

## 論 文

## 一次元鉛直不飽和浸透を用いた雨水流出特性の検討

太田岳史\*・福嶋義宏\*\*・鈴木雅一\*\*

太田岳史・福嶋義宏・鈴木雅一：一次元鉛直不飽和浸透を用いた雨水流出特性の検討  
日林誌 65: 125~134, 1983 山腹斜面における雨水流出機構を明らかにするため、琵琶湖南東部に位置する風化花崗岩山地内の山腹斜面に小プロットを選定し、人工降雨および自然降雨による雨水流出観測を行った。その結果、以下の知見を得た。(1) 雨水は、基岩層まで浸透し、基岩層上に形成される飽和層より流出する。実験範囲内で生じた表面流は、この飽和土層深が土層厚を越えたことによって生じた。(2) ハイドログラフが定常に達するまでに要する時間は、降雨強度および初期流量の増加によって減少する傾向にある。(3) 減水係数の最大値は、降雨停止直後ではなく停止後 10 分から 1 時間の間に生じる。(4) 降雨停止後 30 分間は実験に用いた降雨強度の増加につれて減水係数が増加する。しかし、その後はほぼ一定値をとりながら減少する。(5) 雨水の流出過程を、基岩までの浸透過程と飽和側方流過程の 2 過程に分け、前者に一次元鉛直不飽和浸透、後者に飽和ダルシー流を用いるモデルによってシミュレーションを行ったところ、観測ハイドログラフならびに (2) から (4) の傾向を再現することができた。

OHTA, Takeshi, FUKUSHIMA, Yoshihiro & SUZUKI, Masakazu: **Research on runoff from hillsides by one-dimensional transient saturated-unsaturated flow** J. Jap. For. Soc. 65: 125~134, 1983 For an analysis of the runoff system from hillsides, the authors observed runoff triggered by artificial rainfall and natural rainfall on two small plots in the Kiryu basin covered by weathered granitic-soil. The depth of the soil was 30 cm on Plot 1 and 50 cm on Plot 2. The following are new interpretations obtained by the observations. (1) Rain water infiltrates to the bedrock layer and runs off from a saturated zone formed on this layer. (2) The time to reach a steady hydrographic state decreases with an increase of the rainfall intensity and initial discharge. (3) The maximal value of the recession coefficient occurs between 10 minutes and 1 hour after the end of a rainfall, but afterward these values become constant at each time step regardless of rainfall intensity. (4) The observed hydrograph and these tendencies can be expressed by a model which estimates the process of infiltration as one-dimensional transient saturated-unsaturated flow.

## I. はじめに

山地流域において山腹斜面は、ハイネトグラフ（時間雨量曲線）の波形をハイドログラフ（時間流量曲線）の波形へと変換させる場と考えられる。そして、近年では山腹斜面における流出発生場を静的な場としてではなく、時間的に変化する動的な場としてとらえる Variable source area concept が KIRKBY(3) らによって提唱されるようになった。この山腹斜面における雨水の流出機構を明らかにすることは、単に洪水予測のみならず流出水が誘因となって生じる斜面崩壊・表面侵食等の土砂移動現象の解明にとっても重要な課題と考えられよう。現

在では、タンクモデル法、キネマティック・ウェーブ法等により流出ハイドログラフを再現することは可能であるが、上に述べた観点にたつと必ずしも満足させるモデルとはいえない。

一般に、山腹斜面からの流出は表面流出、中間流出、地下水流出の 3 成分より形成されるといわれている。しかし、これらの成分、とくに後の 2 成分に関しては、流出水の物理的検討によって分離されたものではなくハイドログラフの解析から導入されたものであり、いまだその分離の物理的な根拠は不明確である。したがって近年は雨水流出の物理的検討のため、現地における流出観測のみでなく種々の表層材料を用いた水路実験が杉山(11)、

\* 岩手大学農学部 Fac. of Agr., Iwate Univ., Morioka 020

\*\* 京都大学農学部 Fac. of Agr., Kyoto Univ., Kyoto 606

太田ら(10)等によって行われている。また、岡・角屋(6,7)、青木(1)等は、傾斜ライシメーターによる観測より雨水流出過程を鉛直方向の不飽和浸透理論と水平方向の地下水流理論の組合せによって説明し、その後、岡・角屋(8,9)はこの基本モデルの簡易化、表層(枯葉層)に中間流発生場を加える等の改良によって流域への拡張を試みた。しかし、これらの研究は山腹斜面を擬似化した材料で行われ、ライシメーターの勾配は自然斜面と比較して非常に小さい範囲で行われており、全体として、現地山腹斜面を用いた流出過程の物理的検討は少ない。

本研究では以上のような見地にとって、現地山腹斜面に土層厚の異なる二つのプロットを設置し、人工降雨実験によって山腹斜面からの雨水流出特性を検討した。この結果より、雨水の流出過程を一次元鉛直不飽和浸透の考え方を用い雨水の土層への浸透過程を評価し、側方流に飽和ダルシー則によるキネマティック・ウェーブ法を用いるモデルを提示した。そして、このモデルによって、人工降雨および自然降雨によって生じた雨水の流出機構を明らかにしようとするものである。

## II. 実験プロットと実験方法

### 1. 実験プロットの概要

本実験に際して、滋賀県琵琶湖南東部に位置し、標高200mから265mの風化花崗岩から成る桐生水文試験流域内に二つのプロットを選定した。両プロットの位置は、図-1に示すとおりである。プロット1は、斜面幅2.2m、斜面長4.8m、傾斜角 $32^\circ$ 、平均土層厚30cmである。また、プロット2は、斜面幅3.0m、斜面長3.0m、傾斜角 $32^\circ$ (基岩傾斜角は $25^\circ$ )、平均土層厚50cmである。なお、プロット1は、小根根の側斜面にあり、自然斜面の上端から下端までがプロットになっている。したがって、自然降雨に際してプロット上方よりの雨水の流入は考えられないため、自然降雨による流出観測も行った。一方、プロット2は斜面下部にあり、自然降雨では上方より雨水の流入があるため、自然降雨による観測は行っていない。両プロットにおける土層の縦断面形状および下流端の横断面形状は、図-2, 3に示すとおりである。植生は、プロット1は広葉樹であり、プロット2はヒノキ林外縁にあり広葉樹の低木がある。そして、プロット1で稚樹を数本切り取ったのみで地表はともに自然状態が保たれている。また、両プロットとも地表より5~10cmは根根の密につまったHumus層で被われている。

両プロットの土壌の飽和透水係数は、室内実験よりプロット1で0.009 cm/sec、プロット2で0.011 cm/sec

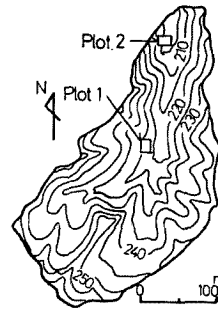


図-1. 両プロットの流域内における位置  
Location of each plot in the Kiryu Basin

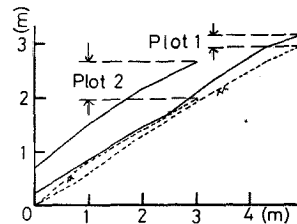


図-2. 両プロットの土層縦断面形  
Longitudinal profile of soil on each plot

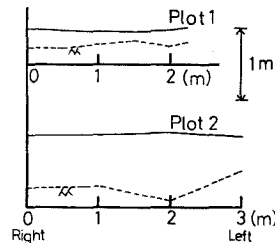


図-3. 両プロットの下流端土層横断面形  
Lateral profile of soil on each plot

であった。

実験プロットの下流端処理は、プロット1においては岩盤が露出した河道を利用し自然状態に保たれている。一方、プロット2では、プロット下流端に基岩層まで達するトレンチを掘り流出水の集水を行うようにした。なお、プロット1では、プロットに対して上流からの河道流は塩化ビニル製樋によってプロット下流へ排水し、斜面からの流出水のみを測定できるようにした。

### 2. 実験装置および方法

実験装置は、図-4に示すように揚水用エンジンポンプ、定ヘッドタンク、散水部より構成されている。散水部は、6.5cm間隔に注射針を、または同間隔で1mm径の穴を付した塩化ビニル製パイプを用い、プロット1

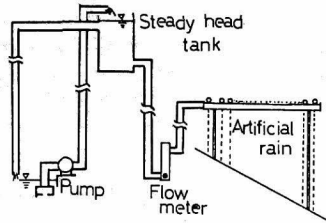


図-4. 人工降雨装置の構造  
Construction of the artificial rainfall system

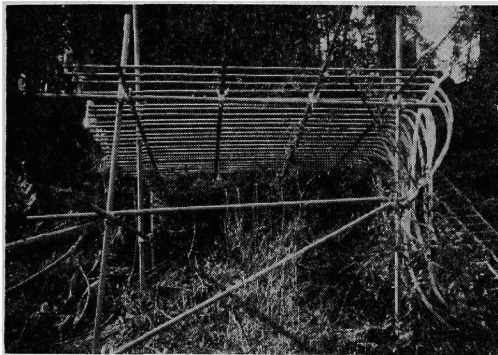


図-5. プロット2における人工降雨装置の設置状況  
Artificial rainfall system on Plot 2

表-1. 各実験での降雨強度  $r$  とハイドログラフ定常時の流出率  $q_s/r$

Rainfall intensity ( $r$ ) of each experiment and runoff ratio of each hydrograph in a steady state ( $q_s/r$ )

Plot	No.	$r$ (mm/hr)	$q_s/r$
1	1	17.4	0.946
1	2	6.0	0.955
1	3	9.0	0.979
1	4	77.4	0.979
2	1	26.4	0.955
2	2	26.4	0.960
2	3	46.8	0.923
2	4	66.6	0.961
2	5	93.6	0.988
2	6	52.8	0.970
2	7	79.8	0.959
2	8	40.2	0.949

では 22 本, プロット 2 では 20 本から構成されプロット全域に降雨を与えるようにした。なお, 各パイプの先端には, 散水開始時にパイプ内に封入されている空気を抜くためコックを設けた。散水部の設置状況は, 図-5 に示すとおりである。また, 定ヘッドタンクと散水部の間に可変流量計 (読み取り可能範囲: 3~30l/min) を設け降雨強度を任意に変化できるようにした。

プロット下流端からの流出水は, 表面流出と土層中か

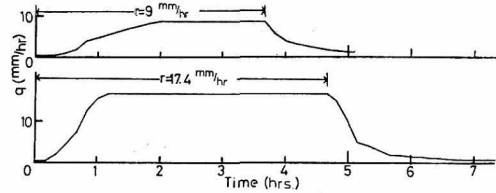


図-6. プロット1における人工降雨実験によるハイドログラフ  
Two hydrographs produced by artificial rainfall on Plot 1

らの流出に分け, 100 cc または 200 cc 転倒マスを用いて自記記録を行った。なお, プロット 1 では当初の集水範囲の左側方より多くの流出水の流亡が認められ集水幅を広げ, この部分には表面流集水樋が及ばなかった。

両プロットでの実験回数とその降雨強度は表-1 に示すとおりである。降雨は各実験とも流出量が定常状態に達するまで継続させた。なお, プロット 2 における実験 No. 6 から 8 では, 初期土壌水分の違いによる流出特性の変化を検討するために, 矩形ハイドログラフではなく降雨強度を 53.6 mm/hr→26.4 mm/hr と変化させ流出量が約 26 mm/hr の定常状態になり 30 分から 40 分経過した後, 表-1 に示す降雨強度を与え, 他の実験と同様に流出量が定常化するまで降雨を継続させた。

### III. 実験結果と考察

#### 1. 流出率

両プロットにおける人工降雨実験により得られたハイドログラフを図-6, 7 に示す。また, 各実験においてハイドログラフが定常状態を保っているときの流出率は表-1 に示すとおりである。表-1 より, 各実験での流出率は 0.923~0.988 となっており, 降雨のほとんどが流出していると考えてさしつかえない。そこで, 本論文においては, ハイドログラフが定常状態を保っているときの流出強度が降雨強度を示しているとみなす。

#### 2. 流出の発生場

プロット 1 においては, 降雨強度が 77.4 mm/hr と大きい実験 No. 4 の場合のみ表面流が観測された。この際の表面流発生場のスケッチの一例は図-8 に示すとおりである。これによれば, 表面流発生場はプロット中腹より下方の一部に限られており, 表面流発生地点はプロット中腹のとくに土層の薄いところと一致している。一方, プロット 2 においては, 全実験を通して一度も表面流は観測されなかった。

また, 土層からの流出は, 両プロットともに基岩上に形成された飽和層から生じた。この飽和層は時間の経過

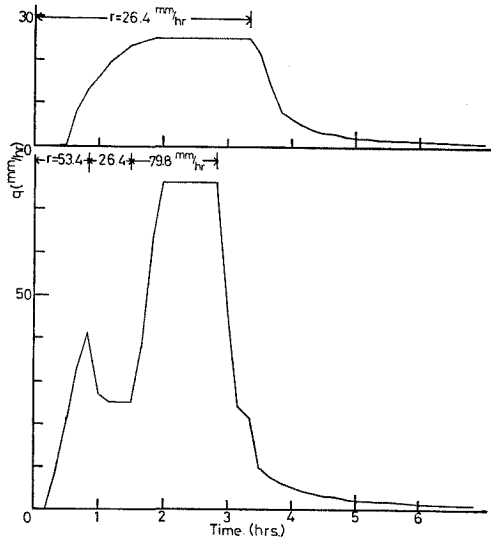


図-7. プロット2における人工降雨実験による  
 ハイドログラフ  
 Two hydrographs produced by artificial  
 rainfall on Plot 2

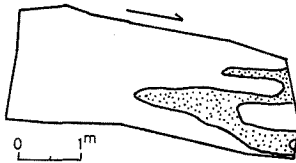


図-8. プロット1実験 No. 4 での表面流発生場  
 Zone of surface runoff in Experiment No. 4  
 on Plot 1  
 この発生場は、降雨停止5分前の状態を示している。

につれて上昇し、ハイドログラフが定常状態に達するより以前に飽和層の上昇が停止することが観察された。

以上の観察結果より、今回プロット1において発生した表面流は、雨水が土層中へ浸透し基岩上に形成される飽和土層深が土層厚を越えることによって生じるリターン・フローと考えられる。

高植(13)、岡・角屋(8)は、中間流発生場としてA層または枯葉層を想定し飽和ダルシー則を用いた解析を行った。これらの場合は、本実験プロットにおいては土層断面構造より Humus 層に相当すると考えられる。しかし、上にも述べたように飽和層は基岩上のみ形成され Humus 層内では形成されないことから、いわゆる中間流成分も基岩層上の飽和層からの流出によって形成されていると考えられる。

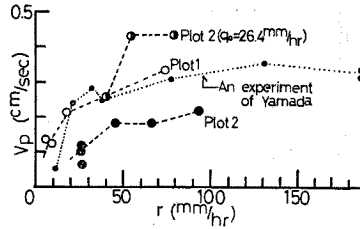


図-9. (1)式によって定義される  $v_p$  と降雨強度  $r$  の関係

Relationship between  $v_p$  defined by Eq. (1) and rainfall intensity ( $r$ )

ここで、 $q_0$  はプロット2実験 No.6~8 における  $r=26.4$  mm/hr のときの定常時流出量を示す。

3. ハイドログラフの上昇

図-9 は、各実験における土層からの流出成分のハイドログラフについて、(1)式によって定義した  $v_p$  の値と降雨強度  $r$  の関係を示したものである。

$$\left. \begin{aligned} \bar{v} &= L/t_p \\ v_p &= \bar{v}/I \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

$v_p$ : 見かけの透水係数,  $\bar{v}$ : 平均流速,  $t_p$ : 降雨開始からハイドログラフが定常状態に達するまでに要する時間,  $L$ : 斜面長,  $I$ : 斜面勾配

なお、先にも述べたように土層からの流出は基岩上に形成された飽和層から生ずることから、プロット2では基岩傾斜角  $25^\circ$  による  $I$  を用いて  $v_p$  を求めている。また、山田ら(15)による実験結果も、同様の計算後あわせて表示した。

これによれば、各結果とも降雨強度の増加につれて  $v_p$  も増加する傾向が認められる。そして、山田らの結果では、降雨強度が  $40$  mm/hr 以下で急激に  $v_p$  が増加しその後はほぼ一定値をとっていることから、 $v_p$  は無限に増加するものではなくある限界値をもつことが推測される。また、プロット2において流出量を約  $26$  mm/hr に定常化させてから行った実験 No.6~8 で得られた  $v_p$  は、自然状態から行った実験で得られた  $v_p$  よりも、同程度の降雨強度に対して明らかに大きい値を示す傾向がある。このように、 $v_p$  は降雨強度ならびに初期流量、いにかえるならば初期水分によって変化することは注目されよう。

ここで、各実験より得られた見かけの透水係数  $v_p$  は、II.1 で示した室内実験から得られた飽和透水係数よりほぼ1オーダー大きい値を示していることがわかる。この原因としては、供試土が砂質であるため不攪乱試料を採取する際に土壌構造、とくに大空隙が破壊されているかもしれないこと、 $v_p$  の算出法と室内実験の測定法の違いによって生ずる原因等が考えられようが、本論文で

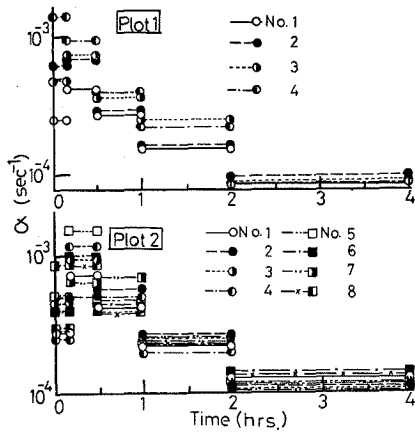


図-10. 減水係数 $\alpha$ の経時変化  
Value of the recession coefficient ( $\alpha$ ) at each time step

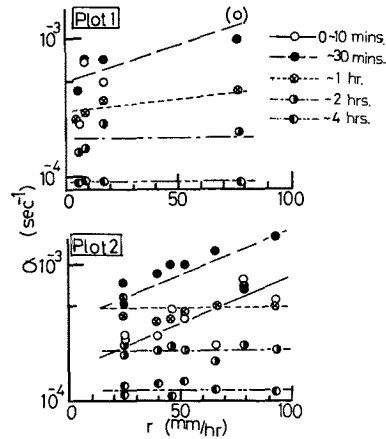


図-11. 各時間ステップにおける減水係数 $\alpha$ と降雨強度 $r$ の関係  
Relationship between the recession coefficient ( $\alpha$ ) at each time step and the rainfall intensity ( $r$ )

は詳しい検討を避けたい。

また、図-6, 7 より降雨強度が弱いほどハイドログラフが定常状態に近づくにつれて、上昇が緩やかになっていく傾向がある。そして、この傾向は土層の厚いプロット2におけるハイドログラフについて、より顕著であるようだ。そして、図-9 より、プロット1での $v_p$ の増加はプロット2での $v_p$ の増加と比較して降雨強度の小さい段階で急激である。このように、山腹斜面における雨水の流出過程において土層厚の影響も重要と考えられよう。

#### 4. ハイドログラフの減水

図-10 は、各実験より得られたハイドログラフの減水部について、(2) 式で定義される減水係数 $\alpha$ を降雨停止時より0~10分、10~30分、30分~1時間、1~2時間、2~4時間の各時間ステップについて求め、その経時変化を示したものである。

$$Q = Q_0 \cdot e^{-\alpha t} \quad (2)$$

$Q$ : そのときの流量,  $Q_0$ : 初期流量

$\alpha$ : 減水係数 (1/sec),  $t$ : 時間 (sec)

これによれば、減水係数の最大値は、プロット1の実験 No. 4 を除いて降雨停止直後ではなく降雨停止後10~30分または30分~1時間の時間ステップに現われていることがわかる。なお、プロット1実験 No. 4 は、2節で述べたように表面流が発生しており、また II.2 に記した表面流集水樋の及ばなかった部分からの表面流出が土層中からの流出と混じて測定された。その結果、表面流成分の急激な減水の影響によって降雨停止直後の10分間に減水係数の最大値が生じたものと推測される。

しかし、表面流は降雨停止後10分以内に消失しているため、その後の減水係数は他の実験と同様に土層中からの流出成分のみについての値として考えられる。以上の点を考慮して土層中からの流出成分をみると、降雨停止直後より停止後10分から1時間の間に急激な減水が生じており、この点は注目されよう。

また、図-10 より、両プロットともに各時間ステップにおける減水係数の最大値と最小値の比が時間の経過とともに小さくなる傾向にあることがわかる。そこで、この点に関して検討を行う。一般に減水係数は、土層の含水量によって決定されると考えられる。本実験では流出量が定常状態に達した後に降雨を停止し、そのときの流出強度がほぼ降雨強度と等しいことから、降雨強度の大小が土層の含水量の多少を反映していると考えられる。図-11 は、各実験で用いた降雨強度と各時間ステップにおける実験ごとの減水係数の関係を示したものである。これによれば、両プロットとも降雨停止後0~10分、10~30分の初期時間ステップにおいては、明らかに実験に用いた降雨強度の増加につれて減水係数が増加する関係が認められる。しかし、その後の減水係数は実験ごとの差がほとんどなく、ほぼ一定値をとりながら減水していることがわかる。これは、本実験において土層中の含水量が降雨停止後約30分で実験ごとの差が小さくなり、その結果土層中からの流出成分は、初期含水量にかかわらず一定の減水勾配へと漸近していくことを示すものであろう。

5. 流出水の運動則

山地流域の直接流出ハイドログラフが、非線型性を有することは古くから認められている。そして、今回の実験によって得られた小プロット山腹斜面におけるハイドログラフに関しても、山地流域のハイドログラフとほぼ同様の傾向を示すことが認められた。

斜面における雨水の流出機構を検討するにあたって、その基本的運動則を知る必要がある。太田ら(10)が、種類の表層材料を用いて行った水路実験の結果によれば

$$h = K \cdot q^p$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{層流則: } K = (3\nu/gI)^p, p = 1/3 \\ \text{マニング則: } K = (n/\sqrt{T})^p, p = 3/5 \\ \text{シェジャー則: } K = (1/C\sqrt{T})^p, p = 2/3 \\ \text{ダルシー則: } K = (\lambda/K_S \cdot I)^p, p = 1.0 \end{array} \right\} \quad (3)$$

$K, p$ : 定数,  $\nu$ : 動粘性係数,  $g$ : 重力加速度,  $I$ : 勾配,  $n$ : マニングの粗度係数,  $C$ : シェジャーの流速係数,  $\lambda$ : 空隙率,  $K_S$ : 飽和透水係数,  $h$ : 水深,  $q$ : 単位幅当り流量

の関係におけるべき数  $p$  の値は、空隙率および単位体積当りの材料表面積で変化している。そして、空隙率が 0.7 以下の材料中の飽和側方流は、単位体積当りの材料表面積によらず  $p$  の値はほぼ 1.0 をとり、ダルシー則が成立する。今回の実験を行ったプロットにおける土壌の空隙率は 0.42~0.48 であり、上記の水路実験の結果より土層中に生じる飽和流に関してはダルシー則が成立する範囲内にある。しかし、飽和ダルシー則を用いた流出解析結果は、小川(5)、杉山(11)等が指摘しているように良好とはいえない。また、福嵩・武居(2)による短期流出モデルにおいては、物理的意味は不明であるとしながらも中間流域へマニング則を適用し、非線型性を評価することによって良好な解析結果を得ている。

ここで、矩形ハイエントグラフに対する斜面雨水流について、土層への浸透過程を考慮しない飽和ダルシー則に基づくキネマティック・ウェーブ法による解析結果を、これまで用いてきた表示で概観してみる。まず、ハイドログラフを図-6, 7 と同様に流出量を普通目盛りを用いて表示すれば、上昇部・減水部ともに直線によって表わされ、3節で示したようにハイドログラフが定常状態に近づくにつれて上昇が緩やかになる傾向は再現されない。また、(3)式で示されるようにダルシー則においては  $p=1.0$  であるため、流速は水深に関係なく一定である。すなわち、 $v_p$  の値は降雨強度に関係なく一定値を示すことになる。一方、減水部においては、流出量を普通目盛りを用いて表わせば直線で表示されることから、減水係数は時間の経過とともに増加する。そして、本実

験のようにハイドログラフが定常化しており、なおかつその流出強度が降雨強度とほぼ等しい場合は、プロット上流端への雨水は下流端へすべて達していると考えられることから、降雨停止からの時間と減水係数ならびに流出量の間には

$$\left. \begin{array}{l} T \rightarrow (\lambda/K_S \cdot I) \cdot L, \quad \alpha \rightarrow \infty \\ T = (\lambda/K_S \cdot I) \cdot L, \quad q = 0 \end{array} \right\} \quad (4)$$

$T$ : 降雨停止からの時間,  $\lambda$ : 空隙率,  $K_S$ : 飽和透水係数,  $I$ : 勾配,  $L$ : 斜面長,  $\alpha$ : 減水係数,  $q$ : 流出量

の関係が成立する。ここに、 $(\lambda/K_S \cdot I) \cdot L$  はプロット上流端から下流端までの雨水の到達時間である。

このように、本実験によって得られたハイドログラフも、飽和ダルシー則のみによって再現しえないことがわかる。

IV. 一次元鉛直不飽和浸透を用いた検討

1. モデルの構成

前章の5節で述べたように、山腹斜面における雨水の流出機構は飽和ダルシー則のみでは説明しえない。また、土層中における雨水は、前章の2節で示したようにいったん基岩層上まで浸透し、基岩上に形成される飽和層から生じる。したがって、側方流は飽和流と推定されるが、基岩または飽和面に雨水が達するまでは不飽和浸透が生じていると考えられる。

実際の山腹斜面においては、飽和-不飽和三次元流が生じていると考えられる。しかし、山腹斜面における雨水流出モデルを流域単位の流出解析モデルへと発展させるとき、二次元または三次元で流出現象を扱うことは解析を非常に複雑にすると考えられ、むしろ基本的流出過程を単純化して再現するモデルが有用と考えられる。そこで、本章では図-12に示すように流出過程を単純化したモデルを用いて、現実の山腹斜面における雨水の流出機構を検討する。本モデルは、山腹斜面における雨水の流出過程を、基岩上までの浸透過程と基岩上の側方流過程の二過程に分けて考えるものである。つまり、前者に

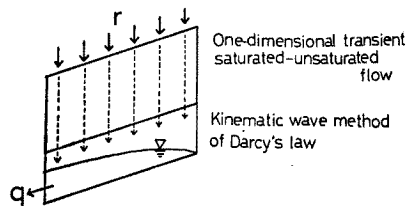


図-12. モデルの構成  
Constitution of the model

一次元鉛直不飽和浸透の考え方をいハイエトグラフに変形を与えた後、飽和ダルシー則を用いたキネマティック・ウェーブ法によって後者の側方流を計算するものである。

2. 基礎式と差分化

基岩上までの浸透過程には、不飽和領域へ拡張されたダルシー則を用いる。これを、RICHARDSに従って表わせば以下のとおりである。

$$C(\psi) \cdot \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial z} \left\{ K(\psi) \left( \frac{\partial \psi}{\partial z} + 1 \right) \right\} \quad (5)$$

$$C(\psi) = \frac{d\theta}{d\psi} \quad (6)$$

$\psi$ : サクション,  $t$ : 時間,  $z$ : 深さ (上向きに正),  $K(\psi)$ : 透水係数,  $\theta$ : 体積含水率,  $C(\psi)$ : サクションの変化に対する土壌水分量の変化の割合

ここで、(5) 式の数値計算を行うにあたって、谷(14)による差分化の手法を用いた。以下にその概略を示す。深さ方向の区間長を  $\Delta z$  とし、

$$C(\psi_i) \left( \frac{\psi_i^t - \psi_i^{t-\Delta t}}{\Delta t} \right) = \frac{1}{\Delta z} \left\{ K(\psi_{\text{II}}) \left( \frac{\psi_{i+1}^t + \psi_{i+1}^{t-\Delta t} - \psi_i^t - \psi_i^{t-\Delta t}}{2 \Delta z} + 1 \right) - K(\psi_{\text{III}}) \left( \frac{\psi_i^t + \psi_i^{t-\Delta t} - \psi_{i-1}^t - \psi_{i-1}^{t-\Delta t}}{2 \Delta z} + 1 \right) \right\} \quad (7)$$

$\psi_i^t$ :  $t$  時における  $i$  地点の  $\psi$  の値,  $\Delta t$ : 時間増分  
ここで、 $\psi_{\text{II}}$ ,  $\psi_{\text{III}}$  は、 $\theta$ - $\psi$  関係によってそれぞれ  $\theta_{\text{II}}$ ,  $\theta_{\text{III}}$  となる  $\psi$  の値である。また、 $C$ ,  $K$  を求める際、 $t-\Delta t$  時と  $t$  時の  $\psi$  または  $\theta$  の平均値より求めるが、本プログラムでは  $\theta$  の平均値より求めるようになっている。ここで、 $\theta_{\text{II}}$ ,  $\theta_{\text{III}}$  は次式によって求める。

$$\theta_{\text{II}} = \theta_i^{t-\Delta t/2} = \frac{1}{2} (\theta_i^t + \theta_i^{t-\Delta t}) \quad (8)$$

$$\theta_{\text{II}} = \theta_{i+\Delta z/2}^{t-\Delta t/2} = \frac{1}{4} (\theta_i^t + \theta_{i+1}^t + \theta_i^{t-\Delta t} + \theta_{i+1}^{t-\Delta t}) \quad (9)$$

$$\theta_{\text{III}} = \theta_{i-\Delta z/2}^{t-\Delta t/2} = \frac{1}{4} (\theta_{i-1}^t + \theta_i^t + \theta_{i-1}^{t-\Delta t} + \theta_i^{t-\Delta t}) \quad (10)$$

$\theta_i^t$ :  $t$  時における  $i$  地点の  $\theta$  の値,  $t-\Delta t/2$ :  $t$  時と  $t-\Delta t$  時の中間値,  $i-\Delta z/2$ :  $i$  地点と  $i-1$  地点の中間値

ここで、(7) 式を未知数  $\psi_{i+1}^t$ ,  $\psi_i^t$ ,  $\psi_{i-1}^t$  について整理すると

$$A \cdot \psi_{i+1}^t + B \cdot \psi_i^t + C \cdot \psi_{i-1}^t = D \quad (11)$$

の型となり、 $A$ ,  $B$ ,  $C$  および  $D$  は (7) 式中の既知数により決定されるので、連立方程式を解くことで各  $\psi^t$  の値が決定される。ただし、 $\psi$  の値により  $C$ ,  $K$  は変

化するため求められた  $\psi^t$  より  $\theta^t$  へ変換し、再度  $C$ ,  $K$  を求め (11) 式を解くことを所定の精度になるまでくり返す。

また、境界条件は土層中を浸透し側方流過程への供給量を  $q_B$  とすると、土層底面において  $\psi < 0$  のときは  $q_B = 0$  として浸透過程の計算を終了し、 $\psi \geq 0$  では  $\psi = 0$  として  $q_B$  を求める。土層表面での浸透強度  $q_S$  には、降雨強度を与えた。初期条件は、土層全層にわたって全水頭が一定となるようにした。なお、各実験に対するシミュレーションにあたっては、すべて初期値として土層底面において  $\psi = 0$  を与えた。

一方、側方流過程で用いる飽和ダルシー則によるキネマティック・ウェーブ法の連続式ならびに運動式

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = q_B \quad (12)$$

運動式

$$h = K \cdot q^p \quad K = (\lambda / K_S \cdot I) \quad p = 1.0 \quad (13)$$

$h$ : 水深,  $q$ : 単位幅当り流量,  $t$ : 時間,  $x$ : 距離,  $q_B$ : 浸透過程からの供給量,  $\lambda$ : 空隙率,  $K_S$ : 飽和透水係数,  $I$ : 勾配,  $K$ ,  $p$ : 定数

で示される。なお、(13) 式は土層中の流出水についてのみ適用され表面流には適用されない。そして、本研究では土層中からの流出成分についてのみ解析し、プロット1実験 No. 4 で発生した表面流についての解析は行わなかった。

3. 土壌水分特性

本研究においては、不飽和状態におけるプロットの土壌水分特性を測定していないので、母岩材料が同じ土層で行われた研究のなかから適合性のよかった以下に示す関係を用いた。

サクション  $\psi$ , 含水率  $\theta$  および  $C$  の関係は、鈴木ら(12)の用いた以下に示す KLUTE の経験式を用いた。

$$\theta = \theta_0 \cdot \frac{\cosh\left(\frac{\psi}{\psi_0}\right)^\beta - \frac{\theta_0 - \theta_r}{\theta_0 + \theta_r}}{\cosh\left(\frac{\psi}{\psi_0}\right)^\beta + \frac{\theta_0 - \theta_r}{\theta_0 + \theta_r}} \quad (14)$$

$$C = \frac{d\theta}{d\psi} = \frac{1}{\psi_0} \cdot \left(\frac{\psi}{\psi_0}\right)^{\beta-1} \cdot \frac{\theta_0 - \theta_r}{\theta_0 + \theta_r} \times \frac{2\beta\theta_0 \sinh\left(\frac{\psi}{\psi_0}\right)^\beta}{\left\{ \cosh\left(\frac{\psi}{\psi_0}\right)^\beta + \frac{\theta_0 - \theta_r}{\theta_0 + \theta_r} \right\}^2} \quad (15)$$

$\theta_0$ : 有効空隙率,  $\theta_r$ : 気乾含水率,  $\beta$ ,  $\psi_0$ : 土壌特性パラメーター

また、不飽和状態における透水係数は、鈴木ら(12)と同様に含水率によって指数的に減少すると仮定し、

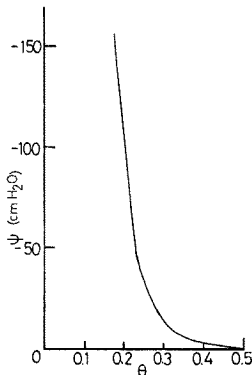


図-13. 体積含水率  $\theta$  とサクション  $\psi$  の関係  
Relationship between the moisture content ( $\theta$ ) and the suction ( $\psi$ )

$$K = 10^{((\theta - \theta_r) / (\theta_0 - \theta_r) - 1) \cdot m} \cdot K_S \quad (16)$$

$K_S$ : 飽和透水係数,  $m$ :  $K_S$  に対する  $\theta_r$  での透水係数のオーダーの低下

とした。

$\theta_r$ ,  $\beta$  および  $\psi_0$  は、田上山地のマサ土における観測を行った窪田(4)による  $\theta_r = 0.05$ ,  $\beta = -0.2$ ,  $\psi_0 = -264$  を用いた。また、 $\theta_0$  には 0.5 を用いた。 $K_S$  は II.1 で示したように室内実験ではプロット1で 0.009 cm/sec, プロット2で 0.011 cm/sec であった。しかし、人工降雨実験より得られた見かけの透水係数  $v_p$  は降雨強度とともに増加し、その値は降雨強度の大きいときは室内実験の値より1オーダー大きくなっている。そこで、モデルに用いる  $K_S$  は図-9の  $v_p$  の値より、プロット1では飽和土層深が土層厚を越えたと考えられる実験 No.4 での値より 0.3 cm/sec を、プロット2では飽和土層深が土層厚を越えていないので実験範囲内で得られた最大値より 0.5 cm/sec を用いた。 $m$  の値は、トライアルにより 6.5 を用いたが、鈴木ら(12)がマサ土で 6.0, 標準砂で 5.5 を用いており妥当な範囲と考えられる。ここで、両プロットで用いる  $K_S$  が異なることから、 $\theta$ - $\psi$  関係に用いるパラメーターが異なることも考えられるが、ここでは  $K_S$  の値のみに異なる値を用い他のパラメーターには同じ値を用いた。また、 $\theta$ - $\psi$  関係におけるヒステリシス性は考慮していない。そして、土層構造は II.1 で述べたように表層は Humus 層によって被われているが、モデルに用いる  $K_S$  の基礎とした  $v_p$  の値はプロット2の特性を平均化しているものと考えられることから、モデル上の土層構造は均質として扱った。なお、これらの値を用いた  $\theta$ - $\psi$  関係および  $K$ - $\theta$  関係は、図-13, 14 に示すとおりである。

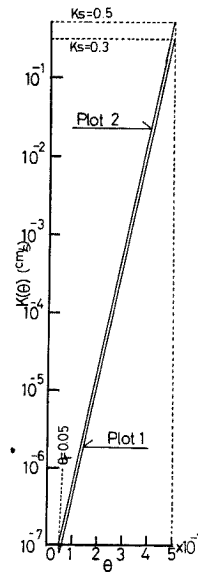


図-14. 両プロットにおける体積含水率  $\theta$  と透水係数  $K$  の関係  
Relationship between the moisture content ( $\theta$ ) and the coefficient of permeability ( $K$ )

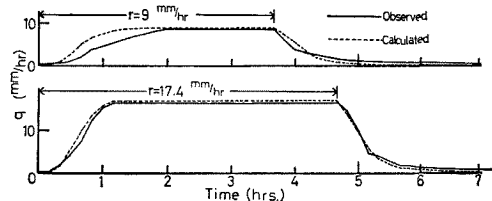


図-15. プロット1における計算ハイドログラフと実測ハイドログラフの比較  
Comparison of the calculated hydrograph and the observed hydrograph on Plot 1

#### 4. 人工降雨実験に対する計算結果と検討

このモデルによって得られたハイドログラフと実測値の比較は図-15, 16 に示すとおりである。これによれば、計算ハイドログラフは実測ハイドログラフの波形をよく再現していると考えられる。なお、ハイドログラフの立ち上り時刻のずれは、計算においては初期水分状態をすべて土層底面で  $\psi = 0$  としているため、初期条件に起因していると考えられる。以下、前章で用いた表示法によって計算ハイドログラフの傾向を検討していく。

図-17 は、(1)式で定義した見かけの透水係数  $v_p$  に関しての実測値と計算値を示している。これによれば、



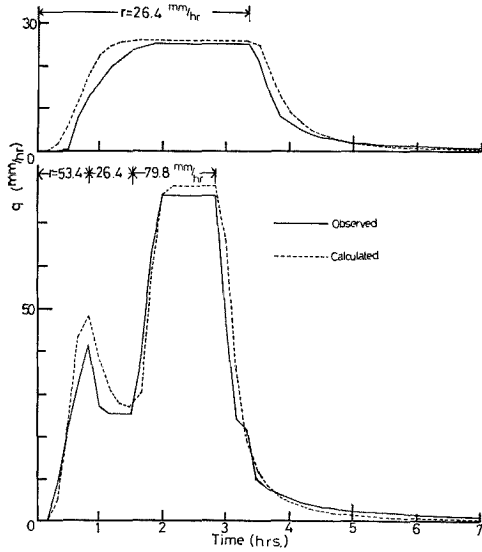


図-16. プロット2における計算ハイドログラフと実測ハイドログラフの比較  
Comparison of the calculated hydrograph and the observed hydrograph on Plot 2

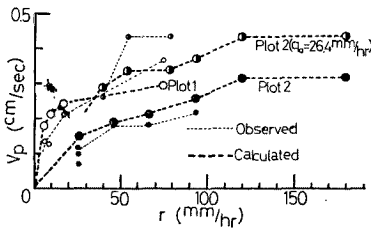


図-17. (1)式で定義される  $v_p$  の実測値と計算値  
Comparison of the calculated values of  $v_p$  and the observed values of  $v_p$  ( $v_p$  is defined by Eq. (1))

両者の値には若干の差があるが、降雨強度の増加につれて  $v_p$  は増加し、初期流量が大きい場合は同程度の降雨強度に対して  $v_p$  は大きい値を示す傾向が再現できている。そして、このモデルでは、 $v_p$  の値は土層が全層にわたって飽和に達しているときの値

$$v_{p \max} = K_s \cdot (L/I + Z) / (L/I) \quad (17)$$

$K_s$ : 飽和透水係数,  $L$ : 斜面長

$Z$ : 土層厚,  $I$ : 勾配

へ漸近してゆくことになる。

また、図-18, 19 は、計算ハイドログラフの減水係数  $\alpha$  について、図-10, 11 と同様の表示をしたものである。これによれば、プロット2における減水係数の経時変化は、降雨停止後 10~30 分または 30 分~1 時間の

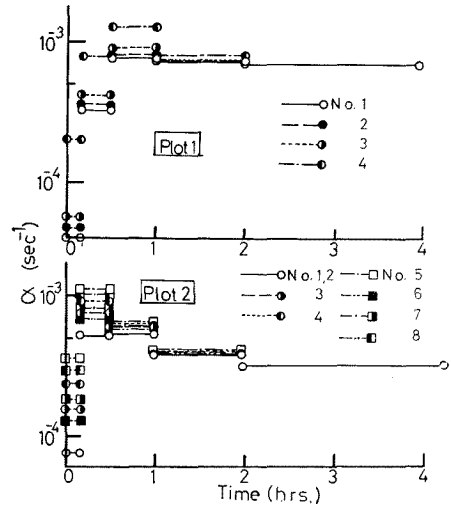


図-18. 計算による減水係数  $\alpha$  の経時変化  
Values of the calculated recession coefficient ( $\alpha$ ) at each time step

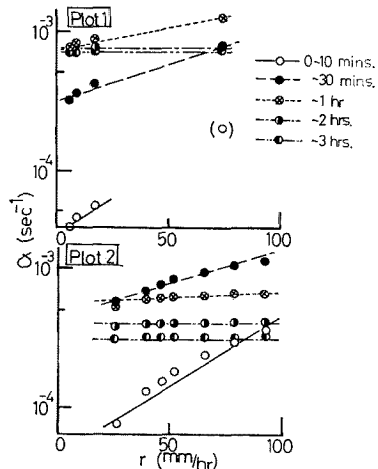


図-19. 計算による各時間ステップの減水係数  $\alpha$  と降雨強度  $r$  の関係  
Relationship between the calculated recession coefficient ( $\alpha$ ) at each time step and the rainfall intensity ( $r$ )

ステップに最大値が現われた後、減少していく傾向が再現され、各時間ステップでの実測値と計算値の差も比較的小さい。一方、プロット1に対する結果は、最大値がすべて 30 分~1 時間のステップに生じていること、その後の減水係数の減少が緩慢であることなどその再現性はプロット2に対する結果に比較して劣っている。しか

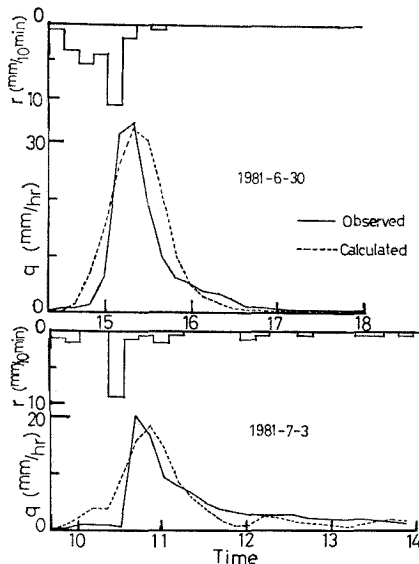


図-20. プロット1における自然降雨観測の計算例  
Two of the calculated hydrographs and the  
observed hydrographs for natural rainfall  
on Plot 1

し、計算ハイドログラフは、実測ハイドログラフと比較して定常状態に達するまでの時間のずれが小さいこと、また減水初期において両者のずれが比較的小さいことなどプロット1についても再現しうる面もあり、とくに流出量の大きい部分でのその再現性は大きい。

### 5. 自然降雨に対する適用

II. 1において述べたように、プロット1については自然降雨に対してもプロット上方からの雨水の流入は考えられない。そこで、1981年6月30日および7月3日の自然降雨についてシミュレーションを行った。なお、これらの降雨は、集水幅を拡張する以前に生じたものである。したがって、II. 1で示したプロットから左側方への流亡が考えられる。一方、プロット右端は基岩が尾根状となったところに位置し、雨水の流入・流亡ともないと判断した。以上の点を考慮し、自然降雨に対するプロット形状を微地形測量より検討したところ、斜面幅1.8m、斜面長4.8mの三角形プロットとなった。なお、計算では斜面長を固定しプロット面積が等しくなるよう斜面幅0.9mの長方形斜面とした。

その結果は、図-20に示すとおりである。これによれば、ピーク発生時刻およびピーク流量がよく再現できている。また、計算ハイドログラフの波形が実測ハイドロ

グラフと比較して全体的に緩やかになっているのは、三角形斜面を長方形斜面として扱った結果と考えられる。

### V. おわりに

以上の検討より、現実の山腹斜面で生じていると考えられる三次元飽和-不飽和浸透流によるハイドログラフを、有効降雨の概念を用いることなく雨水の土層への浸透過程を一次元鉛直飽和-不飽和浸透によって評価することでほぼ再現できることがわかった。そして、このことよりハイドログラフのもつ非線型性は、雨水の土層内における鉛直不飽和浸透による効果が大きいと考えられる。

なお、本計算の一部には、東北大学大型計算機センターならびに京都大学大型計算機センターを利用した。

### 引用文献

- (1) 青木佑久: 雨水の浸透流出に関する基本的実験式. 土木技術資料 11: 15~18, 1969
- (2) 福巖義宏・武居有恒: 山地流域の短期流出に対するモデル. 第25回水理講演会論文集: 229~236, 1981
- (3) Kirkby, M.J.(ed): Hill slope hydrology. 389 pp, John Wiley & Sons, Chichester, 1978
- (4) 窪田順平: 裸地斜面における水の鉛直方向の移動に関する研究. 京都大学卒業論文: 33~34, 1981
- (5) 小川 滋: 山地小流域における出水解析の基礎的研究. 九州大学演習林報告 50: 1~68, 1977
- (6) 岡 太郎・角屋 睦: 裸地斜面域における雨水の浸入と地下水流出(I) 傾斜ライシメーターと土壌特性. 京都大学防災研究所年報 17-B: 511~522, 1974 a
- (7) ————: 裸地斜面域における雨水の浸入と地下水流出(II) 流出モデルへのアプローチ. 京都大学防災研究所年報 17-B: 523~533, 1974 b
- (8) ————: 丘陵地斜面域における雨水の浸入・流出過程. 京都大学防災研究所年報 18-B: 469~482, 1975
- (9) ————: 丘陵地斜面域における雨水の浸入・流出過程(II). 京都大学防災研究所年報 19-B: 153~165, 1976
- (10) 太田岳史・福巖義宏・武居有恒: 粗大空隙材料中の水の運動. 第25回水理講演会論文集: 379~384, 1981
- (11) 杉山博信: 斜面雨水流の抵抗則に関する実験的研究. 農業土木学会論文集 87: 16~23, 1980
- (12) 鈴木雅一・吉田裕弘・福巖義宏: 裸地における土壌水分と蒸発量の関係についての検討. 京都大学演習林報告 52: 83~90, 1980
- (13) 高棹琢馬: 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 6: 166~180, 1963
- (14) 谷 誠: 一次元鉛直不飽和浸透によって生じる水面上昇の特性. 日林誌 64: 409~418, 1982
- (15) 山田 正・日野幹雄・藤田光一: 小試験地における雨水の流出機構に関する研究. 第26回水理講演会論文集: 229~236, 1982

(1982年7月1日受理)