

# 雨水涵養モデルによる準3次元地下水流動解析 と流域の水収支評価

## QUASI THREE-DIMENSIONAL GROUNDWATER FLOW WITH THE RAINWATER RECHARGE MODEL AND WATER BALANCE

堤 敦<sup>1</sup>・神野健二<sup>2</sup>・森牧人<sup>3</sup>  
Atsushi TSUTSUMI, Kenji JINNO and Makito MORI

<sup>1</sup>正会員 九州大学大学院工学研究院博士課程(後期) (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

<sup>2</sup>正会員 工博 九州大学大学院教授 工学研究院環境システム科学研究センター (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

<sup>3</sup>博士(農学) 九州大学助手 新キャンパス計画推進室 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

Land development often leads to adverse environmental effects. It is therefore important to assess the potential change in regional hydrologic cycle due to surface alteration in advance. A rainwater recharge model, that is to be combined with the quasi-three dimensional unconfined groundwater flow, is proposed in the present paper.

The water balance in the catchment of the planned campus of Kyushu University is evaluated by the present scheme which enables to simultaneously calculate both the surface runoff and groundwater flow. The results obtained in the present paper indicate that the calculated monthly and annual runoff agree well with the observed discharge.

Besides, it is also shown that the variation of the groundwater table can be accurately calculated.

On the other hand, however, it is revealed that the calculated evapotranspiration remains uncertain because of the lack in the information of accurate potential evapotranspiration. Some attempts are presented in order to improve the calculation of the evapotranspiration.

**Key Words :** *rainwater recharge model, water balance, surface runoff, groundwater runoff, evapotranspiration, land surface alternation*

### 1. はじめに

建設工事等による開発行為に伴って地形や地表面の状態が変化すると、周辺地域の水環境に影響が生じる。特に、建物の屋根や道路の舗装などといった降雨の地下への浸透を遮断する、いわゆる不浸透域の面積が増大する場合、地下水位の低下や湧水量の減少あるいは枯渇が発生する。その一方で、大量の雨水が一気に河川に流出するといった事態に陥る恐れもある。

このように、土地利用の変化によって、地下水資源の保全のみならず、治水上の問題が生じる。従って、開発行為に伴う水循環機構に対する影響を予測する場合には、降雨、蒸発散、表面流出、地下浸透、地下水流出といった個々の過程を念頭においた総合的な視点が望まれる。

ところで、筆者等は、現在建設中である九州大学新キャンパスの建設地を研究対象として、開発が周辺地域一帯の地下水環境に及ぼす影響を予測するために、雨水涵養モデルと準3次元淡水2相地下水流動モデルを用いて検討を行ってきた。前報<sup>1)</sup>では、これらのモデルを併

用することによって、地下水面の分布状態あるいは地下水位の時間的変動だけでなく、地下水中への塩水の侵入状況も再現できることを示した。

本報は前報で提案した雨水涵養モデルと準3次元淡水2相地下水流動モデルによって、流域の水収支が評価できるかどうかを検討した。

### 2. 新キャンパス建設地一帯の地形・地質の概要

図-1 は新キャンパス建設地の場所とその一帯の地形および地質条件を示している。図に示すように、新キャンパスは標高数 10m~100m 前後の丘陵地に建設中である。また、建設地の西南方向から東北方向に向かって流れている大原川の上流地点には砂防ダムが設置されており、その付近は建設地のほぼ中央部に当たる。

ところで、砂防ダムの上流域(以下、「大原川上流域」と呼ぶ)は、次のような理由で、表面流出量や地下水流出量を観測するのに適した流域と推察される。すなわち、大原川上流域では人為的な表流水および地下水取

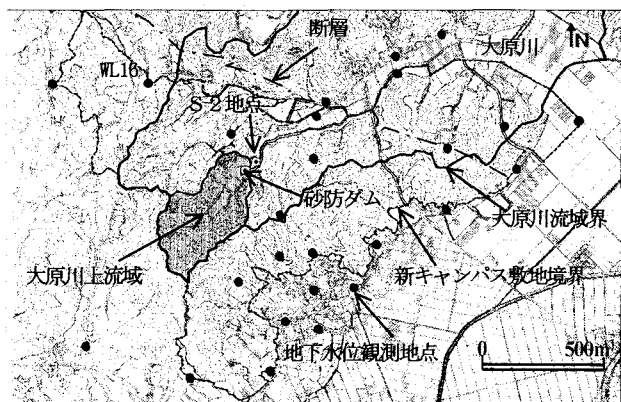


図-1 新キャンパス建設地と大原川上流域  
およびその一帯の概要

水が行われていないこと、また、砂防ダムは農業用溜池と異なり、その構造上ダム基礎が基岩盤近くまで深いため、かなりの量の地下水流動を遮断し表面に流出させていることが考えられる。以上の2点から、本報では大原川上流域の水収支の概要を評価することを試みた。

大原川沿いには流量観測地点が4箇所あるが、このうち、砂防ダム直下流の観測地点S2において砂防ダムを越流する流量を観測している。また、建設地内およびその周辺地域の合計27地点で地下水位を観測している。なお、本検討で使用した降雨量および気温のデータは最寄りの前原アメダス地点のものである。

この一帯の地質条件としては、図に示すように、新キャンパス建設地の西北西から東南東に断層が走っており、断層の北側に片岩、南側に花崗岩が分布している。大原川上流域はこのうちの花崗岩の分布域に当たるが、風化変質が深部まで進んでおり、特に地表面下5～10m付近まではマサ土化している。

### 3. 準3次元淡塩2相地下水流動モデルによる流域の水収支

新キャンパス建設地に隣接する低地部においては、開発に伴う地下水塩水化の問題が懸念されているため、解析は雨水涵養モデルと準3次元淡塩2相地下水流動モデルを併用して行う。以下に、各計算モデルの概要と基礎式および河川流量の計算方法について説明する。

#### (1) 雨水涵養モデルの基礎式

図-2は雨水涵養モデルの原理を示したものである。図のように、降雨 $r(t)$ は表面流出成分 $F(r) \cdot r(t)$ と地下浸透成分 $\{1-F(r)\} \cdot r(t)$ に分離される。タンク内に入った地下浸透成分によってタンク内の貯留量が増加する。タンクには高さ $R_0$ のパイプを想定し、タンク内の水位が $R_0$ を超えると地下水へ涵養されると考える。これは、地下水が地表面から地下水面までの不飽和帯を通過する過程で生じる降雨の損失高を表わすものである。また、タン

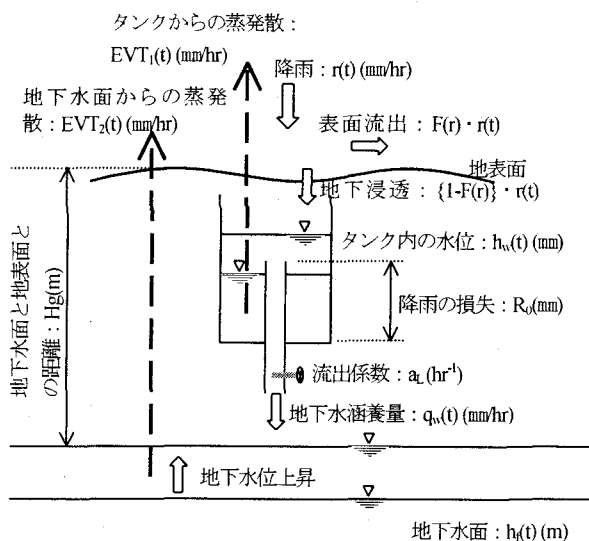


図-2 雨水涵養モデルの概要

ク内に水が貯留されている間はタンクからの蒸発散 $EVT_1(t)$ を考える。なお、タンクの水が無くなった場合の蒸発散については後述する。

以上のことを式で表わすと下記の式(1)と式(2)となる。すなわち、式(1)はタンク内の水位の変化を表す式であり、式(2)は地下水への涵養量を表す式である。

$$\frac{dh_w}{dt} = \{1 - F(r)\} \cdot r(t) - q_w(t) - EVT_1(t) \quad (1)$$

$$q_w(t) = a_L \{h_w(t) - R_0\} \times Y \{h_w(t) - R_0\} \quad (2)$$

ここに、 $r(t)$ は時間降雨量(mm/hr)、 $F(r)$ は表面流出率、 $Y \{h_w(t) - R_0\}$ は $h_w(t) \geq R_0$ のとき1、 $h_w(t) < R_0$ のとき0をとるステップ関数、 $h_w(t)$ はタンク内の水位(mm)、 $R_0$ は流出パイプの立ち上がり高さ(mm)、 $a_L$ はタンクの流出係数( $hr^{-1}$ )、 $q_w(t)$ は不飽和帯から地下水面への涵養量(mm/hr)を示す。

一方、降雨に対する観測井の水位上昇に対しては式(3)が成り立つ。

$$\frac{\partial h_f(x, y, t)}{\partial t} = \frac{q_w(t)}{n_e} \quad (3)$$

ここで、左辺は $q_w(t)$ による地下水面の上昇速度を表しており、 $n_e$ は地盤の有効空隙率である。

以上から、雨水涵養モデルを使って地下水涵養量を計算する場合、 $F(r)$ 、 $a_L$ 、 $R_0$ 、 $n_e$ の4つの未知数が存在することになる。ところで、表面流出率 $F(r)$ の設定方法については前報で述べたように、降雨強度によって変化すると考え、式(4)を適用する。ここに、 $F_\infty$ は $r(t) \rightarrow \infty$ に対応する $F(r)$ の極限值で、地覆条件のみに依存して決まる値と考え、技術資料等<sup>2)</sup>に掲載されているものを適用する。従って、実際の未知数は式中の $(r)_{1/2}$ である。

$$F(r) = \frac{r(t)}{r(t) + (r)_{1/2}} \cdot F_\infty \quad (4)$$

ここに、 $F(r)$ は降雨強度 $r(t)$ のときの表面流出率、

$(r)_{1/2}$ は $F(r)=F_{\infty}/2$ に対応する $r(t)$ の値(mm/hr)を示す。

なお、これらのパラメータの決め方については前報で示している。

## (2) 準3次元淡塩2相地下水流動モデルの基礎式

既に述べたように、地下水の流動計算には準3次元淡塩2相地下水流動モデル（以下、「準3次元地下水流動モデル」と呼ぶ）を使用する。なお、これは非混合の淡塩境界面を仮定したモデルであり、基礎式は式(5)と式(6)で表される。式(5)は淡水域、式(6)は塩水域の地下水の流動を表すものである。

$$n_e \frac{\partial (h_f - h_s)}{\partial t} = - \frac{\partial \{ (h_f - h_s) \cdot u_f \}}{\partial x} - \frac{\partial \{ (h_f - h_s) \cdot v_f \}}{\partial y} \quad (5)$$

$$- \sum_m Q_m(x, y, t) \delta(x - x_m) \delta(y - y_m) + q_w(x, y, t) - EVT(t) \\ n_e \frac{\partial h_s}{\partial t} = - \frac{\partial \{ h_s - b(x, y) \cdot u_s \}}{\partial x} - \frac{\partial \{ h_s - b(x, y) \cdot v_s \}}{\partial y} \quad (6)$$

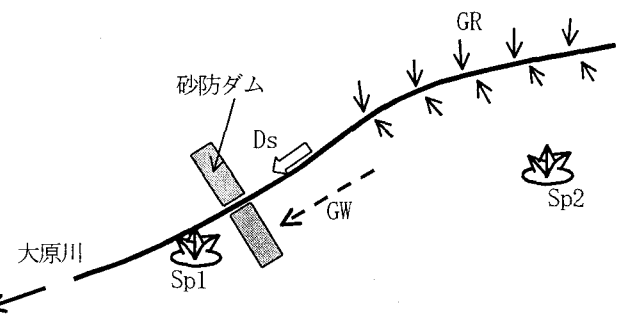
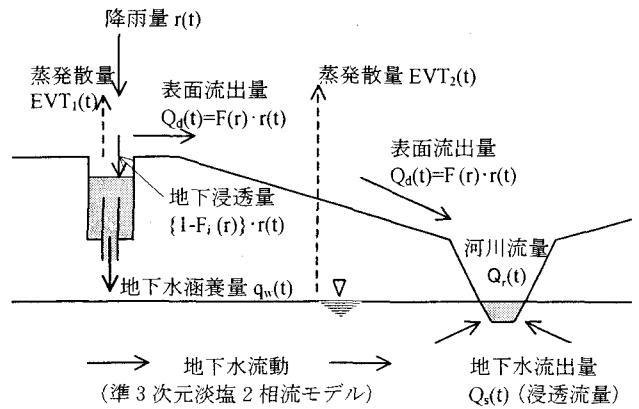
ここに、 $h_f$ ：基準面から鉛直上方にとった淡水面の高さ、 $h_s$ ：基準面からの淡塩境界面の高さ、 $u_f$ 、 $v_f$ 、 $u_s$ 、 $v_s$ ：淡水域および塩水域の水平方向流速成分、 $Q_m(x, y, t)$ ：井戸の揚水量、 $(x_m, y_m)$ ：井戸の位置、 $\delta$ ：デルタ関数で井戸の位置表示のため使用、 $q_w(x, y, t)$ ：降雨の地下水への涵養量（涵養モデルで検討）、 $b(x, y)$ ： $(x, y)$ 地点の基準面からの基盤面の高さ、 $n_e$ ：有効空隙率、 $EVT_2(t)$ ：地下水面が浅い場合の地下水面からの蒸発散量である。

なお、研究対象地では気象観測を行っていないので、前出の $EVT_1(t)$ と $EVT_2(t)$ については、月平均気温を基にソーンスウェイト法による蒸発散量を適用している。

## (3) 河川流量の推定方法

図-3は雨水涵養モデルと準3次元地下水流動モデルを用いた河川流量の推定方法を示している。降雨量 $r(t)$ に表面流出率 $F(r)$ を乗じて計算される表面流出量 $Q_d(t)$ はタンク内には入らず直接河川に流出する。なお、大原川上流域は流域面積0.25km<sup>2</sup>の小流域であるため、この場合、表面流出量の河川流量に対する時間遅れは無視できるものと仮定する。一方、広域の地下水流動成分として河川に流出する $Q_s(t)$ については、準3次元地下水流動モデルによって次のように計算する。この準3次元地下水流動モデルでは、地下水位が地盤標高よりも高くなった場合、地下水面を地盤面に合わせるという操作を行っている。河道部でも、河川の水面位置を河床に仮定して、同様の操作を行っている。この場合、地下水位を河床の地盤標高に一致させるのに必要な抜き取り量を計算し、その量を $Q_s(t)$ としている。これによって、降雨の地下浸透成分は式(5)の $q_w(x, y, t)$ を通して、降雨後の河川流量の増加として反映される。

河川流量 $Q_r(t)$ は $Q_d(t)$ と $Q_s(t)$ を加え合わせたものと考え



GR：地下水から河川への流出量（ $=Q_s(t)$ ）

GW：地下水の砂防ダム堤体部通過流量

Ds：表面流出量（ $=Q_d(t)$ ）

Sp1：幸の神湧水量

Sp2：窪地等の低地湧水量

図-3 河川流量 $Q_r$ の推定方法の概念

える。なお、図-3の下図では $Q_d(t)$ をDs、 $Q_s(t)$ をGRで示している。

## 4. 雨水涵養モデルの再検討

上述した方法を使って、大原川上流域における水収支を評価した結果を示す。なお、大原川上流域内には水位観測井戸が実際にはないので、地形・地質が類似しているWL16の水位記録から雨水涵養モデルのパラメータを求めた。

前報で解析に用いた降雨イベントの中に先行降雨の影響を受けたものが含まれていることが推測された。従って、本項では降雨イベントの再抽出、涵養モデルのパラメータの再検討を行い、これらを使って、大原川上流域における水収支の再評価を行う。

### (1) 雨水涵養モデルのパラメータの検討

先行降雨の影響を取り除くために、降雨イベントの抽出条件を見直した。また、地下水涵養に対する表面流出の影響を考慮して、地盤の有効空隙率（ $n_e$ ）と降雨の損失高（ $R_0$ ）について検討した。

#### a) 降雨イベントの再抽出

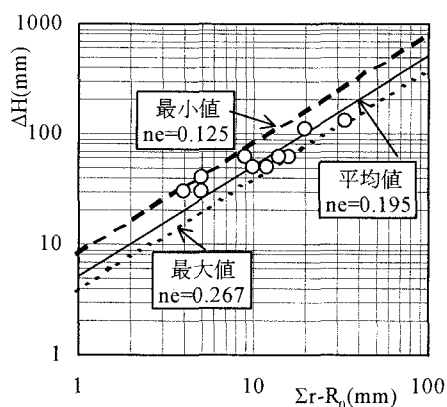


図-4 涵養高さと地下水位上昇量との関係

降雨イベントの抽出条件として下記のことを考慮した。

- (i) 先行降雨の影響を取り除くために、降雨イベントの直前4日間以上にわたって無降雨状態が続くこと。これは蒸発散量の平均値が約2.3mm/日であり（ソーンズウェイト法による97年～99年の蒸発散量の平均値は832mm/年）、降雨の初期損失高さ $R_0$ を9mmと評価しているから、地下水への涵養停止から少なくとも4日間の無降雨によりタンク内が空になるとの判断からである。
- (ii) 直前4日前の時点で地下水位の上昇が見られる降雨イベントは、先行降雨による地下水への涵養がまだ続いているものと判断し除外する。

図-4は本報で再度抽出した各降雨イベントの地下水涵養量( $\Sigma r - R_0$ )と地下水位上昇高さ $\Delta H$ との関係を両対数紙上で示している。

#### b) 有効空隙率の再検討

図-4において、横軸の地下水涵養量は、本来、表面流出量を考慮して $[\Sigma \{1 - F(r)\} \cdot r - R_0]$ で表されるべきものである。この場合、有効空隙率について次のような考察を行うことができる。

- (i) 図中の右側に位置するプロットほど、累積降雨量が多い降雨イベントである。
- (ii) 累積降雨量の多い降雨イベントほど、大きな降雨強度を含む場合が多いと考えられる。
- (iii) 降雨強度が大きいほど、表面流出率 $F(r)$ は大きな値を示す。

以上から、図中の右側に位置するプロットほど $F(r)$ の影響が大きく、左側に位置するプロットほどその影響は小さいと考えられる。従って、表面流出を考慮した場合、右側に位置するプロットは左方向に大きめの平行移動を、左側に位置するプロットは小さめの、あるいは、ほとんど移動しないものが多いと考えられる。

すなわち、各プロットは有効空隙率の最小値0.125を示す直線に近づくものと考えられる。以上のことから、本報では有効空隙率 $n_e$ の値として図に示した最小値0.125を採用する。

なお、 $R_0$ の値については、前報で述べたように、地下水

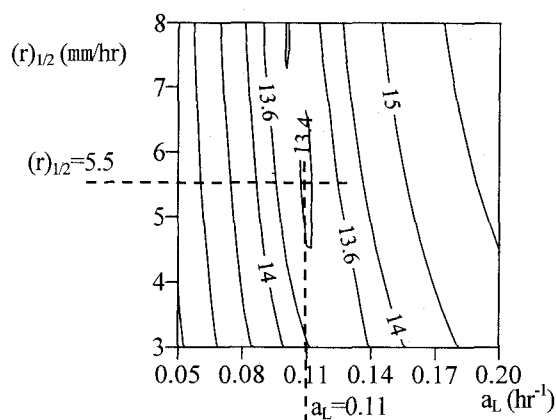


図-5 評価関数Jの分布

表-1 再検討された雨水涵養モデルのパラメータ

| $n_e$ | $R_0$<br>(mm) | $a_l$<br>(hr <sup>-1</sup> ) | $(r)_{1/2}$<br>(mm/hr) | $F_\infty$ |
|-------|---------------|------------------------------|------------------------|------------|
| 0.125 | 9.0           | 0.11                         | 5.5                    | 0.3        |

位の上昇が認められなかった累積降雨量 $\Sigma r(t)$ の最大値とした。

#### c) 雨水涵養モデルのパラメータの再同定

$n_e=0.125$ 、 $R_0=9$ mmとして、雨水涵養モデルの残りのパラメータである $a_l$ と $(r)_{1/2}$ の値について、前報と同様の方法で検討する。図-5は $a_l$ と $(r)_{1/2}$ に対する評価関数J（実測値と式(3)による計算値との誤差の標準偏差）の等値線を示しており、最適な組合せは $a_l=0.11$ (hr<sup>-1</sup>)と $(r)_{1/2}=5.5$ (mm/hr)になる。

以上の結果、本報で再検討された雨水涵養モデルのパラメータを表-1に示す。

#### d) 流域の水収支の再評価

表-1に示した雨水涵養モデルのパラメータを使った場合、流域の水収支計算の結果は図-6のようになる。このうち、各年の水収支バランスについては、97年～99年の3年間にわたる平均値で、地下水涵養量が1033mm/年、表面流出量が245mm/年、蒸発散量が483mm/年となっている。また、流域からの流出量は1270mm/年となり、実測の1022mm/年を248mm/年上回っている。なお、流域からの流出量の内訳は表面流出量 $D_s$ が245mm/年、河床および窪地等への浸出量 $GR+Sp_2$ が569mm/年、砂防ダム堤体部通過量 $GW$ が230mm/年、幸の神湧水量 $Sp_1$ が226mm/年である。

ところで、ソーンズウェイト法による蒸発散量が3年間平均で832mm/年であるのに対して、計算上はそれの約58%に当たる483mm/年しかタンクから抜けていない。また、近藤ら<sup>3)</sup>によれば、福岡地区の森林における蒸発散量は860mm/年とされている。更に、瀬戸内・九州地区の平均年降雨損失量（その大部分が蒸発散によるもの）は600mm/年程度<sup>4)</sup>とされている。これらのことから、雨水涵養モデルのタンクからの蒸発散量がかかなり不足していることが考えられる。ただし、ソーンズウェイト法と近藤等による計算値との違いは約30mm/年と比較的小さい。こ

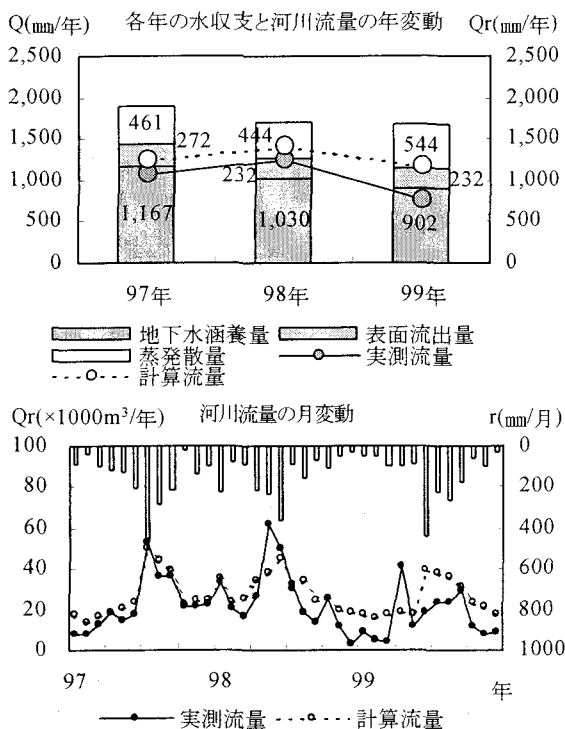


図-6 流域の水収支の再検討結果

れに対して、タンクからの蒸発散量483mm/年は前述した一般値の600mm/年に対して117mm/年不足している。従って、タンクからの蒸発散量が不足する理由が計算方法による違いからではないことが推測される。その理由としては、タンク内が空になり蒸発散させる量が少なくなっていることが考えられる。

河川流量の年変動から、計算流量が実測流量を各年とも上回っていることがわかる。また、月変動図において、98年の多雨期に計算流量のピークが実測流量よりも低く、98年～99年の少雨期に計算流量が実測流量を上回っている。これだけから判断する限り、河川への地下水の流出量が実際よりも多すぎることが推測される。しかしながら、降雨に対する実測流量の応答から判るように、両者の関係は必ずしも良好とは言えない。すなわち、流量観測データ自体に精度面の問題があるため、計算結果について評価することは難しい。この点を考慮したうえで図-6を見れば、全体的な河川流量の変動状況については概ね再現できているものと考えられる。

以下ではこのような視点から、蒸発散量をモデルの中でどのように取り扱うかについて検討する。

## (2) 雨水涵養モデルのタンクからの蒸発散量が不足する理由についての検討

ここでは、地下水面から直接蒸発散をさせることの可否および雨水涵養モデルのタンク内水深変化を計算する場合の時間刻みについて検討する。

### a) 地下水面からの蒸発

雨水涵養モデルからの蒸発散量が不足する原因として、

計算地点での地表面と地下水面との位置関係の問題を考える必要がある。例えば、河川あるいは池などに近接した場所では地表面から地下水面までの距離が短いため、不飽和帯の厚さが薄いと考えるのが一般的である。このような場所で雨水涵養モデルを考えると、降雨の初期損失高さである $R_0$ は非常に小さな値になるため、タンクは頻繁に空になってしまう。その結果、蒸発散量の計算値は小さくなる。ただし、このような地表面と地下水面が近い場所では地下水面からの直接の蒸発が考えられる。

本報ではこの点を考慮し、図-2中に示した $EVT_2(t)$ を考える。これは、雨水涵養モデルのタンクが空になり、蒸発散量の抜き取り操作が出来なくなった場合、地表面と地下水面との距離 $l_g$ が1.5m以内になった場所に限って、地下水面からの直接の蒸発を考慮するものである。なお、この場合の $H_g$ が1.5m<sup>5</sup>以内については、自然状態における毛管水帯の平均的な厚さを想定したものである。

これを式で表わすと次のようになる。

(i)  $\Delta t$ 時間後にタンクが空にならないとき、すなわち：

$$h_u(t) + \{1 - F(r)\} \cdot r(t) - q_w(t) - EVT_1(t) \cdot \Delta t > 0.0 \text{ のとき}$$

$$EVT_1(t) = EVT_p(t), \quad EVT_2(t) = 0.0$$

(ii)  $\Delta t$ 時間後にタンクが空になるとき、すなわち：

$$h_u(t) + \{1 - F(r)\} \cdot r(t) - q_w(t) - EVT_1(t) \cdot \Delta t \leq 0.0 \text{ のとき}$$

$$EVT_1(t) = h_u(t) / \Delta t + \{1 - F(r)\} \cdot r(t) - q_w(t)$$

$$H_g \geq 1.5 \text{ m のとき}$$

$$EVT_2(t) = 0.0$$

$$H_g < 1.5 \text{ m のとき}$$

$$EVT_2(t) = ET_{vp}(t) - EVT_1(t)$$

ただし、 $EVT_p(t)$ ：ゾーンスウェイト式による蒸発散量

### b) 雨水涵養モデルの計算時間刻み $\Delta t$ の影響

本報では、図-2に示したタンク内の水深の変化を表わす式(1)および式(2)に対して陽解法を用いて地下水涵養量を計算した。これは、流出量とタンク内の水深とが比例関係にない場合でも計算が容易なことを考慮したものである。しかしながら、この場合には、 $\Delta t$ をどのように選ぶかについて検討しておく必要がある。

図-7は、97年12月20日の降雨（総降雨量18mm）に対して、降雨データの時間間隔に合わせて $\Delta t=1$ 時間とした場合(case1)と準3次元地下水流動計算での時間刻みに合わせて $\Delta t=15$ 分間とした場合(case2)の涵養量の時系列変化を示したものである。なお、 $\Delta t=1$ 時間とし、中央差分法で計算した場合(case3)の結果も示している。また、表-2には、検討条件と表面流出量、地下水涵養量の計算値を示している。

これによれば、case1～case3の各ケース間で大きな違いは見られないので、case2に示す陽解法で式(1)を離散化しても差し支えないと考える。

### c) 流域の水収支計算結果

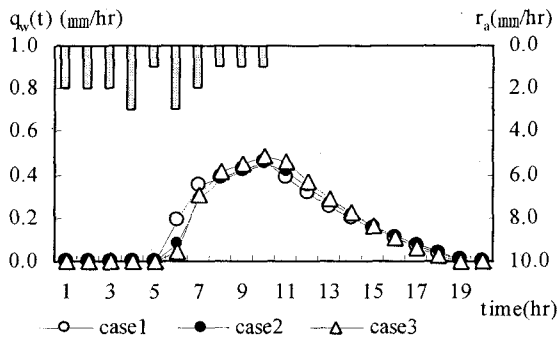


図-7 計算時間刻み $\Delta t$ による涵養量の違い

表-2 計算時間刻み $\Delta t$ による涵養量の違い

| 検討    | $\Delta t$ | 近似法 | 表面流出<br>(mm) | 涵養量<br>(mm) |
|-------|------------|-----|--------------|-------------|
| case1 | 1時間        | 前進  | 1.460        | 3.296       |
| case2 | 15分間       | 前進  | 1.371        | 3.273       |
| case3 | 1時間        | 中央  | 1.460        | 3.406       |

図-8は、地下水面からの蒸発散を考慮し、 $\Delta t=15$ 分間とした場合の大原川上流域における水収支である。このときの雨水涵養モデルのパラメータを表-3に示す。

97年～99年の水収支を平均値で見ると、流域からの実測の流出量が1022mm/年であるのに対して、計算では1256mm/年 ( $D_s=236$ ,  $GR+Sp_2=565$ ,  $GW=230$ ,  $Sp_1=225$ mm/年) となる。また、年降雨量1761mm/年の内訳として、蒸発散量が498mm/年、表面流出量が236mm/年、地下水涵養量が1027mm/年となっている。このように雨水涵養モデルからの蒸発散量が不足するため、地下水面からの蒸発散、雨水涵養モデルの計算時間刻み $\Delta t$ の設定方法について検討した。その結果、蒸発散量は約15mm/年増加し、498mm/年という結果になったが、上述した瀬戸内・九州地区で一般的な600mm/年に対しては約100mm/年不足している。なお、近藤<sup>3)</sup>は、福岡地区の森林の遮断蒸発量を305mm/年と評価している。もしこの数値を福岡地区の年間蒸発散量 (860mm/年) から差し引けば、555mm/年となるので、ここで求められた498mm/年はあながち不自然な結果にはなっていない。このことから、降雨量の全てを地表面に到達させるのではなく、あらかじめ遮断蒸発量を差し引いて涵養モデルに適用する必要があることが推察された。

## 5. おわりに

本報では、雨水涵養モデルと準3次元地下水流動モデルを使って、大原川上流域の水収支を評価した。その結果、降雨による地下水位の上昇過程を正確に測定し、涵養モデルのパラメータを適切に設定すれば、地下水流動および塩水侵入の問題だけでなく、流域の水収支についても評価が可能であることが確認された。

また、雨水涵養モデルからだけでは蒸発散量が不足す

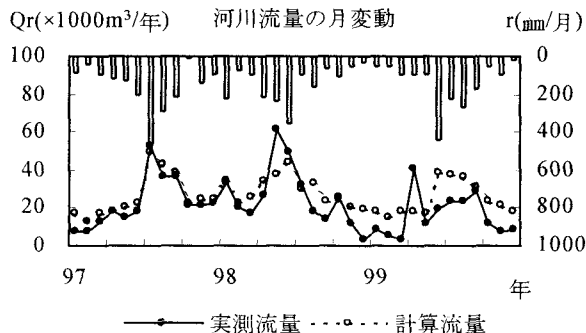
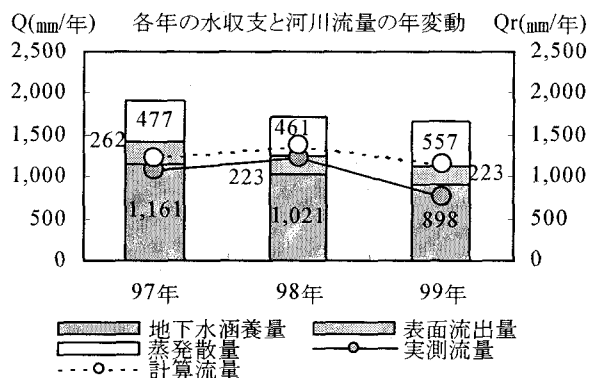


図-8 大原川上流域の水収支検討結果

表-3 検討に用いた雨水涵養モデルのパラメータ

| $n_c$ | $R_0$<br>(mm) | $a_L$<br>(hr <sup>-1</sup> ) | $(r)_{1/2}$<br>(mm/hr) | $F_\infty$ |
|-------|---------------|------------------------------|------------------------|------------|
| 0.125 | 9.0           | 0.12                         | 6.0                    | 0.3        |

るため、地表面と地下水面との位置関係に応じて、地下水面から直接蒸発させる方法や、計算時間刻みを準3次元地下水流動モデルの計算時間刻みに合わせる方法を提示した。今後、森林による遮断蒸発量を本研究で示した涵養モデルに組み入れる方法について検討を進める予定である。

謝辞：本研究を行うにあたり貴重な資料の提供を頂いた九州大学移転推進室の方々に御礼申し上げます。

## 参考文献

- 堤敦, 神野健二, 大枝良直: 地下水上昇期の観測値を用いた雨水の涵養モデル検討, 第45回水工学論文集, pp. 367-372, 2001.
- 文部省大臣官房文教施設部技術課: 平成9年3月 文部省 土木設計資料, p. 47, 1997.
- 近藤純正, 中園信, 渡辺力, 桑形恒男: 日本の水文気象(3) -森林における蒸発散量-, 水文・水資源学会誌第5巻4号, pp. 8-18, 1992.
- 社団法人日本河川協会: 二訂建設省河川砂防技術基準(案)・調査編, pp. 155-156, 昭和61年.
- 丸山利輔, 三野徹: 地域環境水文学, pp. 105-110, 1999.

(2001. 10. 1受付)