

荒川流出試験地における水収支について (2)

石原安雄・小葉竹重機

ON THE WATER BALANCE IN ARA EXPERIMENTAL BASIN (2)

By Yasuo ISHIHARA and Shigeki KOBATAKE

Synopsis

The precise and continuous observation of rainfall amount and runoff rate have been carried on in Ara experimental basin since 1966. To elucidate the water balance of the basin, it is necessary that groundwater runoff rate is estimated. So, we have started anew the observation of the outflow from a joint of rock which exposed on the slope of the basin. This outflow seemed to represent the characteristics of groundwater runoff because both of the recession states of the flows are closely similar. Using these observational results, we constructed the runoff model of the basin, and estimated the effective rainfall to each runoff components. Specially we have made clear the relation between amount of basin recharge and the former duration of no rainfall.

1. ま え が き

近年の水問題は、従来のような洪水中心の考え方から、洪水と水資源の両方に重点を置くような考え方になってきており、とくに水資源問題は大きくとりあげられるようになってきた。こうした問題を流出現象から見てみると、洪水についてはその主体である表面流と中間流の流出強度を予測することであり、水資源については地下水流出の総量を予測することがその主な内容となる。このように分けて考えられている表面流・中間流と地下水流も、流出の1サイクルの流出機構が解明されれば、その中に表われる1要素として、同じ取扱いができるようになるはずである。従来、洪水流出機構を水理学的に取扱ったものは、末石らの特性曲線法による出水解析^{1),2)}を始めとして、石原らの由良川の出水特性に関する研究³⁾、高樺の中間流理論に基づく直接流出の生起場に関する研究⁴⁾など多大の成果が上がっている。一方地下水流機構に関しては高木の被圧地下水帯、不被圧地下水帯からの流出モデル⁵⁾、角屋らの低水解析と損失降雨解析を同時に行なう補給能モデル⁶⁾など多くの成果が上がっている。

しかし洪水流出と地下水流出を同時に、水理学的に取扱ったものはあまりないようである。その原因としては、直接流出と地下水流出とをつなぐ浸透現象が複雑であり、各々の流出成分に対する有効降雨の算定が困難であることがあげられる。

われわれは荒川試験地において雨量、流量の測定とともに、山腹斜面上から浸出する流出成分の観測を行ない、これを地下水流成分のインデックスとして、1サイクルの流出機構を明らかにしようと試みている。なお不明な点が多いが、本文はこうした観点から、前出の多くの成果を参考にして1降雨における各流出成分への有効降雨の供給、とくに初期損失量について考察を加えたものである。

2. 観測結果とその考察

Fig. 1 (a) (b) は昭和45年5月29日から10月11日まで、(c) (d) は昭和46年5月4日から9月16日までの観測結果である。図中棒グラフは雨量(mm/hr)、実線は梅ヶ谷流量(l/sec)、点描は山腹斜面上からの浸出強度(l/hr)を表わす。山腹斜面上からの浸出量(以下では観測地下水という)の観測地点は前報告⁷⁾にもある通り、流域面積0.18 km²の梅ヶ谷流域に設けられた三角堰から上流に約150 m行ったところの山腹斜面

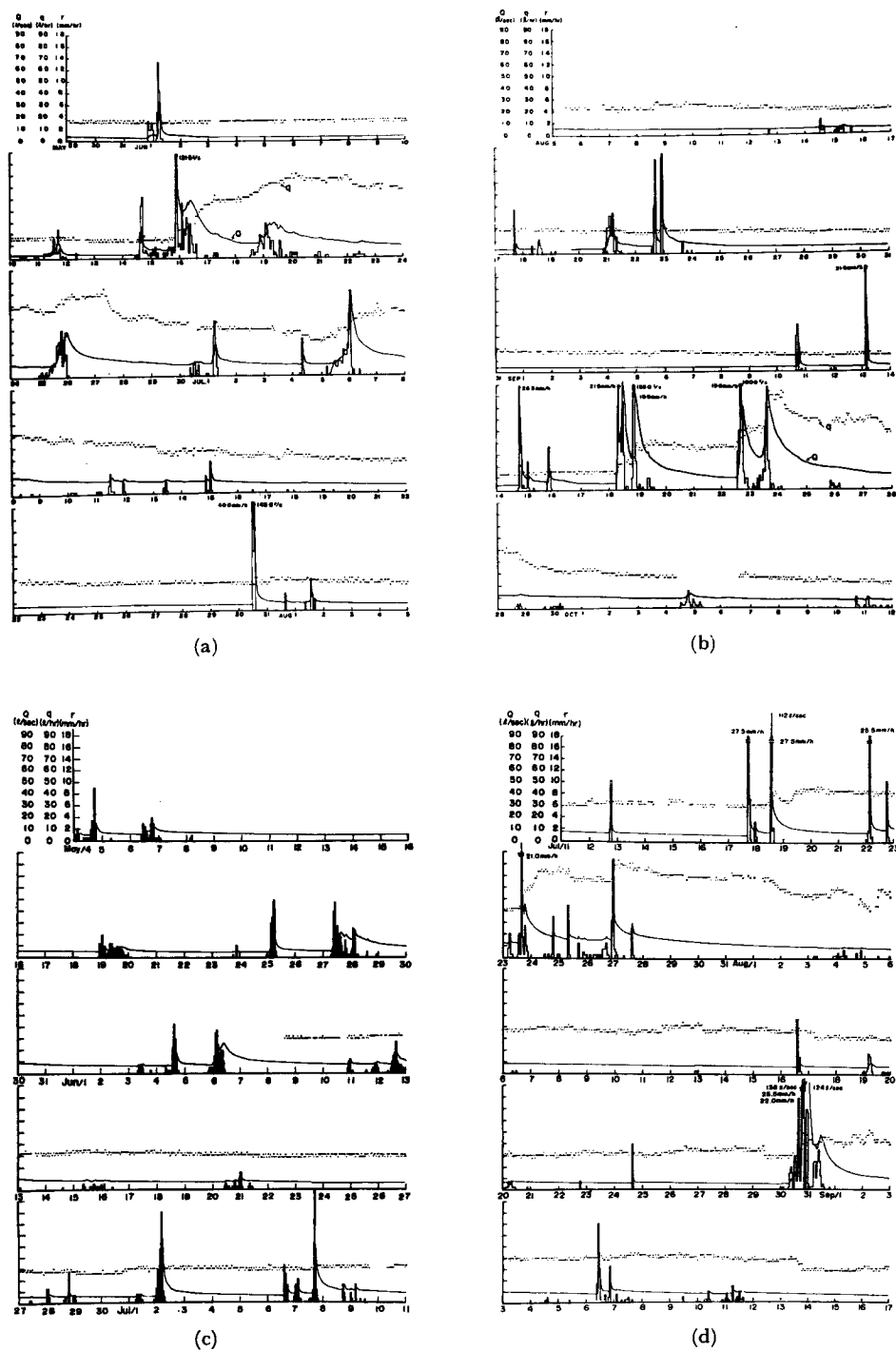


Fig. 1 Observational results of rainfall, river flow and groundwater runoff in 1970 and 1971.
Q shows runoff rate and q is groundwater runoff rate.

中程で、観測点から尾根までの距離は約 30 m である。斜面勾配は 40° で、観測地点から山腹下流にはガリが発達している。こうした地形は梅ヶ谷流域内において随所にみられる。観測には 2l の転倒樹型流量計を用い、雨量、流量などと同じ記録紙上に記録するようにした。

これらの図において観測地下水と河川流量とはい減の部分においてよく一致していることから、観測地下水は流域の地下水流出特性を表わしているものと考ええる。さらに観測地下水はある期間一定値になるが、このことは観測地下水にいわゆる A 層内を流れる早い中間流の成分は含まれていないことを示しており、観測値は A 層以下を流れる地下流出成分だけで構成されていることになる。この観測地下水はかなりの前期降雨の後に大きな降雨があった場合、あるいは一降雨でも大規模な降雨の場合には顕著に増加し始めるが、降雨開始後 30～40 時間で定常値に達する。その定常値は降雨条件によって二段階に分れており、それぞれの段階は図から大略 50 l/hr と 70 l/hr である。また観測地下水のい減部をみると、この場合も二段階の減少過程を示しており、各段階の値は増加の時と同じ値である。これらのことから観測地下水は二つの異なった場から発生していることが予想される。またこの二つの場における流れの性質を考えると、流れはダルシー則に従う流れと考えられ、斜面に沿う流向をもち、しかも斜面勾配が大きいことから水面勾配は無視できて、透水係数を k 、斜面勾配を $\sin\theta$ 、空隙率を γ とすると $k \cdot \sin\theta / \gamma$ の伝播速度を有する一種の kinematic wave 的な流れと考えられる。

つぎに観測地下水は二段階の減少過程を経た後は非常にゆるやかない減を示すようになり、一年を通じて観測地下水が 0 になることはない。ここで観測地点に対する地下水流出場の支配面積を考えてみると、河谷流量と観測地下水量との比がほぼ 940:1 となることから、支配面積は約 200 m² となる。前述のように観測地点から尾根までの距離は 30 m であるから巾は 7 m となり、観測地点の河川上流側と下流側にある同様のガリまでの距離とオーダー的に一致する。このことは観測地下水の支配面積は 200 m² 程度と考えてよいことを表わしている。この程度の小面積で 1 年を通じて流量が 0 にならない流れは、少なくとも前二者のような斜面勾配の効果の卓越した流れとは異なった流れを考える必要がある。山地流域を歩いていると、流域がかなり乾燥した状態の時にでも斜面中腹の岩の割れ目などから水が流出しているのを見かけることがある。これは斜面上流側で岩の割れ目に入った雨水が割目の連続した水みちを通して出てきたものと思われる。花崗岩風化地帯である荒川試験地では、花崗岩が深層から上昇してくる時にできた大小の亀裂、風化の進み方の違いでできる空隙など、こうした水みち的な割目は非常に多く存在すると考えられ、これを最終的な地下水流出機構と考えてみることにする。

3. 流出モデル

以上の観測地下水の結果と、以前われわれが観測した表層付近を流れる流出成分⁸⁾の観測結果とから、荒川試験地の流出モデルを想定したのが Fig. 2 である。表層はわれわれが表層水と呼んでいるダルシー則で近似できる流れの発生する場であり、ある強度以上の降雨があった場合にはいわゆる表面流の発生する場でもある。I 層は早い中間流の発生場であり、II, III 層は観測地下水のうち二段階を形成する流出成分の発生場であり、この流出成分は遅い中間流とも、あるいは地下水流とも呼ばれるが、流れの性質からいって遅い中間流と呼ぶことにする。IV 層は常時地下水が流出している層で、雨水はこの層内の無数の水みちの割目に存在している。図において $q_s, q_I, q_{II}, q_{III}, q_{IV}$ は各層からの流出強度、 r は林外降雨強度、 r' は林内降雨強度、 $f_I, f_{II}, f_{III}, f_{IV}$ は各層への浸透強度、 $L_s, L_I, L_{II}, L_{III}$ は各層における初期損失量、 L_T は降雨遮断量を表わす。なお IV 層については f_{IV} がそのまま q_{IV} に対する有効降雨強度となることにする。

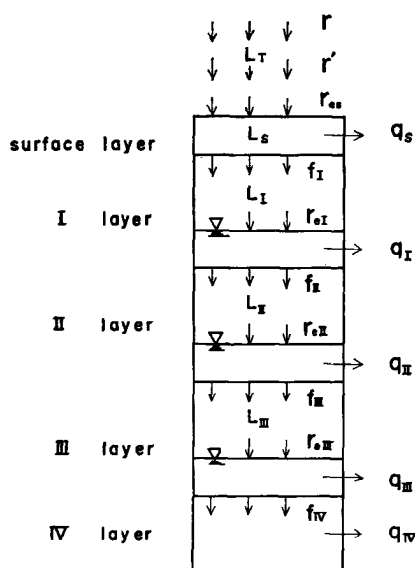


Fig. 2 Runoff model of Ara experimental basin.

4. 各流出成分に対する有効降雨

4.1 表層水に対する有効降雨

(1) 降雨遮断量 L_T と初期損失量 L_s : 表層水の観測結果から、表層水が発生するまでに要する林外降雨量を推定するのに用いた図が Fig. 3 である。横軸は林外降雨量の積算値、縦軸は観測表層水の積算値である。

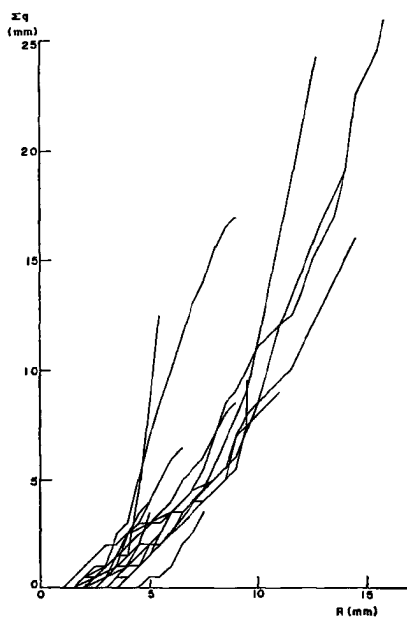


Fig. 3 Relation between total rainfall on tree crown and total amount of runoff from surface layer.

る。観測した表層水は斜面上にブリキ板をさし込んで、板上に集まる雨水を転倒樹型雨量計で測ったものであるが、板上から雨量計に導くパイプ上に降った降雨も測ってしまうという欠陥があることが判明した。したがって図において曲線の立上り部分の降雨量をただちに表層水発生までの初期損失量とすることはできない。いまパイプの面積は一定であるから、パイプ上の雨水だけを測っている間は観測表層水積算値と林外降雨積算値とは比例の関係にあるはずであり、逆にいえば比例の関係からはずれてくるところが表層水の発生開始点となる。図によれば比例関係からはずれてくるところは降雨形態によって異なるが、もともとこの点は降雨形態によって変化するものではないから、図からこの点は4mmと推定される。つぎに曲線の立上り点はパイプ上に雨水が到達するまでの林外降雨量を表わし、この点が降雨遮断の終了点と考えられるから、図から降雨遮断量は2mmとなる。前報告⁷⁾によれば遮断量は3mmであるが、この量は降雨量と流出量の差がすべて蒸発散によるとして求められたものであり、実際の量よりは大きい値を与えているように思われる。以上の考察により $L_T=2\text{ mm}$, $L_S=2\text{ mm}$ となる。また L_T を満たした後は r' は r と等しくなる。

(2) 表層水の発生限界と有効降雨 r_{es} : 表層水は常に発生するものではなく、ある強度以上の降雨の場合に顕著に発生するようである。この発生限界を調べてみたのが Fig. 4 である。この図は横軸に降雨強度 mm/min, 縦軸に表層水流出強度 mm/min をとったもので、降雨強度がピーク値から減少していく場合について描いたものである。図によれば降雨強度が0.06 mm/min になると表層水は急激に減少する。このことから表層水の発生降雨強度を0.06 mm/min とし、これ以下の降雨強度の場合は表層水は発生しないとする。0.06 mm/min 以上の降雨がある場合について表層水への有効降雨 r_{es} は、前に考察した結果⁴⁾ を用いて30分強度で表わすとすれば $r_{es}=(r'-1.8) \times 0.05\text{ mm/min}$ となる。30分強度で表わしたのは表層水の斜面上流端から下流端への伝播時間が30分であることによる。また一定率5%の意味は次項で考察する。

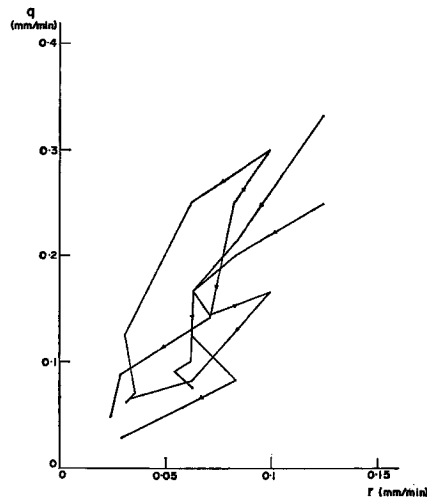


Fig. 4 Relation between rainfall intensity and runoff rate from surface layer in decreasing state of rainfall intensity.

(3) 表層水の性質：今までのべてきた表層水は、伝播時間などにしてもダルシー則に従う流れとして求めてきたが、この観測した表層水の本来の意味は何かを考えてみる。降雨時、山地流域において表層全域にわたって均一に流下するという流れは、特殊な場合を除けば見ることができない。この事実から観測した表層水は表層のある限られた部分に発生したものと推定され、水みち流出的な性格をもつものと考えられる。水みちではあるが必ずしも固定的なものではなく、浸透とか浸出とかの周囲の影響を強く受けるため、流域全体でみると結果的にはダルシー則で近似できる流れとなっているものと思われる。この斜面上流から下流

端まで連続した水みちの面積が全体の面積の5%である。

Fig. 5 は横軸に観測表層水への伝播時間内 (5 分間) の降雨強度, 縦軸に表層水の流出強度をとったもので, 降雨強度増加期についてプロットしたものである。図中白丸, 半黒丸, 黒丸はそれまでの降雨量が, それぞれ 10 mm 以下, 10 mm~40 mm, 40 mm 以上の場合を表わす。図において降雨強度が 5 mm/5 min 以上になると, 表層水流出強度は別の領域に移ることが認められ, この領域に入ると今までの表層水流出の仮定は成立しなくなると考えられる。

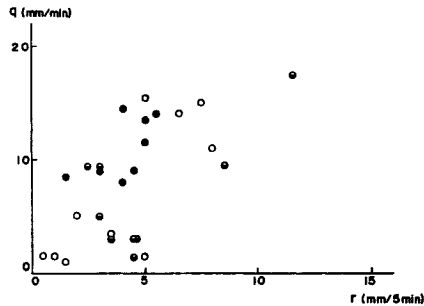


Fig. 5 Relation between rainfall intensity and runoff rate from surface layer in increasing state of rainfall intensity.

4.2 早い中間流に対する有効降雨

(1) 浸透強度 f_I : 早い中間流の発生層への雨水の浸入強度は, 本質的にはある上限が存在するはずであるが, 通常われわれが経験する降雨強度よりかなり大きい値をもつものと考えてよい。従って $f_I = r' - r_{es}$ となる。

(2) I 層における初期損失量 L_I : 一般に土中に浸透した雨水はまず初期損失量を補うが, この初期損失量についてはまだ正確な算定法は確立されていない。Fig. 6 は前報告⁷⁾ において示した降雨終了後の時刻とその時の蒸発散強度の関係である。前報告では降雨量から流出総量を引いた量をすべて蒸発散量と考えてこの図を示したわけであるが, 実際はこの中には他流域などへの leakage も含まれているはずである。そこでわれわれは土層内の初期損失量を, 流域が leakage で失った水の量と流域が毛管飽和の状態からそれまでに蒸発散によって失った水の量との和であると仮定した。したがってこの図を積分すれば流域が降雨終了後からそれまでに失った量, す

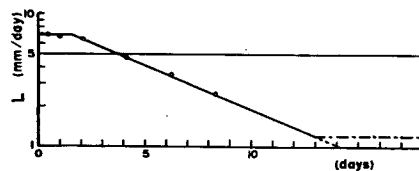


Fig. 6 Relation between rate of loss and time elaps after the rain had ceased.

なわちその時の降雨に対する初期損失量を求めることができる。式は t を降雨終了後の日数とすれば

$$L = c_0 \times 1.5 + c_0 \int_0^{(t-1.5)} e^{-\alpha t} dt \quad t \leq 13$$

となり $c_0 = 7.0$ mm/day, $\alpha = 0.15$ /day である。ただし降雨終了後13日からは土中からの損失はなく, 地下水 flowからの蒸発散のみが生ずるものとする⁷⁾。Fig. 7 は横軸に降雨終了後の日数, 縦軸にこのようにして計算された流域全体の土中における, その時の降雨に対する初期損失量を示したものである。

問題をⅠ層における初期損失に限って考えてみる。流域の水は上に抜ける場合（蒸発散）も、下に抜ける場合（leakage）もいずれの場合もまず土層の最上部に土湿不足の領域が現われる。したがって、Fig. 7 に示した初期損失量はある期間まではⅠ層にのみ関係した量であるはずである。Fig. 8 は地表面下 5 cm の深さに埋設された石膏ブロックの電気抵抗値と、降雨終了後の日数の関係を示したものであるが、この図から降雨終了後 6 日あたりから抵抗値はあまり変化しなくなることがわかる。このことは降雨終了後 6 日程度でⅠ層からの損失は終り、流域からの損失はさらに下層に移っていくことを示している。いま Fig. 6 において損失強度が指数関数的に減少し始めてから 5 日までがⅠ層に関係あるとすれば、前期の損失強度が一定である 1.5 日を含めて、降雨終了後 6.5 日までⅠ層からのみの損失が続くことになる。したがって Fig. 6 を 6.5 日まで積分した値はⅠ層の最大初期損失量を与える。この値は Fig. 7 から 35.1 mm となる。またⅠ層全体が毛管飽和の状態であっても、降雨終了後は上部の方は飽和に近いはずであり、上部から損失が始まるとしていることによって、全体は毛管飽和以下でも Fig. 6 の損失強度で雨水は失われていくことになる。この場合は当然降雨終了後 6.5 日以前に最大初期損失量を与える状態となる。

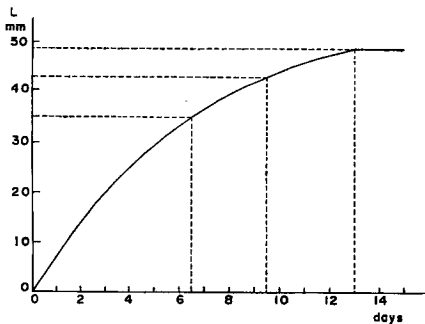


Fig. 7 Relation between capacity of basin recharge and time elapsing after the rain ceased.

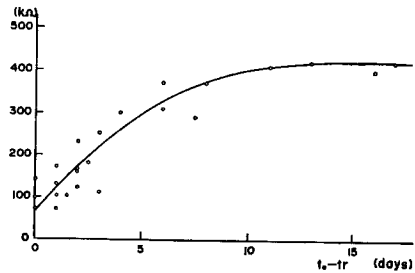


Fig. 8 Relation between soil moisture at ground surface and the time elapsing after the rain ceased.

(3) 早い中間流への有効降雨 r_{el} : (2) において求められた L_I と f_I の積分値が等しくなった時から、 $r_{el} = f_I - f_{II}$ となる。 f_{II} については 4.3 (2) で述べる。

(4) 早い中間流の伝播速度：流れがダルシー則に従い斜面勾配の効果が卓越することから、伝播速度は $k \cdot \sin \theta / r$ となり、 $k = 0.035 \text{ cm/sec}$, $\sin \theta = 0.64$, $\gamma = 0.55$ とすれば伝播速度は 0.041 cm/sec となる。 θ は 40° で、 γ は地表面下 20 cm の実測値である（但し全空隙率）。 k については 4.3 (4) において述べる。

4.3 遅い中間流に対する有効降雨

(1) Ⅱ層、Ⅲ層における初期損失量 L_{II} , L_{III} : Ⅰ層における初期損失量 L_I と同様に考えて、Ⅰ層からの蒸発散などによる水分の損失が終了するとⅡ層からの損失が始まり、ある期間までのこの損失の積分値が次の降雨のⅡ層内における初期損失量を与えるとする。Ⅲ層はⅡ層の損失が終了してから始まる。Ⅱ層からⅢ層に損失が移るのは初期状態が毛管飽和であれば、降雨終了後 10.5 日目 (Fig. 6 において損失強度が指数関数的に減少しはじめてから 9 日目) とすれば、Ⅱ層内の降雨に対する最大初期損失量は 10 mm となり、Ⅲ層の最大初期損失量は 4 mm となる。

(2) 浸透強度 f_{II} , f_{III} : まず f_{II} について考える。 f_{II} は土壌含水比と密接な関係があり、含水比が気乾状態 m_d の時は最大の浸透強度 f_{dII} となり、含水比が完全飽和状態 m_s の時には最終浸透強度 f_{sII} となる。一般には初期浸透強度を f_{oII} とすれば $f_{II} = f_{sII} + (f_{oII} - f_{sII})e^{-\beta t}$ という Horton の式に従うものと思われるが、この式の決定はデータの数が多いと困難である。そこでいま毛管飽和状態 m_c である時に最終浸透強度 f_{cII} になると仮定して、 f_{II} と時間との関係を示したのが Fig. 9 である。すなわちⅡ層において、

II層の初期損失量 L_{II} を満たし毛管飽和の状態となった時点で f_{II} は f_{eII} となっており、その間は時間に比例して減少すると仮定しているわけである。 f_{II} が f_{eII} になるある時刻 t までを積分した値が L_{II} になるように t を定め f_{II} のてい減係数を求める。この仮定を初期浸透強度 f_{oII} の回復にも適用したのが Fig. 10 である。II層の初期損失量 L_{II} が0の状態の時は $f_{II}=f_{eII}$ 、 L_{II} がII層での最大値である時は $f_{II}=f_{oII}$ となりその間は L_{II} と比例関係にあるとする。実際に f_{II} を求める場合はまず L_{II} を計算して、Fig. 10 から f_{oII} を求め、さらに Fig. 9 で示した方法で f_{II} の時間的变化を得ることになる。

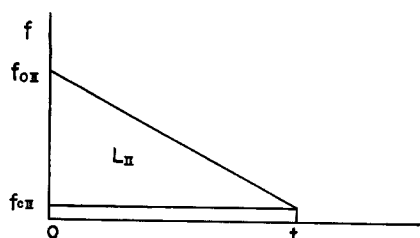


Fig. 9 Infiltration curve used in the calculation. The integrated value of the curve equals to amount of basin recharge.

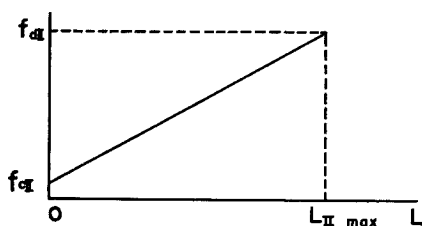


Fig. 10 Relation between initial infiltration rate and capacity of basin recharge used in the calculation.

荒川試験地における f_{oII} , f_{eII} の実際の値は 3.6 mm/hr, 0.35 mm/hr であるが、この推定法は次のようである。まず f_{oII} は 4.1 (2) で述べた表層水の発生限界が 3.6 mm/hr であることから、上層の土壤構造の変化はあまり大きくないことを勘案して、ほぼこれに等しいとした。 f_{eII} については観測地下水の結果によれば地下流出成分の流出最大強度は 70 l/hr であり、これを流域全体に換算すると 15 l/sec, 時間あたりの流出高にすれば 0.35 mm/hr となることによる。つぎに f_{III} については、 f_{II} と同様の性格を有すると思われる。 f_{eIII} については観測地下水の二段目と一段目の定常値の差が 20 l/hr であることから、 $f_{eII}-f_{eIII}=0.1$ mm/hr となり $f_{eIII}=0.25$ mm/hr となる。これに対して f_{oIII} は f_{oII} の場合と異なって、つぎの理由によってあまり問題とならない。すなわち III 層内へ雨水の浸入が始まる時は、II 層は毛管飽和の状態であって、この時 f_{II} は f_{eIII} とあまり大ききの違わない f_{eII} となっていることと、III 層内の最大初期損失量が 4 mm と小さいことから、 f_{III} の変化を考えることはあまり意味がないからである。

(3) II, III 層内の遅い中間流に対する有効降雨 r_{eII} , r_{eIII} : (1), (2) の考察によって r_{eII} は f_{II} の積分値が L_{II} に等しくなった時から $r_{eII}=f_{eII}-f_{III}$ となり、 f_{III} によって III 層内の損失量 L_{III} が満たされた後は $r_{eII}=f_{eII}-f_{eIII}=0.1$ mm/hr となる。ただし (2) で述べたように f_{III} の変化はあまり考える必要がなく最初から $r_{eII}=0.1$ mm/hr としてもよい。

r_{eIII} は III 層内の初期損失量が満たされた後は $r_{eIII}=f_{eIII}-f_{IV}$ となる。 f_{IV} については 4.4 で考察する。

(4) 遅い中間流の伝播速度: II, III 層はほぼ同じような土壤構造をしていると考えて II, III 層内の流れの伝播速度は等しいとする。2. において述べたように、観測地下水は降雨開始後 30~40 時間で定常値に達する。この流れに対する有効降雨強度は一定であることから、観測点において 35 時間で定常に達するとして伝播速度を求めると $k \cdot \sin \theta / \gamma = 0.023$ cm/sec となる。 $\sin \theta = 0.64$, γ を地表面下 60 cm の値 0.4 (但し全空隙率) とすれば $k = 0.014$ cm/sec となる。いま透水係数 k はその土壤の 10% 粒径の二乗に比例するとして、早い中間流の透水係数を求めてみると $k = 0.014 \times (0.04)^2 / (0.025)^2 = 0.035$ cm/sec となる。

4.4 地下水流への有効降雨

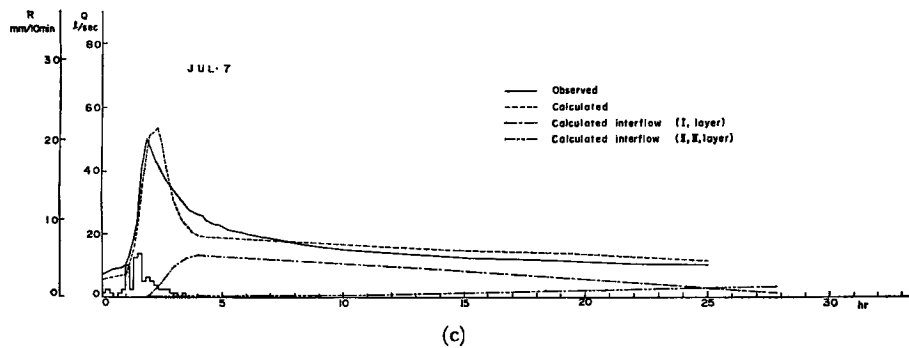
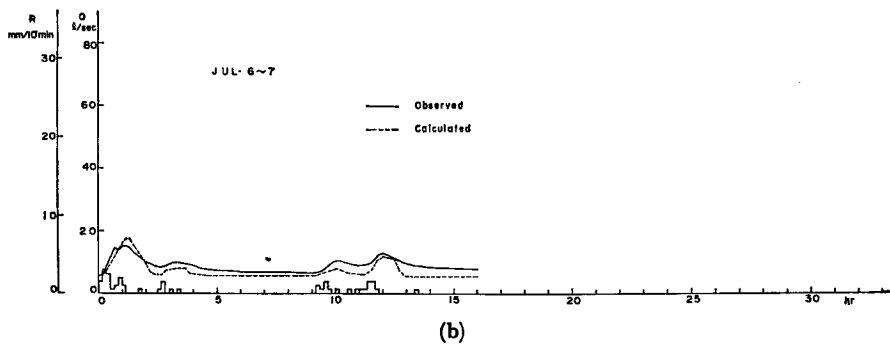
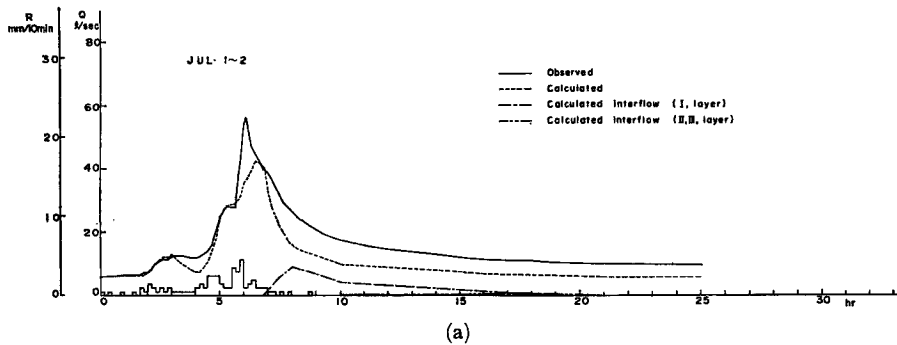
地下水流の流出機構については詳しい検討を加えておらず、2. で述べた程度の予測しかできないが、この予測にもとづけば f_{IV} は大小さまざまな割目への浸入量であるからほとんど一定強度であるはずである。観測地下水の結果によれば、II, III 層からの流出が終って IV 層からのみの流出になった時の流出強度は 30 l/hr

であり、一段目の定常値との差は 20 l/hr となる。流域全体でいえば 0.1 mm/hr の流出強度となり、これは f_{III} と f_{IV} との差を表わすから、結局 f_{IV} は 0.15 mm/hr の強度を有することになる。

5. 計算結果とその考察

5.1 計 算 方 法

4. で得られた有効降雨をもとに、河道降雨、表層水、早い中間流、遅い中間流の流出強度を特性曲線法を用いて計算した。流域は 60 m の斜面を両側にもつ長さ 1.5 km の矩形流域とし、 10 分単位で計算を行なった。ただし河道に出てからの流れも流速を一定として計算した⁸⁾。Fig. 11 (a) (b) (c) (d) (e) はこれらの計算結果を示すもので、実線は実測の流量、破線は計算した各成分の流量に初期流量を加えた計算流量、一点鎖線は早い中間流、二点鎖線は遅い中間流を表わす。



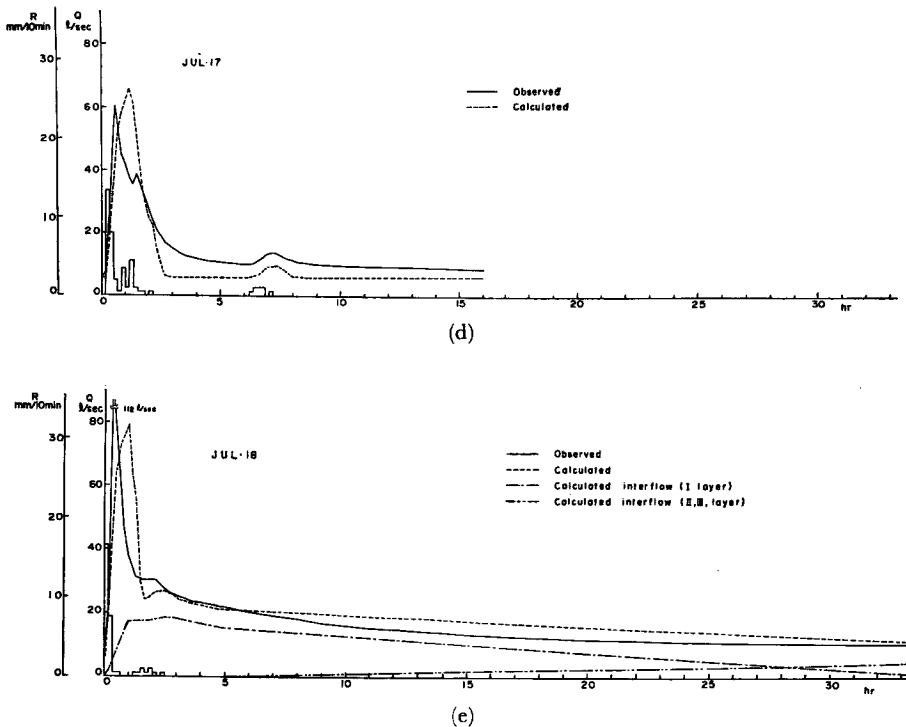


Fig. 11 Comparison of the observed and calculated hydrographs.

実際の計算においては初期損失量 L の算定が重要となるから、計算にはまず前期無降雨日数が13日以上
の降雨から出発するのが理想であるが、やむを得ない場合はできるだけこの状態に近い降雨から出発する。
Fig. 11 (a) の昭和46年7月1日の降雨は、前期の降雨の影響がほとんどないとして計算の出発に選んだも
のである。したがってこの時は L_I, L_{II}, L_{III} とともに最大初期損失量として計算している。以下の降雨につ
いては順次それまでの損失量を求めて計算を進めていくわけであり、これが **Fig. 11 (b) (c) (d) (e)** である。
たとえば **Fig. 11 (e)** の7月18日の降雨について各層における初期損失量を求めてみると、まず L_T と L_S
は各々2mmずつで合計4mmとなる。また早い中間流の発生するI層内の初期損失量 L_I は、**Fig. 11 (d)**
の降雨が完全に初期損失量を満たしておらずなお0.5mmの土湿不足量が存在することと、この降雨終了後
12時間経過していることから $7.0 \text{ mm} \times 12 \text{ hr} / 24 \text{ hr} = 3.5 \text{ mm}$ の損失量（蒸発散ばかりでなく leakage も含む）
が加わることによって、合計4.0mmとなる。つぎにII層内の初期損失量 L_{II} は(d)の降雨が始まるまでに
9.1mmという値であり、その後I層内に雨水が存在しII層からの損失は一時とまるから、(e)の降雨に対し
ては同じ9.1mmという値である。また9.1mmの初期損失量を持っている場合のII層内の初期浸透強度
 f_{0II} は **Fig. 10** の関係を用いれば3.3mm/hrとなる。III層は(e)の降雨以来ずっと毛管飽和の状態である。

5.2 計算結果の考察

本来の意味での地下水流が発生しているIV層からの流出は含んでいないが、他の流出成分については常に
流れということを念頭においたモデルによって計算した上述の計算流量は、実測の流量とその傾向は一致し
ているようである。このことは各流出成分の流れの性質や、初期損失量、あるいは有効降雨のとり方などが
実際の現象とあまり違ってないことを示すものと思われる。しかし、詳細に実測値と計算値とを比較して
みると、種々の問題が生じてくる。

まずピーク付近の流量の値の違いと、ピーク発生時刻の違いであるが、これは河道内の流速を一定とし

たことと、表層水の発生機構を降雨強度と関係なく一定にしたことから当然予想される結果である。事実 Fig. 5 によれば降雨強度が 5 mm/5 min 以上の時には表層水流出強度は明らかに別の領域に移っている。

つぎに Fig. 11 (a) (d) のように流域がかなり乾燥している場合には計算値は実測値よりも小さい値を与える。このことは I 層内の初期損失量を過大に見積っていることを表わすが、(b) 図のようにおそらく実際にも中間流は発生していないだろうと思われるような小さい降雨の場合にも同じように計算値が実測値よりも小さい。このことは I 層内の初期損失量を問題にするよりも、むしろ表層水の発生機構と流下過程が、前述の降雨強度が大きい場合も含めて、降雨強度によって変化すると考える必要があることを示している。

Fig. 11 (c) (e) のように流域が湿潤な時に降雨があると、てい減の部分において計算値は実測値よりも大きな流量を与える結果となる。このことは最終浸透強度 f_{cIII} , f_{cIII} や f_{IV} の値に問題があることと、Figs. 9, 10 において毛管飽和状態 m_c の時に f が f_c になると仮定したことに原因があると思われる。

以上の考察から、このモデルを完全な流出モデルにするには、もちろん IV 層からの地下水流出機構を解明することは当然として、さらに次の点を考えなければならない。

(1) 表層水の発生機構と流下過程が降雨強度によって変化するとして、その実態の把握とモデル化を行なう必要がある。

(2) 最終浸透強度 f_c や $f \sim t$ 曲線の正確な算定を行なうこと。

またこのモデルでは遅い中間流の発生する層を 2 層に分けて考えたが、結果的にみれば計算を複雑にただで、一般性を失なわせることにもなり、1 層で考えても充分なようである。

6. む す び

花崗岩風化地帯である荒川流出試験地において山腹斜面上からの浸出水量を観測し、これを地下水流出のインデックスとして、直接流出と地下水流出とを同時に考えた水理学的流出モデルを組み立てた。このモデルに従って各流出成分に対して有効降雨を算定した。とくに各流出成分の発生場での初期損失量を、その発生場が毛管飽和の状態からそれまでに失った量として算定し、前期降雨終了後の経過日数の関数として表わした。このモデルによって直接流出成分と遅い中間流成分とを計算し、その合計の流出強度と実測値とを比較してみると、ほぼ傾向は一致していることがわかった。しかし、種々の問題点があることも判明し、とくに地下水流出機構の解明や、このモデルに使った表層水の発生機構と流下過程は降雨強度によって変化させる必要があることなど、今後に残された問題は多い。

参 考 文 献

- 1) 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——雨水の流出現象に関する水理学的研究（第 1 報）——，土木学会誌，39-11，昭 29-11，pp. 575-583.
- 2) 末石富太郎：特性曲線法による出水解析について——雨水の流出現象に関する水理学的研究（第 2 報）——，土木学会論文集，第 29 号，昭 30. 12，pp. 74-87.
- 3) 石原藤次郎・石原安雄・高埴琢馬・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 37. 3，pp. 147-173.
- 4) 高埴琢馬：出水現象の生起場とその変化過程，京都大学防災研究所年報，第 6 号，昭 38. 7，pp. 166-180.
- 5) 高木不折：低水流出の低減特性に関する研究，土木学会論文集，第 128 号，昭 41. 4，pp. 1-11.
- 6) 角屋 陸・豊国永次・丈達俊夫：山地小流域河川の低水解析（2），京都大学防災研究所年報，第 10 号 B，昭 42. 3，pp. 147-154.
- 7) 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 46. 4，pp. 131-141.
- 8) 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 44. 3，pp. 247-259.