

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE



École Nationale Polytechnique

Laboratoire de Recherches Sciences de l'Eau

Département Hydraulique

Mémoire de projet de fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de

**INGÉNIEUR D'ÉTAT EN HYDRAULIQUE**

Thème :

**Modélisation du réseau d'assainissement  
drainant le bassin versant d'Hussein Dey en vue  
de la protection de la zone basse (Rue Tripoli)  
contre les inondations**

Réalisé et présenté par :

**Mlle. BOUKEBOUCHE Ilham**

**Mlle. OUREBZANI Asma**

Soutenu publiquement devant le jury composé de :

**Président: Mr. KETTAB Ahmed**

**Pr**

**Examineur: Mr NAKIB Maamar**

**MCB**

**Examineur: Mr NEBBACHE Noureddine**

**MAA**

**Promoteur: Mr. BENZIADA Salim**

**MAA**

**Co-promoteur: Mr. KOUIDER Khaled**

Promotion 2016

ENP, 10 Avenue Hassen Badi, BP.186 EL HARRACH, ALGER



## Remerciements

---

*Merci à notre bon Dieu, notre guide, notre force, notre bonheur, et la raison de notre existence. C'est lui qui nous a fait comprendre le but de cette vie, et qui nous a donné le pouvoir d'aimer les gens et d'apprécier les choses. Merci d'être là dans les moments les plus difficiles.*

*Nos sincères remerciements s'adressent à la Direction Etudes et Projets de la SEAAL qui nous a ouvert un terrain de stage pour concrétiser notre formation d'ingénieur d'état en hydraulique, à nos enseignants qui nous ont accompagnés durant tout notre cursus et ont été plus que généreux dans l'enseignement qu'ils nous ont dispensés.*

*Nous tenons à remercier tout particulièrement Mr KOUIDER Khaled de nous avoir fait l'honneur de nous encadrer et pour sa disponibilité au cours de toute la période de notre travail durant laquelle il nous a orienté avec ses conseils judicieux et ses critiques constructives.*

*Nous remercions Mr BENZIADA Salim qui nous a encadrés pour ce travail, et n'as ménagé aucun effort avec ses conseils pertinents.*

*Nous remercions également les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer notre travail.*

*Enfin, nous adressons nos remerciements à tous ceux qui ont contribué par leurs conseils et leurs encouragements à l'aboutissement de ce travail.*

## *Dédicace*

---

*Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut... Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, L'amour, le respect, la reconnaissance...*

*A la prunelle de mes yeux, celle qui m'a soutenu jour et nuit pour qu'elle me voit toujours au sommet, comme une étoile filante : A toi ma chère **MAMA**. La langue française n'est pas assez riche pour me permettre de t'exprimer toute ma gratitude.*

*A la personne la plus chère à mon cœur, mon **PAPA** qui m'a soutenu tout au long de mon cursus avec ses précieux conseils, ses encouragements et ses sacrifices. Que dieu vous garde parmi nous.*

*A ma très chère sœur, **BOCHRA**. Merci pour le soutien que tu m'as apporté, pour ta patience et pour ton aide.*

*A ma petite sœur **SELSABIL** mon cœur.*

*A mes très chers frères **ABDOU, SALAH, OUALEED, CHOUAIB** Merci pour votre aide.*

*À Mon binôme **Asma** avec qui j'ai partagé des moments difficile ;*

*À **Soumia** ma troisième sœur, qui m'a été très utile le long de ce travail ;*

*A **Selma et Nadjwa, Souad**, qui ont toujours été mon point d'appui et qui m'a bien supporté durant les moments de détresse.*

*A la fille la plus chaleureuse, la plus ravissante, **Laali**, Merci pour ton aide.*

*A ma petite **Nesrine**, mon meilleure amie, la fleur d'Alger*

*À mes puces : **Sonia, Mimi, Nawel, Nardjes, Zahra, Hadjer** ;*

*Sans oublier la **Directrice** de la résidence d'El ALIA ;*

*Ames très chère amie : **Mima, Fati, Sara, Rania, Manel, Nessrin, Abeer** ;*

*A tous mes frères de la promotion Hydraulique 2015-2016, plus précisément : **Housseem, Oussama, Amine, Tarik, Abdou, Nabil, Kahina, Meriem, Chaïma, Toufik**,*

*A tous mes collègues de l'Ecole Nationale Polytechnique d'El Harrach plus précisément la promotion 2013-2016.*

***BOURBOUCHE Wam***

## *Dédicace*

---

*À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pause pour regarder en arrière et se rappeler toutes ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais surtout les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidés sans le leur dire, soutenus sans réserve, aimé sans compter, ces personnes à qui notre bonheur devient directement le leur, à qui un malheur en nous, en eux se transforme en pleur.*

*Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues et dures années d'études, en premier lieu :*

*À ma très chère mère que dieu la protège, qui n'a jamais cessé de m'encourager et guider au bon chemin, qui a toujours sacrifié et souffert pour mon bien être et ma réussite.*

*N7abek ya l3ziza*

*À mon père qui a toujours été là pour moi*

*À mon frère Amine, ma sœur Meriem, son époux Billel et sans oubliée les petits Imene et Bara.*

*À mon fiancé Bob, qui m'a donné le meilleur de lui-même durant cette année.*

*À Mon binôme Ilham avec qui j'ai partagé des moments vraiment difficiles.*

*À tous mes amis sans exception, et en particulier Mounia.*

*À toute la promotion d'Hydraulique 2016.*

*Asma*

## ملخص :

منطقة حسين داي تعاني من الفيضانات المتكررة كل عام ، يتمحور مشروعنا على دراسة شبكة الصرف الصحي في المدينة و الهدف الرئيسي هو ايجاد حل للمشكلة المذكورة اعلاه.

للقيام بذلك ، قمنا بالبحث عن وسيلة فعالة لصرف مياه الامطار التي تكون بكمية ضخمة ، و البحث عن مخارج للتخلص منها لهذا قمنا بنمذجة الشبكة الحالية باستخدام وسيلة النمذجة مايك اربن، و بعد الحصول على نتائج المحاكاة وجدنا ان بها نقص كبير في التحجيم ، لهذا قمنا باقتراح دراسة ستة متغيرات ، بعد مقارنة نتائج محاكاة هته المتغيرات قمنا باختيار متغيرين اثنين.

**كلمات مفتاحية :** الفيضانات، النمذجة، المحاكاة، متغيرات، مايك إربن.

## Abstract

The area of Hussein Dey undergoes frequent floods each year, our project carries on the study of the network of cleansing this city. The most significant goal is to find a solution final with the problem mentioned above.

For that, we sought a reliable means of rain drainage which they are in huge quantities, as well as the research of the discharge system to reject this water.

For that, in first we modelled the existing network using a tool of modeling "MIKE URBAN" after having the results of simulation we noted his under-dimensioning, from there we studied the possibility of the six alternatives.

After the comparison of the results of simulation of the alternatives obtained, we chose two alternatives.

**Keywords:** floods, modeling, simulation, Mike Urban.

## Résumé

La zone d'Hussein Dey subit des inondations fréquentes chaque année, Notre projet porte sur l'étude du réseau d'assainissement cette zone. Le but le plus important est de trouver une solution définitive au problème mentionné au-dessus.

Pour cela, nous avons cherché un moyen fiable d'évacuation des eaux pluviales qu'ils sont en quantités énormes, ainsi que la recherche des exutoires pour rejeter ces eaux. Pour cela, en premier nous avons modélisé le réseau existant à l'aide d'un outil de modélisation « MIKE URBAN » après avoir les résultats de simulation nous avons constaté son sous-dimensionnement, de là nous avons étudié la possibilité des six variantes.

Après la comparaison des résultats de simulation des variantes obtenus, nous avons opté pour deux variantes.

**Mots Clé :** inondations, modélisation, simulation, variantes, Mike Urban.

## TABLE DES MATIERES

---

PRESENTATION DE L'ENTREPRISE D'ACCUEIL.....	15
INTRODUCTION GENERALE.....	18
Chapitre I : Transformation pluie-débit .....	21
1. Introduction .....	22
2. Ruissellement de surface .....	22
2.1. Ruissellement par dépassement de la capacité d'infiltration .....	23
2.2. Ruissellement des surfaces saturées.....	23
2.3. Ruissellement de surfaces imperméables.....	24
3. Modèles de transformation pluie-débit.....	25
3.1. Processus de transformation .....	25
3.2. Calcul des débits par approche statique .....	26
3.3. Calcul des débits par approche dynamique.....	28
4. Conclusion .....	35
Chapitre II : Modélisation des écoulements en réseau d'assainissement.....	36
1. Introduction .....	37
2. Présentation et classification des différents modèles .....	37
2.1. Les modèles .....	38
2.2. Différentes approches modélisatrices .....	38
2.3. Difficultés liées à la modélisation.....	40
3. Etapes méthodologiques .....	40
4. Conclusion .....	41
Chapitre III : Modèles mathématiques régissant les écoulements en réseau d'assainissement	42
1. Introduction .....	43
2. Modélisation .....	43
2.1. Etablissement des équations de Saint-Venant.....	43
2.2. Modèles simplifiés .....	49
3. Résolution numérique des équations de Saint-Venant .....	52
3.1. Méthode des caractéristiques .....	52
3.2. Méthodes par différences finies .....	52
3.3. Méthodes des éléments finis .....	52
3.4. Méthodes des volumes finis.....	52
4. Conclusion .....	53

Chapitre IV : Présentation de la zone d'étude .....	54
1. Introduction .....	55
2. Données naturel de site .....	55
2.1. Situation géographique .....	55
2.2. Situation topographique .....	57
2.3. Situation géologique .....	57
2.4. Sismicité du site .....	57
3. Données climatiques .....	57
3.1. La pluviométrie .....	57
3.2. Les températures .....	58
3.3. Les vents .....	59
3.4. L'humidité relative.....	59
4. Diagnostic du réseau d'assainissement existant .....	60
4.1. Aperçu général sur le réseau existant.....	60
4.2. Causes et conséquences des Dysfonctionnements constatés dans le réseau .....	62
5. Conclusion .....	63
Chapitre V : Modélisation du réseau d'assainissement d'Hussein Dey .....	64
1. Introduction .....	65
2. Présentation de l'outil de modélisation .....	65
2.1. Modélisation des réseaux de collecte.....	65
2.2. Modélisation des réseaux de distribution.....	68
2.3. Modélisation des inondations urbaines .....	68
3. Prise en compte des données d'entrée .....	68
3.1. Données du site .....	69
3.2. Données hydrauliques .....	69
4. Pluies de projet utilisées .....	71
5. Conclusion .....	73
Chapitre VI : Simulation de l'état actuel du réseau d'assainissement .....	74
1. Introduction .....	75
2. Simulations de l'état actuel.....	75
2.1. Simulation avec MIKE URBAN.....	75
2.2. Identification des points à risques de débordement .....	75
2.3. Résultats de simulation du réseau existant.....	76

3. Interprétation des résultats .....	80
4. Conclusion .....	80
Chapitre VII : Aménagements proposés .....	81
1. Introduction .....	82
2. Analyse des résultats de simulation de l'état actuel .....	82
3. Aménagements proposés .....	84
3.1. Variante N°1 : Déviation du collecteur Moghni vers le collecteur dédoublement Oued Kniss.....	84
3.2. Variante N°2 : Evacuation des eaux pluviales du collecteur Moghni vers le collecteur Bounafaa en passant par la rue LARAS Saïd .....	86
3.3. Variante N°3 : Evacuation des eaux pluviales du collecteur Moghni vers le collecteur Bounafaa par la réalisation d'un dédoublement en passant par les rues LARAS Saïd et AMRAOUI Ahmed.....	88
3.4. Variante N°4 : Délestage du système d'évacuation des collecteurs Moghni et Tripoli vers la galerie de décharge.....	91
3.5. Variante N°5 : Renforcement du système d'évacuation des collecteurs Moghni et Tripoli par la réalisation de deux bassins de stockage.....	93
3.6. Variante N°6 : Délestage du système d'évacuation du collecteur Tripoli vers la galerie de décharge et le renforcement du collecteur Moghni avec un Bassin de stockage.....	97
4. Variantes retenues.....	101
5. Conclusion .....	101
CONCLUSION GENERALE .....	102
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	104
ANNEXES .....	107

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure 1</b> : Organigramme de la SEAAL .....	17
<b>Figure I.1</b> : Volume d'eau ruisselée au cours d'une averse en fonction du régime d'infiltration du sol.....	23
<b>Figure I.2</b> : Les deux mécanismes de formation du ruissellement de surfaces saturées .....	24
<b>Figure I.3</b> : Impact de l'urbanisation sur le débit et la vitesse du ruissellement .....	24
<b>Figure I.4</b> : Transformation de la pluie en hydrogramme de ruissellement.....	25
<b>Figure I.5</b> : Transformation de la pluie sur le bassin versant en débit à l'exutoire.....	26
<b>Figure I.6</b> : Averse unitaire et hydrogramme unitaire associé .....	29
<b>Figure I.7</b> : Principe du modèle simple réservoir linéaire (Commune de Pélissanne, 2006) ..	30
<b>Figure I.8</b> : Temps de réponse $K$ (Commune de Pélissanne, 2006) .....	31
<b>Figure I.9</b> : Principe du modèle double réservoir linéaire (Commune de Pélissanne, 2006) ..	32
<b>Figure I.10</b> : Hydrogrammes générés (Commune de Pélissanne, 2006).....	32
<b>Figure I.11</b> : Découpage en sous bassins versant élémentaires.....	34
<b>Figure I.12</b> : Quelques formes géométriques du bassin versant .....	34
<b>Figure I.13</b> : Définition des courbes Aire-Temps .....	34
<b>Figure I.14</b> : Courbes isochrones (DHI, 1997) .....	35
<b>Figure II.1</b> : Différentes approches modélisatrices.....	39
<b>Figure II.2</b> : Etapes méthodologiques dans la mise en œuvre des modèles.....	41
<b>Figure III.2</b> : Trajectoire d'une "particule" de fluide .....	45
<b>Figure III.3</b> : Ecoulement monodimensionnel selon un axe $Ox$ .....	46
<b>Figure IV.1</b> : Délimitation administrative de la zone d'étude.....	55
<b>Figure IV.2</b> : Vue aérienne d'Hussein Dey.....	56
<b>Figure IV.3</b> : Délimitation de la zone d'étude.....	56
<b>Figure IV.4</b> : Précipitations mensuelles moyennes .....	58
<b>Figure IV.5</b> : Températures moyennes mensuelles.....	58
<b>Figure IV.6</b> : Moyennes mensuelles des vitesses du vent.....	59
<b>Figure IV.7</b> : L'humidité relative moyenne mensuelle .....	60
<b>Figure IV.8</b> : Réseau d'assainissement existant de la zone d'étude.....	62
<b>Figure V.1</b> : Vue de l'interface de MIKE URBAN.....	66
<b>Figure V.2</b> : Hyétogramme double triangle $T=2$ ans .....	72
<b>Figure V.3</b> : Hyétogramme double triangle $T=10$ ans .....	72
<b>Figure VI.1</b> : Niveau d'eau max dans les collecteurs Tripoli et Bounafaa $T=2$ ans .....	76
<b>Figure VI.2</b> : Niveau d'eau max dans le collecteur Boudjmaa Moghni $T=2$ ans .....	77
<b>Figure VI.3</b> : Niveau d'eau max dans le collecteur Tripoli et Bounafaa $T=10$ ans .....	78
<b>Figure VI.4</b> : Niveau d'eau max dans le collecteur Boudjmaa Moghni $T=10$ ans .....	79
<b>Figure VII.1</b> : Tracé du collecteur Boudjmaa Moghni projeté .....	82
<b>Figure VII.2</b> : Niveau d'eau max dans le collecteur projeté Boudjmaa Moghni ( $T=10$ ans) ..	83
<b>Figure VII.3</b> : Tracé de la variante N°01 .....	84
<b>Figure VII.5</b> : Niveau d'eau max dans le collecteur dédoublement Oued Kniss (point de raccordement) ( $T=10$ ans) .....	85
<b>Figure VII.7</b> : Tracé de la variante N°02 .....	87
<b>Figure VII.8</b> : Niveau d'eau max dans le collecteur projeté (Rue LARASS Saïd) ( $T=10$ ans)	87

<b>Figure VII.10</b> : Tracé de la variante N°03 .....	89
<b>Figure VII.11</b> : Niveau d'eau max dans le collecteur projeté (rue LARASS Said) (T=10ans) .....	89
<b>Figure VII.12</b> : Niveau d'eau dans le collecteur projeté (rue AMRAOUI Ahmed) (T=10ans) .....	90
<b>Figure VII.14</b> : Tracé de la variante N°04 .....	91
<b>Figure VII.15</b> : Niveau d'eau max dans le collecteur projeté Sablettes (T=10ans).....	92
<b>Figure VII.16</b> : Niveau d'eau max dans le collecteur Tripoli (T=10ans) .....	92
<b>Figure VII.17</b> : Tracé de la variante N°05 .....	93
<b>Figure VII.18</b> : Niveau d'eau max dans le premier bassin projeté (T=10ans).....	94
<b>Figure VII.19</b> : Niveau d'eau max dans le deuxième bassin projeté (T=10ans).....	94
<b>Figure VII.20</b> : Niveau d'eau max dans le collecteur Tripoli (T=10ans) .....	95
<b>Figure VII.21</b> : Niveau d'eau max dans le premier bassin projeté (T=20ans).....	95
<b>Figure VII.22</b> : Niveau d'eau max dans le deuxième bassin projeté (T=20ans).....	96
<b>Figure VII.23</b> : Niveau d'eau max dans le collecteur Tripoli (T=20ans) .....	96
<b>Figure VII.24</b> : Tracé de la variante N°06 .....	97
<b>Figure VII.25</b> : Niveau d'eau max dans le collecteur projeté Sablettes (T=10ans).....	98
<b>Figure VII.26</b> : Niveau d'eau max dans le bassin projeté (T=10ans) .....	98
<b>Figure VII.27</b> : Niveau d'eau max dans le collecteur Tripoli (T=10ans) .....	99
<b>Figure VII.28</b> : Niveau d'eau max dans le collecteur projeté Sablettes (T=50ans).....	99
<b>Figure VII.29</b> : Niveau d'eau max dans le bassin projeté (T=50ans) .....	100
<b>Figure VII.30</b> : Niveau d'eau max dans le collecteur Tripoli (T=50ans) .....	100

## LISTE DES TABLEAUX

---

<b>Tableau IV.1</b> : Précipitations mensuelles moyennes en (mm) (Source ONM) .....	57
<b>Tableau IV.2</b> : Températures moyennes mensuelles en (°C) (Source ONM) .....	58
<b>Tableau IV.4</b> : L'humidité relative moyenne mensuelle en (%) (Source ONM) .....	59
<b>Tableau IV.5</b> : Caractéristiques géométriques du collecteur Boudjemaa Moghni .....	61
<b>Tableau IV.6</b> : Caractéristiques géométriques des collecteurs Tripoli .....	61
<b>Tableau IV.7</b> : Caractéristiques géométriques du collecteur Boudjemaa Moghni .....	61
<b>Tableau V.1</b> : Valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler $K_s$ .....	69

## LISTE DES ANNEXES

---

Annexe I : Pluies synthétiques utilisées .....	108
Annexe II : Simulation de l'état actuel.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

## LISTE DES ABREVIATIONS

---

<b>Symbologie</b>	<b>Signification</b>	<b>Unité</b>
$C_{coef\ impe}$	Coefficient d'imperméabilisation	(-)
$H_i$	Hauteur de pluie intense	(mm)
$I_E$	Pertes par évaporation	(t)
$I_I$	Pertes par infiltration	(t)
$I_W$	Pertes par humidité	(t)
$I_S$	Stockage de surface	(t)
$L_c$	Longueur du collecteur principal	(m)
$P^*$	Pression	(N/m <sup>2</sup> )
$P_{atm}$	Pression atmosphérique	(P <sub>a</sub> )
$Q_e$	Débit de pluie nette	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_{ep}$	Débit pluvial	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_{ep}$	Débit maximal des eaux pluviales	(m <sup>3</sup> /s)
$Q_s$	Débit à l'exutoire du bassin versant	(m <sup>3</sup> /s)
$R_c$	Rayon de courbure	(m)
$d_{pi}$	Durée de la période de pluie intense	(min)
$i_{max}$	Intensité moyenne maximale	(mm/h)
$C_h$	Coefficient de Chézy	(-)
$F$	Nombre de Froude	(-)
$h$	Hauteur d'eau	(m)
$h$	Hauteur d'eau	(m)
$T_0$	Temps de translation (time-offset) de l'onde	(s)
$x$	Abcisse	(m)
$\Gamma$	Vecteur accélération	(m/s <sup>2</sup> )
$A$	Surface du bassin versant	(ha)
$C$	Coefficient de ruissellement	(-)
$F$	Fréquence de dépassement	(s <sup>-1</sup> )
$I$	Pente moyenne du sous bassin considéré	(m / m)
$J$	Perte de charge	(m/m)
$K$	Temps de réponse du bassin versant	(s)
$P$	Précipitation	(t)
$S$	Volume stocké dans le bassin versant	(m <sup>3</sup> )
$S$	Section mouillée	(m <sup>2</sup> )
$U$	Vitesse moyenne de l'écoulement	(m/s)
$f$	Forces de frottement	(m/s <sup>2</sup> )
$g$	Accélération de la pesanteur	(m/s <sup>2</sup> )
$q$	Débit latéral éventuel entrant ou sortant par unité de longueur	(m <sup>2</sup> /s)
$t$	Temps	(s)
$z$	L'altitude du filet liquide	(m)
$\varepsilon$	Coefficient de transfert de la quantité de mouvement du débit latéral	(-)
$\rho$	Masse volumique du fluide	(kg/m <sup>3</sup> )

**PRESENTATION DE L'ENTREPRISE  
D'ACCUEIL**

---

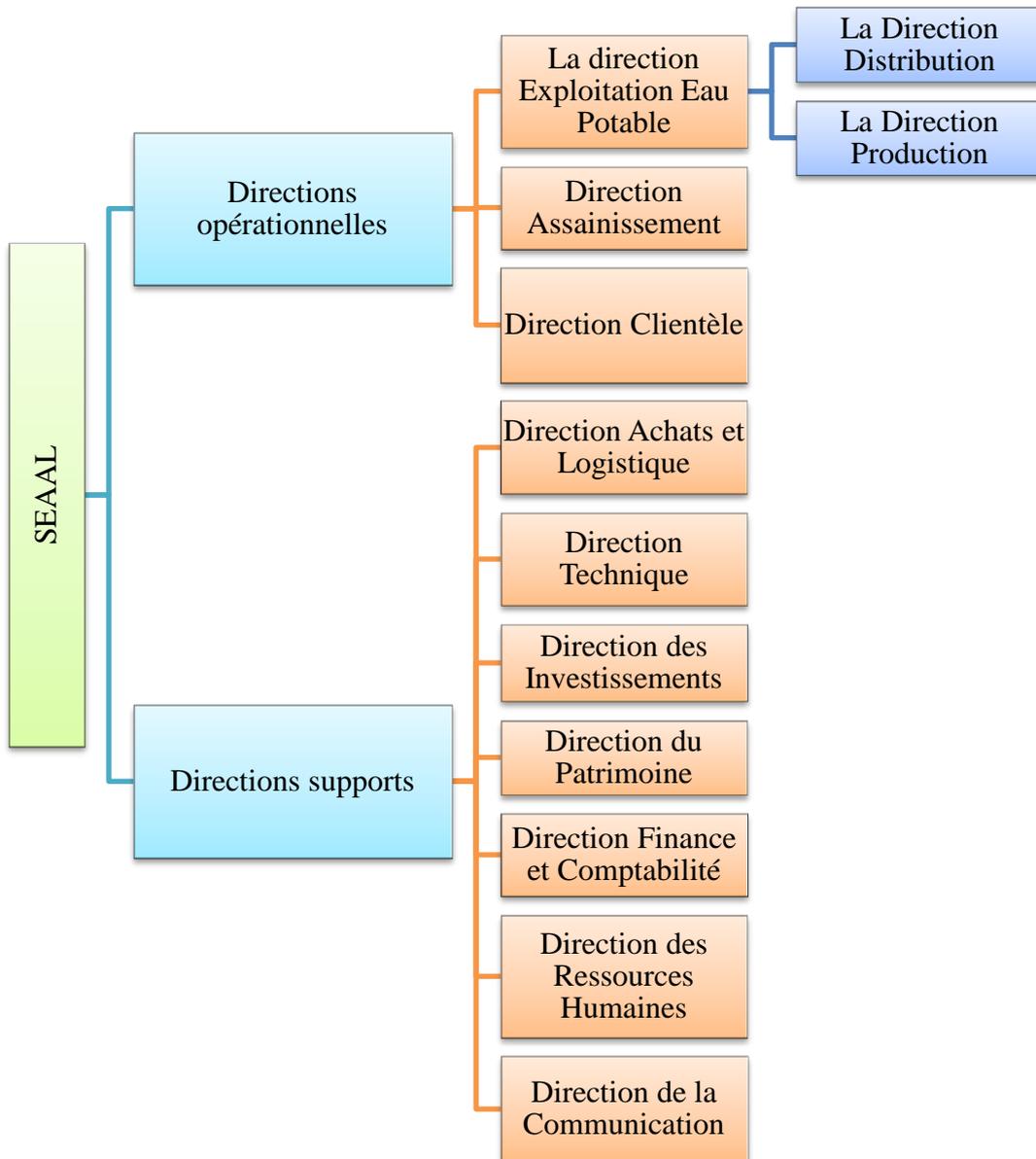
La Société des Eaux et de l'Assainissement d'Alger « SEAAL », est une Société Publique par Action, détenue à 70% par l'Algérienne Des Eaux « ADE » et à 30% par l'Office National de l'Assainissement « ONA », elle fait l'objet d'un contrat de management suivant lequel la gestion de cette société est confiée au groupe français « SUEZ-Environnement ». Cet accord de 5 ans court depuis 2006. Il a été renouvelé pour un autre quinquennat en 2011. Il expire en fin 2016.

En réponse aux enjeux des services de l'eau et de l'assainissement à moyen et long termes et aux attentes des 3,8 millions d'habitants des wilayas d'Alger et Tipaza soit environ 10% de la population Nationale (2016). SEAAL, avec l'appui financier des autorités Algériennes (important programme d'investissement et d'amélioration patrimoniale), s'est fixée les objectifs suivants :

- ❖ Rétablir puis maintenir une distribution d'eau de qualité 24h/24.
- ❖ Renforcer la prise en charge et le fonctionnement de systèmes d'assainissement et contribuer à l'amélioration de la qualité des eaux de baignade du littoral Algérois.
- ❖ Remettre à niveau et gérer durablement les ouvrages et installations d'eau et d'assainissement.
- ❖ Mettre en place une gestion clientèle moderne et efficace pour améliorer la satisfaction des clients.

Pour assurer l'acquisition, le maintien et le développement des compétences des 4500 salariés, nécessaires à l'atteinte de ces objectifs, SEAAL a mis en place un programme de formation et elle a mis en disposition 27 experts de SUEZ Environnement, acquis aux expériences internationales et aussi des outils de gestion modernes et performants ( le centre de télé contrôle, la modulation de pression, la modélisation de la nappe souterraine de la Mitidja, le SIG, la modélisation hydraulique du réseau, etc...) et même le transfert de savoir-faire de SUEZ Environnement en matière de gestion performante des services de l'eau et de l'assainissement vers le personnel local, par le déploiement d'une démarche innovante et structurée et l'accès des cadres locaux aux bases de connaissances et à l'expertise mondiale de ce dernier.

Afin d'assurer une bonne communication transparente, claire et fiable entre les acteurs pour atteindre une confiance durable, la SEAAL a mis en dispositions le dispositif organisationnel suivant :



**Figure 1 :** Organigramme de la SEAAL

# **INTRODUCTION GENERALE**

---

Chaque système d'assainissement est un cas particulier, le développement rapide de la population en milieu urbain ainsi que l'évolution du mode de vie entraînent un accroissement rapide des structures urbaines parfois anarchique. Ce qui favorise le ruissellement de surface entraînant une forte sollicitation des systèmes d'évacuation des eaux.

Les inondations en milieu urbain reste un des risques récurrents en Algérie et plus particulièrement les zones à fortes densités urbaines, causant d'importants dégâts matériels ainsi que des pertes humaines.

La ville d'Alger est classée parmi les zones qui présentent de hauts risques d'inondations. Dans ce contexte, Hussein Dey est une commune de la wilaya d'Alger située dans la proche banlieue Est d'Alger, elle se trouve en aval d'un bassin versant fortement urbanisé, qui se caractérise par une topographie favorable en amont et défavorable à l'exutoire (rue Tripoli), ce qui rend cette zone plus vulnérable au risque d'inondation. Le réseau de collecte et d'évacuation des eaux de cette zone a montré ces limites en termes de capacité, cette situation est aggravée par l'aménagement de la rue Tripoli (réalisation du Tramway), ce qui complique davantage le renforcement du système d'évacuation existant.

Pour remédier à cette situation, la SEAAL a lancé des études en vue de proposer des solutions réalistes prenant en considération les contraintes liées à la topographie et à la forte urbanisation de la zone basse.

Notre mémoire est une contribution à l'étude menée par SEAAL et ce, en utilisant une approche différente de l'approche de dimensionnement classique basée sur le calcul d'un débit maximum à l'exutoire du bassin, il s'agit de la modélisation. En effet, il sera question de modéliser tout d'abord le comportement hydrologique du bassin versant en générant un hydrogramme de crue issu d'une transformation *pluie synthétique-débit* qui prend en considération le temps de concentration du bassin versant. Ensuite, un diagnostic hydraulique du fonctionnement du système d'assainissement existant sera établi, par une modélisation hydraulique du réseau d'évacuation structurant afin de pouvoir proposer des aménagements pouvant conduire à diminuer le risque d'inondation.

Le but est donc, de réaliser une simulation du fonctionnement du système d'assainissement existant tout en mettant en évidence les nœuds et zones à risque de débordement par temps de pluie à différentes périodes de retour. Sur la base de ce diagnostic hydraulique, des modifications sur le système seront proposées sous forme de variantes avec augmentation de la capacité d'évacuation. La pertinence de chaque variante sera étudiée par la modélisation de son impact sur le fonctionnement global du système en question.

Notre travail, présente un intérêt particulier à travers le choix des variantes les plus efficaces et les plus réalistes afin de pouvoir les concrétiser et contribuer par conséquent, à la résolution des problèmes d'inondations répétitives dans la zone basse d'Hussein Dey.

Le mémoire s'articulera en sept chapitres :

Le premier chapitre présente l'état de l'art sur la transformation pluie-débit et il explicite les approches modélisatrices de cette transformation ;

Est traité dans le deuxième chapitre, le processus de la modélisation, et les difficultés liées à cette dernière ;

Dans le troisième chapitre, il sera question d'expliciter les modèles qui régissent les écoulements en réseau d'assainissement (le système de Barré de Saint-Venant), ainsi qu'aux méthodes numériques de résolution de ce type de système;

Un quatrième chapitre sera consacré à la présentation de la zone d'étude et à un diagnostic physique du réseau existant ;

Un cinquième chapitre se penchera sur la modélisation dans l'assainissement, suivie d'une présentation générale du logiciel MIKE URBAN et des pluies synthétiques utilisées;

Les résultats des simulations de l'état actuel du réseau d'assainissement drainant la zone d'étude pour différentes périodes de retour, sont présentés dans le sixième chapitre ;

Le septième chapitre est consacré à la présentation des aménagements proposés sous forme de variantes, avec simulation de leur impact sur le fonctionnement du système d'assainissement.

Enfin nous terminerons notre travail par une conclusion générale.

# **Chapitre I : Transformation pluie-débit**

---

## 1. Introduction

La plupart des interventions de l'ingénieur hydraulicien en milieu hydrique concernent les eaux de surface. Ainsi, les aménagements requis pour répondre aux divers besoins de consommation, d'irrigation, de navigation, de loisirs ou de production d'énergie hydroélectrique vont dépendre des régimes des cours d'eau et des lacs, et généralement les modifier. Par ailleurs, l'étude du ruissellement de surface et des régimes des cours d'eau est nécessaire pour le contrôle des inondations et la conception de réseaux de drainage. Le ruissellement se définit comme le mouvement d'un liquide sous l'effet de la gravité.

Cet écoulement de surface, où l'excès d'eau s'écoule par gravité le long des pentes, forme l'essentiel de l'écoulement rapide de crue. L'importance de l'écoulement superficiel dépend de l'intensité des précipitations et de leur capacité à saturer rapidement les premiers centimètres du sol, avant que l'infiltration et la percolation, phénomènes plus lents, soient prépondérantes.

La transformation pluie-débit permet de convertir des séries temporelles décrivant le climat d'un bassin versant donné (séries de précipitations, séries qui sont les entrées du modèle hydrologique) en une série de débits (sortie du modèle hydrologique).

De nombreux modèles hydrologiques ont été développés depuis la fin des années 1960. Le choix du type de modèle à utiliser dépend généralement de l'objectif de modélisation ainsi que des données d'entrées disponibles.

Le présent chapitre a pour objet d'étudier la transformation pluie-débit et d'explicitier les approches modélisatrices de cette transformation. Dans un premier temps, un état de l'art des connaissances sur le ruissellement sera présenté en s'intéressant en particulier aux composantes du ruissellement ainsi qu'aux mécanismes principaux des écoulements surfaciques.

La notion de modélisation est ensuite abordée, et corollairement, la présentation des différents types de modèles mathématiques utilisés dans le domaine ; leurs divergences ou distinctions. Les méthodes classiques de dimensionnement sont également de rigueur, avec leurs principes de base, limites et validités.

Finalement, un constat de différence sera dressé entre les méthodes classiques et les modèles hydrologiques ainsi que leurs utilités et contributions au processus de transformation pluie-débit.

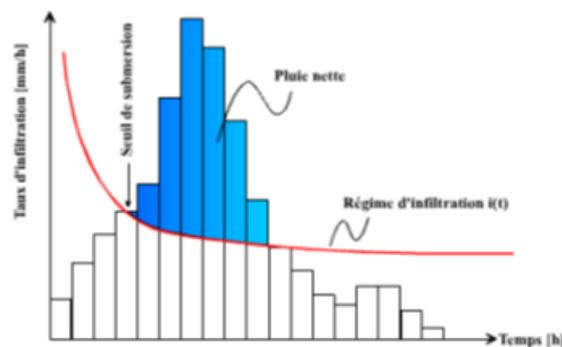
## 2. Ruissellement de surface

Le ruissellement est un processus fondamentalement discontinu dans le temps. Ce phénomène se produit lorsque l'eau ne peut pas s'infiltrer dans le sol et que l'eau n'a pas été interceptée par la végétation. Par rapport aux caractéristique du sol les averses sont suffisamment importantes (en terme durée et d'intensité) seule une partie de l'eau s'infiltrer, le reste générant potentiellement du ruissellement en surface dont on distingue trois mécanismes principaux (Pech 1998):

1. Ruissellement par dépassement de la capacité d'infiltration.
2. Ruissellement de surfaces saturées.
3. Ruissellement de surfaces imperméables.

### 2.1. Ruissellement par dépassement de la capacité d'infiltration

En 1945, Horton a démontré qu'un mince filet d'eau se forme à la surface du sol lorsque l'intensité de la précipitation est supérieure à la capacité d'infiltration (Pech, 1998). Le sol n'a pas la capacité de transférer toute l'eau de la surface en profondeur. L'humidité des sols a donc ici une grande influence sur le début du processus. L'évaluation des conditions d'antécédence d'humidité du sol est donc importante. Le ruissellement est ainsi plus court si le sol est humide et si l'intensité de la pluie est forte. Par conséquent, tant que l'intensité d'une averse ne dépasse pas la capacité d'absorption du sol, l'eau pénètre en profondeur. Par contre, lorsque l'intensité dépasse cette capacité d'absorption, l'excédent d'eau s'accumule en surface. C'est le ruissellement hortonien. Le volume d'eau écoulé est alors égal à la pluie nette (pluie qui n'est pas infiltrée) (Musy, 2005).



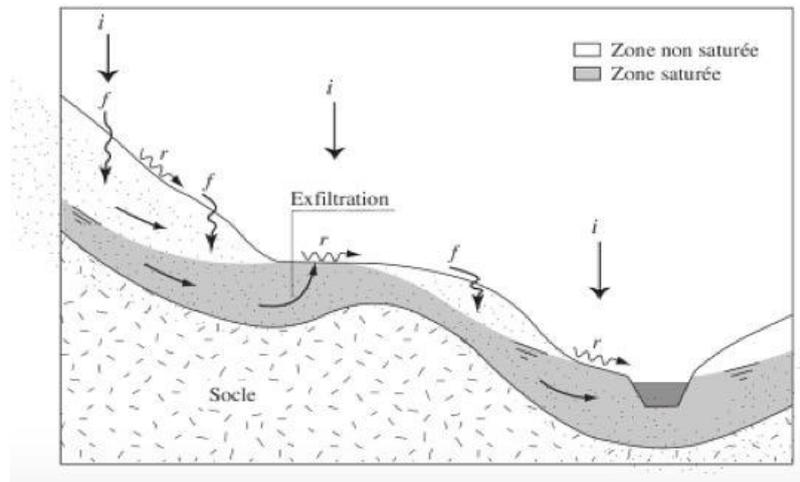
**Figure I.1 :** Volume d'eau ruisselée au cours d'une averse en fonction du régime d'infiltration du sol

Le ruissellement Hortonien se rencontre principalement dans les régions semi-arides ou méditerranéennes, car les sols de ces régions possèdent souvent une faible capacité d'infiltration. En effet, ils sont souvent compactés ou recouverts d'une croûte avec peu de végétation (Chaponnière, 2005). Des pluies de forte intensité peuvent alors provoquer un ruissellement très important qui peut atteindre 80% des précipitations dans certaines régions méditerranéennes. (Girard 2011) Cependant, dans les régions tempérées, l'intensité des précipitations peut parfois aussi être supérieure à la capacité d'infiltration des sols, quand bien même ces derniers ont des taux élevés d'absorption. (Musy, 2005) C'est le cas en été lors d'intenses averses orageuses.

### 2.2. Ruissellement des surfaces saturées

Ce type de ruissellement se rencontre sous les climats tempérés et humides où les sols végétalisés ont souvent de bonnes capacités d'infiltration. Il est provoqué par une saturation des horizons supérieurs du sol et survient principalement dans les zones hydromorphes où la nappe est proche de la surface. Dans un premier temps, les précipitations abondantes

diminuent la capacité d'infiltration des sols et engendrent une remontée du niveau de la nappe (Musy, 2005). L'écoulement se produit à la fois par l'exfiltration de la nappe et par les précipitations qui tombent sur le sol saturé. Dans un deuxième temps. S'il participe à l'écoulement d'une rivière ce type de ruissellement est appelé ruissellement de surfaces contributives (Saulnier, 2012).

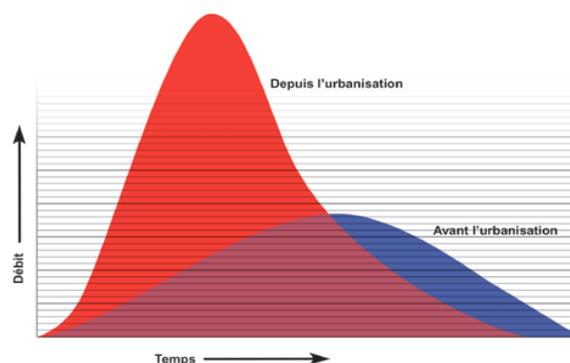


**Figure I.2 :** Les deux mécanismes de formation du ruissellement de surfaces saturées

Sous les climats tempérés, les deux types de ruissellement présentés ci-dessus peuvent se produire à certaines périodes de l'année. En été, c'est principalement le ruissellement hortonien qui survient car le sol est sec et l'intensité des pluies dépasse souvent la capacité d'infiltration. Lors des périodes de précipitations abondantes par contre, il se produit un ruissellement de surfaces saturées car les sols humides ne peuvent plus stocker d'eau.

### 2.3. Ruissellement de surfaces imperméables

L'urbanisation impacte fortement la capacité d'infiltration naturelle des sols. En effet, les surfaces imperméables (routes, toits, parkings) augmentent incontestablement le débit d'eau ruisselé et la vitesse de l'écoulement. Le débit de pointe est ainsi atteint plus rapidement, son amplitude est plus forte et le volume d'eau total est plus important (Rivard, 1998). Par conséquent, le risque de pertes humaines ou dégâts matériels s'accroît également à mesure que l'urbanisation progresse, si des mesures de protection ne sont pas prises.



**Figure I.3 :** Impact de l'urbanisation sur le débit et la vitesse du ruissellement

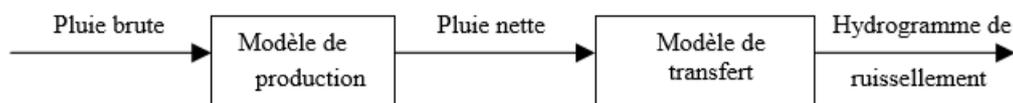
Le coefficient de ruissellement  $C$  est utilisé pour évaluer le degré d'imperméabilisation d'une surface et pour calculer les débits ruisselés. Il exprime « la fraction de la pluie qui ruisselle sur une surface donnée » (Brière, 2012). Sa valeur varie entre 0 et 1. Elle dépend du type de surface, de la pente du terrain, de l'intensité de la pluie, du taux de saturation du sol et des éventuelles zones de stockage. (Rivard, 1998). Ensuite, il faut savoir que le ruissellement urbain ne provient pas toujours du ruissellement en surface. En effet, lors d'intenses précipitations de courte durée, les systèmes d'évacuation peuvent être rapidement saturés car le 80 % de l'eau de pluie des surfaces imperméables va dans les canalisations.

### 3. Modèles de transformation pluie-débit

La modélisation hydrologique consiste à transformer la pluie en débit ruisselé. La transformation de la pluie en hydrogramme de ruissellement se traduit par l'application successive de deux fonctions :

- ❖ *La fonction de production* permet de déterminer l'hyétogramme de pluie nette à partir de la pluie brute - la pluie nette est la fraction de pluie brute qui participe effectivement à l'écoulement.
- ❖ *La fonction de transfert* permet de déterminer l'hydrogramme de crue résultant de la pluie nette (Vazquez, 2013).

Le processus des deux fonctions est représenté sur la figure I.4.



**Figure I.4 :** Transformation de la pluie en hydrogramme de ruissellement

#### 3.1. Processus de transformation

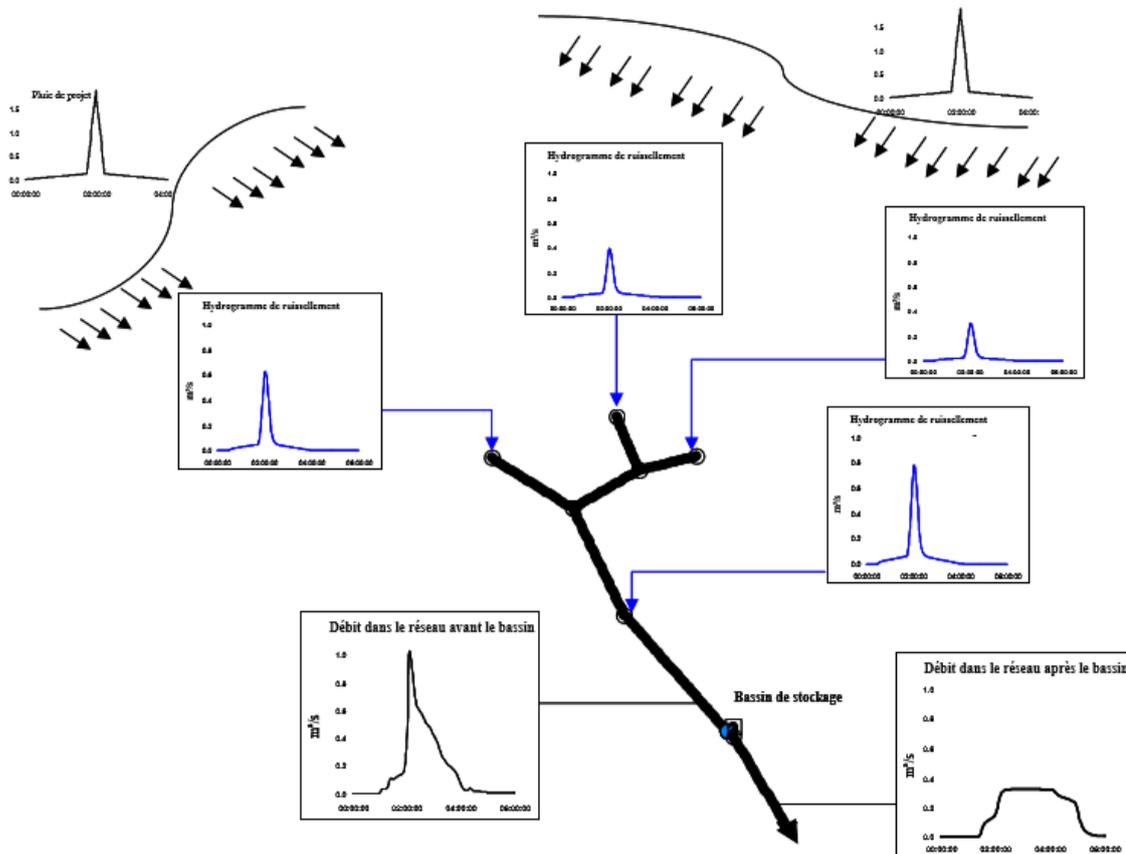
##### 3.1.1. Transformation pluie brute-pluie nette

Avant ruissellement, la pluie mesurée, appelée pluie brute va subir un certain nombre de pertes. Ces pertes sont diverses : l'interception par la végétation (0.2 à 1.5 mm), le stockage dans les dépressions des surfaces artificielles (0.2 à 3 mm) ou naturelles (3 à 30 mm), ou encore par infiltration. Ces pertes représentent des phénomènes complexes, mal connus dans le détail et surtout inaccessibles. (Vazquez, 2013)

##### 3.1.2. Transformation pluie nette-débit

Le ruissellement sur les surfaces imperméables est un phénomène qui peut être décrit par les lois de la mécanique des écoulements à surface libre en régime transitoire. La fonction de transfert va transformer le débit de pluie nette en débit à l'exutoire. Il s'agit là d'un opérateur conservatif (volume en entrée = volume en sortie). On distingue deux approches de résolution selon le but recherché :

- ✓ Approche statique basée sur les méthodes classiques (méthode rationnelle ou méthode de Caquot), permettant d'obtenir une valeur de débit maximum.
- ✓ Approche dynamique fondée sur la modélisation, permettant d'obtenir un hydrogramme dont deux voies principales s'offrent au modélisateur : soit une extension des méthodes précédentes, soit une approche conceptuelle de type modèle à réservoir.



**Figure I.5 :** Transformation de la pluie sur le bassin versant en débit à l'exutoire

### 3.2. Calcul des débits par approche statique

#### 3.2.1. Méthode rationnelle

La technique de calcul des débits de ruissellement afin de calculer les diamètres ou les dimensions des conduites et canaux est basée sur la méthode rationnelle. Cette technique est utilisée depuis la fin du siècle dernier (1889). Mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS, c'est une méthode qui a fait ses preuves surtout pour les bassins urbains de faible surface ( $A < 10$  ha). Ce n'est pas à proprement parler une méthode de simulation car elle est basée sur une approximation pondérée par les temps de parcours du débit de pointe de l'hydrogramme. Cette approximation nous donne donc l'ordre de grandeurs des débits à véhiculer mais ne peut prévoir toutes les situations critiques.

La méthode rationnelle permet de calculer chaque débit de dimensionnement du réseau de drainage en commençant en tête du bassin, elle est exprimée par la formule suivante :

$$Q_{ep} = C \cdot i_{max}(T; t_c) \cdot A \quad (I.1)$$

Avec :

$Q_{ep}$  : débit maximal des eaux pluviales ( $m^3/s$ ).

$i_{max}(T; t_c)$  : intensité moyenne maximale de période de retour T sur la durée du temps de concentration (mm/h).

C : coefficient de ruissellement.

A : surface du bassin versant (ha).

### *i. Hypothèses de la méthode rationnelle*

Les hypothèses de base sont les suivantes :

- ✓ L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.
- ✓ Le débit de pointe  $Q_{ep}$  en  $m^3/s$  de l'hydro gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité  $i \times A$ .
- ✓ L'intervalle de la récurrence du débit de pointe  $Q_{ep}$  est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme  $i$ .
- ✓ En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

### *ii. Validité de la méthode rationnelle*

Cette méthode est utilisée pour des surfaces limitées (généralement inférieures à 10 ha) le résultat est encore plus fiable du fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement, ainsi elle est applicable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes. Par contre, elle n'est pas susceptible d'être utilisée pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

## **3.2.2. Méthode superficielle Caquot**

L'expression littérale du débit provenant d'un bassin versant urbanisé pour une fréquence « F » donnée a été établie à partir des travaux de Caquot. Les études les plus récentes, confirmées par des vérifications expérimentales, ont permis de fixer la valeur numérique des coefficients de cette expression. La formule superficielle du débit de fréquence de dépassement « F » prend l'aspect suivant :

$$Q_{ep} = K \bar{v}^{\frac{1}{3}} \cdot I \bar{v}^{\frac{1}{3}} \cdot C \bar{v}^{\frac{1}{3}} \cdot A \bar{v}^{\frac{1}{3}} \quad (I.2)$$

Avec :

$Q_{ep}$  : Débit pluvial en ( $m^3/s$ ).

I : pente moyenne du sous bassin considéré (m / m).

C : coefficient de ruissellement.

A : surface du bassin considéré (ha).

K : coefficient d'expression.

$$K = \frac{[(0.5)^{b(F)}.a(F)]}{6,6} \quad (I.3)$$

$U$  : coefficient d'expression :

$$1 + 0,287.b(F). \quad (I.4)$$

$V$  : coefficient d'expression :

$$0,41.b(F). \quad (I.5)$$

$W$  : coefficient d'expression :

$$0,95 + (0,507.b(F)) \quad (I.6)$$

Dans laquelle les divers paramètres sont des fonctions de  $a(F)$  et (ou) de  $b(F)$  qui sont eux-mêmes les paramètres de la relation de K.BODY suivante :

$$i(t, F) = a(F).t^{b(F)} \quad (I.7)$$

$i(t, F)$  : est l'intensité maximale de la pluie de durée  $t$ , de fréquence de dépassement  $F$ ,  $i$  est exprimé en millimètres par minute et  $t$  en minutes est compris entre 5 minutes et 120 minutes.

### *i. Validité des formules*

Dans le domaine actuel de vérification de l'ajustement du modèle de M. Caquot, les formules d'expression du débit, quelle que soit la période de retour choisie, sont valables dans les conditions suivantes :

- ✓ Une superficie totale < 200 ha.
- ✓ La pente doit être comprise entre  $(0,2 < I < 5)$  %.
- ✓ Le coefficient de ruissellement  $(0,2 < C < 1)$ .

## 3.3. Calcul des débits par approche dynamique

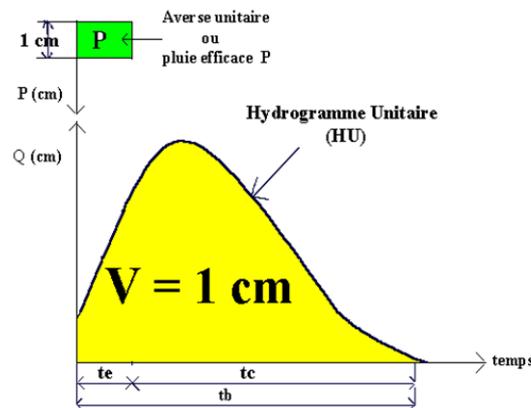
Un modèle hydrologique est défini comme la représentation simplifiée de tout ou partie des processus du cycle hydrologique par un ensemble de concepts hydrologiques, exprimés en langage mathématique et reliés entre eux dans des séquences temporelles et spatiales correspondant à celles que l'on observe dans la nature (Mathevet, 2005).

### 3.3.1. Modèle de l'hydrogramme unitaire

C'est une méthode semi-empirique proposée par L.K. Sherman, en 1930. C'est l'une des plus importantes contributions relatives au calcul du ruissellement de surface. Elle vise à déterminer l'hydrogramme de ruissellement superficiel à l'exutoire d'un bassin versant à partir des hyétogrammes de l'averse correspondante reçue sur ce même bassin. L'obtention d'un hydrogramme unitaire permettra ainsi de prévoir la crue conséquence d'une averse donnée.

L' Hydrogramme Unitaire (HU) est défini comme l'hydrogramme résultant d'une pluie effective (ou pluie efficace ou nette) de 1 cm (ou 1 mm), uniforme sur le BV, ayant un volume de ruissellement direct de 1 cm (ou 1 mm). La surface sous la courbe de

l'hydrogramme unitaire est égale au volume de la crue unitaire, lui-même égal au volume de la pluie unitaire exprimé en hauteur de pluie (cm).



**Figure I.6:** Averse unitaire et hydrogramme unitaire associé

Cette méthode ne permet pas d'étudier des bassins incluant des tronçons de réseau : elle ne peut prendre en compte que le ruissellement de surface.

### 3.3.2. Modèle du réservoir linéaire

La méthode du réservoir linéaire est une méthode de transformation pluie-débit qui prend en compte une distribution temporelle de l'intensité pluviale à partir d'une pluie de projet ou d'une pluie réelle. Elle permet de tenir compte de l'effet réel de stockage du bassin versant, et sa mise en application nécessite une bonne connaissance de la pluviométrie locale et une modélisation informatique relativement simple à mettre en œuvre (DHI, 1997).

Le plus couramment utilisé pour des bassins versants urbains est le modèle à réservoir linéaire vu sa simplicité en terme de paramètre demandé (il contient un seul paramètre) qui traduit l'hypothèse, qu'à un instant donné, il existe une relation de proportionnalité entre le volume d'eau  $S$  stocké dans une zone de collecte et le débit  $Q_s(t)$  qui est évacué à la sortie de celle-ci.

Nous distinguons deux modèles du réservoir linéaire définis selon le coefficient d'imperméabilisation (DHI, 1997):

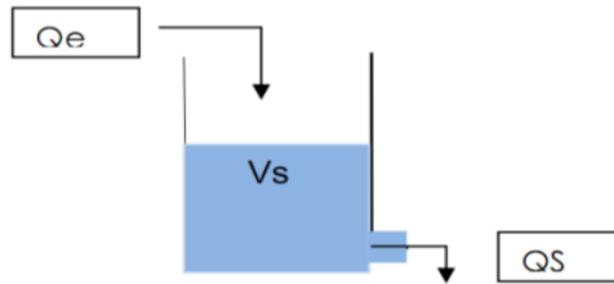
$$C_{coef\,impermeabilisation} = \frac{S_{impermeabilisee}}{S_{Totale}} \quad (I.8)$$

$C_{coef\,impermeabilisation} > 20\%$  : le bassin versant est considéré de type urbain, la méthode employée est alors le modèle du simple réservoir linéaire.

$C_{coef\,impermeabilisation} < 20\%$  : le bassin versant est considéré de type rural, la méthode employée est alors le modèle du double réservoir linéaire.

#### *i. Méthode du simple revoir linéaire (bassin versant urbain)*

La méthode du simple réservoir linéaire considère le bassin comme un bassin de stockage où la pluie et le débit de fuite représentent le débit ruisselé à l'exutoire (DHI, 1997) :



**Figure I.7 :** Principe du modèle simple réservoir linéaire (Commune de Pélissanne, 2006)

Le modèle du simple réservoir linéaire se compose en deux phases :

- Un modèle de production : permet de passer de la pluie brute à la pluie nette
- Un modèle de transfert : transforme la pluie nette en hydrogramme de ruissellement

Le modèle de production englobe les paramètres suivants :

- Coefficient de ruissellement ;
- Coefficient de réduction ;
- Pertes initiales.

Le modèle de transfert est composé de deux équations :

❖ Equation de conservation des volumes :

$$\frac{dS(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_s(t) \quad (\text{I.9})$$

❖ Equation de stockage :

$$S(t) = K \times Q_s(t) \quad (\text{I.10})$$

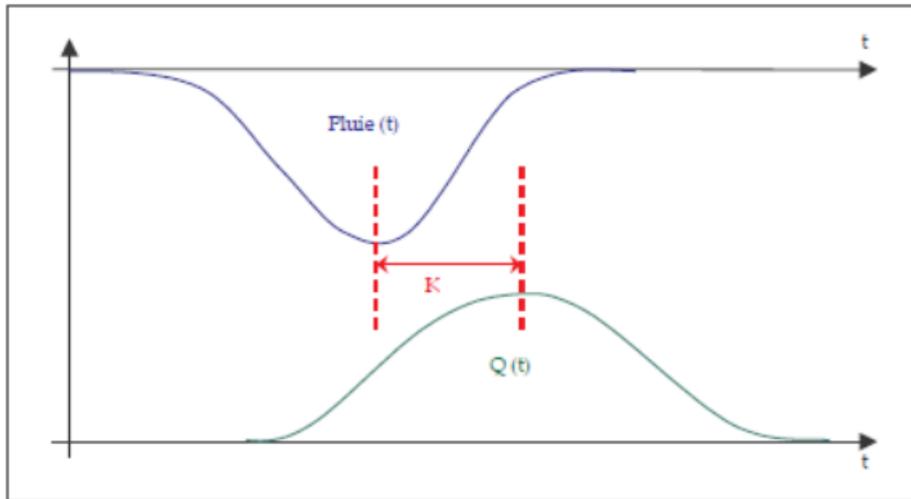
Où :

- $K$  : temps de réponse du bassin versant (s) ;
- $Q_e(t)$  débit de pluie nette ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;
- $Q_s(t)$  : débit à l'exutoire du bassin versant ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) ;
- $S(t)$  : volume stocké dans le bassin versant ( $\text{m}^3$ ).

De nombreux auteurs ont modélisé la transformation pluie-ruissellement sur un bassin versant à l'aide du modèle à réservoir linéaire. L'ajustement du modèle se fait alors au moyen du calage du paramètre  $K$  qui correspond au décalage entre les centres de gravité de la pluie et de l'hydrogramme de ruissellement (Figure I.8).

Des études expérimentales (Normand, 1971; Sarma et al, 1973; Desbordes, 1974) montrent qu'en réalité :

- $K$  n'est pas invariant pour un bassin donné, il varie d'un événement pluie-débit à l'autre.



**Figure I.8** : Temps de réponse  $K$  (Commune de Pélissanne, 2006)

La valeur du coefficient est déterminée selon les cas :

- Directement par l'utilisateur.
- Soit par une relation empirique :

✓ Formule de CHOCHAT :

$$K = 0.3175 \times A^{-0.0076} \times C^{-0.512} \times I^{-0.401} \times L^{0.608} \quad (\text{I.11})$$

Où :  $A$  : surface totale du bassin versant (ha) ;  
 $C$  : imperméabilisation du bassin versant [0,1] ;  
 $I$  : pente du bassin versant (%) ;  
 $L$  : Longueur du bassin versant (m).

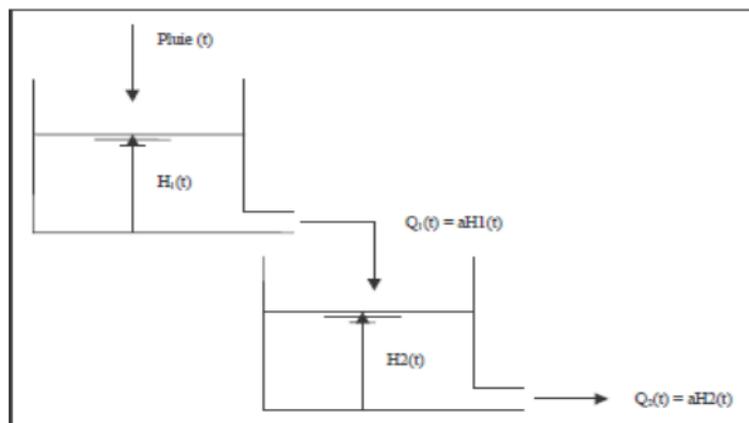
✓ Relation de Desbordes (1974) :

$$K = 5,07 \times A^{0,18} \times I^{-0,36} \times (1 + C_{coef\text{imperméabilisation}})^{-1,9} \times d_{pi}^{0,21} \times L_c^{0,15} \times H_i^{-0,07} \quad (\text{I.12})$$

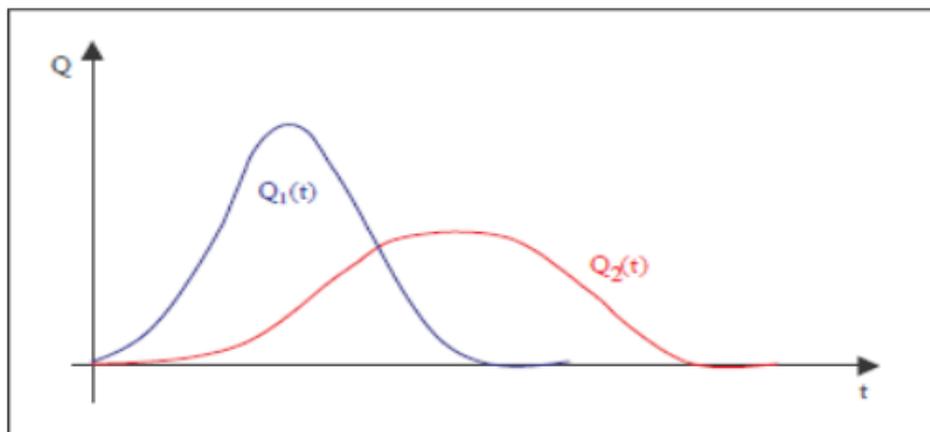
Avec :  $A$  : surface du bassin versant (ha) ;  
 $I$  : pente moyenne du bassin versant (%) ;  
 $C_{coef\text{imperméabilisation}}$  : coefficient d'imperméabilisation ;  
 $d_{pi}$  : durée de la période de pluie intense (min) ;  
 $L_c$  : longueur du collecteur principal (m) ;  
 $H_i$  : hauteur de pluie intense (mm).

ii. **Méthode du double réservoir linéaire (Bassin versant rural)**

La méthode du double réservoir linéaire consiste à injecter l'hydrogramme déterminé par une méthode simple réservoir linéaire dans un second réservoir (Figure I.9), cette opération a pour effet d'écraser la réponse du bassin versant (Figure I.10):



**Figure I.9** : Principe du modèle double réservoir linéaire (Commune de Pélissanne, 2006)



**Figure I.10** : Hydrogrammes générés (Commune de Pélissanne, 2006)

Le modèle du double réservoir linéaire est décomposé en deux phases similaires à ceux du simple réservoir linéaire.

Le modèle de production dépend des paramètres suivants :

- Coefficient de réduction ;
- Pertes initiales ;
- Pertes continues par infiltration (Horton) .

De même que le modèle de transfert est composé de :

- Equations de conservation des volumes :

$$\frac{dS_1(t)}{dt} = Q_e(t) - Q_{s1}(t)K \quad (\text{I.13})$$

$$\frac{dS_2(t)}{dt} = Q_{s1}(t) - Q_{s2}(t) \quad (\text{I.14})$$

- Equation de stockage :

$$S_1(t) = K \times Q_{s1}(t) \quad (\text{I.15})$$

$$S_2(t) = K \times Q_{s2}(t) \quad (\text{I.16})$$

Où :  $K$  : temps de réponse du bassin versant (s) ;

$Q_e(t)$  : débit de la pluie nette ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$Q_{s1}(t)$  et  $Q_{s2}(t)$  : débit à l'exutoire des bassins versants ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$S_1(t)$  et  $S_2(t)$  : volume stocké dans les bassins versants ( $\text{m}^3$ ) ;

### Temps de réponse :

Pour les bassins versants ruraux ou péri-urbains, le temps de réponse est calculé par la formule suivante :

$$K' = \frac{K}{2} \quad (\text{I.17})$$

$K$  étant le coefficient déterminé par Formule de CHOCAT ou par la relation de Desbordes.

### Validité de la méthode du réservoir linéaire :

Cette formule est proposée dans le domaine de validité suivant :

- $A$  de 0.4 à 5000 ha
- $C_{coef\text{imperméabilisation}}$  de 2 à 100 %
- $L_c$  de 110 à 17800 m
- $I$  de 0.4 à 4.7 %

### 3.3.3. Modèle de l'onde cinématique

Le concept de cette méthode repose sur le calcul de l'onde cinématique. Le ruissellement de surface est calculé comme étant un flux de canal ouvert, en tenant compte des forces gravitationnelles et de frottements. Le ruissellement écoulé est contrôlé par les diverses pertes hydrologiques et la taille des aires contributives. La forme de l'hydrogramme est contrôlée par les paramètres du bassin versant, la longueur, la pente et la rugosité de la surface du bassin versant.

Les processus hydrologiques simulés représentent diverses pertes calculées (l'évaporation, l'humidité, l'infiltration et le stockage de surface) selon les équations présentées ci-dessous. La pluie est appelé pluie efficace, et généralement définie en tant que :

$$I_{eff}(t) = P(t) - I_E(t) - I_W(t) - I_I(t) - I_S(t) \quad (\text{I.18})$$

Où :  $P(t)$ : Précipitation (en temps t).

$I_E$ : Pertes par évaporation (en temps t).

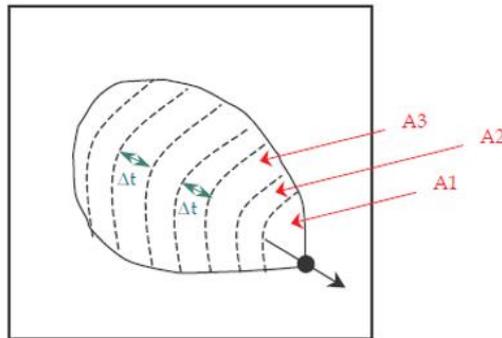
$I_W$ : Pertes par humidité (en temps t).

$I_I$ : Pertes par infiltration (en temps t).

$I_s$ : Stockage de surface (en temps t).

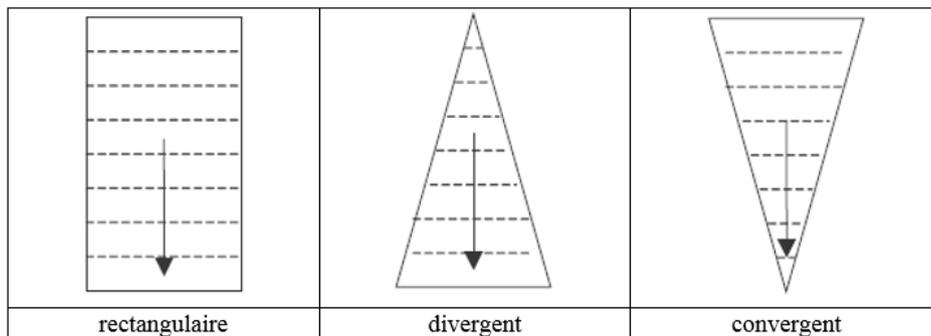
### 3.3.4. Modèle aire-temps (méthode des courbes isochrones)

La méthode aire-temps est une translation basée sur la formule rationnelle généralisée appliquée sur un découpage en sous-bassins versants élémentaires de l'ensemble du bassin versant (DHI, 1997).

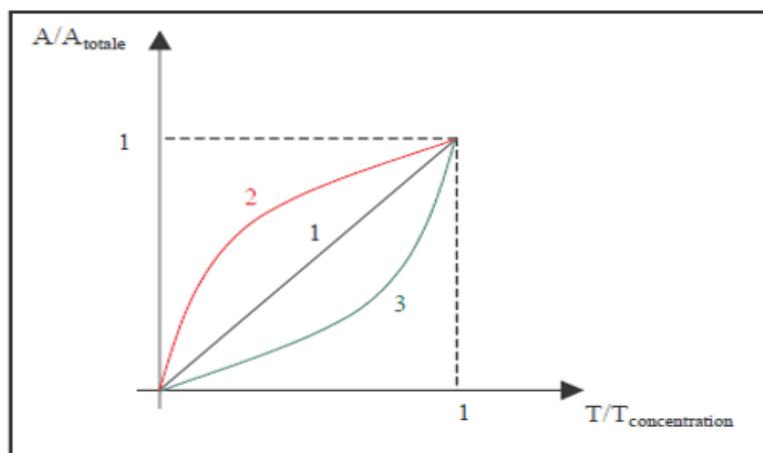


**Figure I.11** : Découpage en sous bassins versant élémentaires

Le découpage en sous-bassins versants élémentaire dépend de la forme du bassin versant (Figure I.11) :



**Figure I.12** : Quelques formes géométriques du bassin versant



**Figure I.13** : Définition des courbes Aire-Temps

Les sous-bassins versants sont caractérisés par un temps de parcours identique  $\Delta t$ . Le débit ruisselé à l'exutoire du bassin versant est calculé en faisant la somme à chaque pas de temps des contributions des sous-bassins versants participants à l'écoulement, au pas de temps  $n \cdot dt$  :

$$Q(n, dt) = \sum_{j=1}^n C \cdot I_j \cdot A_{(n+1-j)} \quad (\text{I.19})$$

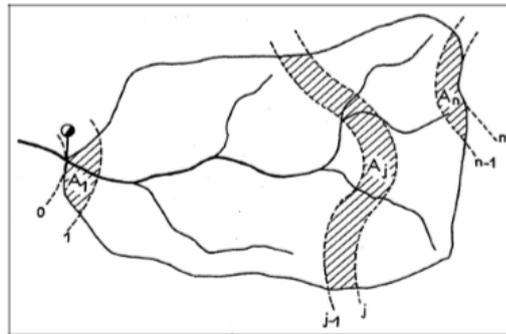
Où :  $Q(n, dt)$ : Débit ruisselé à l'exutoire au nième pas de temps.

C: coefficient d'imperméabilisation global du bassin versant.

$I_j$ : intensité de la pluie au pas de temps.

$A_i$ : surface de sous bassin versant élémentaire.

La principale difficulté de la méthode réside dans la détermination des courbes isochrones, opération délicate et assez approximative.



**Figure I.14** : Courbes isochrones (DHI, 1997)

#### 4. Conclusion

La transformation pluie-débit peut être abordée par deux approches, une approche statique qui permet de dimensionner le réseau d'assainissement, et une approche dynamique qui permet d'établir un hydrogramme caractérisant la répartition temporelle de la pluie.

L'approche classique est largement utilisée pour la concevoir et dimensionner les réseaux d'assainissement. Une approche dynamique qui permet de réaliser la simulation du fonctionnement du réseau.

L'approche dynamique permet de reproduire la réponse du bassin versant face à une pluie de période de retour  $T$  et de durée  $t$ . Cela nous mène à générer l'hydrogramme de la pluie correspondante tout en prenant en considération le temps de concentration du bassin, ce qui permet au modélisateur de simuler le fonctionnement du réseau de drainage associé au bassin.

## **Chapitre II :Modélisation des écoulements en réseau d'assainissement**

---

## 1. Introduction

La modélisation des écoulements dans les réseaux d'assainissement a pour objectif principal de fournir une représentation simple qui se rapproche le plus possible de l'écoulement réel. Cette représentation met en jeu tous les paramètres et les facteurs qui régissent l'écoulement sous différentes situations.

Pour modéliser les écoulements en réseau d'assainissement, on distingue classiquement deux grandes familles de modèles :

- ❖ Les modèles issus de la mécanique des fluides et de l'hydraulique, appelés modèles hydrodynamiques.
- ❖ Les modèles issus de la dynamique des systèmes, appelés souvent modèles globaux ou conceptuels, du type réservoir linéaire par exemple.

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

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

La modélisation peut donc servir à simuler le comportement du réseau d'assainissement en temps de pluie en fournissant au gestionnaire du réseau un outil précis de diagnostic.

Le présent chapitre a pour objet d'étaler la modélisation, la classification des différents modèles et d'explicitier les différentes approches modélisatrices, ainsi qu'aux difficultés liées à la modélisation.

## 2. Présentation et classification des différents modèles

Pour décrire la réalité complexe de l'hydraulique et de la pollution en réseau d'assainissement, un important effort de développement des modèles mathématiques a été réalisé depuis trente ans. Cet effort a été grandement favorisé par le développement des moyens informatiques. Ainsi, il est important de faire quelques rappels sur les modèles, les différentes approches modélisatrices et les différentes étapes à suivre.

## 2.1. Les modèles

Les modèles mathématiques, d'une façon très générale, sont constitués:

- D'un ensemble de variables, choisies pour représenter l'objet étudié.
- D'un ensemble de relations mathématiques entre ces variables, choisies pour représenter son fonctionnement.

Ces relations, qui doivent permettre de calculer les variables de sortie en fonction des variables d'entrée, font aussi intervenir d'autres paramètres. Cette imitation recouvre deux fonctions essentielles, complémentaires et indispensables. L'une de représentation simplifiée de la réalité, perçue d'un certain point de vue par le modélisateur, à travers un filtre conceptuel, l'autre, d'instrument d'étude de cette réalité, conçu pour répondre à un certain objectif guidant l'ensemble des choix faits au cours de la modélisation.

D'où le caractère doublement relatif d'un modèle, qui dépend tout à la fois de la justesse des conceptions et hypothèses sur lesquelles il repose et de l'objectif poursuivi. Ainsi, il est nécessaire, bien que cela soit trop souvent oublié, d'explicitier clairement les objectifs poursuivis, les choix, hypothèses et approximations de l'outil, et enfin définir, si c'est possible, les limites de son domaine de validité et donc définir son champ d'application (Vazquez, 2013).

## 2.2. Différentes approches modélisatrices

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

### 2.2.1. Modèles conceptuels

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

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

#### *i. Avantages*

- ✓ Modèles rapides (temps réel)

#### *ii. Inconvénients*

- ✓ Les paramètres n'ont pas toujours une signification physique.
- ✓ Ils doivent être calés (ajustés) sur la base des mesures.

### 2.2.2. Modèles empiriques

Avec l'approche empirique, on cherche à lier les différentes variables ou grandeurs du système à partir de séries de données expérimentales en utilisant des techniques statistiques telles que les régressions simples ou multiples, linéaires ou non linéaires, sans chercher à comprendre les mécanismes réellement en jeu.

#### *i. Avantages*

- ✓ Ils nécessitent la connaissance des lois de probabilité de base (les plus courantes) pour la variabilité considérée.

#### *ii. Inconvénients*

- ✓ Ils ne prennent pas en considération le phénomène physique en lui-même.

### 2.2.3. Modèles déterministes ou mécanistes

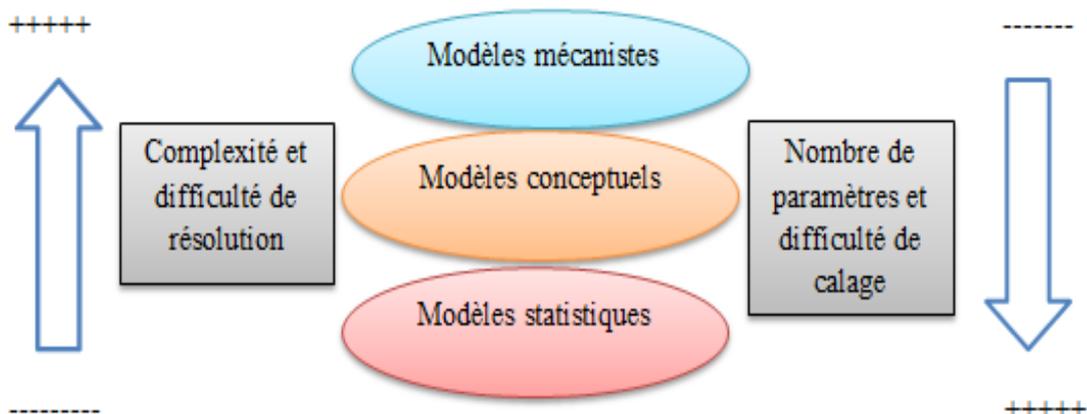
Pour ces modèles on cherche à décrire par les équations de la mécanique, de l'hydraulique, de la chimie et de la biologie, l'ensemble des phénomènes qui se produisent dans le système considéré. Donc un modèle est dit déterministe si aucune de ses grandeurs n'est considérée comme aléatoire d'ailleurs la plupart des modèles hydrologiques sont déterministes.

#### *i. Avantages*

- ✓ Domaine de validité des lois très étendu.
- ✓ Nécessité de calage moindre.
- ✓ Possibilité de prendre en compte les modifications de la physique du bassin (études d'impact).

#### *ii. Inconvénients*

- ✓ Description fine de la géométrie et des paramètres (réseau de mesures dense).
- ✓ Modèles lents et souvent impossibles à utiliser en temps réel.



**Figure II.1:** Différentes approches modélisatrices

### 2.3. Difficultés liées à la modélisation

De nombreux problèmes restent à résoudre pour parvenir à des modèles qui soient à la fois fondés scientifiquement et opérationnels. En effet, toute modélisation est assujettie à des erreurs difficiles à réduire ou à compenser, provenant tant du modèle que des données et de leurs interactions au cours de la modélisation. En effet, on rencontre différents problèmes :

- ❖ Les erreurs liées à la structure du modèle : les limites théoriques, les approximations théoriques, les approximations numériques (solutions approchées) et les approximations spatiales (description du bassin versant),
- ❖ La disponibilité des données : les problèmes métrologiques et méthodologiques,
- ❖ L'adéquation des données au besoin de la modélisation,
- ❖ Le calage et la validation du modèle.

### 3. Etapes méthodologiques

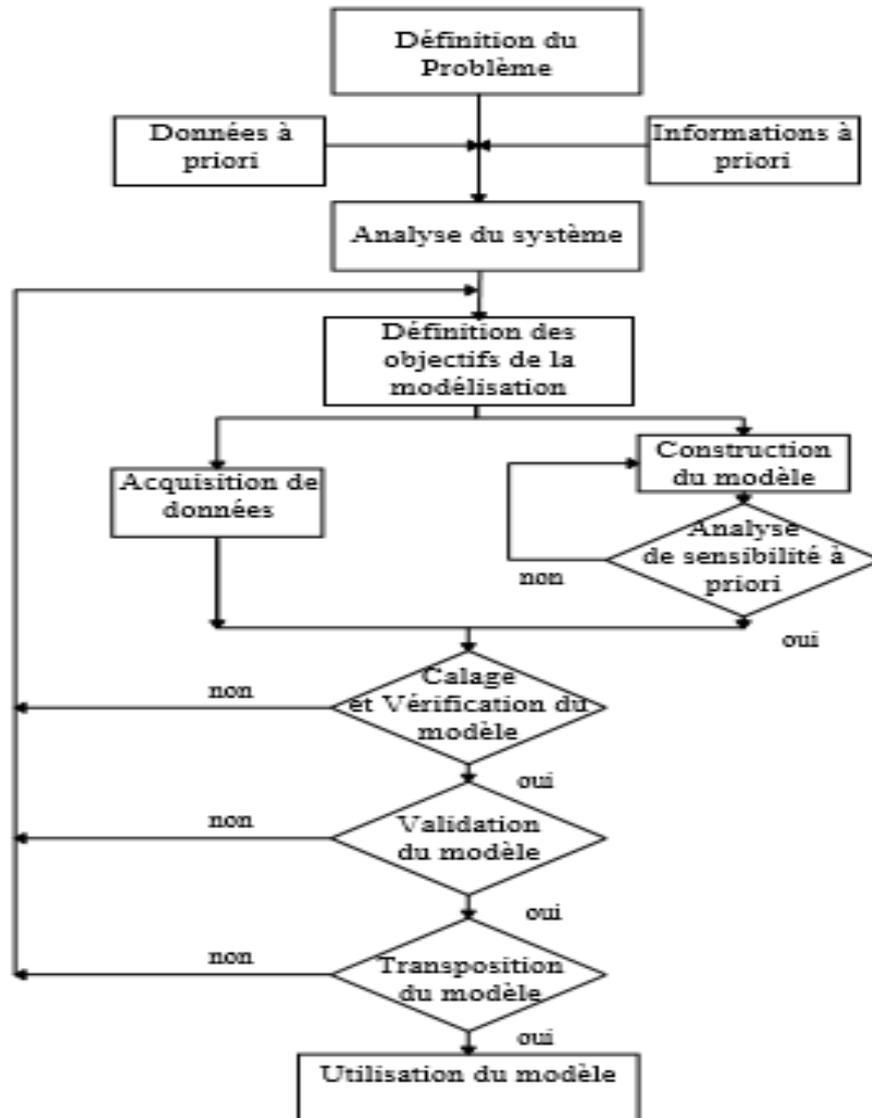
Toute modélisation nécessite des phases de para-métrisation et de vérification du modèle qui, en plus des variables d'entrée, font appel à des chroniques de mesures de certaines variables de sortie.

**Calage** : Faute de pouvoir mesurer ou estimer certains des paramètres du modèle et compenser sur ces seuls paramètres les erreurs liées au modèle et/ou aux données, il est nécessaire de les estimer par calibration (ou calage), en optimisant (manuellement ou automatiquement) l'ajustement de certaines variables simulées à leurs valeurs mesurées.

**Validation** : l'étape de calage ne suffit cependant pas à valider les modèles et donc à s'assurer de leur « réalisme ». Il reste encore à vérifier la qualité du modèle calibré sur des séries de mesures non utilisées lors du calage. Cette validation doit être menée d'une part sur d'autres périodes sur le même bassin et d'autres parts sur d'autres sites, étape qu'on nommera transposition (Vazquez, 2013).

Cependant, si la construction d'un modèle calé par rapport à des observations expérimentales est assez aisée, l'élaboration d'un modèle convenablement validé est au contraire très difficile. Le fait de ne pouvoir atteindre que très rarement la totalité des objectifs fixés par les critères de justification ne doit pas empêcher de construire des modèles qui, même insuffisants, guident le travail de réflexion et d'observation. Mais il est au moins aussi utile de savoir apprécier où se situent les insuffisances, afin de pouvoir progresser. Il reste indispensable que l'élaboration d'un modèle soit une interaction entre expérience et théorie. (Zug et Vazquez, 2006).

Les différentes étapes méthodologiques de la mise en œuvre d'un modèle sont récapitulées ci-dessous (Figure II.2).



**Figure II.2 :** Etapes méthodologiques dans la mise en œuvre des modèles

#### 4. Conclusion

Nous avons présenté les différentes approches qui peuvent être mises en œuvre pour construire des modèles pouvant constituer d'outils d'aide à la décision au gestionnaire du réseau d'assainissement pour établir un diagnostic hydraulique du réseau à travers la simulation de son comportement en temps de pluie.

L'approche mécaniste semble être la plus réaliste étant donné qu'elle prenne en considération le phénomène physique ainsi que la variabilité des paramètres caractérisant l'écoulement.

Dans ce contexte, une description des modèles mathématiques régissant l'écoulement en réseaux d'assainissement est faite dans le prochain chapitre.

## **Chapitre III : Modèles mathématiques régissant les écoulements en réseau d'assainissement**

---

## 1. Introduction

L'étude mathématique des écoulements à surface libre en régime transitoire n'est pas une discipline scientifique nouvelle. Elle a débuté, il y a déjà plus de 200 ans lors de l'essor de l'ensemble des théories mécaniques, avec les travaux de Laplace (1776) et de Lagrange (1781) sur la propagation d'ondes à la surface de canaux. Dès 1871, Barré de Saint-Venant réussit à formuler mathématiquement (par un système d'équations différentielles) le mouvement des eaux à surface libre, pouvant faire l'objet d'une description filaire. Depuis lors, ces équations servent de base aux modèles mathématiques d'écoulement à surface libre.

L'approche de Saint-Venant est une approche que l'on peut qualifier de "particulaire" dans la mesure où les conditions globales d'écoulement sont calculées par intégration du mouvement des parties élémentaires du fluide. Le mouvement de chaque tranche élémentaire de liquide est décrit en fonction des lois de conservation de la physique.

## 2. Modélisation

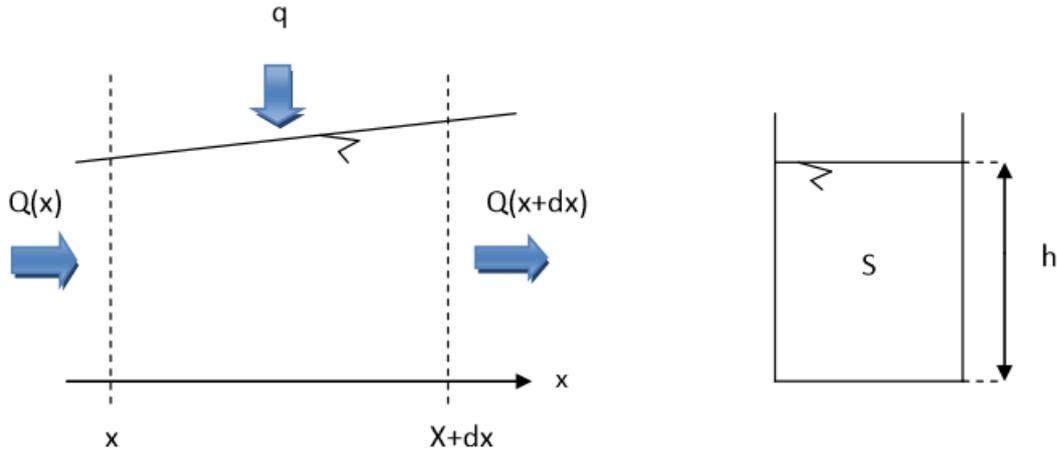
La modélisation de l'écoulement graduellement varié et non permanent dans le réseau repose sur la résolution des équations de Barré De Saint-Venant. Ces équations, au nombre de deux traduisent la conservation de la masse et conservation de la quantité de mouvement le long de l'écoulement.

### 2.1. Etablissement des équations de Saint-Venant

C'est en 1871 qu'Adhemar Jean-Claude Barré de Saint-Venant, ingénieur des Ponts et Chaussées, publie une étude des équations de Navier Stokes dans un Compte Rendu de l'Académie des Sciences où apparaissent pour la première fois les équations qui porteront son nom. Depuis, ce système hyperbolique des équations de Saint Venant permet la modélisation des écoulements de fluides à surface libre en milieux "peu profonds". Il est utilisé pour la simulation de nombreux phénomènes naturels dont la prédiction est aujourd'hui devenue un enjeu économique et environnemental de grande importance : étude des crues, le ruissellement, glissement de terrain, protection environnemental (pollution en mer, suivi de rejets en milieux aquatiques), calcul des marées, sédimentologie... Autant de problèmes dont l'approche expérimentale est difficilement envisageable et qui doivent être traités au moyen de la modélisation et en résolvant numériquement les équations de Saint Venant. D'où un grand intérêt ces dernières années pour la résolution numérique de ces équations. Ces dernières sont obtenues à partir des équations de Navier-Stokes avec certaines hypothèses simplificatrices.

#### 2.1.1. Etablissement de l'équation de continuité

L'équation de continuité exprime la conservation de la masse au sein du bief, donc des volumes, si on considère que le fluide est incompressible, ce qui est le cas pour l'eau dans les conditions applicables en rivière ou en réseau d'assainissement [Bertrand & Krajewski, 2006].



**Figure III.1 :** Equation de continuité

On recherche le volume stocké au temps  $t + dt$  dans l'espace compris entre  $x$  et  $x + dx$ . Ce volume  $V_s = (t + dt)$  est égal au volume entrant à l'abscisse  $x$  durant  $dt$ , plus le volume stocké entre  $x$  et  $x + dx$  à l'instant  $t$ , moins le volume sortant à l'abscisse  $x + dx$  durant  $dt$ , plus éventuellement le volume extérieur entrant dans le bief entre les abscisses  $x$  et  $x + dx$  durant  $dt$ . Ce volume s'écrit, avec  $Q(x, t)$  le débit,  $S(x, t)$  la section mouillée,  $q(t)$  le débit latéral extérieur (par unité de longueur) et  $h(x, t)$  la hauteur d'eau :

$$V_s(t + dt) = \int_t^{t+dt} Q(x, \tau) d\tau + \int_x^{x+dx} S(\gamma, t) d\gamma - \int_t^{t+dt} Q(x + dx, \tau) d\tau + \int_t^{t+dt} q(\tau) dx d\tau \quad (\text{III.1})$$

Sachant que  $\tau$  et  $\gamma$  représente des variables de temps et d'espace respectivement. D'autre part, le volume  $V_s(t + dt)$  s'exprime aussi sous la forme :

$$V_s = (t + dt) = \int_x^{x+dx} S(\gamma, t + dt) d\gamma \quad (\text{III.2})$$

En égalant les deux expressions, on obtient :

$$\int_x^{x+dx} S(\gamma, t + dt) d\gamma - S(\gamma, t) dx = \int_t^{t+dt} (Q(x, \tau) d\tau + Q(x + dx, \tau) + q(\tau) dx) d\tau \quad (\text{III.3})$$

En considérant que les fonctions  $S(x, t)$  et  $Q(x, t)$  sont continués, on peut modifier les termes comme suit :

$$\int_x^{x+dx} (S(\gamma, t + dt) d\gamma - S(\gamma, t) dx) = dx (s(x + a, t + dt) - S(x + a, t)) \quad (\text{III.4})$$

Avec  $x + a$  est tel que  $a \in [x, x + dx]$

$$\int_t^{t+dt} (Q(x, \tau) d\tau + Q(x + dx, \tau) + q(\tau) dx) d\tau = dt (Q(x, t + b) - Q(x + dx, t + b) + q(t + b) dx) \quad (\text{III.5})$$

Comme  $dx$  et  $dt$  sont petits et tendent vers zéro, les termes précédents correspondent aux dérivées partielles des fonctions et on obtient l'équation de continuité :

$$\frac{\partial S(x,t)}{\partial t} + \frac{\partial Q(x,t)}{\partial x} = q(t) \quad (\text{III.6})$$

### 2.1.2. Etablissement de l'équation dynamique

On s'intéresse à un petit élément de volume liquide au sein d'un écoulement, suffisamment petit pour que les grandeurs physiques y soient homogènes. Cela revient à considérer une particule de fluide au sein de l'écoulement. A partir de l'équilibre des forces auxquelles est soumise cette particule, et en supposant le fluide incompressible, on obtient l'équation de Navier-Stokes avec les variables d'Euler [Carlier, 1986] :

$$\vec{\gamma} = -\frac{1}{\rho} \overrightarrow{\text{grad}} P^* - \vec{f} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

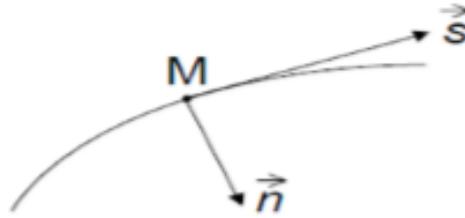
$P^*$  : pression (N/m<sup>2</sup>) ;

$\rho$  : masse volumique du fluide (kg/m<sup>3</sup>) ;

$\gamma = dV/dt$  : vecteur accélération (m/s<sup>2</sup>)

$f$  : forces de frottement (m/s<sup>2</sup>)

On considère un filet liquide représentant la trajectoire de la particule située au point M. Soit  $s$  la tangente et  $n$  la normale à la trajectoire au point M (Figure III.2).



**Figure III.2 :** Trajectoire d'une "particule" de fluide

En projetant sur ces deux axes l'équation de Navier-Stokes, on obtient le système suivant:

- Sur la tangente  $s$  :

$$\frac{\partial v_s}{\partial t} + V_s \frac{\partial v_s}{\partial s} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial P^*}{\partial s} - f_s \quad (\text{III.8})$$

- Sur la normale  $n$  :

$$\frac{\partial v_n}{\partial t} + \frac{V_s^2}{R_c} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P^*}{\partial n} - f_n \quad (\text{III.9})$$

Avec,  $R_c$  rayon de courbure (m).

En toute généralité, la dérivée partielle de la vitesse sur la tangente par rapport au temps est non nulle et ne peut pas être simplifiée :

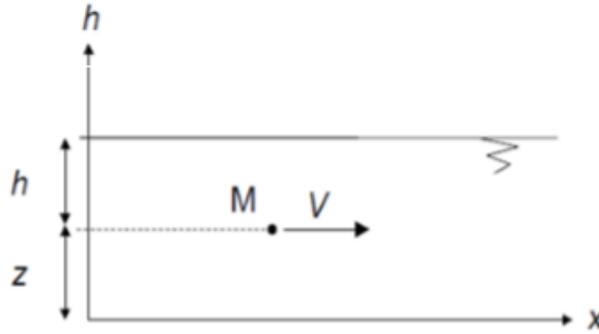
$$\frac{\partial V}{\partial t} \neq 0 \quad (\text{III.10})$$

Si on fait l'hypothèse que la pente du radier ou du fond est faible et que les filets liquides sont parallèles au fond, alors :

$$R_c \rightarrow \infty \text{ et } f_n = 0 \quad (\text{III.11})$$

Et donc :

$$\frac{\partial P^*}{\partial n} = 0 \text{ et } \frac{\partial V_n}{\partial t} \quad (\text{III.12})$$



**Figure III.3 :** Ecoulement monodimensionnel selon un axe  $O_x$

Sous l'hypothèse d'une répartition hydrostatique des pressions et si on assimile  $\vec{S}$  à l'axe  $\vec{x}$  d'un écoulement monodimensionnel, le système d'équations précédent se simplifie et il reste uniquement : En notant  $V$  la vitesse de la particule de fluide le long de l'axe  $O_x$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial x} = -\frac{1}{\delta} \frac{\partial P^*}{\partial x} - f \quad (\text{III.13})$$

On développe l'expression de  $\frac{\partial P^*}{\partial x}$  pour poursuivre les calculs :

$$P^* = P_{atm} + \rho g(x + z) \quad (\text{III.14})$$

Avec :

$P_{atm}$  : pression atmosphérique ( $P_a$ ) ;

$h$  : hauteur d'eau au-dessus du filet liquide passant au point M (m) ;

$z$  : l'altitude du filet liquide par rapport à une cote fixe (m) ;

$g$  : accélération de la pesanteur ( $m/s^2$ ).

On a donc :

$$\frac{\partial P^*}{\partial x} = \frac{\partial P_{atm}}{\partial x} + \rho g \frac{\partial z}{\partial x} + \rho g \frac{\partial h}{\partial x} \quad (\text{III.15})$$

Si on fait l'hypothèse que la pression atmosphérique ne varie pas avec  $x$  ( $\frac{\partial P_{atm}}{\partial x} = 0$ ), et en notant  $I = -\partial z / \partial x$ , la pente du fond, il vient :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = gI - f \quad (\text{III.16})$$

En notant :  $J = f/g$  : la perte de charge par frottement due à la rugosité des parois et à la viscosité du fluide, on écrit finalement :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \frac{\partial U}{\partial x} + g \frac{\partial h}{\partial x} = g(I - J) \quad (\text{III.17})$$

### 2.1.3. Etablissement du système Barré de Saint Venant

On considère un fluide incompressible. En supposant que :

- ✓ L'écoulement est monodimensionnel selon un axe  $O_x$ ,
- ✓ La pente du fond est faible ( $\alpha = \sin\alpha = \text{tg}\alpha$ ),

On obtient donc :

- L'équation de continuité, elle traduit la conservation des volumes transités:

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{III.18})$$

- L'équation dynamique, elle traduit la conservation de l'énergie et éventuellement la conservation de la quantité de mouvement si les variables du système sont dérivables :

$$\frac{\partial U}{\frac{\partial t}{(1)}} + U \cdot \frac{\partial U}{\frac{\partial x}{(2)}} + g \cdot \frac{\partial h}{\frac{\partial x}{(3)}} = g \cdot \left( \frac{I}{(4)} - \frac{J}{(5)} \right) \quad (\text{III.19})$$

Avec :

$h$  : hauteur d'eau (m)

$I$  : pente (m/m)

$J$  : perte de charge (m/m)

$\varepsilon$  : coefficient de transfert de la quantité de mouvement du débit latéral  $q$ , variant de 0 à 1

$q$  : débit latéral éventuel entrant ou sortant par unité de longueur ( $\text{m}^2/\text{s}$ )

$Q$  : débit ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$S$  : section mouillée ( $\text{m}^2$ )

$t$  : temps (s)

$U$  : vitesse moyenne de l'écoulement sur la section  $S$  (m/s)

$x$  : abscisse (m)

Si le débit latéral  $q$  est orthogonal à la direction  $O_x$ , on prend  $\varepsilon = 0$  : ce débit latéral n'apporte (s'il est entrant) ni n'emporte (s'il est sortant) aucune quantité de mouvement à l'écoulement principal. Si le débit latéral est parallèle à  $O_x$ , on prend  $\varepsilon = 1$ . Dans les cas intermédiaires, la valeur de  $\varepsilon$  est comprise entre 0 et 1.

$S$ ,  $Q$ ,  $U$  et  $h$  sont des fonctions continues des deux variables  $x$  et  $t$ . Avec la perte de charge  $J$ , cela conduit à un système comportant 5 inconnues dès lors que les caractéristiques physiques du bief (aussi appelé tronçon lorsqu'il s'agit d'un réseau d'assainissement) sont définies. (Bertrand & Krajewski, 2006)

Les termes du système précédant expriment :

(1) et (2) sont les termes d'inertie ;

- (2) est l'accélération convective ;  
 (3) est le terme de pression ou de pente de la surface libre ;  
 (4) est le terme de gravité ;  
 (5) est le terme contenant les pertes de charge par frottements (Strickler).

Pour résoudre le système S1, trois hypothèses complémentaires doivent être faites.

**Hypothèse 1** : les pertes de charges en régime transitoire sont supposées être calculables de la même manière que pour les écoulements permanents. On a ainsi une expression du type

$$J = f(Q, U, h \dots) \quad (\text{III.20})$$

Différentes formules existent dans la littérature (voir manuels classiques d'hydraulique à surface libre, Carlier, 1986 ; Graf et Altinakar, 1993, 1996, 2000 ; Chow, 1973 ; Henderson, 1966), par exemple :

- La formule la plus utilisée est celle de Chézy :

$$J = U^2 / (C_h^2 \cdot R_h) \quad (\text{III.21})$$

Avec :  $C_h$  coefficient de Chézy ( $m^{1/2}/s$ ) et  $R_h$  rayon hydraulique (m).

Il existe plusieurs possibilités pour définir le  $h$ , à partir des caractéristiques du matériau constituant la paroi des collecteurs. En assainissement, on utilise en général la formule de Manning-Strickler qui donne l'expression suivante :

$$C_h = K \cdot R_h^{1/6} \quad (\text{III.22})$$

Où  $K$  est un coefficient (appelé coefficient de Strickler) qui dépend de la nature des parois. Il varie de 100 (pour des parois lisses) à 25 pour des parois rugueuses.

**Hypothèse 2** : la distribution des pressions est hydrostatique et l'accélération verticale est négligeable.

**Hypothèse 3** : il faut deux autres relations pour avoir autant d'équations que d'inconnues. On utilise alors les relations reliant la section mouillée  $S$  à la hauteur d'eau  $h$ , et l'expression du débit  $Q$  en fonction de la section mouillée  $S$  et de la vitesse moyenne  $U$  :

$$S = f(h) \quad (\text{III.23})$$

$$Q = S \cdot U \quad (\text{III.24})$$

On obtient alors le système complet S2 de 5 équations à résoudre (Bertrand & Krajewski, 2006):

$$\left\{ \begin{array}{l} S = f(h) \\ Q = S \cdot U \\ J = f(Q, Q, h \dots) \\ \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \\ \frac{\partial U}{\partial t} + U \cdot \frac{\partial U}{\partial x} + g \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = g \cdot (I - J) \end{array} \right. \quad (\text{III.25})$$

Il faut également définir des conditions aux limites amont et aval du bief et des conditions initiales pour  $t = 0$ .

Ce modèle est le plus complet et le plus général. Il est applicable sur un bief régulier, c'est à dire un tronçon de caractéristiques homogènes.

Le système S2 ne possède pas de solution analytique. Il faut donc le résoudre numériquement. Pour cela, plusieurs familles de méthodes numériques sont utilisables :

- Résolution par la méthode des caractéristiques (très rarement utilisée en hydrologie urbaine).
- Résolution par éléments ou volumes finis.
- Résolution par des schémas de différences finies (la plus utilisée actuellement en hydrologie urbaine).

## 2.2. Modèles simplifiés

En raison de la complexité des équations complètes de Saint-Venant, leur résolution n'est possible que depuis l'existence des ordinateurs, c'est-à-dire, à peine un quart de siècle.

Avant d'aborder les méthodes de résolution, nous allons étudier les simplifications possibles des équations du système de Barré de Saint-Venant. Dans la suite, afin d'alléger les écritures, nous considérerons qu'il n'y a pas d'apport latéral, c'est à dire  $q = 0$ .

L'équation de continuité n'est pas simplifiable et devient :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{III.26})$$

L'équation dynamique comprend devient :

$$\underbrace{\frac{\partial U}{\partial t}}_{(1)} + U \cdot \underbrace{\frac{\partial U}{\partial x}}_{(2)} + g \cdot \underbrace{\frac{\partial h}{\partial x}}_{(3)} = g \cdot \left( \underbrace{I}_{(4)} - \underbrace{J}_{(5)} \right) \quad (\text{III.27})$$

En effet, il est rare que tous les termes aient le même ordre de grandeur, en fonction des caractéristiques géométriques et des conditions aux limites. Différentes études théoriques et expérimentales portant sur la propagation d'une crue ont permis de montrer (Preissmann 1971, Kovacs, 1988) que le terme d'inertie (1) est lié au temps, donc à la vitesse de montée de la crue et que le terme d'accélération convective (2) est lié à la géométrie des conduites. Par exemple, pour les crues en rivières, on a observé que (1) et (2) étaient négligeables devant les autres termes de l'équation. Les termes (4) et (5) de pente et de frottement sont en général du

même ordre de grandeur. Il est possible de procéder alors à des simplifications, selon les ordres de grandeur respectifs des différents termes.

**2.2.1. Modèles à inertie prépondérante et frottements négligeables :** les termes (4) et (5) sont négligés, d'où :

$$\frac{\partial U}{\partial t} + U \cdot \frac{\partial U}{\partial x} + g \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = 0 \quad (\text{III.28})$$

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

**2.2.2. Modèles à frottements prépondérants et inertie négligeable :** les termes (1) et (2) sont négligés. Dans ce cas, on obtient le modèle de l'onde diffusante :

$$g \cdot \frac{\partial h}{\partial x} = g \cdot (I - J) \quad (\text{III.29})$$

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

$$g \cdot (I - J) = 0 \iff I = J \quad (\text{III.30})$$

Ces deux modèles donnent des résultats satisfaisants pour simuler le fonctionnement des réseaux d'assainissement.

Le modèle de l'onde dynamique, généré par les termes d'inertie, et le modèle de l'onde diffusante ne correspondent pas nécessairement à un déplacement de matière, comme dans le cas de la houle par exemple. A l'inverse, le modèle de l'onde cinématique correspond à un déplacement réel de matière. On distingue ainsi le déplacement réel du fluide à la vitesse  $U$  et le déplacement de l'onde de débit à la célérité  $C$ .

Ces deux grandeurs permettent de définir le nombre de Froude  $F$  par la relation :

$$F = \frac{U}{c} \quad (\text{III.31})$$

- ✓ Si  $F < 1$ , l'écoulement est dit fluvial (ou infracritique), les ondes se déplacent plus vite que le fluide. Elles peuvent se propager vers l'amont ou vers l'aval. Il faut donc, pour résoudre les équations, poser des conditions aux limites amont et aval.
- ✓ Si  $F > 1$ , l'écoulement est dit torrentiel (ou supercritique), les ondes se déplacent moins vite que le fluide et se propagent toujours vers l'aval. Pour résoudre les équations, une condition à la limite amont est suffisante.
- ✓ Si  $F = 1$ , l'écoulement est dit critique. Cet état est instable et n'apparaît normalement que de manière transitoire.

### 2.2.3. L'onde cinématique

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

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

❖ Relation de Chézy :

$$Q = C_h S \sqrt{R_h I} \quad (\text{III.32})$$

❖ Relation de Manning-Strickler :

$$Q = K S I^{1/2} R_h^2 \quad (\text{III.33})$$

❖ Autres relations : a et b coefficients numériques

$$Q = a \cdot h^b \quad (\text{III.34})$$

Le système d'équations à résoudre devient alors :

$$\begin{cases} \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ I = J \end{cases} \quad (\text{III.35})$$

La deuxième équation correspond au fait que la ligne d'eau est supposée parallèle au fond du tronçon d'écoulement.

Si  $I = J$ ,  $Q = Q(S)$  car  $Q$  ne dépend que de la section  $S \implies S = S(Q)$

Donc :

$$\frac{\partial S}{\partial t} = \frac{dS}{dQ} \frac{dQ}{dt} \quad (\text{III.36})$$

On pose  $C = \frac{dQ}{dS}$  et on peut écrire en substituant dans l'équation de continuité :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \iff \frac{dQ}{dt} \cdot \frac{1}{C} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (\text{III.37})$$

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

$$\frac{dQ}{dt} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (\text{III.38})$$

Avec  $C$  la célérité de l'onde.

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

$$Q_s(t + T_0) = Q_e(t) \quad (\text{III.39})$$

Avec :

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

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

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

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

### 3. Résolution numérique des équations de Saint-Venant

Le système de Saint-Venant complet ne possède pas de solutions analytiques. Pour le résoudre, il est donc nécessaire d'utiliser des méthodes numériques. Nous avons vu de même que les équations de l'onde de crue diffusante et de l'onde cinématique ne possédaient pas de solutions analytiques.

#### 3.1. Méthode des caractéristiques

On se place dans le plan  $(x, t)$  et on cherche les courbes caractéristiques, c'est à dire les courbes où il existe une relation entre le temps et l'espace. Cette relation est utilisée pour remplacer les équations aux dérivées partielles par un système d'équations différentielles totales. La méthode n'est applicable facilement que sous certaines conditions, notamment le fait que la section d'écoulement soit rectangulaire. De plus, le schéma de résolution n'est pas nécessairement conservatif car on est conduit à assimiler les courbes caractéristiques à des droites. Cette méthode des caractéristiques, si elle est une des premières à avoir été mise en œuvre historiquement pour le calcul notamment de la propagation des crues en rivière et est très peu utilisée en pratique pour les calculs en hydrologie urbaine.

#### 3.2. Méthodes par différences finies

La méthode consiste à estimer par approximation les valeurs d'une ou plusieurs fonctions à partir des conditions aux limites. Cette approximation représente une discrétisation du domaine et le remplacement de l'opérateur différentiel par un opérateur aux différences finies (algébrique). En d'autres termes, le domaine de variation continu est remplacé par un ensemble fini de points ou nœuds, délimité par des frontières et formant ainsi un réseau appelé aussi maillage ou grille. [Bertrand & Krajewski, 2006]

#### 3.3. Méthodes des éléments finis

La méthode des éléments finis est la méthode la plus utilisée pour l'étude des structures à trois dimensions, car elle étend les possibilités des méthodes matricielles à un très vaste domaine d'application et permet donc l'analyse des structures complexes. Le principe de cette méthode, consiste à subdiviser la structure étudiée en sous domaine, de forme relativement simple « éléments finis ». L'approximation de la solution concernera l'élément constitutif et non pas la structure totale. [Bertrand & Krajewski, 2006]

#### 3.4. Méthodes des volumes finis

Pour les volumes finis il s'agit d'une méthode de formulation intégrale dans l'espace physique des lois de conservation. Bien qu'elle ne soit pas fondamentalement différente aux méthodes aux différences finies ou aux éléments finis, il est d'usage de la considérer à part, parce qu'elle trouve un domaine d'application tout à fait spécifique.

#### **4. Conclusion**

En général, les modèles de simulation des écoulements dans une conduite des réseaux d'assainissement sont basés sur les équations fondamentales des écoulements, dites équations de Barré de Saint-Venant. L'application de ces équations pour la modélisation des écoulements permet de formuler différentes approximations sur les termes de l'énergie. Ces équations représentent de façon déterministe les écoulements dans les réseaux d'assainissement. L'équation de continuité permet de schématiser la conservation des volumes, alors que l'équation dynamique permet de schématiser la conservation de l'énergie.

## **Chapitre IV :Présentation de la zone d'étude**

---

## 1. Introduction

La zone basse d'Hussein Dey est connue depuis longtemps par sa sensibilité (vulnérabilité) aux risques d'inondations. Cette situation s'est aggravée avec les extensions urbanistiques ainsi l'aménagement de la rue Tripoli. Il demeure nécessaire de prendre en charge cette problématique en tenant compte de l'ensemble de ces contraintes.

Cette prise en charge doit passer impérativement par une vérification hydraulique du système d'assainissement existant afin de pouvoir préconiser des aménagements pouvant remédier à la situation.

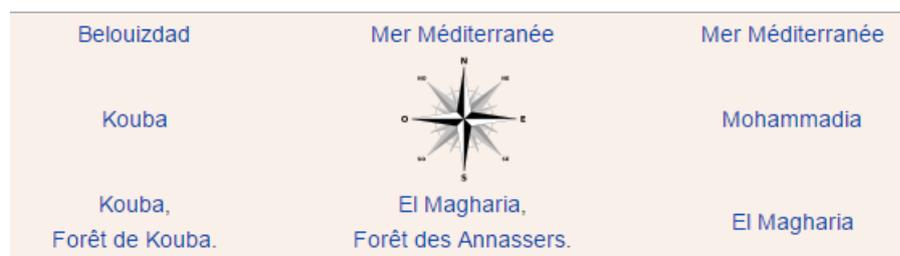
La modélisation constitue un outil efficace avec lequel il est possible de simuler le fonctionnement du système existant ainsi que l'utilité des aménagements à réaliser. En effet, la mise en œuvre de la modélisation nécessite la disposition des données fiables aussi une connaissance approfondie du système existant ainsi que la disposition de données fiable caractérisant le bassin versant et le réseau.

## 2. Données naturel de site

### 2.1. Situation géographique

La circonscription administrative d'Hussein Dey fait partie la wilaya d'Alger dont le chef-lieu est la commune d'Hussein Dey, elle est située à l'Est du centre de la wilaya d'Alger à environ 45 Km, au cœur de la baie d'Alger, elle s'étend sur une superficie de 4,9 Km<sup>2</sup> avec une population près de 40698 habitants.

La commune d'Hussein Dey est délimitée administrativement par :



**Figure IV.1** : Délimitation administrative de la zone d'étude



Figure IV.2 : Vue aérienne d'Hussein Dey

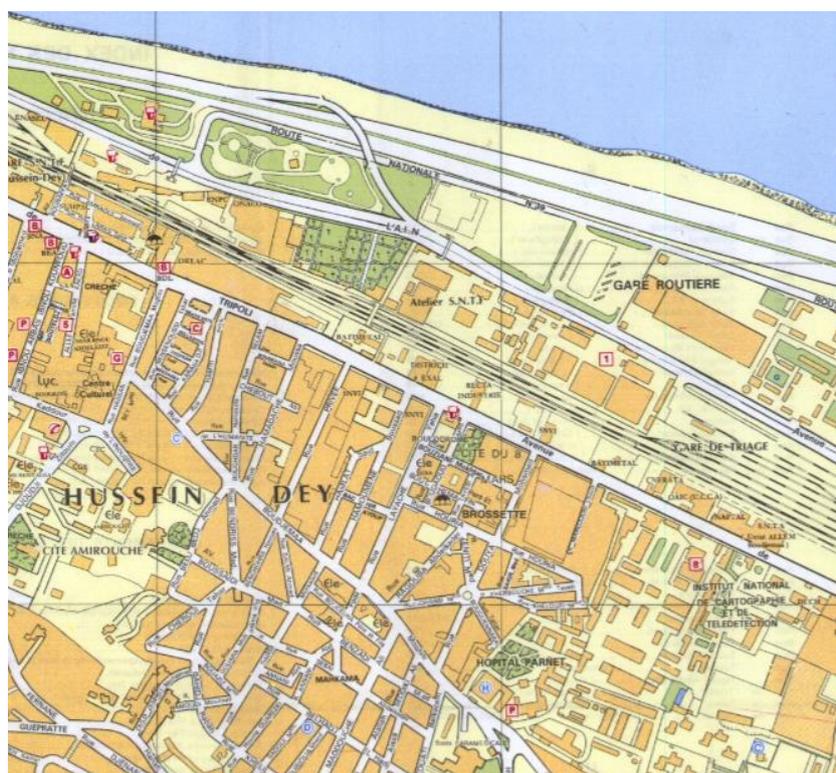


Figure IV.3 : Délimitation de la zone d'étude

## 2.2. Situation topographique

En se référant à la carte topographique de la commune d'Hussein Dey, on constate une inclinaison du terrain naturel dans le sens sud nord elle se situe à une longitude de  $3^{\circ}6'21''$  est et latitude de  $36^{\circ}44'3''$ , avec une pente moyenne de 6% ce qui ne favorise pas les drainages des eaux.

## 2.3. Situation géologique

La connaissance de la géologie et de l'hydrogéologie d'une région s'avère importante pour cerner l'influence des écoulements. La région d'Hussein Dey est constituée par un sol métamorphique qui correspond au massif d'Alger qui est composé principalement de matériaux alluviaux grossiers, à savoir des graviers et des galets et des limons ou argiles en quantités variables. Des variations de granulométries considérables se produisent dans le sens vertical.

## 2.4. Sismicité du site

Alger est une zone sismique sensible, menacée par plusieurs failles (Khair al Dine, Zemmouri, Sahel, Chenoua, Blida, Thenia). Donc notre zone d'étude se trouve dans la zone territoriale où l'intensité sismique est non négligeable, car elle se situe au-dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen.

## 3. Données climatiques

Hussein Dey se situe sur la bande littorale, elle se caractérise par un climat méditerranéen soit un été chaud et sec et un hiver doux et pluvieux.

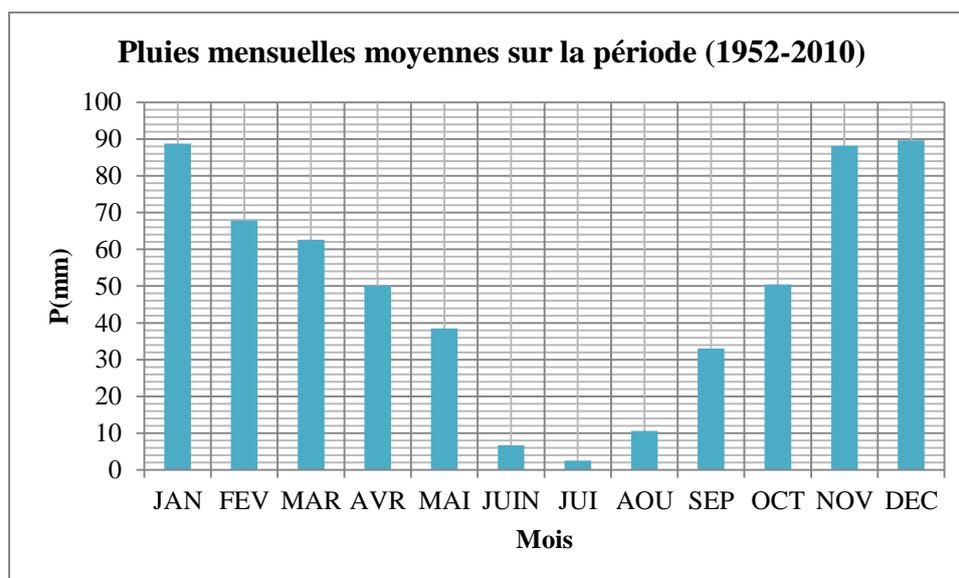
### 3.1. La pluviométrie

L'office national de météorologie (DAR EL BEIDA) a enregistré les variations pluviales journalières de la série pluviométriques de la station de DAR EL BEIDA. Selon les observations, les précipitations sont irrégulières, Juillet et Août sont plus sec et la pluviométrie maximale de l'année est durant la période qui s'étend de Novembre à Janvier, elle représente 45% de la pluviométrie totale annuelle, et cette dernière est entre 650 et 750 mm/ans.

Le tableau IV.1 représente les précipitations moyennes mensuelles de la série pluviométrique (1952-2010) et sa représentation graphique est sur la figure IV.1.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Aout	Sep	Oct	Nov	Déc
$P_{\text{moy}}$ (mm)	88,8	67,8	62,6	50,1	38,5	6,7	2,5	10,6	33	50,5	88,2	89,6

**Tableau IV.1** : Précipitations mensuelles moyennes en (mm) (Source ONM)



**Figure IV.4 :** Précipitations mensuelles moyennes

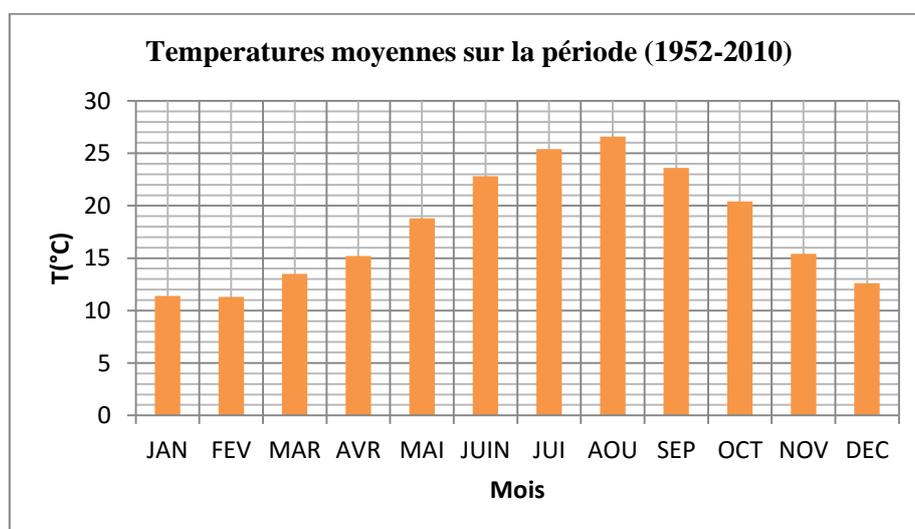
### 3.2. Les températures

La température moyenne de la zone d'étude varie entre 4°C et 45°C, l'année se divise en semestre chaud (de mai à octobre) où la température est supérieure à la moyenne annuelle (18°C) et un semestre froid où la température est inférieure à la moyenne.

La distribution de la température moyenne mensuelle est donnée par le tableau IV.2 et sa représentation graphique sur la figure IV.2.

Mois	JAN	FEV	MAR	AVR	MAI	JUIN	JUI	AOU	SEP	OCT	NOV	DEC
T(°C)	11,4	11,3	13,5	15,2	18,8	22,8	25,4	26,6	23,6	20,4	15,4	12,6

**Tableau IV.2 :** Températures moyennes mensuelles en (°C) (Source ONM)



**Figure IV.5 :** Températures moyennes mensuelles

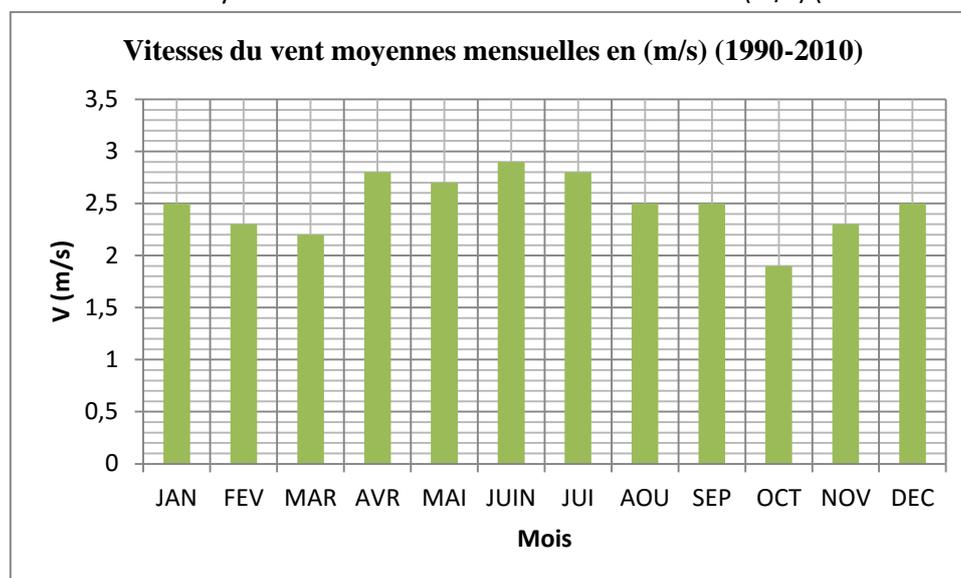
### 3.3. Les vents

Sur la zone d'Hussein Dey les vents dominants sont des vents d'Ouest (soufflant de novembre à mai apportant des pluies) et des vents d'Est (soufflant de mai à octobre, en général son frais et humides).

La distribution des vitesses moyennes mensuelles est donnée par le tableau IV.3 et sa représentation graphique est sur la figureIV.3.

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
V(m/s)	2,5	2,3	2,2	2,8	2,7	2,9	2,8	2,5	2,5	1,9	2,3	2,5

**Tableau IV.3 :** moyennes mensuelles des vitesses du vent en (m/s) (Source ONM)



**Figure IV.6 :** Moyennes mensuelles des vitesses du vent

### 3.4. L'humidité relative

L'humidité relative moyenne annuelle est de 75% donc une humidité assez élevé, elle représente un maximum en février 80% et un minimum en aout 69%. Les valeurs de cette humidité sont données par le tableau IV.4 et sa représentation graphique par la figure IV.4

Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Déc
H <sub>moy</sub> (%)	79	80	77	75	75	71	70	69	72	75	78	79

**Tableau IV.4 :** L'humidité relative moyenne mensuelle en (%) (Source ONM)

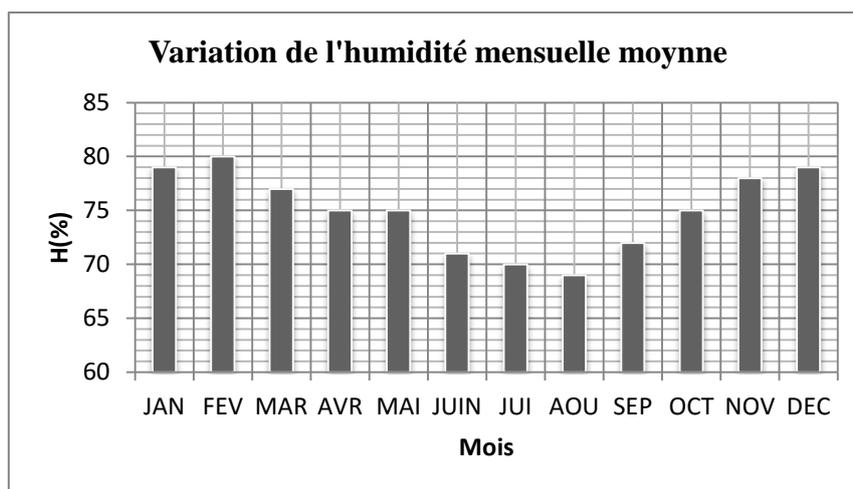


Figure IV.7 : L'humidité relative moyenne mensuelle

#### 4. Diagnostic du réseau d'assainissement existant

En assainissement, l'objectif des études de diagnostic est d'acquérir une bonne connaissance de l'état et du fonctionnement des réseaux, des installations, en vue de les réhabiliter, de les restructurer. Les éléments qui constituent un réseau d'assainissement, sont soumis à des sollicitations en continu qui les détériorent peu à peu. Les causes majeures pour qu'un réseau d'assainissement ne réponde plus à ces fonctions sont :

- ❖ Effondrement de certaines conduites dû aux efforts physiques excessifs qu'elles subissent ;
- ❖ **Rétrécissement** des sections des conduites ou leur obturation à cause des dépôts.
- ❖ Erosion des parois internes des conduites par certains gaz comme l' $H_2S$ .

##### 4.1. Aperçu général sur le réseau existant

Cette partie a pour objet de relever les problèmes et les anomalies que pose le réseau d'assainissement de la zone d'étude, ainsi la détermination des zones d'insuffisance afin de prévoir des travaux d'aménagement, d'entretien et de réhabilitation.

Le réseau d'Hussein Dey est de type unitaire, il est reparti principalement en trois (03) sous bassins, qui drainent dans les collecteurs principaux suivants :

- ❖ Collecteur Fernane Hanafi
- ❖ Collecteur Boujemaâ Moghni
- ❖ Collecteurs et ovoïdes de l'avenue Tripoli.

Le bassin versant assoie à ces intercepteurs est délimité par :

- ❖ Au Nord par la cité le Panorama, commune de Kouba ;
- ❖ Au sud par la mer méditerranée ;
- ❖ A l'Ouest par la cité Amirouche ;
- ❖ A l'est par l'hôpital Nafissa HAMOUD (ex-Parnet), la commune d'El Magharia et la commune de Badjerah.

Le réseau structurant drainant le bassin d'Hussein Dey est composé principalement de :

➤ *Collecteur Boudjemaa Moghni*

Conçu pour collecter les eaux usées et pluviales provenant de l'amont du bassin versant. Il totalise un linéaire de 1700 mètres, il se raccorde au collecteur Tripoli 1 (Ovide). Ces caractéristiques géométriques sont présentées dans le tableau IV.5.

Forme	Dimension (mm)	Matériaux	Linéaire (m)
Circulaire	600	Béton	1500
Ovoïdale	1000x800	PVC	200

**Tableau IV.5 :** Caractéristiques géométriques du collecteur Boudjemaa Moghni

➤ *Collecteurs Tripoli*

La rue Tripoli se trouve en aval du bassin versant, elle reçoit la quasi-totalité des eaux de ce dernier. Son système de collecte et d'évacuation est composé de deux collecteurs qui se longent, afin de se raccorder au niveau d'une chambre se trouvant sous la plate-forme du Tramway près de la gare ferroviaire d'Hussein Dey. Les dimensions correspondantes sont récapitulées dans le tableau IV.6.

Forme	Dimension (mm)	Matériaux	Linéaire (m)
Circulaire	1000	PVC	933
Ovoïdale	1200x700	Béton	933

**Tableau IV.6 :** Caractéristiques géométriques des collecteurs Tripoli

➤ *Collecteurs Bounafaa*

Composés de deux collecteurs qui se longent afin de se raccorder dans un déversoir d'orage qui a pour but d'acheminer les eaux usées vers le collecteur Alger Sud qui aboutit à la STEP de Baraki, et évacuer les eaux pluviales vers le milieu naturel (mer) à travers une galerie de décharge. Les caractéristiques géométriques de ces ouvrages sont présentées sur le tableau IV.7.

Forme	Dimension (mm)	Matériaux	Linéaire(m)
Ovoïdale	1700x1000	Béton	260
Ovoïdale	1200x600	Béton	260
Rectangulaire	2200x3200	Béton	122,5

**Tableau IV.7 :** Caractéristiques géométriques du collecteur Boudjemaa Moghni

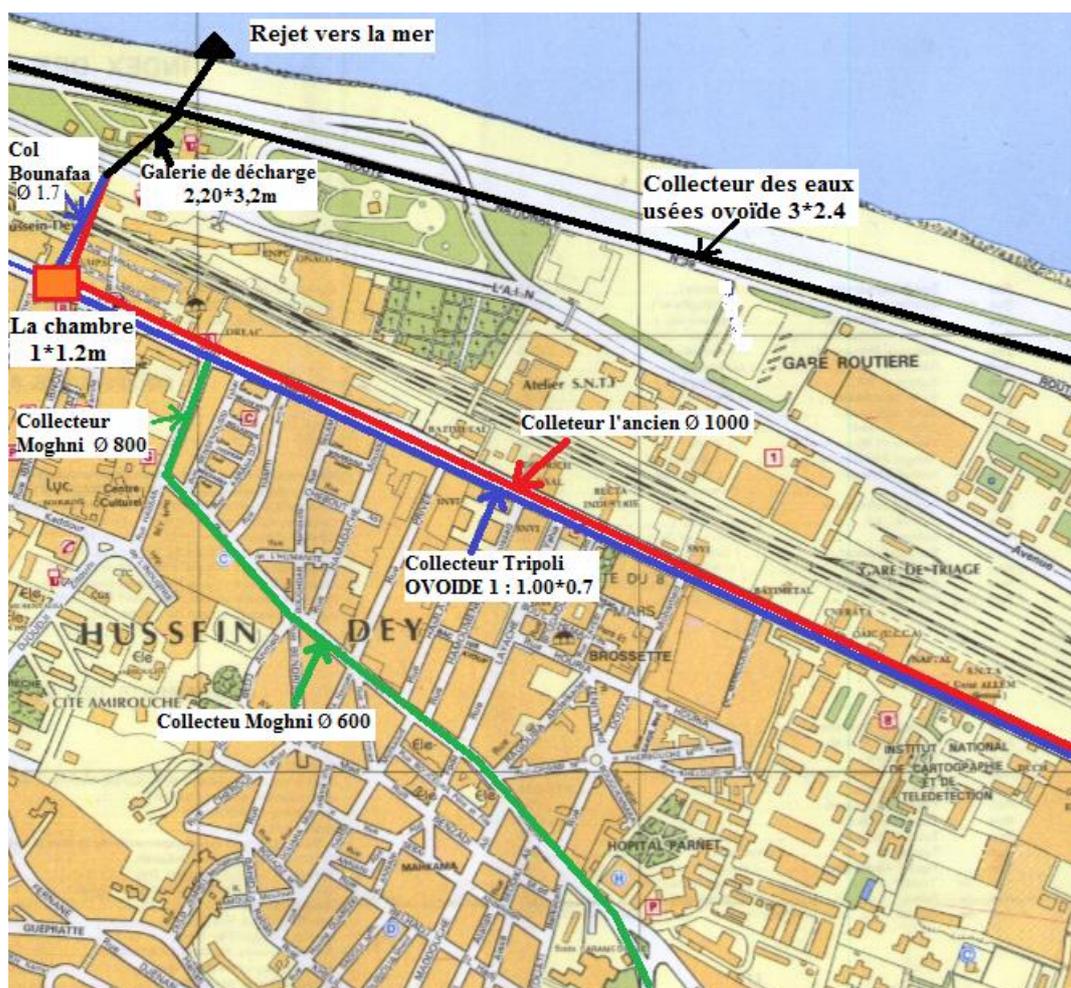


Figure IV.8 : Réseau d'assainissement existant de la zone d'étude

#### 4.2. Causes et conséquences des Dysfonctionnements constatés dans le réseau

Après une bonne description quantitative du patrimoine, le diagnostic de l'état du réseau existant s'avère obligatoire afin de révéler l'existence des points sensibles qui représentent une source de nuisance soit pour la structure du réseau soit pour l'hygiène du milieu. Nous avons pu constater de ce diagnostic que:

- Plusieurs axes routiers secondaires disposent de collecteurs d'assainissement très anciens. Ces réseaux sont généralement fonctionnels mais, ne disposent d'aucun regard de visite, ce qui rend leur entretien très difficile,
- Le diagnostic physique effectué, décèle qu'il existe des collecteurs qui sont dans un état dégradé et nécessitent de les remplacer par de nouveaux collecteurs mais ceci est impossible à cause du tramway,
- Il existe plusieurs points noirs dans la période des grandes pluies (débordements), surtout, dans l'axe principal « Boudjemâa Moghni » qui draine une grande superficie, ainsi que l'Avenue Triopli, et cela est dû principalement à l'insuffisance dans la capacité des collecteurs existants.
- La capacité de l'ovoïde existant dans l'avenue Tripoli est réduite, à cause du taux d'envasement important.

- De plus les pentes du terrain naturel sont raides à l'amont et cela allant de l'amont « cité Panorama » jusqu'à l'axe Boudjmâa Moghni, puis commence à baisser en allant vers l'avenue Tripoli.
- Même le nombre des avaloirs existant est insuffisant, ce qui engendrent le ruissellement des eaux vers l'axe Boujemâa Moghni et l'Avenue Tripoli.

## 5. Conclusion

La collecte des données et le diagnostic physique du système d'assainissement de la zone d'étude est une étape importante qui doit précéder la vérification hydraulique.

A travers le diagnostic physique du système, nous avons constaté :

- ❖ Un sous dimensionnement du réseau existant ;
- ❖ Une forte urbanisation du bassin versant ;
- ❖ Des pentes favorables en amont du bassin et défavorable en aval (zone basse).

# **Chapitre V :Modélisation du réseau d'assainissement d'Hussein Dey**

---

## 1. Introduction

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

En revanche, grâce à la révolution numérique il existe de nouvelles méthodes se basant sur des outils informatiques (logiciels) qui réalisent la simulation des réseaux en prenant en compte le temps parmi les paramètres principaux dans les formules de calculs. Ces méthodes permettent au concepteur de mieux comprendre le fonctionnement des réseaux en temps de pluie. Ce qui facilite la prise des décisions les plus adéquates aux problèmes liés aux réseaux d'assainissement.

Le but de ce chapitre est de présenter l'outil de modélisation MIKE URBAN modèles hydrologique et hydraulique sont intégrés dans leur moteur de calcul MOUSE, aussi une analyse des données nécessaires à la construction et à l'exploitation de logiciel.

A la fin de ce chapitre, on obtiendra des hyétoigrammes doubles (avec leurs intensités maximales) que l'on pourra intégrer dans un outil de modélisation, présenté dans le chapitre suivant.

## 2. Présentation de l'outil de modélisation

MIKE URBAN est un outil acquis par SEAAL c'est un système qui permet de modéliser et concevoir des réseaux distribution d'eau potable, d'assainissement et de collecte des eaux pluviales. Il utilise une base de données qui englobe les caractéristiques des réseaux aussi bien que les données relatives à la modélisation hydraulique. La base de données géographique est la forme de stockage de base pour les données SIG et peut être utilisée directement par de nombreuses applications SIG. Donc parmi les principaux avantages de MIKE URBAN par rapport aux outils de modélisation traditionnels sont les formats de données standards, l'interface utilisateur unique intégré sous SIG et la gestion SIG des données. La majeure partie de l'interface utilisateur de MIKE URBAN est construite directement sur des composants d'ArcGIS avec des fonctionnalités telles que l'édition graphique interactive, la gestion de la symbologie, la gestion en couches de données ou la production de cartes de grande qualité. Toutes les données du modèle sont stockées dans une base de données géoréférencée standard.

### 2.1. Modélisation des réseaux de collecte

MIKE URBAN permet de réaliser des simulations hydrologiques et hydrauliques pour réseaux de collecte : calcul de ruissellement, écoulements à surface libre et mise en charge réseaux, qualité de l'eau et transport sédimentaire sur les bassins versants et dans les réseaux etc. L'intégration SIG de MIKE URBAN assure une mise à jour facile et rapide du modèle que des fonctionnalités poussées pour la vérification de la qualité des données.

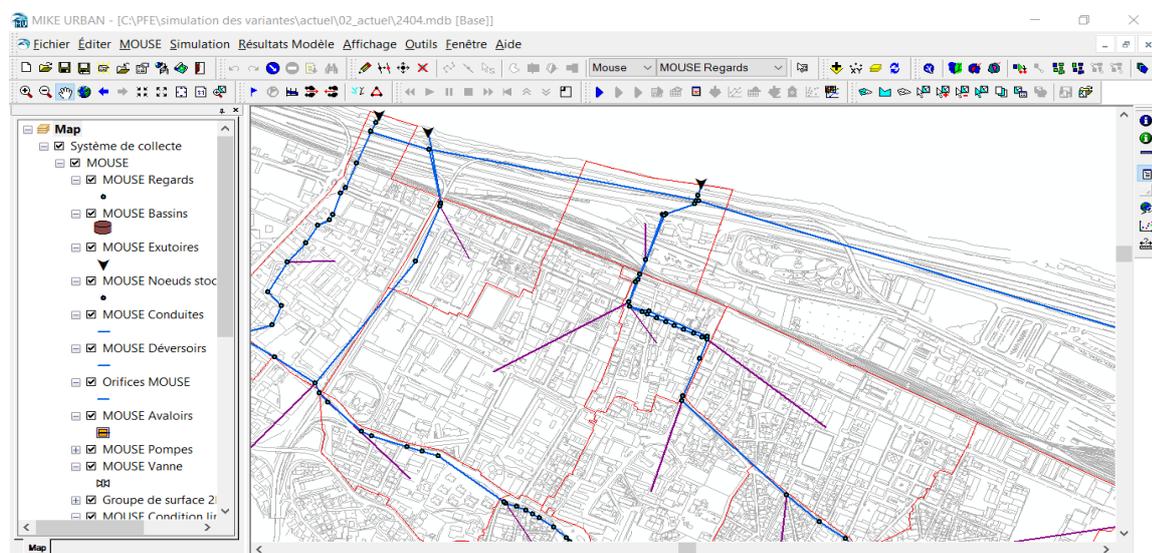
MIKE URBAN offre la possibilité de choisir entre deux moteurs de calcul : MOUSE ou SWMM5, ce logiciel réunit donc les fonctionnalités déjà présentes dans MOUSE et MIKE SWMM dont notamment :

- ❖ Élément de liste ;
- ❖ Modélisation hydrologique avec plusieurs modèles pluie-débit disponibles ;
- ❖ Analyse hydrodynamique des écoulements dans le réseau dont les conduites fermées, les canaux à ciel ouvert et autres ;
- ❖ Contrôle en temps réel et connexion possible aux systèmes SCADA ;
- ❖ Gestion de scénarios ;
- ❖ Transport sédimentaire ;
- ❖ Qualité de l'eau ;
- ❖ Dimensionnement automatique des conduites.

Le moteur de calcul MOUSE permet de créer des modèles hydrologiques complexes, de simuler des écoulements à la fois dans des conduites ouvertes et fermées, de prendre en compte la qualité de l'eau et le transport des sédiments pour les systèmes d'eaux usées et pluviales. Il permet aussi de modéliser les débits et les niveaux d'eau dans les réseaux d'eaux pluviales et d'eaux usées, en fournissant les renseignements précis concernant le fonctionnement du réseau pour divers conditions aux limites. Les calculs hydrodynamiques peuvent être étendus au transport de la pollution et des sédiments et à la modélisation de la qualité de l'eau. Le modèle peut être enrichi à l'aide de diverses fonctions de contrôle en temps réel. La modélisation peut être lancée pour des événements uniques ou de efficace pour des périodes historiques plus longues.

Les applications typiques de MOUSE sont les études de réseaux d'assainissement, les analyses et développement de schémas de contrôle en temps réel (RTC), la création nouveau ouvrages le diagnostic de réseaux d'eaux pluviales et d'eaux usées existants.

L'interface de MIKE URBAN en mode assainissement est présentée sur la Figure suivante.



**Figure V.1 : Vue de l'interface de MIKE URBAN**

La modélisation des réseaux de collecte comporte deux aspects : un aspect hydrologique visant à modéliser la transformation pluie –débit, et un aspect hydraulique portant sur le transfert des eaux à l'intérieur du réseau.

### 2.1.1. Modélisation hydrologique

Plusieurs modèles de transformation pluie-débit sont intégrés dans MIKE URBAN en l'occurrence :

- Modèle Aire-Temps
- Modèle de l'Onde Cinématique
- Modèle du Réservoir Linéaire
- Modèle d'UH (La méthode de l'hydrogramme unitaire)

### 2.1.2. Modélisation hydraulique

Le modèle réseau de MIKE URBAN résout les équations :

- Équation de continuité (Exprimant le principe de la conservation de la masse) :

$$\frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (\text{V.1})$$

Équation dynamique (Exprimant le principe de conservation de l'énergie ou de la quantité de mouvement) :

$$\frac{\partial y}{\partial x} + U \frac{\partial y}{\partial x} + g \frac{\partial y}{\partial x} = g(I - J) + (\varepsilon - 1)q \frac{U}{S} \quad (\text{V.2})$$

Avec :

- $h$  hauteur d'eau ( $m$ );
- $I$  perte de charge ( $m/m$ );
- $J$  perte de charge ( $m/m$ );
- $\varepsilon$  coefficient de transfert de la quantité de mouvement du débit latéral  $q$ , variant de 0 à 1 ;
- $q$  débit latéral éventuel entrant ou sortant par unité de longueur ( $m^2/s$ );
- $Q$  débit ( $m^3/s$ )
- $S$  section mouillée ( $m^2$ )
- $t$  temps ( $s$ )
- $U$  vitesse moyenne de l'écoulement sur la section  $S$  ( $m/s$ )
- $x$  abscisse ( $m$ ).

Le schéma de résolution numérique du système de St.Venant utilisé par MIKE URBAN est de type différences fines-implicite.

En plus du modèle complet de St. Venant (onde dynamique), MIKE URBAN offre également la possibilité d'utiliser des formes simplifiées des équations de St. Venant, il s'agit du modèle de l'onde diffusive et de l'onde cinématique.

- **Onde cinématique** : Approximation linéaire du premier ordre du système de Saint Venant. Il s'agit d'un modèle à un paramètre utilisable pour des biefs courts, où les effets essentiels résultent des apports et des jonctions et où les singularités masquent les effets de diffusion, le système d'équations de Saint Venant est :

$$\begin{cases} \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \\ I - J \end{cases} \quad (\text{V.3})$$

- **Onde diffusive** : Modèle à deux paramètres : une « vitesse convective » et une « diffusivité hydraulique », le système d'équations de Saint Venant est :

$$\begin{cases} \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} \\ \frac{\partial h}{\partial x} = I - J \end{cases} \quad (\text{V.4})$$

## 2.2. Modélisation des réseaux de distribution

MIKE URBAN permet d'analyser le comportement hydraulique des réseaux d'eau potable à l'état d'équilibre (simulation hydraulique stationnaire) ou sur une période de temps étendue (simulation hydraulique dynamique). Il peut également analyser la qualité des eaux et notamment la dispersion du chlore ou la progression d'un polluant dans le réseau.

Le moteur de calcul principal utilisé dans MIKE URBAN pour la modélisation des réseaux sous pression est EPANET 2.0, développé par US EPA. Des modules additionnels ont été développés par DHI comme le module pour l'analyse des coups de bélier. MIKE URBAN reprend donc la technologie développée par DHI avec MIKE NET.

## 2.3. Modélisation des inondations urbaines

MIKE URBAN peut être couplé avec d'autres logiciels DHI. Le couplage avec MIKE 21, outil de modélisation des écoulements en 2 dimensions, permet de modéliser avec une précision accrue les phénomènes d'inondations urbaines liés à la mise en charge des réseaux de collecte. Le réseau souterrain est représenté en 1D dans MIKE URBAN et couplé avec un modèle de surface 2D développé dans MIKE 21. Ce couplage 1D/2D permet une plus grande précision de la modélisation des écoulements de surface ainsi que des rapports et échanges entre surface et système souterrain. L'intégration SIG est ici particulièrement utile pour l'interprétation et l'analyse des phénomènes ainsi que pour les rendus tels que des cartes d'inondations. Ce couplage MIKE URBAN/MIKE 21 est désormais disponible et intégré dans la gamme logicielle MIKE FLOOD.

## 3. Prise en compte des données d'entrée

Les données nécessaires à la construction et à l'exploitation des différents logiciels sont de deux types : les données du site ou données géométriques et données hydrauliques. Ces données d'entrée traduisent les caractéristiques des différents éléments de la schématisation préalable, elles sont également des données indispensables à la description du modèle mathématique pour un logiciel de simulation.

### 3.1. Données du site

**Données topologiques :** ce sont les données topologiques qui caractérisent l'ensemble des éléments déterminés lors de la schématisation préalable du système, à savoir les nœuds de calculs, les liens entre les nœuds et les types d'occupation de sol.

**Données relatives au bassin versant étudié :** Ces données concernent, la zone d'étude (topographie, urbanisation actuelle et prévisible, la géologie et l'hydrogéologie locale position et variation des nappes, ..).

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

### 3.2. Données hydrauliques

#### 3.2.1. Caractéristiques hydrauliques

##### Temps de concentration

Pour chaque bassin, il est utile de définir le temps de concentration qu'est le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné en durée d'écoulement pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de l'aire considérée. Selon le cas et type de bassin à drainer.

##### Coefficient de rugosité de Manning Strickler (adimensionnel)

Ce coefficient représente la rugosité qui est une caractéristique de l'état de surface d'un matériau solide. C'est aussi un paramètre d'un écoulement se produisant sur ce matériau. Le tableau suivant donne des valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler pour divers types de matériaux.

Types de matériau	Coefficient de rugosité en $m / s^{1/3}$
Béton rugueux	60
Conduites en fonte ou béton (très vieilles)	70
Terre cuite	70
PVC annelé	70
Béton lisse	80
Amiante-ciment	100-120
Cuivre, PVC	110-130

**Tableau V.1 :** Valeurs indicatives du coefficient de rugosité de Strickler  $K_s$

### 3.2.2. Données pluviométriques

La mesure de la pluie est essentielle puisque les précipitations représentent la variable d'entrée du système d'assainissement. La pluie est un phénomène variable dans le temps et l'espace et sa mesure est généralement faite point par point et exprimée en termes d'intensité en fonction du temps.

#### a. *Données réelles :*

Les réseaux de mesures ont généralement été installés de longue date. En Algérie, le développement de ces réseaux a débuté vers la fin du XIX<sup>ème</sup> siècle ; malheureusement, le nombre de stations de mesures a subi des variations très importantes. L'idée est de mesurer la quantité d'eau tombée au sol durant un certain intervalle de temps soit par des pluviomètres ou pluviographes, des radars ou même des satellites ; or, ceci n'est pas aussi facile qu'il y paraît.

#### b. *Données synthétiques :*

Vu le manque d'enregistrement de pluviométries locales, ces pluies synthétiques peuvent être utilisées pour reproduire le comportement des réseaux de collecte des eaux.

« La pluie de projet est un évènement pluvieux fictif, une représentation synthétique (type avancée, intermédiaire, retardée, ...) ou de formes imposées (triangulaires, trapézoïdale, ...). Elle est censée représenter l'ensemble des informations pluviométriques disponibles (la pluie de projet est un évènement type), et de produire à l'exutoire du bassin (réseau d'assainissement) le même effet que la pluie réelle (débit, volume, etc.) à laquelle il est possible d'associer une période de retour » (Valiron and Bernard, 1989) (Rivard, 1995). Une pluie de projet est définie par :

- ❖ Sa durée totale :
- ❖ La hauteur totale précipitée :
- ❖ La répartition de cette hauteur sur la durée (hyétogramme).

Divers critères sont possibles pour le choix d'une pluie de projet. Ce choix sera fonction de la nature de l'information météorologique requise et dépendra aussi de la nature et de la disponibilité des données d'entrée nécessaires à la mise en œuvre de ces averses.

#### *Pluie de type double-triangle (Pluie de Desbordes)*

Il s'agit d'une pluie de projet « fictive » définie par un hyétogramme synthétique, statistiquement équivalent aux pluies réelles. Elle est en particulier, composée de deux périodes pluvieuses de faible intensité et d'une période intense. Ce modèle de pluie se base sur une analyse conjointe de l'allure des hyétogrammes et des hydrogrammes sur un grand nombre d'exemples. Il est apparu que si les hyétogrammes avaient des formes particulièrement complexes, les hydrogrammes correspondants étaient beaucoup plus simples. Ainsi, Desbordes a proposé de reconstruire la pluie ayant donné naissance à cet hydrogramme, il s'agit donc d'une procédure de modélisation inverse. Le but final est d'obtenir la pluie la plus simple, c'est-à-dire comportant le moins de paramètres possibles.

Cette analyse de sensibilité a permis de montrer qu'une forme simple, doublement triangulaire, fournissait des formes d'hydrogrammes et des valeurs de débit maximum peu sensibles à des erreurs sur le paramètre principal du modèle de ruissellement : le lag time (expliqué dans le chapitre I)

La détermination des paramètres « durée » et « hauteur » de cette pluie de projet est en fonction des coefficients de Montana déterminés pour la région considérée et pour la période de retour choisie

La loi de Montana s'écrit de la façon suivante

$$h(t, F) = a(F)t^{b(F)} \quad (V.5)$$

Avec :

$h(t, F)$  : Hauteur de précipitation maximale de la pluie de durée  $t$ , de fréquence de dépassement  $F$  exprimé en mm/min ;

$t$  : Temps exprimé en minutes ;

$F$ : Fréquence de dépassement ;

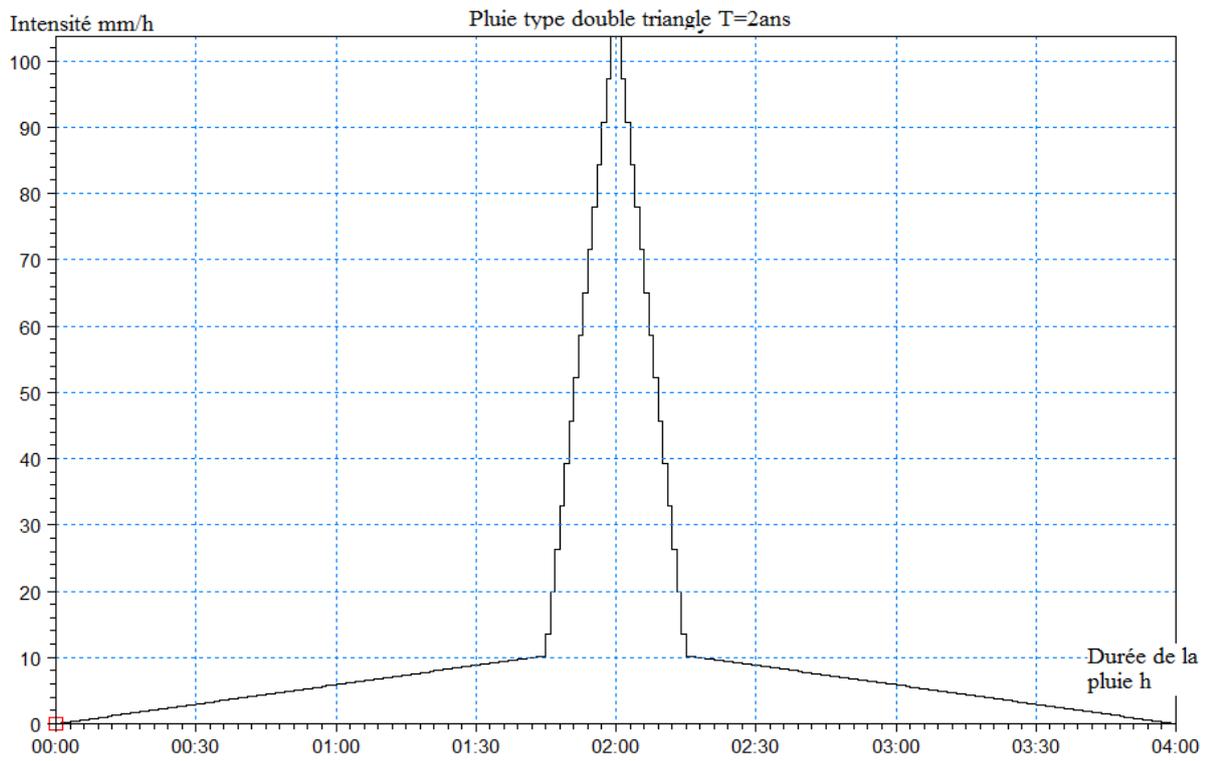
$a(F)$  et  $b(F)$ : Coefficients de Montana (Les coefficients de Montana sont obtenus par ajustement pour une période de retour donnée).

#### 4. Pluies de projet utilisées

Les pluies de projet ont été générées par SEAAL pour différentes périodes de retour (2ans, 10ans, 50 ans et 100ans) avec une durée totale de 4 heures incluant une période intense de 30 minutes.

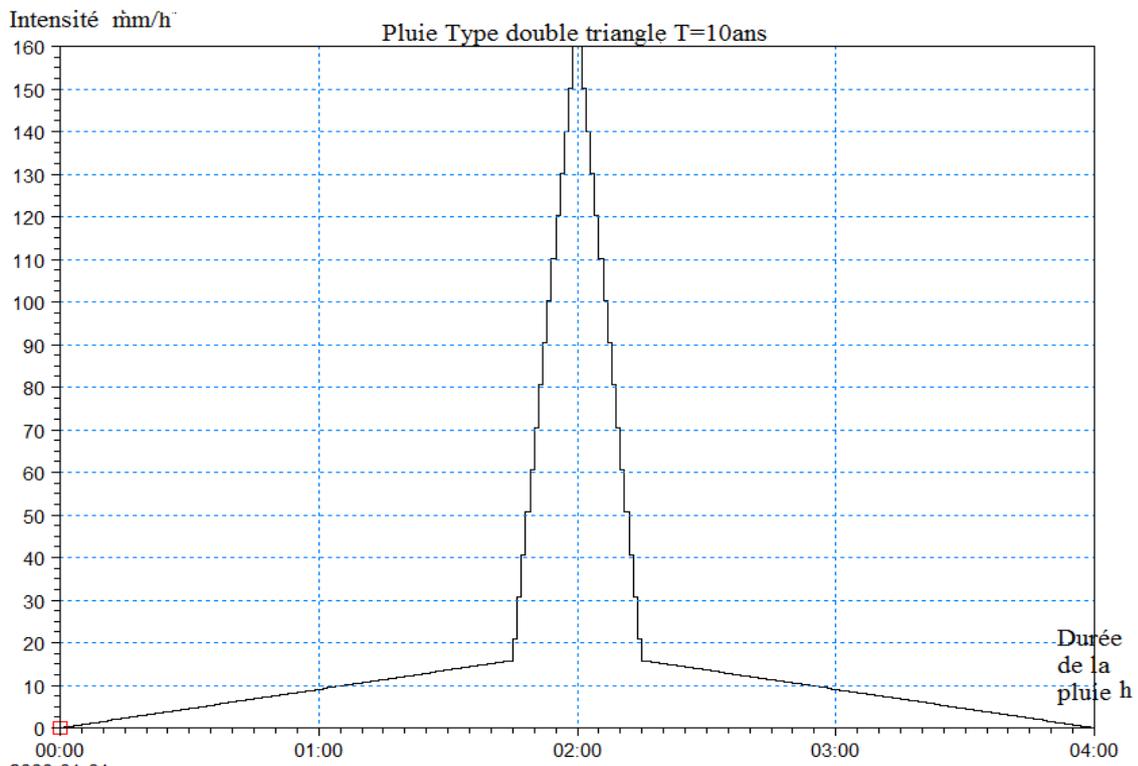
Les hyétogrammes présentés ci-après correspondent aux pluies décennale et centennale. La période de 10 ans représente la période retenue pour le dimensionnement des réseaux d'assainissement contre laquelle il faudra se protéger (les hyétogrammes relatifs aux autres périodes de retour sont présentés en annexe) et l'élaboration des pluies de projets du bassin centre d'Alger dont fait partie la rue Tripoli utilise les données issues des courbes IDF obtenues à partir du pluviographe de l'ANRH situé à Bir Mourad Raïs.

❖ **Pluie de deux ans** : L'intensité maximale est : 104 mm/h.



**Figure V.2** : Hyetogramme double triangle T=2ans

❖ **Pluie décennale** L'intensité maximale est : 160mm/h



**Figure V.3** : Hyetogramme double triangle T=10ans

## 5. Conclusion

Pour notre projet, nous avons utilisé le logiciel MIKE URBAN qui offre la possibilité de choisir entre différents modèles hydrologiques, il résout les équations de Barré de Saint Venant pour simuler les écoulements. Les modèles basés sur ces équations permettent de bien décrire le comportement hydraulique et leur utilisation est très recommandée pour l'étude de diagnostic du réseau existant.

Dans ce chapitre nous avons utilisé les pluies synthétiques qui permettent de quantifier la pluviométrie de la zone d'Hussein Dey. Afin de les appliquer sur le bassin versant de la zone d'étude pour différentes échéances dans le but de déterminer les points à risque de débordement.

## **Chapitre VI :Simulation de l'état actuel du réseau d'assainissement**

---

## 1. Introduction

Après avoir présenté l'outil de modélisation utilisé, les données nécessaires pour la construction du modèle en l'occurrence les pluies projet (type double triangle), nous allons simuler le fonctionnement du réseau d'assainissement structurant la zone d'étude et ce, en mettant en application les pluies synthétiques pour différentes périodes de retour afin d'identifier les nœuds du réseau présentant un risque de débordement ce travail constitue donc un outil d'aide à la décision sur lequel un programme d'aménagement peut être établi

Les modèles réseau constituent un outil d'aide au diagnostic du fonctionnement du réseau avec lequel, le gestionnaire du réseau doit s'appuyer pour proposer des aménagements visant à renforcer sa capacité d'évacuation.

Le réseau d'assainissement d'Hussein Dey a été modélisé par la SEAAL, et dans le cadre de notre projet nous avons actualisé ce modèle à fin de simuler son fonctionnement en temps de pluie.

## 2. Simulations de l'état actuel

Le bassin de la zone d'étude se caractérise par sa forte urbanisation et son réseau d'assainissement présente une pente faible ce qui rend cette zone confronté au problème d'inondation.

### 2.1. Simulation avec MIKE URBAN

La simulation sous MIKE URBAN devrait se faire en deux étapes :

- **Une simulation hydrologique** visant à générer les hydrogrammes à l'exutoire de chaque sous bassin versant en choisissant l'une des méthodes présentées dans le chapitre I.
- **Une simulation hydraulique** utilisant les résultats de la modélisation hydrologique pour le calcul des paramètres de l'écoulement.

Une fois les simulations réalisées, les résultats sont automatiquement stockés dans deux fichiers de résultats.

### 2.2. Identification des points à risques de débordement

L'identification des points à risque de débordement consiste à :

1. Une simulation hydrologique en utilisant la méthode du réservoir linéaire ;
2. Une simulation hydraulique en choisissant le modèle complet de St. Venant (l'onde dynamique) ;
3. Calcul des niveaux d'eau max dans les nœuds ;
4. Calcul du rapport Niveau Eau/Niveau Terrain Naturel.

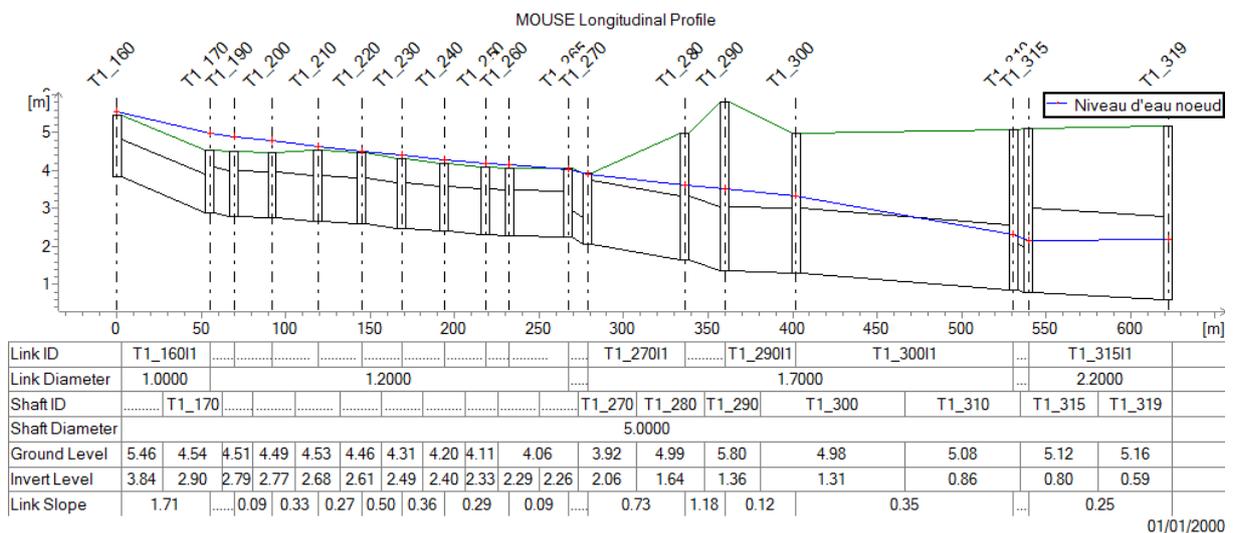
### 2.3. Résultats de simulation du réseau existant

Les résultats de simulation du fonctionnement du réseau existant sont présentés sous forme de profil en long montrant le niveau d'eau max dans chaque collecteur et cartes localisant les points à risque de débordement pour les périodes de retour 2ans, 10ans, 50ans et 100ans. Néanmoins, nous ne présentons dans le présent chapitre que les résultats issus des pluies de projet de période de retour de deux ans et 10ans.

Pour les cartes, une symbologie adaptée permet de différencier les deux catégories de nœuds. La couleur rouge caractérise les nœuds à risque de débordement (Niveau d'eau / Niveau terrain naturel < 1), tandis que la couleur verte représente les nœuds sans risque de débordement (Niveau d'eau / Niveau terrain naturel > 1).

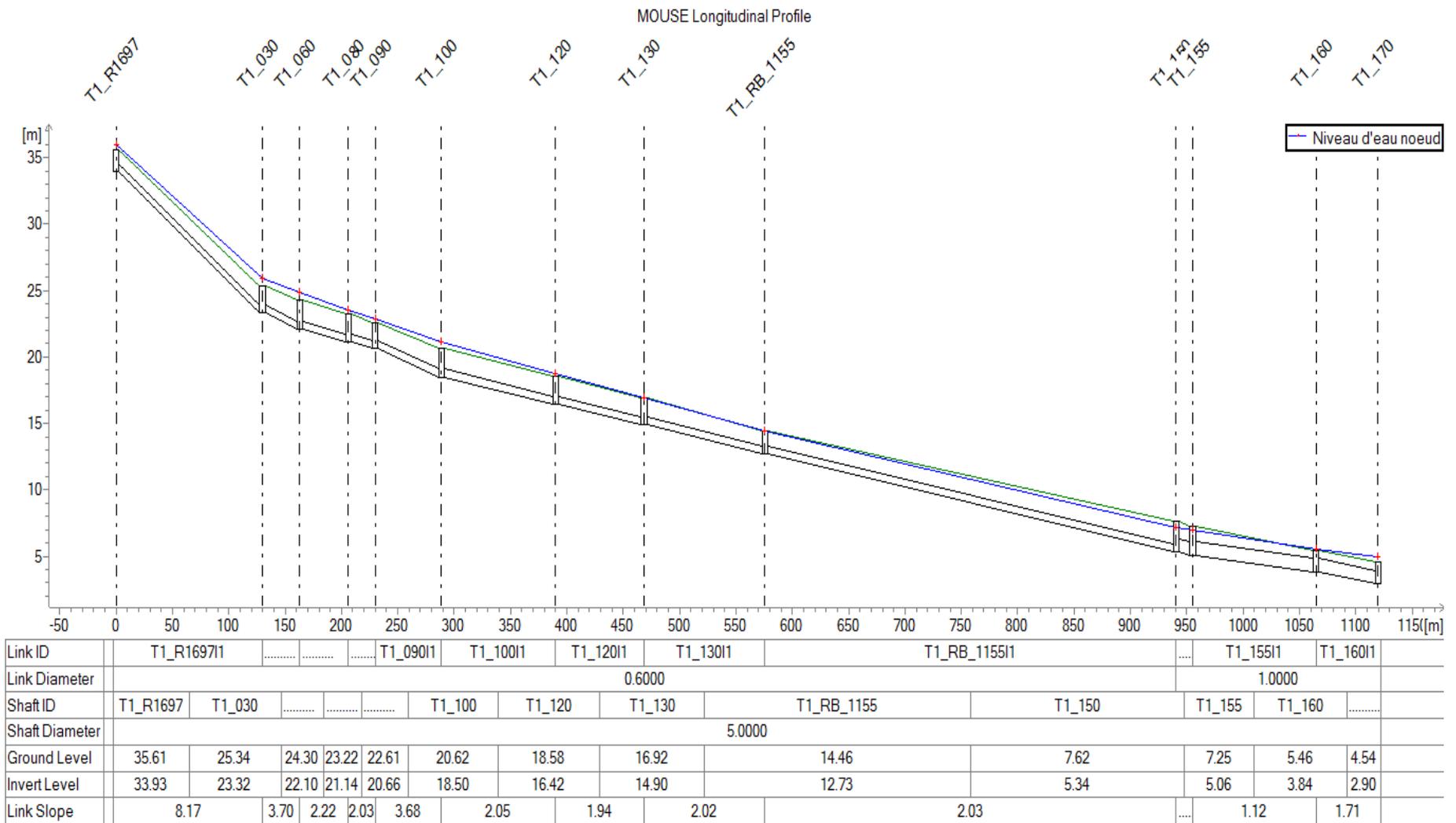
- **Résultats de simulation pour une période de retour de deux ans**

Les résultats de simulation sont représentés sur les figures VI.1, VI.2 et le plan N° 01.



**Figure VI.1 : Niveau d'eau max dans les collecteurs Tripoli et Bounafaa T=2ans**

Nous constatons l'existence d'un débordement le long du collecteur Tripoli et une faible mise en charge sur la partie amont du collecteur Bounafaa.



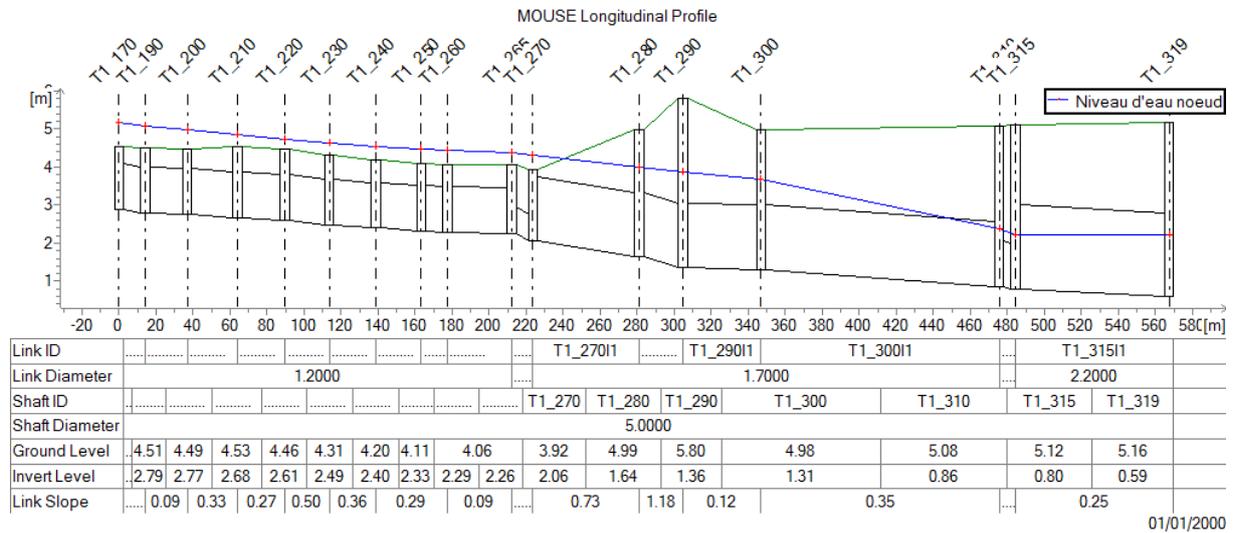
01/01/2000

**Figure VI.2 : Niveau d'eau max dans le collecteur Boudjmaa Moghni T=2ans**

Nous remarquons un débordement le long du collecteur Boudjmaa Moghni

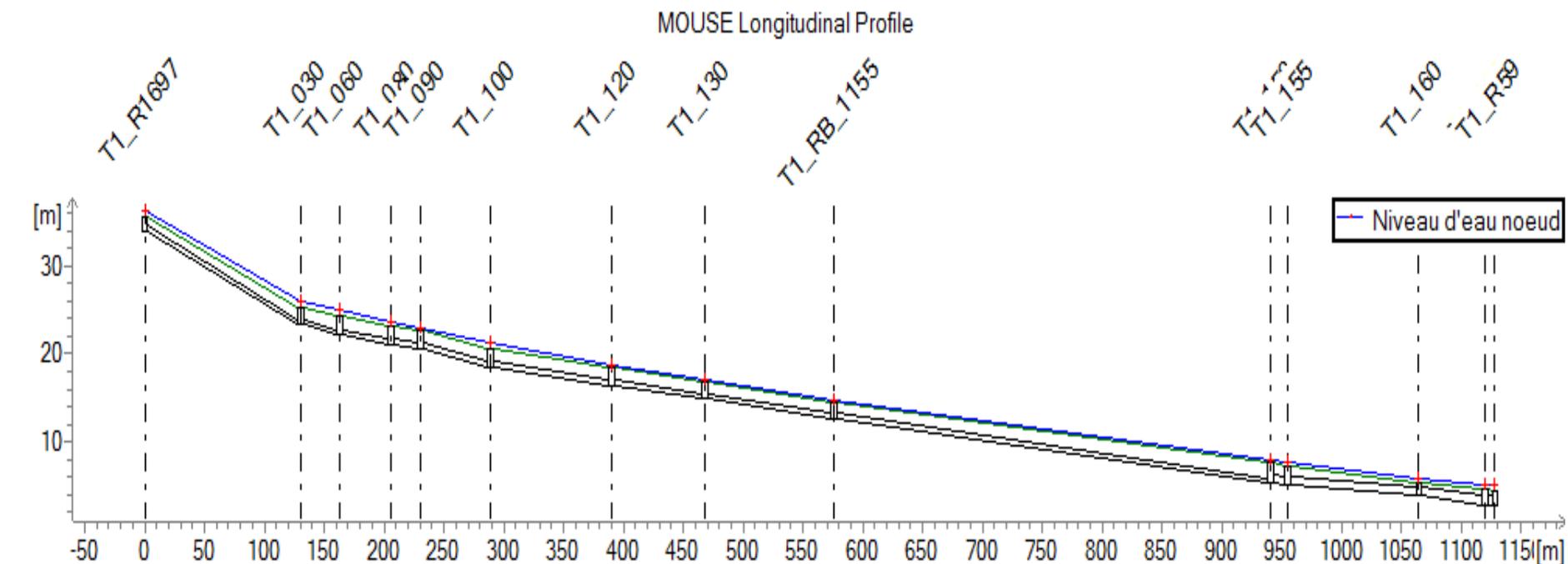
• **Résultats de simulation pour une période de retour décennale**

Les résultats de simulation sont représentés sur les figures VI.3, VI.4 et le plan N°02.



**Figure VI.3 : Niveau d'eau max dans le collecteur Tripoli et Bounafaa T=10ans**

Nous remarquons un débordement le long du collecteur Tripoli, de plus, une mise en charge au niveau du collecteur Bounafaa.



Link ID	T1_R1697	T1_030	T1_060	T1_080	T1_090	T1_100	T1_120	T1_130	T1_RB_1155	T1_155	T1_160	T1_R59
Link Diameter	0.6000								1.0000			
Shaft ID	T1_030	T1_060	T1_080	T1_090	T1_100	T1_120	T1_130	T1_RB_1155	T1_155	T1_160	T1_R59	
Shaft Diameter	5.0000											
Ground Level	35.61	25.34	22.61	20.62	18.58	16.92	14.46	7.62	7.25	5.46	4.54	
Invert Level	33.93	23.32	20.66	18.50	16.42	14.90	12.73	5.34	5.06	3.84	2.90	
Link Slope	8.17	3.70	2.22	3.68	2.05	1.94	2.02	2.03	1.12	1.71		

01/01/2000

**Figure VI.4 :** Niveau d'eau max dans le collecteur Boudjmaa Moghni T=10ans

Nous constatons un débordement le long du collecteur Moghni pour une période de retour décennale.

### **3. Interprétation des résultats**

Les résultats de simulation de l'état actuel du réseau, nous ont permis de constater une insuffisance en termes de capacité d'évacuation des deux collecteurs qui se trouvent en amont et en aval du bassin d'Hussein Dey (Moghni et Tripoli) et ceci est pour une période décennale voir même une période de de 2ans.

Cette insuffisance peut être expliquée par les apports importants du bassin, aussi par le sous-dimensionnement du réseau et ces faibles pentes provoquées par la faible dénivelée qui présente la zone d'étude.

### **4. Conclusion**

La modélisation du réseau d'assainissement existant d'Hussein Dey nous a permis de mieux comprendre son fonctionnement en temps de pluie et face à des fréquences différentes.

Les simulations réalisées nous ont permis d'identifier les points sensibles du réseau. De plus, localiser l'insuffisance de la capacité d'évacuation du réseau. Pour cela, dans le prochain chapitre nous allons proposer différents aménagements afin de protéger cette zone conte les inondations.

## **Chapitre VII :Aménagements proposés**

---

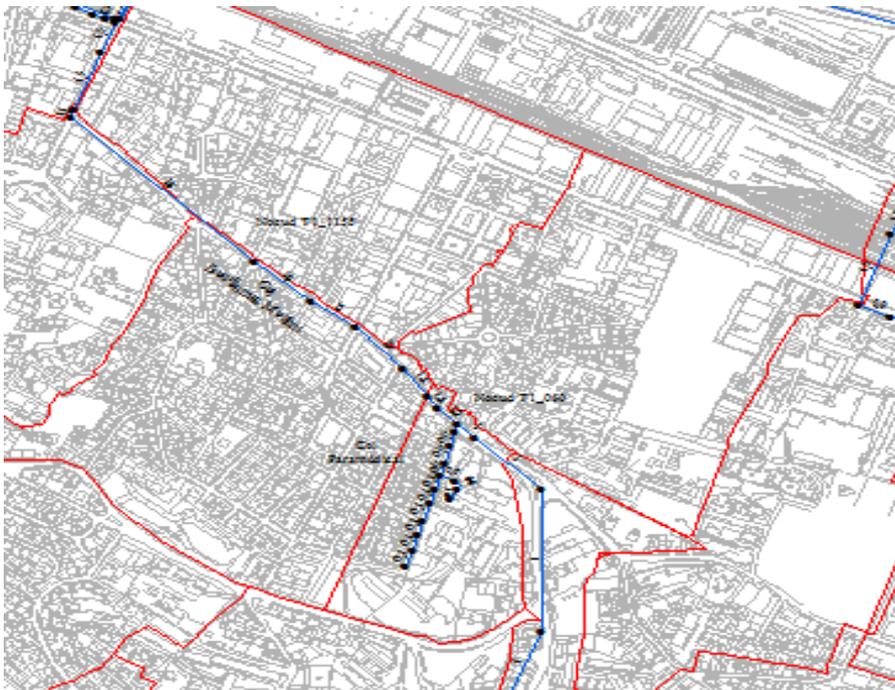
## 1. Introduction

Les résultats de simulation de l'état actuel du réseau existant et drainant le bassin d'Hussein Dey, montrent une insuffisance flagrante en termes de capacité d'évacuation, ce qui confirme l'origine des inondations constatées provoquées par le sous-dimensionnement du réseau en question.

Sur la base de ces constats, nous allons proposer des aménagements afin de remédier à la situation et protéger la zone d'étude contre les inondations. Les préconisations doivent prendre en considération la complexité de la zone en l'occurrence la faible pente, la forte urbanisation... Ce chapitre a pour but de vérifier l'utilité de ces aménagements en se basant sur la modélisation.

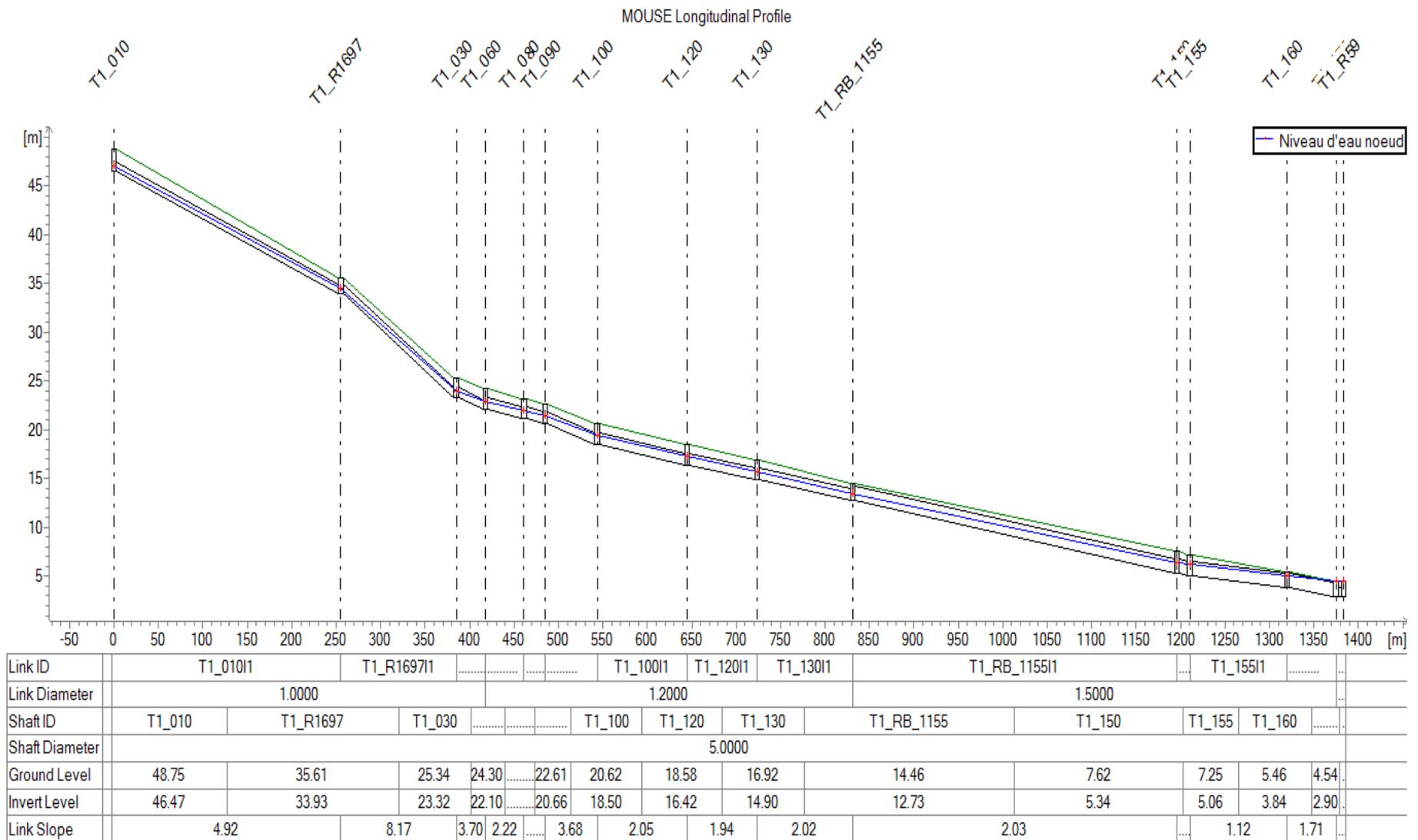
## 2. Analyse des résultats de simulation de l'état actuel

La simulation du réseau existant nous a permis de remarquer l'insuffisance de sa capacité d'évacuation, en particulier le collecteur Boudjmaa Moghni qui se trouve en amont du bassin. C'est pourquoi, nous proposons de projeter un collecteur de diamètre 1000 mm du nœud T1\_R1697 au nœud T1\_060 sur un linéaire de 163m. Ensuite, la partie intermédiaire totalise un linéaire de 413m jusqu'au nœud T1\_RB\_1155 avec un diamètre de 1200 mm. A partir de ce nœud, le collecteur continue son cheminement avec un diamètre de 1500 mm jusqu'au l'avenue Tripoli avec un linéaire de 542m (Figure VII.1).



**Figure VII.1** : Tracé du collecteur Boudjmaa Moghni projeté

Nous avons procédé à une vérification hydraulique de ce collecteur après son redimensionnement pour une période de retour décennale. Les résultats de simulation mentant le niveau d'eau max dans ce dernier sont représentés sur la figure VII.2.



01/01/2000

**Figure VII.2 :** Niveau d'eau max dans le collecteur projeté Boudjmaa Moghni (T=10ans)

Les résultats de simulation de l'état actuel nous ont permis également de constater une insuffisance en termes de capacité d'évacuation des collecteurs se trouvant en aval du bassin d'Hussein Dey (collecteurs Tripoli). C'est la raison pour laquelle, nous proposons ci-dessus des aménagements dans le but d'augmenter la capacité du système existant.

### 3. Aménagements proposés

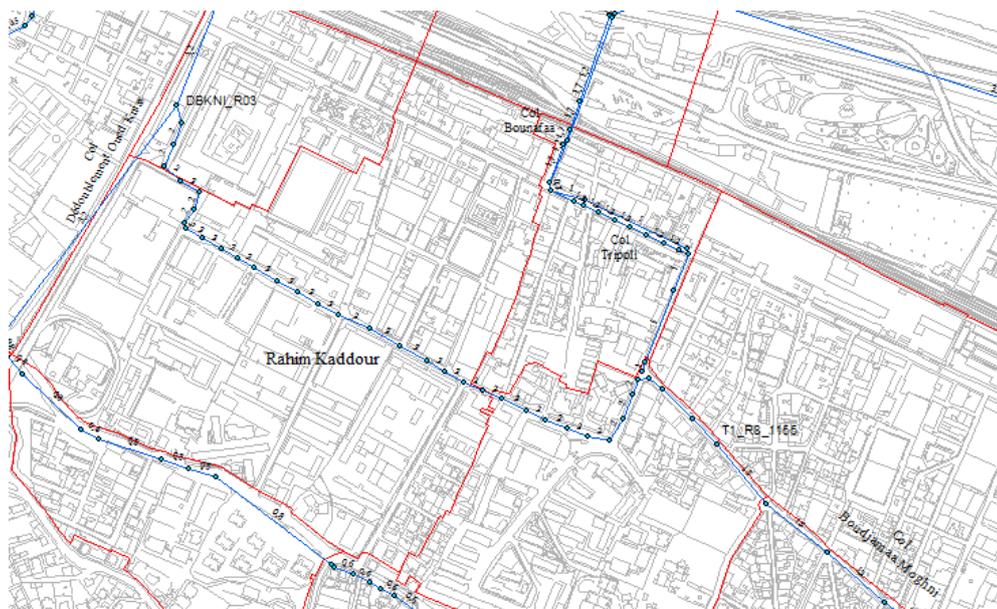
Etant donné la difficulté de réaliser des travaux pouvant augmenter la capacité d'évacuation (faible dénivelé, forte urbanisation, tramway...), nous allons proposer plusieurs variantes prenant en considération ces contraintes. Ces variantes sont au nombre de six.

#### 3.1. Variante N°1 : Déviation du collecteur Moghni vers le collecteur dédoublement Oued Kniss

Pour réduire les dégâts causés par les inondations survenues sur l'avenue Tripoli en temps de pluie, nous proposons de dévier le débit arrivant du collecteur Boujemmaa Moghni vers le collecteur du dédoublement Oued Kniss.

Pour ce faire, un collecteur de diamètre important sera projeté sur l'axe routier Rahim Kaddour et qui débouche dans le dédoublement Oued Kniss.

Cette variante consiste à dévier la totalité du débit arrivant de collecteur Moghni vers le collecteur du dédoublement. A cet effet, les travaux consistent à remplacer un tronçon de collecteur projeté avec un diamètre de 1500 mm de l'ancien Moghni par un dalot de dimension (H=1m, B=2,3m) sur un linéaire de 424m. Par la suite, projeter un diamètre 2000 mm avec un linéaire de 900m. Finalement, ce collecteur devient un dalot H= 1,7m et B= 2m d'un linéaire de 27,4m pour se raccorder au collecteur du dédoublement Oued Kniss au niveau du regard DBKNI\_R03 (Figure VII.3).



**Figure VII.3 : Tracé de la variante N°01**

Les résultats de simulation de cette variante sont présentés dans un premier temps sous forme de profil en long qui montre le niveau d'eau max dans les collecteurs (Figures VII.4,



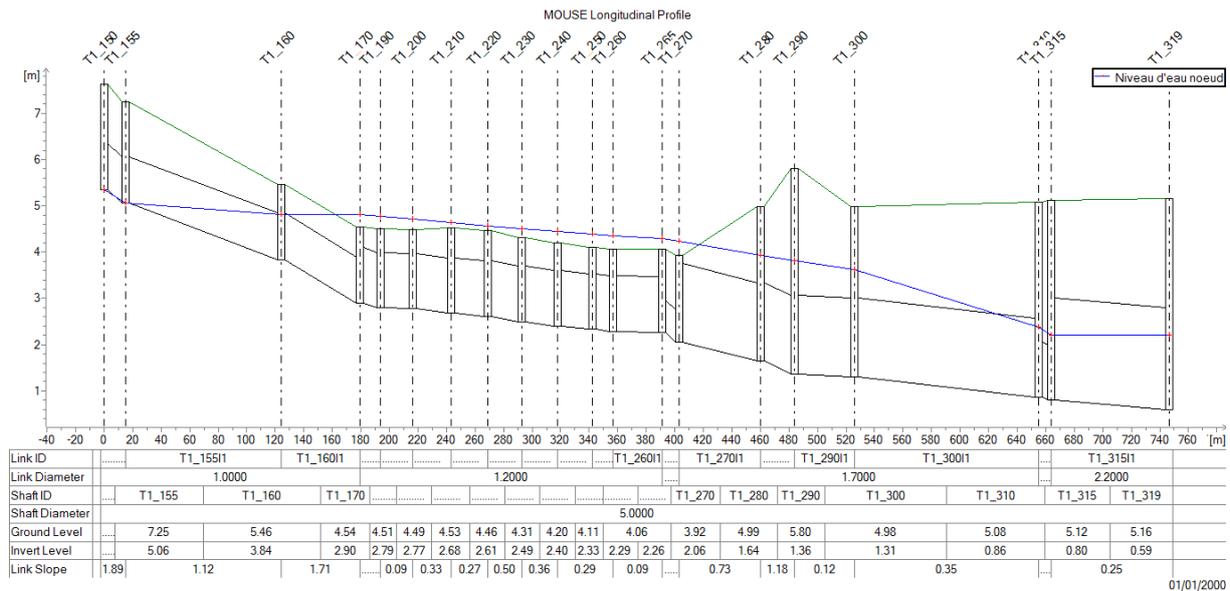


Figure VII.6 : Niveau d'eau max dans le collecteur Tripoli (T=10ans)

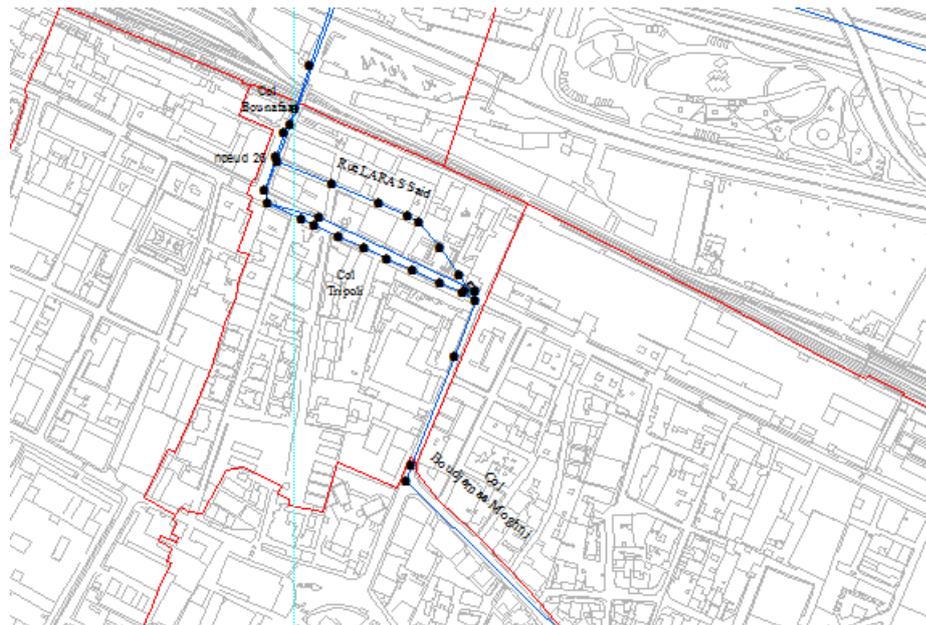
Nous remarquons un débordement le long du collecteur Tripoli et une faible mise en charge sur la partie amont du collecteur Bounafaa.

**Discussion des résultats**

La simulation de la première variante a conduit à une mise en charge le long du collecteur projeté voir même des débordements au niveau du collecteur Tripoli. Cela montre l'insuffisance de sa capacité d'évacuation pour une période de retour décennale. De plus, le collecteur projeté sera raccordé au niveau du collecteur Oued Kniss, ce dernier présente une mise en charge provoquant une influence aval sur le collecteur projeté.

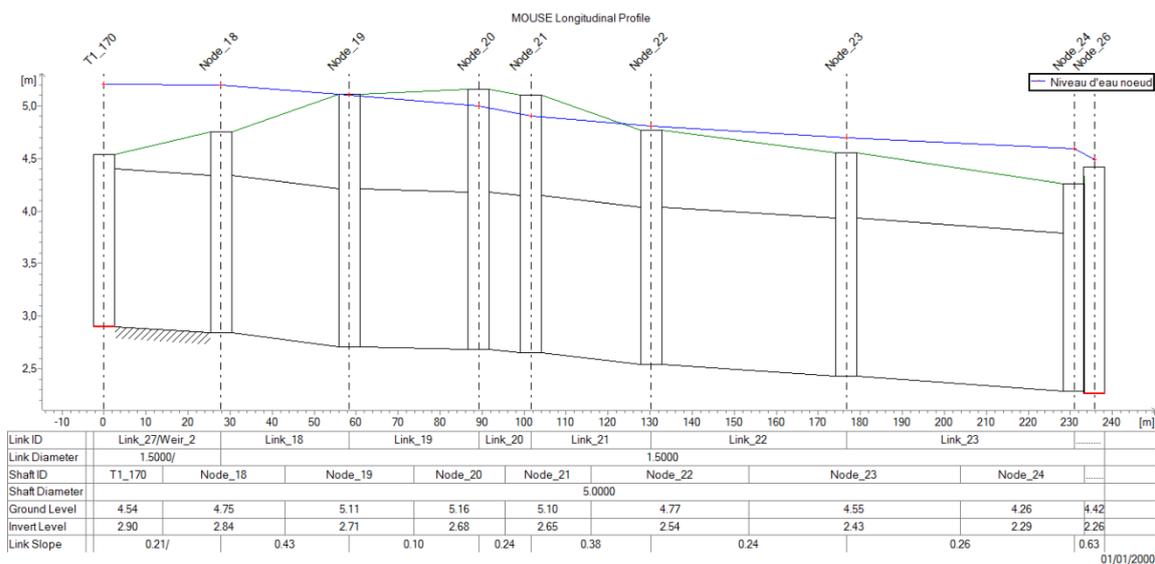
**3.2. Variante N°2 : Evacuation des eaux pluviales du collecteur Moghni vers le collecteur Bounafaa en passant par la rue LARAS Saïd**

Comme la variante précédente n'a pas abouti à une solution, nous proposons de renforcer le collecteur Boudjemaa Moghni en réalisant un autre collecteur de diamètre 1500mm traversant la rue Tripoli et passant par la rue LARAS Saïd sur un linéaire de 240m afin de se raccorder au collecteur Bounafaa au niveau du nœud 26 (Figure VII.7 ).



**Figure VII.7 : Tracé de la variante N°02**

Les résultats de simulation de cette variante pour une période de retour décennale sont présentés dans un premier temps sous forme de profil en long qui montre le niveau d'eau max dans les collecteurs (Figures VII.8, VII.9). Ensuite, sous forme de carte indiquant les nœuds à risque de débordement (plan N° 06).



**Figure VII.8 : Niveau d'eau max dans le collecteur projeté (Rue LARASS Saïd) (T=10ans)**

Nous remarquons un débordement sur les parties amont et aval du collecteur projeté et un débordement sur la partie intermédiaire.

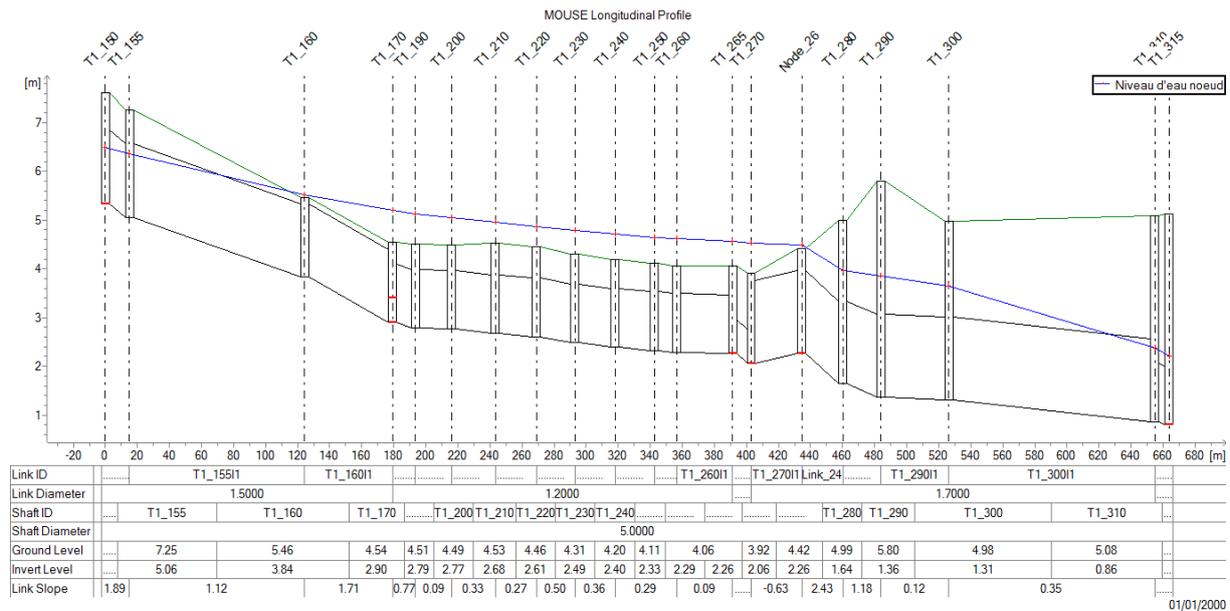


Figure VII.9 : Niveau d'eau max dans le collecteur Tripoli (T=10ans)

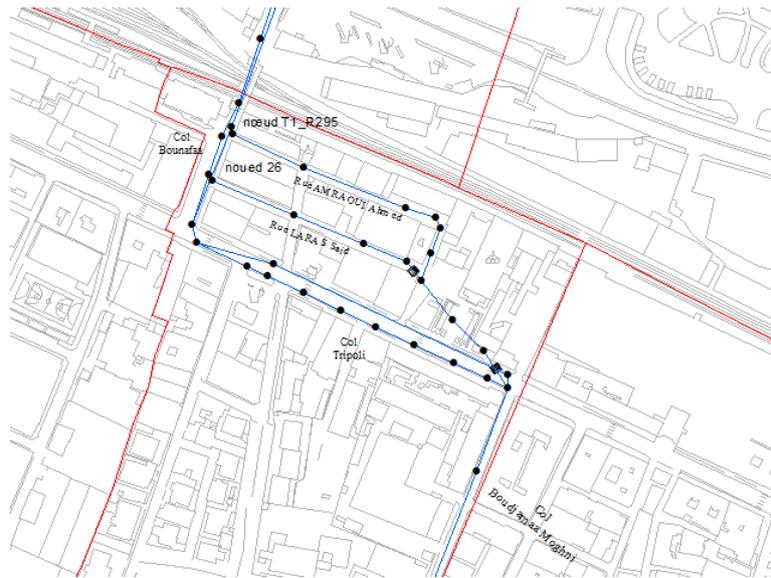
Pour une période de retour décennale, nous constatons un débordement le long du collecteur Tripoli avec une mise en charge sur le collecteur Bounafaa.

**Discussion des résultats**

Les résultats de simulation montrent des débordements et des mises en charge le long des deux collecteurs existant et projeté. Cela est expliqué par l'insuffisance de la capacité d'évacuation face à une pluie de période de retour décennale.

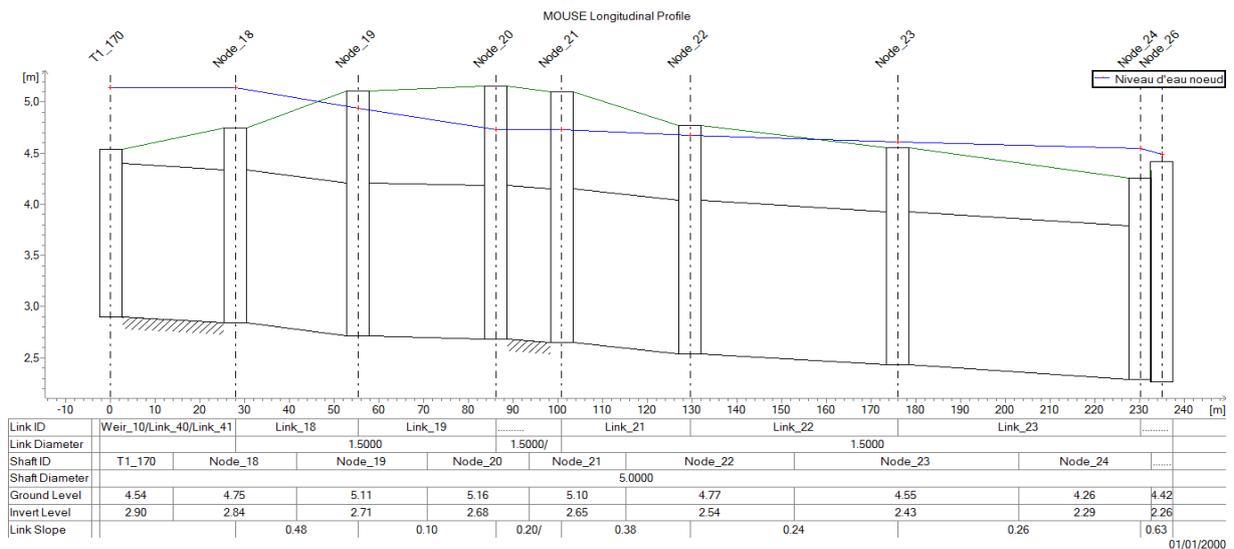
**3.3. Variante N°3 : Evacuation des eaux pluviales du collecteur Moghni vers le collecteur Bounafaa par la réalisation d'un dédoublement en passant par les rues LARAS Saïd et AMRAOUI Ahmed**

La variante N°2 a montré ces limites en termes de capacité. Nous avons tenté une approche complémentaire qui consiste à réaliser un dédoublement du collecteur projeté dans la variante précédente passant par la rue AMRAOUI Ahmed, par le biais d'un déversoir d'orage (cote de la crête = 3,18m, longueur = 8m), afin de se raccorder au dédoublement du collecteur Bounafaa (ovoïde 1200x600mm) au nœud T1\_R295 (Figure VII.10).



**Figure VII.10 : Tracé de la variante N°03**

Les résultats de simulation de cette variante pour une période de retour décennale sont présentés dans un premier temps sous forme de profil en long qui montre le niveau d'eau max dans les collecteurs (Figures VII.11, VII.12). Ensuite, sous forme de carte indiquant les nœuds à risque de débordement (plan N°07).



**Figure VII.11 : Niveau d'eau max dans le collecteur projeté (rue LARASS Said) (T=10ans)**

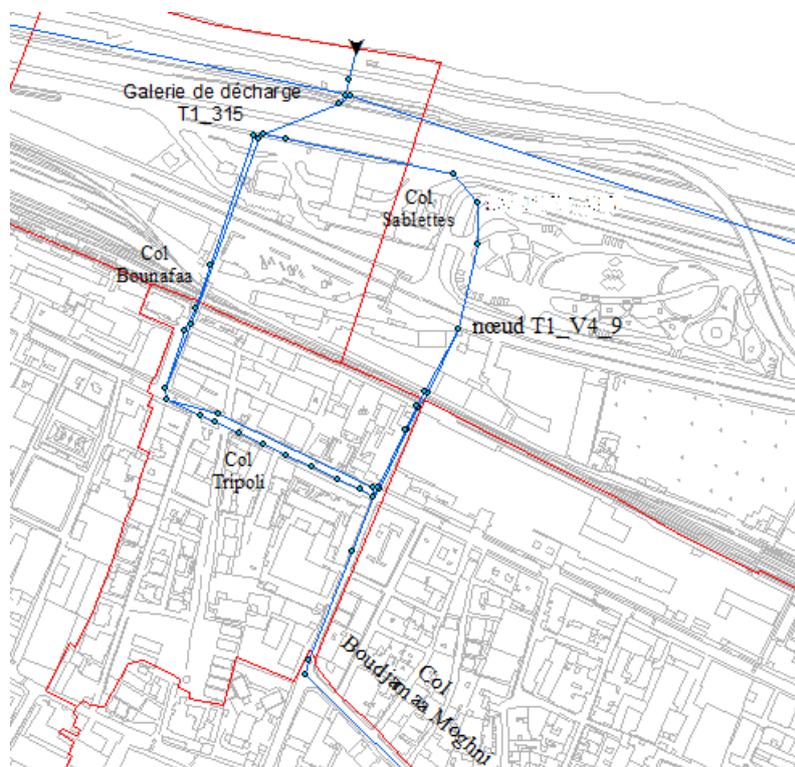
Pour ce collecteur et pour une période de retour décennale, nous notons un débordement sur ces extrémités et une mise en charge au niveau de la partie intermédiaire.



### 3.4. Variante N°4 : Délestage du système d'évacuation des collecteurs Moghni et Tripoli vers la galerie de décharge.

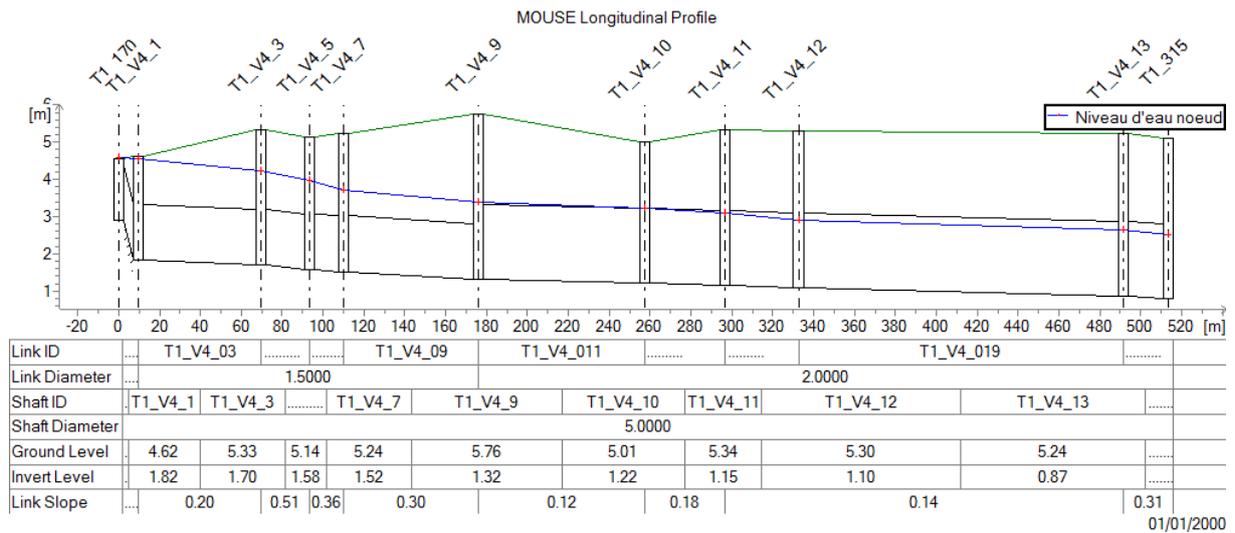
La solution que nous proposons dans ce cas, est de réaliser un collecteur qui va être branché au niveau de la galerie de décharge afin de décharger une partie des débits arrivant du collecteur Moghni ce qui soulage le collecteur Tripoli en temps de pluie.

Cette variante consiste à réaliser un dédoublement de diamètre 2x1500mm avec un linéaire de 177m qui se branche au niveau du raccordement des deux collecteur et Tripoli par le biais d'un déversoir d'orage (niveau de crête = 3,3m, Hauteur = 12m), à la fin ce dédoublement et au niveau du nœud T1\_V4\_9 ce dédoublement change de section à un dalot d'une section de 2,40x2,00m, puis il change de direction vers le regard T1\_315 de la galerie de décharge (3.2x2.2 m). (Figure VII.14)



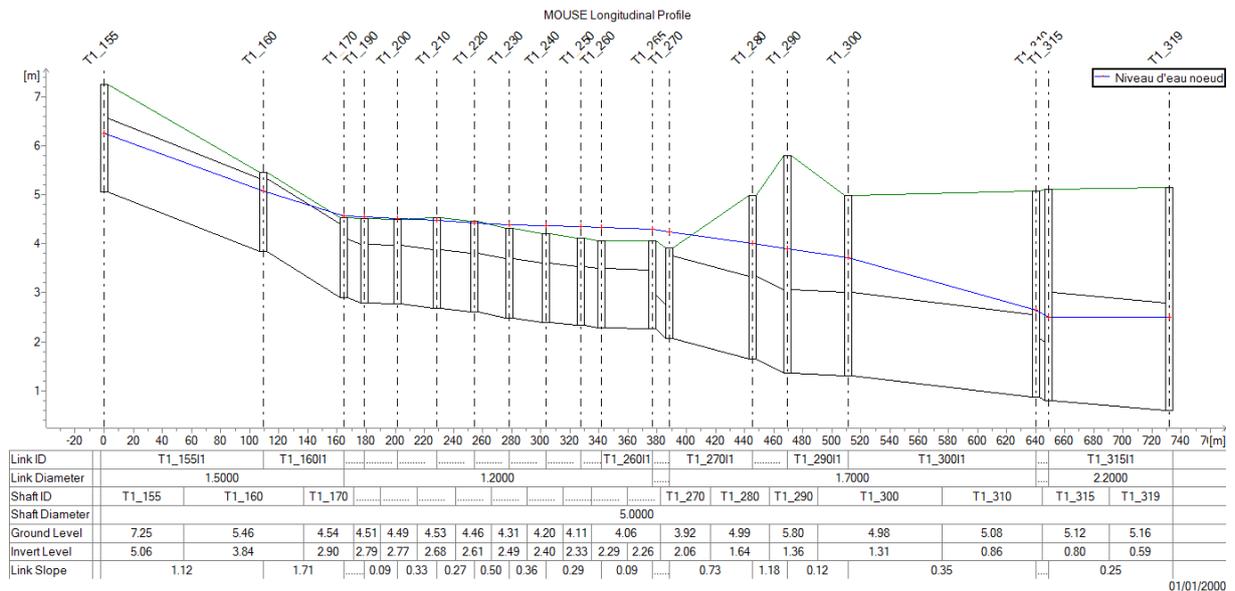
**Figure VII.14 :** Tracé de la variante N°04

Les résultats de simulation de cette variante pour une période de retour décennale sont présentés dans un premier temps sous forme de profil en long qui montre le niveau d'eau max dans les collecteurs (Figures VII.15, VII.16). Ensuite, sous forme de carte indiquant les nœuds à risque de débordement (plan N°08).



**Figure VII.15 :** Niveau d'eau max dans le collecteur projeté Sablettas (T=10ans)

Nous remarquons une mise en charge sur la partie amont du collecteur projeté.



**Figure VII.16 :** Niveau d'eau max dans le collecteur Tripoli (T=10ans)

Pour une période de retour décennale, nous observons un débordement sur la partie aval du collecteur Tripoli, et une mise en charge sur la partie amont du collecteur Bounafaa.

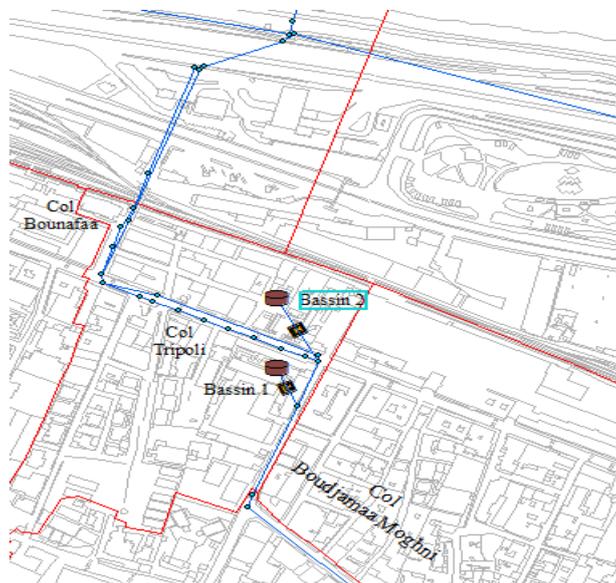
**Discussion des résultats**

Les résultats de simulation de ce renforcement montrent des débordements au niveau de la rue Tripoli et des mises en charge sur la partie amont de ce dernier et le collecteur projeté. Cela est expliqué par l'insuffisance de la capacité d'évacuation face à une période de retour décennale ainsi les apports importants du bassin versant de la zone.

### 3.5. Variante N°5 : Renforcement du système d'évacuation des collecteurs Moghni et Tripoli par la réalisation de deux bassins de stockage.

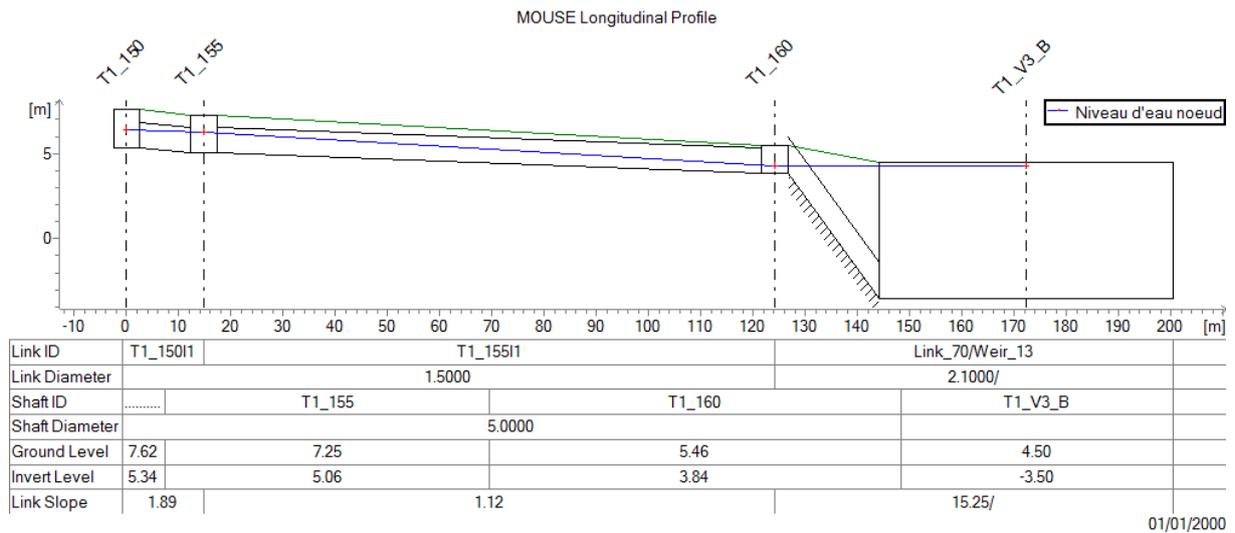
Etant donné la faible dénivelée conduisant à des dimensions réduites (variantes 1, 2, 3 et 4) il sera judicieux d'étudier la possibilité d'implémenter des bassins de stockage, afin de décharger les collecteurs existants et augmenter entre autre leur capacité d'évacuation en temps de pluie.

Notre visite nous a permis d'identifier des terrains libres à proximité du point de raccordement du collecteur Boudjmaa Moghni au collecteur Tripoli. Nous proposons la mise en place de deux bassins pour décharger ces derniers, le premier bassin qui se raccorde avec le collecteur Moghni au biais d'un déversoir d'orage (niveau de crête = 3,24m, Hauteur = 8m) à pour dimensions (50m\*50m\*8m) engendrant un volume de 20000 m<sup>3</sup>, et le deuxième qui se raccorde avec le collecteur Tripoli à l'aide d'un déversoir d'orage (niveau de crête = 3,3m, Hauteur = 8m) qui a pour dimensions (37m\*38m\*8m) engendrant un volume de 11248m<sup>3</sup>. (Figure VII.17)



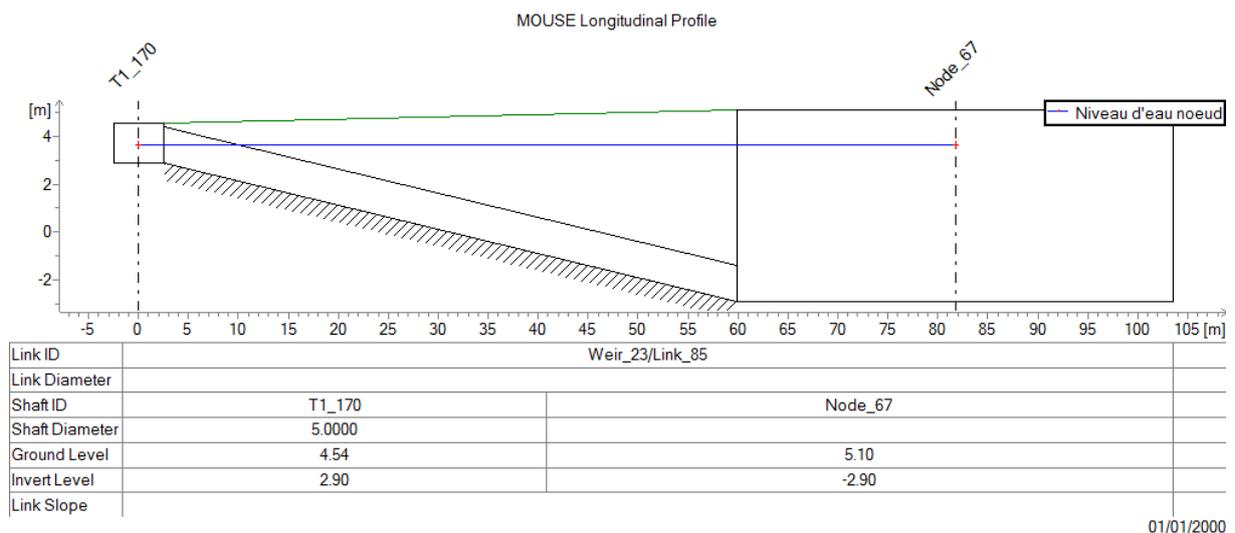
**Figure VII.17 : Tracé de la variante N°05**

Les résultats de simulation de cette variante pour une période de retour de T=10ans et T=20ans sont présentés dans un premier temps sous forme de profil en long qui montre le niveau d'eau max dans les collecteurs (Figures VII.18, VII.23). Ensuite, sous forme de carte indiquant les nœuds à risque de débordement (plan N° 09, plan N° 10).



**Figure VII.18** : Niveau d'eau max dans le premier bassin projeté (T=10ans)

Pour une période de retour décennale, nous remarquons que le niveau d'eau dans le bassin projeté est dans son niveau normal.



**Figure VII.19** : Niveau d'eau max dans le deuxième bassin projeté (T=10ans)

Nous remarquons que la ligne d'eau est dans son niveau admissible pour une période de retour décennale.

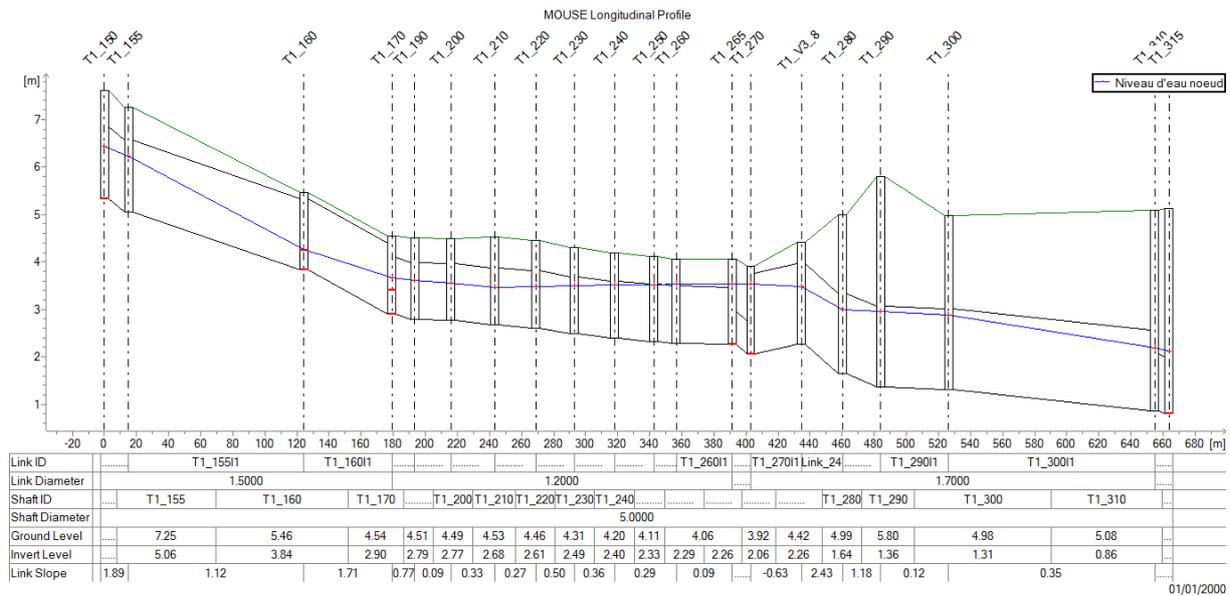


Figure VII.20 : Niveau d'eau max dans le collecteur Tripoli (T=10ans)

Nous remarquons que le collecteur Tripoli se mis en charge sur sa partie aval, et ceci est pour le collecteur Moghni.

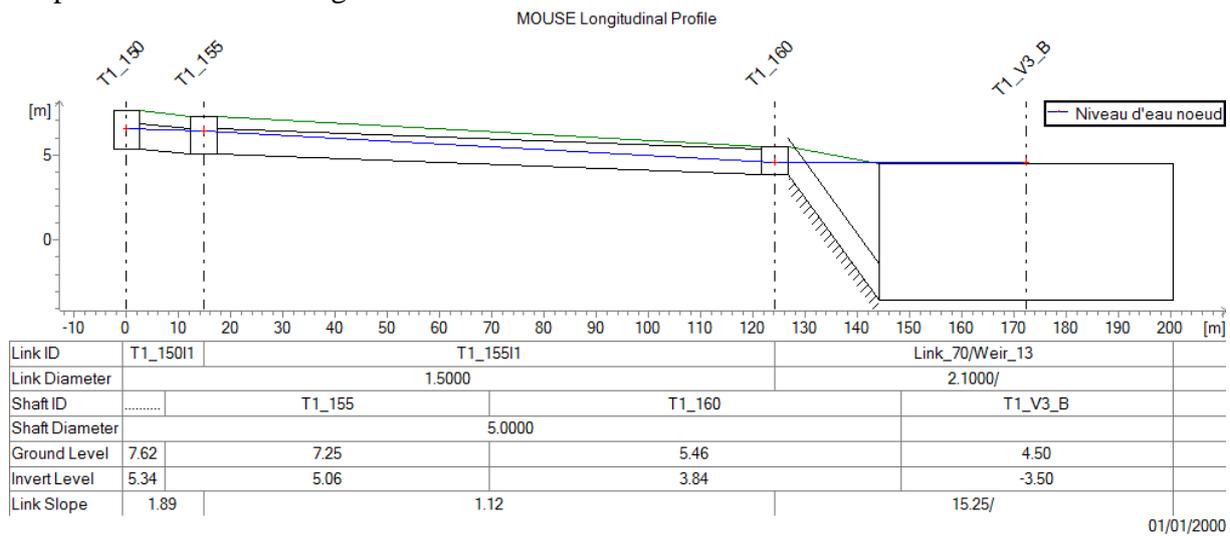
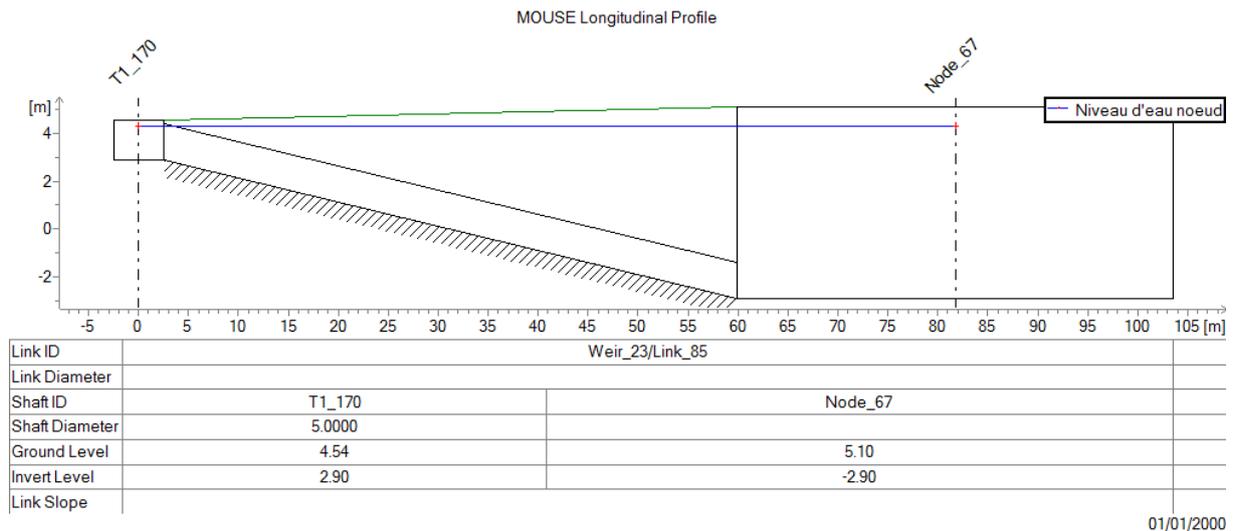


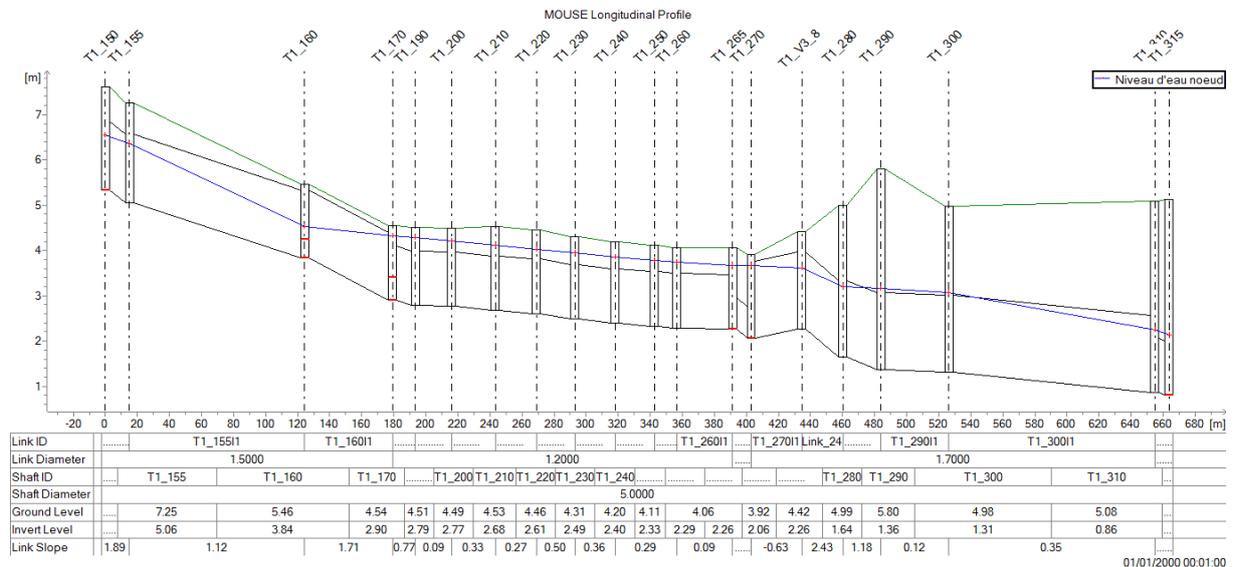
Figure VII.21 : Niveau d'eau max dans le premier bassin projeté (T=20ans)

Nous observons un débordement au niveau du bassin projeté pour une période de retour de 20ans.



**Figure VII.22 :** Niveau d'eau max dans le deuxième bassin projeté (T=20ans)

Ce bassin et pour une période de retour de 20 ans garde son niveau d'eau au niveau normale admissible.



**Figure VII.23 :** Niveau d'eau max dans le collecteur Tripoli (T=20ans)

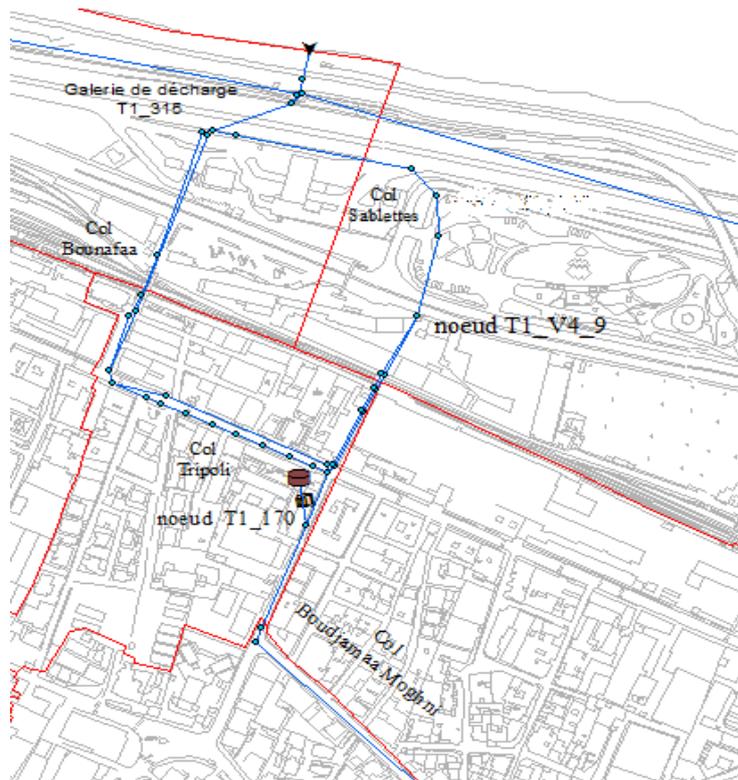
Pour une période de retour de 20ans, nous constatons une mise en charge le long du collecteur Tripoli ainsi pour le collecteur Bounafaa.

**Discussion des résultats**

Contrairement aux variantes précédentes (variantes 1, 2, 3 et 4) l'implémentation de bassin a permis de soulager les collecteurs Moghni et Tripoli pour une période de retour décennale. Cette préconisation ne peut pas faire face à des périodes de retour plus élevées étant donné la simulation du comportement de la variante a montré des mises en charge au niveau de la rue Tripoli.

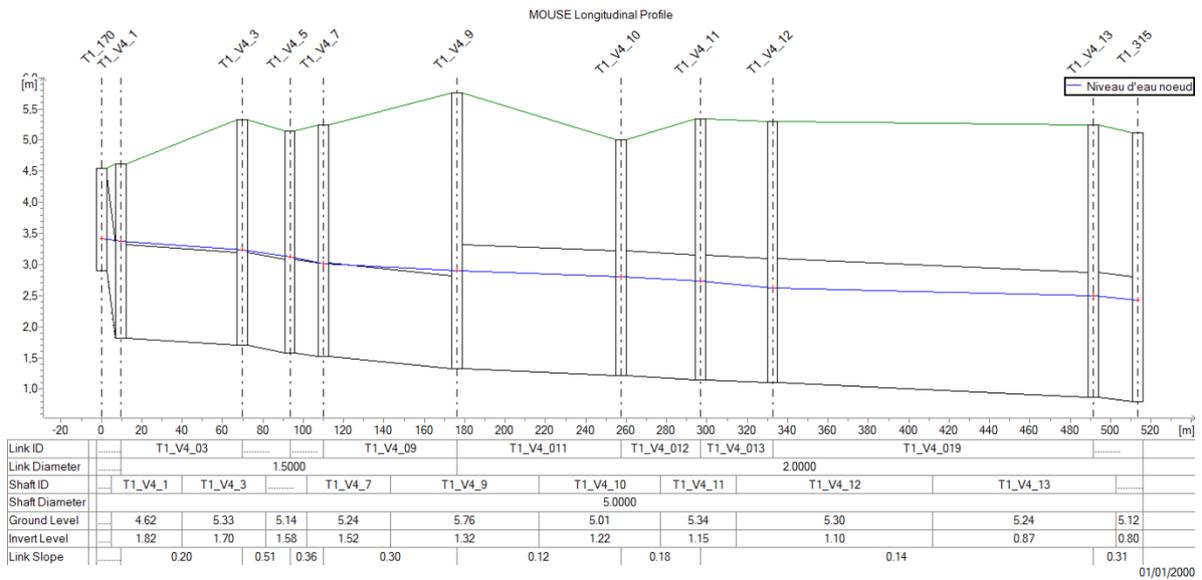
### 3.6. Variante N°6 : Délestage du système d'évacuation du collecteur Tripoli vers la galerie de décharge et le renforcement du collecteur Moghni avec un Bassin de stockage.

Nous avons procédé de la même manière que la variante N°4, de plus le renforcement de collecteur Moghni avec un bassin de stockage de dimension (50m\*50m\*8m) engendrant un volume de 20000m<sup>3</sup>, ce raccordement est fait par le biais d'un déversoir d'orage (niveau de crête = 3,24m, Hauteur = 8m) au niveau du point de raccordement des deux collecteurs Tripoli et Moghni. (Figure VII.24)



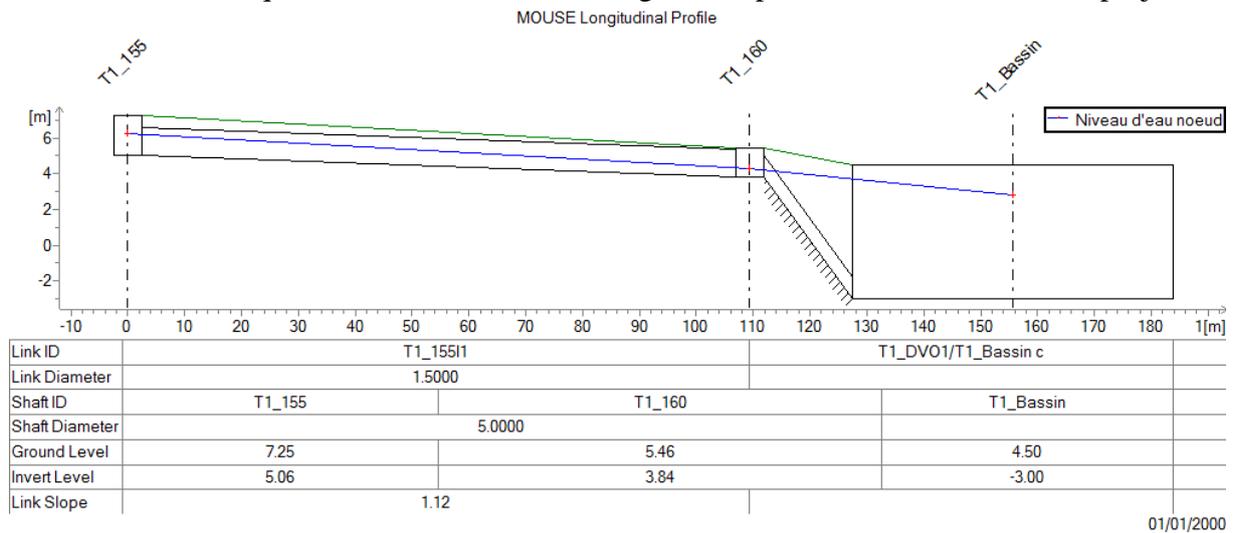
**Figure VII.24 : Tracé de la variante N°06**

Les résultats de simulation de cette variante pour une période de retour décennale et de T=50 ans sont présentés dans un premier temps sous forme de profil en long qui montre le niveau d'eau max dans les collecteurs (Figures VII.25.... VII.30). Ensuite, sous forme de cartes indiquant les nœuds à risque de débordement (plan N° 11, plan N° 12).



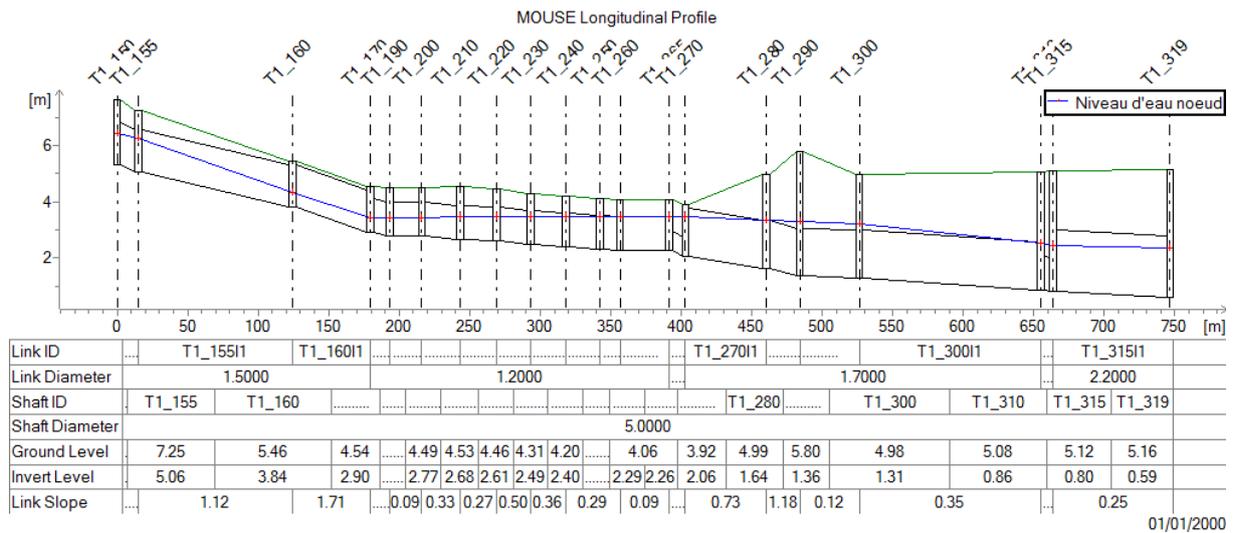
**Figure VII.25 :** Niveau d'eau max dans le collecteur projeté Sablettes (T=10ans)

Nous remarquons une faible mise en charge sur la partie amont du collecteur projeté.



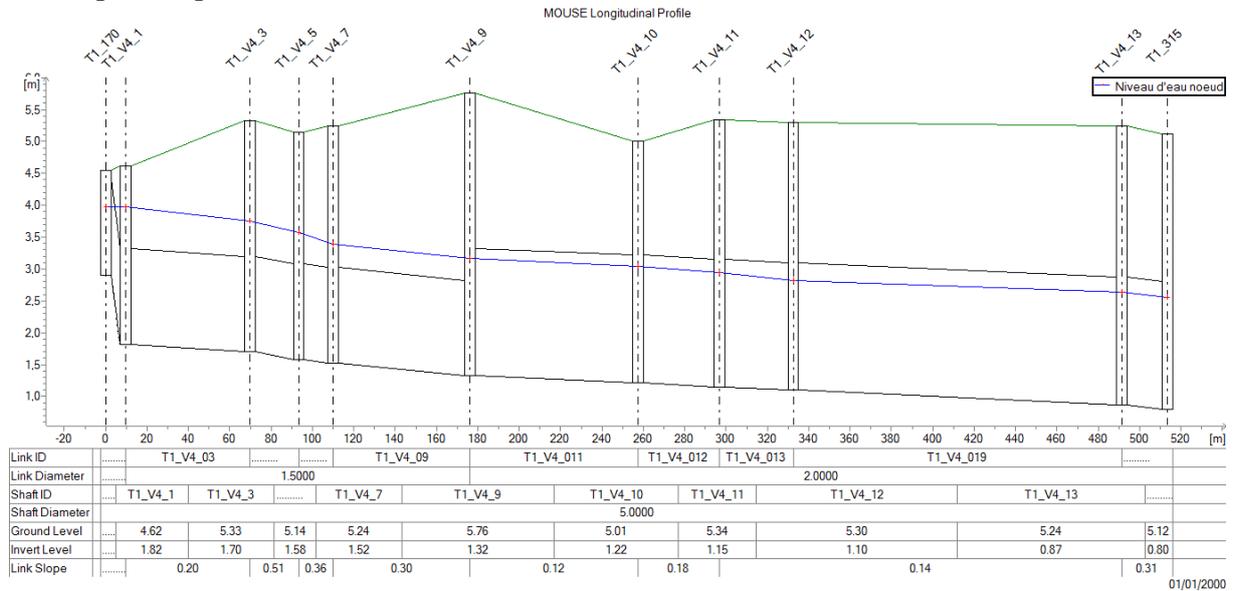
**Figure VII.26 :** Niveau d'eau max dans le bassin projeté (T=10ans)

Pour une période de retour décennale et sur le bassin projeté nous remarquons que le niveau d'eau max est dans son niveau admissible.



**Figure VII.27** : Niveau d'eau max dans le collecteur Tripoli (T=10ans)

Nous remarquons une faible mise en charge sur la partie aval du collecteur Tripoli, de même pour la partie amont du collecteur Bounafaa.



**Figure VII.28** : Niveau d'eau max dans le collecteur projeté Sablettes (T=50ans)

Nous remarquons une mise en charge sur la partie amont du collecteur projeté pour une période de retour de 50ans.

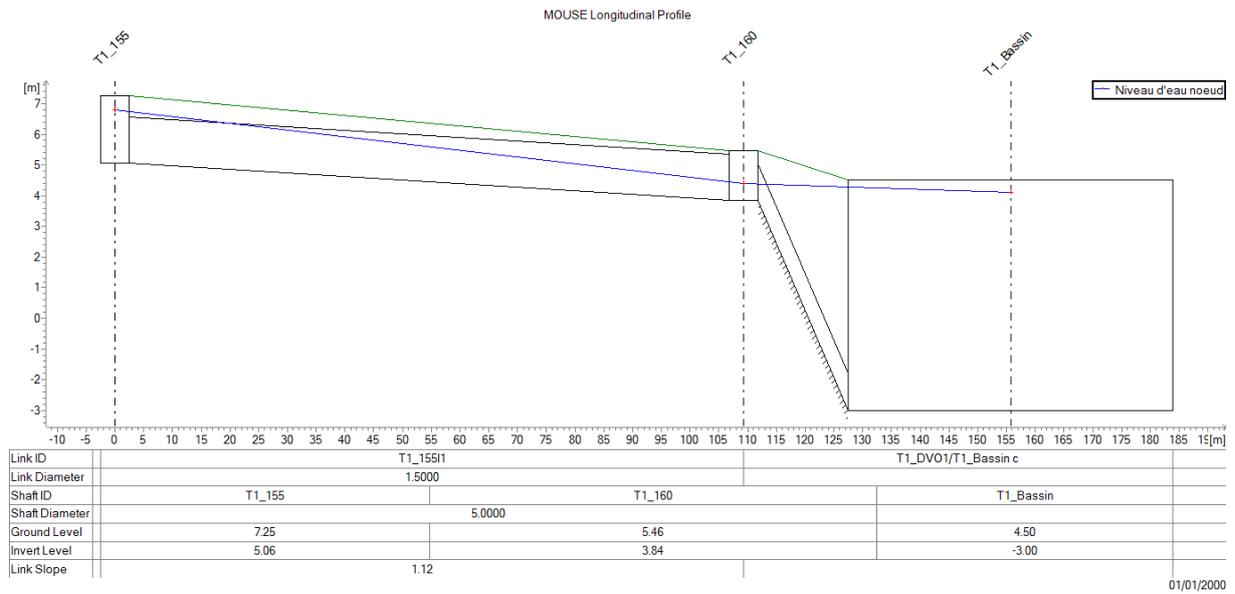


Figure VII.29 : Niveau d'eau max dans le bassin projeté (T=50ans)

Nous constatons que le niveau d'eau max est dans sa limite pour une période de retour de 50ans.

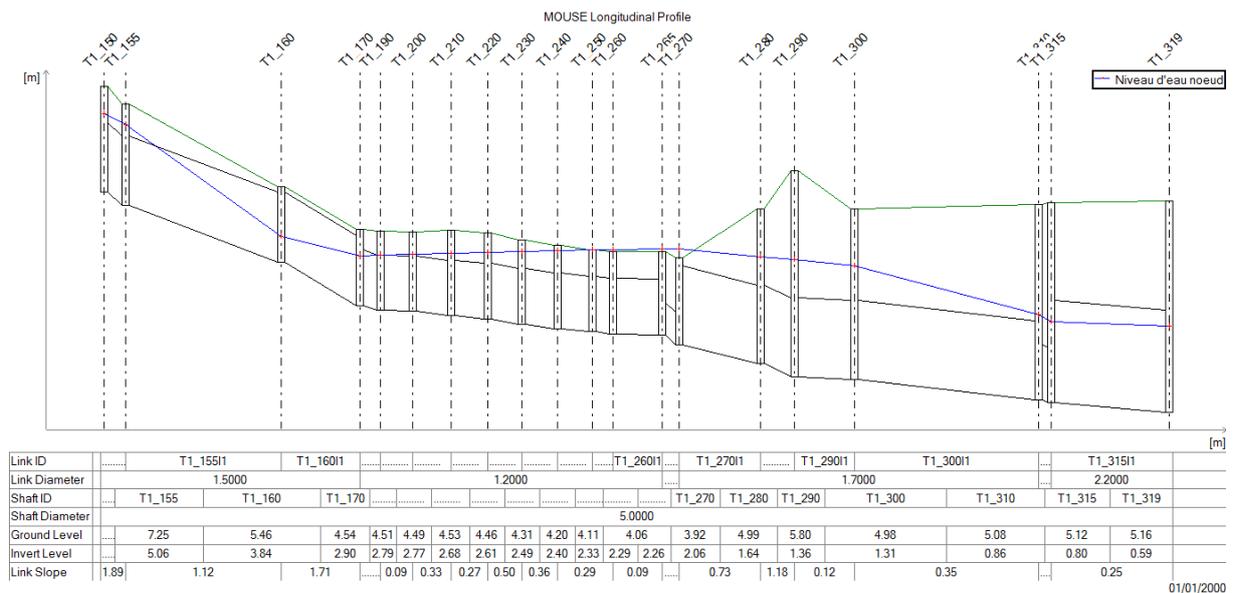


Figure VII.30 : Niveau d'eau max dans le collecteur Tripoli (T=50ans)

Nous constatons une mise en charge sur la partie amont du collecteur Tripoli avec un débordement au niveau de la partie aval, et une mise en charge sur la partie amont du collecteur Bounafaa.

**Discussion des résultats**

L'implémentation d'un bassin de stockage et le renforcement du collecteur Tripoli par un deuxième collecteur a permis de soulager le réseau en question pour une période de retour de 50ans, cette solution ne peut pas faire face à une période de retour plus élevée.

#### **4. Variantes retenues**

La modélisation de l'ensemble des propositions nous a permis de vérifier l'impact de chaque variante sur le fonctionnement global du système. Parmi les propositions faites, deux variantes ont été retenues, il s'agit des variantes N°5 et N°6 qui correspondent respectivement à la réalisation de deux bassins de stockage et la déviation du collecteur Moghni en plus d'un bassin de stockage.

#### **5. Conclusion**

Nous avons présenté dans ce chapitre une multitude de variantes pouvant conduire à diminuer le risque d'inondation de la zone d'étude. La simulation du fonctionnement de chaque variante a permis de vérifier leurs efficacités hydrauliques.

Parmi les aménagements proposés, deux variantes semblent être réalistes. L'étude de faisabilité de ces deux variantes sera développée aux projets de master.

## **CONCLUSION GENERALE**

---

Le présent travail a eu comme objectif d'établir un diagnostic hydraulique du système d'assainissement drainant le bassin d'Hussein Dey et ce, en se basant sur la modélisation qui permet la simulation du fonctionnement du réseau en temps de pluie. Cette démarche nous a permis d'identifier dans un premier temps les insuffisances du système et les zones à risque de débordement afin de pouvoir étudier par la suite, la pertinence des aménagements proposés.

Les résultats de simulation de l'état actuel du réseau structurant de la zone d'étude, ont montré une insuffisance flagrante en termes de capacité hydraulique, ce qui confirme l'origine des inondations constatées.

Cette mise en évidence du sous-dimensionnement du réseau nécessite le renforcement de la capacité d'évacuation du système d'assainissement existant. Néanmoins, la topographie de la zone constitue une contrainte majeure en raison de la faible dénivelée entre la rue Tripoli (aval du bassin) et l'exutoire du réseau d'évacuation (mer). De plus, la forte urbanisation ainsi que la réalisation de la ligne de Tramway le long de la rue Tripoli rend impossible d'augmenter la capacité d'évacuation des collecteurs longeant cette rue.

Devant cette situation, nous avons étudié six possibilités (variantes) tout en prenant en considération la complexité de la zone d'étude (faibles pentes, forte urbanisation.....). L'ensemble des aménagements proposés consistent à décharger les intercepteurs de la rue Tripoli tout en les conservant. L'impact de chaque variante sur le fonctionnement global du système a été modélisé.

La modélisation constitue donc, un outil efficace avec lequel il est possible d'établir un diagnostic hydraulique des réseaux d'assainissement à travers la simulation de leur fonctionnement en temps de pluie, et surtout vérifier l'efficacité hydraulique des travaux à réaliser.

Pour notre projet, nous avons utilisé le logiciel MIKE URBAN qui offre la possibilité d'utiliser différents modèles hydrologiques et résout les équations complètes de Saint Venant. Le modèle utilisé a été calé et validé dans le cadre du projet d'actualisation du schéma directeur d'assainissement de la wilaya d'Alger.

La modélisation du réseau structurant de la zone basse d'Hussein Dey nous a permis de mettre en évidence les zones vulnérables au risque d'inondation. Sur la base de ces constats, nous avons étudié différents scénarios visant à renforcer la capacité d'évacuation du réseau. Parmi les six variantes proposées, deux semblent être réalistes vue qu'elles donnent des résultats satisfaisants. La première consiste à réaliser deux bassins de stockage à proximité de la rue Tripoli (Près de la mosquée) tandis que la deuxième consiste à décharger les collecteurs Tripoli à travers la réalisation d'un bassin de stockage en plus de l'évacuation des eaux provenant du collecteur Boudjemaa Moghni vers la galerie de décharge du collecteur Bounafaa.

L'étude d'exécution de la première variante sera développée en détail dans le projet de Master par Mlle BOUKEBOUCHE Ilham. De même, L'étude d'exécution de la deuxième variante sera développée en détail dans le projet de Master par Mlle OUREBZANI Asma.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

---

- BERTRAND, J & KRAJEWSKI, L. (2006). «Cours d'Hydrologie Urbaine : Modélisation des écoulements en réseau d'assainissement». Ecole Nationale de Génie de l'Eau et de l'Environnement de STRASBOURG (ENGEES), 44 pages.
- BRIERE, F. (2012) « Distribution et collecte des eaux ». Presses internationales polytechniques, Montréal.
- CARLIER, M. (1986). « Hydraulique générale et appliquée ». Edition Eyrolles 1986, 655 pages.
- CHAPONNIERE, A. (2005) « Fonctionnement hydrologique d'un bassin versant montagneux semi-aride - Cas du bassin versant du Rehraya (Haut Atlas marocain) ». Centre d'Etudes Spatiales de la Biosphères, Institut nationale Agronomique Paris-Grignon.
- DHI (Danish Hydraulic Institut). (1997). « User Manual and Tutorial Water Environ Hoersholm », Danemark.
- EL ABBOUDI, N. (2000). «Mémoire de modélisation des écoulements en charge ». Université du Québec.
- GIRARD, M. & WALTER, C & REMY, J & BERTHELIN, J & MOREL, J. (2011) « Sols et environnement - 2e édition - Cours, exercices et études de cas », Paris.
- GOMELLA.C, GUERREE.H. (1986). « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1) ».
- HINGRAY, B, PICOUET C. & MUSY, A. (2009) , «Hydrologie : une science pour l'ingénieur ». Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne.
- MATHEVET, T. (2005). « Quels modelés pluie-débit globaux au pas de temps horaire? Développements empiriques et intercomparaison de modèles sur un large échantillon de bassins versants ». Université Pierre et Marie Curie (UPMC), Paris.
- PECH, P. (1998). « Géomorphologie dynamique : L'érosion à la surface des continents ». Paris.
- RIVARD, G. (1998). « Gestion des eaux pluviales en milieu urbain – Concepts et applications ». , Alias communication design. Québec.
- SALAH.B. (1993). « Cours d'assainissement », Ecole nationale supérieure de l'hydraulique, BLIDA.
- VAZQUEZ, J. (2013). « Hydrologie et hydraulique Urbaine en réseau d'assainissement ».Ecole Nationale de Génie de l'Eau et de l'Environnement de STRASBOURG (ENGEES).
- ZUG, A & VAZQUEZ, J. (2006). « Cours de 3ème année modélisation des réseaux d'assainissement concepts approches et étapes », Ecole Nationale de Génie de l'Eau et de l'Environnement de STRASBOURG (ENGEES).

### Webographie

<https://ec.gc.ca/eau-water/default.asp?lang=Fr&n=72FDC156-1>

ENVIRONNEMENT CANADA (2013) « La réduction des dommages ». [Consulté le 20 mars 2016].

<http://echo2.epfl.ch/e-drologie/>

MUSY, A (2005) « Hydrologie appliquée ». [Consulté le 20 mars 2016].

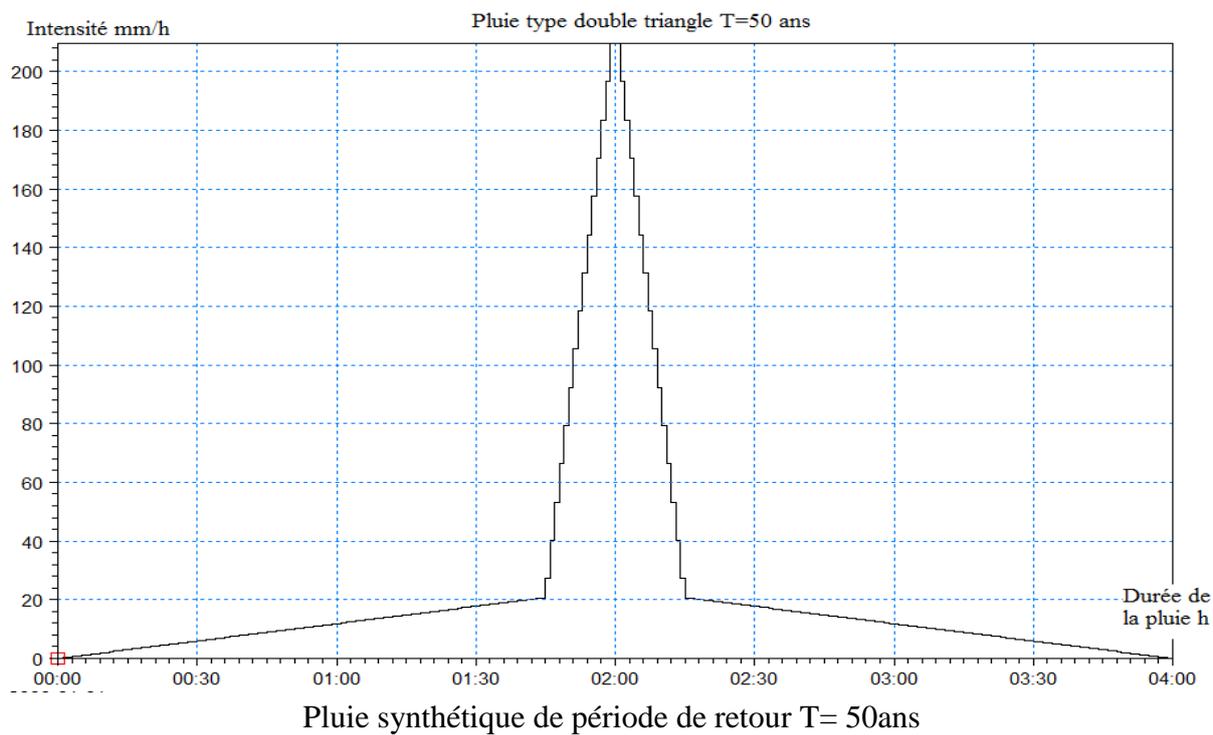
<https://sites.google.com/site/hydrometeogm/documentation/ruissellement/>

SAULNIER, G. (2012) « Ruissellement Hortonien et Hewletien ». [Consulté, le 19 mars 2016].

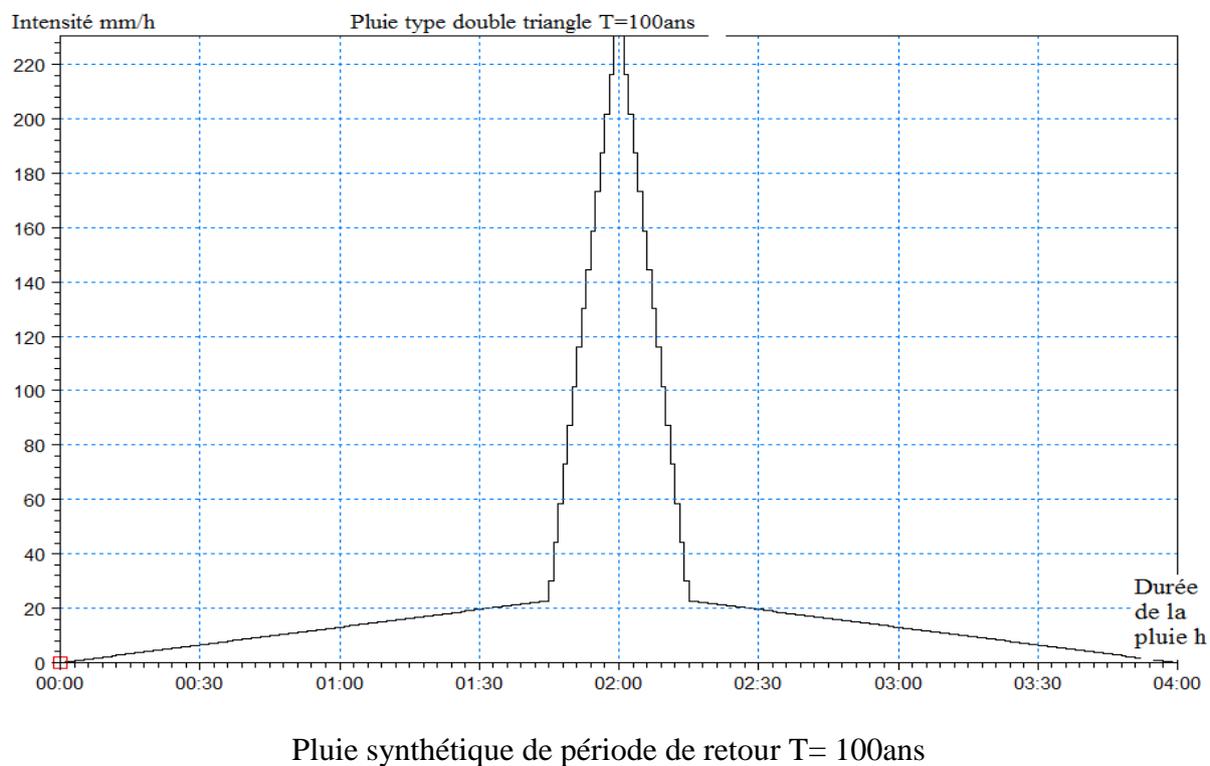
# **ANNEXES**

---

## Annexe I : Pluies synthétiques utilisées



$$I_{max} = 230\text{mm/h.}$$



$$I_{max} = 230\text{ mm/h.}$$