

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة محمد الصديق بن يحيى – جيجل –

Université MOHAMED SEDDIK BENYAHIA



Faculté de Sciences Technologie

Département de Génie civil et Hydraulique

MEMOIRE

Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master en Hydraulique
Option: Hydraulique urbaine

Thème

**Etude Comparative de la relation pluie-débit pour la
modélisation du réseau d'assainissement pluvial**

Soutenue publiquement le: 26 JUIN 2018

Présentés par:

- ❖ KARAALI Mohammed El Mehdi
- ❖ LEGRIOUI Mohamed Amine

Dirigé par:

- ❖ Mr Boutebba Khereddine

Devant le jury composé de :

- ❖ President: **Mr. AMARA Lyes**
- ❖ Examination: **Mr. BOUDJARDA Merouane**

Promotion 2017/2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Nous tenons tout d'abord à remercier DIEU le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modest travail.

*En second lieu, nous tenons à remercier notre encadrant : **Mr Boutebba Khereddine.**
Pour la confiance, la patience qui a constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené à bon port. Qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité.*

*Nous tenons à remercier aussi nos profs : **Mr Amara Ilyes et Mr Abdi Ishak,**
Qui nous ont apporté leur aide et qui ont contribué à l'élaboration de ce mémoire.*

*Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury **Mr. AMARA Lyes et Mr. BOUDJARDA Merouane** pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.*

Nous souhaitons adresser nos remerciements aux personnes qui nous aidé pendant la réalisation de ce mémoire.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis, qui nous ont toujours soutenues et encouragées au cours de la réalisation de ce travail.

Sans oublier nos parents pour leurs contributions, leurs soutiens, leurs patiences, leurs prières et leurs encouragements.

œ Dédicace ∞

Pour m'avoir permis d'accéder au savoir et d'être ce que je suis devenue aujourd'hui, je voudrais remercier DIEU le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force, la patience et la persévérance pour accomplir ce Modeste travail.

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite, à ma mère, ma confidente et mon amie.

A mon cher père pour l'éducation qu'il m'a prodigué; avec tous les moyens et au prix de tous les sacrifices qu'il a consenti à mon égard, pour m'inculper le sens du devoir depuis mon enfance.

A mon frère que j'aime tant.

A toute la famille Karaali et Zitouni.

A tous mes amis avec lesquels j'ai partagé des moments de joie et de bonheur, à tous ceux qui ont été à mes côtés jusqu'à aujourd'hui.

A tous les honorables enseignants qui ont contribué à ma formation.

Enfin, toute personne m'ayant aidé de près ou de loin dans ce travail laborieux et de longue haleine, trouve ici l'expression de mes vives reconnaissances et remerciement.

Karaali Mohammed El Mehdi

œ Dédicace ∞

Pour m'avoir permis d'accéder au savoir et d'être ce que je suis devenue aujourd'hui, je voudrais remercier DIEU le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force, la patience et la persévérance pour accomplir ce Modeste travail.

Je dédie ce modeste travail à celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite, à ma mère, ma confidente et mon amie.

A mon cher père pour l'éducation qu'il m'a prodigué; avec tous les moyens et au prix de tous les sacrifices qu'il a consenti à mon égard, pour m'inculper le sens du devoir depuis mon enfance.

A mes chères sœurs, mon frère que j'aime tant.

A toute la famille Legrioui et Zergelaine.

A tous mes amis avec lesquels j'ai partagé des moments de joie et de bonheur, à tous ceux qui ont été à mes côtés jusqu'à aujourd'hui.

A tous les honorables enseignants qui ont contribué à ma formation.

Enfin, toute personne m'ayant aidé de près ou de loin dans ce travail laborieux et de longue haleine, trouve ici l'expression de mes vives reconnaissances et remerciement.

Lakrioui Mohammed Amin

Résumé :

La réponse hydrologique du bassin versant urbain montre l'importance de développement d'urbanisation et son impact sur le ruissellement ainsi sur le dimensionnement des réseaux d'assainissement, notre projet s'inscrit dans le cadre de la modélisation d'un réseau d'assainissement urbain d'un lotissement situé à la ville de Souk-Ahras. Deux modèles étaient testés pour évaluer l'aptitude et la capacité du réseau d'assainissement du lotissement afin de pouvoir détecter les anomalies et les points de débordement du réseau. Les deux modèles de pertes par infiltration (HORTON et CURVE NEMBER) de *Autodesk storm and sanitary Analysis* et *EPASWMM* software ont été utilisés et comparés, où les résultats de simulation étaient différents et les mêmes points de débordements étaient détectés pour les deux méthodes.

Mots clés : Réseaux d'assainissements, bassin versant urbain, HORTON et CURVE NEMBER.

Abstract:

The hydrological response of the urban watershed shows the importance of urbanization development and its impact on runoff and on the design of sanitation networks. Our project is part of the modeling of a sanitation network. Urbanization of a subdivision located in the city of Souk-Ahras. Two models were tested to assess the suitability and capacity of the subdivision remediation network to detect anomalies and network overflow points. Both models of infiltration losses (HORTON et CURVE NEMBER) of *Autodesk storm and sanitary Analysis* and *EPAWMM* software were used and compared, where the simulation results were different and the same overflow points were detected for both methods.

Key words: Sanitation networks, urban watershed, HORTON and CURVE NEMBER.

ملخص

تبين الاستجابة الهيدرولوجية من متجمعات المياه الحضرية أهمية التنمية الحضرية واثار الجريان السطحية على أنظمة الصرف الصحي. ومشروعنا هو جزء من النمذجة من الصرف الصحي وتقسيم المناطق الحضرية التي تقع في مدينة سوق أهراس وتم اختيار نموذجين لمعرفة قدرة شبكة الصرف ونقاط الفيض من الشبكة ومعرفة كمية خسائر التسرب بواسطة البرمجيات حيث كانت نتائج المحاكات مختلفة وتم الكشف عن نفس النقاط من تجاوزات لكلتا الطريقتين (HORTON و CURVE NEMBER).

الكلمات المفتاحية: شبكات الصرف الصحي، متجمعات المياه في المناطق الحضرية، CURVE NEMBER et HORTON.

SOMMAIRE

TABLE DE MATIÈRES

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Transformation Pluie-débit

I.1. Introduction :.....	3
I.2. Les courbes intensité- Durée – Fréquence (IDF) :.....	3
I.2.1. Qu'est-ce qu'une courbe IDF ?.....	3
I.2.2. Quelle est son utilité ?.....	3
I.3. Pluie de projet :.....	4
I.4. Modèles Pluie-Débit :.....	4
I.4.1. Les fonctions des variables d'un modèle hydrologique :.....	5
I.5. Modèle d'infiltration de Horton :.....	6
I.6. Modèle de ruissellement du Curve Number de SCS :.....	7
I.7. Conclusion :.....	8

Chapitre II : Présentation de la Zone d'étude

II.1. Introduction :.....	9
II.2. La situation géographique de la ville de Souk-Ahras :.....	9
II.3. Morphologie du terrain et délimitation des bassins versants :.....	11
II.3.1. Aperçu morphologique :.....	11
II.3.2. Aperçu orographique :.....	12
II.3.3. Grand bassins versants :.....	12
II.3.4. Analyse géologique :.....	13
II.4. Aperçu sur situation climatique de la zone d'étude :.....	14
II.4.1. Le Climat :.....	14
II.4.2. Les données climatologiques :.....	15
II.4.2.1. Température :.....	15
II.4.2.2. Humidité :.....	16
II.4.2.3. Le vent :.....	16
II.4.2.4. Pluviométrie :.....	17
II.5. Conclusion :.....	18

Chapitre III : Présentation des logiciels (Autodesk Storm et EPA SWMM)

III.1. Autodesk storm and sanitary Analysis 2014:.....	19
III.1.1. Capacités globales :.....	20
III.1.2. Environnement et outil de modélisation du réseau :.....	20
III.1.3. Comment travaillé avec Autodesk Storm and sanitary 2014 :.....	21
III.1.4. Barre d'outils de dessin du réseau d'assainissement :.....	21
III.1.5. Modélisation sur Autodesk Storm and sanitary 2014:.....	25

III.1.6.	Les regards :	26
III.1.7.	Les collecteurs :	26
III.1.8.	Récapitulatif des méthodes utilisées dans logiciel Autodesk Storm and Sanitary :	27
III.2.	Storm water management model (SWMM) :	28
III.2.1.	Capacités globales :	28
III.2.2.	Caractéristiques initiales :	29
III.2.3.	Le modèle hydrologique :	30
III.2.3.1.	La pluie de projet :	30
III.2.3.2.	Les bassins urbains :	31
III.2.3.3.	Le schéma général du bassin :	31
III.2.4.	Le model hydraulique :	32
III.2.4.1.	Les nœuds :	32
III.2.4.2.	Les collecteurs :	33
III.2.5.	La simulation du réseau :	36
III.2.6.	Format de représentation des données pluviométriques :	36
III.2.7.	Transformation pluie/débit, fonction de production :	36
III.2.7.1.	Paramètres du modèle SCS :	36
III.2.7.2.	Conditions antérieures d'humidité (AMC) :	39
III.2.8.	Transformation pluie/débit fonction de transfert :	39
III.2.8.1.	Méthode du réservoir non linéaire :	39
III.2.8.2.	Ecoulement dans les réseaux :	41
III.2.8.3.	Modèle de la translation simple en régime permanent uniforme :	41
III.2.8.4.	Modèle de l'onde cinématique :	41
III.2.8.5.	Modèle de l'onde dynamique :	41
III.2.9.	Comparaison entre les deux logiciels de simulation (EPA swmm et Autodesk storm) :	42
III.3.	Conclusion :	42

Chapitre IV : Contrôle des données

IV.1.	Contrôle des données :	43
IV.1.1.	Hypothèses de l'analyse statistique :	43
IV.2.	Données pluviométriques :	44
IV.2.3.	Test d'homogénéité :	45
IV.2.4.	Résultats :	46
IV.2.5.	Conclusion:	46
IV.2.6.	Les caractéristiques de cette série :	48

Chapitre V : Analyse fréquentielle des pluies

V.1.	Introduction :	49
V.2.	Choix de la période de retour :	49
V.3.	Détermination de l'intensité moyenne des précipitations :	49
V.4.	Analyse des données pluviométriques et choix de l'ajustement :	50
V.4.1.	Importance d'une analyse statistique des précipitations :	50
V.2.2.	Choix de la loi d'ajustement :	51
V.2.2.1.	Ajustement de la série pluviométrique de Souk-Ahras à la loi de Gumbel : ..	51
V.4.2.2.	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de LOG NORMAL :	53
V.5.	Courbes intensité-durée-fréquence (IDF) :	55
V.5.1.	Principe général :	55
V.5.2.	Etablissement des courbes IDF :	55
V.5.3.	Représentation analytique :	55
V.5.4.	Représentation statistique :	56
V.6.	Pluie de projet :	59
V.6.1.	Définition :	59
V.6.2.	Les différents modèles de la pluie de projet :	60
V.6.2.1.	Modèle uniforme ou d'intensité constante :	60
V.6.2.2.	Modèle triangulaire :	61
V.7.	Conclusion :	63

Chapitre VI : Simulation et résultats

VI.1.	Introduction :	64
VI.2.	Simulation pour le logiciel SWMM :	65
VI.2.1.	Pour la méthode d'infiltration Horton :	65
VI.2.2.	Pour la méthode d'infiltration Curve Number :	69
VI.3.	Simulation pour le logiciel STORM AND SANITARY ANALYSIS :	73
VI.3.1.	Pour la méthode d'infiltration Horton :	73
VI.3.2.	Pour la méthode d'infiltration Curve Number :	77
VI.4.	Conclusion :	80
Conclusion générale :		81
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES		82

Liste des figures

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Représentation schématique d'un modèle hydrologique	5
Figure I.2 : Schéma d'un modèle hydrologique	6
Figure I.3: Évolution générale du régime d'infiltration et de l'infiltration cumulative au cours du temps.....	6
Figure I.4: Modèle de Horton.....	7
Figure I.5: Précipitations et volumes produits cumulés pendant une averse d'intensité constante	7
Figure II.1: Répartition de la population à différents horizons de calcul	11
Figure II.2: Carte géologique de la région de Souk- Ahras (Echelle 1/50 000)	14
Figure II.3: Répartition mensuelle des températures dans la station de Souk Ahras (1995/2006).	15
Figure II.4: Températures moyennes interannuelles à la station de Souk Ahras (1995/2006).	16
Figure II.5: Variation mensuelle des vitesses du vent [1990-2006]	17
Figure II.6: Variation inter annuelle des vitesses du vent [1990-2006].....	17
Figure II.7: Moyenne interannuelle des précipitations (1989-2006) (DHW, 2013).....	18
Figure III.1: Sélectionnez l'outil Ajouter un élément approprié, puis cliquez sur la vue Plan pour placer l'élément	20
Figure III.2: principaux éléments pour tracer un réseau sur Autodesk Storm sanitary 2014...	21
Figure III.3: Présentation des éléments d'un réseau pour la simulation sur Storm	22
Figure III.4: Les jauges de pluie n'ont pas besoin d'être situées à proximité du (des) bassin (s) auquel elles s'appliquent	25
Figure III.5: La boîte de dialogue Options de projet	25
Figure III.6: Schéma du regard	26
Figure III.7: Schéma d'un collecteur	26
Figure III.8: Fenêtres principales du logiciel SWMM 5.0.....	28
Figure III.9: Fenêtre principale pour la définition des caractéristiques initiales des objets ...	29
Figure III.10: Fenêtre principale pour l'enregistrement des données des précipitations.....	30
Figure III.11: Fenêtre principale pour l'enregistrations des données des bassins	31
Figure III.12: Schéma du bassin en SWMM 5.0	32
Figure III.13: Fenêtre principale pour l'enregistrations des nœuds.....	33
Figure III.14: Fenêtre principale pour l'enregistrations des collecteurs	33
Figure III.15: Description schématique du réservoir non linéaire dans le modèle SWMM...	40
Figure V.1: Ajustement à la loi de Gumbel aux maxima annuels des pluies de station de Souk Ahras.....	53
Figure V.2: Ajustement à la loi de Log normale aux maxima annuels des pluies de station de Souk Ahras.	54
Figure V.3: Comparaison graphique de l'ajustement des deux graphes	54

Figure V.4: Représentation des courbes IDF de la station de Souk-Ahras	59
Figure V.5: hyétogramme de pluie	60
Figure V.6: pluie de triangle.....	61
Figure V.7: pluie de double triangle.....	62
Figure V.8: pluie de projet d'une période de retour 10ans.....	63
Figure VI.1: schéma de La zone d'étude.....	64
Figure VI.2: Simulation du réseau pour une période de retour 10 ans interface SWMM	65
Figure VI.3: Hydrogramme de ruissèlement dans le sous bassins (SB 60)	65
Figure VI.4: Hydrogramme de la hauteur d'eau dans le regard R100	66
Figure VI.5: Hydrogramme d'une entrée dans le regard R100.....	66
Figure VI.6: Hydrogramme de débordement dans le regard R100	67
Figure VI.7: Hydrogramme de surcharge dans la conduite C79.....	67
Figure VI.8: Hydrogramme de variation de vitesse dans la conduite 79	68
Figure VI.9: profil en long entre les regards R600 et R597	68
Figure VI.10: Simulation du réseau pour une période de retour 10 ans interface SWMM	69
Figure VI.11: Hydrogramme de ruissèlement dans le sous bassin (SB 60)	69
Figure VI.12: Hydrogramme de la hauteur d'eau dans le regard R100	70
Figure VI.13: Hydrogramme d'une entrée dans le regard R100.....	70
Figure VI.14: Hydrogramme de débordement dans le regard R100	71
Figure VI.15: Hydrogramme de surcharge dans la conduite C79.....	71
Figure VI.16: Hydrogramme de variation de vitesse dans la conduite 79	72
Figure VI.17: profil en long entre les regards R600 et R597	72
Figure VI.18: Simulation du réseau pour une période de retour 10 ans interface STORM....	73
Figure VI.19: Hydrogramme de ruissèlement dans le sous bassins (SB 60)	74
Figure VI.20: Hydrogramme de la hauteur d'eau dans le regard R100	74
Figure VI.21: Hydrogramme d'une entrée dans le regard R100.....	75
Figure VI.22: Hydrogramme de débordement dans le regard R100	75
Figure VI.23: Hydrogramme de surcharge dans la conduite C79.....	76
Figure VI.24: Profil en long entre les regards R600 et R597.....	76
Figure VI.25: Simulation du réseau pour une période de retour 10 ans interface STORM....	77
Figure VI.26: Hydrogramme de ruissèlement dans le sous bassins (SB 60)	77
Figure VI.27: Hydrogramme de la hauteur d'eau dans le regard R100	78
Figure VI.28: Hydrogramme d'une entrée dans le regard R373 et R374.....	78
Figure VI.29: Hydrogramme de débordement dans le regard R100	79
Figure VI.30: Hydrogramme de surcharge dans la conduite C79.....	79
Figure VI.31: Profil en long entre les regards R600 et R597.....	80

Liste des tableaux

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II.1 : Répartition de la population à différents horizons de calcul.....	16
Tableau II.2 : températures moyennes mensuelles	21
Tableau III.1 : Formes de sections transversales disponibles pour conduits.....	43
Tableau III.2 : paramètres de Green Ampt.....	47
Tableau III.3 : Evaluation du CN en fonction du type de sol.....	49
Tableau III.4 : Evaluation du CN en fonction de l'occupation du sol	50
Tableau III.5 : Evaluation des paramètres de Horton.....	52
Tableau III.6 : comparaison entre les deux logiciels de simulation	56
Tableau IV.1 : précipitations mensuelles et maximales journalières à la station pluviométrique SOUK AHRAS SUBD.....	65
Tableau IV.2 : répartition moyennes mensuelle des pluies	66
Tableau IV.3 : Caractéristiques de la série	67
Tableau IV.4 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GUMBEL.....	71
Tableau IV.5 : Caractéristiques de l'échantillon	71
Tableau IV.6 : Test d'adéquation pour la loi de Gumbel.....	71
Tableau IV.7 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton.....	73
Tableau IV.8 : Test d'adéquation pour la loi de Galton.....	74
Tableau IV.9 : les résultants des paramètres statistique d'une série pluviométrique de SOUK AHRAS SUBD.....	77
Tableau IV.10 : moyenne et écart type	78
Tableau IV.11 : paramètres d'ajustement	79
Tableau IV.12 : hauteur maximale de pluie pour différentes période de retour	79
Tableau IV.13 : Intensité moyenne pour différentes périodes de retour.....	81
Tableau IV.14 : les paramètres de la loi de Montana.....	81
Tableau IV.15 : Intensité de pluie pour différentes périodes de retour	82
Tableau IV.16 : Intensité de pluie de projet double triangle.....	83

Introduction Générale

Introduction générale :

Depuis l'antiquité, l'homme s'est installé dans les régions à relief plat et aux environs des points d'eau, lui permettant de réaliser ses activités habituelles (agriculture, industrie...). Alors, des cités entières se sont développées au fur et mesure à proximité des cours d'eau qui reçoivent des débits importants ; ce qui fait apparaître des difficultés d'évacuation. Les eaux envahissent momentanément ces zones et causent, des dégâts considérables à l'homme et à ses biens.

Le risque d'inondation est le résultat du croisement de deux facteurs : l'aléa représenté par la probabilité d'occurrence du phénomène crue et la vulnérabilité aux inondations définies par les conséquences prévisibles de la crue.

Par conséquent, ceci constitue une contrainte majeure pour les activités de développement socio-économique. Plusieurs régions en Algérie sont menacées par ces catastrophes naturelles dont les impacts sont souvent graves dus essentiellement des grandes facteurs l'urbanisation anarchique par l'occupation des zones inondables et la défaillance des réseaux d'eaux pluviales.

Pour lutter contre les dégâts occasionnés par les inondables, on nécessite en premier lieu une connaissance profonde des régions sujettes à ce risque ainsi q une identification des facteurs favorisant et amplifiant ces phénomènes. L'assainissement des agglomérations a pour but d'assurer la collecte et le transit de la rétention de l'ensemble des eaux polluées, pluviales ou usées soient-elles. Il procède également au traitement de ces eaux avant leur rejet dans le milieu naturel ; ceci, bien évidemment, se fait par des modes compatibles qui prennent en considération les exigences de la santé publiques et de l'environnement.

La modélisation des réseaux d'assainissement a connu un essor pendant les années dernières, surtout où l'aléa inondation est devenue un grand risque sur la vie des êtres humains. En Algérie le dimensionnement des réseaux d'assainissement se calcule toujours par les méthodes classiques, telle que la méthode rationnelle et la méthode de Caquot. Tandis que les problèmes liés au fonctionnement et gestion de ces réseaux restent non étudiés et causent un casse-tête aux collectivités locales.

La modélisation des réseaux d'assainissement par des nouveaux logiciels comme *SWMM* et *Autodesk Storm and Sanitary Analysis 2014*, reste la meilleure solution pour répondre à toutes les questions qui gênent les autorités locales. Dans notre projet on utilise la méthode non linéaire (réservoir non linéaire pour la modélisation du réseau).

L'objectif de notre projet est de modéliser le réseau d'assainissement de la ville de *Souk-Ahras* par le logiciel SWMM (Storm water mangement model) et le logiciel Autodesk Storm and Sanitary.

L'étude de cas de la ville Souk-Ahras a été choisie en raison de son réseau d'eau pluvial qui connaît des quasi-débordements dans quelques tronçons du réseau lors de la période de l'hiver. Ce mémoire sera structuré comme suit :

Le premier chapitre : on commence par la problématique Transformation Pluie-débit.

Le deuxième chapitre : sera consacré à une vision globale de la zone d'étude ainsi que les différentes mesures et données utilisées dans notre mémoire.

Le troisième chapitre : sera la présentation des logiciels (Autodesk Storm et EPA SWMM).

Le quatrième chapitre : contrôle des données.

Le cinquième chapitre : analyse fréquentielle des pluies.

Le dernier chapitre (le sixième chapitre) : sera consacré aux résultats de la simulation réalisée par le SWMM et AUTODESK STORM.

Chapitre I

Transformation Pluie-débit

Chapitre I

Transformation Pluie-débit

1.1. Introduction :

Le problème de la transformation de la pluie en débit d'écoulement est l'un des problèmes majeurs qui se posent aux hydrologues et aux techniciens de l'assainissement. L'analyse des précipitations et des eaux de ruissellement est utilisée pour transformer l'eau souterraine et l'eau de surface produites dans les différentes parties du bassin hydrographique en un hydrogramme à la sortie du bassin. [1]

L'analyse pluie-débit faisait référence à la transformation des précipitations nettes obtenues en tout point du bassin hydrographique en appliquant une méthode appropriée pour déterminer l'excès de pluie dans un hydrogramme à écoulement direct à une station donnée du réseau hydrographique. Plus récemment, la nécessité d'une simulation continue du comportement hydrologique des bassins versants, en particulier pendant les périodes de crue et de faible débit, a étendu le domaine de l'analyse pluie-débit à la génération de toutes les composantes du débit observé à station hydrométrique donnée. [1]

1.2. Les courbes intensité- Durée – Fréquence (IDF) :

1.2.1. Qu'est-ce qu'une courbe IDF ?

Courbe donnant la probabilité de diverses intensités de pluie de courte durée pour diverses durées en un lieu donné. Il s'agit souvent d'une famille de courbes, dont chacune représente une certaine fréquence d'occurrences ou une certaine période de retour exprimée en années.

1.2.2. Quelle est son utilité ?

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. [2]

I.3. Pluie de projet :

La pluie étant l'origine pour la plupart des ruissellements, il est tout à fait logique d'être en présence d'un nombre important de modèles de transformation pluie débit qui utilise comme entrée du modèle la pluie. Mais dès qu'on parle de détermination de débit, on se trouve devant le problème des choix de la pluie, à laquelle ou l'on doit se référer.

La question qui revient tout temps est la suivante : Contre quel événement pluvieux doit-on se protéger ?

Débordes introduit cette notion sous la forme suivante : "L'utilisation d'un modèle de ruissellement urbain pour le calcul rationnel des réseaux d'assainissement nécessite la connaissance d'événements pluviométriques " pour le bassin étudié et conduisant à des écoulements importants contre lesquels il convient de les protéger. A ces événements critiques devrait être associée une période de retour autorisant le calcul économique des réseaux en termes de risques de défaillance. Ses événements pluviométriques critiques sont englobés aujourd'hui sous l'appellation de "pluie de projet".

I.4. Modèles Pluie-Débit :

La modélisation hydrologique (pluie-débit) est un outil de simulation des débits à l'exutoire d'un bassin versant à partir de variables météorologiques. On distingue quatre types de variables sont :

- **Variables d'entrées :** Le modèle fait appel à ces variables qui dépendent du temps et/ou de l'espace (pluie, ETP, caractéristique et hydrodynamiques du milieu, ...).
- **Variables de sorties :** Le modèle répond par un ensemble de variables (débits, flux ou concentration en polluants ...).
- **Variables d'état :** Elles permettent de caractériser l'état du système modélisé et peuvent évoluer en fonction du temps (niveau de remplissage des réservoirs d'eau d'un bassin versant, taux de saturation des sols, profondeurs des sols, pentes ...).
- **calage :** Le calage d'un modèle consiste à déterminer le jeu de paramètres du modèle permettant de reproduire le plus fidèlement possible les débits observés à l'exutoire. [2]

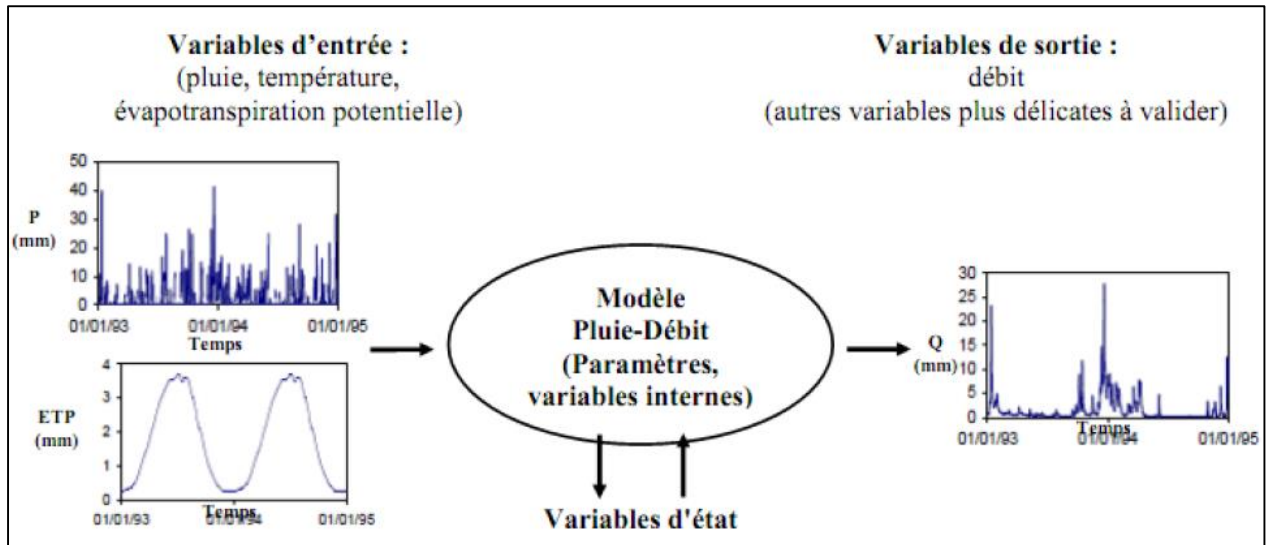


Figure I.1 : Représentation schématique d'un modèle hydrologique [2]

I.4.1. Les fonctions des variables d'un modèle hydrologique :

Les variables citées ci-dessus (I.5. modèles Pluie-Débit) sont intervenient dans la modélisation hydrologique par l'intermédiaire de deux fonctions : **une fonction de production** et **une fonction de transfert**.

- ❖ **Fonction de production** : c'est une représentation simple, mais réaliste, des différentes voies que suivra l'eau de pluie, entre le moment où elle rejoint le cours d'eau. Elle exprime la transformation de la pluie brute en pluie nette, définit la fraction de la pluie brute qui contribue effectivement au ruissellement. En d'autres termes, elle permet de calculer la quantité d'eau qui va s'écouler à l'exutoire d'un bassin ou sous bassin versant. [2]
- ❖ **Fonction de transfert** : c'est la fonction qui permet de transférer, comme son nom l'indique, la quantité d'eau déterminée par la fonction de production, vers le cours d'eau. Elle permet la transformation de la pluie nette en un hydrogramme à l'exutoire du bassin versant, donc, de donner une forme à la crue dont le volume a été déterminé par la fonction de production, en simulant l'hydrogramme de crue à l'exutoire. [2]

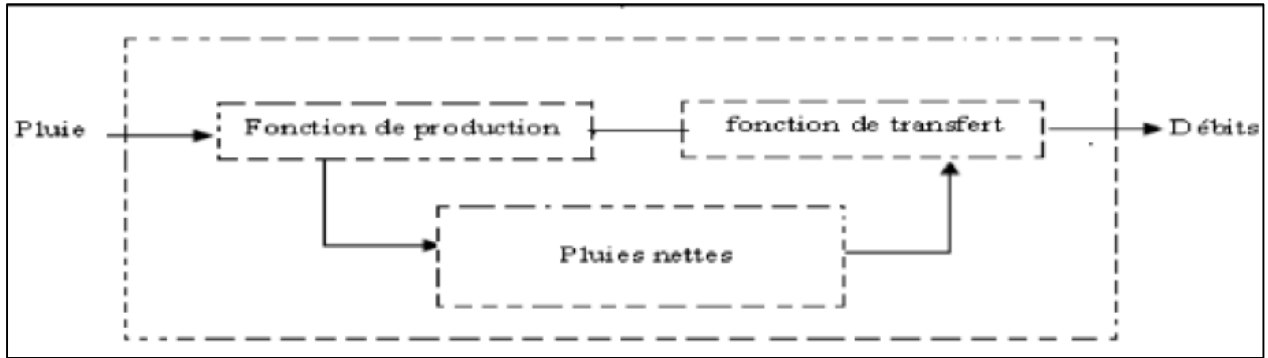


Figure I.2 : Schéma d'un modèle hydrologique. [2]

I.5. Modèle d'infiltration de Horton :

C'est un modèle empirique qui 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. [5]

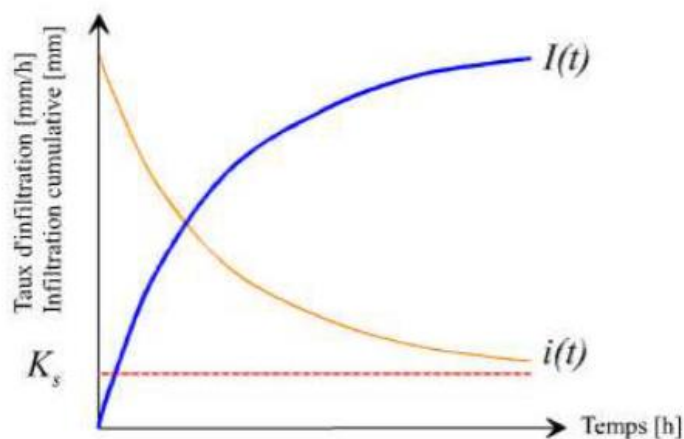


Figure I.3 : Évolution générale du régime d'infiltration et de l'infiltration cumulative au cours du temps (K_s = conductivité hydraulique à saturation) [5]

$$i(t) = i_{min} + (i_{max} - i_{min})e^{-kt} \dots\dots\dots I.1$$

Où :

- k est une constante de temps
- i_{max} : capacité d'infiltration maximale du sol : (Max. Infil. Rate)
- i_{min} : capacité d'infiltration minimale du sol (mm/h).

A partir de la **figure 1. 6** 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 : $i_{min} = K_s$. [5]

Le tableau suivant représente la variation de l'infiltration en fonction du type de sol

Dans le cadre de l'étude c'est les méthodes de Horton et SCS qui a été utilisées, prise en compte des eaux souterraines.

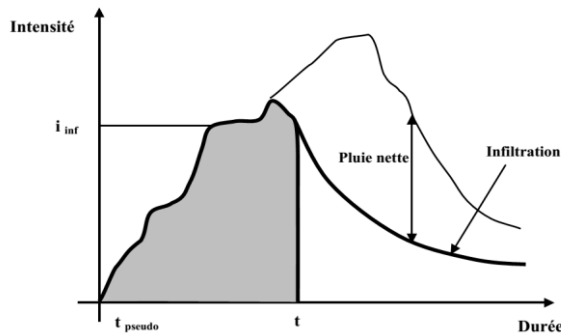


Figure 1.4 : Modèle de Horton [6]

I.6. Modèle de ruissellement du Curve Number de SCS :

Le modèle de ruissellement développé par le Soil Conservation Service (SCS) relie le cumul de ruissellement à l'exutoire du bassin versant Q(t) au cumul de la pluie brute P(t), par l'équation :

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \dots\dots\dots I.2$$

Où

I_a : pertes initiales. Elles interviennent en début d'événement pluvieux avant le commencement du ruissellement. Elles se produisent par interception par la végétation, stockage dans les dépressions et infiltration.

S : capacité d'infiltration maximale du sol (en mm)

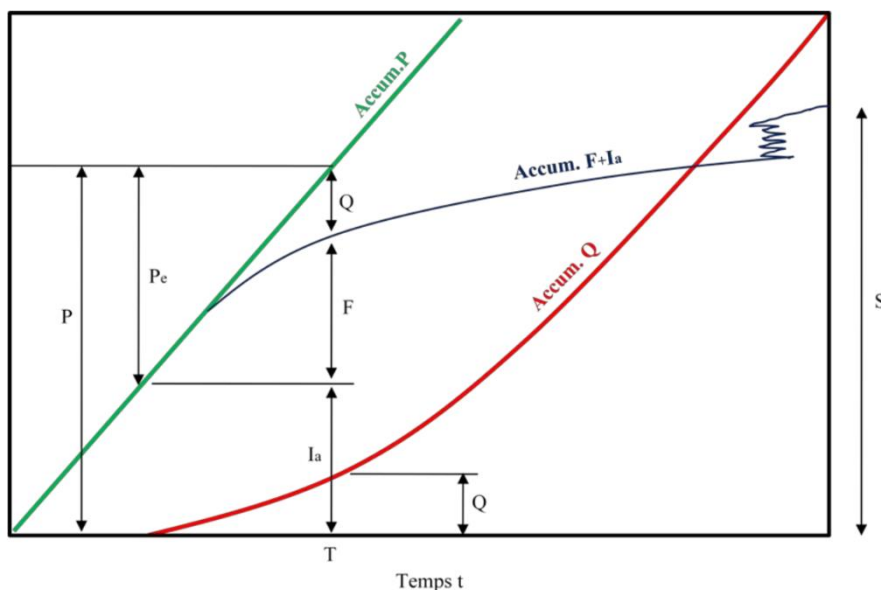


Figure 1.5 : Précipitations et volumes produits cumulés pendant une averse d'intensité constante

Cette équation repose sur l'hypothèse que une fois les pertes initiales satisfaites, le rapport entre le volume effectivement ruisselé Q et le potentiel maximal de ruissellement (P-I_a) est égal au rapport entre le volume effectivement infiltré F et le potentiel maximal d'infiltration S.

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P-I_a} \dots\dots\dots I.3$$

Le volume effectivement infiltré F ayant pour expression

$$F=P-I_a-Q \dots\dots\dots I.4$$

I.7. Conclusion :

Dans notre mémoire on utilise la méthode de réservoir non linéaire, cette méthode est la plus utilisée pour l'usage aux USA et à l'étranger. Les logiciels utiliseraient dans la partie de la simulation de ce projet (**Autodesk Storm and Sanitary Analysis 2014 et EPA SWMM 5.0**).

Chapitre II

Présentation de la Zone d'étude

Chapitre II

Présentation de la Zone d'étude

II.1. Introduction :

L'étude du site constitue un volet très important et prépondérant dans le choix futur, de la variante d'aménagement hydraulique de la commune.

Cette étude consiste à analyser les caractéristiques physiques de la commune (relief, climat, occupation agricole, urbanisation.....).

II.2. La situation géographique de la ville de Souk-Ahras :

La wilaya de Souk-Ahras est limitée par la frontière Tunisienne, est par quatre wilayas :

- Au Nord la wilaya d'El-Tarf ;
- Au Nord-Ouest Guelma ;
- à l'Est Oum El-Bouaghi ;
- Au Sud la wilaya de Tébessa.

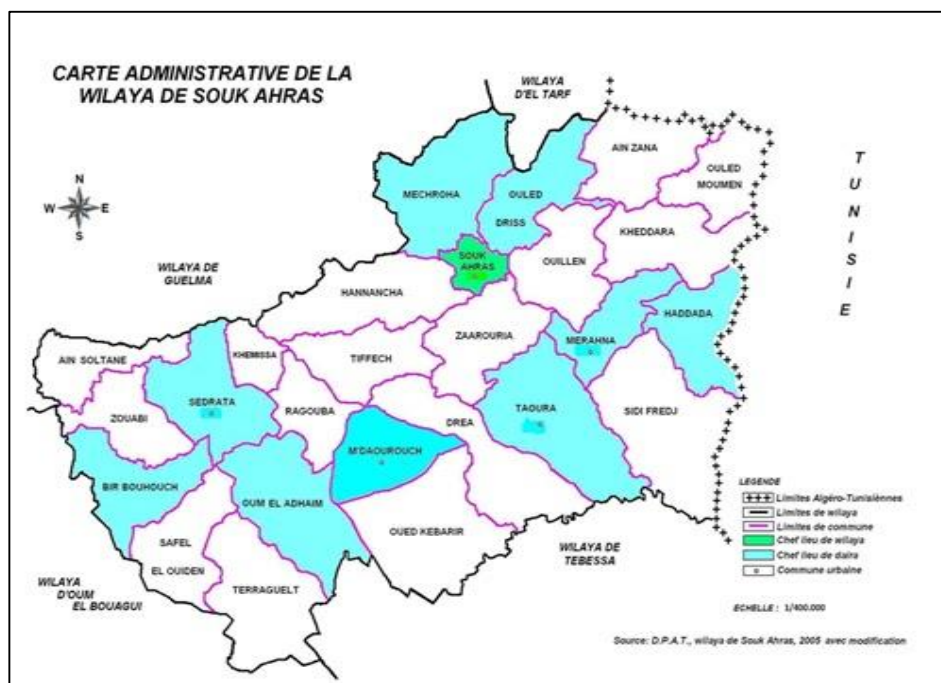


Photo II.1 : Carte de la wilaya de Souk-Ahras. (DPAT)

Elle couvre une superficie environ de 4358 Km².

Dans son contexte administratif la wilaya de Souk-Ahras, a été issue de la réorganisation territoriale du pays de 1984. La wilaya dispose de 26 communes et 10 daïra.

La population de Souk-Ahras était au dernier recensement en 2008 de 155259 habitants.

(Source : GPH), en utilisant la formule des intérêts composés, on peut estimer le nombre d'habitants à l'horizon considère (l'an2033) comme suit :

$$P_F = P_{act} * (1 + T)^N \dots\dots\dots II.1$$

Avec :

- P_F : Population future à long terme (de l'horizon considéré).
- P_{act} : population actuelle (155259 hab)
- T% : taux d'accroissement annuel (2,9 %)
- N : la déférence d'années entre la référence et l'horizon proposé (25 ans)

$$P_F = P_{act} * (1 + T)^N \xrightarrow{A.N} P_F = 155259 * (1 + 0,029)^{25} = \mathbf{317279 \text{ hab}}$$

$P_F = 317279 \text{ habitants}$
--

Théoriquement, la population de la ville Souk- Ahras s'évoluera comme le montre le tableau ci-dessous :

Tableau II.1 : Répartition de la population à différents horizons de calcul

Année	2008	2013	2016	2023	2033
Population	155259	179116	195155	238390	317279

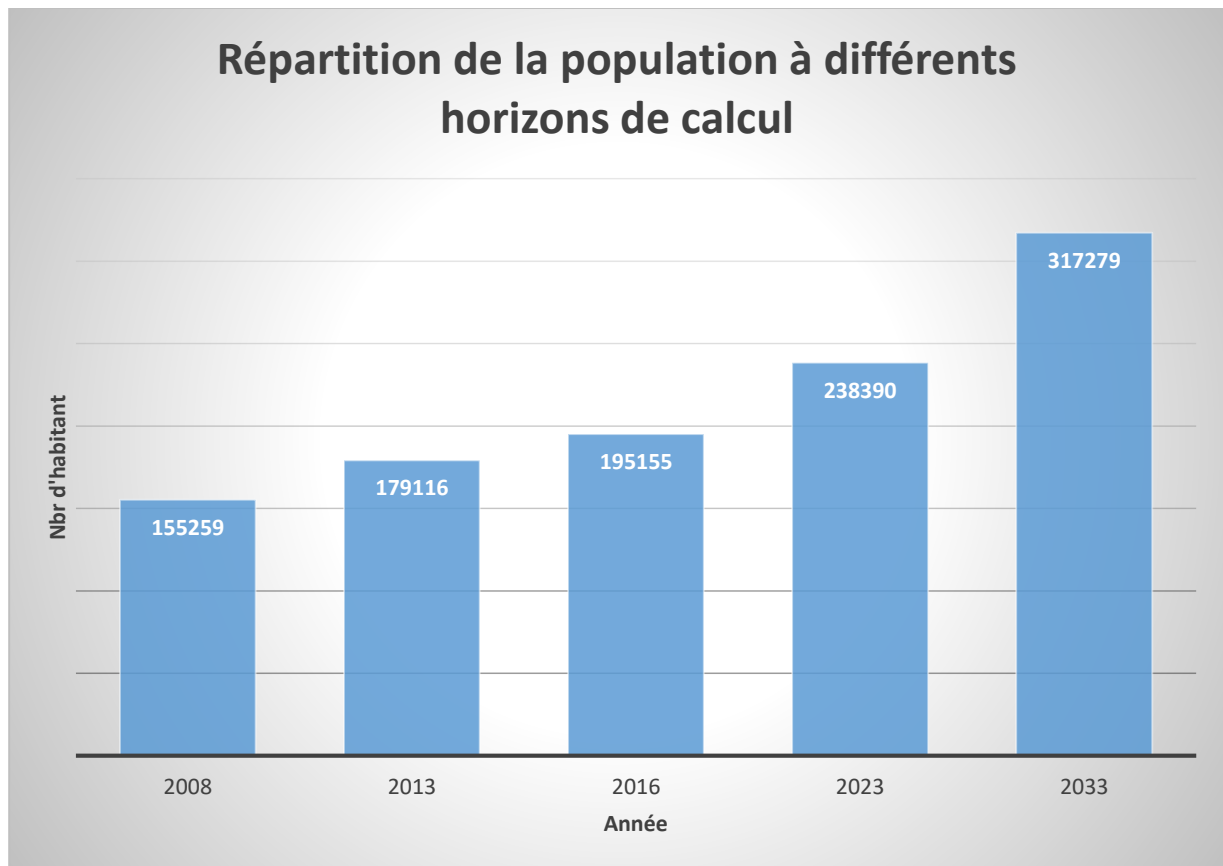


Figure II.1 : Répartition de la population à différents horizons de calcul

II.3. Morphologie du terrain et délimitation des bassins versants :

II.3.1. Aperçu morphologique :

La ville de Souk-Ahras fait partie de l'Atlas tellien à la zone montagneuse au nord avec une altitude moyenne de 655 m. La géomorphologie de la région est caractérisée par des reliefs très séparés au Nord et au Sud ainsi que par la présence des bassins versants. Les altitudes les plus basses (de l'ordre de 500 m), sont situées au niveau des cours d'eau (l'intersection des oueds Djedra - Medjerda).

Les côtes les plus élevées caractérisent les crêtes de Medjerda qui dominent à 1119 m et 985 m dans les massifs de Dekma et Aouadj, respectivement, au Sud-Ouest et à l'Ouest, 1035 m au Djebel Rezgoune plus au Nord et 952 m et 790 m aux djebels ESSayah et el Kahla, respectivement, au Nord-Est.

Enfin la zone d'étude est caractérisée par un relief accidenté constitué par une série de Djebels.

II.3.2. Aperçu orographique :

Le réseau hydrographique, peu dense est représenté par un ensemble d'oueds d'importance qui constituent des artères hydrologiques de la région.

Les principaux oueds sont :

- Djedra au Nord ;
- El Fedane au Nord-Est ;
- Medjerda au Sud-Est ;
- Zerga et Zana au centre.

Aussi l'aire d'étude est drainée par les oueds cités qui s'écoulent de l'Ouest vers l'Est.

II.3.3. Grand bassins versants :

Dans la ville de Souk-Ahras il existe quatre (04) bassins versants représentés sur (photo II.2), par ordre de grandeur il s'agit :

- Oued Zarga ;
- Oued Zana;
- Oued Medjerda;
- Oued Djedra.

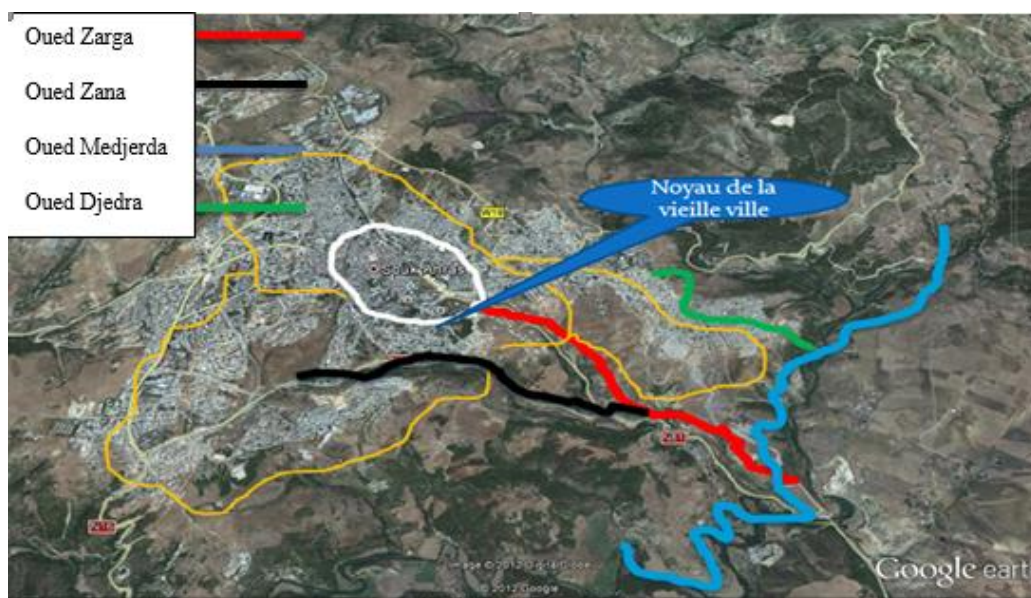


Photo II.2 : Délimitation des bassins versants [2]

II.3.4. Analyse géologique :

La géologie étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser.

La région de Souk-Ahras appartient à la chaîne des Maghrébines, c'est une chaîne de montagne appartenant au domaine alpin et qui s'est formé au cours du Secondaire et du Tertiaire suite à la collision de la plaque Afrique et Europe. Cet édifice présente des structures très complexes en particulier dans cette région (plis, nappes de charriages, failles (figure II.2). Les terrains les plus anciens sont représentés par les formations du Trias :

Elles sont constituées par des marnes à gypse et débris de roches diverses, des calcaires gris et des dolomies et des blocs de grés et d'argilites, l'ensemble de ces formations triasiques se présentent tout autour de Souk-Ahras sous forme d'un diapir, ces terrains sont en général tendres et sujet à une forte érosion dès que la végétation disparaît.

Au-dessus de ces formations, nous avons des calcaires et des marne-calcaires du Crétacé. Des calcaires noirs à silex de l'Eocène des marnes et argiles avec des alternances degrés et au-dessus des grés en gros bancs ce sont les grés numidiens très développés au Nord de Souk-Ahras.

Au-dessus de ces formations nous avons des terrains plus récents : formations superficielles peu profondes constituées :

- Conglomérats, grés et argiles, Caillots, sable, des alluvions fluviales récentes dans les basses terrasses d'oued Medjerda.

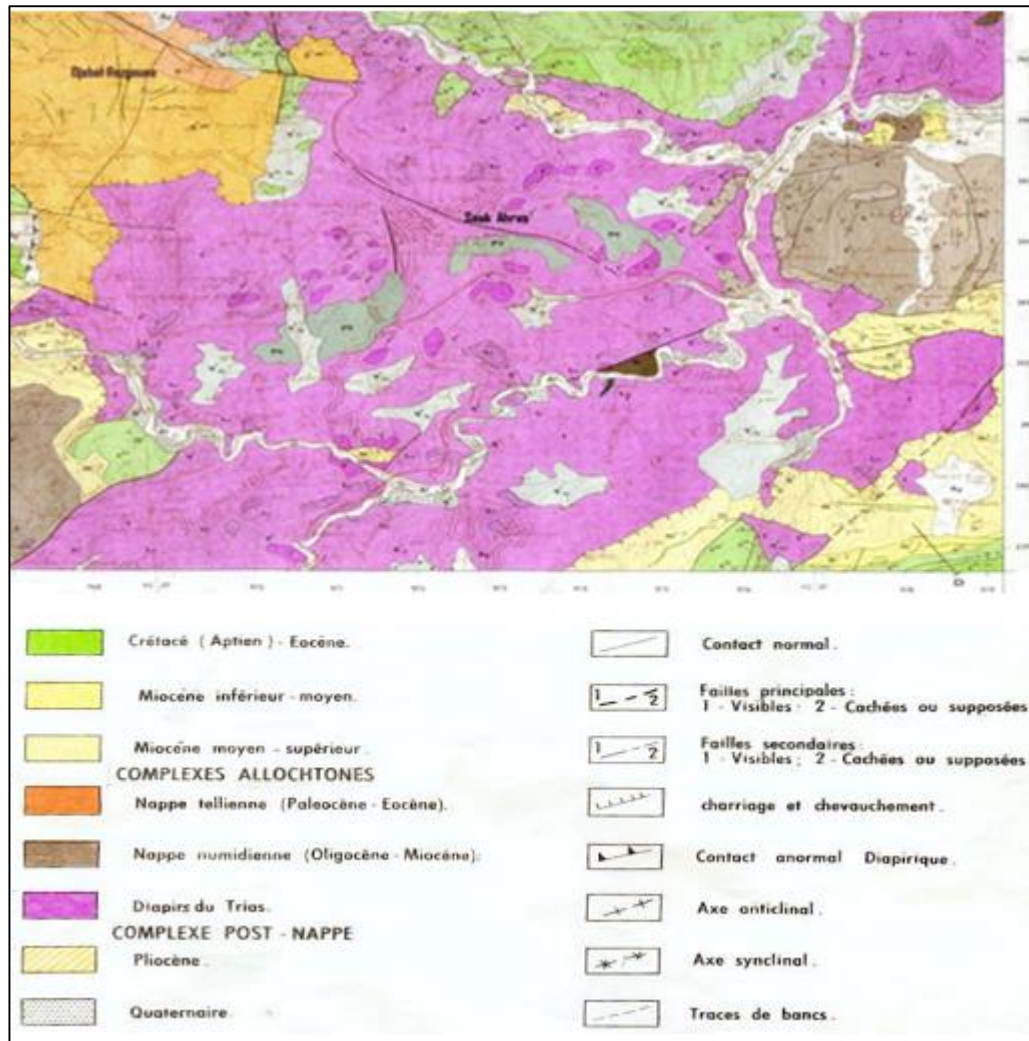


Figure II.2 : Carte géologique de la région de Souk- Ahras (Echelle 1/50 000), (Source, urbatech 2005)

II.4. Aperçu sur situation climatique de la zone d'étude :

II.4.1. Le Climat :

L'aire de l'étude est caractérisée par un climat méditerranéen c'est-à-dire :

- La première saison est humide et froide (de septembre à mai) ;
- la deuxième est sèche et chaude (de juin à août).

Pour bien préciser les caractères climatiques de notre région, il s'avère nécessaire d'étudier les différents facteurs qui le composent notamment les précipitations, les températures, l'indice d'aridité, et le vent.

II.4.2. Les données climatologiques :

II.4.2.1. Température :

Le climat est caractérisé par des hivers sont très froids et humides, des étés sont chauds et secs. Durant les saisons froides, la température minimale de 7,28 °C au mois de janvier, tandis que pour les saisons chaudes, la température maximale 26,36 °C au mois de Août.

La distribution de la température durant l'année apparaît dans le tableau II.2 :

Mois	sept	oct,	nov,	déc,	janv,	févr,	mars	avr,	mai	juin	juil,	août
T°C moy	22,3	18,1	12,6	8,9	7,28	8,1	10,5	12,7	17,5	21,8	25,6	26,36

Tableau II.2 : températures moyennes mensuelles

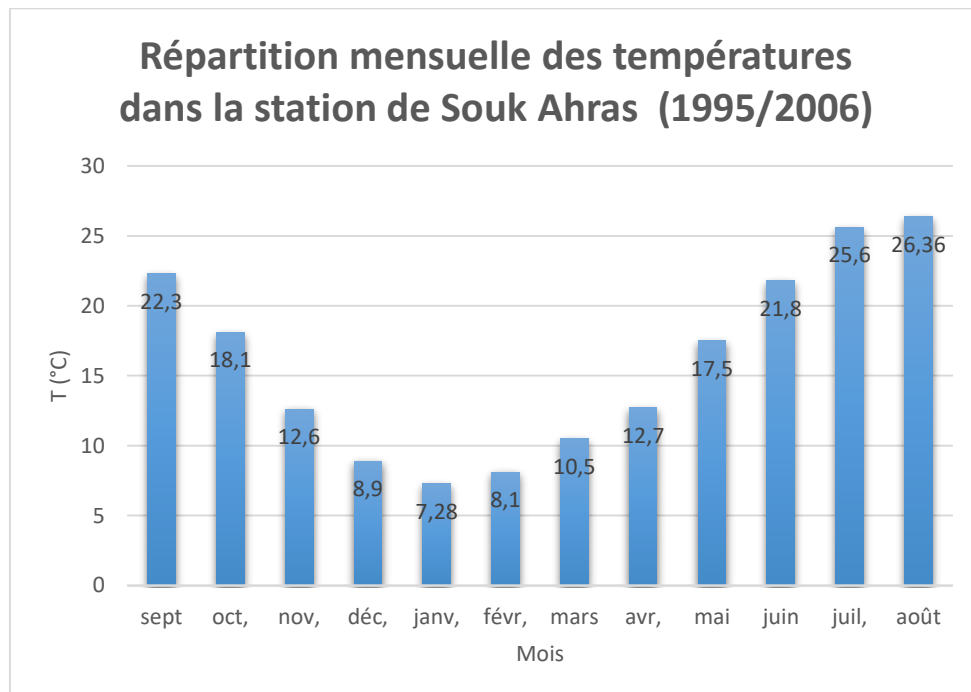


Figure II.3 : Répartition mensuelle des températures dans la station de Souk Ahras (1995/2006).

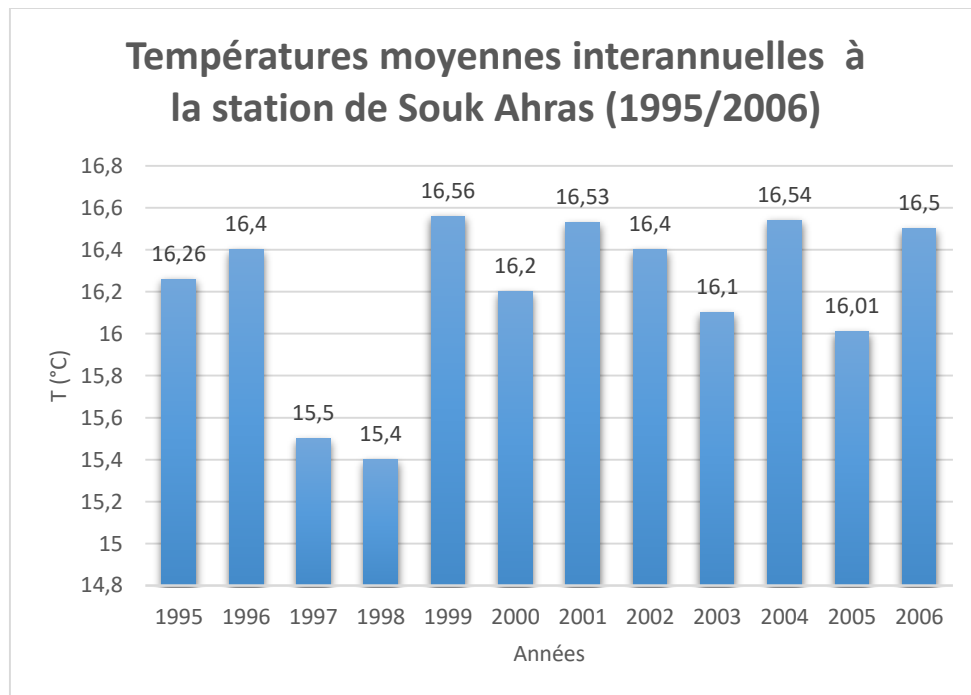


Figure II.4 : Températures moyennes interannuelles à la station de Souk Ahras (1995/2006).

II.4.2.2. Humidité :

Parmi tous les paramètres de l'humidité de l'air, l'humidité relative de l'air représente le degré de saturation de l'air en vapeur d'eau et d'un intérêt pratique le plus important. Dans la partie continentale du pays.

Les valeurs minimales de l'humidité relative de l'air se produisent en général en juillet, et celles maximales en janvier. Les valeurs moyennes mensuelles de l'humidité relative, en raison de leur variation faible dans l'allure annuelle, ne donnent qu'une aide générale de la distribution de ce paramètre, et ne sont pas de grande importance pratique.

II.4.2.3. Le vent :

Le vent est l'un des éléments les plus déterminants des régimes pluviaux, de l'évapotranspiration et par conséquent du climat. Il est aussi une cause de dommages importants quand il souffle très violemment. Ses effets sur la stabilité de surfaces sont nombreux : forces de pression (sur la face exposée du terrain) et d'aspiration (sur la face opposée), vibrations de structure par phénomène de résonance, transport de particules solides, accélération de l'évaporation de l'eau contenue dans les couches à la surface exposée aux vents, ce qui accélère le phénomène de cristallisation des sels, etc. Les données sur la direction et la vitesse des vents ont été fournies par la station d'Ain Dalia de la région Souk Ahras.

Les observations ont été relevées mensuellement selon la direction des vents et leurs vitesses en m/s. les figures (II.5 et II.6) montrent que les vitesses du vent les plus fortes sont marquées en automne de direction NE (74 m/s en Octobre) se sont des vents généralement secs mais cela n'empêche pas qu'ils soient à l'origine de quelques orages surtout quand elles changent de direction. En Hiver, la direction dominante des vents est NW, ils ne sont pas secs et causent des pluies intenses bien que leur vitesse ne soit pas très forte.

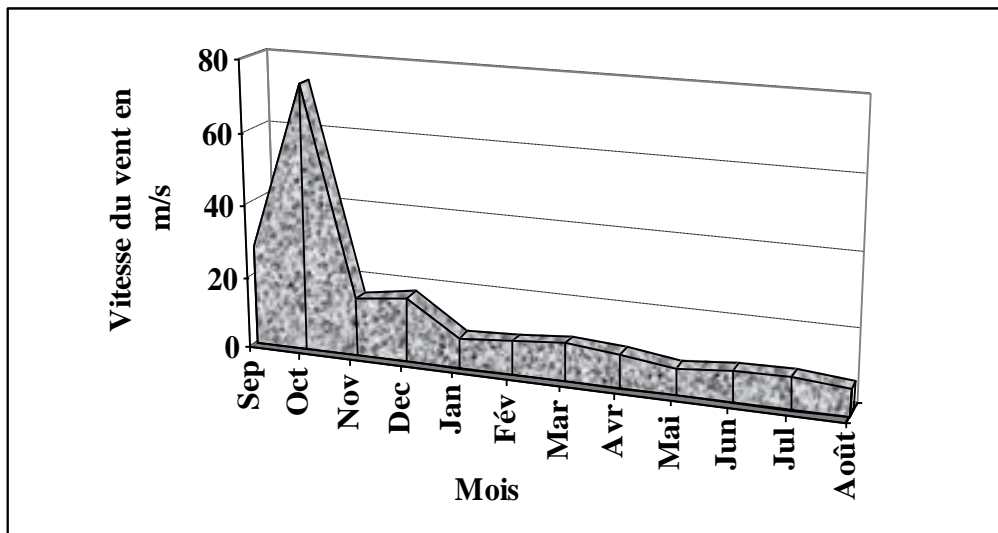


Figure II.5 : Variation mensuelle des vitesses du vent [1990-2006]

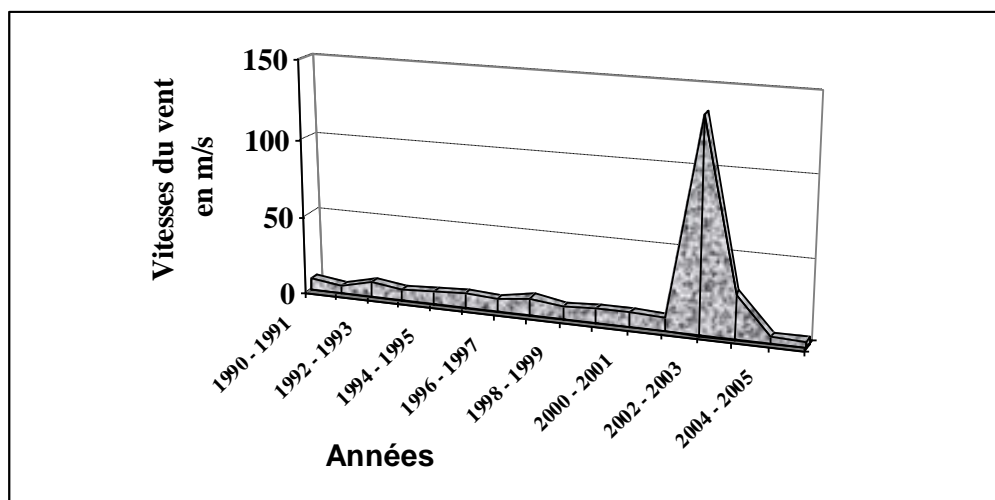


Figure II.6 : Variation inter annuelle des vitesses du vent [1990-2006]

II.4.2.4. Pluviométrie :

L'étude des précipitations joue un rôle très important surtout pour le choix du type du réseau d'assainissement à projeter. Comme le montre l'histogramme (figure II.7), les hauteurs annuelles des précipitations pour la période considérée (1989-2006) varient de 222,6 mm en

1993 et 881,6 mm en 2004 pour la station de Souk Ahras; et de 393,2 mm en 1992 et 1033,3 en 2003 pour la station de Ain Dalia. Cela montre bien que pour des modules pluviométriques interannuels égaux respectivement à 653,6 mm et 721,31 mm, le nombre d'année humides est inférieur à celui sèches. (DHW, 2013).

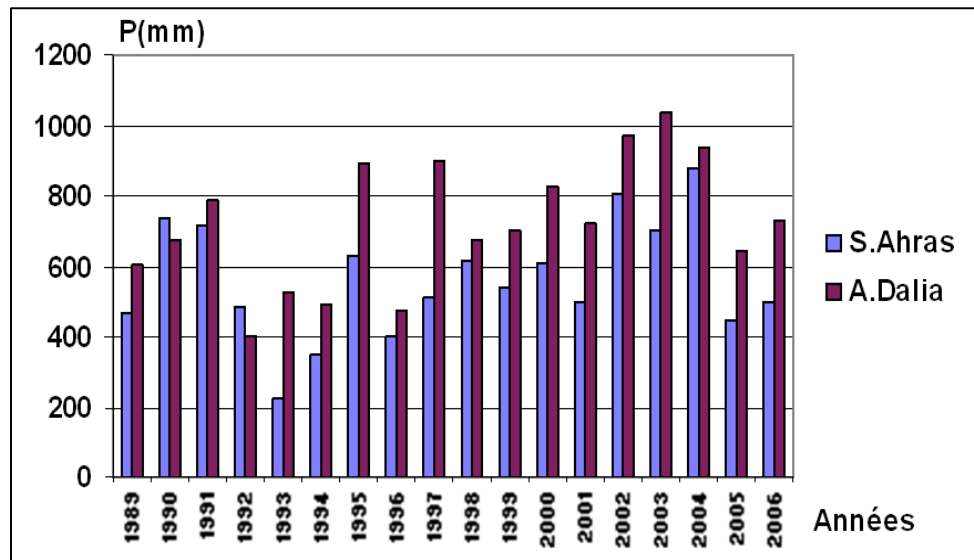


Figure II.7 : Moyenne interannuelle des précipitations (1989-2006) (DHW, 2013)

II.5. Conclusion :

Ayant achevé la définition des données concernant notre ville du point de vue orographique, géologique, hydrographie, climatologie ainsi que la population de la zone, nous procédons à la phase de la modélisation du réseau d'assainissement existant de la ville de Souk Ahras.

Chapitre III

Présentation des logiciels (Autodesk Storm et EPA SWMM)

Chapitre III

Présentation des logiciels (Autodesk Storm et EPA SWMM)

III.1. Autodesk storm and sanitary Analysis 2014:

Autodesk® Storm and Sanitary Analysis est une application complète d'analyse hydrologique et hydraulique. Il vous aide à planifier et à concevoir des systèmes de drainage urbain, des égouts pluviaux (y compris des systèmes de drainage des routes) et des égouts sanitaires. *Autodesk Storm and Sanitary Analysis* intègre l'analyse des eaux pluviales et des eaux usées lors de la planification et de la conception, ce qui vous aide à améliorer la productivité globale du projet et à augmenter vos capacités d'ingénierie. [1]

Le logiciel *Autodesk® Storm and Sanitary Analysis* est facile à apprendre et à utiliser. Les modèles de simulation peuvent être rapidement développés en utilisant une variété de différentes sources. Les composants réseau peuvent être importés à partir de CAO et GIS. Le modèle de réseau peut être créé de manière interactive à l'aide d'une souris en pointant et en cliquant dessus. Les symboles graphiques sont utilisés pour représenter les éléments de réseau tels que les trous d'homme, les tuyaux, les pompes, les déversoirs, les fossés, les canaux, les bras de retenue et les bassins de rétention. Le logiciel vous permet, à tout moment, d'ajouter, insérer, supprimer ou déplacer de manière interactive tout élément de réseau, en mettant à jour automatiquement le modèle. Pour exemple, la sélection et le déplacement d'un trou d'homme déplace automatiquement tous les tuyaux, fossés, canaux, et des pompes. Les tuyaux peuvent être curvilignes et les longueurs calculées automatiquement. Images TIFF ortho-photographiques aériennes scannées et des cartes ; Les fichiers SIG et CAO des rues, des parcelles et des bâtiments peuvent être importés et affichés en tant que image de fond. Cette fonctionnalité vous permet de numériser rapidement un modèle de réseau, de confirmer le réseau mise en page ou améliorer les résultats de la modélisation de sortie. De plus, vous pouvez pointer ou cliquer sur n'importe quel réseau trou d'homme, tuyau, pompe, déversoir, fossé, canal, entrée de bassin de captage, ou étang de retenue du Plan View à déterminer rapidement les données d'entrée définies et les résultats de modélisation de sortie

III.1.1. Capacités globales :

Autodesk storm and sanitary Analysis peut modéliser simultanément l'hydrologie complexe, l'hydraulique et l'eau qualité. Les unités américaines et les unités métriques SI sont prises en charge. Ce logiciel peut être utilisé pour concevoir et analyser :

- Systèmes de drainage routier (y compris les entrées de bordure et de gouttière)
- Réseaux d'égouts pluviaux et bassins de rétention interconnectés
- Systèmes de drainage de subdivision
- Etudes de qualité de l'eau
- Dimensionnement et conception des bassins de rétention et des structures
- Égouts sanitaires, stations de relèvement [1]

III.1.2. Environnement et outil de modélisation du réseau :

Le logiciel vous permet de développer facilement un modèle de réseau d'eaux pluviales ou d'eaux usées. Comme illustré dans la figure suivante, choisissez l'outil Ajouter un élément approprié dans la barre d'outils Éléments, puis cliquez sur la vue Plan pour placer l'élément.

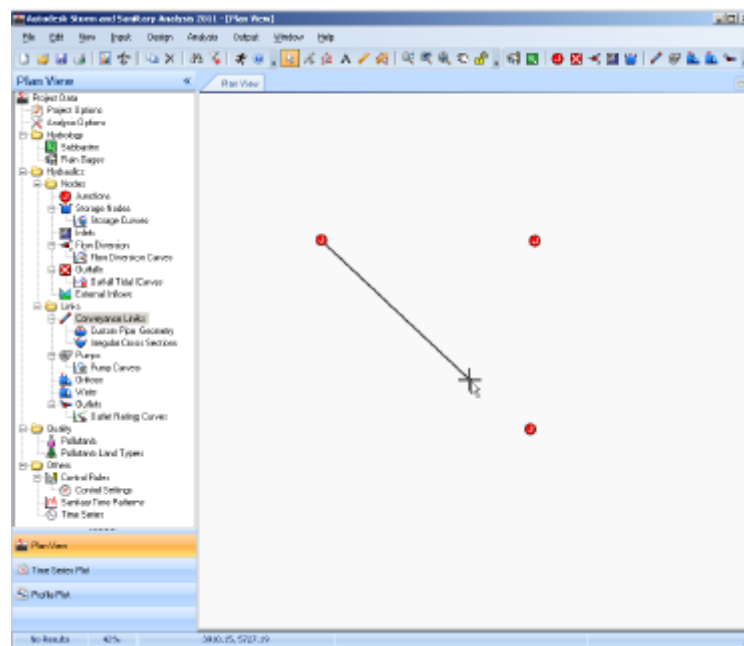


Figure III.1 Sélectionnez l'outil Ajouter un élément approprié, puis cliquez sur la vue Plan pour placer l'élément

Autodesk storm and sanitary Analysis considère le modèle de réseau comme une collection de liens reliés ensemble à leurs points d'extrémité par des nœuds. Les liens et les nœuds sont identifiés avec des numéros d'identification et peuvent être arrangés de n'importe quelle manière.

III.1.3. Comment travaillé avec Autodesk Storm and sanitary 2014 :

Le logiciel conceptualise un système de transport de réseau sous la forme d'une série de flux d'eau (et éventuellement de polluant) entre des éléments de réseau.

Les étapes suivantes sont généralement utilisées dans la construction d'un modèle de réseau :

- Définissez les options par défaut et les propriétés d'élément à utiliser dans le modèle d'analyse.
- Dessinez une représentation réseau représentant les éléments physiques de la zone d'étude.
- Editez les propriétés des éléments qui composent le système.
- Définir les options d'analyse.
- Exécutez l'analyse.
- Voir les résultats de l'analyse.

III.1.4. Barre d'outils de dessin du réseau d'assainissement :

À l'aide d'une souris en pointant et cliquant. Les symboles graphiques sont utilisés pour représenter des éléments de réseau tels que regards, canalisations, pompes (Figure 2.3). Les sections suivantes décrivent comment définir les différents éléments d'un réseau.

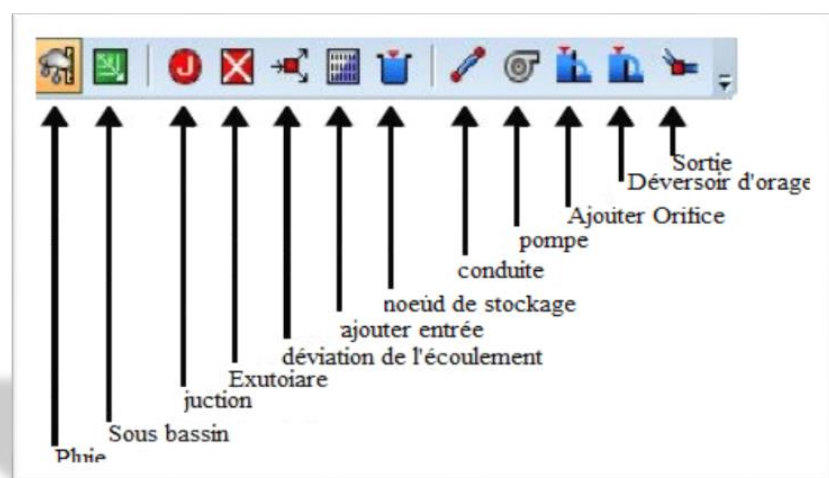


Figure III.2 : principaux élément pour tracer un réseau sur Autodesk Storm sanitary 2014

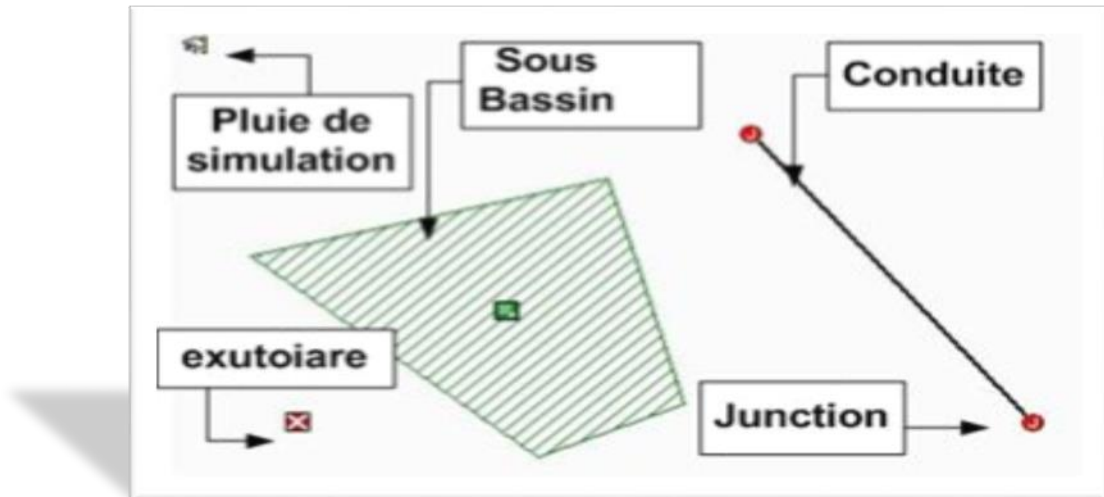




Figure III.3 : Présentation des éléments d'un réseau pour la simulation sur Storm






- **Définir un sous bassin :**

Les sous-bassins sont des zones hydrologiques de terrain dont la topographie et les éléments du système de drainage dirigent l'écoulement de surface vers un seul point de rejet. Pour ajouter un sous bassin au réseau de drainage :

1. Cliquez le **AJOUTER SUBBASIN** icône de la barre d'outils Éléments.
2. Dans la vue en plan, cliquez sur la souris pour dessiner un contour polygonal du sous bassin. Cliquez pour définir chaque sommet du polygone de sous bassin.
3. Lors de la création de la limite du sous bassin, il n'est pas rare de faire une erreur numérisé en cliquant au mauvais endroit.
Appuyez sur la touche Retour arrière pour supprimer le dernier segment. Alternativement, faites un clic droit et sélectionnez **SUPPRIMER DERNIER SEGMENT** dans le menu contextuel affiché.
Appuyez sur la touche Échap pour  annuler la commande. Vous pouvez également cliquer avec le bouton droit de la  souris et sélectionner **ANNULER** dans le menu contextuel affiché.
4. Double-cliquez ou appuyez sur Entrée pour compléter le polygone. Vous pouvez également cliquer avec le bouton droit de la souris et sélectionner **Terminé** dans le menu contextuel affiché. Le logiciel ferme automatiquement le polygone et dessine le sous bassin sur la vue en plan.

- **Définir un nœud :**

Les nœuds incluent les éléments de réseau suivants :

-  Jonctions
-  Les exutoires
-  Déviations d'écoulement
-  Entrées
-  Nœuds de stockage






Notez que des nœuds doivent être ajoutés au réseau avant que des liens (par exemple, canaux, tuyaux, pompes, etc.) puissent être ajoutés. C'est parce que les liens relient les nœuds aux autres nœuds.

Pour ajouter un nœud au réseau :

1. Cliquez sur l'outil Ajouter un élément approprié dans la barre d'outils Éléments.
2. Déplacez la souris à l'emplacement souhaité sur la vue en plan et cliquez. Le nœud sera placé à l'emplacement cliqué.
3. Vous pouvez continuer à ajouter le même type d'élément jusqu'à ce que vous appuyez sur la touche Échap ou choisissez une autre commande.

- **Définir un lien :**

Les liens incluent les éléments de réseau suivants :

-  Liens de transport (canaux, tuyaux et ponceaux)
-  Pompes
-  Orifices
-  Déversoir d'orage
-  Sortie

Notez que les liens sont connectés aux nœuds. Par conséquent, des nœuds (par exemple des jonctions, des entrées d'égout pluvial, des nœuds de stockage, des exutoires, des dérivations d'écoulement, etc.) doivent être ajoutés au modèle de réseau avant que des liaisons puissent être ajoutées.

Pour ajouter un lien au réseau :

1. Cliquez sur l'outil Ajouter un élément approprié dans la barre d'outils Éléments.

2. Dans la vue en plan, cliquez sur le nœud d'entrée (en amont).
3. Lorsque vous déplacez votre souris, vous remarquerez qu'il y aura une ligne de bande de caoutchouc à partir du nœud d'entrée.
4. Pour prendre en compte les courbes dans l'alignement de la liaison, cliquez pour définir les sommets d'alignement intermédiaires.
5. Lors de la création du lien, il n'est pas rare de faire une erreur de numérisation en cliquant au mauvais endroit.

Appuyez sur la touche Retour arrière pour supprimer le dernier segment. Alternativement, faites un clic droit et sélectionnez **SUPPRIMER DERNIER SEGMENT** dans le menu contextuel affiché.


Appuyez sur la touche Échap pour annuler la commande. Vous pouvez également cliquer avec le bouton droit de la souris et sélectionner **ANNULER** dans le menu contextuel affiché.

6. Cliquez sur le nœud de sortie (en aval). Le logiciel établit ensuite le lien entre les nœuds sélectionnés.

Notez que lorsque vous appuyez sur la touche Échap pendant la définition du lien, la commande est annulée. [1]

- ***Définir un gage de pluie :***

Les jauges de pluie fournissent des données de précipitations pour un ou plusieurs sous-bassins dans la zone d'étude. Pour ajouter une jauge de pluie au réseau :

1. Cliquez sur le bouton AJOUTER LA PLUIE  icône de la barre d'outils des éléments.
2. Sur la vue en plan, cliquez à l'endroit où vous souhaitez placer l'indicateur de pluie. Comme le montre la figure suivante, il n'est pas nécessaire de placer la jauge de pluie à proximité du (des) bassin (s) auquel elle s'applique.

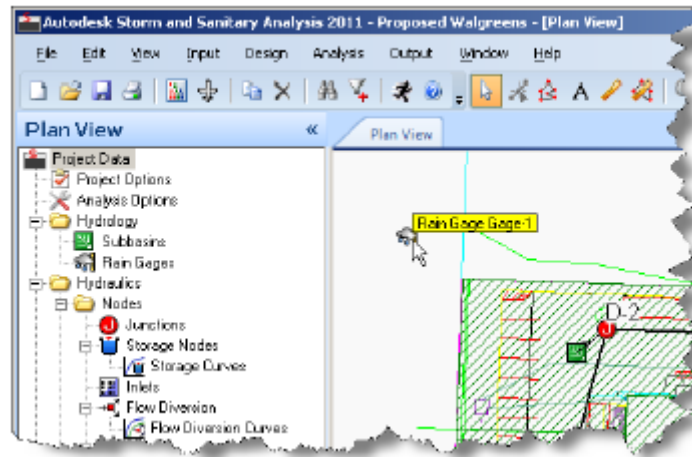


Figure III.4 : Les jauges de pluie n'ont pas besoin d'être situées à proximité du (des) bassin (s) auquel elles s'appliquent

III.1.5. Modélisation sur Autodesk Storm and sanitary 2014:

Avant de commencer la construction du modèle hydrologique-hydraulique du réseau, il est important de définir certains paramètres pour les variables à saisir. Ces principaux paramètres sont édités dans la figure ci-dessous, qui présente la boîte de dialogue Options de projet permet de définir les options générales pour les eaux pluviales ou d'un projet d'assainissement en cours d'analyse.

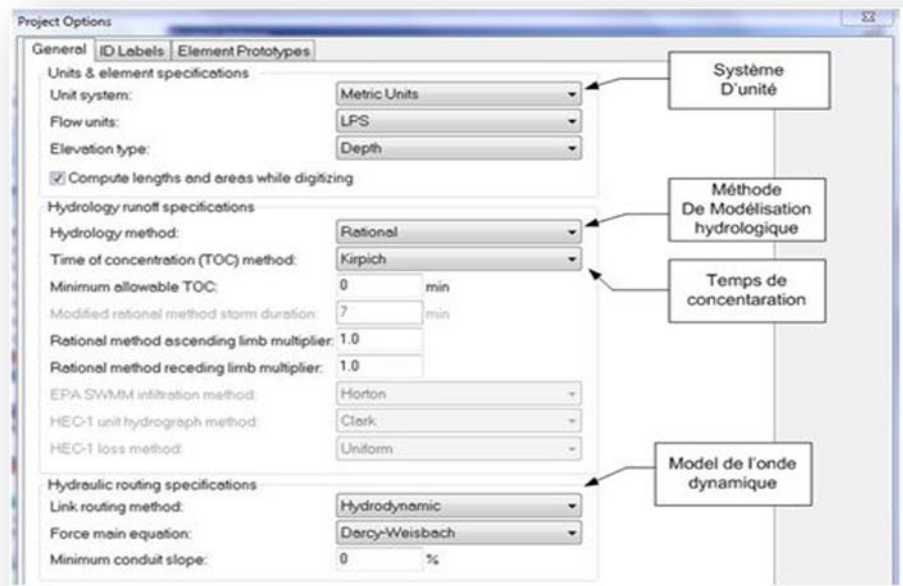


Figure III.5 : La boîte de dialogue Options de projet

III.1.6. Les regards :

Dans le dispositif d'assainissement, le regard a quatre principales fonctions. Il permet en effet de :

- Réaliser des coudes de 90 degrés (au niveau de la canalisation)
- Insérer des accessoires de nettoyage à tout moment
- Contrôler toutes les parties composantes du dispositif d'assainissement
- Surveiller et entretenir l'ensemble du système d'assainissement

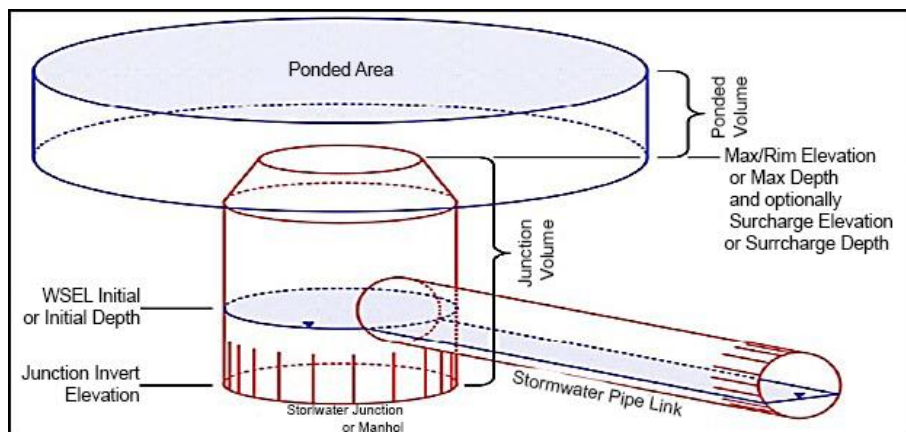


Figure III.6 : Schéma du regard

III.1.7. Les collecteurs :

Les collecteurs représentent physiquement la connexion entre les nœuds qui permet le transport de l'écoulement dans la direction du récepteur terminal. Ils sont décrits par une forme géométrique bien définie ainsi que des côtes d'arrivée et de départ à chaque regard qui caractérisent le profil de la pose (voir figure 2.8 ci-dessous).

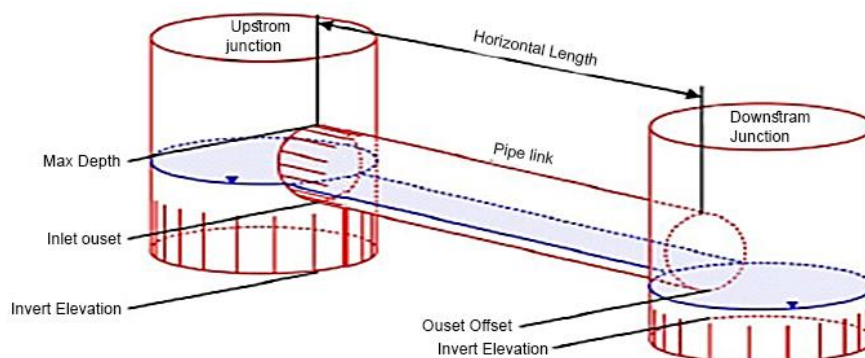


Figure III.7 : Schéma d'un collecteur

Autodesk Storm and sanitary 2014 se base à l'équation de Manning pour mettre en relation le débit à la géométrie de la canalisation et donc la hauteur de l'écoulement à l'intérieur de la conduite.

$$Q = \frac{1}{n} * AR^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots III.1$$

Avec :

- n : coefficient de rugosité de Manning
- A : surface mouillée
- R : rayon hydraulique
- S : la pente de la conduite

Le coefficient de résistance de Manning varie en fonction des matériaux utilisés pour la construction du réseau d'assainissement. Il se réfère généralement à la valeur de **0.015 s/m^{1/3}** pour prendre en compte la formation de toutes incrustations à l'intérieur de la conduite.

III.1.8. Récapitulatif des méthodes utilisées dans logiciel Autodesk Storm and Sanitary :

Parmi les techniques de détermination des débits la méthode rationnelle. Elle prend en compte plusieurs hypothèses de départ.

- L'intensité de l'averse est uniforme et dans le temps et sur tout le bassin de drainage.
- La durée de l'averse « **t_a** » est égale au temps de concentration « **t_c** » du bassin de drainage.
- La fréquence d'occurrence « **T** » du débit de pointe « **Q_p** » est la même que celle de la précipitation.
- Le débit de pointe « **Q_p** » est une fraction du débit précipité. [2]

La formule de base de la méthode rationnelle est :

$$Q = (CIA)/360 \dots\dots\dots III.2$$

Où :

- Q : le débit en m³/s ;
- I : l'intensité de la pluie en mm/h ;
- A : la surface en ha ;

Toute la difficulté consiste à choisir la bonne durée de pluie, celle qui conduit au débit maximum. Trop courte, elle ne mobilise pas toute la surface d'étude. Trop longue, elle minimise l'effet de pointe. L'expérience a montré qu'une durée égale au temps de concentration du bassin versant considéré est généralement un bon choix. [2]

III.2. Storm water management model (SWMM) :

Le SWMM (*Storm Water Management Model*) est un logiciel de modélisation hydraulique développé par l'agence gouvernementale des Etats-Unis EPA (Environmental Protection Agency), pour l'environnement et très largement utilisé dans le monde entier. Il permet de simuler le fonctionnement de réseaux d'assainissement, unitaires ou séparatifs. [3]

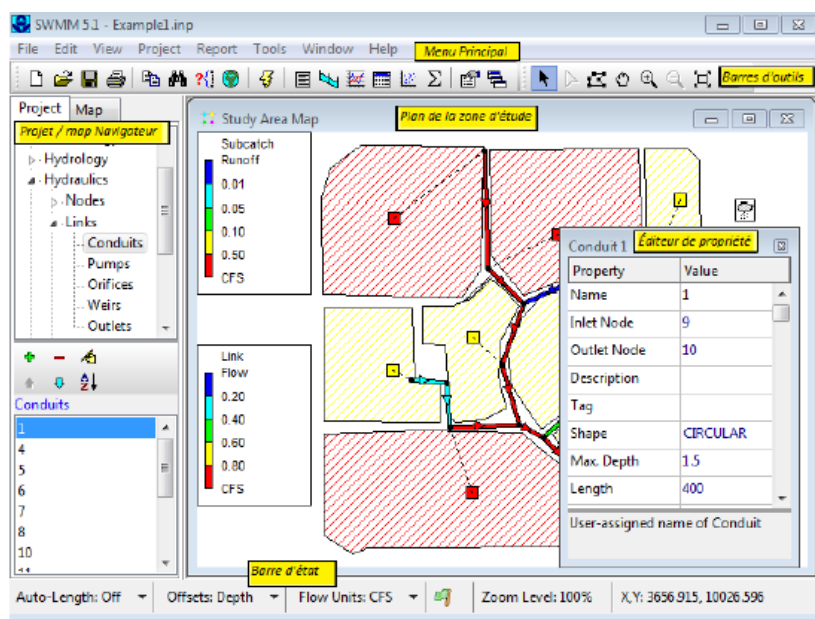


Figure III.8 : Fenêtres principales du logiciel SWMM 5.0

EPA SWMM 5.0 est un logiciel orienté sur les précipitations et les égouts, soit par simulation de précipitation et d'écoulement lors d'un événement ponctuel, soit par simulation continue de la quantité et de la qualité d'écoulement, principalement dans les zones urbaines.

III.2.1. Capacités globales :

SWMM intègre une grande quantité de processus hydrologiques afin de simuler le ruissellement du bassin urbain, on peut citer :

Pluie variable dans le temps ;

- Evaporation des surfaces d'eau ;
- Accumulation et fonte des neiges ;
- Interception et stockage dans les dépressions ;
- Infiltration dans le sol non saturé ;

- Percolation et écoulement souterrain ;
- Echange entre les eaux souterraines et le système d'assainissement ;
- Transport par réservoir non-linéaires de l'écoulement.

Il dispose également d'une palette variée de fonctions hydrauliques afin de transférer les débits à travers un réseau d'assainissement de conduite, chenaux, unité de traitement, de stockage et ouvrage de diversion. Ainsi, SWMM permet :

- De manipuler des réseaux de taille illimitée ;
- D'utiliser une grande variété de conduite à section standard ainsi que des canaux naturels ;
- De modéliser des ouvrages hydrauliques tels que des unités de rétention/traitement,
- Des pompes, des ouvrages de diversions, des déversoirs et des orifices ;
- D'utiliser l'onde cinématique ou l'onde dynamique comme méthode de routage ;
- D'appliquer des écoulements externes tels que des débits d'eaux usées par temps sec ;
- De simuler le fonctionnement des pompes, orifices et déversoirs en fonction de lois définies par l'utilisateur. [3]

III.2.2. Caractéristiques initiales :

Avant de commencer la construction du modèle hydrologique-hydraulique du réseau, il est important de définir certains paramètres pour les variables à saisir. Dans la figure 2.10, les principaux paramètres sont édités :

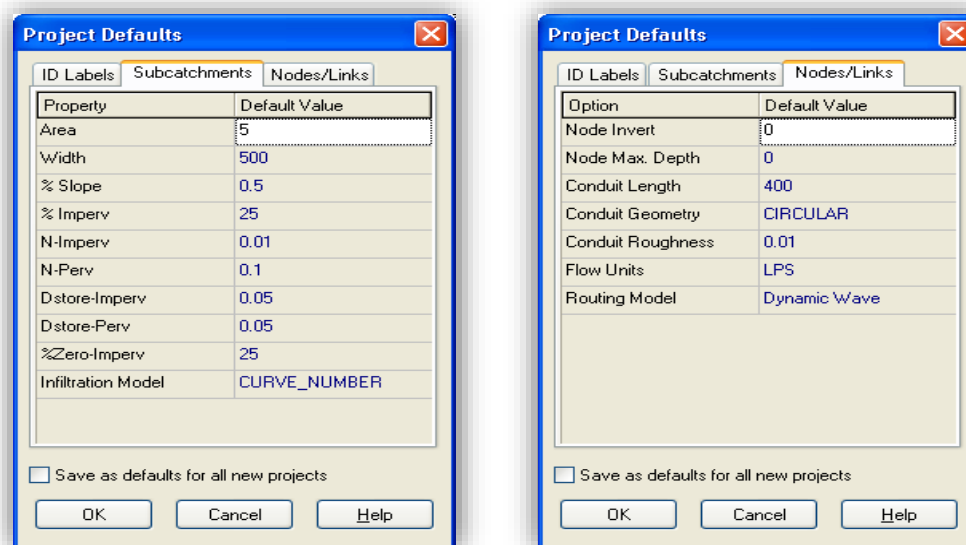


Figure III.9 : Fenêtre principale pour la définition des caractéristiques initiales des objets

Plus précisément, il est important de définir a priori :

1. la méthode de calcul utilisée pour la quantification de l'infiltration des eaux dans zone non saturé du sol : Horton, Green-Ampt, Curve Number ;
2. l'unité de mesure pour les débits appliqués ;
3. la méthode de résolution du réseau.

III.2.3. Le modèle hydrologique :

La construction du modèle hydrologique du bassin générique est réalisée en deux étapes successives :

- la détermination de la précipitation du projet ;
- la caractérisation du bassin urbain.

Dans la suite on détaillera la description de ces composantes en question.

III.2.3.1. La pluie de projet :

Une pluie de projet est un évènement pluvieux artificiel (on parle souvent de pluie synthétique), représentatif de la pluviométrie locale et auquel il est possible d'associer une période de retour. La définition de la précipitation de projet nécessite comme première information la localisation géographique de l'évènement ou bien la position du pluviomètre. Plusieurs enregistrements de précipitations peuvent être appliqués au modèle pour tenir en compte de la variabilité spatiale de l'évènement.

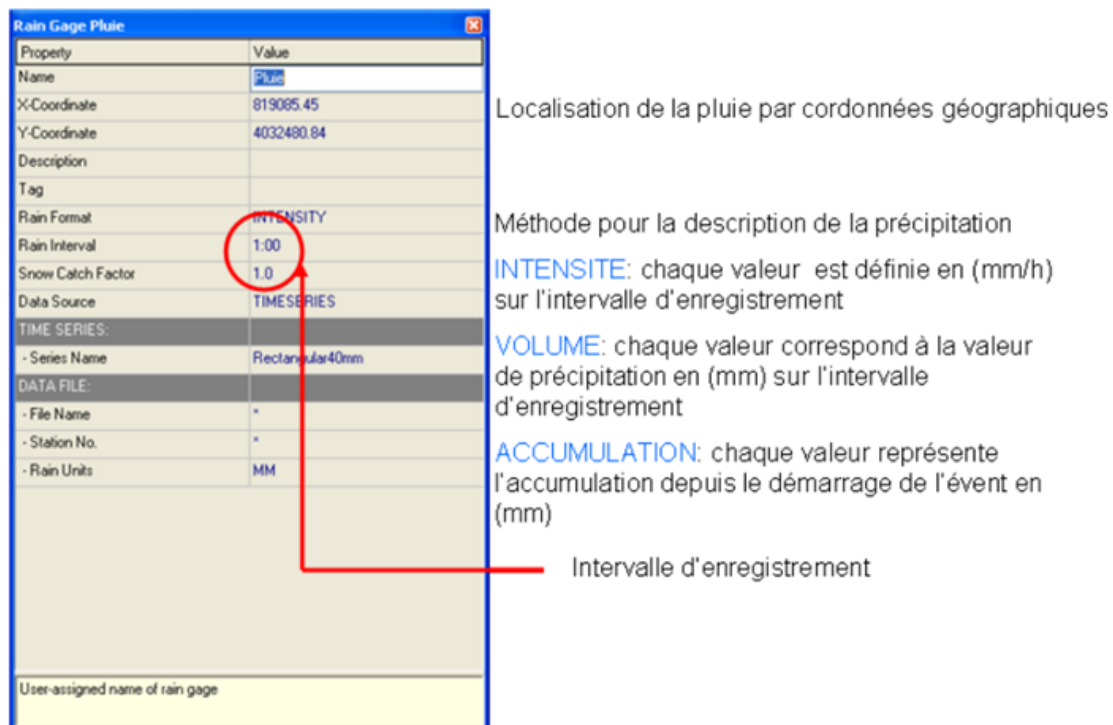
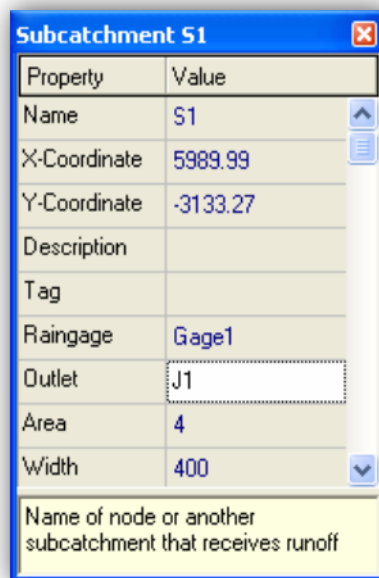


Figure III.10 : Fenêtre principale pour l'enregistrement des données des précipitations

III.2.3.2. Les bassins urbains :

Les Sous-bassins sont des unités hydrologiques de terrain dont la topographie et les éléments du système d'assainissement dirigent le ruissellement vers un seul point de rejet. L'utilisateur est responsable de diviser une zone d'étude en un nombre approprié de sous-ensembles et d'identifier le point de sortie de chaque sous-traitance. Les points de sortie de décharge peuvent être soit des nœuds du système d'assainissement, soit d'autres sous-ensembles.

La caractérisation du bassin urbain, sur une base cartographique géo-référencié se produit en premier lieu, en effectuant la délimitation du bassin, et donc caractérisant la forme géométrique de celui-ci. La détermination de l'étendue du bassin sera évaluée automatiquement par le logiciel SWMM 5.0



Property	Value
Name	S1
X-Coordinate	5989.99
Y-Coordinate	-3133.27
Description	
Tag	
Raingage	Gage1
Outlet	J1
Area	4
Width	400

Name of node or another subcatchment that receives runoff

Figure III.11 : Fenêtre principale pour l'enregistrassions des données des bassins

III.2.3.3. Le schéma général du bassin :

Un bassin versant est une portion de surface, produisant de l'eau en temps sec et/ou en temps de pluie et telle que toute l'eau produite puisse être supposée et introduite dans le réseau en un même point particulier appelé exutoire du bassin versant. En identifiant cet exutoire à un nœud du réseau, on crée une relation entre le bassin versant (la surface) et le système d'assainissement.

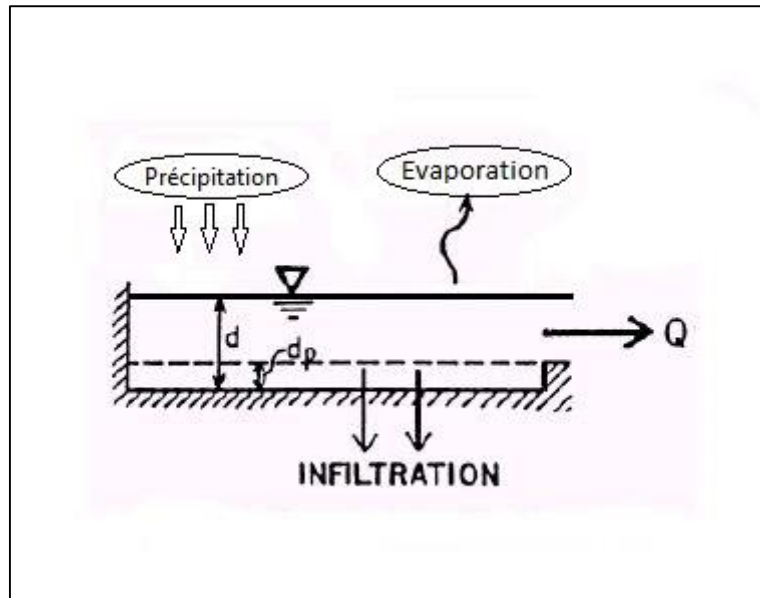


Figure III.12 : Schéma du bassin en SWMM 5.0

L'écoulement superficiel Q , se produit si seulement si la profondeur de l'eau dans le bassin dépasse la profondeur maximale de stockage, d_p ...

$$Q = W * \frac{1}{n} * (d - d_p)^{\frac{5}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots \text{III.3}$$

Avec :

- W : la largeur caractéristique du bassin,
- S : la pente du bassin
- n : la valeur caractéristique de la résistance à l'écoulement.

Note : « W » peut-être approximativement exprimé par le rapport entre la superficie du bassin et la longueur maximale qui contribue à la formation du ruissellement de surface. Le degré de saturation de chaque bassin est continuellement mis à jour après la résolution du bilan hydrologique décrit précédemment.

III.2.4. Le model hydraulique :

III.2.4.1. Les nœuds :

Un nœud du réseau est un objet ponctuel, repéré par sa position dans l'espace et jouant un rôle dans la description ou dans le fonctionnement du système d'assainissement. Physiquement, ils peuvent représenter la confluence des canaux de surface naturels, des regards d'homme dans un système d'égout ou des raccords de tuyauterie. [3]

D'après la figure, on peut déduire que chaque nœud est caractérisé non seulement par les coordonnées géographiques, mais aussi des côtes qui décrivent la côte du terrain et la profondeur de l'ouvrage lui-même.

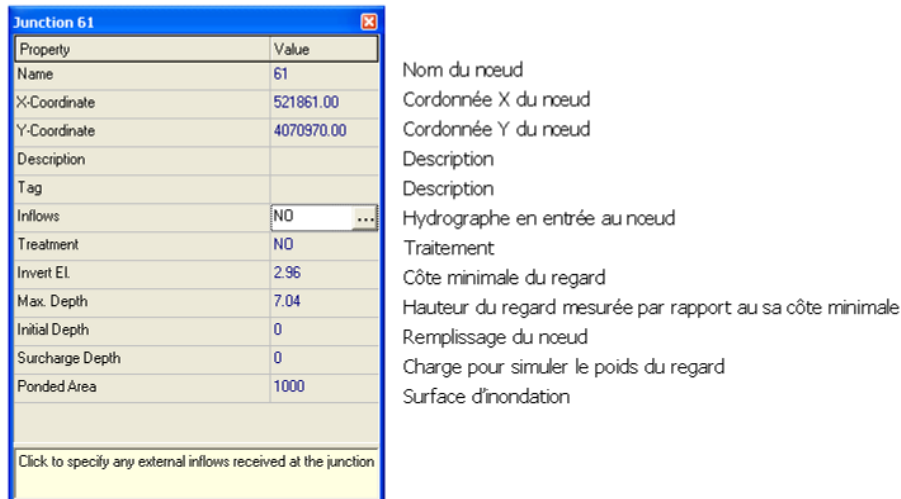


Figure III.13 : Fenêtre principale pour l'enregistrations des nœuds

III.2.4.2. Les collecteurs :

La plupart des canaux ouverts peuvent être représentés avec une forme de section transversale irrégulière, trapézoïdale ou définie par l'utilisateur. Pour ce dernier, un objet Transept est utilisé pour définir la variation de la profondeur avec la distance à travers la section transversale. La plupart des nouveaux tuyaux d'assainissement et d'égout sont circulaires tandis que les ponceaux ont généralement des formes elliptiques ou arquées. Les tuyaux elliptiques et en arc se présentent sous la forme de tailles standard qui. La forme circulaire remplie permet au fond d'un tuyau circulaire d'être rempli de sédiments et donc de limiter sa capacité d'écoulement.

La douane Forme fermée permet de définir une forme géométrique fermée symétrique par rapport à la ligne médiane en fournissant une courbe de forme pour la section transversale. [2]

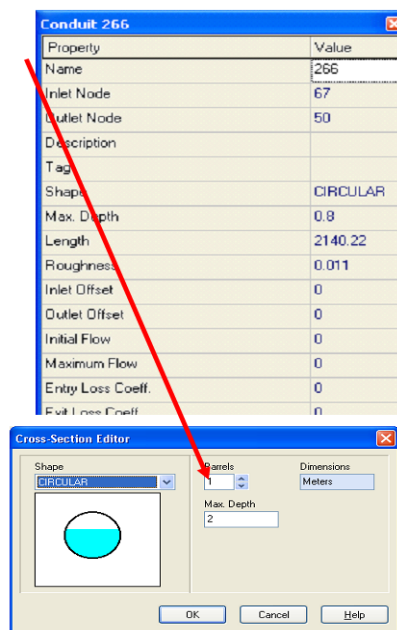


Figure III.14 : Fenêtre principale pour l'enregistrations des collecteurs

SWMM utilise l'équation de Manning pour exprimer la relation entre le débit (Q), la section transversale (A), le rayon hydraulique (R) et la pente (S) dans tous les conduits.

$$Q = \frac{1}{n} AR^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \dots\dots\dots \text{III.3}$$





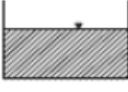


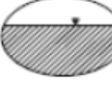






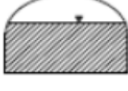









Où :

- n : coefficient de rugosité de Manning ;
- A : surface mouillée ;
- R : rayon hydraulique ;
- S : la pente de la conduite.

Le coefficient de résistance de Manning varie en fonction des matériaux utilisés pour la construction du réseau d'assainissement. Il se réfère généralement à la valeur de 0.014 s/m^{1/3} pour prendre en compte la formation de toutes incrustations à l'intérieur de la conduite.

Le tableau suivant représenté les formes de sections transversales disponibles pour conduits :

Tableau III.1 : Formes de sections transversales disponibles pour conduits [3]

Nom	Paramètre	Forme	Nom	Paramètre	Forme
Circulaire	Pleine hauteur		Forme circulaire principale	Hauteur totale, rugosité	
Circulaire remplie	Hauteur totale, profondeur remplie		Rectangulaire fermé	Hauteur totale, largeur	
Rectangulaire ouvert	Hauteur totale, largeur		Trapézoïdale	Hauteur totale, largeur de base, pentes latérales	
Triangulaire	Hauteur totale, Max. Largeur		Trapézoïdale Ellipse	Hauteur totale, Max. Largeur	
Vertical Ellipse	Hauteur totale, Max. Largeur		Cambre	Hauteur totale, Max. Largeur	
Parabolique	Hauteur totale, Largeur supérieure		puissance	Hauteur totale, Largeur supérieure, Exponent	
Rectangulaire Triangulaire	Hauteur totale, largeur supérieure, hauteur triangulaire		Rond rectangulaire	Hauteur totale, largeur supérieure, rayon inférieur	
Maillot modifié	Hauteur totale, largeur inférieure, rayon supérieur		Oeuf	Pleine hauteur	
Fer à cheval	Pleine hauteur		gothique	Pleine hauteur	
Caténaire	Pleine hauteur		Semi-elliptique	Pleine hauteur	
Maillot de plateau	Pleine hauteur		Semi-circulaire	Pleine hauteur	
Chaine irrégulière Naturel	Transect Coordonnées		Forme fermée sur mesure	Coordonnées en hauteur complète et en courbe de forme	

III.2.5. La simulation du réseau :

Une fois que la zone d'étude a été convenablement décrite, on peut simuler la réponse au ruissellement, l'acheminement du débit et le comportement de la qualité de l'eau. Cette section explique comment spécifier les options à utiliser dans l'analyse, comment exécuter la simulation et comment résoudre les problèmes courants qui peuvent se produire. Une fois décrits tous les paramètres géométriques du modèle et déterminé les forces d'entrée, la simulation se fait par la création de :

1. L'unité de mesure pour les valeurs de débit insérées : il est conseillé de fixer la valeur avant de commencer la construction du modèle numérique ;
2. Les équations pour la résolution du réseau : il est conseillé de fixer la méthodologie d'analyse du réseau avant de commencer la construction du modèle numérique ;
3. La méthode de l'infiltration des précipitations dans la zone non saturée des sols est recommandé de définir la méthodologie pour l'analyse d'infiltration avant de commencer la construction du modèle numérique;
4. La durée de la période d'analyse ;
5. Le pas le temps de calcul pour l'intégration dans les équations. [2]

III.2.6. Format de représentation des données pluviométriques :

On a trois types de représentation des données pluviométriques peuvent être utilisés pour la modélisation :

- Intensité : intensité en [mm/h] mesurée sur chaque intervalle de temps
- Volume : hauteur précipitée en mm mesurée sur chaque intervalle de temps
- Cumulative : cumul de hauteur précipitée en mm depuis le début de l'événement pluvieux des pluies chroniques (volume de pluie), ont été utilisées pour l'analyse capacitaire et la simulation des aménagements. [2]

III.2.7. Transformation pluie/débit, fonction de production :

On peut décrire l'infiltration des précipitations provenant de la zone perméable d'un sous bassin dans la zone de sols supérieurs en utilisant quatre modèles différents :

- Modèle d'infiltration d' Horton
- Modèle d'infiltration d'Horton modifié
- Modèle d'infiltration Green-Ampt
- Modèle d'infiltration Green-Ampt modifié [3]

III.2.7.1. Paramètres du modèle SCS :

Les paramètres d'ajustement 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 en (mm). [4]

$$S = 25.4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \dots\dots\dots II.9$$

Tableau III.3 : Evaluation du CN en fonction du type de sol [4]

Groupe de sol	Description	Conductivité hydraulique Ks en (mm/hr)
A	Potentiel de ruissellement faible. Sols à forts taux d'infiltration. Sols profonds sableux ou graveleux, très bien drainés.	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 lèss)	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

Tableau III.4 : Evaluation du CN en fonction de l'occupation du sol

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	66	77	83
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

III.2.7.2. Conditions antérieures d'humidité (AMC) :

Le Curve Number a été déterminé pour de nombreuses situations, prenant en compte les cultures et les aménagements antiérosifs ainsi que l'aptitude des sols au ruissellement.

Dans la méthode du S.C.S, les conditions antérieures d'humidité (Anterior Moisture Condition, A.M.C) interviennent également. Ces classes d'humidité recouvrent en réalité l'intervalle de confiance du modèle. Cet intervalle de confiance peut à l'occasion traduire effectivement l'état d'humidité du bassin au moment de l'évènement pluvieux, mais cela, n'a rien de systématique.

Dans la pratique, les hydrologues du S.C.S. se servent de cet intervalle pour infléchir dans un sens ou dans l'autre le calcul de la lame ruisselée selon l'objectif poursuivi.

Le CN déterminé grâce aux deux tables ci-dessous doit être corrigé en fonction des conditions antérieures d'humidité. [5]

Pour tenir compte de conditions initiales plus sèches que la normale :

$$CN_I = \frac{4.2CN}{10-0.058 CN_{II}} \dots\dots\dots III.10$$

Pour tenir compte de conditions initiales plus humides que la normale : [5]

$$CN_I = \frac{23CN}{10-0.13 CN_{II}} \dots\dots\dots III.10$$

III.2.8. Transformation pluie/débit fonction de transfert :

La fonction de transfert a pour but de représenter la déformation du signal de pluie lors de son transfert dans le bassin versant. Les modèles utilisés sont toujours conservatifs. Ceci signifie que l'hydrogramme de pluie nette (entrée de la fonction de transfert) est égal au volume à l'exutoire du sous bassin versant (sortie de la fonction de transfert). La fonction de transfert proposée par SWMM et Autodesk storm est :

- Méthode du réservoir non linéaire.

III.2.8.1. Méthode du réservoir non linéaire :

Méthode du réservoir non linéaire dans Les deux modèles résultants de la combinaison d'une loi de frottement empirique, celle de Manning-Strickler en l'occurrence, et de l'équation de continuité. Dans ce cas, la loi de frottement devient la loi de vidange du réservoir. D'une manière générale, l'équation de rétention d'un réservoir s'écrit :

$$\frac{dv}{dt} = Q_e - Q_s \dots\dots\dots III.11$$

Avec

- V : est le volume du réservoir ;
- Q_e : le débit entrant et ;
- Q_s : le débit sortant.

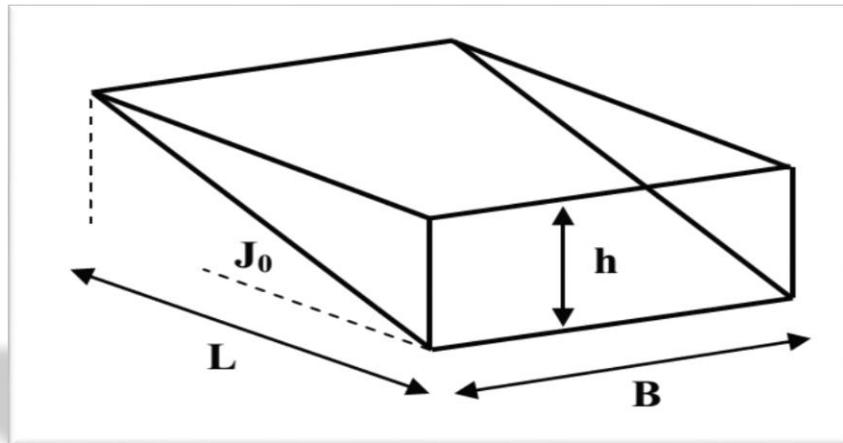


Figure III.19 : Description schématique du réservoir non linéaire dans le modèle SWMM

La Méthode du réservoir non linéaire (figure III.19) propose la relation suivante pour calculer le volume du réservoir en fonction de la hauteur d'eau h à l'aval du plan :

$$V = \frac{1}{2}LBh = \frac{1}{2}Ah \dots\dots\dots III.12$$

Avec : A est la surface du bassin versant. Le débit sortant n'est rien d'autre que le débit calculé à l'aide de la formule de Manning-Strickler :

$$Q_s = BK\sqrt{J_0 h^3} \dots\dots\dots III.13$$

Avec : K le coefficient de Strickler et J_0 la pente du plan. Le débit entrant est simplement lié à l'intensité de la pluie nette par la relation :

$$Q_e = i_{nette}A \dots\dots\dots III.14$$

En introduisant les équations (III.12), (III.13) et (III.14) dans l'équation (III.11), et après simplification par A , l'équation de rétention devient :

$$\frac{dh}{dt} = 2 \left[i_{nette} - \frac{K\sqrt{J_0 h^3}}{L} \right] \dots\dots\dots III.15$$

Il s'agit à nouveau de résoudre une équation différentielle ordinaire du premier ordre. L'algorithme numérique de résolution est celui de Runge-Kutta du 4^{ème} ordre.

III.2.8.2. Écoulement dans les réseaux :

Il ya Trois modèles sont disponibles :

- **Steady Flow** : Écoulement permanent et uniforme dans chaque tronçon et à chaque pas de temps (Translation simple des hydrogrammes)
- **Kinematic Wave** : Modèle de l'onde cinématique
- **Dynamic Wave** : Modèle de l'onde dynamique (Résolution des équations de Barré de Saint Venant) [3]

III.2.8.3. Modèle de la translation simple en régime permanent uniforme :

C'est le modèle le plus simple possible. Il considère à chaque pas de temps de calcul, que l'écoulement est permanent et uniforme. Pour relier à chaque pas de temps, le débit et hauteur d'eau dans chaque tronçon, il utilise l'équation de Manning-Strickler.

Les hydrogrammes entre l'entrée et la sortie des conduites, subissent décalage dans le temps, ni amortissement. Ce type de modèle ne peut représenter ni les effets de stockage de l'eau dans les réseaux, ni les phénomènes d'influences aval, ni les inversions du sens de l'écoulement, ni les écoulements en charge.

III.2.8.4. Modèle de l'onde cinématique :

Il résout les deux équations de Barré et de Saint-Venant en négligeant, dans l'équation de conservation de la quantité de mouvement, les deux termes d'inertie et en faisant l'approximation que la pente de la surface libre est égale à la pente du radier. Dès que le débit à l'entrée d'un collecteur est supérieur au débit à pleine section du collecteur, l'excédent est soit perdu, soit stocké au-dessus du nœud d'entrée puis réinjecté dans le collecteur lorsque celui-ci a retrouvé sa capacité d'évacuation.

Permet de représenter des écoulements variant à la fois dans le temps et dans l'espace, ce qui se traduit par un décalage temporel.

III.2.8.5. Modèle de l'onde dynamique :

Lorsqu'en un nœud, 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 nœud et réinjecté dans le réseau en fonction de ses capacités d'évacuation. 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 dés fluences. 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.

III.2.9. Comparaison entre les deux logiciels de simulation (EPA swmm et Autodesk storm) :

On peut conclure la comparaison entre les deux logiciels de simulation dans le tableau suivant :

Tableau III.6 : comparaison entre les deux logiciels de simulation

<i>Caractéristiques</i>	<i>SWMM</i>	<i>STORM</i>
<i>Interface Windows</i>	X	X
<i>Licence</i>		X
<i>Interface dynamique SIG</i>		X
<i>Acquisition automatique des données</i>	X	X
<i>passage d'un modèle à un autre</i>		X
<i>Simulation Hydrologique</i>	X	X
<i>Simulation Hydraulique</i>	X	X
<i>Simulation Qualité</i>	X	X
<i>les Résultats sous forme d'un tableau</i>	X	X
<i>Les Résultats sous forme d'un Graphiques</i>	X	X
<i>Importe et exporte format DXf et DWG</i>		X

III.3. Conclusion :

EPA SWMM 5 est une solution de modélisation des réseaux d'assainissement performante et complète qui peut être personnalisée avec des plateformes et modules de modélisation additionnels au fur et à mesure de l'évolution des besoins des ingénieurs.

Autodesk® Storm and Sanitary Analysis est une application complète d'analyse hydrologique et hydraulique. Il nous aide à planifier et à concevoir des systèmes de drainage urbain, des égouts pluviaux (y compris des systèmes de drainage des routes) et des égouts sanitaires. Le logiciel intègre l'analyse des eaux pluviales et des eaux usées lors de la planification et de la conception, ce qui nous aide à améliorer la productivité globale du projet et à augmenter nos capacités d'ingénierie.

Chapitre IV

Contrôle des données

Chapitre IV :

Contrôle des données

IV.1. Contrôle des données :

La constitution d'une série de valeurs, constituant un échantillon au sens statistique du terme, est un processus long, parsemé d'embûches, et au cours duquel de nombreuses erreurs, de nature fort différentes, sont susceptibles d'être commises.

Des erreurs peuvent en effet être perpétrées lors de l'une ou de l'autre des quatre phases du déroulement classique des opérations, à savoir : la mesure ; la transmission de l'information ; le stockage de l'information ; le traitement de l'information (prétraitement et analyse). Il est donc indispensable, avant d'utiliser des séries de données, de se préoccuper de leur qualité et de leur représentativité en utilisant diverses techniques en général de type statistique ou graphiques.

IV.1.1. Hypothèses de l'analyse statistique :

Les calculs statistiques sont basés sur un certain nombre d'hypothèses qui doivent en principe être vérifiées. Parmi celles-ci, citons :

- **Les mesures reflètent les vraies valeurs** - Cette hypothèse n'est malheureusement jamais réalisée en pratique, du fait des erreurs systématiques ou aléatoires.
- **Les données sont consistantes** - Aucune modification dans les conditions internes du système n'intervient durant la période d'observation (position du pluviomètre, procédures d'observation, observateur unique).
- **La série de données est stationnaire** - Les propriétés de la loi statistique qui régit le phénomène (moyenne, variance ou moments d'ordre supérieur) sont invariantes au cours du temps.
- **Les données sont homogènes** - Une série de données est réputée non homogène lorsque : elle provient de la mesure d'un phénomène dont les caractéristiques évoluent durant la période de mesure ; le phénomène est alors dit non-stationnaire (par exemple : variations climatiques, variations du régime des débits dues à une déforestation ou un reboisement). Il est également possible d'observer des signes

d'une non stationnarité apparente lorsque l'électronique intégrée à l'équipement de mesure présente une dérive temporelle ou lors du changement de l'observateur. elle reflète deux ou plusieurs phénomènes différents. Le régime d'une rivière à l'aval de la confluence de deux sous bassins dont le comportement hydrologique est très contrasté constitue un bon exemple de ce défaut d'homogénéité.

- **La série de données est aléatoire et simple** - Le caractère aléatoire et simple d'une série d'observations est une hypothèse fondamentale pour l'analyse statistique. Un échantillon aléatoire signifie que tous les individus de la population ont la même probabilité d'être prélevés. Un échantillon simple signifie que le prélèvement d'un individu n'influe pas la probabilité d'apparition des individus suivants. Autrement dit, si toutes les observations de la série sont issues de la même population et qu'elles sont indépendantes entre elles, la série est alors aléatoire et simple. La non vérification du caractère aléatoire et simple peut avoir plusieurs causes, parfois simultanément. Ces causes se groupent en deux catégories, les défauts d'autocorrélation d'une part (caractère non aléatoire des séries) et les défauts de stationnarité du processus d'autre part (dérive à long terme et dérive cyclique).
- **La série doit être suffisamment longue** - La longueur de la série influe sur les erreurs d'échantillonnage, notamment sur le calcul des moments d'ordre supérieurs donc sur les tests inhérents à leur fiabilité.

IV.2. Données pluviométriques :

Les données de la zone d'étude sont recueillies à partir de la station pluviométrique de Souk-Ahras

Nom	Code	Coordonnées géographiques			Durée d'observation
		Latitude	Longitude	Z	
Souk-Ahras	120101	36°17' N	07° 58' E	680	1969-2005

IV.2.1. Critique des données :

Afin de garantir la qualité des données, nous devons suivre les étapes suivantes :

- Comblent les lacunes des séries observées, si elles existent.

- Détecter et corriger les valeurs douteuses.
- Vérifier l'homogénéité.

IV.2.2. Méthodes de comblement des lacunes :

On peut estimer les données manquantes ou erronées à une station à partir des valeurs provenant des stations voisines soumises aux mêmes conditions climatiques et situées dans la même zone géographique. Trois méthodes sont proposées pour les données pluviométriques :

- remplacer la valeur manquante par celle de la station la plus proche ;
- remplacer la valeur manquante par la moyenne des stations voisines. Cette méthode est utilisée lorsque les précipitations moyennes annuelles de la station à compléter ne diffèrent pas de plus de 10% des précipitations moyennes annuelles aux stations de référence.
- remplacer la valeur manquante par une moyenne pondérée par la tendance annuelle des stations pluviométriques, soit :

$$P_x = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left[\frac{\bar{P}_x}{P_i} P_i \right] \dots \dots \dots IV.1$$

Où :

P_x : Donnée manquante de précipitation à estimer ;

n : Nombre de stations de référence ;

P_i : Précipitation à la station de référence ;

\bar{P}_x : Précipitation moyenne de la station ;

\bar{P}_x : Précipitation moyenne de la station de référence.

IV.2.3. Test d'homogénéité :

La vérification de l'homogénéité de la série est indispensable avant de passer à l'ajustement.

L'homogénéisation des données est une analyse statistique de l'information assistant à une prise de décision conséquente. Elle consiste en:

- La détection des anomalies dans les série hydrologiques et d'en chercher la cause ;
- La correction de ces anomalies par des méthodes appropriées ;

- On vérifie l'homogénéité de notre série par la méthode de test d'homogénéité à l'échelle annuelle (wilcoxon) est le plus pratique et le plus utilisé bien qu'il ne soit pas très puissant. Pour mettre en œuvre ce test, on procède de la façon suivante :
 1. On divise notre série en deux échantillon X et Y ;
 2. on classe ensuite les valeurs de notre série par ordre croissant ;
 3. par suite nous ne intéresserons qu'au rang de chacun des éléments dans cette série ;
 4. Après on calcul la somme des rangs $W_x = \sum [\text{rang}_x]$.

Wilcoxon a montré que dans le cas où les deux échantillons X et Y constituant une série la quantité W_x est comprise entre deux bornes W_{\max} et W_{\min} donnée par les formules suivantes :

$$W_{\min} = \frac{(N_1+N_2+1)N_1-1}{2} - Z_{1-\frac{\alpha}{2}} \times \sqrt{\frac{N_1+N_2(N_1+N_2+1)}{12}} \dots\dots\dots IV.2$$

$$W_{\max} = (N_1 + N_2 + 1)N_2 - W_{\min} \dots\dots\dots IV.3$$

Avec

N_1 et N_2 : Valeur de l'échantillon X et Y,

$Z_{1-\frac{\alpha}{2}}$: Représente la valeur de la variable réduite de la loi normal correspondant a $(1 - \frac{\alpha}{2})$ seuil de la confiance de 95% = 1,96)

IV.2.4. Résultats :

Valeur de la statistique $|W| = 1,80$

P-value $p = 0,0726$

IV.2.5. Conclusion:

Les deux conditions sont vérifiées donc la série est homogène.

Année	Tableau IV.1 : précipitations mensuelles maximales à la station de souk ahras (Source A.N.R.H ,2013)												Max
	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jui	Juil	Aou	
69-70	19	40,7	6,7	49,9	20,6	15,9	38	45,9	14,9	0	0	0	49,9
70-71	6,2	13,1	0	13,8	30,2	55,9	25,3	51,3	14,6	11	10,4	6,3	55,9
71-72	6,4	31,5	16,2	13,2	41,4	14	10,6	17,6	8,2	2,4	1,4	5,2	41,4
72-73	6,4	11	0	10,3	27	16,9	35,4	17	0	6,4	4,3	2,5	35,4
73-74	8,6	20,5	4,2	-999	9,7	31	25,7	12,6	2,7	0,5	1,7	0,4	31
74-75	4,1	19,4	11,3	11,4	5,2	13,6	32,7	6,3	16,3	0	0	6,4	32,7

75-76	48,1	1,4	22,4	16,3	9,4	5,3	66,5	40,3	18,6	8,2	27,5	16,2	66,5
76-77	24,2	36,1	64,5	4,4	6,3	7,2	24,3	12,4	18,4	7,4	0	48,2	64,5
77-78	6,4	4,3	32,4	4,3	12,1	32,4	6,2	32,4	3	5,4	0	32,4	32,4
78-79	4,2	24,5	4,5	24,3	20,4	16	14,2	45,1	15,8	20,7	0	4,6	45,1
79-80	26,4	18,2	36,4	4,2	32,4	4,1	52,4	18,6	18,4	2,4	0	2,4	52,4
80-81	26,4	18,2	36,4	4,2	32,4	4,1	52,4	18,6	18,4	2,4	0	2,4	52,4
81-82	7,5	6,9	24,2	37,7	18,4	29,6	27,6	11,8	32,5	14,5	26,4	0	32,5
82-83	48,4	24,4	32,4	24,5	12,4	14,2	48,4	0	12,5	12,4	0	0	48,4
83-84	15,6	14,5	32,5	24,2	40,5	24,1	48,2	7,2	0	0	0	3,5	48,2
84-85	8,2	38,4	9,5	74,4	15	42	22	26,7	14,3	0	0	0	74,4
85-86	3,5	16	4,6	8,1	18,6	18,3	13	8,9	9,5	0	4,8	15,2	18,6
86-87	10,3	10,4	39,7	43	16,3	11,4	19,6	12,9	6,2	0	0	9,3	43
87-88	16,3	1,8	2,5	3,7	16,6	17,9	4,3	1	0,9	0,8	0	0	17,9
88-89	0	0	0	0	9	39,6	13,3	20,3	4,4	8,3	0	21,2	39,6
89-90	15,3	29,4	13,8	10	20,7	0	9,5	22,7	36,3	9,6	13,2	0	36,3
90-91	10,1	16	37,8	30	30	19,4	51,5	32	22	0	0	0	51,5
91-92	14,5	26,3	30	8,2	16	32	17	49	72	4,3	0	9,5	72
93-93	0	3,5	39,9	27,3	20,2	7,6	18,4	18	28	12,3	0	6	39,9
93-94	7,3	2,3	3,9	13,3	20,5	0	3,5	8	6,7	5,3	5,5	3,2	20,5
94-95	6	7,1	0	9,7	14,2	0	15,3	12,8	0	16,2	0	2,8	16,2
95-96	22,5	11,6	16,3	13,7	11	44	13,7	25,2	24,6	4,2	3,9	4,6	44
96-97	23,8	3,7	3,7	6	14,7	6,9	38,1	29	12	36,7	17,5	25,7	38,1
97-98	16,7	13,9	42,5	22,6	25,3	3,5	19,8	18,6	6,3	11,1	0	20,4	42,5
98-99	22	26,3	45,5	23,4	23,9	11,3	14,7	7,6	8,8	6,6	26,9	16,6	45,5
99-00	18,9	2,7	9,2	39,5	4,4	4,2	3,3	11,7	65,3	37,9	0	4,6	65,3
00-01	1,3	16,4	3,6	10,5	57,2	23,5	19	28,2	48,9	0	0	11	57,2
01-02	43,3	46,6	9	6,8	8,8	6,7	6,5	15,3	10,1	6,9	26,1	4,87	46,6
02-03	8,8	3,9	42,3	35	53,6	18,1	6,7	28	15,3	1,7	0	0	53,6
03-04	8,7	9,8	6,2	90,5	32	0	16,4	8,6	33,4	25,3	0	6,6	90,5
04-05	38,8	29,8	53,7	55,6	56	41,9	15,6	32	5,5	39,2	4,4	6,5	56
05-06	2,1	1,3	31,3	60,8	35,5	14,2	21,7	6,6	14,6	0	8,7	5,7	60,8

Tableau IV.1 : les données Pluviométrique

IV.2.6. Les caractéristiques de cette série sont :

1) La somme des précipitations maximales journalières durant 37 ans d'observations :

$$\sum_{i=1}^{n=37} P_{j \max} = 1718,7 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{IV.4}$$

2) Moyenne des précipitations maximales journalières :

$$\bar{P}_{j \max} = \frac{\sum_{i=x}^n P_{j \max}}{n} \dots \dots \dots \text{IV.5}$$

$$\bar{P}_{j \max} = 46,5 \text{ mm}$$

n : le nombre d'années d'observations (n= 37 ans).

3) Ecart type $\sigma_{j \max}$:

Pour n < 30 ans on a :

$$\sigma_x = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{37} (X_i - 46,5)^2}{37}} \right] \dots \dots \dots \text{IV.6}$$

$$\sigma_{P_{j \max}} = 16,3 \text{ mm}$$

4) Coefficient de variation :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{j \max}}}{\bar{P}_{j \max}} \dots \dots \dots \text{IV.7}$$

$$C_v = 0,351$$

5) Exposant climatique :

Cet exposant climatique dépendant de la position géographique, déterminé à partir de la carte des isolignes de l'exposant climatique établi par Les caractéristiques pluviographiques de la région. (Source ANRH, 2013)

On prend pour notre site : **b=0,34**.

Chapitre V

Analyse fréquentielle des pluies

Chapitre V

Analyse fréquentielle des pluies

V.1. Introduction :

Afin de mieux comprendre la réaction du bassin versant vis-à-vis des séquences pluvieuses, nous devons aborder le caractère exceptionnel du phénomène au pas journalier.

Dans cette étude, nous disposons des pluies annuelles maximales sur une période de 37 ans (station de Souk-Ahras), sort du premier Septembre 1969 au 31 Août 2005 soit 12960 valeurs. Le changement de la variabilité pluviométrique des dernières années a produit dans la région de Souk-Ahras, des pluies plus fréquentes, de courtes durées et d'intensités élevées pendant l'été, avec une irrégularité des pluies d'hiver. Celles-ci sont caractérisées par une pluie d'intensité moyenne, et de longue durée moins critique que les orages d'été.

L'estimation de l'intensité moyenne maximale, demeure l'élément essentiel dans l'étude des crues et la gestion des eaux du bassin versant. [14]

V.2. Choix de la période de retour :

Lorsqu'on traite des valeurs extrêmes, il est généralement plus utile de définir à partir de la probabilité la période de récurrence ; c'est à dire l'intervalle moyen en années entre les événements dont la grandeur égale ou dépasse celle de l'événement considéré (Thiès Sénégal juil, 1990). On peut définir la période de récurrence comme suit :

$$Tr = 1/p$$

Où

Tr= période de récurrence et ;

p : la probabilité d'obtenir un événement de grandeur égale ou supérieure.

V.3. Détermination de l'intensité moyenne des précipitations :

L'analyse de cette intensité moyenne maximale est très importante dans le dimensionnement des réseaux d'égout.

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales qui se définissent par le rapport de la hauteur d'eau tombée et la durée Δt .

Soit :

$$i_m = \frac{\Delta h}{\Delta t} \dots \dots \dots V.1$$

Avec :

i_m : intensité moyenne en mm/h

Δh : hauteur de pluie tombée pendant la durée Δt .

V.4. Analyse des données pluviométriques et choix de l'ajustement :

V.4.1. Importance d'une analyse statistique des précipitations :

Les données hydrologiques en particulier celles des précipitations, avec leur caractère aléatoire peuvent être exprimées en termes de probabilité. C'est ainsi qu'on définit une structure hydraulique par rapport à une averse type possédant certaines caractéristiques prédéfinies. Cette averse type sera à la base des études de conception de la structure. Cette averse projet est associée à la fréquence probable à laquelle, elle se produit, cette fréquence est estimée par des données déjà compilées relatives au phénomène pluvial ainsi qu'aux caractéristiques physiques et météorologiques de la région faisant l'objet du projet.

Dans la pratique les données de précipitations se trouvent sous forme de :

- Précipitation journalière mesurée par l'intermédiaire d'un pluviomètre. Cette précipitation est la somme de toutes les précipitations dues aux phénomènes pluviaux qui se sont produits pendant une journée (24H).
- Précipitation enregistrée par l'intermédiaire d'un pluviographe donnant pour chaque événement pluvial sa répartition dans le temps. Cette forme des données de précipitation est d'une importance capitale pour ce qui concerne la transformation « pluie - débit ». On peut aussi avoir des données des précipitations en termes des précipitations annuelles moyennes, ou mensuelles moyennes ... etc.

Pour ce qui concerne les conceptions des structures hydrauliques, on s'intéresse aux phénomènes pluviaux rares. C'est ainsi que parmi toutes les données des précipitations journalières nous intéresserons aux précipitations extrêmes, en d'autre terme aux précipitations

journalières maximales annuelles et mensuelles. Ce sont elles qui feront l'objet d'analyse statistique.

V.2.2. *Choix de la loi d'ajustement :*

Dans l'analyse des fréquences, la procédure qui est généralement adoptée contient des étapes bien distinctes. On assume tout d'abord la distribution de fréquence spécifique que le phénomène à l'étude (précipitations journalières maximales annuelles pour notre cas) suivra probablement. Ensuite on procède à l'évaluation des paramètres de la loi à partir des données existantes. Une fois la loi bien définie et répondant aux critères des tests, on peut à partir de cette loi prédire n événement en connaissant sa période de récurrence par exemple.

Le caractère des précipitations maximales journalières annuelles entraîne une certaine sélection de lois de probabilité. C'est ainsi que seule les lois asymétriques peuvent convenir à l'ajustement d'un échantillon de précipitations maximales journalières annuelles.

Les plus utilisées sont:

- ❖ Loi de Gumbel : loi des valeurs extrêmes.
- ❖ Loi Log-normale.
- ❖ Loi de Frechet.
- ❖ Loi Pearson.

V.2.2.1. *Ajustement de la série pluviométrique de Souk-Ahras à la loi de Gumbel :*

Les diverses études ont montré que quel que soit le type de la loi théorique pouvant ajuster les précipitations maximales annuelles dans une station, la série de données peut être distribuée suivant une loi de limite extrême dont la loi de Gumbel en fait partie.

La distribution de cette loi s'exprime de la manière suivante (Meylan et Musy, A., 1998) :

$$F(x) = \exp\left(-\left(1 - c \frac{x-a}{b}\right)^{\frac{1}{c}}\right) \dots\dots\dots V.2$$

Où

a : est le paramètre de position,

b : le paramètre d'échelle ;

c : le paramètre de forme.

La fonction de répartition de la loi de Gumbel s'exprime de la manière suivante :

$$F(x) = \exp\left(-\exp\left(-\frac{x-a}{b}\right)\right) \dots\dots\dots V.3$$

Posons la variable réduite suivante :

$$U = \frac{x-a}{b} \dots\dots\dots V.4$$

La distribution s'écrit alors comme suit :

$$F(x) = \exp(-\exp(-u)) \dots\dots\dots V.5$$

et

$$u = -\ln(-\ln F(x)) \dots\dots\dots V.6$$

L'avantage d'utiliser la variable réduite est que l'expression d'un quantile est alors linéaire. En effet pour trouver la valeur X_q d'un quantile, correspondant à la distribution $F(X_q)=q$, en fonction des deux paramètres a et b , il suffit d'utiliser la relation suivante :

$$X_q = a + b u q \dots\dots\dots V.7$$

Les deux premiers moments théoriques de la loi de Gumbel s'expriment à partir des paramètres de position et d'échelle de la manière suivante :

$$\begin{cases} u = a + b \gamma \\ \sigma^2 = \frac{\pi^2}{6} b^2 \end{cases} \dots\dots\dots V.8$$

Avec

$\gamma = 0,5772$ Constante d'Euler,

σ : l'écart type des valeurs composants l'échantillon;

μ : la moyenne de l'échantillon.

On obtient donc les formules suivantes pour l'estimation par la méthode des moments :

$$\begin{cases} \hat{b} = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \hat{\sigma} \\ \hat{a} = \hat{\mu} - \hat{b}\gamma \end{cases} \dots\dots\dots V.9$$

Nous remarquons que les pluies journalières maximales annuelles observées à Souk-Ahras sont bien ajustées au modèle de Gumbel (Figure V.1).

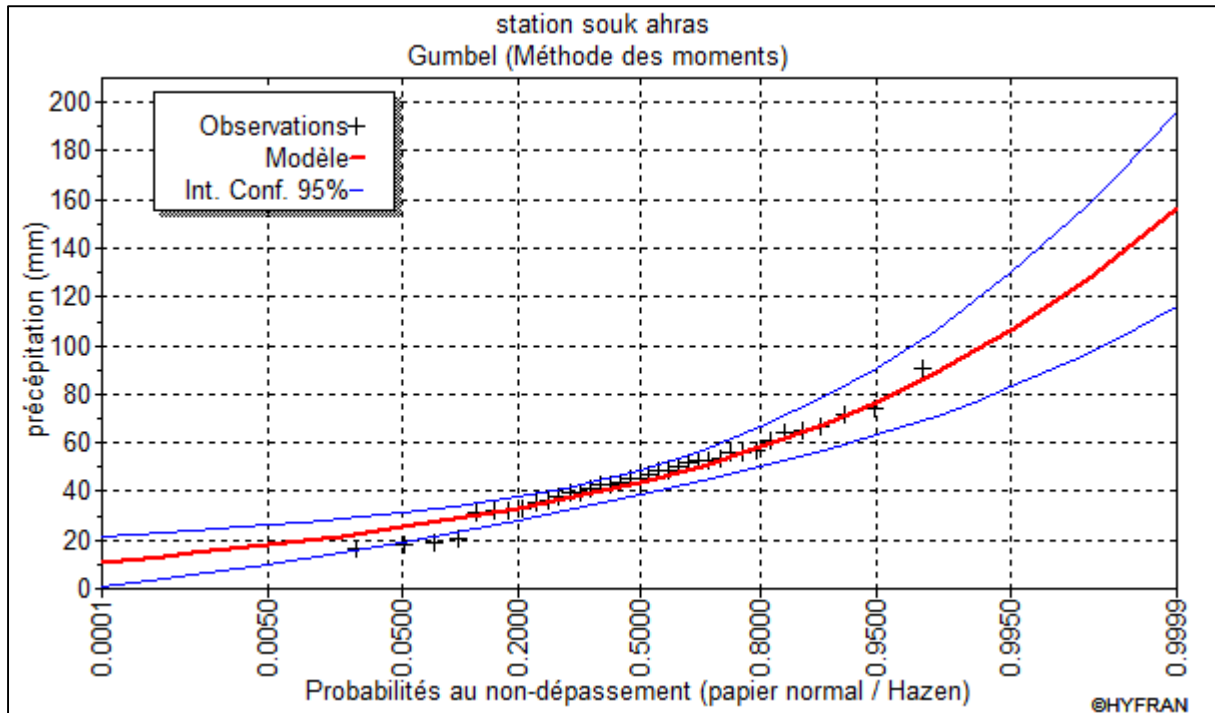


Figure V.1 : Ajustement à la loi de Gumbel aux maxima annuels des pluies de station de Souk Ahras.

V.4.2.2. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de LOG NORMAL :

Le procédé d’ajustement est identique à celui établi pour la loi de Gumbel, seul la représentation graphique change ou elle est faite sur du papier log-normale, La loi de Log normale est une fonction de répartition qui s’exprime selon la formule suivante :

$$F(X) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{\mu}^{+\infty} e^{-\frac{1}{2}\mu^2} du \dots\dots\dots V.10$$

$$\mu = \frac{X_i - \bar{X}}{\sigma_x}$$

Ou :

u : variable réduite de GAUSS

L’équation de la droite de (LOG NORMAL) est la suivante :

$$\text{Log}X = \frac{\sum_{i=1}^{37} \overline{\text{Log}Xi}}{N} \dots\dots\dots V.11$$

Nombre d'observations: 37

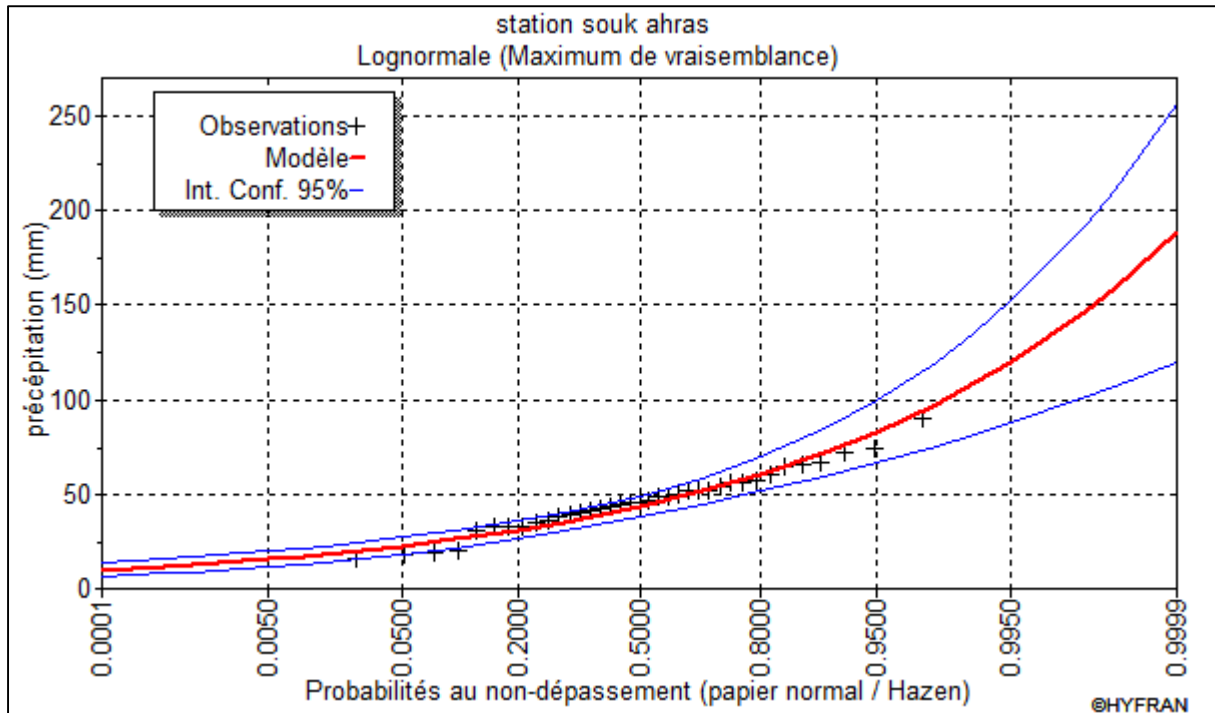


Figure V.2 : Ajustement à la loi de Log normale aux maxima annuels des pluies de station de Souk Ahras.

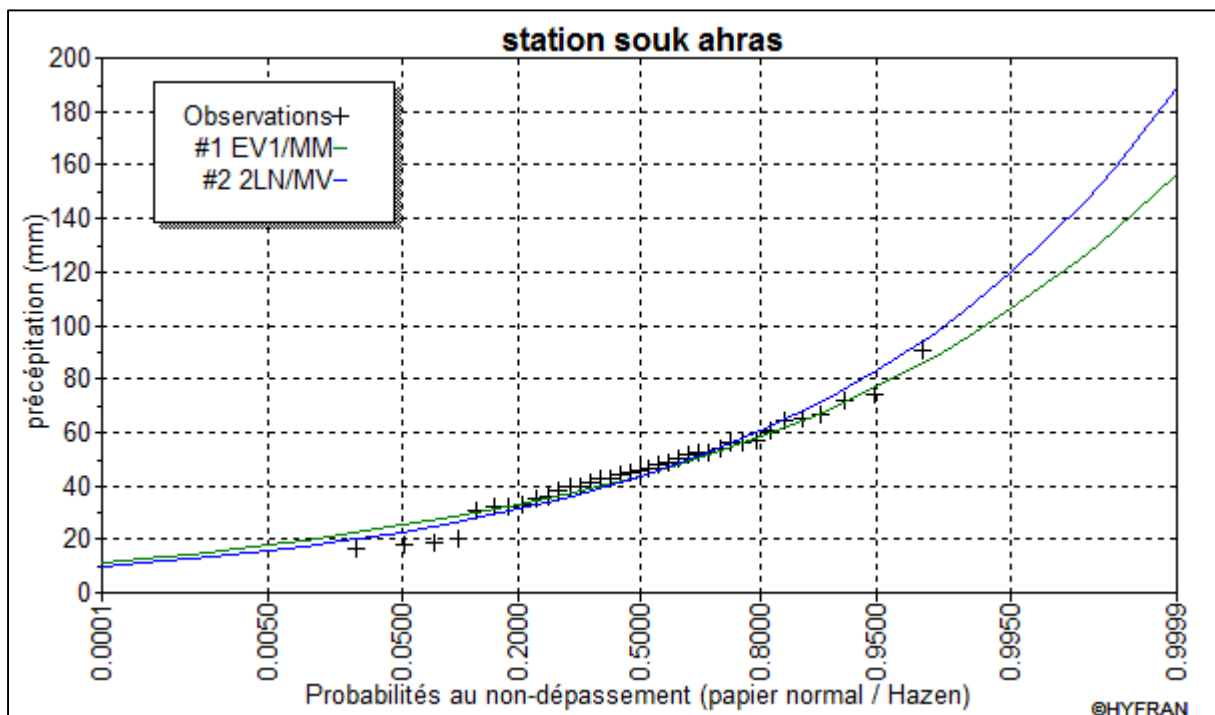


Figure V.3 : Comparaison graphique de l'ajustement des deux graphes

Conclusion :

L'observation des deux graphes de la figure V.3 ci-dessus, celui de la loi de Gumbel et celui de la loi Log normal, montre que l'ajustement issu de la loi de Gumbel est le meilleur, du

moment que la position des données expérimentales sont plus proches de la droite théorique. Alors, on conclut que cette série s'ajuste bien à la loi de Gumbel pour cette série de données pluviométriques annuelles maximales au niveau de signification de 5 %.

V.5. Courbes intensité-durée-fréquence (IDF) :

V.5.1. Principe général :

Les courbes Intensité-Durée-Fréquence (IDF) ou Hauteur-Durée-Fréquence (HDF) permettent d'estimer les fréquences de dépassement F des événements pluvieux observés à partir de leur durée et de leur intensité moyenne I ou de leur hauteur H , par interpolation graphique ou mathématique [15]. En pratique, on remplace généralement la fréquence de dépassement F par la période de retour T associée, définie comme l'intervalle de temps moyen séparant deux événements dont l'intensité moyenne ou la hauteur atteint ou dépasse un seuil donné. La période de retour T est exprimée en années et en mois.

Pour un objectif de dimensionnement hydraulique des réseaux, on s'intéresse généralement aux événements dits « fréquents », c'est à dire de périodes de retour égales à :

- 1) **Un mois** permettra d'analyser la capacité de transit du réseau vis-à-vis du débit de pointe généré par un épisode mensuel et déterminées les tronçons qui n'assure pas les vitesses minimales d'auto curage.
- 2) **Dix ans** pour vérifier le dimensionnement ou la capacité des réseaux d'assainissement.
- 3) **Cinquante ans** pour identifier les zones inondables.

V.5.2. Etablissement des 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.

V.5.3. 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 :

$$i = \frac{k \cdot T^a}{(t+c)^b} \dots \dots \dots V.12$$

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 :

$$i = \frac{a}{t^b} \dots \dots \dots V.13$$

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 d'ajustement.

V.5.4. Représentation statistique :

L'analyse fréquentielle peut s'appliquer si on ne présuppose pas une loi connue (de type Montana, etc.) et si on s'intéresse à des événements rares, donc extrêmes. Les données recueillies sont alors ajustées, à un pas de temps choisi, à une loi statistique qui doit décrire relativement bien la répartition des extrêmes. La loi de Gumbel est la plus utilisée. Si l'opération est répétée sur plusieurs pas de temps, on obtient la variation de l'intensité avec la durée de la pluie pour différents temps de retour, c'est à dire des courbes IDF de la station considérée sur la période analysée.

Période de retour (ans)	2	5	10	20	50	100
b	-0.49	-0,55	-0,57	-0,59	-0,62	-0,63
a	9.2	10.15	11.10	11.82	12.41	13.23

Tableau V.1 : Valeurs des paramètres de Montana pour différents temps de retour

Période de retour (ans)					
Temps (min)	2 ans	5 ans	10ans	50 ans	100 ans
15	37.43	49.45	57.41	74.93	82.34
30	23.64	31.23	36.25	47.31	51.99
45	18.06	23.86	27.70	36.16	39.73

60	14.92	19.72	22.89	29.88	32.83
75	12.87	17.01	19.74	25.77	28.31
90	11.41	15.07	17.49	22.83	25.09
105	10.30	13.60	15.79	20.61	22.65
120	9.42	12.45	14.45	18.87	20.73
135	8.72	11.52	13.37	17.45	19.17
150	8.13	10.74	12.47	16.27	17.88
165	7.63	10.08	11.70	15.27	16.78
180	7.20	9.51	11.05	14.42	15.84
195	6.83	9.02	10.48	13.67	15.02
210	6.50	8.59	9.97	13.02	14.30
225	6.21	8.21	9.53	12.43	13.66
240	5.95	7.86	9.13	11.91	13.09
255	5.72	7.55	8.77	11.44	12.57
270	5.50	7.27	8.44	11.02	12.11
285	5.31	7.02	8.14	10.63	11.68
300	5.13	6.78	7.87	10.27	11.29
315	4.97	6.56	7.62	9.95	10.93
330	4.82	6.37	7.39	9.64	10.60
345	4.68	6.18	7.17	9.36	10.29
360	4.55	6.01	6.98	9.10	10.00
375	4.43	5.85	6.79	8.86	9.74
390	4.31	5.70	6.61	8.63	9.49
405	4.21	5.56	6.45	8.42	9.25
420	4.11	5.42	6.30	8.22	9.03
435	4.01	5.30	6.15	8.03	8.82
450	3.92	5.18	6.02	7.85	8.63
465	3.84	5.07	5.89	7.68	8.44
480	3.76	4.96	5.76	7.52	8.27
495	3.68	4.86	5.65	7.37	8.10
510	3.61	4.77	5.54	7.23	7.94
525	3.54	4.68	5.43	7.09	7.79

540	3.48	4.59	5.33	6.96	7.64
555	3.41	4.51	5.23	6.83	7.51
570	3.35	4.43	5.14	6.71	7.38
585	3.30	4.35	5.05	6.60	7.25
600	3.24	4.28	4.97	6.49	7.13
615	3.19	4.21	4.89	6.38	7.01
630	3.14	4.15	4.81	6.28	6.90
645	3.09	4.08	4.74	6.18	6.79
660	3.04	4.02	4.67	6.09	6.69
675	3.00	3.96	4.60	6.00	6.59
690	2.95	3.90	4.53	5.91	6.50
705	2.91	3.85	4.47	5.83	6.41
720	2.87	3.79	4.40	5.75	6.32
735	2.83	3.74	4.34	5.67	6.23
750	2.79	3.69	4.29	5.59	6.15
765	2.76	3.64	4.23	5.52	6.07
780	2.72	3.60	4.18	5.45	5.99

Tableau V.2 : Valeurs des intensités obtenues en (mm/hr)

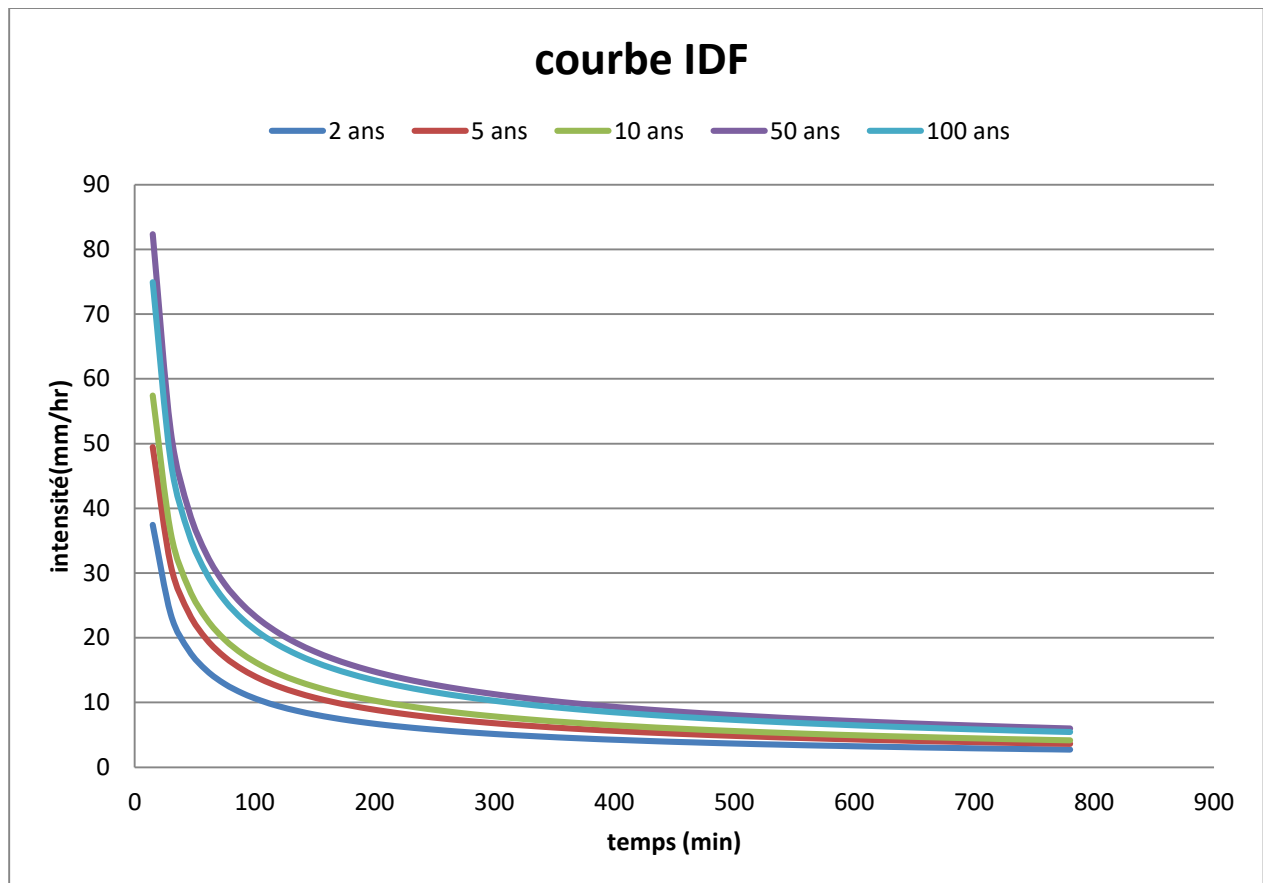


Figure V.4 : Représentation des courbes IDF de la station de Souk-Ahras

V.6. Pluie de projet :

V.6.1. Définition :

La pluie étant l'origine pour la plupart des ruissellements, il est tout à fait logique d'être en présence d'un nombre important de modèle de transformation pluie débit qui utilise comme entrée du modèle la pluie. Mais dès qu'on parle de détermination de débit, on se trouve devant le problème des choix de la pluie, à la quelle ou l'on doit se référer.

L'utilisation d'un modèle de ruissellement urbain pour le calcul rationnel des réseaux d'assainissement nécessite la connaissance d'événements pluviométriques pour le bassin étudié et conduisant à des écoulements importants contre lesquels il convient de les protéger. A ces événements critiques devrait être associé une période de retour autorisant le calcul économique des réseaux en termes de risques de défaillance. Ses événements pluviométriques critiques sont englobés aujourd'hui sous l'appellation de "pluie de projet". (Abou ,1990).

Les épisodes pluvieux sont des phénomènes aléatoires, à la structure très complexe et difficilement reproductible. Chaque épisode pluvieux est unique dans son genre (impossibilité

d'être en présence de deux épisodes pluvieux identiques), et on saurait lui affecter une probabilité d'occurrence précise. C'est ainsi qu'au sein d'un même épisode pluvieux, plusieurs paramètres le caractérisant (hauteur d'eau totale précipitée p), durée (D), intensité moyenne, intensité maximale, etc...) peuvent avoir des périodes de retour très différentes. Tout ceci montre la complexité d'une dérivation précise d'une 'pluie de projet'.

V.6.2. Les différents modèles de la pluie de projet :

Le concept d'averse de projet est un sujet fort discuté, car rien ne remplace une averse réelle ou historique. Pour ce faire, il faut étudier les averses mesurées de la région concernée afin de déterminer la forme de l'hyétogramme la plus adéquate. Nous allons présenter quelques modèles d'averse synthétiques qui peuvent être utilisés comme averses de projet.

V.6.2.1. Modèle uniforme ou d'intensité constante :

Ce type d'averse est souvent utilisé pour les petits bassins de drainage, comme par exemple avec la méthode rationnelle. La figure V.5 illustre l'hyétogramme associé à ce type de précipitation. La nomenclature est la suivante :

i = l'intensité de l'averse, en mm/h

t_D = la durée de la précipitation, en min,

P_T = la hauteur de précipitation totale, en mm

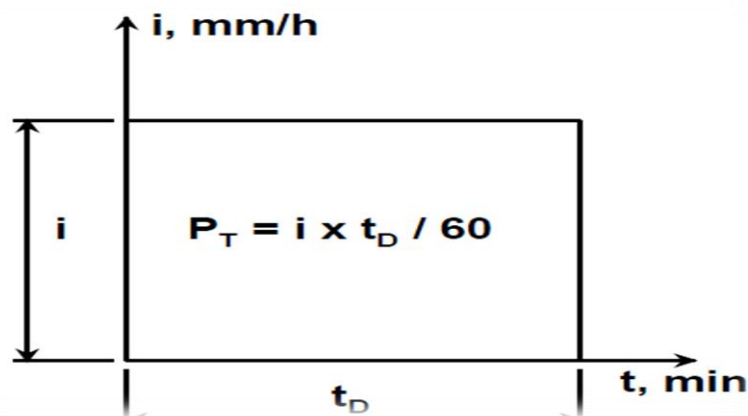


Figure V.5 : hyétogramme de pluie

V.6.2.2. *Modèle triangulaire :*

Dans une progression lente vers des structures temporelles plus évoluées, l'averse triangulaire offre une variation temporelle linéaire des intensités de pluie. Ce modèle de pluie a été abondamment utilisé pour les études hydrologiques liées au dimensionnement des organes d'évacuation des grands barrages. La méthode de structuration temporelle des intensités est illustrée dans la (Figure V.6) ci-dessous. Pour conserver le volume de l'averse, l'intensité maximale.

$$I_{\max} = 2 * I_M \quad \text{Ou} \quad I_M = a * tp^b \quad \dots\dots\dots V.14$$

Un nouveau paramètre r est introduit, dont la valeur est toujours comprise entre 0 et 1.

Il permet de choisir la position de la pointe du hyétogramme sur la durée de la pluie.

Ce paramètre est défini par la relation :

$$r = \frac{t^*}{tp} \dots\dots\dots V.15$$

Où t^* : est le temps de montée du hyétogramme.

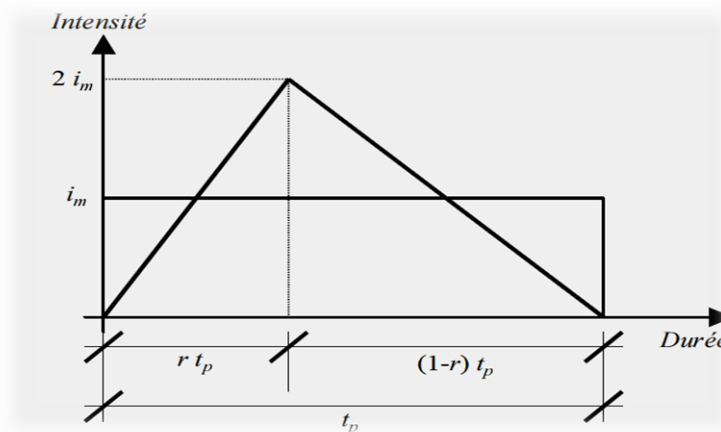


Figure V.6 : pluie de triangle

Le modèle de pluie utilisé est le modèle type double triangle. C'est une forme particulière de hyétogramme synthétique souvent utilisée en hydrologie pour dimensionner les réseaux d'assainissement. Le concept de pluie de projet double triangle a été développé par Desbordes en (1974) à partir de l'analyse statistique d'une série chronologique de pluies réelles. L'élaboration de ce concept repose sur un double constat :

- Les événements pluvieux réels qui provoquent des désordres dans les réseaux d’assainissement pluvial sont généralement constitués d’une période de pluie intense relativement courte située à l’intérieur d’une séquence de pluie de quelques heures.
- La détermination de la forme de pluie en double triangle est issue d’une analyse de sensibilité, qui a permis à débordement de montrer qu’une forme simple, doublement triangulaire, fournissait des hydrogrammes peu sensibles au paramètre principal Construction d’une pluie représentée par un double triangle. Elle possède 5 paramètres (Marel, 2005) :

- 1) La durée totale de pluie souvent égale à 6h.
- 2) La durée de la période de pluie intense.
- 3) La position de la pointe de la pluie intense par rapport au début de la pluie.
- 4) La hauteur d’eau tombée pendant la période de pluie intense.
- 5) La hauteur tombée pendant la totalité de la pluie.

Dans notre cas, nous prendrons une durée totale de pluie de 6 heures. La position de la pointe est située au milieu de la pluie totale. Les hauteurs d’eau ont été calculées à partir des lois de Montana. (Marel, 2005)

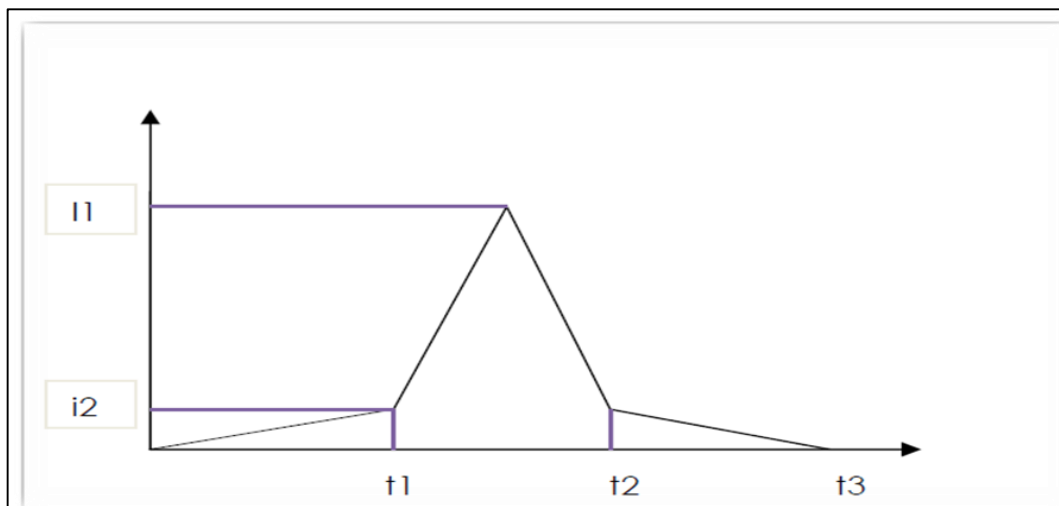


Figure V.7 : pluie de double triangle

Avec

$$\frac{t_3}{2} = \frac{t_2 + t_1}{2}; t_2 = \frac{(t_3 - t_1)}{2} \dots\dots\dots V.16$$

$$i_1 = (t_1)^b \frac{1-(0,1)^{b+1}}{0,9 \times 0,1^b} \times 120 \times a \times 2^b \dots\dots\dots V.17$$

$$i_2 = (t_1)^b \frac{(0,1)^{b-1}}{0,9 \times 0,1^b} \times 120 \times a \times 2^b \dots\dots\dots V.18$$

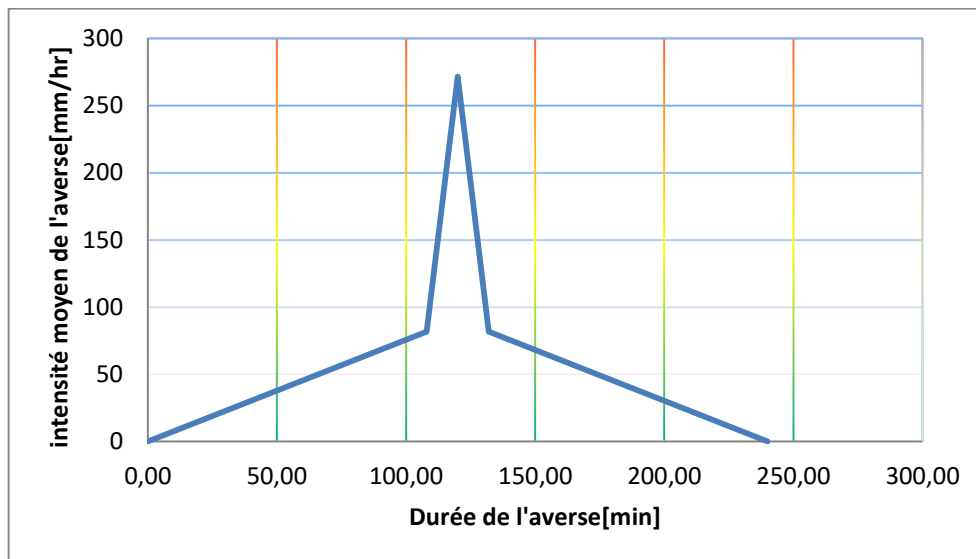


Figure V.8 : pluie de projet d'une période de retour 10ans

V.7. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons fait une analyse et un ajustement des données pluviométrique par les lois de Gumbel et Galton (Log-normal) et on conclut que cette série s'ajuste bien à la loi de Gumbel pour cette série de données pluviométriques annuelles maximales au niveau de signification de 5%. Par la suite on a calculé les intensités et les pluies de projet a partir des courbes IDF et on le tracés et finalement on a calculé les intensités moyennes des pluies de projet par la méthode de double triangle.

Chapitre VI

Simulation et résultats

Chapitre VI

Simulation et résultats

VI.1. Introduction :

Ce chapitre représente les résultats de simulation du réseau d'assainissement de la ville de Souk-Ahras par le logiciel SWMM (Storm water mangement model) et le logiciel Autodesk Storm and Sanitary. Les logiciels ont été utilisés pour simuler la performance du réseau d'assainissement lors d'une pluie de durée de 4 heures et d'une période de retour de 10 ans. La simulation du réseau d'assainissement de la ville de Souk-Ahras par le logiciel SWMM et le logiciel Autodesk Storm and Sanitary nous a permis l'affichage de tous les résultats concernant les débits de sous bassins, les débits de tronçons, les vitesses de tronçons, les profondeurs d'eau au niveau des regards, les diamètres, les profils en long et les hydrogrammes de variation des débits, les vitesses, la capacité du réseau et les hauteurs d'eau.



Figure VI.1 : schéma de La zone d'étude

VI.2. Simulation pour le logiciel SWMM

VI.2.1. Pour la méthode d'infiltration Horton :

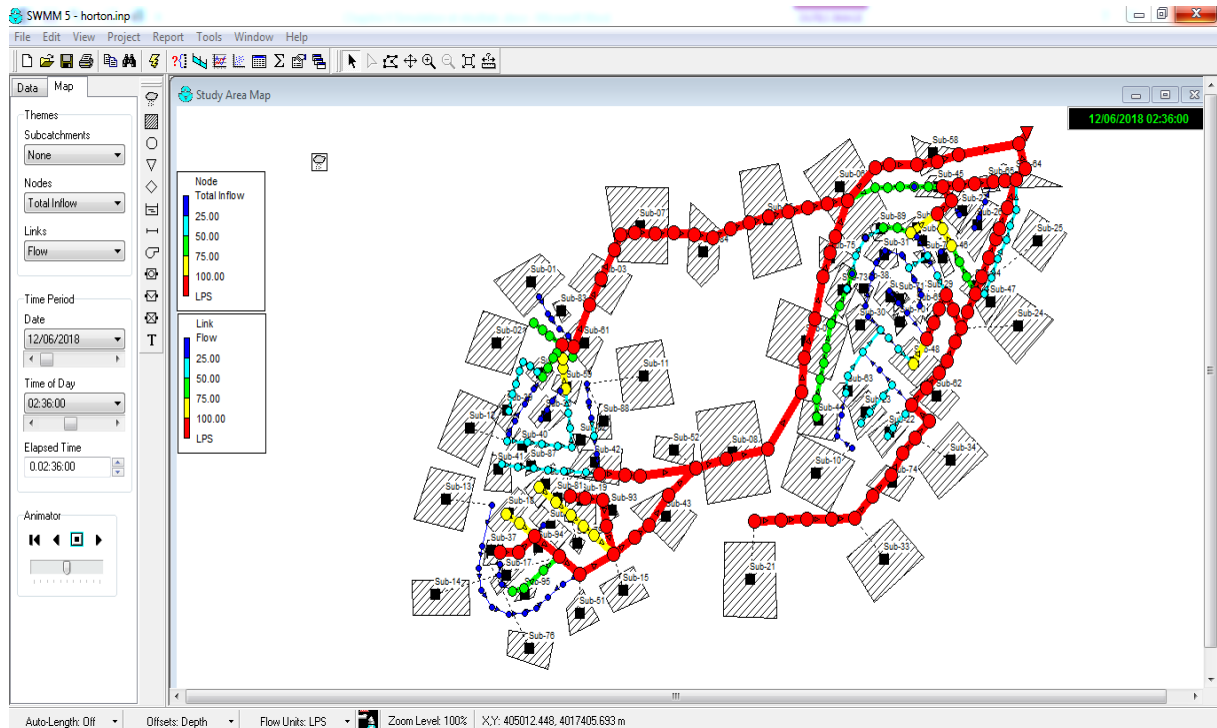


Figure VI.2 : Simulation du réseau pour une période de retour 10 ans interface SWMM

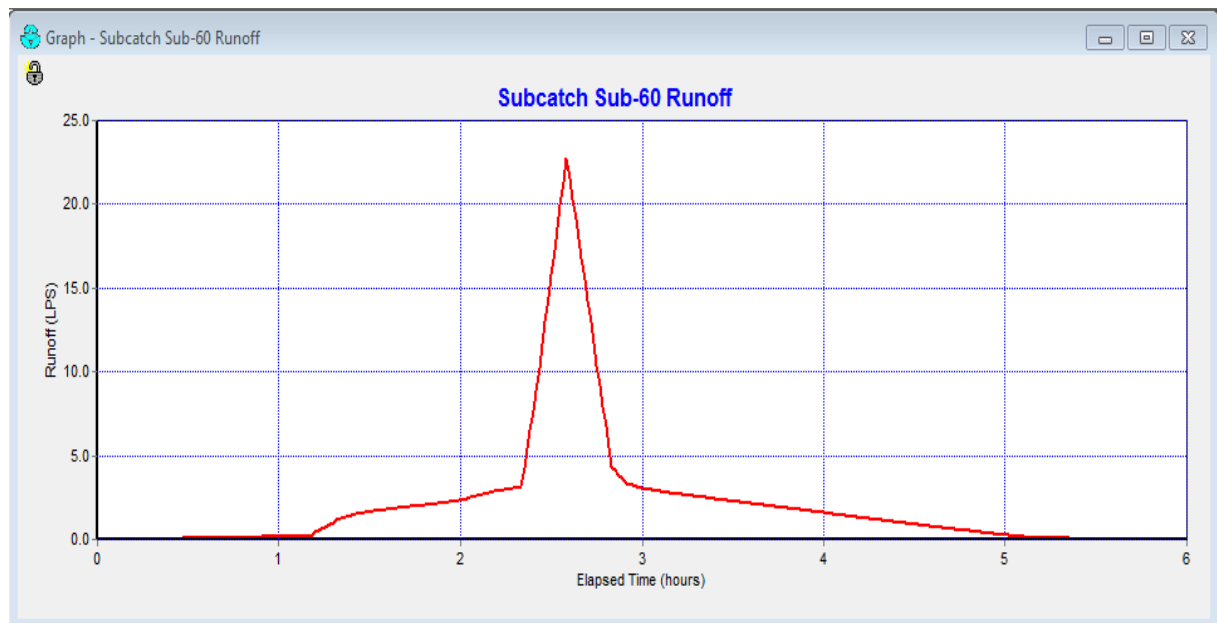


Figure VI.3 : Hydrogramme de ruissèlement dans le sous bassins (SB 60)

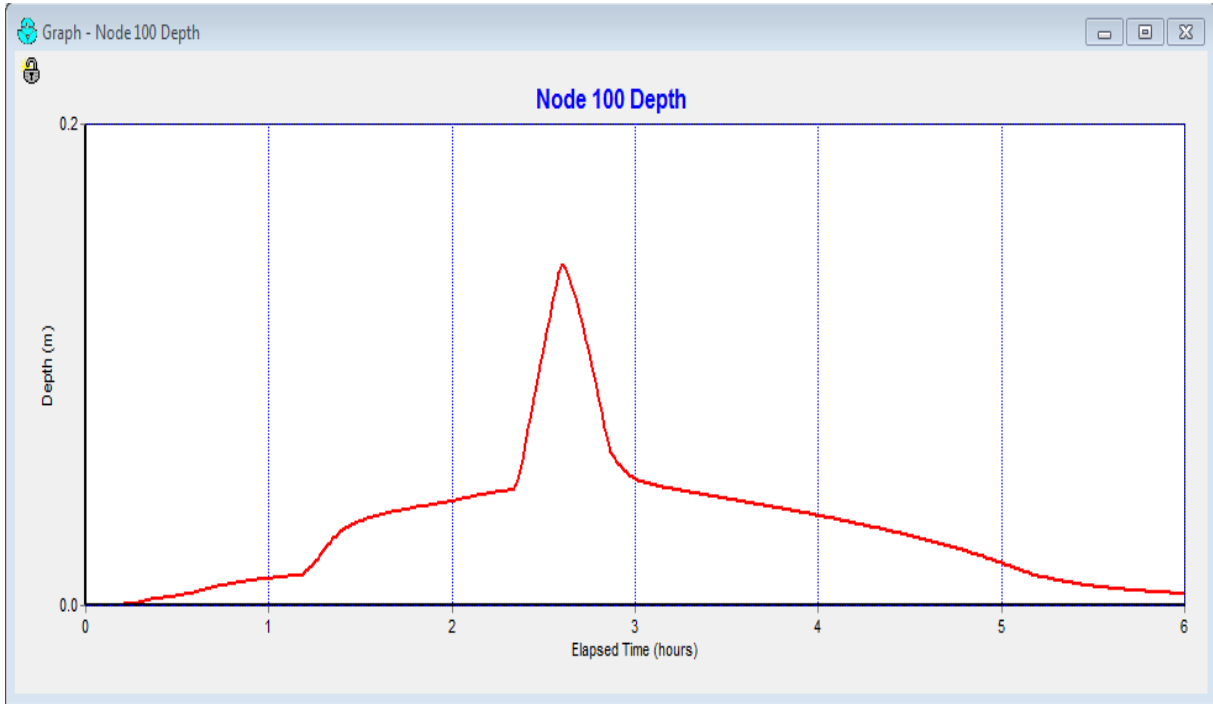


Figure VI.4 :Hydrogramme de la hauteur d'eau dans le regard R100

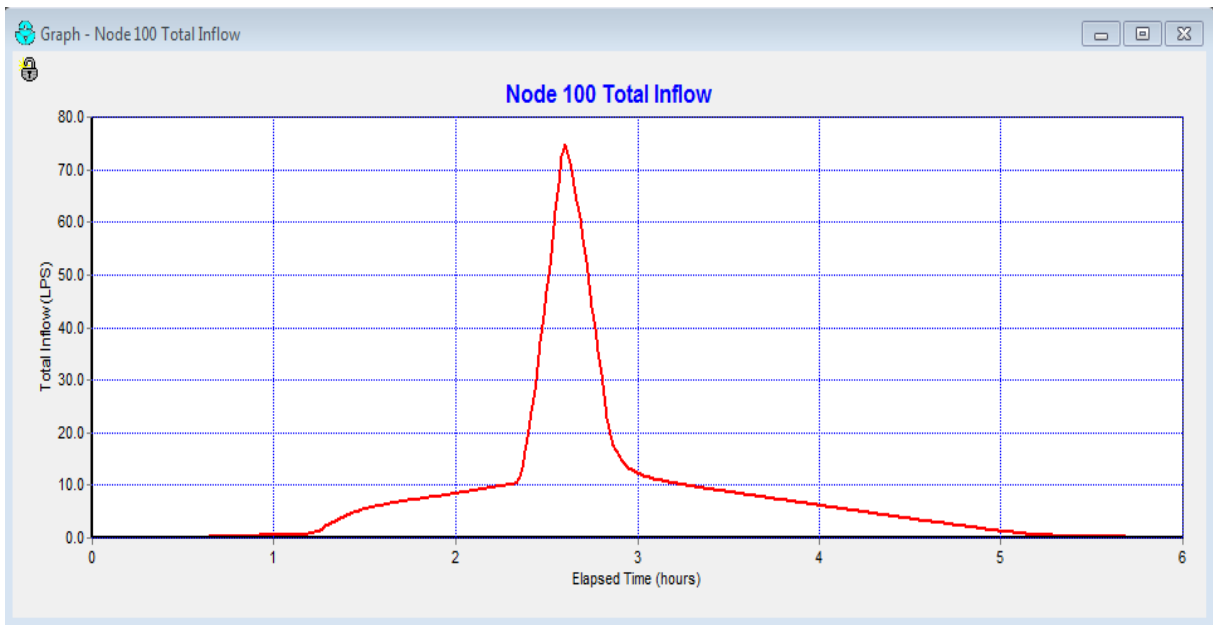


Figure VI.5 : Hydrogramme d'un entrée dans le regard R100

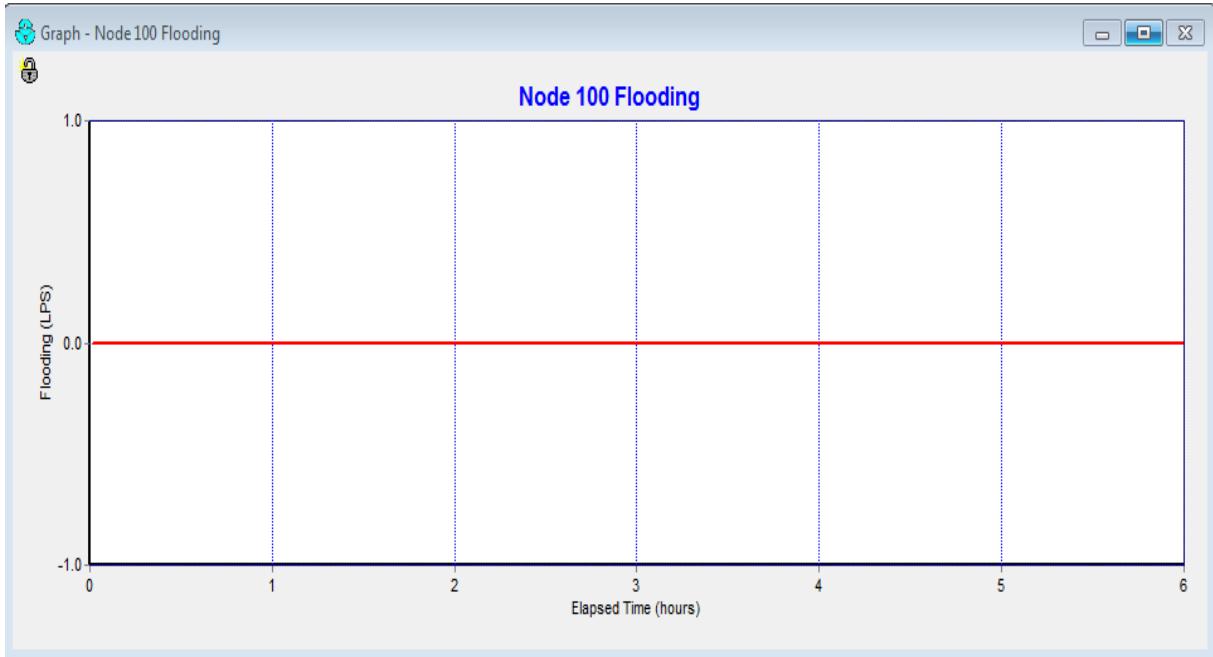


Figure VI.6 : Hydrogramme de débordement dans le regard R100

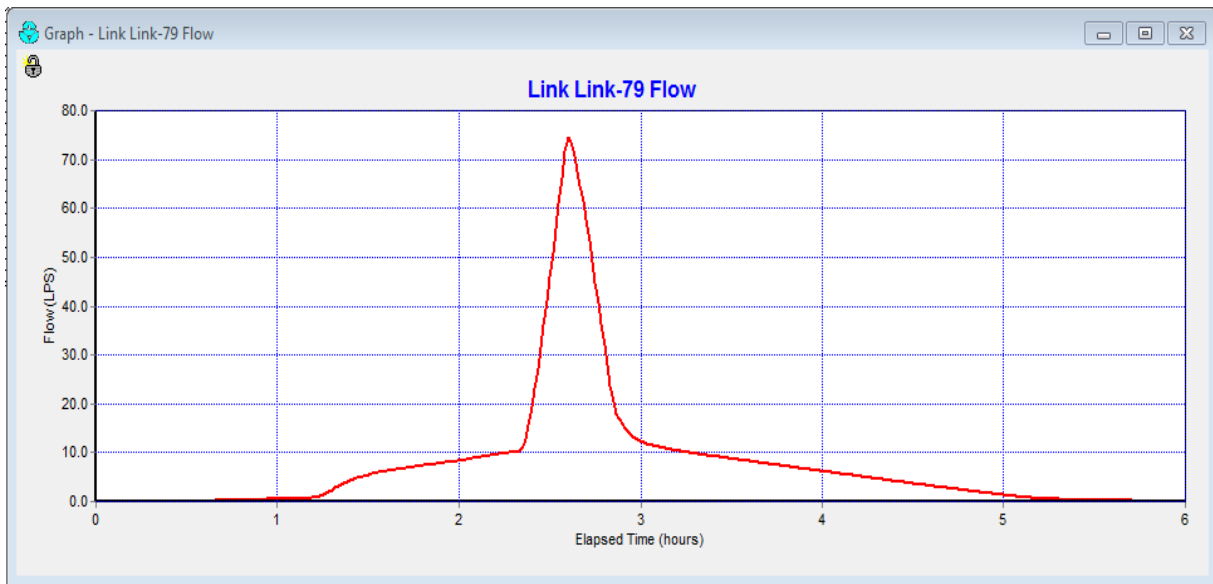


Figure VI.7 : Hydrogramme de surcharge dans la conduite C79

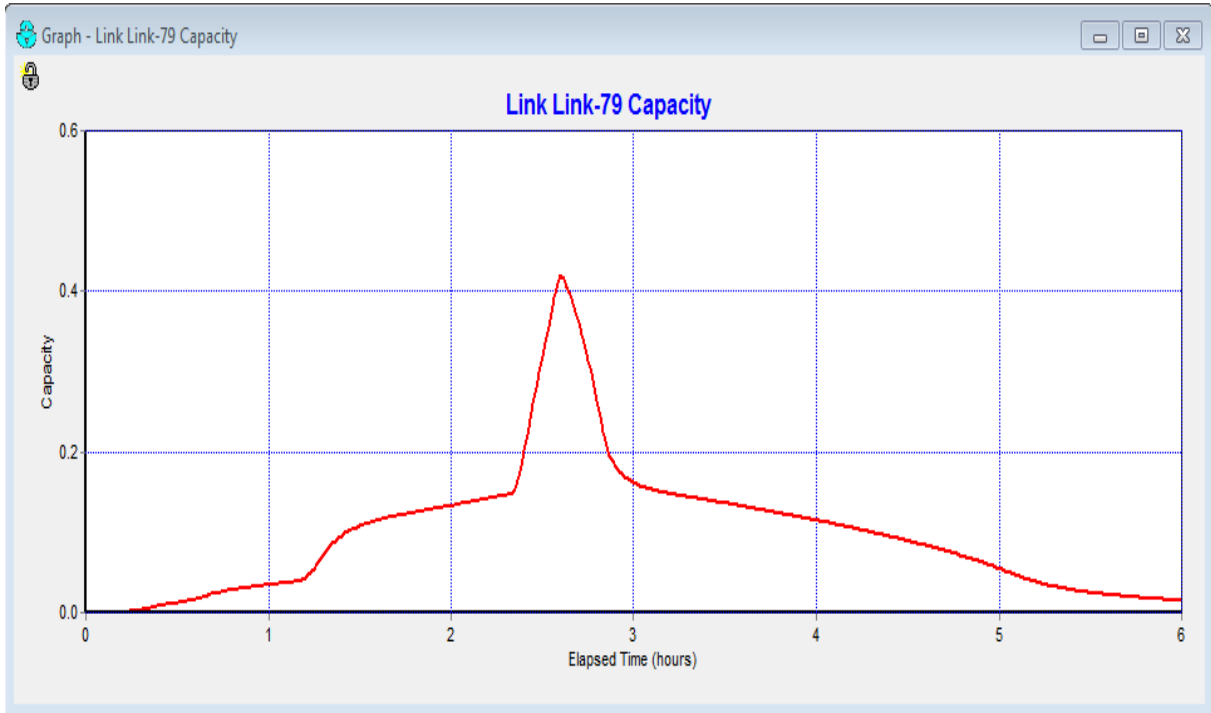


Figure VI.8 : Hydrogramme de variation de vitesse dans la conduite 79

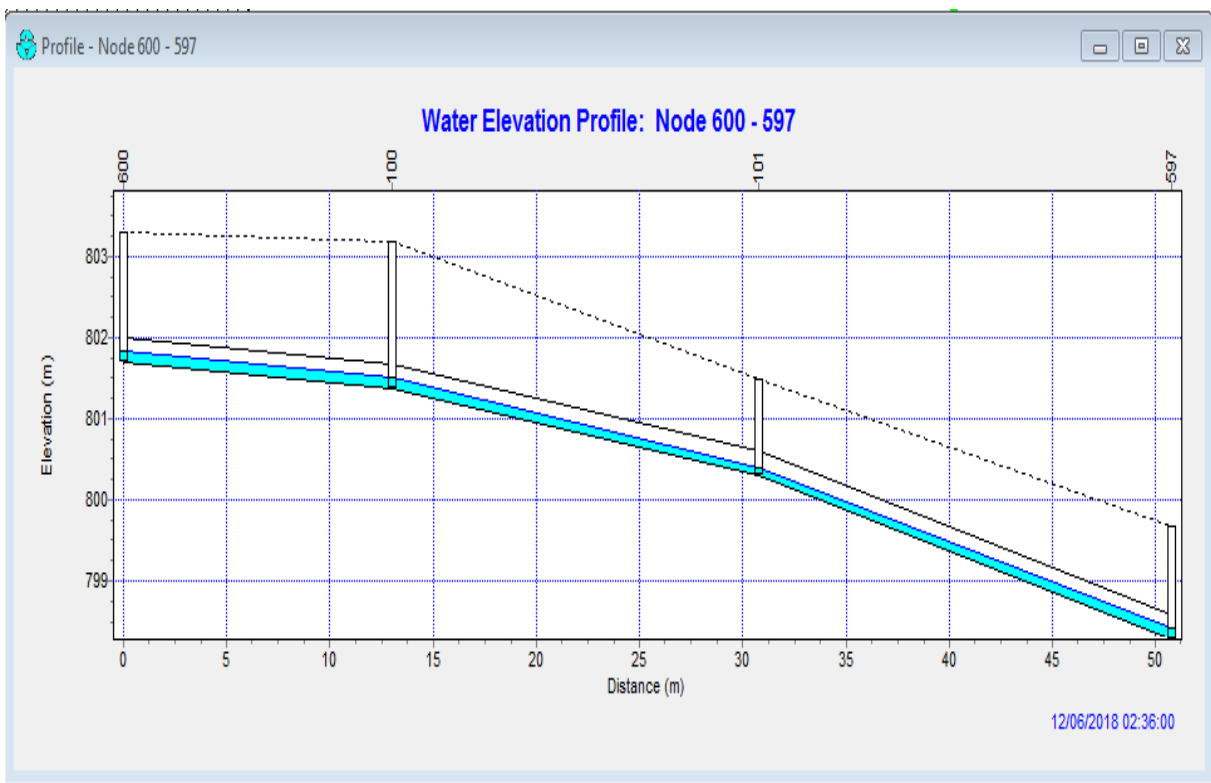


Figure VI.9 : profil en long entre les regards R600 et R597

VI.2.2. Pour la méthode d'infiltration Curve Number :

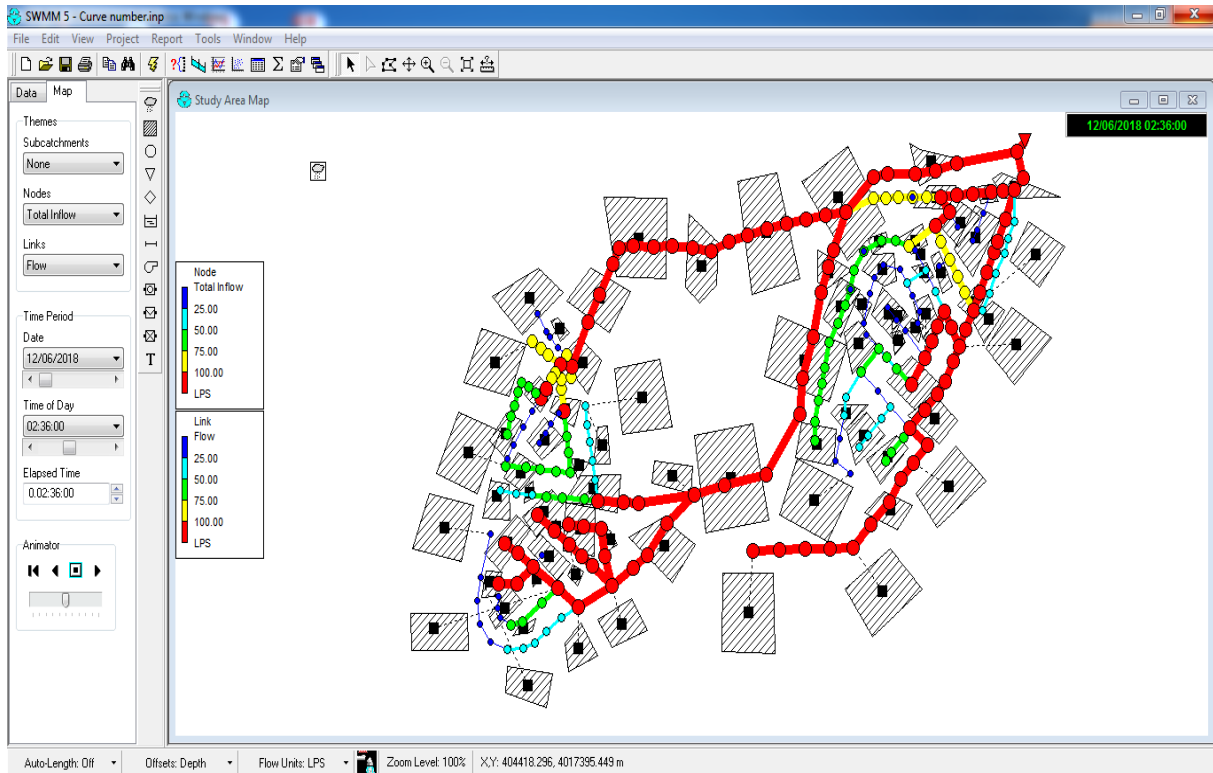


Figure VI.10 : Simulation du réseau pour une période de retour 10 ans interface SWMM

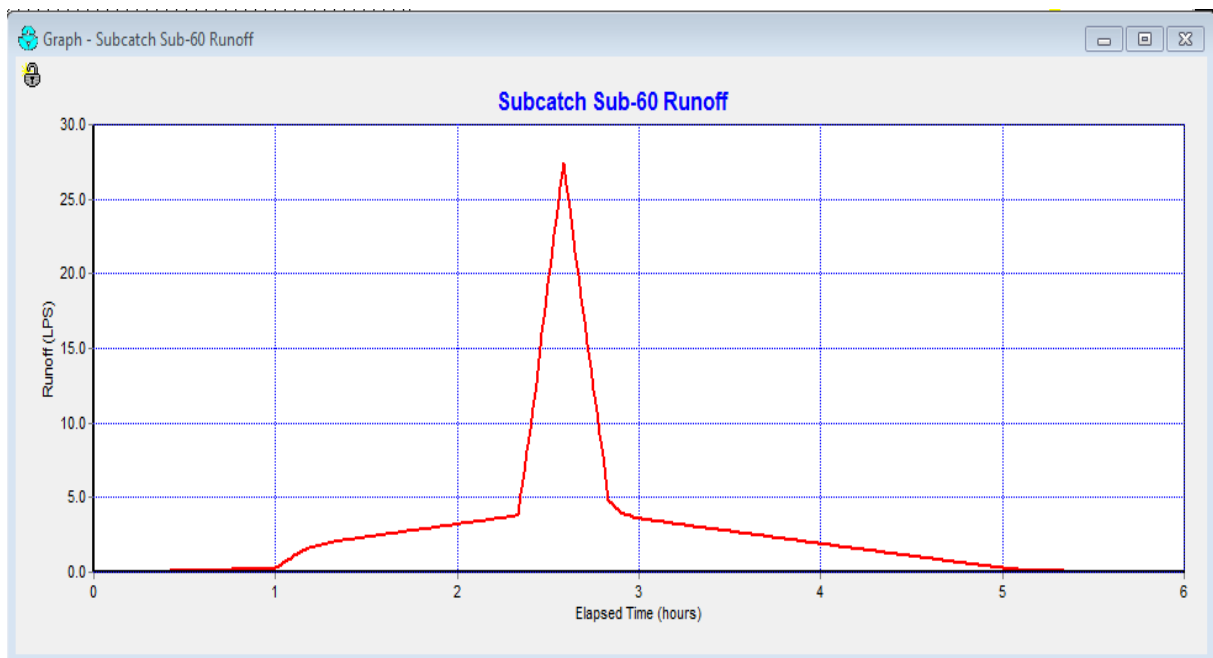


Figure VI.11 :Hydrogmmme de ruissèlement dans le sous bassin (SB 60)

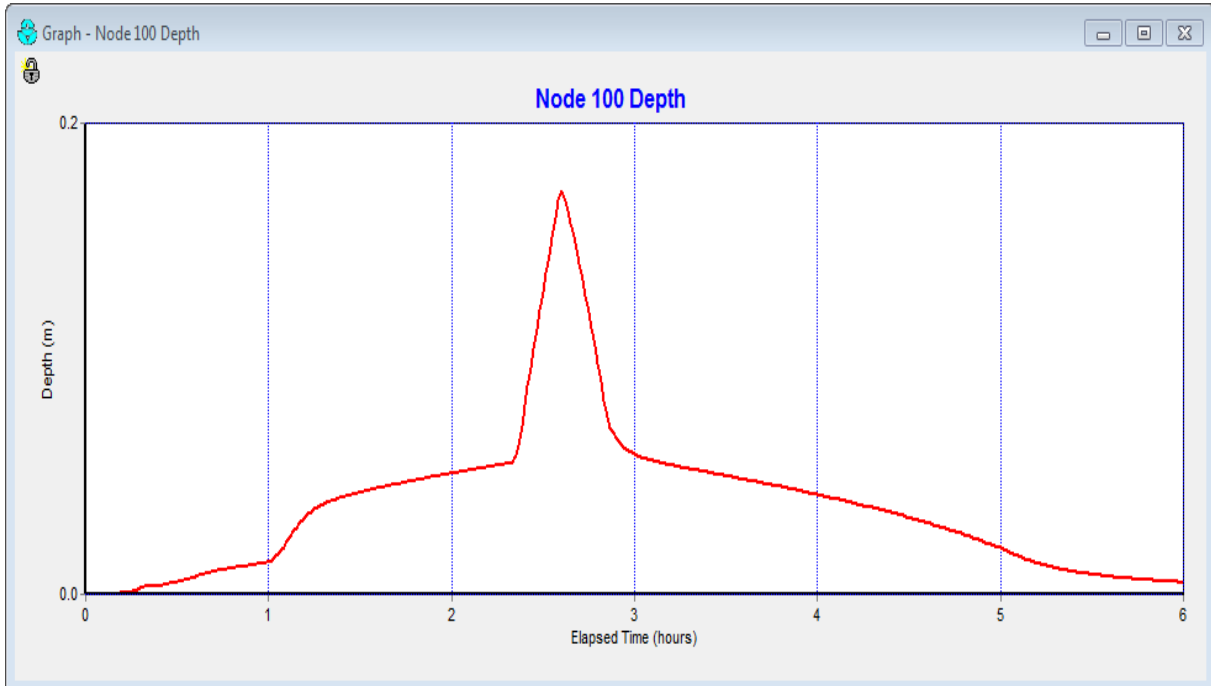


Figure VI.12 :Hydrogramme de la hauteur d'eau dans le regard R100

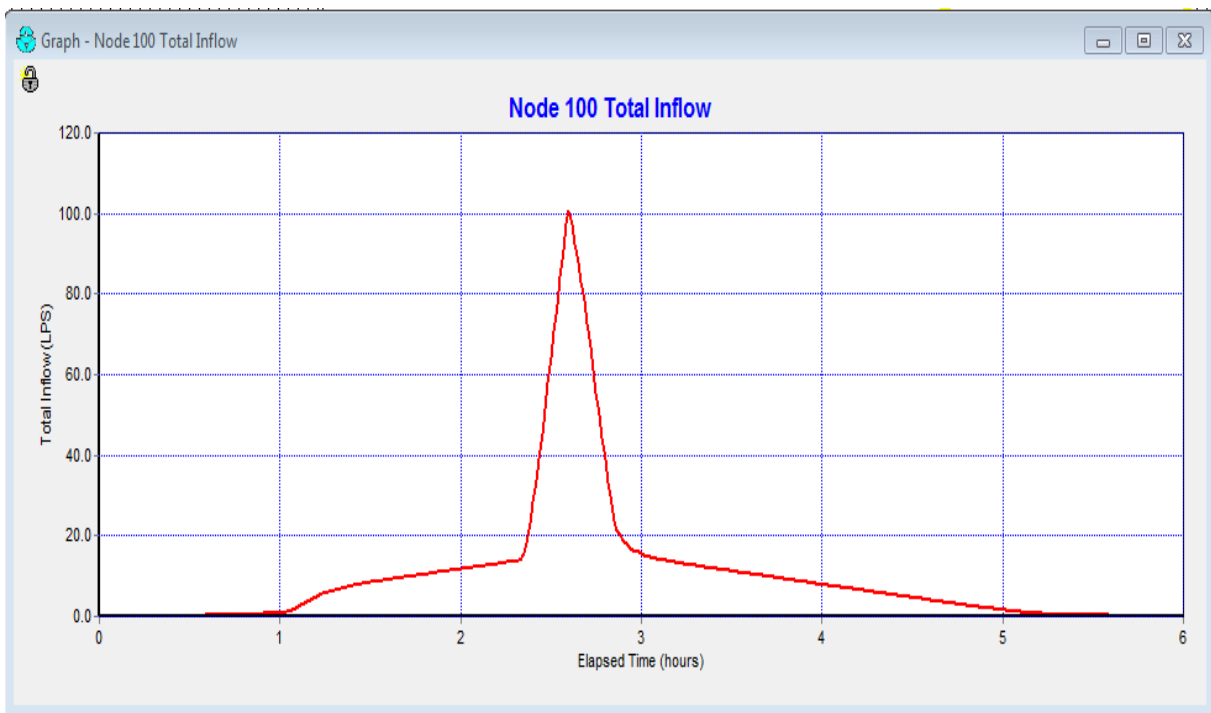


Figure VI.13 : Hydrogramme d'une entrée dans le regard R100

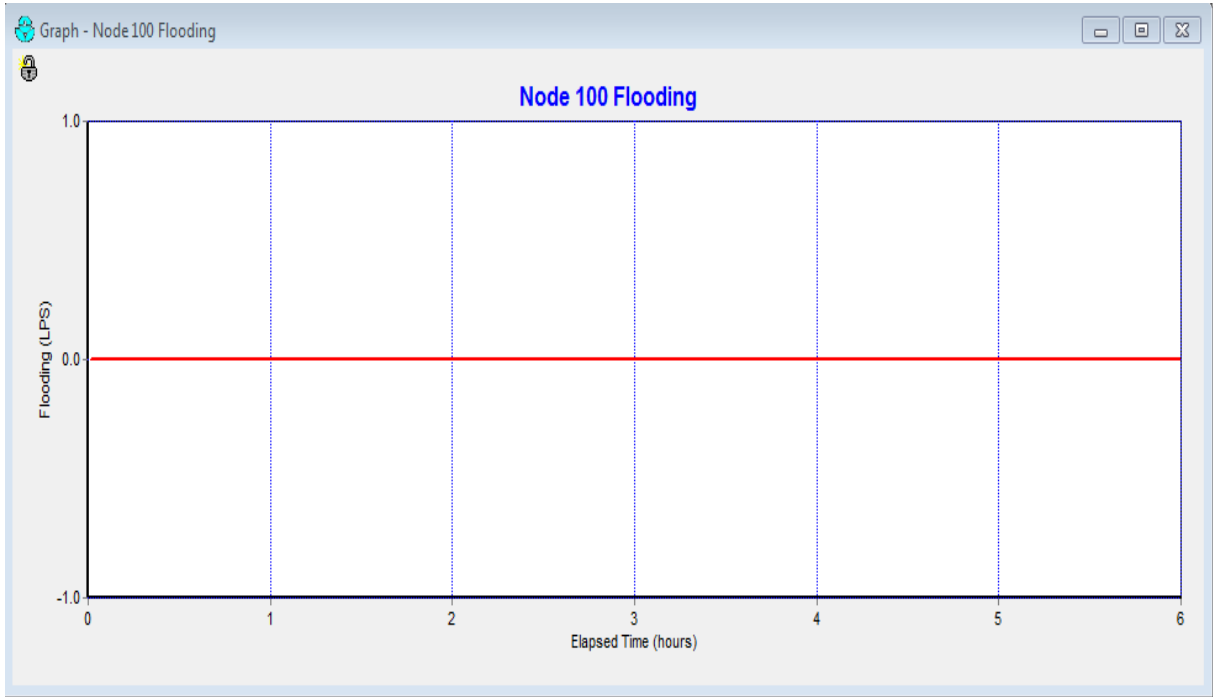


Figure VI.14 : Hydrogramme de débordement dans le regard R100

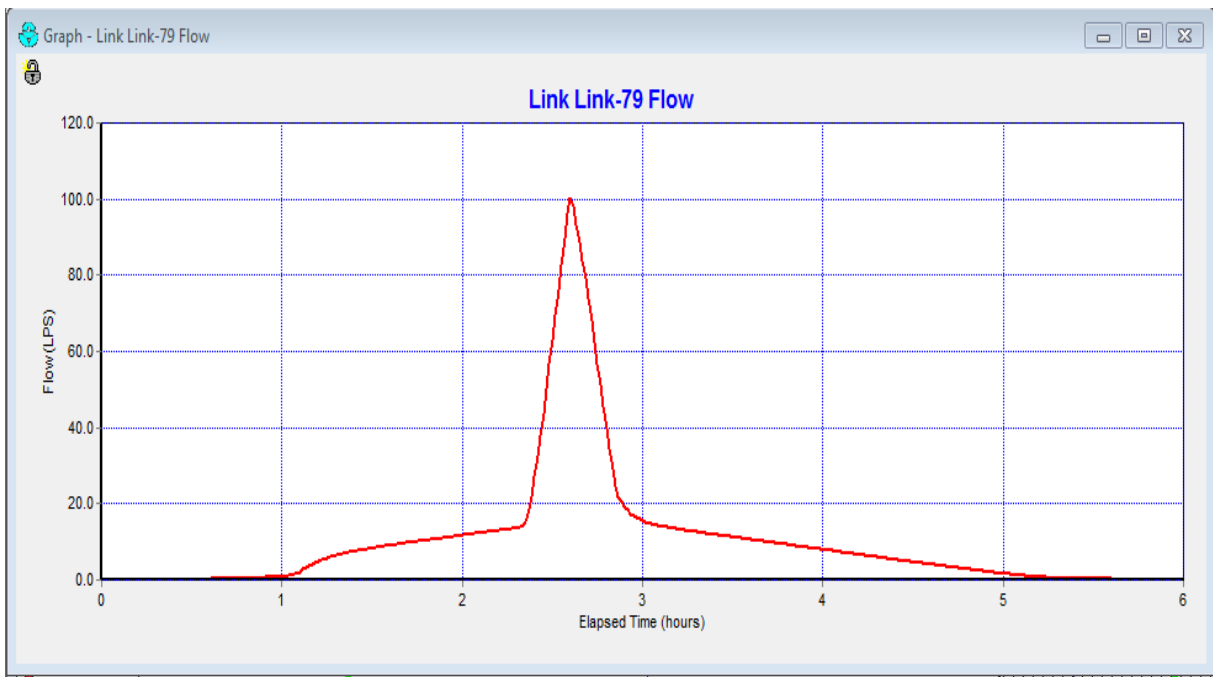


Figure VI.15 :Hydrogramme de surcharge dans la conduite C79

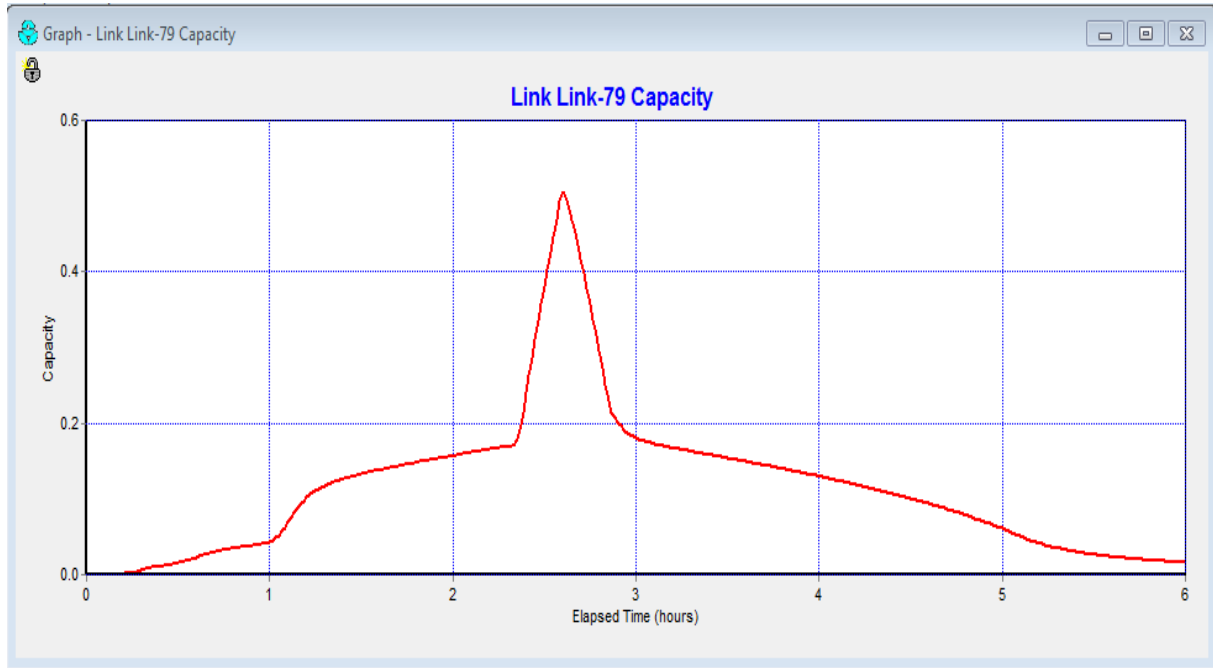


Figure VI.16 : Hydrogramme de variation de vitesse dans la conduite 79

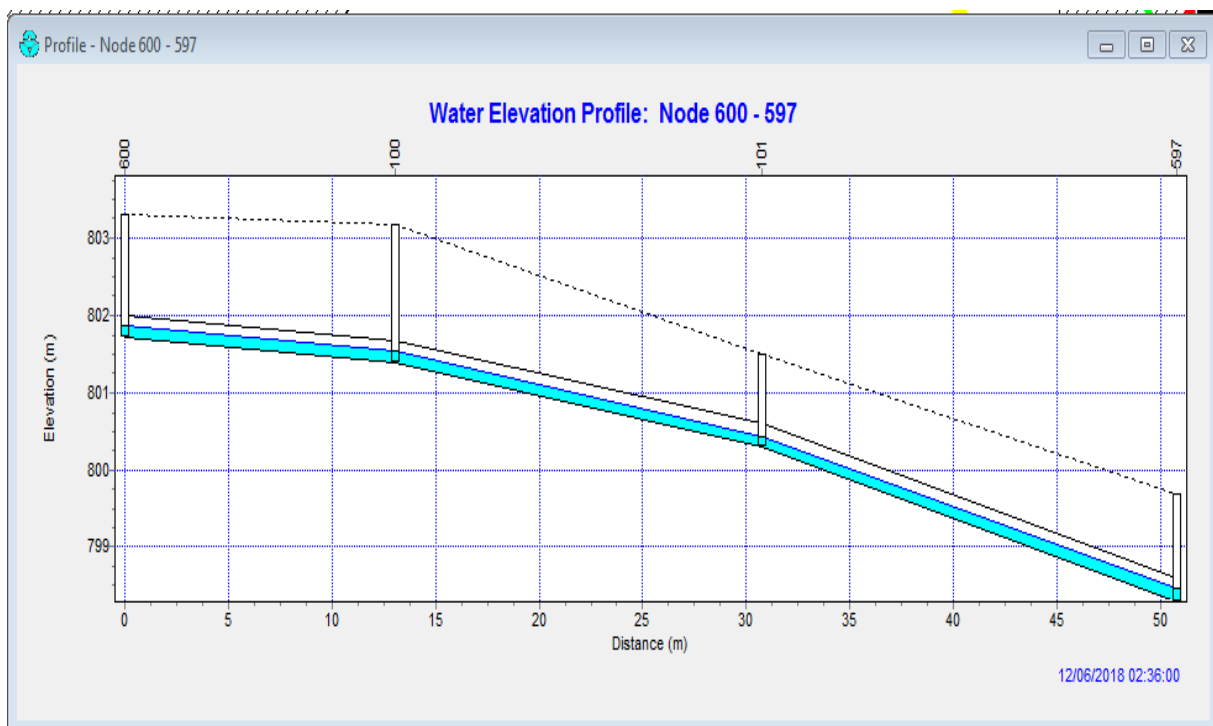


Figure VI.17 : profil en long entre les regards R600 et R597

Après l'application du modèle de CURVE NUMBER, la simulation du réseau d'assainissement par le logiciel EPA SWMM nous a donné une hauteur de 0.17 m pour un débit qui atteint 100.52 l/s dans le regard R100. Par contre, le modèle HORTON a donné une hauteur d'eau de 0.14m pour un débit de 74.81l/s dans le même regard. Cela signifie que le modèle CURVE NUMBER

est meilleur car il donne le débit le plus élevé résultant lors d'une pluie de 4 heures et d'une période de retour de 10 ans.

VI.3. Simulation pour le logiciel STORM AND SANITARY ANALYSIS :

VI.3.1. Pour la méthode d'infiltration Horton :

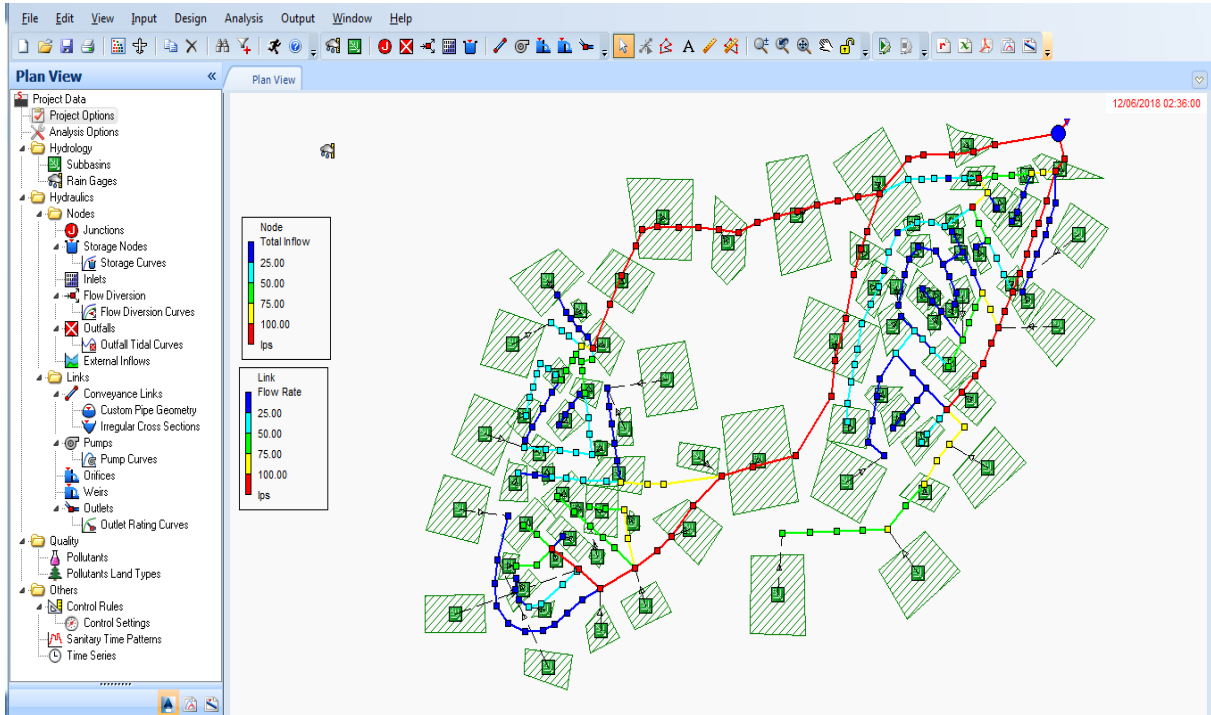


Figure VI.18 : Simulation du réseau pour une période de retour 10 ans interface STORM

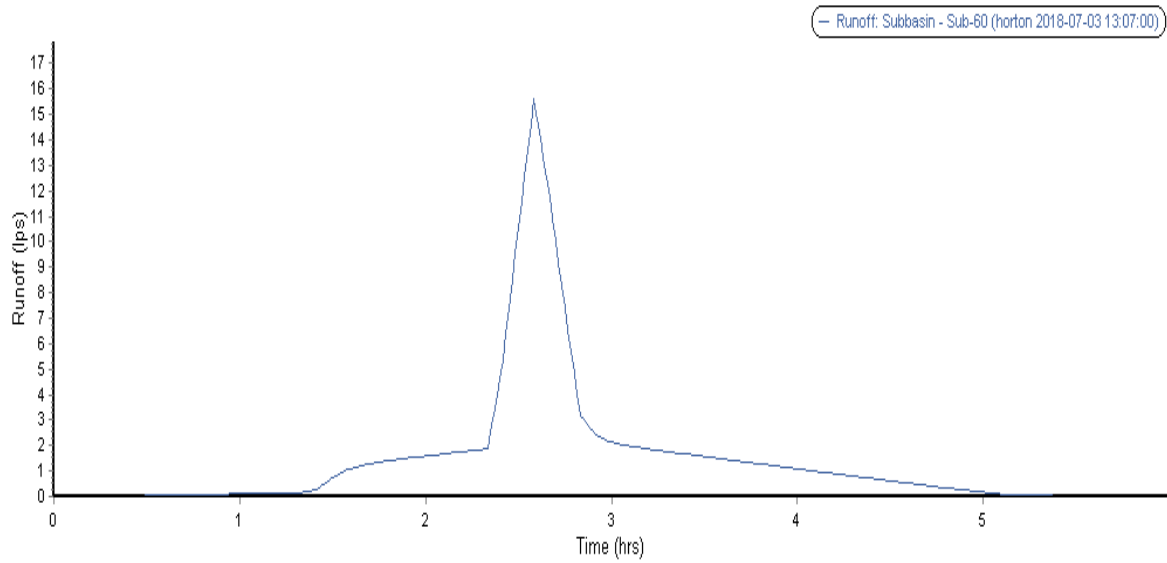


Figure VI.19 : Hydrogramme de ruissèlement dans le sous bassins (SB 60)

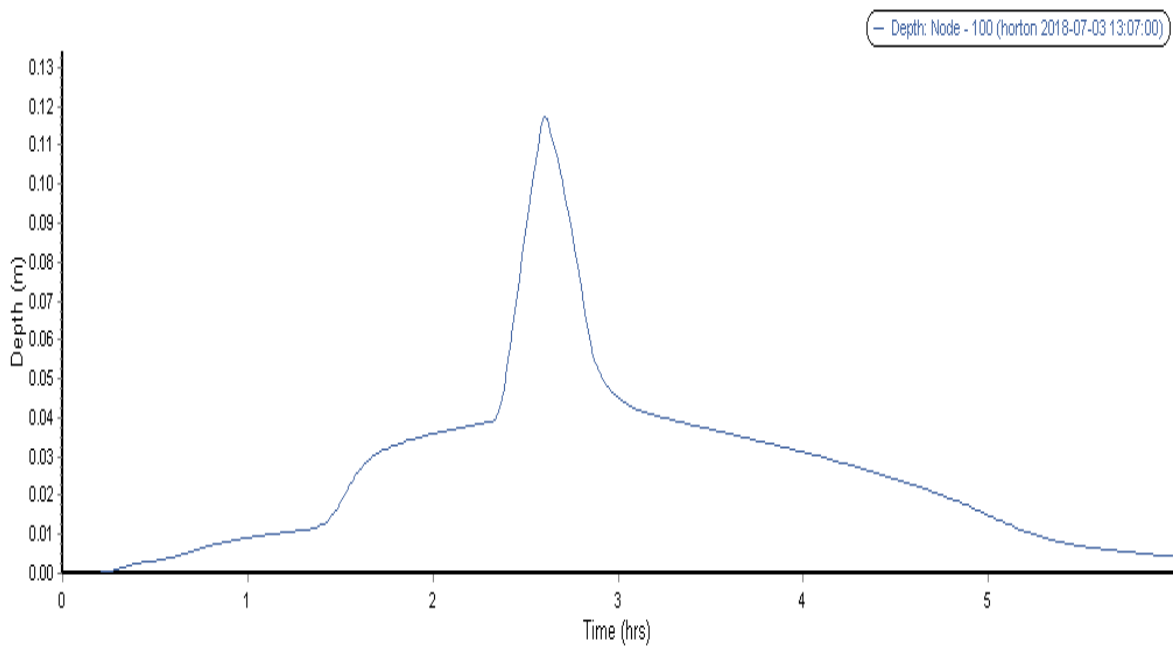


Figure VI.20 : Hydrogramme de la hauteur d'eau dans le regard R100

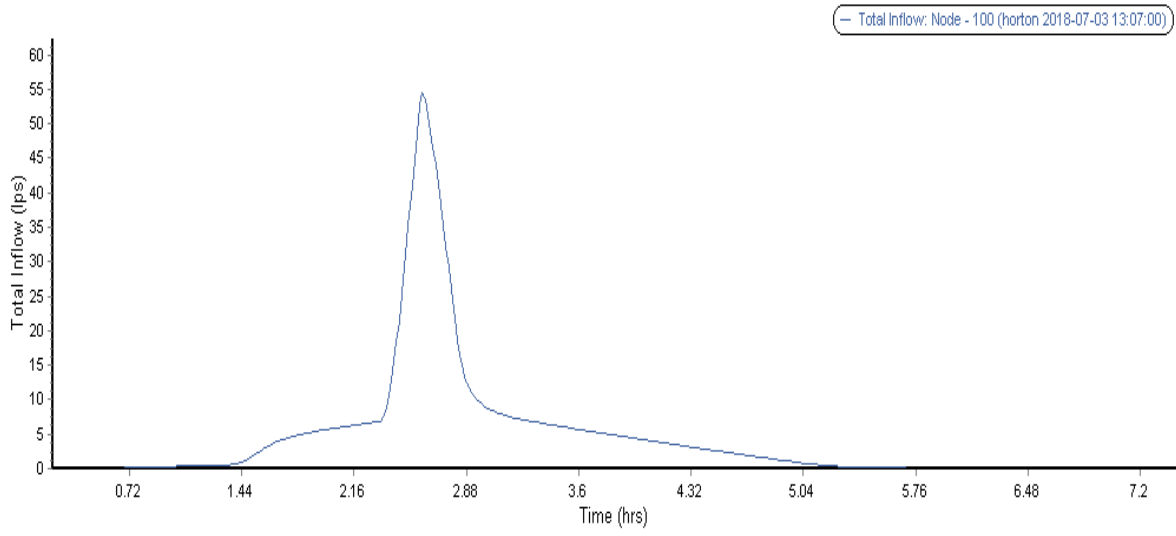


Figure VI.21 : Hydrogramme d'une entrée dans le regard R100

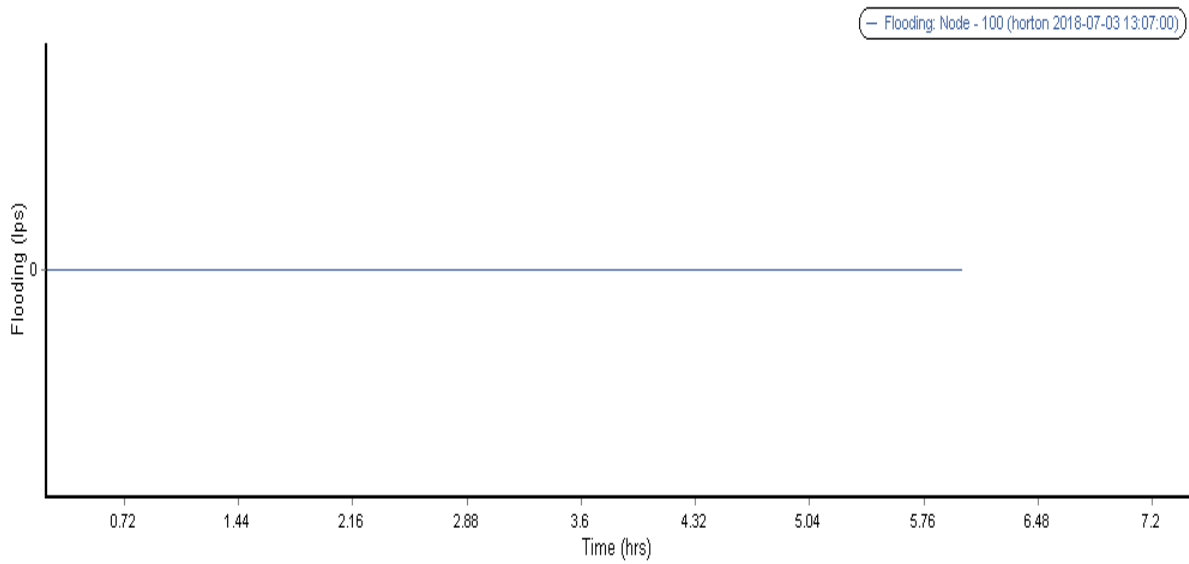


Figure VI.22 : Hydrogramme de débordement dans le regard R100

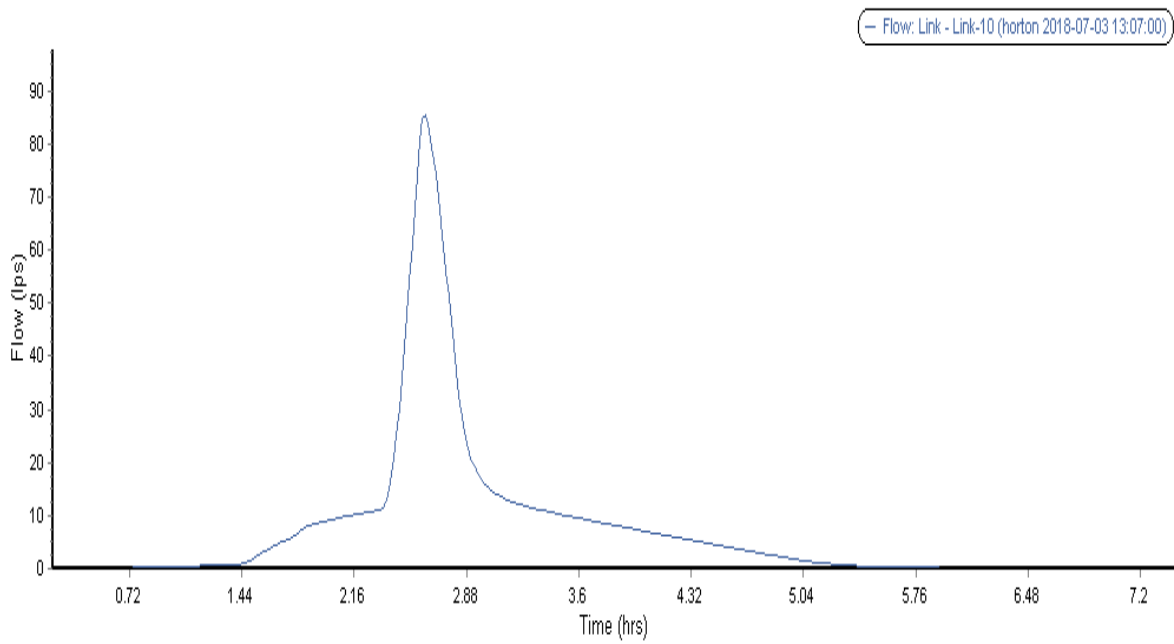


Figure VI.23 : Hydrogramme de surcharge dans la conduite C79

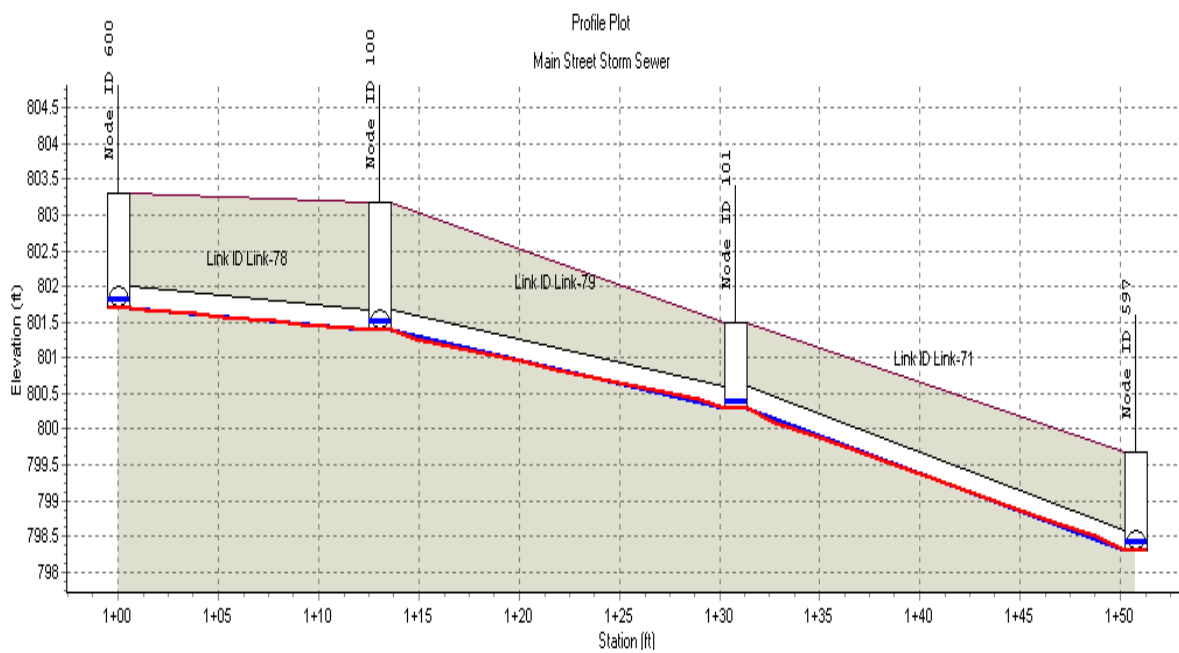


Figure VI.24 : Profil en long entre les regards R600 et R597

V.3.2. Pour la méthode d'infiltration Curve Number :

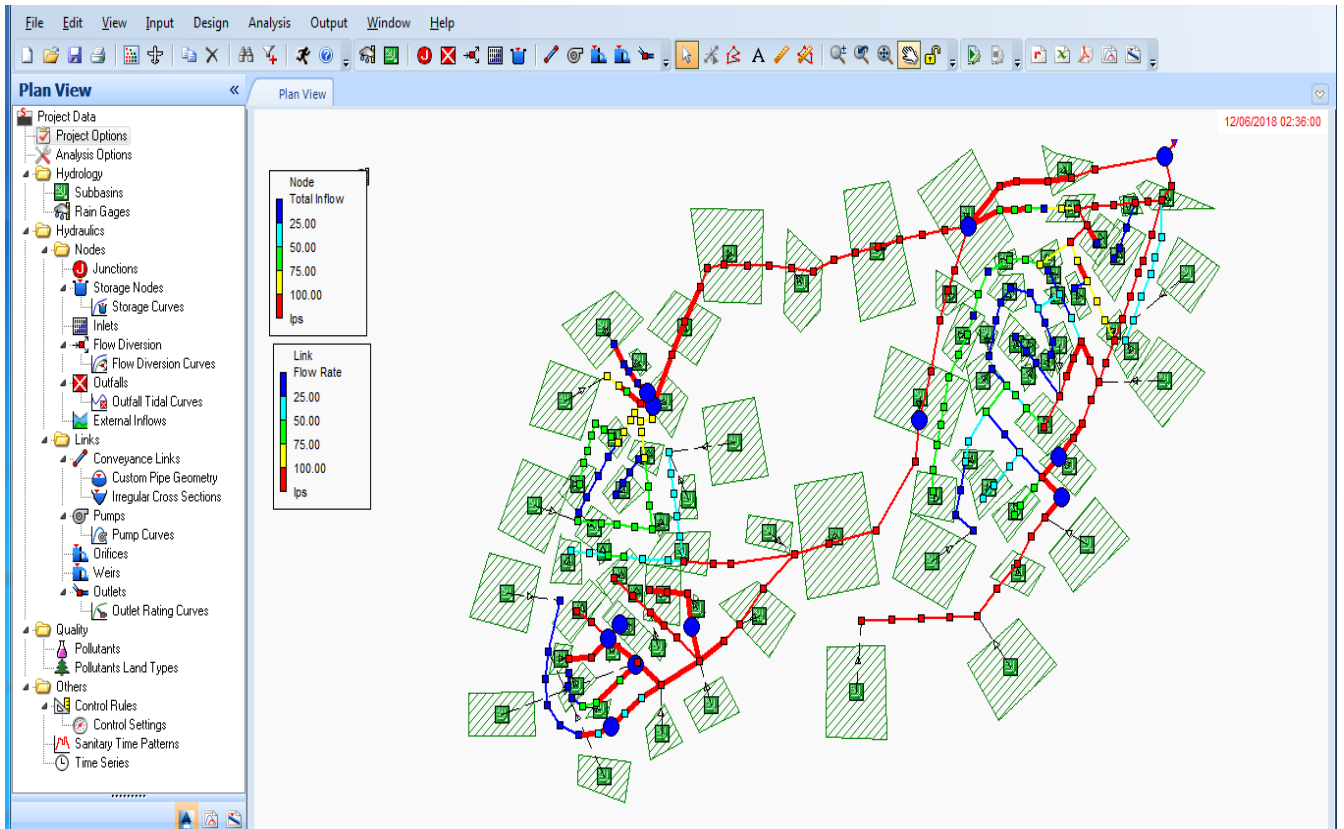


Figure VI.25 : Simulation du réseau pour une période de retour 10 ans interface STORM

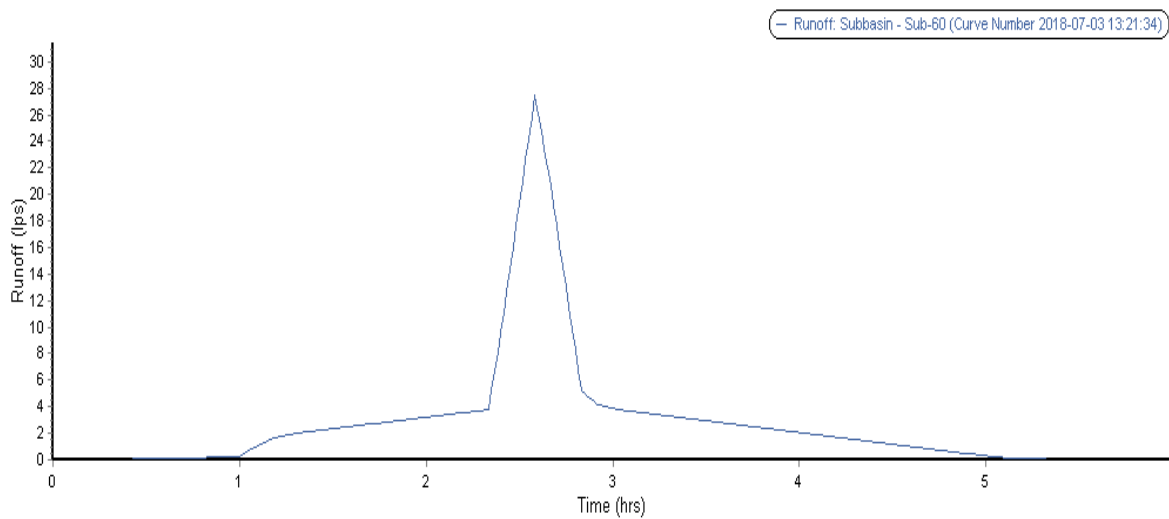


Figure VI.26 : Hydrogramme de ruissèlement dans le sous bassins (SB 60)

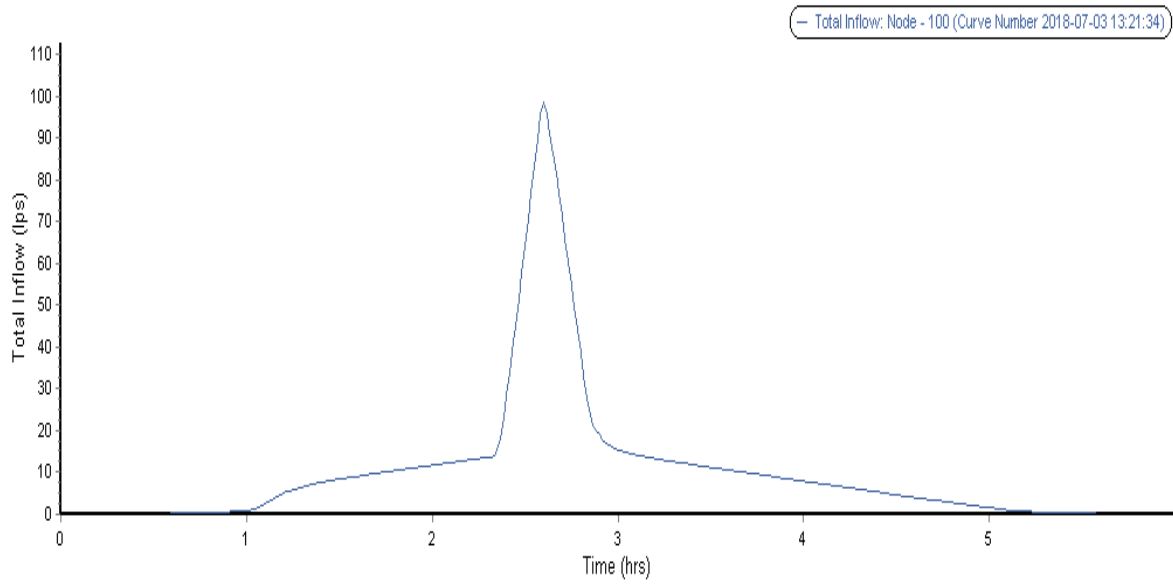


Figure VI.27 : Hydrogramme de la hauteur d'eau dans le regard R100

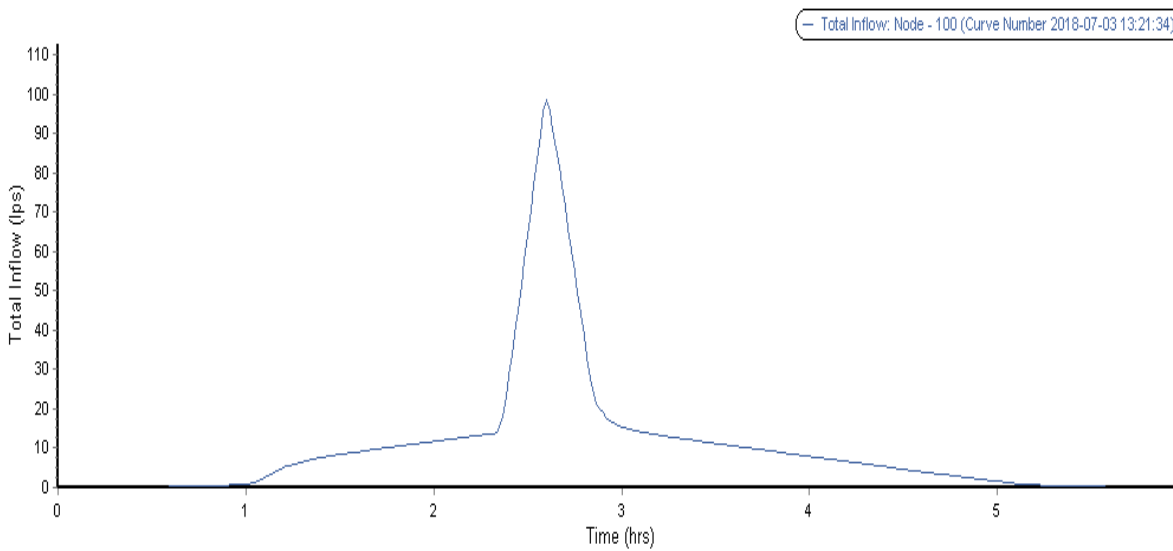


Figure VI.28 : Hydrogramme d'un entrée dans le regard R373 et R374

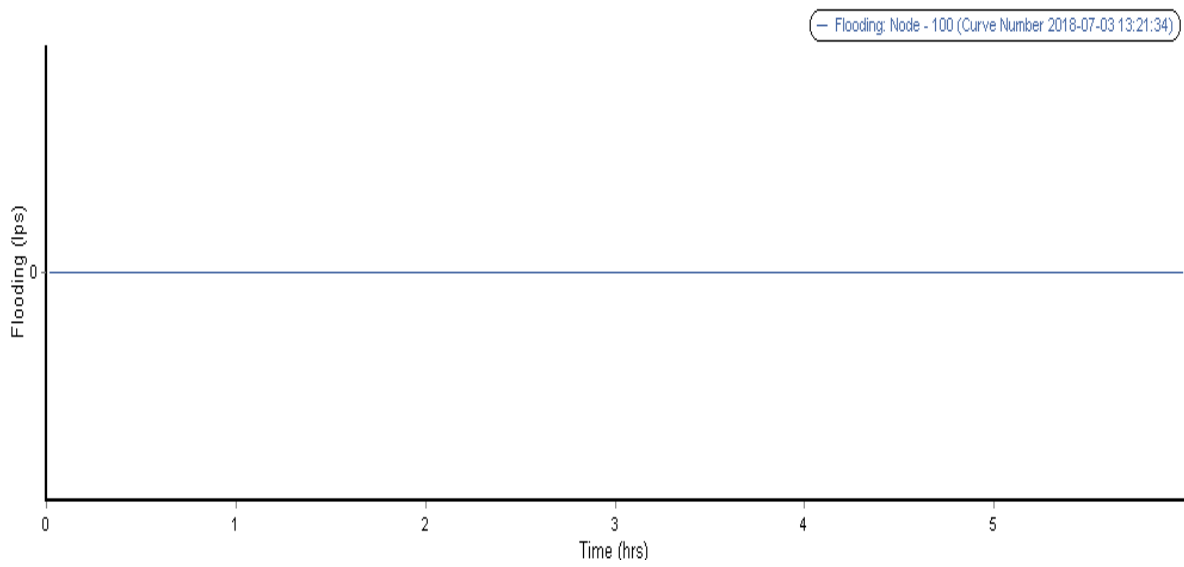


Figure VI.29 : Hydrogramme de débordement dans le regard R100

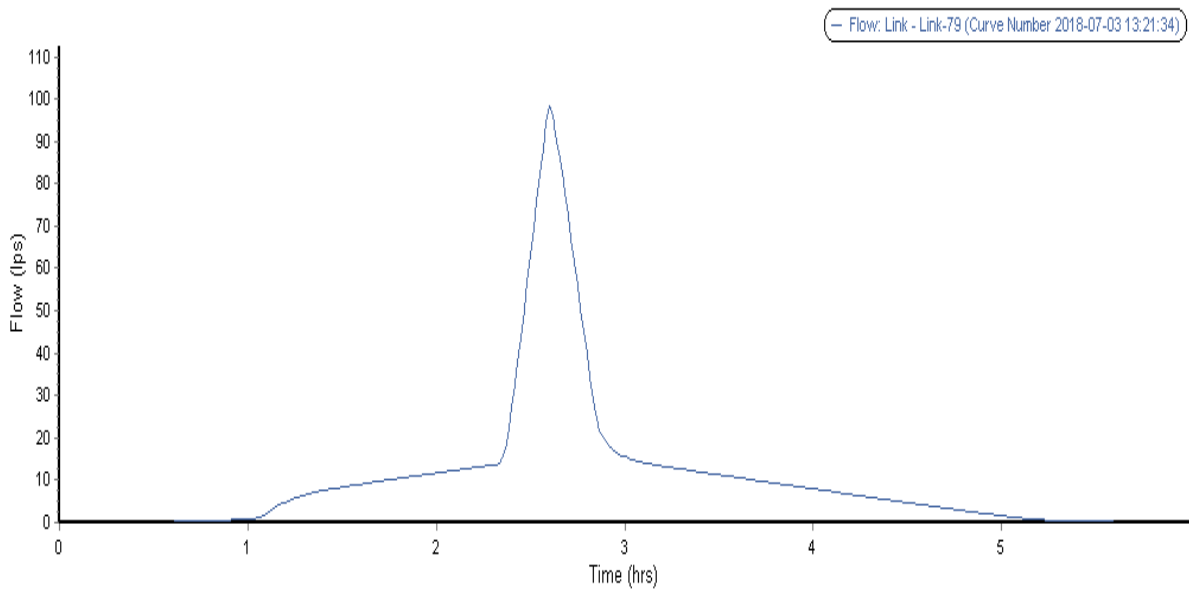


Figure VI.30 : Hydrogramme de surcharge dans la conduite C79

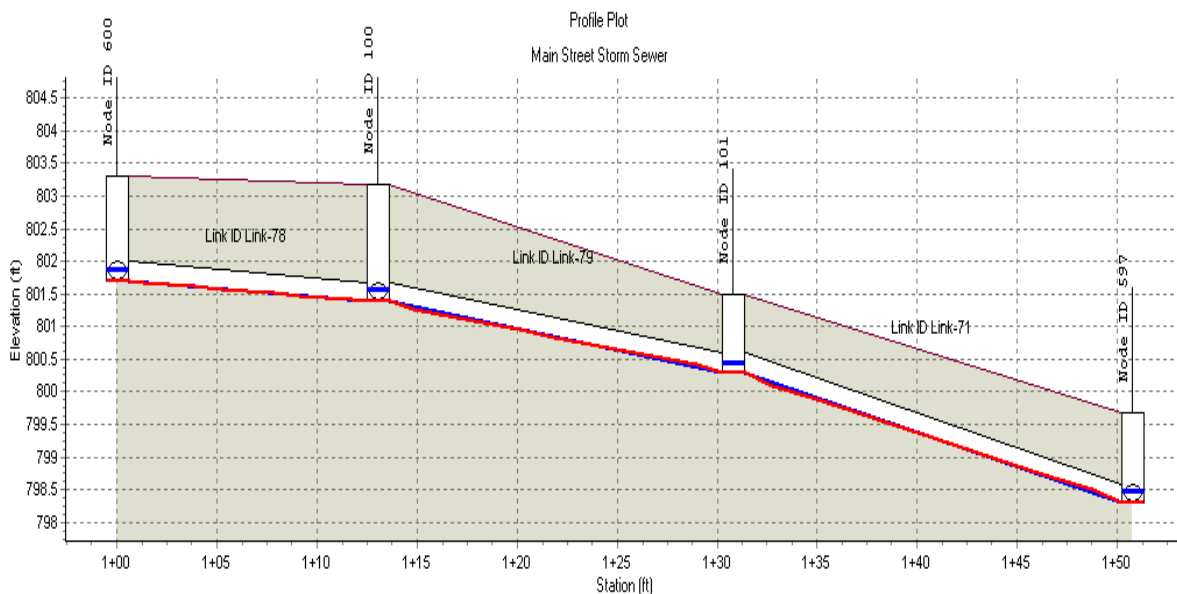


Figure VI.31 : Profil en long entre les regards R600 et R597

Après l'application du modèle de CURVE NUMBER, la simulation du réseau d'assainissement par le logiciel AUTODESK STORM nous a donné une hauteur de 0.17 m pour un débit qui atteint 95.81 l/s dans le regard R100. Par contre, le modèle HORTON a donné une hauteur d'eau de 0.11m pour un débit de 52.57 l/s dans le même regard. Cela signifie que le modèle CURVE NUMBER est meilleur car il donne le débit le plus élevé résultant lors d'une pluie de 6 heures et d'une période de retour de 10 ans.

VI.4. Conclusion :

Les débits obtenus par les deux modèles de calcul des pertes par infiltration du logiciel AUTODESK STORM sont plus petits que les débits obtenus par les deux modèles de calcul des pertes par infiltration par le logiciel EPA SWMM, et cela revient au choix des valeurs des paramètres des deux logiciels.

Conclusion Générale

Conclusion générale :

La modélisation hydraulique n'est pas seulement un outil de calcul et de dimensionnement rapide et efficace, mais un moyen indispensable pour la conception, analyse, planification et gestion rationnelle des réseaux.

Le présent travail traite l'utilisation de la méthode réservoir non linéaire et par cette méthode on utilise les deux modèles (MONTANA et Double Triangle) pour le calcul des intensités de l'averse

A travers de notre travail, on a envisagé d'évaluer l'apport de la modélisation dans les études du réseau d'assainissement en comparant les deux logiciels (EPA SWMM, AUTODESK STORM) qui fonctionnés par les deux modèles (modèle d'infiltration d'HORTON et CURVE NUMBER). Après l'application du modèle d'infiltration d'HORTON et CURVE NUMBER, la simulation du réseau d'assainissement par les deux logiciels SWMM et AUTODESK STORM nous a donné des résultats très utiles pour la gestion de notre réseau. Où il y a des points de débordement tel que le regard **R100**, et aussi les conduites sont en charge (conduite **C79**), lors d'une pluie de 6 heures et d'une période de retour de 10 ans.

Les débits obtenus par les deux modèles de calcul des pertes par infiltration du logiciel AUTODESK STORM sont plus petits que les débits obtenus par les deux modèles de calcul des pertes par infiltration par le logiciel EPA SWMM, et cela revient au choix des valeurs des paramètres des deux logiciels.

Malgré que la modélisation est plus fiable et donne des résultats optimaux par rapport à la méthode classique, elle reste difficile à appliquer dans un grand nombre de réseaux urbains en Algérie à cause de l'absence ou de la non fiabilité des données, sur tout avec le manque des enregistrements météorologique (les pluies), et les débits émanant des averses dans le réseau, ce qui constitue une grande difficulté au concepteur pour réaliser le calage des modèles.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]. **Benoit. H., Cécile. P., André. M., (2015)** « Hydrology A Science for Engineers », Edition Taylor & Francis Group, LLC.
- [2]. **BERDANE Khayra., (2015)**, MEMOIRE DE MAGISTER « Crues et inondations en zone aride : cas du bassin de l'oued Deffa dans le sud-ouest Algérien. », Ecole Nationale Supérieure D'Hydraulique "ARBAOUI ABDALLAH ".
- [3]. **ABOU AMANI, (Juin 1990)**, P.F.E en vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception, « pluie de projet et modèles de transfert "pluie-débit" pour les petits bassins versant », ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES, République de SÈNEGAL.
- [4]. **André Musy, (1998)** « Hydrologie Appliquée », Editions *H*G*A*, Bucarest.
- [5]. **Mille FANDI Hasna Wafa, Mille BENAZZA Fatima Zohra, (2017)** : P.F.E d'ingénieur en hydraulique urbaine, « Simulation d'un réseau d'eau pluviale à l'aide du logiciel SWMM », Université ABOUBKR BELKAID.
- [6]. **KAOUACHI Anouar, (juin 2013)**, mémoire de master en hydraulique urbaine, « Analyse des éventuels impacts du changement climatique sur les courbes intensité-durée-fréquence », Université BADJI MOKHTAR- ANNABA.
- [7]. **Autodesk® Storm and Sanitary Analysis 2014 User's Manual, (2013)**.
- [8]. **Storm Water Management Model User's Manual, version 5.0**.
- [9]. Diagnostic et extension du réseau d'assainissement de la ville de Tessala El Mardja (W. Alger).
- [10]. Etude du Schéma Directeur d'Assainissement de Bejaïa « **Phase Hydrologie** ».
- [11]. **BENNIS. S., (2009)** « Hydraulique et hydrologie, 2^{ème} édition » Université du Québec école de technologie supérieure, Presses de l'université du Québec.
- [12]. **AMOUSSOU, E. (2010)**. « Variabilité pluviométrique et dynamique hydro-sédimentaire du bassin versant du complexe fluvio-lagunaire Mono-Ahémé-Couffo (Afrique de l'ouest) » Doctoral dissertation, Université de Bourgogne.
- [13]. **BOUET, A., LABORDE, D. (2009)**. The potential cost of a failed Doha Round.