

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

**Contribution à la modélisation des réseaux d'assainissement
(modèles et champs d'application).**

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 6-0031-16

APA Citation (APA توثيق):

**Rehahla, Latifa (2016). Contribution à la modélisation des réseaux d'assainissement
(modèles et champs d'application)[Thèse de master, ENSH].**

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بنمّين الإنتاج العلمي لأساتذة و باحثي المدرسة.

يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (أطروحات، مطبوعات، مبداعات، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا للري.

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.



Département Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE MASTER

Pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique

OPTION : Assainissement

THEME :

Contribution à la modélisation des réseaux
d'assainissement (modèles et champs
d'application)

Présenté par :

M^{lle} : **REHAHLA Latifa**

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

| Nom et Prénom | Grade | Qualité |
|------------------------------------|------------|--------------|
| M ^r KHODJET-KESBA Omar | Professeur | Président |
| M ^r KHAHLERRAS Djillali | M.C.B | Examineur |
| M ^{me} AMMOUR Fadhila | M.A.A | Examinatrice |
| M ^{me} SALHI Chahrazed | M.A.B | Examinatrice |
| M ^r BENKACI Tarik | M.C.B | Promoteur |

Session - 2016

Dédicace

 Je dédie ce travail à ...

A ma très chère mère MALIKA

Affable, honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

A mon Père ABD EL HADI

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous.

A mes très chers frères, sœurs et leurs enfants.

A tous les membres de ma famille, petits et grands.

A mes ami(e)s sans exception et à tous ceux qui me sont chers.

REHANLA LATIFA

Remerciements

*Mes remerciements s'adressent tout d'abord à **ALLAH le tout puissant** pour la chance qui m'a offerte pour réaliser mon travail.*

*Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer mes remerciements les plus sincères, au **Mr BENKACI Tarik**, qui a très volontiers accepté d'être le promoteur de ce projet. Sa grande connaissance dans le domaine, ainsi que son expérience, ont joué un rôle important dans la conception de ce travail.*

J'associe volontiers, les membres du jury dans l'expression de ma reconnaissance, pour leurs précieux conseils, ainsi que pour la lecture critique de ce mémoire.

Je me sentirais coupable d'ingratitude si je ne remerciais pas Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH de la première jusqu'à la troisième année.

Que tous ceux qui de près ou de loin ont apporté leur contribution à la réalisation de ce travail, je vous prie de trouver l'expression de ma profonde reconnaissance.

REHAHLA LATIFA

ملخص :

من خلال تطوير برامج الحاسوب التي تعتمد على النمذجة التحديدية ، أصبح من السهل تسيير شبكات الصرف الصحي عن طريق المحاكاة و ذلك بتشغيلها عن طريق نماذج مختلفة.

بهدف إظهار أهمية هذه الأساليب الجديدة، تطرقنا في هذه المذكرة إلى دراسة الجزء النظري من النمذجة الهيدروليكية وكذا المحاكاة عن طريق تطبيق البرنامج على منطقة القوير بمدينة الأخريرة (ولاية البويرة) ،موضحا منهجية تنفيذ النموذج و الخيارات التي سيتم تطبيقها خلال بناء هذا النموذج.

الكلمات الرئيسية: النمذجة التحديدية ، شبكات الصرف الصحي، المحاكاة، البرنامج ، SWMM.

Résumé

Grâce au développement des programmes informatiques qui sont basés sur la modélisation déterministe, il est devenu facile de réaliser les vérifications des réseaux d'assainissement par le biais de simulation de leur fonctionnement à partir des différents modèles.

Dans l'objectif de montrer l'importance de ces nouvelles méthodes, nous avons abordé dans ce mémoire, une partie théorique sur la modélisation hydraulique et une application par logiciel de simulation SWMM sur une zone d'El Kouir la ville de Lakhdaria (W. Bouira). Elle illustre la méthodologie de mise en œuvre du modèle et les options qui seront prises durant les démarches de construction de ce modèle.

Mots clés : la modélisation déterministe, les réseaux d'assainissement, la simulation, logiciel SWMM.

Abstract:

The development of informatics programs which are based on the determinist modeling, make easier to do the verifications of network of sanitation by means of simulation of their operation from the differing models. In the objective to show the importance of these new methods, we studied, in this dissertation, a theoretical part on hydraulic modeling and a simulation with the SWMM software on a El kouir of the city Lakhdaria (W.Bouira) is performed. It shows the implementation methodology of the model and options that will be taken during the model construction steps.

Keywords: determinist modeling, network of sanitation, simulation, software SWMM.

Table de matière

| | |
|----------------------------|----|
| Introduction Générale..... | 01 |
|----------------------------|----|

Chapitre I : Revue bibliographique sur les réseaux d'assainissement

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------|----|
| Introduction..... | 02 |
| I.1 Importance et Enjeux des réseaux d'assainissement..... | 02 |
| I.2 Règles de conception des réseaux d'assainissement..... | 03 |
| I.3 Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement..... | 03 |
| I.3.1 Le système unitaire..... | 04 |
| I.3.2 Le système séparatif..... | 05 |
| I.3.3 Système pseudo-séparatif..... | 05 |
| I.4 Choix du système d'évacuation..... | 07 |
| I.5 Diagnostic des réseaux d'assainissement..... | 07 |
| I.6 Objectif de diagnostic..... | 07 |
| I.7 Les étapes du diagnostic..... | 08 |
| I.7.1 Recueil et exploitation des données..... | 08 |
| I.7.1.1 Données de base..... | 08 |
| I.7.1.2 Données d'orientation..... | 08 |
| I.7.2 Le pré-diagnostic..... | 08 |
| I.7.3 Reconnaissance approfondie..... | 08 |
| I.7.4 Etude fonctionnelle des surfaces élémentaires à drainé [FALIA ; 1999]..... | 08 |
| I.7.5 Techniques d'enquêtes, diagnostic..... | 09 |
| I.7.6 Exploitation des résultats du diagnostic [FALIA ; 1999]..... | 09 |
| I.8 Types de diagnostic..... | 09 |
| I.9 Enjeux de la gestion des réseaux d'assainissement..... | 10 |
| Conclusion..... | 11 |

Chapitre II : Modélisation des réseaux d'assainissement Aspects théoriques

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Introduction..... | 12 |
| II.1 Définition de modèles..... | 12 |
| II.2 Propriétés requises des modèles..... | 13 |
| II.3 Domaine d'utilisation des modèles..... | 14 |
| II.3.1 Modélisation des réseaux d'assainissement et de l'écoulement des rivières..... | 14 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------|----|
| II.3.2 Modèle comme outil de recherche..... | 15 |
| III.4 Présentation et classification des différents modèles..... | 15 |
| II.4.1 Modèles empiriques..... | 15 |
| II.4.2 Modèles boîtes noires (« Black Box » ou « Data-Driven » en anglais)..... | 16 |
| II.4.3 Les modèles conceptuels..... | 17 |
| II.4.4 Modèle à base physique les modèles mécanistes..... | 18 |
| II.5 Prise en compte des données dans les modèles d'assainissement..... | 20 |
| II.5.1 Les données du site..... | 20 |
| II.5.1.1 Origine et types de données du site..... | 21 |
| II.5.2 Les données « mesurées » événementielles..... | 22 |
| II.5.2.1 Les grandeurs mesurables..... | 22 |
| II.5.2.2 Spécificité des mesures par temps de pluie..... | 23 |
| II.6 Objectifs de la modélisation hydraulique en assainissement..... | 23 |
| II.6.1 Simulation de l'écoulement des rivières..... | 23 |
| II.6.2 Simulation des réseaux d'assainissement..... | 25 |
| II.6.3 Simulation des ouvrages..... | 25 |
| Conclusion..... | 26 |

Chapitre III : Etapes de Modélisation des réseaux d'assainissement

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Introduction..... | 27 |
| III.1 Définition de modélisation en assainissement..... | 27 |
| III.2 Étapes de modélisation en assainissement..... | 27 |
| III.2.1 Entrée des données hydrauliques..... | 29 |
| III.2.2 Entrée des données hydrologiques..... | 29 |
| III.2.3 Calage du modèle..... | 29 |
| III.2.3.1 Les paramètres importants sur lesquels un travail précis doit permettre le calage..... | 30 |
| III.2.4 Validation..... | 31 |
| III.3 Transformation pluie-débit par modélisation..... | 32 |
| III.3.1 Modélisation hydrologique..... | 32 |
| III.3.1.1 Fonction de production..... | 33 |
| III.3.1.1.a Modèles classiques : Quantification des pluies : les Courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence)..... | 33 |
| III.3.1.1.b Méthode d'Horton..... | 35 |
| III.3.1.1.c Méthode de Green et Ampt..... | 36 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------|----|
| III.3.1.1.d Méthode SCS..... | 37 |
| III.3.1.2 Fonction de transfert..... | 38 |
| III.3.1.2.a Modèle de ruissellement de l'onde cinématique..... | 38 |
| III.3.1.2.b Modèle de réservoir linéaire..... | 39 |
| III.3.1.2.c Modèle de réservoir non linéaire..... | 40 |
| III.3.2 Modélisation : hydraulique..... | 42 |
| III.3.2.1 Propagation des Hydrogrammes : Le modèle classique de Muskingum..... | 42 |
| III.3.2.2 Propagation des Hydrogrammes Le modèle de Barrée de Saint Venant..... | 42 |
| III.3.3 Singularités hydrauliques..... | 42 |
| III.3.3.1 Les déversoirs d'orage..... | 43 |
| III.4 Prise en compte de la topographie..... | 44 |
| III.5 Exploitation des modèles calés et validés..... | 44 |
| III.6 Interprétation des résultats de simulation des collecteurs..... | 45 |
| II.6.1 Le choix du modèle..... | 45 |
| II.6.2 Le choix de la méthode de résolution..... | 45 |
| Conclusion..... | 45 |

Chapitre IV : Simulation des réseaux par le logiciel SWMM

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Introduction..... | 46 |
| IV.1 Description du logiciel SWMM..... | 46 |
| IV.2 Domaines d'application du logiciel SWMM..... | 46 |
| IV.2.1 Gestion des eaux pluviales..... | 46 |
| IV.2.2 Gestion des eaux usées..... | 46 |
| IV.2.3 Gestion des plaines inondables et des rivières..... | 47 |
| IV.3 Utilisation du logiciel SWMM pour la modélisation des réseaux d'assainissement... | 47 |
| IV.4 Différents objets de modélisation sous SWMM..... | 47 |
| IV.5 Manipulation du logiciel SWMM..... | 48 |
| IV.6 les modules du logiciel SWMM..... | 49 |
| IV.7 Etapes de modélisation par le logiciel SWMM..... | 50 |
| IV.7 Application du logiciel SWMM sur un réseau d'assainissement..... | 50 |
| IV.7.1 description du réseau d'assainissement de la zone d'El kouir..... | 50 |
| IV.7.2 Données de base..... | 51 |
| IV.7.2.1 Prise en compte de la pluie de projet..... | 51 |
| IV.7.2.2 Construction du modèle..... | 52 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------|----|
| IV.7.3 Résultats de la simulation Modèle complet de saint-Venant..... | 56 |
| 1. Capacité du réseau..... | 56 |
| 2. Hydrogrammes des débits dans les collecteurs..... | 57 |
| 3. Vitesse d'écoulement..... | 58 |
| 4. Régime d'écoulement..... | 59 |
| 5. Ligne d'eau dans les conduites..... | 59 |
| Conclusion sur les résultats de simulation et perspectives..... | 62 |
| Conclusion générale..... | 63 |

Liste des tableaux

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tableau I.1 : Avantages et inconvénients des différents systèmes... .. | 06 |
| Tableau IV.1: Tableau récapitulatif des méthodes utilisé par le logiciel..... | 49 |
| Tableau IV.2 : valeurs de la pluie de projet double triangle symétrique..... | 51 |
| Tableau IV.3: Etiquetage des paramètres..... | 53 |
| Tableau IV.4 : caractéristiques des sous bassins versants..... | 53 |
| Tableau IV.5 : Caractéristiques des nœuds..... | 54 |
| Tableau IV.6 : caractéristiques des conduites..... | 55 |
| Tableau IV.7 : débits des eaux pluviales et usées..... | 56 |

Liste des figures

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figure I.1 : Différents systèmes d'assainissement [BOURRIER. R, 2008]..... | 04 |
| Figure I.2 : Système unitaire..... | 04 |
| Figure I.3 : Système pseudo-séparatif | 05 |
| Figure II.1: Représentation simplifiée d'un modèle hydraulique..... | 13 |
| Figure II.2 : Modélisation numérique en hydraulique et en hydrologie..... | 14 |
| Figure II.3 : Classification des différents modèles..... | 15 |
| Figure II.4 : Modèle boîte noire..... | 16 |
| Figure II.5 : Exemple d'un modèle conceptuel..... | 18 |
| Figure II.6 : Les données nécessaires à la modélisation des réseaux d'assainissement..... | 20 |
| Figure III.1 : Etapes méthodologiques dans la mise en œuvre des modèles..... | 28 |
| Figure III.2 : Structure de modèles (pluie – débit)..... | 32 |
| Figure III.5 : Schématisation du processus de l'infiltration de Green-Ampt..... | 36 |
| Figure III.6 : Précipitations et volumes produits cumulés pendant une averse d'intensité [Maidement.D ; 1992]..... | 38 |
| Figure III.7: Représentation d'un bassin versant par un canal rectangulaire ($A=B*L$)..... | 39 |
| Figure III.8 : Représentation du modèle de réservoir linéaire..... | 40 |
| Figure III.9 : Représentation du modèle de réservoir non linéaire..... | 41 |
| Figure III.10:Schéma d'un déversoir d'orage..... | 43 |
| Figure III.11:Schéma de principe d'un système global de bassin d'orage. | 43 |
| Figure IV.1 : Schéma de principe de la structure physique du réseau..... | 48 |
| Figure IV.2 : Fenêtre principale du logiciel SWMM..... | 48 |
| Figure IV.3 : Etapes de mise en œuvre du modèle..... | 50 |
| Figure IV.4 : Pluie de projet double triangle symétrique appliquée à la simulation..... | 52 |
| Figure IV.5 : Schéma de réseau avec l'état de simulation..... | 56 |
| Figure IV.6 : Capacité des tronçons de réseau..... | 57 |
| Figure IV.7 : variation des débits dans les deux tronçons C3-C4..... | 57 |
| Figure IV.8 : vitesses maximales dans le réseau..... | 58 |
| Figure IV.9: vitesse d'écoulement dans le tronçon C13..... | 58 |
| Figure IV.10 : Nombre de Froude dans le réseau au bout de 01 h 30 min..... | 59 |
| Figure IV.11 : le niveau d'eau dans les collecteurs J1-EXUT..... | 60 |

| | |
|------------------------------------------------------------------|----|
| Figure IV.12 : le niveau d'eau dans les collecteurs J3-EXUT..... | 60 |
| Figure IV.13 : le niveau d'eau dans les collecteurs J6-EXUT..... | 60 |
| Figure IV.14: la hauteur d'eau dans le troncon C4..... | 61 |

Introduction générale

Introduction générale

En milieu urbain, l'imperméabilisation des sols entraîne une augmentation considérable des volumes des eaux ruisselées en temps de pluie et par la suite une forte sollicitation des réseaux d'assainissement, ce qui induit des débordements et des inondations en cas de leur sous dimensionnement. Ceci est très néfaste pour le milieu naturel et pour la population.

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

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

Actuellement, grâce au développement de l'outil informatique, le diagnostic des réseaux d'assainissement peut être effectué au moyen des logiciels qui réalisent la simulation des réseaux en prenant en compte la gestion en temps réel parmi les paramètres principaux dans les formules de calculs. Ces méthodes permettent au concepteur de mieux comprendre le fonctionnement des réseaux en temps de pluie. Ce qui facilite la prise des décisions les plus adéquates aux problèmes liés aux réseaux d'assainissement.

L'objectif de ce travail est de contribuer à l'évaluation de l'apport de la modélisation hydraulique des réseaux d'assainissement.

Pour réaliser ce travail, nous avons opté en premier lieu des généralités sur les réseaux d'assainissement, puis nous avons abordé la modélisation hydraulique de ces réseaux avec les différentes étapes à suivre.

C'est dans ce contexte que se situe notre travail, et consiste en un travail de diagnostic du réseau d'assainissement de la ville d'El Kouir, la ville de Lakhdaria (W. Bouira). Par le biais d'un logiciel open source SWMM développé par U.S Environmental Protection Agency (E.P.A.) , l'étude de cas de la ville de Boujaad a été choisie en raison de son réseau d'assainissement unitaire qui connaît des débordements fréquents.

Enfin nous terminerons notre travail par une conclusion générale et des perspectives relatives à des sujets pouvant découler de ce travail.



Chapitre I

Revue

bibliographique sur les réseaux d'assainissement

Chapitre I

Revue bibliographique sur les réseaux d'assainissement

Introduction

L'assainissement urbain est une démarche visant à améliorer la situation sanitaire globale de l'environnement dans ses différents composants. Il comprend la collecte, le traitement et l'évacuation des déchets liquides, des déchets solides.

Les réseaux d'assainissement, quelque leur nature, projeté au niveau d'une zone rurale, urbaine, industrielle, permettent :

- D'évacuer les eaux pluviales et les eaux usées d'origine domestique, industriels et dans certains cas eaux parasites claires ou de drainage, par temps de pluie ou par temps sec.
- De protéger l'environnement urbain et naturel, en minimisant les risques pour la santé.
- D'assurer la stabilité de tous les ouvrages.

Dans ce contexte, le dimensionnement d'un réseau d'assainissement est tributaire d'une étude préliminaire qui consiste à énumérer les éléments de base, le système et le schéma de réseau afin de procéder à un dimensionnement adéquat du réseau d'évacuation choisi.

I.1 Importance et Enjeux des réseaux d'assainissement

Le traitement des eaux usées est une nécessité tant sur les points sanitaires, écologiques que réglementaires. Les eaux usées non traitées participent à la dégradation des écosystèmes aquatiques et peuvent être à l'origine de maladies graves.

Le réseau d'assainissement est composé de l'ensemble des ouvrages chargés (fosse septique, lagunage) de la collecte et du traitement des eaux usées. Les eaux usées circulent par gravité dans les canalisations, elles nécessitent parfois un « relevage » par l'intermédiaire d'une pompe de relevage.

Le système de traitement doit tenir compte de l'habitat concerné. Dans les zones urbaines un réseau d'assainissement collectif sera privilégié, dans les zones rurales l'assainissement non collectif est préférable en raison de l'investissement financier important pour la mise en place d'un réseau d'assainissement. **[R.Bourrier, 1991]**.

I.2 Règles de conception des réseaux d'assainissement

La conception hydraulique constitue une étape clé puisqu'elle conditionne le bon fonctionnement du réseau, cela consiste dans un premier temps à évaluer le débit des effluents puis à dimensionner les ouvrages, en tenant compte des perspectives d'évolution de la collecte et du degré de protection contre les inondations. De plus, la bonne gestion des réseaux et des ouvrages d'assainissement est un élément essentiel de la lutte contre la pollution de l'environnement.

D'une manière générale, la conception hydraulique doit prendre en considération les critères suivants : **[Gomella.C et Guerree.H, 1986]** :

- Protection contre la mise en pression (dans le cas d'un réseau gravitaire) et protection contre les inondations ;
- Protection contre la pollution. La conception du réseau doit en effet être telle que le milieu récepteur soit protégé contre le dépassement de sa capacité d'autoépuration. Elle doit prendre en considération les aspects physique, chimique, biochimique, bactériologique, visuel et olfactif.

I.3 Systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement

Les systèmes d'évacuation sont composés principalement de conduites à écoulement à surface libre, de canaux et fossé, et accessoirement de poste de pompage pour refouler les eaux vers les collecteurs.

Habituellement, on considère trois catégories de systèmes d'évacuation, soit :

- Le réseau combiné ou unitaire.
- Le réseau pseudo-séparatif.
- Le réseau séparatif composé d'un égout sanitaire et d'un égout pluvial.

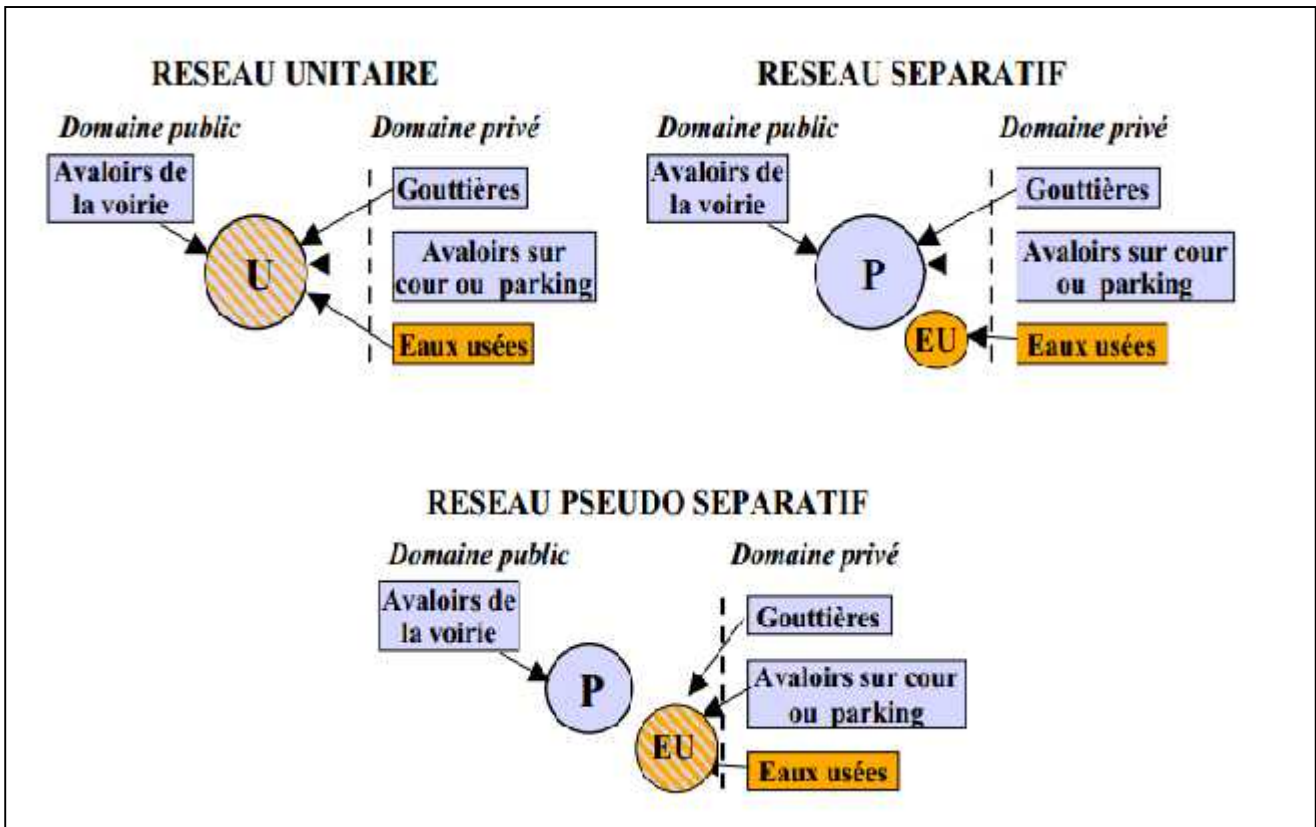


Figure I.1 : Différents systèmes d'assainissement [BOURRIER. R, 2008]

1.3.1 Le système unitaire

Ce système permet d'évacuer en commun toutes les eaux usées et pluviales dans une même conduite. Ce système nécessite des ouvrages d'égout et des stations d'épuration relativement importants afin de pouvoir absorber les pointes de ruissellement. [CTGREF,1976]

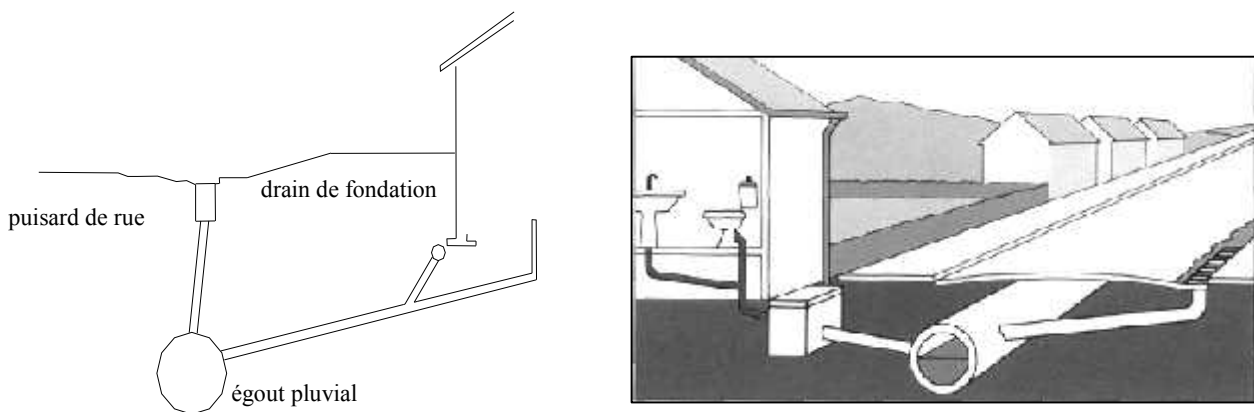


Figure I.2 : Système unitaire

1.3.2 Le système séparatif

Ce système comprend deux réseaux :

- Un réseau pour évacuer les eaux pluviales vers un cours d'eau.
- Un réseau pour évacuer les eaux d'égout ménagères et certains effluents industriels après traitement.
- Le réseau prend fin obligatoirement à la station d'épuration qui se trouve en général à la sortie de l'agglomération.

Par contre le tracé du réseau d'eaux pluviales dépend de l'implantation des espaces producteurs du ruissellement des eaux pluviales sont rejetées directement dans le cours d'eau le plus proche naturel soit-il ou artificiel. [SALAH. B, 2014].

1.3.3 Système pseudo-séparatif

Le système pseudo séparatif est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :

L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature.

L'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble [SALAH. B, 2014].

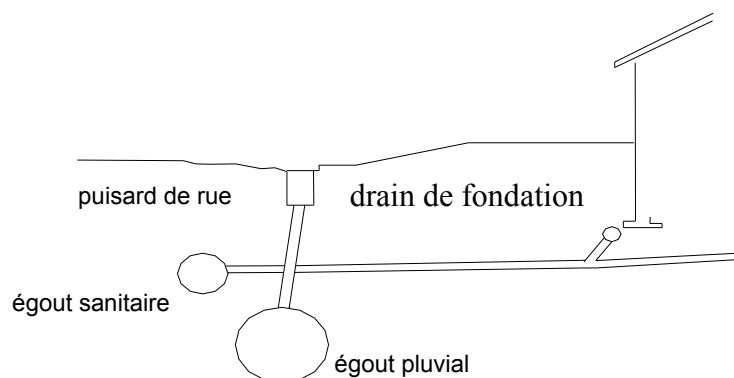


Figure I.3 : Système pseudo-séparatif

On propose le tableau I.1 qui récapitule les particularités de chaque système :

Tableau I.1: Avantages et inconvénients des différents systèmes : [GOMELLA.C ET GUERREE.H, 1986]

| Système | Domaine d'utilisation | Avantages | Inconvénients | Contraintes d'exploitation |
|------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Unitaire | <ul style="list-style-type: none"> - milieu récepteur éloigné des points de collecte - topographie à faible relief - débit d'étiage du cours d'eau récepteur important. | <ul style="list-style-type: none"> - conception simple - encombrement réduit du sous-sol - à priori économique - pas de risque d'inversion de branchement. | <ul style="list-style-type: none"> - débit à la STEP très variable - la dilution des eaux usées est variable - apport de sable important à la station d'épuration ; - rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage. | <ul style="list-style-type: none"> - entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage - difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur. |
| Séparatif | <ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations ; - extension des villes ; - faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur. | <ul style="list-style-type: none"> - diminution des sections des collecteurs - exploitation plus facile de la STEP - meilleure nature préservé | <ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol - coût d'investissement élevé - risque important d'erreur de branchement. | <ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements - entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales) |
| Pseudo séparatif | <ul style="list-style-type: none"> - petits et moyennes agglomération. - présence d'un milieu récepteur proche. | <ul style="list-style-type: none"> - Le problème des faux branchements est éliminé. - Le plus gros des eaux pluviales étant acheminé en d'heur de la ville, ce qui nous donne des collecteurs traversant la ville de moindre dimension | <ul style="list-style-type: none"> - le fonctionnement de la station d'épuration est perturbé, la charge polluante est variable en qualité et en quantité | <ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage ; - Surveillance accrue des branchements. |

I.4 Choix du système d'évacuation

La problématique du choix du système d'évacuation des eaux usées doit être étudiée selon plusieurs critères. En effet, outre l'aspect économique, le choix d'un système d'assainissement, répond aux différentes variantes d'aménagement, dont la possibilité du tracé pour le système séparatif. Si le principal avantage des réseaux séparatifs est que, par temps de pluie, la division des eaux usées et pluviales évite de surcharger le réseau d'assainissement et permet d'assurer le bon fonctionnement des stations d'épuration, il reste à définir le couloir ou le tracé de ce type de réseau qui doit être adapté aux conditions urbanistiques de la zone d'étude [Jacques-B ; 1986].

Ainsi, les paramètres prépondérants pour le choix du système sont:

- L'urbanisation de l'agglomération et son encombrement.
- Les ouvrages existants, encore utiles pour le projet.
- Le milieu récepteur.
- La comparaison des variantes (système séparatif, unitaire).
- La topographie du terrain naturel.

I.5 Diagnostic des réseaux d'assainissement

La phase du diagnostic d'un système d'assainissement existant consiste à connaître l'état et le fonctionnement d'un réseau et à effectuer un ensemble d'opérations sur le terrain, pour déceler les dysfonctionnements susceptibles d'entraver sa bonne gestion et proposer les solutions qui s'imposent [CREATE,1990].

I.6 Objectif de diagnostic

La phase du diagnostic d'un système d'assainissement existant consiste à connaître l'état et le fonctionnement d'un réseau et à effectuer un ensemble d'opérations sur le terrain, pour déceler les dysfonctionnements susceptibles d'entraver sa bonne gestion et proposer les solutions qui s'imposent. [Guerree Gomella, 1967].

Le diagnostic d'un système d'assainissement permet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages par des opérations de conservation;
- l'entretien courant des réseaux par des interventions de nettoyage ;
- l'exploitation par la régularisation et la synchronisation : collecte-transfert-traitement.

I.7 Les étapes du diagnostic

La démarche à suivre consiste à appliquer d'une manière plus ou moins fine, l'ensemble des techniques d'études disponibles, à travers une méthodologie dont les principales sont les suivantes : [**Bounader, 1998**].

I.7.1 Recueil et exploitation des données

Dans le cadre du diagnostic, des interventions sur le site ont été effectuées dans le but d'élaborer un recueil de deux sortes de données, au préalable, pour la prise des connaissances et les visites d'ouvrages in situ.

On distingue deux sortes de données nécessaires pour une étude de diagnostic :

I.7.1.1 Données de base

Elles constituent l'ensemble des données nécessaires à un bon diagnostic qui vise à déterminer, dans un premier temps, la nature et les causes d'un dysfonctionnement, et dans un deuxième temps les conséquences qui en découlent.

I.7.1.2 Données d'orientation

Ces données sont relatives aux conséquences que peuvent avoir les différents dysfonctionnements. Elles sont qualifiées de données d'orientation car elles servent à définir les lieux et les types de pré-diagnostic à mettre en place.

I.7.2 Le pré-diagnostic

Après recueil des données, un examen est à entreprendre sur le réseau à partir d'un pré-diagnostic qui est destiné à découvrir les points faibles du système d'assainissement et à appréhender la sensibilité des milieux récepteurs.

I.7.3 Reconnaissance approfondie

Cette phase d'étude représente un pas très important, car elle nous apporte les renseignements de tout ce qui concerne le fonctionnement des réseaux et des ouvrages spéciaux.

I.7.4 Etude fonctionnelle des surfaces élémentaires à drainé [FALIA ; 1999]

Après recensement des données sus citées, cette étude va nous permettre de délimiter les surfaces propres qui seront drainées par chaque collecteur selon le schéma du réseau, ce qui nous permet:

- De procéder à l'étude démographique, le nombre d'habitants.
- De connaître Les consommations d'eau domestique, des activités industrielles et commerciales.
- La définition des coefficients de ruissellement puisque on délimite les surfaces pour chaque collecteur.
- De localiser les tronçons suspects.
- De détecter des indications de la pollution.

1.7.5 Techniques d'enquêtes, diagnostic

Pour le diagnostic de l'état de notre réseau, nous préconisons diverses techniques à savoir [Bounader. E, 1998] :

- La mesure des débits des effluents à l'aide de débitmètres instantanés ou enregistreurs ou des déversoirs portables.
- Les essais de pression hydraulique ou à l'air pouvant être associés à un corrélateur acoustique.
- Les essais à la fumée ou par injection de colorant.
- La recherche acoustique des branchements obstrués, inutilisés, ou abandonnés
- L'inspection télévisée par caméra autotractée.

1.7.6 Exploitation des résultats du diagnostic [FALLA ; 1999]

En résumé, le processus consiste à prendre en compte la situation actuelle de l'assainissement, à étudier précisément les fonctionnements et dysfonctionnements, pour concevoir les solutions d'amélioration grâce à la mise en place d'outils permanents de gestion.

1.8 Types de diagnostic

On distingue deux types de diagnostic [CREATE, 1990] :

➤ **Diagnostic fonctionnel (hydraulique)**

Ce diagnostic est basé sur l'efficacité hydraulique (débits et flux polluants), il porte sur le transfert sans perte ni dégradation des effluents collectés.

➤ **Diagnostic structurel (physique)**

Basé sur l'état de la structure, il porte sur la pérennité des ouvrages et les dommages éventuels susceptibles d'être entraînés par leur ruine. Ce diagnostic concerne les regards, déversoirs, et postes de relèvement ou le tronçon de collecteur (défini par deux regards consécutifs)

Le risque mécanique est évalué grâce aux critères suivants :

- l'âge du collecteur
- l'historique des réparations sur le collecteur
- la présence d'arbres présentant un risque de pénétration de racines
- l'existence de « points noirs », c'est-à-dire de tronçons occasionnant des désobstructions récurrentes, et qui peuvent être la conséquence de désordres structurels sur les canalisations.
- la structure des chaussées.
- la charge du collecteur, c'est-à-dire la hauteur de terre située entre le collecteur et le sol.

Ces deux types de diagnostic sont très liés, en effet ils sont complémentaires puisque des problèmes hydrauliques peuvent avoir des conséquences sur la structure, et inversement (exemple : les fissures provoquent des infiltrations en déstabilisent l'ouvrage par entraînement des particules fines).

I.9 Enjeux de la gestion des réseaux d'assainissement

L'augmentation des surfaces imperméabilisées, conséquence de l'extension des villes, est à la base des problèmes de dysfonctionnement des réseaux d'assainissement rencontrés par un nombre croissant de collectivités locales. Alors que la ville croyait en avoir fini avec les problèmes d'eau, et pouvoir accroître sa superficie sans contraintes, c'est paradoxalement l'urbanisation qui a fait ressurgir l'eau pour la placer souvent au rang des principales préoccupations des collectivités locales. Ces préoccupations peuvent se regrouper sous les rubriques suivantes :

- connaître les risques encourus (de pollution et d'inondation) et les alternatives possibles pour se protéger de ces risques ;
- minimiser les coûts d'investissement tout en se prémunissant le mieux possible de ces risques ;
- rentabiliser les infrastructures existantes et les nouveaux investissements ;
- éviter totalement les inondations dans les zones aval où le coût des dégâts risque d'être très important et encore plus difficilement supporté du fait de l'actuelle revalorisation sociale et urbanistique des centres-ville ;
- accroître le contrôle de la qualité et de la quantité des eaux acheminées vers la station d'épuration ;
- limiter au maximum les rejets directs polluants dans le milieu récepteur, en particulier par temps de pluie ;

Conclusion

Dans ce chapitre, après avoir détaillé l'utilité de l'assainissement urbain , il ressort de cette analyse que les réseaux d'assainissement ont un grand impact sur l'environnement et la vie publique des citoyens.

Après avoir détaillé le type de diagnostic des réseaux, on s'est focalisé sur l'utilité de la gestion des réseaux d'assainissement en temps réel.

L'étude des modèles des réseaux d'assainissement peut s'avérer utile pour la gestion et le diagnostic des réseaux d'une ville en temps réel, ce volet de recherche sera détaillé dans le chapitre suivant.



Chapitre II

Modélisation des réseaux d'assainissement

Chapitre II

Modélisation des réseaux d'assainissement

Aspects théoriques

Introduction

Théoriquement, la modélisation numérique est un nouvel outil capable de décrire en détail le fonctionnement d'un réseau et d'intégrer, en particulier, la présence éventuelle d'exutoires et d'ouvrages de stockage des eaux pluviales. D'après les concepteurs de ces modèles et des logiciels, la modélisation offre une évaluation optimale des capacités d'évacuation des ouvrages existants, au cours d'un événement pluvieux donné.

Dans ce chapitre, on détaille les principaux aspects théoriques de la modélisation hydraulique qui intervient dans la simulation des réseaux d'assainissement et leurs ouvrages.

II.1 Définition de modèles

Un modèle est défini comme la représentation simplifiée de tout ou partie des processus représentant le phénomène hydrologique ou hydraulique par un ensemble de concepts mathématiques, exprimés en langage mathématique et reliés entre eux dans des séquences temporelles et spatiales correspondant à celles que l'on observe dans la nature.

Un modèle mathématique est constitué :

D'un ensemble de variables généralement mesurables choisies pour représenter l'objet étudié;

Et d'un ensemble de relations mathématiques entre ces variables (de forçage), choisies pour représenter son fonctionnement. Ces relations font intervenir des paramètres, qui permettent de calculer à partir des variations spatio-temporelles imposées à certaines de ces variables, les variations correspondantes des autres variables [Benkaci, 2006].

Un modèle hydrologique est généralement défini par :

- **Variables d'entrée** (variables indépendantes) : il s'agit des entrées du modèle, qui sont essentiellement les chroniques de pluie, de température ou des intensités de pluies ;
- **Variables de sortie** (variables dépendantes) : il s'agit des sorties du modèle, qui sont généralement les débits simulés à l'exutoire du bassin versant simulés à l'intérieur des réseaux;
- **Variables d'état** : il s'agit des variables internes au système, qui évoluent en fonction du temps et rendent compte de l'état du système à un moment donné. Typiquement, ces variables sont les niveaux de remplissage des différents regards, ou les niveaux d'eau du sol, etc.

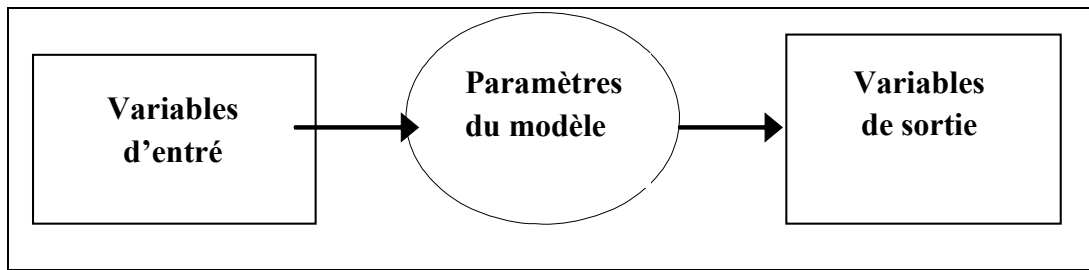


Figure II.1: Représentation simplifiée d'un modèle hydraulique.

II.2 Propriétés requises des modèles

La conception des modèles en hydrologie et/ ou en hydraulique, se base sur des théories scientifiques, ou à partir de certaines expériences réalisées sur le terrain. De ce fait, plusieurs modèles ont été élaborés, dans un contexte théorique ou pratique. On ne peut donc comparer ces divers modèles, sans définir à priori certaines valeurs pertinentes, qui définissent une supériorité remarquable, et une validité suffisante pour un tel modèle [Benkaci, 2006].

L'établissement d'une assise de comparaison entre modèles, est défini par certaines qualités qu'on résume en [Benkaci, 2006] :

- **Cohérence rationnelle** : c'est la première étape de la modélisation, la rationalité scientifique est une exigence de toute recherche scientifique.
- **Simplicité** : qualité essentielle de tout modèle, la simplicité concerne l'économie de moyens utilisés, c'est à dire un nombre réduit de variables et de paramètres. Elle concerne de toute évidence la réduction de toute complexité de la structure interne du modèle.

Einstein avait formulé ce critère de la façon suivante [Musy A, 2003] :

« Un modèle doit être aussi simple que possible, mais pas plus simple. »

- **Robustesse** : c'est la capacité du modèle à garder une certaine précision, même dans les conditions extrêmes, cette qualité reflète le pouvoir de reproduire les différents cycles hydrologiques, et de simuler certaines valeurs caractéristiques.
- **Accessibilité et fiabilité** : l'acquisition des données calculées en temps réel, est parfois une nécessité pour l'étude d'un phénomène hydrologique. Dans ce cas, l'accessibilité des données mais aussi leur fiabilité, sont jugées comme critères de comparaison entre divers modèles.

II.3 Domaine d'utilisation des modèles

Dans le cas de l'hydrologie les modèles servent en premier lieu à représenter dans le temps le cycle de l'eau, et permettent de transposer l'information climatique en information sur les écoulements [Colombani & Roche, v. Roche, 1988].

Dans le cas de l'hydraulique urbaine, les modèles peuvent intervenir dans :

II.3.1 Modélisation des réseaux d'assainissement et de l'écoulement des rivières:

Dans le cas de l'hydraulique urbaine, ces modèles servent à reproduire tout ou une partie de l'écoulement dans les réseaux et les systèmes de distribution.

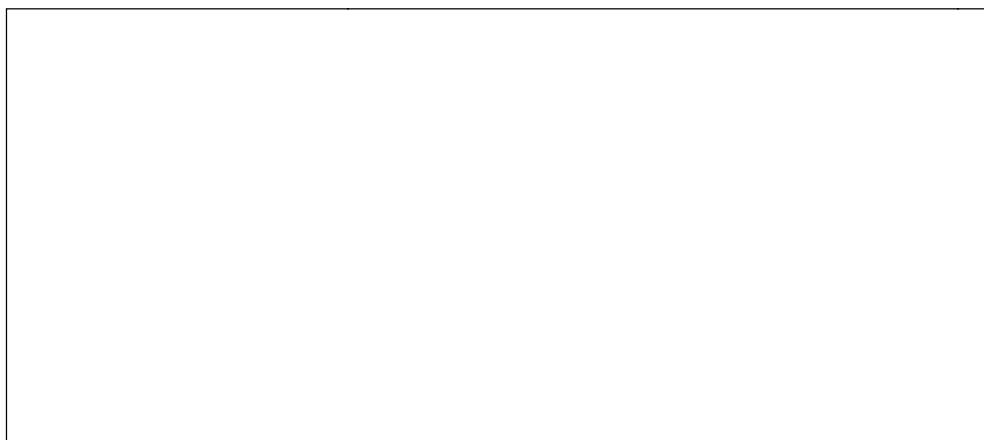


Figure II.2 : Modélisation numérique en hydraulique et en hydrologie

Dans le cas de la modélisation hydraulique des rivières, le modèle a pour rôle de réaliser des aménagements sur un cours d'eau.

Comme pour tout projet amenant une modification sur l'écoulement de l'eau (pont au-dessus d'une rivière, création de digues..), une modélisation hydraulique doit être réalisée afin de connaître les conséquences de l'ouvrage sur l'écoulement de l'eau notamment en période de crue. Cette vérification est faite afin de s'assurer que les conditions hydrauliques ne sont pas modifiées sur le secteur aménagé, mais également en amont et en aval.

Le modèle hydraulique peut également servir à optimiser les aménagements envisagés. En effet, en premier lieu, le modèle hydraulique consistera à analyser les impacts des tracés « bruts », puis à étudier une série de mesures permettant d'éviter et de réduire les impacts constatés. Une fois ces mesures prises en compte dans le modèle, les tracés optimisés seront déterminés et testés dans le modèle.

II.3.2 Modèle comme outil de recherche

Les modèles, sont dans ce cas exploités dans la recherche, par l'introduction de nouveaux concepts, et de nouveaux éléments pour étudier et comprendre l'interaction de tous les processus intervenant dans l'écoulement. L'établissement de lois d'érosion et de transport solide lors de la formation d'écoulements peut constituer un objectif du modèle.

III.4 Présentation et classification des différents modèles

On distingue généralement trois grands types d'approches pour la mise au point de modèles : l'approche statistique, l'approche conceptuelle et l'approche déterministe ou mécaniste.

Figure II.3 : Classification des différents modèles.

Depuis la première conception de modèles, plusieurs modèles sont apparus, et vu les différents objectifs des modélisateurs, les modèles se sont diversifiés, et la classification des modèles peut se baser sur plusieurs critères [Higy, 2000].

Dans notre cas, on détaille une classification des modèles basée sur la nature de leur formulation mathématique.

II.4.1 Modèles empiriques

Ces modèles cherchent à lier les différents variables ou grandeurs d'un système à une partie de séries de données expérimentales en utilisant des techniques statistiques. Ces modèles ne fournissent pas toujours des résultats satisfaisants vue que les ajustements sont dépendants de la fiabilité des mesures.

Avantage

- domaine de validité des lois très étendu.
- nécessité de calage moindre.
- possibilité de prendre en compte les modifications de la physique du bassin -> études d'impact.

Inconvénients

- description fine de la géométrie et des paramètres -> réseau de mesures dense
- modèles lents -> souvent impossibles à utiliser en temps réel -> bases de scénarios (~ bases de données). [V. Guinot, 2003].

II.4.2 Modèles boîtes noires (« Black Box » ou « Data-Driven » en anglais)

Il s'agit dans ces modèles de modéliser le processus étudiée par une formulation mathématique plus ou moins complexe, linéaire ou non. Dans ce cas les bassins sont considérés comme des 'boîtes noires' qui essayent de représenter théoriquement le prototype hydrologique on peut citer le réseau de neurones, la logique floue. Les réseaux de neurones sont l'exemple le plus répandu de ce type de modèles en hydrologie.

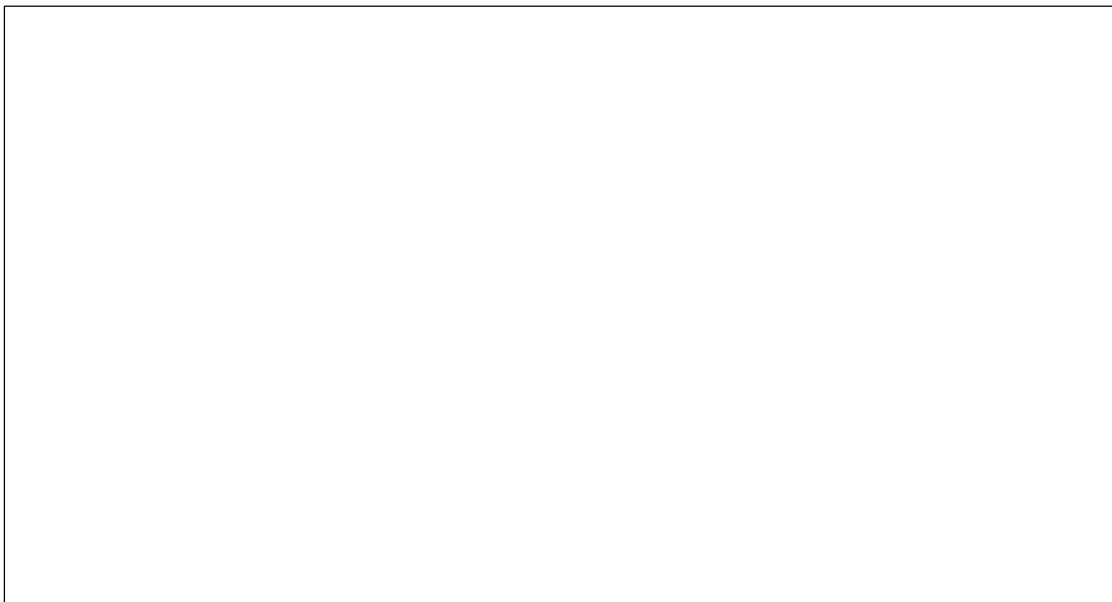


Figure II.4 : Modèle boîte noire.

Dans ce type de modèles :

- On ne cherche pas à identifier ou à comprendre les mécanismes
- On ajuste des fonctions de transfert entre variables d'entrée et variables de sortie.

Avantages

- réseau de mesures minimal (longues séries temporelles, mais en peu de points)
- nombre d'outils disponibles (régression, réseaux de neurones, Fourier, ondelettes, théorie du chaos)
- modèles très rapides (important pour le temps réel!)

Inconvénients

- productivité parfois douteuse (*Ex.* Fourier pour la prévision des débits!)
- les paramètres de la fonction de transfert n'ont généralement pas de signification physique

II.4.3 Les modèles conceptuels

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

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

L'analogie la plus souvent utilisée pour représenter le fonctionnement des sols et des nappes est celle du réservoir dont le débit de vidange dépend du taux de remplissage, à titre d'exemple de modèles conceptuels on peut citer le modèle GR4J. (Perrin, 2000).

Le fonctionnement des modèles conceptuels est en partie décrit par des relations déterministes. En effet, on utilise la conservation de masse ou plutôt (ce qui revient au même dans le cas de liquides) la conservation des volumes transités.

On exprime que la variation du volume stocké $V_s(t)$ est égale à la différence entre le débit entrant et le débit sortant soit :

$$\frac{dV_s}{dt} = Q_{in}(t) - Q_{out}(t) \quad (\text{II.4})$$

Pour exemple le réservoir sol et/ou Rivière est modélisé par un système de relations telles que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{dV_1}{dt} = Q_1(t) - (Q_2(t) + Q_3(t)) - Q_{out1}(t) \quad (\text{II.1}) \\ \frac{dV_2}{dt} = (Q_2(t) - Q_3(t)) - Q_{out2}(t) \quad (\text{II.2}) \\ \frac{dV_3}{dt} = (Q_3(t) - Q_{out3}(t)) - Q_{out3}(t) \quad (\text{II.3}) \end{array} \right.$$



Figure II.5 : Exemple d'un modèle conceptuel.

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.

II.4.4 Modèle à base physique les modèles mécanistes

Ce sont des modèles qui font intervenir les équations qui décrivent des phénomènes physiques et qu'on applique pour modéliser l'écoulement, on peut citer l'équation de saint venant, l'équation hydrodynamique.

Pour exemple les modèles mécanistes reposant sur l'équation de Saint venant [Pochat, 1980 in Kovacs, 2010] :

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial t} = \dots \quad (. .) \\
 \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial Q}{\partial t} + \dots = \dots (-) + (\mu -) \dots \quad (. .)
 \end{array} \right.$$

(a)
(b)
(c)
(d)
(e)
(f)

$\mu = 0$ si le débit latéral q est entre, $\mu=1$ s'il est sortant

S'il n'y a pas d'apports latéraux, $q=0$

-(II.5) est l'équation de la *continuité*, elle traduit la conservation des volumes transités.

-(II.6) est l'équation *dynamique*, elle traduit la conservation de l'énergie et éventuellement la conservation de la quantité de mouvement si les variables du système sont dérivables.

Pour l'équation dynamique :

- (a) et (b) sont des termes d'inertie.
- (c) est l'accélération convective.
- (d) est le terme de la pression ou de la surface libre.
- (e) est le terme de gravité.
- (f) est le terme contenant les pertes de charge par frottements (Strickler).
- (g) est le terme d'inertie des apports latéraux.

Les hypothèses fondamentales sous lesquelles les équations de Saint-Venant sont vérifiées sont les hypothèses des écoulements filaires dits graduellement variés. Ces hypothèses peuvent se résumer ainsi :

1. Le mouvement du fluide est considéré comme unidimensionnel et suppose négligeables les effets d'une éventuelle différence de niveau dans une section mouillée;
2. La surface du fluide est graduellement variable, ce qui est équivalent à dire que la distribution de pression sur une verticale est hydrostatique, et que l'accélération verticale est négligeable;
3. La distribution des vitesses sur une section mouillée est supposée uniforme (écoulement par tranches);
4. Les pertes par frottement dans les écoulements non permanents ne sont pas différentes des pertes de charge dans les écoulements permanents. Elles peuvent être réduites au seul paramètre J .
5. La pente moyenne du fond est suffisamment faible pour qu'on puisse prendre : $\sin\alpha = \text{tg}\alpha = \alpha$, ou α est l'angle entre le fond et l'horizontale.

La résolution des équations visant à décrire le comportement des fluides et en particulier de l'eau, à travers les équations de Barré de Saint-Venant, pose encore des difficultés théoriques surtout en ce qui concerne les termes de dissipation ou d'apports (second membre) et le caractère discontinu de la solution. En effet, dans le cadre de leur mise en œuvre en vue de traiter des problèmes d'ingénierie, celles-ci font apparaître des solutions discontinues en raison du comportement brutal de l'eau et, au niveau mathématique, de leur nature hyperbolique.

Dans le cadre d'assainissement, la géométrie complexe du réseau (présence d'ouvrages, changement de sections, ruptures de pentes, fond sec,...) et la forte variabilité des flux qui y transitent (épisodes pluvieux) provoquent l'apparition de discontinuités permanentes ou temporaires.

II.5 Prise en compte des données dans les modèles d'assainissement

Les données nécessaires à la construction et à l'exploitation des différents modèles et/ou logiciels en assainissement sont de deux types : **les données du site et les données « mesurées » événementielles**. Elles sont présentées sous forme de schéma ci-dessous :

Figure II.6 : Les données nécessaires à la modélisation des réseaux d'assainissement

II.5.1 Les données du site

- Les données d'entrée traduisant les caractéristiques des différents éléments de la schématisation préalable (description de la topologie des bassins versants et des réseaux), sont également les données indispensables à la description du modèle mathématique pour un logiciel de simulation.

-Les données topologiques caractérisent l'ensemble des éléments déterminés lors de la schématisation préalable du système, à savoir les nœuds de calculs, les liens entre les nœuds et les types d'occupation de sol.

II.5.1.1 Origine et types de données du site

Cette partie comprend principalement la collecte et la synthèse des données disponibles relatives à la zone d'étude, qui correspond a priori à sa zone d'assainissement collectif actuelle (ou prévisible à court terme). Il faut donc tout d'abord définir précisément le périmètre de la zone étudiée.

a- Données topographiques : elles sont indispensables et permettent de caractériser l'écoulement. Elles consistent dans la plupart des cas en données numériques tels que les plans et cartes, photos aériennes récentes ;

b-Données d'urbanisme : elles permettent de caractériser les conditions actuelles et futures du site étudié. Ces données se basent sur :

- Études antérieures (assainissement, urbanisme, environnement, ...)
- Plans d'occupation des sols (POS) ;

c-Données hydrologiques : Données relatives au bassin versant étudié: ces données concernent, la zone d'étude (topographie, urbanisation actuelle et prévisible, industries et activités présentes et pressenties), la climatologie locale (pluviométrie, température,..), la géologie et l'hydrogéologie locale (position et variation des nappes, ..). Les pluies de courte durée (ou courbes IDF) sont les principales données hydrologiques.

d-Données hydrauliques : Les données à collecter sont celles relatives à la consommation d'eau potable, à la population, au réseau d'assainissement et à son fonctionnement et au bassin versant étudié :

Données relatives à la consommation d'eau potable: Ces données seront collectées auprès de l'exploitant sous la forme des consommations annuelles (pour plusieurs années), particulières ou industrielles.

- Données relatives à la population : La population existante sera déterminée à partir du dernier recensement disponible et actualisée à partir d'informations plus récentes fournies par les services municipaux. Comme pour la consommation d'eau potable, les données relatives à la population seront discrétisées de façon à ce que le Chargé d'Etude puisse affecter ces données à chaque bassin versant défini lors de la schématisation. L'évolution de la population à court, moyen et long terme

devra également être prise en compte, afin de pouvoir l'intégrer le cas échéant dans les scénarios de simulation en phase d'exploitation du modèle.

e-Données du réseau existant et/ou projetée et à son fonctionnement

Données relatives au réseau d'assainissement: Ces données concernent le réseau de collecte existant (type de système, tracé, sections, pentes, cotes planimétriques et altimétriques, état des raccordements, rejets industriels, ...) et ses ouvrages spécifiques (déversoirs d'orage, bassins de stockage, chambres de dessablage, postes de relèvement et de refoulement, siphons, exutoires, ...), ainsi que, le cas échéant, l'usine d'épuration existante.

II.5.2 Les données « mesurées » événementielles

Les données événementielles comprennent essentiellement des mesures par temps sec et par temps de pluie. Au moins une campagne de mesure en temps sec et trois événements pluvieux sont nécessaires pour le calage et la validation du modèle. Ceci est bien entendu un minimum.

En hydrologie urbaine, les termes de mesure ou de métrologie sont associés à un ensemble de méthodes et d'outils ayant trait aux appareils de mesure, au suivi, à l'analyse et au traitement des données en différents points du système d'assainissement.

Les mesures en hydrologie urbaine ont pour objectif de présenter de manière succincte, les grandeurs mesurables, les spécificités de la mesure en réseau d'assainissement ainsi que les mesures de pluie, de débit et de pollution pouvant être appliquées dans un objectif de modélisation. Etant donné les nombreux ouvrages existants sur le thème des appareils de mesures et leur utilisation, informations ayant trait aux différentes mesures se concentreront plutôt sur les différentes informations à recueillir, les erreurs dont elles peuvent être entachées et des exemples d'analyse de ces données.

II.5.2.1 Les grandeurs mesurables

Les paramètres à mesurer (en dehors des données structurelles du site) peuvent se regrouper en trois grandes catégories, à savoir la pluie, le débit, et la pollution.

- **La mesure de la pluie** : elle est essentielle puisque les précipitations représentent la variable d'entrée du système d'assainissement. La pluie est un phénomène variable dans le temps et l'espace et sa mesure est généralement faite point par point et exprimée en terme d'intensité en fonction du temps (ou hyétogramme).

-**Les mesures de débit et de pollution** : doivent se faire de façon simultanées, en temps sec ou en temps de pluie et sont elles aussi déterminantes puisqu'elles représentent les deux plus importantes variables de sortie du système d'assainissement. Leurs mesures se font généralement en termes de débit et concentration en fonction du temps (hydrogramme et pollutogramme). [Maksimovic1986].

II.5.2.2 Spécificité des mesures par temps de pluie

Les mesures dans les réseaux d'assainissement présentent des caractéristiques et des contraintes spécifiques qui rendent difficile leur mise en œuvre et leur exploitation. L'analyse de différentes campagnes de mesures a permis de définir plusieurs critères importants dans le choix d'une méthodologie. Les principaux sont : les objectifs, les paramètres à mesurer, le choix du site de mesure et enfin les moyens disponibles. [Cherrared ;1990].

« Une campagne de mesures par temps de pluie ne s'improvise pas et doit répondre à des objectifs précis qui auront été définis préalablement en fonction des besoins de l'utilisateur final des résultats. Il sera ainsi possible de faire toutes les mesures nécessaires et rien que les mesures nécessaires » [Bertrand-Krajewski 1996]

Il est donc indispensable d'analyser les différentes données disponibles et de les critiquer.

II.6 Objectifs de la modélisation hydraulique en assainissement

La modélisation hydraulique est une méthode de simulation numérique de l'écoulement de l'eau dans les canaux et les cours d'eau, utilisant des logiciels spécialisés.

De façon générale, la simulation hydraulique en assainissement est basée sur trois axes de recherche :

II.6.1 Simulation de l'écoulement des rivières

Dans une telle modélisation, l'enjeu étant double : d'une part s'assurer que les conditions d'inondation (en crue) ou d'alimentation (à l'étiage et pour les régimes moyens) de la zone humide soient bien conservées et, d'autre part, que l'aménagement proposée n'entraîne pas une accélération et une augmentation des crues en aval.

L'écoulement peut être simulé de plusieurs façons:

- Un écoulement constant dans le temps: le débit ne change pas pendant la simulation : l'écoulement est permanent.
- Un écoulement variable dans le temps: le débit change pendant la simulation : l'écoulement est non permanent.

La simulation de l'écoulement non permanent nous permet d'observer non seulement l'étendue maximale de la zone inondée, mais aussi le développement de l'inondation à travers toutes ses phases intermédiaires.

L'écoulement non permanent peut être simulé unidimensionnel (1D) ou multidimensionnel (2D et 3D). Les dimensions portent sur l'orientation spatiale des vecteurs de mouvement de l'eau.

- **Modélisation 1D:** on considère les vecteurs de mouvement dans le plan sur lequel se réalise l'écoulement, parallèles à l'axe du cours d'eau et entre eux.
- **Modélisation 2D:** on considère les vecteurs de mouvement dans le plan sur lequel se réalise l'écoulement, dans toutes les directions possibles.
- **Modélisation 3D:** on considère un mouvement dans toutes les 3 directions spatiales.

❖ Couplage de modèles 1D et 2D

Lors des crues il apparaît souvent que la majeure part du débit continue à emprunter le lit principal où une modélisation 1D parvient à bien rendre compte des variables hydrodynamiques principales (niveau d'eau, vitesse moyenne, contrainte moyenne, etc) tandis qu'une partie plus faible est dérivée vers le lit majeur en des écoulements éventuellement multiples aisément modélisables en 2D mais difficilement en 1D dès que l'organisation en biefs indépendants évolue avec le temps. Cette configuration conduit à proposer une modélisation 1D pour le (ou les) lit principal et 2D pour le lit majeur.

La modélisation 2D du lit majeur permet de gérer aisément les obstacles linéaires (tels que les remblais) ou locaux (tels les bâtiments) qui souvent y sont présents [Paquier, 2002].

La modélisation 1D est utilisée avec succès dans les canaux rectangulaires, ainsi que dans les lits mineurs des cours d'eau, caractérisés par un écoulement surtout laminaire. En cas de débits élevés (débits de crues), lors des débordements dans le lit majeur (plaine d'inondation), l'écoulement perd son caractère laminaire, ce qui permet aux vecteurs de mouvement de s'orienter dans toutes les directions planes. Bien que la modélisation 1D dispose des techniques pour traiter ce changement du régime d'écoulement, l'emploi de la modélisation 2D assure les meilleurs résultats.

D'après Vasquez (2010) : Les modèles 3D utilisés doivent pouvoir représenter, dans un premier temps, l'ensemble des recirculations mesurables dans un bassin. Dans un deuxième temps, les modèles de transport solide doivent permettre de retrouver les zones de dépôt. Une démarche spécifique utilisant le code de calcul fluent a permis de mettre au point une méthodologie d'utilisation de la modélisation 3D de l'hydraulique et du transport solide appliquée aux ouvrages

de stockage-décantation. Une approche basée sur le concept de l'énergie cinétique turbulente proche de paroi permet, dans certains cas, de retrouver les dépôts dans le bassin.

❖ Intérêt de la modélisation hydraulique des rivières

L'élaboration des cartes des zones inondables et des cartes des risques d'inondation est le premier objectif de la modélisation des rivières. La carte des zones inondables indique l'étendue maximale de la zone inondée correspondant à un débit simulé. On représente d'habitude des débits dont la probabilité de se produire est d'une fois tous les 20, 100 ou 1000 ans.

II.6.2 Simulation des réseaux d'assainissement

Il s'agit de modéliser la propagation des écoulements en réseau d'assainissement, que ce soient pour les réseaux unitaires ou séparatifs.

On distingue pour cette approche deux grandes familles de modèles [Krajewski, 2006] :

- 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) ;
- les modèles issus de la dynamique des systèmes, appelés souvent modèles globaux ou conceptuels, du type Muskingum ou réservoir linéaire par exemple.

Deux aspects importants doivent être pris en compte pour la modélisation des écoulements en réseau d'assainissement :

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

II.6.3 Simulation des ouvrages

Bien que très fréquemment utilisés dans les réseaux d'assainissement, le fonctionnement de ces ouvrages de déversement n'est que très partiellement connu, ceci est dû au fonctionnement complexe de ces ouvrages, tels que le fonctionnement des déversoirs d'orages ou des jonctions,

L'objectif principal de cette simulation est de maîtriser le fonctionnement hydraulique des réseaux d'assainissement par temps de pluie.

Concernant la compréhension du fonctionnement de ces ouvrages, la complexité structurelle du réseau d'assainissement ainsi que la forte variabilité des flux qui y transitent sont à l'origine de problèmes de simulation numérique tant de la ligne d'eau que des débits transportés dans le système.

La simulation du comportement des déversoirs d'orage est un des exemples de cette simulation. Le diagnostic de leur fonctionnement en temps de pluie, est un des objectifs principaux de cette simulation.

Conclusion

La modélisation des écoulements dans les réseaux d'assainissement et des rivières revêt une importance capitale pour la gestion des réseaux. En effet, elle permet :

- d'envisager le fonctionnement des ouvrages pour tous les types d'événements pluvieux : faibles moyens, forts, très forts.
- D'utiliser les techniques d'évacuation, mais également de rétention, ralentissement et infiltration (dites « alternatives ») de façon à disposer d'un système modulaire présentant plusieurs modes de fonctionnement adaptés à ces différents événements.
- Aménager l'espace urbain pour supporter à moindre mal les défaillances des ouvrages.

Cependant, on doit insister sur les étapes de calcul et la méthodologie à suivre avant toute exécution d'une simulation hydraulique sur ordinateur.



Chapitre III

Étapes de Modélisation des réseaux d'assainissement

Chapitre III

Étapes de Modélisation des réseaux d'assainissement

Introduction

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

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

La modélisation peut ainsi apporter une solution en termes de résultats. Toutefois, le choix du modèle ainsi que la méthode de résolution vont complètement conditionner la qualité de la solution.

III.1 Définition de modélisation en assainissement

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

III.2 Étapes de modélisation en assainissement

On représente sous forme de schéma, les différentes étapes méthodologiques de la mise en œuvre d'un modèle (**Figure III.1**).

Deux aspects importants doivent être pris en compte pour la modélisation des écoulements en réseau d'assainissement :

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

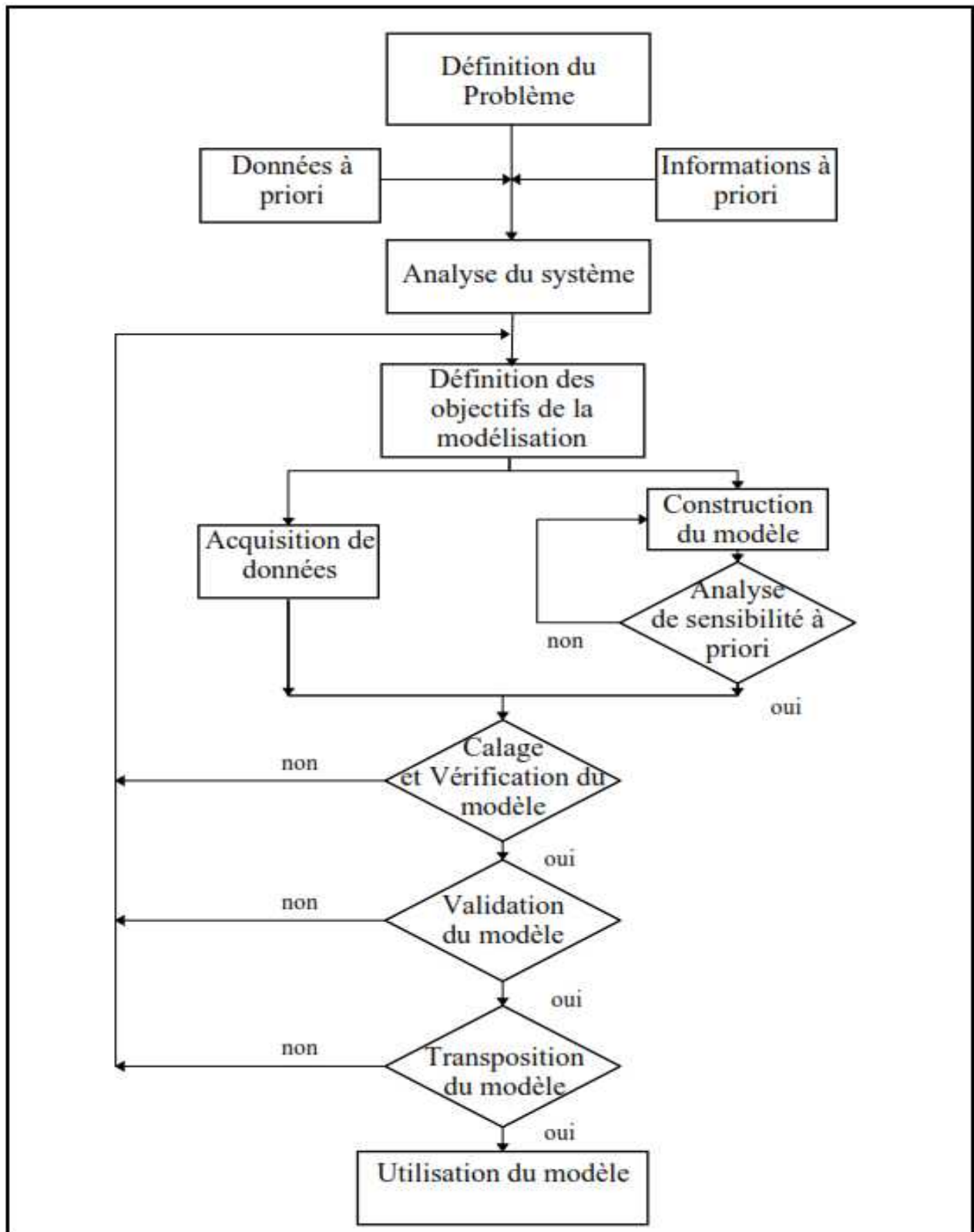


Figure III.1 : Etapes méthodologiques dans la mise en œuvre des modèles.

III.2.1 Entrée des données hydrauliques

La modélisation numérique des réseaux d'assainissement nécessite en premier lieu l'introduction des données structurelles et des données de fonctionnement de réseau :

- ✓ Regards (position, cote de terrain naturel, profondeur)
- ✓ Conduites (tracé, diamètre, regards amont et aval)
- ✓ Ces données sont complétées par les autres ouvrages du réseau : déversoirs, postes de refoulements etc.

Les données proviennent essentiellement des études antérieures, de plans de réseaux, du relevé photogrammétrique et des relevés de terrain.

III.2.2 Entrée des données hydrologiques

Les réseaux d'assainissement urbains constituent des systèmes complexes regroupant des bassins versants et conditions aux limites permettant l'évacuation des charges hydrauliques générées (eaux de ruissellement, eaux usées, infiltration, conditions aval etc).

Trois types de données doivent être générés :

- ✓ Les données en temps sec, générant uniquement les eaux usées ;
- ✓ Les réseaux unitaires, définissant les surfaces drainées par des réseaux unitaires ;
- ✓ Les réseaux séparatifs, caractérisant les surfaces drainées par des réseaux séparatifs (eaux usées) où s'infiltrent néanmoins quelques eaux de ruissellements pluviales.

III.2.3 Calage du modèle

Après la construction du modèle mathématique, la phase de calage est une phase essentielle pour toute étude de modélisation. Le calage est à réaliser pour le temps sec et le temps pluvieux. Il utilise donc les données événementielles abordées à l'étape précédente.

Le calage est réalisé en hydraulique, puis dans le cas des mesures de la pollution et pour chacune des phases en temps sec puis en temps de pluie.

La mise au point de la partie pollution se fera en premier lieu pour les MES (particulaire), puis pour le NH₄ (soluble), puis pour les autres polluants.

Les premières simulations sont réalisées pour le temps sec en tenant compte des périodes saisonnières pour intégrer l'influence des eaux de nappe et de l'activité sociale.

Concernant le temps de pluie, les simulations sont réalisées avec un ou plusieurs événements selon les données dont on dispose.

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

III.2.3.1 Les paramètres importants sur lesquels un travail précis doit permettre le calage

On peut citer, par ordre d'apparition des phénomènes, les paramètres les plus importants (liste non exhaustive), sur lesquels un travail précis doit permettre le calage :

a) Pour l'hydraulique

➤ Pluie

- la neutralisation de la pluie, qui correspond à la partie de la pluie ne participant pas au ruissellement ;
- le coefficient de ruissellement, qui correspond à la partie de la surface active participant au ruissellement ;

➤ Réseau

- la rugosité des collecteurs ;
- les coefficients de débit des ouvrages spéciaux.

b) Pour la pollution (cas d'utilisation des algorithmes d'accumulation et lessivage en surface et transport solide en réseau)

- les paramètres d'accumulation en fonction de l'occupation des sols,
- les caractéristiques des particules.

A l'issue de cette étape, le Modélisateur devra fournir :

- les hypothèses et conditions initiales retenues pour les simulations en phase de calage (coefficient de ruissellement...);
- la localisation sur plan des sites de mesures ainsi que leur justification, le type d'appareils utilisés et le protocole selon lequel les mesures ont été réalisées ;
- les graphiques des hydrogrammes et pollutogrammes simulés et mesurés aux points stratégiques du réseau ;
- un tableau indiquant au minimum, un bilan du calage pour les simulations et les mesures : volumes, masses, débits et concentrations (ou flux) de pointe, ainsi que les erreurs sur le volume, la masse, les débits et concentrations (ou flux) maximums, et ceci aux points stratégiques du réseau ;
- la justification et les explications des problèmes rencontrés ;

Cependant, vu la complexité des systèmes dans les collecteurs, **Vasquez (2010)** propose les recommandations suivantes :

- Utiliser une discrétisation temporelle implicite pour simuler un problème stationnaire.
- Utiliser une discrétisation temporelle explicite pour simuler un problème transitoire.
- Eviter l'utilisation des schémas classiques, en général, sauf si l'écoulement à simuler ne présente pas de discontinuités.
- Utiliser le solveur (algorithme) pour calculer les flux.
- Utiliser les schémas TVD pour simuler des écoulements à fortes discontinuités, ces schémas ne sont pas pertinents pour écoulements ne présentant pas de discontinuités.

III.2.4 Validation

Après le calage du modèle, la phase de validation est également une phase indispensable à toute étude de modélisation. Comme pour le calage, la validation est réalisée pour le temps sec (si l'on dispose de plus d'une campagne de mesures de temps sec), mais surtout pour le temps pluvieux, et utilise donc également les données événementielles.

La phase de validation consiste, à partir des paramètres calés et figés, à contrôler que les réponses du modèle sont identiques à celles observées pour au moins deux événements pluvieux différents de celui utilisé lors du calage. Si tel n'était pas le cas (particularité d'une précipitation, problème de mesures...), il faudra, en fonction des cas :

- Choisir une autre pluie de calage si aucune pluie de validation ne permet de confirmer le calage et, ensuite, assurer une nouvelle validation. Après analyse, il faudra justifier les problèmes rencontrés.
- Choisir une autre pluie de validation, si l'une des pluies de validation ne confirmait pas le calage et d'autres simulations en validation. De même que précédemment, il conviendra d'expliquer les difficultés rencontrées.

Si des données plus nombreuses sont disponibles, l'idéal est d'appliquer la même méthode que précédemment.

Si le calage a été correctement effectué, les résultats doivent être de bonne qualité sans que l'on ait besoin de corriger les paramètres du modèle. Toutefois, les pluies présentant le plus souvent des caractéristiques non homogènes, certaines distorsions entre résultats et mesures, si elles restent limitées, peuvent subsister sans remettre le modèle en cause.

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

La validation peut être menée en différentes phases, traditionnellement on cite [Zug.M, Vazquez.J, 2010]:

1. une validation événementielle (échelle de la pluie isolée).
2. une validation sur des chroniques de pluies (échelle de quelques jours à un mois environ)
3. une validation sur des longues durées (d'une à plusieurs années).

III.3 Transformation pluie-débit par modélisation

La modélisation comporte une partie hydrologique et une partie hydraulique. Cette étape est essentielle puisqu'elle permettra la modélisation qualitative et qu'il existe des interactions entre l'hydrologie et le lessivage des surfaces et entre l'hydraulique et le transport solide en collecteur.

III.3.1 Modélisation hydrologique

Au niveau de la modélisation déterministe, la transformation pluie débit se fait par succession de deux sous modèle : une fonction de production et une fonction de transfert.

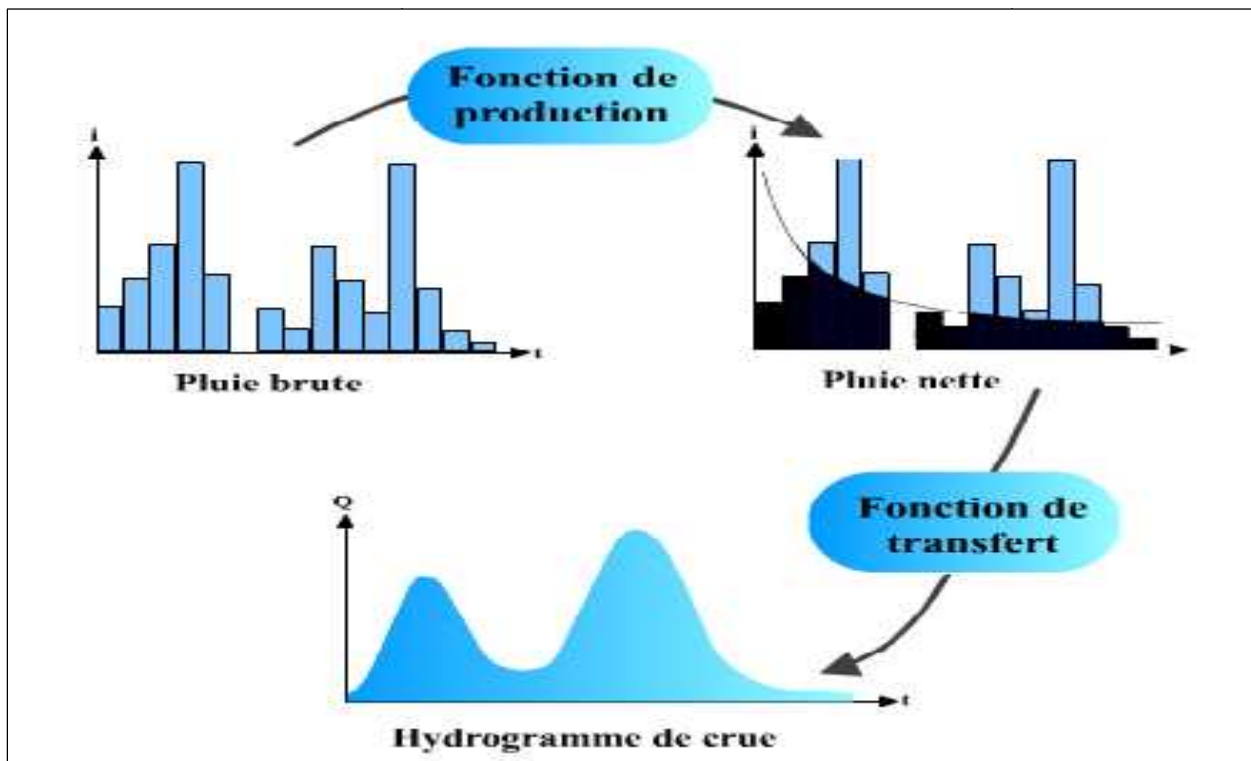


Figure III.2 : Structure de modèles (pluie – débit).

III.3.1.1 Fonction de production

Ce sous modèle permet de déduire la pluie nette de la pluie brute par plusieurs méthodes :

III.3.1.1.a Modèles classiques : Quantification des pluies : les Courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence)

Un des moyens d'analyser les événements pluvieux disponible est la représentation sous forme de courbes IDF (Intensité-Durée-Fréquence).

Les courbes donnent la fréquence (ou période de retour) au cours d'un événement pluvieux d'une intensité maximale moyenne pendant une certaine durée. L'événement pluvieux caractérisé est utilisé en entrée d'un modèle hydrologique simple pour déterminer la probabilité de défaillance des ouvrages de stockage ou d'évacuation des eaux pluviales.

➤ Lois de pluviosité

L'analyse des pluies a permis de définir deux lois générales de pluviosité qui peuvent s'exprimer de la manière suivante :

- Pour une même fréquence d'apparition - donc un même temps de retour - l'intensité d'une pluie est d'autant plus forte que sa durée est courte.
- Ou encore, en corollaire, à durée de pluie égale, une précipitation sera d'autant plus intense que sa fréquence d'apparition sera petite (donc que son temps de retour sera grand).

Ces lois permettant d'établir les relations entre les intensités, la durée et la fréquence d'apparition des pluies peuvent être représentées selon des courbes caractéristiques : on parle généralement de courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) (Figure III.3). La notion de fréquence est en faite exprimée par la notion de temps de retour.

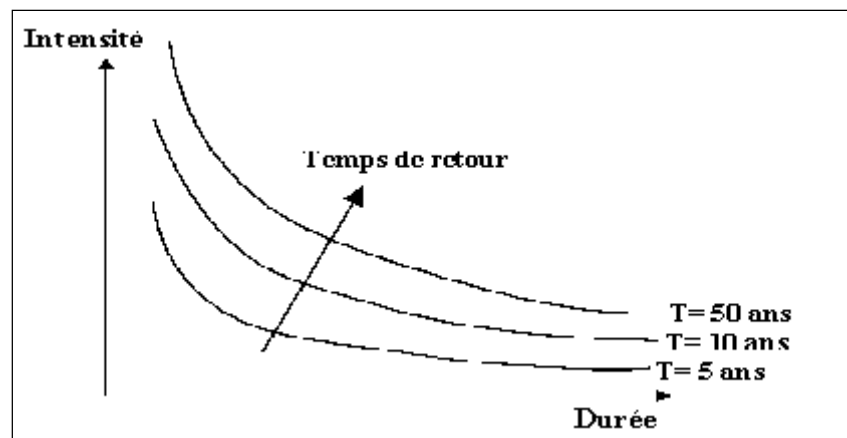


Figure III.3 : Représentation schématique des courbes IDF

➤ **Utilisation des courbes IDF**

Les courbes IDF ne sont pas une fin en soi, mais sont construites dans un but bien précis. Elles permettent d'une part de synthétiser l'information pluviométrique au droit d'une station donnée et, d'autre part de calculer succinctement des débits de projet et d'estimer des débits de crue ainsi que de déterminer des pluies de projet utilisées en modélisation hydrologique.

➤ **Construction de courbes IDF**

Les courbes IDF sont établies sur la base de l'analyse d'averses enregistrées à une station au cours d'une longue période. Les courbes obtenues peuvent donc être construites de manière analytique ou statistique.

➤ **Représentation analytique**

Différentes formules sont proposées pour représenter l'intensité critique d'une pluie en fonction de sa durée.

La forme la plus générale (avec T variable) est la suivante :

$$\mathbf{i} = \frac{\mathbf{k T^a}}{(\mathbf{t+c})^b} \quad \text{(III.1)}$$

Avec :

i : intensité totale [mm/h], [mm/min] ou intensité spécifique [l/s.ha],

T : période de retour en années,

t : durée de référence [h] ou [min],

k, a, b, c : paramètres d'ajustement.

Montana suggère une formulation plus simple :

$$\mathbf{i} = \frac{\mathbf{a}}{\mathbf{t}^b} \quad \text{(III.2)}$$

Avec :

i : intensité maximale de la pluie [mm/h],

t : durée de la pluie [minutes ou heures],

T : intervalle de récurrence (ou temps de retour) [années],

a, b : constantes locales, dépendant généralement du lieu ($0.3 < 0.8$).

Pour une fréquence de dépassement donnée, cette formule de Montana a été adaptée pour la Suisse et a abouti à la formulation suivante [Bürki et Ziegler, 1878] :

$$i = \frac{a}{t} \quad (\text{III.3})$$

Où a est une constante définie localement et qui varie selon le lieu géographique de l'observation.

Les courbes IDF sont présentées selon un découpage en zones d'égale intensité, et un tableau dans lequel figurent les valeurs de K en fonction du temps de retour, ainsi que les valeurs de B pour ces différentes zones. Elles s'expriment par :

$$r = \frac{K}{B+t} \quad (\text{III.4})$$

Où :

r : intensité spécifique moyenne d'une pluie d'une durée de t minutes atteinte ou dépassée en moyenne une fois toutes les T années [l/s/ha],

K : coefficient fonction du lieu et du temps de retour et B une constante de lieu [min].

III.3.1.1.b Méthode d'Horton

C'est un modèle empirique a été développé durant les années 1930. Il exprime la décroissance exponentielle, au cours d'une averse, de la capacité d'infiltration du sol $i(t)$ depuis une valeur initiale i_{max} jusqu'à une valeur limite i_{min} qui exprime le potentiel d'infiltration à saturation.

On observe en effet que la capacité d'infiltration d'un sol diminue très rapidement au début de l'infiltration mais par la suite, la décroissance est plus progressive et tend en règle générale vers un régime constant, proche de la valeur de la conductivité hydraulique à saturation : $i_{min} = K_s$

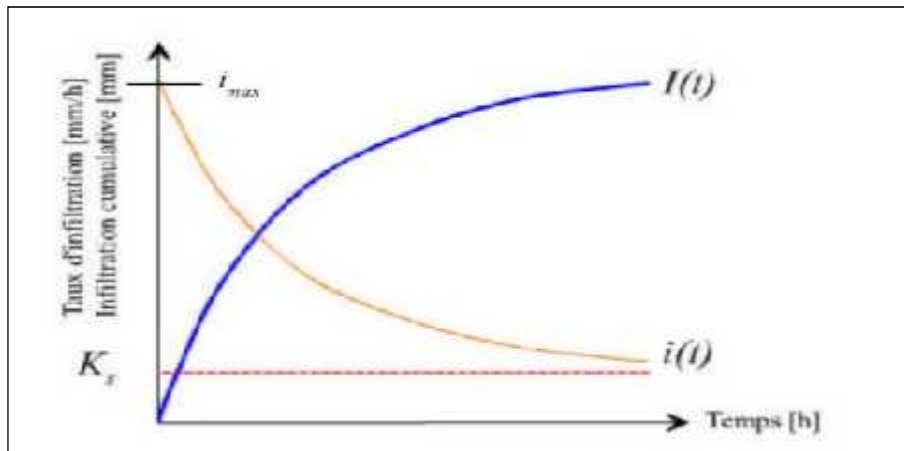


Figure III.4 : Evolution générale du régime d'infiltration et d'infiltration cumulative au cours du temps (conductivité hydraulique à saturation).

Le modèle d'Horton consiste à exprimer la capacité d'infiltration normale –d'un sol sous la forme suivante:

$$f(t) = i_{min} + (i_{max} - i_{min}) e^{-kt} \quad (\text{III.5})$$

Avec :

i_{\max} = capacité d'infiltration maximale du sol en mm/h ;

i_{\min} = capacité d'infiltration minimale du sol saturé mm/h ;

k = constante de temps t positive.

➤ **Limite de la méthode d'Horton**

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

III.3.1.1.c Méthode de Green et Ampt

Proposé par Green et Ampt en 1911, ce modèle repose sur des hypothèses simplificatrices qui impliquent une schématisation du processus d'infiltration.

➤ **Principe**

L'eau infiltrée s'écoule vers le bas à travers le sol avec une ligne abrupte séparant les zones mouillée et sèche.

➤ **Hypothèses :**

Le processus d'infiltration de l'eau dans le sol est le suivant : la pluie qui arrive sur le sol y pénètre régulièrement selon un front d'humidification qui progresse en profondeur sous l'effet des forces de gravite et de succion.

Le modèle de Green-Ampt, représente ce processus de manière simplifiée selon le schéma suivant :

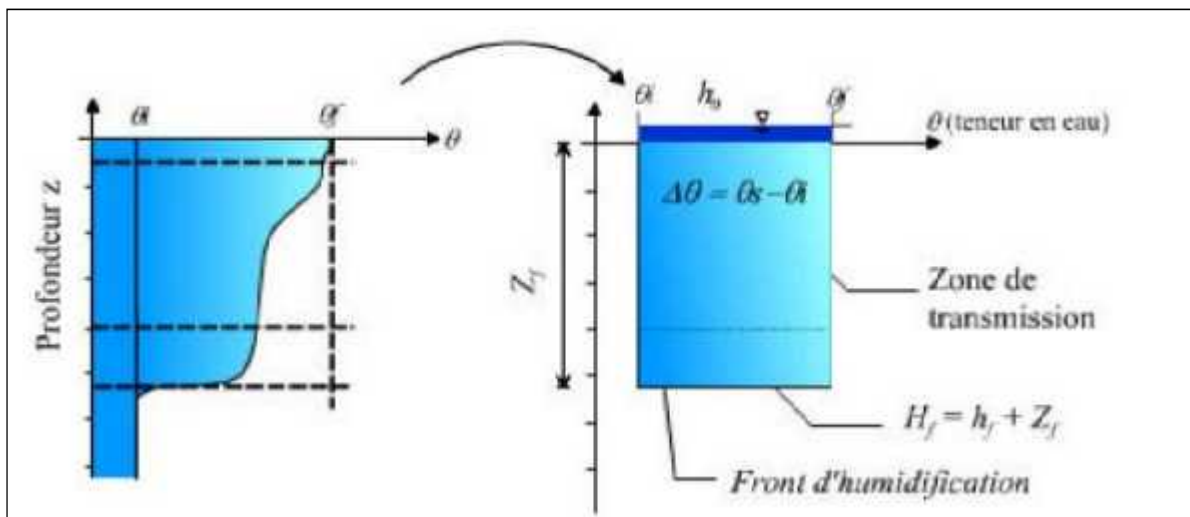


Figure III.5 : Schématisation du processus de l'infiltration de Green-Ampt.

➤ *Expression*

$$f(t) = ks \left[1 + \frac{\Psi \Delta \theta}{F(t)} \right] \quad (\text{III.6})$$

Avec :

$f(t) = \frac{dF(t)}{dt}$: infiltration cumulée.

$F(t)$: infiltration cumulée.

$\Delta \theta = \theta_s - \theta_i$: différence entre humidité à saturation et humidité initiale.

Ks : conductivité hydraulique à saturation mm/h ;

Ψ : potentiel matriciel au niveau du front d'humidité initiale.

Ce modèle permet une approximation acceptable des phénomènes physiques puisqu'il considère explicitement le contenu en eau initial du sol, et s'applique à des conditions de précipitations variables. La difficulté de son utilisation réside dans l'estimation des paramètres de base.

III.3.1.1.d Méthode SCS

Ce modèle empirique développé par le Soil Conservation Service (**SCS, 1968**) de l'USDA, ce modèle est populaire du fait de sa simplicité et de la base de données qui existe pour la sélection des paramètres en fonction du type de sol.

A l'origine, cette méthode a été développée pour le calcul des débits des petits bassins agricoles et pour évaluer les impacts de différentes pratiques agricoles sur le ruissellement, puis elle a été généralisée et appliquée aux bassins urbains.

➤ *Principe*

La précipitation qui tombe sur un bassin peut être séparée en trois composantes :

Le ruissellement (Q), la rétention sur le bassin (F) et les pertes initiales (Ia).

➤ *Hypothèse*

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{F - Ia} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

P : Hauteur cumulé d'eau depuis le début de la pluie en mm ;

Q : Volume total d'eau ruisselé depuis le début de la pluie en mm ;

S : représente la rétention potentielle maximale.

La rétention se produisant réellement sur le bassin $F = (P - Ia) - Q$

Ce qui donne :
$$Q = \frac{(F - Ia)^2}{(F - Ia) + S}$$

Cette équation comprend deux inconnues : I_a et S .

Le modèle devient alors :

$$Q = \frac{(F - 0.2S)^2}{(F + 0.8S)} \quad (\text{III.8})$$

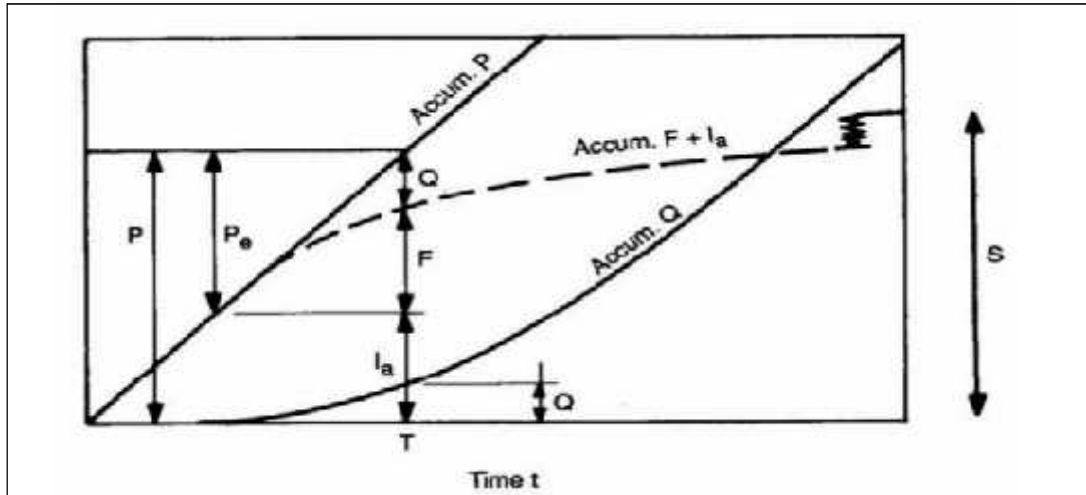


Figure III.6 : Précipitations et volumes produits cumulés pendant une averse d'intensité [Maidement.D ; 1992].

Pour l'évaluation de la seule inconnue S , on a développé l'indice de ruissellement (Runoff Curve Number) donné par :

$$CN = \frac{25400}{254 + S} \quad (\text{III.9})$$

Cet indice dépend du type de sol, du couvert végétal et des conditions antécédentes d'humidité. Ces valeurs ont été déterminées expérimentalement pour de nombreux sols aux Etats-Unis [Bras, 1990].

III.3.1.2 Fonction de transfert

Le but de ce sous modèle est de transformer les résultats (pluie nette) de la fonction production en un hydrogramme (débit) d'écoulement entrant dans le réseau des collecteurs.

III.3.1.2.a 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.

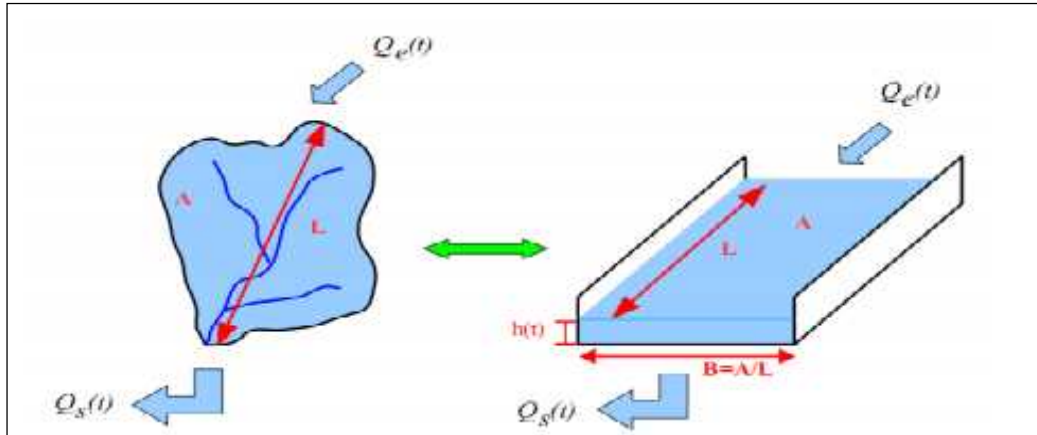


Figure III.7: Représentation d'un bassin versant par un canal rectangulaire ($A=B \cdot L$).

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. A partir des caractéristiques du canal (largeur et rugosité) et de la hauteur de la lame d'eau qui ruisselle dans le canal :

$$Q_s(t) = S_h(t) \cdot R_h(t)^{2/3} \cdot I \quad (\text{III.10})$$

Avec :

$$S_h(t) = B \cdot h(t) \quad \text{et} \quad R_h(t) = \frac{B \cdot h(t)}{B + 2h(t)} \quad \text{car} \quad h(t) \ll B$$

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 $Q_s(t)$:

$$\frac{dV(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (\text{III.11})$$

Où : $V(t)$ est le volume d'eau dans le canal soit :

$$V(t) = A \cdot h(t) \quad (\text{III.12})$$

III.3.1.2.b Modèle de réservoir linéaire

C'est le modèle le plus couramment utilisé pour les bassins versants urbains vu sa simplicité en terme de paramètre demandé (il contient un seul paramètre). Dans ce modèle on peut considérer que le bassin versant peut être représenté par un réservoir avec une entrée (pluie nette) et une vidange (débit à l'exutoire) et une fonction de stockage. Le modèle est donc établi en combinant :

Une équation de stockage reliant linéairement le volume stocké au débit sortant :

$$V_s(t) = K \cdot Q_s(t) \quad (\text{III.13})$$

Et l'équation de continuité :

$$\frac{d(V_s)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (\text{III.14})$$

Avec :

K : paramètre unique du modèle homogène à un temps appelé lag-time ou temps de réponse (S).

$Q_e(t)$: débit de pluie nette (m^3/s) ;

$Q_s(t)$: débit à l'exutoire (m^3/s) ;

$V_s(t)$: volume instantané stocké dans le bassin versant (m^3).

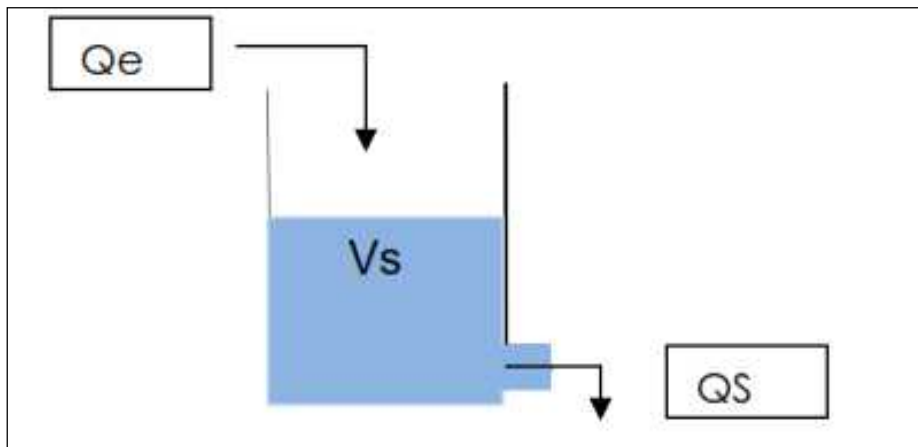


Figure III.8 : Représentation du modèle de réservoir linéaire.

III.3.1.2.c Modèle de réservoir non linéaire

Dans le but de mieux représenter le caractère non linéaire des écoulements transitoires à surface libre, certains chercheurs ont proposé d'utiliser des modèles de stockage non linéaire [kidd, 1978].

La méthode du réservoir non linéaire est basée sur le couplage de l'équation de continuité et de l'équation de Manning-strickler.

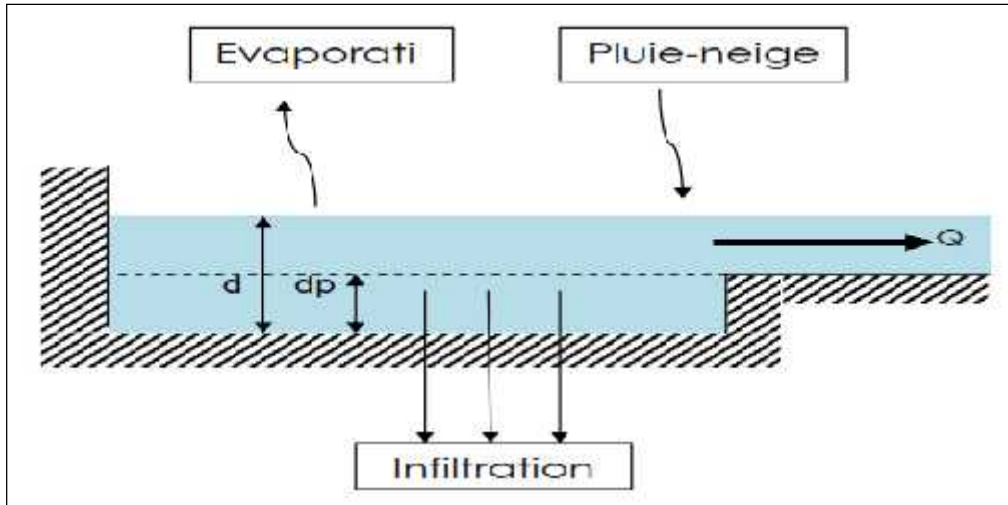


Figure III.9 : Représentation du modèle de réservoir non linéaire.

$$\text{L'équation de continuité s'écrit : } \frac{dv}{dt} = A \frac{dd}{dt} = A i - Q \quad (\text{a})$$

$$\text{L'équation de Manning-strickler : } Q = w \frac{1}{n} (d-dp)^{5/3} s^{1/2} \quad (\text{b})$$

Avec :

V : volume de l'eau dans le bassin versant (m³).

A : surface du bassin versant.

d : tirant d'eau (m).

t : temps (s).

dp : hauteur de l'eau stocké dans les dépression (m).

i : intensité de la pluie nette(mm/s).

Q : débit de sortie (m³/s).

W : largeur du bassin(m).

n : coefficient de Manning .

S : pente de terrain.

La combinaison des équations (a) et (b) donne l'équation des réservoirs non linéaires.

$$\frac{d^2-d_1}{dt} = i - \frac{w}{An} (d_1 - \frac{1}{2}(d_2 - d_1))^{5/3} s^{1/2} \quad (\text{III.15})$$

L'équation est résolue, en fonction du temps, selon la méthode itérative newton raphson, afin d'obtenir la valeur de d₂. Une fois cette valeur est connue, le débit ruisselé et calculé par (b).

Dans toutes les méthodes hydrologiques utilisées en modélisation le temps est un élément principal dans la détermination des débits, depuis la fonction de production (évolution de la capacité d'infiltration) jusqu'à la fonction du transfert (évolution des débits). Par contre en méthode de Caquot le débit est instantané et l'infiltration est constante (coefficient de ruissellement).

III.3.2 Modélisation : hydraulique

Le ruissellement des surfaces imperméables, les eaux usées et autres apports, sont alors localement injectés dans le réseau d'assainissement et s'y propagent de manières très diverses. Le réseau est alors constitué de collecteurs de différentes caractéristiques et d'un certain nombre de singularités comme des déversoirs d'orage, des regards de visite.., singularités dont le fonctionnement hydraulique est parfois « mal » connu.

III.3.2.1 Propagation des Hydrogrammes : *Le modèle classique de Muskingum*

La propagation des débits dans les collecteurs est modélisée par la méthode dite de Muskingum-Cunge (hydraulique simplifiée par rapport à la résolution complète des équations de Barré de Saint Venant). En effet, ce modèle ne tient pas compte des influences aval mais, selon [Semsar ;1995] « dans de nombreux cas, des modèles utilisant des formulations simples de type Muskingum, peuvent conduire à des résultats quasi similaires à ceux du modèle de Barré de Saint Venant. Plus le modèle est sophistiqué, plus il est consommateur de temps de calcul et nécessite un ajustement difficile de ses paramètres de calcul ».

Les équations régissant le modèle de Muskingum (conceptuel) sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{dVs(t)}{dt} = Qe(t) - Qs(t) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{loi de conservation des débits} \\ \text{(III.16)} \end{array}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} Vs(t) = K[\alpha Qe(t) + (1 - \alpha)Qs(t)] \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{équation de stockage} \\ \text{(III.17)} \end{array}$$

III.3.2.2 Propagation des Hydrogrammes *Le modèle de Barrée de Saint Venant*

Les équations régissant le modèle de Barré de Saint Venant (déterministe) sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} U \frac{\partial S}{\partial x} + S \frac{\partial U}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = q \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{équation de la continuité} \\ \text{recevoir (III.18)} \end{array}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial U}{\partial t} + \alpha U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(Jf - Je) + (\epsilon - 1)q \cdot \frac{U}{S} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{équation dynamique} \\ \text{(III.19)} \end{array}$$

III.3.3 Singularités hydrauliques

Un réseau d'assainissement peut contenir de nombreux ouvrages spécifiques, qu'il est difficile de détailler ici et seuls les déversoirs et bassins d'orage seront brièvement abordé ici.

III.3.3.1 Les déversoirs d'orage

sont les véritables « *souppes de sécurité* » du réseau d'assainissement et donc des vecteurs privilégiés de la pollution vers des milieux naturels. Il existe de nombreux types de déversoirs et ceci tant au niveau de leurs géométrie que de leur fonctionnement. Plusieurs investigations ont été menées pour comprendre le fonctionnement des déversoirs d'orage et permettre leur modélisation [El Khashab & Smith, 1976], [Hager, 1986].

Le principe de fonctionnement est présenté schématiquement à la Figure III.10 et III.11.

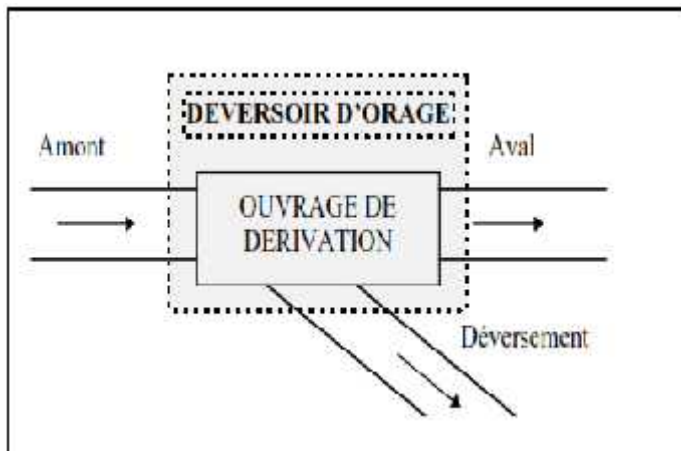


Figure III.10:Schéma d'un déversoir d'orage.

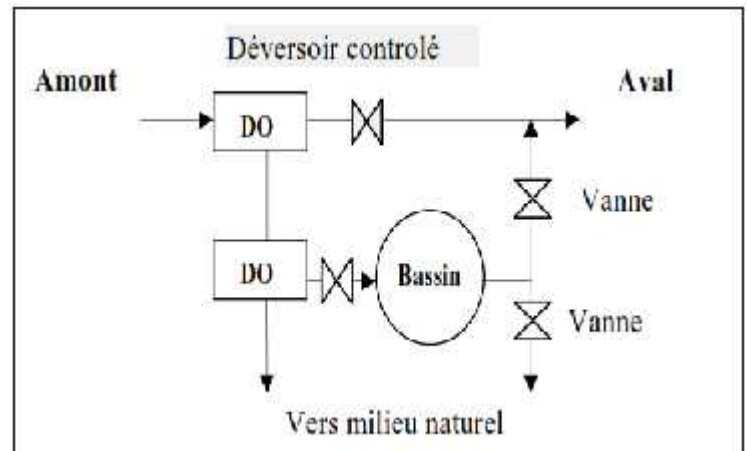


Figure III.11:Schéma de principe d'un système global de bassin d'orage.

Compte tenu des difficultés et limites associées aux diverses méthodes d'obtention de la ligne d'eau et/ou du débit déversé (Méthodes empiriques, énergie spécifique constante, ...), nous avons choisi d'ajouter au système d'équation de Barré de Saint Venant sous forme conservative un terme de déversement pour tenir compte du débit déversé par l'intermédiaire du déversoir d'orage. Il s'agit donc à nouveau des équations de Barré de Saint-Venant pour lesquelles la discontinuité représentée par le ressaut hydraulique est une caractéristique hydraulique incontournable à modéliser. [Buyer, 2002].

L'objectif de cette étude est d'évaluer la sensibilité de la loi de déversement en fonction des conditions aux limites hydrauliques. Ce travail consiste à bâtir une série de modèles de déversement sous différentes contraintes hydrauliques amont et aval pour un même déversoir. On cherche ainsi à tester la sensibilité de l'évaluation du débit en fonction de la position des capteurs de mesure. On pourra ainsi estimer l'erreur sur le débit déversé. La finalité est la recherche de la position des

capteurs de hauteur afin qu'ils soient le moins sensibles aux variations incontrôlées des conditions aux limites.

III.4 Prise en compte de la topographie

Les données topographiques décrivent la géométrie du système fluvial étudié indépendamment de l'événement pouvant l'affecter.

Les cartes topographiques fournissent des courbes de niveau dont l'interpolation peut se révéler suffisante pour produire un rendu cartographique adopté à une modélisation unidimensionnelle. **[Bates et D Roo,2000]**.

Les pentes doivent s'adapter, dans la mesure du possible, à la topographie de la zone d'étude. La pente du réseau d'égouts doit s'adapter à deux conditions extrêmes. D'une part, elle ne doit pas produire des sédimentations à débits faibles et d'autre part, à hauts débits, elle doit éviter de grandes vitesses qui, en présence de matériaux abrasifs entraînés, peuvent détériorer des conduits.

III.5 Exploitation des modèles calés et validés

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

Traditionnellement, ces différents scénarios de simulations peuvent comprendre :

- La localisation et la quantification des insuffisances du système existant.
- La prise en compte d'aménagements prévus ou à prévoir sur le réseau (modification ou création de collecteurs, de postes de relèvement, de déversoirs d'orage, de bassins de stockage, ...).
- L'évolution des apports d'eaux usées ou d'eaux pluviales (évolution de l'urbanisation, raccordement de nouvelles zones, augmentation de la collecte, ...).

Par pluie de projet, on entend un événement pluvieux isolé, associé à la période de temps sec qui le précède, mais aussi une série d'événements pluvieux consécutifs, associée aux périodes de temps sec précédant chaque événement.

Ces pluies de projet peuvent être des pluies synthétiques, que l'on fabrique à partir d'éléments théoriques ou statistiques, ou bien des pluies réelles mesurées sur la zone d'étude et pour lesquelles on a pu observer des dysfonctionnements sur le réseau.

Le choix des pluies de projet va dépendre des objectifs de l'étude, mais on peut a priori distinguer trois groupes de pluies de projet :

- 1) Les pluies permettant de simuler le fonctionnement quantitatif global du réseau (hydraulique).
- 2) Les pluies permettant de simuler le fonctionnement quantitatif et qualitatif global du réseau (hydraulique et pollution).

3) Les pluies permettant de simuler le fonctionnement quantitatif (principalement) et/ou qualitatif de certains aspects particuliers : influences aval, dimensionnement ou vidange de bassins de stockage, fonctionnement de pompes ou de déversoirs d'orage, gestion en temps réel, ...

III.6 Interprétation des résultats de simulation des collecteurs

III.6.1 Le choix du modèle

Ce travail s'attache à la conception d'un modèle permettant de calculer le champ des trois composantes de la vitesse moyenne, de la pression et des variables turbulentes, capable de reproduire les principaux phénomènes observables pour ce type d'écoulement.

III.6.2 Le choix de la méthode de résolution

Plusieurs méthodes numériques ont été testées d'opter pour la méthode aux volumes finis coupée avec un schéma de discrétisation de types power-law [Patankar, 1980]. L'algorithme SIMPLE [Patankar & Spadling, 1980] a été utilisé pour calculer le champ de pression, classiquement complété par l'utilisation de grilles décalées. Le solveur utilisé pour l'inversion matricielle, liée à la résolution du système d'équations, préprogrammé sous MATLAB, repose sur la méthode des gradients conjugués stabilisée. Cette méthode est particulièrement adaptée aux matrices ayant un mauvais conditionnement telles que les matrices à diagonales dominantes, caractéristiques des équations de convection/diffusion de notre modèle. [Vazquez, 2010].

Conclusion

L'objectif visé dans ce chapitre est de détailler les différents étapes à suivre pour la modélisation des réseaux d'assainissement tels que la collecte des données, le calage, la validation et l'exploitation du modèle, ainsi que les différentes fonctions de transformations pluie-débit par modélisation hydrologique, hydraulique.

Pour une meilleure maîtrise de la modélisation des réseaux d'assainissement, une application sur un réseau d'assainissement sera détaillée dans le chapitre suivant.



Chapitre IV

Simulation des réseaux par le logiciel SWMM

Chapitre IV

Simulation des réseaux par le logiciel SWMM

Introduction

Les logiciels destinés à la conception des réseaux sont généralement plus sophistiqués et permettent d'analyser le comportement des réseaux à une échelle plus fine. On peut dans ce cas distinguer également si le logiciel permet de simuler ou non les écoulements en charge, ce qui pourra évidemment devenir un critère de choix important si on doit simuler par exemple le comportement d'un réseau existant soumis à une précipitation très importante.

Certains logiciels comme le logiciel SWMM (Storm water Management Model) peuvent permettre une simulation autant en continu que pour un événement unique alors que d'autres logiciels n'acceptent qu'un événement pluvieux à la fois [Huber,W.C,1985].

IV.1 Description du logiciel SWMM

SWMM (Storm Water Management 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 en est actuellement à sa cinquième version.

IV.2 Domaines d'application du logiciel SWMM

Le logiciel SWMM présente plusieurs applications [Baud ,2008], qu'on résume en :

IV.2.1 Gestion des eaux pluviales

- Modélisation et diagnostic des réseaux/schémas directeurs ;
- Modélisation des écoulements en réseaux et en surface ;
- Délimitation des zones inondables (1D/2D) ;
- Dimensionnement de bassins de rétention ;
- Optimisation des réservoirs d'écrêtement des crues et bassins d'orage ;
- Analyse du cycle hydrologique complet dans les bassins versants ruraux et urbains ;
- Analyse partielle de la charge des sédiments et des polluants ;
- Analyse partielle et conception globale de techniques alternatives.

IV.2.2 Gestion des eaux usées

- Hydraulique des systèmes de collecte et analyse des capacités ;
- Modélisation de réseaux d'assainissement unitaires, pluviaux et/ou séparatifs ;
- Modélisation en continu et/ou événementielle ;
- Analyse d'atténuation des débordements de réseaux ;
- Analyse des débits entrants et des infiltrations d'eau de pluie ;
- Analyse partielle de la qualité de l'eau ;
- Systèmes de contrôle en temps réel.

IV.2.3 Gestion des plaines inondables et des rivières

- Simulation hydraulique en rivière 1D/2D ;
- Cartographie des plaines inondables et des risques d'inondation ;
- Prise en compte des passages couverts (ponceau, buse) et des ponts ;
- Drainage des systèmes naturels et urbains entièrement couplés ;
- Plan d'évacuation et planification des actions d'urgence.

IV.3 Utilisation du logiciel SWMM pour la modélisation des réseaux d'assainissement

Ce programme permet la simulation du comportement des eaux pluviales tant d'un point de vue quantitatif que qualitatif. Il est particulièrement bien adapté au bassin urbain pour le calcul des réseaux d'assainissement simples ou complexes et s'applique soit pour des évènements ponctuels ou pour des simulations continues.

Le logiciel SWMM utilise les modèles mathématiques pour tenter de reproduire le fonctionnement hydrologique ou hydraulique d'un système d'assainissement existant ou projeté afin d'exécuter une ou plusieurs des tâches suivantes :

- ✓ Evaluer un réseau existant;
- ✓ Concevoir un nouveau réseau;
- ✓ Dimensionner des ouvrages spéciaux;
- ✓ Simuler le comportement hydraulique d'un réseau suite à une extension ou réhabilitation;
- ✓ Faire des études d'impact sur le milieu récepteur.

Le logiciel SWMM est certainement le plus complet et le plus populaire de tous les modèles disponibles. Bien qu'originellement ce modèle fût développé pour l'analyse des problèmes de qualité des eaux dans le ruissellement urbain, il est utilisé en grande partie pour des applications de drainage.

Il permet de simuler pour un bassin donné :

- ✓ Les infiltrations;
- ✓ La transformation pluie débit;
- ✓ L'accumulation en période de temps sec et le lessivage en période de pluie de neuf polluants;
- ✓ La qualité des eaux usées et les dépôts en conduite en période de temps sec;
- ✓ Le transfert dans le réseau des hydrogrammes, et les phénomènes de sédimentation et de mise en suspension;
- ✓ Le fonctionnement des différents procédés de traitement d'une station d'épuration.

IV.4 Différents objets de modélisation sous SWMM

Au sens de modélisation sous SWMM, un système d'assainissement est représenté par différents éléments physiques mis en relation : nœuds, tronçons, bassins versants, exutoires, pompes, bassins de rétention, orifices.

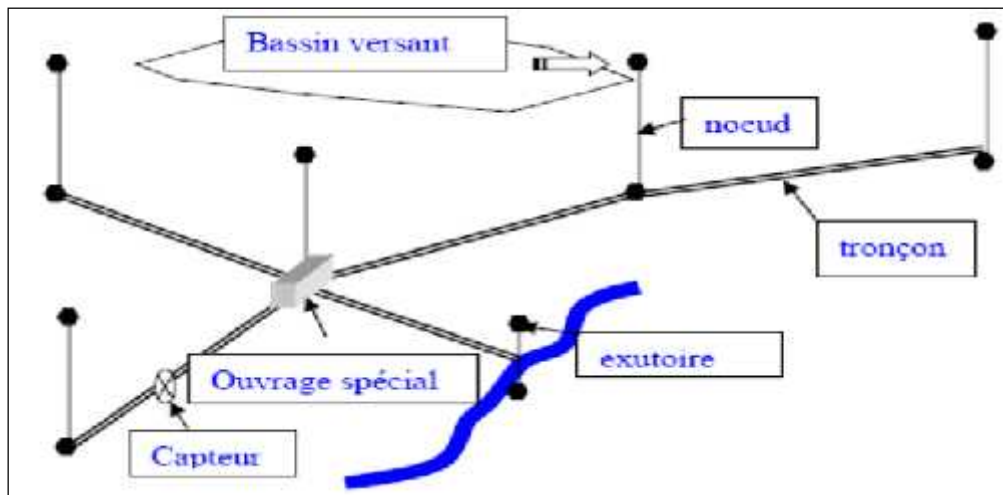


Figure IV.1 : Schéma de principe de la structure physique du réseau.

IV.5 Manipulation du logiciel SWMM

Le composant de ruissellement de SWMM opère sur une collection de zones de sous-bassins qui reçoivent des précipitations et génèrent des charges de polluants et de ruissellement. Une de SWMM transporte ce ruissellement grâce à un système de tuyaux, canaux, dispositifs de stockage et de traitement, pompes et régulateurs. SWMM suit la quantité et la qualité des eaux de ruissellement générées à l'intérieur de chaque sous-bassin et le débit, la profondeur de l'écoulement et la qualité de l'eau dans chaque tube et le canal pendant une période de simulation composée de plusieurs étapes de temps.

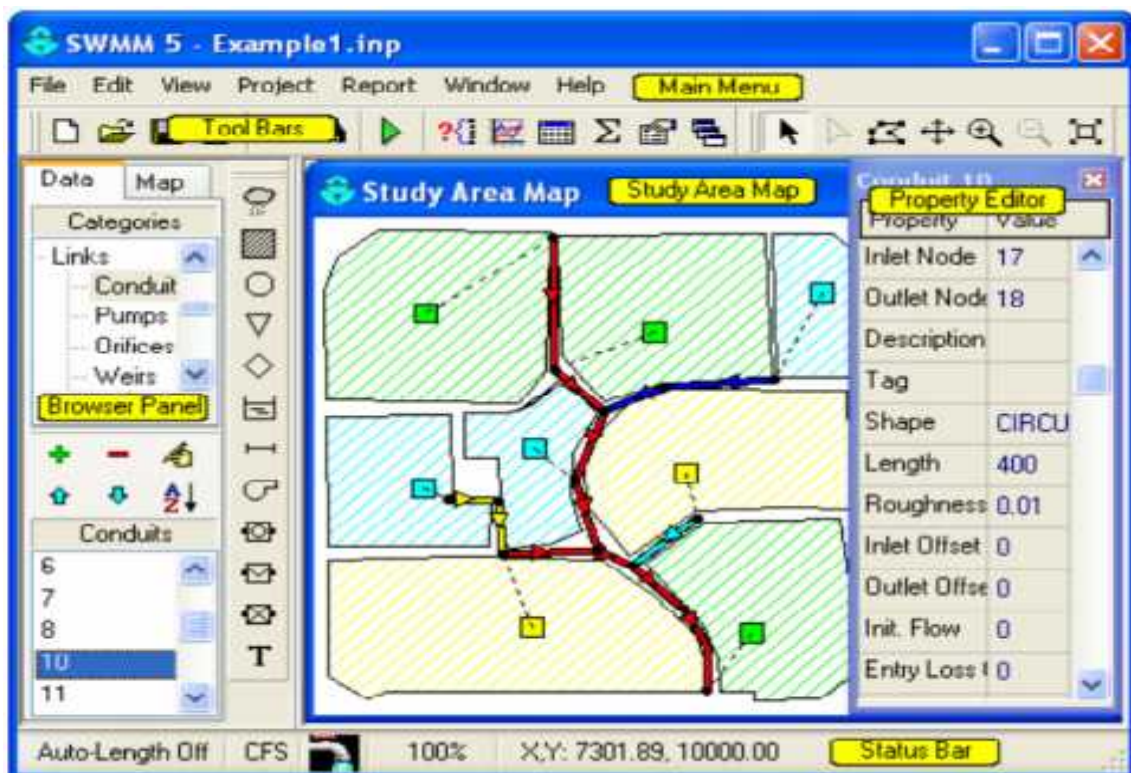


Figure IV.2 : Fenêtre principale du logiciel SWMM.

IV.6 les modules du logiciel SWMM

Pour simuler les réseaux d'assainissement, le logiciel SWMM présente deux sous-routines principales de données : hydrologiques et hydrauliques :

Tableau IV.1: Tableau récapitulatif des méthodes utilisées par le logiciel SWMM

| Hydrologie | | Hydraulique |
|-------------------------|------------------------------------|---------------------------------------------------------|
| Fonction production | Fonction de transfert | -Méthode Barré de Saint Venant en utilisant le modèle : |
| - Méthode d'Horton | - Méthode des réservoirs linéaires | - modèle d'onde cinématique |
| - Méthode de Green-Ampt | | - modèle d'onde dynamique |
| - Méthode SCS | | - Steady Flow Routing : régime permanent. |

- **Le modèle de Horton**

Paramètres à introduire sur SWMM :

- Min. infil. Rate(f_c) : capacité d'infiltration minimale du sol.
- Max. infil. Rate(f_0) : capacité d'infiltration maximale du sol.
- Decay time : durée pour passer d'un sol saturé à un sol complètement sec, (usuellement 2 à 14 jours).
- Max volume : volume maximum infiltrable.

- **Le modèle de Green et Ampt**

Paramètres à introduire sur SWMM :

- Suction Head : Potentiel de succion.
- Conductivity : Conductivité hydraulique du sol saturé.
- Initial Deficit : $\Delta\theta = \theta_s - \theta_i$.

- **Le modèle avec indice de ruissellement (modèle du SCS)**

Paramètres à introduire sur SWMM :

- Curve Number .
- Drying Time : temps nécessaire à un sol complètement saturé pour sécher totalement (jours).

IV.7 Etapes de modélisation par le logiciel SWMM

On réalise généralement les étapes suivantes lorsque on utilise EPA SWMM pour modéliser une zone d'étude:

1. Définir un ensemble d'options par défaut et propriétés d'objet à utiliser (voir Configuration par défaut de projet).
2. Tracer une représentation du réseau des composants physiques de la zone d'étude (voir Ajout d'objets).
3. Modifier les propriétés des objets qui composent le système (voir édition d'objets).
4. Sélectionnez un ensemble d'options d'analyse (voir Configuration des options d'analyse).
5. Exécuter une simulation (voir Lancement d'un Run).
6. Voir les résultats de la simulation (voir Affichage des résultats).

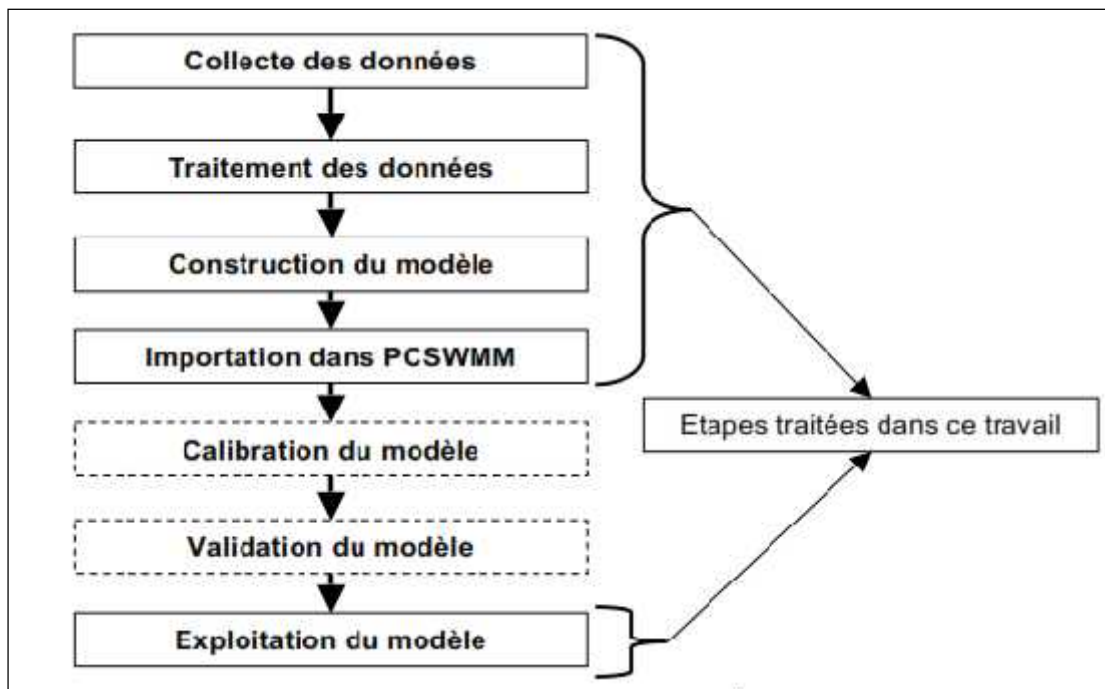


Figure IV.3 : Etapes de mise en œuvre du modèle.

IV.7 Application du logiciel SWMM sur un réseau d'assainissement

IV.7.1 description du réseau d'assainissement de la zone d'El kouir

Notre étude concerne l'agglomération de la partie est de lakdaria appelé El Kouir dans la wilaya de Bouira.

Le tissu urbain du quartier EST de lakhdaria ne cesse de s'agrandir durant ces 15 dernières années vu l'exode des habitants des villages environnants vers le chef lieu de la commune due aux circonstances qui ont marqué la région.

Le réseau existant de type unitaire, est destiné à drainer les surfaces se trouvant sur la bande longeant la Route Nationale 05 sur une surface de 35 ha environ. Ce réseau est dans un état très

dégradé avec des obstructions avancées, suite à des inondations en période d'hiver. Les odeurs désagréables se propagent en période estivale. Les rejets sont rassemblés vers les stations de relevage d'où la nécessité d'établir une étude afin d'établir un schéma adéquat au tissu de la ville.

Le réseau hydrographique se compose essentiellement de Oued Isser qui passe au limitrophe de la ville de Lakhdaria et Oued Bouamoud et leurs affluents.

IV.7.2 Données de base

La préparation des données est l'étape la plus difficile en modélisation vue le nombre de paramètres importants à déterminer surtout au niveau des bassins versants et vue la difficulté d'évaluer certains paramètres tels que l'imperméabilisation.

IV.7.2.1 Prise en compte de la pluie de projet

Pour la simulation des pluies de projet de notre réseau, nous avons choisi des périodes de retour de 10 ans élevées dans le but de détecter les points du réseau sensibles au risque de débordement lors d'événements pluvieux particulièrement intenses.

Note : la durée des pluies de projet de cinq heures, mais les simulations sont effectuées sur une durée de six heures, la dernière heure étant consacrée à l'observation de la décrue dans les réseaux.

Pour la simulation de notre réseau d'assainissement, on utilisera la pluie de projet de double triangle symétrique.

Sachant que les paramètres de Montana sont connus ($a = 4.1$ et $b = -0.52$)

L'intensité est donnée dans le tableau IV.2 ci-dessous.

Tableau IV.2 : valeurs de la pluie de projet double triangle symétrique (source : ANRH)

| temps(min) | I(mm/h) | temps(min) | I(mm/h) |
|------------|---------|------------|---------|
| 0 | 0 | 155 | 52,01 |
| 5 | 0,96 | 160 | 39,01 |
| 10 | 1,93 | 165 | 26 |
| 15 | 2,89 | 170 | 25,05 |
| 20 | 3,85 | 175 | 24,08 |
| 25 | 4,82 | 180 | 23,12 |
| 30 | 5,78 | 185 | 22,16 |
| 35 | 6,74 | 190 | 21,19 |
| 40 | 7,71 | 195 | 20,23 |
| 45 | 8,67 | 200 | 19,27 |
| 50 | 9,63 | 205 | 18,3 |
| 55 | 10,6 | 210 | 17,34 |

| | | | |
|-----|-------|-----|-------|
| 60 | 11,56 | 215 | 16,38 |
| 65 | 12,52 | 220 | 15,41 |
| 70 | 13,49 | 225 | 14,45 |
| 75 | 14,45 | 230 | 13,49 |
| 80 | 15,41 | 235 | 12,52 |
| 85 | 16,38 | 240 | 11,56 |
| 90 | 17,34 | 245 | 10,6 |
| 95 | 18,3 | 250 | 9,63 |
| 100 | 19,27 | 255 | 8,67 |
| 105 | 20,23 | 260 | 7,71 |
| 110 | 21,19 | 265 | 6,74 |
| 115 | 22,16 | 270 | 5,78 |
| 120 | 23,12 | 275 | 4,82 |
| 125 | 24,08 | 280 | 3,85 |
| 130 | 25,05 | 285 | 2,89 |
| 135 | 26,01 | 290 | 1,93 |
| 140 | 39,02 | 295 | 0,96 |
| 145 | 52,02 | 300 | 0 |
| 150 | 65,03 | | |

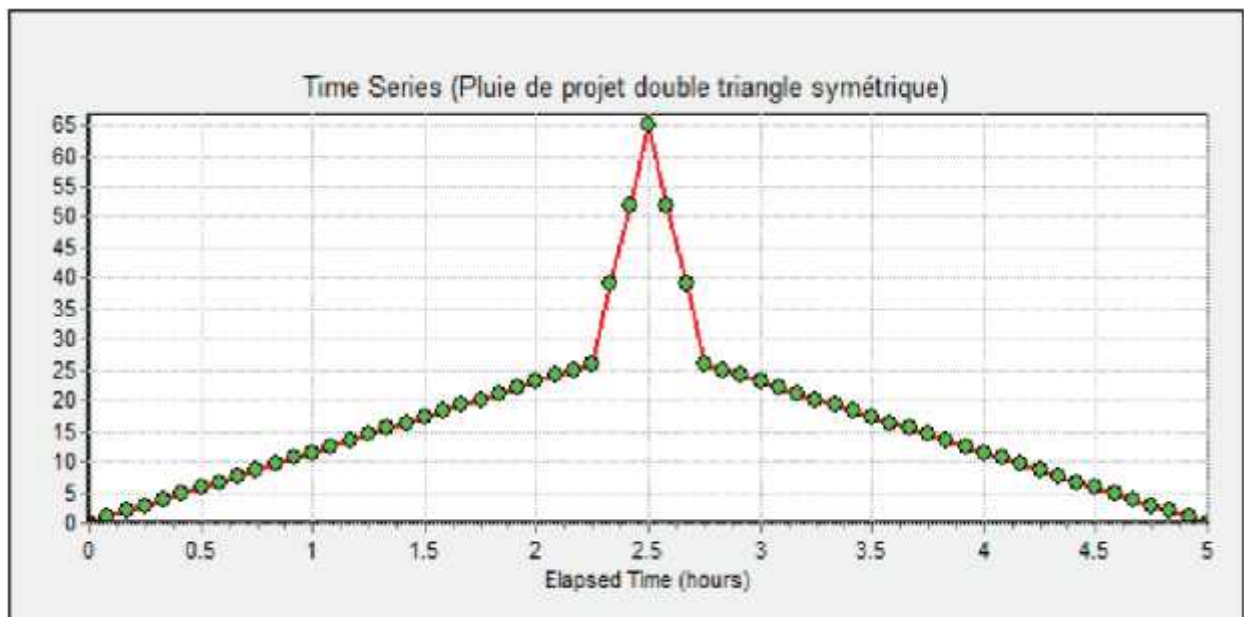


Figure IV.4 : Pluie de projet double triangle symétrique appliquée à la simulation.

IV.7.2.2 Construction du modèle

La modélisation de notre réseau retenue a engendré la création, sous le logiciel SWMM de :

- 8 sous bassins versants (Subcatchments) S1 à S8 ;
- 13 collecteurs (Conduits) C1 à C13 ;
- 13 nœuds de jonction (Junctions) J1 à J13 ;
- 1 exutoire (Outfalls) EXUT.

➤ **Démarche à suivre**

1. Créer un nouveau projet, lui attribuer un titre en l'enregistrer dans un fichier;
2. Incrémenter le projet et étiqueter les objets : voir le tableau IV.3

Tableau IV.3: Etiquetage des paramètres

| Paramètres | Etiquettes |
|---------------|------------|
| précipitation | RG |
| Sous bassin | S |
| Exutoire | OUT |
| Conduite | C |
| Jonction | J |

3. Saisie des données

📊 Données des sous bassins versant : voir le tableau IV.4

Tableau IV.4 : caractéristiques des sous bassins versants

| Paramètres | Unité | Valeurs | | | | | | | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------|--------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| | | SB1 | SB2 | SB3 | SB4 | SB5 | SB6 | SB7 | SB8 |
| Surface (area) | Ha | 2 | 2.36 | 2.13 | 1.45 | 2.38 | 3.05 | 3.76 | 4.3 |
| Largeur (with) | M | 80 | 95 | 80 | 60 | 100 | 125 | 150 | 170 |
| Pente (slope) | % | 0.41 | 1.02 | 1.56 | 1.93 | 1.06 | 3.4 | 3.3 | 3.7 |
| Pourcentage de surface imperméable (% imprev) | % | 25 | 25 | 30 | 55 | 40 | 35 | 45 | 50 |
| n (Manning-strickler)-surface imperméable (N-imper) | s/m ^{1/3} | 0.01 | 0.01 | 0.01 | 0.01 | 0.01 | 0.01 | 0.01 | 0.01 |
| n (Manning-strickler) surface permeable(N-perv) | s/m ^{1/3} | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| Hauteur d'eau stockée sur les surfaces imperméables (Dstore-imperv) | Mm | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 |
| Hauteur d'eau stockée sur les surfaces imperméables (Dstore-prev) | Mm | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 | 1.3 |
| Pourcentage de la surface imperméable dépourvue de stockage dans les dépressions du sol (%zero-imperv) | % | 25 | | | | | | | |
| Modèle d'infiltration : | | Cuve number | | | | | | | |

Note : On choisie le « cuve number » modèle d'infiltration vue la disponibilité des paramètres.

- Données des nœuds/jonctions : voir le tableau IV.5

Tableau IV.5 : Caractéristiques des nœuds

| Jonctions | Cote radier (m) | Profondeur (m) |
|------------------|------------------------|-----------------------|
| J1 | 90.27 | 3 |
| J2 | 85.11 | 3 |
| J3 | 82.95 | 3 |
| J4 | 76.88 | 3 |
| J5 | 74.4 | 3 |
| J6 | 72.82 | 3 |
| J7 | 73.42 | 3 |
| J8 | 66.85 | 3 |
| J9 | 81.52 | 3 |
| J10 | 75.4 | 3 |
| J11 | 70.24 | 3 |
| J12 | 67.41 | 3 |
| J13 | 73.68 | 3 |
| EXUT | 50.09 | 3 |

4. Régler les options de l’affichage ;
5. Régler les dimensions ;
6. Dessiner les objets sur le plan ;
 - Dessiner les bassins ;
 - Dessiner les nœuds/jonctions ;
 - Dessiner les conduites ;
 - Dessiner une station pluviométrique ;
7. Saisie des renseignements et propriétés ;
 - Joindre la station de mesure pluviométrique à tout les SBV ;
 - Lier les SBV aux nœuds/jonctions du réseau qui reçoit les eaux ruisselant sur le BV
 - Saisir les caractérisés des collecteurs (tableau IV.6).

Tableau IV.6 : caractéristiques des conduites

| Collecteur | Diamètre (mm) | Long. (m) | Décalage / au radier amont (m) | Décalage / au radier Aval (m) | Rugosité de Manning | Modèle d'écoulement |
|--------------|---------------|-----------|--------------------------------|-------------------------------|---------------------|---------------------------------|
| C1 :J1-J2 | 400 | 430 | 0 | 0 | 0.013 | Dynamic wave : Ecoulement 2D |
| C2 :J2-J4 | 400 | 310 | 0 | 0 | 0.013 | |
| C3 :J4-J13 | 500 | 200 | 0 | 0 | 0.013 | |
| C4 :J13-J7 | 500 | 75 | 0 | 0 | 0.013 | |
| C5 :J7-J12 | 600 | 210 | 0 | 0 | 0.013 | |
| C6 :J3-J9 | 400 | 95 | 0 | 0 | 0.013 | |
| C7 :J9-J10 | 400 | 175 | 0 | 0 | 0.013 | |
| C8 :J10-J5 | 500 | 135 | 0 | 0 | 0.013 | |
| C9 :J5-J11 | 600 | 160 | 0 | 0 | 0.013 | |
| C10 :J6-J11 | 600 | 220 | 0 | 0 | 0.013 | |
| C11 :J11-J12 | 800 | 90 | 0 | 0 | 0.013 | |
| C12 :J12-J8 | 1000 | 160 | 0 | 0 | 0.013 | |
| C13 :J8-EXUT | 1200 | 330 | 0 | 0 | 0.013 | |

Note : l'onde dynamique est plus précise que celui de l'onde cinématique, puisque il ne néglige pas les termes d'inertie, d'accélération convective et de pression.

8. Exécution de la simulation :

- Consulter les rapports de simulation ;
- Représenter les résultats sur le plan ;
- Visualiser les résultats sous forme de graphes.

9. l'étape suivante concerne les valeurs des débits des eaux de pluie et les eaux usées ;

Les valeurs sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : débits des eaux pluviales et usées :

| Les nœuds | J1 | J2 | J3 | J4 | J5 | J6 | J7 | J8 |
|-----------------------------------------|-------|-------|------|-------|------|------|------|------|
| Eaux pluviales (m³/s) | 0.2 | 0.28 | 0.3 | 0.39 | 0.42 | 0.62 | 0.98 | 3.01 |
| Eaux usées (m³/s) | 0.006 | 0.008 | 0.01 | 0.052 | 0.09 | 0.01 | 0.03 | 0.1 |

Remarque :

L'annexe 01 explique les étapes de saisie des données de base nécessaires dans le logiciel.

Le schémas résultant est présenter dans la figure suivante :

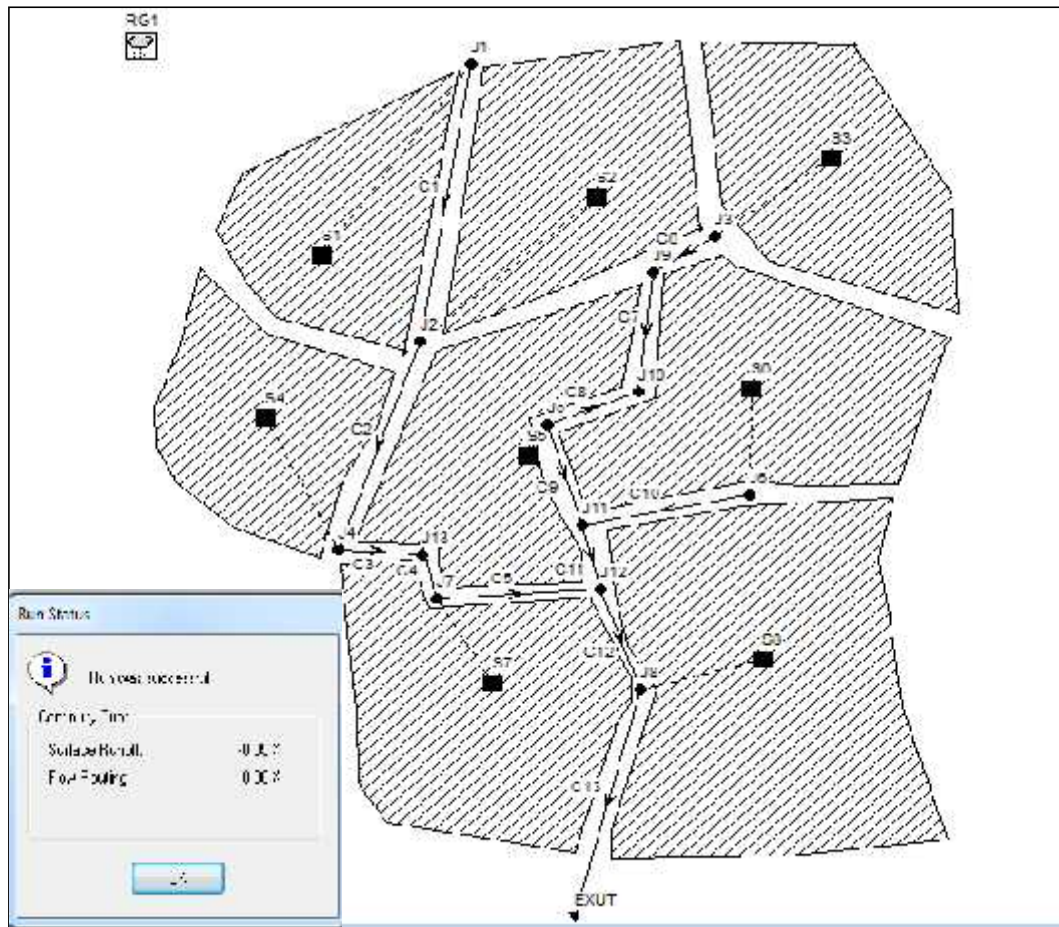


Figure IV.5 : Schéma de réseau avec l'état de simulation

La simulation est relativement correcte, puisque les erreurs sur la conservation de la masse sont négligeables, pour le modèle de ruissellement (-0.05), comme pour le modèle de transfert (0.01).

IV.7.3 Résultats de la simulation Modèle complet de saint-Venant :

1. Capacité du réseau :

En premier lieu, le critère principal d'analyse du réseau d'assainissement est bien de vérifier sa capacité hydraulique en fonction de l'averse par laquelle il est sollicité.

La capacité de transfère de flux de chaque tronçons du réseau est traduite par le rapport du débit véhiculé au débit admissible de celui-ci. La figure suivante illustre la capacité maximale du réseau lors de l'événement pluvieux.

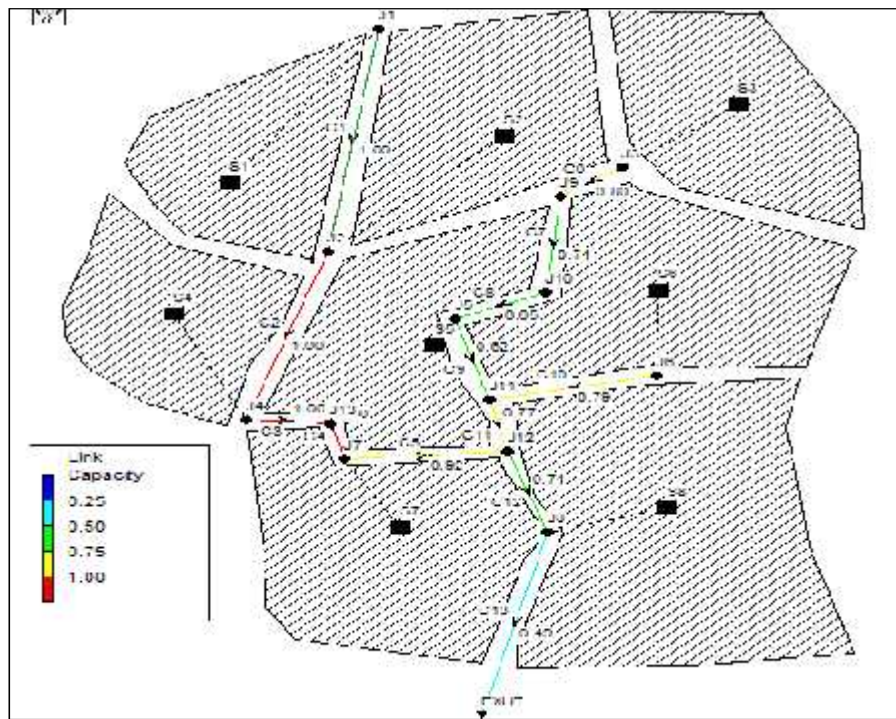


Figure IV.6 : Capacité des tronçons de réseau

2. Hydrogrammes des débits dans les collecteurs :

À titre représentatif, nous choisissons les deux tronçons de notre réseau pour représenter les hydrogrammes des débits :

- Tronçon C3 : J2-J4 ;
- Tronçon C4 : J4-J13.

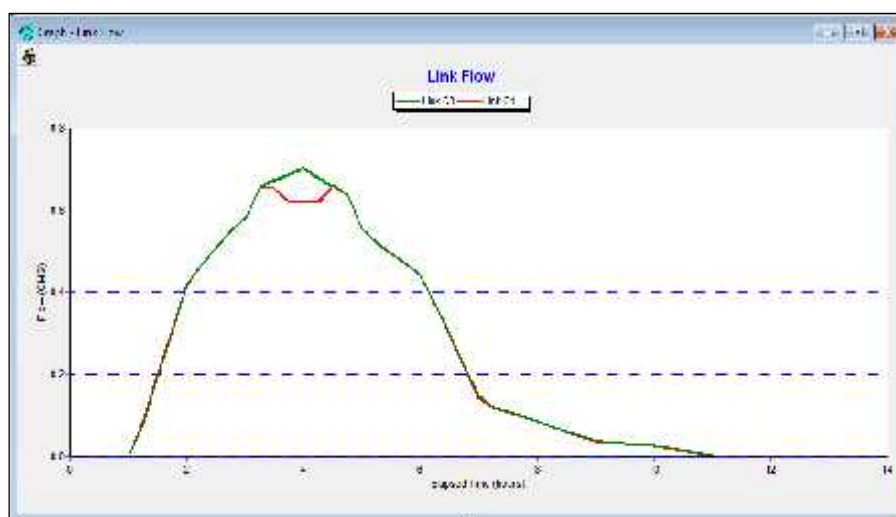


Figure IV.7 : variation des débits dans les deux tronçons C3-C4.

Le débit de pointe dans C4 est moins par rapport au débit dans C3 donc il y'a une perte quelque part(en marque débordement).

Les débits de pointe des deux conduites C3 et C4 sont respectivement de 0.7 m³/s et 0.62 m³/s.

3. Vitesse d'écoulement :

Il est nécessaire de vérifier les vitesses d'écoulement maximal atteint lors de l'événement pluvieux. Donc la vitesse limite est de l'ordre 5 m/s.

Les vitesses atteintes dans le réseau sont données sur la figure(IV.8).

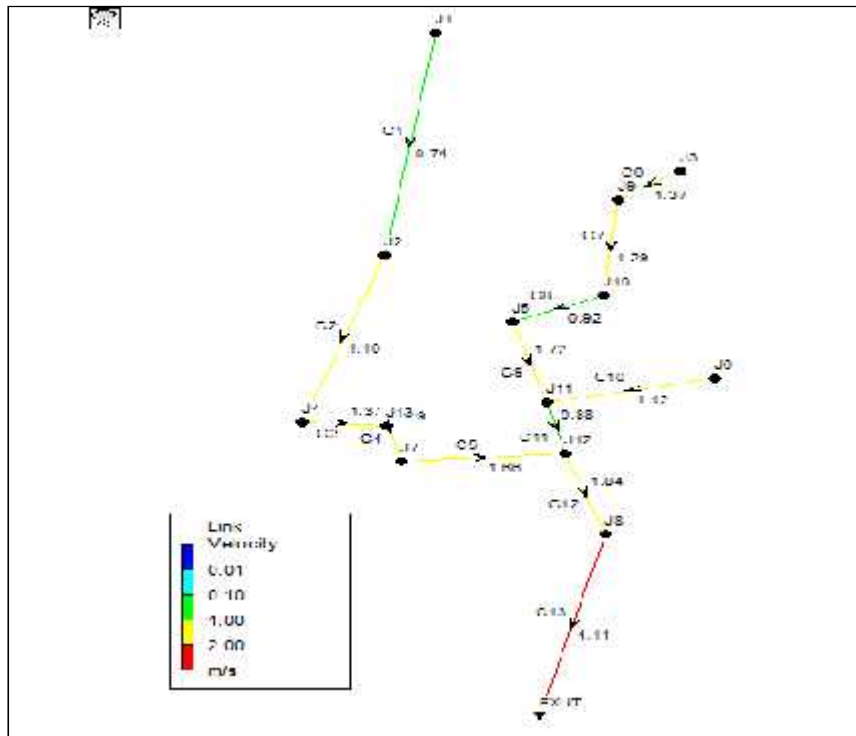


Figure IV.8 : vitesses maximales dans le réseau.

D'après la figure ci-dessus, le tronçon C13 est le siège d'une vitesse dépassant les 4.14 m/s. de ce fait, il est nécessaire de voir l'évolution de la vitesse dans ce tronçon du temps. (figure IV.9).



Figure IV.9: vitesse d'écoulement dans le tronçon C13

On remarque que la vitesse maximale dépasse 4,14 m/s, pendant plus que 30 min, ce qui peut provoquer le phénomène d'érosion des parois.

4. Régime d'écoulement

Le régime d'écoulement se distingue en fonction du nombre de froude. Ceci permet de localiser les tronçons travaillants en régime torrentiel ou fluvial (figure IV.10)

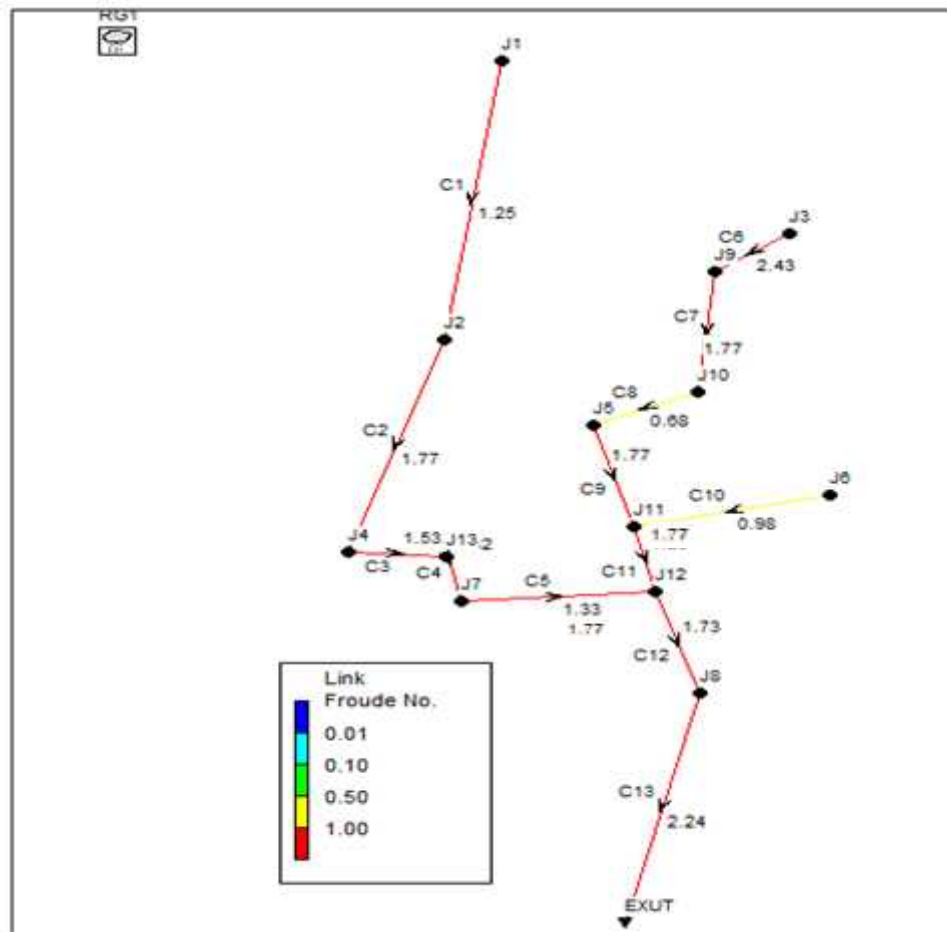


Figure IV.10 : Nombre de Froude dans le réseau au bout de 01 h 30 min.

On constat alors que la plupart des tronçons sont le siège d'un régime torrentiel ($F > 1$), sauf les tronçons C8 et C10 qui portent une valeur de nombre de froude inférieur à 1 (régime fluvial). Le passage du torrentiel au fluvial peut se manifester par un ressaut hydraulique, par conséquent des écoulements diphasiques a entrainement 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 a prévoir des dispositifs d'aération dans ces regards pour la bonne aération de l'écoulement par des événements par exemple. Donc on proposera de maintenir un dispositif d'aération aux regards surtout pour faciliter le dégagement des gaz toxiques.

5. Ligne d'eau dans les conduites :

La simulation est effectuée par 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.

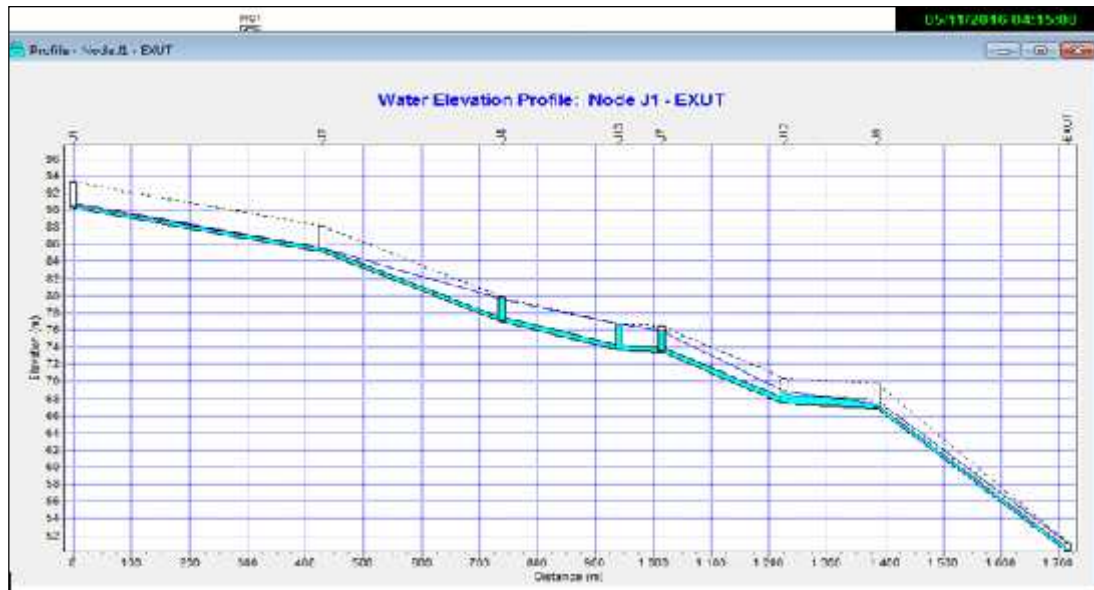


Figure IV.11 : le niveau d'eau dans les collecteurs J1-EXUT



Figure IV.12 : le niveau d'eau dans les collecteurs J3-EXUT

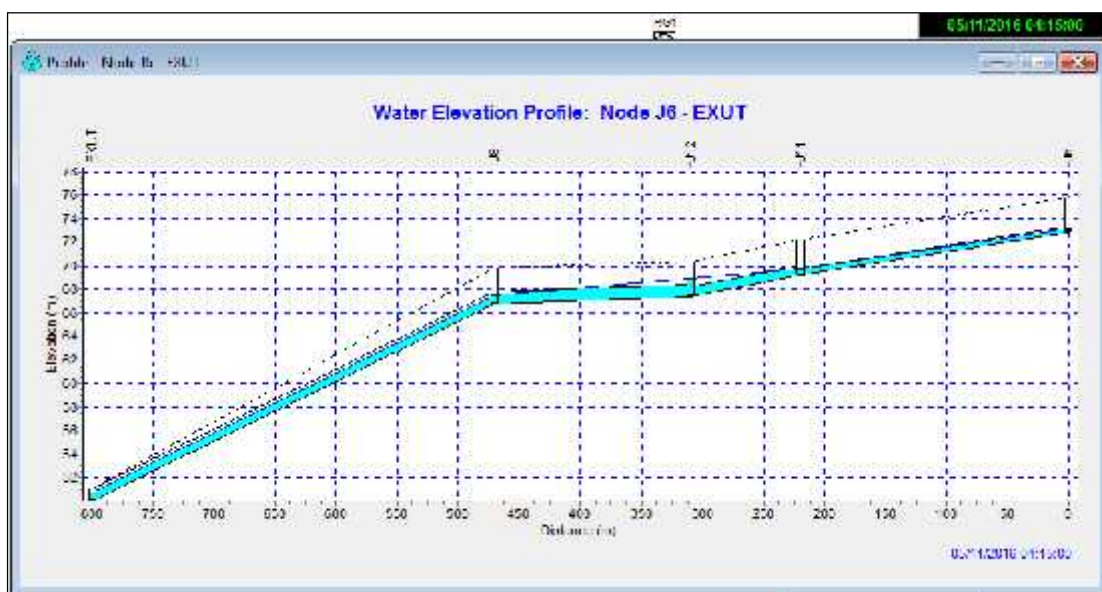


Figure IV.13 : le niveau d'eau dans les collecteurs J6-EXUT

Pour une durée totale de pluie de 5h, la réponse hydraulique du réseau n'est pas parfaite le logiciel SWMM5 a fait ressortir certain nombre d'insuffisance de capacité, donc débordement dans les nœuds J4 et J 13 qui est provoqué par la surcharge des conduites.

A partir de ces lignes d'eau obtenues sur ce tronçon du réseau, comme cite précédemment, ce problème montre un peu le mauvais fonctionnement du réseau du fait que sa durée de réponse dépasse les 40 minutes.

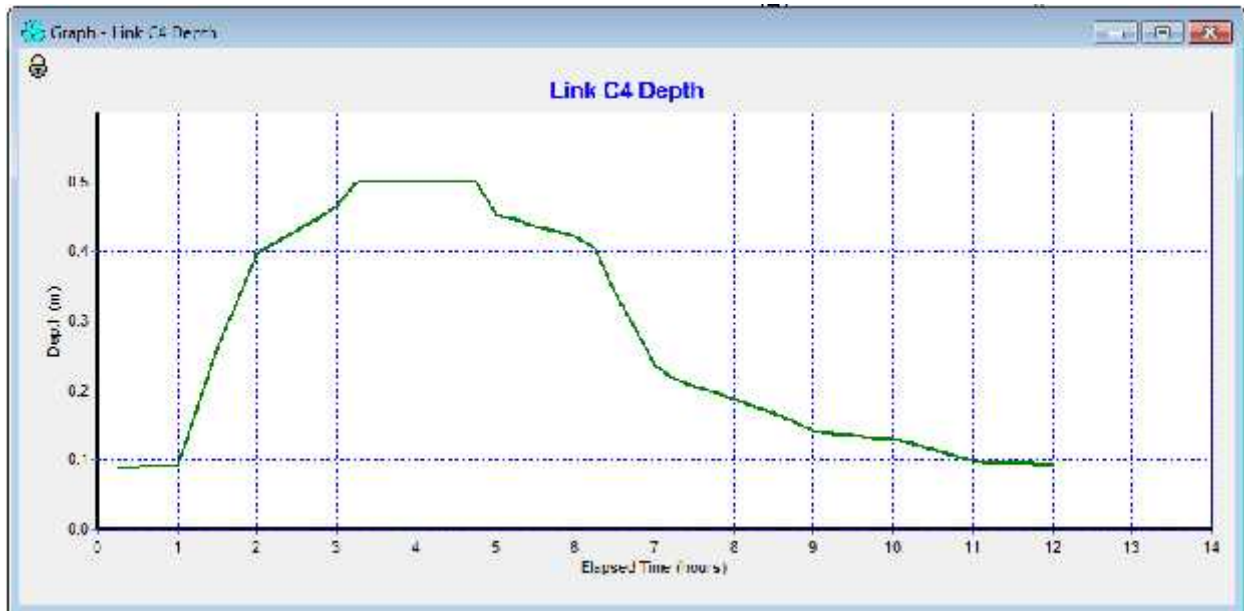


Figure IV.14: la hauteur d'eau dans le tronçon j4

On remarque aussi sur cette branche que le réseau a atteint sa capacité maximale au bout de 4h 15 min.

Remarque :

Les tableaux descriptifs des différents résultats de la simulation sont donnés dans l'annexe 02.

Conclusion

A travers cette recherche, nous avons pu évaluer les résultats de la modélisation dans les études du réseau d'assainissement de la ville d'El-kouir en utilisant le logiciel SWMM5.

La simulation du réseau d'assainissement a révélé les points suivants :

- Le réseau en question ne répond pas aux exigences d'évacuation des eaux usées ou pluviales ;
- Pour un événement pluvieux d'une occurrence décennale, on a un risque d'inondation remarquable sur les points sensibles du bassin ;
- Vu le nombre important des points de débordement dans le réseau (pour la simulation dynamique), pour la même pluie, toutes les conduites sont sous-dimensionnées.
- Pour le dimensionnement des réseaux, on doit prendre en considération non seulement la population à l'horizon mais aussi le changement des surfaces perméables (diminution d'infiltration) qui provoque un excès de volume ruisselé qu'il faut l'évacuer.

En vue de réhabiliter le réseau et de rendre le réseau conforme, nous avons opté pour les solutions suivantes :

- Renouveler les collecteurs où il y a débordement en adaptant de nouveaux diamètres ;
- Réaliser des pentes moins fortes en créant des chutes successives au niveau des regards, ce qui permettra de respecter les vitesses admissibles et de satisfaire les contraintes du calage des collecteurs.

CONCLUSION GENERALE

La connaissance du fonctionnement hydraulique dans les réseaux d'assainissement est aujourd'hui l'un des principaux enjeux pour la gestion des rejets d'eaux usées et des eaux pluviales. En effet, l'impact des réseaux d'assainissement sur la santé des populations et l'environnement en milieu urbain est devenu une problématique prioritaire pour les pouvoirs publics.

Ainsi la modélisation des réseaux d'assainissement est devenue un outil de gestion des réseaux et de diagnostic en temps réel.

Dans ce mémoire, nous avons abordé la modélisation des réseaux d'assainissement en deux volets :

-D'abord sous un aspect théorique ou nous avons détaillé les principaux modèles en hydrologie et en hydraulique.

Puis nous avons abordé les étapes nécessaires de la modélisation des réseaux d'assainissement, où nous avons mis le point sur la problématique des données dans les modèles.

-En deuxième lieu, nous avons pris en compte l'aspect pratique de cette modélisation en mettant en exécution la simulation d'un réseau d'assainissement par un le logiciel SWMM.

Cette recherche nous a permis d'ouvrir de nouvelles perspectives dans les études des réseaux d'assainissement, suite à l'essor qu'a connu l'hydraulique numérique, et d'approcher la réalité des écoulements par des puissants outils de calcul tel que le logiciel SWMM5, permettant la résolution des équations inextricables dans le passé. En effet, ce logiciel nous a permis la simulation du fonctionnement hydraulique d'un tel réseau et mis en évidence un dysfonctionnement dans la conception du réseau d'assainissement.

Enfin, pour conclure, on doit insister sur la nécessité de la vulgarisation de la modélisation des réseaux d'assainissement comme outil de gestion et de diagnostic en temps réel, et qui doit être testé sur un ensemble de réseaux plus important en Algérie.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] **BENKACI. T, 2006.** Modélisation de la relation pluie-débit au pas temps journalier et mensuel par les réseaux de neurones artificiels et les systèmes neuro-flous. Thèse de doctorat ENSA- ALGER.
- [2] **BONNIN Jacques, 1986.** Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite moyenne importance, Edition EYROLLES, Paris (France).
- [3] **BOUNADER. E, 1998.** Conduite de diagnostic et évaluation des collecteurs des infrastructures urbaines. Thèse de Doctorat. Institut National des Sciences Appliquées, Lyon.
- [4] **BOURRIER. R, 1991.** Les réseaux d'assainissement urbains, édition OTH, Paris.
3^{ème} Edition : Revue et augmentée, Lavoisier. Paris.
- [6] **BOURRIER.R, 1997.** Les réseaux d'assainissement (calcul-applications perspectives). 4^{ème} édition. Ed. Paris, pp.810.
- [7] **BOURRIER. R, 2008.** « Les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective 5^{ème} EDITION », Paris. France
- [8] **BRAS & BUERKI.R.A, 1990.** Reception of the germ theory of disease in The American Journal of Pharmacy. *Pharmacy in history*, pp.158-168.
- [9] **BUYER.M, 2002.** Transport de flux en réseau d'assainissement : Modèle 1D pour l'hydraulique des collecteurs et déversoirs avec prise en compte des discontinuités. *Thèse de doctorat.* Université de Strasbourg.
- [10] **CHERGULS, 1996.** «Le vieillissement des réseaux d'assainissement : méthodologie d'évaluation de l'état des canalisations à partir d'inspection télévisée» ; CEMAGREF/ENGEES.
- [11] **CHERRERED.M & CHOCAT.B, 1990.** Development of a methodology to determine the pollution discharged by a combined sewer network. *Water Science and Technology*, pp.15-22.

Références bibliographiques

[12] **CTGREF**, 1976. Les décharges pluviales des réseaux unitaires, Groupement de Grenoble, Génie Rural, Grenoble.

[13] **CHOCAT Thibault**, 1978. Relations théoriques entre différents modèles d'écoulement et de ruissellement utilisés en hydrologie urbaine. *Journal of Hydrology*, pp.313-326.

[14] **CHOCAT.B**, 1997. «Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement. Paris : Lavoisier ».

[15] **CHOW.V. T, MAIDMENT.D.R & MAYS.L.R**, 1988. «Applied Hydrology». New York :McGraw-Hill.

[16] **CIACH.G.J & KRAJEWSKI.W. F**, 2006. Analysis and modeling of spatial correlation structure in small-scale rainfall in Central Oklahoma. *Advances in water resources*, pp.1450-1463.

[17] **CREATE**, 1990. Réception, diagnostic, et réhabilitation des réseaux d'égout, Dunod, Paris.

[18] **DELATTRE.C & Bertrand-Krajewski.J. L**, 1996. Caractérisation et traitabilité des sous-produits solides de l'assainissement. Rapport GARIH.

[19] **DE ROO.A, ODIJK.M, SCHMUCK.G, KOSTER.E & LUCIEER.A**, 2001. Assessing the effects of land use changes on floods in the Meuse and Oder catchment. *Physics and Chemistry of the Earth, Part B: Hydrology, Oceans and Atmosphere*, pp.593-599.

[20] **EL KHASHAB.A & SMITH.K**, 1976. Experimental investigation of flow over side weirs. *Journal of hydraulic engineering*, pp.1255-1268.

[21] **EURYDICE.H & CHOCAT.B**, 1997. *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement*. Tech. & Doc.

[22] **GUINOT.V & GOURBESVILLE.P**, 2003. Calibration of physically based models: back to basics, *Journal of Hydro-informatics*, pp.233-244.

[23] **GOMELLA.C & GUERREE.H**, 1986. «Guide technique de l'assainissement dans les Agglomérations urbaines et rurales». 61, Boulevard Saint-Germain. 75005 Paris. France.

Références bibliographiques

- [24] **GUPTA.V.K. & SOROOSHIAN.S**, 1983. Uniqueness and observability of conceptual rainfall-runoff model parameters: the percolation process examined. *Water Resources Research*, pp.269-276.
- [25] **FALI. A**, Septembre 1999. Mémoire de fin d'études d'assainissement, Etude de diagnostic et extension du réseau d'assainissement de la ville d'Oued-Rhiou (W.Relizane), ENSH.
- [26] **HAGER.W**, 1986. L'écoulement dans les déversoirs latéraux (Flow in side weirs). *Canadian Journal of Civil Engineering* , pp.501-509.
- [27] **HIGY**, 2000. Modélisation conceptuelle et à base physique des processus hydrologiques: application du bassin versant de la haute Mentue. Thèse de Doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, pp. 300.
- [28] **Huber, W. C., Heaney, J.P**, 1985. *Storm Water Management Model (SWMM) Bibliography*. Environmental Research Laboratory, Office of Research and Development, US Environmental Protection Agency.
- [29] **KIDD.R.B, CITA.M.B & RYAN.W.B**, 1978. Stratigraphy of eastern Mediterranean sapropel sequences recovered during DSDP Leg 42A and their paleoenvironmental significance. *Initial Reports of the Deep Sea Drilling Project*, 42(Part 1), pp.421-443.
- [30] **KOVACS.Y**, 1988. Modèles de simulation d'écoulement transitoire en réseau d'assainissement (Doctoral dissertation, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées).
- [31] **MAIDEMENT.D**, 1992. Ojeda-Trejo, E. Land Evaluation and Geographical Information Systems for Land Use Planning.
- [32] **Maksimovic.V**,1986. Optimal capital structure in oligopolies. *unpublished Ph. D. dissertation, Harvard University*.
- [33] **PAQUIER.A**, 2002. Modélisation des écoulements en rivière en crue: pour une utilisation adaptée des équations de Saint Venant. *Mémoire d'Habilitation à Diriger des Recherches, Université Claude Bernard Lyon*, pp.42.

Références bibliographiques

- [34] **PATANKAR.S.V & SPADLING.D.B**, 1972. A calculation procedure for heat, mass and momentum transfer in three-dimensional parabolic flows. *International Journal of Heat and Mass Transfer*, pp. 1787.
- [35] **ROCHE**, 1988. Les modèles. In : Gestion des eaux : automatisation, Information et télégestion, Tome 3, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp.133-166.
- [36] **RUBAN.A.V, YOUNG.A.J & Horton.P**, 1993. Induction of nonphotochemical energy dissipation and absorbance changes in leaves (Evidence for changes in the state of the light-harvesting system of photosystem II in vivo). *Plant Physiology*, pp.741-750.
- [37] **SALAH. B**, 2014. Assainissement des eaux usées et pluviaux des agglomérations, ENSH. Blida.
- [38] **SEMSAR Yazdi A.A**, 1995. *Mise au point d'une méthodologie d'évaluation et de comparaison des modèles de simulation hydraulique des réseaux d'assainissement* (Doctoral dissertation).
- [39] **VAZQUEZ**, Mai 2010, Les ouvrages hydrauliques en réseau d'assainissement. Du pilote expérimental et de la modélisation numérique à la finalité du site de terrain.
- [40] **Valiron. F**, 1994. Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eaux et de l'assainissement .Tome 2 : Assainissement urbaine. Edition Lavoisier. Paris.
- [41] **ZUG.M & VAZQUEZ.J**, « Modélisation des réseaux d'assainissement ». Cours de 3^{ème} année l'ENGESS. Nancy, pp.75.



ANNEXES

Identification de l'information pour les paramètres par défauts

Les identifiants et indices :

On définit l'abréviation pour

1/ station pluviométrique

2/ les sous bassin

3/ les regards (jonction)

4/ l'exécutoire

5/ les conduites

6/ l'incrémentation avec 1 ++

| Object | ID Prefix |
|---------------|-----------|
| Rain Gages | RG |
| Subcatchments | SB |
| Junctions | J |
| Outfalls | exut |
| Dividers | |
| Storage Units | |
| Conduits | C |
| Pumps | |
| Regulators | |
| ID Increment | 1 |

Save as defaults for all new projects

OK Cancel Help

Paramètres par défaut pour SB :

La tous ce qui est variables on le laisse tel qui il est car chaque SB aura ces propre paramètres tabuler de suite, et on définit juste

1/ Le modèle d'infiltration utilisable (le **CUVE NUMBER Annexe 02**).

| Property | Default Value |
|--------------------|---------------|
| Area | 5 |
| Width | 500 |
| % Slope | 0.5 |
| % Imperv | 25 |
| N-Imperv | 0.01 |
| N-Perv | 0.1 |
| Dstore-Imperv | 0.05 |
| Dstore-Perv | 0.05 |
| %Zero-Imperv | 25 |
| Infiltration Model | CURVE_NUMBER |

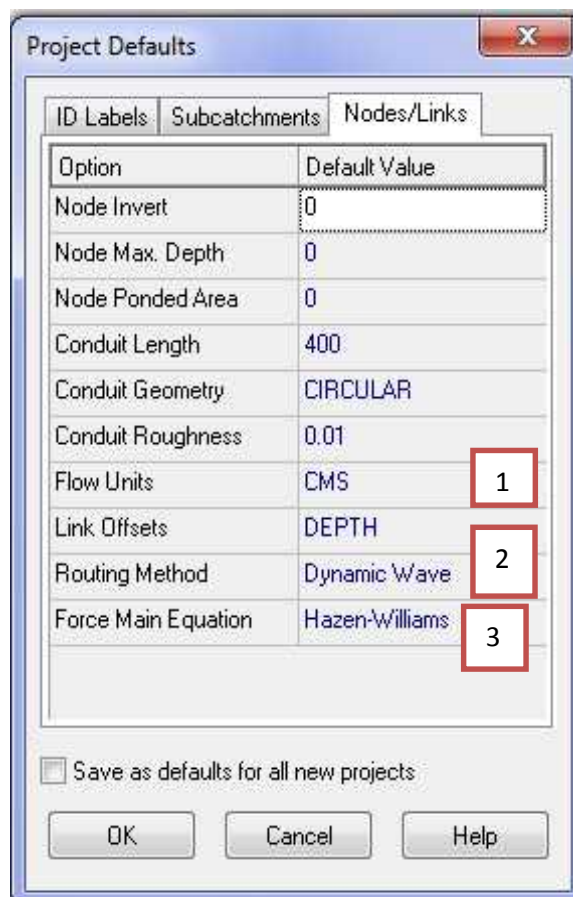
Save as defaults for all new projects

OK Cancel Help

Paramètres par défaut pour les conduites :

La tous ce qui est variables on le laisse tel qui il est car chaque Conduite aura ces propre paramètres tabuler de suite, et on définit juste :

- 1/ le système d'unités international
- 2/ Modèle d'écoulement (onde dynamique)
- 3/ Pertes de charge par la formule De Hazen-wiliams



| | |
|----------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| <p>Dynamic Wave</p> <p style="text-align: center;">2</p> | <p>Modèle de l'onde dynamique</p> <p>Résout les équations complètes de Barré de Saint Venant et produit donc théoriquement les résultats les plus précis.</p> <p>Permet de représenter les écoulements en charge dans les collecteurs, lorsque le débit y excède le débit à pleine section. Lorsqu'en un noeud, la cote piézométrique dépasse la cote du terrain naturel, il y a débordement et le débit en excès est alors, soit perdu soit stocké au dessus du noeud et réinjecté dans le</p> |
| | <p>réseau en fonction de ses capacités d'évacuation.</p> <p>Permet de représenter les effets de stockage dans le réseau, les phénomènes d'influence aval, l'inversion du sens de l'écoulement et les écoulements en charge. Il peut être appliqué à n'importe-quel réseau, y compris les réseaux maillés et/ou comportant des défluences.</p> <p>Modèle à choisir quand on peut s'attendre à des influences aval significatives, notamment lorsque le réseau comporte des limitations de débit à l'aval ou des systèmes de régulation tels que déversoirs ou orifices calibrés.</p> <p>Requiert cependant des pas de temps de calcul beaucoup plus courts, de l'ordre de la minute, ou moins. (SWMM réduit automatiquement la durée du pas de temps choisie par l'utilisateur, afin de garantir la stabilité numérique du calcul).</p> |

**Définition de l'information pour chaque objet de notre système
BV, jonction, conduite, Stat pluviométrique**

Paramètres pour chaque SB :

On définit juste :

- 1/ identifiant du SB
- 2/ Stat pluviométrique relatif au SB
- 3/ Regard récepteur
- 4/ Surface en hectare
- 5/ largeur pour l'assimile à un rectangle
- 6/ pente en %
- 7/ % de surface imperméable
- 8/ Coef de maning-strickler pour surface imperméable
- 9/ Coef de maning-strickler pour surface perméable
- 10/ Hauteur d'eau stocke sur la surface imp
- 11/ Hauteur d'eau stocke sur la surface perm
- 12/ % du surface imp dépourvue de stockage dans les dépressions du sol

| Property | Value |
|-----------------|------------------------------------------------------------------|
| Name | SB1 1 |
| X-Coordinate | 1765.612 |
| Y-Coordinate | 6353.829 |
| Description | |
| Tag | |
| Rain Gage | RG 2 |
| Outlet | J1 3 |
| Area | 1.2 4 |
| Width | 170 5 |
| Z Slope | 1.7 6 |
| Z Imperv | 45 7 |
| N Imperv | 0.01 8 |
| N Perv | 0.1 9 |
| Dstore Imperv | 1.3 10 |
| Dstore Perv | 1.3 11 |
| ZZero Imperv | 25 12 |
| Subarea Routing | OUTLET |
| Percent Routed | 100 |
| Infiltration | CURVE_NUMBER |
| Groundwater | NO |
| Snow Pack | |
| Land Uses | 0 |
| Initial Buildup | NONE |
| Curb Length | 0 |

Rain gage assigned to subcatchment

Paramètres des jonctions

(regard) :

On définit juste :

- 1/ identifiant du regard
- 2/ Cote du radier (m)
- 3/ Profondeur (m)

| Property | Value |
|-----------------|--------------------------------------------------------------------|
| Name | J1 1 |
| X-Coordinate | 1656.783 |
| Y-Coordinate | 6555.524 |
| Description | |
| Tag | |
| Inflows | NO |
| Treatment | NO |
| Invert EL | 109.43 2 |
| Max. Depth | 2.38 3 |
| Initial Depth | 0 |
| Surcharge Depth | 0 |
| Ponded Area | 0 |

Paramètres des Collecteurs :

On définit juste :

- 1/ identifiant du collecteur
- 2/ jonction départ
- 3/ jonction arrive
- 4/ la forme du collecteur
- 5/ le diamètre du C en (m)
- 6/ longueur du C
- 7/ rugosité du C
- 8/ Décalage / au radier amont (m)
- 8/ Décalage / au radier aval (m)

| Property | Value |
|------------------|--------------|
| Name | C1 |
| Inlet Node | J1 |
| Outlet Node | J2 |
| Description | |
| Tag | |
| Shape | C100 : 11441 |
| Max. Depth | C.0/E |
| Length | 50 |
| Roughness | C.01 |
| Inlet Offset | C |
| Outlet Offset | C.2 |
| Initial Flow | C |
| Maximum Flow | C |
| Entry Loss Coef. | C |
| Exit Loss Coef. | C |
| Avg. Loss Coef. | C |
| Flap Gate | NN |
| Culvert Code | |

Click to edit the conduit's cross section geometry

Paramètres de l'exutoire :

On définit juste :

- 1/ identifiant de l'exutoire
- 2/ la Cote de l'exutoire (m)

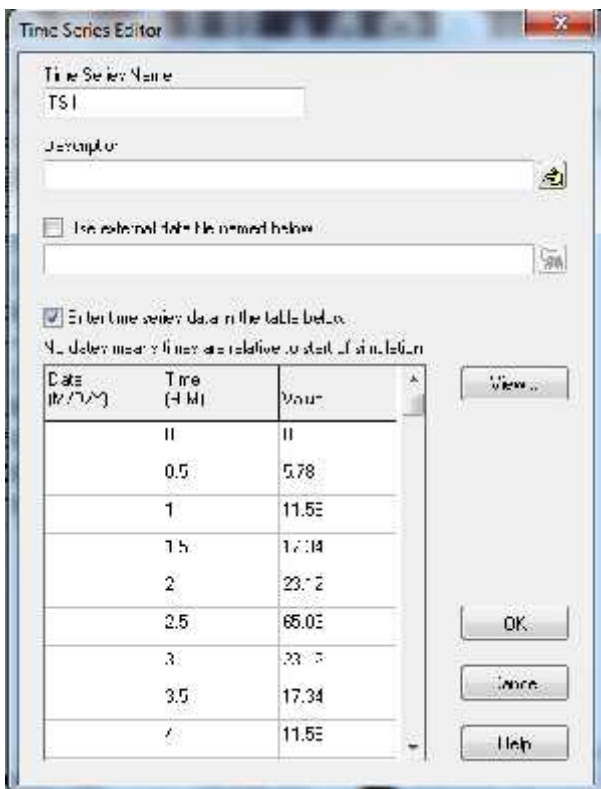
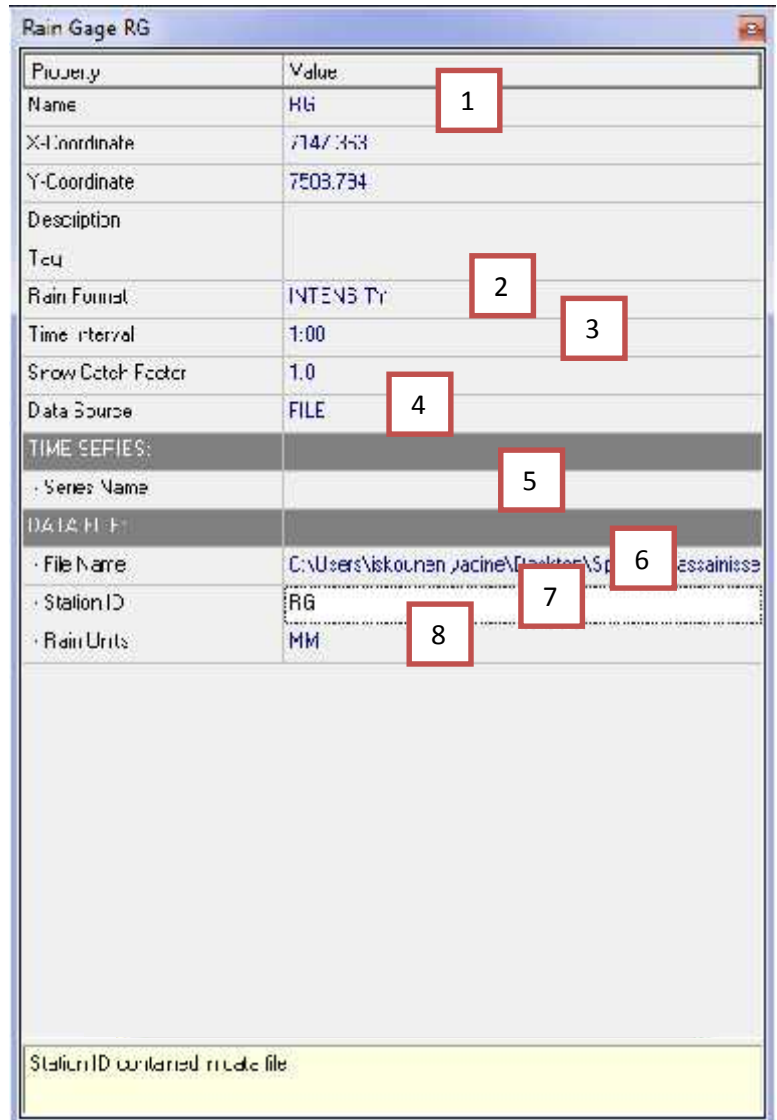
| Property | Value |
|---------------------|----------|
| Name | exut1 |
| X-Coordinate | 6967.522 |
| Y-Coordinate | 6590.350 |
| Description | |
| Tag | |
| Inflow | NN |
| Treatment | NU |
| Invert El. | 107.2 |
| Tide Gate | NN |
| Type | TIDAL |
| Fixed Outfall | |
| Fixed Stage | 0 |
| Tidal Outfall | |
| Curve Name | - |
| Time Series Outfall | |
| Series Name | - |

Name of tidal curve used for a TIDAL boundary condition. (after specifying a curve, you can double-click to edit it)

Paramètres de la station pluviométrique :

On définit juste :

- 1/ identifiant de la station
- 2/ caractéristique de la pluie (intensité)
- 3/ intervalle de temps
- 4/ type de fichier (importer / introduire la série)
- 5/ Nom de la série en cas d'introduction manuel
- 6/ lien du fichier pluvio
- 7/ identifiant de la station
- 8/ unité de la pluie injecter



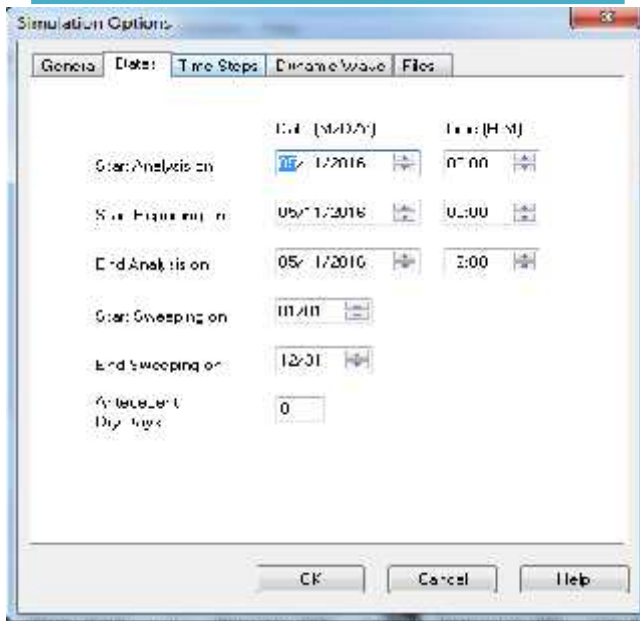
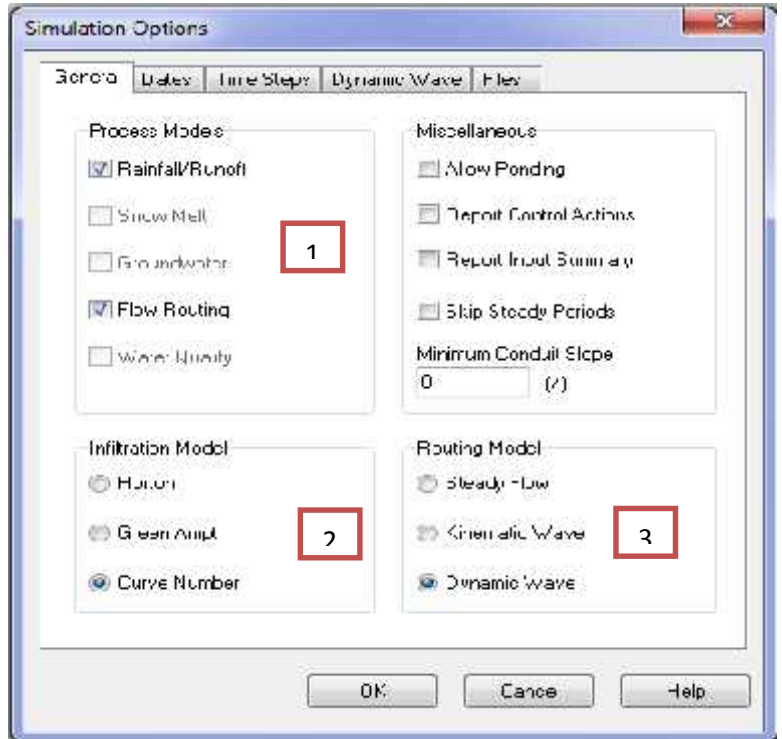
Introduction des données de la série à travers le time série editor
Attention à faire correspondre la date à celle de la simulation

Option de simulation / réglage

Paramètres pour préparer la simulation :

On définit juste :

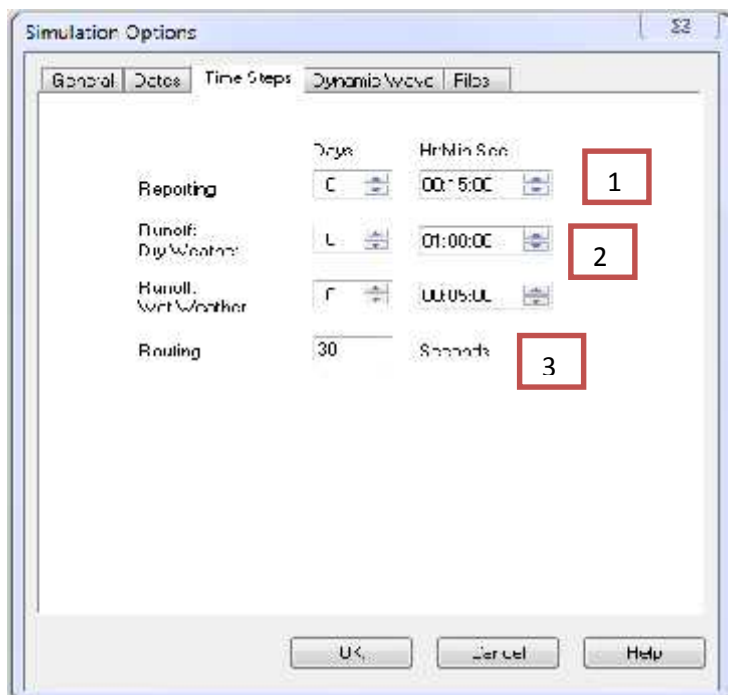
- 1/ Pour réaliser respectivement la transformation pluie/débit sur les BV et pour modéliser l'écoulement dans le réseau
- 2/ Modèle d'infiltration
- 3/ Modèle d'écoulement



Synchronise la date de la simulation avec celle du fichier pluviométrique

On définit juste :

- 1/ pas de temps pour la présentation des résultats de calculs
- 2/ pas de temps de calcul de l'accumulation des débits ruisselés des BV
- 3/ pas de temps de calcul pour la modélisation des écoulements dans le réseau



Modèle de ruissellement du CurveNumber de SCS

Paramètre du modèle SCS :

Les paramètres du modèle sont I_a et S

On admet généralement que I_a et S sont liés par la relation: $I_a=0,2 S$

Pour estimer S , on utilise un coefficient d'aptitude au ruissellement intermédiaire appelé Curve Number (CN) qui dépend du type de sol, des conditions d'humidité initiales du sol et de l'occupation du sol.

Il varie entre 0 et 100 (ses valeurs sont d'autant plus grandes que les surfaces sont imperméables)

On peut alors calculer S :
$$S=25,4\left(\frac{1000}{CN}-10\right)$$
 avec S en mm

Evaluation du CN :

En fonction du type de sol :

| Groupe de sol | Description | Conductivité hydraulique K_s en (mm/hr) |
|---------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| A | Potentiel de ruissellement faible. Sols à forts taux d'infiltration. Sols profonds sableux ou graveleux, très bien drainés. | ³ 11 |
| B | Sols à taux d'infiltration modérés. Sols moyennement profonds à profonds, bien à très bien drainés, à texture assez grossière (limon sableux ou loess) | 8 à 4 |
| C | Sols à faibles taux d'infiltration. Sols comportant un horizon faisant obstacle au mouvement vertical de l'eau ou sols à textures moyennement fines à fines. (limons argileux) | 4 à 1 |
| D | Potentiel de ruissellement élevé. Sols à très faibles taux d'infiltration. Sols argileux à fort potentiel de gonflement, sols en présence d'une nappe permanente à faible profondeur, sols comportant un horizon argileux proche de la surface et sols superficiels sur matériau imperméable. | 1 à 0 |

[Tapez le titre du document]

En fonction de l'occupation du sol (d'après *SCS Urban Hydrology for Small Watersheds*, 2nd Ed., (TR-55), June 1986) :

| Occupation du sol | Groupe de sol | | | |
|---------------------------------------------------------------------------|---------------|----|----|----|
| | A | B | C | D |
| Cultures | | | | |
| sans traitement de conservation des sols | 72 | 81 | 88 | 91 |
| avec traitement de conservation des sols | 62 | 71 | 78 | 81 |
| Pâturage | | | | |
| mauvais état | 68 | 79 | 86 | 89 |
| bon état | 39 | 61 | 74 | 80 |
| Prairie | | | | |
| bon état | 30 | 58 | 71 | 78 |
| Bois et forêts | | | | |
| clairsemés, couvert végétal peu dense, sol non couvert | 45 | 66 | 77 | 83 |
| couvert dense | 25 | 55 | 70 | 77 |
| Espaces ouverts, pelouses, parcs, terrains de golf, cimetières ... | | | | |
| couverture herbeuse sur 75% ou plus de la surface | 39 | 61 | 74 | 80 |
| couverture herbeuse sur 50 - 75% de la surface | 49 | 69 | 79 | 84 |
| Zones d'activités et zones commerciales (imperméabilisées à 85%) | 89 | 92 | 94 | 95 |
| Zones industrielles (imperméabilisées à 72%) | 81 | 88 | 91 | 93 |
| Zones résidentielles (lotissements) : | | | | |
| surface moyenne des lots (% d'imperméabilisation) | | | | |
| < 500 m ² (65) | 77 | 85 | 90 | 92 |
| 1000 m ² (38) | 61 | 75 | 83 | 87 |
| 1300 m ² (30) | 57 | 72 | 81 | 86 |
| 2000 m ² (25) | 54 | 70 | 80 | 85 |
| 4000 m ² (20) | 51 | 68 | 79 | 84 |
| Parkings, toits, chaussées, etc | 98 | 98 | 98 | 98 |
| Routes et rues | | | | |
| revêtues et pourvues de caniveaux et réseau pluvial | 98 | 98 | 98 | 98 |
| gravillonnées | 76 | 85 | 89 | 91 |
| en terre | 72 | 82 | 87 | 89 |

En fonction des conditions antérieures d'humidité

Le CN déterminé grâce aux deux tables ci-dessous doit être corrigé en fonction des conditions antérieures d'humidité :

Pour tenir compte de conditions initiales plus sèches que la normale : $CN_{II} = \frac{4,2 CN}{10 - 0,058 CN_{II}}$

Pour tenir compte de conditions initiales plus humides que la normale : $CN_{II} = \frac{23 CN}{10 - 0,13 CN_{II}}$

ANNEXE 2 : Modèle d'écoulement de l'onde dynamique

Dynamic Wave : Modèle de l'onde cinématique

Il résout les équations complètes de Barré de Saint Venant et produit donc théoriquement les résultats les plus précis.

Avec ce modèle, il est possible de représenter les écoulements en charge dans les collecteurs, lorsque le débit y excède le débit à pleine section. Le débordement à un nœud survient lorsque la cote piézométrique dépasse la cote du terrain naturel. Le débit en excès est alors, soit perdu soit stocké au dessus du nœud et réinjecté dans le réseau en fonction des capacités d'évacuation de ce dernier.

Ce modèle permet de représenter les effets de stockage dans le réseau, les phénomènes d'influence aval, l'inversion du sens de l'écoulement et les écoulements en charge. Il peut être appliqué à n'importe-quel réseau, y compris les réseaux maillés et les réseaux comportant des défluentes.

C'est le modèle à choisir quand on peut s'attendre à des influences aval significatives, notamment lorsque le réseau comporte des limitations de débit à l'aval ou des systèmes de régulation tels que déversoirs ou orifices calibrés.

En revanche ce modèle requiert des pas de temps de calcul beaucoup plus courts que le modèle de l'onde cinématique, de l'ordre de la minute, ou moins. (SWMM réduit automatiquement la durée du pas de temps choisie par l'utilisateur, afin de garantir la stabilité numérique du calcul).

Comme dans les deux modèles précédents, l'équation de Manning-Strickler est utilisée pour relier la perte de charge unitaire eau tirant d'eau et au débit lorsque l'écoulement est à surface libre. Pour les écoulements en charge dans les conduites circulaires, c'est la formule de Darcy-Weisbach ou celle d'Hazen-Williams qui est utilisée.

Modèle de ruissellement du CurveNumber de SCS

Paramètre du modèle SCS :

Les paramètres du modèle sont I_a et S

On admet généralement que I_a et S sont liés par la relation: $I_a=0,2 S$

Pour estimer S , on utilise un coefficient d'aptitude au ruissellement intermédiaire appelé Curve Number (CN) qui dépend du type de sol, des conditions d'humidité initiales du sol et de l'occupation du sol.

Il varie entre 0 et 100 (ses valeurs sont d'autant plus grandes que les surfaces sont imperméables)

On peut alors calculer S :
$$S=25,4\left(\frac{1000}{CN}-10\right)$$
 avec S en mm

Evaluation du CN :

En fonction du type de sol :

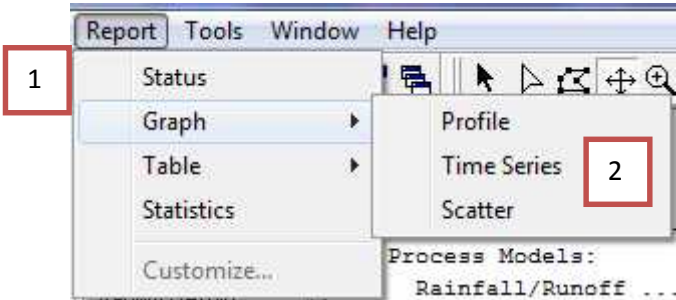
| Groupe de sol | Description | Conductivité hydraulique K_s en (mm/hr) |
|----------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------|
| A | Potentiel de ruissellement faible. Sols à forts taux d'infiltration. Sols profonds sableux ou graveleux, très bien drainés. | ³ 11 |
| B | Sols à taux d'infiltration modérés. Sols moyennement profonds à profonds, bien à très bien drainés, à texture assez grossière (limon sableux ou loess) | 8 à 4 |
| C | Sols à faibles taux d'infiltration. Sols comportant un horizon faisant obstacle au mouvement vertical de l'eau ou sols à textures moyennement fines à fines. (limons argileux) | 4 à 1 |
| D | Potentiel de ruissellement élevé. Sols à très faibles taux d'infiltration. Sols argileux à fort potentiel de gonflement, sols en présence d'une nappe permanente à faible profondeur, sols comportant un horizon argileux proche de la surface et sols superficiels sur matériau imperméable. | 1 à 0 |

ANNEXES 02

En fonction de l'occupation du sol (d'après *SCS Urban Hydrology for Small Watersheds*, 2nd Ed., (TR-55), June 1986) :

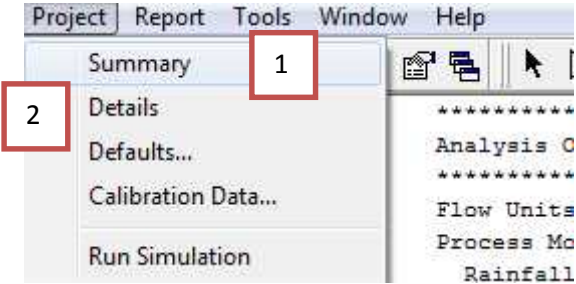
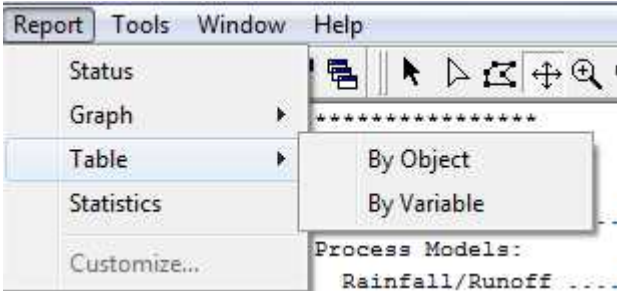
| Occupation du sol | Groupe de sol | | | |
|---------------------------------------------------------------------------|---------------|----|----|----|
| | A | B | C | D |
| Cultures | | | | |
| sans traitement de conservation des sols | 72 | 81 | 88 | 91 |
| avec traitement de conservation des sols | 62 | 71 | 78 | 81 |
| Pâturage | | | | |
| mauvais état | 68 | 79 | 86 | 89 |
| bon état | 39 | 61 | 74 | 80 |
| Prairie | | | | |
| bon état | 30 | 58 | 71 | 78 |
| Bois et forêts | | | | |
| clairsemés, couvert végétal peu dense, sol non couvert | 45 | 66 | 77 | 83 |
| couvert dense | 25 | 55 | 70 | 77 |
| Espaces ouverts, pelouses, parcs, terrains de golf, cimetières ... | | | | |
| couverture herbeuse sur 75% ou plus de la surface | 39 | 61 | 74 | 80 |
| couverture herbeuse sur 50 - 75% de la surface | 49 | 69 | 79 | 84 |
| Zones d'activités et zones commerciales (imperméabilisées à 85%) | 89 | 92 | 94 | 95 |
| Zones industrielles (imperméabilisées à 72%) | 81 | 88 | 91 | 93 |
| Zones résidentielles (lotissements) : | | | | |
| surface moyenne des lots (% d'imperméabilisation) | | | | |
| < 500 m ² (65) | 77 | 85 | 90 | 92 |
| 1000 m ² (38) | 61 | 75 | 83 | 87 |
| 1300 m ² (30) | 57 | 72 | 81 | 86 |
| 2000 m ² (25) | 54 | 70 | 80 | 85 |
| 4000 m ² (20) | 51 | 68 | 79 | 84 |
| Parkings, toits, chaussées, etc | 98 | 98 | 98 | 98 |
| Routes et rues | | | | |
| revêtues et pourvues de caniveaux et réseau pluvial | 98 | 98 | 98 | 98 |
| gravillonnées | 76 | 85 | 89 | 91 |
| en terre | 72 | 82 | 87 | 89 |

Rapports d'état et résultats calcul de chaque objet



1/ rapport d'état générale
2/Générer des graphes à travers le temps, des profils en long

2/Générer des tableaux par objet ou variable (SB, C, J...)



1/ résumé générale
2/détaille sur les objets de base

Résultats de la vérification du fonctionnement du réseau

```
EPA STORM WATER MANAGEMENT MODEL - VERSION 5.0 (Build 5.0.018)
-----
*****
Analysis Options
*****
Flow Units ..... CMS
Process Models:
  Rainfall/Runoff ..... YES
  Snowmelt ..... NO
  Groundwater ..... NO
  Flow Routing ..... YES
  Ponding Allowed ..... NO
  Water Quality ..... NO
Infiltration Method ..... HORTON
Flow Routing Method ..... DYNWAVE
Starting Date ..... MAY 11 2016 00:00:00
Ending Date ..... MAY-11-2016 12:00:00
Antecedent Dry Days ..... 0.0
Report Time Step ..... 00:15:00
Wet Time Step ..... 00:05:00
Dry Time Step ..... 01:00:00
Routing Time Step ..... 30.00 sec
```


ANNEXES 03

```

*****
Runoff Quantity Continuity      Volume      Depth
                                hectare-m   mm
*****
Total Precipitation .....      3.871      180.630
Evaporation Loss .....          0.000          0.000
Infiltration Loss .....          0.085          3.969
Surface Runoff .....            3.751      175.014
Final Surface Storage .....      0.037          1.735
Continuity Error (%) .....      -0.049
    
```

```

*****
Flow Routing Continuity        Volume      Volume
                                hectare-m   10^6 ltr
*****
Dry Weather Inflow .....        0.000          0.000
Wet Weather Inflow .....        3.750      37.501
Groundwater Inflow .....        0.000          0.000
RDII Inflow .....               0.000          0.000
External Inflow .....           0.000          0.000
External Outflow .....          3.673      36.727
Internal Outflow .....          0.075          0.752
Storage Losses .....            0.000          0.000
Initial Stored Volume .....      0.000          0.000
Final Stored Volume .....        0.002          0.023
Continuity Error (%) .....      -0.003
    
```

```

*****
Time-Step Critical Elements
*****
Link C4 (81.44%)
Link C11 (7.18%)
    
```

```

*****
Routing Time Step Summary
*****
Minimum Time Step      :      1.00 sec
Average Time Step      :      16.78 sec
Maximum Time Step      :      30.00 sec
Percent in Steady State :      0.00
Average Iterations per Step :      2.32
    
```

```

*****
Subcatchment Runoff Summary
*****
    
```

| Subcatchment | Total Precip mm | Total Runoff mm | Total Evap mm | Total Infil mm | Total Runoff mm | Total Runoff 10^6 ltr | Peak Runoff CMS | Runoff Coeff |
|--------------|--------------------|--------------------|------------------|-------------------|--------------------|--------------------------|--------------------|-----------------|
| S1 | 180.630 | 0.000 | 0.000 | 4.625 | 172.999 | 3.460 | 0.338 | 0.958 |
| S2 | 180.630 | 0.000 | 0.000 | 4.625 | 174.144 | 4.110 | 0.413 | 0.964 |
| S3 | 180.630 | 0.000 | 0.000 | 4.317 | 175.112 | 3.730 | 0.378 | 0.965 |
| S6 | 180.630 | 0.000 | 0.000 | 4.008 | 175.126 | 5.341 | 0.547 | 0.970 |
| S5 | 180.630 | 0.000 | 0.000 | 3.700 | 174.954 | 4.164 | 0.423 | 0.965 |
| S8 | 180.630 | 0.000 | 0.000 | 3.083 | 176.339 | 7.583 | 0.773 | 0.976 |
| S7 | 180.630 | 0.000 | 0.000 | 4.625 | 174.190 | 6.350 | 0.671 | 0.964 |
| S4 | 180.630 | 0.000 | 0.000 | 2.775 | 177.133 | 2.569 | 0.261 | 0.981 |
| System | 180.630 | 0.000 | 0.000 | 3.969 | 175.014 | 37.506 | 3.804 | 0.965 |

ANNEXES 03

Node Depth Summary

| Node | Type | Average Depth Meters | Maximum Depth Meters | Maximum HGL Meters | Time of Max Occurrence days hr:min |
|------|----------|-------------------------|-------------------------|-----------------------|---------------------------------------|
| J1 | JUNCTION | 0.46 | 3.00 | 93.27 | 0 05:32 |
| J2 | JUNCTION | 0.62 | 3.00 | 88.11 | 0 05:10 |
| J4 | JUNCTION | 0.57 | 3.00 | 79.88 | 0 05:44 |
| J13 | JUNCTION | 0.59 | 2.52 | 76.20 | 0 05:44 |
| J7 | JUNCTION | 0.27 | 1.37 | 74.79 | 0 05:44 |
| J12 | JUNCTION | 0.51 | 1.42 | 68.83 | 0 05:59 |
| J8 | JUNCTION | 0.25 | 0.50 | 67.35 | 0 05:59 |
| J11 | JUNCTION | 0.21 | 0.48 | 69.72 | 0 06:00 |
| J6 | JUNCTION | 0.16 | 0.36 | 73.18 | 0 05:59 |
| J5 | JUNCTION | 0.15 | 0.32 | 74.72 | 0 05:59 |
| J10 | JUNCTION | 0.17 | 0.37 | 75.77 | 0 06:00 |
| J9 | JUNCTION | 0.12 | 0.26 | 81.78 | 0 05:59 |
| J3 | JUNCTION | 0.19 | 0.94 | 83.89 | 0 05:59 |
| EXUT | OUTFALL | 0.25 | 0.50 | 50.59 | 0 05:59 |

Node Surcharge Summary

Surcharging occurs when water rises above the top of the highest conduit.

| Node | Type | Hours Surcharged | Max. Height Above Crown Meters | Min. Depth Below Rim Meters |
|------|----------|------------------|-----------------------------------|--------------------------------|
| J1 | JUNCTION | 0.96 | 2.600 | 0.000 |
| J2 | JUNCTION | 1.17 | 2.600 | 0.000 |
| J4 | JUNCTION | 1.20 | 2.500 | 0.000 |
| J13 | JUNCTION | 2.12 | 2.022 | 0.478 |
| J7 | JUNCTION | 0.30 | 0.771 | 1.629 |
| J12 | JUNCTION | 0.74 | 0.419 | 1.581 |
| J3 | JUNCTION | 0.56 | 0.536 | 2.064 |

Node Flooding Summary

Flooding refers to all water that overflows a node, whether it ponds or not.

| Node | Hours Flooded | Maximum Rate CMS | Time of Max Occurrence days hr:min | Total Flood Volume 10 ⁶ ltr | Maximum Ponded Volume ha-mm |
|------|---------------|---------------------|---------------------------------------|-------------------------------------------|--------------------------------|
| J1 | 0.51 | 0.042 | 0 05:59 | 0.044 | 0.00 |
| J2 | 1.03 | 0.268 | 0 05:59 | 0.681 | 0.00 |
| J4 | 0.27 | 0.032 | 0 05:59 | 0.027 | 0.00 |

ANNEXES 03

 Outfall Loading Summary

| Outfall Node | Flow Freq. Pcnt. | Avg. Flow CMS | Max. Flow CMS | Total Volume 10 ⁶ ltr |
|--------------|------------------|---------------|---------------|----------------------------------|
| EXUT | 95.30 | 1.230 | 3.460 | 36.727 |
| System | 95.30 | 1.230 | 3.460 | 36.727 |

 Link Flow Summary

| Link | Type | Maximum Flow CMS | Time of Max Occurrence days hr:min | Maximum Velocity m/sec | Max/ Full Flow | Max/ Full Depth |
|------|---------|--------------------|------------------------------------|------------------------|----------------|-----------------|
| C1 | CONDUIT | 0.297 | 0 05:41 | 2.36 | 1.00 | 1.00 |
| C2 | CONDUIT | 0.485 | 0 06:11 | 3.86 | 1.10 | 1.00 |
| C3 | CONDUIT | 0.706 | 0 05:42 | 3.59 | 1.14 | 1.00 |
| C4 | CONDUIT | 0.706 | 0 05:41 | 3.59 | 2.44 | 1.00 |
| C5 | CONDUIT | 1.360 | 0 05:41 | 4.94 | 1.01 | 1.00 |
| C12 | CONDUIT | 2.688 | 0 05:59 | 4.27 | 1.46 | 0.75 |
| C11 | CONDUIT | 1.350 | 0 06:00 | 3.15 | 0.55 | 0.80 |
| C9 | CONDUIT | 0.801 | 0 05:59 | 4.13 | 0.56 | 0.67 |
| C8 | CONDUIT | 0.378 | 0 06:00 | 2.62 | 0.89 | 0.69 |
| C7 | CONDUIT | 0.378 | 0 06:00 | 3.56 | 0.75 | 0.79 |
| C6 | CONDUIT | 0.378 | 0 05:59 | 3.46 | 1.14 | 0.82 |
| C10 | CONDUIT | 0.547 | 0 05:59 | 3.24 | 0.87 | 0.84 |
| C13 | CONDUIT | 3.460 | 0 05:59 | 8.91 | 0.49 | 0.50 |

 Flow Classification Summary

| Conduit | Adjusted /Actual Length | --- Fraction of Time in Flow Class --- | | | | | | | | Avg. Froude Number | Avg. Flow Change |
|---------|-------------------------|----------------------------------------|--------|----------|----------|----------|---------|-----------|------|--------------------|------------------|
| | | Dry | Up Dry | Down Dry | Sub Crit | Sup Crit | Up Crit | Down Crit | | | |
| C1 | 1.00 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 0.17 | 0.79 | 0.00 | 0.00 | 1.26 | 0.0009 | |
| C2 | 1.00 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 0.18 | 0.78 | 0.00 | 0.00 | 1.30 | 0.0010 | |
| C3 | 1.00 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 0.19 | 0.77 | 0.00 | 0.00 | 1.10 | 0.0010 | |
| C4 | 1.00 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 0.11 | 0.84 | 0.00 | 0.00 | 1.19 | 0.0043 | |
| C5 | 1.00 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 0.04 | 0.91 | 0.00 | 0.00 | 1.42 | 0.0009 | |
| C12 | 1.00 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 0.01 | 0.94 | 0.00 | 0.00 | 1.74 | 0.0019 | |
| C11 | 1.00 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 0.14 | 0.81 | 0.00 | 0.00 | 1.04 | 0.0004 | |
| C9 | 1.00 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.95 | 0.00 | 0.00 | 2.40 | 0.0004 | |
| C8 | 1.00 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 0.01 | 0.94 | 0.00 | 0.00 | 1.55 | 0.0007 | |
| C7 | 1.00 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.95 | 0.00 | 0.00 | 2.22 | 0.0006 | |
| C6 | 1.00 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.95 | 0.00 | 0.00 | 2.33 | 0.0009 | |
| C10 | 1.00 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.95 | 0.00 | 0.00 | 1.60 | 0.0007 | |
| C13 | 1.00 | 0.05 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.95 | 0.00 | 0.00 | 4.39 | 0.0004 | |

ANNEXES 03

Conduit Surcharge Summary

| Conduit | Hours Full | | | Hours | Hours |
|---------|------------|----------|----------|---------------------------|---------------------|
| | Both Ends | Upstream | Dnstream | Above Full Normal Flow | Capacity Limited |
| C1 | 0.96 | 0.96 | 0.97 | 0.01 | 0.01 |
| C2 | 1.17 | 1.17 | 1.17 | 0.93 | 0.88 |
| C3 | 1.20 | 1.20 | 1.20 | 1.01 | 1.01 |
| C4 | 0.58 | 0.58 | 0.58 | 3.88 | 0.58 |
| C5 | 0.30 | 0.30 | 0.30 | 0.13 | 0.01 |
| C12 | 0.01 | 0.01 | 0.01 | 1.05 | 0.01 |
| C6 | 0.01 | 0.01 | 0.01 | 0.66 | 0.01 |

Analysis begun on: Sun May 15 06:54:01 2016
Analysis ended on: Sun May 15 06:54:01 2016
Total elapsed time: < 1 sec