



HAL
open science

Élaboration du schéma directeur de gestion des ouvrages hydrauliques et de gestion de crise de la ville de Rennes, en lien avec le plan communal de sauvegarde

Lonis Collot

► To cite this version:

Lonis Collot. Élaboration du schéma directeur de gestion des ouvrages hydrauliques et de gestion de crise de la ville de Rennes, en lien avec le plan communal de sauvegarde. Sciences de l'ingénieur [physics]. 2015. dumas-01582076

HAL Id: dumas-01582076

<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01582076>

Submitted on 5 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.

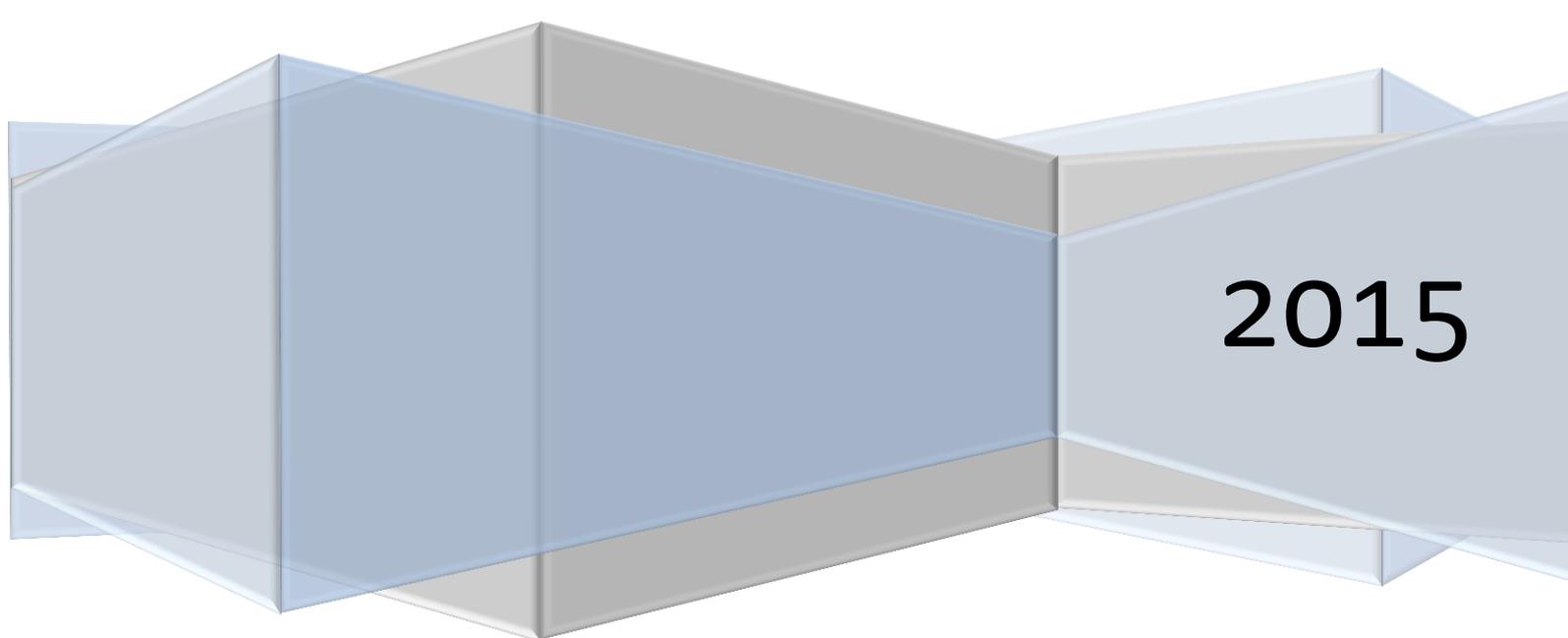
L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Elaboration du Schéma Directeur de Gestion des Ouvrages Hydrauliques et de Gestion de Crise de la Ville de Rennes, en lien avec le Plan Communal de Sauvegarde Travail de Fin d'Etudes

Lonis COLLOT

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

Stage réalisé du 12 janvier au 26 juin 2015



2015

Résumé

Située à la confluence de l'Ille et de la Vilaine, la ville de Rennes est soumise au risque d'inondation de ces deux cours d'eau. Pour cette raison, un Plan Communal de Sauvegarde a été mis en place. Dans ce cadre, il est demandé à ARTELIA de fournir un Schéma Directeur de Gestion de Crise et de Gestion des Ouvrages Hydrauliques, lequel doit décrire les différents ouvrages susceptibles d'avoir une influence sur la ligne d'eau, recenser leurs risques de défaillance et en proposer une gestion optimisée en période de crue. Cela nécessite la création d'un modèle hydraulique filaire sous MIKE 11, lequel servira d'outil de gestion de crise à la Ville de Rennes. Les études de dangers des digues propriétés de la ville sont également attendues et seront finalisées sur la base du modèle bidimensionnel TELEMAC2D. Une analyse comparative des différents outils de numérisation de Plans Communal de Sauvegarde est également attendue.

Abstract

Because of being located at the confluence of the Ille and the Vilaine rivers, the town of Rennes is exposed to flood hazard. This is the reason why a « Plan Communal de Sauvegarde » has been carried out. In this outstanding, ARTELIA has to produce the « Schéma Directeur de Gestion de Crise et de Gestion des Ouvrages Hydrauliques », a document that describes all the structures that impact the water level, lists their risks of failure and proposes an optimized management of those structures during floods. In that way, it is required to develop an unidimensional hydraulic model (made with MIKE 11) that is gonna be used as a tool for flood crisis management by the city of Rennes. The risks studies of the levees that the city owns also have to be carried out and will be completed by means of the results of TELEMAC2D bidimensionnal hydraulic model. A comparative analysis of the different tools available for digitizing the « Plan Communal de Sauvegarde » is also expected.

Remerciements :

Mes remerciements s'adressent en premier lieu à Jean-Michel MURTIN qui m'a accueilli au sein du département « Hydraulique-Environnement » de l'agence ARTELIA de Saint-Herblain. Je tenais également à remercier Yann GASOWSKI et Mathilde ORQUEVAUX, avec qui nous avons mené l'étude présentée ici. Merci aussi et surtout pour la bonne ambiance. Il est toujours plus agréable et efficace de travailler dans une atmosphère détendue. Merci à Sébastien BAULIN et Sylvain GROLLEAU pour les sorties sur le terrain et les joies de la mer, que dis-je l'océan, une fois le travail accompli. Merci à Alexandre LESAGE pour nous avoir fait découvrir le Marlowe, THE place to be in Naoned. Merci à l'ensemble du service pour les repas au « Midi et Demi » et les joies de la Cav'ale le vendredi soir. Merci aussi à tous les ENGEESIENS de l'Ouest, natifs ou perdus dans l'Ouest pour les week-ends « découverte de la Bretagne ». Je dois bien l'avouer, votre région m'a conquis, et pourtant je suis un sudiste comme certains me le rappellent assez souvent. Merci aussi à Milan LE DU, partenaire ENGEESIEN exilé à Nantes lui aussi sans qui les soirées auraient certainement été moins passionnantes. Merci à Elodie PENHOAT pour les cafés du matin, salut à toi partenaire stagiaire ! Merci au Ferrailleur, merci au Stéréolux et merci aux Hip' Opession. Un monde sans musique ? Très peu pour moi.... Merci aussi et surtout à Camille pour m'avoir supporté pendant ces six mois. Il y a des moments où ça ne doit pas être évident. Un grand merci à ma famille qui m'a toujours soutenu et me soutient toujours dans les bons comme les mauvais moments depuis le début de ma scolarité. C'est une page qui se tourne avec ce stage de fin d'études. Salut à toi la vie active ! Une pensée émue pour ma grand-mère qui aurait été très fière, je n'en doute pas, de voir la finalité de ces années d'étude avec ce diplôme d'ingénieur. Merci beaucoup à l'ensemble de la promotion MANCHE pour ces trois années de bonheur et de rire. Vous allez tous beaucoup me manquer, c'est certain... (*Ah bon hein!*). Enfin, merci à l'ENGEES de supporter ces étudiants toujours plus fous et déjantés... Ah les joies de l'école d'ingénieur ! Le Quai Koch va beaucoup me manquer lui aussi mais qui sait, cet adieu n'est peut-être qu'un au revoir ?

Contenu

Table des illustrations	7
Figures.....	7
Tableaux.....	9
Liste des symboles, acronymes et abréviations.....	10
Symboles.....	10
Acronymes et abréviations.....	11
Introduction.....	13
1. Etat de l’art.....	15
1.1 Origine et nature des inondations.....	15
1.1.1 Les inondations de plaine par débordement de cours d’eau	15
1.1.2 Le ruissellement hortonien	15
1.2 La lutte contre les inondations	16
1.2.1 La prévision de crue	16
1.2.2 La prévention des inondations.....	16
1.2.3 La protection contre les inondations	16
1.3 Contexte réglementaire.....	17
1.3.1 La Directive Inondation	17
1.3.2 Les SDAGE et les SAGE.....	18
1.3.3 Les outils actuels de gestion du risque inondation	19
1.3.4 Les études de dangers.....	19
2. Contexte.....	21
2.1 Contexte géographique	21
2.1.1 Situation générale	21
2.1.2 Le bassin versant de la Vilaine	21
2.1.3 Le bassin versant de la Vilaine amont.....	22
2.1.4 Les barrages de la Haute Vilaine	22
2.2 Contexte historique	22
2.3 Contexte administratif.....	24
2.3.1 Objet de la mission.....	24
2.3.2 Le SDAGE Loire-Bretagne et le SAGE Vilaine.....	24

2.3.3	Le PPRI de la Vilaine en région rennaise, Ille et Illet	25
2.3.4	Les EDD des digues propriétés de la Ville de Rennes.....	25
2.3.5	Le PAPI de la Vilaine	25
3.	Modélisation des crues sur la Vilaine amont.....	27
3.1	Analyse des études existantes.....	27
3.1.1	Analyse hydrologique.....	28
3.1.2	Analyse des modèles existants.....	30
3.1.3	Analyse structurelle des modèles existants.....	33
3.1.4	Analyse comparative des deux modèles.....	35
3.2	Construction du nouveau modèle	38
3.2.1	Objectifs de la modélisation filaire	38
3.2.2	Améliorations attendues.....	38
3.2.3	Limites du modèle	39
3.2.4	Structure du modèle	40
3.2.5	Représentation des singularités.....	43
3.2.6	Estimation des débits de pointe théoriques	47
3.2.7	Estimation des hydrogrammes de projet.....	51
3.2.8	Calage et validation du modèle MIKE 11	54
4.	Etude de dangers de la digue de Kerviler	57
4.1	Description de l'ouvrage et de son environnement.....	57
4.2	Désordres observés	59
4.3	Politique de prévention des accidents majeurs	60
4.3.1	Inspections de l'ouvrage	60
4.3.2	Entretien de l'ouvrage.....	61
4.4	Caractérisation des aléas naturels.....	62
4.4.1	Aléa « tempête »	62
4.4.2	Erosion des berges	63
4.4.3	Remontée de nappe	63
4.5	Risques liés aux ouvrages	63
5.	Comparaison des outils disponibles pour numériser un PCS	65
	Conclusion	67

Bibliographie	69
Annexe 1: Cartographies des zones inondables	72
Annexe 2: Estimation des débits de pointe centennaux par la méthode du Gradex	75
Annexe 3: Représentation des singularités.....	76
Annexe 4: Calcul des pertes de charge singulières au droit des ponts par la formule de Bradley.....	80
Annexe 5: Estimation des coefficients de perte de charge singulière au droit des singularités morphologiques et ouvrages hydrauliques	84
Annexe 6 : Interpolation polynomiale des débits caractéristiques aux différentes stations hydrométriques du bassin versant de la Vilaine	87
Annexe 7: Hydrogrammes de crue historiques et hydrogrammes normés synthétiques en découlant pour la Vilaine à Cesson-Sévigné et l'Ille à Saint-Grégoire	88
La Vilaine à Cesson-Sévigné.....	88
L'Ille à Saint-Grégoire	89
Annexe 8 : Présentation du logiciel HEC-HMS et lois utilisées	90
Annexe 9 : Résultats de calage du modèle hydrologique HEC-HMS	97
Evènement de novembre 2000	97
Evènement de mars 2001.....	97
Annexe 10: Laises de crue disponibles	98

Table des illustrations

Figures

Figure 1: Localisation de Rennes sur une carte administrative (source: Google Maps®).....	21
Figure 2: Réseau de digues de la Ville de Rennes	23
Figure 3: Structure des modèles existants IAV et DREAL.....	35
Figure 4: Limites du modèle filaire ARTELIA	39
Figure 5: Structure du modèle ARTELIA 2015	42
Figure 6: Profils en travers et pertes de charge singulières liées à la morphologie des cours d'eau.....	44
Figure 7: Ouvrages et pertes de charges singulières associées pris en compte dans le modèle ARTELIA 2015	46
Figure 8: Hydrogrammes synthétiques de crue de la Vilaine à Cesson-Sévigné	52
Figure 9 : Hydrogrammes synthétiques de crue de l'Ille à Saint-Grégoire	54
Figure 10: Emprise de la digue de Kerviler, après travaux sur le tronçon 3	58

Figure 11: Zone protégée de la digue de Kerviler et ouvrages situés dans sa zone d'influence	59
Figure 12: Longueur de Fetch.....	62
Figure 13: Emprises d'inondation des crues historiques	72
Figure 14 : Emprise d'inondation pour une crue de période de retour 20 ans sur la zone d'étude (source : TRI Vilaine de Rennes à Redon, DREAL Bretagne, 2014)	73
Figure 15 : Emprise d'inondation pour une crue de période de retour 100 ans sur la zone d'étude (source : TRI Vilaine de Rennes à Redon, DREAL Bretagne, 2014)	74
Figure 16: Evaluation du coefficient z en fonction de l'angle d'élargissement θ dans le cas d'un élargissement progressif.....	78
Figure 17: Estimation des coefficients de perte de charge singulière au droit des confluences et diffluences (d'après Carlier, 1972)	78
Figure 18: Estimation du coefficient K_{base} en fonction du coefficient d'obstruction M et du type de culées	81
Figure 19: Estimation du coefficient S en fonction du coefficient d'obstruction M et du type de piles	81
Figure 20 : Représentation graphique des largeurs W_p et b	82
Figure 21 : Estimation du coefficient dK_p en fonction du coefficient J et du type de piles	82
Figure 22 : Représentation graphique des "débits" q_1 , q_2 et q_3	83
Figure 23: Estimation du coefficient $K_{excentricité}$ en fonction du coefficient d'obstruction M et du coefficient d'excentricité e	83
Figure 24 : Estimation du coefficient K_{biais} en fonction du coefficient d'obstruction M , de l'angle Φ et du type de culées (biaisées ou non)	83
Figure 25 : Interpolations polynomiales des débits caractéristiques calculés aux différentes stations hydrométriques	87
Figure 26 Evènements de crue identifiés au droit de la station de la Vilaine à Cesson-Sévigné (Pont Briand) de 1987 à 2014	88
Figure 27: Hydrogramme normé moyen sur la Vilaine à Cesson-Sévigné.....	88
Figure 28 : Hydrogrammes normés sur l'Ille à Saint-Grégoire.....	89
Figure 29:Hydrogramme normé moyen sur l'Ille à Saint-Grégoire.....	89
Figure 30 : Représentation graphique des paramètres Q_e , Q_s et V_s du module de propagation de Muskingum	92
Figure 31: Représentation graphique du paramètre K du modèle de Muskingum.....	92
Figure 32 : Structure du modèle hydrologique simplifié de l'Ille construit sous HEC-HMS.....	93
Figure 33: Hydrogrammes observé (en bleu) et modélisé sous HEC HMS (en noir) pour l'évènement de novembre 2000 sur l'Ille à Saint-Grégoire	97
Figure 34:Hydrogrammes reconstitué (en bleu) et modélisé sous HEC HMS (en noir) pour l'évènement de mars 2001 sur l'Ille à Saint-Grégoire	97

Tableaux

Tableau 1: Classement des digues de protection au sens de l'article R.214-113 du Code de l'Environnement.....	20
Tableau 2: Analyse critique des débits de pointe (en m ³ /s) sur la Vilaine à Cesson-Sévigné.	28
Tableau 3: Analyse critique des débits de pointe (en m ³ /s) sur l'Ille à Saint-Grégoire.....	29
Tableau 4: Analyse critique des débits de pointe (en m ³ /s) à la confluence Ille/Vilaine.....	30
Tableau 5: Données topographiques utilisées pour la cartographie d'inondation du TRI	37
Tableau 6 : Débits de pointe théoriques (en m ³ /s) de la Vilaine à Cesson-Sévigné	47
Tableau 7 : Estimation des débits caractéristiques de l'Ille à Saint-Grégoire (en m ³ /s) à partir des stations hydrométriques en amont	48
Tableau 8 : Débits de pointe théoriques (en m ³ /s) de l'Ille à Saint-Grégoire	48
Tableau 9: Débits de pointe théoriques au droit des stations hydrométriques sur la Vilaine (source : Banque Hydro®).....	49
Tableau 10:Planning des inspections de la digue de Kerviler	60
Tableau 11: Synthèse sur les inspections de la digue de Kerviler et de ses ouvrages annexes	61
Tableau 12: Analyse comparative des principaux outils de numérisation de PCS (en vert leurs avantages, en orange leurs inconvénients)	66
Tableau 13: Cas d'une déviation à angle droit constituée de deux coudes successifs de 45° séparés par une longueur rectiligne ℓ d'un canal de largeur L (d'après Carlier, 1972).....	79
Tableau 14: Cas d'une déviation à angle droit constituée de quatre coudes successifs de 22.5° séparés par une longueur rectiligne ℓ d'un canal de largeur L (d'après Carlier, 1972) .	79
Tableau 15 : Cas d'une double déviation à 30° séparée par une longueur rectiligne ℓ d'un canal de largeur L (d'après Carlier, 1972)	79
Tableau 16: Coefficients de perte de charge singulière théoriques et considérés après calage du modèle	84
Tableau 17:Occupation des sols des trois sous bassins versant et CN théoriques associés ...	94
Tableau 18: Caractéristiques des biefs constitutifs de l'Ille et l'Illet.....	95
Tableau 19: Laisses de crue disponibles pour la crue de Janvier 1995 (Vilaine)	98
Tableau 20: Laisses de crue disponibles pour la crue de Janvier 1995 (Ille).....	98
Tableau 21: Laisses de crue disponibles pour la crue de Janvier 1999 (Vilaine)	99
Tableau 22:Cotes maximales (m IGN69) mesurées aux échelles limnigraphiques lors des crues historiques (source: SPC Rennes)	100

Liste des symboles, acronymes et abréviations

Symboles

S = Superficie du bassin versant en amont du point considéré (km²)

T = Période de retour de l'évènement considéré (années)

Q_T = Débit de pointe (m³/s) pour une crue de période de retour T (en années)

α = Coefficient de Myer (sans unité)

η = Paramètre de rugosité de Manning ($\frac{s}{m^{1/3}}$)

P(T;X) = Pluviométrie (mm) de période de retour T années sur une durée de X jours

ζ = Coefficient de perte de charge singulière (sans unité)

ΔH = Perte de charge (m)

Q = Débit instantané (m³/s)

g = 9.81 m/s² = Accélération de pesanteur

A = Section mouillée (m²)

l_{min} = Largeur minimum au droit d'une singularité (m)

l_{max} = Largeur maximum au droit d'une singularité (m)

θ = Angle d'élargissement de la section (°) (dans le cas d'un élargissement progressif) **OU**

θ = Angle de déviation (°) (dans le cas d'un coude)

u_T = $-\ln(\ln(\frac{1}{1-\frac{1}{T}}))$ = Variable centrée réduite de Gumbel de période de retour T (sans unité)

G_d = Gradex des débits (mm/s)

Acronymes et abréviations

CEREMA: Centre d'Etudes et d'expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement

CN : Curve Number

DDRM: Dossier Départemental sur les Risques Majeurs

DICRIM: Dossier d'Information Communal sur les Risques Majeurs

DREAL: Direction Régionale de l'Environnement, de l'Aménagement et du Logement (depuis 2009)

EDD : Etude de Dangers de Digue

IAV: Institut d'Aménagement de la Vilaine

IGN: Institut national de l'information géographique et forestière

INSEE: Institut National de la Statistique et des Etudes Economiques

LIDAR: Light Detection And Ranging

MNT: Modèle Numérique de Terrain

PAPI: Programme d'Action de Prévention des Inondations

PCS: Plan Communal de Sauvegarde

PGRI: Plan de Gestion des Risques d'Inondation

PK: Point Kilométrique

PPR(I): Plan de Prévention du Risque (d'Inondation)

PPRN: Plan de Prévention des Risques Naturels

SAGE: Schéma d'Aménagement et de Gestion des Eaux

SCS : Soil Conservation Service

SDAGE: Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux

SDGC: Schéma Directeur de Gestion de Crise et des ouvrages hydrauliques

SIG: Système d'Information Géographique

SPC: Service de Prévision des Crues

TRI: Territoire à Risque Important

USACE : United States Army Corps of Engineers

VTA: Visite Technique Approfondie

Introduction

La Ville de Rennes est traversée par la Vilaine et l'Ille qui confluent en centre-ville. Ces deux cours d'eau, qui ont constitué le berceau et la trame du développement de la capitale bretonne, sont également soumis à des crises hydrologiques pouvant provoquer des inondations plus ou moins graves.

Au cours des dernières décennies et en tirant les enseignements de la crue de 1974, la Ville a su organiser son développement urbain et protéger ses quartiers en intégrant le facteur risque d'inondation dans sa politique. Les épisodes hydrologiques plus récents, l'évolution réglementaire et les documents de planification (Plan de Prévention du Risque Inondation (PPRI), Territoire à Risque Important (TRI), Schéma de Cohérence Territoriale et Plan Local d'Urbanisme, Plan Communal de Sauvegarde (PCS) et Dossier d'Information Communal sur les Risques Majeurs (DICRIM), etc.) amènent cependant la ville à vouloir vérifier et affiner aujourd'hui les fondements hydrauliques de sa politique et, au besoin, les mettre à jour. Cette volonté est renforcée par la nécessité de produire, en application du décret dit « digues et barrages » de décembre 2007, des études de dangers de digue (EDD) pour 6 ouvrages de protection (dans l'état actuel des connaissances), études qui nécessitent une bonne connaissance hydraulique des sites.

Par ailleurs, diverses études antérieures ont pu montrer que la connaissance des lignes d'eau de référence et des zones inondables, par nature imparfaite, s'avère insuffisamment précise au regard des enjeux de développement urbain. Ceci tient en particulier à une représentation un peu trop simplifiée des conditions d'écoulement dans les cours d'eau, au droit des ouvrages et dans les champs d'inondation qu'ils soient connectés directement aux lits mineurs ou reliés par les réseaux d'assainissement pluvial.

Sur la foi de ces considérations, la Ville de Rennes a ainsi décidé de se doter d'un outil à la fois puissant et précis, tout en restant maniable pour satisfaire ses besoins courants qui lui permettra de répondre aux principales questions suivantes :

- Quels sont, avec précision, les niveaux de submersion et les zones inondables pour différents épisodes hydrologiques de référence, et, en particulier, la crue centennale ?
- Quelle sera l'incidence de la connaissance affinée des aléas sur les documents réglementaires et de planification : PPRI, TRI, PLU, PCS, etc. Conséquences sur le développement urbain en cours ou programmé ? Doit-on s'attendre à une révision du PPRI ?
- Quelles sont les conditions hydrauliques dans lesquelles se développeraient divers scénarii de rupture des ouvrages de protection (études de dangers) : incidences locales et incidences sur les autres sites, risques cumulatifs ?

- Incidences de la nouvelle connaissance des aléas sur le Schéma Directeur de Gestion de Crise (SDGC) existant au travers du DICRIM et du PCS ? Nouvelles portées territoriales ? Nouvelles mesures à introduire ? Nouveau paramétrage des mesures ?

La mise au point d'un nouvel outil doit également permettre à la Ville de Rennes de conduire une analyse coûts-bénéfices affinée et une analyse multicritères complète pour le projet de parc naturel urbain (PNU) des prairies Saint-Martin car celui-ci doit rétablir environ 60 000 m³ de champ d'expansion des crues sur l'Ille.

Sur le plan opérationnel, la Ville de Rennes a choisi de se doter d'un outil de modélisation 2D libre de droits: TELEMAC 2D. Ce logiciel a été largement utilisé sur de nombreux cours d'eau. Cet outil permet de statuer avec précision sur la connaissance de l'aléa inondation pour différentes occurrences (hauteurs, durée de submersion, vitesses d'écoulements, extension des zones inondées...). C'est également un excellent outil de compréhension des phénomènes qui pourra également être utilisé par la ville pour tester des aménagements hydrauliques spécifiques ou évaluer l'incidence de projets urbains ou d'infrastructures en zone inondable. Cet outil sera développé par l'agence ARTELIA d'Échirolles.

Parallèlement, un outil filaire (1D) a été mis au point sous MIKE 11 pour répondre aux besoins plus courants de gestion de crise. Cet outil filaire est destiné à devenir l'outil principal de gestion de crise de la commune. L'une des missions confiée à ARTELIA consiste à développer cet outil de manière à être fiable, rapide et surtout potentiellement utilisable par les services de la ville en période de crise.

Après un rapide état de l'art sur le risque inondation et le contexte règlementaire qui lui est associé (1), il sera présenté le contexte géographique et historique dans lequel s'inscrit l'étude (2). Viendront ensuite une présentation du nouvel outil de gestion de crise (modèle filaire MIKE 11) construit pour la Ville de Rennes accompagnée d'une analyse critique des modèles filaires existants (3) et une synthèse de l'EDD de la digue de Kerviler (4). Enfin, il sera présenté une analyse comparative de quelques outils de numérisation de PCS (5).

1. Etat de l'art

Le risque inondation est le risque naturel prépondérant en France métropolitaine puisqu'une commune sur deux y est exposée, soit 19247 communes. En 2009, la part de la population française exposée au risque d'inondation par débordement de cours d'eau a ainsi été estimée à 11 %. Dans la totalité des départements, une part de la population réside en zone inondable, même si des disparités locales existent. Douze départements ont plus de 20 % de leur population en zone inondable. Le nombre de logements situés en zone inondable est estimé à 3,7 millions en 2009, soit 11 % des résidences principales (Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie, 2011).

1.1 Origine et nature des inondations

Selon le type d'inondation, les conséquences peuvent être tout à fait différentes. On se propose dans ce chapitre de revenir sur les différents phénomènes susceptibles de provoquer des inondations en s'intéressant essentiellement au contexte breton.

1.1.1 Les inondations de plaine par débordement de cours d'eau

Ce sont des phénomènes de crue lents qui sont généralement liés à une saturation en eau du sol. L'eau ne pouvant plus s'infiltrer dans le sol, les volumes précipités restent en surface. En Bretagne, ces phénomènes se produisent généralement à l'hiver. En effet, cette période de l'année est caractérisée par des pluies continues. Elles ne sont généralement pas très intenses mais l'absence de relief marqué sur le territoire breton fait qu'elles peuvent être extrêmement longues. Le sol absorbe alors une grande partie de ces précipitations jusqu'à être saturé. Les précipitations ne pouvant plus s'infiltrer, elles ruissellent alors et se retrouvent dans les cours d'eau, lesquels débordent. La dynamique de ces crues fait que les niveaux d'eau montent de manière lente, rendant ces inondations prévisibles et permettant ainsi aux services compétents d'intervenir pour limiter dégâts humains et matériels.

1.1.2 Le ruissellement hortonien

Les inondations causées par du ruissellement hortonien sont souvent la conséquence d'une pluie intense sur un sol peu perméable. Ce phénomène n'est pas lié à une saturation du sol mais à un dépassement de sa capacité d'infiltration. Ces phénomènes sont d'autant plus importants que la pluie est intense et le sol peu perméable. En milieu urbain fortement imperméabilisé notamment, le ruissellement hortonien peut avoir d'importantes conséquences. L'eau ruisselée étant récupérée au droit des avaloirs, ce phénomène peut entraîner une saturation des réseaux d'assainissement. Ces phénomènes sont caractérisés par une montée des eaux plus rapide et violente et peuvent survenir à tout instant du moment que la pluie est suffisamment intense et le sol suffisamment peu perméable. Le caractère soudain de ces crues les rend plus difficiles à prévoir et leurs conséquences sont donc souvent plus graves que celle d'une inondation de plaine par débordement de cours d'eau. De plus, les pluies intenses qui les accompagnent sont parfois à l'origine d'un

lessivage des terres et le cours d'eau peut alors charrier une grande quantité de matière solide ; surtout si le bassin versant en question est essentiellement rural.

1.2 La lutte contre les inondations

La lutte contre les inondations est orientée autour de trois axes : prévision, prévention et protection. La prise en compte de ces trois axes est nécessaire pour lutter efficacement contre le phénomène d'inondation.

1.2.1 La prévision de crue

La prévision des crues a pour but de déterminer les caractéristiques prévisibles des crues : débit, niveau d'eau, date estimée d'occurrence du pic de crue, temps de montée, temps de décrue, etc. et ce en chaque point de calcul. Sur la base des données recueillies en amont du lieu d'étude (hauteurs d'eau et/ou hydrogrammes, pluviométries, etc.), une modélisation permet d'estimer l'hydrogramme et la ligne d'eau attendus à l'endroit souhaité et ainsi repérer les zones à risque. La vitesse de calcul des modèles actuels permet de se préparer à l'évènement et de réagir avant même que la crue n'atteigne la ville en question.

La même approche peut être appliquée à des crues théoriques de différentes périodes de retour afin de repérer les zones susceptibles d'être inondées et ainsi établir le zonage inondation (dans le cadre d'un PPRI par exemple). Une telle approche est particulièrement utile dans le cadre de l'élaboration des documents d'urbanisme.

1.2.2 La prévention des inondations

Une politique de prévention permet de définir avant l'apparition d'évènements débordants les actions à mener en période de crue afin de limiter les conséquences des inondations, en termes de vies humaines mais aussi d'impacts économiques, sociaux... Dans la gestion de crise, cette étape fait suite à la prévision de crues. Les PAPI par exemple permettent d'officialiser une politique de prévention des inondations.

1.2.3 La protection contre les inondations

La protection contre les inondations est le dernier axe de la lutte contre les crues. Cette étape consiste à diminuer tant que possible les zones impactées par les crues. La mise en place de digues et la création de zones d'expansion des crues sont les principales mesures de protection contre les inondations.

S'il y a quelques années, le volet « protection contre les inondations » représentait la quasi intégralité des actions mises en place pour lutter contre les inondations, cela n'est plus vrai aujourd'hui. En effet, l'objectif n'est plus de « lutter contre les inondations » à proprement parler mais de « vivre avec les crues ». En d'autres termes, au lieu de canaliser autant que possible les écoulements dans le lit mineur des cours d'eau, la stratégie prônée actuellement vise à laisser les cours d'eau déborder tout en limitant au maximum les conséquences d'un tel évènement. Cette approche permet de limiter le report du risque

inondation sur les communes à l'aval. Cela passe notamment par la mise en place de zone d'expansion des crues mais aussi par la mise en place de programmes de prévention (PAPI, PPRI...) permettant de limiter les conséquences des inondations le moment venu.

1.3 Contexte règlementaire

L'établissement d'un SDGC peut constituer une des actions des PAPI. La réalisation d'un tel document passe notamment par l'élaboration d'études de dangers relatives aux digues et barrages. Le PAPI est un document contractuel entre l'Etat et les collectivités permettant la mise en œuvre d'une politique globale de gestion du risque d'inondation au travers d'actions. Ce programme est le principal outil de mise en œuvre des dispositions sur les inondations du Schéma d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SAGE), lui-même dépendant d'un Schéma Directeur d'Aménagement et de Gestion des Eaux (SDAGE).

Le SDGC peut servir de base à la réalisation du Plan de Gestion du Risque d'Inondation (PGRI) qui constitue une des étapes de travail de l'application de la Directive Inondation.

1.3.1 La Directive Inondation

La Directive Inondation est une directive européenne mise en place suite aux crues catastrophiques de 2002 en Europe centrale. La transposition de cette directive en droit français est définie dans les décrets suivants :

- Article 221 de la Loi d'Engagement National pour l'Environnement dite « LENE » du 12 juillet 2010,
- Décret n°2011-227 du 2 mars 2011 relatif à l'évaluation et à la gestion des risques d'inondation.

La directive européenne transposée dans le droit français prévoit la mise en œuvre des étapes de travail suivantes:

- Partage d'une connaissance nouvelle et homogène sur les risques à travers les Évaluations Préliminaires des Risques Inondations à l'échelle de chaque district ;
- Définition d'une Stratégie Nationale de Gestion des Risques Inondation arrêtant les critères d'importance des risques à l'échelle nationale ;
- Identification sur chaque district des Territoires à Risque Important (TRI) sur lesquels porter l'action en priorité en y développant la connaissance;
- Définition sur chaque district d'un PGRI articulé avec le SDAGE et prenant en compte l'état des connaissances et les moyens disponibles.
- Déclinaison et mise en œuvre de ces plans à l'échelle locale par des stratégies locales portées par les acteurs locaux en s'appuyant sur les outils actuels de gestion des risques : PPR, PAPI, etc.

1.3.1.1 Les TRI : Territoires à Risque Important

Un TRI est un secteur où se concentrent fortement des enjeux exposés aux inondations, qu'elles soient issues de submersions marines, de débordements de cours d'eau ou de toute autre origine. La définition de ces TRI permet de cibler les territoires sur lesquels porter l'action de lutte contre les inondations, notamment dans le cadre des PAPI, PPRI et PGRI.

1.3.1.2 Les PGRI

Les PGRI sont conçus pour devenir les documents de référence de la gestion des inondations. Etablis pour une durée de six ans, ils représentent l'aboutissement de la mise en œuvre de la Directive Inondation de 2007. En fixant des objectifs en matière de gestion des risques d'inondation et les moyens d'y parvenir, les PGRI visent à réduire les conséquences humaines et économiques des inondations.

Les PGRI sont élaborés par l'Etat avec les parties prenantes associées au sein des instances du comité de bassin pour une durée de six ans. Ce sont des documents officiels. Ils sont opposables à l'administration et à ses décisions. Ils ont une portée directe sur les documents d'urbanisme, les PPRI, les programmes et décisions administratives dans le domaine de l'eau.

1.3.2 Les SDAGE et les SAGE

1.3.2.1 Les SDAGE

Institué par la loi sur l'eau de 1992, le SDAGE est un instrument de planification qui fixe pour chaque bassin hydrographique les orientations fondamentales d'une gestion équilibrée de la ressource en eau dans l'intérêt général et dans le respect des principes de la directive cadre sur l'eau et de la loi sur l'eau. Le SDAGE définit également des objectifs environnementaux pour chaque masse d'eau (plans d'eau, tronçons de cours d'eau, estuaires, eaux côtières, eaux souterraines). Les SDAGE sont établis pour une durée de six ans.

1.3.2.2 Les SAGE

Le SAGE est un document de planification élaboré de manière collective pour un périmètre hydrographique cohérent. Il fixe des objectifs généraux d'utilisation, de mise en valeur, de protection quantitative et qualitative de la ressource en eau. Etabli par une Commission Locale de l'Eau représentant les différents acteurs du territoire, il doit être approuvé par le préfet et être compatible avec le SDAGE dont il dépend. Les décisions prises dans le domaine de l'eau sur le territoire concerné ainsi que les documents d'urbanisme doivent être compatibles avec les dispositions du SAGE. Les décisions administratives doivent prendre en compte les recommandations du SAGE.

1.3.3 Les outils actuels de gestion du risque inondation

1.3.3.1 Les PAPI

Les PAPI, lancés en 2002, ont pour objet de promouvoir une gestion intégrée des risques d'inondation en vue de réduire leurs conséquences dommageables sur la santé humaine, les biens, les activités économiques et l'environnement. Il s'agit d'un outil de contractualisation entre l'État et les collectivités qui permet la mise en œuvre d'une politique globale, pensée à l'échelle du bassin de risque. Les PAPI constituent une étape importante de la mise en place de la Directive Inondation de 2002. Un nouveau Cahier des Charges sur les PAPI et les Plan Submersions Rapides est apparu en février 2011 afin d'apporter de nouvelles modalités à la version précédente. Désormais, il introduit une gestion à l'échelle d'une entité géographique cohérente ; de plus, une notion de pertinence coûts-avantages des projets est intégrée. Enfin une distinction est faite entre les PAPI dits complets et les PAPI dits d'intention selon la nécessité de procéder à la réalisation du programme en entier ou d'effectuer un programme d'étude préalable.

1.3.3.2 Les PPRI

Les études de Plan de Prévention du Risque (PPR) permettent d'établir un plan de zonage accompagné d'un règlement définissant les règles d'urbanisme, dispositions constructives et mesures de prévention et protection dans chaque zone. Les résultats de l'étude PPRI (zonage et règlement) sont ainsi intégrés au Plan Local d'Urbanisme de la commune dans un délai de deux ans après approbation du PPRI. Elaboré par les services déconcentrés de l'Etat sous la direction du préfet, le PPRI fait partie des études d'amélioration de la connaissance des enjeux et des risques qui sont conduites par les services de l'État. La mise en œuvre de la Directive Inondation par l'Etat en fait également partie. Les communes faisant l'objet d'un PPRI approuvé sont dans l'obligation de produire un PCS.

Les PPRI ont connu un fort essor depuis 1999 puisque 46% des communes concernées par la couche de synthèse des zones inondables en sont pourvus en 2013 contre seulement 4% en 1999.

1.3.4 Les études de dangers

L'étude de dangers repose principalement sur les six textes réglementaires suivants :

- Code de l'Environnement (titre Ier du livre II)
- Loi du 16 octobre 1919 modifiée relative à l'utilisation de l'énergie hydraulique
- Décret n°94-894 du 13 octobre 1994 modifié
- Décret n°2007-1735 du 11 décembre 2007
- Arrêté du 12 juin 2008 définissant le plan de l'étude de dangers des barrages et des digues et en précisant le contenu
- Circulaire du 31/10/08 relative aux études de dangers des barrages

Le décret n° 2007-1735 du 11 décembre 2007 est relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques modifiant le code de l'environnement. Ce décret est entré en vigueur le 1er janvier 2008. L'article 1er du Titre I propose une nouvelle typologie (harmonisée) des ouvrages hydrauliques (barrages et digues). Ceux-ci sont organisés selon deux classements distincts, chacun reposant sur quatre classe (A à D). Le décret introduit également l'obligation de l'étude de dangers qui reprend, pour partie, le modèle de la réglementation existante relative aux installations classées. L'EDD s'applique aux ouvrages de classes A, B et C. Le classement des digues de protection au sens de l'article R.214-113 du Code de l'Environnement est fourni dans le tableau ci-dessous.

Art. R. 214-113. - Les classes des digues de protection contre les inondations et submersions et des digues de rivières canalisées sont définies dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1: Classement des digues de protection au sens de l'article R.214-113 du Code de l'Environnement

Classe	Caractéristiques de l'ouvrage et population protégée
A	Ouvrage pour lequel : $H \geq 1$ et $P \geq 50\,000$
B	Ouvrage non classé en A et pour lequel : $H \geq 1$ et $1\,000 \leq P < 50\,000$
C	Ouvrage non classé en A ou B et pour lequel : $H \geq 1$ et $10 \leq P < 1\,000$
D	Ouvrage pour lequel soit $H < 1$, soit $P < 10$

Au sens du présent article, on entend par :

- « H », la hauteur de l'ouvrage exprimée en mètres et définie comme la plus grande hauteur mesurée verticalement entre le sommet de l'ouvrage et le terrain naturel du côté de la zone protégée à l'aplomb de ce sommet ;
- « P », la population maximale exprimée en nombre d'habitants résidant dans la zone protégée, en incluant notamment les populations saisonnières.

2. Contexte

2.1 Contexte géographique

2.1.1 Situation générale



Figure 1: Localisation de Rennes sur une carte administrative (source: Google Maps®)

La ville de Rennes est située dans l'Ouest de la France (cf. figure 1). Elle est la préfecture du département de l'Ille-et-Vilaine (35) et le chef-lieu de la région Bretagne. Sa superficie est de 5039 hectares et sa population était au dernier recensement en 2011 de 208 033 habitants (INSEE, 2011). Elle est située à la confluence des deux cours d'eau qui ont donné leur nom au département : l'Ille et la Vilaine.

2.1.2 Le bassin versant de la Vilaine

Le bassin versant de la Vilaine s'étend sur 10 520 km² environ. Il regroupe 535 communes, réparties sur 6 départements : Ille-et-Vilaine (42%), Morbihan (28%), Loire-Atlantique (19%), Côtes-d'Armor (9%), Mayenne (1,5%) et Maine-et-Loire (0,5%) et deux régions : Bretagne (79%) et Pays-de-la-Loire (21%). Le fleuve Vilaine, d'une longueur de 220 kilomètres est le principal cours d'eau du bassin versant. Il prend sa source en Mayenne à 153 mètres d'altitude dans les collines de Juvigné et se jette dans l'Océan Atlantique dans le département du Morbihan. Le bassin versant est situé entièrement sur le socle géologique du massif armoricain, principalement composé de grès, schistes et granites. Le chevelu hydrographique est donc dense et découpe le bassin versant en de très nombreux sous bassins-versants. Les principaux affluents de la Vilaine sont d'amont en aval : le Chevré, l'Ille, la Flume, le Meu, la Seiche, le Semnon, la Chère, le Don, l'Oust et l'Isac. Les pentes sont globalement faibles (0,1 % en moyenne) et plus fortes à l'Ouest qu'à l'Est. La Vilaine se jette dans l'Océan Atlantique au terme d'un estuaire particulièrement long : Redon, ville portuaire de fond d'estuaire, est située à 50 km de l'embouchure et lors des grandes marées, l'influence de la mer peut être ressentie jusqu'à Guipry, presque 100 km en amont.

Le cours de la Vilaine et ses principaux affluents ont été fortement aménagés au cours des siècles :

- Pour des besoins de navigation : canal de Rennes à Redon sur la Vilaine dès le 16^{ème} siècle, canal d'Ille et Rance sur l'Ille au 19^{ème} siècle;
- Pour les besoins de meunerie sur la plupart des affluents ;
- Pour la lutte contre les inondations : l'ouvrage majeur du bassin est le barrage d'Arzal, situé en aval de la Vilaine ; créé en 1970, cet ouvrage avait initialement pour but de développer le commerce fluvial de la région et d'atténuer les inondations

hivernales chroniques du pays de Redon, occasionnées par des marées importantes couplées à des épisodes de crue.

La population du bassin versant est d'environ 1 100 000 habitants, principalement située dans l'agglomération de Rennes et dans le pays de Redon. (DREAL Bretagne, 2014)

2.1.3 Le bassin versant de la Vilaine amont

Le bassin versant étudié correspond au bassin versant amont de la Vilaine, après la confluence entre ce cours d'eau principal et l'Ille, l'un de ses affluents. Cette confluence se situe au droit de la commune de Rennes. Sa superficie est de 1 380 km² environ (bassin versant de l'Ille : 480 km² ; bassin versant de la Vilaine amont : 900 km²). Le bassin de Rennes est le creux topographique du Massif armoricain (altitudes autour des 30-60 m). Les versants sont peu marqués, la plaine alluviale possède une largeur de quelques centaines de mètres. La présence d'un revêtement important de limons explique sa forte vocation agricole. Les régimes sont caractérisés par de forts débits l'hiver et des basses eaux marquées l'été et en début d'automne. Les épisodes de crues correspondent généralement à ce que l'on nomme des crues lentes de plaine, les vitesses de montée sont en moyenne de quelques centimètres par heure. Les crues durent souvent plusieurs jours (Dupont *et al.*, 2012).

2.1.4 Les barrages de la Haute Vilaine

Le régime hydraulique de la Vilaine est influencé par la présence de trois barrages à l'amont de la ville de Rennes : les barrages de la Haute Vilaine. Ces trois barrages, situés dans un rayon de dix kilomètres environ vingt kilomètres à l'amont de Rennes sont le barrage de la Cantache mis en eau en 1996, le barrage de la Haute Vilaine mis en eau en 1982 et le barrage de la Valière mis en eau en 1979 (ARTELIA, 2014_a ; ARTELIA, 2014_b ; ARTELIA, 2014_c).

2.2 Contexte historique

Par son positionnement à la confluence de l'Ille et de la Vilaine, la commune de Rennes est depuis toujours soumise au risque d'inondation de plaine par débordement de cours d'eau. Ainsi, les premières crues qui y sont recensées sont celles de 1456 et 1480. La construction des écluses de la Vilaine (1830 – 1850) permet de rationaliser l'observation des phénomènes de crue à partir de 1846. La surveillance des cours d'eau a été renforcée par la mise en place d'un service d'annonce des crues de la Vilaine en 1879 (Dupont *et al.*, 2012), lequel a été étendu à ses principaux affluents (dont l'Ille) à partir de 1950. Entre 1877 et 1883 se succèdent les « Grandes Crues ». C'est d'ailleurs en janvier 1881 qu'est enregistrée la plus importante crue de l'ère moderne à Rennes en termes d'hauteur d'eau avec pas moins d'1,80 m d'eau relevé à l'amont du barrage du Comte. Les années suivantes sont plus calmes malgré la crue de 1910, passée inaperçue puisqu'elle survient en même temps que la grande inondation de Paris et la crue de janvier 1936 où l'on relèvera jusqu'à 1,17 m d'eau à

l'amont du barrage du Comte. Il vient par la suite la « Longue Crue » de la Vilaine qui perturbe l'activité de la commune de janvier à avril 1951. Les années qui suivent sont caractérisées par des événements de crue beaucoup plus fréquents sur le bassin versant de la Vilaine, en particulier sur sa partie amont et donc sur la ville de Rennes. On note en particulier les inondations de 1966, 1974 et 1977 où l'on observe jusqu'à 1,57 m d'eau à l'amont du barrage du Comte. Ces événements précipiteront la réalisation de travaux de protection et notamment l'endiguement des secteurs sensibles de la commune de Rennes (cf. figure 2) et la réalisation de bassins tampons à partir de 1980. Afin de limiter également l'occurrence des inondations liées à une saturation des réseaux d'assainissement, des collecteurs d'eaux pluviales et des déversoirs d'orage automatisés sont également mis en service (DICRIM de Rennes, 2011). Malgré les efforts fournis, la crue de l'Ille en mai 1981, les crues de janvier et décembre 1982 ou encore la crue de janvier et février 1988 remarquable par sa durée provoquent des débordements. Bien qu'une telle fréquence de crue soit exceptionnelle, les hauteurs d'eau enregistrées sont bien moins importantes que celles qui ont pu être observées par le passé. Viennent ensuite les crues de janvier 1995, décembre 1999 et janvier et mars 2001 où l'on observe jusqu'à 1,46 m d'eau ; toujours à l'amont du barrage du Comte. A l'exception de la crue de janvier 2008 où les niveaux d'eau atteints sont très largement inférieurs à ce qui a pu être observé précédemment (54 cms d'eau à l'amont du barrage du Comte) et celle de mars 2013, aucune inondation de plaine n'a touché la ville de Rennes depuis 2001. On note en revanche des phénomènes de ruissellement urbain par saturation du réseau d'assainissement ; notamment en juin et en septembre 2009 (DICRIM de Rennes, 2011).

Les emprises d'inondation des principales crues au droit de Rennes sont fournies en Annexe 1.

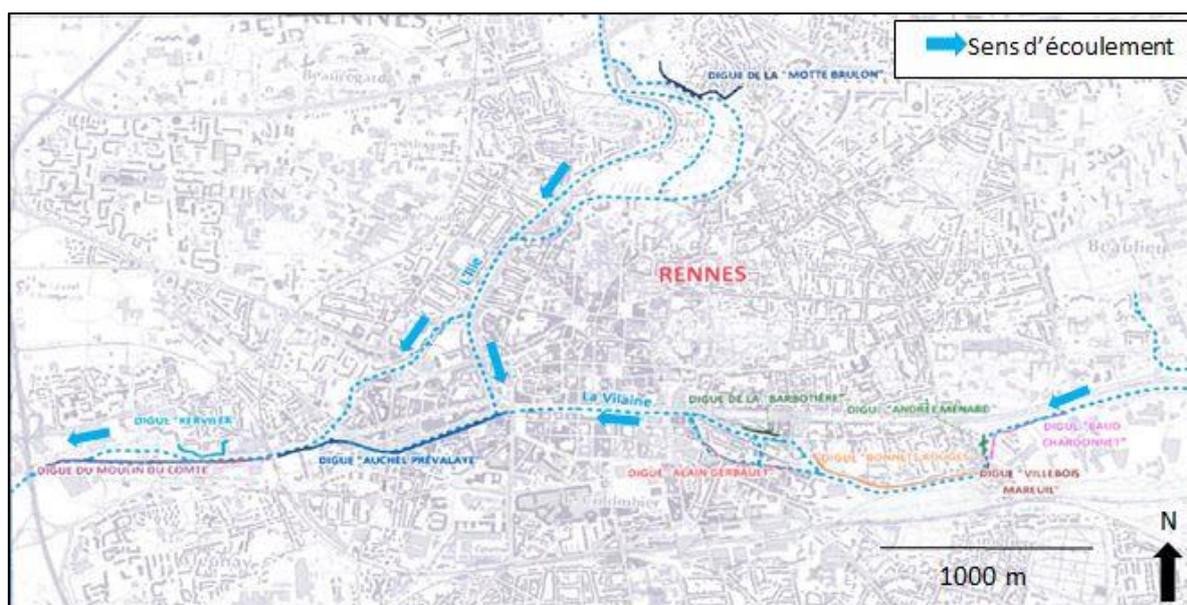


Figure 2: Réseau de digues de la Ville de Rennes

2.3 Contexte administratif

L'élaboration d'un SDGC sur la ville de Rennes a été commandée à ARTELIA via la Fiche Action 7.1. du PAPI « Vilaine de Rennes à Redon ».

La fiche action 7.1 du PAPI décrit les actions à mener par la Ville de Rennes :

- L'analyse de la cohérence des documents de prévention existants (PCS, DICIRM, etc.);
- Leur modification éventuelle proposée à la lumière des résultats des études de dangers ;
- La rédaction de consignes générales de surveillance et de gestion pour différents types de crues et à l'échelle de l'ensemble des ouvrages de Rennes à l'usage des services de gestion de la Ville de Rennes ;
- La définition d'une stratégie pour la mise en œuvre de nouvelles actions éventuelles permettant la prise en compte du risque.

2.3.1 Objet de la mission

Le SDGC servira de base à la réalisation du PGRI du bassin versant de la Vilaine. La réalisation du SDGC s'accompagne des missions suivantes : modélisation filaire de l'Ille et de la Vilaine au droit de Rennes et élaboration des EDD des digues propriétés de la ville. Les résultats de ces missions viendront alimenter le SDGC. En particulier, les résultats de modélisation permettront de définir l'impact de chaque ouvrage (ouvrage hydraulique ou ouvrage d'art) sur la ligne d'eau. Des tests seront alors réalisés sur les ouvrages hydrauliques afin d'en optimiser la gestion et limiter autant que possible les conséquences dommageables des crues de l'Ille et/ou de la Vilaine au droit de Rennes. Les résultats des EDD permettront de définir les niveaux de protection de chaque digue, en termes de débit et de période de retour. Il sera également estimé les conséquences d'une surverse éventuelle par-dessus l'une ou l'autre de ces digues et les améliorations éventuelles à apporter pour éviter un tel scénario.

Sur la base de ces conclusions, il sera proposé une analyse critique des documents de prévention existants. Si nécessaire, il sera proposé une modification de ces documents. Cela est notamment vrai pour le PCS. Les résultats de ces études doivent permettre d'optimiser la gestion et la surveillance des ouvrages (hydrauliques ou non) de la Ville de Rennes. Des tests de dysfonctionnement seront donc réalisés sur les ouvrages impactant la ligne d'eau et, le cas échéant, des consignes de gestion optimisées seront proposées aux services compétents de la ville. Ces différentes actions doivent permettre d'optimiser la stratégie de « lutte contre les inondations et leurs conséquences dommageables » menée par la Ville de Rennes.

2.3.2 Le SDAGE Loire-Bretagne et le SAGE Vilaine

Le nouveau SDAGE du bassin Loire-Bretagne, adopté le 18 novembre 2009 par la Commission Loire-Bretagne, couvre la période 2010-2015. Le SDAGE donne des lignes directrices pour anticiper et réduire le risque d'inondations par les cours d'eau.

En attente de l'élaboration du PGRI, il est nécessaire de :

- Améliorer la conscience et la culture du risque,
- Arrêter l'extension de l'urbanisation en zone inondable,
- Améliorer la protection des zones déjà urbanisées,
- Réduire la vulnérabilité dans les zones inondables.

Le SAGE Vilaine met en œuvre le SDAGE et décline les orientations et les dispositions, en le complétant ou en l'adaptant si nécessaire au contexte du bassin versant de la Vilaine.

2.3.3 Le PPRI de la Vilaine en région rennaise, Ille et Illet

La Ville de Rennes est couverte par un PPRI qui a été approuvé en novembre 2007. Au vu des obligations légales relatives à l'approbation d'un PPRI, la Ville de Rennes se doit de produire un PCS.

2.3.4 Les EDD des digues propriétés de la Ville de Rennes

Parmi le parc de digues de la Ville de Rennes, 7 ouvrages relèvent des classes B et C et sont donc soumis à une EDD. La digue de Baud Chardonnet, de classe B, a déjà fait l'objet d'une EDD, réalisée par ARTELIA et validée par les services de l'Etat en 2011. Les EDD des six autres ouvrages sont en cours de production et seront finalisées sur la base des résultats de modélisation.

2.3.5 Le PAPI de la Vilaine

Sur le bassin de la Vilaine, l'Institut d'Aménagement de la Vilaine (IAV) porte le PAPI 2012-2018 qui fait suite à un premier PAPI 2003-2011. Ce nouveau PAPI fédère les différents maîtres d'ouvrages autour d'actions sur les inondations dans le but d'en assurer une cohérence à l'échelle du bassin de la Vilaine. Le PAPI Vilaine 2012-2018 a été signé le 26 novembre 2012, il comporte 46 actions pour un montant total de près de 2,2 millions d'euros (hors taxes). Elles sont portées par les différents maîtres d'ouvrages : l'Etat, l'IAV, la Ville de Rennes, le syndicat intercommunal du bassin de la Chère, la commune de Crevin et la commune de Saint Marcel. Ces actions sont réparties selon 7 axes du PAPI :

- Axe 1 - Amélioration de la connaissance et de la conscience du risque
- Axe 2 - Surveillance, prévision des crues et des inondations
- Axe 3 – Alerte et gestion de crise
- Axe 4 – Prise en compte du risque inondation dans l'urbanisme
- Axe 5 – Réduction de la vulnérabilité des personnes et des biens
- Axe 6 – Ralentissement des écoulements
- Axe 7 – Gestion des ouvrages de protection hydraulique

Le financement par l'Etat dans le cadre du PAPI n'est possible que si la commune est couverte par un PPRI. Le PPRI du bassin versant de la Vilaine en région rennaise, Ille et Illet est en vigueur depuis décembre 2007.

La présente mission correspond à la fiche action 7.1 du présent PAPI intitulée « Schéma Directeur de Gestion des Ouvrages Hydrauliques et de Gestion de Crise ».

3. Modélisation des crues sur la Vilaine amont

Il existe déjà des modèles hydrauliques permettant de représenter les écoulements de l'Ille et de la Vilaine au droit de Rennes dont les plus récents sont le modèle de l'IAV (2007) et le modèle de la DREAL Bretagne (2014) construit sur la base du modèle de l'IAV. Toutefois, ces modèles sont destinés à modéliser les crues sur l'ensemble du bassin versant de la Vilaine et plus finement dans sa partie aval. Ainsi, ils manquent de précision pour représenter de manière satisfaisante les crues sur la Vilaine amont, en particulier sur la ville de Rennes. D'autre part, les deux cours d'eau susceptibles d'inonder la ville de Rennes sont l'Ille et la Vilaine. Or, il a été mis en évidence en phase de calage de ces modèles un retard de propagation du pic de crue sur l'Ille. La ville de Rennes étant située précisément à la confluence de l'Ille et de la Vilaine, il est nécessaire de caractériser précisément la concomitance des pics de crue. Enfin, les pertes de charge singulières sont représentées de manière approchée en augmentant la rugosité des tronçons considérés. Ainsi, des incohérences en termes de ligne d'eau ont été relevées (EDD de la digue de Baud Chardonnet, SOGREAH, 2010) Un nouveau modèle a donc été construit, centré sur le bassin versant de la Vilaine à l'amont de Rennes et sur le bassin versant de l'Ille. Ce modèle, purement hydraulique, sert à modéliser des crues théoriques de période de retour inférieure ou égale à 100 ans.

3.1 Analyse des études existantes

Parmi l'ensemble des études hydrologiques réalisées sur les bassins versants de l'Ille et de la Vilaine amont, nous retiendrons en particulier les documents suivants :

- Rapport hydrologique de l'étude et cartographie de la crue centennale sur le District de Rennes - 1999 - SOGREAH pour Rennes Métropole
- Rapport de présentation du Plan de Prévention des Risques d'Inondation de la Vilaine en région rennaise, Ille et Illet - 2006 - 2EMA pour la Direction Départementale de l'Équipement d'Ille et Vilaine (35)
- Etude de modélisation du bassin de la Vilaine - 2007 - groupement BCEOM/SAFEGE/SOGREAH pour l'IAV
- Etude d'élaboration d'un modèle de prévisions des crues en temps réel sur le bassin de la Vilaine - 2008/2010 - DHI
- Etude hydrologique réalisée dans le cadre de l'EDD de la digue de Baud Chardonnet - 2010 – SOGREAH pour Territoires & Développement
- Etude hydrologique réalisée dans le cadre du projet de Parc Naturel Urbain (PNU) sur les prairies Saint-Martin – Octobre 2014 - INGEROP
- Analyse hydrologique réalisée dans le cadre du TRI sur la Vilaine de Rennes à Redon (Directive Inondation) – Version provisoire de mai 2014 – DREAL Bretagne, Service prévention des pollutions et des risques.

3.1.1 Analyse hydrologique

En amont de l'analyse structurale des modèles filaires, une analyse hydrologique a été réalisée sur les études existantes. Celle-ci a permis de cerner les hypothèses choisies dans chaque cas ainsi que la tendance de chaque étude ; qu'elle soit pessimiste, optimiste ou réaliste. Les débits de pointe considérés dans chacune de ces études sont fournis ci-dessous.

3.1.1.1 La Vilaine à Cesson-Sévigné

Tableau 2: Analyse critique des débits de pointe (en m³/s) sur la Vilaine à Cesson-Sévigné

Crue de période de retour...	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
Cartographie de la crue centennale SOGREAH - 1999						175
PPRI de la Vilaine 2EMA - 2006	64	95	118	140	170	195
Modélisation du bassin versant de la Vilaine Groupement pour l'IAV - 2007	64	95	118	140	170	192
EDD de la digue de Baud Chardonnet SOGREAH - 2010	64	95	118	140	170	195
TRI Vilaine de Rennes à Redon DREAL Bretagne - 2014				127		195
Banque Hydro	57	86	100	120	150	

Les différences observées au niveau du débit de pointe de période de retour T=100 ans sur la Vilaine à Cesson-Sévigné entre l'étude de 1999 et les études suivantes s'expliquent par la forte occurrence de crues observée depuis l'an 1999 (crues de la Vilaine de décembre 1999, janvier 2001, mars 2001 et mars 2013 notamment). En appliquant la méthode de Gumbel sans considérer ces crues (étude de 1999), les débits de période de retour élevée sont sous-estimés, notamment pour T=100 ans. La différence de 20 m³/s pour la crue centennale se retrouve à la confluence de l'Ille et de la Vilaine (cf. tableau 4). Une analyse statistique des données fournies par la banque Hydro a été réalisée dans le cadre du PPRI de 2006. Cette analyse fournit des débits de pointe plus élevés qui ont été repris dans les études postérieures, à l'exception de celle du TRI qui se base sur ses propres considérations.

Le débit de pointe de période de retour 20 ans considéré dans le cadre de l'étude « TRI » de 2014 est inférieur aux débits considérés dans les autres études. Sur la base d'une étude statistique, cette étude considère que les pics de crue de la Vilaine et ses affluents arrivent à leur confluence en déphasage, diminuant ainsi la valeur du débit de pointe. Toutefois, si cette tendance est avérée, elle n'est pas systématiquement observée et la concomitance des

pics de crue de la Vilaine et de ses affluents n'est pas une hypothèse improbable. Il est donc plus judicieux de se placer dans le cas défavorable mais pas improbable d'une concomitance parfaite des pics de crue de la Vilaine et de ses affluents et de se fier à la valeur de $Q_{20}=140\text{m}^3/\text{s}$ considérée dans l'ensemble des études autres que celle du TRI.

3.1.1.2 L'Ille à Saint-Grégoire

Tableau 3: Analyse critique des débits de pointe (en m^3/s) sur l'Ille à Saint-Grégoire

Crue de période de retour...	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
Cartographie de la crue centennale SOGREAH - 1999						92
PPRI de la Vilaine ZEMA - 2006	20.2	37	49.8	62.5	79.3	92
PNU Prairies Saint Martin INGEROP - 2014				62.5		92
TRI Vilaine de Rennes à Redon DREAL Bretagne - 2014				51		92

Contrairement à celui de la Vilaine amont, le bassin versant de l'Ille est très peu instrumenté. Seules deux stations hydrométriques sont exploitables, celles de Chasné-sur-Illet et de Montreuil-sur-Ille, toutes deux situées en amont de la confluence de l'Ille et de l'Illet. Toutes les études statuent sur une valeur de débit de pointe centennal de $92\text{ m}^3/\text{s}$. Comme pour la Vilaine amont, les valeurs diffèrent sur le débit de pointe vingtenal : alors que l'étude PPRI de 2006 statue sur une valeur de $62,5\text{ m}^3/\text{s}$, l'étude du TRI propose une valeur plus faible de $51\text{ m}^3/\text{s}$. Ces débits ont été estimés à partir des débits observés à Montreuil-sur-Ille et à Chasné-sur-Illet en appliquant la méthode de Myer. Ici encore, le débit de pointe de période de retour 20 ans considéré dans le cadre de l'étude « TRI » de 2014 est inférieur aux débits considérés dans les autres études. Cela s'explique, comme pour la Vilaine, par les déphasages des pics de crue de l'Ille et de son affluent principal, l'Illet, tendance observée sur les événements historiques. Toutefois, si cette tendance est avérée, elle n'est pas systématiquement observée et la concomitance des pics de crue de l'Ille et de l'Illet n'est pas une hypothèse improbable. En particulier, la modélisation hydrologique de l'Ille sous HEC-HMS a montré que le pic de crue de l'Ille est lié tant à l'Ille qu'à l'Illet, les deux pics de crue arrivant en quasi concomitance sur les différents événements simulés. Il est donc plus judicieux de se placer dans le cas défavorable mais pas improbable d'une concomitance parfaite des pics de crue de l'Ille et de l'Illet et de se fier à la valeur de $Q_{20}=62,5\text{ m}^3/\text{s}$ considérée dans l'ensemble des études autres que celle du TRI.

NB : L'hydrologie de la station de Montreuil-sur-Ille est faussée par la présence de la zone d'expansion des crues de la Pigeonnière en amont de la station. Il sera donc préférable de se fier aux données observées à Chasné-sur-Illet, même si l'hydrologie est à priori légèrement

plus forte que sur le reste du bassin versant. Cette considération va dans le sens de la sécurité en surestimant les débits de pointe.

3.1.1.3 La confluence de l'Ille et de la Vilaine à Rennes

Tableau 4: Analyse critique des débits de pointe (en m3/s) à la confluence Ille/Vilaine

Crue de période de retour...	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
Cartographie de la crue centennale SOGREAH - 1999						228
PPRI de la Vilaine 2EMA - 2006						248
TRI Vilaine de Rennes à Redon DREAL Bretagne - 2014				187		248

De manière générale, on constate au travers des différentes études qu'il est difficile d'estimer le débit à la confluence de l'Ille et de la Vilaine puisqu'il n'y a pas de station hydrométrique à cet endroit. Les modélisations hydrauliques réalisées au sein de Rennes permettent d'apporter des estimations de débits. Toutefois, il est mis en avant les difficultés de représentation du phénomène de déphasage/concomitance entre les deux cours d'eau. Les valeurs de débits sont donc à prendre avec précaution.

3.1.2 Analyse des modèles existants

Parmi les études présentées ci-dessus, deux en particulier nous intéressent : celle de 2007 (groupement pour l'IAV) et celle de mai 2014 (DREAL), toutes deux basées sur un modèle filaire Mike 11. Les structures de ces deux modèles ont été exportées sous SIG (format MAPINFO®). En particulier, les éléments suivants ont été représentés : biefs, profils en travers, ouvrages hydrauliques et ouvrages d'art, table de rugosités. Aucune perte de charge singulière n'est représentée en tant que telle dans ces modèles.

3.1.2.1 Préambule

En 2007, l'IAV a confié à DHI l'élaboration d'un modèle de prévision des crues en temps réel sur le bassin de la Vilaine (DHI, 2008). L'objectif de l'étude de prévision des crues sur la Vilaine était de fournir un modèle de prévision en temps réel capable de :

- Prévoir le débit sur toutes les stations jaugées du bassin utiles à la prévision ;
- Prévoir le débit et le niveau en tout point d'injection et de calcul du modèle hydraulique ;
- Fournir des cartographies prévisionnelles de débordements sur les secteurs à enjeux ;
- Réaliser la mise en ligne des résultats sur Internet.

Ce modèle a été repris en 2014 par la DREAL Bretagne dans le cadre de l'élaboration du TRI « Vilaine de Rennes à Redon ». Cette étude visait à cartographier des scénarios de crue

« fréquente » ($T=20$ ans), « moyenne » ($T=100$ ans) et « rare » ($T=1000$ ans). Il s'agit donc d'un modèle théorique. Les cartographies d'un même scénario représentent en tout point l'extension d'une crue de même période de retour. Aussi, les crues cartographiées pour chaque scénario sont théoriques. Elles ne peuvent pas correspondre à une inondation observée en un seul épisode de crue. Elles correspondent en quelque sorte à un assemblage d'inondations constatées lors de crues différentes, ces crues étant de même période de retour en tout point. Cette hypothèse permet de répondre à l'objectif de cette modélisation qui est de cartographier le risque de façon homogène sur le territoire.

3.1.2.2 Modèle IAV (2007)

Ce modèle, représentant l'ensemble du bassin versant de la Vilaine ainsi que tous ses affluents principaux est un modèle prévisionnel qui a pour objectif de modéliser en temps réel les crues sur le bassin versant de la Vilaine (DHI, 2008). Les apports hydrologiques de chaque cours d'eau modélisé correspondent aux hydrogrammes mesurés au droit des stations hydrométriques suivantes :

- L'Ille : Montreuil-sur-Ille (code station J7103010)
- L'Illet : Chasné-sur-Illet (code station J7114010)
- La Vilaine : Erbrée (Rideux) (code station J7024010)
- Le Chevré : Bouxière (code station J7010630)
- La Valière : Erbrée (code station J7024010)
- La Flume : Pacé (Tixuë) (code station J7214010)
- Le Meu : Monfort sur Meu (code station J7353010)
- La Seiche : Bruz (Carcé) (code station J7483010)

Ce modèle représente également les lâchers du barrage de la Cantache. Les apports hydrologiques latéraux à l'aval des stations de mesure sont considérés pour chaque affluent sur la base d'un modèle de type « pluies-débits ». Les tronçons de rivière étudiés sont décrits par une succession de profils en travers. Ces profils en travers sont caractérisés par un coefficient de Strickler (coefficient de frottement de l'eau sur le fond du lit mineur et sur les berges du lit majeur) et une pente. Le coefficient de Strickler varie au droit d'une section transversale, permettant ainsi de reproduire les différences de frottement entre l'écoulement en lit mineur et l'écoulement dans les zones inondables du lit majeur. Les ouvrages de franchissement susceptibles d'entraver l'écoulement ont été introduits dans le modèle, soit par la modélisation de sections fermées décrivant leur géométrie, soit par une loi de type orifice, soit par une loi de déversement (de type seuil). La perte de charge induite par ces ouvrages est automatiquement calculée par le modèle et prise en compte dans le calcul de la ligne d'eau. Une attention particulière a été accordée lors de la construction du modèle du lit majeur au fonctionnement des zones sensibles limitrophes, les liens entre les structures (casiers) pouvant se faire à l'aide de déversoirs qui permettent de reproduire le plus fidèlement possible les écoulements dans le lit majeur en période de hautes eaux. Le

logiciel MIKE 11 présente l'avantage de pouvoir décrire les écoulements dans les champs d'inondation en introduisant des zones de stockage en lien direct avec l'écoulement principal. La description adoptée pour le lit majeur dépend étroitement du rôle joué par celui-ci dans l'écoulement des crues :

Cas des plaines inondables : Il est généralement admis de supposer que les niveaux d'eaux des lits mineur et majeur sont les mêmes. La zone inondée est par conséquent introduite directement dans la schématisation du lit mineur par un ajustement du paramètre largeur. En effet, une zone de stockage active ou non pourrait être définie par l'utilisateur à partir du niveau d'eau correspondant au débordement. Ainsi un nœud avec la variable hauteur d'eau permettra de déterminer le niveau d'eau de toute la section.

Cas des zones inondables présentant des niveaux différents : Le lit majeur présente parfois des zones de stockage dont le remplissage s'effectue par surverse lorsque le niveau d'eau atteint la cote des berges du lit mineur ou d'une singularité (digue, remblai, haie...). Une telle configuration peut être représentée par un casier attenant au chenal principal d'écoulement. Ce casier se trouve relié au bief principal par une loi de déversement dont les paramètres sont fixés par les caractéristiques géométriques des obstacles délimitant le casier (cote et longueur du bourrelet de berge, de la digue, de la route délimitant le casier). Les niveaux d'eau dans le lit mineur du cours d'eau et dans le casier sont alors calculés séparément.

La structure du modèle (et notamment les profils en travers) ont été repris directement depuis les modèles précédents construits sous InfoWorks et ont été converti au format MIKE (DHI, 2008).

Les principales crues de la Vilaine depuis la mise en place des barrages de la Haute Vilaine ont été modélisées, à savoir les crues de janvier 1995, décembre 1999, décembre 2000, janvier 2001 et mars 2001. La crue de l'Ille de novembre 2000, seule crue pour laquelle un hydrogramme est disponible à la station hydrométrique de Saint-Grégoire (à l'amont immédiat de la zone d'étude) n'a pas été modélisée. Il n'est donc pas possible d'analyser la fiabilité du modèle quant à la propagation et l'estimation des débits de l'Ille à Saint-Grégoire à partir des données disponibles à Montreuil-sur-Ille et Chasné-sur-Illet. Toutefois, il semblerait que ce modèle engendre un retard de propagation du pic de crue de l'Ille.

3.1.2.3 Modèle IAV-DREAL (2014)

Ce modèle a pour base le modèle réalisé par l'IAV en 2007. En revanche, si le modèle IAV est un modèle prévisionnel, celui-ci ne représente que des crues théoriques. Cela s'explique notamment par le fait que ce modèle a servi de base à l'élaboration des TRI, lesquels sont définis sur la base de crues théoriques. Les apports hydrologiques du Meu ont été affinés, notamment en prenant en compte les débits mesurés sur le Garun (affluent du Meu dont la confluence est à Monfort-sur-Meu, à l'aval de la station hydrométrique). Les

hydrogrammes à la confluence ont été établis sur la base des données observées à la station hydrométrique d'Iffendic (code station J7344010) par la méthode de Myer (cf. eq. 1).

Eq. 1: $Q_T = Q_{T,ref} * \left(\frac{S}{S_{ref}}\right)^\alpha$ avec Q_T le débit de pointe de période de retour T au point de calcul, $Q_{T,ref}$ le débit de pointe de période de retour T à la station de référence, S la surface du bassin versant en amont du point de calcul, S_{ref} la surface du bassin versant en amont de la station de référence et α le coefficient de Myer dépendant de la zone d'étude et pris égal à 0.8.

La Vilaine a été représentée à partir de la station de Chateaubourg (code station J7060620), plus à l'aval que celle d'Erbrée. Ce choix est justifié par la position géographique de cette station, à l'aval des trois barrages de la Haute Vilaine. Les lâchers du barrage de la Cantache ne sont par conséquent pas représentés ici et la Valière n'est plus modélisée puisque sa confluence avec la Vilaine est en amont de Chateaubourg. L'influence des barrages sur le régime hydrologique de la Vilaine est donc prise en compte. Pour cette même raison, les hydrogrammes de crue de la Vilaine sont issus d'une analyse statistique des débits de pointe observés à Chateaubourg depuis 1986, année suivant la mise en eau du barrage de la Haute Vilaine. Des crues théoriques de période de retour $T=20$ ans, $T=100$ ans et $T=1000$ ans ont été considérées. Pour $T=20$ ans, la méthode de Gumbel a permis d'estimer les hydrogrammes de crue. Pour les périodes de retour plus élevées ($T=100$ ans et $T=1000$ ans), les débits de pointe sont issus de la méthode du Gradex (cf. Annexe 2). Les pluviométries considérées dans cette méthode sont issues du rapport « Estimation des hauteurs de précipitations d'occurrence rare pour des durées de cumul de 1 à 10 jours sur 3000 postes français » (Météo France, 1999).

3.1.3 Analyse structurelle des modèles existants

Une analyse par Système d'Information Géographique (SIG) des deux modèles existants a été menée. Ces deux modèles ont été réalisés sous MIKE. Le premier a été conçu en 2007 pour l'IAV. Le second, plus récent, a été repris et mis à jour par la DREAL Bretagne et le Service de Prévision des Crues (SPC) en 2014 sur la base du modèle IAV revu et corrigé. Le système de projection de ces deux modèles est le « Lambert II Carto ».

Une base de données a été créée sous MAPINFO pour chacun de ces deux modèles afin de représenter leurs structures respectives. Cette base de données reprend l'ensemble des biefs, profils en travers et ouvrages hydrauliques modélisés ainsi que les rugosités considérées. Les métadonnées ont également été renseignées quand elles étaient disponibles. Cette base de données relative aux modèles existants est décrite dans les cartes ci-dessous. A l'exception des quelques différences décrites au paragraphe précédent, les deux modèles MIKE 11 IAV et DREAL ont la même structure.

Les métadonnées relatives aux profils en travers sont : le nom du cours d'eau et le point kilométrique (PK) du profil en travers considéré, les coordonnées géographiques (en Lambert 2 Carto) et altimétriques (en m IGN69) du point bas, des berges gauche et droite ainsi que des limites gauche et droite du lit mineur pour chaque profil. Il est également renseigné la nature de chaque profil (profil en travers, lien, volume de stockage...) ainsi que leur identifiant dans le modèle et la campagne topographique dont ils sont issus quand cette information est fournie. Enfin, il est également renseigné la date d'export des données vers MAPINFO et le nom de l'opérateur qui a exporté ces données

Les métadonnées relatives aux ouvrages de type « conduite » sont pour chaque ouvrage: le nom du cours d'eau et le PK de l'ouvrage considéré, son identifiant dans le modèle, les cotes altimétriques (en m IGN69) à son amont et son aval immédiats, les coordonnées géographiques (en Lambert 2 Carto) de l'amont de l'ouvrage, sa longueur et sa rugosité (coefficient η de Manning), le nombre de conduites qui le constituent, la présence ou non d'un vannage et si oui son type (uniquement débits positifs, uniquement débits négatifs ou aucun débit), le type de section représentative de l'ouvrage (toujours de type « section fermée ») et les coefficients de perte de charge relatifs à l'ouvrage (entrée et sortie de l'ouvrage (pertes de charge singulières), bords de l'ouvrage et en cas de débordement (pertes de charge linéaires)). A noter que les coefficients de perte de charge correspondant aux débits positifs et négatifs sont indépendants. Il est également renseigné la date d'export des données vers MAPINFO et le nom de l'opérateur qui a exporté ces données.

Les métadonnées relatives aux ouvrages de type « seuil » sont pour chaque ouvrage : le nom du cours d'eau et le PK de l'ouvrage considéré, son identifiant dans le modèle, ses coordonnées géographiques (en Lambert 2 Carto), la nature de l'ouvrage (formule par laquelle l'ouvrage a été représenté sous MIKE 11) et la présence ou non d'un vannage et si oui son type (uniquement débits positifs, uniquement débits négatifs ou aucun débit). Il est également renseigné la date d'export des données vers MAPINFO et le nom de l'opérateur qui a exporté ces données.

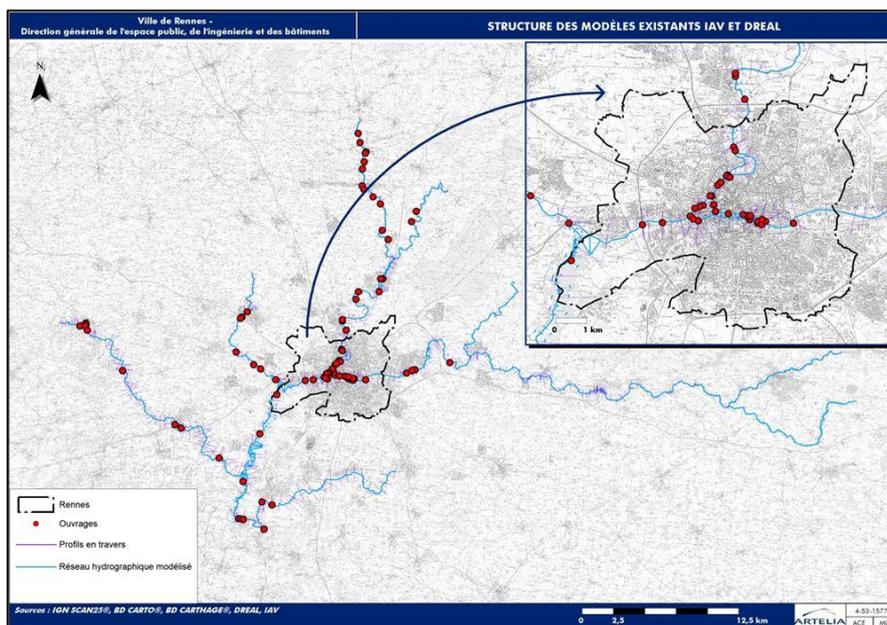


Figure 3: Structure des modèles existants IAV et DREAL

3.1.4 Analyse comparative des deux modèles

Le modèle de l'IAV et le modèle DREAL sont très proches en termes de structure. La limite amont du modèle DREAL étant à Châteaubourg, la différence majeure est la prise en compte de l'influence des barrages de la Haute Vilaine sur l'hydraulique de la Vilaine quand le modèle IAV ne représentait que les lâchers du barrage de la Cantache. Le modèle IAV est donc plus étendu que le modèle DREAL. L'hydrologie du Meu a également été affinée dans le modèle DREAL en introduisant les apports hydrologiques du Garun. En ce qui concerne la finalité de ces modélisations, leurs objectifs sont tout à fait distincts. Le modèle IAV est un modèle prévisionnel qui permet de simuler des inondations historiques et surtout d'estimer, de manière très rapide, l'impact d'une crue quelconque de l'Ille ou de la Vilaine sur le bassin versant et d'en tirer une estimation de la ligne d'eau. En revanche, le modèle DREAL est un modèle théorique qui a surtout permis l'élaboration de cartographies d'inondations à partir de crues historiques selon leur probabilité d'occurrence (périodes de retour de 20 ans, 100 ans et 1000 ans) dans le cadre du TRI.

3.1.4.1 Zoom sur les cartographies d'inondation obtenues dans le cadre du TRI

Dans le cadre de la mise en œuvre de la directive européenne du 23 octobre 2007 relative à l'évaluation et à la gestion des risques d'inondation (dite « Directive inondations »), l'exploitation des connaissances rassemblées dans l'évaluation préliminaire des risques d'inondation du bassin Loire-Bretagne, réalisée au cours de l'année 2011, a conduit à identifier 22 TRI sur ce bassin, arrêtés par le préfet de coordonnateur de bassin Loire-Bretagne le 26 novembre 2012. Au vu des enjeux potentiellement touchés par un débordement de la Vilaine et de ses principaux affluents, une partie du bassin versant de la

Vilaine a été identifiée comme territoire à risque important d'inondation. Ce TRI a été nommé TRI Vilaine de Rennes à Redon et regroupe 46 communes situées :

- le long de la Vilaine de Châteaubourg en amont à Rieux en aval ;
- le long de l'Ille de Betton en amont jusqu'à la confluence avec la Vilaine ;
- le long de la Flume de Pacé jusqu'à la confluence avec la Vilaine ;
- le long du Meu de Montfort-sur-Meu en amont jusqu'à la confluence avec la Vilaine
- le long de la Seiche de Noyal-Châtillon-sur-Seiche en amont jusqu'à la confluence avec la Vilaine.

L'analyse du modèle porte exclusivement sur l'étude relative à l'Ille depuis Saint-Grégoire (limite amont du modèle étendu) jusqu'à sa confluence avec la Vilaine et à la Vilaine depuis Cesson-Sévigné (limite amont du modèle étendu) jusqu'au moulin d'Apigné (limite aval du modèle de base) (cf. figure 4).

Les emprises d'inondation correspondant à des crues de période de retour de 20 ans (aléa « fréquent ») et 100 ans (aléa « moyen ») sur Rennes et ses alentours ont été cartographiées (cf. Annexe 1). Ces résultats sont issus du modèle TRI réalisé par la DREAL et le SPC. Les crues modélisées sont représentatives de la période de retour considérée en tout point. Ainsi, ces crues sont théoriques et ne peuvent être observées. En particulier, à l'aval de la confluence de l'Ille et de la Vilaine, un artifice de modélisation a permis d'obtenir un hydrogramme correspondant à une période de retour de 20 ans ou 100 ans selon le cas étudié tout en considérant les mêmes périodes de retour à l'amont, ce qui n'est pas possible en réalité. Cela a été possible en déphasant les pics de crue de l'Ille et la Vilaine de manière à obtenir l'hydrogramme souhaité à la confluence.

3.1.4.2 Données d'entrée

Dans le cadre de cette cartographie d'inondation, les données utilisées pour la modélisation sont les suivantes.

Pour l'estimation des débits de crues :

- La base de données « Banque Hydro » alimentée par la DREAL Bretagne pour les cours d'eau bretons. Cette base de données a servi à la réalisation d'analyses statistiques (méthode dite de Gumbel pour le scénario fréquent ou celle dite du Gradex pour le scénario rare) permettant de déterminer les valeurs de débits de référence retenues (débits de période retour 20 ans, 100 ans et 1000 ans) ;
- L'étude Météo-France de 2007 pour la Direction Régionale de l'Environnement (maintenant DREAL) de Bretagne : « Spatialisation des pluies extrêmes en Bretagne » permettant d'extrapoler les débits de la Banque Hydro pour le scénario rare.

Pour la modélisation hydraulique (profils en travers, ouvrages) :

Basée sur le modèle global préexistant (IAV, 2007), de nouvelles données topographiques ont été intégrées pour le compléter ou l'améliorer :

- Profils en travers et ouvrages du secteur de Montfort-sur-Meu (IAV, 2010-2011)
- Profils en travers sur la Seiche aval (IAV, 2013)

Pour la cartographie (projection des cotes calculées par le modèle sur la topographie du terrain naturel):

- Couverture topographique couvrant l'intégralité du lit majeur (1 point tous les mètres, technologie aéroportée Light Detection And Ranging (LIDAR)) de la Vilaine, la Seiche, le Meu et l'Ille réalisés par l'Institut National de l'Information Géographique et Forestière (IGN) en 2013 pour la DREAL Bretagne ;
- Modèle Numérique de Terrain (MNT) du Morbihan mais de précision planimétrique moindre (1 point tous les 2 mètres) pour le secteur de Rieux ;
- MNT couvrant le lit majeur (1 point tous les 2 mètres, photogrammétrie aéroportée) de la Flume aval réalisé pour Rennes Métropole en 2011.

Le MNT de l'IGN a ainsi été très largement utilisé pour la cartographie. Les deux autres sources de données n'ont été utilisées qu'en l'absence de données provenant de l'IGN. Le tableau suivant récapitule les données topographiques utilisées.

Tableau 5: Données topographiques utilisées pour la cartographie d'inondation du TRI

Cours d'eau	Secteur concerné	Linéaire (kms)	MNT de l'IGN 1 point tous les 1m	MNT de Rennes Métropole 1 point tous les 2m	MNT du Morbihan 1 point tous les 2m
Vilaine	De Châteaubourg à Redon	130	X		
Vilaine	Secteur de Rieux	5			X
Ille	Ensemble du linéaire*	15	X		
Flume	Ensemble du linéaire*	15		X	
Meu	Ensemble du linéaire*	30	X		
Seiche	Ensemble du linéaire*	20	X		
Total (kms)		215	195	15	5

* : Linéaire de cours d'eau concerné par le TRI « Vilaine de Rennes à Redon »

NB : La résolution des MNT a été conservée, sans interpolation ou dégradation de la donnée topographique afin d'obtenir une topographie précise de la zone d'étude

3.2 Construction du nouveau modèle

Le nouveau modèle vise à représenter de manière plus fine le comportement hydraulique de l'Ille et de la Vilaine au droit de Rennes. Ainsi, les pertes de charge singulières sont représentées et les rugosités calées sur la base des crues observées au droit de Rennes.

3.2.1 Objectifs de la modélisation filaire

La présente étude ne s'intéresse qu'à des crues de période de retour inférieure ou égale à 100 ans. Dans un souci d'efficacité, les profils en travers utilisés pour modéliser le comportement hydraulique de l'Ille et de la Vilaine en crue ont été choisis de manière à correspondre à l'enveloppe des TRI pour une crue de période de retour millénaire, comprenant à fortiori les sections d'écoulement correspondant à une crue centennale. L'objectif de cette modélisation est d'obtenir un modèle fiable et capable de tourner de manière relativement rapide. Le pas d'espace a été affiné depuis le modèle IAV pour passer d'un pas d'espace de l'ordre de 500 mètres à un pas d'espace compris entre 100 mètres en section droite et relativement uniforme et 30 mètres en courbe ou dans des zones caractérisées par des sections d'écoulement ou des pentes variables. Le pas d'espace a également été affiné à proximité immédiate des différentes confluences et difffluences. Afin que le modèle soit suffisamment rapide, seul le bassin versant de la Vilaine amont a été représenté.

3.2.2 Améliorations attendues

Le nouveau modèle 1D ARTELIA doit apporter des améliorations sur les points définis ci-dessous.

3.2.2.1 Meilleure définition de la topographie et de la bathymétrie

Dans les limites du « modèle de base », une campagne de mesures bathymétriques a été menée en 2015 par le bureau d'études spécialisé QUARTA afin d'avoir une représentation fine du lit mineur du cours d'eau (résolution de 1 mètre). Au droit de cette zone, les profils en travers considérés dans la modélisation sont issus d'un couplage entre ces données (lit mineur) et les données issues de la couverture topographique couvrant l'intégralité du lit majeur (1 point tous les mètres, technologie aéroportée LIDAR) de la Vilaine, la Seiche, le Meu et l'Ille réalisée par l'IGN en 2013 pour la DREAL Bretagne (lit majeur). Les profils en travers ont été réalisés en considérant les limites de la cartographie d'inondation de période de retour 1000 ans fournie dans la délimitation des TRI. Cette emprise comprend à fortiori l'emprise d'inondation correspondant à une crue de période de retour 100 ans et est donc largement suffisante pour la présente étude.

En dehors des limites du « modèle de base », les profils en travers utilisés dans le modèle ont été repris de la modélisation réalisée par la DREAL.

3.2.2.2 Meilleure représentation des pertes de charge

L'analyse du modèle IAV a révélé des erreurs dans la représentation des pertes de charge et plus particulièrement des pertes de charge singulières. Celles-ci ont en effet été représentées comme des pertes de charge linéaires, entraînant une sous-estimation de la ligne d'eau à l'amont immédiat de ces points particuliers. Cela est particulièrement vrai au droit des singularités morphologiques du cours d'eau (coudes, confluences, élargissements, etc...) et des ouvrages d'art, en particulier les ponts.

3.2.2.3 Meilleure prise en compte des ouvrages hydrauliques

Le nouveau modèle vise à alimenter le SDGC de la Ville de Rennes. Ainsi, une attention particulière a été portée aux conditions d'écoulement au droit de Rennes. En particulier, sur la base des levés topographiques réalisés par QUARTA en 2015, l'ensemble des ouvrages hydrauliques et ouvrages d'art présents sur la commune ont été modélisés. Différents scénarii ont été étudiés quant au fonctionnement des ouvrages hydrauliques en crue ; cela afin d'optimiser la gestion des ouvrages hydrauliques en période de crise, conformément au cahier des charges.

Le modèle réalisé est un outil de travail que devra s'approprier la commune de Rennes. A ce titre, ce modèle permet de simuler tous les scénarii possibles de gestion des ouvrages hydrauliques (ouverture/fermeture d'une ou plusieurs vannes, modification de la côte des seuils...) en changeant simplement le paramètre correspondant dans les données d'entrée du modèle.

3.2.3 Limites du modèle

L'étendue de base du cours d'eau à représenter dans le modèle 1D s'étend :

A l'amont : sur la Vilaine depuis l'ouvrage de Cesson-Sévigné à l'intersection avec la Route Nationale 136, sur l'Ille depuis l'écluse et le déversoir de Robinson à Saint-Grégoire ;

A l'aval : ouvrage de Cicé.

Cette zone correspond à l'étendue du « modèle de base » (cf. figure 4). Elle est caractérisée par une résolution fine et une représentation précise de la topographie et de la bathymétrie. Cette étendue intègre l'ensemble des ouvrages hydrauliques présents au droit de Rennes et à son aval

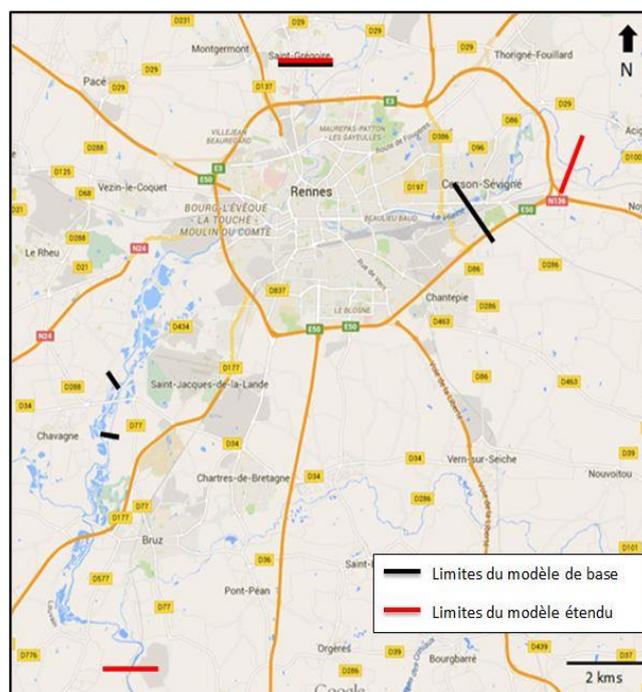


Figure 4: Limites du modèle filaire ARTELIA

immédiat. Le régime d'écoulement étant fluvial (pilotage par l'aval), il est possible de simuler l'impact de la gestion des ouvrages hydrauliques sur la ligne d'eau de l'Ille et de la Vilaine au droit de Rennes et sur les transferts de débit. Le modèle de base a été étendu jusqu'à l'ouvrage de Cicé afin de considérer un linéaire de cours d'eau suffisant à l'aval de Rennes pour s'affranchir des problèmes de représentation aux limites du modèle.

Ces limites amont et aval ont été fixées pour les raisons suivantes :

Sur la Vilaine amont : la station hydrométrique de Cesson a été intégrée ;

Sur l'Ille amont : la station hydrométrique de Saint-Grégoire a été intégrée ; à noter que cette dernière ne fonctionne plus aujourd'hui ;

Sur la Vilaine aval : la station de Guichen a été intégrée. La station de Guichen possède une courbe de tarage fiable ; il est ainsi opportun de l'intégrer puisqu'il s'agit de la première courbe de tarage disponible sur la Vilaine en aval de Rennes. La prise en compte de cette station est néanmoins compliquée car les deux affluents de la Vilaine qui sont le Meu et la Seiche doivent être intégrés au modèle.

La représentation de la Vilaine entre Cicé et Guichen est simplifiée, cette portion de modèle étant éloignée de la zone d'étude (Rennes), elle ne nécessite pas une résolution fine pour le calcul. Cette zone correspond au « modèle étendu » (cf. figure 4).

Les débits aux confluences (Flume, Meu et Seiche) ont été considérés uniquement pour les crues historiques ayant servi au calage. En effet, une courbe de tarage étant disponible à Guichen, il est nécessaire de représenter les affluents de la Vilaine dont la confluence est à l'amont de Guichen. En revanche, ces affluents n'ont aucune forme d'influence sur la ligne d'eau au droit de Rennes et il ne sera donc plus nécessaire de les représenter en phase de simulation. Pour les crues de calage, les hydrogrammes de ces affluents à leur confluence avec la Vilaine ont été obtenus à partir des résultats de simulation du modèle IAV existant.

3.2.4 Structure du modèle

La structure du nouveau modèle ARTELIA 2015 est reprise et affinée depuis les modèles IAV et DREAL existants. Sur la base de l'analyse SIG réalisée pour les modèles existants, le même travail d'analyse structurelle a été réalisé pour le nouveau modèle ARTELIA. Cette analyse a notamment permis de faire ressortir les améliorations et corrections apportées et offre un moyen de comparaison des différents modèles. Une base de données recensant l'ensemble des biefs, profils en travers et ouvrages hydrauliques modélisés ainsi que les rugosités considérées a été créée sous MAPINFO. Les métadonnées y sont également recensées. Dans un souci de cohérence, cette analyse a également été réalisée dans le système de projection « Lambert II Carto ».

L'étude s'intéressant exclusivement à la ville de Rennes, c'est au droit de cette zone qu'apparaissent les différences les plus prononcées entre le nouveau modèle ARTELIA et les anciens. Cela est particulièrement vrai pour la bathymétrie (QUARTA, 2015), la représentation des ouvrages hydrauliques et ouvrages d'art (QUARTA, à venir) mais aussi les rugosités et pertes de charge singulières. A noter que les profils en travers établis à partir des données QUARTA dans l'emprise du modèle de base ont été étendus dans le lit majeur sur la base des données LIDAR TRI dans les limites de l'enveloppe d'inondation correspondant à une crue de période de retour millénaire.

Le modèle 1D qui a été construit ne sera exploité que pour des événements de crue inférieurs à 100 ans. Les profils en travers considérés sont donc à fortiori suffisamment étendus pour éviter toute perte de données.

3.2.4.1 Représentation des biefs

Tout est représenté dans les limites de la zone d'étude. En particulier, l'Ille est représentée depuis l'amont de l'écluse de Robinson jusqu'à sa confluence avec la Vilaine. A l'aval de sa diffluence, les deux bras sont représentés. Il en est de même au droit de l'écluse de Robinson à Saint-Grégoire. Au droit des prairies Saint-Martin, les deux bras secondaires traversant les prairies sont représentés. En revanche, ces deux biefs ont été réunis en un seul dans le cadre de l'étude. Les profils en travers correspondants représentent l'ensemble de la zone d'expansion des crues des prairies Saint-Martin. La Vilaine est représentée intégralement depuis la station hydrométrique de Cesson-Sévigné jusqu'à l'écluse du Boël à Guichen. En particulier, tous les bras secondaires au droit du moulin d'Apigné, du barrage du Comte et de Champcours ont été représentés. De même, le tronçon reliant les deux bras de la Vilaine en aval de sa diffluence en centre-ville a été représenté. En revanche, les affluents de la Vilaine (Flume, Meu et Seiche) ne sont plus représentés. Leurs apports hydrologiques sont représentés par des injections de débit au droit de leurs confluences respectives avec la Vilaine.

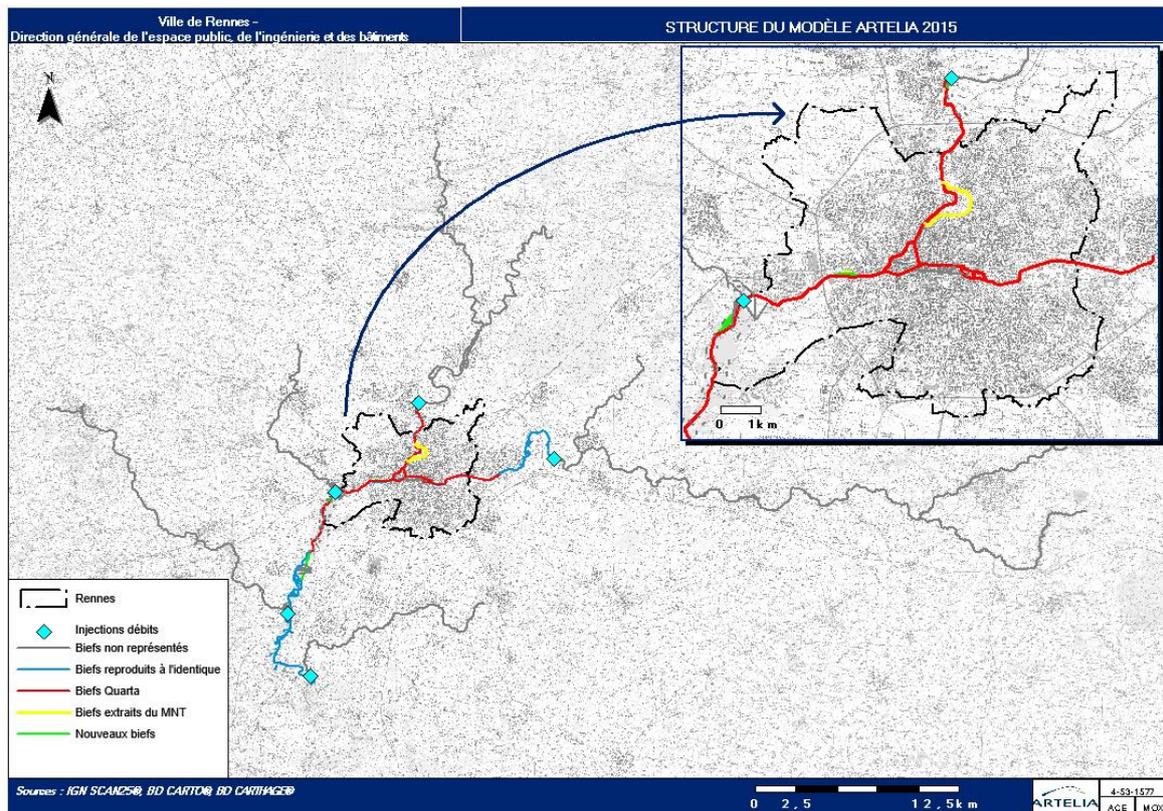


Figure 5: Structure du modèle ARTELIA 2015

3.2.4.2 Représentation des profils en travers

Les profils en travers ont été construits sur la base des données bathymétriques et topographiques issus de la campagne menée par QUARTA en 2015. Ces profils ont été étendus dans le lit majeur sur la base des données issues de la campagne topographique aéroportée (technologie LIDAR) réalisée pour le compte de l'IAV en 2013. L'emprise considérée pour ces profils en travers est l'enveloppe d'inondation correspondant à une crue millénaire définie par le TRI (DREAL, 2014).

Le modèle 1D est construit en intégrant l'ensemble des ouvrages et en reproduisant de façon précise la bathymétrie. Le cahier des charges préconise d'utiliser une résolution de 30m entre chaque point de calcul et de 10 m dans les courbes du cours d'eau. Cette approche fine permet en effet d'obtenir une ligne d'eau précise. Après accord du Maître d'Ouvrage, une résolution plus espacée a été adoptée. En effet, l'objectif de ce modèle est d'être simple à utiliser et rapide pour simuler des événements. De plus, le niveau d'eau dans la Vilaine est contrôlé en grande partie par les ouvrages et, à l'exception des zones avec ouvrages ou avec changements brusques du profil en travers, la pente de la ligne d'eau reste relativement faible. Il n'est donc pas nécessaire d'avoir des nœuds de calcul si proches l'un de l'autre.

405 profils en travers ont été extraits des données bathymétriques (QUARTA, 2015) et topographiques (LIDAR TRI, 2014) pour représenter les conditions d'écoulement dans les limites du modèle de base (cf. figure 6). Ces profils viennent supplanter les 159 profils en travers qui représentent les conditions d'écoulement dans les mêmes limites dans les modèles antérieurs. En l'absence de données supplémentaires, les profils en travers ont été repris de l'ancien modèle DREAL pour représenter le linéaire de cours d'eau en dehors des limites du modèle de base.

3.2.5 Représentation des singularités

Les modèles antérieurs ne représentent pas de manière fiable la ligne d'eau. MIKE ne représente pas automatiquement les pertes de charge singulières, il est nécessaire de lui indiquer manuellement la valeur des coefficients de perte de charge (DHI, 2011). Dans les modèles antérieurs, les pertes de charge singulières ont été intégrées aux pertes de charge linéaires en augmentant manuellement la rugosité des tronçons comportant des singularités. Si cette méthode permet d'obtenir une ligne d'eau satisfaisante ponctuellement (au droit des points de calage), elle entraîne d'importantes erreurs ailleurs. La ligne d'eau est représentée comme une droite caractérisée par une certaine pente alors que les pertes de charge singulières entraînent une ligne d'eau « en marches d'escalier ». Les pertes de charge singulières ont donc été considérées dans le nouveau modèle en tant que telles afin d'obtenir une représentation cohérente et réaliste de la ligne d'eau au dans Rennes.

L'ensemble des pertes de charge singulières dans l'emprise du « modèle de base » ont été représentées. Cela inclut les singularités relatives à la morphologie du cours d'eau, les ouvrages d'art et les ouvrages hydrauliques (cf. figures 6 et 7).

3.2.5.1 Singularités morphologiques

Certaines singularités dans la morphologie d'un cours d'eau peuvent également entraîner des pertes de charge. Comme indiqué plus haut, ces pertes de charge sont représentées dans le modèle ARTELIA 2015.

Les principales pertes de charge singulières représentées sont celles correspondant aux élargissements et rétrécissements brusques, aux élargissements progressifs, aux diffluences et confluences ainsi qu'aux coudes. Les coefficients de perte de charge correspondant à chaque singularité ont été estimés à partir de la littérature (Carlier, 1972) (cf. Annexe 3). Les pertes de charge singulières créées par les coudes arrondis ont été représentées similairement aux coudes à angles vifs puis corrigées ou non, voire non représentées, selon le rayon de courbure et l'angle au centre de la singularité. Pour les cas extrêmes où les rayons de courbure sont très grands par rapport à la largeur de la section d'écoulement, les coudes arrondis ont pu être représentés comme une déviation à angle droit constituée de deux coudes successifs à 45° séparés par une longueur rectiligne ou constituée de quatre coudes successifs de 22.5° séparés par une longueur rectiligne. A noter que ces

représentations correspondent à chaque fois à des angles au centre de 90° et qu'il faudra donc, le cas échéant, adapter les valeurs fournies dans la littérature au cas étudié. Les rétrécissements progressifs ne génèrent que très peu de pertes de charge singulières car ils ont tendance à faire converger les vitesses d'écoulement de toute la section vers une même valeur moyenne. Ainsi, ces singularités n'ont pas été considérées.

NB : Les valeurs des coefficients de perte de charge seront ajustées en phase de calage une fois réceptionnées les caractéristiques géométriques des ouvrages au droit de la Ville de Rennes.

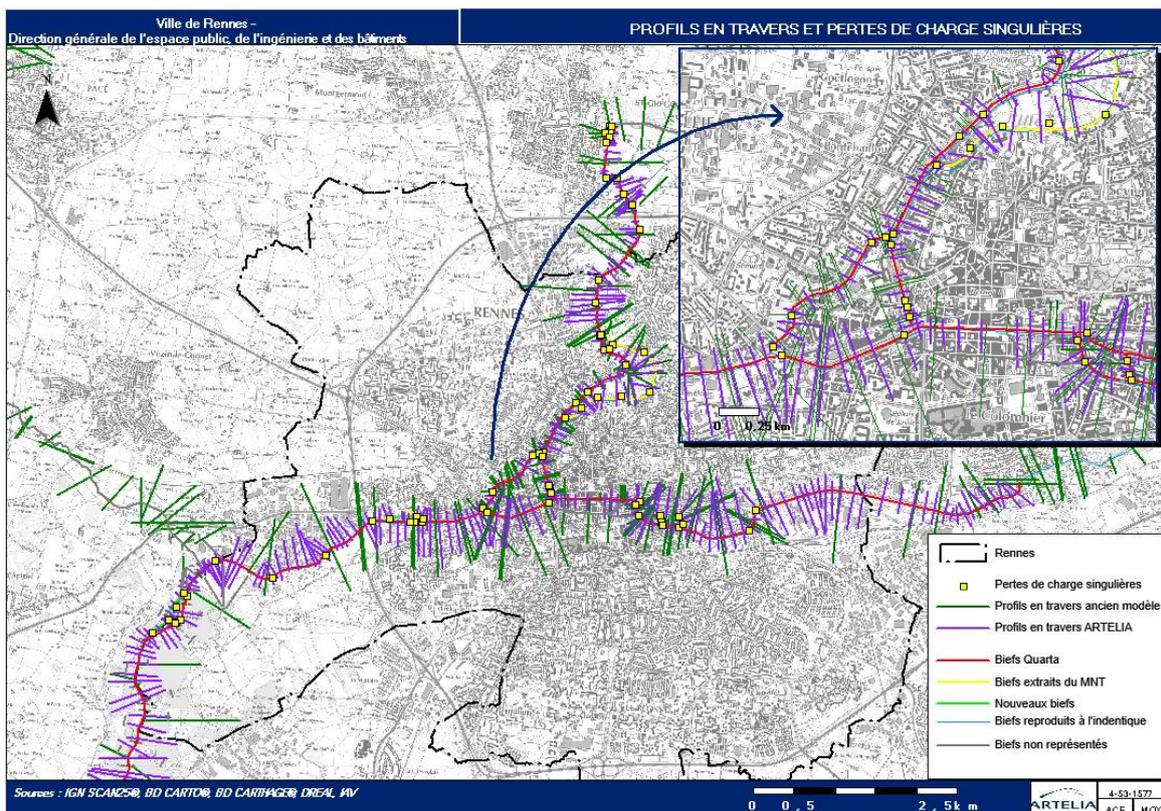


Figure 6: Profils en travers et pertes de charge singulières liées à la morphologie des cours d'eau

3.2.5.2 Ouvrages hydrauliques et de génie civil

L'ensemble des ouvrages hydrauliques depuis l'écluse de Robinson à Saint-Grégoire, limite amont du modèle, jusqu'à la confluence de l'Ille avec la Vilaine ont été représentées. Pour ce qui est de la Vilaine, on se limitera aux ouvrages existants depuis l'entrée de Rennes jusqu'à l'écluse d'Apigné, limite aval du modèle. En effet, les caractéristiques des ouvrages situés sur la Vilaine en amont de Rennes n'ont pas été fournies. D'autre part, on peut prévoir au vu de la nature du cours d'eau que les écoulements dans la Vilaine sont toujours de type fluvial. Ainsi, la ligne d'eau est pilotée par l'aval. Or, la présente étude concerne exclusivement la ville de Rennes et il n'est donc pas nécessaire de représenter les ouvrages à l'amont.

3.2.5.2.1 *OUVRAGES DANS LE LIT MINEUR*

Afin de représenter de manière fidèle les conditions d'écoulement dans Rennes, tous les ouvrages de gestion hydraulique (vannes, barrages, seuils, etc.) et ouvrages d'art (ponts, passerelles) présents dans les limites du modèle de base ont été représentés. A l'extérieur de cette emprise, les données relatives aux ouvrages ont été reprises depuis le modèle DREAL. Afin de pouvoir simuler de manière plus fine la gestion des ouvrages hydrauliques, le modèle créé les représente vanne par vanne et/ou déversoir par déversoir et non pas ouvrage par ouvrage. Cela permet notamment de simuler l'ouverture/la fermeture d'une vanne et non pas de l'ouvrage dans son intégralité. L'ensemble des ouvrages représentés dans le lit mineur ont été modélisés sous forme d'une combinaison de seuils et/ou de conduites. Le transit de débits au travers de ces « conduites » peut être permis ou non dans un sens et/ou dans l'autre. Ce paramètre permet ainsi de représenter un clapet anti-retour, une fermeture éventuelle d'ouvrage ou son obturation par un embâcle par exemple.

Au total, 56 ouvrages sont représentés dans les limites du modèle de base dont 30 sur le linéaire de la Vilaine (21 ouvrages d'art et 9 ouvrages de gestion hydraulique) et 26 sur le linéaire de l'Ille (20 ouvrages d'art et 6 ouvrages de gestion hydraulique) (cf. figure 7).

A chaque ouvrage dans le lit mineur (hydraulique ou non) est associé un coefficient de perte de charge singulière. Les pertes de charge singulières créées par chaque ouvrage, dépendantes de la vitesse au droit de la singularité, ont été estimées à partir de la formule de Bradley (Bradley, 1978) pour les ouvrages d'art (ponts et passerelles) (cf. Annexe 4) et à partir de la formule de Bradley et/ou de tables et formules issues de la littérature spécialisée pour les ouvrages hydrauliques (Carlier, 1972) (cf. Annexes 3 et 4). Les pertes de charge singulières relatives à chaque ouvrage hydraulique ont été représentées comme une combinaison d'une ou plusieurs singularités types parmi les suivantes : élargissement brusque, rétrécissement brusque, élargissement progressif et loi d'orifice. Les rétrécissements progressifs engendrant une perte de charge singulière négligeable par rapport aux autres singularités, ils n'ont pas été considérés dans la modélisation.

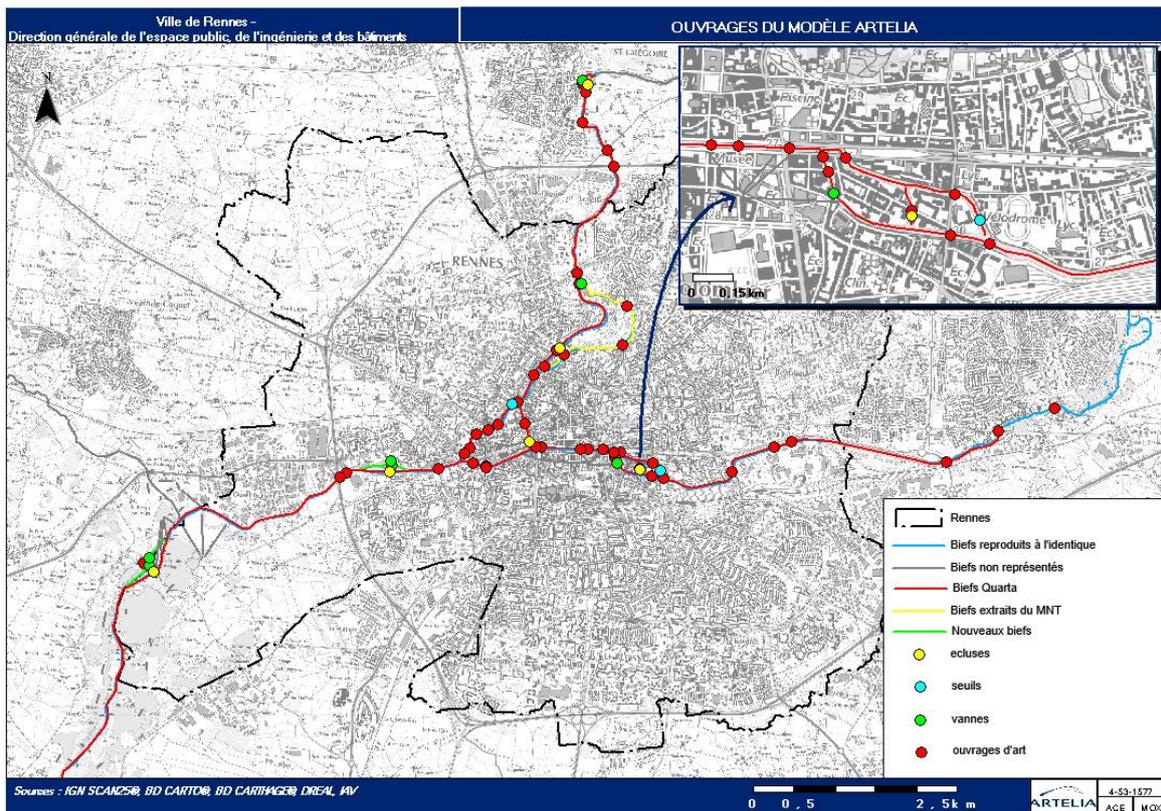


Figure 7: Ouvrages et pertes de charges singulières associées pris en compte dans le modèle ARTELIA 2015

NB : Quelle que soit la perte de charge singulière et son origine (ouvrage ou singularité morphologique), les valeurs des coefficients de perte de charge singulière calculées par la méthode de Bradley ou par comparaison avec la littérature (cf. Annexe 5) sont des valeurs théoriques. Ces valeurs seront systématiquement ajustées en phase de calage, en même temps que les paramètres de rugosité, une fois les caractéristiques géométriques des ouvrages réceptionnées.

3.2.5.2.2 *OUVRAGES SUR BERGES (DIGUES)*

Toutes les digues existantes dans Rennes ont été représentées. Le long de la Vilaine dans Rennes, les ouvrages de protection propriétés de la ville de Rennes sont les suivants (cf. figure 2).

En rive gauche :

- Digue de Baud Chardonnet
- Digue de Villebois Mareuil
- Digue d'Auchel Prévalaye
- Digue du Moulin du Comte

En rive droite :

- Digue André Ménard
- Digue des Bonnets Rouges
- Digue de la Barbotière (bras nord de la Vilaine en aval de sa diffluence en centre-ville)
- Digue Alain Gerbault (bras sud de la Vilaine en aval de sa diffluence en centre-ville)
- Digue de Kerviler

Le long de l'Ille, le seul ouvrage de protection propriété de la Ville de Rennes est la digue de la Motte Brûlon. Cet ouvrage a également été représenté. Il existe d'autres ouvrages de protection au droit de Rennes mais ceux-ci ne sont pas propriétés de la ville. C'est pourquoi ils ne sont pas représentés de manière spécifique. En revanche, leurs caractéristiques géométriques sont prises en compte dans les calculs hydrauliques puisque les profils en travers ont été tracés à partir de levés topographiques prenant en compte ces ouvrages de protection.

3.2.6 Estimation des débits de pointe théoriques

3.2.6.1 Estimation des débits de projet sur la Vilaine à Cesson-Sévigné

Les débits caractéristiques de la Vilaine amont sont directement disponibles auprès de la station de Cesson-Sévigné [Pont Briant] (cf. tableau 6).

A noter qu'une analyse statistique des données fournies par la Banque Hydro pour la station de Cesson-Sévigné a été réalisée dans le cadre du PPRI de 2006. Cette analyse fournit des débits de pointe plus élevés que ceux fournis par la Banque Hydro. Afin d'orienter l'étude dans le sens de la sécurité, les valeurs de débit issues du PPRI seront utilisées (cf. tableau 6).

Tableau 6 : Débits de pointe théoriques (en m³/s) de la Vilaine à Cesson-Sévigné

Crue de période de retour...	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans
Banque Hydro	57	86	100	120	150
PPRI, 2EMA (2006)	64	95	118	140	170
ARTELIA (2015)	64	95	118	140	170

3.2.6.2 Estimation des débits de projet sur l'Ille à Saint-Grégoire

Sur le bassin versant de l'Ille, il n'y a que deux stations hydrologiques et ces stations sont situées en amont de la confluence de l'Ille et de l'Illet. Ainsi, pour obtenir les débits

caractéristiques de crues inférieures à 100 ans, la formule de Myer (cf. eq. 1) a été appliquée sur la base des données fournies par la Banque Hydro.

Les débits de pointe sont estimés de deux manières différentes, à partir des débits mesurés à Montreuil-sur-Ille et à partir de ceux mesurés à Chasné-sur-Illet. Dans le cas où les débits de base sont ceux mesurés à Chasné-sur-Illet, il est considéré que le débit mesuré à Montreuil-sur-Ille ne participe aucunement au débit de pointe mesuré à Saint-Grégoire. Le bassin versant de l'Ille à l'amont de Montreuil-sur-Ille est alors négligé d'où : $S_1 = S_{\text{Saint-Grégoire}} - S_{\text{Montreuil}}$ et $S_2 = S_{\text{Chasné}}$. Les résultats sont fournis ci-dessous.

Tableau 7 : Estimation des débits caractéristiques de l'Ille à Saint-Grégoire (en m³/s) à partir des stations hydrométriques en amont

Code station	Libellé de la station	Surface (km ²)	Q2	Q5	Q10	Q20	Q50
J7114010	L'Illet à Chasné-sur-Illet [Pont D 106]	S2 = 107	12	18	23	27	32
	L'Ille à Saint-Grégoire (calcul depuis Chasné-sur-Illet)	S1 = 361.4	31.8	47.7	60.9	71.5	84.7
J7103010	L'Ille à Montreuil-sur-Ille	103	5.9	10	13	15	18
	L'Ille à Saint-Grégoire (calcul depuis Montreuil-sur-Ille)	S1 = 464.4	19.7	33.4	43.4	50.0	60.1
	L'Ille à Saint-Grégoire (débits moyennés)		25.7	40.5	52.1	60.8	72.4

Les résultats de cette analyse sont cohérents avec les résultats utilisés au cours des modélisations précédentes, notamment dans le cadre de l'élaboration du PPRI. En l'absence de données plus précises, les débits estimés ont été repris depuis le PPRI pour les périodes de retour de 2 à 50 ans (cf. tableau 8). En effet, l'absence de station hydrométrique à l'aval de la confluence entre l'Ille et l'Illet rend extrêmement délicate l'étude hydrologique de l'Ille au droit de Rennes. Il n'y a donc pas d'autre solution que de reprendre les résultats des études antérieures pour s'assurer autant que possible de la fiabilité des données d'entrée.

Tableau 8 : Débits de pointe théoriques (en m³/s) de l'Ille à Saint-Grégoire

Crue de période de retour...	2 ans	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans
PPRI, 2EMA (2006)	20.2	37	49.8	62.5	79.3
ARTELIA (2015)	20.2	37	49.8	62.5	79.3

3.2.6.3 Estimation des débits de projet à la confluence de l'Ille et de la Vilaine

Les débits de pointe théoriques à la confluence de l'Ille et de la Vilaine ont été déterminés sur la base d'une interpolation polynomiale reliant la superficie du bassin

versant à l'amont au débit de pointe théorique en fonction de la période de retour considérée (cf. Annexe 6). Ces interpolations ont été réalisées pour des périodes de retour de 2 ans, 5 ans, 10 ans et 20 ans sur la base des données disponibles aux stations hydrométriques sur la Vilaine (cf. tableau 9). Par manque de données, cette interpolation n'a pas pu être réalisée pour une période de retour de 50 ans.

Tableau 9: Débits de pointe théoriques au droit des stations hydrométriques sur la Vilaine (source : Banque Hydro®)

Station hydrométrique	Code station	Superficie du bassin versant en amont	T = 2 ans	T = 5 ans	T = 10 ans	T = 20 ans
Bourgon (Pont D106)	J7000610	56 km ²	6 m ³ /s	8 m ³ /s	10 m ³ /s	11 m ³ /s
Erbrée (Rideux)	J7010630	127 km ²	8 m ³ /s	12 m ³ /s	14 m ³ /s	16 m ³ /s
Vitré (Pont D857)	J7010610	150 km ²	10 m ³ /s	14 m ³ /s	17 m ³ /s	20 m ³ /s
Châteaubourg	J7060620	563 km ²	33 m ³ /s	49 m ³ /s	59 m ³ /s	69 m ³ /s
Cesson-Sévigné (Pont Briant)	J7090630	854 km ²	57 m ³ /s	86 m ³ /s	100 m ³ /s	120 m ³ /s
Guichen (Le Boël)	J7500610	3298 km ²	190 m ³ /s	290 m ³ /s	360 m ³ /s	420 m ³ /s

A partir des données ci-dessus, des courbes de tendance linéaires ont été tracées permettant de relier la superficie du bassin versant en amont au débit de pointe théorique pour la période de retour considérée (cf. Annexe 6).

Une analyse cartographique a permis d'estimer la superficie du bassin versant hydrologique en amont de la confluence de l'Ille et de la Vilaine à environ 1386 km². Cette première analyse permet alors d'extraire des interpolations polynomiales réalisées les débits caractéristiques suivants au niveau de la confluence Ille et Vilaine amont :

$$Q_2 \approx 82 \text{ m}^3/\text{s} ; Q_5 \approx 124 \text{ m}^3/\text{s} ; Q_{10} \approx 153 \text{ m}^3/\text{s} ; Q_{20} \approx 179 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ces données sont cohérentes avec les données utilisées au cours des études précédentes pour représenter la confluence de l'Ille et de la Vilaine et ont donc été conservées. A noter qu'il n'y a pas de station hydrométrique vers les 2 500 km². Il manque donc un point pour affiner l'interpolation polynomiale fournie en Annexe 6.

Le déphasage temporel entre le pic de crue de la Vilaine à Cesson-Sévigné et celui de l'Ille à Saint-Grégoire a été choisi de manière à retrouver à la confluence de ces deux cours d'eau un débit de pointe correspondant à ce qui a été déduit de l'analyse hydrologique.

3.2.6.4 Estimation des débits centennaux

Que ce soit pour l'Ille à Saint-Grégoire ou pour la Vilaine à Cesson-Sévigné, les débits de pointe de période de retour 100 ans ont été estimés par la méthode du Gradex (cf. Annexe 2) sur la base des données pluviométriques fournies par Météo France (Météo France, 1999).

3.2.6.4.1 TEMPS DE CONCENTRATION ET PLUIES DE PROJET

La méthode du Gradex implique de choisir une durée de pluie théorique à partir de laquelle est estimé le débit de pointe. Ces durées théoriques sont généralement choisies de manière à être de l'ordre du temps de concentration. Il est alors nécessaire pour chacun des bassins versants considérés (Vilaine à Cesson-Sévigné et Ille à Saint-Grégoire) d'estimer leur temps de concentration.

Compte tenu des caractéristiques des bassins versants de l'Ille et de la Vilaine (bassins versants ruraux de grande superficie de type « plaine ») et des données à disposition (superficie, pente moyenne et longueur du thalweg principal), les études académiques passées (Silveira, 2005; De Almeida et al., 2014) indiquent que les formules les plus appropriées pour estimer les temps de concentration en entrée du modèle sont celles de Giandotti (Giandotti, 1940) et Pasini (Pasini, 1914). Une approximation par la formule SOGREAH1 développée par la Société Grenobloise d'Etudes et d'Applications Hydrauliques (SOGREAH) en 1968 ou par la méthode « Système Probabiliste d'Etudes par Evènements Discrets » (SPEED) également élaborée par SOGREAH semble aussi appropriée. Dans chaque cas les résultats extrêmes (minimum et maximum) ont été écartés, (ce qui revient à éliminer les méthodes SPEED et SOGREAH1) et les résultats restants moyennés pour estimer le temps de concentration. Les temps de concentration de l'Ille à Saint-Grégoire et de la Vilaine à Cesson-Sévigné ont ainsi été estimés à 2 jours environ.

NB : Le calcul d'un temps de concentration ne donne jamais un résultat exact et il faut donc être très attentif aux résultats obtenus. Des écarts importants (> à 100%) peuvent apparaître selon la formule choisie. Les résultats obtenus sont donc des estimations à utiliser avec beaucoup de précaution.

3.2.6.4.2 LA VILAINE A CESSON-SEVIGNE

En considérant comme point pivot une crue de période de retour de 50 ans ($Q_{50}=170 \text{ m}^3/\text{s}$) et une durée de pluie de l'ordre du temps de concentration estimé, soit 2 jours ($P(T=50 \text{ ans ; 2 jours})=67 \text{ mm}$ à Rennes et $P(T=100 \text{ ans ; 2 jours})=72 \text{ mm}$ à Rennes (Météo France, 1999)), il vient **Q_{100} (Vilaine à Cesson-Sévigné) $\approx 195 \text{ m}^3/\text{s}$** , ce qui correspond aux débits estimés dans le cadre du PPRI de 2006, dans l'EDD de Baud Chardonnet de 2010 et dans le cadre de l'élaboration du TRI en 2014. Cette valeur semble donc cohérente et sera retenue.

3.2.6.4.3 L'ILLE A SAINT-GREGOIRE

En utilisant les mêmes données d'entrée et en considérant cette fois $Q_{50}=79,3 \text{ m}^3/\text{s}$, le débit instantané de pointe de période de retour 100 ans à Saint-Grégoire est alors estimé à : **Q100 (Ille à Saint-Grégoire) $\approx 92 \text{ m}^3/\text{s}$** , ce qui est cohérent avec les résultats du PPRI. A noter que l'on retrouve cette valeur dans l'ensemble des études réalisées par le passé.

Que ce soit pour l'Ille ou pour la Vilaine, les durées de pluie considérées (2 jours) sont de l'ordre des temps de concentration estimés aux limites amont du modèle.

3.2.6.4.4 LA CONFLUENCE DE L'ILLE ET DE LA VILAINE

Il a été fait l'hypothèse que le débit de pointe mesuré à la confluence de l'Ille et de la Vilaine est fonction de la somme des débits de pointe mesurés à Saint-Grégoire et à Cesson-Sévigné. En comparant les résultats pour des périodes de retour de 2 ans, 5 ans, 10 ans et 20 ans, il vient que : $Q_{50}(\text{confluence}) \approx 212 \text{ m}^3/\text{s}$ et $Q_{100}(\text{confluence}) \approx 237 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.2.7 Estimation des hydrogrammes de projet

Les hydrogrammes relatifs à chaque apport aux limites du modèle ont dû être renseignés. Ces apports sont censés représenter les débits en entrée du modèle au niveau des limites amont (au niveau de la station de Cesson-Sévigné pour la Vilaine et à l'amont immédiat de l'écluse de Robinson pour l'Ille). Un débit constant a été considéré pour représenter les apports hydrologiques du Meu et de la Seiche. En effet, ces cours d'eau confluent avec la Vilaine très en aval de Rennes et n'ont par conséquent aucune influence sur la ligne d'eau au droit de la zone d'étude. Les apports de la Flume ont été représentés à sa confluence avec la Vilaine, en amont du moulin d'Apigné.

3.2.7.1 Méthodologie adoptée : méthode des hydrogrammes normés moyens

Les débits caractéristiques de crue ont été déterminés en différents points et notamment au droit de l'Ille et de la Vilaine en amont de Rennes.

Le modèle hydraulique construit sous MIKE 11 va fonctionner en régime transitoire, de même que le modèle TELEMAC 2D qui sera construit par la suite. Il est donc nécessaire de déterminer la forme des hydrogrammes associés aux différents scénarii hydrologiques retenus afin de les injecter en amont du modèle. Pour cela, la méthode des hydrogrammes normés a été retenue.

Les hydrogrammes synthétiques ainsi créés pour l'Ille et la Vilaine amont correspondent à la réaction moyenne de ces deux bassins versants (temps caractéristiques : temps de montée, temps de décrue, temps de base, etc.). Les débits de pointe de ces hydrogrammes synthétiques ont pour valeur celle des débits caractéristiques retenus précédemment.

La méthode des hydrogrammes normés consiste à récupérer l'ensemble des événements de crue, événements considérés dès lors que le débit de pointe est supérieur à un débit seuil déterminé pour chacun des deux cours d'eau. Les hydrogrammes de crue récupérés sont

alors rapportés à leur débit de pointe, normés puis moyennés afin d'en dégager un hydrogramme moyen synthétique dont l'allure a servi de base aux hydrogrammes de projet. Cet hydrogramme moyen synthétique a ensuite été lissé de manière à obtenir une allure satisfaisante.

3.2.7.2 Hydrogrammes de projet sur la Vilaine à Cesson-Sévigné

Les différents évènements retenus ainsi que les hydrogrammes normés correspondants pour la Vilaine à Cesson-Sévigné sont fournis en Annexe 7. De ces hydrogrammes normés a été déduit un hydrogramme moyen normé synthétique qui a servi de base pour tous les hydrogrammes de projet considérés pour la Vilaine à Cesson-Sévigné. Couplé aux débits de pointe théoriques calculés plus haut, cet hydrogramme permet d'obtenir les hydrogrammes synthétiques de crue de la Vilaine à Cesson-Sévigné (cf. figure 8). A noter que le régime hydraulique de la Vilaine étant influencé par la présence des barrages de la Haute Vilaine et en particulier le barrage de la Haute Vilaine, seules les crues survenues depuis 1982, année de mise en service de ce barrage, ont été retenues.

Les débits en amont de la crue ont systématiquement été considérés égaux à $40 \text{ m}^3/\text{s}$ pour la Vilaine à Cesson-Sévigné. Cette valeur est issue de l'analyse des évènements historiques observés.

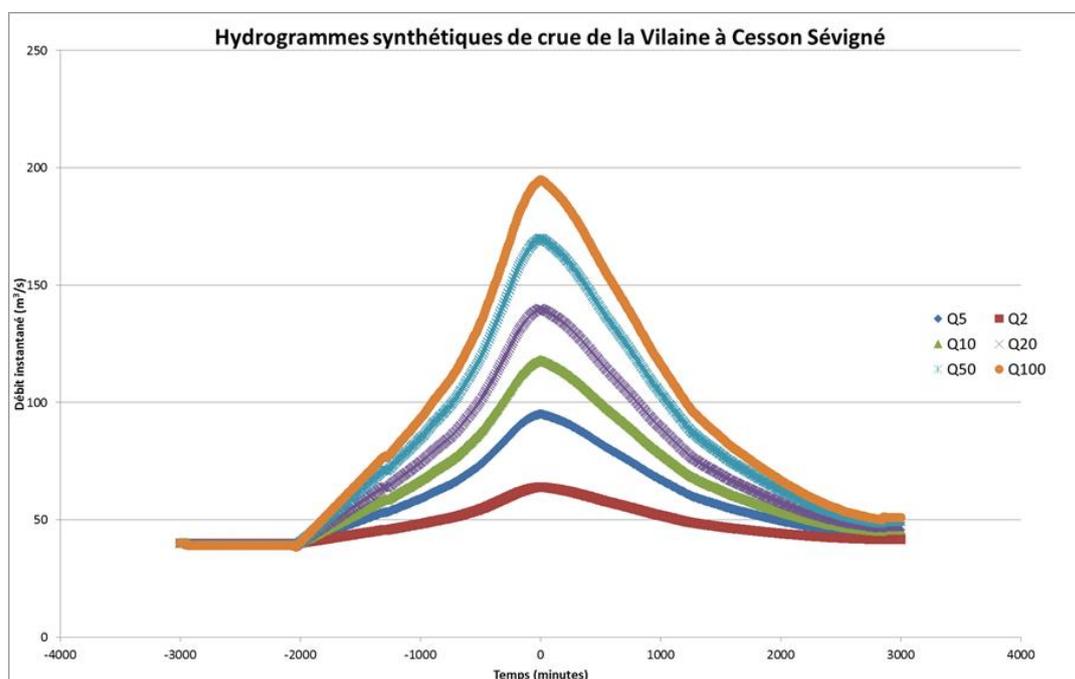


Figure 8: Hydrogrammes synthétiques de crue de la Vilaine à Cesson-Sévigné

3.2.7.3 Hydrogrammes de projet sur l'Ille à Saint-Grégoire

Si de nombreux hydrogrammes de crue sont disponibles sur la Vilaine depuis 1982, seul l'évènement de novembre 2000 a été enregistré pour l'Ille à Saint-Grégoire.

3.2.7.3.1 *MODELE HYDROLOGIQUE DE L'ILLE SOUS HEC-HMS*

Un modèle hydrologique simplifié a été construit sous HEC-HMS dans le cadre de la présente étude. Ce modèle a été calé sur la base de la crue de novembre 2000 pour laquelle un hydrogramme est disponible à Saint-Grégoire et validé sur la base de la crue de mars 2001. Les données d'entrée considérées pour le calage sont les hydrogrammes mesurés à Chasné-sur-Illet et Montreuil-sur-Ille ainsi que les pluviométries horaires enregistrées à Chasné-sur-Illet, Montreuil-sur-Ille et Saint-Grégoire. Les hydrogrammes de crue obtenus en sortie à Saint-Grégoire ont été comparés aux hydrogrammes de crue mesuré (novembre 2000) ou reconstitués sur la base des limnigrammes observés et de la courbe de tarage disponible à Saint-Grégoire (janvier 1995 et mars 2001). Compte tenu des données nécessaires pour alimenter ce modèle, seules les crues de janvier 1995, novembre 2000 et mars 2001 ont été modélisées. Les résultats obtenus sont tout à fait cohérents (cf. Annexe 9). Le modèle hydrologique HEC-HMS construit dans le cadre de la présente étude a permis de reproduire les hydrogrammes de crue de janvier 1995 (trois pics de crue) et mars 2001 (deux pics de crue) à Saint-Grégoire. Au final, six hydrogrammes de crue sont donc utilisés pour obtenir un hydrogramme synthétique normé moyen de l'Ille à Saint-Grégoire. Les hydrogrammes normés correspondant à ces évènements sont fournis en Annexe 7.

Dans le cadre de cette modélisation, il a été retenu comme module de transformation des pluies en débits le modèle empirique de l'hydrogramme unitaire Soil Conservation Service (SCS). Ce module relie la pluie nette participante au ruissellement à trois facteurs principaux : l'occupation des sols, le type de sol et l'humidité antécédente (USACE, 2000). Ce module nécessite l'estimation d'un coefficient représentatif de l'aptitude du sol au ruissellement : le Curve Number (CN). Différentes valeurs du CN sont disponibles dans la littérature (Viessman *et al.*, 1972; Kibler, 1982). Le module de propagation considéré est celui de Muskingum (McCarthy, 1938). La méthodologie de construction de ce modèle hydrologique est détaillée en Annexe 8.

Sur la base des débits de pointe estimés au droit des stations et de l'allure de l'hydrogramme normé, les hydrogrammes théoriques correspondant aux périodes de retour étudiées ont été réalisés (cf. figure 9).

A noter que les débits en amont de la crue ont systématiquement été considérés égaux à $20 \text{ m}^3/\text{s}$ pour l'Ille à Saint-Grégoire. Cette valeur correspond à la valeur observée en amont de la crue de novembre 2000, seul élément exploitable, et est de l'ordre de Q_2 .

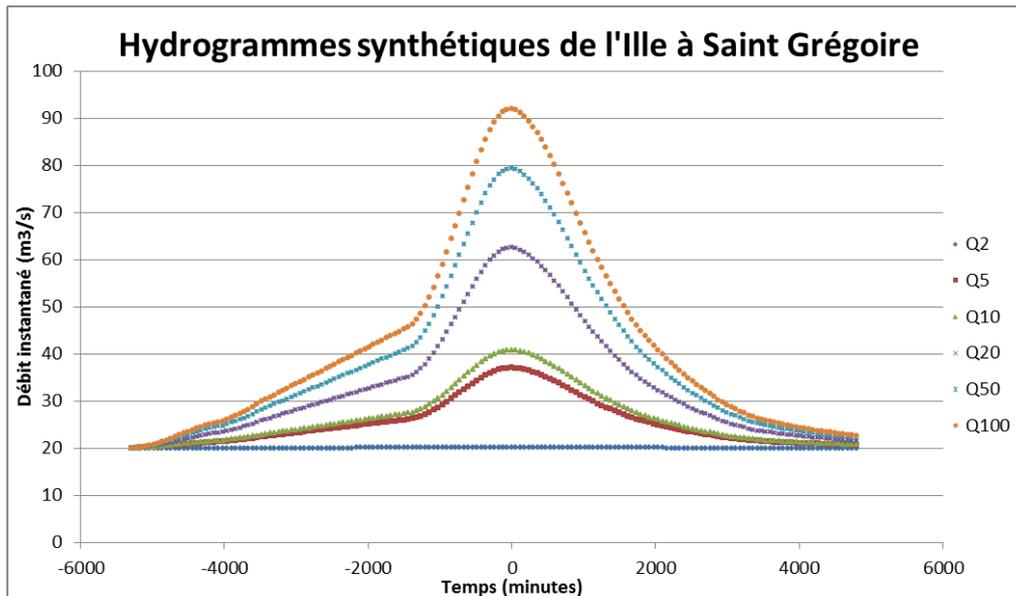


Figure 9 : Hydrogrammes synthétiques de crue de l'Ille à Saint-Grégoire

3.2.8 Calage et validation du modèle MIKE 11

3.2.8.1 Principe de calage du modèle

L'objectif du modèle unidimensionnel n'est pas d'être parfaitement calé. Ce n'est d'ailleurs pas possible. En effet, un modèle 1D ne peut pas reproduire une crue débordante avec précision. Les écoulements hydrauliques ne sont plus unidimensionnels, ce qui explique le besoin d'utiliser une modélisation bidimensionnelle. Ceci dit, le modèle filaire doit être capable de reproduire précisément les écoulements dans le lit mineur dans le cas d'événements non débordants. L'ensemble des données aux écluses et les repères de crues disponibles servent alors de base pour caler le modèle. Dans le cas d'événements débordants, le calage est prioritairement basé sur des laisses de crue fiables et des résultats bidimensionnels tels que des emprises d'inondation. Bien que le modèle 1D ne puisse pas reproduire précisément les écoulements débordants, il doit reproduire au mieux les phénomènes observés.

Le calage est axé en priorité sur les pertes de charge singulières (ouvrages et singularités morphologiques) et sur les pertes de charge linéaires (rugosité). Les valeurs finales des paramètres de calage doivent être cohérentes avec la réalité du terrain, particulièrement en ce qui concerne les paramètres de rugosité et les coefficients de pertes de charge singulières. Le calage du modèle sera finalisé une fois les caractéristiques géométriques des ouvrages réceptionnés.

3.2.8.2 Evènements choisis pour le calage et la validation du modèle

Dans un souci de cohérence, le modèle filaire MIKE11 et le modèle bidimensionnel réalisé par l'agence d'Échirolles sous TELEMAC 2D seront calés à partir de la même crue historique qu'est la crue de janvier 1999. De même, la validation de ces deux modèles sera

réalisée à partir de la crue historique de janvier 1995. Compte tenu du peu de données historiques à disposition sur l'Ille, il est très compliqué de caler le modèle. La solution envisagée consiste à reproduire la crue de janvier 1999 à Saint-Grégoire à partir du modèle hydrologique HEC-HMS sur la base des hydrogrammes et hyétogrammes enregistrés à Chasné-sur-Illet et Montreuil-sur-Ille. De nombreuses laisses de crue en rapport avec cet évènement sont exploitables le long de l'Ille. Sous réserve que l'hydrogramme à Saint-Grégoire soit représentatif, il est possible de caler le modèle sur sa partie « Ille ».

3.2.8.3 Données utilisées pour caler et valider le modèle

Différentes stations limnigraphiques sont présentes sur l'Ille et la Vilaine dans leur traversée de Rennes. En particulier, la plupart des écluses présentes sur ces deux cours d'eau sont équipées d'une échelle permettant de mesurer la cote de l'eau. Les niveaux d'eau sont relevés par l'éclusier de manière fréquente, tout particulièrement en période de crue. Ces données ont été fournies par le SPC (cf. Annexe 10). De même, la Ville de Rennes a pu fournir la gestion qui a été faite des ouvrages hydrauliques pendant ces évènements. Ainsi, il est possible de reproduire une crue dans le modèle filaire en imposant en entrée les hydrogrammes (mesurés à Cesson-Sévigné et reconstitués depuis les modèles antérieurs à Saint-Grégoire) et en reproduisant les opérations qui ont été faites sur les différents ouvrages comme renseigné par la Ville de Rennes. Les affluents de la Vilaine (à l'exception de l'Ille) n'étant pas représentés, leurs hydrogrammes à leurs confluences avec la Vilaine sont issus du modèle IAV de 2007, avec lequel ont été simulées l'ensemble des crues de calage et de validation considérées ici. La comparaison des limnigrammes observés et simulés, les laisses de crue à disposition (cf. Annexe 10) ainsi que les emprises d'inondation (cf. Annexe 1) permettent alors de caler le modèle. Une fois le modèle calé, la fiabilité du modèle est testée sur la crue de validation. En procédant par tâtonnement sur la crue de calage, on cherche à obtenir un modèle calé et validé tout en représentant de manière réaliste l'hydraulique des cours d'eau. Les principaux paramètres de calage considérés ici sont les coefficients de perte de charge singulière et les rugosités. A noter que le client cherche avant tout à avoir un modèle fiable, stable et représentant correctement la physique de l'écoulement plutôt qu'un modèle calé et validé précisément. L'estimation fine de la ligne d'eau pour les différents évènements simulés sera réalisée à partir du modèle bidimensionnel. Le modèle filaire doit avant tout représenter correctement les transferts de volume.

NB : En l'absence des caractéristiques géométriques des ouvrages et compte tenu des objectifs de ce modèle, parmi lesquels servir d'outil de gestion des ouvrages hydrauliques, le calage du modèle n'a pas été achevé. Les différents ouvrages ont été représentés de manière fictive sur la base des données à disposition. Le calage sera finalisé une fois les données définitives réceptionnées.

4. Etude de dangers de la digue de Kerviler

Conformément aux demandes du client, les études de dangers des digues propriétés de la Ville de Rennes ont été réalisées. Cela concerne notamment les digues de Kerviler et d'Auchel Prévalaye. Seule l'EDD de Kerviler est détaillée ici.

Pour protéger ses habitations contre l'aléa inondation, la Ville de Rennes s'est dotée d'un réseau de digues réparties sur deux secteurs (cf. figure 2):

- le long de l'Ille (au Nord) : digue de la Motte Brulon (classe B),
- le long de la Vilaine (d'Est en Ouest) : digue de Baud Chardonnet (classe B), digue Andrée Ménard (classe C), digue de Villebois Mareuil (classe C), digue des Bonnets Rouges (classe B), digue Alain Gerbault (classe D), digue de la Barbotière (classe B), digue d'Auchel Prévalaye (classe B), digue du Moulin du Comte (classe D), digue Kerviler (classe C).

En application des nouvelles réglementations en vigueur (conformément aux prescriptions de l'article R.214-115 du Code de l'Environnement, modifié par le décret du 11 décembre 2007), la Ville de Rennes est donc amenée à lancer les études de dangers sur ses digues de classe B et C. A noter qu'il n'y a pas de digue de classe A à Rennes.

Les modélisations d'onde de submersion, rupture de digue, ouverture de brèche, etc. seront réalisées par l'agence ARTELIA d'Échirolles sur la base du modèle bidimensionnel réalisé sous TELEMAT 2D.

La digue de Kerviler a été construite en 1986. Cet ouvrage a été édifié pour extraire le secteur Kerviler – Amiral Courbet (quartier Lorient Saint Briec) des inondations. L'objectif de protection de cette digue correspond à la crue historique de 1974 + 20 cms. La période de retour de cette crue historique est de l'ordre de 50 - 100 ans (débit de pointe de la crue de 179 m³/s à Cesson-Sévigné). Le début de surverse de la digue de Kerviler est estimé pour un événement supérieur à la crue centennale.

Les périodes de retour d'objectif de protection de la digue et de la crue de 1974 pourront être affinées à l'aide du modèle filaire MIKE 11 après réception des données manquantes quant aux caractéristiques des ouvrages.

4.1 Description de l'ouvrage et de son environnement

La digue de Kerviler se situe en bordure de la Vilaine, rive droite, entre le pont SNCF et la rue Amiral Courbet. L'ouvrage longe les promenades Madeleine Desroseaux et Henry des Abbayes (chemin de halage). De ce fait, elle n'est pas située à proximité immédiate du cours d'eau.

Les principales caractéristiques dimensionnelles de la digue sont indiquées ci-dessous :

- Longueur : 245 m environ (hors tronçon 3)
- Hauteur maximum : 1,20 m par rapport au terrain naturel ; Hauteur minimum : 0,60 m par rapport au terrain naturel ; Hauteur représentative : 0,80 m par rapport au terrain naturel
- Largeur moyenne en crête : 4,30 m en moyenne pour le tronçon MB04 (accès piéton aux promenades) et 0,30 m en moyenne pour le tronçon TP02 (1.1 et 1.2).

La population résidant dans la zone protégée en arrière de la digue a été estimée à 833 personnes (contre 616 personnes en 1999), ce qui fait de la digue de Kerviler une digue de classe C. Aucune activité économique ou scolaire n'est recensée dans la zone. En revanche, la rue Kerviler est considérée comme voie d'accès au stade de la Route de Lorient par le Service Départemental d'Incendie et de Secours (SDIS).

L'ouvrage peut être scindé en 4 tronçons différents (cf. figure 10) :

- Tronçons 1.1 et 1.2 : code « TP02 » : talus végétalisé paysagé avec palplanches incorporées, 200 mètres environ ;
- Tronçon 2 : code « MB04 » : mur en pierre, 45 mètres environ ;
- Tronçon 3 : code « PC07 » Bâtiment privé étanchéifié : 60 mètres environ (anciennement rideau en palplanches avec habillage béton).

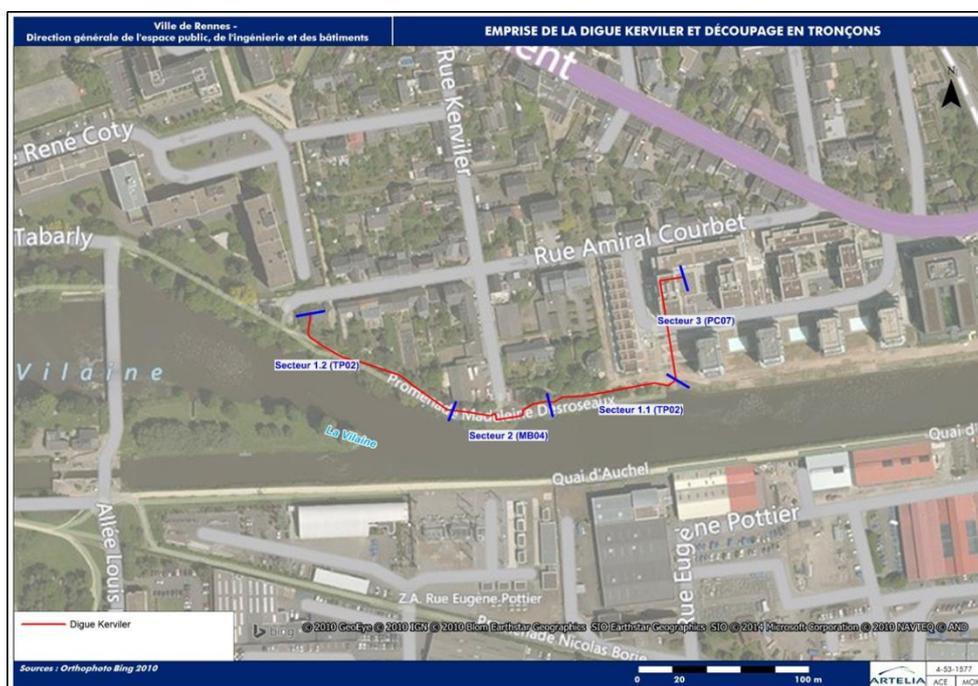


Figure 10: Emprise de la digue de Kerviler, après travaux sur le tronçon 3

La digue de Kerviler est équipée d'une station de relèvement des eaux pluviales. En période de hautes eaux, l'écoulement des eaux pluviales se fait vers la bêche de la station et pas vers la Vilaine, contrairement au fonctionnement normal. Un vannage permet alors de

déconnecter le réseau d'eaux pluviales de la Vilaine, empêchant ainsi une mise en charge du réseau.

En considérant que la zone protégée en arrière de la digue est en eau jusqu'à la cote de crête de la digue ($z=24,74$ mIGN69) et que le système de pompage de Kerviler fonctionne à sa capacité maximale de 200 l/s, le temps de vidange de la zone protégée a été estimé à 18 heures environ pour évacuer vers la Vilaine les 13000 m³ stockés dans la zone protégée.

Différents ouvrages situés dans la zone d'étude sont susceptibles d'avoir un impact sur la ligne d'eau au droit de la digue de Kerviler et ont dû être pris en compte dans l'élaboration de l'EDD de Kerviler (cf. figure 11). Ces ouvrages sont les suivants : barrage du Moulin du Comte, écluse du Moulin du Comte, Vannage du Comte, Digue du Moulin du Comte.

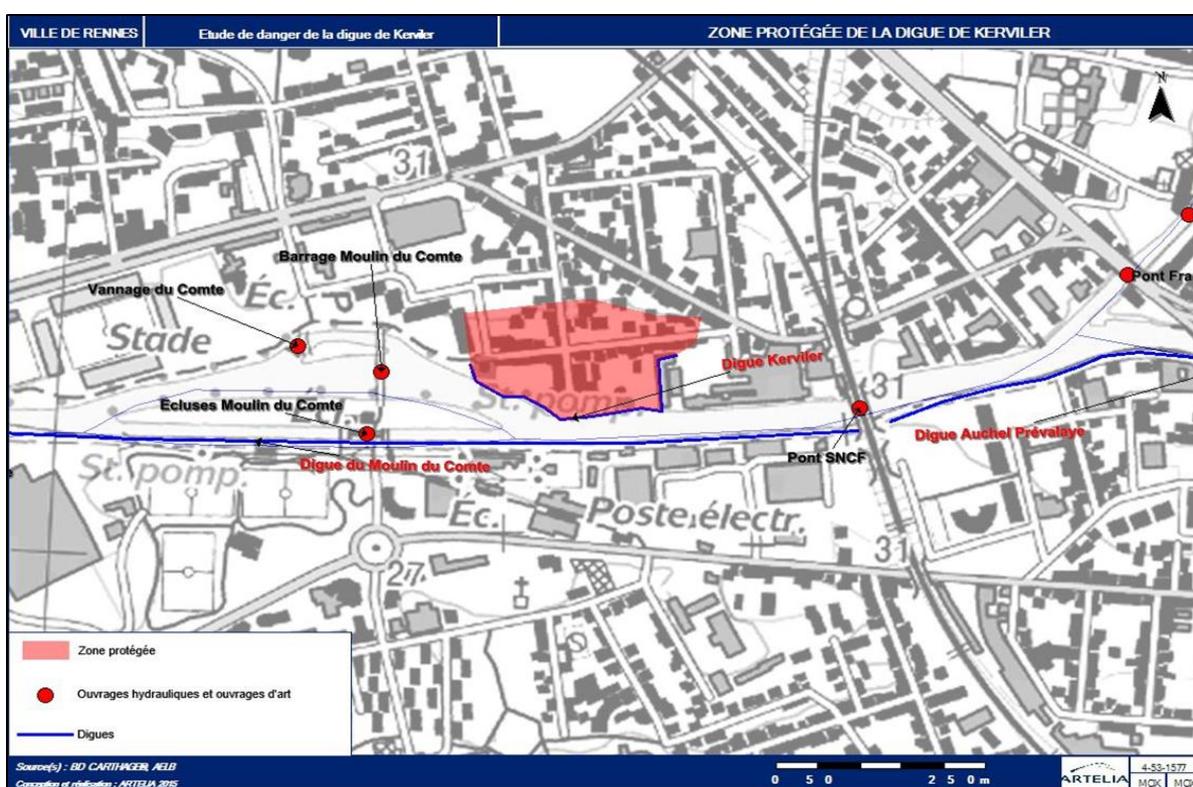


Figure 11: Zone protégée de la digue de Kerviler et ouvrages situés dans sa zone d'influence

4.2 Désordres observés

La végétation constitue l'un des principaux risques de détérioration d'une digue. En effet, les racines créent des directions d'écoulement préférentielles à travers le corps de digue qui, à terme, peuvent altérer l'étanchéité de l'ouvrage et entraîner sa rupture. Cela est particulièrement vrai dans le cas des ouvrages en terre. De même, les racines importantes (arbres) peuvent entraîner l'arrachage de matériaux terreux du corps de digue.

Concernant la digue de Kerviler, les désordres suivants ont été observés pour ce qui est de la végétation :

- Côté Vilaine : talus très végétalisé voire envahi par la végétation nuisible : présence de broussailles et arbustes qui se développent notamment entre les palplanches quand les têtes de palplanches sont visibles ;
- En crête : présence de végétation « nuisible » et notamment de nombreux arbustes sur les tronçons 1.1 et 1.2 et de lierres sur le tronçon 2 ;
- Côté zone protégée : talus très végétalisé et notamment présence de végétation « nuisible ».

La présence d'une végétation trop dense gêne la surveillance et le suivi dans le temps de la stabilité des ouvrages. Cela est d'autant plus vrai que les têtes de palplanches sont par moment visibles et que les systèmes racinaires s'installent entre elles. En revanche, les systèmes racinaires des « petits sujets » contribuent à la stabilité superficielle des ouvrages en terre (tronçons 1.1 et 1.2). Outre la végétation invasive, il a également été observé une corrosion des palplanches et la présence d'une lézarde de plusieurs mètres et d'ouverture centimétrique en partie haute du mur (tronçon 2). Une hypothèse pour expliquer cette lézarde est la poussée du terrain situé en arrière. Afin de limiter la corrosion des palplanches et le développement de la végétation entre les palplanches, il est prévu un reprofilage de l'ouvrage par recharge.

4.3 Politique de prévention des accidents majeurs

4.3.1 Inspections de l'ouvrage

Conformément à la législation en vigueur, des inspections de l'ouvrage sont organisées de manière récurrente afin de suivre l'évolution dans le temps de l'ouvrage et surtout sa stabilité. Ces inspections suivent un planning (cf. tableau 10) imposé par la classe C de la digue.

Tableau 10: Planning des inspections de la digue de Kerviler

Type de visite	Périodicité
Visite courante ou « de routine »	1 fois par an
Visite pré-crue	En fonction des alertes correspondantes
Visite post-crue	En fonction des fins d'alertes.
Visite technique approfondie (VTA)	1 fois tous les deux ans, par organisme spécialisé
Etude de dangers	Avant le 31 décembre 2014, par organisme agréé (reportée à 2015 sur dérogation)
Revue de sureté	non

NB : La VTA se distingue de l'inspection visuelle de routine par le fait qu'elle est effectuée par des prestataires spécialisés dans le domaine de l'hydraulique, du génie civil et de la géotechnique. De grosses réparations

peuvent être programmées à l'issue de cette visite. Comme son nom l'indique, la VTA est une visite plus approfondie que l'inspection visuelle de routine. Le compte-rendu de la VTA est transmis au Préfet.

4.3.2 Entretien de l'ouvrage

Un entretien régulier de la digue est nécessaire pour assurer son bon état. Cet entretien récurrent comprend notamment le débroussaillage de la digue, afin d'assurer la visibilité des ouvrages lors des inspections. Des réparations peuvent parfois s'avérer nécessaires, notamment sur les ouvrages annexes (station de pompage par exemple). Parmi ces travaux, on distingue :

- l'entretien général des organes annexes qui passe notamment par leur nettoyage ou le renouvellement de l'huile pour les groupes électropompes par exemple. Ces travaux sont réalisés par du personnel habilité par la Direction des Rues (Service Assainissement) de la Ville de Rennes ;
- les grosses réparations qui doivent être réalisées par une entreprise spécialisée, comme le remplacement d'une pièce défectueuse par exemple (changement de la roue du groupe électropompe, changement de voyants ou indicateurs numériques sur l'armoire électrique, etc.).

La politique d'entretien de la digue et de ses organes annexes est synthétisée ci-dessous.

Tableau 11: Synthèse sur les inspections de la digue de Kerviler et de ses ouvrages annexes

Type d'entretien	Périodicité
<i>Général selon visite courante</i>	
- Débroussaillage de la digue	- 2 passages par an minimum (printemps et automne) - En fonction de la croissance des végétaux - Avant toute visite de l'ouvrage
- Vérification du bon fonctionnement et nettoyage des organes annexes	
- Groupes électropompes	- 1 fois par an
- Vannes	- 1 fois par mois
- Régulateurs de niveau	- 1 fois par mois
- Grille de protection	- 1 fois par mois
- Armoire électrique	- 1 fois par an
<i>Spécialisé selon VTA</i>	
Travaux de réparation simple en régie	Programmation en fonction de l'urgence et des priorités d'interventions. (délai de 1 à 3 mois)

Travaux de réparation spécialisée en entreprise	Par marché public avant la prochaine VTA. (délai de 6 mois à 1 an)
Travaux important pouvant entraîner une modification de l'ouvrage.	Par marché public après avis de la Préfecture. Travaux sous Maîtrise d'œuvre agréé. (délai de 2 ans à 3 ans)

4.4 Caractérisation des aléas naturels

Selon la localisation de la digue et le contexte climatique local, certains aléas sont considérés et d'autres ignorés. Les aléas pris en compte dans le cadre de l'EDD de Kerviler sont détaillés ci-dessous.

4.4.1 Aléa « tempête »

L'aléa tempête est pris en compte car souvent lié et combiné au phénomène d'inondation :

- les dépressions atmosphériques génèrent de fortes pluies, ce qui peut entraîner des débordements de cours d'eau,
- les vents peuvent générer des chutes d'arbres (création d'embâcles) et des vagues au sein des cours d'eau.

La hauteur de clapot a été estimée par lecture d'abaques tirées de la formule de Bretschneider (Bretschneider, 1957), bien adaptée au calcul de hauteur de clapot dans les petites retenues (la portion de cours d'eau de la Vilaine au droit de la digue peut être assimilée à une petite retenue) (Lautrin, 2002). En considérant une longueur de Fetch de 750 mètres (cf. figure 12) et un vent de 28 m/s (vent de période de retour 50 ans à Rennes) conformément aux recommandations de l'EUROCODE 1, il vient une hauteur de clapot de 0,60 m environ.

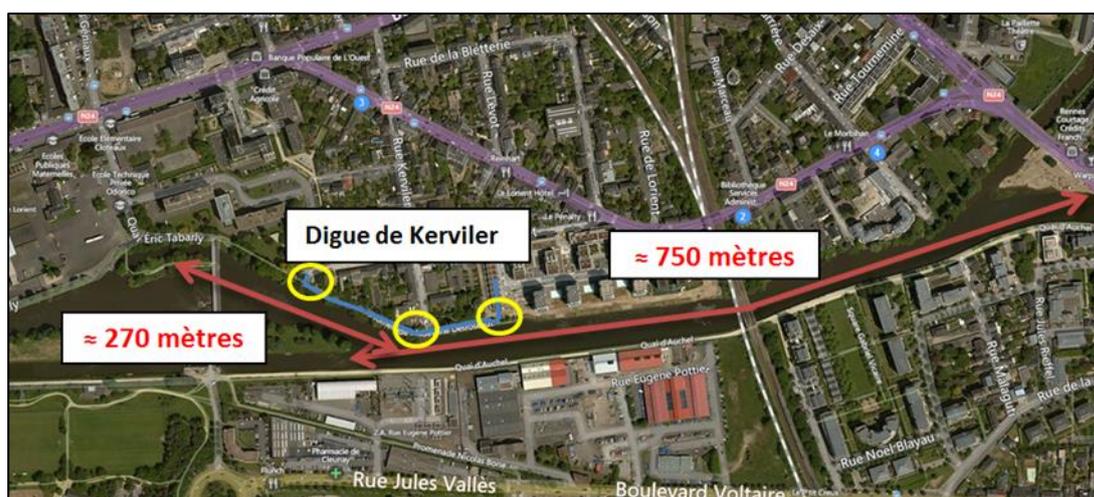


Figure 12: Longueur de Fetch

NB : L'ampleur du phénomène de clapot est plus ou moins importante selon l'orientation du courant de la Vilaine par rapport à la digue.

4.4.2 Erosion des berges

L'aléa « érosion des berges » concerne essentiellement les digues en terre ou en remblai comme le tronçon 1 de la digue de Kerviler. L'érosion externe de ce talus végétalisé est essentiellement liée à la végétation « nuisible » se développant sur le talus de manière envahissante (déstabilisation potentielle). En effet, la digue n'étant pas située à proximité immédiate du cours d'eau, les vitesses d'écoulement sont peu élevées au droit de l'ouvrage (chemin de halage) et il ne devrait pas y avoir apparition de vortex. Cette érosion externe peut également être liée à une perforation des palplanches avec entraînement de fines à l'arrière de la digue. Toutefois, au vu du bon état du rideau de palplanches, ce scénario est peu probable à l'heure actuelle. Il semblerait que la partie de la digue la plus soumise aux phénomènes d'érosion soit le tronçon 1.1, correspondant au talus végétalisé avec palplanches incorporées sans enrochements en pied.

Les résultats quant au risque d'érosion des berges seront affinés sur la base de la modélisation bidimensionnelle. En particulier, elle permettra d'estimer les vitesses au droit du pied de la digue et en déduire l'existence ou non d'un risque d'érosion externe.

NB : Les protections de berge (enrochements, palplanches, etc.) empêchent les cours d'eau qui en ont la capacité de se recharger en matériaux. L'énergie des écoulements ne peut alors plus se dissiper par le transport de la charge de fond. Elle est reportée à l'aval, aggravant les phénomènes d'érosions sur le fond du lit ou sur les berges. Les berges vives et la ripisylve (boisement le long d'un cours d'eau) participent à l'équilibre morpho-dynamique du cours d'eau : les berges de nature peu cohésive permettent la recharge.

4.4.3 Remontée de nappe

La nappe est sub-affleurante au droit du secteur d'étude (BRGM, 2015). L'aléa « remontée de nappe » est donc considéré dans la mesure où la poussée de l'eau peut conduire à une déstabilisation/rupture de l'ouvrage.

Les autres aléas naturels ne sont pas pris en compte dans l'EDD de Kerviler, soit parce que la digue n'est pas soumise à ses aléas (aléas neige et gel par exemple), soit parce que la probabilité que cet aléa survienne en même temps qu'une crue est très faible (aléa sismique par exemple).

4.5 Risques liés aux ouvrages

Les ouvrages, hydrauliques ou non, situés à proximité de l'ouvrage étudié et qui sont susceptibles d'entraîner, par effet domino, des dommages sur la digue de Kerviler et sa zone protégée sont le barrage du Moulin du Comte (vanne bloquée, embâcles, etc...) et le vannage du Moulin du Comte (mêmes causes). L'écluse du Comte étant maintenue fermée en période de crue et ses dimensions étant négligeables par rapport à celles du barrage et du vannage du Moulin du Comte, aucun test de dysfonctionnement ne sera réalisé sur l'écluse.

5. Comparaison des outils disponibles pour numériser un PCS

Conformément au cahier des charges, une analyse comparative des principaux outils permettant la numérisation de PCS a été réalisée. Ces outils sont les logiciels GERISK®, OSIRIS Inondation® et OSIRIS Multirisques®. La Ville de Rennes souhaitait pouvoir manipuler et éditer le logiciel de numérisation par leurs propres moyens. Or, s'il existe un logiciel GERISK® visant à numériser des PCS sur le volet inondation, son utilisation est exclusivement réservée aux ingénieurs GERISK, lesquels numérisent par leurs propres moyens le PCS, voire le réalisent. Pour cette raison, cet outil ne semble pas correspondre aux souhaits du client. D'autre part, les activités de la société GERISK concernent essentiellement la sécurité au travail. Si leur logiciel permet de traiter toutes les problématiques d'un PCS, leurs références en terme d'expertise inondation sont relativement modestes. L'analyse comparative a donc été essentiellement orientée sur les logiciels OSIRIS Inondation® et OSIRIS Multirisques® dont l'utilisation, relativement intuitive, peut être léguée au client, en l'occurrence la ville de Rennes. Développés par le Centre d'Etudes et d'expertise sur les Risques, l'Environnement, la Mobilité et l'Aménagement (CEREMA) pour la version « Inondation » et par le CEREMA et DeltaCAD (société propriétaire des logiciels OSIRIS®) pour la version « Multirisques », la suite OSIRIS® semble plus appropriée pour traiter de la problématique inondation. La seule problématique inondation devant être traitée et le logiciel OSIRIS Inondation® étant gratuit contrairement à la version « Multirisques », c'est vers cet outil que nous conseillerons à la ville de Rennes de s'orienter.

NB : Si besoin est d'intégrer d'autres risques que le risque inondation au PCS, il est possible de basculer de la suite OSIRIS Inondation® vers OSIRIS Multirisques® en conservant toutes les données préalablement enregistrées moyennant un forfait annuel de 6 000 €. D'autre part, il est possible de mettre en réseau le logiciel OSIRIS Inondation sur l'ensemble des postes de la commune et ainsi simplifier et fiabiliser la gestion du risque inondation pour un montant tout à fait accessible de 800€. Enfin, le logiciel est simple d'utilisation et relativement intuitif. Si nécessaire, les formations à l'utilisation du logiciel sont financièrement accessibles. Des tutoriels et autres exercices de prise en main du logiciel sont également disponibles sur le site internet de la société DeltaCAD.

Les résultats de cette analyse comparative sont fournis page suivante.

Tableau 12: Analyse comparative des principaux outils de numérisation de PCS (en vert leurs avantages, en orange leurs inconvénients)

	OSIRIS		GERISK
	OSIRIS INONDATION	OSIRIS MULTIRISQUES	
Prix licence	Gratuit	6000 €/an	Rémunération à la tâche
Type de licence	Local	Réseau	Utilisation du logiciel strictement interne à GERISK
	Possibilité de mise en réseau pour environ 800 €		
Financement	Public (Ministères Intérieur et Ecologie et Etablissement Public Loire)	Public et privé (Ministères Intérieur et Ecologie et Etablissement Public Loire et DeltaCAD)	Exclusivement privé (GERISK)
Formation	1750 € pour 6 personnes : 1 jour		Utilisation du logiciel strictement interne à GERISK
	Possibilité de formation à distance (écrans projetés)		
Assistance téléphonique	800 € pour 8 heures	8 heures gratuites puis 800 € pour 8 heures (renouvelé tous les ans et reporté d'une année sur l'autre)	Pas d'assistance téléphonique propre au PCS
	UNIQUEMENT AUX HORAIRES DE BUREAU		
Developpement	Développé par le CEREMA	Développé par le CEREMA et DeltaCAD	Développé en interne par des spécialistes de la sécurité au travail
Fonctionnalité	Exclusivement destiné aux PCS inondation	Elaboration de PCS complets	Elaboration de PCS complets
	Possibilité de basculer vers OSIRIS Multirisques à tout instant		Essentiellement destiné aux risques industriels et professionnels
Prise en main	Simplicité d'utilisation	Simplicité d'utilisation	Gestion de l'intégralité du PCS par les ingénieurs GERISK
			La commune n'assume que la gestion de crise
	Mise à disposition de tutoriels et exercices de prise en main	Mise à disposition de tutoriels et exercices de prise en main	Peu de possibilités de modification et d'adaptation du PCS
			Utilisation du logiciel exclusivement réservée aux ingénieurs GERISK
			Exercice de simulation de crise préparé et animé par les ingénieurs GERISK

Conclusion

Le modèle filaire construit ici servira de base pour la gestion des crues par les services de la Ville de Rennes. Tous les ouvrages hydrauliques présents sur le territoire communal étant représentés de manière indépendante, il est possible de simuler tous les scénarios possibles en ce qui concerne la gestion des ouvrages hydrauliques. Ainsi, cet outil permettra à la ville de définir les procédures à suivre afin de limiter les conséquences des crues de l'Ille et de la Vilaine. D'autre part, la topographie et la bathymétrie étant définies de manière fine au droit de Rennes, la ligne d'eau est estimée de manière bien plus précise que ce que pouvaient fournir les modèles précédents. Les secteurs à risque sont donc définis de manière beaucoup plus fiable. Cela est également dû au fait que les pertes de charge singulières sont désormais considérées comme telles et non plus de manière factice en augmentant localement la rugosité du lit. Le modèle tournant de manière extrêmement rapide (temps de calcul de l'ordre de la minute), il sera possible pour les services concernés d'ajuster en temps réel leurs gestion des ouvrages hydrauliques si besoin est. Si ce modèle ne devait être utilisé que pour modéliser des crues de période de retour inférieure ou égale à 100 ans, il devrait être exploitable jusqu'à des crues de période de retour 1000 ans. En effet, c'est sur la base des emprises d'inondation d'une crue théorique de période de retour 1000 ans qu'ont été extraits les profils en travers. Attention toutefois, ce modèle étant filaire, il ne représente pas correctement les transferts de débit dans les zones d'expansion des crues. En particulier, les vitesses d'écoulement seront surestimées dans le lit majeur et probablement sous-estimées dans le lit mineur. Ce modèle présente toutefois ces limites. Il n'est fiable qu'au droit de Rennes et la qualité des résultats qu'il fournit dépend de la représentativité des données d'entrée (hydrogrammes à Cesson-Sévigné et à Saint-Grégoire). Le calage de ce modèle sera finalisé après réception des caractéristiques géométriques. Les modélisations hydrauliques jusqu'à la crue centennale seront alors lancées puis l'outil sera fourni à la Ville de Rennes comme outil de gestion de crise.

L'estimation des hydrogrammes de crue de la Vilaine en entrée de Rennes est possible grâce à la présence de la station de Pont Briand à Cesson-Sévigné. En revanche, l'absence de station hydrométrique sur l'Ille à l'aval de la confluence de l'Ille et de l'Illet rend extrêmement complexe l'estimation des hydrogrammes de l'Ille à l'entrée de Rennes. Cela est d'autant plus vrai que la station de Montreuil-sur-Ille est fortement influencée par la présence de zones d'expansion des crues en amont et que les pics de crue de l'Ille et de l'Illet n'arrivent que très rarement en concomitance au droit de Rennes. Enfin, compte tenu de la topographie au droit de l'Ille à l'amont de Rennes, il est extrêmement complexe de représenter de manière fiable les transits de débit depuis les stations hydrométriques à l'amont jusqu'à Rennes. Ainsi, il serait particulièrement intéressant pour la Ville de Rennes de remettre en service la station hydrométrique de Saint-Grégoire afin de pouvoir faire tourner le modèle avec des données d'entrée fiables. C'est d'ailleurs une requête que la commune a transmis au SPC. Cela permettrait notamment d'optimiser la gestion des

ouvrages hydrauliques et donc de limiter les conséquences des crues, en particulier sur l'Ille et en aval de la confluence de l'Ille et de la Vilaine.

Les résultats de modélisation seront utilisés ultérieurement dans le cadre des études de dangers de digue. En particulier, ils permettront d'estimer les débits maximaux, et donc les périodes de retour, pour lesquelles les digues remplissent leur rôle sans surverse par-dessus le corps de digue qui mettrait en péril les populations et les biens dans la zone protégée.

A l'heure d'aujourd'hui, la Ville de Rennes n'a pas tranché quant à la numérisation ou non de son PCS. En effet, si un PCS numérisé permet de définir de manière précise et immédiate les actions à mettre en œuvre ainsi que les moyens de les réaliser en fonction des conditions à l'amont (débits, hauteurs d'eau...), son utilisation nécessite des moyens humains supplémentaires. En particulier, un agent doit en permanence assurer le suivi des opérations et les retranscrire dans le logiciel pour qu'un tel outil soit utile. D'autre part, afin d'assurer une gestion de crise efficace, le logiciel doit être maîtrisé et la coordination entre les différentes équipes intervenant dans la gestion de crise parfaitement assurée. Enfin, si la numérisation d'un PCS permet d'adapter à chaque événement la démarche à adopter, cela implique que les agents ont plus de missions à s'approprier puisqu'ils devront savoir comment réagir dans chaque situation. C'est pour ces raisons que la Ville de Rennes hésite encore à numériser son PCS.

Bibliographie

- ARTELIA, LEFEBVRE V. Etude de dangers du barrage de la Cantache. 2014a. 247 p.
- ARTELIA, LEFEBVRE V. Etude de dangers du barrage de la Haute Vilaine. 2014b. 203 p.
- ARTELIA, LEFEBVRE V. Etude de dangers du barrage de la Valière. 2014c. 195 p.
- BRADLEY J-N. Hydraulics of bridge waterways. US Federal Highway Administration : Bridge division, 1978. 159 p.
- BRETSCHNEIDER C. L, Revisions in wave forecasting: deep and shallow water. Coastal Engineering Proceedings, 1957, vol. 1, n° 6, pp. 30-67
<<http://dx.doi.org/10.9753/icce.v6.3>>
- BRGM. Carte des remontées de nappe [en ligne]. BRGM. [Consulté le 08 juin 2015]
<http://www.inondationsnappes.fr/donnees_SIG.htm?map=tout&dpt=35&x=300400&y=2353807&r=5>
- CARLIER M. Hydraulique générale et appliquée. Paris, EYROLLES, 1972. 582 p. (Collection de la Direction des Etudes et Recherches d'Electricité de France). ISSN 0399-4198
- CRONSHEY R, Urban hydrology for small watersheds. US Dept. of Agriculture, Soil Conservation Service, Engineering Division.1986.
- DE ALMEIDA I-K, ALMEIDA A-K, ANACHE J-A-A, STEFFEN J-L, ALVES SOBRINHO A. Estimation on time of concentration of overland flow in watersheds: a review. Geociencias, 2014, vol.33, n°4, pp. 661-671
- DHI, CHARTIER M, PAYAN J-L. Elaboration d'un modèle de prévision des crues en temps réel sur le bassin de la Vilaine. 2008. 63 p.
- DHI. Mike 11 User Guide: A modelling system for rivers and channels, Volume 1. 342 p.
- DUPONT N, FAVIER R, GRANET-ABISSET A-M, GRELOT F, QUESSEVEUR E, TANGY J-F, VAN TILBEURGH V. Quand les cours d'eau débordent: Les inondations dans le bassin de la Vilaine du 18e siècle à nos jours. Presses Universitaires de Rennes, 2012. 267 p. (Collection Espace et Territoires). ISBN 978-2-7535-1785-1
- DREAL Bretagne, MARZIOU S, GLAZIOU G, PALI J. Territoire à risque important d'inondation: Vilaine de Rennes à Redon – Rapport de présentation de la cartographie des surfaces inondables et des risques d'inondations. 2014. 137 p.
- GIANDOTTI M. Previsione empirica delle piene in base alle precipitazioni meteoriche, alle ratteristiche fisiche e morfologiche dei bacini: Applicazione del metodo ad alcuni bacini dell'Appennino Ligure. Memorie e Studi Idrografici, 1940, vol. 10, pp. 5-13
- INSEE. Commune de Rennes (35238) - Chiffres clés Évolution et structure de la population [en ligne]. INSEE, 2011. [Consulté le 14 janvier 2015]
<http://www.insee.fr/fr/themes/tableau_local.asp?ref_id=POP&millesime=2011&ty pgeo=COM&typesearch=territoire&codgeo=COM+-Rennes+%2835238%29&territoire=OK>
- KIBLER D-F. Recommended Hydrologic Procedures for Computing Urban Runoff from Small Developing Watersheds in Pennsylvania. Institute for Research on Land and Water Resources, The Pennsylvania State University. 1982.
- LAUTRIN D, Vieillissement et réhabilitation des petits barrages en terre. Editions Quae, 2002.
- McCARTHY G-T. The unit hydrograph and flood routing. Unpublished Paper In US Army Corps of Engineers, Conference of North Atlantic Division, New London, CT. US Engineering Office, Providence RI. 1938

- METEO FRANCE. Estimation des hauteurs de précipitations d'occurrence rare pour des durées de cumul de 1 à 10 jours sur 3000 postes français. 1999. 463 p.
- Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie. Première évaluation nationale du risque d'inondation, 2011. 16 p.
- PASINI F. Relazione sul progetto della bonifica renana, Bologne, Italie, 1914.
- Préfecture d'Ille et Vilaine. Dossier Départemental sur les Risques Majeurs. 2010. 29 p.
- SILVEIRA A-L-L. Performance of time of concentration formulas in urban and rural basins. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, 2005, vol.10, pp. 5-23.
- USACE. Hydrologic Modeling System HEC-HMS. Technical Reference Version 3.5. Hydrologic Engineering center, 2010. 138 p.
- VISSMAN W, HARBAUGH T. E, KNAPP J. Introduction to hydrology. Intex Educational, 1972. 415 p.
- Ville de Rennes. Dossier d'Information Communal sur les Risques Majeurs. 2011. 26 p.

ANNEXES

Annexe 1: Cartographies des zones inondables

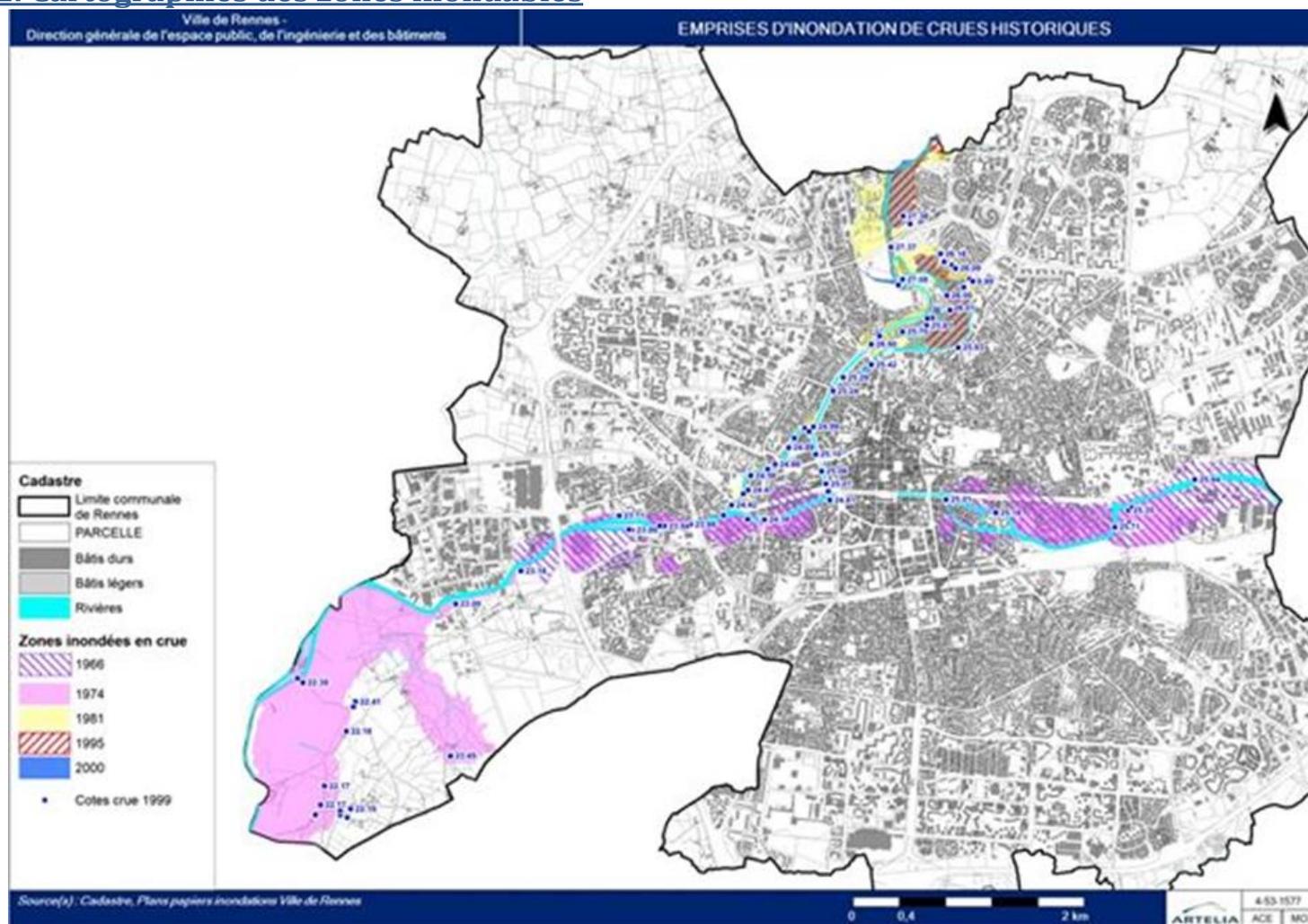


Figure 13: Emprises d'inondation des crues historiques

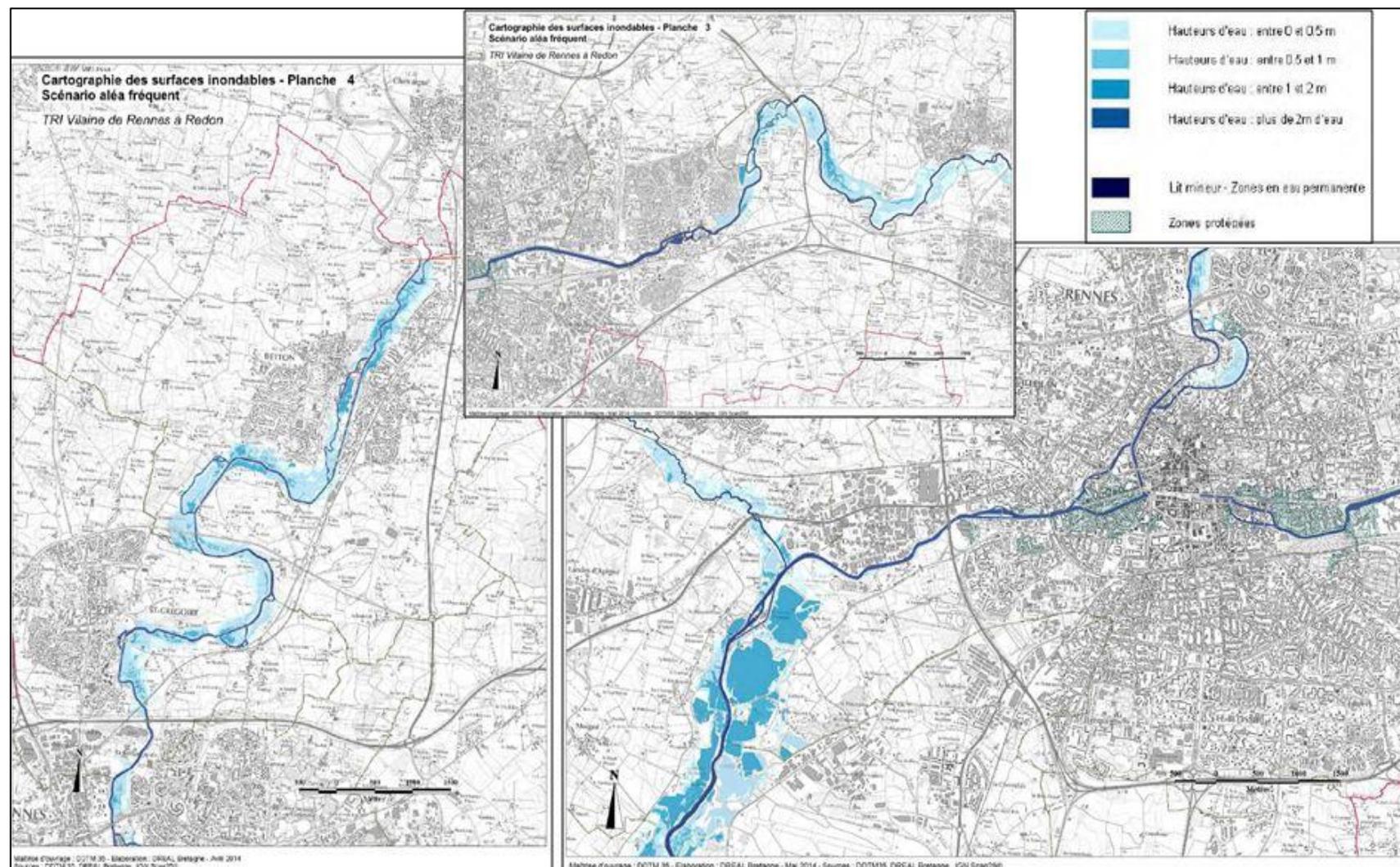


Figure 14 : Emprise d'inondation pour une crue de période de retour 20 ans sur la zone d'étude (source : TRI Vilaine de Rennes à Redon, DREAL Bretagne, 2014)

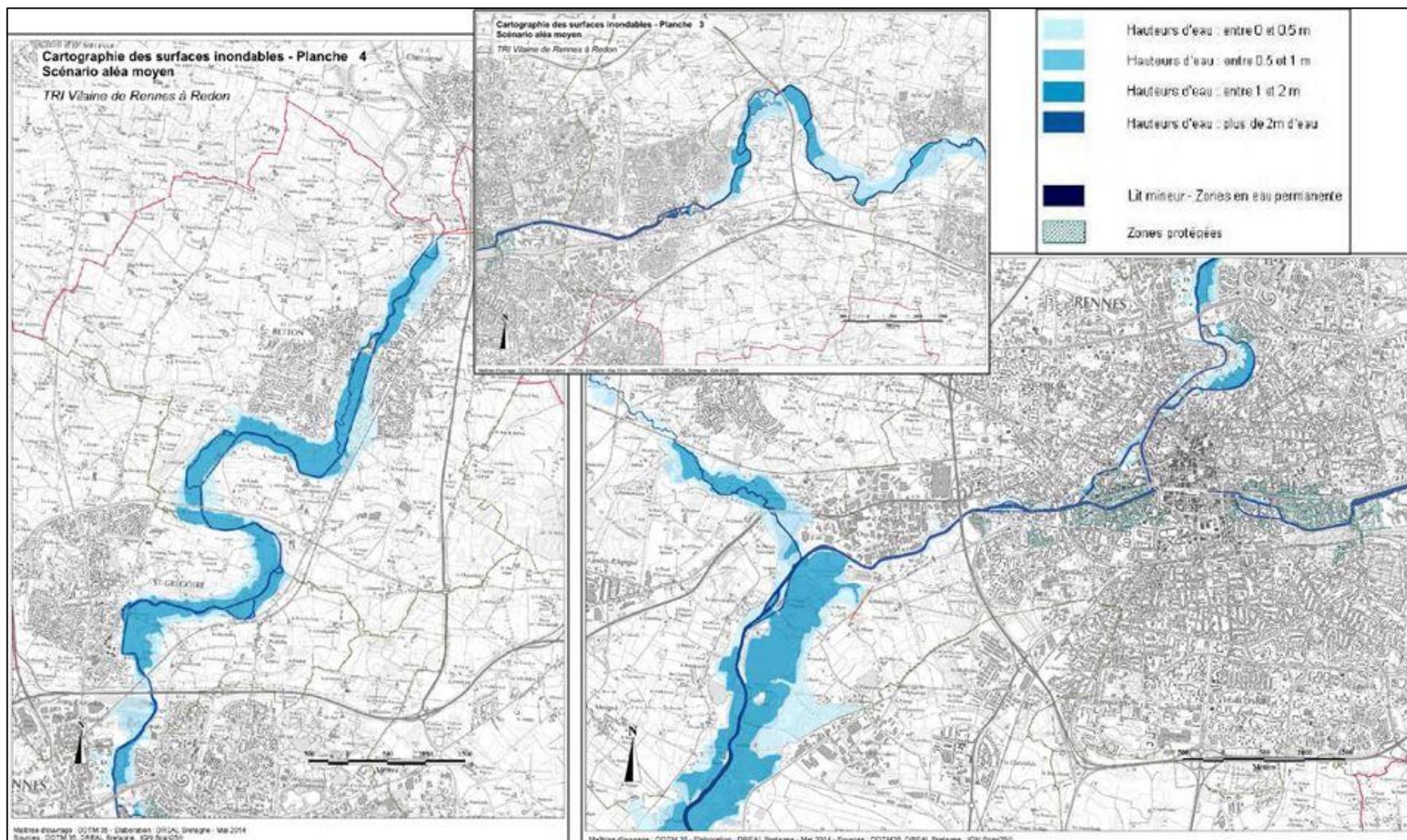


Figure 15 : Emprise d'inondation pour une crue de période de retour 100 ans sur la zone d'étude (source : TRI Vilaine de Rennes à Redon, DREAL Bretagne, 2014)

Annexe 2: Estimation des débits de pointe centennaux par la méthode du Gradex

Principe de la méthode :

La méthode du Gradex a été développée en 1966 par la division technique d'EDF pour estimer les débits de fréquence très rare. Elle permet notamment d'extrapoler le débit décennal ou cinquantennal en débit centennal. Cette méthode est basée sur l'hypothèse suivante : pour des événements rares, la capacité d'infiltration maximale des bassins versant est atteinte ; tout accroissement des précipitations se caractérise alors par un accroissement similaire du ruissellement et donc des débits. La méthode suppose également une homogénéité des précipitations sur le bassin versant.

La formule est présentée ci-dessous :

$$Eq. 2: Q_{100} = Q_T + (u_{100} - u_T) * G_d$$

Avec : Q_{100} le débit de pointe de période de retour 100 ans (mm)

Q_T le débit de pointe de période de retour T (mm)

$u_T = -\ln(\ln(\frac{1}{1-\frac{1}{T}}))$ la variable centrée réduite de Gumbel de période de retour T

$G_d = \frac{P_{100}(mm) - P_T(mm)}{\text{Durée de pluie considérée (s)}}$ le Gradex des débits où P_T représente la « hauteur » de pluie moyenne (en tombée sur le bassin versant considéré pendant la durée de pluie considérée en considérant une période de retour T. Ces données sont disponibles auprès de Météo France.

Et: $Q_T(mm) = \frac{Q_T(m^3/s)}{1000 * S(km^2)}$ avec S la superficie (en km²) du bassin versant à l'amont du point de calcul.

Il vient finalement :

$$Eq. 3: Q_{100} \left(\frac{m^3}{s} \right) = Q_T \left(\frac{m^3}{s} \right) + 1000 * S(km^2) * (u_{100} - u_T) * \frac{P_{100}(mm) - P_T(mm)}{\text{Durée de pluie considérée (s)}}$$

La durée de pluie considérée est de l'ordre du temps de concentration du bassin versant.

Annexe 3: Représentation des singularités

Les résultats tirés du modèle 2D TELEMAC pour la représentation de la crue centennale de la Vilaine montrent que la ligne d'eau correspondant à la crue centennale prise en compte dans l'élaboration du PPRI a été sous-estimée. En particulier, certains ouvrages hydrauliques spécifiques et certains points particuliers du chevelu au droit de Rennes et à l'aval immédiat de la commune engendrent des pertes de charge singulières non négligeables. Or, ces pertes de charge singulières ont été représentées linéairement voire pas représentées du tout lors de l'élaboration du PPRI. Ainsi, la ligne d'eau a été sous-estimée, en particulier à l'amont immédiat de ces points particuliers. Ces pertes de charge singulières seront donc renseignées dans le modèle unidimensionnel.

Le logiciel MIKE 11 représente les pertes de charge singulières selon l'équation suivante :

$$Eq. 4: \Delta H = \zeta * \frac{Q^2}{2 * g * A^2}$$

Avec : ΔH la perte de charge singulière (mètres)

ζ le coefficient de perte de charge (sans unité)

Q le débit (m³/s)

g = 9.81 m.s⁻² l'accélération de la gravité

A la section mouillée au droit de la perte de charge singulière (m²)

Les principales pertes de charge singulières représentées sont celles correspondant aux élargissement et rétrécissements brusques, aux élargissements progressifs, aux diffluences et confluences ainsi qu'aux coudes. Les pertes de charge singulières créées par les coudes arrondis ont été représentées similairement aux coudes à angles vifs puis corrigées ou non voire non représentées selon le rayon de courbure et l'angle au centre de la singularité. Pour les cas extrêmes où les rayons de courbure étaient très grand par rapport à la largeur de la section d'écoulement, les coudes arrondis ont pu être représentés comme une déviation à angle droit constituée de deux coudes successifs à 45° séparés par une longueur rectiligne ou constituée de quatre coudes successifs de 22.5° séparés par une longueur rectiligne. A noter que ces représentations correspondent à chaque fois à des angles au centre de 90° et qu'il faudra donc, le cas échéant, adapter les valeurs fournies dans la littérature au cas étudié. Les rétrécissements progressifs ne génèrent que très peu de pertes de charge singulières car ils ont tendance à faire converger les vitesses d'écoulement de toute la section vers une même valeur moyenne. Ainsi, ces singularités ne seront pas considérées.

Les coefficients de perte de charge relatifs aux différentes pertes de charge singulières ont été calculés comme défini ci-dessous. A noter que quelle que soit la nature de la perte de

charge singulière, les valeurs considérées pour le coefficient de perte de charge ζ ont été ajustées en phase de calage à partir des données historiques à disposition.

Elargissement brusque : Eq. 5: $\zeta = \left(\frac{l_{max}}{l_{min}} - 1\right)^2$ avec l_{max} la largeur de la section d'écoulement à l'aval du rétrécissement et l_{min} la largeur de la section d'écoulement à l'amont du rétrécissement.

La vitesse considérée dans le calcul de ces pertes de charges singulières doit être renseignée dans la section large. Ces pertes de charge seront donc représentées dans le modèle à l'aval immédiat de l'élargissement brusque.

Dans le cas où le calcul de perte de charge est réalisé en amont du rétrécissement brusque, il vient en égalisant les pertes de charge ΔH calculées dans les deux cas :

Eq. 6: $\Delta H = \left(\frac{l_{max}}{l_{min}} - 1\right)^2 * \frac{v_{aval}^2}{2*g} = \zeta * \frac{v_{amont}^2}{2*g}$ avec v_{aval} la vitesse moyenne de l'écoulement à l'aval immédiat du rétrécissement brusque et v_{amont} la vitesse d'écoulement à l'amont immédiat du rétrécissement brusque d'où : $\zeta = \left(\frac{l_{max}}{l_{min}} - 1\right)^2 * \left(\frac{v_{aval}}{v_{amont}}\right)^2$

En considérant que : $\frac{v_{aval}}{v_{amont}} \approx \frac{l_{amont}}{l_{aval}}$, il vient que :

$$Eq. 7: \zeta \approx \left(\frac{l_{max}}{l_{min}} - 1\right)^2 * \left(\frac{l_{amont}}{l_{aval}}\right)^2$$

Rétrécissement brusque : $\zeta = 0.5$

La vitesse considérée dans le calcul de ces pertes de charges singulières doit être renseignée dans la section étroite..

Dans le cas où le calcul de perte de charge est réalisé en amont du rétrécissement brusque, il vient en égalisant les pertes de charge ΔH calculées dans les deux cas :

Eq. 8: $\Delta H = 0.5 * \frac{v_{aval}^2}{2*g} = \zeta * \frac{v_{amont}^2}{2*g}$ avec v_{aval} la vitesse moyenne de l'écoulement à l'aval immédiat du rétrécissement brusque et v_{amont} la vitesse d'écoulement à l'amont immédiat du rétrécissement brusque d'où : $\zeta = 0.5 * \left(\frac{v_{aval}}{v_{amont}}\right)^2$

En considérant que : $\frac{v_{aval}}{v_{amont}} \approx \frac{l_{amont}}{l_{aval}}$, il vient que :

$$Eq. 9: \zeta \approx 0.5 * \left(\frac{l_{amont}}{l_{aval}}\right)^2$$

Élargissement progressif : Eq. 10: $\zeta = z(\theta) * \left(\frac{l_{max}}{l_{min}} - 1\right)^2$ avec l_{max} la largeur de la section d'écoulement à l'amont de l'élargissement, l_{min} la largeur de la section d'écoulement à l'aval de l'élargissement, L la distance entre les sections amont et aval et :

Eq. 11: $\theta = 2 * \text{Arctan}\left(\frac{l_{max}-l_{min}}{2*L}\right)$ l'angle d'élargissement de la section. La fonction $z(\theta)$ peut être représentée de la manière suivante :

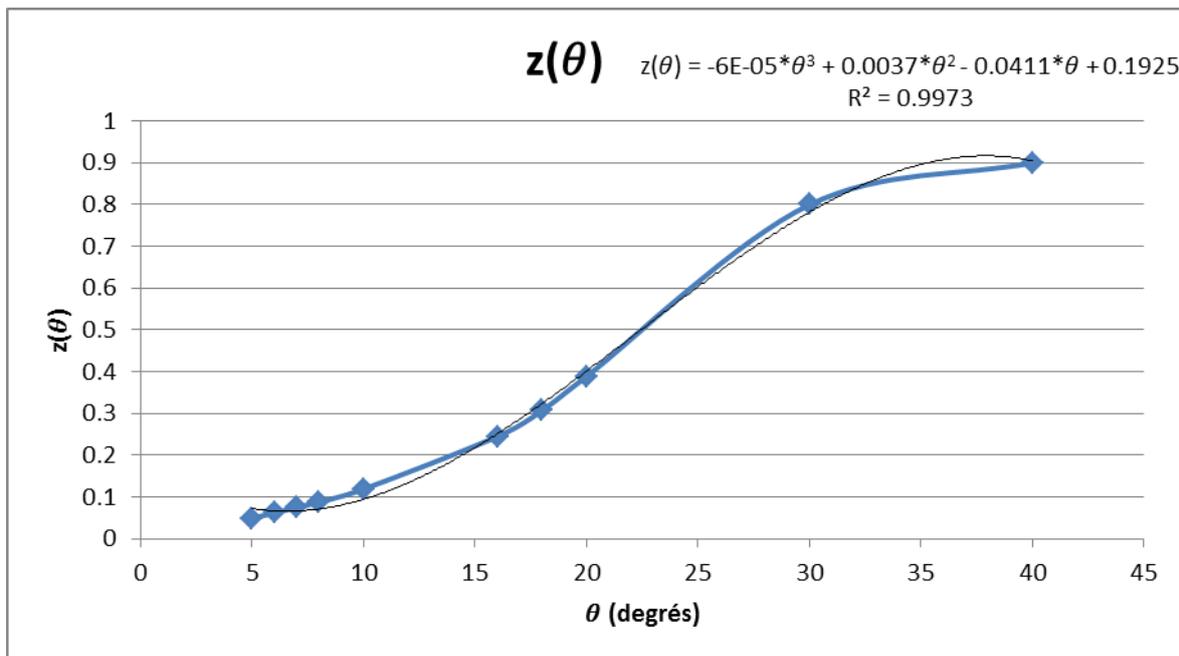


Figure 16: Evaluation du coefficient z en fonction de l'angle d'élargissement θ dans le cas d'un élargissement progressif

La vitesse considérée dans le calcul de ces pertes de charges singulières doit être renseignée dans la section large. Ces pertes de charge seront donc représentées dans le modèle à l'aval immédiat de l'élargissement progressif, une fois la section maximale atteinte.

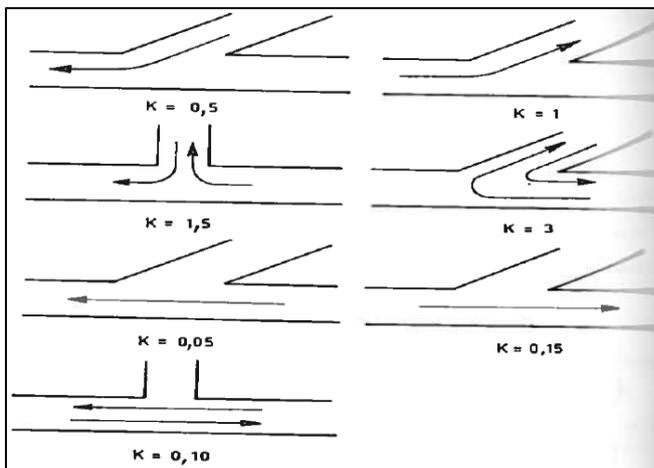


Figure 17: Estimation des coefficients de perte de charge singulière au droit des confluentes et diffluents (d'après Carlier, 1972)

Confluences et diffluents : Les coefficients de perte de charge singulière aux confluentes et diffluents sont renseignés d'après les recommandations de Michel Carlier (Carlier, 1972) (cf. figure 17). Les données fournies ici sont représentatives d'une diffluence ou d'une confluence de deux bras de même géométrie. La valeur du coefficient de perte de charge ζ devra

donc être ajustée au cas par cas en amont de la phase de calage.

Le coefficient de perte de charge relatif aux diffluences est généralement considéré en première approximation deux fois supérieur à celui relatif aux confluences (cf. figure 17) car les diffluences ont tendance à entraîner une grande disparité des vitesses d'écoulement dans un bras par rapport à l'autre mais aussi au sein d'une même section d'écoulement. Au contraire, les confluences ont tendance à faire converger toutes les vitesses d'écoulement ponctuelles vers une même valeur moyenne, générant ainsi une plus faible perte de charge.

Coudes Eq. 12: $\zeta = 1 - 2 * \cos(\theta)$ avec θ l'angle de déviation du coude

Les pertes de charge singulières plus particulières ou ne présentant pas de formule générale applicable dans tous les cas ont été estimées à partir de données trouvées dans la littérature. Cela est notamment vrai pour le cas des déviations à angles droits constituées de coudes successifs et des doubles déviations.

Tableau 13: Cas d'une déviation à angle droit constituée de deux coudes successifs de 45° séparés par une longueur rectiligne ℓ d'un canal de largeur L (d'après Carlier, 1972)

$\frac{\ell}{L} =$	0.71	0.943	1.174	1.42	1.86	2.56	6.28	∞
$\zeta =$	0.51	0.45	0.38	0.38	0.39	0.43	0.45	0.64

Tableau 14: Cas d'une déviation à angle droit constituée de quatre coudes successifs de 22.5° séparés par une longueur rectiligne ℓ d'un canal de largeur L (d'après Carlier, 1972)

$\frac{\ell}{L} =$	0.71	0.943	1.174	1.42	1.86	2.56	6.28	∞
$\zeta =$	0.43	0.38	0.32	0.32	0.33	0.36	0.38	0.54

Tableau 15 : Cas d'une double déviation à 30° séparée par une longueur rectiligne ℓ d'un canal de largeur L (d'après Carlier, 1972)

$\frac{\ell}{L} =$	1.23	1.67	2.37	3.77
$\zeta =$	0.30	0.38	0.26	0.24

Annexe 4: Calcul des pertes de charge singulières au droit des ponts par la formule de Bradley

Le modèle MIKE11 ne calcule pas automatiquement les pertes de charge singulières au droit des ponts. Ces pertes de charge singulières ont donc été calculées en utilisant la même formule que celle utilisée pour les autres pertes de charge singulières et en estimant le coefficient de perte de charge singulière ζ d'après la formule de Bradley :

$$Eq. 13: \zeta = (A + B) * \left(\frac{v_a}{v_{moy}}\right)^2 \text{ avec :}$$

v_a la vitesse moyenne dans la section réduite au droit de l'ouvrage (m/s)

v_{moy} la vitesse moyenne de l'écoulement à l'amont immédiat de l'ouvrage (m/s)

Dans un souci d'obtenir un coefficient ζ unique quelles que soient les conditions d'écoulement, il sera considéré en première approximation que $\frac{v_a}{v_{moy}} = \frac{l_a}{l_{amont}}$ avec l_a la largeur de la section d'écoulement entre les culées au droit du pont (m) et l_{amont} la largeur de la section d'écoulement à l'amont immédiat de l'ouvrage (m).

$$D'où : \zeta = (A + B) * \left(\frac{l_a}{l_{amont}}\right)^2 \text{ avec :}$$

$$Eq. 14: A = (K_{base} + K_{piles} + K_{excentricité} + K_{biais}) * \alpha_2 \text{ où :}$$

Eq. 15: $\alpha_2 = (\alpha_1 - 1) * M + 1$ avec $\alpha_1 = \frac{\sum Q_i * v_i^2}{Q * v^2}$ où Q_i et v_i représentent les débits et vitesses d'écoulement dans chaque sous-section i et Q et v le débit total et la vitesse moyenne d'écoulement.

On considèrera en première approximation $\alpha_1 = 1$ d'où $\alpha_2 = 1$

Le coefficient d'obstruction M est défini comme le rapport entre la section d'écoulement au droit de l'ouvrage et la section d'écoulement naturelle en ôtant les piles. En première approximation, ce coefficient pourra être défini de la manière suivante :

$$Eq. 16: M = \frac{l_a}{l_{amont}}$$

Le coefficient K_{base} est défini par lecture d'abaque en fonction de la valeur du coefficient d'obstruction M et du type de culées constitutives du pont (cf. figure 18).

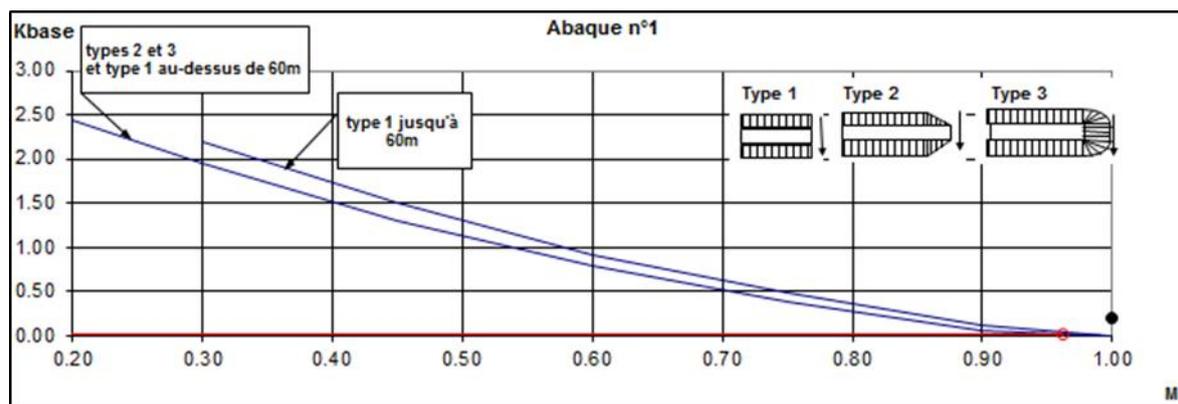


Figure 18: Estimation du coefficient K_{base} en fonction du coefficient d'obstruction M et du type de culées

De même, le coefficient K_{piles} est défini par :

Eq. 17: $K_{piles} = S * dKp$ où S et dKp sont obtenus par lecture d'abaques. Le coefficient S est fonction de la valeur du coefficient d'obstruction M et du type de piles constitutives du pont (cf. figure 19).

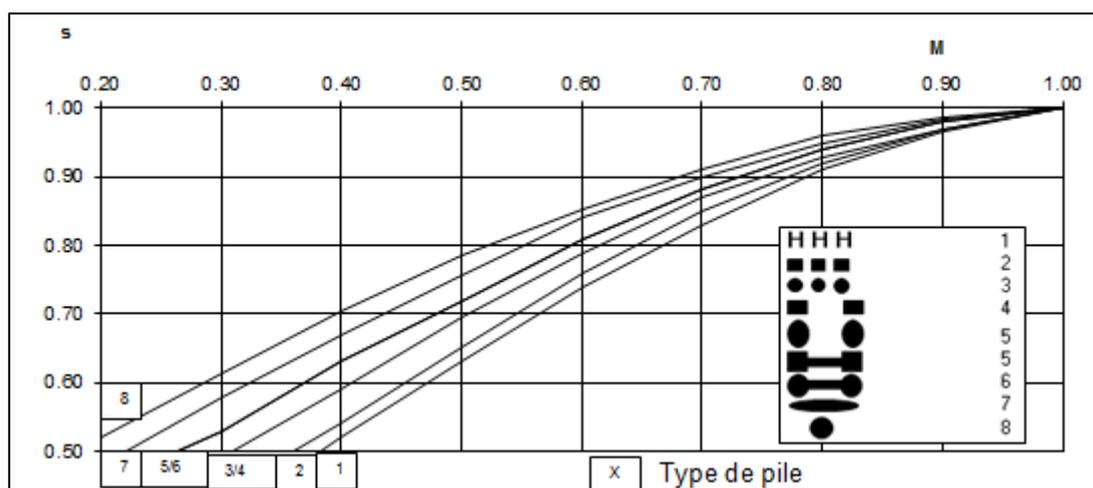


Figure 19: Estimation du coefficient S en fonction du coefficient d'obstruction M et du type de piles

Le coefficient dKp est fonction du type de piles constitutives du pont et de la valeur de J (cf. figure 21), fonction dépendante de la surface projetée des piles du pont dans l'axe de l'écoulement et de la surface mouillée de l'écoulement entre les culées du pont au droit de l'ouvrage, avec :

Eq. 18: $J = \frac{Np * Wp}{b}$ avec Np le nombre de piles, Wp la largeur d'une pile perpendiculairement à l'écoulement et b la distance entre les culées du pont (cf. figure 20).

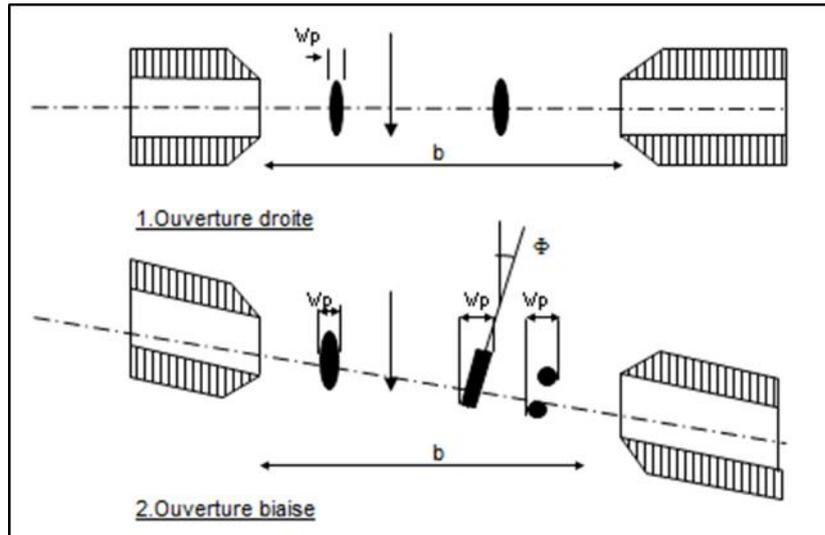


Figure 20 : Représentation graphique des largeurs W_p et b

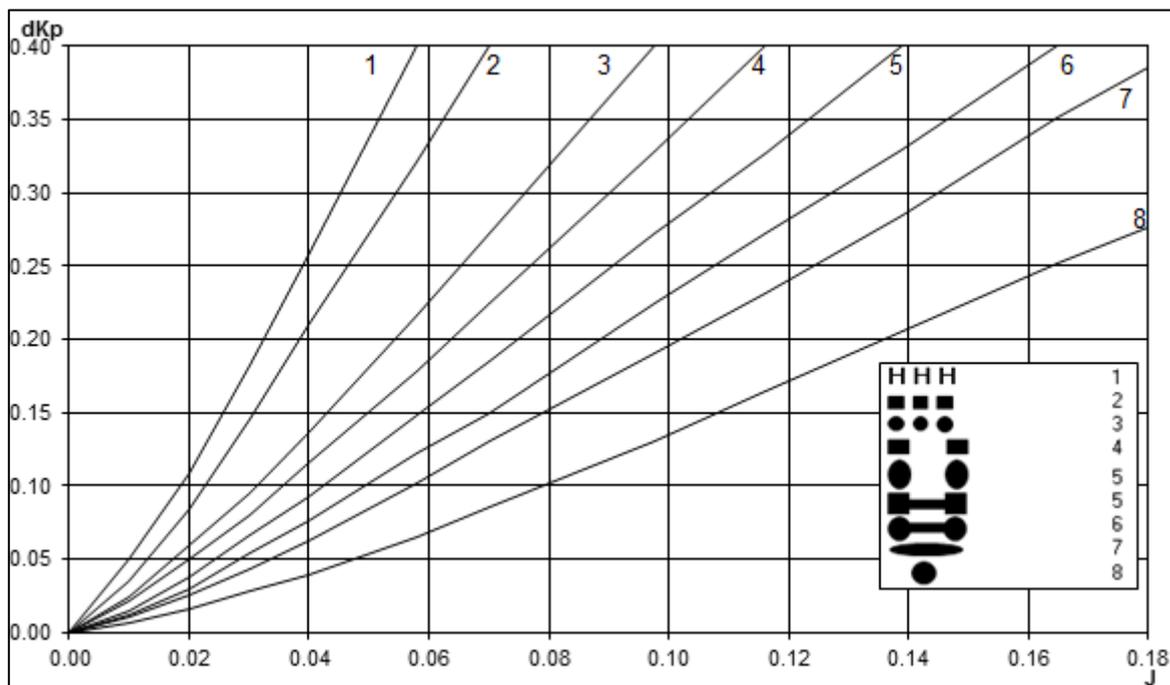


Figure 21 : Estimation du coefficient dK_p en fonction du coefficient J et du type de piles

Le coefficient $K_{\text{excentricité}}$ est défini par lecture d'abaque (cf. figure 23) en fonction des valeurs du coefficient d'obturation M et du coefficient d'excentricité e fonction du débit occulté en rive gauche q_2 et du débit occulté en rive droite q_3 par les culées (cf. figure 22) avec :

$$\text{Eq. 19: } e = 1 - \frac{q_2}{q_3} \text{ si } q_2 < q_3 \text{ et } e = 1 - \frac{q_3}{q_2} \text{ si } q_3 < q_2.$$

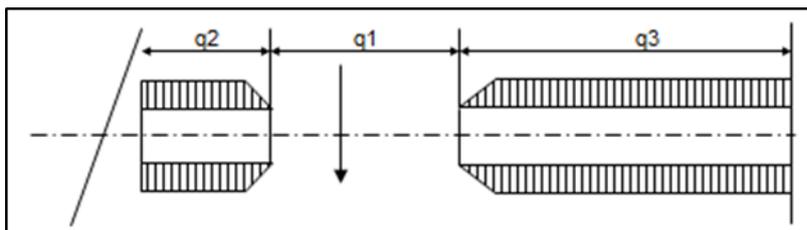


Figure 22 : Représentation graphique des "débits" q_1 , q_2 et q_3

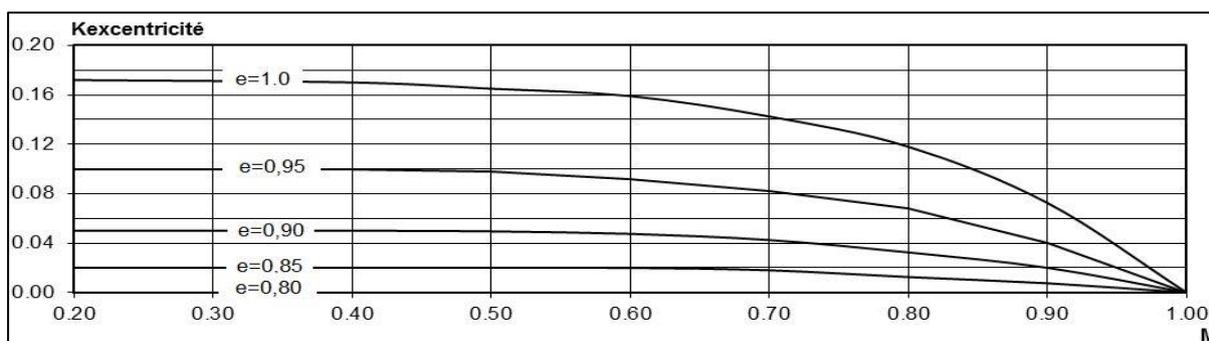


Figure 23: Estimation du coefficient $K_{\text{excentricité}}$ en fonction du coefficient d'obstruction M et du coefficient d'excentricité e

Le coefficient K_{biais} rend compte du biais que forme le pont avec la perpendiculaire aux lignes d'écoulement. Il est défini à partir d'abaques en fonctions du type de culées (biaisées ou non), de l'angle Φ formé entre les lignes d'écoulement préférentiel et la perpendiculaire aux culées et de la valeur du coefficient d'obstruction M (cf. figure 24).

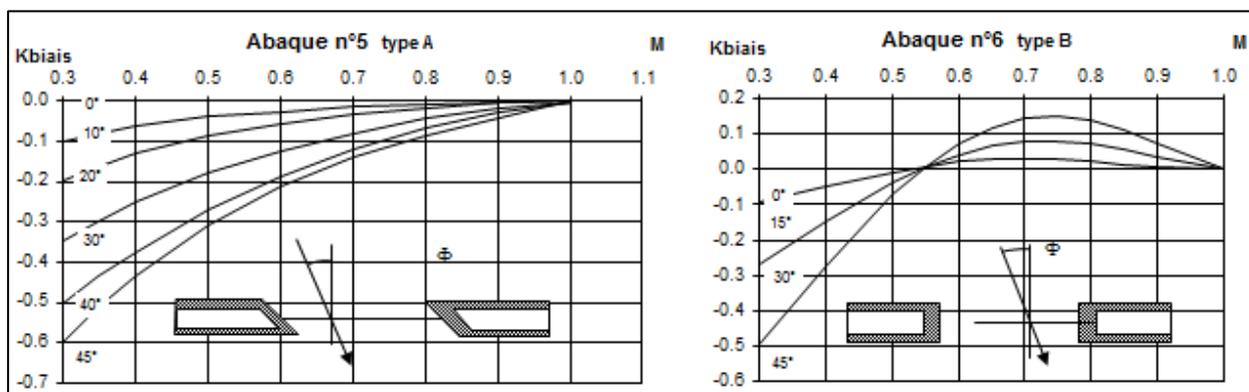


Figure 24 : Estimation du coefficient K_{biais} en fonction du coefficient d'obstruction M , de l'angle Φ et du type de culées (biaisées ou non)

Le terme A (cf. eq. 14) peut alors être estimé.

Le terme B est défini par :

Eq. 20: $B = \alpha_1 * \left(\left(\frac{S_{\text{écoulement, ouvrage}}}{S_{\text{naturelle}}} \right)^2 - \left(\frac{S_{\text{écoulement, ouvrage}}}{S_{\text{amont}}} \right)^2 \right)$ où $S_{\text{naturelle}}$ représente la superficie d'écoulement si on ignore les piles et culées du pont, S_{amont} la superficie

d'écoulement à l'amont immédiat du pont et $S_{\text{écoulement,ouvrage}}$ la superficie réelle de l'écoulement au droit du pont.

Connaissant les dimensions de chaque ouvrage et en admettant que $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$, il est possible d'estimer la valeur du coefficient B dans chaque cas. En admettant toutes les considérations explicitées ci-dessus, Il vient alors :

$$\text{Eq. 21: } \zeta \approx (K_{\text{base}} + K_{\text{piles}} + K_{\text{excentricité}} + K_{\text{biais}} + B) * \left(\frac{l_a}{l_{\text{amont}}}\right)^2$$

Comme pour les autres pertes de charge singulières, les valeurs des différents coefficients de perte de charge ζ calculées au moyen de la méthode détaillée ici sont des valeurs théoriques. Ces valeurs seront ajustées en phase de calage afin de représenter de manière fidèle l'hydraulique de l'Ille et de la Vilaine au droit de Rennes.

Annexe 5: Estimation des coefficients de perte de charge singulière au droit des singularités morphologiques et ouvrages hydrauliques

Les différentes singularités morphologiques engendrant des pertes de charge singulières représentées dans le modèle ont été cartographiées précédemment (cf. figure 6). Les localisations précises sur le réseau hydrographique modélisé de ces singularités ainsi que les valeurs des coefficients de perte de charge ζ théoriques sont fournies ci-dessous. Les valeurs de ces coefficients de perte de charge seront affinées en phase de calage, après réception de la géométrie des ouvrages présents sur la Ville de Rennes.

Tableau 16: Coefficients de perte de charge singulière théoriques et considérés après calage du modèle

Tronçon	PK (m)	ID	NATURE	ζ théorique
ILLEROBINSON	16	R brusque écluse robinson	Rétrécissement brusque	1.28
ILLEROBINSON	97	E brusque écluse robinson	Elargissement brusque	2.07
ILLEROBINSON	5	Difffluence Ille/Robinson	Difffluence	0.04
ILLEAMONT	74	Difffluence Ille/Robinson	Difffluence	1.5
ILLEAMONT	206	E brusque moulin robinson	Elargissement brusque	0.16
ILLEAMONT	333	confluence Ille/Robinson	Confluence	0.5
ILLE	3191	Difffluence Ille/St Martin	Difffluence	0.1
ILLESAINTMARTIN	10	Difffluence Ille/St Martin	Difffluence	1.5

ILLESAINTMARTIN	2376	Confluence Ille/St Martin	Confluence	0.5
ILLE	5326	Difffluence Ille/Ille RG	Difffluence	1
ILLERG	28	Difffluence Ille/Ille RG	Difffluence	0.15
ILLERG	382	Venturi	Elargissement progressif	0.054
ILLERG	421	R brusque Ecluse du Mail	Rétrécissement brusque	2.45
ILLERG	480	E brusque Ecluse du Mail	Elargissement brusque	0.62
ILLERG	490	Confluence Ille RG/Vilaine	Confluence	0.02
VILAINE	17481	Demi-élargissement progressif	"Demi" Elargissement progressif	0.44
VILAINE	15719	Difffluence Vilaine/Vilaine DPDL	Difffluence	0.15
VILAINE DUPONTDESLOGES	28	Difffluence vilaine/Vilaine DPDL	Difffluence	1
VILAINE	15897	Difffluence Vilaine/DPDL	Difffluence	0.1
DUPONTDESLOGES	15	Difffluence Vilaine/DPDL	Difffluence	1.5
DUPONTDESLOGES	85	Confluence VilaineDPDL/DPDL	Confluence	0.5
VILAINE	16379	Confluence Vilaine/VilaineDPDL	Confluence	0.5
ILLE	6374	Confluence Ille/Vilaine	Confluence	0.5
VILAINE	18350	Confluence Ille/Vilaine	Confluence	0.23
VILAINE	19093	Difffluence Vilaine/Moulinducomte	Difffluence	0.15
VILAINELECOMTE	39	Difffluence Vilaine/Moulinducomte	Difffluence	1
VILAINE	19181	R brusque Ecluse du Comte	Rétrécissement brusque	2.05
VILAINE	19229	E brusque Ecluse du Comte	Elargissement brusque	0.59
VILAINELECOMTE	457	Confluence Vilainelecomte/Vilaine	Confluence	0.5
VILAINEAPIGNE1	43	Difffluence Vilaine/VilaineApigné1	Difffluence	0.5
VILAINE	22490	Difffluence Vilaine/VilaineApigné1	Difffluence	0.15
VILAINEAPIGNE1	275	Difffluence VilaineApigne1et2	Difffluence	0.7
VILAINEAPIGNE1	446	E brusque	Elargissement	1.19

		Moulin d'Apigné	brusque	
VILAINEAPIGNE1	699	Confluence Vilaineapigne1/Vilaine	Confluence	0.5
VILAINE	22815	R brusque Apigné	Rétrécissement brusque	2.29
VILAINE	22862	E brusque Apigné	Elargissement brusque	0.64
ILLE	1650	CAILLE10	Coude	0.4
ILLE	1155	CAILLE13	Coude	0.1
ILLE	949	CAILLE14	Coude	0.6
ILLE	802	CAILLE15	Coude	0.9
ILLEAMONT	108	CAILLE16	Coude	0.6
ILLE	6074	DDILLE1	Double déviation	0.3
ILLE	5413	CAILLE5	Coude	0.1
ILLE	3724	CAILLE6	Coude	0.18
ILLE	3362	CAILLE7	Coude	0.1
ILLE	2770	CAILLE8	Coude	0.2
ILLE	2485	CAILLE9	Coude	0.3
ILLE	5266	CILLE1	Coude	0.3
ILLESAINTMARTIN	1211	CAILLESMARTIN2	Coude	0.2
ILLESAINTMARTIN	2106	CILLESMARTIN2	Coude	0.25
ILLESAINTMARTIN	1866	CILLESMARTIN3	Coude	0.44
ILLESAINTMARTIN	636	CILLESMARTIN5	Double Coude	1.2
ILLESAINTMARTIN	217	CILLESMARTIN7	Coude	1
VILAINE	22798	CAVIL1	Coude	0.1
VILAINE	14821	CAVIL11	Coude	0.75
VILAINE	14542	CAVIL14	Coude	0.75
VILAINE	21917	CAVIL2	Coude	0.25
VILAINE	21158	DDVIL1	Double déviation	0.35
VILAINE	20426	DDVIL2	Double déviation	0.2
VILAINE	19693	CAVIL7	Coude	0.1
VILAINE	16241	CVIL1	Coude	0.1
VILAINE DUPONTDESLOGES	130	CAVILDPDL2	Coude	0.3
VILAINE DUPONTDESLOGES	665	CVILDPDL1	Coude	0.4

Annexe 6 : Interpolation polynomiale des débits caractéristiques aux différentes stations hydrométriques du bassin versant de la Vilaine

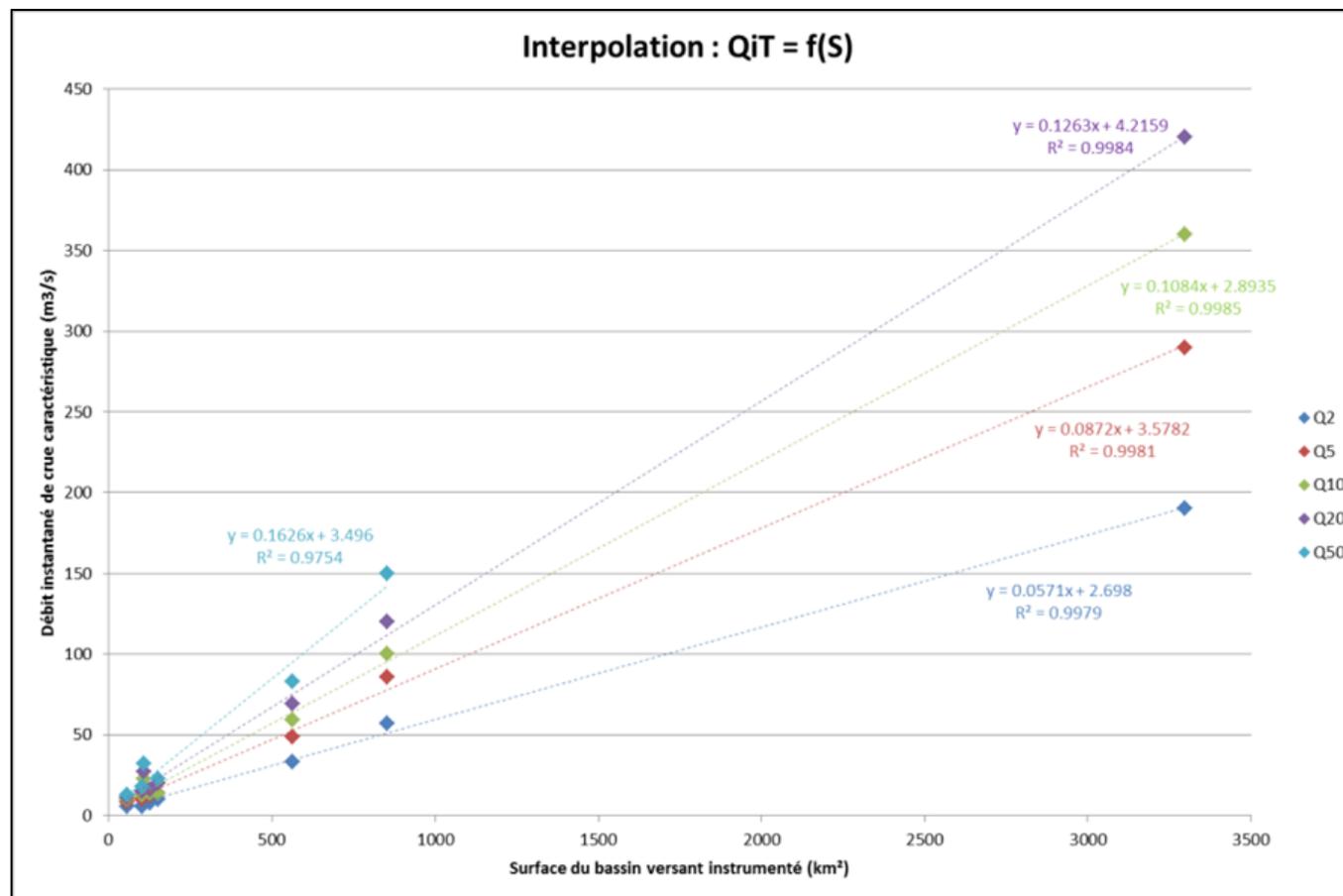


Figure 25 : Interpolations polynomiales des débits caractéristiques calculés aux différentes stations hydrométriques

Annexe 7: Hydrogrammes de crue historiques et hydrogrammes normés synthétiques en découlant pour la Vilaine à Cesson-Sévigné et l'Ille à Saint-Grégoire

La Vilaine à Cesson-Sévigné

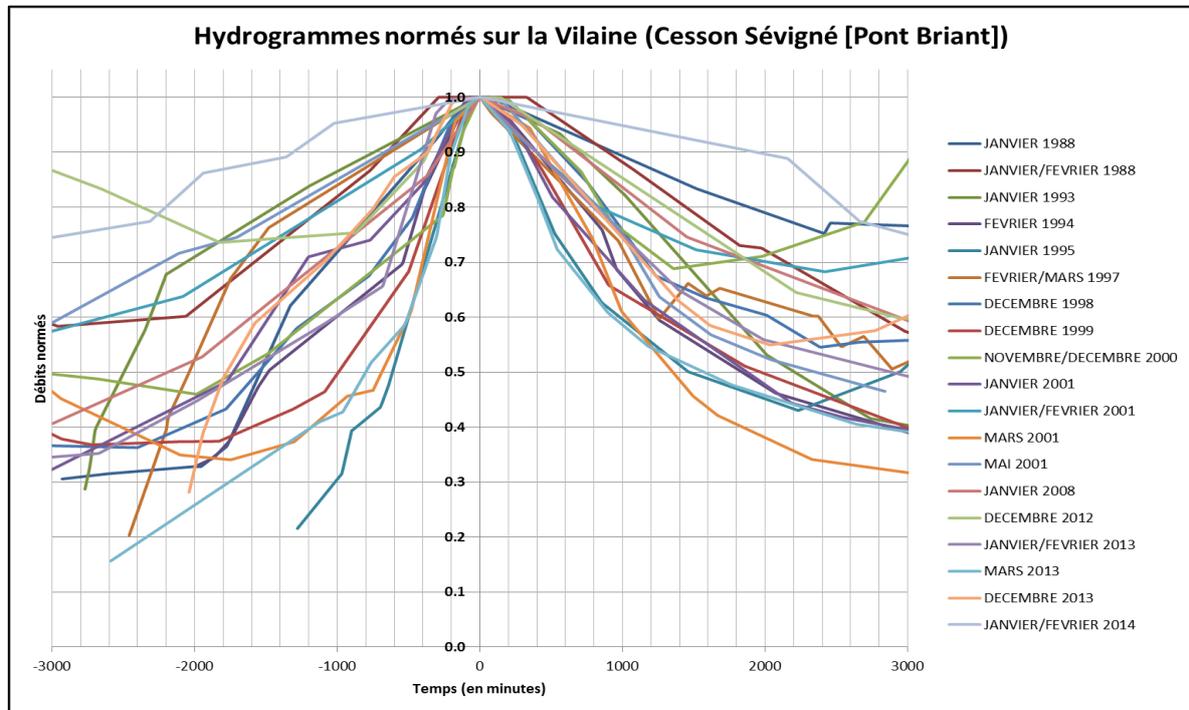


Figure 26 Evènements de crue identifiés au droit de la station de la Vilaine à Cesson-Sévigné (Pont Briant) de 1987 à 2014

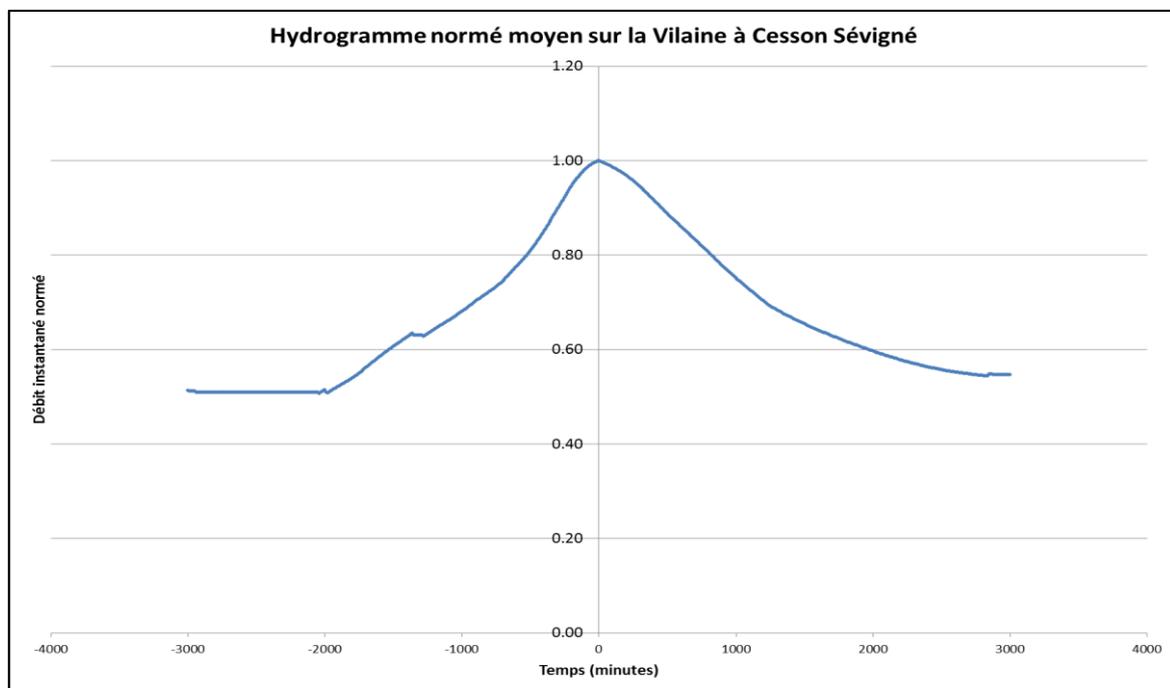


Figure 27: Hydrogramme normé moyen sur la Vilaine à Cesson-Sévigné

L'Ille à Saint-Grégoire

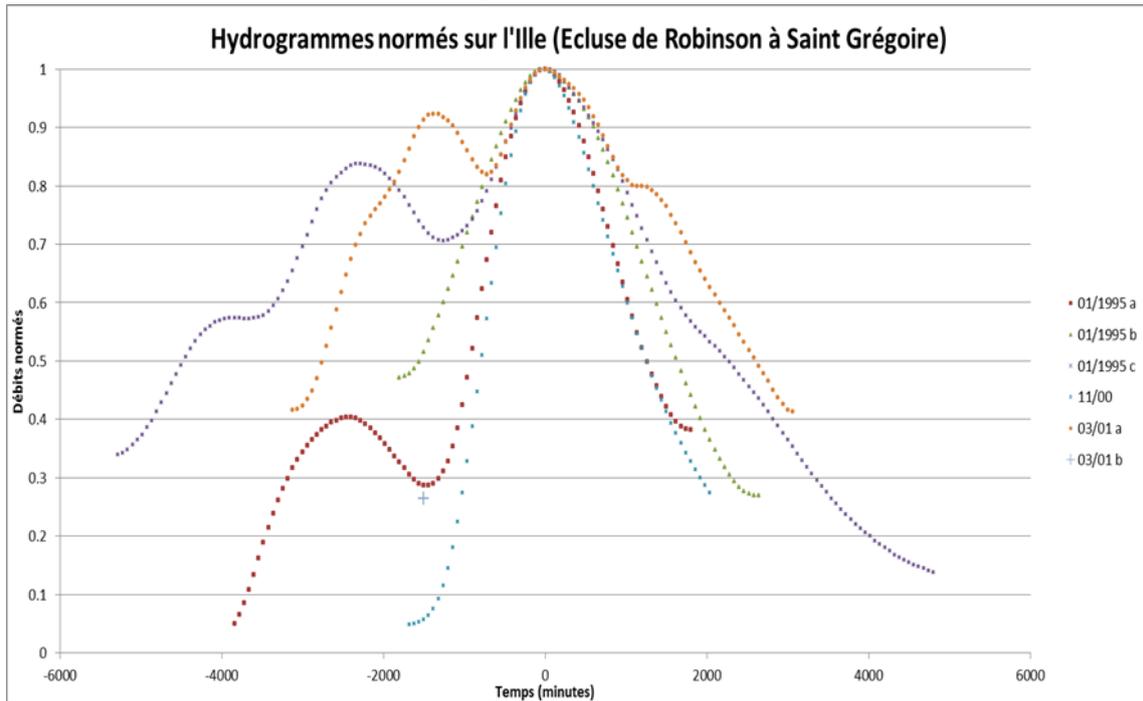


Figure 28 : Hydrogrammes normés sur l'Ille à Saint-Grégoire

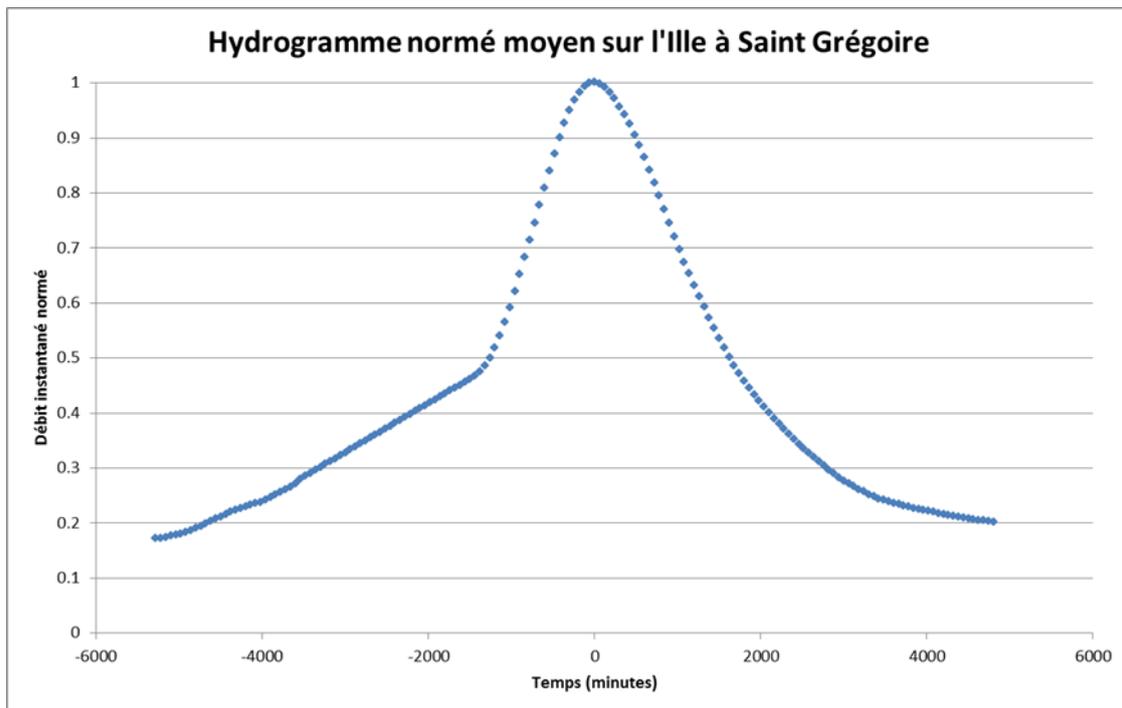


Figure 29: Hydrogramme normé moyen sur l'Ille à Saint-Grégoire

Annexe 8 : Présentation du logiciel HEC-HMS et lois utilisées

L'outil de calcul utilisé est le logiciel HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center – Hydrologic Modeling System), développé par le corps d'ingénierie de l'armée américaine. Il est disponible en libre accès sur internet (<http://www.hec.usace.army.mil>). Le modèle de l'Ille est construit sous la version 3.3 d'HEC-HMS.

Le logiciel permet de calculer des hydrogrammes de crue en plusieurs nœuds du bassin versant. Pour cela, il dispose des deux modules de calculs suivants :

- un module de transformations pluie-débit : à partir des caractéristiques physiques d'un sous bassin versant, de données de précipitations et de pertes (infiltration), ce module génère des hydrogrammes de crue selon différentes méthodes de calcul (Hydrogramme unitaire SCS, hydrogramme unitaire Clark, hydrogramme unitaire Snyder, onde cinématique, etc.) ;
- un module de propagation : à partir des caractéristiques physiques d'un bief de rivière (délimité par deux nœuds), ce module permet de calculer la propagation des hydrogrammes de crue au sein d'un bief (temps de propagation avec atténuation du débit de pointe) selon différentes méthodes de calcul (Muskingum, Muskingum-Cunge, Onde cinématique, etc.).

L'outil fonctionne en réseau ramifié et calcule donc l'hydrogramme résultant en aval d'une confluence.

LOIS UTILISEES :

- Module de transformation pluie-débit :

Parmi les différents modules pluie-débit proposés par le logiciel, nous avons retenu le modèle empirique de l'hydrogramme unitaire SCS.

Cette méthode consiste à évaluer le ruissellement maximum potentiel (R) à partir du cumul pluviométrique de l'événement considéré, de l'occupation des sols, et des pertes initiales selon l'équation suivante :

$$Eq. 22: R = \frac{(P - I_A)^2}{P - I_A + S}$$

Avec : R = ruissellement maximum potentiel (mm)

P = cumul pluviométrique total de l'événement considéré (mm)

I_A = quantité de pluie retenue avant le début de ruissellement (mm)

S = infiltration maximale potentielle (mm)

Tant que le cumul pluviométrique de l'événement n'excède pas la perte initiale « IA » (liée aux aspérités du terrain naturel, à la végétation, etc.), le ruissellement maximal

potentiel est nul. Tous les évènements étudiés ont un contexte de bassin versant saturé d'où $IA=0$. La transformation des précipitations réelles en précipitations efficaces ne dépend alors que de la valeur de CN et du hyétogramme en entrée. Le paramètre CN traduit l'aptitude des sols au ruissellement et dépend notamment du type de sol (géologie), de l'utilisation de terres (couvert végétal) et de son état d'humectation initial. La valeur du coefficient CN varie entre 100 (pour des surfaces en eau telles que des lacs) et 30 (pour des sols très perméables avec une capacité d'infiltration très importante). Les valeurs typiques pour le CN peuvent être trouvées dans la plupart des textes sur l'hydrologie (Viessman, 1977; Kibler, 1982). Toute la difficulté d'application de cette méthode consiste donc à évaluer le Curve Number.

Remarque : Afin de reproduire la saturation des sols, une pluie fictive saturante a été injectée en amont des pluies observées.

La construction de l'hydrogramme unitaire est ensuite réalisée en répartissant le volume d'eau effectivement ruisselé selon un triangle unitaire pour chaque pas de temps t selon la relation suivante :

$$Eq. 23: Q_p = 2.08 * \frac{A}{T_p} \text{ avec :}$$

$$Eq. 24: T_p = \frac{\Delta T}{2} + T_{lag}$$

Avec : Q_p : débit de pointe (m^3/s)

T_p : temps du pic de crue (s)

T_{lag} : lag time = temps compris entre le barycentre de la pluie nette et le pic de crue (s)

A : superficie du bassin versant (km^2)

Δt : pas de temps de calcul (s)

Le Lag Time est calculé par l'équation SCS (1972) suivante :

$$Eq. 25: T_{lag} = L^{0.8} * \frac{(S+1)^{0.7}}{1900 * \sqrt{Y}}$$

Avec : T_{lag} en heures

L = chemin hydraulique en pieds (1 pied = 0.304 m)

Y = pente de la ligne d'eau en %

On admet que pour des averses de longue durée, l'hydrogramme résultant correspond au cumul des hydrogrammes unitaires élémentaires (propriété d'additivité). Cette théorie permet ainsi la reconstitution de crues complexes.

- Module de propagation :

Parmi les différents modèles de propagation proposés par le logiciel HEC-HMS, le modèle retenu est celui de Muskingum (Mc Carthy, 1938) issu de l'étude de la rivière de Muskingum.

Cette méthode est basée sur le principe suivant : le volume stocké dans un tronçon est proportionnel au débit transitant dans ce tronçon. Ce principe peut se traduire par l'équation suivante :

$$\text{Eq. 26: } V_s = K * (\alpha * Q_e(t) + (1 - \alpha) * Q_s(t))$$

Avec : V_s = volume stocké (m^3)

Q_e = débit entrant dans le tronçon (m^3/s)

Q_s = débit de sortie du tronçon (m^3/s)

K = paramètre du modèle Muskingum (s)

α = coefficient d'amortissement

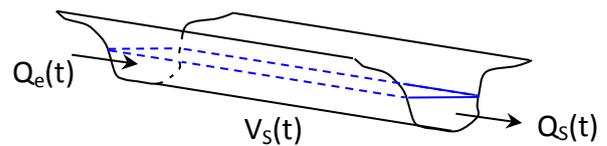


Figure 30 : Représentation graphique des paramètres Q_e , Q_s et V_s du module de propagation de Muskingum

Le paramètre K représente le décalage temporel entre les barycentres des hydrogrammes d'entrée et de sortie et peut être assimilé au temps de propagation de la crue au sein du tronçon.

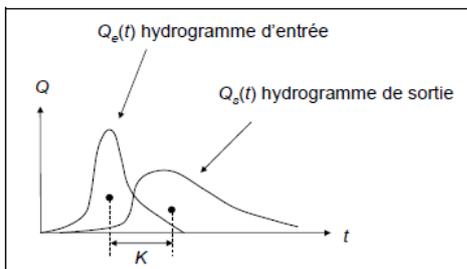


Figure 31: Représentation graphique du paramètre K du modèle de Muskingum

Le coefficient α quantifie les influences respectives des débits d'entrée et de sortie sur le volume stocké et traduit ainsi l'amortissement du débit dans le tronçon. En pratique, la plupart des valeurs utilisées sont comprises entre 0 et 0,5. Il est considéré en première approche que $\alpha=0$, caractéristique d'un amortissement maximal.

L'équation 26 est complétée par l'équation de conservation de la masse :

$$\text{Eq. 27: } \frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t)$$

Le système composé des deux équations de stockage et de conservation peut alors se résoudre par discrétisation. On obtient alors une relation du type :

$$\text{Eq. 28: } Q_s(t + \Delta t) = C_1 * Q_e(t) + C_2 * Q_e(t + \Delta t) + C_3 * Q_s(t + \Delta t)$$

CONSTRUCTION ET CALAGE DU MODELE HEC-HMS :

- Construction du modèle :

Le modèle réalisé couvre la totalité du bassin versant de l'Ille en amont de Rennes, soit 465 km^2 . La structure du modèle élaboré sur HEC-HMS est présentée sur la figure ci-dessous.

Elle fait apparaître le découpage du modèle en 3 sous bassins versants et 3 biefs de propagation.

On remarquera que les nœuds de calculs (4 au total) sont positionnés de manière stratégique sur le bassin versant :

- à la confluence des principaux sous affluents de l'Ille, c'est-à-dire à l'exutoire des sous bassins versants ;
- au droit des stations hydrométriques utilisées pour le calage du modèle.

Les données d'entrée considérées pour le calage sont les hydrogrammes mesurés à Chasné-sur-Illet et Montreuil-sur-Ille ainsi que les hyétogrammes (pas de temps horaire) enregistrés à Chasné-sur-Illet, Montreuil-sur-Ille et Saint-Grégoire. Les hydrogrammes de crue obtenus en sortie à Saint-Grégoire ont été comparés aux hydrogrammes de crue mesuré (novembre 2000) ou reconstitués sur la base des limnigrammes observés et de la courbe de tarage créée à la station de Saint-Grégoire (janvier 1995 et mars 2001). La structure du modèle hydrologique construit est présentée ci-dessous.

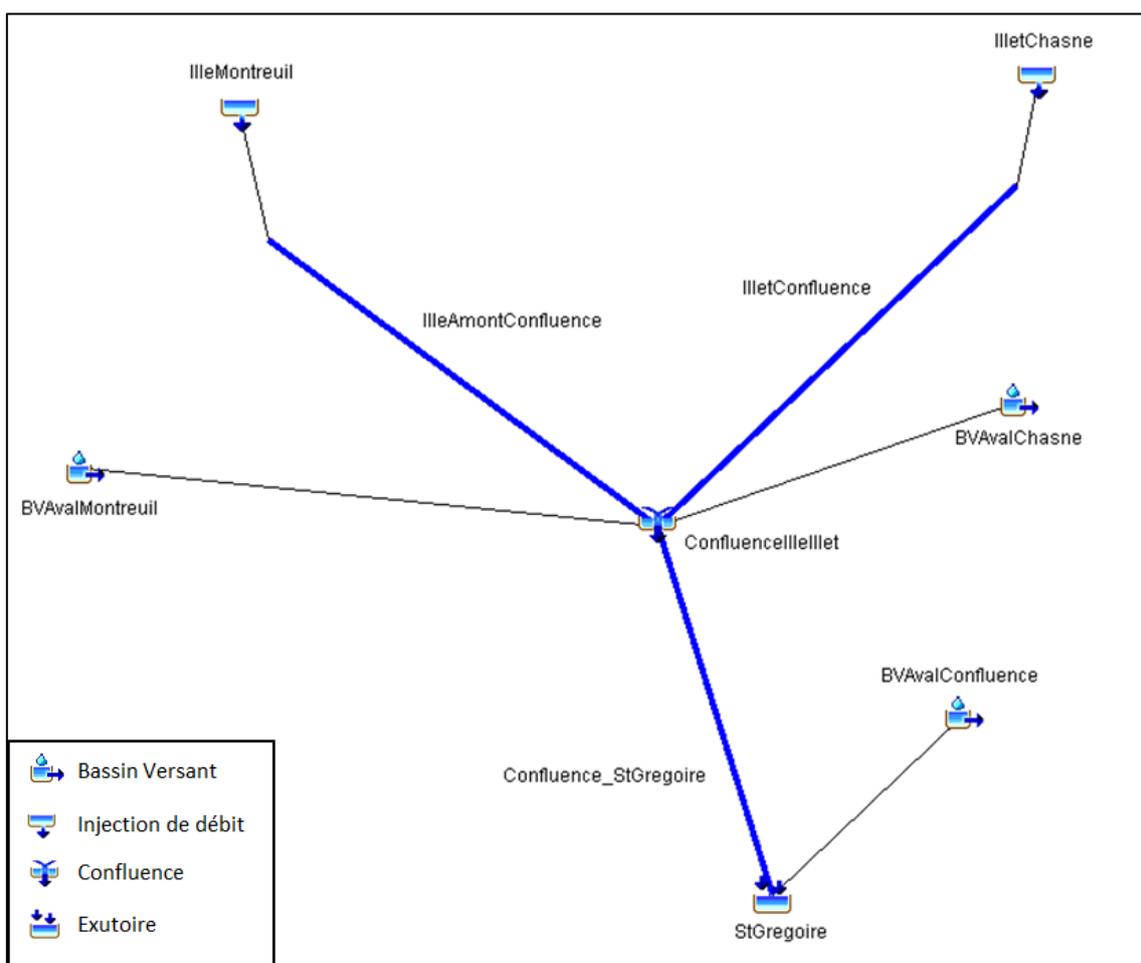


Figure 32 : Structure du modèle hydrologique simplifié de l'Ille construit sous HEC-HMS

Définition des sous-bassins versants

Les sous-bassins versants ont été tracés sur la base des cartes au 25000ème de l'IGN. Le logiciel de SIG MapInfo permet ensuite de déterminer, pour chaque sous bassin versant :

- la surface (km²),
- le chemin hydraulique (m),
- la cote altimétrique (IGN69) la plus haute et la plus basse du bassin, et donc la pente résultante.

Le CN des 3 sous-bassins versants a été déterminé sur la base des valeurs types de CN fournies dans la littérature (Cronshey, 1986).

Dans la pratique, la base de données Corine Land Cover de 2006 nous a permis de distinguer les 5 types d'occupation des sols suivants :

- Les espaces boisés, affectés d'un CN de 65;
- Les zones urbaines, affectées d'un CN de 85 ;
- Les zones en cultures et zones agricoles hétérogènes, affectées d'un CN de 81 ;
- Les zones en prairies, affectées d'un CN de 72 ;
- Les espaces verts, affectés d'un CN de 72
- Les zones industrielles et réseaux routiers, affectés d'un CN de 95
- Les plans d'eau, affectés d'un CN de 100

Les valeurs de CN considérées ici sont des valeurs théoriques. Les CN associés à chaque sous bassin versant ont été ajustés en phase de calage. Les caractéristiques des 3 sous-bassins versants sont données dans le tableau ci-après.

Tableau 17: Occupation des sols des trois sous bassins versant et CN théoriques associés

Bassin Versant	Zones urbanisées	Cultures	Forêt	Zones agricoles hétérogènes	Eaux continentales	Zones industrielles et commerciales - Réseaux de communication	Espaces verts	Prairies	CN (Corine Land Cover 2006)	Impervious (%)
Ille aval Montreuil	3%	36%	6%	41%	0%	0%	0%	13%	79	0%
Illet aval Chasne	4%	16%	35%	27%	0%	0%	4%	14%	74	0%
Ille aval confluence	14%	32%	1%	0%	0%	0%	0%	53%	77	0%

La valeur des CN est sensiblement constante d'un sous bassin à l'autre traduisant une bonne homogénéité de la zone.

Définition des biefs

Les 4 nœuds du modèle délimitent 3 biefs dont les longueurs sont mesurées sur le logiciel MapInfo. Le tableau suivant récapitule les longueurs des différents tronçons :

Tableau 18: Caractéristiques des biefs constitutifs de l'Ille et l'Illet

Bassin Versant	Surface du BV (km ²)	Longueur du thalweg principal (km)	Limite amont du BV	Exutoire du BV
Ille aval montreuil	133	25.5	Montreuil-sur-Ille	Confluence Ille/Illet
Illet aval Chasne	62	18.5	Chasné-sur-Illet	Confluence Ille/Illet
Ille aval confluence	45	9.5	Confluence Ille/Illet	Saint-Grégoire

- Calage du modèle

Crues de calage

Trois crues de calage ont été retenues :

- La crue de janvier 1995 de période de retour comprise entre 20 ans et 50 ans ($Q_{max} \approx 70 \text{ m}^3/\text{s}$),
- La crue de novembre 2000 de période de retour 50 à 100 ans environ d'après la DREAL Bretagne dans le cadre du TRI ($Q_{max} \approx 82 \text{ m}^3/\text{s}$),
- La crue de mars 2001 de période de retour 20 ans environ ($Q_{max} \approx 65 \text{ m}^3/\text{s}$).

Les périodes de retour de ces événements sont estimées en comparant les débits de pointe observé (novembre 2000) ou reconstitués par tarage à partir des limnigrammes observés (janvier 1995 et mars 2001) aux débits de pointe théorique de période de retour 2 ans, 5 ans, 10 ans, 20 ans, 50 ans et 100 ans établis dans le cadre du PPRI.

Données disponibles

Les données pluviométriques disponibles proches du bassin de l'Ille sont les suivantes :

- Evènement de janvier 1995 : Hyétogrammes mesurés à Montreuil-sur-Ille, Chasné-sur-Illet et Saint-Grégoire du 17 janvier 1995 au 1 mars 1995 avec un pas de temps horaire. (Crue de l'Ille par pics successifs du 20 janvier 1995 au 30 janvier 1995)
- Evènement de novembre 2000 : Hyétogrammes mesurés à Montreuil-sur-Ille et Chasné-sur-Illet du 30 octobre 2000 au 27 novembre 2000 avec un pas de temps horaire. (Crue de l'Ille du 12 novembre 2000 au 14 novembre 2000)

- Evènement de mars 2001 : Hyétogrammes mesurés à Montreuil-sur-Ille et Chasné-sur-Illet du 10 mars 2001 au 2 avril 2001 avec un pas de temps horaire. (Crue de l'Ille par pics successifs du 22 mars 2001 au 27 mars 2001)

Pour les besoins de la modélisation (et plus particulièrement de la transformation pluie débit), une connaissance horaire des hyétogrammes est nécessaire. En effet, le modèle comportant des bassins versants de petite taille, le pas de temps choisi pour les calculs doit être suffisamment court pour ne pas dépasser le temps de concentration du bassin versant.

Les hyétogrammes représentatifs du bassin versant à l'aval de Montreuil ont été considérés égaux aux hyétogrammes enregistrés à Montreuil-sur-Ille. Il en est de même pour le bassin versant à l'aval de Chasné-sur-Illet avec les hyétogrammes enregistrés à Chasné-sur-Illet. Les hyétogrammes représentatifs du bassin versant en aval de la confluence de l'Ille et l'Illet ont été considérés égaux aux hydrogrammes enregistrés à Saint-Grégoire quand ceux-ci sont disponibles (crue de janvier 1995) et égaux à ceux enregistrés à Chasné-sur-Illet sinon (crues de novembre 2000 et mars 2001).

Trois stations hydrométriques sont présentes sur le bassin de l'Ille, il s'agit de :

- Montreuil-sur-Ille (point d'injection amont au droit du bassin versant instrumenté correspondant),
- Chasné-sur-Illet (point d'injection amont au droit du bassin versant instrumenté correspondant),
- Saint-Grégoire (point de contrôle et de calage aval de l'Ille pour l'évènement de 2000, seul évènement enregistré au droit de cette station),

Paramètres de calage

Les paramètres de calage du modèle hydrologique sont les suivants :

Concernant les bassins versants :

- le Curve Number (CN), qui intervient dans la caractérisation de la capacité de ruissellement des sols ;

En phase de calage, les valeurs des différents CN ont été ajustées de manière à représenter plus fidèlement l'hydrologie du bassin versant de l'Ille. On considère finalement : CN(Ille_aval_Montreuil)≈65 (valeur théorique de 79) ; CN(Illet_aval_Chasné)≈60 (valeur théorique de 74) et CN(Ille_aval_confluence)≈62 (valeur théorique de 77).

- le Lag time, temps de réponse du bassin versant défini comme le temps compris entre le pic de crue et le centre de gravité de la pluie nette ;

Concernant les tronçons de propagation : le coefficient K, assimilé au temps de propagation de la crue dans le tronçon

Annexe 9 : Résultats de calage du modèle hydrologique HEC-HMS

La dynamique de crue observée en sortie du modèle hydrologique HEC HMS semble en accord avec les hydrogrammes construits à partir des limnigrammes observés à Saint-Grégoire. Il en est de même pour l'estimation des débits de pointe, bien que seule l'allure des hydrogrammes ne soit utilisée par la suite.

Evènement de novembre 2000

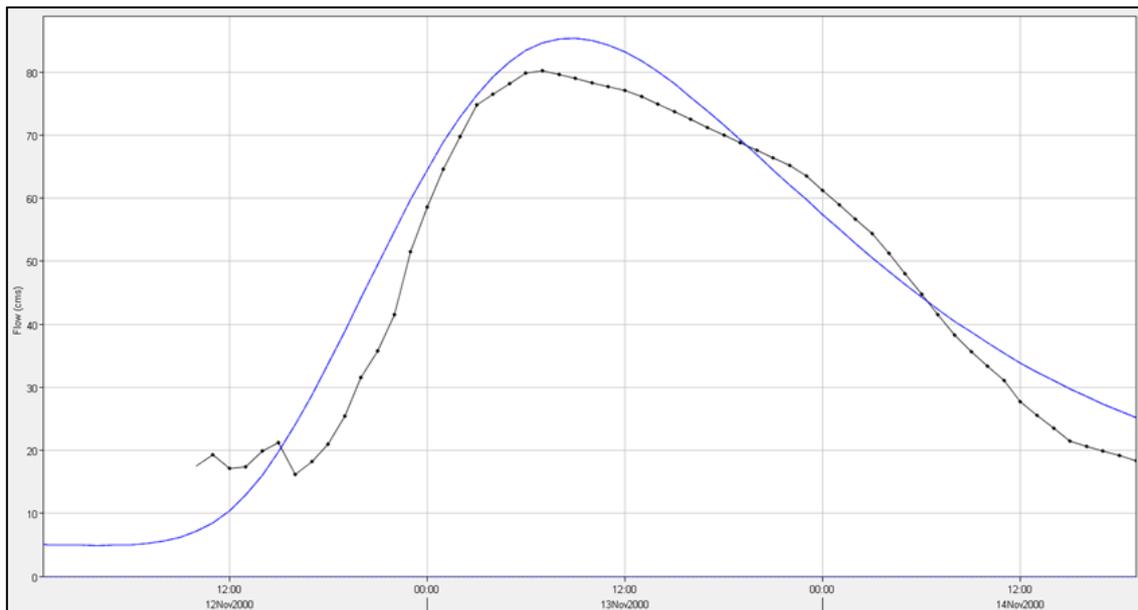


Figure 33: Hydrogrammes observé (en bleu) et modélisé sous HEC HMS (en noir) pour l'évènement de novembre 2000 sur l'île à Saint-Grégoire

Evènement de mars 2001

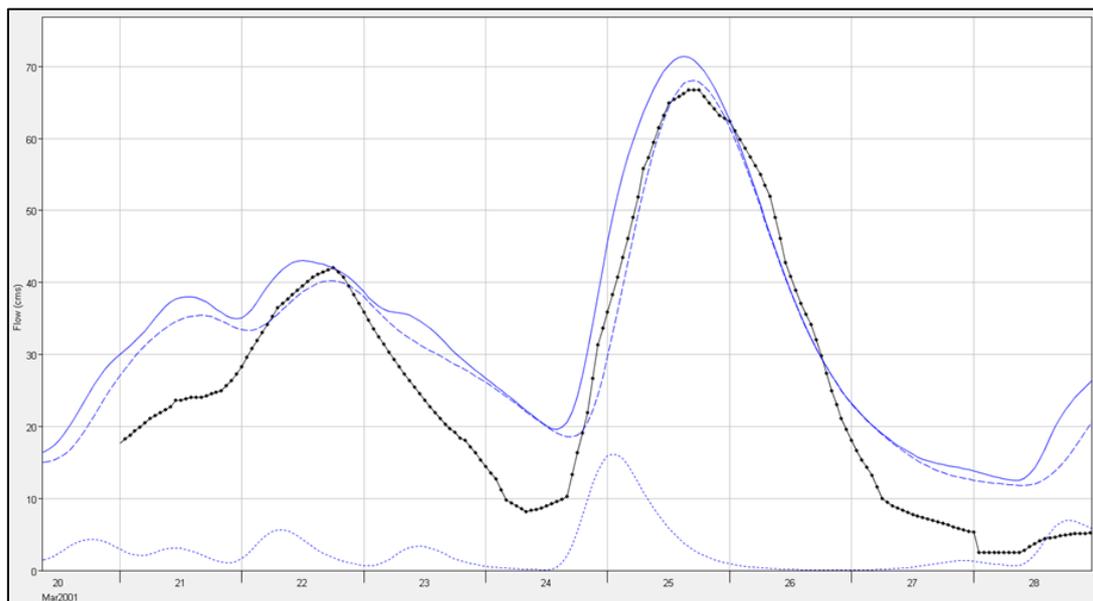


Figure 34: Hydrogrammes reconstitué (en bleu) et modélisé sous HEC HMS (en noir) pour l'évènement de mars 2001 sur l'île à Saint-Grégoire

Annexe 10: Laisses de crue disponibles

Tableau 19: Laisses de crue disponibles pour la crue de Janvier 1995 (Vilaine)

Repère	Distance cumulée (m)	Distance (m)	Cote d'eau (m IGN69)
Pont de Baud amont	0	0	26.24
	600	600	25.68
	636	36	25.65
Pont Villebois Mareuil amont	895	259	26.01
Pont Laënnec aval	2119	1224	25.46
	2603	484	25.31
	3622	1019	24.91
	4065	443	24.71
Pont Malakoff	4223	158	24.68
Pont Schuman aval	4368	145	24.63
	4571	203	24.6
Pont SNCF aval	4882	311	24.29
	5107	225	24.24
	5154	47	24.23
Ecluse du Moulin du Comte amont	5388	234	24.28
Ecluse du Moulin du Comte	5427	39	24.02
	6490	1063	23.46
	7140	650	23.3
Apigné	9084	1944	22.15

Tableau 20: Laisses de crue disponibles pour la crue de Janvier 1995 (Ille)

Repère	Distance cumulée (m)	Distance (m)	Cote d'eau (m IGN69)
Pont d'Armorique aval	0	0	27.67
	330	330	27.44
	811	481	27.3
	1237	426	27.18
75 m en amont de l'écluse de Saint-Martin	1337	100	27.2
Pont du 41 E RI amont	1849	512	25.53
	1867	18	25.54
Pont de Lattre de Tassigny amont	2216	349	25.29
Pont de Brest amont	2459	243	25.4
	2605	146	25.36
Ecluses du Mail amont	2722	117	25.37
Ecluses du Mail aval	2789	67	24.93

Tableau 21: Laisses de crue disponibles pour la crue de Janvier 1999 (Vilaine)

Repère	Distance (m)	Distance cumulée (m)	Cote d'eau (m IGN69)
	0	0	26.08
	192	192	26.02
	192	384	25.97
Pont de Baud	192	576	25.91
	220	796	25.85
	50	846	25.83
	220	1066	25.77
	190	1256	25.72
Pont Villebois Mareuil	200	1456	25.66
	120	1576	25.63
	200	1776	25.58
	200	1976	25.52
	200	2176	25.46
	220	2396	25.40
Clapet du Cabinet Vert amont	105	2501	25.37
Clapet du Cabinet Vert aval	5	2506	25.32
Pont Laënnec	140	2646	25.26
	200	2846	25.19
	200	3046	25.13
Pont de Richemond	50	3096	25.11
	35	3131	25.09
Pont de Bretagne	1055	4186	24.77
	120	4306	24.73
	220	4526	24.66
	200	4726	24.60
Pont Malakoff	110	4836	24.57
	85	4921	24.54
Pont Schuman	95	5016	24.51
	200	5216	24.45
	200	5416	24.38
	150	5566	24.33
	180	5746	24.27
Bras Sud Moulin du Comte (aval écluse)	300	6046	23.87
	190	6236	23.81
	210	6446	23.75
Amont Pont Rocate	210	6656	23.69
Aval Pont Rocate	55	6711	23.63
	190	6901	23.57

Tableau 22: Cotes maximales (m IGN69) mesurées aux échelles limnigraphiques lors des crues historiques (source: SPC Rennes)

ID	Janvier 1995	Décembre 1999	Décembre 2000	Janvier 2001	Mars 2001	Localisation
RCVil33	26.31	26.56	25.91	26.36	26.71	Echelle Cesson
RCVil34	25.33	25.53	25.18	25.43	25.78	Cabinet Vert amont
RCVil35	25.33	25.53	24.59	25.39	25.73	Cabinet Vert aval
RCVil36	24.77	24.88	24.09	24.81	25.11	Le Mail aval
RCVil38	24.18	24.28	23.54	24.23	24.37	Le Comte amont
RCVil39	23.89	24.02	23.23	23.94	24.08	Le Comte aval
RCVil40	22.72	22.88	22.42	22.88	22.92	Ecluse Apigné amont
RCVil41	22.19	22.25	21.83	22.31	22.39	Ecluse Apigné aval
RCVil44	21.21	21.23	21.13	21.25	21.27	Ecluse Cicé amont
RCVil45	20.20	20.30	19.86	20.36	20.38	Ecluse de Cicé aval
RCVil48	19.47	19.67	19.32	19.81	19.71	Ecluse de Mons amont
RCVil49	18.91	19.22	18.48	19.56	19.36	Ecluse de Mons aval
RCVil61	18.15	18.35	17.61	18.54	18.22	Ecluse Pont Réan amont
RCVil62	?	?	17.30	18.44	18.12	Ecluse Pont Réan aval
RCVil64	17.96	18.21	?	18.51	18.14	Amont Vieux Pont
	17.12	17.31	16.50	17.60	17.21	Ecluse Boël amont
RCIII26a	28.61	28.6	28.10	28.58	28.58	Ecluse Robinson amont
RCIII40	27.06	27.2	26.54	27.20	27.13	Ecluse St Martin amont