

# 洪水流出の模型実験について (II)

石原安雄・下島栄一

## ON THE HYDRAULIC SIMULATION OF FLOOD RUNOFF (II)

By Yasuo ISHIHARA and Eiichi SHIMOJIMA

### Synopsis

This paper describes the simulation technique of the flood runoff process on a hydraulic model.

First, the various rainfalls generated artificially, being similar in shape to the observed hyetographs in the actual river basin under the conditions of the several assumed similitudes, are given on the model. By comparing the obtained hydrographs in the model with those in the prototype, the similitude available for the model is found out between both systems.

Secondly, the elements which cannot be measured directly in the field but is of importance in understanding the runoff process, for example, the time-distribution of effective rainfall on the flow through the porous surface layer and the propagation speed of the flow are estimated.

Finally, in the light of the similitude determined above, the characteristics of the hydrograph resulting from prompt interflow on the nonlinearity of runoff components during floods in the prototype is discussed.

### 1. ま え が き

洪水流出現象を理解するため、従来より表面流、中間流、浸透など流出の構成要素を抽出しての基礎実験<sup>1)</sup>や、それに基づいての流域全体の流出理論の研究<sup>2)</sup>が行なわれており、また、現地観測という直接に自然を対象としての現象解明も行なわれている。しかしながら流出場自体の複雑さ及びその閉じていない系内での雨水の貯留・伝播という機構の複雑さゆえ、未だ十分に洪水が解明されたとは言いがたい。本研究は、数年来の河川流域を構成する最小単位と考えられる小流域での観測<sup>3), 4), 5)</sup>と並行し、その流域の水理模型との二つの運動系間の対応、すなわち、相似の概念を媒介として、洪水現象を詳細に理解しようとするものである。

### 2. 水理模型の構成

#### 2.1 実河川流域と模型流域の概要

本研究の対象流域は、野洲川中流部の左支川である荒川の最上流域内の梅ヶ谷流域であり、集水面積 0.18 km<sup>2</sup>、主河道長 1 km、平均斜面長 60 m の細長い形状をなし、総河道面積は流域面積の 2% 程度である。また、斜面平均勾配は  $\sin \theta \doteq 0.5$ 、平均河道勾配は  $\sin \theta \doteq 0.3$  程度の非常に急峻な山地流域でもある。流域は風化花崗岩より成り、その山腹斜面は非常に透水性のよい落葉層で覆われている。

一方、山腹表層を流れ場とする雨水流（表層水）は、近似的に Darcy 則に従う流れ特性を示すが、強度が非常に大きな降雨の場合、非線型性が顕著に現われる<sup>6)</sup>。山腹表層の下部には、早い中間流、遅い中間流及び地下水流といった流出成分の運動場の存在が予想されている。しかし、本研究では、特に洪水流出現象を解明する立場上、表層水流、早い中間流及び河道流を対象とする相似問題を考えている。

次に、このような山地流域を prototype とした model の構成は次のようである。すなわち、模型は、1/100

の歪みのない幾何学的相似な浸透現象が生じないコンクリート製であり、その表面は山腹表層を模擬するため厚さ 1 cm 程度の多孔質材料で覆われている。

2.2 相似律の問題

すでに報告したように<sup>7)</sup>、流域模型で山腹斜面部及び河道部という 2 つの運動場が固定された状態を相似律の観点からすれば、もはや自由度が無い状態と考えられた。一方、実流域の山腹表層の透水係数、有効空隙率といった流れ場の定数は現地で直接測定することが困難であるところから、prototype と model の運動場の時間相似比及び有効降雨強度比を、種々の時間相似比、有効降雨強度比の降雨波形を用いることによる模型実験の hydrograph と実流域の観測 hydrograph との比較に於て決定することも有用な方策と考えられた。

さて、ここで河道降雨と斜面での有効降雨との関係において模型の構成上から生じる 1 つの重要な問題について考えてみる。すなわち、実流域の山腹表層部を流下する表層水流の有効降雨は、観測降雨そのものでなく下部への浸透現象が生起しているので、これを観測降雨から除去したものを考えなければならない。ところが、河道降雨については、一般に浸透現象を考える必要がなく観測降雨そのものを有効降雨とみなせる。一方、模型については、仮に模型全面一様に人工降雨が与えられるなら、前述したように模型の斜面部では浸透現象が生じないから表層水の有効降雨強度は供給降雨強度に等しくなり、また、河道に対しても供給降雨がそのまま河道降雨となる。以上の関係を考慮して表層水と河道降雨の河道流に対する帰与を考えると、これらの運動場の大きさの対応は幾何学的相似の条件より保持されているので、prototype と model での河道流の構成要素が異ってくるという点に注意すべきである。

3. 実験方法

3.1 降雨条件

(1) 降雨発生装置の特性

前節で述べた相似律の議論より種々の降雨強度、時間スケールの降雨波形を模型流域に模擬発生させる必要があるが、そのためには降雨発生装置の応答特性を調べておかなければならない。すなわち、本実験では、Fig. 1 のように DA 変換器によって降雨（入力）信号をステップ状で与えるようにしたが、そのために、DA 変換器の入力指示に対する降雨発生装置の応答関数をステップ関数の入力を用いて調べた結果は次のようであった。

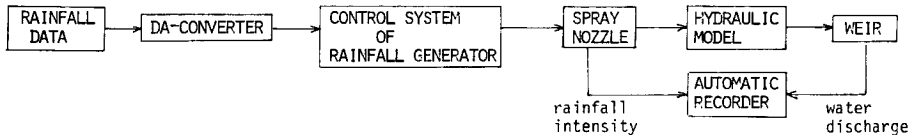


Fig. 1 System of experiment.

すなわち、降雨強度を  $R_1$  から  $R_2$  へ急激に変化させた場合の応答特性を

$$\frac{R_2 - R(t)}{R_2 - R_1} = e^{-\lambda \cdot t} \quad (R_2 \neq 0) \dots\dots\dots(1)$$

とおくと、

- i)  $R_2 > R_1$  の場合、  $1/\lambda = 3.6 \text{ sec.}$
- ii)  $R_2 < R_1$  の場合、  $1/\lambda = 3.3 \text{ sec.}$
- iii)  $R_2 = 0$  の場合は、式(1)が成立せず、次のようである。

$$R(t) = R_1(1 - 0.0714 t) - 5 \cdot t \dots\dots\dots(2)$$

$R(t) = 0$  となるまでの時間は、

$$t_{R=0} = R_1 / 0.0714 R_1 + 5 \text{ sec} \dots\dots\dots (3)$$

(2) 模型における降雨条件

次に問題となるのは表層水の有効降雨を如何に考えるかということと、給水装置の能力をも考慮した場合、その有効降雨を時間的に如何程に縮約して模擬発生さすかということであろう。前者については、a priori 有効降雨を決定することは不可能であるが、これについては後述する。後者については、実流域の表層水流の伝播速度が 3 cm/sec 程度<sup>8)</sup>と観測されており、模型でのそれは、1 cm/sec 程度であるから、幾何学的相似比 1/100 を考慮すると時間相似比は一応の見当として 1/40 となる。ところで、実流域における観測降雨は 1 分間々隔で得られており、このことから実流域の降雨観測時間 1 分は模型の 1 秒余に相当すると予想されるので、先述の給水装置の応答特性を考慮に入れて、5 分平均の観測降雨強度で雨水の模擬発生を行った。

さて、5 分間累積雨量に基づいて決定された雨量とその体積を等しくして模型に給水を行うわけであるが、前記の応答特性から次の方法をとった。

a. 増加ステップ降雨パターンの場合

いま、 $R_0$  の初期状態を与え時間  $2 \cdot T$  (実物で 5 分に相当する) 内に平均降雨強度  $R_1 (R_1 > R_0)$  の雨量を与えるには、Fig. 2 に示すように 2 段のステップ入力を与えると、式(1)より降雨強度変化曲線 (I), (II) は、

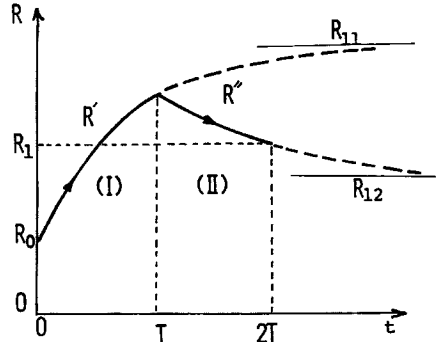


Fig. 2 Method of generating artificial rainfall on the model.

$$R'(t) = R_{11} - (R_{11} - R_0) \cdot e^{-0.286t} \text{ for } 0 \leq t \leq T \dots\dots\dots (4)$$

$$R''(t) = R_{12} - (R_{12} - R'(T)) e^{-0.30(t-T)} \text{ for } T \leq t \leq 2T \dots\dots\dots (5)$$

となる。一方、等雨量の条件は、

$$2TR_1 = \int_0^T R'(t) dt + \int_T^{2T} R''(t) dt \dots\dots\dots (6)$$

で与えられるが、さらに  $t=2T$  の条件を次のように設定する。

$$R''(2T) = R_1 \dots\dots\dots (7)$$

以上によって求められる 2 段のステップ入力指示 ( $R_{11}, R_{12}$  に対応する DA 変換器の digital 量) に対して発生する降雨の時間的変化は Fig. 2 のようであり、実用上の問題はないものと考えられる。

b. 減少ステップ降雨パターンの場合

この場合は a. の場合で  $R_1 < R_0$  に相当するので、式(4)及び式(5)中の時定数が逆になるだけで、他は a. の場合と同様に考えればよい。

c. 降雨が中断または終了するパターンの場合

入力信号を零としても中断または終了直前の段階で与えた降雨の通減状態が続く。そこで、式(2), (3)を用いて、

$$2TR_1 \leq \int_0^{t_{R=0}} R(t) dt$$

の大小関係を検討し、通減状態をも含めた前段階の降雨量がこの前段階で与えるべきを降雨量に等しくなるように前段階の降雨量を調節する。

①  $2TR_1 \leq \int_0^{t_{R=0}} R(t) dt$  の場合は、

前段階の降雨時間を  $T' \equiv \left( 2TR_1 - \int_0^{t^{R=0}} R(t) dt \right) / R_0$  だけ縮小して、式(7)を保持するという条件の下で再度、試算的に a. あるいは b. 計算を行なう。

$$\textcircled{a} \quad 2TR_1 > \int_0^{t^{R=0}} R(t) dt \text{ の場合は、}$$

上述の場合と同様に、前段階の降雨時間を  $T'$  だけ増して考えればよい。

以上が代表的な降雨パターンの給水方法であるが、降雨変化が急激な際には装置の入力指示に対する応答が追従できないので、この場合は前後の段階で雨量強度の平均化操作を行ない総降雨量を等しくするという方法をとった。

### 3.2 初期条件

一般に、自然現象に関する初期条件とは、継続する現象をある時間で眺めた状態を意味するから容易には設定することはできない。初期条件の設定問題は、むしろそれ以降に継続する現象にどのように影響するかということであり、その影響の割合によって設定の精度を決めてよいと考えられる。

本研究においては、次のように初期状態を設定した。すなわち、模型に一定強度の人工降雨を与え流出場が定常状態になった時点で給水を止めると流域末端における流出量は自然通減するが、流量が  $5 \text{ cm}^3/\text{sec}$  程度より模型の山腹斜面に張り付けられた多孔質材料固有の保水特性から決る  $4.8 \times 10^{-2} (1/\text{min.})$  という値を通減係数として指数的に変化をすることが判っている<sup>9)</sup>ので、すべての場合に対して流量がほぼ  $5 \text{ cm}^3/\text{sec}$  程度になった時点で初期状態に設定した。なお、この設定には特に prototype との対応という点からは格別の根拠はない。

## 4. 河道降雨の影響の評価

2節において、模型上で面積的に一様に人工降雨を与えたのでは prototype における表層水流と河道降雨の河道流形成における weight が異なって表現されるということを指摘した。それゆえ、これに対処して実際に simulation を試みる場合、次の2つの方法がある。まず、第1には、模型の河道部に人工降雨とは別に給水を行う。第2には、計算を用いて河道降雨の影響を処理する。しかし、現実問題として前者の場合には、現時点では、両系間の時間比や表層水流の有効降雨強度比さえも未知の状態にあるゆえ、どの程度の河道給水を行えばよいか、また、実験上の問題として数点の point source と同様給水との定量的評価をどのように行ったらよいか等々の疑問点があり、前者の方法をとることはむしろ技術的にむりであり、また実際上は実験をむやみに複雑にするだけと考えられるので、本研究では後者の方法をとることにした。

### (1) 河道流<sup>10)</sup>の伝播時間

さて、水理計算によって近似的に河道降雨の影響を観測流量から除去するには河道流の伝播時間等を仮定する必要があるので以下のような方法論に従った。すなわち、長さ  $L$  の河道を雨水による擾乱が伝播する際、その間において一様な強度の入力  $q_0$  を受ける場合、その伝播時間  $T_0$  は末端での流量  $Q$  で表わせる。

$$T_0 = K \cdot L Q^{p-1} \dots \dots \dots (8)$$

ここに、 $K$ : 河道の形状、粗度係数、勾配により決る定数  $p$ : 河道の横断形状より決る定数。

しかし、一般の降雨時には入力強度一定の仮定は成立しないので式(9)の誤差評価を行なってみる。

さて、河道への流入強度を  $q(t)$  とおき、

$$q(t) = q_0(t) + q'(t) \dots \dots \dots (10)$$

$$q_0(t) = \text{const. for } \tau < t < \int_{\tau}^t q'(t) dt = 0$$

と分解してみると、河道流に関する特性方程式より、

$$L = \frac{1}{p \cdot \sqrt[p]{K}} \int_{\tau}^t q_0^{\frac{1}{p}-1} (\eta - \tau)^{\frac{1}{p}-1} \left\{ 1 + \frac{1}{\eta - \tau} \int_{\tau}^{\eta} \frac{q'(\xi)}{q_0} d\xi \right\}^{\frac{1}{p}-1} \cdot d\eta \quad \dots\dots\dots(11)$$

$\int_{\tau}^{\eta} \frac{q'}{q_0} d\xi / \eta - \tau < 1$  として  $\{\dots\}$  を展開すると伝播時間は近似的に、

$$t - \tau = K L Q^{p-1} / 1 + \epsilon = T_0 / 1 + \epsilon \quad \dots\dots\dots(12)$$

ただし、

$$Q = \sqrt[p]{\frac{1}{K} \int_{\tau}^t q(t) dt}$$

ここに、

$$\epsilon = \frac{1}{p} \left( \frac{1}{p} - 1 \right) \cdot \frac{1}{t - \tau} \int_{\tau}^t (\eta - \tau)^{\frac{1}{p}-1} \left\{ \frac{1}{\eta - \tau} \int_{\tau}^{\eta} \frac{q'}{q_0} d\xi \right\} d\eta \quad \dots\dots\dots(13)$$

また、

$$\left. \begin{aligned} \eta - \tau / t - \tau = w \\ q'(\xi) / q_0 = q''(\xi) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(14)$$

と変数変換することにより、

$$\epsilon = \left( \frac{1}{p} - 1 \right) \int_0^1 \frac{1}{p} w^{\frac{1}{p}-1} \overline{q''(w)} dw \quad \dots\dots\dots(13)_1$$

$$\overline{q''(w)} = \frac{1}{w(t - \tau)} \int_{\tau}^{\tau + (t - \tau)w} q''(\xi) d\xi \quad \dots\dots\dots(14)$$

ここで、 $q$  の変化による伝播時間の変動を大略的に把握するため  $q''(t)$  のパターンとして正弦関数を仮定すると、(以下、 $\tau = 0$  とおく)

$$q''(\xi) = M \cdot \sin(2\pi f \xi + \theta) \quad \dots\dots\dots(15)$$

$$\epsilon = \frac{1}{p} \left( \frac{1}{p} - 1 \right) \frac{M}{2\pi f t} \cdot \{ J_1 \cos \theta + J_2 \sin \theta \} \quad \dots\dots\dots(16)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} J_1 &= \frac{p}{1-p} - \int_0^1 w^{\frac{1}{p}-2} \cos 2\pi f t w dw \\ J_2 &= \int_0^1 w^{\frac{1}{p}-2} \sin 2\pi f t w dw \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(17)$$

となるが、若干の特別な場合を考えてみる。

$$\theta = \pi/2, 2ft = 1 \text{ の場合} \quad \epsilon \doteq 0.21M$$

$$\theta = \pi/2, 2ft = 2 \text{ の場合} \quad \epsilon < 0.21M$$

$$\theta = 0, 2ft = 2 \text{ の場合} \quad \epsilon \doteq 0.16M$$

一般に  $M > 1$  のので  $\epsilon$  は 0.2 前後の値となるので、式(8)を用いることにする。

## (2) 河道降雨の分離

(1)での伝播時間を用いて河道降雨の影響を分離するのであるが、非線型性のため ( $p \neq 1$ ) 表層水流と河道降雨を独立に扱うことができない。

さて、観測流量は、

$$Q_{ob} = \sqrt[p]{\frac{T}{K} (\overline{qc} + \overline{qs})} \quad \dots\dots\dots(18)$$

ここに、 $\overline{qc} = \int_{t-T}^t qc d\xi / T$ 、 $\overline{qs} = \int_{t-T}^t qs d\xi / T$ 、また、 $qc$ 、 $qs$  は、それぞれ河道降雨、表層水流の河道への流入強度。

で与えられる。所ろで、河道降雨を受ける河道の部分例えば一様な矩形と仮定すれば  $p, K$  の値は推定可能な値であるので、式(8)より  $T$  を求めることにより、 $\bar{q}_c$  の値を求めることができる。よって、式(18)より河道流伝播時間内の表層水流の平均流入強度  $\bar{q}_s$  を求めることができ、結局、 $\bar{q}_s \sim t$  なる時間変化曲線が求まることになる。ここでの目的は、表層水流のみによる hydrograph を求めることにあるので、仮に、山腹斜面を単傾斜々面と考え、河道部では先に行った同様の仮定等を行うことにより一応形式的には目的が達成されることになる。しかし、このような方法論には、例えば上述での  $\bar{q}_s$  の値は  $T$  の時間スケールの現象であるから  $q_s$  の時間変化曲線を階段関数とすればその誤差評価を行う必要が生じ、また、山腹斜面を矩形近似する誤差評価の必要性など種々の問題点が生じて来る。それゆえ、地下水流の分離、式(8)の精度、観測流量の精度等々を考慮すれば、上述の方法論に較べ以下に述べる方法論でもさほど精度的に差がないと思われるので、本文では次に述べる方法論に従った。

さて、式(8)と同じ伝播時間  $T$  をもつと仮定したときの河道降雨及び表層水流入による流量のみによる仮想的な流出量をそれぞれ  $Q_c, Q_s$  とし、

$$Q_{ob}' = Q_c + Q_s \quad \text{ここに、} \quad Q_c = \sqrt[p]{T \cdot \bar{q}_c} / K, \quad Q_s = \sqrt[p]{T \cdot \bar{q}_s} / K$$

なる量を考える。そして、 $G = Q_{ob} - Q_{ob}' / Q_{ob}$  とおくと、この  $G$  は総量の誤差を意味する。 $q_c \rightarrow 0$  あるいは  $q_s \rightarrow 0$  で  $G \rightarrow 0$  であり、 $q_c \sim q_s$  では  $G \sim 0.2$  となるので結局  $G = 0.0 \sim 0.2$  の範囲にある。よって、 $Q_{ob} - \alpha \cdot Q_c$  でもって表層水流による河道流と考えれば、 $\alpha$  の範囲は  $1.0 \sim 1.2$  となる。そこで、両極端である  $Q_{ob} - Q_c, Q_{ob} - 1.2 \cdot Q_c$  の2つの場合を考えることにした。

一応、近似的に分離された表層水による流量成分は河道降雨による流量成分と一体となって河道を流下するのであるから、もし河道降雨の影響が無視できる状態 (model) では本来の伝播時間より早く伝播されていることになる。ゆえに、この伝播時間の差を評価しておくことが必要とされる。

さて、上述の線形的分離によって求めたみかけの表層水により形成される時刻  $t$  における流量を  $Q_s'$  とする。 $Q_s'$  が  $q_s = \text{const.}$  の条件下の擾乱として形成されたものとすれば、その擾乱が河道を流下するに要する伝播時間 ( $T_*$ ) は、式(8)より以下ようになる。

$$T_* = KLQ_s'^{p-1} = KL(Q_{ob} - \alpha \cdot Q_c)^{p-1} \dots\dots\dots(19)$$

それゆえ、 $q_c, q_s = \text{const.}$  の仮定のもとで、時刻  $t$  に於ける観測流量  $Q_{ob}$  の伝播時間を  $T_0$  とすれば、対象の  $Q_s'$  は時刻  $t + (T_* - T_0)$  に生ずることになる。ここで、 $Q_s'$  に推定誤差が含まれている場合を考える。正しく評価された  $Q_s'$  を  $Q_{so}'$  として、次の誤差表現を用い、

$$Q_s' = Q_{so}'(1 + \delta) \dots\dots\dots(20)$$

また、上述の時間の shift 量を  $\Delta T = T_* - T_0$  と表わし、 $Q_{so}'$  に対応するものを  $\Delta T_0 = T_{*0} - T_0$  とおくことにする。これらより、 $\Delta T$  の誤差評価は、

$$\Delta \equiv \Delta T - \Delta T_0 = KLQ_{so}'^{p-1} \{(1 + \delta)^{p-1} - 1\} \dots\dots\dots(21)$$

$$\div T_{*0}^{p-1} \cdot \delta \dots\dots\dots(22)$$

ということになる。例として、 $p-1 = -0.3, \delta = 0.2$  と仮定して、 $T_{*0} = 30, 60$  分の場合を考えると、それぞれの  $\Delta$  の値は2分、4分ということになる。後述する実験例の場合、 $T_{*0} = 30 \sim 60$  程度あるので、実流域での観測精度等を考慮すると、 $\Delta T$  の誤差はかなり小さいものと予想される。しかし、流量的には  $\delta$  の誤差が入って来る。なお、これら一連の議論には、 $q_s = \text{const.}$  の仮定からの変動を含めた誤差評価は行っていないが、対象とする時間スケールで  $q_s$  の変化はかなりゆるやかなものと予想され、さらに、 $q_s$  の変化が  $\Delta T, \Delta T_0$  に与える誤差は同一方向性をもっと予想出来るので、 $\Delta T - \Delta T_0$  の演算過程では  $q_s$  の変動の効果が打ち消される傾向にあるとも言え、結局、 $q_s$  の変動の効果は、 $\delta$  に比べ二次的であろうと推定される。

以上の考察に基づき、本研究では、上述の河道降雨の影響を線形的に観測流量から除去した hydrograph を、次式、

$$\Delta T_p = T_* - T_0 \dots\dots\dots(23)$$

の値だけ時間的に shift させる方法論をとった。なお、この議論は河道流の擾乱域で成立するのであり、非擾乱域では、式(23)の必要性がないことは明白であろう。

5. 実験結果及び考察

模型にどのような波形の人工降雨を与えるかという問題に対し a priori に答えることは出来ない。逆に言えば、この表層水流の有効降雨の特性を究明することも本研究の1目的であるからである。それゆえ、本実験では、とりあえず仮説的に“実流域山腹表層内を流下する流れの有効降雨は観測降雨に比例する”と考え、両運動系間に介在する時間相似比、表層水流の有効降雨強度比等の決定のため、実流域の斜面流出成分として早い中間流出成分が生起していないと予想される洪水を抽出して実験を行った。

さて、本研究に於ては流域全体的な立場で相似問題を考えているので、実流域末端での観測流量及び模型でのそれを対比させ、次の諸量を用いて議論を行った。

実流域では、  $Q_{*p} = Q_{ep} / Q_{ep, max} \dots\dots\dots(24)$

模型流域では、  $Q_{*m} = Q_{em} / Q_{em, max} \dots\dots\dots(25)$

ここで、 $Q_{ep}$  は、地下水流(初期流量)は自然遞減するものとして、観測流量より地下水流及び河道降雨の影響を線形的に差し引いたものとする。なお、地下水流流量が 10 l/sec 程度の自然遞減状態では、遞減係数  $1.5 \times 10^{-3}$  1/hr をもった指数関数として変化する。一方、 $Q_{em}$  については、初期流量の自然遞減は先述のように指数関数的であるので、この初期状態の影響を実流域の場合と同様に考え、実験測定流量より線形的に差し引いたものとする。

結局、種々の有効降雨強度比と時間比をもつ実流域での観測 hyetograph と形状相似な人工降雨を模型に与えることにより得られる hydrograph を式(25)の表現とし、また、模型での時間を時間相似比を用いて実流域のものに変換し、4. で述べた河道降雨の影響を考慮しつつ、もっともよく式(24)に合致する相似比を求めればよいことになる。

5.1 相似比の決定

Fig. 3-1, 3-2 及び Fig. 4 は、Table 1 に示されている洪水の特性量を有した Case 1, Case 2 の実験 hydrograph の1例である。また、同図には現地観測に基づいて得られた河道部の諸定数  $K=0.8(m-s)$ ,  $p=0.7$  及び河道巾 3 m, 河道長 1.2 km を用いて河道降雨の影響を線形的に除去した hydrograph (式(24)) が同時に描かれている。なお、Case 2 の prototype の hydrograph は、 $t_p=40$  min 付近で急に減少し再び増加するという奇妙な形状になっているが、これは次の様に考えると説明がつく。すなわち、この時刻は河道降雨を除去する計算過程で、河道流の非擾乱域から擾乱域への遷移点に対応している。ゆえに、この付近まで表層水の

Table 1 Characteristic values of flood runoff.

CASE	DATE	MAX. DISCHARGE (l/s)	TOTAL VOLUME OF RAINFALL (mm)	DURATION OF RAINFALL (min)	INITIAL DISCHARGE (l/s)	NOTE
1	S.46.7.22	66.7	30.5	60	8.7	
2	S.46.7.16	59.8	33.5	75	6.0	
5	S.47.7.3	112.5	33.5	45	6.3	nonlinearity of runoff component
6	S.46.8.31	51.3 126.0	18.5 104.5	90 375	10.7	prompt interflow
7	S.46.7.7	49.9	27.0	135	9.2	prompt interflow

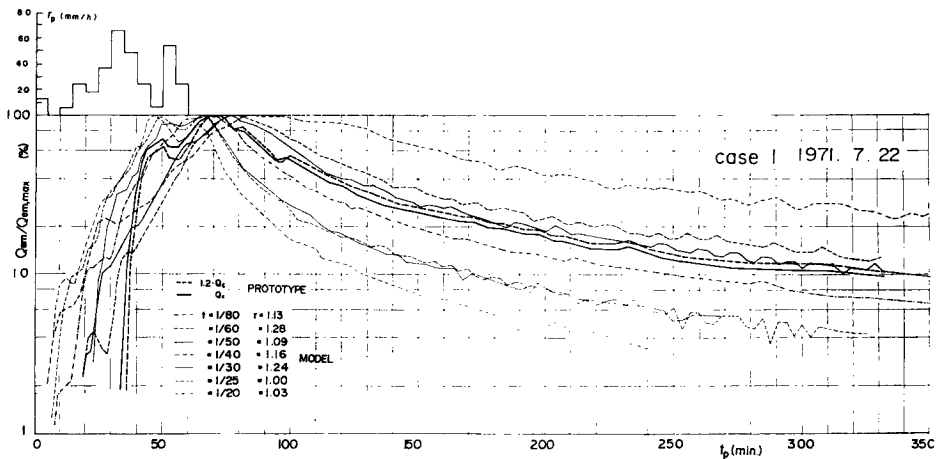


Fig. 3-1 Comparison between hydrographs obtained by various artificial rainfalls being similar in shape of the observed hyetograph in the prototype.

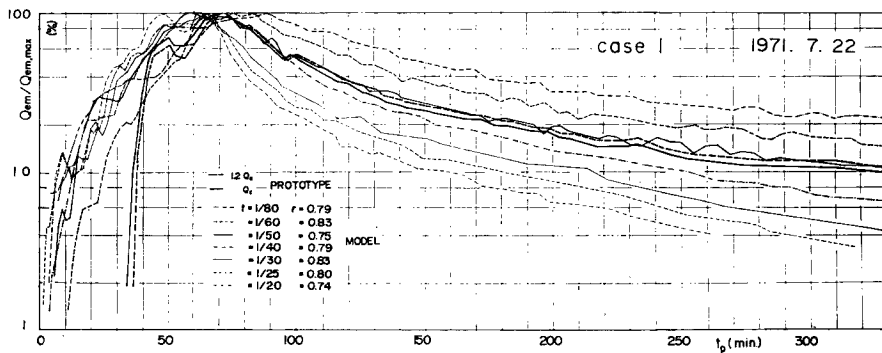


Fig. 3-2 Same as Fig. 3-1.

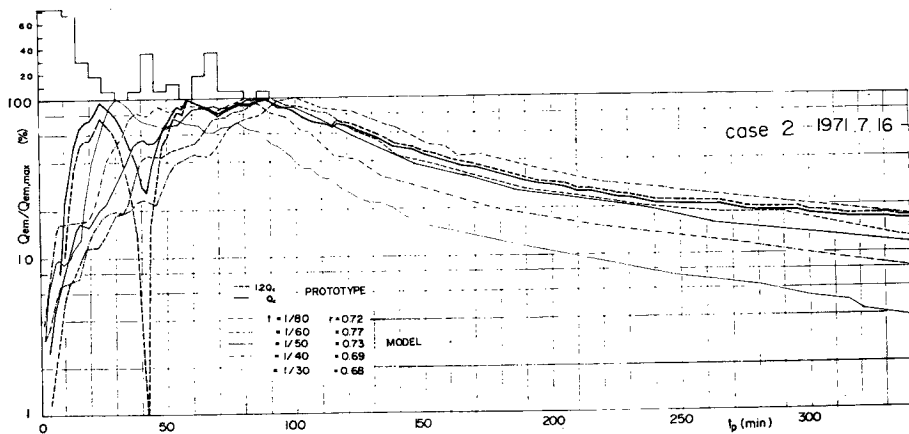


Fig. 4 Same as Fig. 3-1.



流れ（非擾乱域と推定）を有効降雨率4%（後述）として河道への流出強度を求め、河道降雨によるものとを加え合わせることで得られる流入強度は、4. で議論した  $\theta=\pi/2, 2ft=1, M \approx 0.4$  程度、に相当し、 $\epsilon \sim 10^{-1}$  となる。よって、式(8)で評価された伝播時間は10%程度大きく見積られていると推定されるので、式(8)を用いて等価的に  $K=0.8$  を  $K=0.65$  に変換 ( $\delta T_0 \sim -\delta K$ ) して再度河道降雨の計算を行なうと上述のような急激な変化はなくなることが判る。

さて、過減状態に注目し河道降雨の影響が無くなった後の prototype の hydrograph (式(24)) を片対数紙に書いたものは、peak 流量 ( $Q_{ep, max}$ ) の推定誤差に関係なく平行性が保たれている。Fig. 3, 4 に於て、prototype の hydrograph を時間軸は固定して種々の model の hydrograph に重る様に平行移動を行うとよく一致している部分が見出せる。もっとも一致部分は時間比 ( $t$ ) やまた多少降雨強度比 ( $r$ ) によっても異なるが、特に  $t=1/40, 1/50, 1/60, 1/80$  の場合は降雨終了後3時程度までよく一致していることが判る。Fig. 5, 6

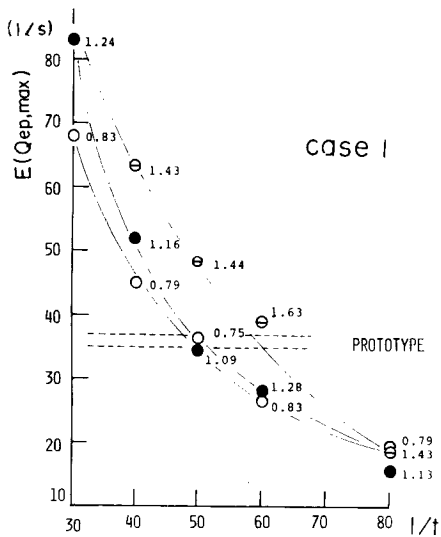


Fig. 5 Expected maximum discharge in prototype if hydrograph is in similitude with respect to each ratio of time and rainfall intensity. (Note: number in figure value of “r”).

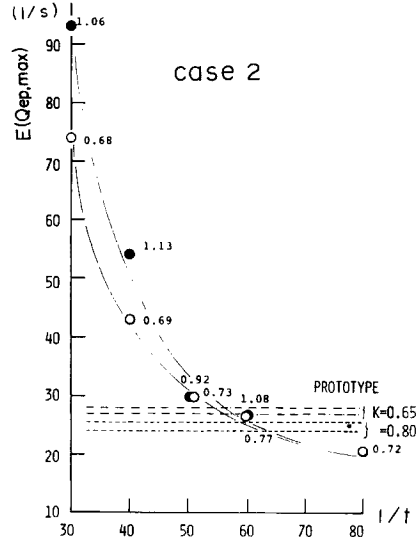


Fig. 6 Same as Fig. 5.

には、計算から求めた  $Q_{ep, max}$  の値とこの平行移動の操作を行った際に各々の時間比、有効降雨強度比を有する model の hydrograph が相似状態に在ると仮定した際のそれより求まる prototype の peak 流量  $E(Q_{ep, max})$  の値が書かれている。なお後者については次の様である。すなわち、両系が相似状態にあれば流量相似比 ( $Q_r$ ) は、

$$Q_r = r_e \cdot x^2 = \frac{r_{em}}{r_{ep}} \cdot x^2 = \frac{r \cdot r_p}{f \cdot r_p} \cdot x^2 = \frac{r}{f} \cdot x^2 \dots\dots\dots (26)$$

ここに、 $r_e$ : 表層水に関する有効降雨強度比、 $r_p$ : 実流域での観測降雨強度、 $f$ : 実流域の表層水の有効降雨強度 ( $r_{ep}$ ) の観測降雨強度に対する比 ( $=r_{ep}/r_p$ )、 $r$ : 模型に与えた降雨の実流域での観測降雨強度に対する比、 $r_{em}$ : 模型での表層水の有効降雨強度 ( $=r \cdot r_p$ ) で表わせるから、求めるものは以下の様になる。

$$E(Q_{ep, max}) = Q_{em, max} \cdot \frac{f}{r} x^{-2} \dots \dots \dots (27)$$

また、Fig. 7, 8 及び Fig. 9 (後述の Case 5) は上述の相似状態の仮定により決まる実流域表層水の有効降雨の変換係数  $f$  を示したものである。Fig. 5, 6 よりすれば、 $r$  の値によって多少は異ってくるが両系に介在する時間スケールは  $t=1/50 \sim 1/60$  ということが読みとれる。なお、この時間スケール決定法は hydrograph の逓減部と peak 流量の値にのみ注目したものであるから、さらに peak 流量の発生時刻とか peak 流量近傍の形状とかに着目して詳細に相似状態を検討する必要がある。以下では、これらの点に注目して考察を進めることにする。

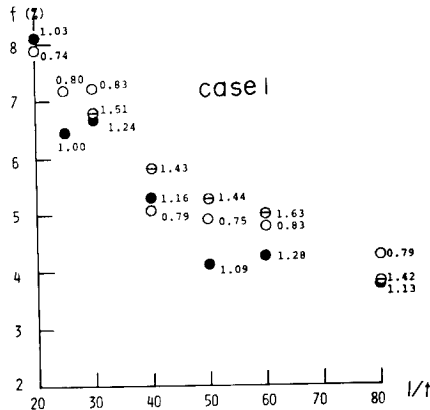


Fig. 7 Proportional constant of effective rainfall to observed hyetograph with respect to the flow through a surface layer. (Note: number r in figure means value of "r").

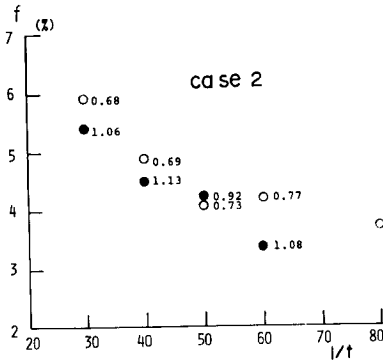


Fig. 8 Same as Fig. 7.

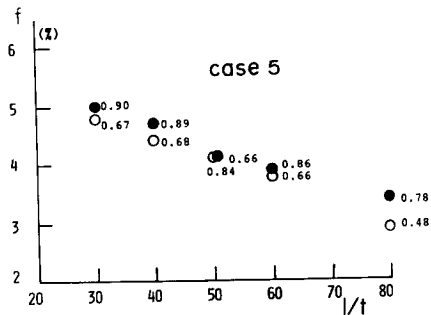


Fig. 9 Same as Fig. 8.

さて、Fig. 10 は Case 1, Fig. 11 は Case 2 の peak 流量近傍の無次元表示の hydrograph であり、また、Fig. 12, Fig. 13 は、河道降雨による時間的影響を考慮するために式(23), *i. e.*  $\Delta T_p = T - T_0$  で表示された1つの index である。

(i) Fig. 10-1 (Case 1,  $t=1/50$ )

$r=1.09$  の場合は、増加及び減少部分にわたり prototype の hydrograph より 5分程度遅れており、Fig. 12

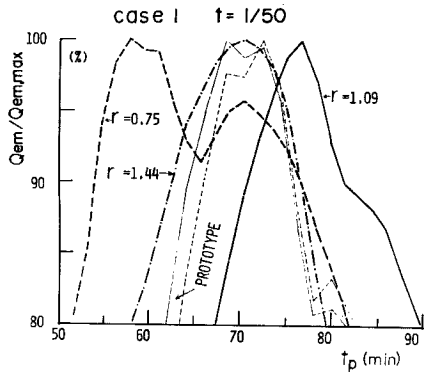


Fig. 10-1 Observed hydrographs near peak discharge in the model.

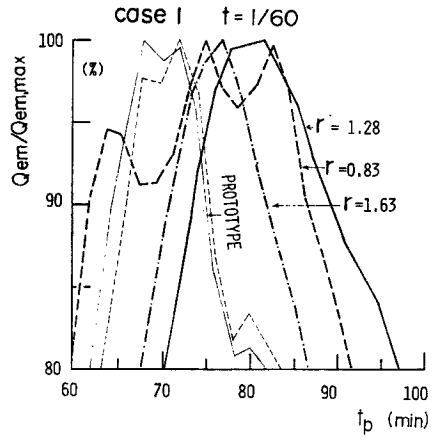


Fig. 10-2 Same as Fig. 10-1.

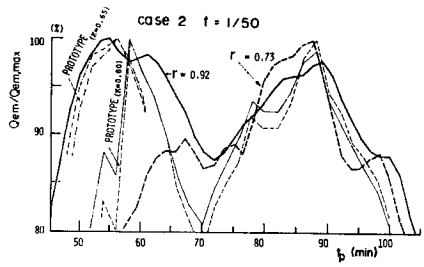


Fig. 11-1 Same as Fig. 10-1.

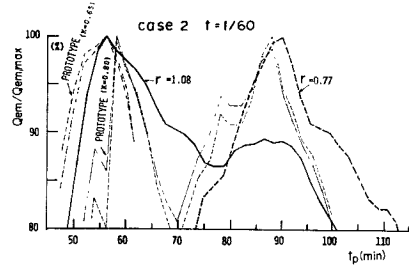


Fig. 11-2 Same as Fig. 10-1.

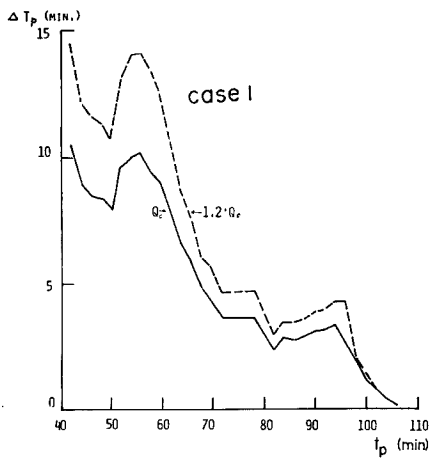


Fig. 12 Influence by channel precipitation on time of propagation in the channel.

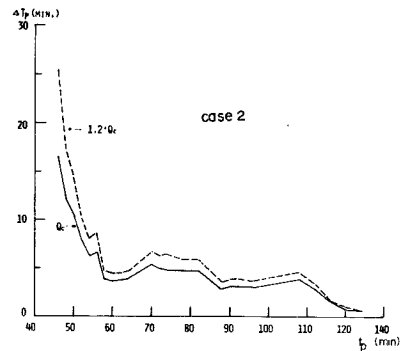


Fig. 13 Same as Fig. 12.

での  $\Delta T_p$  の order と一致している。 $r=0.75$  の場合、増加部分が prototype のものより先行し不合理である。 $r=1.44$  の場合、prototype のものに終始ほぼ一致をみているので不合理である。

(ii) Fig. 10-2 (Case 1,  $t=1/60$ )

$r=1.63$  の場合、全域にわたり5分程度 prototype のものより遅れているので  $\Delta T_p$  との order が一致する。 $r=1.28$  の場合、増加部分では、5~10分程度 prototype より遅れ  $\Delta T_p$  と order を同じくするが、減少部分では、15分程度の遅れを示し、 $\Delta T_p$  との order 比較よりすると少し遅れ大きすぎる様である。 $r=0.83$  の場合、増加部分が prototype より先行し余り一致しているとは言えない。

(iii) Fig. 11-1 (Case 2,  $t=1/50$ )

$r=0.92$  の場合、第1 peak 以前の prototype ( $K=0.80$ ) との適合性は良くないが、先述した様に河道降雨の影響が大きめに見積られたためと考え、 $K=0.65$  の hydrograph を調べると比較的一致していることが判る。第1 peak 以降の model の hydrograph は、 $\Delta T_p$  が数分の order ということを考えてよく一致していると言える。 $r=0.73$  の場合、第1 peak 近傍の様子は異っているが第2 peak 近傍では両 hydrograph はよく一致していると言える。

(iv) Fig. 11-2 (Case 2,  $t=1/60$ )

$r=1.08$  の場合、第1 peak 流量以前の上昇部では (ii) でも述べた理由より  $K=0.65$  で対比すると比較的よく一致している。それに続く下降部でも両 hydrograph は大略的に一致しており、また、第2 peak 近傍では、流量的には異っているが peak 発生時刻などはほぼ一致している。 $r=0.77$  の場合、第1 peak 近傍は全く異っているが、第2 peak 近傍では、 $\Delta T_p$  を考慮するとよく一致しているといえる。

以上、実流域及び模型の peak 流量近傍に注目して詳細に hydrograph の様子を調べたが、先述の通減部に注目した際の一致をみたものを同時に考慮すると、両系が相似状態にあると予想される hydrograph は、Case 1 に関しては、 $t=1/50$ ,  $r=1.09$  及び  $t=1/60$   $r=1.63$  の場合であり、Case 2 については、 $t=1/60$ ,  $r=1.08$  の場合であろう。しかし、次の表現が出来よう。すなわち、本研究の水利模型に於て相似問題を議論する際、時間スケールが非常に重要な要素になることが判ったが、有効降雨強度比の方は時間スケールに比べ二次的性質の様子が強い。しかし、有効降雨強度比と時間比との関係は反比例的と言えそうである。

さて、先述のごとく模型での通減 hydrograph が降雨終了後3時間程度まで実流域のものとよく一致するが、この事実は実流域表層部に降った雨水が直接に表層水流に数時間までも関与するとは斜面伝播時間からも考えられないから、本研究で用いた模型は、実流域の表層部における雨水の貯留過程をよく表現していると考えられる。もっとも、これには、3.2で述べた初期状態の設定がうまく行えたとも言えるであろう。なお、現時点の模型では、降雨開始時の hydrograph の立ち上り部分は降雨遮断、土層の土湿不足等の非常に複雑な初期損失の process が存在するので、simulation は行なえない。

さて、以上の得られた結果を用いて実流域の未知量の推定を行うこととする。すなわち、

(i) 表層水に関する有効降雨は観測降雨強度に比例すると仮定したが、この場合の比例定数は  $f=4\%$  程度である。

(ii) 表層水流の伝播速度について。その流れが線型性を保持していると予想される Case 1, Case 2 の peak 流量近傍では、模型での伝播速度を  $0.8 \text{ cm/sec}$ 、及び  $t=1/50$  を仮定すれば、 $x=1/100$  のもつで、 $1.6 \text{ cm/sec}$  程度ということになる。さらに、模型での表層の透水係数 ( $k_m$ ) と有効空隙率 ( $\gamma_m$ ) との比は  $k_m/\gamma_m=1.5 \text{ cm/sec}$  であるので実流域のそれは  $k_p/\gamma_p=3 \text{ cm/sec}$  程度と予想される。

なお、表層水流の現地観測によれば、(ii) の伝播速度はほぼ  $3 \text{ cm/sec}$  であり、その値を用いて (i) の有効降雨強度に関して同様の比例的という仮定に基づき逆算的に  $f=2\%$  程度<sup>11)</sup> という結果を得ている。伝播速度の方は、山腹表層部での観測 hydrograph と hyetograph との対応から微分演算的に求められたものであるが、演算の対象の系が流量的に閉じていないということ、測定自体非常にむづかしくまた局所的であること、さらには測定値自体のかなりのバラつきがあったこと等を考慮する時、模型実験より求められた (i) (ii) の値に流

域平均的なものであり微分演算より積分演算として求まっている点に注目すれば、本実験の方が実流域の現象をむしろ忠実に表現しているとも言えよう。もっともこれらの値は実流域に適用してその真偽を検討し、再度模型実験に feedback されねばならない性質のものである。

5.2 応用例

(1) 早い中間流が発生する洪水

④ S46.7.7 の降雨 (Case 7)

表層水以外に中間流が生起している場合、Fig. 14 における実流域の通減流量曲線は表層水のみが生起 (Case 1, 2) している場合に比べ非常に緩慢に変化している。この流出成分を求めるため、模型に  $t=1/50, r=1.60$  の人工降雨を与え実験を行った。そして得られる hydrograph  $Q_{em}$  を

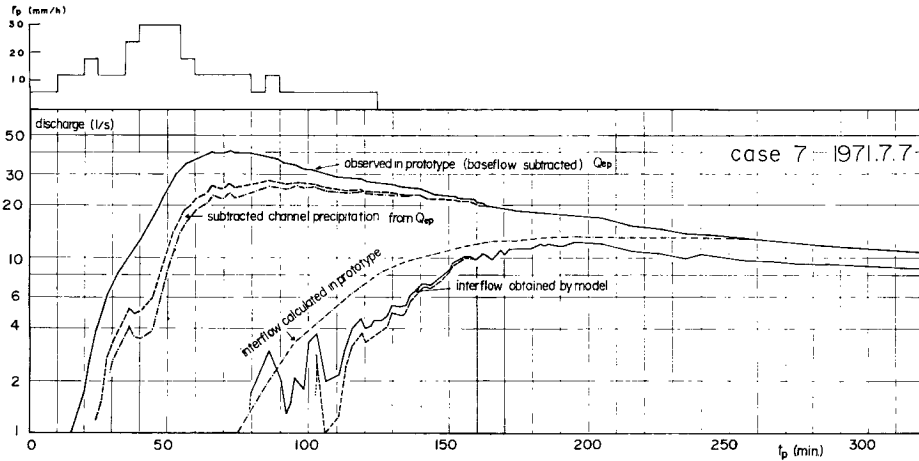


Fig. 14 Hydrograph of interflow obtained by the model experiment.

$$Q_{s, p}(t_p) = Q_{em}(t_p \cdot t) / r \cdot x^{-2} \dots\dots\dots(28)$$

ここに、 $f=0.042, x=1/100$

により実流域の表層水流に関する hydrograph に変換し、実流域の観測 hydrograph から地下水流出成分、河道降雨を線形的に除去したものより、同様に線形的に  $Q_{s, p}$  を差し引いて中間流の hydrograph を求めた。なお、同図には実流域において計算を用いて求められた中間流の hydrograph (京大・小葉竹氏による未発表) も示しておいたが、中間流の発生時刻、peak 流量生起時刻及び peak 流量など模型で得られた結果とよく一致していることが判る。しかし、 $t_p=200$  分以降の通減状態は異っているが、これは計算に於て表層部の雨水の貯留機構を組込まれずに伝播速度一定とする kinematic wave 法によったための差異によるものと考えられる。

⑤ S46.8.30 の降雨 (Case 6)

本洪水、ほぼ1ヶ月間程多少の降雨(夕立ち性の降雨)を除けば無降雨状態が続き、その後3時間の総降水量が 16 mm という弱い降雨が続き1時間程降雨が止んだ状態からの降雨によって生じている。本実験は  $t=1/50, r=1.46$  の降雨を用いて行なわれたが、Fig. 15 は降雨開始後2時間程度をとり出したものであり、実験 hydrograph は  $f=0.042$  を用いた式(28)により prototype に変換して示されている。また prototype の方は、地下水流及び河道降雨を線形的に観測流量から差し引いたものが示されている。peak 流量近傍の河道降雨の影響は  $4T_p=5\sim10$  分の order であることが判っているのでこれを考慮すると両 hydrograph はよく合っていると言える。しかし、通減部に着目して  $f$  の値を求めると3%という結果を得る。このことは、降

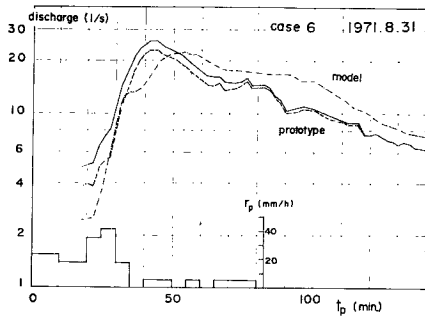


Fig. 15 Comparison between observed hydrograph in the prototype and in the model.

中間流の hydrograph も同時に示してある。これらを比較すると次の様である。i) 中間流の発生時刻及びその最大流量発生時刻はほぼ一致している。ii) 計算に用いられた 中間流発生場より下層への 最終浸透能 ( $f_{IIc} = 3.6 \text{ mm/hr}$ ) の値が過小評価されているため、15 l/sec 程度 prototype の方が大きく出ている。さらに降雨終了以降の逓減部では上述の過小評価のため実流域の hydrograph よりも計算値の方が大きく出て、さらに逓減の様子も異にする結果になっていると予想される。

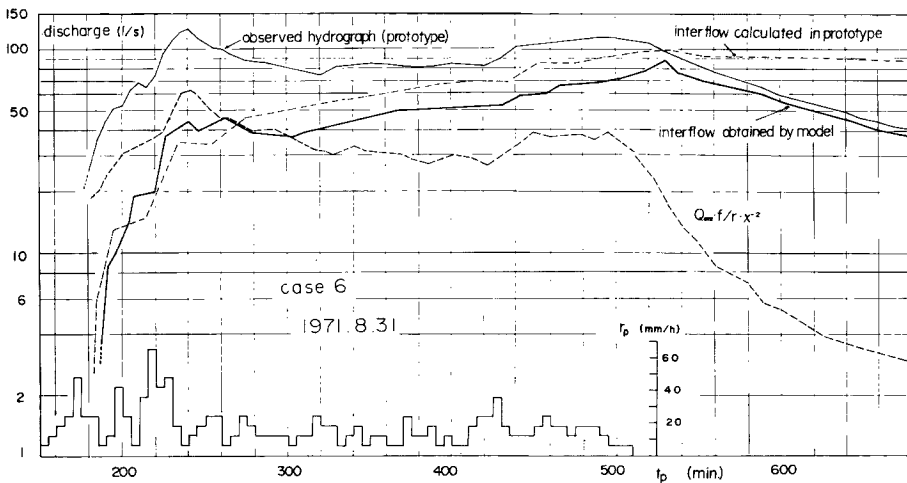


Fig. 16 Hydrograph of interflow obtained by the model experiment.

## (II) 非線型性を示す表層水の洪水 (Case 5)

この洪水は、Table 1 に示したように45分間に総降水量 33.5 mm, 平均時間降雨強度 44.7 mm/hr という非常に強い降雨によって生じている。この場合も、種々の時間スケールと降雨強度の降雨波形を Case 1, 2 と同様に模型に与え、式(26), (27)を用いて以前と同様な操作を行ない Fig. 17 で示される関係を得た。この図よりすれば求める時間スケールは  $t=1/45$  程度となり Case 1, 2 で決められた  $t=1/50 \sim 1/60$  より大きくなる。一方、Fig. 9 で示された様に  $t=1/50, 1/60$  での  $f$  の値は4%程度であって特に小さな値ではなく、この  $f$  の値によって式(27)から  $E(Q_{ep, max})$  の値が過小評価されたために  $t > 1/50$  となったとは考えにくい。それゆえ、 $t > 1/50$  となった事実は、peak 流量近傍での表層水の流れに非線型性が生じ、Case 1, 2 とは異

雨継続中は表層水流の有効降雨の機構は Case 1, 2 と同様であるが、降雨停止後はかなりの乾燥状態が続いたために下部への浸透機構が異っていたためと予想される。すなわち、表層水の有効降雨の  $f$  の値は固定的なものではないという事実を暗示しているようである。

さて、次に続く一連の降雨によって中間流生起場の土湿不足が充足され中間流が発生し降雨終了後の逓減部分は非常に緩慢に変化している。この一連の降雨の模擬発生により得られた hydrograph を用い④で行った同様の操作で中間流の hydrograph を求めたものが Fig. 16 であり、また同図には実流域での計算による<sup>11)</sup>

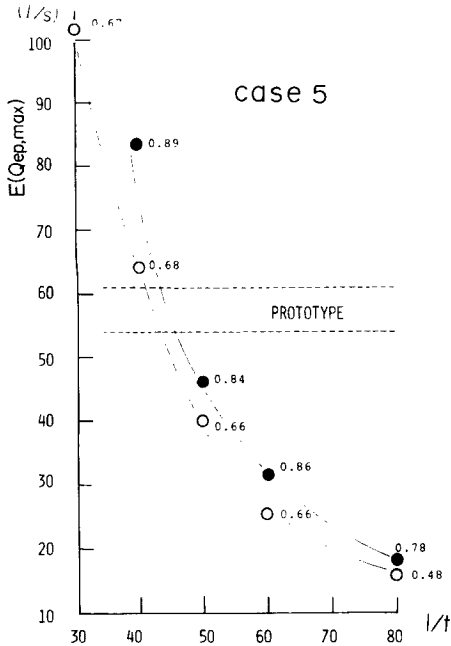


Fig. 17 Same as Fig. 5.

た流れ特性が表層水に現われたためと考えられ、一方、模型での表層水流も多少の非線型性を示していることは実験でも明白であるが、その程度の比較に於て prototype の方がまさっていたとも言えそうである。この様な両系の現象論的説明により、実流域での観測流量の最大値が模型のそれに対して過大に現われたためと推定される。

さて、Fig. 18 は非線型性の流れがなくなると予想される通減部より求めた  $f$  の値を用い式(28)より模型での hydrograph を prototype に変換したものである。なお、同図には線型的に河道降雨と地下水流を除去した prototype の表層水流に対する hydrograph が同時に示されているが、これらと model の hydrograph の差が形式的な非線型成分と考えられる。なお、上述の議論での表層水流を線型成分と非線型成分の分離は、現在の所、表層水流の発生場が唯一の山腹表層部として考えているので余り物理的に意味があるわけではない。むしろ、ここでの目的は分離操作自体でなく水理模型を用いて山腹表層の非線型性の存在とか発生限界等を一応考察出来るということである。

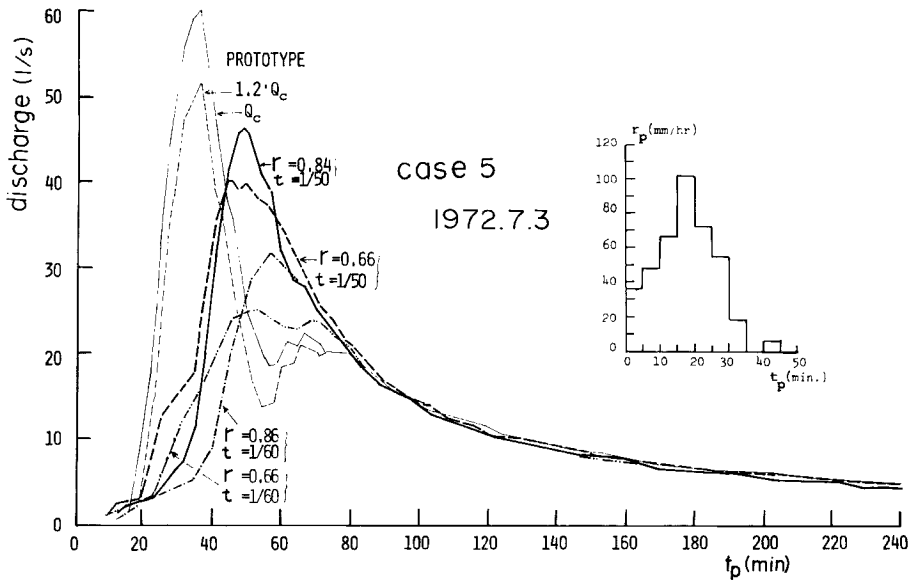


Fig. 18 Hydrograph resulting from the nonlinearity of runoff component.

## 6. む す び

表層水流と河道流の運動場を予め設定された状態の相似律の議論に基づき、実流域での観測降雨と形状相似な人工降雨を水理模型に与えることにより、両系間に介在する物理量の相似比及びそれに基づいて実流域で直接測定が困難な物理量を推定した。得られた結果をまとめると次の様である。

水理模型と実流域の対応については、

- (i) 本研究の水理模型では、時間スケールが重要な要素となり有効降雨強度のスケールは前者に比べると二次的なものであろう。
- (ii) その時間相似比は1/50~1/60程度である。
- (iii) 表層模擬の多孔質材料は実流域の通減特性（雨水の貯留過程）をうまく表現しており、降雨終了後数時間まで相似状態を維持することができる。

実流域については、

- (i) 表層水の有効降雨強度は一応観測降雨強度の4%程度であるが、この値は必ずしも固定的なものではない。
- (ii) 表層流の伝播速度は、1.6 cm/sec 程度である。
- (iii) 早い中間流が生起する時刻は水理模型と実流域での計算とがよく一致し、現地での発生のための最大初期損失量の推定値<sup>9)</sup>は妥当なものと予想される。

なお今後の課題としては、本研究では河道降雨の要素を近似的な計算を用いて考察したが、今後は、ほぼ求まった時間スケールを用いて実際に河道給水を行ない河道降雨の模擬を含めた流域全体の立場での simulation の完成に努める必要がある。また、表層水の有効降雨強度比に関しては、物理的に給水強度には上下限があり、精度的にも限界があろうが、今後詳細な実験により現在不明な有効降雨強度比を明確にする必要がある。

最後に、この研究を進めるにあたり実験に協力していただいた当時本学四回生田中雅和君(現在京都府勤務)に対し感謝の意を表わすものである。なお、本研究の計算の1部には防災科学資料センター FACOM230-25を使用した。

## 参 考 文 献

- 1) たとえば、岩垣雄一・末石富太郎：横から一様な流入のある開水路の不定流について，土木学会誌，第39巻，第11号，昭29.11，pp. 575-583.
- 2) たとえば、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，京都大学防災研究所年報，第5号A，昭和37.3，pp. 147-173.
- 3) 石原安雄・小葉竹重機：山地流域における直接流出の生起過程，京都大学防災研究所年報，第12号B，昭和44.3，pp. 247-259.
- 4) 石原安雄・小葉竹重機：荒川流出試験地における水収支について，京都大学防災研究所年報，第14号B，昭和46.3，pp. 131-141.
- 5) 石原安雄・小葉竹重機：荒川流出試験地における水収支について(2)，京都大学防災研究所年報，第15号B，昭和47.4，pp. 321-331.
- 6) 前出 5)
- 7) 石原安雄・下島栄一：洪水流出の模型実験について，京都大学防災研究所年報，第15号B，昭和47.4，pp. 305-319.
- 8) 前出 3)
- 9) 石原安雄・下島栄一：河川流域における直接流出の通減機構について，京都大学防災研究所年報，第16号B，昭和48.4，pp. 371-384.
- 10) たとえば、石原藤次郎・本間仁編：応用水理学中Ⅱ，丸善 pp. 404-427.



- 11) 石原安雄・小葉竹重機：荒川試験地における雨水の浸透について，土木学会第28回年次学術講演会講演概要集，昭和48.10，pp. 157-158.