

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierie
Département : Hydraulique
Domaine : Sciences et technologies
Filière : Hydraulique
Spécialité : Ressources hydrauliques
Hydraulique urbaine

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master
Thème :

Analyse du risque d'inondation du réseau d'eau pluviale
sur la ville de Sidi-Mezghiche

Présenté par : *MOKRANE Rahma*
CHERAIET Nesrine

Encadrant : *LAOUACHERIA Fares MCA Université Badji-Mokhtar Annaba*

Jury de Soutenance :

KECHIDA Said	MCB	Université Badji Mokhtar Annaba	Président
LAOUACHERIA Fares	MCA	Université Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
CHABI Moncef	MCB	Université Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2019/2020

Remerciement

Nos remerciements s'adressent en premier lieu à ALLAH le tout puissant pour la volonté, la santé et la patience qu'il nous a donné durant toutes ces longues années.

*Nous souhaitons tout d'abord remercier notre encadreur **Mr.Laouacheria Fares**, pour sa grande disponibilité, ses conseils avisés et son aide tout au long du projet.*

Nos remerciements s'adressent également à tous les professeurs membres de jury qui nous ont honorés et qui ont accepté de juger ce modeste travail.

Nos remerciements vont également à tous les enseignants du département d'hydraulique qui ont assurés notre formation.

Enfin, nos sincères remerciements vont à toute personne ayant contribué de près ou de loin dans la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédié ce modeste travail :

À Mes chers parents et Grand parents

À mes sœurs et frères

Et mon amis proche Ryma.F

Et

Pour tout que nous aimons

Rahma.M

Je dédié ce modeste travail :

À ma chère maman

À mes frères, mes petites Chaima&

Céline

Et

Pour tout que nous aimons

Nesrine.CH

Remerciement	
Résumé	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale.....	1

Chapitre I : Les inondations, définitions et mécanismes

I.1. Introduction	4
I.2. Fonctionnement d'un cours d'eau	5
I.3. Définition de la crue	5
I.4. Définition d'une inondation (risque, aléa, enjeux et vulnérabilité)	6
I.4.1. Le risque	6
I.4.2. L'aléa	6
I.4.3. Les enjeux	7
I.4.4. La vulnérabilité	7
I.5. Types d'inondation	7
I.5.1. Causes des inondations terrestres	7
I.5.2. Causes des inondations marines	10
I.6. Risque des inondations	11
I.6.1. L'influence des facteurs anthropiques	11
I.6.2. Les atteintes aux hommes, aux biens et aux activités.....	12
I.6.3. Les atteintes à l'environnement.....	12
I.7. Les paramètres d'une inondation	12
I.7.1. Le débit	12
I.7.2. La vitesse d'écoulement	12
I.7.3. La hauteur de submersion	13

I.7.4. La durée de submersion	13
I.7.5. La fréquence et la période de retour	13

Chapitre II : Modélisation et gestion des eaux pluviales

II.1. Introduction	14
II.2. Importance de la gestion des eaux pluviales	14
II.3. Conception de systèmes d'eaux pluviales	15
II.3.1. Précipitations	16
II.3.2. Coefficient de ruissellement et temps de concentration	17
II.4. Méthodes de calcul des débits	18
II.5. Évacuation des eaux pluviales	18
II.6. Modèles d'eaux pluviales	18
II.7. Classification des modèles	19
II.8. Dimensions de débit pour les modèles d'eaux pluviales	20
II.9. Sélection du modèle	20
II.10. Calibration et validation	21
II.11 : Intégration et interopérabilité des outils de modélisation informatisés	22
II.12 : Outils de modélisation	22
II.12.1. SWMM	22
II.12.2. DHI-MOUSE	23
II.12.3. Info Works RS (River Simulation)	25
II.12.4. XP Storm	25

II.12.5. Storm CAD	25
II.12.6. Civil Storm	26
II.12.7. Civil 3D - Analyse des pluies et des réseaux d'assainissement	26

Chapitre III : Matériels et Méthodologie

III.1. Introduction	27
III.1.1. Présentation de l'aire d'étude	27
III.1.2. Situation Climatique	27
III.2. Présentation du logiciel DHI-MOUSE	31
III.2. 1. Introduction	31
III.2.2. L'outil DH-MOUSE	31
III.2.3. Les Module du DHI-MOUSE	32
III.2.4. Présentation du DHI-MOUSE	32
III.2.5. Introduction des paramètres	33
III.2.5.1. Menu DHI-MOUSE	33
III.2.5.2. Editeur de projet	33
III.2.5.3. Nœuds	34
III.2.5.4. Conduite	34
III.2.5.5. Les sous bassins.....	35
III.2.5.6. Evénement pluvieux	35
III.3. Modèle de ruissellement de surface « C »	36
III.3.1. Données d'entrée	36

III.3.1.1. La pluie	36
III.3.1. 2. Méthode de pluie double triangle	37
III.3.1.3. Le ruissellement de surface	38
III.3.2. Données spécifiques au modèle C2	39
III.3.2.1. Surface imperméable du bassin versant	39
III.3.2.2. Longueur	39
III.3.2.3. Pente	39
III.3.3. Paramètres hydrologiques	39
III.3.4. Calcul du ruissellement	39
III.3.5. Les pertes par d'infiltration	40
III.3.5.1. Modèle d'infiltration de Horton	40
III.4. Modélisation hydraulique	41
III.4.1. Le modèle de l'onde cinématique	41
III.4.2. Modèle de l'onde dynamique	42
III.4.2.1. Méthode de l'onde dynamique	43

Chapitre IV : Résultats et discussion

IV.1. Introduction	46
IV.2. Simulation du réseau d'eau pluviale de l'instant 1h23 à 1h27	46
IV.2.1. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h23	46
IV.2.2. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h24	47
IV.2.3. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h25	48
IV.2.4. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h26	48
IV.2.5. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h27	51

IV.3. Simulation du réseau d'eau pluviale de l'instant 1h28 à 1h32	53
IV.3. 1. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h28	53
IV.3.2. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h29	55
IV.3.3. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h30	56
IV.3.4. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h31	58
IV.3.5. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h32	59
IV.4. Simulation du réseau d'eau pluviale de l'instant 1h33 à 1h38	61
IV.4.1. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h33	61
IV.4.2. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h34	63
IV.4.3. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h35	65
IV.4.4. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h36	65
IV.4.5. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h37	68
IV.4.6. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h38	69
IV.5. Simulation du réseau d'eau pluviale de l'instant 1h39 à 1h42	71
IV.5.1. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h39	71
IV.5.2. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h40	72
IV.5.3. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h41	74
IV.5.4. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h42	75
Conclusion générale	81
Références bibliographiques	

Chapitre I : Les inondations, définitions et mécanismes

Figure I.1 : Inondation de Bab El Oued du 10 et 11 Novembre 2001	4
Figure I.2 :Morphologie des cours d'eau	5
Figure I.3 :Débordement direct d'un cours d'eau dans son lit majeur à cause d'une forte crue.....	7
Figure I.4 :La remontée de la nappe phréatique.....	8
Figure I.5 :Influence de développement de l'urbanisation sur le ruissellement	9
Figure I.6 :Dommages causés par l'action dynamique des eaux de crue de surface.....	9
Figure I.7 :La marée de Saint-Malo- Baie du Mont-Saint-Michel côté Bretagne.....	10
Figure I.8 :Schéma des origines d'une submersion côtière.....	10
Figure I.9 :Élévation du niveau de la mer suite au réchauffement climatique.....	11

Chapitre II : Modélisation et gestion des eaux pluviales

Figure II.1 : Hydrogrammes de crue des bassins versants Urbanisés et ruraux.....	15
Figure II.2 :Hydrogramme de ruissellement représentant le débit de base.....	16
Figure II.3 :Exemple de débit unidimensionnel.....	20
Figure II.4 :Exemple de débit bidimensionnel.....	20
Figure II.5 :Critères de choix d'un modèle.....	21
Figure II.6 :Concept de modélisation d'un système de collecte dans MOUSE	24
Figure II.7 :Réseau hydraulique de collecte de base dans MOUSE.....	25

Chapitre III : Matériels et Méthodologie

Figure.III.1 :Localisation de la commune dans l'Algérie	27
Figure.III.2 : Histogramme de précipitations mensuelles annuelles en mm	28
Figure.III.3 :Représentation graphique des températures moyennes mensuelles max	29
Figure.III.4 :Histogramme de l'évaporation.....	30
Figure.III.5 :Histogramme de l'évapotranspiration moyenne mensuelle en mm.....	30
Figure.III.6 :L'interface du MOUSE.....	32
Figure.III.7 :Menus disponibles sur logiciel DHI-MOUSE.....	33

Figure.III.8 :Editeur de projet.....	33
Figure.III.9 :les informations pour le regard R1.....	33
Figure.III.10 :Les informations pour la conduite R ₁ -R ₂	34
Figure.III.11 :Les informations pour le sous bassin S1.....	34
Figure.III.12 :Volet données pluviométrique.....	35
Figure.III.13 :Hyetogramme de la pluie.....	36
Figure.III.14 :Menu d'affichage des résultats.....	36
Figure.III.15 :Modèle de pluie double triangle.....	37
Figure.III.16 :Les processus simulés dans le modèle de ruissellement de surface C.....	40
Figure.III.17 :pluie double triangle déterminés à la station de Sidi Mezghiche	
Figure.III.18 : traduction du model d'onde cinématique.....	42
Figure.III.19 :Représentation schématique d'un système de drainage.....	45

Chapitre IV : Résultats et discussion

Figure IV.1 :Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h23	46
Figure IV.2 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h23.....	46
Figure IV.3 :Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h24.....	47
Figure IV.4 : Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h24.....	47
Figure IV.5 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h24.....	48
Figure IV.6 :Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h25.....	48
Figure IV.7 :Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h25.....	49
Figure IV.8 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h25.....	49
Figure IV.9 :Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h26.....	50
Figure IV.10 :Hydroramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h26	50
Figure IV.11 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h26.....	51
Figure IV.12 :Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h27.....	51

Figure IV.13 :Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h27.....	52
Figure IV.14 : Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h27.....	53
Figure IV.15 :Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h28.....	53
Figure IV.16 : Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h28.....	54
Figure IV.17 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h28.....	54
Figure IV.18 :Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h29.....	54
Figure IV.19 :Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h29.....	55
Figure IV.20 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h29.....	56
Figure IV.21 :Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h30.....	57
Figure IV.22 :Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h30.....	57
Figure IV.23 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h30.....	58
Figure IV.24 :Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h31.....	58
Figure IV.26 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h31.....	59
Figure IV.27 :Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h32.....	60
Figure IV.28 :Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h32.....	61
Figure IV.29 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h32.....	62
Figure IV.30 :Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h33.....	62
Figure IV.31 :Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h33	62
Figure IV.32 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h33.....	63
Figure IV.33 :Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h34.....	63
Figure IV.34 :Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h34.....	64
Figure IV.35 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h34.....	64
Figure IV.36 :Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h35.....	65
Figure IV.37 :Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h34.....	65

Figure IV.38 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l’instant 1h35.....	66
Figure IV.39 :Réseau de la zone d’étude simulé à l’instant 1h36.....	66
Figure IV.40 :Hydrogramme de variation des hauteurs d’eau dans les regards débordés à l’instant 1h36.....	67
Figure IV.41 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l’instant 1h36.....	68
Figure IV.42 :Réseau de la zone d’étude simulé à l’instant 1h37.....	69
Figure IV.43 :Hydrogramme de variation des hauteurs d’eau dans les regards débordés à l’instant 1h37.....	70
Figure IV.44 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l’instant 1h37.....	71
Figure IV.45 :Réseau de la zone d’étude simulé à l’instant 1h38.....	72
Figure IV.46 :Hydrogramme de variation des hauteurs d’eau dans les regards débordés à l’instant 1h38.....	70
Figure IV.47 : Profil en long du collecteur principal, simulé à l’instant 1h38.....	71
Figure IV.48 : Réseau de la zone d’étude simulé à l’instant 1h39.....	71
Figure IV.49 :Hydrogramme de variation des hauteurs d’eau dans les regards débordés à l’instant 1h39.....	72
Figure IV.50 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l’instant 1h39.....	72
Figure IV.51 :Réseau de la zone d’étude simulé à l’instant 1h40.....	73
Figure IV.52 :Hydrogramme de variation des hauteurs d’eau dans les regards débordés à l’instant 1h39.....	73
Figure IV.53 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l’instant 1h40.....	74
Figure IV.54 :Réseau de la zone d’étude simulé à l’instant 1h41.....	74
Figure IV.55 :Hydrogramme de variation des hauteurs d’eau dans les regards débordés à l’instant 1h41.....	75
Figure IV.56 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l’instant 1h41.....	75
Figure IV.57 :Réseau de la zone d’étude simulé à l’instant 1h42.....	76
Figure IV.58 :Hydrogramme de variation des hauteurs d’eau dans les regards débordés à l’instant 1h42.....	76
Figure IV.59 :Profil en long du collecteur principal, simulé à l’instant 1h42.....	77

Chapitre II : Modélisation et gestion des eaux pluviales

Tableau II.1 : Valeurs des coefficients de ruissellement en fonction du type de surface... 17

Chapitre III : Matériels et Méthodologie

Tableau.III.1 : Précipitations mensuelles et annuelle.....28

Tableau.III.2 : Températures moyennes mensuelles et annuelles29

Tableau.III.3 : Evaporation moyennes mensuelles et annuelle.....29

Tableau.III.4 : L'évapotranspiration Moyennes mensuelles et annuelle.....30

Tableau.III.5 : Intensité de pluie de projet double triangle.....38

Chapitre IV : Résultats et discussion

Tableau IV.1 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h24.....47

Tableau IV.2 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h25.....49

Tableau IV.3 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h26.....51

Tableau IV.4 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h27.....52

Tableau IV.5 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h28.....54

Tableau IV.6 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h29.....56

Tableau IV.7 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h30.....57

Tableau IV.8 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h31.....59

Tableau IV.9 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h32.....61

Tableau IV.10 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h33.....62

Tableau IV.11 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h34.....64

Tableau IV.12 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h3566

Tableau IV.13 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h36.....67

Tableau IV.14 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h37.....69

Tableau IV.15 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h38.....70

Tableau IV.16 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h39.....72

Tableau IV.17 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h40.....73

Tableau IV.18 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h41.....75

Tableau IV.19 : Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h42.....76

Résumé

Le développement de l'urbanisation et les changements d'occupation de sol ont provoqué des inondations et ont rendu les villes vulnérables aux dommages. L'évaluation de la performance du réseau d'eaux pluviales nécessiterait davantage de réformes et d'adaptation sous l'impact d'événements extrêmes dus au changement climatique. Ce travail vise à analyser l'effet du risque d'inondation et les débordements du réseau d'eau pluviale situé à la ville de Sidi-Mezghiche wilaya de Skikda par DHI-MOUSE. Le modèle du réservoir linéaire et le modèle de l'onde dynamique ont été appliqués pour la simulation du ruissellement de surface du bassin versant et la variation des hauteurs d'eau au niveau des regards respectivement sous l'effet d'un événement pluvieux de durée de 3h et une période de retour de 50. Les résultats de simulation ont montré que le réseau est en surcharge et en état de débordement où on a enregistré 26 regards débordés de l'instant 1h23 à 1h27, ce qui représente 44,07 % des regards de réseau, ensuite de l'instant 1h28 à 1h32, le nombre de regards débordés est de 40, ce qui représente 67.79% des regards du réseau. À l'instant 1h33 à 1h38, le nombre de regards débordés a diminué à 24 regards, ce qui représente 40.67% des regards du réseau, enfin de l'instant 1h39 à 1h42, le réseau est bien soulagé, où on a enregistré 11 regards débordés, ce qui présente 18.64% des regards du réseau. La hauteur de débordement enregistrée de l'instant 1h32 à 1h42 varie entre 0.02 à 1.06 m, où le regard R49 a enregistré toujours une hauteur importante de débordement par rapport aux autres regards du réseau.

Mots-Clés : urbanisation, réservoir linéaire, onde dynamique, inondation, DHI-MOUSE

ملخص

أدى تطور التحضر والتغيرات في استخدام الأراضي إلى حدوث فيضانات وجعل المدن عرضة للأضرار. يتطلب تقييم أداء شبكة مياه الأمطار مزيداً من الإصلاحات والتكيف مع تأثير الأمطار ذات الشدة الكبيرة بسبب تغير المناخ. يهدف هذا العمل إلى تحليل تأثير مخاطر الفيضانات والفيضانات لشبكة مياه الأمطار الواقعة في مدينة سيدي مزغيش بولاية سكيكدة بواسطة DHI-MOUSE. تم تطبيق نموذج الخزان الخطي ونموذج الموجة الديناميكية لمحاكاة الجريان السطحي لمستجمعات المياه والتغير في ارتفاعات المياه في البالوعات على التوالي تحت تأثير حدث هطول الأمطار لمدة 3 ساعات وفترة عودة قدرها 50 عامًا. أظهرت نتائج المحاكاة أن الشبكة محملة بشكل زائد وفي حالة فائض حيث سجلنا 26 بالوعة فائضة من اللحظة 1:23 إلى 1:27 ، وهو ما يمثل 44.07% من بالوعات الشبكة ، ثم من اللحظة 1:28 إلى 1:32 ، عدد البالوعات التي فاضت هي 40 ، وهو ما يمثل 67.79% من بالوعات الشبكة. وفي اللحظة من 1:33 إلى 1:38 ، انخفض عدد البالوعات الفائضة إلى 24 فتحة ، وهو ما يمثل 40.67% من بالوعات الشبكة ، وأخيراً من اللحظة 1:39 إلى 1:42 ، أصبحت الشبكة مرتاحة جيداً ، حيث سجلنا 11 بالوعة فائضة تمثل 18.64% من بالوعات الشبكة. يتراوح ارتفاع الفائض المسجل من اللحظة 1:32 إلى 1:42 بين 0.02 إلى 1.06 م ، حيث سجلت البالوعة R49 دائماً ارتفاعاً كبيراً في التدفق مقارنة بالبالوعات الأخرى في الشبكة.

الكلمات المفتاحية: التحضر ، الخزان الخطي ، الموجة الديناميكية ، الفيضانات ، DHI-MOUSE

Abstract

The development of urbanization and changes in land use have caused flooding and made cities vulnerable to damage. Evaluating the performance of the storm water network would require further reforms and adaptation under the impact of extreme events due to climate change. This work aims to analyze the effect of the risk of flooding and overflows of the rainwater network located in the city of Sidi-Mezghiche wilaya of Skikda by DHI-MOUSE. The linear reservoir model and the dynamic wave model were applied to simulate the surface runoff of the watershed and the variation in water heights at the manholes respectively under the effect of a rainfall event of duration of 3 hours and a return period of 50. The simulation results showed that the network is overloaded and in a state of overflow where we recorded 26 overflowing manholes from the moment 1:23 to 1:27, which represents 44.07% of manholes of network, then from the moment 1:28 to 1:32, the number of manholes overflowed is 40, which represents 67.79% of manholes in the network. At the moment 1:33 to 1:38, the number of overflowed manholes decreased to 24 manholes, which represents 40.67% of the manholes of the network, finally from the moment 1:39 to 1:42, the network is well relieved, where we have recorded 11 overflowed manholes, which represents 18.64% of the network's looks. The height of overflow recorded from the moment 1:32 to 1:42 varies between 0.02 to 1.06 m, where the R49 manhole always recorded a significant height of overflow compared to other manholes in the network.

Keywords: urbanization, linear reservoir, dynamic wave, flooding, DHI-MOUSE

La prévention des inondations causées par des précipitations imprévisibles de forte intensité dans les zones urbaines en raison du manque de réseaux d'eaux pluviales adéquats est devenue un problème important car le risque d'inondation est accru en raison de l'effet combiné de l'urbanisation et du changement climatique qui varient rapidement et considérablement avec le temps. Ces variations modifient les caractéristiques hydrologiques du bassin versant et les caractéristiques hydrauliques des réseaux d'eaux pluviales. Ces réseaux deviendront incapables de pouvoir jouer son rôle d'évacuation des eaux de ruissellement de surface, face à un excédent d'eau qui dépasse leur capacité, notamment lors des pluies extrêmes. En effet, les pluies de périodes de retour inférieur ou égal à dix ans sont généralement désignées pour le dimensionnement des réseaux d'eaux pluviales.

Cependant, les pluies extrêmes de périodes de retour supérieures de 10 ans, sont qualifiées comme des pluies qui génèrent des problèmes d'insuffisance de capacité des réseaux d'eaux pluviales. Il existe de nombreux logiciels disponibles avec des degrés de complexité variables pour simuler le comportement des réseaux d'eaux pluviales. Plusieurs chercheurs ont examiné l'applicabilité de divers modèles pluie-débit en milieu urbain. **Mike Flood** a été utilisé par des chercheurs pour simuler les scénarios d'inondation. **Storm Water Management Model (SWMM)** a été utilisé par plusieurs chercheurs pour simuler le ruissellement et concevoir un système de drainage efficace. **MOdelling Urban SEwer (DHI-MOUSE)** développé par le **Danish Hydrological Institute** a été utilisé pour simuler les scénarios d'inondation et les profondeurs d'inondation.

Cette étude vise à analyser et comprendre intensément les problèmes d'inondations urbaines, c'est-à-dire à trouver les causes des inondations, à analyser leurs propagations et sur cette base à évaluer le risque d'inondation, et enfin à rechercher des solutions d'atténuation des inondations. Suite à l'analyse des risques des inondations, le DHI-MOUSE a été choisi et introduit dans cette étude pour simuler le comportement du réseau d'eau pluviale situé à la ville de Sidi-Mezghiche wilaya de Skikda pour une durée de pluie de 3 heures et une période de retour de 50 ans. La simulation du ruissellement de surface est assurée par le modèle du réservoir linéaire et la simulation des variations des débits tronçons et les hauteurs d'eau est assurée par le modèle de l'onde dynamique.

Notre mémoire est organisé en quatre (04) chapitres :

Après une introduction qui présente les objectifs du travail, Le premier chapitre est dédié à la définition du concept crue-inondation et les types et paramètres d'une inondation.

Dans le deuxième chapitre-t-il s'agit d'un aperçu bibliographique sur la modélisation hydrologique-hydraulique et l'incertitude liée à cette modélisation, ainsi que les étapes de calibration et de validation d'un modèle.

Dans le troisième chapitre on s'attache premièrement a donné un aperçu général sur la zone d'étude. Deuxièmement en se concentrant dans sa deuxième partie sur une description du modèle DHI-MOUSE, et ce de tous les côtés, allant depuis la définition de ses modules et les formalismes de calcul.

Le quatrième chapitre est consacré à la présentation des résultats issus de l'application du logiciel DHI-MOUSE, duquel une analyse des résultats de simulation était effectuée sur quatre parties représentant les étapes de comportement du réseau d'eau pluviale durant une pluie de 3heures et une période de retour de 50 ans. Enfin une conclusion générale qui englobe les principales démarches effectuées et les résultats obtenus par cette étude.

***Chapitre I : Les inondations, définitions et
mécanismes***

I.1. Introduction

Dans de nombreuses régions du monde, les inondations sont un problème majeur. Entre 1970 et 2012, les tempêtes et les inondations ont causé plus d'un million de morts (Atlas of Mortality and Economic Losses from Weather, Climate and Water Extremes, Geneve, 11 Juillet 2014 par World Meteorological Organization). Les plaines inondables sont souvent des zones attrayantes pour le développement humain et une grande partie de la population mondiale dépend, directement ou indirectement, d'un certain nombre de ressources naturelles essentielles qui sont généralement fournies par les plaines inondables.

Plusieurs problèmes mondiaux, notamment le développement de l'urbanisation due à la pression démographique croissante, la dégradation continue des services écosystémiques et la variabilité et le changement climatiques, peuvent contribuer à une nouvelle augmentation des risques d'inondations dans le monde. Dans de nombreuses régions du monde, cette augmentation est encore exacerbée par des pratiques inadéquates de planification et de gestion des inondations, tel que l'urbanisation qui remplace généralement le couvert végétal et les forêts par une surface imperméable et modifie le cycle hydrologique (Ji et al. 2014). Elle diminue l'infiltration, le débit de base et les temps de latence tout en augmentant le volume de crue, le débit de pointe (Salvadore et al. 2015). Cependant, les crues font partie intégrante du régime naturel d'une rivière; la gestion des inondations joue donc un rôle important dans la protection des personnes et des infrastructures contre les inondations. L'intégration des risques d'inondation dans la gestion des ressources en eau fournit une justification pour passer d'une approche focalisée unique telle que la lutte contre les inondations à une approche de gestion intégrée des inondations.



Figure I.1 Inondation de Bab El Oued du 10 et 11 Novembre 2001
(Giovanola et Heritier, 2002)

I.2. Fonctionnement d'un cours d'eau

Le cours d'eau est le nom générique des eaux courantes qui circulent à travers un canal fixe; les cours d'eau sont nommés en fonction de caractéristiques de débit ou flux, de dimensions..., comme les fleuves, les rivières, les ravines, les ruisseaux, les torrents... Si la majorité des cours d'eau sont visibles en permanence à la surface, certains sont souterrains et d'autres encore sont temporaires. L'eau dans un cours d'eau, en voyageant, se fait agent d'érosion, elle arrache des sédiments et les transporte plus en aval. Avec ce transport, l'eau sculpte le paysage et occupe un espace plus ou moins grand au cours du temps.

Le lit mineur est l'espace occupé en période normale, c'est le lit ordinaire du cours d'eau, tandis que le lit majeur correspond à la zone inondable. Cette zone se délimite par les niveaux de plus hautes eaux, c'est l'espace maximal que peut occuper le cours d'eau lorsqu'il est en crue.

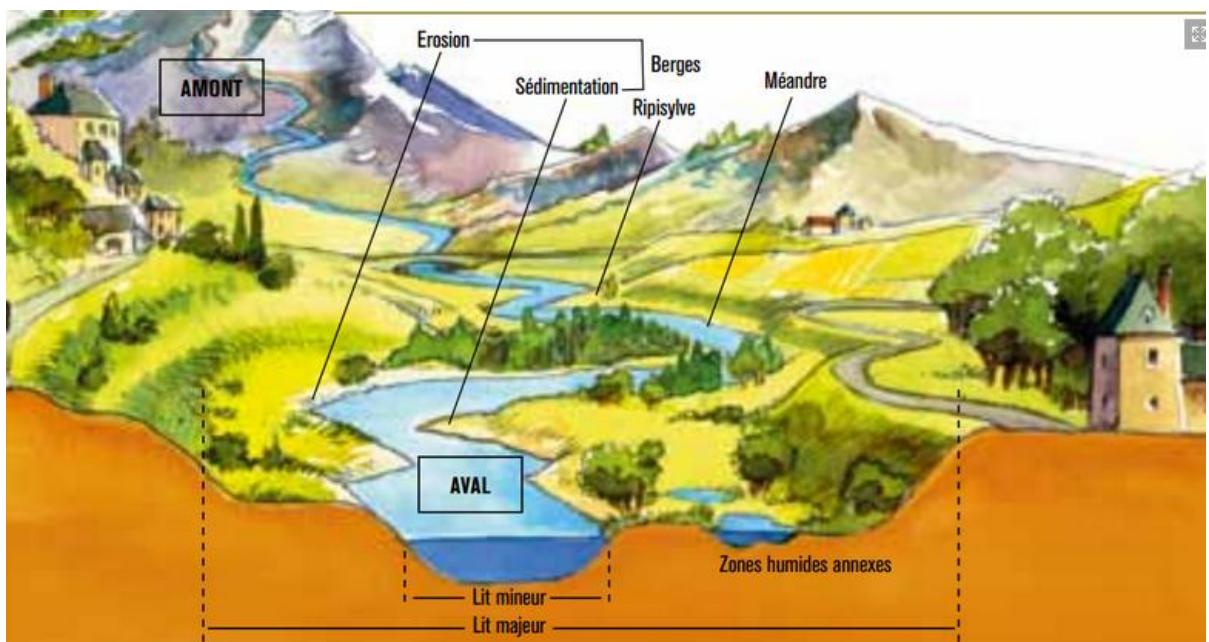


Figure I.2. Morphologie des cours d'eau « France Nature Environnement, janvier 2010)

I.3. Définition de la crue

Une crue est un phénomène caractérisé par une montée plus ou moins rapide du niveau d'eau. C'est généralement un phénomène météorologique qui est à l'origine des crues.

Cette Manifestation est liée à plusieurs facteurs naturels qui sont :

- La quantité d'eau reçue;
- Le ruissellement qui dépend de la nature du sol, de son occupation, et de l'intensité de l'épisode pluvieux;
- Le temps nécessaire à une goutte d'eau pour rejoindre l'exutoire;
- La propagation de l'onde de crue, qui est fonction de la structure du lit (notamment de la pente).

I.4. Définition d'une inondation (risque, aléa, enjeux et vulnérabilité)

Les inondations sont le type de catastrophe naturelle le plus fréquent et surviennent lorsqu'un débordement d'eau submerge des terres généralement sèches. Les inondations sont souvent causées par de fortes pluies, une fonte rapide des neiges ou une onde de tempête provoquée par un cyclone tropical ou un tsunami dans les zones côtières.

Les inondations peuvent causer des ravages généralisés, entraînant des pertes en vies humaines et des dommages aux biens personnels et aux infrastructures essentielles de santé publique. Entre 1998 et 2017, les inondations ont touché plus de 2 milliards de personnes dans le monde. Les personnes qui vivent dans des plaines inondables ou des bâtiments non résistants, ou qui manquent de systèmes d'alerte et de sensibilisation aux risques d'inondations, sont les plus vulnérables aux inondations.

Entre 80 et 90% de toutes les catastrophes naturelles documentées au cours des 10 dernières années ont été causées par des inondations, des sécheresses, des cyclones tropicaux, des vagues de chaleur et de violentes tempêtes. Les inondations augmentent également en fréquence et en intensité, et la fréquence et l'intensité des précipitations extrêmes devraient continuer d'augmenter en raison du changement climatique.

I.4.1. Le risque :

Le risque est le croisement de l'aléa et des enjeux présents qui sont plus ou moins vulnérables c'est-à-dire sensible à l'aléa.

I.4.2. L'aléa :

C'est la manifestation d'un phénomène naturel d'occurrence et d'intensité donnée. C'est aussi les caractéristiques physiques de l'inondation (emprise de la zone inondable, hauteur, vitesse, durée de submersion, type de montée des eaux...) et la fréquence.

Pour déterminer l'aléa, il existe 3 méthodologies d'approches à combiner selon les enjeux présents. En tout état de cause les 2 premières approches sont indispensables :

- L'approche historique (cartes anciennes, mémoire collective, plus hautes eaux, repères de crue...)
- L'approche hydro géomorphologique consiste en une analyse naturaliste du territoire par photo interprétation, cartographie, visite de terrain. Cela donne une enveloppe inondable mais ne permet pas d'avoir des hauteurs et vitesse. On sait juste qu'il y a eu de l'eau dans le passé.
- Les études hydrologiques et hydrauliques permettent de construire un modèle mathématique informatisé qui reproduit finement les conditions d'écoulement théorique. Cela permet ici d'obtenir des hauteurs d'eau et éventuellement des vitesses.

I.4.3. Les enjeux :

Ce sont les personnes et les biens susceptibles d'être affectés par une inondation. Les enjeux sont les structures, les populations et l'environnement directement ou indirectement touchés par l'aléa. Ces derniers constituent donc les cibles impactées par l'aléa.

I.4.4. La vulnérabilité :

Elle exprime et mesure le niveau de conséquences prévisibles de l'aléa sur les enjeux.

Les effets d'une inondation peuvent concerner non seulement les enjeux situés en zone inondable mais également affecter indirectement des biens ou des activités en dehors du champ d'inondation (du fait notamment de la coupure de réseaux, des routes, de l'électricité...).

La vulnérabilité de la population, outre sa fragilité intrinsèque (personne âgée, à mobilité réduite, enfants...) est liée en particulier à sa localisation en zone inondable et au délai d'alerte et d'évacuation souvent très court dans notre département du fait des crues rapides.

I.5. Types d'inondation

Il existe deux types d'inondations, selon qu'elles impliquent des eaux douces ou des eaux marines. Les premières, que l'on pourrait qualifier de « terrestres », peuvent se produire dans l'intérieur des terres, tandis que les inondations marines concernent le littoral.

I.5.1. Causes des inondations terrestres :

- Le débordement direct d'un cours d'eau dans son lit majeur, suite à des épisodes de fortes précipitations ou à la fonte des neiges hivernales (ce sont les crues).



Figure I.3. Débordement direct d'un cours d'eau dans son lit majeur à cause d'une forte crue

- Le débordement indirect d'une réserve d'eau (de surface ou souterraine) suite à la remontée des nappes phréatiques ou bien d'eaux à travers les canalisations. les pluies extrêmes et les taux d'infiltration élevés entraînent une élévation des nappes phréatiques au-dessus des niveaux du sous-sol où les niveaux des eaux souterraines sont auparavant élevés (Macdonald et al., 2008; Robins et Finch, 2012).

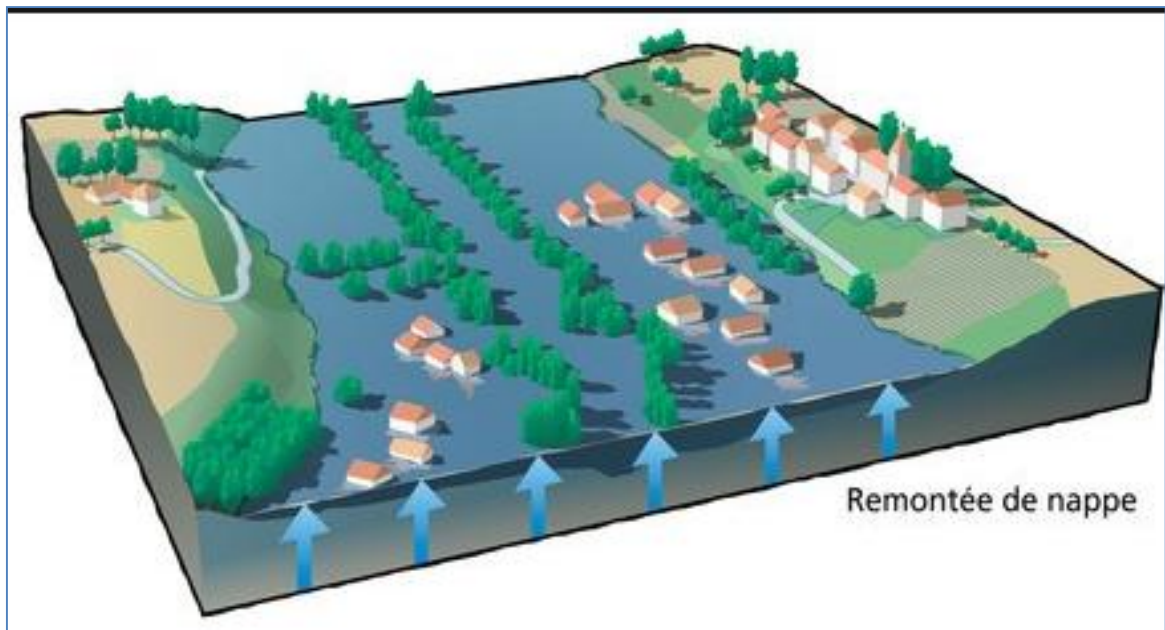


Figure I.4. La remontée de la nappe phréatique / Inondation / Les risques naturels /
Connaissance des risques dans le P-d-C / Prévention des risques majeurs /
Politiques publiques / Accueil - Les services pas-de-calais.gouv.fr

- L'accumulation des eaux de ruissellement suite à des précipitations abondantes. Il se peut en effet que les capacités de drainage et d'infiltration d'une zone soient insuffisantes pour évacuer les eaux reçues, qui s'accumulent alors. Ce phénomène est accru lorsqu'il y a eu une imperméabilisation des sols (urbanisation) sans création d'un réseau d'évacuation suffisant. L'impact de l'imperméabilisation due à l'urbanisation est l'un des changements importants affectant le ruissellement de surface dans le bassin versant (Zhang et al. 2015).

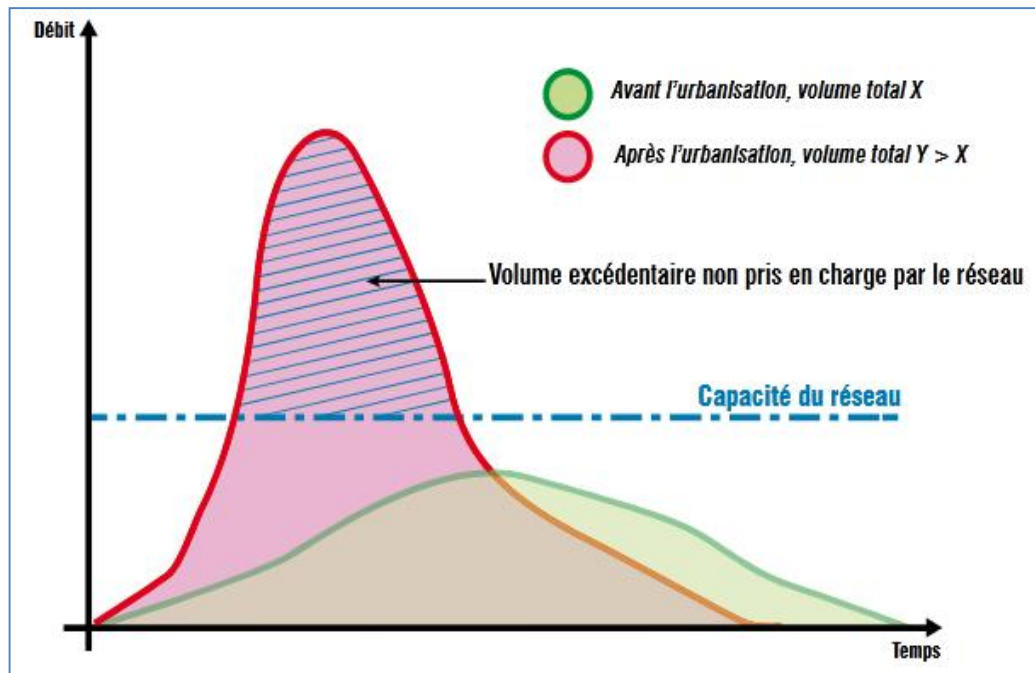


Figure I.5. Influence de développement de l'urbanisation sur le ruissellement (MEDD, 2006)

- La rupture d'un ouvrage de génie civil, comme un barrage, pont ou une digue. Un défaut de conception, un manque d'entretien ou tout simplement un volume d'eau trop important peuvent créer une brèche puis une rupture d'un ouvrage de protection. Les conséquences sont en général catastrophiques car le flux d'eau est soudain et très puissant et l'ampleur des dommages causés par les inondations se réfère donc généralement aux structures ou aux bénéfices perdus des cultures et autres zones agricoles (Wing et al. 2018).



Figure I.6. Dommages causés par l'action dynamique des eaux de crue de surface (<https://bridgemastersinc.com>) (15/10/2017)

I.5.2. Causes des inondations marines :

- La marée haute de vive-eau exceptionnelle : à l'équinoxe, lorsque les conditions astronomiques sont favorables, le coefficient de marée peut frôler la valeur maximale de 120. C'est alors que se produisent les marées les plus importantes qui, parfois, inondent les terres du littoral.

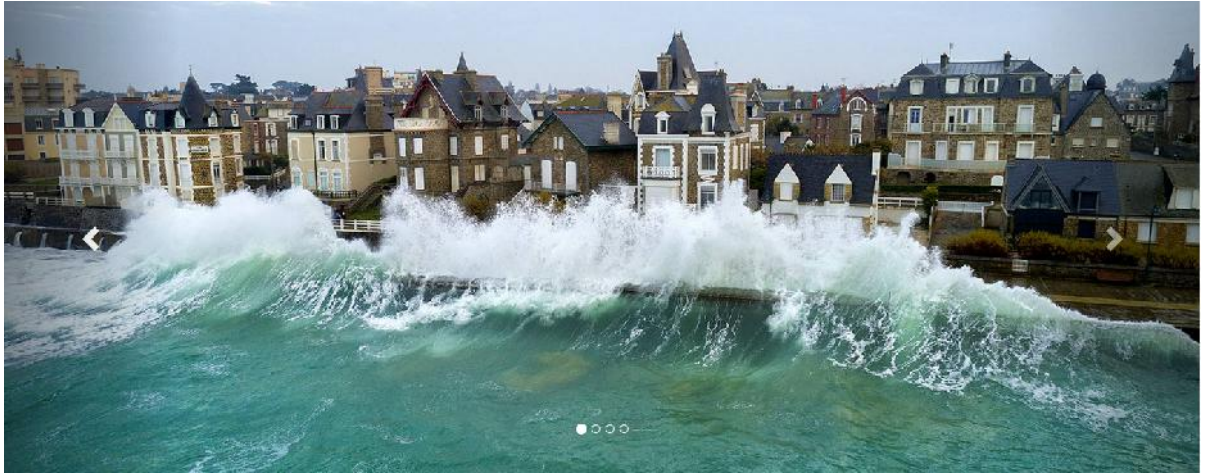


Figure I.7. La marée de Saint-Malo- Baie du Mont-Saint-Michel côté Bretagne

- Les phénomènes de surcote, qui provoquent une élévation supplémentaire du niveau de la marée haute. Ondes de houle, vagues, dépressions atmosphériques et plus rarement tempêtes et tsunamis créent une élévation locale du niveau des eaux sur le littoral. Ces phénomènes rendent alors possible une pénétration des eaux marines à l'intérieur des terres.

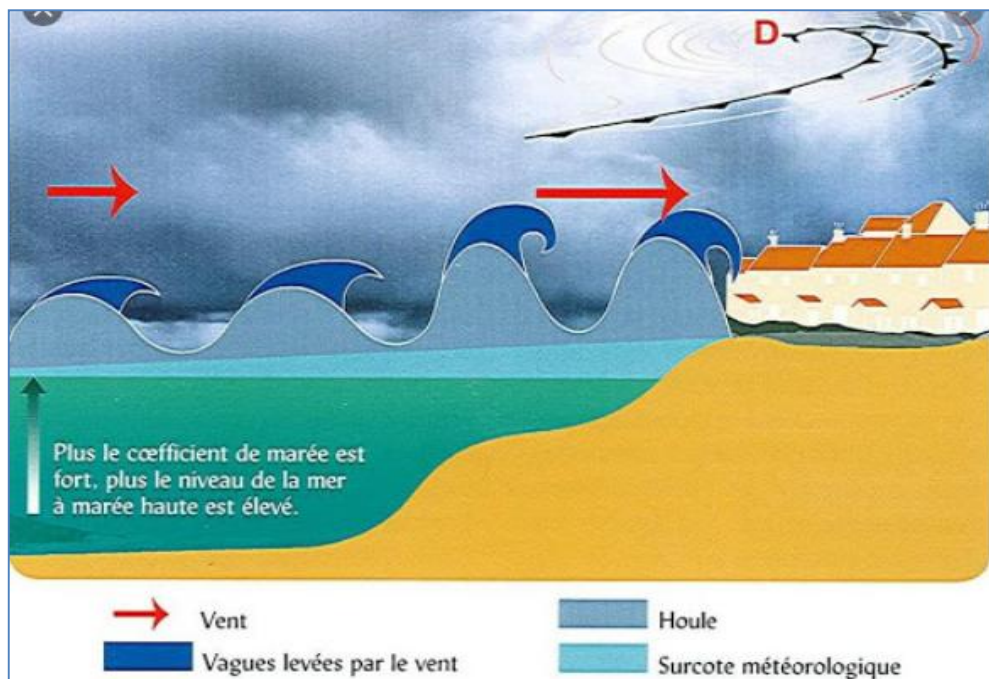


Figure I. 8. Schéma des origines d'une submersion côtière (Météo-France 2012)

- La rupture d'un ouvrage de génie civil sur le littoral est encore une fois possible.
- L'élévation du niveau de la mer suite au réchauffement climatique. Cette montée des eaux à long terme menace des zones qui ne sont actuellement pas inondables et fragilisent celles qui le sont.

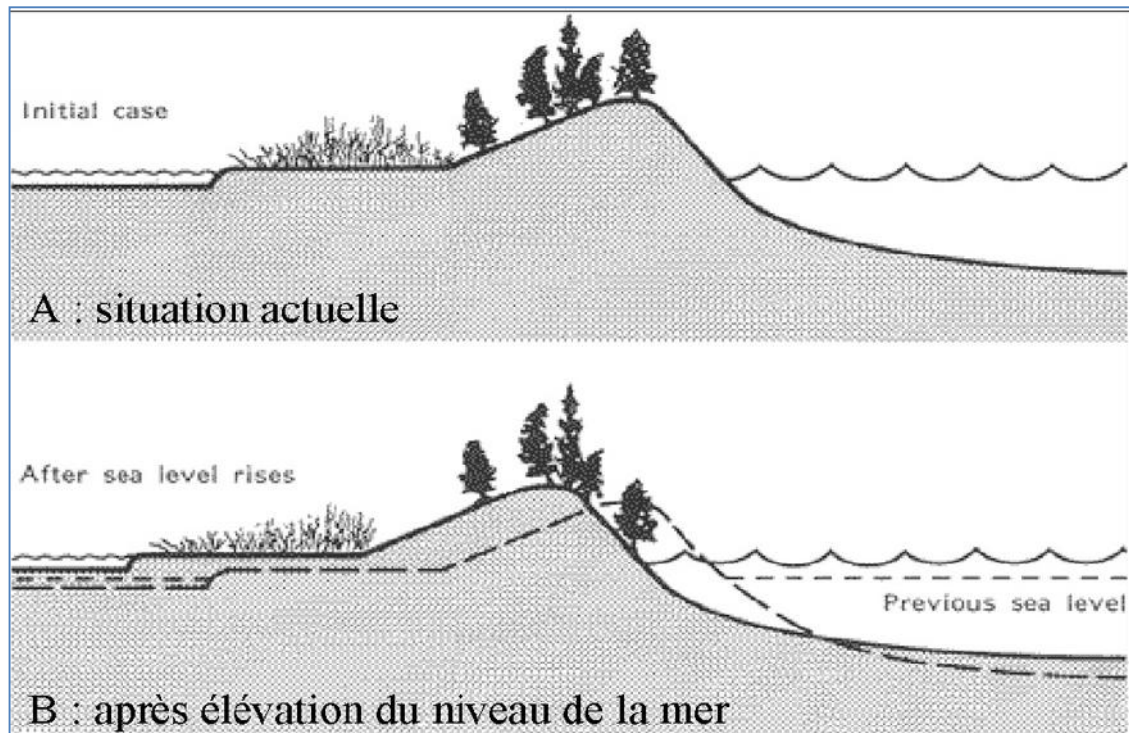


Figure I.9. Élévation du niveau de la mer suite au réchauffement climatique (Titus, 1990)

L'ensemble de ces mécanismes peut bien entendu se combiner et créer les conditions d'une inondation d'ampleur très importante aux conséquences dévastatrices.

I.6. Risque des inondations

I.6.1. L'influence des facteurs anthropiques :

Lorsque ces différents phénomènes peuvent se produire dans des zones d'activités humaines, on parle de zones à risque. Le bilan humain et économique d'une inondation dépend donc à la fois de phénomènes la plupart du temps naturels et de l'implantation humaine dans des secteurs à risques (ancien marais, littoral, lit majeur de cours d'eau, etc.), ces facteurs aggravants ont un rôle fondamental dans la formation et l'augmentation des débits des cours d'eau. L'urbanisation et l'implantation d'activités dans les zones inondables, elles constituent la première cause d'aggravation du phénomène. En parallèle, l'augmentation du niveau de vie et le développement des réseaux d'infrastructures ont accru dans des proportions notables la valeur globale des biens et la fragilité des activités exposées (vulnérabilité). La diminution des champs d'expansion des crues consécutive à l'urbanisation et parfois aggravée par l'édification de digues ou de remblais, elle a pour conséquence une réduction de l'effet naturel d'écrêtement des crues, bénéfique aux secteurs habités en aval des cours d'eau. L'aménagement parfois hasardeux des cours d'eau Beaucoup de rivières ont été modifiées localement sans se soucier des conséquences en amont ou en aval. Ces

aménagements (suppression de méandres, endiguement, etc.) peuvent avoir pour conséquences préjudiciables l'accélération de crues en aval et l'altération du milieu naturel. L'utilisation ou l'occupation des sols sur les pentes des bassins versants. Toute modification de l'occupation du sol (déboisement, suppression des haies, pratiques agricoles, imperméabilisation) empêchant le laminage des crues et la pénétration des eaux, favorise une augmentation du ruissellement, un écoulement plus rapide et une concentration des eaux.

I.6.2. Les atteintes aux hommes, aux biens et aux activités :

La vulnérabilité de la population est provoquée en particulier par sa localisation en zone inondable. Sa mise en danger survient surtout lorsque les délais d'alerte et d'évacuation sont trop courts ou inexistant, lors des crues rapides ou torrentielles. Le danger se traduit par le risque d'être emporté ou noyé. L'interruption des communications peut gêner, voire empêcher l'intervention des secours.

I.6.3. Les atteintes à l'environnement :

Les dégâts au milieu naturel sont dus à l'érosion, aux déplacements du lit ordinaire, aux dépôts de matériaux, etc. Les phénomènes d'érosion, de charriage, de suspension de matériaux et d'alluvionnement participent à l'évolution du milieu naturel dans ses aspects positifs comme négatifs. Pour les zones industrielles situées en zone inondable, un risque de pollution et d'accident technologique est à prendre en compte.

La mise en place de mesures d'information, de prévention, d'alerte et de défense réduit le facteur de risque mais ne le supprime pas.

I.7. Les paramètres d'une inondation

I.7.1. Le débit :

Le débit est un des paramètres caractéristiques d'une crue. C'est la quantité d'eau qui s'écoule en un point donné du cours d'eau. Il s'exprime en m^3/s . Le débit d'un cours d'eau varie en fonction de la hauteur d'eau, de la surface transversale à une section donnée de ce cours d'eau et de la vitesse d'écoulement. Ainsi, l'augmentation de débit d'un cours d'eau entraîne celles de la vitesse d'écoulement d'eau et de la hauteur du plan d'eau au point considéré. La courbe des débits en un point, en fonction du temps, est appelée hydro gramme.

I.7.2. La vitesse d'écoulement :

La vitesse d'écoulement est mesurée, en un point donné, pour une inondation, au paroxysme du phénomène. Le courant peut atteindre des vitesses telles qu'il peut entraîner des objets d'une certaine taille, voire des personnes. Il augmente également le risque d'érosion des berges. En mettant en pression dynamique les constructions, il peut les fragiliser, les endommager ou les détruire.

I.7.3. La hauteur de submersion :

La hauteur de submersion est mesurée, pour une crue donnée, lors du maximum de cette crue. Elle est représentative des risques pour les personnes (noyades) et pour les biens, par endommagement direct (action de l'eau) ou indirect (par mise en pression statique). La courbe des cotes (hauteurs d'eau) en fonction du temps est appelée luminogramme.

La laisse d'inondation est la trace laissée par le niveau des eaux les plus hautes où les dégradations sont fonction de la durée, de la hauteur de submersion et de la vitesse d'écoulement.

I.7.4. La durée de submersion :

La durée de submersion représente la durée approximative pendant laquelle une surface donnée de terrain reste inondée. Cette durée peut varier de quelques heures à plusieurs mois.

I.7.5. La fréquence et la période de retour :

Grâce à l'analyse des crues historiques (dates, secteurs concernés, débits, laisses...), on procède à une classification des crues en fonction de leur fréquence (probabilité qu'un événement a d'apparaître chaque année ou nombre moyen d'événements similaires se produisant pendant une période donnée à un endroit donné). A l'inverse, la période de retour est l'intervalle moyen de temps séparant des événements similaires (crues d'intensité comparable, en débits ou hauteurs, ou en couple débit-hauteur), lorsqu'on observe les événements à l'échelle de plusieurs siècles. Ainsi, la crue centennale est une crue de forte amplitude qui, chaque année, a une probabilité sur cent de se produire.

***Chapitre II : Modélisation et gestion des
eaux pluviales***

II.1. Introduction

Dans le monde d'entier, lorsqu'il pleut sur une surface, l'eau qui tombe au sol est en partie infiltrée, en partie évaporée et le reste ruisselle en surface peut augmenter l'intensité des inondations urbaines en réponse à deux facteurs principaux: l'urbanisation et le changement climatique (Berndtsson et al. 2019). L'effet de l'urbanisation sur les inondations urbaines locales est plus important que le changement climatique (Abedin et Stephen, 2019). Les inondations urbaines se produisent généralement lorsque de fortes pluies sont immédiatement suivies par une capacité limitée du système de drainage (Surwase et Manjusree, 2019).

En fonction du système de drainage, des caractéristiques particulières du plan de drainage et des limitations locales spécifiques, des inondations dans le bassin versant urbain peuvent se produire à différentes phases de la surcharge hydraulique (Rabori, A.M.; Ghazavi, 2018). Une inondation urbaine peut causer des dommages à la structure, à l'environnement, avoir un impact sur la vie quotidienne des gens et peut être catastrophique dans des cas extrêmes.

II.2. Importance de la gestion des eaux pluviales

La gestion des eaux pluviales est au cœur de nombreux enjeux :

- La maîtrise des risques d'inondation par ruissellement et par débordement,
- La préservation de la biodiversité et des milieux humides,
- La protection de la qualité des ressources en eau.

Le développement des surfaces naturelles et la densification des villes augmentent le pourcentage de surfaces imperméables et en même temps la végétation et les surfaces perméables diminuent, ce qui affecte l'équilibre naturel de l'eau et augmente le risque des inondations. Les inondations en milieu urbain se produisent généralement lorsque de fortes pluies sont immédiatement suivies d'une capacité de système de drainage restreinte (Surwase et Manjusree, 2019). Dans les zones rurales, souvent seulement quelques pour cent des précipitations deviennent un ruissellement de surface, tandis que dans une zone urbaine, l'augmentation de surfaces imperméables, entraîne un ruissellement de surface plus élevé et influence les hydrogrammes de crue comme le montre la figure (II.1) (Paul et Meyer, 2001). En conséquence, davantage d'événements d'inondations sont attendus lorsque l'urbanisation se poursuit.

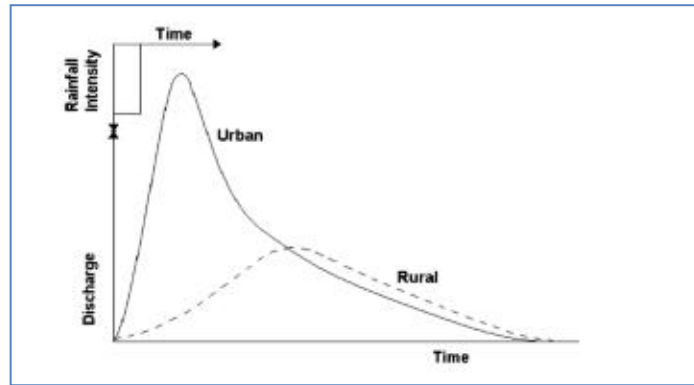


Figure II.1 : Hydrogrammes de crue des bassins versants Urbanisés et ruraux

Lors de l'aménagement ou du réaménagement d'une zone, il est donc important, pour la planification de l'occupation de sol, d'étudier comment le changement pourrait affecter les débits d'eaux pluviales et la quantité d'eaux pluviales. Une évaluation peut alors être faite concernant la capacité du système d'eaux pluviales existant et si le système a besoin d'une expansion ou d'une modification.

La quantité de polluants sur les surfaces que les eaux pluviales passent pendant le ruissellement déterminera la quantité de pollution contenue dans l'eau, et différentes surfaces peuvent contenir différentes quantités et types de polluants. Par exemple, une petite route de campagne avec un faible trafic contribuera à moins de pollution qu'une autoroute à fort trafic. Il est donc également important d'étudier comment les changements d'occupation de sol dans une zone peuvent affecter la quantité de polluants dans les eaux pluviales.

II.3. Conception de systèmes d'eaux pluviales

Les écoulements d'eaux pluviales sont généralement présentés dans des hydrogrammes montrant comment les débits ou les niveaux d'eau changent au fil du temps. Les hydrogrammes sont souvent utilisés pour étudier la réponse du débit à une pluie dans un ruisseau ou un conduit. L'hydrogramme montre le débit de base, le débit maximum, l'heure à laquelle le débit maximum se produit et le volume de ruissellement (Fig.II.2) (Hendriks, 2010).

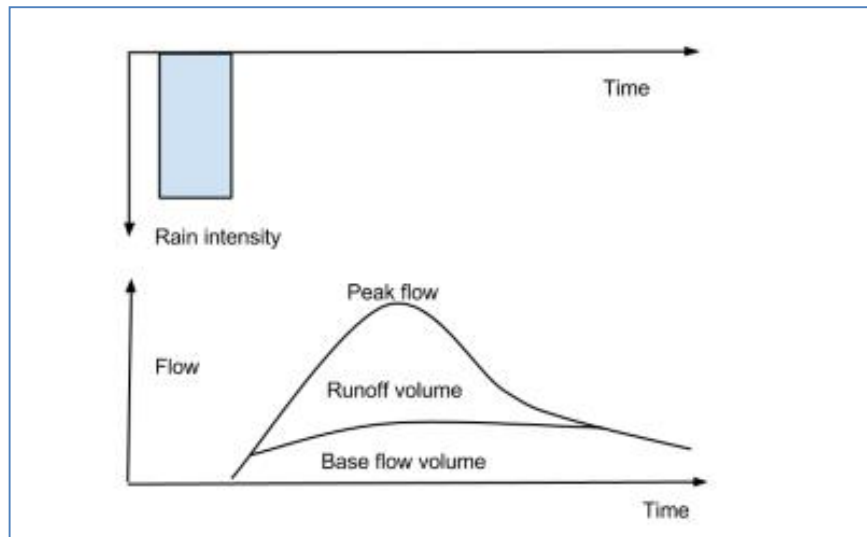


Figure II.2 : Hydrogramme de ruissellement représentant le débit de base, Débit de pointe et le volume de ruissellement (Hendriks, 2010)

L'écoulement de base est l'écoulement qui ne se produit pas à la suite d'une pluie spécifique, mais c'est l'écoulement sous-jacent qui provient principalement de l'écoulement souterrain (Beven, 2003). Certains ruisseaux et canalisations ont un débit de base toute l'année, tandis que d'autres n'ont qu'un débit en réponse à une pluviométrie donnée (Hendriks, 2010).

Le débit de conception est le débit utilisé pour concevoir les canalisations et les égouts et qui peut être conçu après une pluie avec une certaine période de retour.

II.3.1. Précipitations :

Lors de la conception des systèmes d'eaux pluviales, la période de retour, la durée et l'intensité de la pluie sont importantes. La période de retour est la fréquence à laquelle une pluie donnée, avec une certaine intensité et durée, se reproduit. La période de retour d'une pluie est généralement appelée pluie de 1, 2, 10, 20, 50 ou 100 ans. Une pluviométrie de 10 ans revient en moyenne 1 fois en 10 ans et une pluviométrie de 100 ans revient 1 fois / 100 an. Pour sélectionner une période de retour appropriée lors de la conception d'un conduit, il faut prendre en considération si la zone en question est fermée ou non et si elle est située à l'intérieur des agglomérations urbaines. Une zone fermée est une zone où l'eau ne peut pas être détournée par gravité.

Les types de données pluviométriques suivants peuvent être utilisés pour la conception et la modélisation des systèmes d'eaux pluviales:

- Précipitations historiques et séries de précipitations à partir des mesures de précipitations : Les mesures de précipitations peuvent être effectuées avec un pluviomètre lourd ou un pluviomètre à godet basculant. Les précipitations historiques peuvent être des données pour un événement unique ou il peut s'agir de séries de précipitations continues à long terme.

- Distribution horaire uniforme des précipitations : Ces pluies sont l'intensité moyenne maximale pour une seule pluie pendant une durée donnée.
- Pluie de projet : Les pluies de projet sont des précipitations spéciales utilisées dans l'analyse et la conception des réseaux d'eaux pluviales. Le débit lié à une certaine pluie de projet est supposé avoir la même période de retour que la pluie.

II.3.2. Coefficient de ruissellement et temps de concentration :

Pour calculer la contribution de la surface du bassin versant à un écoulement d'eaux pluviales, un coefficient de ruissellement « C » est utilisé. Le coefficient de ruissellement montre le degré de perméabilité d'une surface et est déterminé par le degré d'occupation de sol, la pente de la zone, l'intensité des précipitations et la dureté du sol. Le coefficient de ruissellement varie entre 0 et 1 pour différents types de zones, voir le tableau (II.1). Les surfaces qui contribuent au plus grand ruissellement ont un coefficient de ruissellement proche de 1, tandis que les surfaces avec peu de ruissellement ont un coefficient de ruissellement proche de 0 (Hendriks, 2010). Si un bassin versant est composé de plusieurs sous-bassins avec des coefficients de ruissellement différents, un coefficient de ruissellement pondéré conjoint peut être calculé.

Tableau II.1 : Valeurs des coefficients de ruissellement en fonction du type de surface

Type de surface	Coefficient de ruissellement (Cr) compris entre
Zone d'activités tertiaires centres villes autres	0,70 / 0,95 0,50 / 0,70
Zone résidentielle pour 1 pavillon ensemble de pavillons détachés ensemble de pavillons attachés	0,30 / 0,50 0,40 / 0,60 0,60 / 0,75
Zone industrielle	0,50 / 0,90
Cimetières - Parcs	0,10 / 0,25
Zone de jeux	0,25 / 0,35
Rue et trottoirs asphalte béton pavé	0,95 0,95 0,85
Pelouse (sol sablonneux) pente < 2 % 2 % < pente < 7 % pente > 7 %	0,05 / 0,10 0,10 / 0,15 0,15 / 0,25
Pelouse (sol terreux) pente < 2 % 2 % < pente < 7 % pente > 7 %	0,13 / 0,17 0,18 / 0,22 0,25 / 0,35

Un autre paramètre important dans les calculs de ruissellement est le temps de concentration « Tc ». C'est le temps maximum nécessaire à une goutte de pluie qui tombe le plus loin dans un bassin versant pour s'écouler vers le point de sortie appelé exutoire. Le temps de concentration dépend de la distance et de la vitesse de l'eau.

II.4. Méthodes de calcul des débits

Des méthodes de calcul pour estimer les débits d'eaux pluviales existent depuis deux siècles (Beven, 2003). Dans l'annexe 1, deux méthodes de calcul qui peuvent être calculées à la main pour faire des estimations approximatives du débit de projet sont présentées; La méthode rationnelle et la méthode Spatio-temporelle. Ces deux méthodes de calcul sont parfois aussi le moteur de calcul des outils de modélisation informatiques avancés.

II.5. Évacuation des eaux pluviales

L'évacuation des eaux pluviales a varié au cours du siècle dernier, et le détournement s'est fait à la fois par des systèmes ouverts comme les fossés et les ruisseaux ainsi que par des conduites fermées. Le système d'assainissement dans le monde comprend des réseaux publics ainsi que des réseaux privés. Les réseaux privés sont les tuyaux et conduits qui sont situés sur une propriété privée jusqu'au point de raccordement. Il existe trois principaux systèmes d'assainissement dans le monde; système unitaire, système dupliqué et système séparatif. Les trois types de système détournent les eaux pluviales de différentes manières.

- **Le réseau unitaire** : est un système de collecte des eaux usées où toutes les eaux (eaux usées et eaux pluviales) transitent par une seule et même canalisation et se mélangent.
- **Le réseau séparatif** : est un réseau d'eaux usées qui collecte séparément les eaux de pluie et les eaux usées domestiques ou industrielles.
- **Le réseau pseudo-séparatif** : reçoit les eaux usées et une partie des eaux de ruissellement en provenance directe des habitations, le système pseudo séparatif n'est actuellement plus préconisé dans la conception d'un nouvel équipement (Ce système peut être préconisé dans les pays tropicaux secs), c'est un système dans lequel on divise les apports d'eaux pluviales en deux parties :
 - les apports d'eaux pluviales provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement, à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques;
 - les apports d'eaux pluviales provenant des surfaces de voirie, qui s'écoule par des ouvrages particuliers déjà reçus pour cet objet par les services de la voirie municipale (caniveaux, aqueducs, fossés avec évacuations directes dans la nature,...)

II.6. Modèles d'eaux pluviales

Afin d'étudier et de répondre à des questions sur un système, il n'est parfois pas possible de faire une étude expérimentale. Cela peut être dû au fait qu'il est trop cher, trop dangereux ou que le système n'existe pas encore. Au lieu de faire une étude

expérimentale, un modèle peut être utilisé, ce qui est toujours une simplification de la réalité (Beven, 2005). Les modèles hydrologiques sont souvent classés d'après leurs propriétés.

II.7. Classification des modèles

Les modèles et systèmes mathématiques peuvent être dynamiques ou statiques. Dans un modèle statique, il existe une relation directe entre la façon dont une variable change au fil du temps. Pour un modèle dynamique, cependant, les variables peuvent changer dans le temps sans influence externe directe. Dans un système dynamique, la sortie dépend souvent de toutes les entrées précédentes.

Les modèles sont soit stochastiques soit déterministes selon que la sortie du modèle inclut ou non un certain type d'estimation d'incertitude. Un modèle stochastique contient toujours un certain type de probabilité ou d'incertitude et la production aura donc toujours une certaine incertitude en soi. Bien qu'un modèle déterministe, cependant, produit toujours la même sortie avec une donnée d'entrée donnée (Beven, 2005).

Les modèles déterministes hydrologiques peuvent être divisés en modèles globaux ou distribués selon la façon dont le modèle gère les modèles spatiaux. Dans un modèle global, le bassin versant est une unité où, par exemple, la pluie tombe également sur toute la zone. Dans un modèle distribué, on prend en compte la distribution dans le bassin versant (Beven, 2003). Les modèles de ruissellement pour les zones urbaines sont généralement déterministes et distribués (Zoppou, 2000).

Les outils de modélisation des eaux pluviales peuvent être des modèles continus et / ou basés sur des événements. Un modèle d'eaux pluviales en continu utilise de longues séries chronologiques de précipitations, y compris des périodes sèches qui peuvent se produire entre les pluies, pour simuler le ruissellement des eaux pluviales et convient bien aux études à long terme. Un modèle d'événement regarde soit un seul événement de pluie et est appelé modèle d'événement unique, mais peut également examiner plusieurs précipitations à court terme (Zoppou, 2000).

Les modèles d'eaux pluviales se composent généralement d'un élément hydrologique et d'un élément hydraulique. Les modèles hydrologiques sont utilisés pour étudier les systèmes qui contrôlent le mouvement et le stockage de l'eau et pour comprendre comment le cycle hydrologique interagit. La partie hydrologique des modèles d'eaux pluviales se compose généralement de processus et de calculs pluie-débit.

Les modèles hydrauliques sont utilisés pour calculer les processus hydrauliques dans le réseau et décrire le débit d'eau et les pressions dans les canalisations et les canaux du réseau. Ceci est également appelé le routage.

Des modèles hydrauliques informatisés sont utilisés pour la conception, le dimensionnement et l'analyse précis des égouts.

Ceci est fait en divisant le bassin versant en sous-bassins et en connectant les sous-bassins vers les nœuds du réseau. Il est courant que les modèles hydrauliques utilisent la théorie des ondes dynamiques pour les calculs. Les données d'entrée des modèles hydrauliques se composent souvent de coordonnées, de niveaux, de dimensions, de matériaux de tuyauterie et de résultats de calcul provenant de modèles hydrologiques.

II.8. Dimensions de débit pour les modèles d'eaux pluviales

Dans les outils de modélisation des eaux pluviales, le débit peut être présenté dans différentes dimensions telles que les écoulements unidimensionnels (1D) et bidimensionnels (2D). La vitesse pour un écoulement unidimensionnel ne dépend que d'une dimension. Un exemple est l'écoulement dans un tuyau où le débit ne dépend que du rayon du tuyau « r », voir figure (II.3).

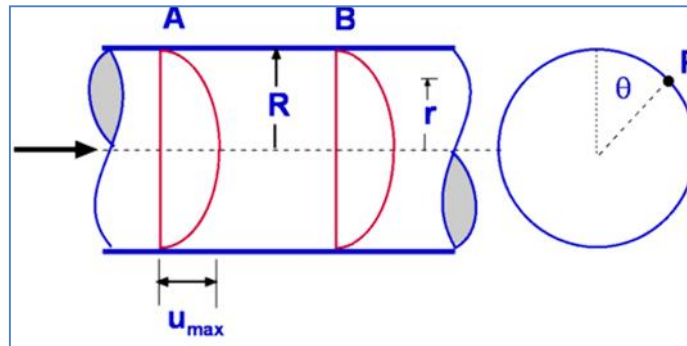


Figure II.3 : Exemple de débit unidimensionnel

La vitesse de l'écoulement à n'importe quel endroit dépend non seulement de la distance radiale « r » mais aussi de la distance x (fig. II.4).

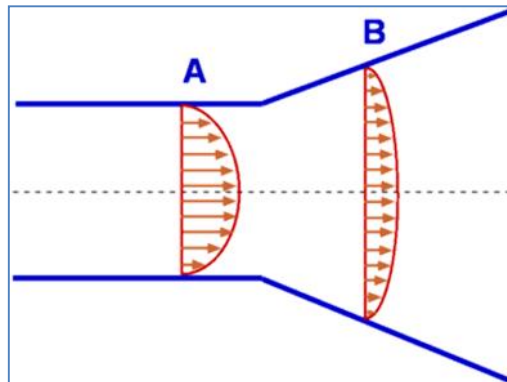


Figure II.4 : Exemple de débit bidimensionnel

II.9. Sélection du modèle

Pratiquement, le choix d'un modèle est toujours un compromis, qui doit prendre en compte l'objectif visé, les données disponibles et les possibilités de mise en œuvre à un coût raisonnable. Il faut ensuite se demander si le modèle donne les données de sortie souhaitées requises pour le projet et si les données d'entrée requises peuvent être obtenues dans un délai et un prix raisonnables (Beven, 2003). Un modèle complexe

nécessite souvent plus de données d'entrée qu'un modèle simple, tandis qu'un modèle simple avec moins de données d'entrée peut ne pas être suffisamment spécifique pour l'étude en cours. Il est donc important de sélectionner une bonne combinaison de complexité du modèle et de données d'entrée disponibles (Shamsi, 2005). Enfin, il faut se demander s'il existe des limites dans le modèle qui affecteront les résultats (Beven, 2003). Les principales étapes du choix d'un modèle sont présentées dans la figure (II.5).

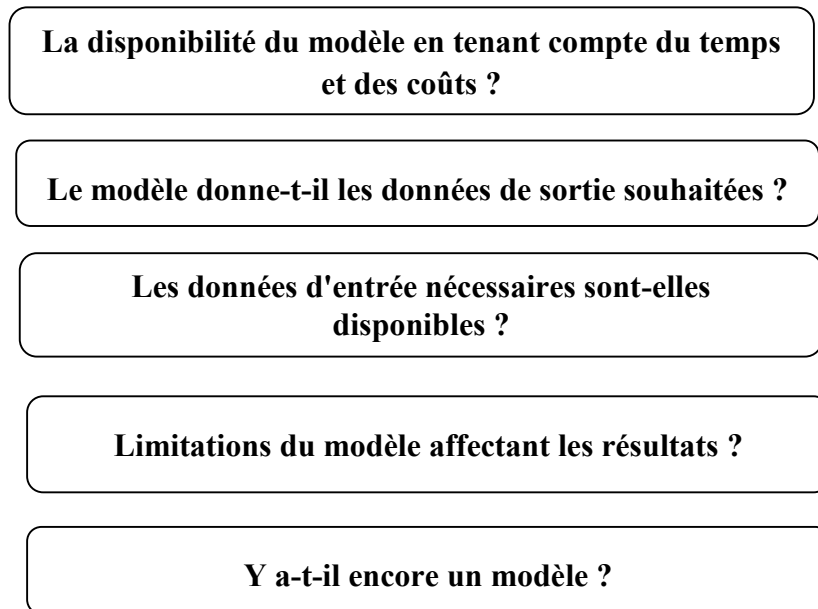


Figure II.5: Critères de choix d'un modèle

II.10. Calibration et validation

Lorsqu'un modèle est sélectionné, les paramètres nécessitent généralement une calibration, une évaluation et une validation.

Lors de la calibration, les paramètres sont ajustés de manière à ce que le modèle reproduise les données observées et la différence acceptable entre le modèle et les observations doit être aussi petite que possible. L'ampleur de la différence peut dépendre de l'application du modèle et de la portée de l'étude. La calibration est souvent effectuée en prenant une pluviométrie mesurée et des débits mesurés de la zone en question et en les comparant aux débits calculés par le modèle (Beven, 2005). Dans les outils de modélisation informatisés, la calibration peut être effectuée à la fois manuellement et automatiquement. La calibration manuelle reflète très probablement les connaissances de l'utilisateur effectuant la calibration manuelle. Un utilisateur expérimenté est susceptible de mettre en œuvre la calibration manuelle plus rapidement et plus précisément qu'un modélisateur inexpérimenté.

Contrairement à la calibration manuelle, la calibration automatique peut fournir une calibration impartiale et plus rapide. La calibration automatique de pointe d'aujourd'hui est préférable à la calibration manuelle (Beven, 2005).

Une fois le modèle calibré, l'évaluation a lieu. Les modèles hydrologiques peuvent être évalués de nombreuses façons différentes, mais cela implique généralement la

validation des performances de prédiction dans des conditions modifiées et une analyse de sensibilité et d'incertitude.

La validation des performances est souvent effectuée à l'aide d'un ensemble de données indépendant pour voir les performances du modèle pour les prédictions. La technique dite de l'échantillon fractionné est souvent utilisée, ce qui signifie que les séries de données sont divisées en deux ensembles, l'un étant utilisé pour le calibrage et l'autre pour la validation. Enfin, après la validation de l'échantillon fractionné, un calibrage du modèle avec l'ensemble de la série de données est effectué (Rosbjerg & Madsen, 2005). Une analyse de sensibilité est effectuée pour étudier comment différents paramètres et variables affectent l'incertitude de la sortie du modèle. L'analyse de l'incertitude est faite parce que les modèles de ruissellement sont toujours une simplification de la réalité et contiennent des incertitudes. Il est important de connaître le degré d'incertitude entre la valeur estimée fournie par le modèle et sa valeur réelle. Les causes les plus courantes d'incertitude dans les modèles sont la mauvaise compréhension des systèmes de bassins versants, l'incertitude des données, l'incertitude des paramètres et l'incertitude de la structure du modèle (Beven, 2003).

Les modèles les plus complexes ne donnent pas toujours un résultat plus précis, car les systèmes plus complexes contiennent plus de paramètres contribuant à l'incertitude du modèle. Parfois, il peut donc être préférable de choisir un modèle plus simple (Beven, 2005).

II.11 : Intégration et interopérabilité des outils de modélisation informatisés

Les outils de modélisation des eaux pluviales peuvent être à la fois des programmes autonomes dotés de leur propre interface utilisateur graphique ou ils peuvent être intégrés à d'autres logiciels, tels que Arc GIS d'ESRI, AutoCAD ou QGIS.

Pour les ingénieurs, les urbanistes et les autres utilisateurs d'outils informatiques de modélisation des réseaux d'eaux pluviales, les intégrations possibles avec d'autres logiciels sont souvent importantes car plusieurs outils sont parfois utilisés pour résoudre un problème et les données peuvent devoir être transférées entre différents logiciels. L'intégration entre les programmes pourrait faciliter cette tâche. Pour la même raison, il est important de savoir quels formats peuvent être importés et exportés vers l'outil de modélisation.

II.12 : Outils de modélisation

Il existe divers outils de modélisation informatisés pour modéliser la quantité et la qualité des eaux pluviales. Il existe plusieurs outils de modélisation des réseaux d'eaux pluviales qui sont présentés dans ce chapitre. Dans notre travail le logiciel de modélisation des réseaux d'eaux pluviales DHI-MOUSE a été choisi pour l'évaluation, l'analyse et la comparaison continues.

II.12.1. SWMM :

SWMM est un modèle hydraulique et hydrologique, développé par l'Agence américaine de protection de l'environnement, EPA. Le modèle a été développé au début des années 1970 et a été continuellement mis à jour depuis. La dernière version est SWMM 5.0 et contrairement aux versions précédentes, elle dispose d'une interface utilisateur graphique (GUI) (Shamsi, 2005).

SWMM est utilisé dans le monde entier pour la conception, la planification et l'analyse. Il est principalement utilisé pour les bassins versants urbains mais peut également être appliqué dans les zones non urbaines (Rossman, 2004). Le modèle comprend les systèmes d'eaux pluviales et d'eaux usées, les systèmes combinés et les systèmes de drainage naturel. SWMM peut être utilisé pour calculer à la fois la qualité et la quantité de l'eau (Obropta and Kardos 2007) et inclure également des estimations des contrôles de développement à faible impact, LID, tels que les toits verts, les tranchées d'infiltration et les chaussées perméables.

SWMM simule les écoulements par temps sec et humide et convient à la fois aux prévisions continues à long terme et aux calculs d'événements uniques. L'outil de modélisation est divisé en trois modules: TRANSPORT - pour les écoulements par temps sec, RUNOFF - pour les écoulements par temps pluvieux et EXTRAN - pour l'acheminement des flux dans le système de collecte (EPA, 2010).

Les résultats d'une simulation peuvent être présentés sous forme de rapport de situation, de graphiques de séries chronologiques, de tableaux de séries chronologiques, de cartes de drainage, de diagrammes de profil et de dispersion et d'analyses statistiques de fréquence (EPA, 2010).

II.12.2. DHI-MOUSE :

Le logiciel MOUSE (MOdelling Urban SEwer) développé par DHI (Danish Hydrologic Institute) peut être utilisé pour la modélisation hydrologique et hydraulique des systèmes de collecte. Le modèle hydrologique simule la pluie et le ruissellement dans les surfaces urbaines, c'est. Le résultat de cette simulation peut ensuite être envoyé au réseau de collecte sous forme de charge hydraulique pour effectuer les calculs hydrauliques qui calcule les volumes, les niveaux et les vitesses d'eau dans le système. La figure (II.6) illustre l'interaction entre la modélisation hydrologique et la simulation hydraulique dans le réseau de collecte (DHI Software, 2009).

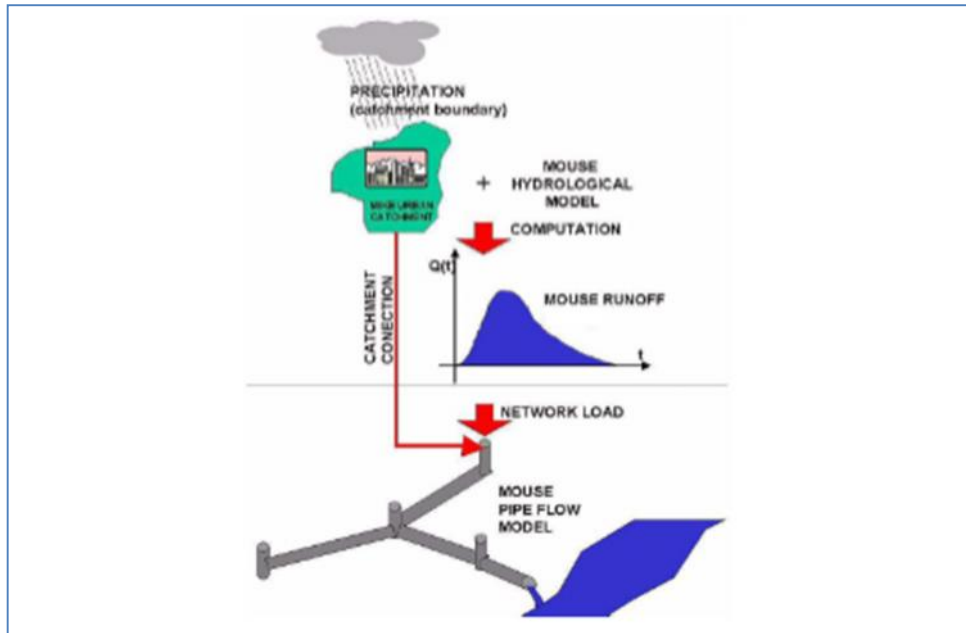


Figure II.6: Concept de modélisation d'un système de collecte dans MOUSE
Constitué d'un modèle hydrologique et hydraulique (DHI Software, 2009)

La construction du modèle pluie-débit implique de définir les éléments suivants (DHI Software, 2009) :

- Bassins versants.
- Raccordements des bassins versants au réseau hydraulique.
- Les modèles hydrologiques à utiliser pour générer le ruissellement.
- Précipitation.

Les calculs de ruissellement sont ensuite effectués et le volume de ruissellement résultant est appliqué en tant que charge hydraulique pour le réseau de collecte, qui à son tour est défini comme (DHI Software, 2009) :

- Nœuds et structures, qui comprennent les regards, les bassins, les nœuds de stockage et les prises.
- Liens (tuyaux et canaux).
- Autres éléments tels que pompes, orifices, vannes, déversoirs et entrées d'eaux pluviales.
- Charges hydrauliques supplémentaires.

La figure (II 7) montre les éléments de base d'un réseau de collecte MOUSE.

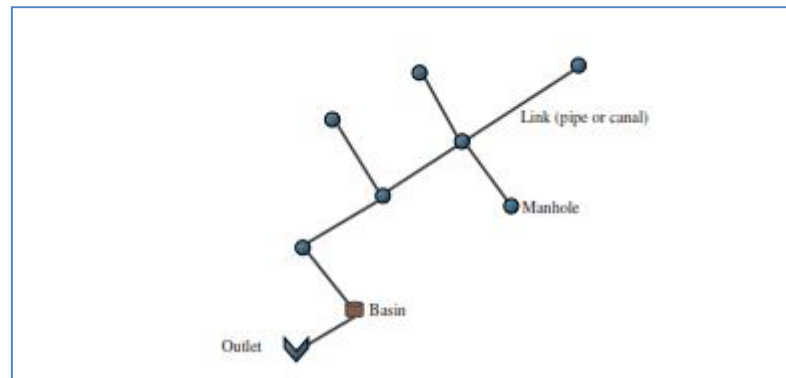


Figure II.7: Réseau hydraulique de collecte de base dans MOUSE

II.12.3. Info Works RS (River Simulation):

Info Works River Simulation (InfoWork RS) est un logiciel de modélisation hydrodynamique comprenant une solution complète de modélisation des canaux ouverts, des plaines inondables, des remblais et des structures hydrauliques. En utilisant à la fois des méthodes hydrologiques basées sur les événements et des méthodes conceptuelles, la simulation pluie-débit est également disponible en utilisant des vues en plan géographique, une vue en coupe, de longues sections, une feuille de calcul et des données graphiques variant dans le temps dans des vues interactives complètes des données (Sala pour et al. 2011). Info Works RS combine le moteur avancé de simulation d'écoulement, les modèles hydrologiques et hydrauliques, la fonctionnalité SIG et le stockage de base de données dans un seul environnement. L'architecture de base du système est un «modèle de réseau intégré» qui relie le stockage de données à l'aide d'un SIG à une suite logicielle de modélisation hydrologique- hydraulique intégrée dans Info Works RS (Darrien, 2007).

II.12.4. XP Storm :

XP Storm est un produit de XP Solutions en Australie. Il s'agit d'un modèle hydraulique et hydrologique intégré utilisé pour la gestion des eaux pluviales et des systèmes fluviaux / des plaines inondables. Les domaines d'utilisation concernant l'analyse, la conception et la planification des eaux pluviales comprennent entre autres la conception du plan directeur des eaux pluviales, les structures LID, l'optimisation des bassins de rétention, les inondations urbaines 1D et 2D. Le programme a des intégrations SIG et CAO et peut importer et exporter plusieurs formats SIG et CAO. Les formats SWMM 5.0 peuvent également être importés et exportés. Les résultats de la simulation peuvent être présentés sous forme de documents de résultats, de tableaux, de graphiques de profil, de cartographie des crues et d'animations (XP Solutions, 2014 .; XP Solutions, 2011).

II.12.5. Storm CAD :

Storm CAD est un produit de Bentley et est un outil utilisé pour la conception et l'analyse des réseaux d'eaux pluviales. Le logiciel de modélisation convient aux promoteurs fonciers, aux planificateurs principaux des eaux pluviales, aux concepteurs

de transport ainsi qu'aux réviseurs de plans. Il peut être utilisé en tant que produit autonome ou dans d'autres outils logiciels comme AutoCAD. Storm CAD utilise la méthode rationnelle pour calculer les débits de pointe et ne tient pas compte des structures de détention et des changements de débit au fil du temps (Bentley, 2014b).

II.12.6. Civil Storm :

Un autre produit de Bentley est Civil Storm. Il s'agit d'un logiciel de modélisation des eaux pluviales qui modélise plus d'aspects du système que Storm CAD. Civil Storm est un modèle dynamique qui tient compte du stockage, de la détention et des débits et est donc un outil de modélisation plus avancé que Storm CAD. Il est utilisé pour la planification générale, la modélisation de l'effet des structures LID ainsi que l'étude de la qualité de l'eau. Il peut, comme Storm CAD, être utilisé en tant que produit autonome mais également dans AutoCAD et d'autres outils de modélisation. Les résultats peuvent être présentés par exemple sous forme de cartographie thématique, de graphiques dynamiques, de profils et de tableaux (Bentley, 2014a).

II.12.7. Civil 3D - Analyse des pluies et des réseaux d'assainissement :

Storm and Sanitary Analysis est un package de modélisation d'Autodesk qui est inclus dans Map 3D et AutoCAD Civil 3D. Le package de modélisation a également une interopérabilité avec le SIG et peut importer et exporter diverses structures de base de données SIG. L'analyse pluviale et sanitaire est utilisée pour analyser et concevoir les réseaux d'eaux pluviales et sanitaires et les systèmes de drainage routier et urbain. Il s'agit d'un modèle hydrologique-hydraulique et de qualité de l'eau qui comprend l'analyse et la conception des bassins de rétention. Le progiciel de modélisation utilise diverses méthodes d'analyse hydrologique, notamment SWMM 5.0 et la méthode Rational. Les résultats peuvent être présentés sous forme de séries chronologiques, de tracés de vue en plan à code couleur, de tracés de profil et des animations, qui peuvent être enregistrées, peuvent être réalisées pour la vue en plan et les tracés de profil. (Autodesk, 2013).

Chapitre III : Matériels et Méthodologie

III.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons mettre la lumière sur notre aire d'étude en commençant par présenter la zone d'étude (SIDI MEZGHICHE) et sa localisation, et parlé sur la philosophie du logiciel DHI-MOUSE.

III.1.1. Présentation de l'aire d'étude

La commune de Sidi-Mezghiche se situe à 30 km au sud du chef-lieu de la wilaya de Skikda, 54 km de Collo et 52 km de la ville de Constantine. Elle s'étale sur une superficie de 94 km².

La région de Sidi Mezghiche est limitée au Nord par la région de Tamalous, à l'Est par le village de Sidi Mezghiche et Salah Bouchaour, à l'Ouest par Oum Ettoub et Sidi Kember et au Sud par la région de Zighoud youcef.

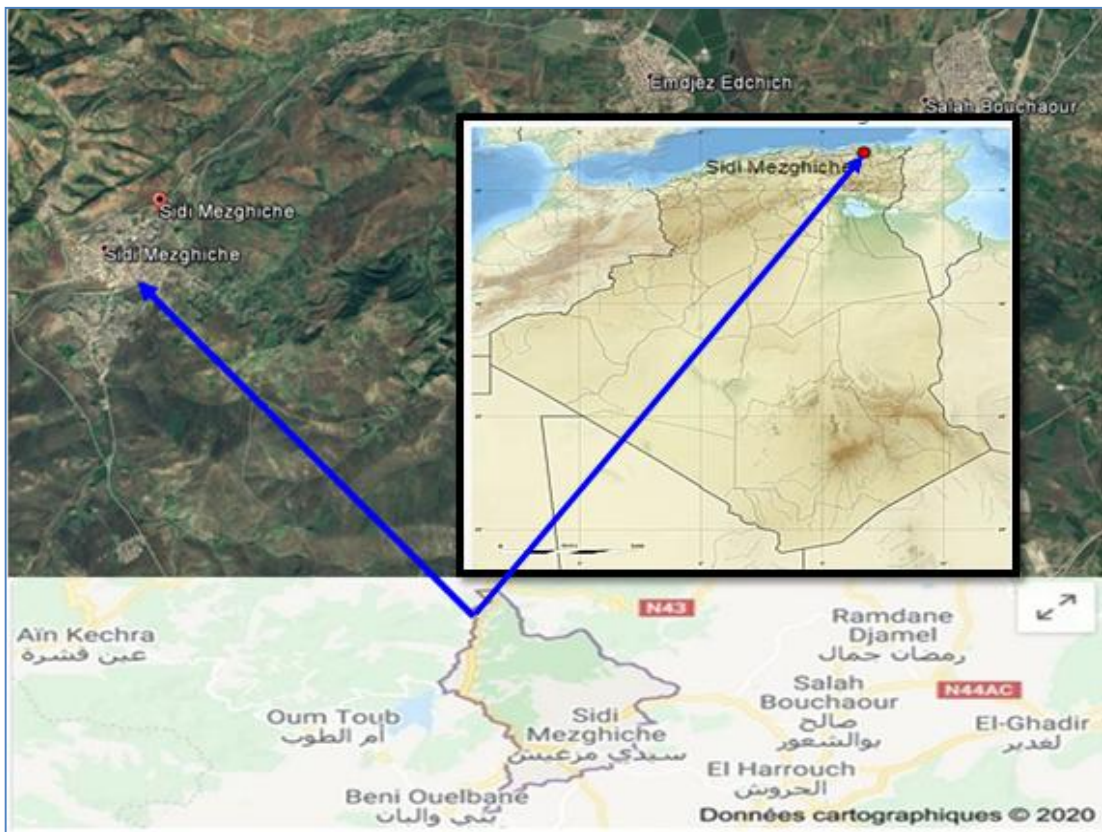


Figure.III. 1 : Localisation de la commune dans l'Algérie

III.1.2. Situation Climatique

La région d'étude est caractérisée par un climat méditerranéen, doux et pluvieux en hiver, chaud et sec en été, avec une pluviométrie de l'ordre de 900 à 1200 mm/an. La région de Sidi Mezghiche se présente comme l'une des régions les plus arrosées de l'Algérie du Nord. Les oueds parcourant notre région présentent un régime semi

permanant (un débit assez important en hiver, mais sec en été), s’écoulant généralement du Sud vers le Nord. L’oued Guebli est le principal cours d’eau traversant le secteur d’étude. Il passe du côté Ouest de la région, allant du Sud vers le Nord sur tracé sensiblement parallèle à la route départementale (Constantine- Collo).

La région de Sidi Mezghiche montre des reliefs moyennement élevés aux alentours de 150 à 250 m. Certains affaissements présentent des altitudes basses (83m). Dans la partie NW au-delà de Sidi Mezghiche et vers Tamalous, ces altitudes deviennent plus importantes et peuvent atteindre 572 m.

Les principaux paramètres météorologiques se présentent comme suit :

❖ **Les précipitations**

La pluviométrie est un facteur essentiel pour dimensionner le réseau.

Tableau.III.1 : Précipitations mensuelles et annuelle

Mois	janv	Fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Sep	Oct	nov	déc
P (mm)	98	91	68	55	34	17	6	10	48	56	84	112

(Source : ANRH) (Période : 1997-2011)

D’après ce tableau, on remarque que la valeur maximale des précipitations est enregistrée au mois de décembre (112 mm), tandis que le minimum est atteint au mois de Juillet (6 mm).

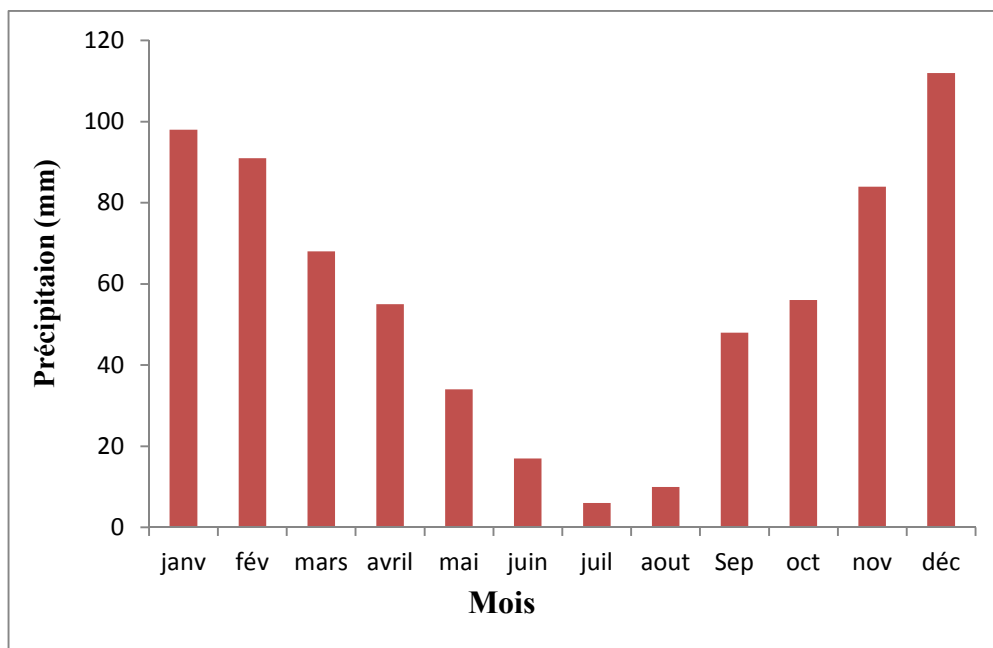


Figure.III.2. Histogramme de précipitations mensuelles annuelles en mm

❖ La température

Tableau.III.2 : Températures moyennes mensuelles et annuelles

Mois	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sep	oct	Nov	Déc	M.A
T max (°C)	16	17	18	20	22	26	29	29	27	25	21	18	22.33
T min (°C)	9	9	10	12	15	18	21	22	20	17	13	10	14.67
T moy (°C)	12	13	14	16	19	22	25	26	24	21	17	19	19

(Source : ONM) (Période : 1997-2011)

On remarque que la température diminue pendant les trois mois d’hiver (Janvier, Février et Mars) et atteint un minimum de 12.0 °C en Janvier, elle augmente pendant les trois mois d’été (Juillet, Août, Septembre) et atteint le maximum de 29.0 °C en Juillet et Août. La moyenne annuelle est de 19.0 °C.

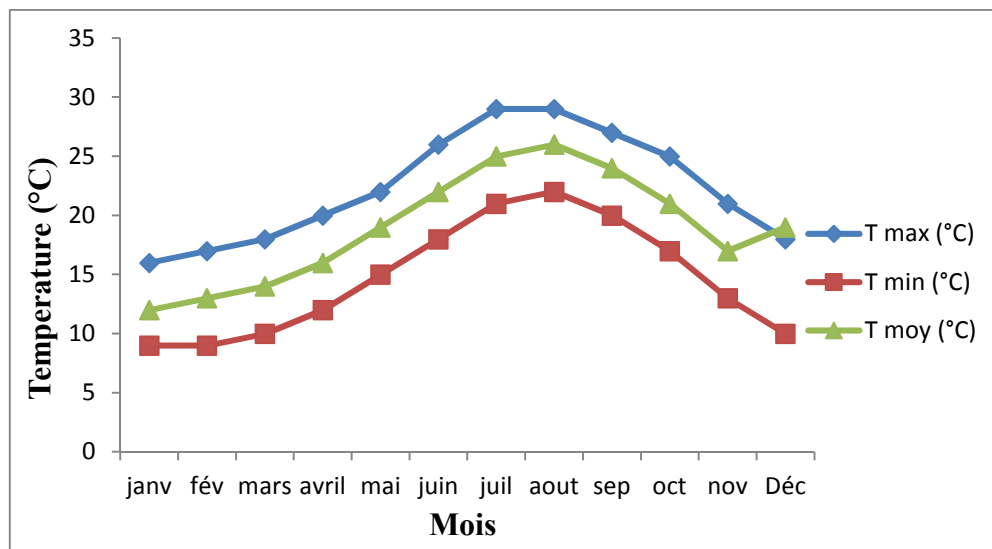


Figure.III.3. Représentation graphique des températures moyennes mensuelles max, min et moy

❖ L'évaporation

Tableau.III.3 : Evaporation moyennes mensuelles et annuelle

Mois	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	déc	M.A
Evaporation (mm)	54,33	54,87	77,37	70	82,66	90,9	99,12	105,12	86,6	80	72,85	67,6	941,44

(Source : ONM) (Période : 1997-2011)

Le tableau ci-dessus montre que l'évaporation est importante en été. Elle atteint son maximum au mois d'Août avec une valeur de 105,12 mm. Le minimum est enregistré au mois de Janvier avec une valeur de 54,33 mm, Celle de la moyenne annuelle est de 941,44 mm.

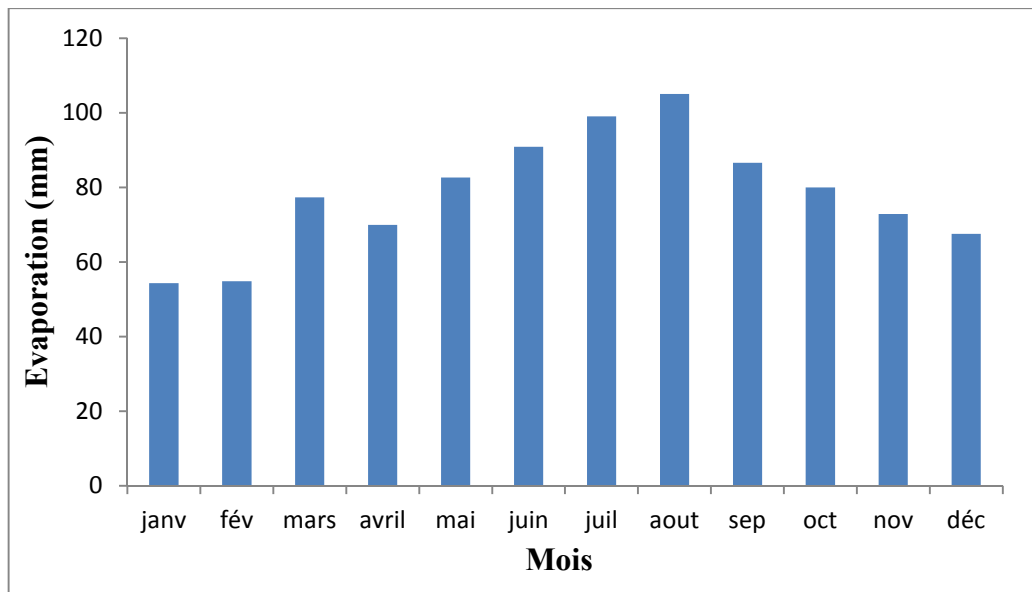


Figure.III.4. Histogramme de l'évaporation

❖ *L'évapotranspiration*

Tableau.III.4 : L'évapotranspiration Moyennes mensuelles et annuelle

Mois	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	sep	oct	nov	déc	M.A
ET (mm)	11,77	16,94	28,78	32,1	42,71	51,71	58,25	45,91	37,4	25,48	16,28	9,7	377,03

(Source : ONM) (Période : 1997-2011)

Le tableau (III.4) présente l'évapotranspiration mesurée, où le maximum est de 58,25 mm atteint en Juillet et le minimum est de 9,7 mm enregistré en Décembre. Le total annuel de l'évapotranspiration moyenne est de 377,03 mm.

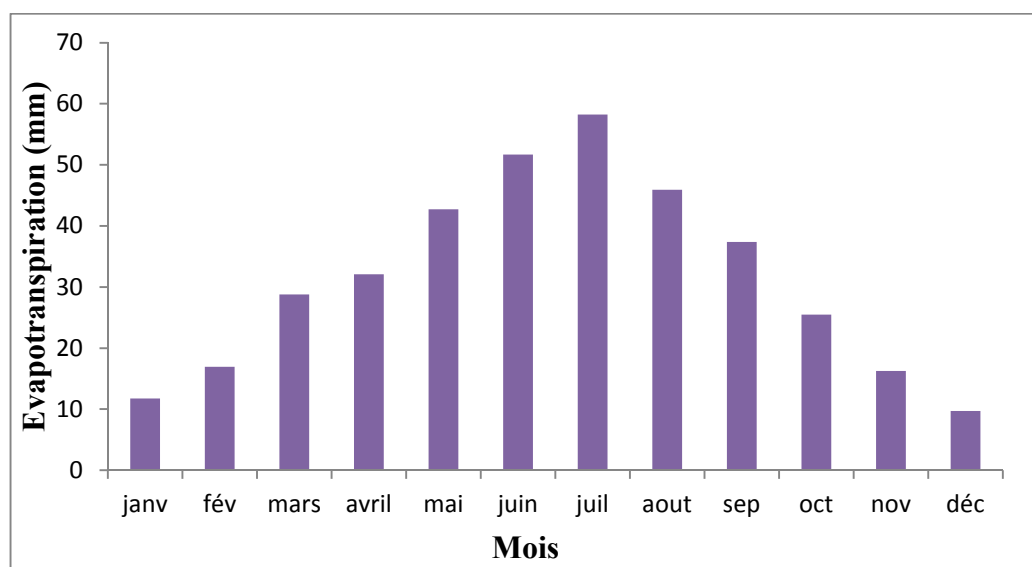


Figure.III.5. Histogramme de l'évapotranspiration moyenne mensuelle en mm

III.2. Présentation du logiciel DHI-MOUSE**III.2. 1. Introduction**

Le DHI-MOUSE (**MO**delling of a **U**rban **SE**wer) est développé par le **D**anish **H**ydraulic **I**nstitute (DHI) Water & Environnement, est un logiciel professionnel permet de simuler les problèmes de ruissellement de surface, l'écoulement dans les canaux, la qualité de l'eau, le transport solide dans les bassins versants et les écoulements dans les systèmes de drainage urbains, (les écoulements à surface libre et des écoulements en charge). Le logiciel DHI-MOUSE est utilisé pour concevoir, diagnostiquer et gérer des réseaux, afin de connaître :

- L'impact des nouveaux aménagements sur différentes périodes de retour ;
- Les points de débordements ou de surcharges du réseau ;
- les causes de ces débordements (capacité insuffisante des canalisations, remous hydraulique...);
- la quantification des rejets polluants vers le milieu naturel ;
- la localisation et la quantification des zones de dépôt de sédiment...

III.2.2. L'outil DH-MOUSE :

Différents concepts de calcul du ruissellement de surface sont disponibles dans MOUSE sous forme de quatre modèles de ruissellement:

- Modèle A: Méthode temps / zone,
- Modèle B: méthode du réservoir non linéaire (onde cinématique),
- Modèle C: méthode du réservoir linéaire, en deux sous-variantes:
 - Modèle C1: modèle de ruissellement néerlandais
 - Modèle C2: modèle de ruissellement français
- UHM: modèle d'hydrogramme unitaire

Le calcul du ruissellement de surface dans DHI-MOUSE peut être basé sur l'un des quatre concepts, à condition que les données nécessaires aient été spécifiées dans la configuration. Cependant, lors d'une simulation, il n'est pas possible de combiner différents concepts de calcul du ruissellement pour diverses zones du modèle. Le **sous modèle C2** était choisi pour notre travail pour le calcul des volumes d'eau ruisselée.

Le modèle hydraulique pour la modélisation des écoulements dans le réseau à partir d'une résolution complète des équations de Barré-Saint-Venant, permet de prendre en compte tous les types d'unicités rencontrées dans un réseau d'assainissement. Le

modèle de l'onde dynamique était choisi pour la détermination des débits tronçons et les hauteurs d'eau au niveau des regards.

III.2.3. Les Modules du DHI-MOUSE :

Les modules de DHI-MOUSE sont nombreux

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

III.2.4. Présentation du DHI-MOUSE :

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

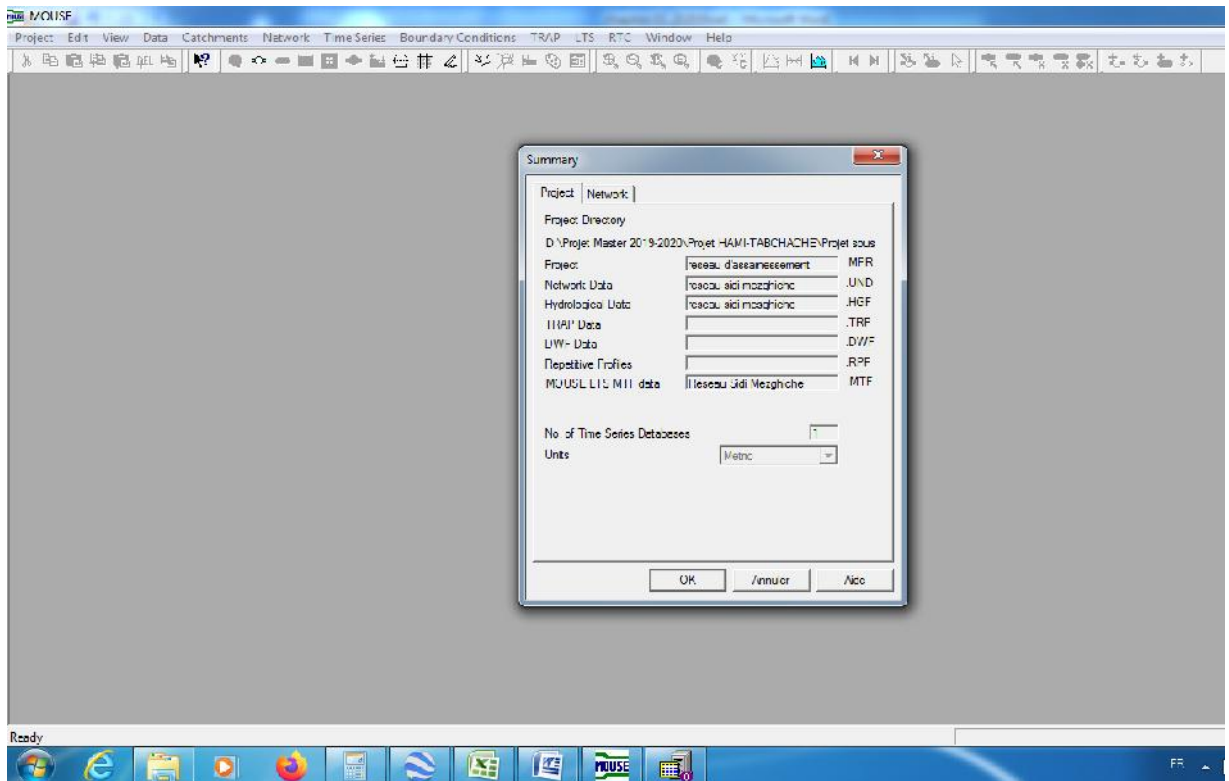


Figure.III.6. L'interface du MOUSE

III.2.5. Introduction des paramètres :

III.2.5.1. Menu DHI-MOUSE :

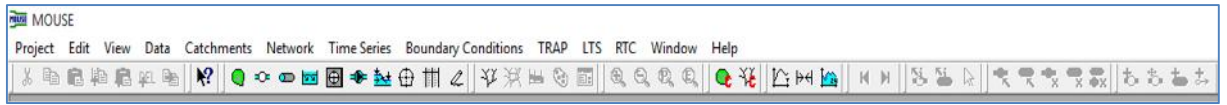


Figure.III.7. Menus disponibles sur logiciel DHI-MOUSE

III.2.5.2. Editeur de projet :

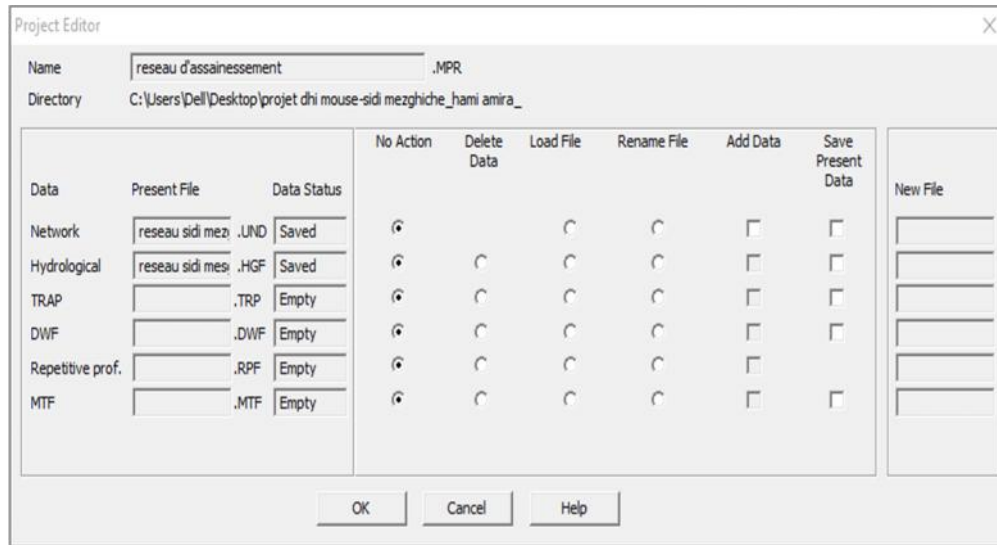


Figure.III.8. Editeur de projet

III.2.5.3. Nœuds :

Cet tableau permet d'insertion des caractéristiques des nœuds et de rejet (les coordonnées x et y, diamètre, cote terrain naturel, cote fil d'eau de sortie ...).

Exemple : pour le regard R1

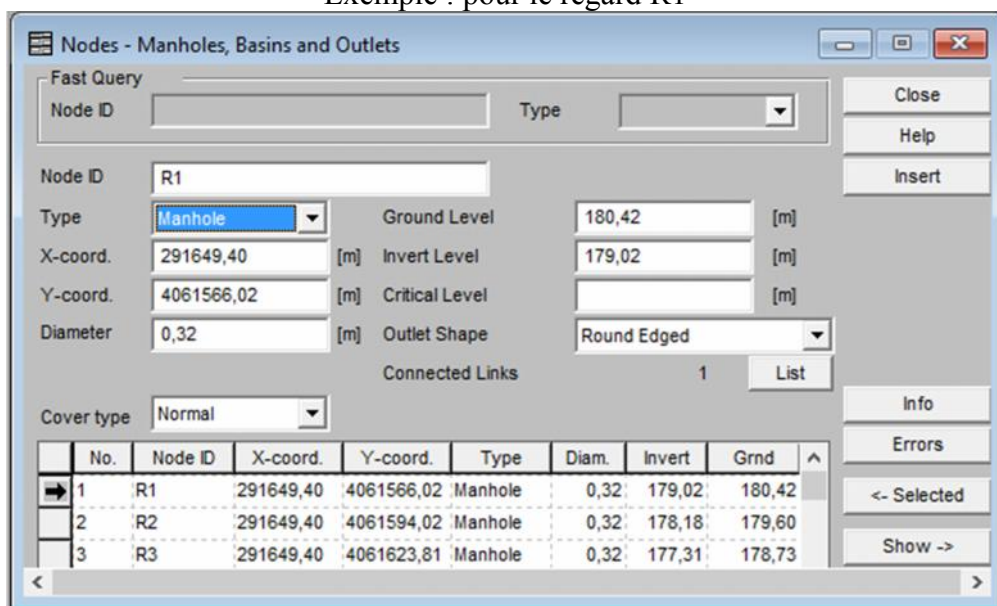


Figure.III.9. les informations pour le regard R1.

III.2.5.4. Conduite :

Ce tableau permet l'insertion des caractéristiques géométriques des conduites.

Exemple : pour la conduite R1-R2

The screenshot shows the 'Links - Pipes and Canals' window with the following data:

No.	Link ID	From	To	Type	Material	Diameter
1	R1-R2	R1	R2	Circular	Smooth Concr.	0,315
2	R2-R3	R2	R3	Circular	Smooth Concr.	0,315
3	R3-R4	R3	R4	Circular	Smooth Concr.	0,315

Figure.III.10. Les informations pour la conduite R₁-R₂.

III.2.5.5. Les sous bassins :

Ce tableau permet d'insertion les données nécessaires pour les sous bassin.

Exemple : pour le sous bassin S1.

The screenshot shows the 'Catchments' window with the following data:

No.	Catch. ID	Location	Area	Inhab.	Ad. Flow
1	S1	R3	0,25		
2	S2	R5	0,14		
3	S3	R11	0,44		

Figure.III.11. Les informations pour le sous bassin S1.

III.2.5.6. Evénement pluvieux :

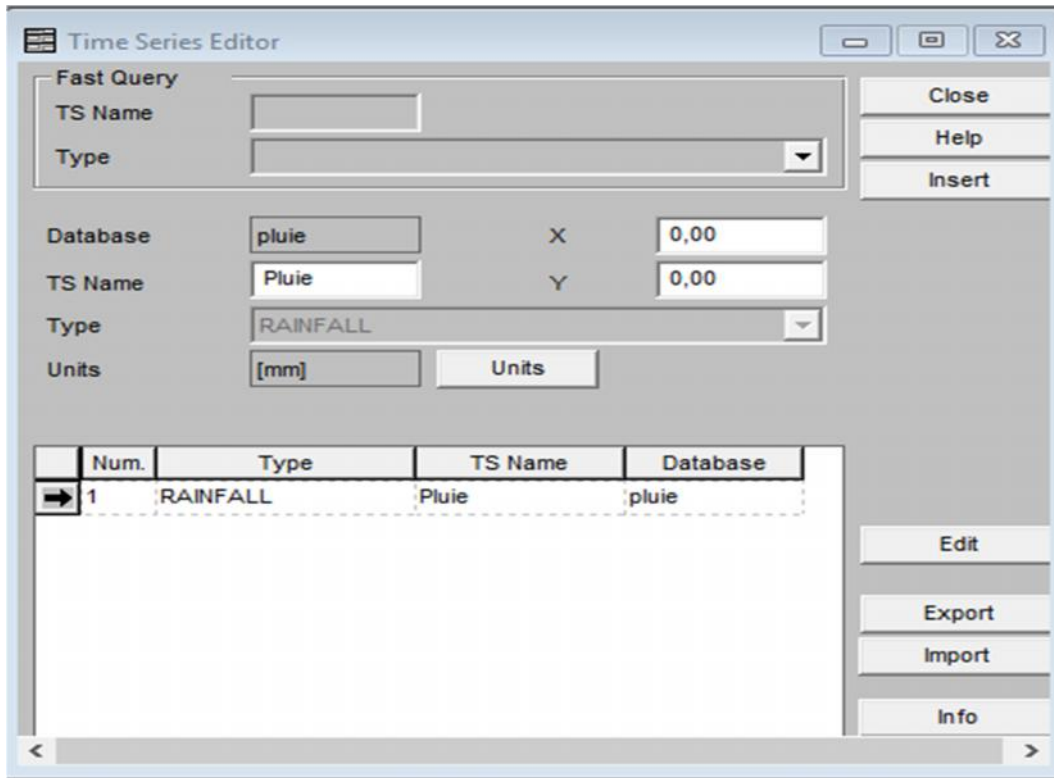


Figure.III.12. Volet données pluviométrique

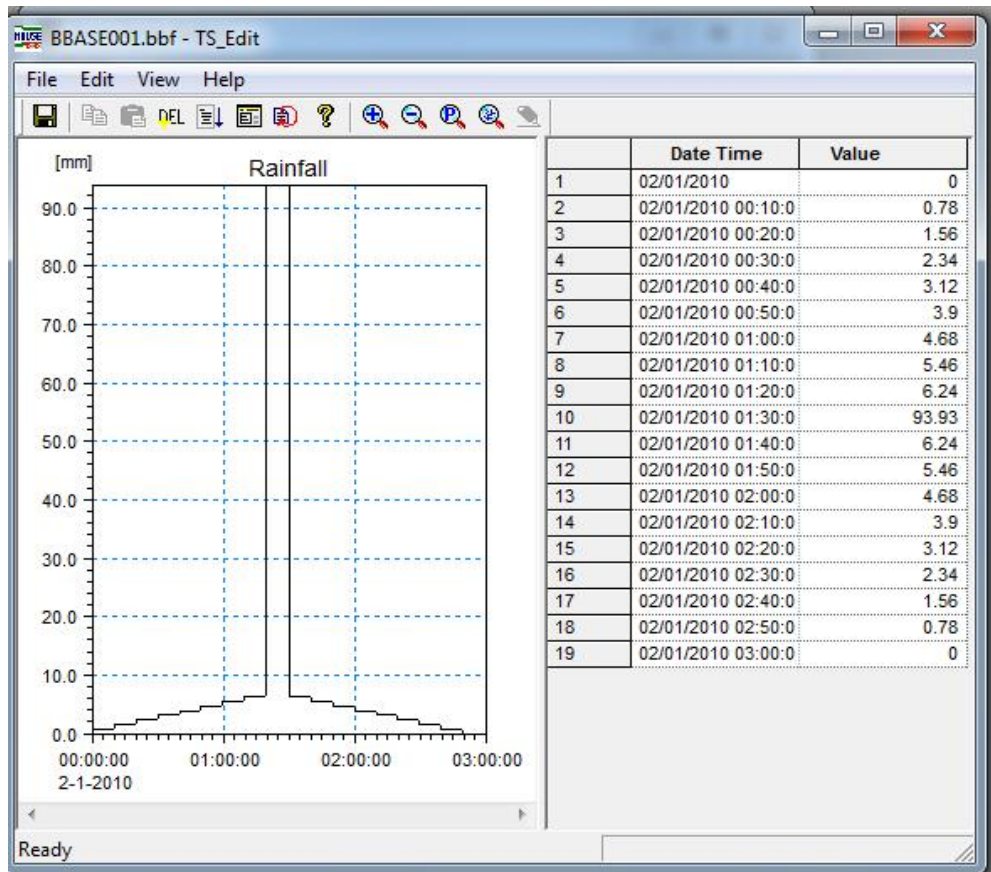


Figure.III.13. Hyetogramme de la pluie

Affichage des résultats (MIKE VIEW) Cet espace de travail permet d'afficher tous les résultats de notre travail traités par le DHI MOUSE.



Figure.III.14. Menu d'affichage des résultats

❖ Lancer une simulation

Pour lancer une simulation, cliquer, résultats sélectionner Simulation dans le menu Principal network

III.3. Modèle de ruissellement de surface « C »

III.3.1. Données d'entrée

III.3.1.1. La pluie

La connaissance des précipitations constitue un élément fondamental pour l'étude et la compréhension du fonctionnement des systèmes d'assainissement :

- Elle est indispensable pour dimensionner un système d'assainissement ;
- Elle permet d'évaluer le fonctionnement du système par rapport à des valeurs de référence, notamment les périodes de retour ou la notion d'événement pluvieux exceptionnel ;
- Elle constitue un paramètre explicatif des débits et des volumes observés sur le système, et pour partie des masses polluantes transférées dans les réseaux et rejetées dans les milieux aquatiques ;
- Elle permet de caler des modèles de simulation et/ou de dimensionnement ;
- Elle permet, à moyen terme, d'établir des statistiques pluviométriques locales spécifiques d'une agglomération ou d'un bassin versant.

III.3.1. 2. Méthode de pluie double triangle

Elle est utilisée pour le dimensionnement des réseaux d'assainissement pluviaux. Le principe de « la pluie de projet double triangle » a été développé en France par Desbordes (1974) à partir de l'analyse statistique d'une série chronologique de pluies réelles. Le principe de la méthode double triangle propose qu'on puisse considérer cette pluie parfaitement symétrique lorsqu'on utilise le modèle à réservoir linéaire, en supposant que la pointe du débit à l'exutoire apparaît pendant la pluie intense (Figure.III.15).

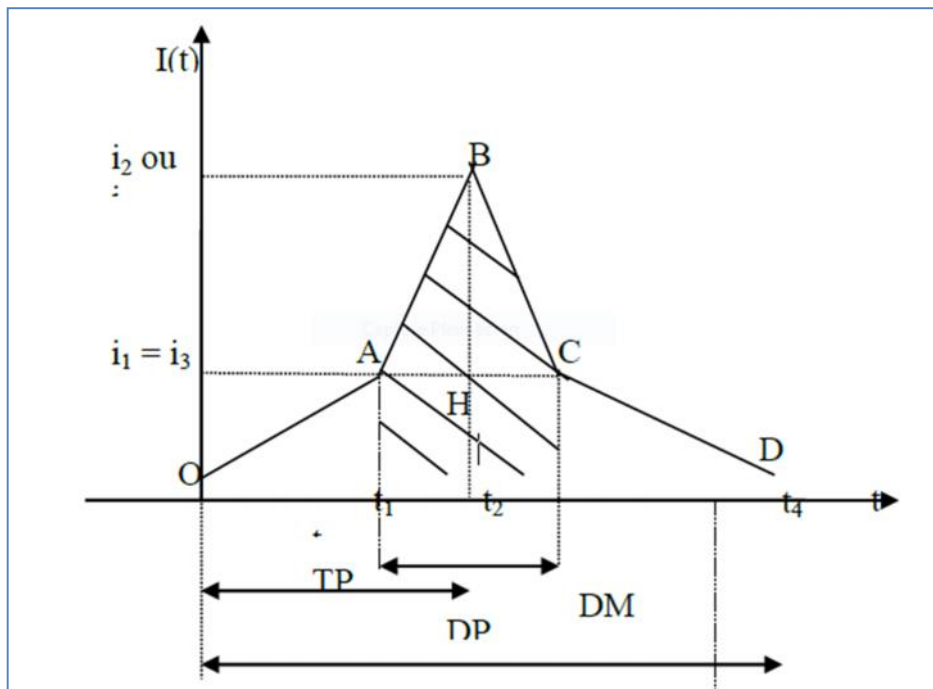


Figure.III.15. Modèle de pluie double triangle

✚ Démarche et résultats :

Il s'agit donc simplement de calculer à partir des paramètres de Montana :

Etape 1 : calculer intensité moyenne sur la période intense I1 d'après cette formule :

$$I1 = (0.25 \times K)^b \times \frac{1 \times (-0.1)^{b+1}}{0.9 \times (1)^b} \times 180 \times a^b \quad (\text{Eq. III. 1})$$

Etape 2 : intensité moyenne sur la période complémentaire I2 d'après cette formule :

$$I2 = (0.25 \times K)^b \times \frac{0.1^b - 1}{0.9 \times 0.1^b} \times 120 \times a \times 2^b \quad (\text{Eq. III. 2})$$

Etape 3 : calculer la durée de la période intense DM d'après cette formule :

$$DM = 0.5 \times K \quad (\text{Eq. III. 3})$$

Etape 4 : calculer la durée totale de la pluie DP d'après cette formule :

$$DM = 5 \times K \quad (\text{Eq. III. 4})$$

Tableau III.5 : Intensité de pluie de projet double triangle

	Temps	50
t ₀	0.00	0
t ₂	81.00	6,24
t ₃ /t ₂	90.00	93,93
t ₂ +t ₁	99.00	6,24
t ₃	180.00	0

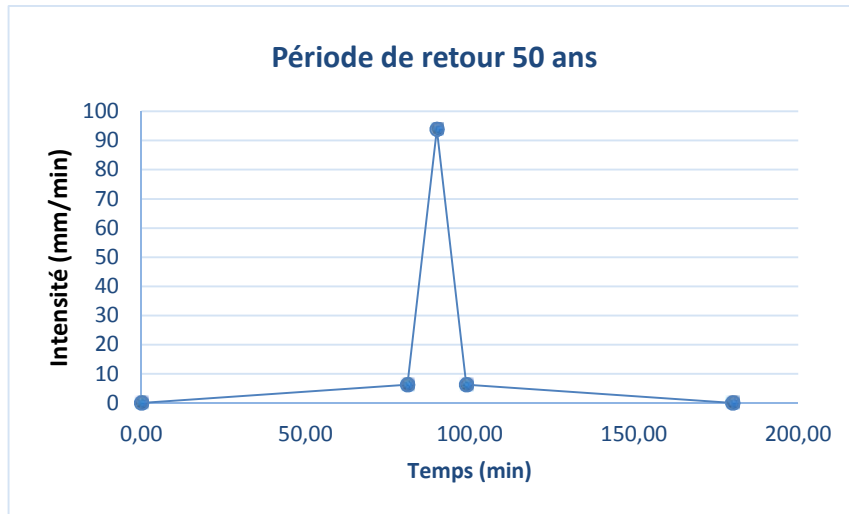


Figure.III.16. pluie double triangle déterminés à la station de Sidi Mezghiche de 1997 à 2011 pour période de retour 50 ans.

III.3.1.3. Le ruissellement de surface :

Le calcul du ruissellement de surface dans le DHI-MOUSE par le modèle C est fondé sur l'acheminement du ruissellement à travers un réservoir linéaire. Cela signifie que le ruissellement de surface d'un bassin versant est rendu proportionnel à la profondeur actuelle de l'eau sur le bassin. Les deux versions mises en œuvre du modèle sont équivalentes au modèle de ruissellement de surface utilisé aux Pays-Bas (C1) et en France (C2).

La quantité de ruissellement est contrôlée par les pertes initiales, la taille de la surface réellement contributive et par les pertes d'infiltration. La forme de

l'hydrogramme de ruissellement (phase et amplitude) est contrôlée par la constante de temps des bassins versants.

III.3.2. Données spécifiques au modèle C2

III.3.2.1. Surface imperméable du bassin versant :

Surface imperméable du bassin versant en (%), considérée comme surface contributive au ruissellement.

III.3.2.2. Longueur

Longueur du bassin versant en (m), utilisée dans le calcul empirique de la constante de temps de décalage (lag time) des bassins versants. Représente l'estimation de la longueur maximale du ruissellement depuis la périphérie du bassin versant jusqu'au point de raccordement.

III.3.2.3. Pente

Pente du bassin versant en (%), utilisée dans le calcul empirique de la constante de temps de décalage (lag time) des bassins versants. Représente l'estimation de la pente de ruissellement moyenne.

III.3.3. Paramètres hydrologiques

L'ensemble de paramètres pour le modèle C2 comprend en plus les facteurs de réduction, qui tient compte de diverses pertes hydrologiques non explicitement prises en compte dans le calcul. La valeur par défaut de DHI-MOUSE est 0,90.

La constante de temps est remplacée par son équivalent réciproque - le temps de décalage (min). La valeur par défaut de DHI-MOUSE est de 5,0 min.

III.3.4. Calcul du ruissellement

Les calculs du modèle de ruissellement C sont basés sur la continuité volumique et les équations linéaires du réservoir.

La première étape est le calcul de l'intensité effective des précipitations. L'intensité effective des précipitations est la précipitation, qui contribue au ruissellement de surface. Ensuite, le routage hydraulique basé sur le principe du réservoir linéaire et la continuité du volume est appliqué.

Les processus hydrologiques et hydrauliques impliqués sont illustrés dans le diagramme de la figure III.17.

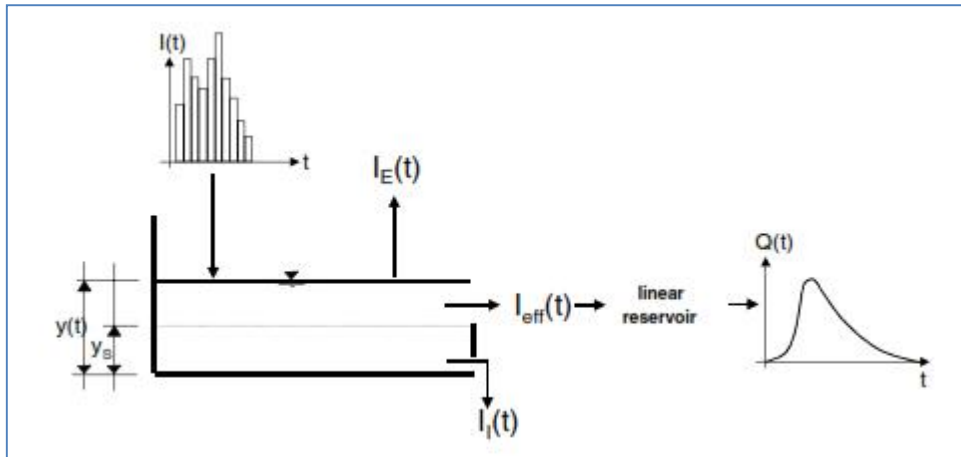


Figure III.17. Les processus simulés dans le modèle de ruissellement de surface C

$$I_{eff}(t) = I(t) - I_E(t) - I_w(t) - I_I(t) - I_S(t) \quad (Eq. III.5)$$

$$I_{eff} \quad 0$$

Où :

$I(t)$: Précipitations réelles au temps t ,

$I_E(t)$: Perte par évaporation au temps t ,

$I_w(t)$: Perte de mouillage au temps t ,

$I_I(t)$: Perte par infiltration au temps t ,

$I_S(t)$: Perte par stockage en surface au temps t .

III.3.5. Les pertes par d'infiltration

III.3.5.1. Modèle d'infiltration de Horton

Le modèle de Horton (Horton, 1933) est un modèle empirique à 3 paramètres. il a été présenté par (Horton, 1940) et depuis il a été largement utilisé en hydrologie. Dans cette partie nous décrivons puis nous en proposons une modélisation.

La capacité d'infiltration d'un sol F_p et l'intensité maximale de pluie qu'il peut absorber. au cours d'une averse cette capacité d'infiltration ne demeure pas constante. Elle présente une valeur maximal au début de l'averse f_0 est décroît ensuite assez vite pour tendre asymptotiquement vers une valeur à peu près constante F_C . Horton a montré que la capacité d'infiltration normale d'un sol pouvait être représentée par une équation de la forme :

$$F_p = F_c + (F_0 + F_c) \times e^{\beta-t} \quad (\text{Eq. III. 6})$$

Ou :

F_p : capacité d'infiltration d'un sol.

F_c : conductivité hydraulique à saturation du sol.

F₀ : valeur maximal au début de l'avers de l'infiltration du sol.

β : constante positive.

T : temps écoulé depuis le début de l'avers.

Lorsque l'intensité de la pluie est inférieure à la capacité normale d'infiltration, le sol absorbe toute l'eau apportée par la pluie et le taux effectif d'infiltration est inférieur à la capacité normale d'infiltration.

Les valeurs de la capacité d'infiltration du sol varient beaucoup d'un sol à l'autre en Fonction :

- De sa teneur initiale en eau
- De l'intensité et de la taille des gouttes de pluie
- De la végétation De la saison (température, travail des microorganismes)
- De l'air occlus dans le terrain

Ceci fait pressentir les difficultés que l'on rencontre pour estimer le taux d'infiltration moyen sur un bassin versant complexe. Les valeurs de ces paramètres peuvent être calées ou extraites de la littérature. Après étude sur plusieurs bassins expérimentaux, le SCS a proposé $Ca = 0.2$; cette valeur s'applique principalement dans les bassins ruraux et pour les grosses averses. Pour les bassins urbanisés et les averses faibles et moyennes, il semble que $Ca < 0.2$.

III.4. Modélisation hydraulique

III.4.1. Le modèle de l'onde cinématique

Il résout les deux équations de Barré 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 ainsi qu'un amortissement des hydrogrammes entre l'entrée et la sortie d'un collecteur.

Ne prend en compte ni les influences aval, ni les inversions du sens d'écoulement, ni les écoulements en charge et son utilisation se limite aux réseaux ramifiés (non maillés).

Utilisable avec des pas de temps de calcul relativement longs, de l'ordre de 5 à 15 minutes.

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

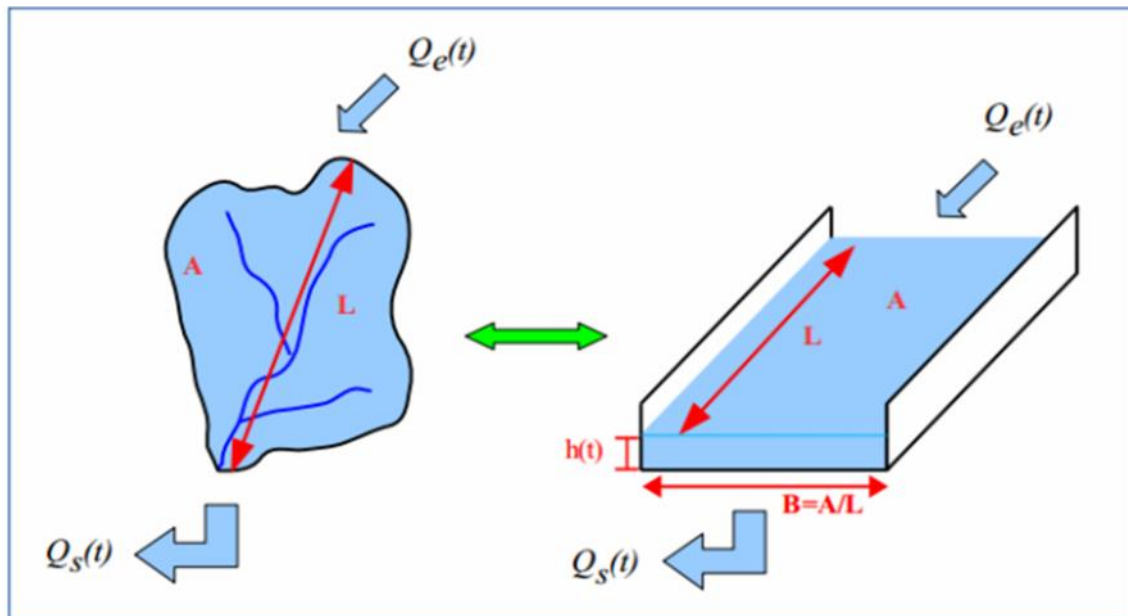


Figure. III.18 : traduction du model d'onde cinématique

III.4.2. Modèle de l'onde dynamique

Onde dynamique :

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (\text{Eq. III. 7})$$

Le modèle donné par l'équation est appelé modèle de l'onde dynamique. En pratique, il correspond à des ondes de haute fréquence. - Modèles à frottements prépondérants et inertie négligeable.

Le modèle de l'onde dynamique, généré par les termes d'inertie, et le modèle de l'onde diffusante ne correspondent pas nécessairement à un déplacement de matière, comme

dans le cas de la houle par exemple. A l'inverse, le modèle de l'onde cinématique correspond à un déplacement réel de matière.

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

Permet de représenter les écoulements en charge dans les collecteurs, lorsque le débit y excède le débit à pleine section. 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 dé-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.

C'est la méthode de l'onde dynamique (HYDRAULICS) qui a été utilisée puisqu'elle permet la résolution complète des équations de Barré de Saint Venant avec modélisation des débits négatifs, mises en charge (fente de Preismann) et influences aval.

III.4.2.1. Méthode de l'onde dynamique

DHI-MOUSE résout l'équation de la conservation de la masse (Eq.III.7) et l'équation de la conservation de la quantité de mouvement (Eq.III.8) pour les écoulements transitoires graduellement variés dans les réseaux de drainage (canaux et pipes). Ces équations, connues sous le nom d'équations de Saint Venant, peuvent être exprimées sous la forme suivante pour l'écoulement dans une conduite :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = 0 \quad \text{(Eq. III. 8)}$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial(Q^2/A)}{\partial X} + gA \frac{\partial H}{\partial X} + gASf + gAhl = 0 \quad \text{(Eq. III. 9)}$$

Où

x : abscisse de la conduite (m), t: temps (s)

A : section mouillée (m²)

Q : débit (m³/s)

H : hauteur d'eau dans la conduite (m)

S_f : la pente de frottement (principale pente par unité de longueur de la conduite)

h_l : la perte locale d'énergie par unité de longueur de conduit

g : accélération de la pesanteur (m/s²)

Noter que pour une géométrie connue d'une section, la section mouillée A est une fonction connue du tirant d'eau y qui alternativement peut être obtenue à partir de H. Les deux variables, le débit Q et la hauteur H, sont en fonctions de l'abscisse x et du temps (t).

La pente S_f peut être exprimée en terme d'équation de Manning :

$$S_f = \frac{n^2 V |V|}{K^2 R^{4/3}} \quad (\text{Eq. III. 10})$$

Où

n : est le coefficient de rugosité de Manning.

V : est la vitesse d'écoulement (égale au débit Q divisé par la section A).

R : est le rayon hydraulique.

k = 1,49 pour des unités des USA ou 1,0 pour les unités métriques.

La perte local h_l être exprimé comme suite :

$$h_l = \frac{KV^2}{2gl} \quad (\text{Eq. III. 11})$$

Où

K : coefficient de la perte local à l'abscisse x

L : la longueur de conduit.

Pour résoudre des équations (1) et (2) au-dessus pour une conduite, il faut un ensemble des conditions initiales pour H et Q à l'instant 0 et condition limites à x = 0 et x = L pendant le temps t.

En analysant un réseau des conduites, un rapport additionnel de continuité est nécessaire pour les nœuds de jonction qui relie deux conduites ou plus). On assume qu'une surface continue de l'eau existe entre la hauteur d'eau au nœud et dans les

conduites qui arrivent et partent du nœud (excepté des baisses libres ou des chutes existes dans le réseau). Le changement de la hauteur hydraulique H au nœud avec le temps peut être exprimé comme:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{\sum Q}{A_{store} + \sum AS} \quad (\text{Eq. III. 12})$$

Où

Astore : la superficie du nœud elle-même

As : la superficie contribué par les conduites reliés au nœud

Q : le débit d'écoulement net dans le nœud (entrée – sortie) contribué par tous les conduites reliés au nœud comme tous les apports extérieurement imposés.

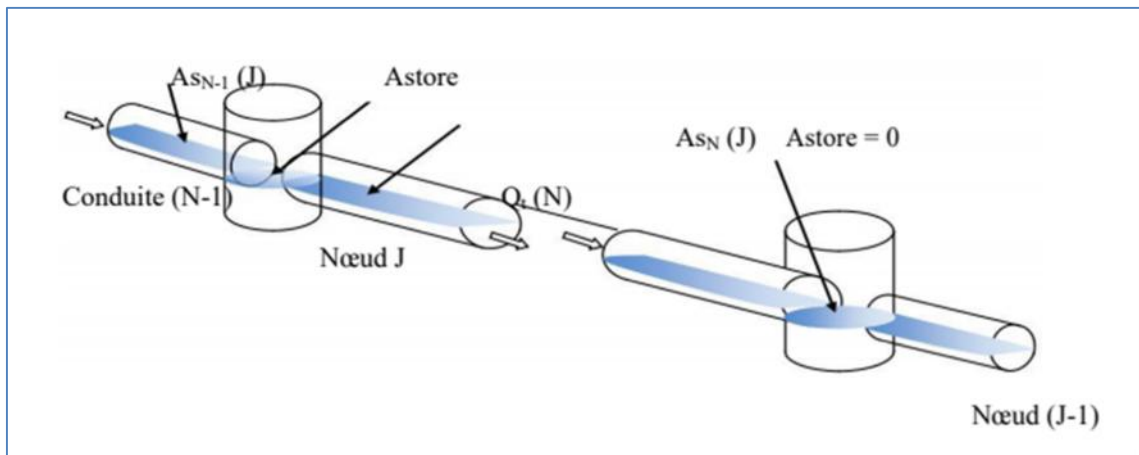


Figure.III. 19 : Représentation schématique d'un système de drainage (Rossman, 2006).

IV : Résultats et discussion

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, on va discuter et analyser les résultats de simulation du réseau d'eau pluviale, située à Sidi-Mezghiche wilaya de Skikda par le DHI-MOUSE pour un événement pluvieux de 3h et une période de retour de 50 ans. Notre réseau est composé de 59 tronçons, 59 regards (trous d'homme) et un rejet. Les diamètres du réseau varient entre 315 mm et 800 mm. Les résultats de simulation du réseau d'eau pluviale ont été divisés en 4 parties selon le nombre des regards débordés, la première partie commence de l'instant 1h23 à 1h27, la deuxième partie de l'instant 1h28 à 1h32, la troisième partie de l'instant 1h33 à 1h38 et la quatrième partie de l'instant 1h39 à 1h42.

IV.2. Simulation du réseau d'eau pluviale de l'instant 1h23 à 1h27

IV.2.1. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h23

Les résultats de simulation illustrés sur les figures (IV.1 et IV.2) à l'instant 1h23, n'indiquent aucun débordement des regards. Le profil en long du collecteur principal (Fig. IV.2) indique que le collecteur est quasiment en charge, avec un débit à l'exutoire vaut $0.791 \text{ m}^3/\text{s}$.

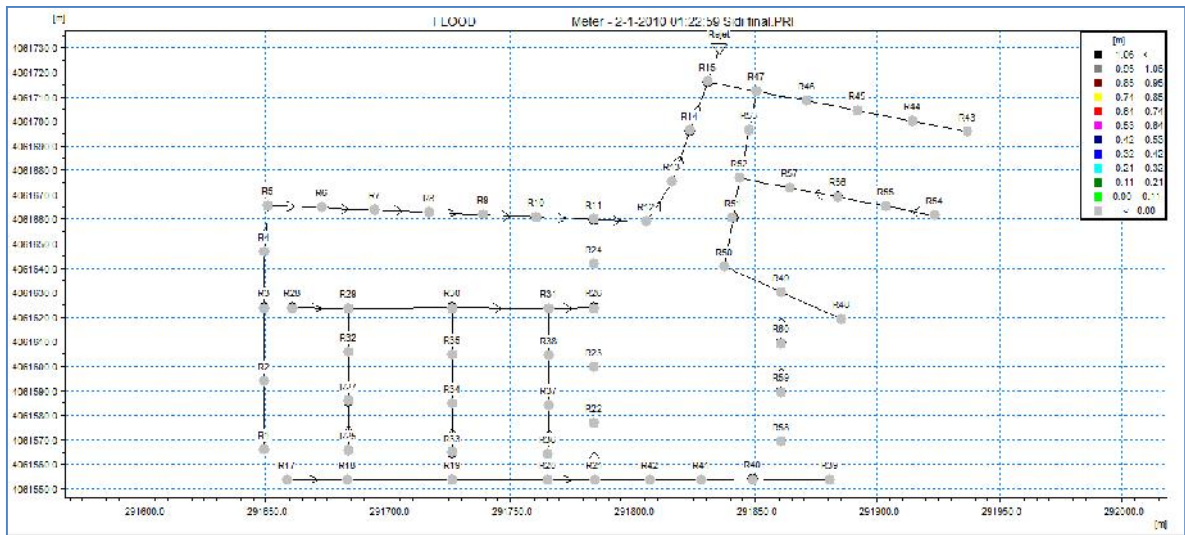


Figure IV.1. Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h23

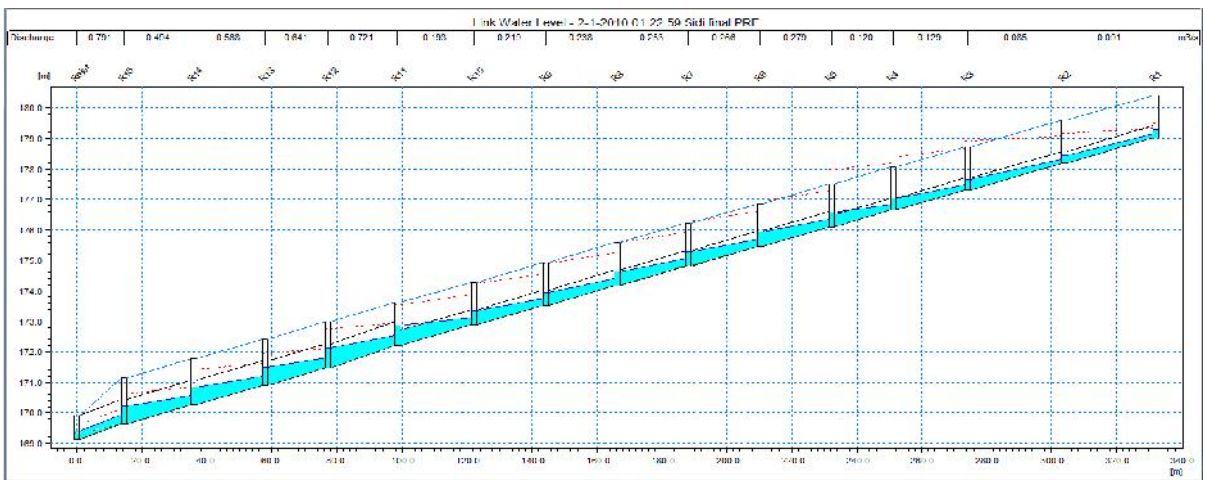


Figure IV.2. Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h23

IV.2.2. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h24

La figure (IV.3) illustre le réseau d'eau pluviale à l'instant 1h24, où on remarque le débordement de quatre (04) regards. La hauteur de débordement d'eau au niveau de ces quatre regards varie de 0.24 à 0.52 m (Tableau IV.1). À cet instant on remarque que le débit à l'exutoire est devenu 1.390 m³/s (Fig. IV.5) supérieur de 43.09 % du débit à l'exutoire enregistré à l'instant 1h23. Le collecteur principal (fig. IV.5) est quasiment en charge.

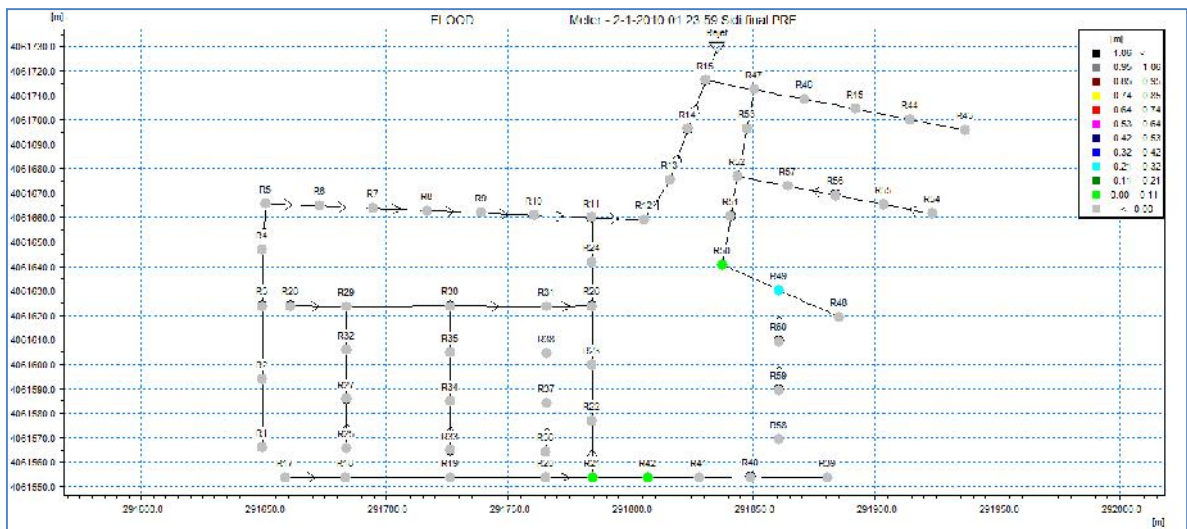


Figure IV.3. Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h24

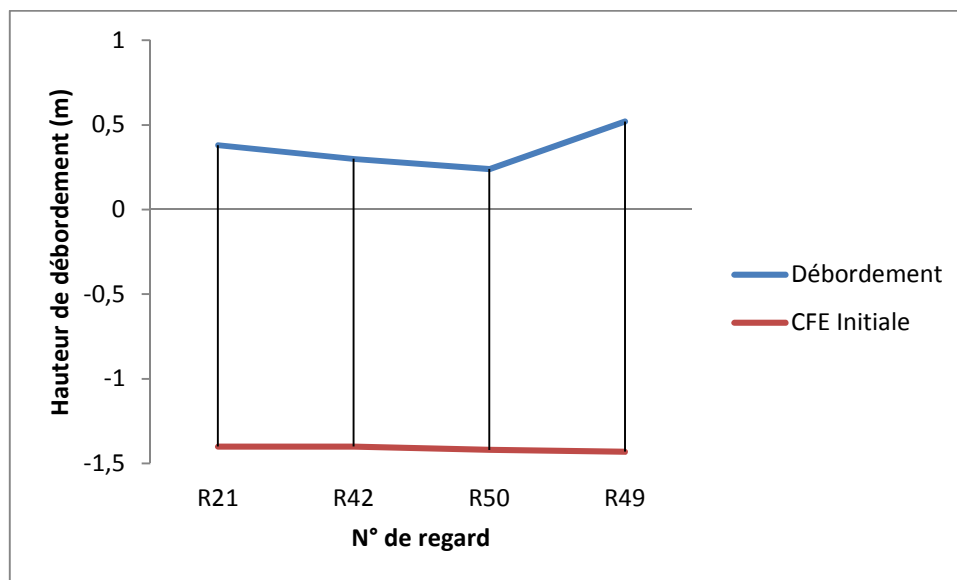


Figure IV.4. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h24

Tableau IV.1. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h24

Temps	Regards			
	R21	R42	R50	R49
00:00	-1,40	-1,40	-1,42	-1,43
01:24	0,38	0,30	0,24	0,52

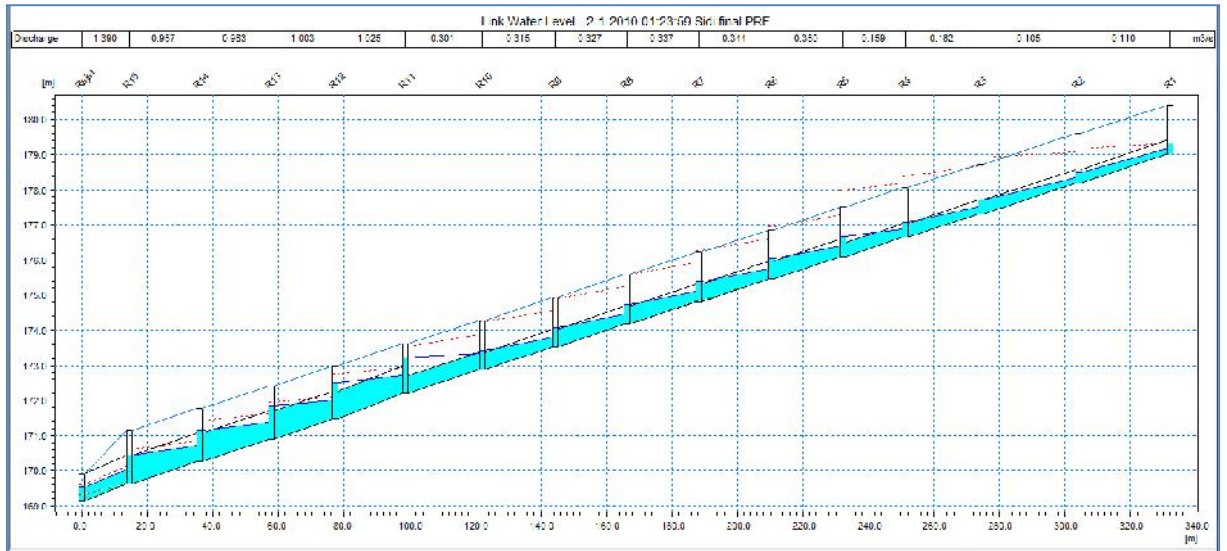


Figure IV.5. Profil en long du collecteur principal, simulé à l’instant 1h24

IV.2.3. Simulation du réseau d’eau pluviale à l’instant 1h25

La figure (IV.6) illustre le réseau d’eau pluviale à l’instant 1h25, où on remarque le débordement de seize (16) regards. La hauteur de débordement d’eau au niveau de ces seize regards varie de 0.01 à 0.52 m (Tableau IV.2).

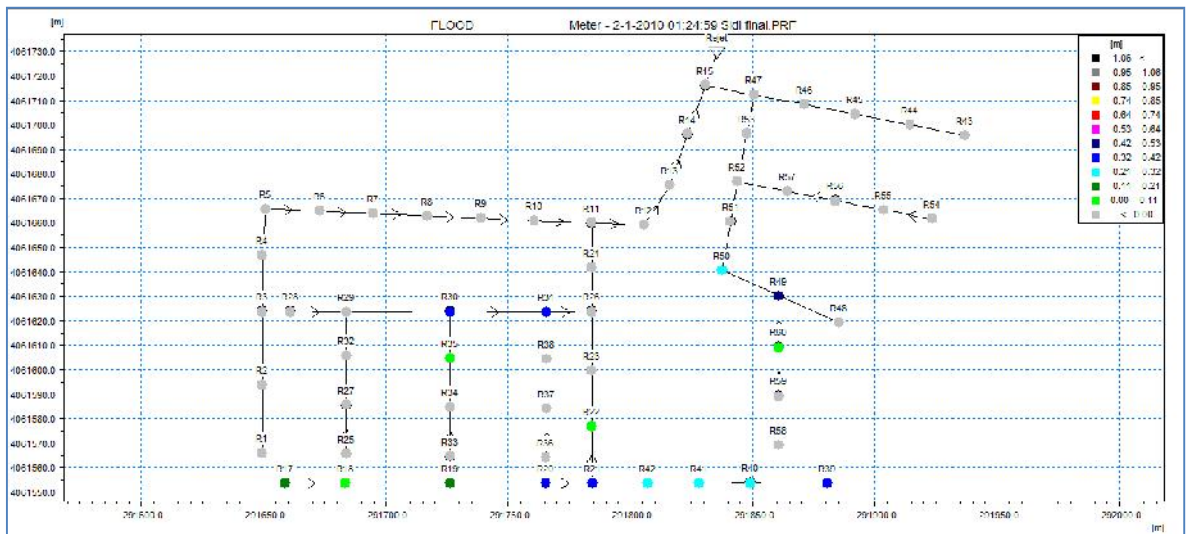


Figure IV.6. Réseau de la zone d’étude simulé à l’instant 1h25

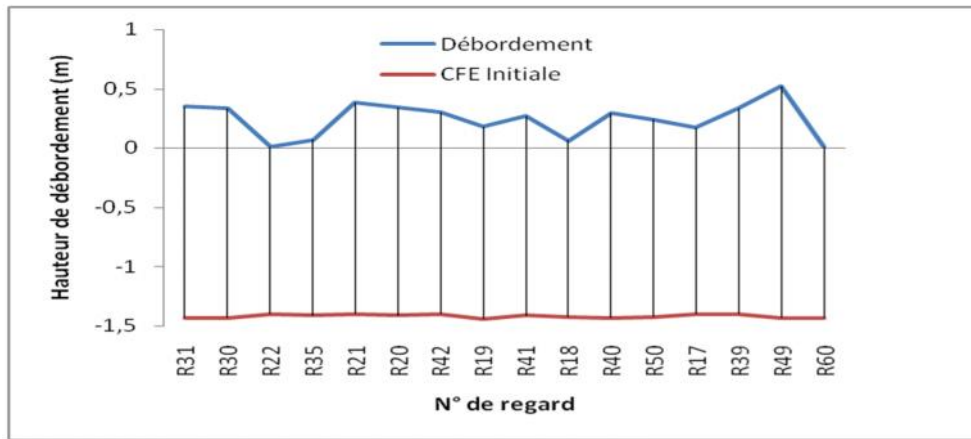


Figure IV.7. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h25

Tableau IV.2. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h25

Temps	Regards								
	R31	R30	R22	R35	R21	R20	R42	R19	
00:00	-1,43	-1,43	-1,40	-1,41	-1,40	-1,41	-1,40	-1,44	
01:25	0,35	0,33	0,01	0,07	0,38	0,34	0,3	0,18	
Temps	R41	R18	R40	R50	R17	R39	R49	R60	
00:00	-1,41	-1,42	-1,43	-1,42	-1,40	-1,40	-1,43	-1,43	
01:25	0,27	0,06	0,29	0,24	0,17	0,33	0,52	0,01	

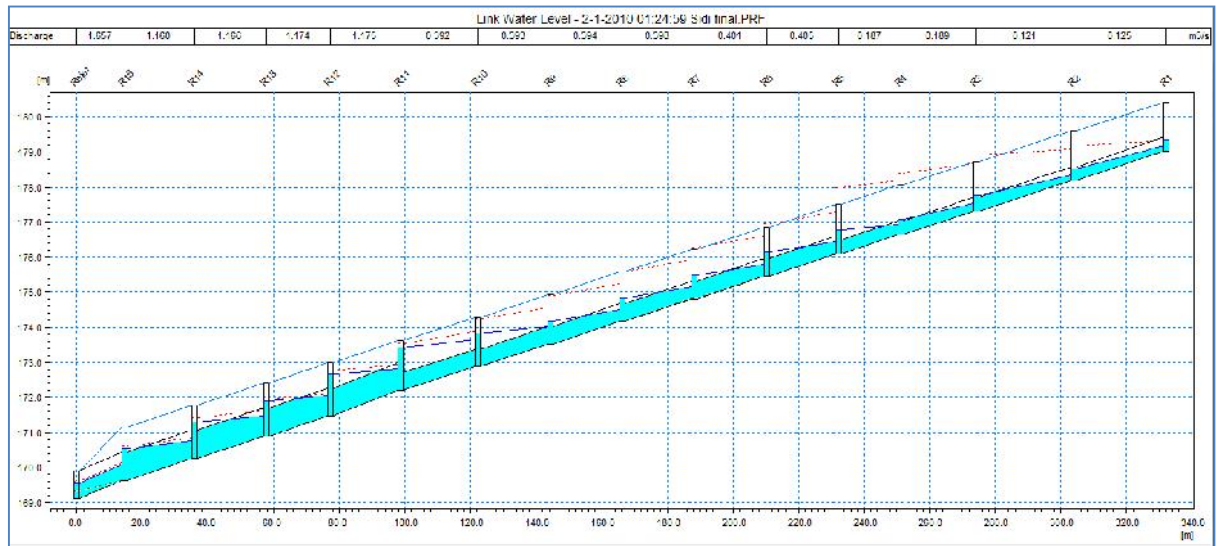


Figure IV.8. Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h25

IV.2.4. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h26

Les résultats de simulation de réseau d'eau pluviale à l'instant 1h26 montrent que vingt-deux (22) regards sont en état de débordement (Fig. IV.9). La hauteur de débordement d'eau au niveau de ces vingt-deux regards varie de 0.05 à 0.52 m (Fig. IV.10), duquel le débordement minimal est enregistré au niveau du regard R26 avec une hauteur d'eau de 0.05 m et le débordement maximal est enregistré au niveau du regard R49 avec une hauteur d'eau de 0.64 m (Tableau IV.3). À cet instant on remarque que le débit à l'exutoire est devenu 1.763 m³/s (Fig. IV.11) supérieur de 6.12 % du débit à l'exutoire enregistré à l'instant 1h25. Le collecteur principal (fig. IV.11) est quasiment en charge avec un risque de débordement.

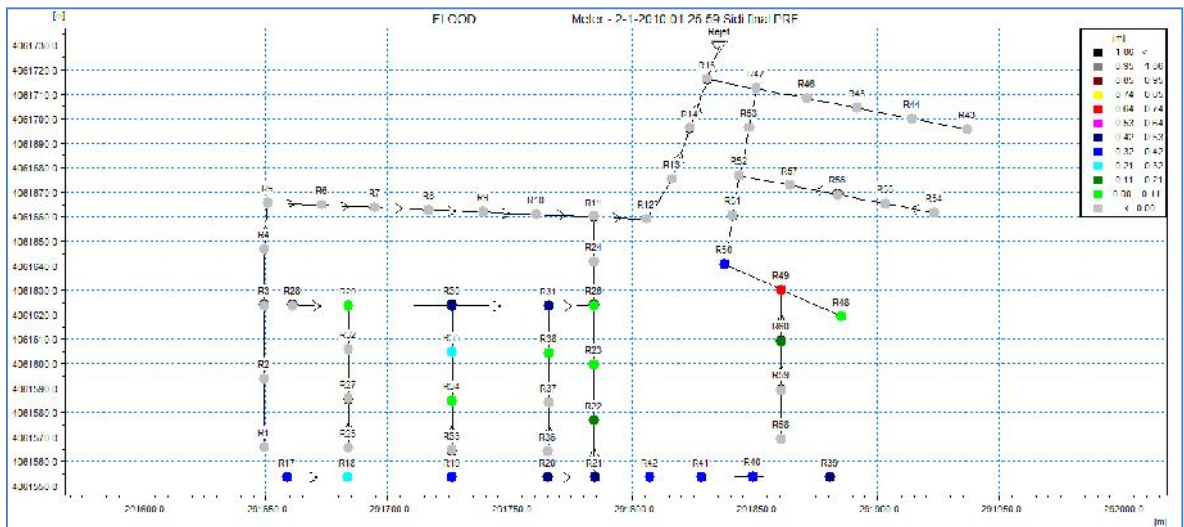


Figure IV.9. Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h26

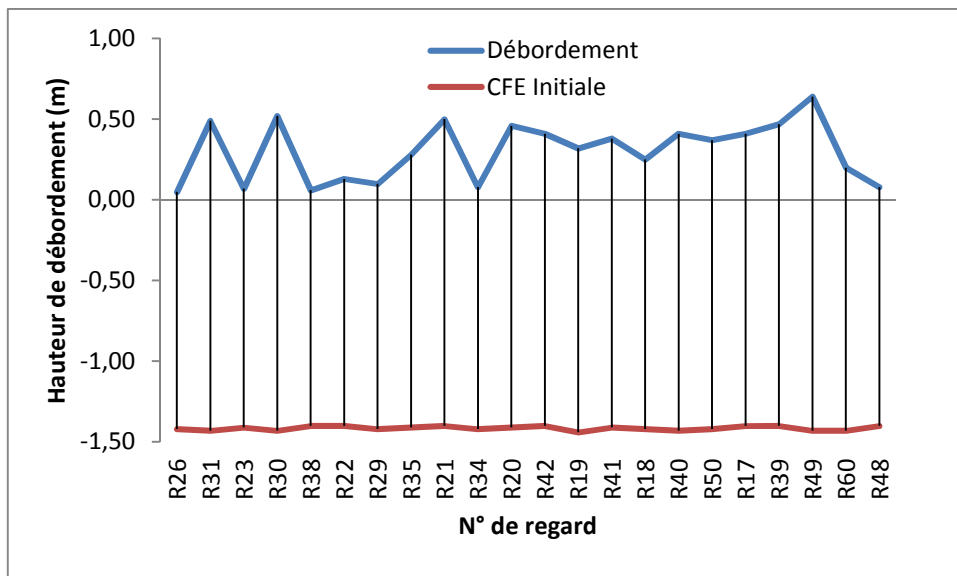


Figure IV.10. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h26

Tableau IV.3. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h26

		Regards						
Temps	R26	R31	R23	R30	R38	R22	R29	R35
00:00	-1,42	-1,43	-1,41	-1,43	-1,40	-1,40	-1,42	-1,41
01:26	0,05	0,49	0,07	0,52	0,06	0,13	0,10	0,28
Temps	R21	R34	R20	R42	R19	R41	R18	R40
00:00	-1,40	-1,42	-1,41	-1,40	-1,44	-1,41	-1,42	-1,43
01:26	0,50	0,08	0,46	0,41	0,32	0,38	0,25	0,41
Temps	R50	R17	R39	R49	R60	R48	-	-
00:00	-1,42	-1,40	-1,40	-1,43	-1,43	-1,40	-	-
01:26	0,37	0,41	0,47	0,64	0,20	0,08	-	-

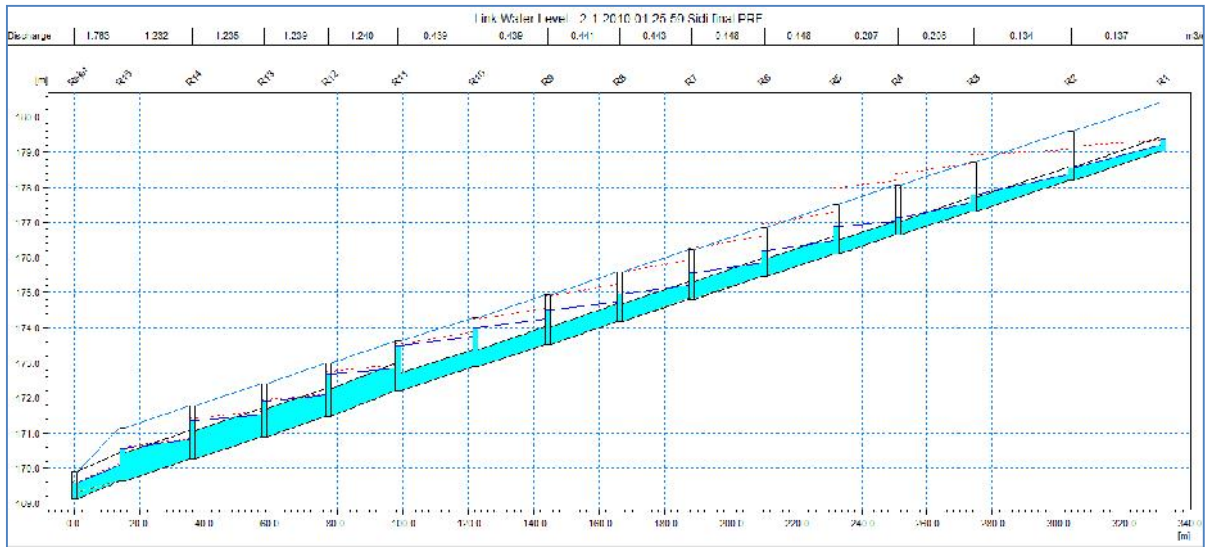


Figure IV.11. Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h26

IV.2.5. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h27

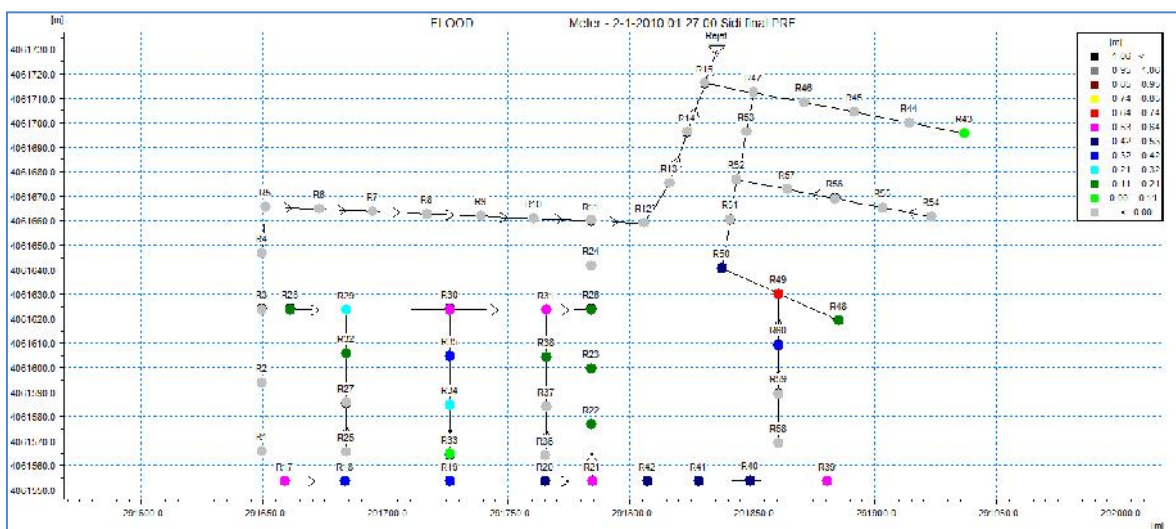


Figure IV.12. Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h27

Les résultats de simulation de réseau d'eau pluviale à l'instant 1h27 montrent que vingt-six (26) regards sont en état de débordement (Fig. IV.12). La hauteur de

débordement d'eau au niveau de ces vingt-six regards varie de 0.02 à 0.72 m (Fig. IV.13), duquel le débordement minimal est enregistré au niveau du regard R43 avec une hauteur d'eau de 0.02 m et le débordement maximal est enregistré au niveau du regard R49 avec une hauteur d'eau de 0.72 m (Tableau IV.4). À cet instant on remarque que le débit à l'exutoire est devenu 1.827 m³/s (Fig. IV.14) supérieur de 3.50 % du débit à l'exutoire enregistré à l'instant 1h26. Le collecteur principal (fig. IV.14) est totalement en charge avec un risque de débordement, sauf au niveau de l'exutoire.

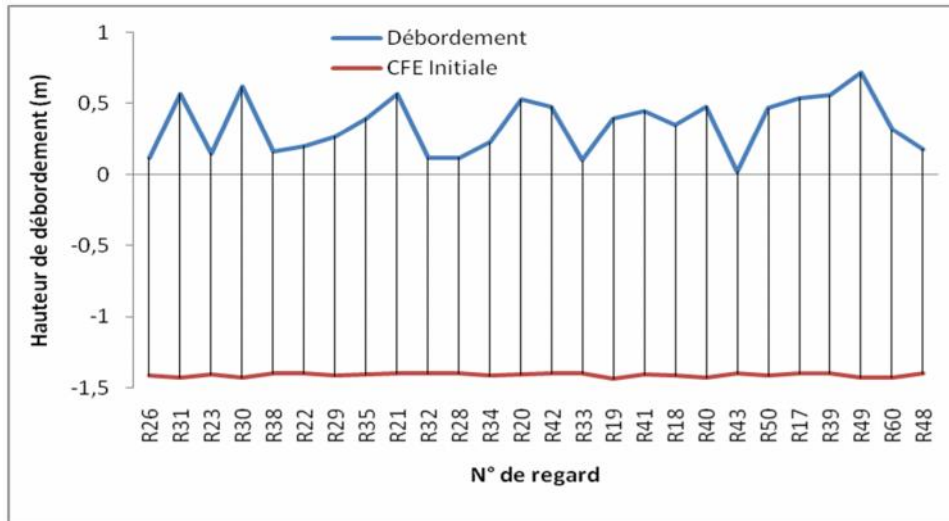


Figure IV.13. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h27

Tableau IV.4. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h27

Temps	Regards								
	R26	R31	R23	R30	R38	R22	R29	R35	R21
00:00	-1,42	-1,43	-1,41	-1,43	-1,40	-1,40	-1,42	-1,41	-1,40
01:27	0,12	0,57	0,15	0,62	0,16	0,20	0,27	0,40	0,57
Temps	R32	R28	R34	R20	R42	R33	R19	R41	R18
00:00	-1,40	-1,40	-1,42	-1,41	-1,40	-1,40	-1,44	-1,41	-1,42
01:27	0,12	0,12	0,23	0,53	0,48	0,10	0,40	0,45	0,35
Temps	R40	R43	R50	R17	R39	R49	R60	R48	-
00:00	-1,43	-1,40	-1,42	-1,40	-1,40	-1,43	-1,43	-1,40	-
01:27	0,48	0,02	0,47	0,54	0,56	0,72	0,32	0,18	-

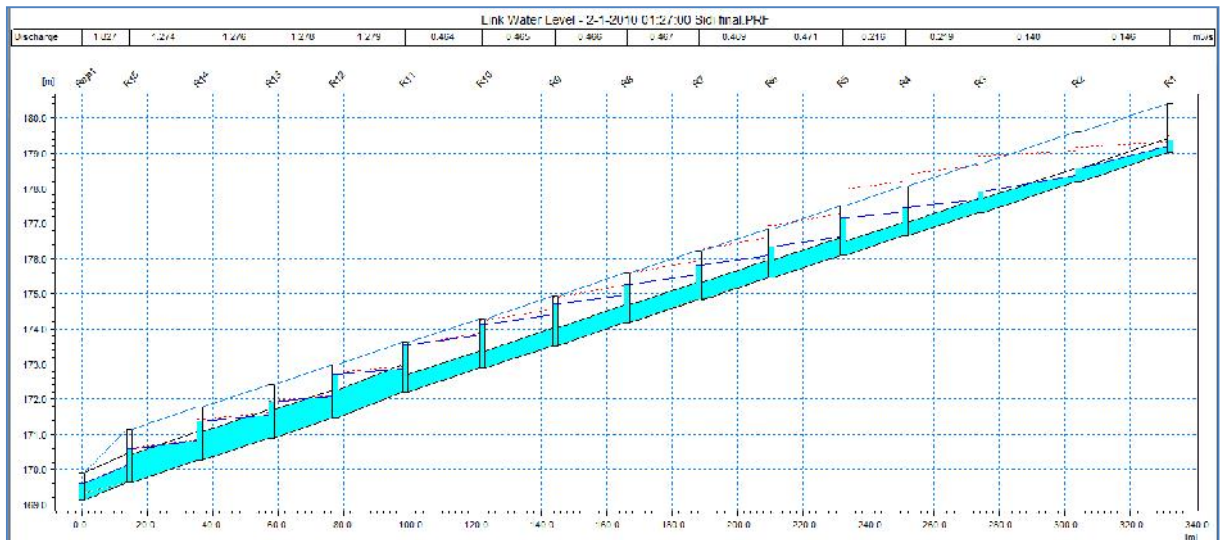


Figure IV.14. Profil en long du collecteur principal, simulé à l’instant 1h27

IV.3. Simulation du réseau d’eau pluviale de l’instant 1h28 à 1h32

IV.3. 1. Simulation du réseau d’eau pluviale à l’instant 1h28

Les résultats de simulation de réseau d’eau pluviale à l’instant 1h28 montrent que trente-deux (32) regards sont en état de débordement (Fig. IV.15). La hauteur de débordement d’eau au niveau de ces trente-deux regards varie de 0.06 à 0.79 m (Fig. IV.16), duquel le débordement minimal est enregistré au niveau du regard R51 avec une hauteur d’eau de 0.06 m et le débordement maximal est enregistré au niveau du regard R49 avec une hauteur d’eau de 0.79 m (Tableau IV.5). À cet instant on remarque que le débit à l’exutoire est devenu 1.871 m³/s (Fig. IV.17) supérieur de 2.35 % du débit à l’exutoire enregistré à l’instant 1h27. Le collecteur principal (fig. IV.17) est totalement en charge avec un débordement au niveau du regard R5.

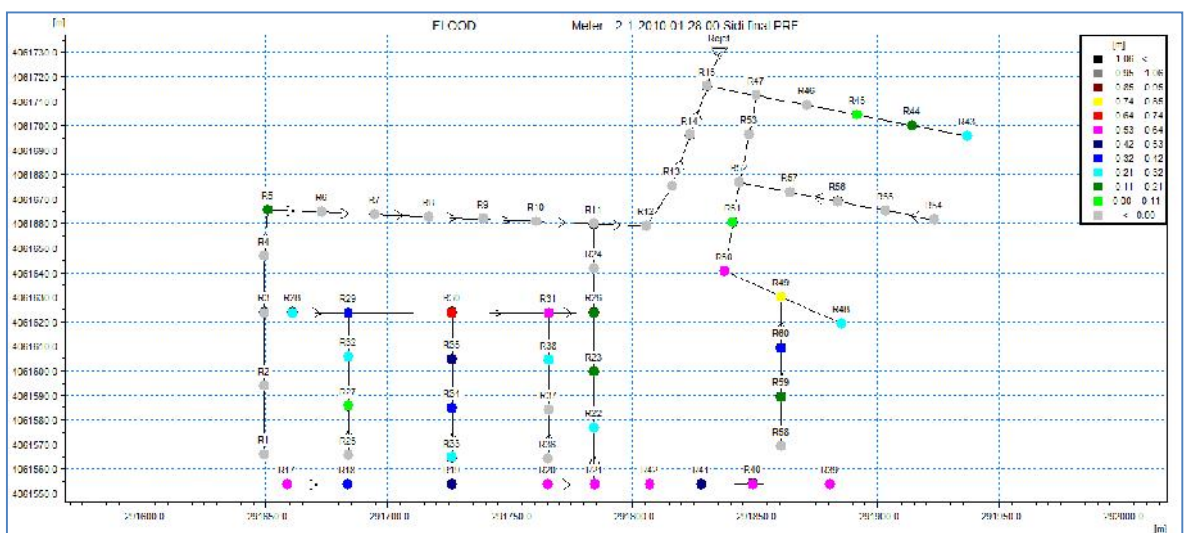


Figure IV.15. Réseau de la zone d’étude simulé à l’instant 1h28

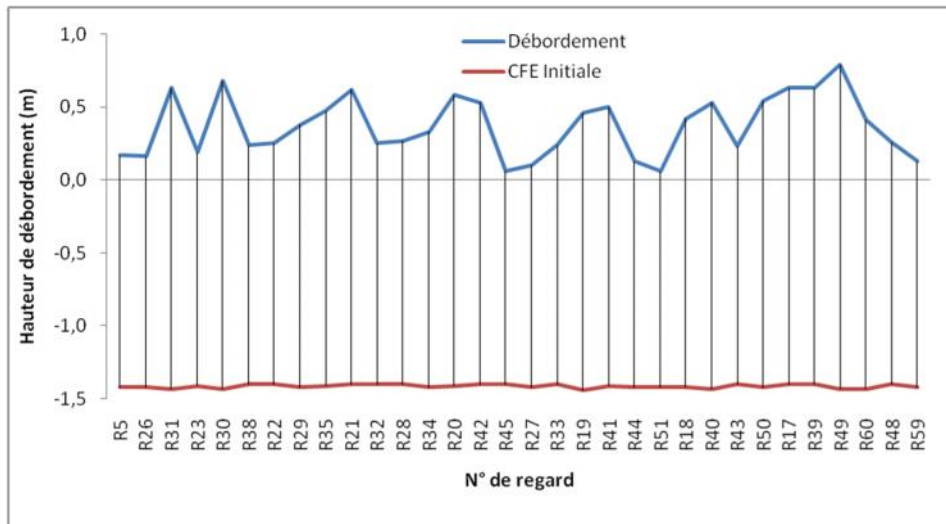


Figure IV.16. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h28

Tableau IV.5. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h28

		Regards							
Temps		R5	R26	R31	R23	R30	R38	R22	R29
00:00		-1,42	-1,42	-1,43	-1,41	-1,43	-1,40	-1,40	-1,42
01:28		0,17	0,16	0,63	0,19	0,68	0,24	0,25	0,38
Temps		R35	R21	R32	R28	R34	R20	R42	R45
00:00		-1,41	-1,40	-1,40	-1,40	-1,42	-1,41	-1,40	-1,40
01:28		0,47	0,62	0,25	0,27	0,33	0,58	0,53	0,06
Temps		R27	R33	R19	R41	R44	R51	R18	R40
00:00		-1,42	-1,40	-1,44	-1,41	-1,42	-1,42	-1,42	-1,43
01:28		0,10	0,24	0,46	0,50	0,13	0,06	0,42	0,53
Temps		R43	R50	R17	R39	R49	R60	R48	R59
00:00		-1,40	-1,42	-1,40	-1,40	-1,43	-1,43	-1,40	-1,42
01:28		0,23	0,54	0,63	0,63	0,79	0,41	0,26	0,13

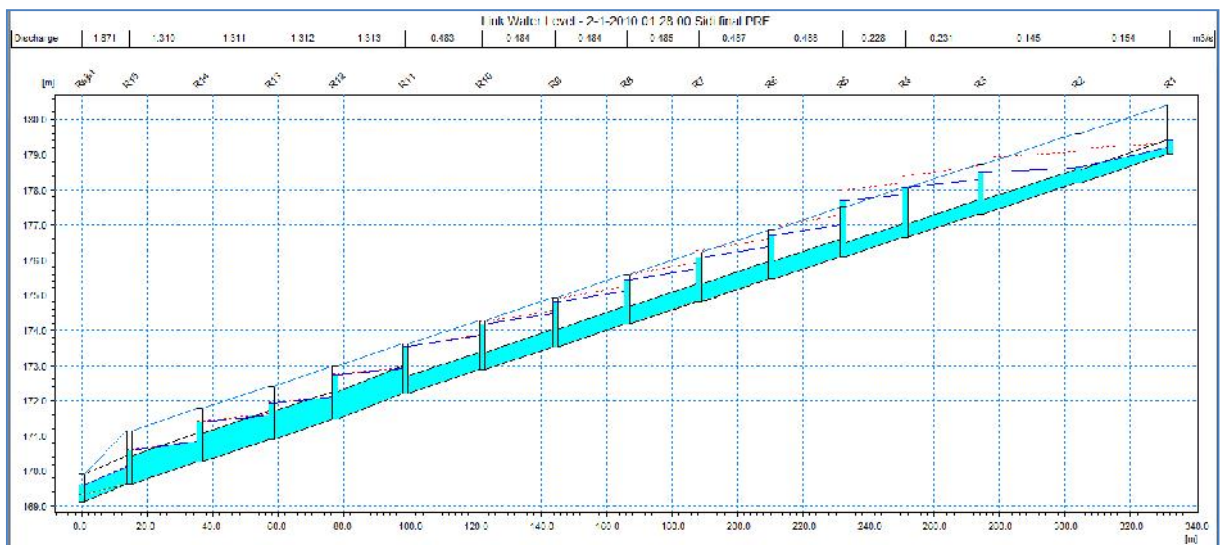


Figure IV.17. Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h28

IV.3.2. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h29

A l'instant 1h29, les résultats de simulation de réseau d'eau pluviale ont enregistré trente-sept (37) regards en état de débordement (Fig. IV.18), donc plus de la moitié des regards sont en état de débordement ce qui aggrave la situation et rend notre réseau en dysfonctionnement, avec inondations des rues et trottoirs ce qui empêche la circulation des véhicules et des piétons. La hauteur de débordement d'eau au niveau de ces trente-sept regards varie de 0.02 à 0.86 m (Fig. IV.19), duquel le débordement minimal est enregistré au niveau des regards R3 et R58 avec une hauteur d'eau de 0.02 m et le débordement maximal est enregistré au niveau du regard R49 avec une hauteur d'eau de 0.86 m (Tableau IV.6). À cet instant on remarque que le débit à l'exutoire est devenu 1.900 m³/s (Fig. IV.20) supérieur de 1.52 % du débit à l'exutoire enregistré à l'instant 1h28. Le collecteur principal (fig. IV.20) est totalement en charge avec un débordement au niveau des regards R3, R4 et R5.

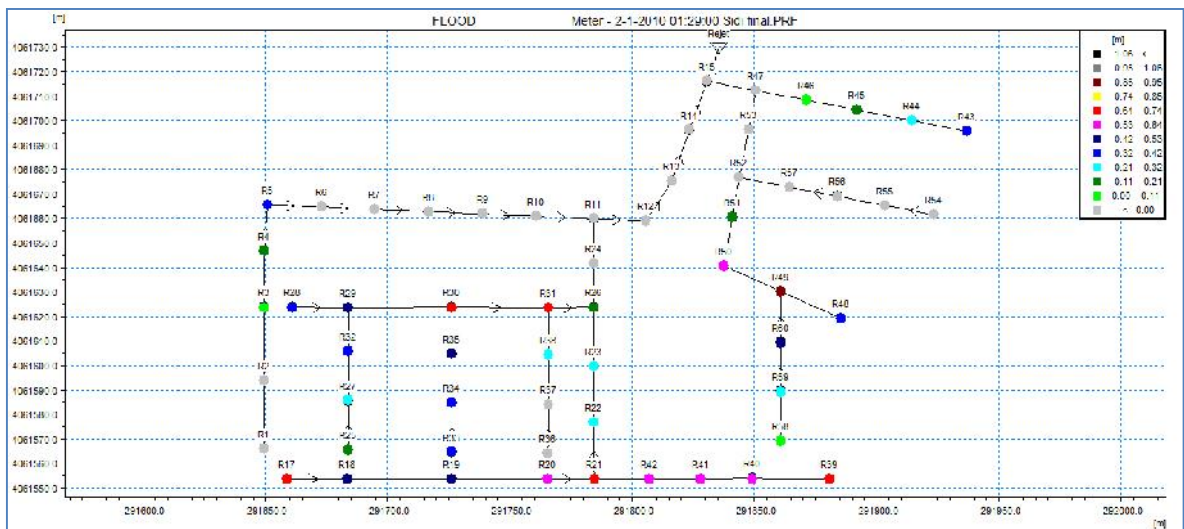


Figure IV.18. Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h29

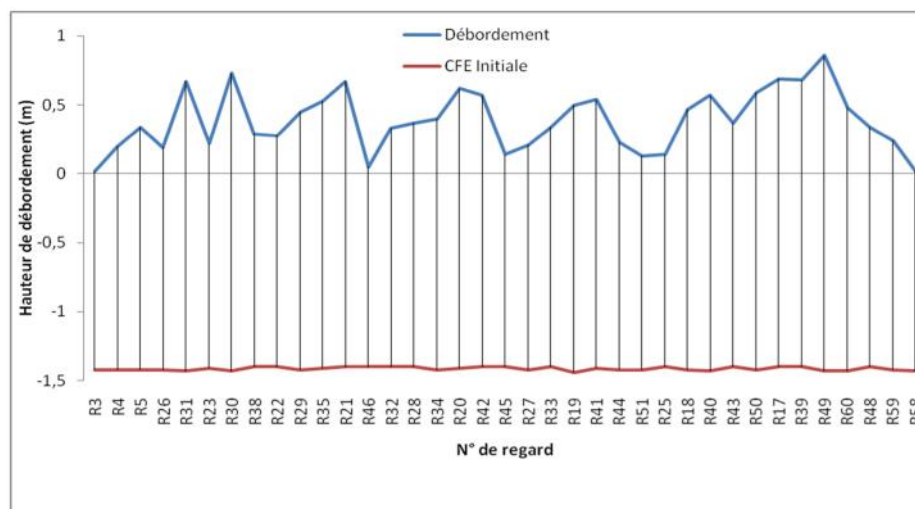


Figure IV.19. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h29

Tableau IV.6. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h29

Regards										
Temps	R3	R4	R5	R26	R31	R23	R30	R38	R22	R29
00:00	-1,42	-1,42	-1,42	-1,42	-1,43	-1,41	-1,43	-1,40	-1,40	-1,42
01:29	0,02	0,20	0,34	0,19	0,67	0,22	0,73	0,29	0,28	0,45
Temps	R35	R21	R46	R32	R28	R34	R20	R42	R45	R27
00:00	-1,41	-1,40	-1,40	-1,40	-1,40	-1,42	-1,41	-1,40	-1,40	-1,42
01:29	0,53	0,67	0,05	0,33	0,37	0,4	0,62	0,57	0,14	0,21
Temps	R33	R19	R41	R44	R51	R25	R18	R40	R43	R50
00:00	-1,40	-1,44	-1,41	-1,42	-1,42	-1,40	-1,42	-1,43	-1,40	-1,42
01:29	0,34	0,50	0,54	0,23	0,13	0,14	0,47	0,57	0,37	0,59
Temps	R17	R39	R49	R60	R48	R59	R58	-	-	-
00:00	-1,40	-1,40	-1,43	-1,43	-1,40	-1,42	-1,43	-	-	-
01:29	0,69	0,68	0,86	0,48	0,34	0,24	0,02	-	-	-

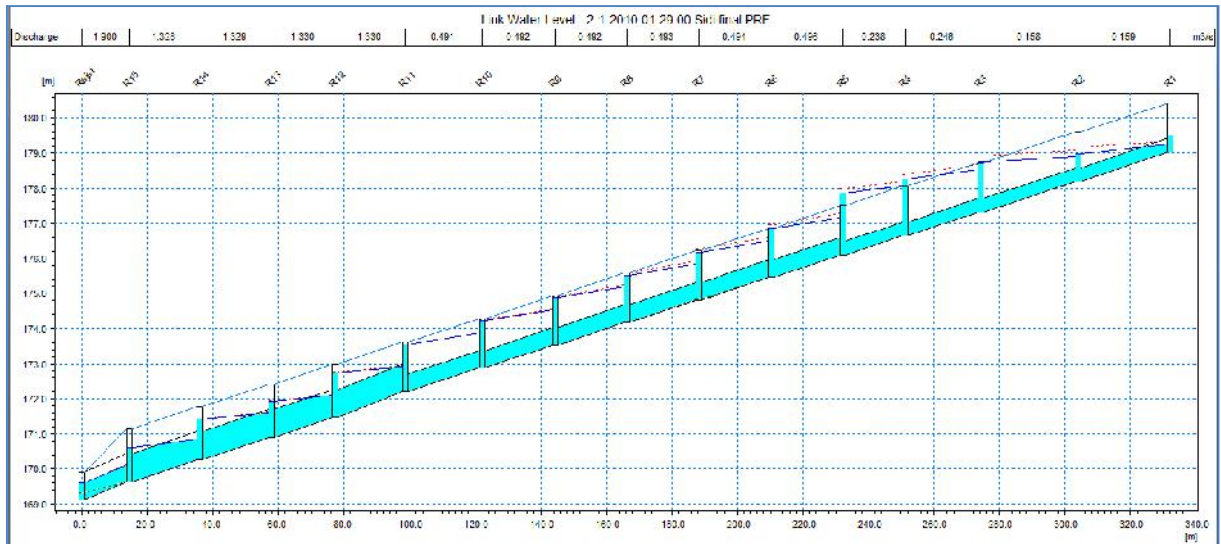


Figure IV.20. Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h29

IV.3.3. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h30

A l'instant 1h30, les résultats de simulation de réseau d'eau pluviale ont enregistré quarante (40) regards en état de débordement (Fig. IV.21), donc plus de la moitié des regards sont en état de débordement ce qui encore aggrave la situation et rend notre réseau en état de dysfonctionnement, avec inondations des rues et trottoirs ce qui empêche la circulation des véhicules et des piétons. La hauteur de débordement d'eau au niveau de ces quarante regards varie de 0.02 à 0.76 m (Fig. IV.22), duquel le débordement minimal est enregistré au niveau du regard R4 avec une hauteur d'eau de 0.02 m et le débordement maximal est enregistré au niveau du regard R49 avec une hauteur d'eau de 0.93 m (Tableau IV.7). À cet instant on remarque que le débit à l'exutoire est devenu 1.924 m³/s (Fig. IV.23) supérieur de 1.25 % du débit à l'exutoire enregistré à l'instant 1h29. Le collecteur principal (fig. IV.23) est totalement en charge avec un débordement au niveau des regards R3, R4, R5, R6 et R7.

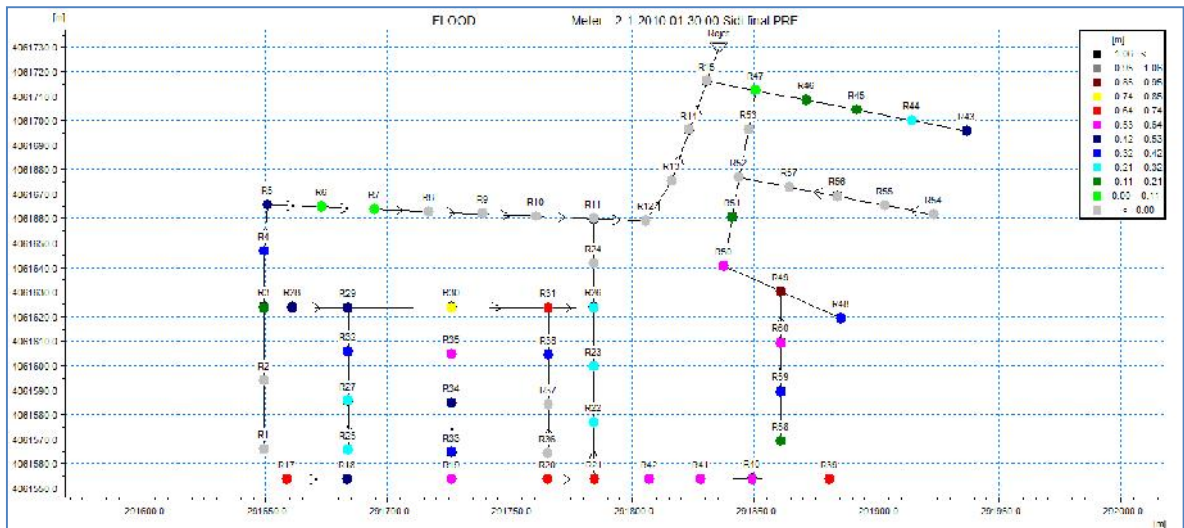


Figure IV.21. Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h30

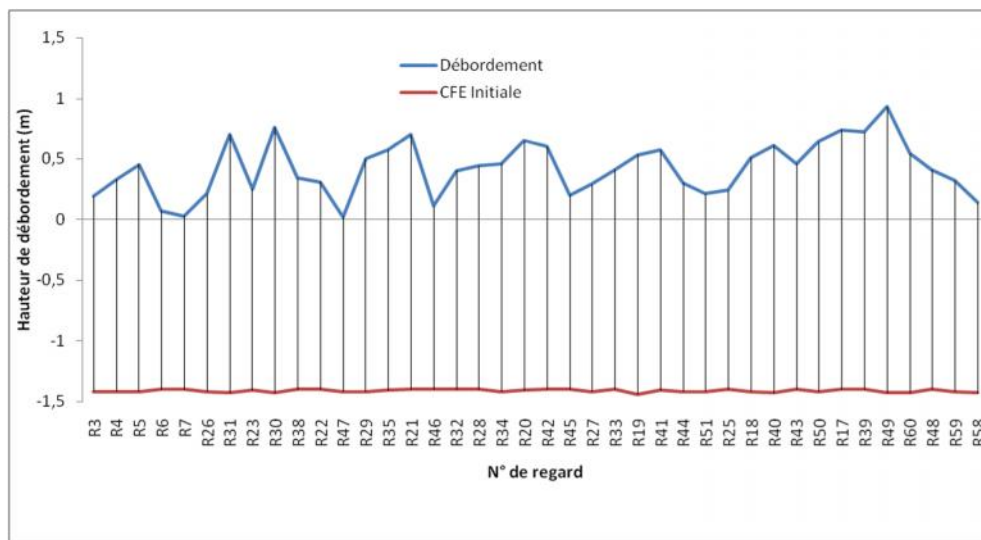


Figure IV.22. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h30

Tableau IV.7. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h30

	Regards									
Temps	R3	R4	R5	R6	R7	R26	R31	R23	R30	R38
00:00	-1,42	-1,42	-1,42	-1,40	-1,40	-1,42	-1,43	-1,41	-1,43	-1,40
01:30	0,19	0,33	0,45	0,07	0,03	0,21	0,70	0,25	0,76	0,34
Temps	R22	R47	R29	R35	R21	R46	R32	R28	R34	R20
00:00	-1,40	-1,42	-1,42	-1,41	-1,40	-1,40	-1,40	-1,40	-1,42	-1,41
01:30	0,31	0,02	0,50	0,57	0,70	0,11	0,40	0,44	0,46	0,65
Temps	R42	R45	R27	R33	R19	R41	R44	R51	R25	R18
00:00	-1,40	-1,40	-1,42	-1,40	-1,44	-1,41	-1,42	-1,42	-1,40	-1,42
01:30	0,60	0,20	0,29	0,41	0,53	0,57	0,30	0,21	0,24	0,51
Temps	R40	R43	R50	R17	R39	R49	R60	R48	R59	R58
00:00	-1,43	-1,40	-1,42	-1,40	-1,40	-1,43	-1,43	-1,40	-1,42	-1,43
01:30	0,61	0,46	0,64	0,74	0,72	0,93	0,54	0,41	0,32	0,14

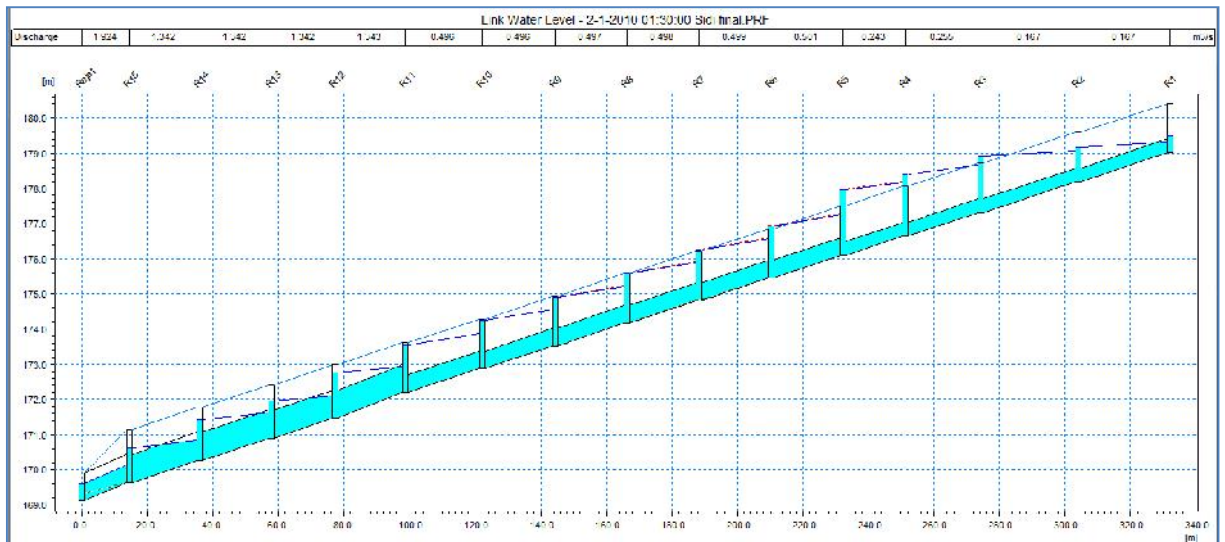


Figure IV.23. Profil en long du collecteur principal, simulé à l’instant 1h30

IV.3.4. Simulation du réseau d’eau pluviale à l’instant 1h31

A l’instant 1h31, les résultats de simulation de réseau d’eau pluviale ont enregistrés quarante (40) regards en état de débordement (Fig. IV.24), donc plus de 67.80% des regards du réseau d’eau pluviale sont en état de débordement ce qui encore aggrave la situation et rend notre réseau en état de dysfonctionnement, avec inondations des rues et trottoirs ce qui empêche la circulation des véhicules et des piétons. La hauteur de débordement d’eau au niveau de ces quarante regards varie de 0.01 à 0.99 m (Fig. IV.25), duquel le débordement minimal est enregistré au niveau du regard R47 avec une hauteur d’eau de 0.01 m et le débordement maximal est enregistré au niveau du regard R49 avec une hauteur d’eau de 0.99 m (Tableau IV.8). À cet instant on remarque que le débit à l’exutoire est diminué à 1.914 m³/s par rapport à l’instant 1h30 qui est de 1.924 m³/s (Fig. IV.26), donc une baisse de 0.52 %. Le collecteur principal (fig. IV.26) est totalement en charge avec un débordement au niveau des regards R3, R4, R5, R6, R7 et R8.

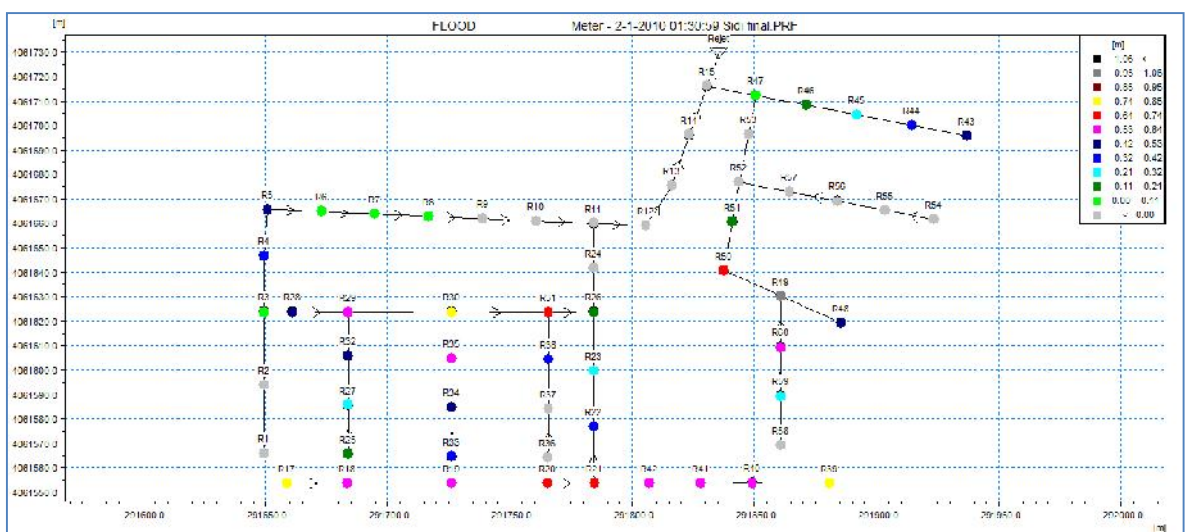


Figure IV.24. Réseau de la zone d’étude simulé à l’instant 1h31

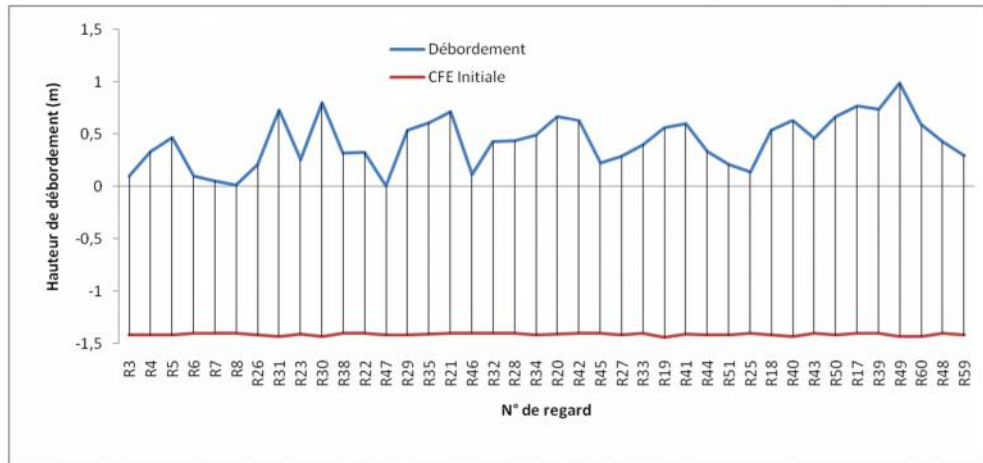


Figure IV.25. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h31

Tableau IV.8. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h31

		Regards									
Temps		R3	R4	R5	R6	R7	R8	R26	R31	R23	R30
00:00		-1,42	-1,42	-1,42	-1,40	-1,40	-1,40	-1,42	-1,43	-1,41	-1,43
01:31		0,10	0,34	0,47	0,10	0,06	0,02	0,21	0,73	0,26	0,80
Temps		R38	R22	R47	R29	R35	R21	R46	R32	R28	R34
00:00		-1,40	-1,40	-1,42	-1,42	-1,41	-1,40	-1,40	-1,40	-1,40	-1,42
01:31		0,32	0,33	0,01	0,54	0,61	0,72	0,12	0,43	0,44	0,49
Temps		R20	R42	R45	R27	R33	R19	R41	R44	R51	R25
00:00		-1,41	-1,40	-1,40	-1,42	-1,40	-1,44	-1,41	-1,42	-1,42	-1,40
01:31		0,67	0,63	0,23	0,29	0,40	0,56	0,60	0,34	0,21	0,14
Temps		R18	R40	R43	R50	R17	R39	R49	R60	R48	R59
00:00		-1,42	-1,43	-1,40	-1,42	-1,40	-1,40	-1,43	-1,43	-1,40	-1,42
01:31		0,54	0,63	0,46	0,67	0,77	0,74	0,99	0,59	0,43	0,30

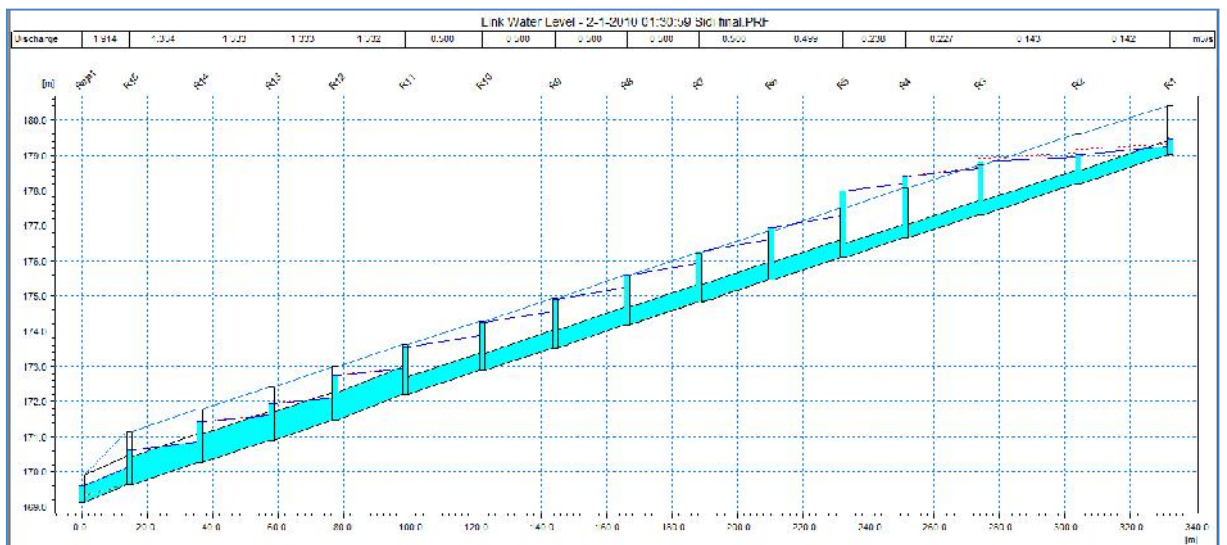


Figure IV.26. Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h31

IV.3.5. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h32

A l'instant 1h32, les résultats de simulation de réseau d'eau pluviale ont enregistré trente-sept (37) regards en état de débordement (Fig. IV.27), donc plus de 62.71% des regards du réseau d'eau pluviale sont en état de débordement ce qui maintient toujours l'état de dysfonctionnement du réseau, avec inondations des rues et trottoirs ce qui empêche la circulation des véhicules et des piétons. La hauteur de débordement d'eau au niveau de ces trente-sept regards varie de 0.02 à 0.84 m (Fig. IV.28), duquel le débordement minimal est enregistré au niveau du regard R6 avec une hauteur d'eau de 0.02 m et le débordement maximal est enregistré au niveau du regard R49 avec une hauteur d'eau de 1.04 m (Tableau IV.9). À cet instant on remarque que le débit à l'exutoire est diminué à 1.914 m³/s par rapport à l'instant 1h31 qui est de 1.924 m³/s (Fig. IV.29), donc une baisse de 0.52 %. Le collecteur principal (fig. IV.29) est totalement en charge avec un débordement au niveau des regards R3, R4, R5, R6 et R7.

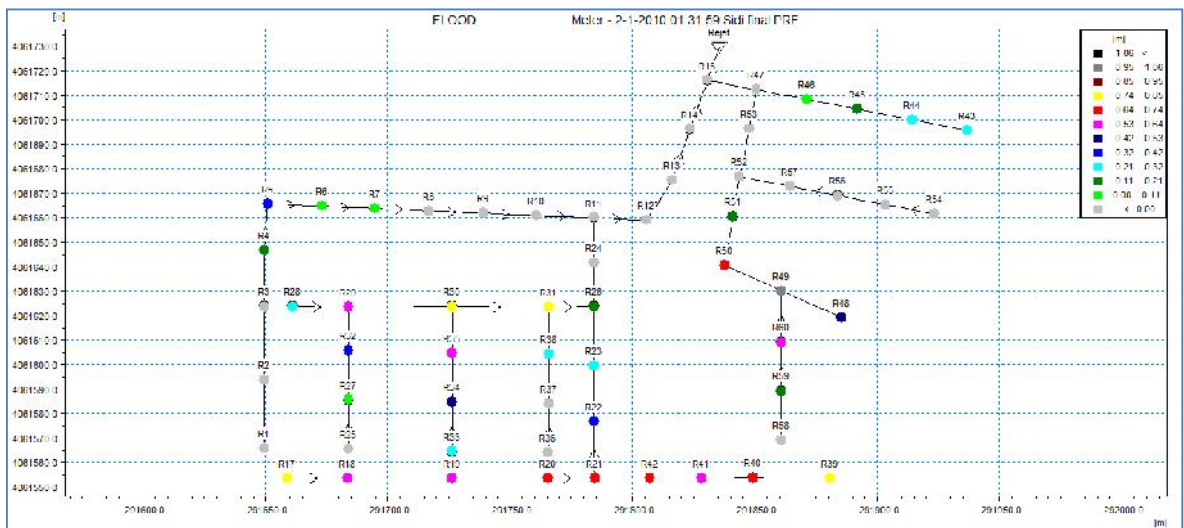


Figure IV.27. Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h32

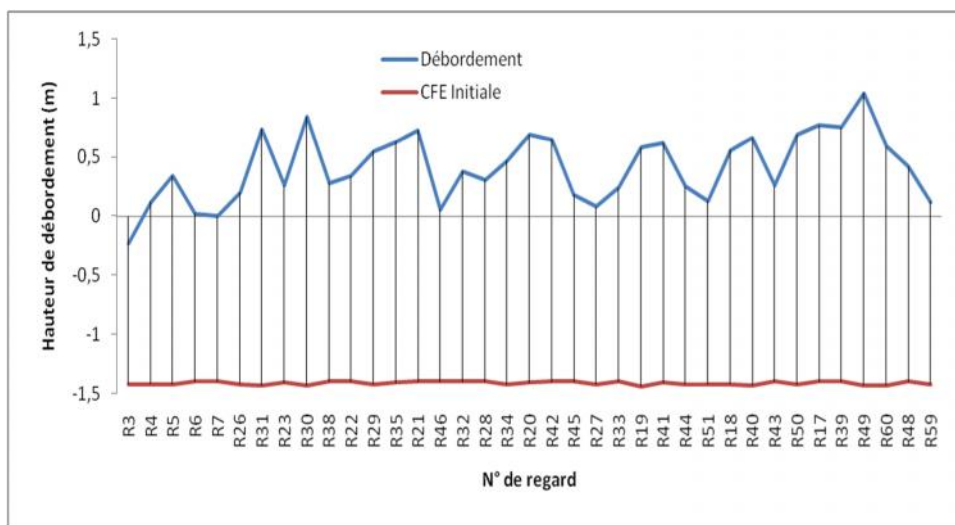


Figure IV.28. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h32

Tableau IV.9. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h32

		Regards									
Temps	R3	R4	R5	R6	R7	R26	R31	R23	R30	R38	
00:00	-1,42	-1,42	-1,42	-1,40	-1,40	-1,42	-1,43	-1,41	-1,43	-1,40	
01:32	-0,20	0,12	0,34	0,02	0,00	0,20	0,74	0,26	0,84	0,28	
Temps	R22	R29	R35	R21	R46	R32	R28	R34	R20	R42	
00:00	-1,40	-1,42	-1,41	-1,40	-1,40	-1,40	-1,40	-1,42	-1,41	-1,40	
01:32	0,34	0,55	0,63	0,73	0,06	0,38	0,31	0,47	0,69	0,65	
Temps	R45	R27	R33	R19	R41	R44	R51	R18	R40	R43	
00:00	-1,40	-1,42	-1,40	-1,44	-1,41	-1,42	-1,42	-1,42	-1,43	-1,40	
01:32	0,18	0,08	0,24	0,58	0,62	0,25	0,13	0,56	0,66	0,26	
Temps	R50	R17	R39	R49	R60	R48	R59	-	-	-	
00:00	-1,42	-1,40	-1,40	-1,43	-1,43	-1,40	-1,42	-	-	-	
01:32	0,69	0,77	0,75	1,04	0,59	0,42	0,12	-	-	-	

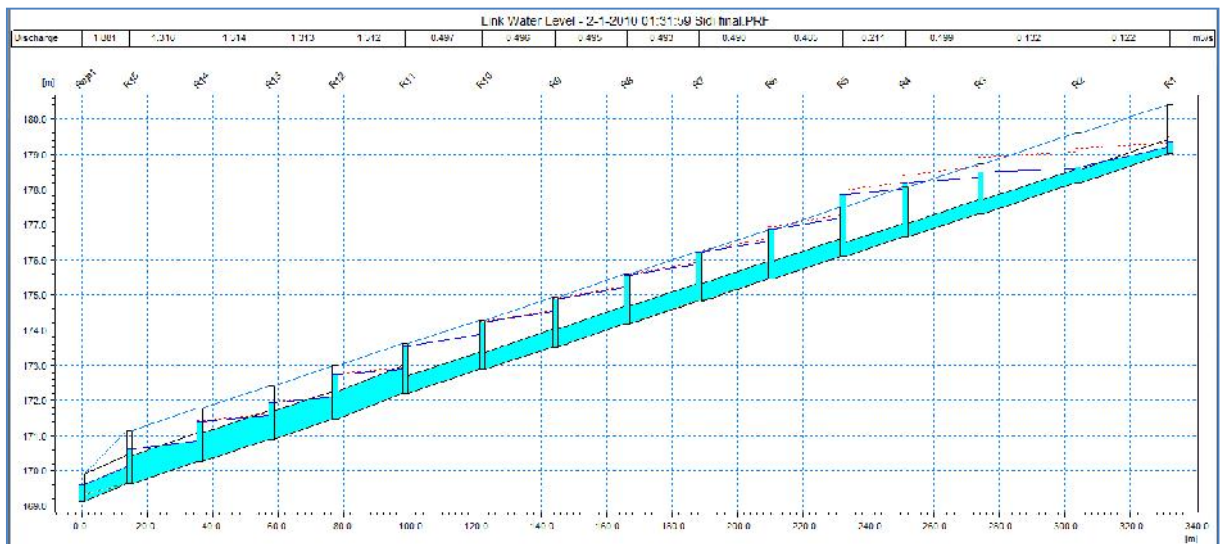


Figure IV.29. Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h32

IV.4. Simulation du réseau d'eau pluviale de l'instant 1h33 à 1h38

IV.4.1. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h33

A l'instant 1h33, les résultats de simulation de réseau d'eau pluviale ont enregistré vingt-quatre (24) regards en état de débordement (Fig. IV.30), donc le nombre des regards débordés est diminué de 13 regards par rapport à l'instant 1h32 où, on a enregistré 37 regards débordés. La hauteur de débordement d'eau au niveau de ces vingt-quatre regards varie de 0.05 à 1.06 m (Fig. IV.31), duquel le débordement minimal est enregistré au niveau du regard R28 avec une hauteur d'eau de 0.05 m et le débordement maximal est enregistré au niveau du regard R49 avec une hauteur d'eau de 1.06 m (Tableau IV.10). À cet instant on remarque que le débit à l'exutoire est diminué à 1.731 m³/s (Fig. IV.32) par rapport à l'instant 1h32 qui est de 1.914 m³/s (Fig. IV.29), donc une baisse de 9.56 %. Le collecteur principal (fig. IV.32) est totalement en charge.

Donc notre réseau est entrain de récupérer sa performance et le risque d'inondation est diminué.

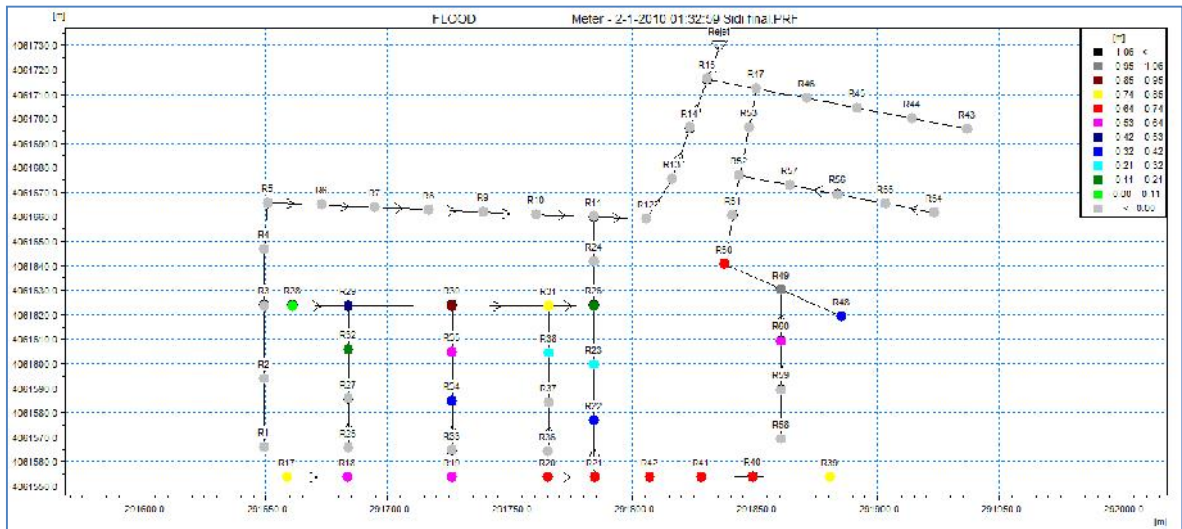


Figure IV.30. Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h33

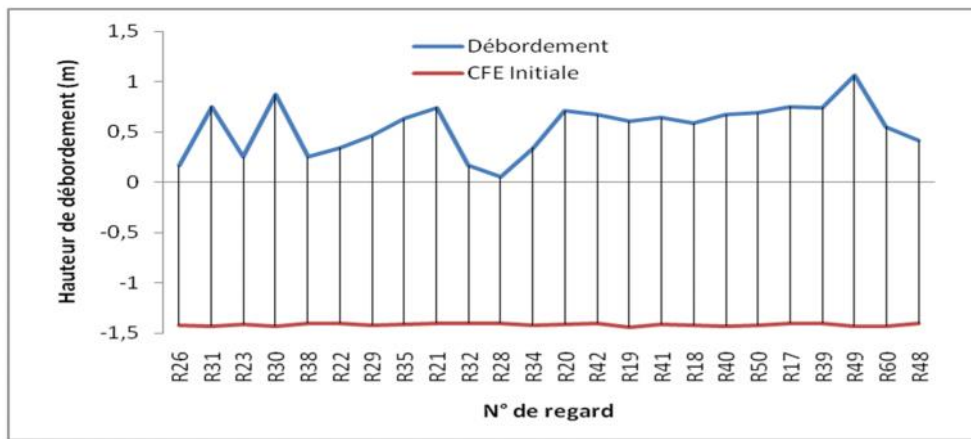


Figure IV.31. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h33

Tableau IV.10. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h33

	Regards								
Temps	R26	R31	R23	R30	R38	R22	R29	R35	
00:00	-1,42	-1,43	-1,41	-1,43	-1,40	-1,40	-1,42	-1,41	
01:33	0,16	0,75	0,25	0,87	0,25	0,34	0,46	0,63	
Temps	R21	R32	R28	R34	R20	R42	R19	R41	
00:00	-1,40	-1,40	-1,40	-1,42	-1,41	-1,40	-1,44	-1,41	
01:33	0,74	0,16	0,05	0,34	0,71	0,67	0,60	0,64	
Temps	R18	R40	R50	R17	R39	R49	R60	R48	
00:00	-1,42	-1,43	-1,42	-1,40	-1,40	-1,43	-1,43	-1,40	
01:33	0,58	0,67	0,69	0,75	0,74	1,06	0,55	0,41	

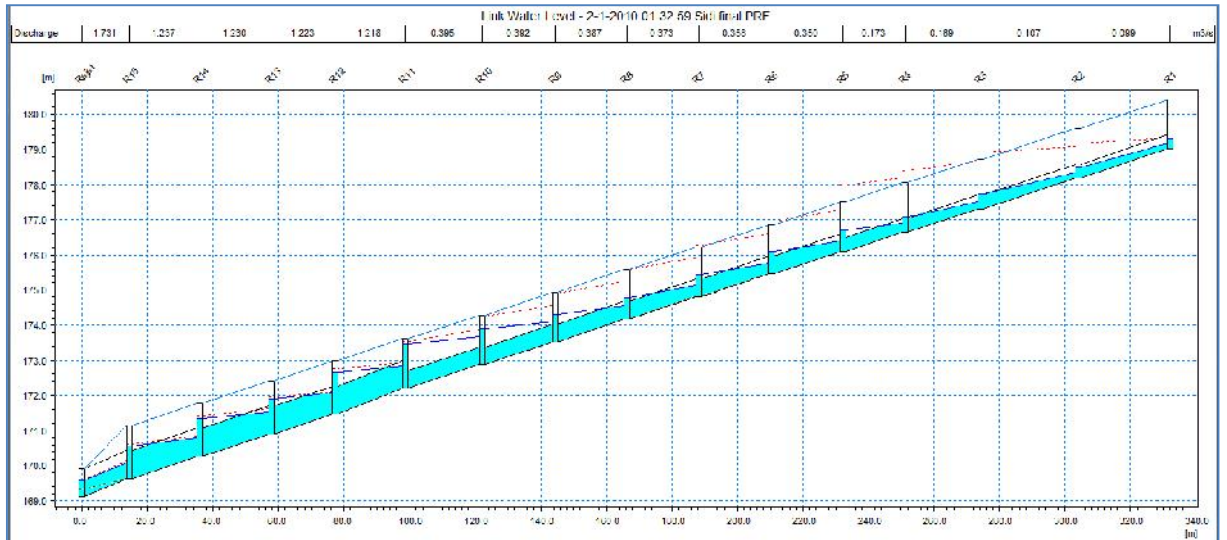


Figure IV.32. Profil en long du collecteur principal, simulé à l’instant 1h33

IV.4.2. Simulation du réseau d’eau pluviale à l’instant 1h34

A l’instant 1h34, les résultats de simulation de réseau d’eau pluviale ont enregistré vingt-deux (22) regards en état de débordement (Fig. IV.33), donc le nombre des regards débordés est diminué de 02 regards par rapport à l’instant 1h33 où, on a enregistré 24 regards débordés. La hauteur de débordement d’eau au niveau de ces vingt-deux regards varie de 0.05 à 1.06 m (Fig. IV.34), duquel le débordement minimal est enregistré au niveau du regard R29 avec une hauteur d’eau de 0.05 m et le débordement maximal est enregistré au niveau du regard R49 avec une hauteur d’eau de 1.06 m (Tableau IV.11). À cet instant on remarque que le débit à l’exutoire est diminué à 1.581 m³/s (Fig. IV.35) par rapport à l’instant 1h33 qui est de 1.731 m³/s (Fig. IV.32), donc une baisse de 8.66 %. Le collecteur principal (fig. IV.35) est totalement en charge. Donc notre réseau est entrain de récupérer sa performance et le risque d’inondation est diminué.

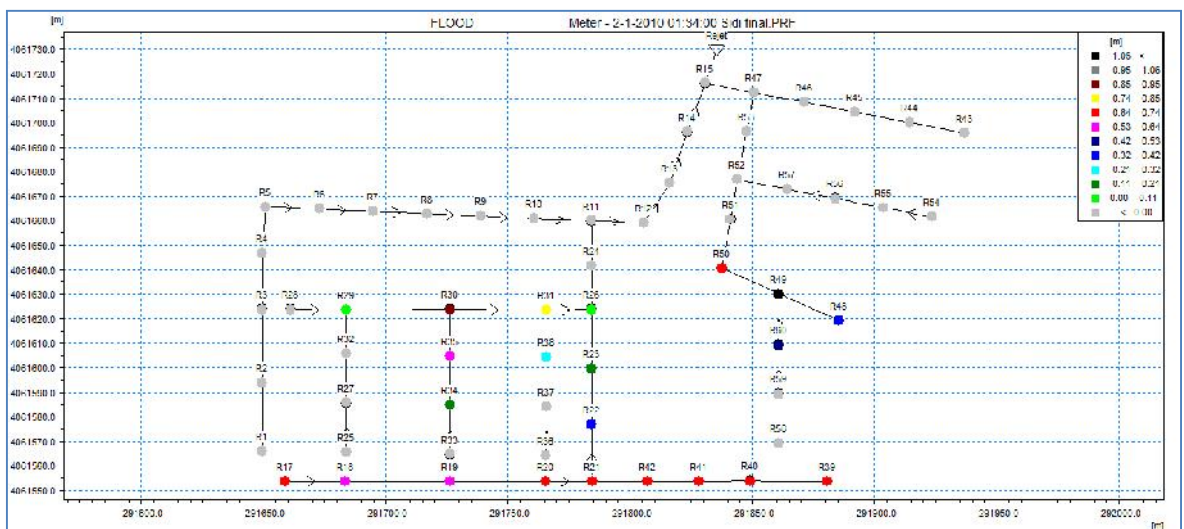


Figure IV.33. Réseau de la zone d’étude simulé à l’instant 1h34

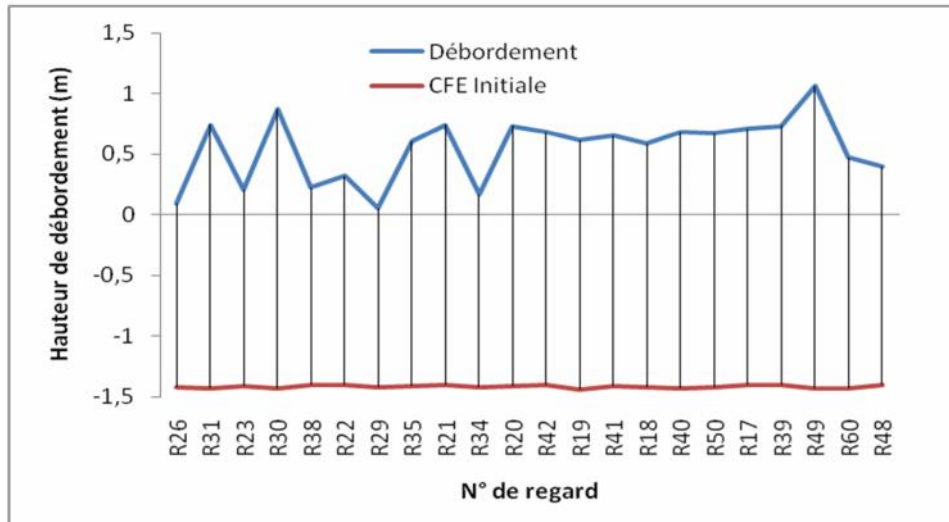


Figure IV.34. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h34

Tableau IV.11. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h34

Temps	Regards								
	R26	R31	R23	R30	R38	R22	R29	R35	
00:00	-1,42	-1,43	-1,41	-1,43	-1,40	-1,40	-1,42	-1,41	
01:34	0,09	0,74	0,20	0,87	0,22	0,32	0,05	0,60	
Temps	R21	R34	R20	R42	R19	R41	R18	R40	
00:00	-1,40	-1,42	-1,41	-1,40	-1,44	-1,41	-1,42	-1,43	
01:34	0,74	0,16	0,73	0,68	0,61	0,65	0,58	0,68	
Temps	R50	R17	R39	R49	R60	R48			
00:00	-1,42	-1,40	-1,40	-1,43	-1,43	-1,40	-	-	
01:34	0,67	0,71	0,73	1,06	0,47	0,39	-	-	

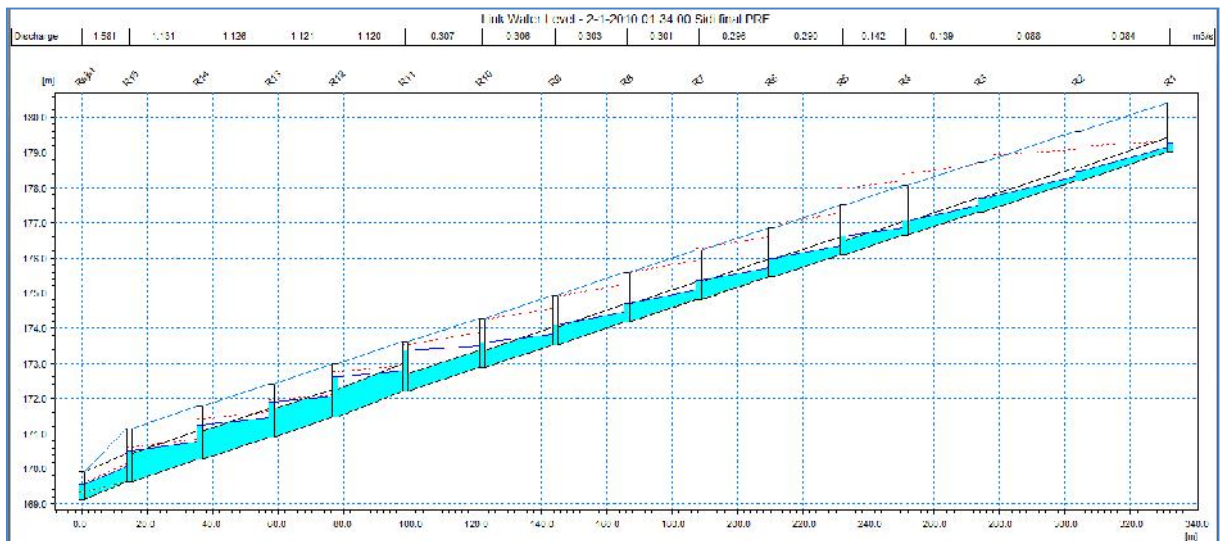


Figure IV.35. Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h34

IV.4.3. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h35

A l'instant 1h35, les résultats de simulation de réseau d'eau pluviale ont enregistré vingt et un (21) regards en état de débordement (Fig. IV.36), donc le nombre des regards débordés est diminué d'un (01) regard par rapport à l'instant 1h34 où, on a enregistré 22 regards débordés. La hauteur de débordement d'eau au niveau de ces vingt et un regards varie de 0.03 à 1.04 m (Fig. IV.37), duquel le débordement minimal est enregistré au niveau du regard R34 avec une hauteur d'eau de 0.05 m et le débordement maximal est enregistré au niveau du regard R49 avec une hauteur d'eau de 1.04 m (Tableau IV.12). À cet instant on remarque que le débit à l'exutoire est diminué à 1.504 m³/s (Fig. IV.38) par rapport à l'instant 1h34 qui est de 1.581 m³/s (Fig. IV.35), donc une baisse de 4.87 %. Le collecteur principal (fig. IV.38) est totalement en charge. Donc notre réseau est entrain de récupérer sa performance et le risque d'inondation est diminué.

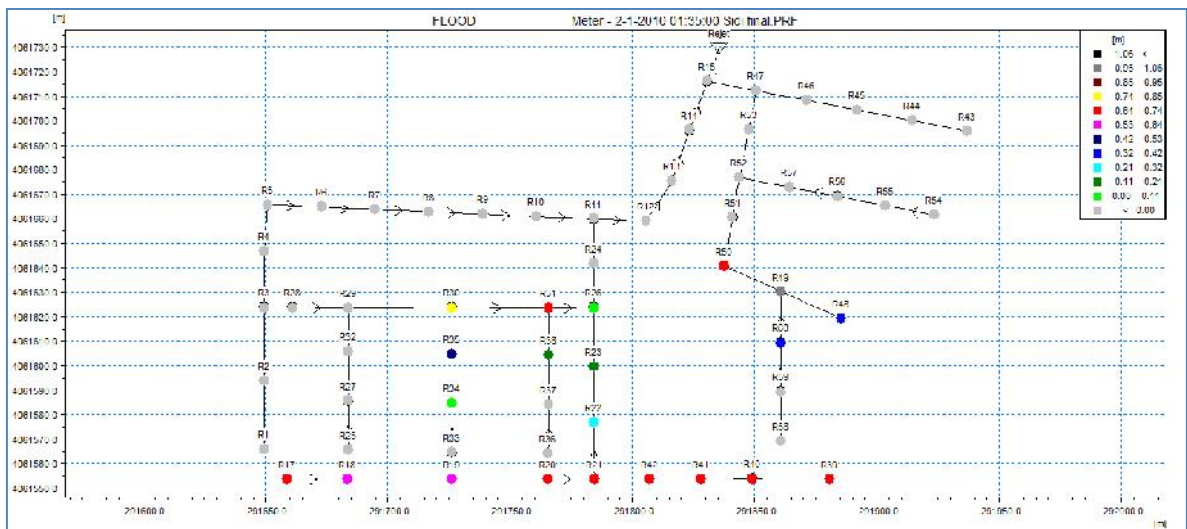


Figure IV.36. Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h35

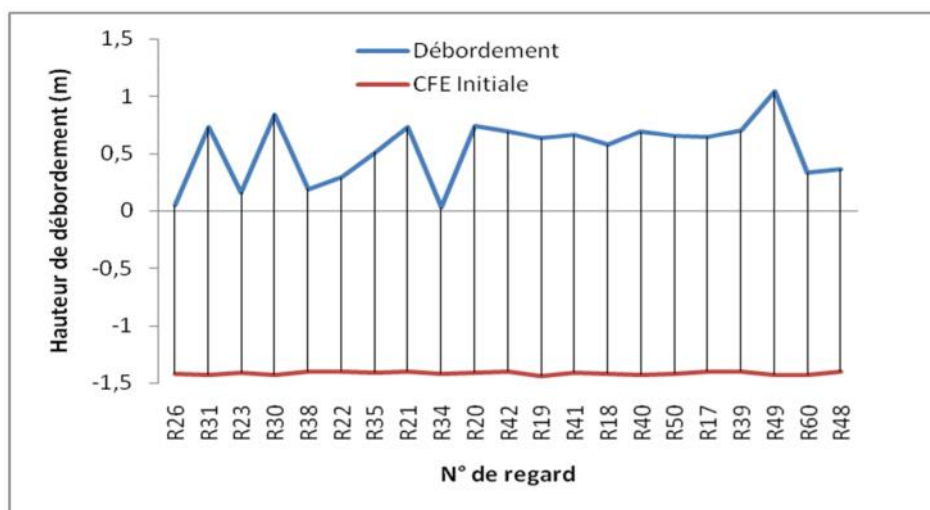


Figure IV.37. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h35

Tableau IV.12. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h35

Temps	Regards						
	R26	R31	R23	R30	R38	R22	R35
00:00	-1,42	-1,43	-1,41	-1,43	-1,40	-1,40	-1,41
01:35	0,05	0,73	0,16	0,84	0,19	0,29	0,51
Temps	R21	R34	R20	R42	R19	R41	R18
00:00	-1,40	-1,42	-1,41	-1,40	-1,44	-1,41	-1,42
01:35	0,73	0,03	0,74	0,69	0,63	0,66	0,57
Temps	R40	R50	R17	R39	R49	R60	R48
00:00	-1,43	-1,42	-1,40	-1,40	-1,43	-1,43	-1,40
01:35	0,69	0,65	0,64	0,70	1,04	0,33	0,36

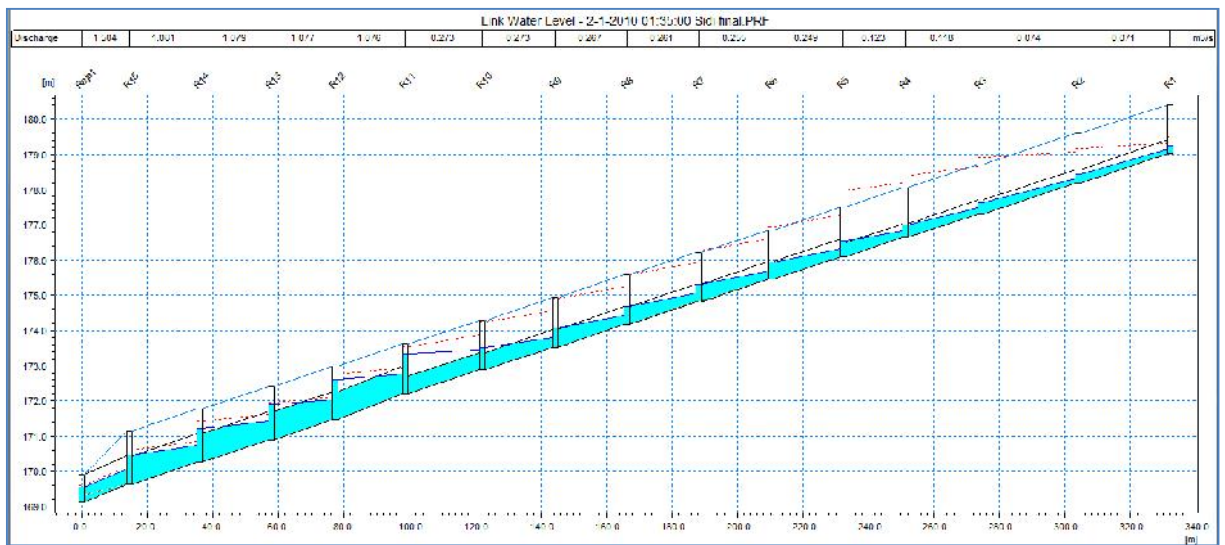


Figure IV.38. Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h35

IV.4.4. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h36

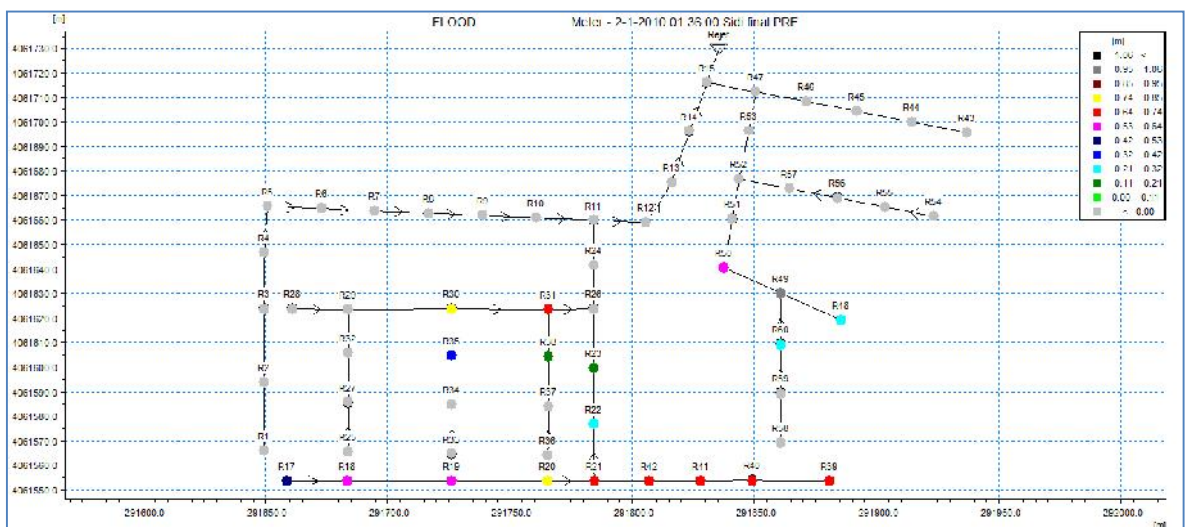


Figure IV.39. Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h36

A l'instant 1h36, les résultats de simulation de réseau d'eau pluviale ont enregistré dix-neuf (19) regards en état de débordement (Fig. IV.39), donc le nombre des regards débordés est diminué de deux (02) regards par rapport à l'instant 1h35 où, on a enregistré 21 regards débordés. La hauteur de débordement d'eau au niveau de ces dix-neuf regards varie de 0.13 à 0.99 m (Fig. IV.40), duquel le débordement minimal est enregistré au niveau du regard R23 avec une hauteur d'eau de 0.13 m et le débordement maximal est enregistré au niveau du regard R49 avec une hauteur d'eau de 0.99 m (Tableau IV.13). À cet instant on remarque que le débit à l'exutoire est diminué à 1.440 m³/s (Fig. IV.41) par rapport à l'instant 1h35 qui est de 1.504 m³/s (Fig. IV.38), donc une baisse de 4.25 %. Le collecteur principal (fig. IV.41) est quasiment en charge. Donc notre réseau est entrain de récupérer sa performance et le risque d'inondation est diminué.

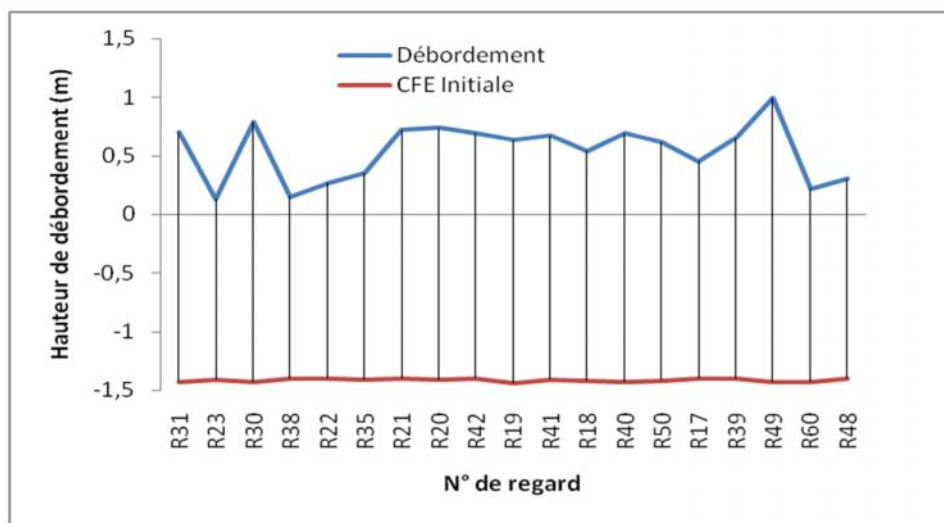


Figure IV.40. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h36

Tableau IV.13. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h36

Temps	Regards									
	R31	R23	R30	R38	R22	R35	R21	R20	R42	R19
00:00	-1,43	-1,41	-1,43	-1,40	-1,40	-1,41	-1,40	-1,41	-1,40	-1,44
01:36	0,70	0,13	0,79	0,15	0,27	0,35	0,72	0,74	0,69	0,63
Temps	R41	R18	R40	R50	R17	R39	R49	R60	R48	-
00:00	-1,41	-1,42	-1,43	-1,42	-1,40	-1,40	-1,43	-1,43	-1,40	-
01:36	0,67	0,54	0,69	0,61	0,45	0,65	0,99	0,22	0,30	-

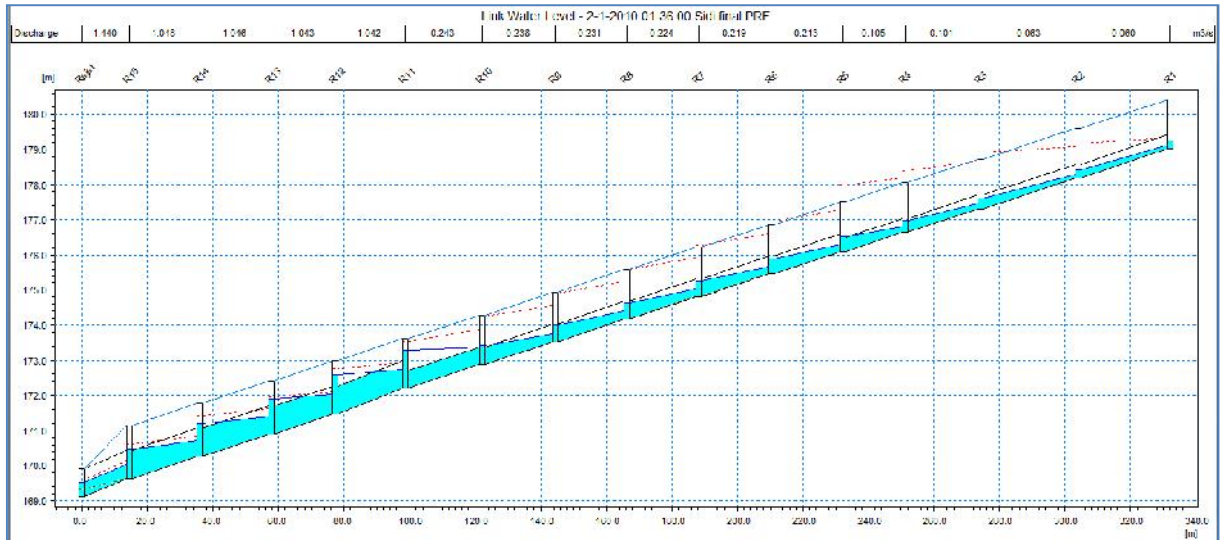


Figure IV.41. Profil en long du collecteur principal, simulé à l’instant 1h36

IV.4.5. Simulation du réseau d’eau pluviale à l’instant 1h37

A l’instant 1h37, les résultats de simulation de réseau d’eau pluviale ont enregistrés dix-sept un (17) regards en état de débordement (Fig. IV.42), donc le nombre des regards débordés est diminué de deux (02) regards par rapport à l’instant 1h36 où, on a enregistré 19 regards débordés. La hauteur de débordement d’eau au niveau de ces dix-sept regards varie de 0.13 à 0.99 m (Fig. IV.43), duquel le débordement minimal est enregistré au niveau du regard R23 avec une hauteur d’eau de 0.09 m et le débordement maximal est enregistré au niveau du regard R49 avec une hauteur d’eau de 0.93 m (Tableau IV.14). À cet instant on remarque que le débit à l’exutoire est diminué à 1.376 m³/s (Fig. IV.44) par rapport à l’instant 1h36 qui est de 1.440 m³/s (Fig. IV.41), donc une baisse de 4.44 %. Le collecteur principal (fig. IV.44) est quasiment en charge. Donc notre réseau est entrain de récupérer sa performance et le risque d’inondation est diminué.

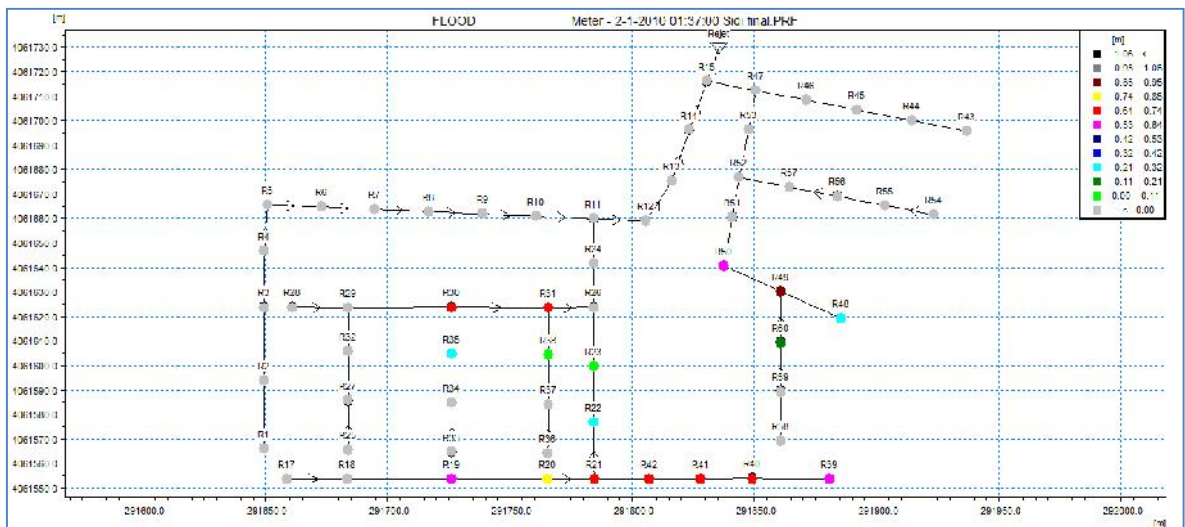


Figure IV.42. Réseau de la zone d’étude simulé à l’instant 1h37

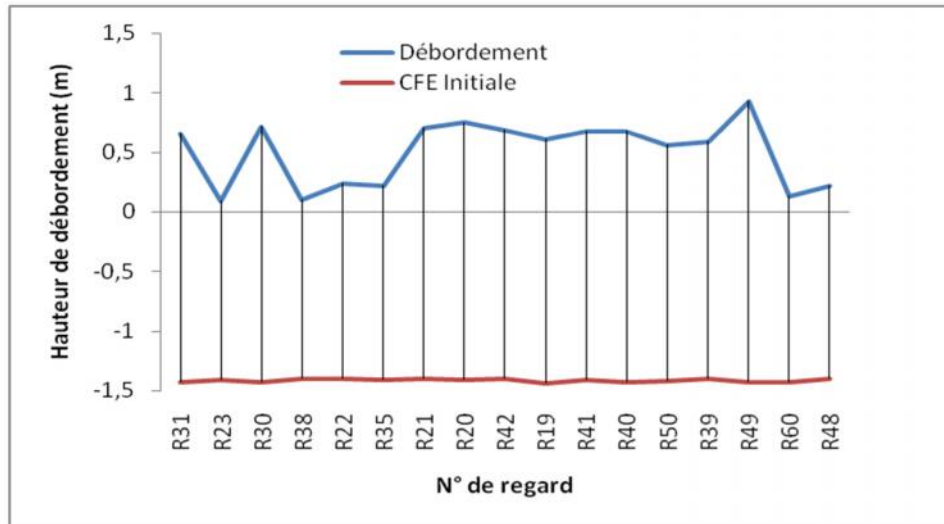


Figure IV.43. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h37

Tableau IV.14. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h37

Temps	Regards								
	R31	R23	R30	R38	R22	R35	R21	R20	R42
00:00	-1,43	-1,41	-1,43	-1,40	-1,40	-1,41	-1,40	-1,41	-1,40
01:37	0,66	0,09	0,72	0,10	0,24	0,22	0,71	0,75	0,69
Temps	R19	R41	R40	R50	R39	R49	R60	R48	-
00:00	-1,44	-1,41	-1,43	-1,42	-1,40	-1,43	-1,43	-1,40	-
01:37	0,61	0,68	0,68	0,56	0,59	0,93	0,13	0,22	-

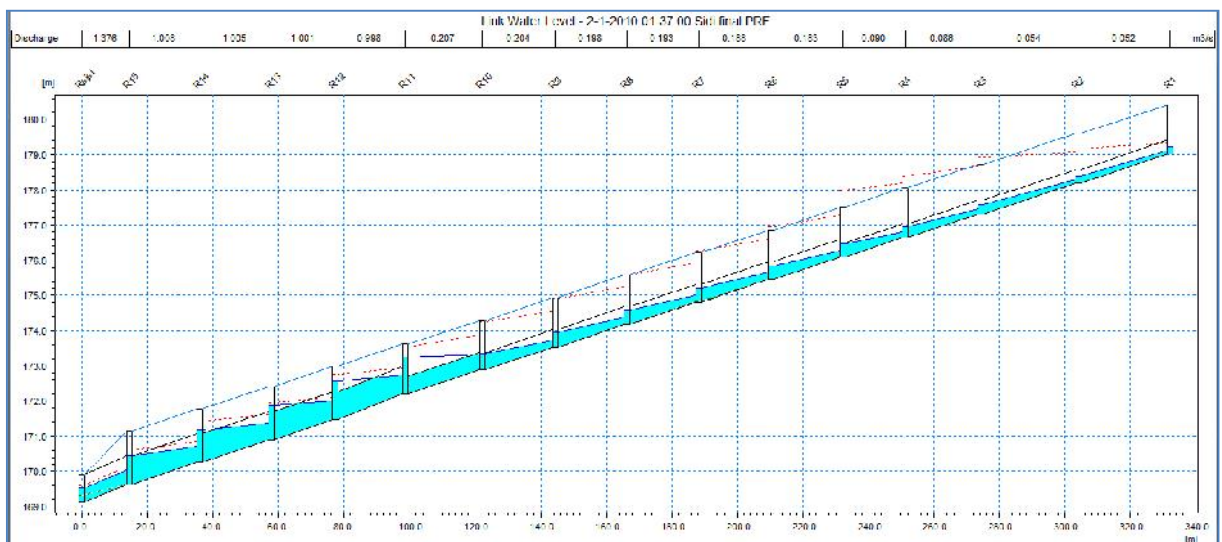


Figure IV.44. Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h37

IV.4.6. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h38

A l'instant 1h38, les résultats de simulation de réseau d'eau pluviale ont enregistrés dix-sept (17) regards en état de débordement (Fig. IV.45), donc le nombre des regards débordés est le même que le nombre débordé à l'instant 1h36. La hauteur de débordement d'eau au niveau de ces dix-sept regards varie de 0,03 à 0,86 m (Fig.

IV.46), duquel le débordement minimal est enregistré au niveau du regard R38 avec une hauteur d'eau de 0.03 m et le débordement maximal est enregistré au niveau du regard R49 avec une hauteur d'eau de 0.86 m (Tableau IV.15). À cet instant on remarque que le débit à l'exutoire est diminué à 1.323 m³/s (Fig. IV.47) par rapport à l'instant 1h37 qui est de 1.376 m³/s (Fig. IV.44), donc une baisse de 3.85 %. Le collecteur principal (fig. IV.47) est quasiment en charge. Donc notre réseau est entrain de récupérer sa performance et le risque d'inondation est diminué.

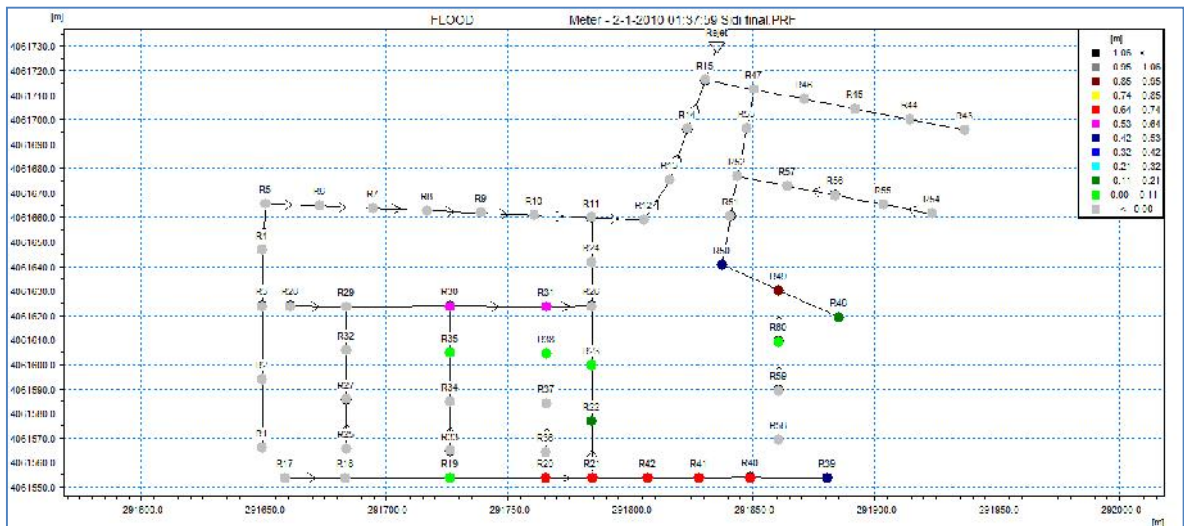


Figure IV.45. Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h38

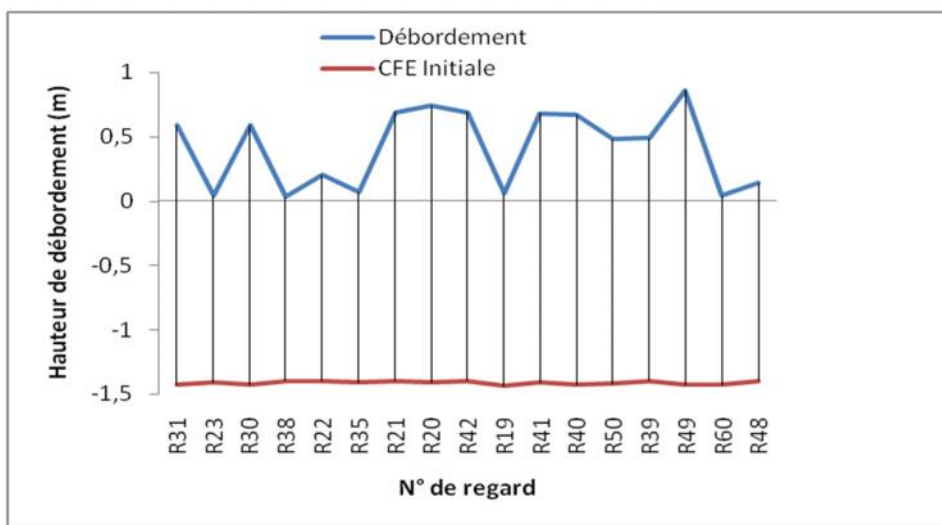


Figure IV.46. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h38

Tableau IV.15. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h38

Temps	Regards								
	R31	R23	R30	R38	R22	R35	R21	R20	R42
00:00	-1,43	-1,41	-1,43	-1,40	-1,40	-1,41	-1,40	-1,41	-1,40
01:38	0,59	0,04	0,59	0,03	0,20	0,07	0,69	0,74	0,69
Temps	R19	R41	R40	R50	R39	R49	R60	R48	-
00:00	-1,44	-1,41	-1,43	-1,42	-1,40	-1,43	-1,43	-1,40	-
01:38	0,06	0,68	0,67	0,48	0,49	0,86	0,04	0,14	-

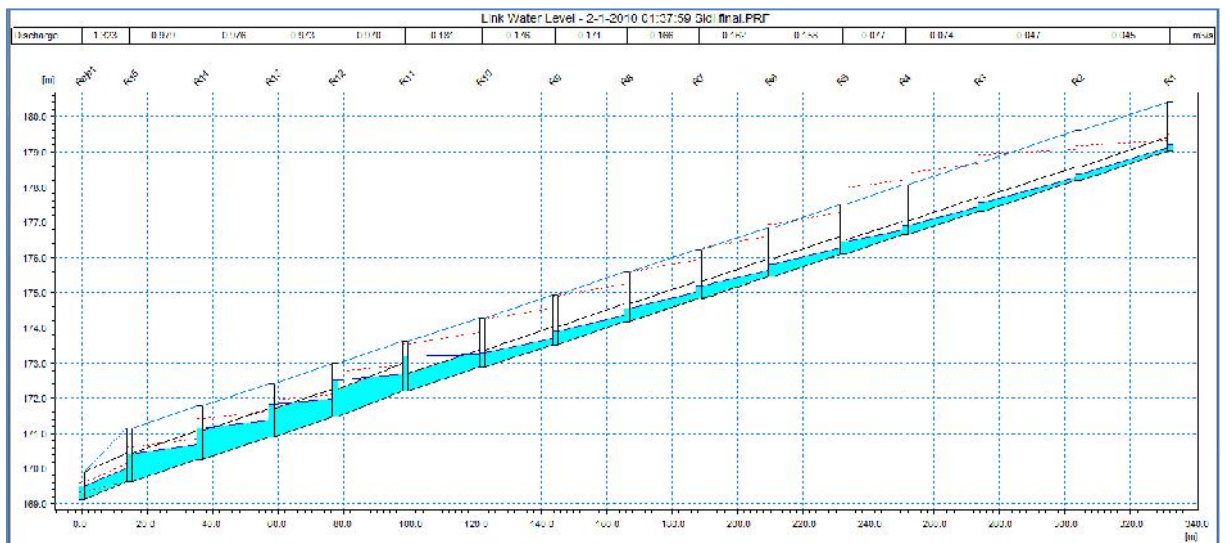


Figure IV.47. Profil en long du collecteur principal, simulé à l’instant 1h38

IV.5. Simulation du réseau d’eau pluviale de l’instant 1h39 à 1h42

IV.5.1. Simulation du réseau d’eau pluviale à l’instant 1h39

A l’instant 1h39, les résultats de simulation de réseau d’eau pluviale ont enregistré onze (11) regards en état de débordement (Fig. IV.48), donc le nombre des regards débordés est diminué de six (06) regards par rapport à l’instant 1h38. La hauteur de débordement d’eau au niveau de ces onze regards varie de 0.05 à 0.77 m (Fig. IV.49), duquel le débordement minimal est enregistré au niveau du regard R48 avec une hauteur d’eau de 0.05 m et le débordement maximal est enregistré au niveau du regard R49 avec une hauteur d’eau de 0.77 m (Tableau IV.16). À cet instant on remarque que le débit à l’exutoire est diminué à 1.266 m³/s (Fig. IV.50) par rapport à l’instant 1h38 qui est de 1.323 m³/s (Fig. IV.47), donc une baisse de 4.31 %. Le collecteur principal (fig. IV.50) est quasiment en charge. Donc notre réseau est entrain de récupérer sa performance et le risque d’inondation est diminué.

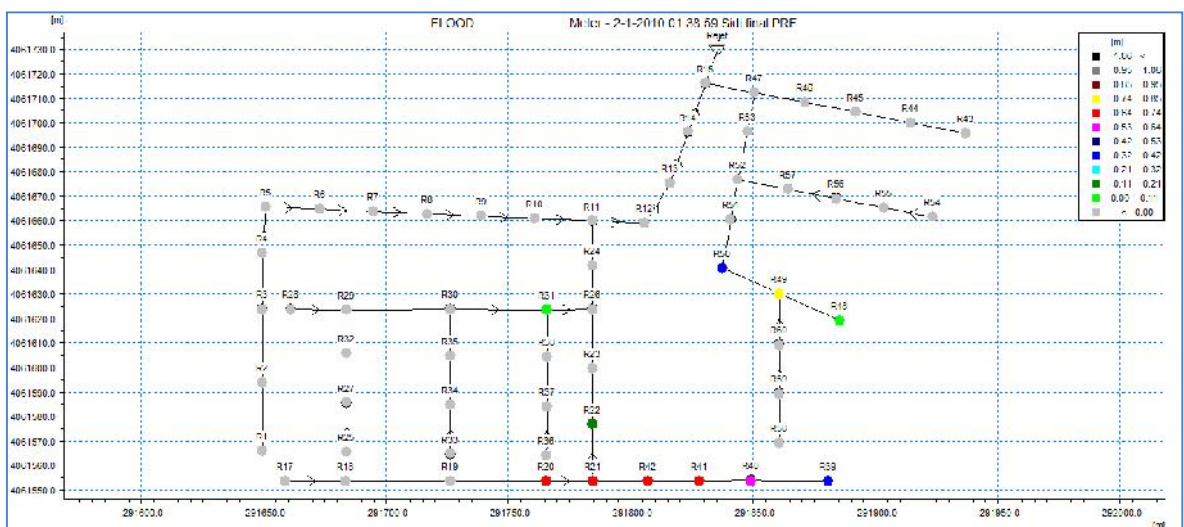


Figure IV.48. Réseau de la zone d’étude simulé à l’instant 1h39

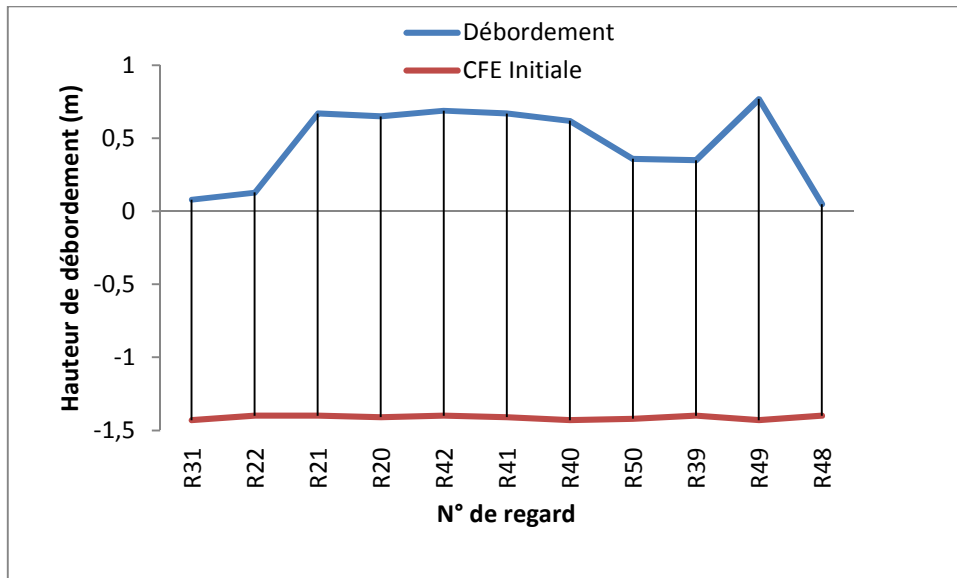


Figure IV.49. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h39

Tableau IV.16. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h39

Temps	Regards										
	R31	R22	R21	R20	R42	R41	R40	R50	R39	R49	R48
00:00	-1,43	-1,40	-1,40	-1,41	-1,40	-1,41	-1,43	-1,42	-1,40	-1,43	-1,40
01:39	0,08	0,13	0,67	0,65	0,69	0,67	0,62	0,36	0,35	0,77	0,05

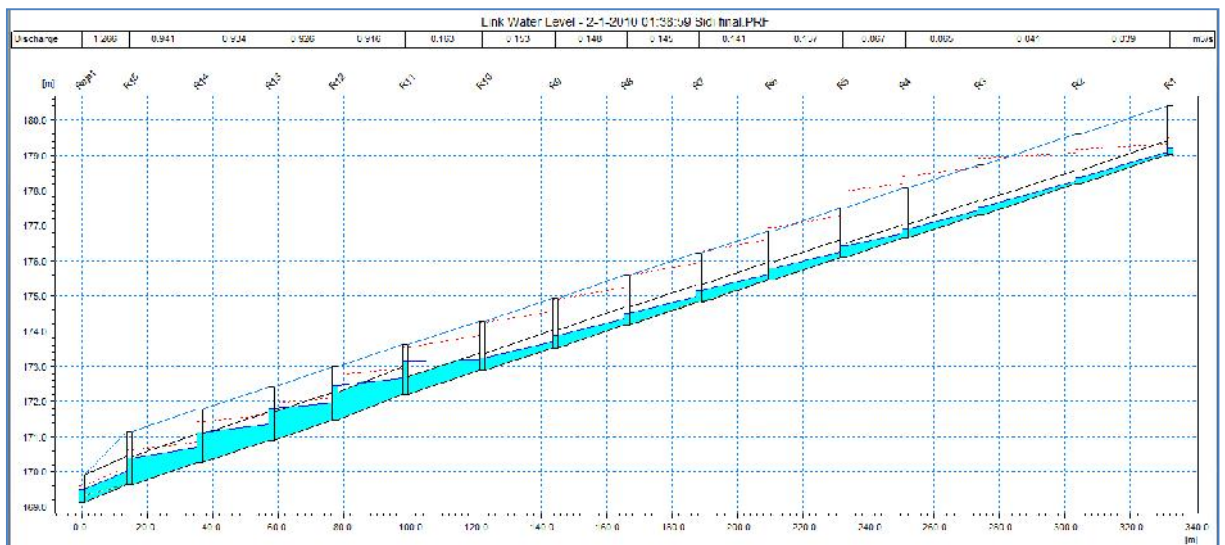


Figure IV.50. Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h39

IV.5.2. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h40

A l'instant 1h40, les résultats de simulation de réseau d'eau pluviale ont enregistrés huit (08) regards en état de débordement (Fig. IV.51), donc le nombre des regards débordés est diminué de trois (03) regards par rapport à l'instant 1h39. La hauteur de débordement d'eau au niveau de ces huit regards varie de 0.20 à 0.67 m (Fig. IV.52), duquel le débordement minimal est enregistré au niveau du regard R50

avec une hauteur d'eau de 0.20 m et le débordement maximal est enregistré au niveau du regard R42 avec une hauteur d'eau de 0.67 m (Tableau IV.17). À cet instant on remarque que le débit à l'exutoire est diminué à 1.074 m³/s (Fig. IV.53) par rapport à l'instant 1h39 qui est de 1.266 m³/s (Fig. IV.50), donc une baisse de 15.16 %. L'écoulement dans le collecteur principal (fig. IV.53) est à surface libre. Donc notre réseau fonctionne presque à 100% de sa capacité.

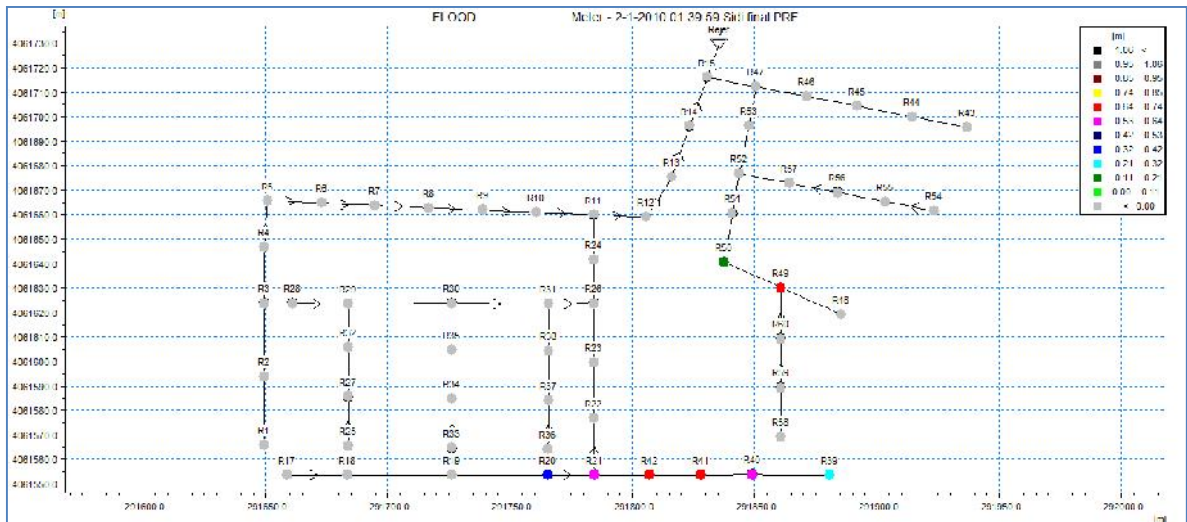


Figure IV.51. Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h40

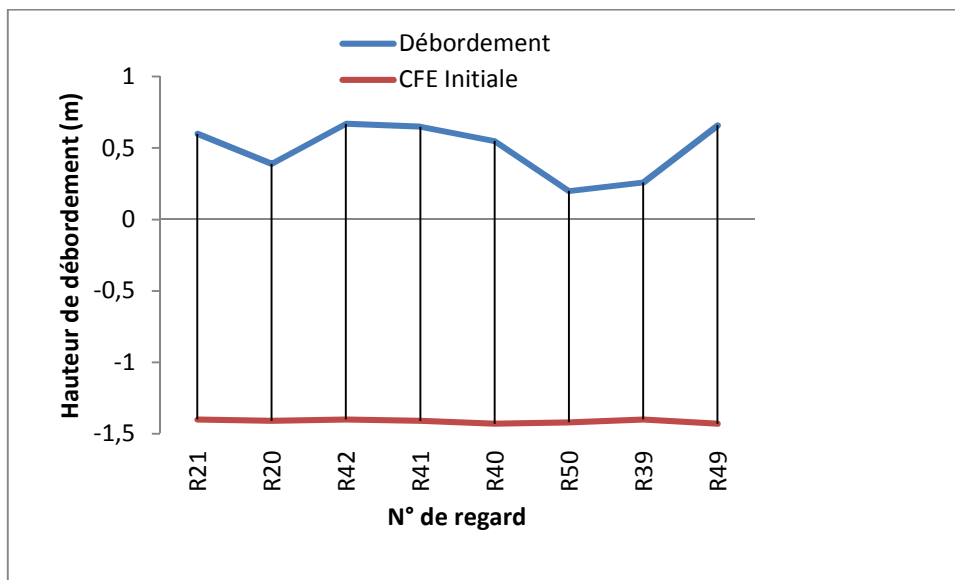


Figure IV.52. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h40

Tableau IV.17. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h40

Temps	Regards							
	R21	R20	R42	R41	R40	R50	R39	R49
00:00	-1,40	-1,41	-1,40	-1,41	-1,43	-1,42	-1,40	-1,43
01:40	0,60	0,39	0,67	0,65	0,55	0,20	0,26	0,66

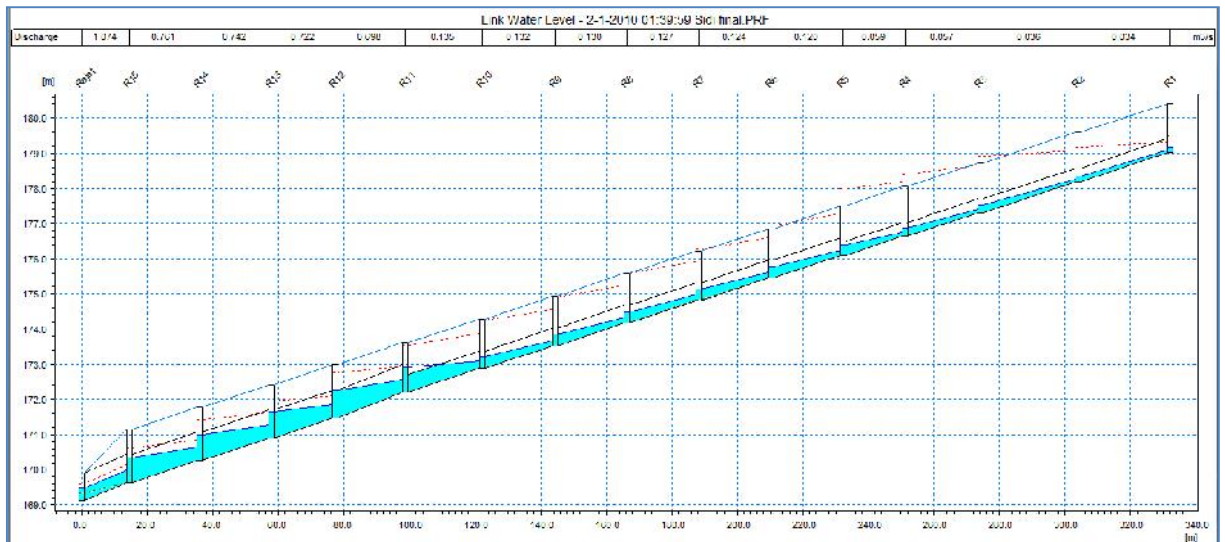


Figure IV.53. Profil en long du collecteur principal, simulé à l’instant 1h40

IV.5.3. Simulation du réseau d’eau pluviale à l’instant 1h41

A l’instant 1h41, les résultats de simulation de réseau d’eau pluviale ont enregistrés cinq (05) regards en état de débordement (Fig. IV.54), donc le nombre des regards débordés est diminué de trois (03) regards par rapport à l’instant 1h40. La hauteur de débordement d’eau au niveau de ces cinq regards varie de 0.14 à 0.61 m (Fig. IV.55), duquel le débordement minimal est enregistré au niveau du regard R39 avec une hauteur d’eau de 0.14 m et le débordement maximal est enregistré au niveau du regard R42 avec une hauteur d’eau de 0.61 m (Tableau IV.18). À cet instant on remarque que le débit à l’exutoire est diminué à 0.948 m³/s (Fig. IV.56) par rapport à l’instant 1h40 qui est de 1.074 m³/s (Fig. IV.53), donc une baisse de 11.73 %. L’écoulement dans le collecteur principal (fig. IV.56) est à surface libre. Donc notre réseau fonctionne presque à 100% de sa capacité.

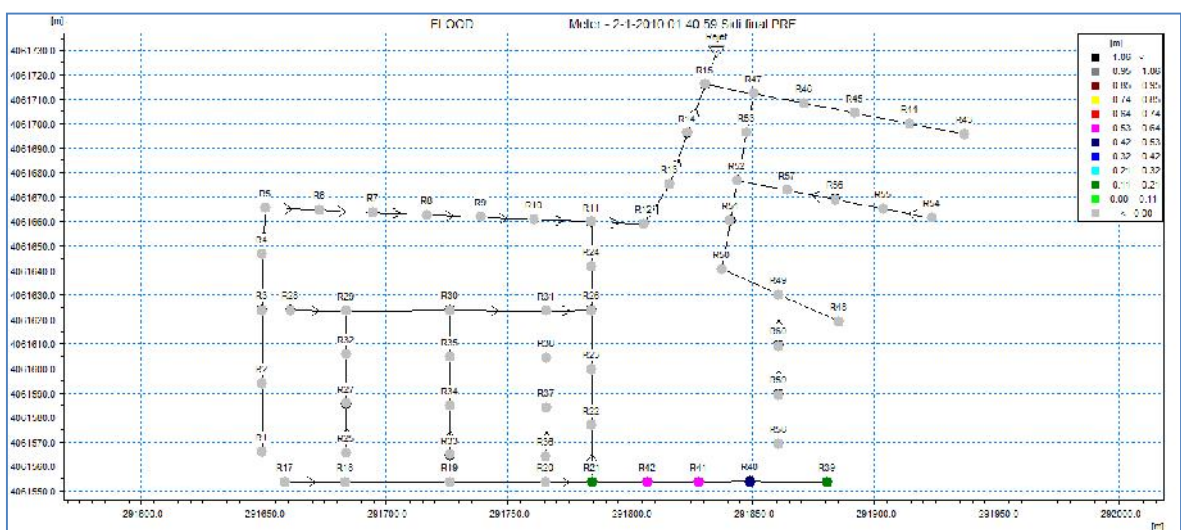


Figure IV.54. Réseau de la zone d’étude simulé à l’instant 1h41

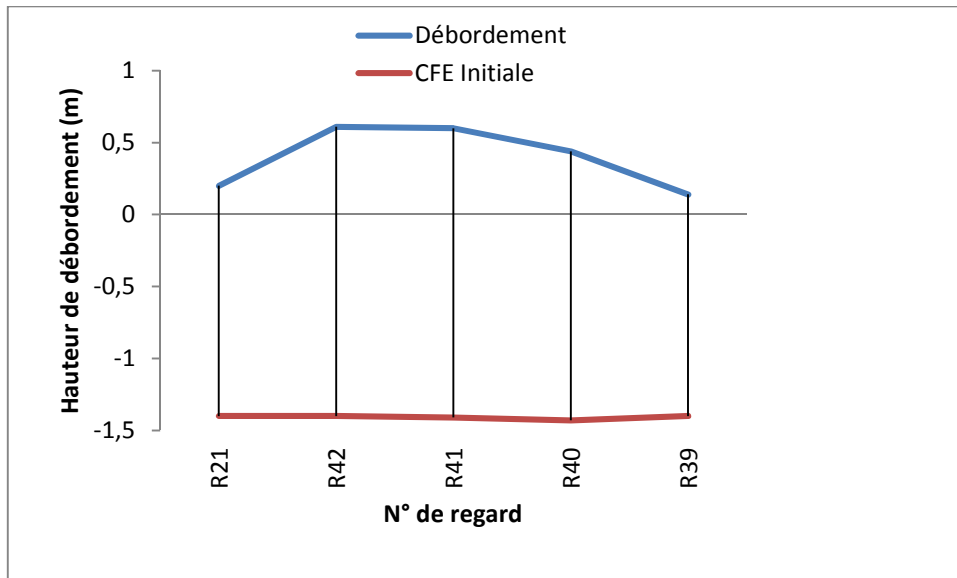


Figure IV.55. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h41

Tableau IV.18. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h41

Temps	Regards				
	R21	R42	R41	R40	R39
00:00	-1,40	-1,40	-1,41	-1,43	-1,40
01:41	0,20	0,61	0,60	0,44	0,14

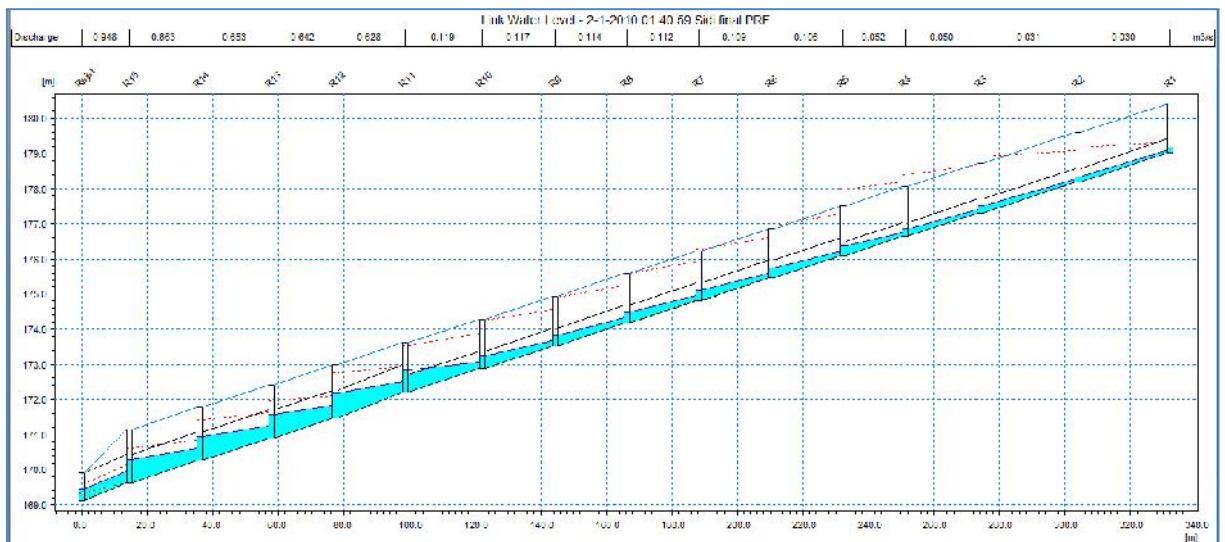


Figure IV.56. Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h41

IV.5.4. Simulation du réseau d'eau pluviale à l'instant 1h42

A l'instant 1h42, les résultats de simulation de réseau d'eau pluviale ont enregistré deux (02) regards en état de débordement (Fig. IV.57), donc le nombre des regards débordés est diminué de trois (03) regards par rapport à l'instant 1h41. La hauteur de débordement d'eau au niveau de ces deux regards varie de 0.05 à 0.07 m

(Fig. IV.58), duquel le débordement minimal est enregistré au niveau du regard R40 avec une hauteur d'eau de 0.05 m et le débordement maximal est enregistré au niveau du regard R41 avec une hauteur d'eau de 0.07 m (Tableau IV.19). À cet instant on remarque que le débit à l'exutoire est diminué à 0.782 m³/s (Fig. IV.59) par rapport à l'instant 1h41 qui est de 0.948 m³/s (Fig. IV.56), donc une baisse de 17.51 %. L'écoulement dans le collecteur principal (fig. IV.59) est à surface libre. Donc notre réseau fonctionne presque à 100% de sa capacité.

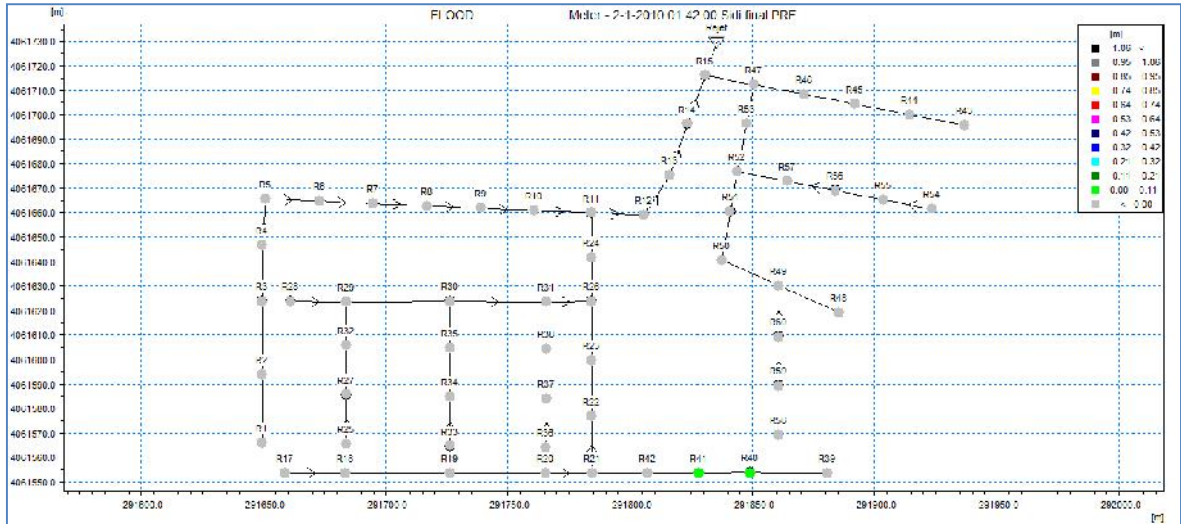


Figure IV.57. Réseau de la zone d'étude simulé à l'instant 1h42

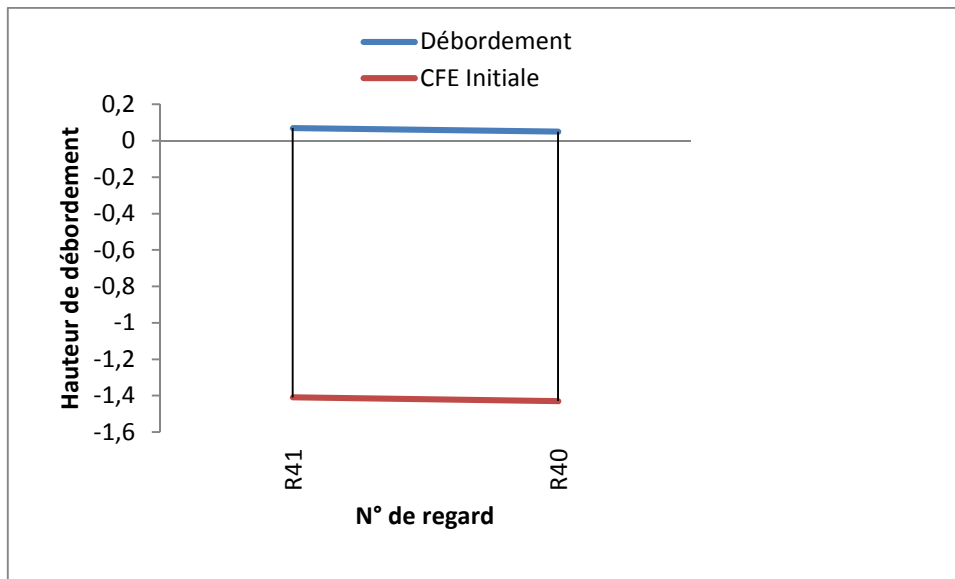


Figure IV.58. Hydrogramme de variation des hauteurs d'eau dans les regards débordés à l'instant 1h42

Tableau IV.19. Hauteurs d'eau des regards débordés à l'instant 1h42

Temps	Regards	
	R41	R40
00:00	-1,41	-1,43
01:42	0,07	0,05

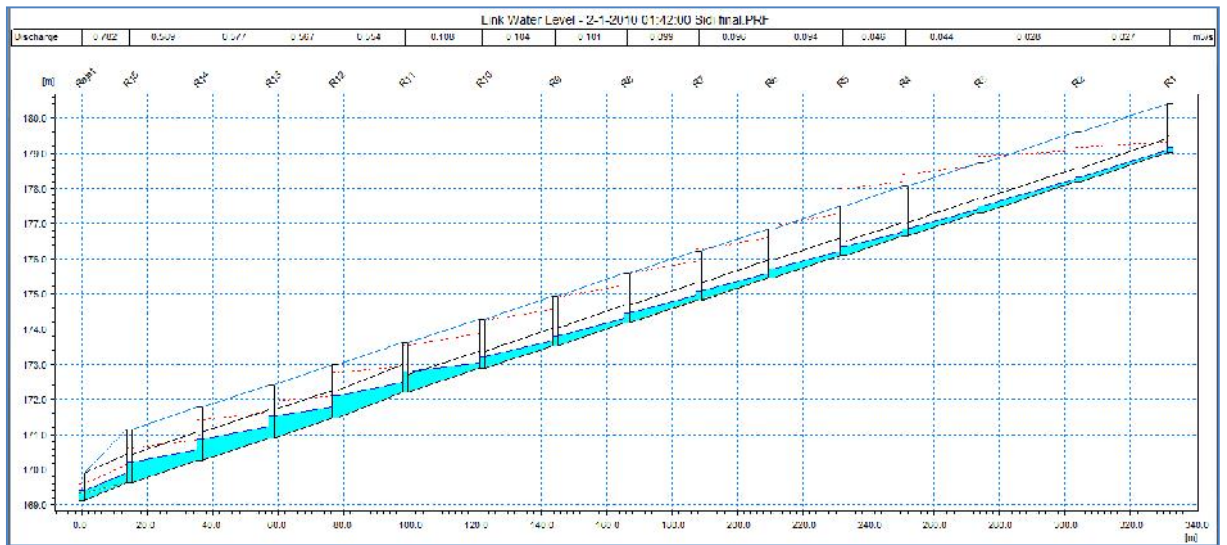


Figure IV.59. Profil en long du collecteur principal, simulé à l'instant 1h42

Ce travail analyse les résultats de simulation du réseau d'eau pluviale situé dans la ville de Sidi-Mezghiche wilaya de Skikda par DHI-MOUSE sous l'effet d'une pluie de durée de 3h et période de retour de 50 ans. Le modèle du réservoir linéaire et le modèle de l'onde dynamique ont été appliqués pour la simulation du ruissellement de surface du bassin versant et la variation des hauteurs d'eau au niveau des regards respectivement. Lors de l'analyse les résultats de simulation du réseau d'eau pluviale modélisé par le DHI-MOUSE ont été divisés en quatre parties.

La première partie commence de l'instant 1h23 à 1h27, où on a enregistré un débordement 04 regards à l'instant 1h24 jusqu'à 26 regards à l'instant 1h27, avec une hauteur maximale de débordement d'eau variée entre 0.52 à 0.72 m au niveau du regard R49.

La deuxième partie commence de l'instant 1h28 à 1h32, où on a enregistré un débordement de 32 regards à l'instant 1h28 jusqu'à 40 regards à l'instant 1h32, avec une hauteur maximale de débordement d'eau variée entre 0.79 à 1.04 m au niveau toujours du regard R49.

La troisième partie commence de l'instant 1h33 à 1h38, où on a enregistré un débordement de 24 regards à l'instant 1h33 jusqu'à 17 regards à l'instant 1h38, avec une hauteur maximale de débordement d'eau variée entre 1.06 à 0.86 m au niveau du regard R49, dans cette partie on remarque une baisse du nombre de regards débordés par rapport à la deuxième partie.

La quatrième partie commence de l'instant 1h39 à 1h42, où on a enregistré un débordement de 11 regards à l'instant 1h39 jusqu'à 02 regards à l'instant 1h42, avec une hauteur maximale de débordement atteint 0.77 m à l'instant 1h39 au niveau du regard R49, une hauteur maximale de débordement varie de 0.67 à 0.61 m de l'instant 1h40 à l'instant 1h41 respectivement au niveau de regard R42, et enfin une hauteur maximale de débordement atteint 0.07 m au niveau du regard R41 à l'instant 1h42. Le réseau d'eau pluviale actuel est clairement vulnérable pour résister devant des événements extrêmes.

Il convient donc de prendre en compte tous ces résultats afin de limiter la vulnérabilité et d'augmenter la résilience du réseau, et en anticipant les événements pluvieux, dans le but de mettre en place une stratégie de gestion efficace afin de lutter contre le risque d'inondation et de débordement du réseau d'eau pluviale. Les projets alternatifs proposés à notre zone comprennent le redimensionnement du réseau principal, l'extension du réseau d'eau pluviale et la construction d'un bassin de rétention à l'extrémité en aval.

1. Abedin, S.J.H.; Stephen, H. GIS framework for spatiotemporal mapping of urban flooding. *Geosciences* 2019, 9, 77.
2. Autodesk, 2013. Autodesk storm and sanitary analysis 2014 user's guide.
3. Bentley, 2014a. CivilStorm. [Online]: Available at: <http://www.bentley.com/sv-SE/Products/CivilStorm>.
4. Bentley, 2014b. StormCAD. [Online]: Available at: <http://www.bentley.com/sv-SE/Products/StormCAD>.
5. Berndtsson, R.; Becker, P.; Persson, A.; Aspegren, H.; Haghighatafshar, S.; Jönsson, K.; Larsson, R.; Mottaghi, M.; Nilsson, J.; et al. Drivers of changing urban flood risk: A framework for action. *J. Environ. Manag.* 2019, 240, 47–56.
6. Beven, K. J., 2003. Rainfall-runoff modelling: The Primer. ISBN-13: 978-0470866719, 1st ed. Chichester: John Wiley & Sons, LTD.
7. Beven, K. J., 2005. Rainfall-runoff Modeling: Introduction, Lancaster, UK: Department of Environmental Science, and Lancaster Environment Centre, Lancaster University
8. Darrien, Y. S. M., (2007) Use of infoworks river simulation (rs) in sungaisarawakkananmodelling The Institution of Engineers Malaysia, 68, 3–4
9. Debordes, M., 1974. - Réflexions sur les méthodes de calcul des réseaux urbains d'assainissement pluvial, Thèse de Docteur- Ingénieur, USTL, Montpellier, 224 p.
10. DHI Software (2009a) MIKE URBAN User Manual - Collection Systems.
11. EPA, 2010. Storm Water Management Model user's manual Version 5.0, EPA/600/R-05/040, Cincinnati: U.S. Environmental Protection Agency.
12. Giovanola, M., Heritier, F., (2002). Les inondation de Bab El Oued Coursdefiabilités et sécurité II, février 2002, Département de génie civil, Ecole PolytechniqueFédérale de Lausanne, Suisse, 5p
13. Hendriks, M. R., 2010. Introduction to physical hydrology. ISBN: 0199296847, New York: Oxford University Press Inc.
14. Horton RE. An approach toward a physical interpretation of infiltration-capacity. *SoilSci Soc Am Proc.* 1940;5:399-417.
15. Horton, R.E. (1933) The Role of Infiltration in the Hydrologic Cycle. *Transactions of the American Geophysical Union*, 14, 446-460.
16. Ji, X.; Xu, Y.; Han, L.; Yang, L. Impacts of urbanization on river system structure: A case study on Qinhuai river basin, Yangtze river delta. *Water Sci. Technol. J. Int. Assoc. Water Pollut. Res.* 2014, 70, 671–677.
17. Macdonald, D., Bloomfield, J., Hughes, A., MacDonald, A., Adams, B., & McKenzie, A. (2008). Improving the understanding of the risk from groundwater flooding in the UK. Paper presented at the meeting of FLOOD risk2008, European Conference on Flood Risk Management, 1–10. Retrieved from <http://nora.nerc.ac.uk/7760/>.
18. ObroptaCC, and Kardos JS (2007). “Review of urban stormwater quality models: Deterministic, stochastic, and hybrid approaches1.” *J. Am. Water Resour. Assoc.* 43(6), 1508–1523.
19. Paul M.J. and Meyer J.L. (2001). Streams in the urban landscape. *Annu. Rev. Ecol. Syst.*, 32, 333–365.

20. Rabori, A.M.; Ghazavi, R. Urban flood estimation and evaluation of the performance of an urban drainage system in a semi-arid urban area using SWMM. *Water Environ. Res.* 2018, 90, 2075–2082.
21. Robins, N. S., & Finch, J. W. (2012). Groundwater flood or groundwater-induced flood? *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 45, 119–122.
22. Rossman LA (2004). SWMM (stormwater management model), version 5, user manual, Environmental Protection Agency, Washington, DC.
23. Rossman, L.A., (2006). Storm Water Management Model Quality Assurance Report: Dynamic Wave Flow Routing.
24. Salarpour, M., Rahman, N. A., and Yusop, Z., (2011). Simulation of flood extent mapping by infoworksrs-case study for tropical catchment. *Journal of Software Engineering*, 5, 127–135.
25. Salvadore, E.; Bronders, J.; Batelaan, O. Hydrological modelling of urbanized catchments: A review and future directions. *J. Hydrol.* 2015, 529, 62–81.
26. Shamsi, U., 2005. GIS Applications for Water, Wastewater and Stormwater Systems.. ISBN: 9780849320972, Boca Raton: CRC Press.
27. Surwase, T.; Manjusree, P. Urban flood simulation- A case study of Hyderabad city. In Proceedings of the National Conference on Flood Early Warning for Disaster Risk Reduction, Hyderabad, India, 30–31 May 2019; pp. 133–143.
28. Surwase, T.; Manjusree, P. Urban flood simulation- A case study of Hyderabad city. In Proceedings of the National Conference on Flood Early Warning for Disaster Risk Reduction, Hyderabad, India, 30–31 May 2019; pp. 133–143.
29. Titus J.G., 1990, Greenhouse Effect, Sea Level Rise, and Barrier Islands : Case Study of Long Beach Island, New Jersey. *Coastal Management*. 18, 6 pp. 5-90
30. Wing. O.E.J., Bates. P.D., Smith. A.M, Sampson. C.C., Johnson. K.A., Fargione. J, Morefield. P., Estimates of present and future flood risk in the conterminous United States. *Environmental Research Letter*, 13, 034023, (2018).
31. XP Solutions, 2011. XPStorm. [Online]: Available at: <http://www.microdrainage.co.uk/xpstorm.asp>.
32. XP Solutions, 2014a. xpstorm_Prod_Brochure-electronic. [Online]: Available at: http://www.microdrainage.co.uk/documents/xpstorm_Prod_Brochureelectronic.pdf
33. Zhang, B.; Xie, G.; Li, N.; Wang, S. Effect of urban green space changes on the role of rainwater runoff reduction in Beijing, China. *Landsc. Urban Plan.* 2015, 140, 8–16.
34. Zoppou, C., 2000. Review of urban storm water models. *Environmental Modelling & Software*, Issue 16, p. 195–231.