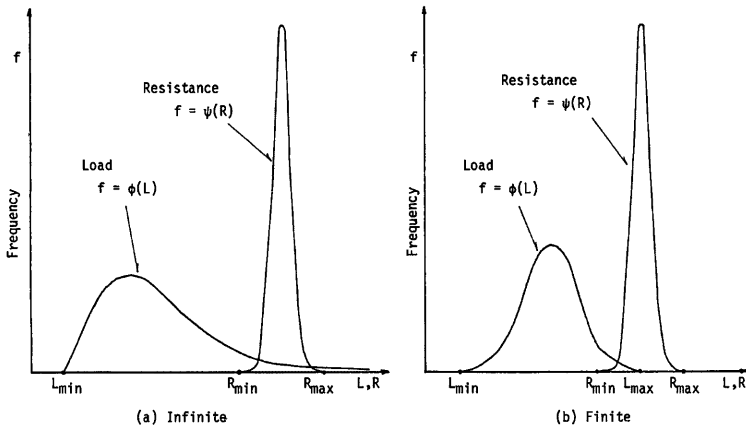


Fig. 2. Relation between external force and resistance force.

洪水災害についてのもう一つの特長は出水の規模、換言すると外力の大きさである。Fig. 2は発生する外力 L の頻度曲線と抵抗力 R のそれとの関係を示したもので、(a)図は外力の大きさに上限が考えられない場合、(b)図は上限 $L_{\max}$ がある場合である。抵抗物の破壊の確率 μ は(b)図の場合に対して次式で与えられる。

$$\mu = \int_{L_{\min}}^{L_{\max}} \phi(L) \int_{R_{\min}}^L \psi(R) dR dL \quad (2.1)$$

(a)図の場合に対しては、(2.1) 式中 $L_{\max} \rightarrow \infty$ とすればよい。さて、自然災害を対象とした場合、防災施設の機能の大きさを R 、外力を L と考えると、外力に上限がある場合には $R_{\min} \geq L_{\max}$ を満足するような防災施設を造れば完全防災が可能となる。しかし外力に上限が考えられないときには、(2.1) 式で与えられる破壊の確率 μ が必ず存在するので、完全防災ということはありません。したがって、出水の規模に上限があるかどうかは防災上重要となるが、「気象台開設以来の豪雨であった」という表現からもわかるように、現在のところ豪雨規模の上限を規定することはできないように思われる。よって、洪水災害に対しては完全防災

ということは考えられないのであって、前述の諸種の防災対策のもつ治水能力をこえた規模の豪雨が生じたときに洪水災害が発生することとなる。具体的には、

- 1) 調節不可能な規模の出水が生じたとき、
- 2) 河道の疏通能力をこえる規模の出水が流下したとき、
- 3) 不完全な水防活動、不合理な配置計画が行われたとき、

に洪水災害が発生し、拡大されるのである。

2.2 洪水災害発生システム²⁾

洪水災害の発生システムの特長の一つは、河川流域内で生起する出水現象は上流側から下流側へ向う一つの流水の場を形成しており、その中に災害発生地区が散在していることである。換言すると、上流地区は下流地区での災害現象の影響を直接受けないが、逆に下流地区は上流地区での災害現象の影響を大きく受けるということである。もう一つの特長は、ある地区を対象とする場合、その地区の災害は、本川堤防の決潰のみでなく、地区を囲んでいる支川側の破堤や地区内の内水排除の不良によっても発生するということである。

こうした関係を明確にするために、Fig. 3に示すような河川流域の場合について考えてみよう。図において対象地区をA及びBとし、上述の洪水災害の特長を考慮して災害発生過程をフローダイアグラムの形で表現したものがFig. 4である。この図において、 $R_a, R_b, \dots$ は降雨過程、 $B_a, B_b, \dots$ は流出過程、 D は貯水池による調節過程、 M_1, M_2 は洪水流下過程であり、また、 E は堤防の抵抗力、 F は洪水の破壊力、 P はポンプの排水能力を示す。したがって、A地区での洪水災害の発生形態としては、

- 1) b, c, e の小流域からの出水と、 a の小流域からの出水が貯水池で調節されたものと合流してA地区の前面まで流下し、そのもつ破壊力が本川堤防の抵抗力をこえる場合 ($E < F$)_(A)
- 2) e の小流域からの出水の破壊力が支川堤防の抵抗力をこえる場合 ($E < F$)_(e)
- 3) f の小流域からの出水の破壊力が支川堤防の抵抗力をこえる場合 ($E < F$)_(f)
- 4) A地区内の出水が排水ポンプの能力をこえる場合 ($P < F$)_(A)

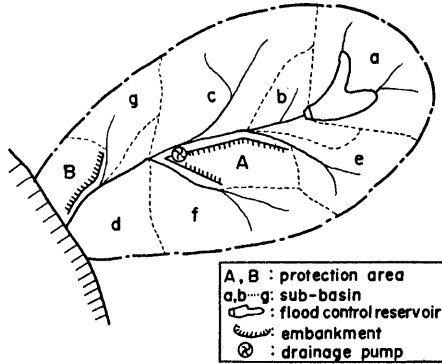


Fig. 3. Example of river basin.

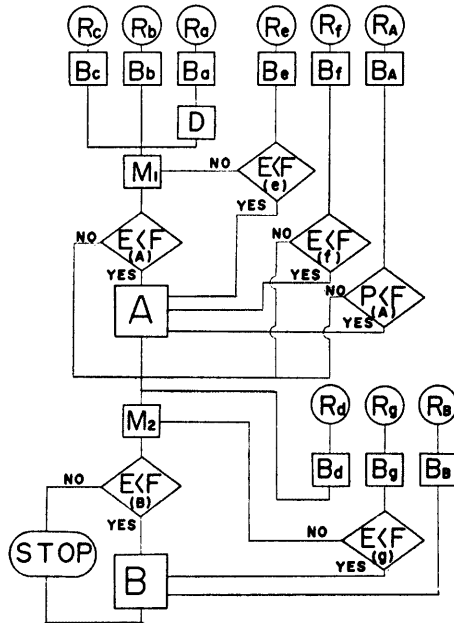


Fig. 4. Flow diagram for prediction system of river disaster.

以上の一つまたは二つ以上が組合さった場合が考えられ、 ${}_4C_1+{}_4C_2+{}_4C_3+{}_4C_4=2^4-1=15$ 通りの場合がある。

B地区に対しては、

1) 上流地区からの出水と、 d, g の小流域からの出水とが合流し、その破壊力が本川堤防の抵抗力をこえる場合 ($E < F$),

2) g の小流域からの出水の破壊力が支川堤防の抵抗力をこえる場合 ($E < F$),

のいずれか、または両者が同時に発生する形態が考えられ、 $({}_2C_1+{}_2C_2) \times (15+1) = (2^2-1) \times 16 = 48$ 通りの組合せがあることになる。

洪水災害の発生システムは上述のようであるが、このシステムの中には二つの異った性格をもつサブシステムを含んでいる。その一つは降雨→流出、降雨→流出→調節といったように堤防の前面までやってくる出水の形成過程であり、他の一つは洪水の破壊力と堤防の抵抗力の大小関係の判定といったように、防災機能の破滅判定過程である。このようなサブシステムを取出したものが Fig. 5 である。すなわち、図中 (a), (b), (c) は前者に属し、(d), (e) は後者に属する。

以上、洪水災害の発生について、他の自然災害と比較しながら、その特性と、災害発生システムと特長的な部分システムについて説明してきた。これらの論議を通じて、洪水災害の防止軽減をはかるための基礎的 要件として、Fig. 5 に示した部分システムに関して十分な知識をもつこ

とが極めて重要であることが理解されよう。このような意味から、以下においては、Fig. 5 の (a), (b), (c) の部分システムに対応する洪水流出過程と出水予知法、(e), (f) の部分システムに関連する破堤の危険度評価と上流の防災基準問題について述べる。

3. 洪水流出過程と出水の予知

3.1 流域の構成と線形河道

(1) 河川流域の構成

雨水の変換の場である河川流域は非常に複雑な形態をしており、これをどのように取扱うかがもっとも基本的な問題である。降雨から河川流量への変換については、周知のように、1932年の Sherman の単位図法の提案以来多くの研究があるが、その変換の場である河川流域の姿を変換過程の中に組入れた研究はほとんどみられなかった。

河川流域の表面地形は、山腹斜面と河道から構成されているが、大雨時には、山腹斜面上に降った雨水の大部分のものは斜面に沿って河谷に流れ込み、河谷は互に合流して次第に大きくなり、最後は本川を多量の水が流下するようになる。このような雨水流出過程を理解することが目的であるから、流域をたとえば $dx dy$ といったようにどこまでも細かく分割してしまうと、河谷や斜面といった河川としての性格が理解し難くなり、また対象とする河川流域を全体として一つの変換の場とみることは流域の形態的特質を導入しにくいという欠点がある。

このようなことを頭に入れながら、いわゆる山地流域（沖積地河川の部分を除くという意味）を現地踏査し、航空写真や地形図を検討した結果、その中に1本の河谷があり、それに付随する山腹斜面を含むものを最小単位とするのがもっとも合理的であるという結論に達した。すなわち、分割された小部分のそれぞれが山腹斜面と河谷をもち、河川流域としての性格を失わず、それらの結合によってより大きな河川流域を表現しようと考えたわけである。

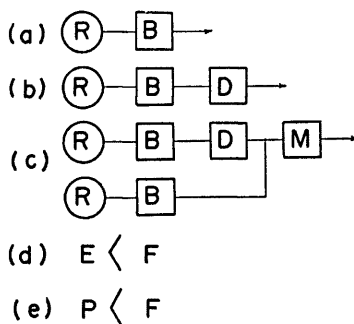


Fig. 5. Characteristic sub-system for prediction of river disaster.

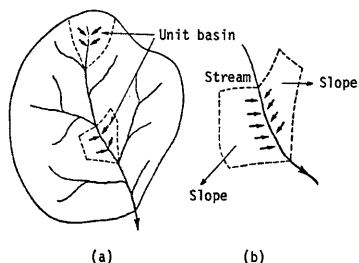


Fig. 6. Constitution of river basin.

さて、Fig. 6 (a)に示すように、対象とする河川流域において河道の合流点で河谷を切離し、それぞれの河道部分とそれに付随する山腹斜面からなる小部分に分割すると、水源地域において山腹斜面から河谷へと雨水が流下する現象と、中・下流部で山腹斜面から河谷へと雨水が流下する現象との間には、本質的な相違はない。したがって、河道網系に着目して各合流点で切離したのち、その各々に付随する山腹斜面と一緒に取出すと、その中に必ず一つの河谷を有する小流域が抽出され、この小流域を河川を構成する最小の単位と考え、これを単位流域と呼ぶこととする。

この場合、最上流に位置する単位流域には上流からの流入はないが、中・下流に位置するものは Fig. 6 (b) に示すように上流からの流入が河道に加わるという差がある。後者の場合、河谷の機能がそれに付随する山腹斜面から流出する雨水を集める機能と上流端から流入する水を下流端まで流下させる機能とに分けられるものとする、結局、河川流域は、多くの河谷が合流して形成される一つの河道システムと、河道の末端及び各合流点に連なっている多くの単位流域システムとから構成されることができるのである。

(2) 線形河道の仮定⁹⁾

中・下流部にある単位流域の中にある河谷の機能を、Fig. 7 に示すように、その中の山腹斜面からの流出水を集める機能と上流から流入する水を下流端まで輸送する機能とに分けることができるとしよう。ただし、図では後述する一般的表現のために、Strahler 流の order 解析を行った場合の i -th order の河谷について示しており、図中 l_i は河谷の長さを表わしている。

さらに、河川流域の drainage net に関するトポロジー的考察によると、Strahler 流の order を用いると、同一の order 内の河道系は平均的にみて流出過程を考えるうえで同等である。そこでつぎのことを仮定する。

1) 基準とする小流域と同じ order の他の小流域からの直接流出のハイドログラフは、基準の小流域からのそれと波形は同じで流量が面積に比例する。

また、河道内における水の流下・伝播過程は本来非線形であるが、まず第一近似としてつぎのように仮定する。

2) 河道における流出水の伝播速度は河道システム全体を通じて一定である。

前述の機能分離と2)の仮定とがいわゆる線形河道の仮定と呼ばれているが、これらの仮定によって、合流点では上流側の支川群からの流出量を単に加算することによって合流後の流量が与えられ、一つの河谷の下流端でのハイドログ

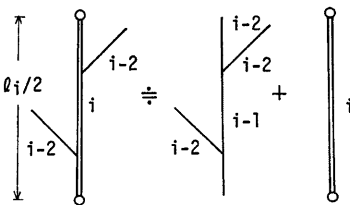


Fig. 7. Function of stream segment.

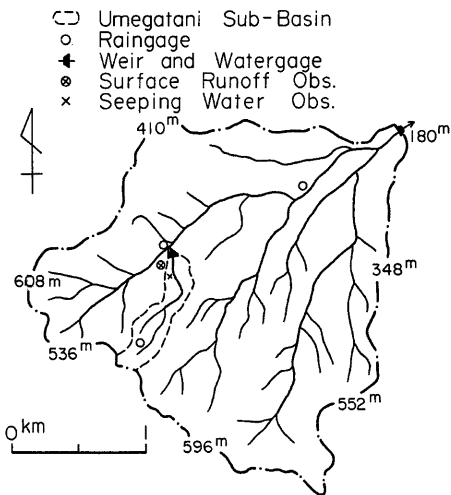


Fig. 8. Map of Ara experimental basin.

ラフは、上流端のそれを河谷の長さで一定の伝播速度でできる伝播時間だけ遅らすことによって与えられることとなる。

こうした関係を実証するために、滋賀県の野洲川の支川荒川流域の上流部に設定した荒川流出試験地⁹⁾における測定結果を使用した。試験流域は Fig. 8 に示すように、全体の面積が 4.42 km² でその中に 0.18 km² の梅ヶ谷流域を設定して各種の水文観測が行われた。梅ヶ谷流域を上記の基準小流域として仮定を実証しようとするわけである。なお、流域は全域花崗岩であり、かなり風化が進んでいるようであるが、ほぼ一様な地被状態、地質条件といえる。

さて、Fig. 8 の drainage net について order 解析を行うと、梅ヶ谷流域は 2nd order、全体は 4-th order ということになる。その結果を河道系について示したものが Fig. 9 である。ところで、いまの場合基準の小流域が 2nd order であるので、2nd order の小流域を計算上の単位流域とすると、前述の仮定によって一種の時間・面積集中図を作成することができる。その結果が Fig. 10 であって、横軸は単位流域の河道システムへの流入点から下流端までの伝播時間であり、縦軸は基準単位流域に対する各単位流域の面積の割合である。なお、この場合の伝播速度は梅ヶ谷における流量が 70 l/sec のときの実測平均流速 47 cm/sec と通常の河道定数とを考慮して 75 cm/sec の一定値を用いた。

Fig. 10 のような図を以下では修正面積集中図と呼ぶこととするが、このような図が描かれると、流域下流端での流出ハイドログラフ $Q(t)$ は次式で計算される。

$$Q(t) = \sum_{j=1}^n F_j(\tau_j) \cdot q(t - \tau_j) \quad (3.1)$$

ここに、 $q(t)$ は基準単位流域からの流出ハイドログラフ、 $F_j(\tau_j)$ は j 番目の単位流域の面積比、 τ_j は j 番目の単位流域の河道システムの合流点から河道システム末端までの伝播時間である。Fig. 10 を用い (3.1) 式によって計算さ

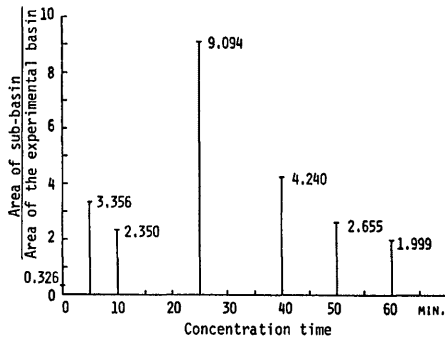


Fig. 10. Modified time-area-concentration diagram for ARA experimental basin.

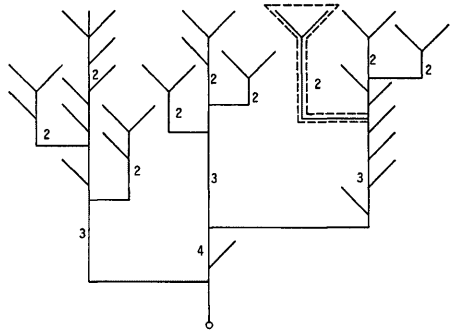


Fig. 9. Stream net of ARA experimental basin.

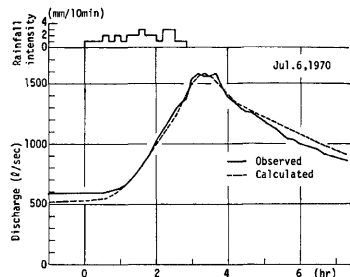
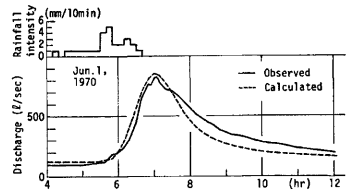


Fig. 11. Verification for assumption of linear channel.

れたハイドログラフと、実測のハイドログラフを比較したものが **Fig. 11** であり、両者はかなり良好な一致を示している。すなわち、線形河道の仮定と修正面積集中図による計算法がほぼ妥当なことが明らかになったわけである。

3.2 洪水流出と降雨条件

単位流域の概念と線形河道の仮定から導かれる洪水流出に及ぼす降雨条件の影響に関する一般的特質について述べる⁶⁾。

(1) 基礎式

河域の地形則によると⁴⁾、つぎの統計則が成立する。

$$1/4 \text{ 則: } N_i/N_{i-1} = 1/4, \quad i=2, 3, 4, \dots \dots n \quad (3.2)$$

$$3/4 \text{ 則: } \nu N_i/N_i = (3/4) \cdot (1/4)^{\nu-1}, \quad \nu=i+1, i+2, \dots \dots n \quad (3.3)$$

ここに、 N_{i-1} , N_i はそれぞれ $(i-1)$ th order, i -th order の河谷数 νN_i は i -th order の河谷のうち ν -th order の河谷に流入する数である。(3.2), (3.3) 式より、1本の i -th order の河谷には、平均として、3本の $(i-1)$ th order の河谷が付随しており、そのうち2本は i -th order の河谷の上流端で合流し、残りの1本は i -th order の河谷の中央部で合流することが期待される。

さて、流域を構成する最小単位は単位流域であるが（ここでは単位セルと呼ぶこととする）、この中で降雨から流出量への変換過程は非線形である（これについては後述する）。しかし、ここでは河道システムにおける洪水の流下・集中過程の一般的性質を調べることが主目的であるため、簡単のために線形仮定をおく。いま単位セルにおける線形変換オペレーターを F_1 とし、単位量の有効降雨を $r_0(t)$ とすると、単位面積当りの流出量 $q_1(t)$ は次式で表わされる。

$$q_1(t) = F_1 * r_0(t), \quad \int_0^\infty r_0(t) \cdot dt = 1 \quad (3.4)$$

つぎに、 i -th order の河谷については、上流端からは2本の、中央部からは1本の $(i-1)$ th order の河谷からの流入 $q_{i-1}(t)$ があり、さらに i -th order の河谷に直接付随するいわゆる残流域からの流入がある。 $l_i/2$ の長さの河谷部分をそれに付随する残流域の部分とともに取出したものが **Fig. 7** であり、この部分には明らかに $(i-2)$ th order 以下の河谷のみが流入している。**Fig. 7** で示したように i -th order の河谷の機能分離をしてみると、この残流域の部分は $(i-1)$ th order の河谷と同じ性格をもつ小流域と考えてよいこととなる。一方、地形則によると、いわゆる集水面積則が成立している。

$$\bar{A}_i / \bar{A}_{i-1} = R_a, \quad R_a = 3 + 2a \quad (3.5)$$

ここに、 $\bar{A}_i$, $\bar{A}_{i-1}$ はそれぞれ i -th order, $(i-1)$ th order の集水面積の平均値、 R_a は集水面積比と呼ばれ、また a の値は通常1より若干小さな値である。

以上の関係によって、 i -th order の河谷における変換過程は **Fig. 12** に示すようになり、単位量の降雨に対する単位面積当りの流出量 $q_i(t)$ は、雨域の移動による各支川河谷からの流出の時差を $l_i/2$ の長さについて $a_i (= l_i/2U)$, i -th order の河谷における洪水の伝播時間を $l_i/2$ の長さについて $\tau_i (= l_i/2V_i)$ 、さらに降雨強度の地域分布に基づく流出強度の比を図示のように $1 : p_i : p_i^2$ (指数関数的変化) とすると、次式で与えられる。

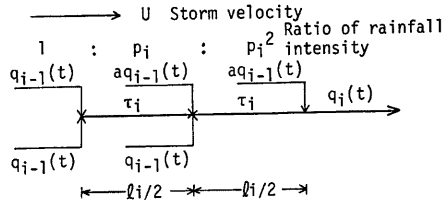


Fig. 12. Transformation in stream of i -th order.

$$q_i(t) = \{A_i z(2a_i) + B_i z(\tau_i + a_i) + C_i z(2\tau_i)\} * q_{i-1}(t)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} A_i &= \frac{a p_i^2}{2 + (1+a) p_i + a p_i^2}, \quad B_i = \frac{(1+a) p_i}{2 + (1+a) p_i + a p_i^2}, \quad C = \frac{2}{2 + (1+a) p_i + a p_i^2} \end{aligned} \right\} \quad (3.6)$$

また, $\alpha(\beta)$ は時間変換を表すパラメーターで, 一般に $\alpha(\beta)*f(t)=f(t-\beta)$ である。

さて, (3.6) 式の上式右辺の変換オペレータを F_i とし,

$$q_i(t) = F_i * q_{i-1}(t) \quad (3.7)$$

と書くと, n -th order の河川流域からの単位の降雨量による単位面積当りの流出量 $q_n(t)$ は次式で与えられることとなる。

$$q_n(t) = F_n * F_{n-1} * \dots * F_2 * F_1 * r_0(t) \quad (3.8)$$

(2) 降雨条件が洪水流出に及ぼす影響

有効降雨及び流出量の初期値をすべて 0 とし, (3.7) 式のラプラス変換を求め演算子法で表現するとつぎのようになる。すなわち,

$$\mathcal{L}\{r_0(t)\} = R_0(s), \quad \mathcal{L}\{F_1\} = G_1(s), \quad \mathcal{L}\{q_n(t)\} = Q_n(s) \quad (3.9)$$

とおくと,

$$Q_n(s) = G_n(s) \cdot G_{n-1}(s) \cdot \dots \cdot G_2(s) \cdot G_1(s) \cdot R_0(s) \quad (3.10)$$

ここに,

$$G_i = A_i e^{-2a_i s} + B_i e^{-(\tau_i + a_i)s} + C_i e^{-2\tau_i s}, \quad i = 2, 3, \dots, n$$

上式より, 河道システムにおける洪水の流下・集中過程を一種のカスケード結合として理解することができるといふ興味ある結果が得られたのである。

つぎに, 出水ピーク近傍の概略の特性は, 確率論における中心極限定理を利用して求めることができる。すなわち, (3.10) 式中の各項の逆変換の t に関する積分値は 1 であり, しかも式の解を求める方法は, 多くの独立な確率変量の和の確率密度関数を計算する方法と同じである。したがって, $q_n(t)$ を確率密度関数とみなすと, $r_0(t)$, $\mathcal{L}^{-1}\{G_i(s)\}$, $\mathcal{L}^{-1}\{G_i(s)\}$ の平均値を $\mu_0, \mu_1, \mu_i (i=2, 3, \dots, n)$, 分散を $\sigma_0^2, \sigma_1^2, \sigma_i^2$ とすると, $q_n(t)$ は $N(t_m, \sigma^2)$ の正規分布に近づくはずである。

すなわち,

$$\mu_i = D_i(\tau_i - a_i) + 2a_i, \quad \sigma_i^2 = E_i(\tau_i - a_i)^2 \quad (3.11)$$

ここに,

$$D_i = \frac{4 + (1+a)p_i}{2 + (1+a)p_i + ap_i^2},$$

$$E_i = \frac{a(1+a)\{12 + (1+a)p_i + ap_i^2\}p_i^3 + 2(1+a)\{2 + (1+a)p_i\}p_i + 8a(2 + ap_i^2)p_i^2}{\{2 + (1+a)p_i + p_i^2\}^3}$$

であるから, 流域の最上流端にある単位セルにおける雨の降り始めを時間原点とすると, $q_n(t)$ のピークの発生時刻 t_m とその大きさ $q_{\max}$ は, n が大きい場合次式で与えられる。

$$t_m \doteq \mu_0 + \mu_1 + \sum_{i=2}^n \{D_i(\tau_i - a_i) + 2a_i\} = \mu_0 + \mu_1 + \sum_{i=2}^n \{D_i\tau_i + (2 - D_i)a_i\} \quad (3.12)$$

$$q_{\max} \doteq (\sqrt{2\pi})^{-1} \cdot \{\sigma_0^2 + \sigma_1^2 + \sum_{i=2}^n E_i(\tau_i - a_i)^2\}^{-1/2} \quad (3.13)$$

D_i, E_i の値は a をパラメーターとして p_i に対して **Fig. 13** で与えられ, また, $p_i = p_2^{3^{(i-2)}}$ である。

(3.12) 及び (3.13) 式より, 出水ピークに及ぼす雨域の移動の影響として,

1) $a_i > 0$, すなわち雨域が上流から下流へ移動する場合には, $D_i < 2$ であるから, $a_i = 0$ に比してピークの位置は遅れる。 $q_{\max}$ は $0 < a_i < \tau_i$ の範囲では次第に増大し, $a_i = \tau_i$ のとき最大値となり, a_i がさらに増大す

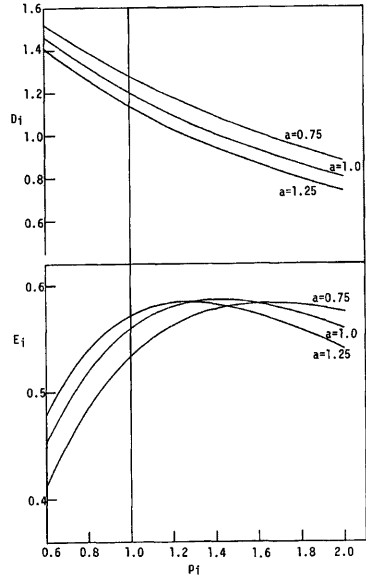


Fig. 13. Relation between D_i, E_i and p_i, a .

ると減少する。

2) $a_i < 0$, すなわち雨域が上流へ移動する場合は, ピークの位置は早くなるが, $q_{\max}$ は $|a_i|$ の増大とともに減少する。

降雨強度の地域分布の影響としては,

1) $p_i < 1$, すなわち上流ほど強い雨が降る場合には, 出水のピークは大きくなるが遅く現われる。

2) $p_i > 1$, すなわち, 通常の p_i, a の範囲で, 下流部の降雨強度が強い場合には, 出水ピークは早く現われるが小さな値となる。

以上は, われわれの経験的事実と一致する特性である。また, 一般に出水の規模が大きくなると伝播速度が大となるので τ_i が減少し, (3.12), (3.13) 式より出水のピークが大きかつ早く現われることも予想される。

3.3 単位流域内の流出機構⁷⁾

(1) 梅ヶ谷試験地における観測結果

Fig. 8 に示した流域の中の梅ヶ谷試験地において通常の水文観測の他につぎのような観測研究を行い, 流出場の内部構造の解析を行った。

(i) 表層水: 山腹斜面上の上下 2 箇所に受水樋を設置して流出水を測定した結果, 降雨強度が 0.06mm/min をこえると表面付近に存在する極めて多孔質の層(枯葉層のようなもの)の中に流れが発生することが認められた。しかもこの流れはダルシー則に支配されることも, 2 箇所の測定点間の伝播時間差がほぼ一定であることから確かめられた。

(ii) 土壌水分の消長

電気抵抗式土壌水分計を設置して土壌水分の消長を測定した結果の一例が Fig. 14 である。この図の横軸は測定された抵抗値をそのまま示されており, 抵抗値が小さいほど水分量が多いことはいうまでもない。このような図から, 表面から 25 cm までの水分量は大幅に変動し, 25 cm~70 cm の範囲では変化の幅はそんなに小さくなく, さらに, 70 cm 以下ではほとんど変化しないことが確かめられた。

(iii) 割れ目流出の観測

山腹の中段に大きな岩が露出しており, その割れ目から絶え間なく水が流出していたので, その変化の模様を観測した。測定結果 $q(l/hr)$ を, 降雨分布 $r(mm/hr)$, 試験地の出口における流出流量

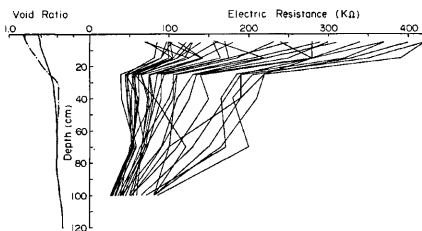


Fig. 14. Profile of soil moisture.

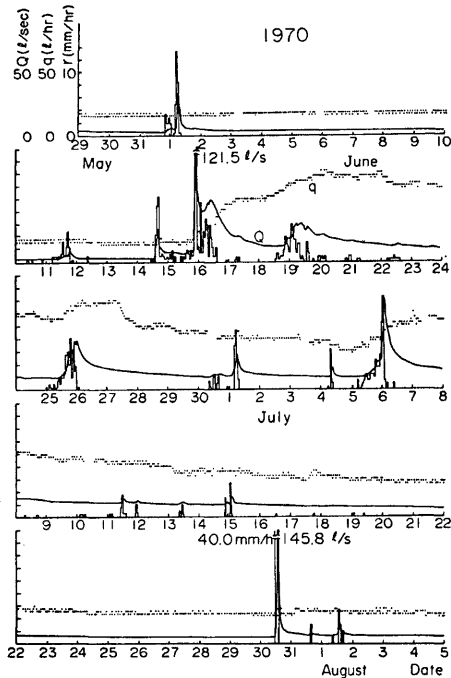


Fig. 15. Relation between rainfall, sub-surface runoff and total runoff.

$Q(l/sec)$ とともに示したものが **Fig. 15** である。この図から、①前期降雨がないときには降雨があっても割れ目流出量は増加しない、②大きな降雨があるとかなり遅れて割れ目流出量は増加するが、やがてほぼ一定の量に近づき、さらにある時間経過すると再びより大きな一定値まで上昇する、③ q の低減部は Q にほぼ比例する、等の事実が指摘される。これらから、この割れ目流出はいわゆる sub-surface runoff を意味し、主として遅い中間流と地下水流出成分を含んでいると思われる。

(2) 流出モデル

以上のような観察結果から、**Fig. 16** で示す物理的な流出モデルが設定できる。すなわち、山腹斜面は(a)図に示すように4層の地層からなり、添字は各層を表すのでこれを除いて図中の記号を説明すると、 L は各層における初期損失量、 f は各層への浸透による供給強度、 r_e は各層の下部に現われる飽和域への有効供給強度である。また、各層下部に現われた飽和域は(b)図のように谷に向かって傾斜しているので飽和地下水を生ずるが、各層ごとに表層流、早い中間流、遅い中間流、地下水流に対応する。これらの流れはダルシー則に従い、やがて谷筋に流出するが、谷筋の流れはこうした斜面からの流出を受けながら流下する水流として特性づけられる。結局、全体の流出モデルは(b)図で与えられることとなる。

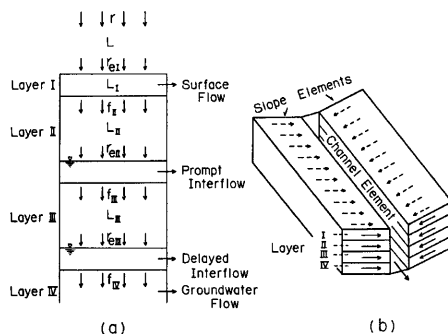


Fig. 16. Runoff model of ARA experimental basin.

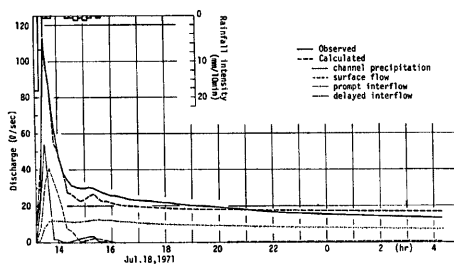


Fig. 17. Comparison between observed and calculated hydrographs.

3.4 出水予知法

(1) 出水予知のための流出モデル

前項までの結果から、比較的大きな河川流域に対する流出モデルを設定することができる。しかし、3.3で述べた単位流域に対する物理モデルは出水予知法に使用するにはあまりにも複雑である。そこで、物理的意味にやや不明のところがあるが、損失降雨量を計算する必要がなく、観測降雨をそのまま入力とすることができるタンクモデルの導入を試みた。

4段直列のタンクモデルは **Fig. 18** (b) に示すとおりであるが、これを 3.3 で求めた物理モデルの斜面要素と対比させたものが **Fig. 18** である。(a)、(b) の両図を比較してみると、雨水の鉛直方向の貯留・浸透の現象はよく似ているが、水平方向の移動はタンクモデルでは全く入っていない。また、河谷内の流下現象もタンクモデルでは入っていない。そこで、これらの水平方向の移動の効果をいわゆるおくれ時間 TL をタンクモデルに付加することによって、単位流域に対する流出モデルを構成することとした。なお、採用したタンクモデルは

つぎに、モデル定数のうち、勾配、長さ、幅等は地形測量より求められ、また、他のモデル定数は上述のような観測結果と水収支の関係から決定した。このようにして決定されたモデル定数を用いて計算した流出ハイドログラフと実測のそれとを比較した結果が **Fig. 17** に示されている。図には計算された各成分ごとの流出ハイドログラフも示されている。モデル定数の決定に際して実測の流出ハイドログラフを用いなかったことを考慮すると、両者は良好な一致を示しているといえよう。このことは、**Fig. 16** で示した流出モデルの妥当性を示すものである。

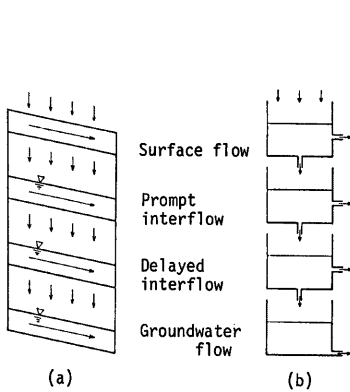


Fig. 18. Correspondence of physical model and tank model.

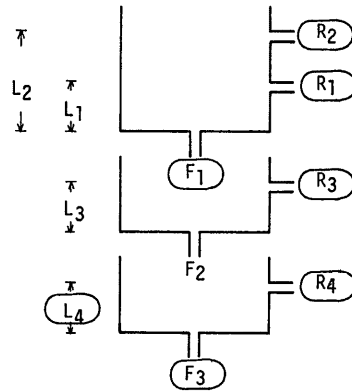


Fig. 19. Tank model available for unit basin.

Fig. 19 に示すように3段直列のものであり、図中のモデル定数のうち丸で囲んでないもののみを流域によって変化した。これは、計算をなるべく簡単にすること、土湿状態の変化は表面付近でのみ大きいこと、地下水流出の変化が対象とする計算時間内では微弱であること、などの理由による。

河道システムに対する流出モデルは時間・面積集中図であるが、いまの場合は出水予知を目的としているの

で、比較的大規模の出水だけを対象としてよい。そこで、第一近似として、伝播速度は河道システム全体を通じて一定とし、線形河道を仮定して流出モデルを構成することとした。

Fig. 20 は長良川のみ濃地点より上流の流域である。これを図示のように62の単位流域に分離して、試算によってモデル定数を決定した。その際の計算値と実測値を比較した一例がFig. 21 であり、かなり良好な適合性を示している。

同様の方法によって、筑後川小平流域、江の川水系馬洗川南畑敷流域、淀川水系木津川月ヶ瀬流域、石狩川水系夕張川清幌橋流域についてモデル定数を決定したが、その結果を一括表示したものが Table 1 である。

(2) 出水予知法の総合化

上記の5流域については Table 1 のモデル定数を使用することによって、観測降雨から出水状況を予知することができるが、さらに、流域に関する何らかの情報を通じて、ここに求めたモデル定数が他の河川に適用できるならば甚だ好都合である。

さて、Table 1 において、流域ごとに異なる値となるモデル定数は L_1 , L_2 , L_3 , F_3 , TL 及び

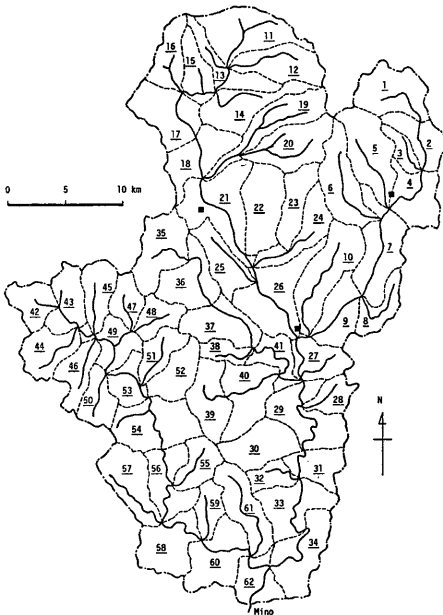


Fig. 20. Nagara river basin at Mino.

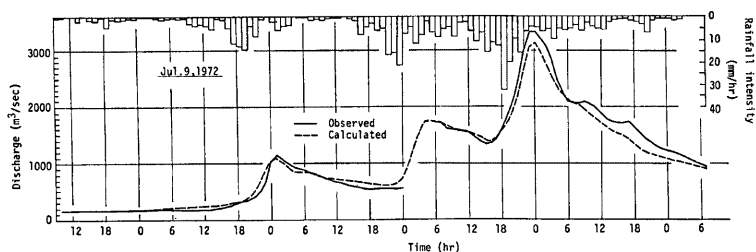


Fig. 21. Result calculated for developing model parameters.

Table 1. Values of model parameters developed.

Name	Drain- age area (km²)	Number of sub- basins	Average area of sub- basins (km²)	L_1 (mm)	L_2 (mm)	L_3 (mm)	$\overline{L_4}$ (mm)	$\overline{F_1}$ (hr ⁻¹)	F_2 (hr ⁻¹)	$\overline{F_3}$ (hr ⁻¹)	$\overline{R_1}$ (hr ⁻¹)	$\overline{R_2}$ (hr ⁻¹)	$\overline{R_3}$ (hr ⁻¹)	$\overline{R_4}$ (hr ⁻¹)	TL (hr)	ω (m/sec)
R. Chikugo Kohira	533	37	14.4	40	75	15	15	0.12	0.08	0.01	0.10	0.15	0.05	0.01	0	3.78
R. Basen Minamihatajiki	664	40	16.6	30	60	15	15	0.12	0.08	0.01	0.10	0.15	0.05	0.01	1	4.18 (2.75)
R. Kizu Tsukigase	615	35	17.6	15	60	15	15	0.12	0.05	0.01	0.10	0.15	0.05	0.01	1	4.00
R. Nagara Mino	1076	62	17.4	30	75	5	15	0.12	0.04	0.01	0.10	0.15	0.05	0.01	1	4.17
R. Yuubari Kiyohorobashi	685 (1115)	40	17.1	15	40	5	15	0.12	0.04	0.01	0.10	0.15	0.05	0.01	2	4.0* 2.5*

ω is propagation speed of flood wave, *assumption

ω である。 ω の値は洪水の伝播速度であり、出水時の時間・水位曲線が2地点以上の地点でとられておれば、ピークからピークまでの時差と区間距離とから容易に計算できる。表中仮定の指定のないものはこのようにして定められた伝播速度である。他のモデル定数は単位流域に関するものであり、流域の表面付近の状態に関係していると考えられる。そこで、国土庁編集の50万分の1の表層地質図によって、表層地質の種別ごとに全面積の中に占める割合を求めた結果が **Table 2** である。馬洗川南畑敷流域を除き、それぞれ50%以上を占める特長的な表層地質が存在している。

Table 2. Distribution of surface geology.

Name of basin	Quaternary	Tertiary	Mesozoic	Palaeo- zoic	Volcanic rock		Granite	Welded tuff	Volcanic ash
					Andesite	Rhyolite			
River Chikugo	0.02	0.06	—	—	0.55	—	—	0.33	0.04
River Basen	0.10	0.06	—	0.05	0.30	0.33	0.16	—	—
River Kizu	0.04	0.13	—	0.02	0.25	—	0.56	—	—
River Nagara	0.01	—	0.08	0.50	0.22	0.18	0.01	—	—
River Yuubari	0.21	0.74	0.05	—	—	—	—	—	—

したがって、モデル定数は流域の表層地質と関係すると考えられるので、**Table 1** と **Table 2** とを比較して、流域の表層地質と流出モデルの各定数との関係を求め一括表示したものが **Table 3** である。すなわち、この表は流域の表層地質を媒介とした総合流出モデル表といえることができる。なおこの場合の単位流域の大き

Table 3. Synthetic parameters of runoff model.

Geological feature of basin	L_1 (mm)	L_2 (mm)	L_3 (mm)	L_4 (mm)	F_1 (hr ⁻¹)	F_2 (hr ⁻¹)	F_3 (hr ⁻¹)	R_1 (hr ⁻¹)	R_2 (hr ⁻¹)	R_3 (hr ⁻¹)	R_4 (hr ⁻¹)	TL (hr)	ω (m/sec)
Volcanic rock	30-40	60-75	15	15	0.12	0.08	0.01	0.10	0.15	0.05	0.01	10*	4.0
Granite	15	60	15	15	0.12	0.05	0.01	0.10	0.15	0.05	0.01	1	4.0
Palaeozoic	30	75	5	15	0.12	0.04	0.01	0.10	0.15	0.05	0.01	1	4.0
Tertiary	15	40	5	15	0.12	0.04	0.01	0.10	0.15	0.05	0.01	1	4.0

* Welded tuff

さは、Table 1 からわかるように、15～18 km² の範囲で選定する必要がある。

Table 3 の適合性を検討するために、他流域への適用を試みたが、その一つが大戸川黒津流域である。流域面積は 189 km² で、11 の単位流域に分割したが、その様子は Fig. 22 である。表層地質は大部分花崗岩であるので、Table 3 の花崗岩の欄の値によって流出モデルを構成し、観測降雨を入力として流出ハイドログラフを計算して観測ハイドログラフと比較したものが Fig. 23 である。計算結果は観測ハイドログラフとかなりよく一致しており、Table 3 を表層地質を媒介とした総合流出モデル表としてよいことを示している。

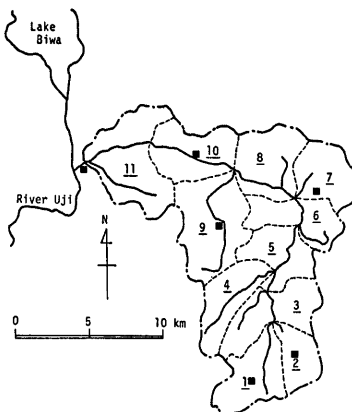


Fig. 22. Daido river basin.

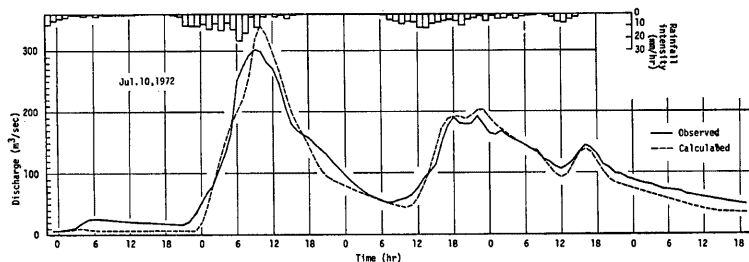


Fig. 23. Verification of runoff model.

4. 破堤危険度評価と防災基準

Fig. 3 及び Fig. 4 で説明したように、河川流域内には洪水から護るべき地区が各所に存在している。また、Fig. 2 で示したように、現在のところ、どれだけ大規模の出水が来襲するかその上限は不明と考えねばならない。このことは、たとえ地区が堤防で護られているとしても、その堤防は何時か破壊されて水害が発生する可能性のあることを示している。よって、短期的には出水を予知して被害をできるだけ少なくするよう避難等を効果的に行う体制を整える必要があり、長期的には堤防等をできるだけ合理的に配置して、流域全体として調和のとれた防護策を講じておかねばならない。以下では、後者の課題に関連した 2 例について述べる。

4.1 合流点近傍における危険度評価⁸⁾

Fig. 24 は淀川水系であるが、支川の木津川、宇治川、桂川が一点で会して本川淀川となって大阪湾に注いでいる。三本の支川のうち宇治川は南郷洗堰と天ヶ瀬ダムによって、本川のピーク流量への寄与がほとんど無視できるように、洪水調節が行われるので、合流点付近での氾濫の危険性は木津川と桂川からの出水による。すなわち、合流点付近の氾濫の危険度は木津川及び桂川の洪水ピーク流量の発生確率によって評価することができる。

さて、岩井法によって木津川の加茂地先及び桂川の羽束師地先における年最大洪水流量 Q_1 , Q_2 (m³/sec) を規準正規化すると、

$$\begin{aligned} \text{加 茂: } x_1 &= [\log(Q_1 - 262) - 3,100] / 0.5355 \\ \text{羽束師: } x_2 &= [\log(Q_2 - 113) - 2,884] / 0.4524 \end{aligned} \quad (4.1)$$

となり、また、 x_1 と x_2 との相関係数は -0.11 である (これに用いた資料は古いものであるが考え方を示す意味で計算したときの値のままで示した)。

一般に、同時に生起する二つの変量を規準正規化した確率変数をそれぞれ x_1, x_2 とすると、確率密度関数 $f(x_1, x_2)$ は次式で与えられる。

$$f(x_1, x_2) = \frac{1}{2\pi\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left\{-\frac{x_1^2 - 2\rho x_1 x_2 + x_2^2}{2(1-\rho^2)}\right\} \quad (4.2)$$

ここに、 ρ は x_1 と x_2 の母相関係数である。(4.1) 式中の x_1, x_2 は規準正規化変数であるので、(4.2) 式にそのまま適用できる。さらに、淀川の場合には、本川のピーク流量 Q (m³/sec) は両支川のピーク流量 Q_1, Q_2 の 1 次式ではほぼ表わされるという性質が見出された。すなわち、

$$Q = 0.884Q_1 + 1.035Q_2 + 70 \quad (4.3)$$

そこで、横軸に x_1 、縦軸に x_2 をとり、(4.2) 式を等確率密度曲線という形式で表わすと Fig. 25 となるが (図では見易くするために対数尺を用いて Q_1, Q_2 の値も示してある)、この図から各種の確率が算定できる。また、(4.3) 式の左辺を本川の計画高水流量 $Q_0 = 6,950$ m³/sec とした場合が図中の曲線であり、 $Q_1 = Q_{10} = 4,650$ m³/sec, $Q_2 = Q_{20} = 2,850$ m³/sec の二つの直線とともに、氾濫の限界を示すものである。したがって、図中に示されているように、これらの限界線で区切られた領域に含まれる確率を求めておくと、たとえば、木津川、桂川及び本川がそれぞれ単独に計画高水流量をこすような出水が生起する確率は、木津川、桂川がそれぞれ 3.9%、3.2% でほぼ等しいが、本川は 0.1% で極端に小さいという結果がえられ、また、桂川で

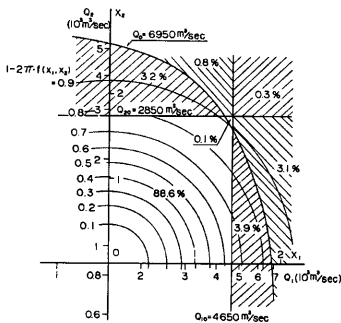


Fig. 25. Evaluation of probabilities of flowing over embankment.

は超過しないが木津川で超過する確率は $3.1 + 3.9 = 7\%$ であり、逆の場合は $0.8 + 3.2 = 4.0\%$ で、木津川の方が危険であることがわかる。

このように、防護地区は河道に囲まれているので、破堤の危険性はそれぞれの河道についてある。この場合の破堤の危険度は多変数確率論の知識によってはじめて評価できるのである。

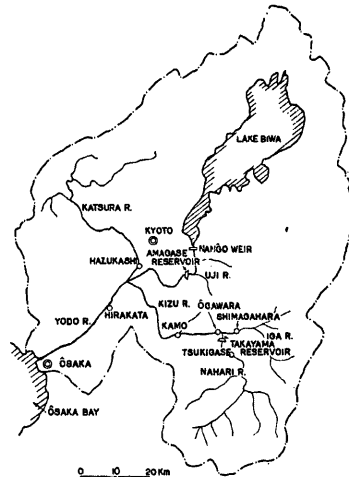


Fig. 24. Map of Yodo river.

4.2 上下流間の防災基準の調和

同じ重要度の防災地区が水系の上流部と下流部にあり、それぞれをどのような防災基準で護ったらよいかという問題を考えてみよう。

Strahler 流の order 解析を行うと、同じ order に属する支川流域は地形的にも集水面積的にもほぼ同じと考えてよい。そこで、Fig. 26 (a), (b) に示すように、order i の支川にだけ接する上流側の地区Ⅰと、order i の支川と order n の本川に接する下流側の地区Ⅱについて検討する。図から明らかなように、下流側の地区Ⅱは本川に接するだけ水害の危険が大きい。このような場合、本川及び支川の危険に対してそれぞれどのような防災基準で堤防を造ったらよいかという問題である。

一般に、一つの河道システムの中では、支川に生じる洪水量の確率分布の変動係数が本川のそれより大きいことは容易に予想される。洪水量を対数変換するとはほぼ正規化できることが経験的に知られている。そこで、わが国のダム地点で生じた年最大洪水流量の資料を用いて流域面積 A と変動係数 σ_x/μ_x の関係を求めた結果が Fig. 27 であり、気候区ごとにほぼ上述の関係が成立している。ここに、 σ_x, μ_x は正規化した変量 x の標準偏差、平均値である。

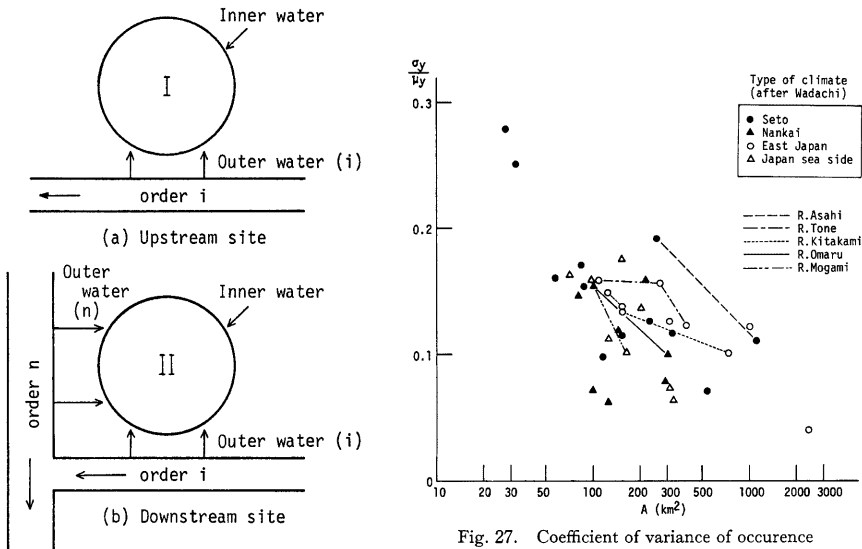


Fig. 27. Coefficient of variance of occurrence probability of floods.

さて、沖積平野を流れる河川で、もし堤防がなければ、bank-full discharge をこえる出水があると当然浸水被害が生ずる。そこで、水系内の各地点では、それぞれの地点の bank-full discharge の同じ倍数の規模の出水を防災基準とするのがもっとも平等であり、調和がとれているように思われる。

このことは、bank-full discharge を Q_b 、計画高水流量を Q_d とすると、すべての点で次式を満足さすことである。

$$Q_d/Q_b = C_d = \text{const.} \quad (4.4)$$

一方、bank-full discharge は再現期間 2 年の洪水流量にほぼ等しいから、平均値 μ_x に相当する。したがって、上流側のⅠ地区（支川）と下流側のⅡ地区（本川）の間でつぎの諸式を満足しなければならない。

$$F(x_1) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_1-1} \exp(-t^2) \cdot dt, \quad X_1 = x_1/\mu_{x_1} \quad (4.5)$$

$$F(x_2) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{x_2-1} \exp(-t^2) \cdot dt, \quad X_2 = x_2/\mu_{x_2} \quad (4.6)$$

また、(4.4) 式を変形して、

$$\frac{X_2-1}{V_2} = \frac{X_1-1}{V_1} \cdot \frac{V_1}{V_2} \cdot \frac{\mu_{x_1}}{\mu_{x_2}}, \quad \text{ここに } V_1 = \sigma_{x_1}/\mu_{x_1}, \quad V_2 = \sigma_{x_2}/\mu_{x_2} \quad (4.7)$$

例えば、Fig. 27 中の旭川水系（黒丸で破線で結ばれている2点）の場合について、上流側での防災基準の確率年を20年とすると、 $C_d=5.77$ となり、これに対応する下流側本川の防災基準の確率年を113年にすべきであるという結果がえられる。ただし、Fig. 26 (b)に示すように下流側の地区は order i の支川にも接しており、これに対する防災基準はやはり $C_d=5.77$ に対する確率年20年とすることはいうまでもない。

以上は、上・下流にある同等の価値の地区を比較した場合であり、実際には、社会的重要度や経済的価値が地区ごとに異なるから、さらにこれらの要素を加味して防災基準を決定すべきことはいうまでもない。

5. む す び

水文学部門の振替によって水資源研究センターが新設されたとはいえ、水文学部門が廃止されたのを機会に、著者が17年間の間、行ってきた研究のうち、河川における洪水災害の発生システム、水害軽減に必須の出水予知法とその基礎となる洪水流出機構、及び水害危険度の評価法と防災基準設定についての一提案について説明した。

水文学部門における研究は、この17年間かなり進歩し、ここに記した課題以外にも多大の成果をあげたと信じている。しかし、河川流域を全体としてみたときの防災問題、換言すると、総合治水に関連した課題等未解明のものが多数残されている。これらの課題に対しては関連の研究部門において鋭意研究して頂いて、安全で安心して住める国土の建設に貢献されることを切望するものである。

終りに当って、水文学部門を設立された諸先生方、水文学部門において一緒に研究してきた同僚や後輩の方々、また、水文学部門の研究活動に多くの御助言と御協力、御支援を賜った防災研究所の教官、職員の方々に深甚なる感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- 1) 石原安雄：災害モデルと防災，第6回災害科学総合シンポジウム講演論文集，1969，pp. 153-154.
- 2) 石原安雄：河川災害の予知について，京大・防災研，年報13-B，1970，pp. 9-15.
- 3) 石原安雄・小葉竹重機：小流域と大流域からの流出の相互関係，京大・防災研，年報17-B，1974，pp. 471-478.
- 4) 石原藤次郎・高埴琢馬・瀬能邦雄：河道配列の統計則に関する基礎的研究，京大・防災研，年報12-B，1969，pp. 345-365.
- 5) 石原安雄・小葉竹重機：荒川流出試験地の流域特性について，京大・防災研，年報11-B，1968，pp. 103-114.
- 6) 石原安雄・小葉竹重機：河道系における洪水の集中過程，第10回災害科学総合シンポジウム講演論文集，1973，pp. 235-238.
- 7) Ishihara Y., S. Kobatake: On the storm runoff process in the Ara experimental basin, Bulletin of DPRI, Kyoto Univ., Vol. 26, 1976, pp. 83-100.
- 8) 石原安雄・長尾正志：計画高水流量の二変数確率論的研究，京大・防災研，年報6，1963，pp. 181-188.

DISASTER DUE TO FLOOD AND FLOOD FORECASTING

By *Yasuo* ISHIHARA**Synopsis**

Recently, in order to prevent a disaster due to a flood, embankments, reservoirs for flood control, divergent channels and so on have provided in a river basin. This paper, first of all, describes a flow diagram of occurrence of disasters in such a complicated river system, which is characterised by two sub-systems of the runoff process of rainfalls and the flood control by reservoirs, and of the decision process of destruction of protection works against floods. It is pointed out that this flow diagram is very helpful to determine a design criterion of protection works and to set up a flood forecasting and warning system.

Next, after discussing a runoff process of rainfall in a river basin, the synthetic method of flood forecasting is proposed by the use of a combination of tank model and modified time-area-concentration diagram. Lastly, an example of evaluation of destruction probabilities of embankments in the neighbourhood of confluence of two tributaries and a proposal of the relationship between design floods for upstream area and downstream area in a river basin are presented in the light of the flow diagram of occurrence of disasters.