

Comparaison entre modèles de prévision de crues

Carlos Eduardo TUCCI ⁽¹⁾
Antonio Eduardo LANNA ⁽¹⁾
Mario Simoes LOPES ⁽¹⁾
Luiz Augusto ENDRES ⁽¹⁾

RÉSUMÉ

La prévision des crues, à partir des données de niveau d'eau et de débit, est devenue une question d'actualité dans l'ensemble du Brésil, à la suite des inondations catastrophiques survenues dans le Sud en 1983-84 et, plus récemment, dans le Nord-Est.

Six modèles mathématiques de prévision des niveaux d'eau durant les crues ont été retenus pour examen : modèles linéaire, non-linéaire, linéaire-empirique et modèles aux différences-simple, différences-empirique et différences-séparé.

Ils ont été employés sur un bief de 122 km du fleuve Jacuí (État du Rio Grande do Sul), afin d'établir le système d'alerte contre les crues de la ville de Cachoeira do Sul. Pour effectuer cette comparaison, sept crues ont été choisies parmi les vingt-huit pour lesquelles on disposait de données. Il semble que le modèle aux « différences-simple » soit celui qui donne les meilleurs résultats.

MOTS-CLÉS : Prévision des crues – Modèles mathématiques – Fleuve Jacuí – Brésil.

ABSTRACT :

COMPARISON BETWEEN DIFFERENT MODELS FOR FLOOD FORECASTING

Flood forecasting based on water levels and discharges has become a topic of the day, in Brazil as a whole, following the catastrophic floods which affected the South in 1983-84 and the North-East more recently.

Six mathematical models for the forecasting of flood levels have been selected : linear, non-linear, linear-empirical models and « modèles aux différences-simple, différences-empirique et différences-séparé ».

These were applied to a 122 km long reach in the Jacuí River (Rio Grande do Sul State), in order to establish a flood warning system for the town of Cachoeira do Sul. In order to compare the models, seven floods have been selected from the twenty-eight for which data were available. It seems that the best results are obtained with the « modèle aux différences-simple ».

KEY WORDS : Flood forecasting – Mathematical models – Jacuí River – Brazil.

RESUMO

COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS DE PREVISÃO DE CHEIAS

A previsão de cheia em tempo atual com base nos registros de níveis e vazões cresceu de importância dentro de contexto nacional com as enchentes recentes ocorridas no Brasil.

Para previsão de níveis de enchentes foram comparados seis modelos distintos denominados : linear, não-linear, linear-empirico, diferenças, diferenças-empirico e diferenças-separado.

Os modelos foram aplicados a um trecho do rio Jacuí, entre Dona Francisca e Cachoeira, visando a previsão de enchente para esta cidade. Para tanto foram utilizadas sete enchentes selecionadas de uma serie de 28 anos de dados históricos.

PALAVRAS CHAVES : Previsão de cheia – Modelos matemáticos – Rio Jacuí – Brasil.

(1) Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas. Av. Bento Gonçalves 9500 Caixa Postal 530 – 90001 Porto Alegre RS Brasil.

I. GÉNÉRALITÉS

La prévision à court terme dans une section de rivière peut être faite à partir des précipitations sur le bassin, du niveau (ou débit) d'amont, ou encore, de ces deux types de données.

On sait très bien que la prévision basée sur les précipitations n'est pas très précise, en général, mais a l'avantage de garantir un degré d'anticipation très important par rapport aux autres méthodes disponibles.

La prévision basée sur les débits est de loin plus précise que la précédente, puisqu'elle utilise le débit d'amont, qui est une donnée mieux connue, mais elle a pour inconvénient le délai bien plus court entre l'occurrence des données de base à l'amont et celle à la station ou section de prévision. Ce procédé est donc plus couramment utilisé pour des cours d'eau moyens ou grands dans lesquels les crues mettent plusieurs heures et même plusieurs jours pour se propager.

Leur simplicité de conception et d'utilisation a fait préférer les modèles représentés par des équations de régression d'ajustement récursif (EIGER, 1983 ; LANNA, 1986 ; TUCCI, 1985).

Les principales questions qu'ils posent concernent le choix de l'expression de corrélation entre les variables en cause, durant les processus d'étalonnage et d'actualisation, et même celui des variables explicatives.

Dans l'étude présentée ici quelques comparaisons sont faites entre les six formulations examinées ainsi qu'entre deux genres d'étalonnage et d'actualisation au cours de la prévision.

2. MODÈLES MATHÉMATIQUES

2.1. Introduction

Comme on recherchait un modèle de prévision en temps réel qui fût d'opération simple, divers types de corrélations ont été étudiés.

Les modèles suivants ont été retenus et testés :

- . linéaire,
- . non-linéaire logarithmique,
- . linéaire-empirique,
- . de différences-simple,
- . de différences-empirique,
- . de différences-séparé.

Les modèles mathématiques proposés dans cette étude ont été conçus pour la prévision de débits ou niveaux dans une section d'une rivière au temps $t + \tau$, à partir de débits ou niveaux connus au temps t dans une section située à son amont.

2.2. Équations de base

2.2.1. Modèle linéaire

Ce modèle admet l'existence d'une relation linéaire entre le débit dans une section d'aval au temps $t + \tau$ et les débits vérifiés à l'instant t dans cette même section et en d'autres situées plus en amont, soit :

$$Q_{t+\tau} = a_1 Q_t + a_2 I_t^1 + a_3 I_t^2 + \dots + a_{n+1} I_t^n + a_{n+2} \quad (1)$$

où Q est le débit à l'aval

et I^i le débit à la section i d'amont.

EIGER (1983) a démontré que les paramètres a_i peuvent être obtenus en fonction de ceux du modèle de Muskingum pour un bief sans affluents.

2.2.2. Modèle non-linéaire logarithmique

Lorsque des données de débit n'existent pas, il faut estimer directement les niveaux. Il est possible de démontrer que l'approximation de Taylor de premier ordre de la courbe hauteur-débit (EIGER, 1983)

$$Q = \alpha_1 + \beta_1 \ell_n (h - h_0) \quad (2)$$

est valable pour un tronçon rectiligne. Ceci arrive en général dans les parties supérieures des courbes.

Une autre forme, encore plus simplifiée, des courbes hauteurs-débits peut être représentée par

$$Q = \alpha_2 + \beta_2 (h - h_0) \tag{3}$$

En remplaçant l'équation (2) dans l'équation (1) on aboutit à

$$\begin{aligned} \ell_n (h - h_0)_{t+\tau}^J &= k_1 \ell_n (h - h_0)_t^J + k_2 \ell_n (h - h_0)_t^{M_1} + \\ &k_3 \ell_n (h - h_0)_t^{M_2} + \dots + k_{n+1} \ell_n (h - h_0)_t^{M_n} + k_{n+2} \end{aligned} \tag{4}$$

dans laquelle les paramètres k_1, k_2, k_3, \dots , dépendent de $a_1, a_2, a_3, \dots, \alpha_1$ et β_1 des postes M_i d'amont et J d'aval.

Dans le cas où l'on emploie l'équation (3), on aboutit à une équation semblable à (1) mais avec des hauteurs d'eau au lieu de débits.

2.2.3. Modèle linéaire-empirique

Ce modèle (que l'on pourrait peut-être appeler de façon plus appropriée « modèle linéaire avec correction autorégressive en temps réel ») se compose de deux parties estimées séparément : l'une conceptuelle, l'autre empirique.

Il a pour équation de base :

$$Q_{t+\tau} = f_c(I_t, Q_t, a_i) + f_e(Y_t, \varphi, \mu) \tag{5}$$

$i = 1, 2, \dots, n + 2$ et $j = 1, 2, \dots, n$

où

- f_c est la composante conceptuelle
- f_e la composante empirique
- I_t^j débit d'amont au temps t
- Q_t débit d'aval au temps t
- a_i paramètres de la fonction f_c
- $Y_t = Q_t - \hat{Q}_t$
- \hat{Q}_t débit estimé par la composante conceptuelle
- φ, μ les paramètres de la fonction f_e .

La fonction conceptuelle peut être représentée par l'équation (1). D'autre part, la fonction empirique a la forme ci-dessous :

$$f_e(Y_t, \varphi, \mu) = \varphi(Y_t - \mu) \tag{6}$$

où

- $\varphi =$ paramètre
- $\mu =$ paramètre
- $Y_t = Q_t - f_c(I_t, Q_t, a_i)$

En remplaçant les équations (1) et (6) dans l'équation (5) il résulte :

$$Q_{t+\tau} = a_1 Q_t + a_2 I_t^1 + a_3 I_t^2 + \dots + a_{n+1} I_t^n + a_{n+2} + \varphi(Q_t - \hat{Q}_t - \mu) + \mu \tag{7}$$

2.2.4. Modèle des différences-simple

Ce modèle utilise les variations temporelles des variables au lieu de prendre leurs valeurs absolues. Les différences de l'équation ci-dessous :

$$\Delta Q_{t+\tau} = a_1 \Delta Q_t + a_2 \Delta I_t^1 + a_3 \Delta I_t^2 + \dots + a_{n+1} \Delta I_t^n + a_{n+2} \tag{8}$$

sont donc définies par :

$$\Delta Q_{t+\tau} = Q_{t+\tau} - Q_t; \Delta Q_t = Q_t - Q_{t-\tau} \text{ et } \Delta I_t^2 = I_t^2 - I_{t-2}^2$$

Les paramètres de ce modèle s'expliquent aussi par ceux de Muskingum.

2.2.5. Modèle des différences-empirique

Il utilise le même principe du modèle linéaire-empirique, mais en diffère par la formulation de la fonction $f_c(I_t, Q_t, a_i)$ qui est alors représentée par l'équation (8). Il en résulte :

$$Q_{t+\tau} = Q_t + a_1 \Delta Q_t + a_2 \Delta I_t^1 + a_3 \Delta I_t^2 + \dots + a_{n+1} \Delta I_t^n + a_{n+2} + \varphi(Q_t - \hat{Q}_t - \mu) + \mu \tag{9}$$

2.2.6. *Modèle des différences-séparé*

On a constaté dans les simulations avec les autres modèles, que la plus grande erreur avait lieu pendant la montée des eaux, alors qu'à la descente, les résultats étaient très bons. Partant de là on a adopté le critère suivant :

- a. Étalonnage du modèle de différences pour les ΔQ_t positifs, d'où on obtient les paramètres a_i ;
- b. Étalonnage du modèle de différences pour toutes les autres données, d'où on obtient un autre ensemble de paramètres a_i ;
- c. Emploi, pour la prévision, du premier ensemble de paramètres lorsque $\Delta Q > 0$ et du second dans le cas contraire. L'équation de base de cette méthode est la (8), déjà présentée.

3. ESTIMATION DES PARAMÈTRES

Pour déterminer les paramètres de la composante conceptuelle on peut appliquer la méthode des moindres carrés. Avec ce procédé on aboutit à un système de $n + 2$ équations avec le même nombre d'inconnues, qui peut être résolu par une méthode quelconque de solution de systèmes d'équations linéaires. Dans ce cas n représente le nombre de postes considérés à l'amont.

$$\underline{X} = \underline{A}^{-1} \cdot \underline{B} \tag{10}$$

où

$$\underline{X} = \begin{matrix} a_1 \\ a_2 \\ \dots \\ a_{n+2} \end{matrix} \quad \underline{A} = \begin{matrix} \Sigma Q^2 & \Sigma QI^1 & \Sigma QI^2 & \dots & \Sigma QI^n & \Sigma Q \\ \Sigma QI^1 & \Sigma (I^1)^2 & \Sigma I^1 I^2 & \dots & \Sigma I^1 I^n & \Sigma I^1 \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ \Sigma QI^n & \Sigma I^1 I^n & \Sigma I^2 I^n & \dots & \Sigma (I^n)^2 & \Sigma I^n \\ \Sigma Q & \Sigma I & \Sigma I^2 & \dots & \Sigma I^n & \Sigma n \end{matrix}$$

$$\underline{B} = \begin{matrix} \Sigma Q_{t+\tau} Q \\ \Sigma Q_{t+\tau} I^1 \\ \Sigma Q_{t+\tau} I^2 \\ \dots \\ \Sigma Q_{t+\tau} \end{matrix}$$

Les estimations des paramètres de la composante empirique sont obtenues par :

$$\mu = \frac{\Sigma Y_{t+\tau}}{N} \tag{11}$$

où

N = nombre de valeurs de la série

$Y_{t+\tau} = Q_{t+\tau} - \hat{Q}_{t+\tau}$

$\hat{Q}_{t+\tau}$ = débit estimé par la composante conceptuelle

$Q_{t+\tau}$ = valeur enregistrée

$\mu = 0$ puisque les paramètres de la composante conceptuelle résultent de l'application du processus des moindres carrés

et

$$\varphi = \hat{Y}_1 / \hat{Y}_0 \tag{12}$$

où

$$\hat{Y}_0 = \frac{\Sigma (Y_t - \bar{Y})^2}{N} \tag{13}$$

$$\hat{Y}_1 = \frac{\Sigma (Y_t - \bar{Y})(Y_{t+1} - \bar{Y})}{N - 1} \tag{14}$$

et la variance de l'estimation reste

$$\tau_a^2 = (1 - \varphi^2)\hat{Y}_0 \quad (15)$$

4. ACTUALISATION DES PARAMÈTRES

L'écoulement en rivière a un comportement non linéaire puisque le temps de propagation de la crue est fonction du débit lui-même. Pour cette raison les formulations analytiques présentées peuvent être défectueuses.

Pour éviter ce genre de problèmes on peut utiliser un procédé d'actualisation de paramètres, procédé qui consiste à recalculer ceux-ci dès que sont transmises des informations plus récentes en provenance des postes d'appui.

Le modèle est étalonné pour une période antérieure de durée T, pour laquelle existent des débits d'amont et d'aval.

A cause des limitations du modèle et de la fiabilité des données, la prévision au temps $t + \tau$ du débit d'aval $\hat{Q}_{t+\tau}$ différera du débit observé postérieurement $Q_{t+\tau}$. Pour mettre à profit cette nouvelle information l'actualisation des paramètres du modèle pourra être faite à partir de cette nouvelle valeur.

On utilise l'équation (10) avec les sommes recalculées avec les nouvelles valeurs pour estimer les paramètres de la composante conceptuelle.

La limitation de ce procédé apparaît lorsque le nombre N de valeurs qui définit la période T est de beaucoup supérieur à l'unité, ce qui produit des modifications insignifiantes des coefficients. Dans ce cas, il faut choisir la période représentative qui doit être conservée dans la sommation.

Quant à la composante empirique, l'actualisation des paramètres est faite de la manière suivante, dès que la nouvelle estimation $Y_{t+\tau}$, est connue (TUCCI, 1985) :

$$\hat{Y}_{t+\tau} = \frac{N\hat{Y} + Y_{t+\tau}}{N + 1} \quad (16)$$

$$\hat{Y}_0(t + \tau) = \frac{N}{(N + 1)^2} \{ (N + 1)\hat{Y}_0(t) + (Y_{t+\tau} - \hat{Y}_t)^2 \} \quad (17)$$

$$\hat{Y}_1(t + \tau) = (N - 1) \frac{\hat{Y}_1(t)}{N} + \frac{(Y_t - Y_{t+\tau})}{N} \left\{ \frac{Y_{t+\tau} - \hat{Y}_1(t)}{N + 1} + (\hat{Y}_t - Y_t) \right\} + \frac{(\hat{Y}_t - Y_{t+1})}{N + 1} \quad (18)$$

5. LE JACUÍ

5.1. DESCRIPTION

Le bassin versant du fleuve Jacuí occupe environ le quart de l'État du Rio Grande do Sul, soit 72 000 km². On y trouve les concentrations urbaines et industrielles les plus importantes de l'État, ce qui lui confère une importance toute spéciale pour la mise en valeur et le développement régional (fig. 1).

Les pentes prononcées de son lit principal et de son bassin supérieur ont permis d'y construire des aménagements hydrauliques de divers types pour la génération d'énergie électrique sur son cours supérieur et pour la navigation sur le cours inférieur. De plus, ses eaux sont utilisées à grande échelle pour l'irrigation, de rizières en particulier.

En période d'étiage il y a déjà conflit entre les divers usages qui sont faits de son eau, en particulier entre la génération d'énergie et la navigation. Cela arrive à l'aval de l'aménagement d'Itaúba, les problèmes les plus graves se posant à l'aval de la ville de Cachoeira do Sul qui marque la limite amont du bief navigable.

Les fortes pentes du bassin supérieur et du lit principal font que les terres les plus fréquemment inondées se situent précisément à l'aval d'Itaúba. Durant l'époque des pluies le système de barrages de navigation a peu d'influence sur le comportement du fleuve du fait de leur faible capacité de rétention, chose qui ne se produit pas avec les aménagements hydroélectriques qui exercent une influence sensible sur ce comportement, du fait de leurs caractéristiques propres.

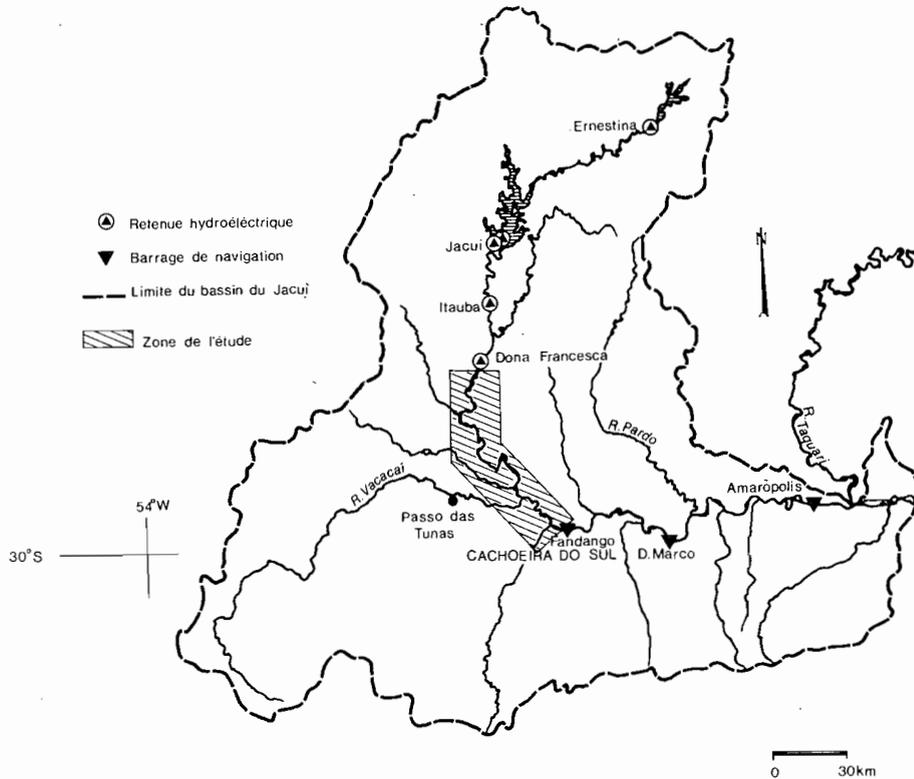


Fig. 1. - Bassin du Jacuí - Principaux tributaires

5.2. BIEFS DU JACUÍ

Le cours moyen/inferieur du fleuve s'étend sur 400 km environ d'Itaúba à l'embouchure du Taquari, affluent de sa rive gauche. On y reconnaît quatre tronçons différents :

- . Itaúba-Fandango (Ville de Cachoeira do Sul)
- . Fandango-Dom Marco (Ville de Rio Pardo)
- . Dom Marco-Amarópolis
- . Amarópolis-Triunfo (Ville de Triunfo).

Comme les effets les plus graves des crues se font sentir au long du tronçon Itaúba-Fandango, celui-ci a été considéré comme prioritaire, raison pour laquelle il a été choisi pour tester des modèles de prévision déjà cités.

Long de 180 km, il reçoit les eaux d'un bassin intermédiaire de 20 000 km² environ. Comme le bassin versant à Itaúba couvre 10 000 km², on voit de suite l'importance qu'a ce bassin intermédiaire pour la formation de l'hydrogramme de crue en comparaison avec celle du bassin d'amont.

Le sous-bassin le plus important du bassin intermédiaire est celui de la rivière Vacacaí qui atteint à lui seul 10 000 km². Les autres sous-bassins sont de moindre importance et ont peu d'influence sur la formation des hydrogrammes à Cachoeira do Sul/Fandango. Malgré cela, ils peuvent – pris dans leur ensemble – constituer une source d'erreur non négligeable sur les prévisions.

5.3. DONNÉES DISPONIBLES

Le tronçon en question a été choisi de façon à prévoir les niveaux atteints par les crues dans la ville de Cachoeira do Sul avec une antériorité raisonnable et une bonne précision. Pour que la prévision à partir de niveaux ou débits à la station amont soit fiable la station d'Itaúba est insuffisante puisque le bassin en ce point n'est que le tiers du bassin versant total (10 000 km² sur 30 000).

Même si l'on ajoute aux données d'Itaúba celles qui concernent le bassin du Vacacaí, pour lequel on dispose d'un poste à « Passo das Tunas » (6 000 km²), il faut bien remarquer que la surface qui n'est pas prise en compte est encore importante.

Si toutefois on prend la station de Dona Francisca pour limite d'amont du bief à l'étude du fait de son ancienneté et, aussi, parce qu'elle contrôle un bassin un peu plus important (13 410 km²), et si l'on accepte les données du Passo das Tunas comme représentatives du bassin du Vacacaí (10 142 km²), on arrive à prendre en compte 23 553 km², soit 77 % de la surface totale. Ce faisant la prévision des niveaux à Cachoeira do Sul pourra se faire à partir des niveaux et/ou débits à Dona Francisca (ou même à Volta Grande III sur le Jacuí) et à Passo das Tunas sur le Vacacaí.

6. ÉTALONNAGE ET VÉRIFICATION DES MODÈLES PROPOSÉS

6.1. CRUES UTILISÉES

On a sélectionné pour l'étalonnage et la validation des modèles les quatre plus grandes crues connues plus trois autres de fréquence élevée s'étant produites ces dernières années. Le tableau I fournit les années auxquelles elles se rapportent ainsi que les niveaux maxima correspondants enregistrés à Cachoeira do Sul.

TABLEAU I
Erreurs quadratiques moyennes en mètres (déphasage = 12 heures)

Crues	h _{max} m	Linéaire		Non-linéaire		Linéaire-empirique		Dif.-simple		Différences-empirique		Différences-séparé	
		Mémoire fixe	Mémoire cumulée	Mémoire fixe	Mémoire cumulée	Mémoire fixe	Mémoire cumulée	Mémoire fixe	Mémoire cumulée	Mémoire fixe	Mémoire cumulée	Mémoire fixe	Mémoire cumulée
★1958	24,70	0,115	0,115	0,128	0,128	0,105	0,105	0,093	0,093	0,095	0,095	0,083	0,083
1963	25,00	0,234	0,234	0,267	0,267	0,266	0,266	0,278	0,278	0,421	0,421	0,267	0,267
1972	24,66	0,411	0,423	0,464	0,460	0,321	0,323	0,238	0,250	0,328	0,318	0,241	0,259
1980	19,20	0,484	0,499	0,592	0,610	0,418	0,376	0,313	0,315	0,319	0,318	0,318	0,294
1981	20,02	0,426	0,425	0,587	0,451	0,348	0,341	0,263	0,252	0,282	0,274	0,269	0,249
1983	22,07	0,174	0,316	0,412	0,401	0,139	0,224	0,158	0,172	0,139	0,128	0,167	0,174
1984	24,03	0,307	0,301	0,336	0,334	0,258	0,293	0,267	0,271	0,323	0,323	0,270	0,303
MOYENNE	-	0,307	0,330	0,398	0,379	0,265	0,275	0,230	0,233	0,251	0,270	0,231	0,233
MAXIMUM	-	0,484	0,499	0,592	0,610	0,418	0,376	0,313	0,315	0,421	0,421	0,318	0,294
MINIMUM	-	0,115	0,115	0,128	0,128	0,105	0,105	0,095	0,095	0,095	0,095	0,083	0,083

★ Période de calibration
· Meilleur ajustement

Les niveaux utilisés à Dona Francisca et à Cachoeira do Sul correspondent à des périodes de douze heures et ont été obtenus à partir de trois observations journalières et par interpolation, puisque ces mesures ne sont pas faites à intervalles de temps constants. Pour la station de Passo das Tunas on a employé des débits, obtenus également par interpolation, car la courbe hauteurs-débits y est plus fiable que celles des autres stations considérées.

6.2. INDICES STATISTIQUES

Pour vérifier la qualité de l'ajustement des différents modèles utilisés on a employé les indices suivants :

6.2.1. Coefficient de détermination - R²

Ce coefficient rend compte de la détermination supplémentaire qu'apporte le modèle par rapport à la variance des observations. Il a pour expression :

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{t=1}^N (Q_{o_{t+\tau}} - Q_{c_{t+\tau}})^2}{\sum_{t=1}^N (Q_{o_{t+\tau}} - Q_o)^2} \quad (19)$$

où Q_{o_t} correspond au débit ou niveau observé ; Q_{c_t} au débit ou niveau calculé ; Q_o au débit ou niveau moyen ; N étant le nombre de valeurs ou instants considérés.

Ainsi plus la valeur de R^2 sera proche de 1, meilleur sera le résultat.

6.2.2. Erreur quadratique moyenne - S

Ce coefficient représente la dispersion moyenne des erreurs sur la variable étudiée. Il a pour expression :

$$S = \left\{ \frac{\sum_{t=1}^N (Q_{o_{t+\tau}} - Q_{c_{t+\tau}})^2}{N} \right\}^{1/2}$$

et est évidemment lié au coefficient de dispersion antérieur par la relation :

$$S^2 = (1 - R^2) S_y$$

où S_y représente l'écart type des valeurs observées.

6.2.3. Coefficient R_D

Il est difficile d'admettre qu'une prévision de crue puisse être faite à partir d'une valeur moyenne. Aussi vaut-il mieux partir d'une valeur ponctuelle même peu précise, et si on admet que la valeur observée au temps t est aussi celle du temps $t + \tau$, les prévisions devront présenter des résidus inférieurs.

R_D sera donc le coefficient qui indique l'amélioration apportée par le modèle par rapport aux écarts sur les observations. Il s'exprime par :

$$R_D = 1 - \frac{\sum_{t=1}^N (Q_{o_{t+\tau}} - Q_{c_{t+\tau}})^2}{\sum_{t=1}^N (Q_{o_{t+\tau}} - Q_{o_t})^2}$$

6.2.4. Prévisions

L'étalonnage des modèles a été fait en utilisant la crue de 1958 pour l'ajustement préliminaire des paramètres ; pour les autres, les prévisions ont été faites en temps réel avec actualisation des paramètres. La crue citée ci-dessus est la seconde en importance en 27 ans ; il lui correspond une période de retour de 14 ans.

Comme déjà dit, un tiers environ du bassin intercepté par le bief étudié (Dona Francisca-Passo das Tunas-Cachoeira do Sul), n'est pas sous contrôle. Le temps moyen de propagation d'une crue de Dona Francisca à Cachoeira de Sul va de 30 à 48 heures alors qu'il n'est que de 12 heures depuis le Passo das Tunas.

Au début on avait pris 12 h pour délai de prévision. Les valeurs des erreurs quadratiques moyennes pour les différents modèles sont présentées au tableau I. La crue de 1958 est celle qui a présenté la valeur la plus petite, résultat prévisible puisqu'elle a été utilisée pour l'étalonnage avec toutes les données. Les six autres événements utilisés ont été simulés en temps réel.

Les critères suivants ont été utilisés pour l'actualisation des paramètres :

Mémoire fixe : Pour la simulation de chaque événement on utilise les données de l'événement ayant servi à l'étalonnage.

Mémoire cumulée : Les simulations sont faites par ordre chronologique et les paramètres, au départ de chaque nouvelle crue, correspondent à toutes les crues précédentes.

Il ressort des résultats obtenus que :

a. Le modèle de différences-simple est celui qui donne les meilleurs résultats en moyenne, suivi de près par le modèle des différences-séparé ;

b. Le terme empirique rajouté aux modèles s'est montré utile pour la solution linéaire, où les résidus ont présenté une certaine corrélation. Il faut signaler toutefois que ce complément n'a pas apporté d'avantages apparents, pour le bief étudié tout au moins.

c. La solution non linéaire (logarithmique) n'a pas donné de bons résultats et s'est même révélée, en moyenne, comme la solution la plus défavorable du bief pour les crues étudiées.

d. Les erreurs de l'ordre de 0,23 m que l'on a trouvées se concentrent surtout durant la montée de la crue ; à la descente ces erreurs sont négligeables.

e. Tous les indices statistiques utilisés ont suivi la même tendance que celle de l'erreur quadratique moyenne. Le tableau II donne les valeurs de ces indices, limités cependant aux deux modèles qui ont donné les meilleurs résultats. On remarquera que, pour les six événements de la prévision en temps réel qui ont été utilisés le modèle des différences-simple a donné les meilleurs résultats dans trois cas.

TABLEAU II
Coefficients R^2 et R_D . Délai = 12 heures

Crues	Différences-simple				Différences-séparé			
	Mémoire fixe		Mémoire cumulée		Mémoire fixe		Mémoire cumulée	
	R^2	R_D	R^2	R_D	R^2	R_D	R^2	R_D
*1958	0,999	0,937	0,999	0,937	0,999	0,950	0,999	0,950
1963	0,980	0,735	0,980	0,735	0,981	0,756	0,981	0,756
1972	0,980	0,661	0,978	0,627	0,980	0,650	0,977	0,598
1980	0,956	0,776	0,955	0,774	0,954	0,770	0,961	0,803
1981	0,981	0,643	0,983	0,673	0,980	0,628	0,983	0,681
1983	0,982	0,885	0,980	0,865	0,980	0,872	0,978	0,862
1984	0,976	0,773	0,975	0,766	0,975	0,767	0,969	0,707

* Crue d'étalonnage
· Meilleur résultat

f. Le critère d'étalonnage à mémoire fixe est celui qui a présenté le meilleur résultat pour quatre des cinq crues, avec le modèle des différences-simple ; pour les deux premières (1958 et 1963) les résultats présentés par les deux meilleurs modèles sont à peu près égaux. Le critère de mémoire cumulée a pour sa part, une inertie plus grande dans l'actualisation des paramètres.

g. La figure 2 rapporte les valeurs calculées et observées pour l'ensemble des crues utilisées dans la prévision en temps réel. Il y a apparaît la droite à 45° qui représente la solution idéale ainsi que les deux droites qui correspondent à trois écarts-types autour de la moyenne de toutes les crues.

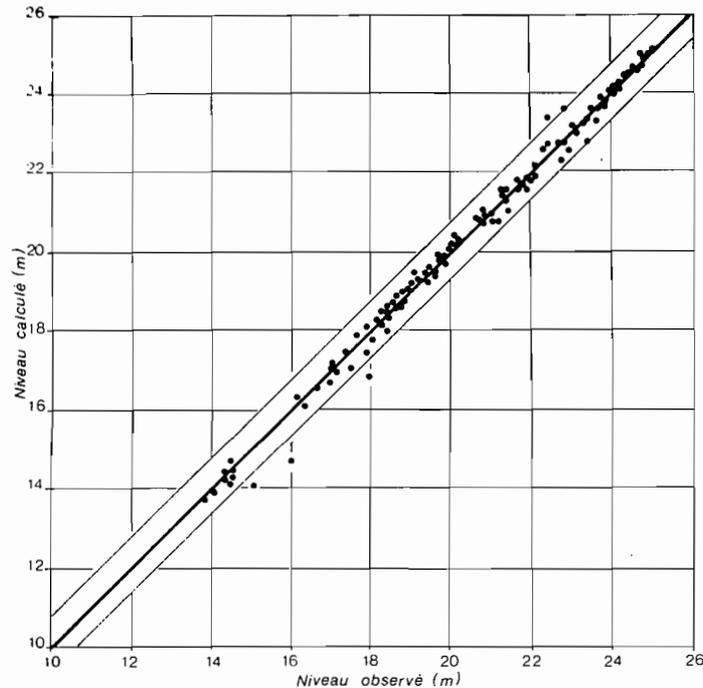


Fig. 2. - Modèle de différences-cumulée - Niveaux à Cachoeira do Sul

h. Les figures 3 à 9 présentent les résultats obtenus avec le modèle des différences-simple avec actualisation par mémoire fixe.

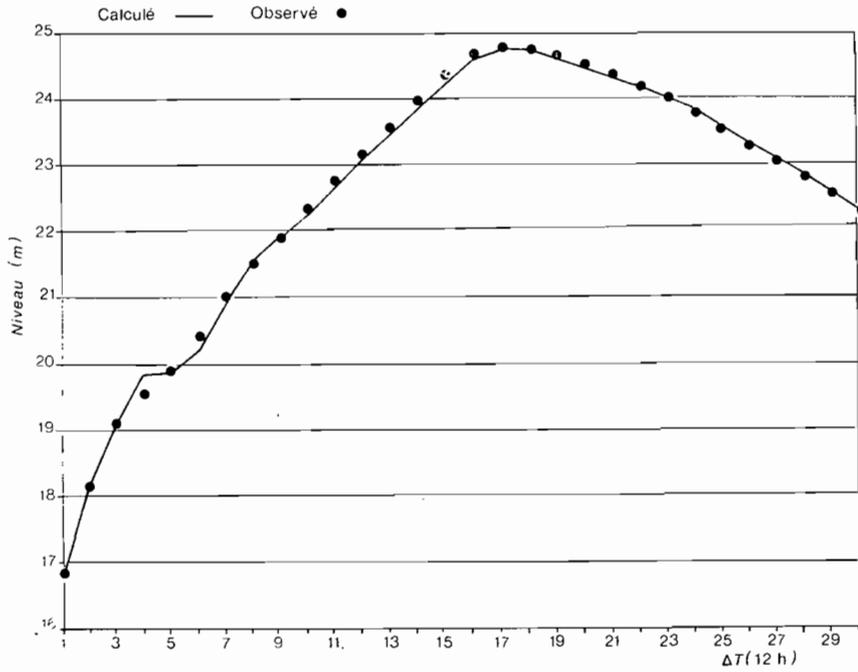


Fig. 3. - Prévion pour Cachoeira do Sul - Année 1958

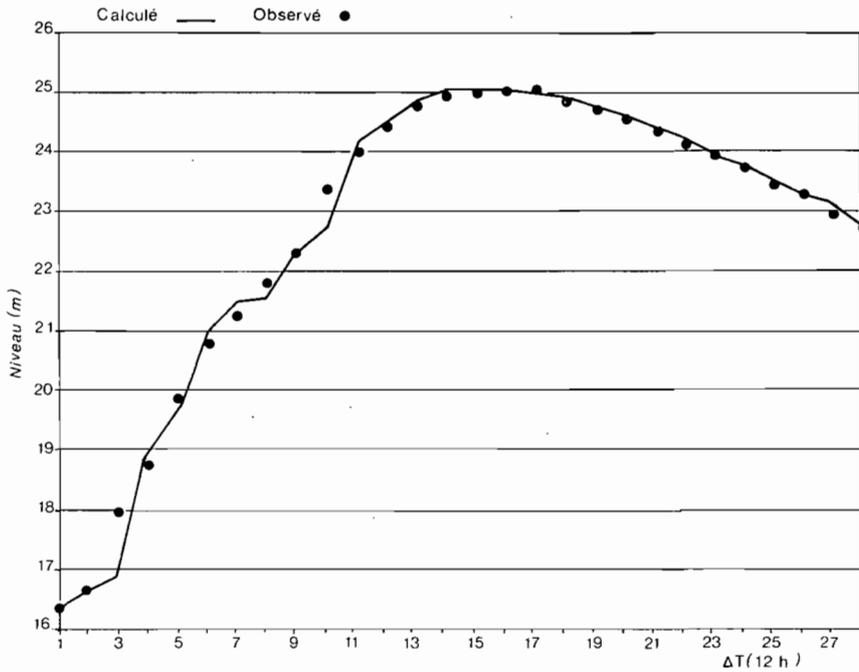


Fig. 4. - Prévion pour Cachoeira do Sul - Année 1963

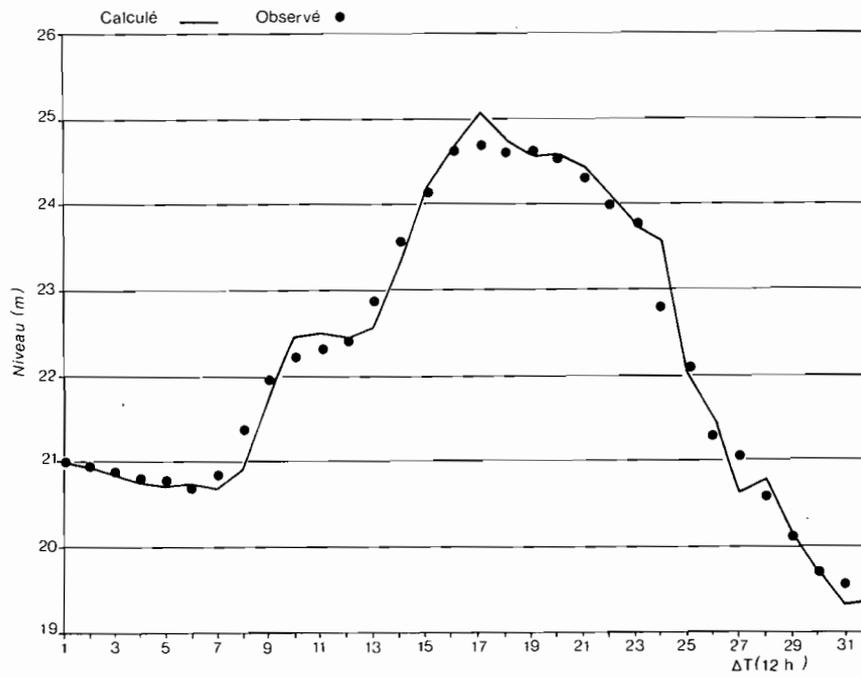


Fig. 5. - Prévision pour Cachoeira do Sul - Année 1972

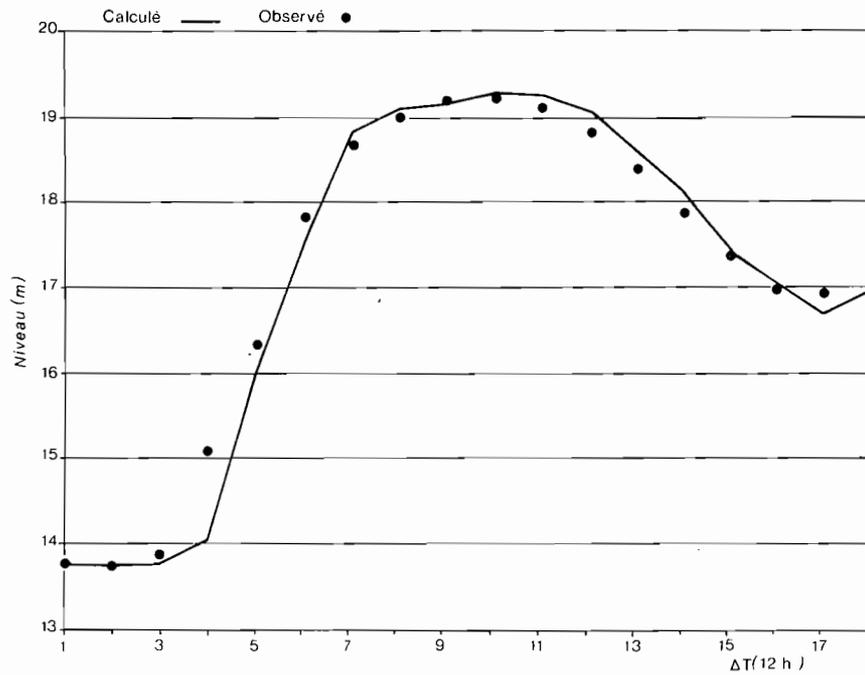


Fig. 6. - Prévision pour Cachoeira do Sul - Année 1980

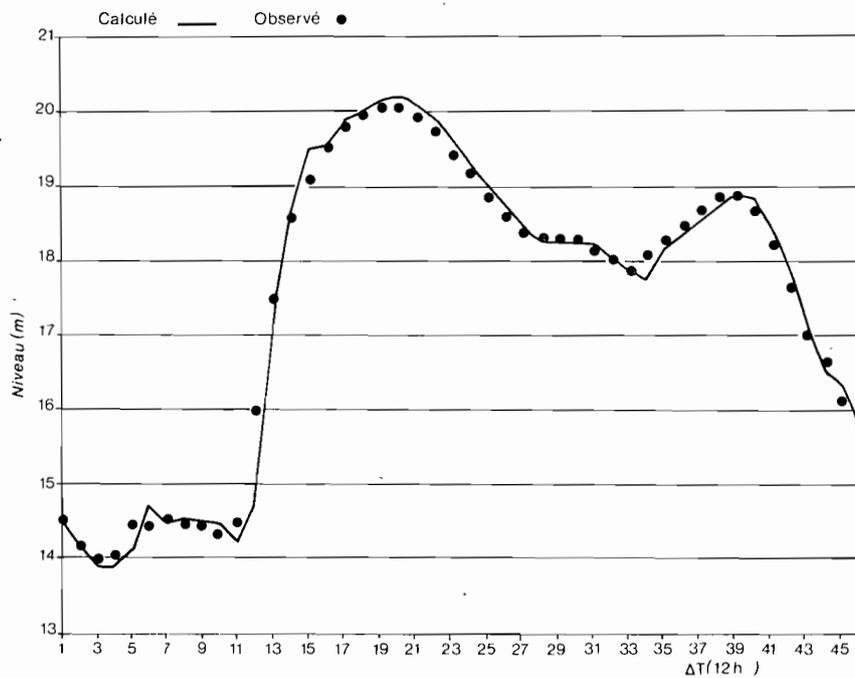


Fig. 7. - Prévission pour Cachoeira do Sul - Année 1981

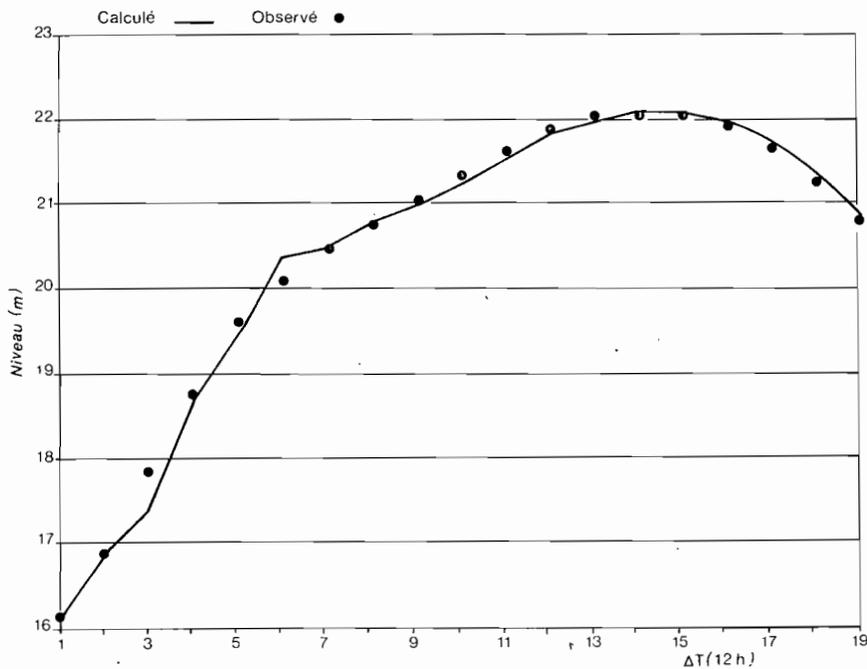


Fig. 8. - Prévission pour Cachoeira do Sul - Année 1983

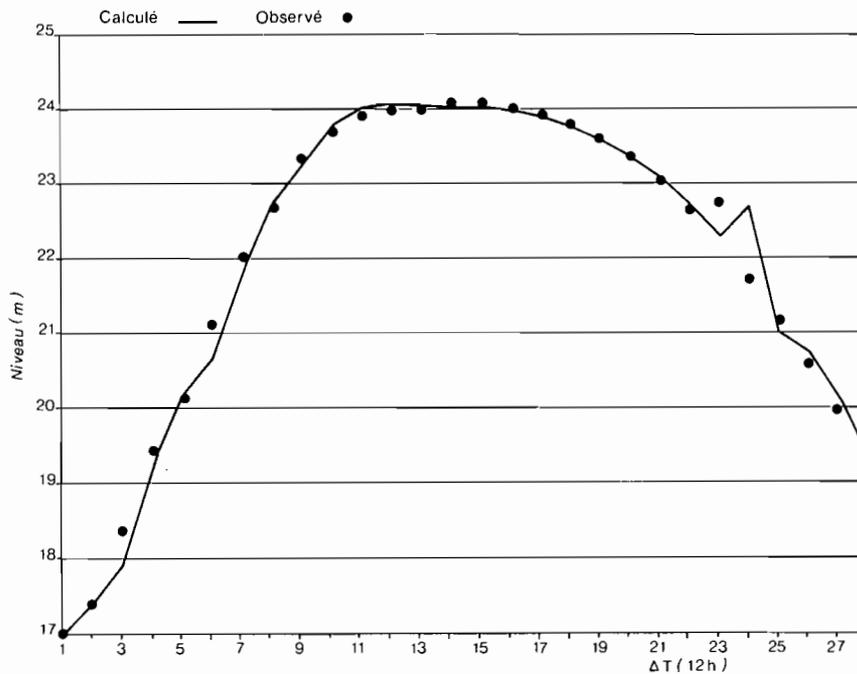


Fig. 9. - Prévision pour Cachoeira do Sul - Année 1984

i. On a observé au cours des simulations des crues que le coefficient de l'équation de corrélation le plus important, en termes relatifs, correspond à la station de Cachoeira do Sul. D'où son influence prépondérante dans la prévision. Dans le tableau III sont présentées les valeurs limites des différents coefficients par crue. Il faut signaler que les valeurs maxima sont de 25,00 m à Cachoeira do Sul, 44,00 m environ à Dona Francisca et 800 m³/s au Passo das Tunas.

TABLEAU III
Coefficients de l'équation de différence-simple (mémoire fixe)

Crues	Cachoeira do Sul		Dona Francisca		Passo das Tunas		Terme additif	
	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min	Max.
1963	0,590	0,704	0,071	0,103	0,001	0,002	0,022	0,056
1972	0,658	0,737	-0,036	0,022	0,001	0,003	-0,056	0,020
1980	0,560	0,688	0,005	0,135	0,002	0,003	-0,001	0,042
1981	0,529	0,717	-0,035	0,048	0,002	0,003	-0,001	0,056
1983	0,761	0,863	0,036	0,048	-0,003	0,001	-0,028	-0,004
1984	0,572	0,681	0,021	0,048	0,003	0,004	-0,001	0,017

A titre d'information les valeurs des coefficients a_i et k_i pour la crue de 1963 sont données à la figure 10.

Des pas de temps de 24 ou 36 h ne sont pas recommandés car la prévision faite avec eux conduit à des erreurs non négligeables.

Ce résultat peut s'expliquer :

- . ou par le fait que les données de Dona Francisca et Passo das Tunas ne sont pas suffisamment détaillées pour permettre la prévision longtemps à l'avance ;
- . ou, encore, parce que le délai de prévision est supérieur au temps de parcours de la crue entre Passo das Tunas et Cachoeira do Sul.

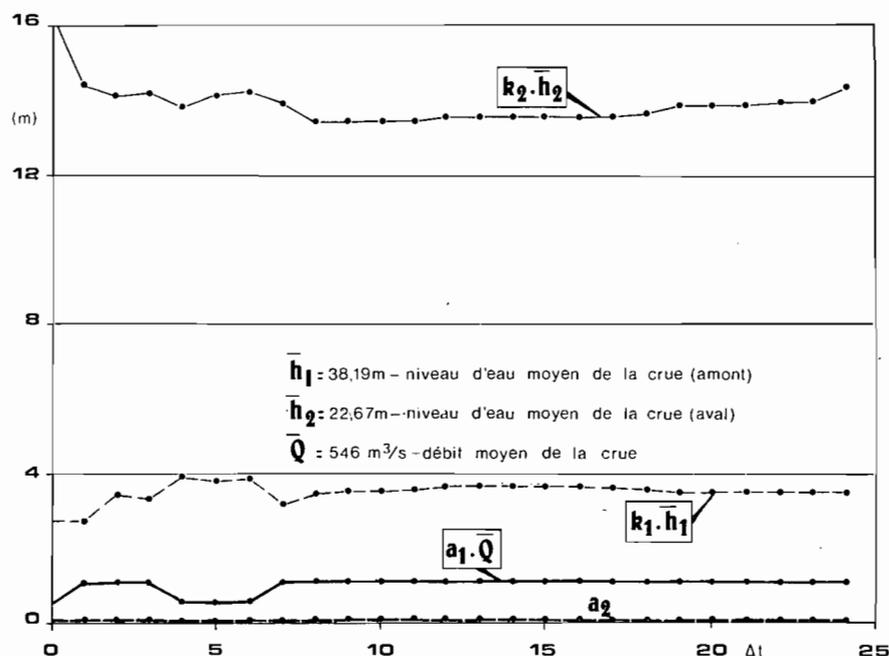


Fig. 10. - Variation des paramètres pendant la crue de 1963

7. CONCLUSION

Les modèles ont été comparés entre eux en les calibrant sur la crue de 1958, puis en effectuant les prévisions en temps réel pour six autres : 1963, 1972, 1980, 1981, 1983 et 1984. Ces crues représentent un échantillon constitué des quatre plus grandes crues enregistrées et de trois autres de haute et moyenne fréquence.

Le modèle de différences-simple est celui qui a donné le meilleur résultat, avec une erreur quadratique moyenne minimum. L'erreur en question a atteint 0,23 m. Si l'on admet un degré de certitude de 95 % à la prévision la vraie valeur du niveau doit se trouver dans un intervalle de $\pm 0,46$ m. Les erreurs de prévision les plus importantes sont concentrées aux montées des eaux.

Les résultats ont été plus précis pour les décrues et peuvent même être classés comme excellents. En réalité les résultats obtenus pour les niveaux maxima sont en général bons, étant donné que les différences proviennent plus des erreurs sur le temps que sur le niveau.

La prévision de niveaux est faite pour la station du DEPRC, organisme de l'État chargé des voies navigables. Pour tirer profit de cette prévision il faudra rapporter les relevés topographiques existants au zéro de l'échelle du DEPRC, afin de définir avec précision les quartiers de la ville qui risquent d'être inondés.

Les codes de calcul établis à l'occasion de cette étude seront installés sur l'ordinateur de la Défense Civile de façon à orienter et coordonner son action en cas d'inondations.

Manuscrit accepté par le Comité de Rédaction le 10 mars 1987

BIBLIOGRAPHIE

- EIGER (S.), 1983. - Previsão de níveis em tempo real para a barragem do Valo Grande, V Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, Blumenau, SC, Brasil.
- TUCCI (C.E.M.), 1985. - Conceptual-empirical real time model for a river reach, IV International Hydrology Symposium on Multivariaty Analysis of Hydrologic Processes, Fort Collins, Co., USA.
- LANNA (A.E.L.), 1986. - Técnica Recursiva dos mínimos quadrados; aplicação à previsões hidrológicas, Recursos Hídricos, pub 1.17, Pós-Graduação em Engenharia Civil, Recursos Hídricos e Saneamento, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil.