

Article

« Simulation numérique de la sédimentation dans les retenues de barrages : cas de la retenue de Zardezas, Algérie »

M. Bessenasse, A. Kettab, A. Paquier, G. Galeas et P. Ramez

Revue des sciences de l'eau / Journal of Water Science, vol. 16, n° 1, 2003, p. 103-122.

Pour citer cet article, utiliser l'information suivante :

URI: <http://id.erudit.org/iderudit/705500ar>

DOI: 10.7202/705500ar

Note : les règles d'écriture des références bibliographiques peuvent varier selon les différents domaines du savoir.

Ce document est protégé par la loi sur le droit d'auteur. L'utilisation des services d'Érudit (y compris la reproduction) est assujettie à sa politique d'utilisation que vous pouvez consulter à l'URI <https://apropos.erudit.org/fr/usagers/politique-dutilisation/>

Érudit est un consortium interuniversitaire sans but lucratif composé de l'Université de Montréal, l'Université Laval et l'Université du Québec à Montréal. Il a pour mission la promotion et la valorisation de la recherche. Érudit offre des services d'édition numérique de documents scientifiques depuis 1998.

Pour communiquer avec les responsables d'Érudit : info@erudit.org

Simulation numérique de la sédimentation dans les retenues de barrages : cas de la retenue de Zardezas, Algérie

Digital simulation of sedimentation in dam reservoirs: case of Zardezas reservoir, Algeria

M. BESSENASSE^{1*}, A. KETTAB¹, A. PAQUIER², P. RAMEZ², G. GALEA²

Reçu le 12 juillet 2001, accepté le 23 octobre 2002**.

SUMMARY

Sedimentation rates are often very high in Algeria, reaching about 1% of the reservoir volume per year in most cases. The management of existing reservoirs and the choice of location of new reservoirs may be improved by using a numerical model that simulates sediment deposition. The proposed method was developed on a selected case for which a convenient set of data had been gathered.

Initially, the Zardezas reservoir had a capacity of 34 million m³, but presently, the capacity is only 17 million m³. Due to the levelling of two topographies in 1975 and 1986 and discharge data available from 1968 to 1993, the numerical model could be calibrated for the period 1975-1986.

As the cross-distribution of sediments is thought to be a main factor for the reservoir deposition rate, a 2-D horizontal hydrodynamic model was selected. Sediments were modelled by a concentration that was calculated using an advection-diffusion equation. A source term determining the exchange rate between the flow and the bottom as proportional to an equilibrium concentration was used. Calculation of this source term followed a simplified version of the method developed by VAN RIJN (1984). The set of 4 equations ((8) + (9) + (10) + (11)) was solved by a second-order explicit finite volume scheme of the Godunov type, which allows the modelling of very unsteady flows (PAQUIER, 1998). The bottom elevation was modified at every time step by distributing the calculated deposits inside one cell among the neighbouring vertices.

-
1. Laboratoire de recherche des sciences de l'eau, LRS-EAU, École nationale polytechnique (ENP) Alger, Algérie.
 2. Cemagref de Lyon, Division hydrologie-hydraulique, 3 bis quai Chauveau, 69336 Lyon cedex 09, France.

* Correspondance. E-mail : LRS-EAU@netcourrier.com.

** Les commentaires seront reçus jusqu'au 30 septembre 2003.

Globally, the proposed method should be carried out in two steps. The first step involved model calibration including a hydrological analysis in order to determine the inputs (water and sediments) during the calibration period and calculation of the features of the hydrological regime for the extrapolation periods. The second step involved use of the model to define management strategies. The hydrological scenarios are built from the hydrological regime and the 2-D model is used to calculate the sediment deposits for every scenario. This second step is not described in the present paper.

The hydrological analysis involved building QdF (flood-duration-frequency) curves (JAVELLE *et al.*, 2000) from the daily discharges and from the maximum discharges of the rarest floods. Some flood discharge hydrographs were considered and were used to determine the duration of typical floods. Results from this hydrological analysis are summarised by curves in $V(d, T)$ (table 2) (maximum mean stream flows during the duration d for a return period T) and $Q(d, T)$ (table 3) (maximum over-threshold during stream flows for T) which were built from the converging QdF model developed by JAVELLE *et al.* (1999). The main catchment parameters D (characteristic flood duration) and the instantaneous peak discharge over a return period of 10 years were respectively equal to 4 hours and $362 \text{ m}^3/\text{s}$. For the estimate of the curves over a return period of 10 years, the gradex of maximum 24 hour rainfalls (estimated to be 24,7 mm) was used. From table 3 of $Q(d, T)$, mono frequency synthetic discharge hydrographs (HSMF) can be built (e.g. figure 4) using a rising time equal to D . These hydrographs can be used to define hydrological scenarios by fixing the successive return periods (of the HSMF).

For the calibration period 1975 to 1986, the observed or reconstituted discharge hydrographs were used to be closer to real events (table 4). Because concentrations were not registered precisely enough, simplified assumptions were used for the calibration period and should be kept for future scenarios (peak concentration was fixed to $100 \text{ kg}/\text{m}^3$ and a linear relation between discharge and concentration was assumed during the flood (see figure 5)). Only one class of sediment with a mean diameter of 0.1 mm was considered. The 2-D calculations were performed on a grid of 1 005 cells (figure 6) with a space step between 10 and 80 metres. Model calibration consisted of selecting a suitable coefficient α (in equation (12)), which is equivalent to the average distance required to reach the equilibrium concentration. For the period 1975-1986, the calculation provides 4 m thick deposits through the entire reservoir bottom (figure 8). The discrepancies with measurements were mainly too few deposits near the dam and too much sediment accumulated on the banks of the reservoir (figures 7 to 9).

It can be concluded that the proposed method provides useful results although some improvements are required such as: sediment exchange relations between the flow and the bottom; refining the calculation grid and reducing the uncertainty about the inputs by accurately and regularly measuring both discharge and sediment concentrations. The method should be further validated on other existing reservoirs in the same hydroclimatic context.

Key-words: numerical model, flood hydrograph, discharge-duration-frequency QdF, sediments, dam, Algeria.

RÉSUMÉ

La construction d'un modèle numérique destiné à prédire la formation et l'évolution de dépôts de sédiments à l'amont d'un barrage est présentée. À partir d'informations sur les apports en eau et en sédiments en provenance du bassin versant consolidées par une analyse hydrologique en QdF, un modèle hydraulique bidimensionnel horizontal couplant équations de Saint

Venant et une équation de convection-diffusion est mis en œuvre. L'application de ce modèle sur la retenue de Zardezas de la région de Skikda (Algérie) montre, à la fois, les difficultés pratiques rencontrées dans la mise en œuvre et l'apport possible d'une telle méthode pour la gestion des retenues algériennes.

Mots clés : modèle numérique, hydrogramme de crue, débit-durée-fréquence QdF, sédiments, barrages, Algérie.

1 - INTRODUCTION

En Algérie, pour certaines retenues, la sédimentation annuelle peut représenter des valeurs de l'ordre de 1 % du volume total (*tableau 1*). Elle réduit donc rapidement et considérablement leur volume utile.

Tableau 1 Dépôts dans les barrages Algériens.

Table 1 Sedimentation in Algerian reservoirs.

Barrage	Wilaya	Oued	Année de mise en eau	Capacité initiale Mm ³	Capacité estimée en 1998 Mm ³	Dépôt annuel estimé en 1998 Mm ³	Perte de volume utile %	Volume dépôt annuel %
B. Amrane	Boumerdes	Isser	1988	16,0	7,1	0,89	56	5,5
Boughzoul	Médéa	Nahroussal	1934	55,0	35,6	0,30	35	0,5
Bouhanifia	Mascara	ElHamam	1948	73,0	42,5	0,61	42	0,8
Fergoug	Mascara	El Hamam	1970	18,0	7,0	0,39	61	2,0
O. Fodda	Chlef	Fodda	1932	228,0	101,5	1,91	55	0,8
F. Gherza	Biskra	Al Biod	1950	47,0	17,2	0,51	63	1,0
Ghrib	Ain Defla	Chlef	1939	280,0	127,9	2,58	54	0,9
F. Gueiss	Khenchela	Gueiss	1939	3,0	1,6	0,03	47	1,0
Ksob	Msila	Ksob	1977	29,5	22,5	0,33	24	1,1
Meurad	Tipaza	Boujabroun	1860	0,9	0,3	0,005	67	0,5
Zardezas	Skikda	Saf Saf	1947	31	17,3	0,27	44	0,8

Source : Agence nationale des barrages, A.N.B-Alger

L'alluvionnement des retenues constitue sans doute la conséquence la plus grave de l'érosion hydrique et le potentiel hydraulique perd annuellement environ 20 à 30 millions de mètres cubes (REMINI *et al.*, 1997), ce qui est très important. La prédiction de ce phénomène est alors primordiale afin de cerner son

intensité et définir les actions nécessaires à sa réduction, en particulier, dans le cadre du choix de l'implantation des nouveaux projets de construction des retenues. À cet effet, l'utilisation de modèles mathématiques simulant les dépôts dans la retenue en fonction du régime hydrologique constitue un outil intéressant, complémentaire de l'analyse globale des apports du bassin versant (KASSOUL *et al.*, 1997) et qui doit déboucher sur un mode de gestion adapté (POIREL, 2001).

La construction d'un modèle numérique destiné à prédire le dépôt de fines à l'amont d'un barrage nécessite, d'une part, une analyse critique des données disponibles et de leur fiabilité relativement à la précision des résultats attendus et, d'autre part, le choix d'une méthode de calcul adaptée à la fois aux données, aux processus dominants et aux objectifs de l'étude.

Parmi les modèles existants, il est nécessaire de distinguer (RAMEZ, 1995) :

- les modèles de bilan qui déterminent les dépôts dans la retenue à partir d'une estimation des volumes de sédiments entrants (apports du bassin versant ou concentration moyenne en fonction du régime hydrologique) et d'une estimation des volumes de sédiments sortants (concentration moyenne en fonction du type de sortie) ;
- les modèles unidimensionnels ou bidimensionnels basés sur les équations de Saint-Venant pour la phase liquide et sur les lois de convection-diffusion pour les sédiments majoritairement en suspension ;
- les modèles tridimensionnels basés sur les équations de Navier-Stokes pour la phase liquide et sur des calculs eulériens (phase solide traitée en concentration) ou des calculs lagrangiens (équation dynamique des particules solides).

Dans le contexte algérien où peu de données sont disponibles et rarement fiables, seules quelques retenues ont et pourront être soumises à des études détaillées. Le modèle que nous avons souhaité développer devait répondre à trois objectifs (RESSENASSE *et al.*, 1998) :

1. Pouvoir apporter une réponse opérationnelle pour des retenues en phase d'envasement, assez légère pour être utilisée plusieurs fois afin de comparer des stratégies de gestion dans un avenir incertain.

2. Être adaptable à différents niveaux de connaissance du fonctionnement hydrosédimentaire de la retenue.

3. Prendre en compte de manière suffisamment souple les échanges entre les particules en suspension et le fond.

Nous présentons ci-après la méthodologie envisagée pour la retenue de Zardezas qui se distingue en Algérie par une relativement bonne connaissance de l'hydrologie du bassin versant et de la topographie de la retenue.

2 – MÉTHODOLOGIE PROPOSÉE

2.1 Présentation du site

La retenue de Zardezas est située dans la région de Skikda, à l'Est d'Alger, à 40 km de la mer, à une altitude moyenne de 200 m. La superficie du bassin versant amont est de 345 km². Pour une hauteur de précipitation moyenne de 940 mm/an, l'apport moyen annuel est de 45 millions de m³ soit un coefficient d'écoulement de 14 %. La retenue a pour vocations principales de fournir l'eau potable (21 mm³/an) et de permettre l'irrigation (4 mm³/an).

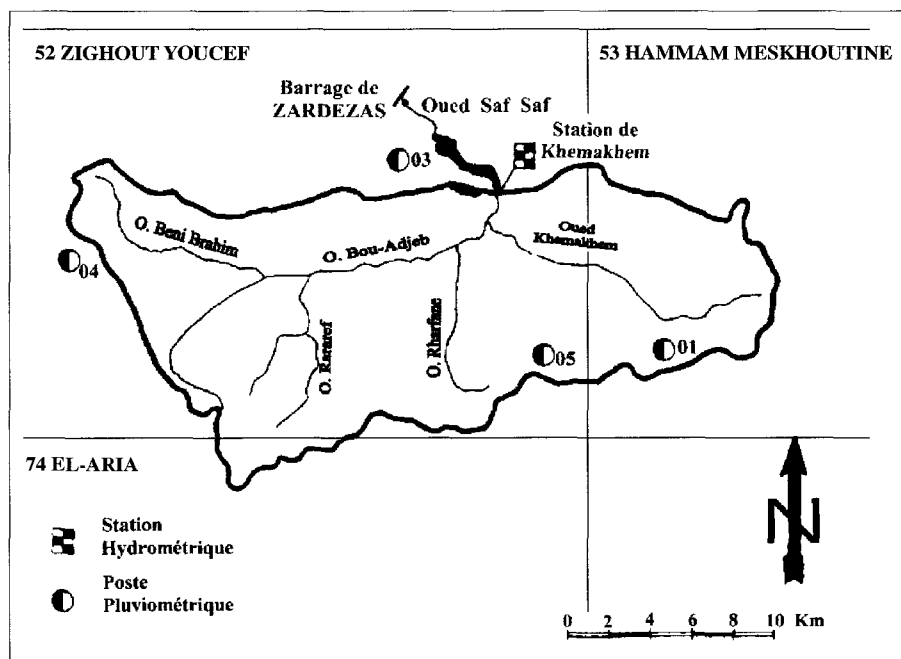


Figure 1 Bassin versant alimentant l'oued Saf Saf.
Catchment of the Saf Saf river.

On dispose à l'amont immédiat de la retenue d'une station hydrométrique qui permet de connaître :

- les débits moyens journaliers sur la période (1968-1993) ;
- des hydrogrammes pour certaines des crues les plus fortes (avril 1979, septembre 1982, décembre 1984) ;
- des mesures ponctuelles de concentrations moyennes de MES avec, pour certaines crues, la possibilité de reconstituer l'évolution des concentrations pendant la crue.

Par ailleurs, la topographie de la retenue est connue à travers une série de 19 profils en travers levés deux fois, en 1975 et 1986 (GEOKART, 1987).

On dispose également des consignes générales de fonctionnement de la retenue et d'un enregistrement mensuel du niveau d'eau. Ce dernier permet, à travers l'établissement d'un bilan mensuel en volume, de contrôler la cohérence entre topographie de la retenue, apports en eau enregistrés à la station hydrométrique et consignes de gestion.

2.2 Démarche

Les informations fournies par la station hydrométrique permettent de reconstituer les apports en eau et en sédiments à l'amont de la retenue. Dans la retenue, le transit des sédiments par suspension (le charriage pouvant être négligé) est simulé par un modèle 2D horizontal qui permet de rendre compte de la sédimentation différente sur la largeur d'un même profil en travers (alors que les modèles bidimensionnel vertical et unidimensionnel ne donnent pas d'information sur le transfert latéral sauf cas particulier, (BOUCHARD, 2001)), et de préciser les zones d'eaux mortes à l'amont immédiat du barrage.

L'étude peut être décomposée en deux phases :

- une première phase de calage du modèle. La seule période disponible est 1975-1986. En partant de la bathymétrie de 1975, on s'efforce de simuler une situation finale en 1986 aussi proche que possible de la bathymétrie de 1986. L'utilisation d'un modèle 2D horizontal permet d'avoir accès à une bathymétrie détaillée, ce qui autorise une comparaison locale des niveaux c'est-à-dire un examen comparé entre simulation et mesures qui ne se limite pas au seul volume global de dépôts.
- une seconde phase d'exploitation du modèle pour définir une stratégie de gestion permettant de réduire le volume de sédiments déposé dans la retenue. Dans cette phase, il est possible de réutiliser la chronique d'apports 1975-1986 mais il est plus pertinent de simuler d'autres chroniques puisque l'Algérie a été marquée par une succession de décennies aux pluviométries plus ou moins abondantes. Ces chroniques pourront être construites à partir de l'analyse du régime hydrologique. Seul le détail de l'analyse hydrologique qui est le point essentiel de la méthodologie est présenté.

(BRAVARD et PETIT, 1998) rapportent que, dans certains cas, « 75 % de la charge totale des sédiments en suspension est évacuée par des débits dont la fréquence est de 1 % (3,5 jours par an). Ceci met en exergue le rôle essentiel des gros orages dans le transport des matières en suspension ». Dans le contexte de la retenue de Zardezas, on observe que, plus de 30 % du volume (d'eau) annuel est, en général, apporté par la ou les deux crues les plus fortes et que les concentrations les plus élevées (10 à 100 fois les concentrations les plus fréquentes) ne sont notées que pendant les épisodes de crue. Il en résulte que les apports moyens en sédiments de la ou les deux crues les plus fortes de l'année peuvent être estimés à plus de 80 % des apports annuels. En outre, les dépôts des faibles crues souvent situés en amont de la retenue sont repris par les fortes crues, sauf forte consolidation suite à une longue période sèche. L'incertitude sur les concentrations mesurées étant bien supérieure à 20 %, il apparaît plus pertinent de remplacer la simulation d'une période de 10 ans par la simulation des 10 plus fortes crues de la période.

3 – ANALYSE HYDROLOGIQUE

Le suivi hydrométrique effectué en amont de la retenue de Zardezas (figure 1) nous permet de disposer d'une chronique de débits quotidiens sur 26 années environ (1968-1993). À cette chronique, sont associés les débits de pointe maximaux mensuels ainsi que quelques crues observées $Q(t)$ qui nous renseignent sur le temps de transfert hydraulique du bassin versant. Les données pluviométriques nécessaires à l'estimation des crues de grande période de retour (GUILLOT et DUBAND, 1967), sont évaluées par le Gradex des pluies maximales de 24 h ($Gp_{24h} = 24,7$ mm) du poste pluviométrique situé à l'exutoire du bassin versant (figure 1), ce qui n'est pas du meilleur choix mais le seul possible.

3.1 Modélisation QdF selon le concept de convergence des distributions

La variabilité temporelle des crues est étudiée à partir de deux variables hydrologiques notées par convention $VCXd$ et $QCXd$ (figure 2) : $VCXd$ est le débit moyen sur la durée continue d , maximal lors de la crue, et $QCXd$ représente le débit seuil, continûment dépassé sur la durée d , maximal lors de la crue. Lorsque $d = 0$, les deux variables sont égales au débit instantané maximal QIX . Pour la suite, nous poserons $V_d = VCXd$ et $Q_d = QCXd$.

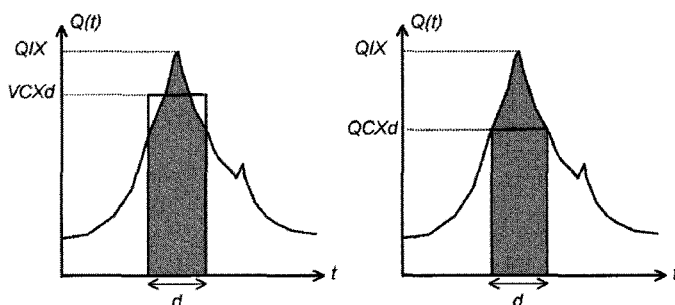


Figure 2 Définition des variables hydrologiques.
Definition of the hydrological variables.

3.1.1 Crues de faible période de retour ($0,50 \leq T$ (an) ≤ 10)

La distribution relative aux observations de débit pour une durée d donnée est représentée par une loi exponentielle adaptée aux valeurs supérieures à un seuil (1).

$$V_d(T) = Gq_d \ln(T) + Q0_d \quad (1)$$

où Gq_d : gradex des débits ou encore paramètre d'échelle de la loi, $Q0_d$: paramètre de position de la loi.

Les distributions relatives aux différentes durées d , et ce quelle que soit la loi fréquentielle choisie, ont tendance à converger vers les faibles périodes de

retour. Cette constatation faite par (JAVELLE, 2001) lui a permis d'élaborer un concept de modélisation dit du modèle QdF convergent. Ce concept, qui utilise la propriété d'affinité des distributions de différentes durées d , permet de proposer un modèle QdF à faible nombre de paramètres, dont l'équation (2) est indépendante du choix de la loi statistique.

$$V(d, T) = \frac{V(d=0, T)}{1 + d/\Delta} \quad (2)$$

avec $V(d=0, T)$: loi statistique des débits de pointe (Q/X) consolidée par modélisation, Δ un paramètre du modèle, assimilé à un temps.

Lorsque Δ est connu, les autres distributions de durée d se déduisent de la distribution modélisée des débits de pointe $V(d=0, T)$. Ainsi, dans le cas où la loi statistique choisie est la loi exponentielle à deux paramètres (1), l'équation (2) peut s'écrire.

$$V(d, T) = \frac{a(0) \ln T + X0(0)}{1 + d/\Delta} \quad (3)$$

Les 3 paramètres $a(0)$, $X0(0)$ et Δ sont ajustés sur l'ensemble des quantiles expérimentaux (JAVELLE *et al.*, 1999 ; JAVELLE *et al.*, 2002) relatifs aux durées d étudiées. Pour le bassin du Saf Saf nous obtenons l'équation :

$$V(d, T) = \frac{110 \ln T + 109}{1 + d/15,8} \quad (4)$$

3.1.2 Crues de grande période de retour ($10 < T$ (an) $\leq 1\ 000$)

Le modèle d'extrapolation (5) des distributions relatives à (4) aux quantiles de grande période de retour est déduit d'une variante du modèle du Gradex (MICHEL et OBERLIN, 1987).

$$V(d, T) = V(d, 10) + \left[C(d) \cdot \ln \left(\frac{A(d)}{C(d)} \cdot \frac{T-10}{10} \right) \right] \cdot Q10 \quad (5)$$

où $V(d, 10)$ est donné par (4), $T = 10$ ans est le seuil fréquentiel d'extrapolation,

$$A(d) = \frac{110}{Q10 \cdot \left(1 + \frac{d}{15,8} \right)} \quad \text{et} \quad C(d) = \frac{1}{0,569 \frac{d}{D} + 0,69} + 0,046$$

La durée caractéristique de crue D du bassin versant du Saf Saf, estimée au sens de Socose (CTGREF, 1980) à partir des quelques crues observées disponibles, est voisine de 4 h ($D = 4$ h). Diverses études de régionalisation des crues, sous différents climats, ont montré la constance du ratio $\Delta/D = 3,5$. Pour le bassin du Saf Saf le ratio est de 3,95, ce qui consolide l'ordre de grandeur d'estimation de D . Le débit de pointe décennal $Q10$ est déduit du modèle (4). $C(d)$ représente le gradex des pluies maximales implicite d'un modèle QdF à référence typologique (GALÉA et PRUDHOMME, 1997) particulièrement bien adapté aux bassins à crues rapides.

3.2 Présentation des résultats

3.2.1 Distributions modélisées et quantiles de crue

La figure 3 visualise les modélisations QdF obtenues pour les crues, de faible (4) ou de grande (5) période de retour, ainsi que les échantillons observés ou estimés par extrapolation. Nous constatons deux événements exceptionnels en pointe de période de retour théorique proche de la centennale et dont les volumes sur 24 h sont beaucoup plus rares, voire très rare pour l'un d'eux. En outre, sur la figure 3, pour le pas de temps de 24 h, sont indiqués les points (notés « extrapolation ») qui correspondent aux quantiles rares expérimentaux estimés de (5) en utilisant au lieu de $C(d)$ du modèle QdF, le gradex des pluies maximales connu ($Gp_{24h} = 24,7 \text{ mm}$) ; on vérifie ainsi l'adéquation du choix du modèle QdF en extrapolation.

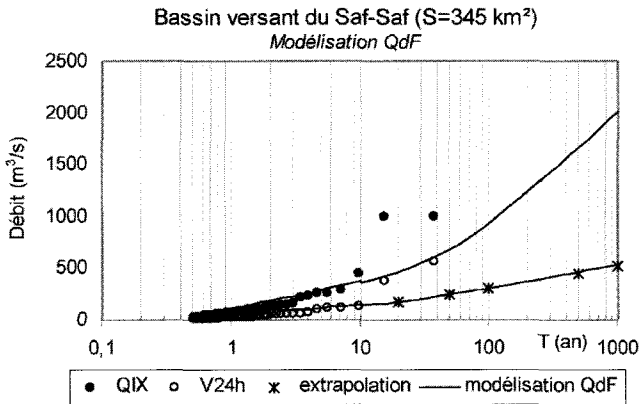


Figure 3 Modélisation QdF du régime des crues.
QdF modelling of the flood regime.

Les principaux quantiles déduits des modélisations (4) et (5) sont portés dans le tableau 2. À ces quantiles de débit moyen de crue $V(d, T)$ sont associés des quantiles de débit seuil dépassé $Q(d, T)$ obtenus par dérivation (GALÉA et PRUDHOMME, 1994 ; JAVELLE, 2001) selon (6) et qui vont permettre de construire des hydrogrammes de projet :

$$Q(d, T) = \frac{\partial [d \cdot V(d, T)]}{\partial d} \quad (6)$$

La forme (7) dérivée de (4), de présentation simple, est donnée pour exemple. Les quantiles de crue de faible période de retour sont récapitulés dans le tableau 3, de même que les quantiles rares.

$$Q(d, T) = \left(\frac{100 \ln T + 109}{(1 + d/15,8)^2} \right) \quad (7)$$

Tableau 2 Quantiles de crues de débit moyen modélisés.**Table 2** Modelled maximum mean stream flows.

Quantiles V (d, T) (m ³ /s)										
d (h)	T (an)									
	0,5	1	2	5	10	20	50	100	500	1 000
0	32,8	109	185	286	362	462	684	925	1 658	2 013
4	26,2	87,0	148	228	289	366	523	679	1 116	1 320
6	23,8	79,1	134	207	263	332	469	602	968	1 137
12	18,6	62,0	105	163	206	259	359	453	702	816
24	13,0	43,3	73,7	114	144	181	247	307	465	537
48	8,1	27,0	46,0	71,0	89,9	113	154	191	289	333

3.2.2 Définition de l'hydrogramme de projet

L'hydrogramme de projet, dit encore Hydrogramme de Synthèse Monofréquence (HSMF), est défini (exemple : *figure 4*) par un temps de montée t_m de 4 h ($t_m \leq D = 4$ h) et une courbe de récession $Q(d, T)$ relative aux durées d (*tableau 3*). Cet hydrogramme a la propriété d'être homogène en période de retour quelle que soit la variable Vd ou Qd considérée. Les HSMF apportent ainsi une connaissance objective du régime des crues du bassin versant du Saf Saf et constituent en ce sens les entrées hydrologiques privilégiées des modèles hydrauliques pouvant être mis en œuvre pour le suivi de l'évolution de la sédimentation dans la retenue de Zardezas.

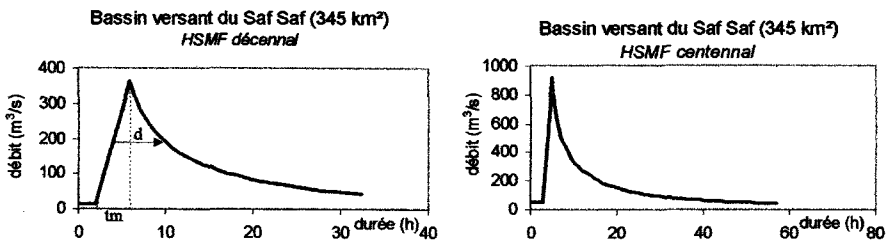


Figure 4 Exemples d'hydrogrammes de synthèse monofréquence (HSMF).
Examples of monofrequency synthetic discharge hydrographs.

Tableau 3 Quantiles de crues de débit seuil dépassé modélisés.**Table 3** Modelled maximum stream flows exceeding the threshold.

Quantiles Q (d, T) (m ³ /s)										
d (h)	T (an)									
	0,5	1	2	5	10	20	50	100	500	1 000
0	32,8	109	185	286	362	462	684	925	1 658	2 013
4	20,9	69,5	118	182	231	290	401	504	769	887
6	17,2	57,3	97,4	151	191	239	324	400	589	672
12	10,6	35,3	60,0	92,6	117	146	193	233	329	370
24	5,20	17,2	29,3	45,2	57,3	71,2	94,6	114	163	185
48	2,02	6,71	11,4	17,6	22,3	28,2	40,0	51,4	82,3	96,5

4 - MODÉLISATION HYDRODYNAMIQUE

4.1 Définition des apports pour la simulation de calage

Pour la simulation de la période 1975-1986, nous avons préféré utiliser des hydrogrammes proches des événements observés. Les hydrogrammes ont été reconstitués à partir des données rassemblées en se basant sur les débits de pointe enregistrés et sur les débits moyens journaliers avec des durées de crue multiples de 24 heures, les mesures en cours de crue n'ayant pu que rarement être utilisées. Finalement, on aboutit pour la période 1975-1986 aux 11 crues (sélection d'une crue par an en moyenne) dont les caractéristiques sont présentées dans le *tableau 4*.

Les sédiments déposés sont relativement grossiers (sables et limons) mais leurs caractéristiques varient fortement sur toute l'étendue de la retenue sans que des tendances générales d'évolution aient pu être dégagées. Il a donc été choisi de n'utiliser qu'une classe de sédiments avec un comportement moyen estimé à partir d'un d_{50} de 0,1 mm, un d_{90} de 1 mm et une porosité des dépôts de 50 %. Les concentrations de MES sont estimées à partir des informations disponibles ; elles peuvent monter jusqu'à 140 kg/m³. En l'absence de relation claire entre débits de crue et concentrations, une valeur de 100 kg/m³ est retenue en période de pointe et une moyenne de l'ordre de 50 kg/m³ en période de crue ; ces valeurs pourraient être utilisées pour des simulations d'évolution future. Dans la simulation de calage décrite ci-dessous, ces concentrations ont conduit à un dépôt de volume équivalent à celui estimé à partir des différences de bathymétrie et qui correspond à environ les deux tiers de la masse de sédiments entrant dans la retenue. Il est toutefois clair qu'il s'agit d'un des paramètres clés. À l'intérieur d'un même événement de crue, il semble, en revanche, qu'une relation linéaire entre débit et concentration puisse être considérée comme une approximation valable (voir *figure 5*), d'autant qu'à l'arrivée de fortes concentrations avant la pointe de crue succède ensuite une reprise de dépôts non consolidés.

Tableau 4 Caractéristiques des événements de crue simulés.

Table 4 Data related to the simulated flood events.

Date	Débit de pointe (m ³ /s)	Durée (jours)	Cote initiale (m)
18 novembre 1976	95	1	190
16 avril 1979	108	3	190
12 septembre 1979	127	1	194
6 mars 1980	56	1	190
11 septembre 1980	236	1	189
7 mars 1982	53	3	192
3 novembre 1982	255	1	190
11 novembre 1982	147	2	190
3 février 1984	996	2	192
30 décembre 1984	759	6	186
8 mars 1985	266	3	192

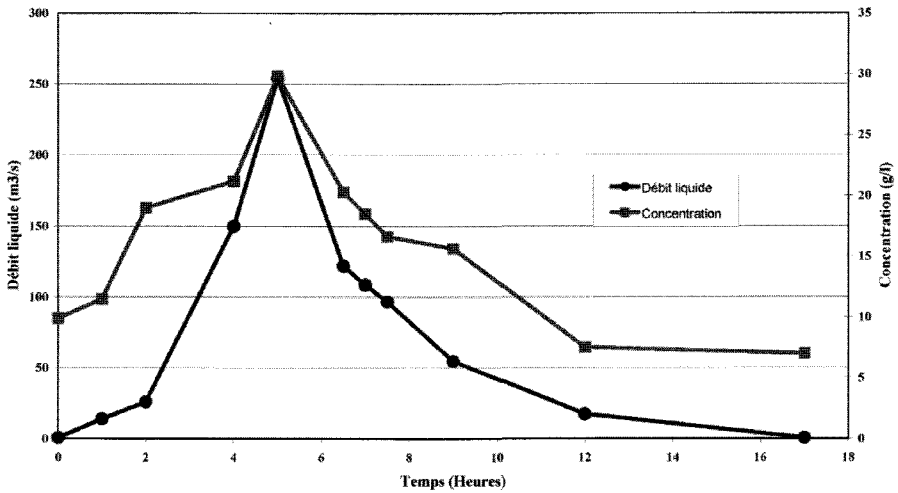


Figure 5 Mesures lors de la crue du 3 novembre 1982.
Measurements during the November 1982 flood.

4.2 Présentation du modèle bidimensionnel

Les équations hydrodynamiques du problème sont les équations de Saint-Venant écrites sous la forme suivante :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} = 0 \tag{1}$$

$$\frac{\partial(hu)}{\partial t} + \frac{\partial\left(hu^2 + g\frac{h^2}{2}\right)}{\partial x} + \frac{\partial(huv)}{\partial y} = -gh\frac{\partial z}{\partial x} - g\frac{u\sqrt{u^2 + v^2}}{K_s^2 h^{1/3}} + K\left(\frac{\partial}{\partial x}\left(h\frac{\partial u}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(h\frac{\partial u}{\partial y}\right)\right) \quad (2)$$

$$\frac{\partial(hv)}{\partial t} + \frac{\partial(huv)}{\partial x} + \frac{\partial\left(hv^2 + g\frac{h^2}{2}\right)}{\partial y} = -gh\frac{\partial z}{\partial y} - g\frac{v\sqrt{u^2 + v^2}}{K_s^2 h^{1/3}} + K\left(\frac{\partial}{\partial x}\left(h\frac{\partial v}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(h\frac{\partial v}{\partial y}\right)\right) \quad (3)$$

où h est la hauteur d'eau, Z la cote du fond, u la vitesse selon l'axe Ox , v la vitesse selon Oy , g l'accélération de la pesanteur, K une constante de viscosité (ou diffusion), K_s le coefficient de Strickler.

Une méthode en volumes finis fondée sur un schéma explicite de type Godunov avec deuxième ordre en temps et en espace (méthode de VANLEER (1979)) est utilisée pour résoudre ces équations sur un maillage constitué de quadrilatères et de triangles (PAQUIER, 1998).

L'équation de convection-diffusion de la concentration est écrite :

$$\frac{\partial(Ch)}{\partial t} + \frac{\partial(Chu)}{\partial x} + \frac{\partial(Chv)}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x}\left(hD_x\frac{\partial C}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(hD_y\frac{\partial C}{\partial y}\right) + E + S \quad (4)$$

où C est la concentration volumétrique de sédiments dans l'eau moyennée sur la verticale (à multiplier par la masse volumique pour obtenir une concentration en kg/m^3), h la hauteur d'eau (m), u et v les vitesses suivant Ox et Oy (m/s), D_x , D_y les coefficients de diffusion suivant Ox et Oy (m^2/s), E le taux d'érosion, S le taux de sédimentation.

La méthode de résolution est la même que pour l'hydrodynamique et est effectuée en parallèle avec le même pas de temps.

Le terme source peut être défini comme la somme de deux termes, le taux d'érosion E et le taux de dépôt S . Plusieurs relations sont possibles dans le logiciel. L'option utilisée pour la retenue de Zardezas est de choisir un terme unique d'échange avec le fond proportionnel à la vitesse de chute et à l'écart entre concentrations effective et à l'équilibre, relation déjà proposée par (JOBSON et SAYRE, 1970) et (CELIK et RODI, 1988) et écrite de la manière suivante :

$$E + S = -\alpha w_s(C - C_e) \quad (5)$$

où C_e est la concentration d'équilibre, α est un paramètre de calage adimensionnel, w_s est la vitesse de chute des sédiments (m/s) estimée en fonction du diamètre médian d_{50} par la loi de Stokes.

La concentration d'équilibre est calculée par une méthode inspirée de (VAN RIJN, 1984) qui définit un diamètre adimensionnel par $D^* = d_{50}\left[\frac{(s-1)g}{\nu^2}\right]^{1/3}$ où s est la densité des sédiments, ν la viscosité de l'eau et un paramètre de transport T par $T = \frac{(u_f)^2 - (u_{cr})^2}{(u_{cr})^2}$ où u_{cr} est une vitesse de frottement critique provenant du diagramme de Shields (GRAF et ALTINAKAR, 2000) et u_f est une

vitesse de frottement propre aux grains calculée par $u_t = \frac{\sqrt{g}}{C'} \sqrt{u^2 + v^2}$ à partir d'un coefficient de Chézy relatif aux grains $C' = 18 \log\left(\frac{12h}{\varepsilon}\right)$ où ε est la rugosité du fond supposée égale à $3 d_{90}$. On calcule ensuite une concentration de référence $C_a = 0,015 \frac{d_{50} T^{1,5}}{a D^{0,3}}$ près du fond à la cote a telle que $a = \max(k_s,$

$0,01 h)$. En posant $F = \frac{\left[\frac{a}{h}\right]^{Z'} - \left[\frac{a}{h}\right]^{1,2}}{\left[1 - \frac{a}{h}\right]^{Z'} [1,2 - Z']}$, la concentration d'équilibre s'écrit

$$C_e = FC_a \text{ avec } Z' = Z + \varphi, \text{ avec } Z = 2,5 \frac{w_s}{\beta u_*}, \beta = 1 + 2 \left(\frac{w_s}{u_*}\right)^2, \varphi = 2,5 \left(\frac{w_s}{u_*}\right)^{0,8} \left(\frac{C_a}{C_0}\right)$$

avec $u_* = \frac{\sqrt{g}}{K_s h^{1/6}} \sqrt{u^2 + v^2}$ et $C_0 = 0,65$, concentration volumétrique maximale.

Une fois la méthode de calcul de la concentration à l'équilibre choisie, on limite le calage du modèle à optimiser la valeur du paramètre α , supposée ne pas varier dans le temps car étant essentiellement liée aux caractéristiques des sédiments. Les tests menés jusqu'ici ont pu montrer que α agit de deux façons sur la sédimentation. Le terme d'échange $E + S$ lui est directement proportionnel, α a donc une influence sur la quantité de sédiments déposés. Il modifie de plus la répartition du dépôt : ce dépôt étant déplacé vers l'amont de l'écoulement au fur et à mesure que α augmente.

Le code permet de prendre en compte dans la partie hydrodynamique la modification éventuelle du lit au cours du calcul. Cette option est primordiale lorsque le taux d'érosion ou de dépôt est important. Ainsi, on peut, à chaque pas de temps, recalculer la nouvelle cote de chaque nœud suivant le dépôt ou l'érosion subie dans les mailles voisines.

La méthode de calcul (code Rubar 20) a été validée par comparaison avec des mesures de terrain et sur modèle physique et par comparaison avec d'autres codes (PAQUIER *et al.*, 1999).

4.3 Mise en œuvre du modèle hydrodynamique

Les conditions aux limites sont, à l'amont, l'hydrogramme et les concentrations, à l'aval, une loi de tarage correspondant au fonctionnement du barrage vannes ouvertes soit l'addition d'une loi de vanne pour les 5 vannes et d'une loi de déversoir pour le volet déversant servant d'évacuateur de crue.

Pour la simulation pendant la période 1975-1986, la ligne d'eau initiale correspond au niveau d'eau estimé, d'après les relevés mensuels à l'arrivée de la crue. En cohérence avec l'hypothèse d'une évolution lente hors crue, la concentration initiale est supposée égale à la concentration d'équilibre. Pour des raisons de simplicité de mise en œuvre, une seule simulation enchaînant

les différentes crues est effectuée. Cela permet d'obtenir un état initial pour chaque crue qui correspond à un faible débit ($10 \text{ m}^3/\text{s}$ utilisé) avec des concentrations réalistes. La durée du palier à faible débit peut permettre de faire baisser le plan d'eau à des valeurs proches de celles observées. Pendant ces phases à faible débit, les sorties de sédiments sont quasi-nulles, ce qui correspond à la situation réelle.

Le maillage (*figure 6*) comprend 1 005 mailles. Il s'appuie sur les profils en travers levés et des lignes directrices joignant les points caractéristiques de ces profils en travers. La dimension des mailles varie de 10 à 80 mètres. Un coefficient de Strickler de $40 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$ a été choisi du fait du lissage de la topographie par les dépôts de sédiments et les coefficients de diffusion ont été pris à $0,001 \text{ m}^2/\text{s}$.

Afin d'éviter une accumulation trop forte de sédiments à l'amont, le coefficient α a été pris égal à 0,02, soit une valeur 10 fois inférieure à la valeur estimée dans un calcul précédent avec le même code de calcul Rubar 20 (PAQUIER, 1999).

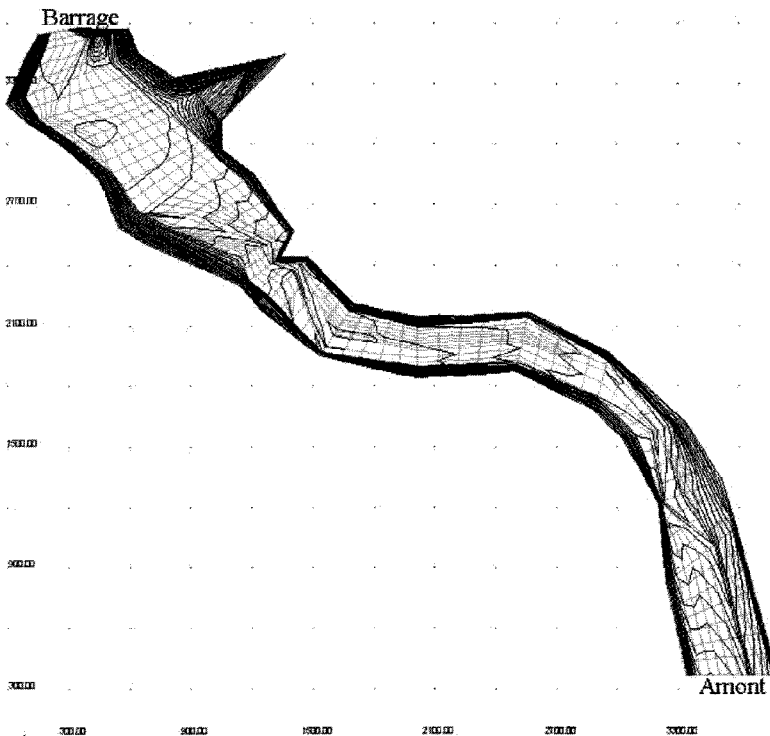


Figure 6 Maillage de calcul et courbes de niveau de la topographie de 1975.
Calculation grid and contour lines of the bottom in 1975.

4.4 Résultats de la période 1975-1986

Le profil en long du fond (point le plus bas) de la retenue en 1986 a été présenté Sur la *figure 7* tel que mesuré et tel que simulé en partant de la situation en 1975. Les résultats montrent que l'épaisseur calculée des dépôts est relativement constante (autour de 4 m) et est, en cela relativement proche des phénomènes constatés. Les dépôts calculés apparaissent trop faibles à l'aval ; ceci peut être attribué à une représentation inadéquate des courants à proxi-

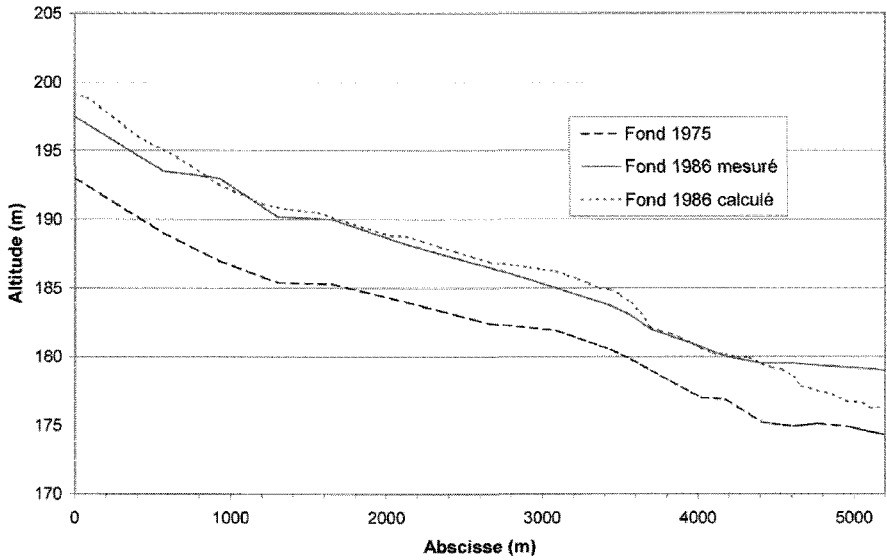


Figure 7 Profil en long du fond de la retenue.
Longitudinal profile of the reservoir.

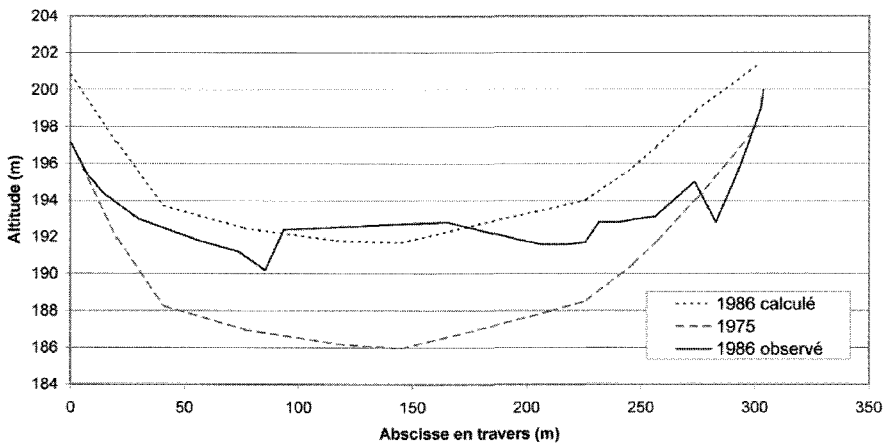


Figure 8 Profil en travers en amont de la retenue (à 1 300 m de l'amont).
Cross profile upstream (1300 m from upstream end).

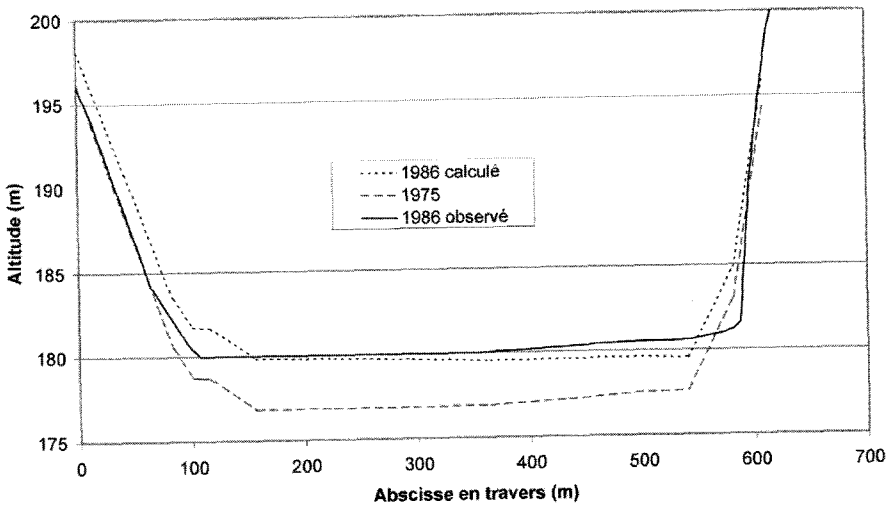


Figure 9 Profil en travers en aval de la retenue (à 1 015 m du barrage).
Cross profile downstream (1015 m upstream from the dam).



Figure 10 Épaisseur de dépôts calculée entre 1975 et 1986.
Deposit thickness calculated between 1975 and 1986.

mité du barrage où les vitesses verticales ne sont plus négligeables mais l'effet des petites crues non modélisées, ou l'influence de la granulométrie étendue peuvent être d'autres causes possibles. Les figures 8 et 9 donnant les sections en travers situées respectivement au quart amont (PK 1300) et aval (PK 4175) de la retenue montrent assez bien que la disposition transversale des dépôts n'est pas non plus exacte ; sauf aux extrémités amont et aval de la retenue, le calcul donne un dépôt quasi uniforme transversalement (voir figure 10) alors que, sauf incision de bras, le dépôt est quasi horizontal. Cet écart pourrait être attribué au mode de répartition des dépôts à l'intérieur du code de calcul. Celui-ci suppose une répartition uniforme à l'intérieur de la maille et ne tient compte ni de l'altitude ni de la pente. Un maillage plus fin sur les bords de la retenue et autres zones de pente forte résoudrait en partie ce problème.

5 - CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

La simulation numérique effectuée sur la retenue de Zardezas en Algérie, par l'utilisation d'un modèle hydraulique bidimensionnel horizontal, donne un volume total de sédiments proche du volume réel déposé dans la retenue pendant la période 1975-1986. Grâce au calage d'un paramètre, le dépôt est, en moyenne, positionné convenablement dans la retenue.

Les écarts locaux d'épaisseur et de répartition des dépôts montrent la difficulté de calage inhérente à tout modèle de transport de sédiments ainsi que la nécessité d'affiner le maillage pour prendre en compte les singularités topographiques locales et les fortes pentes. Mais comme le temps de calcul dépasse déjà deux jours sur un micro ordinateur, le raffinement de maillage est lourd à mettre en œuvre. Au-delà d'une comparaison entre lois existantes, un effort supplémentaire de recherche est sans doute à accomplir pour déterminer les lois d'échange avec le fond appropriées dans de telles retenues de barrage ainsi que le calage optimal de leurs paramètres. En parallèle, la limitation de la durée de la période simulée aux fortes crues ne semblant pas avoir d'influence notable (selon les test préliminaires menés consistant à ajouter des petites crues à l'échantillon sélectionné), il est certain que la part essentielle de l'incertitude sur les résultats résulte de l'incertitude sur les entrées.

L'application de la méthode proposée pour la gestion de retenues existantes ou pour le choix des sites d'implantation de nouvelles retenues est techniquement possible. Elle s'appuierait sur la génération de scénarios constitués d'une succession de crues de périodes de retour données. Les hydrogrammes d'apports correspondants seraient bâtis à partir d'une représentation synthétique de l'hydrologie par les modèles QdF et de sa traduction en HSMF (Hydrogrammes Synthétiques Mono Fréquences). Ces données seraient complétées par l'hypothèse d'une faible variation de la concentration moyenne de sédiments d'une forte crue à une autre. Cette démarche n'aura de sens que si, des données hydrométriques (eau et sédiments) suffisantes sont collectées en amont puis stockées et traitées de manière fiable. En outre, la validation du modèle hydraulique sur plusieurs retenues existantes dans le même contexte hydroclimatique est nécessaire.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- BESSENASSE M., PAQUIER A., RAMEZ P., MASSART S., 1998. Sediment deposits in a reservoir possible methods of estimation and choice. *Séminaire international annuel du groupe Amhy de Friend*. Rapport annuel n° 6 (1997-1998), Istanbul, Turkey, octobre 1998, 137-144.
- BOUCHARD J.P., 2001. La gestion des sédiments par chasse (2) : outils d'optimisation et de prévision d'impact. *La Houille Blanche*, 6/7, 62-66.
- BRAVARD J.P., PETIT F., 1998. Les cours d'eau : dynamique du système fluvial, Éditions Armand Colin, Paris.
- CELIK I., RODI W., 1988. Modeling suspended sediment transport in nonequilibrium situations. *Journal of Hydraulic Engineering*, 114(10), 1157-1191.
- CTGREF, 1980. Synthèse nationale sur les crues des petits bassins, fascicule 2 : la méthode SOCOSE, *Informations Techniques*, n° 38-2 (juin 1980).
- GALÉA G., PRUDHOMME C., 1994. Modèles débit-durée-fréquence et conceptualisation d'un hydrogramme de crue synthétique : validation sur le BVRE de DRAIX. *Hydrologie Continentale*, 1994, 9, n° 2, 139-151.
- GALÉA, G., PRUDHOMME, C., 1997. Notions de base et concepts utiles pour la compréhension de la modélisation synthétique des régimes de crue des bassins versants au sens des modèles QdF. *Revue des Sciences de l'Eau*, 1, 83-101.
- GEOKART., 1987. Expertise de l'envasement de la retenue du barrage de Zardezaz. Agence Nationale des Barrages, Alger.
- GRAF, W.H., ALTINAKAR, M.S., 2000. Hydraulique fluviale – Écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple. *Traité de Génie Civil*, 16. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne.
- GUILLOT P., DUBAND D. 1967. La méthode du GRADEX pour le calcul de la probabilité des crues à partir des pluies. *Journées de la SHF (septembre), question 1, rapport 7, Paris*.
- JAVELLE P., 2001. Caractérisation du régime des crues : le modèle débit-durée-fréquence convergent – Approche locale et régionale. Thèse soutenue le 1^{er} mars 2001 à l'INPG, Grenoble, France.
- JAVELLE P., GRÉSILLON J. M. GALÉA G., 1999. Modélisation des courbes Débit-durée-Fréquence en crues et invariance d'échelle. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences Paris, Sciences de la terre et des planètes*, 329, 39-44.
- JAVELLE P., GALÉA G., GRÉSILLON J.M., 2000. L'approche débit-durée-fréquence : historique et avancées. *Revue des Sciences de l'Eau*, 13(3), 303-321.
- JAVELLE P., OUARDA T.B.M.J., LANG M., BOBÉE B. GALÉA G., GRÉSILLON J-M., 2002. Development of regional flow-duration-frequency curves based on the index-flood method. *Journal of Hydrology*, 258, 249-259.
- JOBSON H.E., SAYRE W.W., 1970. Predicting concentration profiles in open channels. *Journal of the Hydraulics Division*, 96(HY10), 1983-1996.
- KASSOUL M., ABDELGADER, A., BELORGEY M., 1997. Caractérisation de la sédimentation des barrages en Algérie. *Revue des Sciences de l'Eau*, 10, 339-358.
- MICHEL C., OBERLIN G., 1987. Seuil d'application de la méthode du GRADEX. *La Houille Blanche*, 3, 199-203.
- PAQUIER A., 1998. 1-D and 2-D models for simulating dam-break waves and natural floods. In: MORRIS, M., GALLAND, J.-C., and BALABANIS, P. (eds.), *Concerted action on dam-break modelling, proceedings of the CADAM meeting*, Wallingford, United Kingdom : L2985, Luxembourg, European Commission, Science Research Development, Hydrological and hydrogeological risks., pp. 127-140.
- PAQUIER A., MASSART S., KRZYK M., CETINA M., 1999. 2-D models for suspended sediment transport - comparative use for the case of Ptuj Lake, XXVIII IAHR congress "Hydraulic engineering for sustainable water resources management at the turn of the millenium", Graz, Austria, IAHR, 341.
- POIREL A., 2001. La gestion des sédiments par chasse (1) : retour d'expérience sur quelques aménagements hydrauliques alpins. *La Houille Blanche*, 6/7, 55-61.

- RAMEZ P., 1995. Érosion et transport solide en rivière. Tome 1 : Guide pour la compréhension des phénomènes, Cemagref, Antony.
- REMINI B., AVENARD J.-M., KETTAB A., 1997. Évolution dans le temps de l'ensablement dans une retenue de barrage dans laquelle est pratiquée la technique du soutirage. *La Houille Blanche*, 6, 4-8.
- VAN RIJN L., 1984. Sediment Transport, Part II, Suspended Load Transport. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110, 1613-1641.
- VANLEER B., 1979. Towards the ultimate conservative difference scheme. V. A second-order sequel to Godunov's method. *Journal of Computational Physics*, 32, 101-136.