



**Ecole Nationale Polytechnique**  
**Laboratoire de recherche des sciences de l'eau**  
**Ecole Doctorale Sciences de l'Eau et Développement**  
**Durable**



**Mémoire de *Magister en***  
***Sciences de l'eau et développement durable***  
**(Option : Sciences de l'eau)**

**Présenté par :**

***KOUIDER Khaled***

***Ingénieur d'Etat en Hydraulique***

**Thème**

**Elaboration d'un outil de modélisation des réseaux  
d'assainissement**

**Mémoire soutenu publiquement devant le jury :**

Président: Mr A. KETTAB

Professeur (ENP)

Directrice du mémoire: Mlle S. BENMAMAR

Maître de conférences (ENP)

Examineurs : Mr A. BERMAD

Professeur (ENP)

Mlle J. ARRAR

Maitre de conférences (ENP)

Invité : Mr O. NARBAY

Directeur Etudes Et Projets (SEAAL)

**2011/2012**

# *Dédicaces*

*A mes chers parents,*

*A qui je dois ce que je suis,*

*Qu'ils trouvent dans ce site, le fruit de leurs sacrifices consentis pour mon éducation, et l'expression de mon amour et de ma gratitude pour la bienveillance*

*avec laquelle ils m'ont toujours entouré.*

*Que Dieu leur préserve longue vie et bonne santé.*

*A mes sœurs,*

*A mes frères,*

*A toute ma famille,*

*A tous mes amis.*

*Khaled*

**Remerciements**

*Merci à notre bon Dieu, notre guide, notre force, notre bonheur, et la raison de notre existence. C'est lui qui nous a fait comprendre le but de cette vie, et qui nous a donné le pouvoir d'aimer les gens et d'apprécier les choses. Merci d'être là dans les moments les plus difficiles.*

*Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance et ma gratitude à Mlle Saâdia BENMAMAR, pour son soutien et les moyens qu'elle a mis à ma disposition.*

*Mes vifs remerciements vont au Professeur Ahmed KETTAB, directeur du Laboratoire de Recherche des Sciences de l'eau LRSeau, pour l'ensemble des moyens qu'il a mis à notre disposition et pour avoir accepté de me faire l'honneur de présider le jury.*

*Je tiens aussi à dire ici toute ma reconnaissance aux membres du jury, en l'occurrence Mr Abdelmalek BERMAD, & Mlle Jazia ARRAR, qui ont eu l'extrême amabilité de rapporter le présent travail.*

*Je tiens aussi à remercier Mr Olivier NARBÉY, d'avoir accepté d'examiner et de juger notre travail.*

*Une grande reconnaissance et un grand merci aux enseignants du département d'hydraulique et aux responsables du laboratoire LRSeau, qui ont contribué à ma formation et de m'avoir donné la chance d'apprendre, et de nous faire partager leurs savoirs, sans eux je ne serai jamais arrivé à ce stade.*

*Pour finir, je tiens à remercier l'ensemble de mes amis et collègues pour leurs soutiens, sympathies et gentillesse.*

**ملخص:**

الهدف من هذه الرسالة هو تحقيق نهج المحاكاة في جريان مياه الصرف الصحي القائمة على النماذج الرياضية، لفهم أفضل لكيفية محاكاة الشبكات في طقس ممطر. مما يسهل اتخاذ القرارات المناسبة لأكثر القضايا المتعلقة بنظم مياه الصرف الصحي.

هذا العمل هو إسهام في تطوير أداة لدعم اتخاذ القرار في تشخيص الصرف الصحي.

هذه الدراسة تتكون من ثلاثة أجزاء:

- دراسة مرجعية تتيح لنا الحصول على فكرة عن المناهج المختلفة التي اعتمدت لدراسة التدفق في شبكات الصرف الصحي.

- دراسة عددية على أساس حل معادلات باري سانت فينان

- تشكيل لمرحلة من المعايرة والتحقق من النموذج لتقييم واختبار مدى اتساقه.

كلمات مفتاحية:

التدفق، باري سانت فينان، النمذجة، المحاكاة

**RESUME :**

L'objectif de ce mémoire est de réaliser une approche de simulation des réseaux d'assainissement basée sur la modélisation, Cette simulation permet de mieux comprendre le fonctionnement des réseaux en temps de pluie. Ce qui facilite la prise des décisions les plus adéquates aux problèmes liés aux réseaux d'assainissement.

Ce travail est une contribution à l'élaboration d'un outil d'aide à la décision au diagnostic des réseaux d'assainissement.

Cette étude fait apparaître trois parties :

- Une étude bibliographique qui nous a permet d'avoir une idée sur les différentes approches adoptées pour étudier les écoulements en réseau d'assainissement.
- Une étude numérique basée sur la résolution des équations de Barré de Saint Venant
- Une phase de calage et validation du modèle par un ensemble de test visant à évaluer sa consistance.

**MOTS CLES :** Ecoulement, Barré Sant Venant, Modélisation, Simulation,

**ABSTRACT:**

The objective of this memory is to carry out an approach of simulation of the networks of cleansing based on modeling, This simulation makes it possible to better include/understand the operation of the networks in times of rain. What facilitates the catch of the most adequate decisions to the problems involved in the networks of cleansing.

This work is a contribution to making of a tool of decision-making aid with the diagnosis of the networks of cleansing.

This study reveals three parts:

- A bibliographical study which us A makes it possible to have an idea on the various approaches adopted to study the flows in network of cleansing.
- A numerical study based on the resolution of the equations of Barre Saint Venant
- A phase of chock and validation of the model by a whole of aiming test has to evaluate its consistency.

**Keywords:** flows, Barre Saint Venant, modeling, simulation

## **Sommaire :**

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des abréviations

Introduction générale..... 1

### **Chapitre I**

#### **GENERALITES SUR LA MODELISATION DES ECOULEMENTS EN RESEAUX D'ASSAINISSEMENT**

Introduction.....	3
1. Modélisation en assainissement.....	3
1.1 Définition .....	3
1.2. Présentation et classification des différents modèles.....	4
2. Etapes méthodologiques d'une modélisation.....	5
3. Calage, validation et exploitation du modèle.....	8
3.1. Schématisation préalable.....	8
3.2. Critères de comparaison.....	9
3.2.1. <i>Approche qualitative</i> .....	9
3.2.2. <i>Approche quantitative</i> .....	9
3.3. Calage.....	10
3.4. Validation.....	10
3.5. Exploitation des modèles calés et validés.....	10
4. Conclusion.....	11

### **Chapitre II**

#### **MODELISATION HYDRAULIQUE DES ECOULEMENTS EN RESEAUX D'ASSAINISSEMENT**

Introduction.....	12
1. Modèles hydrauliques.....	12
1.1. Calcul hydraulique par la méthode classique.....	12
1.2. Calcul hydraulique par modélisation déterministe.....	13
1.2.1. <i>Modèle de Barré de Saint Venant</i> .....	13
1.2.1.1. <i>Etablissement de l'équation de continuité</i> .....	14
1.2.1.2. <i>Etablissement de l'équation dynamique</i> .....	15
1.2.1.3. <i>Etablissement du système de Barré de Saint-Venant</i> .....	17
1.2.2. Modèles simplifiés.....	19
1.3. Calcul hydraulique par modélisation conceptuelle.....	21
1.3.1. Méthode du TIME-OFFSET.....	21

1.3.2. Modèle de Muskingsum.....	22
2. Conclusion.....	23

### **Chapitre III**

#### **MODELISATION NUMERIQUE « CONSTRUCTION DU MODELE » RESOLUTION NUMERIQUE DU SYSTEME DE BARRE DE SAINT-VENANT**

Introduction.....	25
1. Différentes méthodes numériques.....	25
1.1. Méthodes des éléments finis.....	26
1.2. Méthode des volumes finis .....	26
1.3. Méthode par différences finies.....	26
1.3.1. Schémas par différences finies.....	26
1.3.2. Schéma explicite-schéma implicite .....	29
1.3.2.1. Schéma explicite.....	30
1.3.2.2. Schéma implicite.....	31
1.3.2.3. Consistance du schéma.....	31
1.3.2.4. Stabilité du schéma.....	32
1.3.3. Analyse de l'approximation.....	32
1.3.3.1. Erreur de troncature.....	32
1.3.3.2. Stabilité d'un schéma aux différences finies.....	32
1.3.3.3. Consistance d'un schéma aux différences finies.....	32
1.3.3.4. Convergence d'un schéma aux différences finies.....	32
2. Discrétisation du système de BSV par un schéma aux différences finies explicite.....	33
3. Traitement des confluences.....	36
4. Structure du modèle développé.....	37
5. Algorithme de résolution.....	39
6. Conclusion.....	41

### **Chapitre IV**

#### **PRISE EN COMPTE DES DONNEES**

Introduction.....	42
1. Données d'entrées du modèle.....	42
2. Prise en compte des données.....	42
2.1. Nœuds.....	42
2.2. Conduites.....	42
2.3. Les données Hydrologiques.....	43
3. Déroulement de la campagne de mesure.....	43
3.1. Campagne pluviométrique.....	43

## *Sommaire*

---

3.2. Campagne hydraulique en réseau.....	44
3.2.1. Mesures hydrauliques.....	45
4. Calage des paramètres.....	48
4.1. Pourquoi un calage ? .....	48
4.2. Paramètres d'ajustement du modèle (paramètres calés).....	49
4.2.1. Coefficients d'imperméabilisation des bassins versants.....	49
4.2.2. Coefficient de réduction.....	50
4.2.3. Coefficient de rugosité.....	50
5. Présentation de la zone d'étude.....	50
5.1. Sous bassin versant du collecteur Oued Ouchaiah.....	52
6. Conclusion.....	54

### **Chapitre V**

#### **CALAGE ET VALIDATION DU MODELE**

Introduction.....	55
1. Données d'entrée du modèle.....	55
2. Données de calage.....	59
3. Résultats de simulation.....	61
3.1. Simulation de la pluie du 13/11/08.....	61
3.1.1. Temps de calcul.....	66
3.2. Simulation de la pluie du 15 Novembre 2008.....	66
3.2.1. Temps de calcul.....	71
3.3. Simulation de la pluie du 16 Novembre 2008.....	71
3.3.1. Temps de calcul.....	76
4. Interprétation des résultats.....	76
5. Conclusion.....	77
Conclusion et perspectives.....	79
Annexe I.....	81
Annexe II.....	84
Bibliographie.....	108

**Liste des Figures :**

<b>Figure I.1:</b> Différentes approches modélisatrices.....	5
<b>Figure I.2 :</b> Etapes méthodologiques dans la mise en œuvre des modèles.....	7
<b>Figure I.3 :</b> Exemples de schématisation du réseau.....	9
<b>Figure II.1:</b> Equation de continuité.....	14
<b>Figure II.2 :</b> Trajectoire d'une "particule" de fluide.....	15
<b>Figure II.3 :</b> Ecoulement monodimensionnel selon un axe $Ox$ .....	16
<b>Figure II.4:</b> Principe de fonctionnement d'un modèle conceptuel.....	21
<b>Figure II.5 :</b> Principe du modèle Muskingum.....	22
<b>Figure II.6 :</b> Signification physique du paramètre K du modèle Muskingum.....	23
<b>Figure III.1 :</b> Méthodes numériques.....	25
<b>Figure III.2 :</b> Quadrillage du plan (x,t) .....	27
<b>Figure III.3:</b> Schéma de type explicite.....	30
<b>Figure III.4:</b> Schéma de type implicite.....	31
<b>Figure III.5:</b> Schéma de résolution explicite.....	33
<b>Figure III.6:</b> Schéma de principe d'une confluence.....	36
<b>Figure III.7:</b> Structure générale du modèle développé.....	38
<b>Figure III.8:</b> Algorithme de résolution.....	40
<b>Figure IV.1:</b> Découpage en Sous Bassin Versant.....	51
<b>Figure V.1 :</b> Description du site de mesures.....	55
<b>Figure V.2 :</b> Schématisation du réseau.....	56
<b>Figure V.3 :</b> Hydrogramme d'entrée de la pluie du 13/11/08.....	58
<b>Figure V.4 :</b> Hydrogramme d'entrée de la pluie du 15/11/08.....	58
<b>Figure V.5 :</b> Hydrogramme d'entrée de la pluie du 16/11/08.....	59
<b>Figure V.6 :</b> Hydrogramme de sortie de la pluie du 13/11/08.....	60
<b>Figure V.7 :</b> Hydrogramme de sortie de la pluie du 15/11/08.....	60
<b>Figure V.8 :</b> Hydrogramme de sortie de la pluie du 16/11/08.....	61
<b>Figure V.9 :</b> Evénement pluvieux utilisé durant la pluie du 13 Novembre 2008.....	62
<b>Figure V.10 :</b> Simulation du débit.....	62
<b>Figure V.11 :</b> Simulation de la hauteur.....	63
<b>Figure V.12 :</b> Simulation de la vitesse.....	63
<b>Figure V.13 :</b> Calage du débit.....	64
<b>Figure V.14 :</b> Calage de la hauteur.....	64
<b>Figure V.15 :</b> Calage de la vitesse.....	65
<b>Figure V.16 :</b> Variation de la hauteur d'eau en fonction de la longueur.....	65
<b>Figure V.17 :</b> Variation du nombre de Froude en fonction de la longueur.....	66
<b>Figure V.18 :</b> Evénement pluvieux utilisé durant la pluie du 15 Novembre 2008.....	67
<b>Figure V.19 :</b> Simulation du débit.....	67
<b>Figure V.20 :</b> Simulation de la hauteur à l'aval.....	68
<b>Figure V.21 :</b> Simulation de la vitesse.....	68
<b>Figure V.22 :</b> Calage du débit.....	69

## *Liste des Figures*

---

<b>Figure V.23</b> : Calage de la hauteur.....	69
<b>Figure V.24</b> : Calage de la vitesse.....	70
<b>Figure V.25</b> : Variation de la hauteur d'eau en fonction de la longueur.....	70
<b>Figure V.26</b> : Variation du nombre de Froude en fonction de la longueur.....	71
<b>Figure V.27</b> : Evénement pluvieux utilisé durant la pluie du 16 Novembre 2008.....	72
<b>Figure V.28</b> : Simulation du débit.....	72
<b>Figure V.29</b> : Simulation de la hauteur à l'aval.....	73
<b>Figure V.30</b> : Simulation de la vitesse.....	73
<b>Figure V.31</b> : Calage du débit.....	74
<b>Figure V.32</b> : Calage de la hauteur.....	74
<b>Figure V.33</b> : Calage de la Vitesse.....	75
<b>Figure V.34</b> : Variation de la hauteur d'eau en fonction de la longueur.....	75
<b>Figure V.35</b> : Variation du nombre de Froude en fonction de la longueur.....	76

### **Liste des photos** :

<b>Photo IV.1</b> : Installation des pluviomètres.....	44
<b>Photo IV.2</b> : Installation des points de mesure.....	45
<b>Photo IV.3</b> : Préleveur installé en égout (Collecteur M'Kacel).....	45
<b>Photo IV.4</b> : Chaîne de mesure de type hauteur-vitesse.....	46
<b>Photo IV.5</b> : Tête amont du collecteur de l'oued Ouchaiah (2 DN 2000) au Nord.....	54
<b>Photo IV.6</b> : Collecteur de l'oued Ouchaiah (DN 2000 Nord).....	54
<b>Photo IV.7</b> : Rejet du collecteur (Ovoïde 160-120) dans l'oued Ouchaiah.....	54
<b>Photo V.1</b> : Regard d'accès-point de mesure M1_06.....	56
<b>Photo V.2</b> : Point de mesures amont-M1_06.....	56
<b>Photo V.3</b> : Point de mesures aval-M1_08.....	56

**Liste des tableaux :**

<b>Tableau II-1:</b> Coefficient de rugosité de matériaux constituant les conduites d'assainissement.....	13
<b>Tableau III.1 :</b> Coefficients de pondération des schémas aux différences finies.....	28
<b>Tableau IV.1:</b> Sites d'implantation des pluviomètres.....	44
<b>Tableau IV.2:</b> Liste des points de mesures permanents.....	46
<b>Tableau IV.3:</b> Liste de points de mesures mobiles.....	47
<b>Tableau IV.4:</b> Coefficient d'imperméabilisation.....	49
<b>Tableau IV.5:</b> Découpage en Sous Bassin Versant.....	52
<b>Tableau V-1 :</b> Caractéristiques du collecteur .....	56
<b>Tableau V-2 :</b> Récapitulatif des résultats de la campagne de mesures.....	57

**Liste des abréviations :**

<b>Symbole</b>	<b>Signification</b>	<b>Unité</b>
<i>a</i>	Pas de discrétisation des schémas aux différences finies	(-)
<i>b</i>	Pas de discrétisation des schémas aux différences finies	(-)
<i>BSV</i>	Barrée de Saint Venant	(-)
<i>BV</i>	Bassin Versant	(-)
<i>C</i>	Célérité de l'onde	(m/s)
<i>C<sub>cft</sub></i>	Courant-Friedrich-Lévy	(-)
<i>Ch</i>	Coefficient de Chézy	(m <sup>1/2</sup> /s)
<i>Dh</i>	Diamètre hydraulique	(m)
<i>EP</i>	Eaux pluviales	(-)
<i>EU</i>	Eaux usées	(-)
<i>f</i>	Fonction quelconque	(-)
<i>F</i>	Nombre de Froude	(-)
<i>g</i>	Accélération de la pesanteur	(m/s <sup>2</sup> )
<i>h</i>	Hauteur d'eau par rapport au radier ou au fond	(m)
<i>h<sub>i</sub><sup>n</sup></i>	Hauteur d'eau au pas d'espace <i>iΔx</i> et au pas de temps <i>nΔt</i>	(m)
<i>i</i>	Indice de pas d'espace pour les grandeurs hydrauliques	(-)
<i>I</i>	Pente du radier	(m/m)
<i>j</i>	Indice quelconque	(-)
<i>J</i>	Perte de charge (m/m)	(m/m)
<i>J<sub>i</sub><sup>n</sup></i>	Perte de charge au pas d'espace <i>iΔx</i> et au pas de temps <i>nΔt</i>	(m/m)
<i>K</i>	Paramètre des modèles type Muskingum	(s)
<i>Kms</i>	Coefficient de Manning-Strickler	(m <sup>1/3</sup> /s)
<i>n</i>	Indice de pas de temps pour les grandeurs hydrauliques	(-)
<i>N</i>	Nombre total de pas d'espace sur un tronçon	(-)
<i>Patm</i>	Pression atmosphérique	(Pa)
<i>P*</i>	Pression absolue (Pa)	(Pa)
<i>q</i>	Débit latéral éventuel entrant ( $\varepsilon = 0$ ) ou sortant ( $\varepsilon = 1$ )	(m <sup>2</sup> /s)
<i>Q</i>	Débit	(m <sup>3</sup> /s)
<i>Q<sub>e</sub></i>	Débit d'entrée d'un tronçon	(m <sup>3</sup> /s)
<i>Q<sub>i</sub><sup>n</sup></i>	Débit au pas d'espace <i>iΔx</i> et au pas de temps <i>nΔt</i>	(m <sup>3</sup> /s)
<i>Q<sub>max</sub></i>	Débit maximum	(m <sup>3</sup> /s)
<i>Q<sub>s</sub></i>	Débit de sortie d'un tronçon	(m <sup>3</sup> /s)
<i>Rh</i>	Rayon hydraulique	(m)
<i>SEAAL</i>	Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger	(-)
<i>S</i>	Section mouillée	(m <sup>2</sup> )
<i>t</i>	Temps	(s)
<i>T<sub>o</sub></i>	Temps de transit d'une onde (time-offset)	(s)

---

### *Liste des abréviations*

---

$U$	Vitesse moyenne de l'écoulement	(m/s)
$U_i^n$	Vitesse d'écoulement au pas d'espace $i\Delta x$ et au pas de temps $n\Delta t$	(m/s)
$x$	Abscisse	(m)
$\alpha$	Coefficient de pondération dans les modèles type Muskingum	(-)
$\alpha_j$	Coefficients d'implication dans les schémas aux différences finies	(-)
$\Delta x$	Pas d'espace	(m)
$\Delta t$	Pas de temps	(s)
$\varepsilon$	Coefficient de transfert de la quantité de mouvement du débit latéral $q$	(-)
$\chi$	Abscisse	(m)

## **Introduction générale**

En milieu urbain, l'imperméabilisation des sols entraîne une augmentation considérable des volumes des eaux ruisselées en temps de pluie et par la suite une forte sollicitation des réseaux d'assainissement, ce qui induit des débordements et des inondations en cas de leur sous dimensionnement. Ceci menace la sécurité des biens et des personnes ainsi que leur santé et touche à l'environnement côtoyant à l'activité humaine. Les débordements en cas de réseau unitaire sont très chargés en polluants des eaux usées car ils entraînent avec eux les dépôts de matière organique cumulée dans le réseau pendant la période du temps sec. Ceci est très néfaste pour le milieu naturel et pour la population.

Pour éviter tous ces problèmes, les gestionnaires des réseaux doivent avoir un bon dimensionnement de leur réseau soit en cas de réhabilitation soit en cas d'extension. Une bonne évaluation des capacités de transit d'un réseau nécessite la disposition des modèles adéquats de simulation des réseaux et la maîtrise des formules de calcul convenable à la zone du projet.

En Algérie, d'une manière générale, la vérification des réseaux d'assainissement dans le cadre de leur réhabilitation se fait par la méthode superficielle (classique). Or, cette méthode n'est destinée que pour le dimensionnement, elle ne permet que d'estimer le débit de pointe à l'exutoire et ne permet en aucun cas de savoir le fonctionnement réel du réseau durant le temps de pluie.

En revanche, grâce à la révolution numérique il existe de nouvelles méthodes se basant sur des outils informatiques (logiciels) qui réalisent la simulation des réseaux en prenant en compte le temps parmi les paramètres principaux dans les formules de calculs. Ces méthodes permettent au concepteur de mieux comprendre le fonctionnement des réseaux en temps de pluie. Ce qui facilite la prise des décisions les plus adéquates aux problèmes liés aux réseaux d'assainissement.

L'objectif de ce mémoire est donc, de réaliser une approche de simulation des réseaux d'assainissement basée sur la modélisation, dans le but de contribuer à l'élaboration d'un outil d'aide à la décision au diagnostic des réseaux d'égout.

Ce mémoire est composé de cinq chapitres :

Dans le premier chapitre de ce mémoire, nous présentons les différentes approches de modélisation des réseaux d'assainissement. Par la suite, nous décrivons les étapes méthodologiques d'une modélisation.

Dans le deuxième chapitre, sont donnés les différents modèles qui régissent les écoulements en réseau d'égout, plus particulièrement le système de Barré de Saint-Venant sous sa forme conservative.

Le troisième chapitre de ce mémoire est consacré aux méthodes de résolution du système de Barrée de Saint Venant dont on décrit les équations et la méthode numérique mises en œuvre dans le modèle que nous avons développé.

Le chapitre quatre est consacré à l'analyse des données utilisées pour le calage et la validation du modèle numérique établi. Une présentation du bassin versant du collecteur de l'Oued Ouchaiah est également donnée dans ce chapitre.

Dans le cinquième chapitre, sont présentés les résultats des simulations de l'écoulement via notre modèle en faisant une comparaison entre ces résultats et ceux des mesures effectuées en aval du collecteur de l'oued Ouchaiah, dans le but de tester la consistance du modèle développé.

En fin, une conclusion sur tout le travail est faite.

## Chapitre I

## Généralités sur la modélisation des écoulements en réseaux d'assainissement

### Introduction

La modélisation des écoulements dans les réseaux d'assainissement a pour objectif principal de fournir une représentation simple qui se rapproche le plus possible de l'écoulement réel. Cette représentation met en jeu tous les paramètres et les facteurs qui régissent l'écoulement sous différentes situations.

Pour modéliser les écoulements en réseau d'assainissement, on distingue classiquement deux grandes familles de modèles [*Krajewski*, 2006] :

- ✓ les modèles issus de la mécanique des fluides et de l'hydraulique, appelés modèles hydrodynamiques ;
- ✓ les modèles issus de la dynamique des systèmes, appelés souvent modèles globaux ou conceptuels, du type Muskingum ou réservoir linéaire par exemple.

Les modèles complets sont issus de la théorie de l'hydrodynamique. Un des prototypes de ces modèles est constitué par les équations complètes de Barré de Saint-Venant. Ces modèles permettent de décrire sur une base physique les écoulements dans les réseaux d'assainissement. Toutefois, leurs principaux inconvénients sont la grande quantité de données qu'ils nécessitent et les problèmes d'instabilité numérique que la résolution peut engendrer [*El Abboudi*, 2000].

Deux aspects importants doivent être pris en compte pour la modélisation des écoulements en réseau d'assainissement [*Krajewski*, 2006]:

- la complexité des réseaux : collecteurs, ouvrages spéciaux (nécessitant des modèles spécifiques), singularités hydrauliques (avec application de conditions aux limites particulières couplées avec l'utilisation des modèles de propagation en collecteur) ;
- la complexité des écoulements, notamment les influences aval, les maillages du réseau, et surtout les mises en charge qui créent des problèmes très particuliers de compatibilité entre modèles d'écoulement à surface libre et modèles d'écoulement en charge.

La modélisation peut donc servir à simuler le comportement du réseau d'assainissement en temps de pluie en fournissant au gestionnaire du réseau un outil précis de diagnostic.

## 1. Modélisation en assainissement

### 1.1 Définition

La modélisation est une représentation mathématique simplifiée d'un phénomène physique dans le but de comprendre son fonctionnement.

En assainissement urbain, la modélisation est une schématisation avec une description des réseaux dans un logiciel dans le but de s'approcher au mieux à la réalité des phénomènes hydrologiques et hydrauliques qui se produisent en temps de pluie depuis le ruissellement jusqu'à l'évacuation des eaux.

### 1.2. Présentation et classification des différents modèles

Pour décrire la réalité complexe de l'hydraulique en réseau d'assainissement, un important effort de développement des modèles mathématiques a été réalisé. Cet effort a été grandement favorisé par le développement des moyens informatiques.

Ainsi, il est important de faire quelques rappels sur les modèles, les différentes approches modélisatrices et les différentes étapes à suivre.

Les modèles mathématiques, d'une façon très générale, sont constitués [Zug & Vazquez, 2006]:

- d'un ensemble de variables, choisies pour représenter l'objet étudié,
- d'un ensemble de relations mathématiques entre ces variables, choisies pour représenter son fonctionnement.

Ces relations, qui doivent permettre de calculer les variables de sortie en fonction des variables d'entrée, font aussi intervenir d'autres paramètres. Cette imitation recouvre deux fonctions essentielles, complémentaires et indispensables [Zug & Vazquez, 2006].

- l'une de représentation simplifiée de la réalité, perçue d'un certain point de vue par le modélisateur, à travers un filtre conceptuel : un modèle est donc une interprétation et non simple reproduction,
- l'autre, d'instrument d'étude de cette réalité, conçu pour répondre à un certain objectif guidant l'ensemble des choix faits au cours de la modélisation : un modèle est donc aussi une représentation orientée et sélective.

D'où le caractère doublement relatif d'un modèle, qui dépend tout à la fois de la justesse des conceptions et hypothèses sur lesquelles il repose et de l'objectif poursuivi. Ainsi, il est nécessaire, bien que cela soit trop souvent oublié, d'explicitier clairement les objectifs poursuivis, les choix, hypothèses et approximations de l'outil, et enfin définir, si c'est possible, les limites de son domaine de validité et donc définir son champ d'application.

En général, on distingue trois grands types de modèles : les modèles déterministes ou mécanistes, les modèles statistiques et les modèles conceptuels.

- **Modèles déterministes** : Ces modèles considèrent que les paramètres et les variables d'entrée et de sortie décrivant un système ou son fonctionnement sont liées par des

équations bien déterminées, la modélisation des écoulements est réalisée en employant et en résolvant mathématiquement les équations générales de l'hydrodynamique. Ces modèles fournissent de bons résultats cependant ils exigent une grande quantité de données de bases dont l'approximation inévitable peut paraître incohérente avec la précision des résolutions des équations ;

- **Modèles conceptuels** : Ces modèles cherchent à établir des relations simplifiées entre les entrées et sorties d'un système sans décrire la réalité physique ils remplacent la loi physique par une fonction de transfert permettant de déduire d'un ensemble de données les résultats correspondant.

En hydrologie, ce type de modèle repose sur l'analogie remarquée entre le fonctionnement d'un bassin et un ensemble de réservoirs interconnectés. Ces modèles donnent aussi de bons résultats; toutefois, ils nécessitent du calage sur chaque site étudié.

- **Modèles statistiques** : Appelé aussi empiriques, ces modèles cherchent à lier les différentes variables ou grandeurs d'un système à une partie de séries de données expérimentales en utilisant des techniques statistiques. Ces modèles ne fournissent pas toujours des résultats satisfaisants vu que les ajustements sont dépendants de la fiabilité des mesures.

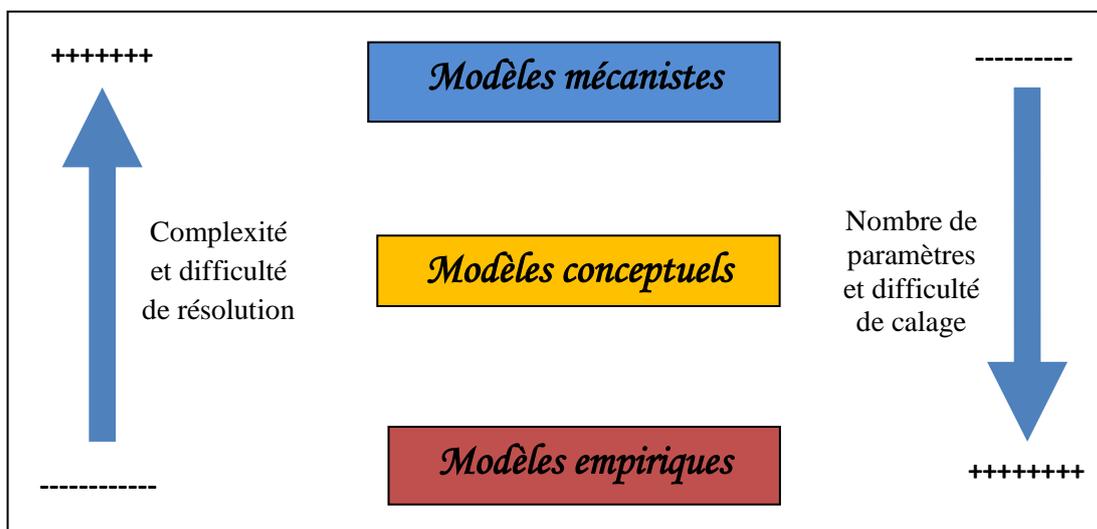


Figure I.1: Différentes approches modélisatrices

## 2. Etapes méthodologiques d'une modélisation

De nombreux problèmes restent à résoudre pour parvenir à des modèles qui soient à la fois fondés scientifiquement et opérationnels. En effet, toute modélisation est assujettie à des erreurs difficiles à réduire ou à compenser, provenant tant du modèle que des données et de leurs interactions au cours de la modélisation [Zug & Vazquez, 2006]. On rencontre différents problèmes :

- ✓ les erreurs liées à la structure du modèle : les limites théoriques (par exemple en hydraulique), les approximations théoriques, les approximations numériques (solutions approchées) et les approximations spatiales (description du bassin versant) ;

- ✓ la disponibilité des données : les problèmes métrologiques et méthodologiques ;
- ✓ l'adéquation des données au besoin de la modélisation ;
- ✓ le calage et la validation du modèle.

Toute modélisation nécessite des phases de paramétrisation et de vérification du modèle qui, en plus des variables d'entrée, font appel à des chroniques de mesures de certaines variables de sortie.

*Calage* : Faute de pouvoir mesurer ou estimer certains des paramètres du modèle et compenser sur ces seuls paramètres les erreurs liées au modèle et/ou aux données, il est nécessaire de les estimer par calibration (ou calage), en optimisant (manuellement ou automatiquement) l'ajustement de certaines variables simulées à leurs valeurs mesurées.

*Validation* : l'étape de calage ne suffit cependant pas à valider les modèles et donc à s'assurer de leur « réalisme ». Il reste encore à vérifier la qualité du modèle calibré sur des séries de mesures non utilisées lors du calage. Cette validation doit être menée d'une part sur d'autres périodes sur le même bassin et d'autres parts sur d'autres sites, étape qu'on nommera transposition.

Cependant, si la construction d'un modèle calé par rapport à des observations expérimentales est assez aisée, l'élaboration d'un modèle convenablement validé est au contraire très difficile. Le fait de ne pouvoir atteindre que très rarement la totalité des objectifs fixés par les critères de justification ne doit pas empêcher de construire des modèles qui, même insuffisants, guident le travail de réflexion et d'observation. Mais il est au moins aussi utile de savoir apprécier où se situent les insuffisances, afin de pouvoir progresser. Il reste indispensable que l'élaboration d'un modèle soit une interaction entre expérience et théorie. [Zug & Vazquez, 2006].

On représente sous forme de schéma, les différentes étapes méthodologiques de la mise en œuvre d'un modèle (Figure I.2).

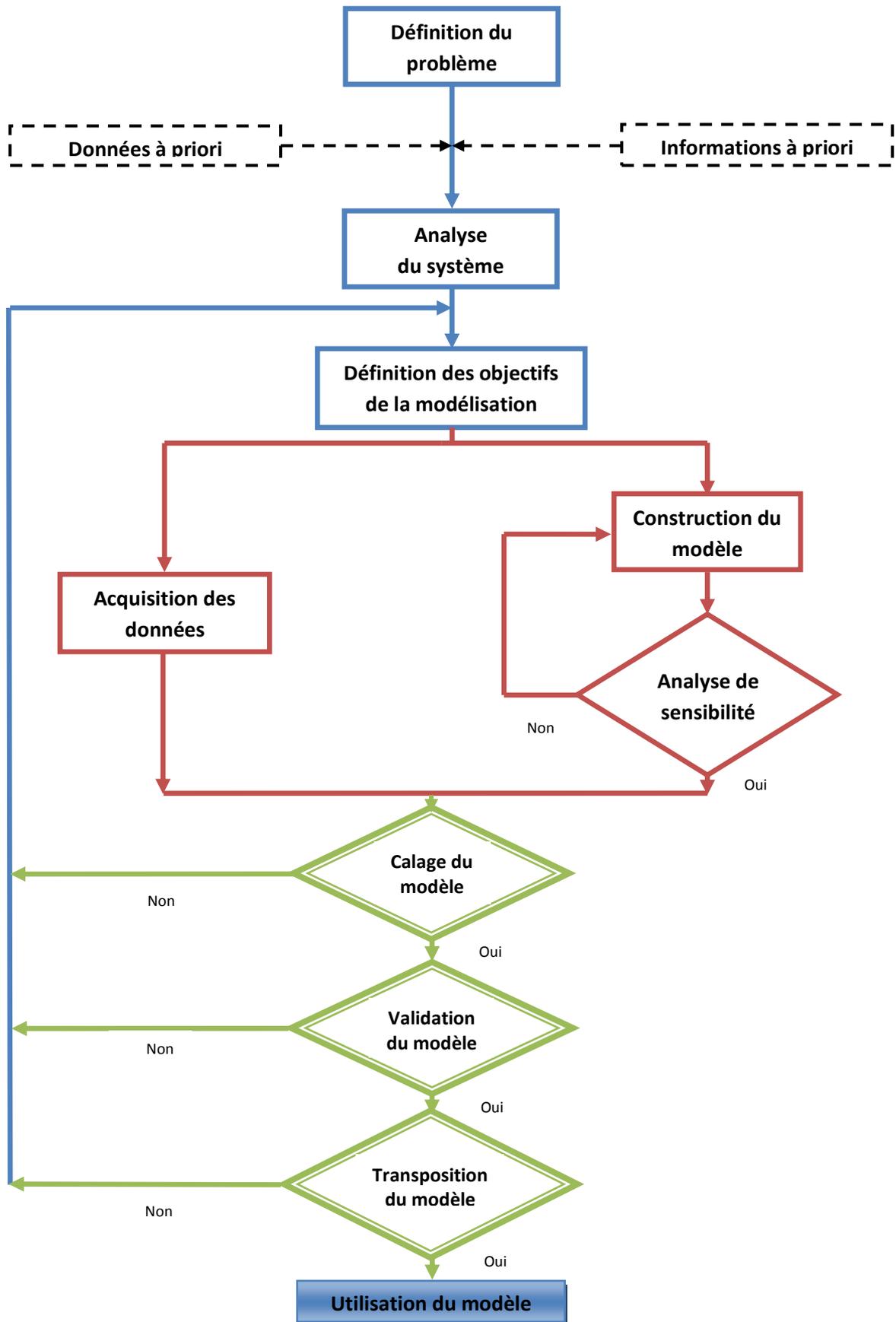


Figure I.2 : Etapes méthodologiques dans la mise en œuvre des modèles. [Zug & Vazquez, 2006]

### 3. Calage, validation et exploitation du modèle

#### 3.1. Schématisation préalable

D'un point de vue général, la mise en œuvre d'un modèle suppose une schématisation préalable du réseau et le découpage de la zone d'étude en bassins versants d'apport de caractéristiques homogènes, puis de la traduction de cette schématisation sous forme de fichiers pour l'outil de modélisation retenu [Zug & Vazquez, 2006].

La schématisation doit être réalisée en fonction des objectifs de la modélisation, des données disponibles et bien sûr des limites de chaque algorithme.

Cette schématisation est obtenue en ne retenant que les collecteurs principaux. Ces collecteurs sont eux-mêmes divisés en tronçons de caractéristiques homogènes (section, pente, ...), en tenant compte de surcroît d'un certain nombre de points singuliers du réseau (confluences, déversoirs, défluence, injection, raccordement d'une zone de collecte, ...).

Pour chacun de ces points ainsi définis, le modélisateur déterminera la zone de collecte associée et vérifiera que cette zone présente des caractéristiques homogènes (imperméabilisation, occupation du sol, pente, ...). Si ce n'est pas le cas, on procède alors à une subdivision en autant de zones homogènes que nécessaire [Zug & Vazquez, 2006].

Ainsi, le bassin versant et son réseau associé sont schématisés par une succession de points, qui peuvent être ou non alimentés par un bassin versant ou une injection, et des tronçons de collecteurs.

Même si l'étude ne porte que sur l'hydraulique, le modélisateur effectuera cette schématisation du réseau et du bassin versant selon des critères quantitatifs (hydrauliques). Concrètement, cela revient principalement pour le Modélisateur à prendre en compte, dans le découpage de la zone d'étude en bassins versants homogènes, non seulement le coefficient d'imperméabilisation (paramètre hydraulique), mais aussi le type d'occupation de sol.

La schématisation est un élément essentiel du travail de modélisation du réseau d'assainissement. En effet, les caractéristiques des différents éléments de la schématisation représentent les principales données d'entrée indispensables à la construction d'un modèle.

Ainsi, le schéma réalisé servira également pour le choix des points de mesures [Zug & Vazquez, 2006].

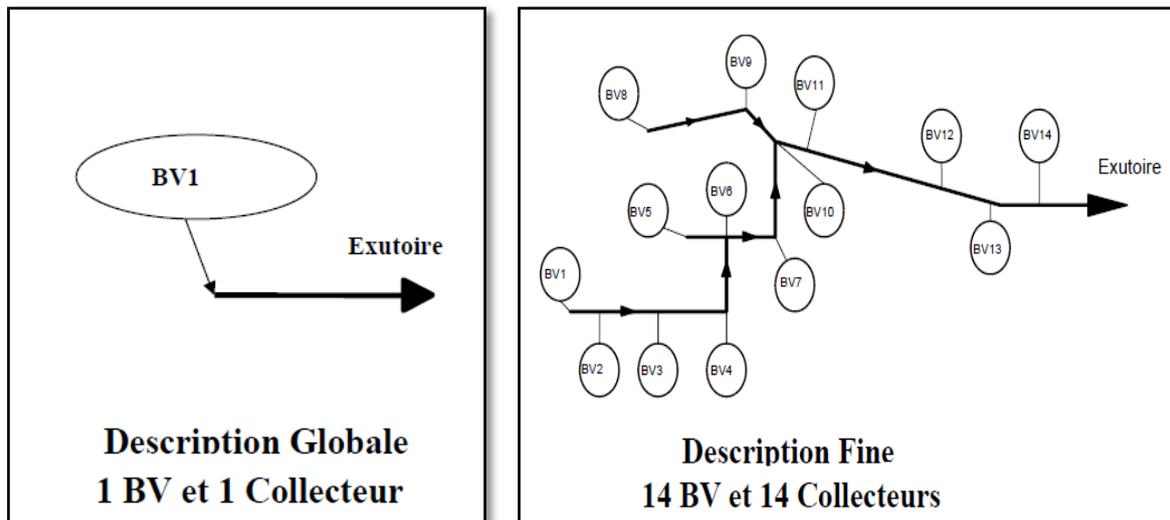


Figure I.3 : Exemples de schématisation du réseau

### 3.2. Critères de comparaison

L'enchaînement calage puis validation met donc en lumière l'importance d'une campagne de mesures préalable lors de la modélisation d'un bassin versant urbain. En effet, il reste indispensable que l'élaboration d'un modèle soit une interaction entre expérience et théorie.

Pour cela, il faut donc disposer de critères de comparaisons pour juger si une phase est correctement réalisée avant de passer à la suivante. Pour établir ce jugement, deux approches peuvent être utilisées [Zug & Vazquez, 2006]:

#### 3.2.1. Approche qualitative

C'est la méthode la plus aisée et certainement la plus directe pour évaluer les performances d'un modèle. Elle consiste à représenter graphiquement les valeurs simulées et mesurées et à juger de la qualité de l'ajustement. Cette méthode est bien souvent la seule présentée et est bien entendue "subjective" puisqu'elle dépend fortement de l'observateur. Pour la partie hydraulique, elle comprendra obligatoirement les hydrogrammes simulés et mesurés aux points stratégiques du réseau.

#### 3.2.2. Approche quantitative

C'est une méthode d'évaluation statistique de la qualité d'un modèle, indépendamment du jugement "subjectif" de l'observateur. Cette approche comporte des avantages et des inconvénients et à ce titre, elle doit être menée en parallèle de l'étude qualitative. Bien qu'il existe de nombreux critères statistiques pour comparer deux séries de points et ainsi fournir des éléments sur la crédibilité d'un modèle, l'évaluation quantitative des résultats en hydraulique comprendra au minimum l'erreur entre le volume simulé et mesuré et l'erreur entre les débits maximum simulés et mesurés aux points stratégiques du réseau.

### 3.3. Calage

Après la construction du modèle mathématique, la phase de calage est une phase essentielle pour toute étude de modélisation.

Les simulations en temps de pluie sont réalisées avec un ou plusieurs événements selon les données dont on dispose. Un événement pluvieux représentatif représente cependant un minimum. Si des données plus nombreuses sont disponibles, l'idéal est de choisir des pluies de caractéristiques différentes (intensité maximale, durée, fréquence,...) et induisant un comportement différent du réseau (déversement, mise en charge,...).

Les résultats des simulations, par comparaison aux mesures, permettent de vérifier les hypothèses de travail et éventuellement de modifier certains paramètres utilisés dans la construction du modèle. En effet, des résultats aberrants ou demandant des paramètres de construction invraisemblables sont autant d'indices d'un mauvais choix d'hypothèses ou d'erreurs de modélisation.

C'est en fait la qualité des résultats du calage, alliée à la cohérence des paramètres calés, qui permettront de passer à la phase de validation. Il est difficile de décrire de manière exhaustive tous les paramètres de calage possibles [Zug & Vazquez, 2006].

### 3.4. Validation

Après le calage du modèle, la phase de validation est également une phase indispensable à toute étude de modélisation. Comme pour le calage, la validation est réalisée pour le temps pluvieux, et utilise donc également les données événementielles.

La phase de validation consiste, à partir des paramètres calés et figés, à contrôler que les réponses du modèle sont identiques à celles observées pour au moins deux événements pluvieux différents de celui utilisé lors du calage. Si le calage a été correctement effectué, les résultats doivent être de bonne qualité sans que l'on ait besoin de corriger les paramètres du modèle.

La validation du modèle vise à évaluer sa robustesse, sa rapidité de résolution ainsi que sa capacité à reproduire les débits et hauteurs d'eau en réseau d'égout en fonction des débits entrant.

Comme lors de la phase de calage, c'est la qualité des résultats en phase de validation qui permettra de passer à la phase d'exploitation du modèle.

### 3.5. Exploitation des modèles calés et validés

Le modèle construit est maintenant calé et validé par rapport aux mesures de terrain effectuées. Il est donc censé représenter la réalité de façon satisfaisante, avec désormais pour seul paramètre d'entrée la pluviographie. A partir de là, il faut définir des pluies de projet adaptées aux différents scénarios de simulations envisagés, qui permettent de répondre aux objectifs de l'étude.

#### **4. Conclusion**

La vérification et le dimensionnement des réseaux d'assainissement unitaire et des réseaux d'eaux pluviales, se fait d'une manière générale en Algérie à l'aide des méthodes classiques, ces méthodes ne permettent que l'estimation de débit de pointe à l'exutoire, or grâce à la révolution numérique, nous pouvons simuler l'écoulement dans les réseaux, ce qui permet de savoir leur fonctionnement réel en fonction du temps.

Les modèles mathématiques régissant le comportement des réseaux d'assainissement sont décrits dans le prochain chapitre dans le but d'élaborer un outil de simulation des écoulements en réseaux d'égout.

## Chapitre II

## Modélisation Hydraulique des écoulements en réseaux d'assainissement

### Introduction

L'étude mathématique des écoulements à surface libre n'est pas une discipline scientifique récente. Elle a débuté il y a déjà plus de 200 ans lors de l'essor de l'ensemble des théories mécaniques, avec les travaux *de Laplace* en 1776 et de Lagrange vers 1781 sur la propagation des ondes à la surface des canaux. Dès 1871, Barré de Saint-Venant a formulé mathématiquement, par un système d'équations différentielles, le mouvement des eaux à surface libre [*Kovacs*, 1988]. Depuis lors, ces équations servent de base aux modèles mathématiques d'écoulement à surface libre en rivière, en canaux et en réseau d'assainissement [*Bertrand & Krajewski*, 2006].

### 1. Modèles hydrauliques

Les écoulements à surface libre sont caractérisés par une interface eau-air. Le paramètre hydraulique permettant d'évaluer cette interface est le tirant d'eau c'est-à-dire la variation de la hauteur entre le fond du canal et l'interface [*Abdallah*, 2005].

#### 1.1. Calcul hydraulique par la méthode classique

Pour la méthode classique, l'écoulement est considéré comme uniforme et permanent ce qui veut dire une constance des paramètres hydrauliques. Ainsi la vitesse moyenne, le tirant d'eau et donc le débit restent invariables dans le temps et dans les différentes sections du canal le long de l'écoulement. La formule utilisée pour le calcul de ces paramètres est celle de *Manning Strickler*.

C'est une formule expérimentale simple :

$$Q = K_s \cdot S \cdot I^{1/2} R_h^{2/3} \quad (\text{II-1})$$

Avec, S : Section de la canalisation ; I : Pente de la canalisation ;  $R_h$  : Rayon hydraulique correspondant au rapport entre la surface mouillée et le périmètre mouillé et  $K_s$  : Coefficient de Strickler qui correspond à un coefficient de rugosité pour les écoulements à surface libre.

**Tableau II-1:** Coefficient de rugosité de matériaux constituant les conduites d'assainissement

Dénomination	$K_s$
Terre	40
Béton armé	60
Béton vibré	70
A.C	70
P.V.C	80

## 1.2. Calcul hydraulique par modélisation déterministe

Dans les réseaux d'assainissement, les phénomènes transitoires sont systématiquement présents du fait de la variabilité des débits par temps de pluie. Ils se traduisent par une variation, qui peut être brutale dans certains cas, de la hauteur d'eau due à la propagation d'une onde de gravité ou d'un ressaut hydraulique.

La méthode de calcul hydraulique par modélisation déterministe prend en considération cette réalité en résolvant les équations de Barré de Saint Venant qui décrivent mathématiquement la réalité physique de l'écoulement transitoire.

Dans ce contexte, nous faisons un rappel des équations de base permettant de décrire le mouvement d'un fluide dans le cas d'un écoulement à surface libre non permanent.

### 1.2.1. Modèle de Barré de Saint Venant

C'est en 1871, dans un rapport de l'Académie des sciences sur les équations de Navier-Stokes que, *Adhémar Barré de Saint-Venant*, ingénieur des Ponts et Chaussées, publie pour la première fois ces équations. Elles sont obtenues à partir des équations de Navier-Stokes à l'aide de quelques hypothèses simplificatrices. Ce système permet donc la modélisation des écoulements à surface libre et grâce à son efficacité numérique largement reconnues, il est aujourd'hui très utilisé pour la simulation de nombreux phénomènes d'actualité (pollution environnementale, catastrophes naturelles, évolution climatique...). [Rousseau, 2008]

Le modèle mécaniste de Barré de Saint Venant est un ensemble d'équations qui décrivent le mouvement réel d'un fluide en écoulement non permanent à surface libre.

Ces équations ont tout d'abord été établies pour des écoulements stationnaires graduellement et rapidement variés, ceci suppose donc :

- Que l'écoulement se fait le long d'une direction privilégiée  $x$  ;
- Que les caractéristiques de ces écoulements sont considérées comme correctement approchées par leur valeur moyenne dans une section droite orthogonale à  $x$  ;

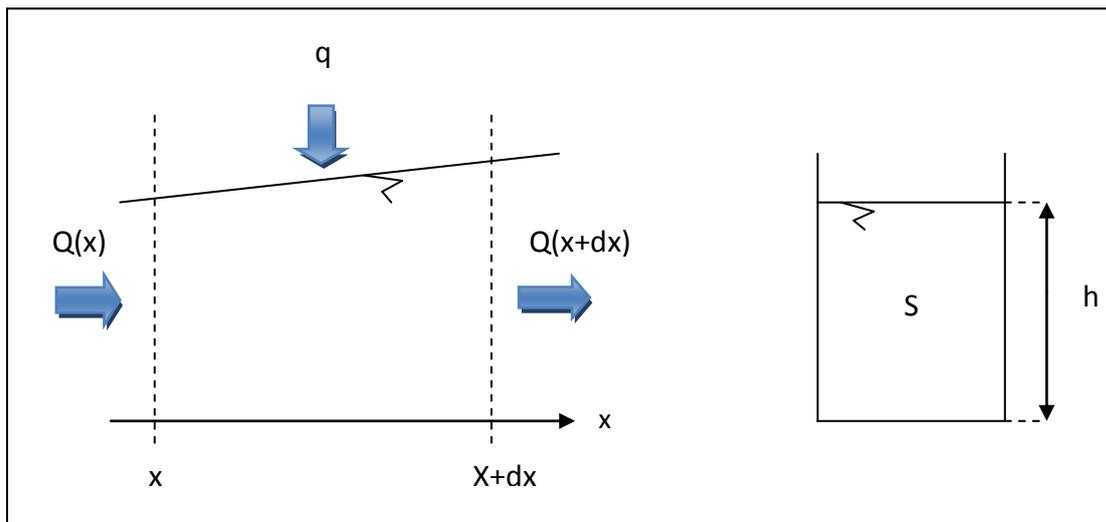
Les variables sont le débit  $Q(x, t)$ , la vitesse  $V(x, t)$  et la section mouillée  $S(x, t)$  ou et le tirant d'eau  $h(x, t)$  ou encore la cote  $z(x, t)$  de la surface libre sont toutes fonctions des seuls paramètres abscisse  $x$ , et le temps  $t$ .

Les équations de Barré de Saint-Venant sont composées d'un couple de deux équations aux dérivées partielles en  $x$  et  $t$ , traduisant :

- la loi de continuité ou la conservation de la masse.
- la loi fondamentale de la dynamique ou la conservation de la quantité de mouvement.

### 1.2.1.1. Etablissement de l'équation de continuité

L'équation de continuité exprime la conservation de la masse au sein du bief, donc des volumes, si on considère que le fluide est incompressible, ce qui est le cas pour l'eau dans les conditions applicables en rivière ou en réseau d'assainissement [Bertrand & Krajewski, 2006]. On considère le bief de longueur  $dx$  (Figure II.1).



**Figure II.1:** Equation de continuité

On recherche le volume stocké au temps  $t+dt$  dans l'espace compris entre  $x$  et  $x+dx$ . Ce volume  $V_s(t+dt)$  est égal au volume entrant à l'abscisse  $x$  durant  $dt$ , plus le volume stocké entre  $x$  et  $x+dx$  à l'instant  $t$ , moins le volume sortant à l'abscisse  $x+dx$  durant  $dt$ , plus éventuellement le volume extérieur entrant dans le bief entre les abscisses  $x$  et  $x+dx$  durant  $dt$ . Ce volume s'écrit, avec  $Q(x,t)$  le débit,  $S(x,t)$  la section mouillée,  $q(t)$  le débit latéral extérieur (par unité de longueur) et  $h(x,t)$  la hauteur d'eau :

$$V_s(t+dt) = \int_t^{t+dt} Q(x,\tau) d\tau + \int_x^{x+dx} S(\gamma,t) d\gamma - \int_t^{t+dt} Q(x+dx,\tau) d\tau + \int_t^{t+dt} q(\tau) dx d\tau \quad (\text{II-2})$$

Sachant que  $\tau$  et  $\gamma$  représente des variables de temps et d'espace respectivement.

D'autre part, le volume  $V_s(t+dt)$  s'exprime aussi sous la forme :

$$V_s(t + dt) = \int_x^{x+dx} S(\gamma, t + dt) d\gamma \quad (\text{II-3})$$

En égalant les deux expressions, on obtient :

$$\int_x^{x+dx} S(\gamma, t + dt) d\gamma - S(\gamma, t) dx = \int_t^{t+dt} (Q(x, \tau) d\tau + Q(x + dx, \tau) + q(\tau) dx) d\tau \quad (\text{II-4})$$

En considérant que les fonctions  $S(x, t)$  et  $Q(x, t)$  sont continues, on peut modifier les termes comme suit :

$$\int_x^{x+dx} (S(\gamma, t + dt) - S(\gamma, t)) d\gamma = dx (S(x + a, t + dt) - S(x + a, t)) \quad (\text{II-5})$$

avec  $x + a$  est tel que  $a \in [x, x + dx]$

$$\int_t^{t+dt} (Q(x, \tau) - Q(x + dx, \tau) + q(\tau) dx) d\tau = dt (Q(x, t + b) - Q(x + dx, t + b) + q(t + b) dx) \quad (\text{II-6})$$

En reprenant l'égalité précédente et en substituant, on obtient, en divisant par  $dx dt$  :

$$\frac{S(x + a, t + b) - S(x + a, t)}{dt} = \frac{Q(x, t + b) - Q(x + a, t + b)}{dx} + q(t + b) \quad (\text{I-7})$$

Comme  $dx$  et  $dt$  sont petits et tendent vers zéro, les termes précédents correspondent aux dérivées partielles des fonctions et on obtient l'équation de continuité :

$$\frac{\partial S(x, t)}{\partial t} + \frac{\partial Q(x, t)}{\partial x} = q(t) \quad (\text{II-8})$$

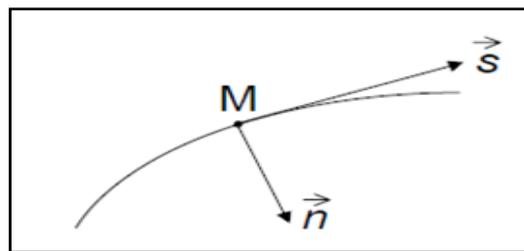
### 1.2.1.2. Etablissement de l'équation dynamique

On s'intéresse à un petit élément de volume liquide au sein d'un écoulement, suffisamment petit pour que les grandeurs physiques y soient homogènes. Cela revient à considérer une particule de fluide au sein de l'écoulement. A partir de l'équilibre des forces auxquelles est soumise cette particule, et en supposant le fluide incompressible, on obtient l'équation de Navier-Stokes avec les variables d'Euler [Carlier, 1986] :

$$\vec{\gamma} = -\frac{1}{\rho} \overrightarrow{\text{grad}} P^* - \vec{f} \quad (\text{II-9})$$

Avec,  $P^*$  pression ( $\text{N/m}^2$ ) ;  $\rho$  : masse volumique du fluide ( $\text{kg/m}^3$ ) ;  $\gamma = dV/dt$  : vecteur accélération ( $\text{m/s}^2$ ) et  $f$  : forces de frottement ( $\text{m/s}^2$ )

On considère un filet liquide représentant la trajectoire de la particule située au point M. Soit  $s$  la tangente et  $n$  la normale à la trajectoire au point M (**Figure II.2**).



**Figure II.2 :** Trajectoire d'une "particule" de fluide

En projetant sur ces deux axes l'équation de Navier-Stokes, on obtient le système suivant :

- Sur la tangente  $s$  :

$$\frac{\partial V_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial V_s}{\partial s} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial P^*}{\partial s} - f_s \quad (\text{II} - 10)$$

- Sur la normale  $n$  :

$$\frac{\partial V_n}{\partial t} + \frac{V_s^2}{R_c} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P^*}{\partial n} - f_n \quad (\text{II} - 11)$$

avec,  $R_c$  rayon de courbure (m).

En toute généralité, la dérivée partielle de la vitesse sur la tangente par rapport au temps est non nulle et ne peut pas être simplifiée :

$$\frac{\partial V_s}{\partial t} \neq 0$$

Si on fait l'hypothèse que la pente du radier ou du fond est faible et que les filets liquides sont parallèles au fond, alors :

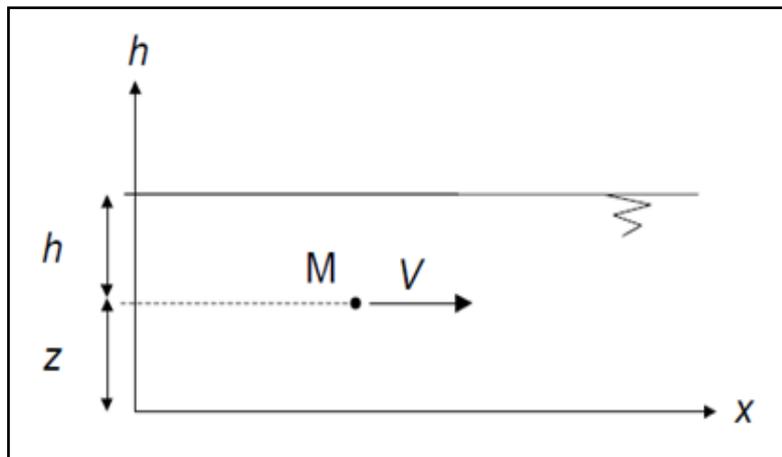
$$R_c \rightarrow \infty$$

$$f_n = 0$$

Et donc :

$$\frac{\partial p^*}{\partial n} = 0$$

$$\frac{\partial V_n}{\partial t} = 0$$



**Figure II.3** : Ecoulement monodimensionnel selon un axe  $Ox$

Sous l'hypothèse d'une répartition hydrostatique des pressions et si on assimile  $\vec{s}$  à l'axe  $\vec{x}$  d'un écoulement monodimensionnel (Figure II.3), le système d'équations précédent se simplifie et il reste uniquement :

En notant  $V$  la vitesse de la particule de fluide le long de l'axe  $Ox$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P^*}{\partial x} - f \quad (\text{II} - 12)$$

On développe l'expression de  $P^*$  pour poursuivre les calculs :

$$P^* = P_{atm} + \rho g(z + h) \quad (\text{II} - 13)$$

avec,  $P_{atm}$  : pression atmosphérique (Pa) ;  $h$  : hauteur d'eau au-dessus du filet liquide passant au point M (m) ;  $z$  : l'altitude du filet liquide par rapport à une cote fixe (m) et  $g$  : accélération de la pesanteur ( $\text{m/s}^2$ ).

On a donc :

$$\frac{\partial P^*}{\partial x} = \frac{\partial P_{atm}}{\partial x} + \rho g \frac{\partial z}{\partial x} + \rho g \frac{\partial h}{\partial x} \quad (\text{II} - 14)$$

Si on fait l'hypothèse que la pression atmosphérique ne varie pas avec  $x$  ( $\partial P_{atm}/\partial x = 0$ ), et en notant  $I = -\partial z/\partial x$ , la pente du fond, il vient :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = gI - f \quad (\text{II} - 15)$$

En notant

$J = f/g$  : la perte de charge par frottement due à la rugosité des parois et à la viscosité du fluide, on écrit finalement :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) \quad (\text{II} - 16)$$

### 1.2.1.3. Etablissement du système de Barré de Saint-Venant

On considère un fluide incompressible. En supposant que :

- L'écoulement est monodimensionnel selon un axe  $Ox$ ,
- La pente du fond est faible ( $\alpha = \sin \alpha = \tan \alpha$ ),

On peut écrire le système d'équations suivant :

Equation de continuité :

$$\frac{\partial s}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{II} - 17)$$

Equation dynamique :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) \quad (\text{II} - 18)$$

Avec,  $h$  : hauteur d'eau (m) ;  $I$  : pente (m/m) ;  $J$  : perte de charge (m/m) ;  $q$  : débit latéral éventuel entrant ou sortant par unité de longueur ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) ;  $Q$  : débit ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;  $S$  : section mouillée ( $\text{m}^2$ ) ;  $t$  : temps (s) ;  $U$  : vitesse moyenne de l'écoulement sur la section  $S$  (m/s) et  $x$  : abscisse (m).

$S$ ,  $Q$ ,  $U$  et  $h$  sont des fonctions continues des deux variables  $x$  et  $t$ . Avec la perte de charge  $J$ , cela conduit à un système comportant 4 inconnues dès lors que les caractéristiques physiques du bief (aussi appelé tronçon lorsqu'il s'agit d'un réseau d'assainissement) sont définies. Pour résoudre le système d'équation précédent, deux hypothèses complémentaires ont été faites [Bertrand & Krajewski, 2006] :

**Hypothèse 1** : les pertes de charges en régime transitoire sont supposées être calculables de la même manière que pour les écoulements permanents. On a ainsi une expression du type :

✓ Formule de Chézy :

$$U = C_h \sqrt{J R_h} \quad \text{D'où} \quad J = \frac{U^2}{C_h^2 R_h} \quad (\text{II} - 19)$$

avec,  $C_h$  coefficient de Chézy ( $\text{m}^{1/2}/\text{s}$ ) et  $R_h$  rayon hydraulique (m).

✓ Formule de Manning-Strickler :

$$Q = K_s R_h^{2/3} S J^{1/2} \quad \text{D'ou} \quad J = \frac{U^2}{K_{ms}^2 R_h^{4/3}} = \frac{Q^2}{K_{ms}^2 S^2 R_h^{4/3}} \quad (\text{II} - 20)$$

avec,  $K_s$  coefficient de Manning-Strickler ( $\text{m}^{1/3}/\text{s}$ ).

Il existe plusieurs possibilités pour définir le coefficient de Chézy, à partir des caractéristiques du matériau constituant la paroi des collecteurs :

✓ formule du coefficient de frottement à la paroi  $C_f$  :  $C_h^2 = \frac{2g}{C_f}$

✓ formule de Bazin :  $C_h = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R_h}}}$

Avec  $\gamma$  coefficient de Bazin ( $\text{m}^{1/2}$ ) qui dépend du matériau.

- Formule de Manning-Strickler :  $C_h = K_{ms} R_h^{1/6}$

**Hypothèse 2** : Il faut deux autres relations pour avoir autant d'équations que d'inconnues. On utilise alors les relations reliant la section mouillée  $S$  à la hauteur d'eau  $h$ , et l'expression du débit  $Q$  en fonction de la section mouillée  $S$  et de la vitesse moyenne  $U$ .

On obtient alors le système complet de 4 équations à résoudre [Bertrand & Krajewski, 2006]:

$$\left\{ \begin{array}{l} Q = SU \quad \text{tel que} \quad S = f(h) \quad (\text{II} - 21) \\ J = f(Q, U, h, \dots) \quad (\text{II} - 22) \\ \frac{\partial s}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{II} - 23) \\ \frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) \quad (\text{II} - 24) \end{array} \right.$$

Il faut également définir des conditions aux limites amont et aval du bief et des conditions initiales pour  $t = 0$ .

Ce modèle est le plus complet et le plus général. Il est applicable sur un bief régulier, c'est à dire un tronçon de caractéristiques homogènes.

Ce système ne possède pas de solution analytique. Il faut donc le résoudre numériquement. Pour cela, plusieurs familles de méthodes numériques sont utilisables :

- résolution par la méthode des caractéristiques (très rarement utilisée en hydrologie urbaine) ;
- résolution par éléments ou volumes finis ;
- résolution par des schémas de différences finies (la plus utilisée actuellement en hydrologie urbaine).

### 1.2.2. Modèles simplifiés

Plusieurs simplifications peuvent être apportées aux équations du système de Barré de Saint-Venant en fonction des objectifs fixés, nous considérerons qu'il n'y a pas d'apport latéral. C'est à dire  $q = 0$ .

L'équation de continuité devient :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (\text{II} - 25)$$

L'équation dynamique comprend plusieurs termes, numérotés ici de (1) à (5) :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) \quad (\text{II} - 26)$$

(1)            2                    (3)    (4) (5)

Ils correspondent respectivement à :

- (1) Premier terme d'inertie (énergie due à l'accélération dans la direction  $Ox$ ) ;
- (2) Deuxième terme d'inertie (accélération convective) ;
- (3) Terme de pression, lié à la pente de la surface libre ;
- (4) Terme de gravité ;
- (5) Terme de frottement, lié aux pertes de charge.

Selon les ordres de grandeur relatifs des différents termes, des simplifications de l'équation dynamique sont possibles. En effet, il est rare que tous les termes aient le même ordre de grandeur, en fonction des caractéristiques géométriques et des conditions aux limites conceptuel [Bertrand & Krajewski, 2006]

Différentes études théoriques et expérimentales portant sur la propagation d'une crue ont permis de montrer que le terme d'inertie (1) est lié au temps, donc à la vitesse de montée de la

crue et que le terme d'accélération convective (2) est lié à la géométrie des conduites. Par exemple, pour les crues en rivières, on observe que (1) et (2) sont négligeables devant les autres termes de l'équation. Les termes (4) et (5) de pente et de frottement sont en général du même ordre de grandeur. Il est possible de procéder alors à des simplifications, selon les ordres de grandeur respectifs des différents termes. [Kovacs, 1988]

**Modèles à inertie prépondérante et frottements négligeables** : les termes (4) et (5) sont négligés, d'où :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (\text{II} - 27)$$

Le modèle donné par l'équation ci-dessus est appelé modèle de l'onde dynamique. En pratique, il correspond à des ondes de haute fréquence (impulsions brèves et rapprochées) qui ne sont pas des situations fréquentes en hydrologie urbaine où ce modèle est très peu employé.

**Modèles à frottements prépondérants et inertie négligeable** : les termes (1) et (2) sont négligés. Dans ce cas, on obtient le modèle de l'onde diffusante :

$$g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - g) \quad (\text{II} - 28)$$

Si de plus le terme (3) est négligé, on obtient le modèle de l'onde cinématique dont l'écoulement est uniforme:

$$g(I - J) = 0 \Leftrightarrow I = J \quad (\text{II} - 29)$$

Ces deux modèles donnent des résultats moins satisfaisants pour la simulation du fonctionnement des réseaux d'assainissement.

Le modèle de l'onde dynamique, généré par les termes d'inertie, et le modèle de l'onde diffusante ne correspondent pas nécessairement à un déplacement de matière, comme dans le cas de la houle par exemple. On distingue ainsi le déplacement réel du fluide à la vitesse  $U$  et le déplacement de l'onde de débit à la célérité  $C$ .

Ces deux grandeurs permettent de définir le nombre de Froude  $F$  par la relation :

$$F = U/C \quad (\text{II} - 30)$$

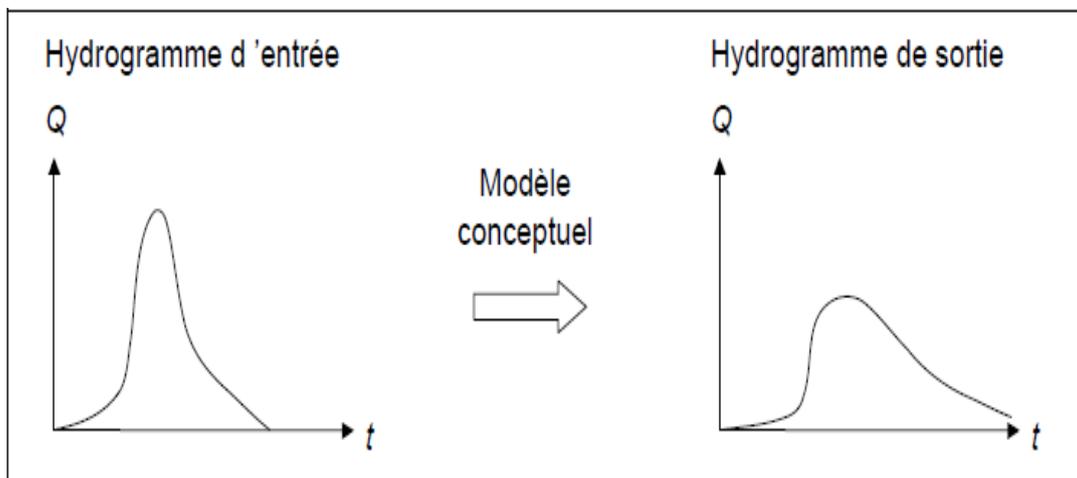
Si  $F < 1$ , l'écoulement est dit fluvial (ou infracritique), les ondes se déplacent plus vite que le fluide. Elles peuvent se propager vers l'amont ou vers l'aval. Il faut donc, pour résoudre les équations, poser des conditions aux limites amont et aval.

Si  $F > 1$ , l'écoulement est dit torrentiel (ou supercritique), les ondes se déplacent moins vite que le fluide et se propagent toujours vers l'aval. Pour résoudre les équations, une condition à la limite amont est suffisante.

Si  $F = 1$ , l'écoulement est dit critique. Cet état est instable et n'apparaît normalement que de manière transitoire.

### 1.3. Calcul hydraulique par modélisation conceptuelle

Face à la lourdeur et à la complexité des modèles mécanistes dérivés de l'hydrodynamique, de nombreux auteurs ont développé des modèles plus simples généralement dérivés de ou rattachés à la dynamique des systèmes et adaptés aux phénomènes concernant l'hydrologie urbaine. Dans ce type de modèles, il ne s'agit plus de décrire le détail des phénomènes physiques en jeu, mais la transformation d'un hydrogramme d'entrée par un système, en l'occurrence un tronçon de collecteur, en un hydrogramme de sortie.



**Figure II.4:** Principe de fonctionnement d'un modèle conceptuel [Bertrand & Krajewski, 2006]

Nous décrivons ci-après les modèles les plus courants.

#### 1.3.1. Méthode du TIME-OFFSET

Cette méthode repose sur l'hypothèse suivante : l'hydrogramme se propage sans déformation à travers le collecteur. Il s'agit donc d'un simple décalage temporel. Si cette approximation est relativement grossière, elle a l'avantage de permettre des simulations de réseaux d'assainissement extrêmement rapides et est utilisée dans certains logiciels de prédimensionnement des réseaux ou de techniques alternatives.

Un hydrogramme entrant à l'instant  $t$  au point d'abscisse  $x$  se retrouve à l'identique au point d'abscisse  $x + \Delta x$  à l'instant  $t + T_o$ , avec  $T_o$  le décalage temporel appelé en anglais time-offset.

Cette méthode conduit à surestimer les débits de pointe en sortie de réseau car l'effet de laminage est totalement ignoré.

Le paramètre  $T_o$  est le seul paramètre de ce modèle et il existe plusieurs techniques pour déterminer sa valeur :

- En procédant par ajustement expérimental ;
- En divisant le pas d'espace  $\Delta x$  par une vitesse d'écoulement moyenne qui peut être, par exemple :
  - ✓ la vitesse correspondant au débit maximum ;

- ✓ la vitesse correspondant au moyen interquartile des débits ;
- ✓ la vitesse moyenne pondérée des différentes vitesses d'écoulement observées.

Les vitesses d'écoulement sont généralement calculées en faisant l'hypothèse que le régime est permanent et en appliquant la formule de Manning-Strickler. L'hydrogramme est discrétisé au pas de temps  $\Delta t$ . Sur chaque pas de temps  $n\Delta t$ , on calcule la vitesse d'écoulement  $U_n$  et le débit  $Q_n$ . La vitesse moyenne pondérée  $\bar{U}$  s'écrit [Bertrand & Krajewski, 2006] :

$$\bar{U} = \frac{\sum U_n Q_n}{Q_n} \quad (\text{II} - 31)$$

### 1.3.2. Modèle de Muskingum

Ce modèle a été développé à l'origine par le corps des ingénieurs de l'U.S.Army et par McCarty, dans ses projets de contrôle de la rivière Muskingum. Ce modèle est basé seulement sur l'utilisation de l'équation de continuité. [Bentura, 1996]

$$V_s = K(\alpha Q_e(t) + (1 - \alpha)Q_s(t)) \quad (\text{II} - 32)$$

Avec,  $V_s$  : volume stocké ( $\text{m}^3$ ) ;  $Q_e$  : le débit entrant ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;  $Q_s$  : le débit sortant ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;  $K$  : paramètre du modèle Muskingum et  $\alpha$  : paramètre de pondération.

Cette première équation est complétée par l'équation de conservation de la masse :

$$\frac{dV_s(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (\text{II} - 33)$$

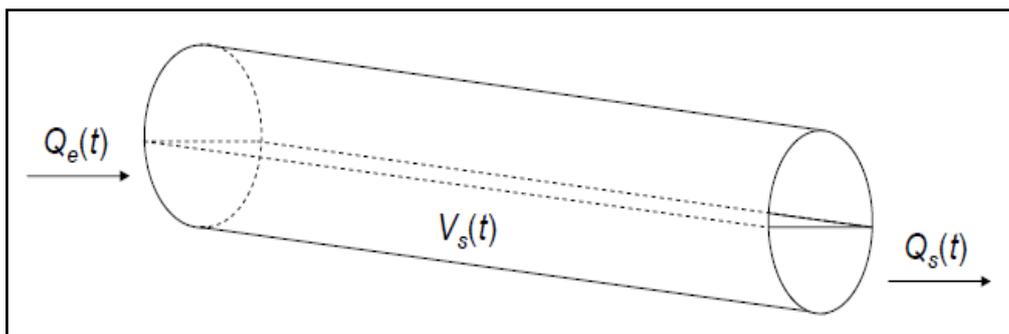
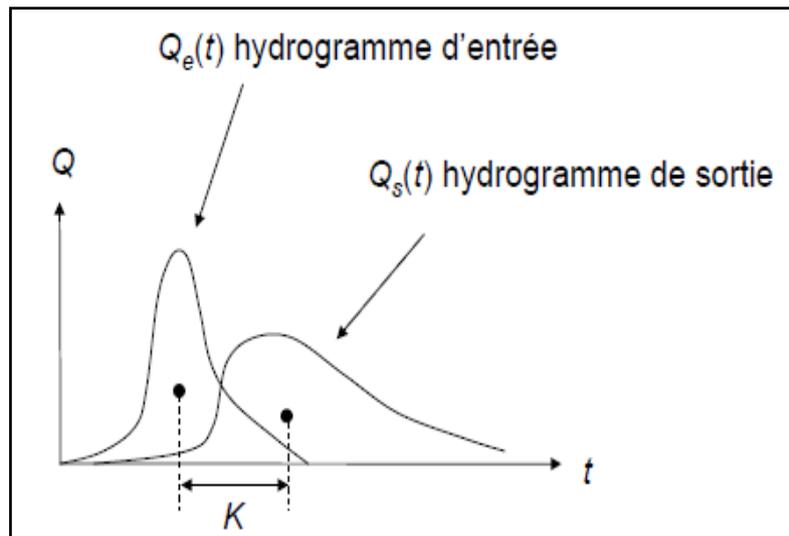


Figure II.5 : Principe du modèle Muskingum

Le paramètre  $K$  (appelé lag-time) représente le décalage temporel entre les barycentres des hydrogrammes d'entrée et de sortie : c'est aussi, théoriquement, le temps de transit d'une onde se propageant à la célérité  $C$  sur une distance  $\Delta x$ .

$$K = \frac{\Delta x}{C} \quad (\text{II} - 34)$$



**Figure II.6 :** Signification physique du paramètre  $K$  du modèle Muskingum

Le paramètre de pondération  $\alpha$  quantifie les influences respectives des débits d'entrée et de sortie sur le volume stocké. D'un point de vue physique, on a bien évidemment  $\alpha \in [0,1]$ . Néanmoins, certains auteurs proposent de prendre, pour des raisons numériques,  $\alpha \in [-0,5, 0,5]$ . [Bertrand & Krajewski, 2006]

Le système composé des deux équations de stockage et de conservation se résout soit par intégration directe, soit par discrétisation. Cette deuxième technique est la plus rapide à mettre en œuvre.

## 2. Conclusion

L'ensemble des modèles présentés dans cette partie met en évidence la difficulté qui existe afin de représenter le comportement hydraulique d'un réseau d'assainissement de manière globale c'est-à-dire, pour tous les régimes d'écoulements et toutes les géométries possibles de l'ouvrage et a fortiori en régime transitoire. Ces difficultés sont dues à la variabilité des hauteurs d'eau et des débits qui y transitent.

En général, les modèles de simulation des écoulements dans une conduite des réseaux d'assainissement sont basés sur les équations fondamentales des écoulements, dites équations de Barré de Saint-Venant.

L'application de ces équations pour la modélisation des écoulements permet de formuler différentes approximations sur les termes de l'énergie. Ces équations représentent de façon déterministe les écoulements dans les réseaux d'assainissement.

L'équation de continuité permet de schématiser la conservation des volumes, alors que l'équation dynamique permet de schématiser la conservation de l'énergie.

Ces équations sont appliquées en utilisant divers outils mathématiques comme la résolution des équations aux dérivées partielles avec une discrétisation dans le temps et l'espace, sous réserve d'un certain nombre d'hypothèses que nous allons traiter dans le prochain chapitre.

## Chapitre III

## Modélisation numérique « Construction du modèle » Résolution numérique du système de Barré de Saint-Venant

### Introduction

Les équations aux dérivées partielles constituent aujourd'hui l'un des thèmes importants de la compréhension scientifique et leurs champs d'application augmentent d'importance et englobent le domaine de l'hydraulique.

En effet, plusieurs problèmes en hydraulique exigent, par manque de solutions analytiques, une solution numérique des équations aux dérivées partielles.

L'arrivée des ordinateurs, leurs progrès immense et incessant ont permis de calculer à partir de modèles, des quantités qui ne pouvaient être que très approximativement estimées; à l'aide d'une approche basée sur la transformation d'un modèle mathématique en un modèle numérique, en passant par les méthodes numériques telles que volumes finis, éléments finis, ou différences finies.

La plupart des problèmes rencontrés aujourd'hui en hydraulique peuvent se résoudre à l'aide de codes numériques. Les dernières décennies ont vu une explosion de méthodes et d'outils numériques, qui ont permis de résoudre efficacement un nombre croissant de problèmes d'ingénierie.

L'accent dans ce chapitre va être mis sur la résolution du système complet de Barré de Saint Venant décrivant le comportement d'écoulement dans un réseau d'assainissement.

### 1. Différentes méthodes numériques

Les différences finies, les volumes finis et les éléments finis, sont les différentes classes de méthodes numériques de résolution du système de BSV. Ces méthodes permettent de calculer les hauteurs d'eau, les vitesses et les débits dans les tronçons de façon approchée.

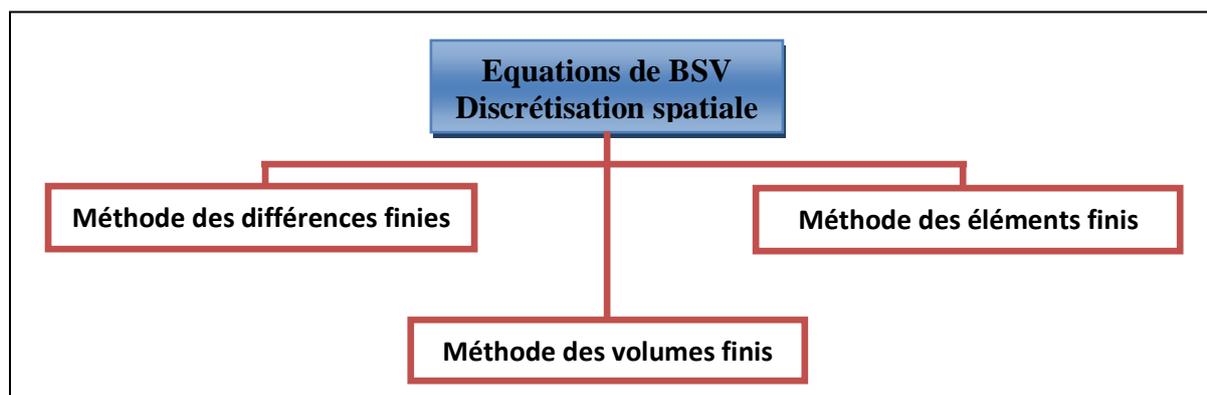


Figure III.1 : Méthodes numériques

### 1.1. Méthodes des éléments finis

La méthode des éléments finis est la méthode la plus utilisée pour l'étude des structures à trois dimensions, car elle étend les possibilités des méthodes matricielles à un très vaste domaine d'application et permet donc l'analyse des structures complexes.

Le principe de cette méthode, consiste à subdiviser la structure étudiée en sous domaine, de forme relativement simple « éléments finis ». L'approximation de la solution concernera l'élément constitutif et non pas la structure totale.

### 1.2. Méthode des volumes finis

Il s'agit d'une méthode de formulation intégrale dans l'espace physique des lois de conservation. Bien qu'elle ne soit pas fondamentalement différente aux méthodes aux différences finies ou aux éléments finis, il est d'usage de la considérer à part, parce qu'elle trouve un domaine d'application tout à fait spécifique.

### 1.3. Méthode par différences finies

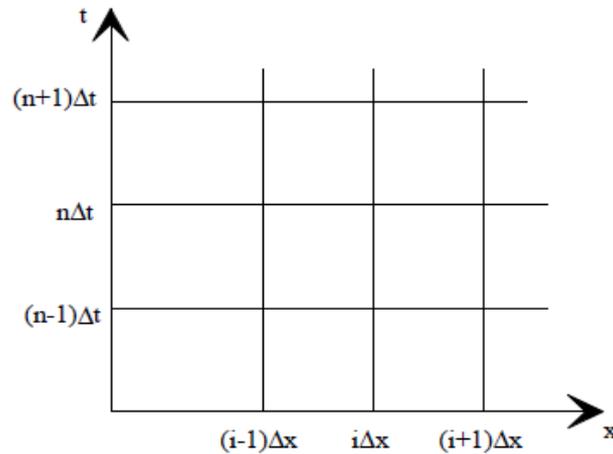
La méthode consiste à estimer par approximation les valeurs d'une ou plusieurs fonctions à partir des conditions aux limites. Cette approximation représente une discrétisation du domaine et le remplacement de l'opérateur différentiel par un opérateur aux différences finies (algébrique). En d'autres termes, le domaine de variation continu est remplacé par un ensemble fini de points ou nœuds, délimité par des frontières et formant ainsi un réseau appelé aussi maillage ou grille.

#### 1.3.1. Schémas par différences finies

Les méthodes de résolution par différences finies sont actuellement les plus utilisées en hydrologie urbaine. Il existe différentes méthodes de résolution en fonction des schémas numériques mis en œuvre. La méthode de résolution par différences finies consiste à remplacer les opérateurs différentiels par des opérateurs algébriques établis à partir de développements en série de Taylor. Nous ne ferons ici qu'un bref rappel des notions indispensables relatives aux différences.

Cette méthode consiste à déterminer les valeurs de la fonction recherchée notée  $f$  en quelques points particuliers. Dans le cas de la résolution des équations de BSV on recherche le débit  $Q$  ou la vitesse  $U$  et la hauteur d'eau  $h$ .

On commence par quadriller le plan  $(x, t)$  afin d'obtenir des mailles de taille  $(\Delta x, \Delta t)$  où  $\Delta x$  est le pas d'espace et  $\Delta t$  le pas de temps. Le but est de calculer les valeurs de débit et hauteur d'eau en chaque point du maillage. Les méthodes aux différences finies sont toutes basées sur les développements de Taylor des fonctions continues et dérivables. Plus les pas de temps et d'espace sont petits plus les développements limités sont proches des valeurs exactes [Bertrand & Krajewski, 2006].



**Figure III.2 :** Quadrillage du plan (x,t).

On considère une fonction  $f$  de deux variables : une variable d'espace  $x$  et une variable de temps  $t$  :  $f = f(x, t)$ .

On pose ' $a$ ' petit, les dérivées partielles par rapport à  $x$  s'expriment de la manière suivante:

$$f(x + a) = f(x) + af'(x) + \frac{a^2}{2} f''(x) + \theta_1(a) \quad (\text{III} - 1)$$

$$f(x - a) = f(x) - af'(x) + \frac{a^2}{2} f''(x) + \theta_2(a) \quad (\text{III} - 2)$$

En négligeant les termes d'ordre supérieur à 2, la dérivée est calculée par la relation suivante: (schéma centré avec approximation d'ordre 2)

$$f'(x) = \frac{f(x + a) - f(x - a)}{2a} \quad (\text{III} - 3)$$

On peut également utiliser les relations négligeant les termes d'ordre supérieur à 1 seulement, ce qui conduit :

- Soit à un schéma progressif (ou avancé) avec approximation d'ordre 1:

$$f'(x) = \frac{f(x + a) - f(x)}{a} \quad (\text{III} - 4)$$

- Soit un schéma régressif (ou retardé) avec approximation d'ordre 1:

$$f'(x) = \frac{f(x) - f(x - a)}{a} \quad (\text{III} - 5)$$

Si on remplace ' $a$ ' par un pas d'espace  $\Delta x$ , il vient :

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{f(x + \Delta x) - f(x - \Delta x)}{2\Delta x} \quad (\text{III} - 6)$$

Ou :

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{f(x + \Delta x) - f(x)}{\Delta x} \quad (\text{III} - 7)$$

Ou :

$$\frac{\partial f}{\partial x} \approx \frac{f(x) - f(x - \Delta x)}{\Delta x} \quad (\text{III} - 8)$$

Selon le pas de temps auquel sont calculées les dérivées partielles par rapport à x, on utilise soit des schémas explicites lorsque toutes les valeurs de f sont calculées au pas de temps n  $\Delta t$ , soit des schémas implicites lorsque les valeurs de f sont calculées au pas de temps (n+1)  $\Delta t$ . Il est également possible d'utiliser un schéma implicite combinant les deux types de schémas précédents, appelé schéma mixte.

Pour simplifier les écritures, nous noterons i l'indice relatif au pas d'espace et n l'indice relatif au pas de temps.

Dans ces conditions, on peut écrire :

$$f(i\Delta x, n\Delta t) = f_i^n$$

Dans le cas le plus général, on peut donc écrire une dérivée partielle par rapport à x sous la forme :

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \alpha_3 \frac{\alpha_1(f_{i+1}^{n+1} - f_i^{n+1}) + (1 - \alpha_1)(f_i^{n+1} - f_{i-1}^{n+1})}{\Delta x} + (1 - \alpha_3) \frac{\alpha_2(f_{i+1}^n - f_i^n) + (1 - \alpha_2)(f_i^n - f_{i-1}^n)}{\Delta x} \quad (\text{III} - 9)$$

Selon les différentes pondérations effectuées, on obtient les différents schémas possibles indiqués dans le tableau ci-après. Il existe ainsi de très nombreuses possibilités de choix de schémas aux différences finies pour les dérivées partielles par rapport à x [*Bertrand & Krajewski*, 2006].

**Tableau III.1** : Coefficients de pondération des schémas aux différences finies

Pondération		Schéma
$\alpha_3 = 0$		Explicite
$\alpha_3 = 0.5$		Implicite centré dans le temps
$\alpha_3 = 1$		Totalement implicite
$\alpha_1 = 1$	$\alpha_2 = 1$	Progressif
$\alpha_1 = 0.5$	$\alpha_2 = 0.5$	Centré
$\alpha_1 = 0$	$\alpha_2 = 1$	Regressif
$\alpha_1 = 1$	$\alpha_2 = 0$	Mixte décentré

D'autre part, la dérivée partielle de  $f$  par rapport au temps  $t$  est calculée selon le même principe, avec une pondération possible selon que les valeurs de  $f$  sont calculées au pas d'espace  $i \Delta x$  ou  $(i+1) \Delta x$  :

$$\frac{\partial f}{\partial t} = \frac{\alpha_4(f_i^{n+1} - f_i^n) + (1 - \alpha_4)(f_{i+1}^{n+1} - f_{i+1}^n)}{\Delta x} \quad (\text{III} - 10)$$

Une fois les discrétisations choisies, on substitue leurs expressions dans le système d'équations à résoudre.

L'équation différentielle initiale est ainsi remplacée par un système de  $N$  équations contenant  $N$  inconnues, à résoudre pour chaque pas de temps.

Dans le cas des schémas explicites, les dérivées partielles par rapport à  $x$  sont calculées au pas de temps  $n$  et seules les dérivées partielles par rapport à  $t$  contiennent des termes calculés au pas de temps  $n + 1$ . On peut ainsi calculer explicitement les valeurs  $f_i^{n+1}$  à partir des valeurs  $f_i^n$ .

Dans le cas des schémas implicites, on ne peut calculer les valeurs de  $f$  au pas de temps  $n+1$  qu'en résolvant le système formé des  $N$  équations linéaires algébriques du schéma [Bertrand & Krajewski, 2006].

### 1.3.2. Schéma explicite-schéma implicite

Divers schémas aux différences finies sont utilisés dans l'étude des problèmes d'évolution, c'est-à-dire dépendant du temps. Il existe deux principaux types de schémas, en l'occurrence, les schémas implicites et explicites.

Un schéma est dit " explicite", si chaque valeur approchée de la solution au temps  $t+\Delta t$  et au point  $x$  est écrite à partir des valeurs de la solution précédente au temps  $t$ . Cette valeur est donc explicitement fonction des valeurs connues, déjà calculées, et s'obtient directement pour chaque  $x$ .

Par contre un schéma est dit "implicite", si la valeur approchée, en un point au temps  $t+\Delta t$  est écrite en fonction de la solution précédente au temps  $t$ , et des valeurs voisines au temps  $t+\Delta t$ . Il s'agit donc d'une liaison implicite, entre toutes les valeurs au temps  $t+ \Delta t$ , qui se résout globalement.

Mais le choix du type de schéma à employer dépend essentiellement de la nature du problème physique à traiter, et de l'aptitude du schéma à prendre en compte les caractéristiques du problème en question. Les principaux avantages et inconvénients des deux types de schémas aux différences sont:

- ✓ **Stabilité** : Dans la méthode explicite, une condition de stabilité sur le pas de temps devra être satisfaite, ce qui n'est pas le cas pour la méthode implicite.
- ✓ **Simplicité (souplesse) de programmation** : La méthode explicite est relativement plus facile à programmer que la méthode implicite. Par conséquent, quand le temps

nécessaire pour le développement d'un programme est limité, la méthode explicite doit être utilisée.

- ✓ **Economie** : Puisque la valeur du pas de temps  $\Delta t$  pour un schéma implicite n'est pas restreinte par un critère de stabilité, une grande valeur de  $\Delta t$  est permise, ce qui donnera un temps de calcul relativement inférieur comparé au schéma explicite dans lequel  $\Delta t$  est limité par une condition de stabilité.
- ✓ **Simulation des sommets abruptes** : Du moment que le pas de temps  $\Delta t$  est souvent très petit, les méthodes explicites sont plus appropriées pour l'analyse des phénomènes caractérisés par des sommets, ces derniers sont généralement lissés dans les méthodes implicites.

### 1.3.2.1. Schéma explicite

Seule la dérivée de  $f$  par rapport au temps s'exprime en fonction des valeurs de  $f$  au pas de temps  $n+1$ .

La différentielle par rapport à  $x$  s'exprime en fonction des valeurs de  $f$  au pas de temps précédent de calcul (pas  $n$ ). On calcule  $f_i^{n+1}$  connaissant les valeurs de  $f$  calculées au temps  $n\Delta t$  pour, en général, les pas d'espaces  $i-1$ ,  $i$  et  $i+1$  (schéma à trois points). Un schéma explicite est caractérisé par le fait que l'on puisse exprimer explicitement une valeur inconnue en fonction de valeurs connues [Abdallah, 2005].

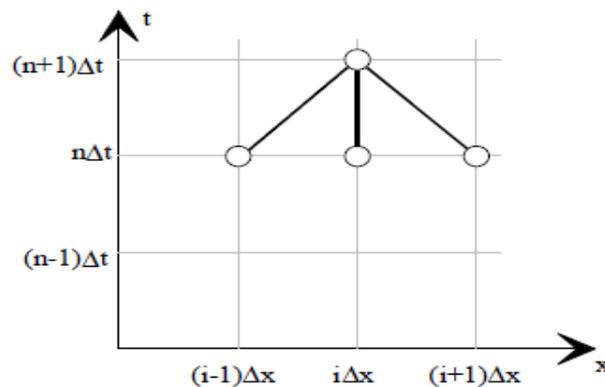


Figure III.3: Schéma de type explicite

Les schémas explicites sont les plus simples. Cependant, il est nécessaire de prendre un pas de temps très court, du fait de la condition de stabilité numérique qui impose [Abdallah, 2005]:

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{|U| + c} \quad \text{ou} \quad \Delta t = C_{cfl} \frac{\Delta x}{|U| + c} \quad (\text{III} - 11)$$

où  $\Delta t$  est tel que  $0 < C_{cfl} \leq 1$ .

Avec  $C_{cfl}$  le coefficient CFL (Courant-Friedrich-Lévy) ou nombre de Courant.

### 1.3.2.2. Schéma implicite

Les schémas sont implicites si la différentielle de  $f$  par rapport à  $x$  se calcule en fonction d'au moins deux valeurs de position d'espace de  $f$  au temps  $n+1$ . En fait, le caractère implicite d'un schéma numérique est lié au fait que l'on ne puisse pas exprimer explicitement chaque valeur inconnue en fonction uniquement de valeurs connues. Chacune des équations à résoudre contient au moins deux valeurs inconnues de  $f$  au pas de temps de calcul  $(n+1)\Delta t$ .

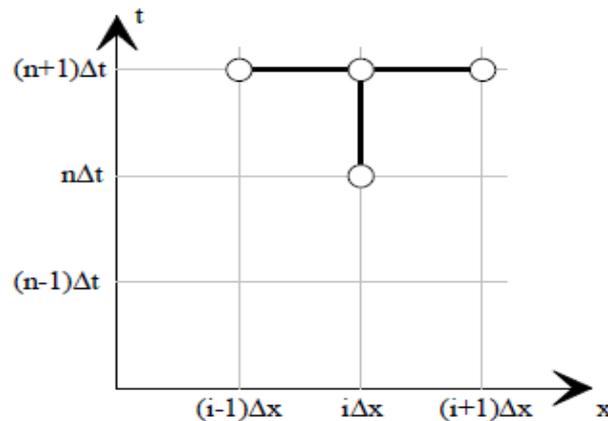


Figure III.4: Schéma de type implicite

Pour les schémas explicites, on peut calculer les valeurs de  $f$  de proche en proche en progressant par balayage sur tous les pas d'espace  $i$  de pas de temps en pas de temps (Progression horizontale). [Bertrand & Krajewski, 2006].

Pour s'assurer de la convergence du résultat vers la solution exacte, il faut vérifier la stabilité et de la consistance du schéma numérique.

### 1.3.2.3. Consistance du schéma

Pour vérifier la consistance des schémas, on vérifie l'identité (à un certain ordre de dérivation près) entre l'équation différentielle de départ et l'équation discrétisée après avoir effectué un développement limité de Taylor des valeurs discrètes de cette dernière équation.

En effet, lorsqu'on utilise un schéma aux différences finies, pour résoudre une équation différentielle, on ne résout pas l'équation différentielle avec les dérivées partielles exactes mais on résout l'équation dans laquelle, les dérivées partielles sont remplacées par leurs approximations par différences finies faisant intervenir les valeurs discrètes de la fonction  $f$  aux nœuds du maillage.

Le schéma est consistant si lorsque l'on fait tendre  $\Delta x$  et  $\Delta t$  vers zéro alors, on retrouve les équations aux dérivées partielles de départ.

Cette partie principale de l'erreur est connue sous le nom de diffusion numérique des schémas aux différences finies [Buyer, 2002].

#### 1.3.2.4. Stabilité du schéma

L'étude théorique de la stabilité d'un schéma numérique peut être menée en utilisant la technique de l'analyse de Fourier. Cette technique n'est valable que pour les systèmes linéaires, il faut donc linéariser les équations discrétisées de BSV.

On remplace dans les équations discrétisées la vitesse ou le débit et la hauteur d'eau par des séries de Fourier puis on met le système sous forme matricielle. On détermine ensuite les valeurs propres de la matrice d'amplification [Buyer, 2002].

Le schéma est stable si ces valeurs propres sont inférieures à 1.

#### 1.3.3. Analyse de l'approximation

##### 1.3.3.1. Erreur de troncature

L'erreur de troncature vient du fait qu'on a tronqué le développement en série de Taylor de la fonction  $f$ . L'erreur de troncature par pas est la différence entre la valeur calculée et la valeur exacte, en supposant qu'au pas précédent la valeur calculée et la valeur exacte étaient identiques.

##### 1.3.3.2. Stabilité d'un schéma aux différences finies

Bien entendu, les opérations de l'algorithme ne sont jamais effectuées exactement. Lors de la résolution d'un algorithme, on n'attaque pas le pas  $j \rightarrow j+1$  dans les mêmes conditions que le pas  $0 \rightarrow 1$ , car on l'aborde avec un lourd handicap : la lourde charge est constituée par la somme des erreurs de discrétisation précédentes.

Les erreurs sont donc petites à chaque opérations, mais comme il y a beaucoup d'opérations, leur accumulation peut avoir un effet désastreux.

Par conséquent, on dira qu'un schéma numérique est stable s'il est peu sensible à l'accumulation des erreurs de discrétisation et d'arrondis. [Euvrard, 1988].

##### 1.3.3.3. Consistance d'un schéma aux différences finies

On dit qu'un schéma est consistant ou compatible, si les équations aux différences sont construites à partir d'une expression équivalente à l'équation de départ au second ordre près. En d'autres termes, ceci veut dire que les dérivées partielles sont remplacées par des différences finies effectivement voisines. La qualité de cette consistance s'appelle "la précision du schéma". Cela signifie que l'erreur de troncature, tend vers zéro, lorsque les dimensions du maillage tendent vers zéro.

##### 1.3.3.4. Convergence d'un schéma aux différences finies

Le schéma numérique est convergent si la solution du problème discrétisé tend, en un certain sens, vers la solution du problème aux dérivées partielles, lorsque le pas tend vers zéro.

L'intérêt des notions de stabilité et de consistance est lié au théorème de Lax qui établit que pour une large classe d'équation, la consistance et la stabilité constituent une condition nécessaire et suffisante de convergence.

## 2. Discrétisation du système de BSV par un schéma aux différences finies explicite

On utilise un schéma explicite centré avec une approximation d'ordre 2 par rapport à l'espace, et d'ordre 1 progressif par rapport au temps (Figure III.6) [Bertrand & Krajewski, 2006].

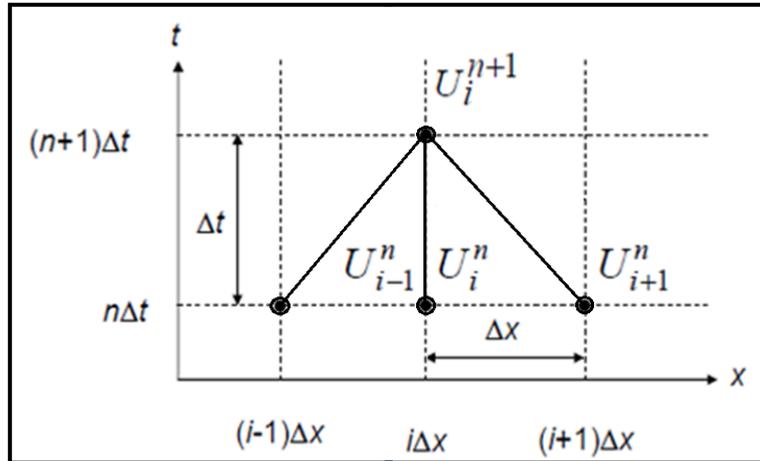


Figure III.5: Schéma de résolution explicite

On pose :

$$\frac{\partial U}{\partial x} = \frac{U_{i+1}^n - U_{i-1}^n}{2\Delta x} \quad (\text{III} - 12)$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} = \frac{U_i^{n+1} - U_i^n}{\Delta t} \quad (\text{III} - 13)$$

$$\frac{\partial h}{\partial x} = \frac{h_{i+1}^n - h_{i-1}^n}{2\Delta x} \quad (\text{III} - 14)$$

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{h_i^{n+1} - h_i^n}{\Delta t} \quad (\text{III} - 15)$$

On substitue ces opérateurs dans l'équation dynamique:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) \quad (\text{III} - 16)$$

$$\frac{U_i^{n+1} - U_i^n}{\Delta t} + U_i^n \frac{U_{i+1}^n - U_{i-1}^n}{2\Delta x} + g \frac{h_{i+1}^n - h_{i-1}^n}{2\Delta x} = g(I - J_i^n) \quad (\text{III} - 17)$$

D'où :

$$\begin{aligned} 2\Delta x(U_i^{n+1} - U_i^n) + \Delta t U_i^n (U_{i+1}^n - U_{i-1}^n) + g\Delta t (h_{i+1}^n - h_{i-1}^n) \\ = 2g\Delta x\Delta t (I - J_i^n) \end{aligned} \quad (\text{III} - 18)$$

$$\begin{aligned} \Leftrightarrow 2\Delta x U_i^{n+1} - 2\Delta x U_i^n = 2g\Delta x\Delta t (I - J_i^n) - \Delta t U_i^n (U_{i+1}^n - U_{i-1}^n) \\ - g\Delta t (h_{i+1}^n - h_{i-1}^n) \end{aligned} \quad (\text{III} - 19)$$

Et finalement

$$U_i^{n+1} = U_i^n + g\Delta t(I - J_i^n) - \frac{\Delta t}{2\Delta x} (U_i^n(U_{i+1}^n - U_{i-1}^n) + g(h_{i+1}^n - h_{i-1}^n)) \quad (\text{III} - 20)$$

La perte de charge  $J_n^i$  est calculée par la formule de Manning-Strickler.

On substitue dans l'équation de continuité:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \quad (\text{III} - 21)$$

$$\Leftrightarrow \frac{\partial SU}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \quad (\text{III} - 22)$$

Or,  $S = f(h)$ , donc :

$$S \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial S}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \quad (\text{III} - 23)$$

Dans le cas d'une section rectangulaire, on a  $S = Bh$ , d'où

$$\frac{\partial S}{\partial x} = B \frac{\partial h}{\partial x} \quad \text{et} \quad \frac{\partial S}{\partial t} = B \frac{\partial h}{\partial t} \quad (\text{III} - 24)$$

On peut donc écrire

$$Bh_i^n \frac{U_{i+1}^n - U_{i-1}^n}{2\Delta x} + BU_i^n \frac{h_{i+1}^n - h_{i-1}^n}{2\Delta x} + B \frac{h_i^{n+1} - h_i^n}{\Delta t} = 0 \quad (\text{III} - 25)$$

$$\Leftrightarrow h_i^n \Delta t (U_{i+1}^n - U_{i-1}^n) + \Delta t U_i^n (h_{i+1}^n - h_{i-1}^n) + 2\Delta x (h_i^{n+1} - h_i^n) = 0 \quad (\text{III} - 26)$$

$$\Leftrightarrow h_i^{n+1} = h_i^n - \frac{\Delta t}{2\Delta x} (h_i^n (U_{i+1}^n - U_{i-1}^n) + U_i^n (h_{i+1}^n - h_{i-1}^n)) \quad (\text{III} - 27)$$

Pour résoudre complètement le système, il faut fixer des conditions aux limites amont et aval,  $\forall n$ , et les conditions initiales  $\forall i$  [*Bertrand & Krajewski, 2006*].

En effet, pour tous les schémas numériques de nature explicites se pose le problème de choix du pas du temps à utiliser pour la résolution, de ce choix dépend la stabilité du schéma numérique considéré. C'est pourquoi, ce type de schéma doit vérifier la condition de Courant-Friedrich-Levy exprimée sous la forme:

$$\Delta t \leq \frac{\Delta x}{|U \mp C|} \quad (\text{III} - 28)$$

Avec  $C = \sqrt{2g \frac{S(h)}{S'(h)}} = \sqrt{2gh}$  dans le cas d'une section rectangulaire.

Si on fixe  $\Delta x$ , alors  $\Delta t$  est imposé.

Dans le cas d'une section non rectangulaire, les calculs sont plus complexes car il faut conserver les expressions complètes de  $S(h)$  et  $S'(h)$ . Ce qui conduit aux expressions suivantes pour la dérivée partielle de  $S$  :

$$\frac{\partial S}{\partial x} = \frac{\partial S}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial x} \quad \text{et} \quad \frac{\partial S}{\partial t} = \frac{\partial S}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} \quad (\text{III} - 29)$$

D'où, après substitution dans l'équation dynamique :

$$S \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial S}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \quad (\text{III} - 30)$$

$$S \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial S}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial h} \frac{\partial h}{\partial t} = 0 \quad (\text{III} - 31)$$

$$S_i^n \frac{U_{i+1}^n - U_{i-1}^n}{2\Delta x} + U_i^n \frac{\partial S}{\partial h} \frac{h_{i+1}^n - h_{i-1}^n}{2\Delta x} + \frac{\partial S}{\partial h} \frac{h_i^{n+1} - h_i^n}{\Delta t} = 0 \quad (\text{III} - 32)$$

$$S_i^n \frac{U_{i+1}^n - U_{i-1}^n}{2\Delta x} \frac{\Delta t}{\Delta t} + U_i^n \frac{\partial S}{\partial h} \frac{h_{i+1}^n - h_{i-1}^n}{2\Delta x} \frac{\Delta t}{\Delta t} + \frac{\partial S}{\partial h} \frac{h_i^{n+1} - h_i^n}{\Delta t} \frac{\Delta t}{\Delta t} = 0 \quad (\text{III} - 33)$$

$$2 \frac{\partial S}{\partial h} \Delta x h_i^{n+1} - 2 \frac{\partial S}{\partial h} \Delta x h_i^n = \Delta t S_i^n (U_{i+1}^n - U_{i-1}^n) - \Delta t U_i^n \frac{\partial S}{\partial h} (h_{i+1}^n - h_{i-1}^n) \quad (\text{III} - 34)$$

$$\frac{\partial S}{\partial h} h_i^{n+1} = \frac{\partial S}{\partial h} h_i^n - \frac{\Delta t}{2\Delta x} (S_i^n (U_{i+1}^n - U_{i-1}^n) + U_i^n \frac{\partial S}{\partial h} (h_{i+1}^n - h_{i-1}^n)) \quad (\text{III} - 35)$$

Qui conduisent finalement à :

$$h_i^{n+1} = h_i^n - \frac{\Delta t}{2\Delta x} \left( \frac{S_i^n}{\frac{\partial S_i^n}{\partial h}} (U_{i+1}^n - U_{i-1}^n) + U_i^n (h_{i+1}^n - h_{i-1}^n) \right) \quad (\text{III} - 36)$$

Les ouvrages spéciaux et les singularités dans les réseaux (c'est à dire les éléments constitutifs du réseau autres que les conduites) sont modélisés au moyen de modèles spécifiques qui doivent être compatibles avec le modèle de base choisi pour les écoulements dans les conduites. Ils doivent notamment faire intervenir les mêmes variables d'état, c'est à dire les couples hauteur-vitesse ou hauteur-débit [*Bertrand & Krajewski*, 2006].

La construction de ces modèles spécifiques est réalisée de manière indépendante. Ils peuvent parfois être établis et calés à partir de recherches expérimentales hydrauliques pour étudier les possibilités de modélisation de telle ou telle singularité. Il s'agit le plus souvent de modèles plus ou moins empiriques, souvent très éloignés de la rigueur mécanicienne prêtée aux équations de Barré de Saint-Venant. Dans la plupart des cas, ils limitent les performances des modèles de propagation hydraulique en conduite [*Bertrand & Krajewski*, 2006].

Les singularités et les ouvrages spéciaux que l'on peut rencontrer dans les réseaux d'assainissement sont très nombreux : bassins de retenue, décanteurs, dessableurs, pièges à charriage, stations de refoulement, station de relèvement, siphons, vannes, chutes, changements brutaux de sections, confluences, diffluences, déversoirs d'orage, etc.

### 3. Traitement des confluences

Une confluence est un point du réseau où plusieurs tronçons se rejoignent. Les confluences peuvent parfois poser des problèmes d'ensablement, en particulier lorsque la ligne d'eau dans la conduite aval est beaucoup plus haute que dans l'une des conduites amont. On aura donc intérêt à éviter ce type de configuration, par exemple en implantant des chutes. Lors de la construction, il est nécessaire d'éviter les angles trop accentués susceptibles d'araser les bords de la conduite incidente au ras de la paroi de la conduite réceptrice. Les conduites pénétrantes peuvent en effet considérablement gêner l'écoulement. Il est également souhaitable que les vitesses d'écoulement dans les divers tronçons ne soient pas trop différentes afin d'éviter un refoulement des eaux dans les conduites où les vitesses sont les plus faibles.

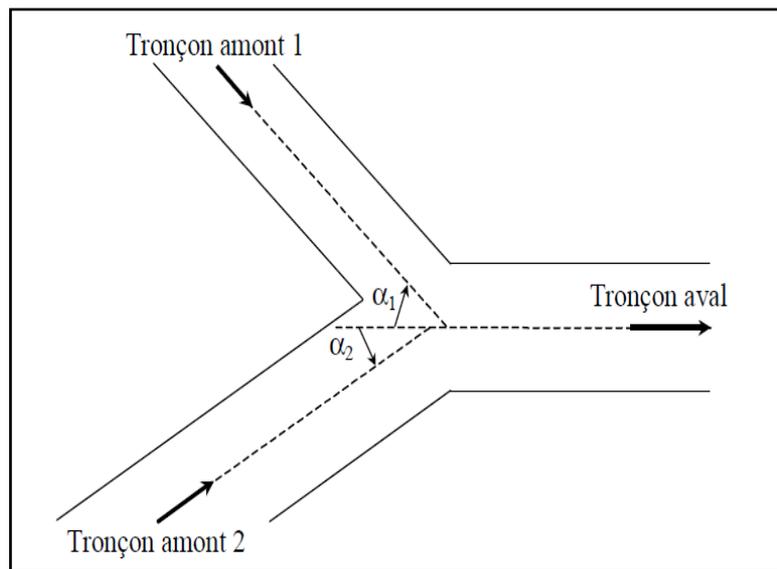


Figure III.6: Schéma de principe d'une confluence

La modélisation des confluences est généralement assez simple. Ecrire que le débit aval instantané est égal à la somme des débits amont suffit pour les modèles de transfert d'onde. Dans le cas des modèles hydrauliques, il est nécessaire de rajouter une deuxième équation. Il peut s'agir de la conservation de la quantité de mouvement (ce qui nécessite de connaître assez précisément la géométrie de l'ouvrage), ou, beaucoup plus simplement, d'une hypothèse d'égalité des hauteurs d'eau dans les différentes branches. [Bertrand & Krajewski, 2006]

Le comportement hydraulique des canaux à jonctions est caractérisé par un grand nombre de paramètres. Ces paramètres sont principalement géométriques. On distinguera les formes de sections, les pentes de fond, les arrondis éventuels à la jonction et les largeurs des conduites. Chacun de ces paramètres peut varier dans les branches amont, aval et latérale.

Il paraît difficile de mettre au point un traitement unique de la confluence pour toutes les configurations et régimes d'écoulements possibles puisqu'elles nécessitent une anticipation du comportement hydraulique ce qui peut s'avérer hasardeux.

Une autre méthode consiste à prendre en compte le caractère 2D de l'écoulement dans la confluence en utilisant pour la description du comportement du système les équations de Barré de Saint-Venant 2D puis de les résoudre numériquement.

Toutefois, en vue de prendre en compte la confluence de manière approchée, nous pouvons utiliser une technique simplificatrice. En effet, la confluence est en fait réduite à un volume dans lequel un bilan de quantité de mouvement permet de calculer une hauteur d'eau moyenne qui lui est appliquée. Le débit est la somme des débits amont. Cette hauteur d'eau est appliquée en tant que conditions aux limites internes aux extrémités aval des deux tronçons amont et à l'extrémité amont du tronçon aval. [Buyer, 2002].

#### **4. Structure du modèle développé**

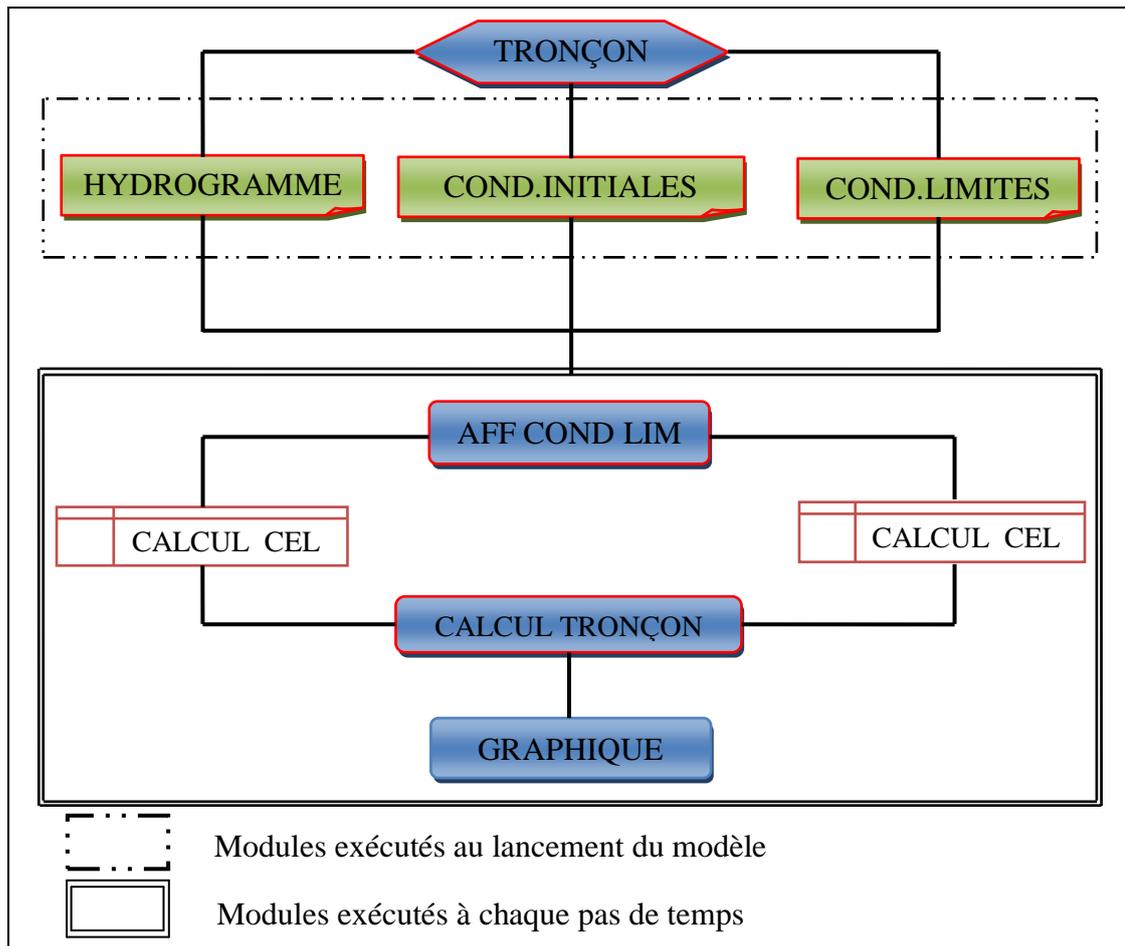
Le modèle développé, représente le réseau d'égout comme une suite de conduites reliées par des nœuds. Les débits et hauteurs d'eau dans ces conduites sont calculés à l'aide des équations de conservation de la masse et de l'énergie, en admettant la continuité des débits et des hauteurs d'eau à chaque nœud. Les conditions limites sont données par l'hydrogramme des débits entrant en amont de chaque tronçon du réseau et par une relation hauteur-débit à l'aval.

De manière simplifiée, les valeurs de la hauteur d'eau et du débit qui transitent dans un système d'assainissement sont obtenues par l'intermédiaire des relations décrites précédemment.

Notre modèle est scindé en deux strates :

- ✓ Définition de la géométrie du problème
- ✓ Numérisation du problème

De manière générale, cet outil de calcul que nous avons réalisé a une structure qui peut être représentée de la manière suivante :



**Figure III.7:** Structure générale du modèle développé

Le module TRONÇON permet de donner les caractéristiques géométriques des collecteurs à modéliser. Ces conduites sont connectées « en série ».

Le module HYDROGRAMME a pour but de fixer l'hydrogramme d'entrée dans le système.

Le module COND. INITIALES permet d'appliquer une hauteur d'eau dans la conduite au temps initial.

Le module COND. LIMITES permet de fixer les conditions aux limites du système. C'est le point le plus délicat de la mise en œuvre du modèle, la valeur de la hauteur d'eau à l'aval de chaque tronçon est fixée à la hauteur normale.

Le module AF. COND. LIM. permet d'affecter les valeurs des conditions aux limites aux cellules de calcul.

Dans le module CALC. CEL, sont déterminées les valeurs constantes par tronçon dans les cellules de calcul. (Pas de discrétisation, nombre d'itération...)

Dans le module CALC TRON, sont évaluées les valeurs du vecteur écoulement au pas de temps  $t+\Delta t$  puis représentées graphiquement par le module GRAPHIQUE.

## 5. Algorithme de résolution

Les paramètres de l'écoulement (débits, vitesse et hauteurs d'eau) dans les conduites du réseau sont déterminés à chaque pas de temps selon l'organigramme présenté à la figure III.9.

Sur cette figure, les conduites sont numérotées de 1 à  $n$ , en ordre croissant vers l'aval du réseau. L'algorithme de résolution est composé de trois boucles principales imbriquées une dans l'autre, l'objectif de la *boucle de calcul de  $Q(x,t)$ ,  $h(x,t)$  et  $v(x,t)$*  étant de déterminer ces grandeurs de façon à:

1. Satisfaire les équations de conservation de la masse et de l'énergie dans chaque conduite;
2. Satisfaire la continuité des débits et hauteurs d'eau aux nœuds reliant ces conduites.

Pour ce faire, un débit initial est tout d'abord fixé en amont de la conduite  $x$ , la hauteur d'eau a l'aval de la conduite est ensuite déterminée en fonction de ce débit selon la condition limite appropriée, c'est à-dire (hauteur normale). Les valeurs instantanées de la hauteur d'eau dans la conduite  $x$  sont calculées à partir de l'équation de conservation de l'énergie. Les hauteurs d'eau étant connues, et par conséquent les volumes, il est par la suite possible de déterminer le débit qui devrait quitter la conduite  $x$ ,  $Q_s(x, t)$  afin de satisfaire l'équation de conservation de la masse.

La hauteur d'eau et le débit en amont de  $i+1$  sont ensuite calculés selon la procédure précédemment présentée pour la conduite  $x$ .

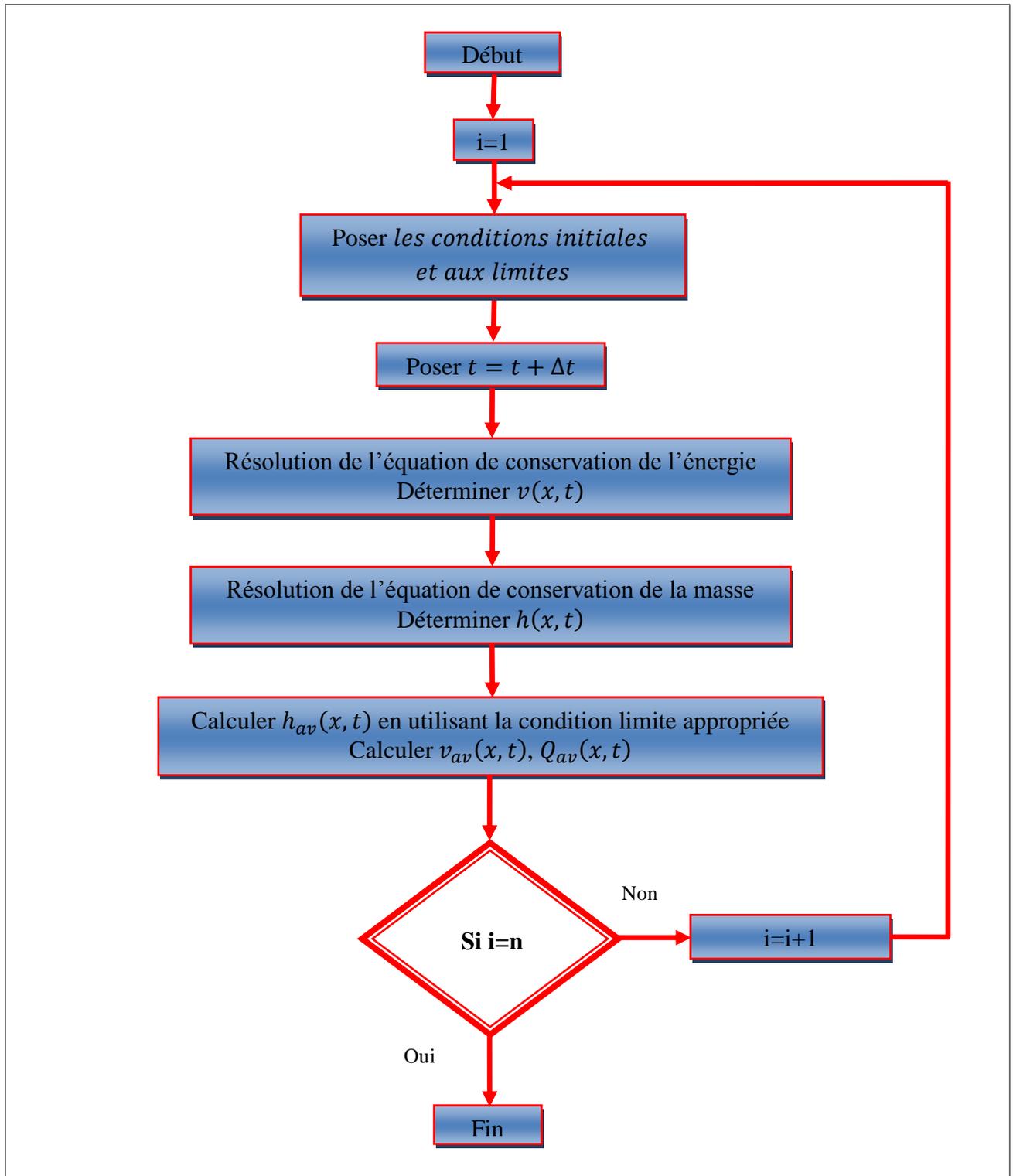


Figure III.8: Algorithme de résolution

## **6. Conclusion**

Grâce à son efficacité numérique largement reconnues, le système de Barré de Saint-Venant est aujourd'hui très utilisé pour la simulation de nombreux phénomènes.

Sur la base de la résolution de ces équations, nous avons développé un code de calcul sous MATLAB qui devra réaliser des simulations de l'écoulement dans les réseaux d'assainissement.

Les données utilisées pour le calage et la validation de ce modèle sont présenté dans le prochain chapitre.

**Chapitre IV :****Prise en compte des données****Introduction**

Un modèle réseaux doit simuler successivement le fonctionnement hydrologique de bassins versants et le fonctionnement hydraulique des réseaux de collecte, et notamment pour le cas qui nous occupe :

- de calculer le transfert des eaux usées et pluviales à l'intérieur des collecteurs, et ce afin de :
  - ✓ Observer les taux de remplissage des collecteurs principaux
  - ✓ Quantifier le risque d'inondation par débordement de ces collecteurs
  - ✓ Rechercher les causes de ces dysfonctionnements
- de valider des solutions techniques en testant des scénarios d'aménagement

**1. Données d'entrées du modèle**

La construction du modèle numérique a été faite essentiellement sur la base de :

- Visites des collecteurs et campagnes de mesures réalisées par SEAAL dans le cadre de l'actualisation du Schéma Directeur d'Assainissement de la Wilaya d'Alger.
- Levés topographiques réalisés par les équipes de géomètres de la SEAAL.

Les résultats de simulation via notre modèle seront comparés à ceux de la campagne de mesure effectuée par la SEAAL.

**2. Prise en compte des données****2.1. Nœuds**

Les nœuds, au même titre que les conduites, constituent les données principales du modèle. Ils représentent le plus souvent les regards de visite du réseau modélisé.

Les principales caractéristiques des nœuds sont :

- Les cotes de terrain naturel et de radier ;
- Le diamètre.

**2.2. Conduites**

Chaque conduite se caractérise par :

- ✓ un nœud amont ;
- ✓ un nœud aval ;
- ✓ une section normalisée (circulaire, rectangulaire, carrée, ovoïde) ou une section spécifique ;
- ✓ un type de matériau : béton, pierres... ;
- ✓ une pente (calculée à partir de la cote amont, la cote aval et la longueur) ;
- ✓ éventuellement une cote de départ ou d'arrivée (pour modéliser les chutes).

### 2.3. Les données Hydrologiques

Les données « hydrologiques » intrinsèques aux sous bassins versants ont fait l'objet d'une importante campagne de mesure lancée par la SEAAL dans le cadre de l'actualisation du schéma directeur d'assainissement de la Wilaya d'Alger.

Les objectifs de cette campagne étaient les suivants:

- ✓ apporter une connaissance des débits en temps sec ainsi qu'en temps de pluie en sortie des principaux bassins versants ;
- ✓ permettre de mieux comprendre le fonctionnement de divers points du réseau (ouvrages particuliers, tronçons intermédiaires de certains grands collecteurs...) ;
- ✓ fournir les informations concernant la pluviométrie pendant la durée de la campagne ;
- ✓ contribuer à la connaissance des charges polluantes associées aux débits de temps sec.

Les résultats obtenus en période de temps sec fourniront des données essentielles pour permettre de caractériser les flux de temps sec (débits et charges polluantes) pour toute la Wilaya d'Alger.

Les résultats de temps de pluie seront quant à eux utilisés pour caler le modèle du réseau, ce qui permettra de disposer d'outils fiables pour évaluer les risques d'inondations lors de précipitations exceptionnelles, puis de concevoir des aménagements destinés à renforcer la capacité du réseau.

## 3. Déroulement de la campagne de mesure

### 3.1. Campagne pluviométrique

Le choix des sites pour effectuer les mesures devait permettre de couvrir l'intégralité de la zone d'étude et de fournir un pluviomètre de référence pour chaque site de mesures hydrauliques en réseau, ceci tout en conservant à l'esprit l'accessibilité et la sécurité des équipements de mesure dont 09 pluviomètres ont été installés à une distance supérieure à 4 fois la hauteur au sol de l'obstacle le plus proche conformément à la norme d'installation (Photo IV.1) [*Safege-Seaal, 2008*].

Dans le tableau IV-1 ci-dessous, sont présentés ces différents pluviomètres.



**Photo IV.1:** Installation des pluviomètres

Le tableau ci-dessous présente ces différents pluviomètres [*Safege-Seaal, 2008*].

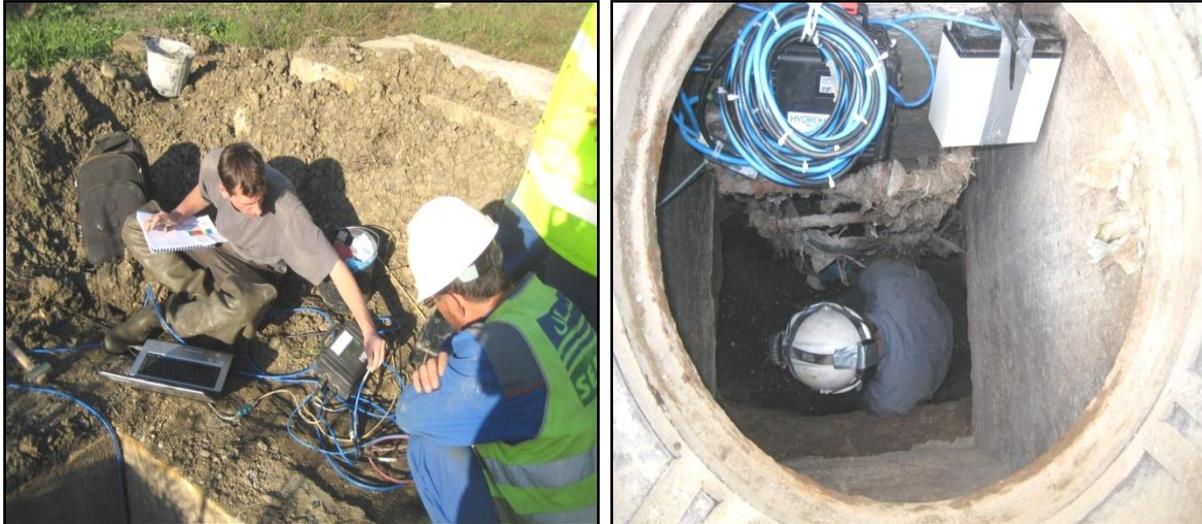
**Tableau IV.1:** Sites d'implantation des pluviomètres [*Safege-Seaal, 2008*].

Nom du point	Nom du site	Date d'installation
PL1	STEP Reghaia	30 octobre 2009
PL2	Poste de pompage El Hamiz PR67	30 octobre 2009
PL3	Poste de pompage Bab Ezzouar PR37	30 octobre 2009
PL4	STEP Baraki	3 novembre 2009
PL5	Siège SEAAL Kouba	2 novembre 2009
PL6	Siège SAFEUGE Hydra	29 octobre 2009
PL7	Poste de pompage Bab El Oued PR34	2 novembre 2009
PL8	Centre de formation SEAAL de El Achour	2 novembre 2009
PL9	STEP Beni Messous	30 octobre 2009

### 3.2. Campagne hydraulique en réseau

Le choix des sites devait tout d'abord permettre de mesurer la plus grande part possible des débits sortant du système d'assainissement de la Wilaya, par temps sec et par temps de pluie.

Certains points ont été ensuite ajoutés pour affiner la connaissance du fonctionnement du réseau au niveau d'ouvrages particuliers ou sur des tronçons intermédiaires de certains grands collecteurs.



**Photo IV.2:** Installation des points de mesure



**Photo IV.3:** Préleveur installé en égout  
(Collecteur M'Kacel)

### 3.2.1. Mesures hydrauliques

Le matériel installé a été choisi en fonction de l'objectif de la mesure et des conditions d'écoulement. Dans la plupart des cas une chaîne de mesure de type hauteur-vitesse a été installée.



**Photo IV.4:** Chaîne de mesure de type hauteur-vitesse

Les tableaux suivants présentent l'ensemble des sites équipés ainsi que le type de mesures réalisées.

**Tableau IV.2:** Liste des points de mesures permanents [*Safege-Seaal, 2008*].

Nom du point	Nom du site	Collecteur	Type mesure
P_01	Aval Dely Brahim	Collecteur Dely Brahim	HV
P_02	Aval Beni Messous	Collecteur Beni Messous	HV
P_03	Aval Ain Benian	Collecteur Ain Benian	HV
P_04	Aval M'Kacel (exutoire actuel) galerie Nelson	Collecteur Oued M'Kacel	H
P_05	DO M'Kacel (ancien exutoire)	Collecteur Oued M'Kacel	HV
P_06	Aval Nord cunette	Collecteur Nord (cunette)	HV
P_07	Aval Nord banquette droite	Collecteur Nord (canalisation sous banquette RD)	HV
P_08	Aval Nord banquette gauche	Collecteur Nord (canalisation sous banquette RG)	HV
P_09	Amont arrivée collecteur Bab El Oued	Collecteur Nord (canalisation sous banquette RD)	HV
P_10	Aval CIC	CIC	HV

P_11	Aval Plateau Saulière	Collecteur Plateau Saulière	HV
P_12	Aval Victor Hugo	Collecteur Victor Hugo	HV
P_13	Aval El Kerma	Collecteur Oued El Kerma	HV
P_14	Aval doublement Kniss	Doublement du collecteur Oued Kniss	HV sur flotteur
P_15	Aval Kniss Carrefour	Collecteur Oued Kniss	HV
P_16	Intermédiaire Kniss	Collecteur Oued Kniss	H
P_17	Canal aval Ouchaiah	Canal de l'Oued Ouchaiah	H
P_19	Aval Heuraoua	Collecteur Heuraoua	HV

**Tableau IV.3:** Liste de points de mesures mobiles [*Safège-Seaal*, 2008].

Nom du point	Nom du site	Collecteur	Type mesure
M1_01	Indépendance	Collecteur Indépendance	HV
M1_02	Zaatcha principal	Collecteur Zaatcha	HV
M1_03	Zaatcha Ouest	Collecteur Zaatcha	HV
M1_04	Hamma Anassers 1	Collecteur Hamma Anassers	HV
M1_05	Amont Ouchaiah coll nord EU	Collecteur Oued Ouchaiah	HV
M1_06	Amont Ouchaiah coll sud EP	Collecteur Oued Ouchaiah	HV
M1_08	Intermédiaire Ouchaiah coll sud EP lot Michel	Collecteur Oued Ouchaiah	HV
M1_09	Aval Baraki entree STEP	Collecteur Baraki	H
M1_10	Aval Baraki DO canal de décharge	Collecteur Baraki	H
M1_11	Aval Bordj El Kiffan	Collecteur Bordj El Kiffan	HV
M1_12	Aval Bordj El Bahri	Collecteur Alger Plage	HV
M1_13	Bassin Sidi Yahia	Collecteur Sidi Yahia	H
M1_14	Aval Eucalyptus	Collecteur Eucalyptus	HV
M1_15	Intermédiaire El Kerma	Collecteur Oued El Kerma	H

M2_02	Dely Brahim arrivée de Cheraga	Collecteur Dely Brahim	HV
M2_03	Dely Brahim arrivée de Staouali	Liaison Staouali (PR06) - Collecteur Dely Brahim	HV
M2_04	Intermédiaire M'Kacel chambre à sable	Collecteur Oued M'Kacel	H
M2_06	M'Kacel amont avant la passerelle sur trottoir	Collecteur Oued M'Kacel	H
M2_07	Intermédiaire CIC début Saulière	CIC	H
M2_10	Rouiba amont zone industrielle	Collecteur Rouiba	HV
M2_11	Rouiba aval	Collecteur Rouiba	H
M2_12	Aval Oued Smar tranche 2	Collecteur Bab Ezzouar	HV
M2_13	Aval Bab Ezzouar	Collecteur Bab Ezzouar	HV
M2_14	Aval El Harrach RD	Collecteur El Harrach RD	HV
M2_15	Aval Cheraga	Collecteur Cheraga	HV
M2_16	Aval Draa	Collecteur Draa	HV

Par temps sec, il a été constaté des débits nocturnes élevés, qui laissent présager une forte part d'eaux parasites dans les débits de temps sec.

Par temps de pluie, il apparaît que certains collecteurs ont connu des mises en charges importantes. Les précipitations enregistrées n'ayant pas été exceptionnelles en termes d'intensité, ces résultats laissent déjà entrevoir des insuffisances de capacité significatives et un risque de débordements fréquents pour certains ouvrages.

## 4. Calage des paramètres

### 4.1. Pourquoi un calage ?

Le calage du modèle numérique est un préalable important au diagnostic du fonctionnement du réseau. Il permet au travers de l'ajustement de certains facteurs, d'approcher par le calcul les modalités réelles d'écoulement par temps sec et temps de pluie.

Il s'appuie sur les mesures hydrologiques et hydrauliques réalisées lors de la campagne hivernale.

Le principal objectif du calage est donc, au travers de l'analyse d'épisodes pluvieux réels, de permettre par la suite la simulation de pluies de projet de différentes périodes de retour afin de

mettre en évidence les zones sujettes à débordements récurrents et les périodes de retour d'insuffisance.

#### 4.2. Paramètres d'ajustement (paramètres calés)

Les différents paramètres sur lesquels il faut intervenir pour réaliser les calages sont de deux types:

- ✚ Paramètres hydrologiques : coefficients d'imperméabilisation, coefficient de réduction, pertes initiales à l'écoulement et temps de réponse des bassins versants
- ✚ Paramètres hydrauliques : Coefficient de rugosité des réseaux et pertes de charges singulières

##### 4.2.1. Coefficients d'imperméabilisation des bassins versants

Le coefficient d'imperméabilisation, noté généralement  $C_{Imp}$ , est un des éléments essentiels caractérisant les bassins versants.

Caractéristique intrinsèque propre à chaque bassin versant, il exprime en pourcentage (%) le taux d'occupation par les surfaces bâties des bassins versants (on parle de taux d'imperméabilisation)

De nombreuses valeurs existent dans la littérature aujourd'hui :

**Tableau IV.4:** Coefficient d'imperméabilisation [*Safege-Seaal*, 2008].

Type d'occupation du sol	Coefficient d'imperméabilisation associé
Bâti et zones artificialisées	0,8
Réseau routier et voirie	0,85
Réseau ferroviaire	0,09
Végétation basse (strates herbacées)	0,1
Végétation haute sur sols imperméables	0,6
Végétation haute sur sols perméables	0,3

Ces valeurs ont été estimées préalablement à partir d'une carte du Mode d'Occupation du Sol (MOS).

Nous distinguons 08 types d'occupation y sont associé des coefficients d'imperméabilisation [*Safege-Seaal*, 2008]. :

- ✓ Forêt  $C_{Imp} = 0$
- ✓ Champs cultivés  $C_{Imp} = 0,1$
- ✓ Vergers  $C_{Imp} = 0,15$

✓ Terrains nus	$C_{Imp} = 0,3$
✓ Zones résidentielles éparses	$C_{Imp} = 0,5$
✓ Zones résidentielles denses	$C_{Imp} = 0,6$
✓ Zones d'habitat collectif	$C_{Imp} = 0,8$
✓ Zones d'habitat dense	$C_{Imp} = 0,9$

L'ajustement du coefficient d'imperméabilisation présente un impact direct sur les volumes et débits maximums ruisselés.

#### 4.2.2. Coefficient de réduction.

Le coefficient de réduction, noté  $C_r$ , permet de caractériser le taux de collecte des eaux superficielles par les réseaux de surfaces sur le bassin versant (avaloirs, caniveaux,...).

De façon plus générale, l'estimation de ce coefficient permet de définir en pourcentage (%) la part d'eau qui va aboutir dans le réseau et celle qui sera perdue.

Pour des villes dont le réseau d'ouvrages avaloirs est bien développé et efficace, le coefficient de réduction générale est fixé à  $C_r = 0,90$ , à savoir 90 % des eaux ruisselant sur le BV aboutissent dans le réseau.

L'ajustement du coefficient de réduction, au même titre que le coefficient d'imperméabilisation, présente un impact direct sur les volumes et débits maximums ruisselés.

#### 4.2.3. Coefficient de rugosité

Le coefficient de rugosité de Manning-Strickler, noté  $K_s$ , caractérise la nature du matériau constitutif du réseau ou le taux d'occupation du lit mineur pour les oueds à ciel ouvert.

Sur la Wilaya d'Alger, nous distinguons 3 catégories auxquelles nous associons les coefficients de rugosité suivant :

- Réseaux en béton et empierrés, état convenable :  $K = 75$
- Réseaux en béton et empierrés, mauvais état :  $K = 65$
- Oueds naturels à ciel ouvert :  $K = 30$

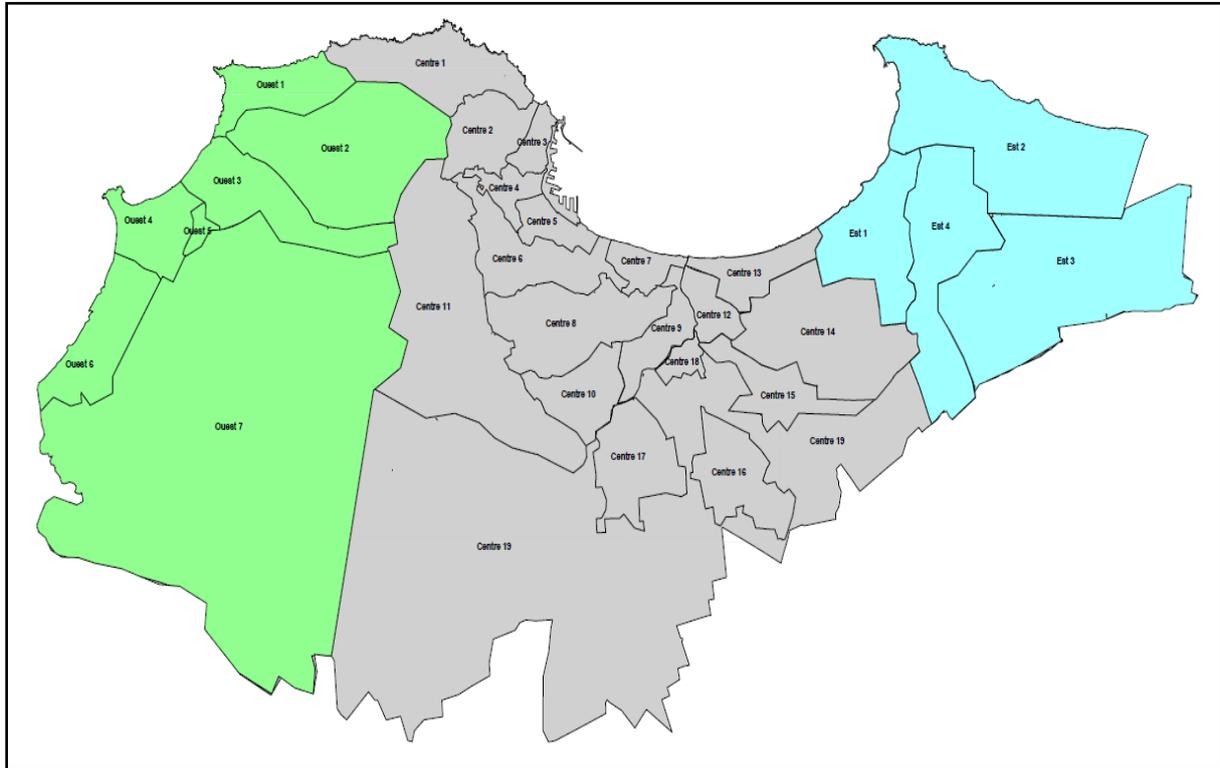
L'ajustement de ce paramètre permet un ralentissement ou une augmentation du temps de transit des eaux dans les réseaux qui peuvent être importants, notamment dans des réseaux de grande longueur comme c'est le cas sur Alger.

## 5. Présentation de la zone d'étude

La Wilaya d'Alger s'étend sur une superficie de près de 770 km<sup>2</sup>. Elle est bordée au Nord par la mer Méditerranée, à l'Est par la Wilaya de Boumerdès, au Sud par la Wilaya de Blida et à l'Ouest par la Wilaya de Tipaza. Elle regroupe 13 daïras incluant un total de 57 communes.

L'ensemble de la Wilaya regroupe une population de près de 3 millions d'habitants, selon les données du dernier recensement de 2008.

Du point de vue de l'assainissement, le territoire de la Wilaya peut être divisé en 3 bassins versants principaux (Figure IV.1):



**Figure IV.1:** Découpage en Bassin et Sous Bassin Versant

- Le bassin versant Centre, dont les exutoires naturels sont soit la Méditerranée (bande côtière située entre Bordj El Kiffan et Rais Hamidou), soit l'Oued El Harrach et ses divers affluents ;
- le bassin versant Ouest, ayant comme exutoires la Méditerranée (bande côtière entre Rais Hamidou et Zeralda), l'oued Mazafran ou divers petits oueds côtiers (les plus importants étant les oueds Beni Messous, Guergour, ravin des voleurs et Mahelma) ;
- Le bassin versant Est, dont une partie est tournée vers la Méditerranée (bande côtière entre Bordj El Kiffan et Reghaia), le reste du bassin versant ayant pour exutoires principaux les oueds El Hamiz et Reghaia.

Nous citons dans le tableau ci-après (Tableau IV.5), le découpage en sous bassins de ces trois principaux bassins versant :

Tableau IV.5: Découpage en Sous Bassin Versant [*Safège-Seaal*, 2008].

<b>BV</b>	<b>Nom du sous bassin versant (nom du collecteur principal du sous bassin versant dans de nombreux cas)</b>
<b>Ouest</b>	1 Collecteur Ain Benian
	2 Collecteur Beni Messous
	3 Collecteur Dely Brahim
	4 Zone côtière de Staoueli
	5 Zone urbaine de Staoueli
	6 Zone urbaine de Zeralda
	7 Zones rurales et pôles périurbain éloignés
<b>Centre</b>	1 Cotier - Pointe Pescade
	2 Collecteur Oued M'Kacel
	3 Collecteur Nord
	4 Collecteur Inter-Communal (CIC)
	5 Côtier Hamma Annassers
	6 Collecteur Oued Kniss
	7 Côtier secteur Hussein Dey - Rue de Tripoli
	8 Collecteur Oued Ouchaiah
	9 Collecteur El Harrach RG
	10 Gué de Constantine - Ain Naadja
	11 Collecteur Oued El Kerma
	12 Collecteur El Harrach RD
	13 Collecteur littoral Mohammadia
	14 Collecteur Bab Ezzouar
	15 Collecteur Oued Smar
	16 Collecteur Eucalyptus
	17 Collecteur Baraki
	18 Trois Caves
	19 Zones rurales et poles péri-urbain éloignés
<b>Est</b>	1 Collecteur Bordj El Kiffan - Oued El Hamiz RG
	2 Bordj El Bahri - El Marsa - Ain Taya - Heuraoua
	3 Rouiba - Reghaia
	4 Oued El Hamiz RD

### 5.1. Sous bassin versant du collecteur Oued Ouchaiah

Le collecteur Oued Ouchaiah suit le tracé de l'oued du même nom sur une longueur de près de 6 000 ml, entre la Rocate Sud et l'avenue de l'ALN (quartier Carroubier). Il traverse les communes de Kouba, Bach Djerrah et El Magharia.

Deux tronçons principaux peuvent être distingués :

- ✚ en amont, un premier tronçon de 900 ml est composé de deux conduites circulaires de 2 m de diamètre; sur ce tronçon, l'oued Ouchaiah a entièrement disparu ;
- ✚ en aval, sur une longueur de près de 5 100 ml, la section de l'ouvrage diminue de façon importante (canalisation unique de type ovoïde 1,60 m x 1,20 m), mais l'oued a ici été préservé et assure l'évacuation des eaux excédentaires par temps de pluie.

Ces deux tronçons sont limités par trois points particuliers:

- ✓ en amont, au niveau de la Rocade Sud, la configuration du point de départ des deux tronçons DN 2000 permet d'orienter les écoulements de temps sec vers le tronçon le plus au Nord, alors que le tronçon Sud n'accueillera que les eaux excédentaires par temps de pluie;
- ✓ en aval du premier tronçon, au niveau du lotissement Michel (pont du chemin Benhabiles), du fait de la réduction de section, les débits excédentaires de temps de pluie sont déversés vers l'oued;
- ✓ enfin, en aval du second tronçon, le collecteur Oued Ouchaiah se rejette dans l'oued quelques dizaines de mètres avant la confluence de celui-ci avec l'oued El Harrach. Sur ce dernier tronçon de l'oued Ouchaiah, un seuil a été aménagé pour pouvoir détourner les eaux usées vers le collecteur El Harrach Rive Gauche.

Plusieurs collecteurs secondaires d'importance alimentent le collecteur Oued Ouchaiah [*Safège-Seaal*, 2008]:

- ✓ en tête de l'ouvrage, le collecteur reçoit les apports d'un important bassin versant situé au Sud de la Rocade Sud (communes de Kouba et de Bir Khadem), par l'intermédiaire des collecteur Romana et Abki, et des oueds du même nom qui ont été conservés ;
- ✓ ensuite, deux collecteurs d'importance rejoignent le collecteur Ouchaiah :
  - le collecteur El Ain (également nommé Jolie Vue, du nom du quartier qu'il traverse),
  - le collecteur Ben Omar (anciennement appelé ravin du cimetière).

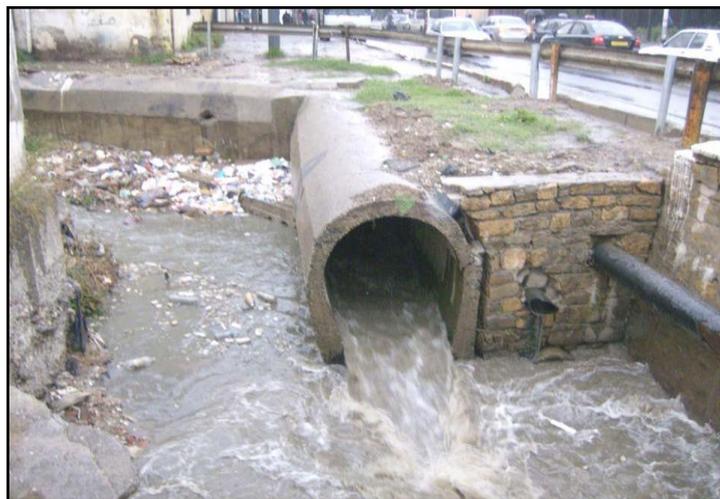
Les photos IV-5, IV-6 et IV-7 illustrent la tête du collecteur ainsi que son point de rejet vers l'oued Ouchaiah.



**Photo IV.5:** Tête amont du collecteur de l'oued Ouchaiah (2X DN 2000) au Nord de la rocade Sud



**Photo IV.6:** Collecteur de l'oued Ouchaiah (DN 2000 Nord)



**Photo IV.7:** Rejet du collecteur (Ovoïde 1600-1200) dans l'oued Ouchaiah

## 6. Conclusion

L'objectif de la modélisation est de mettre en évidence le taux de sollicitation des réseaux et les secteurs sensibles aux risques de débordements par temps de pluie.

Le bassin versant de l'oued Ouchaiah fera l'objet d'une simulation de l'écoulement dans son intercepteur « l'Oued Ouchaiah » sur le tronçon amont du collecteur à travers le modèle numérique réalisé, les résultats obtenus seront comparés à ceux issus de la campagne de mesure réalisée par la SEAAL dans le cadre de l'actualisation du schéma directeur d'assainissement de la Wilaya d'Alger.

L'étude de modélisation pourra donc contribuer à expliquer la cause des débordements que connaît la zone en question.

## Chapitre V

## Calage et validation du modèle

### Introduction

La validation du modèle vise à évaluer sa robustesse, sa rapidité de résolution ainsi que sa capacité à reproduire les débits et hauteurs d'eau en réseau d'égout en fonction des débits entrants. À cette fin, les résultats du modèle ont été comparés à ceux donnés par les mesures réalisées par la SEAAL lors du projet d'actualisation du schéma directeur d'assainissement de la wilaya d'Alger, pour divers événements pluvieux.

Afin d'évaluer la performance de notre modèle sous différentes conditions d'application, et vérifier sa capacité à simuler l'écoulement dans de telles situations, nous allons modéliser l'écoulement dans l'intercepteur de l'Oued Ouchaiah sur sa partie amont que nous avons présenté dans le chapitre précédent.

#### 1. Données d'entrée du modèle

Le point de mesure amont M1-06 se situe dans le collecteur du doublement de l'intercepteur de l'oued Ouchaiah, communes de Kouba. Tandis que le point de mesure aval M1-08 se trouve au niveau du lotissement Michel près du pont Ben Habiles, communes de Kouba (figure V.1).



Figure V.1 : Description du site de mesures

Les photos ci-après (V.1, V.2 et V.3) ont été prises pendant l'installation du matériel de mesure aux points amont et aval, M1\_06 et M1\_08.



Photo V.1 : Regard d'accès-point de mesure M1\_06



Photo V.2 : Point de mesures amont-M1\_06



Photo V.3 : Point de mesures aval-M1\_08

La portion du collecteur située entre les deux points de mesures M1\_06 et M1\_08 comporte quatre tronçons. Les caractéristiques correspondantes sont présentées dans le tableau V-1 :

Tableau V-1 : Caractéristiques du collecteur

Jonction	M1_06-A1	A1-A2	A2-A3	A3-M1_08
Longueur (m)	120,16	140,98	104,68	114,67
Pente(%)	0,65	0,21	0,21	0,55
Diamètre (mm)	2000	2000	2000	1500

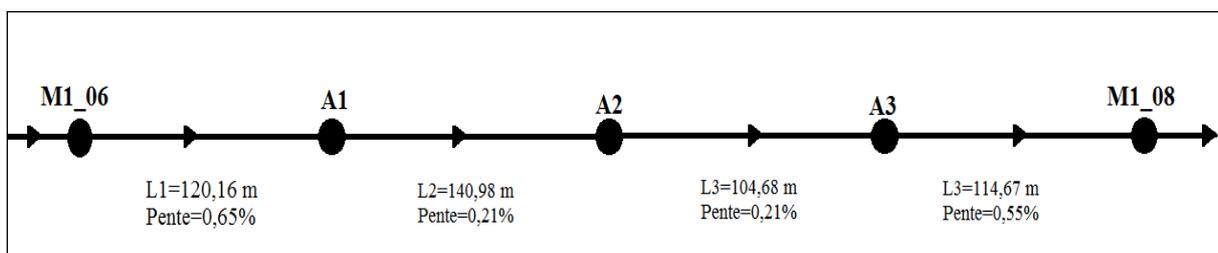


Figure V.2 : Schématisation du réseau

La de mesures a été effectuée du 22 octobre 2008 au 22 novembre 2008. Elle s'est déroulée sans aucun dysfonctionnement matériel et/ou hydraulique.

Durant cette période, il y a eu neuf (09) événements pluvieux significatifs enregistrés au niveau du pluviomètre associé PL6 qui se trouve à Kouba (siège de la SEAAL). Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

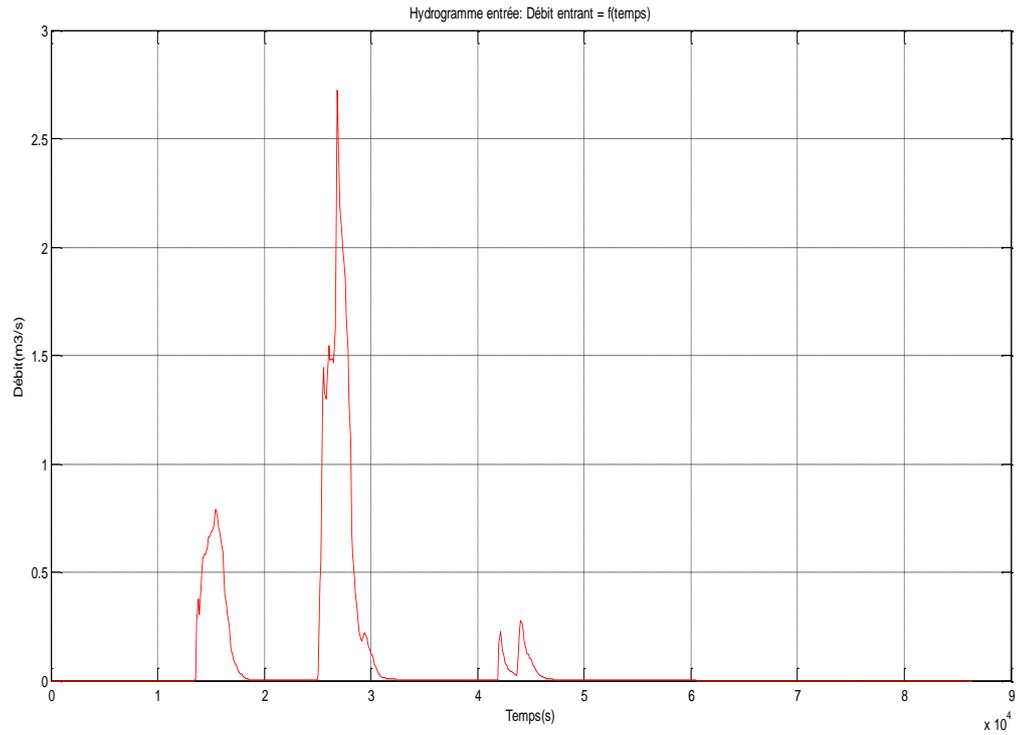
**Tableau V-2 : Récapitulatif des résultats de la campagne de mesures**

Date	Pluviométrie (mm/j)	Hauteur max(mm)
03/11/2008	6,2	210
04/11/2008	1,2	0
05/11/2008	0,0	0
06/11/2008	0,6	0
07/11/2008	0,0	0
08/11/2008	0,0	0
09/11/2008	0,0	0
10/11/2008	0,0	0
11/11/2008	0,0	0
12/11/2008	0,4	0
13/11/2008	17,0	695
14/11/2008	5,8	234
15/11/2008	15,0	775
16/11/2008	20,0	524
17/11/2008	0,0	0
18/11/2008	3,6	42
19/11/2008	0,0	0
20/11/2008	0,0	0

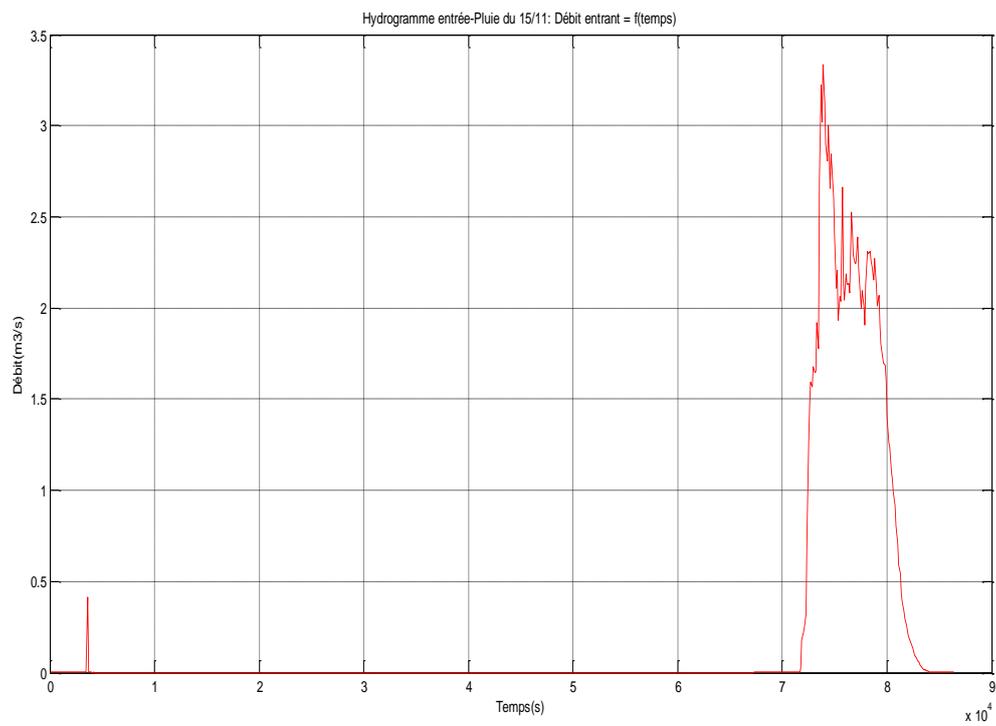
Parmi ces 9 événements pluvieux, nous choisissons pour le calage de notre modèle ceux les plus significatifs, c'est-à-dire, ceux qui génèrent des intensités de pluie maximales. Par conséquent, les pluies du 13, 15 et 16 Novembre 2008 seront modélisées.

Les données d'entrée du modèle correspondent aux mesures effectuées en amont du collecteur (point de mesure M1-06).

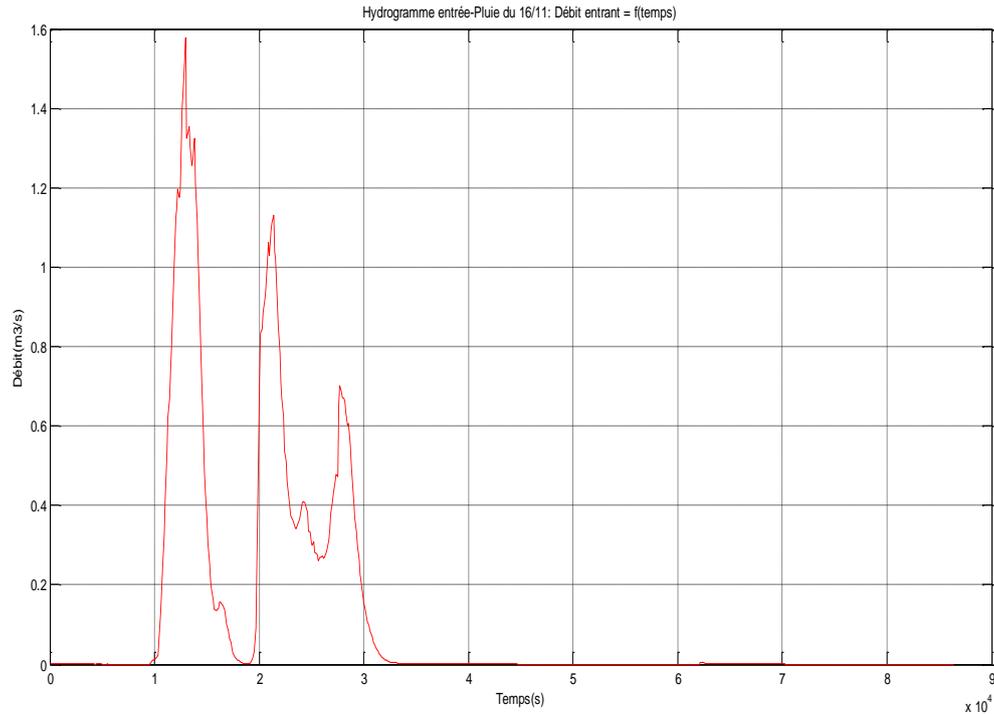
Dans les figures V-3 à V-4 sont présentés les hydrogrammes d'entrée de la pluie du 13/11/2008, 15/11/2008 et 16/11/2008.



**Figure V.3 :** Hydrogramme d'entrée de la pluie du 13/11/08



**Figure V.4 :** Hydrogramme d'entrée de la pluie du 15/11/08



**Figure V.5 :** Hydrogramme d'entrée de la pluie du 16/11/08

Les données d'entrée relatives à la vitesse et la hauteur d'eau en amont du collecteur sont présentées en détail en Annexe I (page 85).

Toutefois, et afin d'éviter un temps de calcul assez long, nous avons pris pendant le même événement pluvieux, des intervalles de temps plus au moins étroits durant lesquels, l'écoulement à travers le collecteur de l'Oued Ouchaiah fera l'objet d'une simulation dans le but de déterminer les paramètres hydrauliques (Débit, Hauteur, Vitesse) aux points souhaités.

## 2. Données de calage

Les données de calage correspondent aux mesures effectuées en aval du collecteur (point de mesure M1-08).

Dans les figures V-6, V-7 et V-8 sont données, les hydrogrammes de sortie de la pluie du 13/11/2008, 15/11/2008 et 16/11/2008.

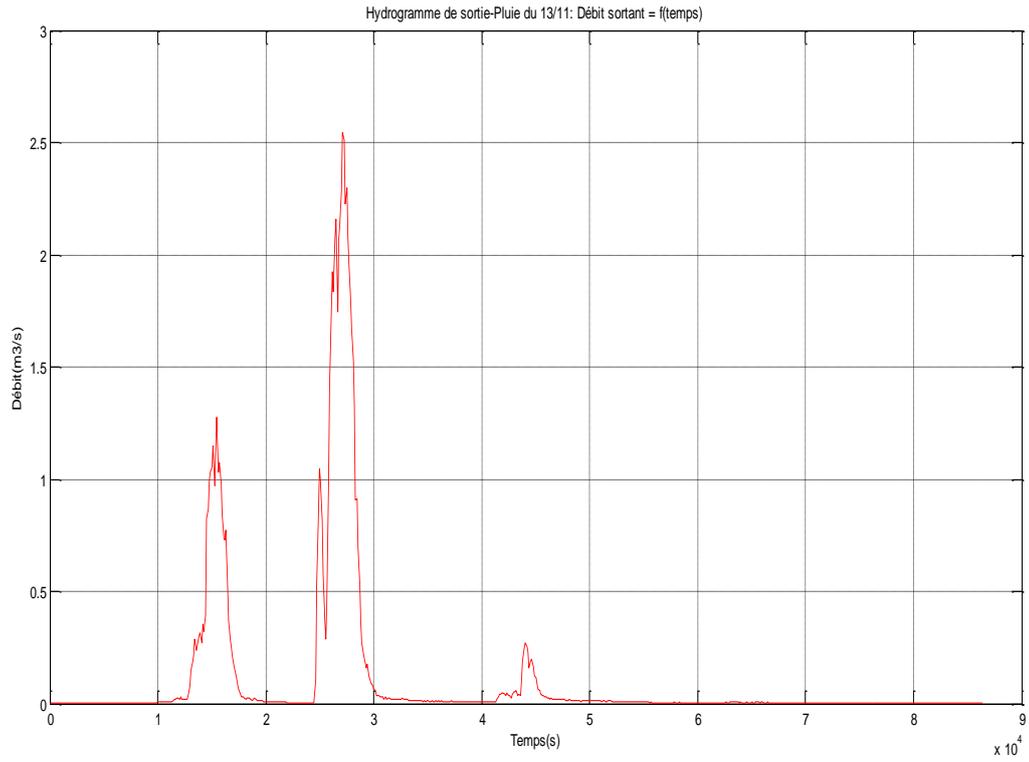


Figure V.6 : Hydrogramme de sortie de la pluie du 13/11/08

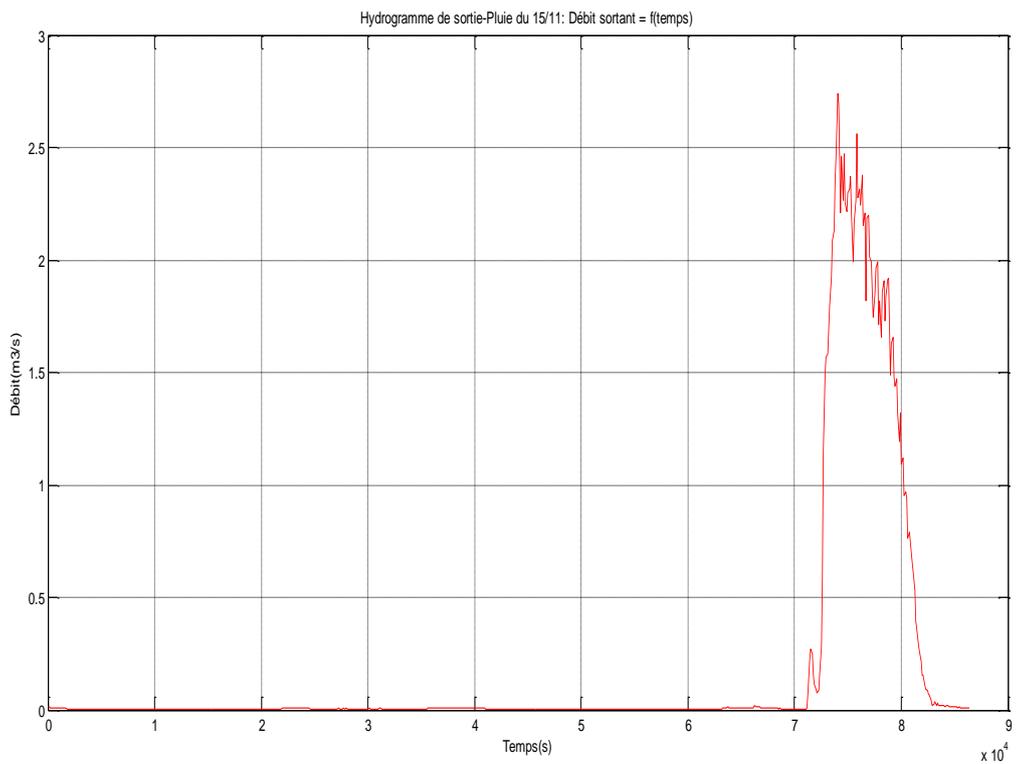
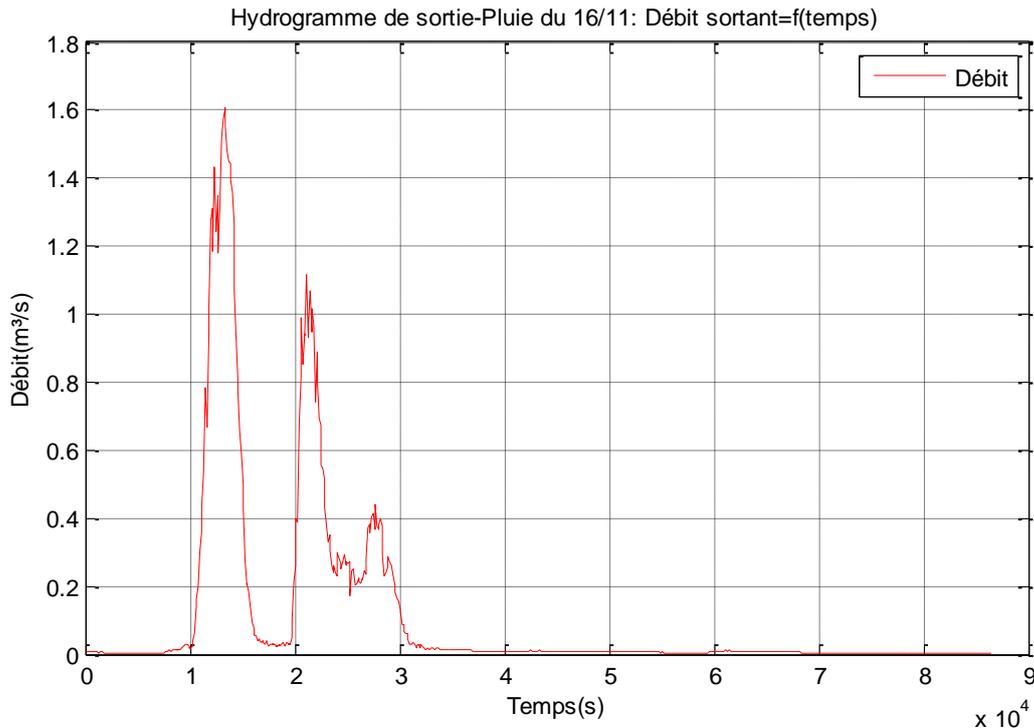


Figure V.7 : Hydrogramme de sortie de la pluie du 15/11/08



**Figure V.8 :** Hydrogramme de sortie de la pluie du 16/11/08

Ces données seront comparées aux résultats issus du modèle élaboré.

### 3. Résultats de simulation

La phase validation du modèle consiste à tester sa capacité à reproduire les débits, hauteurs et vitesses en comparant ces grandeurs, aux mesures effectuées à l'aval du collecteur.

Nous présentons ci-après, les résultats de simulation de l'écoulement dans le collecteur de l'Oued Ouchaiah durant ces mêmes événements. Par la suite, nous faisons une comparaison entre les résultats de modélisation et ceux de la campagne de mesure, nous présentons également la variation de la hauteur d'eau en fonction de la longueur du collecteur durant laquelle, nous pouvons constater les mises en charge. De plus, nous donnons les courbes de variation spatiale du nombre de Froude, dans le but de localiser les éventuels ressauts hydrauliques. Les résultats de simulation ainsi que l'évaluation temporelle du nombre de Froude, en aval de chaque tronçon M1\_06-A1, A1-A2, A2-A3 et A3-M1\_08 sont présentés en détail en annexe II.

#### 3.1. Simulation de la pluie du 13/11/08

La journée du 13 Novembre 2008 a enregistré un événement pluvieux significatif qui s'étale de 06h30 jusqu'au 08h40 soit une durée de 02heures et 10 minutes (Figure V.9).

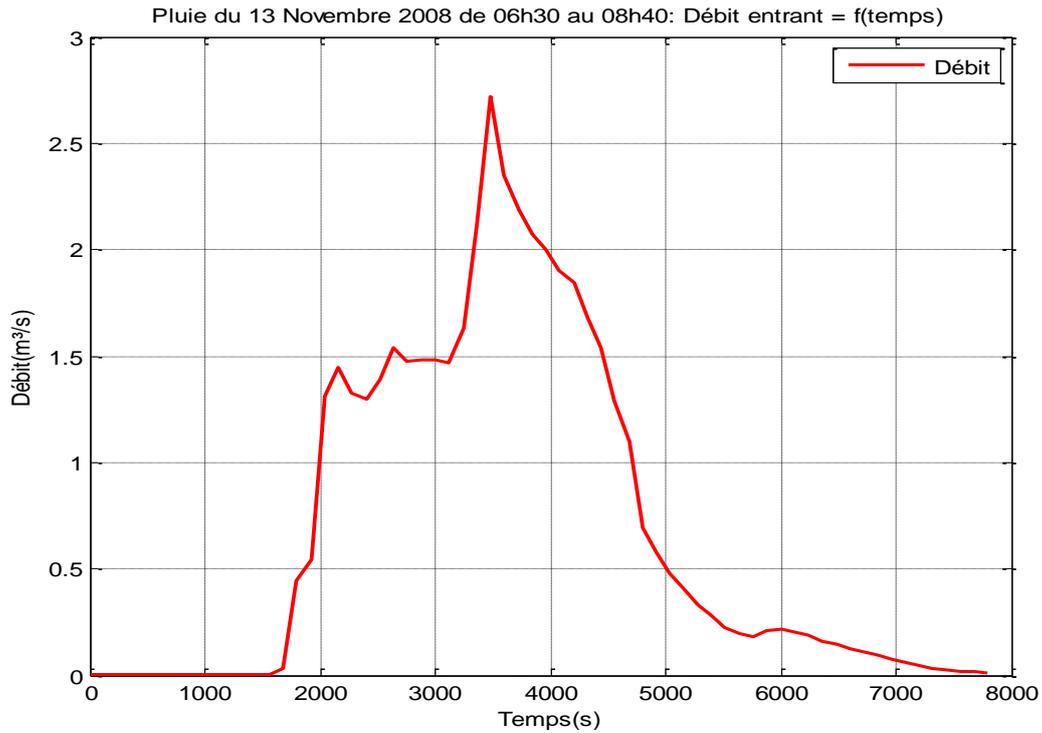


Figure V.9 : Evénement pluvieux utilisé durant la pluie du 13 Novembre 2008

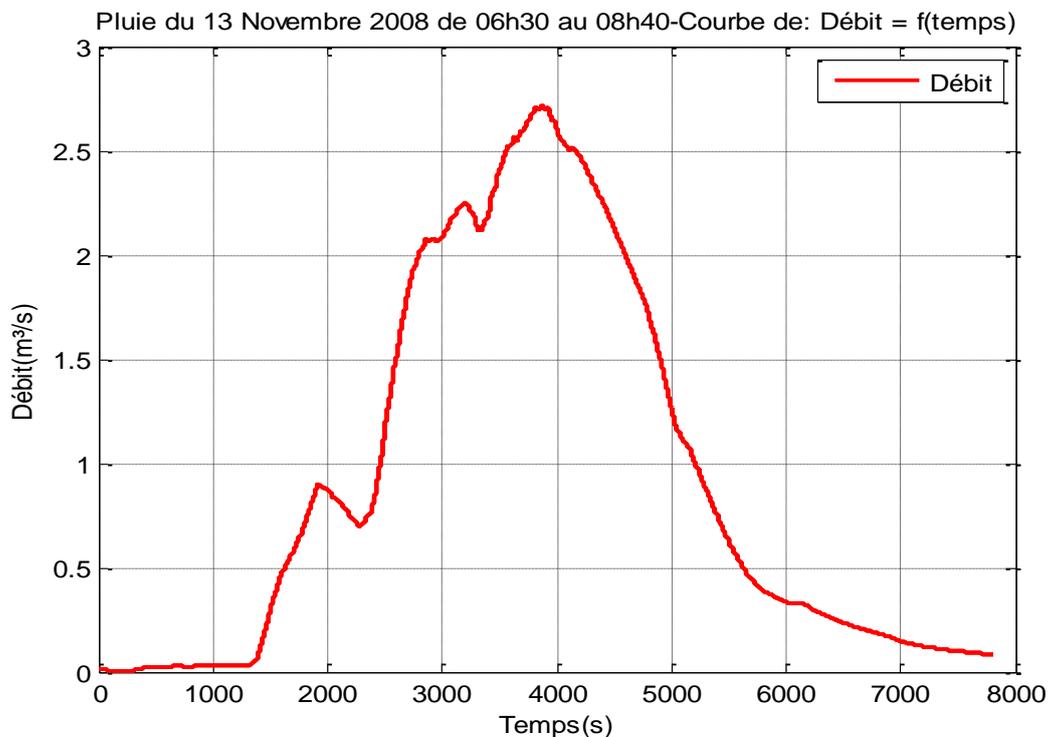
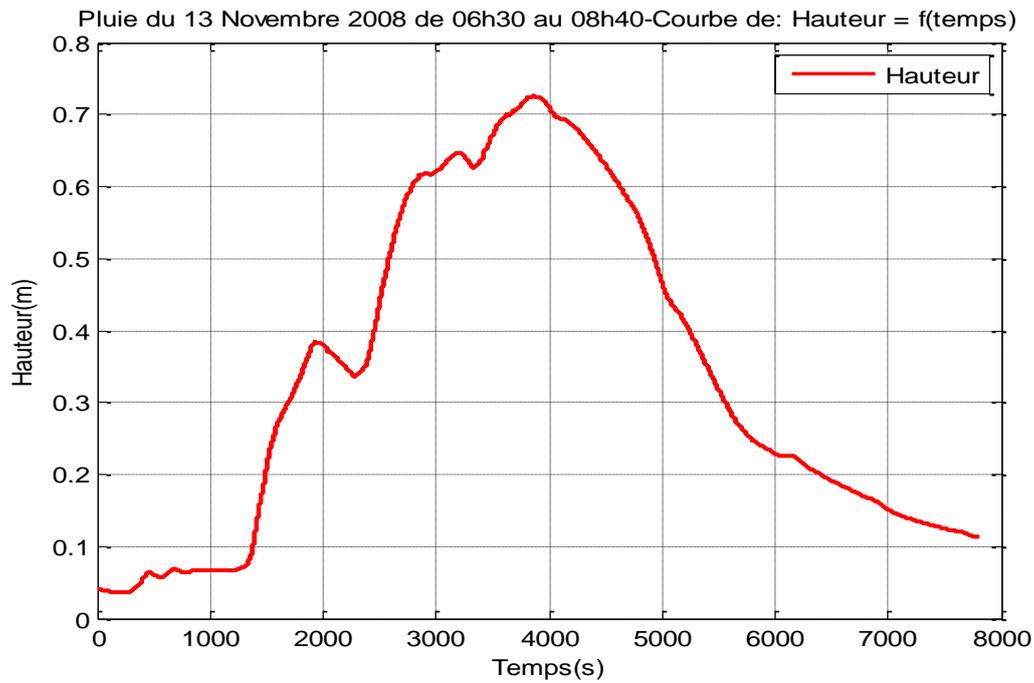
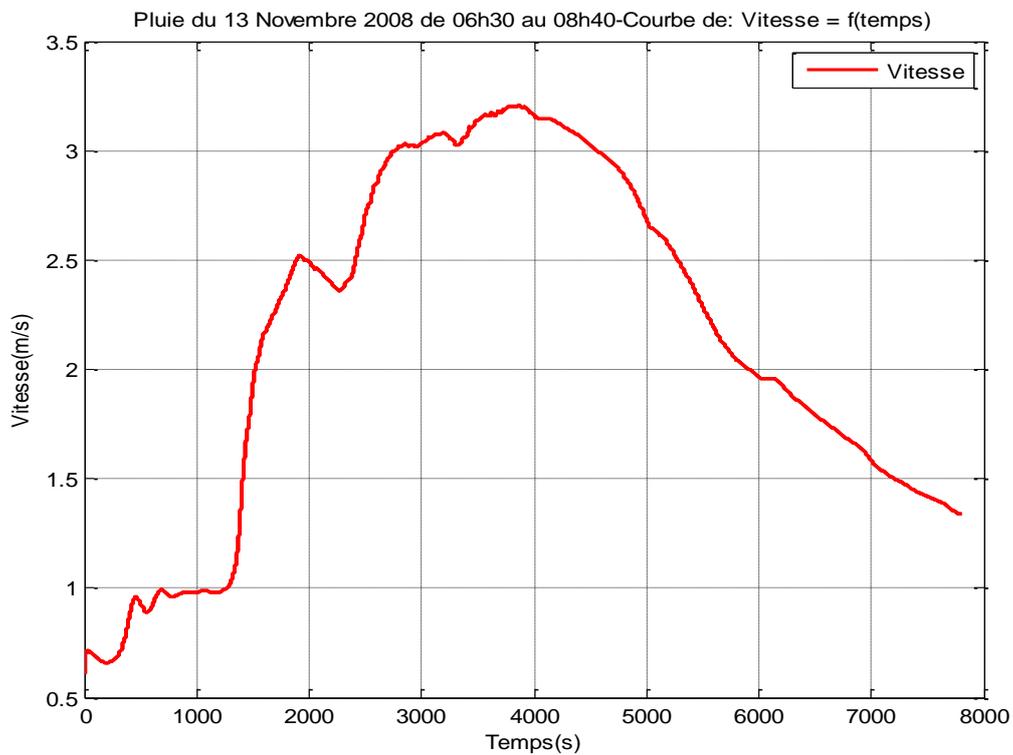


Figure V.10 : Simulation du débit

On constate que le modèle élaboré a reproduit parfaitement l'allure du débit tout en élargissant la courbure du pic. Le débit de pointe à l'aval est proche de la valeur de celui enregistré en amont du collecteur, avec un léger décalage temporel de l'ordre de 250 secondes.



**Figure V.11** : Simulation de la hauteur



**Figure V.12** : Simulation de la vitesse

Le modèle a pu également reproduire l'allure des courbes de vitesse et de hauteur à l'aval du collecteur. La hauteur et la vitesse maximales ont atteint respectivement 0,73m et 3,4 m/s soit une augmentation de 05cm et 0,7m/s par rapport aux données d'entrée.

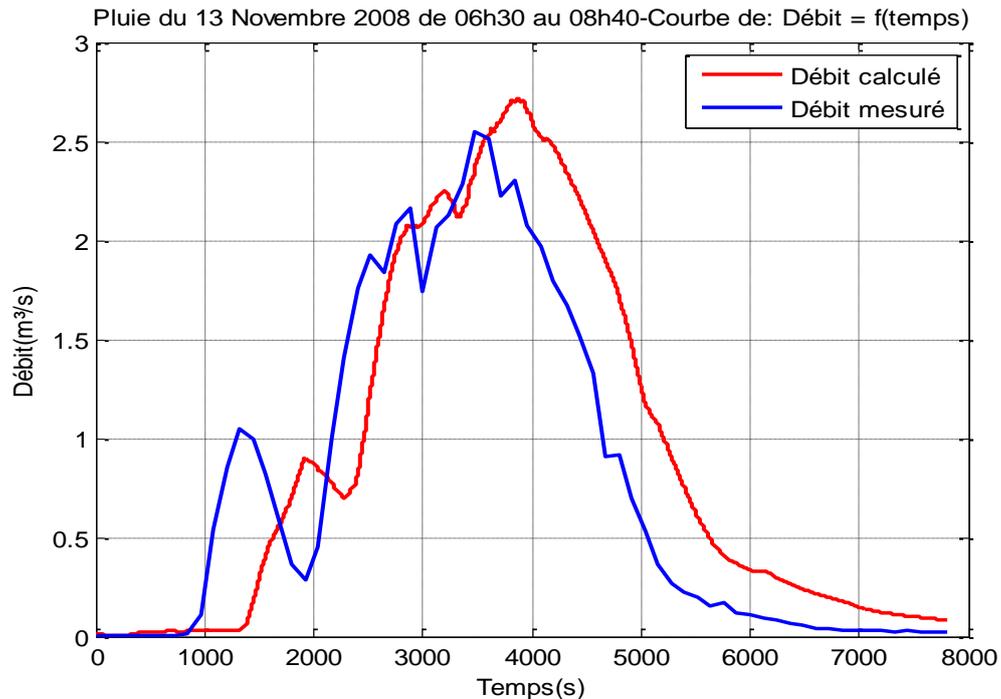


Figure V.13 : Calage du débit

L'allure de la courbe du débit calculé est similaire à celle du débit mesuré tout en signalant un décalage horizontal et vertical, le décalage temporel est analogue à celui enregistré entre les pics de l'hydrogramme d'entrée et de sortie, il correspond bien évidemment au temps de transit.

Le décalage en termes de débit au moment de la pointe est de l'ordre de  $0,19m^3/s$ .

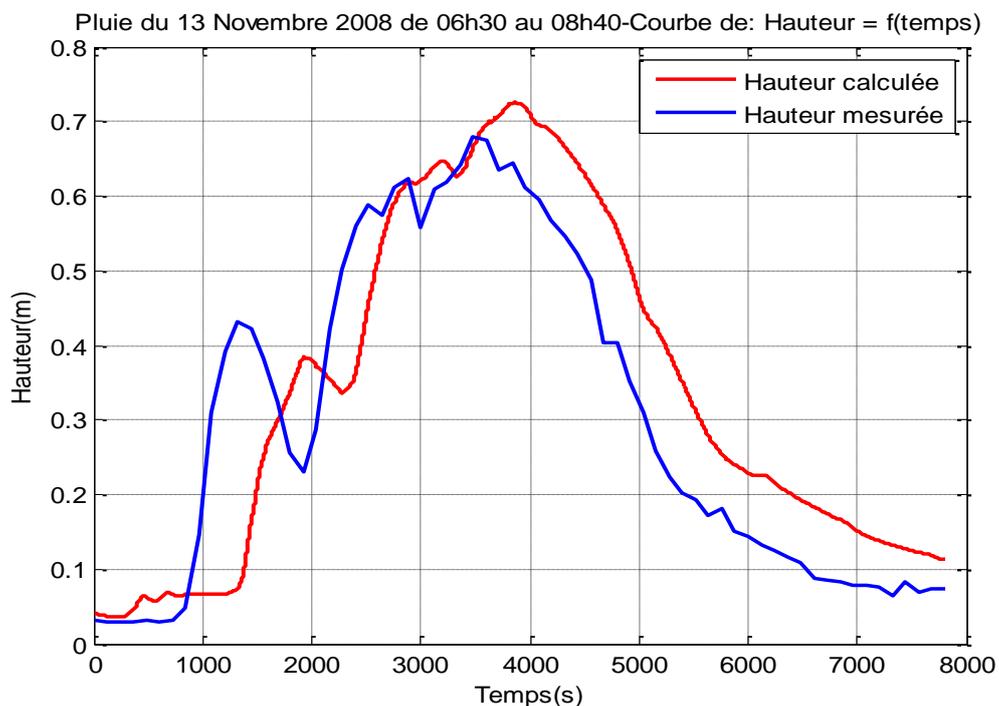
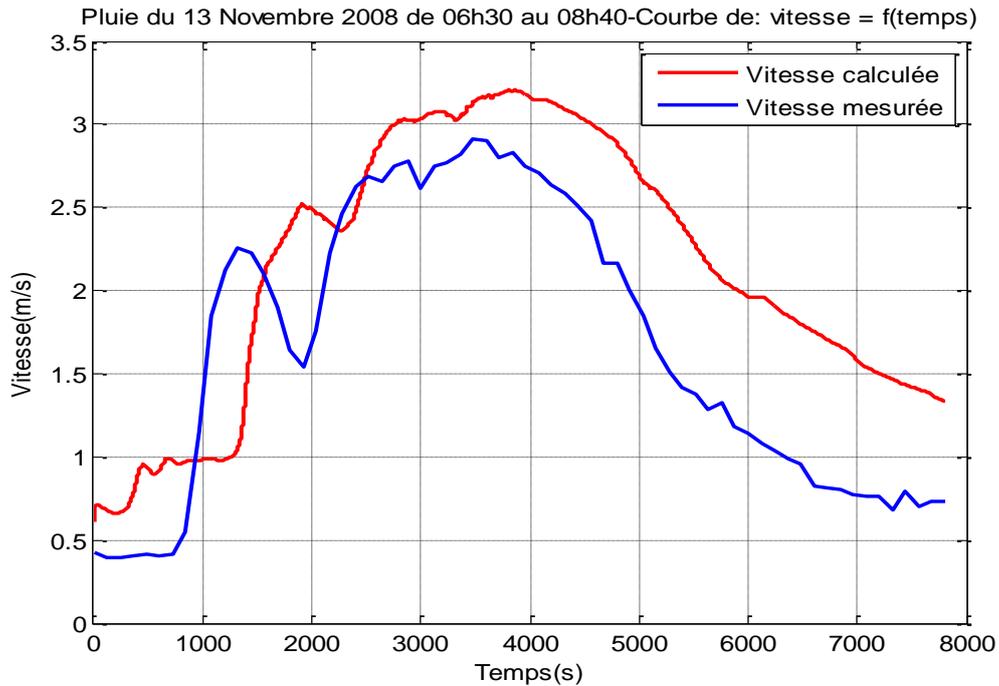


Figure V.14 : Calage de la hauteur

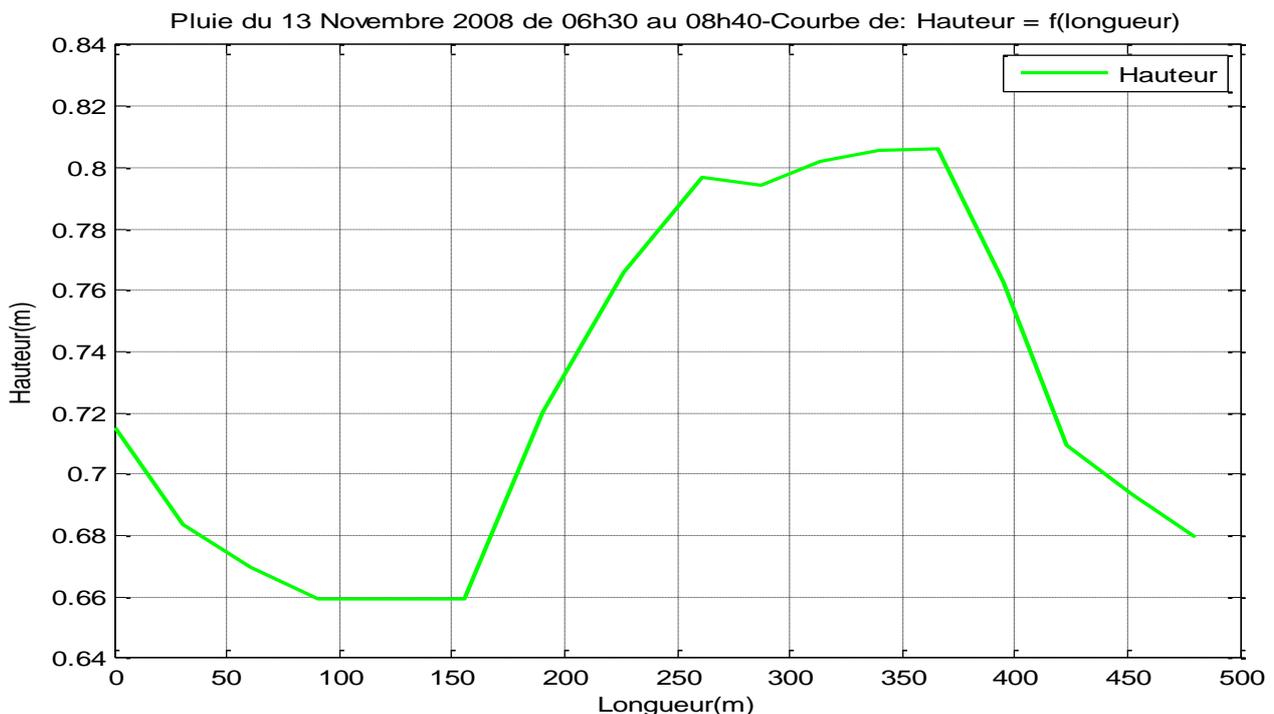


**Figure V.15 :** Calage de la vitesse

De même, les courbes de vitesse et hauteurs d'eau calculées sont avérées semblables à celles des grandeurs mesurées avec un décalage horizontal et vertical plus au mois significatif.

Le décalage en termes de vitesse est plus significatif notamment au moment de la décrue, où il atteint 0,8 m/s.

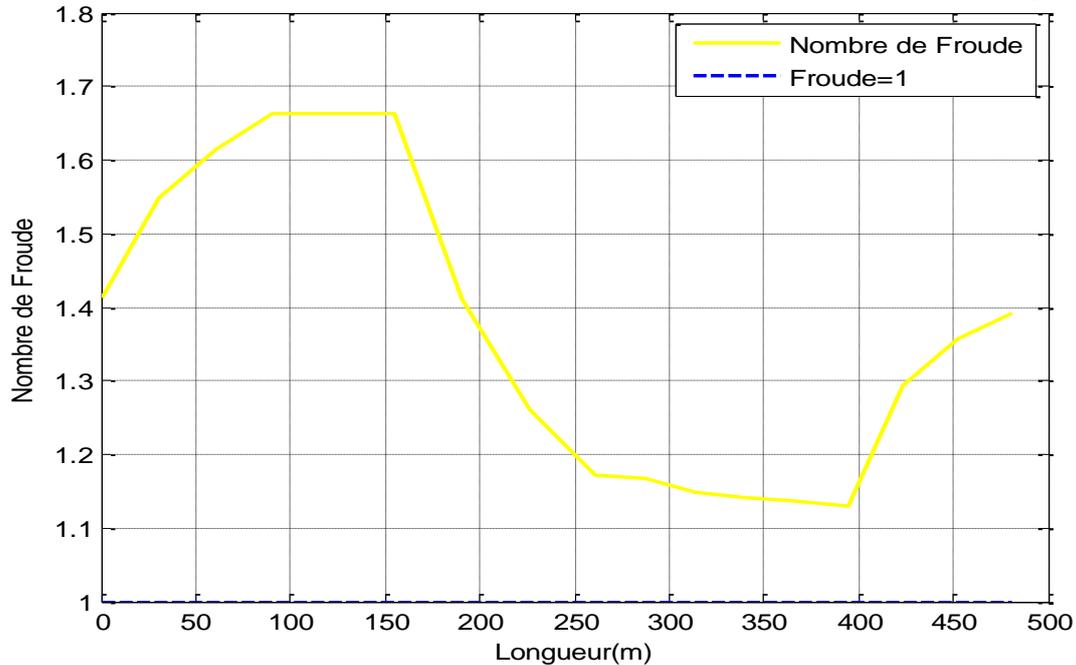
Le décalage en termes de hauteur est de l'ordre de 0,04m



**Figure V.16 :** Variation de la hauteur d'eau en fonction de la longueur

On constate à travers cette variation, une atténuation de la hauteur d'eau dans le premier et le dernier tronçon, une hausse dans le deuxième et troisième tronçon vu la faible pente que présentent ces deux tronçons (Figure V.2 : Schématisation du réseau).

Pluie du 13 Novembre 2008 de 06h30 au 08h40-Variation du nombre de Froude = f(longueur)



**Figure V.17 :** Variation du nombre de Froude en fonction de la longueur

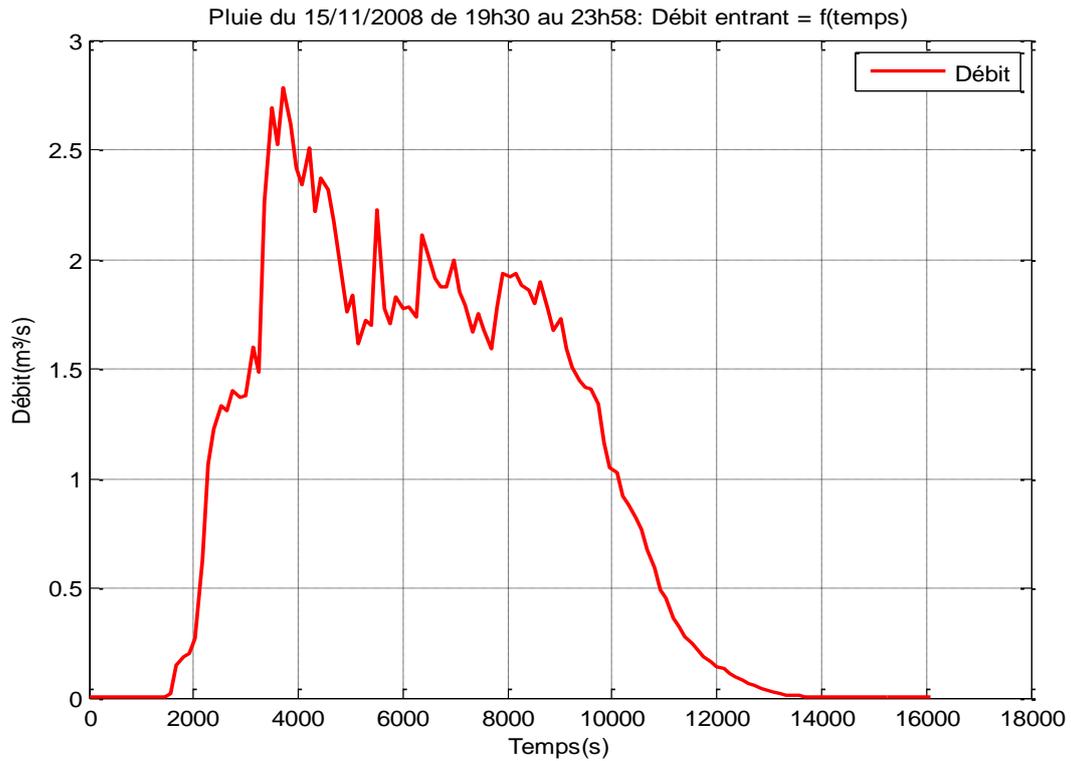
La courbe de variation spatiale du nombre de Froude suit inversement celle de la variation spatiale de la hauteur d'eau dont, le régime d'écoulement est torrentiel.

### 3.1.1. Temps de calcul

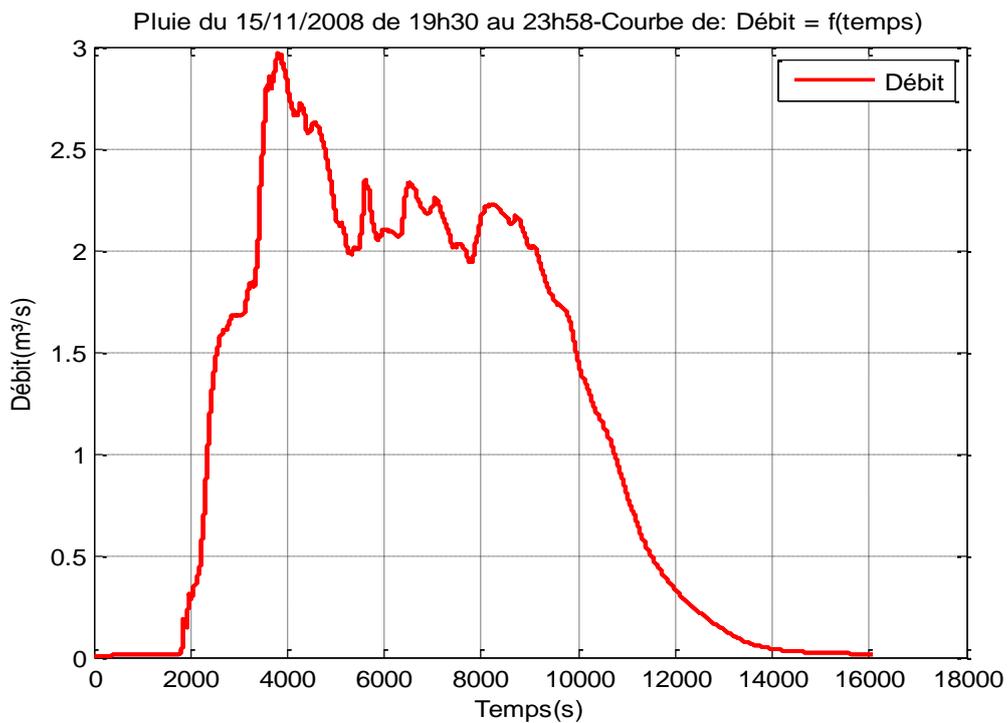
Pour modéliser l'événement pluvieux du 13 Novembre, il nous a fallu une durée 12 heures, 55 minutes et 08 secondes.

### 3.2. Simulation de la pluie du 15 Novembre 2008

La journée du 15 Novembre 2008 a enregistré un événement pluvieux significatif qui s'étal de 19h30 jusqu'au 23h58 soit une durée de 04heurs et 28 minutes (Figure V.18).

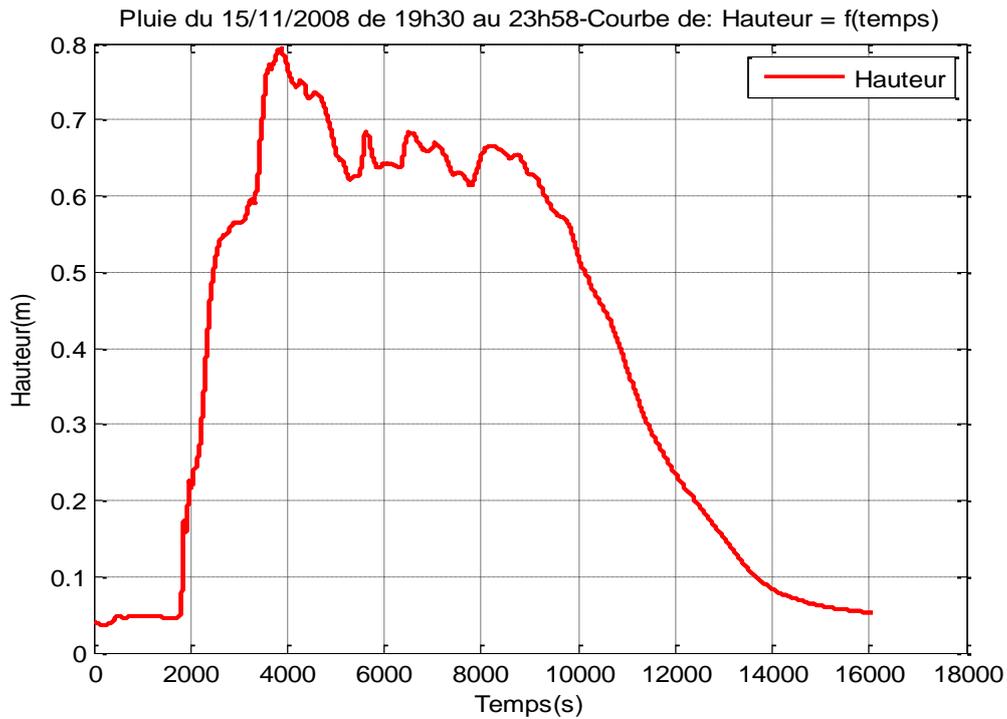


**Figure V.18 :** Evénement pluvieux utilisé durant la pluie du 15 Novembre 2008

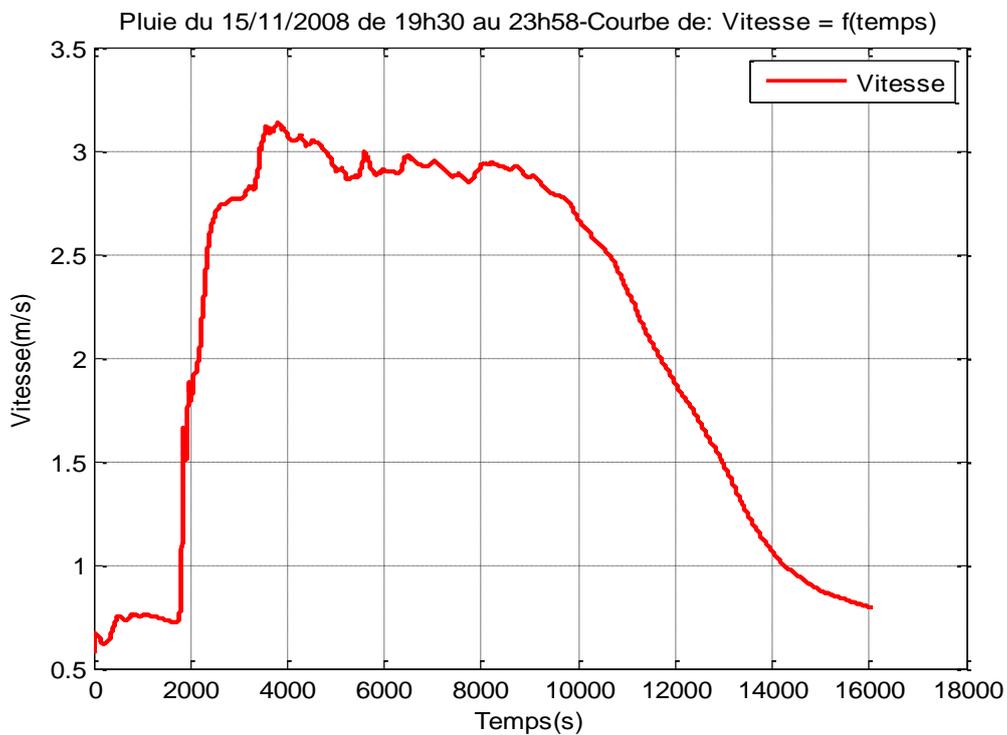


**Figure V.19 :** Simulation du débit

Par rapport à l'hydrogramme d'entrée, l'allure du débit simulé s'est parfaitement reproduite, avec un haussement du débit de l'ordre de  $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$  au moment de la pointe.

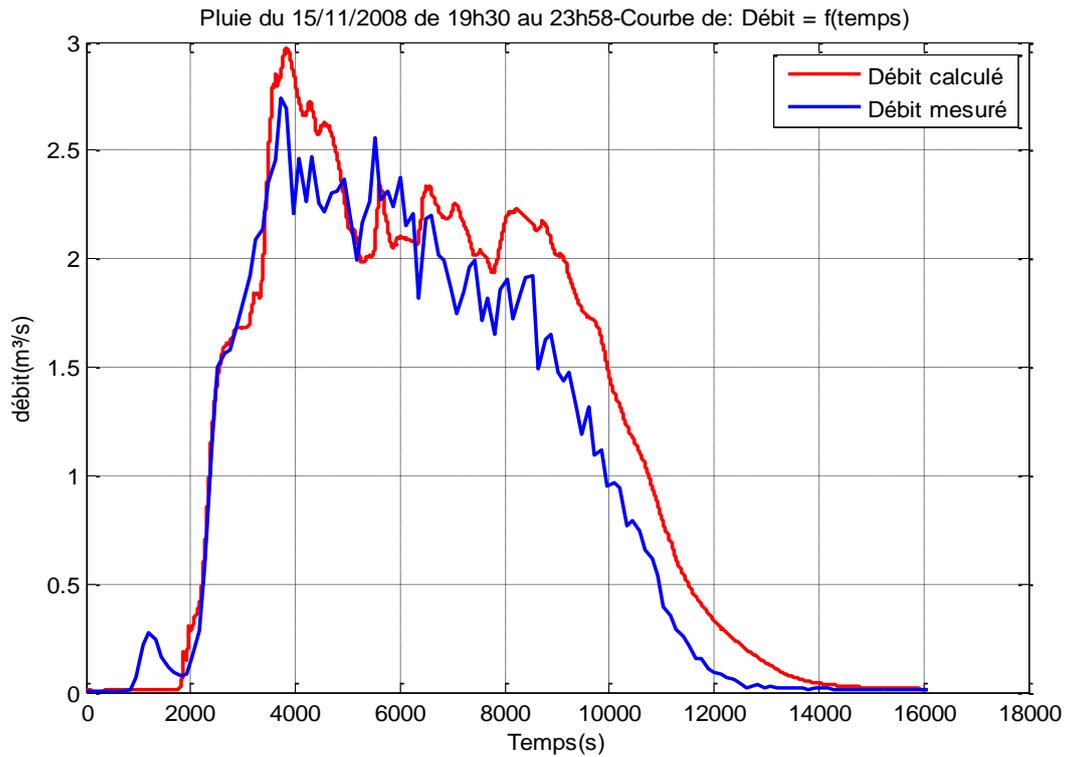


**Figure V.20 :** Simulation de la hauteur à l'aval



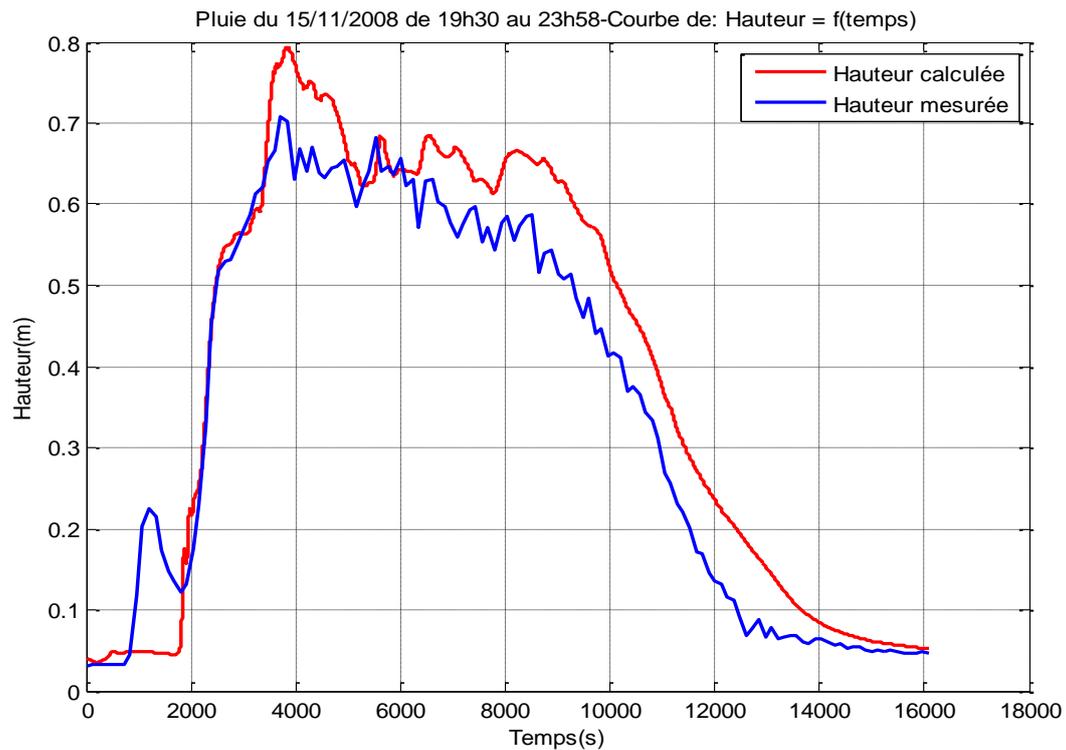
**Figure V.21 :** Simulation de la vitesse

On observe également une certaine analogie entre l'allure des courbes de vitesse et hauteur d'eau en amont et en aval du collecteur dont, on a enregistré une légère augmentation de la hauteur à l'aval, et une hausse de la vitesse de l'ordre de 0,7 m/s.



**Figure V.22 :** Calage du débit

On observe une adéquation presque parfaite entre l'allure du débit mesuré et celle du débit calculé, cependant, le décalage est observé au moment de la décrue, il atteint jusqu'à  $0,35\text{m}^3/\text{s}$ .



**Figure V.23 :** Calage de la hauteur

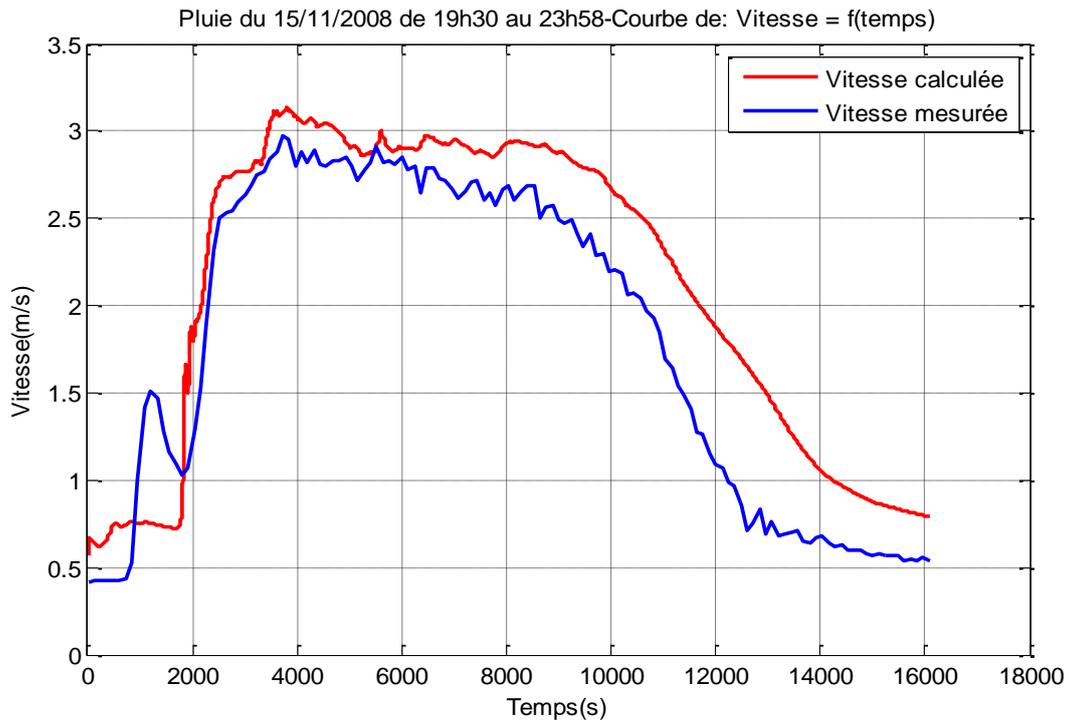


Figure V.24 : Calage de la vitesse

Quant au débit, la vitesse et la hauteur se sont reproduites, avec un décalage vertical maximal de 0,09m en termes de hauteur et 0,65m/s en termes de vitesse.

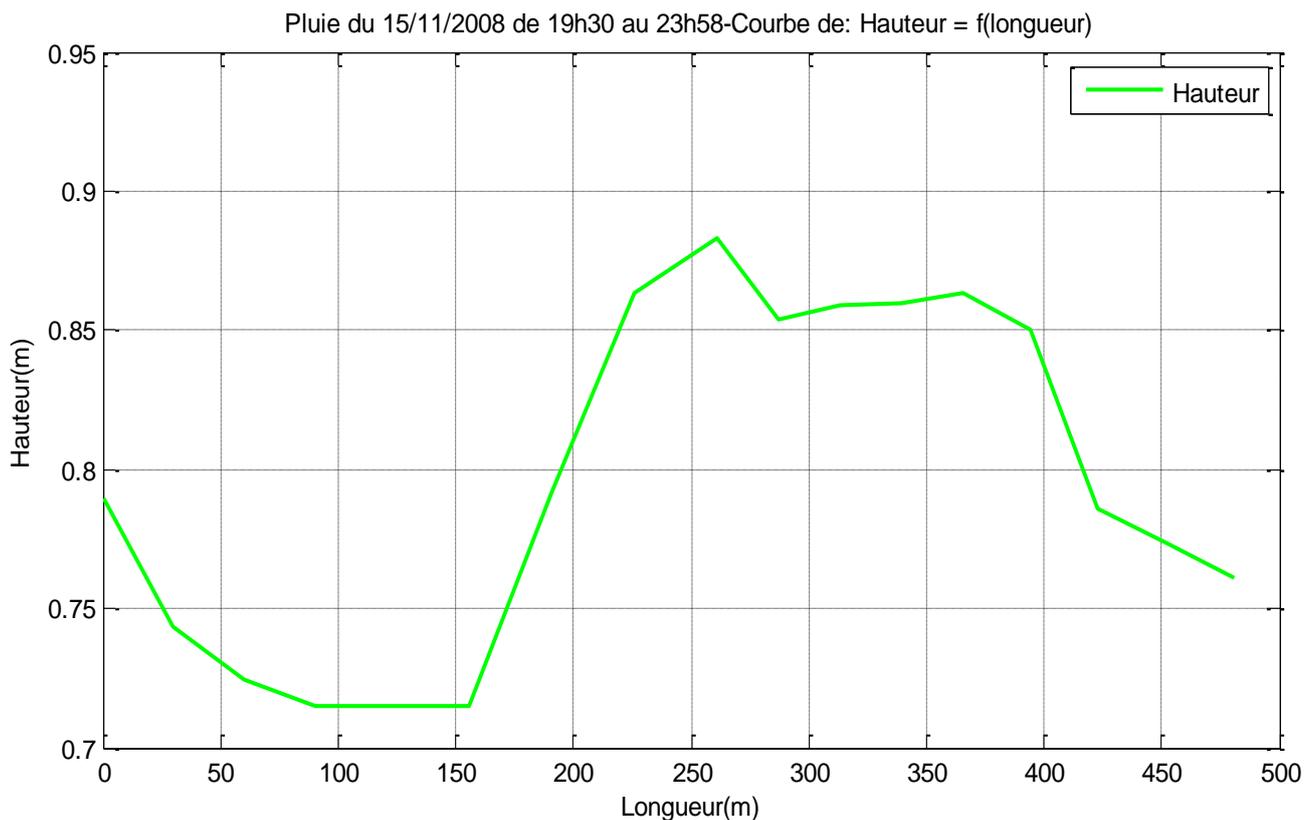
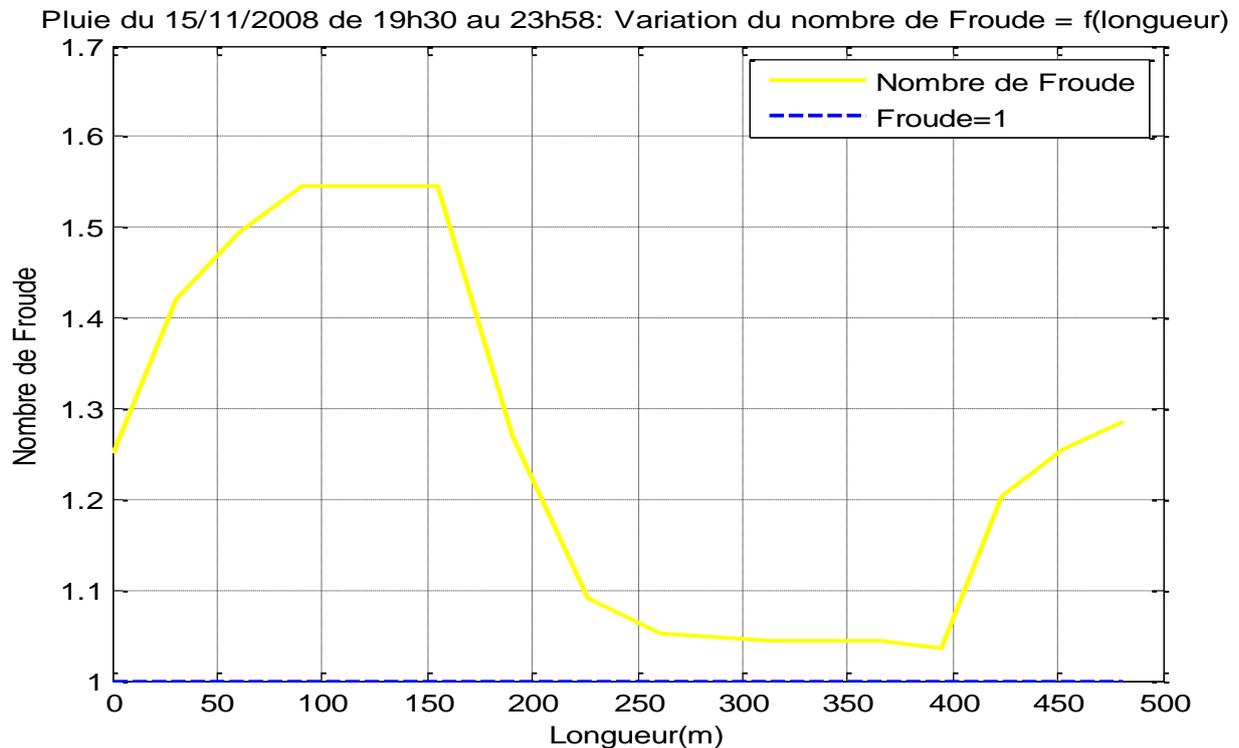


Figure V.25 : Variation de la hauteur d'eau en fonction de la longueur

De même comme l'événement pluvieux du 13 Novembre, on constate une hausse de la hauteur d'eau dans le deuxième et le troisième tronçon du collecteur, dont la pente est défavorable relativement aux deux autres tronçons. Une légère atténuation est observée au niveau du premier et le dernier tronçon (Figure V.2 : Schématisation du réseau).



**Figure V.26 :** Variation du nombre de Froude en fonction de la longueur

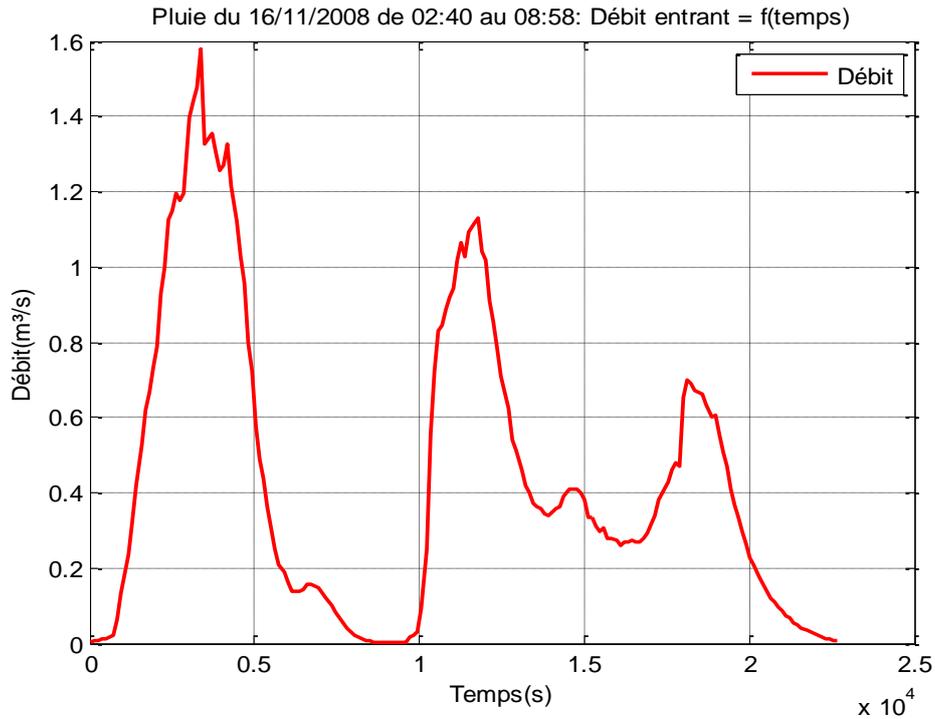
Le régime d'écoulement reste torrentiel le long du collecteur durant cet événement pluvieux.

### 3.2.2. Temps de calcul

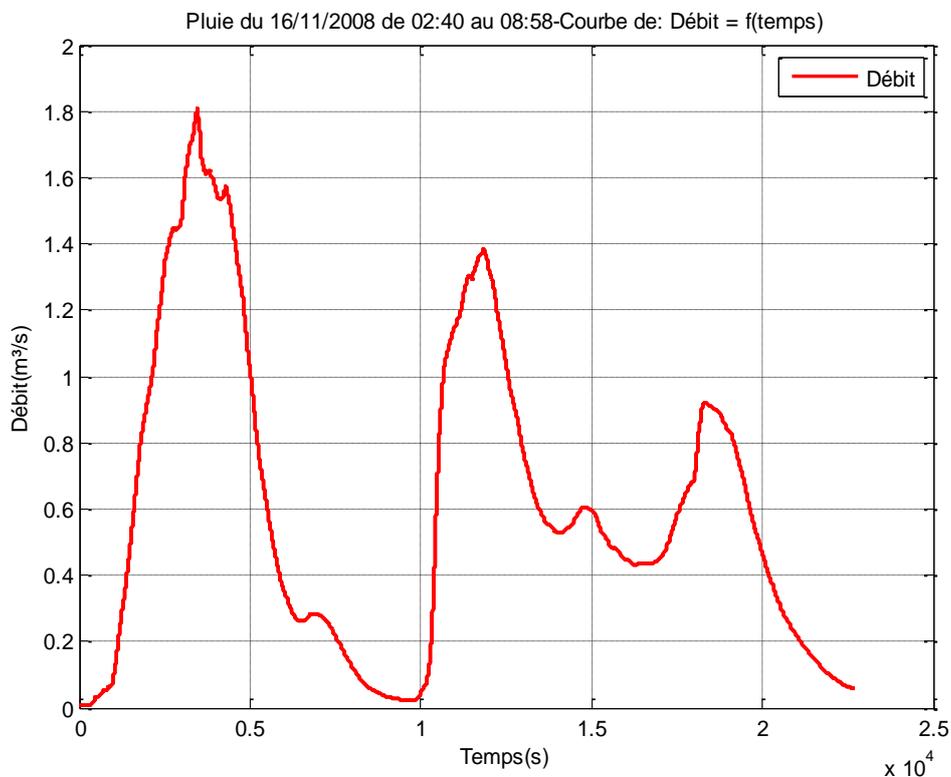
La durée de simulation de l'événement pluvieux du 15 Novembre est estimée à 3651,3 minutes soit 60 heures, 51 minutes et 33 secondes.

### 3.3. Simulation de la pluie du 16 Novembre 2008

L'événement pluvieux du 16 Novembre 2008 a été enregistré entre 02h40 et 08h58 soit une durée de 06heures et 18 minutes (Figure V.27).

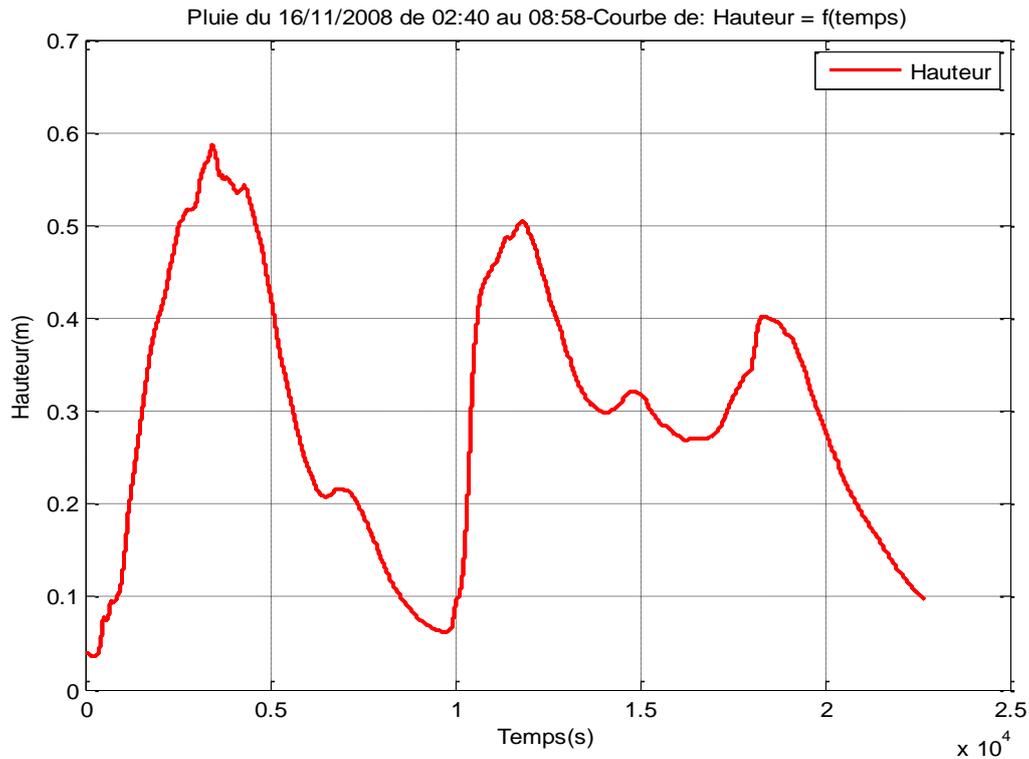


**Figure V.27 :** Evénement pluvieux utilisé durant la pluie du 16 Novembre 2008

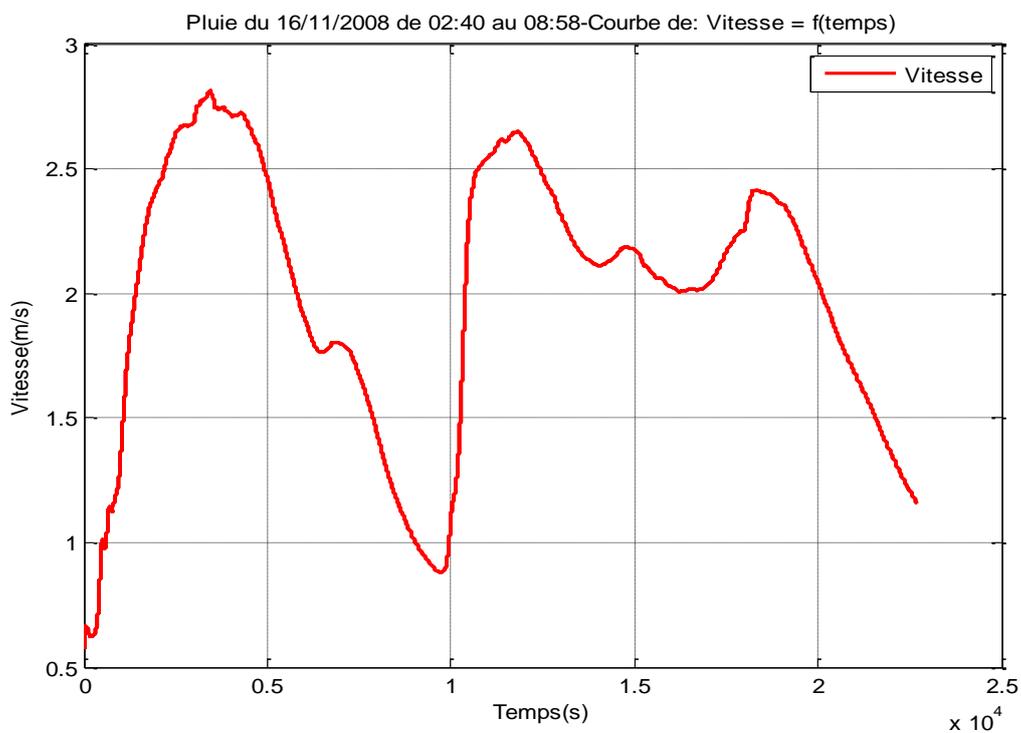


**Figure V.28 :** Simulation du débit

L'allure de l'hydrogramme de sortie suit toujours celle de l'hydrogramme d'entrée tout en enregistrant une augmentation du débit à l'aval de l'ordre de 0,2 m<sup>3</sup>/s.



**Figure V.29** : Simulation de la hauteur à l'aval



**Figure V.30** : Simulation de la vitesse

De même, l'analogie entre l'allure des courbes de vitesse et hauteur d'eau en amont et en aval du collecteur est observée tout en enregistrant une hausse de la hauteur d'eau et de la vitesse d'écoulement de 0,07m et 0,25 m/s respectivement.

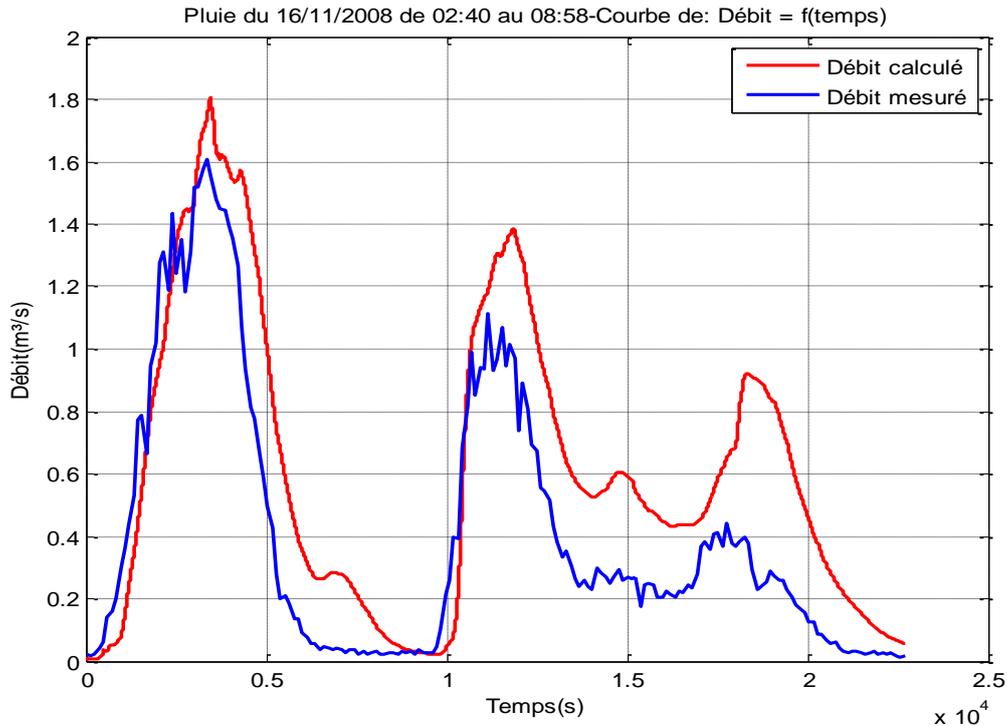


Figure V.31 : Calage du débit

A travers la courbe de calage du débit, on observe une certaine adéquation entre les débits mesurés et calculés. Néanmoins, un décalage significatif en termes de débit est observé au moment des pics, il atteint jusqu'à  $0,23\text{m}^3/\text{s}$ .

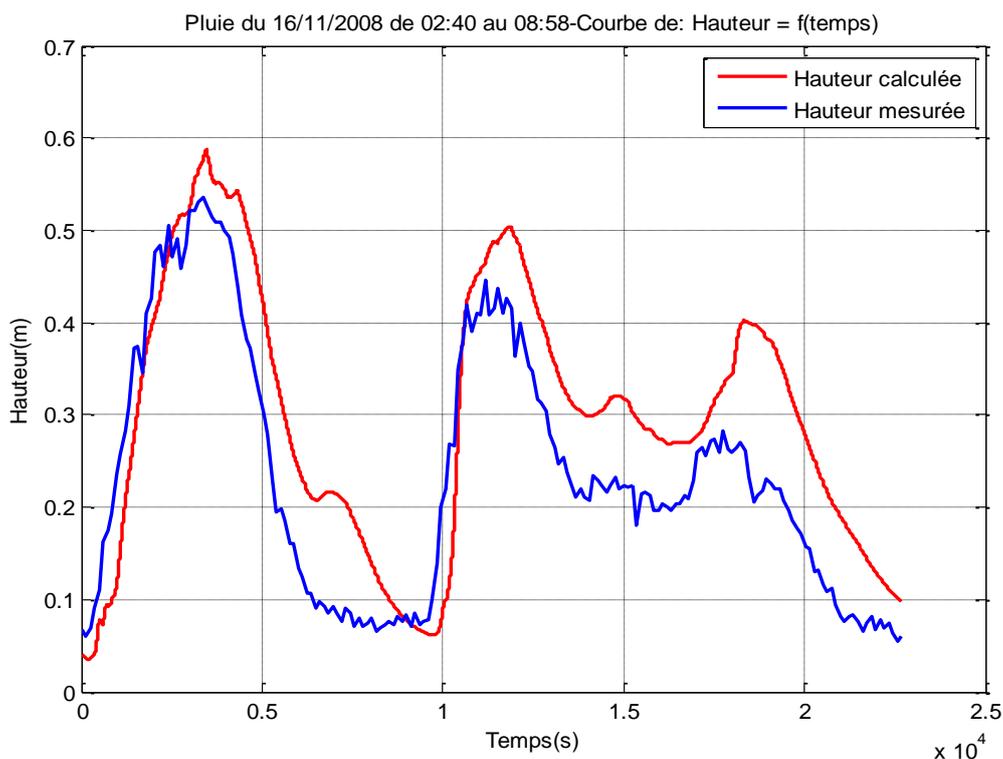


Figure V.32 : Calage de la hauteur

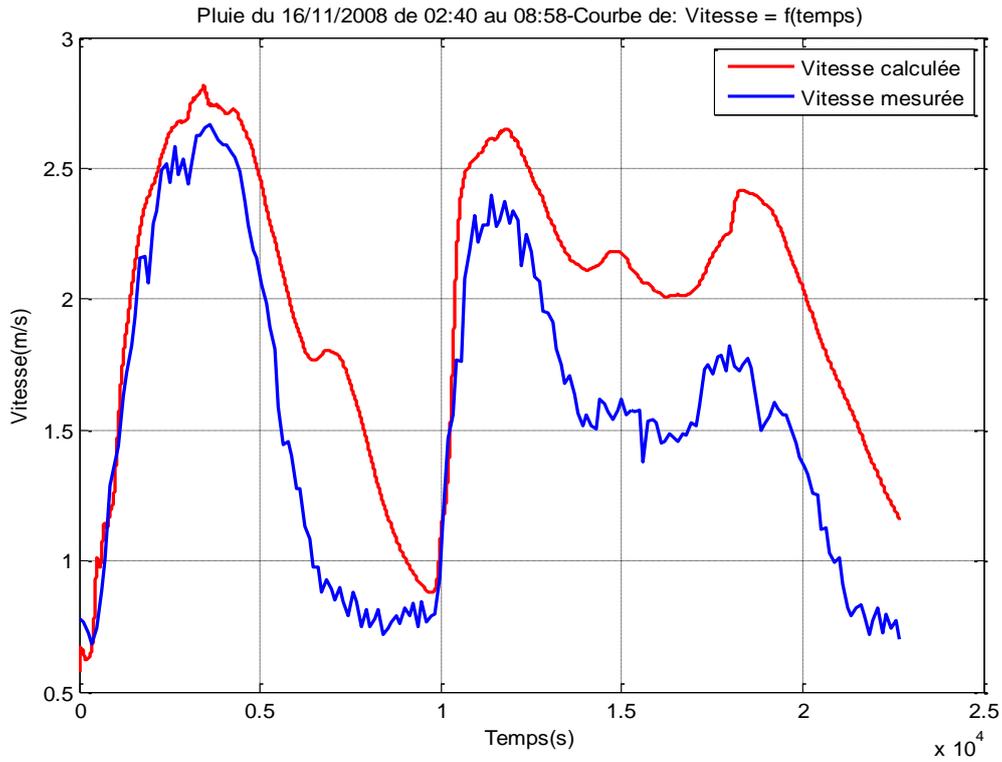


Figure V-33 : Calage de la Vitesse

Les vitesses et hauteurs d'eau se sont également reproduites, avec un décalage vertical maximal de 0,13m pour la hauteur et 0,5m/s pour la vitesse.

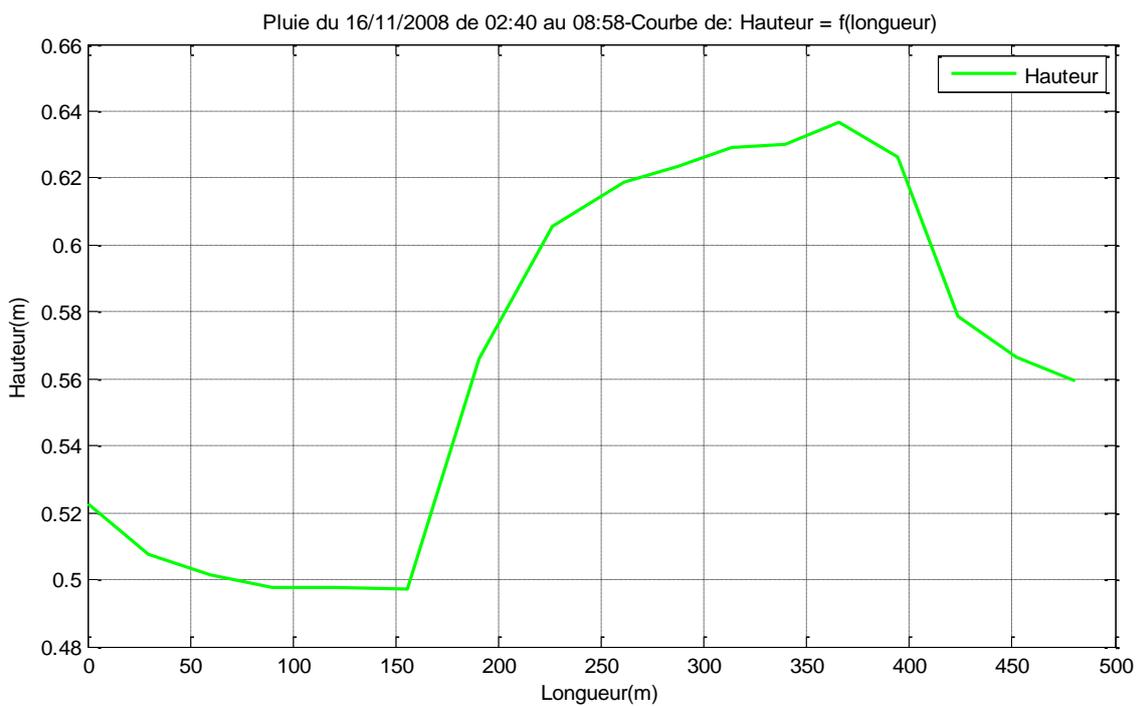
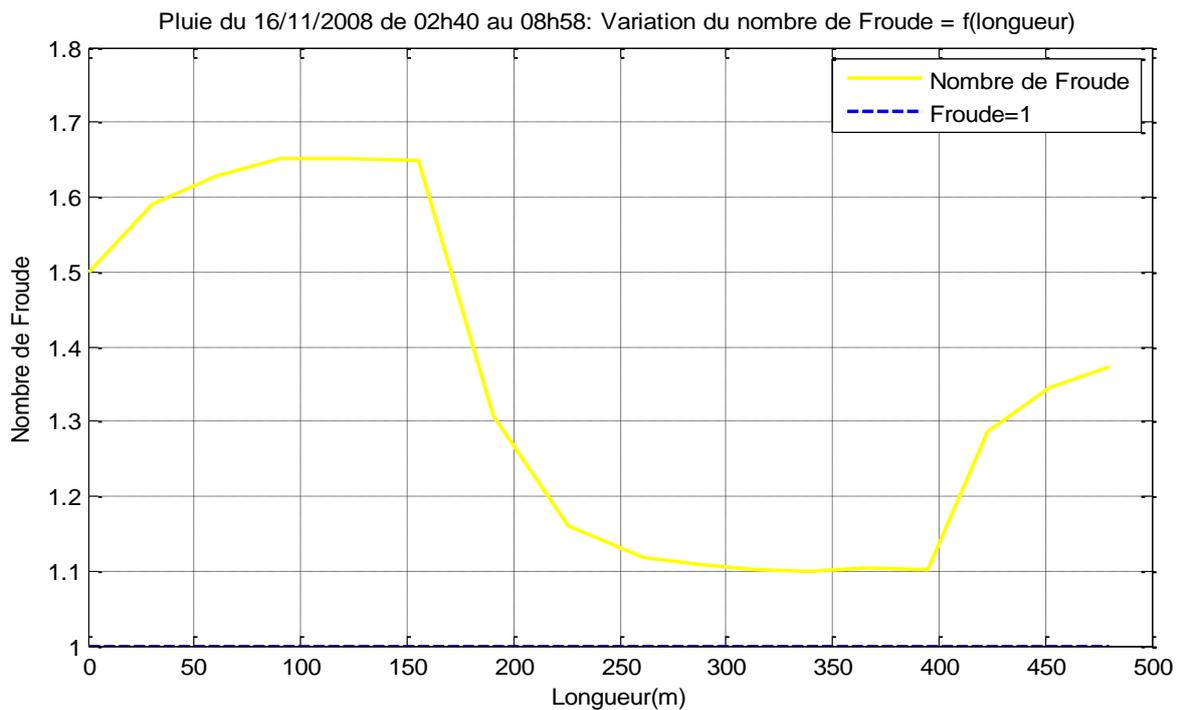


Figure V.34 : Variation de la hauteur d'eau en fonction de la longueur

Au moment du pic, on observe le long du collecteur, une hausse plus importante de la hauteur d'eau au niveau du deuxième et le troisième tronçon, caractérisés par leurs faibles pentes par rapport au deux autres tronçons.



**Figure V.35 :** Variation du nombre de Froude en fonction de la longueur

Il n'y a pas eu de transitions le long du collecteur dont le régime d'écoulement est toujours torrentiel.

### 3.2.2. Temps de calcul

La simulation de l'événement pluvieux de 16 Novembre a été la plus lente, soit une durée de 7550,2 minutes soit 125 heures, 50 minutes et 12 secondes.

## 4. Interprétation des résultats

En comparaison des résultats issus de notre modèle avec ceux de la campagne de mesure, nous pouvons constater une certaine similitude en termes de débit, vitesse et hauteur. Cela se traduit d'une part, par la consistance du modèle développé et d'autre part, par la convergence de la méthode numérique employée.

Cette similitude ne peut dans aucun cas être parfaite étant donnée, les erreurs de calcul itératif et les erreurs de mesure. C'est pourquoi, une légère dissimilitude apparaît notamment au début de la simulation, cela est dû aux choix des conditions initiales et/ou aux limites. En effet, l'hypothèse d'une continuité parfaite de l'écoulement au niveau des jonctions génère un certain apport d'erreur. De ce fait, nous constatons que les débits modélisés restent supérieurs à ceux mesurés, notamment pour l'épisode pluvieux du 16 Novembre. Faisant donc

une comparaison entre les vitesses pour constater que ces dernières étaient proches. Cela permet de mettre en évidence une différence plus au moins significative entre les hauteurs calculées et les hauteurs mesurées.

De plus, une surestimation ou une sous-estimation du temps de parcours de l'amont vers l'aval du collecteur en question se traduit par un décalage horizontal des courbes.

En outre, l'analyse de la courbe de la hauteur en fonction de la longueur montre une faible sollicitation du collecteur, dont le deuxième et le troisième tronçon sont les plus sollicités. Cela est dû non seulement aux faibles pentes que présentent ces deux tronçons relativement au deux autres tronçons, mais aussi à l'étranglement de la section au niveau du dernier tronçon. Cependant, les simulations réalisées montrent que la portion modélisée du collecteur de l'Oued Ouchaiaih ne dispose pas d'une capacité suffisante pour faire face à des pluies intenses (de période de retour supérieure à 2 ans).

En analysant le temps d'exécution du code de calcul lors des différentes simulations, nous pouvons dire que le temps de calcul est fortement lié à la durée de l'événement pluvieux modélisé, il est aussi lié au pas de discrétisation spatiale et temporelle correspondante. C'est pourquoi, le temps de simulation de l'événement pluvieux du 16 Novembre est le plus long par rapport à ceux du 13 et 15 Novembre. De plus, l'horizontalité des courbures constatée dans les graphiques de la variation spatiale de la hauteur et du nombre de Froude s'explique par la grandeur du pas de discrétisation spatiale.

La courbe de la variation temporelle du nombre de Froude nous permet de visualiser l'évolution de l'écoulement à aval des tronçons du collecteur. En effet, le régime d'écoulement est parfaitement torrentiel en aval de chaque tronçon par conséquent, aucun passage du régime fluvial au torrentiel ou inversement n'est apparu lors des trois événements pluvieux du 13 et 15 et 16 Novembre.

De même, la courbe de variation spatiale du nombre de Froude nous aide à détecter les transitions le long du collecteur, ce qui peut engendrer l'apparition de ressauts hydrauliques dont le régime était torrentiel.

Étant donné que le nombre de Froude représente le rapport entre les forces d'inertie et les forces de pesanteur, le type du régime d'écoulement observé est dû à l'apport important des forces d'inertie engendrant des vitesses plus au moins importantes notamment en aval de chaque tronçon.

## 5. Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre le développement d'un modèle de simulation des écoulements en conduite d'égout, ce modèle résout le système complet de St-Venant par un schéma de discrétisation explicite. Le modèle adopte une procédure de calcul itérative sur l'ensemble des conduites.

La validation du modèle a été effectuée en comparant ses résultats aux débits, vitesses et hauteurs d'eau mesurés en aval du collecteur de l'oued Ouchaiah constitué de tronçons de pentes, de longueurs et de diamètres différents.

Pour les trois événements pluvieux modélisés, les grandeurs hydrauliques (débits, vitesses et hauteurs d'eau) simulées par notre modèle se sont avérées similaires à celles données par les mesures. Les principaux écarts proviennent des conditions aux limites employées ainsi que les erreurs de l'approximation numérique.

Par ailleurs, et étant données les faibles intensités de la pluie, les événements pluvieux enregistrés lors de la campagne de mesure du mois de Novembre 2008 ont une période de retour inférieure à deux ans. Par conséquent, aucune mise en charge n'a été constatée le long des tronçons modélisés.

## **Conclusion et perspectives**

Nous avons développé dans le cadre de cette étude un outil de modélisation des réseaux d'assainissement qui vise à déterminer en temps de pluie les débits, vitesses et hauteurs d'eau aux points et moments souhaités de façon à superviser le comportement du collecteur durant des événements pluvieux pouvant provoquer des mises en charge par conséquent, des débordements des eaux usées en milieu urbain.

Ce modèle résout les équations complètes de St-Venant à l'aide d'un schéma de différences finies explicite. Les résultats de notre modèle demeurent numériquement stables tant que le critère de stabilité de Courant-Friedrich-Levy est vérifié. En effet, pour toutes les simulations effectuées pendant la phase de validation, le pas d'espace a été choisi d'une manière à assurer la stabilité des résultats, mais aussi réduire le temps de calcul, cet ajustement a été effectué en diminuant graduellement le pas d'espace jusqu'à l'apparition de signes d'instabilité.

Le modèle réalisé a pour but de simuler le fonctionnement hydraulique du réseau d'assainissement. Il constitue donc un outil pour effectuer un diagnostic précis du mode de fonctionnement du réseau par temps de pluie, notamment pour :

- Evaluer le taux de remplissage des collecteurs,
- Détecter les risques d'inondation par débordement,
- Vérifier les modalités d'écoulement,
- Rechercher les causes des dysfonctionnements.

Il pourra également être utilisé pour contribuer à définir les aménagements visant à améliorer la performance du réseau.

L'approche modélisatrice réalisée est basée sur la résolution unidimensionnelle du système de Barré de Saint-Venant. En effet, la démarche 2D, 3D est envisageable pour un ouvrage mais pas pour l'ensemble du réseau. Le temps de calcul, la capacité des ordinateurs mais surtout la difficulté de convergence des équations de BSV consolide cette approche. C'est pourquoi, dans le domaine de l'hydraulique urbaine, les modèles utilisés sont en général 1D.

La performance et la consistance du modèle ont été évaluées à partir des résultats obtenus lors de son application sur le collecteur de l'Oued Ouchaiah de la ville d'Alger pour les pluies survenues sur son bassin versant associé durant le mois de Novembre 2008.

Les résultats de notre modèle se sont révélés similaires à ceux issus de la campagne de mesure tant en termes de débits que de hauteurs d'eau.

Quant à la résolution numérique des équations de BSV, nous avons vu qu'elle peut être réalisée à l'aide de deux schémas distincts, le schéma explicite et implicite. Néanmoins, la résolution par un schéma de différences finies explicite ne semble pas la plus appropriée. En effet, les schémas explicites demeurent soumis au critère de Courant et exigent par conséquent l'utilisation de pas de temps plus courts pour assurer la stabilité des résultats, ce

qui génère d'une part, un temps de calcul assez long et d'autre part, des instabilités numériques non contrôlables. A ce titre, nous proposons d'adopter, pour les futures études un schéma de type mixte pour remédier d'abord à la lenteur du temps de calcul, et assurer de même la consistance du modèle.

L'application faite dans le cadre de la validation de l'outil de simulation élaboré, ne nous a pas permis de montrer des mises en charge des conduites vu la faible sollicitation du collecteur durant les événements pluvieux modélisés. De ce fait, il serait pertinent d'associer à la modélisation hydraulique, la modélisation du ruissellement de surface (modélisation Hydrologique), avec prise en compte d'événements pluvieux théoriques (pluies de projet) ou d'événements pluvieux réels, dans le but de simuler le comportement du réseau pour des pluies de périodes de retour élevées afin de détecter les points du réseau sensibles au risque de débordement lors d'événements pluvieux particulièrement intenses.

D'autre part, la simulation de l'écoulement en réseau d'assainissement montre certaines particularités à savoir le passage du régime torrentiel au régime fluvial, qui peut engendrer un ressaut hydraulique qui doit être localisé et pris en compte lors de la résolution numérique des équations de Barré de Saint Venant afin, de déterminer avec précision les débits et hauteur d'eau en amont et en aval de celui-ci. A cette fin, il serait également raisonnable de développer ce travail en essayant d'introduire l'influence de ces transitions sur l'écoulement. De plus, il serait judicieux d'associer une modélisation 2D au niveau des jonctions pour affiner la résolution des équations de Barré de Saint Venant en améliorant les conditions aux limites.

**Bibliographie :**

Abdallah, M., (2005). « Les méthodes de discrétisation numérique de problèmes hyperboliques non linéaires appliquées aux équations de Barré de Saint-Venant pour la modélisation de l'hydraulique en réseau d'assainissement ». Thèse de Doctorat en Sciences de l'Ingénieur, l'université Louis Pasteur – Strasbourg I, 173 pages.

Bentura, P., (1996). «Développement d'une méthode de propagation de crues, Délais-Stockage ». Thèse de Doctorat en sciences physiques chimiques et Ingénierie, Université Paris XII, 358 pages.

Bertrand, J & Krajewski, L., (2006). «Modélisation des écoulements en réseau d'assainissement». Cours d'Hydrologie Urbaine, Ecole Nationale de Génie de l'Eau et de l'Environnement de STRASBOURG (ENGEES), 44 pages.

Bonakdari, H & Frédérique, L, & Joannis, C., (2006). «Etude expérimentale et numérique du taux de cisaillement en réseaux d'assainissement ». IXèmes Journées Nationales Génie Civil – Génie Côtier, Brest, pp 357-364.

Buyer, M., (2002). «Transport de flux en réseaux d'assainissement : modèle 1D pour l'hydraulique des collecteurs et déversoirs avec prise en compte des discontinuité». Thèse de doctorat de l'Université Louis Pasteur, Strasbourg I, 159 pages

Carlier, M., (1986)., « Hydraulique générale et appliquée ». Edition Eyrolles 1986, 655 pages

Duchesne, S., (2001). «Modèle pour le control en temps réel des réseaux d'égout sous surcharge». Thèse Philosophiae Doctor (Ph.D.) en Sciences de l'eau, Université du Québec, 235 pages.

El Abboudi, N., (2000). « Modélisation des écoulements en charge ». Mémoire de Maître en sciences ( M.Sc.), Université du Québec, 137 pages.

Djemili, L & Houichi, L & Rezgui N & Zeghadnia, L., (2009). « Détermination de la Vitesse et la Hauteur Normale dans une Conduite Partiellement Remplie ». European Journal of Scientific Research, pp.561-566

Euvrard, D., (1988). «Résolution numérique des équations aux dérivées partielles différences Finies – Eléments Finis ». Editions Masson, 213 pages.

Lamraoui, L., (2009). « Modélisation des réseaux d'assainissement unitaire : cas de la ville de BOUJAAD », Mastère spécialisé en management et ingénierie des services d'eau d'assainissement et déchets, Ecole Nationale de Génie de l'Eau et de l'Environnement de STRASBOURG (ENGEES), 54 pages.

Kovacs, Y., (1988). «Modèles de simulation d'écoulement transitoire en réseau d'assainissement». Thèse de doctorat ENPC, Paris, 155 pages.

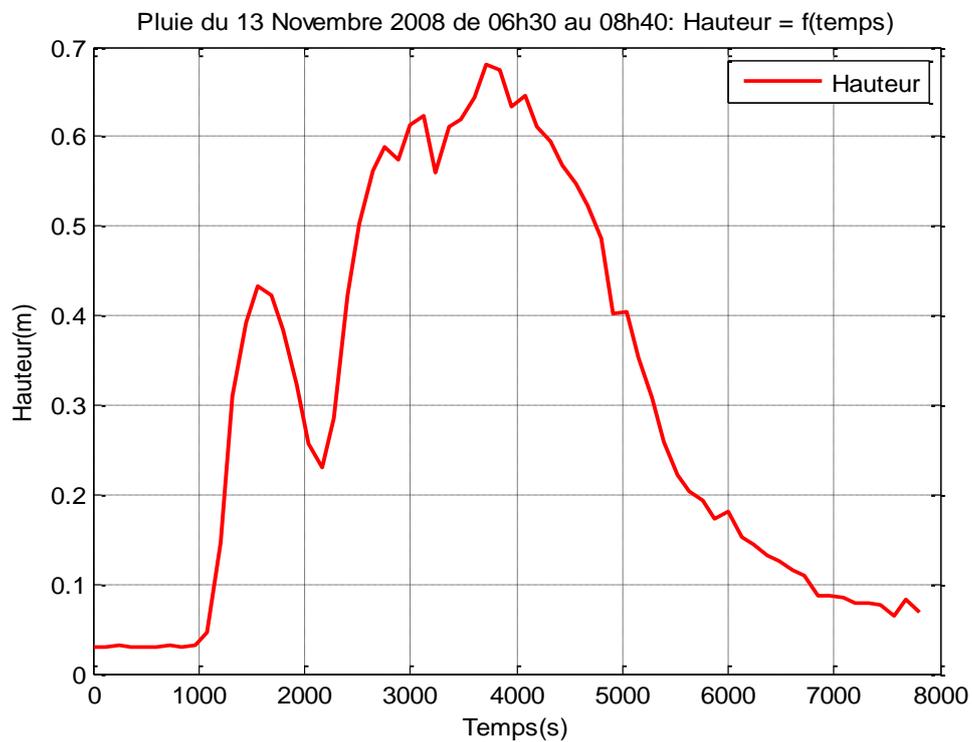
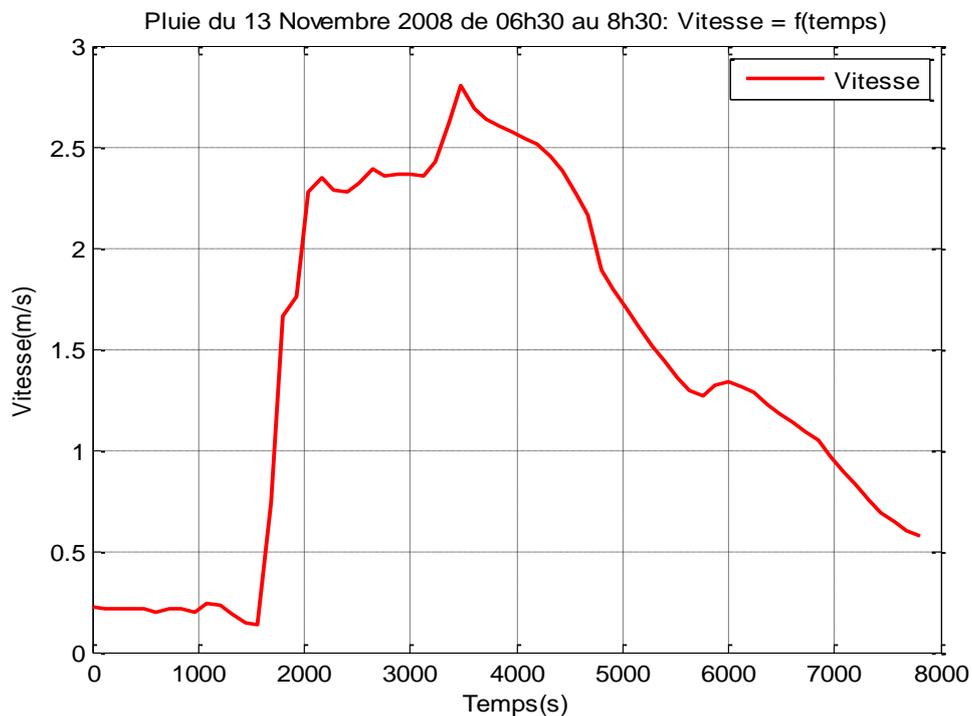
Rousseau, M., (2008). « Modélisations des écoulements à surface libre-étude du ruissellement des eaux de pluie ». Master-Ingénierie Mathématique-Université de Nantes, 64 pages

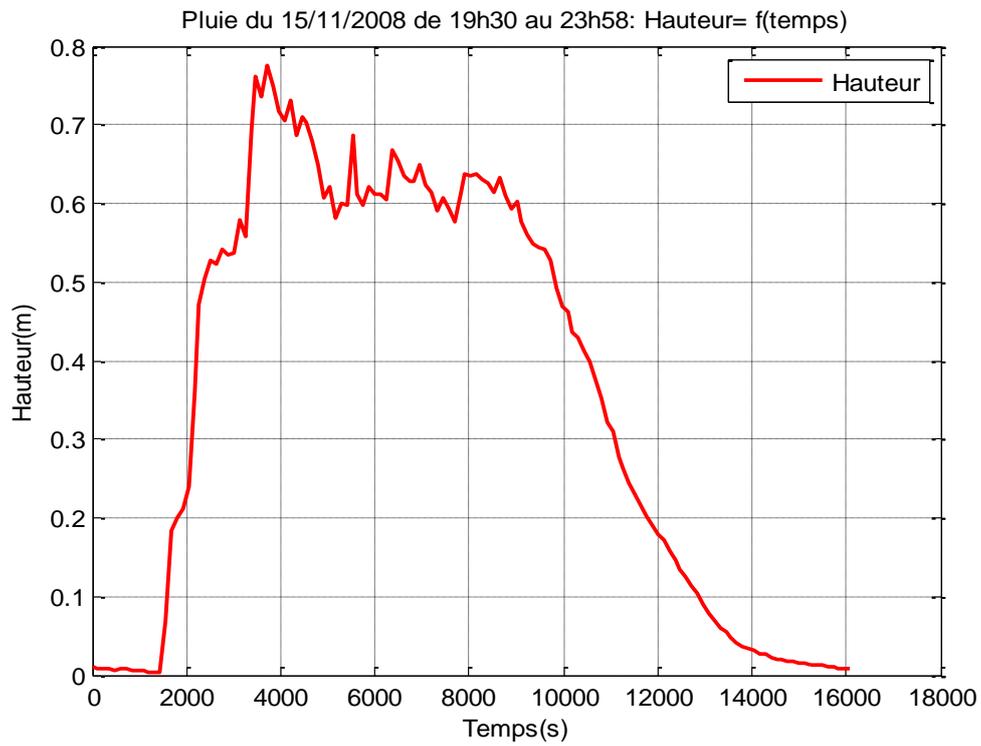
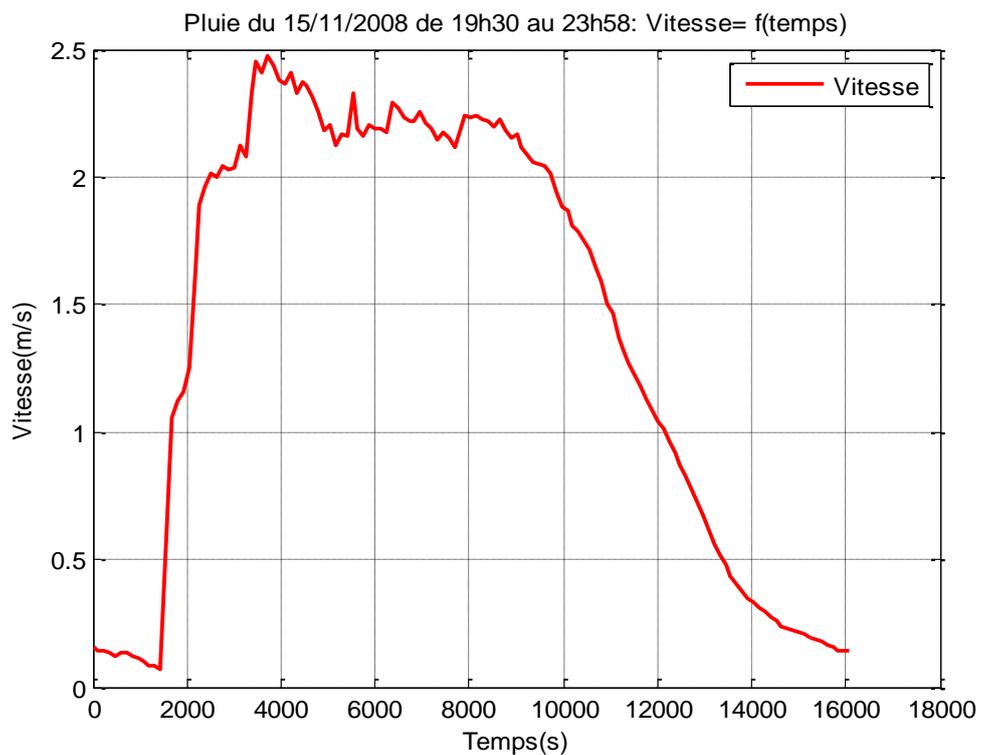
SAFEGE, (2008). « Actualisation du schéma directeur d'assainissement de la wilaya d'Alger ». Rapport SEAAL, 554 pages

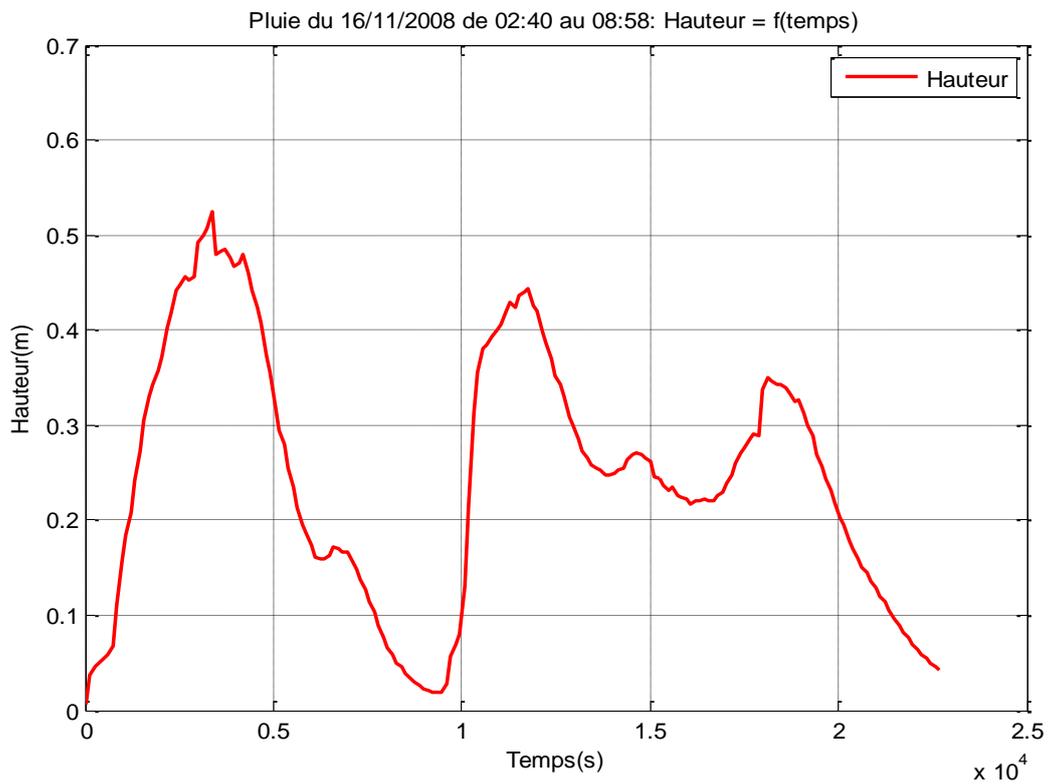
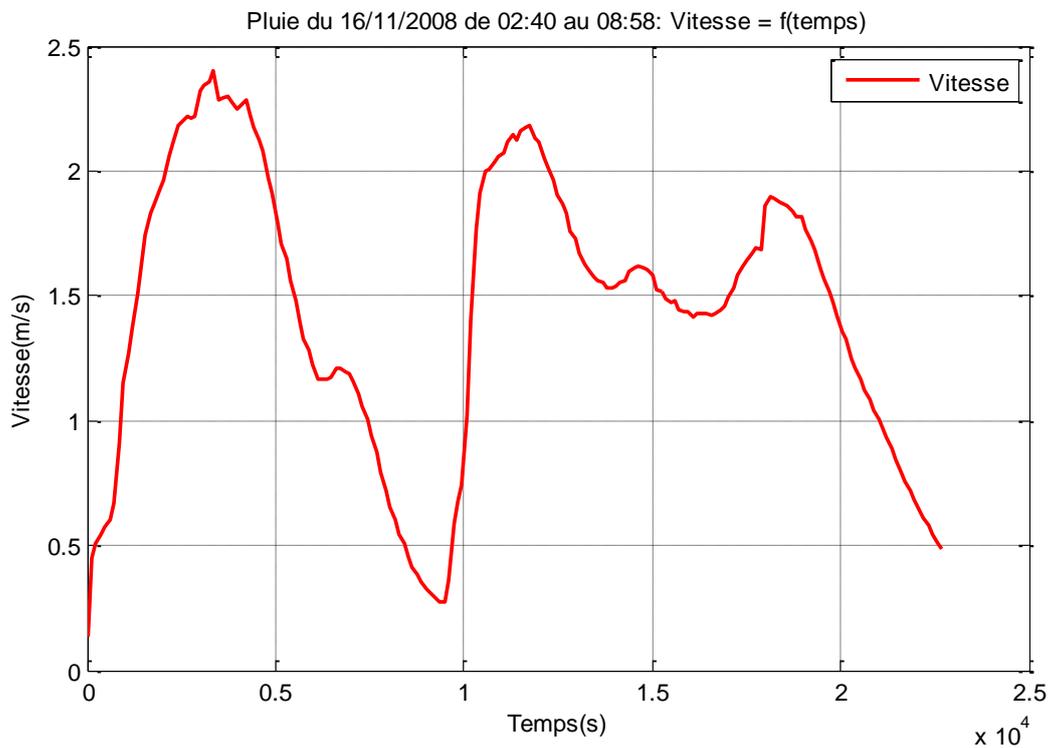
Telliez, M., (2010). « Traduction et adaptation libres du tutoriel du manuel de l'utilisateur : "Storm Water Management Model–User's Manuel ».Rapport, 27pages

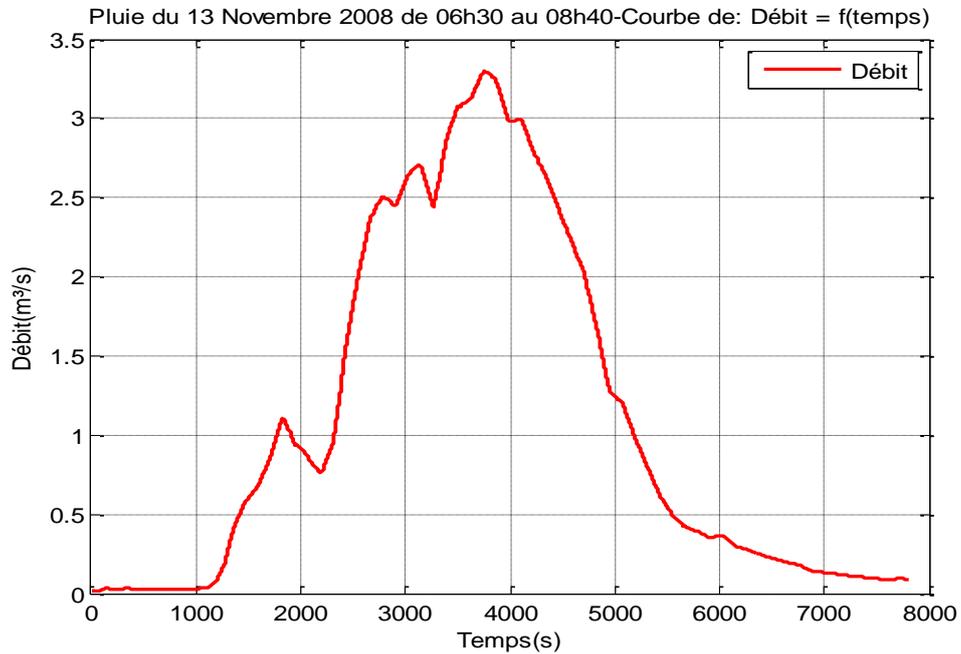
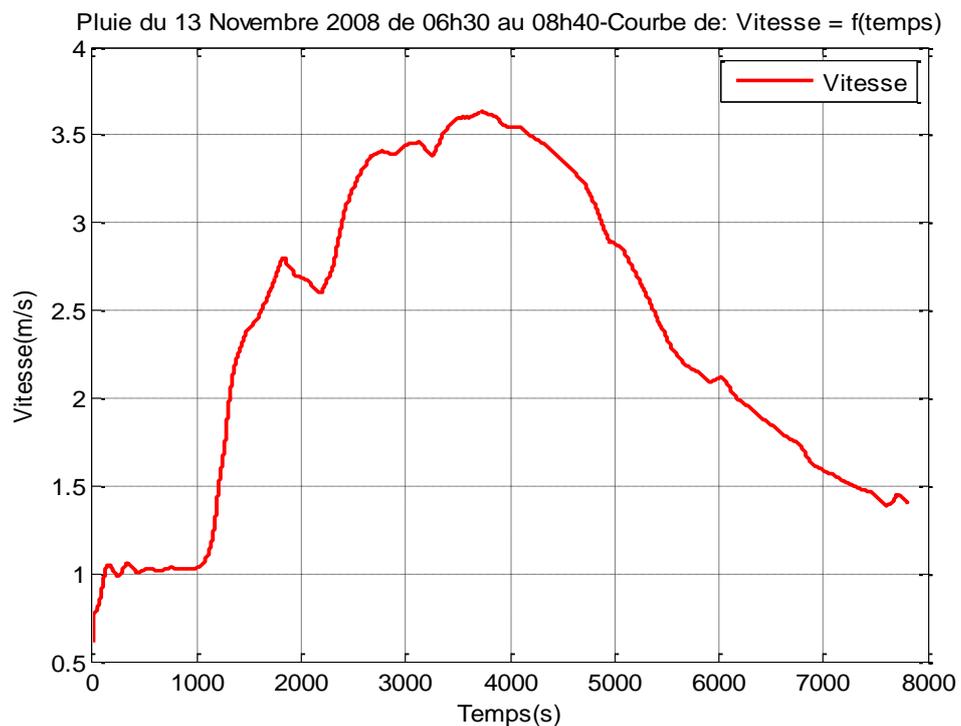
Vazquez, J., (2006). « Hydraulique générale ». Formation CES/MASTERE Eau potable et assainissement ». , Ecole Nationale de Génie de l'Eau et de l'Environnement de STRASBOURG (ENGEES), 64 pages.

Zug, M., & Vazquez, J., (2006). « Modélisation des réseaux d'assainissement Concepts Approches et Etapes », Polycop de cours Ecole Nationale de Génie de l'Eau et de l'Environnement de STRASBOURG (ENGEES), 75 pages.

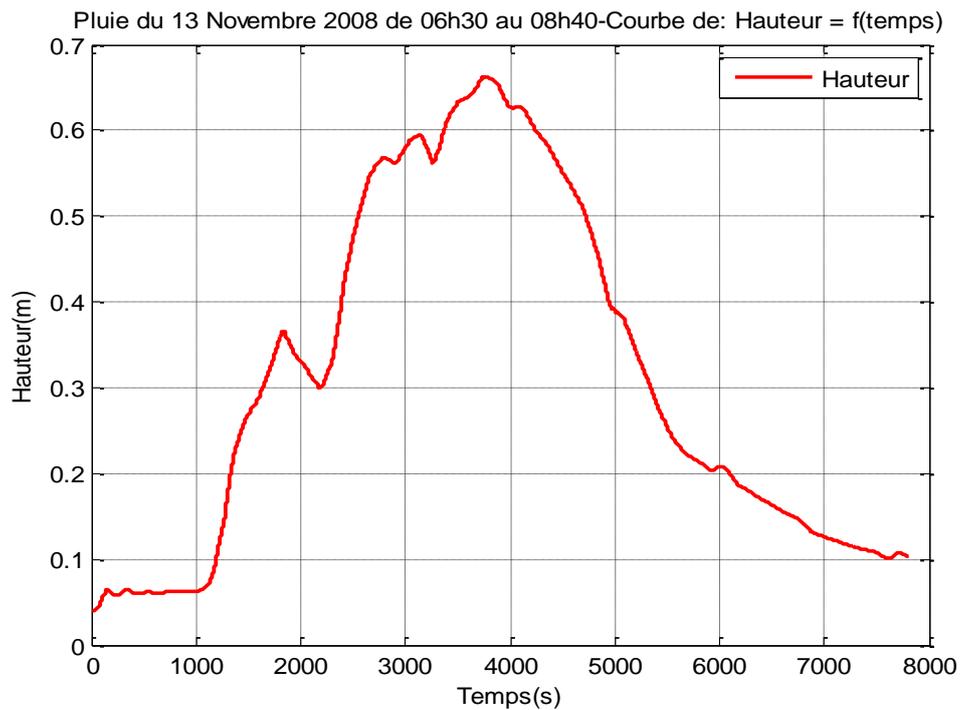
**Annexe I : Données d'entrée du Modèle****Événement pluvieux du 13 Novembre 2008 :****Hauteur :****Vitesse :**

**Événement pluvieux du 15 Novembre 2008 :****Hauteur :****Vitesse :**

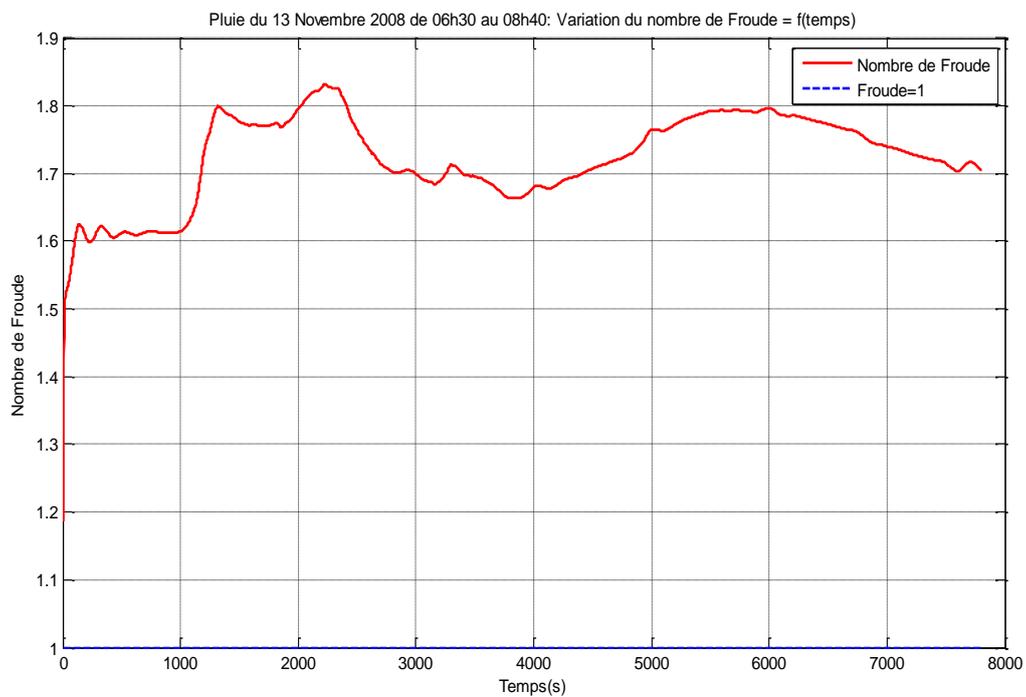
**Événement pluvieux du 16 Novembre 2008 :****Hauteur :****Vitesse :**

**Annexe II : Résultats de simulation****Événement pluvieux du 13/11/2008****Tronçon M1\_06-A1 :****Simulation du débit :****Simulation de la vitesse:**

## Simulation de la hauteur:

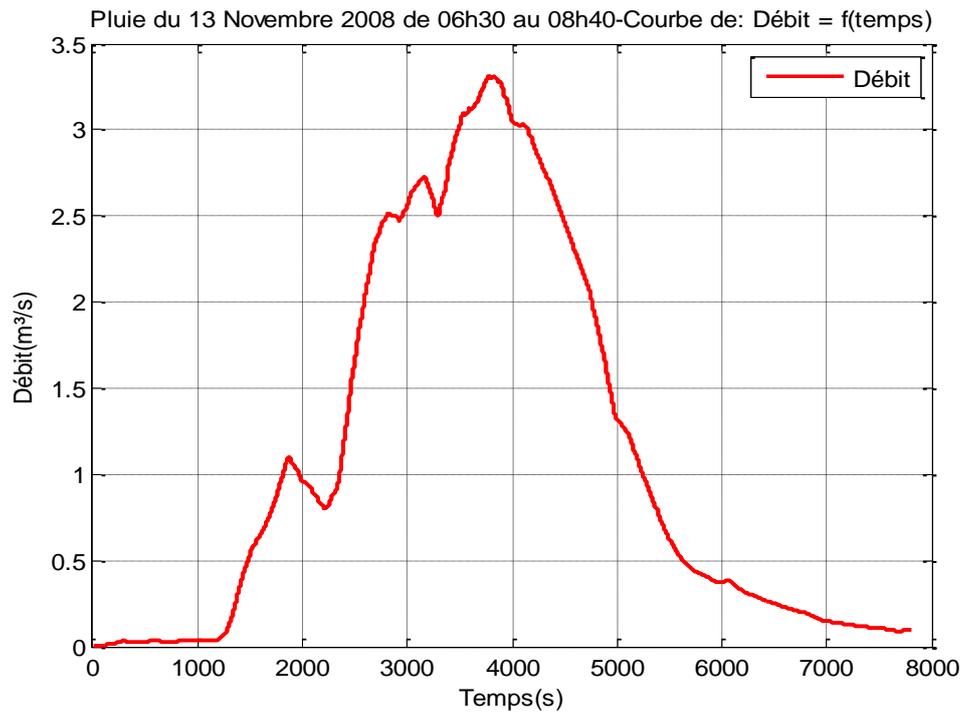


## Variation temporelle du nombre de Froude :

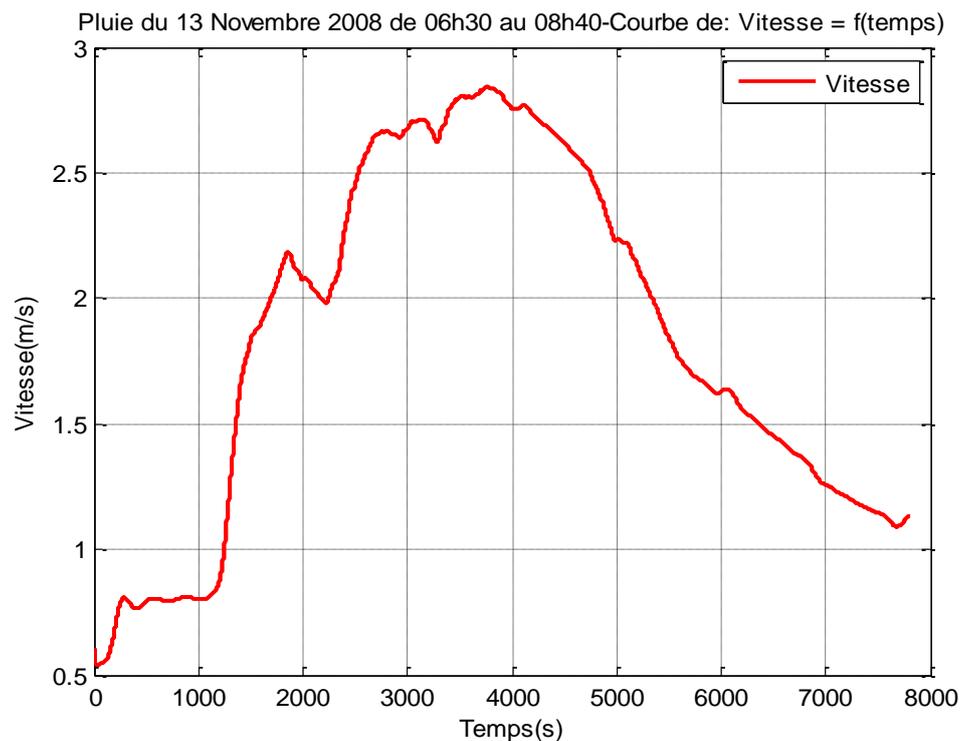


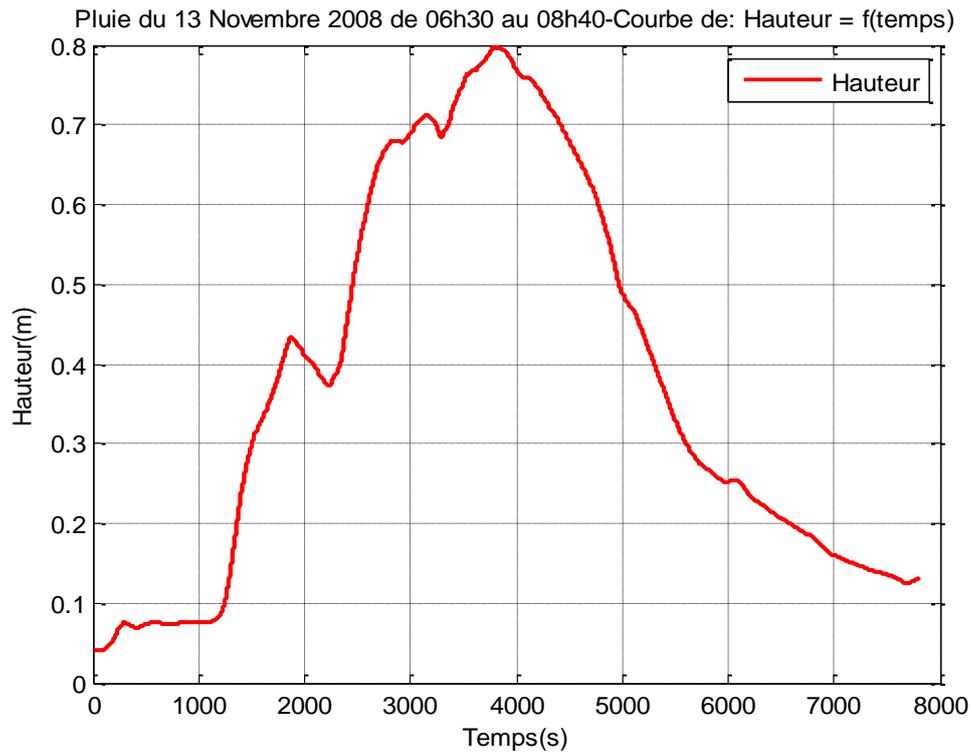
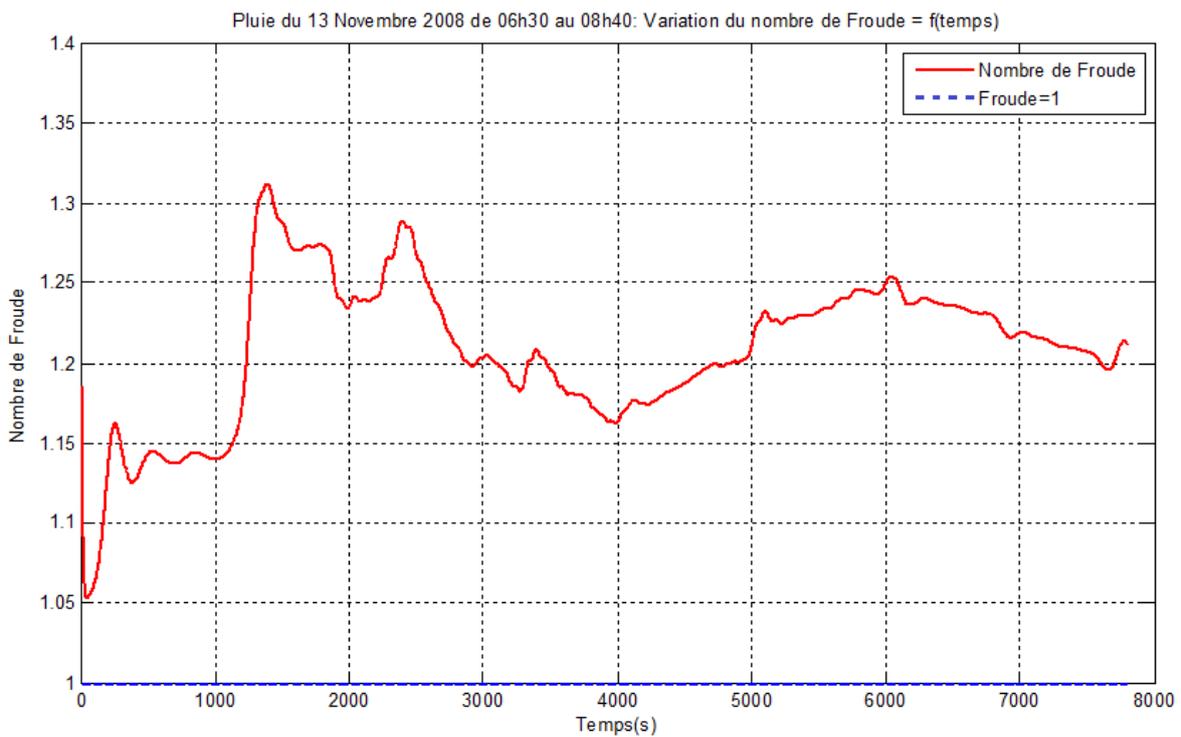
Tronçon A1-A2 :

Simulation du débit :



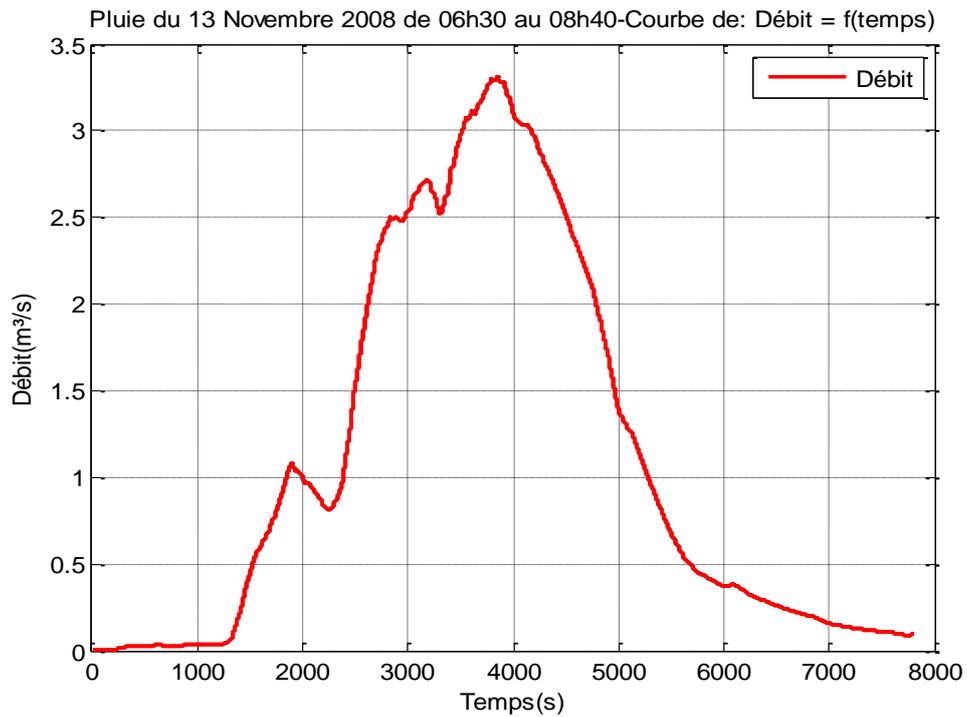
Simulation de la vitesse:



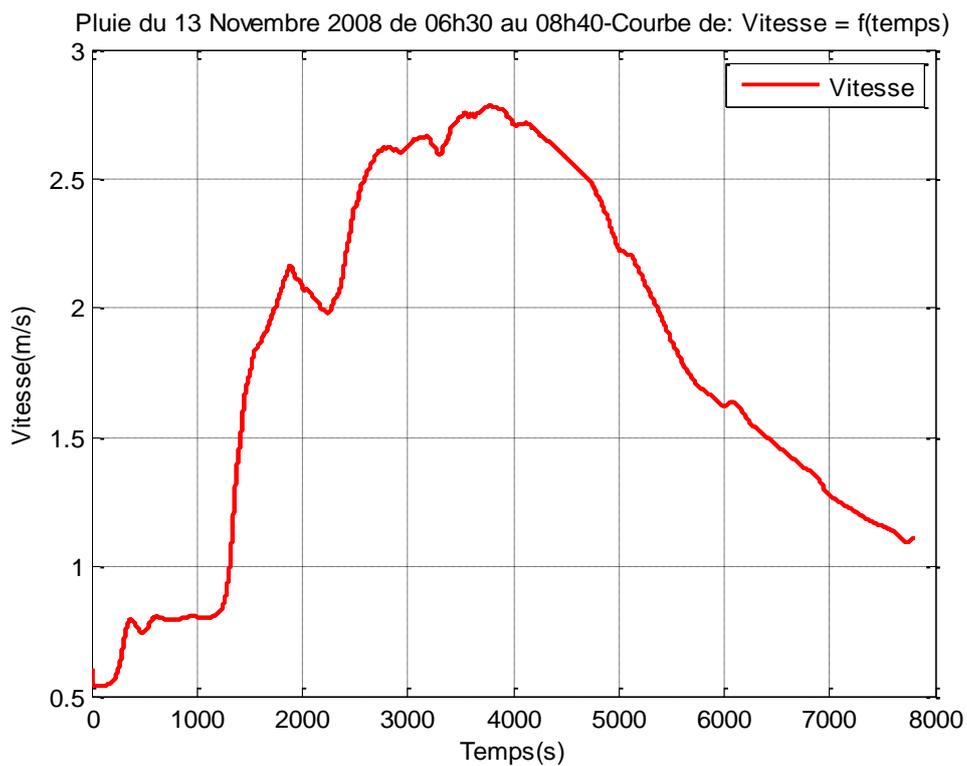
**Simulation de la hauteur:****Variation temporelle du nombre de Froude :**

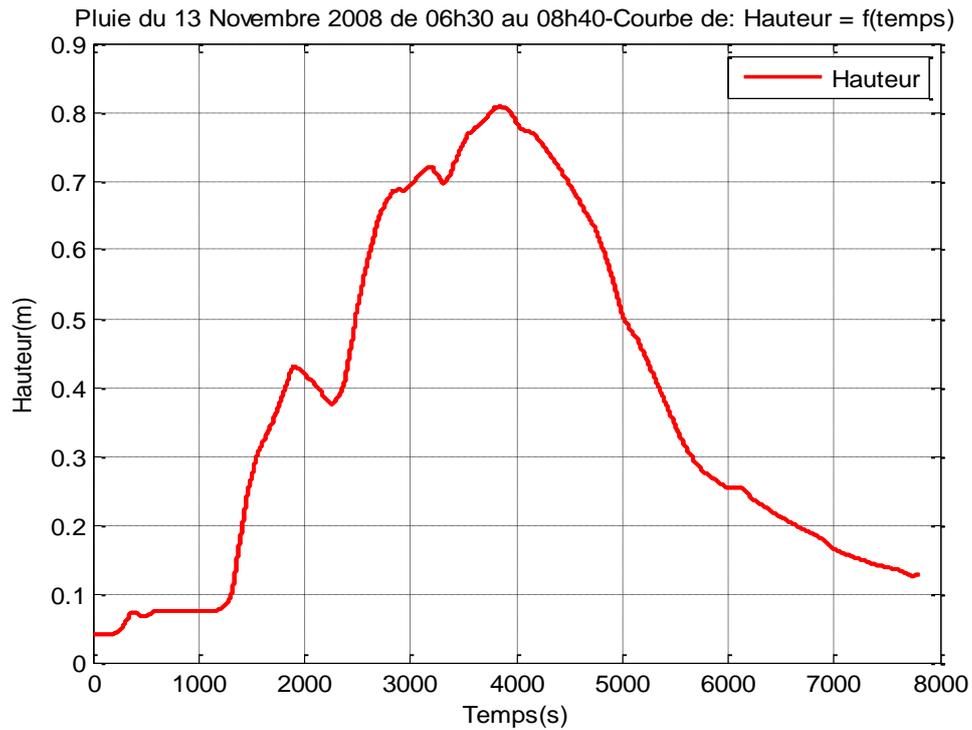
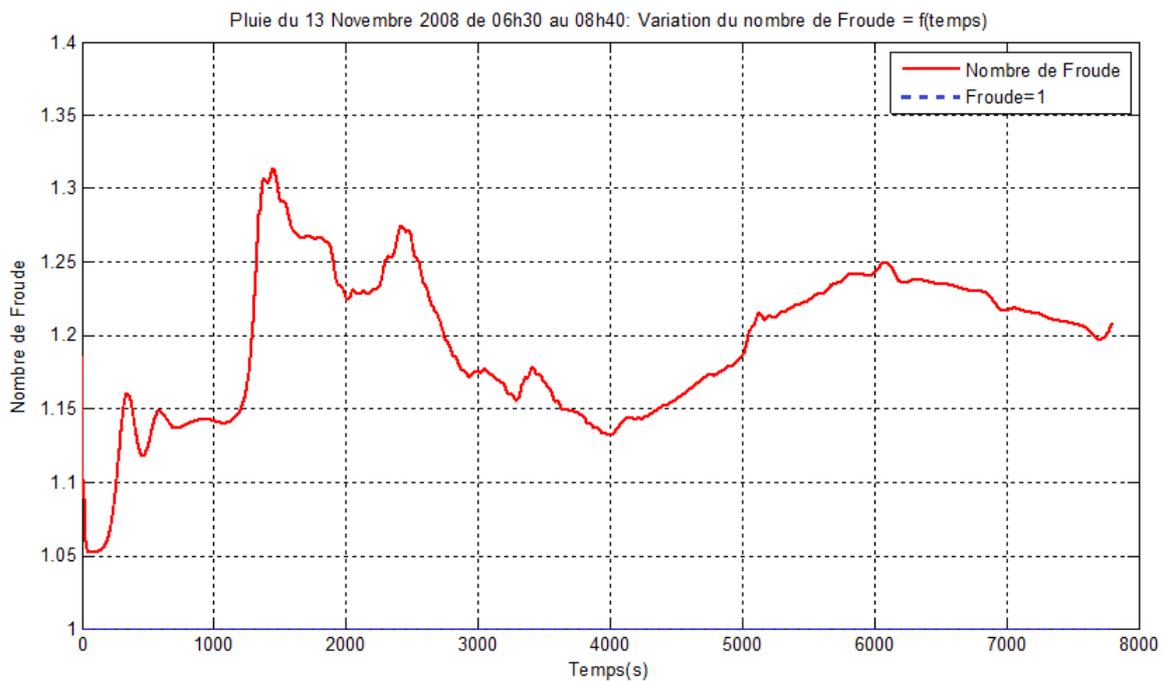
## Tronçon A2 –A3:

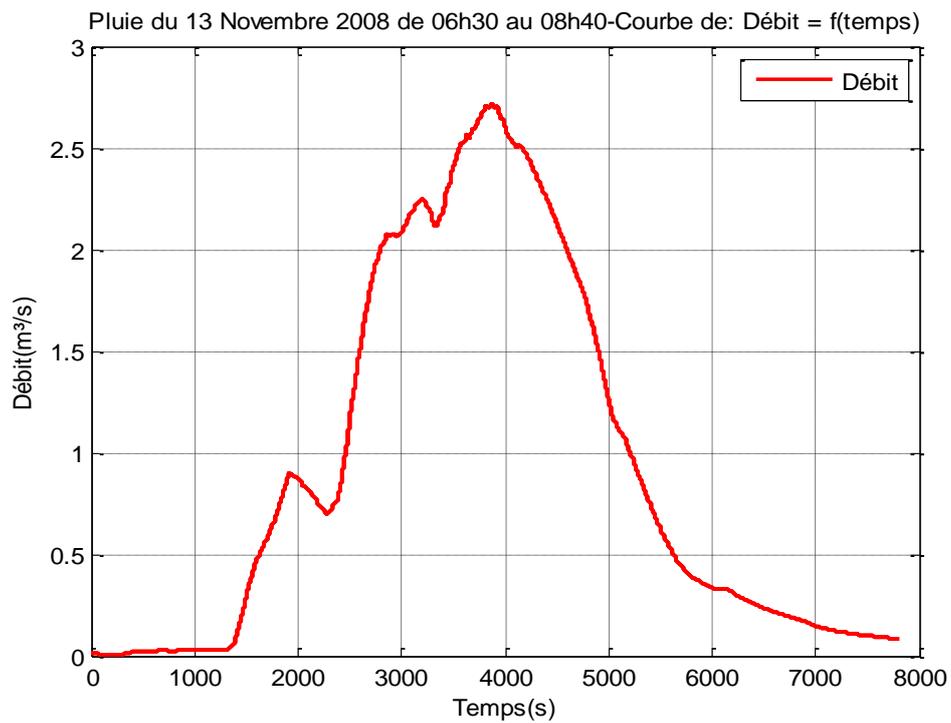
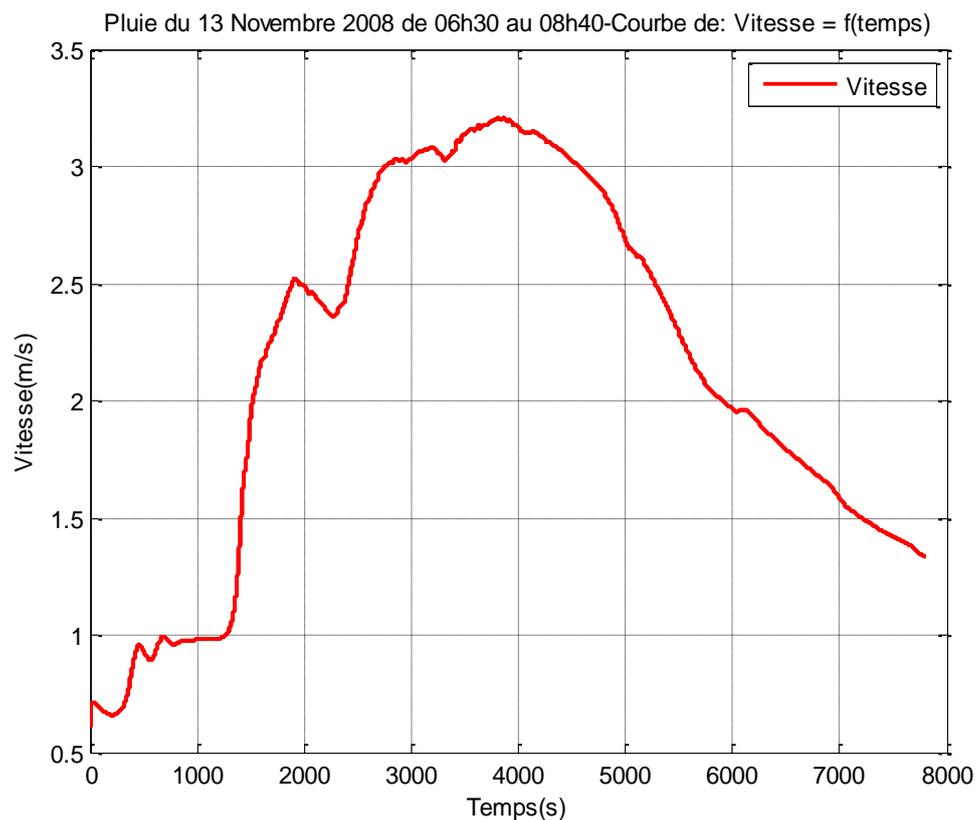
## Simulation du débit :



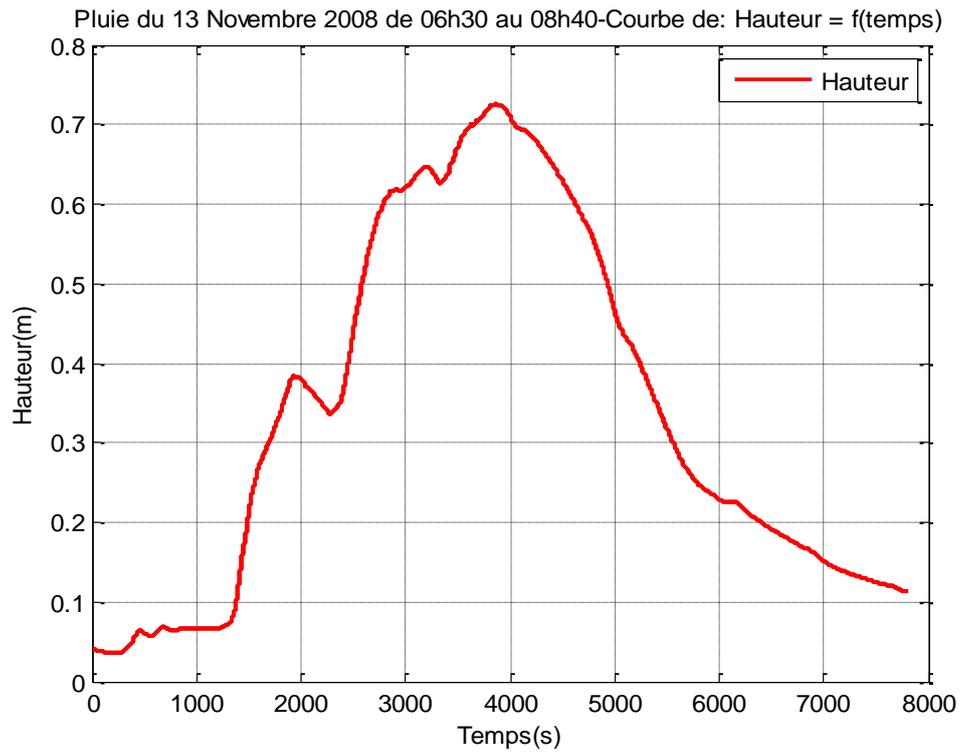
## Simulation de la vitesse :



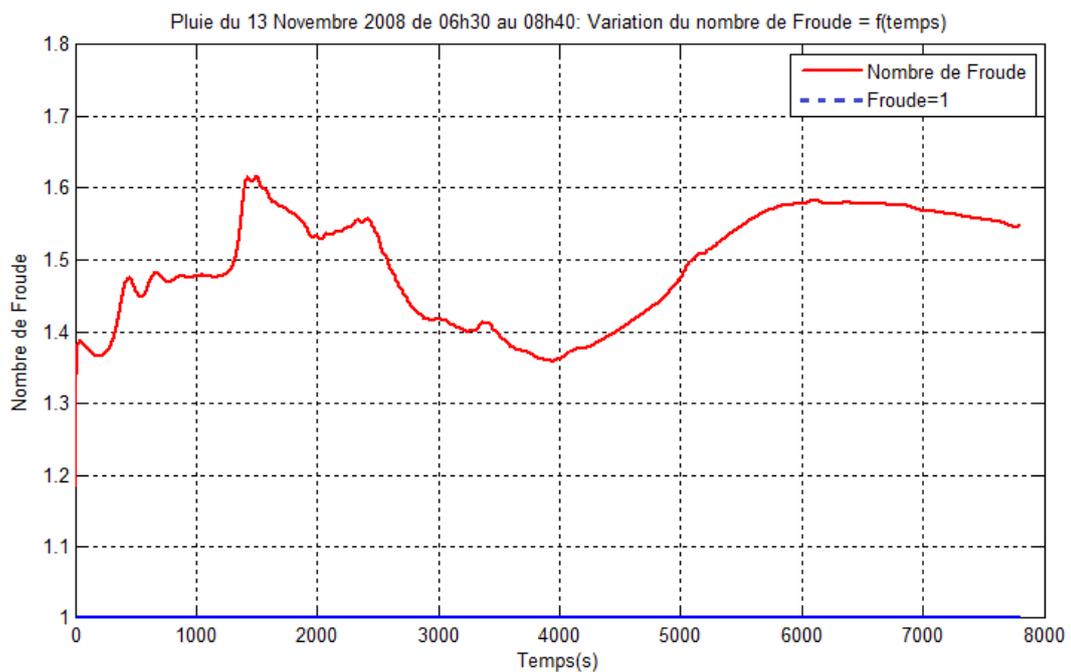
**Simulation de la hauteur :****Variation temporelle du nombre de Froude :**

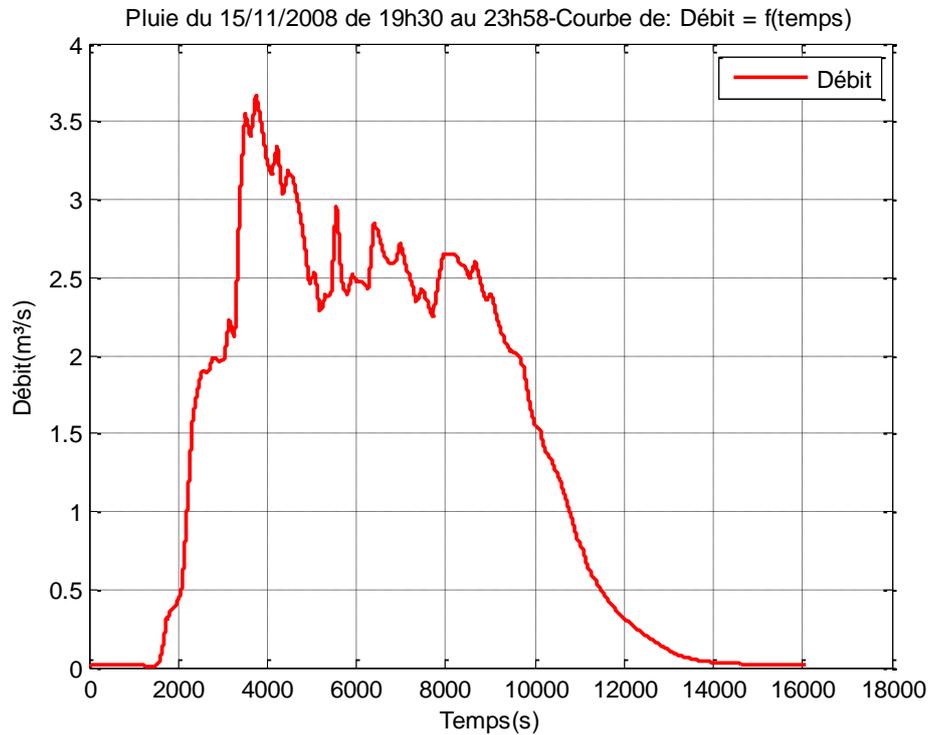
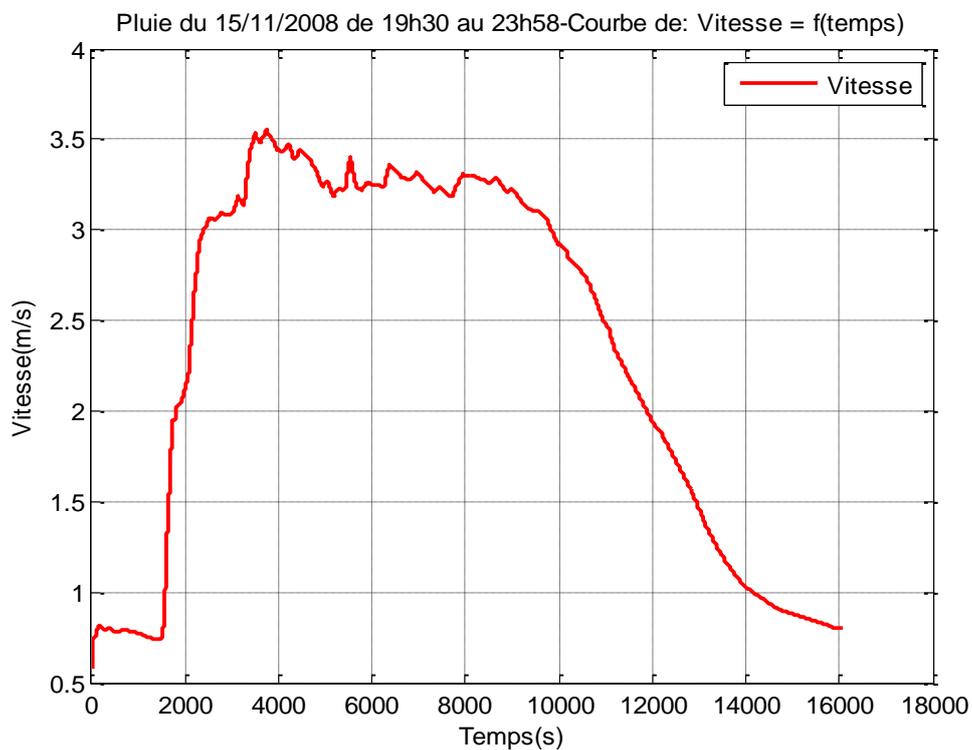
**Tronçon A3 –M1\_08:****Simulation du débit :****Simulation de la vitesse :**

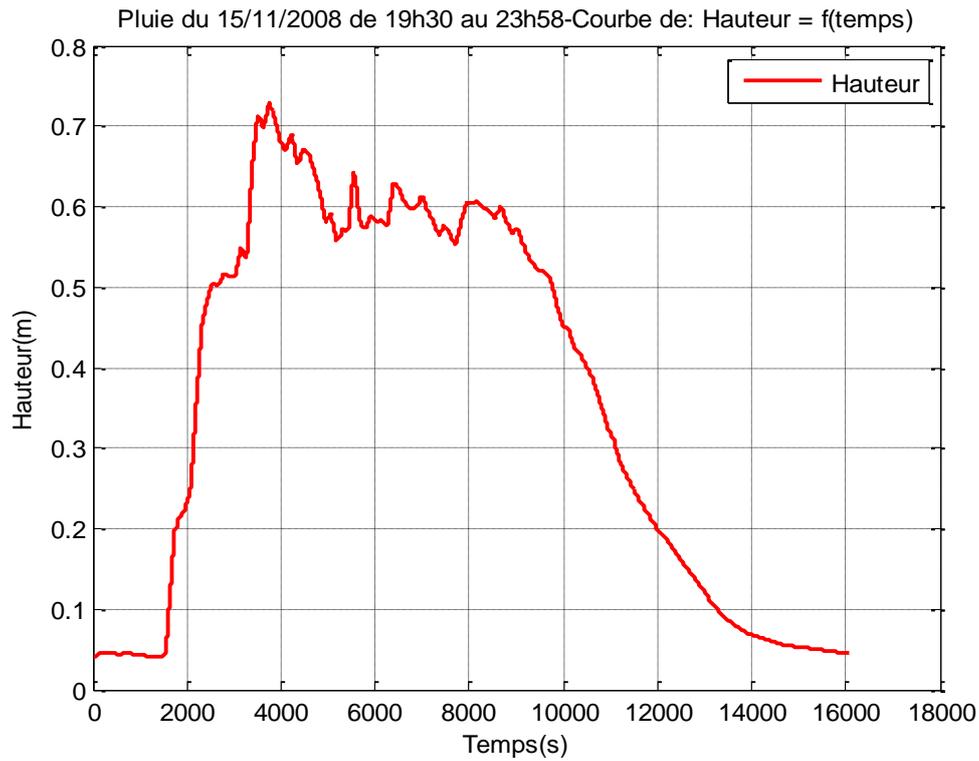
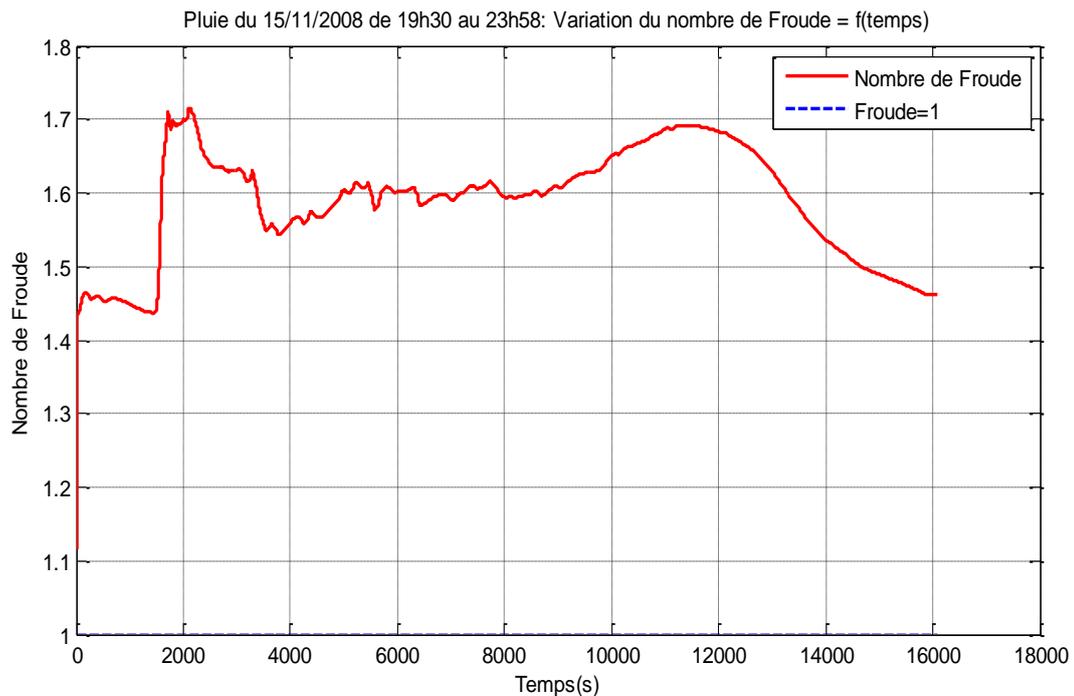
## Simulation de la hauteur :



## Variation temporelle du nombre de Froude :

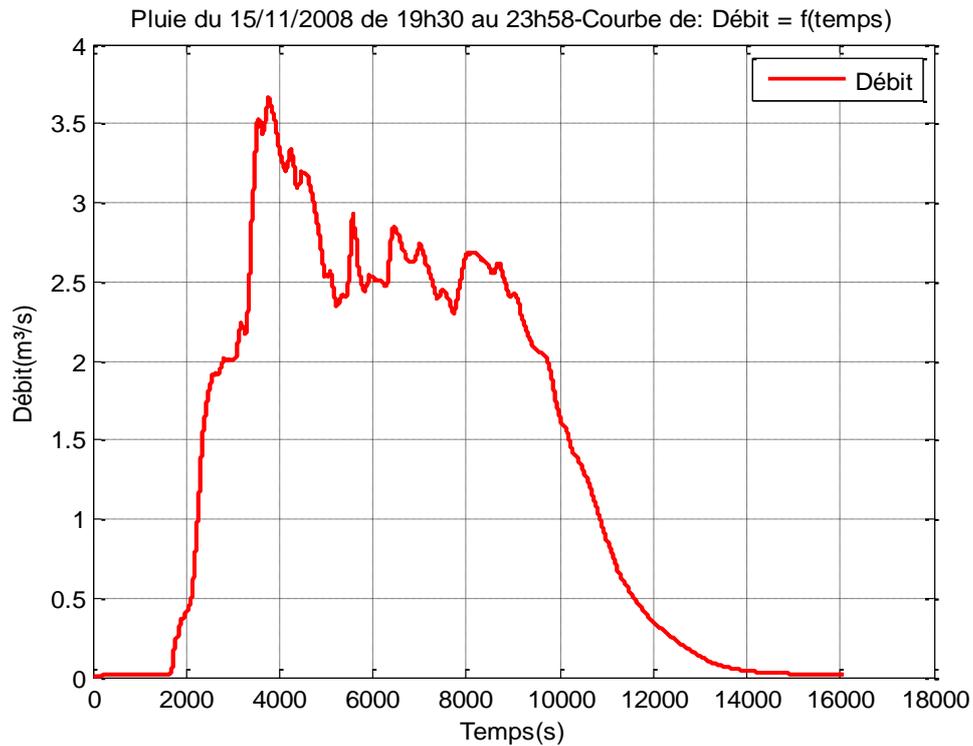


**Événement pluvieux du 15/11/2008****Tronçon M1\_06-A1 :****Simulation du débit :****Simulation de la vitesse:**

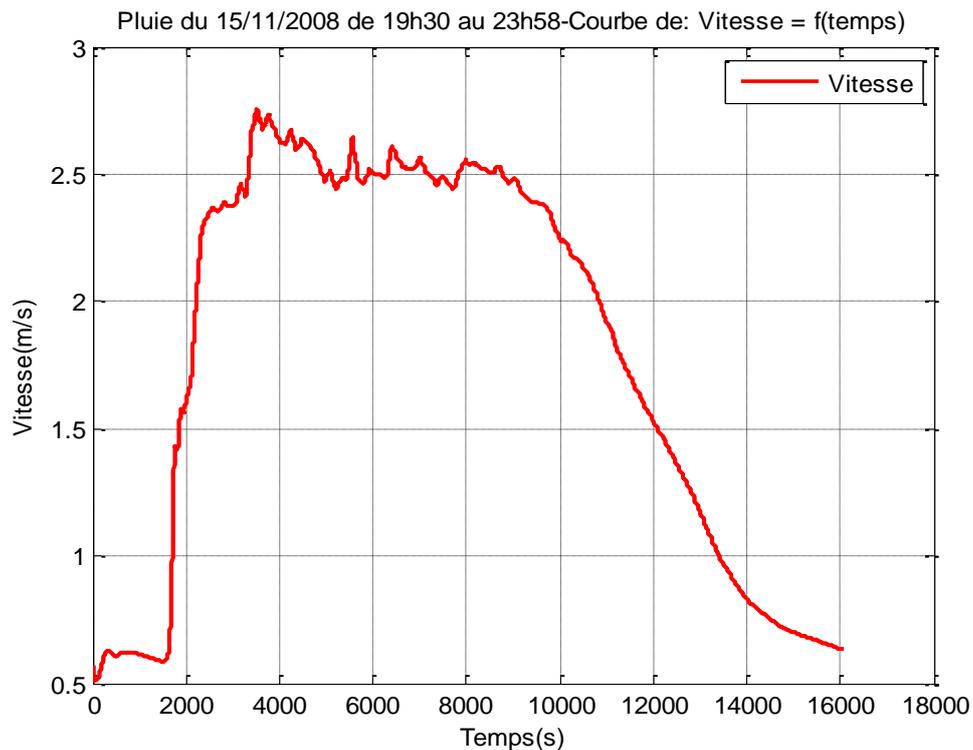
**Simulation de la hauteur:****Variation temporelle du nombre de Froude :**

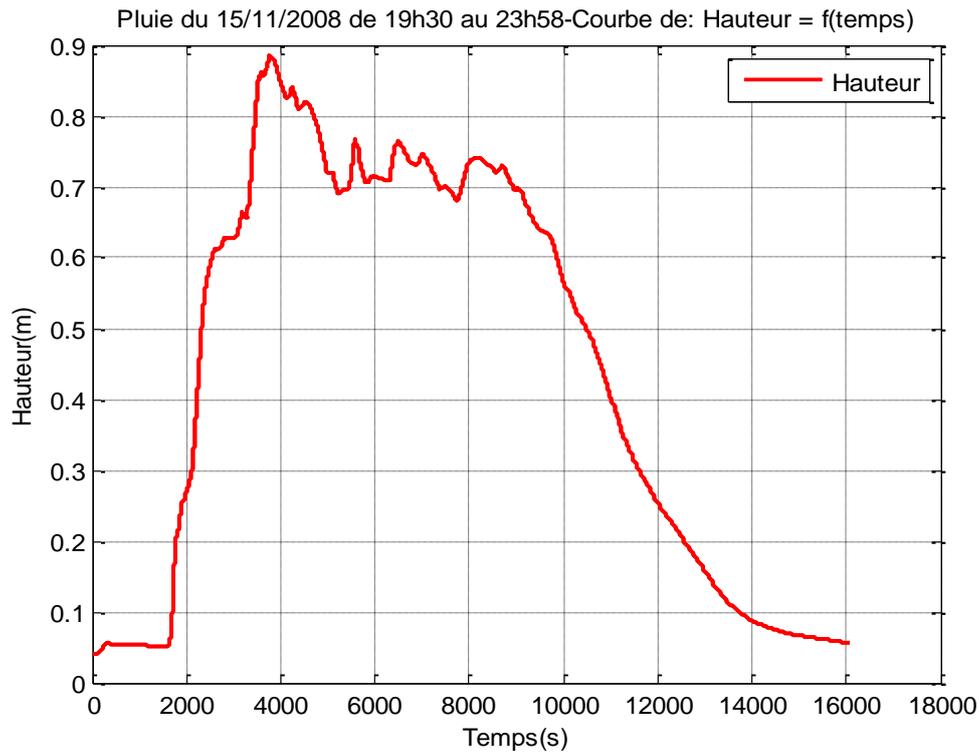
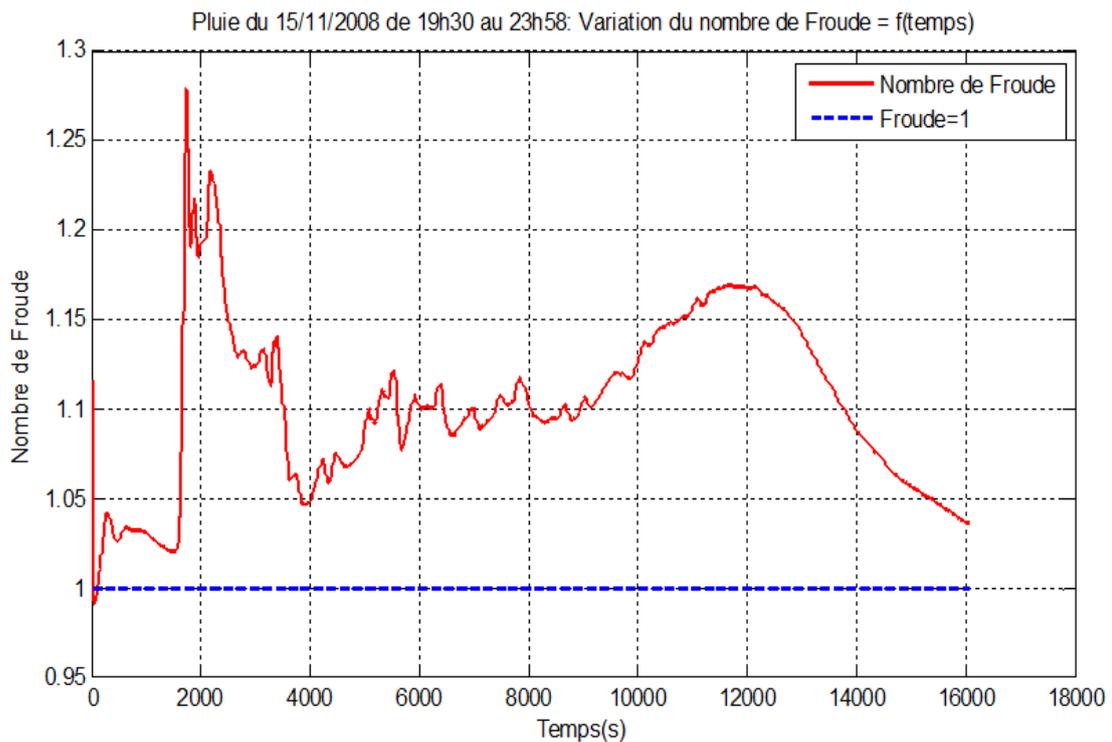
## Tronçon A1-A2:

## Simulation du débit :



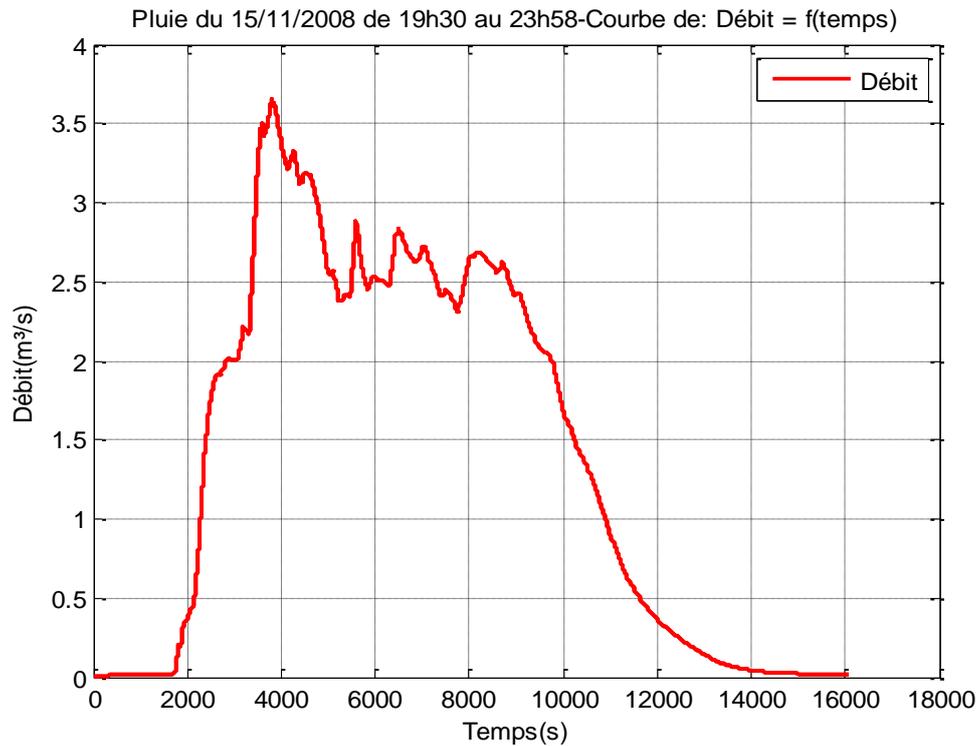
## Simulation de la vitesse:



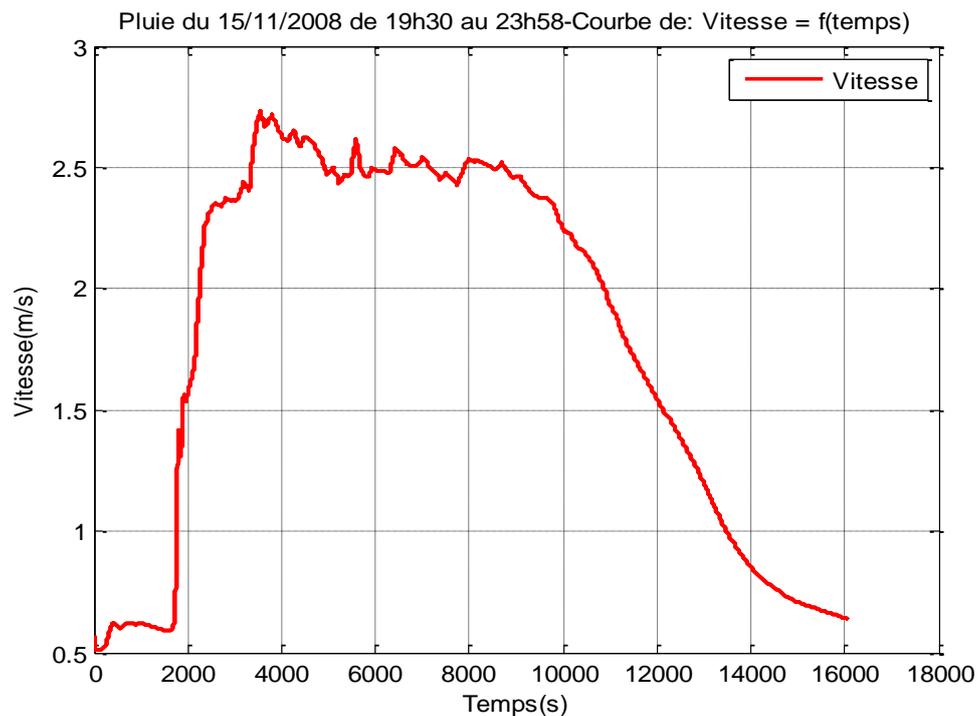
**Simulation de la hauteur:****Variation temporelle du nombre de Froude :**

## Tronçon A2 –A3:

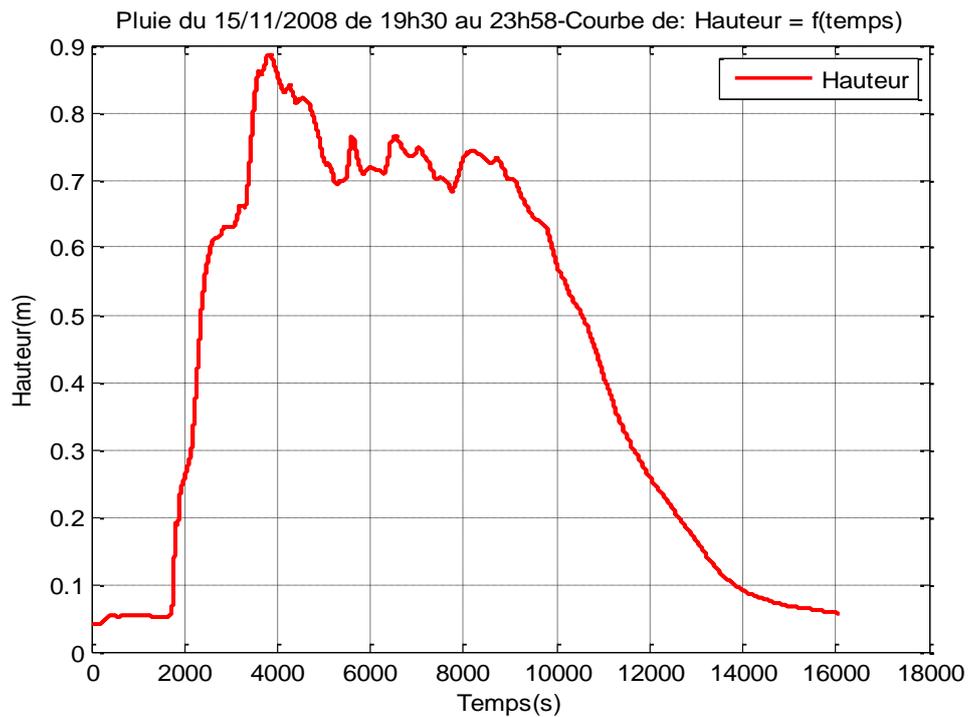
## Simulation du débit :



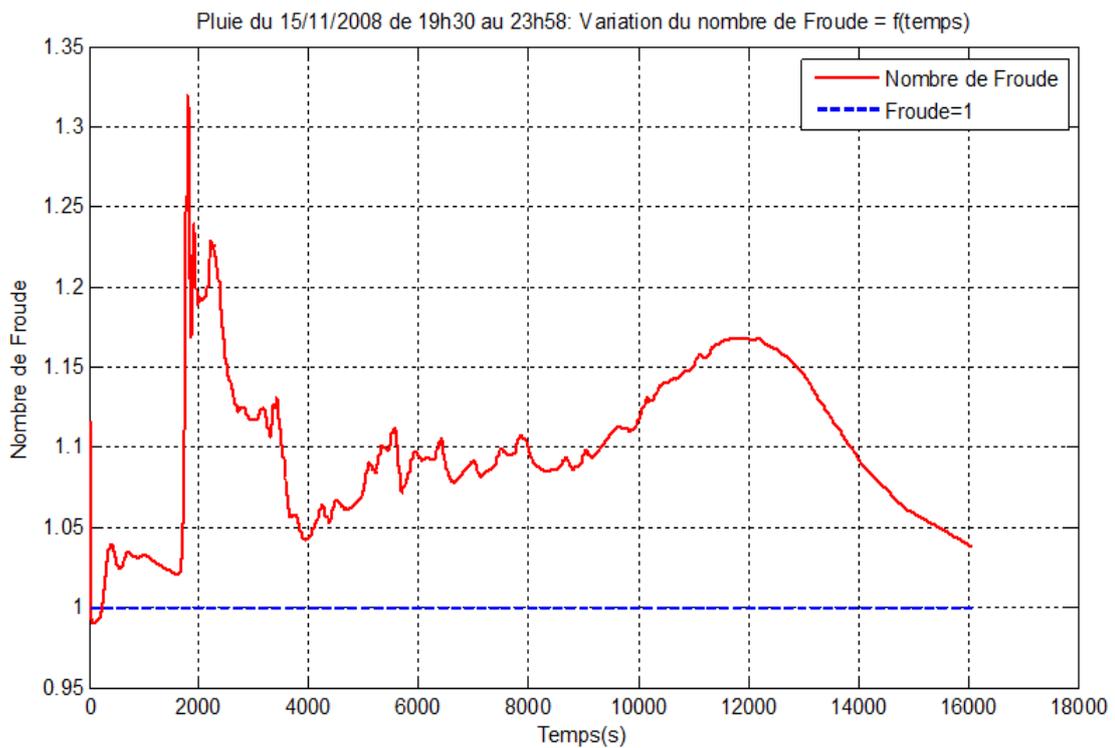
## Simulation de la vitesse :

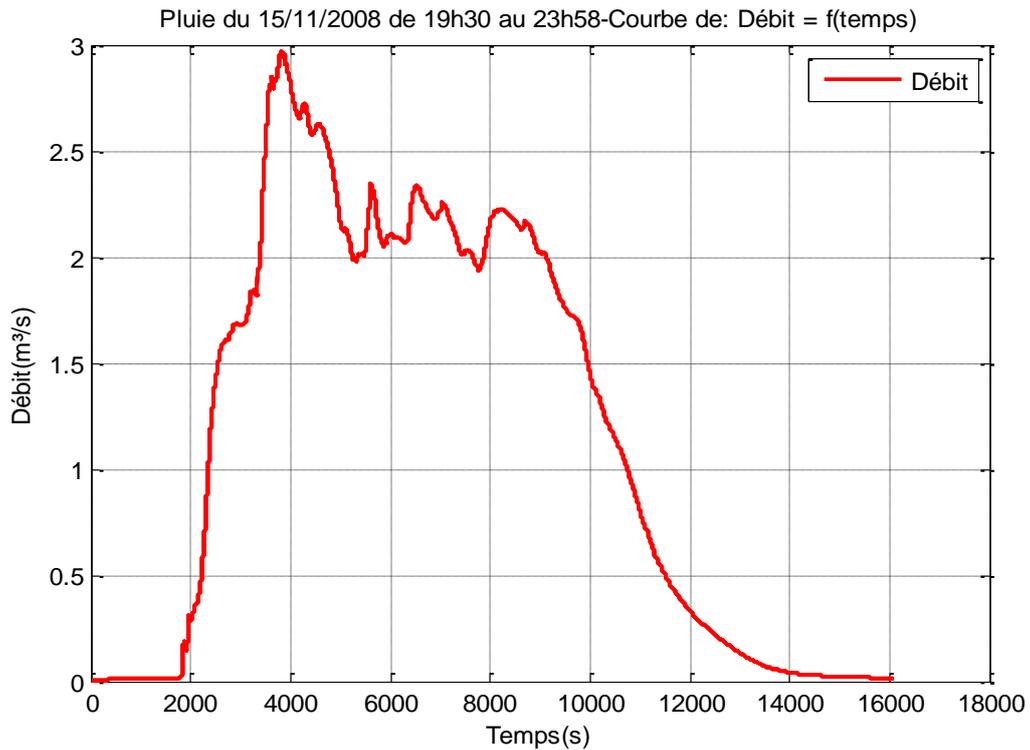
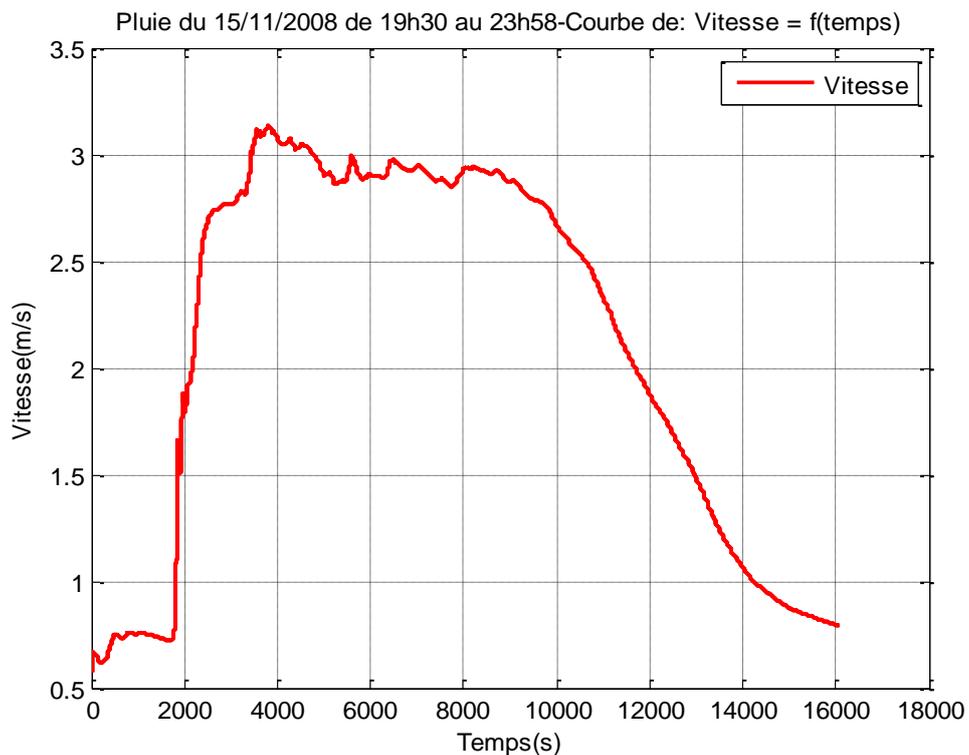


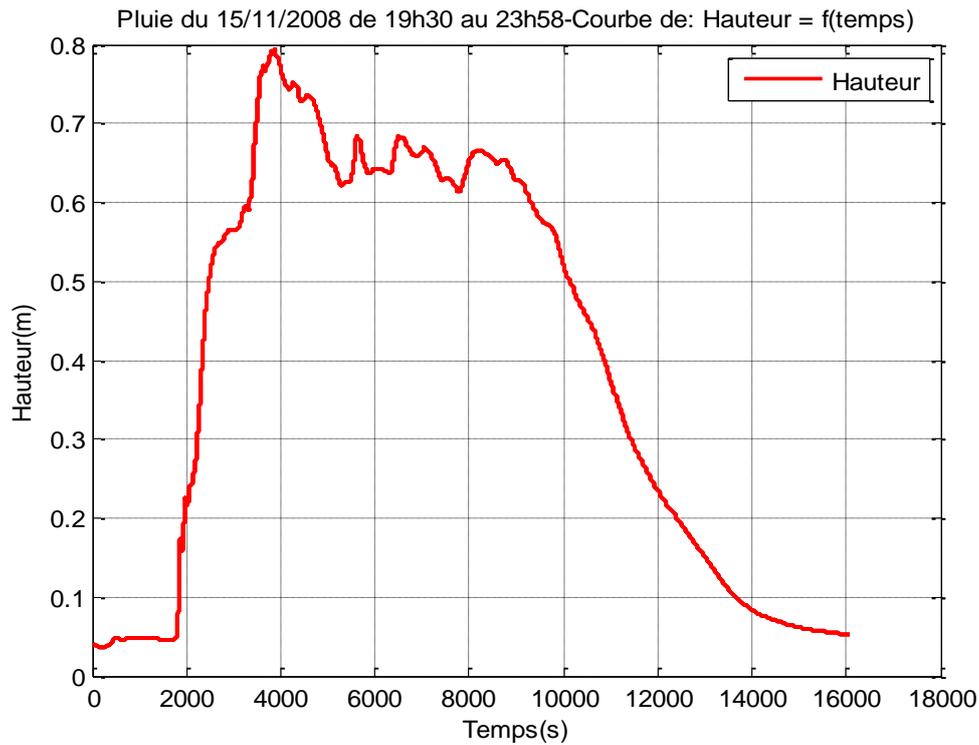
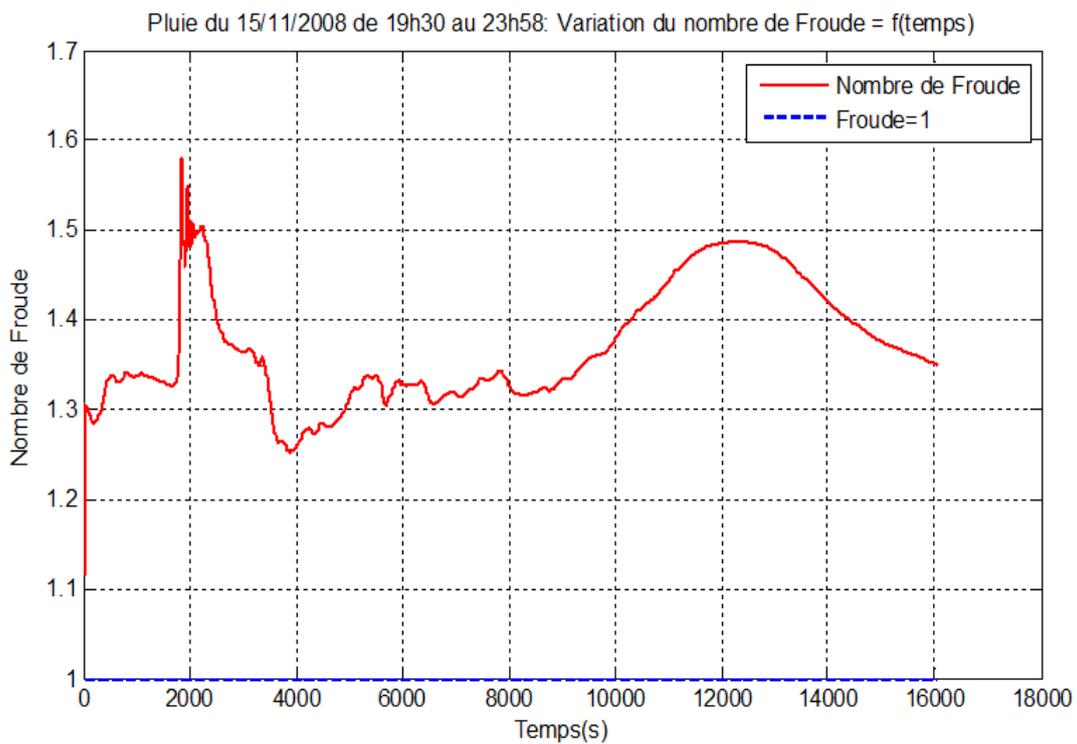
## Simulation de la hauteur :

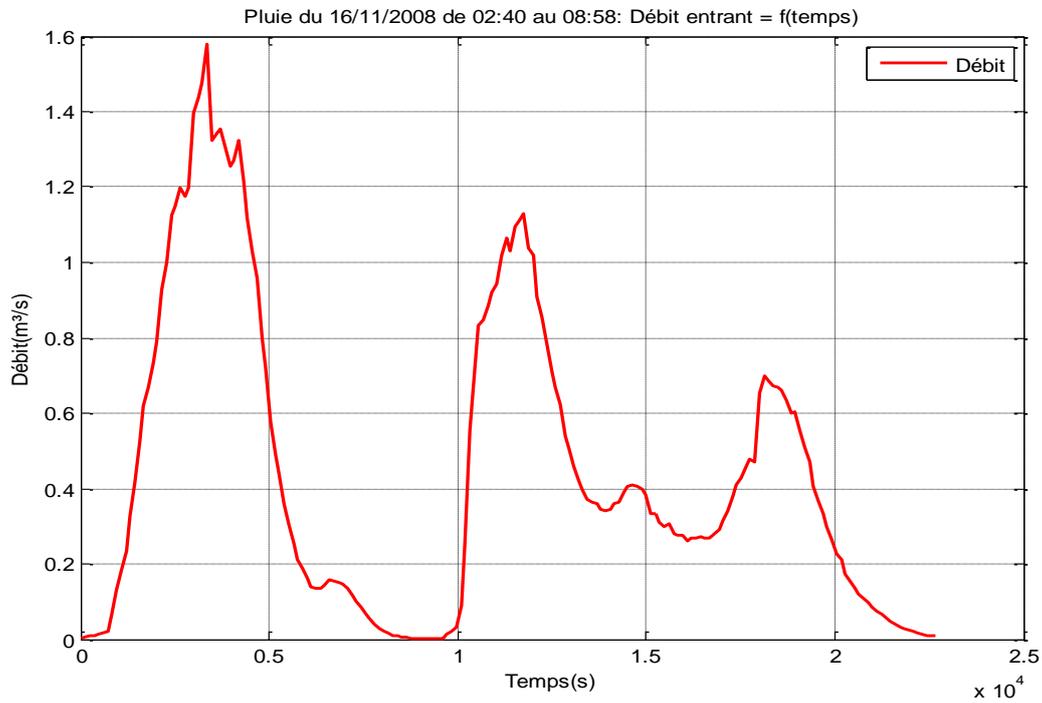
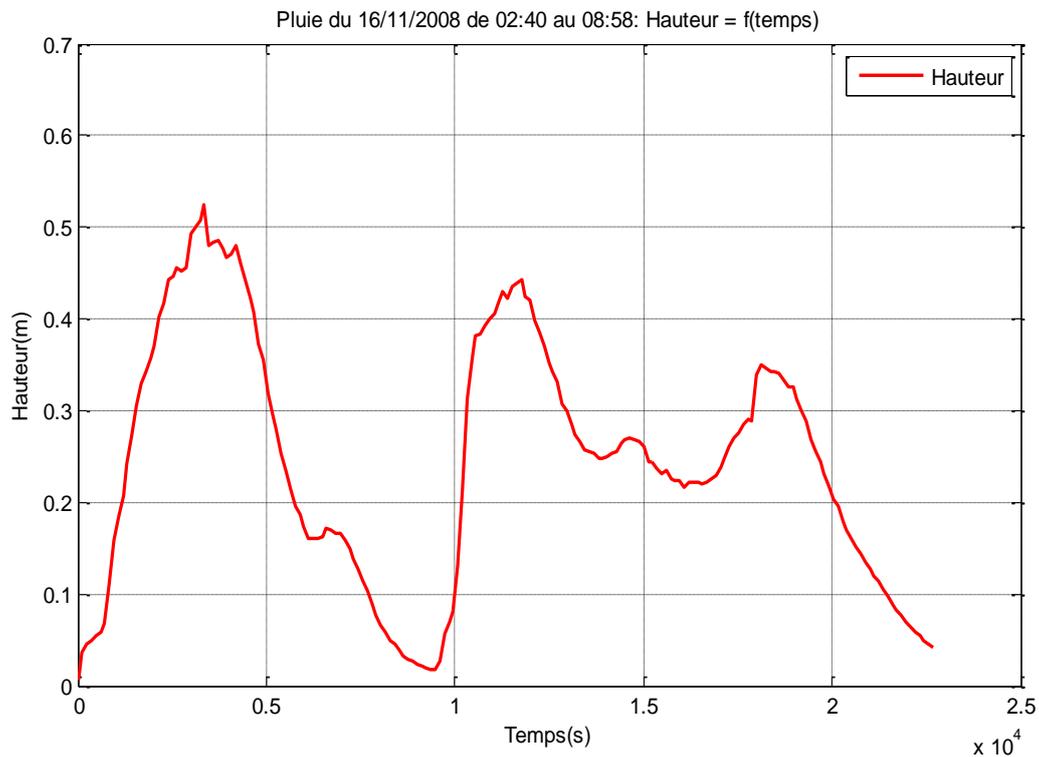


## Variation temporelle du nombre de Froude :

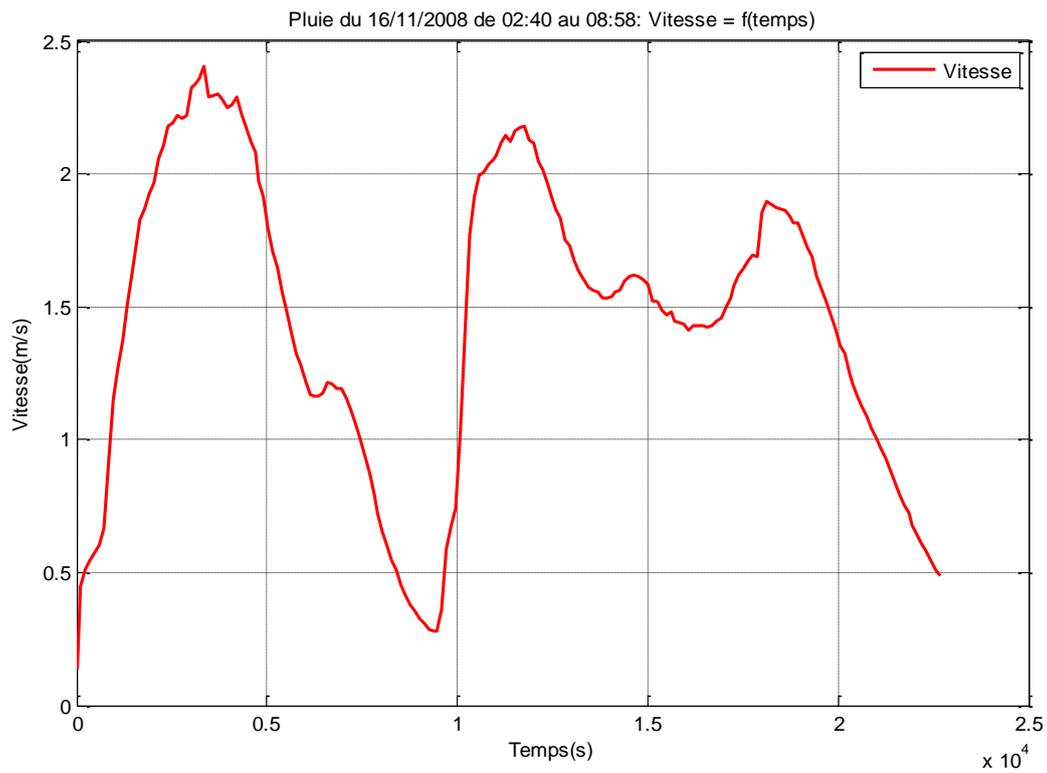


**Tronçon A3 –M1\_08:****Simulation du débit :****Simulation de la vitesse :**

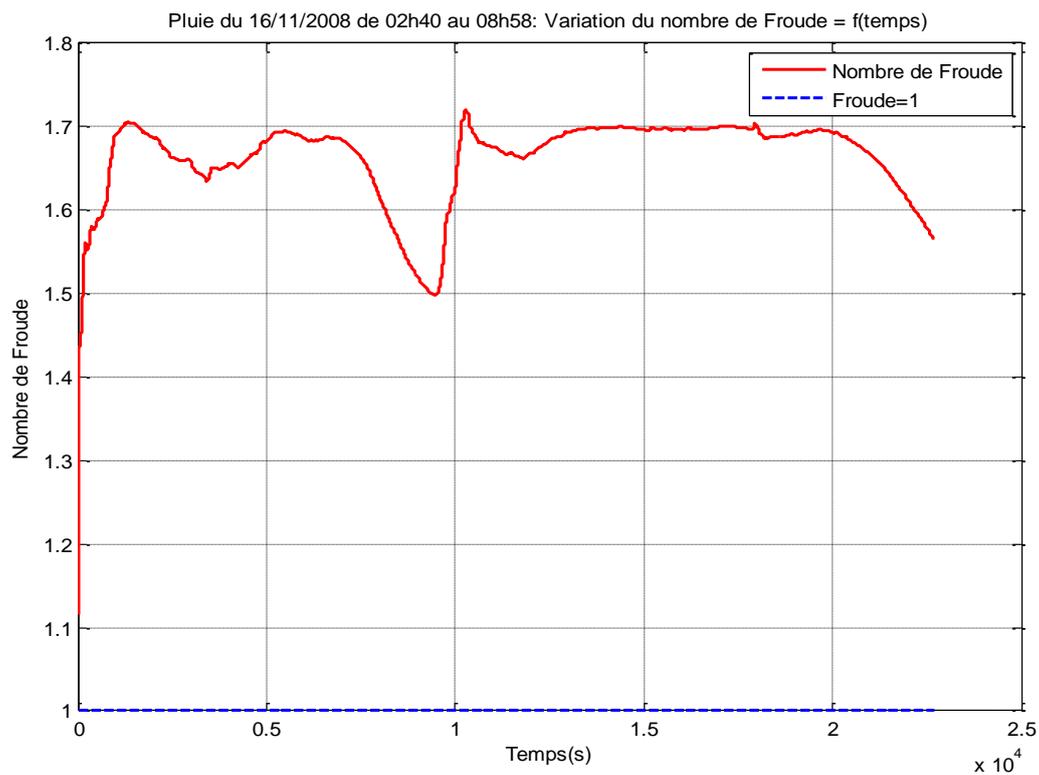
**Simulation de la hauteur :****Variation temporelle du nombre de Froude :**

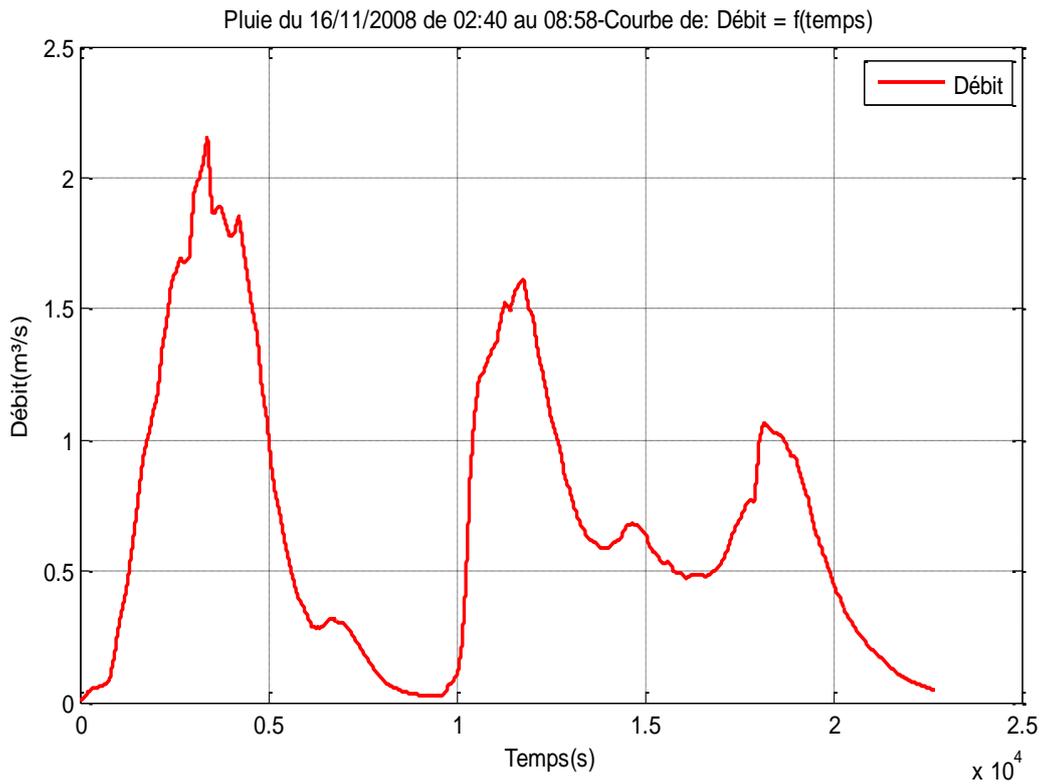
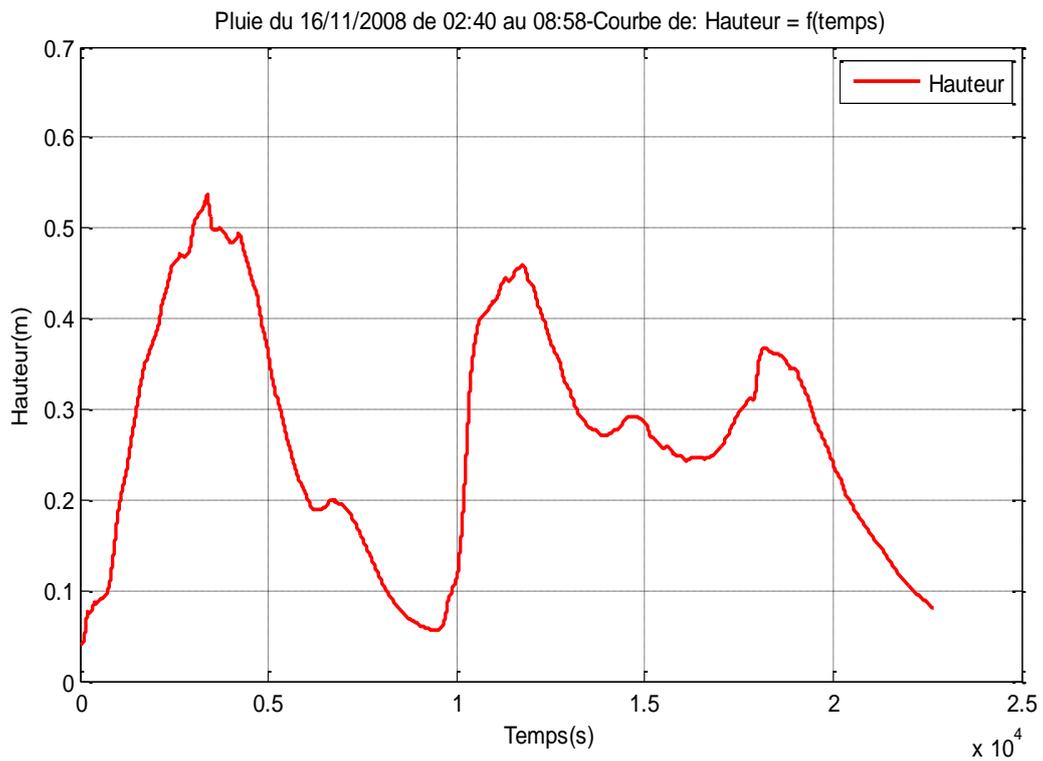
**Événement pluvieux du 16/11/2008****Tronçon M1\_06-A1 :****Simulation du débit :****Simulation de la hauteur :**

## Simulation de la vitesse :

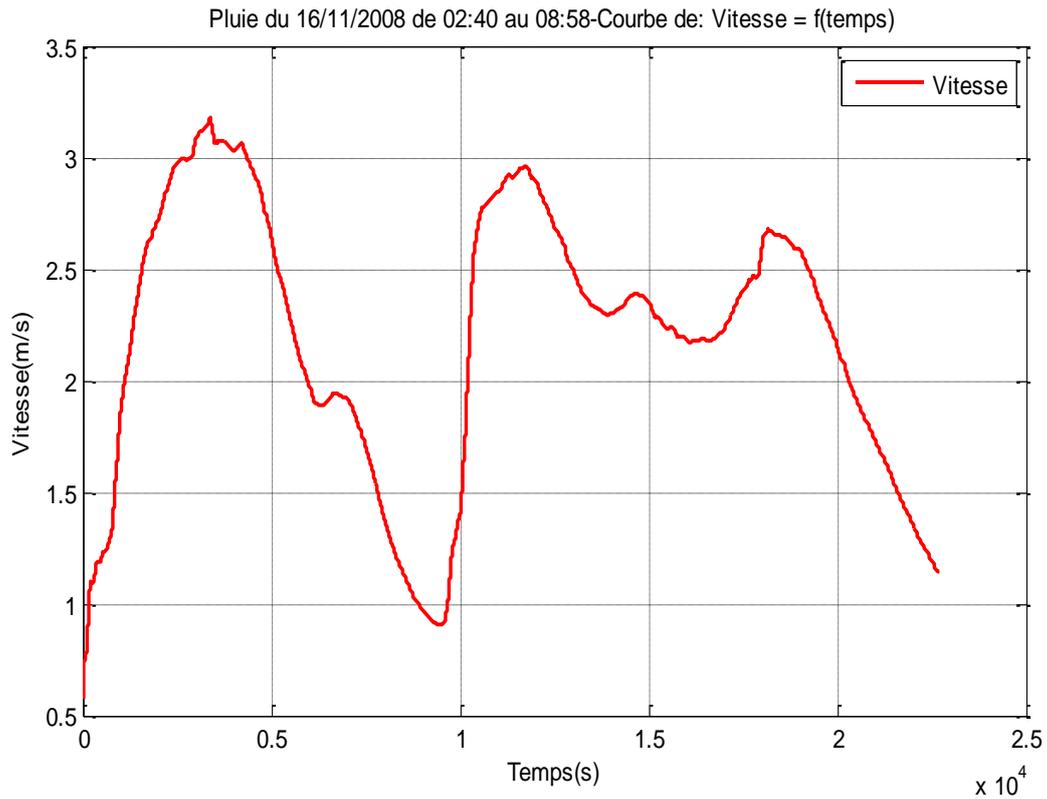


## Variation temporelle du nombre de Froude :

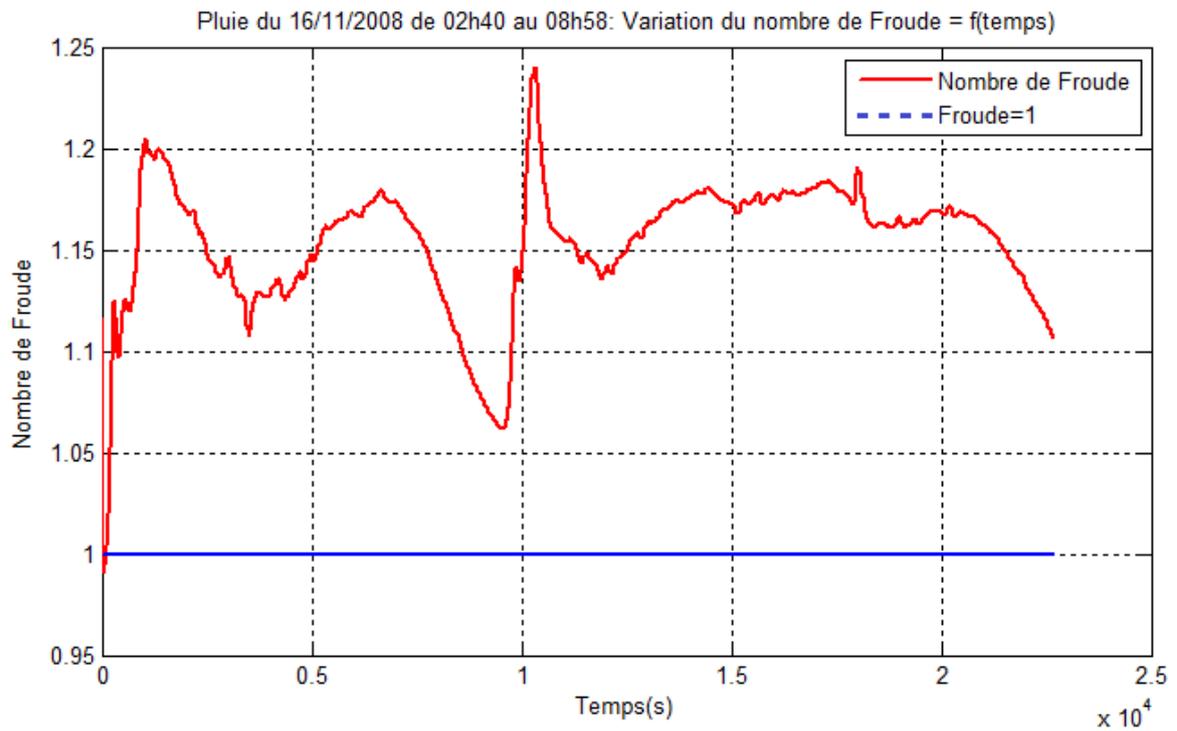


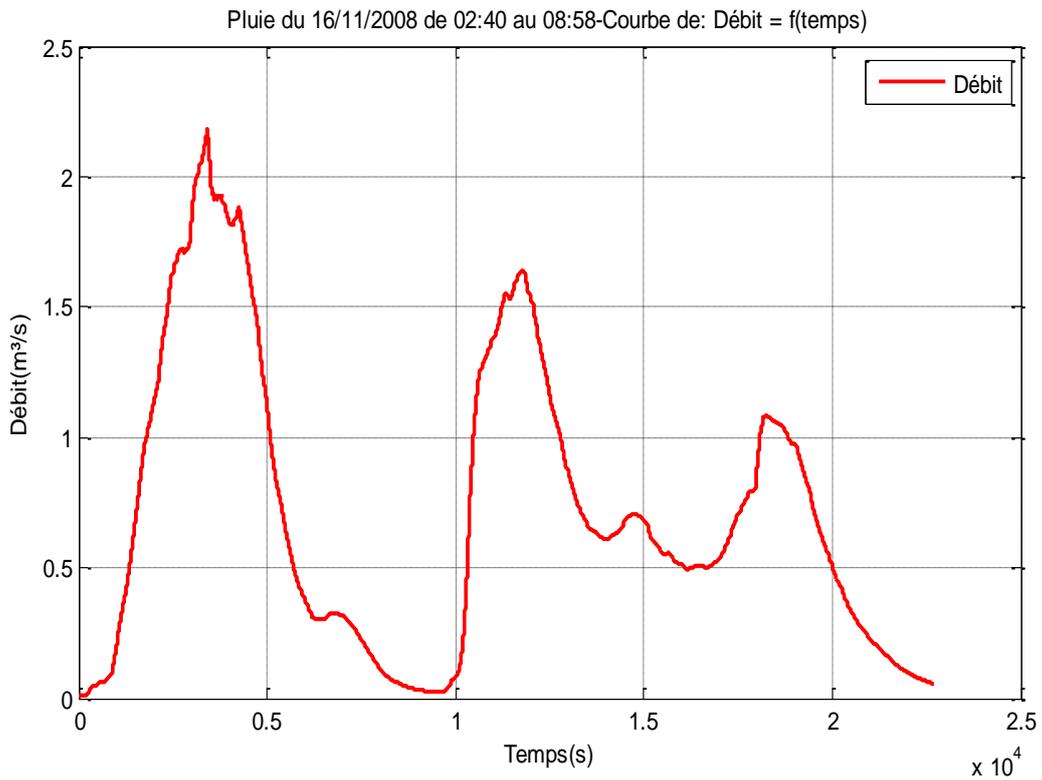
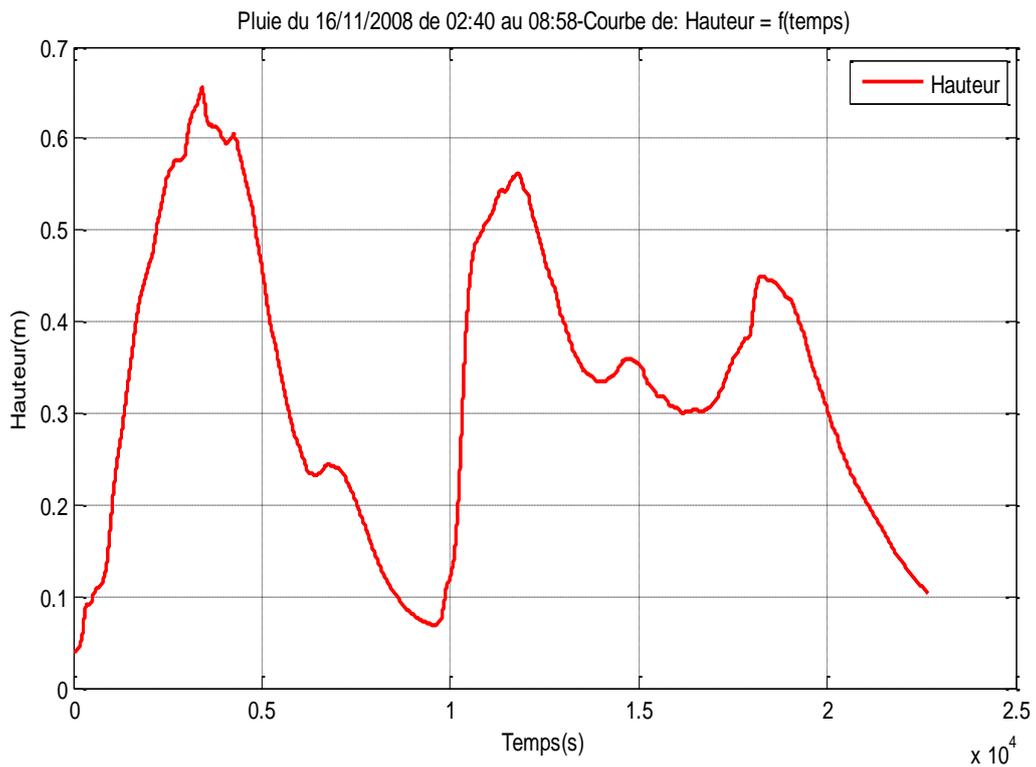
**Tronçon A1–A2:****Simulation du débit :****Simulation de la hauteur:**

## Simulation de la vitesse:

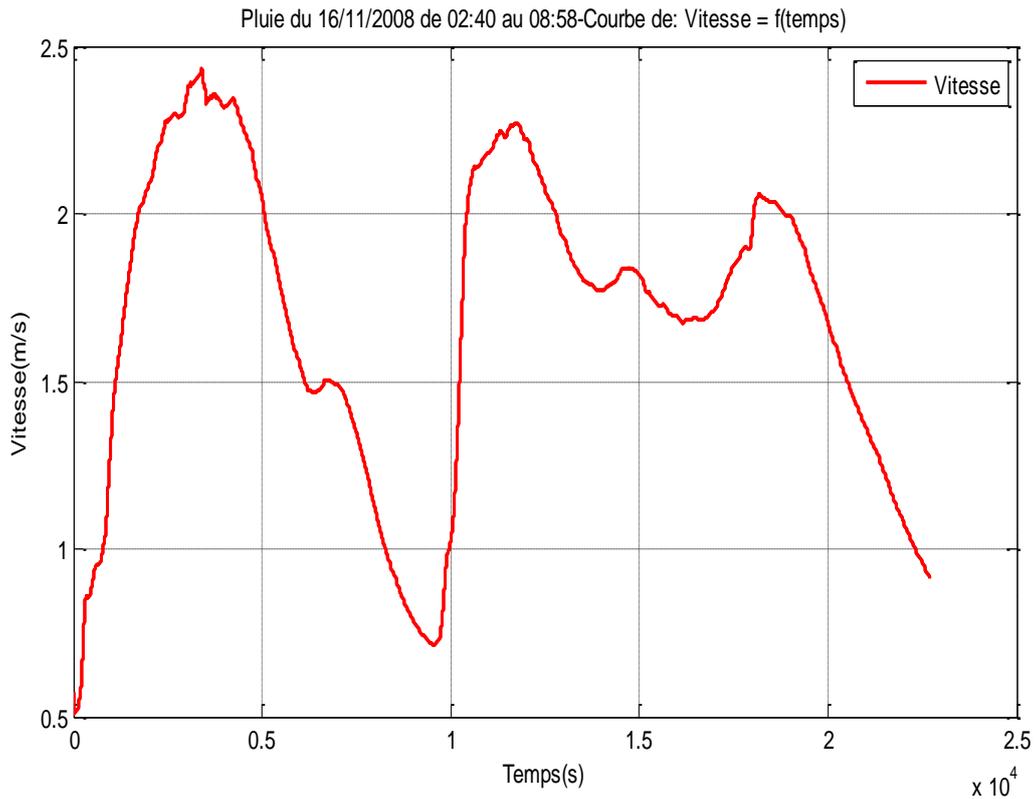


## Variation temporelle du nombre de Froude :

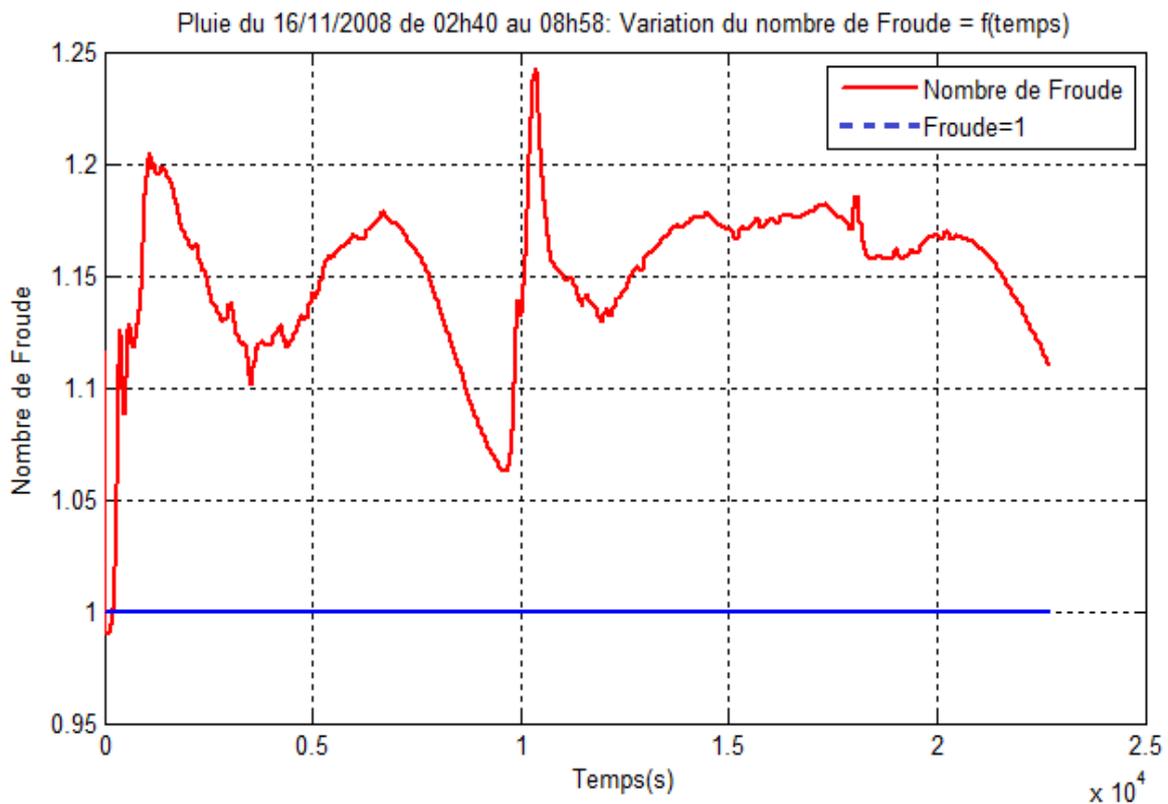


**Tronçon A2 –A3:****Simulation du débit :****Simulation de la hauteur:**

## Simulation de la vitesse:

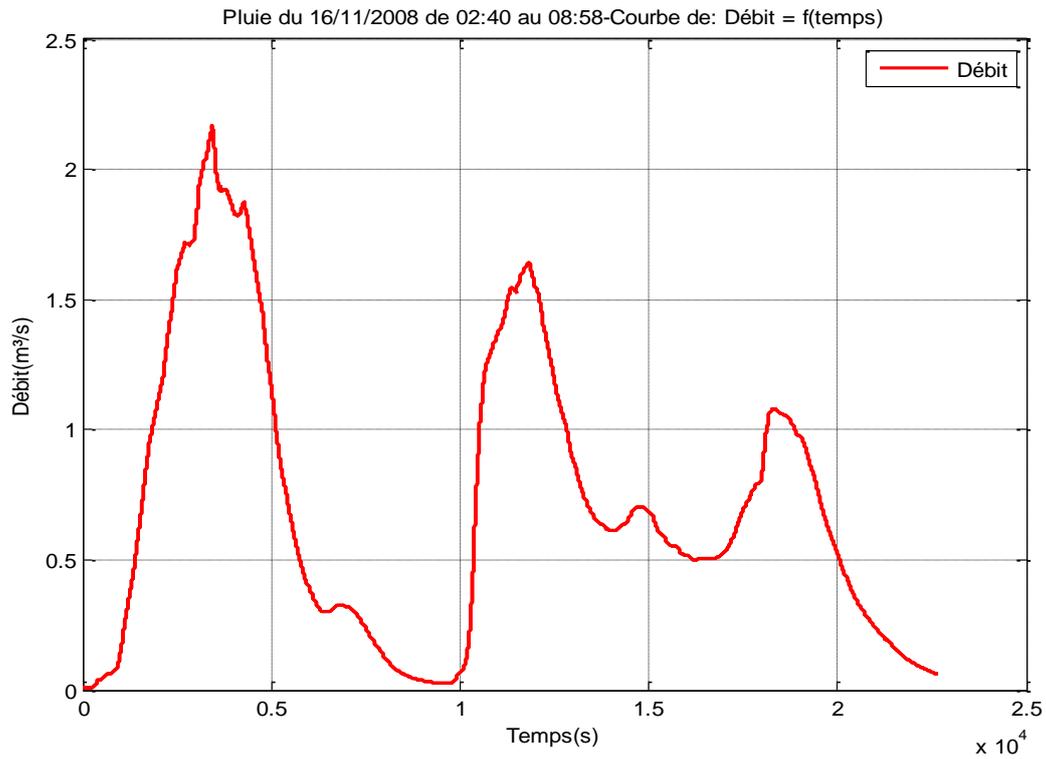


## Variation temporelle du nombre de Froude :

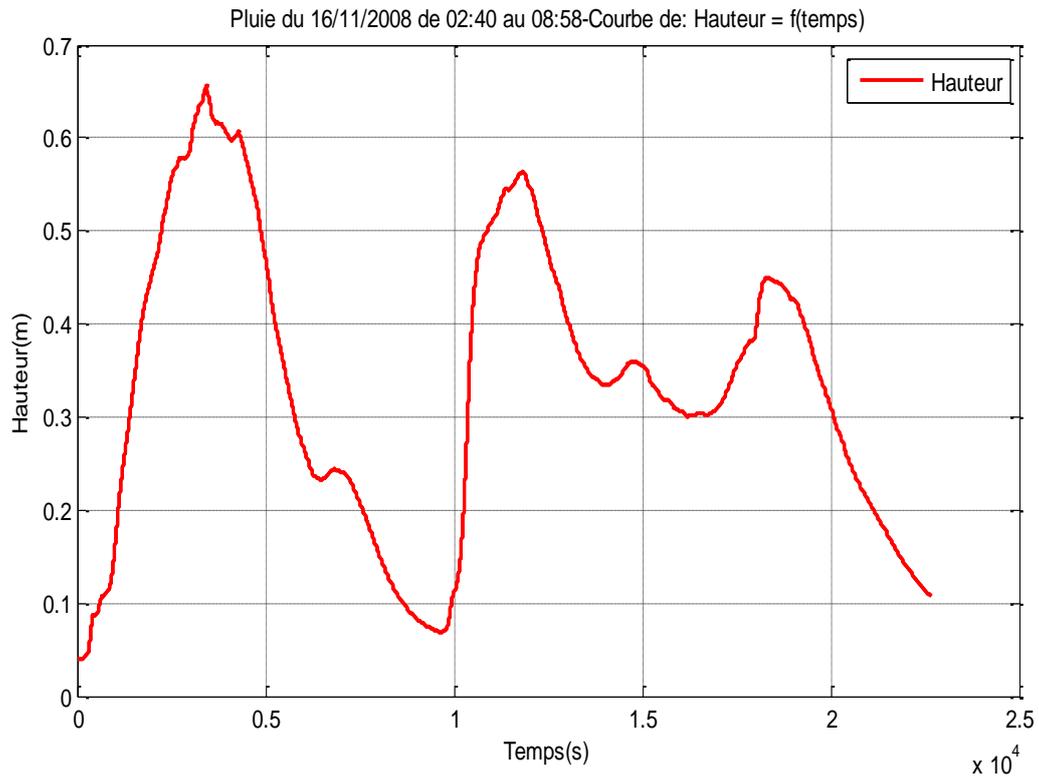


## Tronçon A3 –M1\_08:

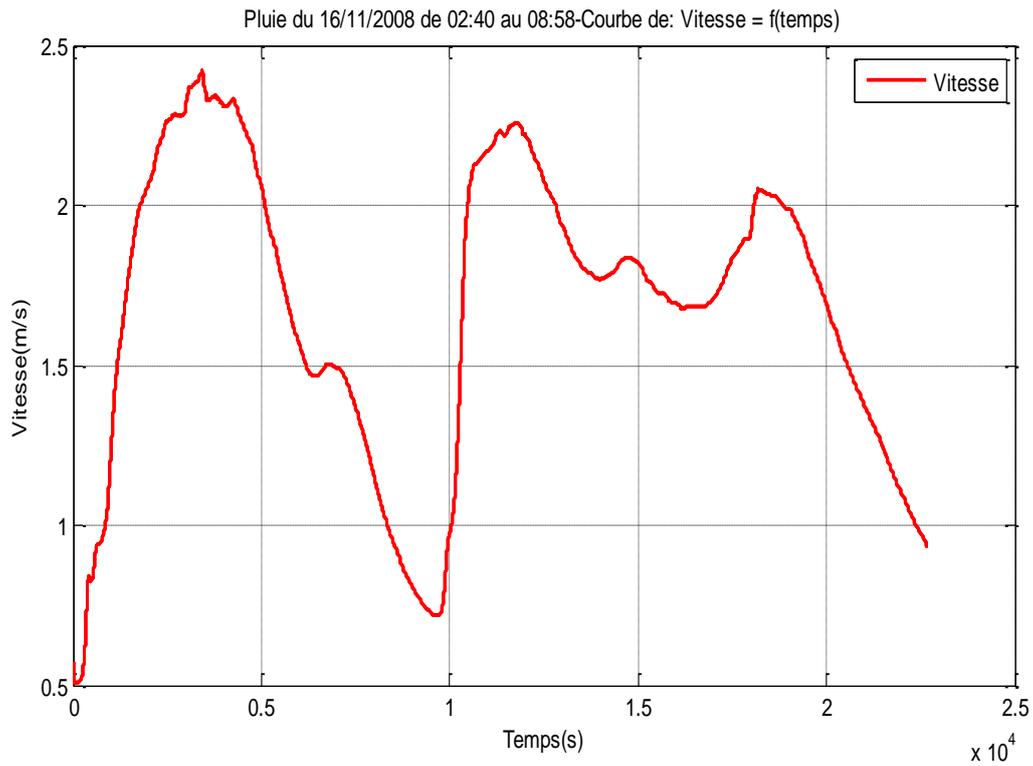
## Simulation du débit :



## Simulation de la hauteur :



## Simulation de la vitesse :



## Variation temporelle du nombre de Froude :

