

河川水位実時間予測手法の開発とその遊水地樋門操作への応用

高棹 琢馬・椎葉 充晴・立康 康人

DEVELOPMENT OF A REAL-TIME STAGE PREDICTION SYSTEM AND ITS APPLICATION TO THE OPERATION OF RETARDING BASIN SLUICE WAYS

By *Takuma* TAKASAO, *Michiharu* SHIIBA and *Yasuto* TACHIKAWA

Synopsis

A real-time stage prediction system which takes account of backwater effect is developed. The system is made up of a real-time runoff prediction system and a flood routing system. The real-time runoff prediction system is used to forecast the discharge which flows into the upstream end of a channel reach. This system is based on the filtering and prediction theory developed by Kalman and others. A lumped runoff model is transformed into a stochastic model by incorporating noise terms. The resulting stochastic differential equations are solved by an iterative difference method with the aid of a statistical linearization technique. In the flood routing system, the flow of the channel reach is modeled using the one-dimensional equations of unsteady flow and these equations are solved with the four-point implicit method. The upstream boundary condition is given by the predicted discharge and the downstream boundary condition is given by the stage-discharge relationship as provided by the rating curve. As a case study, this system is applied to the prediction of the stages at the sluice ways located along the Ueno Retarding Basins.

1. 序 論

都市域における避難予警報の発令、樋門などのゲート操作のためには、流量よりも河川水位の予測情報が重要となることが多く、洪水災害による被害を防止・軽減する上で、河川水位を実時間で予測する意義は非常に大きい。これまで実時間の流出予測理論^{1),2),3),4),5)}は、主として山地流域を対象とし河川流量の予測に主眼をおいてきたが、近年は、直接河川水位を出力する形の予測手法^{6),7)}も提案されている。これらの予測手法は、いずれも流出モデルとして貯留型のモデルを基本としてカルマンのフィルタリング・予測理論を応用したものであり、我が国において貯留型の流出モデルがよく用いられていることを考えると、非常に適用範囲が広い。しかし、背水の影響など、下流の影響が上流に及ぶような河道区間での水位・流量を予測することは意図されていない。

そこで筆者らは、これらの影響を考慮に入れた水位の予測手法として、カルマンのフィルタリング・予測理論を用いた流出予測システム^{1),2),3),4),5)}と、不定流の基礎方程式を4点陰形式差分スキーム^{8),9)}で解く洪水追跡システムを組み合わせ、河道の特定の区間での水位を実時間で予測する方法を提案した¹⁰⁾。この方法は、まず流出予測システムにおいて、対象とする山地流域を木村の貯留関係法を用いた状態空間型モデルとしてとらえ、カルマンのフィルタリング・予測理論を適用して対象河道区間上端での流量を予測し、次

に、洪水追跡システムにおいて、流出予測システムで得られた河道区間上端での流量の予測値と、河道区間下端での水位～流量曲線を境界条件として、4点陰形式差分スキームを用いて不定流の基礎方程式を解くことにより、対象とする河道区間内の各断面での水位を予測するというものであった。

本研究では、この水位予測手法を基本とし、流出予測システムにおいて、中津川・星^{11),12)}、橋本・愈・星⁷⁾の研究を参考にし、観測水位そのものの観測誤差と水位～流量変換の際に生ずる誤差を考慮した流量の観測誤差を本システムに導入する。さらに予測精度の向上を図るために、遅滞時間が出水ごとに異なることを考慮した流出予測手法を提案し、モデルを再構築して木津川上流の上野遊水地の樋門操作に応用する。

次章以後の本論文の構成は以下のものである。2. で、河川水位の実時間予測手法を述べる。3. では、観測誤差の設定手法を述べ、4. では、遅滞時間の変動を考慮した流出予測手法を提案する。5. で、前章までに構築した河川水位の実時間予測手法を木津川上流の上野遊水地の樋門操作に適用し、その結果に対して考察を行う。6. で結論を述べる。

2. 河川水位の実時間予測手法

本章では、河床勾配の影響や下流端の状態によって決まる背水の影響を考慮した河川水位の実時間予測手法を述べる。予測手法は、カルマンのフィルタリング・予測理論を用いた流量予測システムと、4点陰形式差分スキームによる洪水追跡システムを組み合わせる。予測の手順を Fig. 1 に示す。

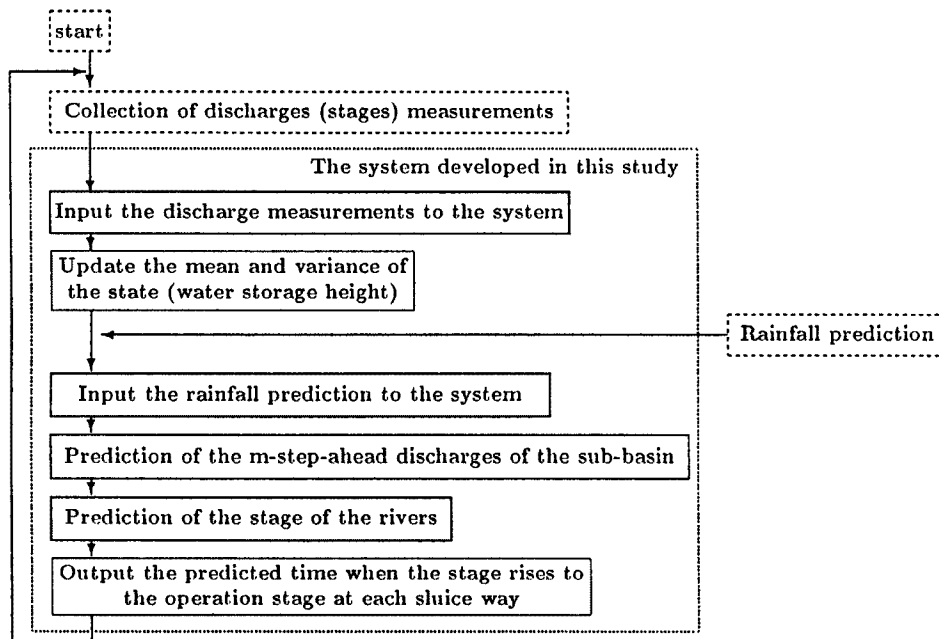


Fig. 1. Flow chart of the forecasting system.

2.1 洪水流出予測システムの構成

流出予測システムでは、流出モデルを木村の貯留関数法を用いた状態空間型モデルで表現し、これにシステムノイズと観測ノイズを導入する。ここで、システムノイズは白色正規性を仮定して固定的に与え、観測ノイズは、水位そのものの観測誤差と水位～流量変換によるあてはめ誤差から設定する。具体的な観測ノイズの設定手法は 3. で述べる。カルマンフィルターを適用するための非線形関数の線形化には、統計的線形

化を用い、それを UD 分解フィルターと結合させる手法^{4),13)} を利用した。モデル化手法および数値計算手法は、高棹・椎葉・宝⁵⁾ と同様であり、ここでは要点のみ述べる。

(1) 流出モデルの状態空間表示

木村の貯留関数法を用いて、状態方程式、観測方程式を

$$\frac{dx}{dt} = fr(t - T_L) - \xi x^{1/p} + w(t) \dots\dots\dots (1)$$

$$y_k = \xi x_k^{1/p} + v_k \dots\dots\dots (2)$$

とする。ここに x : 貯留高 (mm), r : 降雨強度 (mm/hr), y_k : 流出高 (mm/hr), $\xi = (1/K)^{1/p}$, f, K, p, T_L はモデルパラメタであり, $w(t), v_k$ はシステムノイズ, 観測ノイズである。これらを一般的にかくと,

$$\frac{d}{dt} \mathbf{x} = \mathbf{f}(\mathbf{x}, \mathbf{r}_k, t) + \mathbf{F} \mathbf{w}(t), \quad t_{k-1} \leq t \leq t_k \dots\dots\dots (3)$$

$$\mathbf{y}_k = \mathbf{g}(\mathbf{x}, t_k) + \mathbf{G} \mathbf{v}_k \dots\dots\dots (4)$$

となり, \mathbf{x} : 状態量ベクトル, \mathbf{r}_k : 時刻 $t_{k-1} \leq t \leq t_k$ での平均降雨強度ベクトル, \mathbf{y}_k : 時刻 t_k での出力ベクトル, \mathbf{f}, \mathbf{g} : 非線型のベクトル値関数, \mathbf{F}, \mathbf{G} : 係数行列, $\mathbf{w}(t), \mathbf{v}_k$: システムノイズベクトル, 観測ノイズベクトルで,

$$E[\mathbf{w}(t)] = 0, \quad E[\mathbf{w}(t) \mathbf{w}(\tau)^T] = \mathbf{Q} \delta(t - \tau) \dots\dots\dots (5)$$

$$E[\mathbf{v}_k] = 0, \quad E[\mathbf{v}_k \mathbf{v}_l^T] = \mathbf{R} \delta_{k,l} \dots\dots\dots (6)$$

である。ここに, $\delta(t - \tau)$ は Dirac のデルタ関数, $\delta_{k,l}$ は Kronecker のデルタ関数, $E[\cdot]$ は期待値記号を表す。この状態方程式 (3) を, 降雨 \mathbf{r}_k を与えて, 現時点 ($t = t_{k-1}$) での状態量 \mathbf{x} の確率分布を初期条件として近似的に解き, 将来時刻 ($t = t_k$) での \mathbf{x} の確率分布を求め, 観測式 (4) によって将来時刻での \mathbf{y} の確率分布を近似的に求める (予測更新)。次に, 時刻が進んで, 実際に \mathbf{y} の観測値が得られた時点で観測式 (4) をもとに状態量 \mathbf{x} を推定し直し, 予測更新のための初期値とする (観測更新)。

(2) 予測更新

現在時刻を t_k として, ΔT 時間先の時刻 $t_{k+1} = t_k + \Delta T$ での洪水流量の予測値を得るために, 状態方程式 (3) を微小時間間隔 $\Delta t (\leq \Delta T)$ 毎に線形化・離散化して近似的に解く。なお, 観測値 \mathbf{y}_k を用いて観測更新を行った後の \mathbf{x}_k の推定値および推定誤差の共分散行列を $\hat{\mathbf{x}}_k, \hat{\mathbf{P}}_k$ と表し, $\mathbf{x}(t), t \geq t_k$ については $\tilde{\mathbf{x}}(t), \tilde{\mathbf{P}}(t)$ で表すことにする。

時刻 $s (t_k \leq s < t_{k+1})$ において, \mathbf{f} を線形化して,

$$\frac{d}{dt} \mathbf{x} = \mathbf{A} \mathbf{x} + \mathbf{b} + \mathbf{F} \mathbf{w}(t) \dots\dots\dots (7)$$

これを離散化して,

$$\mathbf{x}(s + \Delta t) = \Phi(\Delta t) \mathbf{x}(s) + \Gamma(\Delta t) \mathbf{b} + \Gamma(\Delta t) \mathbf{F} \mathbf{w}_s \dots\dots\dots (8)$$

ここで, Δt 内で \mathbf{w}_s は一定とし,

$$E[\mathbf{w}_s] = 0, \quad E[\mathbf{w}_s \mathbf{w}_s^T] = \mathbf{Q}_s = \mathbf{Q} / \Delta t \dots\dots\dots (9)$$

である。(8) 式より,

$$\tilde{\mathbf{x}}(s + \Delta t) = \Phi \tilde{\mathbf{x}}(s) + \Gamma \mathbf{b} \dots\dots\dots (10)$$

$$\tilde{\mathbf{P}}(s + \Delta t) = \Phi \tilde{\mathbf{P}}(s) \Phi^T + \Gamma \mathbf{F} \mathbf{Q}_s \mathbf{F}^T \Gamma^T \dots\dots\dots (11)$$

となる。この手順を繰り返し, $t = t_{k+1}$ における \mathbf{x} の条件付期待値 $\tilde{\mathbf{x}}_{k+1} = \tilde{\mathbf{x}}(t_{k+1})$ と予測誤差の共分散行列 $\tilde{\mathbf{P}}_{k+1} = \tilde{\mathbf{P}}(t_{k+1})$ を得る。次に, 観測式 (4) の \mathbf{g} を時刻 t_{k+1} で線形化して,

$$\mathbf{y}_{k+1} = \mathbf{H} \mathbf{x}(t_{k+1}) + \mathbf{d} + \mathbf{G} \mathbf{v}_{k+1} \dots\dots\dots (12)$$

を得ることにより, \mathbf{y}_{k+1} の条件付期待値 $\tilde{\mathbf{y}}_{k+1}$ と予測誤差分散 $\tilde{\mathbf{Y}}_{k+1}$ は, それぞれ,

$$\tilde{\mathbf{y}}_{k+1} = \mathbf{H} \tilde{\mathbf{x}}_{k+1} + \mathbf{d} \dots\dots\dots (13)$$

$$\tilde{\mathbf{Y}}_{k+1} = \mathbf{H} \tilde{\mathbf{P}}_{k+1} \mathbf{H}^T + \mathbf{G} \mathbf{R} \mathbf{G}^T \dots\dots\dots (14)$$

となる。

(3) 観測更新

時間が ΔT だけ進んで出力 (流量) の観測値 y_{k+1} が得られたら、カルマンフィルターを適用して、

$$\hat{x}_{k+1} = \tilde{x}_{k+1} + K(y_{k+1} - \tilde{y}_{k+1}) \dots\dots\dots (15)$$

$$\begin{aligned} \hat{P}_{k+1} &= (I - KH) \tilde{P}_{k+1} \\ &= (I - KH) \tilde{P}_{k+1} (I - KH)^T + KGRG^T K^T \dots\dots\dots (16) \end{aligned}$$

$$K = \tilde{P}_{k+1} H^T (H \tilde{P}_{k+1} H^T + GRG^T)^{-1} \dots\dots\dots (17)$$

を得る。この \hat{x}_{k+1} と \hat{P}_{k+1} を次ぎの将来時刻の予測更新の初期値とする。なお、ここでは降雨強度は確定的に与えられるものとしている。

2.2 洪水追跡システムの構成

流量予測システムで得た流量の予測値を河道区間上端での境界条件、水位流量曲線を下端での境界条件として、不定流の基礎方程式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \dots\dots\dots (18)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial h}{\partial x} + gA(I_f - i) = 0 \dots\dots\dots (19)$$

を解き、各計算断面における河川水位を予測する。ここで、 x : 河川の流下方向の位置、 t : 時間、 A : 流水断面積、 Q : 断面平均流量、 h : 水深、 I_f : 摩擦勾配、 i : 河床勾配、 g : 重力加速度である。洪水追跡の計算手法は、4点陰形式差分スキーム^{8),9)}を採用した。本スキームは空間差分間隔を任意に設定することができるため、水位情報が必要となる治水施設のある位置 (例えば遊水地の樋門位置) を計画断面にとることができ都合である。単一河道において、 N 個の計算断面を設定し、(18) 式、(19) 式を差分化すると、

$$\begin{aligned} &\frac{1}{2\Delta t} \{ (A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1}) - (A_{i+1}^n + A_i^n) \} \\ &\quad + \frac{1}{\Delta x} \{ \theta(Q_{i+1}^{n+1} - Q_i^{n+1}) + (1 - \theta)(Q_{i+1}^n - Q_i^n) \} = 0 \dots\dots\dots (20) \\ &\frac{1}{2\Delta t} \{ (Q_{i+1}^{n+1} + Q_i^{n+1}) - (Q_{i+1}^n + Q_i^n) \} \\ &\quad + \frac{1}{\Delta x} \left[\theta \left\{ \left(\frac{Q^2}{A} \right)_{i+1}^{n+1} - \left(\frac{Q^2}{A} \right)_i^{n+1} \right\} + (1 - \theta) \left\{ \left(\frac{Q^2}{A} \right)_{i+1}^n - \left(\frac{Q^2}{A} \right)_i^n \right\} \right] \\ &\quad + \frac{g}{2} \{ \theta(A_{i+1}^{n+1} + A_i^{n+1}) + (1 - \theta)(A_{i+1}^n + A_i^n) \} \\ &\quad \times \left[\frac{1}{\Delta x} \{ \theta(h_{i+1}^{n+1} - h_i^{n+1}) + (1 - \theta)(h_{i+1}^n - h_i^n) \} \right. \\ &\quad \left. + \frac{1}{2} \{ \theta(I_{f,i+1}^n + I_{f,i}^n) + (1 - \theta)(I_{f,i+1}^{n-1} + I_{f,i}^{n-1}) - i \} \right] = 0 \dots\dots\dots (21) \end{aligned}$$

となる。ここで、 Δx : 計算断面間隔、 Δt : 時間間隔、 θ ($0.5 \leq \theta \leq 1.0$): 重み付けパラメータ、添字 i ($i = 1, 2, \dots, N-1$) は計算断面の位置、添字 n ($n = 0, 1, 2, \dots$) は時刻 $t = n\Delta t$ を表す。境界条件としては、上流端で流量の時間的变化、下流端で水位流量曲線を与えると、

$$Q_1^n - Q_1(n\Delta t) = 0 \dots\dots\dots (22)$$

$$h_N^n - f(Q_N^n) = 0 \dots\dots\dots (23)$$

となり、結局、(20)式~(23)式は $t = n\Delta t$ における Q_i^n, h_i^n ($i = 1, \dots, N$) を既知として、 $2N$ 個の未知量 Q_i^{n+1}, h_i^{n+1} ($i = 1, \dots, N$) に対する $2N$ 元非線型連立方程式となる。これを、ニュートン法を適用して解く。つまり、現在、得られている水位・流量を近似解としてその近傍でテイラー展開し、近似値からの差 $\Delta h_i, \Delta Q_i$ ($i = 1, \dots, N$) に関する線形連立方程式を構成し、 $\Delta h_i, \Delta Q_i$ を求める。所定の精度が得られるまでこの手順を繰り返し、各計算断面での水位・流量を求めていく。合流点を含む場合の具体的な数値計算手順は文献^{8),9),14),15)}を参照されたい。

3. 洪水流出予測システムの観測誤差の設定手法

2.では、流出モデルを木村の貯留関数法を用いた状態空間型モデルとしてとらえ、これにカルマンのフィタリング・予測理論を適用して、流量の観測値から流域の状態量を逐次推定・予測していく方法をとった。ここで、流出予測システムとしてカルマンフィルタを適用する際の重要課題の一つにシステム誤差、観測誤差の設定方法がある。この誤差の与え方は、これまで多分に経験的であったが、カルマンフィルタを用いた流出予測システムの適用性の向上を図るためには、合理的な誤差の設定方法が不可欠である。

中津川・星^{11),12)}は、水位と流量の平方根に直線回帰式をあてはめた場合と、水位と流量に2次曲線回帰式をあてはめた場合のそれぞれについて、実測流量に含まれる誤差を定量的に表す手法を提案しており、橋本・愈・星⁷⁾は、それをカルマンフィルタを用いた流出予測モデルの観測誤差として適用している。

本研究では、これらの研究の成果をもとに、観測水位そのものの誤差と、水位流量変換の際に生ずる誤差から流出高の観測誤差を設定し、流出予測システムに導入する。

3.1 観測誤差の設定手法

$H - \sqrt{Q}$ 間の回帰式を

$$\sqrt{Q} = \bar{a}_0 + \bar{a}_1 H \dots \dots \dots (24)$$

とすると、回帰式から得られる \sqrt{Q} の分散の推定値 $V(\sqrt{Q})$ は、

$$\begin{aligned} V(\sqrt{Q}) &= \left(\frac{\partial \sqrt{Q}}{\partial \bar{a}_0}\right)^2 V(\bar{a}_0) + \left(\frac{\partial \sqrt{Q}}{\partial \bar{a}_1}\right)^2 V(\bar{a}_1) + 2 \left(\frac{\partial \sqrt{Q}}{\partial \bar{a}_0}\right) \left(\frac{\partial \sqrt{Q}}{\partial \bar{a}_1}\right) Cov(\bar{a}_0, \bar{a}_1) \\ &= V(\bar{a}_0) + H^2 \bar{V}(\bar{a}_1) + 2HCov(\bar{a}_0, \bar{a}_1) \dots \dots \dots (25) \end{aligned}$$

となる。ここに \bar{a}_0, \bar{a}_1 は、最小二乗法によって推定される係数であり、それらの分散・共分散の推定値は $\bar{h} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_i$ として以下のように表される。

$$V(\bar{a}_0) = \frac{1}{n} + \frac{\bar{h}^2}{\sum_{i=1}^n (h_i^2 - \bar{h}^2)} \bar{\sigma}^2 \dots \dots \dots (26)$$

$$V(\bar{a}_1) = \frac{1}{\sum_{i=1}^n (h_i^2 - \bar{h}^2)} \bar{\sigma}^2 \dots \dots \dots (27)$$

$$Cov(\bar{a}_0, \bar{a}_1) = -\frac{\bar{h}}{\sum_{i=1}^n (h_i^2 - \bar{h}^2)} \bar{\sigma}^2 \dots \dots \dots (28)$$

$$\bar{\sigma}^2 = \frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (\sqrt{Q_i} - \bar{a}_0 - \bar{a}_1 h_i)^2 \dots \dots \dots (29)$$

本研究では、水位観測自体の誤差を考慮するために、(25)式の右辺に $(H\gamma)^2$ を付加することにした。ここで、 γ は水位の観測機器の精度によって定まる定数と考える。これを、流出高 $V(q)$ の誤差分散に変換するために誤差伝播の法則を適用すると、

$$V(q) = 4Q \left(\frac{3.6}{A}\right)^2 (V(\bar{a}_0) + H^2 V(\bar{a}_1) + 2HCov(\bar{a}_0, \bar{a}_1) + (H\gamma)^2) \dots \dots \dots (30)$$

が得られる。これによって観測誤差を設定することにする。

3.2 実流域への適用と考察

木津川上流域の柘植川流域（佐那具水位観測所より上流域）・服部川流域（荒木水位観測所より上流域）・木津川本川流域（依那古水位観測所より上流域）を対象として、昭和61年洪水の降雨と流量の観測データより貯留関数法のパラメータを同定し、平成2年洪水について、観測誤差を固定的に与える場合と、3.1の方

法により与える場合の予測結果を比較した。

同定したパラメタを **Table 1** に示す。システムノイズは、いずれの場合も 5 (mm/hr)^2 として確定的に与える。観測誤差を固定して与える場合は、平成 2 年洪水のピーク流量の約 10% 程度を目安として 10 (mm/hr)^2 とした。また、逐次的に観測誤差を設定する場合の γ は 0.05 とし、 $H-Q$ 式は、平成 2 年洪水で得られた水位・流量データをもとに同定したものをを用いた。観測誤差を固定した場合と逐次的に与えた場合の各流域での流量ハイドログラフを、**Fig. 2(a)(b)**, **Fig. 3(a)(b)**, **Fig. 4(a)(b)** に示す。図中、observed は観測水位から変換した観測流量 1 hour ahead, 2 hour ahead はそれぞれ 1 時間先, 2 時間先の予測流量を表す。時刻は平成 2 年 9 月 19 日の午前 11 時を起点としている。

この結果を見ると、いずれの流域も、観測誤差を逐次的に算定した場合の方が、観測流量ハイドログラフに近づいており、特に服部川流域での効果が大きいことがわかる。この理由は、逐次算定された観測誤差の分散値が、服部川流域で、最大 2 (mm/hr)^2 , 柘植川流域で最大 5 (mm/hr)^2 , 木津川本川流域で最大 6.5 (mm/hr)^2 となっており、いずれも固定的に与えた観測誤差よりも小さかったためである。このことは、 $H-Q$ 式の精度に応じて、観測誤差を合理的に見積もることができることを示している。

Table 1. Parameters of the runoff prediction model

basin	area(km ²)	f	K	p	t _L (h)
Tsuge	154.0	0.573	27.57	0.390	1
Hattori	94.0	0.755	23.0	0.495	0
Kizu	149.4	0.757	14.83	0.313	1

4. 遅滞時間の変動を考慮した洪水流出予測システムの構成

貯留関数法における遅滞時間 T_L は、貯留量と流出量が一価関係を持つように導入されたパラメータであるが、洪水ごとに T_L の最適定数が異なることが永井・角屋^{16),17)} によって指摘されている。本章では、予測精度の向上を図るために、出水によって T_L が異なることを考慮した洪水流出予測システムを提案する。

4.1 T_L の変動を考慮した予測手法

まず、既往洪水から同定した遅滞時間 T_k の回りに複数の遅滞時間を設定し、それぞれの遅滞時間の生起する確率が与えられていると仮定する。次に、それぞれの遅滞時間について、2. および 3. で構築した流出予測システムを適用し、流量の推定値・予測値とその誤差分散を求める。次に、各遅滞時間毎に求めた推定値の誤差の確率分布が正規分布に従うとして、現在観測された流量が生起する確率密度を求める。次に、各遅滞時間毎に得られた現在の観測流量が生起する確率密度を重みとして、各遅滞時間が生起する確率を更新する。最後に、更新されたそれぞれの遅滞時間が生起する確率を、対応する流量の推定値・予測値に乗じて総和をとることにより、流量の推定値・予測値の最確値を得る。予測のアルゴリズムは次のようになる。

1. 遅滞時間 T_L が $T_{L1}, T_{L2}, \dots, T_{Ln}$ の離散的な n 個のケースをとり得ると考え、 $T_L = T_{Li}, (i = 1, \dots, n)$ であるような確率密度を P_i とし、 P_i の初期値を設定する。
2. 遅滞時間 $T_{L1}, T_{L2}, \dots, T_{Ln}$ のそれぞれについて流出予測システムを適用し、遅滞時間が T_{Li} であるとした場合の現在時刻 t の流量の事後推定値 $\hat{y}_i(t)$ とその誤差分散 $\hat{Y}_i(t)$ を算定する。
3. 遅滞時間が T_{Li} である場合の推定値 $\hat{y}_i(t)$ と推定誤差分散 $\hat{Y}_i(t)$ から、観測流量 $y(t)$ が生起する確率密度 $f(y(t) | T_L = T_{Li})$ を求める。

$$f(y(t) | T_L = T_{Li}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\hat{Y}_i(t)}} \exp\left[-\frac{(\hat{y}_i(t) - y(t))^2}{2\hat{Y}_i(t)}\right], \quad (i = 1, \dots, n) \dots\dots\dots (31)$$

4. 遅滞時間 T_{Li} が生起する確率 $P_i, i = 1, \dots, n$ を次式によって更新する。

$$\hat{P}_i = \frac{f(y(t) | T_L = T_{Li}) P_i}{\sum_{i=1}^n f(y(t) | T_L = T_{Li}) P_i} \dots\dots\dots (32)$$

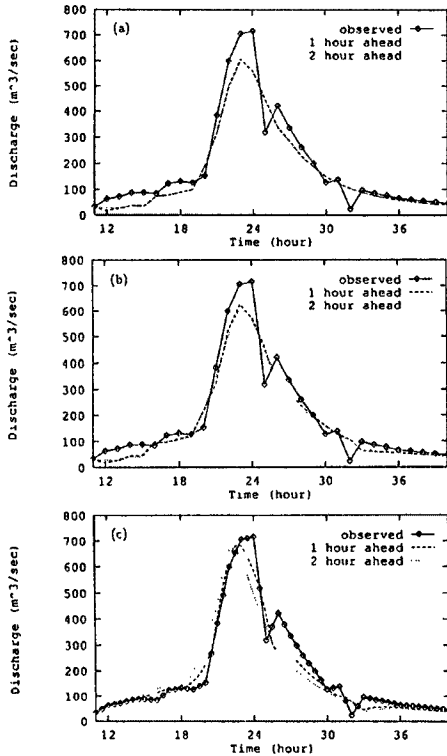


Fig. 2. 1- and 2-hour-ahead prediction at Sanagu.

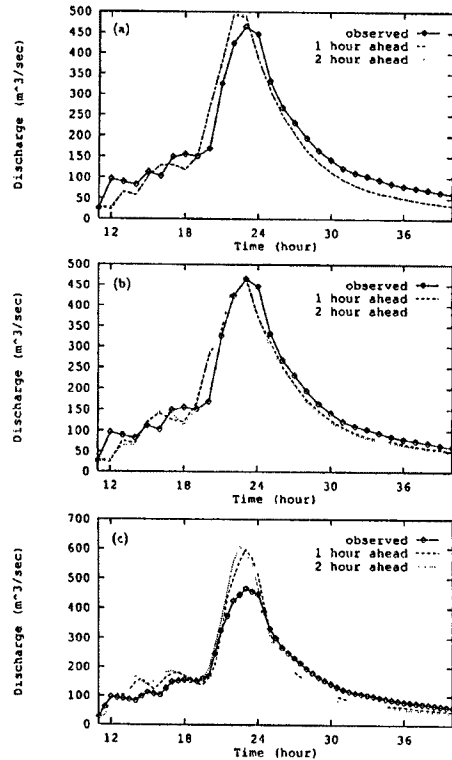


Fig. 3. 1- and 2-hour-ahead prediction at Araki.

- それぞれの T_{Li} に対する流量の予測値 $\hat{y}_i(t+m\Delta T)$ から総合的な予測値 $\check{y}(t+m\Delta T)$ を求める。

$$\check{y}(t+m\Delta T) = \sum_{i=1}^n \hat{P}_i \hat{y}_i(t+m\Delta T) \quad (33)$$

ここで m は 1 以上の整数であり、 ΔT は予測の時間ステップである。

4.2 本手法導入の効果

本手法を実流域に適用し、その効果を検証する。対象流域、対象洪水、貯留関数法のパラメタは 3. で用いたものと同様であり、遅滞時間については柘植川流域で $T_L = 1$ (hour), 服部川流域で $T_L = 0$ (hour), 木津川流域で $T_L = 1$ (hour) である。今、全ての流域で $T_{L1} = 0.0$ (hour), $T_{L2} = 0.5$ (hour), $T_{L3} = 1.0$ (hour), $T_{L4} = 1.5$ (hour), $T_{L5} = 2.0$ (hour) の 5 種類の遅滞時間を設定する。各遅滞時間が生起すると考える初期の確率密度を、柘植川流域では、 $P_1 = 0.1, P_2 = 0.1, P_3 = 0.6, P_4 = 0.1, P_5 = 0.1$, 服部川流域では、 $P_1 =$

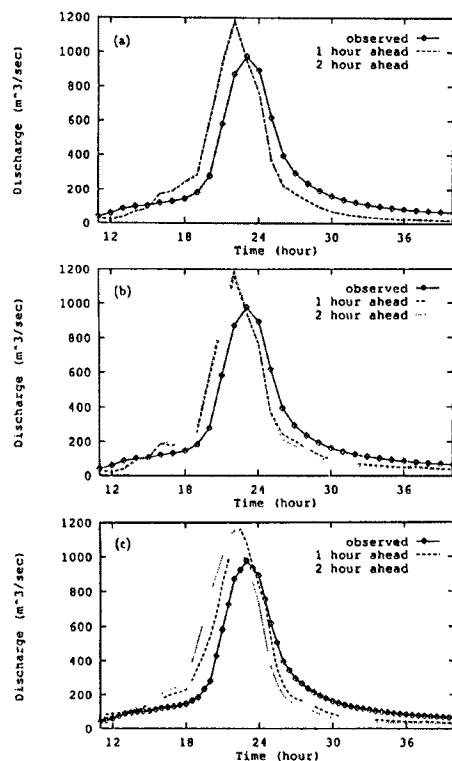


Fig. 4. 1- and 2-hour-ahead prediction at Inako.

0.6, $P_2 = 0.1$, $P_3 = 0.1$, $P_4 = 0.1$, $P_5 = 0.1$, 木津川流域では, $P_1 = 0.1$, $P_2 = 0.1$, $P_3 = 0.6$, $P_4 = 0.1$, $P_5 = 0.1$, とした。

本手法を適用した場合の, 各流域での予測ハイドログラフを, Fig. 2(c), Fig. 3(c), Fig. 4(c) に示す。

これらの図から, 柘植川流域では予測ハイドログラフは, 観測流量ハイドログラフに大きく近付いていることがわかる。また, 木津川流域では1時間先の予測流量ハイドログラフが, 1時間分, 観測流量ハイドログラフに近付いており, 本章で提案した手法が流量予測の精度を向上させていることが確認できる。しかし服部川流域では予測ハイドログラフは, 逆に観測流量ハイドログラフから離れており, 予測の精度が低下している。この理由として, この流域で同定した遅滞時間が0 hourであり, 負の遅滞時間を設定できないために, この回りに遅滞時間を均等に設定しなかったことが考えられる。

5. 実時間水位予測手法の上野遊水地樋門操作への適用

本章では, 前章までに提案した河川水位の実時間予測手法を木津川上流の上野遊水地¹⁸⁾の樋門位置での水位予測に適用する。

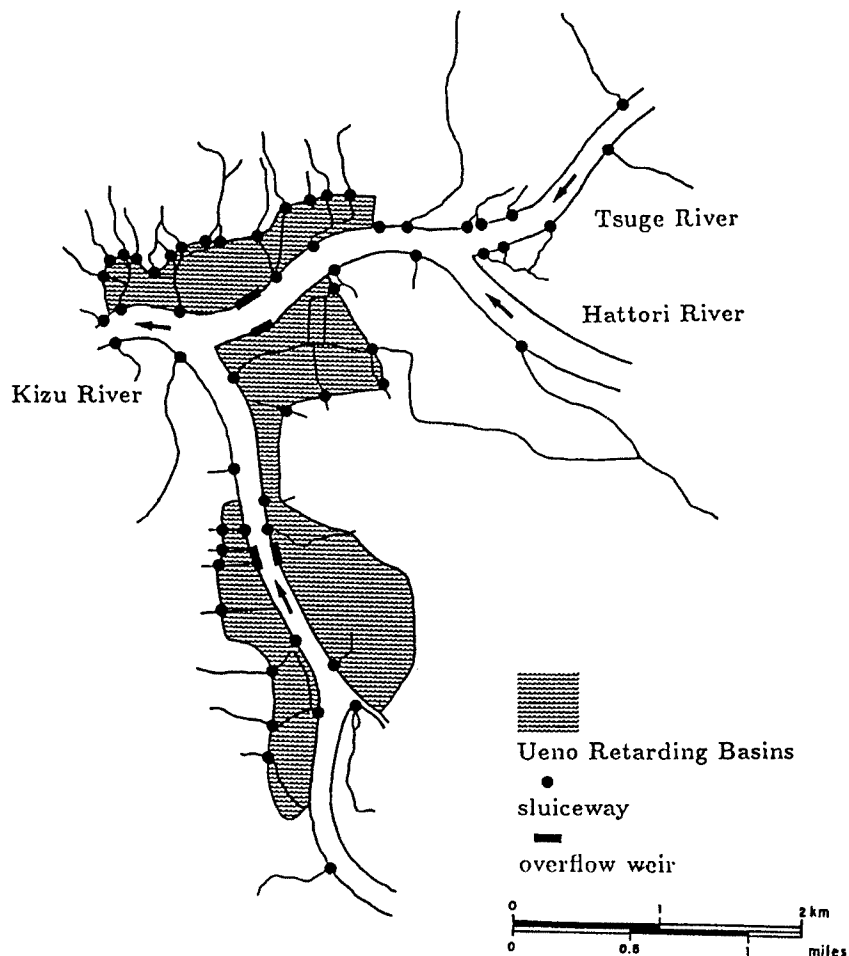


Fig. 5. The Ueno Retarding Basins.

5.1 上野遊水地の樋門操作と実時間水位予測の必要性

木津川上流の上野遊水地（総面積約 250 ha，総湛水容量約 900万 m³）は，4つの遊水地（長田，木興，小田，新居）からなり，大洪水時に一時的に洪水を湛水させる本川の流量調節および上野市周辺の治水対策を目的として現在も建設が進められている（Fig.5 参照）。

遊水地には樋門が多数設置されており，内水河川が遊水地を横切る地点，すなわち，遊水地に入る地点及び遊水地から出て本川に注ぐ地点と，排水用に遊水地の下端に建設されている。現在，樋門は36ヶ所に設置されており，洪水時の樋門操作は，地元消防団等の地域住民の協力により次の手順で行われている。

1. 本川の河川水位が上がり，内水河川側すなわち遊水地側に河川水が流入し始める時点で樋門を閉鎖し，本川の洪水流量調節のための容量を確保する。
2. 本川流量が一定流量以上になった場合，各遊水地に1箇所ずつ設置されている越流堤から洪水を自然越流させ，本川流量を調節する。
3. 本川水位の低下に応じて，樋門を全開し，遊水地内の湛水を樋門より排水させる。

1つの樋門を操作するためには最低2人の人員が必要であるため，現在，洪水時には70人近くの操作員を待機させる必要がある。さらに，将来計画されている樋門が完成すると50ヶ所を超え，必要な人員は100名を超えることになる。しかし，それだけの人員の確保は非常に難しくなっており，できるだけ少ない人員で多数の樋門を操作する手法を構築していく必要がある。

このような状況に対して，実時間で数時間先までの河川水位を予測し，操作水位に達すると考えられる樋門を把握することができれば，その樋門を順次，監視・操作することにより少人数で多数の樋門を操作する方法を集中的に開閉する場合も，瞬時に樋門の開閉を行うことは不可能であると考えられるため，事前に樋門位置での水位を予測することによって，樋門管理者に開閉のタイミングに関する情報を提供することができる。

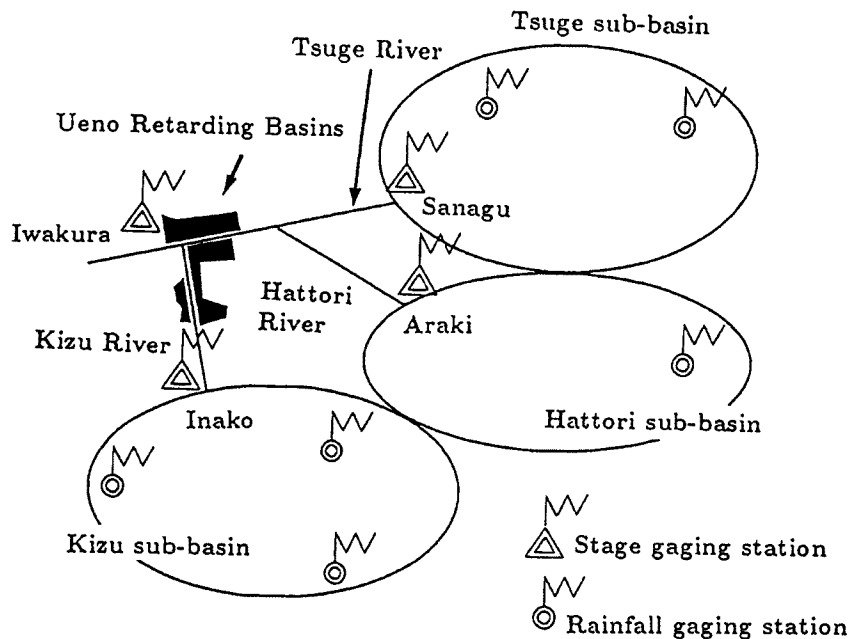


Fig. 6. Schematic drawing of the forecasting system for the Ueno Retarding Basins.

5.2 流域のモデル化と予測シミュレーションの手順

モデル化した対象流域を Fig. 6 に示す。予測の手順として、まず、対象とする流域の貯流高を、それぞれ佐那具・荒木・依那古水位観測所の水位を用いてカルマンのフィルタリング理論により逐次推定しながら予測する。次に、河道区間上端（佐那具・荒木・依那古）での予測流量と河道区間下端（岩倉地点）での水位流量曲線を境界条件として、不定流計算を行うことにより樋門位置での河川水位を予測し、操作水位に達する時刻を予測する。各流域の貯流関数パラメタは Table 1 に示した通りである。

河道での洪水追跡計算では、各計算断面での流積 A と水深 h の関係式、および潤辺 R と水深 h の関係式が必要となる。現況河道の横断面形状よりそれらの関係式を求めるのは困難であったため、計画河道の横断面より $A \sim h$ と $R \sim h$ の関係式を $A = ah^2 + bh + c$, $R = dh + e$ として求めた。河道縦断面形状は現況河道を用いた。粗度係数は過去に得られている値を用いて、全ての断面で $0.035 \text{ m}^{-1/3}/\text{sec}$ とした。Fig. 7 は設定した計算断面である。図中にその断面番号を示す。下線のついた断面番号は、そこに樋門が存在することを表しており、カッコ内の数字は、各河道区間上端からの距離 (km) である。

なお、現行の樋門操作規則では、洪水時に本川から内水河川への逆流が始まる時点での水位を操作水位とし、順次、樋門を閉鎖すると決められている。この操作規則に従って樋門の操作水位に達する時刻を予測するためには、内水河川も考慮する必要があるが、本研究では、各樋門位置の地盤高が樋門の操作水位であると考え、本川水位によってのみ操作水位は決まると仮定した。予測対象洪水は、3., 4. と同様に平成 2 年洪水とした。

シミュレーションの手順を以下に示す。

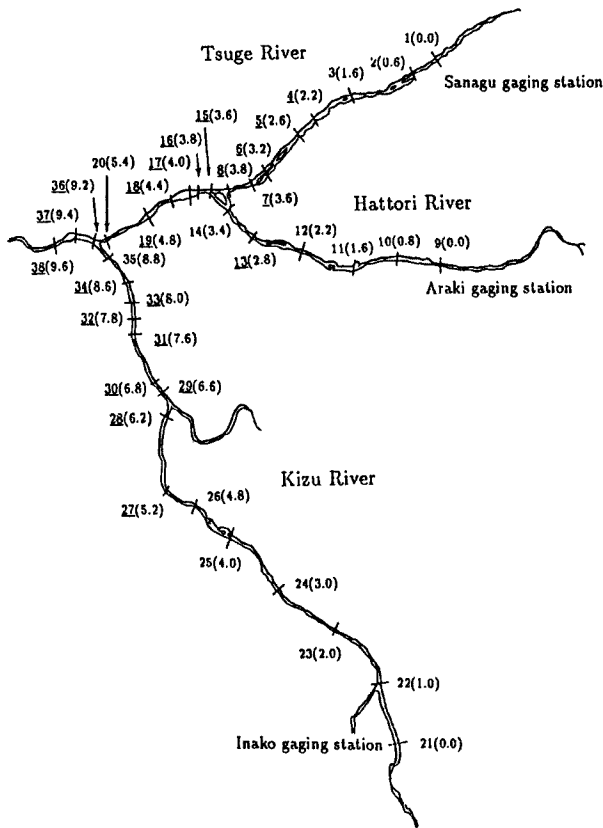


Fig. 7. Location of the cross section.

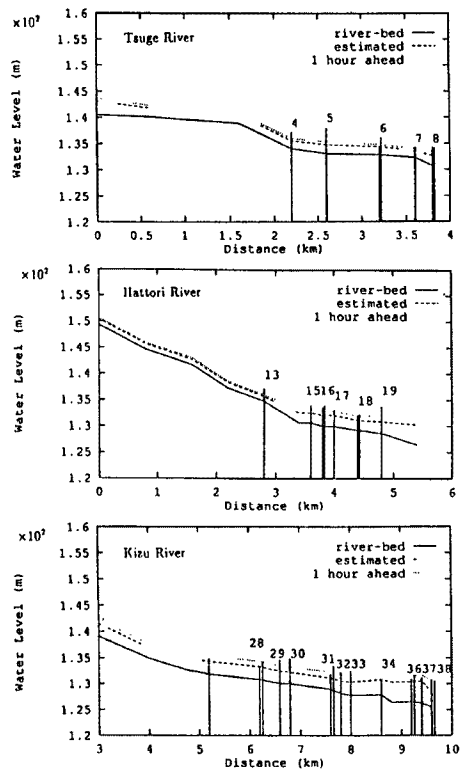


Fig. 8. Current estimation and one-hour-ahead prediction of the stage at 21 hour on 19th.

1. 貯留高の観測更新

観測された水深を水位～流量曲線によって流量高に変換して観測値とし、流域の貯留高をフィルタリングする。なお、4. で示したように、遅滞時間の異なる5種類のフィルターを同時に実行していく。

2. 予測降雨の入力と流量予測

既往洪水の観測データより観測降雨を予測降雨として確定的に与え、30分ごとに、3時間先までの流量の予測値と予測誤差分散を求める。

3. 河道の樋門位置での水位予測

予測流量を各河道上流端の境界条件とし、河道下流端での水位～流量曲線を下流端での境界条件として、洪水追跡計算を行い、3時間先までの樋門位置の水位を予測する。

4. 操作水位に達した樋門の出力

3. で得られた各樋門位置での3時間先までの予測水位が各樋門の地盤高に達した場合、その達した時刻を操作時刻と考え、その樋門と操作水位到達時刻を出力する。

5. 時刻の更新

時刻を更新し1. に戻る。

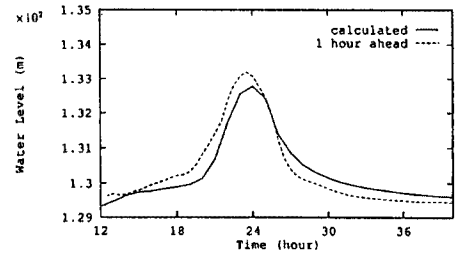


Fig. 9. 1-hour-ahead prediction at Kiko sluice way.

5.3 適用結果と考察

平成2年9月19日21時での各河道区間の現時刻の推定水位と1時間先の予測水位を Fig. 8 に示す。図中、Distance は、それぞれの河道区間上流端からの距離、Water Level は、大阪湾平均潮位を0 (m) とする水位を表す。また縦線は、樋門位置とその地盤高およびその断面番号を示している。また、Fig. 9 に、断面番号29の木興水門での観測水位と1時間先の予測水位を示す。図中、calculated は観測水位そのものを上流の境界条件とした場合の水位ハイドログラフであり、1 hour ahead は1時間先の予測水位を表す。木興水門での操作水位は135 (m) であり、今回のシミュレーションでは操作水位には到達しなかった。

Table 2 は、平成2年洪水で実際に閉鎖された樋門について、20時から21時までの30分ごとの操作水位到

Table 2. Comparison between actual operation time and predicted operation time

close section number	sluice way	actual operation time	predicted operation time		
			20:00	20:30	21:00
19	Ootubo	21:30	—	—	—
27	Iwanekawa	20:00	21:24	21:25	21:30
28	Yawata	20:00	20:40	20:44	#*
28	Shimizu	19:40	21:43	21:43	21:55
29	Kiko	22:00	— [†]	—	—
30	Chouya	22:00	—	—	—
36	Hiranokawa	22:00	22:26	22:11	22:07
38	Iwakura	22:40	22:03	21:50	21:56

* “#” denotes that the stage had already rose to the operation stage at the time when the computation for forecast was executed.

† “—” denotes that the stage did not rise to the operation stage in this simulation.

達時刻の予測結果と実際の操作記録¹⁹⁾を示したものである。実際の操作記録と予測結果を比較すると、断面番号38の岩倉排水樋門では、予測した操作水位到達時刻の方が早く、実際には閉鎖されなかった大半の樋門についても、予測計算では操作水位に到達するという結果が出た。これは、対象とした河道区間の堤防が全区間で完成しておらず、一部、霞堤となっており、予測水位の方が実際よりも高く算定されているためであろう。

一方、断面番号27, 28, 28, 36の岩根川排水樋門、八幡排水樋門、清水排水樋門、平野川排水樋門では、予測結果のほうが実際の操作時刻よりも遅れており、断面番号19, 29, 30の大坪排水樋門、木興排水樋門、朝屋排水樋門では、操作水位に到達することが予測できなかった。この理由として、27, 28, 29, 30の連続した計画断面で水位を低く予測しており、ここでの計画横断面が現況の横断面よりも広いこと、危険を感じて早めに樋門が閉鎖されたこと、などが考えられる。

6. 結論と今後の課題

本研究では、都市域での河川水位の実時間予測手法として、暖勾配、背水の影響を考慮するために、流出予測システムと洪水追跡システムを組み合わせた手法を提案し、上野遊水地の樋門位置での水位の実時間予測を試みた。上野遊水地は河道改修の途中段階にあるために、河道の幾何学的特性など実際の流域の条件を忠実にモデルに反映させることが難しく、予測の結果はそれほど良いものではなかったが、都市化が進み河道改修の進んだ地域では、ある程度の成果が期待できると考えている。

なお、今回、提案した実時間の水位予測手法は、対象河道区間の上流端および下流端でしか観測水位を取り込むことができない。しかし実際には、対象河道区間内部にも水位観測所があることも考えられ、そこで得られる観測水位も状態の推定に利用することができれば、さらに予測精度を向上させることが可能となると考えられる。また、河道区間内での水深の予測値だけでなく、その予測誤差分散を得られるような河川水位のフィルタリング手法を開発する必要がある。これらは今後の課題である。

本研究を進めるにあたり、大学院学生森田健太郎氏（現通産省）の協力を得た。また、本研究で利用したデータは建設省近畿地方建設局木津川上流工事事務所より提供して頂いた。記して謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) 高棹琢馬・椎葉充晴・宝馨：集中型流出モデルの構成と流出予測手法，京都大学防災研究所年報，第25号B-2，1982，pp. 221-243.
- 2) 高棹琢馬・椎葉充晴・宝馨：貯留モデルによる実時間流出予測に関する基礎的研究，京都大学防災研究所年報，第25号B-2，1982，pp. 245-267.
- 3) 高棹琢馬・椎葉充晴・宝馨：複合流域における洪水流出の確率予測手法，京都大学防災研究所年報，第26号B-4，1983，pp. 181-196.
- 4) 高棹琢馬・椎葉充晴・富澤直樹：統計的2次近似理論を適用した流出予測システムの構成，京都大学防災研究所年報，第27号B-2，1984，pp. 255-273.
- 5) 高棹琢馬・椎葉充晴・宝馨：リアルタイム洪水予測のモデルと手法，水資源研究センター研究報告，1985，pp. 19-31.
- 6) 椎葉充晴・小尻利治・宝馨・中北英一・堀智晴：都市域の実時間洪水予測モデルについて，水文・水資源学会1991年研究発表要旨集，1991，pp..
- 7) 橋本識秀・愈朝夫・星清：洪水流出予測における実際の課題とその解決法，水工学論文集，第36巻，1992，pp. 567-572.
- 8) Amein, M. and Fang, C. S. : Implicit flood routing in natural channels, ASC, J. Hyd. Div., vol. 96, no. HY12, 1970, 2481-2500.

- 9) 神田 徹・辻 貴之：低平地河川網における洪水流の特性とその制御，建設工学研究所報告，第21号，1979，pp. 105-132.
- 10) 高棹琢馬・椎葉充晴・立川康人・森田健太郎：河道の実時間水位予測を用いた遊水地樋門操作，水工学論文集，第37巻，1992，pp. 81-86.
- 11) 中津川誠・星清：水位——流量関係から推定される流量の精度について（その1），開発土木研究所月報，No. 443，1990，pp. 2-8.
- 12) 中津川誠・星清：水位——流量関係から推定される流量の精度について（その2），開発土木研究所月報，No. 444，1990，pp. 2-9.
- 13) Bierman, G. J. : Factorization Methods for Discrete Sequential Estimation, Academic Press, 1977.
- 14) 土木学会編：水理公式集，1985，pp. 211-217.
- 15) 土木学会編：水理公式例題集，1985，pp. 50-59.
- 16) 永井明博・角屋 睦：流出モデル定数の最適化手法，京都大学防災研究所年報，第22号B-2，1979，pp. 209-224.
- 17) 永井明博・角屋 睦：洪水流出モデルの最適定数，京都大学防災研究所年報，第24号B-2，1981，pp. 183-196.
- 18) 建設省近畿地方建設局木津川工事事務所：上野市域の治水計画，昭和63年8月
- 19) 建設省木津川上流工事事務所：上野遊水地樋門操作計画検討業務報告書，1991，pp. 4-64.