

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'ingénierat  
Département : Hydraulique  
Domaine : Sciences et technologies  
Filière : Hydraulique  
Spécialité : Hydraulique urbaine

## Mémoire

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

Impact de la taille du bassin versant sur la performance  
du réseau d'eau pluviale Zone d'étude : DRAA-ERRICH.  
Annaba

Présenté par : *Benchaa Mohamed Essalih*  
*Beloucif Mohamed Larbi*

Encadrant : *Chabi Moncef* MCB Université Badji-Mokhtar Annaba

### Jury de Soutenance :

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

Année Universitaire : 2019/2020

## Table des matières

<b>Dédicaces</b>	
<b>Avant-propos</b>	
<b>Résumés</b>	
<b>Liste des abréviations</b>	
<b>Liste des figures</b>	
<b>Liste des tableaux</b>	
INTRODUCTION.....	1
CHAPITRE I : INTRODUCTION AUX RESEAUX D'ASSAINISSEMENT.....	4
I. Terminologie de base.....	4
II. Problèmes et risques affrontés dans un réseau d'assainissement.....	14
III. Conclusion.....	15
CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE COMMUNE DE DRAA ERRICH ..	16
I. Données de base sur la zone d'étude.....	16
II. Situation climatique.....	17
III. Géographie de la ville.....	20
IV. Ressources hydriques.....	20
V. Topographie et contraintes topographiques.....	22
VI. Conclusion.....	24
CHAPITRE III : PRESENTATION DES LOGICIELS UTILISES.....	25
I. COVADIS.....	25
II. SewerCAD.....	32
III. Conclusion.....	34
CHAPITRE IV : RESULTATS ET DISCUSSIONS.....	36
I. Simulation du 1 <sup>ier</sup> scénario (Cas de 28 sous bassins).....	36
II. Simulation du 2 <sup>ème</sup> scénario (Cas de 50 sous bassins).....	54
III. Comparaison entre les deux scénarios.....	72
CONCLUSION GENERALE.....	78

### **Bibliographie**

# Dédicaces

Nous voilà finalement, à la page la plus difficile à remplir, car bien que liminaire, elle clôt ce manuscrit et lui donne sa forme définitive.

## *Dédicace \*1\**

*Me voilà à la fin de ce travail que je dédie à toutes les personnes qui comptent beaucoup pour moi, et surtout ;*

*A la mémoire de mon très cher père «Kamel», à son âme bienveillante qui restera à jamais présente avec nous. Mon père, qui nous a quittés très tôt, dans un passage très délicat de ma vie, laissant en nous un immense chagrin et une profonde douleur. Il était le père exemplaire pour moi, qui a toujours été l'épaule sur lequel je tenais, le soutien le plus puissant pour aller jusqu'au bout. Repose en paix papa, j'espère vous avoir honoré, que Dieu ait votre âme dans sa miséricorde et l'accueille dans son vaste paradis.*

*A ma très chère mère «Zohra» qui est toujours présente à mes côtés et qui m'a toujours encouragé et souhaité la réussite et le succès dans mes études.*

*A ma très chère sœur : Leïla, à mes très chers frères : Laïd & Abdel-Kader.  
A mes chers anges, mes neveux : Aboudi & Meriouma.*

*A toute ma famille ainsi qu'à tous mes amis sans exception, pour leur précieux soutien moral durant l'élaboration de ce travail.*

*A papa ... !*

*Mohamed Saleh*

*Dédicace \*2\**

*Me voilà à la fin de ce travail que je dédie à toutes les personnes qui comptent beaucoup pour moi.*

*A mon très cher père «Rachid» qui est un exemple pour moi, et qui m'a tout le temps aidé, encouragé et soutenu pour aller jusqu'au bout.*

*A ma très chère mère «Fahima» qui est toujours présente là à mes côtés et qui m'a toujours souhaité la réussite et le succès dans mes études.*

*A mon collègue binôme **Benchaa Mohamed Saleh** et a notre chère et dynamique professeur **Mr Laaouachria Fares** et notre encadrant **Mr Chabi Moncef**, un remerciement particulier et sincère pour tous vos efforts fournis. Vous avez toujours été présents. Que ce travail soit un témoignage de ma gratitude et mon profond respect.*

*A Mr **Lakehal Moussa** et **Hammar Yahia** nos aimables professeurs et tous les profs et le staff du département d'Hydraulique.*

*A tous mes chers amis sans exception, pour leur précieux soutient moral durant l'élaboration de ce travail.*

*Que Dieu le tout puissant, garde ma famille en bonne santé.*

*Beloucif Mohamed Larbi*

## Avant-propos

Tout d'abord, toutes les louanges à Allah, le tout puissant. Le Bienfaiteur, le Miséricordieux qui nous a donné la force et la patience, pendant les moments les plus difficiles de notre cursus, d'accomplir ce modeste travail. Sans l'aide de Dieu, nous n'aurions pas pu achever ce mémoire.

Ce dernier est l'aboutissement d'un dur labeur et de beaucoup de sacrifices. Donc, il est grand temps de remercier les personnes qui ont participé, de près ou de loin à ce travail.

Nous remercions tout d'abord, nos parents, cités auparavant, tous les membres de la famille ***Bellocif et Benchaa***, grâce à eux que nous avons atteint ce niveau d'étude.

Nous tenons à remercier les membres du jury d'avoir bien voulu examiner ce travail, messieurs :

***Dr. Chabbi Moncef, Dr. Laouachria Fares et Dr. Kechida Said.***

Durant cette année un peu difficile et extrêmement particulière, à cause de la propagation affreuse du virus COVID-19, et malheureusement, nous n'avons pas pu faire un stage, ni une recherche approfondie digne de ce nom. Mais Dieu merci que malgré tout, nous avons réussi à accomplir ce modeste travail dans ces conditions infiniment douloureuses.

Ces années passées au département d'Hydraulique à l'UBMA ont été réellement dures, avec tous les efforts que nous avons fournis mais pour nous, ces années étaient particulièrement enrichissantes, et c'est la raison pour laquelle nous voudrions exprimer notre gratitude et appréciation à ceux qui portaient le message le plus sacré de la vie, ceux qui ouvraient la voie de la connaissance : tous nos éminents professeurs. On précise bien évidemment, notre encadrant monsieur ***Dr. Chabbi M.***, ainsi qu'à madame ***Dr. Bouslah S.***, qui nous ont orientés et aidés durant l'élaboration de ce mémoire de fin d'études.

Nos remerciements s'adressent également, à toute l'équipe pédagogique du département d'Hydraulique.

Au final, nous sommes satisfaits de notre travail, qui est le fruit de nos efforts. Louanges à Dieu, seigneur de tout l'univers.

« *Se tratti di acqua, anteporre l'esperienza alla teoría* »

*Leonardo Da Vinci*

[« Si vous avez affaire à de l'eau, mettez l'expérience avant la théorie »]

## Résumé

L'étude de la performance des réseaux d'eaux pluviales est très importante pour préserver ces ouvrages pour lutter contre les inondations dans les zones urbaines. Ce travail étudie l'impact de la taille du bassin versant sur les résultats de simulation du réseau d'eau pluviale de la ville de Draa Errich-Annaba par le logiciel SewerCad.

Deux scénarios ont été appliqués, le 1<sup>er</sup> scénario est la division du bassin versant en 28 sous bassins, et le deuxième scénario est la division du bassin versant en 50 sous bassins. Les résultats de simulation des deux scénarios pour différentes périodes de retour ont démontré l'influence de la taille du bassin versant sur la performance du réseau d'eau pluviale de Draa-Errich, avec des conduites en charge et de débordements de quelques regards du réseau.

**Mots clés:** Inondation, SewerCAD, réseau d'eaux pluviales, sous bassin, débordement.

## ملخص

تعتبر دراسة أداء شبكات مياه الأمطار مهمة للغاية للحفاظ على هذه الأعمال لمكافحة الفيضانات في المناطق الحضرية.

يدرس هذا العمل تأثير حجم مستجمعات المياه على نتائج محاكاة شبكة تصريف مياه الأمطار لمدينة دراع الريش-عناية بواسطة برنامج SewerCad.

سيناريو هان تما تطبيقهما، السيناريو الأول هو تقسيم مستجمعات المياه إلى 28 حوضًا فرعيًا، والسيناريو الثاني هو تقسيم مستجمعات المياه إلى 50 حوضًا فرعيًا. أظهرت نتائج المحاكاة للسيناريو هين لفترات العودة المختلفة تأثير حجم منطقة مستجمعات المياه على أداء شبكة مياه الأمطار دراع الريش، مع وجود انابيب محملة تتجاوز السعة في بعض فتحات الصرف للشبكة.

**كلمات مفتاحية:** فيضانات، SewerCAD، شبكة تصريف مياه الأمطار، حوض فرعي، تجاوز السعة.

## Abstract

The study of the performance of rainwater networks is very important to preserve these structures to fight against flooding in urban areas. This work studies the impact of the size of the watershed on the simulation results of the rainwater network of the city of Draa Errich-Annaba by the SewerCad software.

Two scenarios were applied, the 1st scenario is the division of the watershed into 28 sub-basins, and the second scenario is the division of the watershed into 50 sub-basins. The simulation results of the two scenarios for different return periods demonstrated the influence of the size of the catchment area on the performance of the Draa-Errich rainwater network, with pipes under load and overflows from a few manholes in the network.

**Keywords:** Flood, SewerCAD, rainwater network, sub-basin, overflow.

## Listes des abréviations

A	: Surface du bassin versant, en hectares ou surface imperméabilisée brute.
A.E.P	: Alimentation en eau potable.
AUTOCAD	: Logiciel de dessin.
C	: Coefficient de ruissellement.
Dn	: Diamètre normalisé.
E.P	: Eaux pluviales.
E.U	: Eaux usées.
H	: Hauteur de pluie à l'épicentre de l'averse, en millimètre.
I	: Intensité d'une averse.
l/s	: Litre par seconde, unité du débit.
ONA	: Office national d'assainissement.
ONM	: Office national de la météorologie.
POS	: Plan d'occupation de sol.
PVC	: Chlorure de polyvinyle.
Q	: Débit maximal en m <sup>3</sup> /s a un point prédéfini.
R.N	: Route nationale.
SGBDR	: Système de Gestion de Base de Données Relationnelle.
SIG	: Système d'Information Géographique.
T	: Temps, durée de l'étude présentée par jours ou mois ou années.
URBAN	: Centre d'études et de réalisation en urbanisme d'Annaba.
UTM	: Universal Transverse Mercator.
VRD	: Voiries et réseaux divers.
WGS	: World Geodetic System.
3D	: Trois dimensions.

## Listes des figures

### Chapitre I :

<b>Figure I.1</b> : Schéma de cheminement des eaux usées, origine et composition .....	12
<b>Figure I.2</b> : Structures fonctionnelles des réseaux et ouvrages .....	13
<b>Figure I.3</b> : Schéma d'un réseau d'assainissement unitaire .....	15
<b>Figure I.4</b> : Schéma d'un réseau d'assainissement séparatif .....	15
<b>Figure I.5</b> : Schéma d'un réseau d'assainissement pseudo-séparatif .....	17
<b>Figure I.6</b> : Schéma explicatif de différents systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement .....	17
<b>Figure I.7</b> : Schéma de la gestion patrimoniale dans le temps .....	20

### Chapitre II:

<b>Figure II.1</b> : Schéma de cheminement des eaux usées, origine et composition .....	23
<b>Figure II.2</b> : Structures fonctionnelles des réseaux et ouvrages .....	24
<b>Figure II.3</b> : Schéma d'un réseau d'assainissement unitaire .....	25
<b>Figure II.4</b> : Schéma d'un réseau d'assainissement séparatif .....	26
<b>Figure II.5</b> : Schéma d'un réseau d'assainissement pseudo-séparatif .....	26
<b>Figure II.6</b> : Schéma explicatif de différents systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement .....	27
<b>Figure II.7</b> : Schéma de la gestion patrimoniale dans le temps .....	28
<b>Figure II.8</b> : Rejets d'eaux usées dans la retenue source : Urbain. ....	28

### Chapitre III:

<b>Figure III.1</b> : Fenêtre de la bibliothèque du COVADIS .....	33
<b>Figure III.2</b> : Exemples de dessins des bassins versant sur COVADIS .....	33
<b>Figure III.3</b> : Exemple de dessin d'un réseau d'assainisse.....	34
<b>Figure III.4</b> : Profil en long conçu par COVADIS .....	35
<b>Figure III.5</b> : Schéma de tranchées avec ses deux types sur COVADIS .....	36
<b>Figure III.6</b> : Schéma de coupe d'un décanteur .....	37
<b>Figure III.7</b> : Tableau Excel de métrés sur COVADIS .....	37
<b>Figure III.8</b> : Table de devis estimatif existant sur COVADIS. ....	38
<b>Figure III.9</b> : Exemple de profil rempli de légendes et étiquettes sur COVADIS .....	39
<b>Figure III.10</b> : Un aperçu de SewerCAD. ....	41

### Chapitre IV:

<b>Figure IV.1</b> : variation de débit dans le nœud R11 pour la période de retour 10 ans .....	36
<b>Figure IV.2</b> : variation de niveau de l'eau dans le nœud R11 pour la période de retour 10 ans .....	37
<b>Figure IV.3</b> : Profil en long du collecteur R138 à R142 pour la période de retour de 10 ans.....	38
<b>Figure IV.4</b> : variation de débit dans le nœud R53 pour la période de retour de 10 ans .....	38
<b>Figure IV.5</b> : variation de niveau de l'eau dans le nœud R53 pour la période de retour de 10 ans .....	39
<b>Figure IV.6</b> : Profil en long du collecteur R27 à R33 pour la période de retour de 10 ans.....	40
<b>Figure IV.7</b> : variation de débit dans le Rejet pour la période de retour de 10 ans .....	40
<b>Figure IV.8</b> : variation de niveau de l'eau dans le Rejet pour la période de retour de 10 ans .....	41
<b>Figure IV.9</b> : Profil en long du collecteur R2 à R8 pour la période de retour de 10 ans .....	42
<b>Figure IV.10</b> : variation de débit dans le nœud R11 pour la période de retour de 10 ans.....	42



<b>Figure IV.11</b> : variation de niveau de l'eau dans le nœud R11 pour la période de retour 20 ans .....	43
<b>Figure IV.12</b> : Profil en long du collecteur R138 à R142 pour la période de retour 20 ans .....	44
<b>Figure IV.13</b> : variation de débit dans le nœud R53 pour la période de retour 20 ans .....	44
<b>Figure IV.14</b> : variation de niveau de l'eau dans le nœud R53 pour la période de retour 20 ans .....	45
<b>Figure IV.15</b> : Profil en long du collecteur R27 à R33 pour la période de retour 20 ans .....	46
<b>Figure IV.16</b> : variation de débit dans le nœud R53 pour la période de retour 20 ans .....	46
<b>Figure IV.17</b> : variation de niveau de l'eau dans le rejet pour la période de retour 20 ans.....	47
<b>Figure IV.18</b> : Profil en long du collecteur R2 à R8 pour la période de retour 20 ans .....	48
<b>Figure IV.19</b> : variation de débit dans le nœud R11 pour la période de retour 50 ans.....	48
<b>Figure IV.20</b> : variation de niveau de l'eau dans le nœud R11 pour la période de retour 50 ans.....	49
<b>Figure IV.21</b> : Profil en long du collecteur R138 à R142 pour la période de retour 50 ans.....	50
<b>Figure IV.22</b> : variation de débit dans le nœud R53 pour la période de retour 50 ans.....	50
<b>Figure IV.23</b> : variation de niveau de l'eau dans le nœud R53 pour la période de retour 50 ans.....	51
<b>Figure IV.24</b> : Profil en long du collecteur R27 à R33 pour la période de retour 50 ans.....	52
<b>Figure IV.25</b> : variation de débit dans le nœud R53 pour la période de retour 50 ans.....	52
<b>Figure IV.26</b> : variation de niveau de l'eau dans le rejet pour la période de retour 50 ans.....	53
<b>Figure IV.27</b> : Profil en long du collecteur R2 à R8 pour la période de retour 50 ans .....	54
<b>Figure IV.28</b> : variation de débit dans le nœud R11 pour la période de retour 10 ans. ....	54
<b>Figure IV.29</b> : variation de niveau de l'eau dans le nœud R11 pour la période de retour 10 ans....	55
<b>Figure IV.30</b> : Profil en long du collecteur R138 à R142 pour la période de retour 10 ans.....	56
<b>Figure IV.31</b> : variation de débit dans le nœud R53 pour la période de retour 10 ans.....	56
<b>Figure IV.32</b> : variation de niveau de l'eau dans le nœud R53 pour la période de retour 10 ans....	57
<b>Figure IV.33</b> : Profil en long du collecteur R27 à R33 pour la période de retour 10 ans .....	58
<b>Figure IV.34</b> : variation de niveau de l'eau dans le rejet pour la période de retour 10 ans .....	58
<b>Figure IV.35</b> : variation de niveau de l'eau dans le rejet pour la période de retour 10 ans.....	59
<b>Figure IV.36</b> : Profil en long du collecteur R2 à R8 pour la période de retour 10 ans.....	60
<b>Figure IV.37</b> : variation de débit dans le nœud R11 pour la période de retour 20 ans .....	60
<b>Figure IV.38</b> : variation de niveau de l'eau dans le nœud R11 pour la période de retour 20 ans...	61
<b>Figure IV.39</b> : Profil en long du collecteur R138 à R142 pour la période de retour 20 ans .....	62
<b>Figure IV.40</b> : variation de débit dans le nœud R53 pour la période de retour 20 ans .....	62
<b>Figure IV.41</b> : variation de niveau de l'eau dans le nœud R53 pour la période de retour 20 ans...	63
<b>Figure IV.42</b> : Profil en long du collecteur R27 à R33 pour la période de retour 20 ans.....	64
<b>Figure IV.43</b> : variation de débit dans le Rejet pour la période de retour 20 ans.....	64
<b>Figure IV.44</b> : variation de niveau de l'eau dans le Rejet pour la période de retour 20 ans.....	65
<b>Figure IV.45</b> : Profil en long du collecteur R2 à R8 pour la période de retour 20 ans.....	66
<b>Figure IV.46</b> : variation de débit dans le nœud R11 pour la période de retour 50 ans.....	66
<b>Figure IV.47</b> : variation de niveau de l'eau dans le nœud R11 pour la période de retour 50 ans..	67
<b>Figure IV.48</b> : Profil en long du collecteur R138 à R142 pour la période de retour 50 ans .....	68
<b>Figure IV.49</b> : variation de débit dans le nœud R53 pour la période de retour 50 ans .....	68
<b>Figure IV.50</b> : variation de niveau de l'eau dans le nœud R53 pour la période de retour 50 ans..	69

<b>Figure IV.51</b> : Profil en long du collecteur R27 à R33 pour la période de retour 50 ans.....	70
<b>Figure IV.52</b> : variation de débit dans le nœud Rejet pour la période de retour 50 ans .....	70
<b>Figure IV.53</b> : variation de niveau de l'eau dans le Rejet pour la période de retour 50 ans .....	71
<b>Figure IV.54</b> : Profil en long du collecteur R2 à R8 pour la période de retour 50 ans.....	72
<b>Figure IV.55</b> : variation des débits dans le nœud R11 les deux scénarios 10 ans .....	72
<b>Figure IV.56</b> : variation des débits dans le nœud R53 les deux scénarios 10 ans .....	73
<b>Figure IV.57</b> : variation des débits dans le Rejet les deux scénarios 10 ans .....	73
<b>Figure IV.58</b> : variation des débits dans le nœud R11 les deux scénarios 20 ans .....	74
<b>Figure IV.59</b> : variation des débits dans le nœud R53 les deux scénarios 20 ans .....	74
<b>Figure IV.60</b> : variation des débits dans le Rejet les deux scénarios 20 ans .....	75
<b>Figure IV.61</b> : variation des débits dans le nœud R11 les deux scénarios 50 ans .....	75
<b>Figure IV.62</b> : variation des débits dans le nœud R53 les deux scénarios 50 ans.....	76
<b>Figure IV.63</b> : variation des débits dans le Rejet les deux scénarios 50 ans.....	76

## Listes des tableaux

### Chapitre I :

**Tableau I.1.** Domaines d'utilisation, avantages et inconvénients du système unitaire 15

**Tableau I.2.** Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système séparatif 16

### Chapitre II :

**Tableau II.1 :** Températures moyennes de la wilaya (station d'Annaba ONM-Période 1990-2005) 21

### Chapitre IV :

**Tableau IV.1.** débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R114 et R140 pour 10 ans 37

**Tableau IV.2.** débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R30 pour 10 ans 39

**Tableau IV.3.** débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R5 pour 10 ans 41

**Tableau IV.4.** débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R114 et R140 pour 20 ans 43

**Tableau IV.5.** débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R30 pour 20 ans 45

**Tableau IV.6.** débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R5 pour 20 ans 47

**Tableau IV.7.** débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R114 et R140 pour 50 ans 49

**Tableau IV.8.** débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R30 pour 50 ans 51

**Tableau IV.9.** débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R5 pour 50 ans 53

**Tableau IV.10.** débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R140 et R5 pour 10 ans 55

**Tableau IV.11.** des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R30 pour 10 ans 57

**Tableau IV.12.** débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R5 pour 10 ans 59

**Tableau IV.13.** débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R114 et R140 pour 20 ans 61

**Tableau IV.14.** débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R30 pour 20 ans 63

**Tableau IV.15.** débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R5 pour 20 ans 65

**Tableau IV.16.** débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R114 et R140 pour 50 ans 67

**Tableau IV.17.** débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R30 pour 50 ans 69

**Tableau IV.18.** débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R5 Pour 50 ans 71

## Introduction général

Depuis la création de l'univers, l'eau a été la matière la plus essentielle sur Terre et a toujours été une priorité majeure pour l'homme. Car c'est ce que tout le monde a en commun, mais aussi chacun a la responsabilité de protéger et d'assurer une utilisation plus raisonnable de cette ressource pour le bien de tous.

Tout au long de son histoire, l'homme a utilisé cette eau comme source de vie, de développement, et d'amélioration du mode de vie, ainsi elle était le berceau des civilisations. Ce dernier a toujours cherché de meilleures méthodes d'évolution. Parmi ces méthodes, les techniques d'urbanisation, dont l'assainissement, sont les plus remarquables.

Des techniques ont été développées pour exploiter, utiliser et évacuer l'eau. Des réseaux d'alimentation, de distribution et de rejet sont mis en œuvre pour utiliser cette source d'une manière rationnelle et rigoureuse, et de la rejeter après usage hors des agglomérations selon des procédés protégeant la santé et l'environnement.

L'assainissement, est le concept de base pour comprendre les enjeux actuels de la gestion des eaux usées, et pour savoir la raison pour laquelle est fourni un réseau d'assainissement. L'histoire nous enseigne que toute cité commence par se préoccuper du problème des évacuations par temps de pluie. Les premiers réseaux d'égouts ont été construits en Angleterre vers la fin du XVIIIème siècle, dans les centres industriels.

Au milieu du XIXème siècle, lors du début de la mise en place des réseaux d'assainissement urbains, les eaux pluviales sont essentiellement considérées comme une nuisance, sur la base d'un savoir empirique de protection contre des risques sanitaires et plus particulièrement contre les fièvres de type paludisme -à l'époque-, les hommes ont très tôt entrepris des travaux pour assainir les terrains marécageux considérés comme insalubres. Ainsi, le *Cloaca Maxima* (grand cloaque ou égout principal) de Rome, initié par Tarquin l'Ancien vers -600 av. JC, ce canal souterrain avait pour objet d'assainir la partie basse de la ville. Donc, la fonction primaire des réseaux d'égouts est initialement d'éloigner au loin les eaux tombées du ciel.

Puis est venue, avec l'arrivée des eaux sous pression, la gestion des eaux usées, transformant la question des déjections humaines en boues d'épuration distantes et méconnaissables. Longtemps très empirique, et outre que l'histoire des techniques anciennes, l'assainissement est aujourd'hui science et l'on distingue :

- **l'hydrologie**, qui concerne l'étude des bassins versants (territoire géographique plus ou moins cohérent sur le plan de l'écoulement des eaux de surface et/ou souterraines) et la mise en relation des paramètres pluie, relief, réseau et débit. On retrouve de nombreux points communs entre approche urbaine et agricole avec, par exemple, des thèmes comme le transport solide ou la modélisation de la diffusion des pollutions.

- **l'hydraulique**, qui concerne principalement la modélisation des écoulements dans des conduits *ouverts* (canaux, noues, bassins...) ou *fermés* (canalisation PVC, fonte...).
- **l'épuration** des eaux usées, qui s'applique à la dépollution des eaux usées urbaines (ou industrielles) à l'aide d'une panoplie de procès naturels mis en œuvre de façon plus ou moins industrielle, onéreuse, efficace et robuste.
- **le traitement des boues**, sujet d'actualité, couvre des champs variés comme la digestion des boues, la déshydratation, le séchage, le compostage, l'incinération, la thermolyse etc....

Le thème principal de ce travail est relatif aux bassins versants. Un bassin versant ou bassin hydrographique est une portion de territoire délimitée par des lignes de crête (ou ligne de partage des eaux) et irriguée par un même réseau hydrographique (une rivière, avec tous les affluents et tous les cours d'eau qui alimentent ce territoire). Le bassin versant est connu toujours par sa surface de collecte des eaux qui s'écoulent et convergent vers un même point de sortie appelé exutoire. Cette surface de collecte des eaux est constituée de différents matériaux : sol végétal, sol revêtu..., favorisant plus ou moins l'écoulement des eaux. Suivant la taille, la forme, la pente moyenne de cette surface les eaux s'écouleront plus ou moins rapidement. De nombreuses recherches hydrologiques et hydrauliques ont montré que les processus hydrologiques et hydrauliques et les relations dans les petits bassins versants peuvent ne pas être représentatifs de ceux que l'on trouve dans les grands bassins versants, et que l'importance relative des différents processus dans les deux types de bassins versants admet une différence significative. Les connaissances actuelles sur les processus hydrologiques, géomorphologiques et hydrauliques indiquent que la taille du bassin versant devrait influencer le ruissellement de plusieurs manières directes et indirectes ainsi que le comportement du réseau d'eau pluviale à savoir le débit et la hauteur d'eau dans les regards.

L'objectif de ce travail est d'évaluer l'impact de la taille du bassin versant sur les relations hydrologiques et hydrauliques de la zone de Draa-Errich-Annaba ainsi que le comportement du réseau d'eau pluviale de cette zone et la simulation par le logiciel SewerCAD. Cela implique d'examiner les paramètres affectant ces relations afin de mettre en évidence les tendances probables. Deux scénarios ont été appliqués, le premier scénario est la division du bassin d'étude en 28 sous bassins, et le second est la division du bassin d'étude en 50 sous bassins, avec une comparaison des résultats des deux scénarios pour différentes périodes de retour (10, 20 et 50 ans).

De ce fait, ce mémoire que présentons est composé de quatre chapitres.

Nous introduirons dans une première partie les terminologies de base dans le domaine d'assainissement, et décrivons les notions de modélisation hydrologique et hydraulique et les différents modèles utilisés dans le domaine d'hydrologie urbaine. La deuxième partie du travail est consacrée pour l'identification et la présentation des caractéristiques de la zone d'étude qui est la zone de Draa Errich de la wilaya de Annaba.

La troisième partie concerne la modélisation du réseau avec l'utilisation du logiciel COVADIS.

L'analyse des caractéristiques est doublée dans la quatrième partie d'une étude de modélisation. Il s'agit de comprendre, dans une perspective plus détaillée les modèles et les simulations faites avec le logiciel SewerCAD, et nous allons discuter les résultats obtenus.

Enfin, nous terminons notre mémoire par une conclusion sur le travail réalisé dans le but de dévoiler l'impact de la taille du bassin versant sur la performance du réseau d'eau pluviale de la zone d'étude : DRAA-ERRICH- Annaba.

## CHAPITRE I : INTRODUCTION AUX RESEAUX D'ASSAINISSEMENT

### *I. Terminologie de base :*

Cette partie a pour objet de situer notre travail dans un contexte général et de rappeler les concepts théoriques. Dans ce cadre, on présente un certain nombre de termes fondamentaux relatifs aux réseaux d'assainissement et leur gestion en milieu urbain, qui sont très courants et seront régulièrement utilisés par la suite, et qu'il convient de bien connaître.

Tout d'abord on définit, comme suit :

#### **Définition 1 : Les réseaux d'assainissement :**

Les réseaux d'assainissement présentent un ensemble d'ouvrages qui assurent la collecte des eaux usées et des eaux pluviales afin qu'elles rejoignent les stations d'épuration où l'on traite. Ces réseaux permettent de préserver et d'améliorer la santé publique, de parer aux risques d'inondation et de protéger le milieu naturel d'éventuelles pollutions dues au transport des flues.

#### **Définition 2 : Les eaux usées :**

Les eaux usées désignent les eaux qui ont été souillées par l'usage qui en a été fait. Elles sont séparées en deux catégories :

- Les eaux usées domestiques : Celles qui proviennent des habitations, et qui se composent des eaux vannes (issues des toilettes) et des eaux grises ou ménagères (qui proviennent des lavabos, douche, cuisine, lave-linge, etc.). Elles contiennent de nombreuses matières et substances, organiques, des micro-organismes potentiellement pathogènes, des graisses, des détergents, et peuvent même contenir des déchets et des substances dissoutes ou parfois non.
- Les eaux usées industrielles ou agricoles : Qui proviennent des installations des lieux cités, sont plutôt qualifiées d'effluents industriels ou agricoles (l'eau utilisée dans un procédé de fabrication, le de rinçage de produits manufacturés, l'eau de lavage des ateliers ou de bâtiments d'élevage, etc.). Ces sont composées de plus des matières organiques azotées ou phosphorées, des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, et même des hydrocarbures.

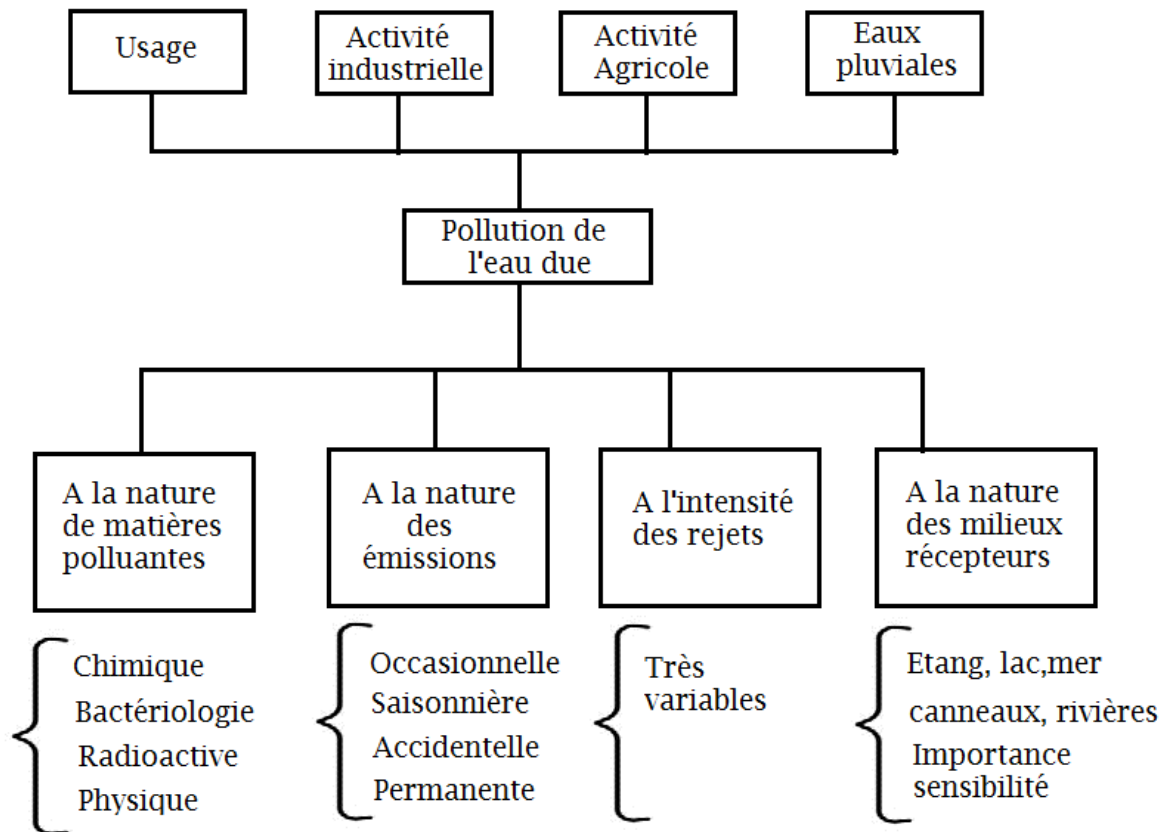
Pour cette raison, les eaux usées domestiques également pour les eaux usées industrielles ou agricoles, ne doivent pas être rejetées directement dans le milieu naturel, sous peine d'en provoquer une pollution.

#### **Définition 3 : Eaux pluviales/ Eaux de pluie/ Eaux de ruissellement :**

Les eaux de pluie sont les eaux issues des précipitations atmosphériques non encore chargées de polluants.

Les eaux pluviales sont les eaux issues de précipitations non infiltrées dans le sol et rejetées depuis le sol ou les surfaces extérieures des bâtiments dans les réseaux d'évacuation et d'assainissement.

Les eaux de ruissellement sont les eaux issues de précipitations s'écoulant sur une surface pour atteindre un branchement, un collecteur ou un milieu récepteur aquatique. Ces eaux peuvent être contaminées par les polluants atmosphériques (dioxyde de soufre, oxyde d'azote, etc.) dus aux activités atmosphériques, ou bien se charger de résidus (huile de vidange, carburants, etc.).



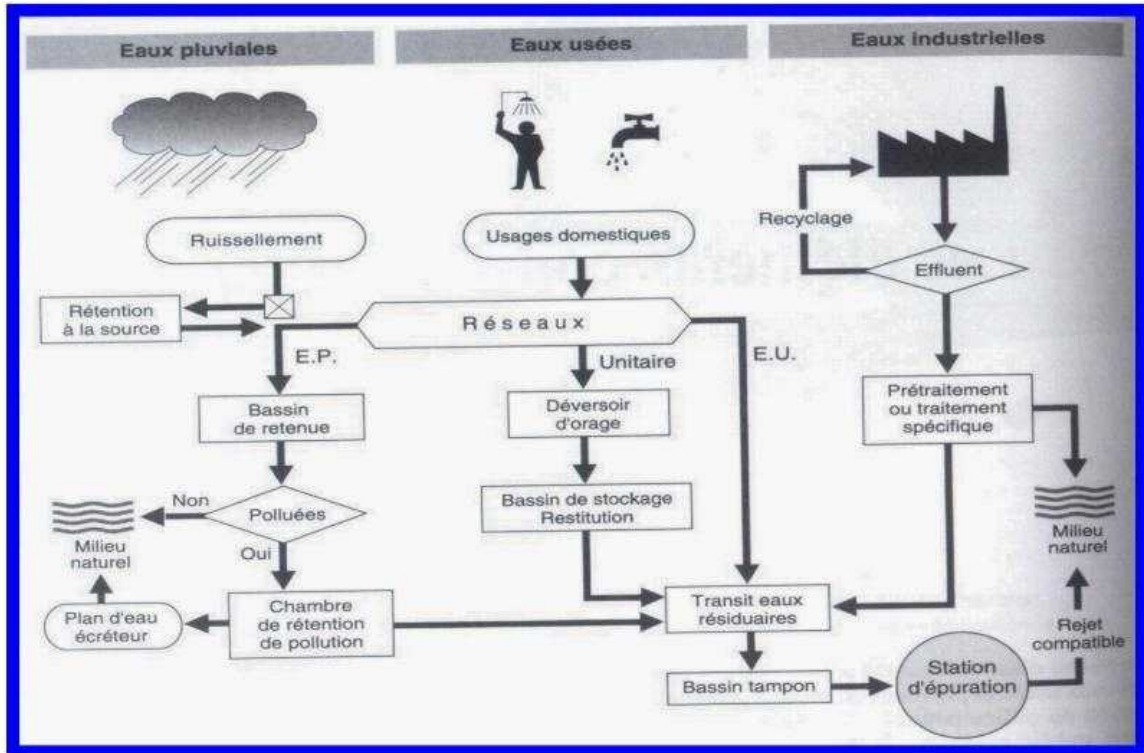
**Figure I.1** : Schéma de cheminement des eaux usées, origine et composition.

#### Définition 4 : Les types d'assainissement :

On distingue deux grands modes d'assainissement des eaux usées :

- L'assainissement collectif : Dans les villes et les villages, les habitations sont suffisamment proches les unes des autres pour qu'il soit possible de mettre en place un assainissement collectif, donc l'ensemble des eaux usées sont collectées par un réseau dédié (le « tout-à-l'égout »), et acheminé ensuite vers une station d'épuration commune pour y être traité avant le rejet dans le milieu naturel.  
Ce type d'assainissement comprend les réseaux de collecte et les équipements de traitement (la station d'épuration).
- L'assainissement non collectif : Lorsque les habitations sont disséminées sur le territoire, il est plus économique d'épurer les eaux directement sur place à l'aide d'un dispositif dédié : c'est l'assainissement non collectif (ou assainissement autonome).





**Figure I.2 :** Structures fonctionnelles des réseaux et ouvrages.

**Définition 5 : Les systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement :**

La mise en place d'un réseau métropolitain doit répondre à deux types de préoccupations, à savoir:

- ✓ Veiller à ce que l'eau de pluie soit correctement drainée pour éviter l'inondation des zones urbanisées et éviter la stagnation après la crue;
- ✓ Si nécessaire, s'assurer à évacuer les eaux usées domestiques et les eaux usées industrielles. Un ou plusieurs réseaux de pipelines peuvent être imaginés, où les eaux usées s'écoulent généralement par gravité.

Les trois systèmes d'évacuation pouvant être mis en service sont:

**a) Les systèmes unitaires :**

L'un des collecteurs assure le transport des eaux usées et pluviales. En principe, toute l'eau arrive à la station d'épuration, puis cette dernière reçoit des eaux usées qui varient considérablement en quantité et en qualité.

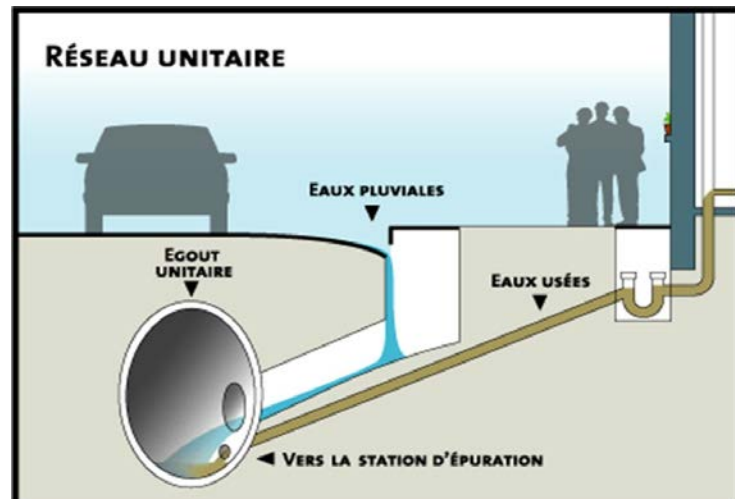
Pour éviter cette situation, la structure de transfert est répartie sur le réseau afin que le site ne reçoive pas plus de trafic que sa capacité.

Le système est connu pour sa simplicité, car il ne nécessite qu'un seul tuyau sur chaque voie publique et une seule connexion par bâtiment. Dans le cas de populations relativement denses et si le sol présente des marques suffisamment inégales pour l'évacuation par gravité, le système d'unités est recommandé.

**Tableau I.1.** Domaines d'utilisation, avantages et inconvénients du système unitaire.

Source : Office International de l'Eau - Janvier 2000.

Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Milieu récepteur éloigné des points de collecte.</li> <li>- Topographie à faible relief.</li> <li>- Imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune.</li> <li>- Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble.</li> <li>- Encombrement réduit du sous-sol.</li> <li>- A priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales).</li> <li>- Aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités.</li> <li>- Pas de risque d'inversion de branchement.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Débit à la station d'épuration très variable.</li> <li>- Lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales.</li> <li>- Apport de sable important à la station d'épuration.</li> <li>- Acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche.</li> <li>- Rejet direct vers le milieu récepteur du mélange "E.U et E.P" au droit des déversoirs d'orage.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage.</li> <li>- Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.</li> </ul>



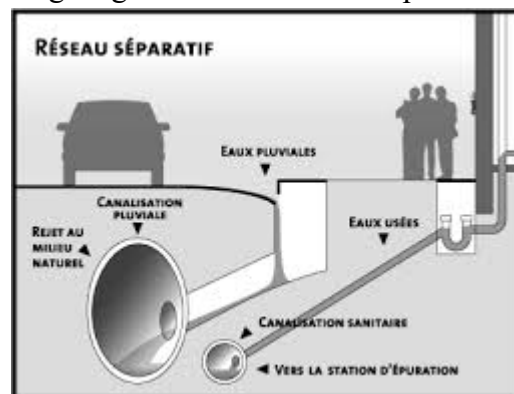
**Figure I.3 :** Schéma d'un réseau d'assainissement unitaire.

**b) Les systèmes séparatifs :**

Le système de réseau unitaire est progressivement remplacé par un double réseau qui collecte les eaux pluviales séparément des eaux usées, les «réseaux séparatifs». Avec ces derniers, les eaux de ruissellement sont collectées indépendamment, ce qui évite de surcharger la station de traitement. Pour autant, les eaux pluviales se sont chargées en déchets et en polluants au cours de leur ruissellement, et ne peuvent donc pas être rejetées aussitôt dans le milieu.

Elles sont donc conduites jusqu'à des bassins dédiés, qui permettent de stocker l'eau temporairement : la majorité des déchets et des particules contenus dans l'eau sont retenus par sédimentation dans le fond du bassin.

Le réseau doit se terminer dans une station d'épuration, généralement située à la sortie de la réunion. Les déchets sont ensuite éliminés naturellement par autoépuration, ou peuvent nécessiter un curage régulier de l'installation pour retirer les boues.



**Figure I.4 :** Schéma d'un réseau d'assainissement séparatif.

**Tableau I.2.** Domaine d'utilisation, avantages et inconvénients du système séparatif.

Source : Office International de l'Eau - Janvier 2000.

Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
- Petites et moyennes agglomérations ;  - Extension des villes ;  - Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.	- Diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées ; - Exploitation plus facile de la station d'épuration ;  - Meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques ; - Certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment).	- Encombrement important du sous-sol ;  - Coût d'investissement élevé ;  - Risque important d'erreur de branchement.	- Surveillance accrues des branchements ;  - Entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales) ;  - Entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs) ;  - Entretien des postes de relèvement et des chambres à sables ;  - Détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites, passage caméra).

c) **Les systèmes de pseudo-séparation :**

Le système de pseudo-séparation est un système qui divise l'approvisionnement en eau de pluie en deux parties:

- Une chaussée qui ne provient que d'un projet spécial qui passe par un service routier municipal: drains d'aqueduc, fossés directement évacués dans la nature;
- L'autre provient du toit et de la cour intérieure, qui sont reliés au réseau de traitement des eaux usées par le même raccordement que les eaux usées domestiques. Nous avons donc traversé la zone d'évacuation des eaux du même bâtiment.

*Remarque* : Dans certaines agglomérations, on peut rencontrer un système mixte. On distingue dans ce type de système, une zone peut être assainie une partie par le système unitaire, et l'autre partie par le système séparatif. Il est couramment appliqué dans les villes disposants d'un ancien réseau de type unitaire et dont l'extension ne pourrait pas être supportée par le réseau ancien, qu'en assurant le stockage d'une partie des eaux d'extensions.

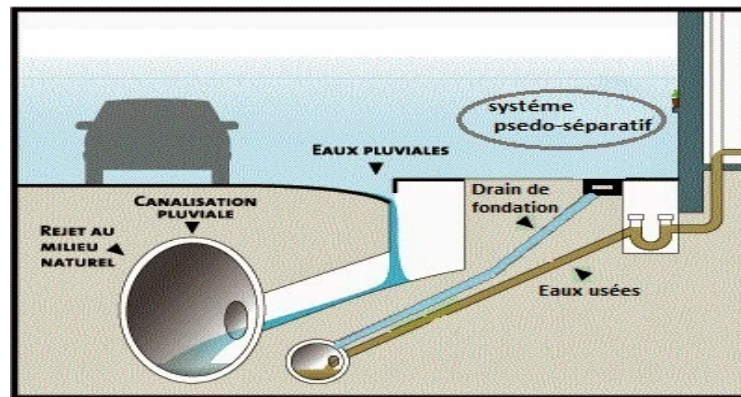


Figure I.5 : Schéma d'un réseau d'assainissement pseudo-séparatif.

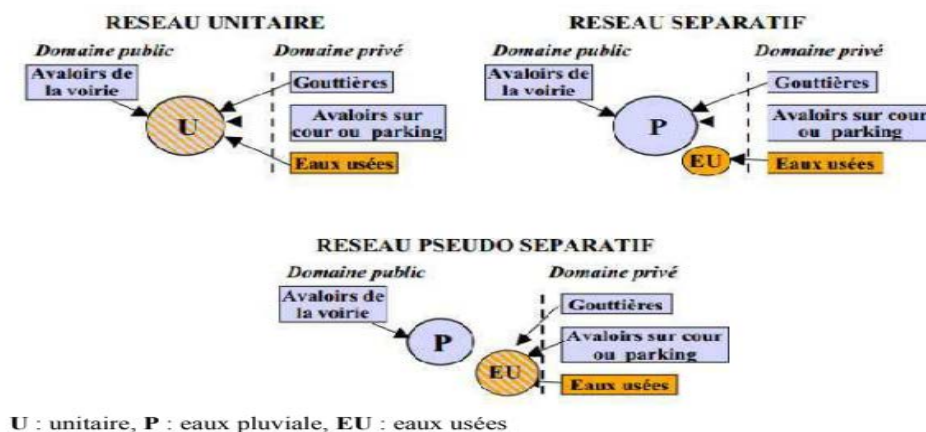


Figure I.6 : Schéma explicatif de différents systèmes d'évacuation du réseau d'assainissement.

Définition 6 : Les ouvrages du réseau d'assainissement :

Les ouvrages d'assainissement comprennent des ouvrages principaux et des ouvrages annexes, ainsi qu'à d'autres types, seront définis respectivement comme suit :

1. **Les ouvrages principaux** : Correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'évacuation à l'exutoire et l'entrée des effluents dans la station d'épuration. Les ouvrages principaux apparaissent sous forme :
  - De tuyaux cylindriques préfabriqués en usine, le plus souvent normalisés ou construits sur place, visitables ou non.
  - De tuyaux ovoïdes visitables préfabriqués en usine et normalisés également.
  - D'ouvrages visitables de profit particulier réservé aux émissaires importants d'évaluation et qui sont en usage dans les grandes villes.

Ces tuyaux se présentent par tronçons de diamètre croissant de l'amont vers l'aval, suivant la grandeur de leur section, on les classe ainsi :

- collecteur **principal**, pour les grands diamètres supérieurs à  $\varnothing 800$ ;
  - collecteur **secondaire**, pour les diamètres compris entre  $\varnothing 400$  et  $\varnothing 800$ ;
  - collecteur **tertiaire**, pour les diamètres inférieurs ou égaux à  $\varnothing 300$ .
2. **Les ouvrages annexes** : Sont constitués par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales et par les installations ayant pour rôle fonctionnel de permettre l'exploitation rationnelle du réseau (déversoirs d'orage, relèvements, bassins de stockage-restitution, etc.).

Les ouvrages annexes sont à considérer selon trois groupes distincts :

- Les dispositions installées chez les particulières.
- Les ouvrages normaux et courants.
- Les ouvrages spéciaux.

En raison de leur implantation, tous ces ouvrages sont conçus et calculés pour résister aux charges permanentes et aux surcharges roulantes des véhicules circulant sur la voie publique.

Le matériau constitutif des tuyaux doit résister également aux corrosions externes et internes dues à la nature des eaux usées. En outre, un réseau doit être étanche, tant pour les eaux usées évacuées à l'intérieur des canalisations qu'à l'extérieur, afin d'éviter l'introduction dans les canalisations des eaux contenues dans le sol, car le manque d'étanchéité introduit une surcharge hydraulique qui influe considérablement sur l'efficacité de la station d'épuration et augmente les coûts d'exploitation des stations de relèvement des effluents.

3. **Les ouvrages normaux ou courants** : Sont des ouvrages courants indispensables en amont ou sur les cours des réseaux, ils assurent généralement la fonction recette des effluents ou d'accès au réseau. On les devise en trois types d'ouvrages :

- a. Les branchements particuliers : Les branchements doivent assurer les meilleures conditions d'hygiène pour l'habitation, en effet les branchements doivent aussi être équipés de dispositifs étanches et de canalisations capables de résister au moins à la pression résultante de la dénivellation mesurée depuis le niveau de la voie publique. Un branchement particulier comprend trois parties :
  - Le regard de façade.
  - La canalisation du branchement.
  - Le dispositif de raccordement.
- b. Les ouvrages de surface et recueillis : Sont destinés en général, à la recueille des eaux pluviales, on distingue :
  - Les ouvrages de recueille et de transport : fossés, gargouilles et caniveaux.
  - Les ouvrages de recueille proprement dites, en tête et sur le cours du réseau principal ; les bouches d'égout.
- c. Les ouvrages d'accès au réseau, regards de visite : Les ouvrages d'accès au réseau sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau.

- d. Les ouvrages spéciaux : Ces ouvrages ne sont pas systématiquement obligatoires dans le concept général du réseau, cependant, dans de nombreux cas, on fait recours à un tel outil d'ouvrage, soit pour résoudre certains problèmes qui apparaissent au stade de l'étude comme l'incapacité d'auto-curage, soit pour optimiser le projet sous le double aspect technique ou financier avec la création de déversoir d'orage et de bassin de stockage, ou soit encore pour trouver certaines difficultés assez importantes, qui nécessitent un relèvement hydraulique des effluents...

Dans ce cas, on fait face alors à deux types de dispositifs :

- Dispositifs liés au bon fonctionnement tels que les dispositifs de ventilations, réservoirs de chasse, bassin de dessablement, dégrilleurs.
- Dispositifs liés aux circonstances, tels que les déversoirs d'orage, bassin de stockage, siphon, des postes de relèvement ou de refoulement.

#### Définition 7 : La gestion des réseaux d'assainissement :

La gestion des réseaux d'assainissement a pour principale mission d'assurer les fonctions suivantes :

- ✓ Collecte : C'est un système de canalisation qui recueille et achemine les eaux urbaines résiduaires, composés des eaux usées et des eaux de pluie. Un système de collecte comprend également tous les équipements nécessaires au bon fonctionnement du réseau d'assainissement : déversoir d'orage, station de relevage, bassin de rétention...
- ✓ Traitement : Le système de traitement comprend la station d'épuration et le déversoir en tête de la station.

La définition indique que cette dernière est un ouvrage de dépollution des eaux usées par des procédés divers : biologiques, physico-chimique..., localisé sur un espace géographique continu et homogène. Après le traitement des eaux usées par procédés d'épuration se déverse directement au milieu récepteur. La gestion classique des réseaux présente beaucoup d'inconvénients. Les supports cartographiques sur lesquels sont portés les objets représentant les réseaux sont difficilement manipulables.

Les travaux principaux pour munir à bien cette tâche sont :

- La connaissance du réseau.
- La surveillance du réseau.
- Les travaux d'entretiens.
- Les travaux spécifiques.
- Une gestion informatisée.

#### Définition 8 : La gestion patrimoniale des réseaux d'assainissement :

Les réseaux d'assainissement comme toutes les infrastructures publiques constituent des investissements importants, qui nécessitent évidemment une gestion durable, afin d'assurer la continuité du service aux usagers. La gestion patrimoniale ou « *asset management* » cherche à définir une politique assurant une connaissance du patrimoine tout au long de son cycle de vie, dans le but de réduire les coûts de maintenance tout en offrant un niveau de performance adéquat.

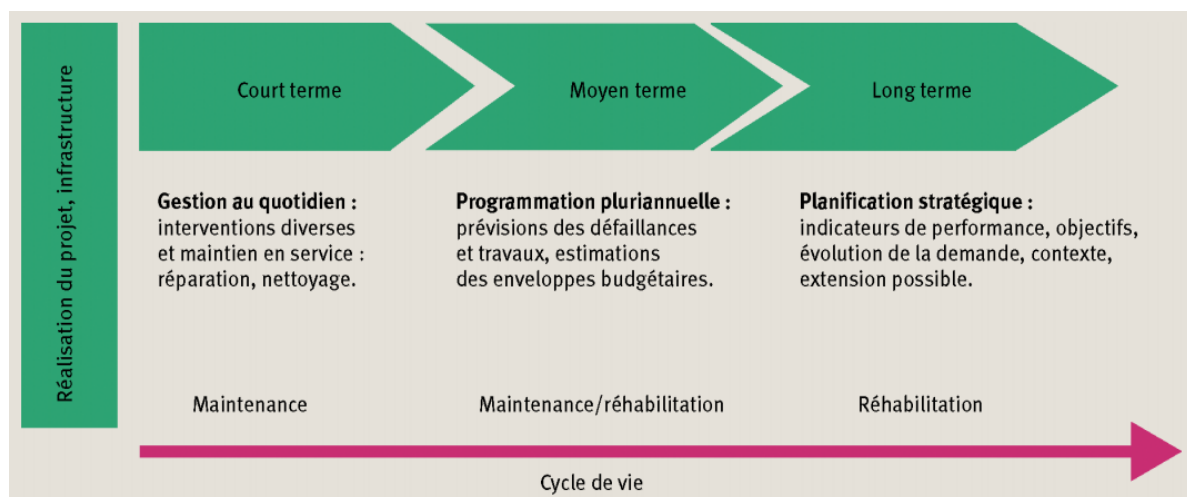
On peut également rajouter la dimension liée à la réduction des risques : pollution, accidents... Ceci qui prouve que les enjeux sont de différentes natures : prévention des risques potentiels liés à l'état du patrimoine, pérennité du service, réduction des coûts et programmation dans le temps des investissements. Du fait de son caractère prévisionnel marqué, la gestion patrimoniale est également une démarche allant dans le sens d'une meilleure lutte :

- Contre la présence d'eaux parasites dans les réseaux ;
- Contre la pollution des eaux souterraines dues aux exfiltrations.

Une gestion patrimoniale doit donc s'appuyer sur une connaissance la plus fine possible des infrastructures, accompagnée d'une analyse détaillée de toutes ces défaillances. Un inventaire exhaustif des équipements, complété par un recensement précis de tous les incidents (localisation, description...) doit être mené.

La meilleure pratique dans ce domaine est de reporter les renseignements cités ci-avant sur un système d'information géographique qui, de plus, est mis à jour de manière permanente.

De plus, L'utilisation d'un système d'information géographique est en particulier d'une grande utilité pour localiser les secteurs posant problème, comprendre les causes et aider à la décision.



**Figure I.7** : Schéma de la gestion patrimoniale dans le temps.

#### Définition 9 : La gestion informatisée des réseaux :

La complexité des réseaux d'assainissement et la difficulté éprouvée par les gestionnaires de prévoir les phénomènes hydrauliques qui s'y déroulent, ce qui rend la gestion informatisée une opération indispensable, accessible grâce aux progrès de l'informatique. Elle permet en effet :

- D'améliorer la connaissance des réseaux faisant l'objet d'une telle étude ;
- De détecter et de comprendre les désordres ou le dysfonctionnement pouvant se produire sur le réseau ;
- Gagner du temps et l'argent afin de mieux maintenir le réseau ;
- Géo localiser les différents ouvrages constituant le réseau.



## II. Problèmes et risques affrontés dans un réseau d'assainissement :

L'environnement des canalisations génère un certain nombre de problèmes et risques de dégradation, et qui peuvent être liés :

- Aux terrains (Risques Géotechniques et Hydrologiques).
- A l'effluent transporté (Risques Hydrauliques).
- A l'ouvrage lui-même (Risques structurels).
  
- Au milieu environnant et au fonctionnement du réseau d'assainissement (Risque d'impacts).

Par ailleurs, on doit détailler ces risques et on les définit, comme suit :

- 1) Les risques liés au terrain :
  - a) Entraînement de fine : Les éléments de sol seront entraînés à cause d'un écoulement d'eau dans un sable fin. Le sol encaissant est alors fortement remanié et décomprimé par les forces hydrauliques.
  - b) Tassement : est causé par la surcharge du sol par le collecteur visitable (les sols concernés sont ceux qui sont particulièrement compressibles).
  - c) Dissolution : La dissolution (gypse, sel) peut conduire à la formation de cavités ou de karsts plus ou moins importants qui sont à l'origine de risques d'affaissement ou d'effondrement. Dans ce cas, le risque est réel lorsque le sol soluble baigne dans une nappe ou lorsque la canalisation présente des fuites.
  - d) Effondrement des vides : L'existence d'un vide entraîne des mouvements dans le sol sous-jacent et des efforts (cisaillement, flexion) sur le collecteur. Le risque est d'autant plus grand que le collecteur est proche du vide et que celui-ci est important.
  - e) Gonflement-retrait : Un collecteur qui se trouve dans une argile (ou marne) soumise à des cycles de gonflement-retrait par suite des fluctuations du niveau d'une nappe, subit en général des désordres importants.
  - f) Glissement de terrain : Il résulte de la rupture d'un massif. Les facteurs de prédispositions sont la pente topographique, la nature géologique des terrains et la structure des couches.
  - g) Eboulement rocheux : Ce problème se présente surtout pour un ouvrage situé en crête de falaise, risquant d'être entraîné par la rupture de cette dernière.
- 2) Les risques liés à l'effluent :
  - a) Action mécanique et physico-chimique de l'effluent : La corrosion et l'abrasion conduisent à une érosion partielle de l'ouvrage avec plusieurs conséquences (perte de résistance mécanique et perte d'étanchéité).
  - b) Action hydraulique : Lors de crues ou de taux de remplissage inhabituel, l'ouvrage peut subir des charges hydrauliques pour lesquelles il n'a pas été conçu.
- 3) Les risques liés à l'ouvrage :
  - a) Charges statiques et dynamiques : Un collecteur est d'autant plus sensible aux charges dynamiques qu'il est plus proche de la surface, et aux charges statiques qu'il en est plus éloigné.

- b) Maintenance : La négligence en matière d'entretien constitue un facteur de risque aggravant.
- c) Construction : Une mauvaise conception et des mauvaises conditions de mise en œuvre constituent un facteur énormément aggravant aussi.
- 4) Les risques liés au milieu environnant et au fonctionnement du réseau d'assainissement :
  - a) Situation stratégique des le système d'assainissement : La surveillance d'un collecteur doit être d'autant plus assidue que son emplacement est stratégique, c'est-à-dire proche d'une zone sensible (zone d'inondation, espaces naturels ou culturel, rivière, nappe, etc.).
  - b) Situation par rapport à d'autres réseaux : La défaillance d'un réseau peut entraîner de graves désordres (inondations, affouillement ...) susceptibles d'engendrer des risques sur d'autres réseaux voisins (gaz, eau potable, électricité ...).
  - c) Interaction avec les usages de surface : Ce risque concerne les dégâts corporels, matériels et financiers engendrés par le dysfonctionnement du collecteur.
  - d) Interaction avec le bâti : Les immeubles de plus de quatre étages, les parkings souterrains, les galeries... construits à proximité d'un collecteur, peuvent engendrer une modification sur l'état d'équilibre du complexe sol/structure.

### *III. Conclusion :*

La réalisation des systèmes d'assainissement a une très grande importance pour sauvegarder et préserver l'environnement contre toute pollution, et pour une meilleure gestion de ces réseaux, il est indispensable d'utiliser des outils d'aide à la décision tels que les systèmes d'information géographique.

## CHAPITRE II : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE COMMUNE DE DRAA ERRICH

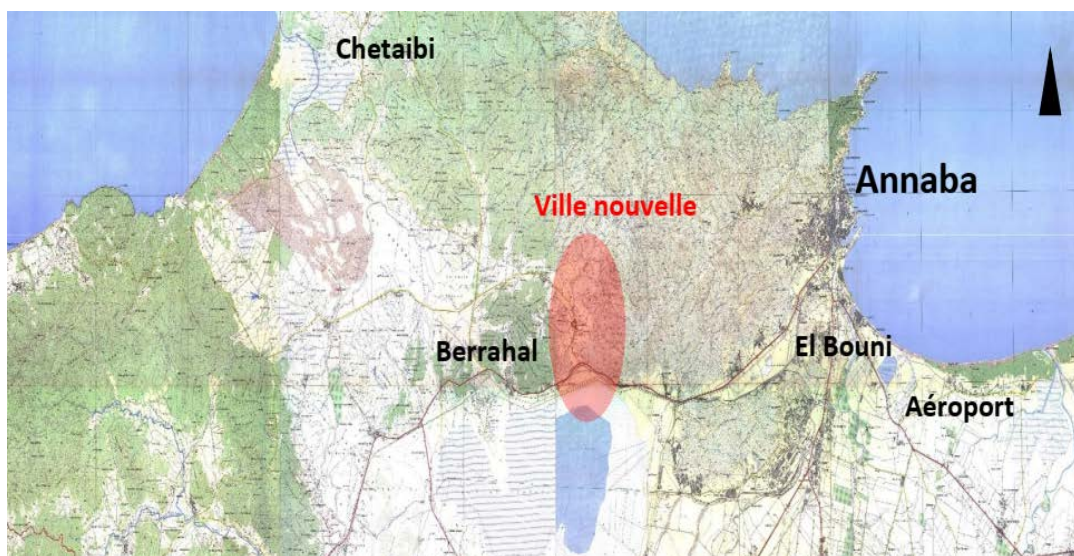
Pour entamer n'importe quelle étude d'assainissement, il nous faut connaître les caractéristiques physiques et du lieu d'étude, ainsi que les facteurs influant sur l'élaboration de ce projet, pour cela nous devons disposer de certaines données, notamment les données :

- naturelles du site ;
- relatives à l'agglomération ;
- propre à l'assainissement.

### I. Données de base de la zone d'étude :

#### I.1. Situation géographique :

Notre site d'étude, la nouvelle ville de Draa Errich est située dans la commune d'Oued El Aneb, daïra de Berrahal dans la wilaya d'Annaba. Après l'intégration de la partie basse «Interface» d'une superficie de 238 ha, la ville aura une délimitation plus ou moins régulière et une superficie totale de 2071 ha. Une vision globale est requise pour un aménagement plus cohérent et une délimitation claire avec des frontières physiques (artificielles) plus visibles telles que les chemins de la wilaya n°12 et 20.



**Figure II.1** : Situation géographique de la nouvelle ville Draa Erriche [2].



**Figure II.2 :** Localisation de la ville de Draa Erriche sur Google Earth.

### I.2. Délimitation de la ville de Draa Erriche :

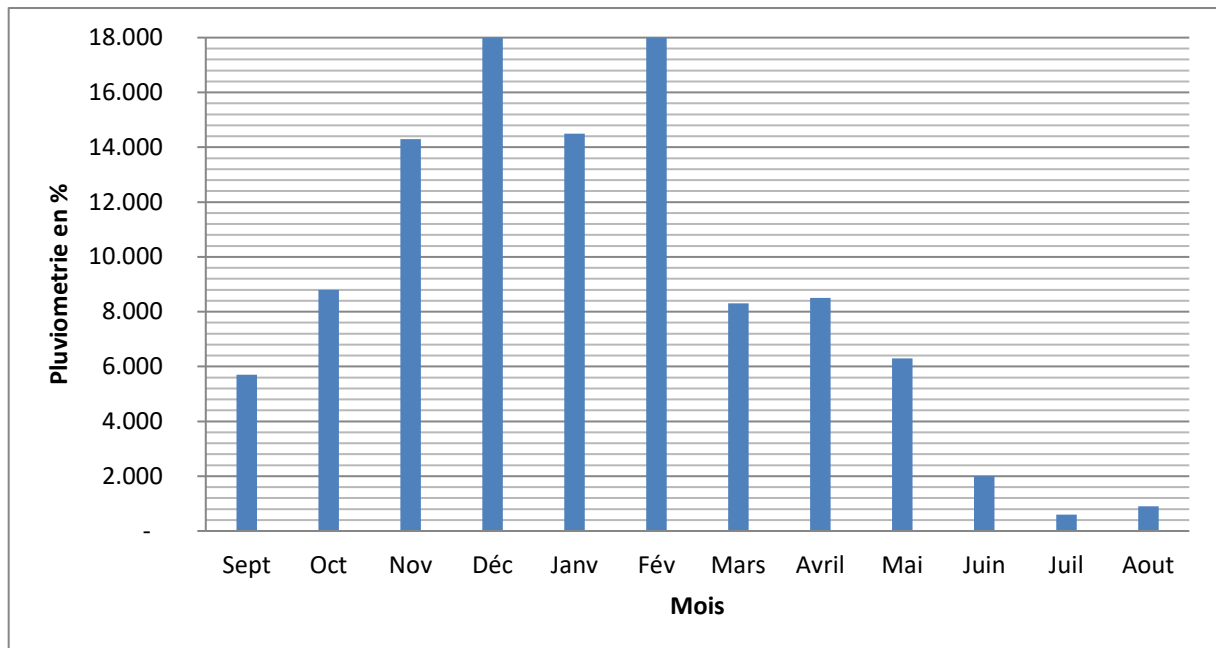
- Au Nord, le CW 20.
- A l'Est, le mont de l'Edough.
- A l'Ouest, le futur dédoublement du CW 12.
- Au Sud, la RN 44.

## II. Situation climatique :

II.1. Climat : La zone d'étude appartient au climat méditerranéen subhumide chaud, caractérisé par une période humide et fraîche qui s'étale du mois de Novembre au mois d'Avril et une saison sèche et chaude le reste de l'année.

II.2. Pluviométrie : Le régime pluviométrique de la wilaya d'Annaba, est de type méditerranéen évidemment, caractérisé par deux saisons : l'une chaude et sèche (Mai à Octobre), et l'autre humide et douce (Novembre à Avril).

Il est observé que les pluies abondantes en hiver diminuent presque régulièrement au printemps et parfois quelques millimètres par mois pendant la période d'été.



**Figure II.3** : Répartition mensuelle de l'année, de la précipitation (en %) à la station de Berrahal-2018 [2].

II.3. Températures : La température est un facteur important régissant le phénomène d'évapotranspiration et donc le déficit d'écoulement annuel et saisonnier.

Cette zone d'étude connaît aussi une variation dans les températures selon les deux saisons (saison de pluie et saison sèche), avec des températures moyennes allant de 11c° au mois de Janvier à 25.2c° au mois d'Août pouvant atteindre un maximum de 30.9c°.

**Tableau II.1** : Températures moyennes de la wilaya (station d'Annaba ONM-Période 1990-2005).

Mois	Janv	Févr	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept	Oct	Nov	Déc	Annuel
Moy des T° moy	11.5	11.8	13.2	15	18.1	21.7	24.4	25.4	23.6	20	15.7	12.5	17.8
Moy des T° mini	6.9	6.9	8	9.9	12.8	16.4	18.8	19.9	18.2	14.7	10.8	8	12.7
Moy des T° maxi	16	16.6	18.3	20.2	23.3	27	30	30.9	28.9	25.2	20.7	17	22.9

II.4. Les vents : Les vents les plus fréquents soufflent du secteur Nord-Ouest suivant une direction Nord-Ouest est Sud-est avec une moyenne annuelle de 42%. Les vents les moins fréquents sont ceux du Sud-est et du Sud-ouest avec une moyenne de 2%.

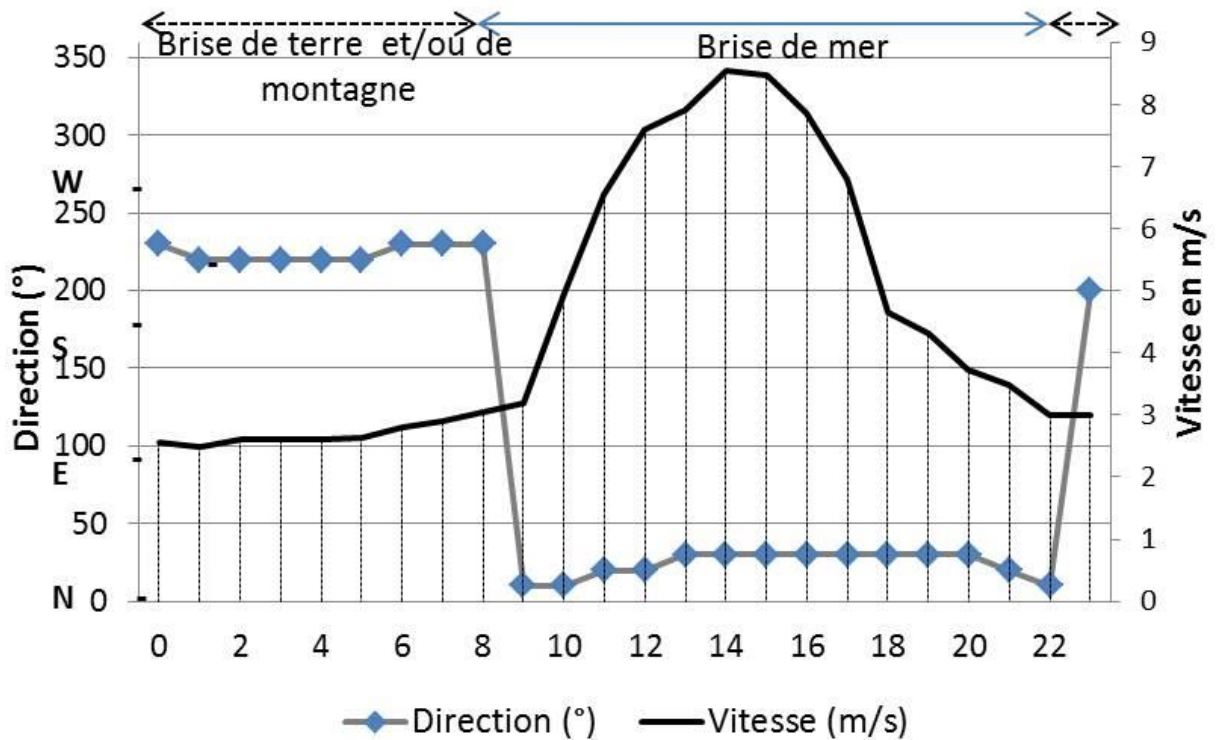


Figure II.4 : Direction dominante du vent et sa vitesse 3-8m/s à l'échelle horaire à Berrahal durant la saison chaude (Juin à Septembre).

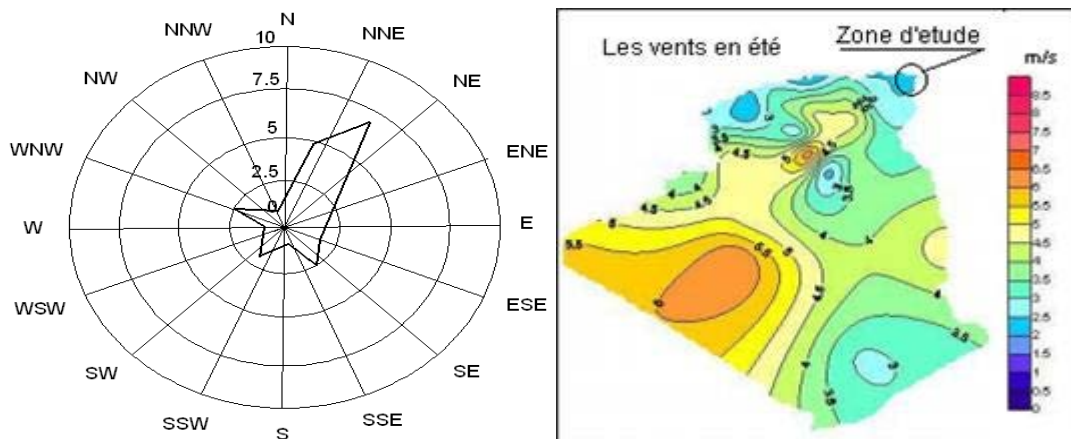


Figure II.5 : Carte saisonnière des vents.

II.5. Ensoleillement : Le soleil admet un minima au solstice d'hiver au début et un maxima au solstice d'été au début également.

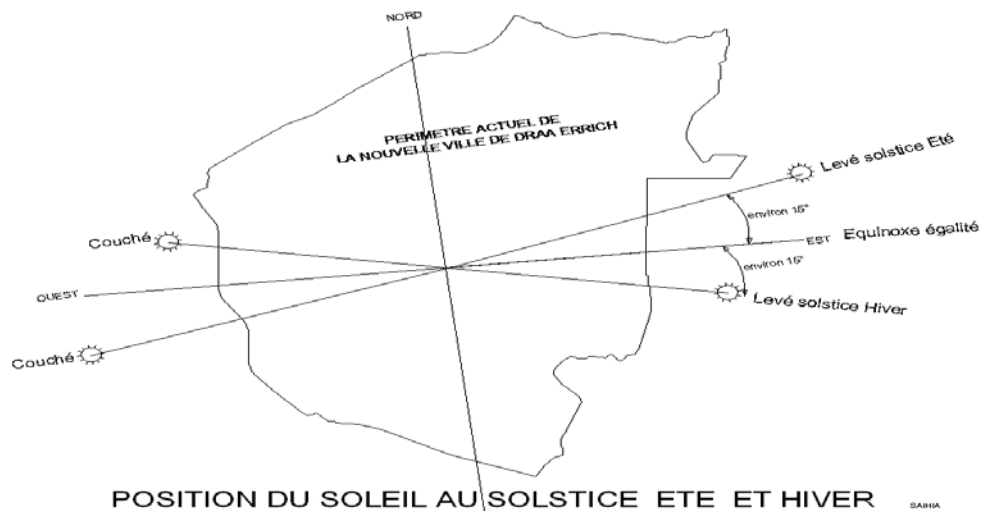
Le minima du solstice d'hiver est la plus courte journée avec un soleil qui se lève à 7 H 45 mn et se couche à 17 H 15 mn au niveau des communes d'Annaba, El Hadjar et Berrahal (soit une journée de 9 H 30 mn).

Le maxima du solstice d'été est la plus longue journée avec un soleil qui se lève à 4 H 45 mn et se couche à 19 H 55 mn dans les mêmes communes citées ci-avant (soit une journée de 15 H 10 mn).

Le nombre moyen de jour d'ensoleillement continu par an est de 160j /365j;

Le nombre moyen de jour nuageux sans pluie par an est de 150j /365j ;

Le nombre moyen de jour de pluies discontinu et continu par an est de 55j /365j, (données NOAA 1970-2016).



**Figure II.6** : Graphe d'ensoleillement à Annaba, El Hadjar, Berrahal.

### III. Géographie de la ville :

La région de Draa Errich située à l'Ouest de la ville d'Annaba, est considérée comme le prolongement de terrains du massif de l'Edough. Les formations géologiques constituant la zone étudiée, sont représentées essentiellement par des schistes micacés et des micaschistes. Le gneiss est omniprésent mais souvent altéré à la surface et la région est aussi connue par la présence de grès de Numidie et d'argile.

La surface est recouverte par des sables parfois micacés et de sables argileux, issus probablement de l'altération du gneiss et du gré.

### IV. Ressources hydriques :

- A. Oueds et cours d'eau : Les principales ressources hydriques qui longent notre site sont Oued Gridjima situé au Centre et Oued Boutouil situé au Nord-est du périmètre d'étude. Ces oueds coulent dans le sens Sud-Est, Nord-Ouest pour alimenter en aval l'oued EL ANEB qui représente le principal émissaire drainant la région. L'ensemble de ce réseau hydrographique est réparti en trois bassins versants : Le bassin versant de Oued GRIDJIMA qui remonte jusqu'aux hauteurs de la crête ASSOUANI TAHAR à 600 m d'altitude;

Le bassin versant de Oued BOUTOUIL qui remonte jusqu'aux hauteurs de Koudiet EL MARSA à 500m d'altitude et le bassin versant qui alimente le lac FETZARA au Sud par une série de Chaabats indépendantes.

- B. Retenue collinaire : Il est aussi important de préserver la retenue collinaire dont les coordonnées sont :  $36^{\circ} 51' 57.47''\text{N}$  et  $7^{\circ} 31' 50.06''\text{E}$ . D'une superficie de 0.7 ha, cette étendue d'eau douce est située dans un endroit stratégique près de la dorsale principale de la nouvelle ville de Draa Errich.



**Figure II.7** : Localisation de la retenue collinaire.



**Figure II.8** : Rejets d'eaux usées dans la retenue source : Urbain.



C. Préservation du Lac Fetzara : Le lac Fetzara est l'un des plus importants étendues d'eau de l'extrême Nord-Est algérien.

En 2003, Il a été officiellement classé sur la liste des zones humides d'importance internationale par la convention « Ramsar », ce label requiert une préservation de cet écosystème aquatique, car il constitue un enjeu international. Le lac est situé à 15 Kms au Sud-Ouest de la nouvelle ville de Draa Errich, et s'allonge sur une largeur de 17km d'Est en Ouest de la ville d'Annaba à l'extrême Est du pays et sur 13km du Nord au Sud, avec une superficie d'environ 18 600Ha.

C'est une cuvette localisée entre le massif de l'Edough et la plaine d'Annaba.

#### V. Topographie et contraintes topographiques :

##### 1. Limites topographiques :

Le site de Draa Errich est limité par :

- Les coordonnées UTM (projection universelle transversale de Mercator) ci-après (carte 1/50000 d'Oued el Aneb) :

Les abscisses, X= 367500.00 m à 371500.00 m

Les ordonnées, Y= 4077000,00 m à 4082000.00m

- Assise sur les altitudes NGA suivantes :

À l'entrée Sud par la RN44 avec une altitude de 13.00m (ancien tracé de la route).

- Du côté Est de la CW12 la cuvette est formée par une ligne de crête avec les altitudes limitées au Sud par Aib Amar par les sommets 254 et 310 de Djebel Baraka, le sommet 611 de Koudiat Erraha, des sommets 526, 527 et 418 de Koudiat Mers, les sommets 246, 288 et 211 de Djebel Chachara qui se termine à la CW20 de la route de Seraidi.

- Du côté Ouest de la CW12 la ligne de crête est formée par les sommets 144,185, 172 et 189 de Ouled Attia, le sommet 199 de Koudiat Sidi Abd Rabbou, le sommet 108 de Draa Dahset Erramoul et termine à la colline des hauteurs 190 du village de Oued El Aneb.

Les 2 flancs de coteaux de la cuvette bordent la surface utile de l'espace du projet de construction de la ville future.

##### 2. Détails topologiques :

Le site de Draa Erriche possède une topographie avec les éléments de relief suivants : (carte 1/50000 d'Oued el Aneb).

- Une ligne de crête d'environ 16km de long située à l'Est et à environ 5km du centre urbain projeté.

- Deux cours d'eau prennent leur naissance de cette ligne de crête dont le plus important est à 1006m d'altitude, c'est l'Oued El Aneb avec une longueur d'environ 17.2 km, le second démarre d'une altitude de 616m, c'est l'Oued Garajjima avec une longueur d'environ 11.2 km.
- D'autres chaabats de moindre importance tracent les collines laissant apparaître plusieurs mamelons d'altitude moyenne de 150m.

Le relief général possède plusieurs types de pentes de classe basse (0-8%) à de classe forte de plus de 45%.

- Les lignes de changement de pentes ne sont pas très visibles qui ne font pas apparaître une déclivité forte du terrain, par cela les lignes de plus grande pente ne sont pas nettes.
- Plusieurs vallées sont tracées par les cours d'eau et les Chaabats sculptent la couverture géométrique en un terrain très vallonné.

Il n'y a pas pratiquement de plaines au site de Draa Errich, un semblant de terrain d'une pente, peu légère, donnant l'aspect d'un plateau peu incliné (1-3%) de quelques kilomètres.

La ligne de crête du côté Ouest de la ville de Draa Errich a une longueur d'environ 5km, elle donne un cours d'eau de faible importance, c'est l'Oued Benseddik, il prend naissance à 197m d'altitude, de longueur d'environ 3,1km.

Ce côté Est de moindre importance en ce qui concerne la déclivité de terrain.

Les cours d'eau se connectent au cours d'eau principal qui est l'Oued el Aneb sauf l'Oued Beseddik.

La ville de Draa Errich semble assise sur une cuvette formée, les deux lignes de crêtes coupées par le chemin de Wilaya (CW12) dont le haut de son profil est situé à l'A.S. de cette dernière.

### 3. Contraintes topologiques :

La topographie du lieu de Draa Errich est vallonnée horizontalement aux lignes de crêtes, elle donne une topologie de relief moyennement difficile.

Les éléments principaux de relief (la pente, les cours d'eau, les vallées) rendent le terrain difficile et onéreux du côté terrassement, et pratique de travail.

Le terrain est divisé en plusieurs petits bassins versants formés par les trois cours d'eau et Chaabats.

Les vallées sont formées par des pentes moyennes à fortes. La fausse plaine est la partie qui possède des pentes faibles à très faibles. Cette zone est assujettie à d'éventuelles inondations au moment de forte crues.

Les cours d'eau sont des vraies contraintes s'ils ne sont pas bien pris en compte.

La forme géométrique et la pente de l'oued Garajjima restent un point fort du point de vue contrainte hydraulique et viaire.

Le réseau VRD doit être bien pris en compte par cette topologie de relief. Le relief accidenté est une contrainte pour la construction des routes et le choix du type de bâtiments à étages élevés (plus de R+4) et quelques types d'équipements. Les routes doivent tenir compte du pourcentage de pente exigé par le maître de l'ouvrage. Les catégories des routes principales et express ne peuvent pas faire l'objet d'un terrain d'une pente supérieure à 25%. Ces dernières seront classées en route de montagne.

#### *VI. Conclusion :*

Ce chapitre a présenté généralement les caractéristiques de base : climatiques, géotechniques, hydriques, topologiques qui qualifient la région de Draa Erich d'avoir la faveur d'être la nouvelle ville, dont est la zone de notre étude.

## CHAPITRE III : Présentation des logiciels utilisés

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

Dans notre travail, on se base sur deux logiciels de modélisation des réseaux d'assainissement COVADIS et SewerCAD, qui ont été choisis parmi les logiciels les plus puissants dans ce domaine, et qui permettent de faire la conception et le dimensionnement (calcul hydraulique) des réseaux d'assainissement (eaux usées et eaux pluviales) de la manière la plus facile et la plus efficace possible.

### I. COVADIS :

- a) Définition : COVADIS (développé par GEOMEDIA) est un logiciel fonctionnant sous AutoCAD. Il s'agit d'un applicatif de topographie, de terrassement et d'infrastructure VRD dédié aux géomètres, aux bureaux d'études, aux entreprises de BTP et aux collectivités. COVADIS optimise la conception des réseaux d'assainissement : Ce logiciel permet de concevoir, de dimensionner et de dessiner des réseaux EU et EP (réseaux busés et fossés) en respectant les normes en vigueur, et en exploitant une bibliothèque métier complète et évolutive (ouvrages, éléments du réseau, etc.). Il permet également de réaliser l'étude hydraulique d'un site à partir du MNT (analyse des pentes, lignes d'écoulement, détection et assemblage des bassins versants, etc.).
- b) Méthode de calculs : COVADIS permet de dessiner et de dimensionner les réseaux EU et EP. Il propose différentes méthodes de calcul, notamment la méthode superficielle (Caquot, méthode de l'instruction technique de 77) et la méthode rationnelle (norme européenne EN 752-4). Ce module est piloté par une barre d'outils simplifiant sa prise en main et son utilisation par des projeteurs.
- c) Bibliothèque de données personnalisables : Tout d'abord, COVADIS vous permet de personnaliser les paramètres de votre étude: coefficient de pluviométrie de Montana, période de retour, collecteurs, matériaux des collecteurs, coefficient de ruissellement, contraintes de calcul, géométrie de tranchée, etc.

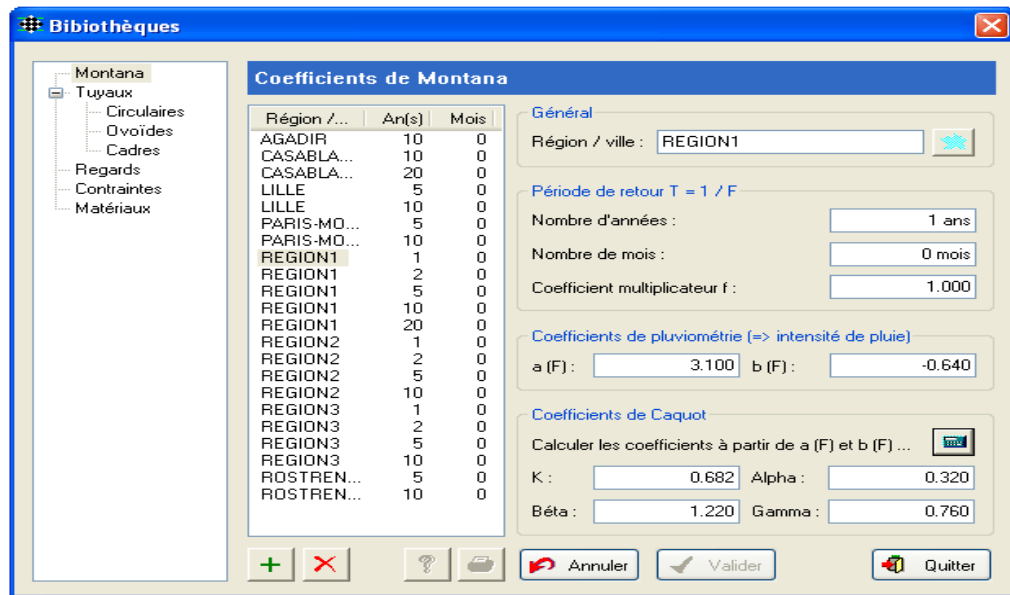


Figure III.1 : Fenêtre de la bibliothèque du COVADIS.

- d) Analyse et détermination des bassins versants : En phase d'analyse, COVADIS calcule automatiquement les contours des bassins versants à partir du MNT de la zone à aménager. Il détermine dynamiquement la ligne d'écoulement d'une goutte d'eau, ainsi que le sens d'écoulement de chaque face. Pour les calculs de débits, l'utilisateur peut sélectionner la méthode rationnelle (norme européenne EN 752-4), la méthode superficielle (Caquot) ou la méthode simplifiée.

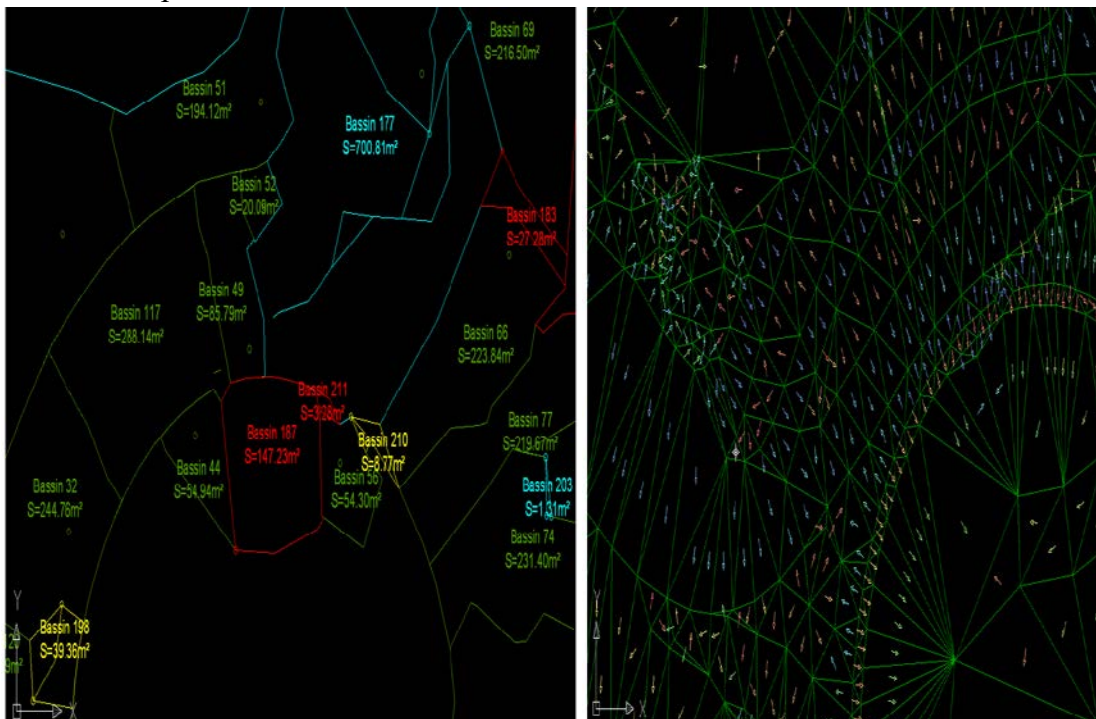
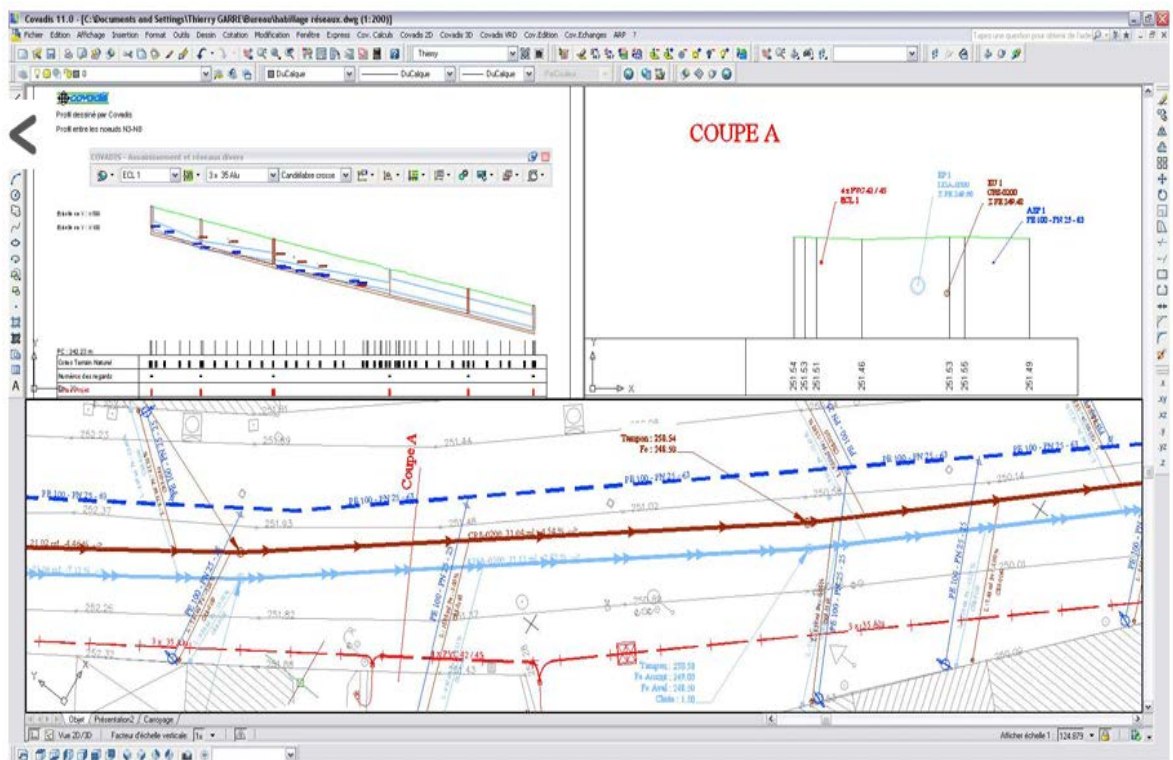


Figure III.2 : Exemples de dessins des bassins versant sur COVADIS.

- e) Dessin du réseau : La création d'un réseau se fait par la saisie des tronçons et des regards. Grâce à la commande de décalage, vous pouvez dessiner rapidement des réseaux parallèles. Si vous travaillez sur un fichier comportant déjà des poly-lignes matérialisant des canalisations, vous pouvez accélérer la saisie en utilisant la commande de conversion. L'altitude TN de chaque regard est déterminée automatiquement à partir du MNT.

Lors de la création ou de la modification d'un réseau, COVADIS contrôle automatiquement les croisements et les hauteurs de recouvrement, tout en maintenant une interactivité entre la vue en plan et le profil en long.



**Figure III.3** : Exemple de dessin d'un réseau d'assainissement sur COVADIS.

- f) Dimensionnement du collecteur : COVADIS calcule le coefficient de ruissellement pondéré d'un bassin versant superposé à plusieurs surfaces de coefficient de ruissellement différent. Le logiciel réalise automatiquement l'assemblage en série ou en parallèle des bassins versants du réseau. Concernant le dimensionnement, les diamètres des collecteurs peuvent être déterminés automatiquement selon différentes formules (Chezy-Bazin, Manning-Strickler) correspondant aux normes en vigueur. Vous pouvez par ailleurs renseigner un diamètre « palier » à partir duquel le logiciel changera de matériau.

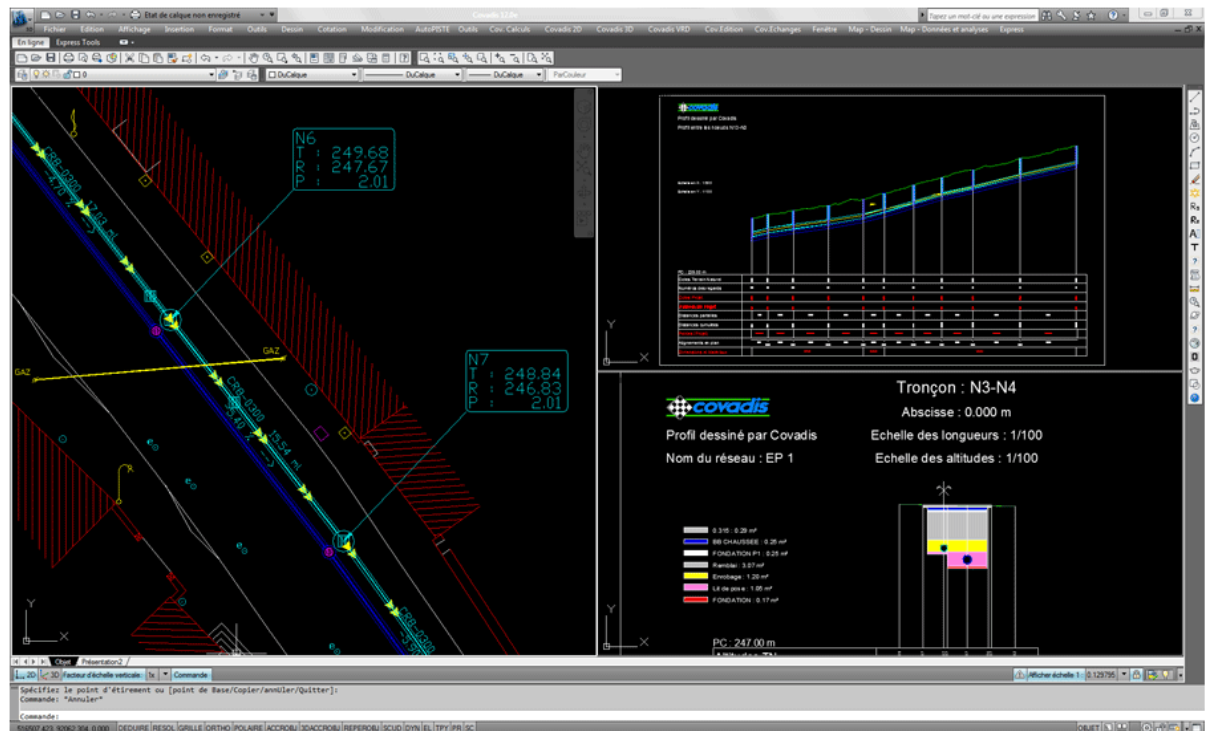


Figure III.4 : Profil en long conçu par COVADIS.

- g) Dimensionnement des bassins de retenue : Connaissant le débit de fuite et la surface totale, COVADIS calcule le volume de stockage d'un bassin de retenue selon la méthode des pluies, ou selon la méthode des volumes. Le logiciel calcule la modélisation 3D permettant d'implanter le bassin et d'obtenir les cubatures de déblai et de remblai.
- h) Calage altimétrique et expertise technique : COVADIS permet d'optimiser les cotes fil d'eau des regards du réseau en respectant les contraintes de pose que vous avez fixées. Toute modification de pente ou de profondeur réalisée au niveau d'un profil régénère automatiquement les cotations et les mètres. Lors de ces opérations de modification, COVADIS maintient une interactivité permanente entre la vue en plan, le profil en long et les mètres.

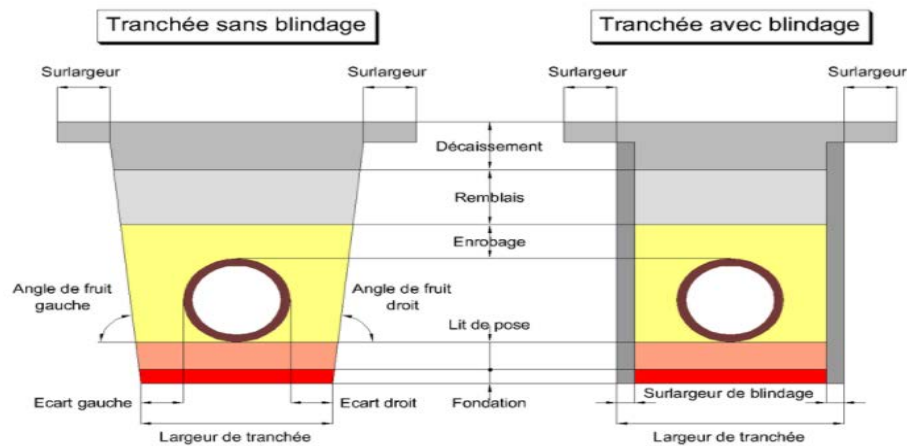
Par ailleurs, la fonction d'expertise permet de détecter les problèmes de pose (hauteur de recouvrement insuffisante, etc.) et de croisements entre les différents réseaux (EP, EU, eau potable et réseaux souples). Tous ces aléas sont automatiquement représentés sur le profil en long.

- i) Gestion des réseaux : En plus de la gestion de l'assainissement routier, le logiciel permet l'intégration des différents réseaux existants et la création de nouveaux réseaux projetés à partir d'informations topographiques. Les profils en long de ces réseaux seront en corrélation avec les surfaces du projet réalisé.

Le projecteur peut saisir tous types de réseaux (ovoïde, dalot, etc.), et notamment des réseaux à ciel ouvert de type fossé par exemple.

- j) Bibliothèque de tranchées types : Les tranchées sont des objets paramétrables pouvant intégrer plusieurs conduites.

L'utilisateur peut notamment appliquer le C.C.T.G. pour les largeurs de tranchées, ou paramétrer l'épaisseur des couches de tranchées, la nature des matériaux des couches, la forme des collecteurs (circulaire, cadre, ou ovoïde), etc. L'utilisateur peut appliquer plusieurs profils en travers à son réseau selon un pas sur une longueur donnée. La bibliothèque de tranchées (profils en travers) peut bien sûr être complétée par le projeteur.



**Figure III.5** : Schéma de tranchées avec ses deux types sur COVADIS.

- k) Calcul des fossés de transit, des caniveaux et des noues : COVADIS intègre également la gestion des fossés de transit, des caniveaux et des noues (calcul, vérification de la mise en charge, métré, ...). Le logiciel permet la création et le dimensionnement d'un réseau d'assainissement superficiel. Il assure le contrôle de la capacité des fossés, des caniveaux et des cunettes de la plate-forme routière, en respectant les recommandations du Guide Technique de l'Assainissement Routier (GTAR) édité par le SETRA. Par ailleurs, une calculette assiste le projeteur durant son étude hydraulique en assurant le calcul des collecteurs circulaires, le pré-dimensionnement des ouvrages ouverts, ou le débit de fuite par la méthode de Poncelet.



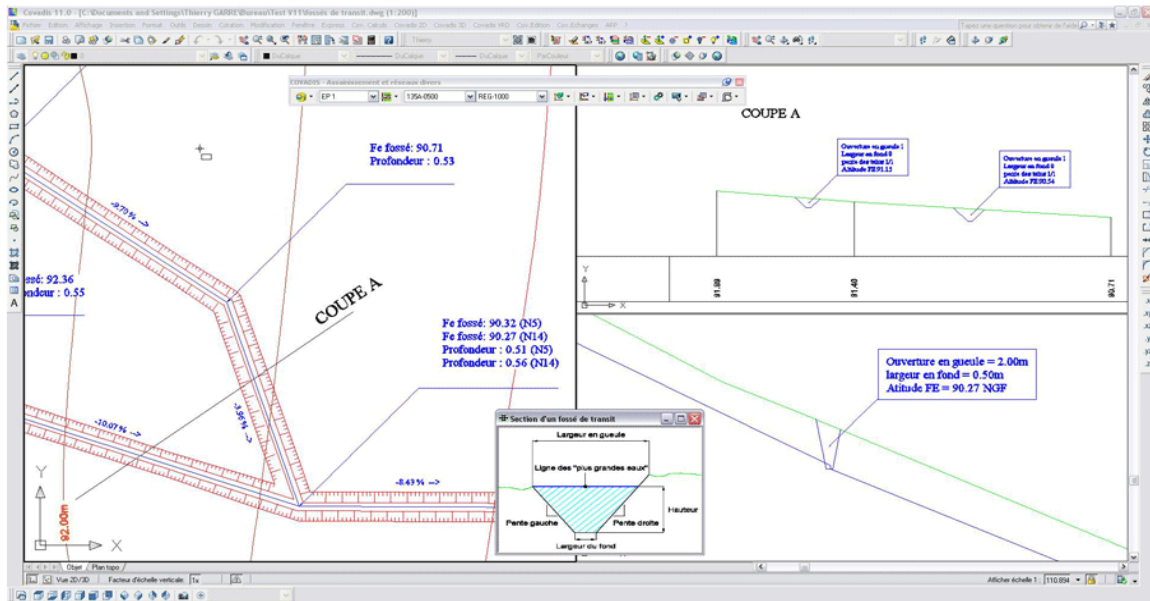


Figure III.6 : Schéma de coupe d'un décanteur.

- 1) Métrés des réseaux : COVADIS génère automatiquement les quantitatifs, les métrés et les cubatures au format Excel ®. Ces documents récapitulent les calculs réalisés, les données altimétriques (cotes, hauteurs de chute) et les fournitures à commander.

Tronçon	Amont	Aval	Canalisation	Dimensions (mm)	Longueur	Largeur d'ouverture		Surface d'ouverture	Largeur de fouille	Profondeur de tranchée			Fouille (m³)	Fondation (m³)	Lit de pose (m³)	Enrobage (m³)	
						Amont	Aval			Amont	Aval	Maxi					Moyenne
N1	N2		135A-0800	800 00	75.98	2.16	2.16	164.11	2.16	2.73	2.81	2.81	2.78	382.51	0.00	24.62	151.79
N2	N3		135A-0800	800 00	82.10	2.16	2.16	177.34	2.16	2.81	2.78	2.81	2.77	411.74	0.00	26.60	164.03
N3	N4		135A-1000	1 000 00	40.47	2.40	2.40	97.12	2.40	2.85	2.81	2.99	2.91	238.83	0.00	19.42	99.91
<b>Totaux</b>						198.55			438.58					1 033.08	0.00	70.64	415.73

Tronçon	Amont	Aval	Epaisseur de décaissement	Surface de décaissement	Surface de rabotage	Décaissement (m³)	Remblai (m³)	Nb maxi compactage	Surface de blindage	Longueur de blindage	Blindage (m³)	Type de blindage	Type de tranchée	Commentaires	
N1	N2		0.45	194.51	30.39	75.37	151.11	3.00	414.96	75.98	41.50	CR	Unique	Noeud EP 1 (N1)	
N2	N3		0.45	210.19	32.94	81.45	161.68	3.00	446.92	82.10	44.69	CR	Unique	Noeud EP 1 (N2)	
N3	N4		0.45	113.31	16.19	44.51	73.73	2.00	231.40	40.47	23.14	CR	Unique	Noeud EP 1 (N3)	
<b>Totaux</b>						518.00	79.42	201.33	386.52	8.00	1 093.28	198.55	109.33		

Figure III.7 : Tableau Excel de métrés sur COVADIS.

Un simple clic permet de produire automatiquement les pièces écrites (devis, facture, etc.) associées au projet.

# COVADIS DEVIS ESTIMATIF

Lot : EP

13/07/2009

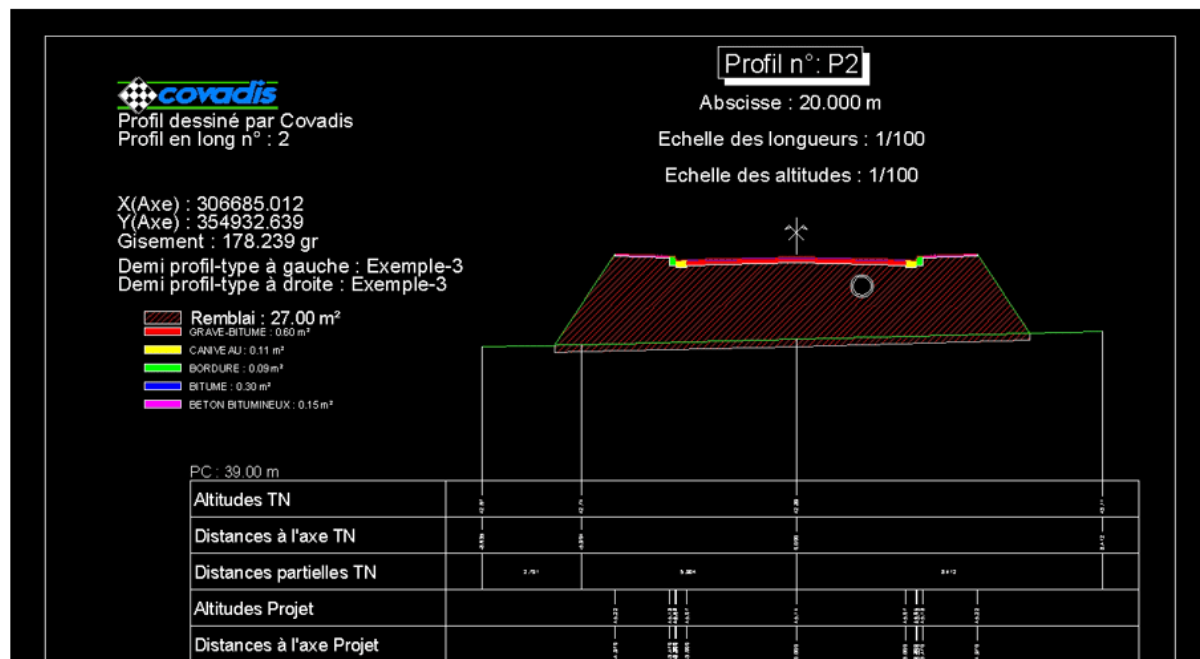
Désignation	Unités	Quantité	PU HT	Montant
<b>EP</b>				
<b>Travaux préparatoires</b>				
TP-001 Installation du chantier		1.000	1 500.00	1 500.00
TP-002 Piquetage, implantation, sondage		1.000	1 500.00	1 500.00
<b>Canalisation EP</b>				
EP-001 Longueur 3D des canalisations	ml	178.304	72.00	12 837.89
EP-065 Fourniture et pose des canalisations CR8-0300	ml	105.702	67.00	7 082.03
EP-066 Fourniture et pose des canalisations CR8-0400	ml	11.325	110.00	1 245.75
EP-067 Fourniture et pose des canalisations CR8-0500	ml	61.277	186.00	11 397.52
EP-138 Nombre de tuyaux CR8-0300		18.000	65.00	1 170.00
EP-139 Nombre de tuyaux CR8-0400		2.000	112.00	224.00
EP-140 Nombre de tuyaux CR8-0500		9.000	58.00	522.00
<b>Travaux de génie civil</b>				
Traitement du sol de fondation				
GC-001 Longueur 2D	ml	178.116	62.00	11 043.19
GC-002 Longueur 3D	ml	178.304	62.00	11 054.85
GC-010 Volume	m <sup>3</sup>	30.28	128.00	3 875.84
Démolition de chaussée				
GC-003 Longueur 2D de découpage	ml	178.116	56.00	9 974.50
GC-004 Longueur 3D de découpage	ml	178.304	56.00	9 985.02
GC-006 Surface 2D de démolition	m <sup>2</sup>	532.40	45.00	23 958.00
GC-014 Volume de démolition	m <sup>3</sup>	145.47	121.00	17 601.87
Terrassements				
Protection contre les éboulements				
GC-005 Longueur 2D blindée	ml	178.116	58.00	10 330.73

**Figure III.8** : Table de devis estimatif existant sur COVADIS.

m) Habillage et légendage du plan : COVADIS assure l'habillage automatique du plan en dessinant des étiquettes personnalisables associées aux regards et aux tronçons.

Ces étiquettes interactives sont automatiquement mises à jour suite à la modification d'un élément du réseau et peuvent être dynamiquement repositionnées.

L'utilisation d'une bibliothèque complète de symboles (ouvrages, éléments du réseau, etc.), ainsi que le légendage automatique du plan, permettent sa finalisation.



**Figure III.9** : Exemple de profil rempli de légendes et étiquettes sur COVADIS.

Les profils en long du réseau, les profils en travers, et les cahiers de profils sont mis en page et édités automatiquement en tenant compte du paramétrage choisis par l'utilisateur (écriture de la longueur des canalisations, de la pente, des cotes, etc.).

L'ensemble des canalisations peut être modélisé en 3D.

Par ailleurs, les fossés et les canalisations d'un réseau d'assainissement peuvent être automatiquement dessinés sur les profils en long et en travers du projet de voirie ou de route.

## II. SewerCAD :

- a) **Définition** : SewerCAD est une application de modélisation et de conception d'égouts simple d'utilisation validée par des milliers de municipalités, de services des eaux et de cabinets d'ingénierie à travers le monde pour la conception, l'analyse et la planification de systèmes de collecte des eaux usées. Les ingénieurs peuvent modéliser facilement à la fois des réseaux sous pression et gravitationnelles grâce à des analyses à l'état stationnaire comprenant différents facteurs de pics, ainsi que des simulations sur de longues périodes. SewerCAD permet d'associer un modèle hydraulique à un projet Connect grâce aux services Cloud Bentley CONNECT. Cela permet à tous les membres de l'équipe de disposer simplement d'un accès commun au modèle.

SewerCAD peut être utilisé en tant qu'application autonome, ou depuis MicroStation et AutoCAD, offrant ainsi à l'utilisateur une grande flexibilité.

- b) **Interopérabilité** : Les utilisateurs de SewerCAD peuvent utiliser ce logiciel comme application autonome ou travailler directement dans MicroStation®, une option d'intégration complémentaire permet de modéliser dans AutoCAD.

L'interface autonome offre des outils de dessin de réseaux simples et rapides d'utilisation, la prise en charge de différents arrière-plans, des fonctionnalités de conversion à partir de fichiers de CAO, de SIG et de bases de données, ainsi que des possibilités d'annulation et de rétablissement illimitées.

SewerCAD peut ouvrir des modèles SewerGEMS®, y compris ceux créés avec ArcGIS. Lorsqu'ils modélisent dans MicroStation, les utilisateurs bénéficient d'un environnement géospatial et de modélisation CAO, ainsi que des fonctionnalités de rendu d'image et de publication. Les utilisateurs d'AutoCAD peuvent également profiter de la possibilité d'exécuter des modèles SewerCAD depuis AutoCAD pour créer, agencer et tracer des modèles d'une grande précision technique au sein d'un environnement dans lequel ils se sentent déjà à l'aise.

- c) Installations hydrauliques gravitationnelles et sous pression : Les ingénieurs peuvent analyser des conditions de débit sous pression ou en surface libre à l'aide d'un algorithme performant STM (Standard Step Method) à variation graduelle dans SewerCAD, qui permet de résoudre des situations sous-critiques, critiques et sur-critiques, ainsi que des profils mixtes complexes. La simulation à l'état stationnaire analyse le réseau dans des conditions de débit extrême. Des fonctionnalités de conception automatisées sont disponibles avec une analyse à l'état stationnaire afin d'identifier des conceptions d'égouts les plus économiques. Les simulations sur une longue période (Extended Period Simulations / EPS) permettent aux modélisateurs de visualiser le comportement du réseau à travers le temps. Il est possible d'animer les résultats au fil du temps afin de localiser des ressauts hydrauliques et des sections en surcharge.
- d) Affectation et estimation des charges et infiltration et captage pour les eaux usées : Le module LoadBuilder™ inclus dans SewerCAD permet aux ingénieurs d'affecter des charges d'égouts en se basant sur différentes sources SIG telles que les données de facturation de la consommation d'eau des utilisateurs, des mesures de débit sur une zone, ou des polygones avec une population ou un type d'occupation du sol. Les modélisateurs peuvent utiliser des bibliothèques de charges entièrement personnalisables pour évaluer des débits sanitaires, en fonction de la population, de la zone, du déversement total par temps sec, ou de leurs propres types de charges personnalisés.
- SewerCAD comprend également de nombreux tableaux et formules prédéfinis de facteurs de débit extrême, notamment ceux de Babbitt, Harmon, Ten State et Federov, bien que les utilisateurs puissent aussi choisir d'enregistrer leurs propres formules et tableaux.
- SewerCAD détermine l'infiltration dans les conduites gravitationnelles, sur la base de la longueur des conduites, du rapport longueur/diamètre, de la surface active, de valeurs de compteur, ou de données définies par l'utilisateur. SewerCAD peut également utiliser différents modèles d'écoulement ou hydro-grammes pour réaliser des simulations sur une longue période. Le centre de contrôle de la charge sanitaire et le centre de contrôle apports hydrauliques permettent de réaliser facilement des modifications globales, ou des modifications d'un ensemble précis d'éléments.
- e) Conception automatique des réseaux : Les fonctionnalités de conception sur la base de contraintes de SewerCAD permettent aux modélisateurs de concevoir automatiquement des conduites et des structures gravitationnelles.

Le processus de conception est suffisamment flexible pour permettre aux utilisateurs de définir les éléments qu'ils souhaitent concevoir, de la simple conduite à l'intégralité du réseau.

SewerCAD définit automatiquement des tailles de conduites et des hauteurs de radier optimales sur le plan économique, en évitant des excavations.

- f) La gestion complète des scénarios : Le Centre de gestion des scénarios (Scenario Management Center) de SewerCAD fournit aux ingénieurs des possibilités illimitées pour configurer, exécuter, évaluer, visualiser et comparer tous les scénarios possibles au sein d'un seul fichier. La comparaison d'un nombre illimité de scénarios, l'analyse des différentes solutions de réhabilitation à différents horizons de planification, et l'évaluation des stratégies possibles concernant l'utilisation des pompes, ou de scénarios de débordement à partir de différents débits futurs, permettent aux ingénieurs de prendre facilement des décisions.

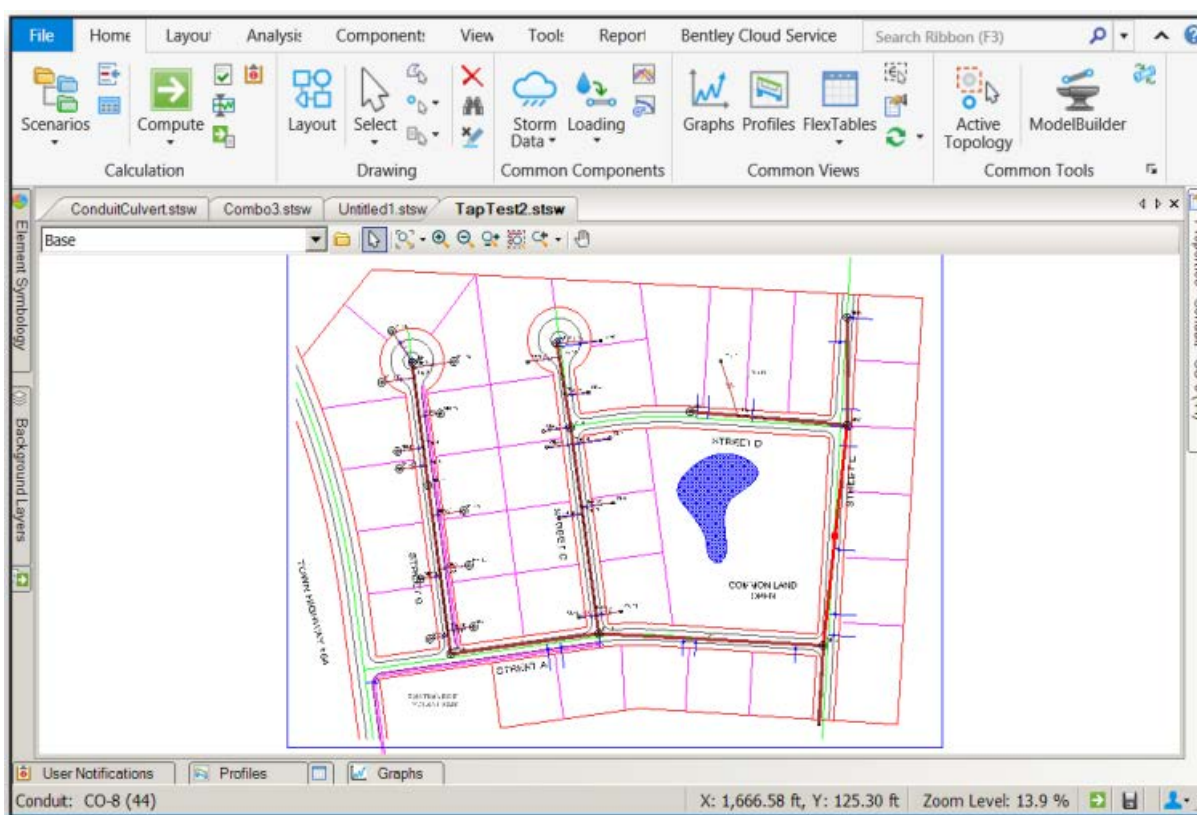


Figure III.10 : Un aperçu de SewerCAD.

### III. Conclusion :

Ces logiciels seront nos alliés pour la modélisation ainsi que la simulation de nos données, pour avoir les résultats nécessaires exposés dans le chapitre suivant. Dans un premier temps on avait besoin du logiciel COVADIS pour modéliser les profils en long et les pentes, puis tracer les regards, en se basant sur un plan topographique des bassins.

Dans une seconde étape on a utilisé le logiciel SewerCAD dans le but de simuler les séries de pluies pour les périodes de retour citées ultérieurement et d'une façon séparée. Finalement, on a ré-séparé les bassins en plusieurs sous bassins avant la simulation de nouveau.

Toutes ces étapes brièvement citées seront renforcées en Annexe.

Sans l'utilisation de ces logiciels très puissants et performants on aurait jamais avoir les résultats obtenus avec une telle précision et en un temps record.

## CHAPITRE IV : RESULTATS ET DISCUSSION

Le présent chapitre permet de présenter tous les résultats obtenus après les différentes simulations par le logiciel SewerCAD, ce chapitre est divisé en trois sections comme suit : les résultats de simulation par le modèle de pluie double triangle sur 28 sous bassins (section IV.2), les résultats de simulation obtenus par le modèle de pluie double triangle sur 50 sous bassins (section IV.3) et une comparaison de ces résultats (section IV.4). Toutefois, l'analyse et la discussion proposée se base sur tous les résultats obtenus au cours de cette étude.

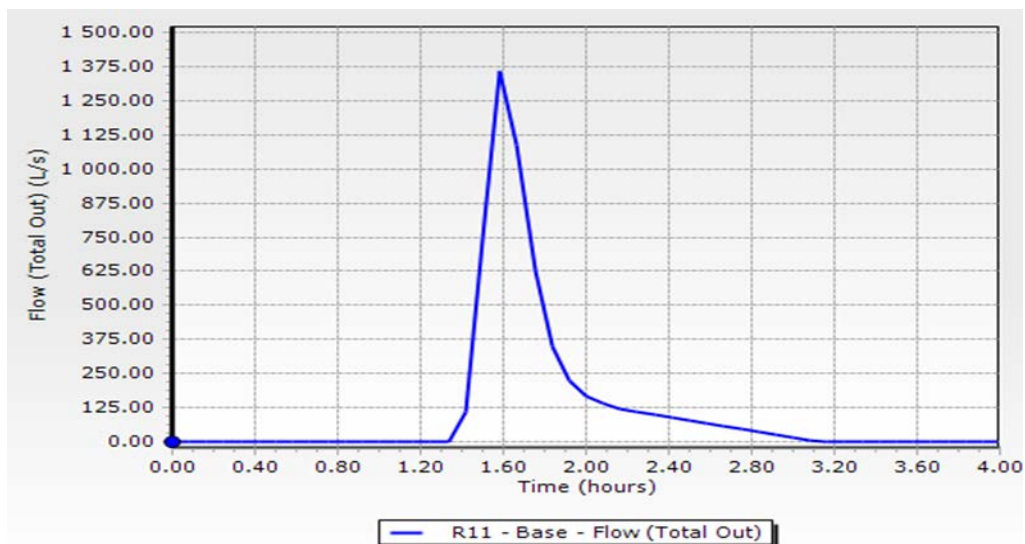
### I. Simulation du 1<sup>ier</sup> scénario (Cas du 28 sous bassins) :

Cette section permet de présenter tous les résultats des débits, les hauteurs d'eau au niveau des regards et l'état du réseau obtenus par le modèle de pluie de double triangle pour les trois périodes de retour (10, 20 et 50 ans) appliqués sur 28 sous bassins.

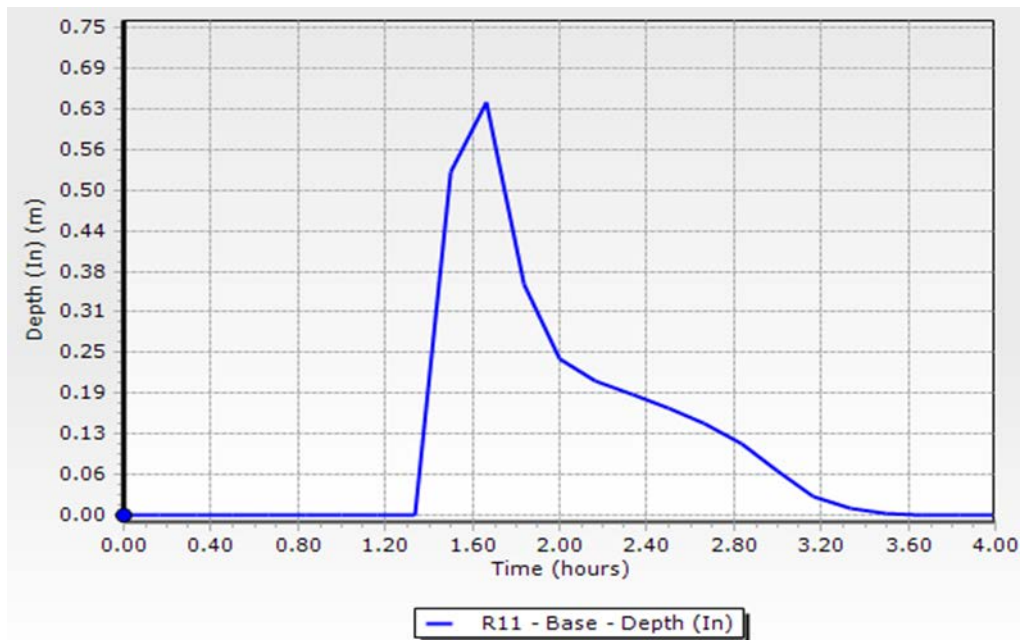
#### 1) Cas du 28 sous bassins (T=10 ans)

Les résultats de simulation du réseau d'eau pluviale par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans indiquent que 4 regards sur 158 regards du réseau sont en surcharge, ce qui présente 2.53% du nombre des regards du réseau. Donc, le risque des inondations est probable.

- **Regards N°R11**



**Fig.IV.1** : hydro-gramme de variation de débit dans le nœud R11 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans.



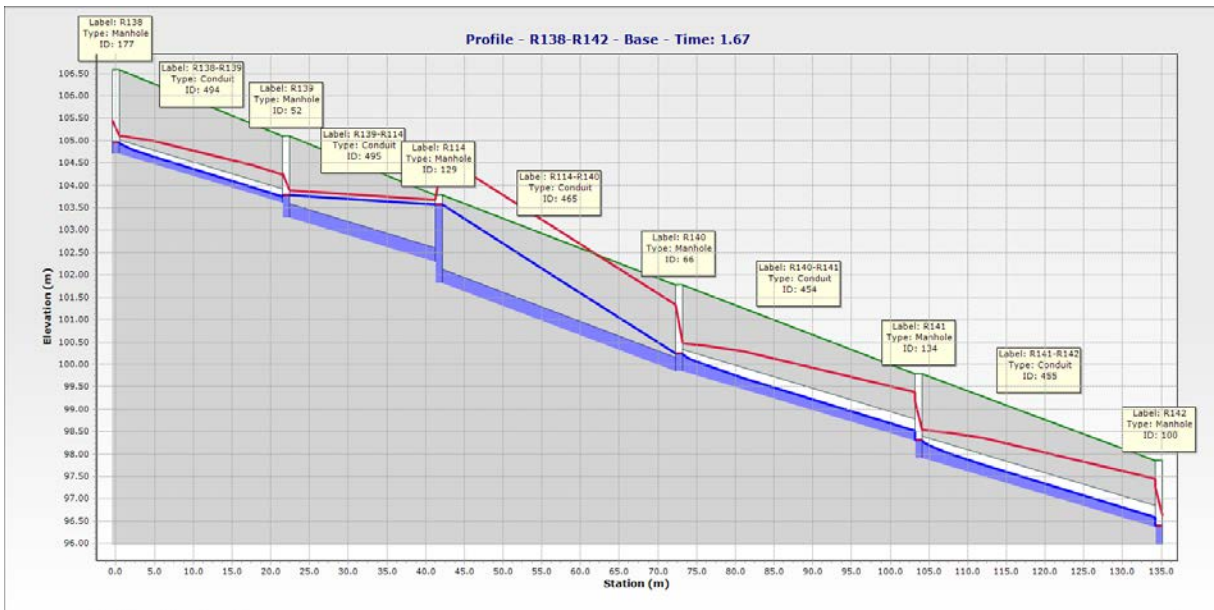
**Fig.IV.2** :hydro-gramme de variation de niveau de l'eau dans le nœud R11 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans.

Les figures (IV.1 et IV.2) présentent l'hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d'eau dans le nœud R11 après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 1343.75 l/s et 0.63 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R140 est en surcharge de l'instant 90 min à l'instant 100 min, par contre le nœud R114 est en surcharge à l'instant 100 min (Tab IV.1 et Fig IV.3).

**Tableau IV.1** : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R114 et R140 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans.

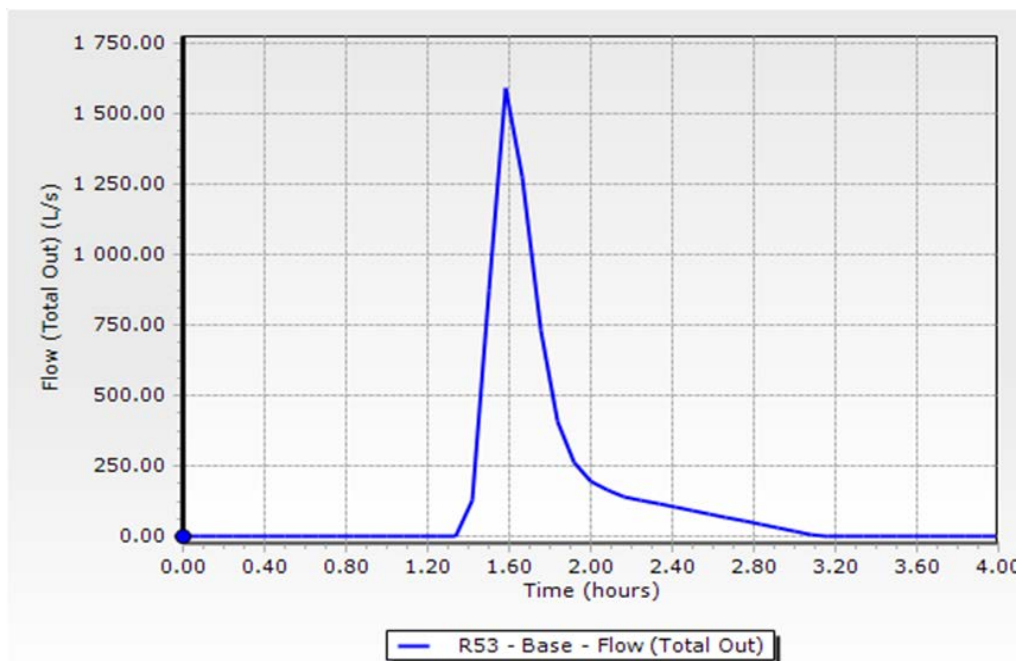
N° de Regard	Temps (min)	Debit Total (L/s)	Hauteur d'eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R140	90	291.88	0.37	100.21	Surcharge
	100	363.17	0.41	100.25	
R114	100	360.06	1.74	103.56	



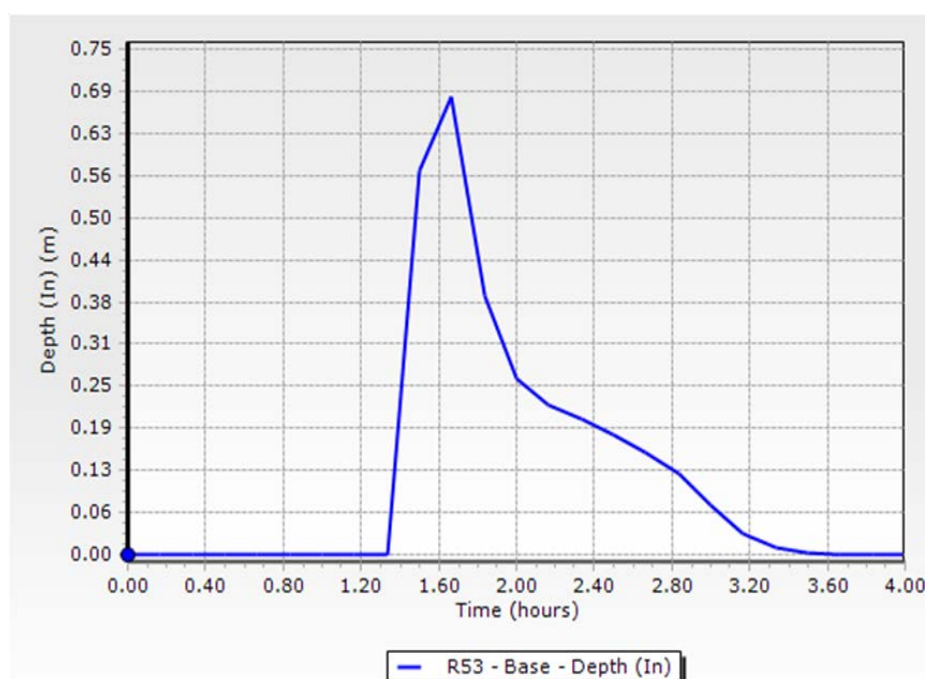


**Fig. IV.3 :** Profil en long du collecteur R138 à R142 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans.

- *Regards N°R53*



**Fig.IV.4 :** hydro-gramme de variation de débit dans le nœud R53 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans.



**Fig.IV.5** : hydro-gramme de variation de niveau de l'eau dans le nœud R53 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans.

Les figures (IV.4 et IV.5) présentent l'hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d'eau dans le nœud R53 après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 1575 l/s et 0.68 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R30 est en surcharge de l'instant 90 min à l'instant 100 min (Tab IV.2 et Fig.IV.6).

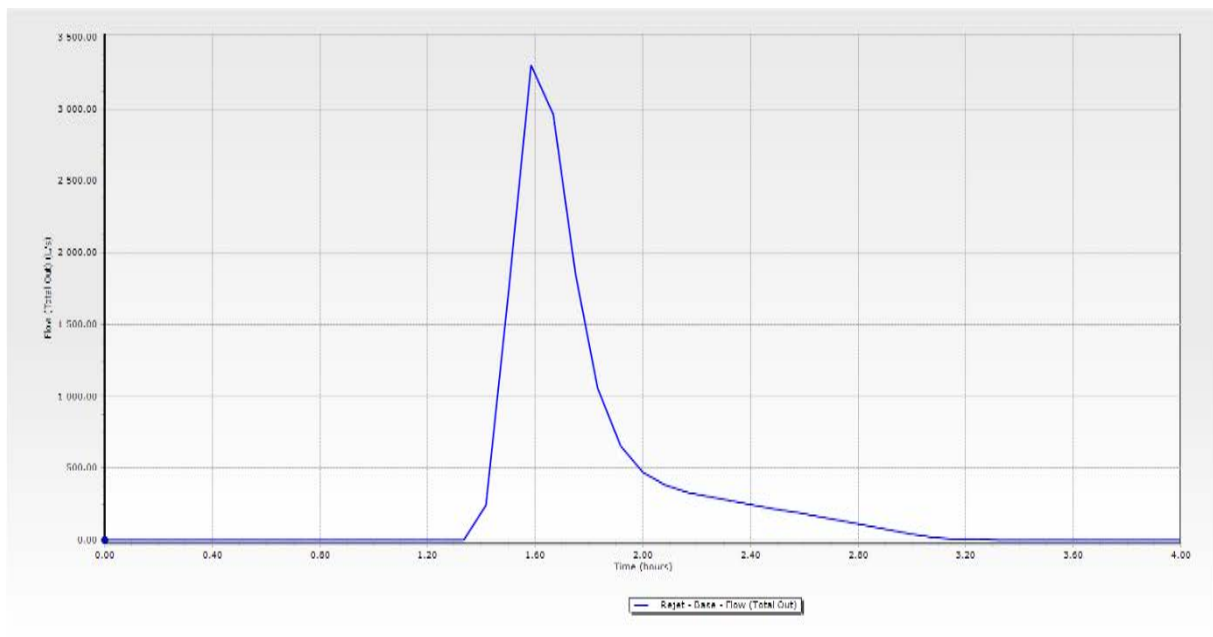
**Tableau IV.2** : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R30 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans.

N° de Regard	Temps (min)	Débit Total (L/s)	Hauteur d'eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R30	90	368.75	0.4	99.57	Surcharge
	100	389.57	0.41	99.58	

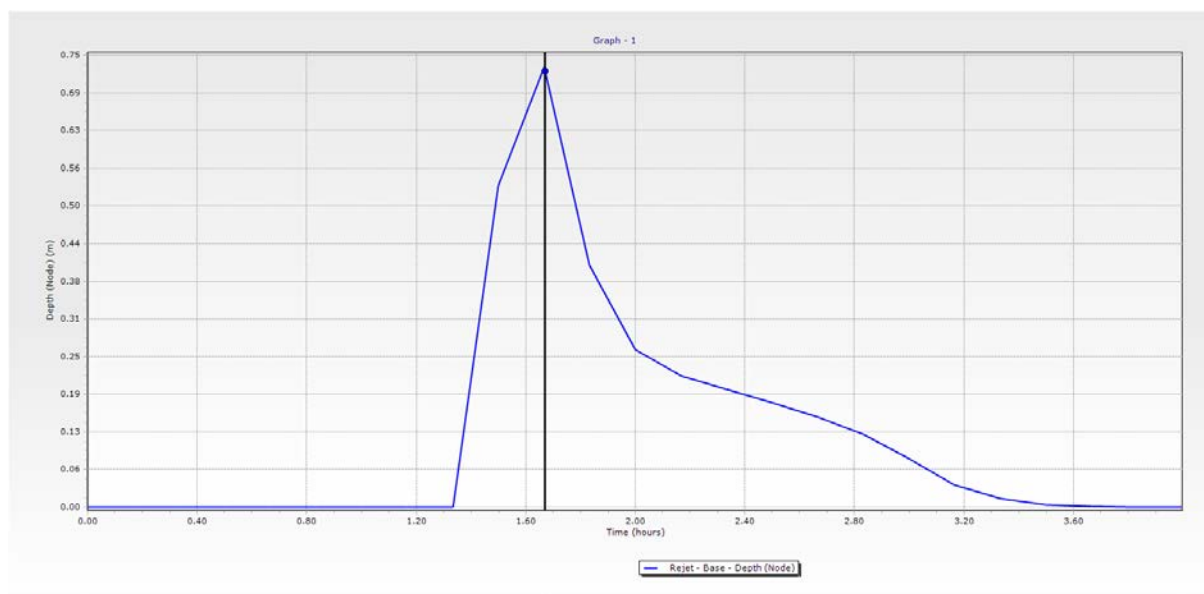


**Fig. IV.6 :** Profil en long du collecteur R27 à R33 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans.

- **REJET**



**Fig. IV. 7 :**hydro-gramme de variation de niveau de l'eau dans le Rejet simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans.

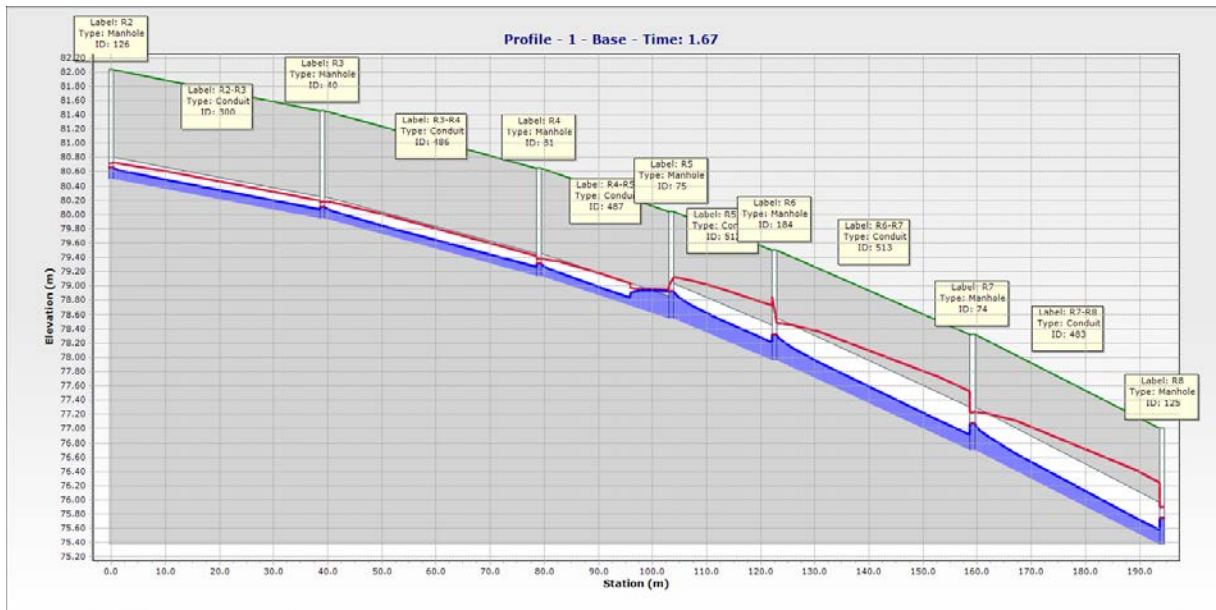


**Fig. IV.8 :**hydro-gramme de variation de niveau de l'eau dans le Rejet simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans.

Les figures (IV.7 et IV.8) présentent l'hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d'eau dans le rejet après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 3312.5 l/s et 0.84 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R5 est en surcharge de l'instant 90 min à l'instant 100 min (Tab IV.3 et Fig. IV. 9).

**Tableau IV.3 :** Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R5 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans.

N° de Regard	Temps (min)	DebitTotal (L/s)	Hauteur d'eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R5	90	280.02	0.36	78.9	Surcharge
	100	319.35	0.39	78.93	

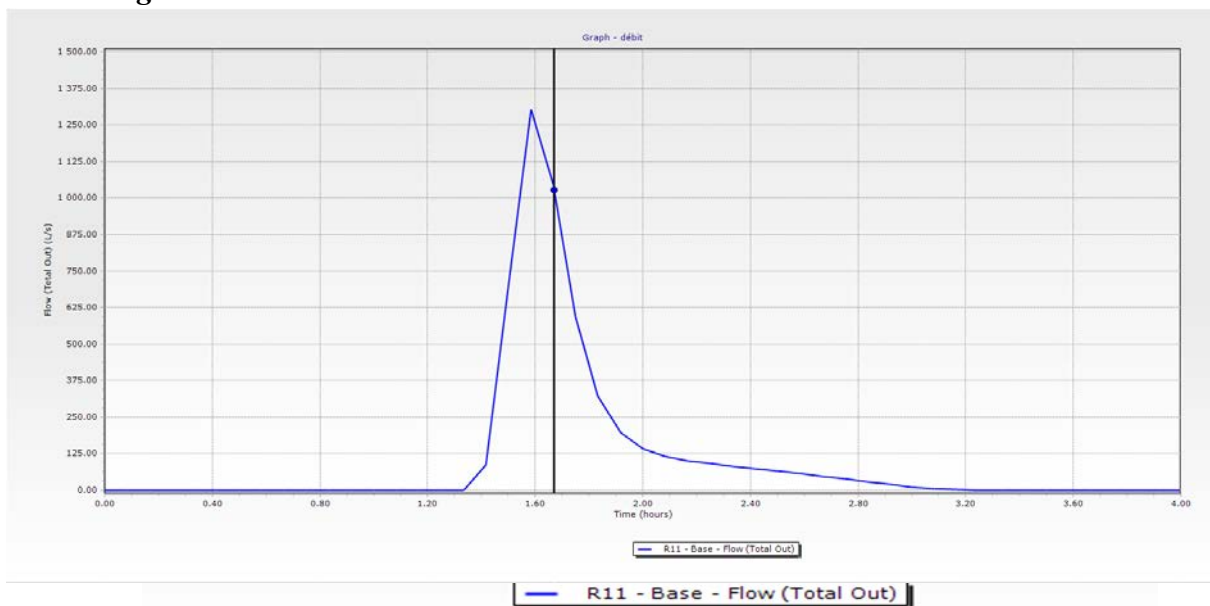


**Fig. IV.9 :** Profil en long du collecteur R2 à R8 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans.

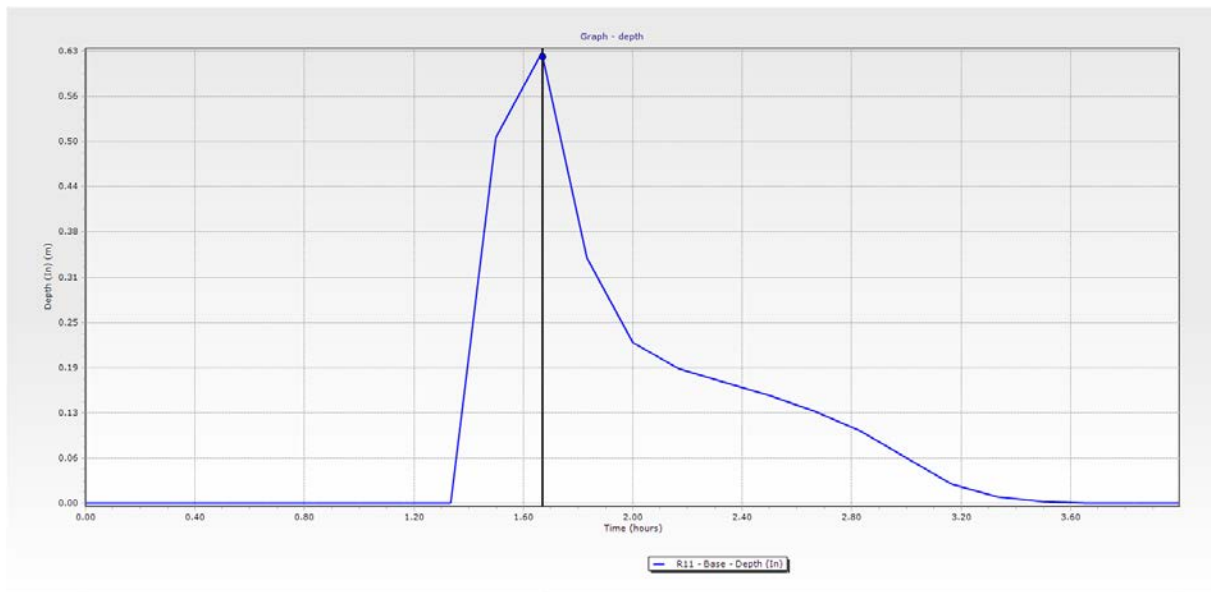
2) Cas du 28 sous bassins (T=20ans)

Les résultats de simulation du réseau d'eau pluviale par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans indiquent que 4 regards sur 158 regards du réseau sont en surcharges, ce qui présente 2.53 % du nombre des regards du réseau. Donc, le risque des inondations est probable.

- **Regards N°R11**



**Fig.IV.10 :**hydro-gramme de variation de débit dans le nœud R11 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans.

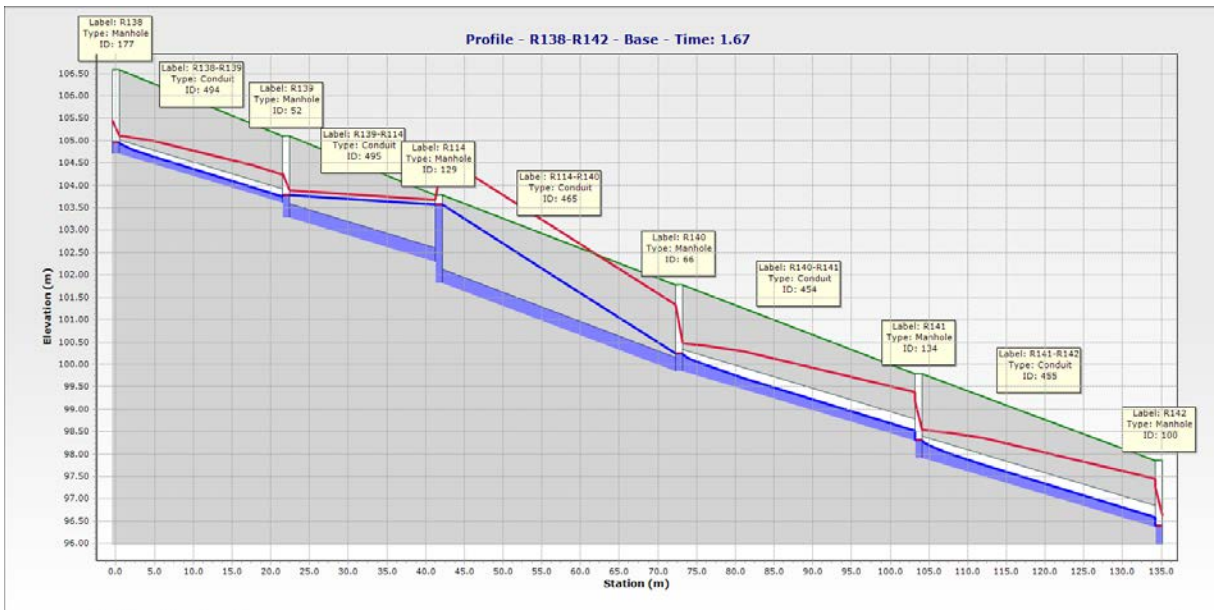


**Fig.IV.11** :hydro-gramme de variation de niveau de l'eau dans le nœud R11 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans.

Les figures (IV.10 et IV.11) présentent l'hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d'eau dans le nœud R11 après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 1312.5 l/s et 0.63 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R140 est en surcharge de l'instant 90 min à l'instant 100 min, par contre le nœud R114 est en surcharge à l'instant 100 min (Tab IV.4 et Fig. IV.12).

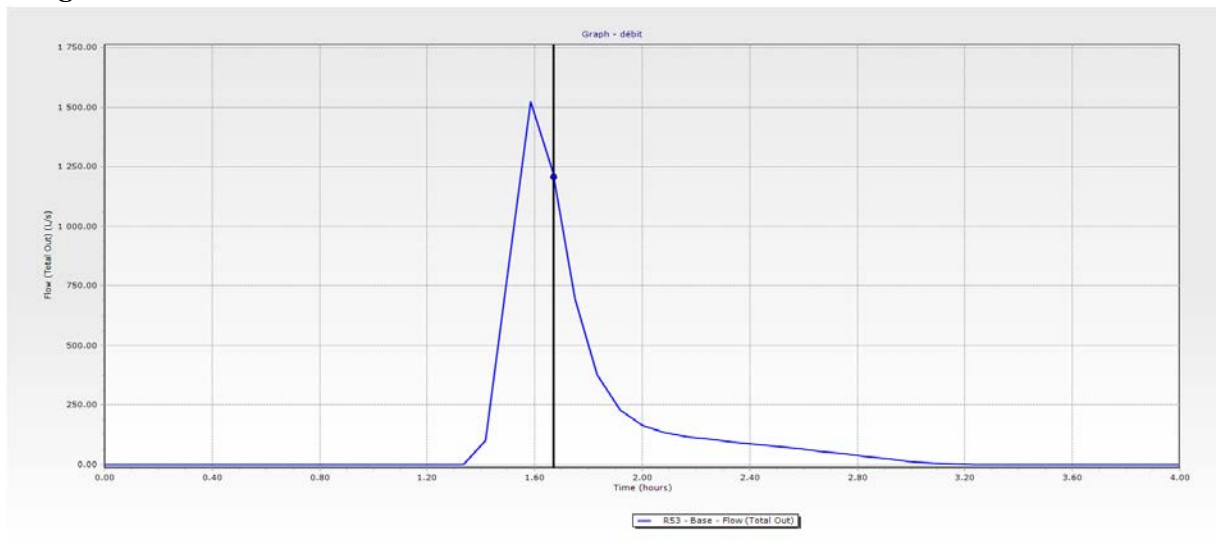
**Tableau IV.4** : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R114 et R140 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans.

N° de Regard	Temps (min)	Debit Total (L/s)	Hauteur d'eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R140	90	270.12	0.36	100.2	Surcharge
	100	349.93	0.4	100.24	
R114	100	346.83	1.5	103.32	

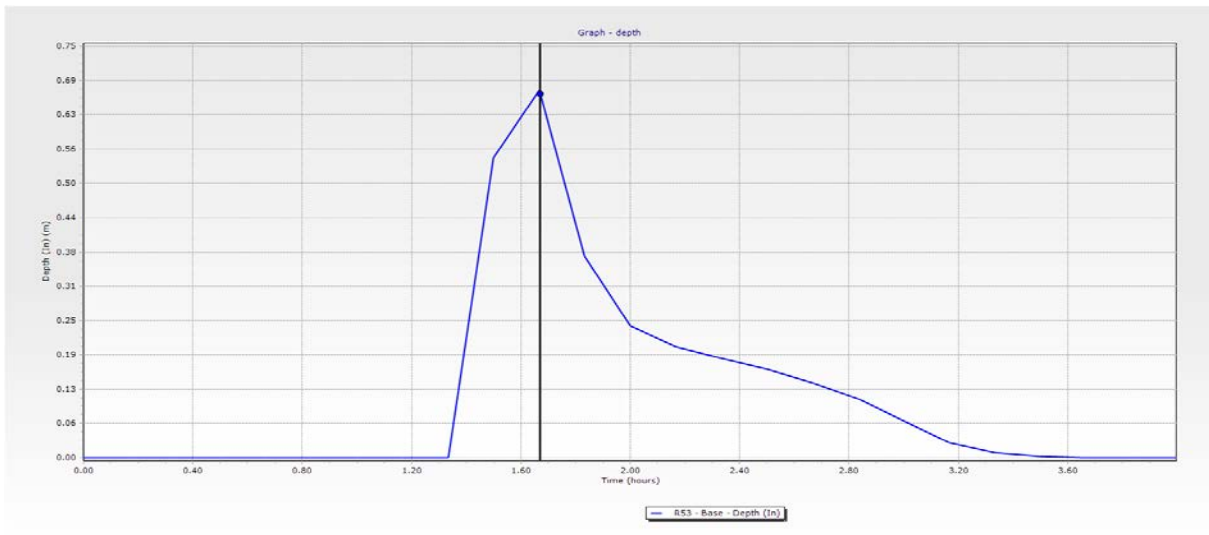


**Fig. IV.12 :** Profil en long du collecteur R138 à R142 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans.

- **Regards N°R53**



**Fig.IV.13 :**hydro-gramme de variation de débit dans le nœud R53 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans.



**Fig.IV.14 :** hydro-gramme de variation de niveau de l’eau dans le nœud R53 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans.

Les figures (IV.13 et IV.14) présentent l’hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d’eau dans le nœud R53 après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 1515 l/s et 0.67 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R30 est en surcharge de l’instant 90 min à l’instant 100 min (Tab IV.5 et Fig. IV.15).

**Tableau IV.5 :** Valeurs des débits max et des hauteurs d’eau max dans le nœud R30 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans.

N° de Regard	Temps (min)	Débit Total (L/s)	Hauteur d’eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R30	90	342.58	0.38	99.55	Surcharge
	100	375.11	0.4	99.57	





Fig. IV.15 : Profil en long du collecteur R27 à R33 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans.

- **REJET**

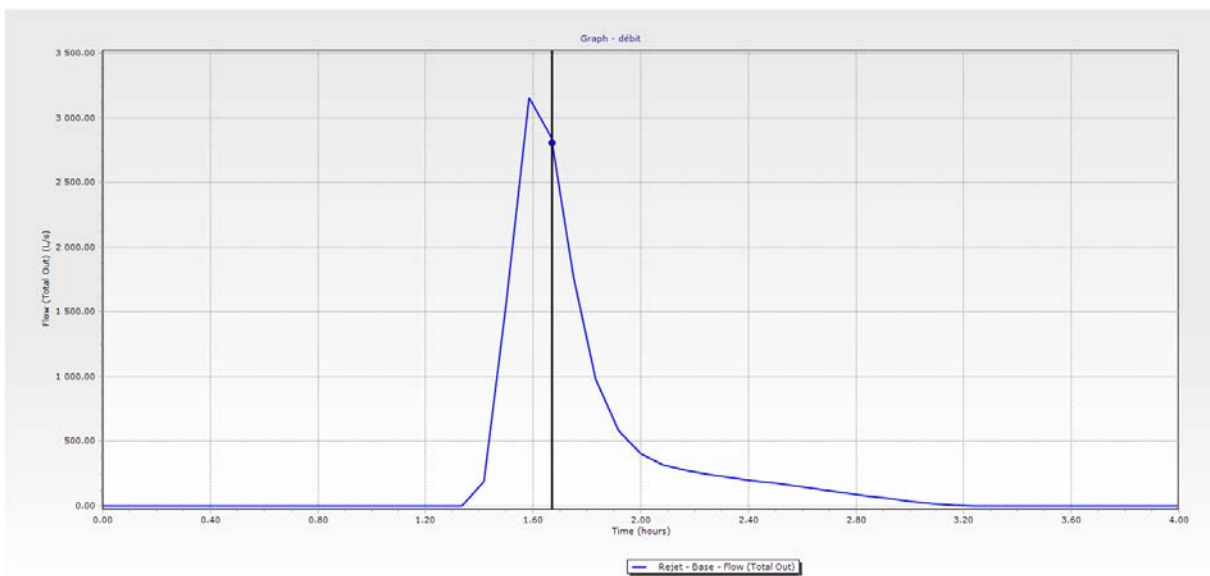
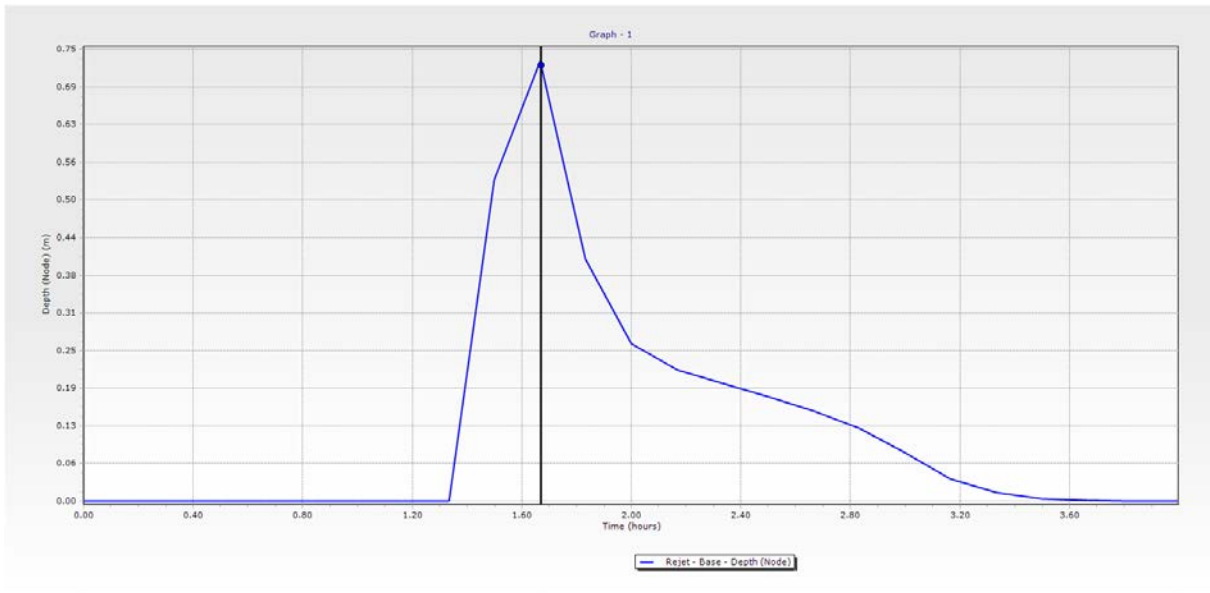


Fig. IV.16 : hydro-gramme de variation de débit dans le nœud R53 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans.

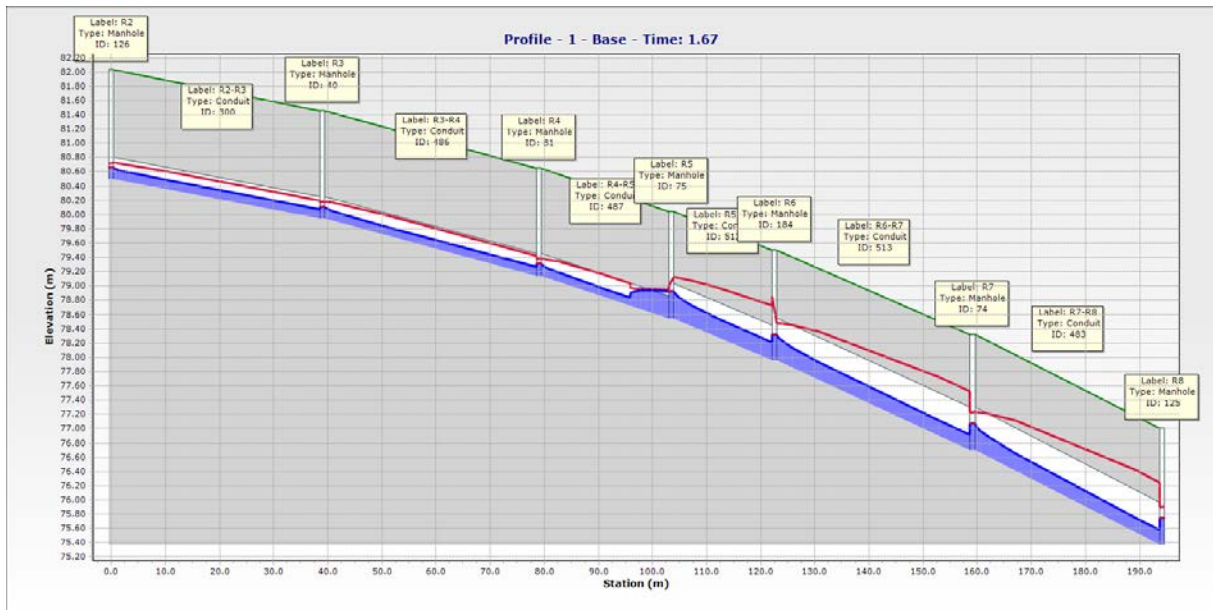


**Fig. IV.17 :** hydro-gramme de variation de niveau de l'eau dans le rejet simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans.

Les figures (IV.16 et IV.17) présentent l'hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d'eau dans le rejet après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 3187.5l/s et 0.72 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R5 est en surcharge de l'instant 90 min à l'instant 100 min (Tab IV.6 et Fig. IV.18).

**Tableau IV.6 :** Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R5 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans.

N° de Regard	Temps (min)	Debit Total (L/s)	Hauteur d'eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R5	90	259.76	0.35	78.89	Surcharge
	100	307.65	0.38	78.92	

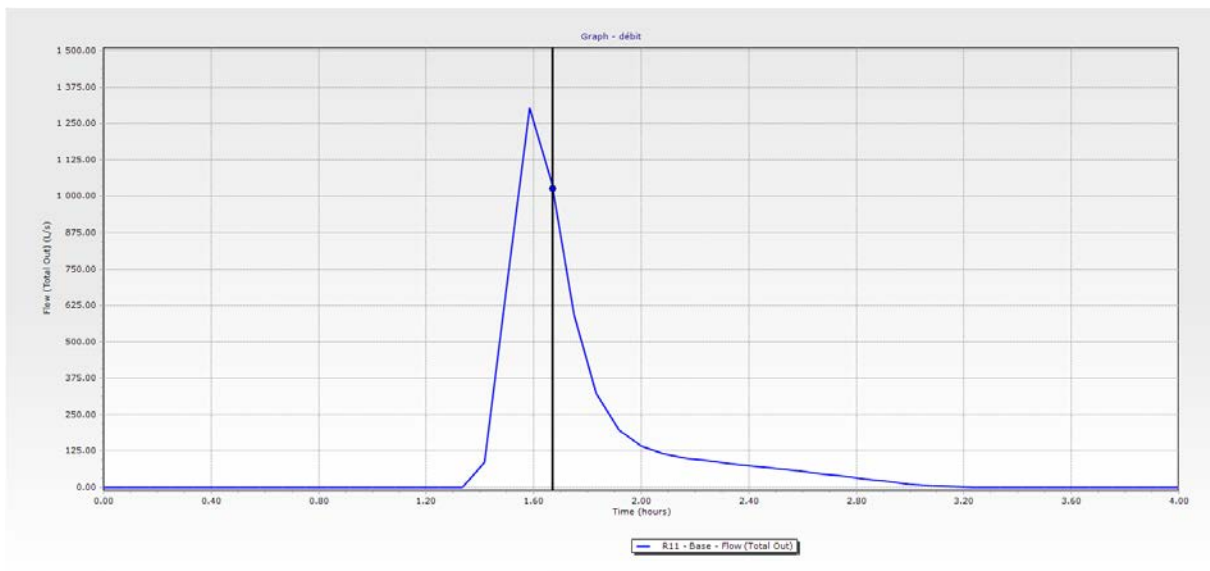


**Fig. IV.18 :** Profil en long du collecteur R2 à R8 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans.

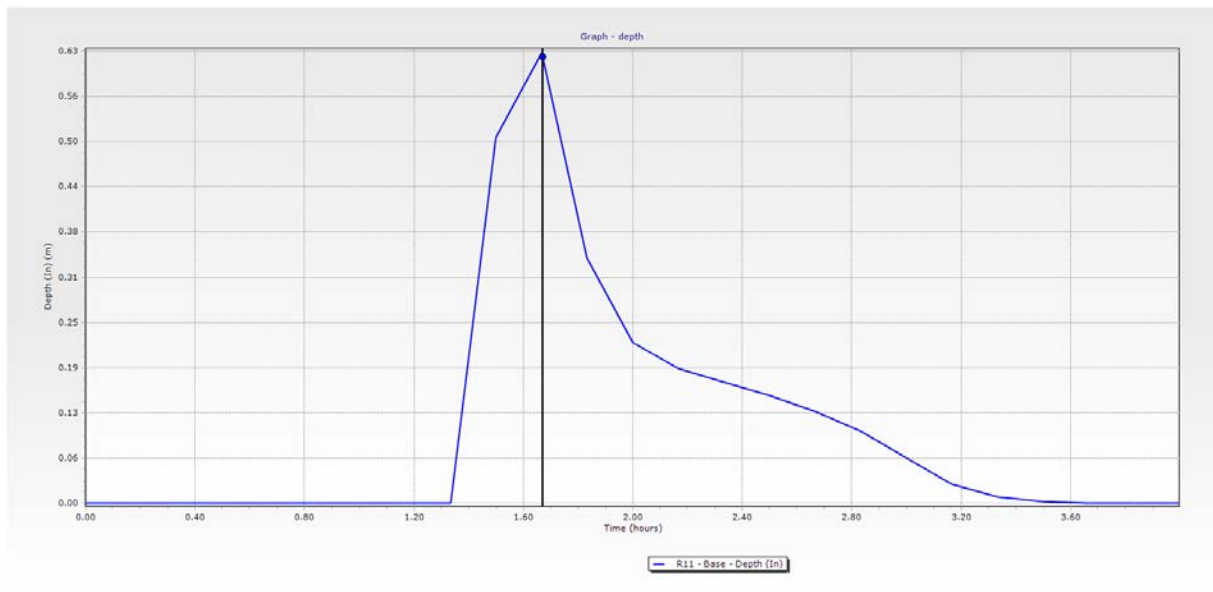
3) Cas du 28 sous bassins (T=50ans)

Les résultats de simulation du réseau d'eau pluviale par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans indiquent que 4 regards sur 158 regards du réseau sont en surcharge, ce qui présente 2.53 % du nombre des regards du réseau. Donc, le risque des inondations est probable.

- **Regards N°R11**



**Fig.IV.19 :**hydro-gramme de variation de débit dans le nœud R11 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans.

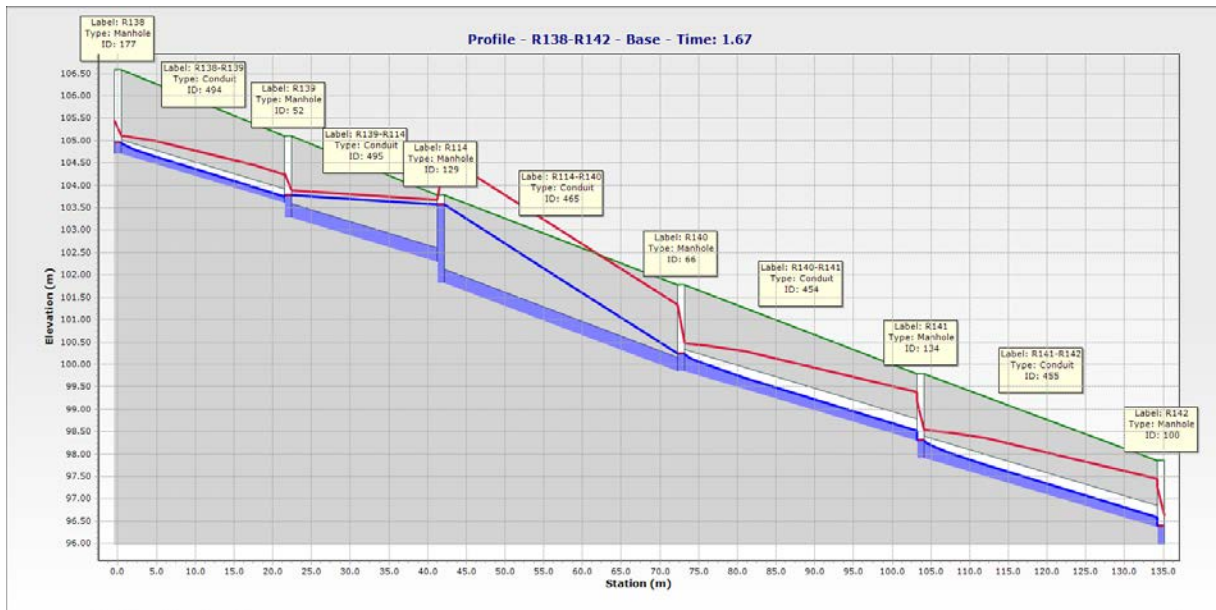


**Fig.IV.20** :hydro-gramme de variation de niveau de l’eau dans le nœud R11 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans.

Les figures (IV.19 et IV.20) présentent l’hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d’eau dans le nœud R11 après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 1312.5 l/s et 0.63 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R140 est en surcharge de l’instant 90 min à l’instant 100 min, par contre le nœud R114 est en surcharge à l’instant 100 min (Tab IV.7 et Fig. IV.21).

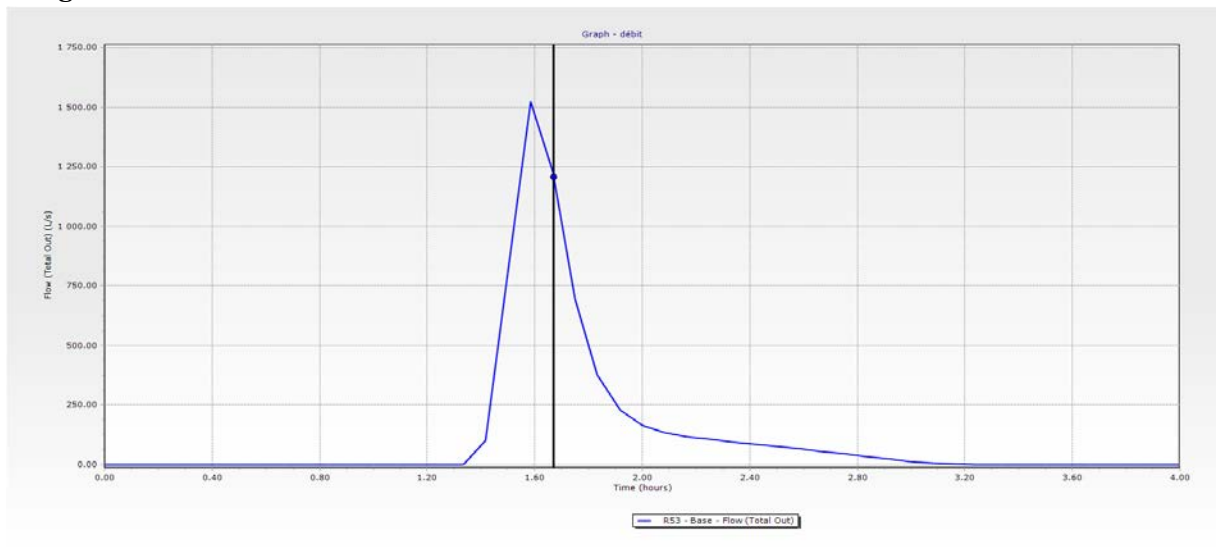
**Tableau IV.7** : Valeurs des débits max et des hauteurs d’eau max dans le nœud R114 et R140 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans.

N° de Regard	Temps (min)	Debit Total (L/s)	Hauteur d’eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R140	90	270.12	0.36	100.2	Surcharge
	100	349.93	0.4	100.24	
R114	100	346.83	1.5	103.32	

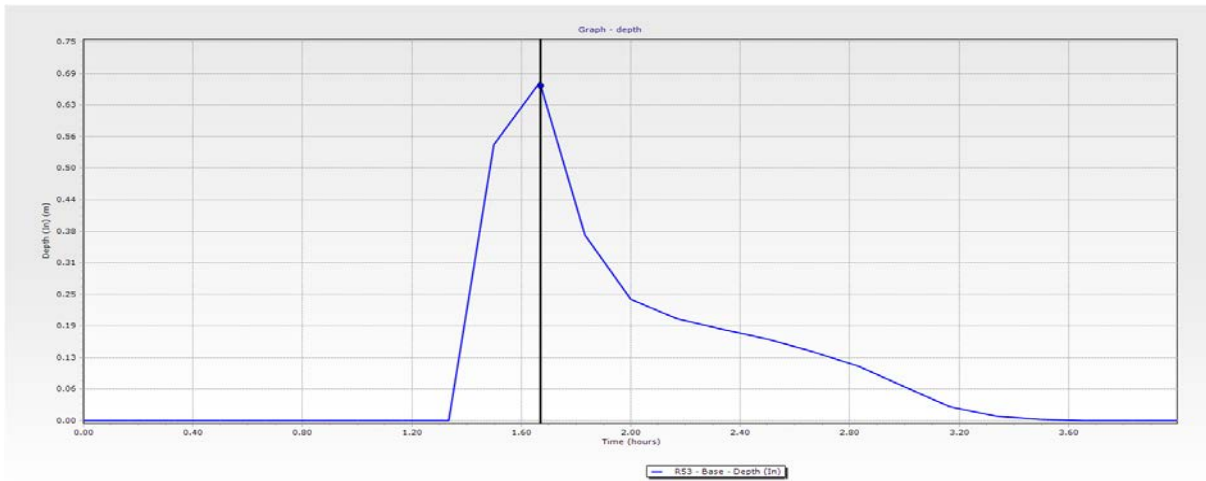


**Fig. IV.21** : Profil en long du collecteur R138 à R142 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans.

- **Regards N°R53**



**Fig.IV.22** :hydro-gramme de variation de débit dans le nœud R53 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans.



**Fig.IV.23 :** hydro-gramme de variation de niveau de l’eau dans le nœud R53 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans.

Les figures (IV.22 et IV.23) présentent l’hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d’eau dans le nœud R53 après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 1515l/s et 0.67 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R30 est en surcharge de l’instant 90 min à l’instant 100 min (Tab IV.8 et Fig. IV.24).

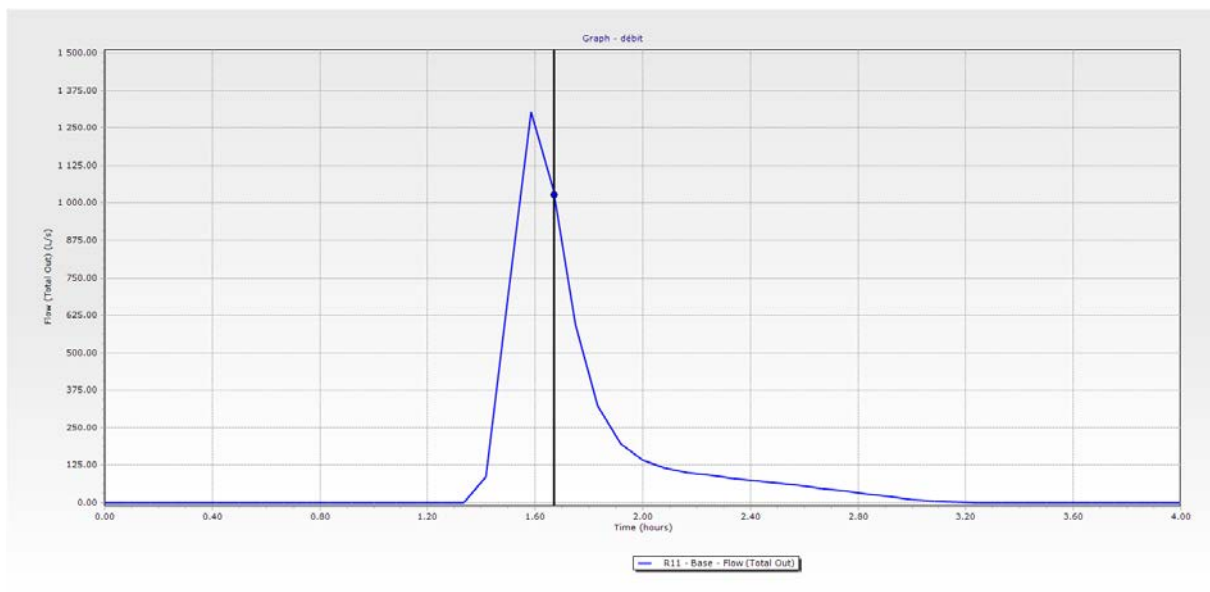
**Tableau IV.8 :** Valeurs des débits max et des hauteurs d’eau max dans le nœud R30 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans.

N° de Regard	Temps (min)	Débit Total (L/s)	Hauteur d’eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R30	90	342.58	0.38	99.55	Surcharge
	100	375.11	0.4	99.57	

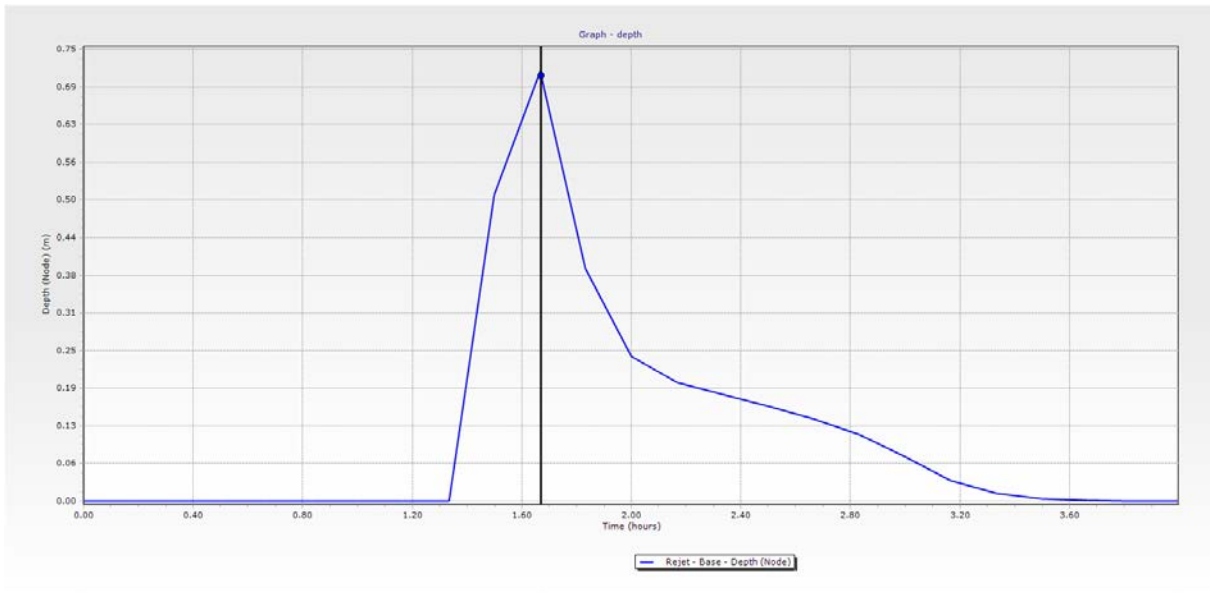


**Fig. IV.24 :** Profil en long du collecteur R27 à R33 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans.

- **REJET**



**Fig. IV.25 :**hydro-gramme de variation de débit dans le nœud R53 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans.



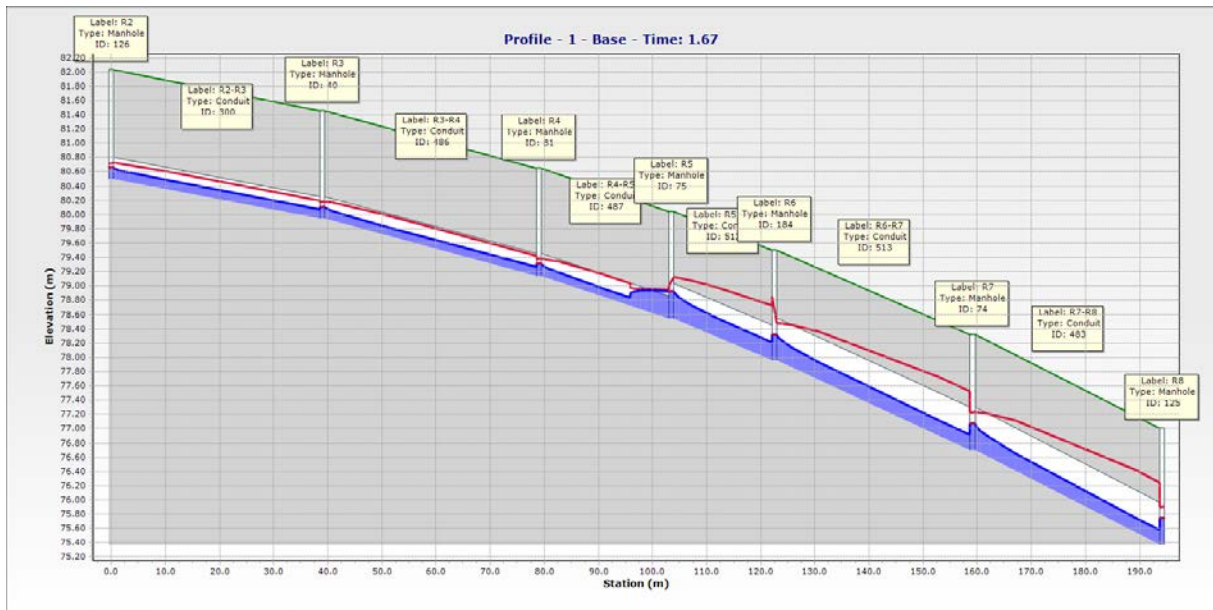
**Fig. IV.26 :**hydro-gramme de variation de niveau de l’eau dans le rejet simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans.

Les figures (IV.25 et IV.26) présentent l’hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d’eau dans le Rejet après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 1281.5l/s et 0.72 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R5 est en surcharge de l’instant 90 min à l’instant 100 min (Tab IV.9 et Fig. IV.27).

**Tableau IV.9 :** Valeurs des débits max et des hauteurs d’eau max dans le nœud R5 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans.

N° de Regard	Temps (min)	Debit Total (L/s)	Hauteur d’eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R5	90	259.76	0.35	78.89	Surcharge
	100	307.65	0.38	78.92	





**Fig. IV. 27 :** Profil en long du collecteur R2 à R8 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans.

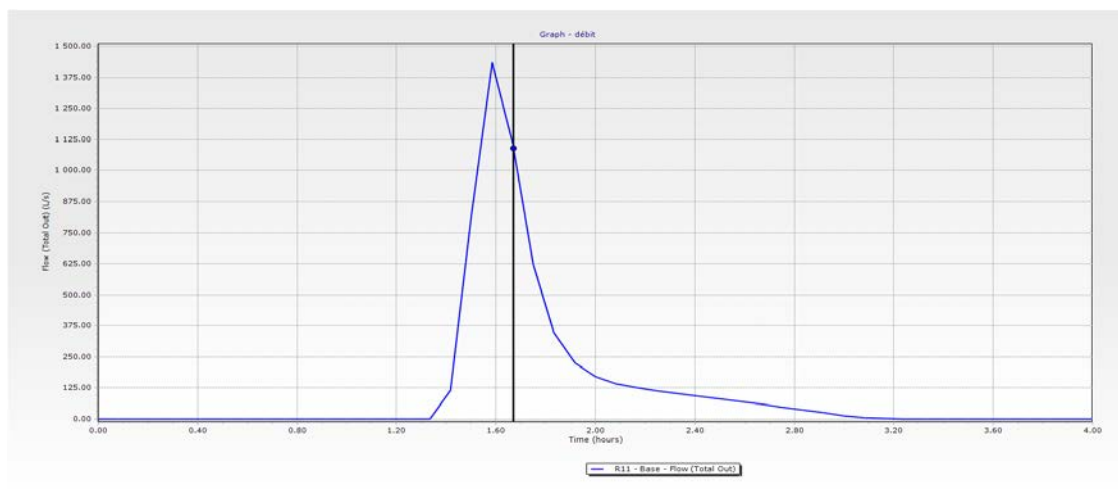
*II. Simulation du 2<sup>ème</sup> scénario (Cas du 50 sous bassins) :*

La présente section permet de présenter tous les résultats des débits, les hauteurs d'eau au niveau des regards et l'état du réseau obtenus par le modèle de pluie de double triangle pour les trois périodes de retour (10, 20 et 50 ans) appliqués sur 50 sous bassins.

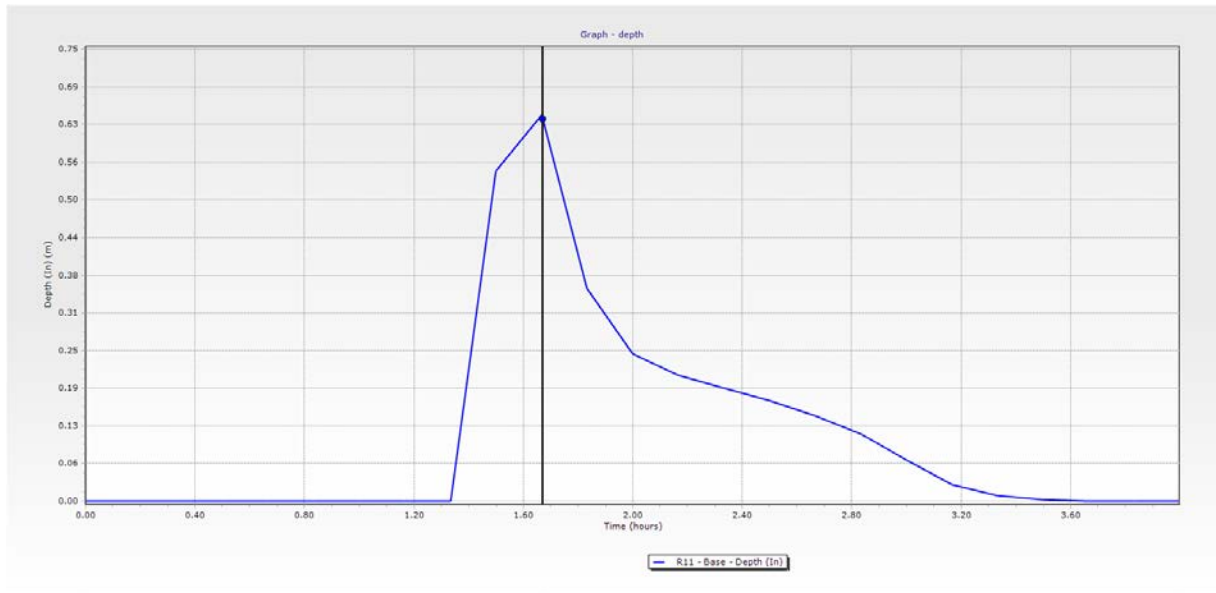
1) Cas du 50 sous bassins (T= 10 ans)

Les résultats de simulation du réseau d'eau pluviale par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans indiquent que 3 regards sur 158 regards du réseau sont en surcharge, ce qui présente 1.90 % du nombre des regards du réseau. Donc, le risque des inondations est probable.

• **Regards N°R11**



**Fig.IV.28 :**hydro-gramme de variation de débit dans le nœud R11 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans.

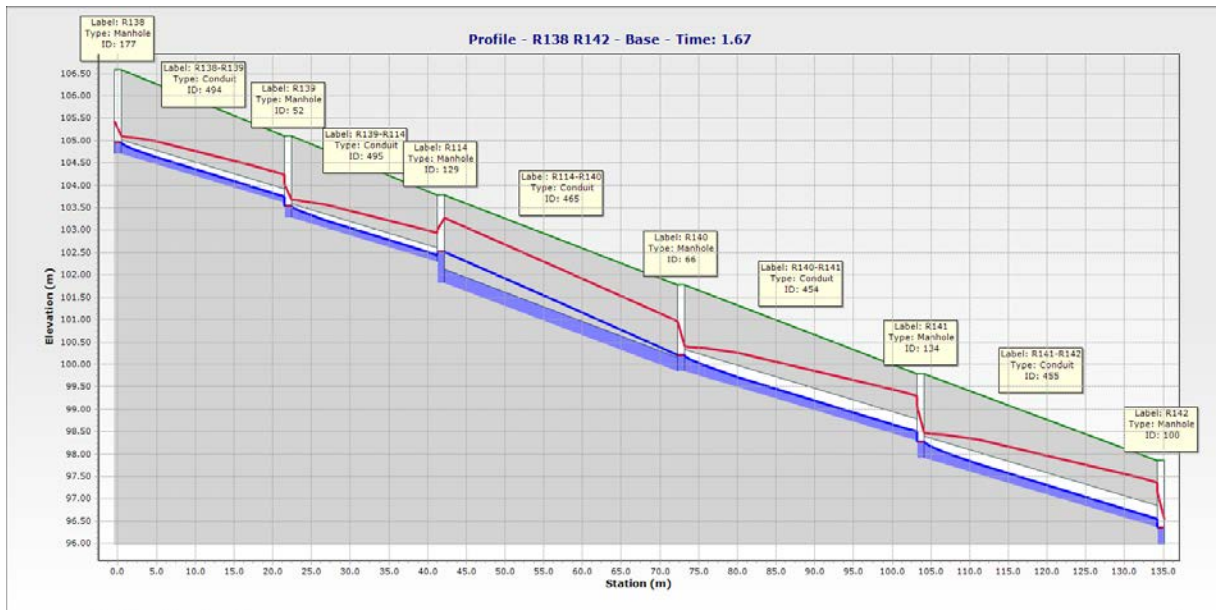


**Fig.IV.29** :hydro-gramme de variation de niveau de l’eau dans le nœud R11 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans.

Les figures (IV.28 et IV.29) présentent l’hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d’eau dans le nœud R11 après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 1437.5 l/s et 0.63 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R140 est en surcharge de l’instant 90 min à l’instant 100 min, par contre le nœud R5 est en surcharge à l’instant 100 min (Tab IV.10 et Fig. IV.30).

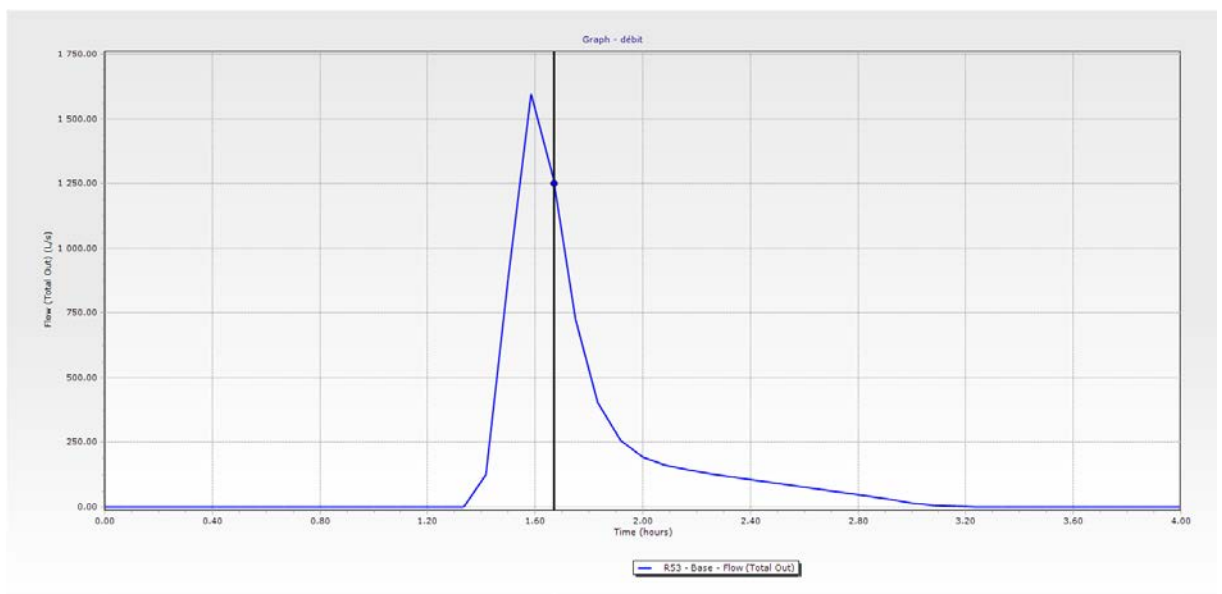
**Tableau IV. 10** : Valeurs des débits max et des hauteurs d’eau max dans le nœud R140 et R5 et R30 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans.

N° de Regard	Temps (min)	Debit Total (L/s)	Hauteur d’eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R140	90	242.92	0.34	100.18	Surcharge
	100	302.88	0.38	100.22	
R5	100	241.77	0.34	78.88	

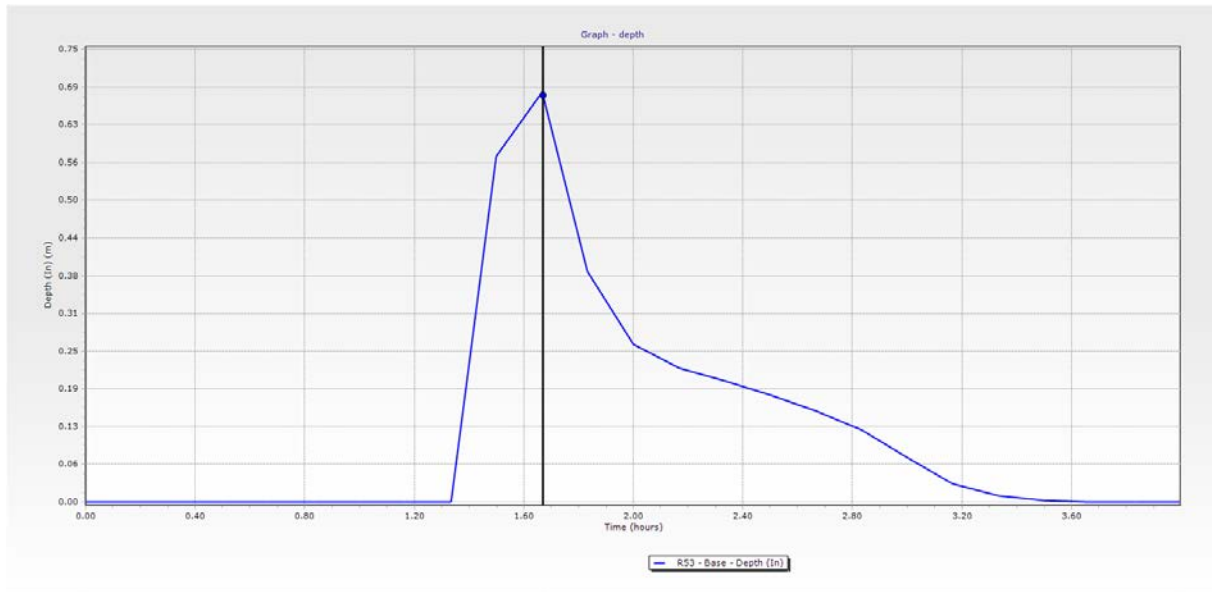


**Fig. IV.30 :** Profil en long du collecteur R138 à R142 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans.

- **Regards N°R53**



**Fig.IV.31 :**hydro-gramme de variation de débit dans le nœud R53 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans.



**Fig.IV.32 :** hydro-gramme de variation de niveau de l'eau dans le nœud R53 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans.

Les figures (IV.31 et IV.32) présentent l'hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d'eau dans le nœud R53 après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 1625 l/s et 0.68 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R30 est en surcharge de l'instant 90 min à l'instant 100 min (Tab IV.11 et Fig. IV.33).

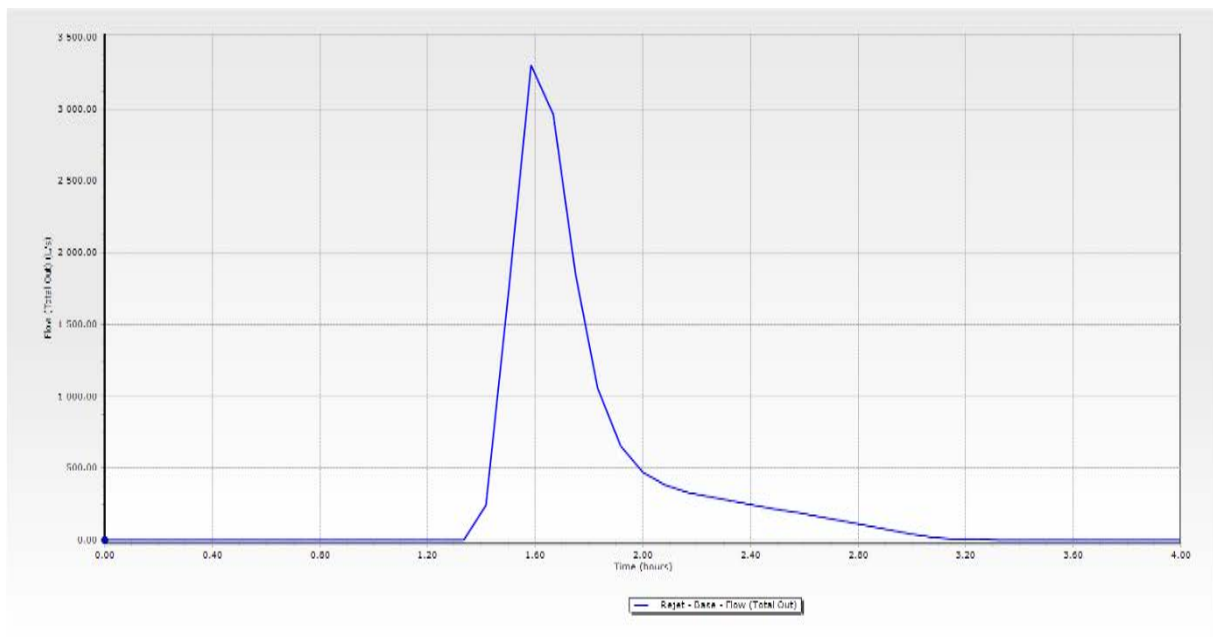
**Tableau IV. 11 :** Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R30 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans.

N° de Regard	Temps (min)	Débit Total (L/s)	Hauteur d'eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R30	90	302.87	0.36	99.53	Surcharge
	100	324.9	0.37	99.54	

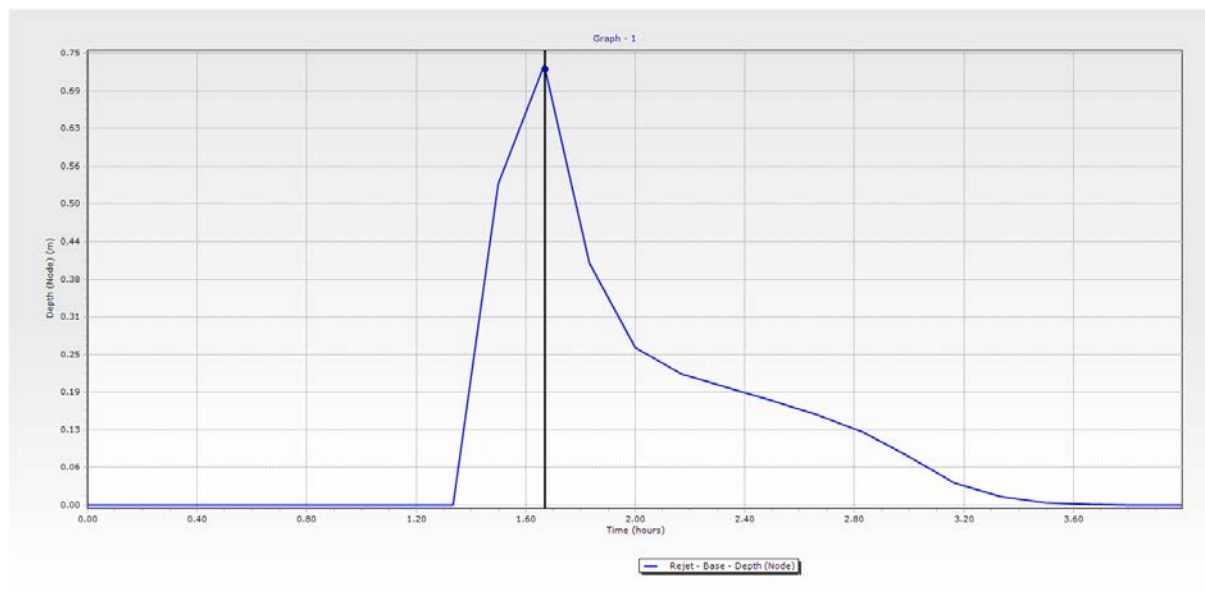


**Fig. IV.33 :** Profil en long du collecteur R27 à R33 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans.

- **REJET**



**Fig. IV.34 :** hydro-gramme de variation de niveau de l'eau dans le rejet simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans.

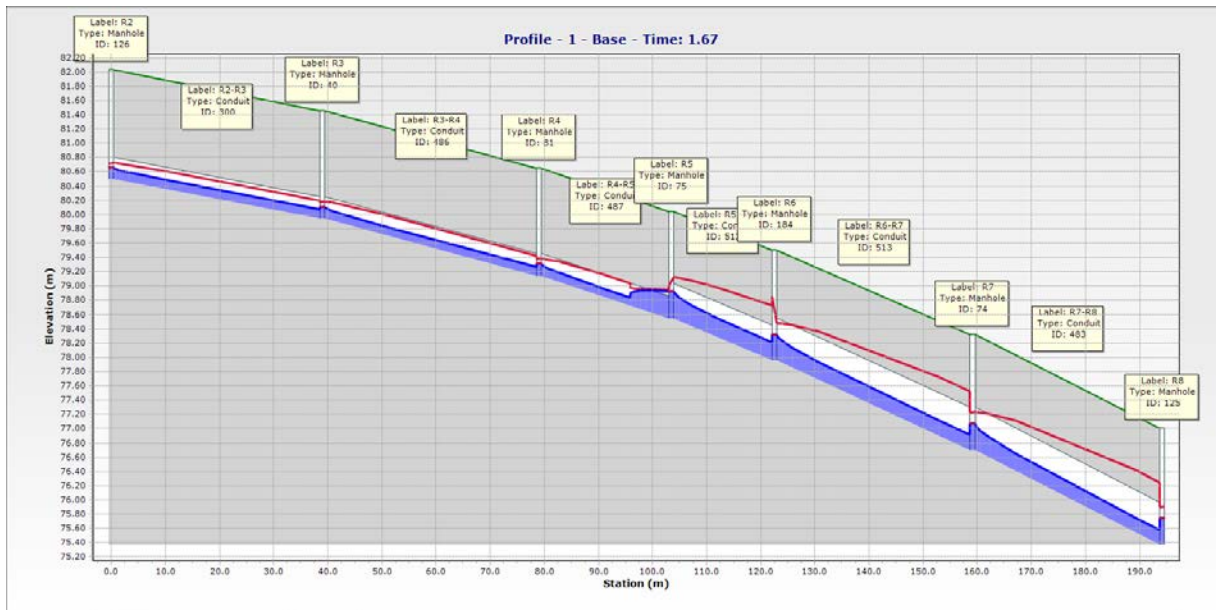


**Fig. IV.35** :hydro-gramme de variation de niveau de l'eau dans le rejet simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 10 ans.

Les figures (IV.34 et IV.35) présentent l'hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d'eau dans le Rejet après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 3312.5l/s et 0.72 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R5 est en surcharge à l'instant 100 min (Tab IV.12 et Fig. IV.36).

**Tableau IV. 12** : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R5 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans.

N° de Regard	Temps (min)	Debit Total (L/s)	Hauteur d'eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R5	100	319.35	0.39	78.93	Surcharge

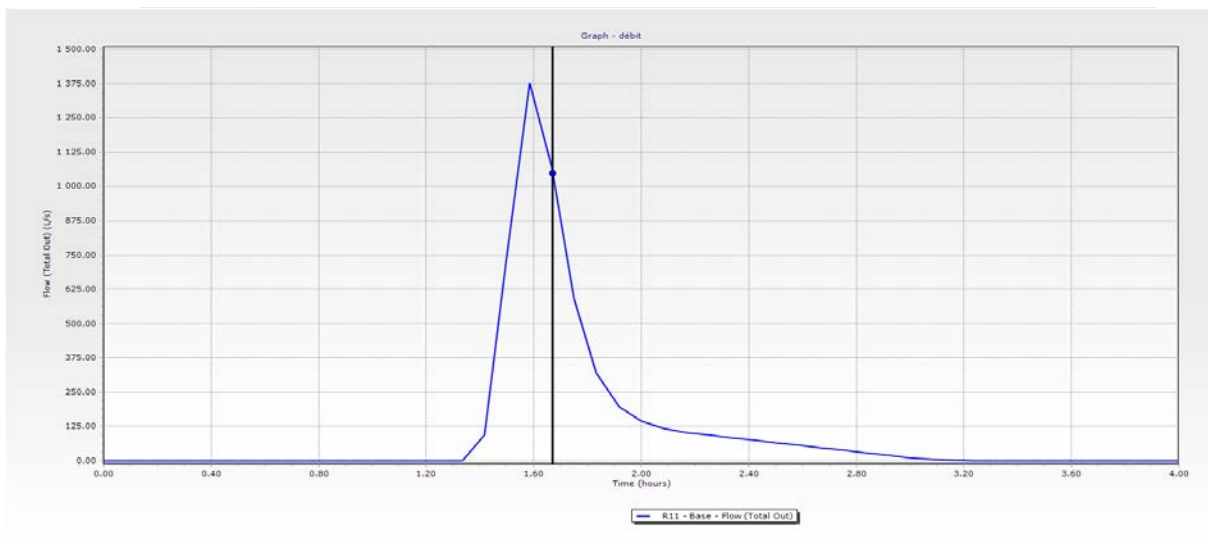


**Fig. IV.36 :** Profil en long du collecteur R2 à R8 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 10 ans.

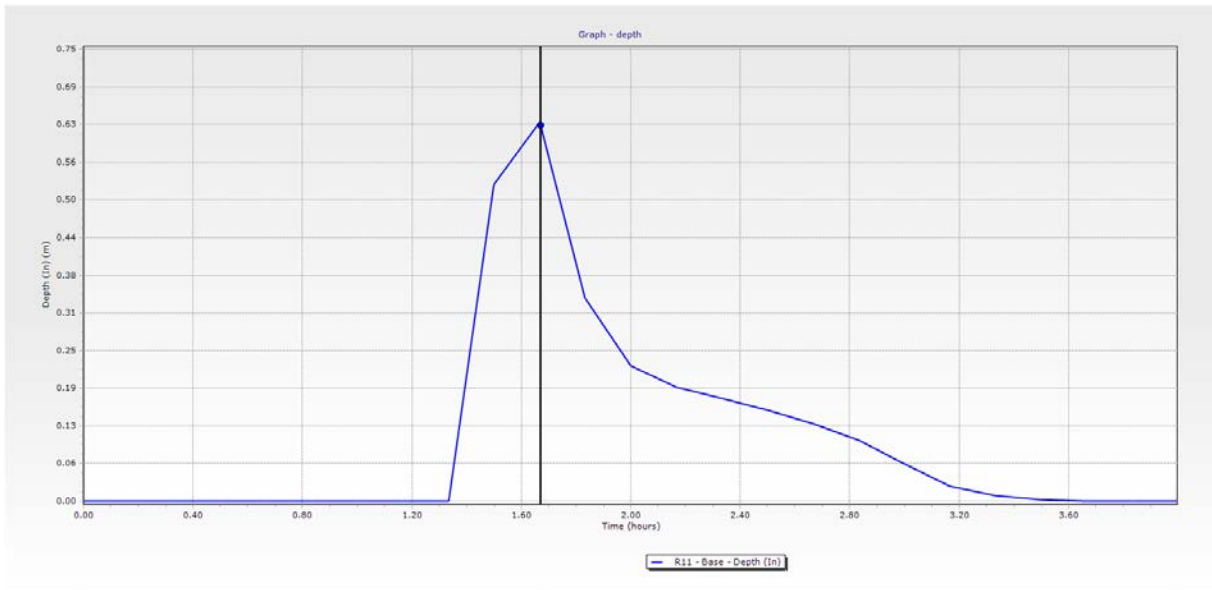
2) Cas du 28 sous bassins (T=20ans)

Les résultats de simulation du réseau d'eau pluviale par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans indiquent que 4 regards sur 158 regards du réseau sont en surcharge, ce qui présente 1.90 % du nombre des regards du réseau. Donc, le risque des inondations est probable.

- **Regards N°R11**



**Fig.IV.37 :**hydro-gramme de variation de débit dans le nœud R11 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans.



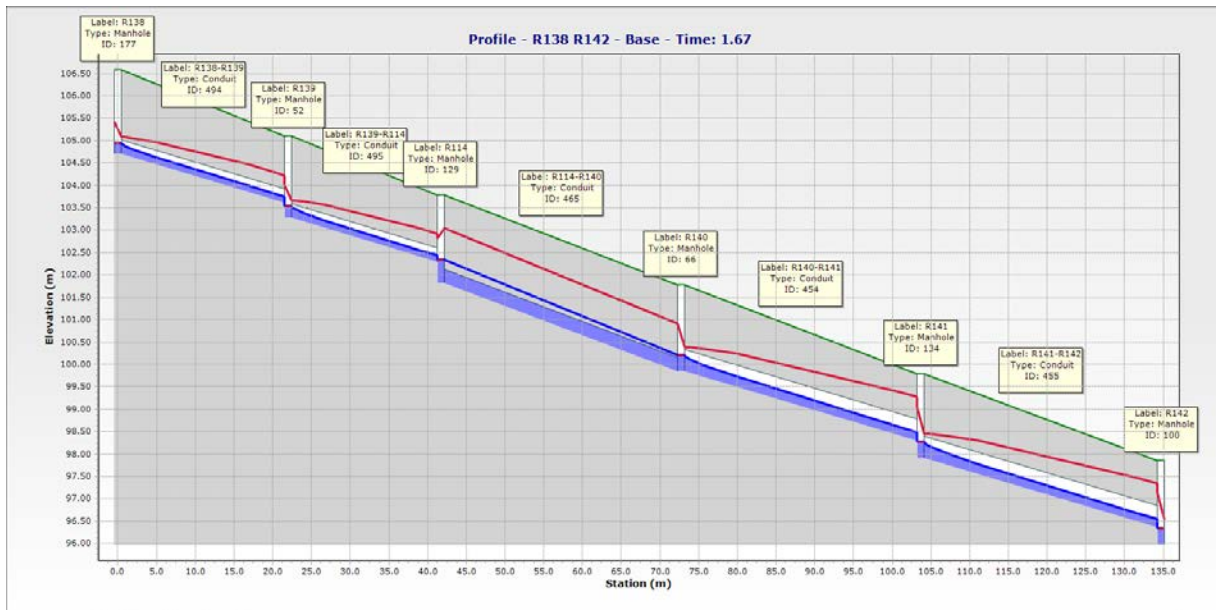
**Fig.IV.38** :hydro-gramme de variation de niveau de l'eau dans le nœud R11 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans.

Les figures (IV.37 et IV.38) présentent l'hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d'eau dans le nœud R11 après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 1375 l/s et 0.63 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R140 est en surcharge de l'instant 90 min à l'instant 100 min (Tab IV.13 et Fig. IV.39).

**Tableau IV. 13** : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R114 et R140 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans.

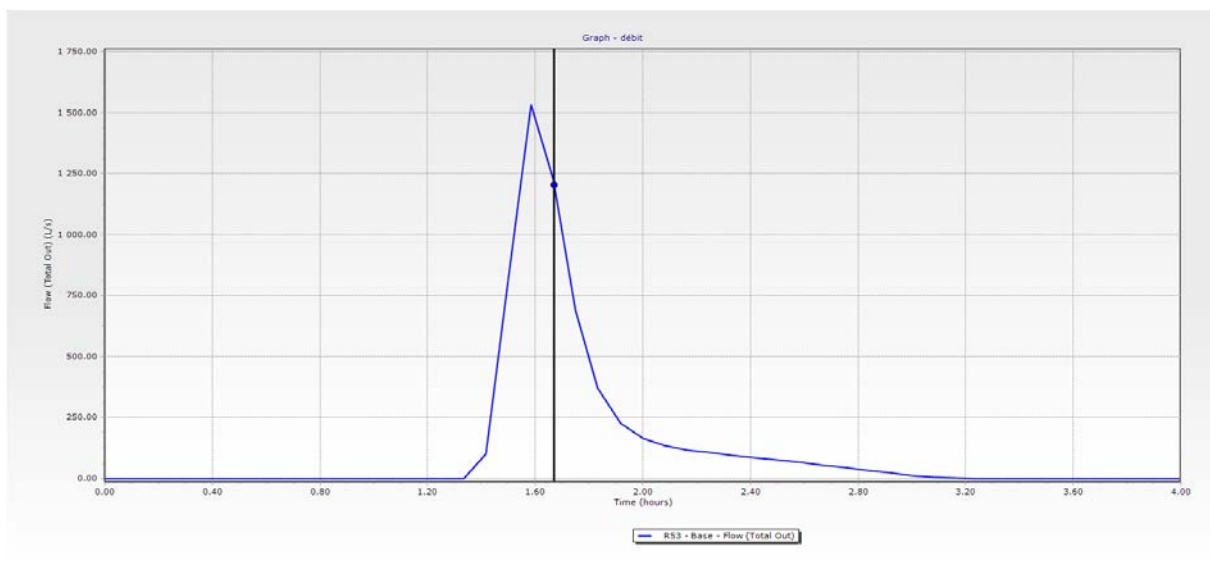
N° de Regard	Temps (min)	Debit Total (L/s)	Hauteur d'eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R140	90	224.75	0.32	100.16	Surcharge
	100	291.92	0.37	100.21	



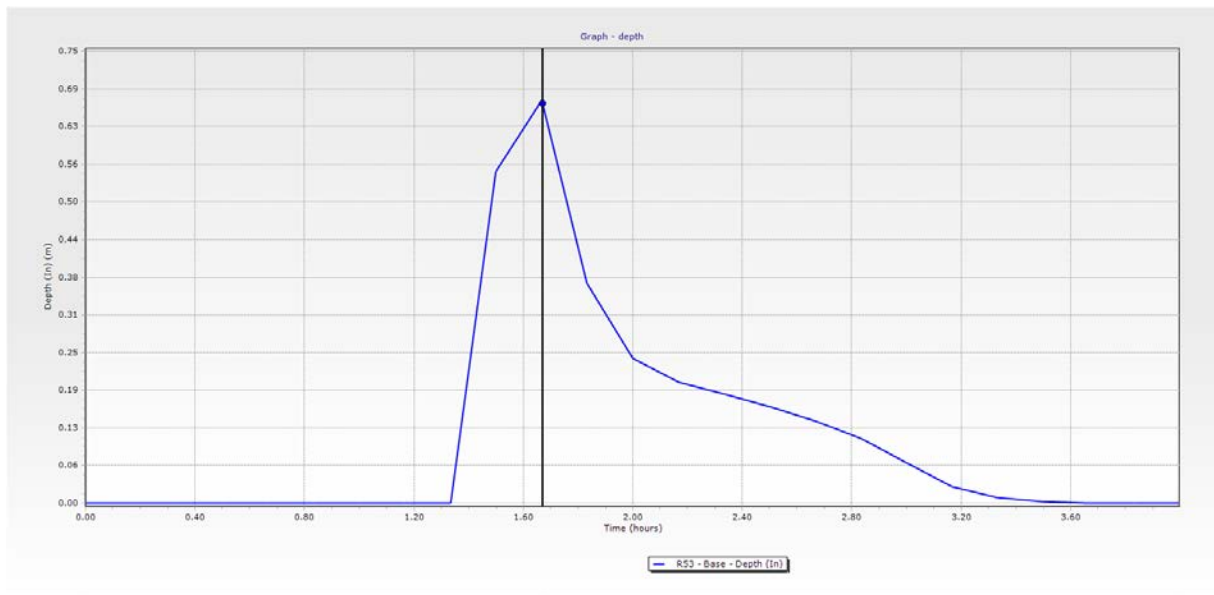


**Fig. IV.39 :** Profil en long du collecteur R138 à R142 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans.

- *Regards N°R53*



**Fig.IV.40 :**hydro-gramme de variation de débit dans le nœud R53 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans.



**Fig.IV.41** : hydro-gramme de variation de niveau de l'eau dans le nœud R53 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans.

Les figures (IV.40 et IV.41) présentent l'hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d'eau dans le nœud 53 après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 1510l/s et 0.67 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R30 est en surcharge de l'instant 90 min à l'instant 100 min (Tab IV.14 et Fig. IV.42).

**Tableau IV. 14** : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R30 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans.

N° de Regard	Temps (min)	Débit Total (L/s)	Hauteur d'eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R30	90	281.29	0.35	99.52	Surcharge
	100	312.88	0.37	99.54	

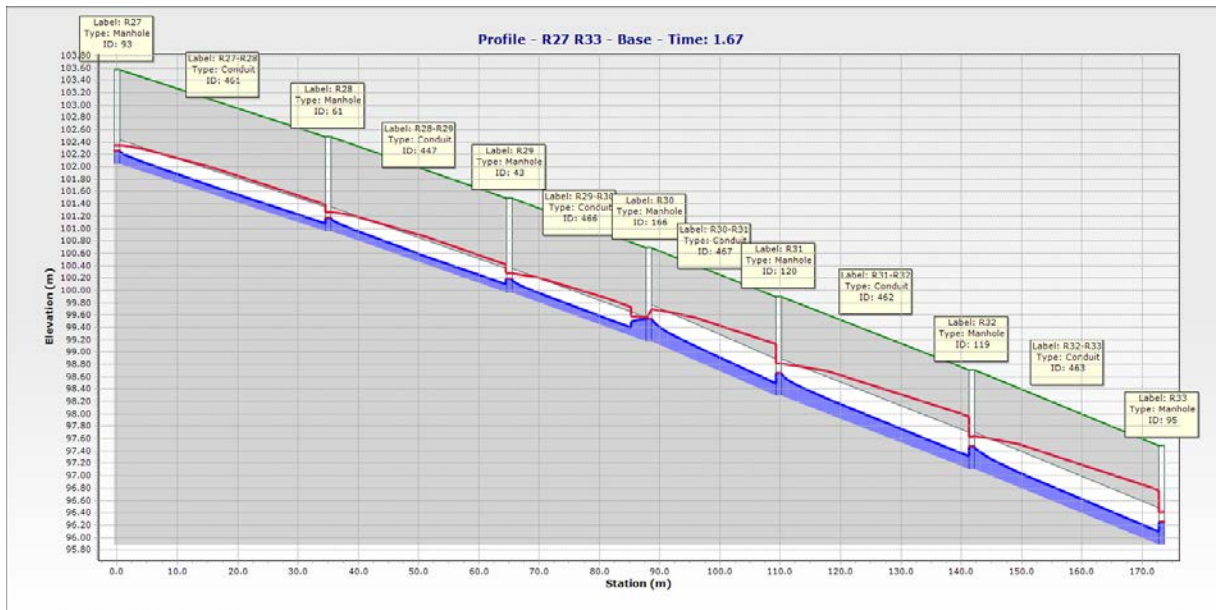


Fig. IV.42 : Profil en long du collecteur R27 à R33 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans.

- **REJET**

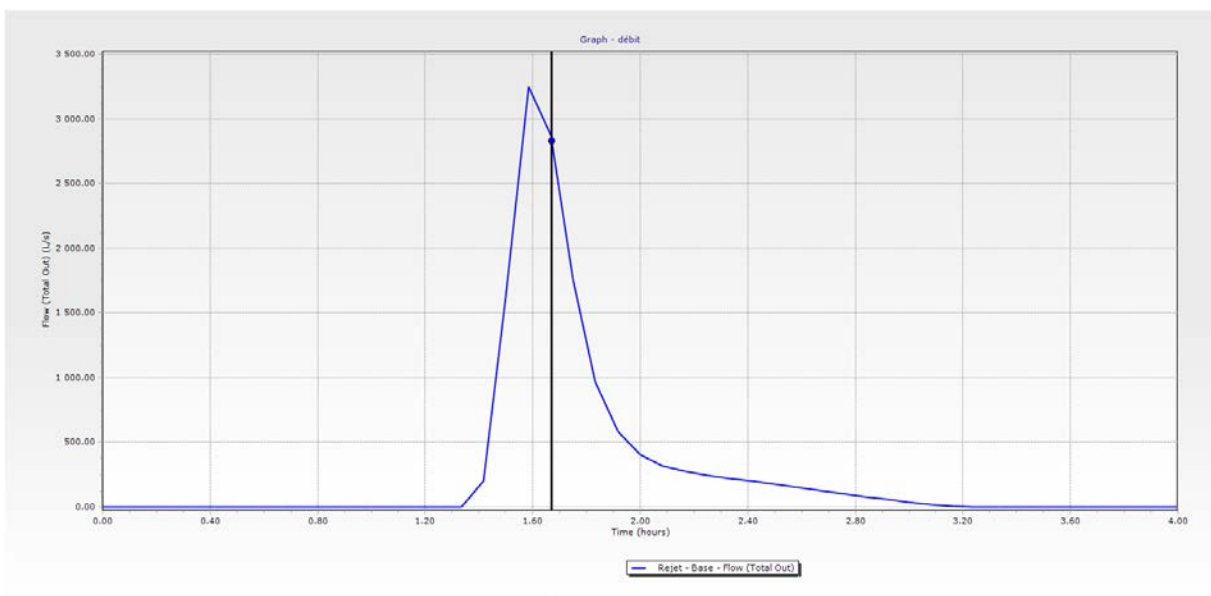
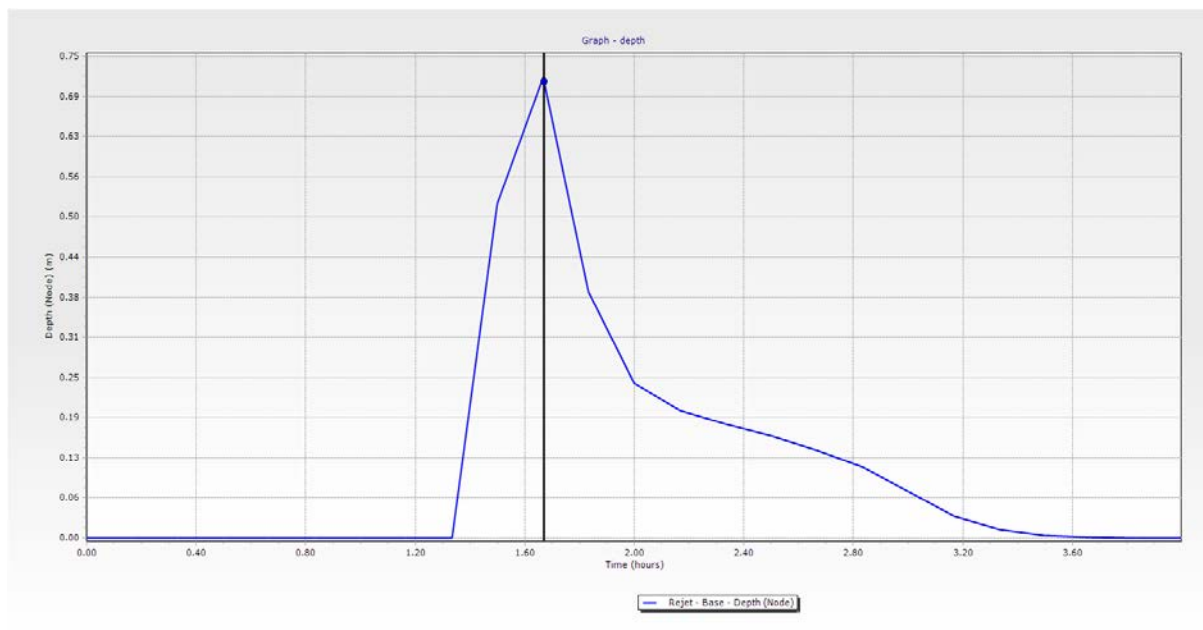


Fig. IV.43 :hydro-gramme de variation de débit dans le Rejet simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans.

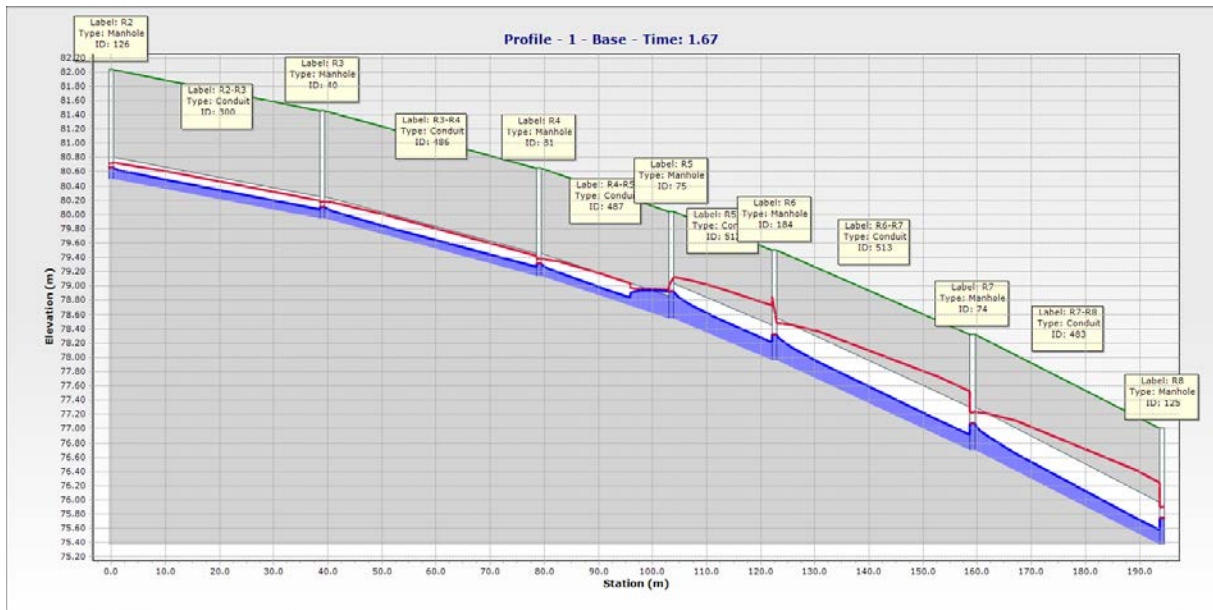


**Fig. IV.44** :hydro-gramme de variation de niveau de l'eau dans le Rejet simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 20 ans.

Les figures (IV.43 et IV.44) présentent l'hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d'eau dans le Rejet après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 3312.5l/s et 0.72 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R5 est en surcharge à l'instant 100 min (Tab IV.15 et Fig. IV.45).

**Tableau IV.15** : Valeurs des débits max et des hauteurs d'eau max dans le nœud R5 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans.

N° de Regard	Temps (min)	Debit Total (L/s)	Hauteur d'eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R5	100	307.65	0.38	78.92	Surcharge

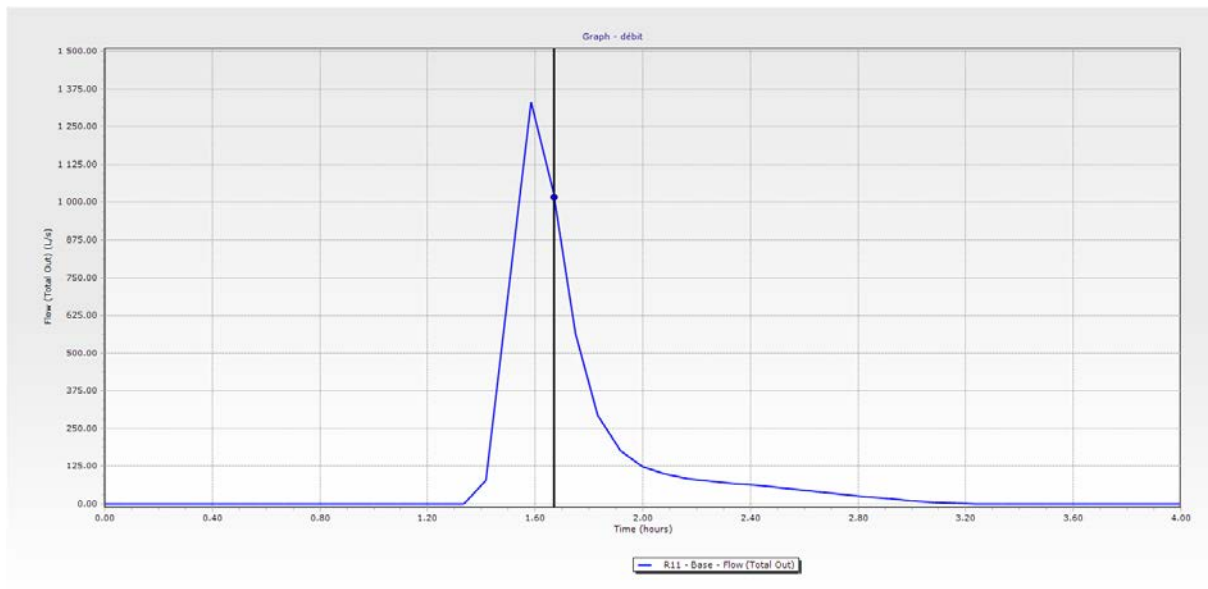


**Fig. IV.45 :** Profil en long du collecteur R2 à R8 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans.

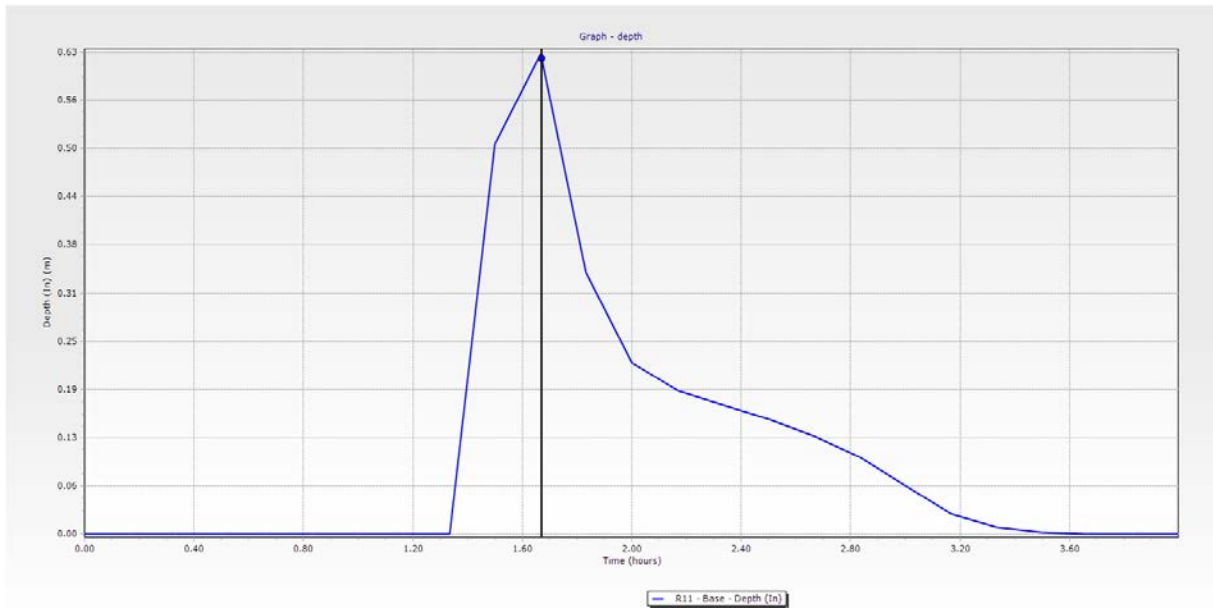
3) Cas du 28 sous bassins (T=50ans)

Les résultats de simulation du réseau d'eau pluviale par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans indiquent que 4 regards sur 158 regards du réseau sont en surcharge, ce qui présente 2.53 % du nombre des regards du réseau. Donc, le risque des inondations est probable.

- **Regards N°R11**



**Fig.IV.46 :**hydro-gramme de variation de débit dans le nœud R11 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans.

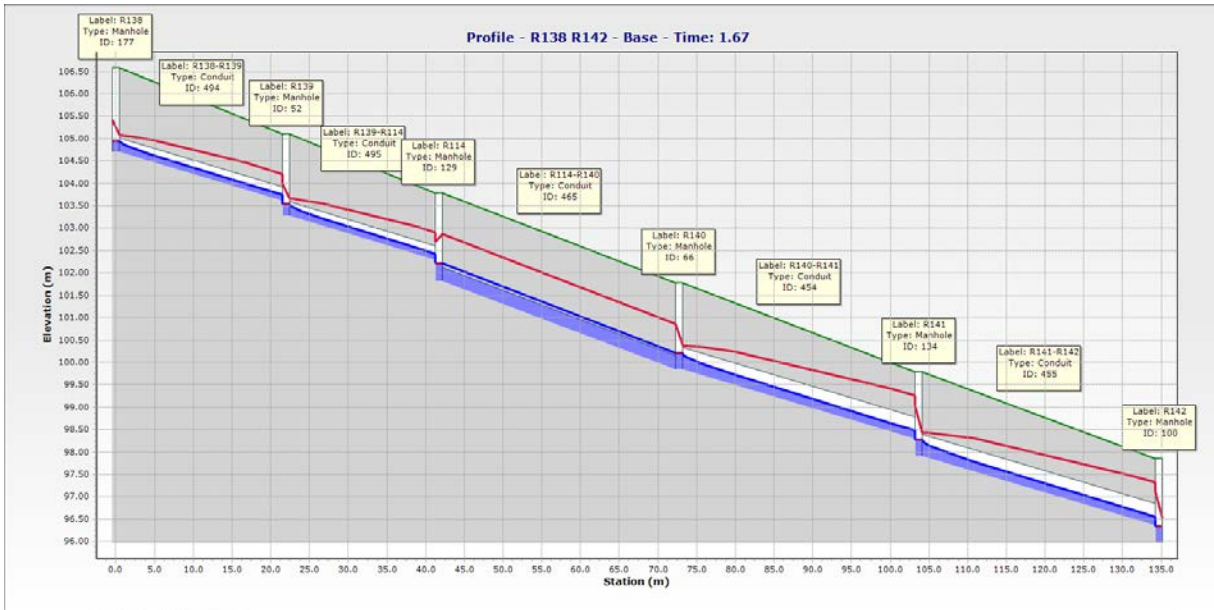


**Fig.IV.47** :hydro-gramme de variation de niveau de l’eau dans le nœud R11 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans.

Les figures (IV.46 et IV.47) présentent l’hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d’eau dans le nœud R11 après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 1343.75 l/s et 0.63 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R140 est en surcharge de l’instant 90 min à l’instant 100 min (Tab IV.16 et Fig. IV.48).

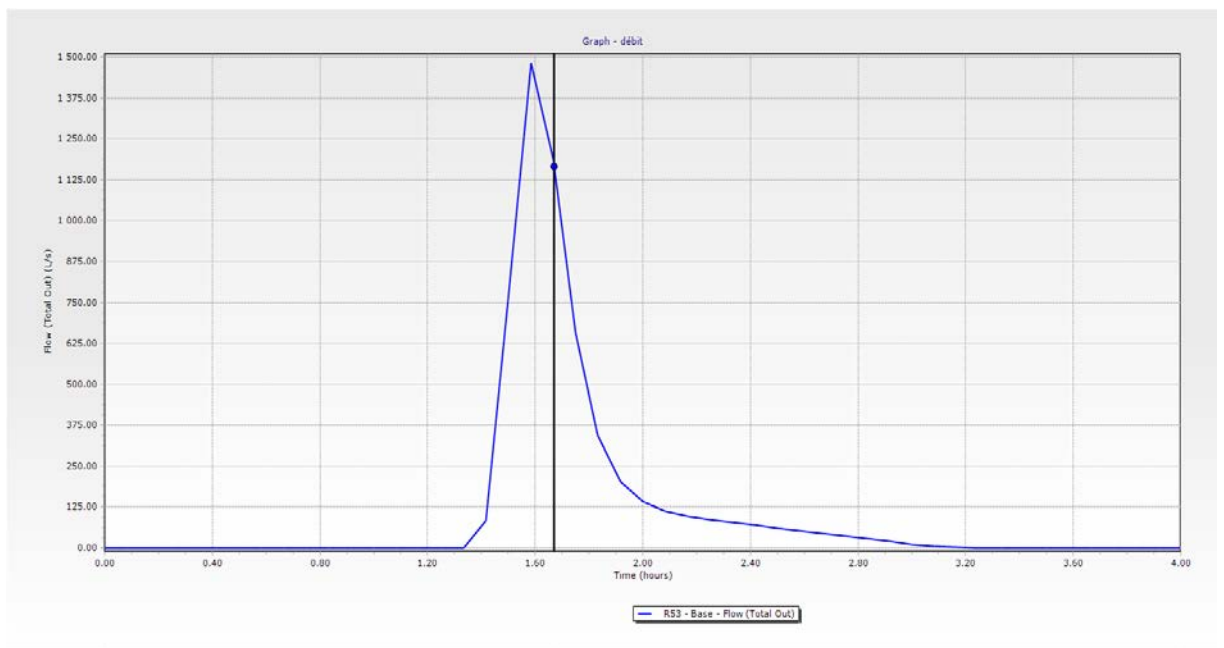
**Tableau IV. 16** : Valeurs des débits max et des hauteurs d’eau max dans le nœud R114 et R140 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans.

N° de Regard	Temps (min)	Debit Total (L/s)	Hauteur d’eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R140	90	210.75	0.31	100.15	Surcharge
	100	283.14	0.37	100.21	

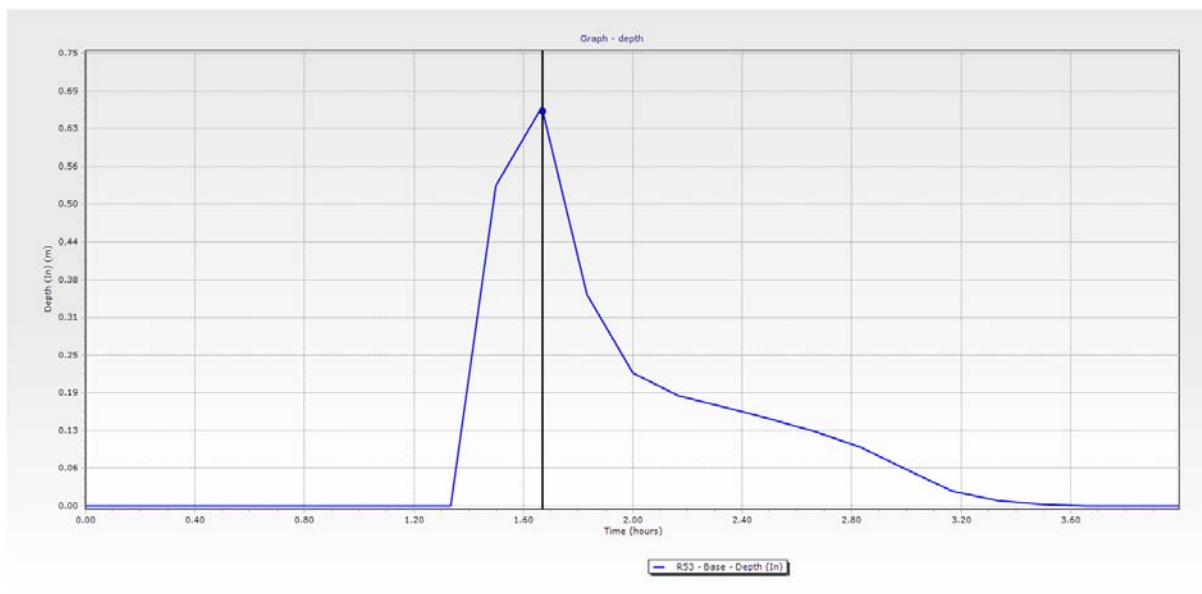


**Fig. IV.48 :** Profil en long du collecteur R138 à R142 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans.

- **Regards N°R53**



**Fig.IV.49 :**hydro-gramme de variation de débit dans le nœud R53 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans.



**Fig.IV.50 :** hydro-gramme de variation de niveau de l’eau dans le nœud R53 simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans.

Les figures (IV.49 et IV.50) présentent l’hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d’eau dans le nœud R53 après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 1450 l/s et 0.66 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R30 est en surcharge de l’instant 90 min à l’instant 100 min (Tab IV.17 et Fig. IV.51).

**Tableau IV. 17 :** Valeurs des débits max et des hauteurs d’eau max dans le nœud R30 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans.

N° de Regard	Temps (min)	Débit Total (L/s)	Hauteur d’eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R30	90	264.26	0.33	99.5	Surcharge
	100	303.42	0.36	99.53	



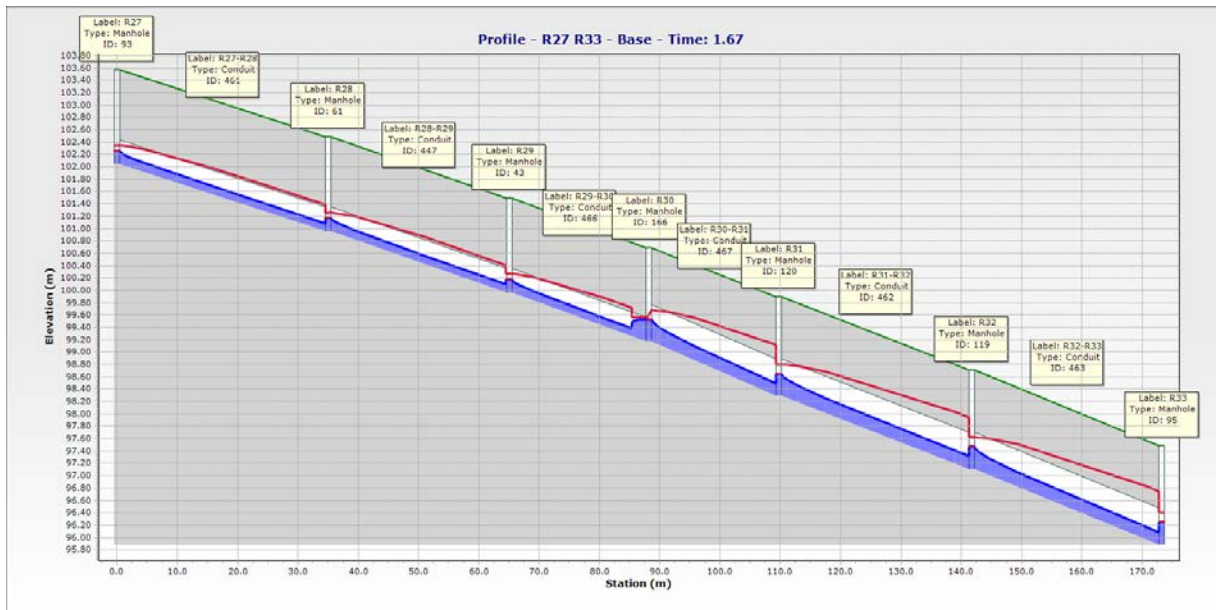


Fig. IV.51 : Profil en long du collecteur R27 à R33 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans.

• **REJET**

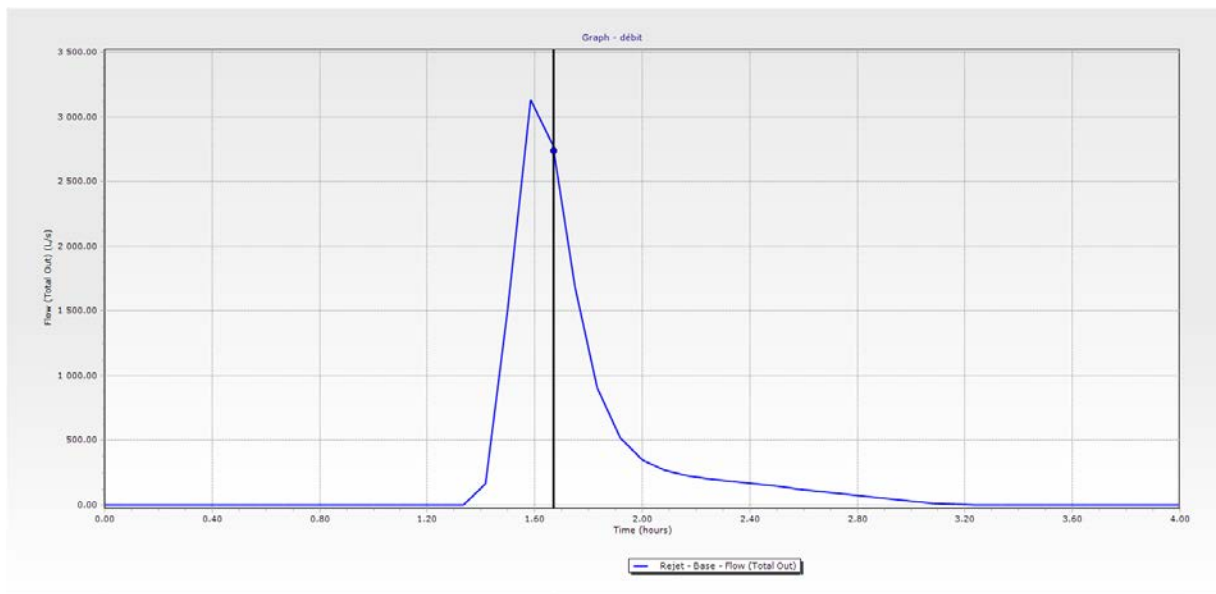
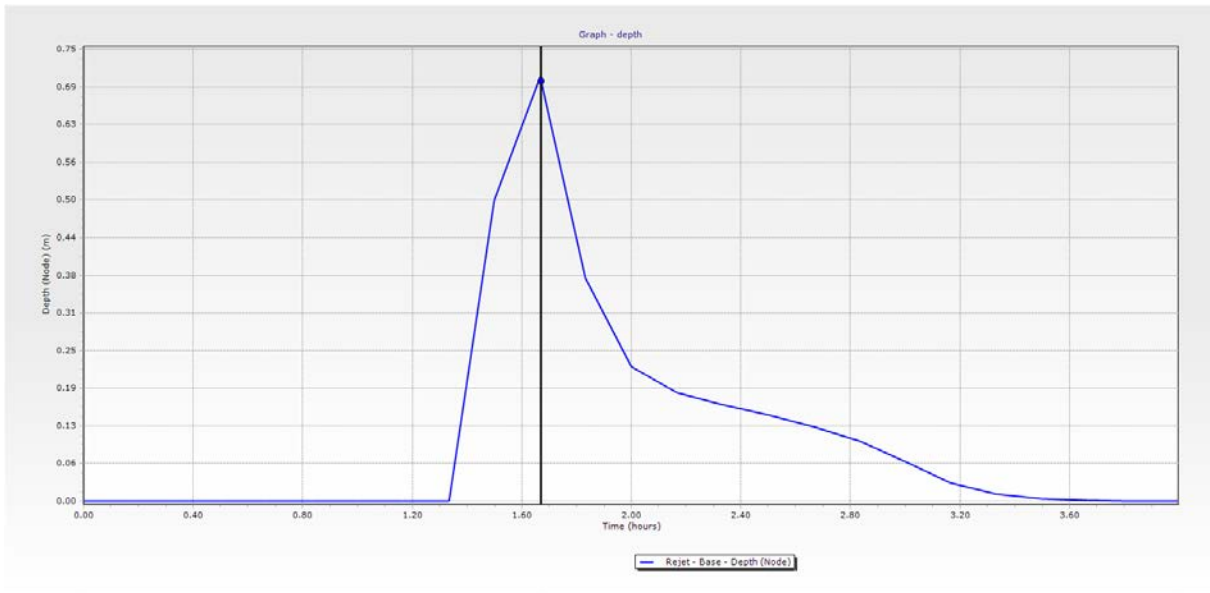


Fig.IV.52 :hydro-gramme de variation de débit dans le nœud Rejet simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans.

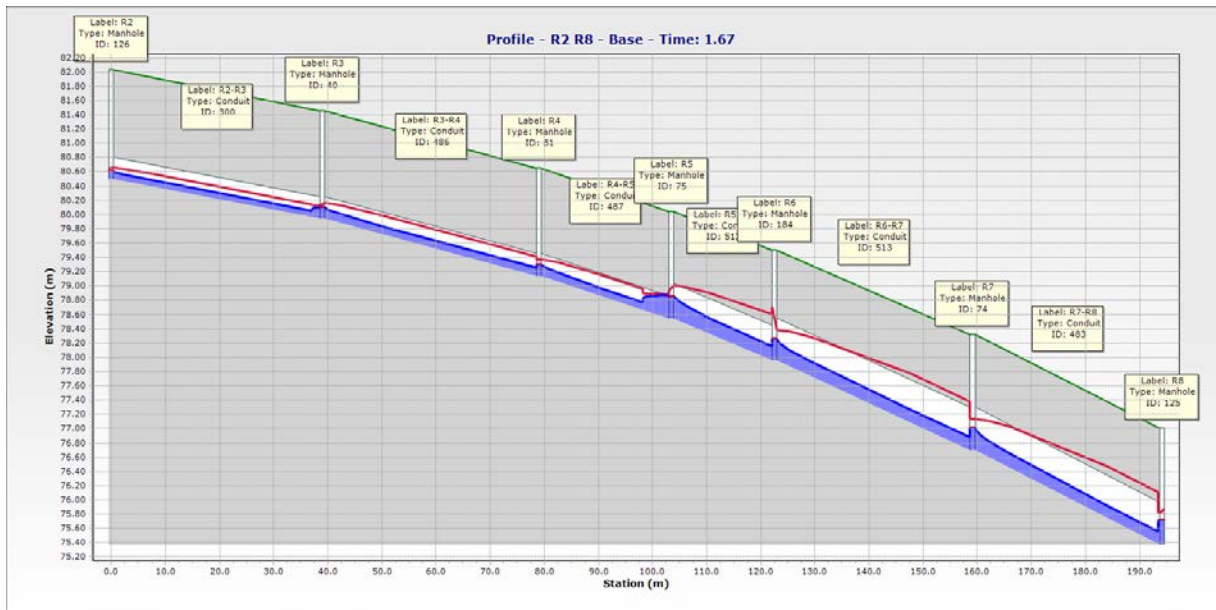


**Fig. IV.53** :hydro-gramme de variation de niveau de l’eau dans le Rejet simulé par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour 50 ans.

Les figures (IV.52 et IV.53) présentent l’hydro-gramme de variation du débit et la hauteur d’eau dans le Rejet après simulation par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 20 ans. Le débit max et la hauteur max enregistrés lors de la simulation sont respectivement 3215.5l/s et 0.69 m. Pour un temps de pic de 90 min, le nœud R5 est en surcharge à l’instant 100 min (Tab IV.18 et Fig. IV.54).

**Tableau IV.18** : Valeurs des débits max et des hauteurs d’eau max dans le nœud R5 par le modèle de pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans.

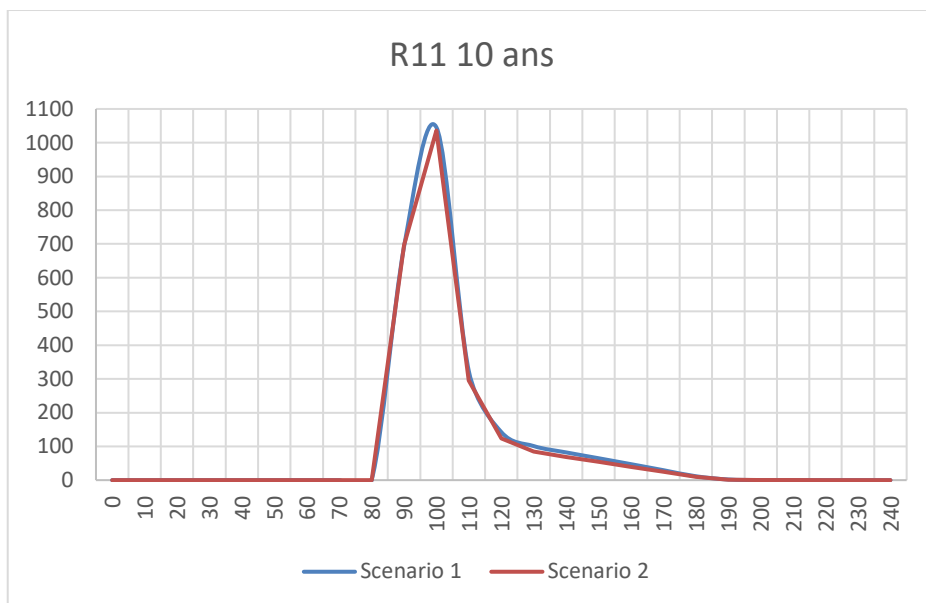
N° de Regard	Temps (min)	Debit Total (L/s)	Hauteur d’eau (m)	Niveau de la ligne piézométrique (m)	Etat
R5	100	226.01	0.33	78.87	Surcharge



**Fig. IV.54 :** Profil en long du collecteur R2 à R8 simulé par le modèle de la pluie de double triangle pour la période de retour de 50 ans.

*III. Comparaison entre les deux scénarios :*

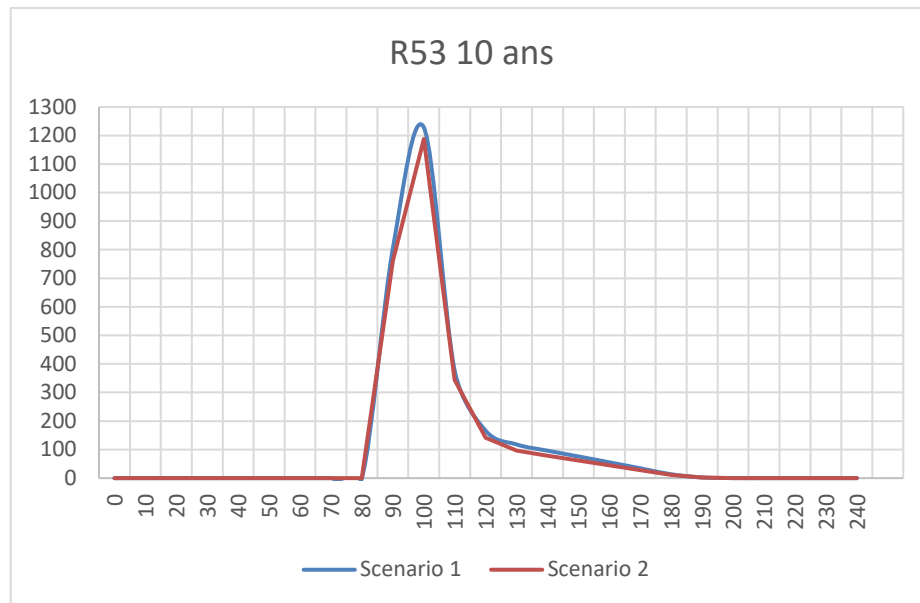
A. Période de retour 10ans :



**Fig. IV.55 :** hydro-gramme de variation des débits dans le nœud R11 simulé par le modèle de pluie de double triangle « les deux scénarios ».

**Commentaire :**

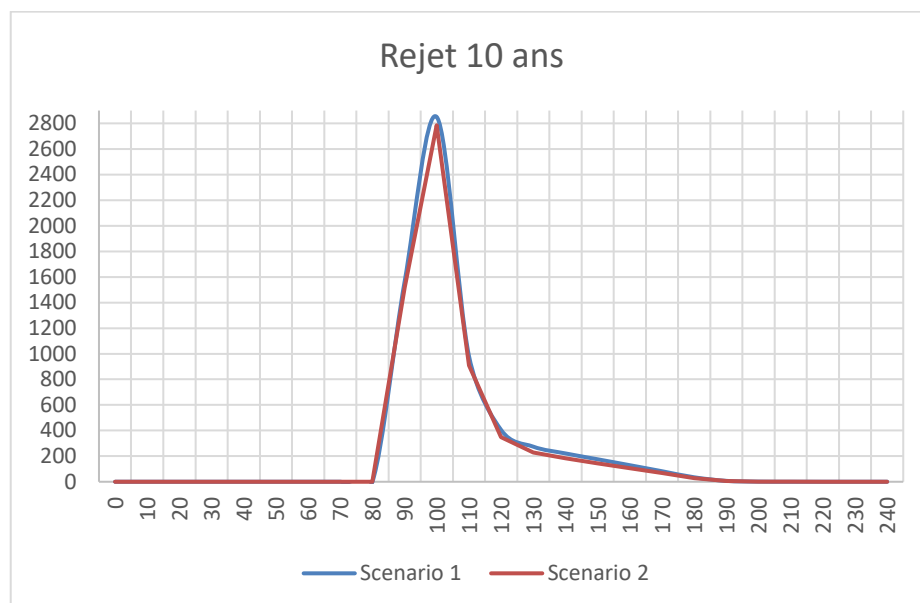
D’après l’hydrographe de variation des débits des deux scénarios, on remarque une atténuation du débit de pic du scénario 2 par rapport au scénario 1 au niveau du regard 11.



**Fig. IV.56 :** hydro-gramme de variation des débits dans le nœud R53 simulé par le modèle de pluie de double triangle « les deux scénarios ».

**Commentaire :**

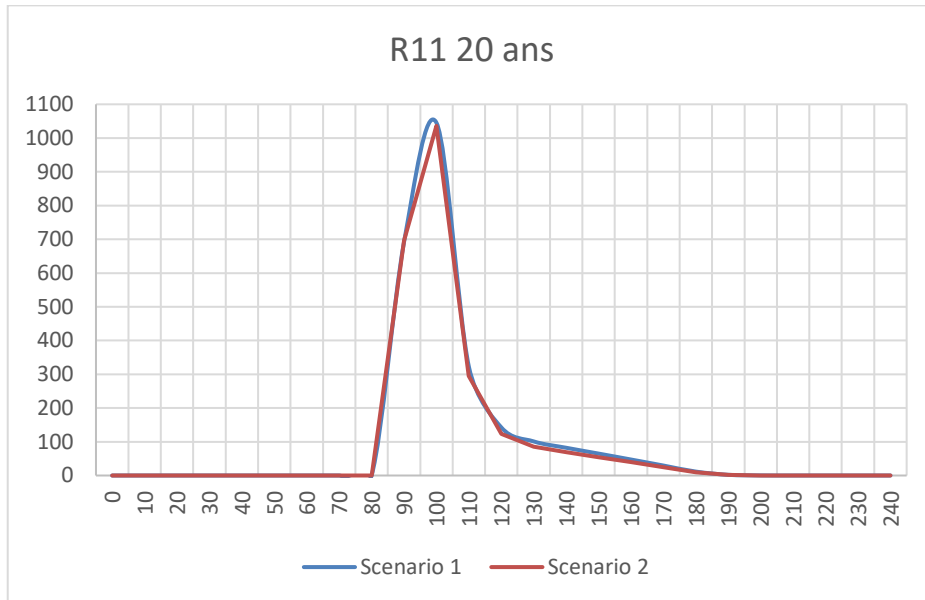
D’après l’hydrographe de variation des débits des deux scénarios, on remarque une atténuation du débit de pic du scénario 2 par rapport au scénario 1 au niveau du regard 53.



**Fig. IV.57 :** hydro-gramme de variation des débits dans le Rejet simulé par le modèle de pluie de double triangle « les deux scénarios ».

**Commentaire :**

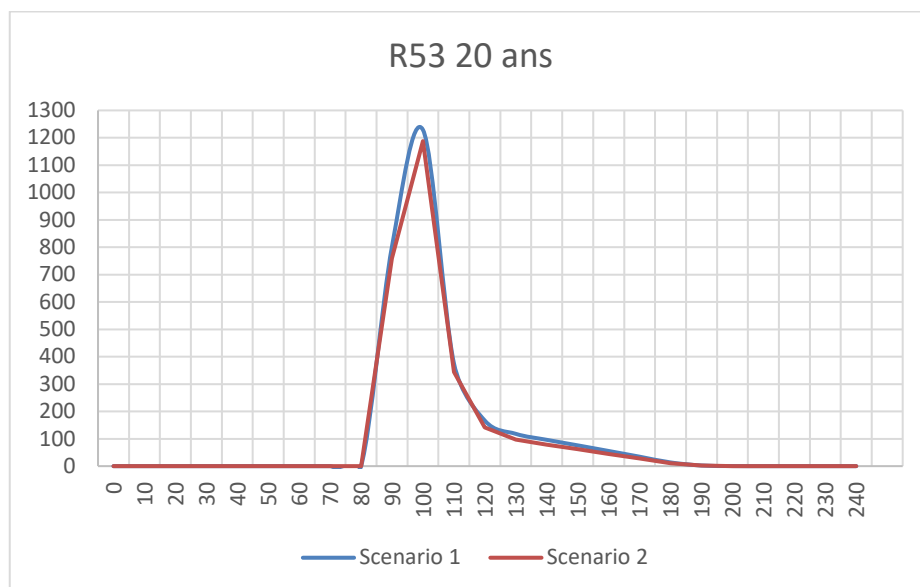
D'après l'hydrographe de variation des débits des deux scénarios, on remarque une atténuation du débit de pic du scénario 2 par rapport au scénario 1 au niveau du Rejet.

**B. Période de retour de 20ans**

**Fig. IV.58 :** hydro-gramme de variation des débits dans le nœud R11 simulé par le modèle de pluie de double triangle « les deux scénarios ».

**Commentaire :**

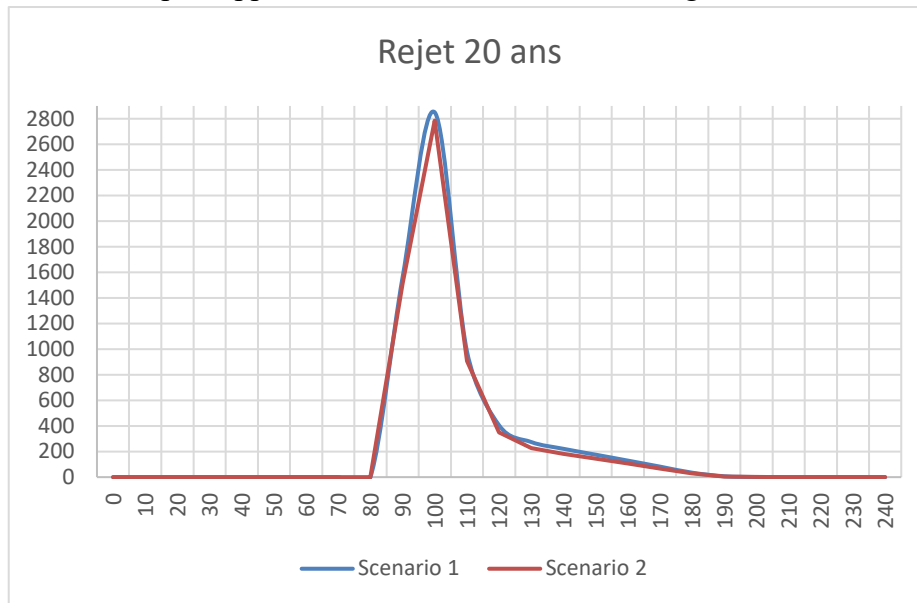
D'après l'hydrographe de variation des débits des deux scénarios, on remarque une atténuation du débit de pic du scénario 2 par rapport au scénario 1 au niveau du regard 11.



**Fig. IV.59:** hydro-gramme de variation des débits dans le nœud R53 simulé par le modèle de pluie de double triangle « les deux scénarios ».

**Commentaire :**

D'après l'hydrographe de variation des débits des deux scénarios, on remarque une atténuation du débit de pic du scénario 2 par rapport au scénario 1 au niveau du regard 53.

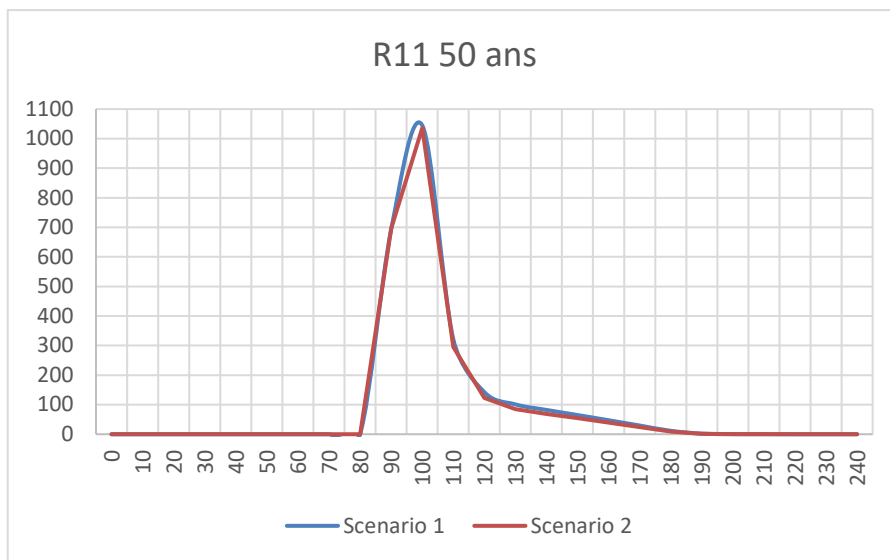


**Fig. IV.60 :** hydro-gramme de variation des débits dans le Rejet simulé par le modèle de pluie de double triangle « les deux scénarios ».

**Commentaire :**

D'après l'hydrographe de variation des débits des deux scénarios, on remarque une atténuation du débit de pic du scénario 2 par rapport au scénario 1 au niveau du regard Rejet.

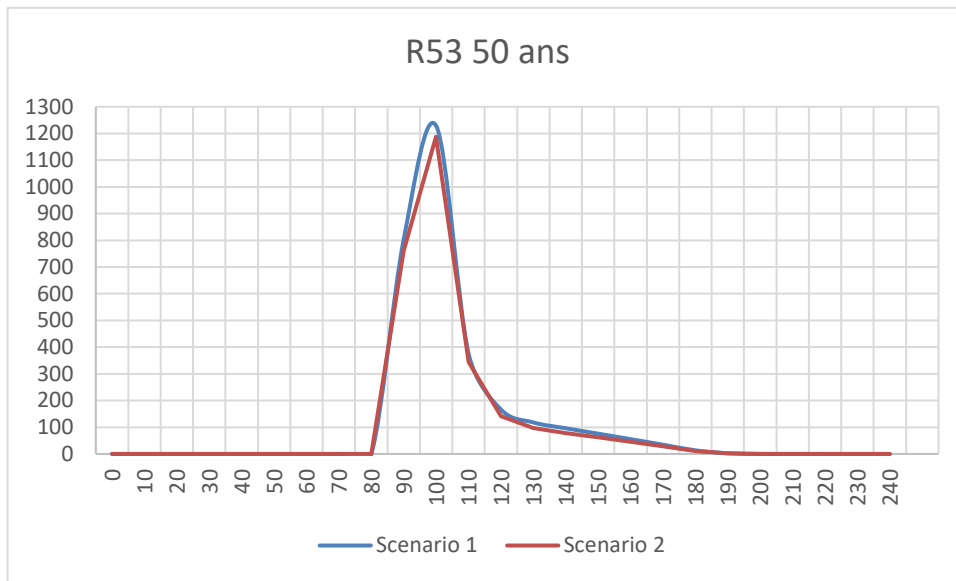
C. Période de retour de 50ans



**Fig. IV.61 :** hydro-gramme de variation des débits dans le nœud R11 simulé par le modèle de pluie de double triangle « les deux scénarios ».

**Commentaire :**

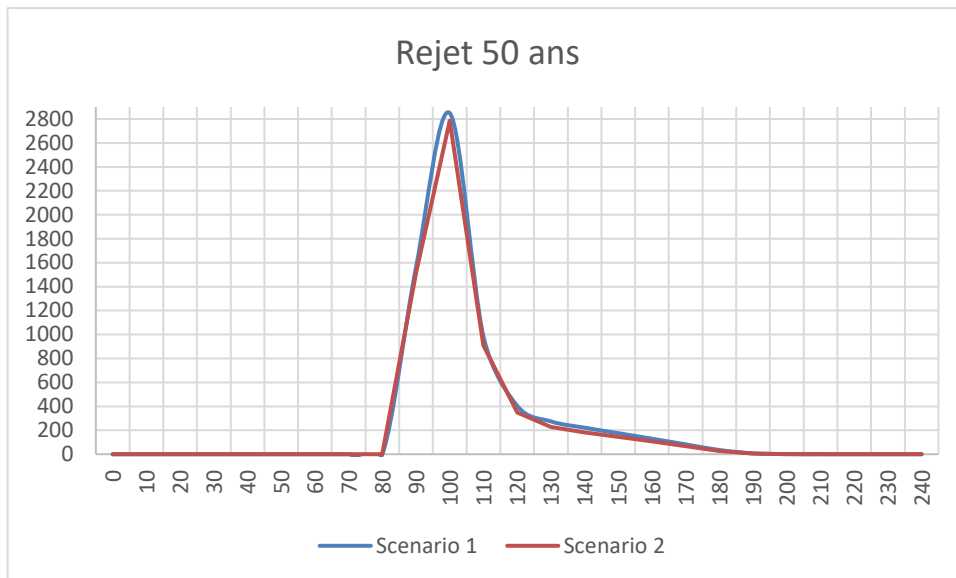
D'après l'hydrographe de variation des débits des deux scénarios, on remarque une atténuation du débit de pic du scénario 2 par rapport au scénario 1 au niveau du regard 11.



**Fig. IV.62 :** hydro-gramme de variation des débits dans le nœud R53 simulé par le modèle de pluie de double triangle « les deux scénarios ».

**Commentaire :**

D'après l'hydrographe de variation des débits des deux scénarios, on remarque une atténuation du débit de pic du scénario 2 par rapport au scénario 1 au niveau du regard 53.



**Fig. IV.63 :** hydro-gramme de variation des débits dans le Rejet simulé par le modèle de pluie de double triangle « les deux scénarios ».

**Commentaire :**

D'après l'hydrographe de variation des débits des deux scénarios, on remarque une atténuation du débit de pic du scénario 2 par rapport au scénario 1 au niveau du Rejet.

***3. Conclusion***

Dans ce chapitre on a discuté les résultats des diagrammes des débits obtenus par le modèle de double triangle pour les trois périodes de retour (10, 20 et 50 ans) respectivement appliqués sur deux (02) scénarios (cas de 28 et 50 sous bassins), où on observe que le débit de pic du second scénario un peu moins que le premier scénario en raison de moins de débordement sur les regards.



## Conclusion

Cette étude a démontré l'influence de la taille du bassin versant sur la performance du réseau d'eau pluviale de Draa Errich-Annaba. Le modèle de perte par infiltration SCS-CN a été appliqué pour évaluer le volume d'eau ruisselé, ainsi que le modèle de l'onde dynamique a été appliqué pour l'estimation des débits et les hauteurs d'eau dans les regards.

L'analyse et la comparaison des résultats de simulation issus du modèle SewerCAD sous différentes tailles de bassins versants pour différentes périodes de retour ont montré une défaillance du réseau d'eau pluviale. Par contre, les résultats de simulation montrent que le 1<sup>er</sup> scénario (28 sous bassins) surestime le volume d'eau dans le réseau d'eau pluviale de Draa-Errich pour les trois périodes de retour étudiées (10, 20 et 50 ans) par rapport au 2<sup>ème</sup> scénario (50 sous bassins), en outre le réseau est en surcharge dans des points de réseau pour les deux scénarios pour différentes périodes de retour. De plus, des débordements ont été enregistrés pour les deux cas (1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> scénario).

Par conséquent, la taille des bassins versants doit être prise en compte dans l'étude des réseaux d'eaux pluviales pour maintenir leur capacité dans des conditions difficiles et pour mieux comprendre le comportement de ces réseaux.

**BIBLIOGRAPHIE :**

- [1] **Adler E.** (2005), Eléments sur l'épuration des eaux usées et la gestion des sous-produits de l'assainissement, Cours, ENTPE, Avril, 3-4.
- [2] **Aidaoui A.** (2018), Alimentation en eau potable de la nouvelle ville «Draa Errich», Mémoire de Master, Option ressource Hydrauliques, UBMA, Juin, 9-20.
- [3] **Bentley Advancing infrastructure** (2017), Fiche technique produit, SewerCAD Connect Edition, Technologie de conception d'égouts, Bentley systems, 1-2.
- [4] **Bonierbale T.** (2012), Elements pour l'évaluation de la qualité environnementale des systèmes d'assainissement urbains, Thèse de Doctorat, spécialité Génie urbain, Université de Marne-la-Vallée, France, 26-27.
- [5] **Bousslah S.**, Diagnostique & réhabilitation des réseaux, cours de , M1, Option Hydraulique urbaine, UBMA, 31-34.
- [6] **Cerib** (2006), Réseaux d'assainissement : une démarche environnementale et sanitaire avec les produits en Béton, Document de communication, Centre d'études et de recherches de l'industrie du Béton, France, 3-4.
- [7] **Chelghoum R.** (2018), Diagnostic du réseau d'assainissement de la commune d'El FEDJOUJ, Mémoire de Master, Option Hydraulique urbaine, Université 08 Mai 1945 de Guelma, Juin, 12-15.
- [8] **Chocat B.** (2008), Etat de l'art sur la gestion urbaine des eaux pluviales et leur valorisation, article avec Convention de partenariat ONEMA-OIE, Laboratoire Génie Civil et Ingénierie Environnementale – INSA de Lyon, Juillet, 7-18.
- [9] **Chouli E.** (2006), La gestion des eaux pluviales urbaines en Europe : Analyse des conditions de développement des techniques alternatives, Thèse de Doctorat, spécialité : Sciences et Techniques de l'environnement, Ecole nationale des ponts et chaussées, Ile de France, Juillet, 27-34.
- [10] **Clayette S., Chalaux E.** (2015), Gestion patrimonial des réseaux d'assainissement, L'ASTEE, L'Onema, Décembre, 18-26.
- [11] **Eau France** (2019), lien : <https://www.eaufrance.fr>, Le service publique d'information sur l'eau, L'eau potable et l'assainissement, l'assainissement des eaux usées domestiques, 11 Avril.
- [12] **Geomedia SAS**, lien de l'entreprise informative : <https://www.geo-media.com/solutions/logiciel-covadis/reseaux-dassainissement>, Solution/COVADIS.
- [13] **Gromaire M. C., Berthier E., Sage J.** (2014), COMMENT L'OBJECTIF DE MAITRISE DES FLUX DE POLLUANTS EST IL TRADUIT DANS LES CRITERES DE GESTION A L'AMONT DES EAUX PLUVIALES ? –ANALYSE DES PRATIQUES EN FRANCE ET À L'INTERNATIONAL, Article issu du congrès SHG «*Optimisation de la gestion des systèmes d'assainissement pour la protection des milieux aquatiques, 2013*», Bordeaux, 19-20 Mars, 1-2.

- [14] **Hydraulique Urbaine, Etude et Chantier** (2013), lien : <http://hydrauliqueformation.blogspot.com/>, « Espace d'information hydraulique, eau, cycle de l'eau, qualité de l'eau, inondation, pollution de l'eau, assainissement, eau potable », Les ouvrages d'assainissement, 09 Mars.
- [15] **Karnib A.** (1996), Approche multicritère pour l'aide au choix d'une solution de réseau technique urbain: Application au réseau d'assainissement pluvial, L'UNIVERSITE D'ARTOIS, Thèse de Doctorat, spécialité Génie civile, Université D'Artois, France, Décembre, 14-19.
- [16] **Saadane A., Zebiri M.A.**, (2019), Conception et dimensionnement d'un réseau d'assainissement de Draa Erich et la simulation à l'aide du logiciel Sewer-Cad, Mémoire de Master, Option Hydraulique urbaine, UBMA, juin, 10-45.
- [17] **Ta Thu T.** (1986), L'alternatif en assainissement urbain, les Annales de la recherche urbaine, N°30, L'eau dans la ville, 53-55.
- [18] **Vazquez J., Zug M.**, Modélisation des réseaux d'assainissement : Concepts-Approches et Etapes, Cours 3ème année de l'ENGEES, Anjou Recherche, VEOLIA WATER.
- [19] **Werey C., Rozan A., Wittner C., Le Gat Y., Le Gauffre P., Nirsimloo K., Leclerc C.** (2012), Gestion patrimoniale des réseaux d'assainissement : de l'état des réseaux à la planification de leur réhabilitation-Outils méthodes et perspectives, Science eaux et territoires N°9, Institut nationale de recherche pour l'agriculture l'alimentation et l'environnement, Article de : cairn.info, 44-46.