



TRAVAIL DE FIN D'ETUDES
ECOLE POLYTECHNIQUE UNIVERSITAIRE PIERRE ET MARIE CURIE

Spécialité Sciences de la Terre
Option Hydrosciences
Année universitaire 2005-2006

Sébastien Kluth

*Dimensionnement d'un ouvrage écrêteur de crues par
une méthode hydrologique*

sous la direction de **Charles Perrin**

Abstract

Hydrologists struggle to improve flood forecasting means to limit the consequences of extreme flood events that may cause material damage and human losses. The aim of this study is to design a reservoir to protect a crossroad on the RN4 road against the floods of the Visandre brook, situated in the Seine et Marne department. Indeed in 1999, the brook flooded the road which causes a major car accident. So the objective here was to determine the volume of the reservoir and the hydraulic characteristics of its outlet.

To fulfil this objective, we used data about the upstream catchment and the brook itself. Regional methods that have low data requirement were first applied. Then we wished to apply a hydrological approach based on modelling. A rainfall-runoff model was used. Its parameters require calibration against observed flow data. So we installed a gaging station on the brook and flow data were recorded. An important work of data processing was needed. The model was then applied using a stochastic rainfall generator to simulate long series of likely flows. The simulation of the hydraulic behaviour of the reservoir that receives these simulated flows then gave, by trial-and-error, the characteristics of the reservoir needed to alleviate the 100-year return period.

Introduction

Le 28 décembre 1999 de nuit, le ru de la Visandre, dans le département 77 de Seine et Marne est sorti de son lit au niveau du carrefour de Prevers. Il a submergé une partie de la RN 4 engendrant une circulation difficile et causant un accident par aqua-planning.

La subdivision de Provins de la Direction Départementale de l'Équipement (D.D.E.) de Seine et Marne (77) a alors contacté le Laboratoire Régional de l'Ouest Parisien (L.R.O.P.) pour une première analyse de la situation et des propositions de mesures de protection. L'objectif du Maître d'Ouvrage est de protéger le carrefour pour une crue centennale, une crue qui a une chance sur cent de se produire chaque année, en construisant une retenue passive d'écêtement de crue. L'étude menée par le L.R.O.P. compare les différentes solutions envisagées et favorise la construction d'une digue en amont du carrefour.

Le bassin versant situé à l'amont du carrefour étant essentiellement rural, le L.R.O.P. a fait appel au Cemagref pour un appui méthodologique afin de dimensionner la retenue (volume et caractéristiques de l'ouvrage de fuite). Ces dimensionnements nécessitent la connaissance des caractéristiques hydrologiques des événements de crue auxquels on s'intéresse, ici la crue centennale. Or cette connaissance est rendue délicate dans le cas de la Visandre par le peu de données hydrométriques disponibles.

Nous avons donc décidé d'appliquer deux approches nécessitant peu ou pas de données hydrométriques, à savoir une méthode régionale d'estimation de crue et une méthode utilisant un modèle hydrologique pluie-débit. Ces méthodes exploitent des informations sur les pluies dont nous disposons. Après une présentation du site d'étude et des débordements du ru de la Visandre, nous nous intéresserons aux traitements appliqués aux données. Nous présenterons in fine les caractéristiques de la retenue estimées à l'aide de la méthode régionale puis par le modèle hydrologique.

Sommaire

Sommaire.....	2
A METHODOLOGIE GENERALE.....	4
A.1. OBJECTIFS DE L'ETUDE.....	4
A.2. RESOLUTION DU PROBLEME.....	4
A.2.1. Cas d'un bassin versant non jaugé.....	4
A.2.2. Cas d'un bassin versant jaugé.....	5
B PRESENTATION DU SITE	6
B.1. LE CARREFOUR DE PREVERS	6
B.2. LE BASSIN VERSANT DE LA VISANDRE	6
B.2.1. Description des formations du bassin	6
B.2.2. Présence de nappes.....	6
C CRUES ET INONDATIONS	8
C.1. LA CRUE DU 28 DECEMBRE 1999	8
C.2. ETUDE DES CRUES	9
C.2.1. Caractéristiques des crues	9
C.2.2. Influence des buses.....	10
C.2.3. Conclusions générales sur les débordements du ru.....	10
C.3. SOLUTIONS ENVISAGEES.....	10
D LES DONNEES	13
D.1. ACQUISITION DES DONNEES	13
D.1.1. Les données in situ	13
D.1.2. Les données Météo France.....	14
D.2. TRAITEMENT DES DONNEES IN SITU.....	15
D.2.1. Les données pluviométriques.....	15
D.2.2. Les débits et les cotes NGF	15
D.2.2.1. Conversion horaire	15
D.2.2.2. Suppression des données erronées.....	16
D.3. RECONSTITUTION DES DEBITS A LA STATION DE JAUGEAGE.....	17
D.3.1. Jaugeage.....	17
D.3.1.1. Mode opératoire	18
D.3.1.2. Etablissement de la courbe de tarage.....	18
D.3.2. Reconstitution des débits à partir des débits à la buse amont.....	19
D.3.3. Utilisation de courbes papiers.....	21
E ESTIMATION DES CARACTERISTIQUES DE LA RETENUE EN HYPOTHESE DE BASSIN NON JAUGE.....	24
E.1. ESTIMATION DU PIC DE CRUE : LES METHODES REGIONALES.....	24
E.1.1. La méthode Socose.....	24
E.1.1.1. But de la méthode.....	25
E.1.1.2. Données utilisées.....	25
E.1.1.3. Calculs effectués.....	26
E.1.1.4. Résultats des calculs.....	27
E.1.1.5. Principes de la méthode.....	27
E.1.1.6. Application aux crues non décennales.....	33
E.1.1.7. Résultats pour des postes pluviométriques proches.....	33
E.1.2. La méthode Crupedix	34
E.2. ESTIMATION DU VOLUME A STOCKER	34
E.2.1. Courbe Hauteur-Surface	35
E.2.2. Courbe Hauteur-Volume	35
E.2.3. Volume estimé	37

F	CARACTERISTIQUES DE LA RETENUE POUR UN BASSIN JAUGE.....	39
F.1.	PRESENTATION DES MODELES	39
F.1.1.	<i>Le modèle GR4J</i>	39
F.1.1.1.	Présentation du modèle.....	39
F.1.1.2.	Schéma structurel	40
F.1.2.	<i>Le modèle TOPMO dérivé de TOPMODEL</i>	41
F.1.2.1.	Présentation	41
F.1.2.2.	Schéma structurel	42
F.2.	UTILISATION DES MODELES	43
F.2.1.	<i>Calage et validation</i>	43
F.2.2.	<i>Le générateur de pluie</i>	44
F.2.3.	<i>Prédétermination de crues</i>	44
F.2.4.	<i>Simulation en continu du fonctionnement de la retenue</i>	45
F.3.	RESULTATS DE LA MODELISATION.....	46
F.3.1.	<i>Calage des modèles hydrologiques</i>	46
F.3.2.	<i>Calage du générateur de pluie</i>	47
F.3.3.	<i>Estimation de crue</i>	47
F.3.4.	<i>Estimation des caractéristiques de la retenue</i>	49
F.4.	INCERTITUDES SUR LES MODELES	50
	Conclusion générale	51
	Bibliographie.....	52
	Liste des figures.....	53
	Liste des photographies	54
	Liste des tableaux.....	54
	Liste des annexes.....	54
	ANNEXES.....	55

A METHODOLOGIE GENERALE

A.1. OBJECTIFS DE L'ETUDE

Cette étude vise à dimensionner un réservoir d'écêtement de crue. L'objectif est de construire un ouvrage passif (un barrage) c'est-à-dire ne nécessitant pas d'actions humaines de gestion pour fonctionner. Il doit se remplir et se vider en fonction des apports en eau sans perturber les habitations et les activités humaines situées en aval. Cet ouvrage n'ayant pas de mode de gestion spécifique et étant construit pour un seul objectif, il devra être toujours vide et ne se remplir que pour des événements de crue à écrêter. Ici, l'objectif a été d'écêter les crues jusqu'à la crue centennale. Nous nous attacherons ici à déterminer deux paramètres essentiels de cet ouvrage, à savoir :

- le volume de la retenue destiné à contenir la crue centennale ;
- le diamètre de la vidange assurant l'évacuation du volume d'eau stocké, de sorte que la retenue soit opérationnelle pour la crue suivante, sans perturber les infrastructures humaines aval.

Rappelons dès à présent qu'un tel ouvrage nécessite le dimensionnement d'un évacuateur de crue permettant d'éviter la ruine de l'ouvrage pour des crues plus rares que la crue de projet. Cependant, ce dimensionnement ne fait pas partie des objectifs du présent travail.

A.2. RESOLUTION DU PROBLEME

La méthodologie à appliquer pour résoudre le problème diffère suivant que le bassin versant est jaugé ou ne l'est pas. Le bassin versant de la Visandre a été jaugé mais sur une durée trop courte pour que nous disposions de données hydrométriques en nombre suffisant. Nous avons alors décidé d'utiliser la méthode applicable aux bassins non jaugés puis celle pour les bassins jaugés et de comparer les résultats obtenus.

A.2.1. Cas d'un bassin versant non jaugé

Les données disponibles sur un bassin versant non jaugé sont :

- les données pluviométriques ;
- les données sur les caractéristiques physiographiques du bassin ;
- la courbe hauteur-volume pour la future retenue ;
- la loi de vidange pour l'orifice de vidange.

La méthode est :

- de déterminer la crue de projet, crue à écrêter, grâce à des méthodes dites "régionales" (cf. E.1) qui estiment le débit de pointe de la crue à partir d'informations générales sur le bassin versant.
- de répondre à l'objectif d'écrêtement à l'aide d'une étude hydraulique simplifiée du comportement de la retenue (cf. E.2). Le volume et le diamètre de vidange sont évalués à partir de la crue de projet.

Cette méthode simple de dimensionnement est toutefois limitée :

- la crue de projet obtenue est souvent entachée d'une forte incertitude ;
- la crue de projet est une crue simple (un seul pic de crue) alors qu'une crue peut survenir à la suite d'une autre, avant que la vidange ait pu être terminée ;
- la retenue est supposée vide au début de chaque événement ce qui n'est pas forcément le cas dans la réalité.

A.2.2. Cas d'un bassin versant jaugé

Les données disponibles sur un bassin versant jaugé sont :

- les données pluviométriques et hydrométriques ;
- les données sur les caractéristiques physiographiques du bassin ;
- la courbe hauteur-volume pour la future retenue ;
- la loi de vidange pour l'orifice de vidange.

Deux solutions sont envisageables pour répondre au problème :

- reprendre la méthode adaptée aux bassins versants non jaugés. La crue de projet doit être affinée en ajustant les lois. La crue de projet sera d'autant plus fiable que la période des données hydrométriques sera longue.
- utiliser un modèle pluie-débit qui simule la façon dont le bassin versant transforme les pluies en débits (cf. F). Le modèle est calé sur les données de pluie et de débit observées. Un générateur de pluie, calé sur les pluies mesurées, simule une longue série de pluie qui est introduite dans le modèle afin de simuler les débits correspondants. Le modèle permet également de simuler en continu le fonctionnement de la retenue afin de déterminer le volume de la retenue et le diamètre de l'orifice de vidange. Les incertitudes ont des origines variées:
 - o calage des paramètres du modèle pluie-débit ;
 - o générateur de pluie : lorsque les chroniques de données sont courtes, les résultats du générateur sont incertains.

Une approche continue à l'aide d'un modèle a pour avantage de prendre en compte le cas de crues successives, en multipliant la variabilité des événements rencontrés. Les résultats obtenus par modélisation sont par conséquent plus cohérents avec la réalité.

B PRESENTATION DU SITE

Les informations qui suivent sont issues des rapports préliminaires du L.R.O.P. (2002, 2004) ainsi que de notes complémentaires. Elles nous ont permis d'avoir une vision détaillée du carrefour concerné par les inondations et du bassin versant de la rivière. La faisabilité et le coût des différentes solutions proposées ont permis d'opter pour la construction d'une digue et de choisir un site adéquat pour l'implantation d'appareils de mesure.

B.1. LE CARREFOUR DE PREVERS

Lors de la construction du carrefour de Prevers, le pont de la route départementale 231 (RD 231), déjà présent, était trop bas pour permettre une élévation de la route nationale 4 (RN 4) en cours de construction. Il a été décidé de faire coller la RN 4 à la topographie plutôt que de démolir et de reconstruire le pont. Le carrefour constitue un point bas de la RN 4. Le lit de la Visandre a été déplacé et passe désormais dans deux buses, points limitants de l'écoulement, pour franchir successivement la RN 4 et la RD 231.

B.2. LE BASSIN VERSANT DE LA VISANDRE

B.2.1. Description des formations du bassin

Le carrefour de Prevers (cf. Figure 1) est situé dans le lit majeur de la Visandre qui entaille le plateau de la Brie sur une profondeur d'une trentaine de mètres. Le plateau se compose de couches sédimentaires tertiaires quasiment horizontales et planes. Le bassin versant, d'une superficie de 63 km², présente donc des pentes faibles, idéal pour un site de rétention d'eau.

Les formations affleurantes sont, des plus jeunes aux plus anciennes, des argiles à meulière et des calcaires de Brie, des argiles vertes, des marnes supragypseuses et des calcaires de Champigny. Le dépôt de limon sur les formations d'argile et de calcaire du plateau et la présence d'alluvions sur une épaisseur de 3,5 m dans la vallée présupposent une bonne perméabilité du bassin.

B.2.2. Présence de nappes

De nombreuses nappes aquifères permanentes s'écoulent à des profondeurs variées. Les débits sont non négligeables pour les nappes situées dans les calcaires de Champigny et les formations plus profondes. Les aquifères sont séparés par des formations argilo-marneuses empêchant toutes relations entre les nappes. La nappe de l'Eocène, dans les calcaires de Champigny, est en relation directe avec la Visandre. Elle présente souvent un caractère karstique et peut par conséquent poser des problèmes de stabilité si l'ouvrage écrêteur n'est pas correctement implanté.

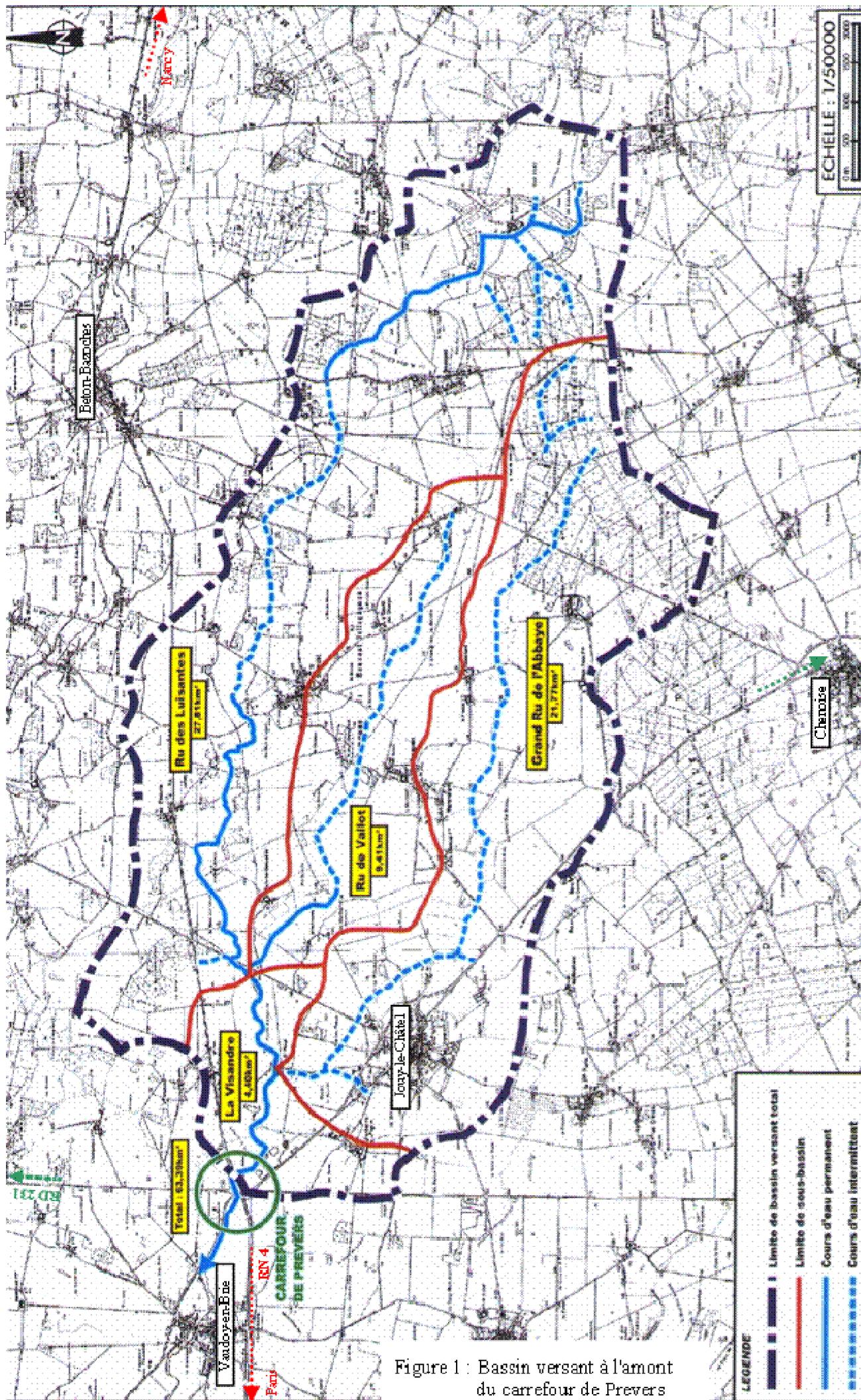


Figure 1 : Bassin versant à l'amont du carrefour de Prevers

C CRUES ET INONDATIONS

C.1. LA CRUE DU 28 DECEMBRE 1999

L'hiver 1999 a été particulièrement doux et pluvieux. Les pluies des mois de septembre, octobre et en particulier décembre, avec le passage de la tempête Lothar les 26 et 27 décembre, ont saturé les sols d'eau, favorisant la formation d'un ruissellement sur le bassin versant : il a plu 180 mm en décembre alors que la moyenne est de 51 mm.

Le 28 décembre 1999, suite à un évènement pluvieux non exceptionnel, la Visandre, qui s'écoule dans le sens Sud-Est/Nord-Ouest, a débordé sur la RN 4 (cf. Figure 2). A partir de témoignages photographiques (cf. Photographie 1, Photographie 2, Photographie 3), les écoulements ont été reconstitués.

L'inondation n'a pas eu lieu au niveau du passage busé sous la RN 4 mais à une centaine de mètres de la rive gauche. Les eaux ont remonté le fossé d'assainissement de la route pour arriver au point bas N°1 de la topographie qui n'a pas d'exutoire. L'eau en provenance de la Visandre se mêle aux eaux collectées sur la RN 4 et malgré la capacité de stockage autour du point bas, l'eau arrive à déborder sur la RN 4.

L'eau se scinde en deux. Une partie se dirige vers l'Ouest en restant sur la voie et la rive Sud de la RN 4. L'autre partie traverse la route et rejoint le point bas N°2. Les deux points bas correspondent à l'ancien lit de la rivière. L'eau s'accumule jusqu'à pouvoir submerger le fossé la ramenant à la Visandre après le passage busé de la RD 231.



Photographie 1 : Inondation du carrefour de Prevers et accident par aqua-planing (L.R.O.P., 2002)



Photographie 2 : Mise en charge de la buse passant sous la RN 4 (L.R.O.P., 2002)



Photographie 3 : Fossé d'assainissement et point bas N°2 (L.R.O.P., 2002)

C.2. ETUDE DES CRUES

C.2.1. Caractéristiques des crues

Les fortes crues sont engendrées par des pluies d'hiver. Le risque d'inondation est important lors d'événements pluvieux de durée comprise entre 12 et 24 h. La succession des averses engendre une augmentation de la saturation en eau des sols et du coefficient de ruissellement sur l'ensemble du bassin versant. Le fonctionnement du ru de la Visandre est typique des cours d'eau de la région : des pluies d'hiver de plus faible intensité que celles d'été sont susceptibles d'engendrer des crues plus importantes.

Le temps de réponse du bassin versant (durée entre le pic de pluie et le pic de débit) est de l'ordre d'une dizaine d'heures. Il est en moyenne de 9 h pour des événements caractéristiques.

Le temps de montée des crues observées (temps écoulé entre le début de la crue et l'instant de pointe) est compris entre 8h30 et 21h. Il est plus court en été qu'en hiver et atteste de manière générale que les crues sont liées directement aux phénomènes météorologiques, en particulier à la durée des pluies, et non pas à un phénomène karstique, hypothèse initialement supposée.

C.2.2. Influence des buses

Une mauvaise capacité d'évacuation des buses peut engendrer des débordements du ru. Le passage busé sous la RN 4, régulièrement en charge, est susceptible d'engendrer des débordements lors de sa saturation avec accumulation des eaux en amont.

C.2.3. Conclusions générales sur les débordements du ru

Le site se trouve dans une zone d'expansion naturelle de la Visandre : son lit majeur. Il s'agit d'une zone relativement plate où le lit de la Visandre faisait des méandres, avant l'implantation de la RN 4. Même sans influence de la RN 4, la rivière déborde régulièrement. La configuration générale du site, avec une pente faible et un lit mineur réduit, est en partie responsable des débordements observés, d'autant que la RN 4 colle au terrain naturel.

Les passages busés, et en particulier celui sous la RN 4, sous-dimensionnés, accroissent les débordements naturels de la Visandre. Ils limitent les débits par temps de crue. Le talus de la RN 4 joue régulièrement le rôle de digue, dès que la buse est en charge.

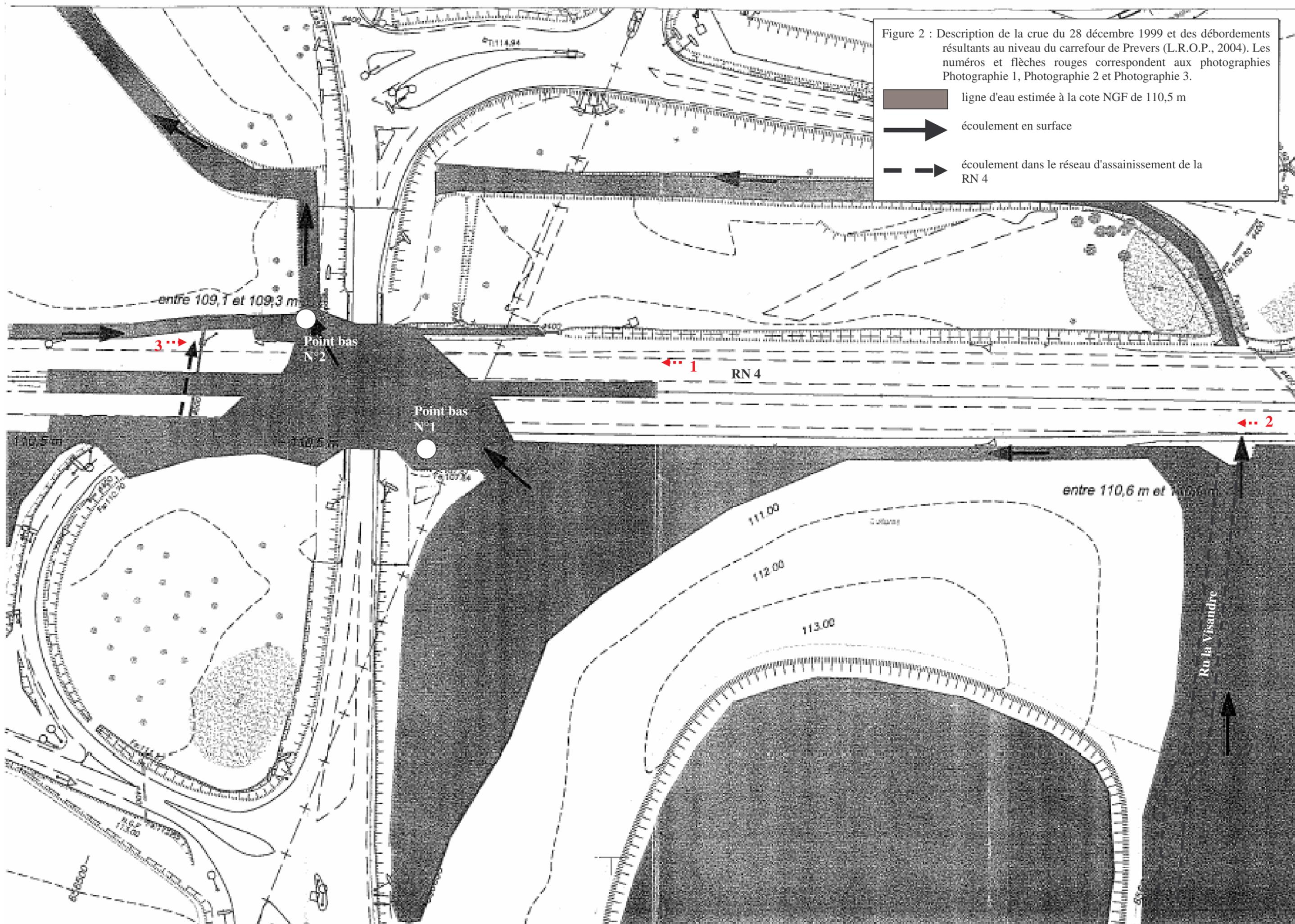
C.3. SOLUTIONS ENVISAGEES

Différentes solutions correctives ont été envisagées par le maître d'ouvrage afin de limiter les problèmes sur la RN 4 :

- stockage en amont sur le bassin versant : les sites possibles sont rares et inonderaient la RD 231.
- élévation la RN 4 ce qui impliquerait la non-réutilisation du pont de la RD 231.
- redimensionnement de la traversée hydraulique (transparence hydraulique) mais le risque d'inondation serait transféré en aval du carrefour, dans le village de Vaudois-en-Brie.
- stockage à l'aval immédiat à l'aide d'une digue mais il faudrait redimensionner complètement la traversée hydraulique.
- stockage à l'amont immédiat. Il est possible de construire une digue juste en amont de la RN 4. La zone d'expansion recouvrirait des champs mais également une ancienne carrière représentant une capacité de stockage non négligeable.

Au regard des avantages et des inconvénients de chacune des méthodes, il a été décidé de construire un ouvrage écrêteur de crue à l'amont immédiat de la RN 4. Pour dimensionner la future digue, il faut connaître le volume à stocker pour contenir la crue centennale et le diamètre du système d'évacuation de la digue.

Figure 2 : Description de la crue du 28 décembre 1999 et des débordements résultants au niveau du carrefour de Prevers (L.R.O.P., 2004). Les numéros et flèches rouges correspondent aux photographies Photographie 1, Photographie 2 et Photographie 3.



D LES DONNEES

Une bonne connaissance des pluies à l'échelle du bassin versant est nécessaire afin d'utiliser la méthode adaptée aux bassins versants non jaugés et pour celle des bassins jaugés (cf. A.2). La seconde nécessite également des données hydrométriques, obtenues indirectement par une mesure des hauteurs dans la rivière.

C'est pourquoi le site d'étude a été instrumenté à différents endroits de la rivière. Avant de pouvoir être utilisables, les données doivent être transformées au pas de temps souhaité, le pas de temps horaire en ce qui nous concerne. En effet, le modèle hydrologique fonctionne au même pas de temps fixe (horaire). Elles peuvent également être entachées d'erreurs suite à un dysfonctionnement des appareils de mesure. Un regard critique sur les résultats obtenus est par conséquent nécessaire afin d'éviter le calage d'un modèle sur des valeurs erronées.

D.1. ACQUISITION DES DONNEES

D.1.1. Les données in situ

Des mesures ont été effectuées en continu par le L.R.O.P. d'avril 2001 à mai 2002 afin d'étudier le comportement du ru. Trois stations limnigraphiques ont été installées pour enregistrer les débits aux passages busés, ainsi que deux pluviographes enregistreurs de type Précis Mécanique pour mesurer les pluies. Ces données sont disponibles uniquement sous forme de courbes sur papier.

A partir de mars 2005, des mesures complémentaires ont été effectuées dans le but de dimensionner la future digue (cf. [Annexe 1](#)). Un débitmètre comprenant un capteur à effet Doppler et un capteur piézoélectrique a été installé dans la buse située en amont de l'emplacement de la future digue. Il fournit les débits et les hauteurs d'eau converties en cote NGF dans la buse. Depuis février 2006, un capteur à bulle et un capteur piézoélectrique fournissent les hauteurs d'eau au niveau de la future digue. Une station de jaugeage a été implantée afin de pouvoir convertir ces hauteurs d'eau en débits. Deux pluviographes à auget basculeur fournissent des séries de précipitations.

D.1.2. Les données Météo France

Les chroniques de pluie fournies par les pluviographes couvrent la période allant de mars 2005 à juin 2006 et contiennent des lacunes dues à des pannes des appareils. Afin de disposer de données fiables sur une période satisfaisante pour notre étude, environ dix ans, nous avons acquis auprès de Météo France les données de pluie horaires de janvier 1995 à juin 2006 et journalières de janvier 1992 à décembre 2005 de trois postes pluviométriques automatiques des communes de Touquin, Chevru et Granspuits-Bailly-Carrois (cf. Figure 3), proches de notre site d'étude. Nous disposons également des données journalières du poste manuel de Jouy-le-Châtel, situé au Sud-Est du carrefour de Prevers.



Figure 3 : Postes pluviométriques proches du site de mesure

Les postes pluviométriques, distants d'une vingtaine de kilomètres environ, n'enregistrent pas au même moment un événement pluvieux. Le graphe des doubles cumuls (cf. Figure 4) atteste de la cohérence des données d'un poste par rapport à un autre. Il représente le cumul de pluie d'un poste en fonction du cumul d'un autre poste. Plus la courbe est proche de la bissectrice, plus les postes sont cohérents puisqu'ils enregistrent globalement les mêmes quantités de pluie. Les courbes obtenues entre les différents postes montrent une cohérence entre les postes. Les données Météo-France sont de bonne qualité et exploitables.

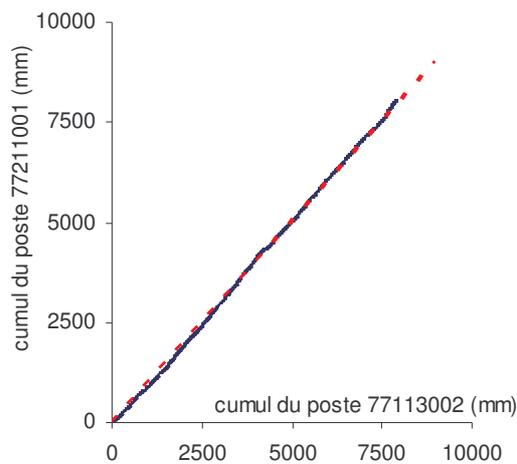


Figure 4 : Cumul du poste pluviométrique de Grandpuits en fonction de celui de Chevru de janvier 1995 à décembre 2005
(la bissectrice est en pointillés rouges, la courbe est continue et bleue)

D.2. TRAITEMENT DES DONNEES IN SITU

D.2.1. Les données pluviométriques

Les pluviomètres enregistreurs à auget basculeur (cf. [Annexe 2](#)) émettent une impulsion à chaque basculement, lorsque l'un des compartiments de l'auget est plein, ce qui représente 0.2 mm de pluie. Il suffit, pour connaître la hauteur d'eau tombée en une heure, de sommer la quantité de pluie due à chaque basculement pendant l'heure concernée (cf. Figure 5).

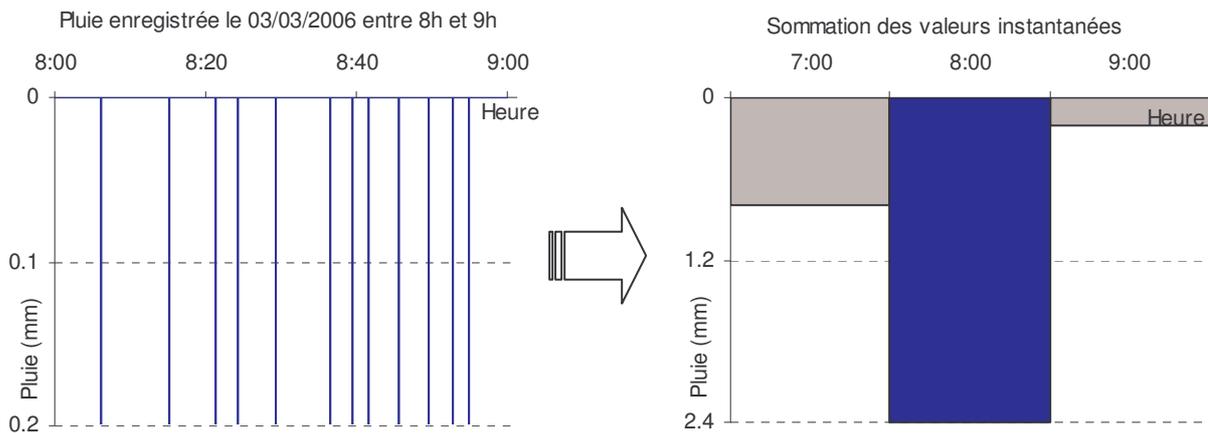


Figure 5 : Transformation des données pluviométriques en données horaires

Les données horaires obtenues peuvent contenir des erreurs. En effet, si les pluviomètres sont en panne au moment d'une pluie, aucune impulsion n'est enregistrée. Le programme fortran utilisé pour cette conversion considère alors qu'il n'y a pas eu de pluie, ce qui est fort gênant dans un calage pluie – débit. Par sécurité, aucune valeur horaire n'a été prise en compte lorsque les pluviomètres étaient défectueux.

D.2.2. Les débits et les cotes NGF

D.2.2.1. Conversion horaire

La conversion horaire des données est présentée et illustrée dans ce paragraphe pour des débits. Les formules obtenues sont également celles utilisées pour convertir les cotes NGF de la surface de la rivière, fournies par le capteur bulle à bulle (cf. [Annexe 2](#)), à condition de remplacer les débits par les cotes.

Le capteur à effet Doppler et le capteur piézo-résistif (cf. [Annexe 2](#)) permettent d'obtenir des valeurs de débit à pas de temps régulier. La conversion horaire consiste alors en une simple moyenne des débits "milieux" : débits moyens de deux débits mesurés consécutifs (cf. Figure 6), à condition de prendre en compte le débit du début de l'heure et celui de fin.

Les données instantanées recueillies montrent cependant un espacement irrégulier des mesures dans le temps. Pour passer des débits instantanés aux débits horaires, on va chercher à déterminer le volume écoulé sur chaque pas de temps fixe. On commence donc par intégrer nos données par rapport au temps. A partir des données de débit Q_i , on définit un débit "milieu" $Q_i^{milieu} = \frac{Q_i + Q_{i-1}}{2}$, i variant de 1 à n , nombre de données avec les débits de début et de fin de l'heure. L'intégration revient à déterminer le volume V en dm^3 qui traverse la section de la rivière où se trouvent les appareils de mesure, en une heure. Pour faciliter le calcul, on discrétise la courbe des débits au niveau des débits "milieu". On trouve :

$$V = \sum_{i=1}^n Q_i^{milieu} \Delta t_i$$

où Δt_i est l'intervalle de temps (s) entre les deux débits consécutifs encadrant le débit "milieu".

Le débit horaire instantané en l/s résulte du volume V précédent après division par 3600 s :

$$Q_{horaire} = \sum_{i=1}^n Q_i^{milieu} \frac{\Delta t_i}{3600}$$

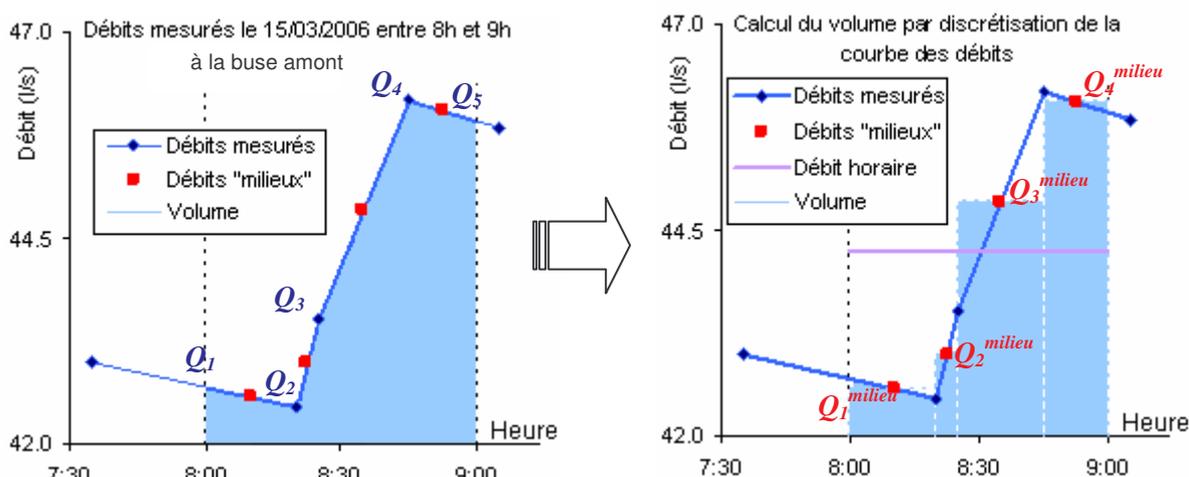


Figure 6 : Détermination du volume d'eau traversant la section mouillée des appareils en 1h

D.2.2.2. Suppression des données erronées

Le traitement des données a pour but de fournir des chroniques de données directement exploitables dans un modèle. Ces chroniques doivent par conséquent être les plus fiables possibles. Il arrive cependant que des dysfonctionnements des instruments de mesure surviennent. Les valeurs résultantes doivent être supprimées.

Les instruments sont sensés prendre des mesures avec une périodicité inférieure à l'heure. Or deux données consécutives peuvent être espacées de plus d'une heure, suite à une panne des instruments. Les données horaires des heures comprenant et comprises entre ces valeurs sont supprimées.

La comparaison des courbes de débits et de cotes au niveau du drain amont a permis de détecter les dysfonctionnements des appareils. Dans le cas d'une contradiction (chute brutale des débits avec constance des cotes...), nous avons considéré que les débits étaient erronés mais que les cotes NGF ne posaient pas de problème (cf. Figure 7). Pour des raisons de sécurité, les débits horaires englobant les données entachées d'erreurs ont été éliminés, plutôt que de recalculer les débits horaires avec les débits instantanés jugés corrects.

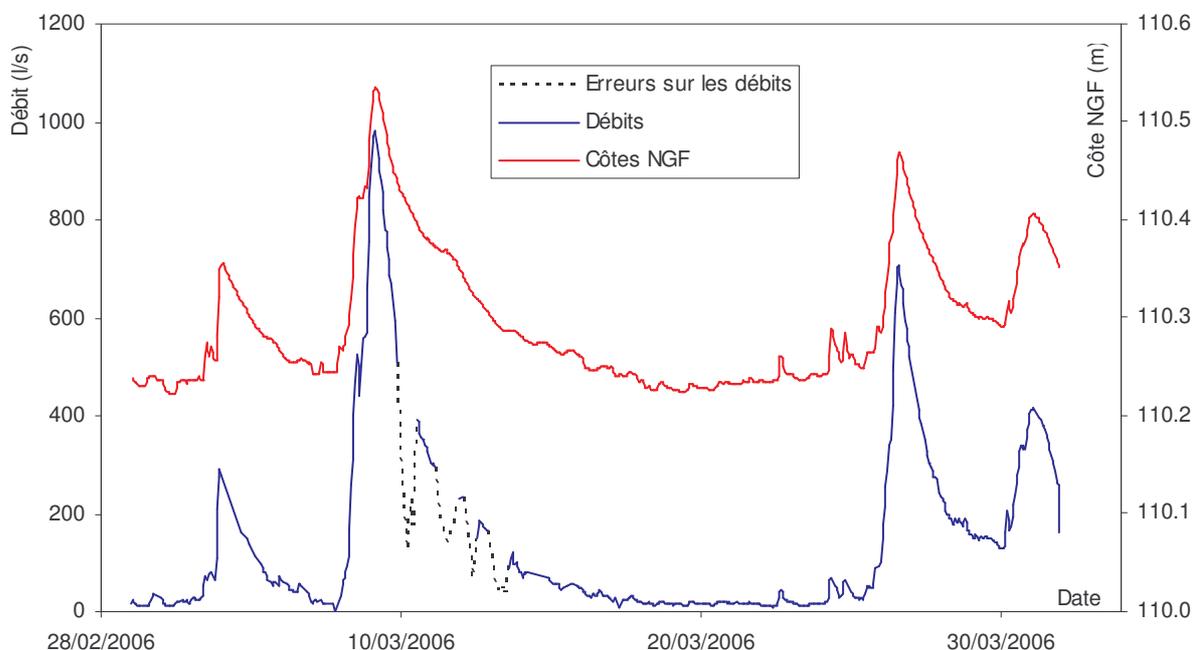


Figure 7 : Détection des débits erronés importants au drain amont

D.3. RECONSTITUTION DES DEBITS A LA STATION DE JAUGEAGE

La rivière présente une faible pente et ne reçoit pas d'apports significatifs sur le tronçon étudié. Le débit de la rivière au niveau de la future digue est par conséquent très proche de celui de la station de jaugeage. Pour connaître le volume d'eau à stocker, nous devons connaître le débit centennal à la station, déterminé par un modèle pluie-débit. Plus les données de pluies et de débits sont nombreuses à la station, plus le modèle aura d'information pour comprendre le fonctionnement du bassin. Il est par conséquent nécessaire de regrouper le maximum d'informations sur les débits au niveau de la future digue.

D.3.1. Jaugeage

Nous disposons de nombreuses cotes NGF de la surface de la rivière, obtenues par un dispositif bulle à bulle (cf. [Annexe 2](#)). Par soustraction de ces cotes avec la cote NGF du lit de la rivière sous l'appareil, nous obtenons les hauteurs d'eau dans le temps. Une courbe de tarage au niveau de la station est nécessaire pour permettre de passer de ces hauteurs d'eau aux débits. Celle-ci a été obtenue sur la base des points de jaugeage effectués à l'aide d'un courantomètre.

D.3.1.1. Mode opératoire

La vitesse, en un point de l'écoulement, a été mesurée par un courantomètre électromagnétique, fixé au bout d'une perche. L'eau, en se déplaçant dans le champ magnétique généré par la sonde, produit une force électromotrice induite proportionnelle à la vitesse de l'écoulement.

La qualité des mesures effectuées dépend très largement de l'état du bief et du mode opératoire. Le bief doit être rectiligne sur une distance suffisante pour que les lignes d'écoulement soient relativement rectilignes. Lors de la prise de mesures, le courantomètre doit être orienté parallèlement aux lignes de courant et conserver une position stable. La perche doit être la plus verticale possible afin d'éviter des erreurs sur la profondeur du courantomètre.

Les mesures s'effectuent le long de verticales, à des profondeurs variées (Ministère de l'Environnement, 1991). Le nombre de verticales dépend de la géométrie du profil en travers. L'espacement entre deux verticales doit être faible lorsque la topographie varie beaucoup. Le nombre de mesures sur chaque verticale dépend de la profondeur H du ru. Au vu des faibles débits de la Visandre, nous avons généralement effectué un jaugeage à 3 points : la première mesure $v_{0,2}$ se fait à la profondeur 0,2H, 0,6H pour la seconde $v_{0,6}$ et 0,8H pour la dernière $v_{0,8}$.

D.3.1.2. Etablissement de la courbe de tarage

On calcule tout d'abord la vitesse moyenne v_m en m/s sur chaque verticale. Elle ne consiste pas en une simple moyenne des vitesses mesurées. Elle est déterminée par le procédé arithmétique appelé méthode des trapèzes, qui consiste en une intégration du champ des vitesses (cf. Figure 8). On a :

$$v_m = \sum_{i=1}^{n-1} \frac{v_i + v_{i+1}}{2H} p_i$$

avec v_m la vitesse moyenne en m/s sur la verticale
 v_i les vitesses ponctuelles en m/s sur la verticale
 p_i les distances en m entre deux points successifs sur la verticale
 H la profondeur totale en m selon la verticale

Nous avons effectué des jaugeages à trois points. La formule devient :

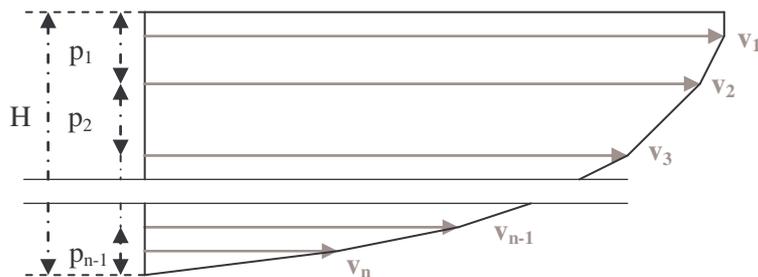
$$v_m = 0,3v_{0,2} + 0,5v_{0,6} + 0,2v_{0,8}$$


Figure 8 : Champs des vitesses dans la rivière le long d'une verticale

On obtient le débit de la section où ont été effectuées les mesures par la méthode de la section médiane qui correspond à l'intégration du champ des vitesses moyennes :

$$Q = \sum_{\text{nombre de verticales}} v_m s$$

avec v_m est la vitesse moyenne de chaque verticale

$s = l * p$ la surface qui est associée à chaque verticale, en m^2

l est la largeur égale à la somme des deux demi-distances entre la verticale et chacune des deux verticales situées de part et d'autre

p est la profondeur du ru au niveau de la verticale.

Les points de jaugeage sont mis en relation avec la hauteur d'eau dans le ru, mesurée lors du jaugeage. On peut alors établir la courbe de jaugeage (cf. Figure 9) permettant le passage de ces hauteurs d'eau dans le ru aux débits dans la rivière :

$$Q \text{ (l/s)} = a + b(H - H_0)^c$$

avec H la hauteur d'eau dans la rivière à la station de jaugeage en cm

$H_0 = 40.195$ cm la hauteur de référence (quand $a = 0$)

Pour notre station, les valeurs des paramètres a , b et c sont :

$$a = 0 \text{ l/s}$$

$$b = 0.091 \text{ l/s/cm}^c$$

$$c = 2.188$$

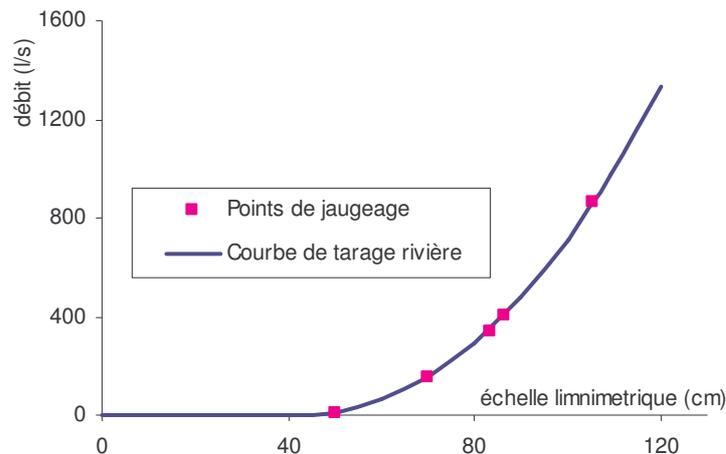


Figure 9 : Etablissement de la courbe de tarage à la station de jaugeage

D.3.2. Reconstitution des débits à partir des débits à la buse amont

La courbe de tarage précédemment établie nous permet de calculer les débits à la station de jaugeage lorsque les cotes NGF sont connues. Nous disposons toutefois de nombreuses valeurs de débit, étalées sur plus d'un an, à la buse amont, également nommée buse 1800 à cause de son diamètre. Pour élargir nos chroniques de données, nous avons cherché une relation liant les débits au drain amont et ceux à la station de jaugeage calculés par la courbe de tarage (cf. Figure 10).

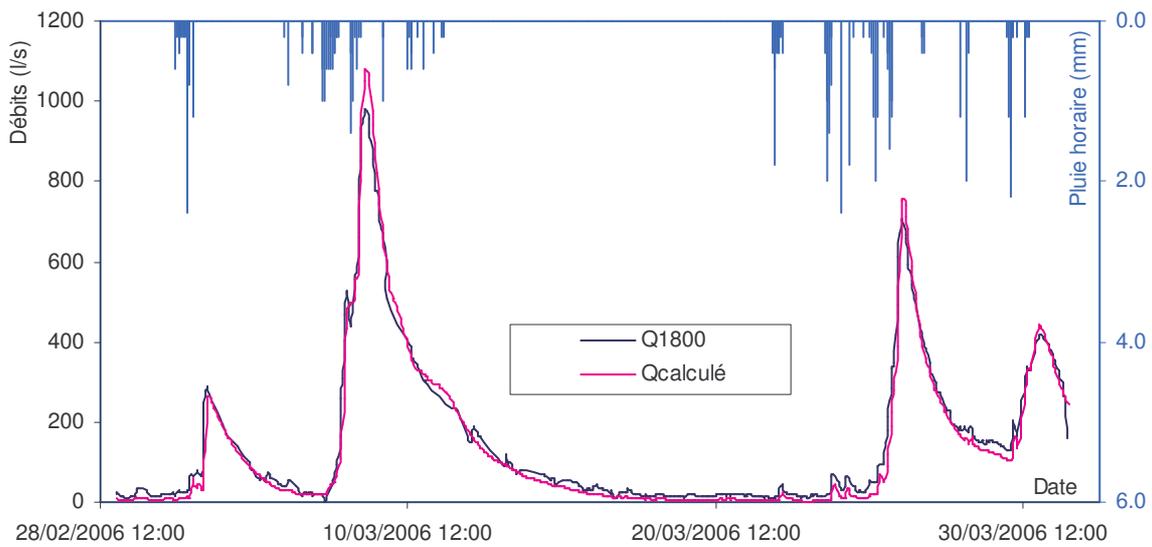


Figure 10 : Débits reconstitués à la station de jaugeage grâce à la courbe de tarage

Le but final étant de déterminer la crue centennale, les pics de différentes crues ont été tracés sur le graphique représentant les débits de la rivière à la station de jaugeage en fonction des débits au drain (cf. Figure 11). Nous remarquons que ces pics sont relativement bien alignés. Nous avons donc utilisé une droite comme courbe de passage des débits de la rivière à ceux du drain.

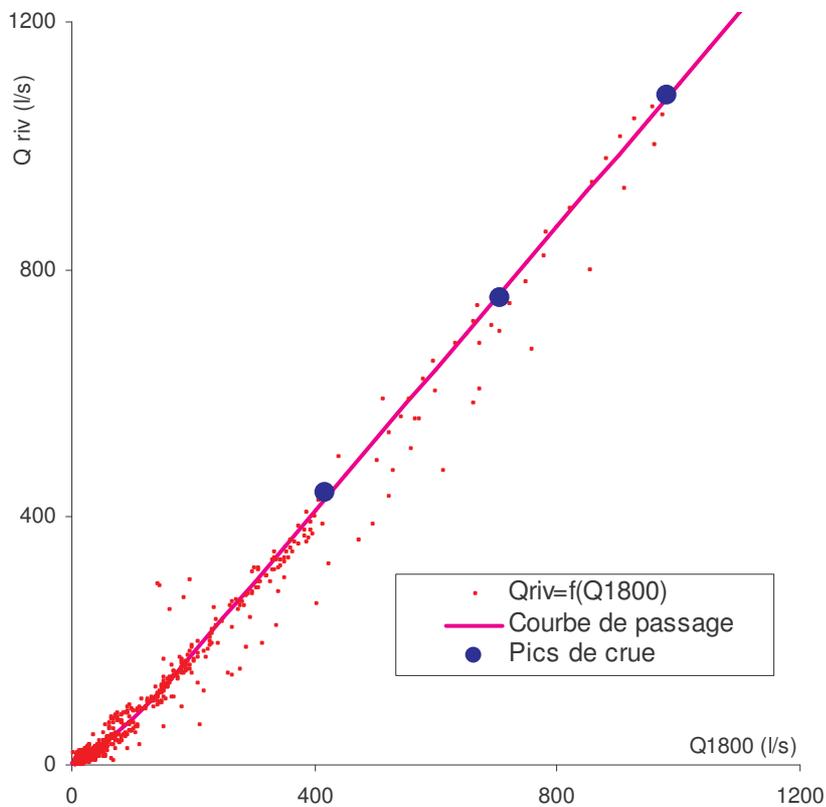


Figure 11 : Courbe de passage des débits au drain amont à ceux de la station de jaugeage

Les points de débit subissent cependant une inflexion pour des valeurs faibles. Une droite aurait donc pour effet d'attribuer à de faibles débits au drain amont Q_{1800} (en l/s) des débits à la rivière Q_{riv} négatifs, transformés en débits nuls. Une fonction puissance a été utilisée pour les faibles débits (cf. Figure 11). La courbe de passage des débits au drain à ceux à la rivière est définie par :

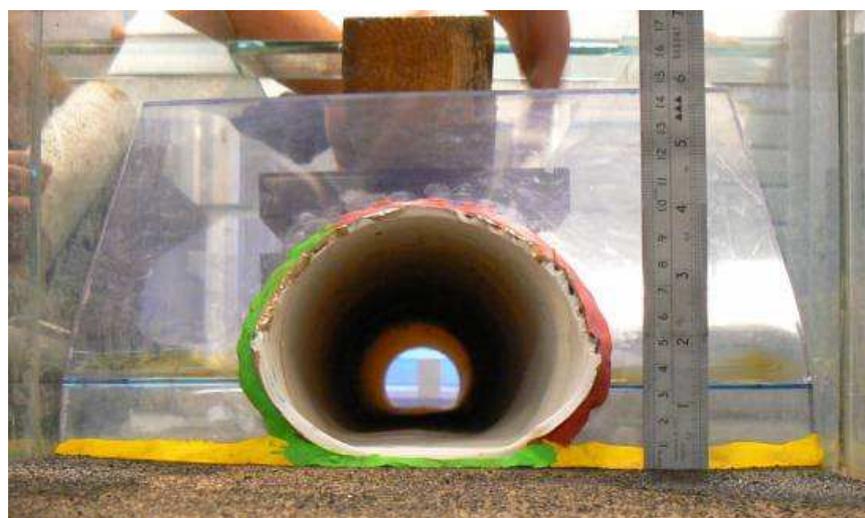
$$\begin{cases} Q_{riv} \text{ (l/s)} = 3,23 + 0,14 Q_{1800}^{1,35} & \text{pour } Q_{1800} \in [0 ; 200] \\ Q_{riv} \text{ (l/s)} = -50 + 1,15 Q_{1800} & \text{sinon} \end{cases}$$

D.3.3. Utilisation de courbes papiers

Les débits reconstitués jusqu'à présent s'étalent de mars 2005 à juin 2006 mais les crues correspondantes sont de faibles importances. Nous avons alors repris les enregistrements de cote NGF effectués par le L.R.O.P. au niveau de la buse aval qui passe sous la RN4, d'avril 2001 à mai 2002.

La première étape a été de relever manuellement les dates et les cotes NGF pour les crues significatives car nous ne disposons que des courbes imprimées. Les cotes ont été mesurées dans le lit de la Visandre, juste en amont de la buse aval. Le problème a été de convertir ces cotes en débit, sachant que la forme ovoïdale de la buse est particulière (cf. Annexe 1). Nous avons eu recours, pour cela, à un modèle physique.

La buse a été reconstituée en miniature afin de mesurer la hauteur d'eau en amont de la buse en fonction d'un débit d'eau constant injecté (cf. Photographie 4, Photographie 5). La difficulté a été de respecter les dimensions de la maquette, construite à partir d'un tube de drainage dont les trous ont été colmatés. L'échelle est d'environ 1/18^{ème} en hauteur et d'environ 1/20^{ème} en largeur. En effet, nous sommes passés de 1,8 m à 10,2 cm en hauteur, de 2,5 m à 12,2 cm en largeur. La longueur de la maquette, à l'échelle de la hauteur, ne semble pas avoir d'importance sur les mesures. La maquette a été placée dans un canal expérimental avec une pente de 0,005.



Photographie 4 : Section de la maquette de la buse aval dans le sens de l'écoulement



Photographie 5 : Vue globale de la maquette dans le canal expérimental

Nous avons dû respecter des règles de similitude pour passer des mesures expérimentales aux grandeurs réelles. En considérant la buse comme étant circulaire avec un diamètre correspondant à la hauteur, nous avons convertis les résultats en valeurs adimensionnelles en divisant les hauteurs mesurées par la hauteur de la maquette, les débits par $\sqrt{g h_{maquette}^5}$ avec $h_{maquette}$ la hauteur de la buse modèle. La courbe adimensionnelle est similaire à celle d'un dalot de même hauteur et de même section obtenue à l'aide du logiciel Canal9. En regardant la buse comme un orifice, les courbes adimensionnelles dépendent donc peu de la géométrie mais de la surface. On a alors considéré le rapport d'échelle de la surface λS comme étant le produit du rapport d'échelle de la largeur l de la buse par celui de la hauteur h : $\lambda S = \lambda x \lambda y$, x étant la longueur transversale et y la longueur verticale.

On impose que l'écoulement permanent, caractérisé par le nombre de Froude, conserve celui-ci lors du passage de la maquette aux dimensions exactes de la buse. La similitude de Froude s'écrit :

$$\lambda F = \lambda \left(\frac{V}{\sqrt{g \frac{S}{L}}} \right) = \frac{\frac{\lambda z}{\lambda t}}{\sqrt{\lambda g \frac{\lambda x \lambda y}{\lambda x}}} = \frac{\lambda z}{\lambda t \sqrt{\lambda y}} = 1$$

avec $\lambda X = \frac{X_{maquette}}{X_{réel}}$: le rapport d'échelle pour la grandeur X

F : le nombre de Froude

V : la vitesse moyenne de l'écoulement en m^2/s

g : l'accélération de la pesanteur en m/s^2

S : la section mouillée en m^2

L : la largeur au miroir en m

z : la longueur en m suivant le sens de l'écoulement

t : le temps en s

y : la longueur suivant la verticale en m

$$\text{On obtient : } \lambda t = \frac{\lambda z}{\sqrt{\lambda y}}$$

$$\text{Or : } \lambda Q = \lambda \left(\frac{\Omega}{t} \right) = \frac{\lambda x \lambda y \lambda z}{\lambda t} \quad \text{donc } \lambda Q = \lambda x \lambda y \sqrt{\lambda y}$$

avec Q : le débit en m^3/s
 x : la longueur transversale en m
 Ω : le volume en mouvement en m^3

De plus : $\lambda H = \lambda y$ où H est la hauteur d'eau mesurée à l'entrée de la buse.

On obtient la courbe (cf. Figure 12) des débits réels en fonction des hauteurs d'eau réelles en convertissant les valeurs réelles à partir des mesures expérimentales à partir des formules de conversion :

$$H_{\text{réelle}} = \frac{H_{\text{maquette}}}{\lambda y} = \frac{h_{\text{réelle}}}{h_{\text{maquette}}} H_{\text{maquette}}$$

$$Q_{\text{réel}} = \frac{Q_{\text{maquette}}}{\lambda Q} = \frac{1}{\lambda x \lambda y \sqrt{\lambda y}} Q_{\text{maquette}} = \sqrt{\frac{h_{\text{réelle}}^3}{h_{\text{maquette}}^3}} \frac{l_{\text{réelle}}}{l_{\text{maquette}}} Q_{\text{maquette}}$$

La courbe de tarage utilisée pour reconstituer les crues nous intéressant a pour équation :

$$\begin{cases} Q_{\text{réel}} = 3385,69 H_{\text{réelle}}^{1,68} & \text{si } H < 0,65 \text{ m} \\ Q_{\text{réel}} = -432,95 + 3794,08 H_{\text{réelle}}^{1,40} & \text{sinon} \end{cases}$$

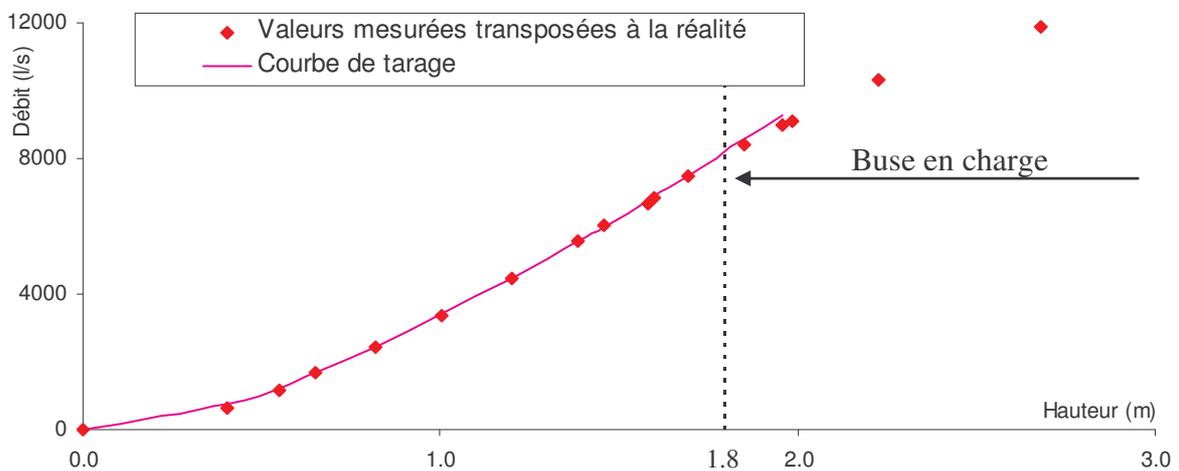


Figure 12 : Résultats obtenus par l'expérience à échelle réduite après redimensionnement

On trouve un débit de 8200 l/s lorsque la buse est en charge, pour une hauteur d'eau de 1,8 m. Les valeurs reconstituées supérieures à cette valeur de débit ne seront pas utilisées pour la modélisation. En effet, lors d'une crue importante, l'eau se stocke en amont de la buse. Lorsque la buse entre en charge, les débits calculés par la présente méthode sont donc faussés et ne correspondent plus aux débits de la station de jaugeage.

On peut préciser que pour passer des valeurs mesurées à des valeurs adimensionnelles, il est possible de multiplier λQ par $\sqrt{\lambda g} = 1$. De cette façon, la formule de conversion de Q est homogène :

$$Q_{a \text{ dimensionnel}} = \frac{Q_{maquette}}{l_{maquette} \sqrt{g h_{maquette}}^3}$$

On retrouve la formule usuelle correspondante pour les buses circulaires de diamètre d :

$$Q_{a \text{ dimensionnel}} = \frac{Q_{maquette}}{\sqrt{g d^5}}$$

E ESTIMATION DES CARACTERISTIQUES DE LA RETENUE EN HYPOTHESE DE BASSIN NON JAUGE

Les chroniques de pluie et de débit disponibles permettent d'utiliser un modèle pluie-débit et de simuler le fonctionnement de la retenue en continu. Cette méthode est à priori la plus efficace dans le cas de bassins jaugés. Nous nous sommes cependant également intéressés à la méthode adaptée aux bassins non jaugés afin de comparer les résultats.

La méthode employée pour les bassins versants non jaugés se décompose en deux parties. On commence par estimer la crue de projet par des méthodes dites régionales, puis on évalue le volume de stockage nécessaire pour éviter cette crue à l'aide d'un programme prenant en compte le diamètre de la conduite de vidange de l'ouvrage. Cette méthode est donc purement événementielle et n'évalue les caractéristiques de l'ouvrage qu'à partir d'une crue type donnée.

E.1. ESTIMATION DU PIC DE CRUE : LES METHODES REGIONALES

Les méthodes régionales fournissent à partir de données globales sur le bassin versant, une estimation des caractéristiques d'une crue de projet de fréquence donnée. Elles sont adaptées pour des crues décennales (ayant une probabilité de 0,1 de se produire chaque année) et sont parfois adaptables pour des crues de période de retour plus grande. Les valeurs obtenues pourront, une fois les données suffisantes, être comparées aux valeurs fournies par le modèle pluie-débit.

E.1.1. La méthode Socose

Cette méthode est destinée à des bassins versants en milieu rural de superficie comprise entre 2 et 200 km². Les bassins considérés ne doivent ni comporter de pertes, ni être trop perméables et ne doivent pas être situés en haute montagne, la neige faussant les calculs. Elle ne décrit pas l'enchaînement réel des phénomènes provoquant la crue et ne constitue par conséquent qu'une approximation des débits réels. Toutes les courbes présentées dans cette méthode sont celles obtenues pour le bassin versant de la Visandre au niveau de notre site d'étude.

E.1.1.1. But de la méthode

La méthode Socose a été mise au point pour fournir une estimation de l'hydrogramme de crue, à partir de peu de variables. Une crue est un épisode pendant lequel le débit est fortement variable et atteint une valeur élevée (le pic). La méthode Socose ne considère que des crues simples (un pic unique) et que la pointe de crue où le débit est maximal pour des crues complexes (plusieurs pics). L'événement est décrit par (cf. Figure 13) :

- le débit maximal instantané Q_d (m^3/s).
- la durée caractéristique de crue D (h) pendant laquelle le débit dépasse $Q_d/2$.

La méthode Socose a donc pour but de déterminer ces deux variables.

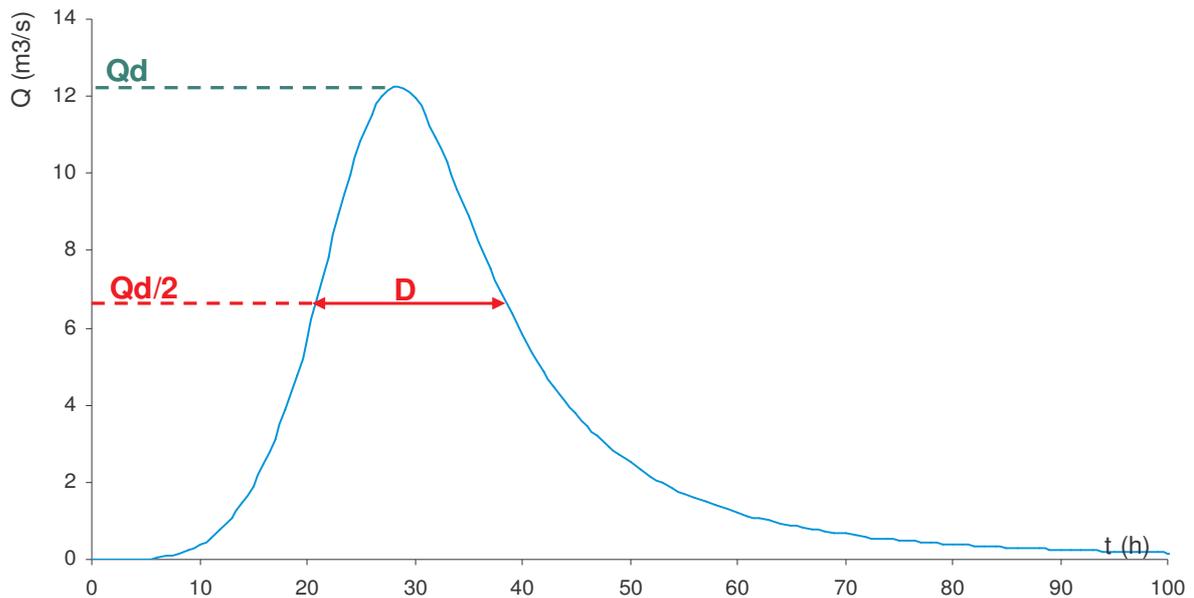


Figure 13 : Illustration de la signification des deux variables D et Q_d sur un événement de crue

E.1.1.2. Données utilisées

La méthode Socose nécessite la connaissance de données générales sur le bassin versant. Les valeurs que nous donnons ici sont celles du bassin versant de la Visandre à l'amont du carrefour de Prevers.

$S = 63 \text{ km}^2$: la superficie du bassin versant.

$L = 19 \text{ km}$: la longueur du chemin hydraulique le plus long du bassin versant.

$P = 60 \text{ mm}$: la pluie décennale journalière locale sur le bassin versant.

$P_a = 725 \text{ mm}$: la pluviométrie moyenne annuelle sur le bassin versant.

$T_a = 11^\circ\text{C}$: la température moyenne interannuelle.

$b = 0.81$: le paramètre de la formule de Montana relative à la fréquence décennale et valable autour de $t = D$: $I = \frac{a}{t^b}$ avec I l'intensité de pluie en mm/h (Ministère de l'Agriculture, 1979). La valeur choisie est celle d'un poste pluviométrique situé à Touquin, proche du bassin étudié.

Les données de pluie sont des données journalières d'origine fixe : les relevés s'effectuent en général à 6 h. Pour passer à la pluie décennale journalière réelle, c'est-à-dire à origine variable, on utilise le coefficient multiplicateur de Weiss égal à 24/21. L'expérience a montré, bien qu'aucune justification théorique correcte n'ait été établie, que :

$$a = \frac{24^b}{21} P = 37.5$$

E.1.1.3. Calculs effectués

Les formules qui suivent résultent du raisonnement effectué sur près de 5 000 crues observées sur 187 bassins versants en milieu rural (Ministère de l'Agriculture, 1980b). Le raisonnement ayant permis leur établissement sera détaillé ensuite.

Durée caractéristique de crue D en h : $\ln(D) = -0.69 + 0.32 \ln(S) + 2.2 \sqrt{\frac{Pa}{P} \frac{1}{Ta}}$

Interception ou infiltration potentielle J en mm : $J = 260 + 21 \ln\left(\frac{S}{L}\right) - 54 \sqrt{\frac{Pa}{P}}$

J peut être considérée comme la capacité de stockage d'eau dans le sol. En effet, la quantité d'eau maximale stockable est de $1.2J$, en considérant une pluie infinie. Le stockage minimal d'eau à atteindre pour permettre un ruissellement est $0.2J$.

Indice pluviométrique : $k = \frac{a}{1 + \frac{\sqrt{S}}{30D^{1/3}}} = K * a$

K correspond au coefficient d'abattement : il permet d'obtenir la pluie moyenne à partir d'une pluie ponctuelle.

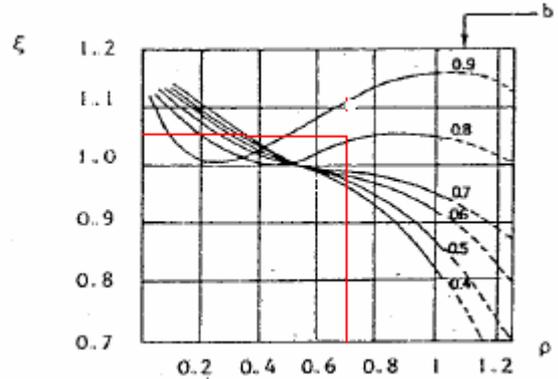
Nombre intermédiaire : $\rho = 1 - \frac{J}{5k(1.25D)^{1-b}}$

Débit de pointe décennal :

$Q_d = 0$ si $\rho \leq 0$: possible pour des bassins très perméables.

$$Q_d = \frac{\xi k S}{(1.25D)^b} \frac{\rho^2}{(15-12\rho)} \text{ si } \rho > 0.$$

ξ est donné par le graphique suivant, en fonction de ρ et b :



E.1.1.4. Résultats des calculs

Avec les données citées précédemment (cf. E.1.1.2), on trouve :

$$\begin{aligned} D &= 18,9 \text{ h} \\ J &= 97,5 \text{ mm} \\ k &= 34,1 \text{ mm.h}^{b-1} \\ \rho &= 0,687 \\ \xi &= 1,06 \end{aligned}$$

La méthode Socose donne un débit de pointe $Q_d = 12,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

On peut représenter un hydrogramme correspondant à la crue décennale et ayant la forme de l'hydrogramme unitaire (Cemagref, 1991). Son équation est donnée par :

$$Q = 2Q_d \frac{\left(\frac{0.67t}{D}\right)^4}{1 + \left(\frac{0.67t}{D}\right)^8}, \text{ cf. Figure 13}$$

Le débit de pointe Q_d obtenu par la méthode Socose est entaché d'une incertitude significative. On a, en ce qui concerne une crue décennale, une probabilité de 75 % que le

vrai Q_d appartienne au segment $\left[\frac{Q_d}{2}; 2Q_d\right]$ soit ici le segment $[6,1; 24,4]$.

E.1.1.5. Principes de la méthode

La méthode Socose fait la correspondance entre un hyétogramme caractéristique et un hydrogramme de projet. Elle est bâtie à partir des pluies par une approche fondée sur la notion d'hydrogramme unitaire et décompose la transformation pluie-débit en fonction de rendement (une partie de la pluie est mobilisable en écoulement) et en fonction d'étalement (le volume de la crue s'étale dans le temps).

○ Le hyétogramme de projet

Le hyétogramme de projet est un hyétogramme type qui tient compte de la pluie locale. Il correspond à une pluie idéale susceptible d'engendrer la crue. Il est symétrique et a une durée totale égale à $2D$. La hauteur maximale de pluie sur la durée D est décennale.

Il s'obtient à partir de l'intensité des pluies, exprimées en mm/h, qui résulte de la quantité de pluie $P_{(j)}$ tombée au cours de l'intervalle $\left[-\frac{j}{2}; \frac{j}{2}\right]$, j variant de 0 à D . L'échelle de temps est centrée sur le hyétogramme de projet et donc sur l'intensité de pluie (cf. Figure 14). Cette quantité de pluie vaut (Ministère de l'Agriculture, 1980a) :

$$P_{(j)} = a \left[\frac{j}{\left(\left(\frac{j}{D} \right)^2 + \frac{2D}{j} - 2 \right)^{3/7}} \right]^{1-b}$$

Pour $j = 2D$, on obtient la quantité totale de pluie : $P(2D) = a(1.25D)^{1-b}$

Multipliée par le coefficient d'abattement K , on trouve la pluie totale sur l'ensemble du bassin versant.

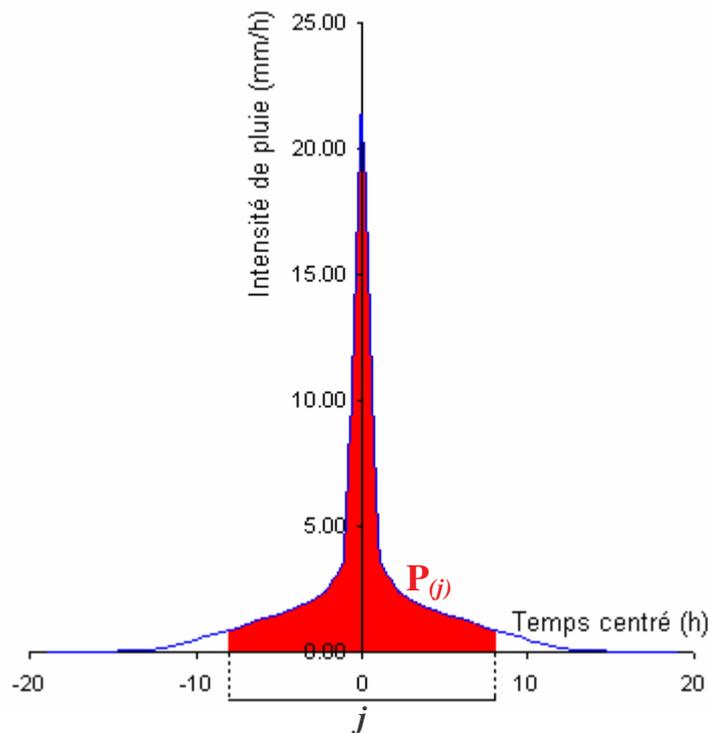


Figure 14 : Hyétogramme continu de Socose

En ne considérant que la partie droite de l'intensité de pluie, on peut déterminer son équation à l'aide de la quantité de pluie établie précédemment. En effet, on a :

$$\int_0^t I_{droite}(u) du = \frac{P(2t)}{2} \text{ soit } I_{droite}(t) = \left(\frac{dP_{(j)}}{dk} \right)_{j=2t}$$

L'équation de la partie droite de l'intensité de pluie en fonction du temps se déduit de l'expression de $P_{(j)}$. La symétrie par rapport à l'axe $t = 0$ donne l'intensité totale.

$$I_{droite}(t) = \frac{a(1-b)}{(2t)^b} \left(\frac{\left(\frac{2t}{D}\right)^2 + 10\frac{D}{t} - 14}{7\left[\left(\frac{2t}{D}\right)^2 + \frac{D}{t} - 2\right]^{\frac{10-3b}{7}}}\right)$$

Le hyétogramme de projet découle soit de la discrétisation de la fonction intensité, soit de $P_{(k)}$. Avec comme origine des temps le début de la fonction intensité de pluie, $p_{(t)}$, la pluie cumulée dans le temps au pas de temps souhaité, vaut :

$$\begin{cases} p_{(t)} = \frac{P_{(2D)} - P_{(2(D-t))}}{2} & \text{si } t \leq D \\ p_{(t)} = \frac{P_{(2D)} - P_{(2(t-D))}}{2} & \text{si } t \geq D \end{cases}$$

La soustraction des $p_{(t)}$ successifs donne le hyétogramme au pas de temps choisi (cf. Figure 15).

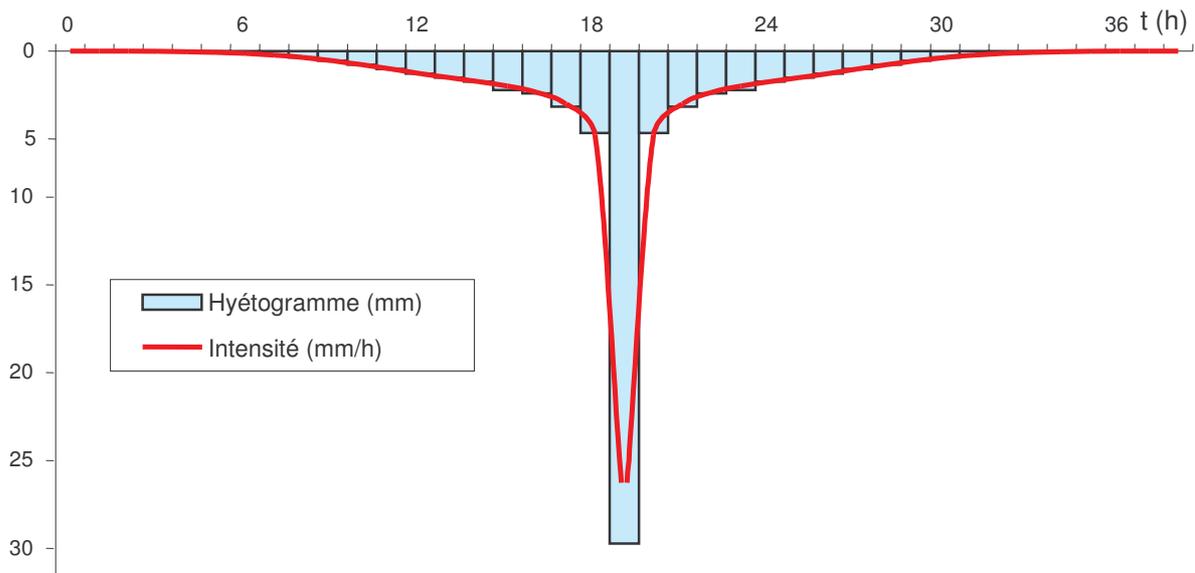


Figure 15 : Hyétogramme discrétisé de Socose (pour $D = 19$ h)

○ Ruissellement

Le sol pouvant être considéré comme un réservoir de stockage, seule une certaine partie de la pluie cumulée contribue à l'écoulement. Le ruissellement cumulé R (cf. Figure 16), en mm, est obtenu à partir de la pluie cumulée p , par la formule du **Soil Conservation Service** des Etats-Unis (d'où le nom Socose de la présente méthode). J correspond à l'interception potentielle du bassin versant.

$$\begin{cases} R_{(t)} = 0 & \text{si } p_{(t)} < 0,2J \\ R_{(t)} = \frac{(p_{(t)} - 0,2J)^2}{p_{(t)} + 0,8J} & \text{sinon} \end{cases}$$

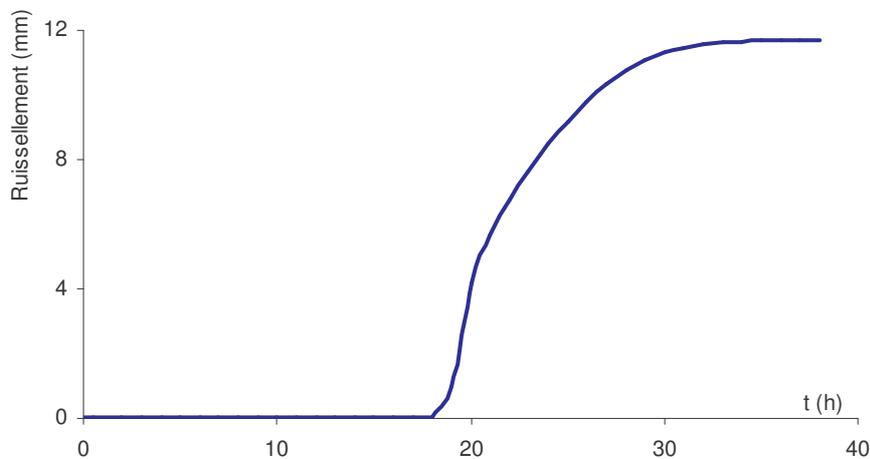


Figure 16 : Ruissellement cumulé obtenu par la formule de Socose

On définit alors par $r_{(t)} = R_{(t+\text{pas de temps})} - R_{(t)}$ la quantité d'eau, issue de la pluie tombée entre le temps t et le temps t incrémenté du pas de temps, qui ruisselle.

○ L'hydrogramme unitaire

Il semble logique qu'une goutte d'eau qui ruisselle en partant du bord du bassin versant arrivera à l'exutoire avec un certain retard par rapport à une goutte qui commence à ruisseler au même instant d'un point plus proche de l'exutoire. La lame d'eau disponible pour le ruissellement est donc modulée dans le temps.

Pour tenir compte de ce retard, on considère un hydrogramme unitaire, en h^{-1} (Ministère de l'Agriculture, 1980b) :

$$q_{(t)} = q_x \frac{2\left(\frac{t}{D}\right)^4}{1 + \left(\frac{t}{D}\right)^8} \quad \text{où} \quad q_x = \frac{4 \sin\left(\frac{5\pi}{8}\right)}{\pi D} \quad \text{est déterminé de sorte que} \quad \int_0^{\infty} q dt = 1$$

Cet hydrogramme unitaire présente un temps de montée égal à D et un débit maximal q_x pour $t = D$ (cf. Figure 18).

L'intégrale de cet hydrogramme en fonction du temps fournit une courbe, caractérisée par sa forme en S (cf. Figure 17). L'équation de cette courbe adimensionnelle est :

$$S_{(t)} = \frac{q_x D}{2\sqrt{2}} (S_{1(t)} - S_{2(t)})$$

$$\text{avec } \begin{cases} S_{1(t)} = \frac{1}{2\sqrt{A}} \ln \left[\frac{\left(\frac{t}{D}\right)^2 - \sqrt{A} \frac{t}{D} + 1}{\left(\frac{t}{D}\right)^2 + \sqrt{A} \frac{t}{D} + 1} \right] + \frac{1}{\sqrt{B}} \left[\text{Arc tan} \left(\frac{2t - \sqrt{A}}{\sqrt{B}} \right) + \text{Arc tan} \left(\frac{2t + \sqrt{A}}{\sqrt{B}} \right) \right] \\ S_{2(t)} = \frac{1}{2\sqrt{B}} \ln \left[\frac{\left(\frac{t}{D}\right)^2 - \sqrt{B} \frac{t}{D} + 1}{\left(\frac{t}{D}\right)^2 + \sqrt{B} \frac{t}{D} + 1} \right] + \frac{1}{\sqrt{A}} \left[\text{Arc tan} \left(\frac{2t - \sqrt{B}}{\sqrt{A}} \right) + \text{Arc tan} \left(\frac{2t + \sqrt{B}}{\sqrt{A}} \right) \right] \\ A = 2 + \sqrt{2} \\ B = 2 - \sqrt{2} \end{cases}$$

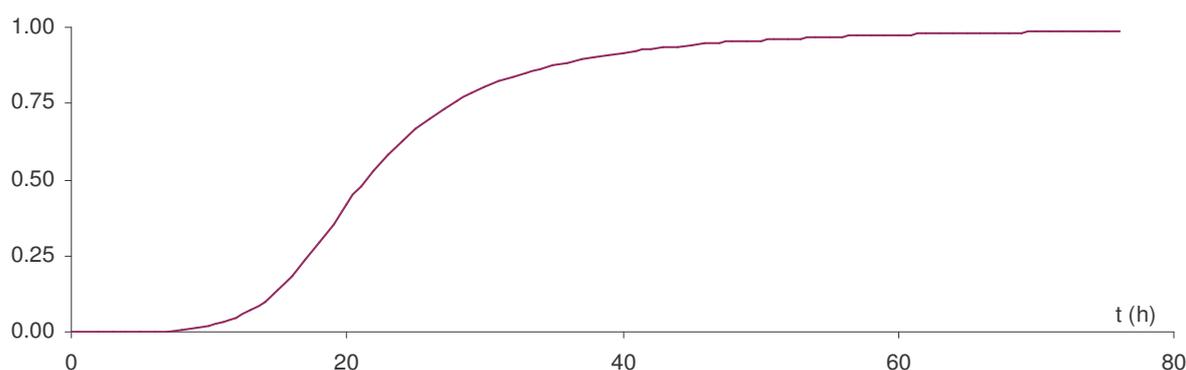


Figure 17 : Courbe en S déduite par intégration de l'hydrogramme unitaire

La soustraction des valeurs consécutives de la courbe en S, au pas de temps souhaité, fournit les ordonnées de l'hydrogramme unitaire discret H.U. à appliquer aux valeurs de ruissellement potentiel de même pas (cf. Figure 18).

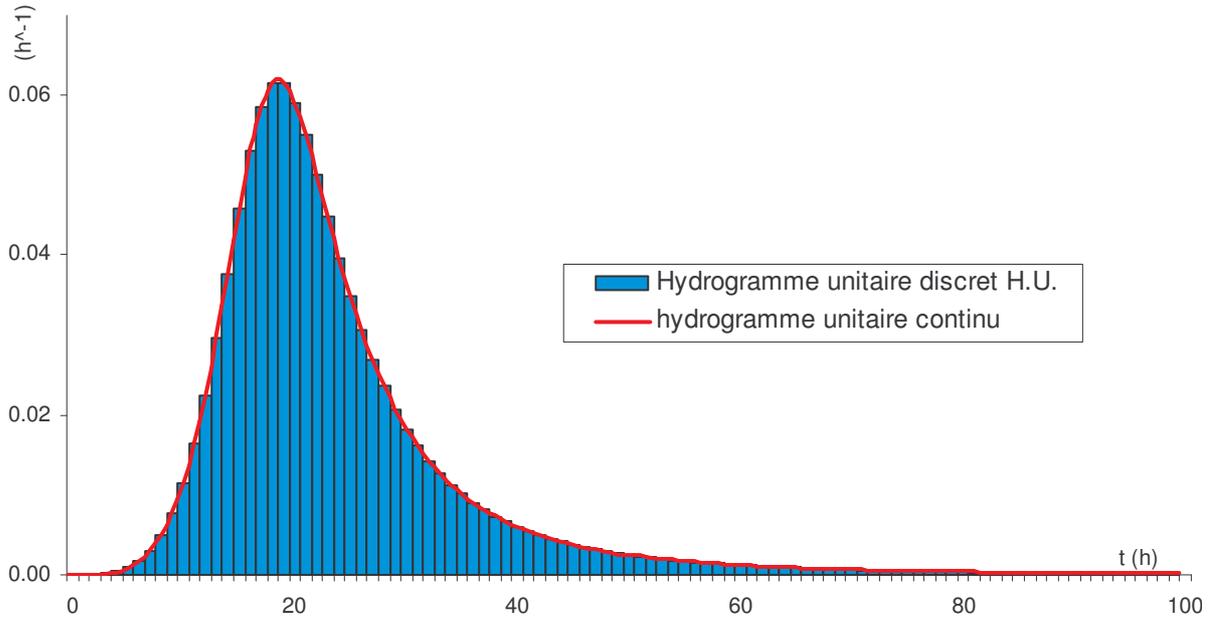


Figure 18 : Hydrogramme unitaire et sa discrétisation

Chacune des valeurs de ruissellement $r(t)$ est transférée selon l'hydrogramme unitaire $q(t)$ pour former un hydrogramme. La crue de projet résulte de la sommation des différents hydrogrammes (cf. Figure 19). Cette crue de projet s'exprime en mm/pas de temps, ici en mm/h.

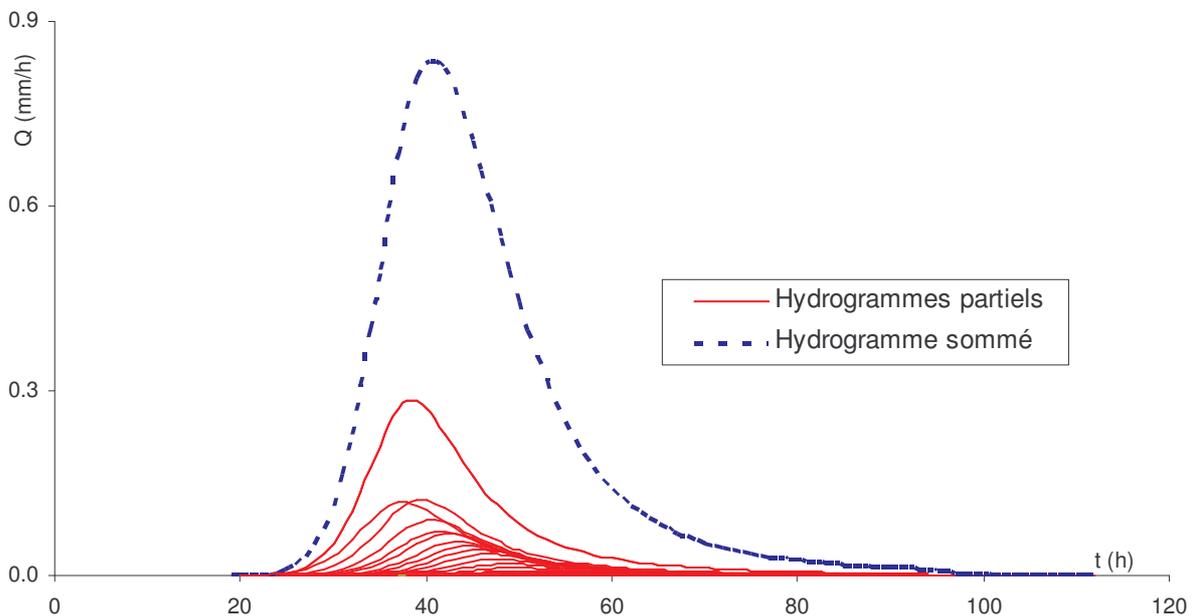


Figure 19 : Hydrogramme sommé

Dans notre cas, l'hydrogramme sommé est nul pour $t < D$: il semble que la durée caractéristique de crue D coïncide au temps de réponse du bassin versant. On trouve, après conversion, un débit de pointe $Q_d = 14.6 \text{ m}^3/\text{s}$.

Les débits de pointe obtenus par les calculs et par la méthode brute diffèrent de façon non négligeable. Cet écart semble provenir d'un mauvais ajustement des formules et du coefficient ξ .

E.1.1.6. Application aux crues non décennales

On suppose dans ce paragraphe que J et D sont relativement peu dépendants de la fréquence. On peut alors reprendre les calculs de la méthode avec des paramètres a et b d'une formule de Montana relative à la période de retour choisie.

Ne disposant que de la pluie journalière centennale : $P' = 82$ mm, on considère que les pluies journalières suivent une loi de Gumbel. On reprend les calculs précédents, à partir de l'indice pluviométrique k , en remplaçant la pluie journalière décennale P par :

$$P'' = \frac{1}{2.35} (4.6P - 2.25P' - (P' - P) \ln(-\ln(F)))$$

F étant la fréquence au non dépassement choisie.

Pour la crue centennale :

$$F = 1 - \frac{1}{100} = 0,99 \quad \text{donc } P'' = 82 \text{ mm}$$

Le débit de pointe est $24.5 \text{ m}^3/\text{s}$.

E.1.1.7. Résultats pour des postes pluviométriques proches

Les valeurs calculées jusqu'ici prenaient en compte un coefficient de Montana b d'un poste pluviométrique situé à Touquin, proche du bassin versant. Il est intéressant de comparer ces résultats à ceux obtenus pour différentes valeurs de b (cf. Tableau 1). Les valeurs ci-après résument les valeurs pour un coefficient de Montana d'un poste également proche : celui de S^t-Loup de Naud et pour celui utilisé par le L.R.O.P.

	Poste de Touquin	Poste de S ^t -Loup de Naud	Coefficient utilisé par le LROP
Coefficient de Montana b	0,81	0,74	0,67
Q décennal calculé (m^3/s)	12,2	11,8	11,3
Q centennal calculé (m^3/s)	24,5	23,8	22,6

Tableau 1 : Résultats pour différentes valeurs du coefficient de Montana

On remarque que pour de faibles variations du coefficient de Montana (10 %), la variation du débit décennal calculé est faible (4 %), mais non négligeable pour le débit centennal (19 %). Ceci peut avoir des conséquences pour le dimensionnement d'un ouvrage sensé écrêter une crue de cette période de retour. La bonne connaissance des paramètres du bassin versant étudié est donc nécessaire pour une utilisation optimale de la méthode Socose.

E.1.2. La méthode Crupedix

La méthode Crupedix (C.T.G.R.E.F., 1980) est particulièrement simple à utiliser. 187 bassins versants ont été étudiés afin de sélectionner des variables explicatives et de ne garder que les plus significatives. Testée sur 630 bassins, la méthode Crupedix fournit à partir de la seule connaissance des précipitations journalières décennales P , d'un coefficient régional R et de la superficie du bassin versant S , une estimation du débit instantané de crue de fréquence décennale (**Crue** de période de retour de **dix** ans) pour des bassins de taille comprise entre 2 et 2000 km². Elle est valable uniquement pour l'estimation de crues décennales mais nous pourrions comparer le débit de pointe décennal obtenu à celui trouvé par le modèle pluie-débit.

Le débit décennal Q_d , en m³/s, s'obtient par la relation :

$$Q_d = S^{0.8} \left(\frac{P}{80} \right)^2 R$$

Le coefficient R est un coefficient régional, ici égal à 1, établi par ajustement de la formule sur les bassins versants étudiés. Des cartes donnent ses valeurs en fonction de la position géographique du bassin. La pluie P s'obtient de différentes façons :

- à partir des données pluviométriques mesurées sur le bassin versant.
- à partir de la carte de France des pluies journalières décennales. D'après cette carte :

$$P = 60 \text{ mm}$$

- à partir de la pluie annuelle moyenne et de la relation :

$$P = \frac{Pa}{k_t} + 15$$

avec Pa la pluie moyenne annuelle en mm et k_t un coefficient dit de tempérance répertorié sur une carte de la France. Ce moyen de déterminer P est conseillé dans les régions montagneuses où la pluviométrie est très variable dans l'espace.

A partir des données sur notre bassin versant (cf. E.1.1.2), on trouve $Q_d = 15,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

L'intervalle de confiance $\left[\frac{Q_d}{2} ; 2Q_d \right]$, soit ici $[7,75 ; 31]$, a une probabilité de plus de 90 % d'encadrer la valeur vraie.

E.2. ESTIMATION DU VOLUME A STOCKER

La méthode Socose nous a permis d'estimer le débit centennal au niveau de la future digue. A l'aide de courbes hauteur d'eau-surface inondée (cf. Figure 20) et hauteur d'eau-volume stocké (cf. Figure 22), nous avons fait une première estimation du volume d'eau que doit stocker la digue.

E.2.1. Courbe Hauteur-Surface

A partir des courbes de niveau obtenues par un nivellement du site, nous avons pu calculer à l'aide du logiciel ArcView la surface inondée en amont de la future digue (cf. Figure 20, Figure 21) en fonction des cotes NGF atteintes par le débordement et donc en fonction de la hauteur d'eau. Certaines hypothèses ont été faites :

- la hauteur d'eau correspond à la différence entre la cote NGF de la surface libre et la cote du fond de la rivière (108,4 m) au niveau de la digue, là où se situera la buse d'évacuation de l'eau.
- nous supposons qu'il existe une connexion hydraulique entre la rivière et l'ancienne carrière de sorte qu'après une crue, le volume stocké dans la carrière puisse être évacué. L'eau atteint la même cote NGF dans la carrière que dans la rivière. Lorsque la rivière est asséchée, on considère que la carrière est inondée jusqu'à la cote 108,4 m.

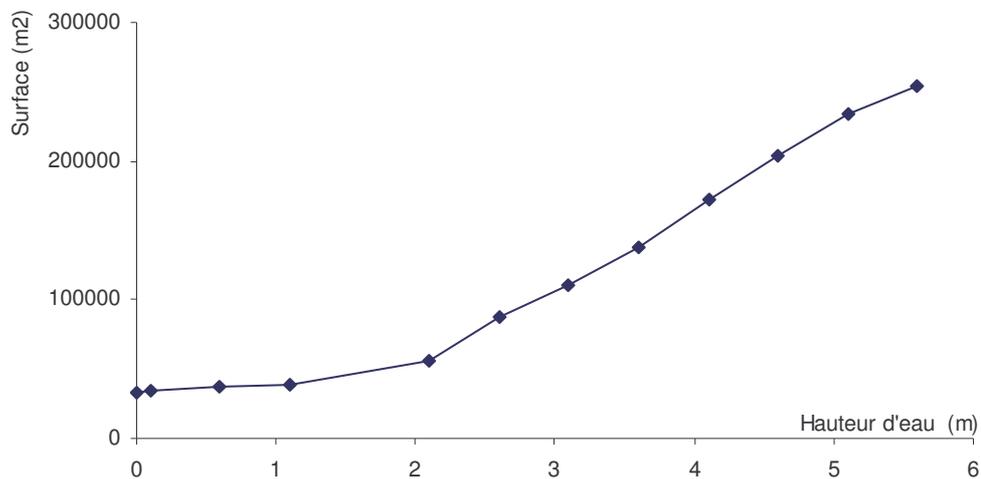


Figure 20 : Courbe de la surface inondée en fonction de la hauteur d'eau à la digue

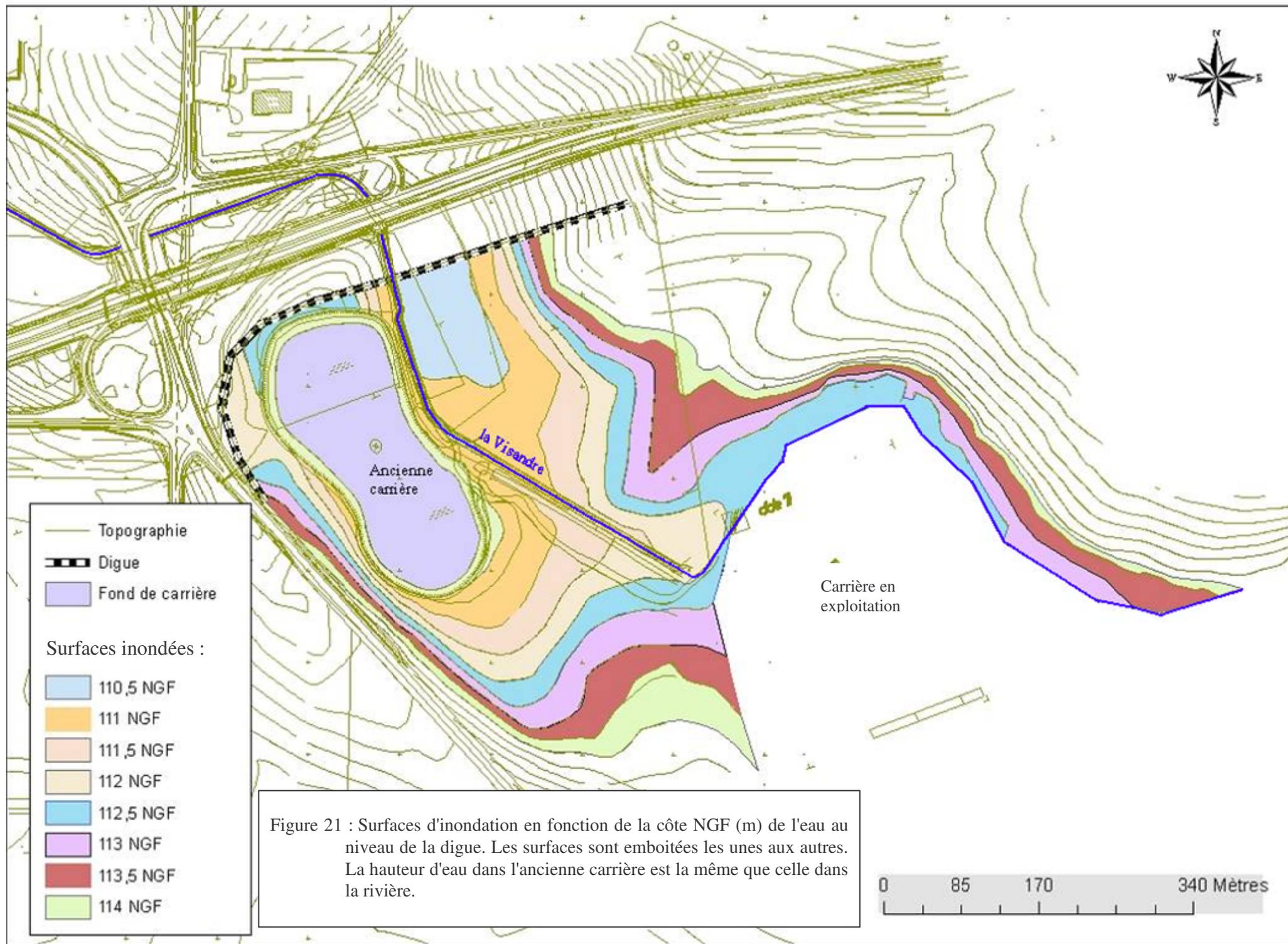
E.2.2. Courbe Hauteur-Volume

Le logiciel ArcView ne calculant pas les volumes, nous les avons calculés à partir des surfaces inondées aux différentes cotes. Le volume stocké pour une cote donnée a été déterminé en sommant le volume trouvé pour la cote inférieure avec le volume stocké entre les deux cotes, en considérant que le terrain variait linéairement entre les deux cotes.

Les points ainsi obtenus ont été approchés par une courbe de la forme :

$$\text{Volume(m}^3\text{)} = b \text{ Hauteur(m)}^a \quad (\text{cf. Figure 22})$$

avec $b = 16041,74$
 $a = 2,14$



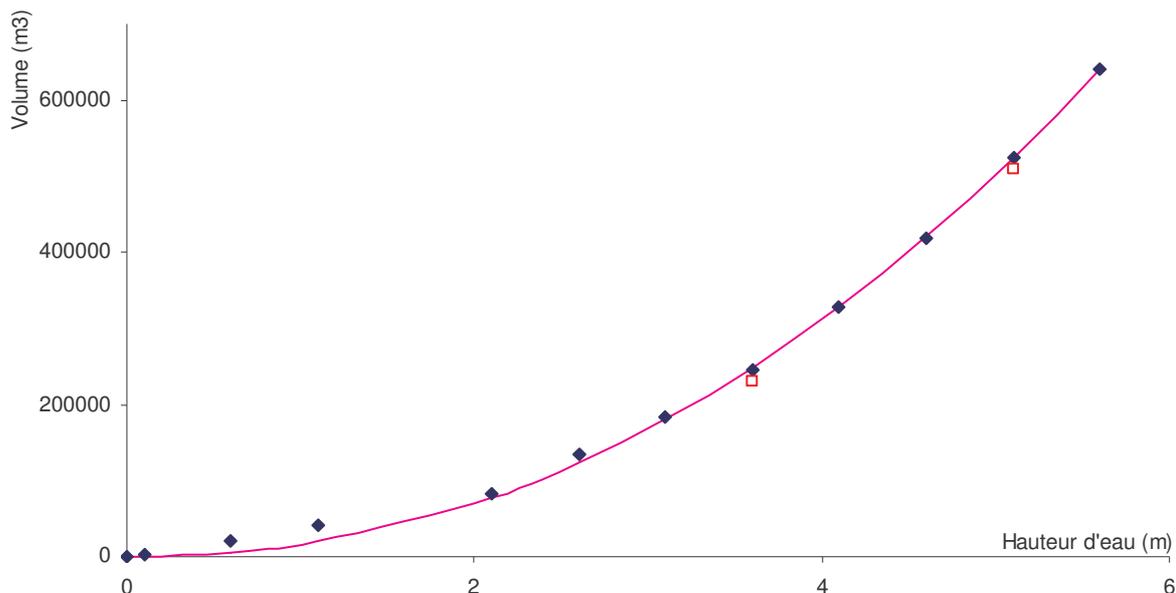


Figure 22 : Courbe du volume d'eau stocké en fonction de la hauteur d'eau au niveau de la digue

Les carrés rouges représentent le volume d'eau stocké, calculé par le L.R.O.P., pour des hauteurs d'eau atteintes par la crue décennale (la valeur la plus faible) et la crue centennale (la plus forte). La courbe continue et rose est la représentation de la fonction $\text{Volume} = b \text{Hauteur}^a$ qui approche au mieux les points calculés.

E.2.3. Volume estimé

Le volume estimé à stocker découle d'un programme fortran prenant comme paramètres d'entrée le diamètre de la canalisation de vidange de la digue, le débit maximal obtenu par la méthode Socose (cf. E.1.1.7) et la durée de montée D de la crue Socose. On a estimé la mise en charge de la buse aval pour un débit de 8200 l/s (cf. D.3.3). Pour éviter que de l'eau se stocke entre la digue et la RN 4, le diamètre de la conduite d'évacuation est pris de façon à obtenir un débit maximal de sortie correspondant à cette valeur.

L'hydrogramme utilisé prend en compte un débit de base Q_{base} , débit toujours présent dans la rivière (pris arbitrairement égal au centième du débit de Socose), afin d'éviter tous problèmes de calcul dans le programme. Il conserve le débit de Socose Q_{Socose} donné par l'utilisateur comme débit de pointe de la crue. Sa formule est :

$$Q = Q_{base} + 2(Q_{Socose} - Q_{base}) \frac{\left(\frac{0.67t}{D}\right)^4}{1 + \left(\frac{0.67t}{D}\right)^8}$$

Le débit de base, pris comme débit initial pour les calculs, est converti en hauteur d'eau par inversion de la courbe donnant le débit en fonction de la hauteur d'eau dans une canalisation circulaire (cf. Figure 23). A l'aide de l'équation de Bernouilli, nous avons déterminé cette courbe dans le cas où la canalisation est pleine. Le cas où cette canalisation n'est pas remplie d'eau est plus complexe. Nous avons alors utilisé une courbe type de tarage assurant une continuité de la courbe hauteur-débit ente les deux types de fonctionnement.

$$\text{On a : } \begin{cases} Q = \frac{\pi\eta}{4} H^2 \sqrt{2g\phi} & \text{si } H < \phi \\ Q = \frac{\pi\eta}{4} \phi^2 \sqrt{2gH} & \text{sinon} \end{cases}$$

avec $\begin{cases} H \text{ la hauteur d'eau dans la canalisation en cm} \\ \phi \text{ le diamètre de la canalisation en m} \\ g = 10 \text{ m/s}^2 \text{ l'accélération de la pesanteur} \\ \eta \text{ le coefficient de débit.} \end{cases}$

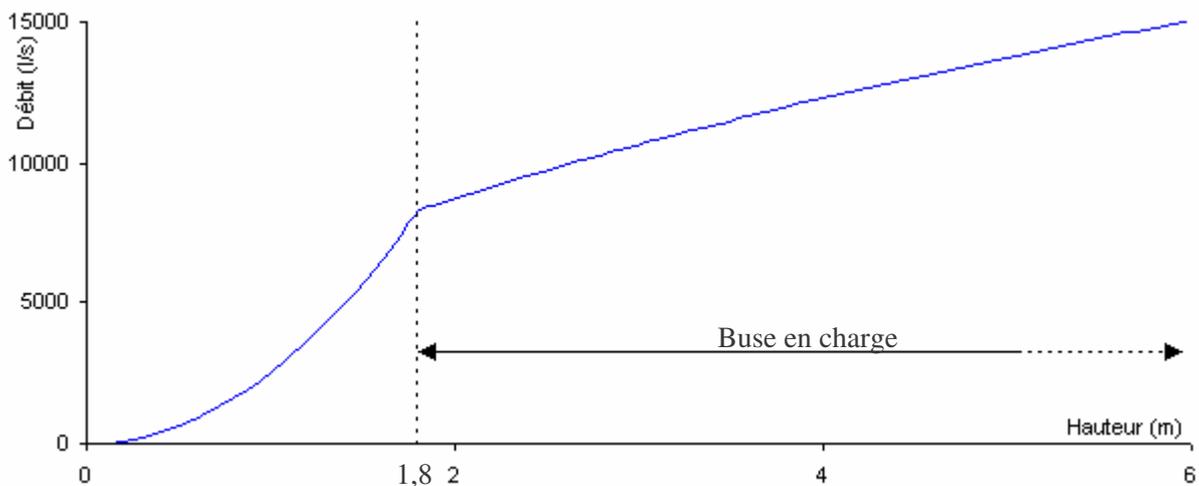


Figure 23: Courbe hauteur d'eau - débit pour une canalisation d'un diamètre de 1,8 m et un coefficient de débit de 0,54

$$\text{On a } Q(1,8) = 8200 \text{ l/s}$$

Pour le pas de temps suivant, on calcule la différence entre le débit dans la canalisation ainsi trouvé et celui dans la rivière à partir de la formule de l'hydrogramme. On obtient la variation de débit entre les deux temps qu'on convertit en variation de hauteur. Cette variation, sommée à la hauteur au temps précédent nous donne la hauteur à l'instant considéré, que l'on peut convertir en volume.

Paramètres d'entrée:	Poste de Touquin	Valeurs du L.R.O.P
Diamètre du conduit (m) :	1,34	1,37
Débit de Socose (m ³ /s) :	24,800	22,600
Durée de montée D (h) :	18,900	18,900
Débit aval (m ³ /s) :	8,136	8,201
Cote de l'inondation (m) :	114,206	113,799
Volume à stocker (m ³) :	689 263	593 891

Tableau 2 : Résultats obtenus en première estimation

F CARACTERISTIQUES DE LA RETENUE POUR UN BASSIN JAUGE

Avec les chroniques de pluie et les données hydrométriques dont nous disposons, nous sommes en mesure de caler un modèle pluie-débit. Les modèles ont pour avantage de simuler en continu le comportement hydrologique du bassin versant, c'est-à-dire la façon dont il transforme les pluies en débits. Ils prennent en compte le cas de crues composées (des crues qui se succèdent) et sont donc sensés fournir des résultats plus proches de la réalité que les méthodes précédentes (cf. Partie E). La simulation de longues périodes de débit entrant dans la retenue permet donc d'évaluer le comportement de la retenue et son efficacité dans des conditions très variées.

F.1. PRESENTATION DES MODELES

Les différents modèles utilisés en hydrologie ont pour objectif de fournir des valeurs de débit proches de la réalité. Les modèles ici présentés, GR4J (Perrin et al., 2003) et une version modifiée de TOPMODEL (Beven et Kirkby, 1979), sont des modèles globaux à réservoirs. Le bassin versant est représenté par un ensemble de réservoirs et de liens décrivant le mouvement de l'eau par des outils mathématiques. La plupart des modèles sont adaptés au pas de temps journalier. Comme nous disposons de peu de données hydrométriques et que nous cherchons à simuler le fonctionnement de la retenue sur des événements de durée inférieure à 24 heures, les modèles présentés ci-après ont été adaptés au pas de temps horaire.

F.1.1. Le modèle GR4J

F.1.1.1. Présentation du modèle

La naissance des modèles conceptuels globaux du type GR, établis par le Génie Rural, remonte aux années 80 après qu'il ait été constaté que les modèles existants présentaient des difficultés au niveau de la mise en œuvre et du calage. L'idée de base, lancée par C. Michel du Cemagref d'Antony, a été de partir d'un modèle élémentaire constitué d'un unique réservoir et d'un seul paramètre de calage et de ne le modifier que pour améliorer la reproduction des débits réels sans se soucier des processus intervenant dans le bassin versant.

La version du modèle utilisée ici est celle proposée par Perrin et al. (2003) avec un modèle GR à quatre paramètres fonctionnant au pas de temps journalier. Quatre paramètres semblent suffisants pour un modèle fonctionnant à ce pas de temps. A partir des pluies, de l'évapotranspiration potentielle, des données hydrométriques observées (pour le calage), il fournit des débits très utiles pour des applications de gestion des ressources en eau (par exemple la prévision des crues et des étiages). Nous avons appliqué ici ce modèle au pas de temps horaire.

F.1.1.2. Schéma structurel

La pluie P (cf. Figure 24) subit une neutralisation par l'évapotranspiration potentielle E . On obtient alors une pluie nette Pn correspondant à la soustraction de P par E . Pn se décompose en une pluie Ps qui vient s'ajouter au réservoir de production et en une pluie résiduelle qui contribue directement à l'eau de ruissellement Pr . Ps dépend à la fois de Pn , de la hauteur d'eau dans le réservoir S et de la capacité de stockage x_1 du réservoir. Le réservoir libère de l'eau par percolation $Perc$ en fonction de son remplissage S qui rejoint les eaux de ruissellement Pr .

Lorsque l'évapotranspiration E est plus forte que la pluie P , la pluie nette Pn est nulle. Le surplus d'évapotranspiration, appelé évapotranspiration nette En , engendre une évapotranspiration Es de l'eau contenue dans le réservoir de production. L'eau de percolation $Perc$ fournie par le réservoir contribue à alimenter le réservoir.

Une partie (90 %) de la pluie efficace Pr est transformée en flux d'eau suivant un hydrogramme unitaire $HU1$ et transite par un réservoir de routage. Le niveau d'eau dans le réservoir est R . Ce réservoir, d'une capacité x_3 subit des échanges souterrains F dépendant d'un paramètre x_2 , de R et de x_3 . Le système perd de l'eau lorsque F est négatif et en reçoit lorsque F est positif. Le réservoir libère au final un débit Qr , fonction du niveau du réservoir.

L'autre partie de la pluie efficace $0,1Pr$ produit un flux d'eau selon l'hydrogramme unitaire $HU2$ qui, après échanges avec la nappe F , donne un débit Qd .

Le débit Q fourni en sortie par le modèle est la somme de Qd et de Qr .

Les paramètres du modèle sont :

- x_1 : capacité maximale du réservoir sol
- x_2 : paramètre d'échanges souterrains
- x_3 : capacité du réservoir de routage
- x_4 : constante de temps des hydrogrammes unitaires

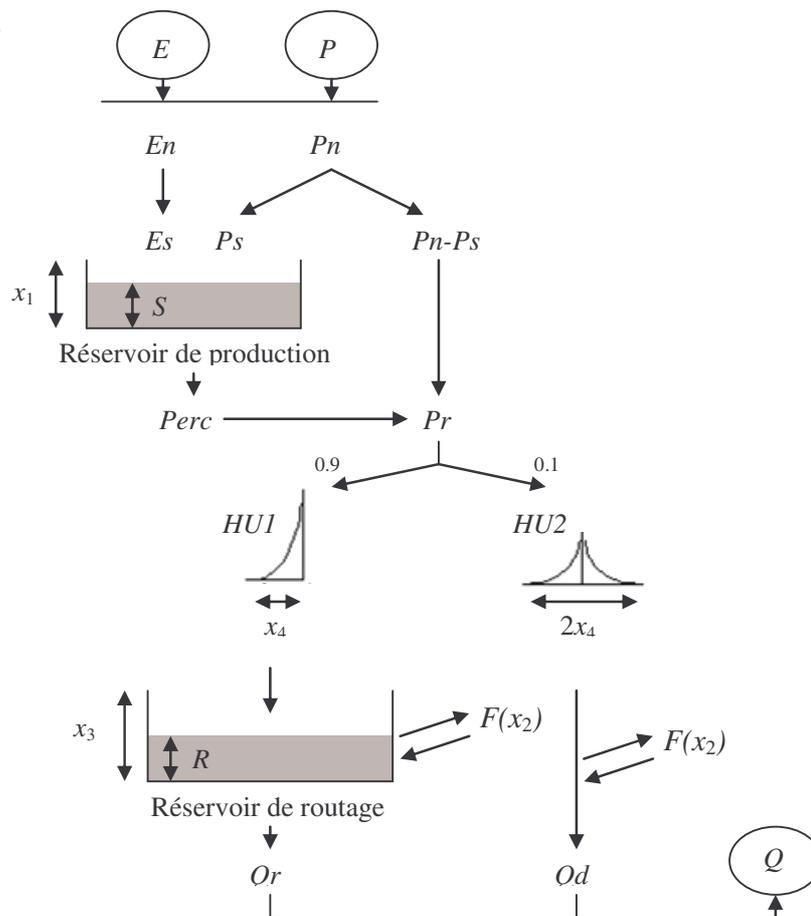


Figure 24 : Schéma structurel du modèle GR4J (Perrin et al., 2003)

F.1.2. Le modèle TOPMO dérivé de TOPMODEL

F.1.2.1. Présentation

Le modèle TOPMODEL (TOPography-based hydrological MODEL), développé au pas de temps journalier par Beven et Kirkby (1979), a la particularité d'utiliser un indice topographique et la notion de zone contributive variable. Nous utilisons ici une version modifiée de ce modèle, que nous appelons TOPMO. La distribution de l'indice topographique, habituellement calculée à partir d'un modèle numérique de terrain (MNT), est approximée ici par une fonction logistique dépendant de deux paramètres permettant une utilisation globale du modèle sans discrétisation spatiale. Le ruissellement est attribué aux seuls écoulements sur les zones contributives.

Les paramètres du modèle peuvent être déterminés par calage. Comme GR4J, le modèle prend en entrée les pluies, l'évapotranspiration potentielle et utilise les débits observés pour le calage des paramètres. Il restitue les débits calculés.

F.1.2.2. Schéma structurel

La pluie et l'évapotranspiration potentielle agissent sur un réservoir d'interception (cf. Figure 25). Celui-ci produit un débordement séparé en deux parties en fonction de la part des zones contributives à l'écoulement. Ce concept de zones contributives tient compte du fait que les zones de faible pente ont une forte tendance à la saturation et sont donc susceptibles de générer des écoulements rapides de crue. La part contributive du bassin (zone saturée) est déterminée en fonction du niveau d'eau dans le réservoir de suivi d'humidité. Elle fournit un écoulement rapide contribuant au débit par l'intermédiaire d'un réservoir de routage quadratique. La part complémentaire du débordement du réservoir d'interception alimente le réservoir de suivi d'humidité du sol. Celui-ci subit des pertes par évaporation et se vidange ensuite de façon exponentielle. Les deux composantes d'écoulement subissent ensuite un retard temporel pour donner le débit.

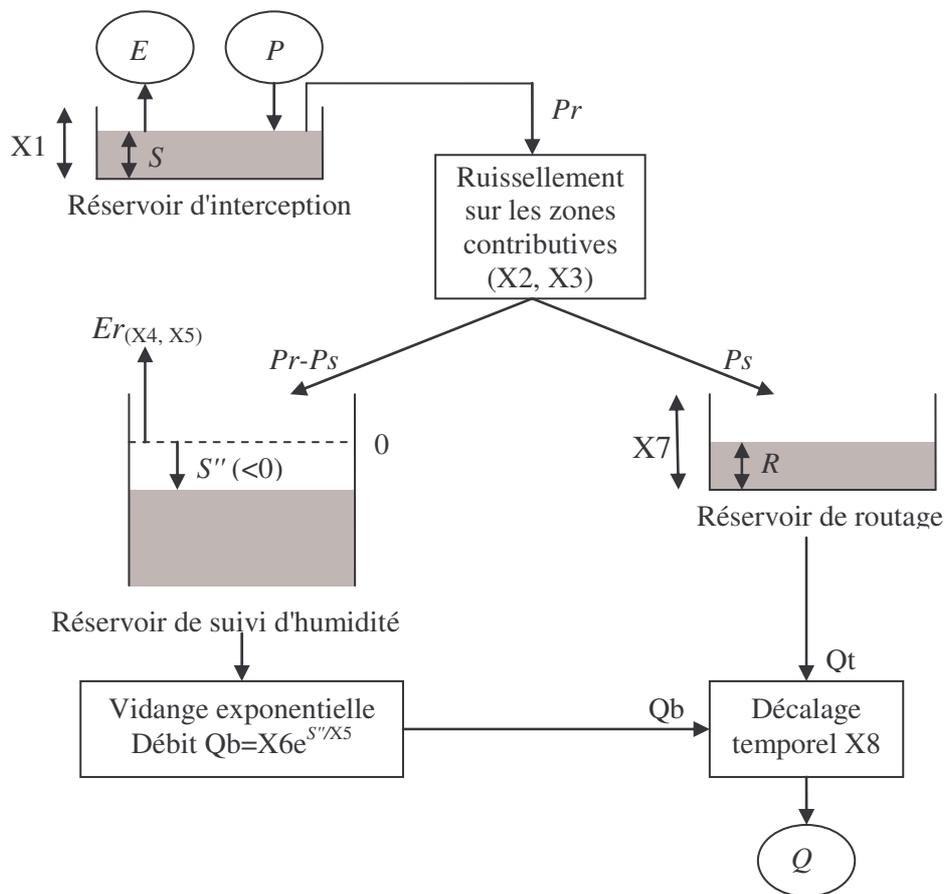


Figure 25 : Schéma structurel du modèle TOPMO

Les paramètres du modèle sont :

- X1 : capacité du réservoir d'interception
- X2 : paramètre de position de l'indice topographique
- X3 : paramètre de forme de l'indice topographique
- X4 : paramètre d'évapotranspiration pour le réservoir d'infiltration
- X5 : paramètre du réservoir d'eau souterraine
- X6 : paramètre de vidange du réservoir souterrain
- X7 : capacité du réservoir de routage quadratique
- X8 : délai assurant le retard de l'écoulement

F.2. UTILISATION DES MODELES

La première étape de l'utilisation des modèles est la phase dite de calage qui permet de déterminer les paramètres du modèle pour obtenir les débits calculés les plus proches de ceux observés. Une phase de validation peut servir à vérifier la cohérence du modèle sur des données autres que celles utilisées en calage.

L'utilisation de modèles intervient ici pour la prédétermination de crue. Les chroniques de débit sont calculées à partir de chroniques de pluie observées ou à l'aide d'un générateur stochastique de pluie qui, après calage sur les données de pluie, construit des séries de pluies susceptibles de se produire. On peut finalement simuler pas à pas le fonctionnement de la retenue en fonction de ses caractéristiques de vidange et évaluer sa fonction d'écrêtement de crue.

F.2.1. Calage et validation

La phase de calage consiste à ajuster les paramètres du modèle (4 pour GR4J, 8 pour TOPMO) afin d'obtenir les débits calculés approchant au mieux les débits mesurés. La période de calage correspond à une durée pendant laquelle des débits ont été observés.

La phase de validation permet de tester le modèle calé sur une période autre que celle ayant servi au calage. Elle permet de s'assurer que le modèle rend bien compte du comportement hydrologique du bassin versant dans des conditions différentes de celles du calage. Cette phase de validation est importante car pour toute application, le modèle est utilisé en conditions de validation. Il est vivement conseillé d'effectuer des calages et des validations sur des périodes variées. Des validations croisées consistant à permuter la période de calage et celle de validation sont souhaitables. Disposant ici de chroniques de débit trop courtes, la phase de validation n'a pu être réalisée.

La performance du calage est ici évaluée à l'aide des critères de Nash et Sutcliffe (1970) qui fournissent une idée de la cohérence entre les débits calculés et les débits observés. Le critère utilisé dans cette étude est le critère de Nash sur les débits :

$$Nash(Q) = 100 \left(1 - \frac{\sum (Q_{obs} - Q_{calc})^2}{\sum (Q_{obs} - \bar{Q})^2} \right)$$

avec Q_{obs} et Q_{calc} les débits respectivement observés et calculés

\bar{Q} la moyenne des débits observés sur la période de test

$Nash(Q)$ est plus sensible aux erreurs de modélisation sur les forts débits que sur les petits débits. Il est donc intéressant pour évaluer les simulations sur les crues. Un critère de Nash de 100 équivaut à une cohérence parfaite entre les débits calculés et les débits observés.

F.2.2. Le générateur de pluie

Le modèle hydrologique calé permet, à partir des pluies, de reconstituer les débits correspondants. Nous disposons des pluies Météo-France au pas de temps horaire sur une période de dix ans. La simulation des débits correspondant à ces pluies avec le modèle ne permet pas d'obtenir la crue centennale, crue qui nous intéresse ici pour le dimensionnement de la retenue. Nous avons donc eu recours à un générateur de pluie, basé sur les chaînes de Markov, qui permet de générer de plus longues séries de pluie.

Le générateur considère trois états de précipitation : (1) pas de pluies, (2) pluies modérées inférieures au seuil $\bar{P} * \ln 2$ avec \bar{P} la moyenne des précipitations, (3) pluies importantes supérieures au seuil. Il considère une année comme étant une succession de six saisons de deux mois et établit la distribution, exponentielle pour l'état (2) et de Weibull pour l'état (3), des pluies dans chaque saison à partir des données pluviométriques observées. Pour chaque saison, il détermine sur la totalité des pluies observées le nombre de précipitations correspondant à chacun des trois états. Il détermine également la probabilité de passage d'un état donné à un autre. Enfin pour les états pluvieux (2) et (3), il ajuste des lois de distributions aux pluies observées.

Le générateur fonctionne pas à pas. Au premier pas de temps il choisit un état de précipitation. Il pioche aléatoirement un nombre compris dans $]0;1[$ et détermine, à partir des probabilités de passage d'un état à un autre, l'état de précipitation du pas de temps suivant. Il pioche un autre nombre, dans le même intervalle, qu'il considère être la fréquence au non dépassement de l'évènement pluvieux. Il obtient alors la quantité de pluie tombée sur le pas de temps grâce à la loi de distribution préalablement calée pour cet état. Cette pluie est exploitable par le modèle hydrologique. En répétant cette opération de nombreuses fois, on obtient ainsi une série de débits susceptibles de se produire.

F.2.3. Prédétermination de crues

Le modèle calcule les débits correspondant aux précipitations construites par le générateur sur une durée choisie par l'utilisateur. Pour estimer la valeur d'une crue de période de retour T donnée, il est conseillé de générer des débits sur une durée cinq à dix fois supérieure à T. Les débits maximums annuels sont classés par ordre croissant (marqués à l'aide d'un indice i).

On détermine la fréquence au non dépassement de chaque valeur de débit Q_i à l'aide de la formule de Chegodayev :

$$F(Q_i) = \frac{i - b}{n + 1 - 2b}$$

avec n le nombre de débits indicés, c'est-à-dire le nombre d'années où les débits simulés sont disponibles et $b = 0,4$. A partir de la courbe des valeurs de débit en fonction des fréquences de non dépassement, on obtient la valeur de la crue cherchée (pour la crue centennale, F a une valeur de 0,99).

F.2.4. Simulation en continu du fonctionnement de la retenue

La simulation en continu du fonctionnement de la retenue permet de déterminer le volume à stocker et le diamètre de la buse de vidange pour écrêter les crues inférieures à une période de retour donnée. Les informations à fournir sont :

- la courbe de la hauteur d'eau en fonction du volume d'eau stockable (cf. E.2.2) au niveau de la digue.
- le volume disponible de réservoir qui correspond à la capacité maximale du réservoir.
- la valeur de la crue cible correspondant à la crue à écrêter et le pourcentage de réduction (rapport entre la crue après écrêtement et la crue cible).
- le diamètre de la buse de vidange. Une valeur de celui-ci est proposée par le logiciel à partir du volume disponible du réservoir et la courbe hauteur-volume. L'utilisateur peut toutefois prendre un diamètre différent de celui proposé (le débit Q évacué sous une charge H par un évacuateur de diamètre D est égal à $0,6\pi \frac{D^2}{4} (2gH)^{\frac{1}{2}}$ où g est l'accélération de la pesanteur).
- le nombre d'années de pluie simulées par le générateur de pluie et l'indice des aléas à prendre en compte (cf. F.2.2).

L'évacuateur de surface est supposé assez large pour pouvoir évacuer tout débordement sans augmentation sensible du niveau.

Les pluies générées par le générateur sont converties en débits par le modèle utilisé (GR4J, TOPMO). Le volume stocké par le réservoir est calculé à partir du volume restant dans le réservoir au pas de temps précédent, en additionnant le volume correspondant à la crue arrivant au niveau du réservoir et en soustrayant le volume évacué par la buse (et éventuellement en surface en cas de débordement).

Le modèle simule le fonctionnement de la retenue avec une valeur approchée de la crue à écrêter. Le programme mémorise les plus forts débits simulés et, à partir des crues générées les plus proches de celle à écrêter, restitue une estimation du débit écrêté. Le rapport entre ces deux crues permet de vérifier que la réduction souhaitée a bien été respectée. Le programme donne au final une estimation du volume stocké lors du passage de la crue à écrêter. Si ce volume est plus grand que la capacité du réservoir donnée en entrée, la retenue est mise en défaut. Par essais successifs, on détermine la capacité du réservoir et le diamètre de la buse de vidange dans le cas limite où la crue à écrêter remplit entièrement le réservoir.

F.3. RESULTATS DE LA MODELISATION

F.3.1. Calage des modèles hydrologiques

Les chroniques de débit dont nous disposons ne sont pas suffisantes pour effectuer une validation croisée efficace. Les modèles GR4J et TOPMO ont été calés (cf. F.2.1 Figure 26, Annexe 3) sur toute la période des données, de mars 2001 à juin 2006, en utilisant comme données de pluie la moyenne des pluies enregistrées par les trois postes pluviométriques de Touquin, Chevru et Granspuits-Bailly-Carrois (cf. D.1.2).

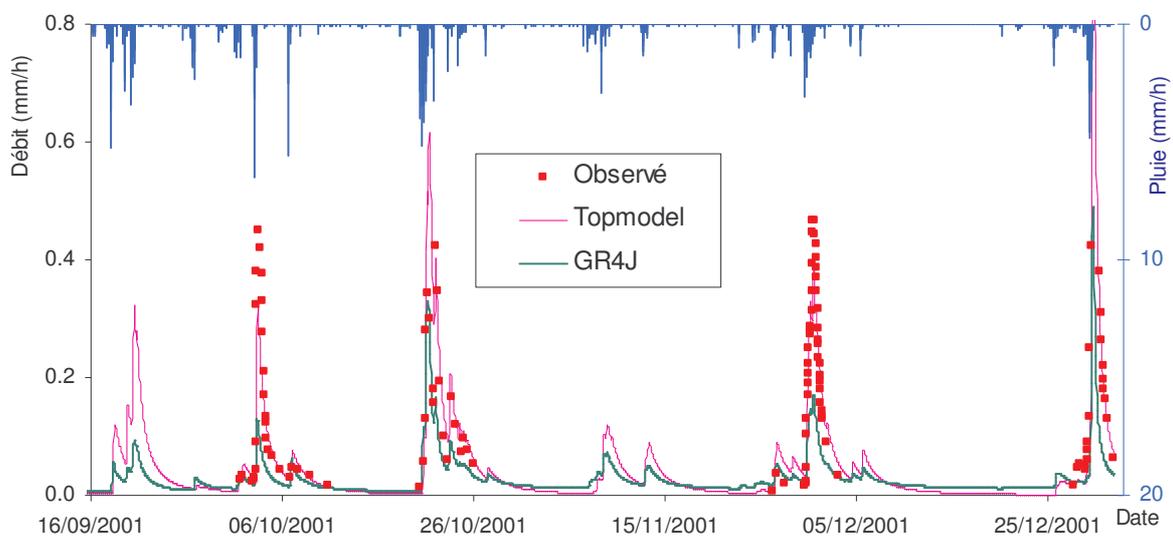


Figure 26 : Débits calculés par les modèles à partir des débits observés et des pluies du 16/09/2001 au 25/12/2001

TOPMO, dont le critère de Nash vaut 89,2 % pour la période de calage 2000-2006 (2000 étant l'année d'initialisation), se cale relativement bien sur les données observées. En revanche, GR4J, dont le critère de Nash est 52 %, éprouve des difficultés à simuler les crues. Le graphique des débits calculés en fonction des débits observés (cf. Figure 27) montre que les modèles et surtout GR4J, éprouvent des difficultés à établir un lien entre les données de la période 2001-2002 et celles de la période 2005-2006. Les modèles ont été calés dans un premier temps sur la totalité des données disponibles puis sur la période 2001-2002 qui correspond à une période de crues intéressantes (cf. Annexe 3, Annexe 4). Caler les modèles sur la période 2005-2006, dépourvue de crues significatives, présente peu d'intérêt pour notre étude.

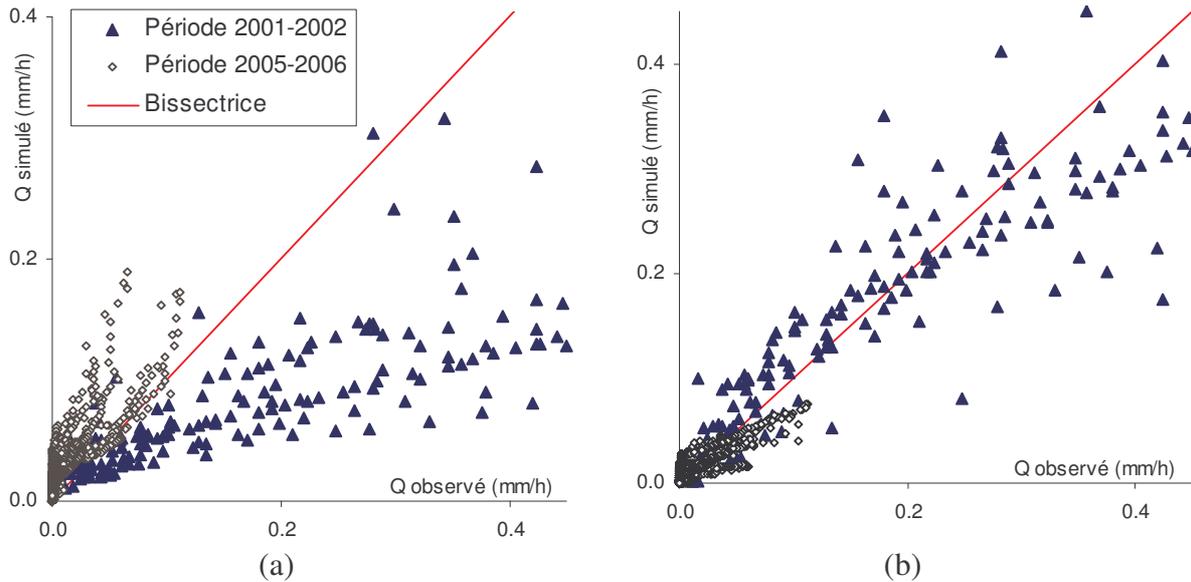


Figure 27 : Débits simulés en fonction des débits calculés pour (a) GR4J et (b) TOPMO avec un calage sur la période 2000-2006

Pour chaque calage, TOPMO estime de façon très correcte les crues mais également les étiages. Il sera donc utilisé dans la suite pour estimer les caractéristiques du réservoir. Le fonctionnement de la retenue a tout de même été simulé avec GR4J afin de voir comment répond la simulation même si le calage n'est pas satisfaisant.

F.3.2. Calage du générateur de pluie

Nous avons constaté que les débits simulés variaient sensiblement en fonction des postes pluviométriques pris en compte pour le calage. TOPMO a été calé sur les deux périodes précédentes en ne tenant compte que d'un seul poste à la fois. Le poste de Chevru permet la meilleure simulation. Nous avons alors décidé de pratiquer le calage en tenant compte de tous les postes et en ne considérant que le poste de Chevru.

Les valeurs de la crue décennale Q_{10} et de la crue centennale Q_{100} ont été estimées pour chaque calage. Le générateur de crue a reconstitué 1000 années de pluie. Il nécessite un indice des aléas qui lui permet de s'initialiser. Il est construit pour générer toujours la même chronique de pluie quand le calage et l'indice des aléas sont conservés. Afin de disposer de différents scénarios possibles et donc de valeurs de crues variées susceptibles de correspondre à la réalité, nous avons, pour chaque calage, pratiqué la prédétermination de crue avec cinq indices différents pris de façon aléatoire. Ces indices sont 1 ; 5 ; 38 ; 64 et 99.

F.3.3. Estimation de crue

Les différentes options de calage ayant un impact non négligeable sur les sorties du modèle, nous avons voulu quantifier les incertitudes liées à ces options. Nous avons estimé les crues centennales et décennales en choisissant différentes options de calage et différentes séries pluviométriques générées par le générateur.

Chaque scénario de pluie permet de déterminer un débit décennal Q_{10} et un débit centennal Q_{100} (cf. Annexe 4). La période de retour de ces débits n'est valable que pour le scénario qui les a générés. Les valeurs de ces débits sont à titre indicatif et ne doivent pas être considérées comme étant les valeurs exactes des crues de même période de retour.

On remarque que les débits décennaux obtenus sont relativement faibles par rapport aux estimations obtenues avec les méthodes régionales. Ils sont compris entre 4,4 et 11,6 m^3/s avec une médiane à 7,6 m^3/s . Les méthodes régionales (cf. E.1) ont évalué des débits décennaux plus élevés : 12,2 m^3/s et même 14,6 m^3/s par la démarche "manuelle" par la méthode Socose et 15,5 m^3/s par Crupedix. Rappelons que le débit de mise en charge de la buse est de 8.2 m^3/s .

Nous nous sommes intéressés aux valeurs de la crue centennale obtenues en fonction des différents paramètres de calage (cf. Figure 28) afin de déterminer lesquels sont déterminant dans l'estimation de la crue centennale. Nous remarquons pour les deux modèles que les valeurs de crue obtenues dépendent peu des scénarios de pluie utilisés, caractérisés par l'indice des aléas et du poste pluviométrique considéré. Dans le cas de TOPMO qui s'est calé correctement quelque soient les conditions de calage, le poste pluviométrique choisi joue peu sur les résultats obtenus, contrairement à GR4J. En règle générale, c'est la période de calage qui influe le plus sur les débits obtenus.

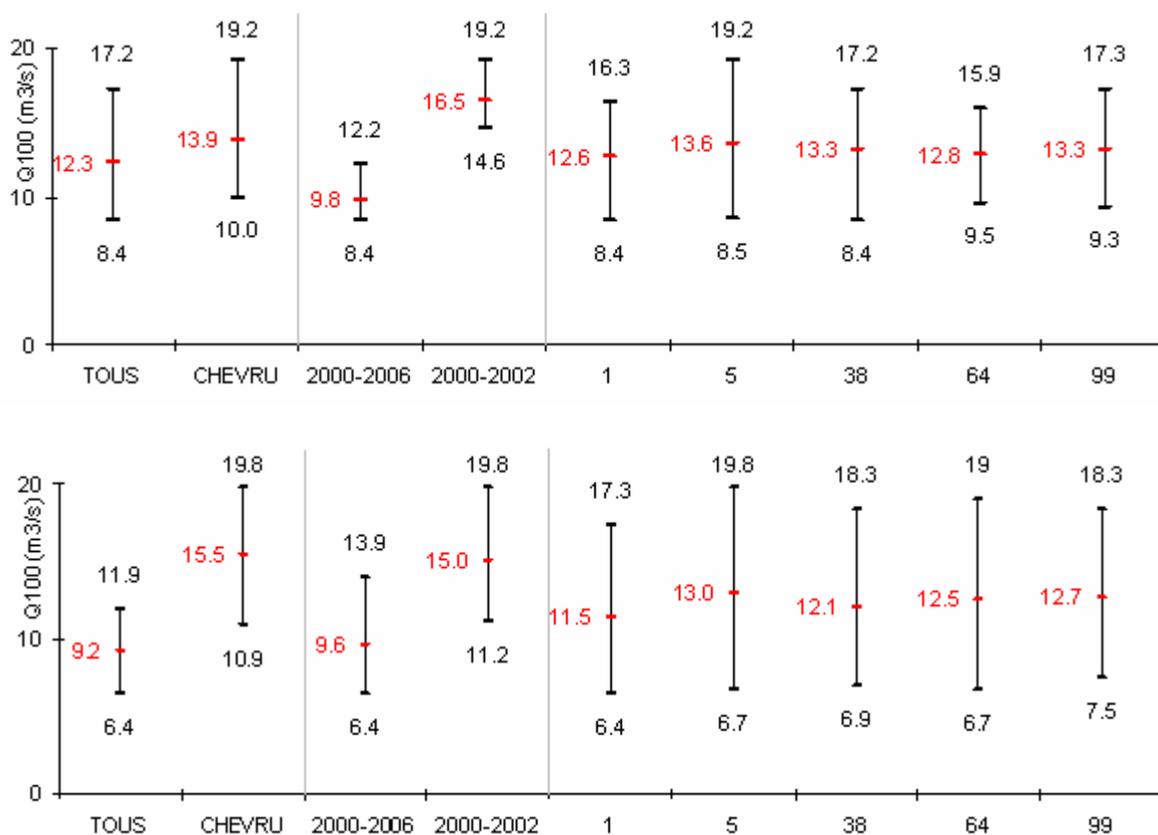


Figure 28 : Valeurs minimales, maximales et moyennes (en rouge) de la crue centennale estimées par TOPMO, en haut, et GR4J, en bas, en fonction du poste pluviométrique utilisé, de la période de calage et de l'indice des aléas

F.3.4. Estimation des caractéristiques de la retenue

Les différents scénarios nous procurent un intervalle de valeurs possibles pour la crue centennale. La crue que nous cherchons à écrêter semble appartenir à l'intervalle $[6,4 ; 19,8]$ m^3/s . On simule le fonctionnement de la retenue en continu à l'aide des scénarios ayant conduit aux crues cibles proches des bornes de cet intervalle. Par essais successifs, on ajuste la capacité de la retenue de façon à obtenir en sortie de la buse un débit inférieur à celui de mise en charge de la buse sous la RN 4. Le diamètre connu, on ajuste le volume de la retenue afin d'approcher au plus près le volume d'eau stocké. Les paramètres de la retenue obtenus pour chaque scénario sont résumés dans l'Annexe 4. Certaines valeurs de la crue centennale sont inférieures ou très proches du débit de mise en charge de la buse sous la RN 4. Ces crues n'ont par conséquent pas besoin d'être écrêtées. Le fonctionnement de la retenue n'a pas été simulé avec ces valeurs, une retenue n'étant pas nécessaire.

Le volume estimé par TOPMO varie peu en fonction des conditions de calage du modèle. Il se situe entre 230 000 et 350 000 m^3 avec une moyenne des résultats de 287 000 m^3 . L'écart type est de 30 000 m^3 ce qui est faible par rapport au volume total. Les résultats obtenus par GR4J s'étalent en revanche sur un intervalle vaste, de 110 000 à 640 000 m^3 avec un écart type de 200 000 m^3 . On comprend ici que même si les problèmes de calage de GR4J ne pesaient pas trop sur l'estimation des débits, ils sont un réel problème pour l'estimation des caractéristiques de la retenue. C'est pourquoi nous ne considérons plus que les résultats de TOPMO.

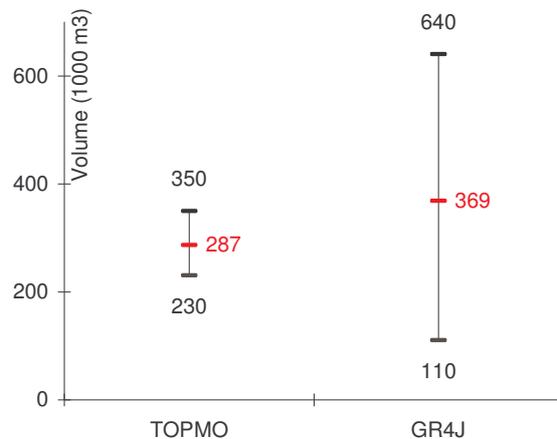


Figure 29 : Volume minimal, maximal et moyenne obtenu par TOPMO et GR4J

On a vu précédemment (cf. F.3.3) que les valeurs de la crue centennale étaient sensibles à la période de calage, ce qui n'est pas le cas du volume de la retenue. Cela s'explique par le fait que la simulation en continu du fonctionnement de la retenue ne tient pas compte seulement de la crue maximale à écrêter. En effet, une chronique de débit qui présente de faibles pics de crue mais dont les valeurs sont supérieures au débit écrêté souhaité va remplir lentement la retenue mais peut la remplir plus qu'une chronique où la retenue serait toujours vide sauf lors de certains événements de crue forts mais courts. TOPMO propose dans l'ensemble un volume de la retenue de 287 000 m^3 .

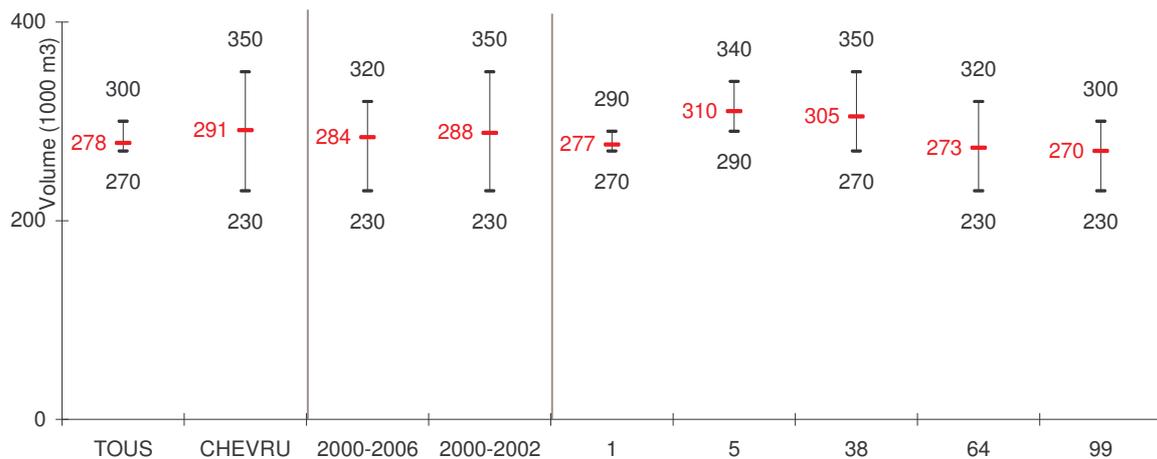


Figure 30 : Volume minimal, maximal et moyenne obtenu par TOPMO en fonction des conditions de calage

Le diamètre de la buse de vidange circulaire obtenu varie de 1,4 à 1,7 m (cf. Annexe 4). Les petits diamètres servent à écrêter des valeurs de crue centennale faibles et les grands pour des valeurs importantes.

F.4. INCERTITUDES SUR LES MODELES

Les modèles pluie-débit utilisés ici sont adaptés pour des bassins versants aux caractéristiques variées mais nécessitent une bonne connaissance des variables de forçage (pluie notamment) et de sortie (débit) pour le calage. Une des limites des résultats présentés ici réside dans le manque d'informations disponibles sur le ru de la Visandre. En effet, du fait de ses faibles dimensions et de son caractère rural, il n'a pas été l'objet d'études poussées sur son fonctionnement hydrologique. Les chroniques hydrométriques disponibles sont trop courtes et leur qualité est souvent remise en cause par des erreurs de mesures parfois difficiles à détecter. L'application des modèles n'a donc pas inclus ici de phase de validation, nécessaire pour évaluer le bon fonctionnement du modèle, notamment comme extrapolateur.

Cette incertitude sur la génération de débits cohérents avec les débits observés se répercute sur la phase de prédétermination des crues. Les quantiles de crue évalués semblent assez faibles et les valeurs de crue sont moins élevées que celles fournies par les méthodes régionales. On comprend ici l'intérêt de méthodes simples d'utilisation qui, même si elles ne fournissent qu'une estimation grossière de la crue recherchée, permettent un regard critique sur les résultats obtenus. Du fait des incertitudes en jeu, nous nous sommes aperçus que l'estimation des volumes de stockage nécessaire varie du simple au double.

Conclusion générale

Le ru de la Visandre, situé dans le département de Seine et Marne a un comportement hydrologique alternant les étiages marqués et des épisodes de crue rapide. Certains de ces événements de crue exceptionnels le font sortir de son lit. Ce fut le cas de la crue de décembre 1999 qui entraîna la submersion de la RN 4 au niveau du carrefour de Prevers. L'objectif de cette étude était de dimensionner un ouvrage passif d'écrêtement de crue visant à protéger le carrefour pour une crue centennale.

Après un traitement des données pluviométriques et hydrométriques disponibles et une suppression de celles qui étaient erronées, nous avons estimé le volume à stocker pour contenir la crue centennale. Différentes méthodes ont été employées. Les méthodes régionales, à partir de données générales sur le bassin versant, ont conduit à un volume entre 600 000 et 700 000 m³. Nous nous sommes ensuite intéressés à des modèles hydrologiques pluie-débit. Le modèle GR4J a été mis en défaut et TOPMO a fourni un intervalle pour ce volume compris entre 230 000 et 350 000 m³ avec une moyenne de 287 000 m³. Le L.R.O.P., quant à lui, avait estimé dans son rapport préliminaire un volume de 500 000 m³, quantifié à partir des méthodes régionales.

Les résultats obtenus par ces différentes méthodes diffèrent. Si l'on considère la crue décennale, nous avons remarqué que les modèles pluie-débit donnaient des valeurs nettement inférieures aux méthodes régionales. En effet, les résultats fournis par le modèle TOPMO sont compris entre 5,6 et 10,4 m³/s contre 12,2 m³/s pour la méthode régionale Socose et 15,5 m³/s pour Crupedix. 50 % de ces résultats sont compris entre 5,6 et 6,6 m³/s. Or la campagne de mesure de 2001-2002 a enregistré au moins trois crues mettant en charge la buse sous la RN 4 pour un débit estimé à 8,2 m³/s. Il nous semble par conséquent peu probable qu'une crue de période de retour très supérieure à la décennale soit apparue plus de trois fois en une année. Par extrapolation, nous soupçonnons donc le modèle de sous-estimer également la crue centennale.

Les méthodes régionales permettent une estimation de la crue décennale. La méthode Socose donne une valeur de crue dont l'intervalle de confiance à 75 % se situe entre la moitié et le double de la valeur obtenue. De même, la méthode Crupedix donne un intervalle de 90 % également entre la moitié et le double de la valeur fournie. Un intervalle de confiance n'est pas fourni pour un crue de période de retour centennale mais il paraît évident que cet intervalle est large.

Les méthodes régionales ne permettent pas de quantifier exactement la crue cherchée. Cependant, au vue des résultats sous-estimés fournis par le modèle hydrologique, nous considérons qu'un volume de 600 000 m³ devrait contenir la crue de projet de période centennale. A titre comparatif, la crue du 29 décembre 2001, de période de retour bien inférieure à la centennale, a engendré un volume d'eau stocké en amont de la buse sous la RN 4 de 214 000 m³. Ce volume est légèrement surdimensionné car nous avons considéré les débits lorsque la buse est en charge égaux au débit de mise en charge alors qu'ils sont supérieurs.

Le diamètre de la buse de vidange estimé à partir de la méthode Socose est évalué entre 1,3 et 1,4 m. Le fonctionnement en continu de la retenue simulé par TOPMO estime ce diamètre entre 1,4 et 1,7 m. On remarque que plus la crue à écrêter est proche du débit de mise en charge de la buse sous la RN 4, plus le diamètre est grand. On préconise alors un diamètre correspondant à celui trouvé par la méthode Socose compris entre 1,3 et 1,4 m.

Bibliographie

Beven K.J., Kirkby M.J.. 1979. A physically based, variable contributing area model of basin hydrology. *Hydrological Sciences Bulletin*. 24 : 43-69.

C.T.G.R.E.F.. 1980. Estimation du débit de crue décennal sur un bassin versant non jaugé : la méthode Crupedix. Information Technique. Cahier 40, Article 3.

Cemagref. 1991. Hydrologie appliquée aux petits bassins ruraux. Document interne.

L.R.O.P.. 2002. RN 4 : Carrefour de Prevers (Jouy le Châtel), Etude des débordements de la Visandre. Rapport d'étude.

L.R.O.P.. 2004. RN 4 : Carrefour de Prevers (Jouy le Châtel) : Etude des débordements de la Visandre, phase II : Etude hydraulique et proposition de solutions. Rapport d'étude.

Ministère de l'Agriculture. 1979. Analyse des pluies de 1 à 10 jours sur 300 postes métropolitains, 2.-Annexes (Tableaux des Résultats). Document interne. 43.

Ministère de l'Agriculture. 1980a. Fascicule 1 : Eléments de pluviométrie, Synthèse nationale sur les crues des petits bassins versants. Document interne. 1-17.

Ministère de l'Agriculture. 1980b. Fascicule 2 : la méthode Socose, méthode sommaire d'estimation de la crue décennale sur un petit bassin versant non jaugé, Synthèse nationale sur les crues des petits bassins versants. Document interne. 30-38.

Ministère de l'Environnement. 1991. Guide pratique d'hydrométrie, Application de l'article "L 232-5" du code rural. Document interne. 40-49.

Nash J.E., Sutcliffe J.V.. 1970. River Flow Forecasting through conceptual models : part I-A : discussion of principles. *Journal of Hydrology*. 10 : 282-290.

Perrin C., Michel C., Andreassian V.. 2003. Improvement of a parsimonious model for treamflow simulation. *Journal of Hydrology*. 279 : 275-289.

Liste des figures

Figure 1 : Bassin versant à l'amont du Carrefour de Prevers.....	7
Figure 2 : Description de la crue du 28 décembre 1999 et des débordements résultants au niveau du carrefour de Prevers (L.R.O.P., 2004).....	11
Figure 3 : Postes pluviométriques proches du site de mesure	14
Figure 4 : Cumul du poste pluviométrique de Grandpuits en fonction de celui de Chevreu de janvier 1995 à décembre 2005	14
Figure 5 : Transformation des données pluviométriques en données horaires.....	15
Figure 6 : Détermination du volume d'eau traversant la section mouillée des appareils en 1h.....	16
Figure 7 : Détection des débits erronés importants au drain amont.....	17
Figure 8 : Champs des vitesses dans la rivière le long d'une verticale	18
Figure 9 : Etablissement de la courbe de tarage à la station de jaugeage	19
Figure 10 : Débits reconstitués à la station de jaugeage grâce à la courbe de tarage	20
Figure 11 : Courbe de passage des débits au drain amont à ceux de la station de jaugeage	20
Figure 12 : Résultats obtenus par l'expérience à échelle réduite après redimensionnement	23
Figure 13 : Illustration de la signification des deux variables D et Q_d sur un évènement de crue.....	25
Figure 14 : Hyétogramme continu de Socose	28
Figure 15 : Hyétogramme discrétisé de Socose (pour $D = 19$ h).....	29
Figure 16 : Ruissellement cumulé obtenu par la formule de Socose.....	30
Figure 17 : Courbe en S déduite par intégration de l'hydrogramme unitaire.....	31
Figure 18 : Hydrogramme unitaire et sa discrétisation.....	32
Figure 19 : Hydrogramme sommé	32
Figure 20 : Courbe de la surface inondée en fonction de la hauteur d'eau à la digue.....	35
Figure 21 : Surfaces d'inondation en fonction de la côte NGF (m) de l'eau au niveau de la digue.....	36
Figure 22 : Courbe du volume d'eau stocké en fonction de la hauteur d'eau au niveau de la digue.....	37
Figure 23: Courbe hauteur d'eau - débit pour une canalisation d'un diamètre de 1,8 m et un coefficient de débit de 0,54	38
Figure 24 : Schéma structurel du modèle GR4J (Perrin et al., 2003)	41
Figure 25 : Schéma structurel du modèle TOPMO	42
Figure 26 : Débits calculés par les modèles à partir des débits observés et des pluies du 16/09/2001 au 25/12/2001	46
Figure 27 : Débits simulés en fonction des débits calculés pour (a) GR4J et (b) TOPMO avec un calage sur la période 2000-2006.....	47
Figure 28 : Valeurs minimales, maximales et moyennes (en rouge) de la crue centennale estimées par TOPMO, en haut, et GR4J, en bas, en fonction du poste pluviométrique utilisé, de la période de calage et de l'indice des aléas	48
Figure 29 : Volume minimal, maximal et moyenne obtenu par TOPMO et GR4J	49
Figure 30 : Volume minimal, maximal et moyenne obtenu par TOPMO en fonction des conditions de calage	50
Figure 31 : Fonctionnement d'un pluviomètre à auget basculeur	57
Figure 32 : description d'un capteur piézoélectrique	58
Figure 33 : Principe de fonctionnement de la sonde à ultra-sons	59

Liste des photographies

Photographie 1 : Inondation du carrefour de Prevers et accident par aqua-planning (L.R.O.P., 2002).....	8
Photographie 2 : Mise en charge de la buse passant sous la RN 4 (L.R.O.P., 2002)	9
Photographie 3 : Fossé d'assainissement et point bas N°2 (L.R.O.P., 2002).....	9
Photographie 4 : Section de la maquette de la buse avale dans le sens de l'écoulement	21
Photographie 5 : Vue globale de la maquette dans le canal expérimental.....	22

Liste des tableaux

Tableau 1 : Résultats pour différentes valeurs du coefficient de Montana.....	33
Tableau 2 : Résultats obtenus en première estimation.....	38

Liste des annexes

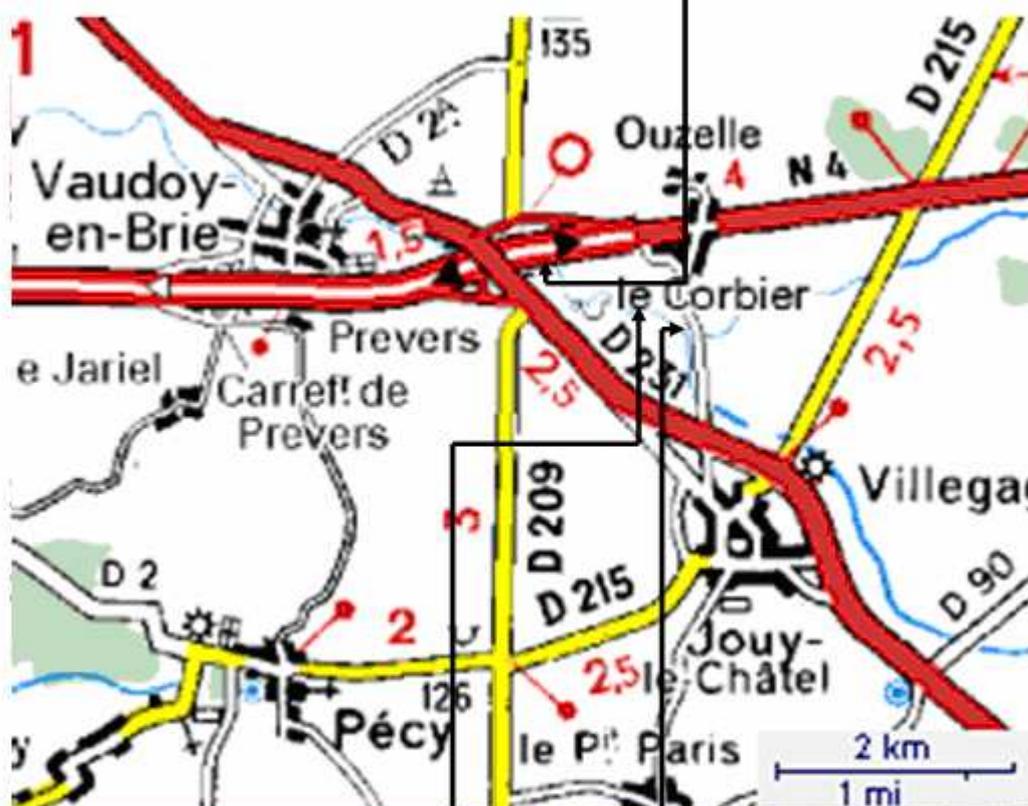
Annexe 1 : Site de mesure (depuis mars 2005) : ouvrages de franchissement et instruments de mesure.....	56
Annexe 2 : Appareils de mesure	57
Annexe 3 : Simulation des modèles en fonction du poste pluviométrique et de la période choisis	60
Annexe 4 : Résultats des phases de calage, de prédétermination et d'estimation des caractéristiques de la retenue	62

ANNEXES

Annexe 1 : Site de mesure (depuis mars 2005) : ouvrages de franchissement et instruments de mesure

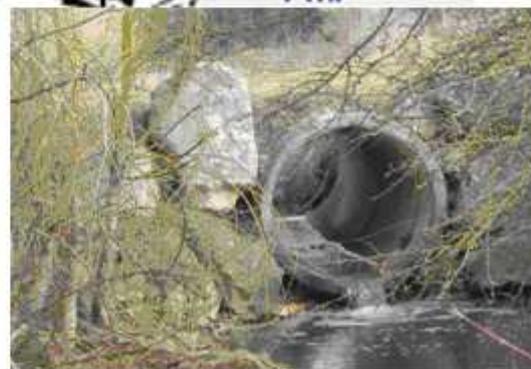


Buse aval



Station de jaugeage.

Instrument : - 1 capteur bulle à bulle
- 1 capteur piézoélectrique



Buse amont

Instrument : - 1 capteur à effet Doppler
- 1 capteur piézoélectrique
- 2 pluviographes

Annexe 2 : Appareils de mesure

- **Le pluviomètre à auget basculeur**

Il permet de mesurer de manière continue la quantité de précipitations qui atteignent le sol. Un système enregistreur fournit, dès qu'une certaine quantité de pluie (0,2 mm dans notre cas) est tombée, les dates et les heures correspondantes.

Le principe de fonctionnement est le suivant : l'eau recueillie par un entonnoir s'écoule dans un petit auget à compartiment symétrique qui repose sur des butées alternativement à gauche et à droite de son axe de basculement (cf. Figure 31). Lorsque le demi auget supérieur est plein, il bascule jusqu'à sa butée en se vidant brusquement et l'autre demi auget se remplit à son tour. L'eau peut être récupérée dans une dame-jeanne pour permettre la vérification du cumul des enregistrements.

Une fiole contenant du mercure bascule en même temps que l'auget. La goutte de mercure établit un lien entre deux câbles électriques. Ce contact électrique génère une impulsion transmise au système enregistreur qui mémorise la date et l'heure correspondante.

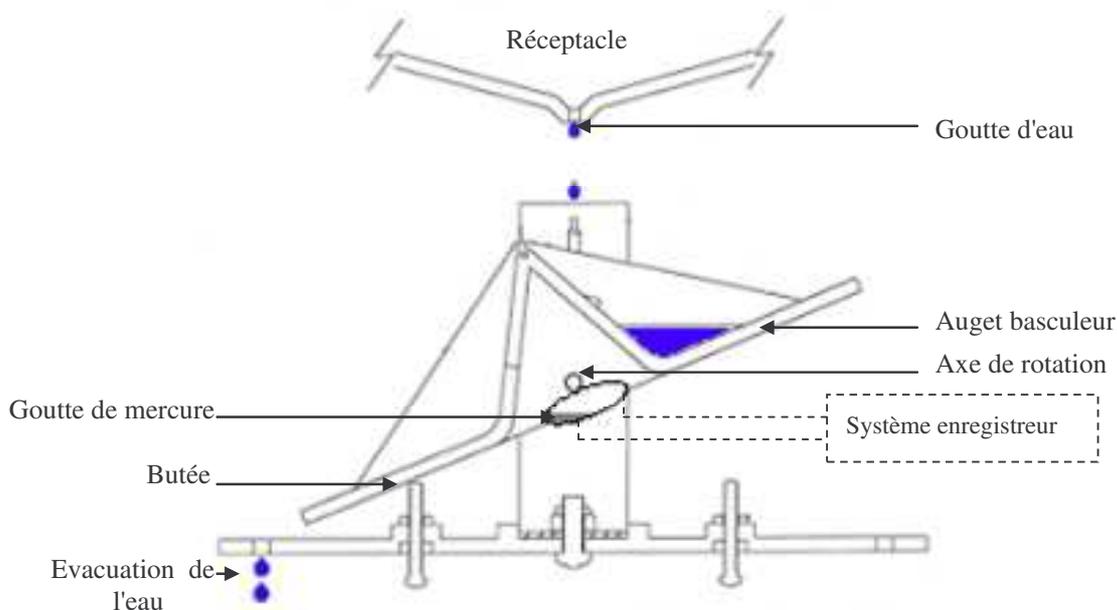


Figure 31 : Fonctionnement d'un pluviomètre à auget basculeur

- **Le capteur à bulle**

Egalement appelé limnimètre bulle à bulle, il mesure la pression à fournir dans un petit tube immergé pour produire des bulles dans le liquide. Un petit compresseur pompe l'air dans un réservoir et cet air est libéré lentement dans un petit tuyau souple. Lorsque la pression est suffisamment élevée à l'intérieur du tube, une bulle d'air est émise dans le liquide. Le surplus de pression P_{fournie} à fournir pour obtenir cette bulle est égal à la pression hydrostatique à l'extrémité du tube :

$$P_{\text{fournie}} = \rho_{\text{liquide}} gh$$

avec : $P_{fournie}$ la pression en Pa

$\rho_{liquide}$ la masse volumique du liquide en kg/m^3 ($\rho_{eau} = 10^3 kg/m^3$)

$g = 9.81 m/s^2$ l'accélération de la pesanteur

h la profondeur de l'extrémité du tube en m

Le capteur transforme cette pression à fournir en signal électrique. Il est relié à un système d'acquisition qui transforme les pressions mesurées en hauteur et les mémorise avec la date et l'heure de la mesure.

Les hauteurs d'eau permettent de déterminer les cotes NGF de la surface de la rivière et les débits au niveau des appareils de mesure. Les cotes se calculent en sommant les hauteurs d'eau mesurées et la cote du lit de la rivière au niveau de l'appareil.

- **Le capteur piézoélectrique**

Ce capteur convertit la pression exercée sur la membrane piézoélectrique en signal électrique. Le capteur étant calibré, on peut récupérer les valeurs de pression et donc la hauteur d'eau située au-dessus du capteur.

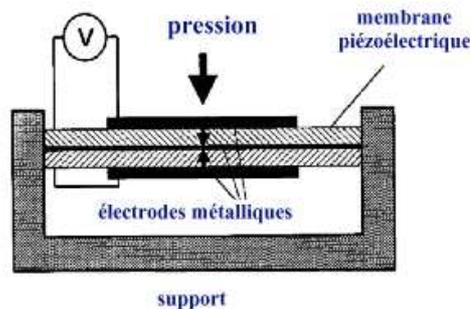


Figure 32 : description d'un capteur piézoélectrique

- **Le capteur à effet Doppler**

Ce capteur, situé dans le fluide, mesure la vitesse moyenne de l'écoulement en fonction du temps. Il se compose d'une paire de sondes émettrices-réceptrices. Le système d'acquisition, à partir des vitesses moyennes, des hauteurs d'eau dans le canal obtenues par conversion des pressions mesurées par un capteur piézo-résistif et de la géométrie du canal, calcule le débit moyen traversant la surface mouillée où se situe l'appareil.

Des ondes ultrasoniques sont émises par les sondes et se réfléchissent sur des bulles d'air ou des particules en suspension (cf. Figure 33). L'impulsion retournant aux sondes, l'écho, possède une fréquence différente de celle de l'impulsion originale. Elle peut être plus élevée ou plus faible suivant le sens de l'écoulement. Pour connaître la composante horizontale de la vitesse, il suffit de mesurer ce décalage de fréquence, l'effet Doppler, dans le plan horizontal suivant deux axes normaux, d'où la présence de deux sondes. L'effet Doppler est donné par:

$$\Delta F = \frac{2Fv}{C} \quad \text{soit} \quad v = \frac{C\Delta F}{2F}$$

avec : F la fréquence d'émission en Hz
 v la vitesse de la particule en m/s
 C la célérité du son ($C = 1500$ m/s dans l'eau)
 ΔF l'effet Doppler en Hz

Le coefficient 2 provient du fait que la particule réfléchissante est en mouvement. Le signal aller et celui retour subissent le même décalage : le signal aller est affecté par la vitesse de la particule, le signal retour par la distance séparant la particule de la sonde.

Ce capteur ne fonctionne que si des bulles d'air ou des particules en suspension sont présentes. Nous nous sommes aperçus que lors des décrues, les valeurs fournies comportaient des erreurs. L'écoulement dans la buse en décrue produit peu de bulles d'air dans l'eau. De plus les particules de sols ont été emportées lors des crues et ont tendance à se déposer en période de décrue. Ce manque de bulles d'air et de particules en suspension ne permet pas d'obtenir des mesures correctes. Une solution serait d'installer une pompe introduisant de l'oxygène en amont de l'appareil.

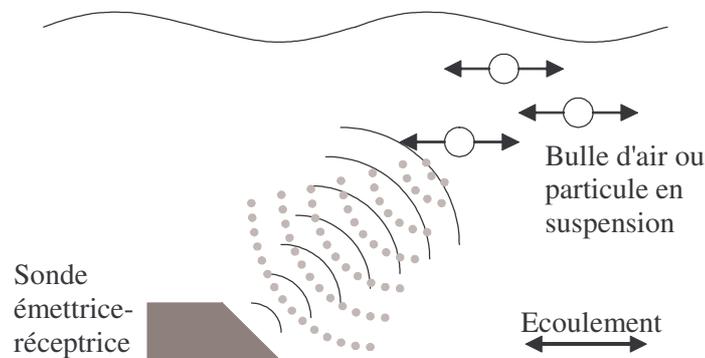


Figure 33 : Principe de fonctionnement de la sonde à ultrasons

Annexe 3 : Simulation des modèles en fonction du poste pluviométrique et de la période choisie

La période 2005-2006 est une période d'étiage. Les résultats des modèles sont donc peu visibles. Ils n'ont été représentés que pour la simulation qui considère tous les postes pluviométriques et une période de calage de 2000 à 2006.

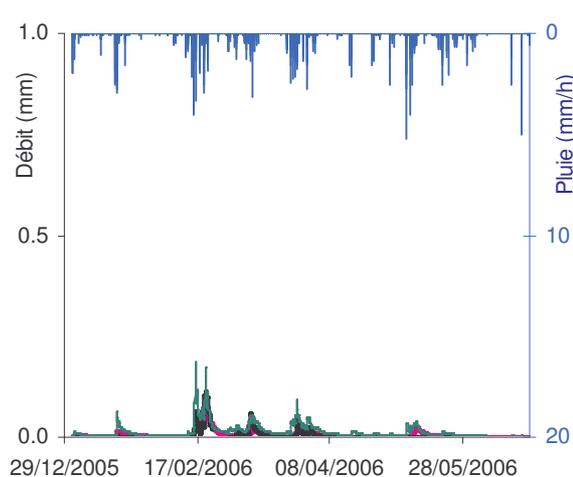
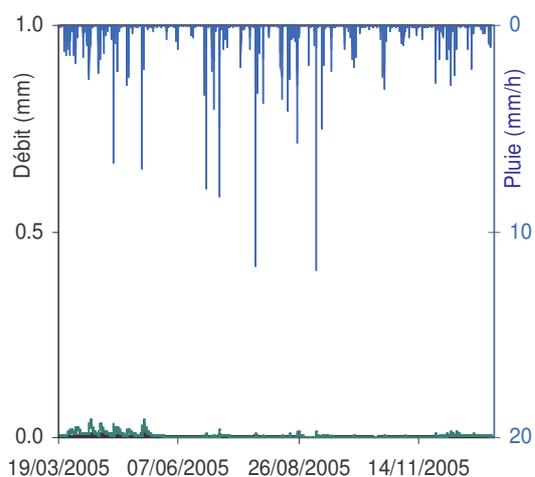
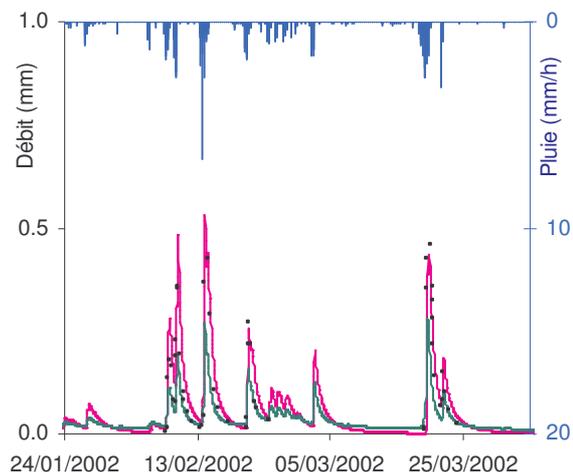
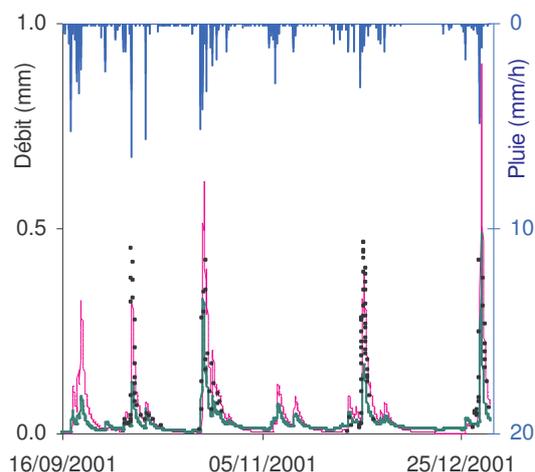
La légende est commune à tous les graphiques :

- débits mesurés
- débits simulés par TOPMO :
- débits simulés par GR4J

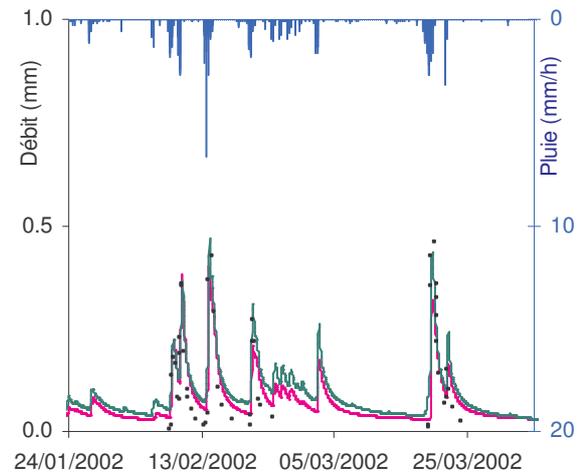
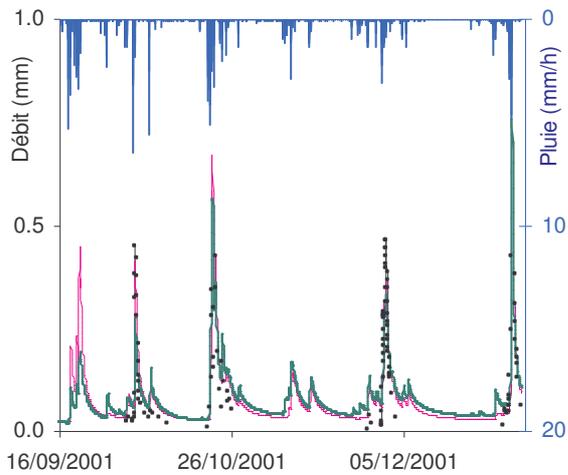
○ Tous les postes pluviométriques, période de calage : 2000-2006

Critère de Nash sur les débits : 89,2 % pour TOPMO

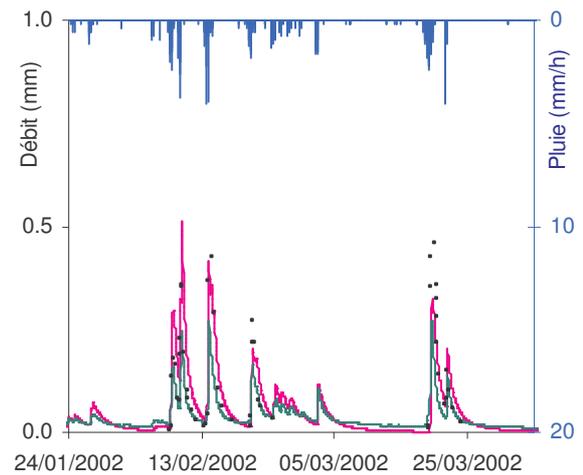
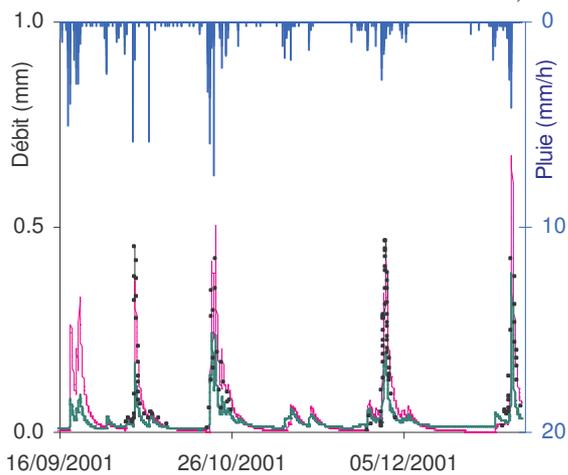
52 % pour GR4J



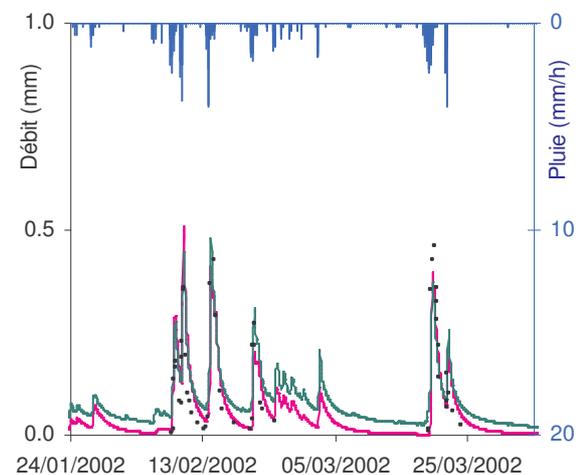
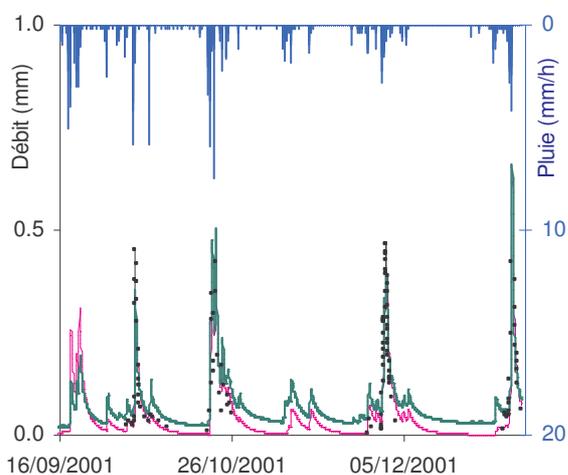
- Tous les postes pluviométriques, période de calage : 2000-2002
Critère de Nash sur les débits : 70,4 % pour TOPMO
63,9 % pour GR4J



- Poste pluviométrique de Chevru, période de calage : 2000-2006
Critère de Nash sur les débits : 90,1 % pour TOPMO
54,5 % pour GR4J



- Poste pluviométrique de Chevru, période de calage : 2000-2002
Critère de Nash sur les débits : 79 % pour TOPMO
70,6 % pour GR4J



Annexe 4 : Résultats des phases de calage, de prédétermination et d'estimation des caractéristiques de la retenue

Modèle	Poste pluviométrique	Période de calage	Nash (%)	Indice des aléas	Q10 (m3/s)	Q100 (m3/s)	Volume (1000 m3)	Diamètre de vidange (m)	Période de retour (année)
TOPMO	Tous	2000-2006	89,2	1	5,8	8,4			
				5	5,7	8,5			
				38	5,8	8,4			
				64	5,7	9,5			
				99	5,6	9,3			
	2000-2002	70,4	1	9,4	15,8	270	1,37	94	
			5	9,2	14,6	300	1,25	94	
			38	9,4	17,2	270	1,43	99	
			64	9,4	15,9	270	1,38	99	
			99	9,4	15,7	280	1,36	100	
	Chevru	2000-2006	90,1	1	6,3	10,0	290	0,66	98
				5	6,5	12,2	290	1,00	100
				38	6,5	10,3	290	0,71	102
				64	6,6	10,2	320	0,70	95
99				6,3	10,7	230	0,79	100	
2000-2002		79,0	1	9,9	16,3	270	1,43	99	
			5	9,9	19,2	340	1,40	101	
			38	10,4	17,1	350	1,39	101	
			64	9,9	15,4	230	1,46	93	
			99	10,1	17,3	300	1,41	97	
GR4J	Tous	2000-2006	52,0	1	4,6	6,4			
				5	4,4	6,7			
				38	4,5	6,9			
				64	4,5	6,7			
				99	4,4	7,5			
	2000-2002	63,9	1	8,5	11,2	630	0,85	102	
			5	8,2	11,4	610	0,81	92	
			38	8,4	11,9	560	0,88	104	
			64	8,2	11,4	640	0,80	113	
			99	8,2	11,7	630	0,85	103	
	Chevru	2000-2006	54,5	1	6,4	10,9	140	0,89	99
				5	6,7	13,9	140	1,28	99
				38	6,7	11,2	140	0,94	100
				64	6,4	12,9	120	1,18	103
99				6,6	13,2	110	1,22	99	
2000-2002		70,6	1	11,3	17,3	340	1,39	100	
			5	11,6	19,8	430	1,35	103	
			38	11,2	18,3	370	1,39	101	
			64	11,4	19,0	340	1,40	103	
			99	11,5	18,3	330	1,40	96	