

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE ABDERRAHMANE MIRA –BEJAIA  
FAULTE DE TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE



# Mémoire

Présenté par :

**M<sup>me</sup> BRAHAMI Daura**

*Pour l'obtention du diplôme de Magister*

Filière : Hydraulique

Option : Hydraulique Générale

Thème

## Simulation de l'écoulement dans un réseau d'assainissement- Application à un cas réel

**Soutenue le 05/12/2015**

**Devant les jurys :**

Mr TAHAKOURT	Abdelkader	Professeur	Université de Bejaia	Président
M <sup>me</sup> BENMAMAR	Saadia	Professeur	ENP, Alger	Rapporteur
Mr ALLOUACHE	Atmane	MCA	Université de Bejaia	Examineur
Mr SEGHIR	Abdelghani	MCA	Université de Bejaia	Examineur
Mr BERREKSI	Ali	MCB	Université de Bejaia	Invité

**Année Universitaire : 2014-2015**

## ملخص

شبكات الصرف الصحي تحتل مكانة مهيمنة في مجتمعات المعرفة المحلية مكانة اقتصادية، لتكاليفها المرتفعة جدا تكلفة الصيانة، وإدارة أو لإعادة التأهيل.

النمذجة العددية للتدفقات في أنظمة الصرف الصحي لها دور أساسي يتمثل في محاكاة السلوك الهيدروليكي لهذه الانضم

ة، الأدوات الرقمية عديدة جدا، على نحو متزايد في المتطورة والقوة، وتدين تنوعها هذا وتقدمها للمشاكل التي تعاني منها لشبكات الصرف الصحي، لأنه ما لم يتم حل هذه المشاكل يسمح للأدوات بالتقدم خطوات الى الامام. من بين كل هذه الادوات اخترنا SWMM و Rubar20 كلاهما أدوات محاكاة السطحية الحرة التي تستند على معادلات باري سان فانون لاكتشاف كيف يستجيب لكل احتياجات عملية التنمية. تحقيقا لهذه الغاية، قمنا بمحاكاة تدفق في نظام الصرف الصحي دار البيضاء. لقد حصلنا على نتائج مع SWMM. نتائج هذه المحاكاة تبين أن شبكة دار البيضاء تعاني من مشاكل تجاوز المياه. تقنيات بديلة مقترحة لحل هذا المشكل الذي يعتبر مزعج وكرهه في نفس الوقت. فقط

**الكلمات المفتاحية :** شبكات الصرف الصحي- اختلال وظيفي- النمذجة -Rubar20-SWMM - تجاوز المياه- التقنيات البديلة

## Résumé

Les réseaux d'assainissement occupent une place prépondérante dans les collectivités locales à savoir une place économique, vu que leurs coûts sont très élevés que ça soit le coût de l'entretien, de la gestion ou celui de la réhabilitation. La modélisation numérique des écoulements dans les réseaux d'assainissement a pour rôle principal de simuler le comportement hydraulique des eaux usée. Les outils numériques sont très nombreux, de plus en plus sophistiqués et puissants. Ils doivent leur diversité et leur révolution dans le domaine d'assainissement aux problèmes dont souffrent les réseaux d'assainissement, tant que les problèmes ne sont pas résolus les outils font des pas en avant. Parmi ces derniers, on a choisi d'utiliser deux logiciels le Swmm et le Rubar20 qui sont tous les deux des outils de simulation des écoulements à surface libre basés sur les équations de Barré de Saint Venant, et ceci pour découvrir comment chacun répond aux besoins de notre processus de développement. Dans ce but, nous avons simulé l'écoulement dans un réseau d'assainissement de Dar el Beida. Nous avons obtenus des résultats qu'avec Swmm. Les résultats de cette simulation montrent que le réseau de Dar El Beida souffre du problème de débordement. Des techniques alternatives sont proposées en guise de solution à ce problème.

**Mots clés :** Réseau d'assainissement-Débordement- Dysfonctionnement- Modélisation - Rubar20- SWMM- Techniques alternatives.

## Abstract

The sewerage systems occupied a prominent place in the local communities, namely an economic place, because the very high costs that it is the cost of maintenance, management or that of rehabilitation. Numerical modeling of sewerage systems plays a main role in hydraulic behavior simulation. The Digital tools are very numerous, increasingly sophisticated and powerful, they have to diversify, and their revolution to the problems which is the sewerage systems suffering. until the problems are not resolved, the tools are still making steps in advance, among these the SWMM and Rubar20 were chosen, which both of them are simulation tools of the free surface flow based on the Barré Saint Venant's equations, this to find out how each responds to the needs of our development process. For this purpose, we simulated the flow in a sewer system Dar el Beida. We have obtained results only with Swmm. The result of this simulation show that the network suffers from overflow problem. Technical alternative are propose as a solution to this problem, which are both unpleasant and annoying.

**Key words :** Dysfunction- Modeling- Overflow - Rubar20 - Sewerage system- SWMM- Technical alternative.

## **Remerciements**

***Je remercie Dieux le tout puissant qui m'a donné la force de continuer.***

*A l'issue de la rédaction de mon mémoire, j'ai réalisé que ce travail est loin d'être solitaire, en effet je n'aurais pas pu le réalisé sans un nombre de personne qui mon témoigne leur générosité.*

*En premier lieu, je tiens à remercier ma directrice de thèse, Melle BENMAMARSAADIA, pour la confiance qu'elle m'a accordée en acceptant m'encadré, pour ses multiples conseils et pour toutes les heures qu'elle a consacrée à diriger ce travail.*

*J'aimerais également lui dire à quel point j'ai apprécié sa grande disponibilité et son respect. Enfin, j'ai été extrêmement sensible à ses qualités humaines d'écoute et de compréhension tout au long de ce travail.*

*Je remercie aussi vivement Mr A.TAHAKOURT d'avoir accepté de présider le jury*

*Je tiens aussi à témoigner ma reconnaissance aux membres du jury, en l'occurrence Mr A.ALLOUACHE et Mr A.SEGHIR qui ont eu l'extrême amabilité d'examiné le présent travail.*

*Egalement, je tiens à remercier vivement Mr BREEKSI Ali d'avoir accepté notre invitation.*

*Je tiens à remercier aussi Mr BOUACH et Mr KOUIDER, doctorant à ENP, pour leur disponibilité.*

*Comme je tiens à témoigner ma gratitude à tous ceux qui mon aidé de près ou de loin à accomplir ce travail en particulier Mr SAOU El Hamid, Mr AMIROUCHE Mokrane et Mr BEN ZERRA Abbas.*

## Dédicacəs

Je dédie çə modəstə travail :

- A la mémoire də ma mère et celle də ma soeur  
mina
- A mon mari et mon fils wassim
- A mon père et ma belle-mère
- A mes soeurs lydia et melissa et mes frères  
salim et sa petite famille, dihab et hichemə
- A mes tantes et oncles
- A tous mes cousins
- A ma belle-famille
- A tous mes amis(ə)



## Liste des tableaux

---

### Liste des tableaux

<b>Tableau 4.2.1</b> : Position des fichiers par rapport aux programmes de calcul pour le transport. ....	50
<b>Tableau 5.1</b> : données pluviométriques .....	55
<b>Tableau 5.2</b> : Données de la courbe IDF .....	56
<b>Tableau 5.3</b> : caractéristique des sous bassin.....	57

## Liste des figures

---

### Liste des figures

<i>Figure 2.1</i> : Illustration de type de modélisation a surface libre .....	13
<i>Figure 2.2</i> : paramètre de la formule de cunge .....	21
<i>Figure 3.1</i> : différents modules de Préval .....	29
<i>Figure 4.1.1</i> : fixation des paramètres par défaut.....	38
<i>Figure 4.1.1</i> : dessin complet du projet .....	38
<i>Figure 4.1.3</i> : données pluviométriques .....	39
<i>Figure 4.1.4</i> : assignation des nœuds de drainage et des propriétés des BV.....	39
<i>Figure 4.1.5</i> : nommer le projet et le sauvegarder.....	40
<i>Figure 4.1.6</i> : choix des options de simulation .....	41
<i>Figure 4.1.7</i> : lancer l'analyse .....	41
<i>Figure 4.1.8</i> : les résultats sur le plan d'étude.....	42
<i>Figure 4.2.1</i> : Interface du logiciel FUDAA-MODELEUR .....	45
<i>Figure 4.2.2</i> : Exécutable SECMA .....	46
<i>Figure 4.2.3</i> : Exécutable MCOXIMA.....	46
<i>Figure 4.2.4</i> : Exécutable MAIL20 .....	47
<i>Figure 4.2.5</i> : Exécutable de VFALUV .....	47
<i>Figure 4.2.6</i> : Exécutable de RUBAR20.....	48
<i>Figure 4.2.7</i> : Applications du pré-processeur Fudaa-Prepro .....	48
<i>Figure 5.1</i> : la carte de localisation des communes d'Alger .....	52
<i>Figure 5.2</i> : le réseau d'assainissement de dar el Beida.....	53
<i>Figure 5.3</i> : l'histogramme pluviométrie double triangle .....	55
<i>Figure 5.4</i> : Courbe IDF (1981-2000) (station de Dar El Beida) .....	56

---

## Liste des figures

---

<b>Figure 5.5</b> : Représentation du réseau d'assainissement avec le SWMM .....	58
<b>Figure 5.6</b> : Capacité des tronçons de réseau au bout de 02 h10 min .....	59
<b>Figure 5.7</b> : Hydrogramme des débits dans les conduites 104 et 105.....	59
<b>Figure 5.8</b> : Vitesse de l'écoulement dans la conduite 110.....	60
<b>Figure 5.9</b> : Hydrogramme du nombre de Froude pour les conduites <b>57, 58</b> et <b>64</b> .....	61
<b>Figure 5.10</b> :Hydrogramme de nombre de Froude pour les conduites <b>47</b> et <b>48</b> .	61
<b>Figure 5.11</b> : Profils en long des conduites 48 et 50 et <b>57</b> .....	62
<b>Figure 5.12</b> : Profils en long des conduites <b>58</b> et <b>65</b> .....	63
<b>Figure 5.13</b> : Profils en long des conduites 110, 111 et 112.....	63
<b>Figure 5.13</b> : Les précipitations représentent les pluies doubles triangle avec SWMM .....	64
<b>Figure 5.14</b> : L'hydrogramme de ruissellement dans le sous bassin versant 1..	64
<b>Figure 5.15</b> : L'hydrogramme de perte dans sous bassin versant 1 .....	65
<b>Figure 5.16</b> : Les regards concernés par le débordement .....	65
<b>Figure 5.17</b> : Les débits débordés dans les nœuds <b>J57, J58</b> et <b>J104</b> .....	66
<b>Figure 5.18</b> La représentation du tronçon de l'étude .....	67
<b>Figure 5.19</b> Notre zone d'étude après transformation .....	68
<b>Figure 5.20</b> : Etablissement des profils en travers et des lignes directrices obtenue sur fudaa modeleur. ....	68
<b>Figure 5.21</b> : le maillage de notre zone d'etude par le meshview (*.mai).....	69
<b>Figure 5.22</b> : le maillage de notre zone d'etude par Editeur (*.par).....	70
 <b>Figure 6.1</b> : parking et chaussée à structure réservoir .....	 73

## Liste des figures

---

<b>Figure 6.2</b> : les fossés .....	74
<b>Figure 6.3</b> : Une noue .....	75
<b>Figure 6.4</b> : Tranchée drainante .....	76
<b>Figure 6.5</b> : Stockage sur toiture .....	78
<b>Figure 6.6</b> : toitures vertes .....	80
<b>Figure 6.7</b> : Puits d'infiltration .....	81
<b>Figure 6.8</b> : Photo d'un bassin d'eau .....	83
<b>Figure 6.9</b> : bassin sec .....	84
<b>Figure 6.10</b> : La position des techniques dans notre zone d'étude.....	86

---

## Liste des Acronymes

---

### Liste des Acronymes

**ADE** : Algérienne Des Eaux

**ANRH** : Agence Nationale des Ressources Hydriques

**ITV** : Inspections TéléVisuelles

**ONA** : Office National de l'Assainissement

**RAU** : Réseaux d'Assainissement Urbains

**RERAU** : REhabilitation des Réseaux d'Assainissement Urbains

**SEAAL** : Société des Eaux et de l'Assainissement d'ALger

**SIG** : Système d'Information Géographique

**STEP** : Station d'EPuration

**SWMM**: Storm Water Management Model

**HEC-RAS**: Hydrologic Engineering Centers River Analysis System

**DHI**: Danish Hydraulique Institute

**SIC<sup>2</sup>** : Simulation Intégrée des canaux et de leur Contrôle

**LNHE** : Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement

**IHM** : Interactions Homme Machine.

**CEREMA** : Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement

**CHI**: Computational Hydraulics International

**SWIFT**: Storm-Water Integrated FastTransport

**IRSTEA** : institut national de recherche en science et technologie pour l'environnement et l'agriculture.

## Liste des abréviations

---

### LISTE DES ABRÉVIATIONS

**h** : Hauteur d'eau (m) ;

**I** : Pente (m/m) ;

**J** : Perte de charge (m/m) ;

**$\varepsilon$**  : Coefficient de transfert de la quantité de mouvement du débit latéral  $q$ ,

**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)

**S** : Section mouillée (m/s)

**x** : Abscisse (m).

**$Q_s$**  : Débit de sortie du bief ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

**$Q_e$**  : Débit d'entrée du bief ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

**$T_0$**  : Temps de translation (time-offset) de l'onde le long du bief (s).

**$\Delta x$**  : Longueur du bief,

**c** : Etant la célérité de l'onde,

**B** : Largeur au miroir,  $S$  : section mouillée

**$Q_x$**  : Débit (unitaire) selon l'axe

**$Ox$**  : Egal au produit de la vitesse par la hauteur ;

**$Q_y$**  : Débit (unitaire) selon  $Oy$  ;

**g** : L'accélération de la pesanteur ;

**K** : Coefficient de viscosité (ou diffusion)<sup>1</sup> ;

**C** : Coefficient de Chézy pour le frottement au fond

**W** : Vitesse du vent

**$F_x$  et  $F_y$**  : Contraintes dues au vent  $3,4 \cdot 10^{-6} W_x W$  et  $3,4 \cdot 10^{-6} W_y W^3$ .

**$P_x$  et  $P_y$**  : Composantes du frottement à la paroi (verticale) on utilise un facteur multiplicatif

# Sommaire



## **Introduction Générale ..... 1**

## **Chapitre 1 : Etat De L'art Sur Le Fonctionnement Et De La Modélisation Des Réseaux D'assainissement**

Introduction .....	3
1.1 Travaux sur les Outils d'aide au diagnostic et à la décision.....	3
1.2 Travaux sur les inspections visuelles interprétation et exploitation des résultats .....	5
1.3 Travaux sur le débordement des réseaux d'assainissement urbain : .....	6
1.4 Vieillessement des conduites d'assainissement .....	7
1.5 Travaux sur l'ensablement.....	8
1.6 Travaux sur l'état structurel des réseaux (infiltration et exfiltration).....	8
1.7 Travaux sur le diagnostic.....	9
1.8 Travaux sur la corrosion .....	10
1.9 Application de la nouvelle norme pour le dimensionnement .....	10
Conclusion.....	11

## **Chapitre 2 : Modélisation Mathématique**

Introduction .....	12
2.1 La modélisation des écoulements à surface libre .....	12
2.2 Modèles mécanistes de Barré de saint venant .....	13
2.2.1 Modèles mécanistes complets .....	14
2.2.2 Modèles mécanistes simplifiés .....	15
2.3 Modèles conceptuels.....	19
2.3.1 Modèles Muskingum .....	19
2.3.2 Modèle de Muskingum-Cunge .....	20
2.3.3 Méthode du time-offset .....	21
Conclusion.....	22

## **Chapitre 3 : Présentation De Différents Outils De Simulation**

Introduction .....	23
3.1. CANOE .....	23
3.1.1 Gestion des données structurelles.....	24
3.1.2 Gestion de catalogue d'ouvrages .....	24
3.1.3 Gestion de données hydrométriques.....	24
3.1.4 Simulation hydrologique et hydraulique .....	24
3.2. HEC-RAS .....	24

## Sommaire

---

3.2.1 La procédure de base de calcul du logiciel Hec-Ras .....	25
3.2.2 Hec-Ras .....	25
3.2.3 Les défauts et les imperfections du programme Hec-Ras .....	25
3.3. MOUSE .....	25
3.3.1 Les modules de MOUSE sont nombreux .....	26
3.3.2 MOUSE hd comporte deux modèles .....	26
3.4. MIKE URBAN .....	26
3.4.1 Modèle Manager.....	27
3.4.2 Système de collecte (CS) module.....	27
3.4.3 Distribution de l'eau (WD) module .....	27
3.5. SIC^2.....	27
3.6. MAGE .....	28
3.6.1 Interface graphique.....	28
3.6.2 Solveur.....	28
3.7. PRÉVAL.....	28
3.8. InfoWorks .....	30
3.9. STORM .....	30
3.10. MASCARET .....	30
3.11. SWMM .....	31
3.12. SWIFT.....	32
3.13. TELEMAC-2D .....	32
3.13.1 TELEMAC-2D .....	33
3.14. LIDO .....	33
3.15. HYDRANET.....	33
3.16. RUBAR 20.....	34
3.16.1. Résolution numérique.....	34
3.16.2 Conditions d'application .....	35
3.16.3 Programme de calcul du code de RUBAR20 .....	35
Conclusion .....	35

## Chapitre 4 : Méthodologie De Simulation De L'écoulement Via Swmm Et Rubar20

Introduction.....	37
4.1. Swmm.....	37
4.1.1. Etapes d'utilisation du logiciel Swmm .....	37

---

## Sommaire

---

4.1.1.1 Fixer les paramètres à utiliser par défaut.....	37
4.1.1.2 Dessiner le réseau du projet.....	38
4.1.1.3 Spécifications des caractéristiques des objets .....	39
4.1.1.4 Assignation des nœuds de drainage et des propriétés des BV .....	39
4.1.1.5 Sauvegarder les fichiers de données.....	40
4.1.1.6 Exécuter la simulation .....	40
4.1.1.7 Visualisation de la simulation .....	42
4.2. Rubar20 .....	42
4.2.1 FUDAA-MODELEUR .....	44
4.2.2. Programme SECMA.....	45
4.2.3. Programme MCOXIMA.....	46
4.2.4. Programme MAIL20 .....	46
4.2.5. Programme VFALUV .....	47
4.2.6 Programme RUBAR20 .....	47
4.2.7 Utilisation de FUDA-PREPRO : .....	48
4.2.8. Calage et validation du modèle.....	50
Conclusion.....	51
<b>Chapitre 5 : Simulation Du Réseau D'assainissement De Dar El Beida Avec Swmm Et Rubar20</b>	
Introduction .....	52
5.1. Présentation du site d'étude .....	52
5.2 Simulation de l'écoulement dans le réseau de Dar El Beida via SWMM.....	53
5.2.1 Données pluviométriques.....	53
5.2.2 Données du modèle.....	55
5.2.3. Découpage du bassin .....	56
5.2.4. Les résultats de la simulation .....	58
5.2.4.1. Capacité du réseau .....	58
5.2.4.2. Hydrogramme des débits dans les conduites .....	59
5.2.4.3 Vitesses d'écoulement.....	60
5.2.4.4 L'hydrogramme du nombre de Froude .....	60
5.2.4.5 Les profils en long des conduites.....	62

# Sommaire

---

5.2.4.6 Le ruissellement au niveau des sous bassin versant.....	64
5.2.4.7 la visualisation des regards débordés .....	65
5.2.5. Interprétation des résultats .....	66
5.2.5.1 Le débordement .....	66
5.2.5.2 Le ruissellement .....	66
5.3 Simulation de l'écoulement dans le réseau de dar el Beida via Rubar 20..	67
5.3.1 Le dessin de notre conduite sur le logiciel Fudaa modeleur : .....	68
5.3.2 Le maillage de notre conduite avec Meshview : .....	69
5.3.3 Le maillage de notre conduite avec Editeur:.....	70
Conclusion : .....	71

## Chapitre 6 : techniques alternatives

Introduction .....	72
6.1 Présentation des technique alternatif .....	72
6.1.1. Les chaussées à structure réservoir .....	72
6.1.1.1 Les avantages des chaussée à structure réservoir sont nombreux .....	74
6.1.1.2 Les inconvénients des chaussées à structure réservoir sont.....	74
6.1.2 Les fossés .....	74
6.1.2.1 Les avantages des fossés sont : .....	74
6.1.2.2 Les inconvénients des fossés sont : .....	75
6.1.3. Les noues .....	75
6.1.3.1 Les avantages des noues sont : .....	75
6.1.3.2 Les inconvénients des noues sont : .....	76
6.1.4. Les tranchées drainantes .....	76
6.1.4.1 Les avantages des tranchées drainantes sont .....	77
6.1.4.2 Les inconvénients des tranchées drainantes sont.....	77
6.1.5. Stockage sur toiture.....	77
6.1.5.1 Les avantages du stockage sur toiture sont.....	78
6.1.5.2 Les inconvénients des stockages sur toiture sont .....	79
6.1.6. Les toitures vertes.....	79
6.1.6.1 Les avantages des toitures vertes sont : .....	80
6.1.6.2 Les inconvénients des toitures vertes sont : .....	81
6.1.7. Puits d'infiltration .....	81
6.1.7.1 Les avantages des puits d'infiltrations sont : .....	82

# Sommaire

---

6.1.7.2 Les inconvénients des puits d'infiltrations sont : .....	82
6.1.8. Les bassins d'eau .....	82
6.1.8.1 Les avantages des bassins d'eau sont : .....	83
6.1.8.2 Les inconvénients des bassins d'eau sont : .....	83
6.1.9. Les bassins secs .....	83
6.1.9.1 Les avantages des bassins secs sont .....	84
6.1.9.2 Les inconvénients des bassins secs sont .....	84
6.2 Le choix des techniques les mieux adaptés à notre cite .....	85
Conclusion .....	86
Conclusion Générale.....	87
Bibliographie .....	89
Annexe 1 .....	94
Annexe 2 .....	97
Annexe 3 .....	101
Annexe 4 .....	102

Introduction

Générale

## Introduction Générale

La genèse de l'assainissement collectif date du milieu du 19<sup>ème</sup> siècle, quand les médecins et les chimistes ont trouvé une relation entre les eaux stagnante et des maladies infectieuses telles que le choléra. La première solution qu'ils ont trouvée est l'évacuation de ces eaux à l'aide d'un ensemble de conduites qui sera enterré et ventilée, ce réseau est destiné à l'évacuation des égouts, il s'appellera le réseau d'égout. L'évolution de la technologie et le perfectionnement des techniques d'assainissement ont pu arriver à concevoir des méthodes permettant de préserver le milieu naturel.

Le temps, l'augmentation démographique, l'exode rural et l'urbanisation sont les principales causes de la détérioration des réseaux d'assainissement. Ces dégradation se manifestent par des dysfonctionnements, on en compte onze : 1- Infiltration, 2- Exfiltration, 3- Débordements, 4- Déversements anormaux, 5-Ensablement, 6- Bouchage, 7- Déstabilisation du complexe sol-conduite, 8- Attaque chimique en cours, 9-Dégradation en cours par intrusion de racines, 10-Dégradation en cours par abrasion, 11-Altération de l'intégrité structurale, risque d'effondrement (Le Gauffre, 2005). Le but de notre travail est de rechercher l'un des dysfonctionnements dont souffre le réseau qui est le débordement.

Le débordement qui est considéré comme un problème très désagréable et il est devenu ces dernière année un phénomène de société dont souffre la plus part des grande villes du monde entier (Montréal, mexico, paris alger), ce problème est lié directement aux problèmes de saturation des collecteurs, à l'augmentation des besoins en potable et aux branchements arbitraires faits par les habitants.

Le débordement pose deux problèmes principaux (desborde, 1995).

- Le premier est lié à leur caractère temporaire et leur localisation qui est impossible à priori. Lors d'un épisode pluvieux donné, la prise en compte de ces débordements nécessiterait donc un logiciel capable de modifier son architecture pour intégrer et supprimer de nouveaux points de calcul en fonction de leur apparition et de leur disparition.
- le second est lié à la modélisation du devenir de ces débordements qui peut être très variable suivant les configurations topographiques et suivant les événements.

Pour arriver à détecter le débordement dans notre réseau à savoir le réseau de Dar El Beida on a fait appel à la modélisation numérique, on a choisi deux logiciel parmi d'autre SWMM et RUBAR20 qui sont tous les deux basé sur les équations de saint venant, respectivement l'un est basé sur le système d'équations barré de saint venant a une dimension et l'autre sur le système d'équations de barré saint venant a deux dimensions



# Introduction Générale

---

Notre Mémoire est constitué de six chapitres :

Dans le chapitre 2 sont présentées les différentes modélisations mathématiques sur lesquels les outils de simulations sont basés.

Le Chapitre 3 concerne les outils de simulation numériques des écoulements dans les réseaux d'assainissement.

Le chapitre 4 concerne le mode de fonctionnement des deux outils de simulation choisis pour simuler le débordement dans les collecteurs d'assainissement à savoir SWMM et RUBAR20.

Dans le chapitre 5 on a présentée la simulation de l'écoulement dans un réseau réel via les deux logiciels choisis.

Chapitre 6 : Présentation de plusieurs techniques alternatives et la proposition d'une technique pour remédier au problème de débordement.

# 1 . Etat de l'art sur le dysfonctionnement et la modélisation des réseaux d'assainissement

## Introduction

Créer un réseau d'assainissement pour évacuer les eaux usées était la solution que nos ancêtres ont trouvés pour remédier aux problèmes d'hygiène et de maladies qu'ils avaient à l'époque. Mais depuis plus de 30 ans les réseaux d'assainissement urbain sont dans un état précaire, la solution la plus facile est de remplacer chaque tronçon détérioré par un autre neuf mais le cout très élevé de cette dernière a poussé les chercheurs à trouver des solutions les plus adéquates à chaque dysfonctionnement et sans pour autant s'éloigner de l'objectif du réseau lui-même.

Sachant que le réseau d'assainissement est enterré et généralement non visitable, les essais de ces solution se font à l'aide des outils informatiques. Dans ce qui suit, on va essayer de présenter un état d'art sur les dysfonctionnements des réseaux d'assainissement et la modélisation des écoulements dans ces réseaux.

### 1.1 Travaux sur les Outils d'aide au diagnostic et à la décision

**Bounader (1998)** a élaboré un outil d'aide au diagnostic qu'il faut suivre pour faire un bon diagnostic et une meilleure gestion de la réhabilitation des réseaux d'assainissement urbain.

Le nombre incalculable de modèles hydrauliques et hydrologiques destinés à la simulation des écoulements dans les réseaux d'assainissement a engendré une augmentation des possibilités de choix parmi ces modèles, ce qui a automatiquement compliqué la tâche des techniciens de l'assainissement, pour régler ce problème, **Blompin et Chocat (1998)** ont élaboré un outil d'aide au choix de logiciel à utiliser qui aura à la fois les caractéristiques du réseau, l'événement pluviale et enfin le type d'études à effectuer.

**Bengassem (2001)** a réalisé un outil d'aide au diagnostic des réseaux d'assainissement. Cet outil consiste à aider à faire un diagnostic plus détaillé et plus rapide. Il a développé une nouvelle méthode pour déterminer la performance structurale en se basant sur les facteurs intrinsèques (propre aux conduites) et extrinsèques (concerne l'extérieure) des conduite du réseau. Cette cote est en fonction du degré de dégradation de la conduite. Il a effectué ce travail en utilisant un système expert flou qui est conçu pour agréger les différents paramètres de performance et obtenir un indice de performance global.

**Shneider (2001)** a introduit un outil de mesure de performance par des indicateurs afin d'améliorer la gestion et la qualité du service public que ça soit pour les réseaux d'assainissement ou pour les réseaux d'eau potable. En gros, l'auteur a développé un outil d'aide à la gestion des réseaux urbains.

**A.Kamal, (2003)** a développé deux méthodologies systématiques qui permettent d'assister la régulation des réseaux d'assainissement pendant la pluie. La première méthodologie permet

# Chapitre 1 : Etat de l'art sur le dysfonctionnement et la modélisation des réseaux d'assainissement

---

de remplacer une modélisation hydraulique globale par une modélisation détaillée d'un réseau d'assainissement. La seconde méthodologie a pour objectif l'optimisation des rejets urbains en temps de pluie. Elle consiste à minimiser la fréquence des débordements vers le milieu récepteur. Cette méthodologie permet aussi de rationaliser les investissements requis en vue de satisfaire les contraintes hydrauliques et d'exploitation.

**Vasconcelos (2005)** a développé un outil d'aide à la gestion des réseaux d'assainissement qui est constitué d'une base de données bien structurée. Il a démontré qu'à partir de cette dernière, l'utilisation des indicateurs de performance permet de construire trois outils :

- 1- Outil de mesure de performance à différentes échelles ;
- 2- Outil statistique capable d'estimer et de prédire l'évolution des performances ;
- 3- Outil financier représente la qualité des investissements en termes de performance pour une échéance donnée.

En **2006**, **Bounakdari** a développé une méthodologie basée sur la mise en œuvre d'un code de calcul numérique des écoulements à surface. Il a étudié l'influence de deux types de singularité (coude, déviation) sur les champs de vitesse. Il a également élaboré une formule mathématique générale de la distribution verticale de la vitesse longitudinale en canaux large et étroit.

En **2007**, **Buco** a ouvert une problématique de recherche nouvelle, pluriannuelle et multidisciplinaire, dont les mécanismes de dégradation mécaniques, complexes et mal connus, ont constitué un premier volet.

Dans ce contexte, la démarche de Buco a consisté à identifier de tels mécanismes, puis d'en donner une description qualitative et quantitative avec une finalité opérationnelle d'amélioration des méthodes de dimensionnement et de pose d'une part, et les stratégies de diagnostic et de réhabilitation d'autre part.

**Volte et ses collaborateurs (2007)** ont développé un outil d'aide à la décision à partir des informations recueillis des agents de terrain et une compréhension du fonctionnement du réseau d'assainissement par temps de pluies.

Leurs projet s'est articulé autour des points clefs que sont la capitalisation du savoir des agents de terrain, l'organisation de la remontée d'information, la réalisation d'une base de données sous format numérique et cartographique ainsi que la priorisation et le suivi des aménagements réalisés pour limiter les débordements. Le logiciel de modélisation utilisé est le logiciel CANOE. Le couplage de la démarche avec les résultats de modélisation constituera un outil d'aide à la décision majeur pour la refonte du schéma directeur d'assainissement.

**H. Nakouri et ses collaborateurs (2013)** la gestion des réseaux d'assainissement est une tâche a priori difficile à réaliser principalement lors d'une averse importante, une mauvaise

# Chapitre 1 : Etat de l'art sur le dysfonctionnement et la modélisation des réseaux d'assainissement

---

gestion des rejets naturels est engendrée. Pour remédier à ce problème l'auteur a développé un outil d'aide à la décision, une approche hybride, un modèle mathématique (réservoir linéaire) à l'aide d'un outil de simulation Matlab. Cet outil prend en compte les diverses sources de perturbation et un modèle permettant la prévision du comportement du système d'assainissement.

**Kouider et Benmamar (2015)** ont contribué à l'élaboration d'un outil d'aide à la décision au diagnostic des réseaux d'assainissement.

Le modèle réalisé a pour but de simuler le fonctionnement hydraulique des réseaux 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 peut également être utilisé pour contribuer à définir les aménagements visant à améliorer la performance du réseau.

L'approche modélisatrice est basée sur une résolution plus fine des équations de Barrée de Saint Venant en faisant introduire des pas de discrétisation plus étroits.

Le calage et la validation du modèle ont été effectués en comparant les résultats issus du modèle élaboré par les auteurs aux résultats de la campagne de mesure.

La connaissance de l'état de santé d'un patrimoine indispensable à toute stratégie de gestion. L'évaluation de l'état d'un tronçon du réseau d'assainissement est donc un enjeu majeur et les inspections visuelles constituent actuellement la méthode d'investigation privilégiée.

## 1.2 Travaux sur les inspections visuelles interprétation et exploitation des résultats

L'évaluation du patrimoine doit être structurée par la définition de critères ou d'indicateurs de performance, tels que ceux définis dans le cadre du projet RERAU (**Le Gauffre et al., 2004**). Ces indicateurs de performance visent à exploiter des informations obtenues par des voies complémentaires : inspections visuelles des collecteurs, mesures en réseau, données issues de l'exploitation du réseau, données relatives à la vulnérabilité des environnements exposés, etc. Les inspections visuelles, en particulier les inspections télévisées (ITV), constituent une méthode d'investigation privilégiée en vue d'évaluer l'état de santé des réseaux d'assainissement.

# Chapitre 1 : Etat de l'art sur le dysfonctionnement et la modélisation des réseaux d'assainissement

---

**Ibrahim et ses collaborateurs (2007)** ont traité le problème d'exploitation des résultats d'inspections visuelles pour l'évaluation de niveau de dysfonctionnement. Sachant que le niveau de dysfonctionnement est défini par trois raisonnements :

- Des règles expertes,
- La comparaison d'une note de synthèse avec des valeurs seuils,
- L'analyse d'un profil longitudinal.

Ils ont élaboré un schéma qui permet l'évaluation d'un indicateur de performance à partir des données d'inspection visuelle d'un tronçon et à l'aide des trois raisonnements.

**Cherqui et ses collaborateurs (2009)** ont expliqué comment interpréter les inspections visuelles en vue d'évaluer l'état de santé d'un tronçon et surtout comment traduire une note sur le tronçon en état de santé. Les auteurs ont utilisé deux méthodes de calage destinées à définir les limites (seuils) entre chaque état : un calage « précis » et un calage « flou ». Ces méthodes de calage précis et flou ont été comparées et discutées à partir d'un cas réel.

## 1.3 Travaux sur le débordement des réseaux d'assainissement urbain :

Souvent perçus comme de simples désagréments, les débordements par dysfonctionnement de réseau apparaissent comme une véritable problématique à traiter pour les gestionnaires et les élus désireux de limiter les nuisances en milieu urbain. Bien que les médias fassent seulement échos aux inondations dues aux événements pluvieux importants, les débordements liés aux dysfonctionnements de réseau sont sur certaines agglomérations à l'origine de nombreuses réclamations et peuvent nuire à l'image d'efficacité de la collectivité. Les finalités opérationnelles étaient doubles :

- Tout d'abord, l'évaluation fournit une **image du risque de débordement** au gestionnaire et au décideur. L'objectif est de définir une méthode reproductible et systématique pour déterminer le risque en tout point de l'agglomération. La mesure du risque permet ainsi au gestionnaire de :
  - connaître les zones les plus soumises aux débordements et les plus vulnérables.
  - hiérarchiser l'importance relative du risque entre les territoires.
- L'autre aspect de la méthode consiste à déterminer **les causes des dysfonctionnements** entraînant les débordements pour les zones les plus risquées.

**C. Laurent et ses collaborateurs 2007** ont mené une étude très large pour mieux concevoir le comportement hydraulique d'un réseau. Le but était de permettre de localiser et d'apprécier les risques de débordement du réseau sur les avenues. Les résultats acquis ont

# Chapitre 1 : Etat de l'art sur le dysfonctionnement et la modélisation des réseaux d'assainissement

---

permis de mieux réfléchir quant à la solution de la crise et les moyens à mettre en place pour alléger les conséquences.

**Renard, 2010** a mis en place un suivi de débordements d'un réseau pour édifier une base de données permettant de recueillir des renseignements en temps réel. Les débordements sur le terrain sont comparés spécifiquement à ceux sortant de la modélisation du réseau, en utilisant le logiciel de modélisation **Canoe**. Une très forte correspondance spatiale entre les débordements constatés et ceux simulés dans la plupart des conjonctures. Ces constats ne font qu'encourager et reconforter la sincérité de la base de données et la crédibilité du logiciel de simulation.

**Caradot et ses collaborateurs (2010)** ont défini une méthodologie opérationnelle permettant aux gestionnaires d'évaluer le risque de débordement des systèmes d'assainissement à l'échelle des agglomérations. Leur approche ne cherche pas à rendre prévisible le système mais à renseigner les décideurs sur le niveau de risque actuel et sur les actions à mettre en place pour gérer efficacement ce risque. Elle est basée sur une définition globale du risque incluant la vulnérabilité du territoire et la perception des différents acteurs locaux.

Les travaux de **Granger et ses collaborateurs (2013)** ont ciblé les débordements dus à des dysfonctionnements du réseau. Ils ont proposé une méthode de valorisation des données d'exploitation pour établir une image de l'aléa débordement et ainsi connaître les zones à problèmes. La méthode proposée vise également à identifier les causes des débordements en distinguant les différents ouvrages du réseau (branchements, collecteurs et avaloirs). La méthode proposée peut être appliquée par une collectivité disposant de données suffisantes. Elle peut également servir à mettre en place la collecte des données pour une future utilisation.

## 1.4 Vieillesse des conduites d'assainissement

Le vieillissement est une étape incontournable dans la vie d'un réseau d'assainissement. Afin que ce dernier perdure plus longtemps **Elachachi et Breysse (2006)** ont mis au point la stratégie IMR (investigation, maintenance, réhabilitation). L'objectif de Leur travail est de développer un outil statistique afin d'améliorer la stratégie IMR.

Cet outil permet de trier les tronçons selon leurs priorités tout en respectant les exigences auxquelles les gestionnaires sont confrontés à savoir le système lui-même (le réseau d'assainissement) et l'environnement urbain et socio-économique.

## 1.5 Travaux sur l'ensablement

L'ensablement est l'un des problèmes majeur qui entrave l'écoulement et qui touche généralement les collecteurs. Pour gérer et prévoir ce phénomène, **Aflak et ses collaborateurs**



# Chapitre 1 : Etat de l'art sur le dysfonctionnement et la modélisation des réseaux d'assainissement

---

(2007) ont élaboré un plan rationnel et une carte plus représentative du réseau et une base de données plus riche. Pour modéliser le réseau, ils ont utilisé le logiciel d'assainissement MOUSE et le SIG « MAPINFO » pour élaborer la carte et la base de données. Le plan rationnel a consisté à classer les collecteurs selon leur risque d'ensablement. Cette classification est illustrée par trois critères :

- Facteur structurel (pente, forme du radier) ;
- Facteur hydraulique (vitesse d'écoulement, débits par temps sec et par temps de pluies) ;
- Facteur d'impact du fonctionnement global du réseau (influence amont et aval des chambre à sable, déversoirs d'orage et exutoire).

Ils les ont classifiés en trois catégories :

- Collecteurs auto-curant ;
- Collecteurs à faible taux d'ensablement ;
- Collecteurs à fort taux d'ensablement.

## 1.6 Travaux sur l'état structurel des réseaux (infiltration et exfiltration)

Les phénomènes d'infiltration et d'exfiltration sont liés à la présence de défauts d'étanchéité dans les réseaux. Ces défauts sont présents dans les conduites principales et dans les canalisations de branchement, aussi bien en domaine public qu'en domaine privé. De plus ils sont difficilement localisables, comme par exemple les joints défectueux, les fissures, les cassures, etc. Ces défauts d'étanchéité sont liés à la dégradation d'un ouvrage en lien avec sa conception, sa réalisation et sa gestion (De Bénédictis, 2004).

Benedittis (2004) a effectué le mesurage de l'infiltration par traçage naturel des isotopes de la molécule d'eau (Kracht, 2001) et mesurage de l'exfiltration par traçage artificiel au NaCl (Rieckermann, 2002). Pour l'infiltration, le traçage est un moyen qu'on ne peut utiliser dans toutes les situations, alors l'auteur a utilisé une autre méthode pour comparer ces résultats, à la fin des mesures la variation obtenue est importante et varie en moyenne de 20% les résultats ne sont pas concluant, par contre pour l'exfiltration le taux de l'exfiltration varie entre 2 et 17% et l'incertitude est de 1%.

Bolognesi et ses collaborateurs, 2007 ont mené une étude afin d'évaluer l'exfiltration au moyen de NaCl comme traceur officiel appelant (méthode QUEST). La progression importante d'exfiltration et les écoulements imprévus présentent un danger pour la qualité des eaux souterraines ainsi qu'au système urbain de drainage. Pour confirmer cette méthode et estimer l'instabilité due aux erreurs affectant les méthodes, un parcours de 140 m a été réalisé dans un laboratoire. Le but était de tester la crédibilité et la certitude de QUEST en prenant en considération les conditions hydrauliques, les différents taux de l'exfiltration et les différentes

# Chapitre 1 : Etat de l'art sur le dysfonctionnement et la modélisation des réseaux d'assainissement

---

quantités du traceur injecté, permettant ainsi d'estimer la précision attendue de la méthode elle-même et la plage d'applicabilité.

**Dernouni et ses collaborateurs (2013)** ont traité l'un des indices de dysfonctionnement qui est l'infiltration des eaux parasites claires dans les collecteurs des réseaux d'assainissement. Cette intrusion engendre une variation de la vitesse de l'écoulement et la hauteur observée dans le collecteur. Le travail des auteurs était de modéliser le débit en question qui est supposé être constant tout le long du collecteur, ce qui facilitera le travail du gestionnaire des réseaux d'assainissement.

## 1.7 Travaux sur le diagnostic

**E. Piatyszek, 1998** a tenté d'enrichir les méthodes de détection et de diagnostic de dysfonctionnement de réseau d'assainissement. Trois méthodes ont été dégagées pour étudier le dysfonctionnement du réseau. La première consiste à construire des comportements attendus du réseau associé à un modèle qualitatif, les deux autres s'articulent sur un modèle hydrologique dans un filtre. Et enfin une méthode de validation de mesure s'appuyant sur le temps sec permettant de reconnaître la situation hydraulique et hydrologique.

La gestion des réseaux d'assainissement urbains en Algérie a toujours été faite au coup par coup, souvent pour répondre à des objectifs et des besoins localisés immédiats sans considérer la durabilité des systèmes et leur impact sur l'environnement à moyen et à long termes.

**Cherrared et ses collaborateurs (2007)** ont mis en évidence, le constat alarmant de la situation actuelle des réseaux d'assainissement algériens. Ils ont souligné les aspects prioritaires à intégrer en urgence dans la nouvelle politique du développement durable adoptée par le gouvernement algérien, et ont fait ressortir une première perspective sur les actions nécessaires et les résultats attendus pour un développement durable des systèmes d'assainissement (SA) en Algérie.

En **2008**, **Aflak** a mis en place une méthodologie de diagnostic structurel en cinq étapes, enchainé en cascade, afin d'améliorer la gestion du patrimoine d'assainissement.

Ces étapes consistent en :

- Une évaluation théorique de l'état patrimonial en fonction des paramètres de risque ;
- Un pré-diagnostic sur site par des inspections en égout ;
- Une auscultation de l'état de santé des réseaux à l'aide des techniques appropriées ;
- L'établissement du diagnostic sur la base de l'ensemble des données recueillies ;

# Chapitre 1 : Etat de l'art sur le dysfonctionnement et la modélisation des réseaux d'assainissement

---

- La prescription et la planification des actions pour la conservation de l'état du patrimoine en réseau.

Cette méthodologie est établie en fonction de quatre facteurs principaux à savoir :

- L'état des données initiales disponibles ;
- Les caractéristiques des ouvrages et leurs environnements ;
- La nature des informations technique recherchées pour satisfaire aux objectifs d'un diagnostic fiable ;
- Le planning et l'investissement financier qui est consacré à l'étude patrimoniale par le maître d'ouvrage.

## 1.8 Travaux sur la corrosion

**Jauberthier et ses collaborateurs (2011)** ont travaillé sur les indicateurs d'endommagement du réseau d'assainissement et ils ont focalisé leur travail sur la corrosion. A cause de l'insuffisance des données, ils ont effectué leur travail à l'aide de l'analyse par intervalle, ce qui leur a permis de prédire l'évolution de la corrosion à travers le temps. Les résultats numériques sont obtenus en utilisant le logiciel Matlab ainsi que l'outil Intlab. Bien que ce travail s'est fait sur la prédiction de la corrosion mais on peut procéder de la même manière pour prédire les autres indices de dysfonctionnement.

## 1.9 Application de la nouvelle norme pour le dimensionnement

En 1996 une nouvelle norme à vue le jour concernant le dimensionnement des réseaux d'assainissement et les bassins de rétention. Cette norme abandonne la notion de période de retour pluvieux pour s'appuyer sur la période de retour de dysfonctionnement.

En appliquant une analyse statistique des pluies, des débits et des volumes d'eau qu'elles génèrent sur un réseau test synthétique, **Blampin et Xia (2004)** ont tenté de trouver une méthode de dimensionner avec la nouvelle norme, ils sont arrivés aux conclusions ci-dessous :

- Que l'utilisation de pluies de projet répond à la norme ;
- Que cette norme n'optimise pas le dimensionnement des réseaux d'assainissement ;
- Que pour les bassins de rétention, la norme ne représente aucune certitude, sachant aussi qu'il y a toujours une étude en cours.

## Conclusion

D'après ce qu'on a vu dans ce chapitre de nombreux efforts ont été fournis par les chercheurs afin d'améliorer la compréhension du cycle de l'eau en milieu urbain. Ils ont abouti au développement de nombreux outils d'analyse ainsi qu'à la réalisation et à l'amélioration de

## Chapitre 1 : Etat de l'art sur le dysfonctionnement et la modélisation des réseaux d'assainissement

---

dispositifs de mesure et de contrôle de la quantité et de la qualité des flux hydrauliques transitant dans les réseaux d'assainissement.

C'est vrai que de nombreux travaux ont été faits, mais jusqu'à maintenant ils n'ont pas trouvé une solution qui sera à la fois économique et efficace pour remédier aux problèmes de dysfonctionnement des réseaux urbains.

# 2

.Modélisation  
mathématique des  
écoulements à surface libre

### Introduction

La modélisation est une représentation mathématique simplifiée d'un phénomène physique permettant d'en simuler le fonctionnement pour étudier l'effet de certains paramètres, ou faire des prévisions et à chaque fois que l'on veut décrire d'une manière rationnelle un phénomène ou une entité :

- On choisit un ensemble de variables pour le représenter ;
- On les relie au moyen d'une relation mathématique pour représenter son fonctionnement (*Bourrier, 2008*).

### 2.1 La modélisation des écoulements à surface libre

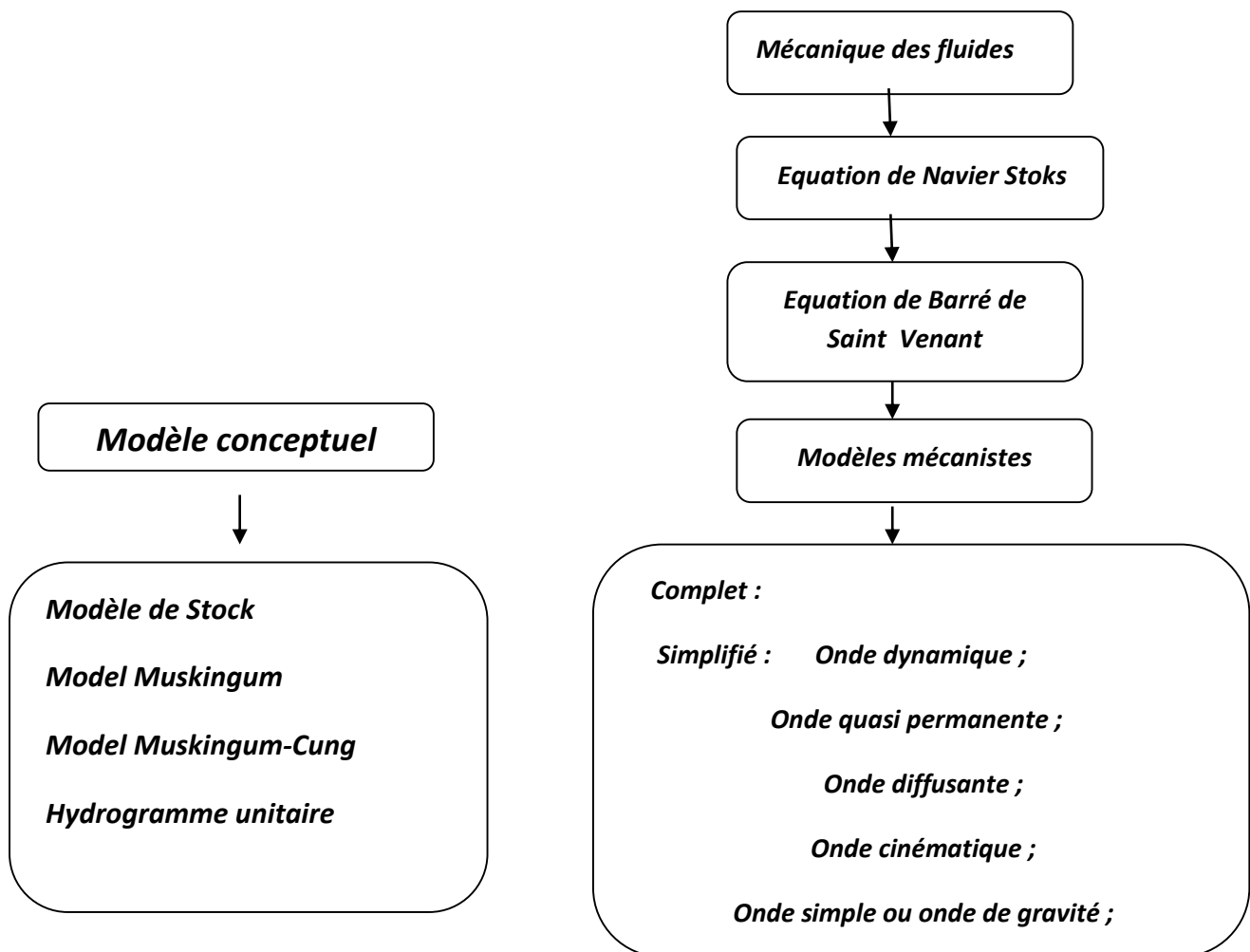
La modélisation mathématique des écoulements à surface libre en régime transitoire n'est pas une discipline scientifique récente. Elle a débuté depuis 200 ans lors de l'essor de l'ensemble des théories mécaniques, avec les travaux de Laplace en 1776 et de Lagrange vers 1781 sur la propagation des ondes 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 pouvant faire l'objet d'une description filaire. (*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. (*Kovacs, 1988*).

Deux grandes familles de modèles sont mises au point pour modéliser la propagation des écoulements à surface libre :

- les modèles issus de la mécanique des fluides et de l'hydraulique, appelés modèles hydrodynamiques, dérivés du modèle complet de Barré de Saint-Venant (1871) (*Kovac, 1988*).
- les modèles issus de la dynamique des systèmes, appelés souvent modèles globaux ou conceptuels, du type Muskingum ou réservoir linéaire par exemple (*Vazquez, 2010*).

Le schéma suivant illustre les deux grandes familles des modèles utilisés dans la modélisation des écoulements à surface libre :



**Figure 2.1 :** Illustration de type de modélisation a surface libre (Vazquez, 2010)

### 2.2 Modèles mécanistes de Barré de saint venant

Les équations de Barré de Saint-Venant établies en 1871 sont les équations les plus utilisées pour modéliser les écoulements non stationnaires graduellement variés à surface libre. Ces équations sont de types hyperboliques. Elles sont issues de l'intégration des équations de Navier-Stokes.

Le système d'équations de Barré de Saint-Venant est constitué de deux équations dont la première est l'équation de continuité (conservation de la masse) et la seconde l'équation dynamique (conservation de la quantité de mouvement).

Ces équations ne sont applicables que si les hypothèses ci-après sont fournies :

- écoulement mono dimensionnel selon un axe  $ox$  ;
- pente faible (vitesse  $u$  constante) sur tout le canal ( $\alpha = \sin \alpha = \text{tg} \alpha$ ) (Bertrand-Krajewski, 2006).



## Chapitre 2 : Modélisation mathématique

La résolution des équations de saint venant permet de définir selon l'abscisse  $x$  de l'écoulement, les variations temporelles de la ligne d'eau de débit, avec leur grand nombre de calcul qu'elle nécessite, leur résolution n'est possible qu'avec l'ordinateur.

Les modèles issues des modèles des équations de Barré de Saint Venant sont de la famille des modèles mécanistes.

### 2.2.1 Modèles mécanistes complets

Les modèles mécanistes étudient le mouvement réel du fluide. Ils sont tous basés sur des principes physiques et en particulier sur les équations de Barré de Saint Venant. Ils décrivent les écoulements non permanents à surface libre, unidimensionnels. On les appelle complet car ils intègrent le système complet de Saint Venant.

#### i. Equation de continuité (conservation de la masse)

Cette équation exprime le principe de conservation de la masse. Cela revient à dire que la variation de la masse du fluide d'un élément de volume  $dv$  pendant un temps  $dt$  est égale à la masse du fluide entrant dans ce volume déduite de la masse de fluide sortante.

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (2.1)$$

Avec,  $q$  : débit latéral par unité de longueur, positif ou négatif selon qu'il s'agisse respectivement d'un débit d'apport ou de fuite ;  $S$  : la section mouillée et  $Q$  : le débit dans la conduite.

#### ii. Equation de dynamique (conservation de la quantité de mouvement)

Cette équation se déduit de la deuxième loi de Newton : Le taux de variation de la quantité de mouvement d'une particule de masse  $m$  est égal à la somme des forces extérieures agissant sur cette particule. Les forces extérieures agissant sur le volume de contrôle sont les forces de pression hydrostatique, celles de pression due au changement de la largeur, et celles de gravité et de frottements.

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) + (\varepsilon - 1)q \frac{U}{S} \quad (2.2)$$

Avec,  $h$  : Hauteur d'eau (m) ;  $I$  : Pente (m/m) ;  $J$  : Perte de charge (m/m) ;  $\varepsilon$  : Coefficient de transfert de la quantité de mouvement du débit latéral  $q$ , variant de 0 à 1 ;  $q$  : Débit latéral éventuel entrant ou sortant par unité de longueur ( $m^2/s$ ) ;  $Q$  : Débit ( $m^3/s$ ) ;  $S$  : Section mouillée ( $m^2$ ) ;  $t$  : Temps (s) ;  $U$  : Vitesse moyenne de l'écoulement sur la section  $S$  (m/s) et  $x$  : Abscisse (m).

Le débit latéral  $q$  est orthogonal à la direction  $Ox$ , on prend  $\varepsilon = 0$  : ce débit latéral n'apporte (s'il est entrant) ni n'emporte (s'il est sortant) aucune quantité de mouvement à l'écoulement

## Chapitre 2 : Modélisation mathématique

principal. Si le débit latéral est parallèle à Ox, on prend  $\varepsilon = 1$ . Dans les cas intermédiaires, la valeur de  $\varepsilon$  est comprise entre 0 et 1.

**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 5 inconnues dès lors que les caractéristiques physiques du bief (aussi appelé tronçon lorsqu'il s'agit d'un réseau d'assainissement) sont définies

Le système de Barré de saint venant s'écrit alors comme suite :

$$\left[ \begin{array}{l} \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \end{array} \right. \quad (2.1)$$

$$\left[ \begin{array}{l} \frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) + (\varepsilon - 1) q \frac{U}{S} \end{array} \right. \quad (2.2)$$

(2.1) et (2.2) représentent respectivement l'équation de continuité et l'équation de dynamique de saint venant. [Graf, W.H., 2000]

### 2.2.2. Modèles mécanistes simplifiés

Pour de nombreux problèmes d'écoulement, la résolution complète du système de Barré de Saint Venant n'est pas nécessaire, il arrive qu'un ou plusieurs terme de l'équation dynamique puissent être négligés, ce qui fait que l'équation est simplifiée d'où le nom « modèle simplifié ». On considère que le débit latéral est nul ( $q=0$ ) alors l'équation de continuité s'écrit comme suite :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.3)$$

Et l'équation dynamique (2.2) devient (2.4) :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) \quad (2.4)$$

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

Les différent termes de l'équation (2.4) 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.

Il existe plusieurs modèles on compte :

## Chapitre 2 : Modélisation mathématique

### a) Modèles à inertie prépondérante et frottements négligeables

Les termes (4) et (5) sont négligés, d'où l'équation de la dynamique devient :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (2.5)$$

Le modèle donné par l'équation (2.5) est appelé **modèle de l'onde dynamique**. En pratique, il correspond à des ondes de hautes fréquences (impulsions brèves et rapprochées) qui ne sont pas des situations fréquentes en hydrologie urbaine d'où ce modèle est très peu employé.

### b) 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** :

$$\frac{\partial h}{\partial x} = (I - J) \quad (2.6)$$

Le système initial de Barré de Saint-Venant se ramène au cas suivant :

$$\begin{cases} \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial h}{\partial x} = (I - J) \end{cases} \quad (2.7)$$

Si on dérive l'équation (2.3) par rapport à  $x$  à  $t$  constant et l'équation (2.7) par rapport à  $t$  à  $x$  constant (voir démonstration par exemple dans *Kovacs, 1988*), on peut éliminer l'une des deux variables  $h$  ou  $Q$ . Si on choisit d'éliminer  $h$ , ce qui permet souvent de simplifier l'expression des conditions aux limites, il reste une équation unique en  $Q$  qui s'écrit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (2.8)$$

Avec,  $C$  : célérité de l'onde, correspondant au déplacement de l'onde de crue (m/s) et  $D$  : coefficient de diffusion, correspondant à l'atténuation de l'onde de crue (m<sup>2</sup>/s). Les variables  $C$  et  $D$  sont données par les relations suivantes :

$$C = \frac{\partial Q}{\partial S} + \frac{D}{B} \left( \frac{\partial B}{\partial x} - J \frac{\partial B}{\partial y} \right) \quad (2.9)$$

$$D = \frac{Q}{2 B J} \approx \frac{Q}{2 B I} \quad (2.10)$$

Avec,  $B$  la largeur au miroir (m), et en admettant pour  $D$  que  $J$  est voisin de  $I$ .  $B$  est en

fonction de la hauteur d'eau  $h$  :  $B = \frac{\partial s}{\partial h}$

## Chapitre 2 : Modélisation mathématique

La résolution de l'équation (2.8) demande de calculer C et D. Pour cela, différentes méthodes de calcul existent.

Si on considère, comme cela est souvent fait, que C et D sont indépendants du temps, il existe alors une solution analytique à l'équation de l'onde diffusante : c'est le modèle d'Hayami.

**Cunge** (1969) a montré que l'onde de crue diffusante est analogue à une résolution particulière du modèle Muskingum. En effet, avec un schéma particulier de différences finies, le modèle Muskingum peut être considéré comme une approximation à l'ordre 2 du modèle de l'onde diffusante. Cette démonstration est très intéressante car elle permet de relier l'approche hydrodynamique mécaniste et l'approche conceptuelle (*Bertrand-Krajewski, 2006*).

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

$$0 = g(I - J) \Rightarrow I = J \quad (2.11)$$

L'équation de l'onde cinématique correspond à un écoulement où :

- l'énergie due à la crue est négligeable devant les forces de pesanteur ;
- l'aval n'a aucune influence sur l'amont
- il existe une relation directe  $Q = f(h)$  appelée courbe de jaugeage (ou courbe de tarage ou courbe d'étalonnage). Il existe plusieurs expressions possibles de ce type de relation, par exemple :

Relation de Chézy :  $Q = C_h S \sqrt{R_h I}$  (2.12)

Relation de Manning – Strickler :  $Q = K_{MS} S \sqrt{R_h I}$  (2.13)

Autres relations :  $Q = a h^b$ ,  $a$  et  $b$  coefficients numériques.

Le système d'équations à résoudre devient alors :

$$\begin{cases} \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ I = J \end{cases} \quad (2.14)$$

Correspond au fait que la ligne d'eau est supposée être parallèle au fond du tronçon d'écoulement.

Si

$I = J$ ,  $Q = Q(S)$  car  $Q(S)$  ne dépend que de la section  $S \Leftrightarrow S(Q)$  donc :

$$\frac{\partial S}{\partial t} = \frac{\partial S}{\partial Q} \frac{\partial Q}{\partial t} \quad (2.15)$$

## Chapitre 2 : Modélisation mathématique

---

On pose  $C = \frac{\partial Q}{\partial S}$  et on le remplace dans l'équation de continuité :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \Leftrightarrow \frac{\partial Q}{\partial t} \frac{1}{C} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.16)$$

Le système d'équations peut donc se réduire à une seule équation :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} \frac{1}{C} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.17)$$

Si  $C$  ne dépend pas du débit  $Q$  (donc du temps), on retrouve l'équation de la translation simple et sans déformation de l'onde de crue :

$$Q_S(t + T_0) = Q_e(t) \quad (2.18)$$

Avec,  $Q_s$  le débit de sortie du bief ( $m^3/s$ ),  $Q_e$  : débit d'entrée du bief ( $m^3/s$ ) et  $T_0$  : le temps de translation (time-offset) de l'onde le long du bief (s).

Si  $C$  dépend du débit, il y a déformation de l'onde de crue.

Ces deux modèles donnent des résultats satisfaisants pour simuler le 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.

A l'inverse, le modèle de l'onde cinématique correspond à un déplacement réel de matière. 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 :

$$F = \frac{U}{C} \quad (2.19)$$

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.

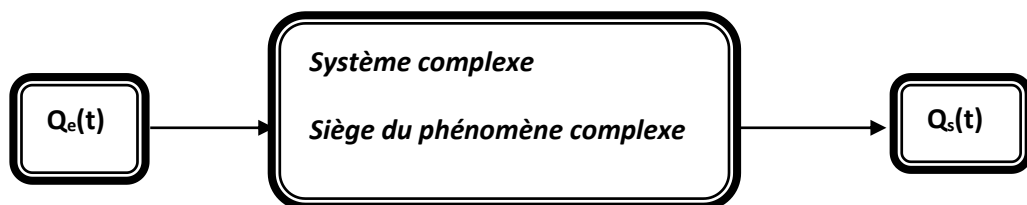
Si  $F > 1$ , l'écoulement est dit torrentiel (ou supercritique), les ondes se déplacent moins vite que le fluide et se propagent toujours vers l'aval. Pour résoudre les équations, une condition à la limite amont est suffisante.

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

### 2.3 Modèles conceptuels

Contrairement aux modèles mécanistes les modèles conceptuels se caractérisent par le fait que l'on ne cherche pas à comprendre en détail les phénomènes physiques qui se produisent au sein de l'écoulement, mais on considère le réseau dans sa globalité « boîte noire » c'est à dire comme un simple transformateur entrée-sortie. La complexité du système est jugée trop grande pour chercher à déduire le comportement global du système du comportement de chaque particule élémentaire. L'approche conceptuelle fournit des modèles qui donnent les conséquences (les résultats) des phénomènes ayant lieu dans le système réel.

Plus le système est complexe, plus une description mécaniste est difficile à exploiter et plus l'approche "globale" se justifie, car elle réduit la complexité du système et des phénomènes à une ou plusieurs relations liants le débit d'entrée (ou la pluie) au débit de sortie.



- La plupart des modèles conceptuels utilisés en hydrologie sont des modèles à réservoirs, c'est à dire que le fonctionnement du système est assimilé au fonctionnement d'un réservoir, ou de plusieurs réservoirs en série ou en parallèle. Il existe cependant d'autres modèles conceptuels qui n'utilisent pas l'analogie avec un réservoir tels que par exemple "l'hydrogramme unitaire", Pour les modèles à réservoirs que l'on peut encore appeler modèles de stock, le comportement du système dépend de 2 types de variables :
- les variables de flux telles que le débit entrant  $Q_e(t)$  ou le débit.
- les variables d'état telles que le volume stocké  $V_s(t)$  ou la hauteur d'eau.

#### 2.3.1 Modèles Muskingum

Le modèle est généré par deux équations qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{dV_S(t)}{dx} = Q_e(t) - Q_S(t) \\ V_S(t) = k[\alpha Q_e(t) + (1 - \alpha)Q_S(t)] \end{array} \right. \quad (2.20)$$

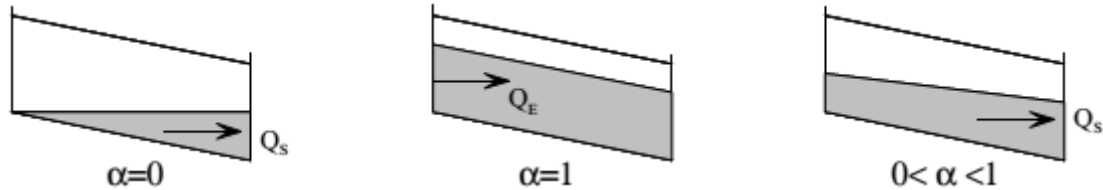
$$(2.21)$$

L'équation (2.20) et (2.22) représentent respectivement la loi de conservation de débit et l'équation de stockage (*Zug et Vasquez, 2010*).

- **k** est un coefficient dont la dimension est un temps qui traduit physiquement le temps de stockage dans le réservoir (à ne pas confondre avec le coefficient de Strickler K

## Chapitre 2 : Modélisation mathématique

- $\alpha$  est un coefficient de pondération qui module l'influence de  $Q_e$  et  $Q_s$  dans l'équation de continuité. Il est compris entre 0 et 1 et est adimensionnel.
  - Si  $\alpha = 0$ , la loi de stockage est uniquement fonction de l'aval. Ceci, caractérise le modèle d'un réservoir linéaire.
  - Si  $\alpha = 1$ , la loi de stockage est uniquement fonction de l'amont. C'est par exemple le cas du modèle de Kalinine et Myliukov (*Mottiee, 1996*).
  - Si  $0 < \alpha < 1$ , la loi de stockage est fonction de l'amont et de l'aval.



Ce modèle est le plus ancien et a été conçu pour l'étude des crues de rivière. Il a été introduit par McCarthy en 1938 pour une utilisation dans la gestion du bassin de Muskingum dans l'Ohio d'où l'appellation. Il est également adapté à la modélisation du ruissellement en milieu urbain compte tenu de la complexité du système. On l'utilise aussi pour représenter l'évolution globale d'un réseau d'assainissement. On peut ainsi estimer, par exemple, les volumes déversés. Par contre, il ne permet pas de représenter localement les phénomènes hydrauliques. En effet, la hauteur d'eau n'est pas calculée (*Vazquez, 2010*).

### 2.3.2 Modèle de Muskingum-Cunge

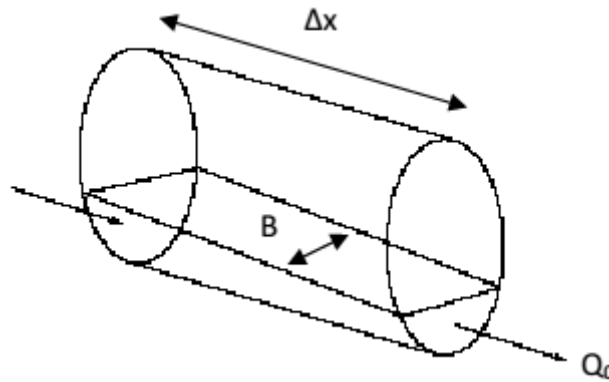
Le modèle Muskingum est facile à utiliser mais emploie des paramètres qui n'ont pas de signification physique et qui sont donc difficiles à évaluer. De plus ce modèle est basé sur des approximations qui s'avèrent souvent fausses (*Kovac, 1988*).

Cunge en 1969, a proposé de piloter cette diffusion numérique pour donner une solution satisfaisante caractérisant la propagation d'une onde de crue diffusante.

Le pilotage des paramètres proposé par *Cunge* est :

$$k = \frac{\Delta x}{y} ; x = \frac{1}{2 \left( 1 - k \frac{Q_0}{\Delta x^2 B I} \right)} \text{ et } c = \frac{dQ}{dS} \quad (2.23)$$

Avec,  $\Delta x$  : longueur du bief,  $c$  : étant la célérité de l'onde,  $B$  : largeur au miroir,  $S$  : section mouillée et  $I$  : pente du bief.



**Figure 2.2 :** paramètre de la formule de cunge

### 2.3.3 Méthode du time-offset

Cette méthode repose sur l'hypothèse suivante : l'hydrogramme se propage sans déformation à travers le bief ou 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 de 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  $t + T_0$ , avec  $T_0$  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  $T_0$  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  $Q^n$  :

$$\bar{U} = \frac{\sum U^n Q^n}{\sum Q^n} \quad (2.24)$$



## Chapitre 2 : Modélisation mathématique

---

Des difficultés numériques peuvent se présenter lorsque  $T_0$  n'est pas un multiple entier de  $\Delta t$ . On pourra se référer à Breuil (1987) qui a étudié cette question pour le modèle TERESA.

Le modèle QUURM (*Watt et Kidd, 1975*) propose une variante où seul le débit moyen sur la moitié centrale de l'hydrogramme est pris en compte pour déterminer  $T_0$  (**Bertrand-Krajewski, 2006**).

### Conclusion

Dans ce qui a précédé on a présenté plusieurs modèles, ces derniers ont mis en évidence la difficulté de la représentation du comportement hydraulique des réseaux d'assainissement, par rapport à tous les régimes d'écoulement et toutes les géométries des ouvrages.

La majorité des outils de simulation d'un réseau d'assainissement sont basés sur le système de Barré de Saint Venant (comme nous allons voir dans le chapitre suivant). Son système est composé de l'équation de continuité (conservation de la masse) qui permet de schématiser la conservation des volumes et de l'équation dynamique qui permet de schématiser la conservation des énergies (conservation de la quantité de mouvement).

# 3

. Présentation de  
différents outils de  
simulation

### Introduction

La difficulté d'accès aux réseaux et le coût élevé des investigations ont permis aux outils numériques de prendre une place prépondérante dans le domaine d'assainissement.

La simulation se définit comme l'utilisation ou la résolution de modèles correspondant à un système donné pour étudier le comportement de ce dernier dans un contexte précis. Elle est la suite logique de la modélisation qui est la première approche d'une simulation.

La modélisation et la simulation interviennent pour :

- La compréhension de la structure et des interactions à l'intérieur d'un système (déterminer le rendement, la performance...).
- L'étude du comportement du système par rapport à son environnement extérieur (consommation énergétique/cout...).
- La prédiction du comportement d'un système pour des situations nouvelles ou extrêmes.
- La conception de nouveaux dispositifs/ composants, étude de système avant la création de prototype et mise en œuvre de procédés nouveaux (stratégies et algorithmes de contrôle).
- L'optimisation des solutions lors de la conception.

La simulation ne supprime pas l'expérimentation mais la complète. Elle permet d'effectuer l'analyse du problème dans des conditions réalistes, reproduire des tests que l'on fait en expérimentation pour mieux les comprendre en diminuant le coût, ou au contraire dans des conditions d'essais extrêmes/marginales (climats extrêmes, défauts d'installations...).

Dans le domaine de l'assainissement, il existe plusieurs logiciels parmi eux, on trouve :

### 3.1. CANOE

**CANOE** est un logiciel français permettant de modéliser des réseaux d'assainissement. Il est simple d'utilisation et son interface est très intuitive. Il contient une base de données interne.

Il permet à partir de données sur les pluies, sur le réseau d'assainissement et sur le bassin versant, de déterminer la propagation des eaux jusqu'à l'exutoire. Suivant les cas, il peut servir comme un modèle mécaniste ou un modèle global. Le modèle mécaniste correspond au choix des équations de Saint Venant pour la propagation d'écoulement en conduite tandis que le modèle global s'appuie sur la méthode de Muskingum. Ce logiciel a été conçu afin de fournir un outil de gestion et de diagnostic aux personnels des services techniques chargés de l'assainissement.

## Chapitre 3 : Présentation de différents outils de simulation

---

CANOE résulte d'une alliance entre deux des logiciels français les plus utilisés dans le domaine de l'hydrologie urbaine : CEDRE, développé par le laboratoire URGC-Hydrologie urbaine de l'INSA de Lyon, et **CAREDAS**, mis au point par le bureau d'étude **SOGREAH**.

CANOE dispose de quatre applicatifs qui sont les suivants :

### 3.1.1 Gestion des données structurelles

Cet applicatif permet de saisir, de consulter, de mettre à jour l'ensemble des données nécessaires aux différents applicatifs de traitement. Il se caractérise par une interface très conviviale qui permet la manipulation et la définition graphiques des objets. L'applicatif dispose également d'outils permettant la récupération et la remise en forme de données existantes, en particulier à partir des bases des données urbaines et des SIG.

### 3.1.2 Gestion de catalogue d'ouvrages

Cet applicatif considère les différentes formes de conduites et de sections en travers de l'écoulement, ouvertes ou fermées. Il permet, en particulier, la construction automatique des formes de sections (trapézoïdales, circulaires, ovoïdes, etc).

### 3.1.3 Gestion de données hydrométriques

Cet applicatif constitue un système autonome de gestion des données hydrométriques. Il permet l'archivage et l'exploitation des mesures de pluie, débit et qualité des eaux.

### 3.1.4 Simulation hydrologique et hydraulique

Cet applicatif permet la simulation quantitative du fonctionnement des réseaux d'assainissement, par temps sec et par temps de pluie. Il repose sur quatre sous- applicatifs :

- a. Simulation quantitative du réseau par temps sec ;
- b. Affectation spatiale des pluies ;
- c. Transformation pluie-débit ;
- d. Modélisation du fonctionnement hydraulique du réseau. (**S. Haider, 2001**)

❖ CANOE est un logiciel payant

## 3.2. HEC-RAS

Le logiciel **HEC-RAS** (**H**ydrologic **E**ngineering **C**enters **R**iver **A**nalysis **S**ystem) Système d'analyse des rivières du centre d'ingénierie hydrologique, a été élaboré par le ministère américain de la Défense (corps des ingénieurs de l'armée des États-Unis) dans le but de gérer les rivières, les ports et autres travaux publics relevant de leur compétence, il a été largement diffusé de par le monde depuis sa publication en 1995.

## Chapitre 3 : Présentation de différents outils de simulation

---

Développé par l'Hydrologic Engineering Center (HEC) en Californie, ce système permet aux ingénieurs en hydraulique d'analyser les débits dans le lit des rivières et de déterminer les zones inondables.

Il intègre de nombreux moyens de saisie de données, de composants d'analyse hydraulique, de stockage de données, d'édition de rapports sous forme de tables et de graphiques. C'est un logiciel de modélisation hydraulique destiné à simuler l'écoulement dans les cours d'eau et les canaux. Le modèle utilisé est unidimensionnel, ce qui signifie qu'il n'existe pas de modélisation directe des variations hydrauliques dues aux changements de forme de la section transversale, à la présence de coudes ou autres aspects d'un écoulement 2D ou 3D.

### 3.2.1 La procédure de base de calcul du logiciel Hec-Ras

Pour les écoulements permanents, il est basé sur la solution de l'équation de conservation de l'énergie à une dimension. Les pertes d'énergie sont évaluées par les frottements et les effets de contraction / expansion. L'équation de quantité de mouvement est également utilisée dans les situations d'écoulement rapidement varié, par exemple au niveau de ressauts hydrauliques, de ponts et de confluences. Pour les écoulements non permanents, le logiciel résout l'ensemble dynamique des équations de Saint-Venant par la méthode des différences finies.

### 3.2.2 Hec-Ras

Est capable de modéliser un réseau de chenaux, un système hydrographique dendritique ou une simple partie d'un cours d'eau. Certaines simplifications doivent être réalisées pour modéliser les situations d'écoulements complexes avec HEC-RAS. Il est capable de simuler divers régimes d'écoulement (subcritique, de transition, supercritique) en prenant en compte les effets de ponts et seuils.[Us army, 2008]

❖ Le logiciel Hec-Ras est gratuit, il est accessible sur internet

## 3.3. MOUSE

MOUSE est développé par DHI Water & Environnement, c'est un logiciel professionnel qui permet de simuler les problèmes de ruissellement, les écoulements en conduites, la qualité des eaux et le transport solide sur des bassins versants urbains et dans des systèmes d'assainissement. Le logiciel fonctionne sur tous les réseaux de canalisations comprenant des écoulements à surface libre et des écoulements pressurisés. MOUSE s'applique aussi bien à des réseaux simples qu'à des réseaux complexes avec plusieurs milliers de collecteurs. Il permet de concevoir, de diagnostiquer et de gérer des réseaux, apportant ainsi des résultats sur :

## Chapitre 3 : Présentation de différents outils de simulation

---

- le dimensionnement et les impacts d'aménagements nouveaux ; les périodes de retour de débordements ou de surcharges d'un réseau ;
- les causes de ces débordements (capacité insuffisante des canalisations, remous hydraulique...) ;
- la quantification des rejets polluants vers le milieu naturel ;
- la localisation et la quantification des zones de dépôt de sédiment...

### 3.3.1 Les modules de MOUSE sont nombreux

- Hydrodynamique (HD) = module de base ;
- Hydrologie avancée (RDII) ;
- Contrôle Temps Réel (RTC) ;
- Simulations Longue Durée (LTS) ;
- Advection - Dispersion (AD) ;
- Transport de Sédiments (ST) ;
- Qualité des eaux (WQ) ;
- Interface SIG (GM).

### 3.3.2 MOUSE hd comporte deux modèles

- Le modèle hydrologique pour la modélisation du ruissellement de surface grâce à de nombreuses méthodes avec prise en compte d'événements pluvieux théoriques ou réels ;
- Le modèle hydraulique pour la modélisation des écoulements dans le réseau à partir d'une résolution complète des équations de Barré-Saint-Venant. Il permet de prendre en compte tous les types de singularités rencontrées dans un réseau d'assainissement (sections quelconques, chutes, pompe, déversoir d'orages, bassin de rétention...).

L'interface utilisateur de MOUSE est à la fois conviviale et puissante. Elle permet de saisir, sous forme tabulaire et graphique, les données d'entrée ainsi que de les modifier.

❖ Le logiciel Mouse est payant.

## 3.4. MIKE URBAN

Est un système de modélisation, professionnel entièrement intégré sous SIG (ArcGIS™ (ESRI)) qui permet de simuler le fonctionnement des réseaux urbain, d'où son nom, d'alimentation en eaux potable et d'assainissement développé par DHI (Water Environment and Health). Ses concurrents les plus connus sont les logiciels CANOE ou encore INFOWORKS

Logiciel de dernière génération, MIKE URBAN combine :

## Chapitre 3 : Présentation de différents outils de simulation

---

- ✚ les moteurs de calculs hydrologique et hydraulique de MOUSE, et toutes les fonctionnalités de MOUSE.
- ✚ une intégration complète dans la structure SIG ArcGIS, les données sont stockées directement dans la base SIG et les résultats sont directement accessibles sous ArcGIS.

MIKE URBAN comprend trois modules principaux : MIKE URBAN Model Manager, système Collection (CS) module, modules de distribution d'eau

### 3.4.1 Modèle Manager

C'est un ensemble de mesure de temps de données de la série de gestion et un environnement de modélisation, dont deux programme de modélisation du domaine public, SWMM5 et EPANET, qui ont été mis au point par l'Environmental Protection Agency des États-Unis.

### 3.4.2 Système de collecte (CS) module

Il comprend la simulation de conduite d'écoulement, la simulation pluie-débit, simulation de contrôle en temps réel, la simulation de transport de polluants, la simulation de processus biologiques.

### 3.4.3 Distribution de l'eau (WD) module

Il comprend l'étalonnage automatique des modèles de réseaux de distribution d'eau, outil feu flux pour analyser la capacité des systèmes de distribution d'eau, les options de simulation de commande pour de longues simulations d'époque, simulation d'écoulement transitoire de systèmes entièrement sous pression.

**Application** : MIKE URBAN peut être utilisé pour le système de collecte (CS) et la distribution de l'eau (WD) gestion des données du système, la modélisation des eaux pluviales, la modélisation des eaux usées et la modélisation des réseaux de distribution d'eau. [Damrose, E., 2010]

❖ Mike Urban est un logiciel payant

## 3.5. SIC<sup>2</sup>

Le logiciel SIC<sup>2</sup> (Simulation Intégrée des canaux et de leur Contrôle) est conçu par Irstea (ex cemagref) de simulation hydraulique adapté au calcul des écoulements dans les canaux d'irrigation, les rivières, les fleuves et les réseaux d'assainissements.

C'est un outil de conception et de gestion d'un réseau de canaux et/ou de rivières, fleuves ou réseaux d'assainissement avec une interface conviviale.

Il permet tous calculs hydrauliques unidimensionnels en régime permanent et transitoire basés sur les équations de Saint-Venant.

## Chapitre 3 : Présentation de différents outils de simulation

---

Il possède une bibliothèque d'ouvrages (vannes, seuils, ouvrages hydromécanique....) et une bibliothèque d'algorithme de contrôle automatique des ouvrages de régulation pour tests en écoulement transitoire. [J.P. BAUME, 2010-2015]

### 3.6. MAGE

C'est un logiciel conçu par Irstea de simulation hydraulique adapté aux écoulements à surface libre unidimensionnel 1D basé sur les équations de saint-venant instationnaire.

Il est composé de :

#### 3.6.1 Interface graphique

- ✓ Environnement de Modélisation Hydraulique ;
- ✓ Gestion d'une étude (données format xml, notes) ;
- ✓ Saisie/modification et visualisation des données ;
- ✓ Lancer un calcul ;
- ✓ Visualiser les résultats.

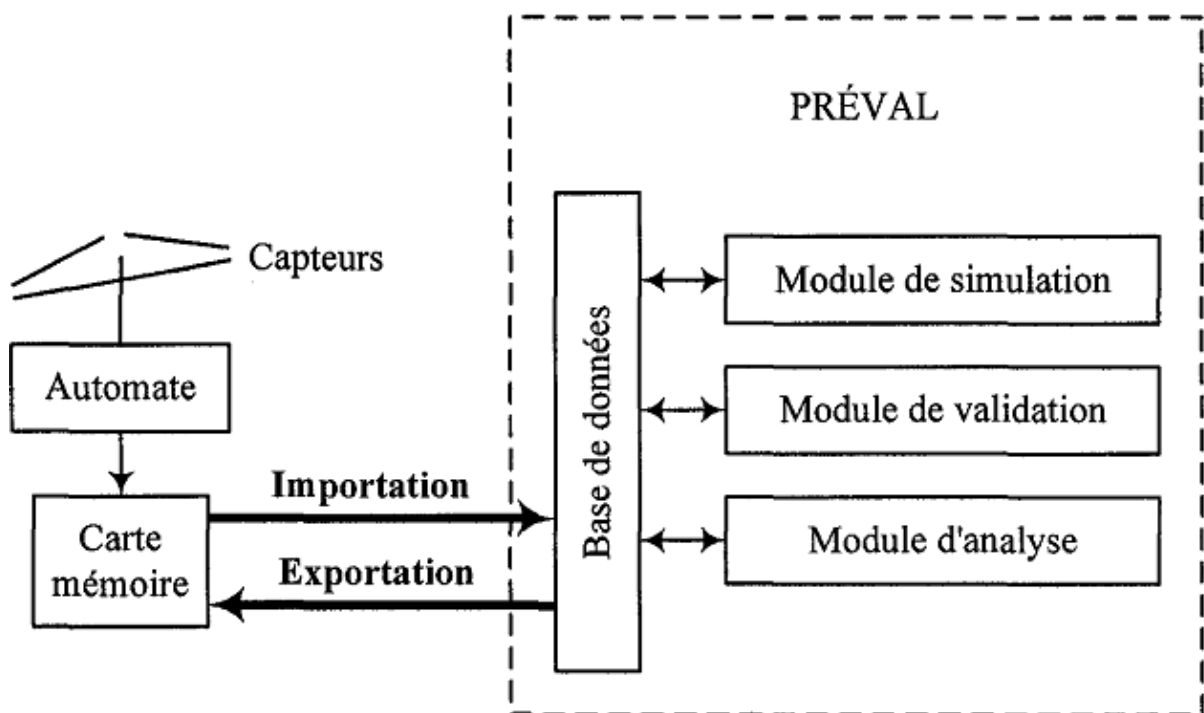
#### 3.6.2 Solveur

- ✓ Exécutable qui réalise les calculs ;
- ✓ Peut être utilisé en ligne de commande (expert) ;
- ✓ Résout les équations de Saint-Venant 1D instationnaires en régime fluvial (subcritique) ;
- ✓ En réseau complexe (ramifié et maillé) ;
- ✓ Modélisation des débordements en lit majeur actif et lit majeur de stockage ;
- ✓ Échanges latéraux par déversement ;
- ✓ Casiers ;
- ✓ Ouvrages en travers réglables. [J-B. Faure, 2007]

### 3.7. PRÉVAL

Le logiciel PRÉVAL est un outil de gestion en temps différé des réseaux d'assainissement. La figure ci-dessous présente l'agencement des différents modules de PRÉVAL.





**Figure 3.1** : différents modules de Préval

PRÉVAL dispose d'une base de données qui permet d'importer et de stocker les données mesurées dans un format utilisable par le logiciel. Les données mesurées sur le réseau peuvent être validées à l'aide d'un module de validation ou servir à faire fonctionner le module de simulation. Les modules de simulation et de validation s'utilisent en série ou en parallèle. Le module de simulation fait une modélisation macroscopique des processus de ruissellement et de lessivage des bassins urbains. De plus, il modélise le déversement au travers des déversoirs d'orage. Le module de validation intègre deux classes de méthodes de validation qui permettent de corriger les aberrations et les bruits dans les séries de données.

- Premièrement, des méthodes de validation uni-variées qui traitent individuellement les séries de données.
- Deuxièmement, des méthodes de validation multivariées qui traitent conjointement des séries de données fortement corrélées.
- Au final, l'information générée par les modules de validation et de simulation est utilisée par le module d'analyse pour réaliser de l'évaluation hydraulique d'ouvrages d'assainissement, de la simulation de débits de ruissellement, de la simulation de charges de polluants et des bilans de rejets. (E.Crobeddu, 2006)

### 3.8. InfoWorks

InfoWorks est un outil de simulation hydrologique et hydraulique des réseaux d'assainissement. Il permet d'analyser et de concevoir des réseaux d'assainissement de petites et grandes dimensions.

Le ruissellement est modélisé à l'aide du modèle de réservoir non linéaire de SWMM ou à l'aide de deux réservoirs linéaires en série. L'outil propose également quatre formules empiriques, adaptées à différents sites géographiques, pour estimer le coefficient d'emmagasinement.

L'outil InfoWorks simule le lessivage des bassins urbains à l'aide d'un modèle conceptuel, l'accumulation des particules solides sur le bassin est modélisée à l'aide d'un modèle exponentiel identique à celui de SWMM. Le transport des particules solides est simulé à l'aide du modèle de réservoir linéaire. InfoWorks donne de bons résultats sur les bassins urbains de petites dimensions. En revanche, le calage du modèle de lessivage nécessite un nombre important de données mesurées. (E.Crobeddu, 2006)

### 3.9. STORM

L'outil STORM (Hydrologic Engineering Center, 1977) est dédié à la simulation en continu de la quantité et de la qualité des eaux de ruissellement à l'exutoire des réseaux d'assainissement.

L'outil STORM simule le ruissellement à l'aide de la méthode empirique du SCS « Soil Conservation Service» L'avantage de la méthode du SCS repose sur sa simplicité. En effet, le calage de la méthode du SCS se limite à l'ajustement d'un seul paramètre.

De plus, une justification théorique des hypothèses de la méthode du SCS a été apportée récemment.

En revanche, l'outil STORM utilise des pluies horaires pour calculer le ruissellement. Par conséquent, les hydrogrammes de ruissellement issus de STORM ne sont pas précis.

STORM décrit l'accumulation et le lessivage des particules solides à l'aide de modèles conceptuels. L'accumulation est calculée à l'aide d'une fonction linéaire qui prend en compte la durée de temps sec et le linéaire de caniveaux. La charge de particules solides lessivées est calculée à l'aide d'une relation exponentielle qui fait intervenir la masse accumulée et le débit de ruissellement. L'utilisation de STORM sur différents bassins urbains a donné des résultats mitigés (E.Crobeddu, 2006)

### 3.10. MASCARET

MASCARET est un logiciel libre de simulation numérique en mécanique des fluides, développé par le Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement (LNHE). Pour faciliter son

## Chapitre 3 : Présentation de différents outils de simulation

---

utilisation, MASCARET possède une IHM (Interactions Homme Machine). C'est un code de modélisation hydraulique monodimensionnelle à surface libre, basé sur les équations de Saint-Venant dont le cœur du système est codé en Fortran 90. Il permet d'effectuer des calculs pour des écoulements aussi bien fluviaux que transcritiques, en régime permanent ou non permanent. Ainsi son champ d'application couvre de nombreux cas d'études comme :

- propagation de crues et modélisation des champs d'inondations,
- onde de submersion résultant de la rupture d'ouvrages hydrauliques,
- régulation des rivières aménagées,
- propagation d'onde dans les canaux (intumescences, éclusées, mise en eau).

MASCARET est un logiciel complexe, dont la réalisation a débuté il y a plus de vingt ans, pour répondre aux besoins internes d'EDF et du CEREMA (Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement). Ils sont copropriétaires du logiciel depuis le début. [N. Goutal ,2008]

### 3.11.SWMM

Le logiciel SWMM (Storm Water Management Model) prononcé SWIM est le logiciel le plus utilisé en Amérique du Nord pour l'analyse des réseaux d'égouts. Il a été développé en 1971. Par l'agence de protection de l'environnement (US EPA) et a depuis subi plusieurs mises à jour majeures. Il est utilisé pour simuler, pour un seul événement ou en continu, le comportement hydrologique et hydraulique de réseaux simples ou très complexes. Tous les aspects hydrauliques qu'on retrouve dans un réseau urbain peuvent être simulés à l'aide du logiciel. Le logiciel utilise pour la simulation les équations de Barré de saint-venant 1D. Sa dernière version est SWMM 5.1. Cette version est une réécriture complète des versions fortran précédentes dans le langage C. Il existe deux progiciels issus du logiciel SWMM. [J.Baud, 2008]

**PCSWMM** a été développé depuis près de 30 ans par la firme CHI (Computational Hydraulics International) à Guelph, Ontario. Il constitue une interface graphique conviviale et un outil d'aide à la décision pour SWMM. Il peut aider à la création des fichiers, l'interprétation des résultats, l'analyse de sensibilité, le calage et fournit plusieurs documents en ligne qui facilitent la tâche de l'utilisateur. L'analyse des réseaux en double drainage est aussi grandement facilitée. Le logiciel, entièrement réécrit et totalement intégré avec SWMM5, représente la nouvelle génération de logiciel pour l'analyse et la conception de réseaux d'égouts, à un prix inégalé. [J.Baud, 2008]

**XPSWMM** : est un progiciel, développé par l'entreprise XPsolutions, pour la planification, la modélisation et la gestion de systèmes de drainage durables. Le logiciel est utilisé pour simuler les processus naturels de ruissellement pluvial et les performances des systèmes conçus pour

## Chapitre 3 : Présentation de différents outils de simulation

---

gérer les ressources en eau. XPswmm sert à développer des modèles lien-nœud et à répartition spatiale qui sont utilisés pour analyser, concevoir et simuler des systèmes d'assainissement et d'eaux pluviales. XPswmm modélise également les écoulements dans les systèmes naturels, comme les rivières, les lacs ainsi que les plaines inondables présentant une interaction avec les eaux souterraines. [ **Xp solution, 2014** ]

### 3.12.SWIFT

Le modèle SWIFT(Storm-Water Integrated FastTransport) a été développé dans le cadre d'un projet de contrôle des ouvrages de débordements des eaux usées de la Communauté Urbaine de Québec (CUQ).Ce modèle simule l'écoulement des eaux usées en milieu urbain et détermine, par le biais de consignes aux régulateurs, un scénario optimal de gestion de ces eaux. L'optimisation des consignes est obtenue suite à l'application d'un contrôle prédictif intégré visant la minimisation des volumes d'eaux usée déversées pour un réseau d'égouts soumis à un ensemble de contrainte. Le modèle fournit une série de renseignements sur l'état du réseau lors d'un événement pluvieux.

On peut obtenir par exemple :

- l'hydrogramme à l'exutoire d'un bassin ;
- l'hydrogramme dans une conduite ;
- les volumes déversés aux régulateurs ;
- la capacité maximale d'une conduite et son pourcentage d'utilisation ;
- le volume d'eau acheminé vers l'usine Le système de simulation du contrôle en temps réel développé par l'INRS-Eau contient les éléments suivants ;
- un modèle de ruissellement qui transforme les hyétoigrammes prédits en hydrogrammes prédits ;
- un modèle hydraulique qui simule le transport dans le réseau de conduites ;
- une fonction objective ;
- un optimisateur (c'est-à-dire un algorithme d'optimisation). [ **El Aoudi, N., 2000** ]

### 3.13.TELEMACH-2D

Le logiciel TELEMACH-2D résout les équations de Barré de Saint-Venant (1871) à deux dimensions d'espace horizontales. Ses résultats principaux sont, en chaque point du maillage de résolution, la hauteur d'eau et la vitesse moyenne sur la verticale. TELEMACH-2D est capable de prendre en compte les phénomènes physiques.

## Chapitre 3 : Présentation de différents outils de simulation

---

Il est développé par le Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement (LNHE) de la Direction des Recherches et Développement d'EDF. Comme les versions précédentes, la version 6.0 du code respecte les procédures d'Assurance Qualité des logiciels scientifiques et techniques d'EDF-DRD. Ses résultats principaux sont, en chaque point du maillage de résolution, la hauteur d'eau et la vitesse moyenne sur la verticale. **(P. Lang, 2010)**

**3.13.1 TELEMAC-2D** trouve ces applications en hydraulique à surface libre, maritime ou fluviale, et est capable de prendre en compte les phénomènes physiques suivants :

- Propagation des ondes longues avec prise en compte des effets non linéaires ;
- Frottement sur le fond ;
- Influence de la force de Coriolis ;
- Turbulence ;
- Ecoulements torrentiels et fluviaux ;
- Influence de gradients horizontaux de température ou de salinité sur la densité ;
- Coordonnées cartésiennes ou sphériques pour les grands domaines ;
- Zones sèches dans le domaine de calcul : bancs découvrant et plaines inondables ;
- Entraînement par le courant et diffusion d'un ou plusieurs traceurs, avec des termes de création ou de disparition ;
- Suivi de flotteurs et dérives lagrangiennes ;
- Traitement de singularités : seuils, digues, buses ;
- Prise en compte des forces de traînée des structures verticales ;
- Prise en compte des phénomènes de porosité ;
- Prise en compte des courants de houle (par couplage avec les modules ARTEMIS et TOMAWAC) ;
- Couplage avec le transport sédimentaire. **(P. Lang, 2010)**

### **3.14.LIDO**

Le logiciel LIDO a été élaboré par le LNH (Laboratoire National d'Hydraulique d'EDF). Il permet de résoudre les équations de St Venant monodimensionnelles afin de calculer un écoulement à surface libre en tenant compte de nombreux paramètres (réseaux ramifié, ouvrages, zones de stockages ...). Son module, TRACER permet de simuler la dispersion d'un ou de plusieurs traceurs dans un cours d'eau dont les caractéristiques fluviales auront été

## Chapitre 3 : Présentation de différents outils de simulation

---

déterminées par LIDO en résolvant l'équation de convection-diffusion monodimensionnelle.  
[Tekatlian, A., 2002 ]

### 3.15.HYDRANET

**HYDRANET** est un progiciel conçu pour la modélisation hydrologique et hydraulique des réseaux d'assainissement, il est organisé autour d'un noyau de calcul qui est constitué par un logiciel nommé **HYDRA**, développé et exploité par **Hydratec** depuis plus de 20 ans. Ce noyau englobe des algorithmes généraux intéressant les écoulements superficiels.

Il est utilisé dans plusieurs domaines d'intervention, dont l'assainissement urbain : la chaîne de simulation HYDRA est totalement transparente à l'utilisateur d'HYDRANET car elle est pilotée par l'interface d'HYDRANET. Les concepts de modélisation manipulés par **HYDRANET** présentent un haut niveau d'intégration avec pour avantages :

- L'ergonomie : la description d'un réseau est proche de la vision que peut en avoir un exploitant,
- La fiabilité et la robustesse : la génération d'un modèle hydraulique subit de nombreux contrôles de cohérence des données et active automatiquement les options de calcul les plus appropriées aux caractéristiques du modèle défini par l'utilisateur,
- La performance : l'organisation interne des entités de modélisation est entièrement prise en charge par des programmes de génération spécifiques. Ceux-ci sont conçus pour optimiser la taille des systèmes matriciels et donc minimiser les temps de calcul. HYDRANET comprend trois grands modules : 1- un module hydrologique, fournissant les hydrogrammes d'apports de temps sec et les hydrogrammes ruisselés, 2- un module hydraulique englobant les collecteurs et les stations de gestion, 3- un module de contrôle et de pilotage des organes de régulation présents dans les stations de gestion.

[Hydranet ,2007]

### 3.16.RUBAR 20

Le Cemagref renommé aujourd'hui irstea (institut national de recherche en science et technologie pour l'environnement et l'agriculture) a développé un outil de résolution numérique appelé RUBAR20. Le logiciel a été conçu pour le calcul de propagation d'onde de rupture de barrage en bidimensionnel. Ensuite, il a été généralisé pour permettre tout calcul hydraulique ressortant des équations de Saint-Venant bidimensionnelles, en particulier, lorsque les variations temporelles des caractéristiques hydrauliques sont importantes (crues par exemple). Peut également simuler des ouvrages hydrauliques pour lesquels la loi d'ouvrage se traduit par une relation entre le débit et les cotes amont et aval (déversoirs, vannes, etc). En outre, un module de transport de sédiments en suspension peut être adjoint au calcul hydrodynamique.

## Chapitre 3 : Présentation de différents outils de simulation

---

### 3.16.1. Résolution numérique

Le code de calcul utilise la méthode des volumes finis appliquée à un maillage constitué de quadrilatères et de triangles qui ont entre eux 0 ou 1 (entier) côté commun. À chaque pas de temps, pour calculer les flux entrants et sortants de chaque maille, est résolu un problème de Riemann dans la direction normale à l'arête. On résout d'abord le problème homogène pour les 3 équations dans cette direction, équations mises sous forme conservative puis on ajoute les termes du second membre où on retrouvera le terme de gravité, les frottements, etc.

### 3.16.2 Conditions d'application

Les conditions limites peuvent être de quatre types :

- réflexion : flux nul sur l'arête ;
- flux sortant déterminé par le fluide ;
- flux sortant avec une hauteur imposée ou un débit imposé ;
- flux entrant déterminé de différentes manières (cote) et débit par arête, débit global sur plusieurs arêtes, etc) ;
- Les conditions initiales sont fixées par l'utilisateur en tirant d'eau (ou cote) et débits (ou vitesses) en chaque centre de maille à l'instant de début du calcul. Le pas de temps peut être soit fixe, soit variable. Il en est de même des dimensions de maille, l'utilisation d'un mailleur adapté à la modélisation hydraulique des rivières (par exemple, logiciel MOCAHY d'Irstea) permettant un ajustement pertinent du maillage.

### 3.16.3 Programme de calcul du code de RUBAR20

Le code RUBAR20 est composé de six programmes informatiques :

- Un module de construction du maillage ;
- Un module de création des fichiers de frottement ;
- Un module de génération de maillage final ;
- Un module de saisie des données hors maillage et hors conditions aux limites ;
- Un module de saisie des conditions aux limites ;
- Un module de calcul.

Tous les programmes sont écrits en fortran. La visualisation des données et des résultats ainsi post-processeurs FUDAA-PREPRO. Des utilitaires complémentaires permettent les transformations de format de fichier et les interpolations nécessaires. (A. Paquier, 1995)

### Conclusion :

Après la présentation des outils de simulation, on a trouvé que la majorité d'entre eux :

- Sont basés sur le système de barré de saint-venant ;

## Chapitre 3 : Présentation de différents outils de simulation

---

- Simulent l'écoulement dans un réseau d'assainissement ;
- Sont payant

Ils sont performants et rapide vu qu'il résout les équations de saint venant.

Dans notre cas pour arriver à simulé l'écoulement dans un réseau réel on a choisi deux logiciels, le choix est facile vue que la plupart d'entre eux sont payant, on a choisi un gratuit et un payant, SWMM gratuit et RUBAR20 est payant mais grâce à la convention avec irstea on a pu l'obtenir.



# 4 . Méthodologies de simulation de l'écoulement via SWMM et rubar20

## Chapitre 4. Méthodologie de simulation de l'écoulement via Swmm et Rubar 20

---

### Introduction

Dans le chapitre précédent on a présenté plusieurs modèles de simulation parmi eux on a choisi deux :

1. SWMM (Storm water management modèle) qui est un logiciel gratuit. Il simule l'écoulement à l'aide des équations de saint venant à une seule dimension.
2. Rubar 20 est un logiciel payant qu'on a eu à l'aide d'une convention avec Irstea, il simule l'écoulement à l'aide des équations de saint venant à deux dimensions.

Dans ce chapitre, on présente ces deux logiciels avec plus de détail.

### 4.1. Swmm

SWMM (Storm Water Mangement Model) est un programme de simulation hydrologique développé par l'agence de la protection de l'environnement aux Etats-Unis (USEPA) en collaboration avec un groupe de recherche situé à l'université de Floride et à l'université de l'état d'Oregon. Depuis son premier développement en 1971, ce modèle a suivi des évolutions successives et on est actuellement à sa cinquième version.

Il peut être utilisé pour modéliser la quantité et la qualité du ruissellement pour un événement ponctuel ou de longue durée, principalement en milieu urbain.

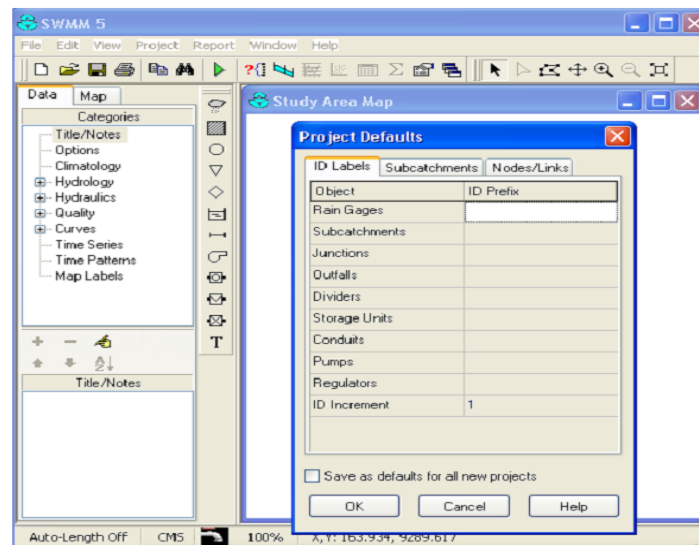
#### 4.1.1. Etapes d'utilisation du logiciel Swmm

Pour arriver à simuler avec SWMM huit étapes sont nécessaire à savoir :

**4.1.1.1 Fixer les paramètres à utiliser par défaut :** on commence par ouvrir un nouvel espace dessin file :

On ouvre une nouvelle fenêtre et on fixe les paramètres (préfixes) par défaut : on choisit la valeur des paramètres de bassin versant (subcatchement) par défauts, les propriétés des conduites (nodes/links) (**figure 4.1.1**). Il est important de spécifier dans « flows » que l'unité est en centimètre pour travailler avec le système international (SI), la superficie est alors prise en ha.

## Chapitre 4. Méthodologie de simulation de l'écoulement via Swmm et Rubar 20

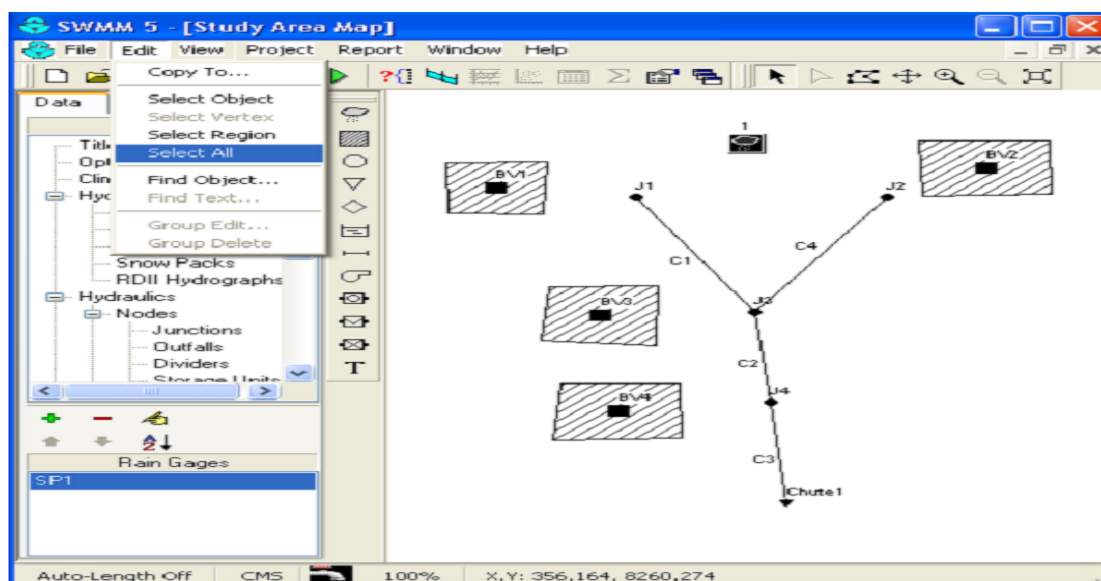


**Figure 4.1.1 :** Fixation des paramètres par défaut

### 4.1.1.2 Dessiner le réseau du projet

On dessine le réseau de notre projet :

- Le carré pour les bassins versant ;
- Les points pour les nœuds ;
- Les très droit pour les conduites ;
- Le triangle pour l'exutoire ;
- Enfin le nuage pour la station météo (figure 4.1.2).

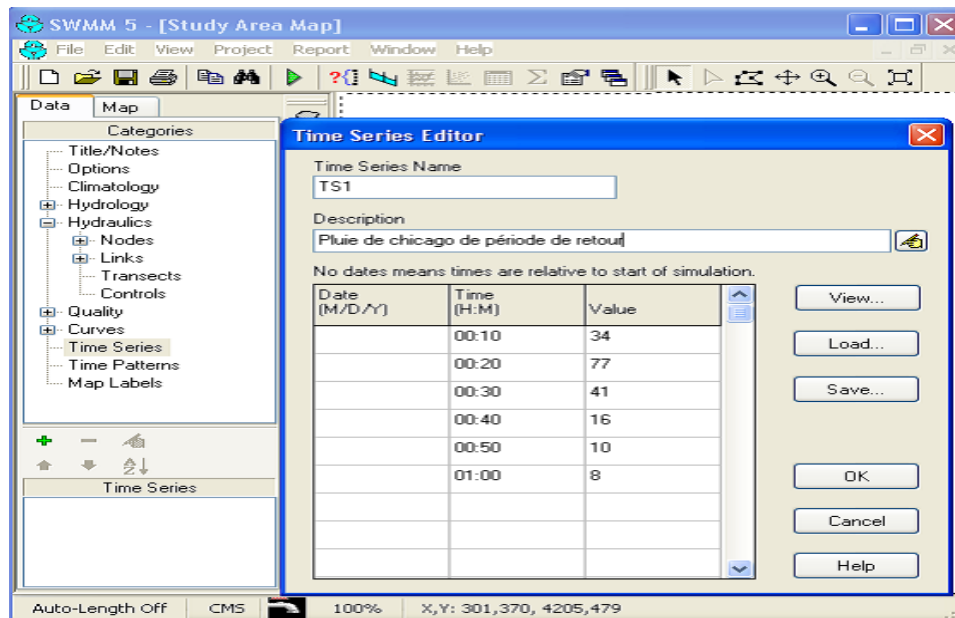


**Figure 4.1.2 :** Dessin complet du projet

## Chapitre 4. Méthodologie de simulation de l'écoulement via Swmm et Rubar 20

### 4.1.1.3 Spécifications des caractéristiques des objets

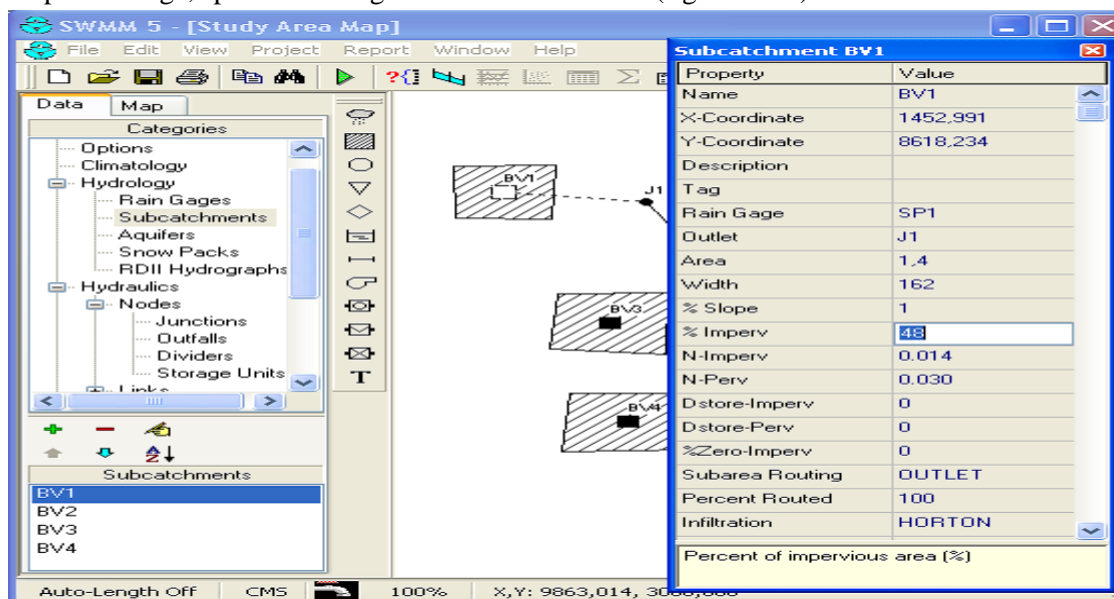
Une fois le dessin terminé, on passe à la fourniture des données réelles de notre réseau en commençant par les données pluviométrique (**figure 4.1.3**), la longueur des conduite leurs profondeur et leur pente, les données du sol à savoir son imperméabilité.



*Figure 4.1.3 : Données pluviométriques*

### 4.1.1.4 Assignment des nœuds de drainage et des propriétés des BV

Dans cette partie on va donner à chaque bassin un exutoire, spécifier les superficies en (he), les pentes en pourcentage, spécifier la largeur W du bassin en m. (figure 4.1.4)

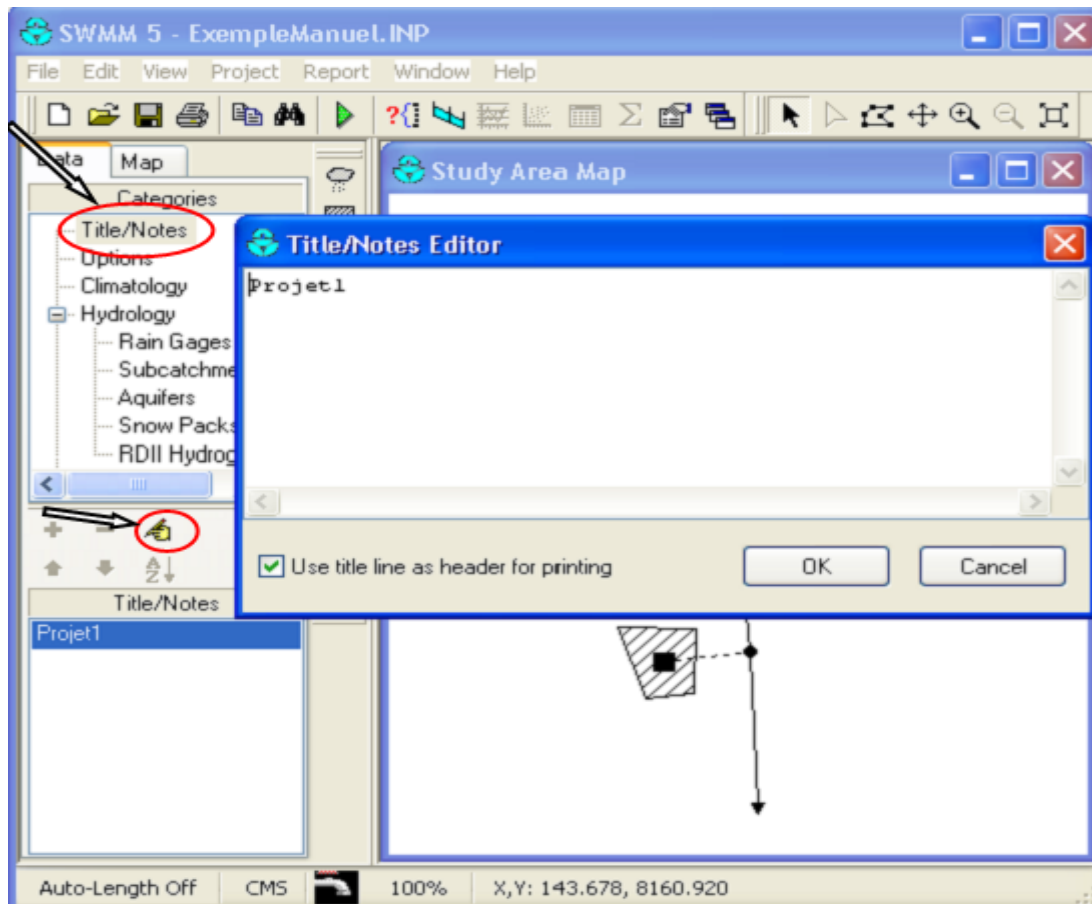


*Figure 4.1.4 : Assignment des nœuds de drainage et des propriétés des BV*

## Chapitre 4. Méthodologie de simulation de l'écoulement via Swmm et Rubar 20

### 4.1.1.5 Sauvegarder les fichiers de données

On donne un nom au fichier de données et on le sauvegarde (**figure 4.1.5**).



**Figure 4.1.5** : Nommer le projet et le sauvegarder

### 4.1.1.6 Exécuter la simulation

Pour exécuter la simulation, on doit commencer par choisir les options dans le menu et on choisit l'unité du débit ( $\text{m}^3/\text{s}$ ).

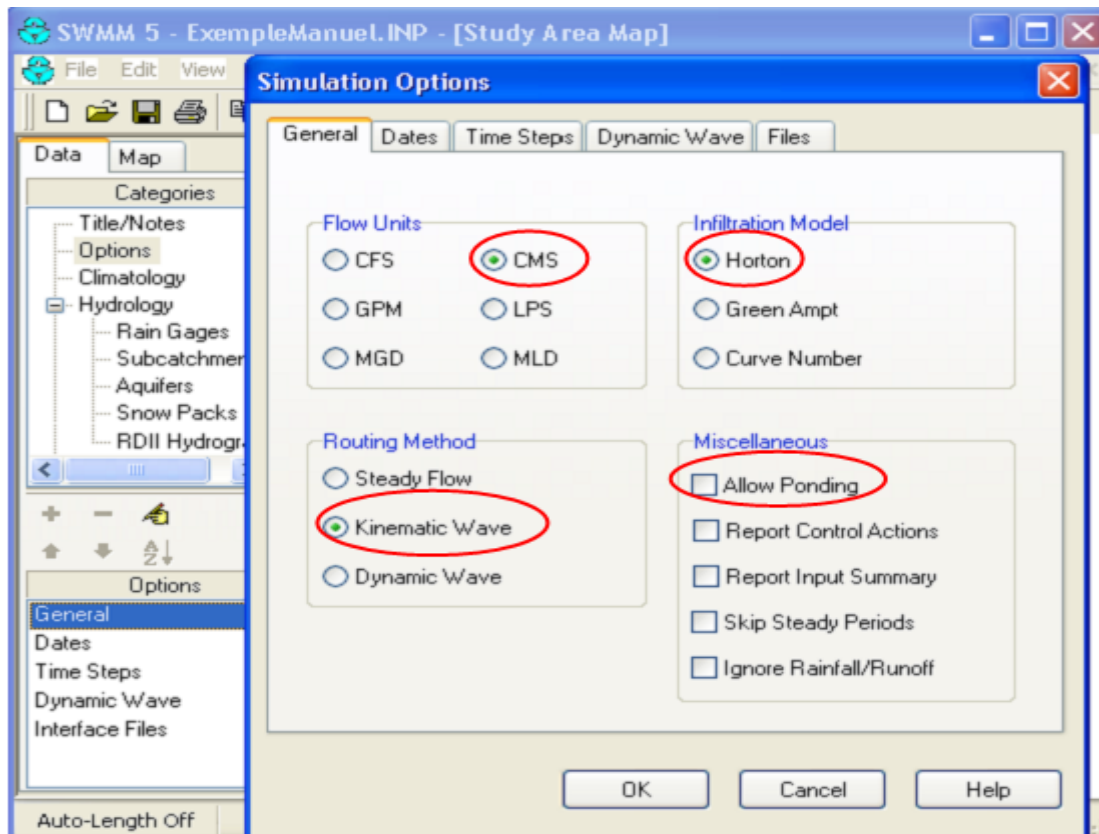
Pour le modèle hydraulique : SWMM nous offre de choisir entre trois (03) modèles :

Le premier (*Steady Flow*) est basé simplement sur l'utilisation de l'équation de Manning. Ce modèle peut être utilisé lors de la conception lorsque le débit est constant.

Le deuxième modèle qui est basé sur l'onde cinématique (*kinematic Wave*) ne doit être utilisé qu'en écoulement à surface libre en absence de toute influence aval.

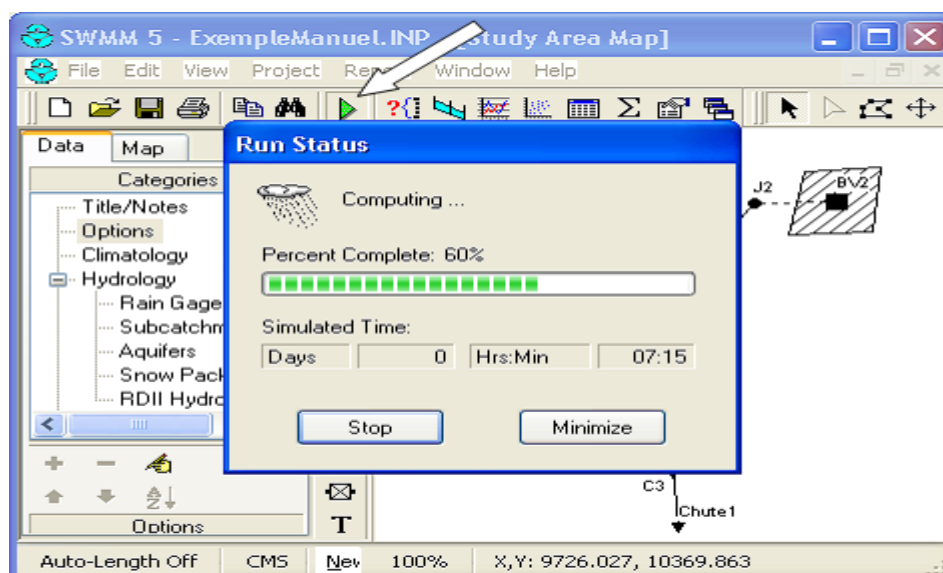
Le troisième modèle est le plus complet. Il est capable de représenter les mises en charge et les refoulements dans un réseau même maillé (**Figure 4.1.6**).

## Chapitre 4. Méthodologie de simulation de l'écoulement via Swmm et Rubar 20



*Figure 4.1.6 : Choix des options de simulation*

Lancer la simulation (**figure 4.1.7**) :

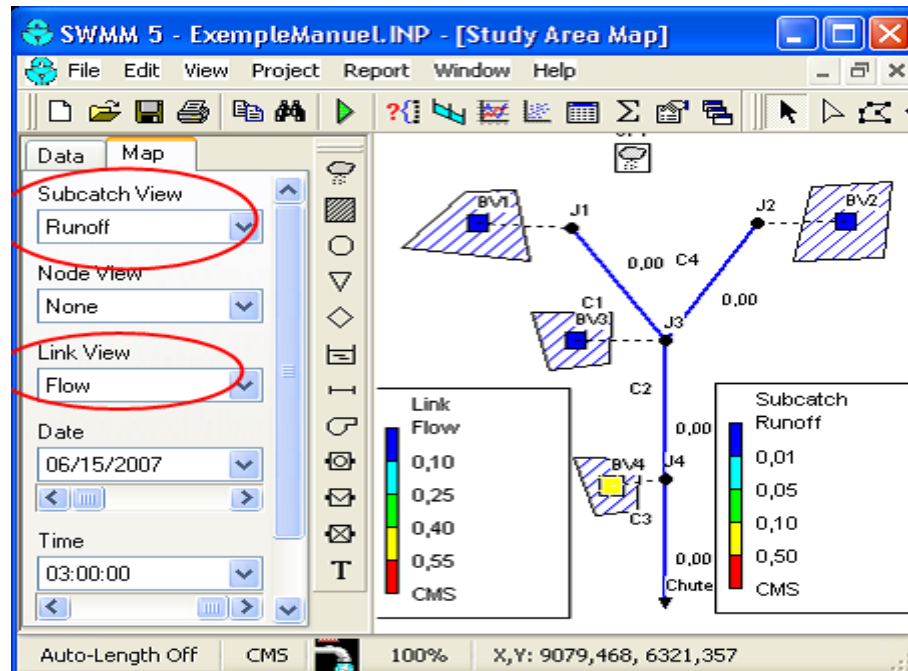


*Figure 4.1.7 : Lancer l'analyse*

## Chapitre 4. Méthodologie de simulation de l'écoulement via Swmm et Rubar 20

### 4.1.1.7 Visualisation de la simulation

Les résultats de la simulation peuvent être visualisés en code couleur sur plan d'étude.



*Figure 4.1.8 : Les résultats sur le plan d'étude*

## 4.2. Rubar20

Le logiciel RUBAR 20 a été initialement conçu pour le calcul de propagation d'onde de rupture de barrage en bidimensionnel. A ce titre, il permet de simuler la propagation d'une onde issue soit d'une rupture instantanée de barrage (on partira d'un mur d'eau), soit d'une rupture progressive (pour laquelle on connaît l'hydrogramme au droit du barrage ou pour laquelle on la modélise par un ouvrage particulier). Il traite donc, en particulier, la propagation d'un front sur une zone initialement sèche.

De manière plus générale, ce logiciel permet tout calcul hydraulique ressortant des équations de SAINT-VENANT bidimensionnelles, en particulier, lorsque les variations temporelles des caractéristiques hydrauliques sont importantes (crues). Les équations que le logiciel résout sont écrites sous la forme :

## Chapitre 4. Méthodologie de simulation de l'écoulement via Swmm et Rubar 20

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = P \quad (4.1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q_x}{\partial t} + \frac{\partial \left[ \frac{\partial Q_x^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right]}{\partial x} + \frac{\partial \left[ \frac{Q_x Q_y}{h} \right]}{\partial y} = & -g h \frac{\partial Z}{\partial x} - g \frac{Q_x \sqrt{(Q_x^2 + Q_y^2)}}{C^2 h^2} + \frac{\partial}{\partial x} \left[ K h \frac{\partial \left( \frac{Q_x}{h} \right)}{\partial x} \right] + \\ & \frac{\partial}{\partial y} \left[ K h \frac{\partial \left( \frac{\partial Q_x}{h} \right)}{\partial y} \right] + F_x(w) + P_x \end{aligned} \quad (4.2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q_y}{\partial t} + \frac{\partial \left[ \frac{\partial Q_y^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right]}{\partial y} + \frac{\partial [Q_x + Q_y]}{\partial x} = & -g h \frac{\partial z}{\partial y} - g \frac{Q_y \sqrt{(Q_x^2 + Q_y^2)}}{C^2 h^2} + \frac{\partial}{\partial x} \left[ K h \frac{\partial \left( \frac{Q_y}{h} \right)}{\partial x} \right] + \\ & \frac{\partial}{\partial y} \left[ K h \frac{\partial \left( \frac{\partial Q_y}{h} \right)}{\partial x} \right] + F_y(w) + P_y \end{aligned} \quad (4.3)$$

Où, h est la hauteur d'eau, Z la cote du fond ;

$Q_x$  le débit (unitaire) selon l'axe  $Ox$  égal au produit de la vitesse par la hauteur ;

$Q_y$  le débit (unitaire) selon  $Oy$  ;

g l'accélération de la pesanteur ;

K le coefficient de viscosité (ou diffusion)1 ;

C le coefficient de Chézy pour le frottement au fond (ou coefficient de Strickler multiplié par  $h^{1/6}$ ) ;

W la vitesse du vent à 10 m du sol,

$F_x$  et  $F_y$  les contraintes dues au vent exprimées sous la forme  $3,4 \cdot 10^{-6} W_x W$  et  $3,410^{(-6)} W_y W^3$  ;



## Chapitre 4. Méthodologie de simulation de l'écoulement via Swmm et Rubar 20

---

$P_x$  et  $P_y$  les composantes du frottement à la paroi (verticale) exprimée comme le frottement au fond mais la contrainte étant parallèle à la paroi ;

On utilise un facteur multiplicatif valant 0 pour les mailles sans paroi et  $h/L$  pour les autres mailles avec  $L$  dimension de la maille dans la direction perpendiculaire à la paroi ;

$P$  l'apport local correspondant à la pluie (dont on néglige la quantité de mouvement).

Le système ci-dessous est constitué de :

- L'équation (4.1) représente l'équation de continuité qui exprime la conservation de la masse dans un volume de contrôle.
- Les équations (4.2) et (4.3) représentent les équations dynamique bidimensionnelles qui exprime la conservation de quantité de mouvement ((4.2) selon (ox) et (4.3) selon (oy))

Le code de calcul utilise la méthode des volumes finis appliquée à un maillage constitué de quadrilatères et de triangles qui ont entre eux 0 ou 1 (entier) côté commun.

Il est constitué de plusieurs programmes, ils sont tous écrits en FORTRAN. La visualisation des données et des résultats ainsi que la saisie de certaines données peuvent s'effectuer à partir de deux pré et post processeurs indépendants MOCAHY et F UDAA-PREPRO. Des utilitaires complémentaires permettent les transformations de format de fichier et les interpolations nécessaires.

A l'aide de l'enchaînement de cinq programmes on va arriver à simuler dans notre cas c'est la simulation de l'écoulement dans un réseau d'assainissement, ces programmes sont :

- SECMA
- MCOXIMA
- MAIL20
- VFALUV
- RUBAR 20

Mais avant d'entamer la simulation, on doit commencer par la création du maillage initial avec fudaa-medeleur.

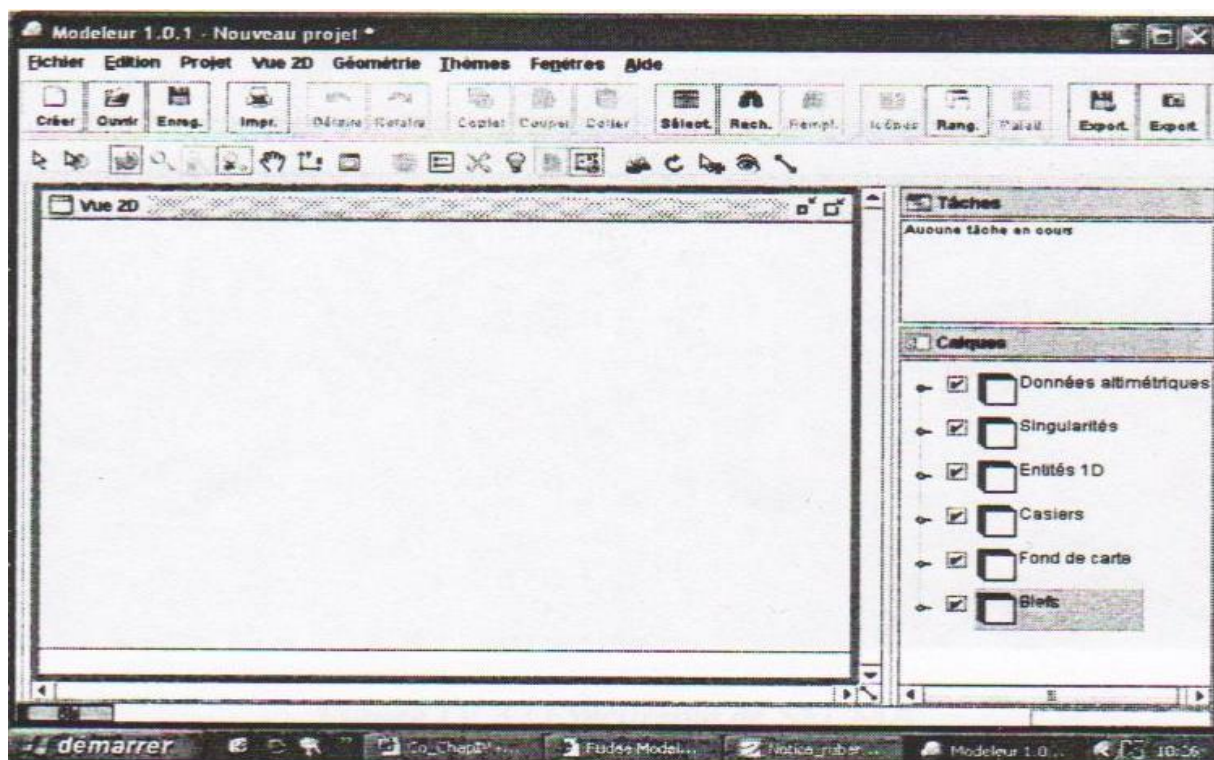
### 4.2.1 FUDAA-MODELEUR

Est un logiciel doté d'une interface conviviale constituée d'un groupe de calques, il permet de :

- Importer des données géographiques à partir des SIG (système d'information géographique) ou fichiers Excel ;
- Géoréférencer les cartes et les images de type raster ;
- Gérer et éditer les objets géographiques à partir des calques ;

## Chapitre 4. Méthodologie de simulation de l'écoulement via Swmm et Rubar 20

- Couvrir le domaine d'étude par une série de sections en lignes directrices (brutes), qui suivent les traits dominants de la topographie ;
- Ouvrir et visualiser un fichier de sections, de courbes de niveau et de semis de points ;
- Exporter tous les calque sous format de fichier d'extension \*.ts qui doit servir comme fichier d'entrée pour le programme SECMA.



*Figure 4.2.1. : Interface du logiciel FUDAA-MODELEUR*

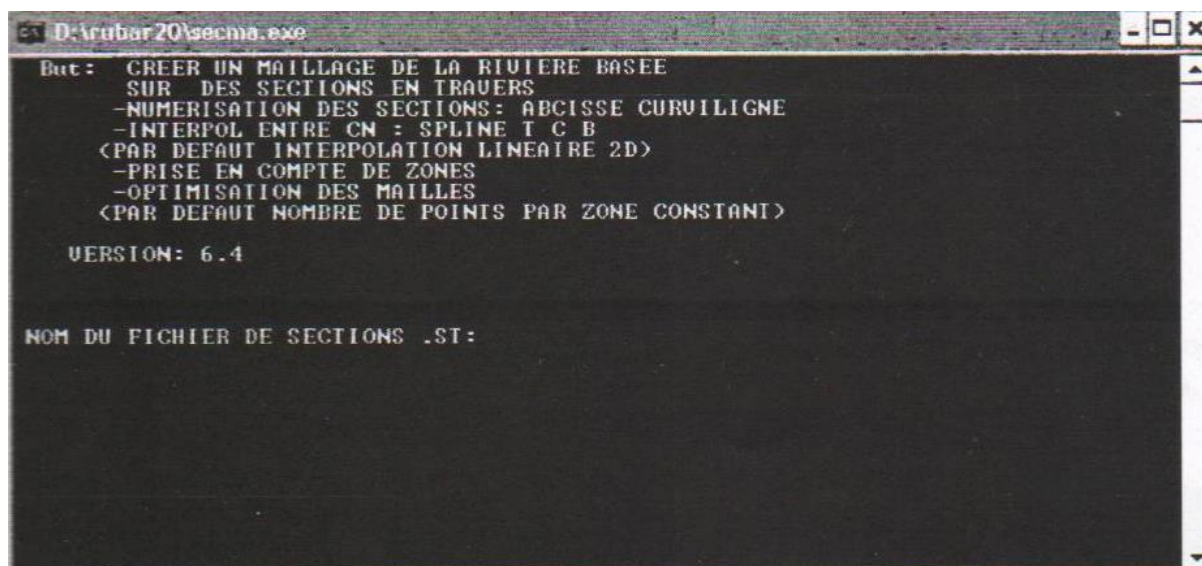
On passe maintenant aux programmes de simulation.

### 4.2.2. Programme SECMA

Le programme SECMA crée le fichier de sections de maillage (ou sections interpolées) \*.m. Longitudinalement, des sections sont rajoutées si la distance est supérieure au pas donné par l'utilisateur. Transversalement, on rajoute des points entre les lignes directrices selon un pas donné par zone (entre deux lignes directrices) ou un nombre de mailles (si le pas est nul) ; ainsi, soit le nombre de points par zone est constant soit le pas d'espace est constant (option "optimisation"). L'interpolation dans SECMA se fait en deux étapes : interpolation transversale à l'intérieur de chaque section (linéaire par morceaux) pour obtenir des sections à nombres de points identiques puis interpolation longitudinale ( linéaire) sur chaque ligne reliant les points

## Chapitre 4. Méthodologie de simulation de l'écoulement via Swmm et Rubar 20

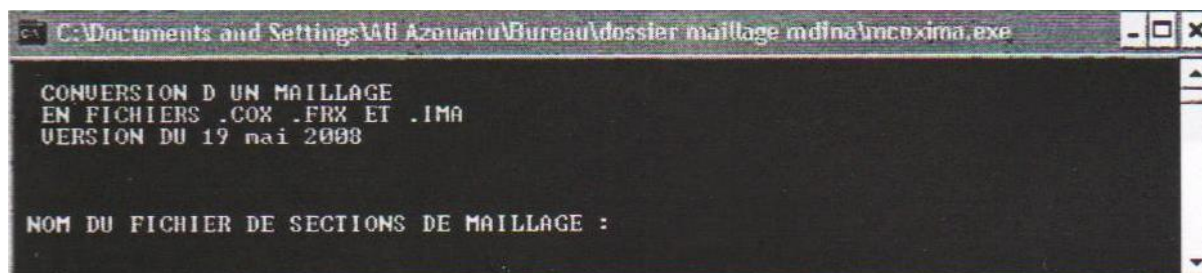
d'ordre identique afin de créer les points des sections intermédiaires; dans cette dernière étape, une distance minimale entre sections peut être maintenue. Pour créer un raffinement de maillage, il faut encadrer la zone par des sections et des lignes directrices qui seront confondues ailleurs. Sur la figure ci-dessous, le menu de SECMA est présenté :



*Figure 4.2.2. : Exécutable SECMA*

### 4.2.3. Programme MCOXIMA

Le fichier de maillage \*.m est transformé en fichier de mailles (\*.ima) et de côtes du fond \*.cox. Il est aussi possible de construire par ce programme, un fichier (\*.frx) correspondant aux frottements au fond et défini par bande de maillage parallèle aux lignes directrices.



*Figure 4.2.3 : Exécutable MCOXIMA*

### 4.2.4. Programme MAIL20

Ce programme permet de lire le fichier \*.ima et faire ressortir un maillage final bien structuré \*.mai qui, devrait servir comme outil de base pour tout calcul par la suite.



## Chapitre 4. Méthodologie de simulation de l'écoulement via Swmm et Rubar 20

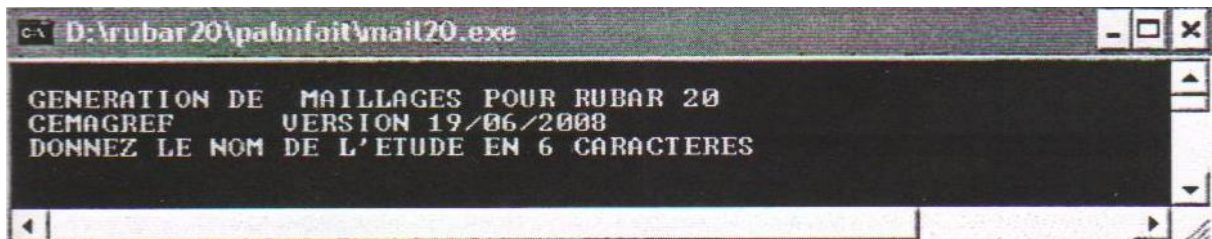


Figure 4.2.4 : Exécutable MAIL20

### 4.2.5. Programme VFALUV

Le programme VFALUV définit les programmes principaux, il permet de saisir et d'interpoler sur un maillage défini auparavant (fichier\*.mai). Les données sont :

- Cote du fond (par nœud) ;
- Coefficient de frottement du fond au centre de la maille ;
- Condition initiale (par maille) ;
- Coefficient de diffusion (par maille).

Il permet également de constituer le fichier \*par qui contient tous les paramètres relatif à une simulation. Hormis le maillage et le fichier des conditions aux limites, tous les fichiers nécessaires au calcul par RUBAR20 peuvent être formés ici :

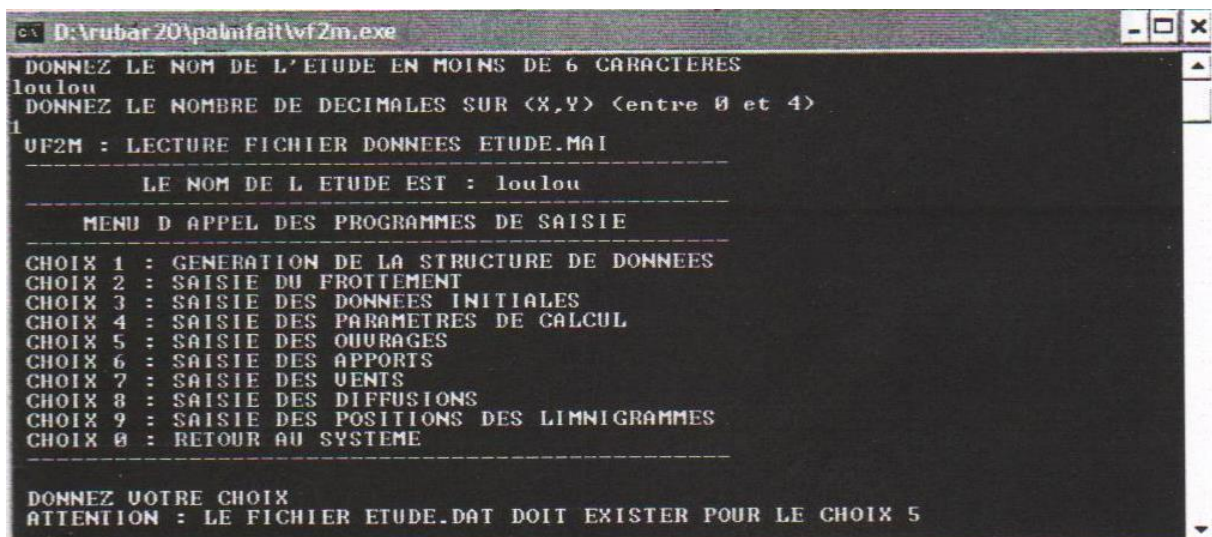


Figure 4.2.5 : Exécutable de VFALUV

### 4.2.6 Programme RUBAR20

Le programme rubar20 effectue la résolution des équations de saint venant bidimensionnelles ainsi que l'équation de transport selon un schéma explicite en volumes finis. Cette méthode

## Chapitre 4. Méthodologie de simulation de l'écoulement via Swmm et Rubar 20

implique un très faible pas de temps (nombre de courant inférieur a 1) ce qui limite l'emploi du logiciel à des circonstances hydrauliques une singularité géométriques est à déconseiller car il y a immédiatement réduction du pas de temps ; en particulier, un chenal étroit et profond ne peut être représenté tel quel ; il est nécessaire de l'élargir en prenant une cote du fond moyenne qui conservera la capacité de transit globale.

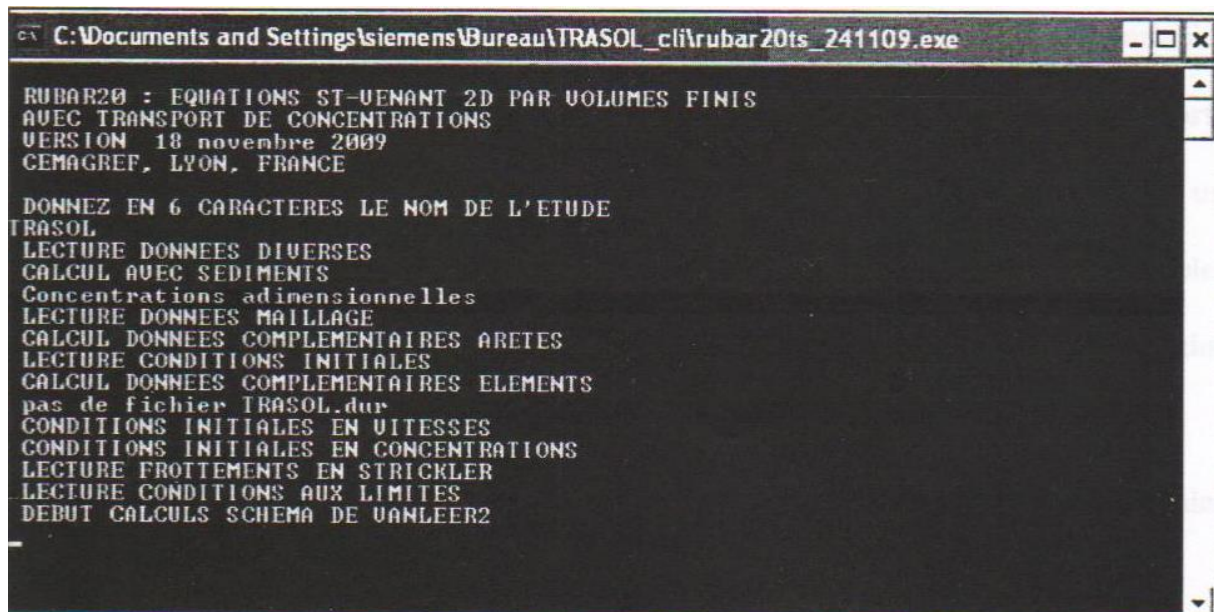


Figure 4.2.6 : Exécutable de RUBAR20

### 4.2.7 Utilisation de FUDA-PREPRO :

FUDAA-PREPRO est un pré-poste processeur conçu par CETEMF, il comprend un superviseur qui peut être considéré comme un explorateur de fichiers adapté aux systèmes de modélisation hydraulique, il offre un menu qui permet de lancer les applications du pré-processeur suivantes :

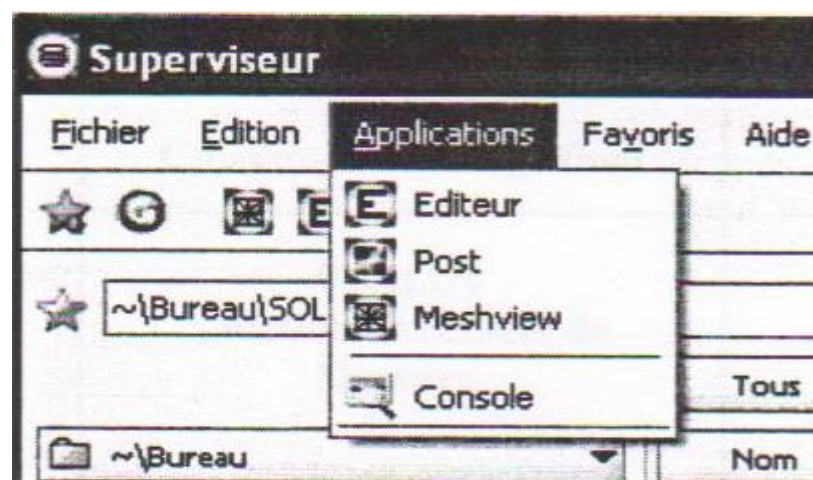


Figure 4.2.7: Applications du pré-processeur Fudaa-Prepro

## Chapitre 4. Méthodologie de simulation de l'écoulement via Swmm et Rubar 20

---

- a) « **Editeur de projet** » qui permet de visualiser l'ensemble des données d'entrée du programme Rubar20. Si un fichier PAR existe, un clic sur ce fichier entraîne l'ouverture de l'ensemble des données de la même étude contenues dans le même répertoire. Il est ensuite possible (à maillage fixé) de modifier certaines données de manière interactive. Il est aussi possible d'exporter une partie du maillage pour recréer un nouveau projet. En outre, depuis l'Editeur, on peut lancer VFALUV pour créer les fichiers de calcul à partir des fichiers de données brutes éventuellement modifiées sous L'Editeur.
- b) « **Postprocesseur** » qui permet de visualiser la plupart des résultats : variables contenues dans les fichiers TPS, TPC, ENV, ZFN. Les types de visualisation sont :
- Une vue globale permettant d'afficher (en plus d'un éventuel fond de plan), une carte de différentes variable à un temps sauvegardé (possible d'animation) ;
  - Une vue par section (groupe dans un plan vertical). Ces profils spatiaux permettant un calcul du débit à travers la section à un temps donnée ;
  - Des courbes d'évolution dans le temps en un point du maillage pour les variables sauvegardées ;
  - La comparaison entre deux simulations et possible ainsi que la visualisation des différences ;
  - Une vue 3D des niveaux d'eau.

## Chapitre 4. Méthodologie de simulation de l'écoulement via Swmm et Rubar 20

c) « **Meshview** » qui permet que de visualiser le maillage continu dans un fichier MAI ou DAT.

Fichiers d'entrée	Programmes	Fichiers de sortie
ST	SECMA Interpolation sur section en travers et lignes directrices	M
M	MCOXIMA Conversion du maillage en fichiers de frottements	IMA COX FRX
IMA	MAIL20 Création du maillage final	MAI
MAI COX FRX DUR	VFALUV Création de fichier de données	DAT PAR FRT CIN DIF DUR
DAT CLI	TRALUV Création des conditions aux limites	DAT CLI
DAT CLI PAR FRT CIN DIF DUR	RUBAR 20 TS Calcul des paramètres (Simulation)	TPS TPC ZFN OUT MAS ENV NUA ECL EDM ECI EFR DZF

**Tableau 4.2.1 :** Position des fichiers par rapport aux programmes de calcul.

### 4.2.8 Calage et validation du modèle

Le calage consiste en la confrontation du système réel au système modèle en analysant leurs comportements respectifs. Cette confrontation est réalisée à travers des taches diverses afin de déterminer les paramètres du modèle le plus souvent de manière manuelle ou en d'autres termes, le calage est une opération qui vise à reproduire des événements de référence aussi fidèlement que possible par un ajustement de paramètres à base (*Vidal, 2005*).

En général, on admet six étapes principales à identifier dans la tache de calage :

- L'affectation des données ;
- La définition des paramètres et leur initialisation ;
- La réalisation des simulations ;
- La comparaison des résultats ;
- L'ajustement des paramètres ;
- La qualification du modèle obtenu.

La validation du modèle consiste quant à elle à s'assurer que le modèle numérique possède un niveau de précision cohérent avec l'application demandée. Les résultats numériques fournis

## Chapitre 4. Méthodologie de simulation de l'écoulement via Swmm et Rubar 20

---

doivent être comparés à des données de terrain afin de d'assurer de la fiabilité du modèle numérique.

Néanmoins, quel que soit le type de modèle hydraulique, il ne reproduira jamais la réalité dans toute sa complexité (*Cunge, 1995*).

### **Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons fait une description plus au moins détaillée des deux logiciels que nous allons utiliser dans notre étude à savoir SWMM et RUBAR20 qui sont basés sur les équations de saint-venant. SWMM est constitué d'un seul programme, par contre le rubar20 est composé de quatre programmes et le cinquième est rubar20 et c'est grâce à ce dernier qu'on affiche les résultats de la simulation.

Dans le chapitre suivant, nous allons utiliser ces deux logiciels pour une simulation dans un réseau réel, ce réseau se situe à Dar el Beida.



# 5 . Simulation du réseau Dar el Beida avec le SWMM et RUBAR20

### Introduction

Dans cette partie nous allons procéder à la simulation de l'écoulement dans un réseau réel. Précédemment nous avons choisi et présenté deux logiciels (Swmm, Rubar20) qui nous aideront à simuler l'écoulement dans un réseau d'assainissement situé dans la wilaya d'Alger. Cette dernière compte 3000Km de réseau d'assainissement soit 111555 tronçons, 26 postes de relevage et 4 stations d'épuration (2 stations sont gérées par la SEAAL) et la plus part d'entre eux sont unitaire. Notre réseau d'essai se situe dans la commune de Dar El Beida. Il est constitué d'un réseau ramifié de plusieurs cités en cours de réalisation.

### 5.1. Présentation du site d'étude

Dar El Beida (anciennement Maison-Blanche lors de la colonisation) est une commune de la wilaya d'Alger, située dans la banlieue à 16 kilomètre Sud-Est d'Alger. C'est sur le territoire de Cette commune que se situe l'aéroport d'Alger (Houari Boumédiène).



**Figure 5.1** : la carte de localisation des communes d'Alger

Elle est limitée par les communes suivantes :

- Au nord : Bordj El Kiffan
- Nord-est : Rouiba
- Est : Hammedi
- Sud-est Bab kemis El Khechna
- Sud Meftah
- Sud Ouest les Eucalyptus
- Ouest oued semar
- Nord-ouest Bab Ezouar

Notre région d'étude est un réseau d'assainissement qui se trouve à Dar El Beida. L'image ci-dessous représente le réseau d'essai.



**Figure 5.2** : le réseau d'assainissement de dar el Beida

### 5.2 Simulation de l'écoulement dans le réseau de Dar El Beida via SWMM

Pour effectuer la simulation de l'écoulement dans un réseau d'assainissement à l'aide de SWMM, nous avons besoin de données tels que les longueurs des tronçons, les profondeurs, les côtes du radier des conduites ainsi que les cotes de terrain naturel. Nous avons également besoin des données pluviométriques.

Dans le cas de notre réseau d'essai, les données sur les conduites et le terrain nous les avons obtenus de la base de données créée par la SEEAL avec Arcgis (SIG), et les données pluviométriques par l'ANRH. Les données des conduites et des regards sont représenté dans l'annexe 1 et les données des sous bassins versant sont représenté dans le tableau ci-dessous :

#### 5.2.1 Données pluviométriques

Les pluies de projet retenues sont des pluies synthétiques de type « Desbordes,». Ce type de pluie est doublement triangulaire et est défini par les paramètres suivants :

## Chapitre 5 : Simulation du réseau Dar el Beida avec le SWMM et RUBAR20

On appelle “ pluie de projet ” une pluie fictive définie par un hyétoGramme (histogramme des hauteurs de pluie par unité de temps) synthétique et statistiquement “ représentative ” des pluies réelles, bien que jamais observées. On lui affecte une période de retour qui est celle d’un ou plusieurs de ces éléments constitutifs : hauteur totale précipitée et hauteur précipitée durant une période intense.

On admet le plus souvent que la période de retour des caractéristiques de l’hydrogramme obtenu par transformation de ce hyétoGramme synthétique est égale à celle de la pluie de projet. Aussi, le domaine privilégié d’utilisation des pluies de projet est le dimensionnement des collecteurs d’assainissement.

La pluie de projet étudiée dans le cadre de ce paragraphe est la pluie de projet dite “ du double triangle ” ou pluie de Desbordes. Ce modèle de pluie est caractérisé principalement par :

- La durée totale de l’averse (quatre heures) et la hauteur d’eau tombée,
- La durée intense de l’averse égale au temps de concentration du bassin versant étudié et la hauteur d’eau tombée pendant la même durée.

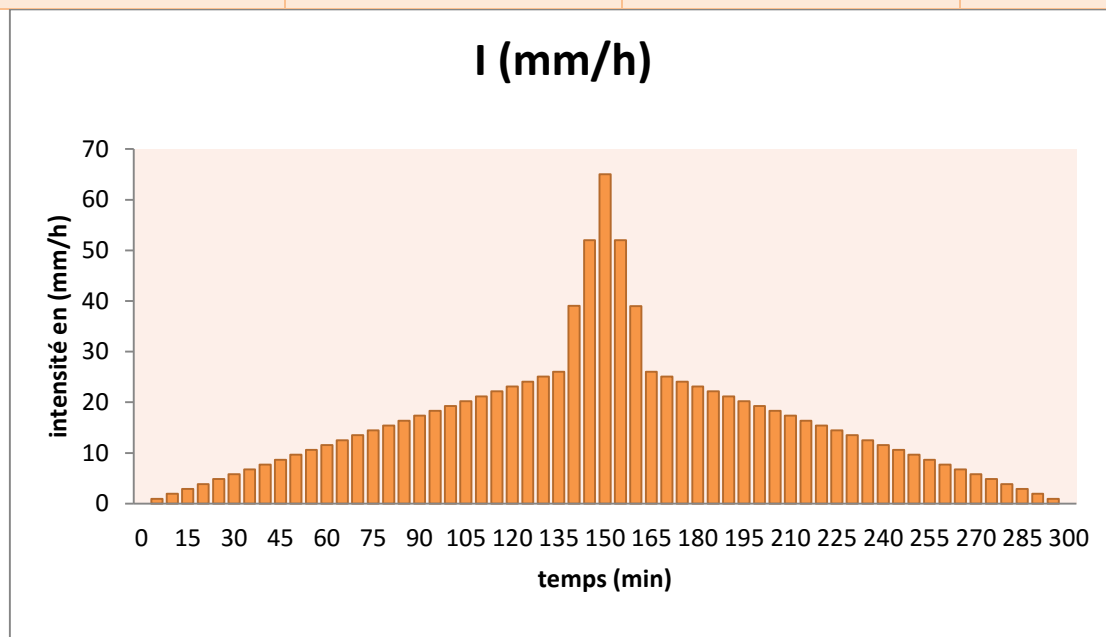
Les données pluviométriques suivantes représentent les pluies de type débordes :

**Tableau 5.1** : Données pluviométriques

Temps (min)	I (mm/h)	Temps (min)	I (mm/h)
00	00,00	155	52,01
05	00,96	160	39,01
10	01,93	165	26,00
15	02,89	170	25,05
20	03,85	175	24,08
25	04,82	180	23,12
30	05,78	185	22,16
35	06,74	190	21,19
40	07,71	195	20,23
45	08,67	200	19,27
50	09,63	205	18,30
55	10,60	210	17,34
60	11,56	215	16,38
65	12,52	220	15,41
70	13,49	225	14,45

## Chapitre 5 : Simulation du réseau Dar el Beida avec le SWMM et RUBAR20

75	14,45	230	13,49
80	15,41	235	12,52
85	16,38	240	11,56
90	17,34	245	10,60
95	18,30	250	09,63
100	19,27	255	08,67
105	20,23	260	07,71
110	21,19	265	06,74
115	22,16	270	05,78
120	23,12	275	04,82
125	24,08	280	03,85
130	25,05	285	02,89
135	26,01	290	01,93
140	39,02	295	00,96
145	52,02	300	00,00
150	65,03		



**Figure 5.3** : l'histogramme pluviométrique double triangle.

## Chapitre 5 : Simulation du réseau Dar el Beida avec le SWMM et RUBAR20

### Courbe IDF

Diverses périodes de retour ont été prises en compte précisément cinq périodes, Les hauteurs de précipitations de ces pluies théoriques ont été définies à l'aide des courbes IDF (Intensité Durée Fréquence) du pluviographe, de la période de 1981-2000.

année/heurs	00:25	00:50	01:00	02:00	03:00	06:00	12:00	24:00
2	125,2	54,8	17,5	5,63	2,89	0,94	0,3	0,1
5	233,6	78	24,5	8	4,09	1,36	0,43	0,14
10	286,4	93,6	29,2	9,53	4,87	1,63	0,51	0,16
25	355,2	112,8	35,1	11,5	5,86	1,97	0,63	0,2
50	404,8	127,6	39,5	12,95	6,58	2,22	0,7	0,22
100	454,4	142	43,8	14,38	7,3	2,47	0,78	0,25

Tableau 5.2 : Données de la courbe IDF

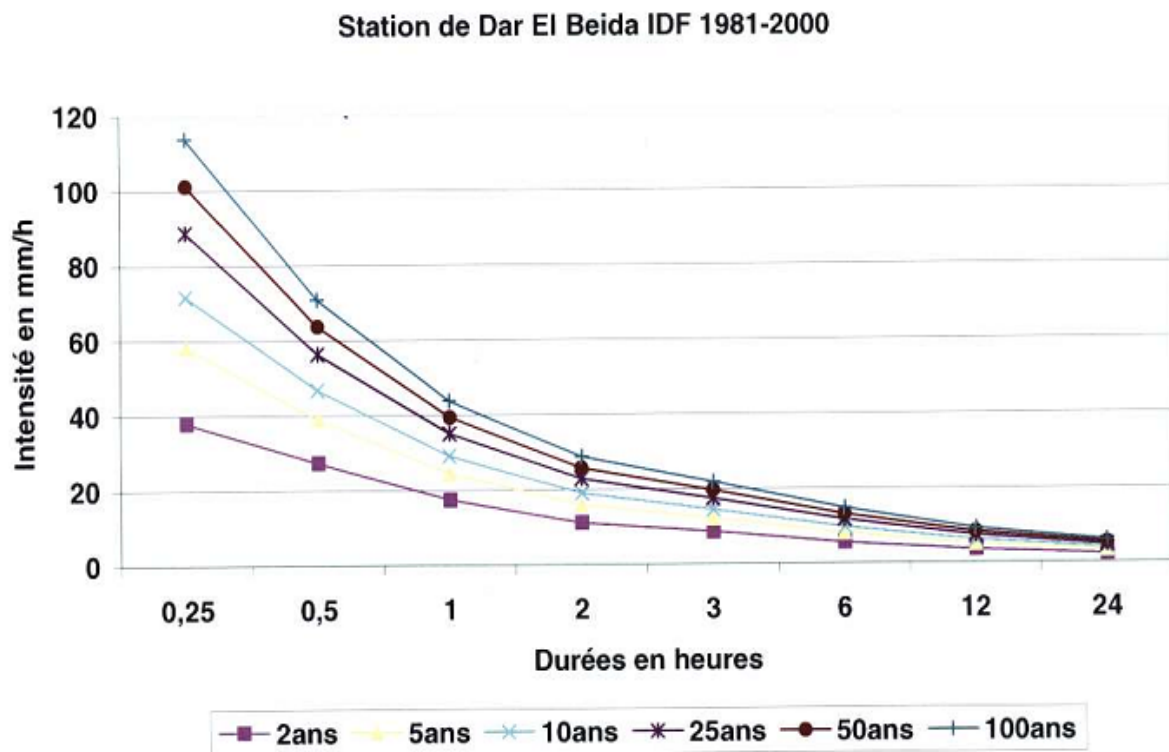


Figure 5.4 : Courbe IDF (1981-2000) (station de Dar El Beida)

## Chapitre 5 : Simulation du réseau Dar el Beida avec le SWMM et RUBAR20

### 5.2.2 Données du modèle

Notre réseau est constitué de 113 nœuds, de 112 conduites et de 4 sous bassin versants.

Pour chaque catégorie d'éléments, les entrées de définitions sont les suivantes :

- **Nœud et exutoire**
  - Coordonnées X, Y, Z ;
  - Profondeurs des regards.
- **Tronçon**
  - Nœuds amont et aval ;
  - Longueur (m);
  - Rugosité ;
  - Section (m<sup>2</sup>) ;
  - Hauteur de chute amont / aval (m) ;

Note : le calcul de la pente est automatique.

- **Sous-bassin versant**
  - Délimitations ;
  - Nœud exutoire ;
  - Pente ;
  - Caractéristiques d'imperméabilisation ;
  - Caractéristiques d'infiltration ;
  - Pluie affectée.

### 5.2.3. Découpage du bassin

Le découpage du bassin en sous bassins élémentaires est lié à la topographie du site, son urbanisation ainsi que la nature du sol (perméabilité).

Pour effectuer ce découpage, les critères pris en compte sont : l'homogénéité des sous bassins, le coefficient de ruissellement constant en chaque sous bassin et avoir un seul exutoire pour chacun des sous bassin, autrement dit toutes les eaux qui ruissellent en surface sont recueillies par une seule ligne d'écoulement. En tenant compte de ces points on est arrivé à découper le bassin versant en 03 sous bassins élémentaires. Les caractéristiques des sous bassin sont représentées dans le tableau ci-dessous :

SB	A(ha)	C	L(m)	Cote de terrain naturel		I(m/m)
				Amont	Avale	
Sb <sub>1</sub>	16	0.8	523.19	18.5	17.24	0.0024
SB2	25	0.8	835.214	18.83	17.37	0.0017

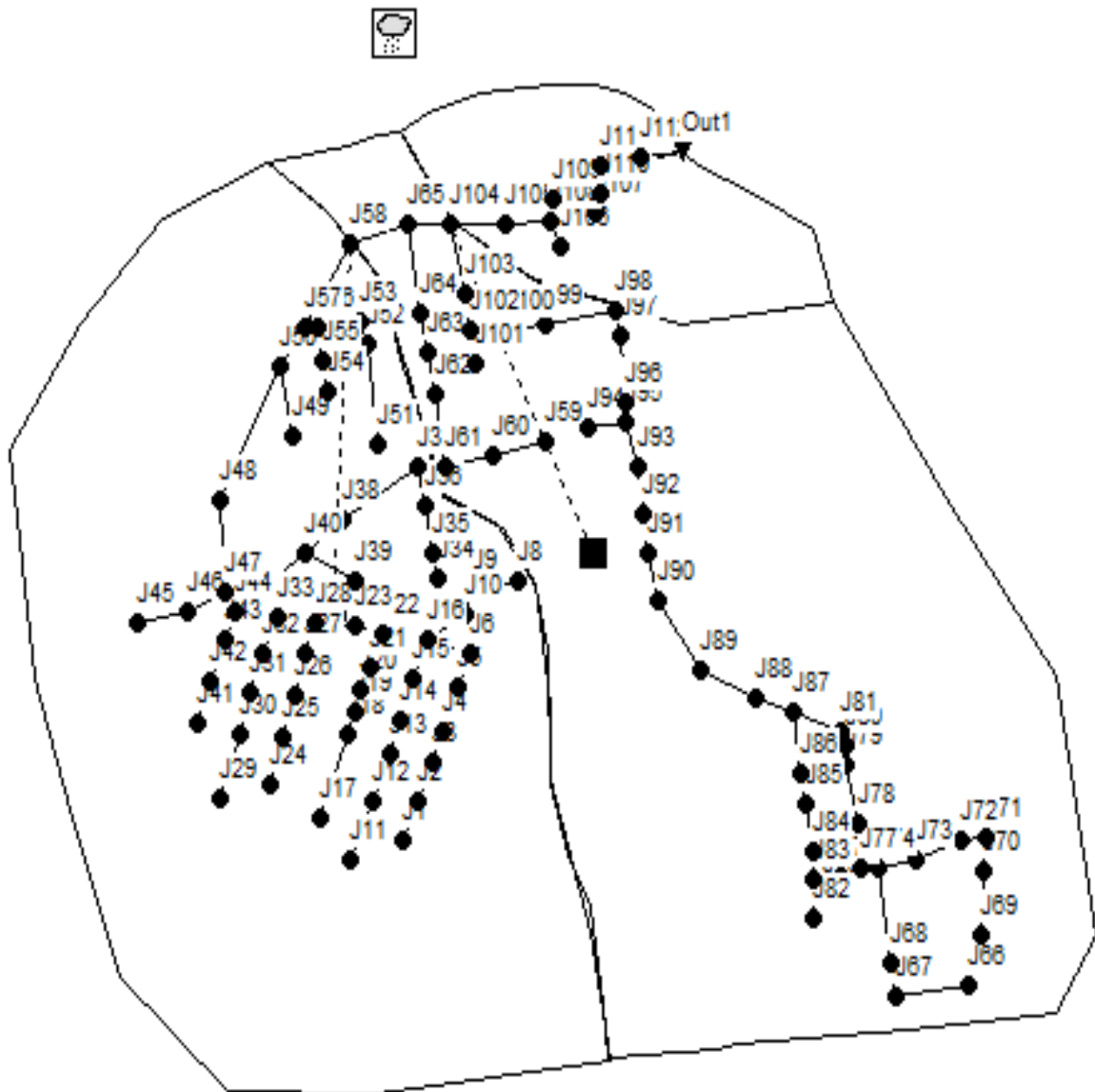
## Chapitre 5 : Simulation du réseau Dar el Beida avec le SWMM et RUBAR20

SB3	2.7	0.8	235.25	17.37	16.5	0.0037
-----	-----	-----	--------	-------	------	--------

**Tableau 5.3** : caractéristique des sous bassin

Remarque : le manque de données du milieu a fait que le decoupage des sous bassins est fait en

La représentation du réseau sous SWMM est donnée dans la figure ci-dessous :



**Figure 5.5** : Représentation du réseau d'assainissement avec le SWMM

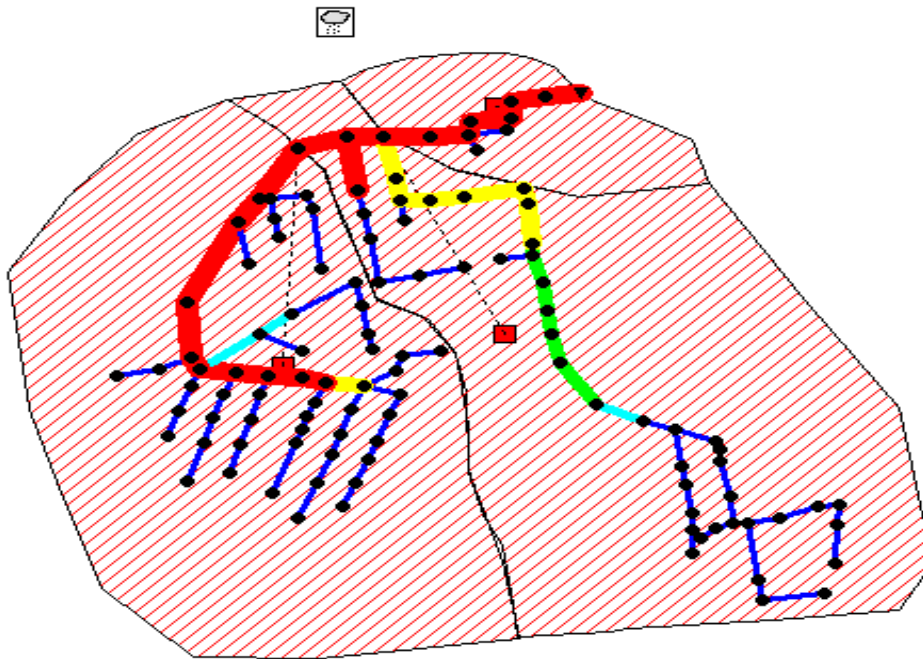
Après avoir dessiné le réseau sur le logiciel Swmm on introduit les données des conduites, des nœuds (annexe 1) et les données pluviométrique représenté dans le tableau (5.1).



### 5.2.4. Les résultats de la simulation

#### 5.2.4.1. Capacité du réseau

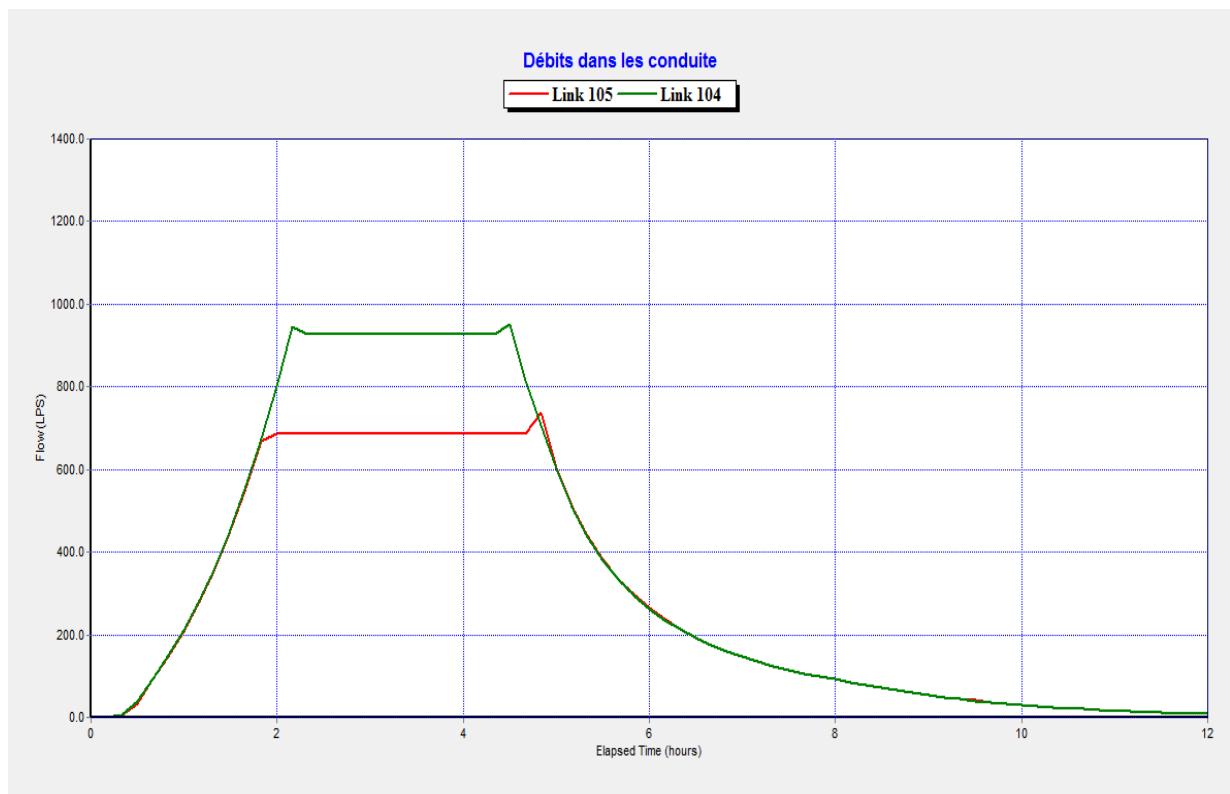
En premier lieu, le critère principal d'analyse du réseau d'assainissement est de vérifier sa capacité hydraulique en fonction de l'averse par laquelle il est sollicité. La capacité de transfert de flux de chaque tronçons du réseau est traduite par le rapport du débit véhiculé au débit admissible de celui-ci. La figure suivante (**figure 5.6**) illustre la capacité maximale du réseau atteinte lors de l'événement pluvieux.



**Figure 5.6 :** Capacité des tronçons de réseau au bout de 02 h10 min

#### 5.2.4.2. Hydrogramme des débits dans les conduites

On a choisi les conduites à titre d'exemple, les conduite 104 et 105 et l'hydrogramme est représenté dans la figure ci-dessous :

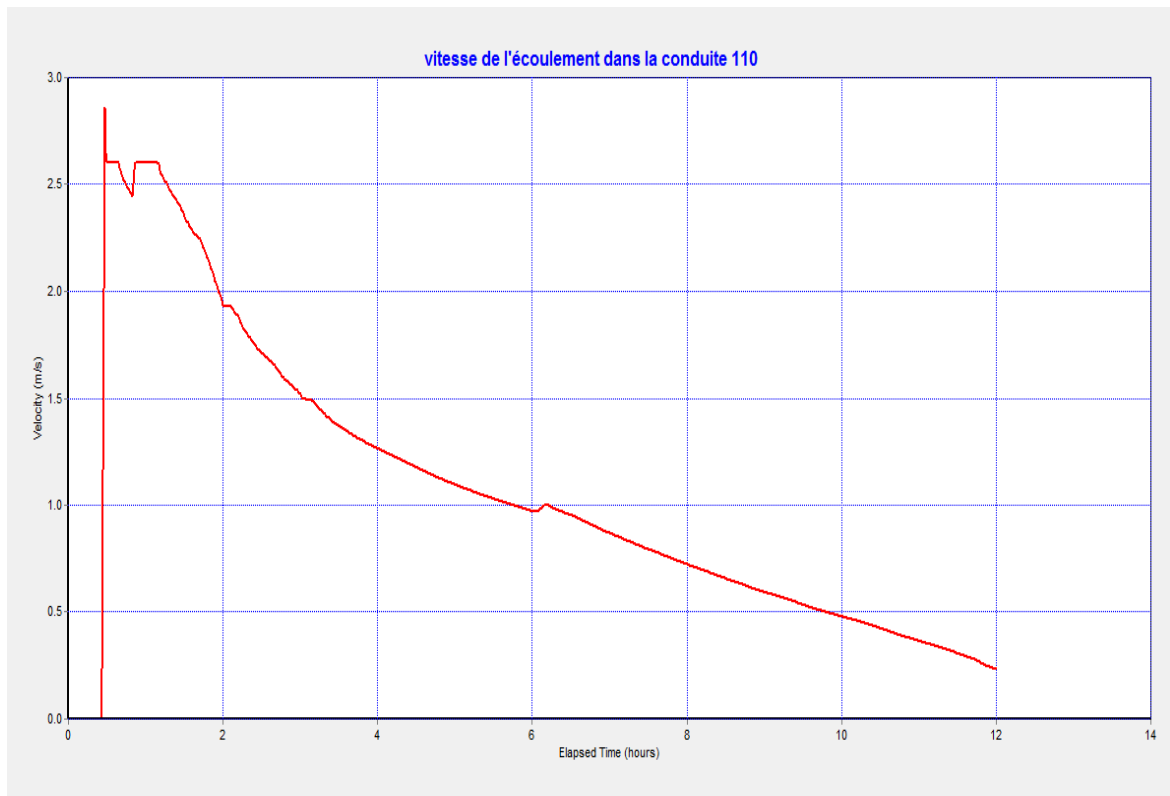


**Figure (5.7) :** Hydrogramme des débits dans les conduites 104 et 105

### 5.2.4.3 Vitesses d'écoulement

Il est nécessaire de vérifier que les vitesses d'écoulement maximales atteintes lors de l'événement pluvieux ne dépassent pas 4 m/s.

La vitesse d'écoulement dans une conduite du réseau au bout de 27 min est donnée dans la figure 5.8 ci-dessous.



**Figure 5.8 :** Vitesse de l'écoulement dans la conduite 110

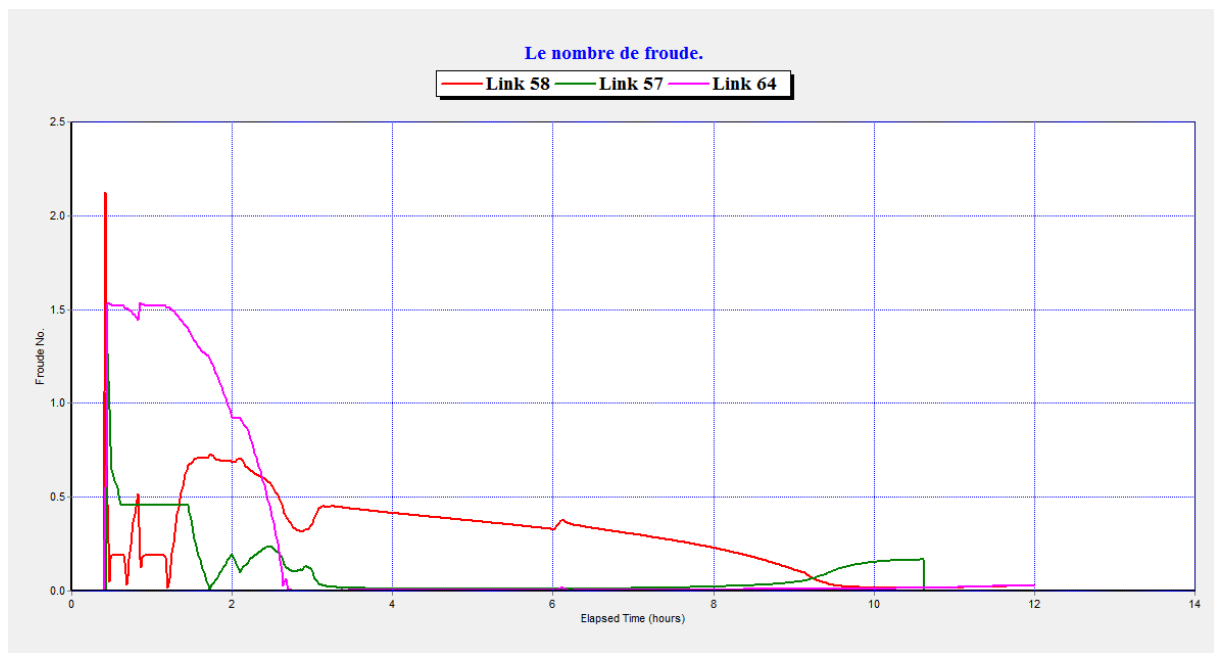
La vitesse maximale atteinte dans la conduite **110** est de 2,8m/s et cela au bout de 27 min de simulation.

#### 5.2.4.4 L'hydrogramme du nombre de Froude

L'écoulement torrentiel et l'écoulement fluvial sont des notions hydrauliques qui décrivent l'équilibre de l'écoulement d'un liquide dans un canal, un cours d'eau ou dans une conduite à surface libre. Le régime d'écoulement torrentiel est caractérisé par un nombre de Froude  $> 1$  (c'est-à-dire que la vitesse du courant est supérieure à celle d'une vague de ce liquide) ; dans le cas contraire, il s'agit d'un écoulement ou régime fluvial. Dans le passage de l'écoulement d'un régime torrentiel au régime fluvial un ressaut hydraulique se forme, par conséquent des écoulements diphasiques et entraînement d'air peuvent avoir lieu, et provoquer même un dégagement des gaz dissous dans les regards de visite des eaux usées évacuées. Ces phénomènes suscitent à prévoir des dispositifs d'aération dans ces regards pour la bonne aération de l'écoulement par des événements par exemple.

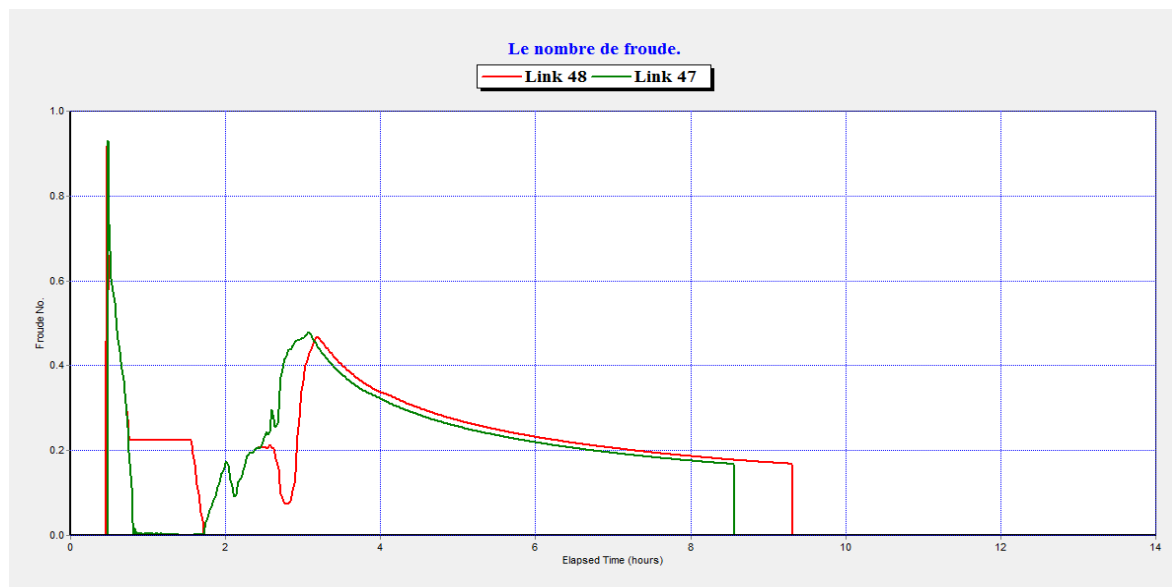
Dans de nombreuses conduites de notre réseau, nous avons constaté que le nombre de Froude était supérieur à un tant dis que dans d'autres il était inférieur à un. Par exemple, dans les conduites 58, 57 et 64 le nombre de Froude est supérieur à 1 pendant les premières minutes (figure 5.9).

## Chapitre 5 : Simulation du réseau Dar el Beida avec le SWMM et RUBAR20



**Figure 5.9 :** Hydrogramme du nombre de Froude pour les conduites **58, 57 et 64**

Par contre, dans les conduites **48** et **47** le nombre de Froude est inférieur à 1 dès les premières minutes (figure 5.10).



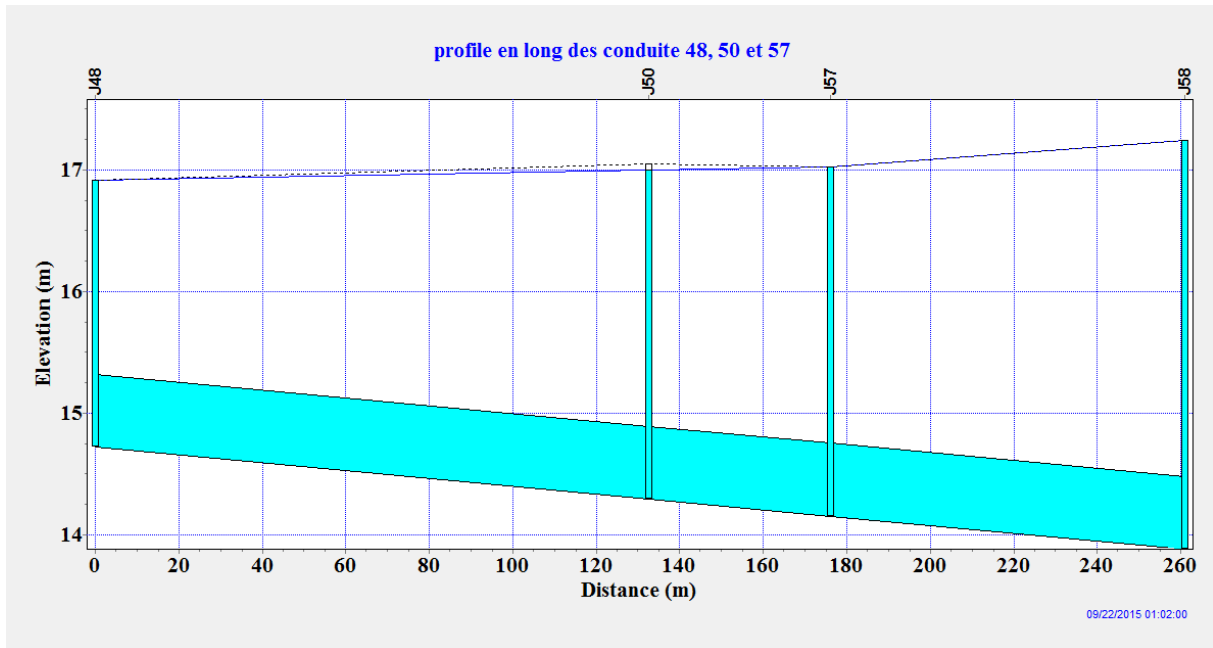
**Figure 5.10 :** Hydrogramme de nombre de Froude pour les conduites **48 et 47**

Pour faciliter le dégagement des gaz dissout via les regards de visite, nous proposons d'installer des dispositifs d'aération dans les regards en question, par exemple un tampon perforé.

### 5.2.4.5 Les profils en long des conduites

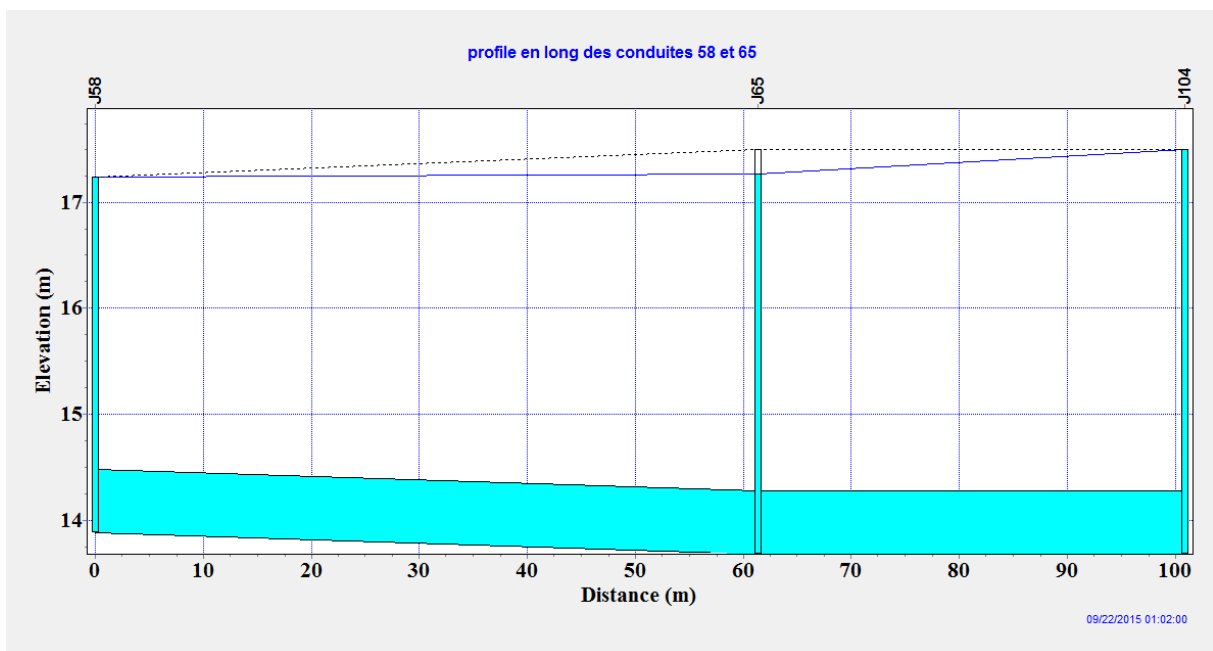
La simulation étant effectuée avec le modèle complet de Saint-Venant, ceci permet une visualisation réaliste et animée de l'évolution de la ligne d'eau dans les conduites avec prise en compte de l'influence aval.

La figure (5.11) représente les profils en long des conduites **48, 50 et 57**



**Figure 5.11 : Profils en long des conduites 48 et 50 et 57**

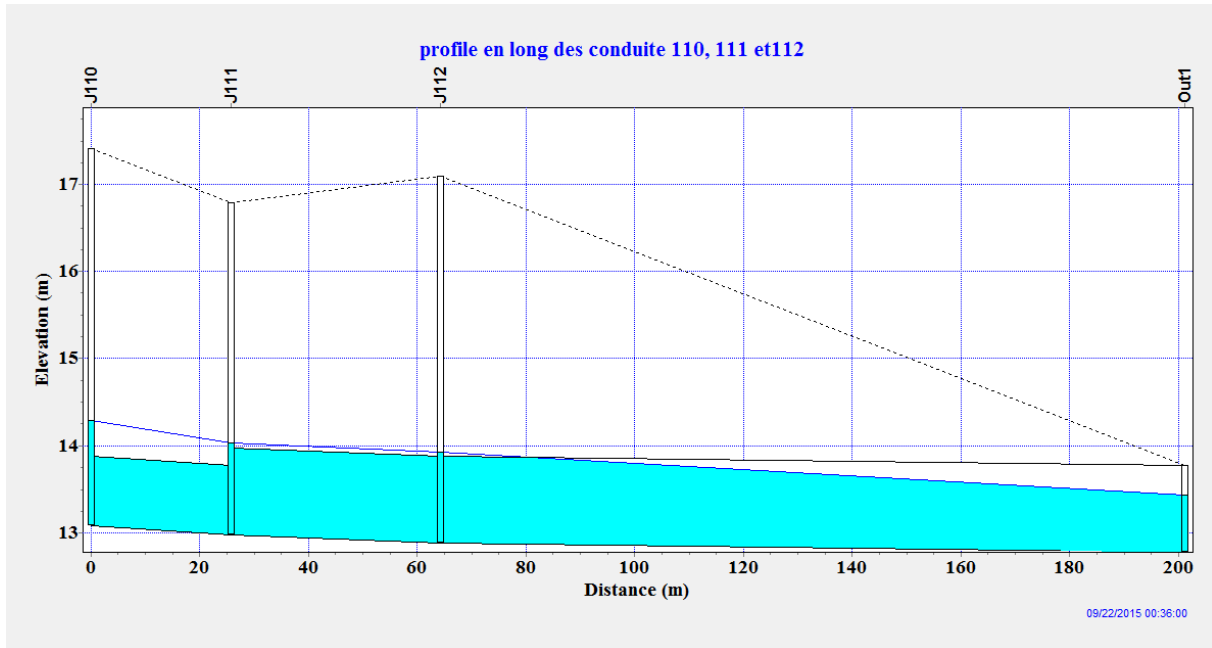
De la figure (5.11), nous remarquons qu'après trois heures il y a une mise en charge dans les conduites en question et un débordement dans les regards **J48, J57 et J58**.



## Chapitre 5 : Simulation du réseau Dar el Beida avec le SWMM et RUBAR20

**Figure 5.12 : Profils en long des conduites 58 et 65**

La figure (5.12) représente les profils en long des conduites 58 et 65, et au bout de 1h et 2 min, nous remarquons une mise en charge dans les conduites en question et un débordement dans les regards J58, et J104.

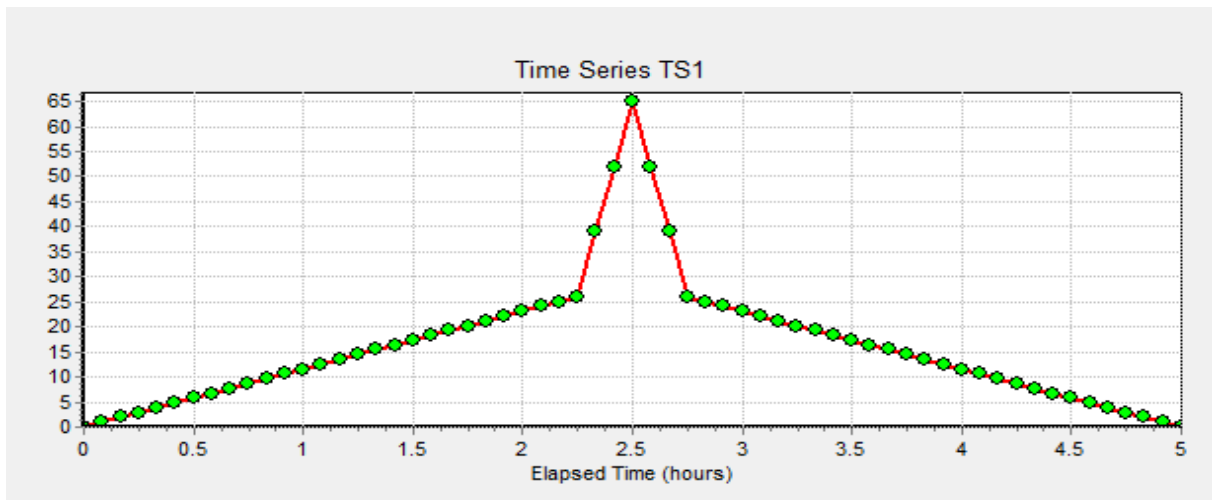


**Figure 5.13 : Profils en long des conduites 110, 111 et 112**

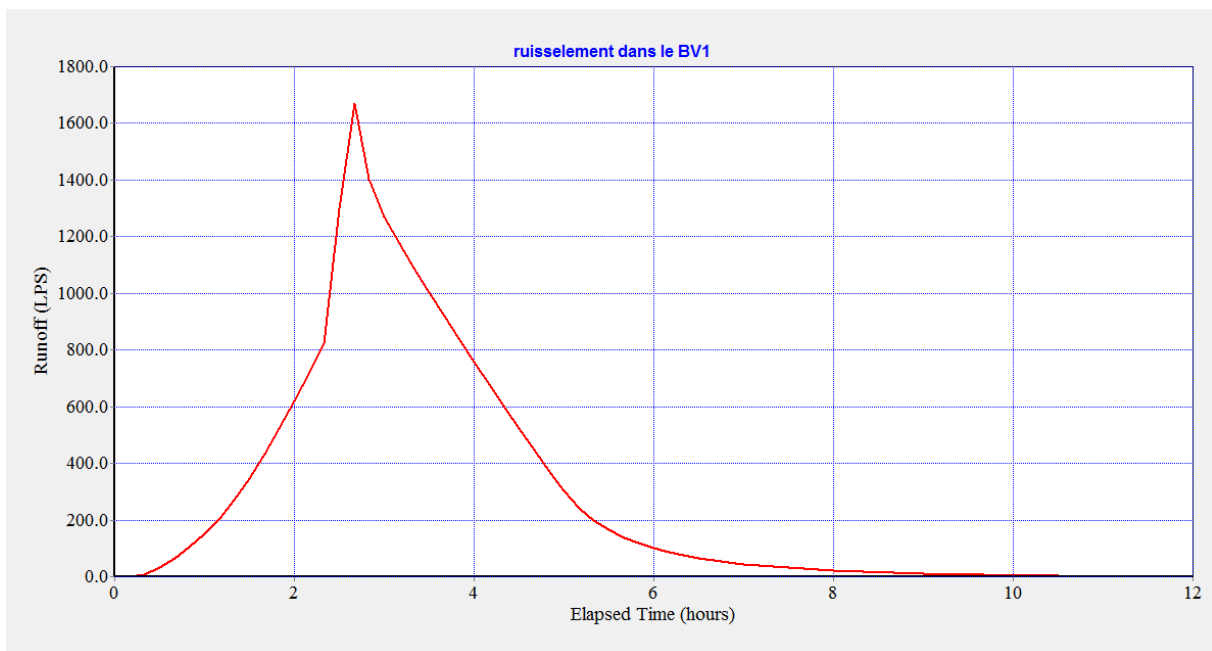
La figure (5.13) représente les profils en long des conduites 58 et 65. Nous remarquons une mise en charge des conduites, mais aucun débordement au niveau des regards.

### 5.2.4.6 Le ruissellement au niveau des sous bassin versant

La simulation dynamique du réseau permet en outre de visualiser la différente transformation et pertes sur le sous bassins. On a choisi de représenté les précipitations (figure 5.13), le ruissellement (figure 5.14) et les pertes (figure 5.15) dans le sous bassin versant 1.

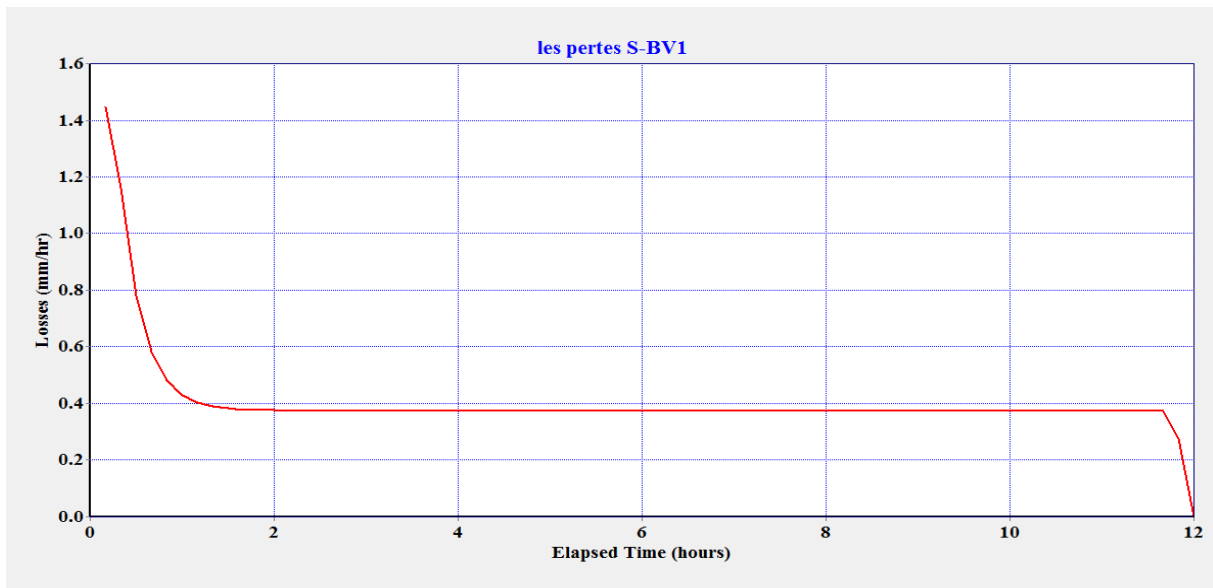


**Figure 5.13 :** Les précipitations représentent les pluies doubles triangle avec SWMM.



**Figure 5.14 :** L'hydrogramme de ruissellement dans le sous bassin versant 1

## Chapitre 5 : Simulation du réseau Dar el Beida avec le SWMM et RUBAR20

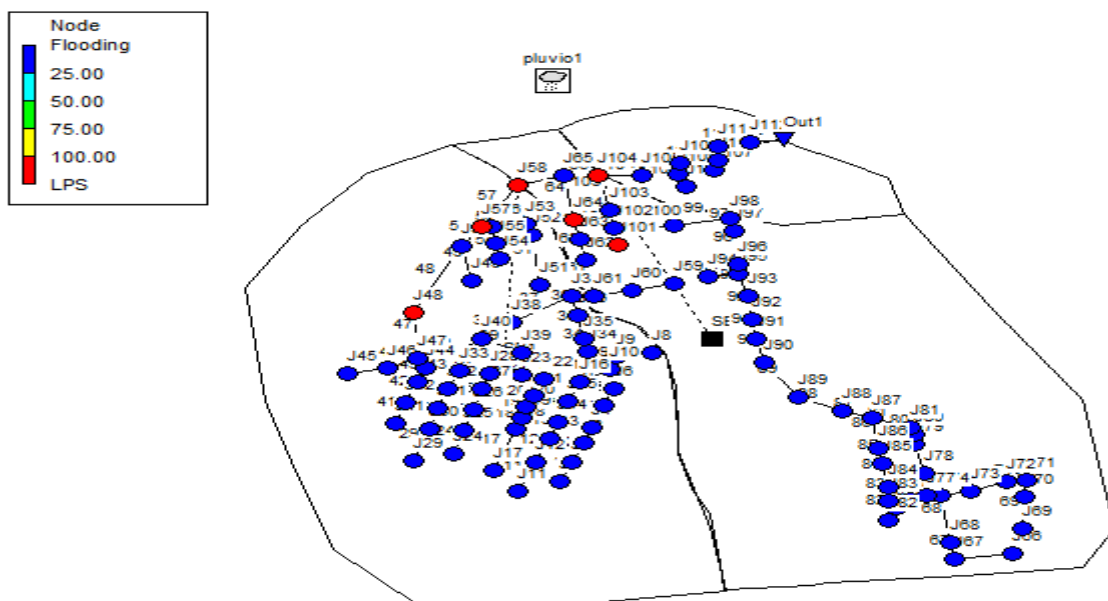


**Figure 5.15 :** L'hydrogramme de perte dans sous bassin versant 1

D'après les figures précédentes, nous remarquons que la courbe de ruissellement a la même forme que celle des précipitations. Nous constatons également que les pertes sont élevées au début de l'averse ensuite au bout d'une heure environ ces pertes deviennent constantes (0,4mm/h).

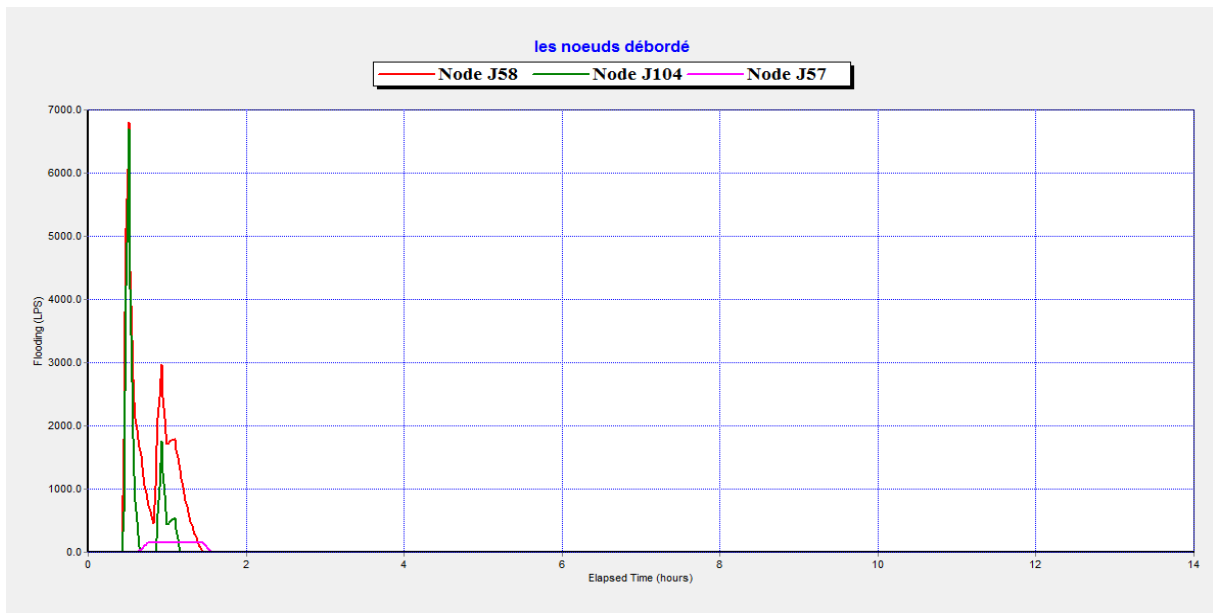
### 5.2.4.7 la visualisation des regards débordés

Dans la figure 5.16 sont signalés en rouge les regards concernés par le débordement.



**Figure 5.16 :** Les regards concernés par le débordement





**Figure 5.17 : Les débits débordés dans les nœuds J57, J58 et J104**

D'après la **figure 5.17**, il y a débordement dans les regards **J48, J57, J58, J64, J65, J101 et J104**.

### 5.2.5. Interprétation des résultats

#### 5.2.5.1 Le débordement

Les résultats obtenus montrent qu'il y a débordement. Ce dernier est dû :

- Sous dimensionnement du réseau (les faibles pentes).

Les résultats obtenus concernent que les eaux pluviales, on a négligé le facteur humain (manque de données) Qui causera certainement des débordements plus importants.

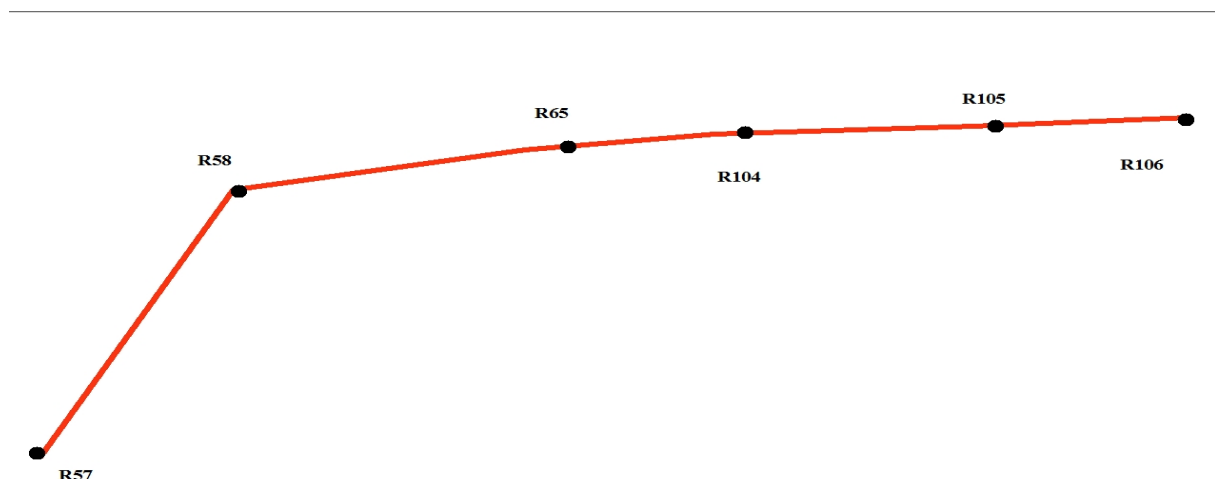
#### 5.2.5.2 Le ruissellement

Les pertes représentées dans la figure (5.15) commencent juste après l'averse et le ruissellement figure (5.14) met un peu plus de temps. Ce qui est logique, le ruissellement commence qu'après que les pertes (l'évaporation, l'interception de l'eau par la végétation et l'infiltration) initiales ont été satisfaites.

### 5.3 Simulation de l'écoulement dans le réseau de dar el Beida via Rubar 20

Nous avons choisi d'utiliser le rubar20 parce, lui aussi, il utilise les équations de saint-venant pour simuler les crues et le transport solide, il est fait pour simuler les écoulements à surface libre, de ce fait on va essayer de l'appliquer à notre réseau, pour comparer et renforcer les résultats obtenus dans le logiciel Swmm.

Nous avons pris un tronçon du réseau, ce tronçon est représenté dans la figure ci-dessous :



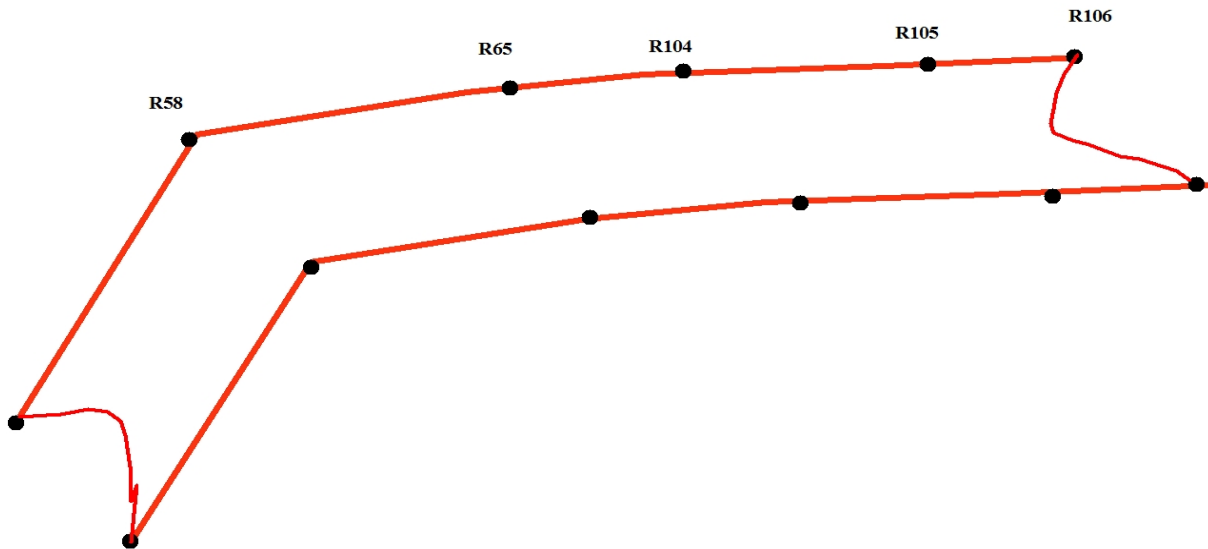
**Figure 5.18.** La représentation du tronçon de l'étude

Notre conduite a une longueur de  $L=283.32\text{m}$  et un diamètre de  $D=1\text{ m}$

L'écoulement dans un réseau d'assainissement se fait à surface libre et à section fermée, alors pour que le logiciel puisse faire son maillage et simuler l'écoulement, on doit faire des modifications sur la conduite qui véhicule l'eau.

On a une conduite de longueur  $L=283.35$  et un diamètre  $D=1\text{m}$ , ces modifications consistent à enlever les 30% de la conduite bien sur la partie supérieure de sorte que cette dernière ressemble à un court d'eau. La conduite ressemblera à la figure ci-dessous :

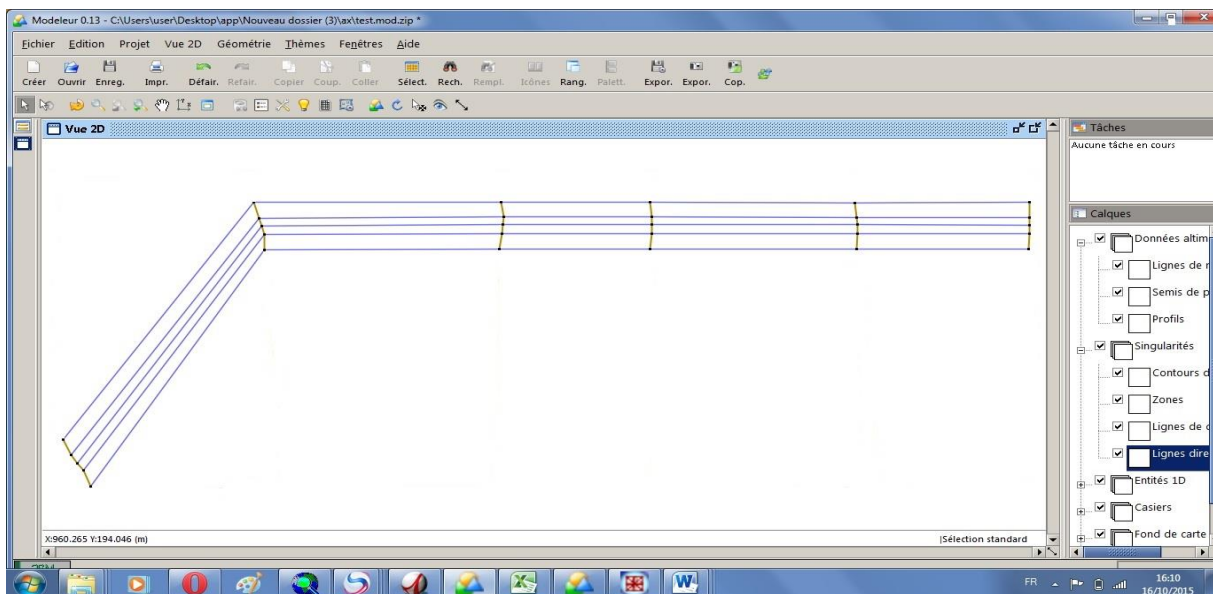
## Chapitre 5 : Simulation du réseau Dar el Beida avec le SWMM et RUBAR20



**Figure 5.19.** Notre zone d'étude après transformation

### 5.3.1 Le dessin de notre conduite sur le logiciel Fudaa modeleur :

La construction du maillage de calcul se fait avec le logiciel Fudaa Modeleur. Ce dernier nous permet de construire le fichier (\*.st). Pour travailler sur le Fudaa modeleur on importe une image (jpg ou de Google Earth) ou on dessine, dans notre cas on va carrément dessiner sur le logiciel parce que on ne peut pas importer. On a essayé d'importer mais le fichier est très petit et pratiquement invisible et si on veut l'agrandir et le réajuster les coordonnées et les dimensions sont modifiées. Le maillage obtenu est représenté dans la figure suivante :



**Figure 5.20 :** Etablissement des profils en travers et des lignes directrices obtenue sur fudaa modeleur.

## Chapitre 5 : Simulation du réseau Dar el Beida avec le SWMM et RUBAR20

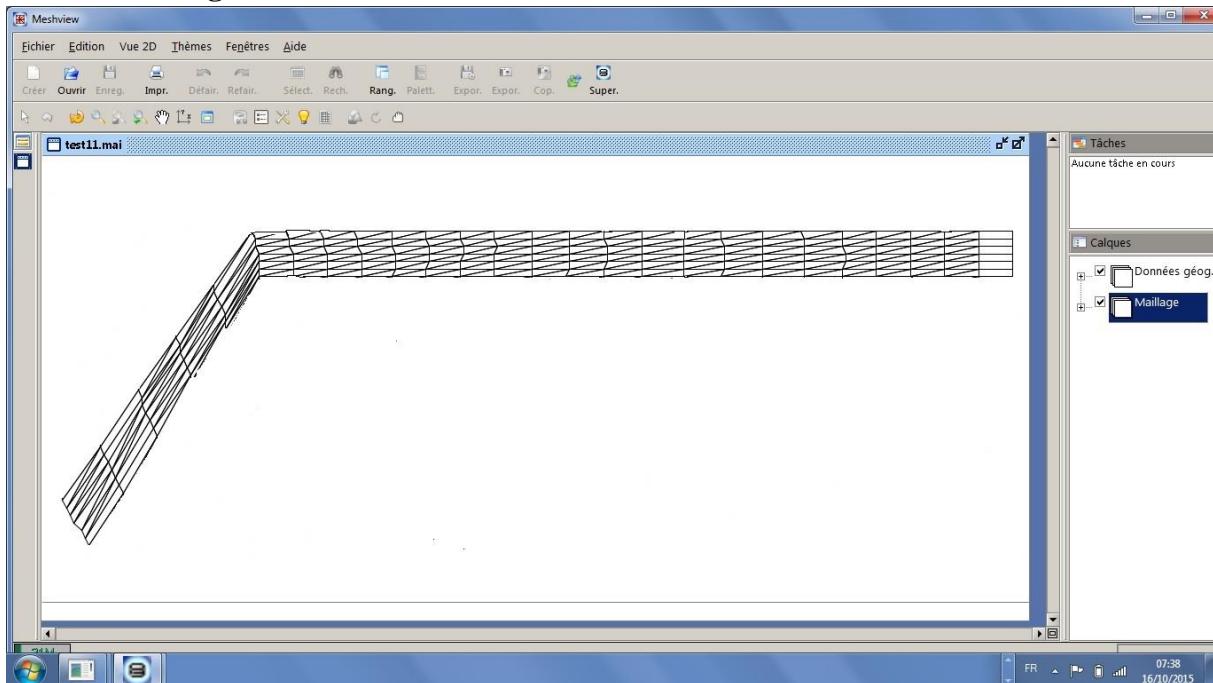
Après avoir tracé tous les profiles en travers et les lignes directrices, on introduit toutes les cotes ensuite on exporte sous format (\*.st) (section transversale).

L'étape de Fudaa Modeleur est terminée on peut dire que la moitié du travail est terminée vu que cette étape est sans doute la plus longue et la plus délicate vu que tout se joue dans cette dernière, car si le maillage est mal fait tout ce qui suit est erroné.

On passe à l'exécution des autres logiciels, leur interface a été présentée dans le chapitre précédent, on va passer directement à la visualisation des résultats avec le Fudaa prepro.

Ce logiciel va nous permettre de visualiser le maillage fait par les logiciels de notre conduite, notre maillage est donné par la figure ci-dessous :

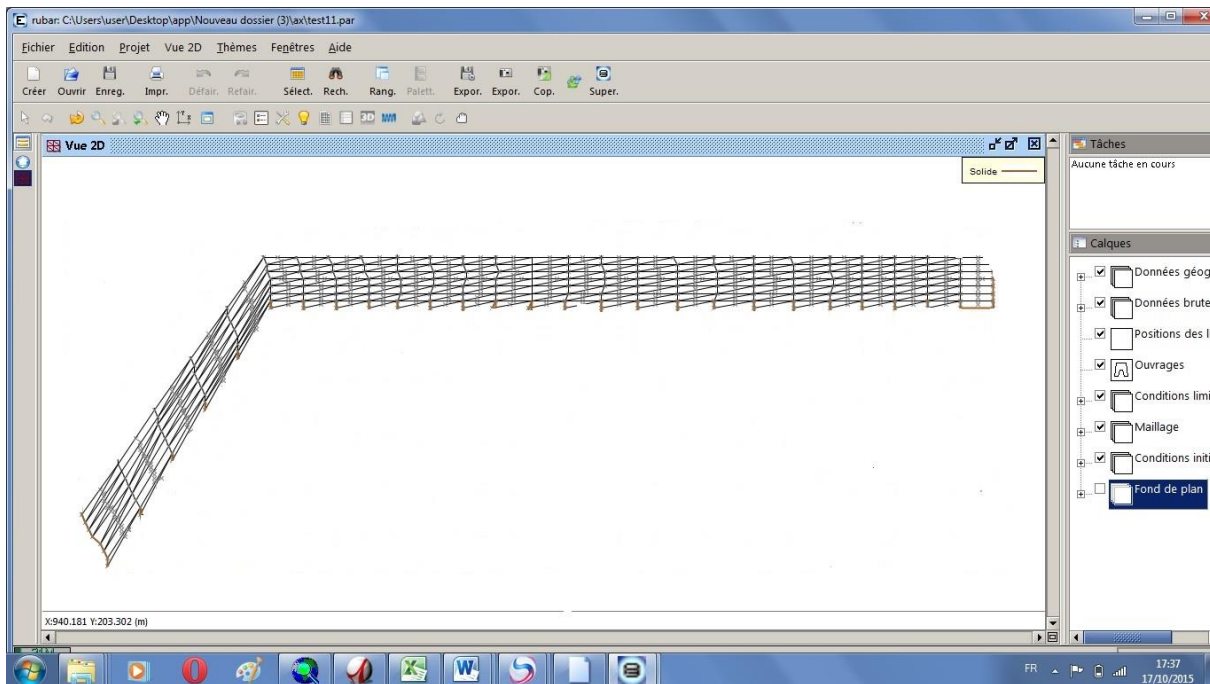
### 5.3.2 Le maillage de notre conduite avec Meshview :



**Figure 5.21** : le maillage de notre zone d'étude par le meshview (\*.mai)

## Chapitre 5 : Simulation du réseau Dar el Beida avec le SWMM et RUBAR20

### 5.3.3 Le maillage de notre conduite avec Editeur:



**Figure 5.22** : le maillage de notre zone d'étude par Editeur (\*.par)

On remarque d'après la figure que le maillage n'est pas visible et pas bien fait à l'intérieur de la conduite.

#### Interprétations des résultats :

Le mauvais maillage est forcément due au petites mailles auxquels les sommets se confondent, l'insignifiance du diamètre par rapport à la longueur engendre automatiquement des petits mails.

Le logiciel rubar20 tel qu'il est ne peut être appliqué pour la simulation de l'écoulement dans un réseau d'assainissement.

Pour permettre à ce logiciel d'être appliqué au réseau on propose de rajouter une subroutine pour ajouter l'option de l'échelle, qui permettra au logiciel d'être appliqué quel que soit la hauteur et la longueur de la conduite.

Une autre subroutine qui permettra de faire un maillage sans pour autant que les sommets ne se confondent et sa quel que soit sa dimensions

#### Conclusion :

les résultats obtenus avec le logiciel SWMM montre qu'il y a débordement dans des regards bien précis, ces débordement son due forcément aux : sous dimensionnement du réseau d'assainissement (faible pentes).

## Chapitre 5 : Simulation du réseau Dar el Beida avec le SWMM et RUBAR20

---

Il faut prévoir des dispositifs d'aération telle qu'un tampon perforé dans les regards de visite pour faciliter le dégagement des gaz dissous dans ces derniers

Le ruissèlement très important et le débordement dans les regards laisse supposer que la quantité d'eau sur le sol est importante et engendre probablement une inondation.

Le logiciel rubar20 tel qu'il est ne peut être appliqué pour la simulation de l'écoulement dans un réseau d'assainissement.

Pour permettre à ce logiciel d'être appliqué au réseau on propose de rajouter une sous-routine pour ajouter l'option de l'échelle, qui permettra au logiciel d'être appliqué quel que soit la hauteur et la longueur de la conduite.

Une autre sous-routine qui permettra de faire un maillage sans pour autant que les sommets ne se confondent et sa dimensions.

Pour remédier à ce désagrément, des techniques alternatives sont suggérées ces dernières sont représentées dans le chapitre suivant.

# 6 .Les techniques alternatives

### Introduction

Par « alternatives », on entend l'ensemble des techniques qui viennent se substituer au schéma centralisateur et monoteknique traditionnel qui prévalait en matière d'assainissement des eaux pluviales.

L'objectif de ces techniques n'est plus d'évacuer les eaux de pluie le plus loin possible du centre-ville mais de gérer ces volumes au niveau de la parcelle ou du sous bassin versant par des ouvrages de stockage puis éventuellement par une infiltration. Cette approche est devenue indispensable avec la progression de l'urbanisation et donc de l'imperméabilisation des sols. [Maigne, 2006], elles s'imposent comme une nécessité compte tenu de la saturation des réseaux existants et de la vulnérabilité du milieu récepteur.

Les techniques alternatives reposent sur les principes suivant :

- La rétention de l'eau pour réguler les débits et limiter la pollution à l'aval ;
  - L'infiltration dans le sol, lorsqu'elle est possible pour réduire le volume s'écoulant vers l'aval.
- ✚ Ces techniques permettent un traitement des eaux en décantant les matières en suspension et en filtrant une partie des polluants. Dans des cas de pollution importante, elles sont parfois associées à des ouvrages de prétraitement.
- ✚ Ces techniques alternatives présentent l'avantage de ne nécessiter aucun terrassement et de réduire les coûts. De plus, elles permettent une sensibilisation du public à la problématique de l'évacuation des eaux et peuvent être l'occasion de créer des espaces de qualité. Bien entretenus, ces nouveaux milieux artificiels permettent d'installer une biodiversité.

Ces techniques sont nombreuses parmi elles on trouve :

### 6.1 Présentation des technique alternatif

#### 6.1.1. Les chaussées à structure réservoir

Ces chaussées sont non seulement destinées pour assurer le trafic du léger et lourd des véhicule ou le transit piétonniers, mais également pour la collecte et le stockage des eaux pluviales.

L'eau circule entre les vides laissés par les cailloux et l'infiltration se fait aux niveaux de la surface du fond de la voirie.

Pour l'entrée des eaux de pluie, deux (02) cas de figures :

- Enrobé poreux qui laisse passer l'eau directement dans la structure réservoir tout en retenant les impuretés ;



- Enrobé traditionnel imperméable, les eaux de pluie sont récupérées après ruissellement par les bouches d'égout puis injecte dans la structure par des drains.

L'intérêt est que la chaussée s'intègre au milieu urbain sans occuper d'espace supplémentaire. Elle constitue une alternance pour les voiries ne disposant pas l'espace suffisant pour la création de fossé.

- ✚ Étant un ouvrage souterrain, l'intégration au projet peut prendre différentes formes , Elle peut se faire sous forme d'espaces verts (zones de détente, aires de jeu,...), de voies d'accès pour les piétons (promenades, trottoirs), de voies d'accès pour les véhicules (des parkings,...).



**Figure 6.1 :** Parking et Chaussée à structure réservoir [Dinear, 2013]

### 6.1.1.1 Les avantages des chaussée à structure réservoir sont nombreux

- Diminution, voire suppression des réseaux d'assainissement et de leurs ouvrages annexes, qui rendent le système financièrement compétitif en milieu urbain, lorsque les emprises foncières nécessaires à la réalisation des autres solutions plus économiques telles que les noues et fossés ne peuvent être acquises ;
- Durée du chantier moindre puisque l'assainissement est réalisé en même temps que la réfection de chaussée ;
- Insertion très facile en milieu urbain sans consommation d'espace (enterrés donc discrets) ;
- Diminution du bruit de roulement si le revêtement de surface est un enrobé drainant.
- Amélioration de l'adhérence ;
- Piégeage de la pollution ;
- Réalimentation de la nappe (si infiltration) ;
- Réduction des débits de pointe vers les exutoires ;
- La surface au sol reste disponible (implantation possible sous des voiries, des parkings,...) ;
- Conception relativement facile ;

- Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation et « filtration ».

### 6.1.1.2 Les inconvénients des chaussées à structure réservoir sont

- Intervention sous la chaussée difficile sans détruire la structure (dans le cas d'une structure sous chaussée) ;
- Dépôt de boues de décantation qu'il faut évacuer lorsque leur quantité induit une modification du volume utile de rétention ;
- Conception souvent coûteuse (surtout pour les modèles « préfabriqués ») ;
- Risque de pollution de la nappe et de nuisances olfactives ;
- Difficilement applicable pour des terrains naturels à forte pente. [ J-B. Bignon,2005]

### 6.1.2 Les fossés

Un fossé est un ouvrage à ciel ouvert de faible largeur, assez profond, avec des rives abruptes. Il sert au recueil des eaux pluviales, à leur rétention et à leur évacuation par infiltration directe dans le sol s'il est perméable par rejet dans un cours d'eau ou un réseau.

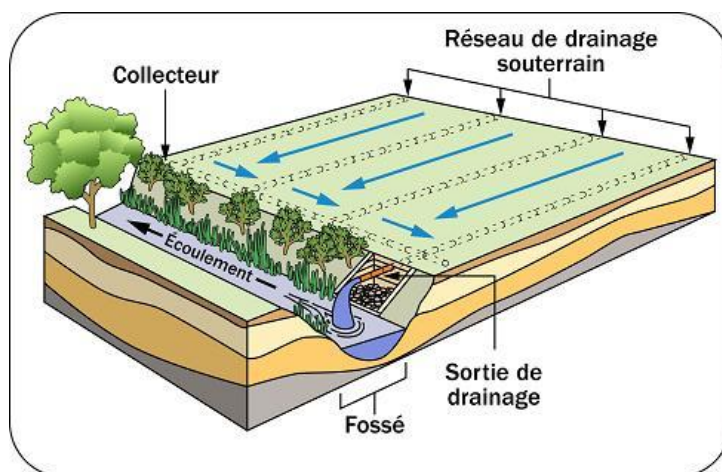


Figure 6.2 : les fossés [Sid Vander Veen, 2010]

- Introduction des eaux pluviales : généralement directe par ruissellement ou acheminement par une conduite ;
- Stockage des eaux recueillies à l'air libre ;
- Evacuation des eaux stockées par infiltration dans le sol, et au besoin par un réseau canalisé, à un débit régulé

#### 6.1.2.1 Les avantages des fossés sont :

- Raccordement des canalisations de gouttières des riverains aisés compte tenu de la profondeur de l'ouvrage et de son profil structuré ;
- En milieu rural, en particulier le long des voies principales de desserte, le fossé présente, par rapport aux noues, l'avantage d'être moins sensible aux détériorations liées au stationnement et franchissement.

### 6.1.2.2 Les inconvénients des fossés sont :

- Entretien spécifique est peu aisé par sa profondeur et par le fait qu'il soit souvent en eau ;
- Peut présenter un risque pour les riverains et pour les enfants en particulier.
- Ne peut être mis en œuvre en milieu urbain ou péri-urbain ;
- En milieu urbain, le profil du fossé rend difficile son entretien régulier : il risque progressivement d'être envahi par des dépôts divers ; [Dinear, 2013]

### 6.1.3. Les noues

Une noue est un fossé large peu profond avec des rives en pente douces. L'eau est collectée soit par l'intermédiaire de canalisation, soit directement, soit après ruissellement sur la surface adjacente. L'eau est ensuite évacuée vers un exutoire (réseau, puit, ou bassin de rétention) ou par infiltration dans le sol.



*Figure 6.3. : Une noue [Dinear, 2013]*

Elle sert à stocker les eaux de rues ruissellement de des épisodes de pluie de faible occurrence ou à écouler les épisodes plus rares.

#### 6.1.3.1 Les avantages des noues sont :

- Conception simple et coût peu élevé ;
- Structure unique permettant à la fois la collecte, le stockage et l'évacuation des eaux pluviales ;
- Intégration paysagère et création d'espaces verts ;
- Réalimentation des nappes ;
- Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation et « filtration » par interception dans le sol ;
- Réalisation possible par phases, selon les besoins en stockage ;

- Sensibilisation du public par visualisation directe du problème du traitement des eaux pluviales ;
- Franchissement simple pour les riverains ;
- Une noue de profil assez modeste est capable de débiter autant qu'une canalisation ;
- S'il y a des dysfonctionnements, comme par exemple des accumulations de feuilles, on le voit facilement.

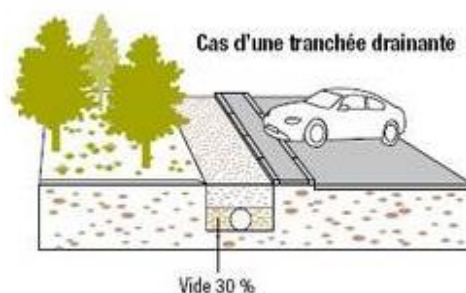
### 6.1.3.2 Les inconvénients des noues sont :

- Nécessité d'un entretien régulier (mais simple) ;
- Risque de pollution du sol (si infiltration) ;
- Dépôts de boues de décantation à évacuer lorsque leur quantité induit une modification du volume utile de rétention ;
- Risques de nuisances olfactives (stagnation d'eau) par défaut de réalisation ou manque d'entretien.

### 6.1.4. Les tranchées drainantes

Une tranchée est un ouvrage superficiel (entre 1 et 2 mètres de profondeur), linéaire, situé à l'aval du secteur imperméabilisé. Il est utilisé pour l'assainissement pluvial des voiries et des toitures

Les tranchées sont des ouvrages superficiels et linéaires remplis de matériaux poreux et capables de stocker temporairement les eaux pluviales. Les tranchées recueillent les eaux de ruissellement, écrètent les volumes et débits puis évacuent les eaux pluviales. L'évacuation des eaux se fait dans un exutoire.



**Figure 6.4. : Tranchée drainante [Nicoll, 2009]**

- La tranchée drainante s'intègre parfaitement dans le paysage : elle peut être indétectable si l'aménageur le souhaite ;
- Les aménagements réalisés sur les tranchées sont divers et variés ;
- Ils peuvent être sous la forme d'espaces verts, de chemins piétonniers, comme des promenades ou des trottoirs ou bien en voies d'accès pour les véhicules comme des parkings ;

- Cette solution ne présente pas de contraintes urbanistiques et topographiques majeures, hormis la nécessité d'avoir un terrain naturel faiblement pentu et un sous-sol non encombré ;

### **6.1.4.1 Les avantages des tranchées drainantes sont**

- Technique adaptée à la collecte et à l'évacuation des eaux pluviales de toiture d'un pavillon à l'échelle d'une parcelle individuelle ;
- Faible coût, au plus égal à celui d'un réseau classique de collecte des descentes de gouttières ;
- Installation aisée dans un jardin privé, même de petite taille ;
- Réduction des débits de pointe et des volumes s'écoulant vers les exutoires ;
- Réalimentation des nappes phréatiques (si infiltration) ;
- Dépollution efficace des eaux pluviales par « filtration » ;
- Mise en œuvre facile et maîtrisée ;
- Bonne intégration paysagère et dans le tissu urbain ;
- Faible emprise foncière ;
- Les tranchées sont bien adaptées aux terrains plats dont l'assainissement pluvial est difficile à mettre en place ;

### **6.1.4.2 Les inconvénients des tranchées drainantes sont**

- Risque de colmatage de la tranchée si les eaux de pluie y parviennent trop chargées en matières en suspension, surtout pour les tranchées le long des voies circulées et arborées ;
- Risques de nuisances olfactives (stagnation d'eau, putréfaction de végétaux,...) par défaut de réalisation ou manque d'entretien ;
- Dépôts de flottants. Dépend de la nature des eaux retenues dans la tranchée et de la présence ou non d'un système de « dégrillage » en amont ;
- Nécessité d'un entretien régulier spécifique (nettoyage de la structure réservoir, du drain, des bouches d'injection et des avaloirs...) ;
- Risque de pollution de la nappe ;
- Difficilement applicable pour des terrains naturels à forte pente ;
- Technique tributaire de l'encombrement du sous-sol. [J.Baud,2008]

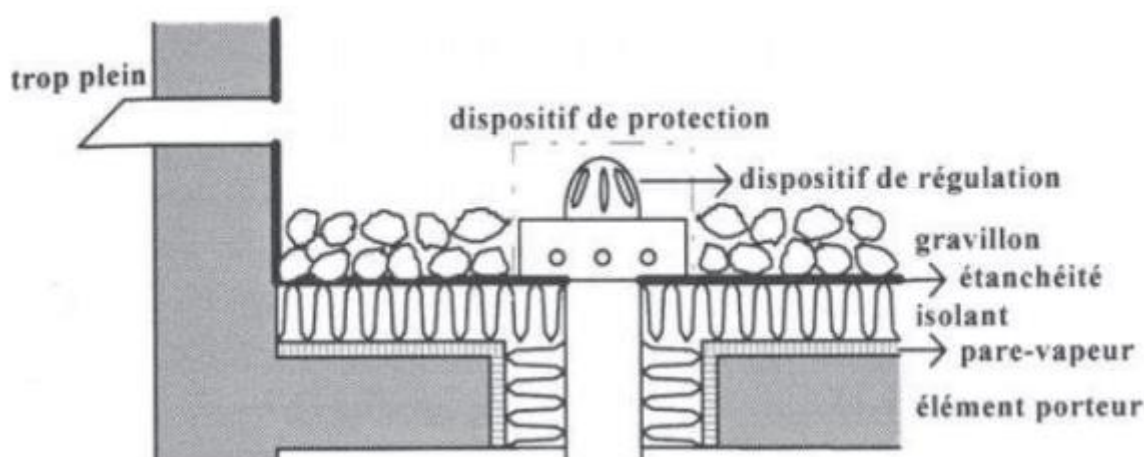
### **6.1.5. Stockage sur toiture**

Cette technique consiste à stocker provisoirement l'eau de pluie au plus près de la surface captatrice (toiture). Les toits stockant collectent l'eau directement sur leur surface et ne nécessitent donc pas d'ouvrage de collecte.

Le stockage est permis grâce à un revêtement d'étanchéité, généralement protégé par une couche de gravillons. La couche de gravillons permet de réduire les débits de pointe et assure

une « filtration » des eaux pluviales, réduisant ainsi l'effet de colmatage. Un petit parapet, en pourtour de toiture, permet de stocker quelques centimètres d'eau avant de la restituer à débit limité vers un exutoire.

Cette méthode permet de stocker provisoirement les eaux pluviales sur les toits, avec une hauteur de quelques centimètres. Les toits doivent être plats ou légèrement inclinés (pente comprise entre 0,1 à 5 %), dans le cas de toits pentus, on peut utiliser des caissons cloisonnant la surface et jouant le rôle de mini barrages. Cependant, une toiture terrasse plate est préférable à un toit en pente. Le principe consiste à retenir, par l'intermédiaire d'un parapet en pourtour de toiture, une hauteur d'eau, le dispositif de vidange assurant une régulation des débits.



**Figure 6.5 : Stockage sur toiture [L.Tessier,2013]**

Cette solution, peu coûteuse, est bien adaptée, en milieu urbain dense, à l'assainissement pluvial de petites surfaces imperméabilisées comme des habitations de particuliers.

### 6.1.5.1 Les avantages du stockage sur toiture sont

- Intégration de façon esthétique à tous types d'habitats, y compris en milieu urbain.
- Procédé de stockage immédiat et temporaire à la parcelle.
- Pas d'emprise foncière (faible consommation d'espace).
- Mise en œuvre ne demandant pas de technicité particulière par rapport aux toitures traditionnelles, mais réalisation devant être soignée.
- Diversité de traitements : en herbe, avec un matériau (bois), ...
- Réduction des débits de pointe s'écoulant vers les exutoires
- Technique qui lorsqu'elle est employée en toiture végétalisée permet de réaliser une économie d'énergie (isolation).

### 6.1.5.2 Les inconvénients des stockages sur toiture sont

- Volumes stockés très limités ;
- Obturation des systèmes d'évacuation par des feuillages ou des branchages par exemple ;
- Risques de nuisances olfactives (stagnation d'eau) ;
- Conception très soignée, relevant d'entreprises qualifiées pour garantir une parfaite étanchéité ;
- Eventuels surcoûts ;
- Difficile à mettre en place pour des toits de pente supérieure à 2 % ;
- Risque pour la sécurité si le toit est accessible. [L.Tessier,2013]

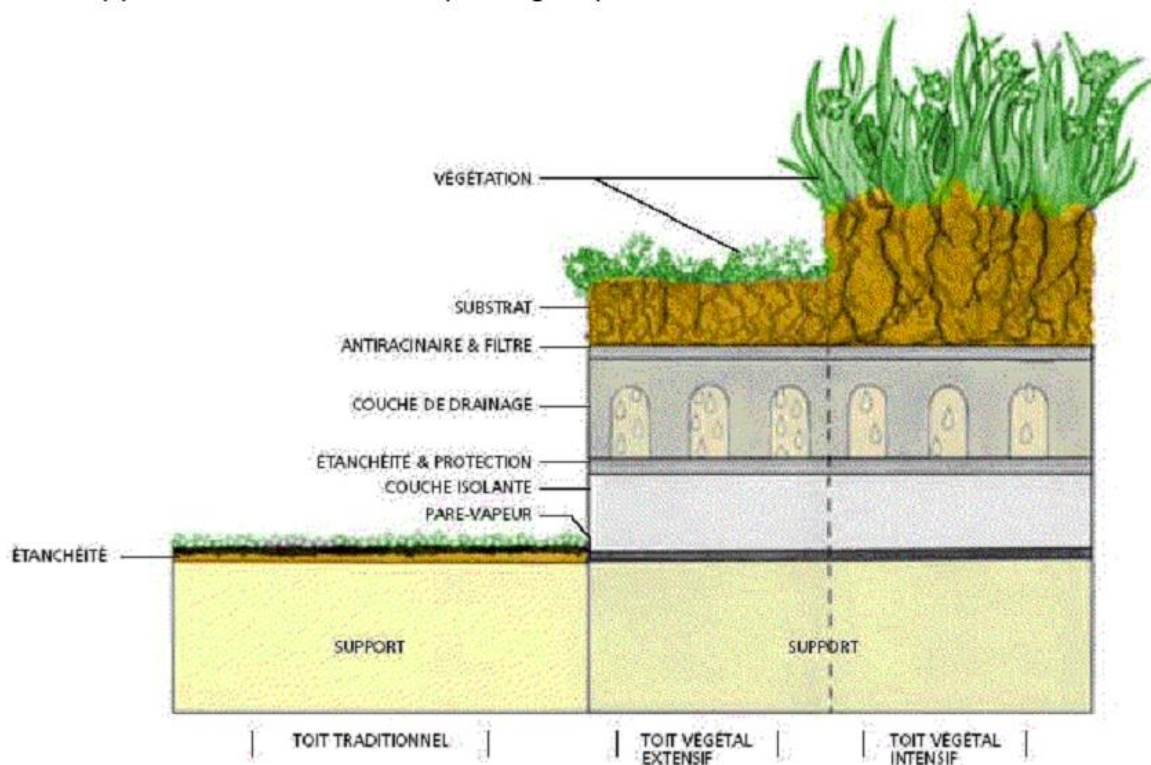
### 6.1.6. Les toitures vertes

Aussi appelées « toitures vertes », ce sont des toitures recouvertes de végétation et de diverses couches permettant le développement de celle-ci. Même si elles participent à la réduction des volumes d'eau ruisselés et au laminage des débits de pointe, elles ne constituent pas une mesure de rétention des eaux pluviales : en cas de saturation en eau de la toiture et face à un nouvel épisode pluvieux, ces derniers auront un comportement identique à celui d'une toiture classique. On distingue deux types de toitures vertes en fonction de l'épaisseur du substrat et en conséquence par leur type de végétation :

- Végétalisation intensive : Le toit est accessible et la circulation non limitée. L'épaisseur du substrat (nutritif) est supérieure à 20 cm. Les plantations sont variées (y compris arbustes) ;
- Végétalisation extensive : Le toit est accessible ponctuellement et la circulation est limitée. L'épaisseur du substrat (peu nutritif) varie entre 6 et 15 cm. Les plantations sont de milieux secs ;

Les toitures vertes possèdent les mêmes avantages que les toits stockant mais elles permettent également une meilleure isolation acoustique ainsi qu'une durée prolongée des membranes de couverture, en raison d'une protection accrue.





**Figure 6.6 : Toitures vertes [M.Bouattour, 2009]**

### 6.1.6.1 Les avantages des toitures vertes sont :

- L'amélioration de la gestion de l'eau : lors de fortes pluies il existe un "effet-tampon", l'eau entre dans les couches de la toiture verte et transite dans celles-ci avant d'atteindre l'avaloir. L'entièreté de la pluie n'est pas rejetée instantanément vers les égouts. De plus, une partie de l'eau est consommée par les plantes et une autre est rejetée dans l'atmosphère par évapotranspiration et n'atteint donc pas le réseau d'égouttage ;
- Une protection sur l'étanchéité assurée par le fait que les matériaux imperméabilisants résistent plus longtemps à l'abri des ultraviolets (UV) et du rayonnement thermique solaire. De plus, la toiture végétalisée constitue une barrière contre les intempéries. Ces actions combinées permettent d'espérer une durée de 30 à 50 ans pour la membrane d'étanchéité ;
- Une protection contre les chocs thermiques (pluie froide sur les toitures chaudes) que subit le bâtiment (réduction des contraintes mécaniques). Les toitures végétalisées permettent une réduction des variations de température jusqu'à 40 % ;
- Une isolation thermique qui permet de réaliser d'importantes économies d'énergie. Une membrane de toiture exposée au soleil peut atteindre une température de surface de 65°C alors que la même membrane recouverte de végétaux demeure à une température de 15 à 20°C. Or, la température de la toiture influence la température intérieure d'un bâtiment et donc les besoins de climatisation ;



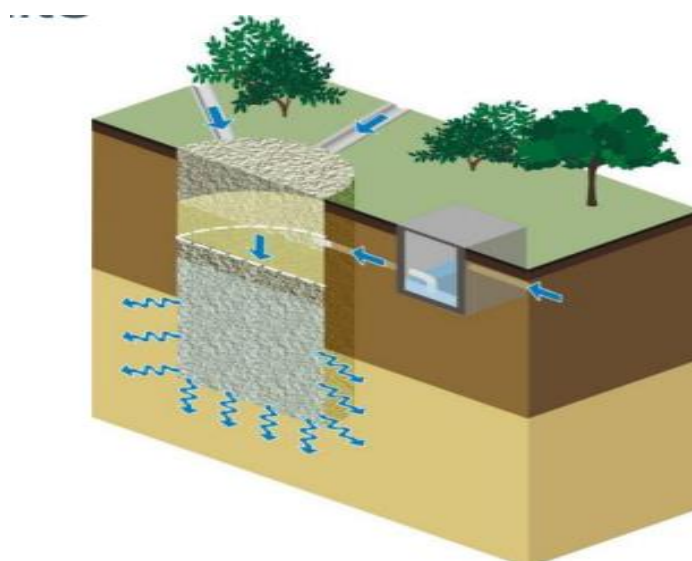
- Une isolation phonique : la terre végétalisée est un des meilleurs isolants acoustiques.

### 6.1.6.2 Les inconvénients des toitures vertes sont :

- La surcharge pour la toiture qui est à prendre en compte lors de la conception/rénovation ;
- L'obligation d'entretien (moindre dans le cas d'une toiture extensive) ;
- L'accessibilité réduite de la membrane d'étanchéité en cas de fuite.

### 6.1.7. Puits d'infiltration

Les puits sont des dispositifs de plusieurs mètres (voire plusieurs dizaines de mètres) vers une zone perméable du sol pour assurer un débit de rejet compatible avec les surfaces drainées, après stockage et prétraitement éventuels.



**Figure 6.7 :** Puits d'infiltration [L. Dinear, 2013]

1. Couvercle étanche ;
2. Section tubé (cylindre de béton, de plastique, de maçonnerie de pierre ou de béton poreux ;
3. Monticule (petite élévation su sol) constitue d'un matériau imperméable ;
4. Matériau scellant d'une profondeur minimale de 1m remplissant tout l'espace annulaire ;
5. Niveau de la nappe d'eau souterraine.

Les puits sont souvent associés à des techniques de stockage de type chaussée-réservoir, tranchée drainante, fossé ou même bassin de retenue, dont ils assurent alors le débit de fuite.

Les deux principaux types de fonctionnement sont :

- les puits d'infiltration, qui ne sont pas en contact direct avec la nappe phréatique,
- les puits d'injection, qui eux, sont en contact direct avec la nappe et injectent donc directement l'eau dans la zone saturée.

### **6.1.7.1 Les avantages des puits d'infiltrations sont :**

- Simplicité de conception et coût peu élevé ;
- Large utilisation, de la simple parcelle aux espaces collectifs ;
- Convient à tous types d'usages, sauf usages industriels ;
- Bonne intégration dans le tissu urbain (faible emprise au sol) et la possibilité de réutiliser la surface en parking ou en aire de jeu par exemple ;
- Technique bien adaptée aux terrains plats où l'assainissement est difficile à mettre en œuvre ;
- Réduction des débits de pointe et des volumes s'écoulant vers les exutoires ;
- Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation dans le puits et par filtration ;
- Ne nécessite pas d'exutoire ;
- Assure la réalimentation des nappes ;
- Utilisable pour les sols dont les premiers horizons géologiques sont imperméables mais possédant des sous-couches perméables.

### **6.1.7.2 Les inconvénients des puits d'infiltrations sont :**

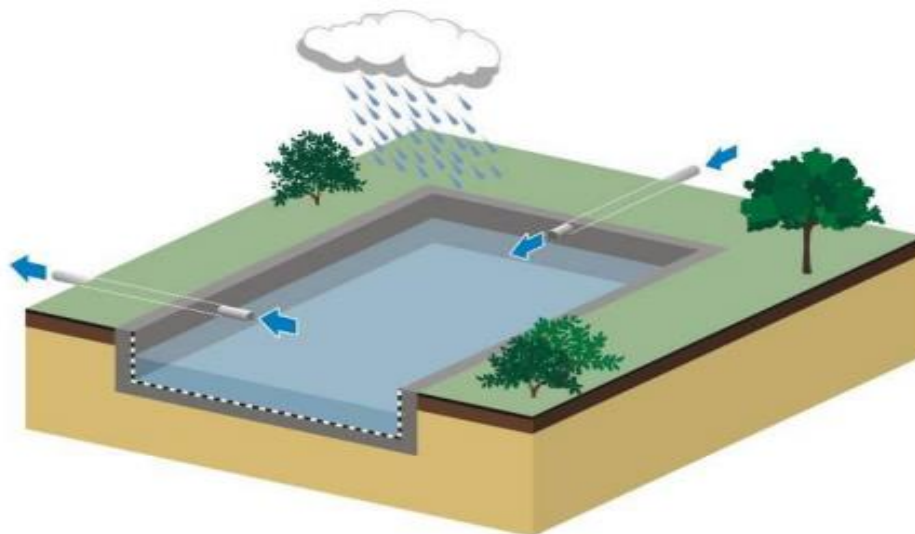
- Risque de pollution du sol et de la nappe ;
- Risque de colmatage du puits ;
- Dépôts de boues de décantation à évacuer lorsque leur quantité induit une modification du volume utile de rétention ;
- Dépôts de flottants. Dépend de la nature des eaux retenues dans le puits et de la présence ou non d'un système de « dégrillage » en amont ;
- Risques de nuisances olfactives ;
- Capacité de stockage limitée, dépendante de la hauteur et des fluctuations de la nappe.

[ J-B. Bignon,2005]

### **6.1.8. Les bassins d'eau**

Il s'agit de plans d'eau permanents dans lesquels sont déversées les eaux de pluie et de ruissellement collectées au cours de l'épisode pluvieux.

Leur taille varie en fonction de leur utilité. Elle peut varier de la petite mare en fond de jardin jusqu'au lac accueillant des activités nautiques.



**Figure 6.8** Bassin d'eau [Dinear, 2013]

Quelque que soit leur taille, ils abriteront toujours un «écosystème» aquatique dont l'équilibre dépendra des variations de volume et de qualité dues aux apports pluviaux.

### **6.1.8.1 Les avantages des bassins d'eau sont :**

- Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules ;
- Très bonne intégration paysagère ;
- Possibilité de recréer un écosystème ;
- L'aménagement d'un plan d'eau déjà existant ne demande que peu d'investissement.
- Possibilité de conserver la totalité des eaux pluviales collectées ;
- Possibilité de réutiliser les eaux de pluie ;

### **6.1.8.2 Les inconvénients des bassins d'eau sont :**

- Importante emprise foncière la plupart du temps ;
- Contraintes strictes sur la qualité des eaux collectées d'où la nécessité d'avoir un réseau séparatif strict, de mettre en œuvre un système de prétraitement en amont ;
- Risques de nuisances olfactives ;
- Nécessité d'assurer une gestion appropriée afin de prévenir l'eutrophisation du bassin (suppression des aérateurs), la prolifération de moustiques, de grenouilles. [L. Dinear, 2013]

### **6.1.9. Les bassins secs**

Ces ouvrages s'apparentent d'avantage à des noues « élargies » qu'à de véritables bassins d'orages. Ils ont un rôle d'étalement, d'écèlement des eaux pluviales.

Ils sont principalement constitués par trois parties : un ouvrage d'alimentation, une zone de stockage et un ouvrage de régulation (garantissant le débit de fuite). Un bassin sec à ciel ouvert

est situé au niveau du terrain naturel et se vidange complètement suite à l'épisode pluvieux. Il en existe deux types :

- Bassin sec planté ou enherbé : le fond, à très faible pente, est habituellement constitué d'une prairie, d'un espace planté ou engazonné. L'intégration paysagère est donc le principal axe de valorisation.
- Bassin sec revêtu : l'étanchéité du fond, des berges et talus est assurée par géomembrane, béton, enrobé. Ainsi, tout risque de contamination du sol par une pollution éventuelle est évité. Il est cependant beaucoup moins esthétique.



**Figure 6.9 :** Bassin sec [*Dinear, 2013*]

### 6.1.9.1 Les avantages des bassins secs sont

- Coût faible : il ne s'agit que de terrassements généraux en déblai et remblai ;
- Intégration paysagère variée : espaces verts, terrain de football, vélodrome, piste de skate, etc ;
- Dépollution efficace des eaux pluviales par décantation des particules ;
- Conservation d'espaces verts en zone urbaine ;
- Sensibilisation du public par visualisation directe du problème du traitement des eaux pluviales ;
- Réduction des débits de pointe à l'exutoire.

### 6.1.9.2 Les inconvénients des bassins secs sont

- Nécessité d'une réflexion au début du projet, permettant de traiter ces ouvrages sur le plan paysager et urbanistique ;
- Coût du foncier nécessaire à la réalisation de ces ouvrages ;
- Importante emprise foncière la plupart du temps ;

- Risques de nuisances olfactives (stagnation d'eau, putréfaction de végétaux,...). [ **J-B. Bignon,2005**]

### **6.2 Le choix des techniques les mieux adaptées à notre cite**

Dans ce qui a précédé on a présenté plusieurs techniques alternatives qui ont des avantages ainsi que des inconvénients, les techniques sont bonnes les unes que les autres. Le but de ce qu'on a fait est de proposer une ou deux techniques, parmi celles qu'on a vue comme solution au problème de débordement dont souffre notre zone d'étude.

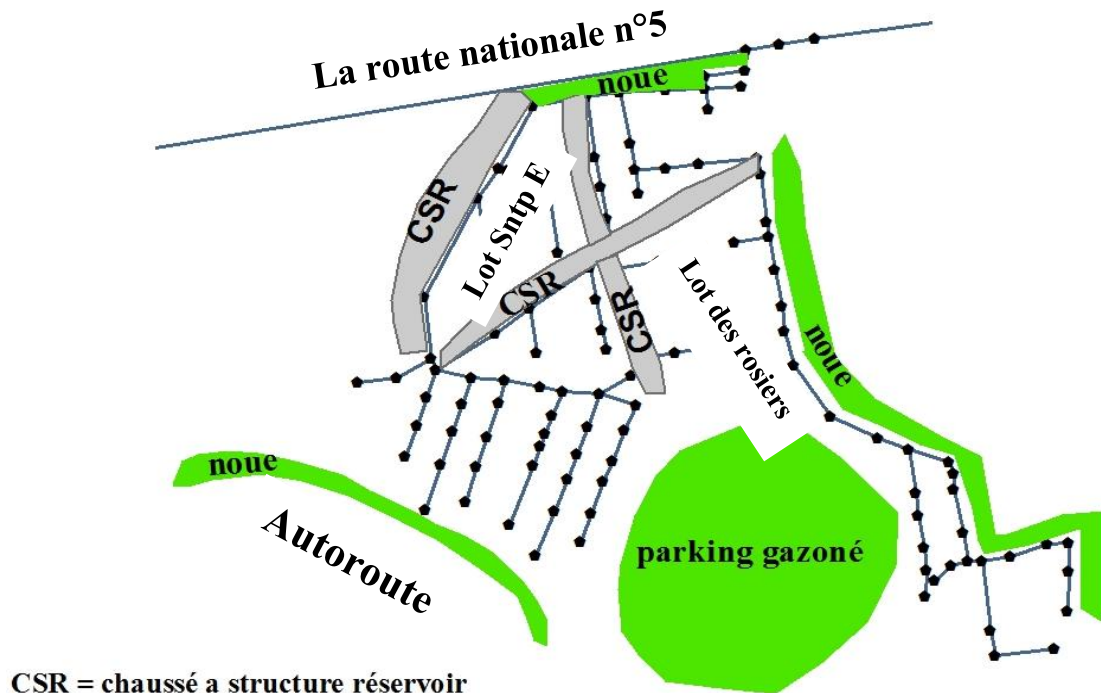
Les techniques choisies seront implantées à l'amont des regards concernés par le débordement pour que ces dernières interceptent les eaux avant qu'elle arrive aux réseaux d'assainissement. Notre zone d'étude est un ensemble de lotissement dominé par l'urbanisation, on doit choisir une technique qui sera à la fois économique et plus adaptée à notre zone :

- Pour les toits stockant et les toits végétalisés, ces deux techniques sont à exclure car leur poids est à prendre en compte avant la construction des bâtis ;
- Les bassins d'eau et les bassins sec, il y'a un manque d'espace pour les planter.
- Pour les noues et les fossés, les noues sont moins profonde elles sont plus facile à réaliser et leur entretien et aussi plus aisé que les fossés sans oublier l'eau stagnante elle est plus importante dans les fossés que dans les noue ;
- Pour les puits d'infiltration, les tranchées drainantes et les chaussées à structure réservoir ces techniques on le même principe sauf que pour les puits d'infiltration elles ont besoin d'espace qui est presque inexistant, et pour les tranchées d'infiltration ces inconvénient sont très nombreux (Risque de colmatage de la tranchée, Risques de nuisances olfactives...)

On choisit des noues et des chaussées à structure réservoir que nous planterons comme suite :

- Une noue à proximité de l'autoroute (coté de notre zone d'étude) ;
- Une noue à proximité de la route nationale n°5 ;
- Une à proximité des lotissements les rosiers ;
- Un parking gazonné : ce parking est formé par un espace vert qui est en réalité des grandes noues et un espace bétonné pour ne pas piétiner l'espace vert
- Chaussée à structure réservoir à proximité des lotissements Sntp Est ;
- Deux chaussées à structure réservoir qui forme une intersection à l'intérieur des lotissements.

Tout ça est donné dans la figure ci-dessous :



**Figure 6.10** La position des techniques dans notre zone d'étude

### Conclusion

L'utilisation des techniques alternatives pour gérer les eaux pluviales se développe dans toutes les nouvelles opérations d'aménagement. Les ouvrages sont de mieux en mieux intégrés dans la ville [Chocat, 2008]. Elles sont bien perçues par les citoyens. Leur coût relatif au développement durable a permis d'inciter à leur emploi durant ces dernières années, un développement futur considérable leur est promis [Lutz, 2010].

Les techniques alternatives utilisent les eaux de pluie pour améliorer le microclimat urbain (abaissement des températures en utilisant l'évaporation et l'évapotranspiration de l'eau) constitue un enjeu majeur. En période de changement climatique et d'économie d'énergie, cette idée ne peut que se développer, d'autant qu'elle se conjugue parfaitement avec d'autres aspects environnementaux : réintroduction de la nature en ville, amélioration de la qualité de l'air. Elle combine dans beaucoup de cas un intérêt collectif (action au niveau de la rue, du quartier ou de la ville) et un intérêt individuel (réduction de la température intérieure des immeubles en utilisant par exemple des toitures terrasses) [Chocat, 2008].

Notre zone d'étude est région complètement urbanisée, dépourvue de verdure, pour remédier aux problèmes de débordement la concernant on propose :

Des chaussées à structure réservoir, des noues et un parking gazonné lui aussi formé par des noues sur les côtés, et un espace bétonné pour ne pas piétiner les végétations.

# Conclusion

## Générale

### Conclusion générale et perspective

Dans ce travail on a synthétisé plusieurs travaux sur la modélisation, le dysfonctionnement des réseaux d'assainissement et les techniques alternatives des eaux pluviales, la majorité de ces travaux sont sur la modélisation et le dysfonctionnement, car le but des chercheurs est de trouver des solutions aux problèmes dont souffrent les réseaux d'assainissement urbain, des solutions qui seront à la fois économiques, efficaces et durables.

Nous avons, également, dévoilé les propriétés mathématiques du système de Barré de Saint-Venant, avec ces deux principales équations à savoir l'équation de continuité et l'équation de la dynamique qui gouvernent l'écoulement non permanent à surface libre. Le système de Barré de Saint-Venant est un système d'équations différentielles aux dérivées partielles non linéaires et hyperboliques, dont la solution analytique est impossible.

Pour la résolution des équations de saint venant on fait appel au logiciel numérique qui sont nombreux puissant et rapide, on a fait une bref représentation à plusieurs d'entre eux, La plus part sont payant.

Notre choix s'est arrêté sur SWMM (gratuit) et Rubar20 (payant) qui sont des logiciels puissants et populaires. Ils simulent les écoulements à surfaces libre et résolvent les équations complètes de saint venant. Le premier résout celles à une dimension, le deuxième celles à une et deux dimensions. Le Rubar20 est obtenu grâce à la convention entre le cemagref et l'école polytechnique d'Alger.

Pour la simulation on a choisi le réseau d'assainissement de Dar El beida, une commune d'Alger, en premier lieu la simulation est faite avec swmm qui a donné un résultats satisfaisants, elle nous montre effectivement que notre réseau souffre de débordement dans des regards bien définis.

D'après notre réseau les problèmes de débordement vient du problème de sous dimensionnement et des faibles pentes. Le ruissellement important rajouté au débordement peut engendrer une inondation.

Ce que la simulation démontre aussi à travers ces résultats, c'est le passage du régime torrentiel au régime fluvial qui engendre un ressaut hydraulique, par conséquent des écoulements diphasiques et entraînement d'air peuvent avoir lieu, et provoquer même un dégagement des gaz dissous dans les regards de visite des eaux usées évacuées. Pour éviter des explosions des regards de visite, nous proposons d'installer des dispositifs d'aération dans les regards en question, par exemple un tampon perforé pour faciliter le dégagement des gaz toxiques.

Après le swmm on est passé à la simulation avec le Rubar20 qui n'a pas pu se réaliser à cause de son diamètre qui est beaucoup plus petit et insignifiant par rapport à sa longueur.



## Conclusion Générale

---

Pour permettre à ce logiciel d'être appliqué au réseau d'assainissement urbain on propose de rajouter une sous-routine pour ajouter l'option de l'échelle, qui permettra au logiciel d'être appliqué quel que soit la hauteur et la longueur de la conduite.

Comme solution on a présenté plusieurs techniques alternatives, chaussée à structure réservoir, noues, fosses, bassin sec, bassin d'eau, toit stockant et toit végétalisé. Ces techniques ont toutes des avantages et des inconvénients qui définissent le meilleur site de leur implantation. Dans notre cas on propose des noues et des chaussées à structure réservoir, en plus de ça on rajoute un parking gazonné qui est mis à l'amont de tout le réseau et qui sera composé de quatre noues (espace vert).

Références

Bibliographiques

## Référence Bibliographique

---

### Bibliographie

- [1] **Aflak, A., (2008).** « Etude patrimoniale des réseaux d'assainissement ». TSM numéro 11, 103<sup>ème</sup> année 10pages.
- [2] **Aflak, A., Gendreau N., Pascal, O., Pister, B. et Vuathier, J., (2007).** « Gestion préventive de l'ensablement des collecteurs visitables d'assainissement et optimisation des interventions de curage ». NOVATECH, Lyon, pp. 1325-1332.
- [3] **Azzout Y., Barraud S., Crès F.N., Alfakih E. (1994).** « Techniques alternatives en assainissement pluvial. Choix, conception, réalisation et entretien. *Tec & Doc Lavoisier*, Paris, 378 pages.
- [4] **Baud, J., (2008).** « Modélisation de la gestion des eaux de pluie en milieu urbanisé ». Mémoire de fin d'étude Laboratoire Hydrologie et Aménagement (HYDRAM), Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. 31Pages
- [5] **Benedittis, (2004).** « Mesurage de l'infiltration et de l'exfiltration dans les réseaux d'assainissement ». Thèse de doctorat, L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon 355pages.
- [6] **Bengassem, J., (2001).** « Elaboration d'un système d'aide au diagnostic hydraulique et structural des réseaux d'assainissement urbains ». Thèse de Doctorat de l'Ecole De Technologie Supérieure, Université du Québec, 163pages.
- [7] **Bennis, S., (2007).** « Manuel abrégé d'utilisation du logiciel SWMM5 ». 43pages.
- [8] **Bertrand-Krajewski, J.-L., (2006).** « Modélisation des écoulements en réseau d'assainissement, lessons in urban hydrology, National School of Engineering of Water and Environment-Strasbourg (ENGEES), 2006, pp. 25–37.
- [9] **Bignon, J.k., polmaire,K., Humbert 2005.** «Technique alternatives » site web “CRIT”.
- [10] **Blampin et Xia, (2004).** « Conception des réseaux d'assainissement : pluie de projet et norme NF EN752-2 ». XXIIème Rencontres Universitaires de Génie Civil 2004 - Ville & Genie Civil, 8pages.
- [11] **Blompin, et Chocat, B., (1998).** « Un système d'aide au choix de modèles hydrologique et hydraulique pour simuler les réseaux d'assainissement : application aux modèles de propagation en conduite ». Revue des Science de l'Eau, Rev.Sci.Eau 12/2(1999) 317-332.
- [12] **Bolognesi, A. Maglionico, M. and Artina, S. (2007).**« Validation des méthodes de mesures de l'exfiltration en réseaux d'assainissement par traçage artificiel au NaCl avec un modèle de laboratoire ». NOVATECH, Lyon, pp 1333-1340
- [13] **Bouattour, M. (2009).** « La végétalisation des bâtiment » catalogue.

## Référence Bibliographique

---

- [14] **Bounader, E., (1998).** « Conduite du diagnostic, et évaluation des collecteurs des infrastructures urbaines de l'assainissement ». Thèse de doctorat Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. 198 pages.
- [15] **Bounakdari, H., (2006).** « Modélisation des écoulements en collecteur d'assainissement – Application à la conception de points de mesures, Thèse de doctorat, Université de Caen –Basse Normandie. 263 pages
- [16] **Bourrier, R., (2008).** « Les réseaux d'assainissement : calcul, application et perspective », Paris France, ISBN 285206-282-8, Cinquième Eddition.
- [17] **Buco, J., (2007).** « Analyse et modélisation du comportement mécanique des conduites enterrées ». Thèse de Doctorat de L'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 282 pages.
- [18] **Caradot, N., Granger, D., Rostaing, C., Cherqui, F. et Chocat, B., (2010).** « L'évaluation du risque de débordement des systèmes de gestion des eaux urbaines : contributions méthodologiques de deux cas d'études (Lyon et Mulhouse). NOVATECH, Lyon, pp. 1 – 12.
- [19] **Cemagref, 2008** : « logiciel Rubar20, notice d'application ». 64 pages.
- [20] **Cherqui, F., Werey, C., Ibrahim, M., Closet, J.F. et Le Gauffre, P., (2009).** « Évaluation et calage d'indicateurs de dysfonctionnement à partir de jugements d'experts ». AUGC2009 01/20 pages.
- [21] **Cherrared, M., Chocat, B. et Benzerra, A., (2007).** « Problématique et faisabilité du développement durable en matière d'assainissement urbain en Algérie ». NOVATECH, Lyon, pp 295-302.
- [22] **Chocat, B., (2008).** «Etat de l'art sur la gestion urbaine des eaux pluviales et leur valorisation». Convention de partenariat ONEMA-OIEau, 36 pages.
- [23] **Crobeddu, E., 2006** « modèles hydrologiques et hydrauliques pour la gestion en temps différé des réseaux d'assainissement » thèse de doctorat, université de québec. 154 pages
- [24] **Damrose, E., 2010** « Schéma Directeur d'Assainissement de Boulogne-Billancourt ». mémoire d'ingénieur. SAFEGE, agroparis tech. 80 pages
- [25] **Dernouni, F., Kettab, A., Touaibia, B. et Salah, B., (2013).** « Impact des eaux d'infiltration sur un collecteur non étanche ». Revue scientifique et technique LJEE N°21 et 22. Spécial colloque CIREDD'2013, pp. 20-28.
- [26] **Desbordes, M., (1995).** « Étude de faisabilité d'un modèle simplifié de simulation d'inondation pluviale urbaine. Euroflood 2. The management of consequence of climatic change UMII », 20 pages.
- [27] **Dinaer, L. (2013).** «Gestion des eaux pluviales sur la parcelle». Formation Bâtiment Durable : EAU, institut Bruxellois pour la gestion de l'environnement. 45 pages

## Référence Bibliographique

---

- [28] **El Aoudi, N., 2000** « Modélisation Des écoulements En Charge » thèse de doctorat, université de québec.156pages
- [29] **Elachachi et Breysse (2006).** « Incertitudes et qualité d'information pour une gestion efficiente des réseaux d'assainissement », XXIV<sup>ème</sup> rencontre universitaire de Génie Civil. 8 pages
- [30] **Faure, J-B., 2007**« présentation du logiciel MAGE» unité de recherche hydrologie – hydraulique, cemagref. 31 pages
- [31] **Goutal, N., Demay E.,2008** « Utilisation de modèles hydrauliques-métier dans des plateformes et application aux incertitudes
- [32] **Graf, W.H., Altinakar M.S. (2000).** Hydraulique fluviale - Ecoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple. Lausanne (Suisse) : Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 628 pages.
- [33] **Granger,D. Sourdril ;A., Rousseau, J.P., Darribère,C., Cherqui, F., Le Gauffre,P. (2013).** « Evaluation de l'aléa débordement sur un territoire : Valorisez vos données ! » NOVATECH, 10pages
- [34] **Haider, S., 2001.** « Contribution A La Modélisation D'une Inondation En Zone Urbanisée. Approche Bidimensionnelle Par Les Equations De Saint Venant ». Thèse de doctorat INSA de LYON 182 page.
- [35] **Heatherman, W. J., (2004).** « Flood routing on small streams: a review of Muskingum-cunge, cascading reservoirs». Éditeur University of Kansas, 373 pages.
- [36] **HYDRANET, 2007** « Manuel utilisateur - Dossier A : Guide pratique d'utilisation – Indice 2.1 »
- [37] **Ibrahim, M., Le Gauffre, P., Cherqui, F. et Werey, C., (2007).** « Evaluation d'indicateurs de dysfonctionnement à partir d'inspections visuelles ». 25e rencontres de l'AUGC, 23-25 mai 2007, Bordeaux, pp. 1-8.
- [38] **J.P. BAUME, D. DORCHIES, 2010-2015.** « SIC<sup>2</sup> logiciel de simulation intégrée des canaux et de leur control » site web.
- [39] **Jauberthie, C., Jauberthie, R. et Melinge, Y., (2011).** « Indicateurs d'endommagement et durée de vie d'ouvrages d'assainissement ». INVACO2 : Séminaire International, Innovation & Valorisation En Génie Civil & Matériaux de Construction, Rabat – Maroc / 23-25 Novembre 2011, 06pages.
- [40] **Kamal,A.,(2003).** « Contribution à une gestion optimale en milieu urbain ». Métrise en Genie de construction, université de Quebec. 132 pages
- [41] **Kouider, K., Benmamar, S., (2015).** «Elaboration of sewer network modeling tool». Desalination and water treatment, 11 pages.

## Référence Bibliographique

---

- [42] **Kovac, Y., (1988).** « Modèles de simulation d'écoulement transitoire en réseau d'assainissement ». Thèse de Doctorat de l'Ecole des ponts et chaussées Spécialité Sciences Et Techniques de l'Environnement, 352pages.
- [43] **Lang,P., 2010** «Hydrodynamique bidimensionnelle Logiciel TELEMAC-2D ».Manuel de l'utilisateur 124page
- [44] **Laurent,C.,Duguet,P.,Manquillet,A. (2007).** « Comportement du réseau d'assainissement parisien en période de crue majeure de la Seine ». NOVATECH, lyon, pp91-98
- [45] **Le Gauffre, P., Joannis, C., Breyse, D., Gibello, C. et Desmulliez, J. J. (2004).** « Gestion patrimoniale des réseaux d'assainissement urbains ». Guide méthodologique, Paris, Lavoisier, 2004, 416 pages.
- [46] **Lootens, M.,2001.** « Transport de sédiment en réseau d'assainissement par temps de pluie » rapport pour obtenir diplôme de recherche. 57 pages
- [47] **Lutz, (2010).** «Etude des techniques alternatives des gestions des eaux pluviales et usées en aménagement ». Mémoire de fin d'étude, INSA Strasbourg, Spécialité Génie Civil, 92 pages
- [48] **Maigne, J., (2006).** « La gestion durable des techniques alternatives en assainissement pluvial ». Synthèse technique, ENGREF Centre de Montpellier, 14pages.
- [49] **Nakouri,H., Goncalves, G. Jolly, D. Blanpain, O., (2013)** « Un modèle continu pour la simulation de réseau d'assainissement sous Matlab ». Villeneuve d'Ascq, France HAL Id: hal-00780321. 9 pages.
- [50] **PAQUIER, A., 1995** Modélisation et Simulation de la Propagation de l'onde de Rupture de Barrage. Thèse sci. Université Jean Monnet, Sainte Etienne, 1995. 192 p
- [51] **Piatyszek, E., (1998).** « Détection de dysfonctionnements en système hydrographique Application aux réseaux d'assainissement », Thèse de Doctorat, HAL Id: tel-00850549. 240 pages
- [52] **Renard, F. Volte E. , Bret P. et Didier J.-M. (2010).** « Comparaison spatiale des débordements observés et modélisés du réseau d'assainissement du Grand Lyon par temps de pluie ».NOVATECH,lyon,pp.1-9
- [53] **Shneider, L., (2001).** « Introduire la mesure de performance dans la régulation des services d'eau et d'assainissement, Instrumentation et Organisation », Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Thèse de doctorat, ENGREF, 447 p.
- [54] **Tekatljan, A., 2002** « Approximation d'un écoulement faiblement critique par un modèle 1D fluvial » CETE méditerranée.
- [55] **Telliez, M., (2010).** « Manuel d'initiation : traduction et adaptation libre du tutoriel du manuel de l'utilisateur Storm water management model 5 », 27pages.

## Référence Bibliographique

---

- [56] **Tessier, L. (2013).** «Comment évaluer la durabilité et juger de la qualité de la gestion alternative des eaux pluviales ?».Mémoire de fin d'étude. HAL Id: dumas-00935095. 48 pages
- [57] **Us army, corps of engineers, 2010.** «River analysis system» Hydraulique reference manual. 417page
- [58] **Vasconcelos, E.C., (2005).** « Outils d'aide à la gestion du patrimoine des réseaux d'assainissement non visitable ». Université Bordeaux 1, 373 Pages.
- [59] **Vazquez, J., (2010).** « Hydraulique à surface libre». Polycopier de cours de l'école Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg, 105 Pages.
- [60] **Volte, E., Varnier, J.-C. et Pecoraro, J., (2007).** « Débordements des réseaux d'assainissement de la communauté urbaine de Lyon ». NOVATECH, Lyon, pp. 99-106.
- [61] **Xp solution, 2014** « complete storm water sewer and flood palain model». Site web
- [62] **Zug, M., Vazquez, J., (2010).** « Modélisation des réseaux d'assainissement concepts approches et étapes ». ». Polycopier de cours de l'école Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg, 75 Pages.

# Annexes



# Annexe 1

## Annexe 1

FID	Cne	Diam	ECOUL	CTN	CFIL	CRAD	LONG	PENTE	CTN- AV	CFIL- AV	CRAD- AV
1	1620	400	GRAV	18,5	16,39	16,39	36,33	FAIBLE	17,52	16,26	16,26
2	1620	400	GRAV	17,52	16,26	16,26	39,62	FAIBLE	17,35	16,12	16,12
3	1620	400	GRAV	17,35	16,12	16,12	26,35	FAIBLE	17,35	16,03	16,03
4	1620	400	GRAV	17,35	16,03	16,03	40,55	FAIBLE	17,2	15,88	15,88
5	1620	400	GRAV	17,2	15,88	15,88	32,19	FAIBLE	17,22	15,77	15,77
6	1620	600	GRAV	17,22	15,77	15,77	44,82	FAIBLE	17,54	15,63	15,63
7	1620	400	GRAV	17,65	16,5	16,5	66,28	FAIBLE	17,48	16,17	16,17
8	1620	400	GRAV	17,48	16,17	16,17	43,10	FAIBLE	17,56	15,95	15,95
9	1620	400	GRAV	17,56	15,95	15,95	22,54	FAIBLE	17,5	15,84	15,84
10	1620	400	GRAV	17,5	15,84	15,84	42,97	FAIBLE	17,54	15,63	15,63
11	1620	400	GRAV	17,48	16,38	16,38	57,63	FAIBLE	17,6	16,17	16,17
12	1620	400	GRAV	17,6	16,17	16,17	40,95	FAIBLE	17,52	16,02	16,02
13	1620	400	GRAV	17,52	16,02	16,02	30,93	FAIBLE	17,44	15,91	15,91
14	1620	400	GRAV	17,44	15,91	15,91	36,09	FAIBLE	17,55	15,77	15,77
15	1620	400	GRAV	17,55	15,77	15,77	40,65	FAIBLE	17,54	15,63	15,63
16	1620	600	GRAV	17,54	15,49	15,63	41,39	FAIBLE	17,54	15,63	15,49
17	1620	400	GRAV	17,66	16,51	16,51	75,42	FAIBLE	17,55	16,06	16,06
18	1620	400	GRAV	17,55	16,06	16,06	24,68	FAIBLE	17,48	15,92	15,92
19	1620	400	GRAV	17,48	15,92	15,92	16,12	FAIBLE	17,52	15,82	15,82
20	1620	400	GRAV	17,52	15,82	15,82	23,20	FAIBLE	17,52	15,68	15,68
21	1620	400	GRAV	17,52	15,68	15,68	32,21	FAIBLE	17,54	15,49	15,49
22	1620	600	GRAV	17,54	15,49	15,49	26,72	FAIBLE	17,42	15,41	15,41
23	1620	600	GRAV	17,49	15,49	15,49	44.227183	FAIBLE	17,44	15,27	15,27
24	1620	400	GRAV	17,6	16,4	16,4	44,23	FAIBLE	17,57	16,07	16,07
25	1620	400	GRAV	17,57	16,07	16,07	38,24	FAIBLE	17,57	15,79	15,79
26	1620	400	GRAV	17,57	15,79	15,79	42,60	FAIBLE	17,6	15,47	15,47
27	1620	400	GRAV	17,6	15,47	15,47	27,70	FAIBLE	17,44	15,27	15,27
28	1620	600	GRAV	17,44	15,27	15,27	37,58	FAIBLE	17,04	15,15	15,15
29	1620	400	GRAV	17,34	16,14	16,14	57,82	FAIBLE	17,2	15,8	15,8
30	1620	400	GRAV	17,2	15,8	15,8	41,54	FAIBLE	17,2	15,55	15,55
31	1620	400	GRAV	17,2	15,55	15,55	34,45	FAIBLE	17,17	15,35	15,35
32	1620	400	GRAV	17,17	15,35	15,35	33,26	FAIBLE	17,04	15,15	15,15
33	1620	600	GRAV	17,04	15,15	15,15	41,83	FAIBLE	17,08	15,01	15,01
34	1620	400	GRAV	17,5	16,45	16,45	24,68	FAIBLE	17,46	16,34	16,34
35	1620	400	GRAV	17,46	16,34	16,34	36,98	FAIBLE	17,37	16,17	16,17
36	1620	400	GRAV	17,37	16,17	16,17	38,09	FAIBLE	17,4	16	16
37	1620	400	GRAV	17,4	16	16	85,08	FAIBLE	17,23	15,61	15,61
38	1620	400	GRAV	17,25	16	16	53,49	FAIBLE	17,23	15,61	15,61
39	1620	400	GRAV	17,23	15,61	15,61	48,89	FAIBLE	17,15	15,38	15,38
40	1620	400	GRAV	17,15	15,38	15,38	81,46	FAIBLE	17,08	15,01	15,01

# Annexe 1

41	1620	400	GRAV	17,33	16,08	16,08	38,73	FAIBLE	17,21	15,7	15,7
42	1620	400	GRAV	17,21	15,7	15,7	36,89	FAIBLE	17,2	15,34	15,34
43	1620	400	GRAV	17,2	15,34	15,34	33,75	FAIBLE	17,08	15,01	15,01
44	1620	600	GRAV	17,08	15,01	15,01	14,63	FAIBLE	17,1	14,97	14,97
45	1620	400	GRAV	17,33	16,18	16,18	45,85	FAIBLE	17,4	15,82	15,82
46	1620	600	GRAV	17,4	15,82	15,82	45,81	FAIBLE	17,1	14,97	14,97
47	1620	600	GRAV	17,1	14,97	14,97	75,17	FAIBLE	16,91	14,72	14,72
48	1620	600	GRAV	16,91	14,72	14,72	132,45	FAIBLE	17,17	14,29	14,29
49	1620	400	GRAV	17,05	15,85	15,85	58,51	FAIBLE	17,17	14,29	14,29
50	1620	600	GRAV	17,17	14,29	14,29	43,53	FAIBLE	17,02	14,15	14,15
51	1620	400	GRAV	17,33	16,18	16,18	81,80	FAIBLE	17,24	15,41	15,41
52	1620	400	GRAV	17,24	15,41	15,41	25,47	FAIBLE	17,22	15,17	15,17
53	1620	400	GRAV	17,22	15,17	15,17	43,52	FAIBLE	17,04	14,75	14,75
54	1620	0	GRAV	17,04	16,2	16,2	25,25	INCONNUE	17,05	15,85	15,85
55	1620	400	GRAV	17,05	15,85	15,85	25,42	FAIBLE	17,04	14,75	14,75
56	1620	400	GRAV	17,04	14,75	14,75	10,63	MOYENNE	17,02	14,15	14,15
57	1620	1000	GRAV	17,02	14,15	14,15	84,97	FAIBLE	17,24	13,88	13,88
58	1620	1000	GRAV	17,24	13,88	13,88	61,33	FAIBLE	17,5	13,68	13,68
59	1620	400	GRAV	17,67	16,52	16,52	48,42	FAIBLE	17,5	16,07	16,07
60	1620	400	GRAV	17,5	16,07	16,07	49,82	FAIBLE	17,64	15,61	15,61
61	1620	400	GRAV	17,64	15,61	15,61	60.106823	FAIBLE	17,72	15,06	15,06
62	1620	400	GRAV	17,72	15,06	15,06	39,47	FAIBLE	17,72	14,69	14,69
63	1620	400	GRAV	17,72	14,69	14,69	36,14	FAIBLE	17,64	14,36	14,36
64	1620	400	GRAV	17,64	14,36	14,36	72,91	FAIBLE	17,5	13,68	13,68
65	1620	1000	GRAV	17,5	13,68	13,68	39,55	FAIBLE	17,37	13,55	13,55
66	1620	400	GRAV	18,83	17,68	17,68	68,54	FAIBLE	18,64	17,29	17,29
67	1620	400	GRAV	18,64	17,29	17,29	30,69	FAIBLE	18,52	17,12	17,12
68	1620	400	GRAV	18,52	17,12	17,12	84,17	FAIBLE	18,54	16,65	16,65
69	1620	400	GRAV	18,57	17,32	17,32	47,47	FAIBLE	18,5	17,15	17,15
70	1620	400	GRAV	18,5	17,15	17,15	33,89	FAIBLE	18,35	17,02	17,02
71	1620	400	GRAV	18,35	17,02	17,02	25,08	FAIBLE	18,35	16,93	16,93
72	1620	400	GRAV	18,35	16,93	16,93	44,52	FAIBLE	18,56	16,77	16,77
73	1620	400	GRAV	18,56	16,77	16,77	33,35	FAIBLE	18,54	16,65	16,65
74	1620	400	GRAV	18,54	16,65	16,65	15,98	FAIBLE	18,58	16,59	16,59
75	1620	400	GRAV	18,52	17,37	17,37	26,01	FAIBLE	18,56	16,93	16,93
76	1620	400	GRAV	18,56	16,93	16,93	20,28	FAIBLE	18,58	16,59	16,59
77	1620	600	GRAV	18,58	16,59	16,59	35,06	FAIBLE	18,51	16,46	16,46
78	1620	600	GRAV	18,51	16,46	16,46	53,46	FAIBLE	18,19	16,27	16,27
79	1620	600	GRAV	18,19	16,27	16,27	18,99	FAIBLE	18,06	16,2	16,2
80	1620	600	GRAV	18,06	16,2	16,2	14,40	FAIBLE	18,03	16,14	16,14
81	1620	600	GRAV	18,03	16,14	16,14	49,28	FAIBLE	17,69	15,96	15,96
82	1620	400	GRAV	18,09	16,94	16,94	31,73	FAIBLE	18,09	16,77	16,77
83	1620	400	GRAV	18,09	16,77	16,77	26,23	FAIBLE	18,18	16,62	16,62
84	1620	400	GRAV	18,18	16,62	16,62	39,56	FAIBLE	18,28	16,4	16,4

## Annexe 1

<b>85</b>	1620	400	GRAV	18,28	16,4	16,4	27,10	FAIBLE	17,86	16,26	16,26
<b>86</b>	1620	400	GRAV	17,86	16,26	16,26	53,05	FAIBLE	17,69	15,96	15,96
<b>87</b>	1620	600	GRAV	17,69	15,96	15,96	38,05	FAIBLE	17,56	15,83	15,83
<b>88</b>	1620	600	GRAV	17,56	15,83	15,83	59,40	FAIBLE	17,54	15,61	15,61
<b>89</b>	1620	600	GRAV	17,54	15,61	15,61	74,75	FAIBLE	17,57	15,34	15,34
<b>90</b>	1620	600	GRAV	17,57	15,34	15,34	42,84	FAIBLE	17,47	15,18	15,18
<b>91</b>	1620	600	GRAV	17,47	15,18	15,18	29,83	FAIBLE	17,55	15,07	15,07
<b>92</b>	1620	600	GRAV	17,55	15,07	15,07	43,95	FAIBLE	17,41	14,91	14,91
<b>93</b>	1620	600	GRAV	17,41	14,91	14,91	41,32	FAIBLE	17,4	14,76	14,76
<b>94</b>	1620	300	GRAV	0	0	0	40,20	INCONNUE	0	0	0
<b>95</b>	1620	600	GRAV	17,4	14,76	14,76	17,20	FAIBLE	17,338	14,698	14,698
<b>96</b>	1620	600	GRAV	17,338	14,7	14,7	57,70	FAIBLE	17,31	14,49	14,49
<b>97</b>	1620	600	GRAV	17,31	14,49	14,49	20,20	FAIBLE	17,53	14,41	14,41
<b>98</b>	1620	600	GRAV	17,53	14,41	14,41	67,50	FAIBLE	17,44	14,17	14,17
<b>99</b>	1620	600	GRAV	17,44	14,17	14,17	38,50	FAIBLE	17,55	14,03	14,03
<b>100</b>	1620	600	GRAV	17,55	14,03	14,03	35,68	FAIBLE	17,65	13,9	13,9
<b>101</b>	1620	400	GRAV	17,6	14,5	14,5	28,40		17,,65	13,9	13,9
<b>102</b>	1620	600	GRAV	17,65	13,9	13,9	33,10	FAIBLE	17,527	13,777	13,7775
<b>103</b>	1620	600	GRAV	17,527	13,78	13,78	61,30	FAIBLE	17,37	13,55	13,55
<b>104</b>	1620	1000	GRAV	17,37	13,68	13,68	53,00	FAIBLE	17,3	13,42	13,42
<b>105</b>	1620	1000	GRAV	17,3	13,4	13,4	44,50	FAIBLE	17,5	13,3	13,3
<b>106</b>	1620	300	GRAV	17,5	14,8	14,8	24,80	INCONNUE	17,52	15	15
<b>107</b>	1620	300	GRAV	17,52	15	15	42,00	INCONNUE	17,4	13,3	13,3
<b>108</b>	1620	500	GRAV	17,4	13,3	13,3	15,00	INCONNUE	17,46	13,25	13,25
<b>109</b>	1620	800	GRAV	17,46	13,23	13,23	46,61	FAIBLE	17,41	13,08	13,08
<b>110</b>	1620	800	GRAV	17,41	13,08	13,08	25,71	FAIBLE	16,78	12,98	12,98
<b>111</b>	1620	1000	GRAV	16,78	12,98	12,98	38,54	FAIBLE	17,09	12,88	12,88
<b>112</b>	1620	1000	GRAV	17,09	12,88	12,88	41,14	FAIBLE	17,28	12,78	12,78
<b>Outlet</b>	1620	1000	GRAV	17,28	12,78	12,78	136,90	FAIBLE	16,5	12,43	12,43
<b>collecteur</b>	1620	800	GRAV	17,75	14,74	14,74	690,61	FAIBLE	16,78	12,98	12,98

## Annexe 1

---

Abréviation	signification
<b>FID</b>	Identité et numéros des regards
<b>Cne</b>	Numéro de la commune
<b>Diam</b>	Diamètres des conduites
<b>Ecou</b>	Nature de l'écoulement
<b>CTN-AM</b>	Cote terrain naturel amont
<b>CFIL-AM</b>	Cote fil d'eau amont
<b>CRAD-AM</b>	Cote radian amont
<b>LONG</b>	Longueur des conduites
<b>CTN-AV</b>	Cotes terrain naturel avale
<b>CFIL-AV</b>	Cotes fil d'eau avale
<b>CRAD-AV</b>	Cotes radian avale

### Annexe2

#### Modèles d'infiltrations

##### Définition de l'infiltration

L'infiltration qualifie le transfert de l'eau à travers les couches superficielles du sol, lorsque celui-ci reçoit une averse ou s'il est exposé à une submersion. L'eau d'infiltration remplit en premier lieu les interstices du sol en surface et pénètre par la suite dans le sol sous l'action de la gravité et des forces de succion. L'infiltration influence de nombreux aspects de l'hydrologie, du génie rural ou de l'hydrogéologie. Afin d'appréhender le processus d'infiltration, on peut définir :

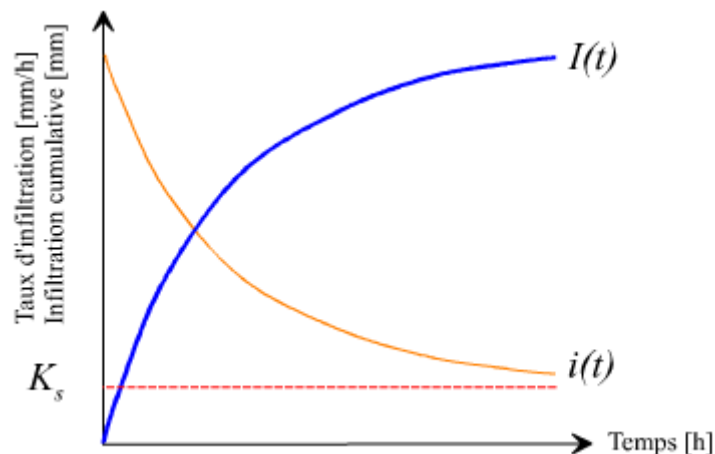
- Le régime d'infiltration  $i(t)$ , nommé aussi taux d'infiltration, qui désigne le flux d'eau pénétrant dans le sol en surface. Il est généralement exprimé en mm/h. Le régime d'infiltration dépend avant tout du régime d'alimentation (irrigation, pluie), de l'état d'humidité et des propriétés du sol.
- L'infiltration cumulative, notée  $I(t)$ , est le volume total d'eau infiltrée pendant une période donnée. Elle est égale à l'intégrale dans le temps du régime d'infiltration

$$I(t) = \int_{t=t_0}^t i(t) \cdot dt$$

Avec :

$I(t)$  : infiltration cumulative au temps  $t$  [mm],

$i(t)$  : régime ou taux d'infiltration au temps  $t$  [mm/h].



La conductivité hydraulique à saturation  $K_s$  est un paramètre essentiel de l'infiltration. Il représente la valeur limite du taux d'infiltration si le sol est saturé et homogène. Ce paramètre entre dans de nombreuses équations pour le calcul de l'infiltration.

La capacité d'infiltration ou capacité d'absorption (ou encore infiltrabilité) représente le flux d'eau maximal que le sol est capable d'absorber à travers sa surface, lorsqu'il reçoit une pluie efficace ou s'il est recouvert d'eau. Elle dépend, par le biais de la conductivité hydraulique, de la texture et de la structure du sol, mais également des conditions aux limites, c'est à dire, la teneur en eau initiale du profil et la teneur en eau imposée en surface.

La percolation désigne l'écoulement plutôt vertical de l'eau dans le sol (milieu poreux non saturé) en direction de la nappe phréatique, sous la seule influence de la gravité. Ce processus suit l'infiltration et conditionne directement l'alimentation en eau des nappes souterraines.

La pluie nette représente la quantité de pluie qui ruisselle strictement sur la surface du terrain lors d'une averse. La pluie nette est déduite de la pluie totale, diminuée des fractions interceptées par la végétation et stockée dans les dépressions du terrain. La séparation entre la pluie infiltrée et la pluie écoulee en surface s'appelle fonction de production

### 1- Modèle de Horton

Le modèle de Horton est destiné à représenter le comportement d'un sol perméable soumis à une pluie régulière. Il consiste à exprimer la capacité d'infiltration normale du sol sous la forme suivante :

$$f(t) = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{(-K t)}$$

Où :

$f_0$  : capacité d'infiltration maximum du sol ;

$f_c$  : capacité d'infiltration du sol saturé ;

$k$  : constante de temps positive.

Les valeurs d'infiltration sont généralement exprimées en millimètres par heure et les temps en minutes.

Ce modèle donne une bonne approximation des courbes d'infiltration dans un sol saturé dans son horizon superficiel, ou dans un sol fortement végétalisé. Il convient en revanche très mal pour les sols nus et secs où les problèmes d'interface eau/air dans la zone superficielle sont importants.

Pour le choix des paramètres ( $f_0$ ,  $f_c$  et  $k$ ), on peut se référer au tableau suivant :

nature du sol	très imperméable	imperméable	moyennement perméable	perméable	très perméable
forets-cultures	$100 \leq f_c \leq 200$	$200 \leq f_c$	$200 \leq f_c$	$200 \leq f_c$	$200 \leq f_c$
jardins	$10 \leq f_c \leq 50$	$10 \leq f_c \leq 50$	$50 \leq f_c \leq 100$	$100 \leq f_c \leq 200$	$200 \leq f_c$
prairies-pelouse	$f_c < 10$	$10 \leq f_c \leq 50$	$50 \leq f_c \leq 100$	$100 \leq f_c \leq 200$	$200 \leq f_c$
Terrain de sport- espace résidentiels	$f_c < 10$	$f_c < 10$	$f_c < 10$	$f_c < 10$	$10 \leq f_c \leq 50$

**Tableau :** Plages de variation de la capacité limite d'infiltration (paramètre  $f_c$ ), en fonction de la perméabilité du sol et de la nature de sa couverture (en mm/h)

## 2- Modèle de green ampt

Le de Green et Ampt. est un modèle d'infiltration connu comme celui de horton, dernier repose sur des hypothèses simplificatrices qui impliquent une schématisation du processus d'infiltration.

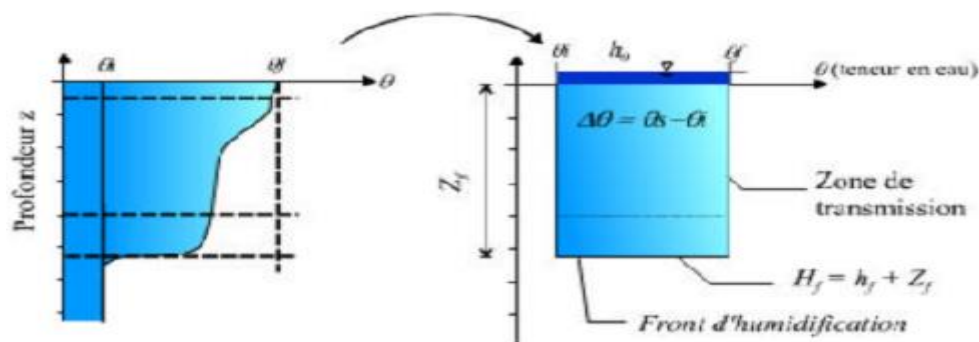


Figure : Schématisation du processus de l'infiltration selon Green et Ampt

Il est basé sur la loi de Darcy (cf. chapitre 6) et inclut les paramètres hydrodynamiques du sol tels que les charges hydrauliques totales, au niveau du front d'humidification ( $H_f$  est la somme de la hauteur d'eau infiltrée depuis le début de l'alimentation -  $Z_f$  - et de la charge de pression au front d'humidification -  $h_f$ ) et en surface ( $H_0 = h_0 =$  charge de pression en surface).

Une des hypothèses du modèle de Green et Ampt stipule que la teneur en eau de la zone de transmission est uniforme. L'infiltration cumulative  $I(t)$  résulte alors du produit de la variation de teneur en eau et de la profondeur du front d'humidification.

Ce modèle s'avère satisfaisant dans le cas de son application à un sol dont la texture est grossière. Cette méthode reste cependant empirique puisqu'elle nécessite la détermination expérimentale de la valeur de la charge de pression au front d'humidification.

$$i(t) = K_s \cdot \left( 1 + \frac{h_0 - h_f}{z_f(t)} \right)$$

Avec :

$K_s$  : conductivité hydraulique à saturation [mm/h]

$h_0$  : charge de pression en surface [mm]

$h_f$  : charge de pression au front d'humidification [mm]

$z_f$  : profondeur atteinte par le front d'humidification [mm]



**Annexe 3**

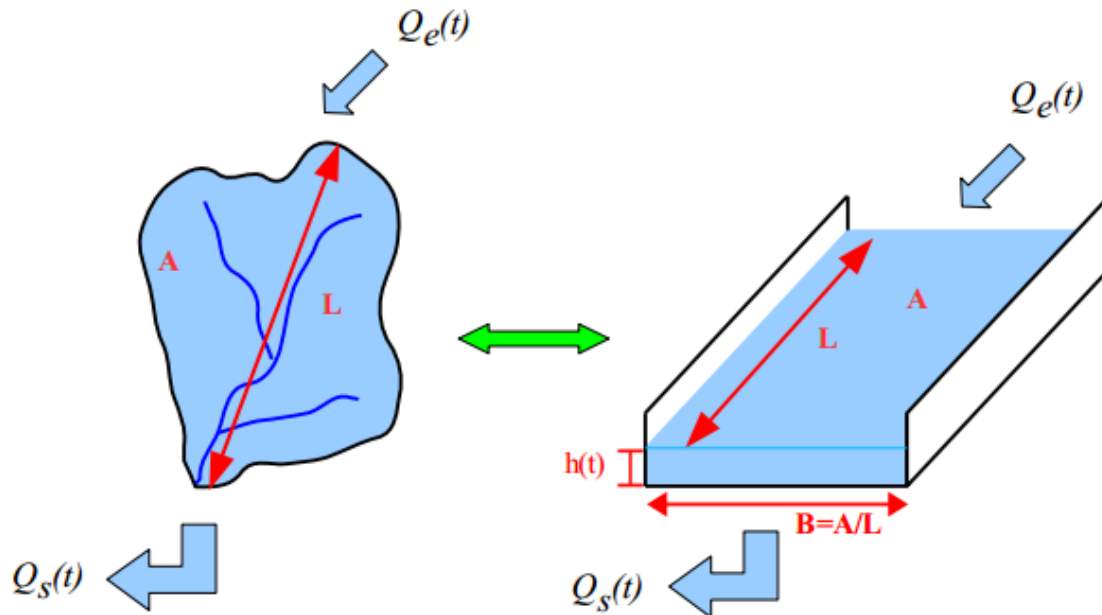
Coefficients de rugosité de Manning-Strickler pour le modèle de ruissellement

<b>Surface</b>	<b>n</b>
Asphalte lisse	0.011
Béton lisse	0.012
Béton ordinaire	0.013
Bois en bon état	0.014
Brique avec mortier de ciment	0.014
Grès, terre cuite vitrifiée	0.015
Fonte	0.015
Conduites en métal ondulé	0.024
Enduit de ciment	0.024
Sols non cultivés, jachère (sans résidus de culture)	0.05
Sols cultivés	
Résidus de culture < 20%	0.06
Résidus de culture > 20%	0.17
Prairie (naturelle)	0.13
Herbe	
Rase, prairie	0.15
Dense, touffue	0.24
Gazon	0.41
Forêt	
Avec sous bois peu dense	0.40
Avec sous bois dense	0.80

## Annexe 4

### Le modèle de ruissellement de l'onde cinématique

Il s'agit d'un modèle conceptuel qui représente le bassin versant comme un canal rectangulaire à surface libre.



Le débit entrant  $Q_e(t)$  correspond à l'excès de précipitations (précipitations – infiltration – évaporation – interception par la végétation ou les dépressions à la surface du BV).

Le débit sortant  $Q_s(t)$  est calculé à chaque pas de temps grâce à la formule de Manning-Strickler à partir des caractéristiques du canal (largeur et rugosité<sup>7</sup>) et de la hauteur  $h(t)$  de la lame d'eau qui ruisselle dans le canal :

$$Q_s(t) = S_H(t) \cdot R_H(t)^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{i} \quad \text{avec} \quad S_H(t) = B \cdot h(t) \quad \text{et} \quad R_H(t) = \frac{B \cdot h(t)}{B + 2h(t)} \simeq h(t) \quad \text{car} \quad h(t) \ll B$$

Enfin une équation de conservation du volume (ou loi de stockage) relie à chaque pas de temps, la hauteur de la lame d'eau qui ruisselle  $h(t)$ , aux débits entrants  $Q_e(t)$  et sortants  $Q_s(t)$  :

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad \text{où} \quad V(t) \quad \text{est le volume d'eau dans le canal soit} \quad V(t) = A \cdot h(t)$$

Ce modèle fait partie des modèles réservoirs non linéaires