

貯留関数型モデルを用いた 河道と帯水層の相互作用の解析

原田守博

正会員 工博 名城大学助教授 理工学部土木工学科 (〒468-8502 名古屋市天白区塩釜口1丁目501)

流域の都市化により洪水氾濫の危険が増大したことを受け、多くの河川で河道改修が行われてきたが、通常は、不透水性の護岸に変更されることが多く、河川と地下水の間で水の交換が絶たれる傾向にある。都市域の中小河川が三面張りによって排水路と化し、平水時には枯渇した状況にあることは衆知の通りである。こうした河川環境を改善するには、流域本来の水循環過程である河水と地下水の連続性を再認識し、両者の交流関係を回復することによって河道に豊かな流れを取り戻す努力が求められる。本研究は、河川と帯水層の間の動的な相互関係について、実際の観測水位データを検討するとともに、貯留関数型の水理モデルを作成して、河道と帯水層の間の相互作用の実態について考察したものである。

Key Words : stream-aquifer interaction, bank storage effect, river environment, groundwater discharge, storage function model

1. はじめに

流域には地表水や土壌水・地下水等の間に多様な水の循環系が存在し、人間の活動とも密接な関わりをもっている。たとえば、流域の都市化が進むにつれて、不浸透域の拡大によって地下水への涵養量が減少するとともに、洪水流出が増大した。そのため、各地で河川改修が行われてきたが、通常の改修では不透水性の護岸が多用され、結果として河川と地下水の間で水の交換が絶たれる傾向にある。とりわけ都市域の中小河川が三面張り護岸によって雨水の排水路と化し、平水時には枯渇した状況にあることは衆知の通りである。こうした河川環境を改善するには、流域に本来存在していた河水と地下水の連続性を再認識し、自然な水循環系を回復することによって、河道に豊かな流れを取り戻すことが必要である。

流域における河川と地下水の関わりは、上流の山地域と下流の平野域とで大きく異なっている。上流域では、山体中の地下水が大きな動水勾配で河道への浸出する地下水流出が見られ、帯水層の状態が河川の流況を支配する関係にある。しかし、沖積平野や盆地などの中・下流域では、河川と帯水層の関係は対等に近づき、一方が他方を常に支配する関係はもはや見られない。とくに出水時など河川水位が高いときには、河川が逆に周辺の地下水を涵養する状況すら生じる。さらに透水性の高い扇状地では、伏流によって水無し川となる河川も認められる。

こうした河川と地下水が相互に作用を及ぼす形態を評価するには、互いの境界条件をどのように取り扱うかが問題となる。すなわち、帯水層から河道への地下水流出は河川水位を境界条件として決まるもの

の、河川の水位自体は河道流量に地下水流入が加わった結果として生じている。したがって水理解析では、それぞれの支配方程式を両者の間の連続条件を満たしつつ同時に解く必要がある。これは、浸透性河床上の河道流水が河床への伏流によって減少する場合¹⁾においても同様である。本研究では、河道と帯水層の結合系における動的な相互作用について、河道流れを貯留関数型のモデルで表現し、河道周辺の帯水層が河川の流況変化に果たす役割、いわゆる河岸貯留効果 (bank storage effect)²⁾を定量的に評価することを目的とする。

2. 対象現象と基礎方程式

(1) 河道内の流れ

図-1に示すような河道と不圧帯水層の結合系を考える。河道は幅 B で勾配 I_0 であり、帯水層は水平な基盤上に河道から半無限に広がっているものとする。初期時刻 $t=0$ で上流から河道区間 L への流入量と末端から下流への流出量は等しく、河道水位と帯水層中の地下水水位は平衡状態にあるものとする。 $t>0$ において区間の上流端から $I(t)$ なる流入量があるとき、下流端からの流出量 $O(t)$ が帯水層の存在によってどのような影響を受けるかを検討しよう。河道区間内の貯留量を $S(t)$ 、帯水層から河道への流入量を $Q_c(t)$ とすると、河道流れの支配方程式は、St. Venantの方程式の微小項を省略し、流下方向に積分することにより、

$$\frac{dS(t)}{dt} = I(t) - O(t) + Q_c(t) \quad (1)$$

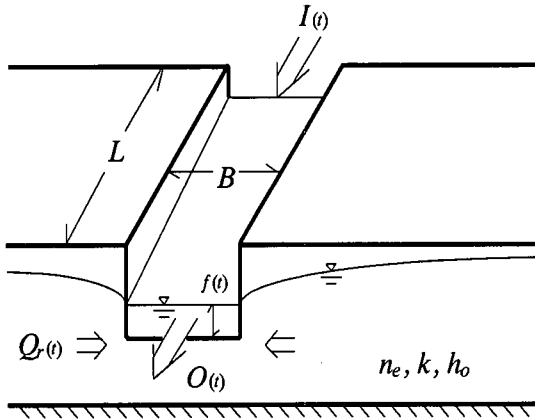


図-1 解析対象の模式図

$$S(t) = KO(t)^p \quad (2)$$

ここに、 K, p : 貯留関数の係数であり、線形な洪水追跡法では $p=1.0$ 、kinematic waveによる追跡法では Manning則により $p=0.6$ である。 $S(t)$ は河道区間の水面面積 A と河道水深 $f(t)$ を用いれば次式となる。

$$S(t) = A \cdot f(t) = BL \cdot f(t) \quad (3)$$

(2) 地下水の流れ

河道近傍の地下水は鉛直成分をもった3次元流れであるが、不透水基盤までの深さが浅い(川幅の3倍未満の場合)には Dupuit-Forchheimer の準一様流の仮定が成り立ち、水平流とみなすことができる³⁾。さらに、地下水位の変化 $h(x, y, t)$ が平均的な水深 h_0 に比べて小さい場合には、不圧地下水の Boussinesq 方程式は線形化できる。すると、地下水の流れが河道に直交する一次元の場合の基礎式は、

$$\frac{\partial h(x, t)}{\partial t} = \frac{k h_0}{n_e} \frac{\partial^2 h(x, t)}{\partial x^2} + \frac{r_e(x, t)}{n_e} \quad (4)$$

ここに、 k : 帯水層の透水係数、 n_e : 有効間隙率、 $r_e(x, t)$: 上方からの涵養強度、 x : 河道から直交する方向にとった水平座標である。また、図-1において降雨浸透の無い状況を考えると、初期条件と境界条件は $h(x, 0) = 0$ 、 $h(0, t) = f(t)$ 、 $h(\infty, t) = 0$ 、 $r_e(x, t) = 0$ となる。境界水位 $f(t)$ による $h(x, t)$ の変動は、Duhamelの定理により、

$$h(x, t) = \int_0^t U(x, t - \tau) \frac{\partial f(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (5)$$

ここに、

$$U(x, t - \tau) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\frac{x}{2\sqrt{\kappa(t-\tau)}}} e^{-\xi^2} d\xi = \text{erfc} \left(\frac{x}{2\sqrt{\kappa(t-\tau)}} \right) \quad (6)$$

上式で $\kappa = \frac{kh_0}{n_e}$ であり、 $\text{erfc}(\cdot)$ は補誤差関数である。よって、河道区間 L への地下水流出量 $Q_r(t)$ は、帯水層から流出する場合を正とすると、両岸合わせて

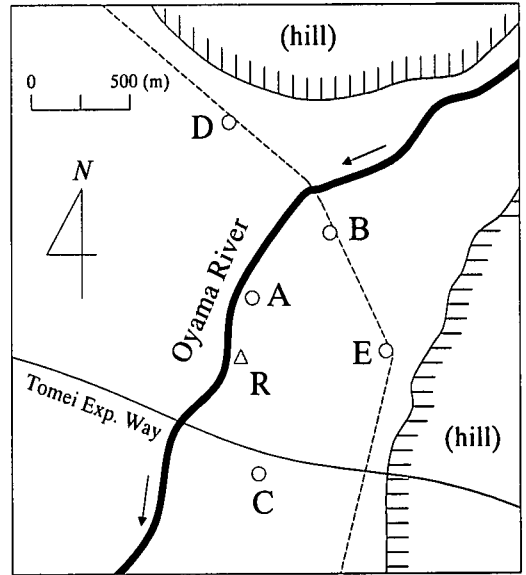


図-2 現地観測の対象地域

$$Q_r(t) = 2 \times L h_0 \cdot k \frac{\partial h(x, t)}{\partial x} \Big|_{x=0} \\ = -2L \sqrt{\frac{nek h_0}{\pi}} \int_0^t \frac{1}{\sqrt{t-\tau}} \frac{\partial f(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (7)$$

式(3)と式(7)より、河道の流れと地下水流出の両者に河道水位 $f(t)$ が係わっていることから、この現象が連成問題であることが分かる。

3. 実測データに見る河川と地下水の応答

式(7)で表現される地下水流出量 $Q_r(t)$ は、河道と帯水層の相互作用を決定づける支配的要素である。しかし、この量が実際の現象でいかなる大きさをもつかは、観測資料の不十分さのために従来から曖昧なままであった。ここでは、入手した実測データを用いて、河川水位と地下水位の応答関係が上述の一次元地下水モデルで表現できるかを考察する。

観測資料は、愛知県小牧市を流れる庄内川水系大山川において測定された河川水位と河道周辺の地下水位データである。河川水位の観測は図-2に示すR地点で行われ、地下水位は図中5個所の観測井A~E(深度20m、全層ストレーナー形式)において連続測定された。この地域の帯水層は、総厚10数mの洪積砂礫層から成っている。河道から各観測井までの距離は、井戸Aが河川の堤防に隣接しているほかは、Bが約200m、CとDが約500m、Eが約800mほど河道から離れている。なお、各井戸での地覆状態はいずれも裸地である。

図-3は観測された河川水位と地下水位の変動の一例である。これは、1985年6月28~29日において降雨量44mmに対して生じたものである。図から分かるように、河川水位は短時間に0.9mの上昇を示しており、河道近傍の井戸Aではそれに呼応して

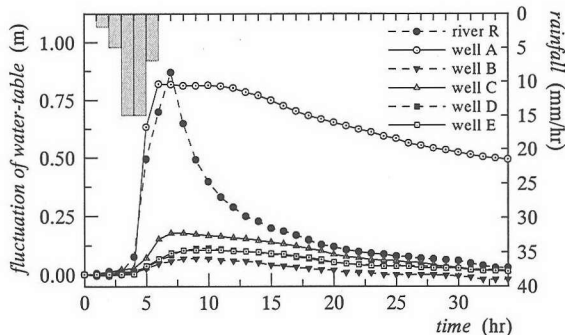


図-3 河川水位および地下水位の観測データ

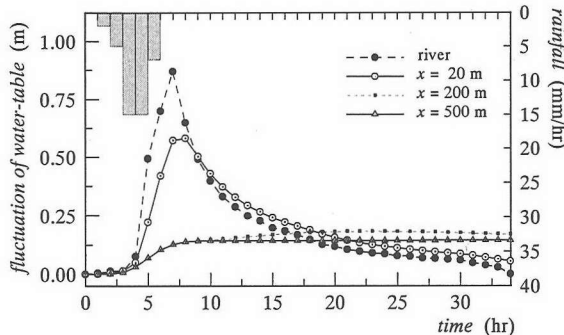


図-4 地下水位の数値解析結果の例

地下水位が急上昇している。上昇した地下水位が一定値で“頭打ち”状態にあるのは、この井戸Aが河川堤防の法尻の凹地に位置し、地下水位が地表に到達してしまったことに起因している。

さらに図-3をみると、A以外の4本の井戸では、地下水位の動きが非常に緩慢である。河道から離れたこれら4本の井戸水位は、降雨期間中に同じ位相で変動し、水位上昇量は最大でもわずか0.1~0.2mに過ぎない。地盤が砂礫層で構成されていることを考えると、帯水層の有効間隙率は $n_e = 0.2$ 程度と推定されるため、これらの地下水位上昇による土中の水分増加量は20~40mmとなる。この値は総降雨量をやや下回る値に対応することから、これらの水位上昇のほとんどが降雨による鉛直浸透によるものであると推察される。したがって、河道から数百m以上離れた地点では、河道の急激な水位変化による横方向からの影響は小さく、地下水位は鉛直方向の降雨浸透によって変動していることになる。地下水流動の基礎式(4)において側方流動を表わす右辺第1項を省略すると、

$$\frac{\partial h(x,t)}{\partial t} \approx \frac{r_e(x,t)}{n_e} \quad (8)$$

が得られる。上式により、河道から十分離れた地下水位の時間的な変化量 $\Delta h(x,t)$ から降雨浸透による影響 $r_e(x,t)/n_e$ を評価することができる。そこで、4本の井戸B~Eの水位変動から $r_e(x,t)/n_e$ の平均値を求めたところ、その累積値は0.143mであった。 $n_e = 0.2$ とすると、 r_e の累積値は28.6mmとなり、総降雨量の65%に相当する。したがって、当該降雨のうち35%が損失雨量であったことになる。

得られた $r_e(x,t)/n_e$ の値を式(4)に代入し、河川の水位変化を境界条件として河道周辺の地下水位を計算したものが図-4である。計算は式(4)を差分展開し、陰解法によって数値解析した。帯水層のパラメータは均質な砂礫層を想定して $n_e = 0.2$ 、 $h_o = 10$ (m)、 $k = 10$ (m/hr)とし、丘陵地に接する境界では不透水条件とした。図-4を図-3と比較すると、河道近くでの地下水位変動は一致していないが、河道近傍の井戸と数百m離れた井戸との水位変動の違いは表現できており、式(4)のような簡単な1次元モデルでも、現象の概略を捉えることが可能といえる。

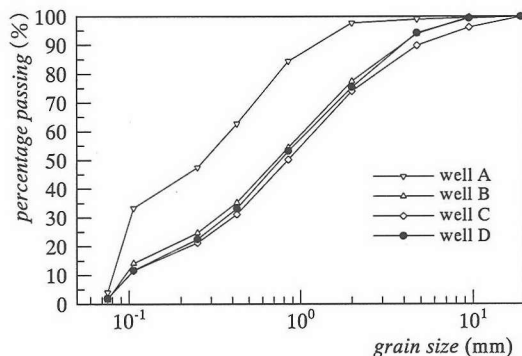


図-5 井戸付近の浅層土壌の粒径加積曲線

河道近傍の水位変動が十分再現できていない原因として地盤の不均質性を考え、井戸付近の浅層土壌(深度1m前後)の粒度分析を行なった。図-5に示す粒径加積曲線によると、井戸Aの地盤には井戸B~Dに比べて細粒土が多く含まれ、帯水層の水理特性が局所的に異なっていることが推察される。したがって、現象をさらに精度良く再現するには、実際のA地点がもつ局所的不均質性を解析に取り込む必要がある。

4. 河道内の流れを線形とした場合

河道流れの貯留関数式(2)が線形すなわち $p = 1.0$ の場合について、Morel-Seytoux⁴⁾が相互作用モデルの解析解を示している。しかし、解の導出過程に誤りがあるため、以下に正しいものを導出する。

流入量 $I(t)$ に対する $f(t)$ の応答関係を応答核 $k_y(t)$ を用いて次式で表すことにする。

$$f(t) = \int_0^t k_y(t-\tau) I(\tau) d\tau \quad (9)$$

式(2)(3)より、 $O(t) = A \cdot f(t) / K$ であるから、

$$O(t) = \frac{A}{K} \int_0^t k_y(t-\tau) I(\tau) d\tau \quad (10)$$

上式の $k_y(t)$ が満たすべき基礎式(1)は、式(2)(3)(7)を代入すると、

$$A \left(\frac{df(t)}{dt} + \frac{f(t)}{K} \right) = I(t) - 2L \sqrt{\frac{nekho}{\pi}} \int_0^t \frac{1}{\sqrt{t-\tau}} \frac{\partial f(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (11)$$

となる。これは $f(t)$ に関する線形積分微分方程式であり、ラプラス変換によって解くことができる。 $f(t)$ に対して $L\{f(t)\} = F(s)$ とおくと、式(11)は

$$A \left[sF(s) - f(0) + \frac{F(s)}{K} \right] = L\{I(t)\} - 2L \sqrt{\frac{nekho}{\pi}} \cdot \left[sF(s) - f(0) \right] \sqrt{\frac{\pi}{s}} \quad (12)$$

$f(0) = 0$ であることを考慮して上式を整理すると、

$$F(s) = \frac{L\{I(t)\}}{A \left(s + \frac{1}{K} + \frac{2L}{A} \sqrt{nekho} \sqrt{s} \right)} \quad (13)$$

式(9)にラプラス変換を施すと、

$$F(s) = L\{I(t)\} \cdot L\{k_y(t)\} \quad (14)$$

式(13)と(14)を比較して、 $A=BL$ を代入すると、

$$L\{k_y(t)\} = \frac{1}{A \left(s + \frac{1}{K} + 2 \sqrt{\frac{nekho}{B^2}} \sqrt{s} \right)} \quad (15)$$

よって、

$$k_y(t) = L^{-1} \left\{ \frac{1}{A \left(s + \frac{1}{K} + 2 \sqrt{\frac{nekho}{B^2}} \sqrt{s} \right)} \right\} = L^{-1} \left\{ \frac{1}{2A \sqrt{\frac{nekho}{B^2}} - \frac{1}{K}} \left[\frac{1}{\sqrt{s+b}} - \frac{1}{\sqrt{s+a}} \right] \right\} \quad (16)$$

ここに、

$$a = \sqrt{\frac{nekho}{B^2}} + \sqrt{\frac{nekho}{B^2} - \frac{1}{K}} \quad (17a)$$

$$b = \sqrt{\frac{nekho}{B^2}} - \sqrt{\frac{nekho}{B^2} - \frac{1}{K}} \quad (17b)$$

上式に対して、ラプラス逆変換表⁵⁾から次の関係、

$$L^{-1} \left\{ \frac{1}{\sqrt{s+c}} \right\} = \frac{1}{\sqrt{\pi t}} - ce^{c^2 t} \operatorname{erfc}(c\sqrt{t}) \quad (18)$$

(c : 定数) を用いると、 $k_y(t)$ は次式で与えられる。

$$k_y(t) = \frac{1}{2A \sqrt{\frac{nekho}{B^2}} - \frac{1}{K}} \left\{ ae^{a^2 t} \operatorname{erfc}(a\sqrt{t}) - be^{b^2 t} \operatorname{erfc}(b\sqrt{t}) \right\} \quad (19)$$

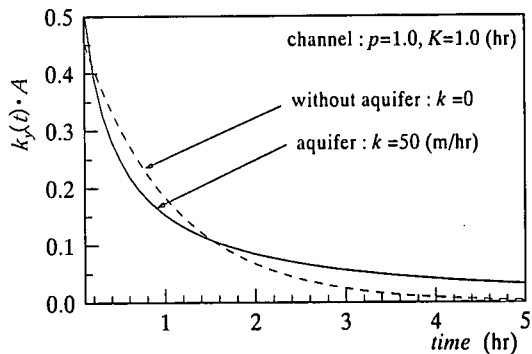


図-6 流入量に対する流出量の線形応答関数

したがって、これを応答関係式(10)に代入することにより、河道流入量 $I(t)$ の任意の変化に対する河道流出量 $O(t)$ の応答を算出することができる。ただし、上式は次の条件下でのみ有効である。

$$\frac{nekho}{B^2} > \frac{1}{K} \quad (20)$$

この条件は、河道の幅が狭く帯水層の透水係数と間隙率とともに大きい状況に相当する。そこで、規模の小さい小河川と砂礫からなる帯水層を想定し、応答核 $k_y(t)$ を計算してみよう。パラメータの値は、便宜的に河道について $B = 10$ (m), $K = 1$ (hr), 帯水層について $n_e = 0.2$, $h_o = 10$ (m) と設定する。図-6は、帯水層の存在しない河道のみの場合 ($k = 0$) と透水係数の値が $k = 50$ (m/hr) の場合の $k_y(t)$ の差異を示したものである。図によると、帯水層がある場合の応答核は、河道のみの場合 (指数減衰) よりもいっそう減衰が早い。これは、式(10)において、河道流量 $I(t)$ の変動が帯水層の存在によって吸収され、下流への流出量 $O(t)$ への応答が減衰して緩慢なものになることを示している。

従来の河岸貯留効果に関する研究では、上記の線形応答関係が多く用いられてきたが^{6), 7)}、式(20)に示す条件があるので、汎用的な解とは言えない。また、この解は線形貯留関数を仮定しているため、河道水位が河道流量の増加に比例して上昇することになり、帯水層への地下水流出量を過大に見積もる可能性がある。そこで次節では、より一般的な非線形の場合 ($p \neq 1$) を取り扱うことにする。

5. 河道内の流れが非線形の場合

(1) 数値解析手法

式(2)に Manning 則を用いると、 $p = 0.6$ であり、 $K = n^{0.6} B^{0.4} I_0^{-0.3} L$ となる⁸⁾。すなわち、貯留関数は非線形であって、解析解を得ることは困難になる。そこで、非線形方程式を線形近似し、数値解を得ることを試みる。式(1)で $y(t) = O(t)^p$ とおくと、

$$K \frac{dy(t)}{dt} = I(t) - y(t)^{1/p} + Q_r(t) \quad (21)$$

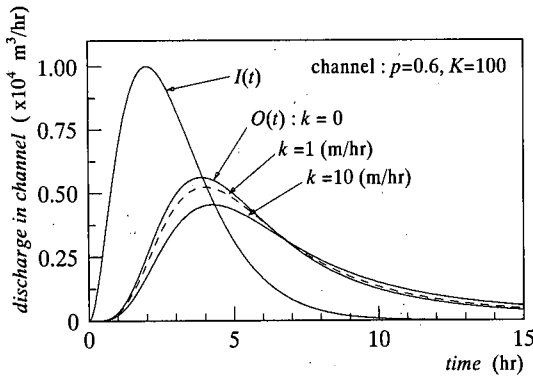


図-7 透水係数による河道流出量の差異

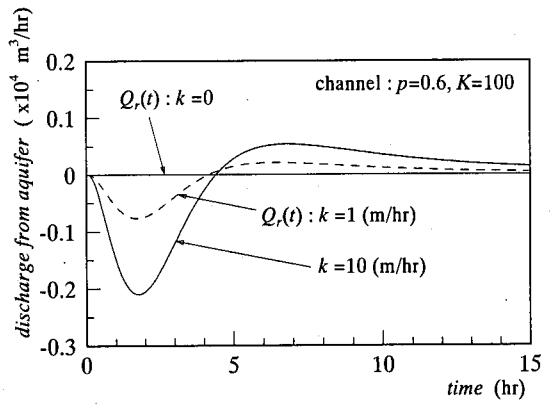


図-8 透水係数による地下水流出量の差異

時刻 t より 1 ステップ前の時刻の $y(t)$ である y_* を用いて右辺をテーラー展開し、高次項を省略すると、

$$\frac{dy(t)}{dt} - ay(t) = \frac{1}{K} \{I(t) - b + Q_r(t)\} \quad (22)$$

ここに、 $a = -\frac{1}{Kp} y_* \left(\frac{1}{p} - 1\right)$ 、 $b = \left(1 - \frac{1}{p}\right) y_* \frac{1}{p}$ である⁹⁾。

上式の左辺は $e^{at} \frac{d}{dt} (e^{-at} y(t))$ に等しいことを考慮して変形し、両辺を 0 から t まで積分すると、

$$y(t) = e^{at} y(0) + \int_0^t e^{a(t-\tau)} x(\tau) d\tau \quad (23)$$

ここに、 $x(t) = \frac{1}{K} \{I(t) - b + Q_r(y(t))\}$ であり、

$Q_r(y(t))$ は、地下水流出量の表現式(7)に

$f(t) = \frac{S(t)}{A} = \frac{K}{A} y(t)$ を代入した次式で表わされる。

$$Q_r(t) = Q_r(y(t)) = -\frac{2LK}{A} \sqrt{\frac{nek h_0}{\pi}} \int_0^t \frac{1}{\sqrt{t-\tau}} \frac{\partial y(\tau)}{\partial \tau} d\tau \quad (24)$$

式(23)の時間 t を T ごとの離散時間 $i = 0, 1, 2, \dots, n$ に置き換え、漸化式として表すと、解くべき式は

$$y_n = \phi^n y_0 + \sum_{i=1}^n \phi^{i-1} \gamma x_i \quad (25)$$

となる。ここに、 $\phi = e^{aT}$ 、 $\gamma = \frac{1}{a} (e^{aT} - 1)$ 、

$x_i = \frac{1}{K} (I_i - b + Q_{ri})$ である。

(2) 帯水層による河岸貯留効果の評価

貯留関数が線形な場合と同様に、流量規模の小さい中小河川を想定して、帯水層の存在が河道の流況変化にどのような影響を及ぼすかを解析する。方程式に含まれるパラメータ群のうち、透水係数 k の値

は砂礫層で $1 \sim 10^2$ (m/hr) と変動幅が広いが、他のパラメータはオーダーが変わるほどではない。そこで、 $n_e = 0.2$ 、 $h_0 = 10$ (m) の帯水層について、 $k = 0, 1, 10$ (m/hr) の 3 通りを設定し、透水係数の違いが河道の流出量に及ぼす影響を調べる。河道については $p = 0.6$ であり、その他の量を $B = 20$ (m)、 $n = 0.03$ (m-sec 単位系)、 $I_0 = 1/1000$ 、 $L = 4$ (km) とすると、 K の値は $K = 100$ (m-hr 単位系) となる。

図-7 は、河道の上流端からの流入量 $I(t)$ が図中左の細線のように変化したときの末端からの流出量 $O(t)$ を、透水係数を変えて求めたものである。図中の $I(t)$ は、一つの例として、 $t = 2.0$ (hr) で $I(t)$ が最大値 1.0×10^4 (m³/hr) をとる次の関数形で与えている。

$$I(t) = (25 \times 10^3) \cdot t^2 \cdot e^{-t} \quad (26)$$

図-7 から、透水係数 k の値が大きい場合ほど河道流量の最大値は遅減する一方で、ハイドログラフの遅減部は緩やかになることが分かる。これは、帯水層の透水性が高くなるにつれて、河道と帯水層間の水の移動すなわち地下水流出量が、図-8 に示すように増大するためである。図-8 によると、地下水流出量 $Q_r(t)$ は河道水位の上昇・下降に応じて負から正へと流れの向きが転じ、その大きさは帯水層の透水性の大小によって変化する。このことは、河道が透水性の良い帯水層と連続している場合、河道水位が流量増加によって上昇する過程では河道から帯水層へ河川水が流入し、河道流量が減少する水位低下期には周辺の帯水層から河道へ地下水が長い時間をかけて流出すること、言い換えれば、河道が帯水層と連続していることによって、河道の流量変化が帯水層の存在によって吸収され、安定した河道流況を生み出すことができることを意味している。

帯水層特性として透水係数の影響を調べたが、河道特性の違いによる影響についても見ておこう。図-9 は、河道の幾何形状を上記のままとし、粗度係数を $n = 0.01, 0.03, 0.06$ と変えたときの河道流量を、帯水層の透水係数が $k = 0$ と $k = 10$ (m/hr) の場合について示したものである。

n の値を上記のようにとると、 K の値はそれぞれ $K = 50, 100, 150$ となる。図-9 のように、粗度係数

が増加するにつれて K 値が大きくなり、 $O(t)$ は $I(t)$ よりも遅れて応答する。これは、河道の摩擦抵抗の変化であるから当然である。問題となるのは、帯水層の透水性の違いによる河道流量の減水効果であり、図中の実線と破線との差で示される。図を見ると、 K の値が変化しても透水係数 k による流量の差は類似した結果となっている。一般に、粗度係数が大きい河道では流量変化による河道水位の変化が大きく現れ、帯水層との交流が盛んになると考えられるが、この図ではその効果は明瞭には現れていない。この点については、今後、さらに検討が必要である。

6. おわりに

河川と地下水はともに連続した水循環系の中にあるにもかかわらず、従来それぞれの立場から一方のみが扱われてきた。水辺環境への関心の高まりとともに、自然に近い河川環境の整備が進められている今日、流域の水循環を本来の姿に回復する努力も併せて求められる。本研究ではこうした背景のもと、河川に沿って広がる帯水層の存在が、河岸貯留効果によって河道の流量変化を抑制し、安定した流況を生み出す一助となることを示した。

本論の内容は、河川と地下水の多様な動きにあって、一側面を理想化して扱ったに過ぎないが、今後はこれを基礎として、より実際の現象の解明に繋がるよう研究を続けたいと考えている。河川と地下水の相互作用には、ここで扱ったような広域の水循環に関わる問題だけでなく、河道近傍での問題、たとえば河川水の河床間隙層 (hyporheic zone) への流入流出と河川生態系との係わりなど、水質をも含めた幅広い展開が考えられる。

謝辞：本研究を行うに当たり、米国カリフォルニア大学デーヴィス校の M. A. Mariño 教授および M. M. Hantush 博士、H. Basagaoglu 氏より種々の示唆を賜った。また、建設省中部地方建設局庄内川工事事務所には貴重な観測資料を提供頂いた。ここに記して謝意を表します。

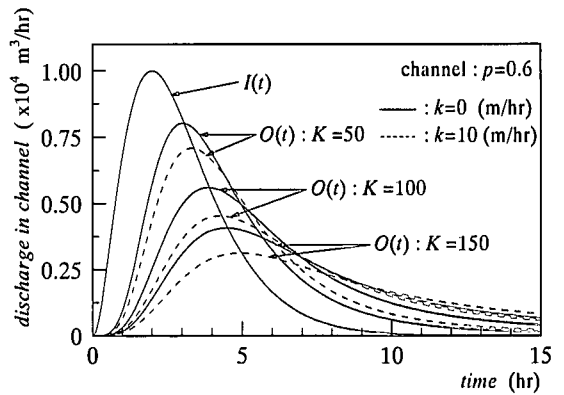


図-9 粗度係数による河道流出量の差異

参考文献

- 1) 原田守博, 高木不折: 山地河川における河谷堆積層への伏流過程と河道流況の変化に関する研究, 土木学会論文集, No.533/II-34, pp.21-29, 1996.
- 2) Freese, R. A. and Cherry, J. A.: *GROUNDWATER*, Prentice Hall, pp.226-227, 1979.
- 3) Bouwer, H.: *Groundwater Hydrology*, McGraw-Hill, pp. 268-279, 1978.
- 4) Morel-Seytoux, H. J.: Cost Effective Methodology for Stream-Aquifer Interaction Modeling and Use in Management of LargeScale Systems, Hydrowar Program Report, Colorado State Univ., 1981.
- 5) Oberhettinger, F. and Badii, L.: *Tables of Laplace Transforms*, Springer-Verlag, p.229, 1973.
- 6) Hantush, M. M.: Stochastic Model for the Management of a Stream-Aquifer System, M.S. Thesis, Univ. of California at Davis, 1987.
- 7) Barlow, P. M. and Moench, A. F.: An Analysis Solution and Convolution Equation for Analysis of the Interaction of a Water-Table Aquifer with a Fully Penetrating Stream, H41A-6, AGU Fall Meeting, 1996.
- 8) Chow, V. T., Maidment, D. R. and Mays, L. W.: *Applied Hydrology*, McGraw-Hill, pp.282-283, 1988.
- 9) 北海道開発局開発土木研究所: 「現場のための水文学」, pp.67-69, 1994.

(1998.11.12 受付)

HYDRAULIC ANALYSIS ON STREAM-AQUIFER INTERACTION BY STORAGE FUNCTION MODELS

Morihiro HARADA

As a scheme to improve the river environment in an urbanized basin, it is important to restore the hydrologic relationships between stream and aquifer. In this research, based on the hydraulic models of the stream-unconfined aquifer system, the dynamic interaction between them is analyzed to evaluate the bank storage effect of aquifer. Especially for the simple linear system, closed forms are formulated and numerical solutions are computed for the more universal nonlinear system. Through the paper, it is pointed out that the bank storage of aquifer functions to keep the stability of flow condition in the stream channel.