

UNIVERSITE DE MONTPELLIER II

ORSTOM
(Institut Français de Recherche Scientifique
pour le Développement en Coopération)

Mémoire de DEA

DEA Sciences de l'Eau dans l'Environnement Continental

DETERMINATION DE L'EXTENSION DES SUPERFICIES
INONDEES DANS UN LIT MAJEUR PAR L'UTILISATION DE
MODELES HYDRODYNAMIQUES SIMPLIFIES :
APPLICATION A LA VALLEE DU FLEUVE SENEGAL

par Matthew SCOTT

Soutenu le 24 septembre 1998 à Montpellier devant :

P. KOSUTH (ORSTOM) – Maître de stage
M. DESBORDES (UMI)
P.-O. MALATERRE (CEMAGREF)
J.-P. LAMAGAT (ORSTOM)

DETERMINATION DE L'EXTENSION DES
SUPERFICIES INONDEES DANS UN LIT MAJEUR
PAR L'UTILISATION DE MODELES
HYDRODYNAMIQUES SIMPLIFIES :
APPLICATION A LA VALLEE DU FLEUVE
SENEGAL.

A Céline,

« Yes ! Very funny this terrible thing is. A man that is born falls into a dream like a man who falls into the sea. If he tries to climb out into the air as inexperienced people endeavour to do, he drowns – *nicht wahr ? . . .* No ! I tell you ! The way is to the destructive element submit yourself, and with the exertions of your hands and feet in the water make the deep, deep sea keep you up. So if you ask me – how to be ? »

Lord Jim, Joseph Conrad.

« Money can't buy back your youth when you're old
A friend, when you're lonely, or peace to your soul.
The wealthiest person is a pauper at times
Compared to the man with a satisfied mind. »

Satisfied Mind, Jeff Buckley.

Remerciements

Je remercie toutes les personnes qui m'ont aidé lors de mon D.E.A., à l'ORSTOM, à l'université de Montpellier II et ailleurs.

Résumé (Français)

L'objectif de l'étude est de développer une méthode permettant de quantifier l'extension de la zone inondée d'un tronçon de lit majeur à partir des chroniques mesurées de niveaux et de débit amont et aval, méthode fondée sur l'utilisation des modèles type hydrodynamiques simplifiés (Muskingum). Cette étude est appliquée au cas de la vallée du Fleuve Sénégal. On aborde le problème de l'estimation de la superficie inondée à chaque pas de temps d'une crue en supposant qu'elle peut être décrite par le rapport de la dérivée du volume stocké du

bief à la hauteur moyenne de l'eau dans le bief : $S = \frac{\partial V}{\partial h}$.

Cette approche est validée pour des systèmes hydrodynamiques simplifiés, décrits par les équations de Saint-Venant, avant d'être appliquée au cas de la vallée du Fleuve Sénégal. La validation montre qu'avec l'utilisation de certaines contraintes de calcul, la méthode de Muskingum est convenable pour l'estimation de la superficie inondée d'un tronçon, si les données de niveau et de débit aux limites amont et aval sont représentatives du bief.

Les résultats de l'application de la méthode de Muskingum au cas de la vallée du Fleuve Sénégal, comparés avec les estimations de la superficie inondée des images satellites SPOT et d'une modèle topographique simple, indiquent que l'approche est valide dans ce cas, bien que la précision des résultats dépende des hypothèses de calcul de la méthode.

Résumé (English)

The objective of this study is to develop, and apply to the River Senegal in west Africa, a method which is capable of forecasting the extent of flood plain inundation in a reach delimited by hydrometric flow measuring stations, where data availability is limited to flow and level records at the reach limits. The method adopted is a development of the classic Muskingum equations which describe the propagation of a flood wave. From this basis, the inundated flood plain area is described at each time step during the flood hydrograph by the ratio of

the derivations of the reach storage and the reach stage: $S = \frac{\partial V}{\partial h}$.

Before application of the method to real hydrological data of the River Senegal, the comparison with artificial river systems, defined using full one-dimensional Saint-Venant equations of flood wave propagation, enables an initial estimation of the likely precision of the 'Muskingum' method. This comparison indicates that with careful application of model assumptions, the 'Muskingum' approach accurately predicts the flood plain inundation where the stage and discharge records at the reach limits are representative of the reach.

Initial results from the application to the River Senegal are compared with estimates obtained from satellite imagery and from a simple topographical model. These results suggest that the 'Muskingum' method is indeed applicable for the River Senegal although estimations are sensitive to imposed model assumptions.

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	
RÉSUMÉ (FRANÇAIS)	
RÉSUMÉ (ENGLISH)	
1. L'OBJECTIF DE L'ÉTUDE	1
2. CARACTÉRISTIQUES DU BASSIN DU FLEUVE SÉNÉGAL	2
2.1. LES FACTEURS PHYSIQUES DU BASSIN	2
2.1.1. LA TOPOGRAPHIE DU BASSIN.	2
2.1.2. LE RÉSEAU HYDROGRAPHIQUE.	3
2.1.3. LA ZONE DES INONDATIONS.	4
2.2. LES FACTEURS CLIMATIQUES	4
2.2.1. LES PRÉCIPITATIONS.	5
2.2.2. L'ÉVAPORATION.	5
2.3. LE RÉGIME HYDROLOGIQUE DE LA BASSE VALLÉE DU FLEUVE SÉNÉGAL	5
2.3.1. LES OBSERVATIONS HYDROMÉTRIQUES.	5
2.3.2. LES DÉBITS MOYENS.	5
2.3.3. LES CRUES ET DÉCRUES.	6
2.3.4. LES ÉCHANGES AVEC LA NAPPE.	6
3. L'ESTIMATION DE LA SURFACE INONDÉE ET LA SIMULATION DE LA PROPAGATION DES CRUES	7
3.1. LES TECHNIQUES D'ESTIMATION EXISTANTES DE LA SURFACE INONDÉE DU FLEUVE SÉNÉGAL	7
3.2. LA MÉTHODE HYDRAULIQUE DE CALCUL DE PROPAGATION DES ONDES DE CRUE ; LES ÉQUATIONS DE SAINT-VENANT	8
3.3. LES MÉTHODES HYDRAULIQUES SIMPLIFIÉES DE CALCUL DE PROPAGATION DES ONDES DE CRUE	10
3.3.1. LE DÉVELOPPEMENT DE L'ONDE DIFFUSANTE.	10
3.3.2. LE DÉVELOPPEMENT DE L'ONDE CINÉMATIQUE.	10
3.4. LES MÉTHODES HYDROLOGIQUES DE CALCUL DE PROPAGATION DES ONDES DE CRUE	11
3.4.1. LA PROPAGATION DES CRUES AVEC STOCKAGE.	11
3.4.2. LA PROPAGATION DES CRUES SANS STOCKAGE.	15
3.5. CONCLUSION SUR LA VALIDITÉ DES TYPES DE MODÈLES DE PROPAGATION	15
3.6. L'ESTIMATION DE LA SURFACE INONDÉE PAR DES MÉTHODES MATHÉMATIQUES	16
3.7. CONCLUSION DU CHAPITRE	16

4. L'ANALYSE DES DONNÉES HYDROLOGIQUES.....	17
4.1. INTRODUCTION DE L'ANALYSE DES DONNÉES HYDROLOGIQUES.	17
4.1.1. LA DÉFINITION DES BIEFS DE LA VALLÉE DU FLEUVE SÉNÉGAL.	17
4.1.2. RAPPEL SUR LES LOIS D'ÉTALONNAGE.	18
4.1.3. LA BASE THÉORIQUE DE L'ANALYSE DU STOCKAGE FINAL DES BIEFS.	21
4.2. L'ANALYSE DES HYDROGRAMMES DE LA VALLÉE DU FLEUVE SÉNÉGAL : 1970 À 1997....	22
4.2.1. L'ANALYSE DES DONNÉES DISPONIBLES POUR CHAQUE BIEF.....	23
4.2.2. L'ÉTUDE DU BILAN DE VOLUME PAR BIEF.	23
4.2.3. L'ESTIMATION DU TEMPS DE PROPAGATION ET DE L'ATTÉNUATION.	28
4.3. CONCLUSION DU CHAPITRE.....	30
5. LA MODÉLISATION DE LA SURFACE INONDÉE.	32
5.1. LA MODÉLISATION HYDRAULIQUE D'UN SYSTÈME ARTIFICIEL.	32
5.1.1. LA COMPARAISON ENTRE LES RÉSULTATS D'UN SYSTÈME SIMPLE ET DE CEUX DE MUSKINGUM.	32
5.1.2. LA COMPARAISON ENTRE LES RÉSULTATS D'UN SYSTÈME AVEC UN CASIER ET DE CEUX DE MUSKINGUM.	40
5.1.3. LA SYNTHÈSE DES RÉSULTATS DU SYSTÈME SIMPLE ET DU SYSTÈME AVEC CASIER.....	43
5.2. LA MODÉLISATION DES BIEFS DE LA VALLÉE DU FLEUVE SÉNÉGAL.	43
5.2.1. L'ESTIMATION DU MODÈLE DE PROPAGATION DE MUSKINGUM.	44
5.2.2. LE CALCUL DE LA SURFACE INONDÉE DE LA VALLÉE DU FLEUVE SÉNÉGAL.....	50
5.2.3. LA SYNTHÈSE DE L'ESTIMATION DE LA SURFACE INONDÉE DE L'ÎLE À MORFIL ET DE LA VALLÉE DU FLEUVE SÉNÉGAL ENTIÈRE.	56
5.3. CONCLUSION DU CHAPITRE.....	57
6. CONCLUSION.....	58
7. RECOMMANDATIONS.....	59
BIBLIOGRAPHIE.....	60
ANNEXES	

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 :	Le bassin versant du fleuve Sénégal.....	3
Figure 3.1 :	Stockage lors d'une crue.....	11
Figure 4.1 :	La topologie du fleuve Sénégal entre Bakel et Dagana, avec les distances kilométriques en aval de Bakel.....	18
Figure 4.2 :	La variation du taux de stockage et du stockage lors d'une crue.....	22
Figure 4.3 :	La relation entre le stockage final de la crue et le débit maximal en amont de bief : Bakel à Matam.....	24
Figure 4.4 :	La relation entre le stockage final de la crue et le débit maximal en amont de bief : Matam à Kaedi.....	24
Figure 4.5 :	La relation entre le stockage final de la crue et le débit maximal en amont de bief : Kaedi à Saldé / N'Goui.....	25
Figure 4.6 :	La relation entre le stockage final de la crue et le débit maximal en amont de bief : Bakel à Saldé / N'Goui.....	25
Figure 4.7 :	La relation entre le stockage final de la crue et le débit maximal en amont de bief : Saldé / N'Goui à Podor / Guédé.....	26
Figure 4.8 :	La relation entre le stockage final de la crue et le débit maximal en amont de bief : Saldé à Podor.....	26
Figure 4.9 :	La relation entre le stockage final de la crue et le débit maximal en amont de bief : N'Goui à Guédé.....	27
Figure 4.10 :	La relation entre le stockage final de la crue et le débit maximal en amont de bief : Podor / Guédé à Dagana.....	27
Figure 5.1 :	La topographie du système simple.....	33
Figure 5.87 :	Comparaison des résultats de l'estimation de la surface inondée de l'île à Morfil.....	54
Figure 5.89 :	Comparaison des estimations de la surface inondée maximale de la vallée du fleuve entière.....	55
Figure 5.90 :	Comparaison des estimations de la surface inondée qui dépasse 15 jours de la vallée du fleuve entière.....	55
Figure 5.91 :	Comparaison des estimations de la surface inondée qui dépasse 45 jours de la vallée du fleuve entière.....	56
Figure 5.94 :	Schématisation des courbes d'étalonnage en amont et en aval du bief de Bakel à Saldé / N'Goui.....	57

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 :	Les estimations de la surface inondée du Fleuve Sénégal.	8
Tableau 4.9 :	L'estimation du temps de propagation des biefs entre Bakel et Dagana.	29
Tableau 4.10 :	L'estimation de l'atténuation dans les biefs entre Bakel et Dagana.....	30
Tableau 5.1 :	Les résultats du calage de Muskingum du modèle simple.	34
Tableau 5.2 :	La comparaison du stockage à partir de SIC et de Muskingum pour le modèle simple.	35
Tableau 5.6 :	La précision des résultats de la surface inondée à partir de la méthode de Muskingum.....	39
Tableau 5.7 :	Description du casier au milieu du système.....	40
Tableau 5.8 :	Les résultats du calage de Muskingum du modèle casier.	41
Tableau 5.9 :	La précision des résultats de la surface inondée à partir de la méthode de Muskingum.....	42
Tableau 5.10 :	Les résultats du calage de Muskingum du bief de Bakel à Saldé / N'Goui.	45
Tableau 5.11 :	Les résultats du calage de Muskingum du bief de N'Goui à Guédé.	46
Tableau 5.18 :	Les résultats du calage global de Muskingum du bief de Bakel à Saldé / N'Goui.	48
Tableau 5.19 :	Les résultats du calage global de Muskingum du bief de N'Goui à Guédé.	49
Tableau 5.20 :	Comparaison des méthodes de calcul de la surface inondée de l'île à Morfil des années 1986 et 1988, $\varpi = 0,03$ m.....	52
Tableau 5.21 :	Comparaison des méthodes de calcul de la surface inondée de l'île à Morfil ; $\varpi = 0,03$ m.....	53
Tableau 5.22 :	Comparaison des méthodes de calcul de la surface inondée de l'île à Morfil ; $\varpi = 0,02$ m.....	53

1. L'objectif de l'étude.

L'objectif de l'étude est de développer une méthode permettant de quantifier l'extension de la zone inondée d'un tronçon de lit majeur à partir des chroniques mesurées de niveaux et de débit amont et aval, méthode fondée sur l'utilisation des modèles types hydrodynamiques simplifiés. Cette étude est appliquée au cas de la vallée du Fleuve Sénégal.

Le fleuve Sénégal est marqué par une saison de crues annuelles entre juillet et novembre au cours de laquelle le lit majeur est inondé. Cette crue tient une place importante dans les activités humaines traditionnelles puisqu'elle conditionne la pêche, les cultures de décrue et les parcours d'élevage.

Depuis les années 1970 un changement climatique généralisé sur l'ouest africain a fortement réduit la pluviométrie du bassin et l'intensité des crues. De plus, le barrage de Manantali a été mis en service dans la fin des années 1980 et contrôle un tiers du bassin et la moitié du volume annuel d'eau. Sa finalité initiale est la production hydroélectrique et le soutien d'étiage mais en raison de la réduction des crues et de son impact sur les populations il est envisagé de l'utiliser également pour le soutien artificiel des crues afin de garantir un minimum de superficie inondée annuellement.

Pour maintenir des superficies inondées et en même temps, prendre en compte les autres besoins en eau du bassin Sénégal, il faut connaître précisément la relation entre l'hydrogramme en amont de la vallée et l'amplitude des superficies inondées.

Par le calage des modèles hydrodynamiques simplifiés, on souhaite quantifier la surface inondée dans la vallée du Fleuve Sénégal en fonction de l'hydrogramme de crue en amont de la vallée, et arriver à un modèle de prévision qui peut être utilisé lors de la définition de la stratégie de gestion de l'eau du bassin Sénégal.

En général, il n'existe que des enregistrements de niveaux aux différentes stations d'une rivière accompagnés de courbes d'étalonnages ; il n'existe pas des données topographiques. Le calcul de la superficie inondée n'est donc pas évident. On aborde ce problème en supposant qu'elle peut être décrite par le rapport de la dérivée du volume stocké du bief à la hauteur du bief : $S = \frac{\partial V}{\partial h}$. Cette approche sera validée pour des systèmes hydrodynamiques simplifiés avant l'application au cas réel.

On dispose pour la vérification de l'approche des campagnes d'images satellites et des études précédemment faites en utilisant des techniques d'estimation différentes.

2. Caractéristiques du bassin du Fleuve Sénégal.

L'objectif général de cette étude est de développer une méthode mathématique permettant de quantifier les superficies inondées en lit majeur par une crue fluviale sur la base de données de niveaux et débits à l'amont et l'aval et de l'appliquer à la vallée du fleuve Sénégal.

Cependant, la modélisation hydrodynamique et hydrologique n'est pas seulement une approche mathématique et il faut avoir une certaine connaissance hydrologique de la zone sur laquelle on travaille. Bien qu'on puisse considérer la zone d'inondation de la vallée du Fleuve Sénégal entre Bakel et Dagana comme une boîte noire avec des données entrantes et des données sortantes, sans une description physique explicite, l'application des modèles qui sont basés sur les principes hydrodynamique et hydrologique doit prendre en compte la réalité physique du système. Elle peut nous aider pour l'application de la méthode au système réel, pour la définition du système et pour l'interprétation des résultats de la modélisation.

2.1. Les facteurs physiques du bassin.

Les facteurs climatiques et la topographie générale du bassin, gouvernent le développement du réseau hydrographique. Ce sont les caractéristiques physiques du réseau qui déterminent la réponse hydrologique à un aléa climatique et donc qui sont, avec le régime de précipitations, responsables de l'intensité et de la force d'une crue.

Une description des caractéristiques physiques du bassin du fleuve Sénégal qui comprend des indices de forme, la surface et le relief est donnée par Rochette (1974). On note uniquement les facteurs généraux, dont certaines parties sont extraites de Rochette(1974) et de Michel (1973).

2.1.1. La topographie du bassin.

Le fleuve Sénégal, d'un bassin versant d'une superficie de 343 000 km², est formé par la jonction du Bafing et du Bakoye à Bafoulabé. Il reçoit à Kayes la Kolinbiné. Entre Kayes et Bakel, se situent les confluent de la Falémé et du Karakoro. En aval de Bakel, le Sénégal ne reçoit plus que des très petits affluents (cf. figure 2.1.).

Il est possible de diviser le bassin versant du Sénégal en deux grandes entités, selon son relief : les hauts bassins et les basses vallées. C'est la partie du bassin de basses vallées, ou la vallée du fleuve, qui nous intéresse mais les processus climatiques et hydrologiques qui se produisent dans les hauts bassins ont une grande influence sur l'hydrologie de la vallée du fleuve.

Les hauts bassins comprennent plusieurs massifs d'importance inégale. Le massif du Fouta Djallon s'élève jusqu'à 1538 m IGN. Le plateau Mandingue qui se situe au nord-est du Fouta Djallon est moins élevé. Il atteint 800 m IGN d'altitude et il contient des thalwegs et des plaines. Les rivières Bafing, Bakoy et Baoulé coulent pour la plus grande part dans ces plaines. Au nord du Fouta Djallon et à l'ouest du Plateau Mandingue, les paysages monotones ne dépassent guère 150 m IGN, bien que quelques petits massifs atteignent 350-450 m IGN. Dans la partie nord-est du bassin, des plaines alternent avec des plateaux. Leurs altitudes ne dépassent pas 100 m IGN.

La basse vallée commence à 40 km en aval de Bakel. Elle s'allonge sur 400 km jusqu'à Richard-Toll. Sa largeur s'accroît rapidement variant de 10 km dans la région de Bakel à 25 km dans la région de Podor. Le lit majeur du fleuve a une largeur de 2 à 3 km près de Bakel et dépasse 20 km en aval de Dagana.

Le fleuve Sénégal se jette dans la mer à une vingtaine de kilomètres en aval de Saint-Louis.

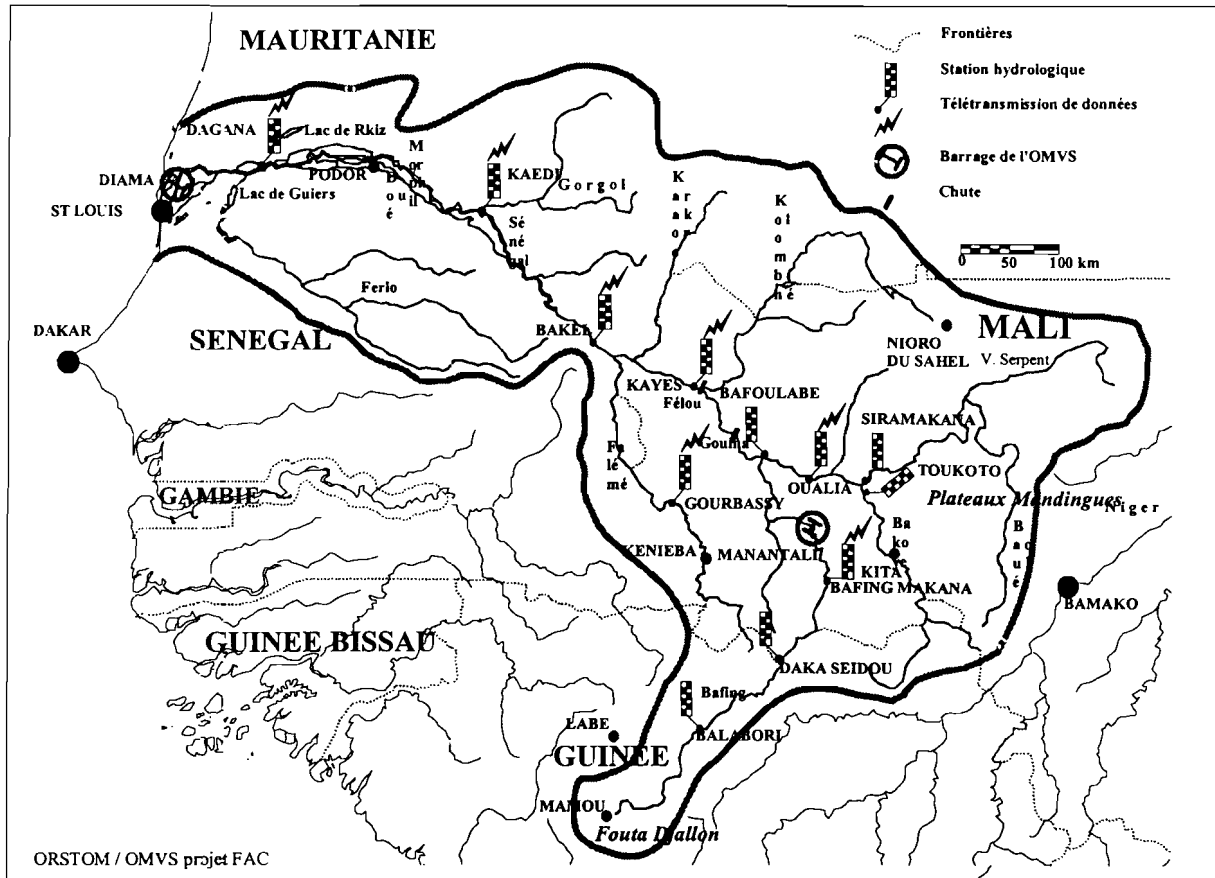


Figure 2.1 : Le bassin versant du fleuve Sénégal.

2.1.2. Le réseau hydrographique.

Le réseau hydrographique est dense et hiérarchisé dans les hauts bassins. Il est beaucoup plus lâche près des basses vallées ce qui est dû à la diminution de la pluviosité et à l'abaissement du relief.

La largeur du lit mineur du fleuve se modifie souvent tout au long du parcours de la vallée. Elle est entre 250 m et 750 m en amont de Matam ; de l'ordre de 150 m à 200 m jusqu'à Podor et de 700 m au niveau de Dagana.

A l'amont de Matam et à l'aval de Matam deux systèmes diffluent en rive gauche, respectivement le Dioulol et le Diamel, se mettent en eau en période de crue et vont envahir des zones d'inondation aval. A la décrue l'écoulement se fait en sens inverse et l'eau revient vers le Fleuve Sénégal.

En aval de Kaedi, le Sénégal se divise en deux bras. Le petit bras, appelé Doué, longe le bord sud de la vallée. Il rejoint le cours principal quelques kilomètres en aval de Podor. Sa largeur reste constante et est d'environ 100 m.

Les bras du fleuve Sénégal et du Doué encadrent une zone d'inondation très importante du Fleuve Sénégal : l'île à Morfil. Cette île a une longueur d'environ de 235 km et une largeur moyenne de l'ordre de 6 km ; la superficie est donc légèrement supérieure à 1400 km².

En aval de l'île à Morfil, le fleuve Sénégal entre dans le Delta, une région plate et monotone. Elle ne correspond que partiellement à l'ancien delta du fleuve qui s'est formé à partir de Bogue.

Le Sénégal et ses affluents présentent des profils en long très irréguliers. La pente moyenne en amont de Bakel est de l'ordre de 0,03 % ; elle diminue jusqu'à 0,001 % en aval de Podor.

En raison de la pente plate en vallée du fleuve Sénégal, la courbe de remous de la mer (avant 1986) et du barrage de Diama (après cette date) agit sur l'écoulement de l'eau jusqu'à Bogué, qui se situe à la moitié de l'île à Morfil, où de nombreux seuils apparaissent aux basses eaux et arrêtent l'influence de la courbe de remous.

2.1.3. La zone des inondations.

La vallée du fleuve Sénégal présente des microreliefs très importants. Elle est sillonnée par des systèmes de hautes levées qui sont en grande partie insubmersibles même par fortes crues. Les systèmes de levées compartimentent le lit majeur en une multitude de cuvettes aux contours très variables. Leurs sols argileux se distinguent du matériau riche en limon et sable fin des levées. Dans les parties très basses les eaux restent longtemps après la décrue.

Chaumeny (1970)¹ a reparti la vallée du fleuve en Unités Naturelles d'Équipement (U.N.E.). Elles sont délimitées par des courbes de niveaux à partir des fonds topographiques au 1/50 000. Il y a 32 U.N.E. qui se trouvent dans l'île à Morfil et ses bordures ; il est rare qu'une U.N.E. soit constituée par une seule cuvette. Les répartitions hypso-métriques des surfaces des U.N.E. sont établies mètre par mètre.

Dans la région de Podor, les eaux commencent à entrer dans les cuvettes à la cote 2,25 m IGN. La submersion des levées ne se produit qu'à partir de la cote 5 m IGN. Seules les fortes crues dépassent cette hauteur.

Bien que l'île à Morfil représente la zone d'inondation la plus importante de la vallée du fleuve Sénégal, l'invasissement important du lit majeur existe aussi en amont de cette zone dans la région entre Bakel et Kaedi. Plusieurs U.N.E. se trouvent dans cette zone sur la rive gauche près de Matam (Hollis, 1990b).

Selon Michel (1973), le volume maximal stocké dans la vallée alluviale représente une part importante du volume écoulé qui varie selon les amplitudes des crues. Pour les crues les plus basses, le volume stocké représente 10 % du volume écoulé ; pour une crue moyenne, 34 % et pour les crues les plus fortes, 50 à 60 %.

2.2. Les facteurs climatiques.

La climatologie du bassin de fleuve Sénégal est caractérisée par la pluviométrie.

Le régime tropical pur, caractérisé par une saison de hautes eaux de juillet à octobre et une saison de basses eaux du début décembre à mai - juin, se développe dans les régions qui reçoivent de 750 à 1200 mm de pluies.

Le régime tropical de transition se forme lorsque les précipitations annuelles dépassent 1200 mm. Il se distingue du régime tropical pur par une saison de hautes eaux plus longue et une saison de basses eaux moins sévère.

Le régime sahélien est circonscrit par les isohyètes 770 et 300 mm et est marqué par des crues plus brèves.

Au niveau du bassin versant du fleuve Sénégal, le régime tropical pur est le plus important. Il couvre 45 % du bassin. Le régime sahélien couvre 40 %. Le régime tropical de transition s'étend sur 2/3 du bassin du Bafing et sur 2/5 de celui de la Falémé, soit 15 % de l'ensemble.

De plus, le régime de la vallée en aval de Bakel peut être qualifié de régime tropical assez pur. Il reflète les conditions hydrologiques du haut bassin puisque la presque totalité des apports du fleuve viennent de là.

¹ Ce document de Chaumeny n'était pas disponible lors de cette étude.

2.2.1. Les précipitations.

Le Service météorologique du Sénégal fut créé en 1903. Toutefois, la plupart des postes n'ont été établies que plus tard pendant la décennie 1920-1930.

Les deux facteurs qui déterminent les caractères pluviométriques d'une zone sont d'abord sa position en latitude, puis son éloignement de la mer. Le relief n'intervient que dans quelques régions des hauts bassins, principalement au Fouta Djallon.

La hauteur des précipitations et la durée de la saison varient fortement d'une région à l'autre. En générale, les précipitations diminuent du sud vers le nord. Leur hauteur annuelle atteint 2000 mm dans le Fouta Djallon central, sur le haut Bafing. Dans la basse vallée Sénégal elle n'est plus que 330 mm, et même moins sur la période de 1973 à 1990.

Toutefois, les variations interannuelles sont considérables puisque les pluies tombent souvent sous forme d'averses. Cette irrégularité s'accroît du sud vers le nord et elle est plus forte dans les régions intérieures que sur le littoral.

2.2.2. L'évaporation.

L'évaporation du bassin versant du Sénégal est mesurée dans les différentes stations météorologiques avec l'évapomètre Piche. L'évaporation moyenne annuelle varie beaucoup d'une région à l'autre en fonction de divers facteurs climatiques ; des vents, des températures et de l'insolation. L'évaporation est la plus importante lors de la période sèche de l'ordre de 8 mm/jour, et elle diminue lors de la période de crue où elle ne dépasse pas 4,9 mm/jour.

2.3. Le régime hydrologique de la basse vallée du Fleuve Sénégal.

Après 1986, le régime hydrologique a été influencé par les impacts des barrages de Diama et de Manantali. Le retenue de Diama, en aval de Dagana arrête la courbe de la remous de la mer. Le niveau de base du fleuve est donc dépendant du stockage dans la retenue et donc le barrage a une influence sur l'écoulement du fleuve aux basses eaux et lors de la décrue. La mise en service du barrage de Manantali en 1987 a influencé les apports d'eau à la basse vallée. Il permet de gérer de l'ordre de 50 % des eaux du fleuve qui arrivent à Bakel.

2.3.1. Les observations hydrométriques.

Rochette (1974) présente un inventaire des observations hydrométriques jusqu'à la fin des années 1960 pour toutes les stations du bassin de fleuve Sénégal. Bien que ces observations ne prennent en compte ni les influences des barrages ni la sécheresse observée depuis le début des années 1970, elles indiquent l'ordre de grandeur de l'écoulement et ses caractéristiques. On prendra en compte les stations dans la vallée du fleuve qui influencent directement l'invasion des zones d'inondation et qui ont des longues périodes de données limnimétriques.

Ce sont les stations de Bakel, Matam, Kaedi, Saldé, Podor et Dagana sur le fleuve Sénégal, et N'Goui et Guédé sur le Doué qui nous intéressent.

2.3.2. Les débits moyens.

Le module moyen, pendant la période de 1903 à 1964, à la station de Bakel est de 770 m³/s ; le module décennal humide est de 1 080 m³/s et le module décennal sec est de 460 m³/s. Les modules du fleuve diminuent sur la partie du fleuve qui nous intéresse, entre Bakel et Dagana (moyen 690 m³/s ; décennal humide 890 m³/s ; décennal sec 490 m³/s), en raison des pertes par évaporation et infiltration (Rochette, 1974).

2.3.3. Les crues et décrues.

Sur le Sénégal, le profil de la crue est très irrégulier. Le maximum de la crue passe début septembre à Bakel mais n'arrive que début novembre à Saint-Louis à l'aval de l'île à Morfil.

Les variations interannuelles des débits maximaux du Sénégal sont considérables. Selon Rochette (1974), le débit de crue médian est de 4 600 m³/s à Bakel et il est de 2 492 m³/s à Dagana. Les débits de crues centennaux sont respectivement de 9 825 m³/s et 3 725 m³/s.

A partir de Bakel la propagation de la crue est influencée par les eaux inondant le lit majeur du fleuve. Ainsi la propagation devient plus lente et est proportionnelle à l'amplitude des crues. En général, les crues faibles s'écoulent plus vite que les crues fortes en raison de l'augmentation du frottement sur le lit majeur. Le temps de propagation du fleuve entre Bakel et Dagana est très variable selon l'amplitude des crues. Le temps moyen est de l'ordre de 37 jours, et est compris dans une gamme de 8 à 59 jours.

A Bakel, le niveau du fleuve baisse rapidement à partir de la fin septembre. Par contre, dans la basse vallée, la décrue arrive à partir de novembre et est plus lente.

La vitesse de la décrue dépend principalement de la hauteur et de la durée du maximum de la crue. D'autre part, la nature du substratum peut influencer cette vitesse.

2.3.4. Les échanges avec la nappe.

L'analyse de la géologie de la vallée du Fleuve Sénégal montre la présence de nappes sur toute la long de son cours. Il est reconnu que les nappes alluviales sont en liaison directe avec le fleuve et sa zone d'inondation et qu'il y a une recharge importante de la nappe par les eaux fluviales lors de la période de la crue.

La quantification de la recharge de la nappe à partir du fleuve et sa zone d'inondation n'est pas bien connue. Selon Hollis (1990), la recharge de la nappe des eaux fluviales pour les faibles crues est de l'ordre de 250 hm³/an. Dierg (1997) fournit une estimation moyenne de 330 hm³/an à partir de l'étude des amplitudes de fluctuation du niveau de la nappe au cours de la crue en fonction de la distance du fleuve.

3. L'estimation de la surface inondée et la simulation de la propagation des crues.

Le but de cette étude est de développer une méthode mathématique permettant de quantifier la surface inondée des biefs qui soit capable de modéliser la propagation de la crue dans ces biefs. Ce chapitre commence par un résumé des méthodes d'estimation existantes de la surface inondée d'un bief de la vallée du Fleuve Sénégal, puis on explique le calcul de la propagation d'une crue et comment un modèle de propagation peut être utilisé pour décrire la surface inondée du bief lors du passage d'une crue.

La propagation des crues peut être décrite soit par une approche hydraulique soit par une approche hydrologique. Chow, Maidment et Mays (1988) parlent de systèmes distribués pour les méthodes hydrauliques et de systèmes globaux pour les méthodes hydrologiques.

Les méthodes hydrauliques sont basées sur les équations des écoulements non permanents de Saint Venant alors que les méthodes hydrologiques utilisent pour la plupart le principe de continuité et une relation entre le débit et le stockage temporaire de l'eau lors de la crue. Les méthodes hydrauliques requièrent une bonne caractérisation de la topographie et une mise en œuvre numérique complexe. Les méthodes hydrologiques sont en générale plus simples bien qu'elles ne donnent pas toujours des résultats entièrement satisfaisants (Shaw, 1994).

La surface inondée lors de la propagation d'une crue dépend de la hauteur maximale atteinte. En général les méthodes hydrauliques calculent la surface inondée à partir de la topographie des lits mineur et majeur. Les méthodes hydrologiques n'ont pas recours à cette topographie et elles utilisent les hauteurs et les débits observés en amont et en aval d'un bief pour calculer cette surface.

3.1. Les techniques d'estimation existantes de la surface inondée du Fleuve Sénégal.

Le problème de l'estimation de la surface inondée du lit majeur du fleuve Sénégal a déjà été abordé par d'autres chercheurs.

Hollis (1990a) a conclu que la méthode qui donne les meilleures estimations de la surface inondée est celle qui utilise les courbes hypsométriques de U.N.E. (Chaumeny, 1970), bien qu'elle suppose que les niveaux de la ligne d'eau du fleuve et des cuvettes sont égaux. Ces niveaux ont été calculés par une interpolation linéaire entre les hauteurs observées aux stations limnimétriques. Hollis a remarqué que cette égalité des niveaux n'est pas valide pour les faibles crues, mais qu'il n'est pas possible de déterminer si ces résultats surestiment ou sous-estiment la surface inondée réelle. Il a aussi remarqué que le lit majeur de la basse vallée du fleuve est inondée en d'autres endroits que les U.N.E.

De plus, il a cherché des relations entre les estimations de la surface inondée obtenues par d'autres chercheurs, et des paramètres de débit calculé à Bakel ; le débit maximal, le nombre de jours pour lesquelles le débit à Bakel est supérieur à 1500 m³/s, le nombre de jours pour lesquelles le débit à Bakel est supérieur à 2000 m³/s et le volume écoulé entre août et octobre. La précision de chaque relation est similaire.

Diop (1992) a comparé les résultats obtenus par la méthode de U.N.E. pour l'inondation de l'île à Morfil et ses bordures avec ceux obtenus par photo-interprétation des images satellites de SPOT pour les années 1986 et 1988. Il a trouvé que les estimations de la surface inondée par la méthode U.N.E. sont surestimées par rapport aux résultats de SPOT.

Bien que les résultats de SPOT soient disponibles seulement pour les années 1986 et 1988, ils sont les meilleures estimations de la surface inondée car la méthode de U.N.E. ne prend pas en compte les dénivelées observées entre le niveau du fleuve et celui des cuvettes, et les inondations autres que celles des U.N.E.

Le tableau 3.1 ci dessous donne les estimations de la surface inondée du fleuve Sénégal selon les méthodes de U.N.E. (des différentes sources) et de photo-interprétation de SPOT pour les années de 1970 à 1988. On

remarque qu'il y a une grande variation des estimations par la surface inondée de la méthode de U.N.E. selon les différentes sources. Les estimations de SPOT et les estimations U.N.E. selon Diop représentent l'inondation de l'île à Morfil et ses bordures. Celles selon Reizer et Gibb représentent l'inondation de toute la vallée du fleuve Sénégal (Hollis, 1990a).

Tableau 3.1 : Les estimations de la surface inondée du Fleuve Sénégal.

Année	U.N.E. (km ²) ²				SPOT (km ²)
	Reizer	Gibb S15	Gibb S45	Diop	
1970	3350	3360	2570	1520	
1971	3800	3850	2570		
1972	200	410	100	201	
1973		1800	620	852	
1974		4140	2750		
1975		3130	1270		
1976		770	200	387	
1977		860	70	400	
1978		1120	360	576	
1979		460	60		
1980		1470	530		
1981		1490	750		
1982		700	100		
1986				542	391
1988				865	577

3.2. La méthode hydraulique de calcul de propagation des ondes de crue ; les équations de Saint-Venant.

Les équations hydrauliques de Saint Venant représentent l'écoulement unidimensionnel non stationnaire. Elles sont fondées sur les hypothèses énoncées par Barré de Saint-Venant en 1871. Ces hypothèses doivent être vérifiées pour appliquer les équations de Saint Venant.

- L'écoulement est unidimensionnel. La vitesse est uniforme dans la section mouillée et la pente transversale de la surface libre est nulle ; Le coefficient d'énergie est égal à un.
- La courbure des lignes de courant est faible. On peut négliger les accélérations verticales ou transversales. Par conséquent, la répartition des pressions sur la verticale est hydrostatique ; le coefficient de pression est égal à un.
- La pente longitudinale de la rivière est faible. On peut remplacer le cosinus de l'angle entre la pente et l'horizontale par un.
- L'axe longitudinal du canal est approximativement droit.
- Les effets de frottement sur les parois ainsi que ceux de la turbulence peuvent être représentés globalement par les formules de la résistance du même type que celles qui sont valables dans l'écoulement permanent.
- La densité de l'eau est constante.
- En écrivant les équations sous la forme de différentielles, on fait la supposition implicite qu'elles sont des fonctions continues et dérivables des variables indépendantes x et y . Elles ne sont donc pas valides sous les conditions d'un écoulement rapidement varié.

Selon ces hypothèses, l'écoulement non permanent peut être décrit par deux variables dépendantes, par exemple le niveau d'eau et le débit. Ces deux variables doivent être représentées par deux lois physiques, bien que pour un tel écoulement ils existent trois lois qui peuvent être proposées : la conservation de la masse ; la conservation de l'énergie et la conservation de la quantité de mouvement.

² Les chiffres de Reizer et de Gibb sont pris dans le document de Hollis (1990a). Les estimations de Gibb correspondent aux surfaces inondées de 15 et de 45 jours.

On peut noter que l'application des lois de la conservation de la masse et de l'énergie, et celle des lois de la conservation de la masse et de la quantité de mouvement sont équivalentes si les variables qu'on décrit sont des fonctions continues. Ce n'est pas le cas avec les ressauts hydrauliques où seulement le couple masse : quantité de mouvement est applicable. En fait, on peut dire que l'équation de la conservation de la quantité de mouvement et l'équation de l'énergie sont semblables sous certaines conditions. Ces deux équations se distinguent par le terme de résistance : Il est externe pour l'équation de conservation de la quantité de mouvement et il est interne pour l'équation de conservation de l'énergie. L'équation de conservation de la quantité de mouvement bien qu'elle soit plus complexe est plus intéressante pour les états où il y a des pertes importantes de l'énergie interne. C'est à cause de cette complexité qu'on utilise souvent l'équation de conservation de l'énergie³.

L'équation de continuité qui exprime la conservation de la masse est donnée par :

$$(3.1.) \quad \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

où $A(x,t)$ est la section mouillée en x et en t , et $Q(x,t)$ et le débit franchissant l'abscisse x à l'instant t .

L'équation dynamique qui exprime la conservation de l'énergie est donnée par :

$$(3.2.) \quad \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} - S_o + S_f = 0$$

où $V(x,t)$ est la vitesse moyenne en x et en t , $h(x,t)$ est le tirant d'eau en x et en t , S_o est la pente du fond du cours d'eau en x , et S_f est la pente de la ligne de charge calculée à partir d'une formule du régime uniforme.

Ces deux équations décrivent l'écoulement non permanent. Elles sont uniquement valides pour les écoulements graduellement variés.

On note que l'application des équations de Saint-Venant nécessite des données topographiques pour décrire la propre géométrie des canaux : le lit mineur et le lit majeur. Elles doivent aussi permettre de définir la topologie du modèle. La topographie doit être aussi bonne que possible.

Les équations de Saint-Venant nécessitent aussi les données hydrauliques qui consistent en des hydrogrammes et limnigrammes, des coefficients de résistance et des repères d'inondation. Ces données permettent de définir les conditions initiales, les conditions aux limites et aussi le réglage du modèle.

³ La perte d'énergie interne d'un bief est due au frottement et elle est représentée par une loi empirique. Ces lois empiriques sont basées sur une relation entre la perte de charge et le débit, du type $Q = D \sqrt{S_f}$. La débitance, D , peut être expliquée par les équations de Chezy, de Strickler ou de Manning qui utilisent respectivement les paramètres de résistance empirique C , K et n . La débitance est donnée par une équation de la forme $D = \alpha AR^x$ où α est le paramètre de résistance (C , K ou n) et R est le rayon hydraulique. Les facteurs qui influencent le paramètre de résistance sont nombreux : la rugosité, la végétation, l'irrégularité du cours, l'alignement du cours, les encombrements, la taille et la forme de cours, le débit et la hauteur. Il résulte que la valeur d'un coefficient varie au travers d'une section. Si la section est simple, une valeur constante peut être utilisée. Sinon, il faut faire varier la valeur du coefficient selon la hauteur.

3.3. Les méthodes hydrauliques simplifiées de calcul de propagation des ondes de crue.

Les méthodes simplifiées sont issues des équations de Saint-Venant. Elles sont intéressantes lorsqu'il n'y a pas de données suffisantes, notamment topographiques, pour l'application des équations de Saint-Venant, et à condition que certains termes de l'équation dynamique soient négligeables.

3.3.1. Le développement de l'onde diffusante.

Il est possible de simplifier l'équation dynamique (3.2.) si on assume que les termes d'accélération (les deux premiers termes) sont négligeables par rapport à ceux de la pression, du frottement et de la pesanteur, et que $S_f = Q^2/D^2$. Ces hypothèses nous donnent l'équation de l'onde diffusante (par exemple, Cappelaere, 1997) :

$$(3.3.) \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \left(\frac{Q}{BD} \frac{\partial D}{\partial h} + \frac{D^2}{2B^2Q} \frac{\partial B}{\partial x} \right) \frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{D^2}{2BQ} \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2}$$

où B est le largeur de la section mouillée.

L'équation de l'onde diffusante a la même forme que l'équation de convection - dispersion :

$$(3.4.) \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + C_c \frac{\partial Q}{\partial x} - \sigma_c \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} = 0$$

On note que les paramètres dans cette équation peuvent être considérés soit comme une fonction du débit (ou de la cote), soit comme constants. Si on suppose que ces paramètres sont constants, on trouve l'équation de Hayami.

3.3.2. Le développement de l'onde cinématique.

Lorsque les termes de pression et d'accélération sont négligeables par rapport aux termes de pesanteur et de frottement, l'application de l'onde cinématique devient possible. A partir de la forme de l'équation dynamique liée à l'onde diffusante, elle devient alors :

$$(3.5.) \quad Q = D(h) \sqrt{S_0}$$

L'hypothèse principale derrière la simplification est que le débit est une fonction univoque de la profondeur ou de la surface mouillée. Par conséquent, en écrivant $\frac{\partial A}{\partial t} = \frac{\partial A}{\partial Q} \frac{\partial Q}{\partial t}$ et avec une substitution dans l'équation de continuité (1) on obtient l'équation de l'onde cinématique :

$$(3.6.) \quad \frac{\partial Q}{\partial t} + \left(\frac{\partial Q}{\partial A} \right) \frac{\partial Q}{\partial x} = 0$$

où $\frac{\partial Q}{\partial A}$ est égal à la célérité, C .

Cette équation a l'avantage d'être plus simple à utiliser mais n'est pas toujours applicable. Elle ne peut pas représenter les effets venant de l'aval.

3.4. Les méthodes hydrologiques de calcul de propagation des ondes de crue.

Les méthodes hydrologiques n'utilisent pas directement les équations qui gouvernent l'écoulement non permanent mais elles utilisent pour la plupart le principe de continuité et une relation entre le débit et le stockage temporaire de l'eau lors de la crue. Avec ces méthodes, on suppose que le système est global et on ne prend pas en compte les variations spatiales à l'intérieur du système.

Singh (1988) présente un résumé des différentes méthodes hydrologiques, qui comprend la méthode de Kalinin-Milyukov, la méthode de 'lag and route' ainsi que la méthode bien connue de Muskingum. Cette dernière méthode est considérée comme la plus intéressante en raison de son usage plus généralisé.

3.4.1. La propagation des crues avec stockage.

Lors du passage d'une crue le long d'un bief il y a un stockage temporaire de l'eau lors de la montée de la crue et un déstockage lors de la décrue.

Ce stockage temporaire dans le bief, lié à l'écoulement non permanent dépend du débit entrant et du débit sortant et des caractéristiques géométriques et hydrauliques du bief. Il comprend le volume statique parallèle au lit et le volume dynamique. La figure 3.1 montre la situation lors de la montée de la crue ; le volume dynamique est positif. La situation inverse se produit lors de la décrue ; le volume dynamique devient négatif.

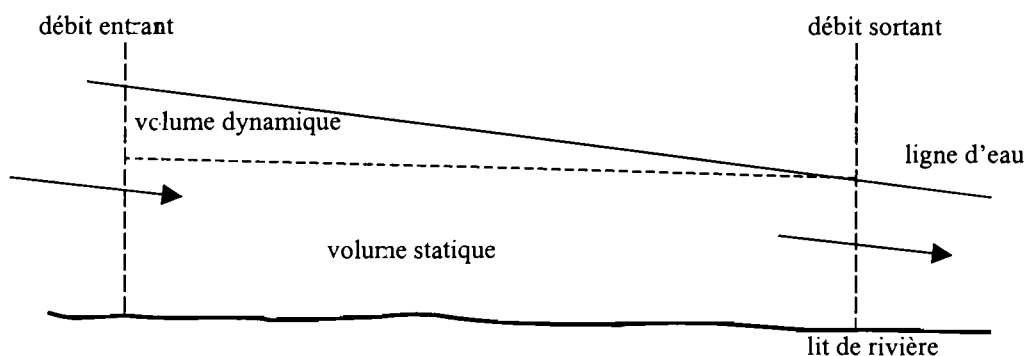


Figure 3.1 : Stockage lors d'une crue.

3.4.1.1. La méthode classique de Muskingum.

On suppose que les limites en amont et en aval du bief ont les mêmes étalonnages de débit - hauteur et de stockage - hauteur.

$$(3.7.i,ii,iii,iv) \quad Q_E = ay^n \text{ et } Q_S = ay^n; V_E = by^m \text{ et } V_S = by^m.$$

- Q_E et Q_S sont les débits amont et aval du bief.
- a et n sont les constantes qui décrivent la relation débit - hauteur.
- V_E et V_S sont les volumes amont et aval du bief.
- b et m sont les constantes qui décrivent la relation stockage - hauteur.
- y est le tirant d'eau.

Si l'on remplace les termes de y en substituant (3.7.i) dans (3.7.iii) et (3.7.ii) dans (3.7.iv), et si on écrit un paramètre X sans dimension qui pondère l'influence des débits entrants et sortants, on obtient :

$$(3.8.) \quad V = K[XQ_E^x + (1-X)Q_S^x]$$

- $K = b/a^{m/n}$ est une constante de stockage avec les dimensions du temps.
- $x = m/n$.

En considérant les cours d'eaux prismatiques, le débit varie avec la hauteur par un exposant de 5/3 (selon Manning). Le stockage varie avec la hauteur avec un exposant égal à un. Par conséquent, x est égale à 0,6. Toutefois, pour les canaux naturels l'exposant m est souvent trouvé supérieur à un et x est donc supérieur à 0,6.

McCarthy (1938) a énoncé la méthode de Muskingum en supposant qu'il y a une relation linéaire entre le volume stocké et le débit ; c'est-à-dire que x est égal à un.

On peut voir que cette relation peut être utilisée pour décrire le cas où le volume stocké ne dépend que du débit sortant ; X est alors réduit à 0 et il n'y a pas de stockage dynamique. Dans les cours d'eau uniformes le débit sortant et le débit entrant ont la même importance et X prend une valeur de 0,5. Ces deux valeurs donnent la plage de validité pour les valeurs de X (Chow, 1959). Cependant, certains auteurs considèrent que X peut être négatif (Strupczewski et Kundzewicz, 1980).

Il est souvent considéré (par exemple, Linsley, Kohler et Paulhus, 1958, et Chow, Maidment et Mays, 1988) que le coefficient K est approximativement égal au temps de propagation de l'onde de crue au travers du bief.

En substituant l'équation (3.8.) dans l'équation de continuité sous sa forme de différences finies on obtient une équation de la forme ;

$$(3.9.) \quad Q_{S(t)} = c_1 Q_{E(t)} + c_2 Q_{E(t-1)} + c_3 Q_{S(t-1)}$$

$$\text{où : } c_1 = - \frac{\left(\frac{KX - \Delta t/2}{K(1-X) + \Delta t/2} \right)}{\left(\frac{KX + \Delta t/2}{K(1-X) + \Delta t/2} \right)} ; c_2 = \left(\frac{KX + \Delta t/2}{K(1-X) + \Delta t/2} \right) ; c_3 = \left(\frac{K(1-X) - \Delta t/2}{K(1-X) + \Delta t/2} \right).$$

En connaissant soit c_1 , c_2 et c_3 , soit K et X on peut calculer l'hydrogramme en aval entier à partir de l'hydrogramme en amont et des conditions initiales. On peut en déduire la chronique du volume stocké.

Selon Chow (1959), les valeurs de K et X sont liées aux caractéristiques du bief mais elles n'ont pas un sens qui peut être expliqué physiquement. Elles sont constantes pour toute la gamme de débit.

Classiquement, les valeurs de X et K sont déterminées graphiquement par essais successifs. Cependant, avec les moyens techniques actuels, on peut trouver c_1 , c_2 et c_3 par une régression linéaire multiple.

La validité de cette approche dépend de la validité de la relation stockage – débit, aux limites et à l'intérieur du bief. On suppose que les forces dynamiques sont négligeables et que le stockage est une fonction univoque du débit. Donc, il faut que l'écoulement varie graduellement et que la pente du lit soit faible.

3.4.1.2. La méthode de Muskingum – Cunge : Une interprétation hydraulique.

Cunge (1969, 1991) a énoncé que les valeurs des paramètres de K et X sont décrites par les caractéristiques hydrauliques du bief.

En écrivant l'équation de Muskingum et l'équation de l'onde cinématique (3.6.) sous forme de différences finies, on obtient respectivement :

$$(3.10.) \quad \frac{K}{\Delta t} \left\{ \left[XQ_{E(t)} + (1-X)Q_{S(t)} \right] - \left[XQ_{E(t-1)} + (1-X)Q_{S(t-1)} \right] \right\} = \frac{1}{2} \left[\left(Q_{E(t)} - Q_{S(t)} \right) + \left(Q_{E(t-1)} - Q_{S(t-1)} \right) \right]$$

$$(3.11.) \quad \frac{X(Q_{E(t)} - Q_{E(t-1)}) + (1-X)(Q_{S(t)} - Q_{S(t-1)})}{c \Delta t} + \frac{0,5(Q_{E(t)} - Q_{S(t)}) + 0,5(Q_{E(t-1)} - Q_{S(t-1)})}{\Delta x} = 0$$

Si on pose que le paramètre K est égal au temps de propagation, $K = \frac{\Delta x}{c}$, on trouve une équivalence entre Muskingum et l'onde cinématique.

Par ailleurs, en développant les termes de débit de l'équation (3.11.) en série de Taylor autour du $Q_{E(t-1)}$, et en admettant que $\frac{\Delta x}{\Delta t} = c$, on approche l'équation de convection - diffusion (3.4.) si les termes en Δx^2 et Δt^2 et les termes supérieurs peuvent être négligés.

On obtient une relation entre X et les caractéristiques physiques du bief ; $X = \frac{1}{2} - \left(\frac{D^3}{2\Delta x Q^2 \frac{\partial D}{\partial h}} \right)$, et on

arrive à une interprétation hydraulique de la méthode de Muskingum. Cette méthode est donc une approximation de l'équation de l'onde diffusante, en raison de l'atténuation artificielle introduite par le schéma de différences finies.

La méthode de Muskingum - Cunge peut être utilisée à condition que les termes d'inertie soient négligeables et que K et X , valeurs constantes, soient correctement liées aux caractéristiques du bief.

3.4.1.3. La méthode de Muskingum dans le cas d'apports, ou de pertes, latéraux.

A cause de l'équation de continuité, la méthode classique de Muskingum (cf. § 3.4.1.1.) suppose qu'il n'y a pas d'apports ou de pertes latéraux dans le bief.

O'Donnell (1985) et O'Donnell, Pearson et Woods (1987) ont montré qu'on peut réécrire les équations de Muskingum pour le cas où il y aurait des apports ou des pertes importants dans le bief. Si l'on suppose que les apports ou les pertes sont directement proportionnels au débit entrant dans le bief, un coefficient de proportionnalité (α) est introduit. Ce coefficient décrit directement l'importance des apports ou des pertes dans le bief. On introduit ce coefficient de proportionnalité dans l'équation de Muskingum (3.8.) :

$$(3.12.) \quad V = K \left[(X + \alpha)Q_E + (1-X)Q_S \right]$$

Sa forme en différences finies (3.9.) ne change pas, mais les coefficients c_1 et c_2 changent ainsi :

$$c_1 = -(1 + \alpha) \left(\frac{KX - \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}} \right); \quad c_2 = (1 + \alpha) \left(\frac{KX + \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}} \right); \quad \text{et } c_3 = \left(\frac{K(1-X) - \frac{\Delta t}{2}}{K(1-X) + \frac{\Delta t}{2}} \right).$$

3.4.1.4. Les formes non linéaires de la méthode de Muskingum.

La méthode classique de Muskingum suppose que les valeurs de K et de X sont constantes. Le développement par Cunge a fait les mêmes hypothèses.

De nombreux autres auteurs ont énoncé des variations de Muskingum en prenant en compte le fait qu'une telle linéarité peut être erronée dans le cas des biefs naturels. Par exemple, O'Donnell (1985, 1988) a montré que l'hypothèse de la linéarité des équations n'est pas toujours valide. Il a trouvé que les valeurs de paramètres K et X varient en fonction du débit maximal d'une crue. Cette variation paraît évidente lorsqu'on considère les régimes d'écoulement différents du lit mineur et du lit majeur.

Gill (1978) et Tung (1985) ont énoncé qu'une forme non linéaire de l'équation de Muskingum comme celle précédemment donnée à la section 3.3.1. ($x = m/n \neq 1$) est plus convenable pour les cas où la relation entre le stockage et le débit pondéré n'est pas linéaire. Toutefois, cette relation ne prend pas en compte le fait que les valeurs des coefficients K et X peuvent être aussi non linéaires. Donc, Gill (1978) a énoncé la méthode des courbes segmentées qui cherche les valeurs des paramètres K et X par tranches de débit. Les valeurs de K et X sont constantes pour chacune des tranches mais elles changent selon les tranches.

Selon Gill (1978), il faut définir les segments à partir d'une analyse de la courbe de stockage de Muskingum. Toutefois, pour un cas réel il est souvent difficile de trouver une rupture brutale qui peut indiquer les segments. En pratique, si on trie les termes de l'équation de Muskingum (3.9.) selon le débit maximal en amont du bief au pas de temps t , on peut prendre des segments successifs, par exemple de 30 valeurs, pour chercher les paramètres K , X et $alpha$ par régression. Plus les segments sont petits, plus les résultats pour une crue sont nombreux, et plus on approche une bonne estimation non linéaire. Cependant, le nombre de valeurs dans un segment doit être assez grand pour avoir une confiance statistique dans les résultats de la régression ; on considère qu'une plage de 30 valeurs est suffisamment robuste.

Le problème de la méthode des courbes segmentées est que la découpage en segments successifs est arbitraire. Aussi, on trie les termes de l'équation de Muskingum selon le débit maximal en amont du bief au pas de temps t , on déplace un segment de 30 valeurs pas à pas le long de la durée de la crue, et on recherche pour chaque segment les paramètres de Muskingum. Les paramètres de Muskingum dépendent donc du débit moyen du segment. On recherche alors une courbe de tendance pour décrire la relation entre la valeur du paramètre et le débit moyen du segment. Il est préférable de chercher cette courbe de tendance en utilisant les résultats de plusieurs crues car la gamme des débits explicatifs sera plus large et les estimations de paramètres ne dépendront pas d'une seule crue ; le modèle sera global et convenable pour l'application à la prévision. Lors de la formulation du modèle global, on suppose que le débit explicatif peut être utilisé comme le débit instantané en amont du bief au pas de temps t . Les paramètres non linéaires de Muskingum (K , X , et $alpha$) donne les paramètres c_1 , c_2 et c_3 non linéaires et l'équation (3.9.) devient alors :

$$(3.13.) \quad Q_{S(t)} = c_{1(Q)} Q_{E(t)} + c_{2(Q)} Q_{E(t-1)} + c_{3(Q)} Q_{S(t-1)}$$

où l'indice (Q) indique la courbe de tendance pour des paramètres K , X et $alpha$.

L'équation (3.12.) devient donc :

$$(3.14.) \quad V = K_{(Q)} \left[X_{(Q)} (1 + \alpha_{(Q)}) Q_E + (1 - X_{(Q)}) Q_S \right]$$

Cette méthode donne une bonne estimation de la non linéarité des paramètres et elle nous permet d'analyser la relation globale de plusieurs crues d'une manière stochastique.

Pour l'analyse des crues du fleuve Sénégal, qui durent quatre mois, on obtient plus de 120 résultats pour chacune des crues (le pas de temps est égal à 1 jour).

3.4.2. La propagation des crues sans stockage.

On peut considérer aussi le cas où il n'y a pas de stockage temporaire dans le bief. Si on sait que les mêmes conditions hydrologiques aux sections amont et aval sont responsables des crues, on recherche une relation statistique à la fois en intensité et en décalage dans le temps entre les pointes des limnigrammes en amont et en aval d'un bief. C'est une méthode approximative, et qui n'est valide que pour les biefs sans affluents importants. En général, le temps de propagation atteint un minimum lorsque le niveau approche le niveau des berges et il augmente de nouveau au-delà de ce niveau à cause du retardement lié au stockage sur les zones d'inondation.

Cette méthode de propagation a été utilisée par Lamagat (1985) pour décrire la propagation des crues sur le fleuve Sénégal. La relation statistique entre les deux limnigrammes et le temps de propagation a été calculée par tranche de hauteurs.

L'intérêt principal de cette méthode est qu'elle peut être appliquée pour les données de hauteur et qu'elle est simple à mettre en œuvre.

3.5. Conclusion sur la validité des types de modèles de propagation.

Ce paragraphe résume les principales contraintes d'utilisation des modèles de propagation précédemment considérés :

L'application des équations de Saint Venant est erronée quand il y a un écoulement fortement non unidimensionnel et dans le cas des ondes raides et discontinues. De plus, la topographie du bief doit être bien définie.

Les équations de l'onde diffusante et de l'onde cinématique sont des simplifications des équations de Saint-Venant. Elles ont donc les mêmes hypothèses de validité que les équations de Saint-Venant, ainsi que d'autres hypothèses liées à leur simplifications :

- L'équation de l'onde diffusante n'est plus bonne quand les termes d'accélération deviennent importants.
- L'équation d'onde cinématique n'est plus bonne quand le terme de pression devient important. Elle est limitée aux cas des pentes du lit faibles et aux écoulements des ondes lentement variés.

L'équation de l'onde cinématique ne peut pas représenter les effets en aval des biefs : elle ne peut pas être utilisée lorsqu'il y a des effets de remous.

Cunge (1969) montre que la méthode de Muskingum constitue une approximation en différences finies de l'équation de l'onde diffusante. Selon Chow, Maidment et Mays (1988) l'équation de Muskingum est préférable à celle de l'onde diffusante parce qu'elle est plus simple et donne la même précision.

La validité des modèles linéaires du type Muskingum n'est plus bonne lorsqu'il y a des grandes variations de la vitesse dans le bief, par exemple, lorsqu'il y a une inondation du lit majeur (Shaw, 1983). Avec les formes non linéaires, ceci n'est plus le cas.

La validité des modèles de propagation sans stockage est limitée aux cas où la relation entre deux hydrogrammes est simple et peut être décrite par les méthodes statistiques classiques et quand l'information à l'intérieur du bief défini par les deux hydrogrammes n'est pas importante.

L'application des équations de Saint Venant n'est souvent pas opérationnelle, en particulier dans le cas du fleuve Sénégal, en raison de l'absence de données topographiques. On considère donc que l'application de la méthode de Muskingum est la plus intéressante.

3.6. L'estimation de la surface inondée par des méthodes mathématiques.

L'estimation de la surface inondée par des méthodes mathématiques est l'objectif de cette étude. Le calcul de la propagation des crues et de la hauteur maximale atteinte est une étape intermédiaire de l'analyse.

L'estimation de la surface inondée à partir des modèles hydrodynamiques est basée sur la topographie, qui définit le modèle. La ligne d'eau est calculée aux nœuds à l'intérieur du système et la surface inondée est définie par une interpolation linéaire entre les nœuds successifs.

En revanche, le calcul de la surface inondée à partir des méthodes de Muskingum n'est pas évident.

On rappelle que dans la méthode classique de Muskingum le volume stocké dans un bief dépend des débits pondérés en amont et en aval du bief et d'un coefficient de stockage, qui a la dimension du temps :

$V = K[XQ_E + (1-X)Q_S]$. Les variations de cette équation selon les différentes formulations de Muskingum ne changent pas la méthode de calcul du stockage.

La surface inondée équivalente d'un bief, qui n'est pas en général rectangulaire, est calculée grâce aux dérivées du volume et de la hauteur :

$$(3.15.) \quad S = \frac{\partial V}{\partial H}$$

On note que cette méthode de calcul de la surface inondée d'un bief a besoin d'une valeur de hauteur qui représente la hauteur globale du bief. En s'inspirant des équations de base de Muskingum, on peut supposer que cette valeur représentative est donnée par les hauteurs observées aux limites de bief, pondérées par la même valeur de X qu'on a trouvée par le calage de l'équation de Muskingum :

$$(3.16.) \quad H = XH_E + (1-X)H_S$$

On vérifiera cette hypothèse dans la section de la modélisation de la surface inondée (cf. § 5.).

Donc, la surface inondée est calculée à chaque pas de temps lors de la crue grâce à l'équation de Muskingum, qui décrit le volume stocké du bief, et à l'équation de la hauteur représentative (3.16.) sous les formes de différences finies.

3.7. Conclusion du chapitre

Les méthodes d'estimation de la surface inondée du fleuve Sénégal présentées dans la section 3.1. ne sont pas souvent faciles à mettre en place. Elles nécessitent une analyse de la topographie de la zone d'inondation, ou des images satellites d'un coût relativement élevé.

La disponibilité et la précision des données topographiques sont aussi fondamentales pour l'application des équations de Saint-Venant.

Aussi, l'intérêt de cette étude est avant tout l'estimation de la superficie inondée quand les données topographiques ne sont pas disponibles et sans recours aux images satellites : elle applique des méthodes mathématiques fondées sur l'équation de Muskingum de la propagation des crues,

4. L'analyse des données hydrologiques.

L'analyse des données hydrologiques des biefs et de la variation temporelle du stockage du bief montre s'il faut utiliser l'équation de Muskingum qui prend en compte les apports ou les pertes. De plus, dans le cas où il y aurait des apports ou des pertes au bief, l'analyse permet d'identifier s'ils sont constants, et donc indique si l'équation de Muskingum est linéaire.

Cette analyse peut être aussi utilisée pour calculer le temps de propagation et l'atténuation des crues. Ces paramètres montrent les processus importants du bief et peuvent être supposés équivalents aux paramètres K et X de l'équation de Muskingum.

4.1. Introduction de l'analyse des données hydrologiques.

Les objectifs de l'analyse des données hydrologiques sont les suivants :⁴

- L'estimation du bilan d'eau du bief.
- L'estimation du temps de propagation et de l'atténuation.

Pour analyser les données hydrologiques afin de satisfaire à ces objectifs, il faut prendre en compte la définition des biefs du Fleuve Sénégal et la qualité et la précision des valeurs débits déterminées aux stations. De plus, on introduit la théorie de l'analyse du stockage final d'un bief.

4.1.1. La définition des biefs de la vallée du Fleuve Sénégal.

Plusieurs stations limnimétriques sont installées sur le fleuve Sénégal entre Bakel et Dagana. Pour faire l'analyse volumétrique ci après, il faut faire des suppositions quant à la nature des écoulements du fleuve.

Dans un premier temps, on simplifie la topologie du fleuve en considérant que les stations limnimétriques mesurent la totalité de l'écoulement dans la vallée et qu'il n'y a pas des affluents ou des diffluents importants dans les biefs.

Cependant, on note qu'il y a un diffluent entre Bakel et Matam, le Dioulol, et un autre entre Matam et Kaedi, le Diamel, qui rejoignent le fleuve Sénégal en aval de Kaedi en très fortes crues.

Il est intéressant d'analyser indépendamment les bras du Sénégal et du Doué ; on suppose alors que la surface inondée entre Saldé et Podor est différente de celle entre N'Goui et Guédé. C'est généralement le tronçon de N'Goui à Guédé qui commande les plus grandes zones d'inondation.

La vallée du fleuve Sénégal est représentée par la figure 4.1 suivante :

⁴ L'analyse du stockage maximal de la crue peut être intéressante pour quantifier les superficies inondées d'un bief. Cependant, comme l'objectif principal du chapitre est l'analyse du bilan d'eau des biefs, cette analyse n'est pas présentée (cf. les fichiers de la note du paragraphe 4.2.1.).

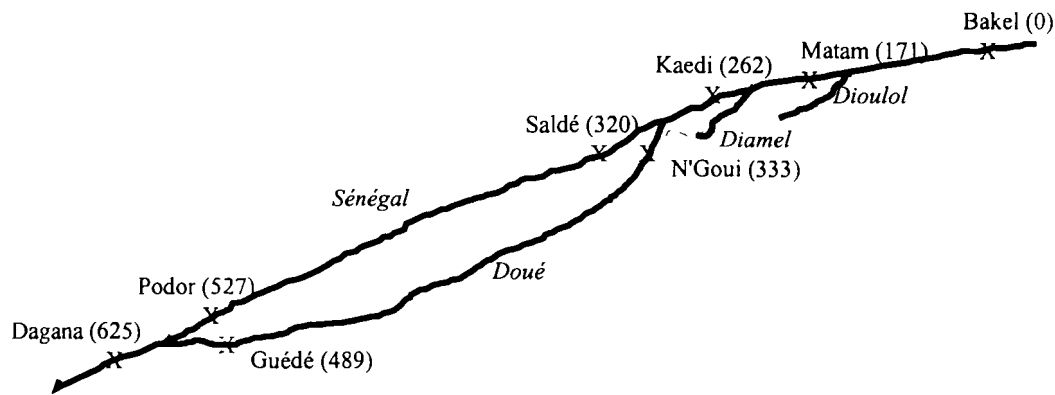


Figure 4.1 : La topologie du fleuve Sénégal entre Bakel et Dagana, avec les distances kilométriques en aval de Bakel.

Les biefs sont définis de manière suivante :

- Bief 1 : Bakel à Matam.
- Bief 2 : Matam à Kaedi.
- Bief 3 : Kaedi à Saldé / N'Gouï.
- Bief 1a : Bakel à Saldé / N'Gouï.
- Bief 4 : Saldé / N'Gouï à Podor / Guédé.
- Bief 4a : Saldé à Podor.
- Bief 4b : N'Gouï à Guédé.
- Bief 5 : Podor / Guédé à Dagana.

On suppose que les temps de propagation de Kaedi à Saldé et de Kaedi à N'Gouï sont identiques ainsi que ceux de Saldé à Podor et de N'Gouï à Guédé, et ceux de Podor à Dagana et de Guédé à Dagana.

4.1.2. Rappel sur les lois d'étalonnage.

Un inventaire des observations hydrométriques sur le fleuve Sénégal est donné par Rochette (1974). Celles qui nous intéressent sont celles des stations entre Bakel et Dagana.

Un renouvellement des relations hauteur - débit est présenté par Lamagat (1989) pour les stations de Bakel, Matam, Kaedi, Saldé, et Dagana.

De plus, Bader (1952) a pris en compte les résultats d'autres jaugeages et a mis à jour la courbe d'étalonnage pour Bakel. En 1998, il a mis à jour les paramètres de la traduction hauteur - débit des stations entre Kaedi et Dagana.

Il faut noter que les stations de Podor, Guédé et Dagana sont influencées par la courbe de remous ; de la marée avant 1986 et du barrage de Diama après cette date.

4.1.2.1. La monographie du Fleuve Sénégal.

Rochette (1974) nous donne une description de l'écoulement au droit de chaque station de la vallée. Il montre l'importance de l'écoulement dans la vallée, et quelle partie non - mesurée passe sur le lit majeur. De plus, il nous indique les jaugeages pris en compte pour faire les courbes d'étalonnage.

Il faut noter qu'il n'y a pas de relation hauteur - débit biunivoque pour les stations de la vallée.

Un résumé des informations les plus importantes est donné ci dessous :

Bakel

- les débits mesurés dans cette section traduisent la totalité de l'écoulement passant dans la vallée.

Matam

- l'écoulement passe au travers de cette section à la fois sur le lit majeur et sur le lit mineur,
- la totalité de l'écoulement passant dans la vallée peut être reliée à la hauteur dans le fleuve,
- l'écoulement sur le lit majeur rive gauche est facilement mesuré grâce à la digue Ouro Sogui Matam puisqu'il est concentré dans trois ouvrages ; il devient important sur le lit majeur en rive gauche au-delà d'une hauteur mesurée dans le fleuve de 8,20 m,
- la présence de hauts fonds et de parties exondées sur le lit majeur en rive droite nous permet de définir un profil valable pour les jaugeages ; l'écoulement devient important sur le rive droite au-delà d'une hauteur mesurée dans le fleuve de 8,50 m.

Kaedi

- les débits mesurés ne concernent que l'écoulement dans le lit mineur,
- une interpolation importante est nécessaire entre des jaugeages éloignés pour calculer la courbe d'étalonnage lors de la montée de la crue,
- la courbe d'étalonnage est provisoire.

Saldé

- les débits mesurés ne concernent que l'écoulement dans le lit mineur,
- cette station, jumelée avec celle de N'Goui permet de déterminer approximativement la totalité du débit passant dans la vallée en années faible et moyenne.

N'Goui

- cette section ne peut pas être tarée pour les débits inférieurs à 100 m³/s en raison de vitesses trop faibles,
- en dessous de cette valeur, l'étalonnage a été déduit de celui de Madina.

Podor

- le débit total passant dans la vallée au droit de Podor se répartit entre les lits mineurs du Sénégal, du Koundi sur la rive droite et du Doué sur la rive gauche, ainsi que sur les différentes zones du lit majeur,
- le lit majeur entre le Sénégal et le Koundi n'apporte un écoulement qu'en cas de crue moyenne ou forte.

Guédé

- cette section ne peut pas être tarée pour les débits inférieurs à 200 m³/s,
- en dessous de cette valeur, l'étalonnage a été déduit de celui de Madina.

Dagana

- les débits mesurés dans cette section se rapportent à la totalité de l'écoulement passant dans la vallée.

4.1.2.2. La transformation des hauteurs en débits pour les stations aux régimes non biunivoque.

Lamagat (1985, 1989) a introduit une méthodologie pour l'étalonnage des stations non biunivoques à partir des

équations de Saint-Venant et de Chezy. Il a obtenu l'équation $Q_0 = \frac{Q_m}{(1 + K_g \cdot G)^{0,5}}$ où Q_m , le débit

mesuré, et G , le gradient de hauteur d'eau journalier, sont connus. Le coefficient K_g varie selon la hauteur d'eau. En pratique, il a déterminé K_g pour des tranches discrètes des hauteurs. À partir d'une première estimation des valeurs de Q_0 qui correspondent au régime permanent, les valeurs de K_g initiales sont obtenues. Le calcul de Q_0 est alors réactualisé en utilisant les valeurs initiales de K_g pour obtenir les estimations finales de K_g et de Q_0 .

Cette approche a été utilisée par Lamagat (1989) pour le calcul des courbes d'étalonnage des stations de la vallée.

Il est intéressant d'analyser ces courbes d'étalonnage pour déterminer la qualité et la validité des relations. En général, on peut remarquer que la validité maximale des courbes d'étalonnage est donnée par le débit maximal jaugé et que leur validité minimale est donnée par le débit minimal jaugé. Au-delà de cette plage, les extrapolations sont souvent hasardeuses. Par ailleurs, c'est souvent dans la phase de montée de la crue rapide que l'on dispose du moins de jaugeage d'où des risques d'erreur dans le couple $Q_0 - K_g$ peuvent amener à surestimer ou sous-estimer les valeurs de débit correspondants.

Bakel

Il y a deux périodes de jaugeages utilisées pour l'étalonnage ; l'une de 1950 à 1962 ; l'autre de 1973 à 1986. Un détarage assez marqué entre les deux périodes a été noté par Lamagat et en conséquence deux étalonnages ont été mis en place. La date à partir de laquelle la seconde relation est valide n'est pas claire.

En ne prenant en compte que le débit maximal jaugé, la première relation semble valide jusqu'à un débit de l'ordre de 6 500 m³/s ; la seconde jusqu'à 5 000 m³/s.

Matam

La prise en compte des diffluents de la rive gauche a été réalisée en analysant le temps de propagation des débits dans les diffluents et le fleuve. Deux périodes de jaugeage ont été utilisées ; l'une de 1954 à 1964 ; l'autre de 1974 à 1984. Un détarage entre ces deux périodes a été noté. Comme dans le cas de Bakel, la date à partir de laquelle la seconde relation est valide n'est pas claire.

En ne prenant en compte que le débit maximal jaugé, la première relation semble valide jusqu'à un débit d'environ 3 600 m³/s ; la seconde jusqu'à de l'ordre de 2 800 m³/s. Toutefois, la seconde semble mal définie au-delà d'un débit d'environ 1 200 m³/s.

Kaedi

67 mesures ont été faites de 1956 à 1986. Toutefois, il n'y a pas eu de jaugeage du 13/2/62 au 31/8/86. Donc, il n'est pas possible de faire une comparaison avec les deux stations en amont, Matam et Bakel, pour déterminer l'existence d'un détarage.

En ne prenant en compte que le débit maximal jaugé, la relation unique semble valide jusqu'à un débit de l'ordre de 2 500 m³/s.

Saldé

Les jaugeages à Saldé n'ont été faits que de 1955 à 1962. Il n'est pas possible de déterminer la validité de l'étalonnage au-delà de cette période.

En ne prenant en compte que le débit maximal jaugé, la relation unique semble valide jusqu'à un débit de l'ordre de 1 400 m³/s.

Dagana

Les jaugeages à Dagana ont été faits de 1950 à 1986. Toutefois, il n'y a pas eu de jaugeage du 4/11/64 au 4/8/84.

En ne prenant en compte que le débit maximal jaugé, la relation semble valide jusqu'à un débit de l'ordre de 2 700 m³/s. Les mesures ne sont pas exploitables en dessous de 300 m³/s.

4.1.2.3. Le renouvellement des relations.

Bader (1992) a mis à jour les étalonnages de Bakel en prenant en compte les résultats des jaugeages non utilisés lors de l'établissement des étalonnages par Lamagat. Ces jaugeages ont été effectués de 1968 à 1970 et étaient en accord avec ceux de la première période. Il a trouvé que la date de détarage est probablement entre 1970 et 1973.

La vérification de l'étalonnage des stations entre Kaedi et Dagana (Bader, 1998) indique que le terme correctif $(1 + K_g \cdot G)^{0,5}$ utilisé par la méthode du gradient limnimétrique est limité dans une certaine fourchette autour de 1. La fourchette précédemment retenue, et imposée comme limites inférieure et supérieure, ne convenait pas pour Podor et pour Saldé et il s'est donc ensuivi une surestimation des débits de nombreuses décrues. D'ailleurs, Bader indique la précision des courbes d'étalonnage à chacune des stations (l'écart - type) et la distribution des jaugeages lors de la montée de la crue et de la décrue pour la gamme des cotes observées.

4.1.2.4. Conclusion sur la validité des lois d'étalonnage.

Les détarages à Bakel et Matam sont probables entre le 15/1/70 et le 27/7/74 et entre le 15/10/64 et le 14/7/74. Pour les autres stations en aval de Matam, il n'y a pas assez de jaugeages pour déterminer la possibilité de détarages.

Si on change une courbe d'étalonnage, il est prudent de comparer le débit obtenu par cette nouvelle relation, aux débits des stations amont et aval et de vérifier si la conservation de la masse n'a pas été modifiée. Par exemple, après le changement de la courbe d'étalonnage à Matam, le débit calculé pour une cote observée de 5 m a augmenté de l'ordre de 30 % et celui pour une cote de 8 m a augmenté de l'ordre de 20 %. L'analyse de ce changement n'a pas été faite. Les méthodes d'analyse comme la méthode des doubles cumuls et la méthode du cumul des résidus (Bois, 1991) seraient intéressantes pour vérifier la validité d'un tel changement.

Par ailleurs, la relation hauteur – débit à Bakel a été retardée à partir du 1/1/1972. Ce changement de relation hauteur – débit augmente le débit calculé pour les hauteurs observées moyenne de l'ordre de 10 à 15 %. Les relations hauteur – débits aux stations de Kaedi, Saldé et Dagana n'ont pas changé.

Les dates précises des détarages à Bakel et Matam sont inconnues. Si l'on suppose que les causes physiques de ces détarages sont en fait le même événement hydrologique, on peut dire que les débits pour la période du 15/1/70 au 14/7/74 sont inconnus. A cause de l'absence des jaugeages aux stations en aval de Matam pour la période 1964 à 1984, on ne peut pas avoir confiance dans la stabilité des étalonnages uniques à chacune des stations.

Par ailleurs, il peut être intéressant de déterminer la cause physique qui a nécessité un changement des étalonnages.

Les stations de Bakel et de Dagana sont les seules stations où le débit total passant dans la vallée est mesuré. Pour les autres stations, il y a un écoulement sur le lit majeur non – mesuré. L'importance de cet écoulement dépend en grande partie de l'amplitude de la crue.

Les stations à Dagana, Podor et Guédé sont influencées par les courbes de remous de la marée, avant 1986, et du barrage de Diama, à partir de cette date.

Avec les jaugeages disponibles, il n'est pas possible de vérifier la précision des courbes d'étalonnage. Il reste des incertitudes sur la plupart des stations au sujet du passage des cotes aux débits. L'objectif de cette étude n'est pas de vérifier la validité des débits calculés pour le fleuve Sénégal. Néanmoins, il faut les prendre en compte.

4.1.3. La base théorique de l'analyse du stockage final des biefs.

Le stockage net final d'une crue indique le bilan d'eau dans le bief et il est un facteur très important dans l'interprétation des processus physiques d'un bief et pour la détermination du type d'équation de Muskingum la plus appropriée.

Si on suppose les pertes ou les apports d'eau négligeables dans le bief, les volumes d'eau intégrales des hydrogrammes, entrant et sortant, sont égaux sur un cycle annuel d'étiage à étiage.

Pour les cours d'eau naturels, la rugosité du chenal et la capacité de stockage sont importantes, et agissent sur les caractéristiques d'une crue. A un temps donné, la différence entre les ordonnées des hydrogrammes, entrant et sortant, est égale au taux de stockage dans le bief ; $\Delta V / \Delta t = Q_E - Q_S$, aux apports ou prélèvements.

Le taux de stockage peut être représenté par rapport au temps. Le stockage augmente lorsque le débit entrant est plus important que le débit sortant ; le taux de stockage est positif. Il diminue lorsque le débit sortant est plus important que le débit entrant ; le taux de stockage est négatif.

L'intégrale de l'aire sous la courbe du taux de stockage du début de la crue au temps t donne le volume d'eau stocké au temps t. La pointe de cette courbe montre que le volume d'eau stocké maximal se produit lorsque le débit entrant et le débit sortant sont égaux.

Si le volume entrant et le volume sortant d'un bief sont égaux, les quantités d'eau stockées dans le bief avant et après la période de la crue sont égales. C'est-à-dire que les ordonnées de la courbe de stockage (la ligne en pointillés, figure 4.2) avant et après la crue sont les mêmes.

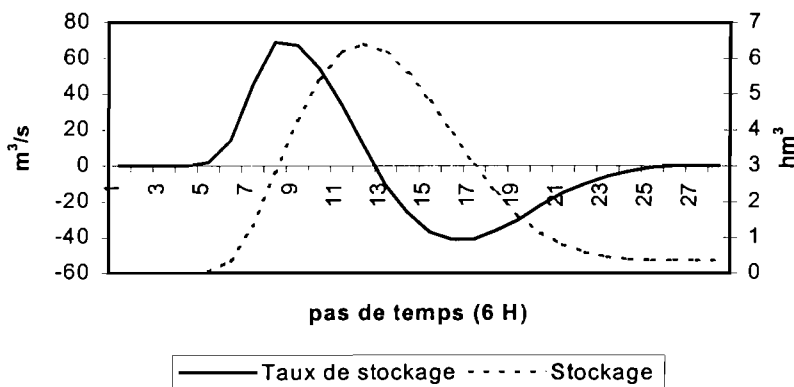


Figure 4.2 : La variation du taux de stockage et du stockage lors d'une crue.

S'il y a une différence entre ces deux ordonnées, soit les conditions du bilan d'eau sont fausses soit il y a une erreur d'étalonnage de la courbe hauteur - débit à l'une ou l'autre station. Cette différence est le stockage net final.

Si l'ordonnée de la courbe de stockage après la crue est plus basse que l'ordonnée avant la crue, il y a un déstockage net du bief. C'est-à-dire que le volume sortant est plus grand que le volume entrant et qu'il existe d'autres apports dans le bief qui sont soit :

- des affluents importants entre les limites du bief,
- un apport d'eau de la nappe au bief,
- des précipitations qui tombent directement sur le bief.

Si l'ordonnée après la crue est plus haute que l'ordonnée avant la crue, il y a un stockage net du bief. Le volume entrant est plus grand que le volume sortant. On peut le traduire comme des pertes dans le bief qui sont soit :

- un stockage d'eau dans le lit majeur ; c'est-à-dire dans les cuvettes. Ce stockage n'est pas directement en liaison hydraulique avec le lit mineur,
- une quantité d'eau qui est perdue par évaporation ; du lit mineur et du lit majeur,
- une quantité d'eau qui est perdue par infiltration ; du lit mineur et du lit majeur,
- des diffuences importantes entre les limites du bief, par exemple, le cas où il y a un écoulement sur le lit majeur qui ne passe pas au travers de la station à la limite en aval du bief,
- des prises importantes entre les limites du bief, par exemple, pour l'agriculture.

4.2. L'analyse des hydrogrammes de la vallée du Fleuve Sénégal : 1970 à 1997.

La période d'analyse de 1970 à 1997 a été choisie parce qu'elle correspond à la période climatique actuelle. De plus, elle comprend deux sous - périodes d'analyse, une avant, et l'autre après un impact hydrologique connu ; la construction en 1986 des barrages de Diama, en aval de la zone d'inondation, et Manantali, en amont de la zone d'inondation.

Le barrage de Diama peut changer les effets de la courbe de remous sur la propagation d'une crue et la surface inondée en amont. Le barrage de Manantali peut changer les caractéristiques hydrologiques de l'hydrogramme en amont de la zone d'inondation (l'amplitude, l'époque, ...).

4.2.1. L'analyse des données disponibles pour chaque bief.

L'analyse des hydrogrammes entrant et sortant lors de la crue indique quelles données sont utilisables pour la modélisation⁵, pour le calcul des bilans de volume et du temps de propagation et de l'atténuation.

Il existe deux bases de données hydrométriques du fleuve Sénégal à l'ORSTOM ; une qui s'appelle 'observés, vérifiés et corrigés' et l'autre qui s'appelle 'complétés'. La première base de données présente des lacunes en raison de lectures limnigraphiques non réalisées. La seconde base de données utilise une méthode développée par Lamagat (1985) pour reconstituer ces valeurs manquantes. On a choisi d'utiliser la première base de données qui est plus intéressante pour cette étude parce qu'on veut garder la variation naturelle des données. La méthode de Lamagat utilise une corrélation entre les stations limnimétriques successives et elle ne prend pas en compte toutes les variations naturelles. Il est préférable d'utiliser pour la plus grande part des données mesurées plutôt que des données récréées à partir d'une méthodologie statistique.

C'est pourquoi seules les années où il n'y a pas trop de données manquantes lors de la crue sont convenables. Pour les quelques données manquantes, on peut utiliser les données reconstituées selon Lamagat.

Bien que les dates de début et de fin de la crue sont différents selon les années en raison de la variation dans le temps de l'occurrence des processus de production de l'écoulement, on peut dire que la crue a lieu en général entre juillet et novembre.

4.2.2. L'étude du bilan de volume par bief.

On rappelle que le stockage final d'une crue représente la totalité des apports et des pertes du bief (cf. § 4.1.3.). La relation entre le stockage final et l'intensité de la crue est donc utilisée pour vérifier le bilan d'eau du bief, et pour déterminer quel modèle de Muskingum est le plus convenable.

La faiblesse des apports intermédiaires dans la vallée du fleuve Sénégal par les précipitations et les affluents est bien connue. En revanche, il existe des pertes dues à l'alimentation de la nappe, au stockage dans les cuvettes du lit majeur, à l'évaporation et aux prises. Donc, on peut dire que les volumes d'eau écoulés, et les pics des hydrogrammes, doivent diminuer de l'amont vers l'aval.

Le stockage net final est analysé en fonction de l'intensité des crues afin de déterminer si cette relation est linéaire ou non linéaire : le stockage de l'eau dans les cuvettes du lit majeur est un processus hydrologique qui commence à une certaine amplitude de crue.

Il y a un problème de définition de l'intensité de la crue. En effet, l'intensité de la crue est une fonction de l'amplitude et de la forme de la crue. Cependant, comme le but de cette étude est un modèle de prévision basé sur le signal en amont du système, on peut considérer que le débit maximal en amont du bief est la meilleure mesure de l'intensité de la crue.

La relation entre le stockage final de l'eau lors de la crue et le débit entrant maximal est analysée pour chaque bief, ci-après.

Cette analyse permet l'identification de la relation hydrologique stockage – débit et montre si celle-ci est soumise à des changements temporels.

La complexité des relations est illustrée dans les figures suivantes, et dans les tableaux de l'annexe 4. Le stockage final est présenté dans les graphiques par les chiffres du stockage absolues (hm^3). De plus, on note quel pourcentage du volume écoulé en amont du bief représente le stockage final.

La première chose évidente pour chacun des biefs est que dans tous les cas il y a une différence entre le volume d'eau entrant et le volume d'eau sortant des biefs. Cette différence n'est ni constante ni linéaire. Toutefois, on peut faire certaines observations générales :

⁵ Cette analyse est présentée par les graphiques des fichiers D:\Matthew Scott\mémoire de DEA\Ch4\70-79 débits validés.xls, D:\Matthew Scott\mémoire de DEA\Ch4\80-89 débits validés.xls et D:\Matthew Scott\mémoire de DEA\Ch4\90-98 débits validés.xls.

4.2.2.1. Bief 1 : Bakel à Matam.

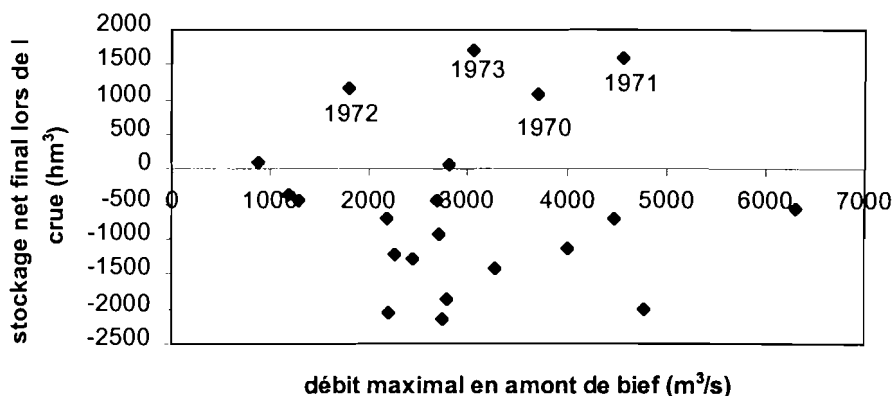


Figure 4.3 : La relation entre le stockage final de la crue et le débit maximal en amont de bief : Bakel à Matam.

A priori, il n'y a pas une relation évidente entre le stockage final et le débit maximal. Mais, si on prend en compte la variation temporelle, on peut voir que les quatre points les plus hauts sur le graphique représentent les années avant 1974. En considérant les données à partir de cette date, on peut remarquer qu'il y a une relation négative entre le stockage final et le débit qui est l'équivalent d'un apport d'eau. Il est difficile d'identifier une cause physique à ce résultat en l'absence d'affluent entre Bakel et Matam.

Avant 1974, les pertes du bief sont de l'ordre de 6 % (1970) à 13 % (1973) du volume écoulé à Bakel. Après cette date, à l'exception des plus fortes et des plus faibles crues, il y a des apports de l'ordre de 12 % (cf. annexe 4, tableau 4.1).

4.2.2.2. Bief 2 : Matam à Kaedi.

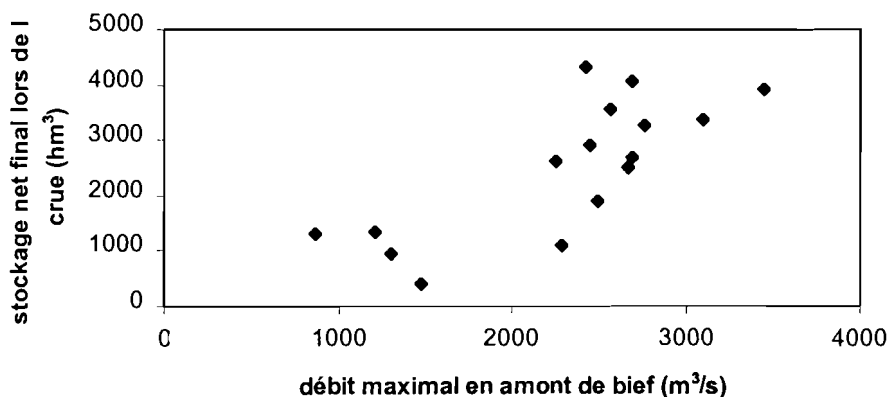


Figure 4.4 : La relation entre le stockage final de la crue et le débit maximal en amont de bief : Matam à Kaedi.

La relation entre le stockage final et le débit maximal à Matam semble positive. Lorsque le débit maximal augmente, le stockage final devient de plus en plus important. On note la présence d'un affluent à l'intérieur du bief, et donc on peut considérer que les plus fortes crues débordent vers le Diamel et que le volume stocké final n'est pas uniquement le stockage du lit majeur ; il y a des pertes dans le bief.

De plus, à l'exception de 1987, les pertes après 1974 sont de l'ordre de 20 % à 30 % du volume entrant dans le bief. Avant cette date, elles sont moins importantes (cf. annexe 4, tableau 4.2). Soit il y a eu un changement physique du bief autour de cette date, soit on peut conclure que la différence de l'amplitude des pertes est due au détarage à Matam et à la surestimation des débits après 1974.

4.2.2.3. Bief 3 : Kaedi à Saldé / N'Goui.

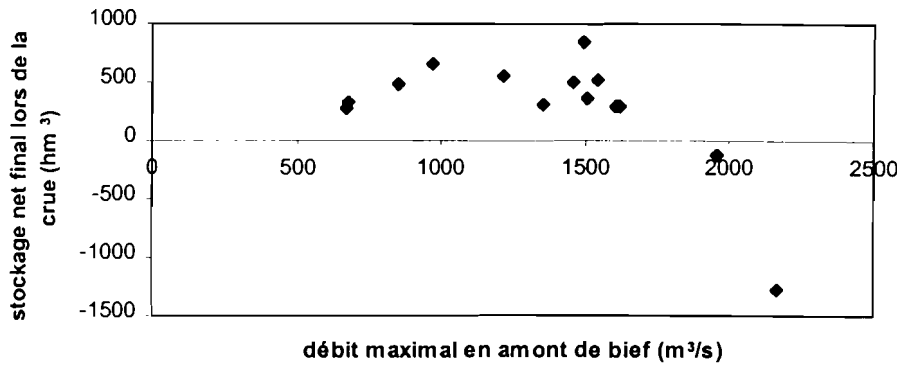


Figure 4.5 : La relation entre le stockage final de la crue et le débit maximal en amont de bief : Kaedi à Saldé / N'Goui.

La relation pour ce bief n'est pas constante. Pour les débits de 500 m³/s à 1 500 m³/s, il n'y a pas beaucoup de variation du stockage final avec le débit ; le stockage final est quasiment constant. Toutefois, pour les plus fortes crues, le stockage final devient négatif : le volume écoulé en aval est plus fort que celui en amont. On suppose que ceci est en raison de la diffluence de Diamel qui part du fleuve Sénégal en amont de Kaedi et qui le rejoint à l'intérieur de ce bief, générant ainsi un apport d'eau.

Les pertes de ce bief sont de l'ordre de 5 % à 10 % du volume écoulé en amont, à l'exception des deux crues les plus fortes où les apports atteignent 10 % (cf. annexe 4, tableau 4.3).

4.2.2.4. Bief 1a : Bakel à Saldé / N'Goui.

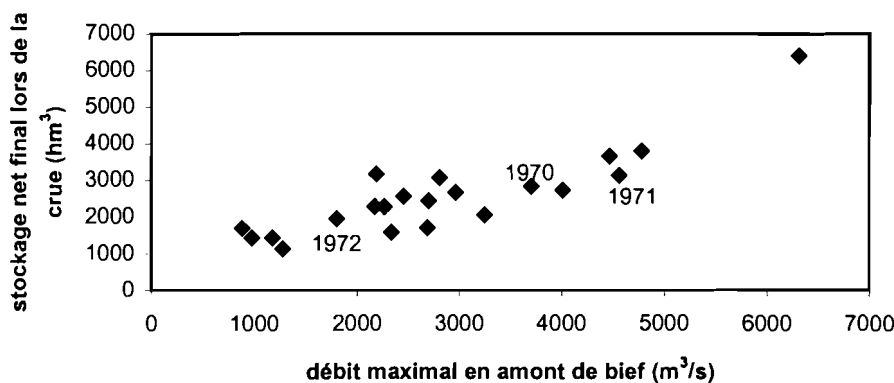


Figure 4.6 : La relation entre le stockage final de la crue et le débit maximal en amont de bief : Bakel à Saldé / N'Goui.

La figure 4.6 montre que pour ce bief dont la longueur est équivalente à celle des biefs 1 à 3, le stockage final est positif et il devient de plus en plus important lorsque le débit maximal en amont du bief augmente. Le stockage des crues avant 1974 (avant le détarage à Bakel) à la même relation avec le débit maximal que le stockage des crues après cette date, bien qu'il ait des pourcentages de stockage légèrement inférieurs (16 %) à ceux après le détarage (21 %) des crues moyennes. Le tableau 4.4. (cf. annexe 4) montre que ces pourcentages sont quasiment constantes.

On peut supposer que le stockage final du bief est lié au stockage dans les cuvettes du lit majeur près de Matam (par exemple, Thiemping, Boyenadji, Doumga Rindiauw) et le long des deux diffluents Diouloul et Diamel, et qu'il est directement proportionnel au débit en amont.

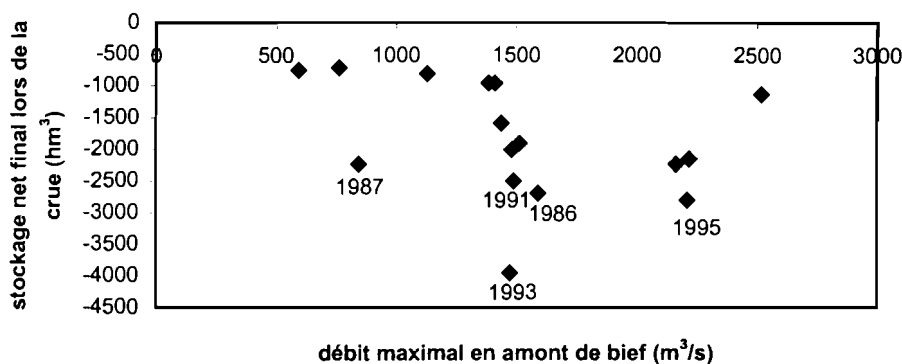
4.2.2.5. Bief 4 : Saldé / N'Goui à Podor / Guédé.

Figure 4.7 : La relation entre le stockage final de la crue et le débit maximal en amont de bief : Saldé / N'Goui à Podor / Guédé.

Ce bief montre le même type de relation que le bief 1 : il y a une relation négative entre le stockage final et le débit et lorsque le débit maximal augmente, le stockage final devient de plus en plus négatif ; il y a de plus en plus de déstockage. Le déstockage des crues après 1986 est en général plus important que celui avant cette date. Le tableau 4.5 (cf. annexe 4) montre que ce déstockage est environ deux fois plus important après 1986.

On peut considérer que le déstockage de ce bief est dû aux erreurs des lois d'étalonnage en aval du bief en raison de la courbe de remous qui amènerait à surestimer les débits à Podor. L'influence de la courbe de remous du barrage de Diama est plus importante que celle de la marée.

L'analyse des biefs du Sénégal et de Doué peut indiquer si ce déstockage dépend uniquement d'un bief ou des deux.

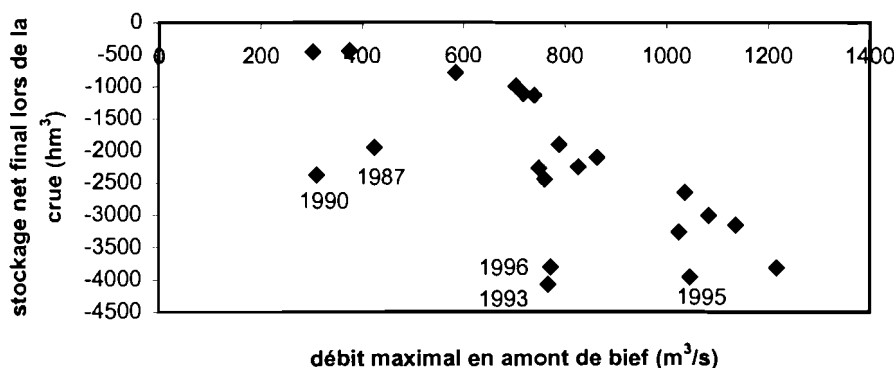
4.2.2.6. Bief 4a : Saldé à Podor.

Figure 4.8 : La relation entre le stockage final de la crue et le débit maximal en amont de bief : Saldé à Podor.

Ce bief montre le même type de relation que le bief 4 : il y a une relation négative entre le stockage final et le débit et lorsque le débit maximal augmente, le stockage final devient de plus en plus négatif ; il y a de plus en plus de déstockage. Le déstockage des crues après 1986 est en général plus important que celui avant cette date. Le déstockage des crues après 1986 atteint 100 % pour les crues de 1990, 1993 et 1995 (cf. annexe 4, tableau 4.6). C'est-à-dire que le débit en aval est deux fois plus important que le débit en amont.

On peut considérer que le déstockage de ce bief est dû aux erreurs des lois d'étalonnage à Podor en raison de la courbe de remous. L'influence de la courbe de remous du barrage de Diama est plus importante que celle de la marée.

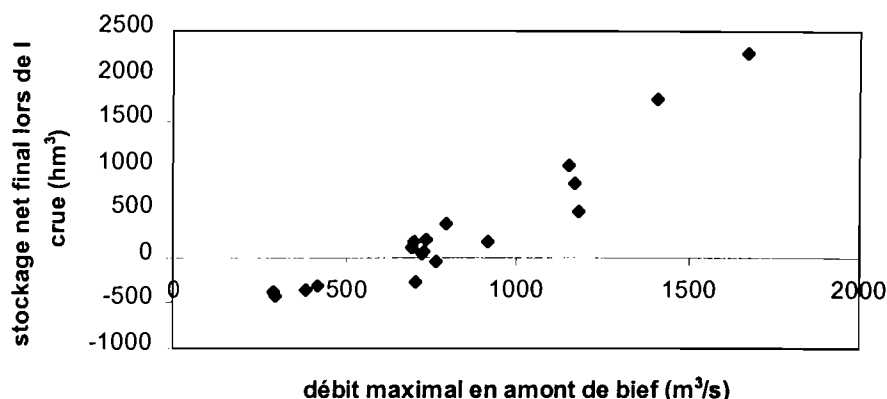
4.2.2.7. Bief 4b : N'Goui à Guédé.

Figure 4.9 : La relation entre le stockage final de la crue et le débit maximal en amont de bief : N'Goui à Guédé.

La figure 4.9 montre que pour ce bief le stockage final devient de plus en plus important lorsque le débit maximal en amont du bief augmente. Pour les débits maximaux en amont du bief supérieurs à environ $750 \text{ m}^3/\text{s}$, le stockage final est positif : il y a des pertes dans le bief. Pour les débits inférieurs à ce seuil, le stockage final est négatif ; il y a des apports. Le rappel des lois d'étalonnage des stations du Doué a indiqué qu'elles sont imprécises pour les faibles débits, donc on peut supposer que les stockages négatifs aux faibles crues sont dus à ces erreurs. Aux moyennes et fortes crues, on suppose que ces erreurs sont négligeables.

Le tableau 4.7 (cf. annexe 4) montre que le pourcentage du stockage final du débit entrent augmente avec l'importance de la crue jusqu'à de l'ordre de 25 % pour les plus fortes crues. On peut s'attendre à ce qu'il faille utiliser une méthode de Muskingum non linéaire pour être capable de prendre en compte cette variation.

Il n'y a pas une différence significative entre le stockage avant 1986 et celui après 1986. On peut conclure que l'effet des courbes de remous est négligeable.

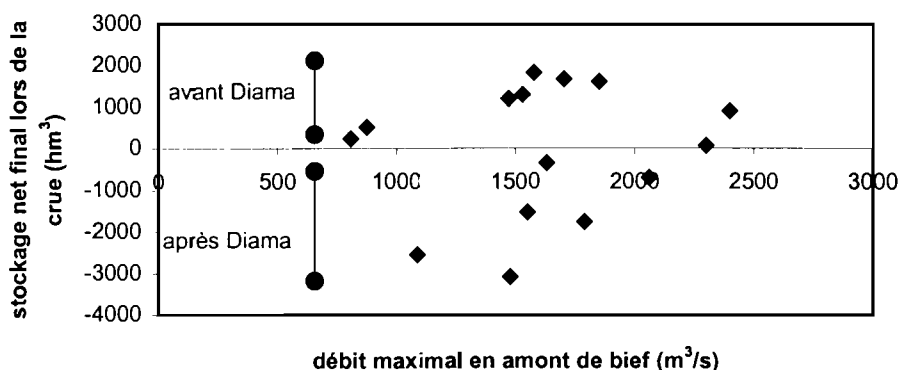
4.2.2.8. Bief 5 : Podor / Guédé à Dagana.

Figure 4.10 : La relation entre le stockage final de la crue et le débit maximal en amont de bief : Podor / Guédé à Dagana.

La relation entre le stockage final et le débit dans ce bief le plus en aval est mal définie. Mais, si on prend en compte la variation temporelle, on peut voir que le stockage final des crues pour les années avant la construction de barrage de Diama est plus important, il est positif, que celui pour les années après sa construction où il y a un déstockage final net du bief. Le tableau 4.8 (cf. annexe 4) montre que le pourcentage du stockage approche 0 % pour les plus fortes crues, lorsque l'effet de la courbe de remous devient moins important.

4.2.2.9. Synthèse du bilan de volume.

Les relations entre le stockage final et le débit maximal en amont du bief pour chacun des biefs ne sont pas évidentes. On ne peut faire que des observations générales.

Il y a des changements temporels importants pour les biefs de Bakel à Matam, de Podor / Guédé à Dagana, et des changements moins importants pour les biefs de Saldé / N'Goui à Podor / Guédé et de Saldé à Podor. On peut supposer que le premier changement est dû aux détarages des deux stations ; soit le débit à Bakel est sous-estimé après 1974, soit le débit à Matam est surestimé. L'analyse du bief Bakel à Saldé / N'Goui indique que c'est le débit à Matam qui est surestimé. On suppose que les autres changements sont liés à la courbe de remous et de la marée et du barrage de Diama.

On remarque que seuls les biefs de Bakel à Saldé / N'Goui, de Matam à Kaedi, et de N'Goui à Guédé, où il y a une relation positive entre le stockage et le débit maximal du bief, ce qui traduit des pertes dans le bief. Cependant, on a déjà remarqué qu'il est probable que le volume d'eau écoulé à Matam soit surestimé. Donc, on ne peut pas dire que le stockage du bief de Matam à Kaedi est dû aux processus hydrologiques du bief.

Les autres biefs montrent des apports aux biefs soit pour toute la plage des débits soit pour une partie de la plage des débits maximaux, et il est difficile d'en identifier les causes physiques.

Malgré les incertitudes, les débits aux stations de Bakel, Saldé, N'Goui et Guédé peuvent être considérés valides si on admet les hypothèses suivantes :

- Le phénomène hydrologique qui est la cause du détarage à la station de Bakel était localisé.
- La loi d'étalonnage à N'Goui est non biunivoque.
- Les courbes de remous de la marée et du barrage de Diama n'influencent pas la relation entre la hauteur et le débit à Guédé lors de la période de crue.

Donc, les données des biefs de Bakel à Saldé / N'Goui et de N'Goui à Guédé sont considérées comme convenables pour la modélisation de la surface inondée si on admet que la surface inondée est uniquement due à l'écoulement dans ces biefs et qu'il n'y a pas une influence de l'écoulement des biefs adjacents. Par chance, ces biefs alimentent l'essentiel des superficies inondées de la vallée.

4.2.3. L'estimation du temps de propagation et de l'atténuation.

La comparaison des hydrogrammes en amont et en aval d'un bief peut être utilisée pour donner une première estimation des valeurs du temps de propagation et de l'atténuation.

En général, on se base sur la pointe de la crue. On ne peut pas mesurer la vitesse de la perturbation initiale d'une crue en raison des variations dans la forme de l'onde dues à la complexité topographique. D'ailleurs, une telle méthode ne nous donne qu'une estimation du temps de propagation et il ne donne pas une valeur de l'atténuation.

Il est plus intéressant d'analyser les pointes de débit d'une crue. A priori, on fait les hypothèses suivantes :

- Le temps de propagation d'une crue peut être décrit par le décalage de la pointe maximale de la crue entre deux stations successives,
- L'atténuation peut être estimée par le rapport de l'amplitude de la pointe en aval à l'amplitude de la pointe en amont.

Ces deux paramètres sont les valeurs globales qui décrivent les modèles hydrauliques et hydrologiques de la propagation d'une crue (l'équation de convection – diffusion, Muskingum, ...).

Toutefois, les résultats de cette analyse, ne donnent pas toujours des temps de propagation physiquement possibles : on a des valeurs soit négatives soit fortement positives. En prenant les pointes maximales des hydrogrammes on ne prend pas en compte les variations subtiles qui peuvent influencer la propagation des crues (par exemple, le débit antérieur). Si on admet que les crues comprennent une série de pointes indépendantes, on peut modifier la première hypothèse ainsi :

- Le temps de propagation d'une crue peut être décrit par le décalage de la première pointe de la crue à une station et la première pointe à la station suivante,

- La méthode de l'estimation de l'atténuation reste identique.

Cette définition semble immédiatement plus réaliste. Toutefois, la définition de 'la première pointe' devient un peu qualitative. On peut utiliser des définitions différentes pour définir la première pointe avec plus de précision. Ceci est intéressant parce qu'on peut avoir plus de confiance dans les résultats s'ils sont tous en accord. C'est-à-dire que les résultats deviennent indépendants de la méthode de calcul. En plus de la méthode de la crue maximale, on utilise les méthodes suivantes :

- La première pointe qui dépasse le débit moyen calculé lors de la crue entière, et en utilisant une moyenne mobile de 3 et 5 jours,
- La première pointe qui dépasse le débit excédé 20 % du temps calculé lors de la crue entière, en utilisant une moyenne mobile de 3 et 5 jours,
- La première pointe qui dépasse le débit excédé 10 % du temps calculé lors de la crue entière, en utilisant une moyenne mobile de 3 jours.

On utilise seulement les années où les débits de crue sont convenables pour chacun des biefs parce que les résultats peuvent être sensibles à l'échantillon de données. Les résultats de cette analyse sont donnés dans l'annexe 4. On les résume en disant que chacune des méthodes donne des estimations différentes du temps de propagation et d'atténuation et aucune méthode ne se limite à des valeurs positives du temps de propagation. Ceci est un exemple des difficultés inhérentes à l'hydrologie, qui sont l'estimation et l'identification des paramètres qui décrivent les processus hydrologiques, en présence de perturbations de natures variées.

Les deux tableaux ci-dessous donne une estimation du temps de propagation et d'atténuation, en prenant en compte les résultats de chaque méthode, qui semblent les plus réalistes. On peut considérer une valeur comme réaliste si elle est donnée par plusieurs méthodes et si elle est positive.

Tableau 4.9 : L'estimation du temps de propagation des biefs entre Bakel et Dagana.

Année	Bief 1 (j)	Bief 2 (j)	Bief 3 (j)	Bief 4 (j)	Bief 5 (j)	Somme (j)
1976	1	1	1,5	2	1	6,5
1977	2	1	1	3	3	10
1982	2	3	1	3	3	12
1983	2	1	1	2	1	7
1984	2	1	1,5	1	0	5,5
1985	2	1	1	1	0	5
1987	1,5	1	1	3	2	8,5
1988	1	3	7	5	3	19
1991	1	2	1	2	3	9

En raison de l'incertitude liée à la méthode d'estimation des valeurs, il est difficile de trouver une relation entre le temps de propagation et l'amplitude de la crue. Toutefois, on peut remarquer que la crue moyenne en 1988 a des valeurs de temps de propagation supérieures aux autres crues plus faibles pour les biefs 3 et 4. Les biefs 3 et 4 se situent entre Kaedi et Podor / Guédé. On peut faire l'hypothèse que cette augmentation du temps de propagation est due à l'inondation plus forte du lit majeur.

Si on compare le temps de propagation de Bakel à Dagana (la somme des temps de propagations des biefs) avec les estimations de Rochette (1974), données dans la chapitre 2.3.3, on remarque que ces estimations sont inférieures au temps de propagation moyen de Rochette de 37 jours, mais pour la plupart elles sont comprises dans la plage de Rochette de 8 à 59 jours.

Tableau 4.10 : L'estimation de l'atténuation dans les biefs entre Bakel et Dagana.

Année	Bief 1	Bief 2	Bief 3	Bief 4	Bief 5
1976	1,12	1,11	0,93	1,06	0,81
1977	1,07	1,08	0,97	1,03	0,83
1982	1,02	0,64	1,03	1,08	0,83
1983	1,04	0,70	0,89	1,08	0,85
1984	0,95	0,77	0,89	1,86	1,36
1985	1,11	0,71	0,92	1,38	1,42
1987	0,95	0,76	0,84	1,36	1,21
1988	0,86	0,57	1,11	0,93	0,94
1991	0,96	0,78	0,95	1,05	1,50

Les valeurs du tableau ci-dessus, qui donnent les évaluations des atténuations, sont les rapports du débit maximal en aval du bief au débit maximal en amont du bief. En principe, elles doivent se situer entre 0 et 1 ; les valeurs les moins fortes représentent les atténuations les plus importantes.

Toutefois, comme on peut le voir, des valeurs supérieures à un sont souvent rencontrées. Elles représentent une pointe de l'hydrogramme en aval plus importante que celle en amont. Deux scénarios peuvent être la cause de cette anomalie : des apports importants dans le bief et des erreurs de tarage. De la même façon, on ne peut pas considérer que les valeurs inférieures à un ne sont dues qu'à l'atténuation.

On peut remarquer que la crue moyenne en 1988 a des valeurs d'atténuation inférieures aux autres crues pour les biefs 1, 2 et 4. On peut faire l'hypothèse que cette atténuation plus forte est due à l'inondation la plus forte du lit majeur.

Cette évaluation de l'atténuation est très sensible à la précision des courbes d'étalonnage et à la validité de l'hypothèse de l'absence d'apports ou de diffluent importants dans les biefs.

4.3. Conclusion du chapitre.

Le rappel des lois d'étalonnage et l'analyse du bilan de volume des biefs ont montré que les débits calculés à toutes les stations de la basse vallée du fleuve Sénégal ne sont pas suffisamment fiables pour modéliser entièrement la basse vallée en termes de propagation des débits :

- Les courbes d'étalonnage peuvent être considérées comme imprécises au-delà de la plage de débits jaugés.
- La stabilité temporelle des courbes d'étalonnage peut exercer une influence néfaste sur les relations entre le stockage et le débit du fleuve.

Pour faire le calage des modèles de propagation des crues et de l'inondation du lit majeur, il faut prendre en compte les relations entre le stockage et le débit comme précédemment illustrées. Un modèle simple, par exemple celui de Muskingum, ne parviendra pas à exprimer cette relation si les données hydrologiques indiquent que les processus ne sont pas simples dans la réalité. Il faut prendre en compte les points suivants lors de la recherche des relations entre les valeurs des paramètres des modèles (cf. § 3.) et de l'hydrologie du fleuve :

- Des pertes d'eau sont non - mesurées dans les biefs (celles qu'on a appelées le stockage net du bief) : Est-ce que ces pertes sont uniquement dues à l'inondation du lit majeur ou est-ce qu'il y a d'autres processus de pertes significatifs ?
- L'écoulement du fleuve ne passe pas entièrement au travers des stations hydrométriques. Selon la crue, une partie non - mesurée peut passer sur le lit majeur.

Dans tous les cas, les données de débit sont indispensables pour la modélisation parce qu'elles seules peuvent décrire une conservation de masse et elles doivent donc être utilisées pour le calage des modèles hydrauliques, hydrologiques ou numériques qui décrivent la propagation des crues.

L'analyse des données hydrologiques montre que seuls les biefs entre Bakel et Saldé / N'Goui et entre N'Goui et Guédé, de 1970 à aujourd'hui, sont convenables pour la modélisation de la surface inondée.

Le temps de propagation et l'atténuation des crues ne sont pas facilement mis en évidence à partir de l'analyse des pics de crues. L'estimation du temps de propagation est très sensible à l'identification des pics. Par ailleurs, les imprécisions des courbes d'étalonnages influencent beaucoup les estimations de l'atténuation. On déterminera ces paramètres pour les biefs entre Bakel et Saldé / N'Goui et entre N'Goui et Guédé dans la section 5 en utilisant l'équation de Muskingum.

On utilise l'équation de Muskingum qui prend en compte les apports et les pertes latéraux dans le bief. De plus, on peut s'attendre à ce que la méthode de Muskingum la plus convenable pour le bief N'Goui à Guédé soit non linéaire.

5. La modélisation de la surface inondée.

Avant d'utiliser les équations de Muskingum pour la détermination des surfaces inondées d'un système réel où les surfaces inondées sont inconnues (cas du fleuve Sénégal), il est intéressant de vérifier la validité de cette approche sur des systèmes artificiels (modèle hydrodynamique) où la surface inondée peut être calculée à partir de la topographie du bief.

5.1. La modélisation hydraulique d'un système artificiel.

La modélisation d'un système artificiel peut être réalisée en utilisant les équations de Saint Venant (cf. § 3.2.). On rappelle que la modélisation d'une crue est basée sur les équations hydrauliques de Saint Venant qui représentent l'écoulement unidimensionnel non stationnaire le long d'un bief. La topographie est définie aux nœuds du modèle par les sections en travers.

Pour une telle modélisation, le débit et le tirant d'eau sont calculés à chaque nœud et à chaque pas de temps. On peut calculer la largeur au miroir en utilisant la topographie à chaque nœud. Le calcul du miroir (la surface inondée) et le volume d'eau stocké dans chaque tranche est facilement fait si l'on admet que le tirant d'eau entre chaque nœud successif peut être calculé par une interpolation linéaire.

Ce modèle hydrodynamique permet de générer des jeux de données et de tester les estimations de surfaces inondées obtenues à partir de la modélisation de Muskingum. On générera deux systèmes artificiels : le premier un système simple et uniforme, et le second un système plus complexe avec une zone de stockage / déstockage au milieu du bief. On commencera avec l'utilisation des équations de Muskingum linéaires parce que pour le calage d'une seule crue, elles sont les plus simples. Pour cette étape de validation, on ne cherche pas un modèle global de Muskingum. On utilise l'équation de Muskingum avec trois paramètres (K , X et α) pour vérifier le bilan d'eau des calculs.

5.1.1. La comparaison entre les résultats d'un système simple et ceux de Muskingum.

On utilise le logiciel du Cemagref SIC (SIMulation des Canaux d'irrigation) pour créer le système artificiel.

Dans un premier temps, on va comparer les résultats des deux méthodes pour un cas simple. On fait les hypothèses suivantes :

- Le chenal comprend un lit mineur et un lit majeur.
- La topographie du chenal est uniforme le long du chenal ; la forme, la hauteur et la largeur du lit mineur et du lit majeur gauche et droite sont constantes.
- La pente du fond de lit est constante le long du chenal.
- Le coefficient de rugosité, n , est égal à 0,033 et est constant le long du chenal et des lits mineur et majeur.

La topographie de ce système représente une simplification de celle du fleuve Sénégal entre Matam et Kaedi. Elle nous permet une meilleure comparaison entre la vérification de l'approche et son utilisation en cas réel.

La géométrie du système est illustrée par la figure 5.1 suivante :

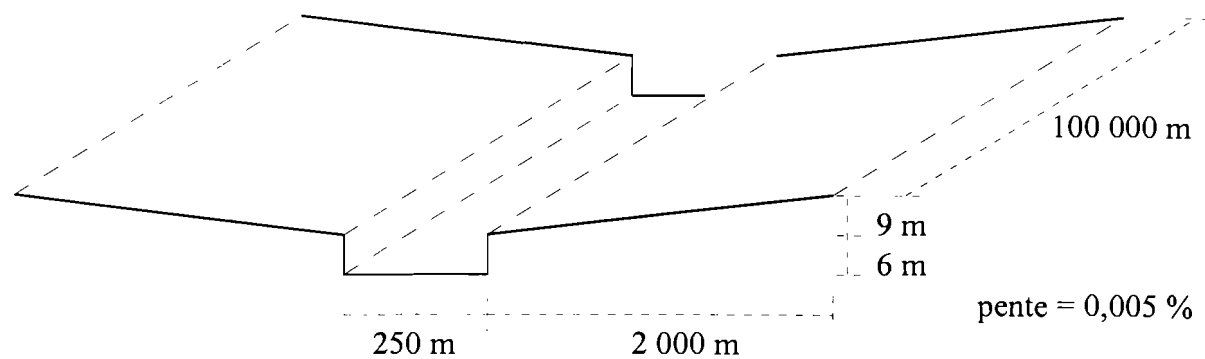


Figure 5.1 : La topographie du système simple.

Il faut définir une discrétisation du temps et de l'espace pour calculer le débit et le tirant d'eau. En général, on remarque que les résultats de la modélisation sont meilleurs si le pas de discrétisation est petit, bien que celui-ci soit limité par les données hydrologiques et topographiques disponibles. Il n'y a pas cette contrainte pour ce cas artificiel mais ce n'est pas la peine d'utiliser un pas de discrétisation trop petit. On utilise les recommandations selon Halcrow / HR Wallingford (1997).

Les sections en travers consécutives doivent :

- être séparées de moins que $20B$ où B est la largeur de chenal.
- être séparées de moins que $1/2S$ où S est la pente moyenne du lit.
- être séparées de moins que $0,2D/S$ où D est le tirant d'eau typique (au point de débordement).
- si la vitesse moyenne d'écoulement est plus forte que $1 \text{ m}^3/\text{s}$, avoir une section différente de moins de 35 %.

En raison d'un schéma numérique implicite, le pas de temps n'est pas limité par un nombre de Courant égal à 1. Toutefois, en général les nombres de Courant les plus hauts correspondent à une précision plus faible. Un nombre de Courant entre cinq et dix est favorable pour la précision du calcul.

Il faut définir les nœuds dans le bief auxquels on veut les résultats de la modélisation. On remarque que plus le nombre de nœud est important, plus l'interpolation du tirant d'eau entre les nœuds successifs est précise.

La modélisation hydraulique a besoin de conditions aux limites du modèle. En amont, on introduit un hydrogramme : c'est la propagation de cet hydrogramme qui est l'objectif principal de la modélisation. La condition en aval est donnée par une courbe d'étalonnage : la relation entre le débit et la hauteur en aval détermine l'effet de l'aval sur la propagation de l'hydrogramme en amont du modèle.

Pour obtenir une condition en aval sans influence de la propagation de l'hydrogramme, l'équation de Manning, qui donne la hauteur normale de la ligne d'eau pour un certain débit, a été utilisée :

$$(5.1.) \quad Q = \frac{1}{n} \cdot A R^{2/3} \cdot S_f^{1/2}$$

Où n est le coefficient de rugosité de Manning, A est la surface mouillée, R est le rayon hydraulique (la surface mouillée divisée par le périmètre mouillé) et S_f la pente de la ligne de charge, égale à la pente du lit.

Donc, on utilise une courbe d'étalonnage biunivoque pour représenter la relation entre le débit et la hauteur normale en aval du bief. Elle peut être considérée comme une approximation du cas réel où les forces d'accélération peuvent créer une relation en forme de boucle.

Pour le cas d'un chenal avec un lit mineur et un lit majeur, il y a une répartition d'écoulement entre les deux lits. Il faut la prendre en compte et, donc, on utilise la formulation DEBORD (Baume et Poirson, 1984) pour calculer la hauteur normale. Un coefficient, A , rend compte de l'interaction entre les écoulements du lit mineur et du lit majeur. Cette formulation est un facteur important lors de la préparation du calcul.

Au début, on calcule la ligne d'eau pour le régime permanent en utilisant le débit initial de l'hydrogramme. Un calcul transitoire pour la durée de l'hydrogramme nous donne le débit et le tirant d'eau à chaque pas de temps et à chaque pas d'espace du modèle.

Ces calculs ont été faits pour ce modèle simple en utilisant cinq hydrogrammes différents comme condition en amont ; un hydrogramme type «ORSTOM», et les hydrogrammes qui ont été mesurés à Bakel en 1974, 1982, 1984 et 1985 : une année faible, deux années moyennes et une année forte.

5.1.1.1. Les hydrogrammes.

Les débits calculés au nœud le plus en amont et à celui le plus en aval ont été utilisés pour caler les coefficients de l'équation de Muskingum (cf. § 3.4.1.3.) par la méthode des moindres carrés. L'hydrogramme en aval du modèle a été reconstruit à partir de l'hydrogramme en amont, le débit initial en aval et ces coefficients. Les figures 5.2 à 5.6 (cf. annexe 5) illustrent les hydrogrammes en amont et en aval de SIC, et ceux calculés en aval à partir des calages de Muskingum. Le tableau 5.1 ci dessous donne les valeurs de K , de X et d' α , et la précision de l'estimation du pic de l'hydrogramme en aval, en fonction du débit maximal en amont :

Tableau 5.1 : Les résultats du calage de Muskingum du modèle simple.

Hydrogramme	Débit maximal en amont (m ³ /s)	Débit maximal en aval (m ³ /s) (1)	Débit maximal en aval reconstruit (m ³ /s) (2)	Ecart (%) ((2-1)/1)	K	X	Alpha
ORSTOM	2500	2497,7	2475,8	-0,88	2,85	0,17	0,00
Bakel 1974	6271	6096,4	6025,2	-1,17	2,08	0,24	0,00
Bakel 1982	2102	2059,4	2017,8	-2,02	3,01	0,10	0,00
Bakel 1984	837	825,8	823,6	-0,27	1,38	0,23	0,00
Bakel 1985	2218	2127,5	2059,5	-3,20	2,96	0,08	0,00

On peut remarquer qu'il n'y a pas une relation simple entre l'intensité de la crue et les valeurs des coefficients de K et de X . Toutefois, à partir du calcul de la hauteur normale de SIC à l'aval, on voit que le débordement du lit mineur se produit autour d'un débit de 1018 m³/s à l'aval. Donc, on note que la valeur de K , laquelle représente le temps de propagation, augmente après le débordement et puis diminue. La variation de la valeur de X en fonction du débit maximal suit l'inverse.

Cette variation des coefficients indique qu'ils ne sont pas constants et doit donc être prise en compte lors du développement d'un modèle de prévision de Muskingum.

Les figures 5.2 à 5.6 montrent que la reconstruction de l'hydrogramme en aval à partir de Muskingum est en générale satisfaisante ; les pics des hydrogrammes sont très bien recréés. Toutefois, on peut remarquer que l'hydrogramme en aval de Muskingum ne modélise pas bien l'hydrogramme en aval autour du changement d'écoulement entre les lits mineur et majeur. On peut supposer que cette différence est due à deux phénomènes :

- Autour du point de débordement, il existe un moment lors de la montée de l'hydrogramme où l'écoulement du lit majeur n'existe que dans la partie amont du système, et un moment lors de la décrue où l'écoulement du lit majeur n'existe que dans la partie aval du système. La méthode de Muskingum est un modèle global et ne peut pas prendre en compte ces variations à l'intérieur d'un système.
- La méthode de Muskingum suppose qu'il y a une relation linéaire entre le débit et la hauteur et entre le stockage et la hauteur pour toute la plage d'écoulement. Ceci n'est pas le cas autour de la rupture entre les lits mineur et majeur, et il est probable que les relations du lit mineur et du lit majeur sont différentes.

5.1.1.2. Le stockage.

Avant de comparer les résultats de Muskingum et d'un modèle complet en termes de surface inondée, il est intéressant de comparer les résultats de la variation du volume stocké dans le système simple : ils peuvent indiquer la précision des méthodes de calcul à une étape intermédiaire. On rappelle que le calcul du stockage des deux méthodes est différent et que l'hydrogramme en aval du modèle est légèrement différent selon l'approximation de l'équation de Muskingum, surtout autour du point de débordement. De plus, il est intéressant de comparer la variation temporelle de la dérivée du stockage dans le modèle parce qu'elle est un paramètre primaire dans le calcul de la surface inondée de la méthode de Muskingum. Le calcul de la dérivée

du volume par rapport au temps est effectué par la méthode des différences finies :

$$\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{V_{(t)} - V_{(t-1)}}{\Delta t}$$

Les figures 5.7 à 5.11 (cf. annexe 5) illustrent la variation temporelle du volume stocké et la variation de la dérivée du volume stocké de SIC, et celles de Muskingum. Le tableau 5.2 indique les valeurs maximale et

minimale pour ces courbes et l'écart quadratique moyen du volume stocké, $\varepsilon = \sqrt{\frac{\sum (V_{MUSKINGUM} - V_{SIC})^2}{n}}$, et de la dérivée du volume stocké, une mesure de l'écart moyen entre les deux méthodes.

Tableau 5.2 : La comparaison du stockage à partir de SIC et de Muskingum pour le modèle simple.

	ORSTOM	Bakel 1974	Bakel 1982	Bakel 1984	Bakel 1985
Volume maximal de SIC (hm ³)	547	1132	463	132	477
Volume maximal de Muskingum (hm ³)	608	1080	525	98	527
Volume minimal de SIC (hm ³)	56	43	43	35	24
Volume minimal de Muskingum (hm ³)	49	23	36	11	12
ε du volume (%)	37,6	63,5	44,2	34,7	49,1
dv/dt maximal de SIC (hm ³ /j)	49	75	30	6	17
dv/dt maximal de Muskingum (hm ³ /j)	38	72	24	6	14
dv/dt minimal de SIC (hm ³ /j)	-13	-27	-11	-4	-10
dv/dt minimal de Muskingum (hm ³ /j)	-6	-30	-12	-4	-11
ε du dv/dt (%)	3,2	2,8	1,9	0,3	2,0

On peut remarquer que le volume minimal des deux méthodes se produit avant ou après la crue, lorsque les cotes sont minimales : lors du régime permanent. Donc, en principe les valeurs minimales ne doivent pas varier entre les deux méthodes. On suppose donc que cette différence est une constante de décalage de la méthode de Muskingum. En prenant en compte cette variation comme une constante, on note que l'estimation du volume stocké maximal à partir de Muskingum se produit autour d'une fourchette de -8,20 % à 12,97 % de la valeur de SIC.

La comparaison entre les deux méthodes de la dérivée du volume stocké est plus intéressante parce que ce paramètre est utilisé directement dans le calcul de la surface inondée selon la méthode de Muskingum. Le tableau indique qu'en général la plage entre la valeur maximale et la valeur minimale est moins importante selon la méthode de Muskingum que selon la méthode de SIC. C'est-à-dire que la variation du volume stocké selon Muskingum est moins brutale que celle selon SIC. Ce phénomène peut être expliqué par :

- l'absence des forces d'accélération dans la méthode de Muskingum
- Muskingum suppose que ses paramètres sont constants, et donc les processus hydrologiques ne varient pas selon la hauteur d'eau dans le bief. On a déjà remarqué dans la section précédente que ces constantes peuvent varier selon l'amplitude de l'hydrogramme, surtout entre l'écoulement des lits mineur et majeur.

Les figures 5.7 à 5.11 montrent bien ce phénomène.

Les figures 5.7 à 5.9 et la figure 5.11 montrent que l'écart est le plus grand autour du changement entre le lit mineur et le lit majeur. Cet écart est directement dû aux explications qui ont été soulignées lors de la section ci avant ; c'est-à-dire que le modèle global de Muskingum ne peut pas prendre en compte les processus hydrologiques à l'intérieur d'un bief.

La figure 5.10 illustre la variation du stockage lors du passage d'un hydrogramme qui ne s'écoule que dans le lit mineur. L'écart entre la dérivée du stockage de SIC et de Muskingum est le plus faible.

Il est important de noter que la dérivée du volume stocké de Muskingum est différente de celle de SIC surtout autour du point de débordement et quand les valeurs approchent zéro ; c'est-à-dire, autour des volumes maximaux et minimaux. Cette différence est importante lors du calcul de la surface inondée.

5.1.1.3. La hauteur représentative du bief.

On rappelle que le calcul de la largeur au miroir, ou de la surface inondée, à partir de SIC utilise le tirant d'eau à chaque nœud et la topographie des tronçons du modèle. Le calcul à partir de Muskingum utilise la relation $\frac{\partial V}{\partial h}$. Donc on a besoin de calculer la hauteur d'eau qui représente la hauteur d'eau moyenne du bief, avant que la surface inondée puisse être calculée.

On peut calculer cette hauteur d'eau représentative selon deux hypothèses différentes :

- la hauteur représentative du bief est la moyenne des hauteurs en amont et en aval du bief,
- le paramètre de Muskingum X qui décrit l'influence relative des débits en amont et en aval dans le calcul du volume décrit aussi l'influence relative des hauteurs sur le calcul de la hauteur représentative.

On peut vérifier laquelle de ces méthodes de calcul de la hauteur représentative est la meilleure, en les confrontant aux résultats de volume stocké et de surface inondée qui ont été obtenus à partir de la topographie du modèle hydrodynamique.

Dans la méthode de Muskingum, l'hydrogramme en aval est légèrement différent en raison du calage du modèle et donc le volume stocké et la hauteur en aval du bief sont légèrement différents. Par conséquent, on utilise les résultats du volume stocké et de la hauteur en aval à partir du calage de Muskingum et on admet que la surface inondée de Muskingum doit être identique à celle de SIC.

On calcule la dérivée de la hauteur représentative de Muskingum en divisant la dérivée du stockage par la surface inondée : $\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial V}{\partial t} / S$. Ensuite, on compare cette 'hauteur représentative réelle' avec les hauteurs représentatives qui sont obtenues à partir des calculs *a)* et *b)*. Le calcul des dérivées de la hauteur en amont et en aval du bief par rapport au temps est effectué par la méthode des différences finies : $\frac{\partial h}{\partial t} = h_{(t)} - h_{(t-1)}$.

Les figures 5.12 à 5.16 (cf. annexe 5) montrent cette comparaison. Elles indiquent qu'en général le calcul par la pondération des hauteurs en amont et en aval selon X est une meilleure estimation de la hauteur représentative que la hauteur représentative moyenne, bien qu'il y ait des écarts importants entre les dérivées de la 'hauteur réelle' et celle du calcul pondéré. Le décalage entre les courbes est plus important quand elles approchent zéro parce que l'estimation de la surface inondée est très sensible à la précision des valeurs du dénominateur proche de zéro.

Le tableau 5.3 (cf. annexe 5) donne les valeurs de la surface inondée, de la dérivée du stockage et des dérivées des hauteurs en amont, en aval et 'représentative' pour l'hydrogramme du type «ORSTOM». Les pas de temps de 5 à 40 et de 97 à 147 sont les plus intéressants car ils indiquent des périodes où l'écart entre la dérivée de la hauteur réelle et celle des hauteurs calculées est le plus important. Aux pas de temps où la dérivée de la hauteur représentative est positive et les valeurs subséquentes approchent zéro, nous sommes bien au maximum de la surface inondée. Lors de cette période, la hauteur calculée pondérée selon X est la meilleure estimation de la 'hauteur représentative réelle'.

On remarque que la dérivée de la hauteur représentative calculée est souvent moins forte que la dérivée de la hauteur représentative réelle au point de débordement du lit mineur au lit majeur et avant le point de débordement final quand l'écoulement du lit majeur existe dans tout le système.

Par ailleurs, la dérivée de la hauteur représentative calculée est surestimée au point de la rentrée du lit mineur et immédiatement après la rentrée du lit mineur.

Face à ces deux remarques on rappelle comme précédemment qu'un modèle global ne peut pas prendre en compte les processus hydrologiques à l'intérieur d'un bief.

L'estimation de la hauteur représentative du bief la plus pertinente est calculée par la valeur pondérée des hauteurs en amont et en aval du bief selon le paramètre de Muskingum X .

5.1.1.4. La surface inondée.

Généralement, les valeurs de la hauteur en amont et en aval du modèle sont les paramètres observés. Le débit qui correspond à ces hauteurs est fourni par les courbes d'étalonnage. Pour ce cas artificiel, le débit et la hauteur en amont du modèle sont donnés directement par SIC. Il faut recalculer la hauteur en aval à partir du débit fourni par Muskingum et de la courbe d'étalonnage qui est utilisée à l'aval dans SIC. On note que la transformation entre le débit et la hauteur est un processus important pour l'estimation de la surface inondée.

Le logiciel SIC utilise une fonction de spline pour faire l'interpolation entre les couples de point débit - cote connus en aval. On utilise la fonction de spline du logiciel MATLAB pour passer des débits calculés à partir de Muskingum aux hauteurs correspondantes.

L'utilisation de la même méthode d'interpolation débit - hauteur pour SIC et Muskingum est très importante car elle a une grande influence sur la précision des calculs de la surface inondée. Une comparaison des résultats lors de la décrue de l'hydrogramme «ORSTOM» à partir des méthodes d'interpolation linéaire, logarithmique et de la fonction de spline est donnée par la figure 5.17 (cf. annexe 5). Elle indique que les mauvaises interpolations produisent la forme en escalier de la courbe de la surface inondée.

Les figures 5.18 à 5.22 (cf. annexe 5) montrent la comparaison des résultats de la surface inondée obtenue par les deux méthodes : celle de la topographie de SIC, et celle de Muskingum $S = \frac{\partial V}{\partial h}$.

On remarque que lorsque la courbe de la variation de la surface inondée à partir de SIC est très lisse, celle à partir de Muskingum est très irrégulière avec des ruptures importantes. Les pics les plus importants se produisent lorsque la courbe de la surface inondée est plate ; c'est-à-dire que la dérivée de cette courbe est zéro. Néanmoins, la forme générale des courbes est semblable. Cette approche est donc valable mais nécessite la recherche de techniques d'amélioration.

L'analyse des données où les écarts entre les valeurs de la surface inondée à partir de SIC et de Muskingum sont importants (figures 5.18 à 5.22) est intéressante parce qu'elle suggère des explications. Le tableau 5.4 (cf. annexe 5) montre ces données, la dérivée du volume stocké et des hauteurs représentative, en amont et en aval ainsi que l'estimation de la surface inondée, pour l'hydrogramme du type «ORSTOM». Le tableau 5.5 (cf. annexe 5) indique les mêmes valeurs pour l'hydrogramme 'Bakel 1974' seulement autour des pics dans la courbe de la surface inondée.

Les deux pics de la figure 5.18 ($t=5$, $t=34$) correspondent aux pas de temps pour lesquels la dérivée de la hauteur représentative du bief est proche de zéro. Dans ce cas, le calcul de la surface inondée est très sensible aux erreurs de la valeur de la hauteur représentative et il est donc imprécis. Les faibles valeurs de la dérivée de la hauteur représentative du bief sont liées au fait que les dérivées de la hauteur en amont et en aval ont des signes différents ; il y a une montée de la crue à une des limites (la dérivée de la hauteur est positive) et une décrue à l'autre (la dérivée de la hauteur est négative). Donc, la ligne d'eau entre ces deux limites n'est pas bien représentée par une interpolation linéaire.

La figure 5.18 illustre que la surface inondée de Muskingum n'est pas bien estimée après de la rentrée de l'hydrogramme dans le lit mineur ($t=101$) en raison des différences entre les régimes d'écoulement lit mineur et lit majeur et la rupture brutale de la topographie.

La figure 5.19 indique aussi que les pics de la courbe de Muskingum (par exemple ; $t=13, 35, 36, 44, 64, 70, 80, 114, 115 \dots$) correspondent aux pas de temps pour lesquels la dérivée de la hauteur représentative est proche de zéro. L'apparition de ces pics est souvent par pair.

Cette figure nous montre qu'à l'exception des surfaces inondées maximales, la méthode de Muskingum en général surestime la surface inondée quand l'écoulement n'est que dans le lit mineur, et elle la sous-estime quand l'écoulement se produit dans les deux lits. On suppose que ces écarts sont dus à la linéarisation des paramètres de Muskingum qui prennent une valeur moyenne entre celles du lit mineur et du lit majeur.

La propagation de la crue illustrée par la figure 5.21 reste dans le lit mineur et on remarque que la surface inondée à partir de SIC reste constante. Si l'on analyse quelques pics de la courbe de Muskingum (par exemple ;

$t=8, 19, 33, 67, 93, 109, 187 \dots$), on trouve que la dérivée de la hauteur représentative du bief est proche de zéro. De plus, la partie de la courbe avant $t=33$ a une tendance positive : elle correspond aux valeurs positives de la dérivée de volume. La courbe au-delà de $t=205$ a une tendance négative : elle correspond aux valeurs négatives de la dérivée de volume. On peut supposer que ces tendances sont dues aux forces d'accélération qui ne sont pas prise en compte selon Muskingum.

5.1.1.5. Les limites de l'analyse initiale de la comparaison entre SIC et Muskingum pour le modèle simple.

Il existe des facteurs importants dans la précision de l'estimation de la surface inondée à partir de Muskingum :

1. Le calcul de la hauteur qui correspond à l'hydrogramme de Muskingum en aval est très sensible à la méthode d'interpolation qu'on utilise.
2. Le calcul de la hauteur dépend de la pondération des hauteurs en amont et en aval du modèle : l'analyse nous a amenée à adopter le même paramètre de pondération que dans l'expression du volume stocké.
3. Le calcul de la surface inondée dépend des valeurs des dérivées de volume et de hauteur. Le résultat est surtout très sensible aux erreurs quand la dérivée de la hauteur représentative approche zéro ; il n'est pas valide pour les écoulements du régime quasi permanent, car alors ∂h est proche de zéro.
4. Muskingum ne donne pas des bonnes estimations de la surface inondée quand les signes des dérivées de hauteur en amont et en aval sont différents. Ceci correspond aux pas de temps pour lesquels le pic de la crue ou le minimum entre deux crues successives a lieu entre la limite amont et la limite aval du système.
5. Les calculs des points 1, 2, 3 et 4 peuvent être sensibles à la troncature numérique des paramètres de Muskingum.
6. Les paramètres de Muskingum constants peuvent introduire une imprécision de l'estimation de la surface inondée entre deux régimes d'écoulement différents ; par exemple, entre les lits mineur et majeur.
7. Pour un modèle où les forces d'accélération sont importantes, la précision de l'estimation de la surface inondée de Muskingum diminue avec la vitesse de la montée de la crue et celle de la décrue.

5.1.1.6. L'amélioration des résultats de la surface inondée pour le modèle simple.

Pour améliorer les résultats de la surface inondée selon la méthode de Muskingum il faut ajouter des contraintes sur le calcul des dérivées de la hauteur, et du volume stocké.

On met en place les contraintes selon lesquelles le calcul de la surface inondée n'est valide qu'aux conditions suivantes :

- Les dérivées du volume stocké et de la hauteur représentative doivent avoir la même signe.

$$(5.2.) \quad \frac{\partial V}{\partial t} \geq 0 \text{ et } \frac{\partial h}{\partial t} \geq 0, \text{ ou } \frac{\partial V}{\partial t} \leq 0 \text{ et } \frac{\partial h}{\partial t} \leq 0.$$

- La valeur de la dérivée de la hauteur représentative du bief doit être supérieure à un certain seuil, ϖ .

$$(5.3.) \quad \left| \frac{\partial h}{\partial t} \right| > \varpi.$$

Il reste à choisir la valeur du seuil de validité pour de la dérivée de la hauteur représentative du bief ; il doit être suffisamment fort pour éliminer les pics de la courbe de Muskingum mais en même temps suffisamment faible pour permettre le calcul des pas de temps où les résultats semblent valides. Après quelques essais, un seuil de 0,03 mètres a été utilisé. Les figures 5.23 à 5.27 (cf. annexe 5) montrent le calcul de la courbe de la surface inondée suite à l'application de ces deux contraintes.

Bien qu'il reste un écart entre les courbes de SIC et de Muskingum, les courbes de la surface inondée à partir de Muskingum sont plus régulières avec moins de ruptures importantes qu'avant l'application des contraintes. Il reste seulement quelques pics qui sont remarquables. On pourrait les effacer avec un seuil plus fort ou l'addition d'autres contraintes, on préfère réaliser l'interpolation des lacunes et un lissage des courbes.

On utilise une interpolation linéaire simple pour le remplissage des lacunes de la courbe de la surface inondée et une moyenne mobile de 5 pas de temps pour la lisser. Les résultats sont illustrés par les figures 5.28 à 5.32

(cf. annexe 5). Elles montrent que la forme des courbes de Muskingum est maintenant plus proche de celle des courbes de SIC. Cependant, on fait les commentaires suivants :

- Les pics de la courbe de Muskingum sont plus importants que ceux de SIC ; la méthode de Muskingum surestime la surface inondée maximale.
- Généralement, la surface inondée de Muskingum lors d'un écoulement dans le lit majeur est sous-estimée par rapport à celle de SIC.
- Généralement, la surface inondée de Muskingum lors d'écoulement du lit mineur est surestimée par rapport de celle de SIC.

Les deux premiers commentaires peuvent sembler contradictoire mais ils sont bien réels (cf. figure 5.29.).

On conclut que la sous-estimation du lit majeur et la surestimation du lit mineur sont dues aux conditions suivantes :

- La méthode de Muskingum, considérée comme une approximation de l'onde diffusante, n'est pas capable de prendre en compte ces forces d'accélération et donc il y a une erreur systématique avec les résultats.
- Le changement brutal de la topographie du système SIC produit une réponse fortement non linéaire autour du point de débordement du lit mineur. Un modèle global et linéaire ne peut pas reproduire ce phénomène.

En admettant ces limitations de l'approche de Muskingum, le tableau 5.6 ci dessous indique la précision de cette approche. On considère trois indices ; une comparaison des valeurs de la surface inondée maximale, la surface inondée qui est dépassée pendant 15 jours et l'écart quadratique moyen des pourcentages sur l'ensemble de la

crue ; $\varepsilon = 100 * \sqrt{\frac{\sum((SI_{MUSKINGUM} - SI_{SIC})/SI_{SIC})^2}{n}}$. Le premier indique la précision d'une valeur

d'intérêt absolue, la surface inondée maximale. Le deuxième indique la précision d'une valeur d'intérêt pratique et humain ; elle conditionne la possibilité de mise en culture le lit majeur. Le troisième indique la précision générale des méthodes.

Tableau 5.6 : La précision des résultats de la surface inondée à partir de la méthode de Muskingum.

Hydrogramme	Surface Inondée maximale			Surface Inondée dépassée 15 jours			Ecart quadratique moyen (ε) (%)
	SIC (km ²)	Muskingum (km ²)	Ecart (%)	SIC (km ²)	Muskingum (km ²)	Ecart (%)	
ORSTOM	189	202	6,9	172	179	4,1	51
Bakel 1974	296	349	17,9	250	247	-1,2	31
Bakel 1982	168	174	3,6	136	120	-11,8	91
Bakel 1984*	25	31	24,0	25	30	20,0	15
Bakel 1985	172	170	-1,2	147	134	-8,8	81

* crue restée dans le lit mineur.

Le tableau 5.6 montre que pour les cinq hydrogrammes qui ont été utilisés lors de la vérification du modèle Muskingum, l'estimation de la surface inondée maximale se trouve plus importante que la surface inondée mesurée à partir du système hydrodynamique de l'ordre de -1,2 % à 24,0 %. L'estimation de la surface inondée qui dépasse 15 jours se produit autour d'une fourchette de -11,8 % à 20,0 %. L'estimation de la surface inondée lors de la totalité de la crue, l'écart quadratique moyen, est moins précise : les résultats indiquent le problème de surestimation de la surface inondée du lit mineur et de sous-estimation de la surface inondée du lit majeur.

5.1.1.7. Synthèse.

Les figures 5.33 et 5.34 (cf. annexe 5) indiquent graphiquement la relation entre les estimations de la surface inondée maximale et celles qui dépasse 15 jours pour le calcul hydrodynamique et celui de Muskingum.

On conclut que pour un système simple, le modèle simplifié de Muskingum donne des résultats satisfaisants de la surface inondée. On rappelle les étapes de la méthode comme :

- Les débits Q_{AMONT} et Q_{AVAL} sont utilisés pour caler l'équation de Muskingum : on trouve les paramètres K , X et α .
- On reconstruit l'hydrogramme aval à partir de l'hydrogramme amont et les condition initiales : on trouve le volume stocké du bief.

- On utilise les courbes d'étalonnage amont et aval afin d'obtenir les hauteurs amont et aval : on trouve la hauteur représentative du bief.
- On calcule la surface inondée ; $S = \partial V / \partial h$.
- On effectue le traitement des estimations de cette surface (seuil, interpolation et lissage).

5.1.2. La comparaison entre les résultats d'un système avec un casier et de ceux de Muskingum.

La comparaison des résultats entre la méthode de Muskingum et le système hydrodynamique simple donne de bons résultats de la surface inondée de Muskingum où le système est uniforme le long du chenal. On considère un tel système idéal mais peu réaliste. Les processus hydrologiques, qui agissent sur la propagation de la crue, sont constants le long du chenal et les conditions aux limites sont parfaitement représentatives des conditions à l'intérieur du bief

Dans ce second cas, on va comparer les résultats des deux méthodes où le système hydrodynamique est décrit par un lit mineur rectangulaire et une zone de stockage / déstockage conique au milieu du bief. C'est dans cette zone de stockage / déstockage, un casier, que l'onde de la crue est atténuée. Le remplissage et le drainage de ce casier représentent l'écoulement du lit majeur et le remplissage et le drainage des cuvettes du lit majeur. C'est donc la superficie de ce casier et celle le long du bief qui représentent la superficie inondée du système. La zone de stockage et de la superficie inondée la plus importante est donc locale, au point au milieu du bief. La méthode de Muskingum, $S = \partial V / \partial h$, doit utiliser les hydrogrammes et les courbes d'étalonnage aux limites du bief pour décrire cette variation du stockage et de la superficie inondée.

La topographie et les caractéristiques du lit mineur sont identiques à celles du système simple (§ 5.1.1.). De plus, on ajoute un casier au nœud au milieu du système, qui est décrit par sa surface en fonction de la hauteur de la ligne d'eau à ce nœud⁶ (tableau 5.7).

Tableau 5.7 : Description du casier au milieu du système.

Hauteur au-dessus du fond (m)	Surface (ha)
0,0	0
2,0	1 000
4,0	2 500
6,0	5 000
7,0	12 500
8,0	20 000
9,0	30 000
10,0	45 000
11,0	65 000
12,0	90 000
13,0	120 000
14,0	160 000

On remarque que le lit mineur a une hauteur de 6 mètres le long du chenal. Toutefois, selon la crue cette hauteur peut être dépassée. Le logiciel de SIC suppose, qu'au-dessus de cette hauteur, les berges sont verticales. On utilise cette extension des berges pour calculer la condition en aval selon l'équation de Manning (5.1.).

⁶ Le logiciel de SIC demande que le fond du casier soit à un niveau inférieure à la ligne d'eau initiale. Donc, on le commence du niveau du fond du lit mineur. Cependant, parce qu'on veut que le casier représente le stockage du lit majeur on crée un casier avec une surface minimale en dessous du point de débordement.

On utilise les cinq mêmes hydrogrammes que dans la section 5.1.1. comme condition en amont ; un hydrogramme type «ORSTOM» et les hydrogrammes qui ont été mesurés à Bakel en 1974, 1982, 1984 et 1985.

5.1.2.1. Les hydrogrammes.

Le tableau 5.8 ci dessus donne les valeurs de K , de X et d' α , et la précision de l'estimation du pic de l'hydrogramme en aval, en fonction du débit maximal en amont. Les figures 5.35 à 5.39 (cf. annexe 5) illustrent ces hydrogrammes.

Tableau 5.8 : Les résultats du calage de Muskingum du modèle casier.

Hydrogramme	Débit maximal en amont (m ³ /s)	Débit maximal en aval (m ³ /s) (1)	Débit maximal en aval reconstruit (m ³ /s) (2)	Ecart (%) ((2-1)/1)	K	X	Alpha
ORSTOM	2500	2156,0	2203,8	2,22	5,80	-0,37	0,03
Bakel 1974	6271	3683,0	3746,6	1,72	17,68	-0,10	0,02
Bakel 1982	2102	1827,0	1890,3	3,46	5,34	-0,03	0,00
Bakel 1984	837	803,2	798,6	-0,57	2,67	0,20	0,00
Bakel 1985	2218	1882,1	1952,0	3,71	5,60	-0,01	0,00

Ce tableau montre que les pics des hydrogrammes sont bien calés. On remarque que la valeur du paramètre de K augmente avec l'intensité de la crue et, à l'exception de l'hydrogramme «ORSTOM», la valeur du paramètre de X diminue avec l'intensité de la crue : la valeur de X dépend de l'intensité et la forme de la crue. Ces valeurs sont plus importantes que celles du système simple (cf. tableau 5.1). Par ailleurs, les valeurs du débit maximal en aval du bief sont moins importantes que les valeurs du système simple ; l'atténuation de la crue est plus importante. On peut dire que le frottement et l'atténuation dus à un casier sont plus importants que ceux dus à l'écoulement du lit majeur et que, par suite, la valeur de K augmente et la valeur de X diminue.

Les figures 5.35 à 5.39 montrent que bien que le débit maximal des hydrogrammes en aval soit bien calé en intensité, ceux de Muskingum se produisent avant ceux de SIC. De plus, à l'exception de la montée de la crue pour l'hydrogramme «ORSTOM», la réponse des hydrogrammes de Muskingum est plus lente aux basses et moyennes eaux. L'atténuation de la crue n'est pas parfaitement représentée par l'équation de Muskingum.

5.1.2.2. Le stockage.

Suite à l'analyse des hydrogrammes ci dessus, on peut supposer qu'il y aura un écart entre la variation temporelle du stockage de SIC et celle de Muskingum.

Les figures 5.40 à 5.44 (cf. annexe 5) montrent qu'à l'exception de la crue la moins forte, le volume stocké de Muskingum est nettement plus important que le volume stocké de SIC.

La comparaison entre les deux méthodes de la dérivée du volume stocké montre que la courbe de la méthode de Muskingum est uniquement bien calée autour des pics maximaux des hydrogrammes. Lors du remplissage du casier, la dérivée du volume stocké de Muskingum est en générale plus forte que celle de SIC. Lors du drainage, la dérivée du volume stocké de Muskingum est premièrement plus forte que celle de SIC et puis après un certain temps, elle devient moins importante que celle de SIC.

La figure 5.40 indique que la courbe de la dérivée du volume stocké de Muskingum suit la moyenne de la courbe de la dérivée du volume stocké de SIC lors du stockage et lors du déstockage du système.

La figure 5.43 illustre la variation du stockage lors du passage d'un hydrogramme qui remplit peu le casier. L'écart entre la dérivée du stockage de Muskingum et de SIC est le plus faible.

Par comparaison avec le système simple (cf. figures 5.7 à 5.11), on remarque que pour le système avec casier, les écarts entre les deux méthodes des courbes du volume stocké et de la dérivée du volume stocké sont plus importants.

5.1.2.3. La hauteur représentative du bief.

Suite à l'analyse du système simple (cf. § 5.1.1.3.), on considérera sans mener de vérification particulière que l'estimation de la hauteur représentative du bief la meilleure est calculée par la valeur pondérée des hauteurs en amont et en aval du bief selon le paramètre de Muskingum X .⁷

5.1.2.4. La surface inondée.

On rappelle que la surface inondée de Muskingum est donnée par $S = \frac{\partial V}{\partial h}$ où la dérivée du volume stocké dépend du volume du bief et où la dérivée de la hauteur représentative dépend des hauteurs aux limites au bief. La comparaison de la surface inondée de Muskingum avec celle de SIC est montrée par les figures 5.45 à 5.49 (cf. annexe 5). Les résultats ne sont pas satisfaisants. On observe toutefois deux phénomènes intéressants :

- Les pics de la courbe de la surface inondée de Muskingum se produisent lorsque la courbe de la surface inondée de SIC est plate ; ils sont souvent par pair. On trouve les mêmes conditions de validité de la courbe de Muskingum que dans le cas du système simple (cf. § 5.1.1.4.), et donc on impose les mêmes contraintes.
- La forme générale de la courbe de la surface inondée de Muskingum est beaucoup plus plate que celle de SIC ; La méthode de Muskingum surestime la surface inondée au pas de temps où le stockage du casier n'est pas important, et elle la sous-estime au pas de temps où le stockage du casier est important.

On continue l'analyse avec l'utilisation des contraintes, de l'interpolation et du lissage. Les résultats sont illustrés par les figures 5.50 à 5.54 (cf. annexe 5). Les pics des courbes évidents dans les figures 5.45 à 5.49 sont effacés mais on introduit des irrégularités, toutefois moins importantes, par les contraintes imposées. La forme générale de la courbe de la surface inondée de Muskingum reste plus plate que celle de SIC.

Il n'est pas évident qu'on puisse améliorer les résultats en modifiant la pondération des hauteurs en amont et en aval du bief ou le seuil de validité pour la dérivée de la hauteur représentative, ou en ajoutant d'autres contraintes.

Le tableau 5.9 ci-dessous donne la précision de la méthode de Muskingum pour le système avec le casier. Les résultats pour ce système sont beaucoup moins fiables que ceux du système simple (cf. § 5.1.1.6.). La surface inondée maximale et la surface inondée qui est dépassée pendant 15 jours de l'hydrogramme 'Bakel 1984' sont surestimées par rapport à celles de SIC. Les autres résultats sont bien sous-estimés par rapport à SIC.

Tableau 5.9 : La précision des résultats de la surface inondée à partir de la méthode de Muskingum.

Hydrogramme	Surface Inondée maximale			Surface Inondée dépassée 15 jours			Ecart quadratique moyen (ε) (%)
	SIC (km ²)	Muskingum (km ²)	Ecart (%)	SIC (km ²)	Muskingum (km ²)	Ecart (%)	
ORSTOM	393	255	-35,1	345	168	-51,3	110
Bakel 1974	1318	946	-28,2	1213	691	-43,0	402
Bakel 1982	276	164	-40,6	214	151	-29,4	95
Bakel 1984	49	67	36,7	48	59	22,9	18
Bakel 1985	294	172	-41,5	234	160	-31,6	94

5.1.2.5. Synthèse.

La méthode de Muskingum ne donne pas de bonnes estimations de la surface inondée d'un système où la zone la plus importante du stockage est au milieu du bief. On peut utiliser les figures 5.44 et 5.54 du stockage et de la surface inondée pour l'hydrogramme 'Bakel 1985' pour illustrer le problème.

Lors de la période de stockage et de déstockage du casier, la dérivée du volume stocké de Muskingum est bien calée. Cependant, la surface inondée est sous-estimée à cause du dénominateur trop fort de l'équation

$S = \frac{\partial V}{\partial h}$. La dérivée de la hauteur représentative est donc trop forte ; les hauteurs aux limites du bief varient plus rapidement que la hauteur moyenne du système. Par ailleurs, au début et à la fin de la crue, la

⁷ L'absence de nombreux pics sur les courbes de la surface inondée dans la section 5.1.2.4. confirme cette hypothèse.

dérivée du volume stocké de Muskingum est plus importante que celle de SIC ; le numérateur de l'équation

$$S = \frac{\partial V}{\partial h}$$

est trop fort et il y a une surestimation de la surface inondée.

On conclut que la raison principale pour ce mauvais calage est que les limites du système ne sont pas représentatives des phénomènes qui se produisent à l'intérieur du bief ; c'est-à-dire que les hydrogrammes en amont et en aval du bief ne représentent pas les conditions d'écoulement autour du casier.

5.1.3. La synthèse des résultats du système simple et du système avec casier.

La méthode de Muskingum est prolongée par l'utilisation de la relation $S = \frac{\partial V}{\partial h}$ pour décrire la surface inondée d'un bief. La dérivée du volume stocké du bief est calculée avec les équations classiques de Muskingum. Il n'y a pas la même formulation classique pour décrire la hauteur représentative du bief. L'analyse de la méthode par comparaison avec les résultats de système hydrodynamique simple a montré que la hauteur représentative du bief est correctement calculée par une pondération des hauteurs en amont et en aval du bief avec la même valeur du paramètre X qui est obtenue par l'équation de Muskingum. Les valeurs de X entre 0,24 et 0,08 ont été utilisées lors de cette analyse. En revanche, dans le cas du système avec un casier intermédiaire, cette méthode de reconstruction de la hauteur représentative n'a pas donné satisfaction.

Les résultats du système simple (cf. § 5.1.1.) montrent que la méthode de Muskingum calcule bien la surface inondée du bief. En revanche pour le système avec casier, où les sections mouillées aux limites sont inférieures aux sections mouillées moyennes de bief, (cf. § 5.1.2.) les résultats montrent que la méthode de Muskingum ne peut pas calculer la surface inondée avec précision ; la surface inondée autour de la pointe de la crue est sous-estimée. On peut s'attendre à ce que les résultats d'un système avec rétrécissement, où les sections mouillées aux limites sont supérieures aux sections mouillées moyennes de bief, indiquera que la méthode de Muskingum surestime la surface inondée autour de la pointe de la crue.

L'estimation de la surface inondée d'un bief n'est pas valide pour les écoulements quasi - permanent ; c'est-à-dire, où la dérivée de la hauteur représentative du bief est proche de zéro. Par ailleurs, elle est aussi difficile lorsque la surface inondée du bief ne varie pas (l'hydrogramme 'Bakel 1984').

On remarque que le calcul de la surface inondée d'un bief dépend de la précision avec laquelle les relations hauteur - débit aux limites du bief décrivent les caractéristiques moyennes du bief.

5.2. La modélisation des biefs de la vallée du fleuve Sénégal.

L'analyse du chapitre 4 a montré que les biefs entre Bakel et Saldé / N'Goui et entre N'Goui et Guédé de 1970 à aujourd'hui sont les seuls dont la fiabilité des valeurs de débit permet la modélisation de la surface inondée.

Toutefois, ceci ne limite pas l'application de la méthode d'estimation de la surface inondée basée sur la méthode de Muskingum si l'on pose quelques conditions. On a déjà noté au chapitre 3 qu'une méthode d'estimation de la surface inondée de la vallée du fleuve Sénégal a été établie en utilisant les courbes hypsométriques d'Unités Naturelles d'Équipement (U.N.E.). Les résultats résumés dans le chapitre 3 indiquent que les estimations de la surface inondée de la vallée du fleuve prennent en compte deux zones différentes de la vallée ; l'île à Morfil et la vallée du fleuve Sénégal entière.

Les résultats de Diop, validés par comparaison avec les estimations de la surface inondée par photo-interprétation des images satellites de SPOT, ne prennent en compte que l'île à Morfil et ses bordures. Par ailleurs, Diop indique la répartition de l'inondation des U.N.E. autour de l'île à Morfil et ses bordures. Aussi, on peut comparer les résultats de Diop avec ceux du bief de N'Goui à Guédé, si on suppose que l'inondation de

l'île à Morfil et en bordure du Doué dépend seulement du Doué dans le bief. On peut utiliser les résultats de SPOT comme une limite supérieure pour vérifier la précision des estimations de la surface inondée.

Les résultats de Reizer et de Gibb concernent l'inondation de la vallée du fleuve Sénégal entière. On suppose qu'elle est la somme de l'inondation de l'île à Morfil et ses bordures, et de l'inondation du lit majeur entre Bakel et Saldé / N'Gouï. A l'exception de la bordure du fleuve Sénégal entre Saldé et Podor, elle correspond à la somme des estimations de la surface inondée des deux biefs disponibles.

On remarque que l'estimation de la surface inondée selon la méthode de Muskingum prend en compte la surface inondée du lit mineur ainsi que celle du lit majeur. Donc, lors de la comparaison des résultats de Muskingum avec d'autres estimations de la surface inondée du lit majeur, il faut soustraire la surface du lit mineur de l'estimation de Muskingum.

On compare les estimations de la surface inondée du bief de N'Gouï à Guédé avec les estimations du modèle U.N.E. et de SPOT pour les années 1970, 1972, 1976, 1977, 1978, 1986 et 1988.

On compare la somme des estimations de la surface inondée des biefs de N'Gouï à Guédé et de Bakel à Saldé / N'Gouï pour les années 1970, 1971, 1972, 1974, 1975, 1976, 1977, 1978, 1979, 1980 et 1981.

5.2.1. L'estimation du modèle de propagation de Muskingum.

La première étape de la recherche des surfaces inondées pour ces deux biefs est de caler un modèle de propagation de Muskingum robuste sur ces biefs. On suit le processus d'identification de O'Connell (1985) : on cale les paramètres de Muskingum pour une crue ; on reconstruit l'hydrogramme en aval avec ces paramètres ; et on cherche les valeurs globales des paramètres prenant en compte les résultats du calage de plusieurs crues. Ce n'est qu'après avoir terminé ce processus qu'on a un modèle de Muskingum qui peut être utilisé comme un modèle de prévision.

L'analyse des données hydrologiques (cf. § 4.2.2.) a déjà indiqué qu'il n'y a pas une conservation de la masse à l'intérieur de ces deux biefs, et que donc il faut utiliser l'équation de Muskingum à trois paramètres. Elle suppose que les apports ou les pertes à l'intérieur d'un bief sont directement proportionnels au débit entrant dans le bief. Par simplicité, on commence la recherche du modèle global avec les équations de Muskingum linéaire. On utilisera les équations non linéaires seulement si les équations linéaires ne sont pas capables de décrire un modèle global.

5.2.1.1. L'estimation linéaire des paramètres de Muskingum de Bakel à Saldé / N'Gouï et de N'Gouï à Guédé.

L'analyse des hydrogrammes de Bakel, de Saldé, de N'Gouï et de Guédé indique qu'il y a 18 années de données convenables pour le bief qui commence à Bakel, et 17 années de données convenables pour le bief qui commence à N'Gouï.

Les résultats du calage de Muskingum sur ces deux biefs sont résumés dans les deux tableaux ci dessous. Ils montrent les paramètres de Muskingum et la précision de la reconstruction du pic de l'hydrogramme en aval fonction du débit maximal en amont du bief. La relation entre les paramètres de Muskingum et le débit maximal en amont du bief est aussi illustrée par les figures 5.55 à 5.60 (cf. annexe 5).

5.2.1.2. Le bief de Bakel à Saldé / N'Goui.

Tableau 5.10 : Les résultats du calage de Muskingum du bief de Bakel à Saldé / N'Goui.

Année	Débit maximal en amont (m ³ /s)	Débit maximal en aval (m ³ /s) (1)	Débit maximal en aval reconstruit (m ³ /s) (2)	Ecart (%) ((2-1)/1)	K	X	Alpha
1984	879	592,8	590,2	-0,43	7.42	0.10	-0.26
1990	976	592,1	594,8	0.46	8.62	0.16	-0.25
1983	1171	761,4	706,1	-7,26	6.84	0.08	-0.23
1987	1273	841,8	780,3	-7,31	7.53	0.13	-0.21
1972	1796	1129,7	1116,2	1,20	6.23	0.13	-0.24
1976	2189	1480,7	1434,4	-3,13	6.15	0.09	-0.22
1977	2263	1411,4	1457,8	3,29	5.90	0.08	-0.24
1985	2452	1513,4	1468,7	-2,95	6.02	0.14	-0.26
1993	2584	1475,2	1529,7	3.69	6.49	0.12	-0.23
1986	2701	1591,4	1611,5	1,26	6.15	0.05	-0.24
1991	2306	1490,6	1503,5	0,87	5.53	0.14	-0.30
1996	3248	1471,9	1359,9	-7.61	6.33	0.04	-0.31
1970	3703	2332,6	2408,6	3,26	11.89	0.05	-0.17
1988	4015	2218,1	2184,7	-1.51	11.70	-0.07	-0.23
1995	4469	2212,4	2400,2	8,49	11.57	0.03	-0.28
1971	4565	2517,8	2542,2	0,97	14.61	0.03	-0.20
1975	4779	2164,1	2369,9	9,51	11.79	-0.10	-0.21
1974	6316	2893,7	2627,6	-9,20	19.24	-0.07	-0.27

Le tableau ci dessus montre que pour le bief de Bakel à Saldé / N'Goui, le paramètre K augmente en fonction de l'amplitude de la crue et le paramètre X diminue en fonction de l'amplitude de la crue. Il est intéressant de voir que le paramètre $alpha$ ne varie pas avec l'amplitude de la crue. On peut interpréter les paramètres ainsi :

- le temps de propagation et l'atténuation deviennent plus importants avec l'amplitude de la crue en raison de l'augmentation de la rugosité du lit majeur,
- les pertes à l'intérieur du bief sont directement proportionnelles au débit amont. On ne peut pas les traduire comme des pertes dues au stockage dans les cuvettes du lit majeur car le remplissage des cuvettes du lit majeur est un phénomène hydrologique qui commence à une certaine amplitude de crue ; il serait plus logique que la valeur d' $alpha$ devienne plus négative avec l'amplitude de la crue.

De plus, on remarque qu'il y a une reconstruction satisfaisante de l'hydrogramme en aval du bief ; il n'y a qu'un écart moyen de $-0,36\%$ ($\pm 5,26\%$) au pic de l'hydrogramme entre l'hydrogramme reconstruit et l'hydrogramme observé.

On conclut que pour un modèle de prévision de ce bief, on ne peut pas supposer que les paramètres K et X sont constants.

5.2.1.3. Le bief de N'Goui à Guédé.**Tableau 5.11 : Les résultats du calage de Muskingum du bief de N'Goui à Guédé.**

Année	Débit maximal en amont (m ³ /s)	Débit maximal en aval (m ³ /s) (1)	Débit maximal en aval reconstruit (m ³ /s) (2)	Ecart (%) ((2-1)/1)	K	X	Alpha
1984	290	291,8	304,8	4,46	4,72	-0,23	0,16
1990	297	299,2	317,6	6,15	6,32	-0,26	0,23
1983	386	343,1	352,6	2,77	4,36	-0,25	0,12
1987	423	378,2	395,7	4,63	4,84	-0,17	0,15
1977	694	560,5	595,7	6,28	5,59	-0,33	-0,07
1993	708	548,4	575,2	4,89	11,77	-0,32	0,01
1985	728	607,4	637,6	4,97	6,48	-0,77	-0,03
1991	730	547,6	582,9	6,45	5,76	-0,35	-0,06
1976	735	574,1	605,8	5,52	5,77	-0,39	-0,06
1986	767	639,4	602,1	-5,83	9,16	-0,73	-0,02
1978	794	634,0	656,2	3,50	5,60	-0,46	-0,10
1980	918	689,9	723,0	4,80	7,88	-0,56	-0,09
1975	1150	902,3	867,3	-3,88	10,53	-0,50	-0,17
1995	1172	755,6	753,1	-0,33	21,12	-0,64	-0,19
1988	1182	748,4	778,3	4,00	11,13	-0,86	-0,16
1971	1407	815,8	864,1	5,92	18,29	-0,43	-0,27
1974	1675	885,8	900,3	1,64	19,05	-0,60	-0,26

Le tableau ci dessus montre que tous les paramètres de Muskingum varient avec l'amplitude de la crue : le temps de propagation augmente, l'atténuation diminue et les pertes augmentent. Ils sont cohérents avec le remplissage des cuvettes sur le lit majeur. Toutefois, il faut remarquer que pour les débits de pointe en amont du bief, inférieures à environ 700 m³/s (ce qui est une valeur faible), la valeur du paramètre alpha est en fait positive : c'est-à-dire qu'il y a des apports à l'intérieur du bief ou une erreur d'étalonnage à l'une des deux stations.

On remarque qu'il y a une reconstruction satisfaisante de l'hydrogramme en aval du bief ; il n'y a qu'un écart moyen de 3,29 % (3,54 %) au pic de l'hydrogramme entre l'hydrogramme reconstruit et l'hydrogramme observé.

On conclut que pour un modèle de prévision de ce bief, on ne peut pas supposer que les paramètres K , X et $alpha$ sont constants

5.2.1.4. Synthèse.

La variation des paramètres de Muskingum pour ces deux biefs, surtout celle de K , rend nécessaire l'utilisation d'un modèle non linéaire pour la prévision des surfaces inondées.

5.2.1.5. L'estimation non linéaire des paramètres de Muskingum de Bakel à Saldé / N'Goui et de N'Goui à Guédé.

On a introduit dans la section 3.3.1. quelques méthodes non linéaires de Muskingum qui peuvent être utilisées pour l'estimation des paramètres qui varient avec l'amplitude de la crue. On aborde le problème de non linéarité en utilisant la méthode pas à pas des courbes segmentées (3.13) parce que cette méthode a l'avantage d'être plus robuste. (cf. § 3.4.1.4).

Le calage de l'équation sur chaque segment montre que les modèles de Muskingum peuvent être non stables. En fait, quand on utilise une fonction de transfert, il faut vérifier que la résolution de l'équation caractéristique donne des modules dont les valeurs sont inférieures à un. Aussi, le coefficient c_3 , qui correspond à l'influence du débit en aval au pas de temps $t-1$, doit être inférieur à un. On choisit donc d'effacer les paramètres qui donnent des modèles non stables, avant l'analyse globale des relations.

On trouve ainsi des modèles qui sont stables mais qui donnent néanmoins des valeurs de paramètres peu réalistes (par exemple, les valeurs de K plus grandes que 100 jours). Il faut filtrer ces résultats car autrement ces valeurs

peu réalistes peuvent avoir une grande influence sur la recherche des relations globales. Les figures 5.61 à 5.66 (cf. annexe 5) montrent ces résultats de calage non linéaire pour l'ensemble des crues des deux biefs après la vérification de la stabilité et du filtrage.⁸

Il y a environ deux mille estimations pour chaque paramètre pour chaque bief. C'est pourquoi il y a beaucoup de dispersion, mais en raison du grand nombre d'estimations la méthode est très robuste. Même s'il y a plus d'estimations de paramètres en basses eaux, on peut remarquer que les tendances générales précédemment observées avec l'utilisation du modèle linéaire (cf. § 5.2.1.2. et § 5.2.1.3.) restent valides, bien que les valeurs fortes du paramètre K soient plus évidentes avec cette méthode d'analyse.

Le problème de la recherche de relations globales entre les paramètres et le débit explicatif, pris comme le débit en amont du bief au pas de temps t , se résume aux questions suivantes :

- quel type de régression doit-on utiliser pour trouver ces relations ? ,
- comment peut-on savoir quel type est le plus convenable ?

On remarque que les relations entre les paramètres de Muskingum (K , X , et α) et l'amplitude de la crue ne semblent pas linéaires. L'application des courbes de tendance puissance et exponentielle montre qu'elles ne sont pas satisfaisantes pour décrire les relations paramètre - débit. On considère donc des régressions polynomiales.

On utilise le coefficient de détermination ajusté, $R^2_a = 1 - \frac{n-1}{n-m-1} (1 - R^2)^p$, pour déterminer la fiabilité d'une régression. Son avantage est que contrairement au coefficient de détermination qui augmente toujours avec l'addition d'une variable explicative, le coefficient de détermination ajusté n'augmente que si l'addition d'une variable explicative donne une meilleure représentation des données.

De plus, il faut aussi prendre en compte le fait que les régressions polynomiales d'ordres les plus fortes peuvent être perturbées par la multicollinéarité ; c'est-à-dire que les variables explicatives sont corrélées.

Avec les régressions polynomiales, il faut décider l'ordre maximal du polynôme. On voudrait une relation qui explique la plupart des variations entre les variables mais qui, en même temps, n'a pas trop de paramètres.

On commence la recherche d'une régression polynomiale avec une régression linéaire (premier ordre) et puis on augmente pas à pas l'ordre de la régression. Chaque fois, on vérifie la signification statistique des variables explicatives avec le test de Student (t). Ce test indique la signification statistique de l'ordre du polynôme et la présence de multicollinéarité. Il est très robuste aux déviations des hypothèses de régression. On n'utilise pas le test de Fisher (F) pour vérifier l'importance de la régression car il est sensible aux déviations des hypothèses (Zar, 1996).

Les tableaux 5.12 à 5.17 (cf. annexe 5) montrent les résultats des régressions polynomiales jusqu'au sixième ordre. En prenant en compte les considérations ci dessus, on a choisi les régressions polynomiales d'ordre inférieur à quatre pour chaque paramètre et pour les deux biefs.

5.2.1.6. Le bief de Bakel à Saldé / N'Goui.

Les relations des paramètres globaux de Muskingum qui sont calés sur 18 crues sont :

$$(5.4.) \quad K = 3,510 \cdot 10^{-6} Q^2 - 0,0086Q + 11,4777 \quad R^2_a=0,3450$$

$$(5.5.) \quad X = -2,897 \cdot 10^{-8} Q^2 + 6,364 \cdot 10^{-5} Q + 0,0613 \quad R^2_a=0,0429$$

$$(5.6.) \quad \alpha = 3,857 \cdot 10^{-5} Q - 0,2496 \quad R^2_a=0,0394$$

⁸ Les tableaux qui accompagnent ces figures sont donnés dans les fichiers D:\Matthew Scott\mémoire de DEA\Ch5\bakel à salde&ngoui - l'estimation pas à pas de Muskingum.xls et D:\Matthew Scott\mémoire de DEA\Ch5\ngoui à guede - l'estimation pas à pas de Muskingum.xls.

⁹Dans la formule du coefficient de détermination ajusté, n est égal au nombre total de données et m au nombre des variables explicatives.

où Q est égal au débit en amont du bief au pas de temps t .

Les figures 5.67 à 5.69 (cf. annexe 5) donnent ces courbes de tendance pour chacun des paramètres.

La figure 5.67 montre que la courbe de tendance du paramètre K est en général bien calée, bien qu'aux basses eaux il y ait de la dispersion au-dessus de la courbe, et qu'aux hautes eaux la courbe n'est pas bien définie en raison du faible nombre d'estimations de K .

La relation entre X et le débit explicatif est moins fiable (figure 5.68). Il y a beaucoup de dispersion aux basses eaux et un écart négatif de la courbe de tendance aux hautes eaux. On pourrait prendre soit une régression linéaire, voire une valeur constante, soit une régression de troisième ordre à la place de la relation quadratique. Cependant, les régressions linéaires et du troisième ordre surestiment les valeurs de X aux hautes eaux et donc on a choisi la régression quadratique.

La figure 5.69 indique qu'une relation linéaire du paramètre α est bien calée aux basses et hautes eaux même s'il y a une dispersion importante aux basses eaux.

La relation la moins fiable est donc celle du paramètre X . Toutefois, on gardera cette relation dans la suite. D'autres chercheurs ont démontré que l'application de Muskingum à la propagation des crues est robuste à l'imprécision du paramètre X (par exemple, O'Donnell et al, 1988), bien qu'on note que cette imprécision peut être importante pour le calcul de la hauteur représentative du bief. La précision du calage du modèle de propagation des crues est indiquée par l'écart entre le débit maximal d'hydrogramme observé et de celui de Muskingum.

Le tableau 5.18 ci dessous montre la précision des hydrogrammes calculés en utilisant les relations non linéaire paramètre – débit pour la reconstruction de hydrogramme à Saldé / N'Goui.

Tableau 5.18 : Les résultats du calage global de Muskingum du bief de Bakel à Saldé / N'Goui.

Année	Débit maximal en amont (m ³ /s)	Débit maximal en aval (m ³ /s) (1)	Débit maximal en aval reconstruit (m ³ /s) (2)	Ecart (%) ((2-1)/1)
1984	879	592,8	621,1	4,77
1990	976	592,1	620,5	4,80
1983	1171	761,4	729,9	-4,14
1987	1273	841,8	790,3	-6,12
1972	1796	1129,7	1162,3	2,89
1976	2189	1480,7	1446,4	-2,32
1977	2263	1411,4	1510,9	7,05
1985	2452	1513,4	1559,3	3,03
1993	2684	1475,2	1467,0	-0,56
1986	2701	1591,4	1604,7	0,84
1991	2806	1490,6	1530,1	2,65
1996	3248	1471,9	1397,3	-5,07
1970	3703	2332,6	2337,1	0,19
1988	4015	2218,1	2090,9	-5,73
1995	4469	2212,4	2390,4	8,05
1971	4565	2517,8	2472,1	-1,82
1975	4779	2164,1	2065,9	-4,54
1974	6316	2893,7	2485,5	-14,11

L'écart moyen entre le pic de l'hydrogramme reconstruit à partir des paramètres globaux non linéaires de Muskingum et celui observé est de $-0,56\%$ (vs $5,54\%$). Toutefois, on note que la crue la plus forte est surestimée par le modèle non linéaire du bief, en raison de l'incertitude des relations non linéaires pour les hautes eaux.

Si on compare ces résultats avec ceux obtenus pour l'estimation des paramètres linéaires locaux (§ 5.2.1.2., l'écart moyen est de $-0,36\%$ ($\pm 5,26\%$)), on peut dire qu'il n'y a pas une détérioration importante de la précision des hydrogrammes reconstruits en passant au modèle global non linéaire.

5.2.1.7. Le bief de N'Goui à Guédé.

Les relations des paramètres globaux de Muskingum qui sont calés sur 17 crues sont :

$$(5.7.) \quad K = 3,569 \cdot 10^{-5} Q^2 - 0,0233Q + 6,7976 \quad R_a^2=0,4800$$

$$(5.8.) \quad X = 4,076 \cdot 10^{-7} Q^2 - 0,0006Q - 0,0597 \quad R_a^2=0,0721$$

$$(5.9.) \quad \alpha = -1,146 \cdot 10^{-9} Q^3 + 2,819 \cdot 10^{-6} Q^2 - 0,0024Q + 0,5494 \quad R_a^2=0,7805$$

où Q est égal au débit en amont du bief au pas de temps t .

Les figures 5.70 à 5.72 (cf. annexe 5) illustrent ces courbes de tendance pour chacun des paramètres.

La figure 5.70 montre que la relation K en fonction du débit explicatif du bief de N'Goui à Guédé est semblable à celle de bief de Bakel à Saldé / N'Goui : il y a dispersion au-dessus de la courbe de tendance aux basses eaux, et elle n'est pas bien définie aux hautes eaux en raison du faible nombre d'estimations de K .

Comme dans le cas du premier bief, la figure 5.71 indique qu'il y a une relation peu fiable entre X et le débit explicatif. Il y a une dispersion importante autour de la courbe de tendance mais cette dispersion n'est pas systématique. Donc, on suppose que la courbe est convenable.

La relation entre α et le débit explicatif est bien calée par une régression cubique (figure 5.72). La dispersion est limitée aux basses eaux.

On remarque que la relation entre X et le débit explicatif est encore la moins fiable. De plus, la relation entre α et le débit est plus complexe (une régression cubique), mais elle est mieux calée avec un coefficient de détermination ajusté de 0,78.

Le tableau 5.19 montre la précision des paramètres globaux pour le modèle de prévision de Muskingum.

Tableau 5.19 : Les résultats du calage global de Muskingum du bief de N'Goui à Guédé.

Année	Débit maximal en amont (m ³ /s)	Débit maximal en aval (m ³ /s) (1)	Débit maximal en aval reconstruit (m ³ /s) (2)	Ecart (%) ((2-1)/1)
1984	290	291,8	288,2	-1,23
1990	297	299,2	294,6	-1,54
1983	386	343,1	333,9	-2,68
1987	423	378,2	361,5	-4,42
1977	694	560,5	550,4	-1,80
1993	708	548,4	548,1	-0,05
1985	728	607,4	570,5	-6,08
1991	730	547,6	537,5	-1,84
1976	735	574,1	549,2	-4,34
1986	767	639,4	568,0	-11,17
1978	794	634,0	601,3	-5,16
1980	918	689,9	648,1	-6,06
1975	1150	902,3	767,1	-14,98
1995	1172	755,6	781,6	3,44
1988	1182	748,4	715,0	-4,46
1971	1407	815,8	784,3	-3,86
1974	1675	885,8	789,4	-10,88

L'écart moyen entre le pic de l'hydrogramme reconstruit à partir des paramètres globaux non linéaires de Muskingum et celui observé est de $-4,54\%$ ($\pm 4,48\%$). La méthode non linéaire de Muskingum sous-estime le débit maximal à Guédé, et on note encore que cette sous-estimation est plus importante aux hautes eaux.

Cependant, comme dans le cas du bief de Bakel à Saldé / N'Goui, il n'y a pas une détérioration importante entre les résultats des modèles locaux linéaires (§ 5.2.1.3., l'écart moyen est de $3,29\%$ ($\pm 3,54\%$)) et les résultats des paramètres globaux

5.2.1.8. Synthèse.

Les modèles globaux non linéaires de Muskingum représentent bien la propagation des crues des deux biefs de Bakel à Saldé / N'Goui et de N'Goui à Guédé. Ces modèles ont été calés par l'application de régressions polynomiales aux paramètres de l'équation linéaire de Muskingum obtenus sur des segments découpés pas à pas.

On utilise ces modèles non linéaires pour déterminer la surface inondée des deux biefs.

5.2.2. Le calcul de la surface inondée de la vallée du Fleuve Sénégal.

On rappelle que l'on utilise pour le calcul de la surface inondée d'un bief les estimations de la dérivée du volume stocké et de la hauteur représentative du bief à chaque pas de temps. L'équation linéaire de Muskingum à trois paramètres (3.12) calcule directement le volume stocké à chaque pas de temps de la crue et on calcule sa dérivée par les différences finies :

$$(5.10.) \quad \frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} \left\{ K \left[X(1-\alpha)Q_E + (1-X)Q_S \right] \right\}$$

Cependant, si on utilise la même dérivation avec l'équation non linéaire de Muskingum (3.14) on suppose que les dérivées de paramètres K , X et α sont négligeables devant les dérivées du débit en amont et en aval du bief. Par ailleurs, pour trouver la dérivée de la hauteur représentative il faut utiliser les hauteurs en aval, qui correspondent à l'hydrogramme de Muskingum en aval du système, avant l'application des différences finies. On arrive à trois problèmes particuliers :

- Les lois d'étalement en aval des biefs ne sont pas biunivoques. Il n'y a pas une relation simple entre le débit et la hauteur, donc il faut utiliser un processus itératif lors du calcul de la hauteur en aval des biefs.
- Les hauteurs aux stations sont en m IGN ou en cm au-dessus des zéros des échelles limnimétriques. Les valeurs du tirant d'eau ne sont pas disponibles. Donc, le calcul de la hauteur représentative du bief n'est pas possible. Toutefois, le calcul de la dérivée de la hauteur représentative du bief (3.16) est possible si on admet que la variation du coefficient non linéaire de pondération des hauteurs en amont et en aval du bief (X) est lente et donc le terme de la dérivée de X est négligeable. Le calcul de la dérivée de la hauteur représentative du bief devient alors :

$$(5.11.) \quad \partial H = H_{(t)} - H_{(t-1)} = \left(\frac{X_{(t)} + X_{(t-1)}}{2} \right) \left(H_{E(t)} - H_{E(t-1)} \right) + \left(1 - \left(\frac{X_{(t)} + X_{(t-1)}}{2} \right) \right) \left(H_{S(t)} - H_{S(t-1)} \right)$$

- L'hydrogramme calculé en aval du bief Bakel – Saldé / N'Goui est le composé des hydrogrammes de deux stations. Il faut couper cet hydrogramme en deux avant de pouvoir calculer les hauteurs en aval du bief (cf. § 5.2.2.2.).

Pour le calcul des hauteurs qui correspondent aux débits calculés en aval des biefs, on utilise les logiciels de l'ORSTOM 'ASCIDOUB', 'TRAQH_N1' et 'DOUBASCI'.

5.2.2.1. L'estimation de la surface inondée de l'île à Morfil : le bief de N'Goui à Guédé.

Dans un premier temps, on calcule la surface inondée du bief N'Goui à Guédé pour les années 1986 et 1988 afin de comparer ces résultats avec ceux de la photo-interprétation des images de SPOT et du modèle U.N.E.

Les mêmes étapes d'analyse sont suivies que dans la comparaison des estimations de la surface inondée des systèmes artificiels. Les figures 5.73 et 5.74 (cf. annexe 5) illustrent la reconstruction de l'hydrogramme à Guédé pour ces deux années. On remarque que les hydrogrammes reconstruits selon la méthode non linéaire de Muskingum sont un peu plus lisse que les hydrogrammes observés et que les pics d'hydrogrammes de Muskingum sont légèrement sous-estimés.

Avant de calculer la surface inondée du bief, il est intéressant de tracer les courbes de la dérivée du volume et de la dérivée de la hauteur représentative pour vérifier si les termes des dérivées de paramètres K , X et $alpha$ sont en fait négligeables.

Les figures 5.75 et 5.76 (cf. annexe 5) illustrent qu'il y a des déviations importantes entre les courbes des dérivées du volume et de la hauteur représentative. La courbe de la dérivée du volume est beaucoup plus irrégulière que celle de la dérivée de la hauteur représentative lors de la période de la crue la plus forte (pas de temps entre 60 et 110). Ceci indique que les dérivées de paramètres K , X et $alpha$ ne sont pas négligeables.

La comparaison de la dérivée du volume du bief selon l'équation non linéaire de Muskingum où les termes des dérivées des paramètres K , X et $alpha$ sont supposés négligeables, avec l'équation de la conservation de la masse

$\frac{\partial V}{\partial t} = Q_{E(t)} - Q_{S(t)}$ indique s'il est acceptable de négliger les dérivées de paramètres K , X et $alpha$ lors du calcul de la dérivée du volume selon Muskingum.

Les figures 5.77 et 5.78 (cf. annexe 5) montrent que les courbes de la dérivée du volume de l'équation de la conservation de la masse sont beaucoup plus lisses que celles de Muskingum. Les courbes de la dérivée du volume de l'équation de la conservation de la masse sont plus semblables à celles de la dérivée de la hauteur représentative du bief. Aussi, les termes des dérivées des paramètres K , X et $alpha$ ne sont pas négligeables.¹⁰ Cependant, la ressemblance des courbes de la dérivée du volume de l'équation de la conservation de la masse et de celle de la dérivée de la hauteur représentative du bief indique que la dérivée du terme X est négligeable : la dérivée de l'équation du paramètre X (5.5.), est deux ordres de grandeur plus faible que celle de l'équation du paramètre K (5.4.).

Au lieu de calculer les termes des dérivées de paramètres K , X et $alpha$, on utilise la dérivée du volume qui est calculé à partir de l'équation de la conservation de masse lors du calcul de la surface inondée.

Pour le calcul de la hauteur représentative du bief, on calcule la dérivée de la hauteur représentative du bief dans les deux cas suivants :

- elle dépend de la valeur de X ($X_h = X_Q$) dont on suppose que la dérivée est négligeable (5.11.),
- elle est la moyenne des hauteurs en amont et en aval du bief (X_h est constant et égal à 0,5).

De cette façon, on peut tester la sensibilité des estimations de la surface inondée aux hypothèses du calcul de la hauteur représentative.

On obtient les estimations brutes et lissées de la surface inondée du bief entre N'Goui et Guédé comme illustrées dans les figures 5.79 à 5.86 (cf. annexe 5). L'estimation de la surface inondée où $X_h = X_Q$ semble la meilleure ; la forme générale des courbes brutes est la plus réaliste lors de la période autour de la pointe de la crue (pas de temps entre 60 et 110).

Pour 1986, la valeur maximale de courbe lissée de surface inondée se produit presque en même temps pour les deux méthodes ; la surface inondée maximale de la méthode de pondération avec X est plus importante que celle de la hauteur moyenne, comme observé lors de la modélisation des systèmes artificiels.

¹⁰ Les courbes lissées de la surface inondée qui ont été calculées avec la dérivée du volume de l'équation non linéaire de Muskingum et la dérivée de la hauteur représentative du bief (pondération par X), donnent respectivement des estimations de la surface inondée maximale des années 1986 et 1988 de 987 km² et 3129 km². Les résultats sont donc aberrants.

Pour 1988, la surface inondée maximale se produit à des pas de temps différents pour les deux méthodes : l'égalité des deux valeurs est un hasard.

On remarque que les estimations de la surface inondée du bief semblent très sensibles au calcul de la dérivée de la hauteur représentative du bief ; c'est-à-dire, à la pondération des hauteurs en amont et en aval du bief. L'analyse des systèmes hydrodynamiques a montré que la pondération selon X est la meilleure estimation de la hauteur représentative du bief bien que dans cette analyse l'importance de la dérivée du paramètre non linéaire X ne soit pas évidente.

Ainsi, il faut être capable de dire quelle méthode de pondération produit la meilleure estimation de la surface inondée maximale du bief (amplitude et date). Pour cette deuxième considération on admet que la surface inondée maximale du bief se produit en même temps que la hauteur maximale du bief¹¹, autrement elle est due à un pic d'erreur de calcul de la surface inondée.

Cependant, on rappelle que la hauteur maximale du bief dépend de la pondération des hauteurs en amont et en aval du bief et qu'elle se produit lors de la pointe de la crue, période de la crue quasi-permanente. Les contraintes précédemment identifiées lors de la modélisation des systèmes artificiels (cf. § 5.1.1.6.), surtout la contrainte du seuil minimal de prise en compte de la dérivée de la hauteur représentative du bief, influencent donc le calcul de la surface inondée maximale autour de la hauteur du bief maximale : plus le seuil minimal de prise en compte de la dérivée de la hauteur représentative du bief est grand, plus la période des calculs non valides de la surface inondée autour de la hauteur du bief maximale est grande. Donc, la surface inondée maximale ne se produit pas exactement en même temps que la hauteur maximale du bief car le calcul y a été défini comme non valide.

Le tableau 5.20 ci dessous montre les estimations de la surface inondée maximale selon les deux méthodes de pondération pour les années 1986 et 1988, et les compare aux estimations de la surface inondée de SPOT et du modèle U.N.E. : les valeurs de la surface inondée de Muskingum prennent en compte le fait qu'environ 15 km² de l'estimation de la surface inondée sont ceux du lit mineur ; les valeurs de 'l'île à Morfil ajustée' suppose que la bordure droite de l'île à Morfil (rive Mauritanienne) n'est pas inondée par le bief de N'Goui à Guédé. Par ailleurs, le tableau donne la date de la surface inondée maximale et des hauteurs maximales en amont et en aval du bief.

Tableau 5.20 : Comparaison des méthodes de calcul de la surface inondée de l'île à Morfil des années 1986 et 1988, $w = 0,03$ m.¹²

Année	H_E max.	H_S max.	Surface Inondée max. de Muskingum				Surface Inondée de SPOT	Surface Inondée de U.N.E.	
			$X_H=X_Q$		$X=0,5$			L'île à Morfil	L'île à Morfil ajustée
			(km ²)	Date	(km ²)	Date			
1986	17/9	22/9	518	14/9	396	16/9	391	542	462
1988	24/9	2/10	869	12/9	847	25/9	577	865	680

Ce tableau montre que la surface inondée maximale calculée par Muskingum avec $X_H=X_Q$ est surestimée par rapport à la méthode de SPOT et au modèle U.N.E. La précision de l'estimation de la surface inondée maximale de Muskingum avec $X=0,5$ est moins évidente :

- L'estimation pour 1986 est très semblable à celle de SPOT.
- La surface inondée maximale pour 1988 est surestimée par rapport à celles de SPOT et du modèle U.N.E.

Il est intéressant de noter que selon Diop (1992), les images satellites de SPOT ont été prises après la hauteur maximale de la zone de l'île à Morfil. En considérant le drainage des U.N.E. avec la décrue, on peut supposer que l'estimation de la surface inondée de SPOT sous-estime la surface inondée maximale.

L'estimation de la surface inondée maximale des méthodes de Muskingum se produit à peu près en même temps que la hauteur maximale en amont du bief. On peut supposer que le décalage de quelques jours est dû à la contrainte du calcul de la dérivée de la surface inondée. C'est pourquoi les valeurs maximales ne sont pas dues aux pics d'erreurs du calcul.

¹¹ La hauteur représentative maximale du bief ne peut pas être calculée (cf. § 5.2.2.).

¹² Le seuil de contrainte w est souvent donné dans les figures comme w .

En prenant en compte uniquement ces deux années, la précision de la méthode de Muskingum, et les conditions d'application ne sont pas évidentes. Toutefois, la méthode de Muskingum donne des estimations de la surface inondée maximale du bief qui sont semblables à celles des autres méthodes, qui prennent en compte la topographie du lit majeur.

Pour mettre au clair l'incertitude de la précision et de l'application de la méthode de Muskingum, on continue l'analyse pour les années où les estimations de la surface inondée du modèle U.N.E. sont les seules disponibles pour faire la comparaison avec des résultats de Muskingum.

Cette analyse montre que la précision de l'estimation de la surface inondée maximale dépend de la méthode de calcul de la hauteur représentative du bief, si elle se produit en même temps que la hauteur maximale du bief.

Le tableau 5.21 ci dessous montre qu'en général, les estimations de la surface inondée maximale ne se produisent pas en même temps que la hauteur maximale du bief. Aussi, ces estimations peuvent être dues aux pics d'erreurs du calcul de la surface inondée.

Tableau 5.21 : Comparaison des méthodes de calcul de la surface inondée de l'île à Morfil ; $\varpi = 0,03$ m

Année	H_E max.	H_S max.	Surface Inondée maximale de Muskingum				Surface Inondée de U.N.E.	
			$X_h = X_Q$		$X = 0,5$		L'île à Morfil	L'île à Morfil ajustée
	Date	Date	(km ²)	Date	(km ²)	Date	(km ²)	(km ²)
1970	23/5	2/10	789	20/8	1068	16/9	1520	1021
1972	12/5	15/9	148	4/11	151	13/9	201	161
1976	28/8	2/9	263	20/8	334	29/9	387	286
1977	27/5	2/10	200	14/9	296	26/9	400	294
1978	4/10	10/10	420	11/8	394	3/10	576	412

Il est intéressant de varier le seuil de la contrainte du calcul de la surface inondée pour la vérification de la sensibilité des estimations de l'amplitude et de la date de la surface inondée maximale. Aussi, on calcule la surface inondée maximale avec un seuil de contrainte plus faible. Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau 5.22. On remarque que l'amplitude et la date des estimations de la surface inondée maximale ne sont plus les mêmes, bien que cette variation ne soit pas uniforme selon les années.

Tableau 5.22 : Comparaison des méthodes de calcul de la surface inondée de l'île à Morfil ; $\varpi = 0,02$ m.

Année	H_E max.	H_S max.	Surface Inondée maximale de Muskingum				Surface Inondée de U.N.E.	
			$X_h = X_Q$		$X = 0,5$		L'île à Morfil	L'île à Morfil ajustée
	Date	Date	(km ²)	Date	(km ²)	Date	(km ²)	(km ²)
1970	23/5	2/10	1474	7/9	1361	7/9	1520	1021
1972	12/5	15/9	156	3/11	205	13/9	201	161
1976	28/8	2/9	717	24/8	334	29/8	387	286
1977	27/5	2/10	610	23/9	357	27/9	400	294
1978	4/10	10/10	553	3/10	542	5/10	576	412

La figure 5.87 ci dessous donne l'ensemble des estimations de la surface inondée de l'île à Morfil. Elle montre que l'estimation de la surface inondée maximale de Muskingum est plus sensible au seuil de calcul de la hauteur représentative du bief qu'à la valeur de pondération des hauteurs en amont et en aval du bief.

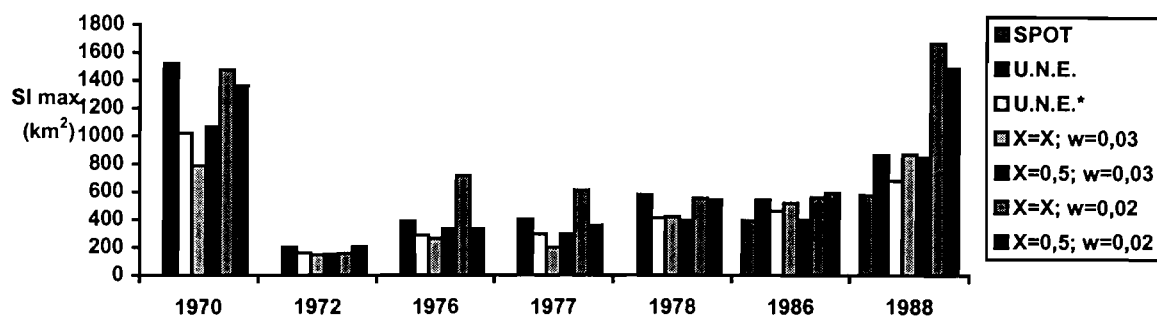


Figure 5.87 : Comparaison des résultats de l'estimation de la surface inondée de l'île à Morfil.¹³

La figure 5.88 (cf. annexe 5) donne la même comparaison en fonction de l'amplitude de la crue. Elle montre que l'estimation de la surface inondée par chaque méthode augmente avec l'amplitude de la crue, bien que l'augmentation varie selon la méthode d'estimation. Pour les années analysées, on trouve que la méthode de Muskingum qui utilise le paramètre X de l'équation de Muskingum pour le calcul de la hauteur représentative du bief, et qui utilise un seuil de 0,03 m, donne les estimations les plus proches de celles de SPOT et du modèle U.N.E. Cependant, les tableaux 5.20 à 5.22 indiquent que l'estimation de la surface inondée maximale ne se produit pas toujours en même temps que la hauteur maximale du bief et qu'elle peut être due aux pics d'erreurs du calcul.

On conclut que pour le bief de N'Goui à Guédé, l'estimation de la surface inondée maximale par la méthode de Muskingum est semblable aux estimations des méthodes du modèle U.N.E. et des images satellites de SPOT, bien qu'elle dépende des hypothèses de calcul. Il est difficile d'estimer la précision de la méthode de Muskingum en raison du faible nombre de crues observées par SPOT.

5.2.2.2. L'estimation de la surface inondée de la vallée du fleuve Sénégal entière : les biefs de N'Goui à Guédé et de Bakel à Saldé / N'Goui.

Les calculs de la surface inondée maximale, et de la surface inondée qui dépasse 15 jours et 45 jours, pour le bief de N'Goui à Guédé, ainsi que pour le bief de Bakel à Saldé / N'Goui, ont été réalisés pour les années 1970 à 1972 et 1974 à 1981 afin de pouvoir les comparer avec les estimations de l'inondation de la vallée du fleuve entière de Reizer et de Gibb.

L'estimation de la surface inondée du bief Bakel à Saldé / N'Goui nécessite une analyse de l'hydrogramme composé Saldé / N'Goui pour déterminer les proportions de cet hydrogramme qui passent à Saldé et à N'Goui. On a utilisé une régression linéaire entre le pourcentage d'eau, qui passe à chacune des stations, et le débit composé, lors de la période de juillet à novembre pour chacune des années. Les résultats de ces régressions sont donnés dans le tableau 5.23 (cf. annexe 5). Cette analyse permet le découpage de l'hydrogramme de Muskingum en aval ainsi que le calcul des hauteurs en aval du bief pour chaque cours d'eau.

Les régressions linéaires moyennes $Y_{Saldé} = -0,0102C + 59,520 \%$ et $Y_{N'Goui} = 0,0102C + 40,480 \%$ sont obtenues, où Y est le pourcentage d'écoulement qui passe à chaque station et C est le débit composé calculé en aval du bief. Les deux hauteurs ne sont pas identiques et on prend la hauteur moyenne des deux cours d'eau comme la hauteur en aval du système lors du calcul de la surface inondée du bief de Bakel à Saldé / N'Goui.

Les estimations de la surface inondée maximale, de la surface inondée qui dépasse 15 jours et de la surface inondée qui dépasse 45 jours, pour les deux biefs sont données dans les tableaux 5.24 à 5.27 (cf. annexe 5). L'estimation des surfaces inondées de la vallée du fleuve entière est obtenue par l'addition des estimations des

¹³ Les valeurs U.N.E.* représentent l'estimation de la surface inondée de l'île à Morfil du modèle U.N.E. restreinte à la partie Sénégalaise.

deux biefs. On suppose qu'environ 20 km² de l'estimation de la surface inondée de Muskingum représente la surface du lit mineur et donc on soustrait cette valeur des estimations de la surface inondée de Muskingum.

La comparaison de l'estimation de la surface inondée maximale de la basse vallée entière n'est possible que pour 3 années. La figure 5.89 ci dessous montre cette comparaison ; elle indique que les estimations de Muskingum ($w=0,03$ m) sont les meilleures bien que pour les faibles crues les valeurs de Muskingum surestiment la surface inondée par rapport au modèle U.N.E. Il n'est pas évident que la méthode de calcul de la hauteur représentative joue un rôle important dans la précision des estimations.

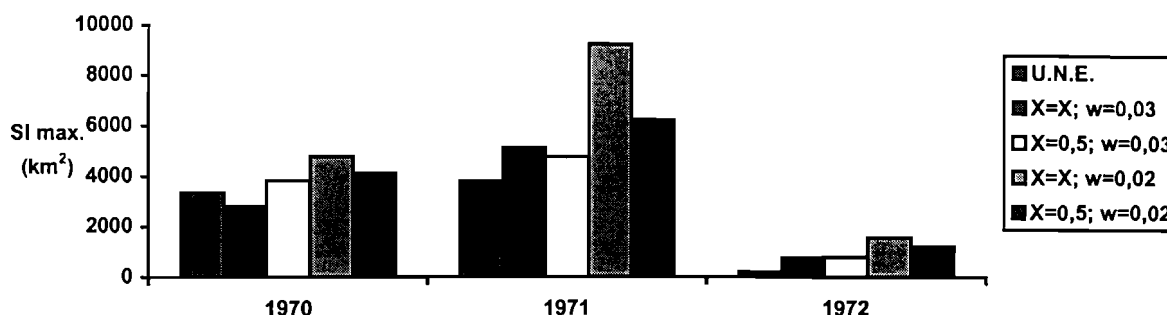


Figure 5.89 : Comparaison des estimations de la surface inondée maximale de la vallée du fleuve entière.

L'évaluation de la méthode de Muskingum peut être menée de façon plus approfondie sur les surfaces inondées plus de 15 jours et 45 jours. On dispose en effet de nombreuses estimations de ces surface par le modèle U.N.E. Les deux figures 5.90 et 5.91 ci dessous nous permettent de comparer les résultats des deux méthodes.

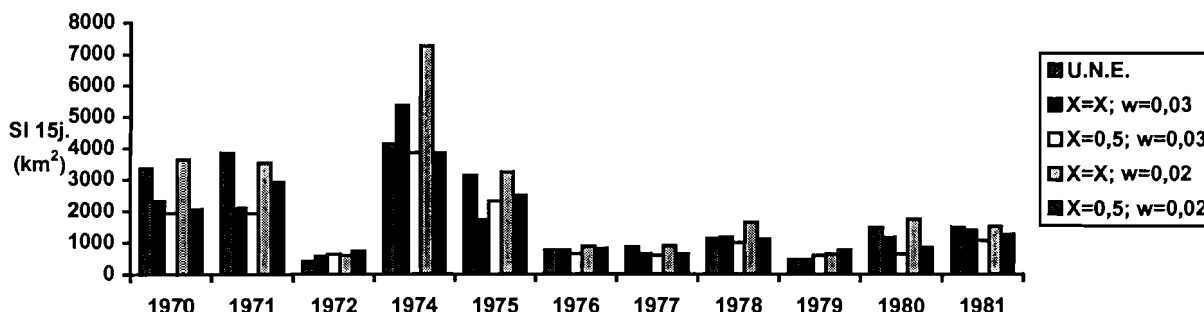


Figure 5.90 : Comparaison des estimations de la surface inondée qui dépasse 15 jours de la vallée du fleuve entière.

La figure 5.90 montre que l'estimation de Muskingum de la surface inondée plus de 15 jours est bien calée avec celle du modèle U.N.E. pour les plus faibles crues. Les estimations pour les crues moyennes sont en générale sous-estimées par rapport au modèle U.N.E. bien que l'estimation de Muskingum ($XH=XQ$; $w=0,03$) approche celle du modèle U.N.E. Aux fortes crues, l'estimation de Muskingum ($X=0,5$) est la plus proche de l'estimation du modèle U.N.E.

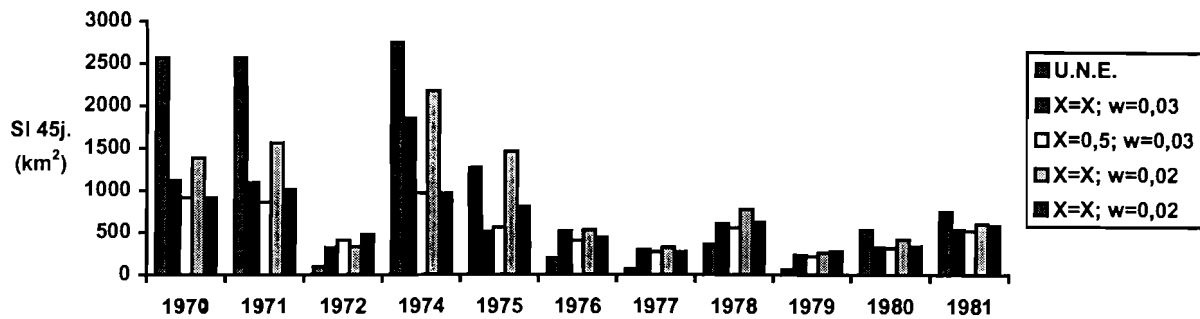


Figure 5.91 : Comparaison des estimations de la surface inondée qui dépasse 45 jours de la vallée du fleuve entière.

La figure 5.91 montre que l'estimation de la surface inondée qui dépasse 45 jours est beaucoup moins fiable. Les estimations de Muskingum surestiment celles des U.N.E. pour les faibles crues et elles sous-estiment celles du modèle U.N.E. pour les fortes crues sans influence de la méthode de calcul des estimations de Muskingum.

Les figures 5.92 et 5.93. (cf. annexe 5) montrent la comparaison des estimations des surfaces inondées de la vallée du fleuve Sénégal entière en fonction de l'amplitude de la crue. On remarque qu'à l'exception de la plus forte crue, l'estimation de Muskingum $XH=XQ$; $w=0,02$ m de la surface inondée qui dépasse 15 jours est bien calée par rapport à celle du modèle U.N.E. De la même manière que la figure 5.91, la figure 5.93 montre que par rapport à l'estimation du modèle U.N.E. les estimations de Muskingum de la surface inondée qui dépasse 45 jours surestiment les valeurs pour les faibles crues et sous-estiment les valeurs pour les fortes crues.

5.2.3. La synthèse de l'estimation de la surface inondée de l'île à Morfil et de la vallée du fleuve Sénégal entière.

Ces résultats sont à prendre avec précaution lorsqu'on commente la précision de la méthode de Muskingum pour l'estimation de la surface inondée de l'île à Morfil et de la vallée du fleuve Sénégal entière.

On rappelle les caractéristiques principales des méthodes d'estimation existantes :

- L'estimation de la surface inondée de l'île à Morfil de SPOT n'est disponible que pour les années 1986 et 1988, ainsi que 1997 non exploitée dans le cadre de cette étude.
- L'estimation de la surface inondée de l'île à Morfil et de la vallée du fleuve entière du modèle U.N.E. utilise une caractérisation topographique et hydraulique du fleuve et du lit majeur peu fiable. Les résultats peuvent être considérés comme surestimés aux crues faibles et comme sous-estimés aux crues fortes (Hollis 1990b).

L'estimation de la surface inondée des biefs est très sensible aux contraintes de calcul de la dérivée de la hauteur représentative du bief et à la pondération des hauteurs amont et aval. La période de la crue la plus intéressante, autour de la pointe, est aussi la période de la crue où les hypothèses de la méthode jouent le rôle le plus important.

L'interprétation des estimations de la surface inondée maximum par la méthode de Muskingum doit être basée sur l'amplitude et sur la date ; la surface inondée maximale se produit en même temps que la hauteur maximale du bief. L'analyse simultanée des courbes brutes et lissées peut aider à identifier la validité du seuil de calcul et de la pondération des hauteurs amont et aval.

L'analyse des estimations de la surface inondée de l'île à Morfil indique que pour les faibles crues, la méthode de Muskingum est très sensible aux pics d'erreur du calcul, et pour les fortes crues, la méthode de Muskingum surestime la surface inondée maximale. Les résultats sont plus sensibles au seuil minimal de prise en compte de la dérivée de la hauteur représentative du bief qu'à la valeur choisie de la pondération des hauteurs amont et aval du bief. Malgré ces considérations, l'estimation de la surface inondée maximale du bief est assez proche de celles des méthodes de SPOT et du modèle U.N.E. pour l'île à Morfil.

L'analyse des estimations du bief de Bakel à Saldé / N'Goui indique que les résultats sont sensibles à la valeur de pondération des hauteurs amont et aval du bief, ainsi qu'au seuil de calcul de la dérivée de la hauteur représentative. Ceci peut s'expliquer par le fait que la sensibilité des estimations est due à une variation importante des conditions en amont et en aval du bief : pour ce bief, le débit aval est plus important que le débit amont pour un même tirant d'eau (figure 5.94). Aussi on s'attend à ce que la dérivée de la hauteur en aval soit moins forte que celle en amont et donc, lorsque la pondération de la hauteur représentative augmente vers l'aval, l'estimation de la surface inondée devient plus importante.

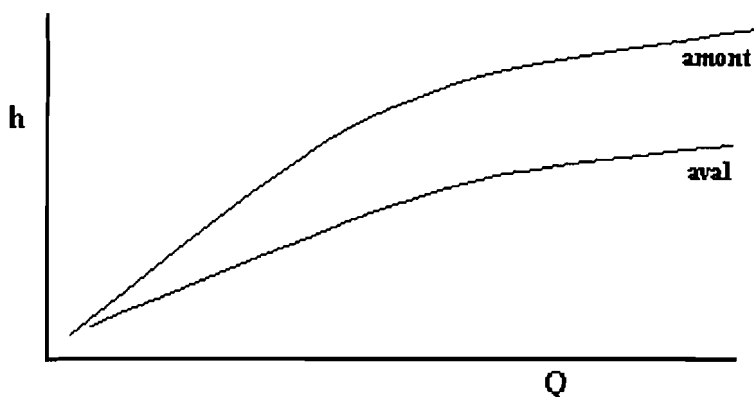


Figure 5.94 : Schématisation des courbes d'étalonnage en amont et en aval du bief de Bakel à Saldé / N'Goui.

On trouve que les résultats de la méthode de Muskingum sont plus proches de ceux du modèle U.N.E. pour l'estimation de la surface inondée qui dépasse 15 jours, que ceux de l'estimation de la surface inondée qui dépasse 45 jours.

En considérant que l'approche de Muskingum n'est qu'une simplification des biefs du fleuve Sénégal et qu'elle n'utilise pas de données topographiques, on peut conclure qu'elle est intéressante comme une première estimation de la surface inondée des biefs. Cependant, son utilisation comme un modèle de prévision sera difficile en raison des contraintes de calcul des estimations de la surface inondée et nécessite des étapes d'amélioration.

5.3. Conclusion du chapitre

La modélisation hydrodynamique des systèmes artificiels a montré que l'estimation de la surface inondée d'un bief en utilisant l'équation linéaire de Muskingum à trois paramètres est valide si les conditions aux limites du bief sont représentatives des conditions moyennes du bief. Dans ce cas, le calcul de la hauteur représentative du bief par la pondération des hauteurs amont et aval du bief par le paramètre X de l'équation de Muskingum semble bonne.

Le calcul des paramètres de Muskingum pour les biefs du fleuve Sénégal a montré qu'ils sont non linéaires et varient en fonction de l'amplitude de la crue. L'application d'un modèle non linéaire calé sur une vingtaine de crues donne un modèle global qui reproduit bien l'hydrogramme en aval du bief à partir de l'hydrogramme en amont et des conditions initiales.

L'estimation de la surface inondée du fleuve Sénégal par la méthode de Muskingum donne des résultats intéressants car assez cohérents avec la réalité. Elle est très sensible aux contraintes du calcul de la dérivée de la hauteur représentative du bief et à la pondération des hauteurs amont et aval. L'interprétation des estimations doit prendre en compte l'amplitude de l'estimation et sa date.

6. Conclusion

L'estimation de la surface inondée du lit majeur d'un bief par l'application des équations hydrodynamiques de Saint-Venant nécessite de bonnes données topographiques, qui ne sont pas disponibles dans le cas du fleuve Sénégal. Un modèle hydrodynamique simplifié, par exemple celui de Muskingum, permet d'estimer la surface inondée d'un bief calculée comme $S = \partial V / \partial h$, à partir des chroniques mesurées des niveaux et des débits amont et aval du bief, et même, une fois calé, à partir des seules données de débit amont, des conditions initiales et des lois d'étalonnage amont et aval.

On rappelle les étapes de la méthode de Muskingum comme :

- Les débits Q_{AMONT} et Q_{AVANT} sont utilisés pour caler l'équation de Muskingum : on trouve les paramètres K , X et α .
- On reconstruit l'hydrogramme aval à partir de l'hydrogramme amont et les conditions initiales : on trouve le volume stocké du bief.
- On utilise les courbes d'étalonnage amont et aval afin d'obtenir les hauteurs amont et aval : on trouve la hauteur représentative du bief.
- On calcule la surface inondée ; $S = \partial V / \partial h$.
- On effectue le traitement des estimations (seuil, interpolation et lissage).

Une analyse des données hydrologiques des biefs est indispensable pour connaître la précision des niveaux et des débits amont et aval du bief, et pour comprendre les processus hydrologiques à l'intérieur du bief. L'analyse des données de la vallée du fleuve Sénégal a montré que les débits calculés sont peu fiables, en raison des changements temporels des courbes d'étalonnages, de la complexité des relations débit - cote, du manque de jaugeages et de l'effet de courbes de remous.

Seuls les biefs de Bakel à Saldé / N'Gouï et de N'Gouï à Guédé sont convenables pour la modélisation de la surface inondée. Par chance, ces biefs alimentent l'essentiel des superficies d'inondation de la vallée.

La vérification de l'approche de Muskingum au cas des systèmes hydrodynamiques simplifiés a indiqué que la méthode linéaire nécessite l'application de contraintes sur la validité du calcul de la surface inondée, une interpolation des lacunes et un lissage des résultats. Elle donne une bonne estimation de la surface inondée d'un bief si les conditions aux limites sont représentatives du bief.

L'estimation de la surface inondée de la vallée du fleuve Sénégal par le modèle de U.N.E. suppose que les niveaux de la ligne d'eau du fleuve et des cuvettes sont égaux bien qu'il n'y ait pas une liaison hydraulique parfaite entre le lit mineur et les dépressions du lit majeur. De plus, le lit majeur de la vallée est inondé en d'autres endroits que dans les U.N.E. Il y a donc une imprécision importante dans les résultats de ce modèle. Pour les années 1986 et 1988, le modèle de U.N.E. surestime la surface inondée de l'île à Morfil par rapport aux résultats du traitement des images satellites de SPOT.

L'application de la méthode de Muskingum au cas du fleuve Sénégal nécessite l'utilisation de paramètres de Muskingum non linéaires pour bien estimer la propagation des crues. Les estimations de la surface inondée sont très sensibles aux contraintes imposées (estimation de la hauteur représentative du bief, le seuil minimal de variation de cette hauteur, l'interpolation des lacunes et le lissage). L'amplitude et la date de l'estimation de la surface inondée maximale sont des caractéristiques importantes de la validité des résultats. Néanmoins, par rapport aux estimations du modèle U.N.E. et des images satellites de SPOT, la méthode de Muskingum donne une bonne première estimation de la surface inondée de l'île à Morfil et de la vallée du fleuve Sénégal entière.

7. Recommandations

La précision des débits est fondamentale pour une étude volumétrique d'un bief. Les débits du fleuve Sénégal sont peu fiables en raison des complexités hydrauliques des biefs. Bien que des études aient déjà été faites sur la précision des courbes d'étalonnage, il reste des incertitudes pour les relations cote – débit à plusieurs stations du fleuve. On recommande que les courbes d'étalonnage de Bakel à Dagana soient vérifiées à la lumière de plus de jaugeages et qu'une étude de la validité des relations par rapport à celles des stations amont et aval soit faite pour vérifier la validité des changements temporels des relations cote – débit. Des méthodes d'analyse comme la méthode des doubles cumuls et la méthode du cumul des résidus pourraient être utilisées.

L'application de la méthode de Muskingum a montré que pour un système hydrodynamique simple les estimations de la surface inondée d'un bief sont satisfaisantes, bien que pour le cas réel du fleuve Sénégal il y ait des incertitudes sur la précision des résultats. On recommande que la méthode de Muskingum soit encore vérifiée en utilisant les systèmes hydrodynamiques où les surfaces inondées sont calculables à partir de la topographie du système. On recommande la modélisation :

- d'un système simple avec rétrécissement où les sections en travers amont et aval sont identiques,
- de systèmes plus complexes avec des sections rétrécies et des zones de stockage et où les sections amont et aval sont différentes,
- des systèmes naturels qui ont été déjà modélisés avec les équations hydrodynamiques de Saint-Venant.

Une telle modélisation permettra de vérifier les hypothèses de la méthode de Muskingum (la pondération des hauteurs amont et aval du bief, le seuil de calcul de la dérivée de la hauteur représentative du bief, . . .) sur des systèmes avec des caractéristiques différentes. Il sera intéressant de modéliser de plus nombreuses crues d'amplitudes variées pour réduire l'interpolation et l'extrapolation des résultats.

Puisque les résultats de la méthode de Muskingum dépendent des hypothèses de calcul, on recommande que la modélisation vérifie la sensibilité des résultats aux changements des conditions de calcul. Les précisions de l'amplitude et de la date de la surface inondée maximale seraient des repères intéressants.

Bibliographie

- Bader, J. C. (1998). '*Vérification de l'étalonnage des stations du fleuve Sénégal entre Kaédi et Dagana.*' ORSTOM, Montpellier.
- Baume, J.-P. et Poirson, M. (1984). '*Modélisation numérique d'un écoulement permanent dans un réseau hydraulique maillé à surface libre, en régime fluvial.*' La Houille Blanche, 1/2, 95-100.
- Bois, P. H. (1991). '*Hydrologie générale.*' Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique et de Mécanique de Grenoble, Institut National Polytechnique de Grenoble.
- Cappelaere, B. (1997). '*Accurate Diffusive Wave Routing.*' Journal of Hydraulic Engineering, 123, 3, 174-181.
- Chow, V. T. (1959). '*Open Channel Hydraulics.*' McGraw-Hill International Company.
- Chow, V. T., Maidment, D. R. et Mays, L. W. (1988). '*Applied Hydrology.*' McGraw-Hill Book Company.
- Cunge, J. A. (1969) '*On the subject of a flood propagation method.*' Journal of Hydraulics Research, 7, 205-230.
- Cunge, J.A. (1991). '*Simulation des écoulements non permanents dans les rivières et canaux.*' Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique et de Mécanique de Grenoble, Institut National Polytechnique de Grenoble.
- Dieng, B. (1997). '*Synthèse et analyse de données hydrogéologiques de la moyenne vallée du Fleuve Sénégal. Rapport de synthèse Version provisoire.*' Organisation pour la Mise en Valeur du Fleuve Sénégal.
- Diop, A.S. (1992) '*Connaissances sur l'inondation dans l'île à Morfil.*' Université C.A. Diop, Dakar.
- Gill, M. A. (1978). '*Flood routing by the Muskingum method.*' Journal of Hydrology, 36, 353-363.
- Gill, M. A. (1979). '*Translatory characteristics of the Muskingum method of flood routing.*' Journal of Hydrology, 40, 17-29.
- Gill, M. A. (1980). '*Translatory characteristics of the Muskingum method of flood routing – Reply.*' Journal of Hydrology, 48, 369-372.
- Halcrow / HR Wallingford. (1997). '*ISIS Flow User Manual.*' Halcrow.
- Hersch, R.W. (1985). '*Streamflow measurement.*' Elsevier Applied Science Publishers.
- Hollis, G. E. (1990a). '*Sénégal River Basin Monitoring Activity: Hydrological Issues: Part I.*' IDA Working Paper No. 56, Institute for Development Activity, Binghamton, New York.
- Hollis, G. E. (1990b). '*Sénégal River Basin Monitoring Activity: Hydrological Issues: Part II.*' IDA Working Paper No. 57, Institute for Development Activity, Binghamton, New York.
- Lamagat, J.-P. (1985). '*Analyse de la vitesse de propagation des ondes de crues.*' ORSTOM, Dakar.
- Lamagat, J.-P. (1989). '*Modèle de transformation des hauteurs en débits: Prévision des débits de gestion des ouvrages communs de l'O.M.V.S.*' ORSTOM, Dakar.
- Linsley, R.K., Kohler, M.A. et Paulhus, J.L. (1958). '*Hydrology for Engineers.*' McGraw-Hill Book Company.
- Michel, P. (1973). '*Les bassins des fleuves Sénégal et Gambie. Etude géomorphologique.*' Tome 1, ORSTOM, Paris.

- O'Donnell, T. (1985). '*A direct three-parameter Muskingum procedure incorporating lateral inflow.*' Journal of Hydrological Sciences, 30, 4, 479-496.
- O'Donnell, T., Pearson, C. P. et Woods, R. A. (1988). '*Improved fitting for three-parameter Muskingum procedure.*' Journal of Hydraulic Engineering, 114, 5, 516-528.
- Rochette, C. (1974) *Le bassin du fleuve Sénégal.* Monographies Hydrologiques ORSTOM, ORSTOM, Paris.
- Shaw, E. (1994). '*Hydrology in Practice.*' Chapman and Hall.
- Singh, V. P. (1983). '*Hydrologic systems : Rainfall-runoff modelling ; Volume 1.*' Prentice-Hall.
- Singh, V. P. et McCann, R. C. (1980). '*Some notes on Muskingum method of flood routing.*' Journal of Hydrology, 48, 343-361.
- Stephenson, D. (1979). '*Direct optimization of Muskingum routing coefficients.*' Journal of Hydrology, 41, 161-165.
- Strupczewski, W. et Kundzewicz, Z. (1980a). '*Muskingum method revisited.*' Journal of Hydrology, 48, 327-342.
- Strupczewski, W. et Kundzewicz, Z. (1980b). '*Translatory characteristics of the Muskingum method of flood routing – A comment.*' Journal of Hydrology, 48, 363-368.
- Tung, Y.-K. (1985). '*River flood routing by nonlinear Muskingum method.*' Journal of Hydraulic Engineering, 111, 12, 1447-1460.
- Zar, J.H. (1996). '*Biostatistical analysis.*' Prentice Hall International Books.

Annexes

Annexes

Les annexes sont numérotées selon les chapitres du mémoire auxquels elles correspondent.

L'annexe 4 comprend 9 tableaux de la page 4-1 à la page 4-3.

L'annexe 5 comprend 14 tableaux de la page 5-1 à la page 5-13, et 88 figures à la suite.

Annexe 4

Tableau 4.1. : La relation entre le stockage final et le débit en amont du bief de Bakel à Matam.

Année	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1980	1981	1982	1983	1984
Débit max. (m ³ /s)	3703	4565	1796	3056	6316	4780	2189	2263	2779	3277	2745	2169	1171	879
Stockage (%)	6,1	8,2	13,1	13,2	-2,4	-11,4	-15,9	-13,0	-12,9	-12,6	-17,1	-8,0	-5,8	1,4
Stockage (hm ³)	1065	1591	1175	1703	-561	-2070	-2078	-1227	-1863	-1446	-2142	-723	-365	86

Année	1985	1986	1987	1988	1991	1993	1995
Débit max. (m ³ /s)	2452	2701	1273	4015	2806	2684	4469
Stockage (%)	-12,0	-9,3	-7,7	-9,2	0,5	-5,0	-4,1
Stockage (hm ³)	-1234	-928	-451	-1137	56	-448	-701

Tableau 4.2. : La relation entre le stockage final et le débit en amont du bief de Matam à Kaedi.

Année	1971	1972	1973	1976	1977	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989
Débit max. (m ³ /s)	3097	1475	2284	2426	2455	2690	2257	1213	867	2572	2676	1308	3445	2763
Stockage (%)	19,1	4,9	9,7	28,9	27,5	27,7	26,9	20,0	20,8	29,6	22,9	14,8	29,1	28,2
Stockage (hm ³)	3381	385	1100	4318	2897	4062	2621	1332	1320	3535	2508	934	3929	3273

Année	1991	1993
Débit max. (m ³ /s)	2689	2502
Stockage (%)	25,7	20,1
Stockage (hm ³)	2697	1870

Tableau 4.3. : La relation entre le stockage final et le débit en amont du bief de Kaedi à Saldé / N'Goui.

Année	1971	1972	1976	1977	1982	1983	1984	1985	1987	1988	1989	1990	1991	1993
Débit max. (m ³ /s)	2166	1214	1495	1458	1352	851	669	1541	972	1955	1607	677	1510	1618
Stockage (%)	-9,8	8,5	7,9	6,5	4,7	9,0	5,5	6,2	12,2	-1,2	3,3	6,6	4,7	4,0
Stockage (hm ³)	-1278	555	852	500	316	476	280	519	652	-117	289	324	370	296

Tableau 4.4. : La relation entre le stockage final et le débit en amont du bief de Bakel à Saldé / N'Goui.

Année	1970	1971	1972	1974	1975	1976	1977	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988
Débit max. (m ³ /s)	3703	4565	1796	6316	4780	2189	2263	2169	1171	879	2452	2701	1273	4015
Stockage (%)	16,0	16,1	21,6	27,7	21,4	24,2	24,2	25,2	22,9	26,5	23,9	24,4	19,4	22,0
Stockage (hm ³)	2818	3122	1939	6396	3789	3167	2275	2280	1443	1695	2548	2441	1137	2714

Année	1989	1990	1991	1992	1993	1995	1996
Débit max. (m ³ /s)	2962	976	2806	2333	2684	4469	3248
Stockage (%)	23,9	23,5	28,9	18,1	19,2	21,2	21,7
Stockage (hm ³)	2663	1425	3060	1577	1708	3640	2047

Tableau 4.5. : La relation entre le stockage final et le débit en amont du bief de Saldé / N'Goui à Podor / Guédé

Année	1971	1972	1975	1976	1977	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1991	1992
Débit max. (m ³ /s)	2518	1130	2164	1481	1411	1386	761	593	1513	1591	842	2218	1491	1439
Stockage (%)	-7,9	-12,7	-16,1	-20,3	-13,5	-15,8	-15,4	-16,0	-24,2	-35,6	-47,6	-22,4	-33,5	-32,7
Stockage (hm ³)	-141	-811	-2243	-2013	-963	-963	-717	-759	-1913	-2701	-2823	-2161	-2508	-1595

Année	1993	1995
Débit max. (m ³ /s)	1475	2212
Stockage (%)	-55,2	-23,5
Stockage (hm ³)	-3962	-2812

Tableau 4.6. : La relation entre le stockage final et le débit en amont du bief de Saldé à Podor.

Année	1970	1971	1972	1974	1975	1976	1977	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988
Débit max. (m ³ /s)	1083	1137	584	1218	1026	749	718	703	375	303	788	826	425	1036
Stockage (%)	-41,9	-41,6	-21,7	-48,3	-47,6	-45,1	-30,1	-28,4	-16,6	-17,5	-46,2	-56,9	-76,2	-53,6
Stockage (hm ³)	-3007	-3156	-782	-3823	-3268	-2282	-1115	-996	-438	-452	-1906	-2261	-1953	-2655

Année	1989	1990	1991	1992	1993	1995	1996
Débit max. (m ³ /s)	863	310	760	739	768	1047	772
Stockage (%)	-48,3	-95,6	-62,6	-32,7	-107	-62,2	-108
Stockage (hm ³)	-2105	-2381	-2455	-1142	-4084	-3964	-3814

Tableau 4.7. : La relation entre le stockage final et le débit en amont du bief de N'Goui à Guédé.

Année	1971	1974	1975	1976	1977	1978	1980	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1990
Débit max. (m ³ /s)	1407	1675	1150	735	694	794	918	386	290	728	767	423	1182	297
Stockage (%)	23,6	25,6	14,3	4,2	3,4	7,2	4,0	-16,3	-17,0	0,9	-1,0	-14,4	10,9	-20,5
Stockage (hm ³)	1747	2253	1008	202	117	377	172	-349	-372	35	-37	-308	517	-413

Année	1991	1992	1993	1995
Débit max. (m ³ /s)	730	699	708	1172
Stockage (%)	1,7		-7,8	13,6
Stockage (hm ³)	61	182	-262	812

Tableau 4.8. : La relation entre le stockage final et le débit en amont du bief de Podor / Guédé à Dagana.

Année	1971	1975	1976	1977	1978	1980	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1991	1993
Débit max. (m ³ /s)	2399	2299	1577	1530	1705	1854	1472	876	807	1633	1790	1087	2061	1479	1552
Stockage (%)	5,3	4,7	15,3	16,1	13,2	15,2	15,2	9,2	4,1	-3,5	-17,7	-37,9	-5,9	-30,9	-13,8
Stockage (hm ³)	903	76	1834	1302	1673	1613	1202	519	240	-352	-1758	-2546	-706	-3078	-1532

Comparaison des méthodes pour chercher le temps de propagation et l'atténuation des ondes de la crue

Date							Débit (m ³ /s)						
A	Bakel	Matam	Kaedi	Saldé/N'Goni	Podor/Guéddé	Dagana	A	Bakel	Matam	Kaedi	Saldé/N'Goni	Podor/Guéddé	Dagana
1971	30-Aug	01-Sep	09-Sep	21-Sep	05-Oct	09-Oct	1971	4565	3097	2166	2518	2399	2292
1976	22-Aug	23-Aug	24-Aug	26-Aug	28-Aug	02-Sep	1976	2189	2426	1495	1481	1577	1280
1977	20-Sep	21-Sep	22-Sep	23-Sep	28-Sep	30-Sep	1977	2263	2455	1458	1411	1530	1275
1982	30-Aug	31-Aug	05-Sep	06-Sep	05-Sep	11-Sep	1982	2169	2257	1352	1386	1472	1234
1983	22-Aug	24-Aug	24-Aug	25-Aug	27-Sep	28-Sep	1983	1171	1213	851	761	876	746
1984	24-Aug	11-Oct	12-Oct	14-Oct	23-Jul	23-Jul	1984	879	867	669	593	807	1100
1985	10-Sep	11-Sep	11-Sep	13-Sep	19-Sep	06-Aug	1985	2452	2572	1541	1513	1633	1749
1987	27-Sep	09-Sep	09-Sep	12-Sep	11-Sep	30-Sep	1987	1273	1308	972	842	1087	1232
1988	12-Sep	12-Sep	21-Sep	21-Sep	27-Sep	30-Sep	1988	4015	3445	1955	2218	2061	1930
1991	04-Sep	05-Sep	08-Oct	07-Sep	08-Sep	15-Sep	1991	2806	2689	1510	1491	1479	1575

Date							Débit (m ³ /s)						
B	Bakel	Matam	Kaedi	Saldé/N'Goni	Podor/Guéddé	Dagana	B	Bakel	Matam	Kaedi	Saldé/N'Goni	Podor/Guéddé	Dagana
1971							1971						
1976	30-Jul	31-Jul	01-Aug	02-Aug	21-Aug	29-Aug	1976	1237	1272	931	807	1421	1274
1977	15-Aug	21-Aug	22-Aug	23-Aug	26-Aug	29-Aug	1977	966	1818	11112	993	1012	855
1982	15-Aug	17-Aug	18-Aug	21-Aug	23-Aug	23-Aug	1982	1418	1453	923	850	940	746
1983	10-Jul	11-Jul	17-Jul	18-Jul	18-Jul	20-Jul	1983	756	552	416	388	456	400
1984	17-Jul	19-Jul	20-Jul	22-Jul	23-Jul	23-Jul	1984	837	686	514	434	807	1100
1985	26-Jul	28-Jul	29-Jul	04-Aug	06-Aug	02-Aug	1985	915	910	673	805	1221	1579
1987	08-Aug	10-Aug	25-Aug	26-Aug	29-Aug	30-Aug	1987	497	490	843	673	907	1111
1988	23-Aug	31-Aug	08-Sep	12-Sep	11-Sep	02-Sep	1988	1193	2289	1880	1992	1806	1289
1991	14-Jul	14-Aug	04-Aug	14-Aug	06-Aug	07-Aug	1991	839	855	604	595	791	1122

Date							Débit (m ³ /s)						
C	Bakel	Matam	Kaedi	Saldé/N'Goni	Podor/Guéddé	Dagana	C	Bakel	Matam	Kaedi	Saldé/N'Goni	Podor/Guéddé	Dagana
1971							1971						
1976	30-Jul	01-Aug	01-Aug	03-Aug	28-Aug	29-Aug	1976	1183	1244	907	805	1566	1271
1977	20-Aug	21-Aug	22-Aug	23-Aug	26-Aug	29-Aug	1977	1655	1733	1102	972	1006	834
1982	15-Aug	17-Aug	18-Aug	20-Aug	06-Sep	23-Aug	1982	1349	1414	903	843	1470	750
1983	10-Jul	12-Jul	17-Jul	18-Jul	18-Jul	19-Jul	1983	609	514	410	383	454	396
1984	17-Jul	20-Jul	21-Jul	22-Jul	23-Jul	23-Jul	1984	760	661	488	433	769	1050
1985	26-Jul	03-Aug	04-Aug	04-Aug	06-Aug	07-Aug	1985	875	1254	885	783	1218	1746
1987	08-Aug	25-Aug	26-Aug	26-Aug	29-Aug	31-Aug	1987	467	1040	795	649	885	1095
1988	12-Sep	31-Aug	08-Sep	18-Sep	12-Sep	30-Sep	1988	3978	2226	1867	2084	1786	1918
1991	02-Aug	15-Aug	17-Aug	18-Aug	07-Aug	10-Aug	1991	1008	855	669	614	767	1148

Date							Débit (m ³ /s)						
D	Bakel	Matam	Kaedi	Saldé/N'Goni	Podor/Guéddé	Dagana	D	Bakel	Matam	Kaedi	Saldé/N'Goni	Podor/Guéddé	Dagana
1971							1971						
1976	31-Jul	02-Aug	03-Aug	03-Aug	28-Aug	01-Sep	1976	1118	1227	903	800	1556	1273
1977	20-Aug	22-Aug	23-Aug	23-Aug	26-Aug	29-Aug	1977	1552	1668	1081	941	997	814
1982	16-Aug	18-Aug	19-Aug	20-Aug	07-Sep	23-Aug	1982	1282	1353	882	833	1469	748
1983	11-Jul	17-Jul	17-Jul	19-Jul	18-Jul	11-Aug	1983	524	538	402	379	451	415
1984	18-Jul	20-Jul	22-Jul	04-Aug	23-Jul	23-Jul	1984	697	626	469	490	716	983
1985	01-Aug	03-Aug	04-Aug	05-Aug	06-Aug	06-Aug	1985	1066	1176	849	754	1207	1712
1987	23-Aug	24-Aug	25-Aug	26-Aug	29-Aug	31-Aug	1987	982	955	742	613	848	1083
1988	11-Sep	12-Sep	15-Sep	22-Sep	29-Aug	01-Oct	1988	3957	3395	1934	2143	2048	1913
1991	02-Aug	15-Aug	28-Aug	29-Aug	08-Aug	09-Aug	1991	867	852	1172	1102	754	1134

Date							Débit (m ³ /s)						
E	Bakel	Matam	Kaedi	Saldé/N'Goni	Podor/Guéddé	Dagana	E	Bakel	Matam	Kaedi	Saldé/N'Goni	Podor/Guéddé	Dagana
1971							1971						
1976	23-Aug	24-Aug	25-Aug	26-Aug	28-Aug	01-Sep	1976	2073	2343	1462	1464	1556	1273
1977	20-Aug	22-Aug	23-Aug	24-Sep	29-Sep	01-Oct	1977	1552	1668	1081	1394	1512	1265
1982	16-Aug	01-Sep	04-Sep	05-Sep	07-Sep	09-Sep	1982	1282	2193	1331	1362	1469	1223
1983	22-Aug	24-Aug	25-Aug	26-Aug	28-Aug	29-Aug	1983	1069	1117	814	718	799	649
1984	08-Aug	10-Aug	11-Aug	18-Aug	23-Jul	23-Jul	1984	820	777	591	562	716	983
1985	23-Aug	25-Aug	27-Aug	27-Aug	28-Aug	06-Aug	1985	1736	1924	1232	1165	1346	1712
1987	23-Aug	24-Aug	25-Aug	26-Aug	29-Aug	13-Sep	1987	982	955	742	613	848	1201
1988	11-Sep	12-Sep	15-Sep	22-Sep	29-Sep	01-Oct	1988	3957	3395	1934	2143	2048	1913
1991	27-Aug	27-Aug	28-Aug	29-Aug	31-Aug	15-Sep	1991	1840	1825	1172	1102	1205	1565

Date							Débit (m ³ /s)						
F	Bakel	Matam	Kaedi	Saldé/N'Goni	Podor/Guéddé	Dagana	F	Bakel	Matam	Kaedi	Saldé/N'Goni	Podor/Guéddé	Dagana
1971							1971						
1976	22-Aug	23-Aug	24-Aug	26-Aug	28-Aug	29-Aug	1976	2129	2385	1475	1474	1566	1271
1977	20-Aug	21-Aug	22-Aug	23-Sep	28-Sep	19-Sep	1977	1655	1733	1102	1406	1373	1072
1982	15-Aug	27-Aug	01-Sep	02-Sep	06-Sep	10-Sep	1982	1349	2042	1325	1357	1470	1227
1983	22-Aug	24-Aug	25-Aug	25-Aug	27-Aug	28-Aug	1983	1138	1181	831	736	828	668
1984	17-Jul	10-Aug	11-Aug	12-Aug	23-Jul	23-Jul	1984	760	790	599	539	769	1050
1985	16-Aug	24-Aug	26-Aug	27-Aug	27-Aug	07-Aug	1985	1580	1984	1243	1185	1354	1746
1987	23-Aug	25-Aug	26-Aug	26-Aug	29-Aug	13-Sep	1987	1090	1040	795	649	885	1205
1988	12-Sep	13-Sep	08-Sep	18-Sep	12-Sep	30-Sep	1988	3978	3422	1867	2084	1786	1918
1991	26-Aug	27-Aug	28-Aug	29-Aug	31-Aug	30-Aug	1991	1958	1903	1211	1131	1218	1385

Date							Débit (m ³ /s)						
G	Bakel	Matam	Kaedi	Saldé/N'Goni	Podor/Guéddé	Dagana	G	Bakel	Matam	Kaedi	Saldé/N'Goni	Podor/Guéddé	Dagana
1971							1971						
1976	22-Aug	23-Aug	24-Aug	26-Aug	28-Aug	29-Aug	1976	2129	2386	1475	1474	1566	1271
1977	12-Sep	21-Sep	22-Sep	23-Sep	28-Sep	30-Sep	1977	1805	2398	1442	1406	1521	1271
1982	25-Aug	27-Aug	01-Sep	02-Sep	06-Sep	10-Sep	1982	1946	2042	1325	1357	1470	1227
1983	22-Aug	24-Aug	25-Aug	25-Aug	27-Aug	28-Aug	1983	1138	1181	831	736	828	668
1984	08-Aug	16-Aug	17-Aug	18-Aug	23-Jul	23-Jul	1984	837	830	628	567	769	1050
1985	23-Aug	11-Sep	11-Sep	13-Sep	18-Sep	07-Aug	1985	1835	2485	1505	1488	1620	1746
1987	23-Aug	09-Sep	10-Sep	11-Sep	11-Sep	13-Sep	1987	1090	1291	968	824	1065	1205
1988	12-Sep	13-Sep	08-Sep	18-Sep	23-Sep	30-Sep	1988	3978	3422	1867	2084	2030	1918
1991	26-Aug	27-Aug	06-Sep	07-Sep	09-Sep	15-Sep	1991	1958	1903	1477	1465	1467	1569

A; crue maximale
 B; Qp > Qbar, Qt > Qt-1, Qt > Qt+1
 C; Qp > Qbar, Qt > Qt-1, Qt > Qt+1, 1 j m.m.
 D; Qp > Qbar, Qt > Qt-1, Qt > Qt+1, 5 j m.m.
 E; Qp > Q20, Qt > Qt-1, Qt > Qt+1, 5 j m.m.
 F; Qp > Q20, Qt > Qt-1, Qt > Qt+1, 3 j m.m.
 G; Qp > Q10; Qt > Qt-1, Qt > Qt+1, 3 m.m.

Annexe 5

Tableau 5.3. : L'analyse des écarts entre la dérivée de la 'hauteur représentative réelle' du système simple et celle de la 'hauteur représentative calculée' selon une moyenne des hauteurs en amont et en aval du bief pour l'hydrogramme du type de l'ORSTOM.

pas de temps (t)	dH réelle (m/12h)	dH calculée pondérée (m/12h)	dH calculée moyenne (m/12h)	dH amont (m/12h)	dH aval (m/12h)	dV (hm ³ /12h)	Surface Inondée (km ²)
1	0.0007	0.0005	0.0003	0	0	0.0171	25
2	0.0006	0.0004	0.0002	0	0	0.0138	25
3	0.0004	0.0003	0.0002	0	0	0.0111	25
4	0.0004	0.0002	0.0002	0	0	0.009	25
5	0.1556	0.0271	0.279	0.666	0	3.8912	25
6	0.4371	0.2402	0.4428	0.754	0.058	10.9285	25
7	0.6645	0.3721	0.501	0.699	0.402	16.6119	25
8	0.8481	0.4491	0.5283	0.65	0.818	21.2019	25
9	0.9964	0.4963	0.5408	0.609	0.889	24.9088	25
10	1.0814	0.5397	0.6139	0.728	0.807	27.9025	26
11	0.8983	0.6189	0.8074	1.097	0.613	30.3203	34
12	0.6984	0.5354	0.5672	0.616	0.195	32.2729	46
13	0.5515	0.5065	0.47	0.414	0.009	33.8499	61
14	0.4472	0.4713	0.4105	0.317	0.012	35.1234	79
15	0.3707	0.4647	0.3852	0.263	0.043	36.1519	98
16	0.3148	0.3969	0.3299	0.227	0.147	36.9826	117
17	0.2756	0.3586	0.2972	0.203	0.39	37.6534	137
18	0.2495	0.31	0.2607	0.185	0.621	38.1952	153
19	0.2099	0.2877	0.207	0.083	0.581	34.7488	166
20	0.1613	0.2116	0.1436	0.039	0.435	28.0635	174
21	0.1263	0.1516	0.1009	0.023	0.294	22.6643	179
22	0.1	0.1115	0.0734	0.015	0.188	18.3039	183
23	0.0798	0.084	0.0544	0.009	0.117	14.7824	185
24	0.064	0.0649	0.0417	0.006	0.074	11.9384	187
25	0.0514	0.0505	0.0322	0.004	0.047	9.6416	188
26	0.0414	0.0399	0.0253	0.003	0.03	7.7866	188
27	0.0334	0.0311	0.0196	0.002	0.019	6.2886	189
28	0.0269	0.0248	0.0154	0.001	0.013	5.0787	189
29	0.0217	0.0198	0.012	0	0.008	4.1016	189
30	0.0175	0.0161	0.0101	0.001	0.005	3.3125	189
31	0.0141	0.0132	0.008	0	0.003	2.6752	189
32	0.0114	0.0109	0.0066	0	0.003	2.1605	189
33	0.006	0.009	0.0003	-0.013	0.001	1.1269	189
34	-0.0017	0.0005	-0.0076	-0.02	-0.001	-0.3285	189
35	-0.0078	-0.0057	-0.0122	-0.022	-0.007	-1.504	188
36	-0.0131	-0.0109	-0.016	-0.024	-0.014	-2.4533	187
37	-0.0173	-0.0147	-0.0184	-0.024	-0.02	-3.22	186
38	-0.0207	-0.0181	-0.0208	-0.025	-0.023	-3.8392	185
39	-0.0235	-0.02	-0.0224	-0.026	-0.027	-4.3392	184
40	-0.0259	-0.0219	-0.0235	-0.026	-0.029	-4.7431	183
41	-0.0278	-0.0238	-0.0251	-0.027	-0.03	-5.0693	182
42	-0.0295	-0.0252	-0.0259	-0.027	-0.031	-5.3326	181
43	-0.0309	-0.0263	-0.0266	-0.027	-0.033	-5.5453	180
44	-0.032	-0.0276	-0.0274	-0.027	-0.033	-5.7172	178

pas de temps (t)	dH réelle (m/12h)	dH calculée pondérée (m/12h)	dH calculée moyenne (m/12h)	dH amont (m/12h)	dH aval (m/12h)	dV (hm ³ /12h)	Surface Inondée (km ²)
45	-0.033	-0.0291	-0.0287	-0.028	-0.033	-5.8559	177
46	-0.0339	-0.0298	-0.0291	-0.028	-0.035	-5.9679	176
47	-0.0347	-0.0307	-0.03	-0.029	-0.034	-6.0584	175
48	-0.0354	-0.0311	-0.0299	-0.028	-0.036	-6.1315	173
49	-0.036	-0.0327	-0.0313	-0.029	-0.035	-6.1905	172
50	-0.0365	-0.0334	-0.032	-0.03	-0.037	-6.2382	171
51	-0.037	-0.0336	-0.0318	-0.029	-0.037	-6.2767	169
52	-0.0375	-0.0345	-0.0327	-0.03	-0.037	-6.3078	168
53	-0.038	-0.0359	-0.034	-0.031	-0.038	-6.3329	167
54	-0.0384	-0.0363	-0.0342	-0.031	-0.038	-6.3532	165
55	-0.0388	-0.0366	-0.0344	-0.031	-0.039	-6.3696	164
56	-0.0393	-0.0382	-0.0354	-0.031	-0.04	-6.3828	163
57	-0.0397	-0.039	-0.0362	-0.032	-0.04	-6.3935	161
58	-0.0401	-0.0393	-0.0364	-0.032	-0.041	-6.4021	160
59	-0.0405	-0.0409	-0.0378	-0.033	-0.041	-6.4091	158
60	-0.0409	-0.0419	-0.0384	-0.033	-0.043	-6.4147	157
61	-0.0414	-0.0424	-0.0391	-0.034	-0.043	-6.4193	155
62	-0.0418	-0.0442	-0.0402	-0.034	-0.043	-6.4229	154
63	-0.0422	-0.0455	-0.0413	-0.035	-0.045	-6.4259	152
64	-0.0427	-0.0458	-0.0416	-0.035	-0.045	-6.4283	151
65	-0.0432	-0.0461	-0.0417	-0.035	-0.046	-6.4302	149
66	-0.0437	-0.0466	-0.0424	-0.036	-0.047	-6.4318	147
67	-0.0442	-0.0471	-0.0431	-0.037	-0.048	-6.433	146
68	-0.0447	-0.0476	-0.0438	-0.038	-0.049	-6.4341	144
69	-0.0452	-0.048	-0.0441	-0.038	-0.049	-6.4349	142
70	-0.0458	-0.0492	-0.0448	-0.038	-0.051	-6.4355	140
71	-0.0464	-0.0503	-0.0462	-0.04	-0.052	-6.4361	139
72	-0.047	-0.0509	-0.0466	-0.04	-0.054	-6.4365	137
73	-0.0477	-0.0521	-0.0477	-0.041	-0.054	-6.4369	135
74	-0.0484	-0.0525	-0.048	-0.041	-0.055	-6.4371	133
75	-0.0491	-0.0549	-0.0502	-0.043	-0.057	-6.4374	131
76	-0.0498	-0.0557	-0.0507	-0.043	-0.058	-6.4376	129
77	-0.0506	-0.0579	-0.0528	-0.045	-0.059	-6.4377	127
78	-0.0515	-0.0593	-0.0537	-0.045	-0.06	-6.4378	125
79	-0.0524	-0.0614	-0.0557	-0.047	-0.062	-6.4379	123
80	-0.0534	-0.0631	-0.0568	-0.047	-0.063	-6.438	121
81	-0.0544	-0.0656	-0.0591	-0.049	-0.064	-6.4381	118
82	-0.0555	-0.0679	-0.0612	-0.051	-0.066	-6.4381	116
83	-0.0567	-0.0671	-0.0608	-0.051	-0.067	-6.4382	114
84	-0.058	-0.0677	-0.0623	-0.054	-0.068	-6.4382	111
85	-0.0594	-0.0699	-0.064	-0.055	-0.07	-6.4382	108
86	-0.0609	-0.0714	-0.0657	-0.057	-0.07	-6.4382	106
87	-0.0626	-0.0749	-0.0686	-0.059	-0.071	-6.4383	103
88	-0.0645	-0.0771	-0.0708	-0.061	-0.072	-6.4383	100
89	-0.0666	-0.0798	-0.0736	-0.064	-0.072	-6.4383	97
90	-0.069	-0.0834	-0.0769	-0.067	-0.071	-6.4383	93
91	-0.0718	-0.0862	-0.0802	-0.071	-0.07	-6.4383	90
92	-0.075	-0.0892	-0.0832	-0.074	-0.068	-6.4383	86
93	-0.0789	-0.0932	-0.088	-0.08	-0.065	-6.4383	82
94	-0.0837	-0.0954	-0.0917	-0.086	-0.061	-6.4383	77
95	-0.0898	-0.0959	-0.0951	-0.094	-0.055	-6.4383	72

pas de temps (t)	dH réelle (m/12h)	dH calculée pondérée (m/12h)	dH calculée moyenne (m/12h)	dH amont (m/12h)	dH aval (m/12h)	dV (hm ³ /12h)	Surface Inondée (km ²)
96	-0.0978	-0.0946	-0.0991	-0.106	-0.047	-6.4383	66
97	-0.109	-0.0992	-0.109	-0.124	-0.037	-6.4383	59
98	-0.126	-0.1064	-0.1264	-0.157	-0.026	-6.4383	51
99	-0.1556	-0.1224	-0.1688	-0.24	-0.014	-6.4383	41
100	-0.2292	-0.2046	-0.4003	-0.701	-0.007	-6.4383	28
101	-0.2575	-0.2354	-0.4844	-0.867	-0.163	-6.4383	25
102	-0.2575	-0.1317	-0.1843	-0.265	-0.449	-6.4383	25
103	-0.2575	-0.1174	-0.1401	-0.175	-0.327	-6.4383	25
104	-0.2575	-0.113	-0.1248	-0.143	-0.23	-6.4383	25
105	-0.2575	-0.1109	-0.1181	-0.129	-0.175	-6.4383	25
106	-0.2575	-0.1095	-0.1148	-0.123	-0.144	-6.4383	25
107	-0.2575	-0.1103	-0.1149	-0.122	-0.129	-6.4383	25
108	-0.2575	-0.1118	-0.1158	-0.122	-0.121	-6.4383	25
109	-0.2575	-0.1138	-0.1178	-0.124	-0.118	-6.4383	25
110	-0.2575	-0.1157	-0.1194	-0.125	-0.117	-6.4383	25
111	-0.2575	-0.1181	-0.122	-0.128	-0.118	-6.4383	25
112	-0.2575	-0.1201	-0.1244	-0.131	-0.119	-6.4383	25
113	-0.2575	-0.1229	-0.1273	-0.134	-0.121	-6.4383	25
114	-0.2575	-0.1247	-0.1299	-0.138	-0.122	-6.4383	25
115	-0.2575	-0.1265	-0.1322	-0.141	-0.124	-6.4383	25
116	-0.2575	-0.1297	-0.1361	-0.146	-0.127	-6.4383	25
117	-0.2575	-0.1333	-0.1403	-0.151	-0.128	-6.4383	25
118	-0.2575	-0.1372	-0.1446	-0.156	-0.13	-6.4383	25
119	-0.2575	-0.1414	-0.1495	-0.162	-0.133	-6.4383	25
120	-0.2575	-0.1459	-0.1554	-0.17	-0.137	-6.4383	25
121	-0.2328	-0.1421	-0.1105	-0.062	-0.139	-5.8204	25
122	-0.188	-0.1109	-0.0747	-0.019	-0.132	-4.7006	25
123	-0.1519	-0.091	-0.0579	-0.007	-0.105	-3.7963	25
124	-0.1226	-0.075	-0.047	-0.004	-0.071	-3.0659	25
125	-0.099	-0.0616	-0.0381	-0.002	-0.044	-2.4761	25
126	-0.08	-0.0505	-0.031	-0.001	-0.026	-1.9997	25
127	-0.0646	-0.0413	-0.025	0	-0.015	-1.615	25
128	-0.0522	-0.034	-0.0206	0	-0.009	-1.3043	25
129	-0.0421	-0.0279	-0.0173	-0.001	-0.004	-1.0533	25
130	-0.034	-0.0226	-0.0137	0	-0.003	-0.8507	25
131	-0.0275	-0.0184	-0.0111	0	-0.001	-0.687	25
132	-0.0222	-0.0149	-0.009	0	-0.001	-0.5548	25
133	-0.0179	-0.0121	-0.0073	0	0	-0.4481	25
134	-0.0145	-0.0098	-0.0059	0	0	-0.3619	25
135	-0.0117	-0.0079	-0.0048	0	-0.001	-0.2923	25
136	-0.0094	-0.0064	-0.0039	0	0	-0.236	25
137	-0.0076	-0.0052	-0.0032	0	0	-0.1906	25
138	-0.0062	-0.0042	-0.0025	0	0	-0.1539	25
139	-0.005	-0.0034	-0.0021	0	0	-0.1243	25
140	-0.004	-0.0028	-0.0017	0	0	-0.1004	25
141	-0.0032	-0.0022	-0.0013	0	0	-0.0811	25
142	-0.0026	-0.0018	-0.0011	0	0	-0.0655	25
143	-0.0021	-0.0015	-0.0009	0	0	-0.0529	25
144	-0.0017	-0.0012	-0.0007	0	0	-0.0427	25
145	-0.0014	-0.0009	-0.0006	0	0	-0.0345	25
146	-0.0011	-0.0008	-0.0005	0	0	-0.0279	25

pas de temps (t)	dH réelle (m/12h)	dH calculée pondérée (m/12h)	dH calculée moyenne (m/12h)	dH amont (m/12h)	dH aval (m/12h)	dV (hm ³ /12h)	Surface Inondée (km ²)
147	-0.0009	-0.0006	-0.0004	0	0	-0.0225	25
148	-0.0007	-0.0005	-0.0003	0	0	-0.0182	25
149	-0.0006	-0.0004	-0.0002	0	0	-0.0147	25
150	-0.0005	-0.0003	-0.0002	0	0	-0.0119	25
151	-0.0004	-0.0003	-0.0002	0	0	-0.0096	25
152	-0.0003	-0.0002	-0.0001	0	0	-0.0077	25
153	-0.0002	-0.0002	-0.0001	0	0	-0.0062	25
154	-0.0002	-0.0001	-0.0001	0	0	-0.005	25
155	-0.0002	-0.0001	-0.0001	0	0	-0.0041	25
156	-0.0001	-0.0001	-0.0001	0	0	-0.0033	25
157	-0.0001	-0.0001	0	0	0	-0.0027	25
158	-0.0001	-0.0001	0	0	0	-0.0021	25
159	-0.0001	0	0	0	0	-0.0017	25
160	-0.0001	0	0	0	0	-0.0014	25

Tableau 5.4. : L'estimation de la surface inondée 'type de l'ORSTOM' du système simple.

pas de temps (t)	dV (hm ³ /12h)	dH calculée pondérée (m/12h)	Surface Inondée calculée (km ²)	dH amont (m/12h)	dH aval (m/12h)	Surface Inondée réelle (km ²)
1	0.0171	0.0005	36.3	0	0.0006	25
2	0.0138	0.0004	36.3	0	0.0005	25
3	0.0111	0.0003	36.3	0	0.0004	25
4	0.009	0.0002	36.3	0	0.0003	25
5	3.8912	0.0271	143.7	0.666	-0.108	25
6	10.9285	0.2402	45.5	0.754	0.1316	25
7	16.6119	0.3721	44.6	0.699	0.3029	25
8	21.2019	0.4491	47.2	0.65	0.4067	25
9	24.9088	0.4963	50.2	0.609	0.4725	25
10	27.9025	0.5397	51.7	0.728	0.4999	25.8
11	30.3203	0.6189	49	1.097	0.5178	33.8
12	32.2729	0.5354	60.3	0.616	0.5184	46.2
13	33.8499	0.5065	66.8	0.414	0.5261	61.4
14	35.1234	0.4713	74.5	0.317	0.5039	78.5
15	36.1519	0.4647	77.8	0.263	0.5074	97.5
16	36.9826	0.3969	93.2	0.227	0.4329	117.5
17	37.6534	0.3586	105	0.203	0.3915	136.6
18	38.1952	0.31	123.2	0.185	0.3365	153.1
19	34.7488	0.2877	120.8	0.083	0.331	165.6
20	28.0635	0.2116	132.6	0.039	0.2482	174
21	22.6643	0.1516	149.5	0.023	0.1788	179.5
22	18.3039	0.1115	164.2	0.015	0.1319	183
23	14.7824	0.084	176.1	0.009	0.0998	185.2
24	11.9384	0.0649	183.9	0.006	0.0774	186.7
25	9.6416	0.0505	191	0.004	0.0603	187.6
26	7.7866	0.0399	195.3	0.003	0.0477	188.2
27	6.2886	0.0311	202.2	0.002	0.0373	188.6
28	5.0787	0.0248	204.7	0.001	0.0298	188.8
29	4.1016	0.0198	207.5	0	0.0239	189
30	3.3125	0.0161	206.3	0.001	0.0192	189.1
31	2.6752	0.0132	202.8	0	0.016	189.1
32	2.1605	0.0109	198.7	0	0.0132	189.2

pas de temps (t)	dV (hm ³ /12h)	dH calculée pondérée (m/12h)	Surface Inondée calculée (km ²)	dH amont (m/12h)	dH aval (m/12h)	Surface Inondée réelle (km ²)
33	1.1269	0.009	125	-0.013	0.0137	189.1
34	-0.3285	0.0005	-677.8	-0.02	0.0048	188.7
35	-1.504	-0.0057	261.6	-0.022	-0.0023	188.1
36	-2.4533	-0.0109	225.9	-0.024	-0.0081	187.3
37	-3.22	-0.0147	218.7	-0.024	-0.0128	186.4
38	-3.8292	-0.0181	212.6	-0.025	-0.0166	185.4
39	-4.3292	-0.02	217.1	-0.026	-0.0187	184.3
40	-4.7431	-0.0219	216.1	-0.026	-0.0211	183.2
41	-5.0693	-0.0238	213.1	-0.027	-0.0231	182.1
42	-5.3226	-0.0252	211.8	-0.027	-0.0248	180.9
43	-5.5453	-0.0263	210.5	-0.027	-0.0262	179.7
44	-5.7172	-0.0276	207.1	-0.027	-0.0277	178.5
45	-5.8559	-0.0291	201.2	-0.028	-0.0293	177.2
46	-5.9679	-0.0298	199.9	-0.028	-0.0302	176
47	-6.0584	-0.0307	197.5	-0.029	-0.031	174.7
48	-6.1315	-0.0311	196.9	-0.028	-0.0318	173.4
49	-6.1905	-0.0327	189.2	-0.029	-0.0335	172.1
50	-6.2382	-0.0334	186.9	-0.03	-0.0341	170.8
51	-6.2767	-0.0336	186.7	-0.029	-0.0346	169.5
52	-6.3078	-0.0345	182.7	-0.03	-0.0355	168.1
53	-6.3329	-0.0359	176.3	-0.031	-0.037	166.8
54	-6.3532	-0.0363	175.1	-0.031	-0.0374	165.4
55	-6.3696	-0.0366	173.9	-0.031	-0.0378	164
56	-6.3828	-0.0382	167.1	-0.031	-0.0397	162.6
57	-6.3935	-0.039	163.9	-0.032	-0.0405	161.2
58	-6.4021	-0.0393	162.8	-0.032	-0.0409	159.7
59	-6.4091	-0.0409	156.8	-0.033	-0.0425	158.2
60	-6.4147	-0.0419	153.1	-0.033	-0.0438	156.7
61	-6.4193	-0.0424	151.4	-0.034	-0.0442	155.2
62	-6.4229	-0.0442	145.4	-0.034	-0.0463	153.7
63	-6.4259	-0.0455	141.3	-0.035	-0.0477	152.1
64	-6.4283	-0.0458	140.3	-0.035	-0.0481	150.6
65	-6.4302	-0.0461	139.6	-0.035	-0.0484	149
66	-6.4318	-0.0466	138	-0.036	-0.0488	147.3
67	-6.433	-0.0471	136.5	-0.037	-0.0493	145.7
68	-6.4341	-0.0476	135.1	-0.038	-0.0496	144
69	-6.4349	-0.048	134.1	-0.038	-0.0501	142.2
70	-6.4355	-0.0492	130.9	-0.038	-0.0515	140.5
71	-6.4361	-0.0503	127.9	-0.04	-0.0525	138.7
72	-6.4365	-0.0509	126.6	-0.04	-0.0532	136.9
73	-6.4369	-0.0521	123.5	-0.041	-0.0545	135
74	-6.4371	-0.0525	122.5	-0.041	-0.055	133.1
75	-6.4374	-0.0549	117.3	-0.043	-0.0574	131.2
76	-6.4376	-0.0557	115.5	-0.043	-0.0584	129.2
77	-6.4377	-0.0579	111.2	-0.045	-0.0606	127.1
78	-6.4378	-0.0593	108.5	-0.045	-0.0624	125
79	-6.4379	-0.0614	104.9	-0.047	-0.0644	122.9
80	-6.438	-0.0631	102	-0.047	-0.0665	120.7
81	-6.4381	-0.0656	98.1	-0.049	-0.0691	118.4
82	-6.4381	-0.0679	94.8	-0.051	-0.0715	116
83	-6.4382	-0.0671	95.9	-0.051	-0.0705	113.6

pas de temps (t)	dV (hm ³ /12h)	dH calculée pondérée (m/12h)	Surface Inondée calculée (km ²)	dH amont (m/12h)	dH aval (m/12h)	Surface Inondée réelle (km ²)
84	-6.4382	-0.0677	95.1	-0.054	-0.0706	111.1
85	-6.4382	-0.0699	92.1	-0.055	-0.0731	108.5
86	-6.4382	-0.0714	90.2	-0.057	-0.0744	105.7
87	-6.4383	-0.0749	85.9	-0.059	-0.0783	102.9
88	-6.4383	-0.0771	83.5	-0.061	-0.0805	99.8
89	-6.4383	-0.0798	80.6	-0.064	-0.0832	96.7
90	-6.4383	-0.0834	77.2	-0.067	-0.0869	93.3
91	-6.4383	-0.0862	74.7	-0.071	-0.0895	89.7
92	-6.4383	-0.0892	72.2	-0.074	-0.0924	85.8
93	-6.4383	-0.0932	69.1	-0.08	-0.096	81.6
94	-6.4383	-0.0954	67.5	-0.086	-0.0974	76.9
95	-6.4383	-0.0959	67.2	-0.094	-0.0963	71.7
96	-6.4383	-0.0946	68.1	-0.106	-0.0921	65.9
97	-6.4383	-0.0992	64.9	-0.124	-0.0939	59.1
98	-6.4383	-0.1064	60.5	-0.157	-0.0957	51.1
99	-6.4383	-0.1224	52.6	-0.24	-0.0976	41.4
100	-6.4383	-0.2046	31.5	-0.701	-0.0996	28.1
101	-6.4383	-0.2354	27.4	-0.867	-0.1018	25
102	-6.4383	-0.1317	48.9	-0.265	-0.1035	25
103	-6.4383	-0.1174	54.9	-0.175	-0.1052	25
104	-6.4383	-0.113	57	-0.143	-0.1066	25
105	-6.4383	-0.1109	58	-0.129	-0.1071	25
106	-6.4383	-0.1095	58.8	-0.123	-0.1066	25
107	-6.4383	-0.1103	58.4	-0.122	-0.1079	25
108	-6.4383	-0.1118	57.6	-0.122	-0.1097	25
109	-6.4383	-0.1138	56.6	-0.124	-0.1117	25
110	-6.4383	-0.1157	55.7	-0.125	-0.1137	25
111	-6.4383	-0.1181	54.5	-0.128	-0.116	25
112	-6.4383	-0.1201	53.6	-0.131	-0.1178	25
113	-6.4383	-0.1229	52.4	-0.134	-0.1205	25
114	-6.4383	-0.1247	51.7	-0.138	-0.1218	25
115	-6.4383	-0.1265	50.9	-0.141	-0.1234	25
116	-6.4383	-0.1297	49.6	-0.146	-0.1263	25
117	-6.4383	-0.1333	48.3	-0.151	-0.1296	25
118	-6.4383	-0.1372	46.9	-0.156	-0.1332	25
119	-6.4383	-0.1414	45.5	-0.162	-0.1371	25
120	-6.4383	-0.1459	44.1	-0.17	-0.1408	25
121	-5.8204	-0.1421	41	-0.062	-0.159	25
122	-4.7006	-0.1109	42.4	-0.019	-0.1304	25
123	-3.7963	-0.091	41.7	-0.007	-0.1087	25
124	-3.0659	-0.075	40.9	-0.004	-0.09	25
125	-2.4761	-0.0616	40.2	-0.002	-0.0742	25
126	-1.9997	-0.0505	39.6	-0.001	-0.0609	25
127	-1.615	-0.0413	39.1	0	-0.05	25
128	-1.3043	-0.034	38.4	0	-0.0412	25
129	-1.0533	-0.0279	37.7	-0.001	-0.0336	25
130	-0.8507	-0.0226	37.7	0	-0.0274	25
131	-0.687	-0.0184	37.4	0	-0.0222	25
132	-0.5548	-0.0149	37.2	0	-0.0181	25
133	-0.4481	-0.0121	37	0	-0.0147	25
134	-0.3619	-0.0098	36.9	0	-0.0119	25

pas de temps (t)	dV (hm ³ /12h)	dH calculée pondérée (m/12h)	Surface Inondée calculée (km ²)	dH amont (m/12h)	dH aval (m/12h)	Surface Inondée réelle (km ²)
135	-0.2923	-0.0079	36.8	0	-0.0096	25
136	-0.236	-0.0064	36.7	0	-0.0078	25
137	-0.1906	-0.0052	36.6	0	-0.0063	25
138	-0.1539	-0.0042	36.6	0	-0.0051	25
139	-0.1243	-0.0034	36.5	0	-0.0041	25
140	-0.1004	-0.0028	36.5	0	-0.0033	25
141	-0.0811	-0.0022	36.5	0	-0.0027	25
142	-0.0555	-0.0018	36.4	0	-0.0022	25
143	-0.0529	-0.0015	36.4	0	-0.0018	25
144	-0.0427	-0.0012	36.4	0	-0.0014	25
145	-0.0345	-0.0009	36.4	0	-0.0011	25
146	-0.0279	-0.0008	36.4	0	-0.0009	25
147	-0.0225	-0.0006	36.4	0	-0.0007	25
148	-0.0182	-0.0005	36.3	0	-0.0006	25
149	-0.0147	-0.0004	36.3	0	-0.0005	25
150	-0.0119	-0.0003	36.3	0	-0.0004	25
151	-0.0096	-0.0003	36.3	0	-0.0003	25
152	-0.0077	-0.0002	36.3	0	-0.0003	25
153	-0.0062	-0.0002	36.3	0	-0.0002	25
154	-0.005	-0.0001	36.3	0	-0.0002	25
155	-0.0041	-0.0001	36.3	0	-0.0001	25
156	-0.0033	-0.0001	36.3	0	-0.0001	25
157	-0.0027	-0.0001	36.3	0	-0.0001	25
158	-0.0021	-0.0001	36.3	0	-0.0001	25
159	-0.0017	0	36.3	0	-0.0001	25
160	-0.0014	0	36.3	0	0	25

Tableau 5.5. : L'estimation de la surface inondée 'Bakel 1974' du système simple autour des pics de la courbe.

pas de temps (t)	dV (hm ³ /12h)	dH calculée pondérée (m/12h)	Surface Inondée calculée (km ²)	dH amont (m/12h)	dH aval (m/12h)	Surface Inondée réelle (km ²)
1	0.2311	0.0045	51.0454	0.049	-0.0097	25
2	0.6191	0.0254	24.388	0.065	0.0127	25
12	-0.0766	-0.0029	26.1337	-0.015	0.0009	25
13	0.5633	0.0048	116.8818	0.123	-0.0329	25
14	1.7548	0.0621	28.2693	0.163	0.0298	25
34	1.6816	0.0626	26.8469	0.019	0.0766	41.2
35	-0.0264	0.0186	-1.4202	-0.015	0.0294	42.1
36	-1.2665	-0.0136	93.3903	-0.042	-0.0045	42.1
37	-1.7569	-0.0381	46.1456	-0.039	-0.0378	41.5
42	-1.5977	-0.0616	25.9255	-0.156	-0.0315	32.8
43	-0.2216	-0.0652	3.3993	-0.086	-0.0585	30.8
44	2.145	0.0198	108.2223	0.073	0.0028	30.9
45	3.8632	0.0887	43.5603	0.218	0.0474	33
62	4.7061	0.0693	67.9369	-0.019	0.0975	141.6
63	1.4662	0.0275	51.1188	-0.033	0.0468	143.5
64	-0.9296	-0.0017	586.872	-0.043	0.0115	144
65	-2.729	-0.0222	122.8899	-0.048	-0.014	143.6
68	-1.6228	-0.0259	65.0271	0.009	-0.037	140.2
69	-0.3765	-0.0094	40.0594	0.015	-0.0172	139.8
70	0.5719	0.0026	222.444	0.019	-0.0027	139.8

pas de temps (t)	dV (hm ³ /12h)	dH calculée pondérée (m/12h)	Surface Inondée calculée (km ²)	dH amont (m/12h)	dH aval (m/12h)	Surface Inondée réelle (km ²)
71	1.2604	0.0111	114.0034	0.021	0.0079	140.1
78	4.6226	0.0449	102.8511	0.037	0.0475	148.8
79	2.8408	0.0488	58.1969	-0.017	0.0698	150
80	-0.3911	0.0085	-46.2117	-0.042	0.0246	150.3
81	-2.7376	-0.0188	145.5148	-0.053	-0.0079	149.7
82	-4.4412	-0.0382	116.314	-0.059	-0.0315	148.4
90	-6.3312	-0.0782	80.987	-0.059	-0.0843	128.2
91	-1.3802	-0.0921	14.9823	0.112	-0.1573	126.9
92	7.1385	0.0448	159.3499	0.188	-0.0009	128.4
93	13.3231	0.1354	98.4316	0.201	0.1144	132.5
113	3.9343	0.0135	291.4594	-0.017	0.0232	296.2
114	0.6161	0.0031	201.149	-0.019	0.0101	295.8
115	-1.9324	-0.0045	432.9654	-0.022	0.0011	295.1
116	-3.9222	-0.0106	370.8104	-0.023	-0.0066	294.2
120	-7.7301	-0.0229	337.2901	-0.026	-0.0219	290
121	-11.5339	-0.0257	448.3911	-0.065	-0.0132	288.4
122	-17.7041	-0.0492	359.8696	-0.084	-0.0381	285.9
138	-7.2267	-0.0303	238.5043	-0.019	-0.0339	239.6
139	-9.0397	-0.0285	317.6409	-0.057	-0.0193	238.2
140	-12.8817	-0.05	257.6298	-0.076	-0.0417	236.1
152	-4.4699	-0.0312	143.0836	0.014	-0.0457	202.5
153	-1.4645	-0.0123	118.7462	0.022	-0.0233	202.3
154	0.7175	0.0013	549.7035	0.026	-0.0066	202.6
162	2.7631	0.0148	186.6286	0.012	0.0157	209
163	-0.3709	0.0137	-26.9914	-0.044	0.0322	209
164	-5.7181	-0.0224	255.3552	-0.072	-0.0066	207.8
165	-9.6003	-0.0462	207.7958	-0.082	-0.0348	205.8
177	-2.0965	-0.0197	106.2315	0.016	-0.0311	173
178	-0.3486	-0.0056	61.7261	0.02	-0.0138	172.9
179	0.9204	0.0042	218.8876	0.021	-0.0012	173.3
180	1.8417	0.0117	157.7752	0.023	0.0081	173.9
186	1.6497	0.0115	143.9443	0.009	0.0122	177.5
187	-0.2202	0.0112	-19.6063	-0.032	0.025	177.6
188	-3.4177	-0.0169	201.9198	-0.054	-0.0051	176.8
189	-5.7392	-0.0352	162.8445	-0.061	-0.027	175.4
216	-1.5855	-0.0227	69.9425	-0.014	-0.0254	115.6
217	-2.4058	-0.0193	124.6829	-0.049	-0.0098	114.5
218	-3.9131	-0.0476	82.2102	-0.068	-0.0411	112.8

Les résultats de la régression polynomial entre les paramètres de Muskingum et le débit des biefs de Bakel à Saldé / N'Goui et de N'Goui à Guédé.

Tableau 5.12. : La régression de K.

Ordre		b	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄	m ₅	m ₆	R ² ajusté
X	Moyenne	7,1038	0,0016						0,0571
	Ecart-type	0,1487	0,0001						
	T de Student	47,7871	11,5443						
X ²	Moyenne	11,4777	-0,0086	3,510E-06					0,3450
	Ecart-type	0,1878	0,0003	1,133E-07					
	T de Student	61,1045	-24,6539	30,9817					
X ³	Moyenne	12,4253	-0,0119	6,055E-06	-4,984E-10				0,353
	Ecart-type	0,2584	0,0007	4,929E-07	9,398E-11				
	T de Student	48,0825	-16,6714	12,2823	-5,3030				
X ⁴	Moyenne	12,6208	-0,0128	7,211E-06	-9,837E-10	6,324E-14			0,3529
	Ecart-type	0,3581	0,0014	1,547E-06	6,224E-10	8,019E-14			
	T de Student	35,2459	-9,2743	4,6607	-1,5805	0,7887			
X ⁵	Moyenne	13,6024	-0,0191	1,875E-05	-9,205E-09	2,486E-12	-2,472E-16		0,3557
	Ecart-type	0,4697	0,0024	3,903E-06	2,628E-09	7,569E-13	7,678E-17		
	T de Student	28,9585	-7,9911	4,8045	-3,5025	3,2849	-3,2193		
X ⁶	Moyenne	14,3948	-0,0254	3,413E-05	-2,481E-08	9,902E-12	-1,884E-15	1,349E-19	0,3565
	Ecart-type	0,6181	0,0040	8,727E-06	8,343E-09	3,838E-12	8,339E-16	6,848E-20	
	T de Student	23,2888	-6,3457	3,9114	-2,9737	2,5797	-2,2587	1,9706	

Tableau 5.13. : La régression de X.

Ordre		b	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄	m ₅	m ₆	R ² ajusté
X	Moyenne	0,0974	-2,017E-05						0,0136
	Ecart-type	0,0039	3,621E-06						
	T de Student	24,9460	-5,5695						
X ²	Moyenne	0,0613	6,364E-05	-2,897E-08					0,0429
	Ecart-type	0,0058	1,078E-05	3,515E-09					
	T de Student	10,5127	5,9047	-8,2396					
X ³	Moyenne	0,0311	0,0002	-1,101E-07	1,589E-11				0,0553
	Ecart-type	0,0080	2,207E-05	1,529E-08	2,916E-12				
	T de Student	3,8761	7,6484	-7,1994	5,4493				
X ⁴	Moyenne	0,0067	0,0003	-2,543E-07	7,636E-11	-7,882E-15			0,0593
	Ecart-type	0,0111	4,271E-05	4,790E-08	1,927E-11	2,482E-15			
	T de Student	0,6055	6,6737	-5,3085	3,9636	-3,1753			
X ⁵	Moyenne	0,0052	0,0003	-2,721E-07	8,909E-11	-1,163E-14	3,828E-19		0,0588
	Ecart-type	0,0146	7,405E-05	1,211E-07	8,155E-11	2,349E-14	2,383E-18		
	T de Student	0,3562	3,9801	-2,2473	1,0925	-0,4953	0,1607		
X ⁶	Moyenne	0,0281	0,0001	1,724E-07	-3,618E-10	2,026E-13	-4,689E-17	3,899E-21	0,0599
	Ecart-type	0,0192	0,0001	2,708E-07	2,589E-10	1,191E-13	2,588E-17	2,125E-21	
	T de Student	1,4642	0,8982	0,6365	-1,3973	1,7010	-1,8121	1,8347	

Tableau 5.14. : La régression d'alpha.

Ordre		b	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄	m ₅	m ₆	R ² ajusté
X	Moyenne	-0,2496	3,857E-05						0,0394
	Ecart-type	0,0044	4,052E-06						
	T de Student	-57,1295	9,5174						
X ²	Moyenne	-0,2653	7,495E-05	-1,257E-08					0,0433
	Ecart-type	0,0066	1,222E-05	3,986E-09					
	T de Student	-40,1324	6,1322	-3,1543					
X ³	Moyenne	-0,2837	0,0001	-6,199E-08	9,677E-12				0,0466
	Ecart-type	0,0091	2,515E-05	1,743E-08	3,322E-12				
	T de Student	-31,0557	5,5272	-3,5576	2,9130				
X ⁴	Moyenne	-0,3065	0,0002	-1,973E-07	6,642E-11	-7,395E-15			0,0492
	Ecart-type	0,0126	4,870E-05	5,462E-08	2,197E-11	2,831E-15			
	T de Student	-24,2524	5,0930	-3,612	3,0232	-2,6126			
X ⁵	Moyenne	-0,3383	0,0005	-5,704E-07	3,323E-10	-8,575E-14	7,9932E-18		0,0525
	Ecart-type	0,0166	8,427E-05	1,378E-07	9,280E-11	2,673E-14	2,711E-18		
	T de Student	-20,3947	5,3512	-4,1388	3,5801	-3,2081	2,9480		
X ⁶	Moyenne	-0,3438	0,0005	-6,779E-07	4,413E-10	-1,376E-13	1,943E-17	-9,430E-22	0,0521
	Ecart-type	0,02185	0,0001	3,084E-07	2,949E-10	1,357E-13	2,947E-17	2,420E-21	
	T de Student	-15,7390	3,4996	-2,1978	1,4967	-1,0141	0,6592	-0,3896	

Tableau 5.15. : La régression de K.

Ordre		b	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄	m ₅	m ₆	R ² ajusté
X	Moyenne	0,8884	0,0135						0,2492
	Ecart-type	0,2177	0,0005						
	T de Student	4,0814	25,7064						
X ²	Moyenne	6,7976	-0,0233	3,569E-05					0,4800
	Ecart-type	0,2690	0,0013	1,201E-06					
	T de Student	25,2700	-17,7390	29,7155					
X ³	Moyenne	6,4985	-0,0204	2,909E-05	3,6082E-09				0,4800
	Ecart-type	0,3890	0,0031	6,314E-06	3,476E-09				
	T de Student	16,7041	-6,5671	4,6075	1,0640				
X ⁴	Moyenne	4,8074	0,0038	-6,117E-05	1,202E-07	-4,711E-11			0,4858
	Ecart-type	0,5228	0,0059	1,979E-05	2,446E-08	9,797E-12			
	T de Student	9,1948	0,6489	-3,0905	4,9116	-4,8086			
X ⁵	Moyenne	7,4083	-0,04783	0,0002	-5,1151E-07	5,2665E-10	-1,821E-13		0,4939
	Ecart-type	0,6887	0,0107	5,417E-05	1,127E-07	1,004E-10	3,173E-14		
	T de Student	10,7562	-4,4548	4,2199	-4,539	5,2435	-5,7395		
X ⁶	Moyenne	4,9471	0,0137	-0,0002	9,190E-07	-1,591E-09	1,285E-12	-3,826E-16	0,4982
	Ecart-type	0,8988	0,0180	0,0001	3,557E-07	5,098E-10	3,478E-13	9,029E-17	
	T de Student	5,5042	0,75859	-1,8961	2,5828	-3,1214	3,6956	-4,2368	

Tableau 5.16. : La régression de X.

Ordre		b	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄	m ₅	m ₆	R ² ajusté
X	Moyenne	-0,1272	-0,0002						0,0471
	Ecart-type	0,0084	2,038E-05						
	T de Student	-15,0982	-9,9583						
X ²	Moyenne	-0,0597	-0,0006	4,076E-07					0,0721
	Ecart-type	0,0123	6,040E-05	5,511E-08					
	T de Student	-4,8372	-10,3326	7,3951					
X ³	Moyenne	-0,0913	-0,0003	-2,900E-07	3,911E-10				0,0745
	Ecart-type	0,0178	0,0001	2,894E-07	1,593E-10				
	T de Student	-5,1226	-2,1687	-1,0022	2,4554				
X ⁴	Moyenne	-0,1267	0,0002	-2,176E-06	2,82354E-09	-9,8401E-13			0,0762
	Ecart-type	0,0241	0,0003	9,114E-07	1,1264E-09	4,511E-13			
	T de Student	-5,2615	0,7255	-2,3870	2,5068	-2,1814			
X ⁵	Moyenne	-0,1222	0,0001	-1,680E-06	1,744E-09	-3,414E-15	-3,113E-16		0,0758
	Ecart-type	0,0320	0,0005	2,515E-06	5,232E-09	4,663E-12	1,473E-15		
	T de Student	-3,8223	0,2183	-0,6681	0,3333	-0,0007	-0,2113		
X ⁶	Moyenne	-0,0502	-0,0017	1,170E-05	-4,009E-08	6,194E-11	-4,323E-14	1,119E-17	0,0786
	Ecart-type	0,0418	0,0008	5,619E-06	1,656E-08	2,373E-11	1,619E-14	4,203E-18	
	T de Student	-1,2018	-2,014	2,0827	-2,4206	2,6099	-2,6700	2,6618	

Tableau 5.17. : La régression d'alpha.

Ordre		b	m ₁	m ₂	m ₃	m ₄	m ₅	m ₆	R ² ajusté
X	Moyenne	0,3282	-0,0007						0,6318
	Ecart-type	0,0046	1,121E-05						
	T de Student	70,7945	-58,4155						
X ²	Moyenne	0,4568	-0,0015	7,764E-07					0,7499
	Ecart-type	0,0057	2,7766E-05	2,534E-08					
	T de Student	80,5003	-52,4909	30,6460					
X ³	Moyenne	0,5494	-0,0024	2,819E-06	-1,146E-09				0,7805
	Ecart-type	0,0077	6,127E-05	1,248E-07	6,869E-11				
	T de Student	71,4651	-38,8868	22,5953	-16,6774				
X ⁴	Moyenne	0,5634	-0,0026	3,565E-06	-2,107E-09	3,891E-13			0,7809
	Ecart-type	0,0104	0,0001	3,930E-07	4,857E-10	1,945E-13			
	T de Student	54,2676	-22,0421	9,0703	-4,3382	2,0001			
X ⁵	Moyenne	0,5794	-0,0029	5,3458E-06	-5,989E-09	3,915E-12	-1,119E-15		0,7811
	Ecart-type	0,0138	0,0002	1,084E-06	2,255E-09	2,009E-12	6,348E-16		
	T de Student	42,0495	-13,5022	4,9329	-2,6565	1,9486	-1,7632		
X ⁶	Moyenne	0,6204	-0,0039	1,296E-05	-2,980E-08	3,917E-11	-2,555E-14	6,3681E-18	0,7823
	Ecart-type	0,0180	0,0004	2,418E-06	7,128E-09	1,021E-11	6,968E-15	1,809E-18	
	T de Student	34,4537	-10,8645	5,3603	-4,1811	3,8355	-3,6666	3,5206	

- La valeur critique de t de Student pour une limite de confiance de 95 % avec 1000 degrés de liberté est égale à 1,962 ; la valeur critique avec un infini nombre de degrés de liberté est égale à 1,96.

Tableaux 5.23. : Les régressions linéaire entre le pourcentage du débit qui passe aux stations de Saldé et de N’Goui (Y) et le débit composé de la période de juillet à novembre (C).

Année	Saldé ($Y\% = aC + b\%$)		N’Goui ($Y\% = aC + b\%$)		R ²
	a	B	A	b	
1970	-0,0044	56,387	0,0044	43,613	0,6676
1971	-0,0045	57,044	0,0045	42,956	0,6727
1972	-0,0090	59,153	0,0090	40,847	0,5417
1974	-0,0048	56,353	0,0048	43,647	0,7287
1975	-0,0043	55,885	0,0043	44,115	0,5724
1976	-0,0043	54,984	0,0043	45,016	0,2921
1977	-0,0073	58,184	0,0073	41,816	0,5026
1983	-0,0194	63,096	0,0194	36,904	0,6372
1984	-0,0254	65,086	0,0254	34,914	0,7092
1985	-0,0090	60,649	0,0090	39,351	0,5412
1986	-0,0051	57,214	0,0051	42,786	0,4272
1987	-0,0227	65,671	0,0227	34,329	0,5477
1988	-0,0065	59,622	0,0065	40,378	0,4901
1990	-0,0281	66,098	0,0281	33,902	0,5029
1991	-0,0082	58,889	0,0082	41,111	0,4627
1993	-0,0065	58,348	0,0065	41,652	0,3289
1995	-0,0061	59,707	0,0061	40,293	0,7154
1996	-0,0079	58,987	0,0079	41,013	0,4690

Tableau 5.24. : Estimations de la surface inondée du bief de N’Goui à Guédé ; seuil = 0,03.

Année	Date de maximal		Surface Inondée : $H=XH_E+(1-X)H_S$ (km ²)				Surface Inondée : $H=(H_E+H_S)/2$ (km ²)			
	H _E	H _S	Date max.	SI max.	SI 15j.	SI 45j.	Date max.	SI max.	SI 15j.	SI 45j.
1970	23/9	2/10	20/8	804	702	454	16/9	1083	924	462
1971	22-26/9	1/10	19/8	562	515	392	6/9	1030	761	409
1972	12/9	15/9	4/11	163	142	111	13/9	166	107	85
1974	14/9	8/10	13/9	2238	1950	1206	13/9	1947	1395	447
1975	24/9	7/10	4/8	614	289	234	19/9	1096	735	232
1976	28/8	2/9	20/8	278	193	114	29/9	349	158	59
1977	27/9	2/10	14/9	215	168	120	26/9	311	199	78
1978	4/10	10/10	11/8	435	297	213	3/10	409	268	157
1979	14/9	16/9	11/9	269	132	97	9/9	225	107	70
1980	17/9	21/9	18/8	335	180	135	17/9	532	269	111
1981	10/9	17/9	14/8	394	353	200	8/9	407	376	147

Tableau 5.25. : Estimations de la surface inondée du bief de N’Goui à Guédé ; seuil = 0,02.

Année	Date de maximal		Surface Inondée : $H=XH_E+(1-X)H_S$ (km ²)				Surface Inondée : $H=(H_E+H_S)/2$ (km ²)			
	H _E	H _S	Date max.	SI max.	SI 15j.	SI 45j.	Date max.	SI max.	SI 15j.	SI 45j.
1970	23/9	2/10	7/9	1489	1340	718	7/9	1376	1049	462
1971	22-26/9	1/10	9/9	2345	1834	845	14/9	2512	1760	515
1972	12/9	15/9	3/11	171	152	111	13/9	220	115	88
1974	14/9	8/10	17/9	3277	2708	1509	13/9	1947	1395	447
1975	24/9	7/10	20/9	1747	1549	918	21/9	1529	924	291
1976	28/8	2/9	24/8	732	295	112	29/8	349	192	67
1977	27/9	2/10	23/9	625	398	144	27/9	372	213	78
1978	4/10	10/10	3/10	568	505	379	5/10	557	356	224
1979	14/9	16/9	9/9	341	164	101	9/9	225	129	77
1980	17/9	21/9	16/9	869	527	177	18/9	532	346	135
1981	10/9	17/9	23/8	610	485	257	19/8	522	451	152

Tableau 5.26. : Estimations de la surface inondée du bief de Bakel à Saldé / N’Goui ; seuil = 0,03.

Année	Date de maximal		Surface Inondée : $H=XH_E+(1-X)H_S$ (km ²)				Surface Inondée : $H=(H_E+H_S)/2$ (km ²)			
	H _E	H _S	Date max.	SI max.	SI 15j.	SI 45j.	Date max.	SI max.	SI 15j.	SI 45j.
1970	8/9	18/9	8/9	2019	1623	678	10/9	2763	1026	466
1971	31/8	23/9	29/8	4558	1597	718	2/9	3752	1178	466
1972	8/9	13/9	1/9	616	444	223	30/8	643	540	339
1974	27/8	23/9	24/8	7072	3433	661	29/8	3864	2479	536
1975	5/9	1/10	4/9	4886	1444	290	7/9	3052	1592	342
1976	23/8	29/8	1/11	714	585	421	5/10	862	507	360
1977	21/9	27/9	4/9	826	490	192	15/9	831	410	208
1978	28/9	4/10	26/9	1291	880	403	10/8	1273	742	413
1979	2/9	14/9	26/8	616	367	150	5/9	861	504	161
1980	11/9	18/9	9/9	1548	1001	204	9/9	817	387	220
1981	11/8	8/9	1/9	1563	1050	355	23/8	972	729	1389

Tableau 5.27. : Estimations de la surface inondée du bief de Bakel à Saldé / N’Goui ; seuil = 0,02.

Année	Date de maximal		Surface Inondée : $H=XH_E+(1-X)H_S$ (km ²)				Surface Inondée : $H=(H_E+H_S)/2$ (km ²)			
	H _E	H _S	Date max.	SI max.	SI 15j.	SI 45j.	Date max.	SI max.	SI 15j.	SI 45j.
1970	8/9	18/9	6/9	3306	2313	679	10/9	2763	1026	466
1971	31/8	23/9	28/8	6902	1710	731	2/9	3752	1178	512
1972	8/9	13/9	31/8	1413	459	236	16/9	1039	625	405
1974	27/8	23/9	23/8	10973	4570	686	29/8	3864	2476	536
1975	5/9	1/10	4/9	4886	1707	556	7/9	3052	1592	532
1976	23/8	29/8	19/9	973	600	432	26/8	1369	634	387
1977	21/9	27/9	4/9	826	504	194	15/9	831	436	208
1978	28/9	4/10	30/8	1443	1154	408	10/8	1273	768	413
1979	2/9	14/9	12/8	841	484	174	13/9	1197	656	218
1980	11/9	18/9	9/9	1548	1234	257	31/8	839	521	220
1981	11/8	8/9	31/8	2144	1048	365	14/8	2635	820	450

La comparaison entre les résultats d'un système simple et ceux de Muskingum (cf. § 5.1.1.1).

Figure 5.2. : La reconstruction de l'hydrogramme <<ORSTOM>> en aval du système simple

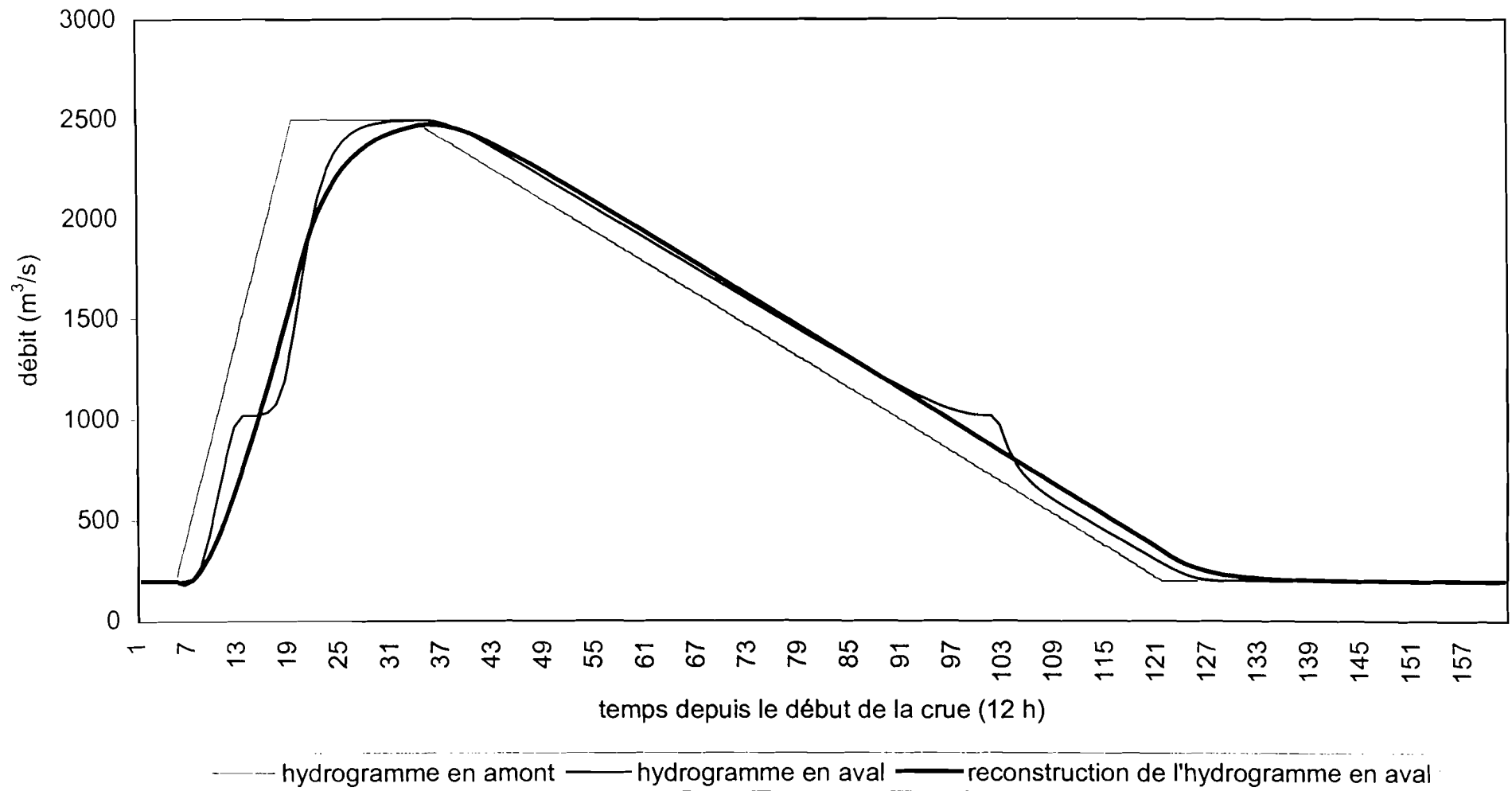


Figure 5.3. : La reconstruction de l'hydrogramme 'Bakel 1974' en aval du système simple

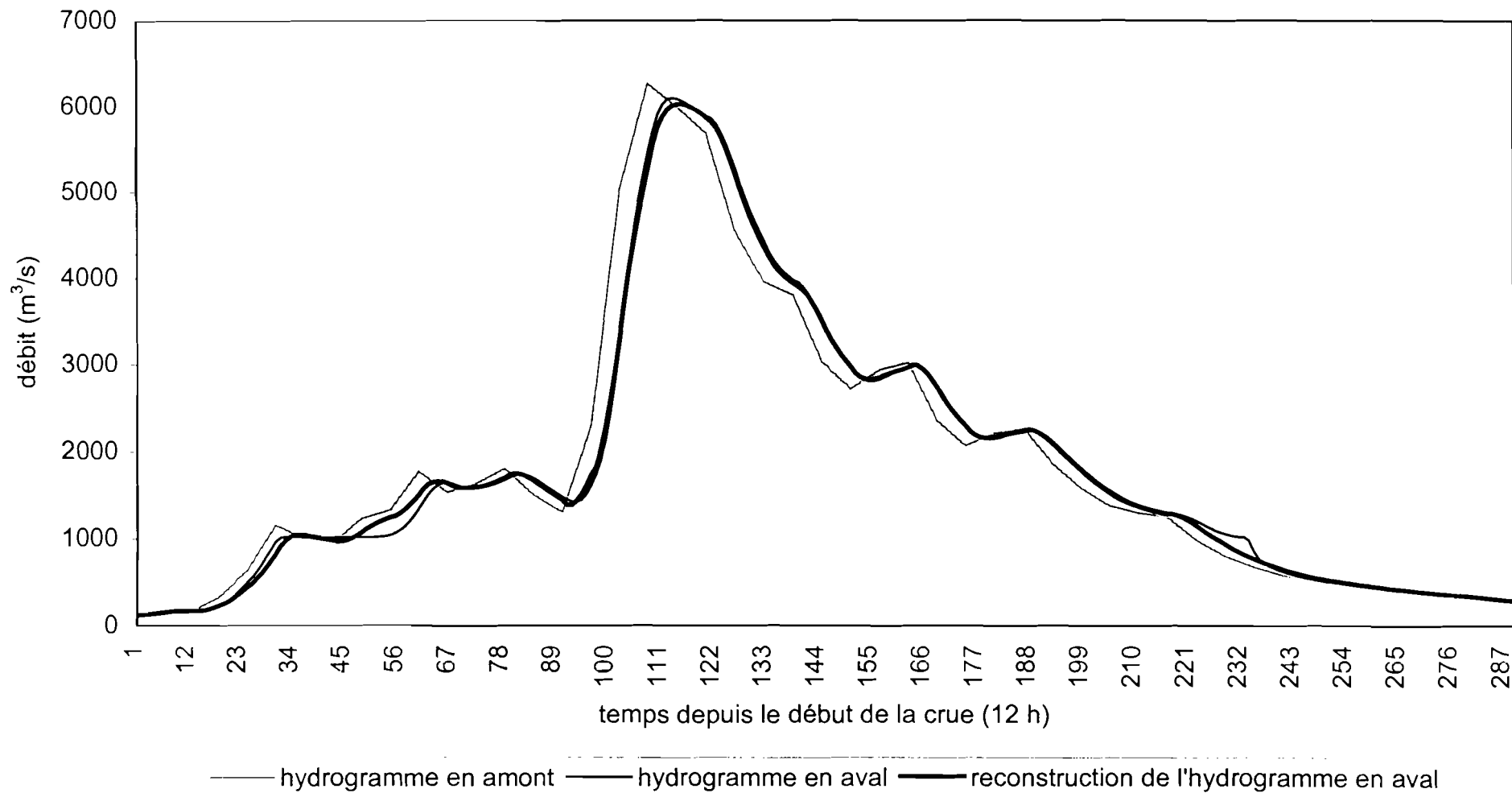


Figure 5.4. : La reconstruction de l'hydrogramme 'Bakel 1982' en aval du système simple

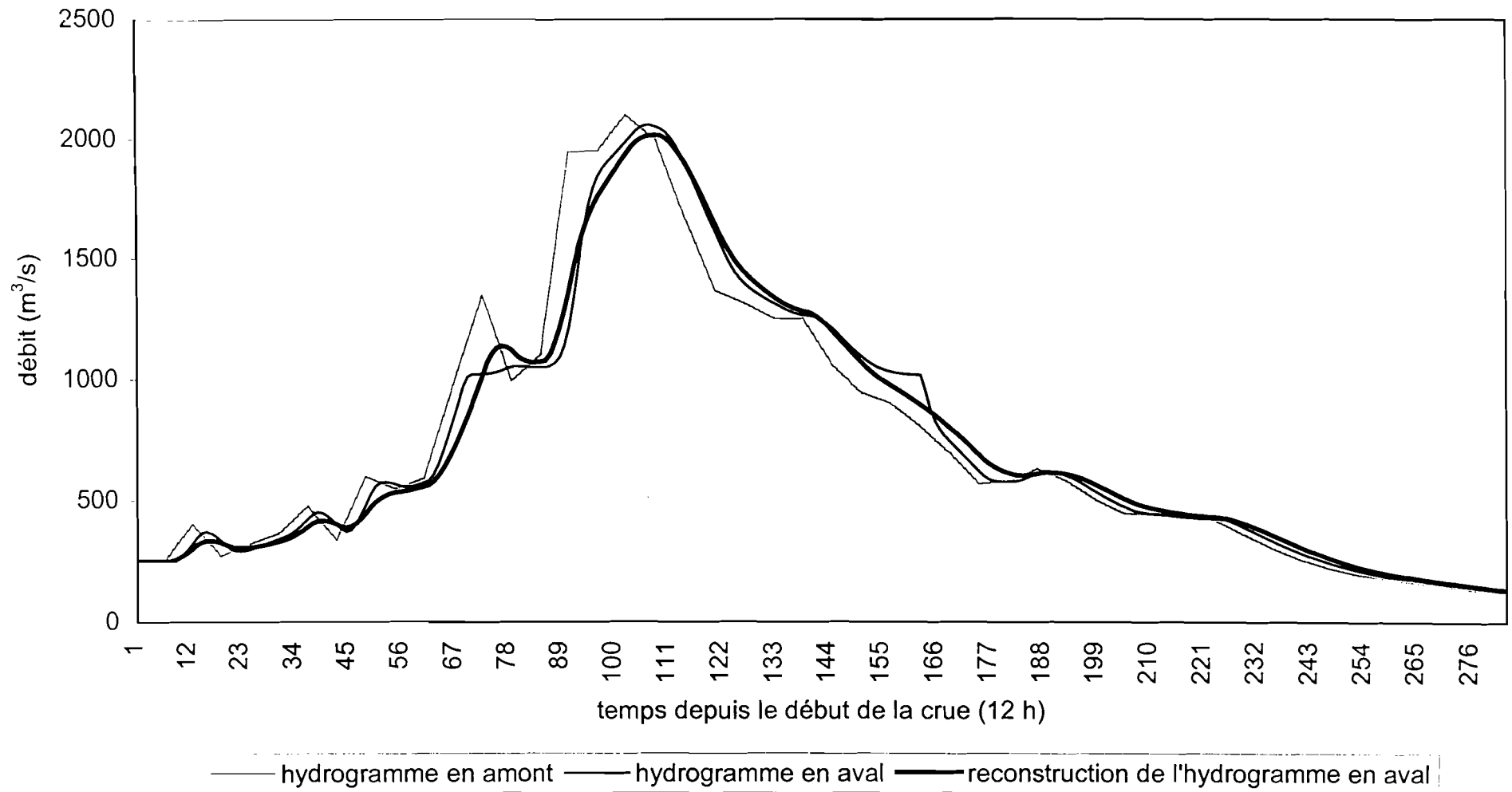


Figure 5.5. : La reconstruction de l'hydrogramme 'Bakel 1984' en aval du système simple

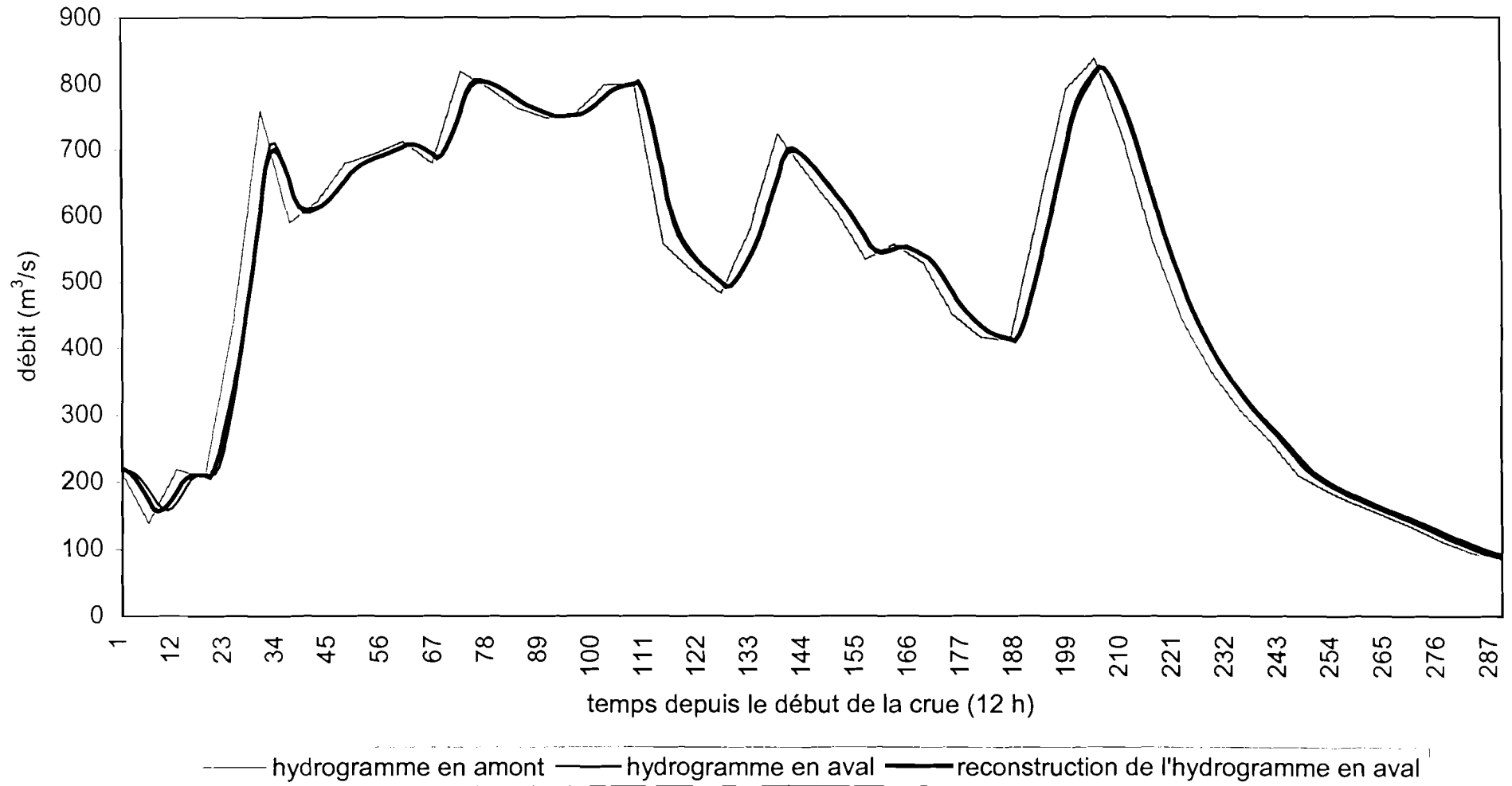


Figure 5.6. : La reconstruction de l'hydrogramme 'Bakel 1985' en aval du système simple

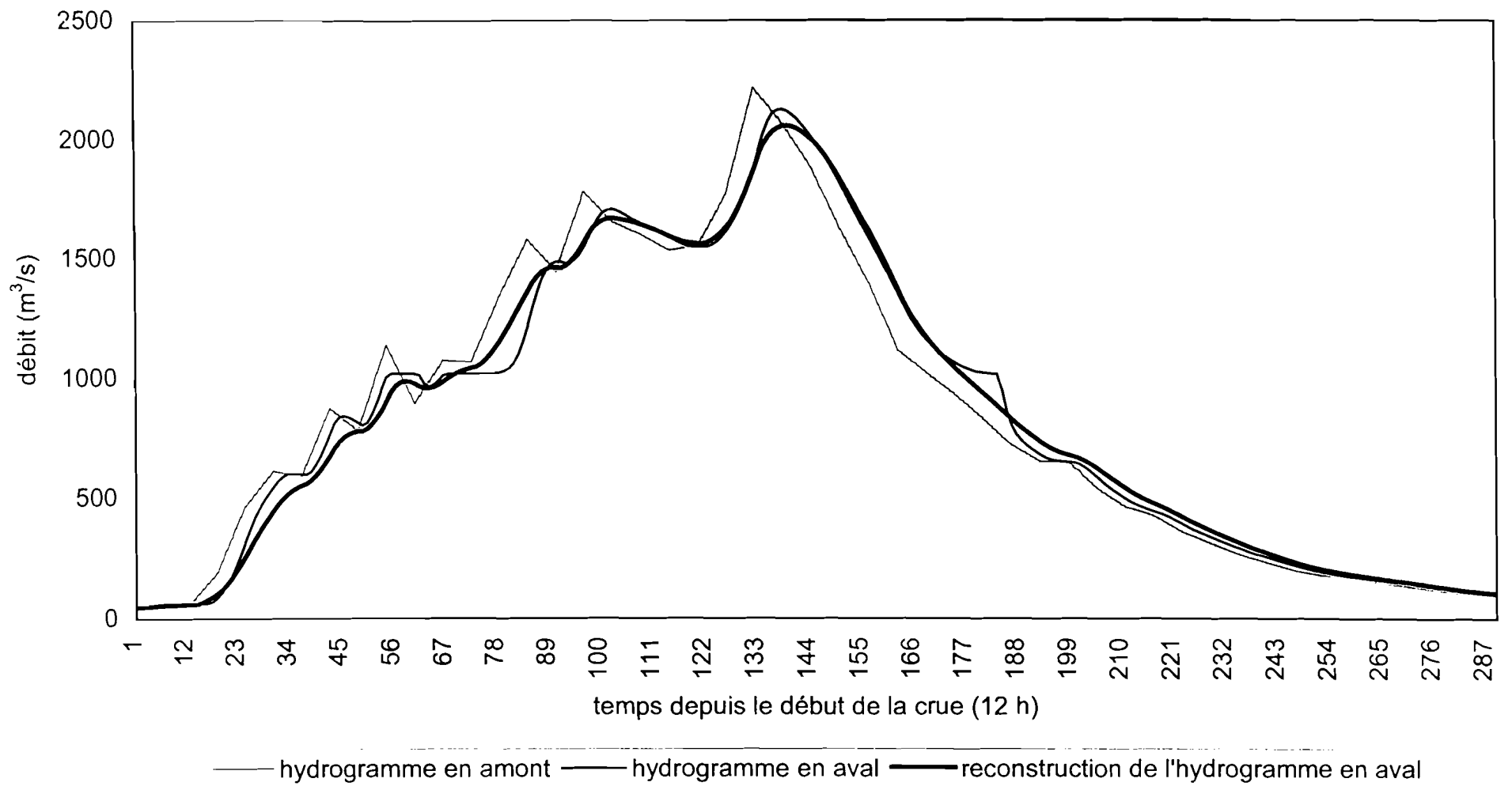


Figure 5.7. : La comparaison du stockage <<ORSTOM>> du système simple

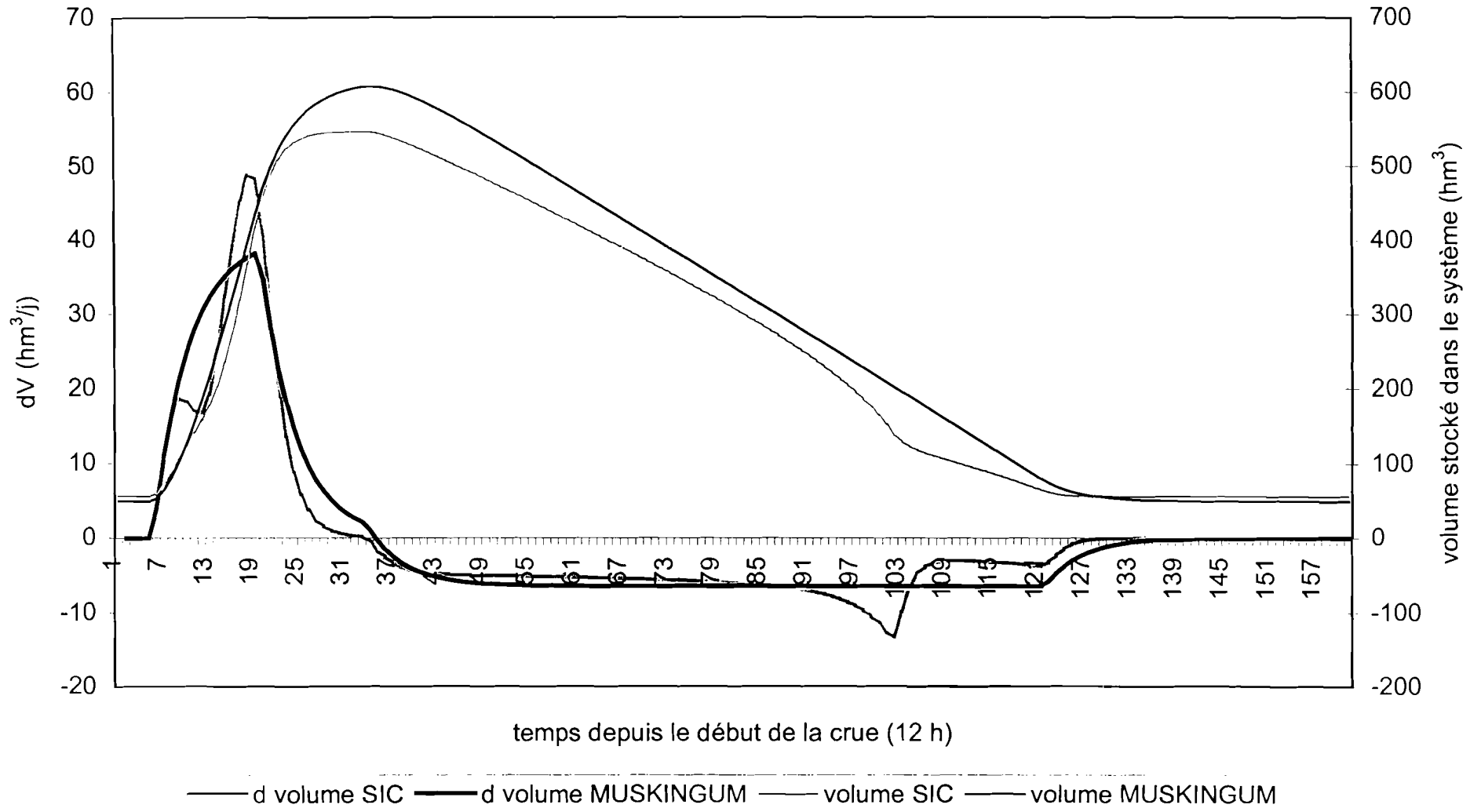


Figure 5.8. : La comparaison du stockage 'Bakel 1974' du système simple

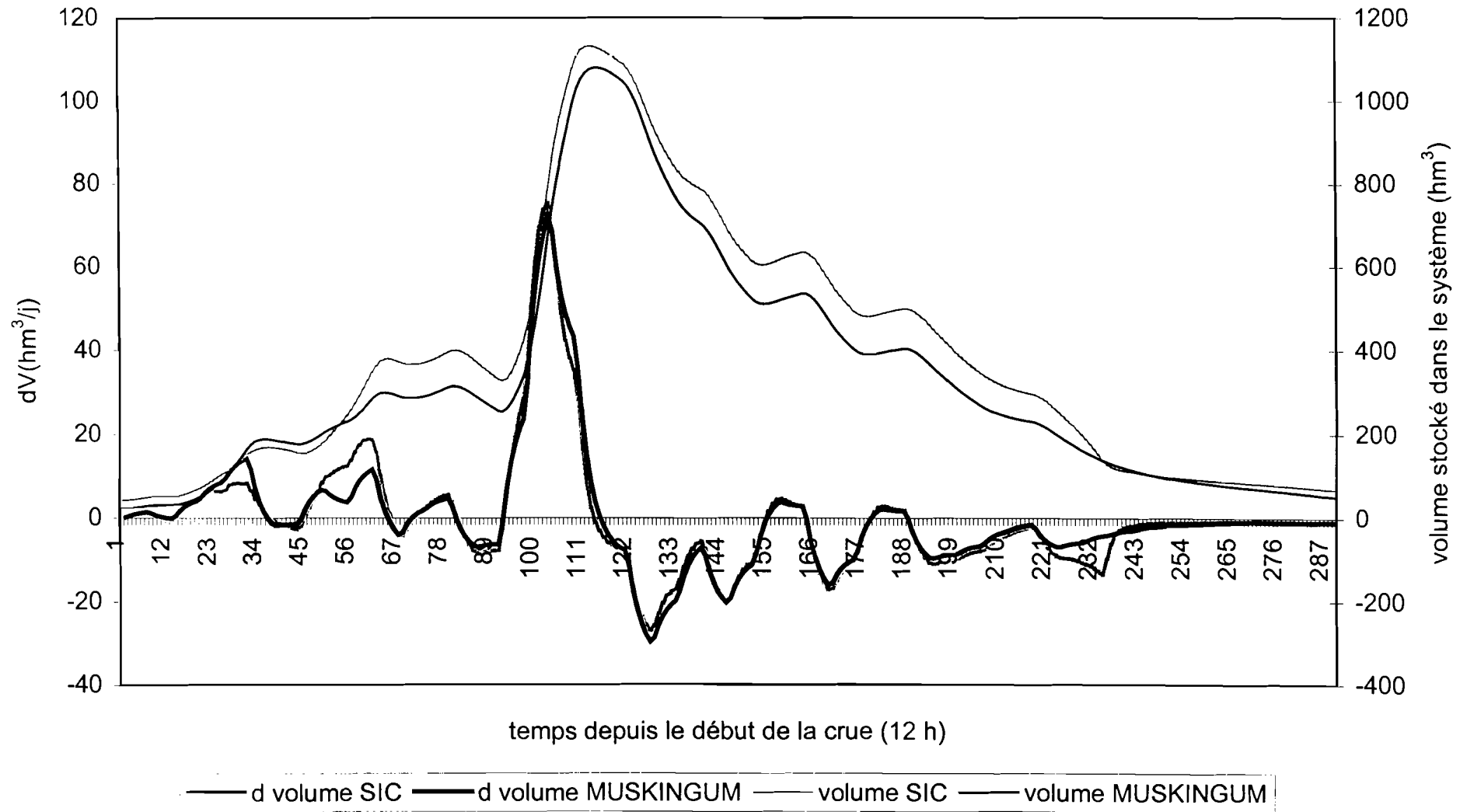


Figure 5.9. : La comparaison du stockage 'Bakel 1982' du système simple

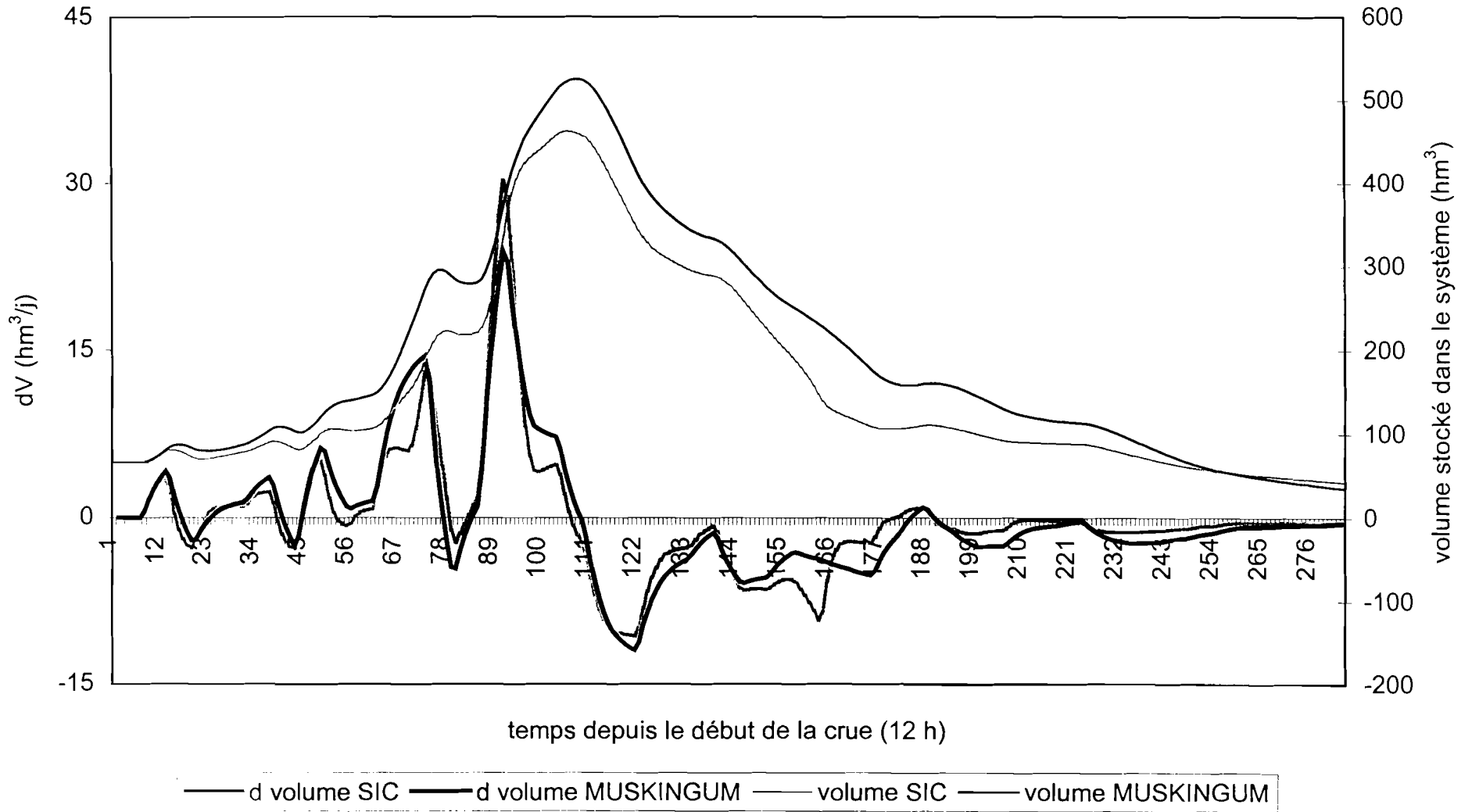


Figure 5.10. : La comparaison du stockage 'Bakel 1984' du système simple

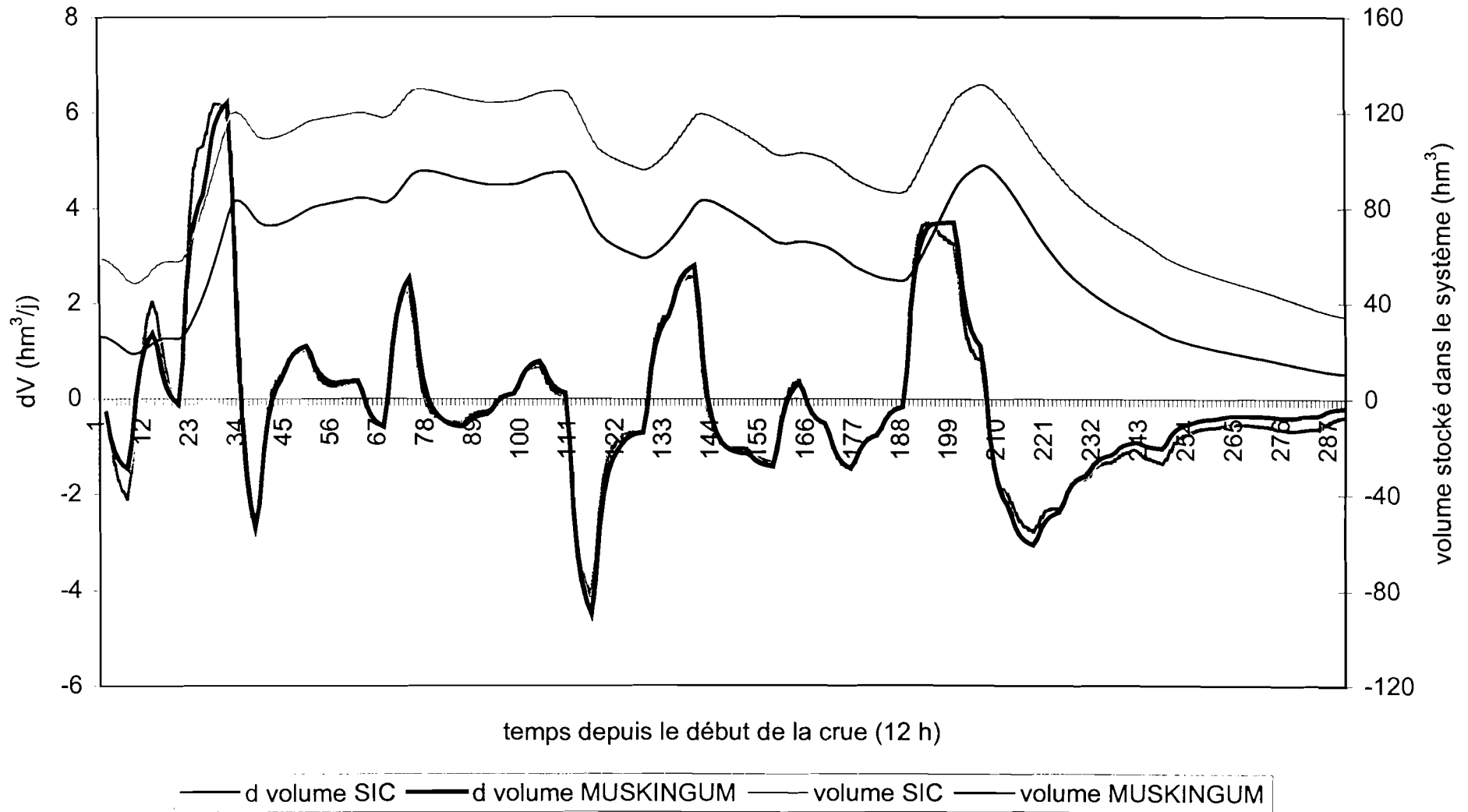


Figure 5.11. : La comparaison du stockage 'Bakel 1985' du système simple

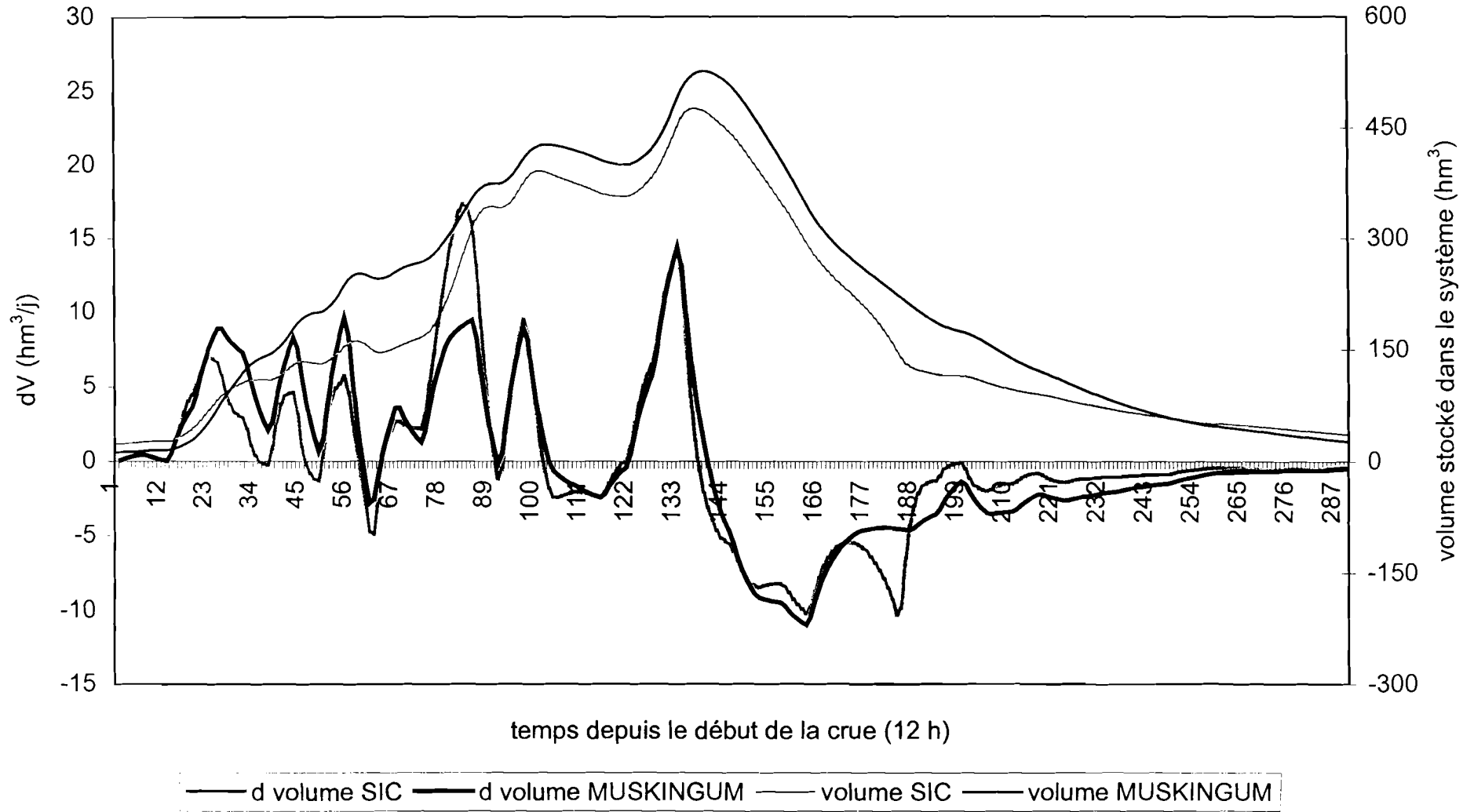


Figure 5.12. : Comparaison des méthodes de calcul de dH ; l'hydrogramme <<ORSTOM>>

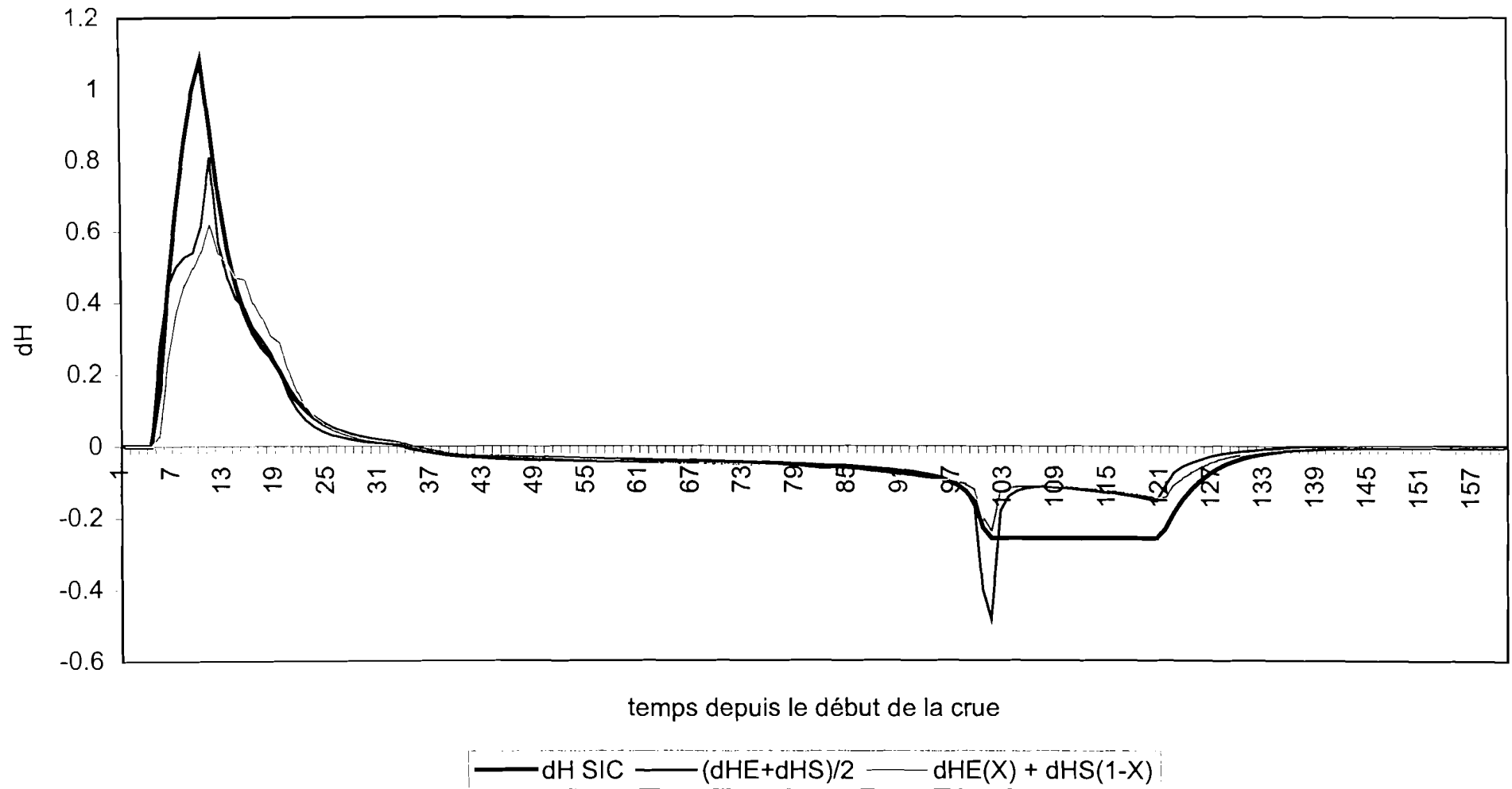


Figure 5.13. : Comparaison des méthodes de calcul de dH ; l'hydrogramme de Bakel 1974

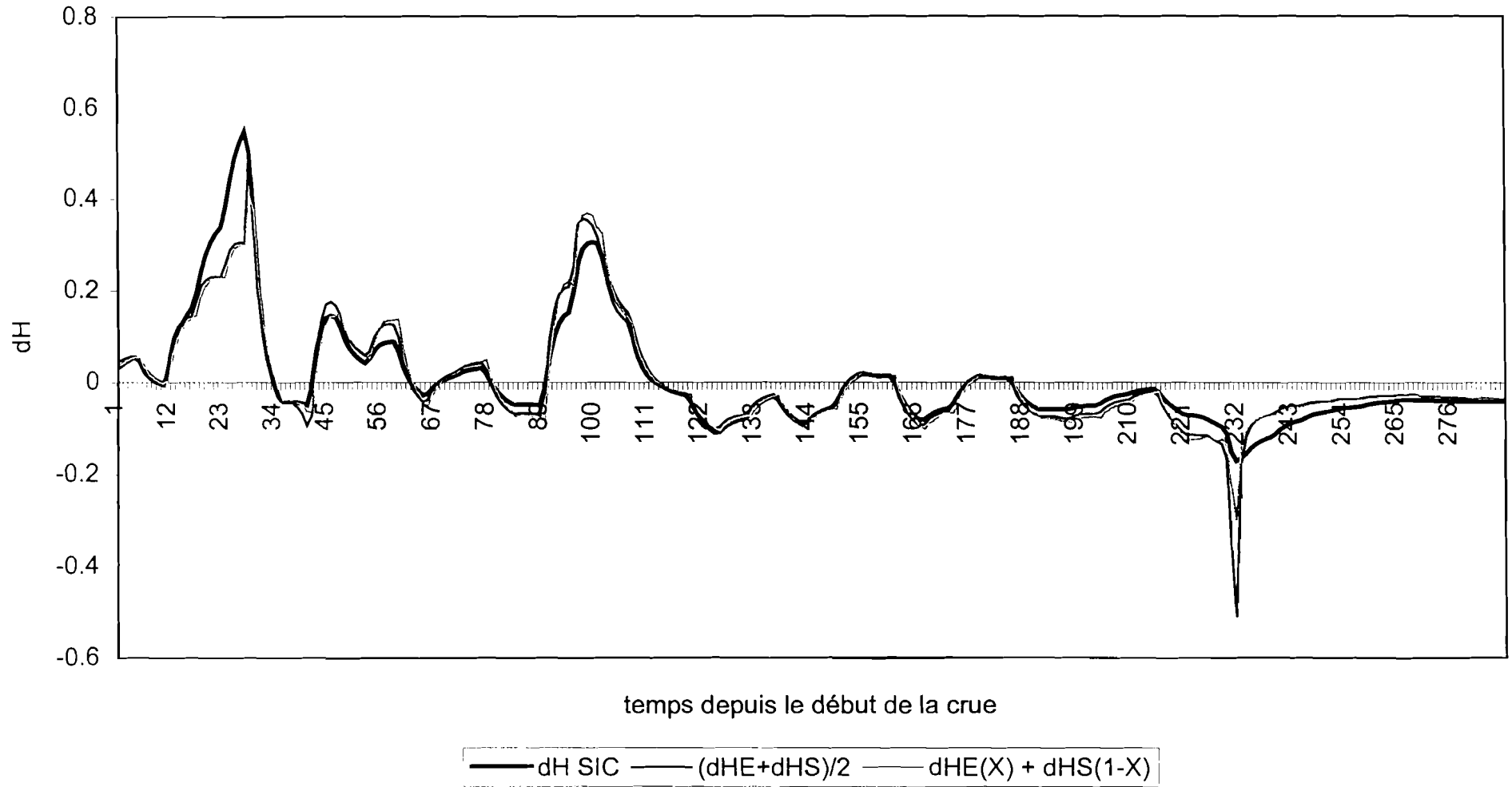


Figure 5.14. : Comparaison des méthodes de calcul de dH ; l'hydrogramme de Bakel 1982

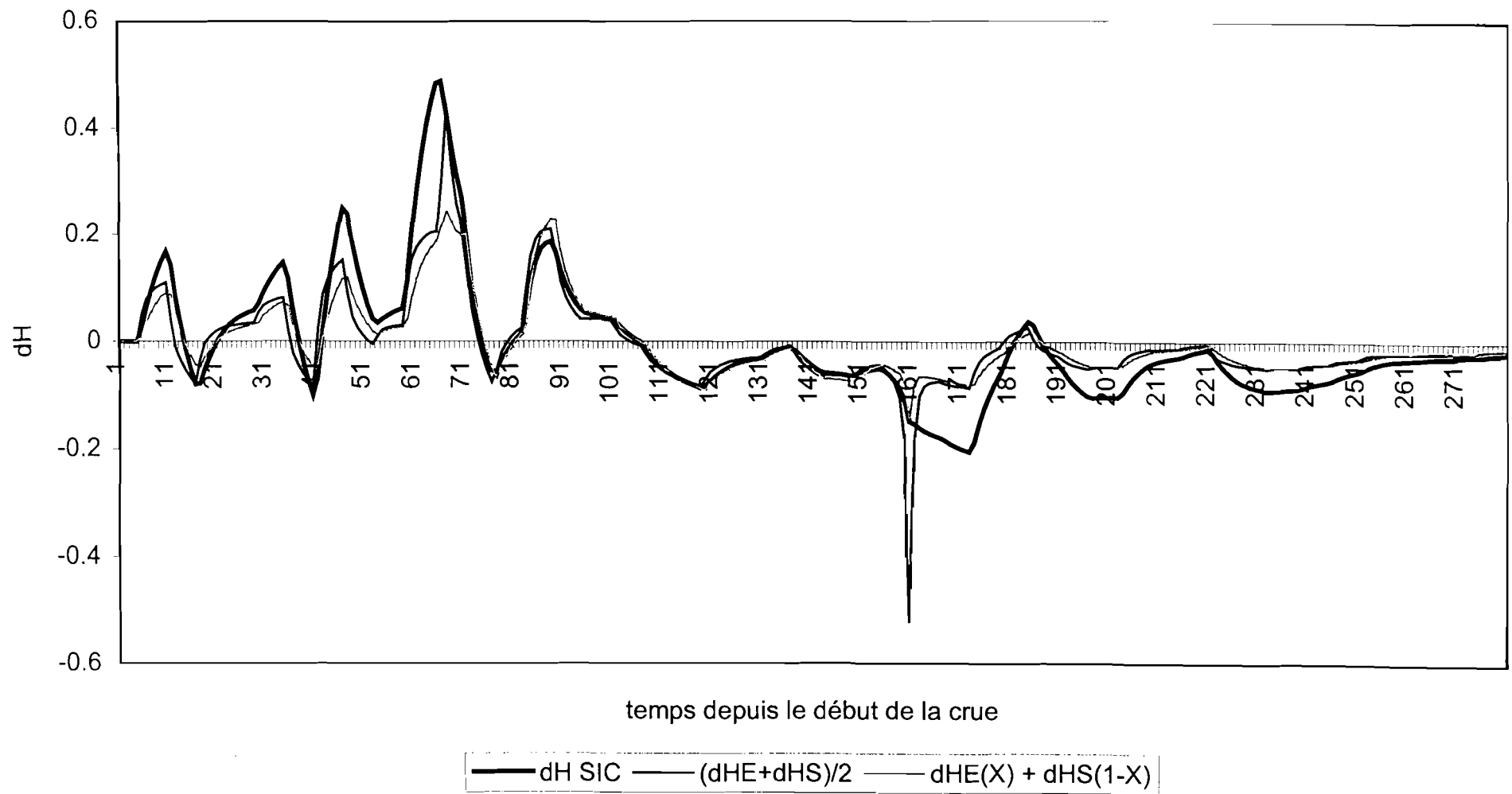


Figure 5.15. : Comparaison des méthodes de calcul de dH ; l'hydrogramme de Bakel 1984

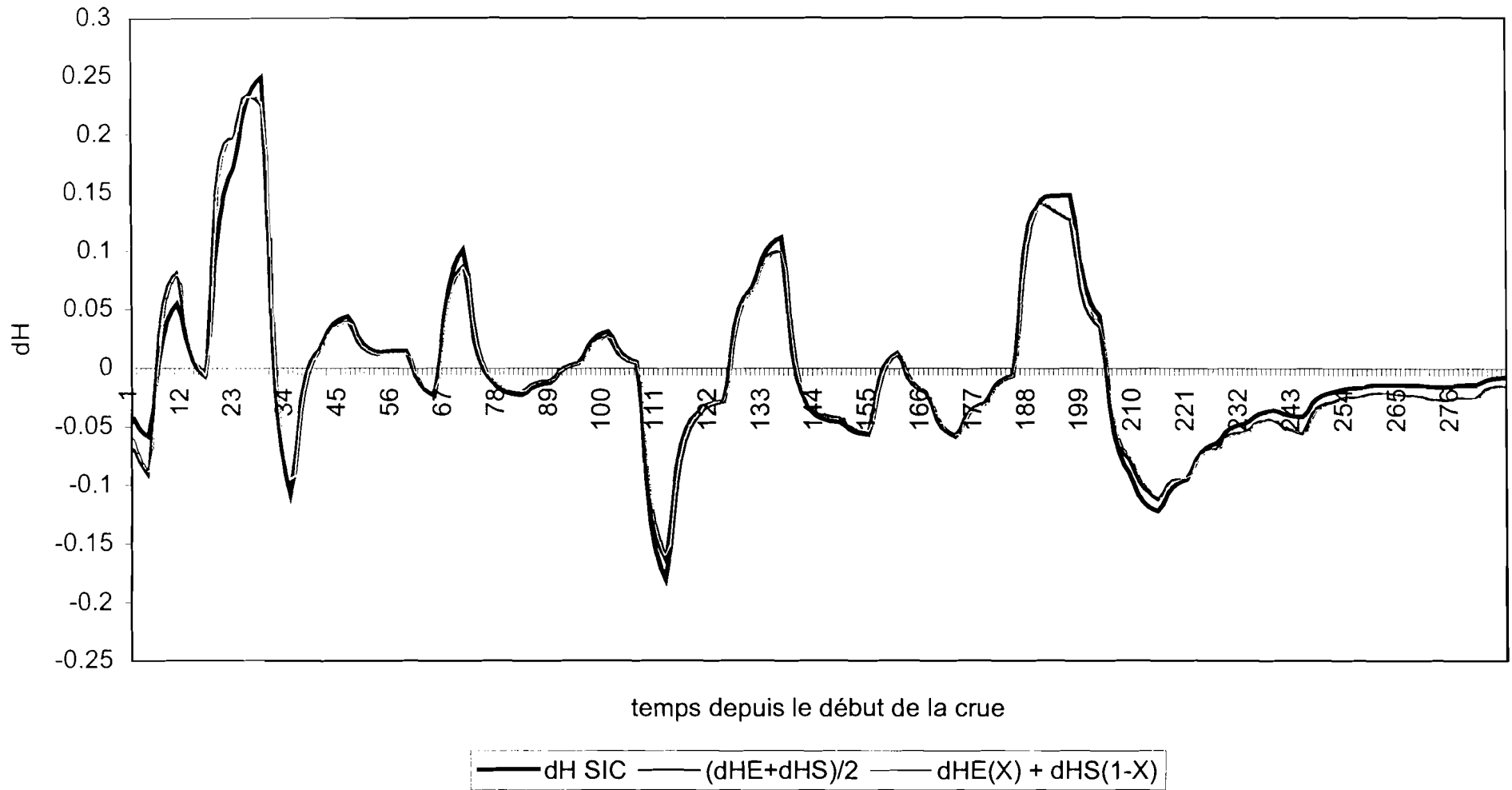


Figure 5.16. : Comparaison des méthodes de calcul de dH ; l'hydrogramme de Bakel 1985

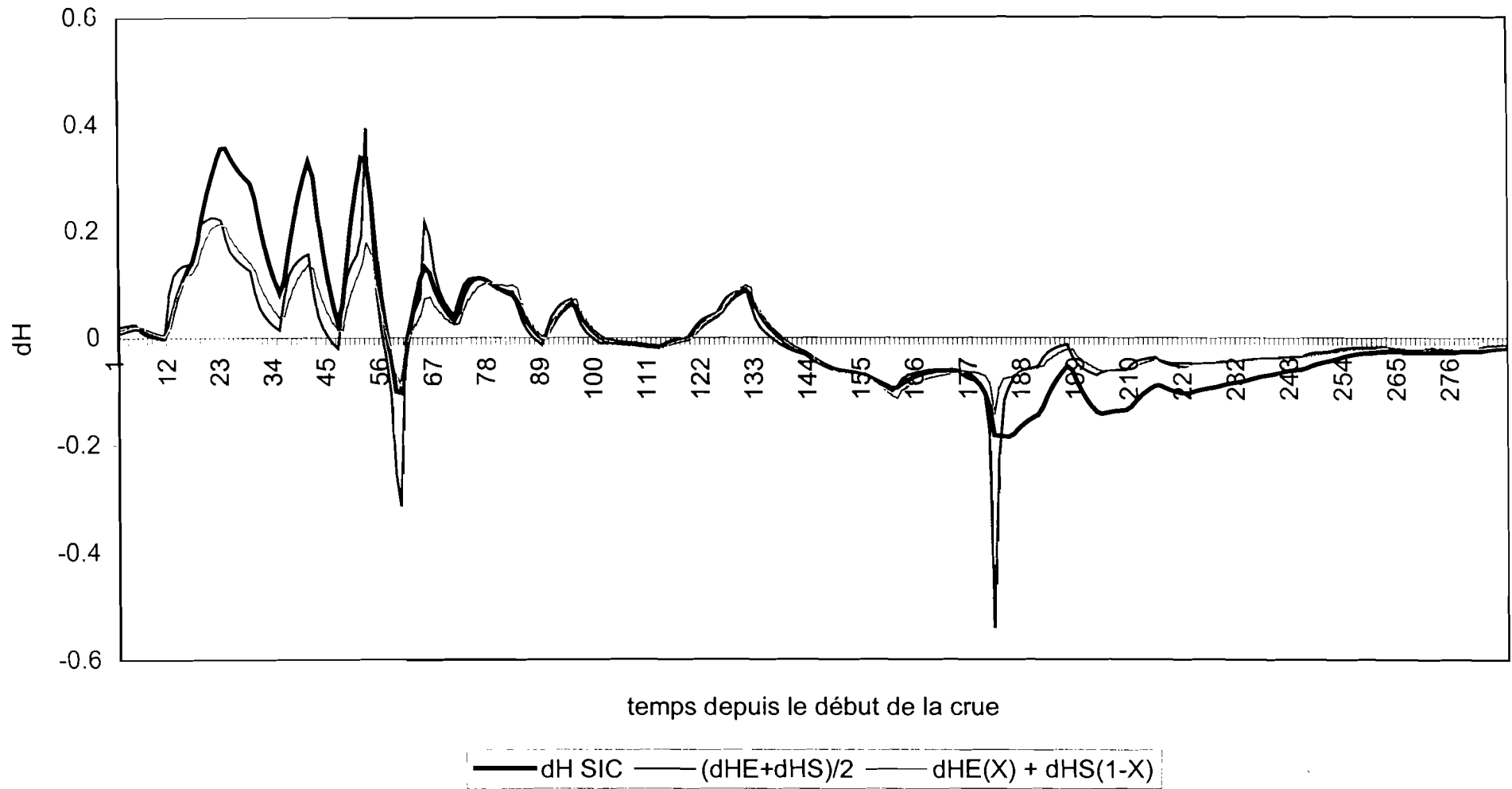


Figure 5.17. : La comparaison de la surface inondée <<ORSTOM>> des méthodes d'interpolation

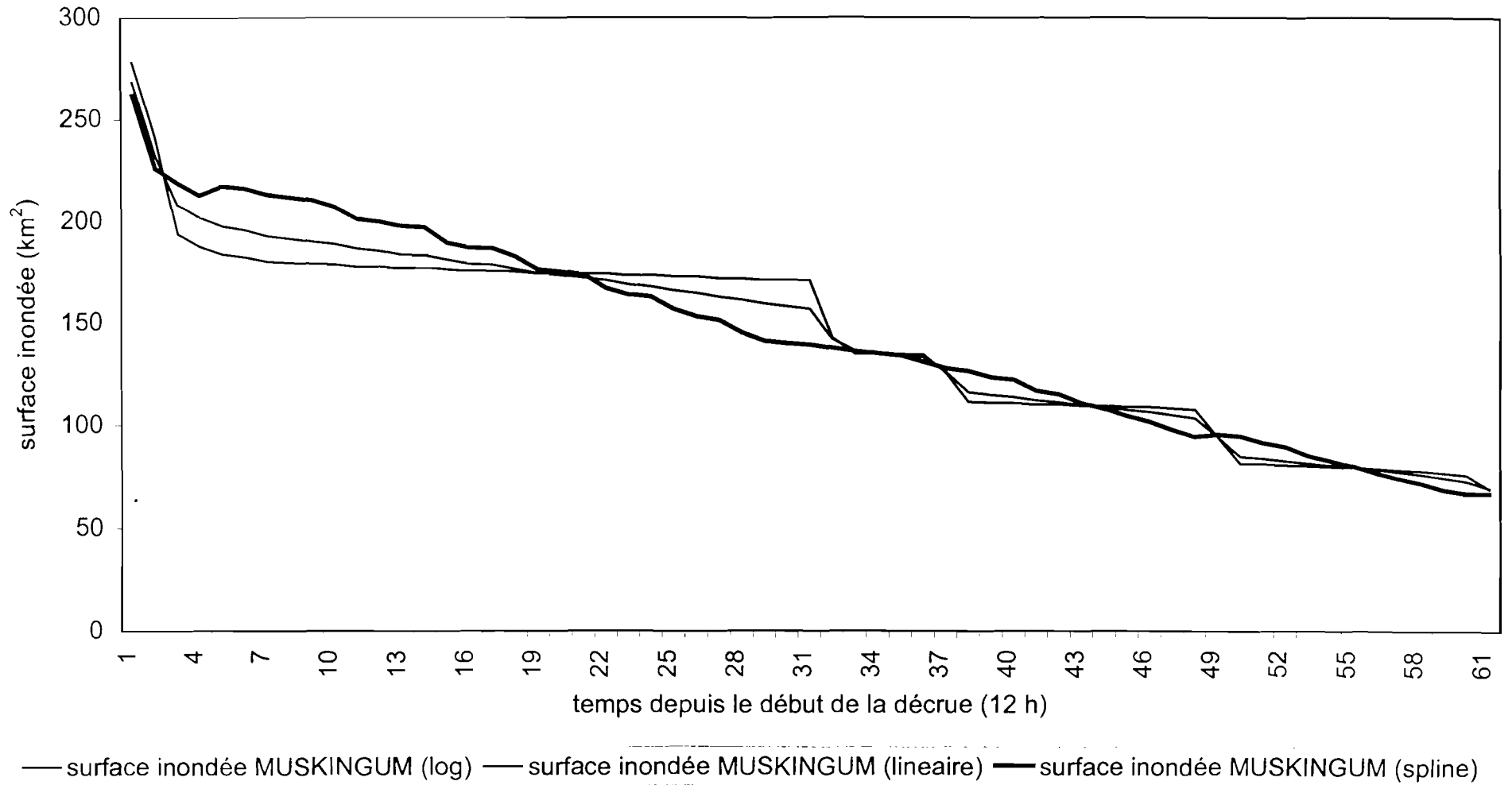


Figure 5.18. : La comparaison de la surface inondée <<ORSTOM>> du système simple; $H=XH_E+(1-X)H_S$

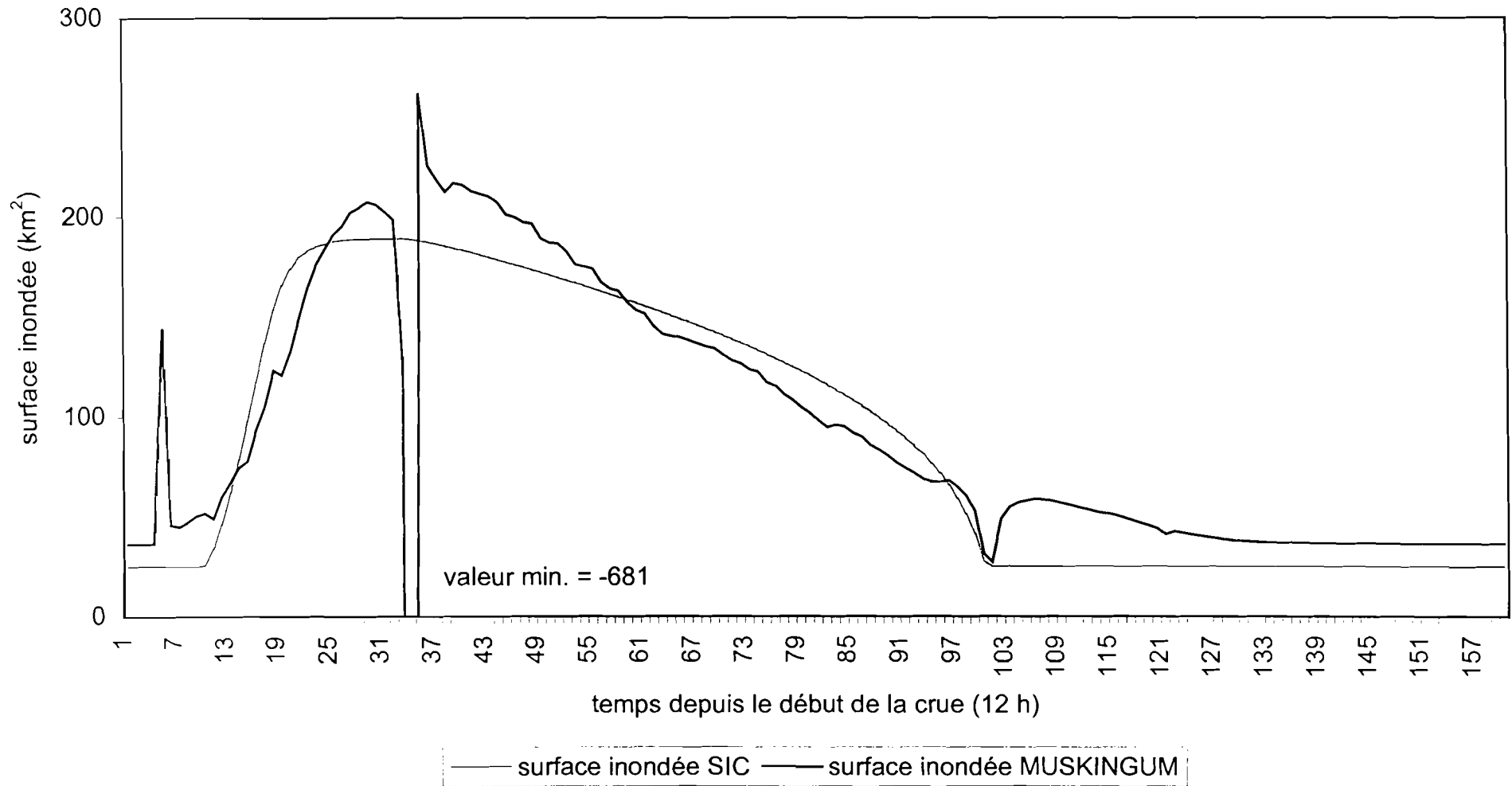


Figure 5.19. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1974' du système simple ;
 $H=XH_E+(1-X)H_S$

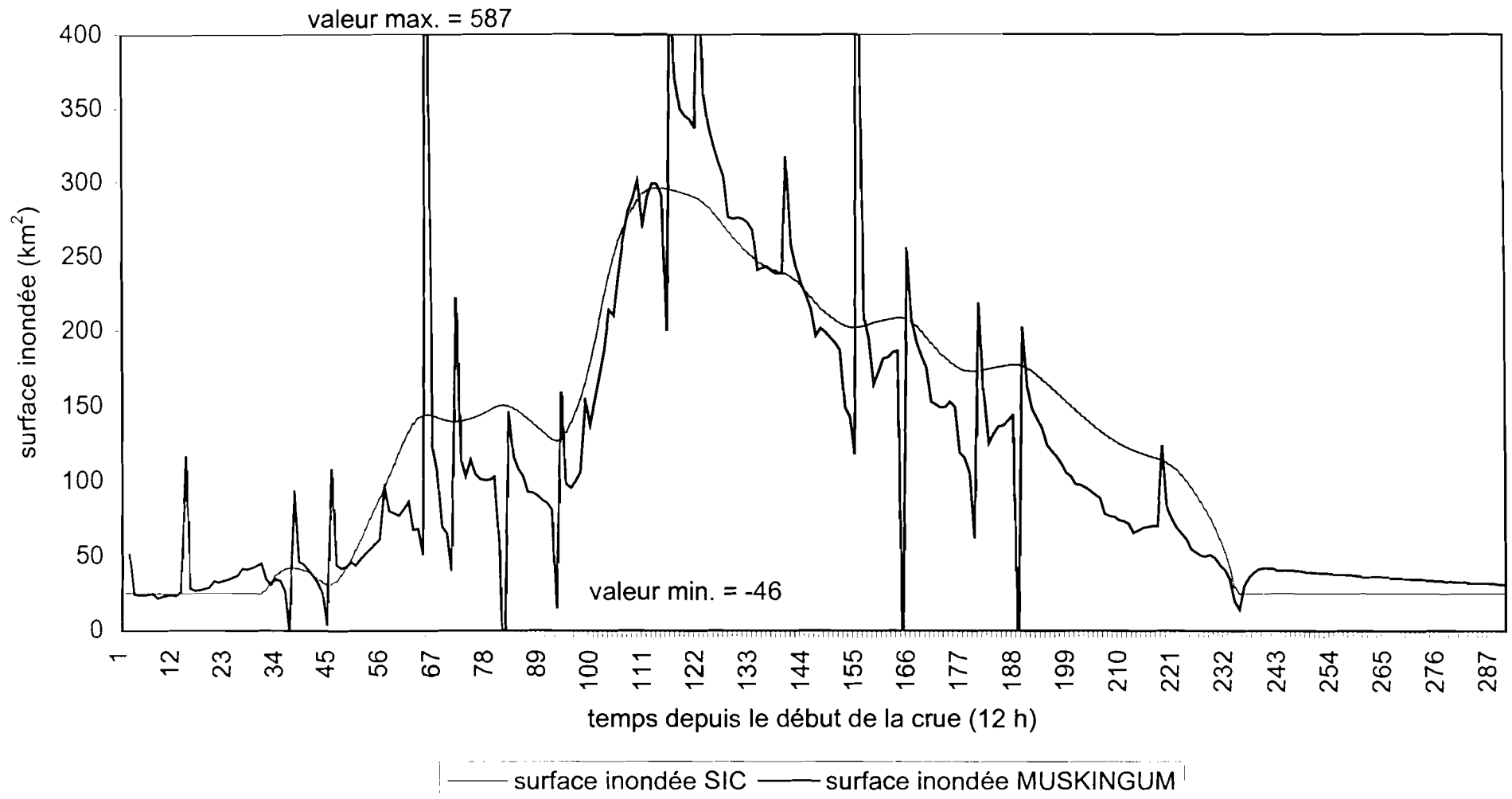


Figure 5.20. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1982' du système simple ;
 $H=XH_E+(1-X)H_S$

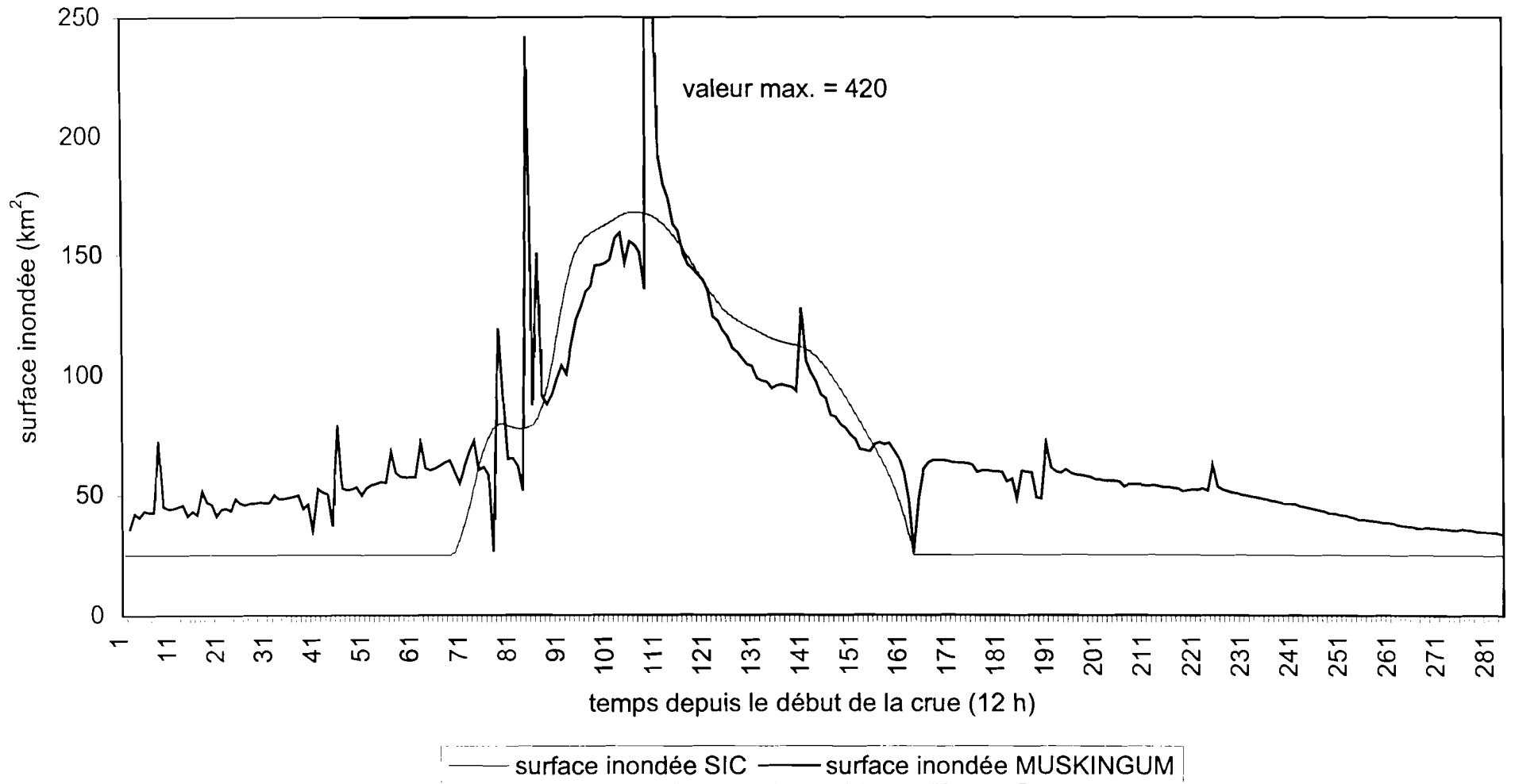


Figure 5.21. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1984' du système simple ;
 $H=XH_E+(1-X)H_S$

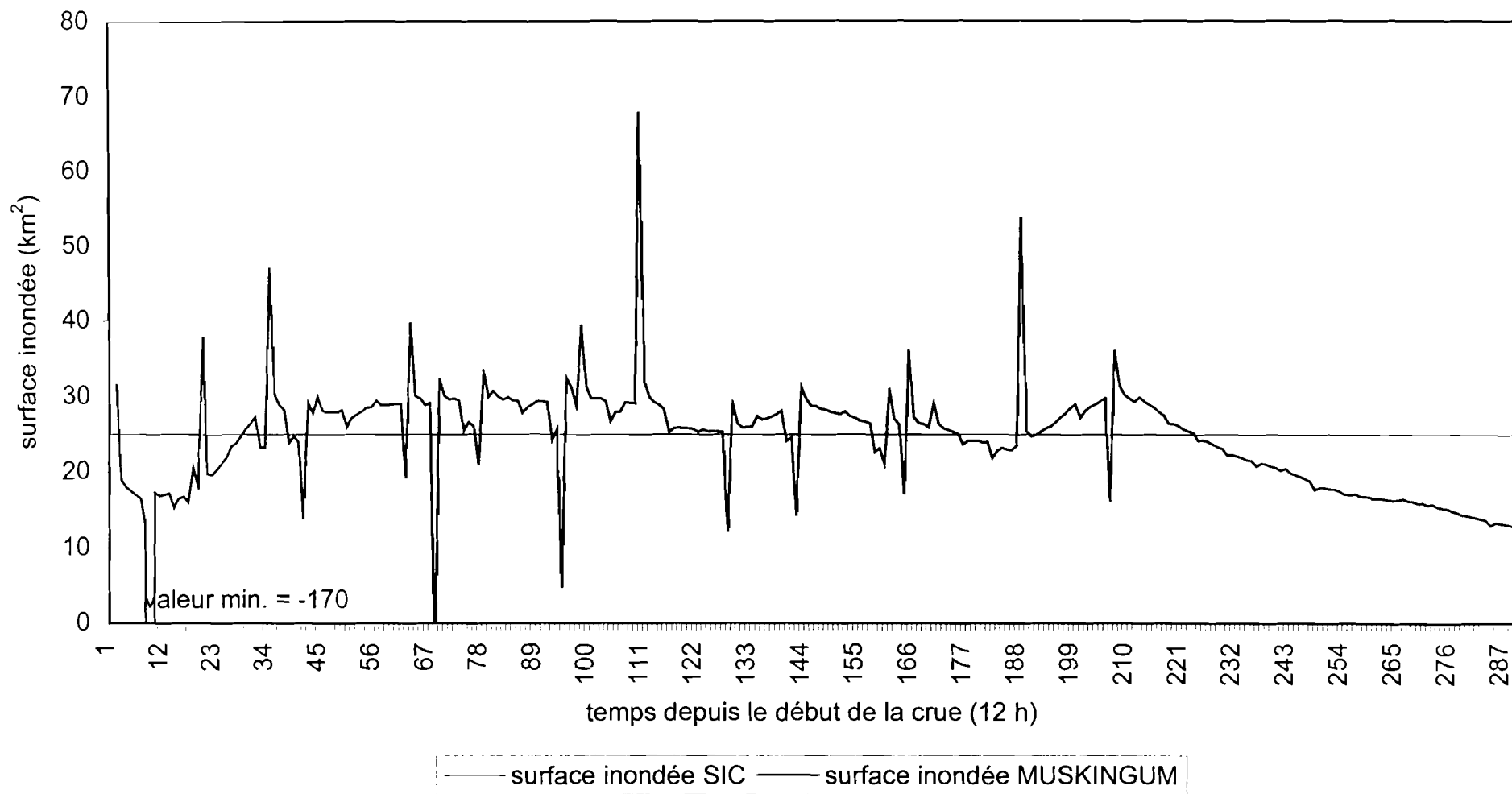


Figure 5.22. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1985' du système simple ;
 $H = XH_E + (1-X)H_S$

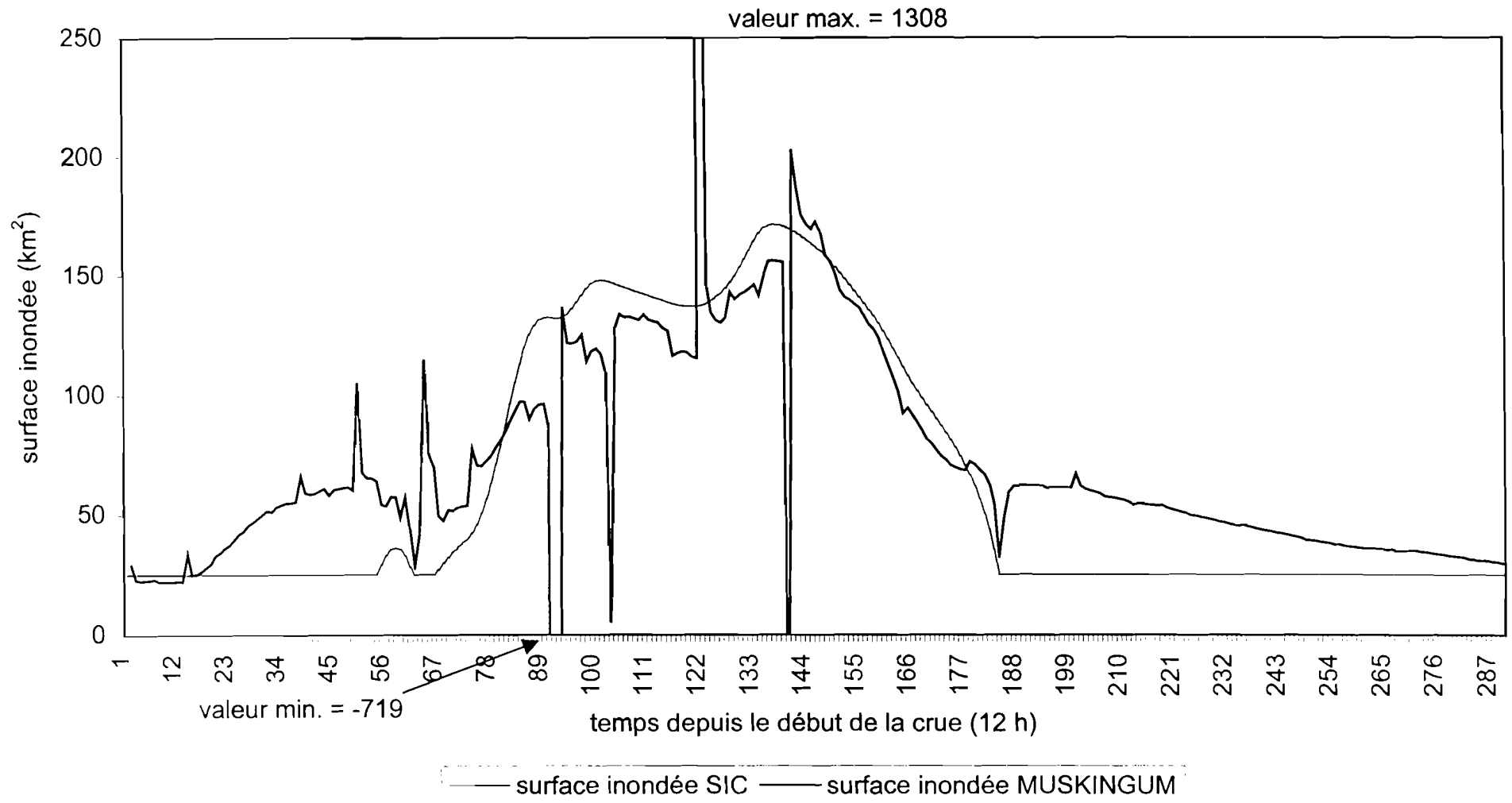


Figure 5.23. : La comparaison de la surface inondée <<ORSTOM>> du système simple avec les contraintes du calcul

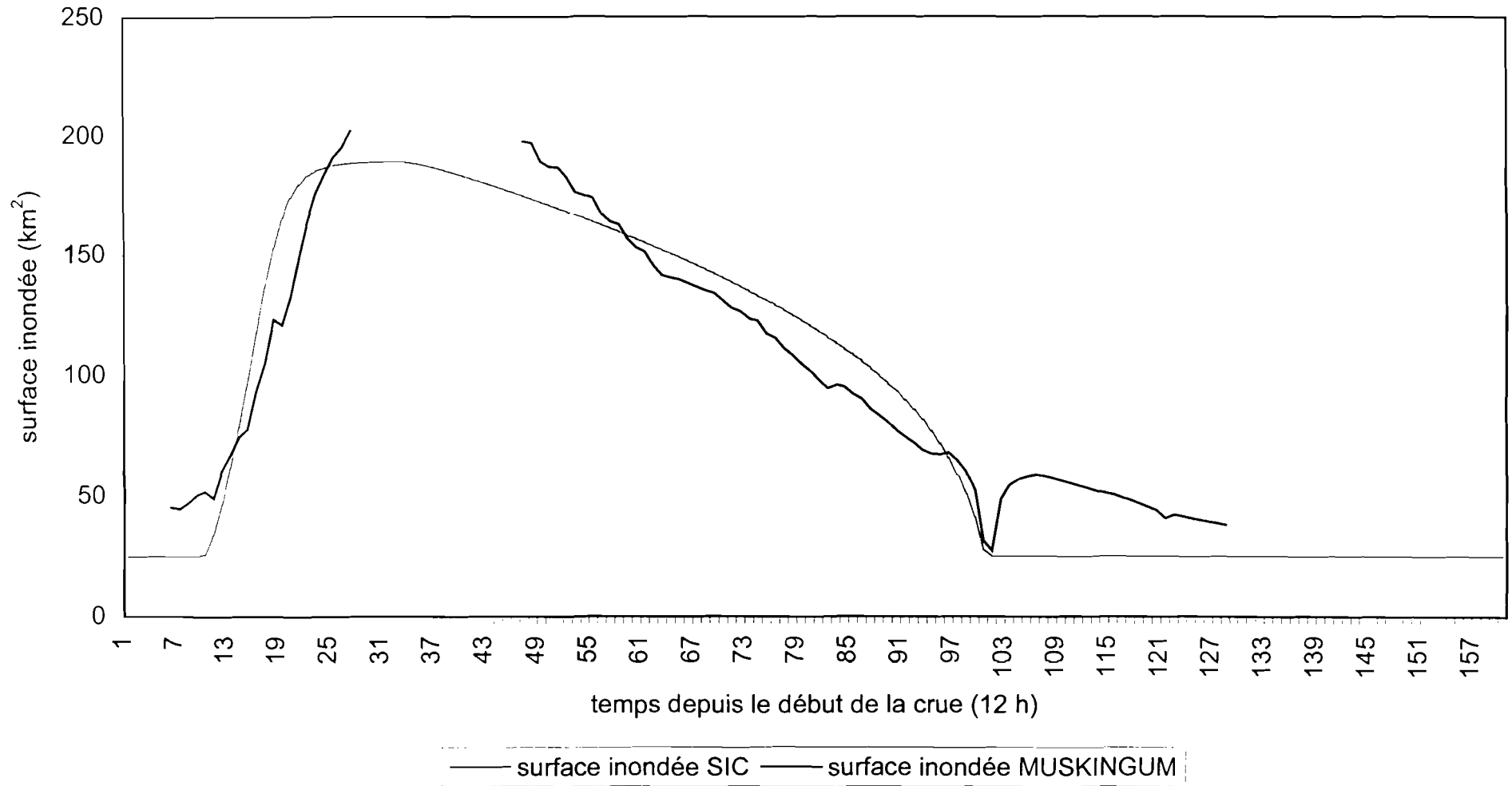


Figure 5.24. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1974' du système simple avec les contraintes du calcul

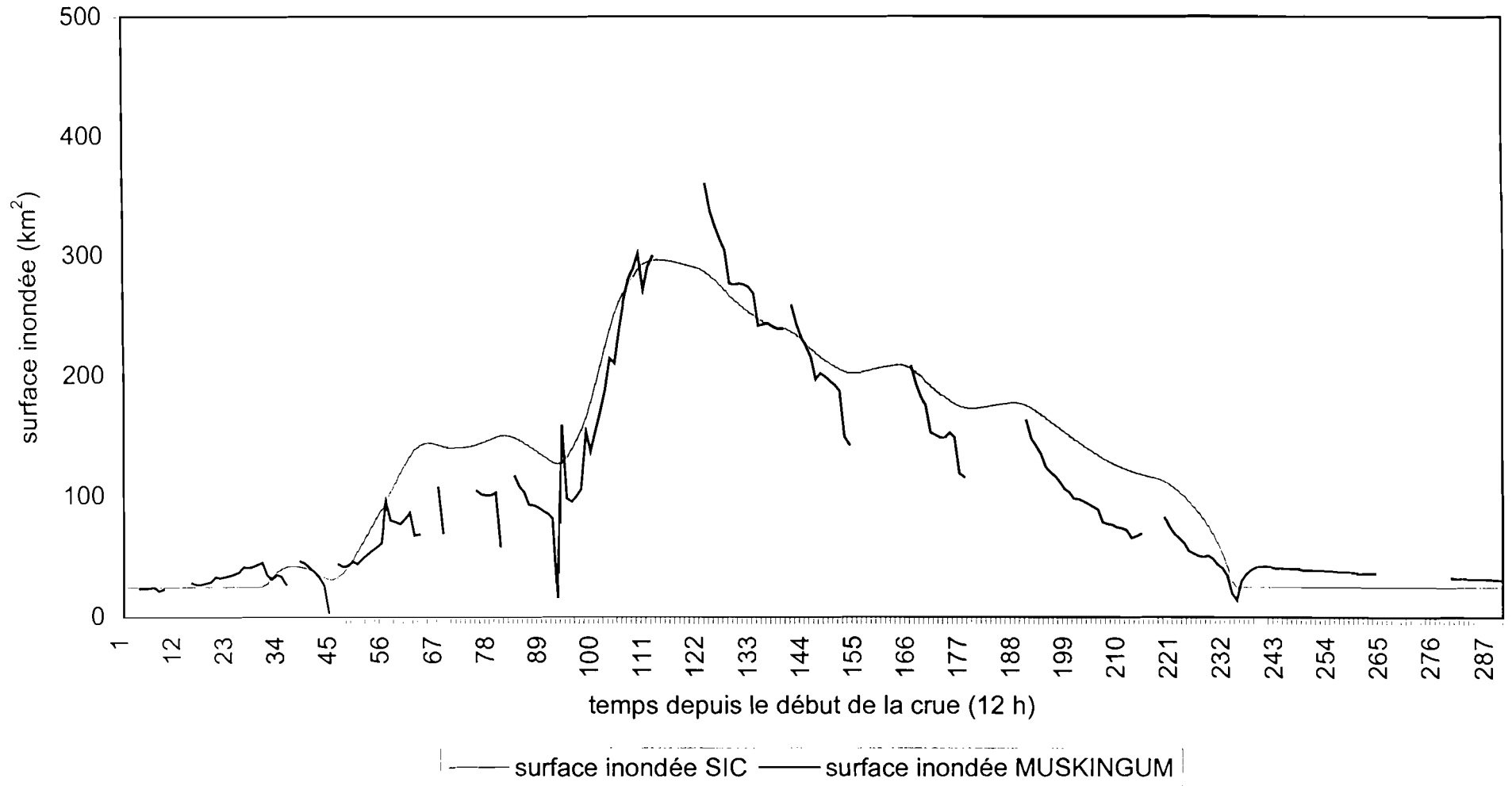


Figure 5.25. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1982' du système simple avec les contraintes du calcul

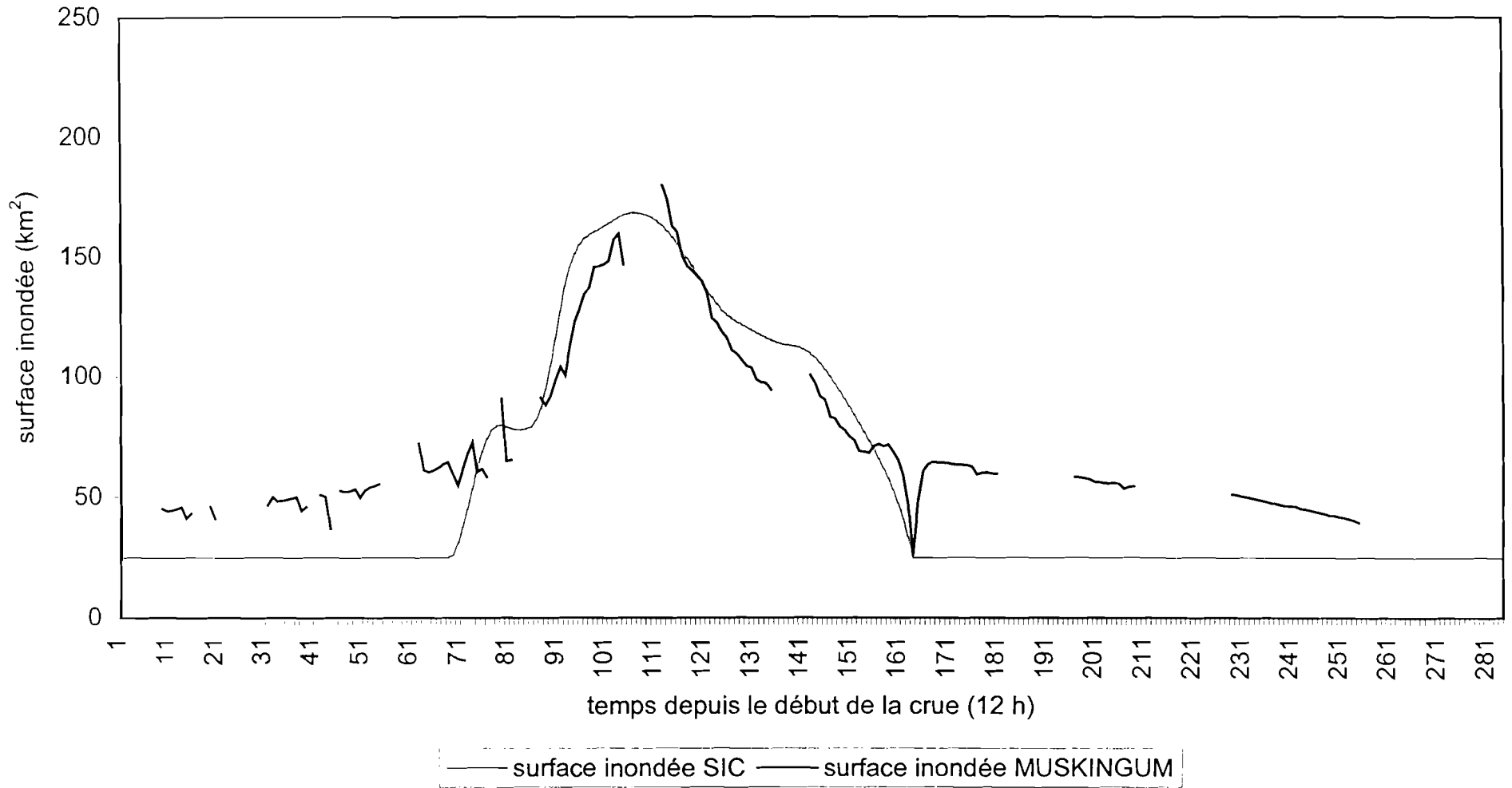


Figure 5.26. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1984' du système simple avec les contraintes du calcul

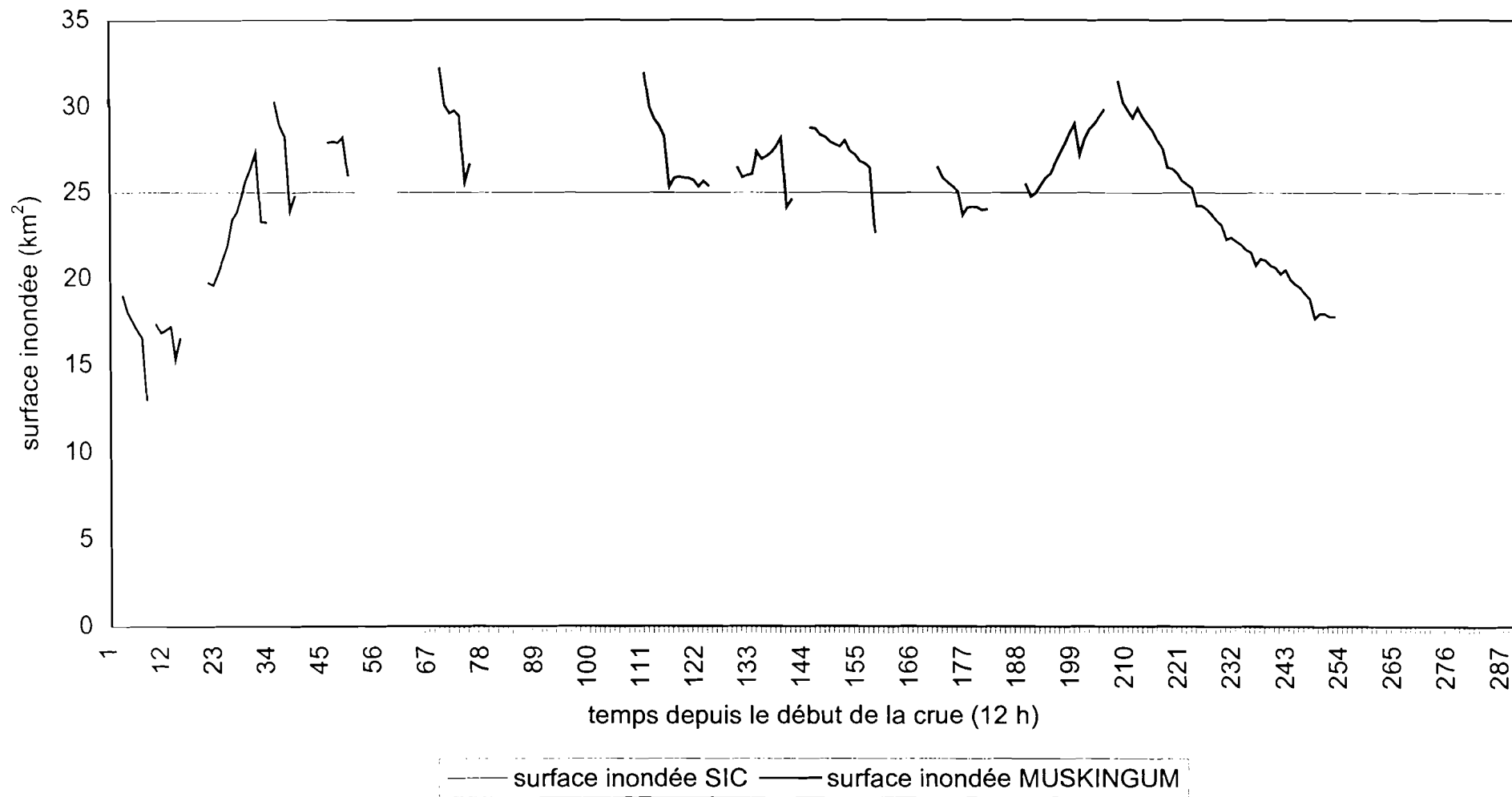


Figure 5.27. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1985' du système simple avec les contraintes du calcul

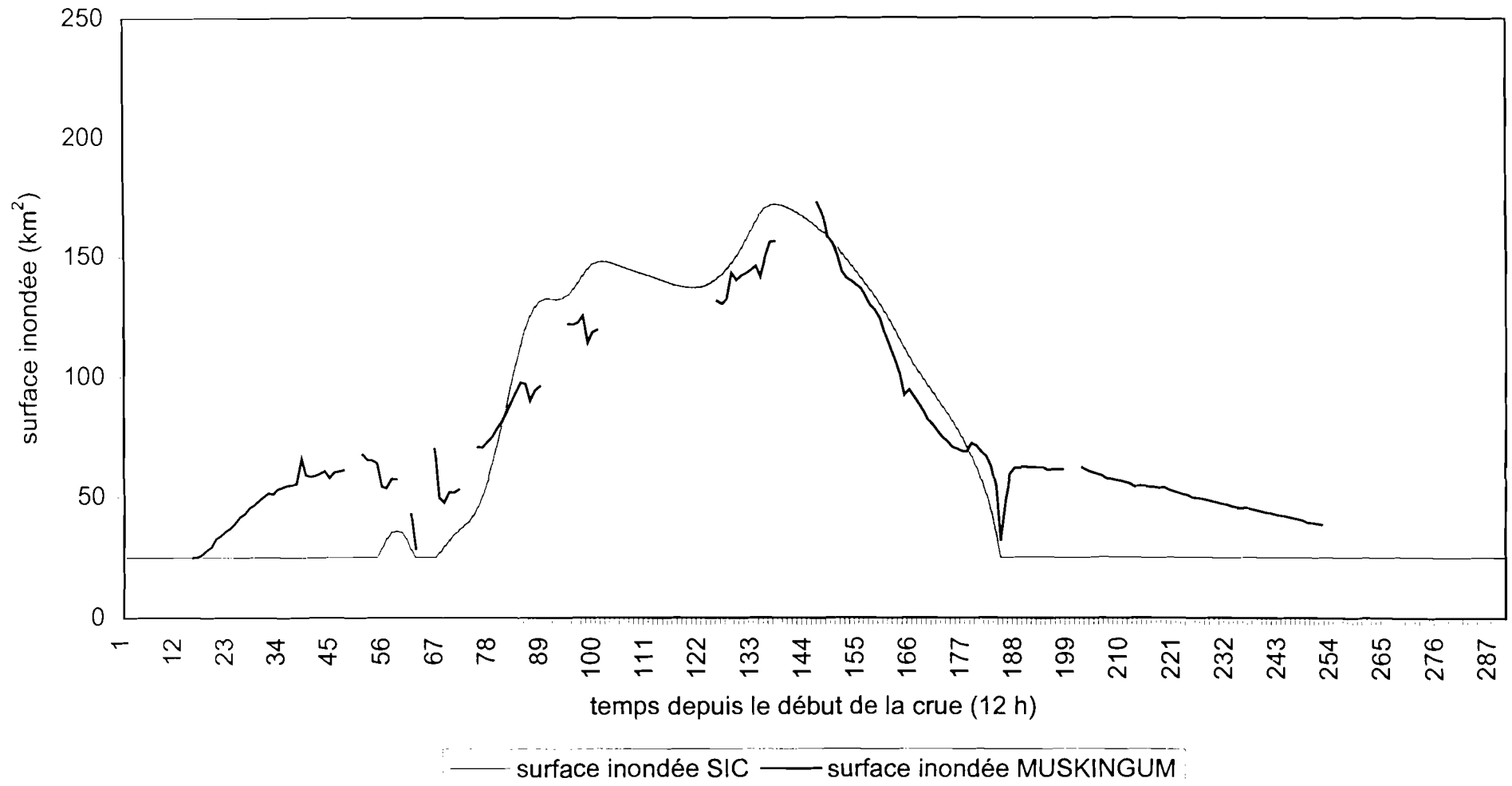


Figure 5.28. : La comparaison de la surface inondée <<ORSTOM>> du système simple ; moyenne mobile (5)

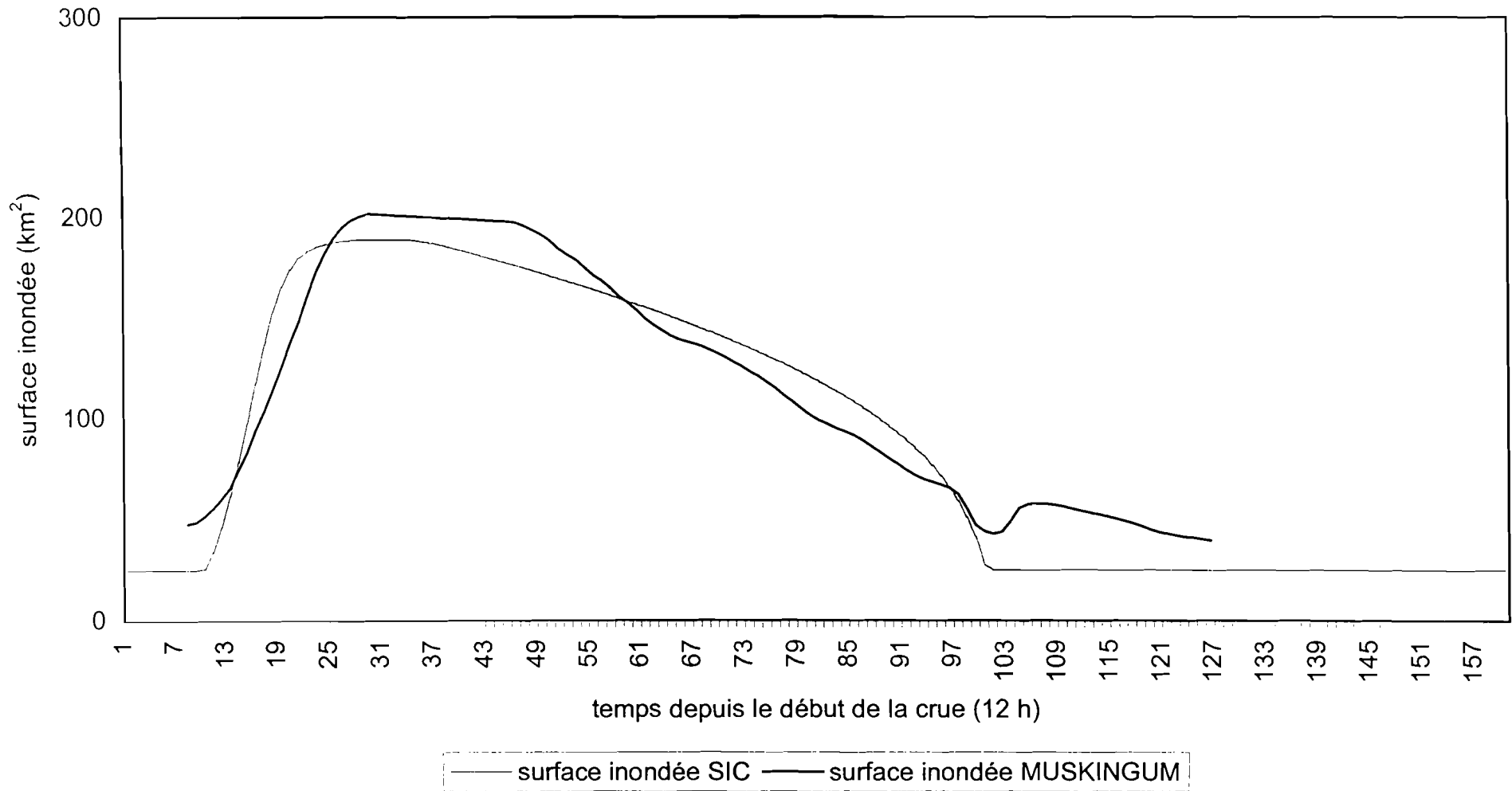


Figure 5.29. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1974' du système simple ;
moyenne mobile (5)

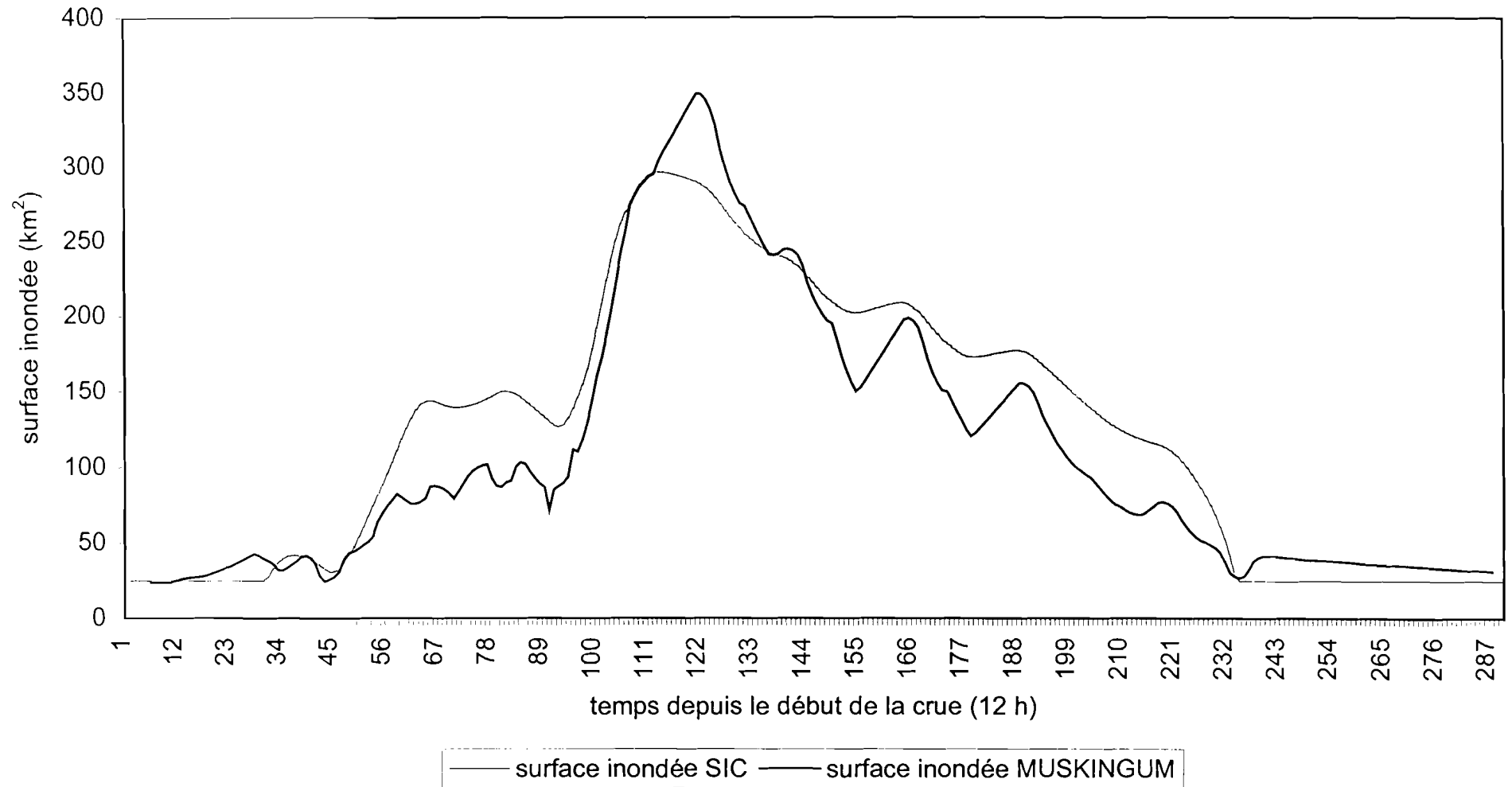


Figure 5.30. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1982' du système simple ;
moyenne mobile (5)

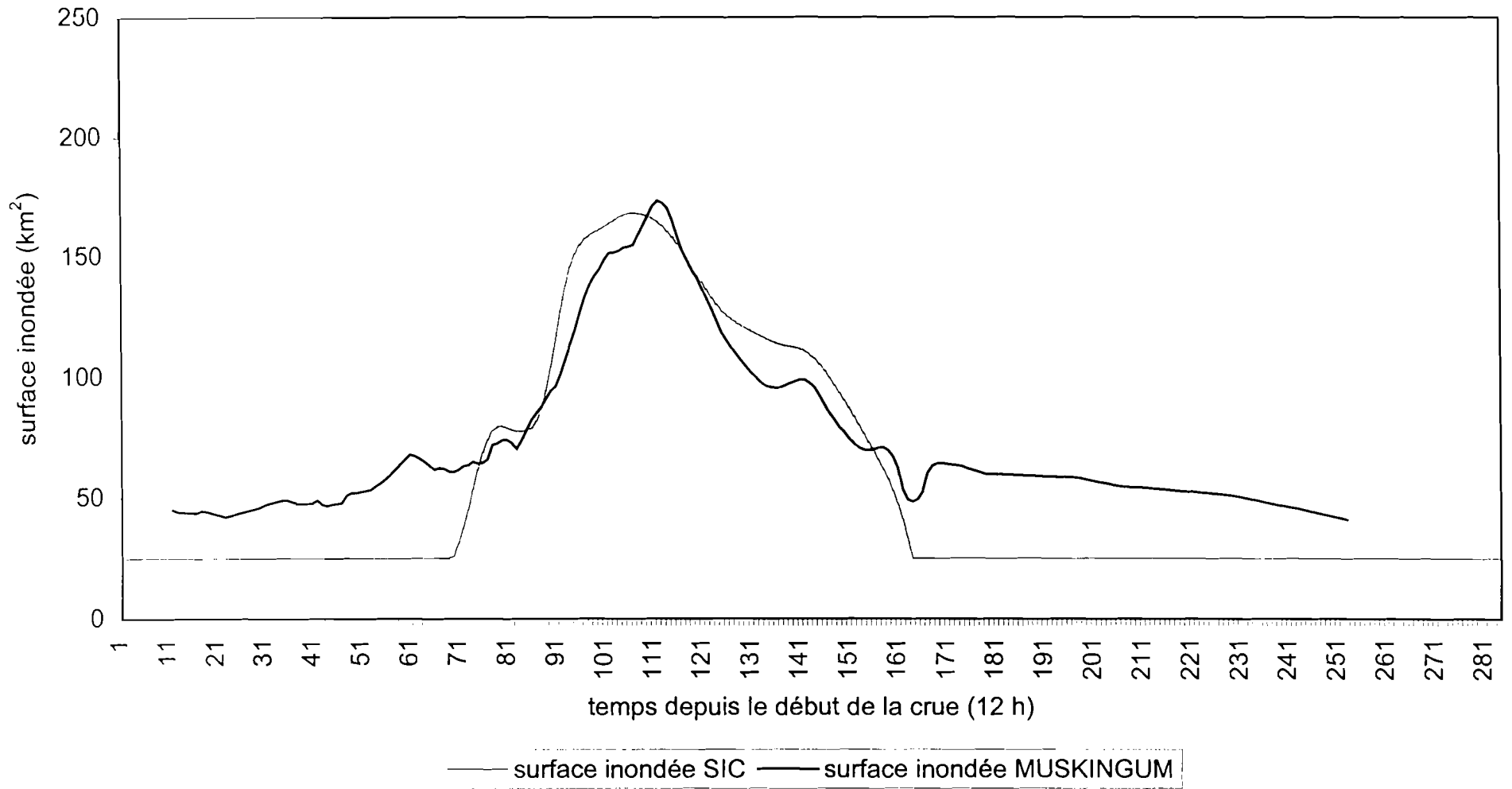


Figure 5.31. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1984' du système simple ;
moyenne mobile (5)

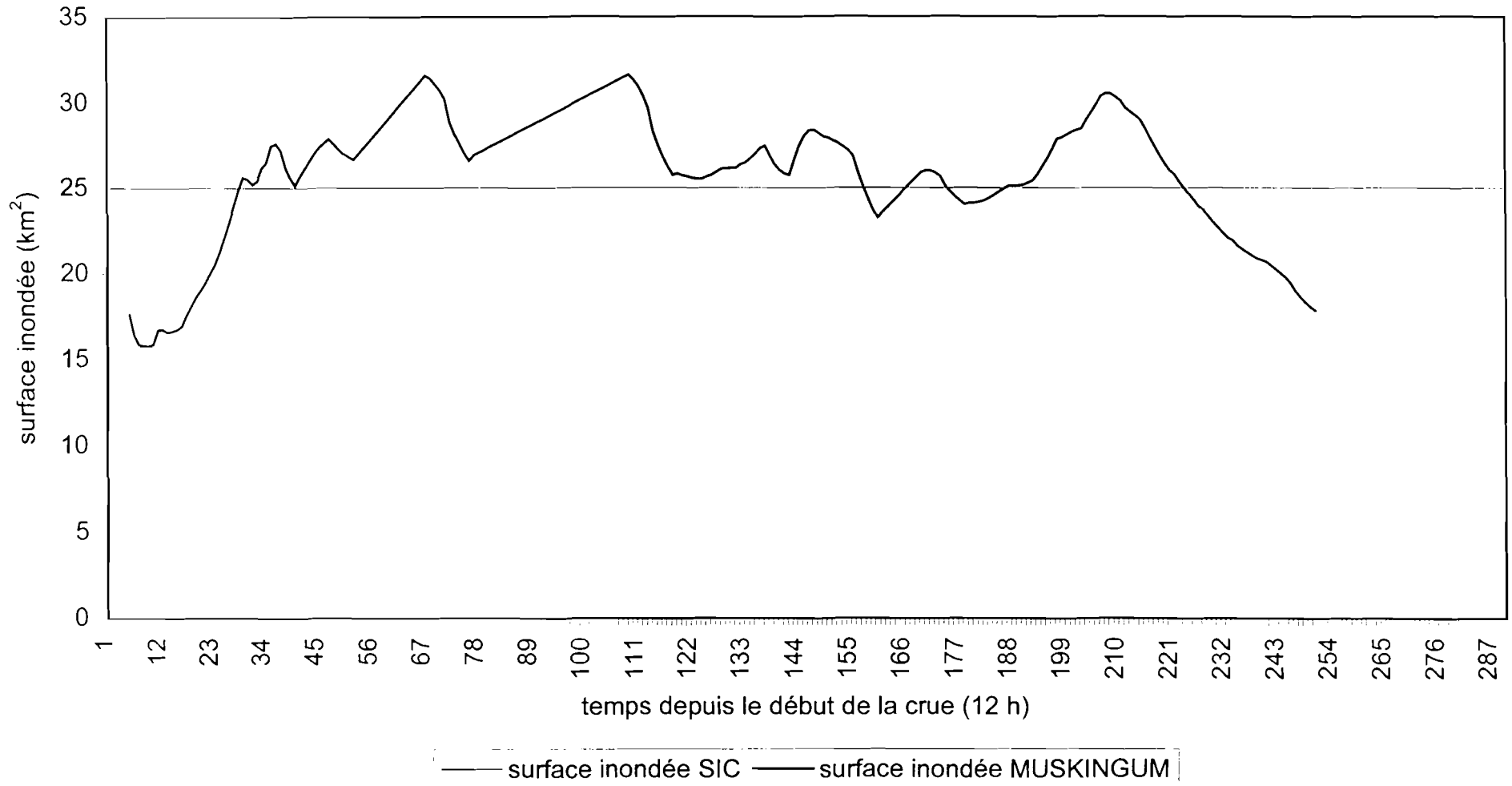


Figure 5.32. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1985' du système simple ;
moyenne mobile (5)

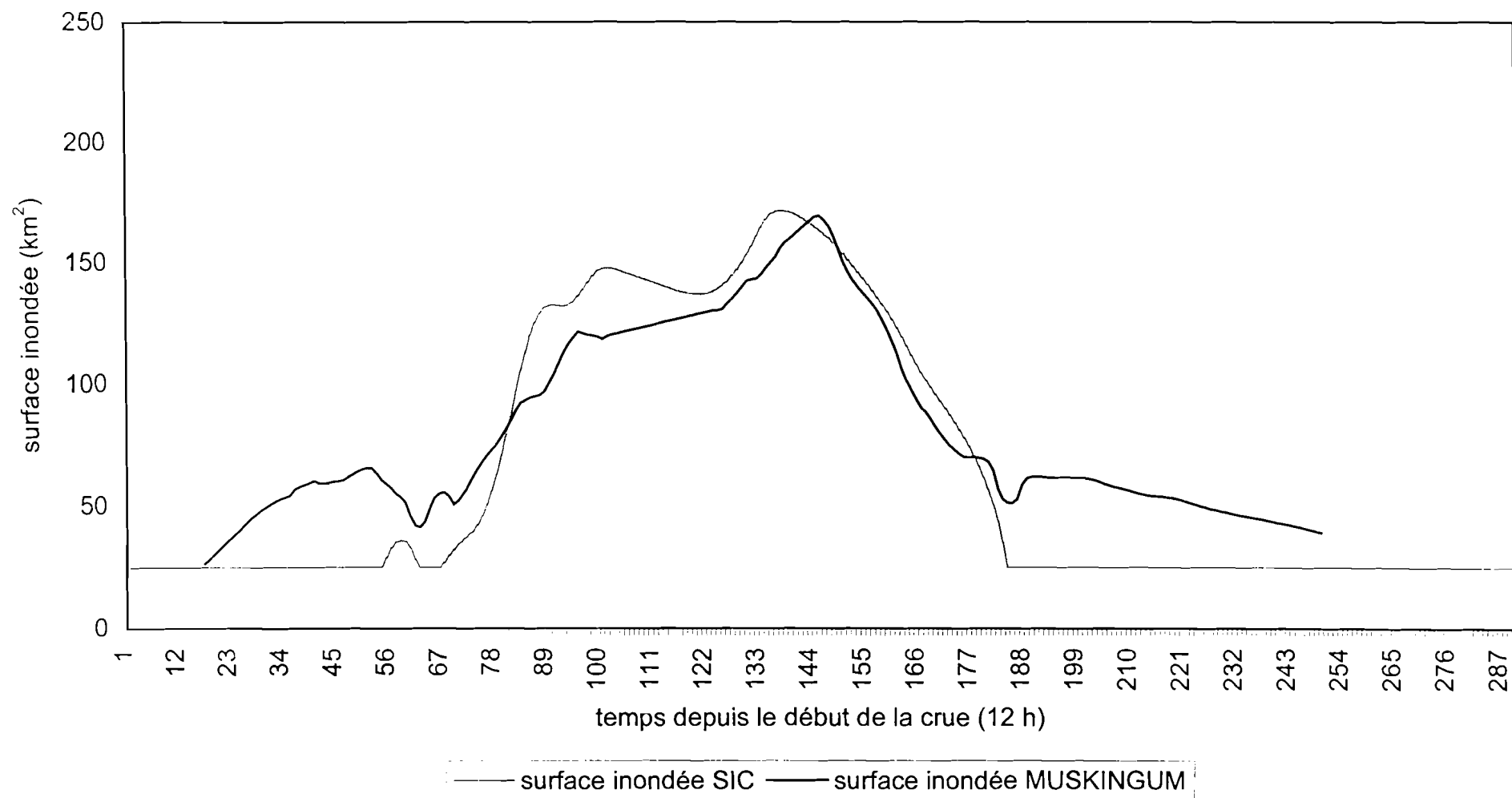


Figure 5.33. : Comparaison des résultats de la surface inondée maximale pour le système simple

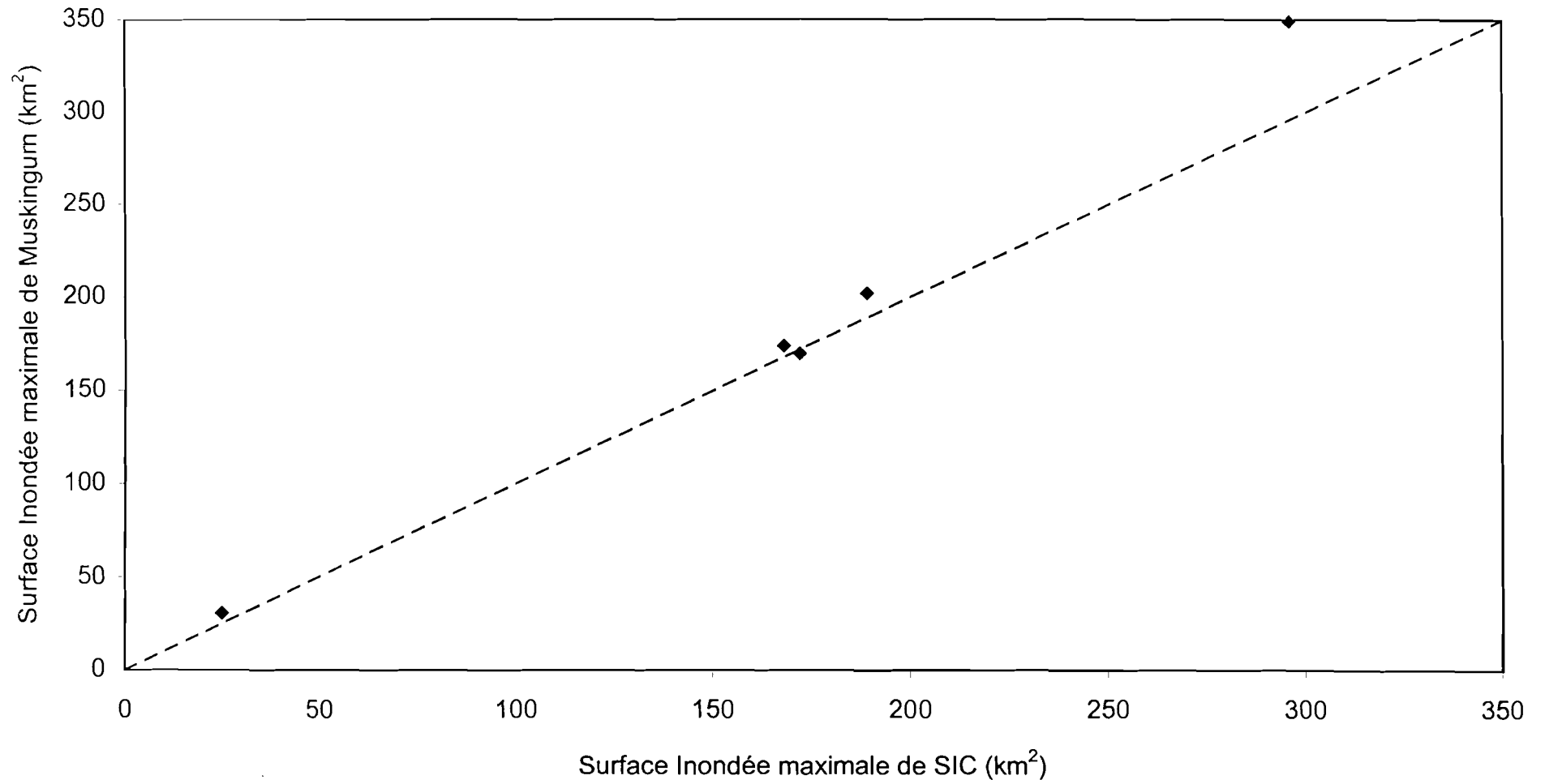
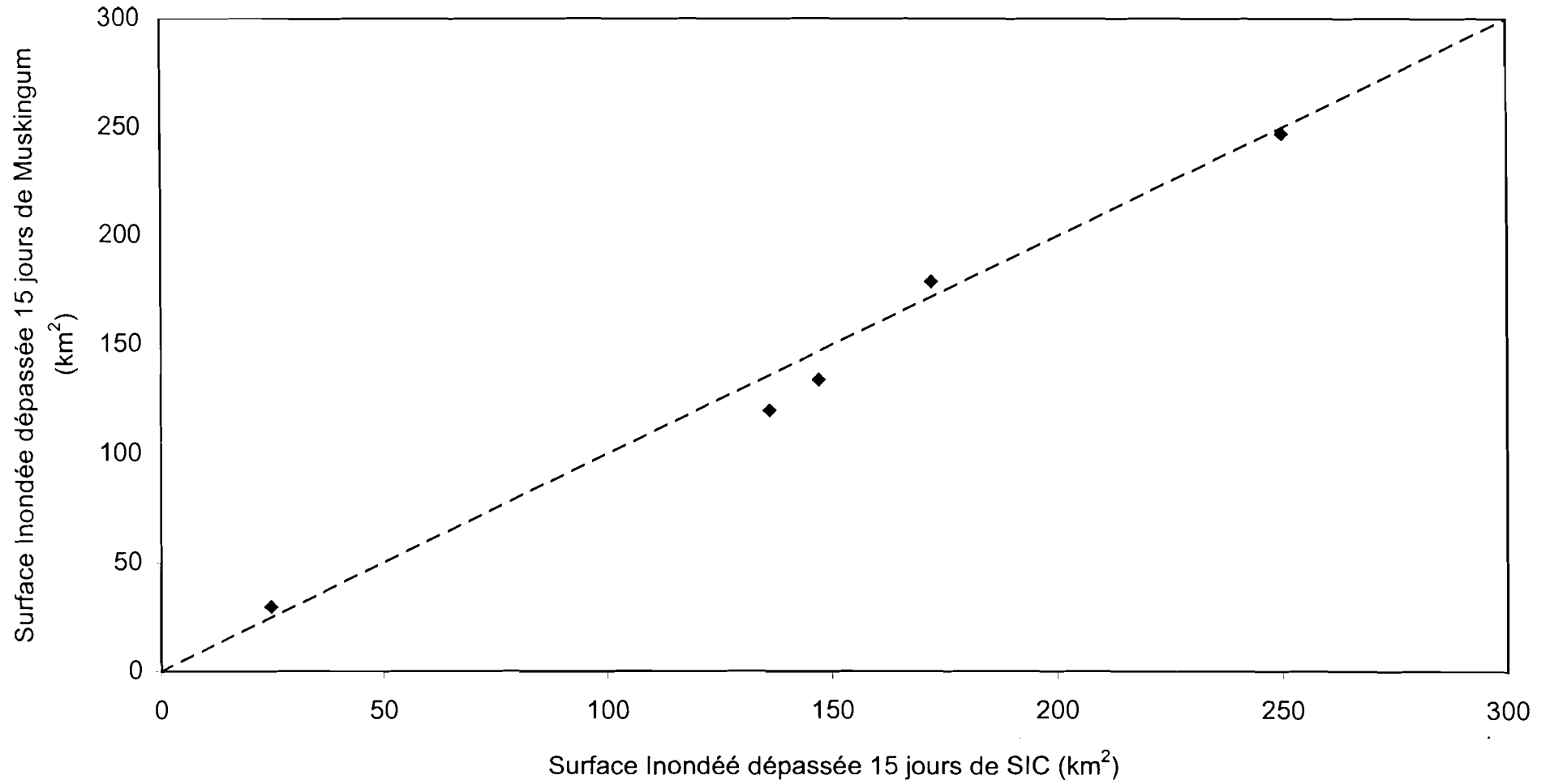


Figure 5.34. : Comparaison des résultats de la surface inondée dépassée 15 jours pour le système simple



La comparaison entre les résultats d'un système avec un casier et ceux de Muskingum (cf. § 5.1.2.).

Figure 5.35. : La reconstruction de l'hydrogramme <<ORSTOM>> en aval du système avec casier

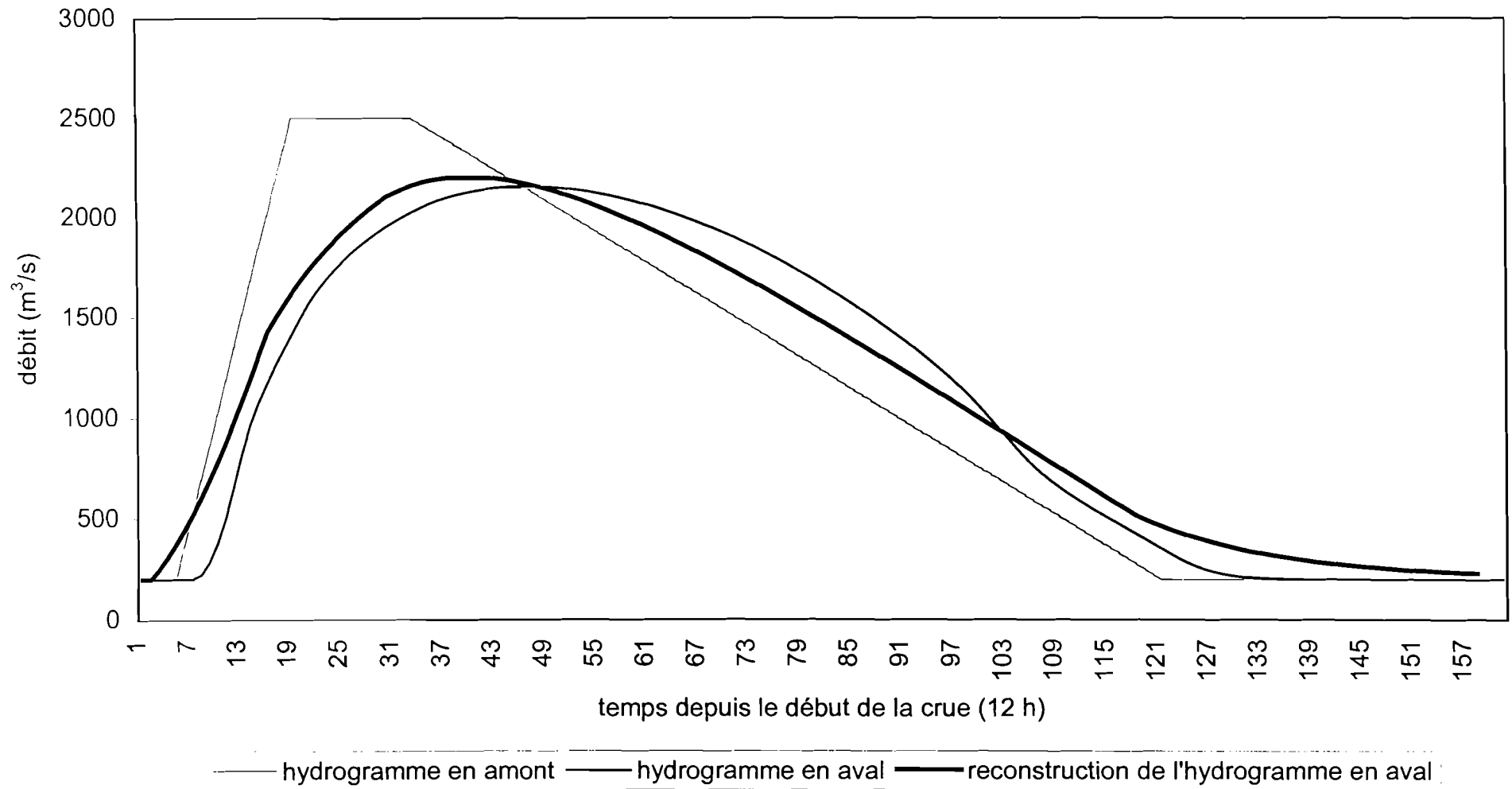


Figure 5.36. : La reconstruction de l'hydrogramme 'Bakel 1974' en aval du système avec casier

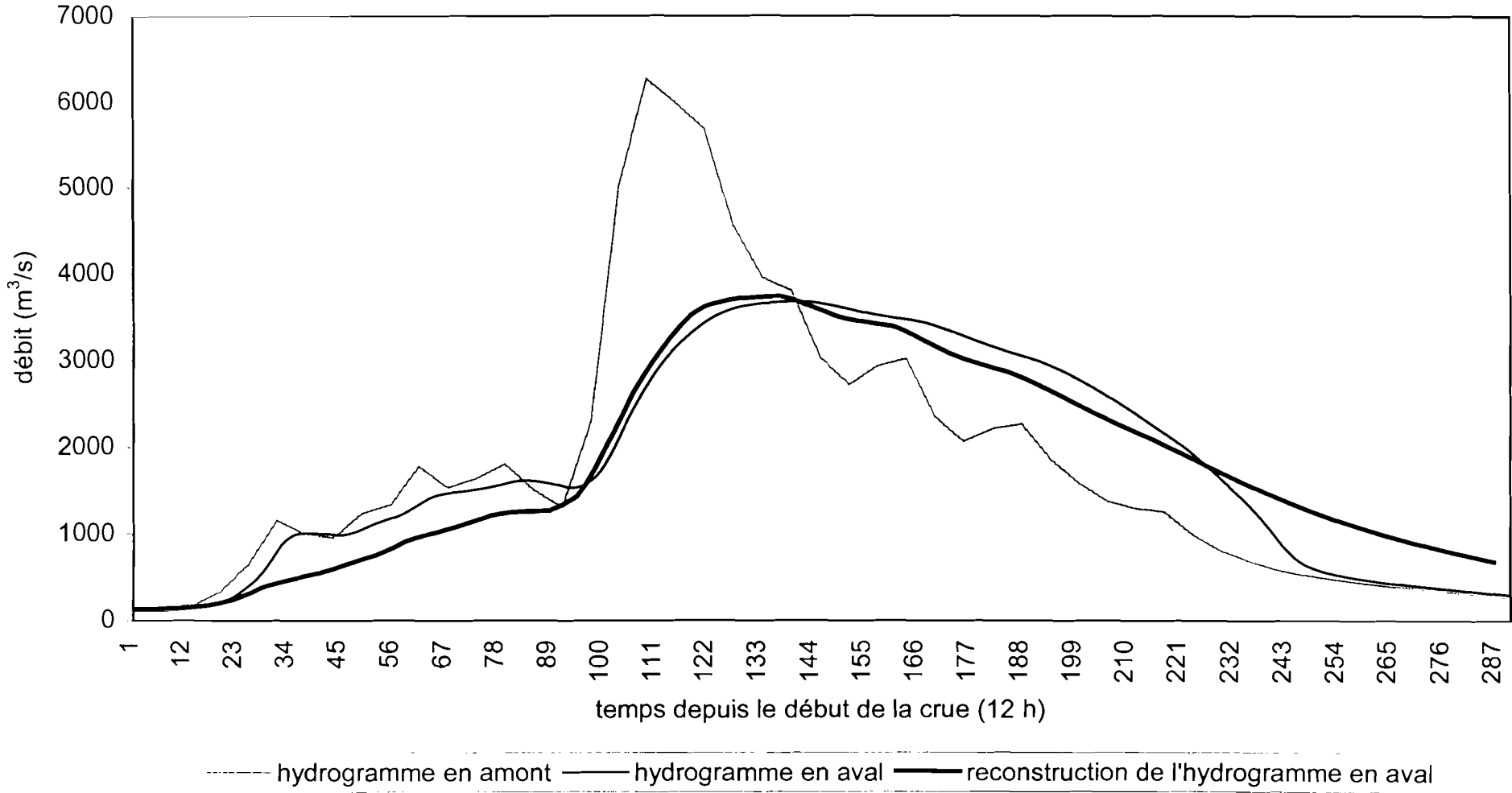


Figure 5.37. : La reconstruction de l'hydrogramme 'Bakel 1982' en aval du système avec casier



— hydrogramme en amont — hydrogramme en aval — reconstruction de l'hydrogramme en aval

Figure 5.38. : La reconstruction de l'hydrogramme 'Bakel 1984' en aval du système avec casier

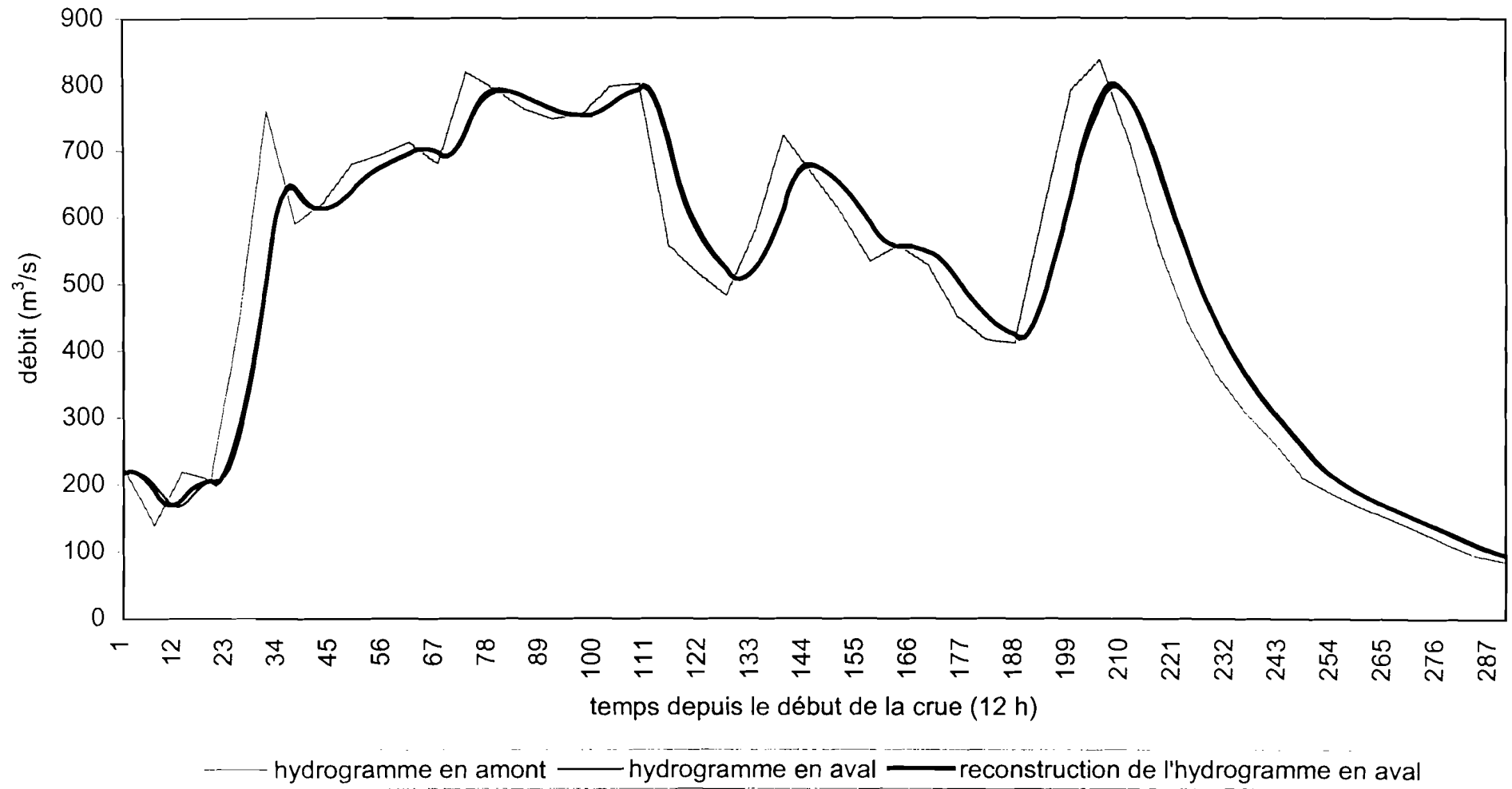


Figure 5.39. : La reconstruction de l'hydrogramme 'Bakel 1985' en aval du système avec casier

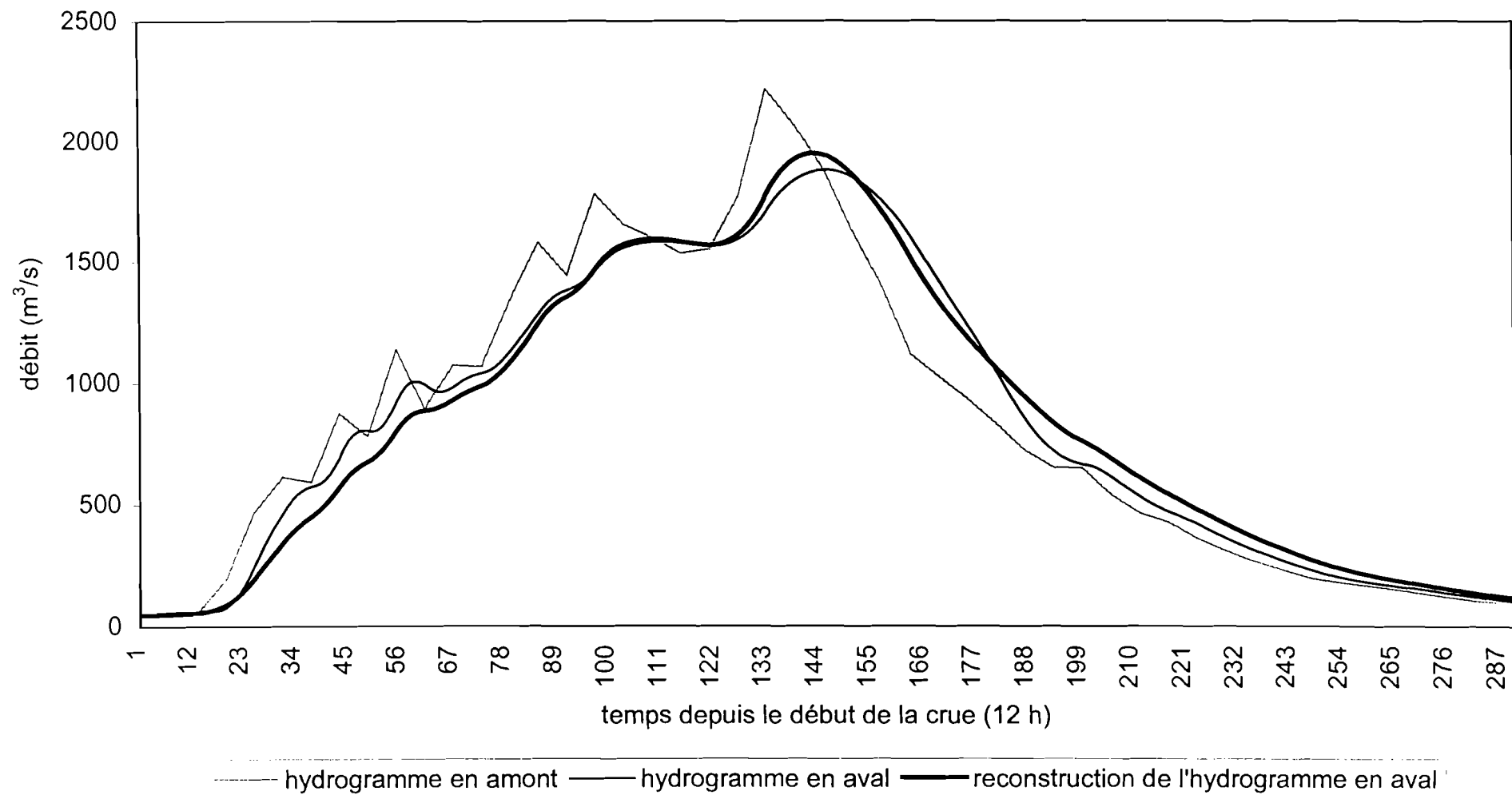


Figure 5.40. : La comparaison du stockage <<ORSTOM>> du système avec casier

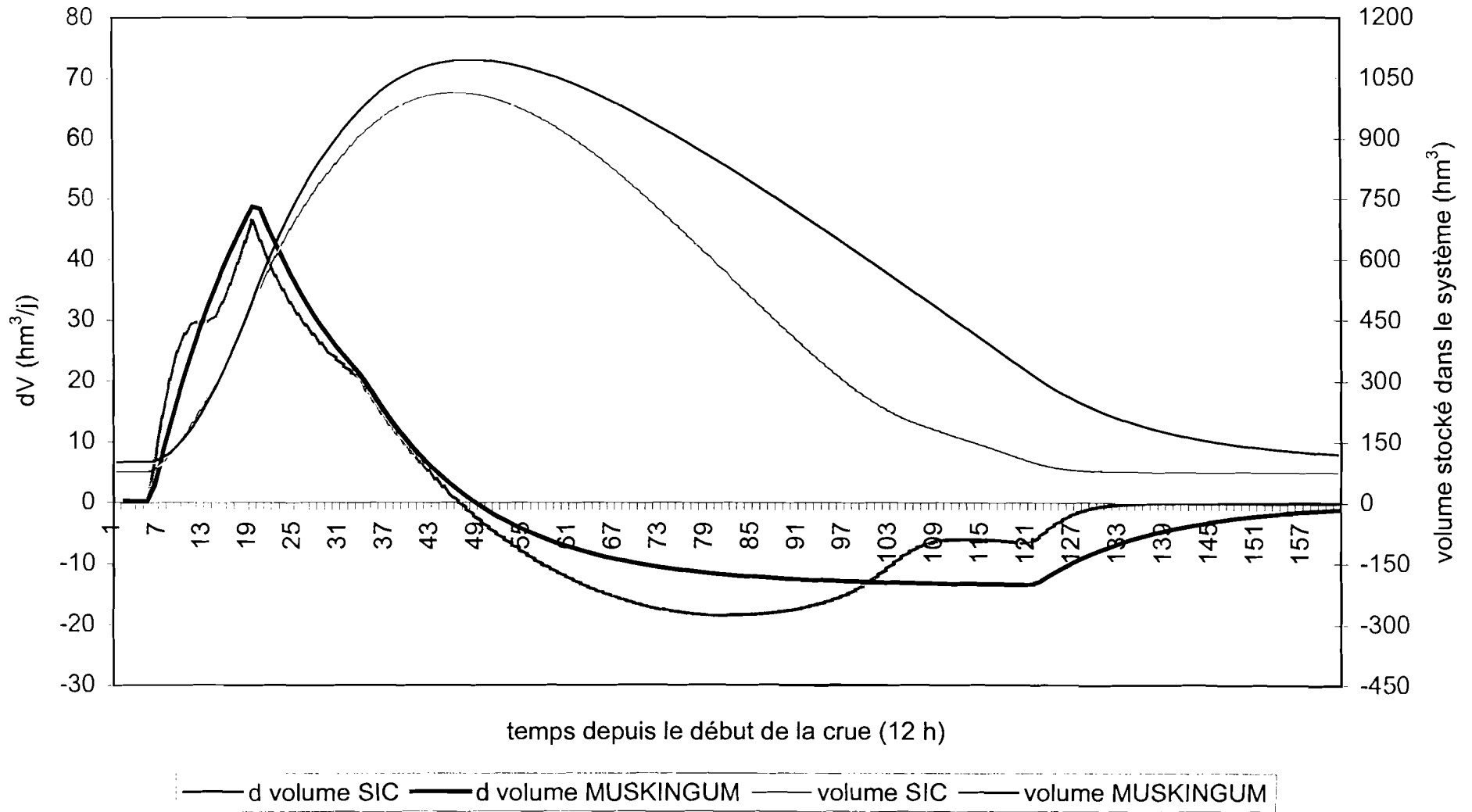


Figure 5.41. : La comparaison du stockage 'Bakel 1974' du système avec casier

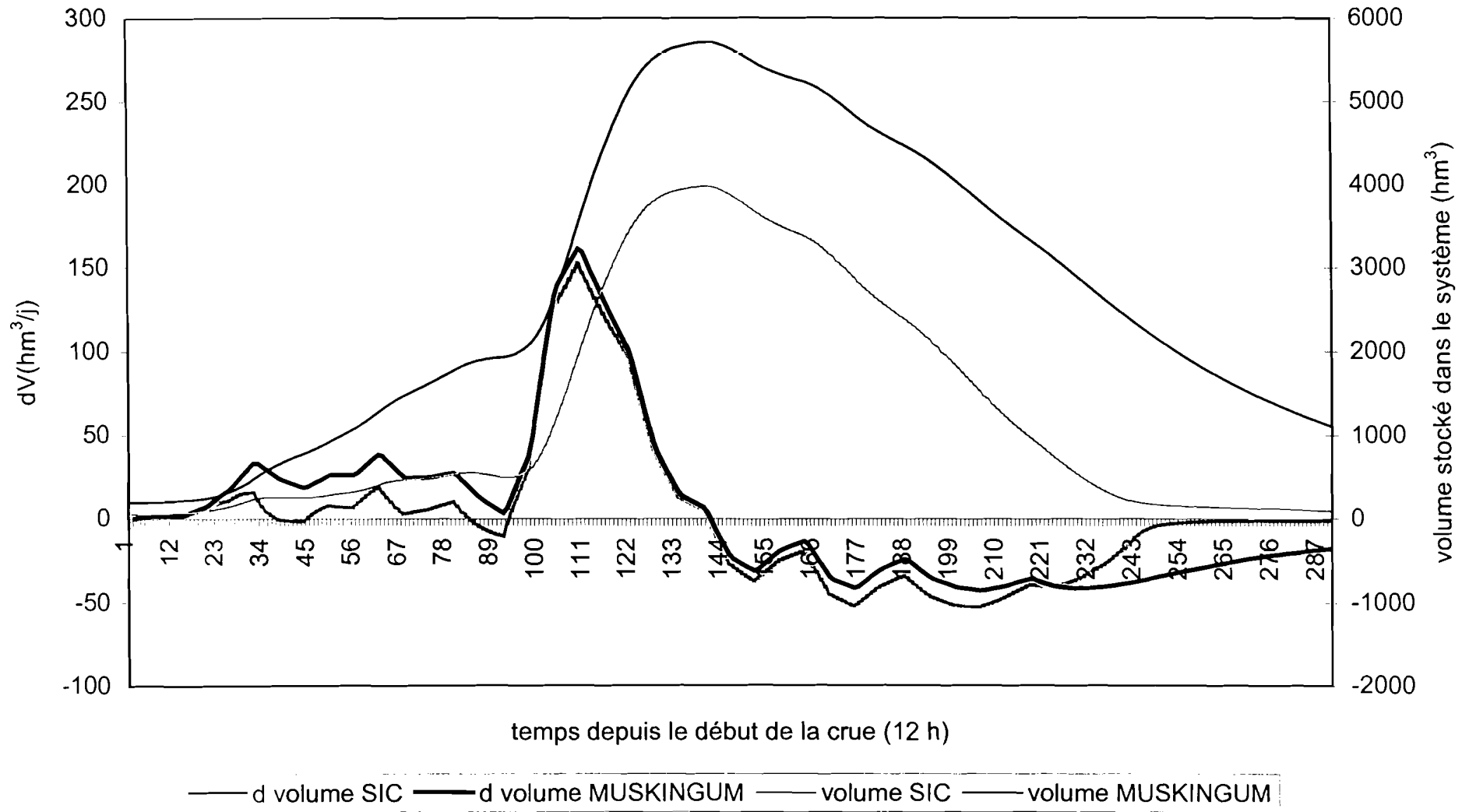


Figure 5.42. : La comparaison du stockage 'Bakel 1982' du système avec casier

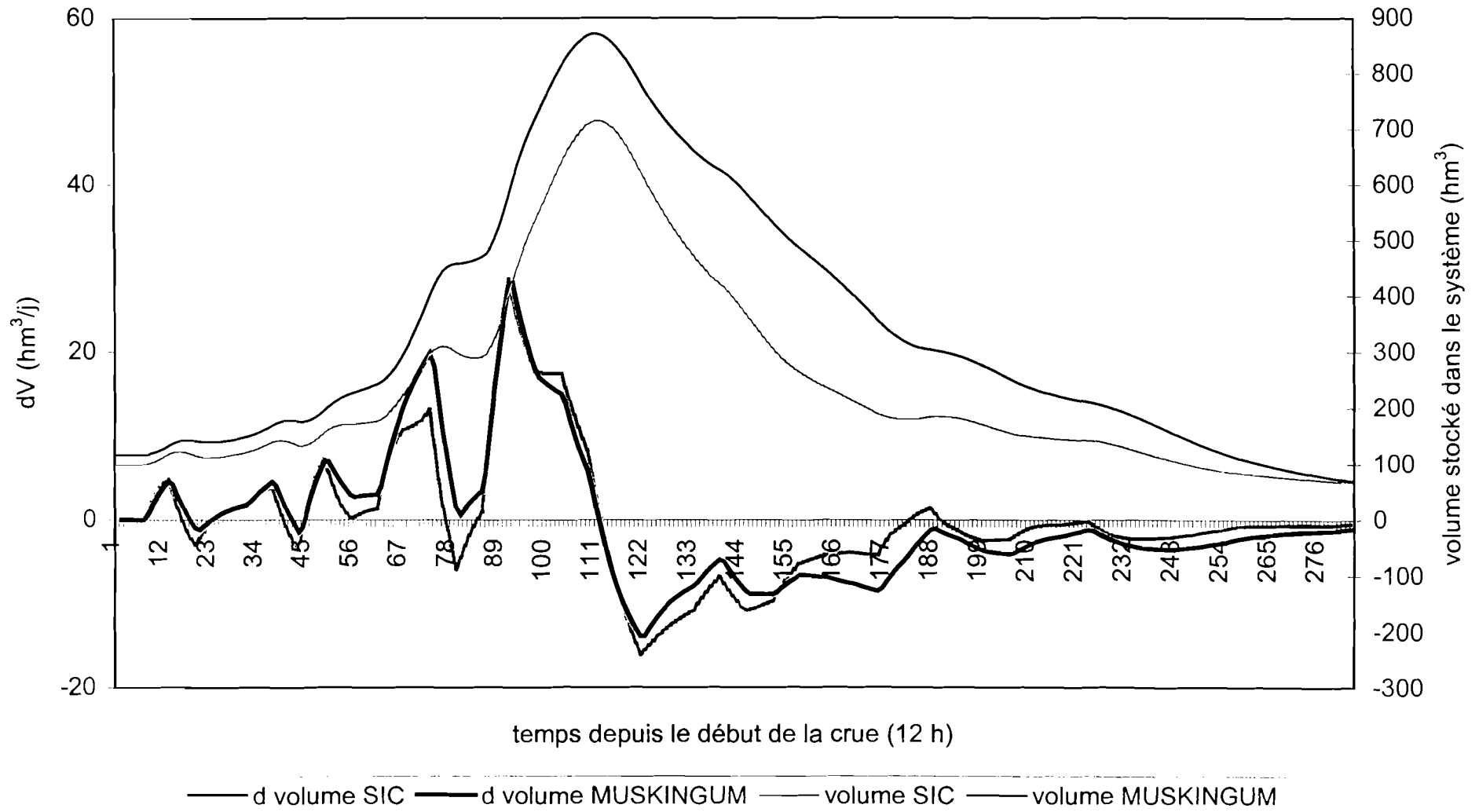


Figure 5.43. : La comparaison du stockage 'Bakel 1984' du système avec casier

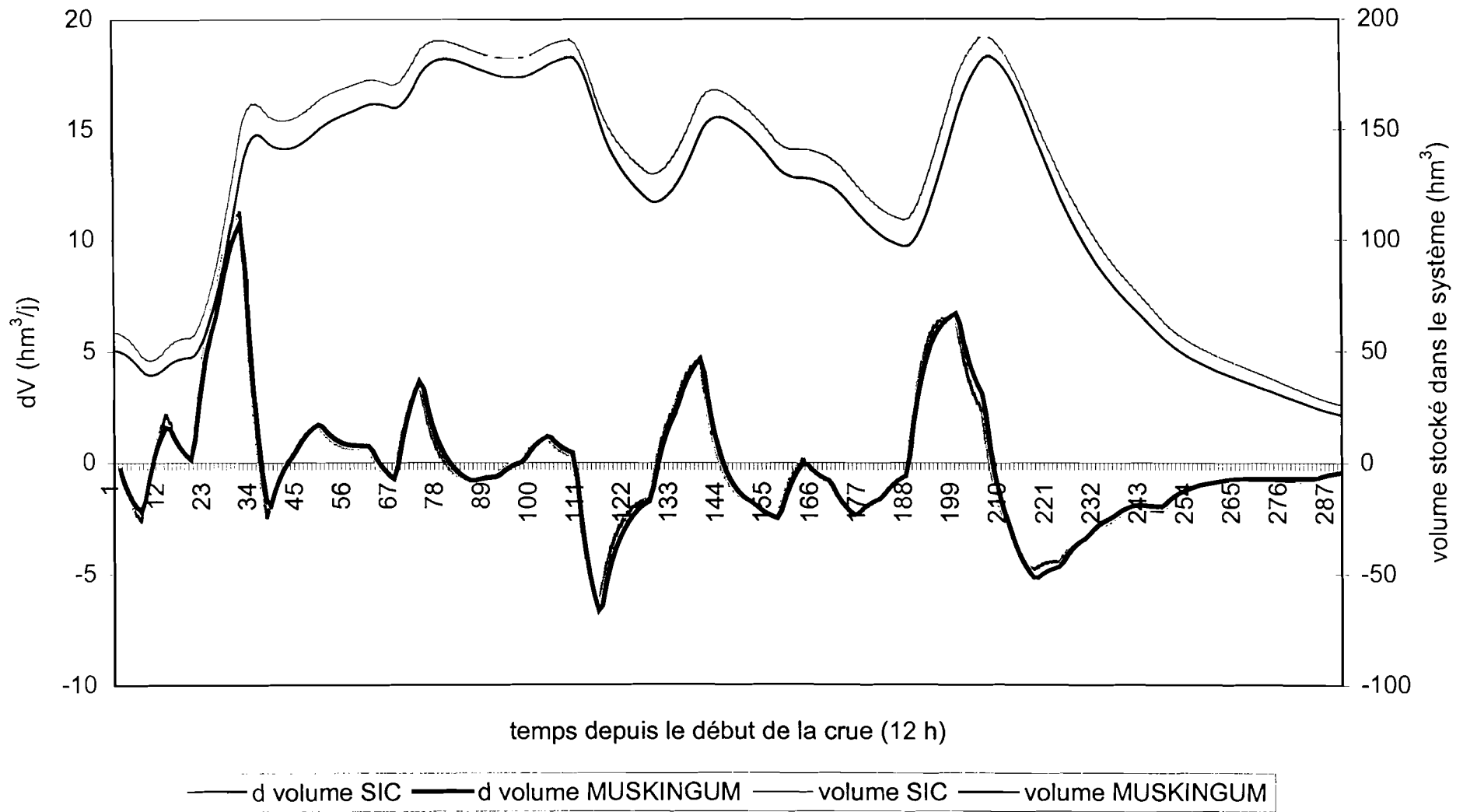


Figure 5.44. : La comparaison du stockage 'Bakel 1985' du système avec casier

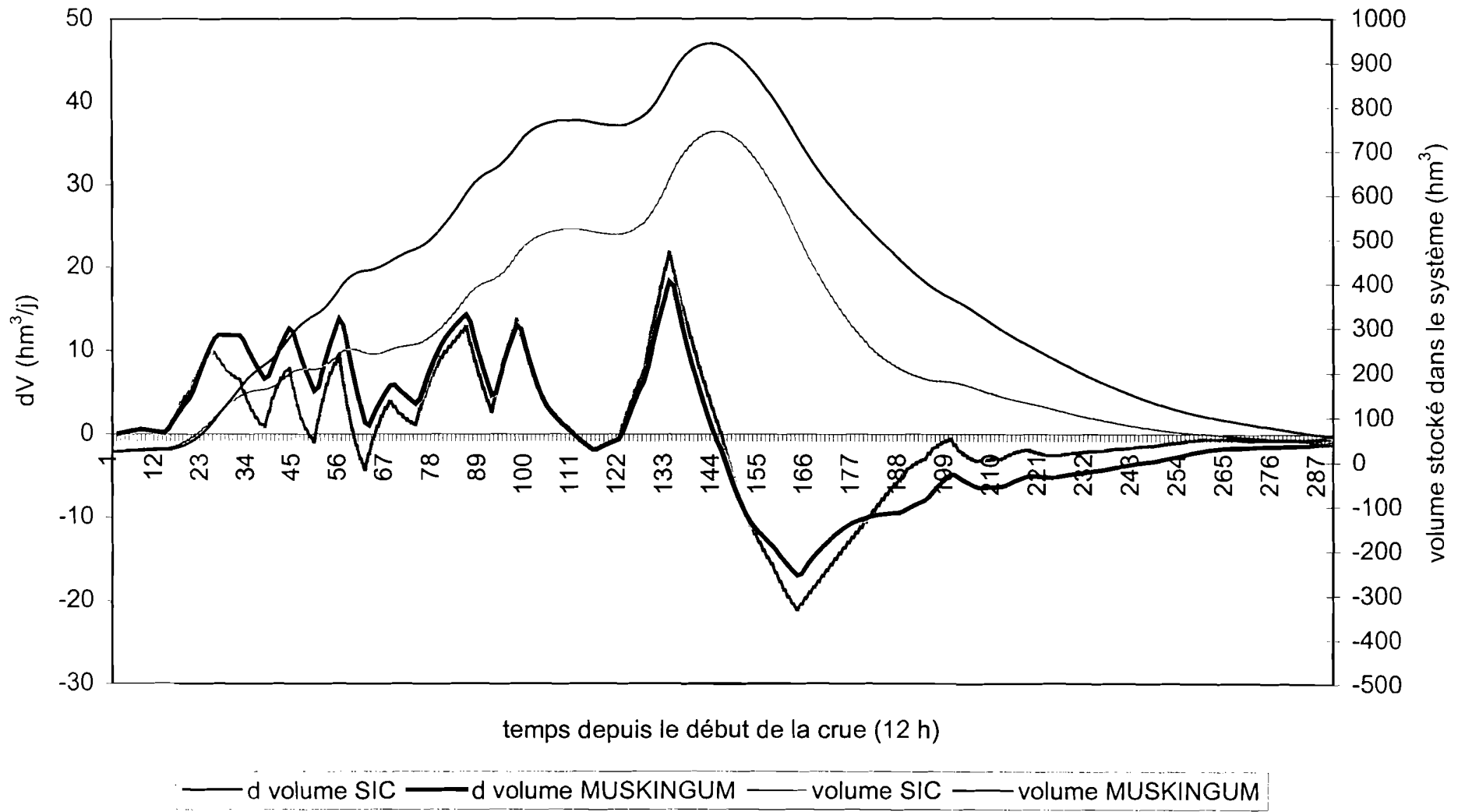


Figure 5.45. : La comparaison de la surface inondée <<ORSTOM>> du système avec casier; $H=XH_E+(1-X)H_S$

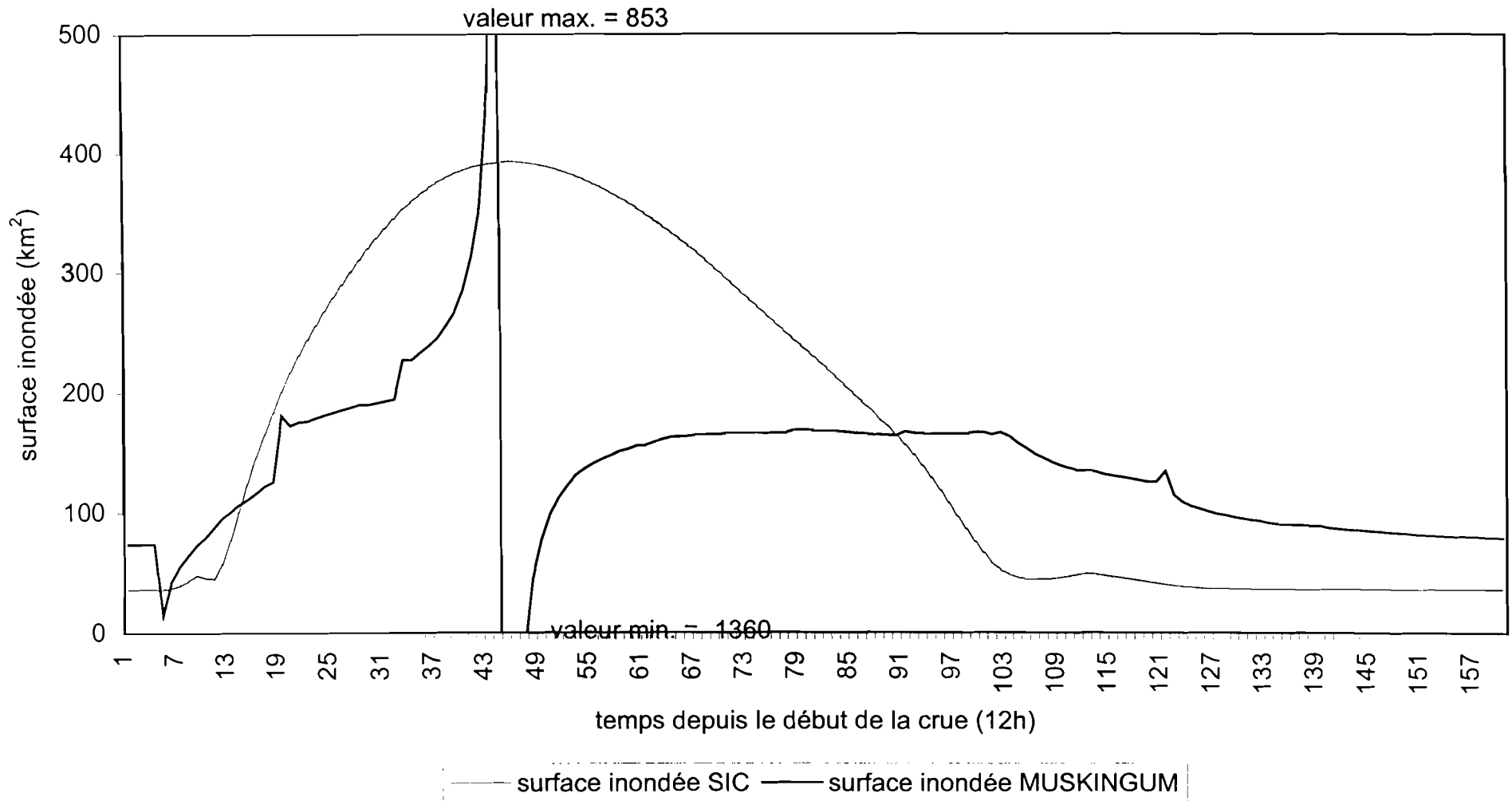


Figure 5.46. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1974' du système avec casier ; $H=XH_E+(1-X)H_S$

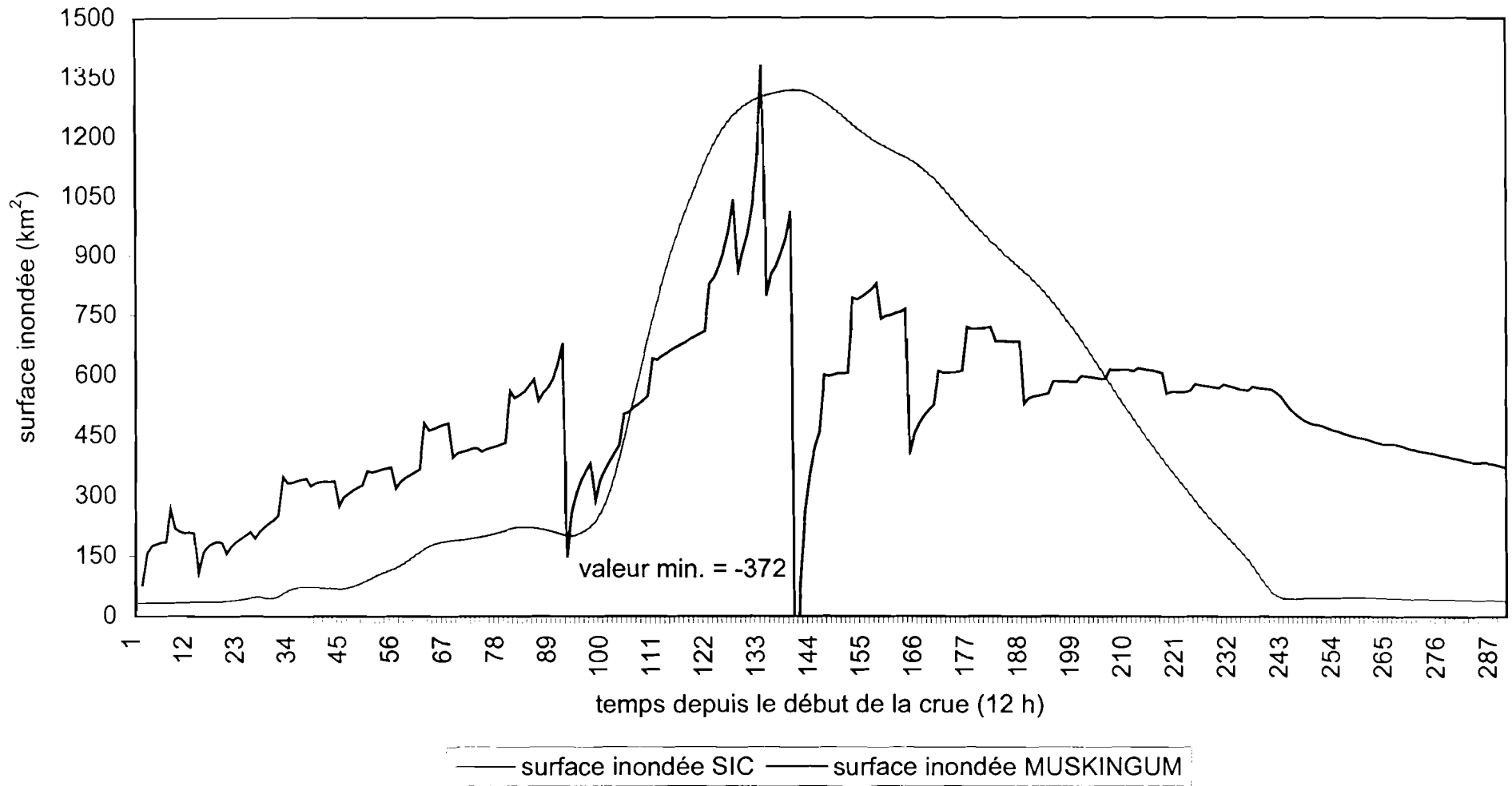


Figure 5.47. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1982' du système avec casier ; $H=XH_E+(1-X)H_S$

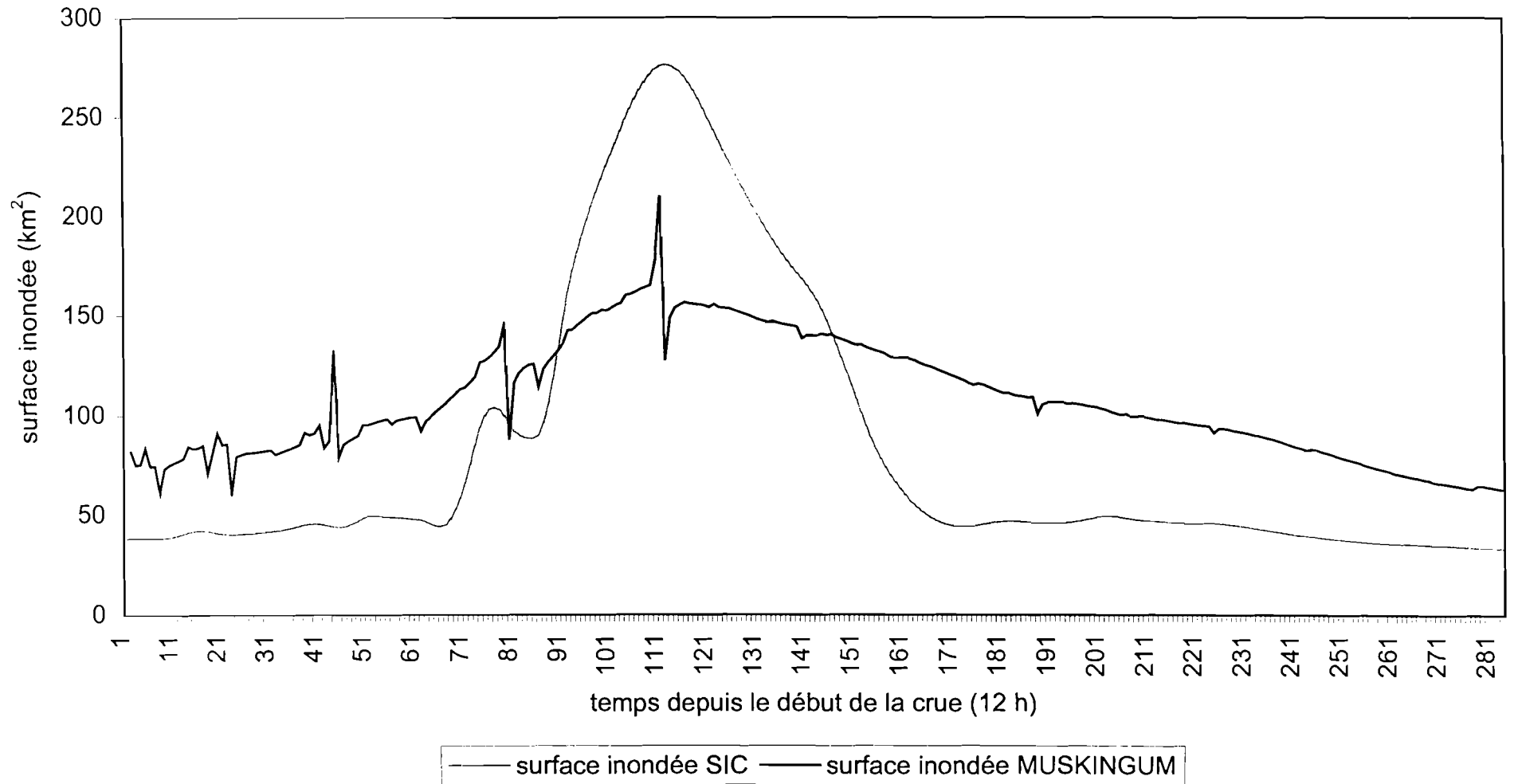


Figure 5.48. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1984' du système avec casier ; $H=XH_E+(1-X)H_S$

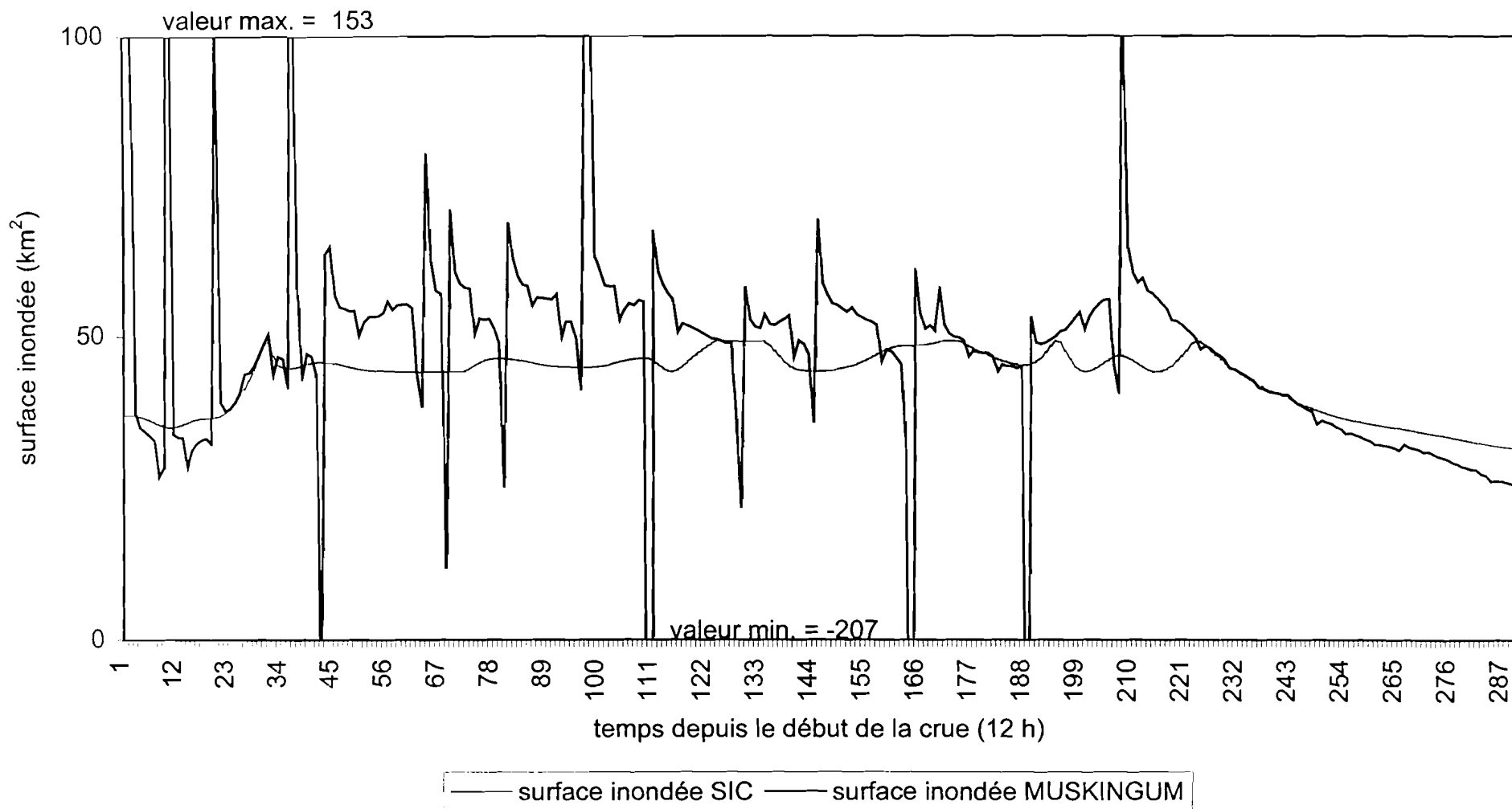


Figure 5.49. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1985' du système avec casier ; $H=XH_E+(1-X)H_S$

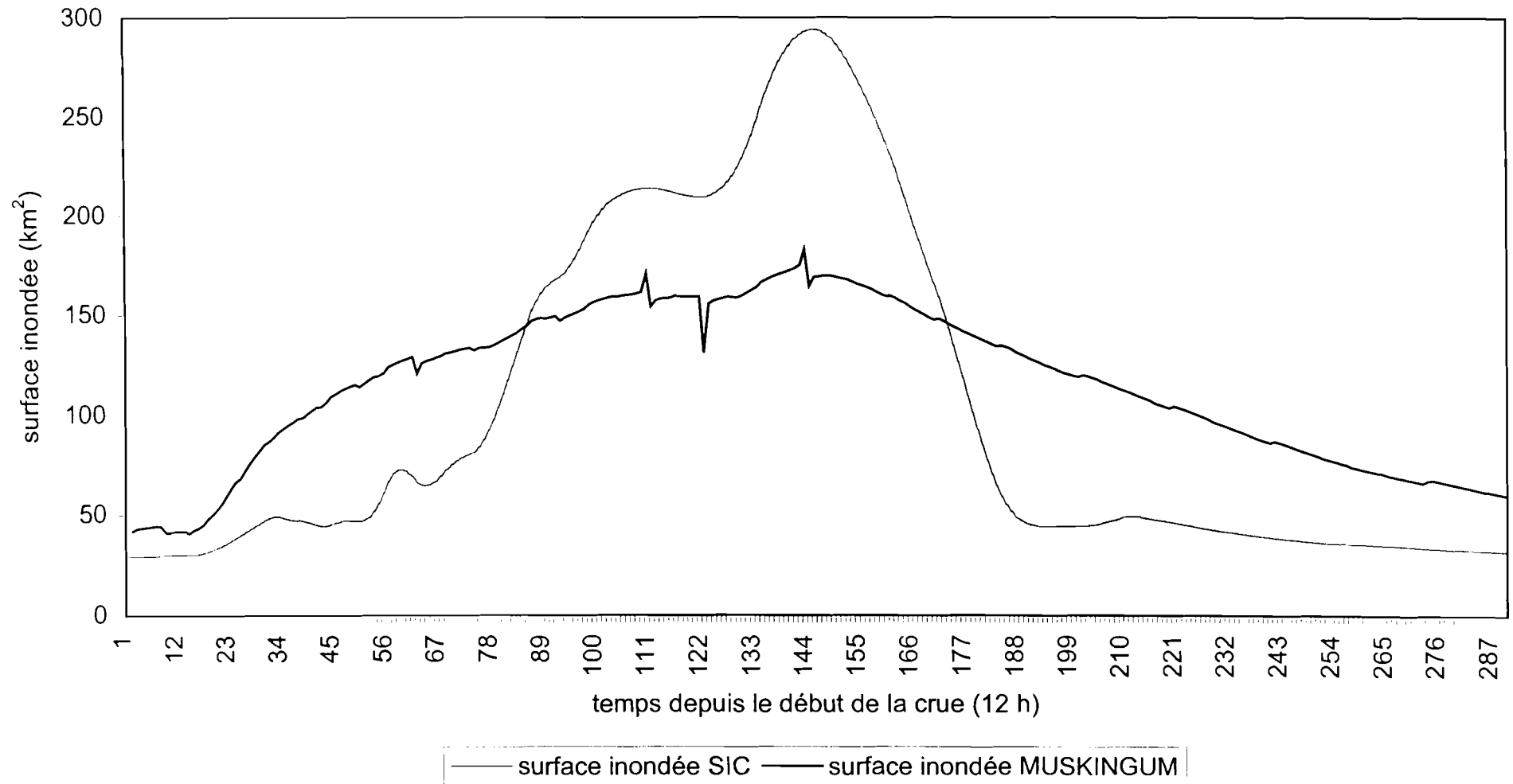


Figure 5.50. : La comparaison de la surface inondée 'type de l'ORSTOM' du système avec casier ; moyenne mobile (5)

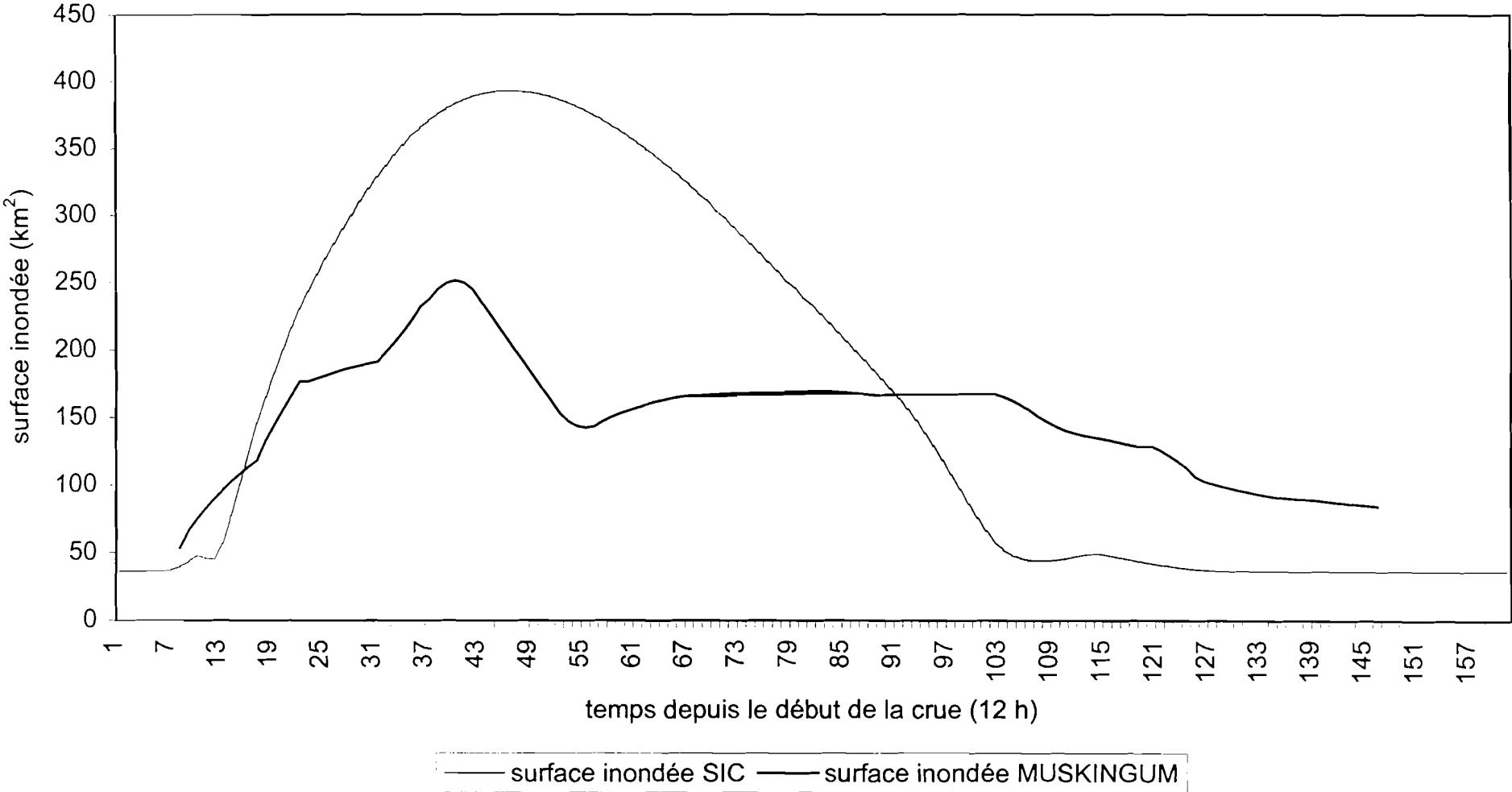


Figure 5.51. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1974' du système avec casier ; moyenne mobile (5)

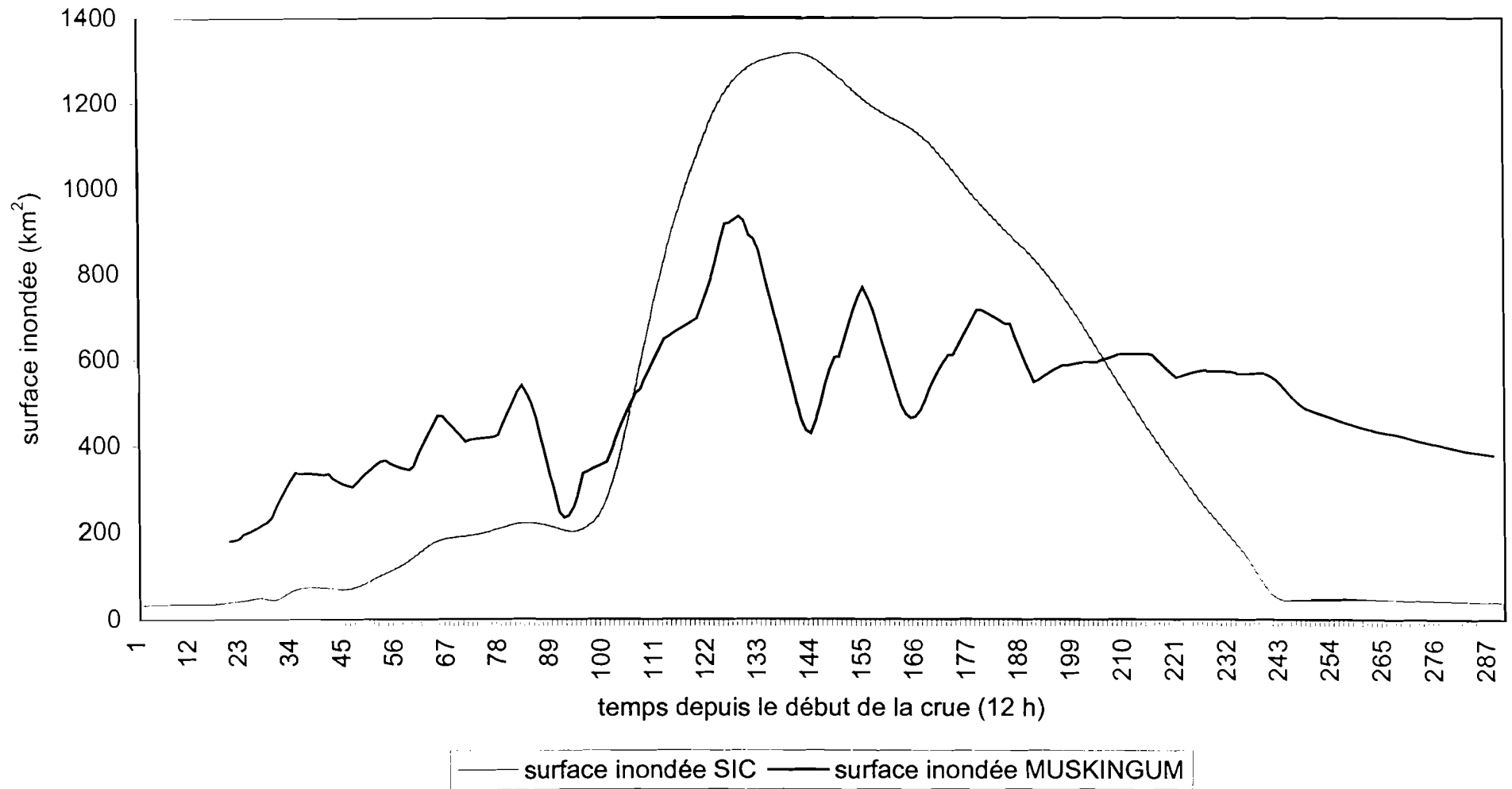


Figure 5.52. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1982' du système avec casier ; moyenne mobile (5)

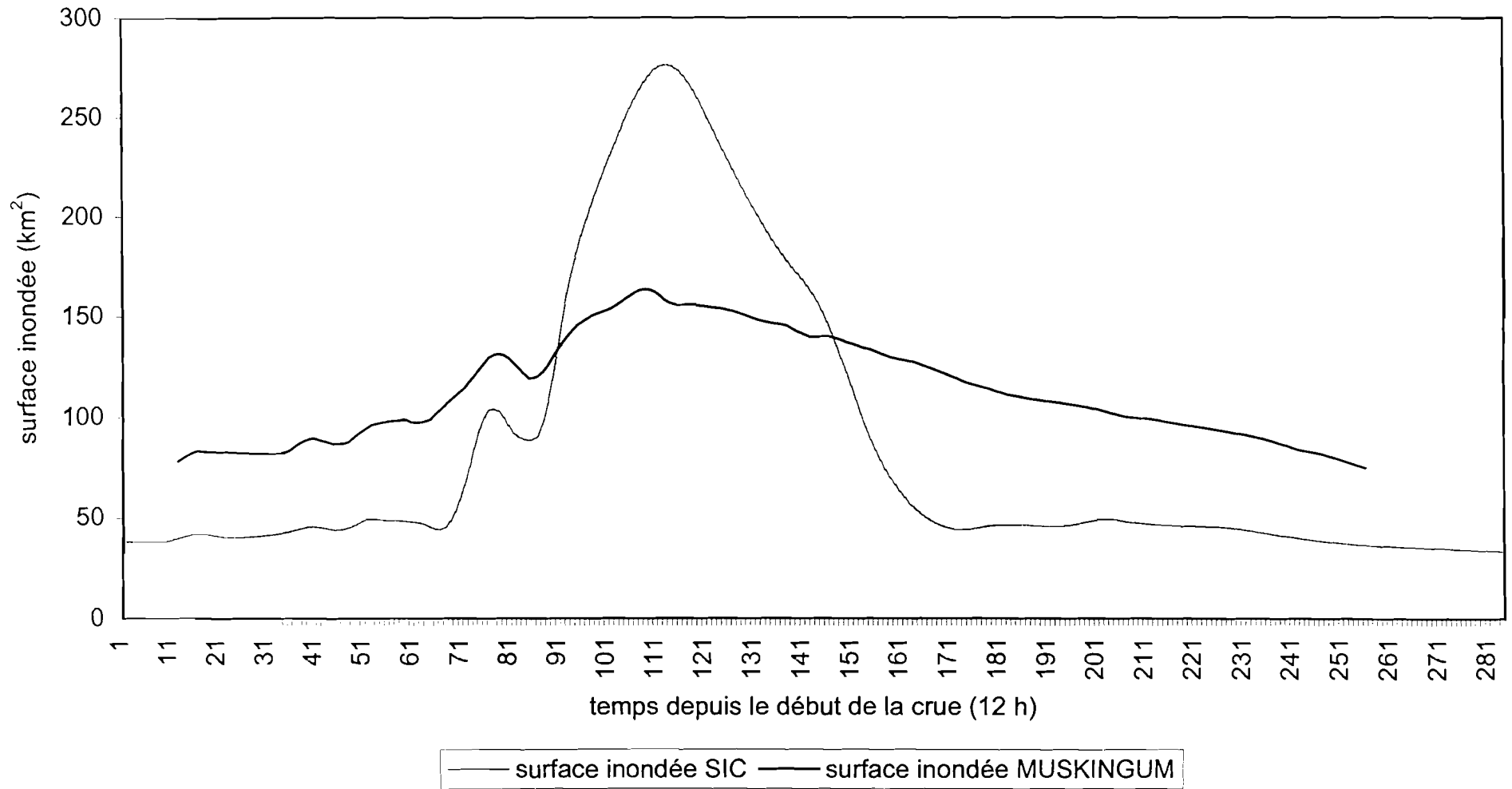


Figure 5.53. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1984' du système avec casier ; moyenne mobile (5)

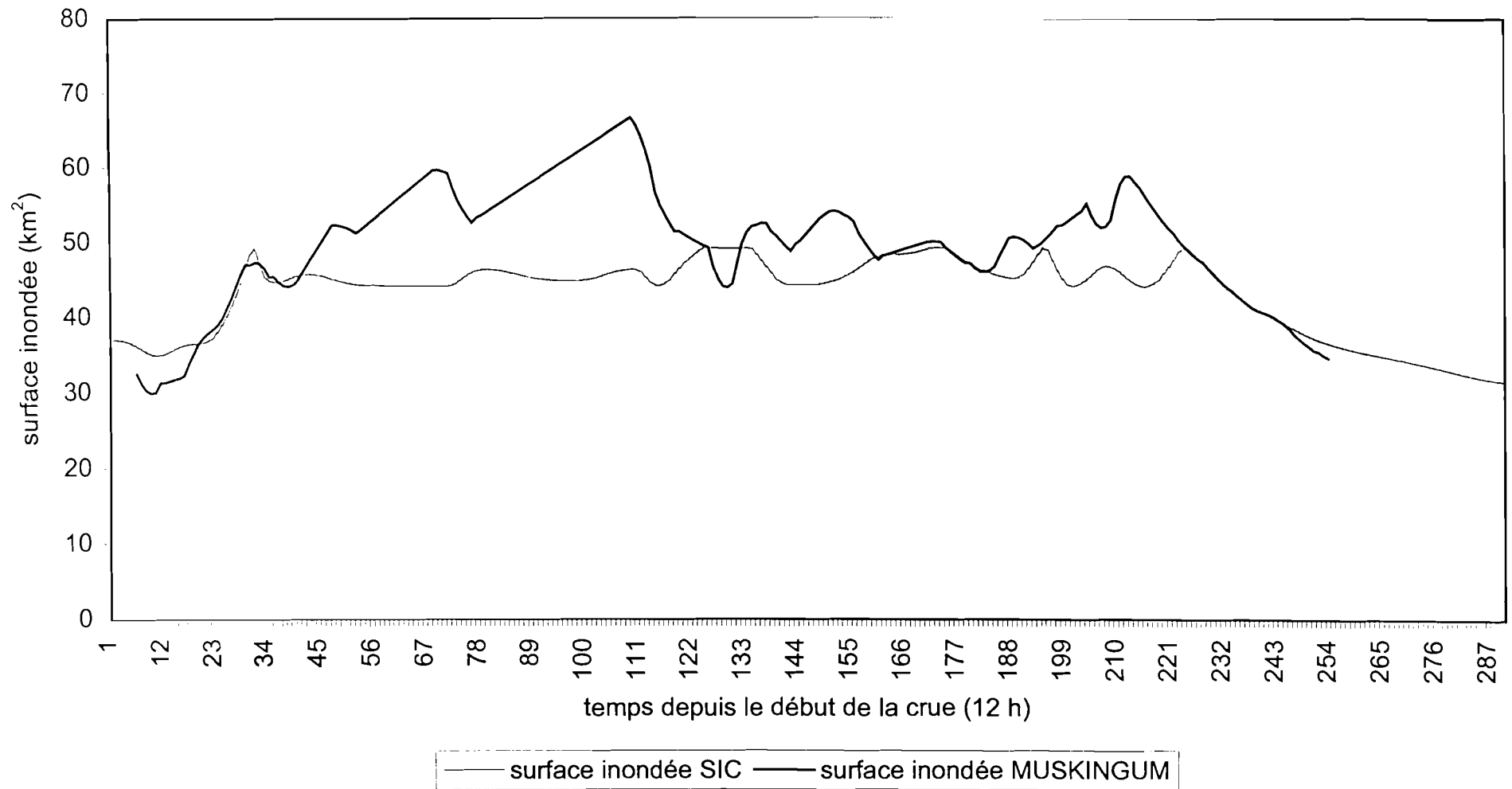
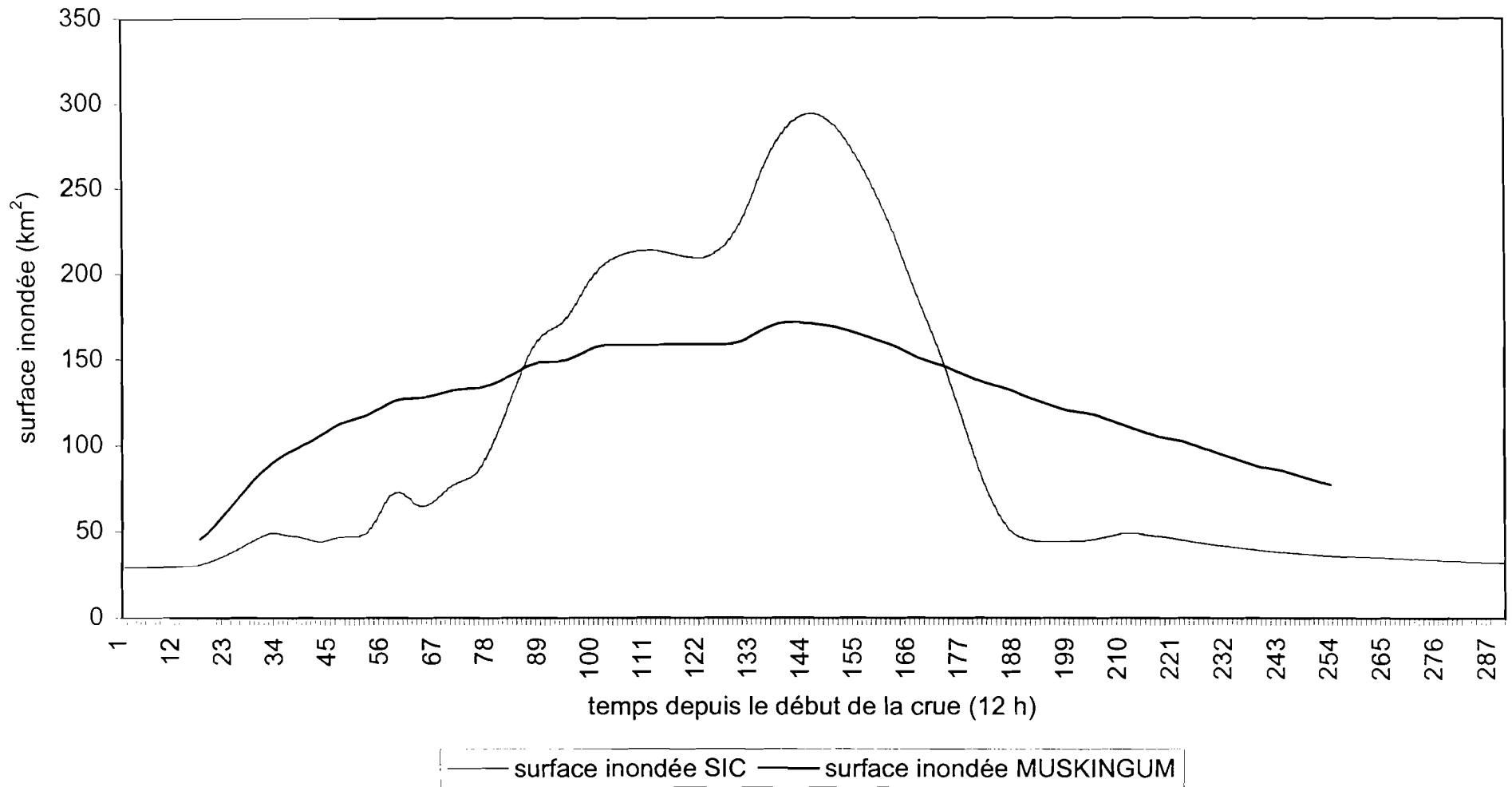


Figure 5.54. : La comparaison de la surface inondée 'Bakel 1985' du système avec casier ; moyenne mobile (5)



La modélisation des biefs du fleuve Sénégal ; l'estimation du modèle de propagation de Muskingum (cf. § 5.2.1.).

Figure 5.55. : La variation du paramètre de Muskingum 'K' en fonction de l'amplitude de la crue: Bakel à Saldé / N'Goui

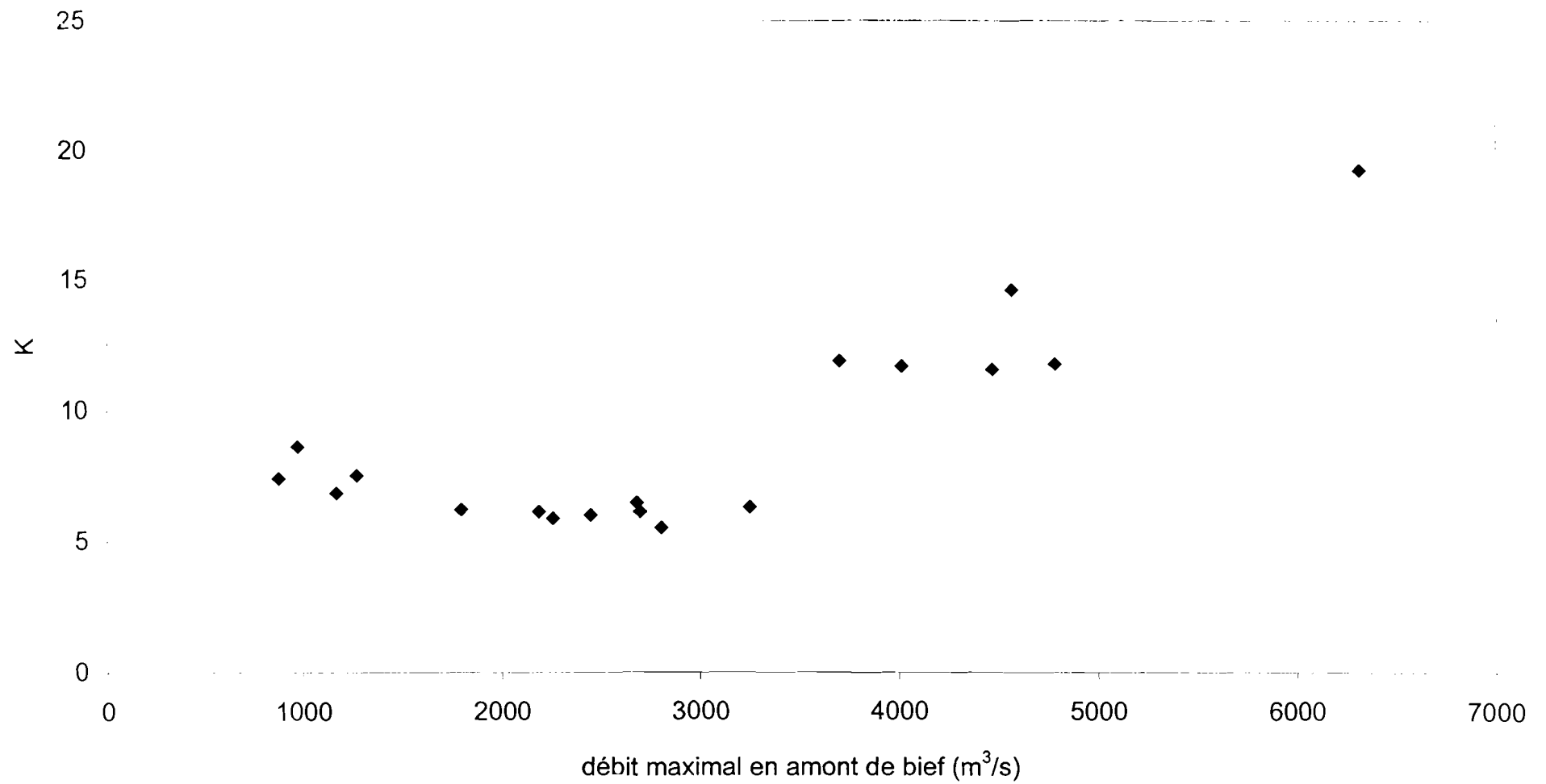


Figure 5.56. : La variation du paramètre de Muskingum 'X' en fonction de l'amplitude de la crue: Bakel à Saldé / N'Goui

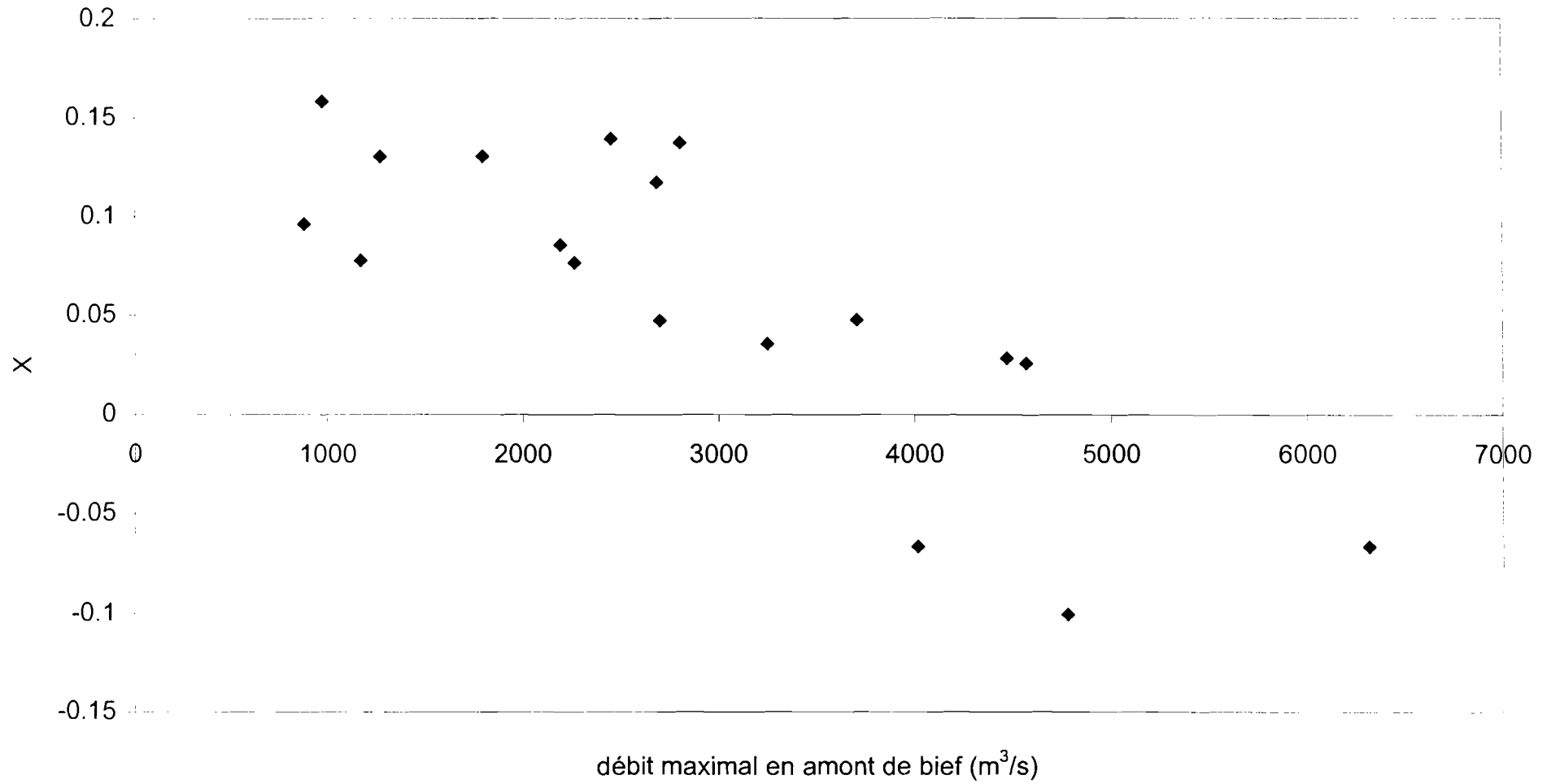


Figure 5.57. : La variation du paramètre de Muskingum 'alpha' en fonction de l'amplitude de la crue: Bakel à Saldé / N'Goui

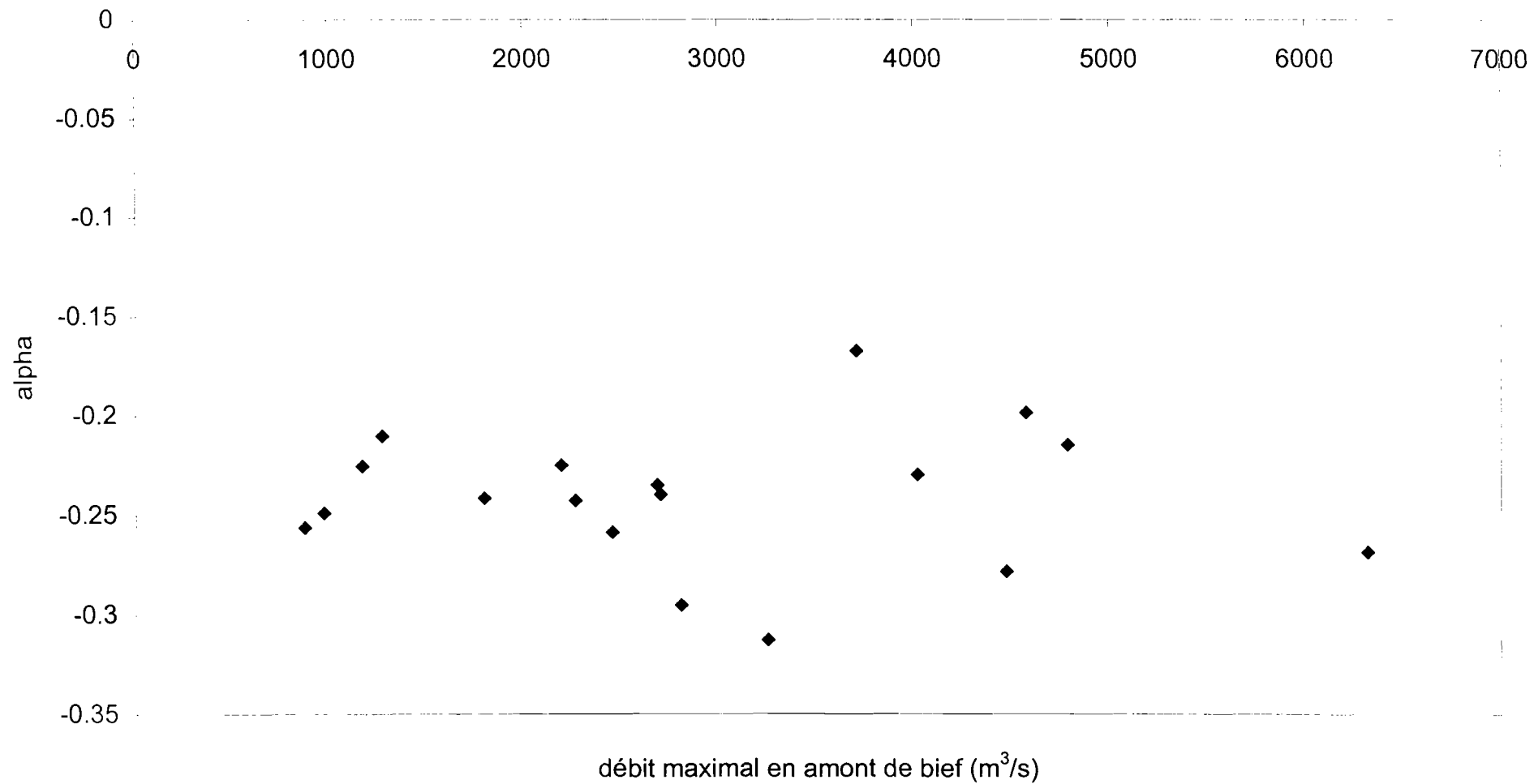


Figure 5.58. : La variation du paramètre de Muskingum 'K' en fonction de l'amplitude de la crue: N'Goui à Géudé

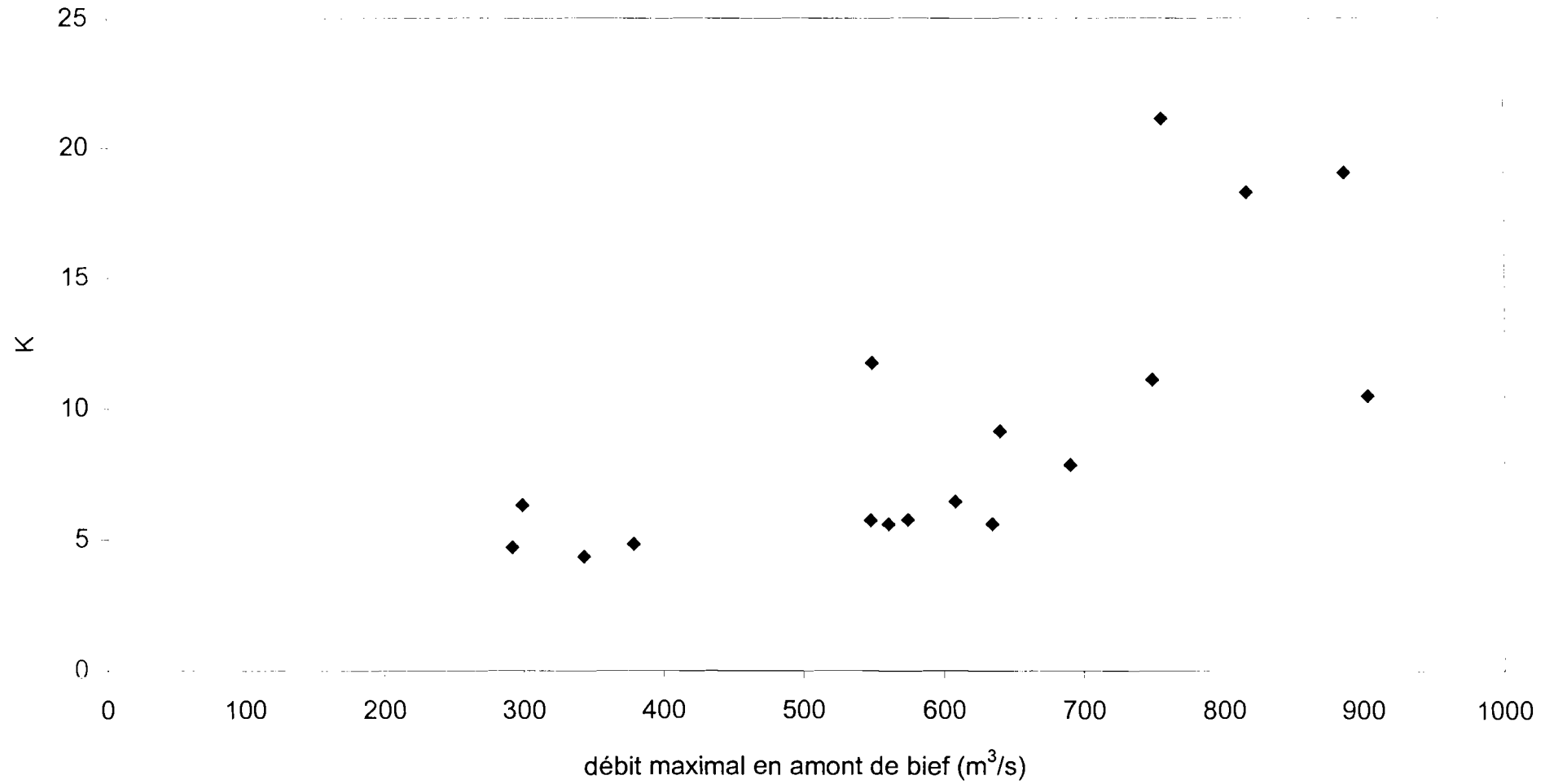


Figure 5.59. : La variation du paramètre de Muskingum 'X' en fonction de l'amplitude de la crue: N'Goui à Guédé

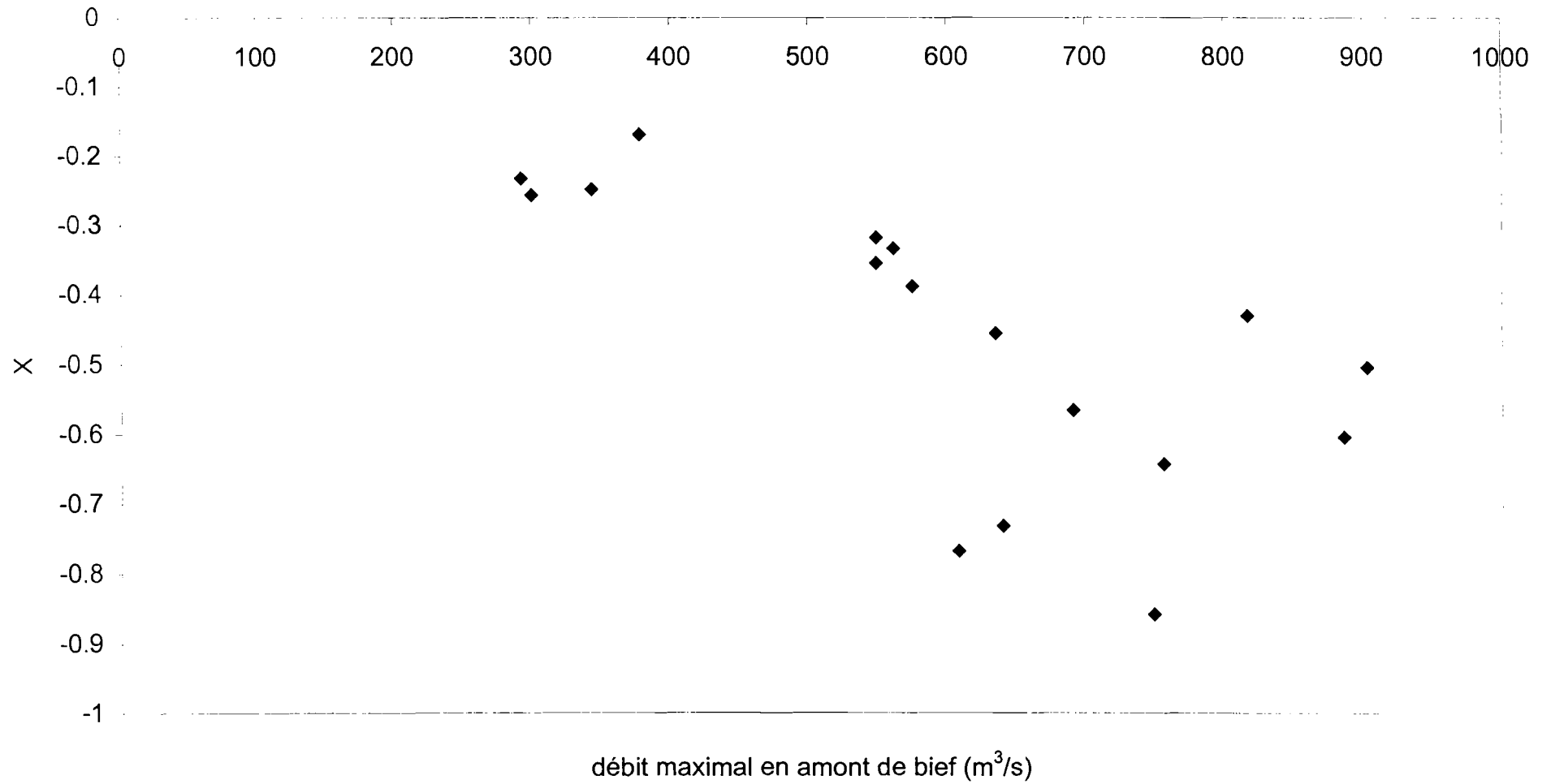


Figure 5.60. : La variation du paramètre de Muskingum 'alpha' en fonction de l'amplitude de la crue: N'Goui à Guédé

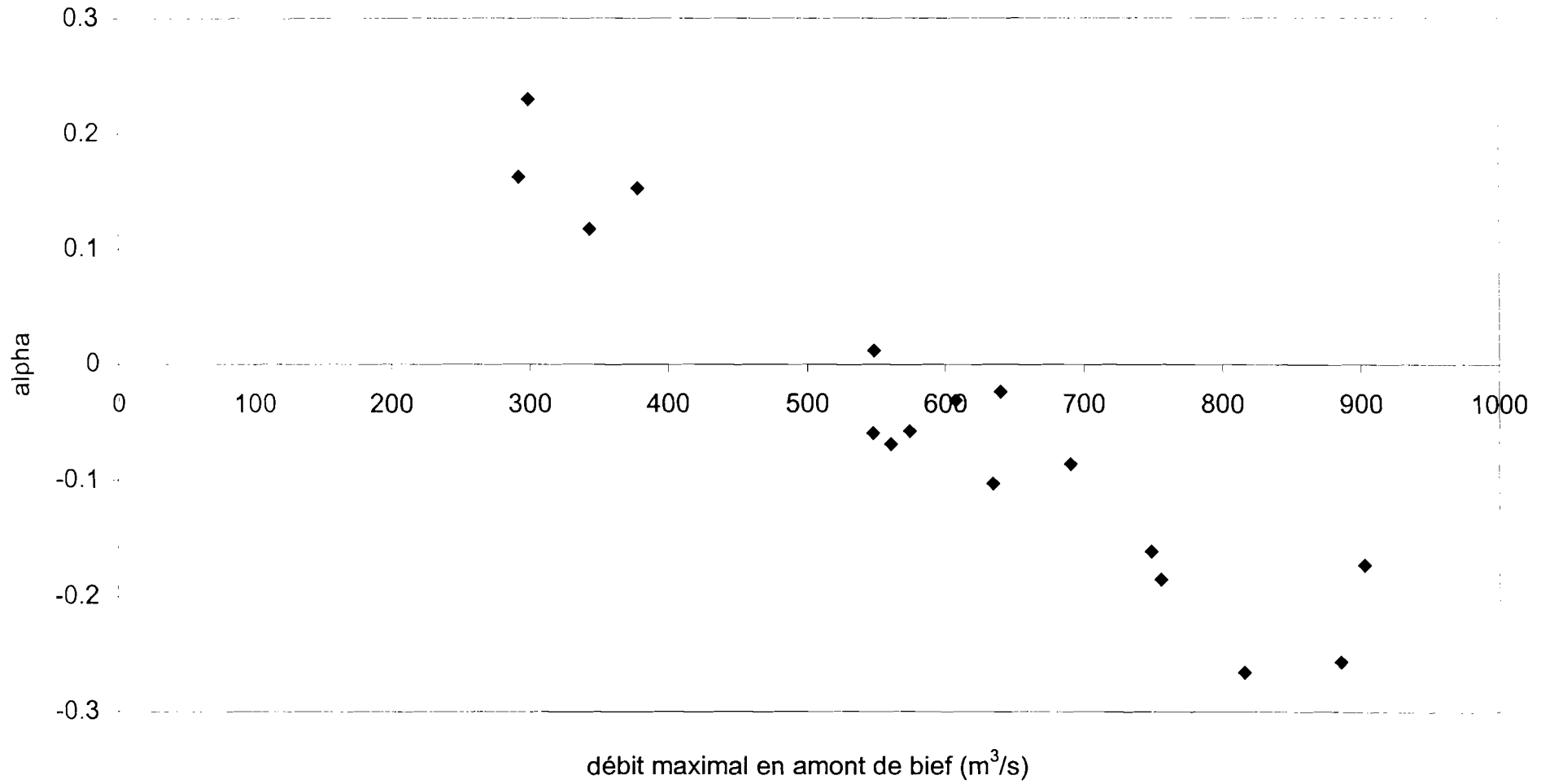


Figure 5.61. : L'estimation pas à pas du paramètre 'K' de Muskingum : Bakel à Saldé/N'Goui

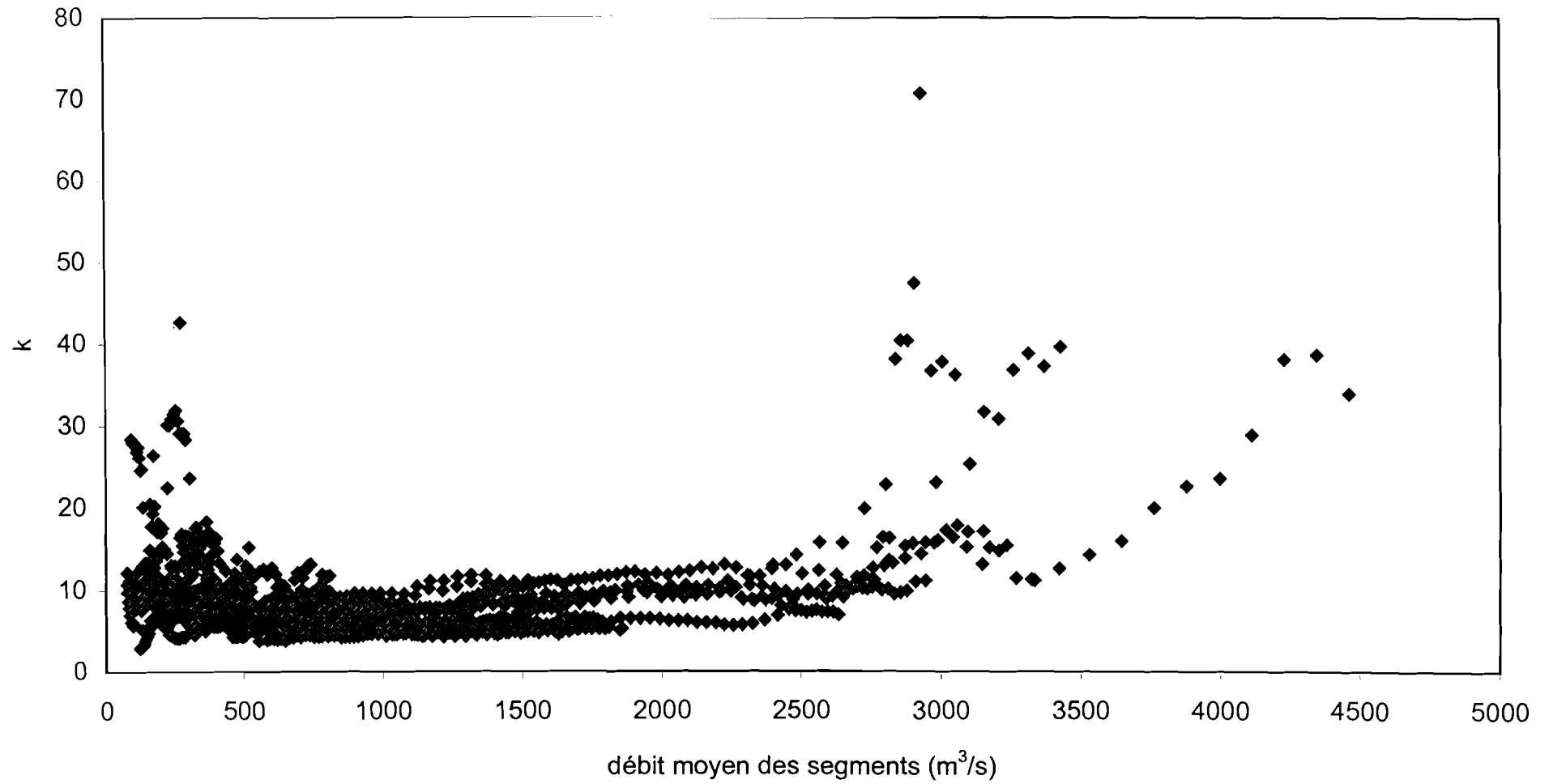


Figure 5.62. : L'estimation pas à pas du paramètre 'X' de Muskingum : Bakel à Saldé/N'Goui

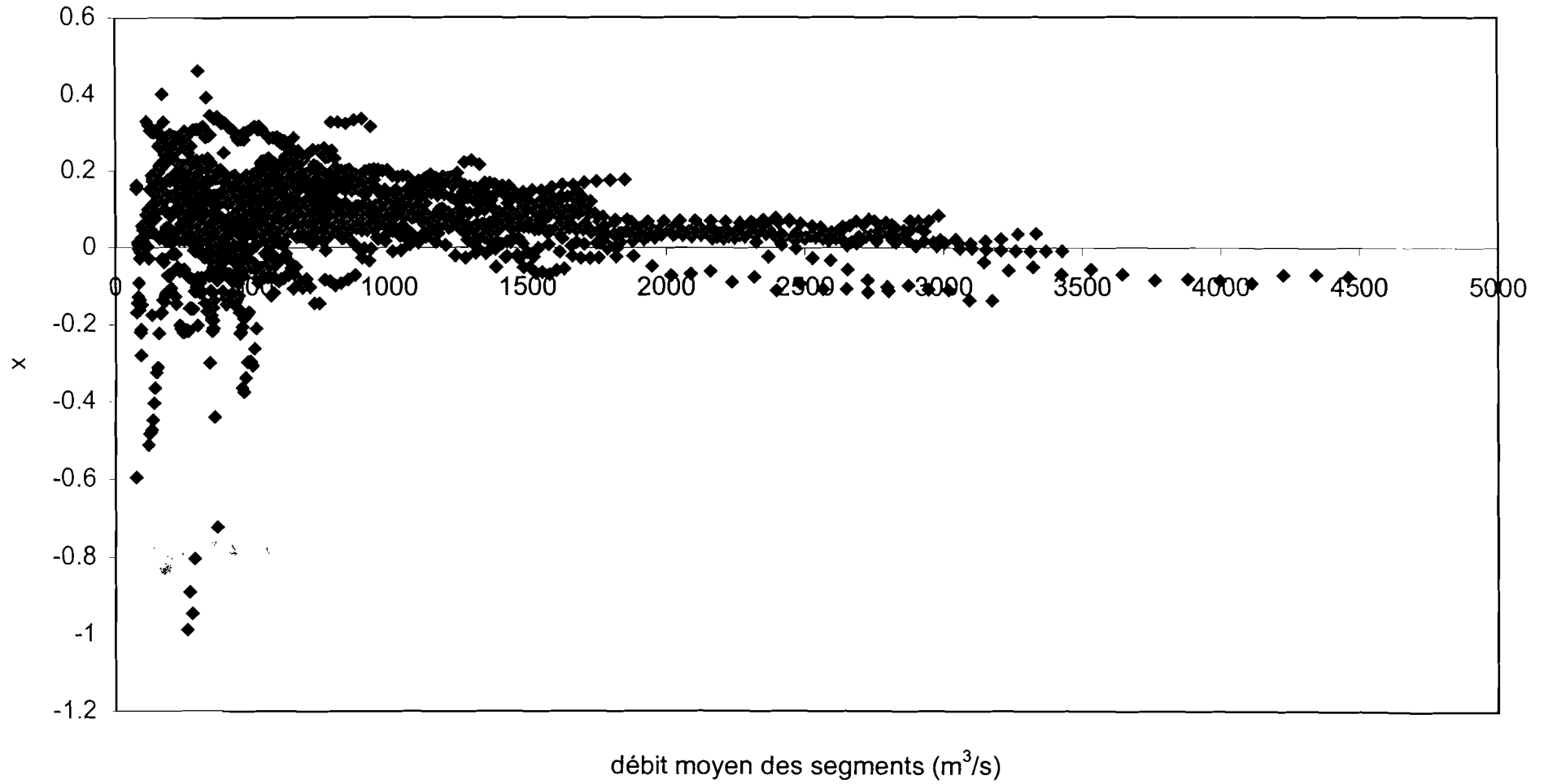


Figure 5.63. : L'estimation pas à pas du paramètre 'alpha' de Muskingum : Bakel à Saldé/N'Goui

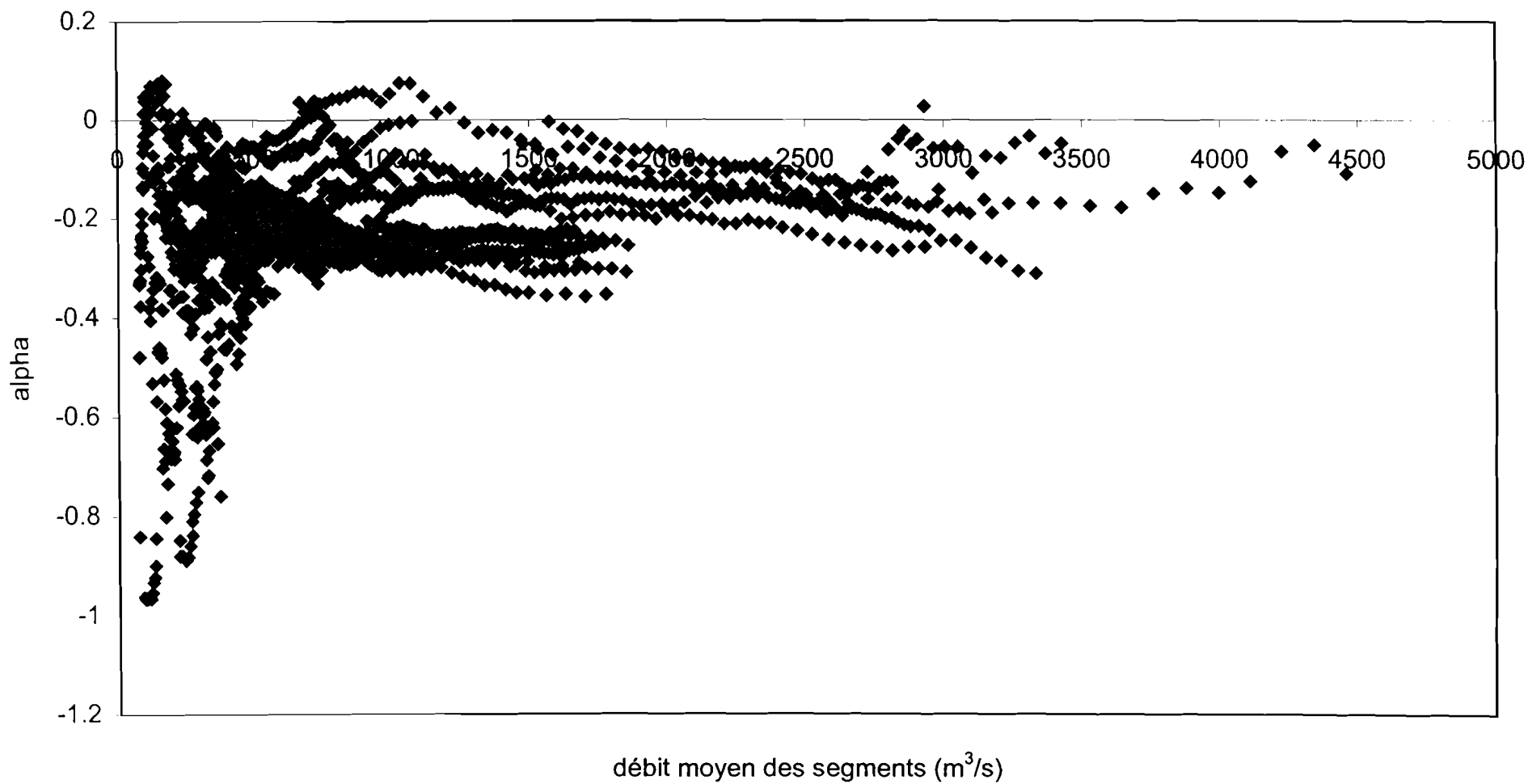


Figure 5.64. : L'estimation pas à pas du paramètre 'K' de Muskingum : N'Goui à Guédé

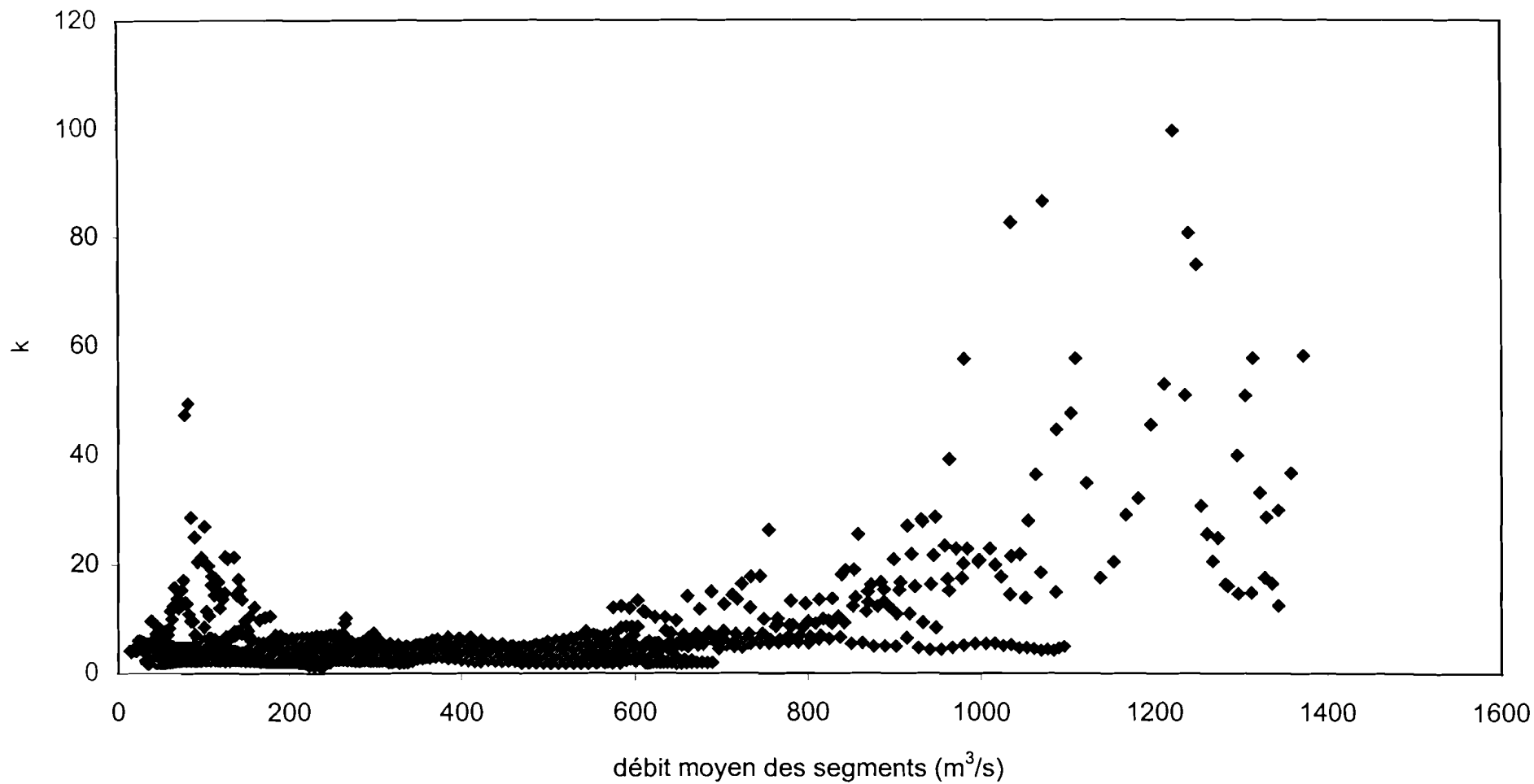


Figure 5.65. : L'estimation pas à pas du paramètre 'X' de Muskingum : N'Goui à Guédé

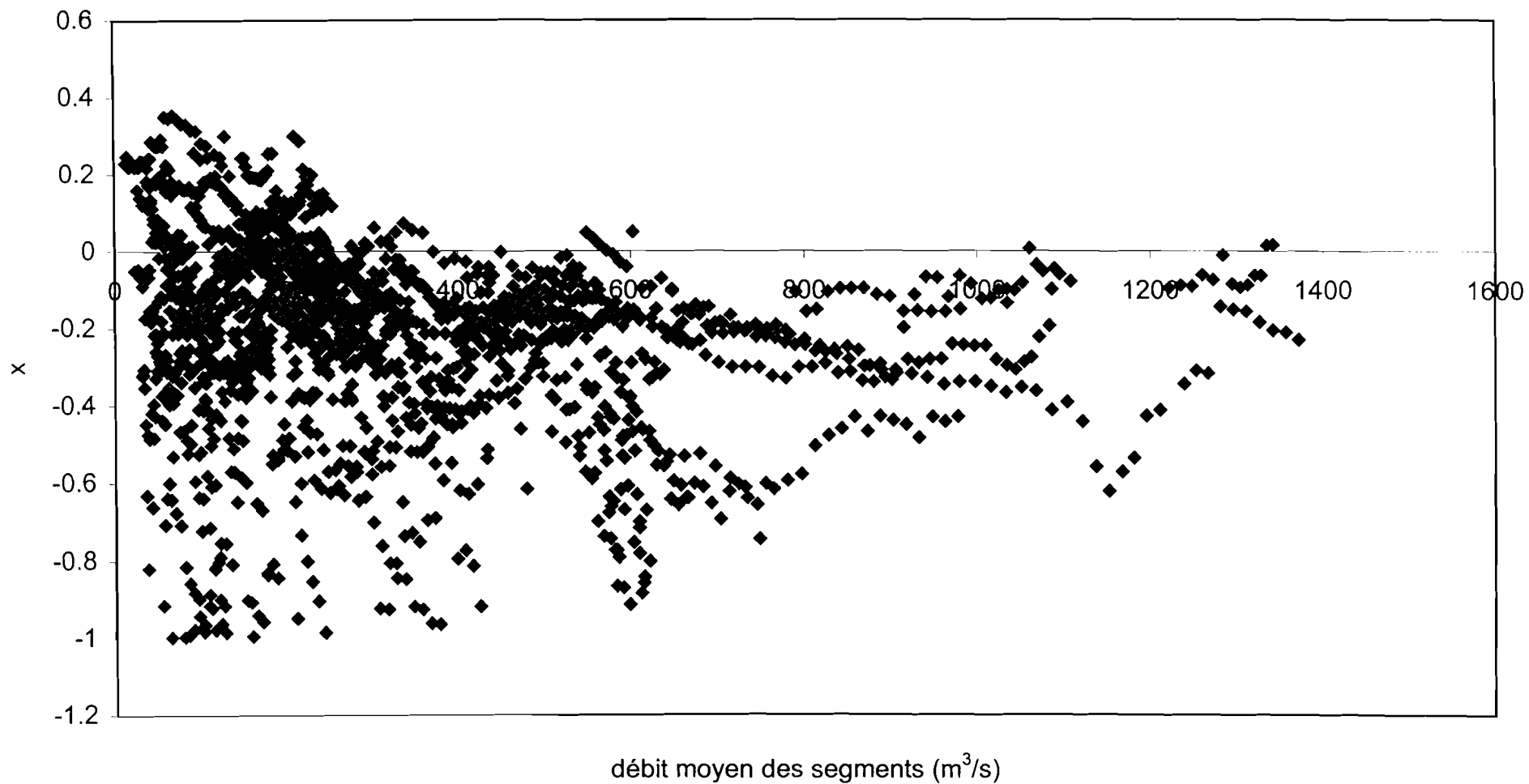


Figure 5.66. : L'estimation pas à pas du paramètre 'alpha' de Muskingum : N'Goui à Guédé

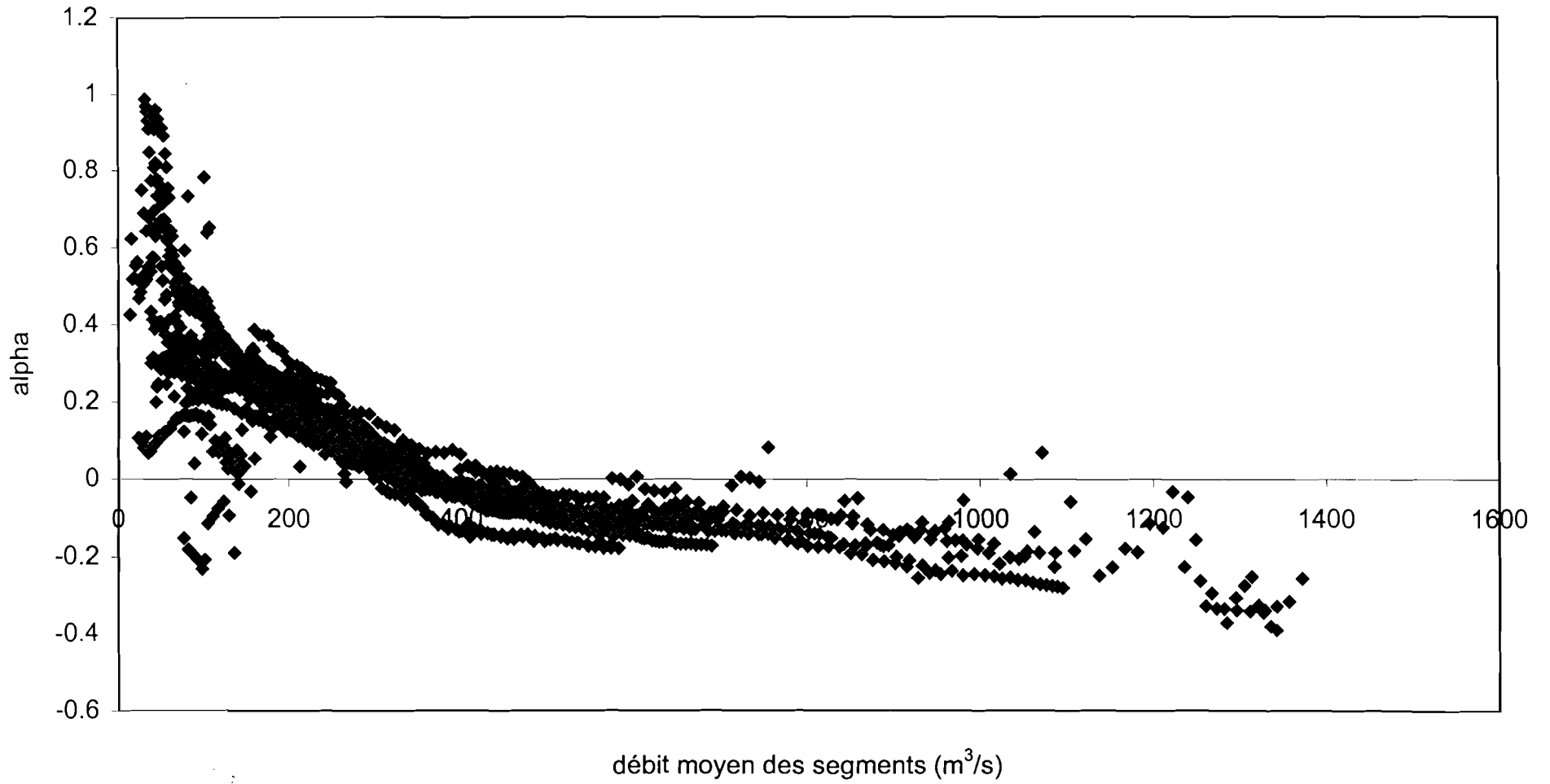


Figure 5.67. : Le calage non linéaire du paramètre 'K' de Muskingum : Bakel à Saldé/N'Goui

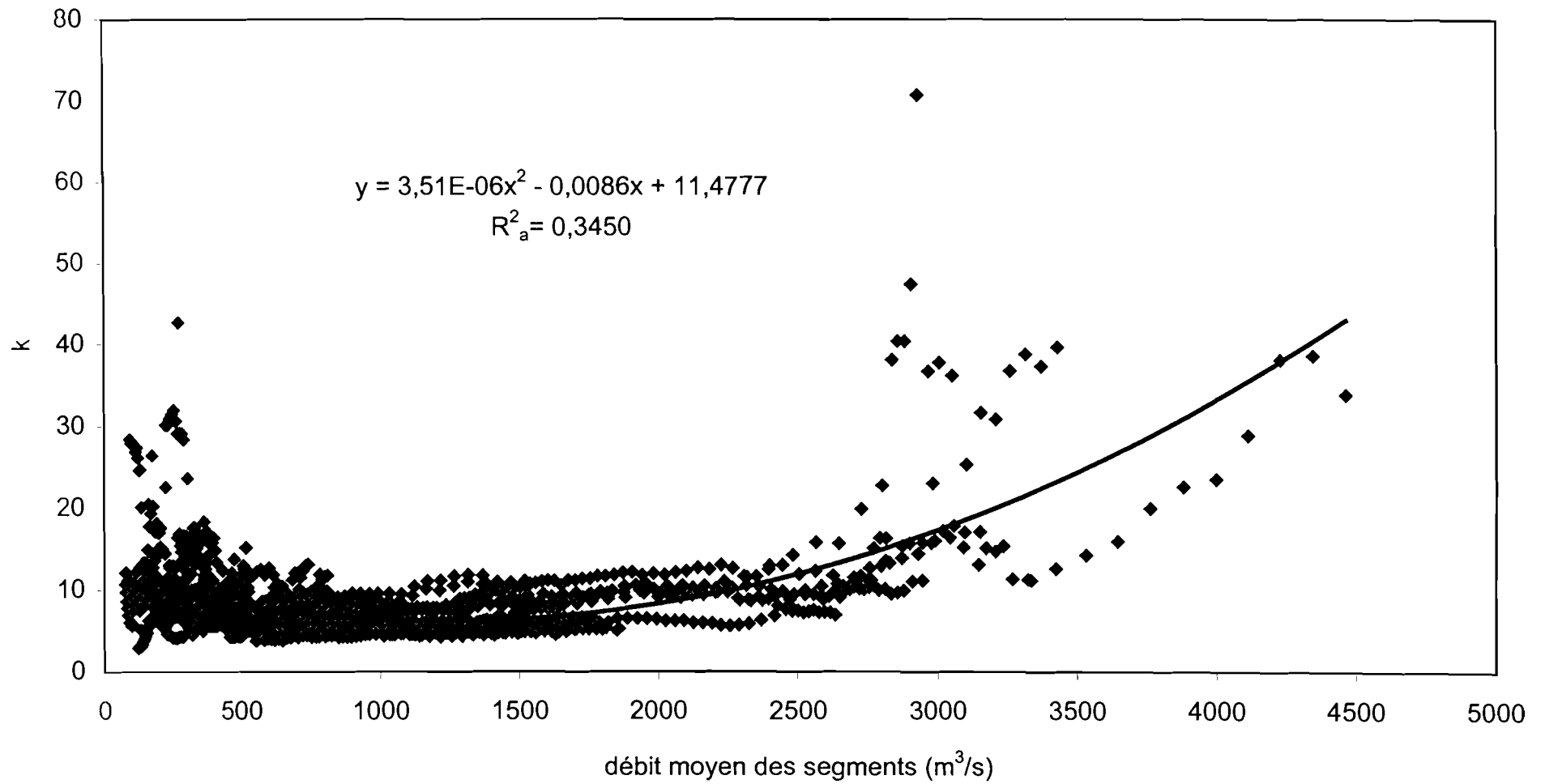


Figure 5.68. : Le calage non linéaire du paramètre 'X' de Muskingum : Bakel à Saldé/N'Goui

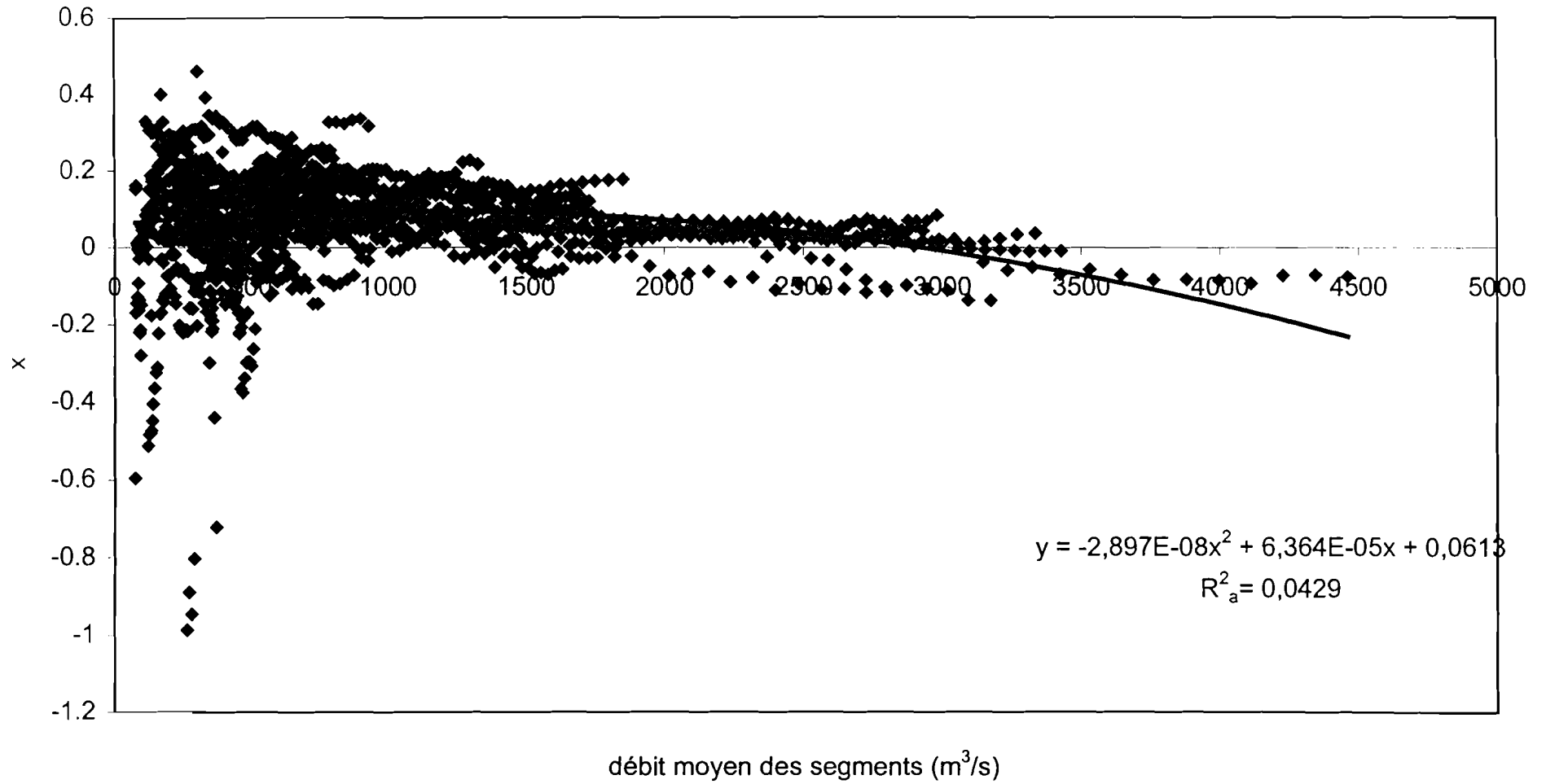


Figure 5.69. : Le calage non linéaire du paramètre 'alpha' de Muskingum : Bakel à Saldé/N'Goui

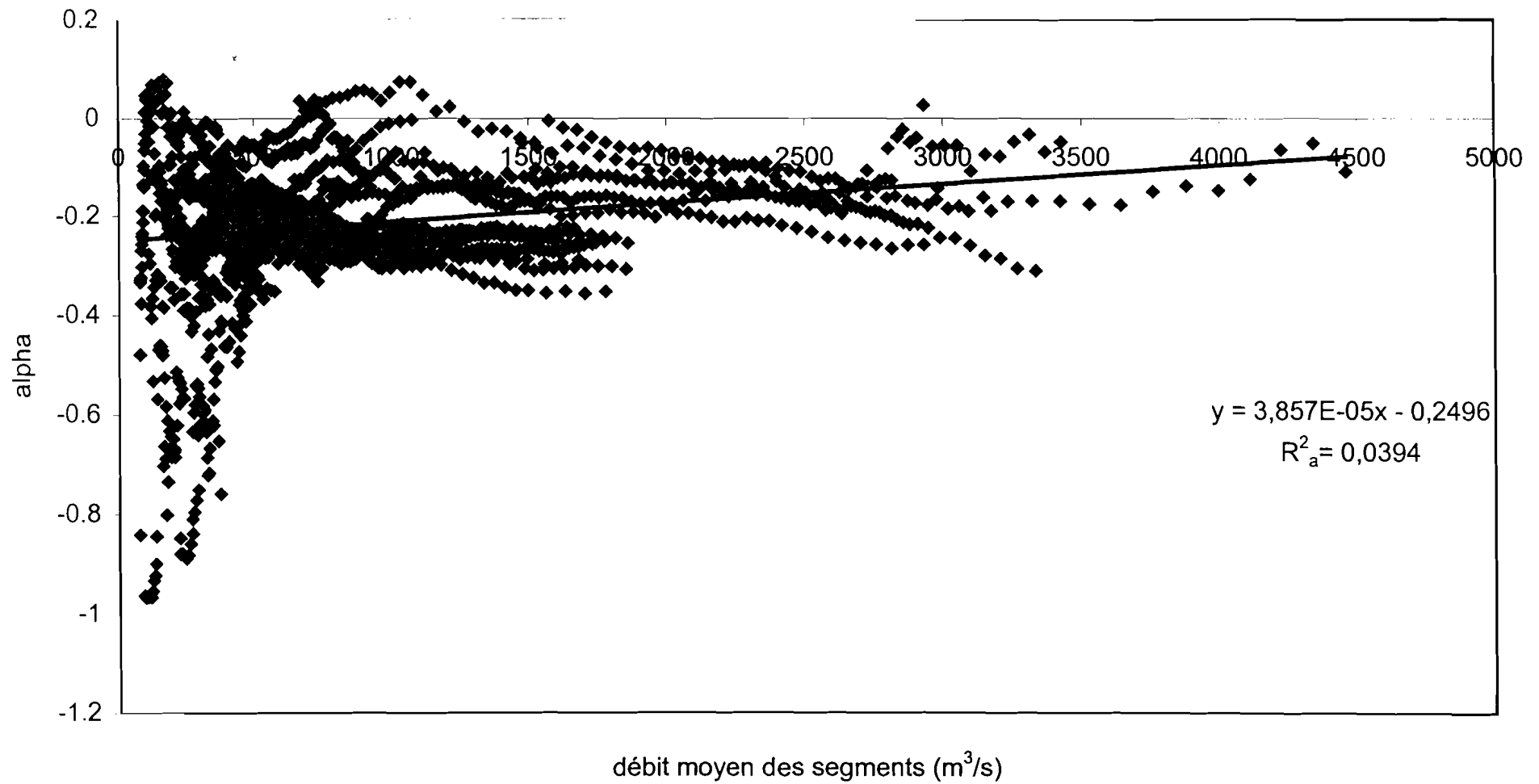


Figure 5.70. : Le calage non linéaire du paramètre 'K' de Muskingum : N'Goui à Guédé

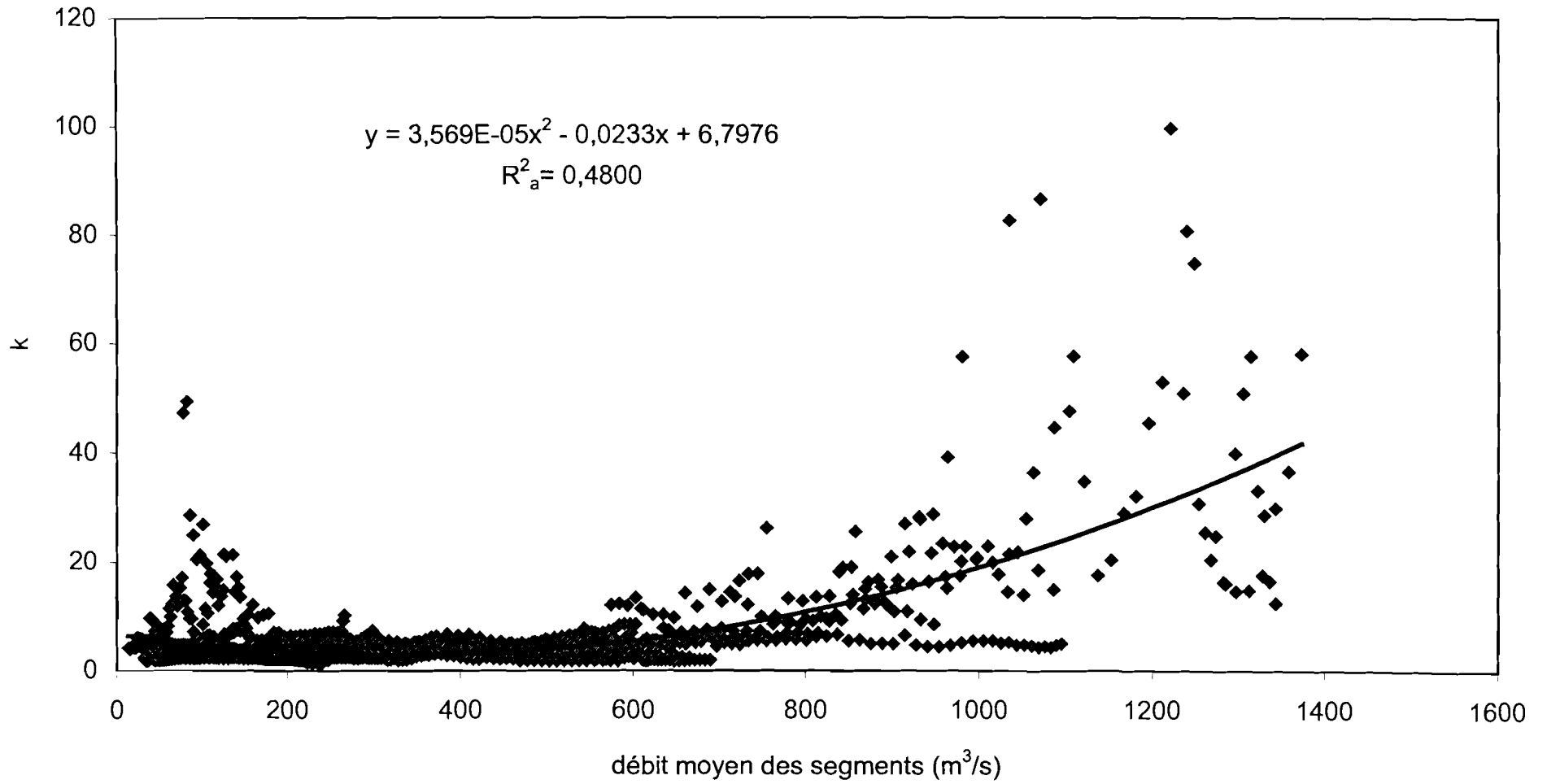


Figure 5.71. : Le calage non linéaire du paramètre 'X' de Muskingum : N'Goui à Guédé

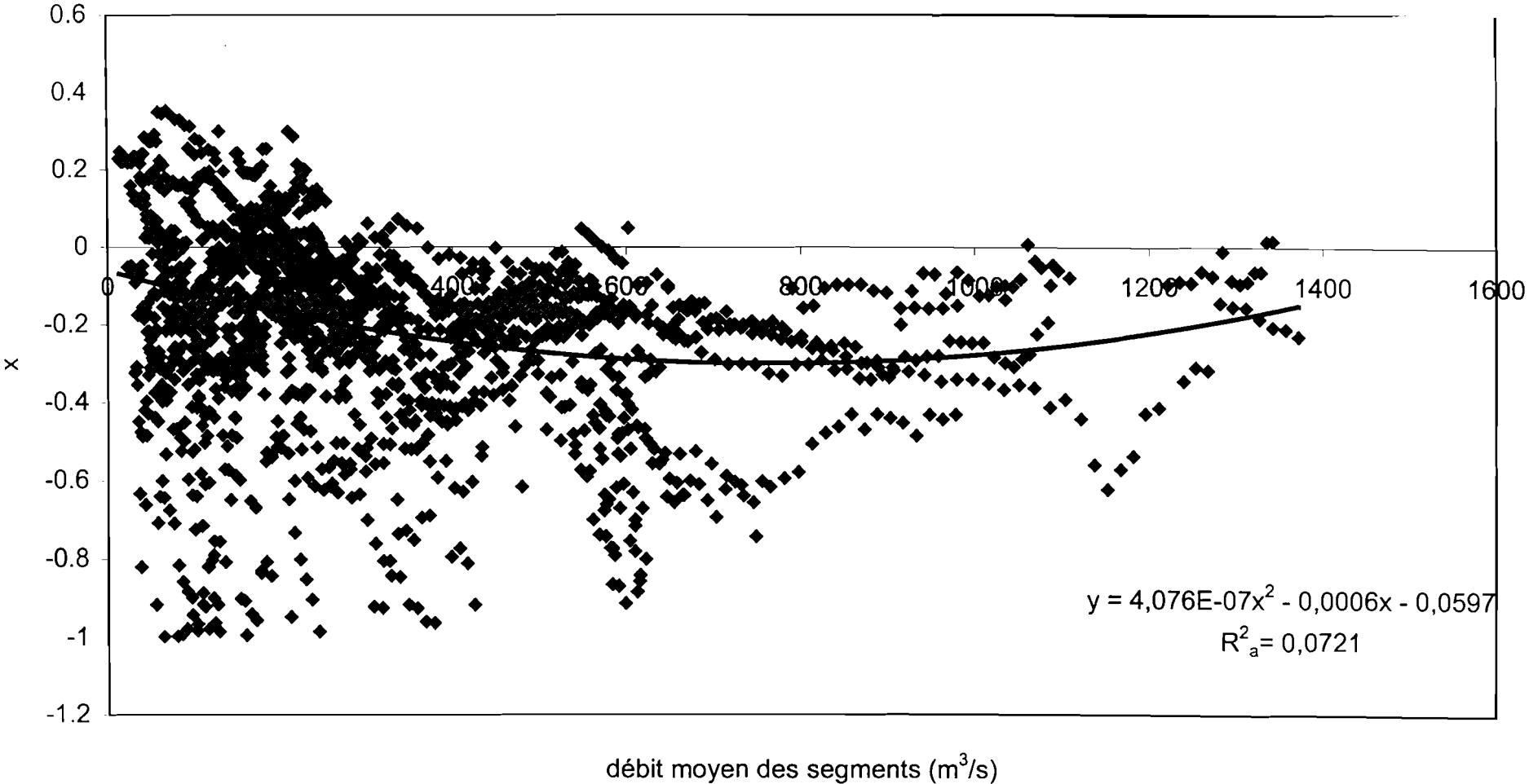
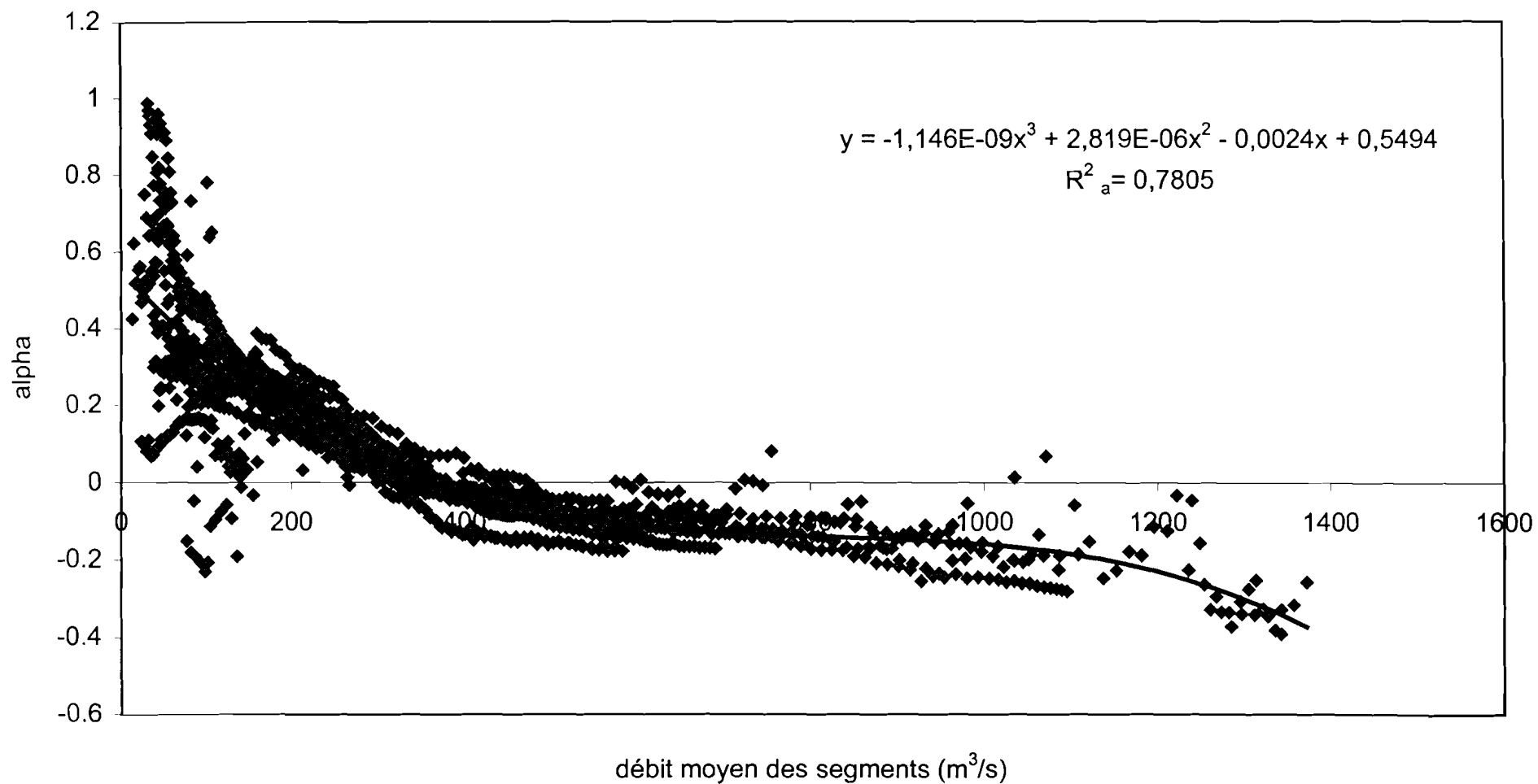


Figure 5.72. : Le calage non linéaire du paramètre 'alpha' de Muskingum : N'Goui à Guédé



La modélisation des biefs du fleuve Sénégal ; le calcul de la surface inondée de la vallée du fleuve – modèle de Muskingum non linéaire (cf. § 5.2.2.).

Figure 5.73. : La reconstruction de l'hydrogramme de 1986 entre N'Goui et Guédé

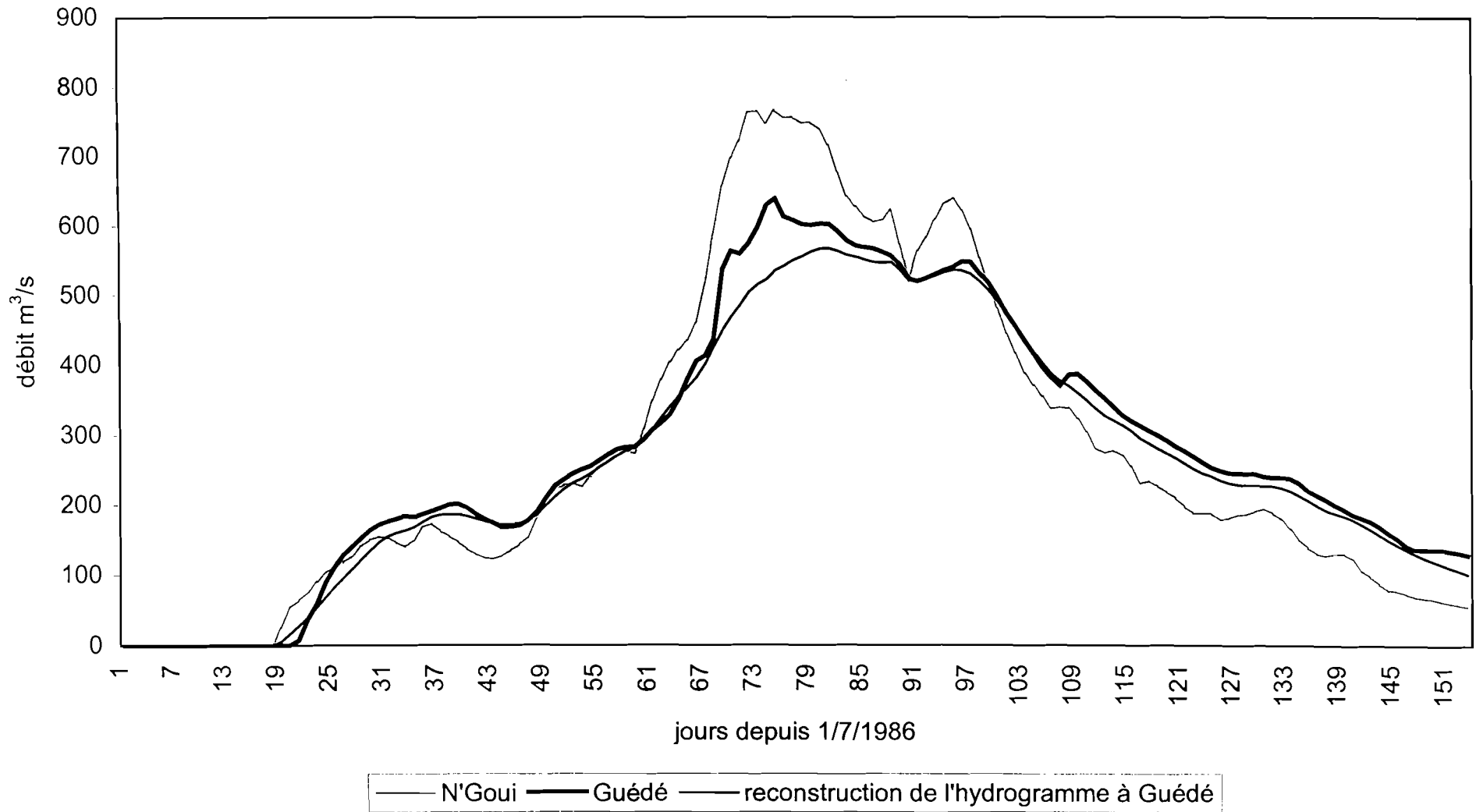


Figure 5.74. : La reconstruction de l'hydrogramme de 1988 entre N'Goui et Guédé

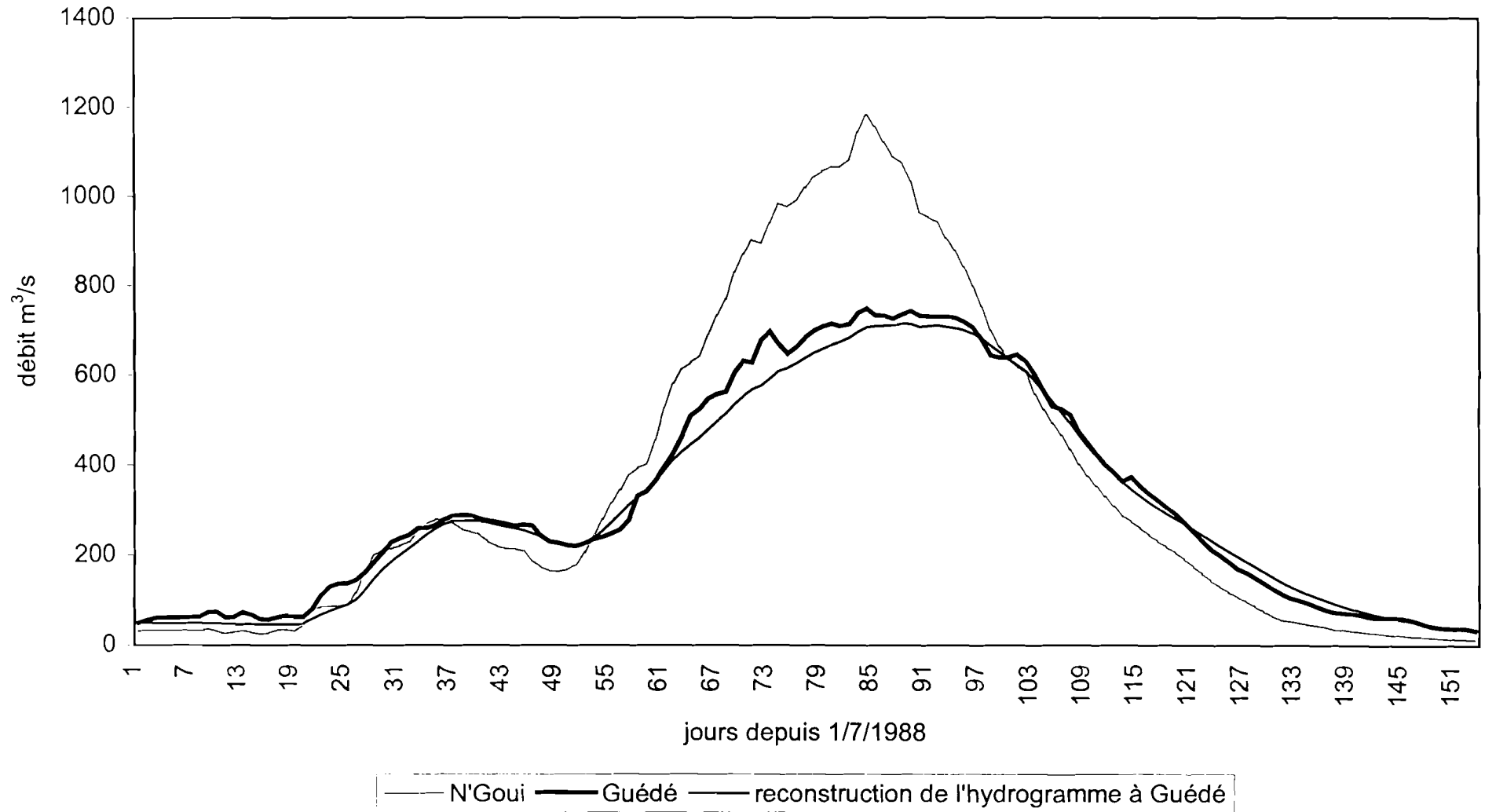


Figure 5.75. : L'estimation des dérivées du volume stocké et de la hauteur représentative du bief : N'Goui à Guédé 1986

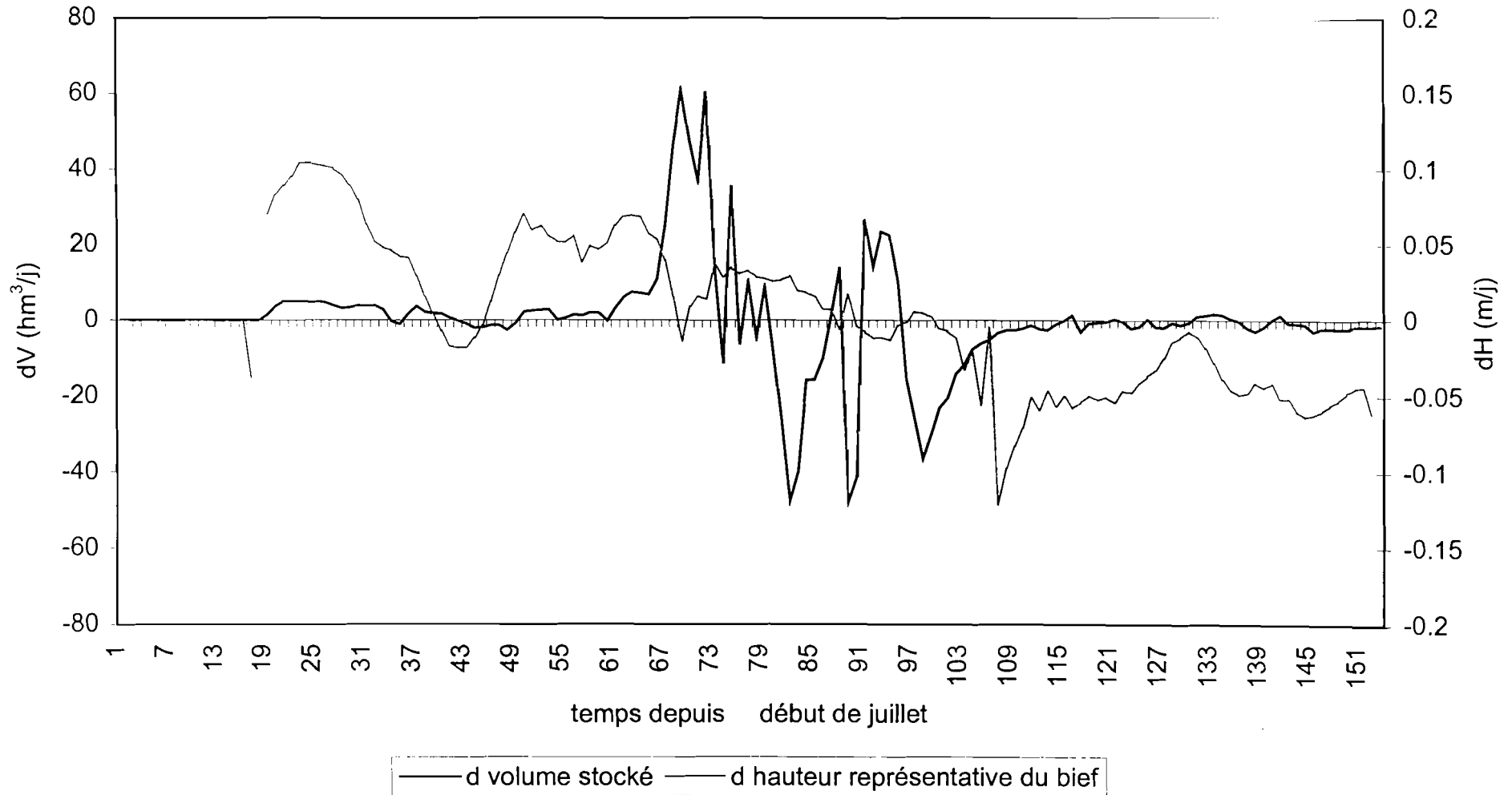


Figure 5.76. : L'estimation des dérivées du volume stocké et de la hauteur représentative du bief : N'Goui à Guédé 1988

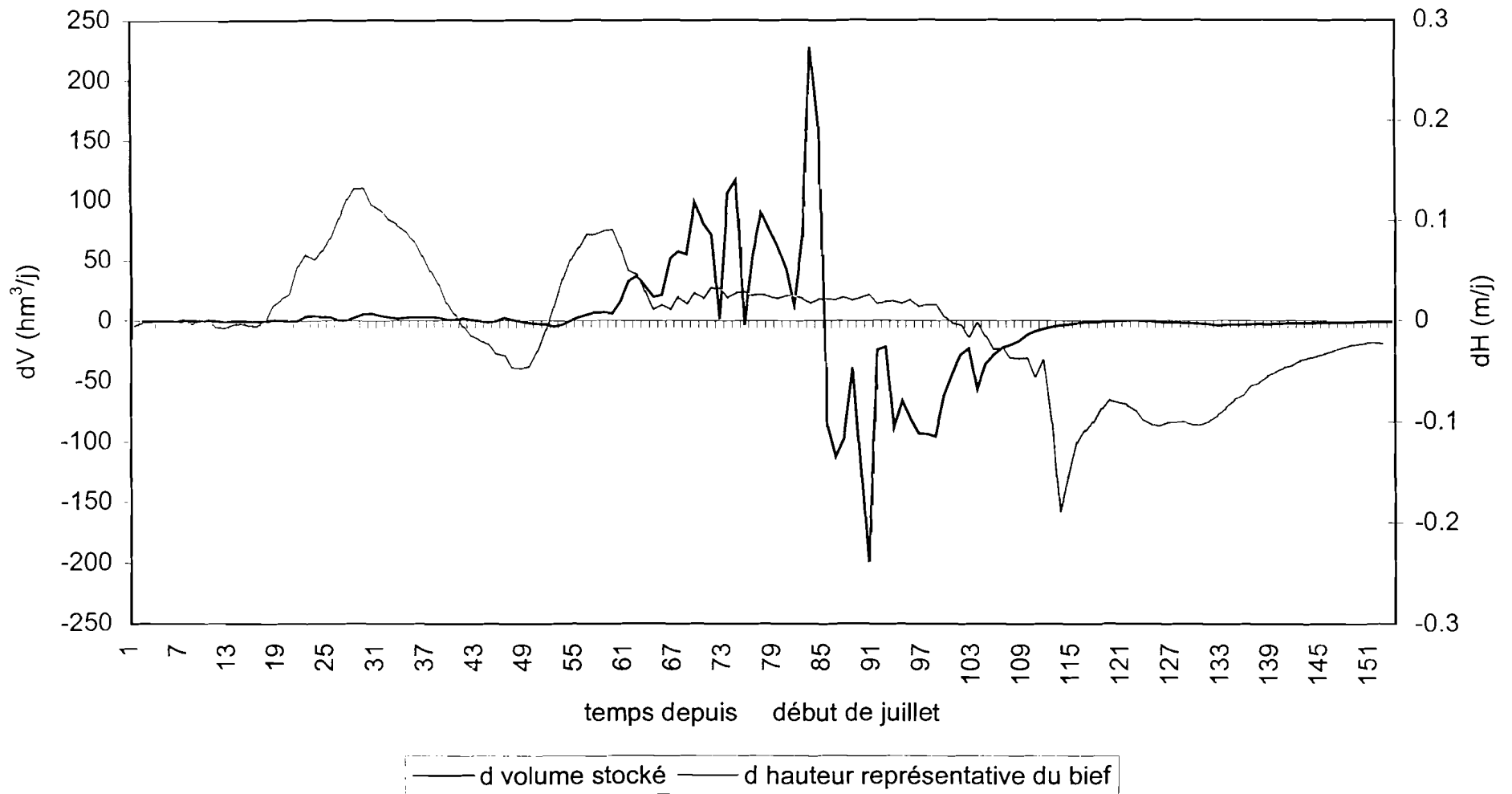


Figure 5.77. : Comparaison du calcul de la dérivée du volume stocké du bief : N'Goui à Guédé 1986

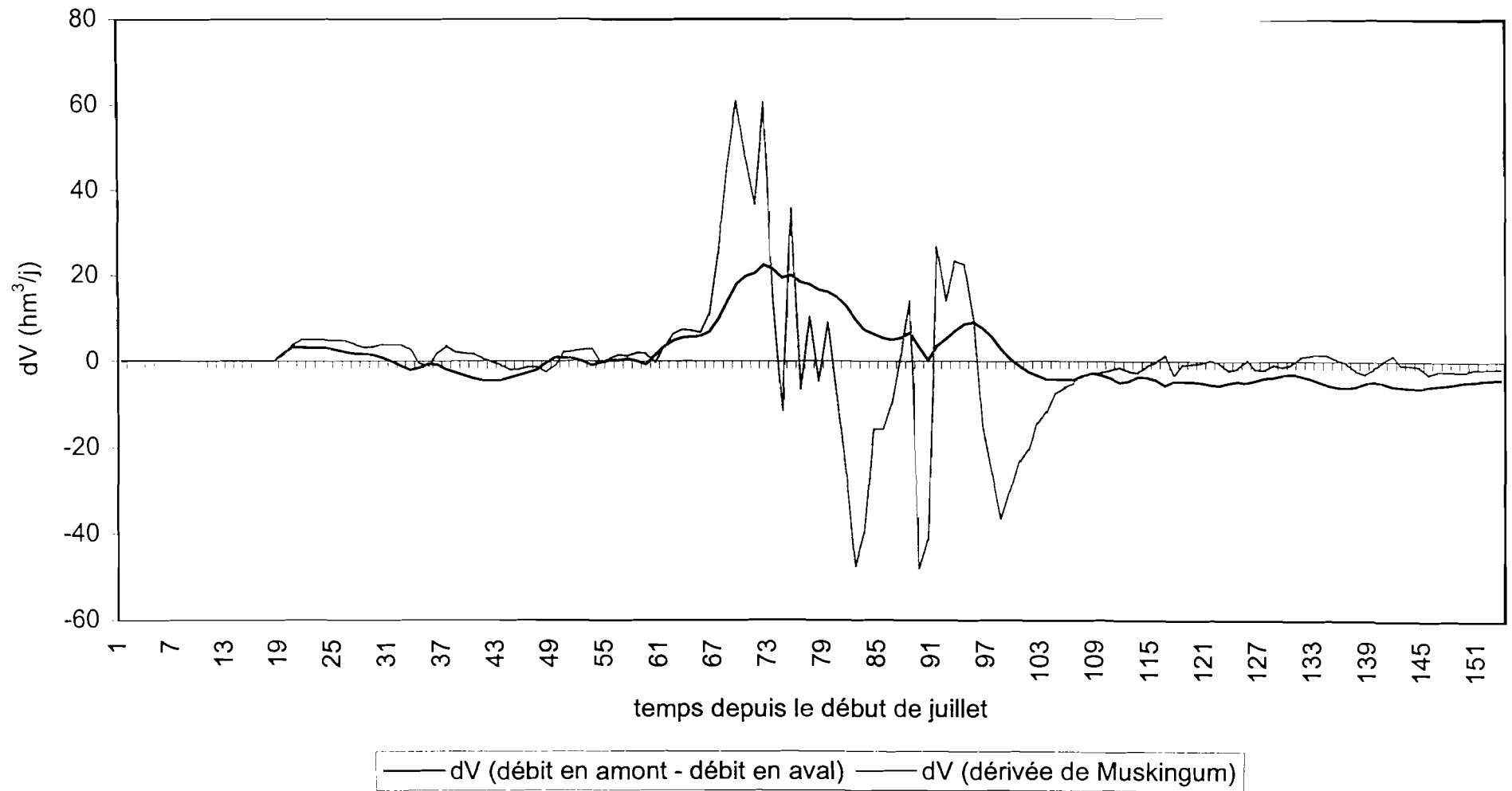


Figure 5.78. : Comparaison du calcul de la dérivée du volume stocké du bief : N'Goui à Guédé 1988

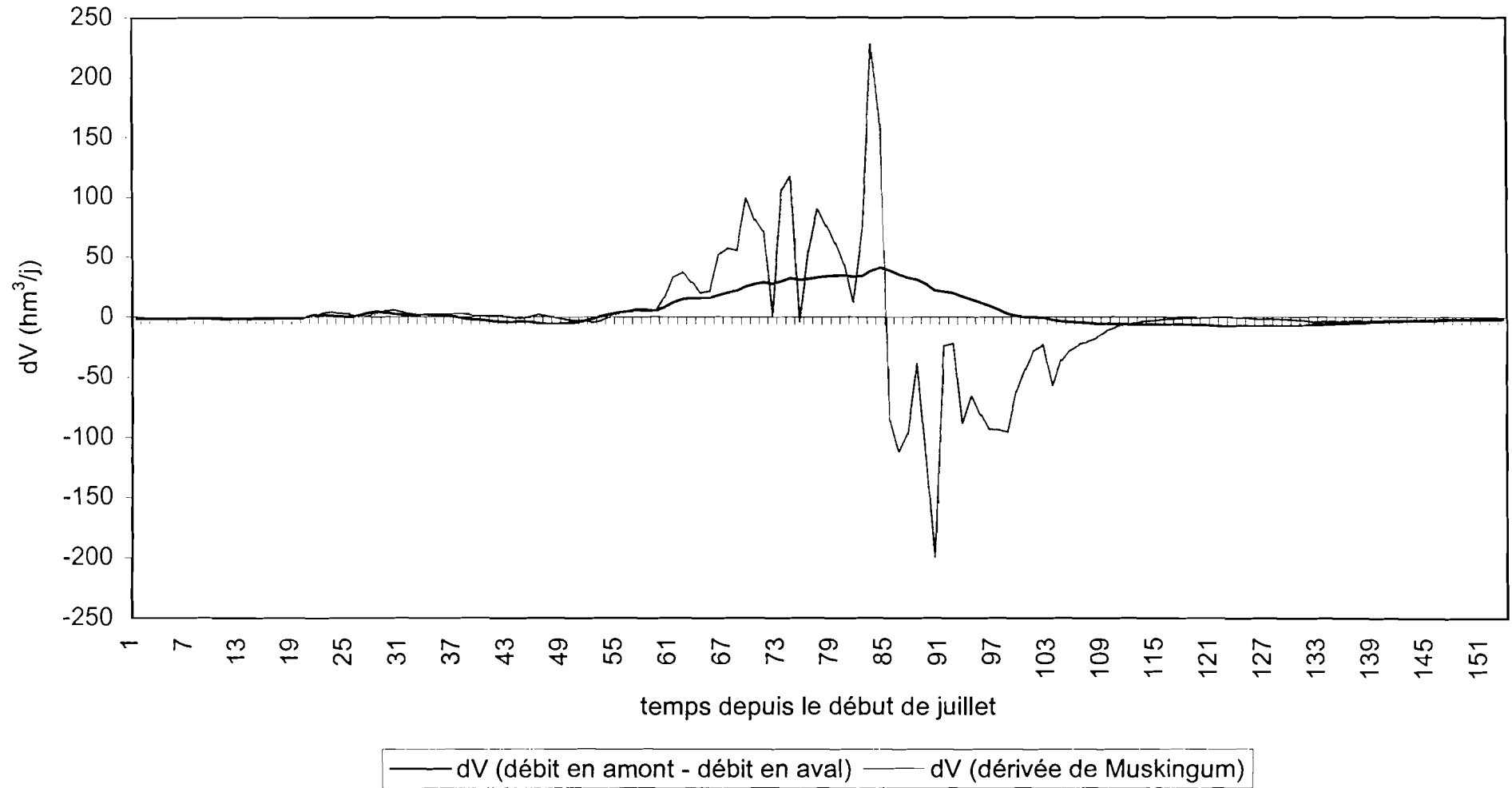


Figure 5.79. : Estimation de la surface inondée du bief entre N'Goui et Guédé 1986 :
 $H=XH_E+(1-X)H_S$

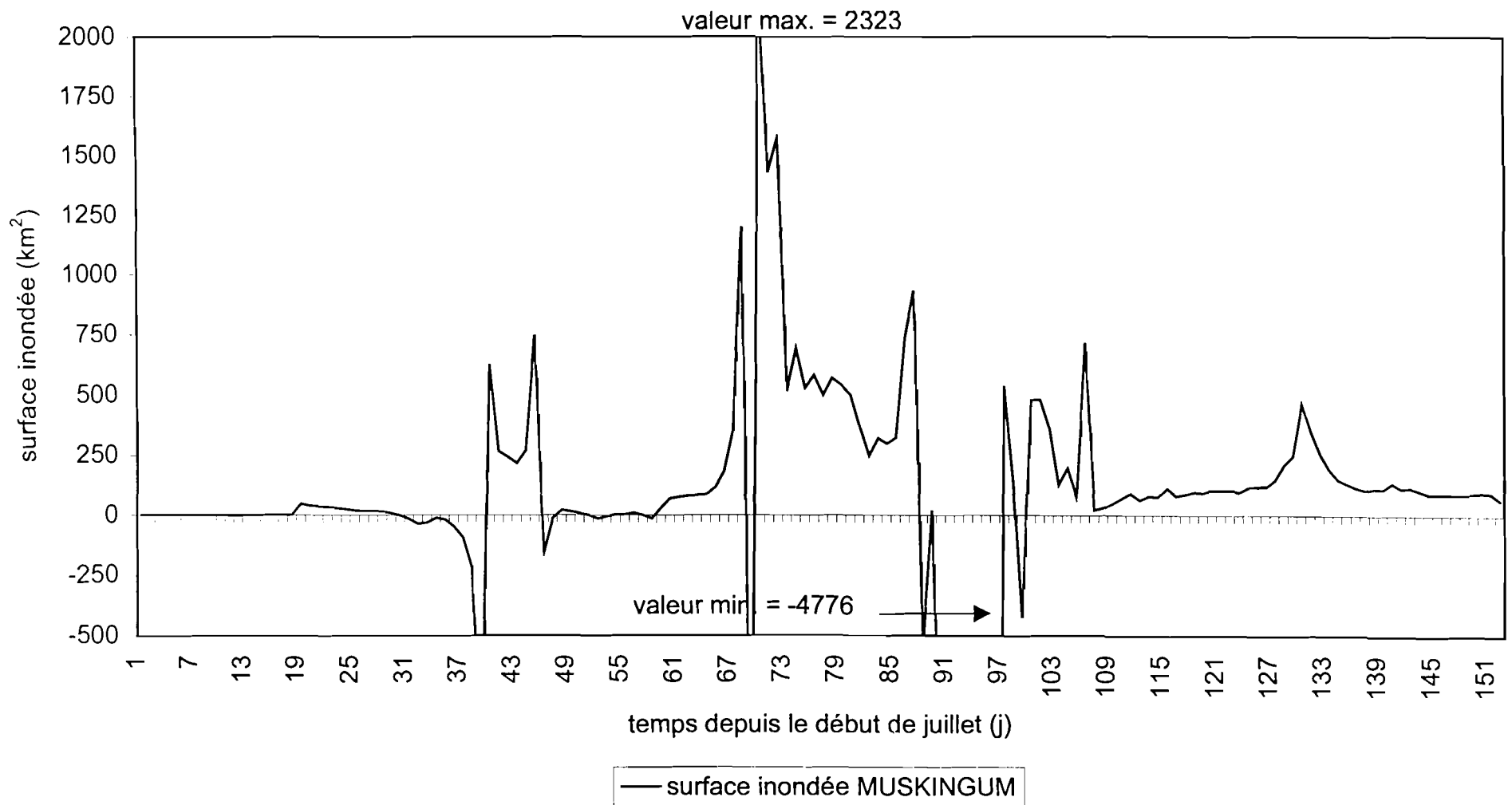


Figure 5.80. : Estimation de la surface inondée du bief entre N'Goui et Guédé 1986 :
 $H=(H_E H_S)/2$

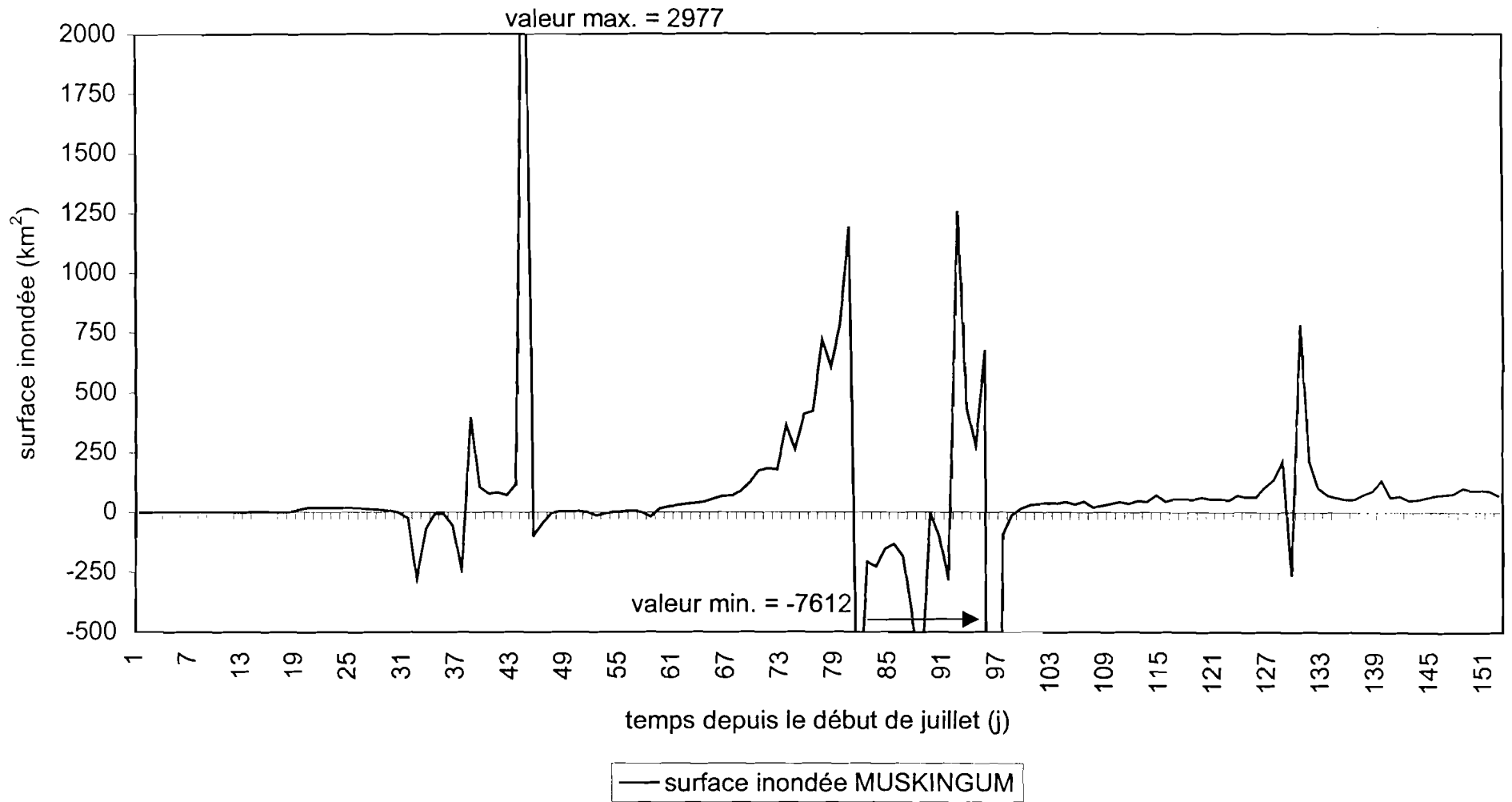


Figure 5.81. : Estimation de la surface inondée du bief entre N'Goui et Guédé 1986 :
 $H=XH_E+(1-X)H_S$, les contraintes et la moyenne mobile (5j)

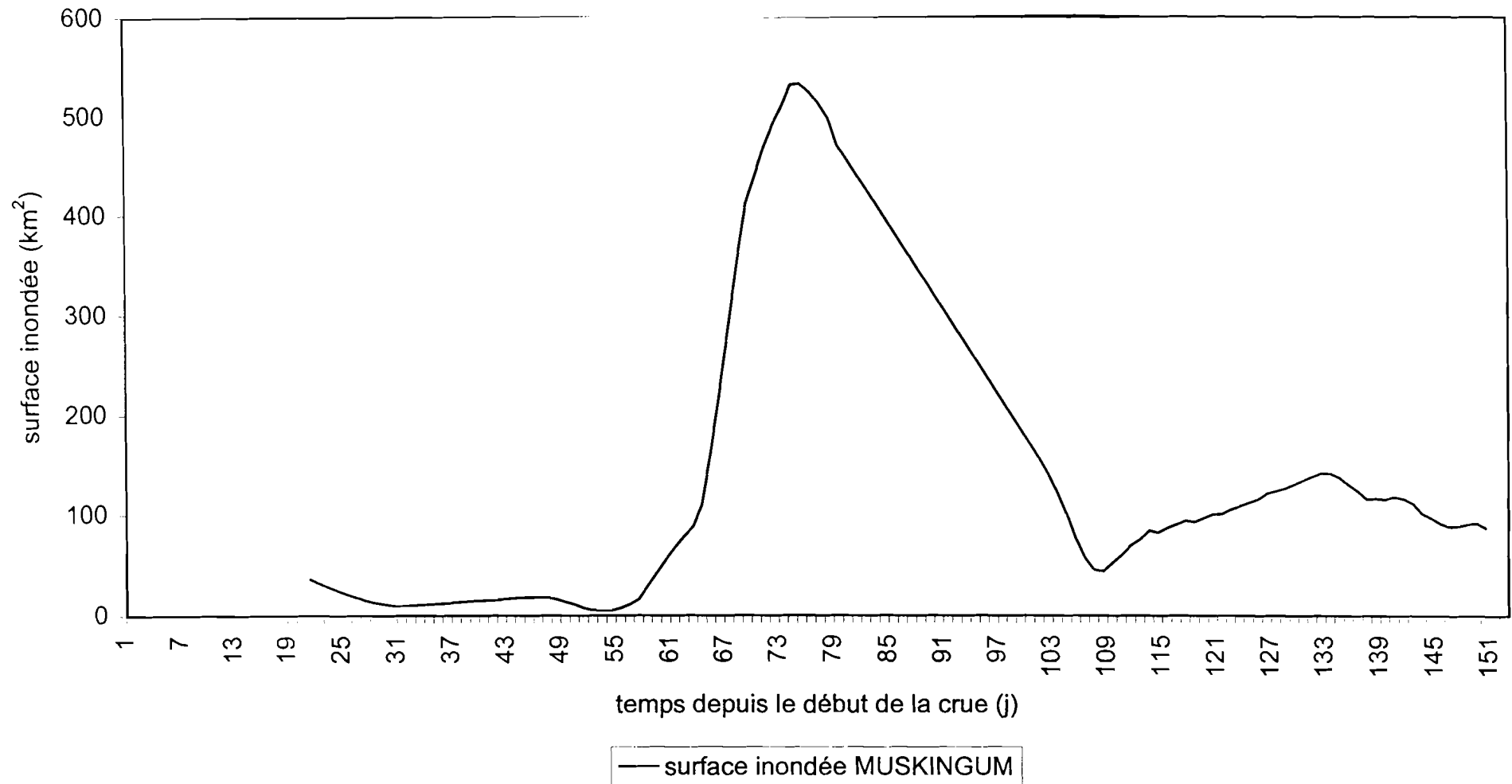


Figure 5.82. : Estimation de la surface inondée du bief entre N'Goui et Guédé 1986 :
 $H=(H_E+H_S)/2$, les contraintes et la moyenne mobile (5j)

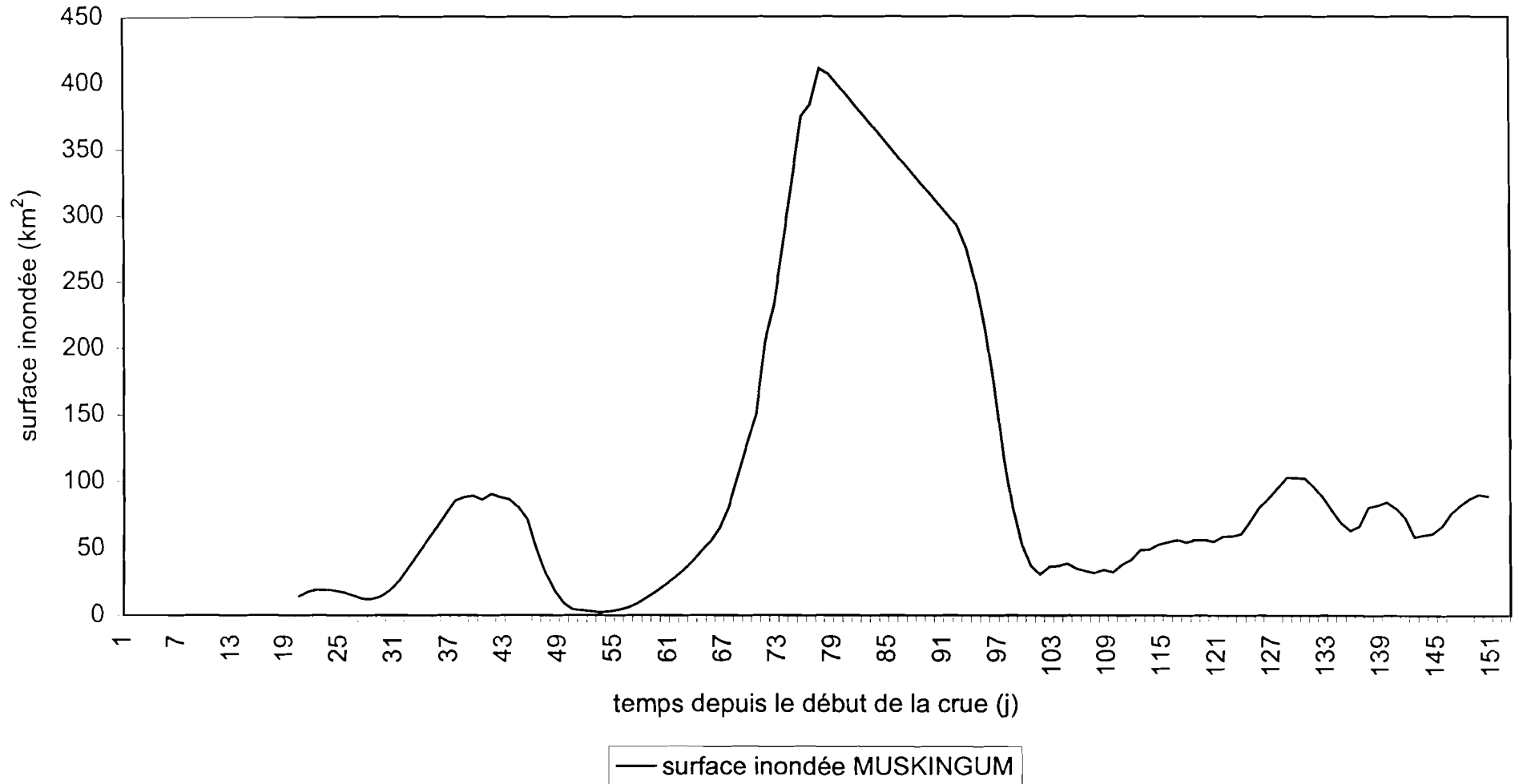


Figure 5.83. : Estimation de la surface inondée du bief entre N'Goui et Guédé 1988 :
 $H=XH_E+(1-X)H_S$

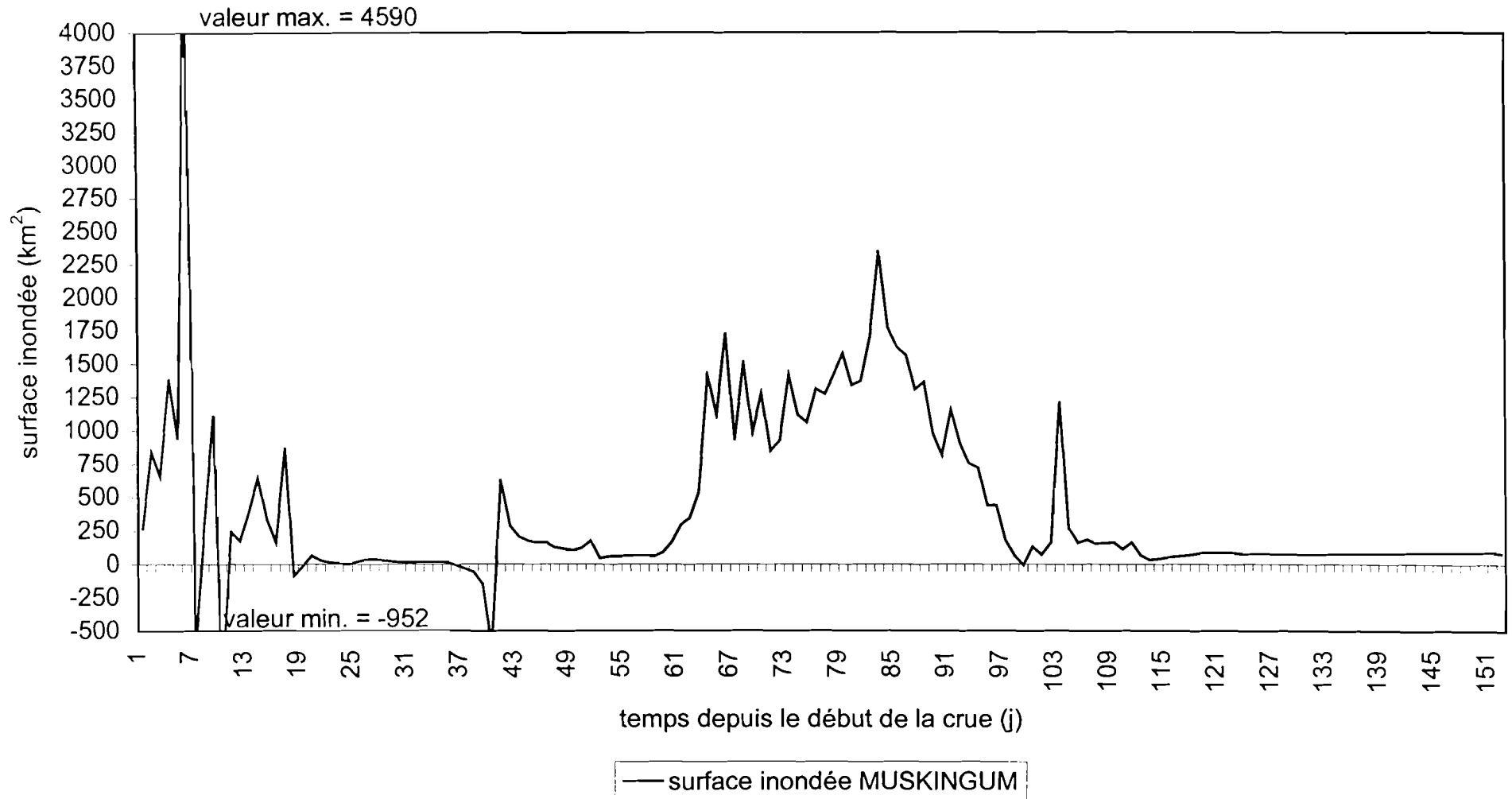


Figure 5.84. : Estimation de la surface inondée du bief entre N'Goui et Guédé 1988 :
 $H=(H_E+H_S)/2$

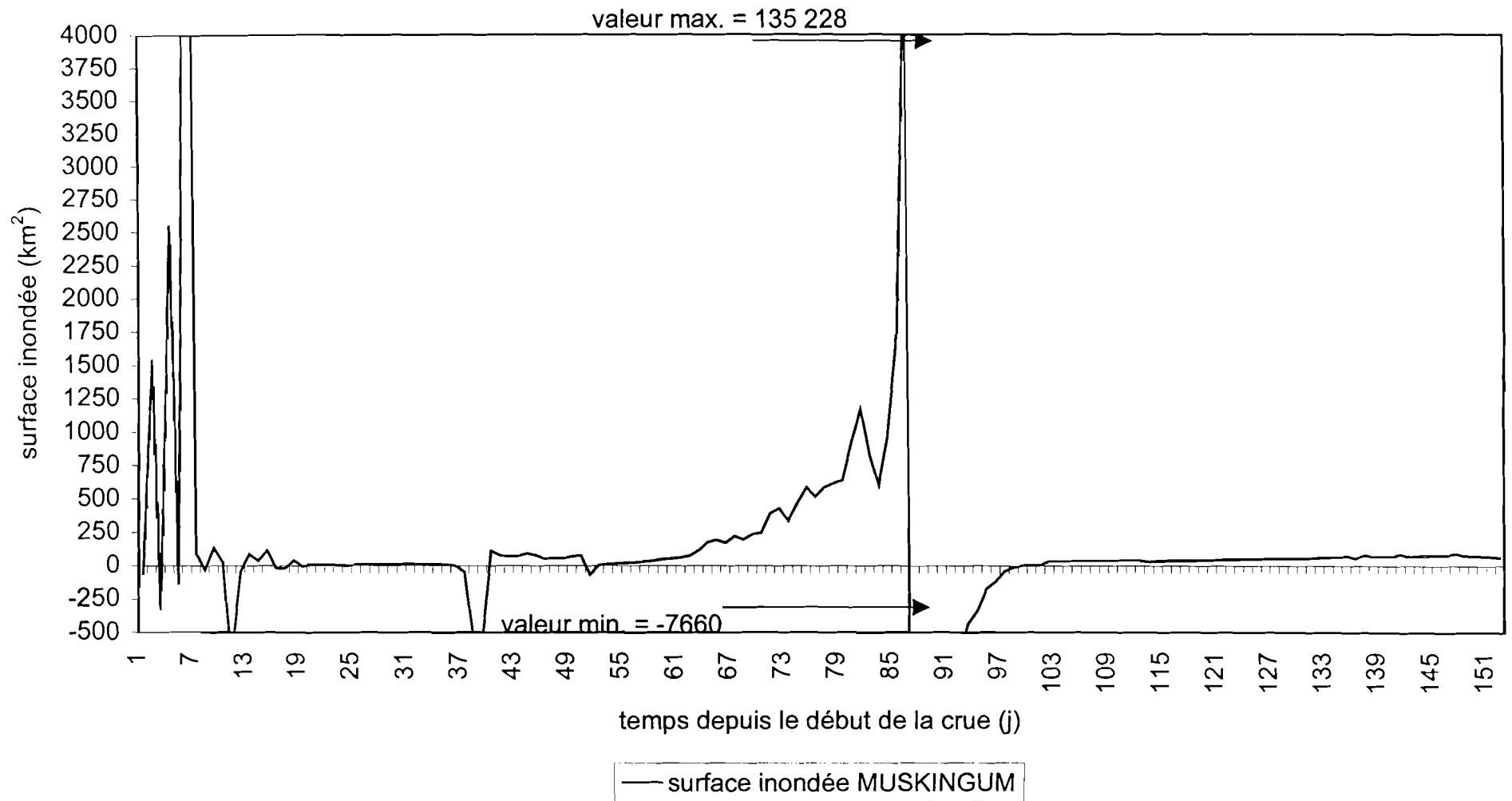


Figure 5.85. : Estimation de la surface inondée du bief entre N'Goui et Guédé 1988 :
 $H=XH_E+(1-X)H_S$, les contraintes et la moyenne mobile (5j)

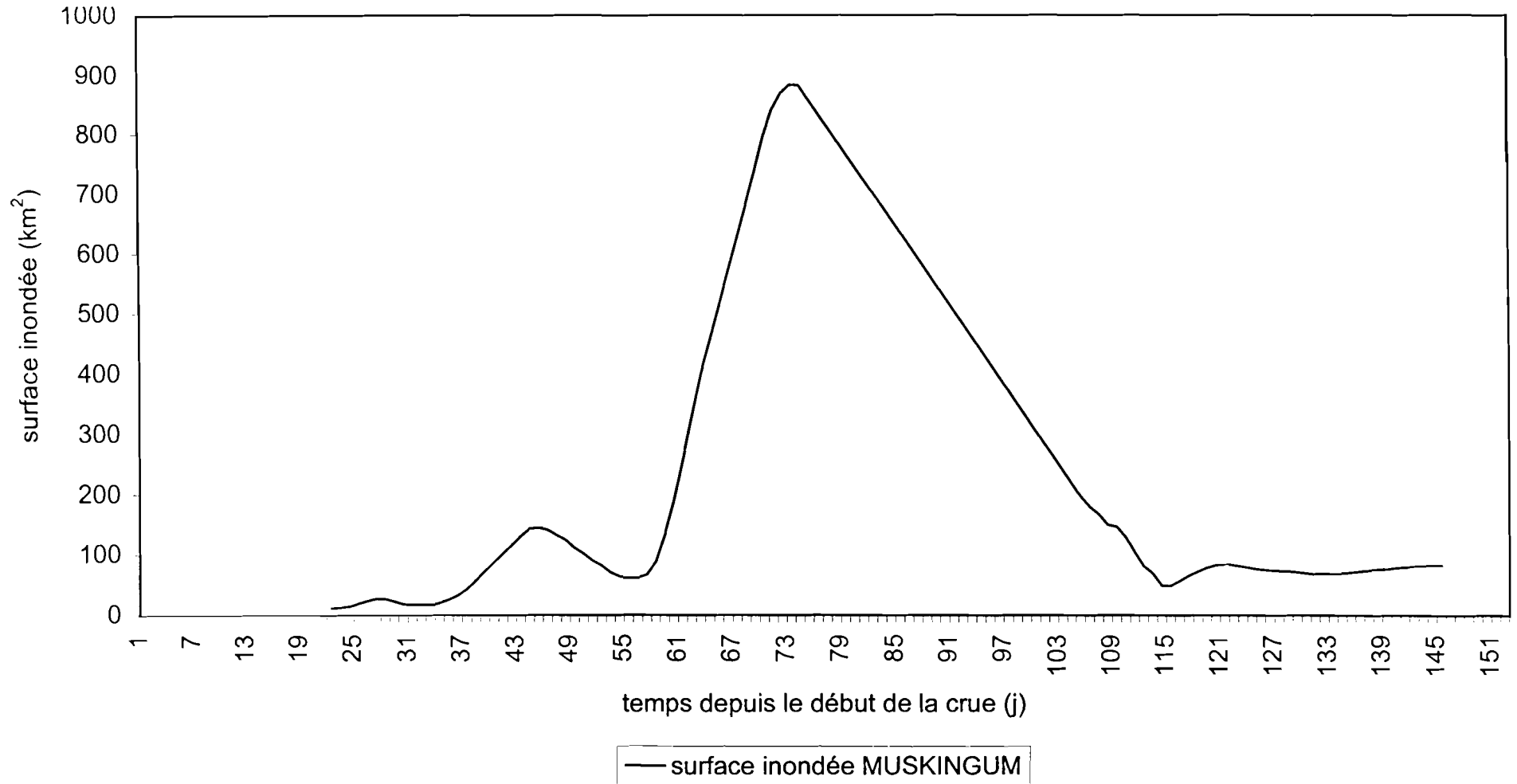


Figure 5.86. : Estimation de la surface inondée du bief entre N'Goui et Guédé 1988 :
 $H=(H_E+H_S)/2$ les contraintes et la moyenne mobile (5j)

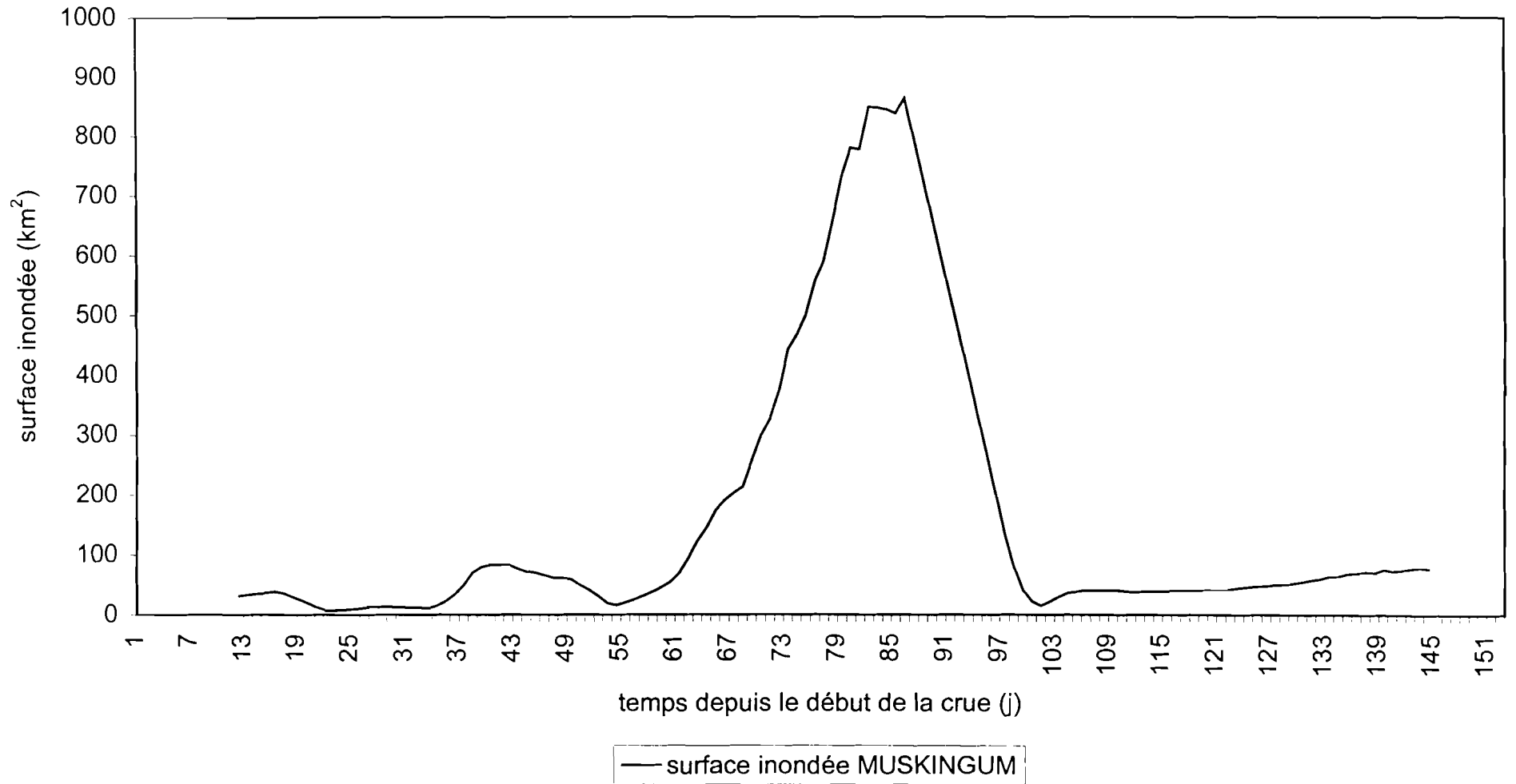


Figure 5.88. : Comparaison entre les différentes méthodes d'estimation de la surface inondée maximale de l'île à Morfil en fonction de l'amplitude de la crue

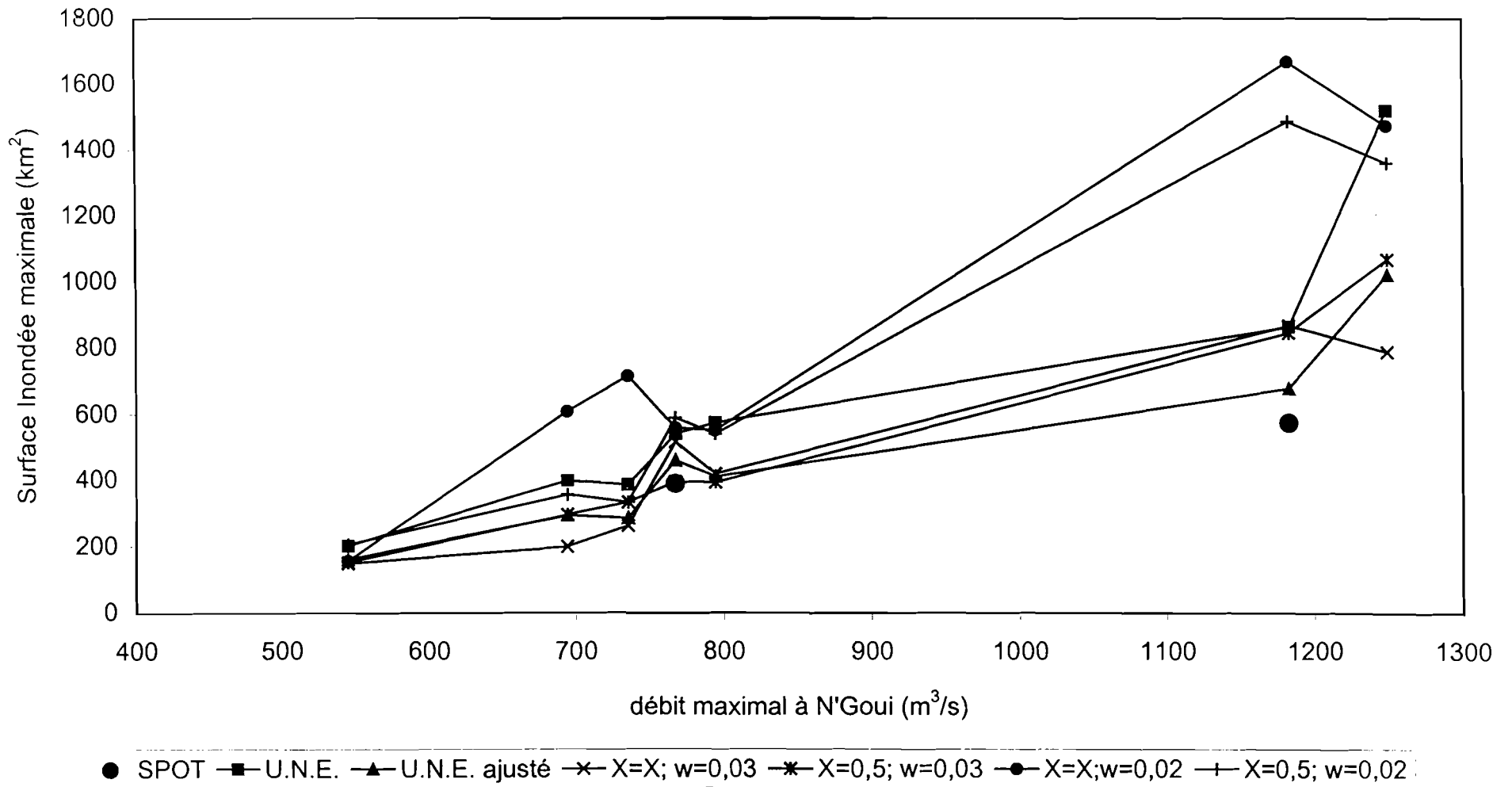


Figure 5.92. : Comparaison entre les différentes méthodes d'estimation de la surface inondée de la basse vallée qui dépasse 15 jours en fonction de l'amplitude de la crue

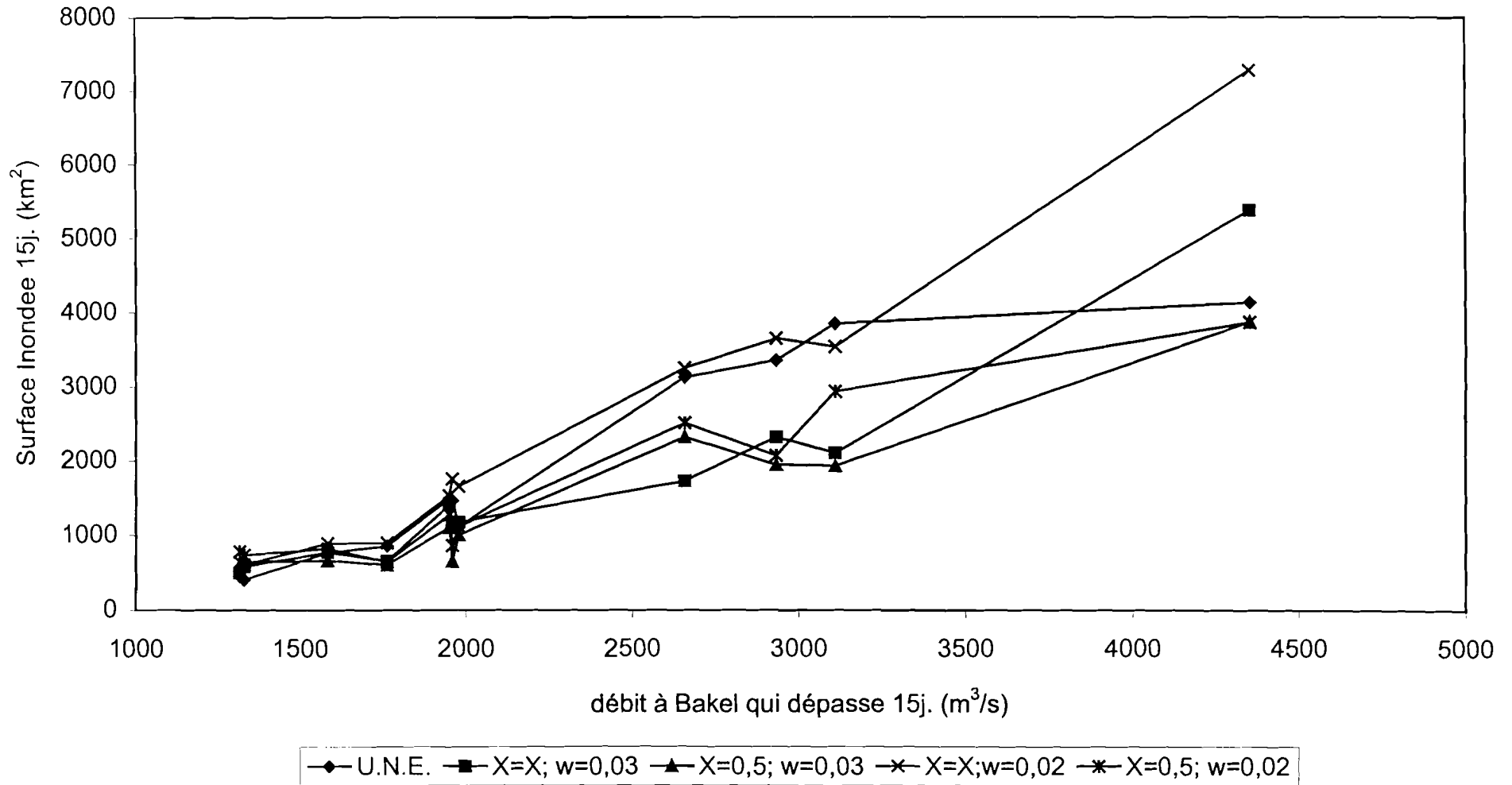


Fig 5.93. : Comparaison des estimations de la surface inondée da la basse vallée qui dépasse 45 jours en fonction de l'amplitude de la crue

