



**HAL**  
open science

# Optimisation et évaluation des impacts du dispositif d'écrêtement des crues de l'Ill par le Canal du Rhône au Rhin

Lucas Perreal

► **To cite this version:**

Lucas Perreal. Optimisation et évaluation des impacts du dispositif d'écrêtement des crues de l'Ill par le Canal du Rhône au Rhin. Sciences de l'ingénieur [physics]. 2017. dumas-01668384

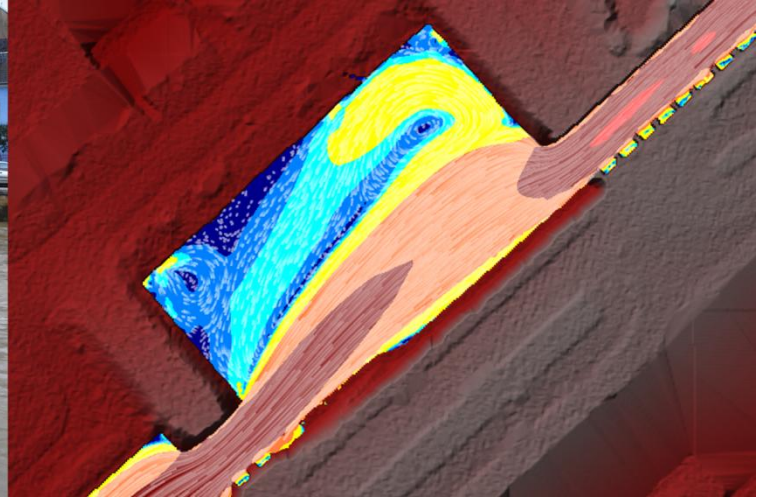
**HAL Id: dumas-01668384**

**<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01668384>**

Submitted on 10 Jan 2022

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



# Optimisation et évaluation des impacts du dispositif d'écrêtement des crues de l'Ill par le Canal du Rhône au Rhin

**Lucas PERREAL**  
Promotion Paris

Mémoire présenté pour l'obtention du  
Diplôme d'Ingénieur de l'ENGEES

*Stage réalisé du 09 janvier 2017 au 30 juin 2017*



## Remerciement

Je tiens tout d'abord à remercier Mr Nicolas Kreis, chef du service rivière et barrage, et mon maître de stage, pour m'avoir permis de réaliser ce stage de fin d'étude, et pour le soutien qu'il a pu m'apporter durant ce stage.

Je tiens ensuite à remercier les techniciens du Service rivière et barrages, pour avoir partagé leur bureau et leur bonne humeur avec moi.

Je tiens aussi à remercier tout le personnel du service rivière et barrage du conseil départemental et plus particulièrement Mme Olivia Ghazarian, pour sa patience, sa gentillesse

J'aimerais aussi remercier tout spécialement Mr Finaud-Guyot, mon référent ENGEES pendant ce stage, pour son appui technique et ses conseils.

## Résumé

### **Optimisation et évaluation des impacts du dispositif d'écrêtement des crues de l'III par le Canal du Rhône au Rhin**

Dans le cadre de la protection contre les inondations de la ville de Mulhouse et des communes à l'aval, il est envisagé de réaliser un écrêtement des crues de l'III à l'entrée de l'agglomération Mulhousienne. En effet, dans sa traversée de la ville, l'III passe dans une partie couverte dont la capacité est limitée. Cela risque de provoquer une inondation dans le centre-ville en cas de crue trop importante. Pour cela, il est prévu de prélever une partie de l'eau de crue et de la stocker temporairement dans le Canal du Rhône au Rhin. Ce projet ayant un intérêt d'échelle départementale, il est porté par le Conseil Départemental du Haut-Rhin. Plusieurs études hydrauliques faisant intervenir des modèles numériques unidimensionnels, ont montré la faisabilité et la nécessité de ce projet.

L'apport d'eau de crue dans le Canal à un débit important d'environ  $30\text{m}^3/\text{s}$ , va avoir un impact sur le fonctionnement de la voie d'eau qu'il convient de quantifier. Il s'agit de l'objectif de cette étude.

Pour cela, un modèle numérique couplé en une et deux dimensions a été réalisé avec le logiciel HEC-RAS. L'objectif étant d'étudier l'impact du dispositif d'écrêtement des crues de l'III, par le Canal du Rhône au Rhin sur les ouvrages, sur le transport, les dépôts sédiments et sur les navires amarrés aux différents ports. Ces enjeux sont les principales préoccupations de Voie Navigable de France, le gestionnaire du Canal du Rhône au Rhin. Un autre objectif de cette étude est de tester les fonctionnalités de modélisation bi dimensionnelle du logiciel HEC- RAS, fonctionnalité récemment développée sur ce logiciel américain largement diffusé.

## Abstract

### **Optimisation and assessment of the Ille flood management système by using the Canal du Rhône au Rhin**

In the context of the protection of Mulhouse against flood, It is planed to reduce the peak flow upstream. Indeed, while crossing the city, the river go trough a covered channel with à limited discharge capacity. This might induce some flooding in the city center. That's why it is planed to do a temporay storage of a part of the flood water in the canal du Rhône au Rhin. This project will benefit all the downstream city, therefore it is hold by the Haut-Rhin departmental board. Previous studies have shown the feasibility of the project.

Injecting water in the chanel with a relatively important flow around  $30\text{m}^3/\text{s}$  will impact the fonctionnement which we will have to quantify. It is the aim of this study.

To this end, a numerical model in one and two dimensions have been made by using HEC-RAS software. The aim is to asses the impact of the flood management system on both the navigation (boat, and water level) and the sediments. This issus are the main concerns of Voie Navigable de France, the owner and manager of the Canal du Rhône au Rhin. An other goal of this study is to test the newly developed bi dimensional feature of the Widly used american HEC-RAS software.

## Table des matières

Remerciement .....	3
Résumé .....	4
Abstract .....	5
Table des figures et tableaux.....	8
Liste des abréviations .....	9
Introduction .....	11
1. Contexte général de la gestion des crues.....	13
1.1. Vue d'ensemble sur les inondations et la gestion des crues .....	13
1.1.1. Historique des inondations et exposition au risque sur le territoire français. ....	13
1.1.2. Le cadre réglementaire actuel de la gestion des crues en France .....	14
1.1.3. Dispositif de gestion des inondations .....	16
1.1.3.1. Une approche préventive.....	16
1.1.3.2. Une approche active .....	17
1.2. Etat de l'art sur les dispositifs de gestion de crue .....	17
1.2.1. Concept global du laminage de crue .....	17
1.2.2. Méthodes de laminage de crue .....	18
1.2.2.1. Bref aperçu des techniques de laminage de crue .....	18
1.2.2.2. Utilisation de canaux de navigation dans la gestion des crues .....	20
2. Contexte de l'étude.....	23
2.1. Contexte général.....	23
2.2. Présentation de la mission confiée .....	28
2.3. Données disponibles et fonctionnement du Canal du Rhône au Rhin (CRR) .....	29
2.3.1. Contrainte d'exploitation des canaux vis-à-vis de l'écrêtement des crues .....	29
2.3.2. Débits.....	29
2.3.3. Topographie et bathymétrie .....	30
2.4. Etat d'avancement du projet d'écrêtement des crues de l'Ille.....	31
3. Outils et méthodes.....	33
3.1. Modélisation hydraulique numérique.....	33
3.2. Démarche global et méthodologie .....	35
3.3. Genèse du modèle .....	35
3.3.1. Choix du logiciel.....	35

3.3.2.	Crue de projet.....	36
3.3.3.	Création du modèle numérique de terrain .....	38
3.3.4.	Structure du maillage .....	39
3.4.	Modélisations des flux sortant et des ouvrages .....	41
3.5.	Calage du modèle HEC-RAS.....	43
3.5.1.	Calage de la partie III.....	43
3.5.2.	Calage de la partie CRR.....	45
3.5.3.	La jonction entre l'III et le canal. ....	48
3.6.	Analyse des différents modèles.....	49
3.7.	Transport sédimentaire .....	51
3.7.1.	Seuil de mise en suspension .....	51
3.7.2.	Maintien en suspension et dépôt.....	54
4.	Présentation et critique des résultats.....	59
4.1.	Choix des scénarios .....	59
4.1.1.1.	Scénario des études précédentes, Bief 39-41 .....	60
4.1.1.2.	Scénario pour le bief de Niffer .....	61
4.2.	Efficacité de la prise d'eau du dispositif d'écrêtement des crues de l'III à Mulhouse .....	64
4.3.	Bilan sur le transport des sédiments.....	65
4.3.1.	Analyse des résultats .....	65
4.3.2.	Gestion des sédiments .....	67
4.4.	Limites du modèle et proposition d'alternative .....	69
5.	Conclusion et suite de l'étude.....	71
5.1.	Conclusion sur la mission confiée.....	71
5.1.1.	Vers un protocole de gestion .....	71
5.1.2.	Principaux résultats .....	72
5.2.	Poursuite de l'étude.....	73
5.3.	Apport de ce Travail de Fin d'Etude.....	73
	Bibliographie.....	75
	Annexes .....	79



## Table des figures et tableaux

Figure 1 : nombres de mort par an dans le monde dû aux inondations (source : Dartmouth Flood Observatory)	13
Figure 2 : Communes exposées au risque inondation et part de la population en zone inondable. (Source : GEOIDD)	14
Figure 3 Politique nationale de gestion du risque inondation (MEDDE, Nov 2011)	15
Figure 4 : laminage de crue, comparaison d'hydrogrammes (Kreis, 2004)	18
Figure 5 : schéma de principe des haies brise crue (SMIVAL, 2009)	19
Figure 6 : schéma de principe d'un ouvrage de ralentissement dynamique des crues (Artelia, 2013)	20
Figure 7 : Principe de fonctionnement du stockage dynamique en canal : En cas d'alerte de crue le niveau d'eau normal (1) est abaissé jusqu'à atteindre une coté minimale (2) pour que à l'arrivée de la crue, le canal soit rempli par le biais des différents ouvrages hydrauliques (vannes, écluses, ...) jusqu'à atteindre le niveau maximum fixé (3).	21
Figure 8 : A gauche le tracé de l'Ille (crédit Wikipedia). A droite : carte géologique d'Alsace, (Schmitt, et al., 2000)	23
Figure 9 : carte de la ville de Mulhouse (1850). En rouge est entouré le tracé du canal de débouché des eaux d'inondation	24
Figure 10 : plan de situation	25
Figure 11 : Schéma du canal du Rhône au Rhin et de ses entités	25
Figure 12 : Schéma de présentation des ouvrages hydraulique (Hydratec, 2008)	26
Figure 13 : hydrogramme de délestage des crues de l'Ille selon l'étude SOGREAH réalisée en 2005	27
Figure 14 : plan de situation du pont mille-pattes et du port de plaisance de Mulhouse	28
Figure 15 : renforcement du canal a l'aval de l'écluse 39	31
Figure 16 : Déroulement de l'étude	33
Figure 17 : Hydrogrammes des principales crues de l'Ille à Didenheim (graphique réalisé à partir des données disponible sur la Banque Hydro)	37
Figure 18 : Création de la couche MNT : 1) donnée brute avec des trous ( zones sans donnée en rouge) 2) données comblées 3) ajout de la bathymétrie	38
Figure 19 : schéma des différentes parties du maillage pour les différents modèles réalisés	40
Figure 20 : Interface de l'outil d'édition de géométrie	41
Figure 21 : hydrogramme d'une éclusée de l'écluse principal et courbe modélisée dans l'étude Hydratec (Hydratec, 2008)	42
Figure 22 : courbes de tarage représentants la condition limite aval sur l'Ille	44
Figure 23 : test de sensibilité lié à la condition limite aval	44
Figure 24 : test de sensibilité lié au coefficient de Manning	45
Figure 25 : bilan des flux pour le calage (Hydratec, 2008)	46
Figure 26 : calage sur les pertes	47
Figure 27 : influence de la rugosité du canal sur la propagation de l'onde.	47
Figure 28 : variation du plan d'eau en fonction des coefficients C et Cs	48
Figure 29 : artefact aux connexions	49
Figure 30 : gestion des connexions en fonction des équations résolus par le logiciel	50
Figure 31 : Différenciation des modèles par le type d'équation utilisé	50
Figure 32 : principe des simulations successives dans le but de réduire le temps de calcul. Modèle 1 fait référence à celui ne prenant en compte que le chenal de liaison et le bief 39-41, modèle 2 fait référence au modèle 1 auquel s'ajoute l'Ille (« partie amont » de la Figure 19)	51
Figure 33 : équilibre d'un grain posé sur le fond d'un chenal (Degoutte, 2006)	52
Figure 34 : réécriture de la courbe de Shield selon Van Rijn (Van Rijn, 1984a)	53

Figure 35 : vitesse limite de suspension en fonction du coefficient lambda de perte de charge. Les courbes sont tracées pour un diamètre de grain de 20µm. La courbe bleue correspond au critère de Bagnold, la rouge à celui de Ashley et enfin la verte à celui d'Engelund	56
Figure 36 : vitesse limite de suspension en fonction du coefficient lambda de perte de charge. Les courbes sont tracées pour un diamètre de grain de 40µm. légende identique à la Figure 35	56
Figure 37 : Exemple de phasage, hydrogramme de la porte levante 41 dans le cas d'un abaissement rapide du bief 39-41.	59
Figure 38 : ligne d'eau lors du passage de la pointe de l'hydrogramme de déléstage (onde diffusive)	60
Figure 39 : variation de la ligne d'eau en Barré de Saint Venant	61
Figure 40 : Scénario 1, variation du niveau d'eau au droit des écluses de Niffer	62
Figure 41 : Scénario 2, variation du niveau d'eau au droit des écluses de Niffer	64
Figure 42 : Courant de recirculation à l'entrée de la portion test en grand gabarit lors du déléstage de la crue	65
Figure 43 : Courant de recirculation à l'entrée du port de plaisance de Mulhouse lors du déléstage de la crue.	66
Figure 44 : paramètre intervenant dans le choix d'un type de dragage. Source :(ISL, Ingérop, 2012)	67
Figure 45 : chronogramme synoptique de la mise en place du dispositif.	72
Tableau 1 : liste des crues utilisées pour l'élaboration de l'hydrogramme centennale	37
Tableau 2 : noms et caractéristiques des différents tests de sensibilité du modèle	43
Tableau 3 : nature des sédiments dans le canal (de l'écluse 41N au canal de Huningue)(source PGPOD VNF)	54
Tableau 4 : bilan des flux dans le bief de niffer du scénario 1	62
Tableau 5 : bilan des flux dans le bief de Niffer du scénario 2	63
Tableau 6 : estimation des coûts de dragage (CETMEF, 2011)	68
Tableau 7 : bilan du coût des opérations de dragage de VNF en 2015 ( (VNF, 2015))	68

## Liste des abréviations

CD68 : Conseil Départemental du Haut-Rhin (68)

HEC-RAS: Hydrological Engineering Center – River Analysis System

MNT : Modèle numérique de terrain

NNN : Niveau Normal de Navigation

PPRI : Plan de Prévention des Risques inondations

SLGRI : Schéma Local de Gestion du Risque Inondation

TRI : Territoire à Risque important d'Inondation

VNF : Voies Navigables de France

1D : unidimensionnel

2D : bidimensionnel

3D : tridimensionnel



## Introduction

Les crues sont des phénomènes naturels qui ne peuvent être empêchées. Elles font partie intégrantes du fonctionnement des cours d'eau. Les crues génèrent bien souvent des inondations. Bien que celles-ci soient dues au cycle naturel des rivières, elles ont un impact fort sur la population mondiale. En partie à cause du fait que la civilisation s'est développée grâce et à proximité des cours d'eau, car ceux-ci procurent une ressource en eau, en nourriture et des terres agricoles fertiles.

Aujourd'hui, le fort développement de l'activité humaine dans les lits majeurs fait du risque inondation le premier risque naturel dans le monde. En France, il touche plus de 17.1 millions de résidents permanents soit plus d'une personne sur quatre et plus de 9 millions d'emplois, sont directement exposés aux débordements des cours d'eau (MEDDE, 2011). Le coût moyen annuel des inondations sur les 30 dernières années représente environ 800 million d'euros et peut être porté à 1 à 2 milliards d'euros/an, en considérant le fait qu'aucun événement majeur n'est survenu durant ces 30 dernières années.(MEDDE, 2011)

Pour se protéger face à ce risque majeur, l'état Français et plus généralement l'Union Européenne, visent à court terme à stabiliser la situation actuelle de façon à ne plus aggraver le risque, puis, à plus long terme, de le réduire. Ces objectifs se traduisent notamment dans la Directive Européenne inondation de 2007 et dans les textes réglementaires qui en découlent.

C'est dans ce contexte de gestion des inondations, que le projet d'écêtement des crues de l'Ill à Mulhouse a vu le jour. En effet, dans sa traversée de l'agglomération, l'Ill est en partie couverte. Le chenal couvert ayant une capacité limitée, il existe un risque d'inondation du centre ville de Mulhouse en cas de crue extrême. Pour protéger l'agglomération, deux choix pouvaient être fait, augmenter la capacité de ce passage couvert ou alors diminuer le débit arrivant à Mulhouse. C'est ce dernier choix qui a été fait, il s'inscrit dans une politique de gestion des inondations à l'échelle du bassin versant, passant par la réalisation de nombreux ouvrages ayant pour but de ralentir ou de dévier les écoulements vers des zones à plus faibles enjeux. La solution proposée est de diriger une partie des eaux de l'Ill vers le Canal du Rhône au Rhin (CRR), puis in fine vers les canaux de la Hardt et le Rhin.

Même si la nécessité et la faisabilité du projet d'écêtement de crue a été démontrée dans des études antérieures (SOGREAH, 2005),(Hydratec, 2008), des questions subsistent, notamment sur l'impact d'un tel dispositif sur le fonctionnement du canal et sur le transport et les dépôts de sédiments s'y trouvant.



## 1. Contexte général de la gestion des crues

### 1.1. Vue d'ensemble sur les inondations et la gestion des crues

Des inondations du début des années 2000 dans le centre de l'Europe, a résulté un bilan catastrophique. Ces événements ont déclenché une prise de conscience de la communauté Européenne sur la nécessité d'organiser au mieux la gestion du risque inondation. Nous allons présenter dans les paragraphes qui suivent un historique succinct des dernières inondations ainsi qu'un bref aperçu de la situation en France (1.1.1.). Puis nous verrons comment est construit le cadre réglementaire de la lutte contre le risque inondation en France (1.1.2.). Enfin nous verrons quels dispositifs sont mis en place contre les inondations (1.1.3.).

#### 1.1.1. Historique des inondations et exposition au risque sur le territoire français.

Chaque année, les inondations font beaucoup de victimes dans le monde. Selon le Dartmouth flood Observatory, plus de 660 000 personnes sont mortes au cours de ces 32 dernières années à cause des inondations (**Figure 1**). En France, entre 1958 et 2010, 288 personnes ont trouvé la mort à cause des inondations (hors accident de Malpasset). Pourtant, durant cette période, aucune inondation généralisée n'est survenue sur le territoire. Le dernier événement de ce type datant de 1940. (MEDDE, 2011) Annexe 1

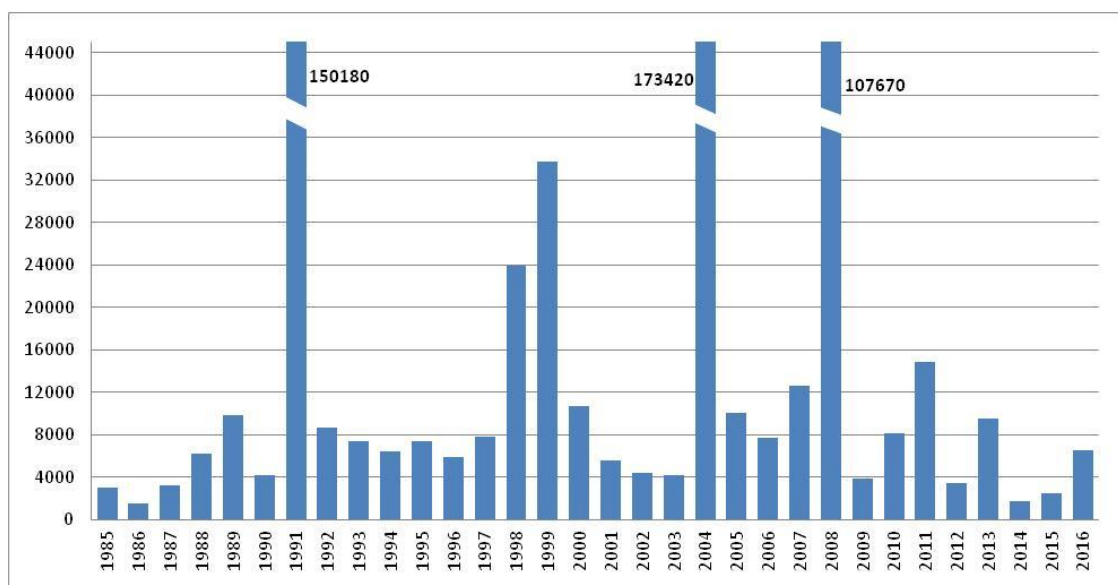


Figure 1 : nombres de mort par an dans le monde dû aux inondations (source : Dartmouth Flood Observatory)

Les inondations ne font pas toujours des victimes, mais leurs impacts sur les populations, et sur l'économie n'en sont pas moindres. En France, plus d'une personne sur quatre habite en zone inondable (**Figure 2**) et plus de 9 million d'emplois sont concernés. Ainsi les dommages liés à l'arrêt des activités économiques viennent s'ajouter à ceux causés sur les biens. Le coût moyen annuel lié aux inondations est estimé entre 800 millions et 2 milliards d'euros par an

en fonction des hypothèses réalisées (MEDDE, 2011). Retenons que l'estimation du coût lié aux inondations ne prend en compte que la part couverte par les assurances, soit moins de la moitié du coût réel. A cela viennent s'ajouter les pertes liées à l'arrêt de l'activité économique sur le secteur impacté.

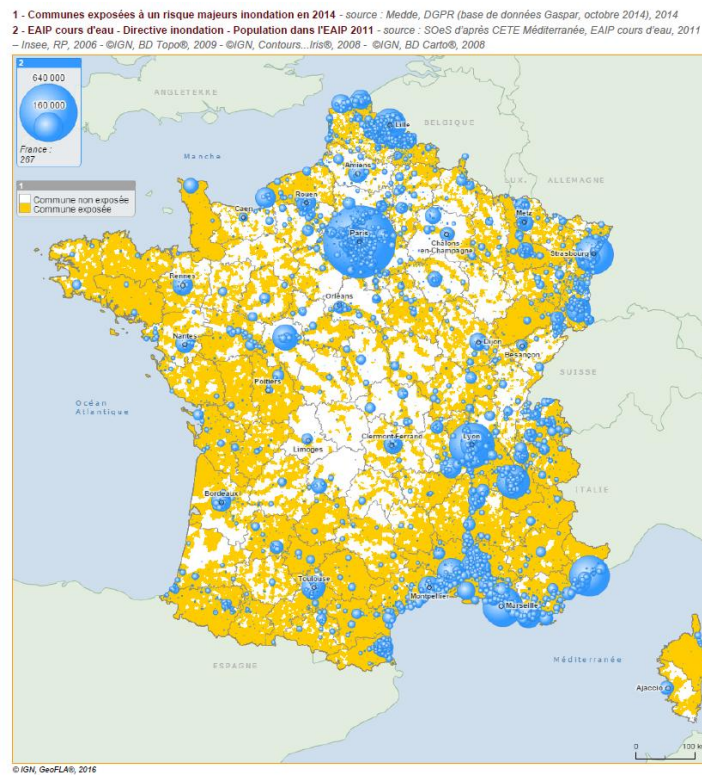


Figure 2 : Communes exposées au risque inondation et part de la population en zone inondable. (Source : GEOIDD)

#### Notions Clés : Enjeux, aléa, risque, vulnérabilité.

Le risque est le croisement entre un aléa tel qu'une crue, et des enjeux. Les enjeux peuvent être économiques, humains ou environnementaux, ils restent fondamentalement indépendant de l'aléa. La vulnérabilité quant à elle caractérise les dommages causés par un aléa sur les enjeux. Elle peut aussi être caractérisée par la capacité d'un enjeu à faire face à un risque.

### 1.1.2. Le cadre réglementaire actuel de la gestion des crues en France

Suite au bilan fortement négatif des inondations survenues en Europe au début des années 2000, comme par exemple en France dans le Gard en 2002, avec une inondation qui a coûté 1,2 milliard d'euros et causé 23 décès (MEDDE, 2011). Et considérant que les inondations représentent une menace pour l'homme, aussi bien sur le plan humain, économique et

culturel, la Communauté Européenne a établi un cadre réglementaire pour la gestion de ces phénomènes naturels inévitables. Il s'agit de la directive 2007/60/CE, dite directive inondations dont l'objectif principal est la réduction des conséquences négatives des inondations. Ce texte, transposé en droit français par la loi du 12 juillet 2010, portant engagement national pour l'environnement, fixe le cadre de la gestion du risque lié aux inondations et incite à mettre en place des stratégies de lutte contre celles-ci.

Ainsi, depuis 2010, la lutte contre les inondations s'articule comme suit sur le territoire français (Figure 3) :

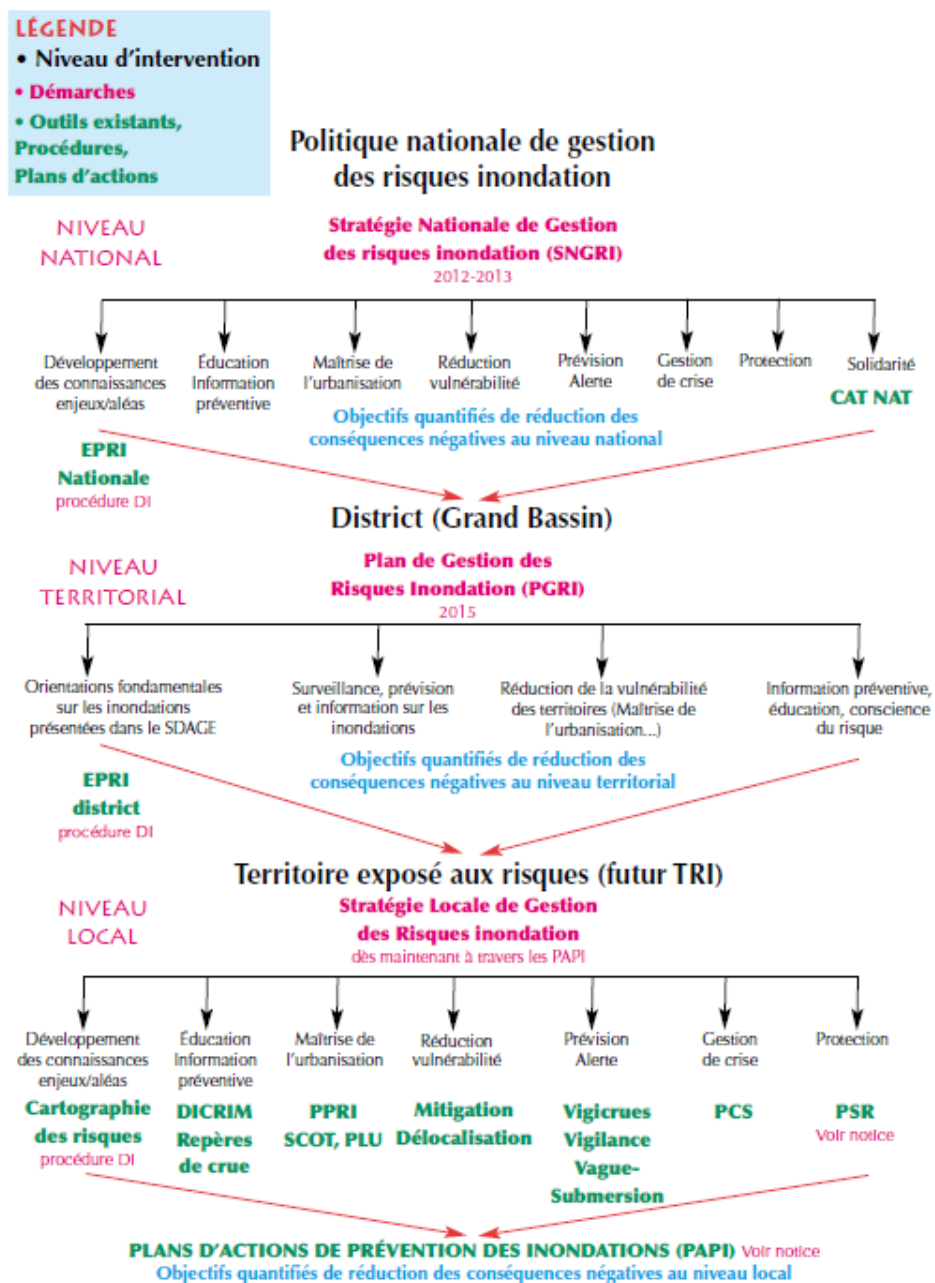


Figure 3 Politique nationale de gestion du risque inondation (MEDDE, Nov 2011)



## **Etude Préliminaire du Risque Inondation (EPRI)**

En application de la directive inondation et dans l'optique d'aider à la réalisation des plans et stratégies de gestion du risque inondation, des EPRI ont été menées sur le territoire français. Leurs objectifs étant de mieux cerner la vulnérabilité des territoires et de permettre la sélection des Territoires à Risque important d'Inondation (TRI). Il s'agit donc d'un état des lieux rendant compte d'un descriptif des principaux événements historiques et de leurs impacts, ainsi que de l'exposition actuelle des enjeux face aux inondations majeures d'une période de retour millénaire et ce, quelque soit le type d'inondation (remontée de nappe, ruissèlement, rupture d'ouvrages,...). Suite à la l'élaboration des EPRI, des plans de gestion des risques inondations sont mis en œuvre et des territoires à risque important d'inondation (TRI) sont identifiés.

### **Territoire à Risque important d'Inondation (TRI)**

Les TRI sont des territoires à forte exposition au risque inondation. Leur identification répond à une logique de priorisation des moyens et des actions de l'Etat et des différents acteurs locaux par rapport aux politiques de gestion du risque inondation déjà en place sur le territoire. L'emprise des TRI est définie par arrêté du Préfet de bassin. Une fois les TRI identifiés, il convient de réaliser un atlas des zones inondables pour des crues fréquentes (temps de retour de 10 à 30ans), moyenne (temps de retour de 100 à 300ans) et extrême (période de retour 1000ans).

### **Stratégie locale de gestion du risque inondation (SLGRI)**

La Stratégie Locale de Gestion du Risque inondation est un texte qui fixe des objectifs pour la réduction du risque inondation sur un TRI. La SLGRI peut s'appliquer à un territoire plus grand que le TRI mais doit se conformer au cadre fixé par le PGRI et la Stratégie Nationale de gestion du risque inondation. La SLGRI permet de prendre en compte les spécificités du territoire auquel elle s'applique et définit les moyens à mettre en place pour atteindre les objectifs de la Directive inondation. La SLGRI met l'accent sur la stratégie, mais comporte un volet opérationnel qui pourra se poursuivre par la réalisation d'un Plan d'Action de Prévention des Inondations (PAPI).

## **1.1.3. Dispositif de gestion des inondations**

### **1.1.3.1. Une approche préventive**

Aujourd'hui, les actions de lutte contre les inondations peuvent être divisées en deux catégories. La première regroupe les actions passives consistant à stabiliser la situation actuelle. L'objectif étant de ne pas rajouter d'enjeux en zone inondable et d'éviter autant que faire se peut d'augmenter la vulnérabilité des enjeux déjà existants. L'objectif étant d'éviter d'impacter négativement les zones inondables. Concrètement cela revient à interdire les constructions en zone inondable ou les remblais en lit majeur. Ainsi que tout autre ouvrage ayant pour conséquences le ralentissement des écoulements dans les zones à fort enjeux, ou une diminution de la surface des champs d'expansion de crue. Ces moyens de lutte sont rendus possible en grande partie grâce à différents documents d'urbanisme (PLU, SCOT,...).

Mais aussi grâce à l'élaboration de documents plus spécifiques tels que les Plan de Prévention du Risque Inondation (PPRI) en application de la **Loi n° 95-101 du 2 février 1995 et de l'article.**

### **1.1.3.2. Une approche active**

Par opposition au premier type d'action, le second regrouperait les actions actives, c'est-à-dire les actions complémentaires, menant à la construction d'ouvrages dont le but est de réduire, voire de supprimer, localement le risque inondation. Rappelons que le risque peut être défini comme le croisement des enjeux (logement, population, patrimoine, économie..), avec un aléa (une crue dans notre cas). A partir de cette définition, il est possible de distinguer trois sous catégories d'action :

- les ouvrages de protection rapprochée (digue, recalibrage du lit, muret), dont le but premier est d'agir sur la protection des enjeux et non d'agir sur l'aléa ;
- les ouvrages ou aménagements du bassin versant agissant directement sur l'aléa de crue dans le but de l'atténuer tels que les ouvrages de ralentissement dynamique, les polders, les actions visant à reméandrer les cours d'eau.
- les actions visant à prévenir les ruissellements agricoles et urbains par la modification des pratiques culturales ou l'infiltration de la pluie à la source.

Aujourd'hui, outre les actions de préventions, la gestion des crues passe avant tout par des actions ayant pour but d'atténuer l'aléa. En effet la rectification des cours d'eau, leurs recalibrages, et l'endiguement massif des lits mineurs, ont prouvé leurs limites. En plus de porter atteinte à l'équilibre des rivières, ces ouvrages ont tendance à aggraver les inondations à l'aval, mais aussi à aggraver les inondations dans les zones protégées en cas de rupture de l'ouvrage.

C'est pourquoi, aujourd'hui, la politique de gestion des crues favorise les ouvrages ayant pour but le laminage des crues et la réduction du ruissellement agricole et urbain. Ces méthodes seront développées plus loin.

## **1.2. Etat de l'art sur les dispositifs de gestion de crue**

### **1.2.1. Concept global du laminage de crue**

Le laminage des crues est un phénomène naturel consistant en l'atténuation de la pointe de crue au fur et à mesure que la crue se propage vers l'aval (Sholtes, 2009). On assiste alors à un aplatissement (effet de laminage) de l'hydrogramme de crue (Figure 4). Le laminage est dû en grande partie au ralentissement des vitesses d'écoulement dû aux divers obstacles rencontrés dans les lits mineurs et majeurs (Shields, et al., 1995),(Ghavasieh, et al., 2006) ainsi qu'à la forme même de la rivière, tel que sa sinuosité (Fares, 2000).

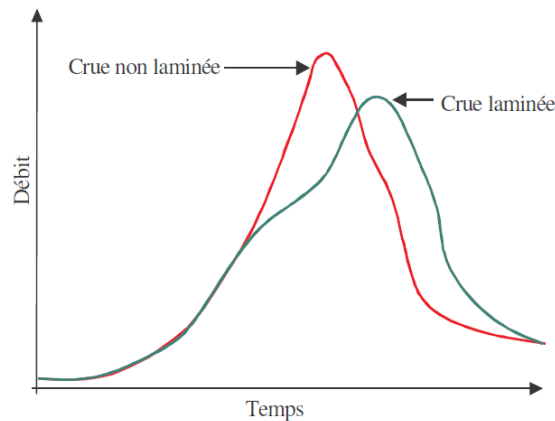


Figure 4 : laminage de crue, comparaison d'hydrogrammes (Kreis, 2004)

Cependant, la politique d'endiguement, de recalibrage et de rectification des cours d'eaux menée au 20ème siècle, a affecté négativement le laminage naturel des crues, aggravant ainsi les risques d'inondation. Il est cependant possible de recréer ce laminage, c'est-à-dire d'atténuer la pointe d'une crue. Pour cela, il est envisageable de ralentir l'écoulement et/ou de stocker temporairement une partie de la pointe de crue en amont des zones à fort enjeu. Cela sera traité dans la prochaine section (1.2.2).

## 1.2.2. Méthodes de laminage de crue

Pour permettre le laminage de crues, plusieurs actions sont possibles, nous allons fournir un aperçu des techniques d'écrêtement de crue, puis nous verrons comment cela s'applique à notre contexte.

### 1.2.2.1. Bref aperçu des techniques de laminage de crue

#### - Les méthodes de réduction du ruissellement

Avant d'arriver dans la rivière, l'eau emprunte divers chemins dans le bassin versant, le principal et le plus impactant étant le ruissellement de surface. Diminuer le ruissellement a pour conséquence de diminuer le pic de crue, pour cela il est possible de mettre en place diverses actions, par exemple créer des zones tampon entre les parcelles pour favoriser l'infiltration des eaux de ruissellement ou encore mettre en place, avec les agriculteurs, des changements de pratique culturales, telles que la plantation en rang perpendiculaire à la pentes de la parcelle ou le changement du type de plantation, ou encore la mise en place de bande enherbée entre les pieds de vignes par exemple. En outre la préservation des zones humides est aussi un moyen de lutte contre le ruissellement, puisque ces zones ont une très forte capacité de rétention d'eau. Rétention qui serait perdue avec leur destruction.

#### - Bassin, Polder, casier et autres ouvrages de rétention de crue

La création de bassins, de polders, ou de casiers permet, avec une gestion adaptée, de stocker la pointe d'une crue. Les crues représentant des volumes se comptant en millions de mètres cubes. Les contraintes actuelles d'occupation du territoire ne permettent pas de mettre en place des ouvrages capables de stocker de si grands volumes (Kreis, 2004). On

privilégie alors des ouvrages plus modestes, placés en dérivation, dont le remplissage se fait généralement au passage du pic de crues. En Alsace, le Polder d'Erstein constitue un exemple de ces ouvrages de stockage de crue. Cet ouvrage construit dans le cadre d'un projet franco-allemand de gestion des crues du Rhin permet de stocker 7.8 millions de m<sup>3</sup> en moins de 15h (Dewitte, 2016).

#### - Les ouvrages de ralentissement dynamique

Le ralentissement dynamique s'opère à l'échelle du bassin versant et consiste en la création d'obstacles transverses à l'écoulement, ou d'ouvrages de stockage temporaires (Poulard, 2005) (CEMAGREF, 2004)

- Haies brise crues

Ce type d'aménagement consiste à augmenter localement la rugosité du lit majeur (Ghavasieh, et al., 2006). Concrètement, cela peut se faire en plaçant des haies d'arbres perpendiculairement à la direction d'écoulement en lit majeur. Ainsi, en cas d'inondation, les haies vont ralentir l'écoulement et ainsi permettre le laminage des crues

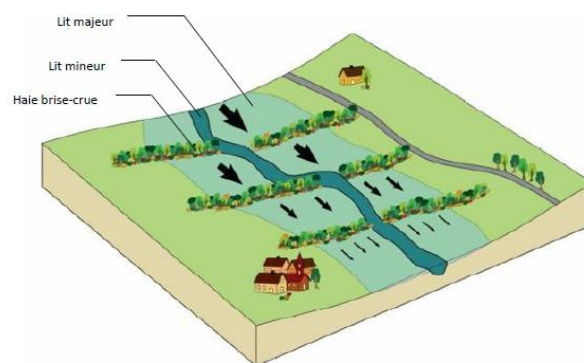


Figure 5 : schéma de principe des haies brise crue (SMIVAL, 2009)

- Barrage de ralentissement dynamique

Ce sont généralement de petits ouvrages positionnés perpendiculairement à l'écoulement. Il s'agit de barrages avec une ouverture dimensionnée de façon à laisser s'écouler le cours d'eau ainsi que les crues mineurs n'ayant pas d'impact significatif à l'aval (Poulard, 2005). Ce type d'ouvrage doit être transparent pour des crues inférieures à la crue pour laquelle il a été dimensionné et aussi pour des crues qui excéderaient la crue sécurité (crue maximal pour laquelle l'ouvrage a été dimensionné) (Figure 6). Leur avantage par rapport aux autres ouvrages de rétention est qu'ils n'affectent pas le transport sédimentaire ni la continuité biologique du cours d'eau.

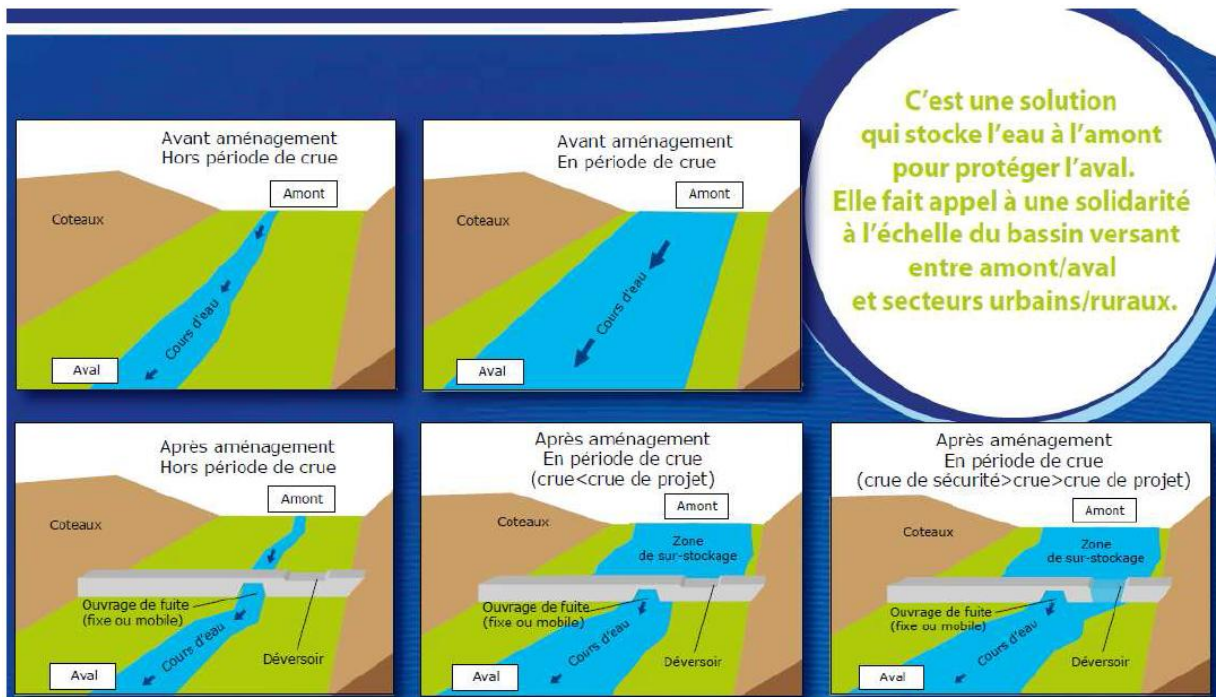
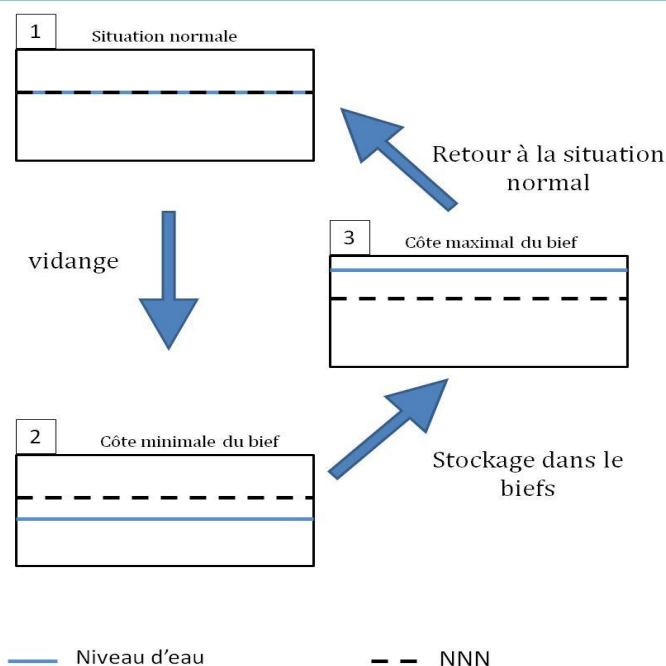


Figure 6 : schéma de principe d'un ouvrage de ralentissement dynamique des crues (Artelia, 2013)

### 1.2.2.2. Utilisation de canaux de navigation dans la gestion des crues

Bien que non naturel, les canaux de navigation font partie du réseau hydrographique des bassins versants. Il paraît donc logique de vouloir les intégrer dans les dispositifs de gestion de la ressource en eau. En période de hautes eaux, les canaux peuvent permettre de stocker et/ou de transférer une partie du volume de crue. L'utilité des canaux pour l'évacuation des crues est d'ailleurs reconnue par Voies Navigables de France (VNF) comme une des 7 fonctions principales assurées par les voies navigables (Bouard, 1998). Cependant, ce rôle de protection est considéré comme une conséquence indirecte de la création des voies d'eau. En effet, les ouvrages latéraux tels que les digues et les enrochements, qui sont des éléments constitutifs des canaux peuvent créer une protection contre les inondations (Bouard, 1998) (ONEMA, 2013). Toutefois, il existe des cas où les canaux sont utilisés directement dans la lutte contre les inondations, dans le but de transférer et/ou de stocker l'eau dans les biefs (SAGE de la Lys, 2010), (Protocole de gestion du canal à grand gabarit Bassins de l'Aa et de la Lys). La voie navigable va alors fonctionner comme un ouvrage de dérivation. Pour cela, un abaissement préalable des biefs est réalisé dans la mesure du possible pour permettre une plus grande capacité de stockage. (**Figure 7** : Principe de fonctionnement du stockage dynamique en canal : En cas d'alerte de crue le niveau).



**Figure 7 : Principe de fonctionnement du stockage dynamique en canal : En cas d'alerte de crue le niveau d'eau normal (1) est abaissé jusqu'à atteindre une coté minimale (2) pour que à l'arrivée de la crue, le canal soit rempli par le biais des différents ouvrages hydrauliques (vannes, écluses, ...) jusqu'à atteindre le niveau maximum fixé (3).**

Ce système de gestion des crues s'applique surtout pour des rivières canalisées ou de faibles crues, ([www.VNF.fr](http://www.VNF.fr)) et non à l'écêtement de crues importantes. En outre, les recherches effectuées concernant l'état de l'art sur l'écêtement des pointes de crues par dérivation d'une partie du débit dans un canal n'ont pas abouti. Il semblerait que le fonctionnement de tels dispositifs n'ait pas, à ce jour, été documenté.



## 2. Contexte de l'étude

### 2.1. Contexte général

L'Ill est un cours d'eau traversant l'Alsace du Sud vers le Nord sur un linéaire de plus de 200 km (Source : Base de donnée SANDRE), c'est l'affluent principal du Rhin en France. L'Ill prend sa source dans les contreforts du Jura alsacien, dans la commune de Winkel, à 600 m d'altitude, puis s'écoule en direction du nord et traverse les collines lœssiques du Sundgau (Schmitt, et al., 2000). Les eaux de l'Ill y puisent leur charge sédimentaire, relativement fine, composée majoritairement de limons et d'argile, produit de l'érosion du lœss.

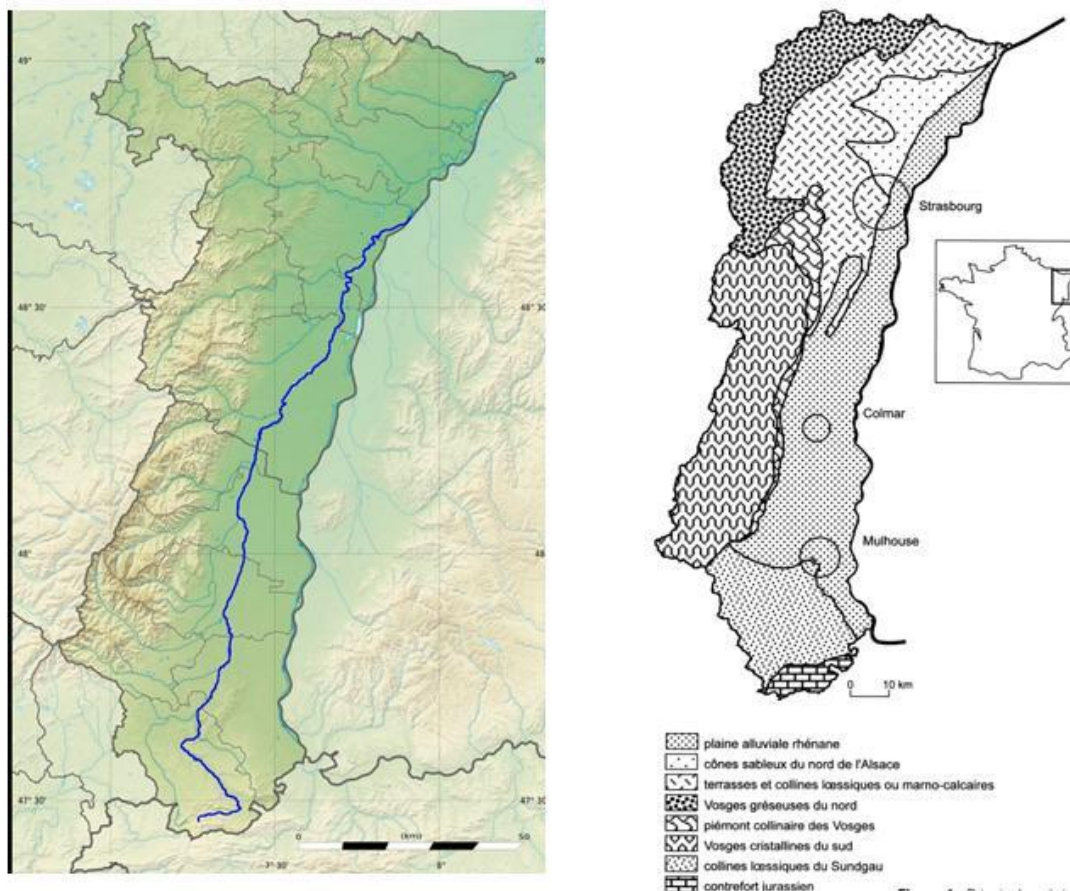


Figure 8 : A gauche le tracé de l'Ill (crédit Wikipedia). A droite : carte géologique d'Alsace, (Schmitt, et al., 2000)

Lors de son passage dans l'agglomération Mulhousienne, l'Ill a drainé un bassin versant de près de 660 km<sup>2</sup> et son débit moyen annuel est de 6,75 m<sup>3</sup>/s (source : banque hydro) (Annexe 2).

La ville de Mulhouse a un passé indéniablement lié à l'eau comme le montre son nom signifiant « maison du moulin ». La ville s'est construite en zone inondable entre 7 bras de l'Ill, l'eau environnante jouant le double rôle de protection contre les ennemis et de source d'énergie pour entraîner les roues des moulins (Guerrouah, et al.).



Au XVIII<sup>ème</sup> siècle, un programme de gestion des eaux est mis en place à la suite d'inondations importantes. Ainsi, le « canal de débouché des eaux d'inondation » a été construit. Puis en 1848, suite aux doléances des Mulhousiens, excédés par les crues répétées de l'Ill, le canal de décharge de l'Ill est construit. Ce canal permet de détourner la majeure partie du débit de l'Ill depuis l'amont de la voie ferrée jusqu'à la confluence avec la Doller (Figure 9).



Figure 9 : carte de la ville de Mulhouse (1850). En rouge est entouré le tracé du canal de débouché des eaux d'inondation

Ce canal sera élargi en 1861 après s'être révélé sous-dimensionné pour permettre la protection de l'agglomération. Puis, entre 1905 et 1907, le canal est progressivement couvert sur un linéaire d'environ 670 m. Ce passage couvert représente un risque en termes d'inondations. En effet, sa capacité hydraulique ne permet pas de faire transiter la crue centennale. Cela s'est vérifié en mai 2007 avec une crue cinquantennale qui a vu le canal proche de la mise en charge avec une pointe de crue enregistrée à **239 m<sup>3</sup>/s** à Didenheim. Une modélisation des écoulements de l'Ill dans la traversée de Mulhouse a permis d'estimer à **255 m<sup>3</sup>/s** le débit maximal admissible avant débordement dans le centre ville (Andriambanona, 2009). La possibilité que des embâcles viennent obstruer le passage et ainsi diminuer la capacité hydraulique du passage couvert vient en aggraver son impact sur le risque inondation.

Ainsi, dans le cadre de la gestion des crues de l'Ill sur le TRI de Mulhouse et dans l'optique de réduire le risque d'inondation dans le centre ville en cas de crue centennale, il a été décidé de mettre en place un projet d'écêtement de crue de l'Ill via le canal du Rhône au Rhin (Figure 10 et Figure 11). Ce projet prévoit un écêtement de plus de 10% de la pointe de crue, soit 30 m<sup>3</sup>/s.

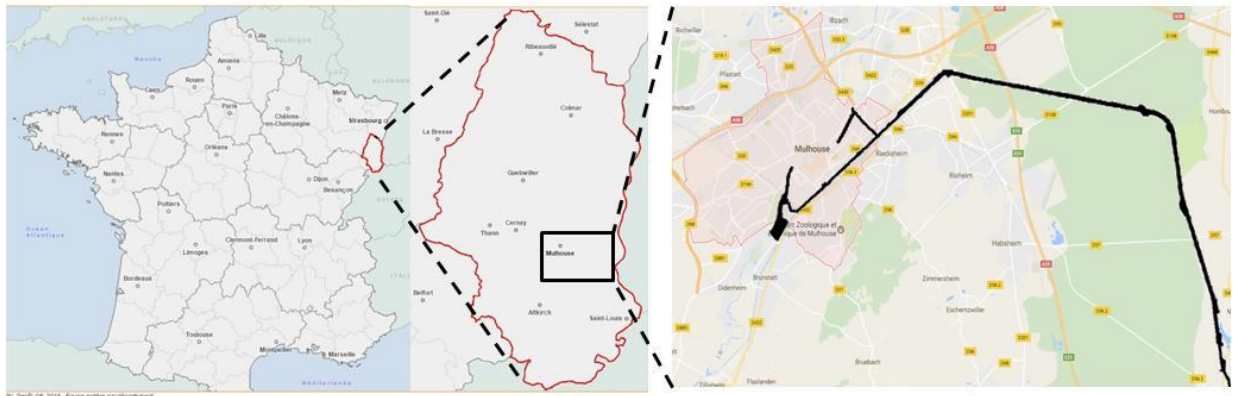


Figure 10 : plan de situation

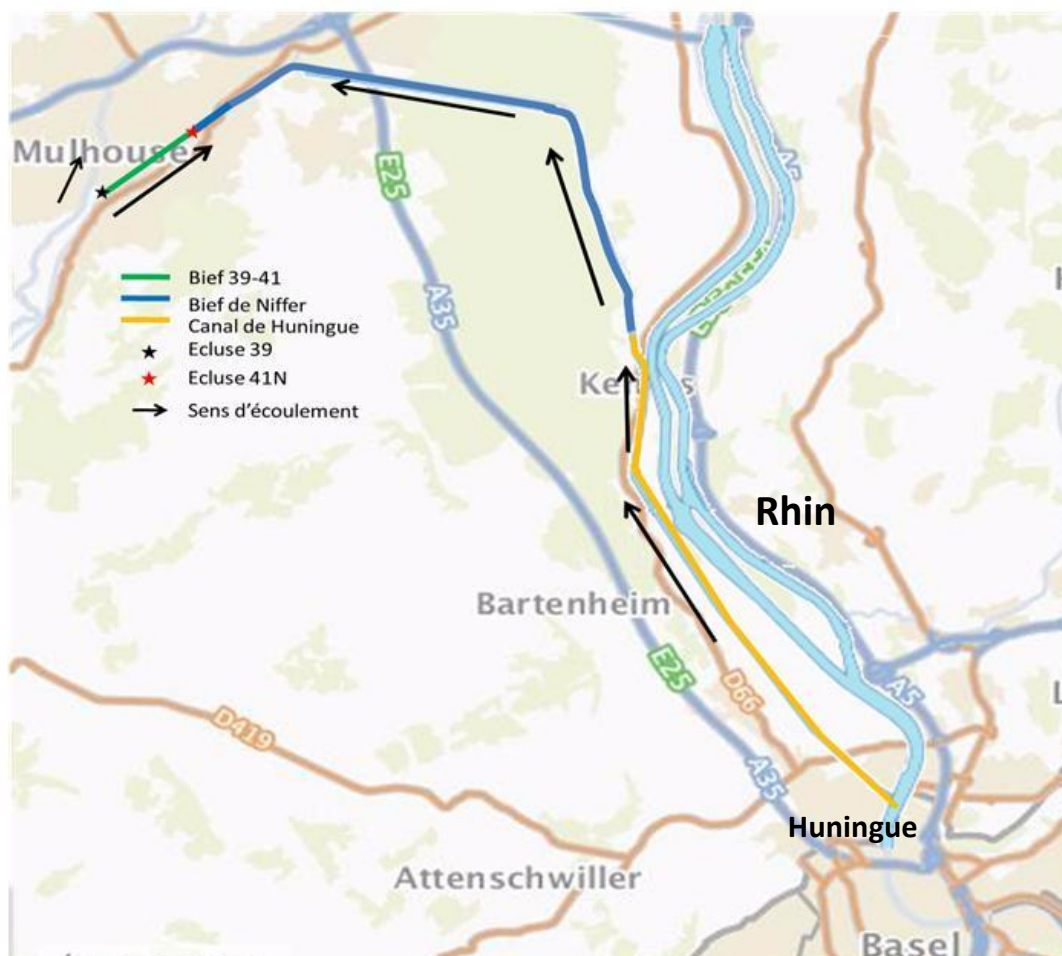


Figure 11 : Schéma du canal du Rhône au Rhin et de ses entités

La faisabilité du projet a été démontrée dans des études précédentes (SOGREAH, 2005) (Hydratec, 2008). Le projet est porté par le Conseil Départemental du Haut-Rhin (CD68) en collaboration avec la ville de Mulhouse, Mulhouse Alsace Agglomération et Voies Navigables de France. Il s'inscrit dans la Stratégie locale de gestion du risque Inondation pour répondre à l'enjeu de gestion des ouvrages hydrauliques et se réfère à l'objectif 5.2 du PGRI Rhin : se préparer à gérer la crise. Les deux études précédentes ont conduit à la réalisation d'un modèle numérique.

Le projet consiste en la création d'un chenal entre l'III et le canal (Annexe 3) qui permettra, grâce à un système de vannage, de dériver l'eau de l'III, lors du passage de la pointe de crue, vers le canal du Rhône au Rhin. Théoriquement ce chenal pourra faire transiter jusqu'à 30 m<sup>3</sup>/s. Le CRR servant ainsi à réaliser un stockage dynamique de la crue.

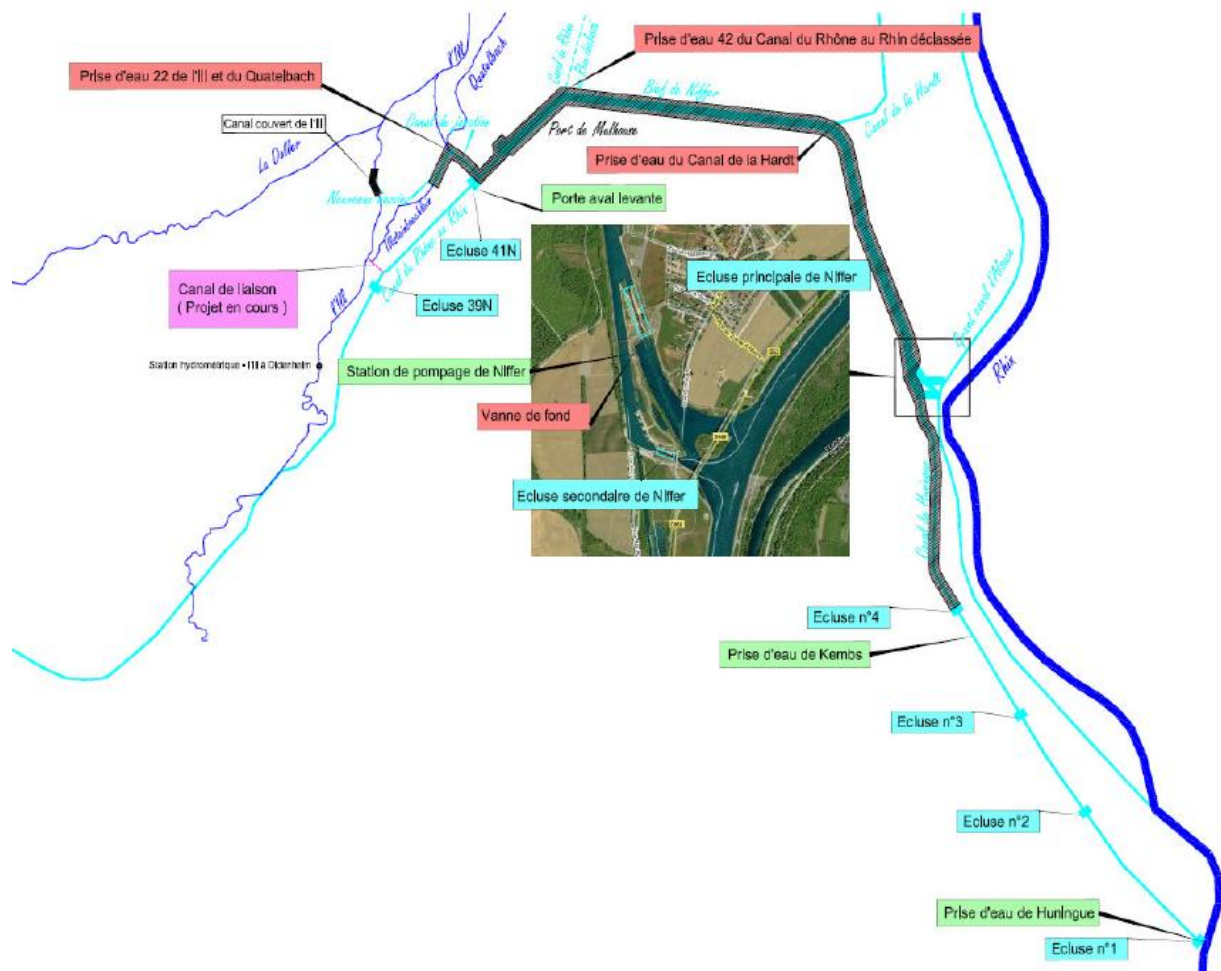


Figure 12 : Schéma de présentation des ouvrages hydraulique (Hydratec, 2008)

L'étude de SOGREAH, réalisée en 2005 pour le compte du Conseil Départemental consistait en la réalisation d'un modèle unidimensionnel dans le but de démontrer la faisabilité de l'écrêtement des crues via le CRR et sous quelles conditions cela est possible. Cette étude a conclu qu'il est possible de réaliser l'écrêtement de 30 m<sup>3</sup>/s sur une durée de 4h minimum. Les hypothèses utilisées par SOGREAH quant au fonctionnement du bief de Niffer (Figure 12) et de ses entités fonctionnelles sont les suivantes :

- arrêt de l'alimentation par la prise d'eau de Huningue
- 0 m<sup>3</sup>/s prélevé dans le bief par la vanne de fond et par les écluses de Niffer
- pas de pertes prises en compte

- 11 m<sup>3</sup>/s max vers le canal de la Hardt
- 3 m<sup>3</sup>/s max vers l'ancienne Ill (prise 22) et 3 m<sup>3</sup>/s max vers le canal du Rhône au Rhin déclassé (prise 42)

L'hydrogramme d'entrée considéré est le suivant :

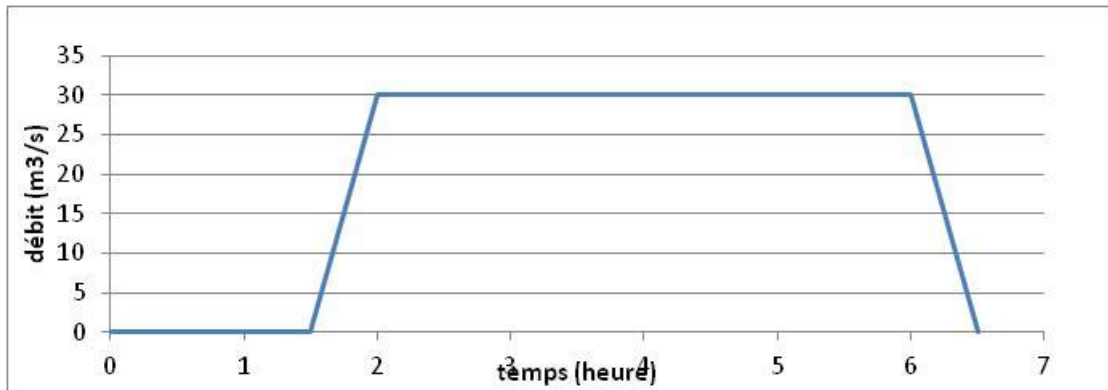


Figure 13 : hydrogramme de délestage des crues de l'III selon l'étude SOGREAH réalisée en 2005

Cependant, l'arrêt de l'alimentation du CRR par le canal de Huningue ne peut être envisagé en l'état puisque il compromettrait l'état des berges du canal en le mettant à sec. De plus, la prise d'eau de la Hardt a une capacité actuelle de 2,2 m<sup>3</sup>/s.

Suite à cette étude, VNF a mandaté Hydratec en 2008 pour réaliser une étude complémentaire afin de mieux connaître les caractéristiques hydrauliques du fonctionnement actuel du bief de Niffer et sur son fonctionnement dans le cadre de l'écrêtement des crues, comme l'envisage le Conseil départemental du Haut-Rhin. Cette étude reprend et affine les hypothèses de l'étude précédente, notamment sur la question du bilan de flux du canal et de sa gestion hydraulique.

- Arrêt de l'alimentation par la prise d'eau de Huningue
- 0 m<sup>3</sup>/s prélevé dans le bief par la vanne de fond et par les écluses de Niffer
- Pas de pertes prises en compte
- 11 m<sup>3</sup>/s max vers le canal de la Hardt
- 3 m<sup>3</sup>/s max vers l'ancienne Ill (prise 22) et 3 m<sup>3</sup>/s max vers le canal du Rhône au Rhin déclassé (prise 42)

Les hypothèses retenues par Hydratec sont les suivantes :

- Alimentation en continue par la prise d'eau de Huningue.
- Utilisation des écluses de Niffer et de la vanne de fond pour abaisser le bief.
- Débit limité à 2,2 m<sup>3</sup>/s maximum vers le canal de la Hardt.
- 5.5 m<sup>3</sup>/s vers l'ancienne Ill (prise 22) et 3 m<sup>3</sup>/s max vers le canal du Rhône au Rhin déclassé (prise 42).

Dans les paragraphes suivants nous présenterons les objectifs de ce TFE puis nous présenterons plus en détails la zone d'étude et son fonctionnement. Nous finirons par présenter l'état actuel d'avancement du projet.

## 2.2. Présentation de la mission confiée

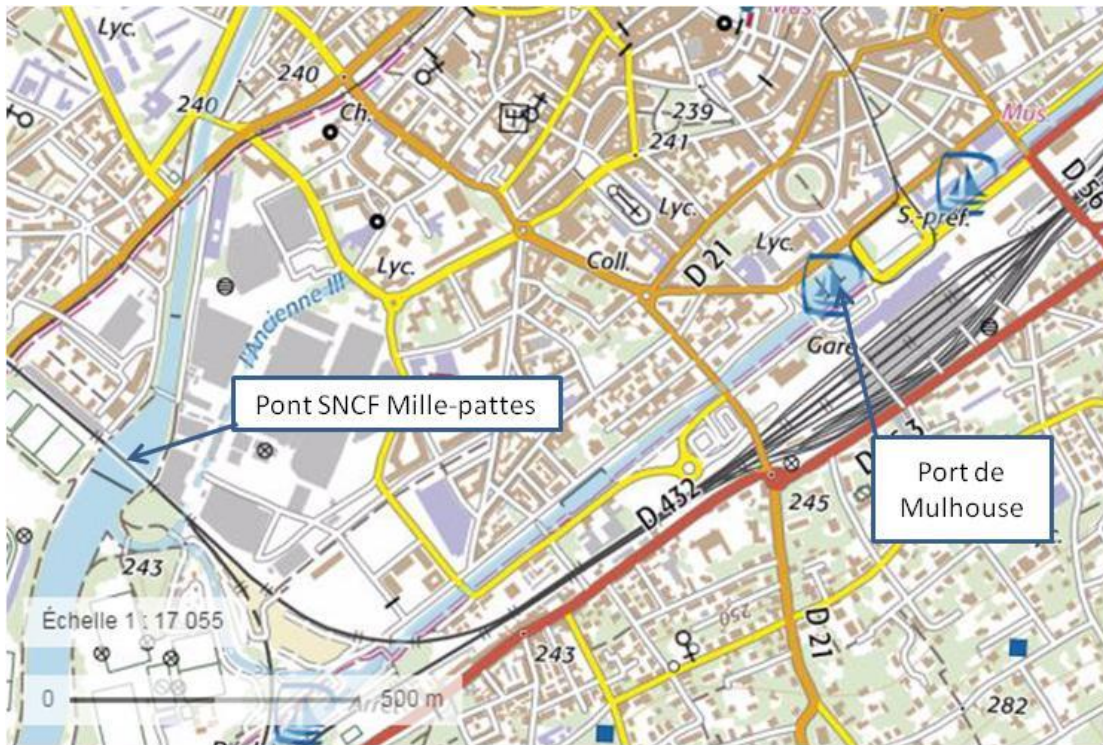


Figure 14 : plan de situation du pont mille-pattes et du port de plaisance de Mulhouse

Les objectifs de ce TFE sont de répondre aux questions suivantes :

- **La prise d'eau sur l'Ille permet-elle de faire transiter un débit suffisant d'au moins 30 m<sup>3</sup>/s ?**
- **Quel est l'apport sédimentaire de l'Ille vers le canal et quel sera l'impact du système sur la navigation ?** L'écrêtement des crues dans le canal va apporter une surcharge sédimentaire dans celui-ci. Ces sédiments seront à extraire à la charge du CD68, puisqu'ils constituent un danger pour la navigation. Il convient alors de réaliser une estimation du volume transporté depuis l'Ille et de localiser les zones possibles de dépôt dans le canal. Cela permettra de réaliser une estimation des coûts de dragage à prendre en charge par le CD68. De plus, un risque important de remobilisation des sédiments déjà présents dans le canal existe et sera aussi étudié dans ce TFE, la question des sédiments n'ayant pas été traitée de façon satisfaisante dans les études précédentes selon VNF.
- **Quel est l'impact hydraulique du dispositif sur les bateaux amarrés au port de plaisance de Mulhouse ?** La modification de la ligne d'eau liée à l'apport d'eau de crue dans le canal du Rhône au Rhin peut entraîner des dommages sur les bateaux présents dans le port. Un moyen d'empêcher cela serait de mettre en place des règles d'amarrage

dans le port pour garantir l'intégrité des bateaux face au marnage du plan d'eau. Cela sera abordé dans cette étude.

- **Quel sont les impacts hydraulique sur Mulhouse et le Bief de Niffer, quelles précautions prendre ?** Les variations de la ligne d'eau seront étudiées et les ouvrages sensibles seront identifiés. Cela passera par la mise en place de protocoles de gestion des ouvrages hydrauliques, conjointement avec les différents acteurs du projet, pour réaliser l'écrêtement de la crue via le canal, en essayant d'en perturber le moins possible son fonctionnement et en garantissant des délais suffisant pour mettre en place un écrêtement efficace de la pointe de crue.

Pour répondre à ces questions, la zone d'étude qui s'étend sur une distance de 33 km, entre le pont de Brunstatt et Huningue, fera l'objet d'une modélisation hydraulique couplée 1D/2D.

## 2.3. Données disponibles et fonctionnement du Canal du Rhône au Rhin (CRR)

### 2.3.1. Contrainte d'exploitation des canaux vis-à-vis de l'écrêtement des crues

Le système d'écrêtement prévoit l'abaissement préalable du niveau d'eau dans les biefs du canal. Le marnage en résultant peut mettre en danger la sécurité des ouvrages et des berges. Un marnage minimum et maximum devra donc être respecté pour ne pas compromettre l'intégrité du canal ni engendrer de débordement du plan d'eau. Ainsi, pour le bief 39-41 le niveau d'eau doit être compris dans la mesure du possible entre 238,43 m +25cm et 238,43 m -50 cm et la différence d'altitude entre le niveau d'eau à l'aval de l'écluse 39 et celui à l'amont de l'écluse 41 ne doit pas excéder **50 cm** selon VNF(Hydratec, 2008). Pour le bief de Niffer l'état des berges pousse à être prudent sur le marnage, mais ce qui est vraiment limitant dans la situation actuelle est le port de Niffer dont les pontons ne peuvent pas supporter une baisse de plus de 30 cm du plan d'eau en l'état de selon VNF.(Hydratec, 2008).

Le projet d'écrêtement nécessite alors la création d'un système de régulation pour l'écluse 41 qui permettra de maîtriser l'abaissement du bief 39-41 et le transfert de 30 m<sup>3</sup>/s vers le bief de Niffer. La régulation s'effectuera grâce à la porte aval de l'écluse 41 qui se présente sous la forme d'une porte levante. Celle-ci fonctionnera comme une vanne et sera contrôlée par une consigne d'ouverture en fonction de la hauteur d'eau dans le sas.

### 2.3.2. Débits

Le bief de Niffer est un point bas du canal du Rhône au Rhin, de ce fait, il est alimenté d'une part, via les éclusées de l'écluse 41 et d'autre part, par le canal de Huningue. Ce dernier sert à assurer un niveau d'eau suffisant pour la navigation et à fournir l'eau nécessaire aux différentes prises d'eau connectées au bief de Niffer. (Schéma hydraulique en Annexe 4)

- La prise d'eau 22 sert au soutien d'étiage de l'Ille et du Quatelbach. Il s'agit d'une vanne plate pouvant laisser passer jusqu'à **6,5 m<sup>3</sup>/s**. Cette vanne n'est pas automatisée.

- La prise d'eau 42 est la prise alimentant le CRR déclassé entre Mulhouse et Neuf-Brisach, pour des raisons écologiques mais aussi pour aider la recharge de la nappe d'Alsace. Cet ouvrage est automatisé et piloté par la hauteur d'eau à l'amont pour fournir un débit constant de **3 m<sup>3</sup>/s**.
- La prise du canal de la Hardt permet de faire transiter au maximum **2,2 m<sup>3</sup>/s** bien que les ouvrages à l'aval de cette prise peuvent accepter des débits de plus de **10 m<sup>3</sup>/s**. Les canaux de la Hardt sont utilisés majoritairement pour l'irrigation.
- La station de pompage de Niffer sert à la régulation du niveau d'eau dans le bief, elle est équipée de pompes pouvant pomper dans le grand canal d'Alsace **7 m<sup>3</sup>/s** pour remonter le niveau du bief de Niffer mais aussi de vannes de fond ayant une capacité de **5 m<sup>3</sup>/s**.
- Les écluses de Niffer jouent aussi un rôle important dans la régulation du niveau dans le bief de Niffer. En effet, de fausses bassinées (fonctionnement de l'écluse à vide, sans bateau) sont réalisées pour évacuer l'eau vers le grand canal d'Alsace. L'écluse principale a un volume de bassinée de **12 000 m<sup>3</sup>** en moyenne, pour un cycle de 20 minutes tandis que l'écluse secondaire a une capacité de **6 000 m<sup>3</sup>** pour un cycle de 25 minutes.

Concernant la portion de l'Ill qui est modélisée, nous ne disposons que de photos des crues au droit de certains ponts et d'une courbe de tarage issue de la station de mesure de débit du pont de Brunstatt. Cette dernière n'est calibrée que pour des débits inférieurs à 165 m<sup>3</sup>/s. Nous disposons également d'informations issues de modèles hydrauliques de l'Ill réalisés et calés sur un tronçon plus important du cours d'eau.

### 2.3.3. Topographie et bathymétrie

Dans l'optique de réaliser un modèle numérique de terrain (MNT) couvrant la zone d'étude, nous disposons de plusieurs dalles MNTs d'une résolution de 50 cm, appartenant au CD68 et se recoupant pour couvrir l'ensemble de la zone d'étude. Ces MNT sont représentés dans le système de projection RGF Lambert 93 CC48.

Nous avons aussi à notre disposition des relevés bathymétriques couvrant la quasi-totalité du canal, allant de l'écluse 39 au port de Kembs. Ces relevés bathymétriques ont été réalisés sur plusieurs campagnes par VNF. Les données sont sous la forme d'un semi de points, ce semi forme un quadrillage d'une résolution de 50 cm. Ils ont été réalisés à l'aide d'une sonde multifaisceaux embarquée sur un bateau et traités avec le logiciel QINSy de QPS. Cela a permis de prendre en compte les différentes lignes de rupture des canaux (pied de berges) et de bien représenter la géométrie du lit au droit des berges. L'altitude des points est donnée en mètre NGF Ortho.

Toutes les données n'étant pas dans le même système de géo-référencement spatial et altimétrique, les différentes couches ont été projetées dans le système RGF Lambert 93 pour les coordonnées en X et Y et en NGF-IGN 69 pour l'altitude. La différence d'altitude entre NGF-IGN69 et NGF Ortho est de 33 cm dans la région selon VNF. Le système NGF Ortho est utilisé par VNF pour la navigation sur le Rhin et par extension pour tous les canaux qui y sont rattachés.

## 2.4. Etat d'avancement du projet d'écrêtement des crues de l'III

Le projet d'écrêtement nécessite de réaliser un certain nombre de travaux ainsi que la création du chenal de liaison entre l'III et le canal. Aujourd'hui, seule la prise d'eau sur l'III doit encore être construite. Le reste des travaux a été effectué, à savoir : la création du chenal de liaison commencé en 2012 ; le renforcement des berges à l'aval de l'écluse 39 pour permettre l'utilisation de l'aval de l'écluse comme cuvette de dissipation réalisé en 2007 (Figure 15) et la construction de la porte levante de l'écluse 41 construite en 2008.

Du point de vue opérationnel, il manque à ce jour un protocole de gestion du système d'écrêtement permettant de définir le rôle des différents acteurs et quand ils sont supposés intervenir.



Figure 15 : renforcement du canal à l'aval de l'écluse 39

Aujourd'hui le projet est bloqué puisqu'il reste encore des questions pour lesquelles le gestionnaire du canal souhaite obtenir des réponses et auxquelles cette étude doit répondre (impact sur les sédiments et sur la sûreté des bateaux amarrés dans le port).





### 3. Outils et méthodes

Dans cette partie, nous allons voir les méthodes et outils mis en œuvre dans le but de répondre au cahier des charges de l'étude. Nous commencerons par voir les approches utilisées pour quantifier le transport sédimentaire. Puis nous étudierons la construction du modèle.

La méthodologie globale peut être représentée comme suit (Figure 16) :

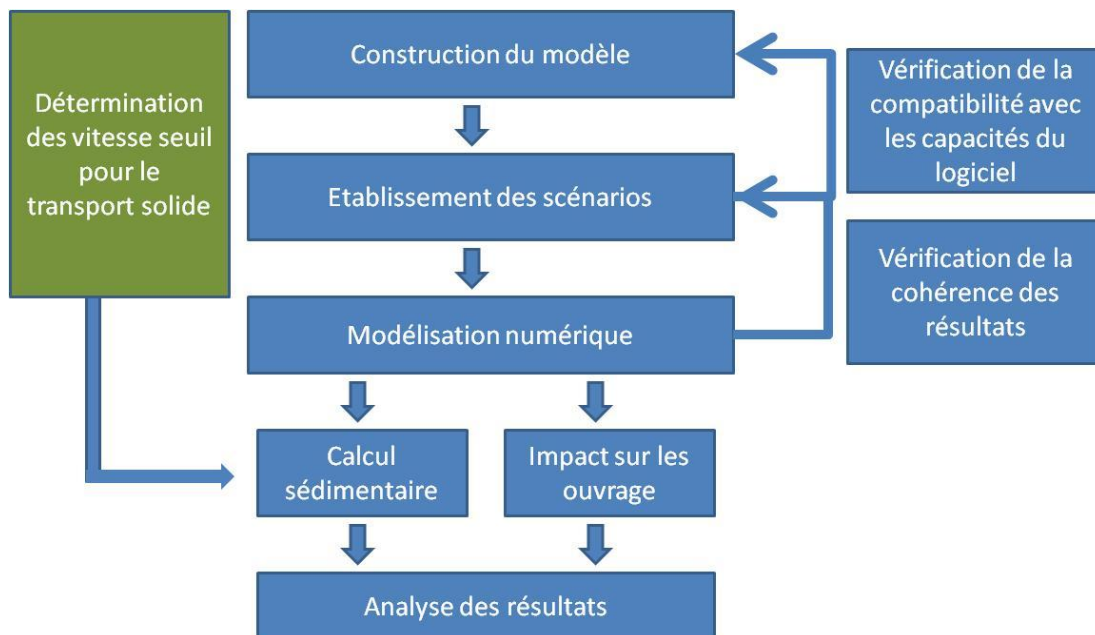


Figure 16 : Déroulement de l'étude

#### 3.1. Modélisation hydraulique numérique

Plusieurs moyens existent pour représenter un phénomène tel que les écoulements en rivière. Il est ainsi possible de s'appuyer sur des formules empiriques, de réaliser un modèle physique (maquette en 3D) ou encore d'utiliser des modèles numériques à base physique. Ces derniers sont des outils très efficaces. Il existe aujourd'hui de nombreux logiciels de modélisation étant capables de simuler des écoulements en rivière. Ces modèles sont majoritairement des modèles de type mécaniste, c'est-à-dire qui étudient le mouvement du fluide. De ce fait, le code de calcul est basé sur les équations générales de la mécanique des fluides, et notamment sur les équations de Barré de Saint-Venant (Paquier, 2002). Ces dernières sont largement utilisées en hydraulique à surface libre, notamment pour représenter les écoulements en rivière. Elles reposent sur le principe de conservation de la masse et de la quantité de mouvement. Ces équations sont issues d'une approximation des équations de Navier Stokes (Paquier, 2002) et (Shi, 2006).

Parmi les modèles qui utilisent ces équations ou une version simplifiée, on peut en distinguer quatre types :

- **Les modèles 1D** supposent que les écoulements suivent un axe privilégié (unidirectionnel) représenté par le lit mineur. Ils sont souvent construits sous la forme d'une succession de profils en travers. Une hauteur et une vitesse moyenne sont calculées pour chaque profil, le nombre de profils joue un rôle déterminant dans la précision des résultats obtenus. Ces modèles sont très utiles pour représenter de grands linéaires de cours d'eau. Les modèles 1D peuvent être maillés, c'est-à-dire être constitués de plusieurs bras pour pouvoir représenter confluences, diffluences et écoulements différenciés en lit majeur.
- **Les modèles 1D à casier** se fondent sur les mêmes hypothèses que les modèles 1D et permettent de représenter le lit majeur comme une succession de réservoirs pouvant communiquer avec le lit mineur et avec les casiers situés en amont et en aval.
- **Les modèles 2D** prennent en compte les écoulements en deux dimensions. Les écoulements sont donc indépendants de la direction du lit mineur, cela se révèle très pratique pour étudier les écoulements en lit majeur. Ces modèles sont constitués d'un maillage dont les caractéristiques sont extraites d'un modèle numérique de terrain, ce qui permet d'obtenir une représentation plus fine des écoulements puisque une hauteur d'eau et une vitesse sont calculées sur chaque maille. Fatalement le temps de calcul est plus important que pour un modèle unidimensionnel. Il est cependant possible de coupler ces modèles avec un modèle 1D pour en diminuer le temps de calcul et utiliser les avantages de la modélisation 2D seulement sur les zones d'intérêt.
- **Les modèles 3D** sont des modèles pouvant donner une représentation très fine de la réalité des écoulements y compris des courants ascendants ou descendants au sein du fluide. Ils sont généralement réservés pour étudier des zones très réduites spatialement, comme par exemple les écoulements au droit d'un pont, d'une centrale hydroélectrique ou d'un déversoir.

En général, plus le modèle est complexe (3D) plus il est susceptible de donner des résultats précis mais nécessite des temps de calcul plus importants. A l'inverse, un modèle simplifié nécessitera moins de temps de calcul mais sera moins représentatif de la réalité des écoulements.

**Notions Clés :** *Modèle : construction, calage, validation.*

La réalisation d'un modèle passe par 3 étapes importantes : la construction du modèle (à l'aide d'un logiciel dans notre cas) ; le calage, qui sert à définir les paramètres du modèle pour se rapprocher au mieux de données réelles et enfin la validation, cette étape sert à vérifier si le modèle représente bien la réalité dans des situations différentes de celle du calage. Cette étape primordiale s'effectue grâce à des données mesurées, différentes de celle utilisées pour le calage.

## 3.2. Démarche global et méthodologie

La méthode de travail consiste à réaliser, dans un premier temps, un modèle numérique du canal et d'un tronçon de l'Ill capable de représenter au mieux la situation actuelle, puis d'exploiter ce modèle pour simuler l'utilisation du dispositif d'écrêtement, et proposer des protocoles de gestion intégrant les contraintes des différents acteurs du projet et portant autant sur la gestion de crise que sur le retour à une exploitation normal du canal. Le même modèle peut être utilisé pour prédire les zones de remobilisation et de dépôt éventuels de sédiments du fait de l'utilisation du dispositif d'écrêtement.

## 3.3. Genèse du modèle

### 3.3.1. Choix du logiciel

Avant de se pencher sur le choix du logiciel utilisé, il convient de bien définir les objectifs de modélisation et les caractéristiques de la zone étudiée. Ainsi, le Canal de Huningue, long de plus de 12 km se caractérise par un écoulement fortement unidirectionnel. De plus, le système d'écrêtement des crues de l'Ill n'est pas supposé avoir d'impact majeur sur son fonctionnement. Il sera donc modélisé en 1D. Le bief 39-41 quant à lui est le bief où les enjeux sont les plus grands. En effet, VNF s'inquiète de l'impact sur les sédiments et sur le port de plaisance de Mulhouse. Comme ce bief présente de nombreux changements de section, il se peut que des zones de recirculation se forment. Ces zones sont des endroits privilégiés pour le dépôt des sédiments. Il est donc important de modéliser cette zone en 2D. Pour le reste de la zone d'étude, les écoulements sont plutôt unidirectionnels mais les conditions d'alimentation du bief de Niffer et le mode de gestion des différentes prises d'eau font que les sens d'écoulement peuvent varier. Ainsi, cette partie sera aussi modélisée en 2D.

Le logiciel choisi pour l'étude doit donc être capable de réaliser des modèles couplés 1D/2D. Le logiciel retenu est HEC-RAS (Hydrological Engineering Center – River Analysis System. C'est un logiciel de modélisation hydraulique gratuit, conçu et développé par le U.S Army Corps of Engineers (USACE). Il permet de réaliser des modèles 1D, 2D et couplés 1D/2D. (USACE, 2016). Ce logiciel permet de représenter un réseau hydrographique, ainsi que les différents ouvrages qu'il est possible de rencontrer sur une rivière (pont, seuil, buses, barrage, vannes,...) et de modéliser les écoulements en régime permanent ou transitoire. La version utilisée est la version 5.0.3.

Pour la modélisation 2D le logiciel utilise une approche consistant à utiliser le MNT pour extraire des informations précises sur les mailles de calcul. Ainsi, pour chaque maille une courbe volume/élévation est construite, ainsi qu'une courbe élévation/surface mouillée pour chaque face. Ce système de fonctionnement permet d'utiliser des cellules plus grandes sans perdre en précision (Casulli, 2008). Il est donc important d'avoir un MNT de bonne qualité pour utiliser les fonctionnalités 2D de HEC-RAS. Par rapport à d'autres logiciels, HEC RAS affiche un temps de calcul rapide, de plus, l'interface de création de géométrie permet de s'affranchir en partie de l'utilisation de logiciel de SIG. En outre, la structure d'accueil souhaite développer ses compétences concernant l'utilisation de ce logiciel dans la modélisation 2D.

Le Conseil départemental du Haut-Rhin utilise HEC RAS depuis de nombreuses années et souhaite aussi tester la nouvelle fonctionnalité de calcul 2D de ce logiciel qui est assez récente. En effet, HEC-RAS 5.0 est sorti début 2016 et la version 5.0.3 en septembre 2016.

En outre, le logiciel propose de réaliser les modélisations en passant soit par les résolutions des équations de Barré de Saint Venant soit en passant par la résolution des équations de l'onde diffuse, qui est une simplification des premières en considérant que les écoulements sont régis uniquement par le gradient de pression et la rugosité du lit (écoulements gravitaires). Dans notre cas, l'ouverture et la fermeture de vannes de sectionnement telle que la porte de l'écluse 41 ou encore l'apport d'eau de crue dans le canal via le chenal de liaison va créer des effets de vague. Or, les équations de l'onde diffuse ne comportent pas les termes d'accélération convective (i.e. variation de la vitesse par rapport à la distance) ni de termes d'accélération locale (i.e. variation de la vitesse par rapport au temps) qui sont présents dans celles de Barré de Saint Venant. Ces dernières seront donc utilisées là où nous souhaitons voir les effets de propagation d'ondes de pression.

### 3.3.2. Crue de projet

La crue de projet est l'événement hydrologique que nous souhaitons modéliser et pour lequel les ouvrages seront conçus, ainsi tout événement inférieur à cette crue devra pouvoir être supporté. En matière de protection contre les inondations, la crue de projet retenue est le plus souvent la crue centennale ou alors la plus forte crue connue si elle dépasse 100 ans de période de retour. Cette limite de 100 a été choisie pour deux principales raisons :

- Premièrement pour que statistiquement, une personne n'ait pas à rencontrer un tel événement deux fois dans sa vie.
- Deuxièmement, parce qu'il faut fixer une limite raisonnable entre le degré de protection et le coût. En effet la protection totale contre les inondations n'existe pas (Kreis, 2004) et plus on cherche à se protéger contre un événement fort plus le coût augmente.

#### Notions Clés : Période de retours.

La période de retour d'un événement provient d'un calcul statique et exprime la probabilité que cet événement arrive au cours d'une année. Ainsi, une crue centennale (de période de retour cent ans) aura **une chance sur 100 d'arriver chaque année**. Du fait de son aspect statistique, la période de retour d'un événement change en fonction de la chronique de données utilisée.

Concernant l'Ille, le plus fort événement connu est la crue de 2007 avec une période de retour de plus de 50 ans à son passage à Mulhouse (source : banque hydro). Or, nous voulons étudier le dispositif pour une crue centennale. Ainsi, un hydrogramme de crue centennale doit être créé. Pour cela nous avons besoin de déterminer la forme de l'hydrogramme et sa valeur maximale. L'étude des crues majeures à Didenheim montre un fonctionnement caractérisé par des crues rapides avec un temps de montée de l'ordre de 24h (Figure 17).

Le débit de pointe retenu est de 292 m<sup>3</sup>/s avec un intervalle de confiance à 95% allant de 234m<sup>3</sup>/s à 377m<sup>3</sup>/s. Il a été calculé en 2014 par le bureau d'étude ISL dans le cadre de l'élaboration des cartes de zones inondables du TRI de Mulhouse (ISL, 2014). La méthode utilisée est un ajustement statistique de Gumbel sur une chronique de données de 40 ans à Didenheim, juste en amont de la zone d'étude.

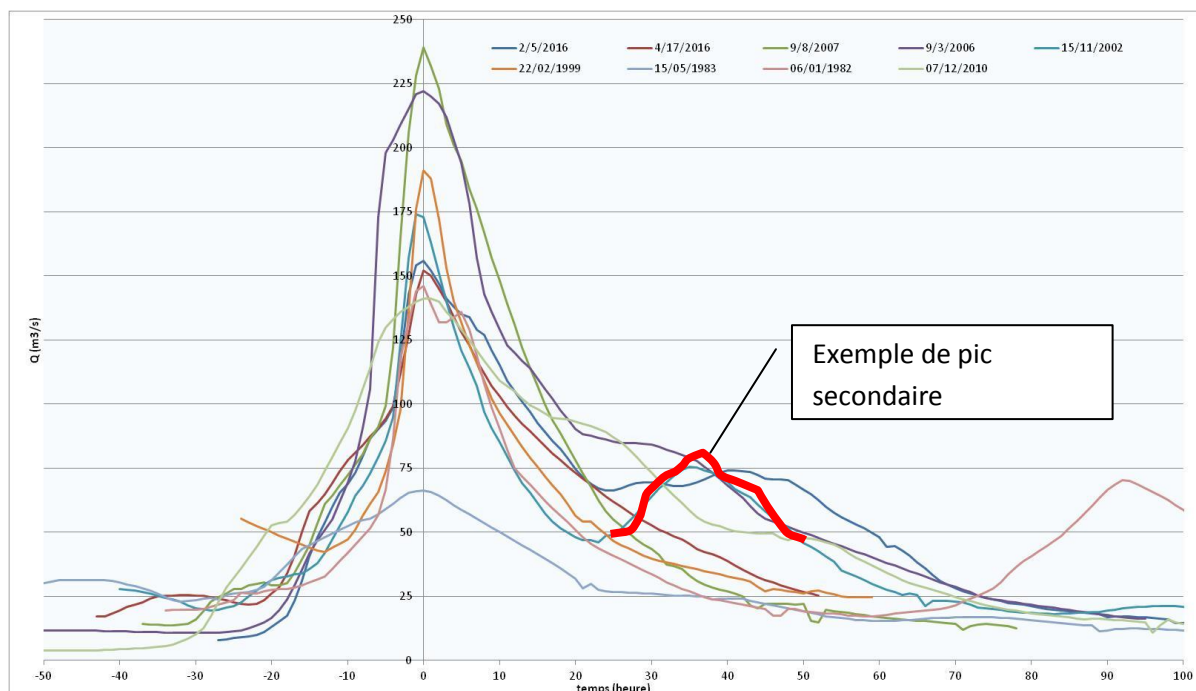
L'hydrogramme de crue centennale retenu pour ce projet a été obtenu grâce la méthode des hydrogrammes normés centrés. Les crues utilisées et leurs débits de pointes sont présentés dans le tableau suivant :

**Tableau 1 : liste des crues utilisées pour l'élaboration de l'hydrogramme centennale**

Crue	avril 2016	mai 2015	decembre 2010	août2007	mars2006
Débit (m3/s)	<b>154</b>	<b>156</b>	<b>141</b>	<b>239</b>	<b>224</b>
Crue	novembre 2002	février 1999	mai 1983	janvier 1982	
Débit (m3/s)	<b>95</b>	<b>195</b>	<b>224</b>	<b>147</b>	

Les hydrogrammes ont été centré sur leur pointe de débit et normé en opérant une division des valeurs de débit par la valeur du débit de pointe. (Courbes en Annexe 7 et Annexe 8)

Nous avons ensuite généré un hydrogramme moyen en prenant soin de ne pas prendre en compte les pics secondaires (Figure 17) dans le but d'obtenir un hydrogramme unitaire pour la crue de projet. La courbe ainsi obtenue est multipliée par la valeur du pic de crue centennale retenue. Nous avons fait de même avec la crue de 2007 qui est la plus forte crue connue avec une période de retour estimé à plus de 50 ans. Nous avons retenue la crue issue de l'hydrogramme moyen puisque la différence entre les deux courbes est faible et qu'elle permet de représenter un hydrogramme type des crues de l'Ille à Mulhouse.



**Figure 17 : Hydrogrammes des principales crues de l'Ille à Didenheim (graphique réalisé à partir des données disponible sur la Banque Hydro)**

### 3.3.3. Création du modèle numérique de terrain

Le Modèle numérique de terrain (MNT) utilisé avec HEC RAS est déterminant pour assurer une modélisation représentant au mieux la réalité des écoulements. Le terrain utilisé pour la modélisation a donc été créé avec soin. Pour cela nous avons utilisé le Système d'Information Géographique (SIG) ArcGis de ESRI avec l'extension Spatial Analyst.

Dans un premier temps, nous avons découpé les dalles MNT au format raster recouvrant la zone d'étude selon le contour de l'Ille et du canal, en conservant une marge. Cette action permet de ne garder que la partie du MNT qui nous intéresse et ainsi de réduire la taille du fichier. Ensuite, comme certaines dalles MNT présentaient des zones sans données, ces dalles ont été modifiées pour combler ces zones pouvant nuire au calcul. Nous avons donc converti les fichiers raster en fichiers de points en prenant le soin de prédécouper les fichiers raster en de plus petits pour que le nombre de points n'excède pas le nombre limite admis pour un fichier. Ces couches de points sont ensuite converties en TIN (triangulated irregular network) puis reconverties en raster. Une fois cette étape réalisée sur toutes les couches, nous les avons assemblées.

Ensuite, nous avons converti les semis de points issus de la bathymétrie en plusieurs couches raster tout en ajustant l'altitude pour être en IGN69. Nous les avons ensuite assemblées aux MNT créés précédemment. Enfin, les artefacts liés aux piles des ponts et à la végétation ont été enlevés.

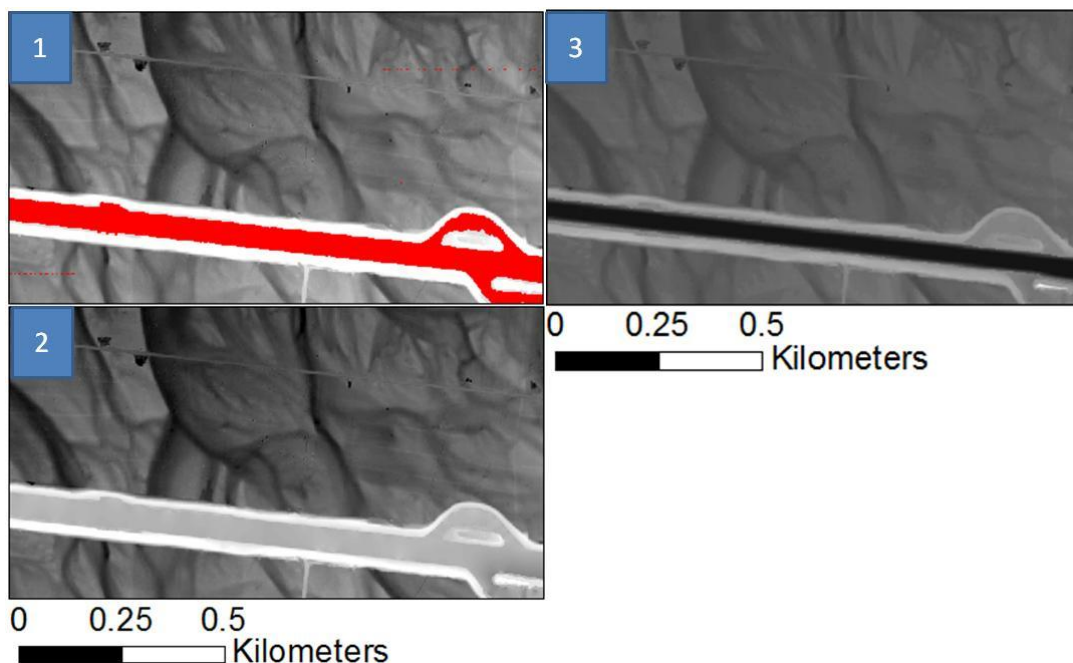


Figure 18 : Création de la couche MNT : 1) donnée brute avec des trous ( zones sans donnée en rouge) 2) données comblées 3) ajout de la bathymétrie

### 3.3.4. Structure du maillage

Comme évoqué précédemment, le modèle sera un couplage 1D/2D. A partir de ce constat, nous avons essayé plusieurs approches pour modéliser le CRR et l'III en deux dimensions. La première consiste à réaliser la partie 2D d'un seul morceau. Une seconde consiste à découper la partie 2D en plusieurs morceaux afin de pouvoir régler les caractéristiques de calcul et de maille des différentes zones. Ainsi sur chaque zone, il est notamment possible de choisir le pas de temps de calcul et le type d'équation utilisé. Cela permet aussi de créer des maillages avec des tailles de mailles différentes. Nous avons donc créé six zones (Figure 19 : schéma des différentes parties du maillage pour les différents modèles réalisés) :

- Une reprenant l'emprise de l'III
- Une autre reprenant le bief 39-41 et le chenal de liaison. Cette zone nécessite une grande précision car c'est là que se situent les principaux enjeux auxquels doit répondre la modélisation. En effet, c'est sur cette partie que se trouve le port de Mulhouse et c'est dans ce bief que le risque de remobilisation des sédiments est le plus grand.
- Une zone couvrant les nouveaux bassins et le reste du linéaire en petit gabarit. Cette zone sera impactée par l'ouverture de la porte éclusée 41 puisqu'elle se trouve à l'aval direct de l'ouvrage. Il y a donc un besoin de précision accrue dans cette zone.
- Une zone couvrant le port industriel de Mulhouse. Les mailles sont plus grandes sur cette zone ce qui permet de gagner en temps de calcul. De plus, le port est relativement large et des mailles plus grandes ne devraient pas gêner la représentation des écoulements dans le port.
- Une autre couvrant le Bief de Niffer entre le port et les écluses de Niffer. C'est sur cette zone que les enjeux sont les plus faibles, cependant comme les écoulements s'effectuent dans les deux sens, elle n'a pas pu être modélisée en 1D. Sur cette partie, le maillage est assez grossier.
- Enfin, une partie recouvrant les écluses de Niffer. Cette partie a besoin d'être affinée par rapport à la précédente. En effet, les deux écluses et la station de pompage ainsi que les vannes de fond complexifient les écoulements dans cette zone, nous souhaitons donc avoir une représentation aussi précise que possible sachant qu'il existe sur cette zone un port de plaisance. Il est donc intéressant de regarder les impacts du délestage des crues de l'III sur ce port.

Les connexions entre les différentes parties ont été réalisées avec l'outil SA/2D connexion en prenant soin de positionner les limites de chaque zone exactement au même endroit. La connexion a été modélisée par un seuil ayant pour cote celle du fond, extraite du MNT.

Enfin, nous avons utilisé une approche consistant à créer deux modèles. La structure en deux modèles découle d'une réflexion portée sur le temps de calcul, les spécificités du logiciel et les différentes phases relatives à l'écrêtement des crues via le canal. Ainsi la modélisation s'effectue sur deux modèles. Le premier correspond à la zone d'étude située à l'amont de l'écluse 41N, le deuxième modèle représentant l'aval de cette écluse. Les résultats en sortie du premier seront injectés en entrée du deuxième.



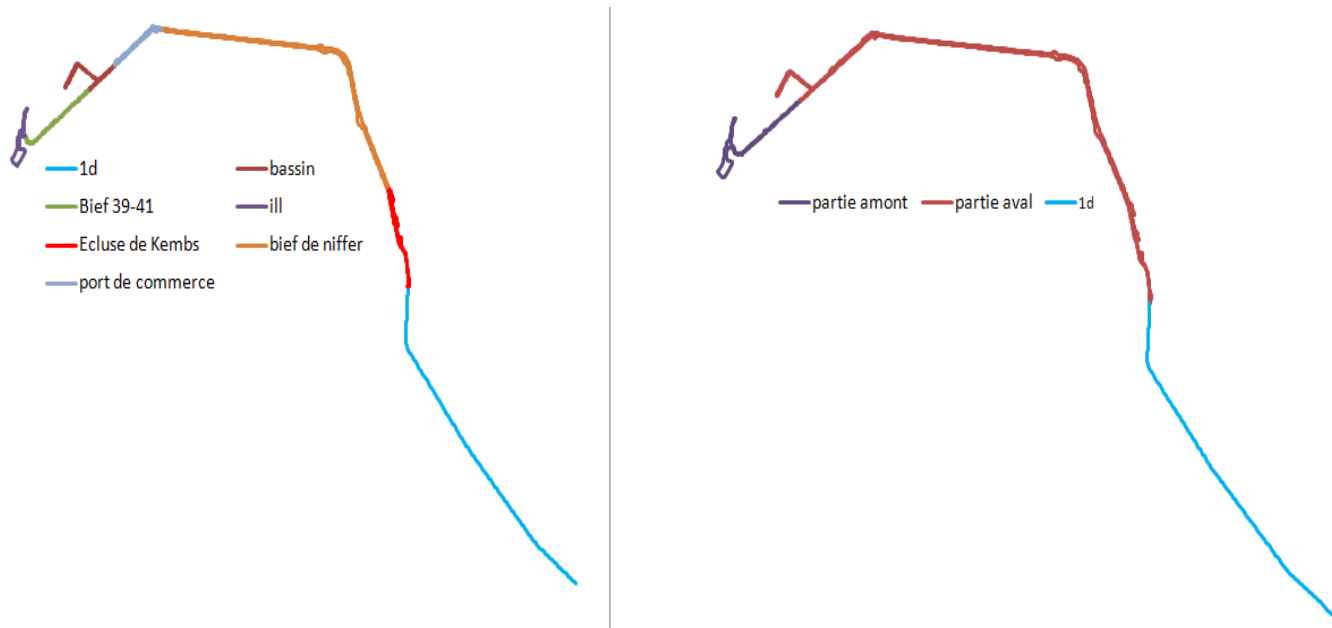


Figure 19 : schéma des différentes parties du maillage pour les différents modèles réalisés

Dans tous les cas, le maillage a été réalisé avec le mailleur du logiciel en précisant les lignes de rupture pour permettre une bonne prise en compte de la géométrie du canal même si celui-ci reste fortement linéaire. Cependant, un des problèmes de la version actuelle (5.0.3) du logiciel vient de la façon dont sont générées les mailles et dont est géré l'espacement minimal entre deux mailles. En effet, les mailles générées sont rectangulaires et avec un alignement Nord-Sud. Il se peut alors que les faces des cellules ne soient pas orientées perpendiculairement à l'écoulement comme cela peut être recommandé.

Nous avons donc essayé d'utiliser un autre logiciel pour le maillage. Nous avons choisi le Plug in RiverGis (Pasiok, et al.) s'utilisant dans QGIS. Cependant, la taille des mailles demandée étant trop fine, l'import du maillage dans HEC RAS générerait un nombre important d'erreurs de type « near replicate cells » ce qui signifie que le logiciel détecte des mailles dont les centres sont trop proches. Comme le logiciel ne prévoit pas de pouvoir régler ce critère, nous avons laissé de côté l'utilisation d'autres mailleurs et avons continué avec celui de HEC RAS.

Sur les zones 2D de la géométrie, viennent s'ajouter les différentes conditions limites. Les débits sortant ont été représentés par des hydrogrammes négatifs. Pour cela, le maillage a été ajusté pour permettre de placer ces conditions limites sur une seule maille. En effet, nous nous sommes aperçus que placer des conditions de type hydrogramme négatif sur plusieurs mailles entraîne une erreur sur le bilan de volume réalisé par le logiciel. Ce dernier calcule un débit sortant égal à la consigne que multiplie le nombre de mailles connectées à la condition limite. Ainsi les valeurs de débits indiqués sont fausses par rapport aux hauteurs d'eau affichées. Nous avons bien pris soin de vérifier que chaque maille dispose d'un volume nécessaire à chaque pas de temps pour satisfaire le débit imposé en condition limite. **Ce problème a été signalé aux concepteurs de HEC-RAS qui devraient le corriger dans la prochaine version du logiciel.**

### 3.4. Modélisations des flux sortant et des ouvrages

Dans la version actuelle d'HEC-RAS, il n'est pas possible d'ajouter des ouvrages dans une zone 2D avec les outils qui leur sont dédiés (Figure 20) tels que l'éditeur de pont et de buse (bridge/culvert), celui-ci permettant de créer des ouvrages latéraux comme des déversoirs (lateral structure), ou encore celui conçu pour les ouvrages en travers tels que les vannes, les seuils et les barrages (inline structure). Cependant, l'outil permettant de connecter deux zones 2D entre elles (SA/2D connexion) peut permettre de contourner ce problème. En effet, une connexion peut se placer à l'intérieur d'une zone 2D, la connectant à elle-même. Cet outil offre la possibilité de modéliser des seuils, buses et aussi des vannes en s'appuyant sur le modèle de terrain associé à la géométrie. En combinant les vannes, les buses et les seuils, il est alors possible de réaliser une modélisation approchée d'un pont, même si les équations qui seront résolues ne seront pas celle associées à ce type d'ouvrage.

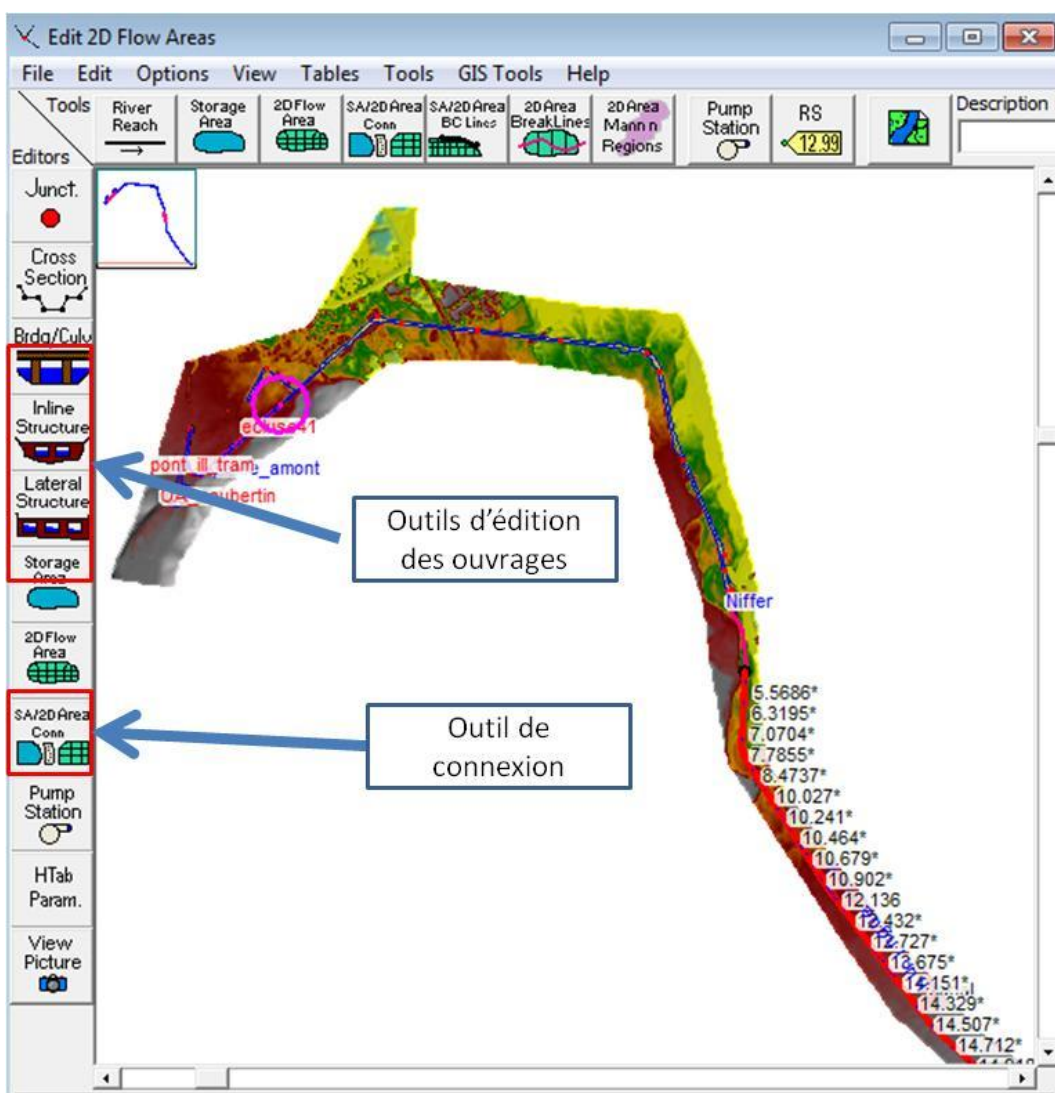


Figure 20 : Interface de l'outil d'édition de géométrie

Ainsi, la prise d'eau du canal de jonction entre l'Ille et le CRR a été modélisée comme deux vannes, faisant chacune 5 m de large et 2,5 m de haut. Une telle ouverture est largement suffisante pour faire transiter le débit voulu, à condition que la charge à l'amont soit suffisante.

En effet, avec une hauteur d'eau limitée à 1,5 m à l'amont, une ouverture des vannes de 1 m devrait être suffisante pour faire transiter 30 m<sup>3</sup>/s.

Pour la porte éclusée 41N ses dimensions sont celles de l'écluse à savoir, 5,4 m de large pour 5,5 m de haut. Les écluses de Niffer quant à elles, n'ont pas été représentées en temps qu'ouvrages mais en temps que conditions limites. Les éclusées ont été modélisées par des hydrogrammes négatifs. Pour cela nous nous sommes appuyés sur la forme de l'hydrogramme d'une éclusée (Figure 21).

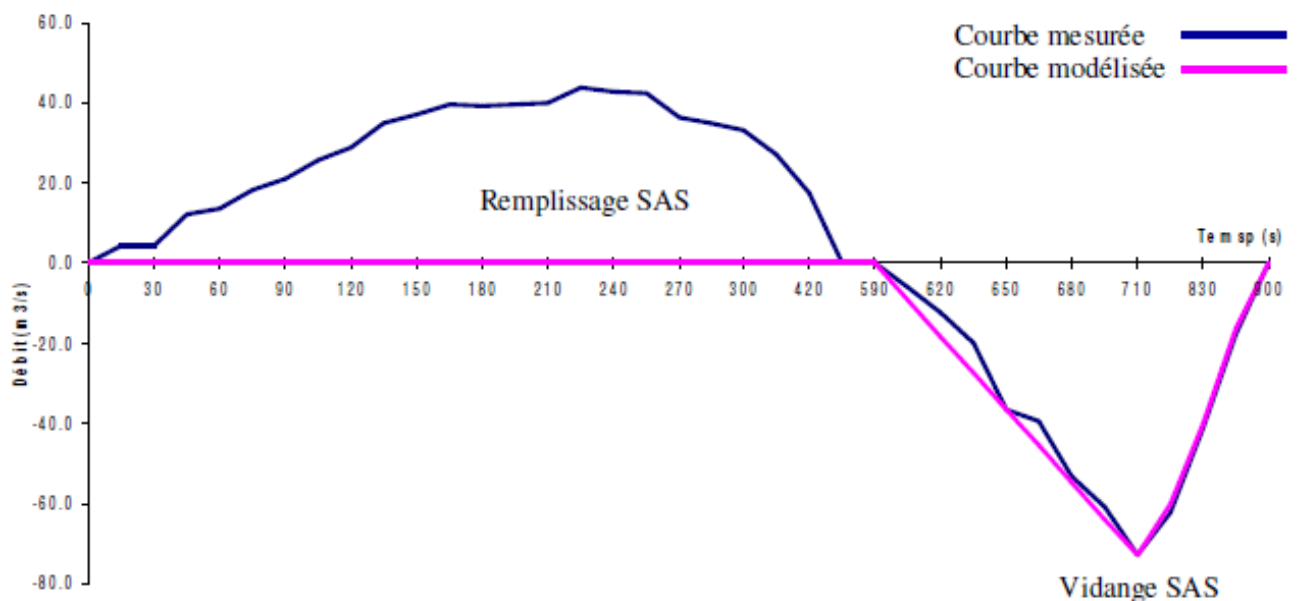


Figure 21 : hydrogramme d'une éclusée de l'écluse principale et courbe modélisée dans l'étude Hydratec (Hydratec, 2008)

Contrairement à ce que propose Hydratec, nous avons choisi de modéliser la phase de remplissage du sas de l'écluse. En effet, c'est cette phase qui a un impact sur le canal du Rhône au Rhin et non la vidange puisque le CRR est plus haut que le Grand Canal d'Alsace que ces écluses permettent de rejoindre. Il s'agit donc de l'eau du CRR qui sert au remplissage du sas. Cette distinction est importante puisque l'hydrogramme que nous modélisons est de forme triangulaire, avec un débit de pointe de 40 m<sup>3</sup>/s, et une durée de 10 minutes, ce qui est deux fois moins important en termes de débit et deux fois plus long que celui modélisé par Hydratec. Cela devrait se traduire par un impact moins marqué sur la ligne d'eau au niveau des écluses lors de la simulation.

Pour rappel : les écluses de Niffer ont un volume de SAS de 12 000 m<sup>3</sup> pour la principale et 6 000 m<sup>3</sup> pour la secondaire. Une éclusée, remplissage puis vidange du sas, dure en moyenne 20 minutes, que ce soit pour l'écluse principale ou bien la secondaire.

### 3.5. Calage du modèle HEC-RAS

Le modèle peut être divisé en deux parties fonctionnelles distinctes à savoir, l'III et le canal du Rhône au Rhin. En effet, comme il n'existe pas encore de liaisons entre l'III et le CRR, le chenal de liaison, ce dernier n'ayant pas encore été mis en eau à ce jour, aucune donnée réelle n'existe sur le fonctionnement de ce système d'écrêtement. Il convient donc de réaliser un calage en différenciant le canal de la rivière.

#### 3.5.1. Calage de la partie III

Pour l'III, le calage du modèle s'effectue en modifiant les valeurs du coefficient de rugosité de Manning et en ajustant la courbe de tarage utilisée comme condition limite aval au droit de la partie couverte. Cette courbe de tarage est issue d'un modèle numérique réalisé dans le cadre de l'étude de l'écrêtement des crues de l'III (Andriambanona, 2009). L'ajustement de cette courbe se fait grâce aux laisses de la crue de mai 2007 relevées au niveau de l'entrée du canal couvert. La ligne d'eau à l'amont a été calée grâce à une courbe de tarage issue de mesures de débit de la DREAL au pont de Brunstatt (point d'entrée du modèle). Cette courbe de tarage a une amplitude réduite avec un débit maximum de 165m<sup>3</sup>/s. La cote du pied de l'échelle limnigraphique de la station a été relevée avec un GPS différentiel.

Face au manque de données pour le calage de l'III, nous avons voulu estimer la sensibilité du modèle concernant les variations du coefficient de Manning et des valeurs de la courbe de tarage. Pour cela, la crue du 9 août 2007 a été simulée. Il s'agit de la seule crue dont nous disposons de marques de crue sous forme de photo et d'un relevé des marques de lessivage sur les piles du pont couvert. L'hydrogramme d'entrée est celui extrait de la station de mesures de Didenheim. Cette station se situe 2km à l'aval du pont de Brunstatt qui est l'entrée du modèle. Entre ces deux points, il n'y a pas d'apport conséquent d'eau. Nous avons donc utilisé les valeurs de la station de Didenheim sans correction.

Tableau 2 : noms et caractéristiques des différents tests de sensibilité du modèle

Nom du plan	tar0_m1_2007	tar0_m2_2007	tar0_m3_2007	tar20_m2_2007	tarm20_m2_2007	tar13_m2_2007
Coefficient n (s/m <sup>1/3</sup> )	0.02	0.03	0.04	0.03	0.03	0.03
Courbe de tarage	tar0	tar0	tar0	tar+20%	tar-20%	tar-13%

Cette analyse de sensibilité montre que le seuil du pont mille pattes (Figure 14) joue le rôle de point de contrôle amont/aval, ainsi, une modification de la courbe de tarage n'aura que peu, ou pas d'impact à l'amont du pont mille pattes (Figure 23). En revanche, une modification du coefficient de Manning aura un impact plus fort sur la ligne d'eau, notamment en amont du pont mille pattes. Cependant cet impact reste limité au droit du bras de l'ancienne III se situant entre 850 et 900 mètres (Figure 24). Ainsi, même si nous ne disposons que de peu de données pour le calage, le modèle reste peu sensible aux différents paramètres

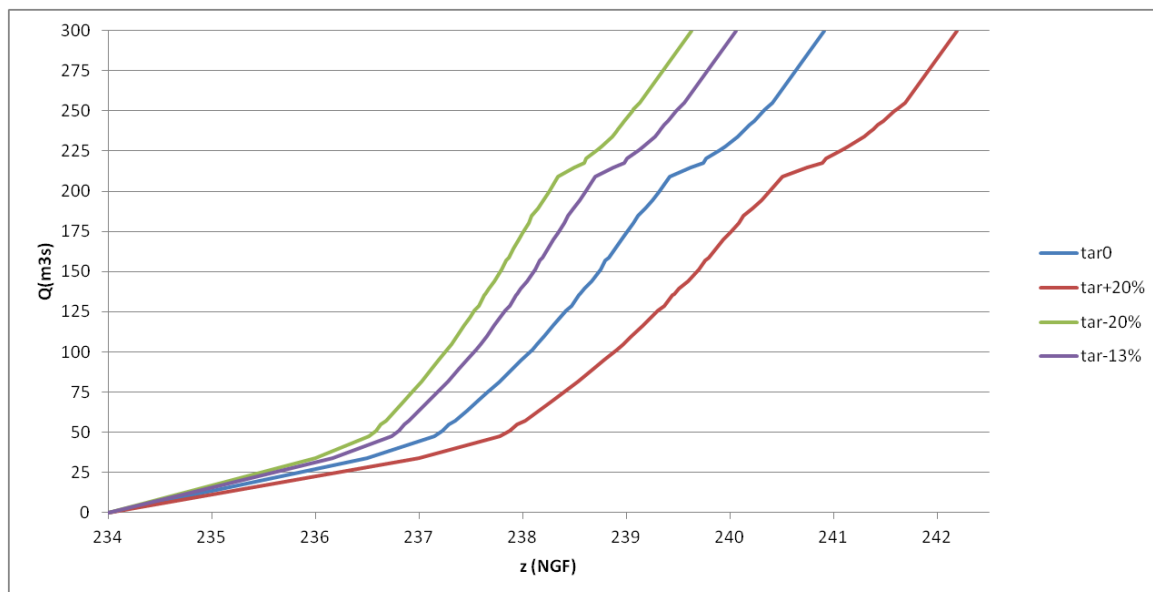


Figure 22 : courbes de tarage représentant la condition limite aval sur l'III

La courbe de tarage en condition avale qui a été retenue est la courbe tar-13%. En effet, c'est cette courbe qui correspond au mieux aux laisses de crue laissées à l'entrée du canal couvert avec une cote simulée de 239.328 m soit un écart de +0.018 m avec la valeur mesurée (239.31 m).

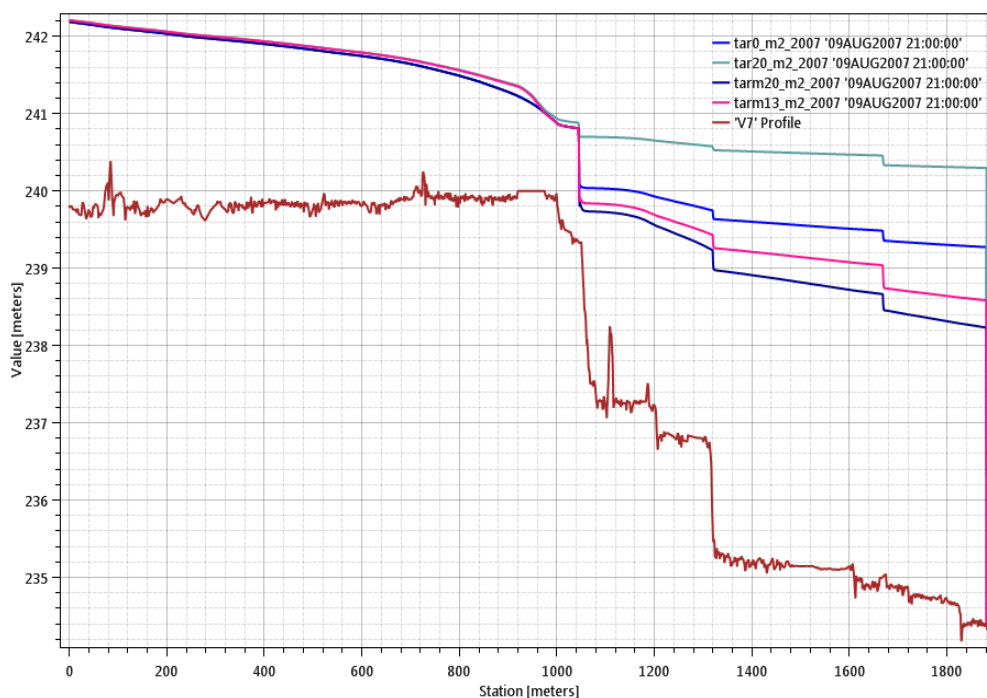


Figure 23 : test de sensibilité lié à la condition limite aval

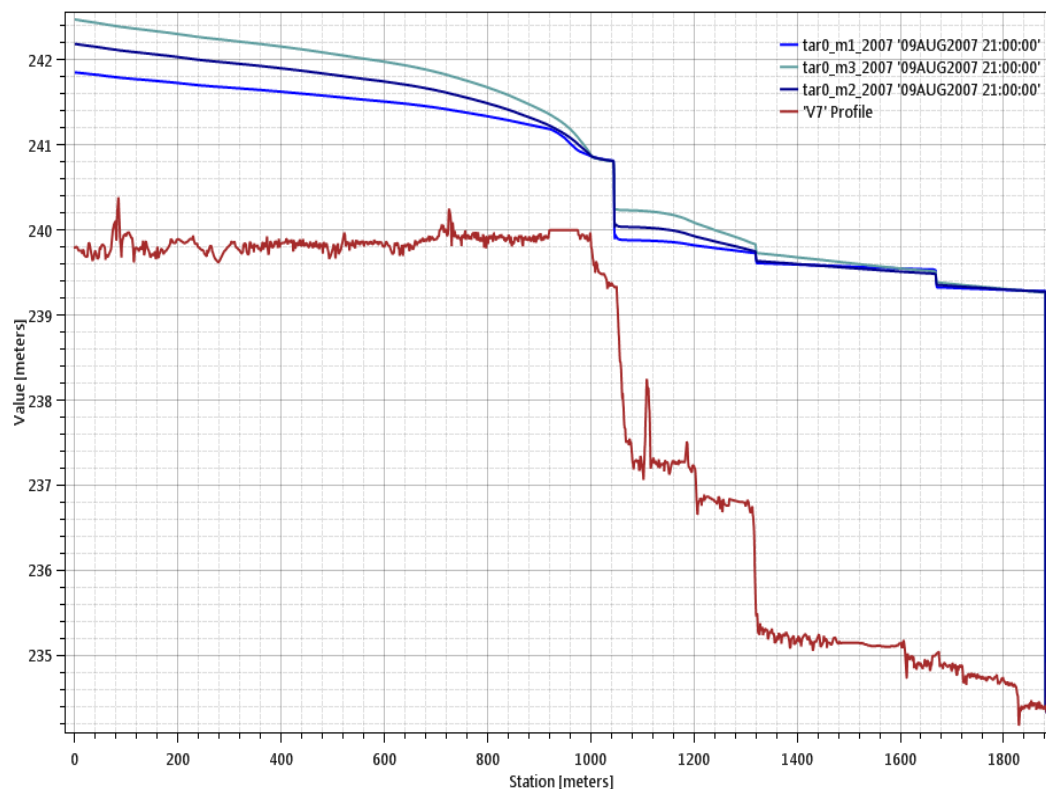


Figure 24 : test de sensibilité lié au coefficient de Manning

Le coefficient de Manning retenu pour l'Ill est de 0.02. Pour faire ce choix nous nous sommes appuyés sur la courbe de tarage de la station de mesure de débit située au droit du pont de Brunstatt.

### 3.5.2. Calage de la partie CRR

En ce qui concerne le calage de la partie du canal du Rhône au Rhin, nous nous sommes appuyés sur l'étude réalisée par le bureau d'étude Hydratec en 2008. Nous avons utilisé les mêmes chroniques que celles utilisées dans cette étude. Ces chroniques portent sur les débits des différentes prises d'eau présentes sur le canal ainsi que sur le nombre et la date des éclusées réalisées aux écluses de Niffer. Les conditions d'alimentation du bief de Niffer par le canal de Huningue et par la station de pompage de Niffer sont aussi renseignées.

Le fonctionnement du canal en exploitation normale revient à stabiliser le plan d'eau à une cote de 235.88 m NGF. Le calage de cette partie du modèle revient à vérifier la capacité du modèle à restituer la cote du plan d'eau des biefs. Les débits et les vitesses transitant dans le canal étant très faibles, le calage s'effectue en jouant sur le volume de pertes du canal, la rugosité ayant peu d'influence sur les niveaux d'eau. Le bilan des flux (hors pertes) utilisé pour le calage est présenté dans le tableau suivant :

Mesures du 28/01/2008 - configuration hiver

Temps (h)	Niveau référence (m)	Flux entrant (m <sup>3</sup> /s)	Flux sortants (m <sup>3</sup> /s)						* Divers prélèvements
			E Principale Niffer	Prise Huningue	Prise 42	Prise Hardt	Prise 22	Vane de fond	
00h - 01h	235.57	11.0	3	0.6	3	1			0.82
01h - 02h	235.58	11.0	3	0.6	3	1			0.82
02h - 03h	235.57	11.0	3	0.6	3	1			0.82
03h - 04h	235.57	11.0	3	0.6	3	1			0.82
05h - 06h	235.57	11.0	3	0.6	3	1			0.82
06h - 07h	235.57	11.0	3	0.6	3	1			0.82
07h - 08h	235.57	11.1	3	0.6	3	1			0.82
08h - 09h	235.57	11.4	3	0.6	3	1	2		0.82
09h - 10h	235.56	11.0	3	0.6	3	1			0.82
10h - 11h	235.57	11.3	3	0.6	3	1			0.82
11h - 12h	235.57	11.0	3	0.6	3	1		1	0.82
12h - 13h	235.56	11.2	3	0.6	3	1	2		0.82
13h - 14h	235.57	11.0	3	0.6	3	1			0.82
14h - 15h	235.55	11.0	3	0.6	3	1			0.82
15h - 16h	235.57	10.9	3	0.6	3	1	2		0.82
16h - 17h	235.57	11.9	3	0.6	3	1			0.82
17h - 18h	235.53	11.1	3	0.6	3	0			0.82
18h - 19h	235.54	10.9	3	0.6	3	0			0.82
19h - 20h	235.54	11.4	3	0.6	3	0			0.82
20h - 21h	235.55	11.0	3	0.6	3	0			0.82
21h - 22h	235.56	11.4	3	0.6	3	0	1		0.82
22h - 23h	235.55	10.9	3	0.6	3	0			0.82
23h - 00h	235.55	11.0	3	0.6	3	0			0.82

Figure 25 : bilan des flux pour le calage (Hydratec, 2008)

Une fois le calage sur le CRR réalisé, l'ouvrage de régulation constitué par la porte levante de l'écluse 41 a été calé. La porte a des dimensions de 5.4 m de large par 5.5 m de haut, elle fonctionne comme une vanne plate. Le modèle calcule le débit transitant à travers cette vanne grâce aux formules suivantes :

$$(5) Q = C . L . B \sqrt{2gH} \text{ ou } (6) Q = C . L . B \sqrt{2g3H} \text{ ou } (7) Q = Cd . L . B \sqrt{2gH1}$$

Avec Q le débit, C le coefficient de décharge, Cd le coefficient de décharge pour un écoulement noyé, L la largeur du vannage, B l'ouverture de la vanne, H la hauteur d'eau a l'amont et H1 la différence de hauteur entre l'amont et l'aval de l'ouvrage.

Le programme choisit l'équation (5) si la porte est dénoyée et l'équation (7) dans le cas contraire et l'équation (6) sert de transition entre la (5) et la (7).

Le calage de la porte s'effectuera sur les coefficients C et Cd. Avec une priorité sur le coefficient Cd puisque la porte de l'écluse 41N ne sera pas en régime dénoyé.

Les résultats obtenus par le calage du Canal du Rhône au Rhin sont exposés ci-après (Figure 26) :

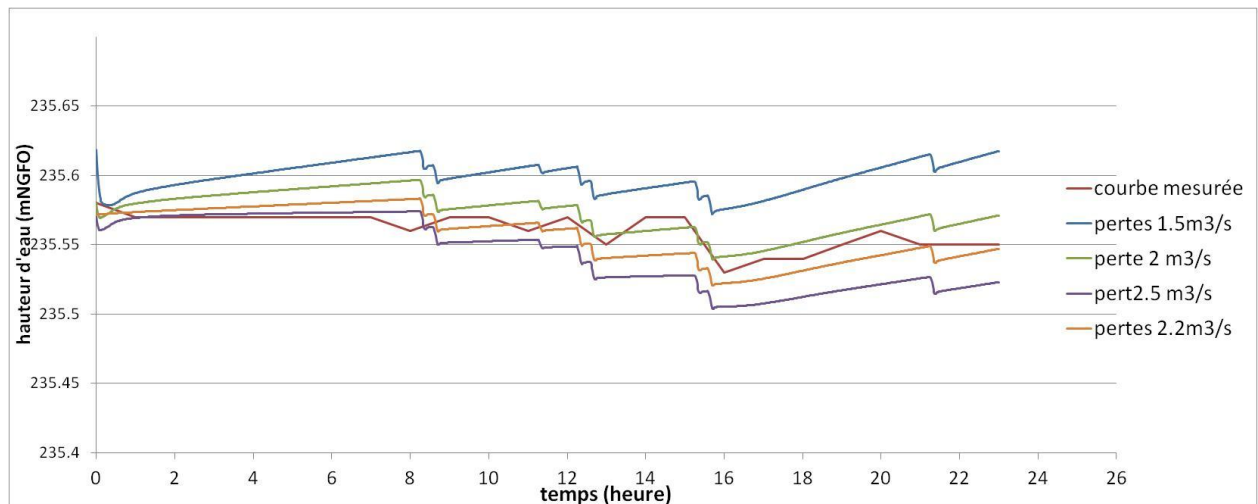


Figure 26 : calage sur les pertes

La valeur de pertes retenue est de  $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$  sur l'ensemble du canal, ce chiffre se situe dans la fourchette de  $1,5 \text{ m}^3/\text{s}$  à  $3 \text{ m}^3/\text{s}$  donnée par Hydratech dans son étude sur le fonctionnement du bief de Niffer. Cependant, la distribution des pertes sur le linéaire n'est pas connue.

En ce qui concerne le calage de la porte de l'écluse 41, nous avons à notre disposition les résultats d'un test qui a été conduit sur la porte le 1<sup>er</sup> décembre 2016. Il s'agissait d'ouvrir la porte par pallier et de mesurer les oscillations du bief. Les mesures ont été relevées sur une échelle limnigraphique au droit de l'écluse 41N. Malheureusement, le nombre de points relevés est limité au nombre de 9 et nous ne disposons pas d'indication permettant de savoir s'ils correspondent à un creux ou à une pointe. Nous avons donc réalisé un test de sensibilité du coefficient de Manning sur l'oscillation de bief obtenue. On remarque que la valeur du coefficient de Manning n'a que très peu d'effet, les coefficients testés sont 0,005, 0,01 et 0,02 s/m<sup>1/3</sup>. L'écart maximum entre les surfaces calculées étant de 1 cm (Figure 27).

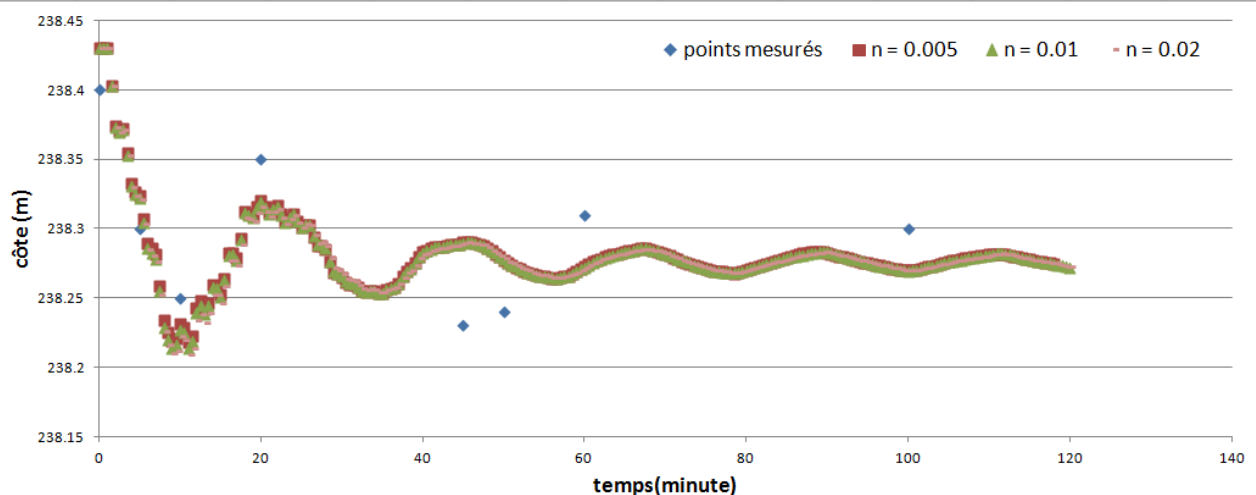


Figure 27 : influence de la rugosité du canal sur la propagation de l'onde.

En ce qui concerne les coefficients de débit de vanne C et Cs nous avons également réalisé un test de sensibilité. Nous nous attendions à ce que plus les coefficients sont grands plus le débit transitant dans la porte l'est aussi. Ce qui a pour conséquence un abaissement plus important du bief. Nous pouvons voir sur la figure que le coefficient Cs n'as pas d'impact



majeur, les valeurs testées de 0,7 et 0,9 ne montrent aucune différence. En revanche pour le coefficient C, on remarque un écart de 11,8 cm entre les courbes pour C= 0,5 et C= 0,7 ce qui est relativement important au vu des contraintes d'exploitation des biefs.

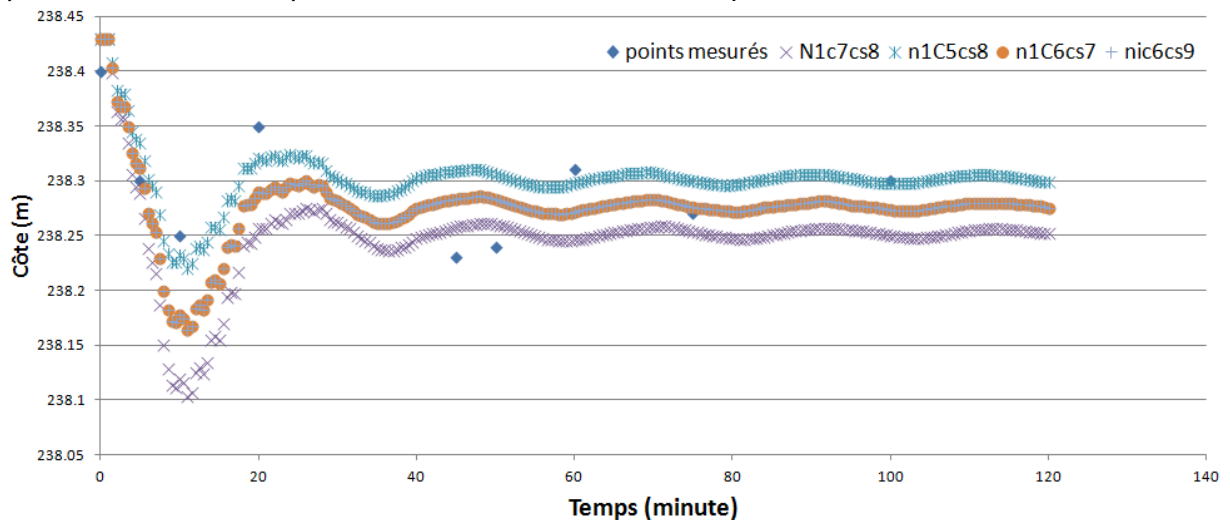


Figure 28 : variation du plan d'eau en fonction des coefficients C et Cs

En revanche, la modification de ces coefficients ne semble pas influencer l'amplitude des oscillations, la première mise à part. Les valeurs retenues sont Cs=0,8 comme cela est conseillé dans le guide de modélisation (USACE, 2016) puisque son impact est faible et C=0,6 car cette valeur donne des résultats plutôt satisfaisants par rapport aux deux autres. La valeur faible de 0,6 est cohérente avec la forme relativement massive et rectangulaire de la porte d'écluse levante.

### 3.5.3. La jonction entre l'Ille et le canal.

A la différence des études précédentes, nous n'injectons pas un hydrogramme préconstruit à l'entrée du chenal de liaison. Nous devons donc trouver une ouverture de vanne qui permettrait de faire transiter 30 m<sup>3</sup>/s maximum. En reprenant l'équation de vanne (équation 5) et en supposant une hauteur de 1.5 mètres à l'amont, nous estimons qu'une ouverture d'un mètre des deux vannes suffit pour faire transiter le débit voulu.

Pour vérifier le débit, nous réalisons des simulations en résolvant les équations d'onde diffusive. Procéder de cette façon permet de gagner du temps sur le calage de ce paramètre, le modèle tournant en une dizaine d'heures en résolvant les équations d'onde diffusive contre plus de 66h avec la résolution des équations de Barré de Saint Venant.

Il aurait été préférable de pouvoir piloter la vanne par une hauteur d'eau à l'aval de l'ouvrage, correspondant au débit recherché. Cela aurait permis de garantir les 30m<sup>3</sup>/s ainsi qu'un pilotage de vanne plus souple. Cependant cela n'est pas possible dans la version actuelle du logiciel.

Par contre l'ouverture de la vanne de l'écluse 41 sera pilotée dans le modèle par le niveau amont de la vanne, comme c'est prévu dans le projet.

### 3.6. Analyse des différents modèles

Avec un temps de calcul relativement plus long (plus de 15h/heure simulé) que les autres, le modèle réalisé en une seule zone 2D a été mis de côté.

Le modèle composé de 6 morceaux quant à lui montre une rapidité de calcul intéressante par rapport aux autres avec un temps de calcul moyen de 4h/heure simulée. En revanche, il semblerait que les connexions entre les différentes parties provoquent des instabilités du modèle et créent des artefacts qui perturbent fortement les résultats de la simulation (Figure 29). Ces artefacts n'apparaissent pas en utilisant l'équation d'onde diffusive, mais comme évoqué précédemment, ce type d'équation n'est pas adapté pour la partie aval. Ce problème semble venir du logiciel, pour nous en assurer nous avons tenté plusieurs simulations en changeant les paramètres tels que le temps de calcul et les conditions initiales. Ces discontinuités semblent quelque peu réduites en diminuant le temps de calcul au minimum possible, soit 0.1 seconde mais restent trop importantes pour être négligées (Figure 30).

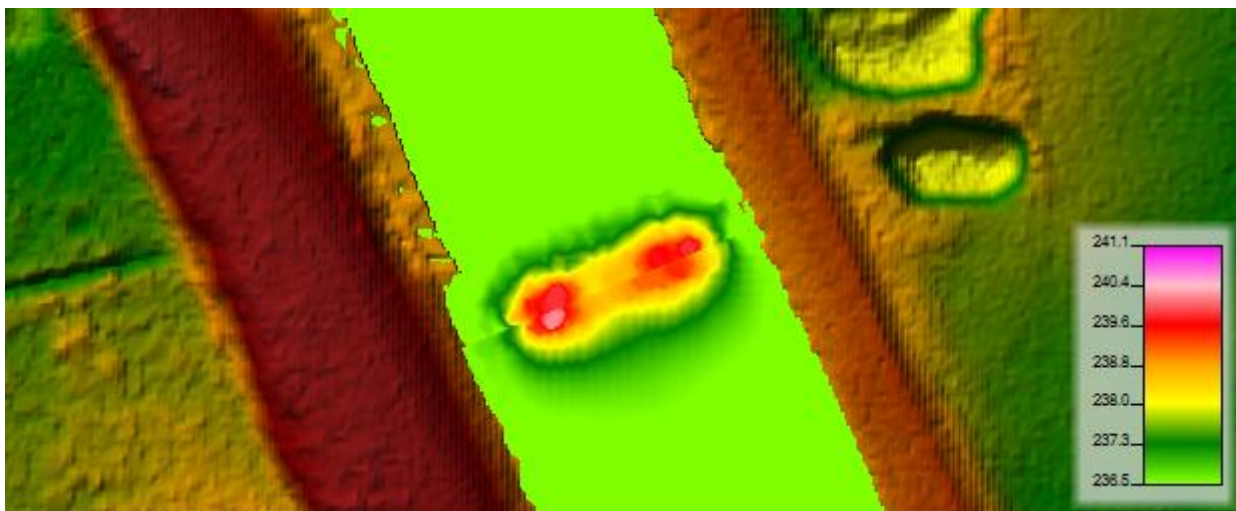


Figure 29 : artefact aux connexions

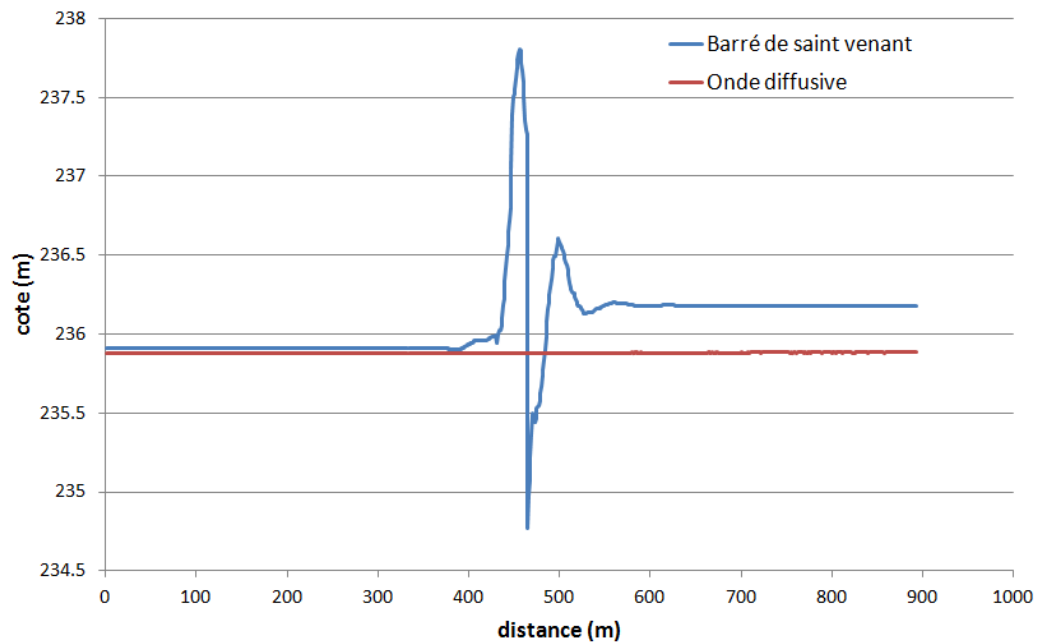


Figure 30 : gestion des connexions en fonction des équations résolus par le logiciel

De ce fait, l'approche retenue est celle en deux modèles, un pour l'amont de la porte écluse 41N et un autre pour l'aval. Nous conservons aussi le modèle en 6 morceaux pour réaliser des simulations en utilisant l'onde diffusive. Cependant, ces modèles prennent un temps de calcul non négligeable pour réaliser les simulations avec un temps d'environ 10 heures par heure simulée. Nous avons donc décidé de nous concentrer sur le bief 39-41 qui présente le plus d'enjeu en termes de transport sédimentaire et de protection des biens.

L'approche que nous avons suivie est la suivante : le modèle complet est utilisé pour l'étude des scénarios du bief de Niffer et un modèle plus précis est utilisé pour étudier l'impact du système d'écrêtement sur le bief 39-41 (Figure 31 et Figure 32 ).

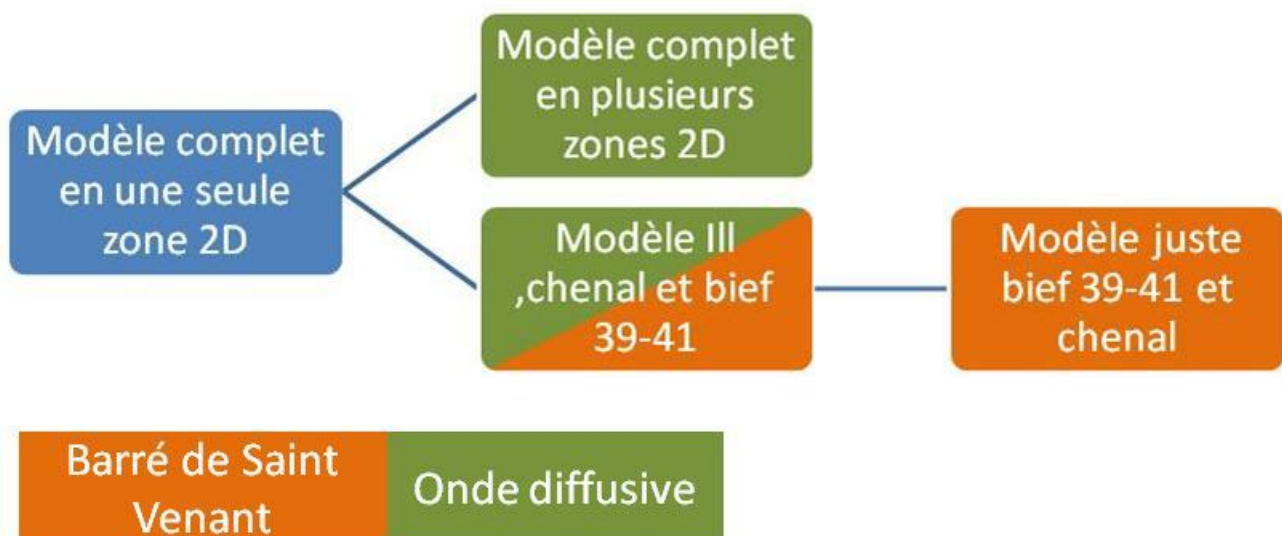


Figure 31 : Différenciation des modèles par le type d'équation utilisé

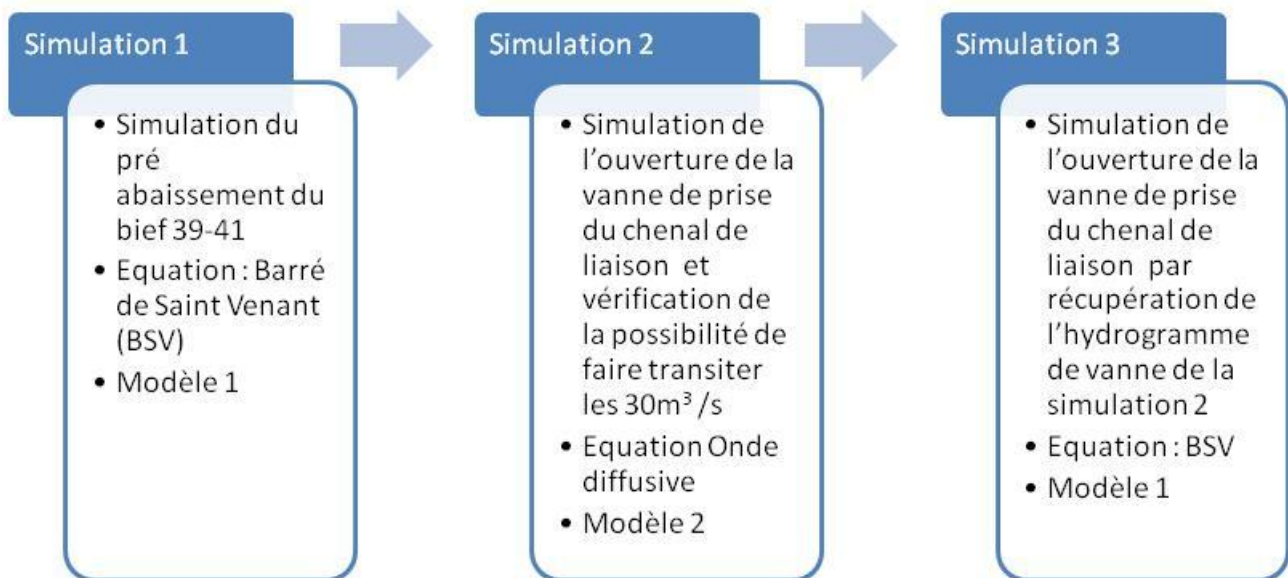


Figure 32 : principe des simulations successives dans le but de réduire le temps de calcul. Modèle 1 fait référence à celui ne prenant en compte que le chenal de liaison et le bief 39-41, modèle 2 fait référence au modèle 1 auquel s'ajoute l'III (« partie amont » de la Figure 19)

Cette méthode permet de diminuer le nombre de mailles et d'optimiser les simulations par rapport aux résultats qu'on souhaite en tirer.

### 3.7. Transport sédimentaire

Un des objectifs de cette étude est de déterminer les zones de dépôt et de mise en suspension dans le canal, ainsi que de réaliser une estimation des volumes de sédiments déplacés. Pour cela, nous allons utiliser une approche en deux temps. Le premier consiste à traiter l'apport de sédiments déjà en suspension et leur mode de transport dans le canal, puis de traiter la remise en suspension des sédiments déjà présents dans le canal. Nous allons donc chercher à définir des vitesses seuil de mise en mouvement et de maintien en suspension.

#### 3.7.1. Seuil de mise en suspension

Le transport solide sous forme de charriage, ou de suspension, dépend principalement de la force du courant et de la résistance des grains à l'écoulement caractérisable par son poids et ses dimensions caractéristiques (Degoutte, 2006).

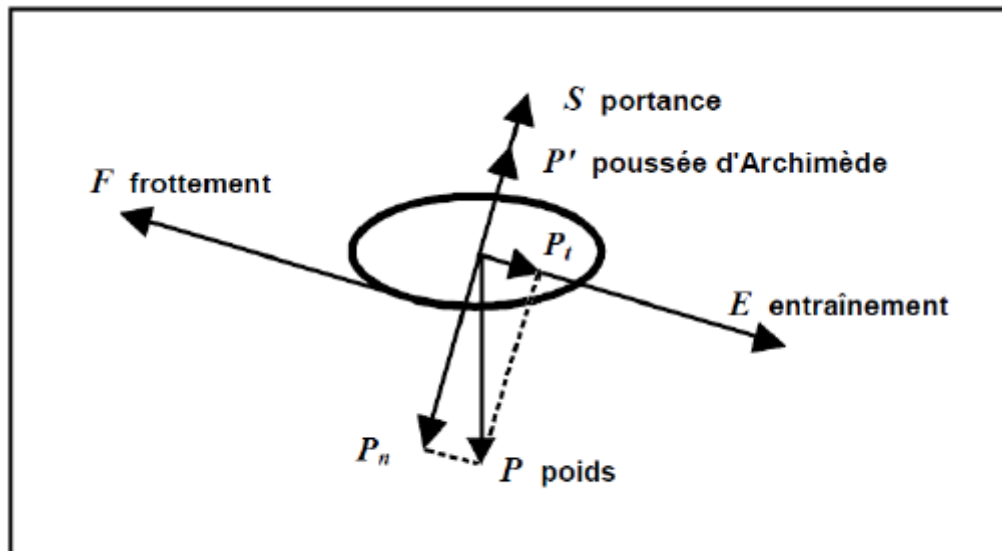


Figure 33 : équilibre d'un grain posé sur le fond d'un chenal (Degoutte, 2006)

La force du courant pouvant être liée à la vitesse d'écoulement, nous avons choisi de calculer des vitesses critiques pour différents modes de transport dans le but de les comparer aux vitesses extraites des résultats de modélisation.

Pour le calcul de la vitesse maximale de mise en mouvement des particules nous avons opté pour l'approche de Van Rijn (Van Rijn, 1984a). Cette méthode est une réécriture des seuils de mise en mouvement défini par Shields (Shields, 1936), en faisant intervenir le diamètre adimensionnel du sédiment  $D^*$  (Figure 34). Cette réécriture permet de s'affranchir de la contrainte de cisaillement et donc des caractéristiques de l'écoulement.

Il nous est donc possible de calculer une contrainte critique adimensionnelle  $\theta_{cr}$  et de la transformer en contrainte de cisaillement  $\tau_{cr}$  puis en vitesse critique d'écoulement  $V_{lim}$ .

Pour cela, nous utilisons le set d'équation présenté dans la Figure 34 pour calculer  $\theta_{cr}$  et  $\tau_{cr}$ . Pour  $V_{lim}$  nous utilisons l'équation de Darcy-Wiesbach (Ancsey, 2017)

$$(1) \quad \tau = \frac{1}{8} \lambda \rho V^2$$

Avec  $\tau$  la contrainte de cisaillement (en  $N/m^2$ )  $V$  la vitesse de l'écoulement,  $\rho$  la masse volumique du fluide en  $kg/m^3$  et  $\lambda$  le coefficient de perte de charge.

Le coefficient  $\lambda$  est estimé grâce au diagramme de Moody. (Moody, 1944)(Annexe 5)

Nous avons choisi cette approche car le cas particulier du canal où les écoulements sont contraints par les différents ouvrages de prise d'eau et non par la géométrie du lit, rend impossible l'utilisation des équations de Manning-Strickler. De plus, l'utilisation de la formule de Darcy-Wiesbach permet de relier directement la vitesse à la contrainte. Même si cette équation a été développée pour des canalisations et un débit de pleine section elle est largement utilisée en hydraulique à surface libre (Simoès, 2010).

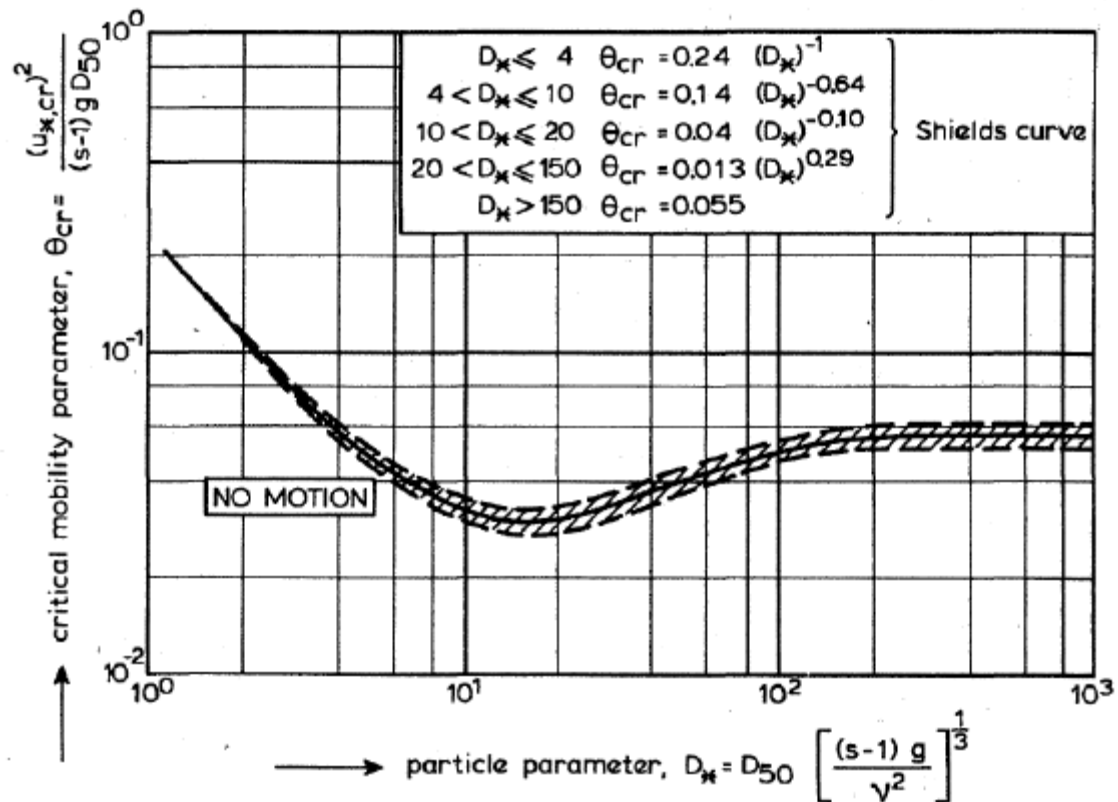


Figure 34 : réécriture de la courbe de Shield selon Van Rijn (Van Rijn, 1984a)

La vitesse ainsi calculée sera ensuite comparée aux résultats de simulation et servira de critère pour définir si la remise en suspension des sédiments déjà présents dans le canal a lieu ou non.

Des échantillons de sédiments prélevés dans le canal du Rhône au Rhin (PGPOD, VNF) au niveau du bief 39-41 montrent que la granulométrie y est fine. Le diamètre médian  $D_{50}$  est de l'ordre de  $20\mu\text{m}$ , c'est-à-dire que 50 % de la masse des sédiments a un diamètre inférieur ou égale à  $20\mu\text{m}$ . Le  $D_{75}$ , quant à lui, est de  $40\mu\text{m}$ . Les sédiments sont composés de limon fin (courbe de granulométrie en

Annexe 6). Ils sont de même nature sur le reste du linéaire (Tableau 3 : nature des sédiments dans le canal (de l'écluse 41N au canal de Huningue).

Tableau 3 : nature des sédiments dans le canal (de l'écluse 41N au canal de Huningue)(source PGPOD VNF)

Echantillon		Diamètre médian	Classe des textures
Canal de Jonction– Nouveaux bassins	S1	27,939 $\mu\text{m}$	limon léger sableux (4)
Canal de jonction	S2	37,723 $\mu\text{m}$	limon léger sableux (4)
Port de Mulhouse	S3	14,964 $\mu\text{m}$	limon moyen sableux (5)
Bief de Niffer	S4	25,091 $\mu\text{m}$	limon léger sableux (4)
	S6	24,633 $\mu\text{m}$	limon léger sableux (4)
	P2	26,3 $\mu\text{m}$	limon léger sableux (4)
	P3	37 $\mu\text{m}$	limon léger sableux (4)
	P4	26,3 $\mu\text{m}$	limon léger sableux (4)
	P5	21,5 $\mu\text{m}$	limon léger sableux (4)
Canal d'accès à la grande écluse	S7	15,869 $\mu\text{m}$	limon moyen (9)
	P1	15,4 $\mu\text{m}$	limon léger sableux (4)
	P7	17,3 $\mu\text{m}$	limon léger sableux (4)
Canal de Huningue	S8	34,054 $\mu\text{m}$	limon léger sableux (4)
	S9	46,155 $\mu\text{m}$	limon léger sableux (4)
	S10	25,615 $\mu\text{m}$	limon léger sableux (4)
	S11	31,153 $\mu\text{m}$	limon léger sableux (4)
Grand canal d'Alsace	P6	130 $\mu\text{m}$	sable (1)

Nous avons calculé la vitesse de mise en mouvement pour ces deux diamètres et abouti aux résultats suivants :

La vitesse de mise en mouvement est de **0.033 m/s pour  $D_{50}$**  et **0.046 m/s pour  $D_{75}$** .

L'incertitude de ces résultats étant très grande du fait que nous soyons en dehors du domaine d'application des formules de Van Rijn ( $D^* < 1$ ) nous avons décidé de retenir les valeurs les plus contraignantes.

### 3.7.2. Maintien en suspension et dépôt

L'eau en provenance de l'Ille sera chargée en particules en suspension. Nous nous intéressons aux conditions de dépôt de ces particules dans le canal. Pour cela nous cherchons à calculer une vitesse limite entre maintien en suspension et dépôt. Puis, si la vitesse d'écoulement permet le dépôt, nous avons choisi de retenir la méthode de Hazen (Dufresne, 2016) pour définir les zones de dépôt.

Comme le canal est alimenté par l'Ille et que la prise d'eau du chenal n'est pas directe nous faisons l'hypothèse que la prise d'eau ne laisse passer que la partie en suspension des sédiments. De plus, comme nous ne disposons pas d'information sur la granulométrie des sédiments dans l'Ille, nous considérons que les sédiments apportés sont de la même nature que ceux présents dans le canal. En effet, le canal du Rhône au Rhin est alimenté à l'amont par l'Ille, cependant l'éloignement du bief 39-41 de la prise sur l'Ille et la succession des écluses tendent à montrer que la taille des grains est sous-estimée par cette hypothèse.

Le maintien en suspension des particules dans un écoulement dépend de la puissance de celui-ci, mais aussi des caractéristiques des particules considérées. Pour définir la limite de mise en suspension, une des approches consiste à comparer la vitesse de chute des sédiments avec la vitesse de cisaillement  $u^*$ .

$$(2) \quad u^* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$$

Avec  $\tau$  la contrainte tractrice et  $\rho$  la masse volumique du fluide

Comme précédemment,  $\tau$  sera estimé grâce à la formule de Darcy-Weisbach.

Nous nous sommes intéressés à trois critères liant  $u^*$  à la vitesse de chutes  $W_s$ , dans le but de déterminer la limite entre la suspension et les autres modes de transport. Il s'agit des critères suivants ((Van Rijn, 1984a), (Ashley, 2004 dans Dufresne, 2016), (Bagnold, 1966)) :

$$\text{Critère de Bagnold} : \frac{u^*}{W_s} \approx 1$$

$$\text{Critère d'Engelund} : \frac{u^*}{W_s} \approx 0.25$$

$$\text{Critère d'Ashley et Verbanck} : \frac{W_s}{0.4u^*} = 3$$

$W_s$ , la vitesse de chute des particules est calculée à l'aide de la formule de Stokes ci-après, tout en vérifiant que le Reynold particulaire est bien inférieur à 1 pour être dans le domaine de validité de la formule.

$$(3) \quad w_s = \frac{(s-1)gd^2}{18\nu} \quad (4) \quad \text{Re} = \frac{w_s d}{\nu}$$

Avec  $s-1 = 2.65$ ,  $g$  l'accélération de la pesanteur,  $d$  le diamètre du grain et  $\nu$  la viscosité cinématique du fluide concerné.

Nous avons comparé les résultats de ces trois critères pour différents  $D_{50}$  et  $D_{75}$ , les résultats obtenus sont présentés ci-après :



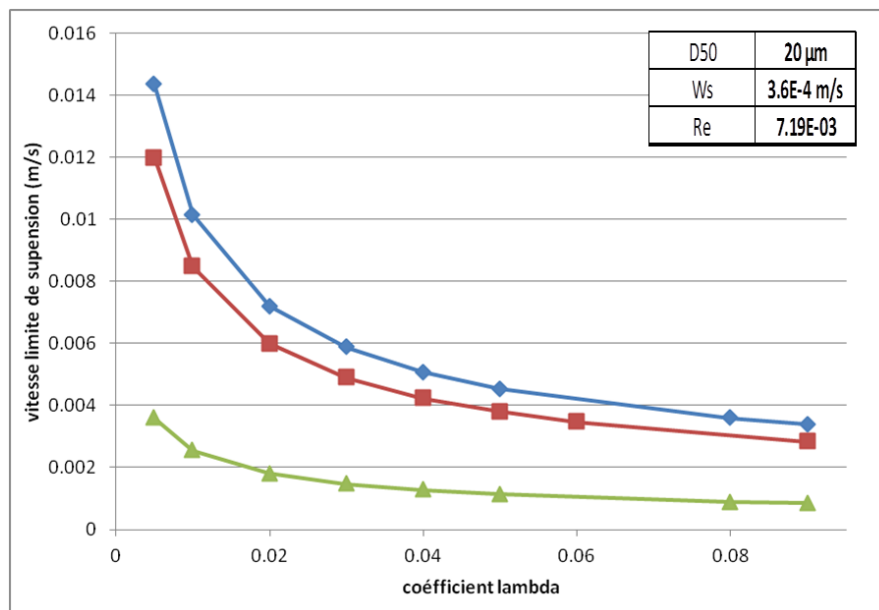


Figure 35 : vitesse limite de suspension en fonction du coefficient lambda de perte de charge. Les courbes sont tracées pour un diamètre de grain de 20 $\mu\text{m}$ . La courbe bleue correspond au critère de Bagnold, la rouge à celui de Ashley et enfin la verte à celui d'Engelund

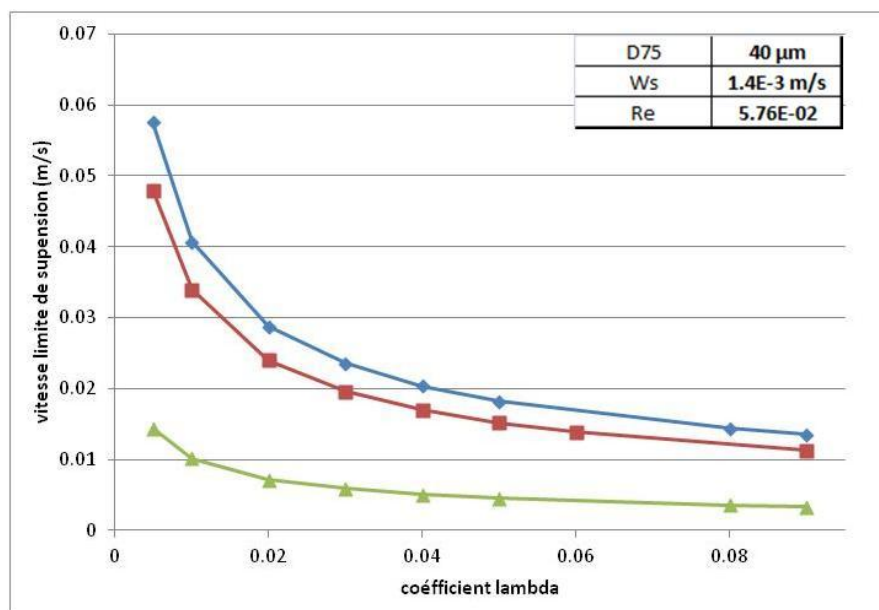


Figure 36 : vitesse limite de suspension en fonction du coefficient lambda de perte de charge. Les courbes sont tracées pour un diamètre de grain de 40 $\mu\text{m}$ . légende identique à la Figure 35

Comme nous serons en présence d'écoulement à faible vitesse ( $<1$  m/s) et que la rugosité du chenal reste importante comparativement à celle des conduites pour lesquelles le diagramme de Moody a été construit, nous avons décidé de retenir une valeur de lambda de **0.04**. Ce choix prend en compte le Reynolds de l'écoulement, mais permet aussi de se situer dans la moyenne de lambda du diagramme de Moody. La vitesse seuil entre suspension et dépôt retenue est la plus contraignante, c'est-à-dire la plus élevée puisque cela implique que la phase de dépôt arrivera plus rapidement à mesure que les écoulements dans le canal

ralentiront et ainsi les sédiments seront moins étalés et auront plus tendance à impacter la navigation. Le critère de Bagnold est donc retenu.

**Ainsi la vitesse limite de suspension retenue est de 0.005m/s pour D50 et 0.02m/s pour D75**

Il est aussi primordial de noter qu'au vu de la finesse des sédiments concernés et de la nature cohésive des fines, les résultats obtenus ne sauraient être considérés autrement que par l'ordre de grandeur qu'ils représentent. En effet, cela nous place en dehors des domaines d'application et de conception des formules permettant le calcul du débit solide. De plus, nous tenons à rappeler que ces formules de transport solide restent, même dans leurs domaines d'application, peu précises ((Barry, et al., 2004)(Barry, et al., 2007)(Barry, et al., 2008)). Néanmoins, nous allons par la suite utiliser les valeurs retenues dans les paragraphes précédents pour identifier les zones de dépôt potentiel.



## 4. Présentation et critique des résultats

Nous allons maintenant exposer les résultats obtenus lors de ce travail de fin d'étude. Nous présenterons également les scénarios de manœuvre optimisés pour le dispositif.

### 4.1. Choix des scénarios

L'écroulement des crues de l'Ille via le canal du Rhône au Rhin suit le scénario global suivant (Figure 37):

- Phase 1. Abaissement du niveau du bief 39-41N
- Phase 2. Passage de la crue

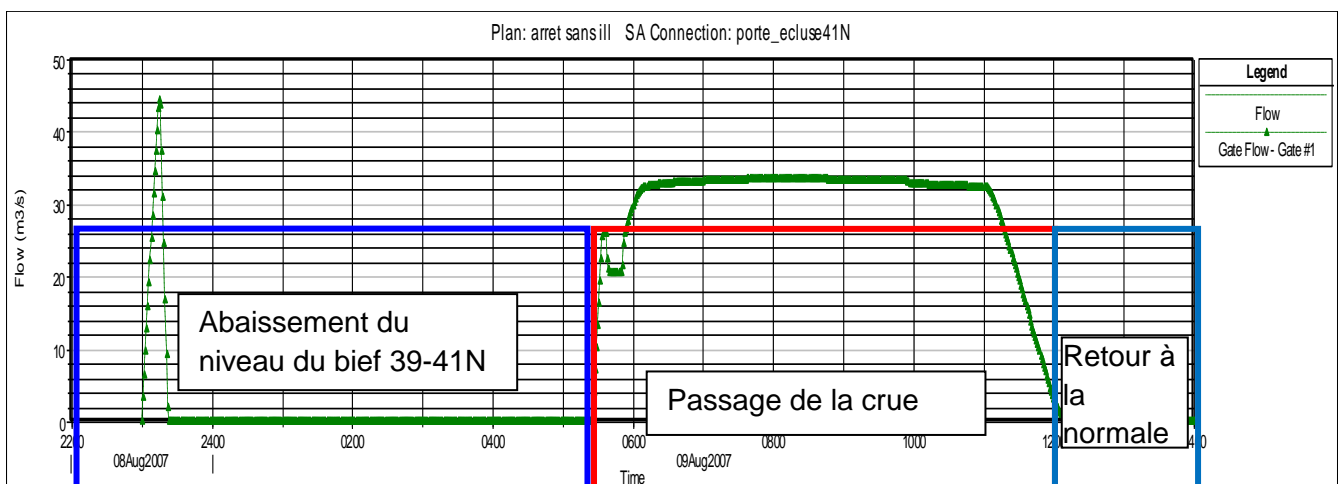


Figure 37 : Exemple de phasage, hydrogramme de la porte levante 41 dans le cas d'un abaissement rapide du bief 39-41.

Phase 3. Retour à la situation normale

Ces trois phases nécessitent un pilotage de la porte de l'écluse 41N, à savoir : un pilotage de la porte contrainte par le niveau d'eau dans le bief 39-41 pour la phase 1, ce qui permettra d'abaisser puis de stabiliser le niveau du bief. Une régulation du niveau d'eau à une cote légèrement inférieure à celle d'exploitation pour la phase 2 et la fermeture de la porte pour la phase 3. Cette décomposition en 3 phases nécessite de réaliser 3 simulations différentes. En effet, dans sa version actuelle HEC-RAS 5.0.3 ne permet pas de réaliser une règle de pilotage des portes permettant d'enchaîner les trois phases. Cela est dû à un bug du logiciel qui sera normalement corrigé dans les versions suivantes.

Dans un premier temps, nous avons voulu confronter les résultats de notre modèle à ceux provenant de l'étude réalisée par le bureau d'étude Hydratech. Nous avons donc utilisé certains des scénarii de cette étude que nous présenterons par la suite. Dans un deuxième temps, nous avons réalisé plusieurs scénarii portant sur la gestion des ouvrages, notamment sur la gestion de la prise d'eau du chenal de liaison.

#### 4.1.1.1. Scénario des études précédentes, Bief 39-41

Même si le but de notre étude n'est pas de remettre en question les études précédentes mais plutôt d'apporter des compléments de réponse, nous avons tenté de comparer les résultats de notre modèle avec ceux des modèles précédents. Pour cela, le scénario que nous avons reproduit est celui présentant la situation actuelle avec écèlement des crues de l'III. Les flux considérés et l'enchaînement des phases sont les mêmes que dans l'étude réalisée par Hydratec. Les flux considérés sont les suivants pour le bief 39-41:

- Abaissement préalable du bief 39-41 de  $t=0$  à  $t=6h$ ,
- Passage de la crue de  $t=6$  à  $t=12h$  avec maintien du plan d'eau pour un asservissement de la porte écluse 41N.

Le rapport remis par Hydratec, fait état de l'impossibilité de réaliser un écèlement de  $30 \text{ m}^3/\text{s}$  avec un abaissement maximum de 50 cm par rapport au niveau normal de navigation avec les volumes proposés par Sogreah ( $486\,000 \text{ m}^3$ ). Cela serait dû à l'aspect trop brutal du prélèvement réalisé sur l'III. Ce dernier engendrerait des vagues trop importantes qui mettraient en danger les bateaux du port de Mulhouse et surtout entraineraient un débordement du bief.

Il a été proposé par Hydratec de maintenir l'écèlement de  $30 \text{ m}^3/\text{s}$  sur un noyau dur de quatre heures mais en augmentant le temps nécessaire à l'atteinte du débit maximum. Ainsi, le volume à écèlement passe de  $486\,000 \text{ m}^3$  prévu par SOGREAH à  $774\,000 \text{ m}^3$ , ce qui représente une augmentation du volume à écèlement de près de 60 %.

Il est aussi proposé de faire transiter le même volume que celui prévu initialement mais sur une durée plus grande. Cette proposition rejoint l'analyse faite par Sogreah qui proposait la possibilité de faire transiter un débit maximum de  $20 \text{ m}^3/\text{s}$ . Cette alternative peut paraître satisfaisante mais ne répond pas à la problématique principale qui est d'écèlement un débit suffisant pour éviter les débordements dans le centre ville de Mulhouse causé par la mise en charge du canal couvert.

Concernant la ligne d'eau, celle-ci varie fortement en fonction des équations utilisées, en utilisant l'équation de l'onde diffusive, nous obtenons une variation du plan d'eau de l'ordre de 13 cm entre l'écluse 39 et l'écluse 41 (Figure 38).

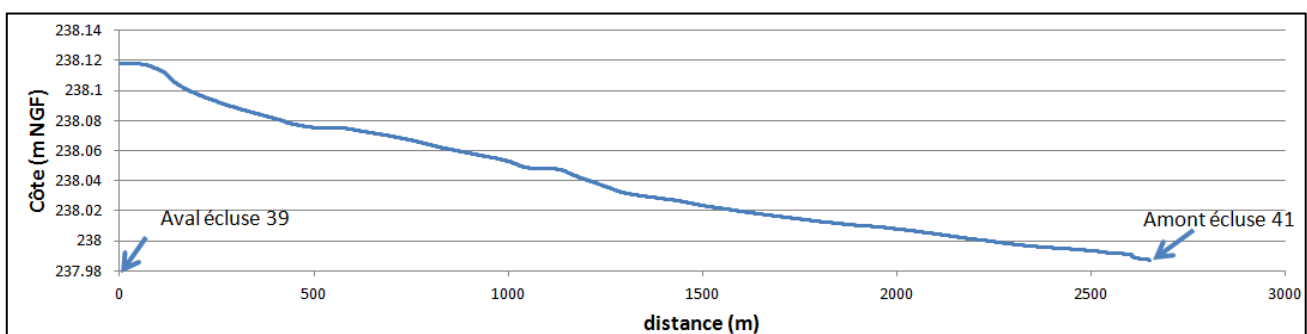


Figure 38 : ligne d'eau lors du passage de la pointe de l'hydrogramme de déléstage (onde diffusive)

En revanche, l'utilisation des équations complètes de Barré de Saint Venant donne une variation de près de 2 m. Cette valeur ne semble pas cohérente avec le passage d'un débit de  $30 \text{ m}^3/\text{s}$  dans le canal ni avec les résultats des études précédentes qui font état d'un marnage de 60 cm, ni avec un calcul simplifié des pertes de charges linéaires du bief 39-41.

La surestimation de la cote de la ligne d'eau semble venir

- soit du fait que le logiciel ait du mal à gérer les variations brusques de section puisqu'on remarque sur la (Figure 39) que la ligne d'eau varie fortement à chaque singularité. La perte de charge singulière induite semble donc être surestimée.
- Soit du maillage qui serait trop grossier avec des mailles de 1 m par 1 m non orienté parallèlement à l'écoulement et ne permettrait pas d'obtenir des résultats cohérents.

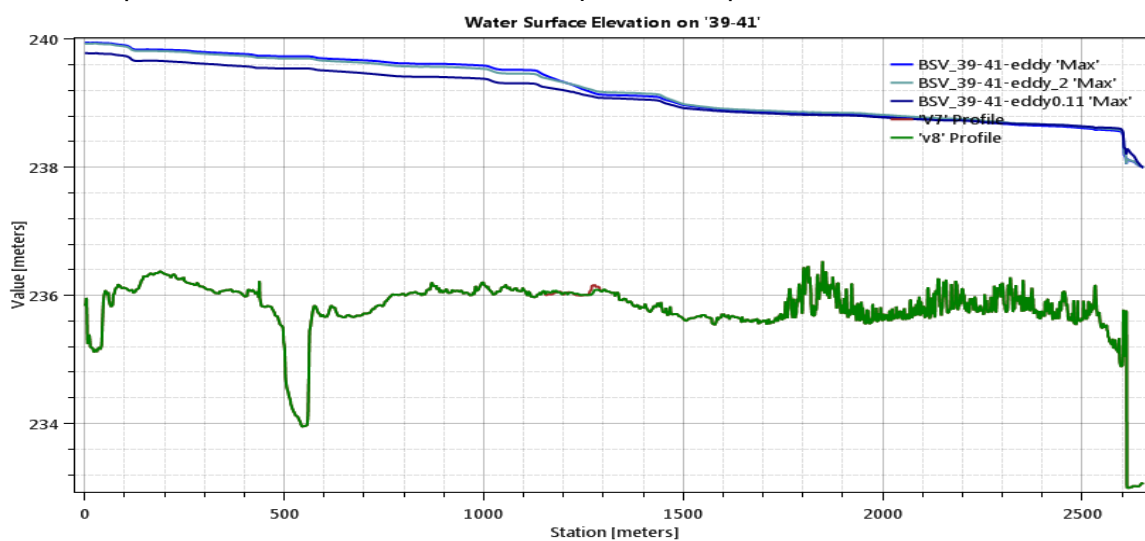


Figure 39 : variation de la ligne d'eau en Barré de Saint Venant

#### 4.1.1.2. Scénario pour le bief de Niffer

Le délestage de crue nécessite un abaissement du bief de Niffer. Pour cela, il convient de modifier les conditions d'alimentation de ce bief. Toutefois, les conditions d'alimentation des prises d'eau 22, 42 et de la Hardt ne peuvent être modifiées de façons significatives. La prise de la Hardt est limitée physiquement en débit à  $2,2 \text{ m}^3/\text{s}$ , la prise 42 doit maintenir une alimentation du CRR déclassé à 3 m/s et ne peut être modifiée pour des raisons de capacité et de maintien des ouvrages. La prise 22 quant à elle peut se trouver à capacité maximale au moment de la crue. Ainsi, l'abaissement du bief peut se faire par les écluses de Niffer et la vanne de fond de la station de pompage. De plus, il est possible de couper l'alimentation du bief par le canal de Huningue, trois scénarios ont donc été étudiés :

Scénario 1 (sans coupure de Huningue) :

- Ecluse secondaire : 17 bassinées entre  $t=0\text{h}$  et  $t= 11\text{h}$  (une toute les 40 minutes)
- Ecluse principale : 33 bassinées entre  $t=0$  et  $t=11$  (une toute les 20 minutes)

- Station de pompage : ouverture maximale de la vanne (5 m<sup>3</sup>/s) entre T=0 et t=10 h puis limitée à 1 m<sup>3</sup>/s.

Le bilan des flux entre t=0 et t=10 est le suivant (Tableau 4)

Tableau 4: bilan des flux dans le bief de Niffer du scénario 1

Flux entrant		Flux sortant	
Huningue	10.3 m <sup>3</sup> /s	Hardt	0.6 m <sup>3</sup> /s
Apport crue	32.0 m <sup>3</sup> /s	Prise 22	3.0 m <sup>3</sup> /s
		Prise 42	3.0 m <sup>3</sup> /s
		Pertes	2.2 m <sup>3</sup> /s
		Ecluse principale	10.0 m <sup>3</sup> /s
		Ecluse secondaire	2.5 m <sup>3</sup> /s
		Station de pompage	5.0 m <sup>3</sup> /s
<b>Total</b>	<b>42.3 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>Total</b>	<b>26.3 m<sup>3</sup>/s</b>
Bilan	+16.0 m <sup>3</sup> /s		

Le scénario 1 est celui présenté dans l'étude d'Hydratec ((Hydratec, 2008) dans la situation actuelle).

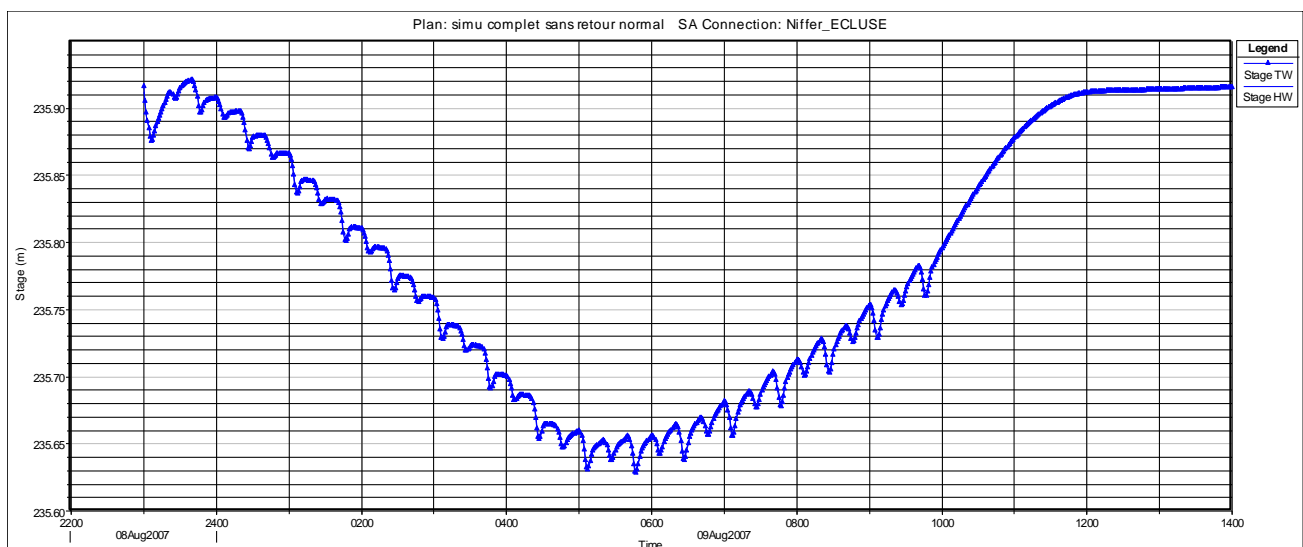


Figure 40 : Scénario 1, variation du niveau d'eau au droit des écluses de Niffer

Les résultats obtenus montrent un marnage faible du bief de Niffer de - 25 cm par rapport au niveau normal de navigation (NNN) au droit des écluses de Niffer (

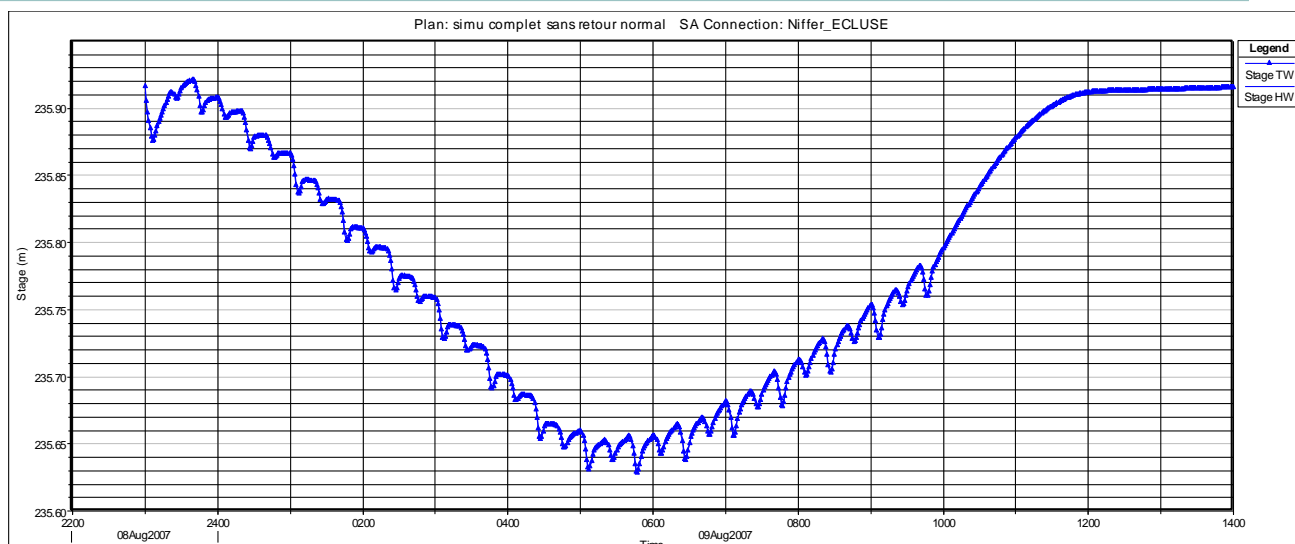


Figure 40) et de -23 cm au droit du port industriel. Le marnage maximum admissible par le bief est d'environ -30 cm par rapport au NNN à cause des pontons qui ne peuvent mécaniquement pas supporter un marnage plus important.

Scénario 2 (avec coupure de Huningue uniquement) :

- Fermeture de la porte de garde de Huningue à de t=0h a t=13 puis réouverture de l'alimentation,
- Station de pompage : ouverture maximale de la vanne (5m<sup>3</sup>/s) entre T=0 et t=14h

Le bilan des flux entre t=0 et t=11h est le suivant (Tableau 5).

Tableau 5 : bilan des flux dans le bief de Niffer du scénario 2

Flux entrant		Flux sortant	
Huningue	0.0 m <sup>3</sup> /s	Hardt	0.6 m <sup>3</sup> /s
Apport crue	32.0 m <sup>3</sup> /s	Prise 22	3.0 m <sup>3</sup> /s
		Prise 42	3.0 m <sup>3</sup> /s
		Pertes	2.2 m <sup>3</sup> /s
		Ecluse principale	0.0 m <sup>3</sup> /s
		Ecluse secondaire	0.0 m <sup>3</sup> /s
		Station de pompage	5.0 m <sup>3</sup> /s
<b>Total</b>	<b>32.0 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>Total</b>	<b>13.8 m<sup>3</sup>/s</b>
Bilan	+18.2 m <sup>3</sup> /s		

Contrairement au scénario 1 qui consiste à augmenter le débit sortant du bief pour en abaisser le niveau, le scénario 2 joue sur la réduction du débit entrant. Ce scénario nécessite de gérer moins d'ouvrages que le précédent et présente un déroulement moins complexe. En outre, il permet d'ajuster le niveau d'eau rapidement grâce aux écluses qui ne seront utilisées qu'en cas de besoin. Ce scénario nécessite un abaissement plus important du bief de Niffer puisque le bilan des flux montre un bilan excédentaire plus fort (18.2 m<sup>3</sup>/s contre 16m<sup>3</sup>/s pour le scénario 1)



Cependant, avec une coupure du bief à t=0 l'abaissement du bief de Niffer n'est pas suffisant pour permettre de stocker le surplus d'eau (Figure 41)

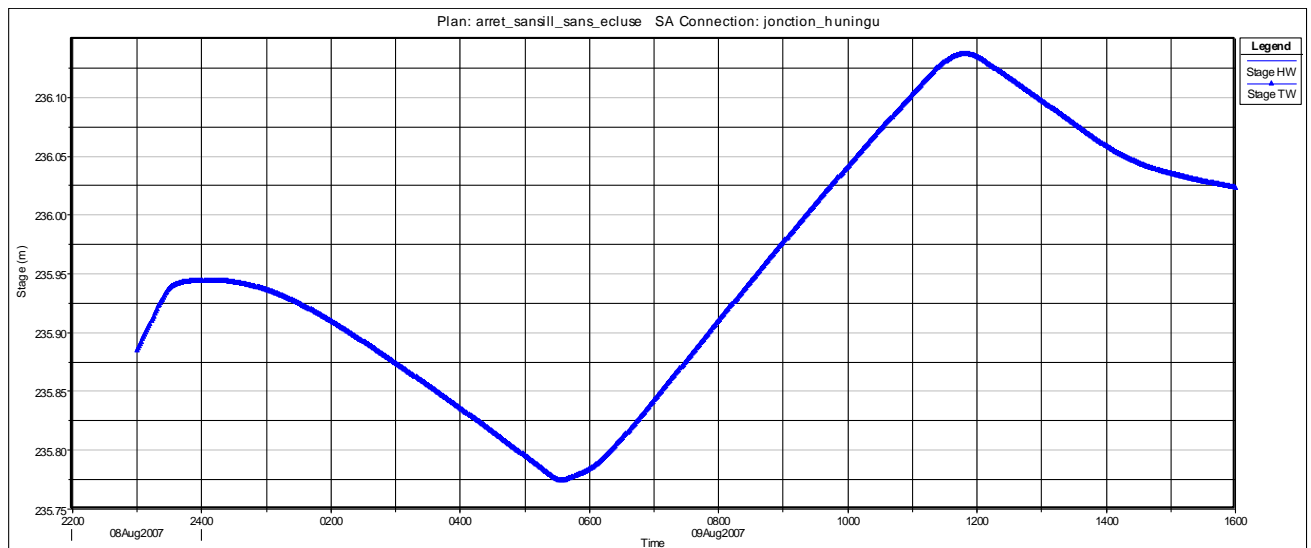


Figure 41 : Scénario 2, variation du niveau d'eau au droit des écluses de Niffer

Scénario 3 (avec coupure de Huningue et éclusées) :

- Ecluse secondaire : 17 bassinées entre t=0h et t= 11h (une toute les 40 minutes)
- Ecluse principale : 19 bassinées entre t=0h et t= 6h10 (une toute les 20 minutes)
- Fermeture de la porte de garde de Huningue entre t=0h et t= 3h et réouverture entre t=10h et t=13h
- Station de pompage : ouverture maximale de la vanne (5m<sup>3</sup>/s) entre T=0 et t=10h puis fermeture progressive jusqu'à t=11h.

Le scénario 3 quant à lui est un mix des deux scénarios précédents. Il permet de réduire l'utilisation des éclusées tout en diminuant le temps d'arrêt d'alimentation du canal de Huningue.

L'arrêt de l'alimentation du bief de Niffer par le canal de Huningue n'avait pas été envisagé dans les études précédentes puisqu'il n'est pas techniquement possible en l'état. En effet, le canal de Huningue est composé de 3 anciennes écluses, deux d'entre elles sont transformées en micro centrale hydroélectrique. Ces centrales sont prévues pour pouvoir se bloquer et ainsi garantir un niveau d'eau minimum dans le canal. L'ancienne écluse la plus à l'aval n'est pas équipée d'un tel dispositif et l'arrêt d'alimentation du canal provoquerait donc un assec dans cette portion. Ainsi, pour des questions de stabilité des berges, il serait nécessaire d'équiper la troisième écluse d'un dispositif de régulation du plan d'eau amont, par exemple d'un clapet mobile.

## 4.2. Efficacité de la prise d'eau du dispositif d'écrêtement des crues de l'Ille à Mulhouse

Les résultats de simulations montrent que la prise d'eau du chenal de liaison permet bien de faire transiter 30 m<sup>3</sup>/s, voire plus. Nous conseillons cependant de réaliser un curage du bras

de l'ancienne III pour en augmenter la capacité de transit. En effet ce bras est sujet à un envasement dû à la très faible vitesse d'écoulement en temps normal et aux divers débris végétaux. Cette vase et ces débris, seront remobilisés puisque les vitesses attendues dans le bras sont supérieures à 1 m/s lors de l'utilisation du dispositif.

De plus, il est fortement envisageable que des embâcles viennent réduire la capacité de transit du bras de l'ancienne III et ainsi réduire considérablement l'efficacité du dispositif.

### 4.3. Bilan sur le transport des sédiments

Avant la modélisation, il est possible de définir les zones où les risques de dépôt et de remise en mouvement sont importants. Pour cela nous nous appuyons sur la géométrie du canal. Dans cette partie, nous réaliserons une analyse de ces zones à enjeux et présenterons en parallèle les résultats de simulations associées.

#### 4.3.1. Analyse des résultats

Dans le bief 39-41, les vitesses sont supérieures aux vitesses seuil de mise en mouvement pendant toute la phase de délestage de crue, il y aura donc remobilisation des sédiments. Cependant le bief 39-41 comporte différentes entités avec des variations brusques de la section d'écoulement, ce qui peut créer des zones préférentielles de dépôt.

- Le bief 39-41 possède un tronçon de grand gabarit mesurant 94 m de long par 31 m de large (Figure 42) de plus ce tronçon est plus profond de 1,5 m en moyenne. Ce tronçon test de grand gabarit fonctionne de la même manière qu'un piège à sédiments. Ce qui est confirmé par les résultats obtenus lors des simulations. En effet, on constate deux zones de recirculation à l'entrée qui seront donc des zones de dépôts.

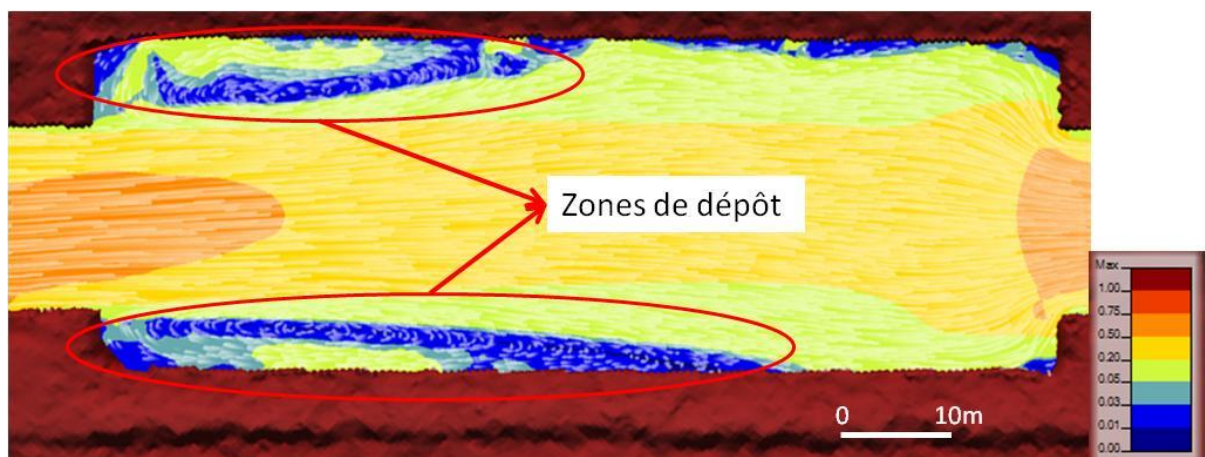


Figure 42 : Courant de recirculation à l'entrée de la portion test en grand gabarit lors du délestage de la crue

- Pour ce qui est du port de Mulhouse, nous constatons une plus large zone de recirculation et le port risque donc d'être sujet à des dépôts importants de sédiments.

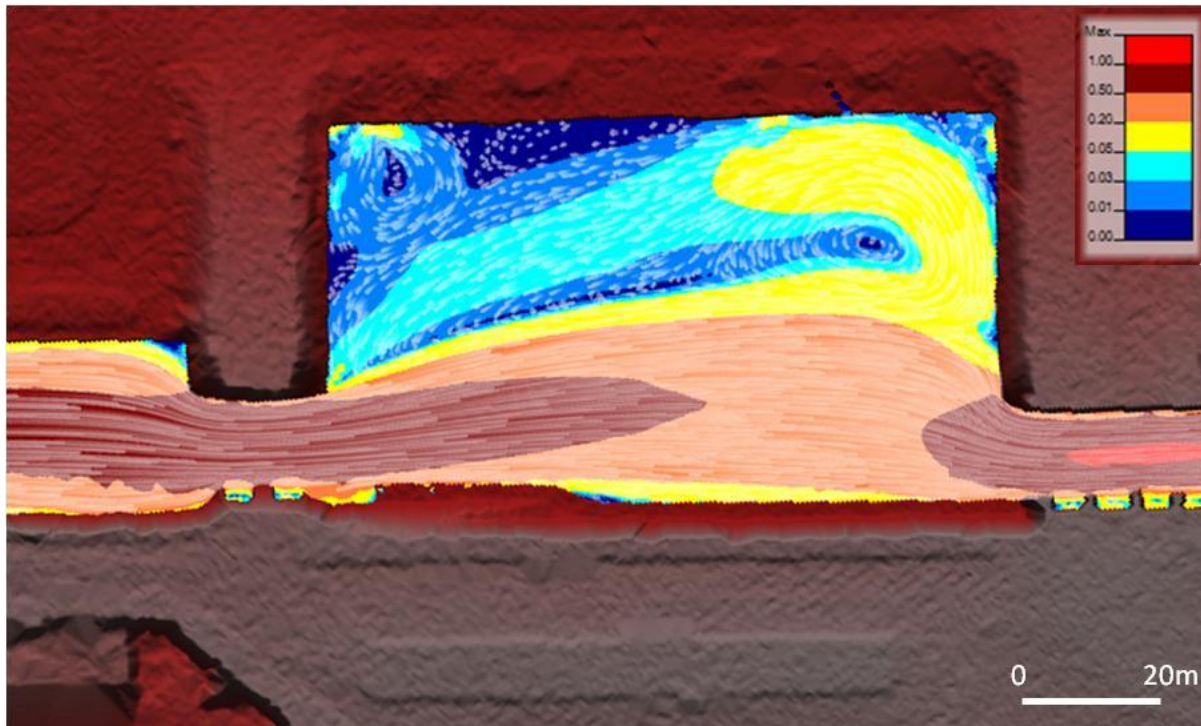


Figure 43 : Courant de recirculation à l'entrée du port de plaisance de Mulhouse lors du délestage de la crue.

De plus, un courant de recirculation devrait se créer dans le port (en haut à gauche de la Figure 43). Toutefois, les vitesses de ces courants sont faibles et ne devraient pas causer de dégâts aux bateaux mais il n'est pas possible de le confirmer à l'heure où ce rapport est écrit. De plus l'enfoncement des pontons et des coques dans l'eau risque de perturber grandement les écoulements dans le port. Ce problème ne peut cependant pas être résolu avec un modèle en deux dimensions.

D'autres zones sont sujettes au dépôt, elles sont identifiées en Annexe 9.

Pour ce qui est du bief de Niffer, il n'a pas fait l'objet d'une modélisation aussi détaillée. Les vitesses atteintes sont faibles dans la partie à grand gabarit avec une vitesse moyenne de 0.12 m/s (maximum de 0.2 m/s). Ces vitesses sont trop faibles pour pouvoir mettre en danger l'intégrité des berges.

En revanche, pour la portion en petit gabarit on observe une vitesse moyenne de 0,75 m/s et une vitesse maximale de 2,7 m/s au droit du sas de l'ancienne écluse 41. Cette dernière valeur est à mettre en contraste avec les valeurs de débit nettement inférieures observées dans le bief 39-41 pour des sections similaires.

Nous pouvons nous attendre à observer un transfert des sédiments du bief 39-41 vers le bief de Niffer. Les vitesses dans ce bief y sont plus faibles mais restent suffisamment importantes pour entretenir le transport en suspension. Ceci n'est plus le cas en fonctionnement normal,

nous pouvons donc nous attendre à ce que les sédiments apportés dans le canal y restent à hauteur du volume stocké dans le bief.

#### 4.3.2. Gestion des sédiments

Comme évoqué précédemment, le coût de dragage des sédiments apportés par les eaux de l'Ille sera à prendre en charge par le CD68. Ainsi, l'estimation de ce coût est un point important. Cependant, la diversité des techniques possibles et des paramètres qui rentrent en compte dans la réalisation d'une opération de dragage rend les coûts très variables d'une situation à l'autre. Chaque opération de dragage doit être réalisée en prenant en compte 4 critères principaux :

- La sensibilité du milieu à draguer, permettant de définir une méthode et une durée de dragage cohérente avec les enjeux environnementaux,
- La quantité et la qualité physique des sédiments ainsi que l'accès au chantier, permettant de choisir le type de technique de dragage à privilégier, le rendement souhaité,
- La qualité chimique des sédiments, qui vont déterminer la filière de gestion des matériaux extraits. En effet, les sédiments dragués sont considérés comme des déchets, il convient donc à l'exploitant d'en disposer selon la réglementation en vigueur. Leur qualité va donc avoir un impact non négligeable sur le choix de la filière d'élimination des boues de dragage,
- Le lieu où doit se dérouler l'opération, c'est-à-dire les conditions d'accès à la zone à draguer, par exemple, une pelle mécanique ne sera pas adaptée si le dragage doit s'effectuer sous un pont.

D'autres critères rentrent cependant en jeu comme le montre la Figure 44.



Figure 44 : paramètre intervenant dans le choix d'un type de dragage. Source : (ISL, Ingérop, 2012)

Dans son fascicule intitulé « Dragages d'entretien des voies navigables, aide à l'élaboration et au suivi d'un plan de gestion pluriannuel » le Centre d'études Techniques Maritimes et Fluviales (CETMEF, 2011) dresse un état de l'art sur les techniques de curage et leurs coûts. L'estimation des coûts de dragage issus de cette étude est présentée dans le Tableau 6. Il est

important de noter que les valeurs données ne tiennent pas compte d'éventuel coût de mise en place et de mise à disposition du matériel de dragage ni du coût de transport et de traitement des boues extraites. De plus, l'estimation est donnée en €/m<sup>3</sup> de sédiments sans préciser la teneur en eau des boues extraites.

Tableau 6 : estimation des coût de dragage (CETMEF, 2011)

Types et modes de dragage (avec ou sans transport)	Coûts – réf. Rapport LIFE (€/m <sup>3</sup> de sédiments)	Coûts de VNF
mécanique	10 à 15 €/m <sup>3</sup> de sédiments	10 à 15 €/m <sup>3</sup> (pelle sur ponton, DIR Rhône-Saône) 15 000 €/j (location ponton et pelle, DIR Rhône-Saône) 20 €/m <sup>3</sup> (extraction, transport et mise en dépôt, canal Rhône à Sète, DIR Rhône-Saône-Méditerranée) 35 €/m <sup>3</sup> (extraction, transport et carrière, DIR Bassin de la Seine)
dragage à sec		10 €/m <sup>3</sup> (pelle sur berge - extraction, transport et aménagement du terrain de dépôt, DIR Saône et Loire) 2 000 € (installation du chantier)
en eau	20 à 25 €/m <sup>3</sup> de sédiments	
environnemental	20 à 30 €/m <sup>3</sup> de sédiments	
hydraulique	20 à 30 €/m <sup>3</sup> de sédiments	20 – 30 €/m <sup>3</sup> (extraction, transport et clapage/ remise en suspension, DIR Strasbourg)

Le bilan de 2015 des opérations de dragage de VNF fait ressortir la forte variabilité des coûts de dragage, allant de 8 à 72 €/m<sup>3</sup> (Tableau 7).

Tableau 7 : bilan du coût des opérations de dragage de VNF en 2015 ( VNF, 2015)

Volume (m3)	prix (K€)	prix (€/m3)
147000	1300	9
71000	970	14
100000	4000	40
6000	375	63
8000	578	<b>72</b>
92300	730	<b>8</b>
16000	420	26
19300	246	13

Lors d'une réunion avec VNF un coût de 60 €/tonnes (environ 86 €/m<sup>3</sup> avec une siccité de 50 %) a été évoqué pour une solution de dragage et traitement de matériaux inertes.

Dans l'objectif de définir l'apport de sédiments dans le canal, nous disposons de résultats d'une analyse effectuée sur des échantillons d'eau de l'Ille prélevés durant la crue de Mars 2006. La concentration en matières en suspension y est de 990 mg/L. Nous avons comparés cette valeur à celles disponibles sur le SIERM (Système d'Information sur l'Eau Rhin-Meuse)(AERM). Pour information, la valeur retenue par hydratec était de 770 mg/L et la plus forte mesurée à la station de Brunstatt (amont de la zone d'étude) est de 150 mg/L entre 2007 et 2015. La valeur de concentration des matières en suspension dans l'eau de l'Ille en crue retenue est 990 mg/L puisqu'il s'agit de la valeur la plus élevée dont nous disposons. De plus, il n'existe pas de corrélation franche entre débit et charge solide en suspension dans une rivière. La valeur retenue est donc la plus pénalisante, ce choix a été fait dans le but d'arriver à une estimation haute des frais à engager pour la gestion des sédiments.

Dans notre cas, la quantité de sédiment apporté par l'Ille s'élèvera autour de **707** tonnes de matières sèches soit un volume de **980 m<sup>3</sup>** après sédimentation (siccité de l'ordre de **50 %**). ce volume ne tient pas compte de ce qui pourra sortir du canal par les différentes prises d'eau. Cela reviendrait à un coût de **84 835 €** avec la solution de dragage évoqué par VNF, qui constitue la solution la plus coûteuse à condition que les sédiments soient inertes. Ces chiffres sont calculés pour un volume écrêté de **714 100 m<sup>3</sup>**.

Des études réalisées sur les sédiments présents dans le canal (6 prélèvements dans le bief 39-41 et 17 dans le bief de Niffer), montrent que la couche superficielle des sédiments a une siccité de 50 %. L'analyse chimique de ces sédiments permet de déterminer qu'ils sont inertes dans la quasi-totalité du canal sauf pour le canal de jonction et les nouveaux bassins où les sédiments sont classés non inerte non dangereux. Ainsi, il n'y aura pas de surcoût à prévoir pour le traitement des boues de dragage qui sont considérées comme des déchets.

Cette estimation ne tient pas compte des volumes remis en suspension par le dispositif d'écrêtement et pouvant nécessiter d'être enlevés après dépôt. Du fait de l'importante surestimation réalisée en supposant que tous les sédiments qui rentrent dans le canal y restent, les chiffres annoncés sont à prendre en compte par leurs ordres de grandeur.

Le dragage des sédiments après une crue peut être fait par VNF dans le cadre de leur programme pluriannuel de dragage. Ainsi, le Conseil départemental pourrait s'engager à verser une somme forfaitaire pour couvrir les frais de dragage induits par la mise en route du dispositif. Le montant de ce forfait pourra être réévalué en fonction des coûts réels engagés par VNF.

#### **4.4. Limites du modèle et proposition d'alternative**

Comme tout modèle, celui réalisé dans cette étude présente des limites. Certaines sont dues au logiciel lui-même de par la structure du code et des hypothèses sous-jacentes aux équations utilisées pour représenter les écoulements, d'autres sont dues à des choix de modélisation.

Dans la partie genèse du modèle, nous avons évoqué les difficultés de calage dû au manque de données. Ce manque de données nous a empêché de réaliser une validation du modèle. Même si nous avons pu montrer que le modèle n'est que peu sensible aux différents paramètres de calage, il reste hasardeux de ne pas effectuer de validation d'un modèle numérique. En effet, sans validation, nous ne sommes pas en mesure d'assurer que les résultats produits par le modèle représentent la réalité quels que soient les débits injectés dans le modèle et non une situation unique. Ainsi, il serait intéressant de mener une campagne de mesures en période de crue pour obtenir plus de données de calage et de validation, dans le but d'améliorer la fiabilité des résultats que nous avons présentés.

Nous avons répété à plusieurs reprises que le logiciel utilisé ne permet pas de créer des règles de pilotage personnalisées pour les vannes en zones 2D. En effet, même s'il est possible de les créer, le logiciel n'en tient pas compte lors de la simulation. Une façon de contourner ce problème serait de remplacer la zone modélisée en deux dimensions au droit de l'ouvrage par une zone en une dimension où il est possible de rentrer des règles personnalisées. Nous avons bien sûr testé cette alternative, cependant, au regard des instabilités produites, du temps de modélisation et des échéances internes nous avons décidé de ne pas pousser plus loin cette option.

## 5. Conclusion et suite de l'étude

### 5.1. Conclusion sur la mission confiée

#### 5.1.1. Vers un protocole de gestion

Pour établir un protocole de gestion du système d'écrêtement des crues de l'Ill via le canal du Rhône au Rhin, il est nécessaire d'impliquer les différents acteurs concernés et leurs compétences. Les principaux sont les suivants :

- **Voie Navigable de France**, ce sont les propriétaires du canal, ils gèrent la navigation, ils sont aussi responsables de la gestion des écluses de Kembs-Niffer et de la porte de garde de Huningue qui sert à l'alimentation du canal de Huningue. En cas de mise en fonctionnement du dispositif d'écrêtement, ils auront à charge d'émettre un arrêté de navigation pour informer les usagers des démarches à entreprendre pour mettre les navires et les personnes en sécurité. Ils ont aussi la charge de gérer les ouvrages tels que les écluses et la porte de Huningue.
- **Le Conseil départemental du Haut-Rhin et le syndicat mixte de l'Ill** : ce sont eux qui sont en charge de la gestion hydraulique de la prise d'eau des nouveaux bassins et de celle du canal du Rhône au Rhin déclassé (prise d'eau 22 et 42),
- Le Service Départemental d'Incendie et de Secours (SDIS) du Haut-Rhin : ils devront être en alerte pour pouvoir intervenir en cas d'incident de fonctionnement du système pouvant mettre en danger des personnes.

Il est supposé que dans le cas d'une crue centennale, les différents acteurs concernés seront déjà en alerte. En effet, un événement aussi important peut facilement être prédit grâce aux différents modèles de prévision de crue et aux stations de mesures de débit situées à l'amont. A l'heure où est rédigé ce mémoire, les discussions avec VNF viennent tout juste de commencer, les rôles de chaque acteur dans la gestion hydraulique du dispositif n'ont donc pas pu être précisés. Cependant, de grandes lignes d'actions ont pu être établies du point de vue opérationnel.

Ainsi les étapes seront les suivantes et vraisemblablement dans cet ordre (Figure 45) :

- 0) une phase de prè-alerte est à prévoir cela permet d'anticiper la mise en service du dispositif d'écrêtement (mise en astreinte d'agent supplémentaire, mise en place des arrêts de navigation,...),
- 1) Prise de décision de mise en place du dispositif,
- 2) Emission d'un arrêt de navigation (moyen de diffusion à préciser),
- 3) Coupure de l'alimentation à Huningue et début des éclusées prévues (selon le scénario retenu),



- 4) Abaissements du niveau du bief 39-41 (qui ne sera donc plus navigable),
- 5) Ouvertures des vannes de prise sur l'III et régulation par la porte écluse 41,
- 6) Fermeture des vannes une fois le pic de crue passé,
- 7) Reprise de l'alimentation via le canal de Huningue,
- 8) Atteinte du niveau normal de navigation dans le bief 39-41 grâce à la prise sur l'III et/ou au bief amont,
- 9) Retour du niveau normal dans le bief de Niffer,
- 10) Vérification de la navigabilité sur les biefs.

Il reste donc à préciser cela et à établir un protocole de prise de décision pour la mise en place du dispositif et pour la gestion des différents incidents pouvant survenir lors de l'écrêtement de la crue. De plus le dispositif a été étudié pour une utilisation dans le cas de l'écrêtement d'une crue centennale, il est aussi possible d'envisager l'utilisation de ce dispositif pour des événements plus importants dans le but de retarder l'arrivée du pic de crue et aider à la gestion de la crue.

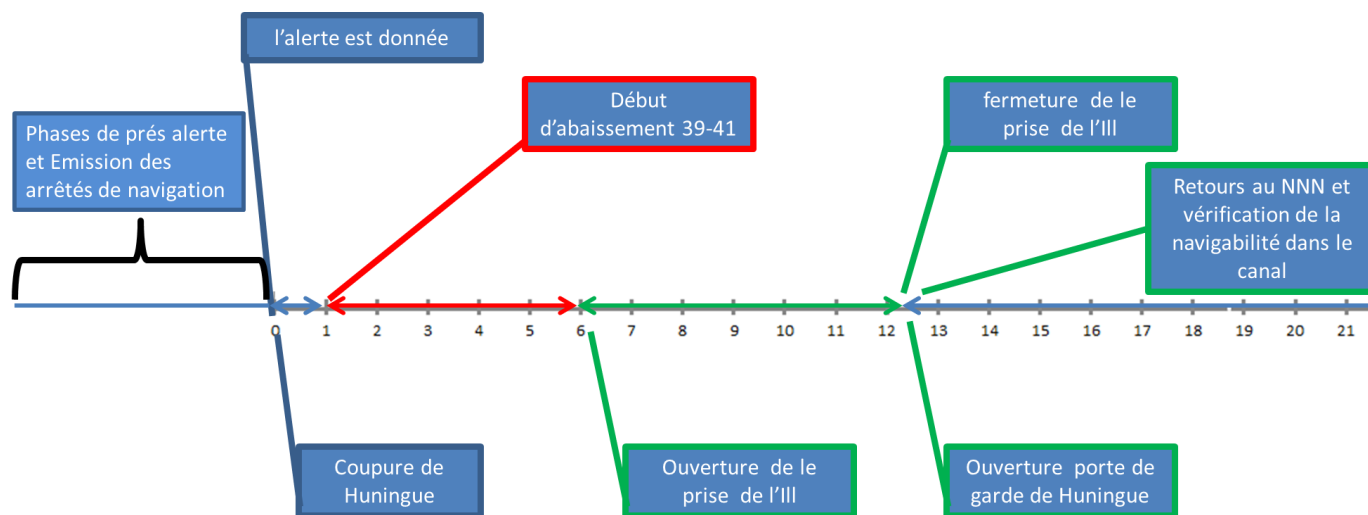


Figure 45 : chronogramme synoptique de la mise en place du dispositif.

### 5.1.2. Principaux résultats

Cette étude a permis de mettre en place les bases d'un protocole de gestion des ouvrages et de la question sédimentaire. Ainsi, l'impact du système sur les sédiments présents dans le CRR n'est pas négligeable, nous nous attendons à la remise en suspension de la plupart des sédiments déjà présents dans le bief 39-41 lors du délestage de crue, cette remise en suspension entraînera des dépôts principalement dans le port de plaisance et dans la portion test à grand gabarit. Ces zones seront donc à surveiller et feront probablement l'objet d'un suivi bathymétrique pour être en mesure de quantifier l'impact réel du système.

L'étude a aussi permis de montrer que compte tenu des faibles vitesses dans le bief de Niffer, celui-ci sera le lieu de dépôt privilégié des sédiments. Cependant, la faiblesse d'écoulement devrait permettre de limiter la dispersion de ces sédiments dans le bief, et ainsi limiter les zones à surveiller et dont le curage sera à prendre en charge par le CD68.

Du point de vue de la gestion des ouvrages, les discussions ne sont pas arrêtées à ce jour, mais un scénario envisageant d'utiliser le moins possible les écluses est à privilégier.

## **5.2. Poursuite de l'étude**

Ensuite, même si la faisabilité du projet est démontrée et s'il existe en France des systèmes similaires de délestage dans le Rhin tel que le nœud hydraulique d'Erstein, ce projet devrait être présenté à la CIPR qui encourage la rétention de l'eau dans les sous bassins versants du Rhin et demande de ne pas augmenter les débits apportés au Rhin (source). Rappelons qu'il n'y a pas a priori de concomitance de crue élevée entre le Rhin et l'Ill, et que le volume total écrêté reste faible comparativement au volume de crue du Rhin. Le débit détourné de l'Ill représente seulement 0.9 % du volume écoulé sur la même période si on considère un débit constant égal au débit de crue de période de retour 2 ans pour le Rhin à Bâle. Il convient donc par la suite de vérifier la faisabilité du point de vue juridique.

Ce TFE a permis de mettre en avant des problèmes liés au logiciel utilisé et à son système de maillage. Je regrette de ne pas avoir pu, pour des questions de temps, réaliser plus en détail des études de sensibilité du modèle, notamment à la forme du maillage.

## **5.3. Apport de ce Travail de Fin d'Etude**

Ce travail de Fin d'Etude a été pour moi l'occasion de confirmer mon intérêt pour le métier d'ingénieur hydraulicien. Ces six mois m'ont permis de développer les qualités attendues d'un ingénieur, à savoir, le management de projet, la recherche et la conduite d'une méthodologie, le plan relationnel et humain et la remise en question constante du bien fondé de ses résultats.

La particularité de cette modélisation en canal à pente nulle et la réalisation d'un modèle couplé 1D/2D, m'a permis de m'initier à une utilisation complète du logiciel HEC RAS, et d'en tester les limites. J'ai ainsi pu développer de vraies compétences en modélisation numérique.

Travailler au sein d'une collectivité territoriale m'a permis de connaître son fonctionnement et ses missions. Cela m'a conforté dans mon projet professionnel et dans la volonté d'exercer un métier dans lequel je pourrais participer à l'aménagement d'un territoire et à l'accompagnement des élus.



## Bibliographie

- AERM.** Système d'Information sur l'Eau Rin-Meuse. [En ligne] [Citation : 24 05 2017.] <http://rhin-meuse.eaufrance.fr/>.
- Ancey, C. 2017.** Notes de cours , Mécanique des fluides : une introduction à l'hydraulique pour les ingénieurs civils version 13.3. [En ligne] 2017. [Citation : 13 04 2017.] <http://lhe.epfl.ch/bachelor.php>.
- Andriambanona, M. 2009.** *Projet d'écrêtement de l'Ille : protection de la ville contre la crue centennale.* 2009. Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme d'ingénieur ENGEES.
- Bagnold, R.A. 1966.** An Approach to the Sediment Transport Problem From General Physics. *Geological survey Professional paper.* 1966, Vol. 422-1.
- Barry, J.J, Buffington, J.M et King, J.G. 2004.** A general power equation for predicting bed load transport rate in gravel bed rivers. *water Resources Research.* 2004, Vol. 40. doi : 10.1029/2004WR003190.
- . **2007.** Correction to "A general power equation for predicting bed load transport rate in gravel bed rivers". *Water resources Research.* 2007, Vol. 43. doi : 10.1029/2007WR006103.
- Barry, J.J, et al. 2008.** Performance of Bed-Load Transport Equations Relative to Geomorphic Significance: Predicting Effective Discharge and Its Transport rate. *Journal of Hydraulic Engineering.* 2008, Vol. 601. doi:10.1061/(ASCE)0733-9429.
- Bouard, S. 1998.** *La vocation des voies navigables.* 1998.
- Casulli, V. 2008.** A high-Resolution wetting and drying Algorithm for free-surface Hydrodynamics. *INTERNATIONAL JOURNAL FOR NUMERICAL METHODS IN FLUIDS.* 2008, Vol. 60, pp. 391-408. doi:10.1002/fld.1896.
- CEMAGREF. 2004.** *Le ralentissement dynamique pour la prévention des inondations. Guide des aménagements associant l'épandage des crues dans le lit majeur et leur écrêtement dans de petits ouvrages.* 2004.
- CETMEF. 2011.** *Dragages d'entretien des voies navigables - aide à l'élaboration et au suivi d'un plan de gestion pluriannuel.* 2011. Ministère de l'écologie du développement durable des transports et du logement.
- Degoutte, G. 2006.** *Transport solide en hydraulique fluviale.* 2006.
- Dewitte, M. 2016.** *augmentation des capacités de vidange du polder d'Erstein.* 2016. Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme d'ingénieur de l'ENGEES.
- Dufresne, M. 2016.** *Cours de transport solide.* 2016. mise à jours le 21/09/2015.
- Fares, Y.R. 2000.** Calculation of transverse energy regime in curved channels. *computers & Geosciences.* 2000, Vol. 23(3), pp. 267-276.

- Ghavasieh, A, Poulard, C et Paquier, A. 2006.** Effect of roughened strips on flood propagation: assessment on representative virtual cases and validation. *Journal of Hydrology*. 2006, Vol. 318, pp. 121-137.
- Guerrouah, O et With, L.** *Mulhouse : une culture du risque d'inondation*. Université de haute alsace. Publication dans le cadre d'une thèse.
- Hydratec. 2008.** *Modélisation hydraulique du bief de Niffer et de ses entités fonctionnelles*. 2008. rapport de présentation.
- ISL. 2014.** *TRI de l'agglomération Mulhousienne - Etablissement des cartes de zones inondable de l'aléa "crue extrême"*. 2014. Rapport technique.
- ISL, Ingérop. 2012.** *Mise au gabarit européen de l'Oise : Etudes préliminaires - dragages et gestion des sédiments extraits*. 2012.
- Kreis, N. 2004.** *Modélisation des crues des rivières de moyenne montagne pour la gestion intégrée du risque d'inondation : application à la vallée de la Thur (Haut-Rhin)*. 2004. thèse.
- MEDDE. 2011.** *EPRI - Première évaluation nationale des risques d'inondation*. 2011.
- **Nov 2011.** La politique nationale de gestion des risques inondation : ce qui change aujourd'hui. Nov 2011.
- Moody, L.F. 1944.** Friction factors for pipe flow. *Transactions of the ASME*. 1944, Vol. 66, 8, pp. 671-684.
- ONEMA. 2013.** *Dynamique fluviale et voies navigable*. 2013.
- Paquier, A. 2002.** *Modélisation des écoulements en rivière en crue : pour une utilisation adaptée des équations de Saint Venant*. 2002. Document de synthèse en vue de l'obtention d'une habilitation à diriger des recherches. 52 2002.
- Pasiok, R et Debek, L.** RiverGis. [En ligne] [Citation : 11 04 2017.] <http://rivergis.com/index.html>.
- Poulard, C. 2005.** Dynamic SlowDown: a flood mitigation strategy complying with the integrated management concept – implementation in a small mountainous catchment. *River basin Management*. 2005, Vol. 3, 2, pp. 75-85.
- Protocole de gestion du canal à grand gabarit Bassins de l'Aa et de la Lys.**
- SAGE de la Lys. 2010.** Plan d'aménagement et de gestion durable de la ressources en eau. 2010.
- Schmitt, L, Maire, G et Humbert, J. 2000.** Typologie hydrogéomorphologique des cours d'eau : vers un modèle adapté à la gestion du milieu physique des rivières du versant sud-occidental du fossé rhénan. *Geocarrefour*. 2000, Vol. 75, 4, pp. 347-363.
- Shi, Yu-E. 2006.** Résolution numérique des équations de Saint-Venant par la technique de projection en utilisant une méthode des volumes finis dans un maillage non structuré. *Sciences de la Terre*. 2006. disponible en ligne <<https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00130539v2>>.
- Shields et Gippel. 1995.** Prediction of effects of woody debris removal on flow resistance. 1995, Vol. 121 (4), pp. 341-354.

- Shields, A. 1936.** Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement. 1936. translated from german by Ott W.P. and Van Uchelen J.C..
- Sholtes, Joel. 2009.** *hydraulic analysis of stream resoration on flood wave propagation.* chapel Hill : s.n., 2009. thèse.
- Simoës, F.J.M. 2010.** flow resistance in open channels with fixed and movable bed. *2nd joint federal Interagency conference,*. June 27 -July 1 2010.
- SOGREAH. 2005.** *Etude de faisabilité hydraulique pour l'écrêtement des crues de l'Ille en amont de Mulhouse.* 2005.
- USACE, US Army corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center. 2016.** HEC-RAS River Analysis System User's Manual. 2016.
- **2016.** HEC-RAS River Analysis Système, Hydraulic Reference Manual Version 5.0. 2016.
- **2016.** HEC-RAS rivers Analysis System, 2D modeling user's Manual version 5.0. 2016.
- Van Rijn, L. 1984a.** Sediment transport, part I : bed load transport. *Journal of Hydraulic Engineering.* 1984a, Vol. 110, 10, pp. 1431-1455.
- VNF. 2015.** Commission Nationale des Usagers- bilan sur les opérations de dragage. [support de présentation]. 9 Octobre 2015.
- www.VNF.fr.** Voies Navigable de France. [En ligne] [Citation : 07 03 2017.] <http://www.VNF.fr>.



## Annexes

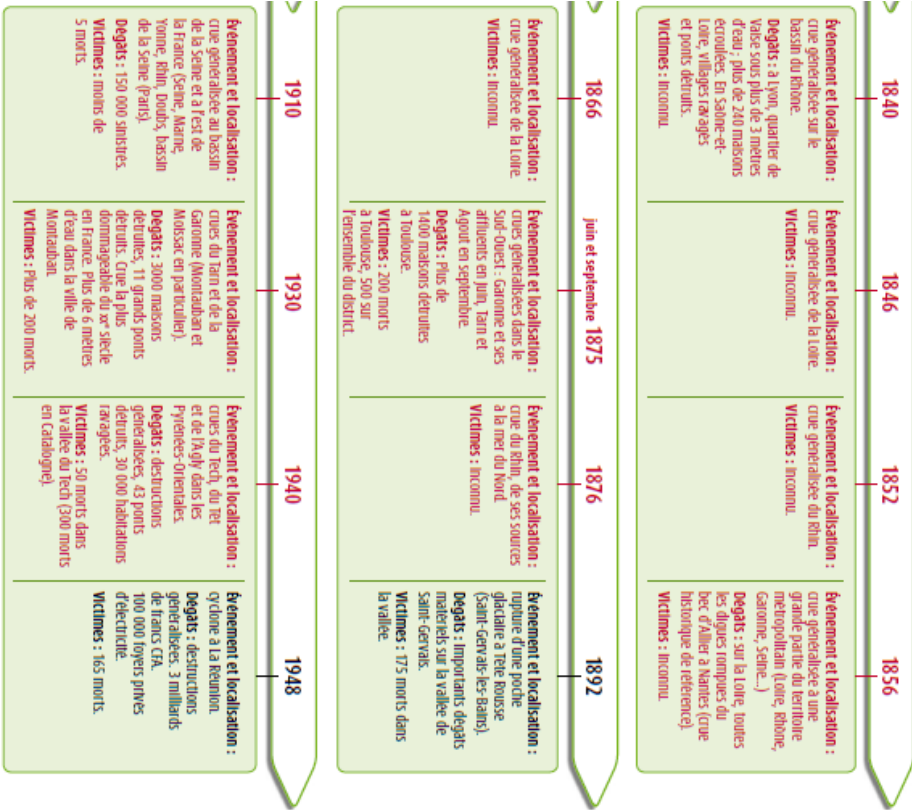
<i>Annexe 1 : les inondations significatives du passé (source : EPRI, 2011) .....</i>	<i>80</i>
<i>Annexe 2 : Données hydrologiques sur le bassin versant de l'Ille à Mulhouse(source IRSTEA) .....</i>	<i>81</i>
<i>Annexe 3 : Plan du chenal de liaison .....</i>	<i>82</i>
<i>Annexe 4 : Schéma fonctionnel hydraulique du bief de Niffer .....</i>	<i>83</i>
<i>Annexe 5 : Diagramme de Moody .....</i>	<i>84</i>
<i>Annexe 6 : Courbe granulométrique pour le bief 39-41. La courbe rouge correspond aux échantillons récoltés à l'amont du port de Mulhouse et la courbe bleu à ceux récoltés à l'aval. ....</i>	<i>85</i>
<i>Annexe 7 : Hydrogramme normés centrés.....</i>	<i>86</i>
<i>Annexe 8 : Hydrogramme de crue centennale de l'Ille à Mulhouse .....</i>	<i>86</i>
<i>Annexe 9 : Autre zones préférentielles de dépôts importantes.....</i>	<i>87</i>



**Annexe 1 : les inondations significatives du passé (source : EPRI, 2011)**

**PREMIERE EVALUATION DES RISQUES D'INONDATION**

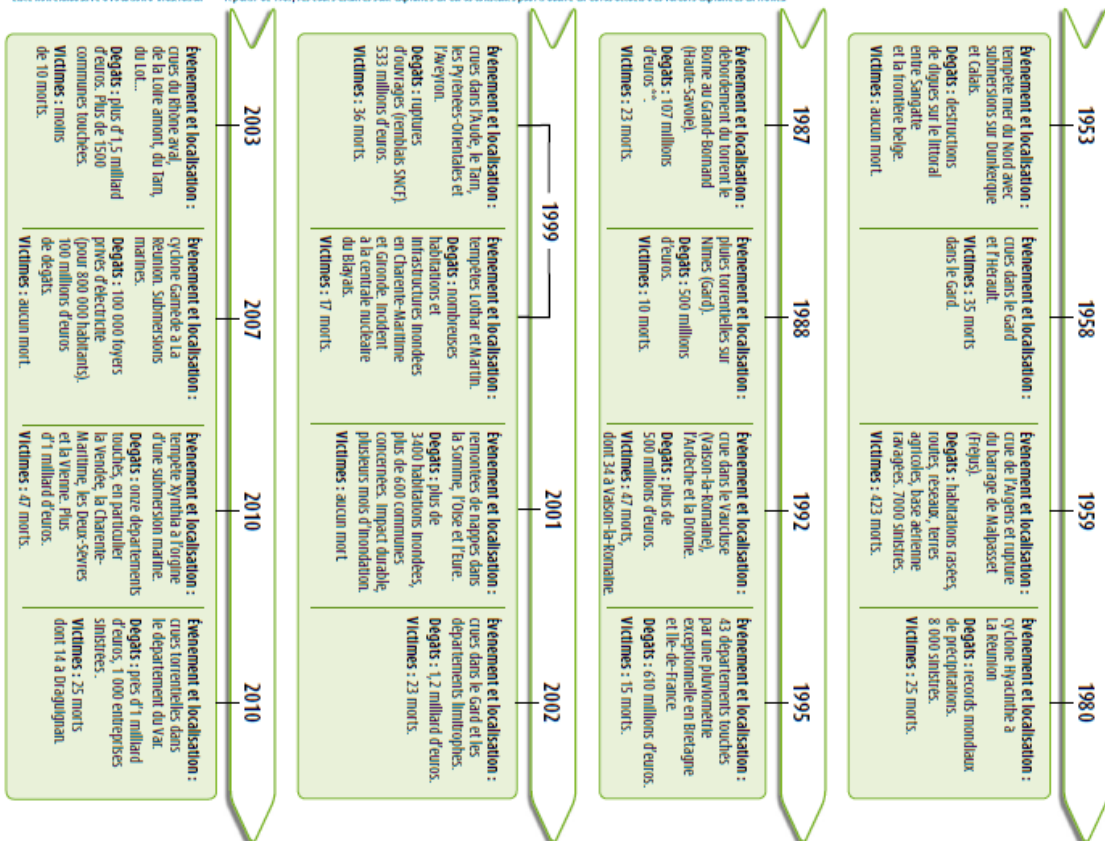
**Les événements significatifs du passé\***



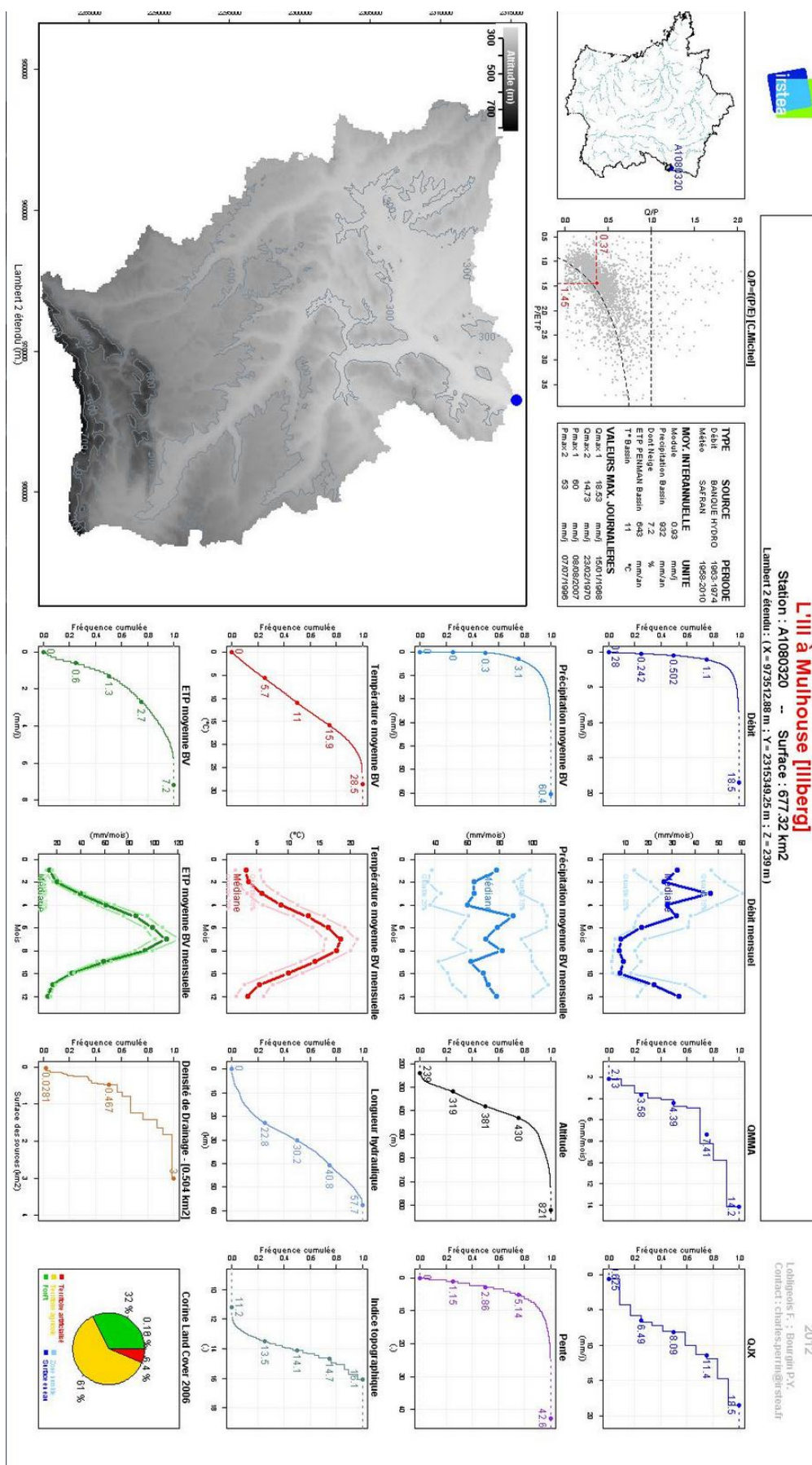
- Crue généralisée : crue d'une intensité et d'une ampleur géographique remarquables.
- Événements d'inondations plus localisés.

Ministère de l'éco-logie, du Développement durable et de l'énergie

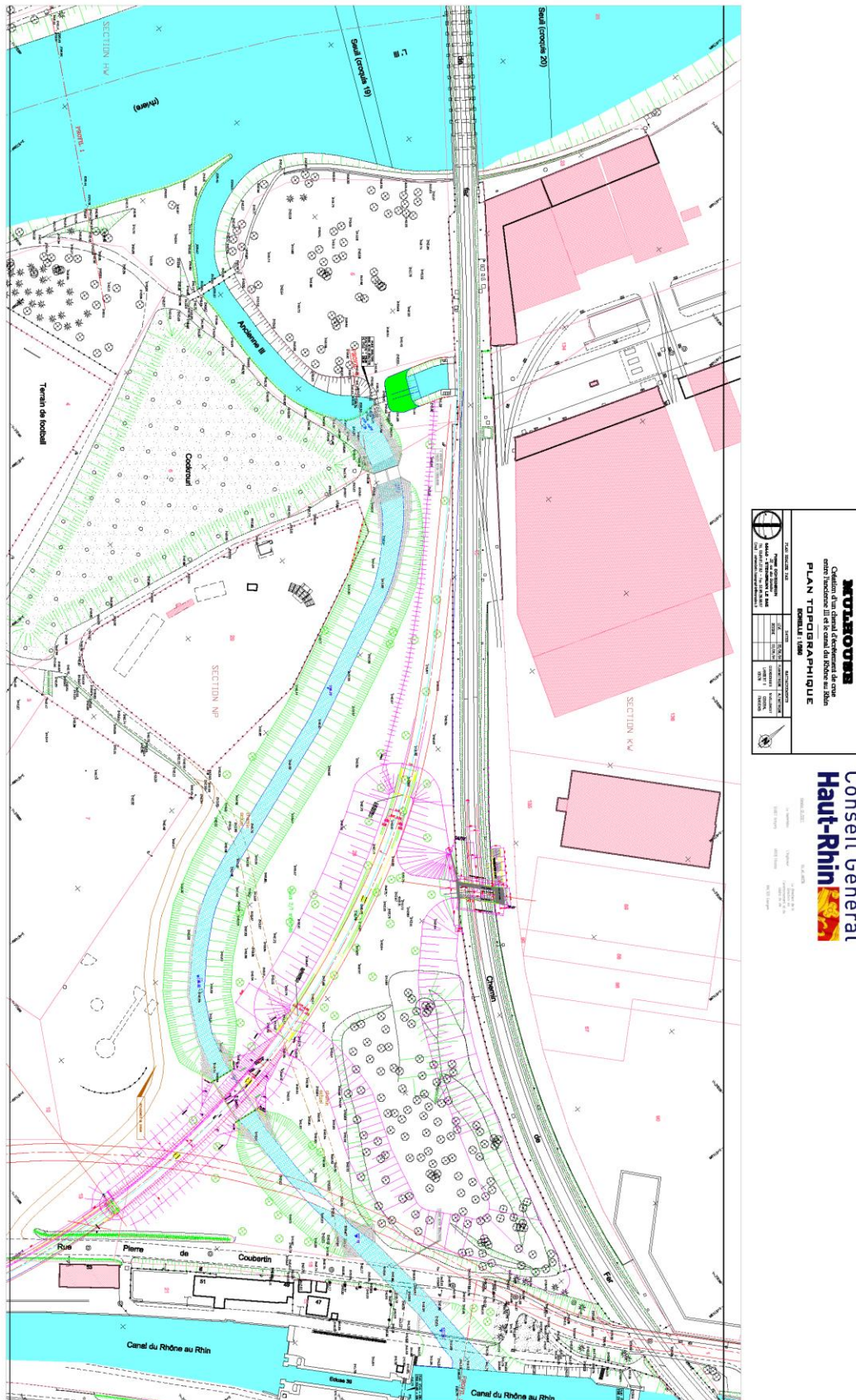
\* Liste non exhaustive à vocation d'illustration. \*\* À partir de 1987, les coûts estimés sont exprimés en euros constants pour traduire en euros actuels des valeurs exprimées en francs.



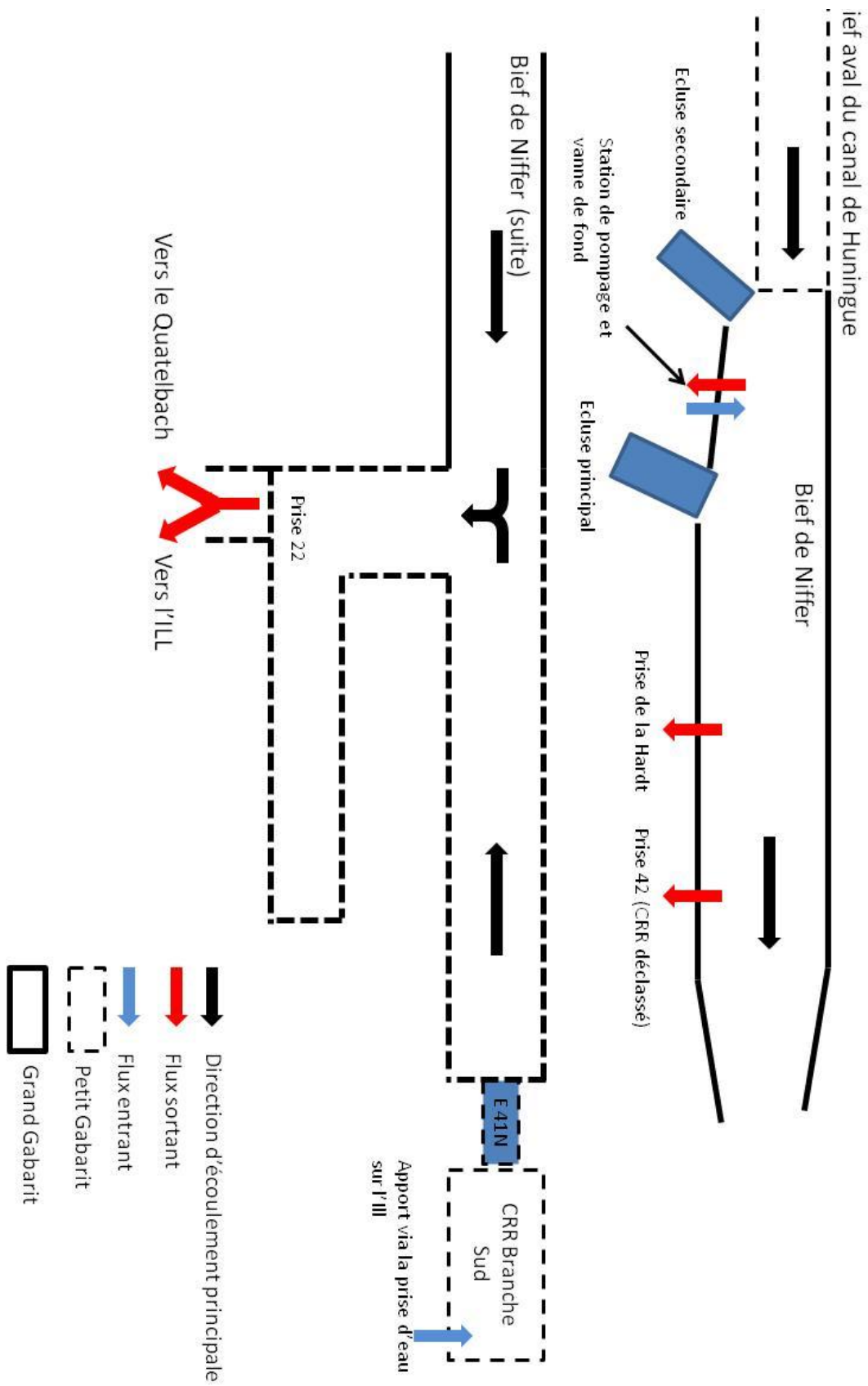
Annexe 2 : Données hydrologiques sur le bassin versant de l'Ille à Mluhouse (source IRSTEA)



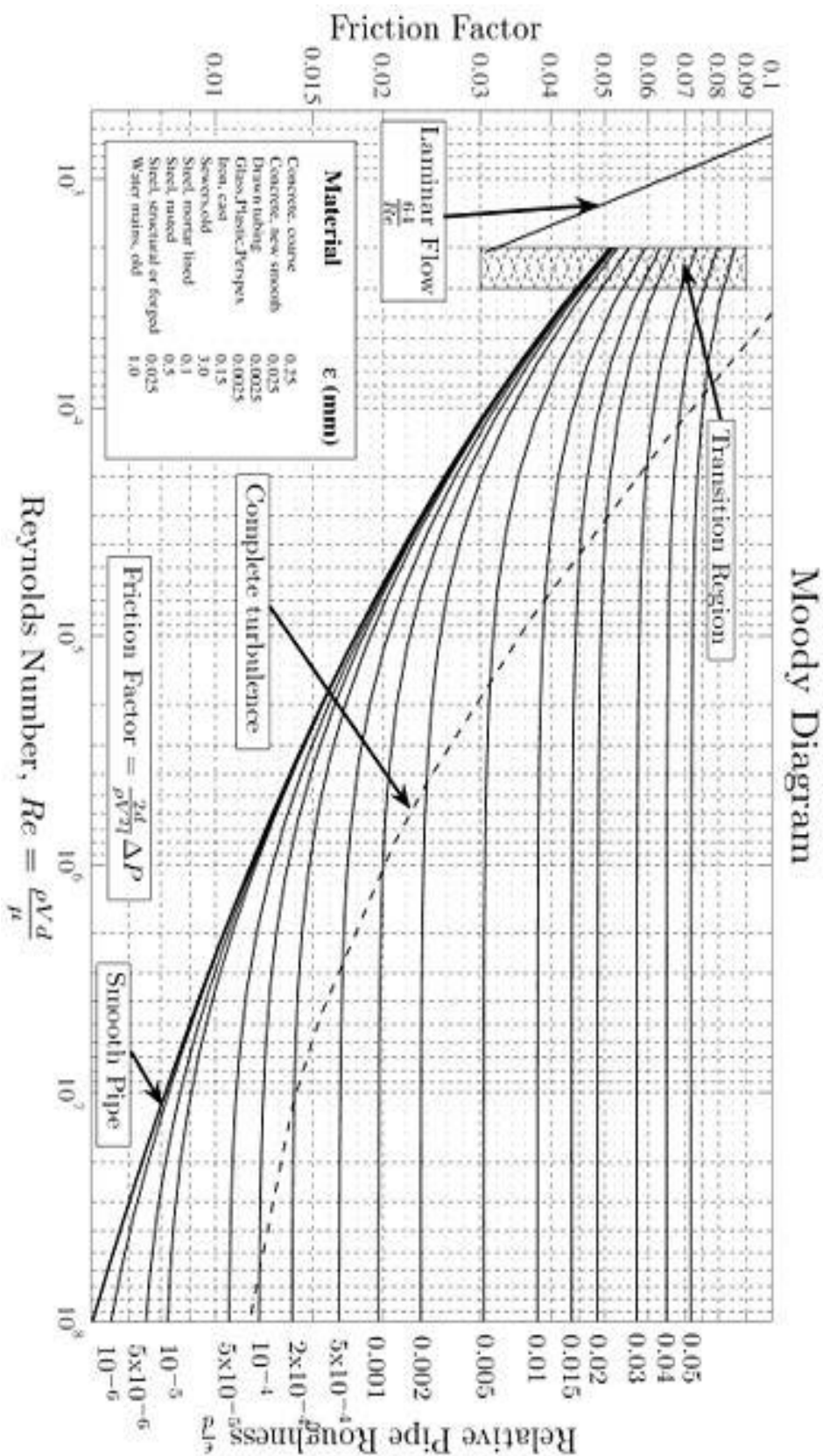
### Annexe 3 : Plan du chenal de liaison



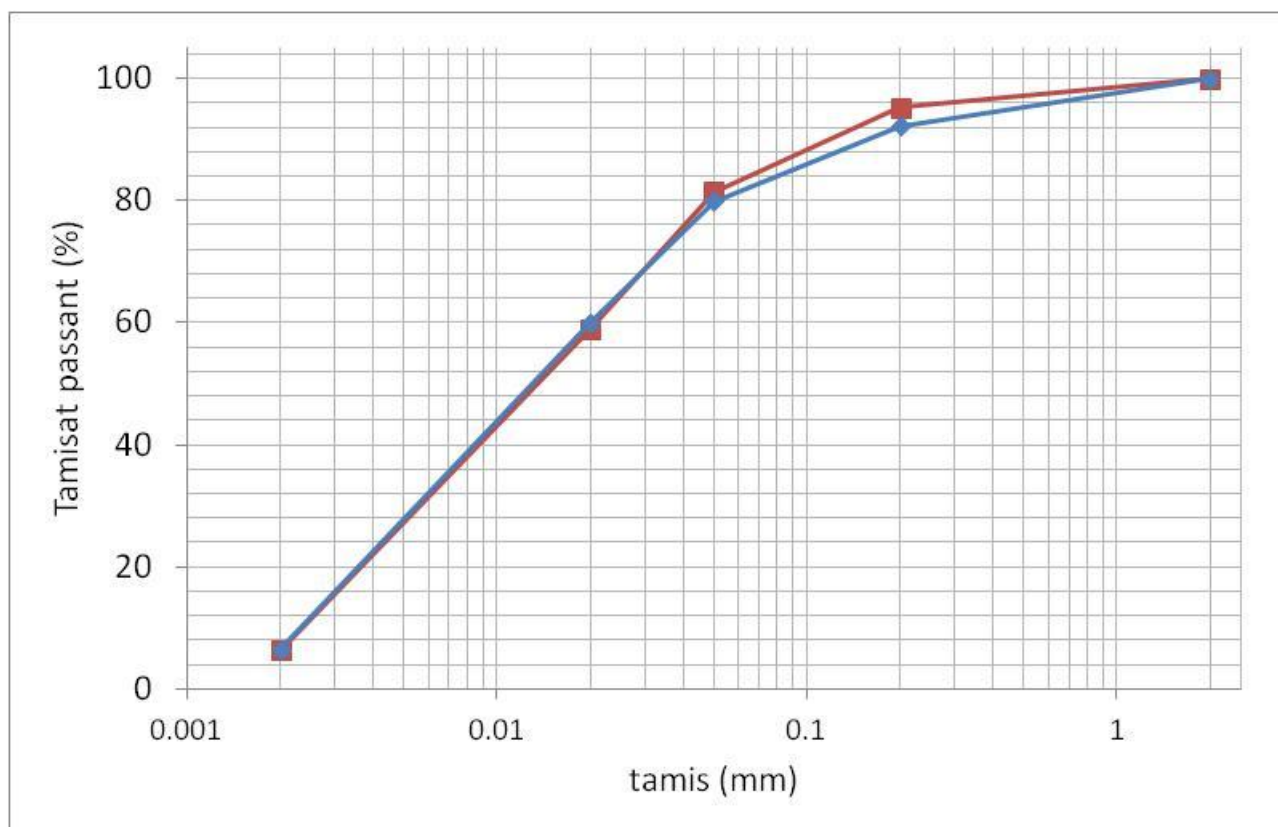
## Annexe 4 : Schéma fonctionnel hydraulique du bief de Niffer



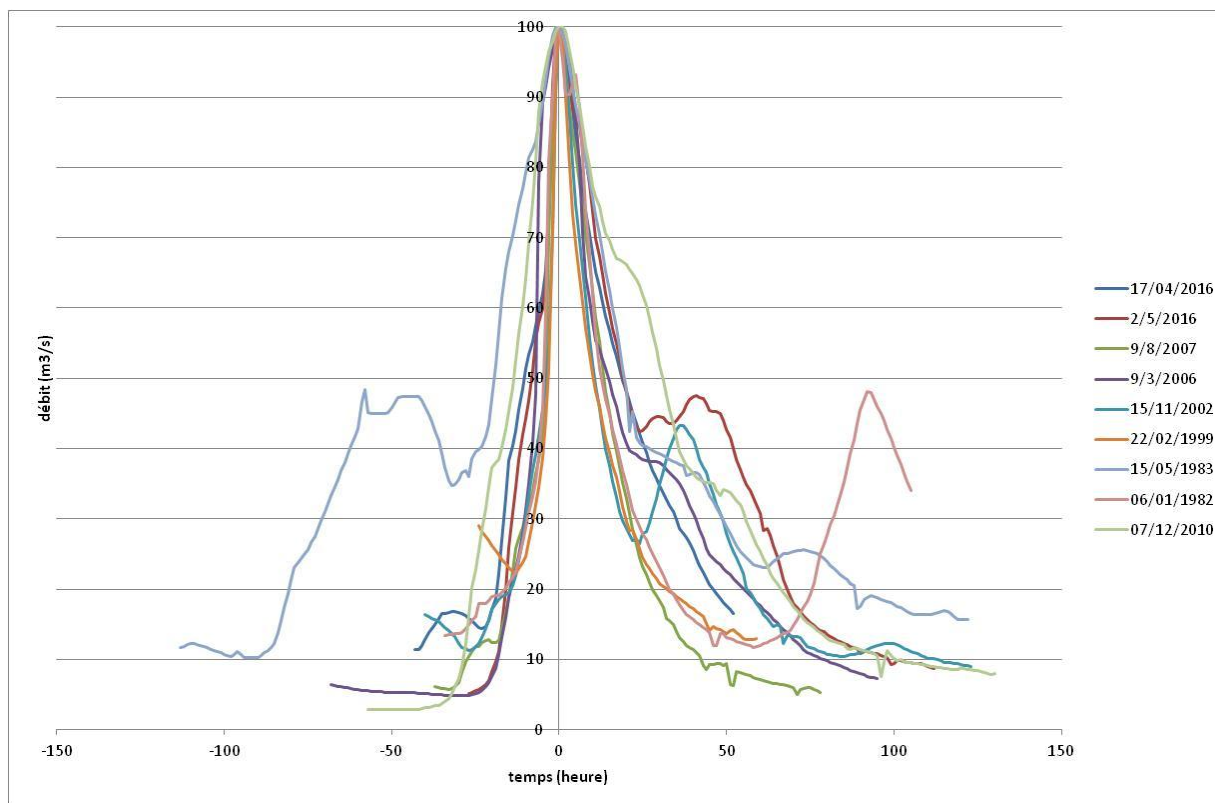
Annexe 5 : Diagramme de Moody



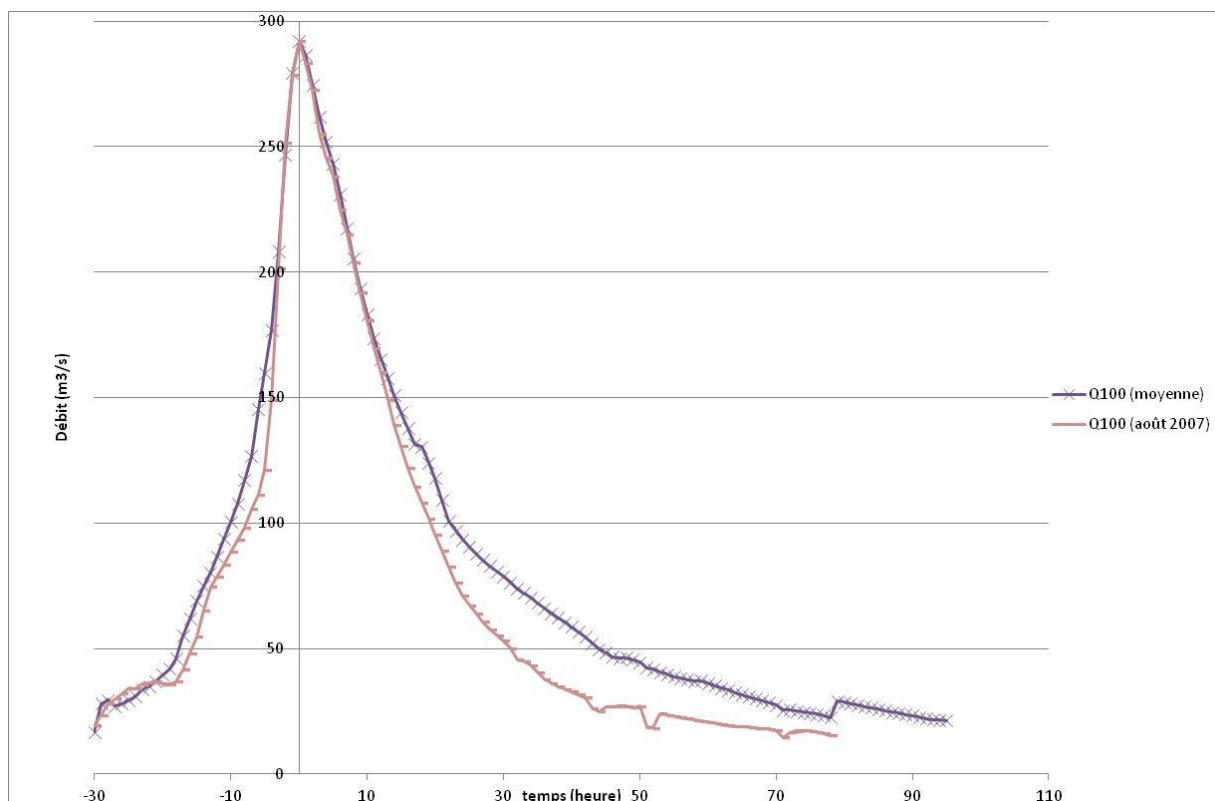
Annexe 6 : Courbe granulométrique pour le bief 39-41. La courbe rouge correspond aux échantillons récoltés à l'amont du port de Mulhouse et la courbe bleu à ceux récolté à l'aval.



### Annexe 7 : Hydrogramme normés centrés



### Annexe 8 : Hydrogramme de crue centennale de l'Ille à Mulhouse



Annexe 9 : Autre zones préférentielles de dépôts importantes

