

RÉPUBLIQUE ALGERIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE D'HYDRAULIQUE - ARBAOUI Abdelah -

DEPARTEMENT GENIE DE L'EAU

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat en Hydraulique

Option : Conception des Systèmes d'Assainissement

THEME :

**DIAGNOSTIC ET CONCEPTION DU RESEAU
D'ASSAINISSEMENT DE LA VILLE DE NAAMA
(W.NAAMA)**

Présenté par :

M^{lle} : ATBA Wissame

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

Nom et Prénom	Grade	Qualité
M^{me} : H.MEDDI	M.C.B	Présidente
M^{me} : S.HOULI	M.A.A	Examinatrice
M^r : A.RASSOUL	M.C.B	Examineur
M^{me} : A. KAHLERRAS	M.A.A	Examinatrice
M^r : I. ZAIBEK	M.A.B	Examineur
M^r : B.SALAH	Professeur	Promoteur

Septembre 2013

Dédicace :

L'aboutissement de ce mémoire qui représente cinq longues et dures années d'éloignement et de dépaysement au sein de l'école nationale supérieure de l'hydraulique , a été encouragé par des personnes chères à mon cœur qui ont tout fait pour rendre mes jours meilleurs et à qui je souhaite dédier ce travail, je tiens donc à exprimer ma sincère gratitude à :

La prunelle de mes yeux, ma source de bonheur et de fierté mes parents papa Ahmed et mama Fatika ;

Mon frère et mes sœurs les plus tendres et gentils du monde : Mohamed, Karima, Zana, Farida, Naima, Mariem, et Mouna.

Les plus douces poupées de ma planète mes nièces, et mes adorables héros mes neveux.

Mes beaux frères qui m'ont beaucoup encouragé.

Mon meilleur et loyal ami Billal qui a été toujours présent pour moi.

Mon promoteur Mr B. SALAH qui ma aidé et soutenu pour accomplir ce travail.

La famille NEMOURA, et ATBA spécialement à mon oncle préféré Bakar.

Mes amies : Mouna, Aicha, Aicha, Sarah, Bouhra, Hadjer, et mes amis de la cité cinq et de l'école supérieure de l'hydraulique.

Toute la famille GARDUMI et HAMDANI ou j'ai été toujours la bien venu.

Tous les membres de l'association algérienne de promotion de la citoyenneté et les droits de l'homme.

"A Tout ceux et celle qui ont cru en moi m'ont aidé ne serait ce que par un sourire sincère."

Remerciement :

Je remercie en premier lieu Allah le tout puissant de m'avoir guidé, protégé, et donné la force et le courage de toujours aller de l'avant et de mener à terme cet humble travail,

Je tiens à remercier du plus profond de mon cœur les êtres les plus chers qui soient sur terre papa Ahmed et mama Fatiha qui ont toujours fait confiance en moi et mon soutenu toute ma vie, ainsi que mon frère et sœurs pour leur soutien matériel et moral aussi la charge qu'ils ont due supporter avec moi.

Aussi un vif remerciement a mon promoteur Mr B. SALAH de m'avoir guidé avec ses conseils infailibles, encouragé, et le temps précieux qu'il m'a accordé.

J'exprime ma profonde gratitude à M^{lle} JALLOULI pour toutes les données qu'elle a mises à ma disposition.

Je remercie vivement tous les enseignants qui ont contribué à ma formation du primaire à l'université.

Je remercie les membres du jury qui m'ont fait l'honneur de juger ce travail.

ملخص

الهدف من هذه الأطروحة هو استخراج الأمور الغير سوية من ناحية التطهير على مستوى قنوات صرف المياه بمدينة النعامة، وهذا حتى تتمكن من إجراء عملية التهيئة و توسيع شبكة صرف المياه القدرة و مياه الأمطار. لبلوغ هذا الغرض قمنا كمرحلة أولية بتشخيص شبكة التطهير الموجودة، ثم اقتراح شبكة جديدة و منشآت أخرى خاصة تتماشى مع المتطلبات المستقبلية للمنطقة.

RESUME :

Objectif de la thèse est d'extraire des anomalies en terme d'assainissement au niveau des réseaux d'évacuation d'eau à la ville de NAAMA, et c'est ainsi que nous pouvons tenir le processus d'initialisation et d'attendre le réseau d'eau usées et pluviales.

Pour atteindre ce but, nous avons fait comme étape préliminaire un diagnostic du réseau d'essai existant. Puis proposer un nouveau réseau et autre aménagements particuliers en conformité avec les exigences d'avenir de la région.

ABSTRACT:

Aim of the is to extract anomalies interns of t cleansing water cannels in NAAMA and this u so that we can hold the initialization processes and expend the net work of exchange dirty water and rain water.

To achieve this purpose, we have a preliminary stage diagnosis of existing sewerage net work, and then propose a new net work and other facilities especially in line with the requirements of the future for the region.

Table des matières

Introduction Générale

Chapitre 1 :Présentation de la zone d'étude.

1.1.Introduction	1
1.2.Situation Géographique	18
1.3.Données naturelles du site.....	19
1.3.1.Situation Topographique.....	19
1.3.2.Analyse géologique	20
1.3.3.Séismicité	20
1.3.4.Géotechnique	20
1.3.5. Situation climatique	21
1.4.Situation démographique	23
1.5.Situation hydraulique.....	23
1.5.1.Alimentation en eau potable :	23
1.5.2.Assainissement.....	24
1.6.Conclusion	25

Chapitre 2: Diagnostic du réseau d'évacuation.

2.1. Introduction.....	27
2.2.Aperçu du réseau d'assainissement existant	27
2.2.1. Etat de rejets	27
2.2.2- Etat des tampons	29
2.2.3- Les collecteurs d'évacuation	30
2.2.4. Les ouvrages spéciaux	31
2.2.4.1. Etat de bouches d'égout	31
2.2.4.2. Etat des regards.....	32
2.2.4.3. Les déversoirs d'orage.....	32
2.3.Les causes de dégradation de notre système d'assainissement.....	32
2.3.1. Causes liées au milieu environnant des canalisations	33
2.3.2. Causes liées à la quantité et la qualité de l'effluent transporté	34
2.3.3. Les causes liées à la construction initiale du réseau	34

2.4. Constatations	35
2.5. Conclusion	35

Chapitre 3: Etude hydrologique.

3.1. Introduction.....	36
3.2. Analyse des averses.....	37
3.3. Période de retour	38
3.4. Etude des précipitations maximales journalières	38
3.5. Homogénéité de notre série pluviométrique	40
3.6. Analyse statistique des pluies maximales journalières.....	41
3.6.1. Ajustement à la loi de Galton.....	42
3.6.2. Ajustement à la loi de Gumbel	43
3.6.3. La loi GEV (distribution des valeurs extrêmes généralisées)	44
3.6.4. Test d'adéquation (test de Pearson).....	45
3.6.5- Qualité de l'ajustement :.....	46
3.7. Pluies de courte durée	46
3.8. Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI	49
3.9. Conclusion	50

Chapitre 4: Calcul de base du réseau d'évacuation.

4.1. Introduction.....	52
4.2. Situation démographique.....	52
4.3. Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires	53
4.4. Différents Systèmes D'évacuation	53
4.4.1. Système unitaire.....	53
4.4.2. Système séparatif.....	54
4.4.3. Système pseudo séparatif	55
4.4.4. Système non collectif	56
4.5. Choix du système d'assainissement.....	57
4.6. Définition d'un schéma d'évacuation	57
4.6.1. Schéma perpendiculaire au cours d'eau	57
4.6.2- schéma par déplacement latéral :	58
4.6.3- schéma à collecteur transversal ou oblique :	58
4.6.4. schéma à collecteur étagé.....	59
4.6.5. schéma type radial	59

4.7. Choix du schéma du réseau d'évacuation.....	59
4.8. Choix du coefficient de ruissellement	60
4.8.2. Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	60
4.8.3. Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces.....	61
4.9. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin	61
4.9.1. Coefficient de ruissellement pondéré.....	62
4.10. Conclusion	63

Chapitre 5: Dimensionnement du réseau d'assainissement.

5.1. Introduction.....	65
5.2. Principe du tracé du réseau d'évacuation.....	65
5.3. Origine et nature des eaux usées à évacuer	65
5.3.1. Les eaux pluviales.....	65
5.3.2. Les eaux usées domestiques	65
5.3.3. Les eaux usées des services publics	66
5.3.4. Eaux usées d'équipements.....	66
5.3.5. Les eaux usées parasites	66
5.4. Estimation des débits d'eaux usées	66
5.4.1. Estimation des débits d'eaux usées domestiques	66
5.4.1.1.Évaluation du débit moyen journalier d'eaux usées domestiques.....	67
5.4.1.2-Évaluation du débit de pointe :.....	67
5.5. Évaluation du débit d'eau pluviale.....	69
5.5.1. Choix de la méthode de calcul	70
5.5.2. La méthode rationnelle	70
5.5.2.1. hypothèses de la méthode rationnelle	70
5.5.2.2. Validité de la méthode rationnelle.....	70
5.5.3. Application de la méthode rationnelle	71
5.5.3.1. Temps de concentration	71
5.5.3.2. Coefficient de correction minorateur (α):.....	71
5.6. Détermination des pentes équivalentes	72
5.7. Calcul hydraulique du réseau d'assainissement	72
5.7.1. Mode de calcul	73
5.7.2. Les contraintes trouvées lors de dimensionnement.....	75
5.8. Conclusion	75

Chapitre 6: Eléments constitutifs du réseau d'assainissement.

6.1. Introduction.....	77
6.2. Les ouvrages principaux	77
6.2.1. Collecteurs.....	77
6.2.2. Type de canalisation utilisé	77
6.2.2.1. Conduites en béton	78
6.2.2.2. Conduites en PEHD.....	78
6.2.3. Différentes actions supportées par la conduite.....	78
6.3. Ouvrages annexes	79
6.3.1. Ouvrages normaux.....	79
6.3.1.1. Branchements	79
6.3.1.2. Ouvrages des surfaces.....	79
6.3.1.3. Ouvrages d'accès au réseau (les regards)	80
6.3.2. Ouvrages spéciaux.....	82
6.3.2.1. Déversoirs d'orage	82
6.3.2.1.1. Contraintes influençant le fonctionnement des déversoirs d'orage	82
6.3.2.1.2. Types des déversoirs	83
6.3.2.1.2. Principe de dimensionnement:.....	86
6.3.2.2-Bassin de retenue d'eau pluviale :	89
6.3.2.2.1-Soin particulier lors de la conception et l'exploitation :	90
6.3.2.2.1- Méthode pratique de calcul :	90
6.4. Conclusion	91

Chapitre 7: Organisation du chantier.

7.1-Introduction	94
7.2-Les informations sur les réseaux publics existants :	94
7.3- Exécution des travaux	94
7.3.1. Vérification, manutention des canalisations.....	94
7.3.1. a-Chargement et transport :	94
7.3.1. b-déchargement :	95
7.3.1. c-stockage :	95
7.3.3-Emplacement des jalons des piquets (piquetage)	95
7.3.4- L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées :	95
7.3.5-Aménagement du lit de sable :	97
7.3.6-Mise en place des canalisations :	98

7.3.7-Exécution des déversoirs d'orage :	98
7.3.8- Remblaiement et compactage de la tranchée :	98
7.4-Planification des travaux :	99
7.4.1-Techniques de la planification :	99
7.4.1.1-Définition du réseau :	99
7.4.1.2- Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :	100
7.4.2-Les étapes de la planification :	100
7.4.3-Les paramètres de la méthode C.P.M :	101
7.5-Conclusion.....	103

Conclusion générale

<i>Liste des figures</i>	Page
<i>Figure 1.1 : plan de situation de la ville de Naâma</i>	2
<i>Figure 1.2 : Précipitation moyennes annuelles à la station de Mécheria (1970_2001)</i>	5
<i>Figure 1.3 : Bassin d'aération de la step de Naâma</i>	7
<i>Figure 1.4 : Problèmes d'inondation et dépôts dans le réseau d'assainissement de Naâma</i>	8
<i>Figure 2.1 : Etat de la station de relevage</i>	11
<i>Figure 2.1 : Bassin revêtu en feuilles de plastique</i>	11
<i>Figure 2.3 : Etat des tampons</i>	12
<i>Figure 2.4 : Les anomalies observées au niveau de notre réseau</i>	13
<i>Figure 2.5 : Etat des bouches d'égout</i>	13
<i>Figure2.6 : Etat des regards</i>	14
<i>Figure3.1 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi Galton</i>	25
<i>Figure3.2 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi Normal</i>	26
<i>Figure 3.3 : Représentation graphique de l'ajustement à la loi GEV</i>	27
<i>Figure 3.4 : Courbe de pluie de courte durée</i>	30
<i>Figure 3.4 : Courbe intensité-durée-fréquence</i>	30
<i>Figure 4.1 : Représentation schématique d'un réseau unitaire</i>	35
<i>Figure 4.2 : Représentation schématique d'un réseau séparatif</i>	36
<i>Figure 4.3 : Représentation schématique d'un réseau pseudo-séparatif</i>	37
<i>Figure 4.4 : Représentation schématique d'un réseau non collectif</i>	39

<i>Figure 4.5 : Schéma perpendiculaire</i>	39
<i>Figure 4.6 : Schéma à déplacement latéral</i>	40
<i>Figure 4.7: Schéma à collecteur transversal ou oblique</i>	40
<i>Figure 4.8 : Schéma à collecteur étagé</i>	40
<i>Figure 4.9 : schéma type radial</i>	58
<i>Figure 6.1 : Point de raccordement avec inclinaison</i>	59
<i>Figure 6.2 : Bouche d'égout à absorption par le haut</i>	59
<i>Figure 6.3 : Bouche d'égout à absorption parle coté latéral</i>	60
<i>Figure 6.4 : Regard simple</i>	61
<i>Figure 6.5 : Schéma de principe de Déversoir d'orage</i>	62
<i>Figure 6.6 : Exemple d'un Déversoir d'orage à trou</i>	62
<i>Figure 6.7 : Exemple d'un Déversoir d'orage à ouverture de radier</i>	63
<i>Figure 6.8 : Exemple d'un Déversoir d'orage à seuil simple</i>	63
<i>Figure6.9 : Exemple d'un Déversoir d'orage à seuil double</i>	64
<i>Figure 6.10 : Exemple d'un Déversoir d'orage à seuil frontal</i>	64
<i>Figure 6.11 : Exemple d'un Déversoir d'orage à seuil bas</i>	65
<i>Figure 6.12 : Exemple d'un Déversoir d'orage à seuil haut</i>	65
<i>Figure 6.13 : Exemple d'un bassin de retenue sec dans une cuvette naturelle</i>	68
<i>Figure7 .1 : Le pipelayers</i>	75

<h1>Liste des tableaux</h1>	PAGE
<i>Tableau 1.1 : les températures moyennes (°C)</i>	4
<i>Tableau 1.2 : des moyennes mensuelles de l'humidité relative (%)</i>	4
<i>Tableau 1.3 : la vitesse, et parcours de l'énergie du vent dans la région</i>	5
<i>Tableau 2.1 : Rapport d'analyse physico-chimique</i>	10
<i>Tableau 2.2 : état actuel de quelque regard inspecté.</i>	14
<i>Tableau 3-1 : Identification de la station de Méchéria</i>	20
<i>Tableau 3.2 : Précipitations maximales journalières (Station de Méchéria)</i>	21
<i>Tableau 3.3: Les paramètres statistiques</i>	22
<i>Tableau 3.4 : Test de Wilcoxon</i>	23
<i>Tableau 3.5 : résultats d'ajustement à la loi de Galton</i>	24
<i>Tableau 3.6 : résultats d'ajustement à la loi de Gumbel</i>	26
<i>Tableau 3.7 : résultats d'ajustement à la loi de GEV</i>	27
<i>Tableau 3.8 : Le test de χ^2</i>	28
<i>Tableau 3.8 : Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour T</i>	29
<i>Tableau 4.1 : Répartition de la population à différents horizons de calcul</i>	34
<i>Tableau 4.2: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation</i>	42
<i>Tableau 4.3 : Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée</i>	42
<i>Tableau 4.4 : l'estimation de coefficient de ruissellement et le nombre d'habitant des surfaces élémentaires</i>	44
<i>Tableau 5.1 : Évaluation des débits d'eaux usées des équipements.</i>	48
<i>Tableau 5.3 : Calcul du débit total pour chaque sous bassin</i>	49

<i>Tableau 5.4 : Calcul de la pente équivalente</i>	<i>52</i>
<i>Tableau 6.1 : contraintes influençant le fonctionnement des déversoirs d'orage</i>	<i>61</i>
<i>Tableau 6.2 : dimensionnement des déversoirs d'orage frontaux projetés.</i>	<i>67</i>
<i>Tableau 7.1 : Détermination des délais</i>	<i>79</i>

Liste des planches

Planche N°1 : Plan de l'ancien réseau d'assainissement de la ville de NAAMA (W.NAAMA).

Planche N°2: Plan du réseau d'assainissement projeté de la ville de NAAMA (W.NAAMA).

Planche N°3 : Profil en long de l'Intercepteur N°1.

Planche N°4 : Les Ouvrages Annexes.

Planche N°5: Plan de bassin de retenue type sec.

Liste des annexes

Annexe N°1 : Coefficient de Manning-strickler (k_s).

Annexe N°2 : Les rapports R_q , R_h , R_v .

Annexe N°3 : Organigramme du programme du dimensionnement.

Annexe N°4 : dimensionnement du réseau d'assainissement.

Annexe N°5 : Evaluation du volume des bassins de retenue.

Introduction générale

Introduction générale :

L'eau est une richesse naturelle précieuse mais fragile et limitée. Indispensable à la vie et à toute activité économique, elle est utilisée pour des usages domestiques, agricoles ou industriels, et la partie rejetée est souvent polluée.

Les conséquences, à court et long terme d'un manque d'efficacité ou de défaillance des systèmes d'assainissement sont connues. Elles touchent à la santé, à l'hygiène et à la qualité du cadre de vie, et elles présentent un maillon indispensable au maintien, voir à la reconquête de la préservation et l'équilibre des milieux naturels.

La commune de Naâma (wilaya de Naâma) a connu ces dernières années une extension considérable dans sa partie ouest (extension est limitée dans la partie nord par la conduite de transfert de gaz et la présence d'une vaste sebkha dans la partie est) et des crues sporadiques et éphémères extrêmement violentes. Cette croissance de population associée à ces menaces naturelles s'accroît avec le problème de platitude de terrain et la sensibilité hydrogéologique de la région (présence des nappes souterraines) cette panoplie de contraintes a engendré une incompatibilité entre l'évolution des habitats et les capacités réelles de son système d'évacuation des eaux usées et pluviales et une inadaptation inquiétante aux conditions environnantes.

Suite à ce déphasage son réseau a subi une vétusté et un sous dimensionnement de ces installations et un vieillissement avancé caractérisé par une typologie d'anomalies de forte ampleur et un niveau de criticité assez élevé.

C'est dans ce cadre que s'inscrit le travail de notre mémoire de fin d'étude qui a pour objectif l'auscultation et le diagnostic du réseau d'assainissement de cette ville, non pour le réhabiliter, mais pour un renouvellement total qui prendra en compte toutes les causes qui ont mis en péril le fonctionnement de l'ancien réseau, et intégré dans notre analyse toutes les informations qui peuvent toucher ou influencer sur la conception ou à la gestion de ce dernier.

Lors de la projection du nouveau réseau nous essayons de regrouper plusieurs disciplines afin de permettre l'optimisation d'efficacité du réseau d'évacuation ainsi la projection des ouvrages qui permettent de maîtriser le flux de ruissellement et réduire la pollution de ces eaux dans un contexte écologique et environnemental qui décline vers une durabilité structurale et fonctionnelle satisfaisante.

CHAPITRE 1 :

PRÉSENTATION DE LA ZONE D'ÉTUDE

Chapitre 1 : Présentation de la zone d'étude.

1.1. Introduction

Dans le domaine d'assainissement la connaissance de la zone d'étude représente un support privilégié de description et d'orientation qui permet l'acquisition des informations sous plusieurs angles et approfondir le rayon de savoir du site afin de bien analyser les différents facteurs qui influent sur la conception du projet et proposer des solutions cohérentes en adéquation avec l'environnement du secteur.

Cela conduit à étudier :

- a- Les données naturelles du site :
 - La pluviométrie de la région
 - La topographie
 - La géologie
- b- Les données relatives à la situation actuelles des agglomérations existantes
 - Nature des agglomérations
 - Importance de l'agglomération
 - Mode d'occupation du sol
- c- Les données relatives au développement futur de l'agglomération
- d- Les données hydrauliques propres à l'assainissement

1.2. Situation Géographique

La commune de Naâma est située à l'est de la wilaya de Naâma dans la Zone « des hauts plaines steppiques ». Jusqu'en 1984, elle faisait partie de la wilaya de Saida, mais après la réorganisation territoriale, Naâma a été promue chef-lieu de wilaya avec un nombre de Douze (12) Communes. D'une superficie de 2670 km². Elle est limitée :

- Au Nord par la commune de Mecheria.
- Au sud par les communes d'Ain Sefra et Tiout et Asla.
- A l'Ouest par la commune d'Ain Benkhellil.
- A l'Est par la commune d'el Bayadh.

Le Chef - lieu de la commune et de wilaya de Naâma se situe à une altitude de 1157 m, à 34 Km au sud de la ville de Mecheria et à 70 Km de la ville d'Ain Sefra. La ville occupe un site caractérisé par sa platitude, sa vaste étendue et sa proximité d'une sebkha posant ainsi des problèmes d'ordre hydraulique et géotechnique. (Figure. 1.1)

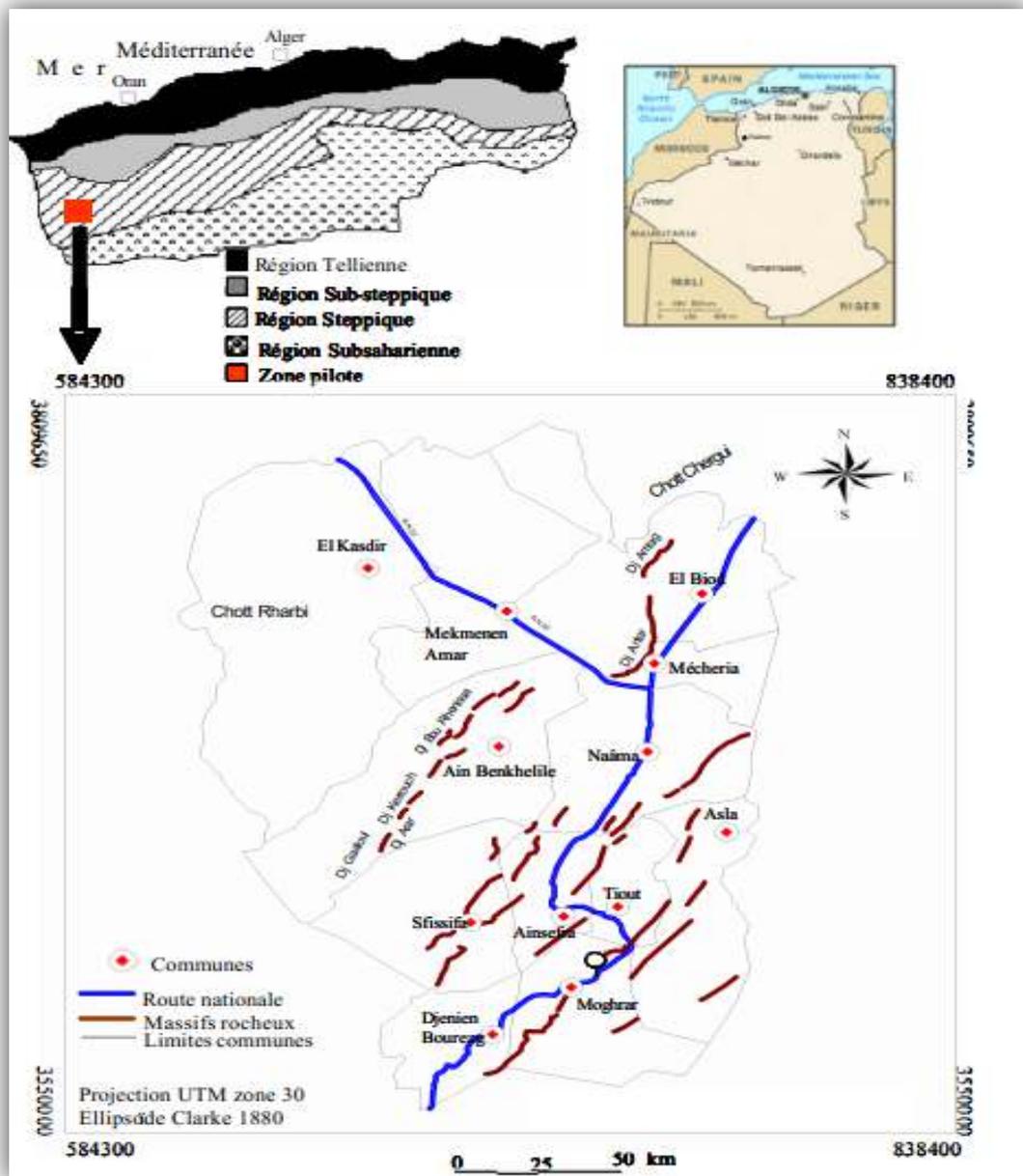


Figure.I.1.Plan de situation de la ville de Naâma

(Source de renseignement : site d'internet)

1.3. Données naturelles du site

1.3.1. Situation Topographique

Le relief de la commune est caractérisé par la prédominance de vastes étendues de plateaux ne présentant aucune déclivité, limités par quelques montagnes d'une altitude moyenne de 1500m dont djebel Mellah (1817 m) et djebel Souiga (1560 m).

Le site se caractérise par la présence d'une sebkha située à 800m d'altitude à l'Est du chef – lieu.

1.3.2. Analyse géologique

Du point de vue géologique, la région est représentée par des séries sédimentaires du quaternaire :

- Alluvions récentes, limons croûtes gypse siliceuses.
- Alluvions dans les vallées et des dépôts de sable.
- Le jurassique inférieur, forme la quasi-totalité des affleurements montagneux.
- Le jurassique moyen marin, marnes, ammonites pyrite uses alternant avec des bancs de calcaire durs, fossiles siliceux par endroit calcaires grasieux.
- Le jurassique inférieur marin, calcaire marne - calcaire et dolomies.

La région de Naâma constitue une cuvette synclinale comprise entre les anticlinaux du Djebel Antar et du Djebel Melah. la zone d'étude peut être représentée schématiquement par une grande cuvette de sédiments jurassiques et crétacés dont les épaisseurs sont considérables et que recouvrent des dépôts continentaux du Miocène et du Pliocène, eux même de fortes puissances. Les formations récentes sont représentées par les alluvions modernes qui occupent la Sebka de Naâma et des formations dunaires principalement autour.

1.3.3. Séismicité

Sur le plan tectonique, la zone des hauts plateaux est en général une zone assez stable et n'est pas considérée comme une zone à risque sismique majeur.

1.3.4. Géotechnique

a- Glissements de terrain :

Le terrain étant presque plat, il n'y a aucun risque de glissement de terrains.

b- Compressibilité :

Les calcaires lacustres n'offrent pas de dispositions à une compressibilité préjudiciable.

c- Gonflement :

Les calcaires lacustres n'offrent pas de dispositions à un gonflement

d- Remontée de la nappe :

Vu la configuration du terrain, il n'y a pas le risque de remontée de nappe phréatique. Ceci dit, toute remontée d'eau, si, exceptionnellement elle venait à se produire sera caractérisée par l'absence de vitesse et des hauteurs de submersion très faibles.

e- Erosion :

L'érosion de ce site peut conduire, d'une manière indirecte, à des dégradations, y compris dans le domaine urbain et celui des infrastructures. Vu la morphologie du terrain.

1.3.5. Situation climatique

La commune est caractérisée par de rudes conditions climatiques avec des hivers très froids et des étés chauds et secs.

Le problème des vents constitue un obstacle majeur avec ses fréquences et ses directions dominantes Ouest et Sud- Ouest

Les vents de sable sont fréquents, soit 150 jours par an. Ce sont des agents d'érosion très actifs qui transportent des quantités énormes de particules (phénomène observé le 18 et 28 juin 1987). Les amplitudes thermiques peuvent atteindre 22°C.

La destruction des sols (en moyenne 20 à 31 jours de gels).

a- La température :

Le tableau suivant indique les moyennes des températures mensuelles. La température moyenne annuelle est de l'ordre de 16.2°C. La température moyenne mensuelle maximum est observée aux mois de Juillet-Aout. La température moyenne mensuelle décroît à partir de ces mois, jusqu'au mois de Janvier où elle atteint sa valeur moyenne minimale (5.40°C). Les températures sont assez élevées en été, tandis qu'en hiver les minimas de températures connaissent des valeurs assez basses.

Tableau.I.1. les températures moyennes (°C)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Année
T(°C) (moyenne annuelle)	5.40	7.80	10.1	13.3	17.5	23.4	28.7	28.6	24.5	17.3	10.9	6.54	16.2

(Source de renseignement : DREE de Naâma)

b- Humidité :

L'humidité de l'air est liée à la pluviosité elle est de 57% en moyenne durant l'année. Cette fluctuation de l'humidité de l'air définit surtout en période sèche.

Tableau.I.2. des moyennes mensuelles de l'humidité relative (%)

Mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Jun	Jul	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec	Année
(%)	72	70	69	66	61	51	35	33	40	52	65	72	57

(Source de renseignement : DREE de Naâma)

c- Le vent :

Les enregistrements de la vitesse instantanée du vent et du parcours de ce dernier par direction sont donnés au tableau suivant.

Tableau.I.3. la vitesse, et parcours de l'énergie du vent dans la région

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Vitesse,m/s	3,29	3,4	3,24	3,33	3,4	3,94	3,88	4,34	4,34	4,14	3,99	3,42	3,73
Direction	N	N,W, SW	NW,S W	W,N W	SW	N,NW	NW,S W	NW,S ,N,W	N,NW ,S	N,NW	N,E,N E	N	
Energie, KW	14	16	13	15	16	23	24	32	33	28	26	16	256

(Source de renseignement : DREE de Naâma)

d- Précipitations :

Les précipitations moyennes annuelles :

On utilise généralement la pluviosité moyenne annuelle pour caractériser la quantité de pluie en un lieu donné. La moyenne annuelle de la pluviométrie pour la période de 1970 à 2001 est de 180.7 mm à Mécheria avec 57 jours de pluie. Les mois de juillet sont les plus secs (4 mm); mars est le mois le plus arrosé (27.7 mm).

Dans cette zone les pluies sont caractérisées par leurs irrégularités spatio-temporelles. Celles-ci sont marquées par l'influence présaharienne et les pluies dépassent rarement les 300 mm par an.

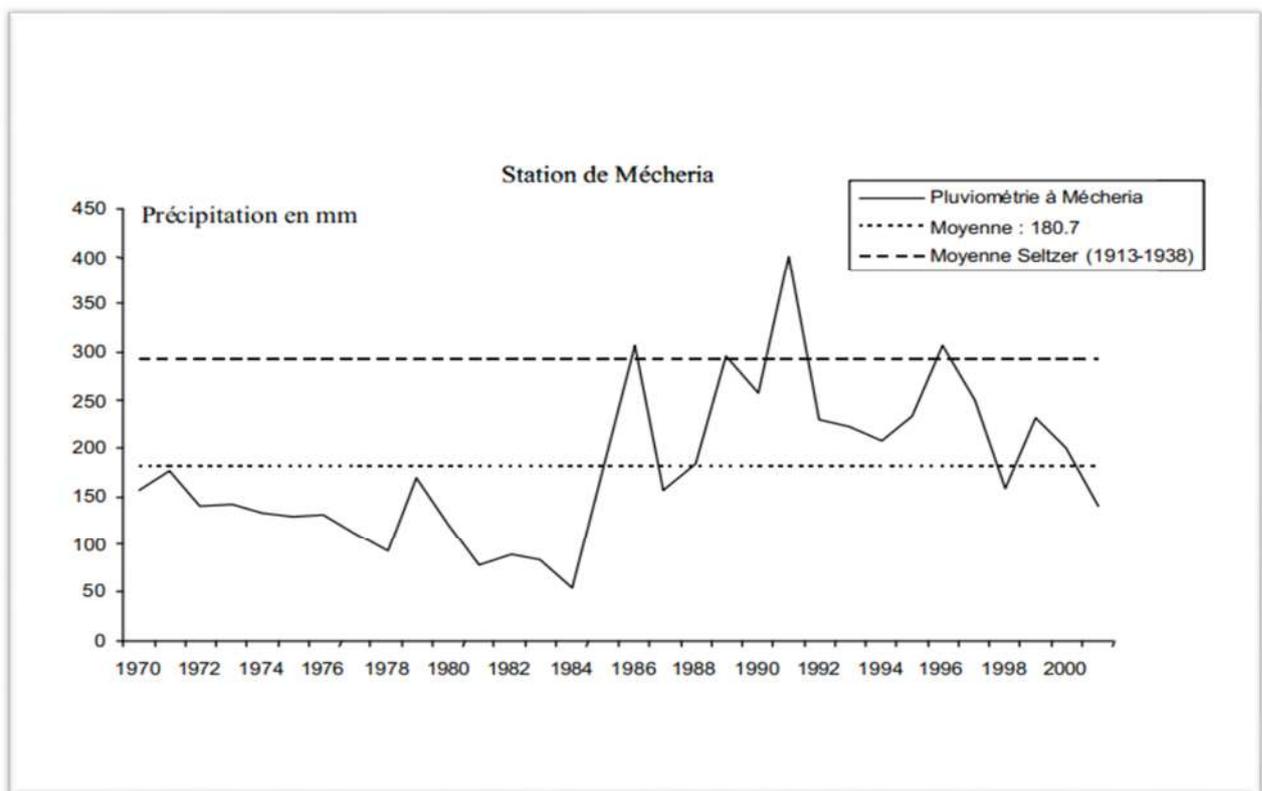


Figure.I.2. Précipitation moyennes annuelles aux stations de mecheria (1970-2001)

1.4.Situation démographique

La population communale accuse une évolution continue par un accroissement rapide au niveau de naissances qui sont généralisées.

Cette croissance est en majeure partie due à l'évolution du nouveau de vie des populations engendrées par une mutation des traditions rurales aux traditions citadine et urbaine ainsi le développement du secteur sanitaire et du niveau de vie.

D'après le recensement qui a été effectué par le service de l'A.P.C de Naâma en 2012, la population communale était 18282 habitants, avec un taux d'accroissement de 2.7 %.

1.5.Situation hydraulique

1.5.1.Alimentation en eau potable :

a- Les ressources en eau actuelles :

Les eaux souterraines de la commune de Naâma sont représentées par les forages et les puits, elles sont destinées à l'alimentation en eau potable des populations, et aux unités d'activités industrielles.

Le contexte litho stratigraphique et structurale mis en place dans la région de Naâma à favoriser la formation d'unités ou systèmes aquifère de divers horizons captés par forages ou autre.

Ces ouvrages dont les profondeurs varient de 20 m à 450 m, touchent principalement les formations perméables du tertiaire pour les puits et les formations du Callovo – Oxfordien.

L'infrastructure hydraulique de la commune est constituée de 09 forages effectués dans le synclinal.

b- Infrastructure de stockage :

Le stockage de l'eau est assuré par six (06) châteaux d'eau de capacité totale 1350 m³ respectivement 2 X 500 m³ à Naâma, 100 m³ Horchaia et 50 m³ Touadjer et deux châteaux d'eau de 2 X 100 m³ non exploités à Naâma.

c- Réseau de distribution :

Le réseau d'alimentation en eau potable est d'une longueur de 30 924 Ml dessert 2 922 abonnés avec un taux de raccordement de 97 %.

Pour les eaux de forages sont d'excellente qualité et ne nécessite que très peu d'opération corrective en hypochlorite de Sodium. Quant au réseau de distribution, il est de type maillé avec des ramifications internes et externes.

1.5.2. Assainissement

Le système d'assainissement de la commune de Naâma est constitué d'un ancien réseau vétuste de type unitaire formé de collecteur, de section circulaire en amiante de ciment avec des diamètres entre $\varnothing 200$ et $\varnothing 400$ mm sur un linéaire de 4 250 Ml.

L'écoulement se fait gravitairement et le réseau existant couvre toute la ville à l'exception des zones d'extensions avec un taux de raccordement de 98 %.

Le collecteur du **rejet01** est de diamètre 400 mm sert à évacuer les eaux usées du *hai el wiam* et *Madani* de la ville de Naâma.

Le collecteur du **rejet02** est en diamètre 400 mm, assure l'évacuation des eaux usées de la partie restante de la ville de Naâma

Le réseau se trouve actuellement en service, à l'exception de quelques collecteurs qui demeurent non opérationnel (partie sud-ouest)

Le rejet de la ville de Naâma se fait vers la station d'épuration par l'intermédiaire d'une petite station de relevage, la station est en services et possède les caractéristiques techniques suivantes :

Procédé: lagunage aéré.

Type des eaux traitées: Eaux usées urbaines.

Capacité: 30 000 éq. /hab.

Débit d'eaux usées traitées par jour: 2 900 m³/jour. Figure(1.3)



Figure.1.3. bassin d'aération de la step de Naâma

(Source de renseignement : ONA Naâma)

Toutefois le problème reste posé surtout face aux difficultés causées par la platitude du terrain et qui pose des problèmes de dépôts et d'inondation et même une dégradation structurelle et fonctionnelle du réseau et qui rend la gestion de ce dernier difficile et délicate d'où la nécessité d'un diagnostic approfondi et une gestion rationnelle et efficace

basée sur des moyens modernes permet une protection contre les crues violentes d'une part et l'évacuation des eaux usées dans les conditions satisfaisantes pour la santé publique. (Figure 1.4)



Photo 1 : inondation de Naâma



Photo 2 : Dépôt dans les canalisations

Figure.1.4. Problèmes d'inondation et dépôts dans le réseau d'assainissement de Naâma

(Source de renseignement : ONA Naâma)

1.6. Conclusion

Dans cette partie nous avons présenté les données de base nécessaires de la zone d'étude qui représentent l'identité de la ville de Naâma servant à l'élaboration du projet d'évacuation des eaux usées et pluviales de notre agglomération. Ces informations recensées permettent de calculer les débits qui serviront pour le dimensionnement du réseau et des ouvrages d'évacuation nécessaires pour un fonctionnement adéquat, fiable et surtout durable qui assure la protection sanitaire de notre agglomération et protège ces milieux récepteurs

CHAPITRE 2 :

DIAGNOSTIC DU SYSTEME D'ÉVACUATION

Chapitre 2 : Diagnostic du système d'évacuation.

2.1. Introduction

Le diagnostic des réseaux d'assainissement est une inspection réalisée in situ sur les différents tronçons et ouvrages d'évacuation. IL permet de quantifier les dégradations, observer les anomalies et les pertes de performance ; c'est une manière de recensement qui permet d'établir une éventuelle corrélation entre l'environnement et la déficience du réseau qui peut être liée :

- Aux terrains (risques géotechniques et hydrogéologiques) ;
- À l'effluent transporté (risques hydrauliques) ;
- À l'ouvrage lui-même (risques structurels) ;
- Au milieu environnant (risques d'impacts).

Donc l'objectif du diagnostic est l'élaboration d'un bilan issu des résultats techniques et financiers qui permet de préconiser une réparation, rénovation, ou remplacement.

2.2.Aperçu du réseau d'assainissement existant

Actuellement, le réseau d'assainissement couvre toute la ville à l'exception des zones d'extension et drain une superficie de 200 ha. Il est de type unitaire formé de collecteurs de diamètres circulaires, variant entre 200 et 400 mm, en amiante ciment avec un taux de raccordement de 98 %.

Ce réseau est constitué par :

- Le collecteur du rejet 1 de diamètre 400 mm et d'une longueur de 770.62m, sert à évacuer les eaux usées du hai El wiam el madani.
- Le collecteur du rejet 2 de diamètre 400 mm et d'une longueur de 577.79m, assure l'évacuation des eaux usées de la partie restante de la ville de Naâma.
- des collecteurs secondaires qui constituent les débouchés des réseaux tertiaires de diamètres variant entre 200 et 300 mm.
- Le réseau se trouve actuellement en service, à l'exception de quelques collecteurs qui demeurent non opérationnels (partie sud- ouest).

2.2.1. Etat de rejets

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales se fait vers une station de lagunage aéré : c'est un traitement biologique principalement aérobie, en cultures libres qui se différencie des boues activées par l'absence de recirculation de la culture bactérienne séparée par décantation avant rejet des eaux traitées.

La station est en service et traite 2900m³/jour d'eaux usées ayant les caractéristiques physico-chimiques suivantes :

Tableau 2.1. Rapport d'analyse physico-chimique

Paramètres	Résultats
Température(C°)	20 ° C
Ph	6.67
DCO (mg/l)	1610
DBO5 (mg/l)	530
Azote (mg/l)	121.5
Phosphore totale (mg/l)	10.74
MES (mg/l)	130
Huile et graisse	absence
Fer (mg/l)	1.25
Plomb (mg/l)	<0.01
Cadmium (mg/l)	<0.01
Zinc (mg/l)	<0.002
Mercure (mg/l)	<0.01
Manganèse (mg/l)	<0.005
Chrome (mg/l)	<0.005
Cuivre (mg/l)	<0.005

(Source de renseignements : DREE de Naâma)

Lors de notre visite nous avons constaté les remarques suivantes :

- La station de relevage :

La station de relèvement comporte une bache de 5m de large et 7.5m de profondeur et loge 3 pompes submersibles et 1 pompe de secours. Elle a subi un débordement lors des dernières crues, des pannes au niveau des pompes, et des usures de matériel. Elle nécessite des appareillages de mesure, des équipements de manutention et des groupes électrogènes de secours. (Voir figure2.1)



Figure.2.1.Etat de la station de relevage.

La station d'épuration s'étend sur une superficie de 6ha et contient 6 bassins revêtus au moyen de feuilles plastiques afin d'assurer une étanchéité et protéger la Sebkhia contre la pollution et préserver l'équilibre bactériologique des cultures contre l'inhibition provoquée par ses sels. (Voir figure2.2)



Figure.2.2.Bassin revêtu en Géo-membrane.

2.2.2- Etat des tampons

Les tampons sont des dispositifs de fermeture et de couronnement souvent fabriqué en fonte ductile, ils doivent comporter un orifice ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout ; suite à notre visite nous avons constaté que la plupart des tampons

sont dans un état dégradé à savoir :

- Des tampons inexistantes ou l'impossibilité de les ouvrir ce qui engendre des dégagements des odeurs.
- Des tampons vétustes et détériorés.
- Absence d'orifice pour le dégagement des gaz.
- Des tampons corrodés par les gaz. (Voir figure 2.3)



Figure.2.3.Etat des tampons

2.2.3- Les collecteurs d'évacuation

Le réseau actuel est formé par des collecteurs dégradés et vétustes caractérisés par une inefficacité hydraulique qui influe une panoplie d'anomalies structurelles et fonctionnelles. Ces défaillances sont liées beaucoup plus aux :

- Problèmes de platitude de terrain qui provoque des dépôts énormes et des débordements fréquents et rend le curage pénible, compliqué et coûteux, et engendre des faibles vitesses d'écoulement favorisant la fermentation et l'attaque agressive des bactéries qui détériorent les parois des collecteurs.
- Des collecteurs qui traversent le Chemin de fer : S56-9 S56-8, T56-49 S56-27.
- Les collecteurs non visitables et de diamètres trop petits (200 à 400 mm) rendant le système d'évacuation invisible et mal entretenu.
- Les emboitements insuffisants, désalignés ou décentrés, et la dislocation des joints qui représentent un endroit privilégié d'intrusion des eaux parasites d'infiltration.
- l'existence des contre- pentes, des désalignements ou des modifications angulaires du profil en long des collecteurs.

-Des fissurations et des déformations de tout type liées au comportement mécanique non conforme ou le non-respect des impératifs de pose.

-Les branchements pénétrants et les raccordements en contre-sens qui freine l'écoulement.

-La distance entre la conduite d'AEP et celle d'assainissement est non respectée et l'absence de grillage avertisseur au-dessus des conduites. (Voir figure 2.4)



Figure.2.4. Les anomalies observées au niveau de notre réseau.

(Source de renseignement : ONA de Naâma)

2.2.4. Les ouvrages spéciaux

2.2.4.1. Etat de bouches d'égout

Les bouches d'égout servent à introduction dans un égout des eaux de pluie et de lavage des chaussées. Ce rôle est souvent mal accompli dans notre réseau suite au colmatage par les boues et les déchets solides, de feuilles mortes d'arbre, et aussi l'inconscience des usagers et l'absence de l'entretien et la gestion irrationnelle .les bouches d'égout existantes recueillent les eaux avec absorption par le haut distante l'une de l'autre de 30 à 50m et couvrent la majorité des quartiers de la ville . (Voir figure 2.5)



Figure.2.5. Etat des bouches d'égout

2.2.4.2. Etat des regards

Notre réseau contient 536 regards de type simple de jonction ou de raccordement d'une forme circulaire ou carrée fabriqué en béton ou en maçonnerie de dimensions réduites. la distance entre les regards varie entre 20 et 80m.

- 12 % des regards auscultés ont des profondeurs comprises entre 3.00m et 4.10m.
- 32% des regards auscultés ont des profondeurs comprises entre 2.00m et 3.00m.
- 56% des regards auscultés ont des profondeurs inférieures à 2.00m.

L'état des regards est dégradé du point de vue génie-civil et fonctionnel. Des débordements répétés et fréquents, des dépôts de déchet, des attaques chimiques corrosives et une prolifération bactérienne source des mauvaises odeurs. (Voir figure 2.6 et le tableau 2.2).



Regard débordé



Regard envasé de boue

Figure.2.6.Etat des regards

2.2.4.3. Les déversoirs d'orage

Notre réseau est dépourvu de déversoir d'orage, à cause de l'absence des milieux récepteurs (l'inexistence des cours d'eau, des bassins d'orage ou de dépollution), et le problème de platitude de terrain qui exige des déversoirs très longs et coûteux, et présage des problèmes de dépôts. L'absence de cet ouvrage de régulation et de contrôle est préjudiciable à notre réseau, ce dernier reçoit la totalité des charges de l'effluent lors des crues et subi des débordements nuisibles. Des pompes destinées à pomper les eaux de pluies lors des crues étaient installées au niveau de la station de pompage pour éviter la dilution de l'effluent qui gêne le bon fonctionnement de la station d'épuration.

2.3. Les causes de dégradation de notre système d'assainissement

Le terme de dégradation est couramment utilisé pour caractériser le mauvais état du réseau d'assainissement et ses équipements. Nous considérons que ce sont les manifestations de son dysfonctionnement, ou mieux, que c'est le fait que le réseau ne

réussisse pas à remplir son rôle. Les facteurs de dégradation des réseaux d'assainissement sont nombreux. Ils s'interagissent entre eux dans le temps et dans l'espace et fragilisent le mécanisme d'évacuation et engendrent des situations critiques.

2.3.1. Causes liées au milieu environnant des canalisations

1- entraînement de fines particules :

La ville de Naâma est connue par sa richesse en eaux souterraines, lors d'une sur-saturation des nappes l'écoulement de l'eau dans un sable engendre des forces hydrodynamiques tendant à entraîner les éléments de sol dans le sens de l'écoulement en créant des vides au voisinage des canalisations qui conduit à une déformation de son profil et engendrent des anomalies structurelles et fonctionnelles .

2- La dissolution :

Le sol de notre zone d'étude est occupé par des calcaires lacustres. Ce matériau est soluble dans l'eau lors d'une fuite entraînant une circulation d'eau d'origine accidentelle. Une dissolution perturbe l'état physique du sol et peut provoquer un déséquilibre structurel et hydraulique des canalisations.

3- Agressivité du terrain :

Les tronçons avals des collecteurs de rejets 1 et 2 traversent la Sebkhia contenant des sels agressifs qui dégradent les parois externes des canalisations et menacent l'étanchéité de cette dernière.

4- La présence de racines:

Une partie du collecteur principal drainant la partie nord-est de la ville de Naâma traverse une forêt qui présente un système racinaire développé ; les racines d'arbre situées aux alentours des canalisations, peuvent constituer un facteur de production des contraintes mécaniques pour l'ouvrage d'assainissement. Elles influent sur la structure du réseau, surtout par le fait qu'elles pénètrent dans les canalisations à travers de moindres défauts, pour induire l'affaiblissement de leur solidité structurelle.

5- Les contraintes mécaniques :

Lors de notre diagnostic nous avons constaté qu'il existe plusieurs conduites implantées dans des faibles profondeurs, au-dessous de la voie ferrée et sur l'axe des routes de haute circulation. Ces conduites reçoivent de fortes contraintes de compression qui conduisent à leur détérioration.

6- Eboulement dû au cycle gel/dégel important :

La région de notre projet connaît de rudes conditions climatiques. Les variations différentielles de température sont importantes (dans les mois d'hiver la température

dépasse -4°C pendant plusieurs jours). Ce facteur climatique peut provoquer des fissurations le long des canalisations.

7- Le rapport de sable très fréquent :

Naâma est une région aride et désertique. Ces vents de sable fréquents engendrent une migration d'une quantité importante de sable en créant des dépôts considérables dans les canalisations et les différents ouvrages d'évacuation et limitent ses capacités hydrauliques et fonctionnelles. [8]

2.3.2. Causes liées à la quantité et la qualité de l'effluent transporté

1- La mise en charge :

Notre réseau a subi pendant les crues une forte mise en charge. L'effluent exerce une charge hydraulique dynamique ou statique sur l'ouvrage. Lors de taux de remplissage inhabituel, l'ouvrage peut également subir des charges hydrauliques pour lesquelles il n'a pas été conçu. Il peut aussi avoir à encaisser un déséquilibre de pression différentielle exercée de part et d'autre de ses parois ou des coups de bélier résultant du fonctionnement de la station de Relevage ,ce facteur peut être destructif et défaillant.

2- Action physico-chimique de l'effluent :

La vitesse de circulation de l'effluent et / ou la charge solide qu'il transporte provoque inévitablement une usure mécanique des matériaux constitutifs de l'ouvrage. Par ailleurs, la composition chimique de l'effluent peut exercer une action corrosive. Les conditions de transfert de l'effluent interviennent aussi. En effet, les zones de fermentation par absence de circulation suivie de brassage violent sont source de dégagement d' H_2S .

Ces phénomènes peuvent conduire à une usure locale de l'ouvrage avec plusieurs conséquences :

- Perte de résistance mécanique ;
- Perte d'étanchéité, permettant des échanges entre canalisation et terrain encaissant.

2.3.3. Les causes liées à la construction initiale du réseau

- L'inadaptation des techniques d'exécution ;
- La mauvaise maîtrise de ces techniques ;
- La rencontre des aléas, pour lesquels les techniques d'exécution et la structure ont été mal adaptées.

2.4.Constatations

D'après les auscultations et l'analyse des données disponibles nous avons constaté :

- Le problème des dépôts énormes de sable et la difficulté du curage.
- Les pentes et la vitesse d'écoulement très faibles.
- Problème des inondations qui menacent la vie des habitants.
- Le passage des collecteurs sous des constructions.
- Le problème des regards non identifiés et sans tampon.
- Les branchements aléatoires des habitations.
- Stagnation d'eaux usées au niveau de la plupart des regards.
- L'insuffisance des bouches d'égout et leur état dégradé.
- Les diamètres trop petits et la fatigue hydraulique des collecteurs.
- Irrégularité des campagnes d'entretien et la gestion médiocre du réseau.
- L'envasement des regards et les avaloirs par des déchets solides et volumineux.
- L'implantation de la station d'épuration au niveau de la sebkha qui nécessite une protection écologique.

2.5.Conclusion

Les informations collectées dans notre diagnostic reflète l'état actuel de notre réseau d'assainissement et visent ses points noirs de dysfonctionnement .Nous avons constaté que les majorités des tronçons exigent une rénovation totale vu leur incapacité d'évacuation surtout en période d'averse. Les anomalies recensées (dépôts, fissure, débordement, dislocation des joints) montrent l'état vétuste et défaillant de notre système d'évacuation. Vue l'impact de cette dégradation sur la santé public et l'environnement il nous est nécessaire de procéder à une rénovation total du réseau d'évacuation de notre agglomération.

CHAPITRE 3:

ÉTUDE HYDROLOGIQUE

Chapitre 3 : Etude hydrologique

3.1. Introduction

L'hydrologie est une science qui étudie le cycle de l'eau dans la nature et sa distribution géographique et temporelle en basant sur un ensemble de science météologique et statistique permettant de traduire les observations systématiques tirées à partir des réseaux de stations en expansion continue en paramètre hydrométéorologique indispensable pour le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques.

Dans le domaine d'assainissement l'étude hydrologique fournit des outils d'inventaire et d'analyse de données pour répondre à des besoins tant sur le plan de la conception et l'exploitation des réseaux d'égout.

Les précipitations extrêmes nécessaires pour l'estimation des débits pluviaux doivent être traitées suivant des fonctions de distribution de probabilité et de statistique afin d'interpréter le comportement du phénomène observé et satisfaire les exigences imposées pour un dimensionnement adéquat.

3.2. Analyse des averses

L'étude des averses revêt une importance capitale en hydrologie non seulement dans le dimensionnement des ouvrages en assainissement urbain et rural mais aussi dans l'étude des crues et la construction des hydrogrammes probables. La connaissance de la pluie maximale probable est indispensable voire obligatoire pour la détermination du ruissellement. [4]

Lors de l'étude d'une averse, il convient de déterminer les intensités moyennes maximales \bar{I}_t qui se définissent par rapport à la hauteur d'eau tombée pendant une durée t , soit :

$$I_m = \frac{h}{t} \quad (3.1)$$

\bar{I}_t : Intensité moyenne maximale en mm/h.

h : hauteur de pluie tombée pendant la durée t .

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

Analyser les données pluviométriques et faire le choix du type de la loi à laquelle il faut ajuster nos résultats.

Calculer les paramètres de la loi choisie et vérifier son adéquation.

Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

3.3. Période de retour

La période de retour est un intervalle de temps moyen séparant deux occurrences d'un événement caractérisé par une variable aléatoire sur une durée fixe. Une pluie réelle particulière constitue un phénomène unique et non reproductible. Il est nécessaire de la caractériser par une variable aléatoire généralement l'intensité moyenne maximum sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant étudié. La période de retour d'une pluie n'est donc pas une caractéristique intrinsèque de cette dernière, puisqu'elle dépend de la durée d'analyse considérée.

3.4. Etude des précipitations maximales journalières

L'analyse des pluies est basée sur les relevés pluviométriques effectués dans un certain nombre de stations sur une surface topographique considérée. Elle est basée sur l'hypothèse que la pluie tombée à une station est représentative de celle tombée tout autour de cette station sur une étendue plus ou moins large selon la densité du réseau que l'on appelle zone d'influence du pluviomètre.

La station de la ville de Méchéria est prise comme station de référence, son identification est présentée dans le tableau (3-1).

Tableau 3.1. Identification de la station de Méchéria

Station	Code	X (Km)	Y (Km)	Z (m)	Nombre d'observations	Période d'observations
Méchéria	081401	224	331.7	1158	40	1971 à 2010

Source ANRH (Alger)

L'analyse statistique se fait à partir d'un échantillon ou d'une série d'observations de 40 années. Son objectif est de condenser l'information disponible sous une forme simple et concise afin d'interpréter le comportement des précipitations observés.

La série de précipitations maximales journalières est donnée dans le tableau 3.2 ci-après

Tableau 3.2.Précipitations maximales journalières (Station de Méchéria)

N	Année	Pmax (mm)	n	Année	Pmax (mm)
1	1971	59.3	21	1991	58.9
2	1972	46.6	22	1992	20.4
3	1973	45.2	23	1993	33.5
4	1974	39	24	1994	104.8
5	1975	28.2	25	1995	36.8
6	1976	31.5	26	1996	27.4
7	1977	28	27	1997	22.2
8	1978	20	28	1998	34.8
9	1979	36	29	1999	15.7
10	1980	30.7	30	2000	112.1
11	1981	19	31	2001	72
12	1982	20.5	32	2002	16.9
13	1983	22	33	2003	26.8
14	1984	19	34	2004	16
15	1985	20	35	2005	15.2
16	1986	23.5	36	2006	27
17	1987	28.5	37	2007	50.3
18	1988	73.4	38	2008	29
19	1989	29.5	39	2009	22
20	1990	23.7	40	2010	24.6

Source ANRH (Alger)

Les caractéristiques empiriques :

La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $\overline{P_{\max,j}}$ durant 40 ans d'observations est donnée comme suit:

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max,j}}{n} \quad (3.2)$$

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max,j}}{n} = 35.2 \text{ mm}$$

n : le nombre d'années d'observations (n= 40 ans).

L'écart type « $\delta P_{\max,j}$ »

Pour n Supérieur à 30 ans on a :

$$\sigma_{P_{\max, j}} = \left[\frac{1}{n} \sqrt{\sum_{i=1}^{i=n} (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})} \right]^2 \quad (3.3)$$

D'où :

$$\sigma_{P_{\max, j}} = \left[\frac{1}{n} \sqrt{\sum_{i=1}^{29} (P_{\max, j} - 35.2)} \right]^2 = 22,30 \text{ mm}$$

➤ Coefficient de variation : « Cv » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max, j}}}{P_{\max, j}} = \frac{22,30}{35.2} = 0,633 \quad (3.4)$$

Tableau 3.3: Les paramètres statistiques

Nombre d'observations	40
Minimum	15.2
Maximum	112
Moyenne	35.2
Ecart type	22.3
Médiane	28.1
Coeff de variation Cv	0.633

3.5. Homogénéité de notre série pluviométrique

Les données de précipitation recueillies à une station pluviométrique donnée sont parfois entachées d'erreurs systématiques. Ces erreurs sont introduites à cause d'un mauvais fonctionnement du pluviomètre ou de changements dans la méthode, les appareils ou les lieux de mesure. Dans notre cas on a choisi le test des rangs (Wilcoxon). [4]

Test de wilcoxon :

C'est le plus puissant des tests non paramétriques, soient deux variables aléatoires Y et X, représentent respectivement 2 séries de précipitations annuelles de tailles N_1 et N_2 ($N_2 > N_1$). On classe les éléments de l'échantillon XUY par ordre décroissant et on associe le rang qu'elle occupe dans cette nouvelle série. On calcule les paramètres de ce test et on vérifie l'hypothèse de l'homogénéité. Tableau 3.4.

Tableau 3.4. Test de wilcoxon

Y	Rang	x	Rang	XUY	Origine	XUY	Origine
176.8	1	126	19	187.2	x	127.9	Y
140.2	2	137.38	20	184.1	x	126	X
142.1	3	173	21	182.8	y	124.68	Y
133.2	4	105.03	22	176.8	y	122.05	X
127.9	5	88.4	23	173.9	X	119.4	Y
131.7	6	184.1	24	173	X	117.2	Y
110.9	7	173.9	25	168.9	Y	116.89	X
92.3	8	129.7	26	166.5	X	112.6	Y
182.8	9	122.05	27	160.2	X	110.9	X
119.4	10	116.89	28	145.5	X	107	X
81.8	11	61.3	29	142.1	X	105.03	X
89	12	187.2	30	142.1	Y	98.19	X
83.7	13	166.5	31	140.2	Y	95.8	X
54.3	14	98.19	32	137.38	X	92.3	Y
124.68	15	142.1	33	135.63	X	89	Y
112.6	16	81.45	34	133.2	Y	88.4	X
117.2	17	135.63	35	131.7	Y	83.7	Y
168.9	18	77.6	36	129.7	x	81.8	Y
		160.2	37			81.45	X
		145.5	38			77.6	X
		95.8	39			61.3	X
		107	40			54.3	Y

$$W_y = \sum \text{rangs} = 361 \quad (3.5)$$

$$W_{min} = \frac{(N_1 + N_2 + 1) * N_1 - 1}{2} - Z_{1-\alpha/2} \sqrt{\frac{N_1 N_2 (N_1 + N_2 + 1)}{12}} = 296.41 \quad (3.6)$$

sachant que $Z_{1-\alpha/2} = 1.96$ pour un niveau de signification $\alpha = 5\%$

$$W_{max} = (N_1 + N_2 + 1) * N_1 - W_{min} = 441.59 \quad (3.7)$$

On vérifie l'inégalité : $W_{min} < \sum \text{rangs} < W_{max}$

$296.41 < 361 < 441.59$ Cela veut dire que notre série est homogène.

3.6. Analyse statistique des pluies maximales journalières

Il existe plusieurs lois d'ajustement capables d'illustrer notre série en question, mais dans notre étude on va ajuster notre série par trois lois différentes on utilisant logiciel HYFRAN et retenir celle qui est la plus adéquate, les lois d'ajustement sont :

- La loi de GALTON (ou loi Log normale 3 paramètres) ;
- La loi de Gumbel ;

➤ La loi de GEV.

L'étude consiste à faire un ajustement pour la série de données des précipitations maximales journalières par une loi théorique afin de déterminer une intensité de pluie et de période de retour.

3.6.1. Ajustement à la loi de Galton

Calcul des fréquences expérimentales (au non dépassement) :

$$q = F(x_i) = \frac{m - 0.5}{N} \quad \text{et} \quad T = \frac{1}{1 - q} \quad (3.8)$$

m : numéro d'ordre de la valeur

N : taille de l'échantillon

Paramètres d'ajustement à la loi log normale :

$$X_{P\%} = X_{\text{moy}} + \delta \cdot U_{P\%} \quad (3.9)$$

Avec :

X_{moy} : hauteur de pluie moyenne

δ : Ecart -type

$U_{P\%}$: variable réduite de gauss

Les résultats de l'ajustement dans le tableau suivant :

Tableau 3.5. résultats d'ajustement à la loi de Galton

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T(ans)	Q	XT	δ	95(%)
100.0	0.9900	97.9	15.00	68.5-127
50.0	0.9800	85.5	12.00	62.0-109
20.0	0.9500	69.7	8.49	53.0-86.3
10.0	0.9000	58.1	6.22	45.9-70.3
5.0	0.8000	46.7	4.30	38.2-55.1
2.0	0.5000	30.7	2.42	25.9-35.4

Le tracé de la droite de Galton est représenté sur papier log-normal comme le montre la figure 3.1

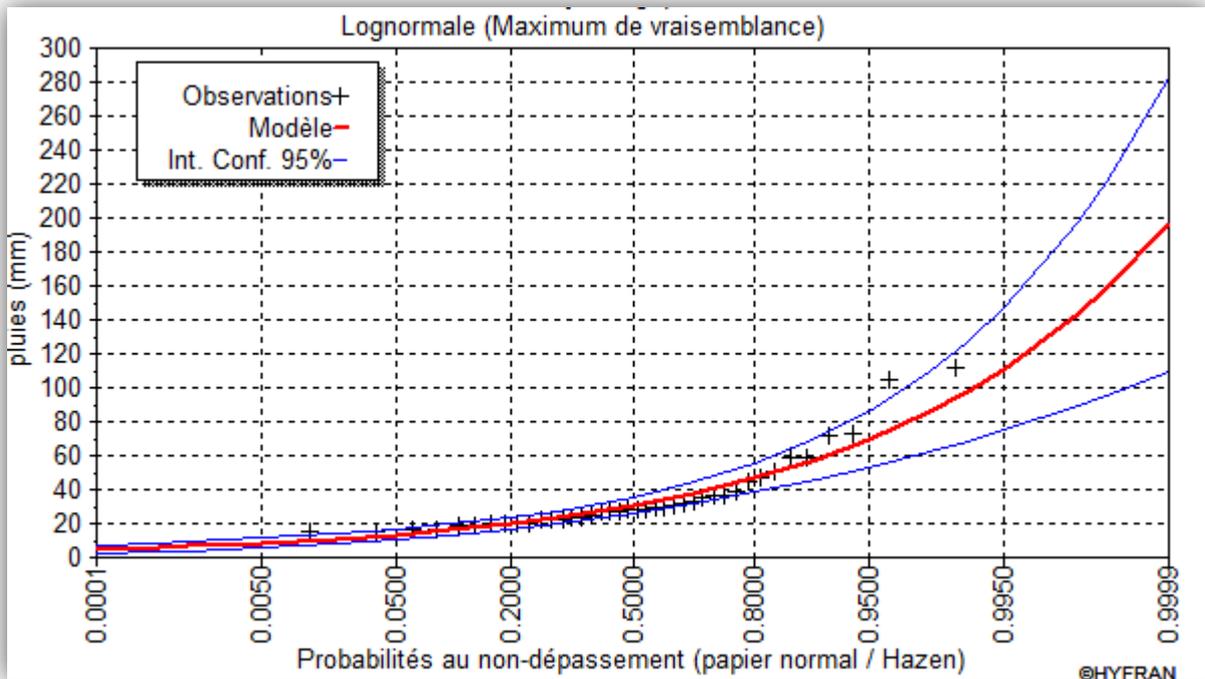


Figure 3.1.représentation graphique de l'ajustement à la loi de Galton

3.6.2. Ajustement à la loi de Gumbel

L'équation de droite de Gumbel :

$$P_{\max j} = \frac{1}{\alpha} y + x_0 \quad (3.10)$$

y : variable de la droite de Gumbel :

$$y = -[\ln(-\ln(F(x)))] \quad (3.11) \quad \text{avec: } F(x) = \frac{m - 0.5}{N}$$

m : ordre de classement ;

N : taille de l'échantillon ;

$\frac{1}{\alpha}$, x_0 : sont déterminées par la méthode des moindres carrés ;

La présentation de la droite de Gumbel est montrée par la (Figure 3.2)

Les résultats de calcul des fréquences expérimentales et des valeurs théoriques sont exposés dans le tableau 3.6 suivant :

Tableau 3.6. résultats d'ajustement à la loi de Gumbel

Période de retour	Fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T(ans)	Q	XT	δ	95(%)
100.0	0.9900	84.5	8.16	68.5-100
50.0	0.9800	75.7	7.09	61.8-89.6
20.0	0.9500	64.0	5.69	52.8-75.1
10.0	0.9000	54.9	4.64	45.8-64.0
5.0	0.8000	45.5	3.60	38.4-52.5
2.0	0.5000	31.2	2.33	26.6-35.8

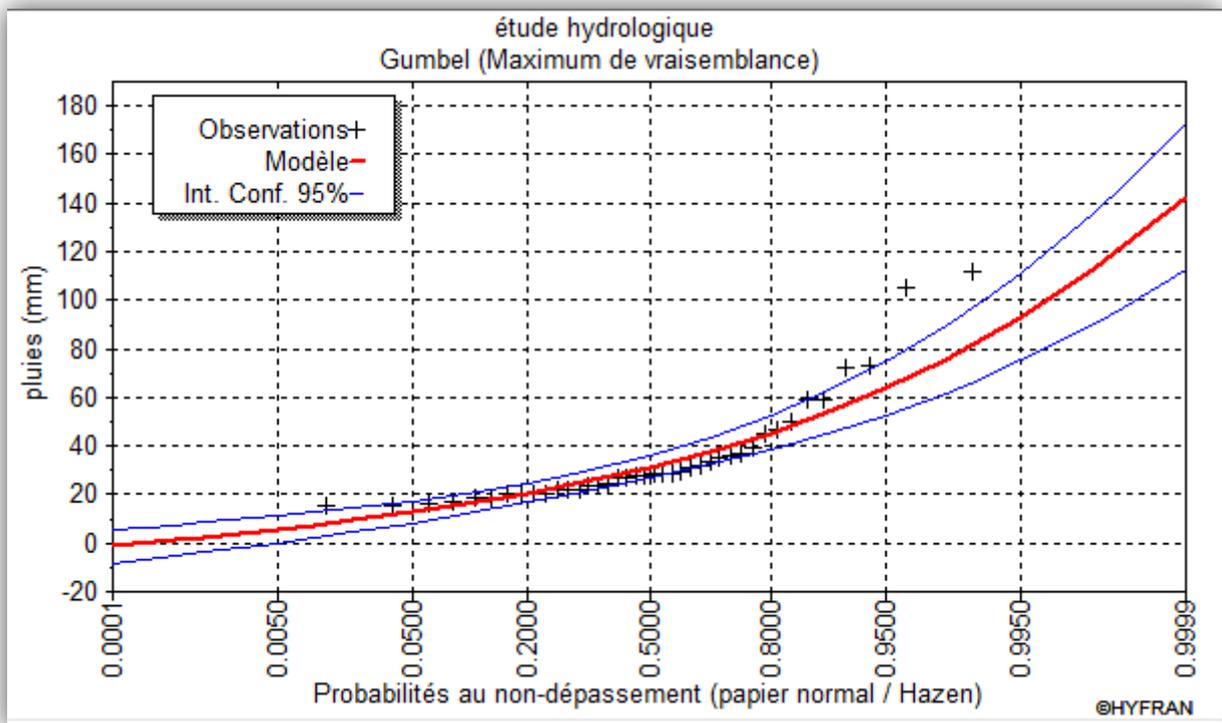


Figure 3.2. représentation graphique de l'ajustement à la loi Normal(Gumbel).

3.6.3. La loi GEV (distribution des valeurs extrêmes généralisées)

La distribution des valeurs extrêmes généralisées est la synthèse de trois fonctions de distribution que l'on a souvent employées en hydrologie, cette distribution à trois paramètres fonction de distribution de la loi de GEV s'écrit : [10]

$$F_x(x) = \exp \left\{ -1 \left[1 - \frac{k(x-\varepsilon)}{\alpha} \right]^{1/k} \right\} \quad (3.12)$$

Tableau 3.7. résultats d'ajustement à la loi de GEV

Période de retour	fréquence	Valeurs théoriques	écart type	Intervalle de confiance
T(ans)	Q	XT	δ	95(%)
100.0	0.9900	178	81.0	N/D
50.0	0.9800	128	46.5	N/D
20.0	0.9500	83.1	21.0	41.9-124
10.0	0.9000	60.1	10.8	38.9-81.4
5.0	0.8000	43.5	5.32	33.8-53.9
2.0	0.5000	27.5	2.05	23.5-31.5

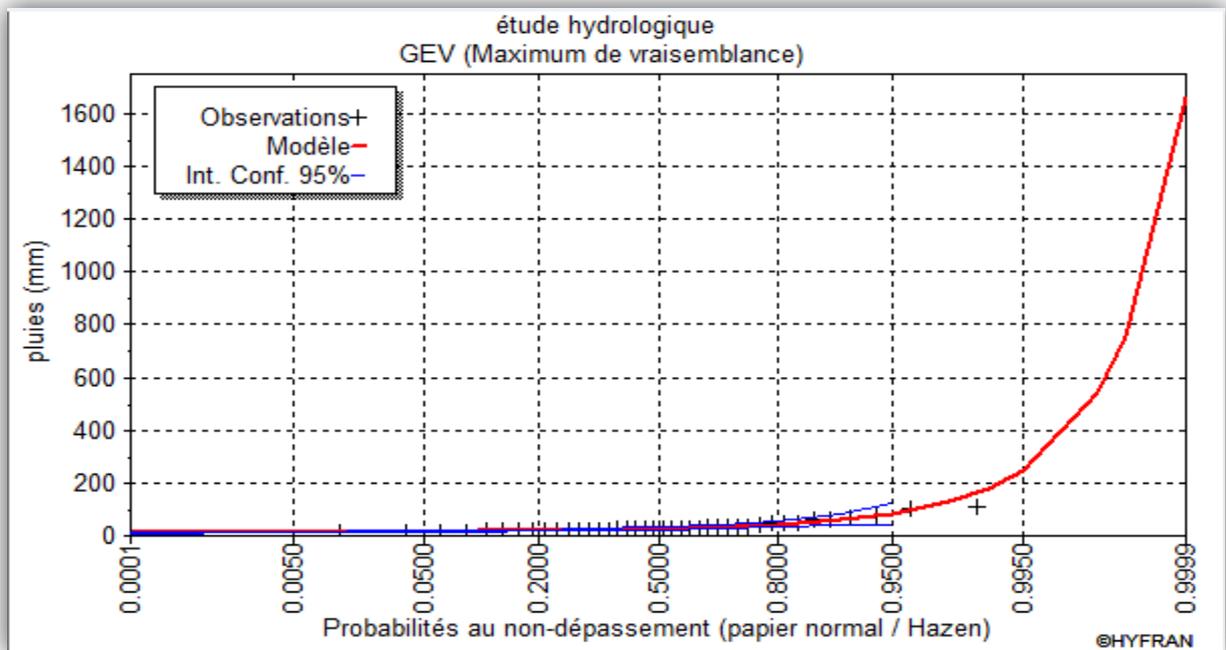


Figure 3.3. représentation graphique de l'ajustement à la loi GEV

3.6.4. Test d'adéquation (test de Pearson)

Lorsqu'on a procédé à un ajustement d'une loi de probabilité théorique, le problème qui se pose est de savoir si cette loi s'adapte adéquatement. Le test d'adéquation consiste à prendre une règle de décision concernant la validité d'une hypothèse relative à l'accord global d'une distribution empirique avec une distribution théorique spécifiée a priori ou ajustée sur les observations.

Statistique χ^2 :

Comme critère de comparaison, la variable χ^2 est utilisée pour un risque $\alpha=5\%$ et un degré de liberté $\nu=K-1-m$, avec :

K : nombre de classes

m : nombre de paramètre de la loi

$$\chi^2 = \sum (n_i - u_i)^2 / u_i \quad (3.13)$$

n_i : nombre d'observations contenues dans la classe i.

u_i : nombre d'observations théoriques calculés dans la classe i.

χ^2 : variable aléatoire qui peut varier de 0 à

Le test de χ^2 pour chaque loi d'ajustement en utilisant logiciel HYFRAN est donné par le tableau 3.8 suivant :

Tableau 3.8 : Le test de χ^2

Caractéristiques	Loi log normal	Loi de GEV	Loi de Gumbel
χ^2	4.40	2.4	8.4
P	0.4934	0.6626	0.1355
Degré de liberté	5	4	5
Nombre de classes	8	8	8

Interprétation :

On remarque que $\chi^2 > 5\%$ dans les différents cas donc l'ajustement est à considérer.

3.6.5- Qualité de l'ajustement :

Il y a toujours des écarts entre les valeurs expérimentales des valeurs observées et les fréquences théoriques calculées à partir d'une fonction de distribution choisie. Plusieurs méthodes existent pour évaluer la qualité de l'ajustement d'une fonction de distribution théorique à un échantillon particulier, mais aucune n'est entièrement fiable. La stratégie consiste donc souvent de faire usage à plusieurs méthodes à la fois. La distribution théorique correspondant aux données de l'échantillon et celle qui satisfait le mieux aux exigences de chacune de ces méthode. [10]

Après l'utilisation des trois lois GUMBEL, GALTON et GEV, on constate que la droite d'ajustement est mieux ajustée par rapport aux nuages de points expérimentaux dans le cas de la loi de GEV, donc on prend les résultats de cette loi.

3.7. Pluies de courte durée

Le passage des pluies journalières maximales aux pluies de courtes durées est effectué au moyen de la formule K. Body (ANRH 1984).

$$P_{ct} = P_{\max} \left[\frac{t}{24} \right]^b \quad \dots\dots\dots (3.14)$$

Avec : t : durée de l'averse

b : exposant climatique b = 0.297 selon les études régionales de l'ANRH.

Les intensités maximales de période t (h) et période de retour T (ans) sont calculées par la relation

$$I = \frac{P_{ct}(t)}{t} \dots\dots\dots (3.15)$$

Avec : I : l'intensité maximale de période t (h).

Les précipitations et les intensités maximales tirées de la loi de GEV pour différentes durées sont représentées au tableau 3.9 et les figures 3.4 et 3.5 suivant :

Tableau 3.8.Pluies et intensités maximales de durée t (h) et de période retour T :

Période de retour: T(h)	10		5		2	
	Pct(mm)	Ict(mm/h)	Pct(mm)	Ict(mm/h)	Pct(mm)	Ict(mm/h)
1	22,61	22,61	18,17	18,17	11,95	11,95
2	27,78	13,89	22,33	11,16	14,68	7,34
3	31,33	10,44	25,18	8,39	16,55	5,52
4	34,12	8,53	27,43	6,86	18,03	4,51
5	36,46	7,29	29,31	5,86	19,27	3,85
6	38,49	6,42	30,94	5,16	20,34	3,39
7	40,29	5,76	32,39	4,63	21,29	3,04
8	41,92	5,24	33,70	4,21	22,15	2,77
9	43,42	4,82	34,90	3,88	22,94	2,55
10	44,80	4,48	36,01	3,60	23,67	2,37
11	46,08	4,19	37,04	3,37	24,35	2,21
12	47,29	3,94	38,01	3,17	24,99	2,08
13	48,43	3,73	38,93	2,99	25,59	1,97
14	49,51	3,54	39,79	2,84	26,16	1,87
15	50,53	3,37	40,62	2,71	26,70	1,78
16	51,51	3,22	41,40	2,59	27,22	1,70
17	52,44	3,08	42,15	2,48	27,71	1,63
18	53,34	2,96	42,88	2,38	28,19	1,57
19	54,21	2,85	43,57	2,29	28,64	1,51
20	55,04	2,75	44,24	2,21	29,08	1,45
21	55,84	2,66	44,88	2,14	29,51	1,41
22	56,62	2,57	45,51	2,07	29,92	1,36
23	57,37	2,49	46,11	2,00	30,31	1,32
24	58,10	2,42	46,70	1,95	30,70	1,28

P : Pluies de courte durée (mm) I : Intensité maximale (mm/h)

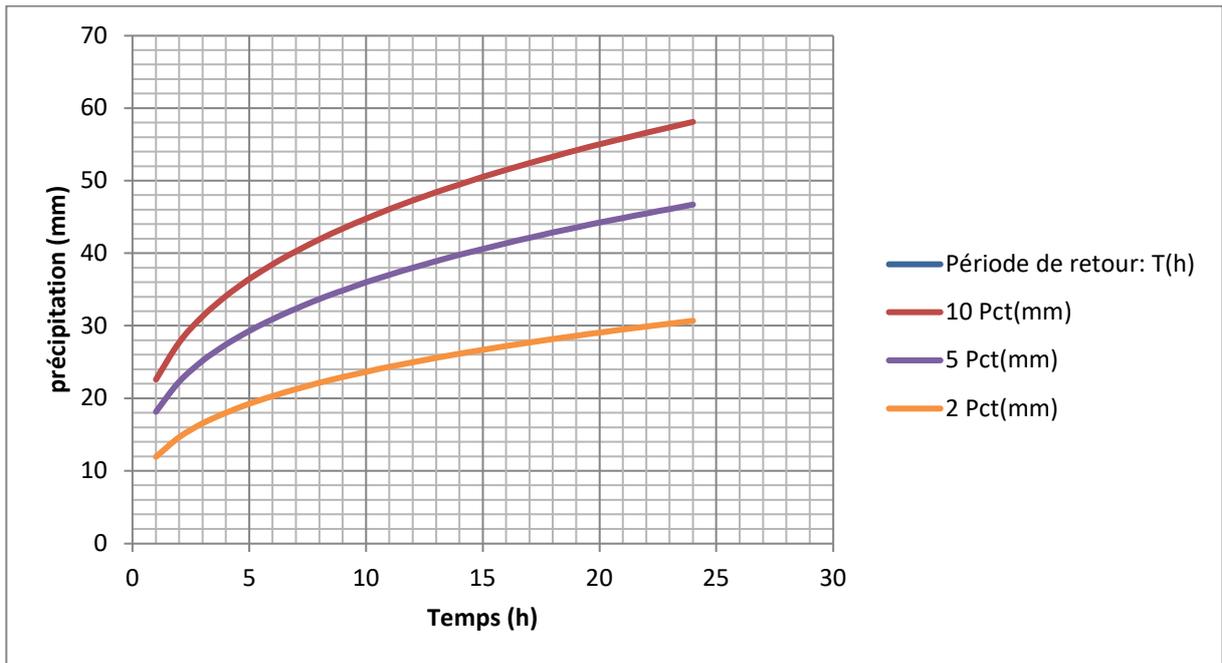


Figure 3.4. Courbe de pluie de courte durée

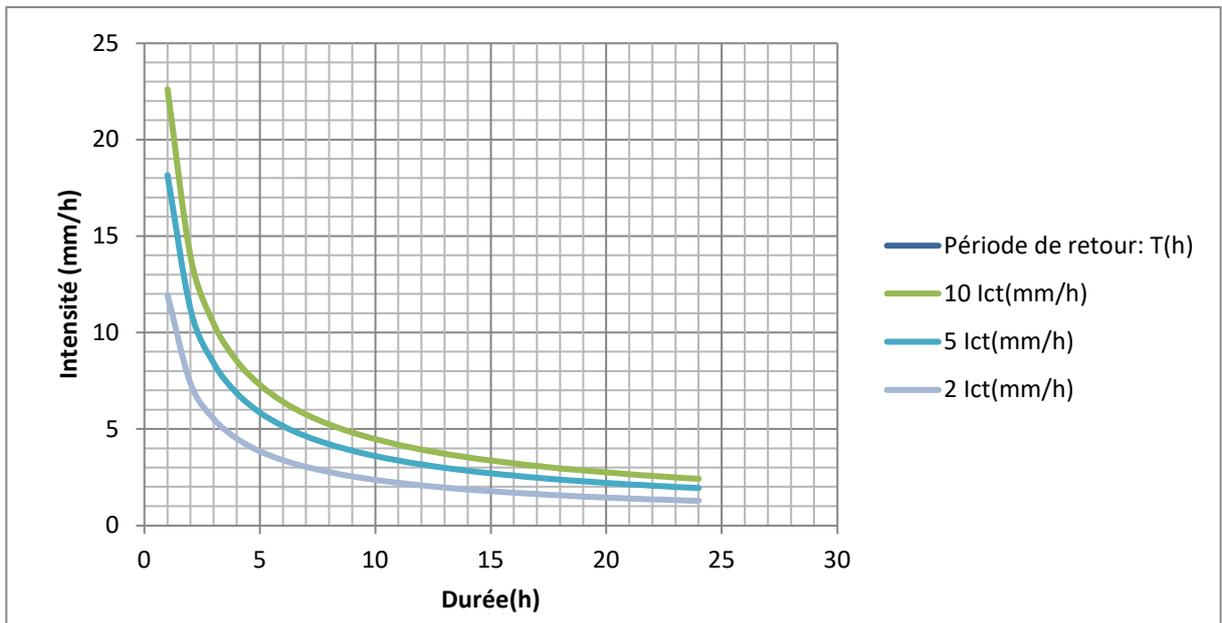


Figure 3.5. courbe Intensité Durée Fréquence

3.8. Calcul de l'intensité de pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation, nous utilisons la formule de MONTANARI :

$$I_{15 \text{ min}, P\%} = I_{0.25 \text{ h}, p\%} = I_{24, P\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \quad (3.16)$$

Où :

$I_{0.25 \text{ h}, p\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence (p%).

$I_{24} (p\%)$: Intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence (p%) donnée.

t : durée de l'averse en heure, $t=0.25\text{h}=15 \text{ min}$ pour une période de retour de 10 ans.

b : exposant climatique de la région ($b=0.297$).

Pour l'estimation de l'intensité, nous admettons qu'une averse ayant lieu une fois tous les 10 ans durant 15 mn, peut-être la valeur optimale

Nous aurons donc :

$$I_{15 \text{ min}, 10\%} = I_{24, 10\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} = \frac{P_{24, 10\%}}{24} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1}$$

- D'après la loi de *GEV*:

$$i_{15 \text{ min}} (10\%) = \frac{60.1}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.297-1} = 61.97 \text{ mm} / \text{h}$$

$$i_{15 \text{ min}} (10\%) = 61.97 \text{ mm} / \text{h}$$

- D'après la loi de *Galton* :

$$i_{15 \text{ min}} (10\%) = \frac{58.1}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.297-1} = 59.91 \text{ mm} / \text{h}$$

$$i_{15 \text{ min}} (10\%) = 59.91 \text{ mm} / \text{h}$$

- D'après la loi de *Gumbel*

3.9. Conclusion

L'étude hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne de précipitation. Dans notre étude on a basé nos calculs sur la loi de GEV comme loi d'ajustement la mieux adoptée, elle donne une intensité de pluie de durée de 15 min et de période de retour de 10 ans égale à 61.97, et permet un dimensionnement optimal de notre réseau pour une protection contre les averses décennales, le contrôle et la gestion des eaux de ruissellement pour atteindre l'objectif visé par l'assainissement et l'environnement.

CHAPITRE 4 :

CALCUL DE BASE DU RÉSEAU D'ÉVACUATION

Chapitre 4 : Calcul de base du réseau d'évacuation.

4.1. Introduction

Le dimensionnement d'un système d'évacuation est nécessairement fondé sur des méthodes de calcul hydraulique qui exigent beaucoup de rigueur pour permettre une détermination des caractéristiques dimensionnelles du réseau, en capacité d'évacuation et en possibilité d'auto-curage. L'évaluation des débits d'eaux usées et pluviales demande des estimations des caractéristiques du tissu urbain (coefficient de ruissellement ou d'apport ...), une étude hydrologique approfondi, un recensement du nombre d'habitant et leur répartition démographique en tenant compte des extensions prévues pour l'horizon projeté.

Le choix du tracé et du schéma d'évacuation est tributaire du relief et la structure de l'agglomération. Donc toutes les enquêtes menées dans les chapitres précédents présentent un outil de base permet l'évaluation des effluents, la détermination des capacités de transfert du réseau ainsi les conditions de fonctionnalité de ce dernier.

4.2. Situation démographique

La ville de Naâma se compose actuellement de 18282 habitants (recensement décembre 2012), avec un taux de croissance annuelle égal à 2.7 % (APC de Naâma).

Un ingénieur concepteur doit donc prévoir dès le stade de la conception quelle sera la population à desservir durant la durée de vie de la structure projetée. Selon les besoins des prévisions, il existe deux types d'estimation des populations : l'estimation à court terme, de 5 à 10 ans, et l'estimation à long terme, de 10 à 50 ans.

Pour notre projet nous prévoyons une estimation à long terme, pour cela on se référera à la formule de croissance géométrique à l'aide de l'équation des intérêts composés. Si on connaît le taux de croissance annuelle de la population, on a donc :

$$P_n = P_0 (1 + T)^n \quad (4-1)$$

P_n : Population à l'horizon de calcul.

P_0 : Population de référence (au dernier recensement ; 2012) ; 18282 habitants.

T : Taux de croissance de la population considérée ; $T=2,7\%$.

n : Ecart d'années entre les deux horizons (2012-2037) ; $n=25$ ans.

Les résultats de la répartition de la population à différents horizons de calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau 4. 1. Répartition de la population à différents horizons de calcul

Horizon	2012	2017	2022	2027	2032	2037
Estimation	18282	20887	23863	27263	31148	35586

4 .3.Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires

Le bassin versant est un secteur géographique qui est limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux dans le cas général. Plusieurs paramètres entre en jeu quant à la détermination des surfaces élémentaires, le découpage doit être fait selon :

- La nature des sols ;
- La densité des habitations ;
- Les courbes de niveaux ;
- Les routes et voiries existantes ;
- Les pentes et les contre pentes ;
- les limites naturelles.

Remarque :

Dans notre cas la délimitation des surfaces élémentaires à drainer est réalisée selon la structure des habitations et l'occupation du sol pour permettre une bonne estimation du coefficient de ruissellement.

4 .4.Différents Systèmes D'évacuation

L'évacuation des eaux usées domestiques, industrielles, pluviales, peut se faire principalement au moyen de quatre systèmes fondamentaux

- Système unitaire ;
- Système séparatif
- Système pseudo séparatif ;
- Système non collectif.

4.4.1. Système unitaire

L'ensemble des eaux usées et pluviales évacué par un réseau unique (figure 4.1), généralement équipé de déversoirs d'orage, de vannages, etc., permettant, en cas de pluies intenses le rejet par surverse d'une partie des eaux, dirigées par un évacuateur vers le milieu naturel soit directement, soit après un traitement spécifique. Ce système est intéressant

économiquement puisqu'il n'y a qu'un seul réseau à construire et à gérer. Avec ce système, il est impératif de tenir compte d'éventuelles variations brutales de débits des eaux pluviales dans la conception et le dimensionnement des collecteurs et des ouvrages de traitement.



Figure 4.1. Représentation schématique d'un réseau unitaire

4.4.2. Système séparatif

Le système séparatif consiste à spécialiser chaque réseau selon la nature des effluents. Un réseau affecté à l'évacuation des eaux usées domestiques et des effluents industriels, un autre réseau assure l'évacuation des eaux pluviales directement rejetées dans le milieu récepteur. (Figure 4.2)

La collecte séparative des eaux usées domestiques nécessite des ouvrages de section réduite en raison du volume limité des effluents en cause, les eaux pluviales peuvent être évacuées rapidement dans le milieu naturel en faisant appel au ruissellement superficiel. Les aménagements les plus récents consistent à stocker cette eau dans des bassins de retenue, l'eau étant filtrée en amont et débarrassée d'une partie des polluants. Le principal avantage des réseaux séparatifs est l'absence de débordement d'eaux usées dans le milieu naturel lorsqu'il pleut, ainsi qu'une meilleure maîtrise du flux et de la concentration en pollution. D'autre part, avec ce type de réseau, il est plus aisé de dimensionner la capacité de la station d'épuration.



Figure 4.2. Représentation schématique d'un réseau séparatif.

4.4.3. Système pseudo séparatif

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

L'une provenant uniquement des surfaces de voirie qui s'écoule par des ouvrages particuliers des services de la voirie municipale : caniveaux aqueducs, fossés avec évacuation directe dans la nature l'autre provenant des toitures et cours intérieures qui sont raccordées au réseau d'assainissement à l'aide des mêmes branchements que ceux des eaux usées domestiques. On recoupe ainsi les évacuations des eaux d'un même immeuble. (Figure 4.3)



Figure 4.3.Représentation schématique d'un réseau pseudo- séparatif.

4 .4.4. *Système non collectif*

L'assainissement non collectif des habitations, voir des locaux d'activité isolés, concerne les dispositifs à mettre en œuvre pour le traitement et l'élimination des eaux usées domestiques qui ne peuvent être évacuées par un système d'assainissement collectif .il a pour objet d'assurer l'épuration des eaux usée par le sol, selon des modes compatibles avec les exigences de la santé public et l'environnement . (Figure 4.4)

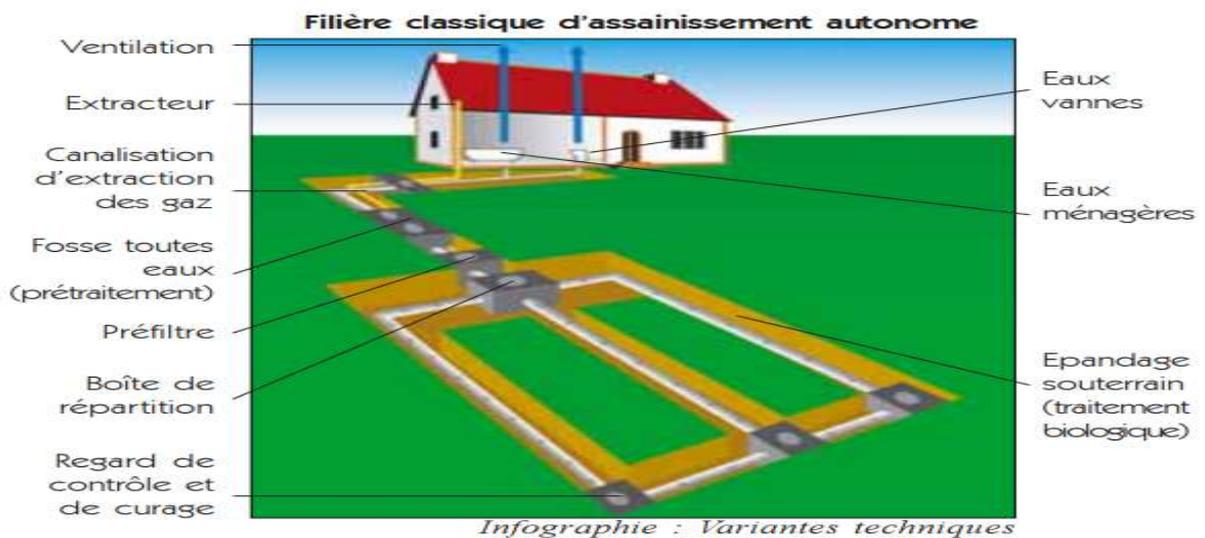


Figure 4.4.Représentation schématique de l'assainissement autonome.

4.5. Choix du système d'assainissement

Généralement, le choix entre les systèmes d'assainissement résulte d'une suite de considérations.

*considérations techniques : topographie locale, régimes des précipitations, nature de terrain, tracé du réseau de la voirie urbaine, importances de l'imperméabilisation des sols, répartition de l'habitat, préservation des lieux habités contre les inondations.

*considérations liées à des objectifs de qualité, lorsque le pouvoir autoépurateur du milieu est limité.

*considérations économiques, prenant en compte les dépenses d'investissement et d'entretien, d'exploitation et de gestion de l'ensemble des installations (réseau, pompage et épuration).

*considérations urbanistiques, répartition des quartiers résidentiels, commerciaux et Industriels, le zonage fixe le périmètre de chaque mode d'assainissement.

* considérations environnementales, qui interdiront parfois d'implanter un équipement en certains lieux biologiquement riches.

* considérations d'exploitation tenant, par exemple, à des difficultés d'entretien en raison de la faiblesse des pentes du terrain.

* considérations de sensibilité d'une nappe, qui exclut l'assainissement non collectif, limite peut être la profondeur des tranchés et incite à tel ou tel type de réseau. [3]

Remarque :

En tenant compte de l'aspect économique, la simplicité du système et des conditions locales, nous optons pour le réseau unitaire.

4.6. Définition d'un schéma d'évacuation

Un schéma d'évacuation est la configuration, la disposition ou le dessin du système d'évacuation, il est fonction de la topographie, la structure de l'agglomération, la disposition des quartiers et des routes, le cheminement vers la station d'épuration ou le milieu naturel. On distingue plusieurs schémas d'évacuation qui sont définis ci-dessous.

4.6.1. Schéma Perpendiculaire au cours d'eau

Avec ses multiples débouchés, transversalement à la rivière, et l'orientation de ses artères dans le sens des pentes, il représente le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif. Ce schéma ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration, il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire. Figure 4.

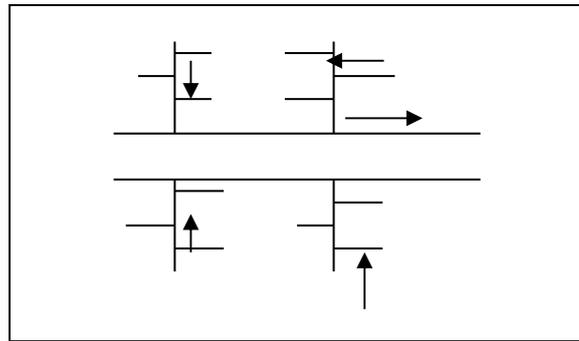


Figure 4.5. Schéma perpendiculaire

4.6.2- Schéma par Déplacement Latéral :

Il est le plus simple par rapport aux systèmes qui reportent le déversement de l'effluent à l'aval de l'agglomération. Dans ce but, il reprend l'ensemble des eaux débouchant par les artères perpendiculaires au moyen d'un collecteur de berge ; mais, avec ce dispositif, on se trouve souvent gêné, si l'on a recours à l'écoulement gravitaire, par le défaut de pente. [3] Figure 4.6.

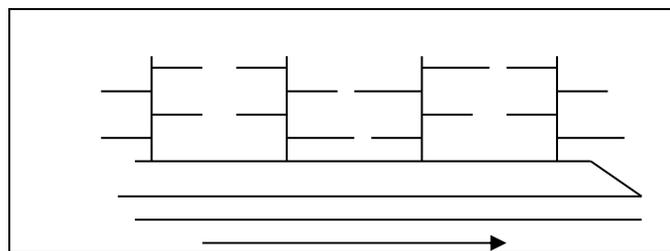


Figure 4.6 : Schéma à déplacement latéral

4.6.3-Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique :

Il comporte des réseaux secondaires ramifiés sur le ou les collecteurs principaux ; ceux-ci disposent ainsi d'une pente plus forte et permettent de reporter facilement, par simple gravité, l'ensemble des effluents plus loin à l'aval que dans le dispositif précédent. [3] Figure 4.7.

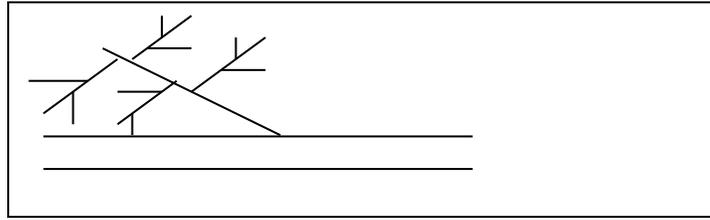


Figure 4.7. Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique.

4.6.4. Schéma à Collecteur Etagé

Lorsqu'on veut éviter de rendre notre réseau en charge, et lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux. Figure 4.8.

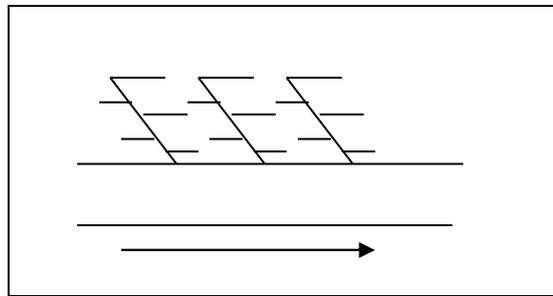


Figure 4.8 . Schéma à Collecteur Etagé.

4.6.5. Schéma Type Radial

Si notre agglomération est sur un terrain plat, il faut donner une pente aux collecteurs en faisant varier la profondeur de la tranchée, vers un bassin de collecte par la suite un relevage est nécessaire à partir du bassin vers la station d'épuration. Figure 4.9.

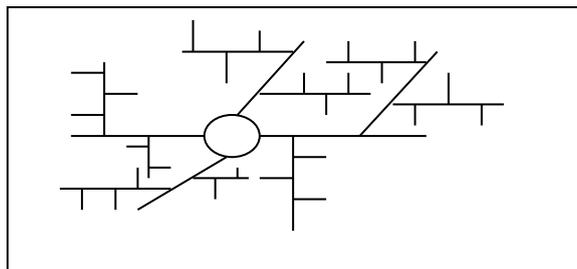


Figure 4.9. schéma type radial.

4.7. Choix du schéma du réseau d'évacuation

Le choix du schéma du réseau d'évacuation à adopter, dépend des divers paramètres :

- Les conditions techniques et locales du lieu : système existant, la topographie du terrain et la répartition géographique des habitants à desservir.
- Les conditions économiques : le coût et les frais d'investissement et d'entretien.

-Les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.

-L'implantation des canalisations dans le domaine public.

4.8. Choix du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée est défini comme étant le rapport du volume d'eau qui ruisselle sur le volume tombé sur le bassin considéré. Il a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointes pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau.

Ce coefficient a la possibilité de faire varier le débit d'eau pluviale, c'est pour cela que lors du découpage des sous bassins il faut que ces derniers soient aussi homogènes que possible, pour minimiser les erreurs commises sur l'évaluation du coefficient de ruissellement.

La valeur du coefficient de ruissellement varie de 0,05 à 1, elle dépend de plusieurs facteurs :

La nature du sol ;

La pente du terrain ;

Le mode d'occupation du sol ;

La densité de la population ;

La durée de pluie ;

L'humidité de l'air ;

4.8.1. Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps

$$C_{rp} = \frac{0,98t}{4,53+t} p + \frac{0,78t}{31,17+t} (1-p) \dots\dots\dots (4-2)$$

Où : Crp : Coefficient de ruissellement pondéré

t : temps écoulé à partir du début de la précipitation en heure

p : pourcentage de surface imperméabilisée

4.8.2. Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

Le coefficient de ruissellement augmente avec l'accroissement de la population car on aura une augmentation de la surface couverte par rapport à celle perméable. Ce qui donne un ruissellement important. Voir tableau 4.2.

Tableau 4.2.Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation.

Catégorie d'urbanisation	Cr
Habitations très denses	0.90
Habitations denses	0.60 – 0.70
Habitations moins denses	0.40 – 0.50
Quartiers résidentiels	0.20 – 0.30
Square – garde – prairie	0.05 – 0.20

4.8.3. Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces

Tableau 4.3.Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée

Surface	Coefficient de ruissellement
	0.70 – 0.95
Chaussée en béton asphaltée	0.70 – 0.85
Chaussée en brique	0.75 – 0.95
Toiture	
Terrain gazonné, sol sablonneux	0.05 – 0.10
- Plat (pente < à 2 %).	0.10 – 0.15
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.15 – 0.20
- Pente abrupte	
Terrain gazonné, sol sablonneux	
- Plat (pente < à 2 %).	0.13 – 0.17
- Pente moyenne de 2 à 7 %.	0.18 – 0.22
- Pente abrupte	
Entrée de garage en gravier	0.25 – 0.35
	0.15 – 0.30

4.9. Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin

A défaut de connaître le nombre exact d'habitants de chaque sous bassins, on suit les étapes suivantes afin de pouvoir estimer ce dernier

- On estime le coefficient de ruissellement de chaque sous bassin ;
- On calcule le coefficient de ruissellement pondéré total ;
- On calcule la densité partielle de chaque sous bassin ;

- On déduit le nombre d'habitant dans chaque sous bassins.

4.9.1. Coefficient de ruissellement pondéré

Dans le cas où la surface du bassin est formée de plusieurs aires élémentaires « Ai », auxquelles on affecte le coefficient de ruissellement « Cri », on calcule le coefficient de ruissellement pondéré par :

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \dots\dots\dots (4-3)$$

Avec :

A_i : surface du sous bassin (ha)

A : surface totale en (ha)

C_{ri} : coefficient de ruissellement partiel

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré

Application numérique : C_{rp} = 0.62

C_{rp} = 0.62

IV.9.2. Calcul de la densité partielle

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_t}{C_{rp} \cdot A} \dots\dots\dots (4-4)$$

Avec :

D_i : densité partielle pour chaque sous bassin (hab / ha)

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré

A : surface totale (ha) A = 247.8 ha

P_t : nombre total d'habitants (hab.) à l'horizon 2030 = 15182 hab.

On procède par la suite au calcul du nombre d'habitants correspondant à chaque sous bassin par la relation ci-dessous :

$$P_i = D_i \cdot A_i \dots\dots\dots (4-5)$$

Les résultats du découpage des surfaces élémentaires associées avec l'estimation de coefficient de ruissellement et le nombre d'habitant dans de chaque surface est représenté dans le tableau 4.4

Tableau 4.4 : l'estimation de coefficient de ruissellement et le nombre d'habitant des surfaces élémentaires

Numéro du sous bassin	Surface (ha)	CR	Di	Pi	Cumule
1	28,85	0,65	150,56	4344	4344
2	19,30	0,65	150,56	2906	7249
3	33,12	0,5	115,81	3836	11085
4	9,23	0,65	150,56	1390	12475
5	10,22	0,65	150,56	1539	14013
6	23,04	0,52	120,45	2775	16788
7	19,01	0,6	138,98	2642	19430
8	15,91	0,65	150,56	2395	21826
9	15,33	0,75	173,72	2665	24491
10	13,56	0,75	173,72	2358	26848
11	9,14	0,66	152,87	1397	28248
12	10,10	0,75	173,72	1755	30004
13	8,26	0,75	173,72	1435	31436
14	16,04	0,65	150,56	2415	33851
15	16,65	0,45	104,23	1735	35586

4.10. Conclusion

Le présent chapitre nous a permis d'estimer les différents paramètres qui servent de base salubre pour l'élaboration d'un calcul hydraulique adéquat pour le dimensionnement des ouvrages formant le système d'évacuation projeté.

Vue la délicatesse de la détermination de la répartition démographique et le coefficient de ruissellement on essaye de combiner plusieurs notions pour mieux orienter notre choix.

CHAPITRE 5 :

DIMENSIONNEMENT DU RÉSEAU D'ÉVACUATION

Chapitre 5 : Dimensionnement du réseau d'évacuation.

5.1. Introduction

Le dimensionnement des réseaux d'assainissement est complexe en raison de leur structure, la fonctionnalité de ces différents éléments, ainsi la variation temporelle des conditions d'écoulement, qui modifient sans cesse ces capacités de transfert et affecte des erreurs et des anomalies lors de la conception. Donc les caractéristiques dimensionnelles des systèmes d'évacuation doivent être menées avec beaucoup de rigueur, et nécessitent des outils d'information précis et des procédures de calcul basées sur des hypothèses solides, pour assurer une évacuation rapide sans stagnation des eaux pluviales, ainsi le transfert des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

Le choix du tracé et l'implantation des ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes de construction et de pose, afin de satisfaire des conditions mécaniques et hydrauliques et assurer une pérennité convenable.

5.2. Principe du tracé du réseau d'évacuation

L'analyse du plan d'urbanisme, l'agencement de l'agglomération, et la disposition des pentes nous a permis de déduire aisément le schéma et le système adéquats, suivant le sens des grandes pentes et de manière à éviter les obstacles qui gênent l'écoulement ou compliquent le système et les ouvrages d'évacuation.

Nous avons relié les collecteurs principaux avec des intercepteurs, avec la projection des déversoirs d'orage pour éviter les canalisations de grand diamètres et assurer un bon fonctionnement de la station d'épuration, avec la prise en compte de la sensibilité du milieu récepteur et la projection des bassins de retenue d'eau pluviale détaillée dans le prochain chapitre.

5.3. Origine et nature des eaux usées à évacuer

Au niveau de notre agglomération les flux polluants proviennent essentiellement des rejets domestiques et des zones d'activité ainsi que les précipitations. A cet égard il est souhaitable de considérer aussi les apports parasites qui peuvent être dus à une remontée accidentelle de la nappe phréatique.

5.3.1. Les eaux pluviales

Notre zone d'étude présente un pourcentage élevé des surfaces imperméables qui engendre un ruissellement important lors des orages violents susceptibles d'entraîner des inondations et un potentiel de pollution élevé dû aux résidus déposés sur les toits et les chaussées de la ville (métaux lourds, huile de vidange, carburants....).[3]

5.3.2. Les eaux usées domestiques

Ce sont des eaux qui trouvent leur origine à partir des habitations de l'agglomération, Elles sont constituées essentiellement d'eaux ménagères et d'eaux vannes.

- les eaux ménagères englobent les eaux des vaisselles, de lavage, de bain et de douche.
- les eaux vannes englobent les eaux provenant des sanitaires.

La validation des données de pollution par habitant reste assez difficile, car il est délicat d'obtenir des échantillonnages homogènes d'effluents issus d'habitations unifamiliales.

5.3.3. Les eaux usées des services publics

Les eaux usées des services publics proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies.

5.3.4. Eaux usées d'équipements

Notre zone d'étude est une ville où les eaux des équipements constituent une fraction importante qui doit être recensée d'une manière qui tient compte de la typologie de chaque service : éducatifs, sanitaires, touristiques, administrative et le nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité.

5.3.5. Les eaux usées parasites

Ce sont des eaux d'infiltration dans le collecteur qui changent parfois les propriétés hydrauliques de l'écoulement, nous distinguons deux types d'eaux parasites, à savoir les eaux toxiques et eaux claires.

Les premières, d'origine industrielle, résultent de rejets non conformes à la réglementation et sont généralement la cause d'un entretien défectueux des stations de prétraitement.

Les secondes résultent soit de l'introduction dans le réseau de la nappe phréatique, en raison de son manque d'étanchéité, soit de l'introduction d'eaux pluviales par suite d'erreurs de branchements.

Quatre types d'impact peuvent être décelés :

- sur le fonctionnement des stations d'épuration ;
- Sur les réseaux d'assainissement ;
- Sur la qualité du milieu naturel ;
- Sur la sécurité du personnel égoutier.

Remarque: Dans notre cas le débit d'infiltration est estimé à 0,15l/s/ha vu le manque de données.

5.4. Estimation des débits d'eaux usées

Les quantités d'eaux à considérer dépendent de la répartition des consommations d'eaux, liées aux facteurs socio-économiques, que nous pouvons intégrer dans des catégories d'occupation des sols en fonction de l'importance de l'agglomération et de son activité dominante. La variation en quantité des rejets dans le temps et dans l'espace est due au développement de la maison individuelle, de la résidence secondaire et estivale, à laquelle s'ajoute la multiplication des établissements commerciaux et industriels.

5.4.1. Estimation des débits d'eaux usées domestiques

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prendrons comme base une dotation d'eau potable de 150 l/j hab, et nous considérons que les 80% de l'eau consommée sont rejetées comme eaux usées dans le réseau d'évacuation.

5.4.1.1.Évaluation du débit moyen journalier d'eaux usées domestiques

Le débit moyen journalier rejeté est calculé par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy},j} = (K_r \cdot D \cdot N) / 86400 \quad (\text{l} / \text{s}) \quad (5-1)$$

Avec:

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen rejeté quotidiennement en (l /s) ;

K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité moyenne d'eau potable consommée ;

D : dotation journalière prise égale à 150 l/j hab;

N : nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab).

5.4.1.2-Évaluation du débit de pointe :

Comme la consommation, le rejet des eaux usées est aussi variable dans la journée, d'où nous sommes appelés à déterminer le débit de pointe qui est donné par la formule qui suit :

$$Q_{\text{pte}} = K_p \cdot Q_{\text{moy},j} \quad (5-2)$$

Avec :

Q_{pte} : débit de pointe d'eaux usées ;

$Q_{\text{moy},j}$: débit moyen journalier d'eaux usées ;

K_p : coefficient de pointe ;

Ce coefficient de pointe peut être :

a) Estimé de façon moyenne :

$$K_p = 24/14 ;$$

$$K_p = 24/10 ;$$

b) Relié à la position de la conduite dans le réseau :

$$K_p = 3 \quad \text{en tête du réseau ;}$$

$$K_p = 2 \quad \text{à proximité de l'exutoire ;}$$

c) Calculé à partir du débit moyen journalier :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}}} \quad \text{si } Q_{\text{moy},j} \geq 2.8 \text{ l / s} \quad (5-3)$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{\text{moy},j} < 2.8 \text{ l / s}$$

Remarque :

Pour notre étude le coefficient de pointe k_p est calculé à partir du débit moyen journalier, selon la relation (5-3)

Les débits d'eaux usées des équipements et les débits d'eaux usées de pointe sont respectivement illustrés dans les tableaux 5.1 et 5.2.

Tableau.5.1 : Évaluation des débits d'eaux usées des équipements.

N° du sous bassin	Équipement	Unité de mesure	Nbre d'unité	Dotation (L/j/unité)	Q usé (l/s)	Q équipement (l/s)
S1	Stade	m ²	47044	20	10.89	10.89
S2	Centre universitaire	Etudiant/Fonctionnaire	10300	20	2.38	3.540
	Résidence universitaire	Lits	2000	50	1.16	
S3	marche	m ²	16680	5	0.96	0.962
	Salle de sport	Vestiaire	5	20	0.002	
S4	Ecole primaire	Elève	400	30	0,14	0.140
S5	C.E.M	Elève	800	30	0,28	0,280
S6	CFPA	stagiaire	130	30	0.05	8.06
	Lycée	Elève	1200	30	0.42	
	Stade et Park de loisir	m ²	32800	20	7.59	
S7	D .éducation	Fonctionnaire	160	5	0.009	0.148
	CNR	Fonctionnaire	70	5	0.004	
	D. habitat	Fonctionnaire	85	5	0.005	
	Ecole	Elève	300	30	0.1	
	Salle de soin	Lit	80	30	0.03	
S8	Commissariat	Fonctionnaire	80	15	0.013	0.047
	Siege de wilaya	Fonctionnaire	200	15	0.03	
S9	Ecole primaire	Elève	300	30	0.1	0.480
	Mosquée	Fidèle	500	30	0.17	
	C.E.M	Elève	600	30	0.21	
S10	Caserne militaire	Fonctionnaire	600	20	0,14	0.141
	Bank	Fonctionnaire	25	5	0,0014	
S11	INSFP	stagiaire	300	20	0.07	0.07
S12	C.E.M	Elève	600	30	0.21	0.21
S13	Garde communal	Fonctionnaire	80	15	0.013	0.013
S14	protection civil	Fonctionnaire	70	15	0.012	0.232
	Ecole	Elève	300	30	0.1	
	gendarmerie	Fonctionnaire	120	15	0.02	
	mosquée	Fidèle	300	30	0.10	
S15	centre météo	Fonctionnaire	40	5	0.002	0.011
	Naftal	Fonctionnaire	160	5	0.009	

Tableau 5.2 .Évaluation des débits d'eaux usées totales.

Numéro du sous bassin	Pi	dot	Kr	Q dom	Kp max	Qdom max	Kp min	Q dom min	Q equi	Q equi point	Q usées total
1	4344	150	0,8	6,03	1,97	11,88	0,8	4,82	10,89	32,67	44,55
2	2906	150	0,8	4,03	2,45	9,88	0,8	3,22	2,83	8,49	18,37
3	3836	150	0,8	5,32	2,51	13,37	0,8	4,26	0,96	2,88	16,25
4	1390	150	0,8	1,93	3,00	5,79	0,8	1,54	0,11	0,33	6,12
5	1539	150	0,8	2,13	3,00	6,41	0,8	1,70	0,22	0,66	7,07
6	2775	150	0,8	3,85	2,07	7,97	0,8	3,08	8,06	24,18	32,15
7	2642	150	0,8	3,66	2,79	10,23	0,8	2,93	0,15	0,45	10,68
8	2395	150	0,8	3,32	2,87	9,54	0,8	2,66	0,04	0,12	9,66
9	2663	150	0,8	3,69	2,72	10,06	0,8	2,95	0,48	1,44	11,53
10	2356	150	0,8	3,27	2,86	9,35	0,8	2,61	0,14	0,42	9,77
11	1397	150	0,8	1,94	3,00	5,82	0,8	1,55	0,07	0,21	6,03
12	1755	150	0,8	2,43	3,00	7,31	0,8	1,94	0,17	0,51	7,82
13	1435	150	0,8	1,99	3,00	5,97	0,8	1,59	0,01	0,03	6,00
14	2415	150	0,8	3,35	2,82	9,45	0,8	2,68	0,23	0,69	10,14
15	1735	150	0,8	2,41	3,00	7,23	0,8	1,92	0,01	0,03	7,26

Avec :

Pi : nombre d'habitant ;

Q dom : débit d'eau usée domestique ;

Dot : dotation en eau potable ;

Kp max : coefficient de point

Kr : coefficient de rejet ;

Kp min : coefficient de point minimum

Q equi : débit d'eau usée d'équipement ;

5.5. Évaluation du débit d'eau pluviale

Le problème de l'évaluation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait depuis longtemps l'objet de nombreuses études théoriques. Les relations pluies-débit évoluant lors des différentes phases de l'averse doivent considérer plusieurs paramètres et c'est là la difficulté et le point de divergence entre les différentes méthodes. Les débits d'eaux pluviales seront calculés pour une précipitation de fréquence décennale et d'une durée de 15 mn. Deux méthodes essentielles se présentent pour l'estimation des débits pluviaux la méthode superficielle et la méthode rationnelle.

5.5.1. Choix de la méthode de calcul

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération, morphologie du terrain et du tissu urbain, du coefficient de ruissellement et le temps de concentration et ces variations temporelles, nous optons pour l'application de la méthode rationnelle.

5.5.2. La méthode rationnelle

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones. Cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généralisée. Dans cette méthode le hyétogramme de pluie sur un bassin se transforme ainsi en hydrogramme d'écoulement, en tenant compte de l'effet de stockage et de l'infiltration [11]

Elle consiste à estimer les débits pluviaux suite à une averse d'intensité moyenne « i » supposée constante durant la chute de pluie sur des surfaces d'influence de superficie « A », caractérisée par un coefficient de ruissellement « Cr ». La méthode rationnelle s'exprime par la formule suivante :

$$Q = \alpha . Cr . i . A \quad (l/s) \quad (5-4)$$

Avec:

Q : débit d'eau de ruissellement (l / s) ;

A : surface de l'aire d'influence (ha) ;

Cr : coefficient de ruissellement ;

i : intensité de précipitation (l / s / ha) ;

α : Coefficient correcteur de l'intensité tenant compte de la distribution de la pluie dans l'espace, dont sa détermination est en fonction de la forme du sous bassin.

5.5.2.1. Hypothèses de la méthode rationnelle

Les hypothèses de base sont, par conséquent, 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 ;
- L'intervalle de la récurrence du débit de pointe Q_p 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.

5.5.2.2. 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 que pour les zones étendues, car les calculs deviendraient fastidieux.

5.2.3. Application de la méthode rationnelle

5.2.3.1. Temps de concentration

Le temps de concentration relatif à un bassin versant est le temps le plus long que met l'eau qui ruisselle pour atteindre la décharge. Pour évaluer le temps de concentration nous avons :

Nous considérons que le temps de concentration est issu de trois temps de concentrations différents : t_1 , t_2 et t_3 : [5]

$t_1 = \frac{1}{60.v}$: C'est le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les conduites. (Min)

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement nous l'estimons compris entre 2 et 20 minutes.

$t_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}}$: Temps de ruissellement sur un parcours ne comportant pas de canalisation.

(Min)

Où :

L : Longueur du parcours superficiel (m).

V : Vitesse d'écoulement de l'eau dans la conduite. (m/s).

I : Pente moyenne du chemin parcouru par l'eau (m).

5.2.3.2. Coefficient de correction minorateur (α):

Pour tenir compte de la distribution spatiale de la pluie, il y a lieu d'appliquer un coefficient minorateur. Il est déterminé d'après une loi de répartition de la pluie. Cette irrégularité dépend des conditions météorologiques souvent difficiles à les déterminer, donc pour manque d'information et pour prendre le cas le plus défavorable nous prenons α égal à 1.

Les résultats de calcul des débits pluviaux et débits usées sont reportés dans le tableau 5.3suivant :

Tableau 5.3. Calcul du débit total pour chaque sous bassin

Numéro du sous bassin	Aire (ha)	Coefficient de ruissellement	Intensité (l/s/ha)	Q Pluvial (l/s)	Q usées total (l/s)	Q infiltration (l/s)	Q total (m ³ /s)
1	28,85	0,65	164,32	3081,50	44,55	4,32	3,16
2	19,30	0,65	164,32	2061,45	18,37	2,89	2,08

3	33,12	0,5	164,32	2721,22	16,25	4,96	2,74
4	9,23	0,65	164,32	985,86	6,12	1,38	0,99
5	10,22	0,65	164,32	1091,61	7,07	1,53	1,10
6	23,04	0,52	164,32	1968,74	32,15	3,45	2,02
7	19,01	0,6	164,32	1874,29	10,68	2,85	1,88
8	15,91	0,65	164,32	1699,36	9,66	2,38	1,71
9	15,33	0,75	164,32	1889,32	11,53	2,29	1,90
10	13,56	0,75	164,32	1671,18	9,77	2,03	1,68
11	9,14	0,66	164,32	991,27	6,03	1,37	0,99
12	10,10	0,75	164,32	1244,76	7,82	1,51	1,25
13	8,26	0,75	164,32	1017,99	6,00	1,23	1,02
14	16,04	0,65	164,32	1713,25	10,14	2,40	1,72
15	16,65	0,45	164,32	1231,20	7,26	2,49	1,24

Q_{pluvial} : Débit pluvial partiel de chaque sous bassin (l/s), (m^3/s);

Q_{total} : Débit total de chaque sous bassin (m^3/s);

$Q_{\text{usées total}}$ Débit d'eau usée total ; domestique et équipement ;

$Q_{\text{infiltration}}$ Débit d'eau d'infiltration estimé à 0, 15l/s/ha.

5.6. Détermination des pentes équivalentes

Afin de prendre en compte l'influence des sous bassins l'un sur l'autre, il est plus judicieux de travailler avec la pente moyenne équivalente [5], en faisant l'assemblage des bassins (en série ou en parallèle). Les résultats sont illustrés dans le tableau 5.4:

Tableau 5.4. Calcul de la pente équivalente

Sous bassins	Paramètres équivalents	Sous bassins en série	Sous bassins en parallèle
1-2-3	leq	0,0029	/
9-11-12-13	leq	0,0031	/
5-6	leq	0,0053	/
14-13	leq	/	0,0027
10-12	leq	/	0,0028
10-11	leq	/	0,0033
8-9	leq	/	0,006

5.7. Calcul hydraulique du réseau d'assainissement

Un système hydraulique que l'on projette de construire peut être constitué d'émissaires ou de canalisations enterrées et d'ouvrages particuliers. Sa structure topologique est définie par :

- des tronçons limités par un nœud d'origine et un nœud d'extrémité.
- des branches, ensemble de tronçons consécutifs, qui assurent la continuité de l'écoulement.

La conception d'un système hydraulique se caractérise par :

- des contraintes physiques subordonnées au relief du terrain, aux branchements d'immeubles et à la dépendance par rapport aux réseaux ;
- des données hydrauliques : nature de l'effluent, débits, forme de section ;
- des dispositions techniques, qui exigent les solutions les plus économiques.

L'écoulement dans les canalisations doit satisfaire aux normes qui permettent un bon fonctionnement hydraulique tel que la capacité d'autocurage qui exige une vitesse de l'ordre de 0.6m/s pour 1/10 du débit à pleine section, ou une vitesse de 0.3 m/s pour 1/100 du même débit[5] ; si lors de la conception ces conditions sont pas respectées il faut prévoir des techniques de curage périodiques ou des chasses automatiques . En revanche il est déconseillé de dépasser une vitesse de 5m/s pour ne pas provoquer la dégradation des parois de la canalisation. [3]

5.7.1. Mode de calcul

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, nous considérons l'hypothèse suivante :

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique de perte de charge est égal à la pente du radier.
- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

L'écoulement dans les collecteurs est un écoulement à surface libre régi par la formule de la continuité :

$$Q = V.S \quad (5.5)$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions

La vitesse moyenne est déterminée par l'expression suivante (formule de Manning) :

$$V = K_s . R^{\frac{2}{3}} . \sqrt{I} \quad (5.6)$$

Où :

I_m (m/m) : Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.

R (m) : Rayon hydraulique.

K_s : Coefficient de rugosité dépend de la nature des parois, les coefficients K sont présentés en annexe1.

A partir de l'équation (5.5) et (5.6) le diamètre est calculé comme suit :

$$D_{cal} = \left[\frac{3,2 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right]^{3/8} \quad (5.7)$$

Où : $Q_t = Q_{euT} + Q_{pl} + Q_{inf}$ avec :

Q_{euT} (m³/s): Débit d'eau usée total (débit d'eau usée domestique et débit des équipements).

Q_{pl} (m³/s): Débit d'eau pluviale.

Q_{inf} (m³/s): Débit d'infiltration.

Le débit en pleine section est donné donc par la relation :

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \quad (5.8)$$

D_{nor} (mm) : Diamètre normalisé de la conduite.

V_{ps} (m/s) : Vitesse à pleine section.

La vitesse en pleine section est calculée à partir de la relation (5.6), avec le rayon hydraulique $R = \frac{D_{nor}}{4}$.

$$V_{PS} = K_s * (D_{nor}/4)^{\frac{2}{3}} * \sqrt{I} \quad (5.9)$$

La vitesse moyenne et la hauteur de remplissage dans la conduite sont calculées à partir des relations suivantes :

- Rapport des débits $R_Q = \frac{Q_t}{Q_{PS}}$

- Rapport des vitesses $R_V = \frac{V}{V_{PS}}$

- Rapport des hauteurs $R_h = \frac{h}{D_{nor}}$

Avec :

V : Vitesse moyenne d'écoulement de l'eau (m/s).

Les valeurs de R_v et R_h sont données en fonction de R_q , présenter en annexe 2

Pour plus de simplification, notre calcul hydraulique pour le dimensionnement du réseau a été fait au moyen d'un programme Excel utilisant les formules ci-dessus, et donné par l'organigramme annexe 3.

Tenant compte des données géométriques (pentes, longueurs), nous précéons au calcul des diamètres des collecteurs, supposés en PEHD, et en béton pour les grands diamètres.

Les tableaux de dimensionnement sont donnés dans l'annexe 4.

5.7.2. Les contraintes trouvées lors de dimensionnement

- la platitude du terrain qui conduit à des sur profondeurs ou à des diamètres très importants.
- l'emplacement critique de la station d'épuration.
- le risque de contaminer la nappe.
- l'absence d'exutoire ou des oueds naturels.
- l'obligation d'utiliser des déversoirs d'orage dans le réseau pour partager les débits entre les différentes canalisations et équilibrer le réseau.

5.8. Conclusion

Nous avons consacré ce chapitre au dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales. Pour mieux comprendre les mécanismes d'écoulements nous avons suivi une méthode de calcul qui permet de démontrer l'influence de certains paramètres dans le processus hydraulique dans le réseau d'égout. Nous avons combiné entre le schéma perpendiculaire et le schéma étagé et projeté des déversoirs d'équilibre et de décharge, afin de réduire le diamètre des canalisations, et pour assurer un bon fonctionnement de la station d'épuration.

Lors de dimensionnement nous avons pris en considération :

- La vitesse d'auto curage.
- limiter les sur profondeurs.
- répondre à la fourchette acceptable pour les différents paramètres hydrauliques.
- La distance entre les regards est de 30 m.

CHAPITRE 6 :

ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DU RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT

Chapitre 6 : Eléments constitutifs du réseau d'assainissement.

6.1. Introduction

Les éléments constitutifs d'un réseau ont pour objet la collecte des eaux usées et pluviales hors agglomération, et assurer une bonne fonctionnalité avec une aisance de gestion, qui permet d'avoir un réseau économiquement et techniquement fiable.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

1- Des ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.

2- Des ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouche d'égout, regards, déversoirs d'orage... etc.)

6.2. Les ouvrages principaux

Les ouvrages principaux destinés à l'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration comprennent les collecteurs.

6.2.1. Collecteurs

Ils se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Ils sont désignés par leurs diamètres intérieurs, dites diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre [1]. Dans notre projet nous avons opté pour des collecteurs circulaires vu leur disponibilité et leur simplicité de pose, de diamètre qui varie entre 300 et 1800 mm.

6.2.2. Type de canalisation utilisé

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leurs matériaux et leurs destinations, lors du choix de type de canalisation, nous nous trouvons confrontés aux contraintes suivantes :

- *la pente de terrain ;
- *la nature du sous-sol traversé ;
- *le volume et la nature de l'effluent évacué ;
- *les charges mécaniques exercées sur le réseau ;
- *le souci de respecter l'environnement.

Pour s'adapter aux contraintes posées dans notre projet nous avons choisi deux types de canalisation en PEHD et en béton.

6.2.2.1. Conduites en béton

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante.

6.2.2.2. Conduites en PEHD

Le polyéthylène se divise en deux classes selon le procédé de fabrication et les additifs utilisés : le PE haute densité (PEHD) et le PE basse densité (PEBD), plus souple et moins cher. Les diamètres peuvent aller jusqu'à 1500 mm Pour les petits diamètres, le PEHD peut s'enrouler en couronne sur des centaines de mètres ce qui permet de diminuer le nombre de raccords et donc le risque de fuites. Sa souplesse lui donne également une grande adaptabilité au sol et une grande résistance au choc mais peut en contrepartie entraîner des risques d'ovalisation pour les plus gros diamètres. Il est inerte chimiquement et donc ne se corrode pas. Les avantages de ce type de matériau dans notre projet sont :

- Etanchéité primordiale.
- Résistance aux attaques chimiques.
- Leur bonne stabilité dans les tranchées.
- Pose et assemblage facile.
- Diminution du nombre de raccordement.
- La disponibilité sur le marché national.
-

6.2.3. Différentes actions supportées par la conduite

Les canalisations sont exposées à des actions extérieures et intérieures. Pour cela, ces canalisations doivent être sélectionnées pour lutter contre ces actions qui sont : Les actions mécaniques ; les actions statiques et les actions chimiques.

a) Actions mécaniques :

Ce type d'action résulte de l'agressivité des particules de sable et de gravier qui forment le remblai et le radier des canalisations. Cette agressivité provoque la détérioration des parois intérieures par le phénomène d'érosion dû essentiellement à de grandes vitesses imposées généralement par le relief.

b) Actions statiques :

Les actions statiques sont dues aux surcharges fixes ou mobiles comme le remblai, au mouvement de l'eau dans les canalisations ainsi qu'aux charges dues au trafic routier.

c) Actions chimiques :

Elles sont généralement à l'intérieur de la conduite. Une baisse de pH favorise le développement des bactéries acidophiles qui peuvent à leur tour favoriser la formation de l'acide sulfurique (H_2S) corrosif et néfaste pour les conduites.

6.3. Ouvrages annexes

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils sont nombreux et obéissent à une hiérarchie de fonction très diversifiée : fonction de recette des effluents, de fenêtres ouvertes sur le réseau pour en faciliter l'entretien, du système en raison de leur rôle économique en agissant sur les surdimensionnements et en permettant l'optimisation des coûts.

Les ouvrages annexes sont considérés selon deux groupes :

- Ouvrages normaux ;
- Ouvrages spéciaux.

6.3.1. Ouvrages normaux

Les ouvrages normaux sont les ouvrages courants indispensables en amont ou sur les réseaux. Ils assurent généralement la fonction de recette des effluents ou d'accès au réseau.

6.3.1.1. Branchements

Leur rôle est de collecter les eaux usées et les eaux pluviales d'immeubles. Un branchement comprend trois parties essentielles ;

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement.
- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées suivant une oblique inclinée à 45° ou 60° par rapport à l'axe général du réseau public. [5]
- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

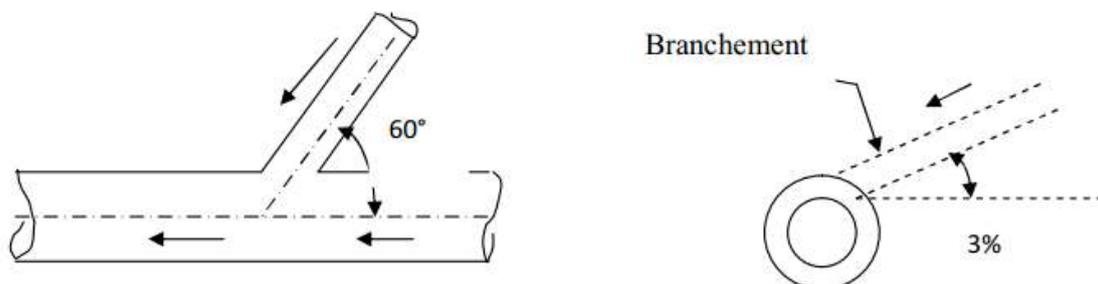


Figure 6.1 : point de raccordement avec inclinaison

6.3.1.2. Ouvrages des surfaces

Ce type d'ouvrages est destiné au recueil des eaux pluviales.

1 - Les caniveaux :

Ils sont destinés au recueil des eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et trottoirs et transporter ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

Dans notre projet, les caniveaux sont placés entre les bouches d'égout et au niveau des voiries étroites pour permettre l'évacuation des eaux pluviales vers les bouches d'égout. Ils sont considérés comme étant des canaux de section demie circulaire de rayon 10 cm

2- Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit dans les chaussés (absorption par le haut) soit sur le trottoir (absorption du côté latéral). La distance entre les deux bouches d'égout est en moyenne de 50 m. La section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches d'égout afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont. Dans notre cas nous avons projeté des bouches d'égout à absorption par le haut à chaque 50m.

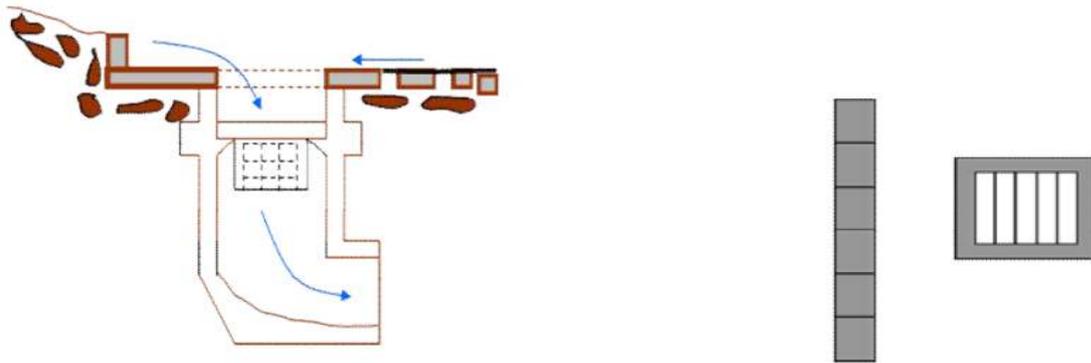


Figure 6.2. Absorption par le haut.

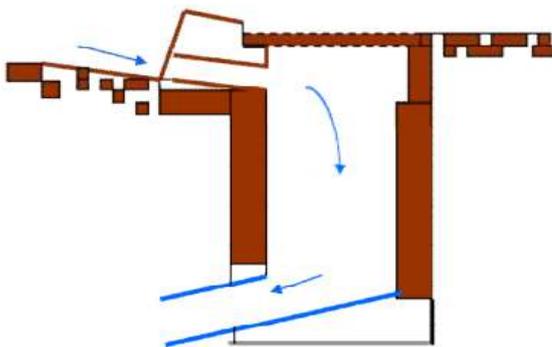


Figure 6.3. Absorption par le côté latéral.

6.3.1.3. Ouvrages d'accès au réseau (les regards)

Les regards, quel que soit leur type, permettent l'accès aux collecteurs visitables et assurent une ventilation interne pour l'évacuation des gaz, ils sont très utiles dans le domaine de gestion (débouage, curage, et pour les travaux de réhabilitation). Le type de regard implanté dépend de plusieurs paramètres telle que la topographie du terrain, la nature du système de réseau et aussi dépend du rôle pour lequel il est destiné à le remplir.

- *Regard simple* : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- *Regard latéral* : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- *Regard double* : pour système séparatif
- *Regard toboggan* : en cas d'exhaussement de remous
- *Regard de chute* : à forte pente

La distance entre deux regards est variable

- 35 à 50 m en terrain accidenté.
- 50 à 80 m en terrain plat.

Dans notre la distance entre les regards est de 30 m pour faciliter l'entretien et la gestion du réseau

Sur les canalisations les regards doivent être installés :

- A chaque changement direction ;
- A chaque jonction de canalisation ;
- Aux points de chute ;
- A chaque changement de pente ;
- A chaque changement de diamètre ;

Dans notre projet nous avons utilisé des regards simples pour le raccordement des collecteurs de même diamètre ou de diamètre différents chaque 30m, dans tous les quartiers de la ville. Les dimensions de ces derniers varient selon le diamètre des canalisations raccordés et les profondeurs de leur pose. Ce type de regards est présenté dans la figure 6 .4.

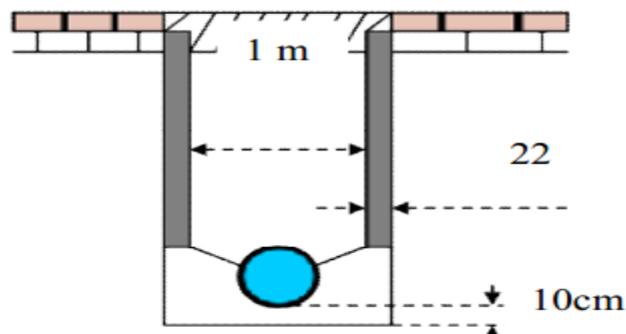


Figure 6.4: Regard simple

6.3.2. Ouvrages spéciaux

6.3.2.1. Déversoirs d'orage

Nous désignons par le terme "déversoir" des ouvrages de dérivation conçus pour les flux et limiter le débit dirigé par temps de pluie vers l'aval du réseau. Donc il permet le rejet direct d'une partie des effluents au milieu naturel lorsque le débit à l'amont dépasse une certaine valeur. Figure 6.5

Un déversoir d'orage est donc un ouvrage de contrôle permettant une régulation hydraulique des effluents en réseau d'assainissement. Le débit dérivé peut sortir complètement du système d'assainissement, soit y être réinjecté après stockage dans un bassin. [10]

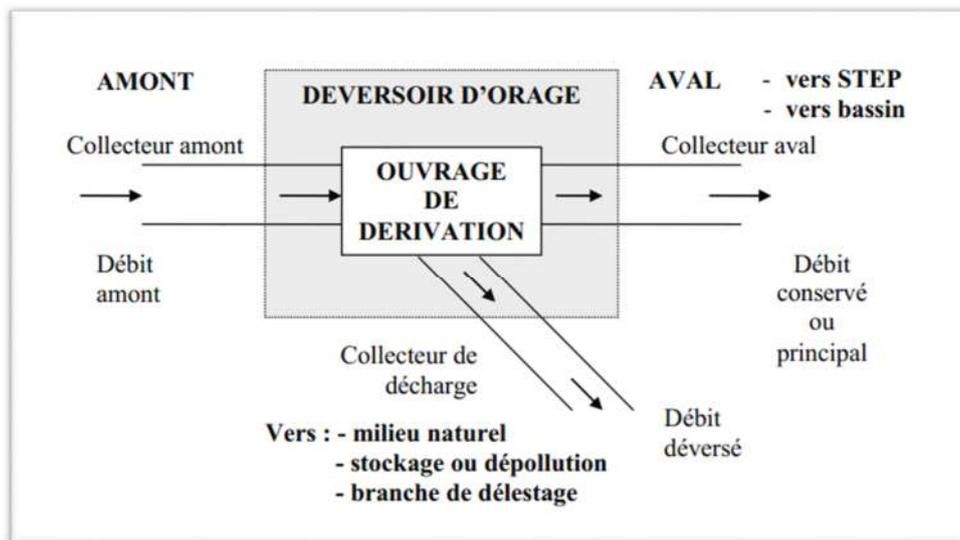


Figure 6.5: schéma de principe du déversoir d'orage.

6.3.2.1.1. Contraintes influençant le fonctionnement des déversoirs d'orage

La réalisation d'un déversoir d'orage est souvent soumise à des contraintes qui influent sur sa conception et le choix de son type. Le tableau VI.1 montre quelques contraintes qui peuvent agir sur le fonctionnement du déversoir d'orage.

Tableau 6.1 : contraintes influençant le fonctionnement des déversoirs d'orage

Contraintes	
Physiques (géométrie + hydraulique)	Topographie : pente, bassins hydrographiques, existence d'exutoires naturels, etc. Occupation du sol : densité de l'habitat et des activités, voirie, sous-sol, etc. Ouvrages hydrauliques proches du DO (bassin, station de pompage...)
Environnementales	Protection du milieu naturel contre les pollutions. Protections des riverains contre les pollutions diverses (santé, odeurs, bruit...) Variations du niveau d'eau du milieu naturel.
Economiques	Coût des collecteurs vis-à-vis du coût du déversoir et de ses ouvrages annexes.
Gestion	Mode de gestion : statique, dynamique (ouvrages mobiles). Facilités d'exploitation : accès, nettoyage, entretien...

6.3.2.1.2. Types des déversoirs

Nous distinguons plusieurs types de déversoirs.

A-ouvrages ne possédant pas de seuil:

A.1-Trous dans le mur :

Ce type de déversoir est caractérisé par une capacité d'évacuation très faible au niveau de la conduite de déversement, il faut une charge importante d'eau dans le déversoir pour permettre l'évacuation par le trop plein. Figure6.6



Figure 6.6 : exemple de déversoir à trou.

A.2-déversoir à ouverture de radier :

Les eaux usées de temps sec chutent dans une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation. la forme de l'ouverture peut être rectangulaire ou elliptique. Ce type d'ouvrage est installé lorsque l'écoulement est torrentiel et donc par forte pente. Figure6l.7



Figure 6.7 : exemple de déversoir à ouverture de radier.

B-Ouvrage à seuil(s) :

B.1-détermination selon le nombre de seuil :

B.1.1-Déversoir à seuil simple : Le seuil est placé d'un seul côté de l'ouvrage, il représente 85% des déversoirs à seuil. Figure 6.8



Figure 6.8: exemple d'un déversoir à seuil simple.

B.1.2-Déversoir à seuil double : Le seuil est placé de chaque côté de l'ouvrage. Figure 6.9.



Figure 6.9 : exemple d'un déversoir à seuil double.

B.2-Détermination selon la position du seuil par rapport à la conduite amont :

B.2.1-Déversoir à seuil latéral :

Dans le cas du déversoir à seuil latéral pur, le seuil est rectiligne et strictement parallèle à l'écoulement. Figure 6.8 et figure 6.9.

B.2.2-Déversoir à seuil frontal :

Le seuil est alors rectiligne et perpendiculaire à l'écoulement.

Parmi les déversoirs à seuil frontaux, nous pouvons encore établir une sous-catégorie selon la présence ou non d'une contraction au niveau du seuil, selon la mise en charge de la conduite aval et selon l'orientation de cette même conduite par rapport à la crête. Figure 6.10.



Figure 6.10 : exemple d'un déversoir à seuil frontal.

B.3-détermination selon la hauteur du seuil :

B.3.1-déversoirs à seuil bas : les déversoirs sont dits à seuil bas lorsque le niveau du seuil déversé se situe sous le niveau de la génératrice supérieure de la conduite aval. Figure 6.12.



Figure 6.11 : exemple d'un déversoir à seuil bas.

B.3.2-déversoir à seuil haut : Les déversoirs sont dits à seuil haut lorsque le niveau du seuil déversant se situe au-dessus du niveau de la génératrice supérieure de la conduite aval (niveau à partir duquel il y a mise en charge de la conduite).figure 6.12



Figure 6.12: exemple d'un déversoir à seuil haut.

*l'intérêt de cette typologie est de pouvoir anticiper le fonctionnement hydraulique d'un déversoir, afin de pouvoir l'associer à d'autres ouvrages de même famille hydraulique de façon pertinente. Le sens principal de l'écoulement, endroit de rejet dans notre projet demande de projeté sept déversoirs frontaux, trois sert à équilibrer le réseau, les autres pour décharger le réseau dans des bassins de retenues.

6.3.2.1.2. Principe de dimensionnement:

Le dimensionnement d'un tel ouvrage commence par le choix du débit critique et du débit amont maximal en fonction des objectifs de protection (du milieu naturel, de la ville contre l'inondation...) qui doivent être assurés par le réseau d'assainissement ; le

calcul se fait en fonction des pentes et des formes des sections des canalisations en amont, en aval et au niveau du déversoir.

Le débit déversé peut être facilement modifié par des dispositifs fixes (section réduite, masque ...) ou mobile (vanne, seuil gonflable...).

Dans notre cas nous optons pour la triple dilution pour la détermination du débit dirigé vers la station d'épuration, pour les quatre déversoirs frontaux qui déversent dans les quatre bassins de retenues prévus ; tandis que pour les trois déversoirs frontaux qui permettent l'équilibre du réseau de sorte d'avoir des sections plus économiques le débit de dimensionnement est celui qui peut nous maintenir un diamètre de canalisation précis. La décharge des déversoirs vers les bassins de retenue se fait par l'intermédiaire des caniveaux ou des conduites.

A- *Détermination du débit total Q_t :*

$$Q_t = Q_{plu} + Q_{eu} + Q_{eupu} + Q_{eaupa} + Q_{indu}$$

Avec:

Q_{plu} : débit pluvial en m^3/s ;

Q_{eu} : débit d'eau usée domestique en m^3/s ;

Q_{eupu} : débit d'eau usée publique en m^3/s ;

Q_{eaupa} : débit d'eau parasite en m^3/s ;

Q_{indu} : débit d'eau usée d'industrie.

Les débits totaux sont déterminés à partir des tableaux de l'annexe 4

B- *Détermination du débit critique :*

$$Q_{cr} = Q_t * Z \quad \text{avec} \quad Z = 1 - \frac{T_c}{100}.$$

Q_{cr} : débit critique

Z : coefficient de retardement.

T_c : temps de concentration en mn

*pour notre zone d'étude, il s'agit d'une agglomération urbanisée qui doit comporter des canalisations, alors le temps de concentration sera donné comme suit :

$$T_c = t_1 + t_2 \quad \text{voir formule (5.5) et (5.6)}$$

C- *Détermination du débit déversé :*

Le débit critique se compose du :

* débit déversé $Q_{dév}$;

* du débit allant vers la station d'épuration Q_{step}

$$Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{step}$$

Avec :

$$Q_{\text{step}} = 3 * Q_{\text{point usée}}$$

$Q_{\text{point usée}}$: débit de point d'eau usée

D-Détermination de la hauteur demandé par la station d'épuration h_{step} :

On a $R_Q = Q_{\text{step}} / Q_{\text{ps}}$ de l'abaque d'annexe 2 nous tirons R_h et R_v

$$h_{\text{step}} = D * R_h$$

E-Détermination de la hauteur d'eau déversée $h_{\text{dév}}$:

Nous avons : $R_{Q_{\text{cr}}} = Q_{\text{cr}} / Q_{\text{ps}}$ de l'abaque d'annexe 2 nous tirons $R_{h_{\text{cr}}}$

$$h_{\text{cr}} = D * R_{h_{\text{cr}}}$$

h_{cr} : hauteur d'eau critique

$$h_{\text{dév}} = h_{\text{cr}} - h_{\text{step}}$$

F- Détermination de la longueur du déversoir :

Nous appliquons la formule de Bazin:

m : Coefficient du débit, pour les déversoirs frontaux $m=0.42$

L : Largeur du déversoir exprimée en (m).

$h_{\text{dév}}$: Hauteur d'eau en (m) au-dessus du seuil du déversoir.

Remarque :

Nous avons choisie un type frontal pour tous les sept déversoirs sur la base du sens principal de l'écoulement (le sens d'écoulement de la canalisation qui véhicule le débit le plus important) et l'endroit de rejet ou de décharge.

Le tableau suivant montre les dimensions des différents déversoirs projetés :

Tableau 6.2 : dimensionnement des déversoirs d'orage frontaux projetés.

N°du DO	DO1	DO2	DO3	DO4	DO5	DO6	DO7
Q_T m ³ /s	3.78	2.42	VI.38	5.34	VI.19	2.96	3.70
Q_{STEP} m ³ /s	1.38	1.38	0.38	0.07	0.08	1.38	0.20
Q_{PS} m ³ /s	4.80	2.35	VI.54	VI.06	VI.87	3.92	3.86
T_1 min	5.50	2.50	4.37	3.45	2.82	1.45	2.14
T_2 min	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
T_c min	17.50	14.50	1VI.37	15.45	14.82	13.45	14.14
Z	0.83	0.85	0.84	0.84	0.86	0.86	0.86
Q_{cr} m ³ /s	3.13	2.05	5.36	4.51	5.32	2.54	3.18

Q _{dev} m ³ /s	1.75	0.67	4.98	4.44	5.24	1.16	2.98
R _Q	0.28	0.58	0.05	0.01	0.02	0.35	0.05
R _h	0.32	0.55	0.13	0.11	0.05	0.38	0.09
R _V	0.78	1.02	0.48	0.40	0.18	0.87	0.34
h _{STEP} (mm)	480.00	540.00	180.00	150.00	140.00	380.00	138.00
R _{Qcr}	0.65	0.87	0.82	0.74	0.77	0.65	0.82
R _{hcr}	0.59	0.72	0.69	0.64	0.67	0.59	0.69
h _{cr} (mm)	885.00	720.00	690.00	640.00	1161.00	590.00	828.00
h _{dev} (mm)	405.00	180.00	510.00	490.00	1021.00	210.00	690.00
m	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42	0.42
L(m)	3.65	4.70	5.30	5.18	2.48	5.47	2.62

6.3.2.2-Bassin de retenue d'eau pluviale :

L'évacuation des eaux pluviales peut conduire à la réalisation d'ouvrages importants qui dans le cas d'un réseau capable du débit décennal de pointe, par exemple, ne seront utilisés à plein que quelques heures tous les dix ans. [1]

Pour remédier à ces inconvénients, la technique actuelle s'oriente vers la réalisation de bassins de retenue, ouvrages destinés à régulariser les débits d'eaux météoriques, mais qui ne devront être utilisés qu'à bon escient et en fonction d'objectifs parmi lesquels on peut citer :

- *l'adaptation au tissu urbain dans lequel se situe le bassin ;
- *l'objectif de qualité pour l'utilisation prévue ;
- *l'objectif de qualité pour le milieu récepteur aval.

Dans notre projet nous proposons l'implantation de quatre bassins de retenue de type bassin sec construit dans des cuvettes naturelles ou des talus en terre compactée (figure VI.13). Ce genre de bassin est généralement vide pendant la période consécutive à un orage, laquelle ne doit pas excéder quelques jours.

Nous avons placés ces bassins dans la partie est de la ville, dans une vaste Sebkhah où l'urbanisme ne risque pas de se manifester.

Ce type de bassin offre l'avantage de recevoir les débits excédentaires des crues décennales donc une protection contre les inondations, ainsi le pouvoir de rendre disponible le site en dehors des crues pour d'autres usages tels qu'une aire de jeux, un stade ou parking ; et assurer une ressource d'eau non permanente mais utile pour les aménagements des espaces verts ou pour l'irrigation si les exigences de qualité le permettent.



Figure 6.1.3 : exemple d'un bassin de retenue sec dans une cuvette naturelle.

6.3.2.2.1-Soin particulier lors de la conception et l'exploitation :

- Les bassins projetés doivent être revêtus avec des feuilles de plastique géo-membrane pour assurer l'étanchéité voulue.
- prévoir un curage périodique.
- l'inclinaison des radiers tant à l'entrée qu'à la sortie des ouvrages est une mesure nécessaire pour faciliter l'entretien.
- une surveillance pour permettre la détection des flottants, hydrocarbure et algues.
- nous recommandons de placer un dégrilleur, un filtre à gravier pour piéger les huiles et les graisses si nécessaire à l'amont des bassins.
- prévoir des pièges et des produits pour l'empoisonnement des rongeurs pour ne pas déstabiliser les digues par les creux utilisés comme gîte.
- introduire des plantes absorbant l'azote et le phosphore pour éviter la prolifération des algues dans le bassin.

6.3.2.2.1- Méthode pratique de calcul :

Méthode des volumes:

La méthode est fondée sur l'analyse statistique des volumes. Elle considère tous les événements possibles. Les hauteurs d'eau équivalentes à stocker sont déterminées pour un épisode pluvieux en fonction de la valeur obtenue par différence entre la hauteur d'eau équivalente aux volumes écoulés à l'exutoire dans le même intervalle de temps. [3]

Cette méthode suppose le débit Q demandé sensiblement constant.

$$q = Q/S_a$$

Avec:

Q :débit de fuite en m^3/h ;

q :débit de fonctionnement en mm/h ;

Sa: surface active en ha;
S: surface totale concernée en ha ;
Ca: coefficient d'apport.

Calcul de la surface active :

En pratique la détermination de coefficient d'apport n'est pas facile et il est différent du coefficient de ruissellement, il est compris entre 0.05 et 0.6 au maximum.

Pour notre cas nous prenons $Ca=0.5$

Nous prenons l'exemple du bassin alimenté par l'apport d'eau qui provient du déversoir n°4 et qui correspond à une superficie de 22.17 ha.

$$Sa=S*Ca$$
$$Sa=22.17*0.5=11.08ha$$

Choix du débit de fuite :

Le débit de fuite englobe le débit à la sortie du bassin de retenue, nous proposons un débit Q de 44.32 mm/h, le débit de fonctionnement sera alors:

$$q=4 \text{ mm/h}$$

Sur l'abaque de l'annexe VI.1 pour une période de retour de 10 ans ; en fonction de débit de fuite nous déterminons la hauteur d'eau h_a en mm qui présente la capacité spécifique de stockage.

$$h_a=23.2 \text{ mm}$$

Le volume de bassin est donné par la relation suivante :

$$V_B=10*Sa*h_a$$
$$V_B=10*11.08*23.2=2570.56 \text{ m}^3$$

Pour tenir compte du temps mis pour atteindre le débit de fuite, nous majorons la valeur V_B d'une valeur de $0.17V_B$, donc le volume total de notre bassin sera :

$$V_T=1.17 * V_B=1.17*2570=3000 \text{ m}^3$$

Notre bassin est placé à une distance de 50m du déversoir n°4 par l'intermédiaire de canalisation afin d'éviter tous les nuisances qui peuvent gêner les habitants.

6.4. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons entamé les différents ouvrages projetés dans notre réseau d'assainissement. Ces ouvrages contribuent non seulement au bon fonctionnement hydraulique du système, mais aussi pour une économie en réduisant des sections aval suite à une décharge des débits excédentaires vers les bassins de retenue par l'intermédiaire des

déversoirs d'orage frontaux .les regards projetés ont un rôle de raccordement et de jonction et l'aération du réseau, ainsi la facilité de l'exploitation. La forme des sections et les matériaux sont choisis de façon à s'adapter à des contraintes internes et externes exercées sur la canalisation.

CHAPITRE 7 :

ORGANISATION DE CHANTIER

Chapitre 7 : Organisation de chantier

7.1-Introduction

La réalisation d'un système d'assainissement est régie par les lois auxquelles sont soumis tous chantiers se trouvant dans la nature, en milieu urbain soient ils ou en milieu rural.

Pour une réalisation optimale il faut suivre les règles de l'organisation du chantier en général. La méthode la plus utilisée est la méthode CPM « criticalpath méthode », c'est une méthode qui consiste à réduire les temps de réalisation, les coûts, et augmenter le rendement du travail. Elle se base sur l'établissement d'un réseau qui traduit la succession des opérations constituant le projet en question. A la fin on obtient ce qu'on appelle le chemin critique.

7.2-Les informations sur les réseaux publics existants :

Le sous - sol des voiries reçoit l'ensemble des canalisations et réseaux qui concernent : l'eau potable, les égouts, électricité, gaz et télécommunications.

Devant cette situation, avant de faire la pose de nos conduites, il convient de préparer une étude très détaillée sur l'encombrement du sous-sol, afin d'éviter de détruire les revêtements des chaussées et les autres conduites.

7.3- Exécution des travaux

Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :

- *Vérification, manutention des conduites ;
- *Décapage de la couche du goudron (si elle existe) ;
- *Emplacement des jalons des piquets (piquetage) ;
- *Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards ;
- *Aménagement du lit de pose ;
- *La mise en place des conduites ;
- *Assemblage des tuyaux ;
- *Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints ;
- *Construction des regards ;
- *Remblai des tranchées.

7.3.1. Vérification, manutention des canalisations

7.3.1. a-Chargement et transport :

Le chargement doit être effectué de façon à ce qu'aucune détérioration ou déformation des tubes et des accessoires ne se produise pendant le transport.

7.3.1. b-déchargement :

Le déchargement brutal des tubes est à proscrire.

7.3.1. c-stockage :

- *L'aire destinée à recevoir les tubes et les raccords doit être nivelée et plane.
- *les tubes et les accessoires doivent être stockés à l'abri du soleil.
- *les accessoires ne doivent être déballés qu'au moment de leur utilisation.
- * éviter le contact avec les huiles et les solvants et les autres substances chimiques.

L'opération se fait par un bulldozer sur une couche de 10 cm, le volume V de terre décapé est :

$$V = bHL \quad (\text{m}^3) \quad (7.1)$$

H : Epaisseur de la couche végétale.

b : Largeur de la couche végétale.

L : Longueur totale de tranchée.

7.3.3-Emplacement des jalons des piquets (piquetage)

Suivant les tracés du plan de masse, les jalons des piquets doivent être placés dans chaque point d'emplacement d'un regard à chaque changement de direction ou de pente et à chaque branchement ou jonction de canalisation ; pour cela nous avons besoin des théodolites, mires, niveaux, et des jalons.

7.3.4- L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées :

Le mode d'exécution en fouille ouverte, en tranchée, est le plus fréquemment utilisé lors de la construction des collecteurs urbains.

La profondeur de la tranchée est pratiquement toujours imposée par les pentes hydrauliques et du croisement d'ouvrages existants.

La largeur de la tranchée dépend essentiellement des dimensions extérieures et du type d'emboîtement des tuyaux, de la nature des terrains rencontrés. Il faut veiller à ce que la conduite d'assainissement soit plus basse d'au moins 30 cm de celle d'eau potable pour éviter tout risque de contaminations. Economiquement, il n'est pas intéressant d'établir des tranchées trop larges, vu le coût des terrassements ; on s'oriente donc vers l'exécution de fouilles de largeurs minimales.

L'exécution des fouilles pour les regards et les tranchées est réalisée par une pelle mécanique équipée en rétro de l'aval vers l'amont du réseau.

Les aptitudes de la pelle rétro sont :

- creuser au-dessous de la surface d'appui ;

- creuser rapidement et précisément les tranchées à talus vertical ;
- creuser à une profondeur importante ;
- creuser dans la direction de la machine.

- *Pour les collecteurs en terrain naturel.*

- a) *Profondeur de la tranchée :*

$$H = e + D + h \text{ (m)} \quad (7.2)$$

Avec : H : Profondeur de la tranchée.

e : Epaisseur du lit de sable.

D : Diamètre de la conduite.

h : Hauteur du remblai

- b) *Largeur de la tranchée :*

$$B = D + 2c \text{ (7.3)}$$

Avec : B : Largeur de la fouille au fond.

C : Espacement entre les parois de la tranchée et la conduite (c = 0,3 m)

-Exécution des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée dont les dimensions varient en fonction des collecteurs. La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre.

L'emplacement, la numérotation et les distances entre les regards sont portés sur les plans du tracé et les profils en long.

Le radier en béton comporte une cunette de hauteur au moins égale au rayon de la canalisation et deux plages inclinées à 10%. En aucun point l'épaisseur du béton ne doit être inférieure à 8 cm.[1]

Si une canalisation de branchement ou de bouche d'égout est raccordée sur la canalisation principale à la base du regard, les dispositions suivantes sont à respecter :

- L'angle de raccordement doit être au maximum de 67°30.
- Le niveau de la génératrice inférieure du branchement doit être supérieur à 0,10 m au moins à celui de la canalisation principale.
- La canalisation de branchement doit être encastrée dans le radier, la continuité de la banquette ou de la plage citée ci-dessus étant assurée par une grille ou une dalle.

La cheminée verticale peut être en maçonnerie de moellons ou en béton armé. Dans le cas du béton armé, l'épaisseur minimale est de 8 cm. La section des cheminées peut être circulaire ou carrée.

Le côté du carré ou le diamètre du cercle ne doivent pas inférieurs à 0,90 m. Cette dimension minimale étant portée à 1,0 m si les échelons de descente font saillies sur le gabarit de l'ouvrage.

Si nécessaire, une hotte conique ou pyramidale permet de raccorder la cheminée à la dalle supérieure.

Les échelons réalisés en acier Tor DN 20 mm, doivent avoir une longueur de 0,35 m et être espacés de 0,30 m d'axe en axe.

Dans chaque cheminée de regard, une série d'échelons percés doivent permettre la mise en place de la crosse mobile de sortie, laquelle doit comporter un renflement empêchant de l'enlever.

Les regards sur les canalisations pourront ne pas être systématiquement pourvus d'échelons, lorsque leur profondeur est inférieure à 5,0 m, il est cependant recommandé d'en équiper un regard sur deux.

La dalle supérieure en béton armé, dont l'épaisseur minimale doit être de 0,12 m si elle est sous trottoir, et de 0,15 m si elle est sous chaussée, comporte une feuillure destinée à supporter les dispositifs de fermeture. Ce dispositif doit être capable de résister à la rupture, à des charges centrées de 30000 daN sous chaussée, ou dans les zones accessibles aux véhicules, 10000 daN sous trottoir.[1]

Les tampons doivent comporter un orifice, ayant pour but de faciliter leur levage ainsi que l'aération de l'égout.

Les différentes étapes d'exécution d'un regard sont les suivantes :

- Réglage du fond du regard ;
- Exécution de la couche du béton de propreté ;
- Ferrailage du radier de regard ;
- Bétonnage du radier ;
- Ferrailage des parois ;
- Coffrage des parois ;
- Bétonnage des parois ;
- Décoffrage des parois ;
- Ferrailage de la dalle ;
- Coffrage de la dalle ;
- Bétonnage de la dalle ;
- Décoffrage de la dalle.

7.3.5-Aménagement du lit de sable :

Les conduites seront posées sur un lit de sable d'épaisseur égale au moins à 10 cm ce dernier doit être nivelé selon les côtes du profil en long ; le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% des particules inférieures à 0.1 mm.

Si le terrain est instable ou agressif des travaux spéciaux se révèlent nécessaires.

7.3.6-Mise en place des canalisations :

La pose de canalisation d'assainissement s'opère de l'aval vers l'amont .avant la mise en place des conduites nous procédons à un tirage de façon à éliminer celles qui ont subi des chocs importants, ou des fissurations, nous devons assurer au préalable qu'aucun corps étranger ne se trouve à l'intérieur des conduites. Nous devons vérifier l'état du revêtement à l'intérieur des tuyaux .Les conduites en PEHD peuvent être posées manuellement tandis que celles du béton nécessitent une pose tube. La vérification de l'alignement des canalisations est indispensable.

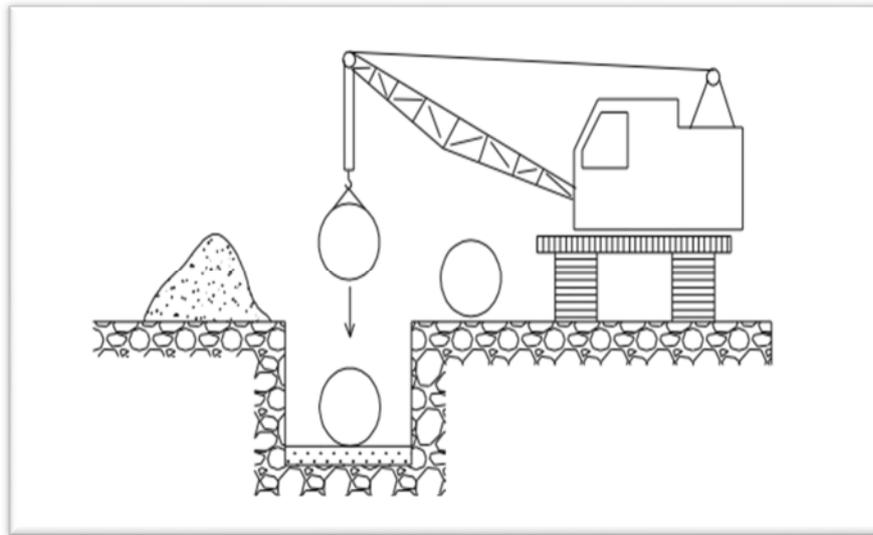


Figure 7.1: le pipelayers

7.3.7-Exécution des déversoirs d'orage :

Après avoir décapé la couche végétale, une opération de piquetage est indispensable avant de commencer les travaux.

Il est nécessaire que les coffrages aient une raideur suffisante pour résister à la pression du béton, surtout au cours de la vibration. Le démontage des coffrages doit se faire sans destruction du béton.

7.3.8- Remblaiement et compactage de la tranchée :

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité soigneusement damé est nécessaire sur une hauteur de 20 cm au-dessus de la génératrice supérieure pour assurer, d'une part la transmission régulière des charges agissant sur la canalisation et, d'autre part, sa protection contre tout dégât lors de l'exécution du remblai supérieur. Le remblaiement des tranchées et leur compactage se font par le chargeur et le rouleau lisse .Lors de ces opérations il faut appliquer une force qui n'excède pas à la charge maximale supportée par la canalisation .

7.4-Planification des travaux :

Pour une réalisation optimale d'un système d'assainissement il faut suivre des règles d'organisation de chantier régie par des lois permettant une planification rationnelle des travaux.

Elle consiste à chercher constamment la meilleure façon d'utiliser avec économie de la main d'œuvre et les autres moyens de mise en œuvre pour assurer l'efficacité de l'action à entreprendre, elle consiste en :

- installation des postes de travail ;
- observations instantanées ;
- analyse des tâches ;
- le chronométrage ;
- définition des objectifs et des attributions ;
- simplification des méthodes ;
- stabilisation des postes de travail.

7.4.1-Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

- Méthodes basées sur le réseau ;
- Méthodes basées sur le graphique.

7.4.1.1-Définition du réseau :

Le réseau est une représentation graphique d'un projet qui permet d'indiquer la relation entre les différentes opérations qui peuvent être successives, simultanées, convergentes et la durée de réalisation. Nous distinguons deux types de réseaux :

a-Réseau à flèches :

L'opération est représentée par une flèche et la succession des opérations par des nœuds.



L'opération **A** précède l'opération **B**

b-Réseau à nœuds :

L'opération est représentée par un nœud et la succession des opérations par des flèches.



L'opération **(B)** ne peut commencer que si l'opération **(A)** est complètement achevée.

Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes :

**Etablissement d'une liste des tâches :*

Il s'agit dans cette première phase de procéder à un inventaire très précis et détaillé de toutes les opérations indispensables à la réalisation d'un projet.

** Détermination des tâches antérieures*

Après avoir dressé la liste des tâches à effectuer, il n'est pas toujours facile de construire un réseau car il n'est pas aisé de dire si les tâches antérieures doivent être successives ou convergentes.

**Construction des graphes partiels ;*

**Regroupement des graphes partiels ;*

**Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;*

**Construction du réseau ;*

7.4.1.2- Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :

L'objectif de cette méthode est de réduire les temps de réalisation d'un ouvrage en tenant compte de trois phases :

1^{ère} phase : l'effectif nécessaire pour effectuer le travail considéré ;

2^{ème} phase : analyser systématiquement le réseau, heure par heure, jour pour jour, selon l'unité de temps retenue ;

3^{ème} phase : adapter le réseau aux conditions ou contraintes fixées par l'entreprise.

7.4.2-Les étapes de la planification :

La planification est le processus de la ligne de conduite des travaux à réaliser, elle comprend des étapes suivantes :

1-Collection des informations :

L'établissement d'une synthèse d'analyse des informations acquises par des études comparatives permet l'usage correct du plan de réalisation de notre projet.

2-Décomposition du projet :

C'est une partie importante car chaque projet peut être analysé de diverses manières ; nous attribuons à chaque tâche un responsable et ses besoins en matériels.

3- Relations entre les tâches :

Il existe deux relations essentielles entre les tâches lors de la réalisation; l'une porte sur un enchaînement logique et l'autre sur un enchaînement préférentiel.

7.4.3-Les paramètres de la méthode C.P.M :

Les paramètres indispensables dans l'exécution de cette méthode sont les suivants :

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

TR : Temps de réalisation ;

DCP : Date de commencement au plus tôt ;

DCPP : Date de commencement au plus tard ;

DFP : Date de finition au plus tôt ;

DFPP : Date de finition au plus tar;

MT : Marge totale.

Et :

$$\begin{cases} \mathbf{DFP = DCP + TR} \\ \mathbf{DCPP = DFPP - TR} \end{cases}$$

*C.P.M : méthode du chemin critique

Chemin critique (C.C) :

C'est le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0).

Donc pour retrouver un chemin critique il suffit de vérifier la double condition suivante :

$$\mathbf{C.C} \Leftrightarrow \begin{cases} \mathbf{MT = 0} \\ \mathbf{\sum TR_{C.C} = D.T.P} \end{cases}$$

Symboles des différentes opérations :

Les principales opérations à exécuter sont :

A. Décapage de la couche de terre.

B. Piquetage

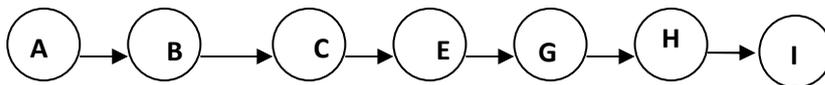
C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards les déversoirs d'orage et les bassins de retenu.

- D. Aménagement du lit de pose.
- E. Mise en place des canalisations en tranchée
- F. Assemblage des Conduite.
- G. Construction des regards.
- H. Remblai des tranchées
- I. Travaux de finition.

Tableau 7.1 : Détermination des délais

OPERATION	TR (jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	35	0	35	0	35	0
B	25	35	60	35	60	0
C	95	60	155	60	155	0
D	20	60	80	135	155	75
E	33	155	188	155	188	0
F	12	188	200	271	283	83
G	95	188	283	188	283	0
H	30	283	313	283	313	0
I	20	313	333	313	333	0

Le chemin qui donne la durée totale du projet (DTR) reliant les opérations possédant la marge totale nulle (0) est donnée par le chemin suivant:



$$DTR = \sum TR = 333 \text{ jours .}$$

7.5-Conclusion

Au terme de ce septième chapitre, nous avons montré les différentes étapes qui permettent une mise en œuvre adéquate et une planification capable de réduire le temps de réalisation ainsi le cout de projet.

L'utilisation de la méthode du chemin critique a donné un temps de réalisation de trois cent trente trois jours minimum .il est à signaler que ces durées ne sont pas exactes à 100%,

car dans le cadre de cette étude, et par manque de données nous avons simulé notre travail à d'autre projet qui ont le même aspect, le même potentiel des travaux et le même type d'environnement.

Conclusion générale

Conclusion générale :

A travers les chapitres de ce mémoire de fin d'étude on a abordé le problème de défaillance du réseau d'assainissement de la ville de Naâma ; les résultats du diagnostic et l'analyse de l'ensemble des anomalies ainsi la relation entre le fonctionnement du système de collecte et son aptitude à s'adapter à l'évolution perpétuelle du tissu urbain et la sensibilité du milieu récepteur, il a semblé capital de projeter un nouveau réseau qui peut satisfaire les nouveaux besoins de notre agglomération .

La morphologie et la topographie de la zone d'étude, nous a permis d'adopter un système gravitaire type unitaire qui combine deux schéma (perpendiculaire et étager), la forme allongé de l'agglomération, son terrain plat, et l'emplacement critique de la station d'épuration nous a conduit à projeter deux intercepteurs qui relie plusieurs collecteur principal.

L'implantation de sept déversoirs d'orage qui ont à la fois un rôle de décharge et d'équilibre à permet de réduire les dimensions exhaustifs des collecteurs, et tendre à fiabiliser la conception on optimisant les conditions de collecte et de branchement, et la limitation des charges due au surverses par temps de pluie.

Devant ce constat, on a associé a notre réseau des bouches d'égout et des regards de visite afin de facilite l'entretien et la gestion et tranquilliser l'écoulement pour un bon fonctionnement des déversoirs d'orage qui déchargent dans des bassins de retenu type sec revêtu par des feuille en plastique pour assurer un stockage et une décantation avant que l'eau s'infilte dans le sol.

Enfin nous avons entamé l'organisation de chantier, et les différents engins et technique qui permettent une bonne exécution dans délais raisonnables et optimaux.

Il découle de cette logique que l'assainissement revêt des aspects très complexes à la fois technique, sanitaire, écologique, et économique et nécessite une connaissance locale sans cesse renouvelée, une maitrise du développement et une gestion rational des réseaux et installation associées.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1]Guerree, Gomelle, (1967), Les eaux usées dans les agglomérations urbaines, édition Eyrolles, Paris.
- [2]R .Bourrier, (1991), les réseaux d'assainissement urbains, édition OTH, Paris.
- [3]Marc Satin, Béchir Selmi, (2006), Guide technique de l'assainissement, édition Le moniteur, Paris.
- [4]TOUAIBIA.B, (2004), Manuel pratique d'hydrologie, Presses Madani Frères, Blida Algérie.
- [5]SALAH. Boualem, (1993) polycopies d'assainissement, école nationale supérieure de l'hydraulique.
- [6]Catherine TRIANTAFILOU,(Décembre 2008), La dégradation et la réhabilitation des réseaux d'assainissement, Doctorat de l'ENPC, université de Paris.
- [7]Jean-Marc BERLAND, Réhabilitation des réseaux d'assainissement en zone rural, octobre 2004, office international de l'eau.
- [8]Abdelkrim BENSALID,(juin 2006), SIG et télédétection pour l'étude de l'ensablement dans une zone aride : le cas de la wilaya da Naâma Algérie.
- [9]José VAZQUEZ,(juillet 2006),Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage, école nationale du génie de l'eau et de l'environnement de Strasbourg,.
- [10]Andre .H, (1976), Hydrométrie pratique des cours d'eau, édition Eyrolles, Paris.

ANNEXES

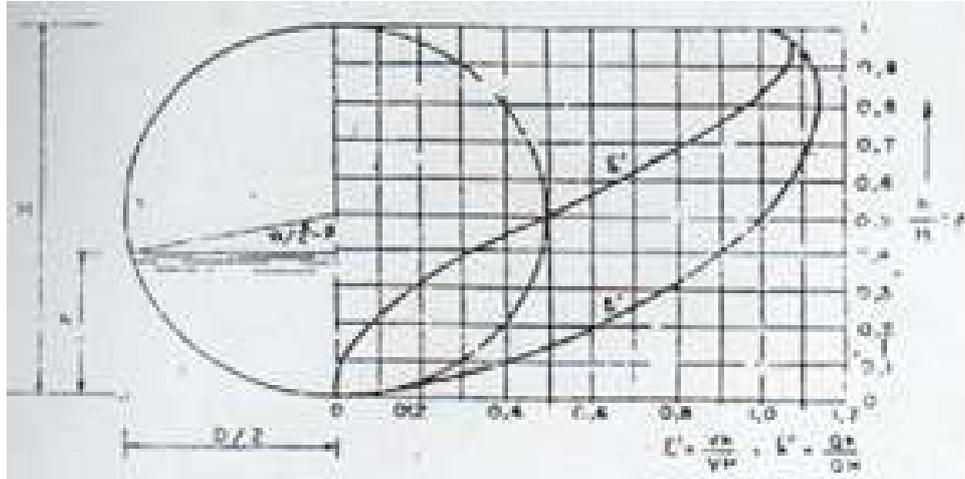
ANNEXE 1

Annexe 1 : Coefficient de Manning-strickler ks en (m^{1/3}/s) [6].

Fossé à parois en herbe	30
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	75
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100

ANNEXE 2

Annexe 2 : les rapports R_q, R_h, R_v : [3]



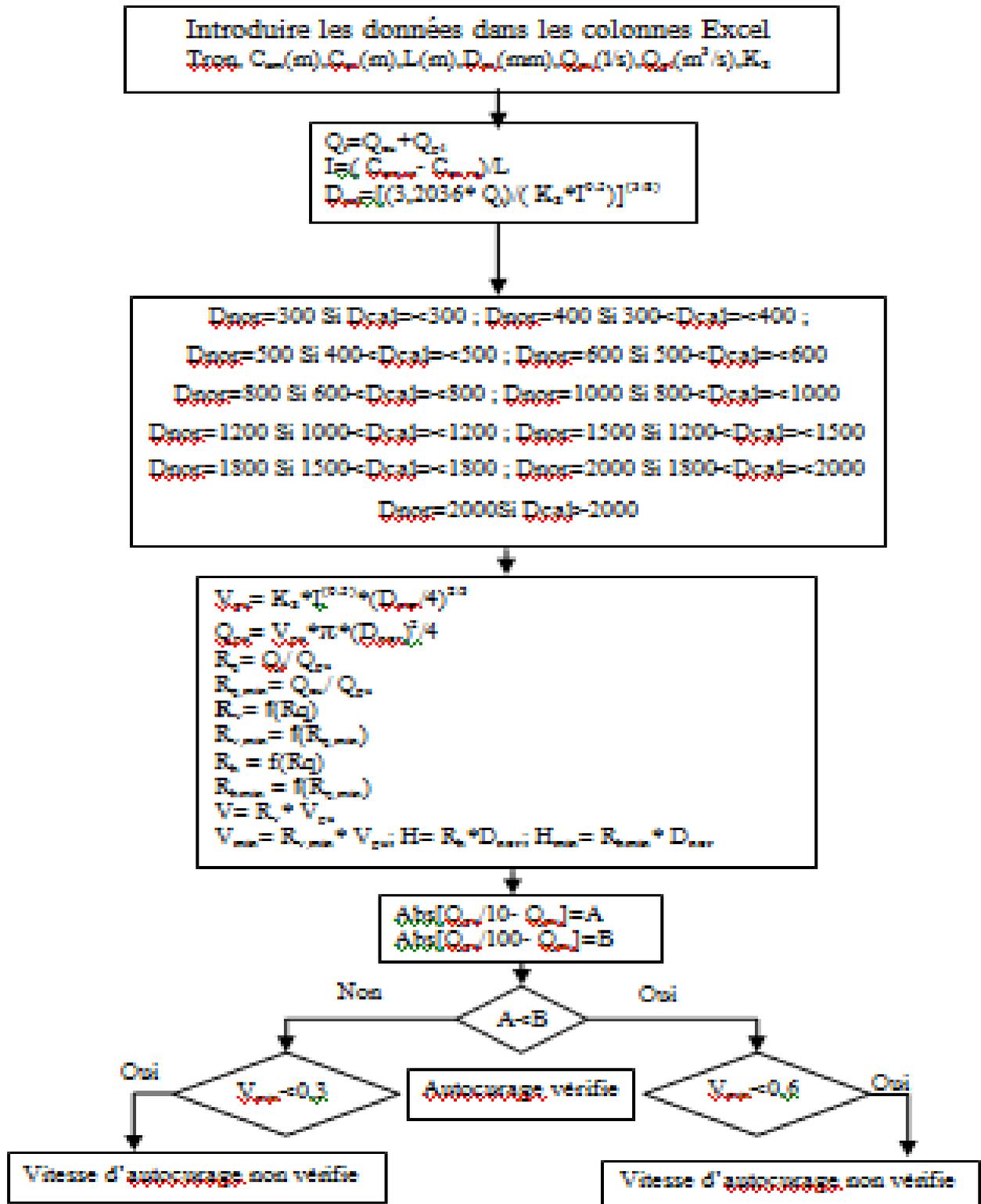
Section circulaire, vitesse v' et débit Q' pour différentes profondeurs d'eau

V_h et Q_h — Vitesse moyenne et débit pour une profondeur d'eau h
 V_h' et Q_h' — Vitesse moyenne et débit correspondant à la section pleine

$\beta = \frac{h}{H}$	$\delta = \frac{S}{D^2}$	$\gamma = \frac{R}{D}$	$\epsilon = \frac{R^{3/2}}{D^{3/2}}$	$\delta = \frac{SR^{3/2}}{D^{3/2}}$	$\epsilon' = \frac{V_h}{V_h'}$	$\delta = \frac{Q_h}{Q_h'}$	β°
0,005	0,00058	0,016	0,001	0,0001	0,159	0,0001	36° 31'
0,01	0,00118	0,031	0,002	0,0005	0,317	0,0005	31° 41'
0,02	0,0047	0,062	0,008	0,002	0,633	0,002	26° 32'
0,05	0,0119	0,156	0,025	0,006	1,584	0,006	21° 41'
0,10	0,0475	0,312	0,081	0,024	3,168	0,024	16° 49'
0,15	0,1118	0,468	0,187	0,055	4,752	0,055	11° 5
0,20	0,198	0,624	0,343	0,121	6,336	0,121	6° 52'
0,25	0,297	0,780	0,500	0,207	7,920	0,207	100° 15'
0,30	0,408	0,936	0,657	0,303	9,504	0,303	113° 16'
0,35	0,531	1,092	0,814	0,409	11,088	0,409	126° 17'
0,40	0,666	1,248	0,971	0,525	12,672	0,525	139° 18'
0,45	0,813	1,404	1,128	0,651	14,256	0,651	152° 19'
0,50	0,972	1,560	1,285	0,787	15,840	0,787	165° 20'
0,55	1,143	1,716	1,442	0,934	17,424	0,934	178° 21'
0,60	1,326	1,872	1,600	1,091	19,008	1,091	191° 22'
0,65	1,521	2,028	1,757	1,258	20,592	1,258	204° 23'
0,70	1,728	2,184	1,914	1,435	22,176	1,435	217° 24'
0,75	1,947	2,340	2,071	1,622	23,760	1,622	230° 25'
0,80	2,178	2,496	2,228	1,819	25,344	1,819	243° 26'
0,85	2,421	2,652	2,385	2,026	26,928	2,026	256° 27'
0,90	2,676	2,808	2,542	2,243	28,512	2,243	269° 28'
0,95	2,943	2,964	2,700	2,470	30,096	2,470	282° 29'
1,000	3,222	3,120	2,857	2,707	31,680	2,707	295° 30'

ANNEXE 3

Annexe 3 : organigramme du programme du dimensionnement



ANNEXE 4

Annexe 4 : dimensionnement du réseau d'assainissement

Dimensionnement des collecteurs qui déchargent dans l'intercepteur 1

Dimensionnement du collecteur 1 :

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R1- R2	518,76	518,45	517,56	517,41	56,15	0,0026	0,298	0,006	0,304	537,51	600	1,44	0,407	0,75	1,092	0,64	1,572	0,386	Autocurage vérifié
R2- R3	518,45	518,42	517,41	517,29	48,85	0,0026	0,6	0,008	0,608	697,06	800	1,74	0,88	0,69	1,074	0,61	1,874	0,488	Autocurage vérifié
R3- R4	518,42	519,02	517,29	515,84	35	0,0026	0,902	0,01	0,912	811,53	1000	2,02	1,59	0,57	1,039	0,54	2,102	0,539	Autocurage vérifié
R4- R5	519,02	519,01	515,84	517,11	35	0,0026	1,196	0,02	1,216	903,98	1000	2,02	1,59	0,77	1,099	0,66	2,223	0,655	Autocurage vérifié
R5- R6	519,01	518,29	517,11	517,01	35	0,0026	1,48	0,04	1,52	982,87	1000	2,02	1,59	0,96	1,139	0,77	2,306	0,773	Autocurage vérifié
R6- R7	518,29	518,31	517,01	516,92	35	0,0029	1,764	0,06	1,824	1148,55	1200	1,81	2,05	0,89	1,138	0,73	2,059	0,879	Autocurage vérifié
R7- R8	518,31	518,42	516,92	516,83	35	0,0029	2,048	0,08	2,128	1216,90	1200	1,81	2,05	1,04	1,145	0,86	2,073	1,029	Autocurage vérifié
R8- R9	518,42	518,23	516,83	516,71	43,74	0,0029	2,421	0,011	2,432	1279,39	1500	2,10	3,71	0,66	1,064	0,59	2,235	0,879	Autocurage vérifié

R9- R10	518,23	518,07	516,71	516,58	49,93	0,0029	2,725	0,015	2,74	1337,90	1500	2,10	3,71	0,74	1,089	0,64	2,286	0,957	Autocurage vérifie
------------	--------	--------	--------	--------	-------	--------	-------	-------	------	---------	------	------	------	------	-------	------	-------	-------	-----------------------

Dimensionnement du collecteur 2 :

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R1- R2	518,08	518,29	516,88	516,79	30	0,0029	0,1	0,004	0,104	352,21	400	1,16	0,15	0,71	1,080	0,62	1,253	0,249	Autocurage vérifie
R2- R3	518,29	518,37	516,79	516,71	30	0,0029	0,2032	0,0048	0,208	456,76	500	1,35	0,26	0,79	1,107	0,67	1,491	0,334	Autocurage vérifie
R3- R4	518,37	518,25	516,71	516,62	30	0,0029	0,3069	0,0051	0,312	531,77	600	1,52	0,43	0,73	1,084	0,63	1,648	0,378	Autocurage vérifie
R4- R5	518,25	518,11	516,62	516,53	30	0,0029	0,41	0,006	0,416	592,35	600	1,52	0,43	0,97	1,140	0,78	1,733	0,469	Autocurage vérifie
R5- R6	518,11	517,98	516,53	516,44	32,48	0,0029	0,5133	0,0067	0,52	644,04	800	1,84	0,93	0,56	1,034	0,53	1,904	0,426	Autocurage vérifie
R6- R7	517,98	517,96	516,44	516,36	27,52	0,0029	0,617	0,007	0,624	689,62	800	1,84	0,93	0,67	1,069	0,60	1,969	0,478	Autocurage vérifie
R7- R8	517,96	517,93	516,36	516,27	30	0,0029	0,72	0,008	0,728	730,66	800	1,84	0,93	0,79	1,107	0,67	2,039	0,535	Autocurage vérifie
R8- R9	517,93	518,26	516,27	516,11	40	0,0040	0,8234	0,0086	0,832	723,23	800	2,16	1,09	0,77	1,099	0,66	2,377	0,524	Autocurage vérifie

R9- R10	518,26	518,43	516,11	516,03	20	0,0040	0,927	0,009	0,936	755,89	800	2,16	1,09	0,86	1,133	0,71	2,450	0,572	Autocurage vérifié
R10- R11	518,43	518,54	516,03	515,95	20,59	0,0040	1,0308	0,0092	1,04	786,35	800	2,16	1,09	0,96	1,139	0,77	2,464	0,619	Autocurage vérifié

Dimensionnement du collecteur 3 :

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R1- R2	517,64	517,47	516,44	516,23	30	0,0069	0,0026	0,004	0,13	325,51	500	2,08	0,408	0,32	0,891	0,39	1,850	0,193	Autocurage vérifié
R2- R3	518,45	518,42	517,41	517,29	30	0,0026	0,0029	0,0048	0,26	506,90	600	1,44	0,41	0,64	1,060	0,58	1,526	0,346	Autocurage vérifié
R3- R4	518,42	519,02	517,29	515,84	30	0,0026	0,4	0,0051	0,39	590,14	600	1,44	0,41	0,96	1,139	0,77	1,640	0,465	Autocurage vérifié
R4- R5	519,02	519,01	515,84	517,11	30	0,0026	0,6	0,006	0,52	657,37	800	1,74	0,88	0,59	1,046	0,55	1,824	0,440	Autocurage vérifié
R5- R6	519,01	518,29	517,11	517,01	30	0,0026	0,735	0,0067	0,65	714,74	800	1,74	0,88	0,74	1,090	0,64	1,900	0,512	Autocurage vérifié
R6- R7	518,29	518,31	517,01	516,92	30	0,0029	0,95	0,007	0,78	749,81	800	1,84	0,93	0,84	1,128	0,70	2,077	0,563	Autocurage vérifié

R7- R8	518,31	518,42	516,92	516,83	30	0,0029	0	0,008	0,91	794,43	800	1,84	0,93	0,98	1,141	0,79	2,101	0,635	Autocurage vérifie
R8- R9	518,42	518,23	516,83	516,71	12,44	0,0029	1,27	0,0092	1,04	835,22	1000	2,14	1,68	0,62	1,055	0,56	2,254	0,565	Autocurage vérifie

Dimensionnement du collecteur 4:

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R1- R2	517,5	517,46	516	515,78	30	0,0073	0,1	0,075	0,175	360,06	400	1,84	0,231	0,76	1,095	0,65	2,016	0,260	Autocurage vérifie
R2- R3	517,46	517,42	515,78	515,56	30	0,0073	0,265	0,085	0,35	466,95	500	2,14	0,42	0,83	1,125	0,70	2,404	0,349	Autocurage vérifie
R3- R4	517,42	517,49	515,56	515,34	30	0,0073	0,435	0,09	0,525	543,63	600	2,41	0,68	0,77	1,101	0,66	2,655	0,395	Autocurage vérifie
R4- R5	517,49	517,34	515,34	515,12	30	0,0073	0,69	0,01	0,7	605,55	800	2,92	1,47	0,48	0,986	0,49	2,881	0,389	Autocurage vérifie
R5- R6	517,34	517,19	515,12	514,91	30	0,0073	0,86	0,015	0,875	658,41	800	2,92	1,47	0,60	1,047	0,55	3,060	0,441	Autocurage vérifie

R6-R7	517,19	517,07	514,91	514,69	30	0,0073	1,03	0,02	1,05	705,00	800	2,92	1,47	0,72	1,081	0,62	3,158	0,498	Autocurage vérifié
R7-R8	517,07	517,24	514,69	514,47	30	0,0073	1,2	0,025	1,225	746,95	800	2,92	1,47	0,83	1,125	0,70	3,288	0,559	Autocurage vérifié
R8-R9	517,24	517,32	514,47	514,25	30	0,0073	1,365	0,035	1,4	785,31	800	2,92	1,47	0,95	1,139	0,77	3,329	0,617	Autocurage vérifié
R9-R10	517,32	517,55	514,25	514,14	14,66	0,0073	1,542	0,038	1,58	821,75	1000	3,39	2,66	0,59	1,046	0,55	3,547	0,550	Autocurage vérifié

Dimensionnement du collecteur 5:

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R1-R2	517,18	517,21	515,68	515,21	30	0,0155	0,213	0,012	0,225	343,55	400	2,68	0,337	0,67	1,067	0,59	2,863	0,237	Autocurage vérifié
R2-R3	517,21	516,93	515,21	514,75	30	0,0155	0,437	0,014	0,451	445,91	500	3,11	0,61	0,74	1,088	0,64	3,388	0,319	Autocurage vérifié

R3- R4	516,93	516,72	514,75	514,28	30	0,0155	0,659	0,017	0,676	518,99	600	3,51	0,99	0,68	1,071	0,60	3,763	0,361	Autocurage vérifie
R4- R5	516,72	516,74	514,28	513,82	30	0,0155	0,881	0,02	0,901	578,03	600	3,51	0,99	0,91	1,139	0,74	4,003	0,445	Autocurage vérifie
R5- R6	516,74	516,3	513,82	513,35	30	0,0155	1,101	0,025	1,126	628,43	800	4,26	2,14	0,53	1,016	0,51	4,325	0,411	Autocurage vérifie
R6- R7	516,3	516,17	513,35	512,98	24,26	0,0155	1,316	0,035	1,351	672,86	800	4,26	2,14	0,63	1,058	0,57	4,504	0,457	Autocurage vérifie
R7- R8	516,17	516,76	512,98	512,73	15,77	0,0155	1,542	0,038	1,58	713,55	800	4,26	2,14	0,74	1,089	0,64	4,635	0,510	Autocurage vérifie

Dimensionnement de l'intercepteur 1 :

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R10- R4	518,5	518,39	516,65	516,3	120	0,0029	1	0,006	0,91	794,43	800	1,84	0,925	0,98	1,141	0,79	2,101	0,635	Autocurage vérifie
R4- R7	519,39	518,23	516,3	516,04	90	0,0029	0,0029	0,007	1,82	1030,25	1000	2,14	1,68	1,08	1,082	0,95	2,312	0,947	Autocurage vérifie
R7- R9	518,23	518,39	516,04	515,84	70	0,0029	0,4	0,008	2,74	1201,08	1200	2,41	2,73	1,00	1,144	0,81	2,760	0,976	Autocurage vérifie
R9- DO1	518,39	518,22	515,84	515,72	40,05	0,0029	0,6	0,009	2,74	1201,08	1200	2,41	2,73	1,00	1,144	0,81	2,760	0,976	Autocurage vérifie
DO1- R15	518,22	518,33	515,72	515,61	40	0,0029	0,735	0,01	1,38	928,69	1000	2,14	1,68	0,82	1,121	0,69	2,396	0,691	Autocurage vérifie

R15-R19	518,33	517,88	515,61	515,28	120	0,0029	0,95	0,012	1,38	928,69	1000	2,14	1,68	0,82	1,121	0,69	2,396	0,691	Autocurage vérifie
R19-DO2	517,88	517,49	515,28	514,91	120	0,0029	1,13	0,015	1,38	928,69	1000	2,14	1,68	0,82	1,121	0,69	2,396	0,691	Autocurage vérifie
DO2-R25	517,49	517,58	514,91	514,74	60	0,0029	1,27	0,019	1,38	928,69	1000	2,14	1,68	0,82	1,121	0,69	2,396	0,691	Autocurage vérifie
R25-R28	517,58	517,57	514,74	514,48	90	0,0029	1,389	0,02	1,38	928,69	1000	2,14	1,68	0,82	1,121	0,69	2,396	0,691	Autocurage vérifie
R28-R31	517,57	517,47	514,48	514,21	90	0,0029	2,09	0,021	1,38	928,69	1000	2,14	1,68	0,82	1,121	0,69	2,396	0,691	Autocurage vérifie
R31-R34	517,47	516,9	514,21	513,95	90	0,0029	1,5	0,022	1,38	929,36	1000	2,13	1,67	0,82	1,122	0,69	2,393	0,692	Autocurage vérifie
R34-DO6	516,9	517,14	513,95	513,75	60	0,0033	1,38	0,023	1,38	906,46	1000	2,28	1,79	0,77	1,101	0,66	2,510	0,659	Autocurage vérifie
DO6-R40	517,14	517,3	513,75	513,43	120	0,0029	1,6	0,025	1,38	928,69	1000	2,14	1,68	0,82	1,121	0,69	2,396	0,691	Autocurage vérifie
R40-R43	517,3	516,47	513,43	513,17	90	0,0029	1,7	0,026	1,38	929,36	1000	2,13	1,67	0,82	1,122	0,69	2,393	0,692	Autocurage vérifie
R43-R44	516,47	516,76	513,17	513,03	49	0,0030	1,804	0,0268	1,38	922,80	1000	2,17	1,71	0,81	1,116	0,68	2,426	0,682	Autocurage vérifie
R44-R49	516,76	516,67	513,03	512,83	149,8	0,0029	1	0,04	1,38	928,69	1000	2,14	1,68	0,82	1,121	0,69	2,396	0,691	Autocurage vérifie
R49-R53	516,67	516,42	512,83	512,5	119,8	0,0029	0,4	0,04	1,38	928,69	1000	2,14	1,68	0,82	1,121	0,69	2,396	0,691	Autocurage vérifie
R53-57	516,42	515,24	512,5	512,16	120,1	0,0029	0,4	0,04	1,38	928,69	1000	2,14	1,68	0,82	1,121	0,69	2,396	0,691	Autocurage vérifie
R57-R61	515,24	515,34	512,16	511,82	120,1	0,0029	0,4	0,04	1,38	928,69	1000	2,14	1,68	0,82	1,121	0,69	2,396	0,691	Autocurage vérifie

R1-R2	518,71	518,68	516,72	516,64	30	0,0026	0,116	0,004	0,12	379,31	400	1,10	0,138	0,87	1,135	0,72	1,246	0,288	Autocurage vérifie
R2-R3	518,68	518,67	516,64	516,57	30	0,0026	0,115	0,0041	0,12	379,31	400	1,10	0,14	0,87	1,135	0,72	1,246	0,288	Autocurage vérifie
R3-R4	518,67	518,68	516,57	516,49	30	0,0026	0,175	0,0042	0,18	441,61	500	1,27	0,25	0,72	1,082	0,63	1,379	0,313	Autocurage vérifie
R4-R5	518,68	518,61	516,49	516,42	30	0,0026	0,235	0,0044	0,24	491,91	500	1,27	0,25	0,96	1,139	0,78	1,453	0,388	Autocurage vérifie
R5-R6	518,61	518,45	516,42	516,34	30	0,0026	0,295	0,0046	0,3	534,84	600	1,44	0,41	0,74	1,088	0,64	1,566	0,382	Autocurage vérifie
R6-R7	518,45	518,46	516,34	516,27	30	0,0026	0,355	0,0048	0,36	572,69	600	1,44	0,41	0,88	1,137	0,73	1,637	0,437	Autocurage vérifie
R7-R8	518,46	518,54	516,27	516,19	30	0,0026	0,415	0,005	0,42	606,77	600	1,44	0,41	1,03	1,146	0,85	1,650	0,508	Autocurage vérifie
R8-R9	518,54	518,59	516,19	516,12	30	0,0026	0,474	0,0052	0,48	637,93	800	1,74	0,88	0,55	1,027	0,52	1,791	0,420	Autocurage vérifie
R9-R10	518,59	518,68	516,12	516,04	30	0,0026	0,534	0,0054	0,54	666,74	800	1,74	0,88	0,62	1,054	0,56	1,837	0,450	Autocurage vérifie
R10-R11	518,68	518,3	516,04	515,97	30	0,0026	0,594	0,0056	0,6	693,61	800	1,74	0,88	0,68	1,072	0,60	1,869	0,483	Autocurage vérifie
R11-R12	518,3	518,41	515,97	515,89	30	0,0026	0,654	0,0058	0,66	718,85	800	1,74	0,88	0,75	1,094	0,65	1,908	0,518	Autocurage vérifie
R12-R13	518,41	518,48	515,89	515,82	30	0,0026	0,714	0,006	0,72	742,69	800	1,74	0,88	0,82	1,121	0,69	1,955	0,552	Autocurage vérifie

R13- R14	518,48	518,44	515,82	515,74	30	0,0026	0,773	0,0062	0,78	765,32	800	1,74	0,88	0,89	1,138	0,73	1,984	0,585	Autocurage vérifie
R14- R15	518,44	518,56	515,74	515,67	30	0,0026	0,833	0,0064	0,84	786,89	800	1,74	0,88	0,96	1,139	0,77	1,987	0,620	Autocurage vérifie
R15- R16	518,56	518,47	515,67	515,59	30	0,0026	0,893	0,0066	0,9	807,51	800	1,74	0,88	1,03	1,146	0,84	1,999	0,672	Autocurage vérifie
R16- R17	518,47	518,35	515,59	515,52	30	0,0026	0,953	0,0068	0,96	827,29	1000	2,02	1,59	0,60	1,050	0,56	2,124	0,556	Autocurage vérifie
R17- R18	518,35	518,56	515,52	515,44	30	0,0026	1,013	0,007	1,02	846,31	1000	2,02	1,59	0,64	1,061	0,58	2,146	0,578	Autocurage vérifie
R18- R19	518,56	518,62	515,44	515,37	30	0,0026	1,072	0,0071	1,08	864,65	1000	2,02	1,59	0,68	1,071	0,60	2,166	0,601	Autocurage vérifie
R19- R20	518,62	518,27	515,37	515,28	30	0,0026	1,23	0,0072	1,24	910,63	1000	2,02	1,59	0,78	1,105	0,66	2,236	0,665	Autocurage vérifie

Dimensionnement du collecteur 2:

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R20- R24	518,26	517,91	516,65	516,57	29,5	0,0027	1,23	0,0072	1,24	904,20	1000	2,06	1,619	0,77	1,099	0,66	2,266	0,655	Autocurage vérifie

R24-R25	517,91	517,73	516,57	516,48	34,1	0,0027	1,257	0,0072	1,265	911,00	1000	2,06	1,62	0,78	1,105	0,67	2,279	0,665	Autocurage vérifie
R25-R26	517,73	518,12	516,48	516,38	36,5	0,0027	1,307	0,0073	1,315	924,34	1000	2,06	1,62	0,81	1,117	0,68	2,304	0,685	Autocurage vérifie
R26-R27	518,12	517,83	516,38	516,33	19,5	0,0027	1,332	0,0074	1,34	930,89	1000	2,06	1,62	0,83	1,123	0,69	2,316	0,694	Autocurage vérifie
R27-R28	517,83	517,78	516,33	516,25	27,3	0,0027	1,357	0,0075	1,365	937,36	1000	2,06	1,62	0,84	1,128	0,70	2,326	0,704	Autocurage vérifie
R28-R29	517,78	517,79	516,25	516,18	29,2	0,0027	1,382	0,0076	1,39	943,77	1000	2,06	1,62	0,86	1,132	0,71	2,335	0,713	Autocurage vérifie
R29-R30	517,79	517,94	516,18	516,04	49,2	0,0027	1,407	0,0077	1,415	950,10	1000	2,06	1,62	0,87	1,135	0,72	2,341	0,722	Autocurage vérifie
R30-R31	517,94	517,63	516,04	515,97	28,6	0,0027	1,432	0,0078	1,44	956,36	1000	2,06	1,62	0,89	1,138	0,73	2,346	0,731	Autocurage vérifie
R31-R32	517,63	517,52	515,97	515,86	39,7	0,0027	1,457	0,008	1,465	962,55	1000	2,06	1,62	0,91	1,139	0,74	2,348	0,740	Autocurage vérifie
R32-R33	517,52	517,42	515,86	515,76	36,1	0,0027	1,481	0,0082	1,49	968,68	1000	2,06	1,62	0,92	1,139	0,75	2,349	0,750	Autocurage vérifie
R33-R34	517,42	517,52	515,76	515,64	42,8	0,0027	1,506	0,0084	1,515	974,74	1000	2,06	1,62	0,94	1,139	0,76	2,349	0,759	Autocurage vérifie
R34-R35	517,52	517,7	515,64	515,59	20,9	0,0027	1,531	0,0086	1,54	980,74	1000	2,06	1,62	0,95	1,139	0,77	2,349	0,770	Autocurage vérifie
R35-R36	517,7	517,54	515,59	515,53	22,1	0,0027	1,556	0,0088	1,565	986,68	1000	2,06	1,62	0,97	1,140	0,78	2,350	0,781	Autocurage vérifie
R36-R37	517,54	517,41	515,53	515,4	48	0,0027	1,581	0,009	1,59	992,56	1000	2,06	1,62	0,98	1,141	0,79	2,352	0,793	Autocurage vérifie
R37-R38	517,41	517,5	515,4	515,32	30,8	0,0027	1,605	0,0092	1,615	998,39	1000	2,06	1,62	1,00	1,143	0,81	2,356	0,807	Autocurage vérifie

R38- R39	517,5	517,46	515,32	515,24	29,9	0,0027	1,63	0,0093	1,64	1004,15	1000	2,06	1,62	1,01	1,145	0,82	2,361	0,823	Autocurage vérifie
R39- R40	517,46	517,42	515,24	515,14	36	0,0027	1,655	0,0095	1,665	1009,87	1000	2,06	1,62	1,03	1,146	0,84	2,364	0,842	Autocurage vérifie
R40- R41	517,42	517,3	515,14	515,04	35,5	0,0027	1,66	0,0097	1,67	1011,00	1000	2,06	1,62	1,03	1,146	0,85	2,364	0,846	Autocurage vérifie

Dimensionnement du collecteur 3:

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R1- R2	518,32	518,07	516,82	516,74	30	0,0028	2,385	0,015	2,4	1150,41	1200	2,37	2,681	0,90	1,138	0,73	2,699	0,882	Autocurage vérifie
R2- R3	518,07	518,26	516,74	516,65	30	0,0028	2,473	0,016	2,489	1166,22	1200	2,37	2,68	0,93	1,139	0,75	2,702	0,906	Autocurage vérifie
R3- R4	518,26	518,07	516,65	515,57	30	0,0028	2,56	0,017	2,578	1181,69	1200	2,37	2,68	0,96	1,140	0,78	2,702	0,932	Autocurage vérifie
R4- R5	518,07	517,78	515,57	516,48	30	0,0028	2,647	0,018	2,667	1196,83	1200	2,37	2,68	0,99	1,142	0,80	2,709	0,965	Autocurage vérifie
R5- R6	517,78	517,83	516,48	516,4	30	0,0028	2,734	0,019	2,756	1211,65	1200	2,37	2,68	1,03	1,146	0,84	2,718	1,009	Autocurage vérifie
R6- R7	517,83	517,81	516,4	516,32	30	0,0029	2,818	0,0195	2,838	1217,01	1200	2,41	2,73	1,04	1,145	0,86	2,764	1,030	Autocurage vérifie
R7- R8	517,81	517,74	516,32	516,23	30	0,0029	2,9	0,0198	2,92	1230,08	1200	2,41	2,73	1,07	1,119	0,91	2,702	1,095	Autocurage vérifie

R8- R9	517,74	517,54	516,23	516,15	30	0,0029	2,98	0,02	3,009	1244,01	1200	2,41	2,73	1,10	0,990	1,00	2,390	1,198	Autocurage vérifie
R9- R10	517,54	517,61	516,15	516,06	30	0,0028	3,096	0,02	3,098	1265,98	1500	2,75	4,86	0,64	1,060	0,58	2,915	0,863	Autocurage vérifie
R10- R11	517,61	517,75	515,06	515,98	30	0,0028	3,166	0,021	3,187	1279,50	1500	2,75	4,86	0,66	1,064	0,59	2,929	0,879	Autocurage vérifie
R11- R12	517,75	517,59	515,98	515,9	30	0,0028	3,255	0,021	3,276	1292,78	1500	2,75	4,86	0,67	1,069	0,60	2,942	0,896	Autocurage vérifie
R12- R13	517,59	517,54	515,9	515,81	30	0,0028	3,3438	0,0212	3,365	1305,84	1500	2,75	4,86	0,69	1,074	0,61	2,955	0,913	Autocurage vérifie
R13- R14	517,54	517,54	515,81	515,73	30	0,0028	3,3432	0,0215	3,454	1318,69	1500	2,75	4,86	0,71	1,079	0,62	2,970	0,930	Autocurage vérifie
R14- R15	517,54	517,52	515,73	515,64	30	0,0028	3,521	0,0217	3,543	1331,33	1500	2,75	4,86	0,73	1,085	0,63	2,986	0,947	Autocurage vérifie
R15- R16	517,52	518,38	515,64	515,56	30	0,0028	3,61	0,0217	3,632	1343,78	1500	2,75	4,86	0,75	1,092	0,64	3,004	0,965	Autocurage vérifie
R16- R17	518,38	517,38	515,56	515,48	30	0,0028	3,699	0,0218	3,721	1356,03	1500	2,75	4,86	0,77	1,099	0,66	3,023	0,983	Autocurage vérifie
R17- R18	517,38	517,25	515,48	515,39	30	0,0028	3,788	0,0219	3,81	1368,10	1500	2,75	4,86	0,78	1,106	0,67	3,044	1,000	Autocurage vérifie
R18- R19	517,25	517,31	515,39	515,31	30	0,0028	3,877	0,0219	3,899	1380,00	1500	2,75	4,86	0,80	1,113	0,68	3,064	1,018	Autocurage vérifie

R19- R20	517,31	517,46	515,31	515,22	30	0,0028	3,886	0,013	3,899	1380,00	1500	2,75	4,860	0,80	1,113	0,68	3,064	1,018	Autocurage vérifie
R20-	517,46	517,03	515,22	515,14	30	0,0028	3,974	0,014	3,988	1391,73	1500	2,75	4,86	0,82	1,120	0,69	3,083	1,035	Autocurage

R21																				vérifie
R21-R22	517,03	517,43	515,14	515,06	30	0,0028	4,062	0,015	4,077	1403,30	1500	2,75	4,86	0,84	1,127	0,70	3,100	1,051	Autocurage vérifie	
R22-R23	517,43	517,44	515,06	514,97	30	0,0028	4,15	0,016	4,166	1414,71	1500	2,75	4,86	0,86	1,132	0,71	3,115	1,068	Autocurage vérifie	
R23-R24	517,44	517,15	514,97	514,89	30	0,0028	4,238	0,018	4,255	1425,97	1500	2,75	4,86	0,88	1,136	0,72	3,125	1,084	Autocurage vérifie	
R24-R25	517,15	517,44	514,89	514,83	30	0,0028	4,326	0,02	4,344	1437,08	1500	2,75	4,86	0,89	1,138	0,73	3,132	1,101	Autocurage vérifie	
R25-R26	517,44	517,51	514,83	514,75	30	0,0028	4,414	0,024	4,433	1448,05	1500	2,75	4,86	0,91	1,139	0,74	3,135	1,117	Autocurage vérifie	
R26-R27	517,51	517,29	514,75	514,61	30	0,0028	4,682	0,028	4,71	1481,34	1500	2,75	4,86	0,97	1,140	0,78	3,136	1,173	Autocurage vérifie	

Dimensionnement du collecteur 4:

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R1-R2	517,52	517,33	516,02	515,92	30	0,0033	0,077	0,0116	0,089	324,28	400	1,24	0,155	0,57	1,038	0,54	1,285	0,215	Autocurage vérifie
R2-R3	517,33	517,4	515,92	515,82	30	0,0033	0,166	0,0119	0,178	420,53	500	1,44	0,28	0,63	1,058	0,57	1,519	0,286	Autocurage vérifie
R3-R4	517,4	517,74	515,82	515,72	30	0,0033	0,2549	0,0121	0,267	489,59	500	1,44	0,28	0,95	1,139	0,77	1,636	0,383	Autocurage vérifie
R4-R5	517,74	517,38	515,72	515,62	30	0,0033	0,343	0,0126	0,356	545,36	600	1,62	0,46	0,78	1,103	0,66	1,789	0,397	Autocurage vérifie

R5-R6	517,38	517,24	515,62	515,53	30	0,0033	0,432	0,0128	0,445	592,96	600	1,62	0,46	0,97	1,140	0,78	1,849	0,470	Autocurage vérifie
R6-R7	517,24	517,31	515,53	515,43	30	0,0033	0,521	0,013	0,534	634,92	800	1,96	0,99	0,54	1,024	0,52	2,011	0,417	Autocurage vérifie
R7-R8	517,31	517,7	515,43	515,33	30	0,0033	0,609	0,0132	0,623	672,71	800	1,96	0,99	0,63	1,058	0,57	2,078	0,457	Autocurage vérifie
R8-R9	517,7	517,65	515,33	515,23	30	0,0033	0,698	0,0134	0,712	707,25	800	1,96	0,99	0,72	1,083	0,63	2,127	0,501	Autocurage vérifie
R9-R10	517,65	517,28	515,23	515,13	30	0,0033	0,787	0,0136	0,801	739,19	800	1,96	0,99	0,81	1,117	0,68	2,195	0,547	Autocurage vérifie
R10-R11	517,28	517,08	515,13	515,03	30	0,0033	0,876	0,0138	0,89	768,98	800	1,96	0,99	0,90	1,139	0,74	2,237	0,591	Autocurage vérifie
R11-R12	517,08	517,14	515,03	514,93	30	0,0033	0,965	0,0138	0,979	796,96	800	1,96	0,99	0,99	1,142	0,80	2,243	0,641	Autocurage vérifie
R12-R13	517,14	517,24	514,93	514,83	30	0,0033	1,054	0,0139	1,068	823,39	800	1,96	0,99	1,08	1,091	0,94	2,144	0,752	Autocurage vérifie
R13-R14	517,24	517,14	514,83	514,73	30	0,0033	1,143	0,014	1,157	848,48	1000	2,28	1,79	0,65	1,062	0,58	2,421	0,580	Autocurage vérifie
R14-R15	517,14	517,62	514,73	514,67	30	0,0033	1,231	0,0141	1,246	872,39	1000	2,28	1,79	0,70	1,075	0,61	2,451	0,611	Autocurage vérifie
R15-R16	517,62	517,22	514,67	514,57	30	0,0033	1,32	0,0141	1,335	895,26	1000	2,28	1,79	0,75	1,091	0,64	2,488	0,642	Autocurage vérifie
R16-R17	517,22	517,14	514,57	514,47	30	0,0033	1,409	0,0142	1,424	917,19	1000	2,28	1,79	0,80	1,111	0,67	2,532	0,674	Autocurage vérifie
R17-R18	517,14	517,06	514,47	514,37	30	0,0033	1,498	0,0142	1,513	938,28	1000	2,28	1,79	0,85	1,129	0,70	2,573	0,705	Autocurage vérifie
R18-R19	517,06	516,94	514,37	514,27	30	0,0033	1,587	0,0142	1,602	958,61	1000	2,28	1,79	0,90	1,138	0,73	2,595	0,735	Autocurage vérifie

R19- R20	516,94	516,81	514,27	514,17	30	0,0033	1,676	0,0143	1,691	978,24	1000	2,28	1,790	0,94	1,139	0,77	2,597	0,765	Autocurage vérifie
R20- R21	516,81	517,2	514,17	514,07	30	0,0033	1,795	0,0143	1,78	997,24	1000	2,28	1,79	0,99	1,142	0,80	2,604	0,804	Autocurage vérifie
R21- R22	517,2	517,03	514,07	513,97	30	0,0033	1,854	0,0144	1,869	1015,66	1000	2,28	1,79	1,04	1,144	0,86	2,609	0,865	Autocurage vérifie
R22- R23	517,03	516,99	513,97	513,87	30	0,0033	1,943	0,0144	1,958	1033,53	1000	2,28	1,79	1,09	1,043	0,97	2,377	0,971	Autocurage vérifie
R23- R24	516,99	516,97	513,87	513,78	30	0,0033	2,032	0,0145	2,047	1050,90	1200	2,57	2,91	0,70	1,077	0,62	2,773	0,738	Autocurage vérifie
R24- R25	516,97	517,12	513,78	513,68	30	0,0033	2,121	0,0145	2,136	1067,81	1200	2,57	2,91	0,73	1,087	0,63	2,798	0,762	Autocurage vérifie
R25- R26	517,12	517,07	513,68	513,58	30	0,0033	2,21	0,0145	2,225	1084,28	1200	2,57	2,91	0,76	1,098	0,65	2,828	0,785	Autocurage vérifie
R26- R27	517,07	516,72	513,58	513,48	30	0,0033	2,298	0,0146	2,314	1100,35	1200	2,57	2,91	0,80	1,111	0,67	2,859	0,809	Autocurage vérifie
R27- R28	516,72	515,92	513,48	513,43	30	0,0033	2,4	0,0146	2,42	1118,98	1200	2,57	2,91	0,83	1,124	0,70	2,895	0,836	Autocurage vérifie

Dimensionnement du collecteur 5:

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R1- R2	517,65	517,76	516,15	516,03	30	0,0041	1,031	0,009	1,04	782,72	800	2,19	1,100	0,95	1,139	0,77	2,495	0,612	Autocurage vérifie
R2- R3	517,76	517,52	516,03	515,91	30	0,0041	1,084	0,0093	1,093	797,44	800	2,19	1,10	0,99	1,142	0,80	2,501	0,642	Autocurage vérifie
R3- R4	517,52	518,24	515,91	515,78	30	0,0041	1,136	0,0096	1,146	811,73	800	2,19	1,10	1,04	1,145	0,86	2,508	0,688	Autocurage vérifie
R4- R5	518,24	517,96	515,78	515,66	30	0,0041	1,192	0,0099	1,202	826,38	1000	2,54	1,99	0,60	1,049	0,56	2,666	0,555	Autocurage vérifie
R5- R6	517,96	517,83	515,66	516,4	30	0,0041	1,244	0,01	1,255	839,86	1000	2,54	1,99	0,63	1,057	0,57	2,687	0,570	Autocurage vérifie
R6- R7	517,83	517,57	516,4	515,42	30	0,0041	1,297	0,0103	1,308	852,99	1000	2,54	1,99	0,66	1,064	0,59	2,704	0,586	Autocurage vérifie
R7- R8	517,57	517,61	515,42	515,29	30	0,0041	1,35	0,0106	1,361	865,79	1000	2,54	1,99	0,68	1,071	0,60	2,722	0,602	Autocurage vérifie
R8- R9	516,61	517,31	515,29	515,17	30	0,0041	1,4	0,0109	1,414	878,29	1000	2,54	1,99	0,71	1,079	0,62	2,741	0,619	Autocurage vérifie
R9- R10	517,31	517,61	515,17	515,05	30	0,0041	1,455	0,0112	1,467	890,49	1000	2,54	1,99	0,74	1,087	0,64	2,763	0,636	Autocurage vérifie
R10- R11	517,61	517,03	515,05	514,93	30	0,0041	1,508	0,0115	1,52	902,42	1000	2,54	1,99	0,76	1,097	0,65	2,788	0,653	Autocurage vérifie
R11- R12	517,03	517,01	514,93	514,81	30	0,0041	1,561	0,0118	1,57	913,44	1000	2,54	1,99	0,79	1,107	0,67	2,814	0,669	Autocurage vérifie
R12- R13	517,01	516,91	514,81	514,68	30	0,0041	1,61	0,0121	1,62	924,24	1000	2,54	1,99	0,81	1,117	0,68	2,839	0,685	Autocurage vérifie

R13- R14	516,91	517,14	514,68	514,44	60	0,0041	1,66	0,0124	1,67	934,84	1000	2,54	1,99	0,84	1,126	0,70	2,862	0,700	Autocurage vérifie
R14- R15	517,14	517	514,44	514,32	30	0,0041	1,71	0,0127	1,72	945,24	1000	2,54	1,99	0,86	1,133	0,72	2,879	0,715	Autocurage vérifie
R15- R16	517	517,01	514,32	514,19	30	0,0041	1,76	0,013	1,77	955,45	1000	2,54	1,99	0,89	1,137	0,73	2,890	0,730	Autocurage vérifie
R16- R17	517,01	516,87	514,19	514,07	30	0,0041	1,81	0,0133	1,82	965,48	1000	2,54	1,99	0,91	1,139	0,74	2,895	0,745	Autocurage vérifie
R17- R18	516,87	516,59	514,07	513,95	30	0,0041	1,85	0,0136	1,87	975,34	1000	2,54	1,99	0,94	1,139	0,76	2,895	0,760	Autocurage vérifie
R18- R19	516,59	515,98	513,95	513,83	30	0,0041	1,909	0,0139	1,923	985,62	1000	2,54	1,99	0,96	1,140	0,78	2,896	0,779	Autocurage vérifie

R19- R20	515,98	516,15	513,83	513,71	30	0,0041	1,961	0,0142	1,976	995,72	1000	2,54	1,995	0,99	1,142	0,80	2,901	0,800	Autocurage vérifie
R20- R21	516,15	516,4	513,71	513,58	30	0,0041	2,014	0,0145	2,029	1005,65	1000	2,54	1,99	1,02	1,145	0,83	2,911	0,827	Autocurage vérifie
R21- R22	516,4	516,43	513,58	513,46	30	0,0041	2,067	0,0148	2,082	1015,42	1000	2,54	1,99	1,04	1,145	0,86	2,908	0,864	Autocurage vérifie
R22- R23	517,43	516,34	513,46	513,34	30	0,0041	2,12	0,0151	2,135	1025,04	1200	2,87	3,24	0,66	1,065	0,59	3,056	0,705	Autocurage vérifie
R23- R24	516,34	515,96	513,34	513,22	30	0,0041	2,172	0,0154	2,188	1034,51	1200	2,87	3,24	0,67	1,069	0,60	3,068	0,717	Autocurage vérifie
R24- R25	515,96	515,99	513,22	513,09	30	0,0041	2,225	0,0157	2,241	1043,84	1200	2,87	3,24	0,69	1,073	0,61	3,080	0,729	Autocurage vérifie
R25-	515,99	515,68	513,09	512,97	30	0,0041	2,278	0,016	2,294	1053,03	1200	2,87	3,24	0,71	1,078	0,62	3,094	0,741	Autocurage

R26																			vérifie
R26- R27	515,68	516,08	512,97	512,85	30	0,0041	2,33	0,0165	2,347	1062,09	1200	2,87	3,24	0,72	1,083	0,63	3,109	0,754	Autocurage vérifie
R27- R28	516,08	515,87	512,85	512,73	30	0,0041	2,23	0,017	2,4	1071,02	1200	2,87	3,24	0,74	1,089	0,64	3,125	0,766	Autocurage vérifie
R28- R29	515,87	515,85	512,73	512,57	38,72	0,0041	2,52	0,0178	2,54	1094,03	1200	2,87	3,24	0,78	1,106	0,67	3,173	0,799	Autocurage vérifie

Dimensionnement du collecteur 6 :

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R1- R2	517,9	517,87	515,9	515,72	30	0,0060	0,081	0,001	0,082	281,12	300	1,38	0,097	0,84	1,128	0,70	1,554	0,211	Autocurage vérifie
R2- R3	517,87	517,83	515,72	515,54	30	0,0060	0,162	0,0015	0,164	364,57	400	1,67	0,21	0,78	1,105	0,67	1,845	0,266	Autocurage vérifie
R3- R4	517,83	517,71	515,54	515,36	30	0,0060	0,244	0,0018	0,246	424,44	500	1,94	0,38	0,65	1,062	0,58	2,057	0,290	Autocurage vérifie
R4- R5	517,71	517,74	515,36	515,18	30	0,0060	0,326	0,002	0,328	472,78	500	1,94	0,38	0,86	1,133	0,72	2,195	0,358	Autocurage vérifie
R5- R6	517,74	517,3	515,18	515	30	0,0060	0,4075	0,0025	0,41	514,05	500	1,94	0,38	1,08	1,100	0,93	2,131	0,466	Autocurage vérifie
R6- R7	517,3	516,96	515	514,82	30	0,0060	0,483	0,0028	0,492	550,42	600	2,19	0,62	0,80	1,111	0,67	2,430	0,405	Autocurage vérifie
R7- R8	516,96	516,73	514,82	514,64	30	0,0060	0,571	0,003	0,574	583,18	600	2,19	0,62	0,93	1,139	0,75	2,492	0,453	Autocurage vérifie

R8-R9	516,73	516,9	514,64	514,46	30	0,0060	0,652	0,0035	0,656	613,13	600	2,19	0,62	1,06	1,132	0,89	2,476	0,537	Autocurage vérifie
R9-R10	516,9	517,17	514,46	514,28	30	0,0060	0,734	0,004	0,738	640,81	800	2,65	1,33	0,55	1,030	0,53	2,729	0,423	Autocurage vérifie
R10-R11	517,17	516,98	514,28	514,1	30	0,0060	0,815	0,0045	0,82	666,64	800	2,65	1,33	0,62	1,054	0,56	2,791	0,450	Autocurage vérifie
R11-R12	516,98	516,99	514,1	513,92	30	0,0060	0,897	0,005	0,902	690,90	800	2,65	1,33	0,68	1,070	0,60	2,834	0,479	Autocurage vérifie
R12-R13	516,99	517,06	513,92	513,74	30	0,0060	0,978	0,0055	0,984	713,81	800	2,65	1,33	0,74	1,089	0,64	2,884	0,511	Autocurage vérifie
R13-R14	517,06	516,57	513,74	513,56	30	0,0060	1,06	0,006	1,066	735,56	800	2,65	1,33	0,80	1,113	0,68	2,948	0,542	Autocurage vérifie
R14-R15	516,57	516,41	513,56	513,38	30	0,0060	1,141	0,007	1,148	756,29	800	2,65	1,33	0,86	1,133	0,72	3,002	0,572	Autocurage vérifie
R15-R16	516,41	516,13	513,38	513,2	30	0,0060	1,222	0,0075	1,23	776,11	800	2,65	1,33	0,92	1,139	0,75	3,018	0,602	Autocurage vérifie
R16-R17	516,13	516	513,2	513,02	30	0,0060	1,304	0,0078	1,312	795,13	800	2,65	1,33	0,99	1,141	0,80	3,023	0,637	Autocurage vérifie
R17-R18	516	515,63	513,02	512,84	30	0,0060	1,386	0,0078	1,394	813,41	800	2,65	1,33	1,05	1,143	0,87	3,028	0,696	Autocurage vérifie
R15-R19	515,63	515,6	512,84	512,66	30	0,0060	1,468	0,008	1,476	831,03	1000	3,07	2,41	0,61	1,052	0,56	3,234	0,560	Autocurage vérifie
R19-R20	515,6	515,55	512,66	512,48	30	0,0060	1,549	0,0085	1,558	848,05	1000	3,07	2,41	0,65	1,062	0,58	3,264	0,580	Autocurage vérifie
R20-R21	515,55	515,48	512,48	512,3	30	0,0060	1,631	0,009	1,64	864,52	1000	3,07	2,41	0,68	1,070	0,60	3,291	0,601	Autocurage vérifie
R21-R22	515,48	515,21	512,3	512,12	30	0,0060	1,7125	0,0095	1,722	880,49	1000	3,07	2,41	0,71	1,080	0,62	3,320	0,622	Autocurage vérifie

R22- R23	515,21	515,6	512,12	511,97	30	0,0060	1,793	0,0105	1,805	896,17	1000	3,07	2,41	0,75	1,092	0,64	3,357	0,644	Autocurage vérifie
-------------	--------	-------	--------	--------	----	--------	-------	--------	-------	--------	------	------	------	------	-------	------	-------	-------	-----------------------

Dimensionnement du collecteur 7 :

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R1- R2	516,64	516,63	514,86	514,69	30	0,0056	1,54	0,038	1,58	863,63	1000	2,97	2,331	0,68	1,070	0,60	3,177	0,599	Autocurage vérifie
R2- R3	516,63	517,61	514,69	514,52	30	0,0056	1,75	0,0381	1,79	905,00	1000	2,97	2,33	0,77	1,100	0,66	3,266	0,656	Autocurage vérifie
R3- R4	517,61	516,93	514,52	514,36	30	0,0056	1,96	0,0382	1,99	941,67	1000	2,97	2,33	0,85	1,131	0,71	3,359	0,710	Autocurage vérifie
R4- R5	516,93	517,32	514,36	514,19	30	0,0056	2,16	0,0383	2,2	977,77	1000	2,97	2,33	0,94	1,139	0,76	3,384	0,764	Autocurage vérifie
R5- R6	517,32	517,28	514,19	514,02	30	0,0056	2,37	0,0384	2,409	1011,62	1200	3,35	3,79	0,64	1,059	0,57	3,551	0,689	Autocurage vérifie
R6- R7	517,28	517,37	514,02	513,85	30	0,0056	2,579	0,0385	2,618	1043,68	1200	3,35	3,79	0,69	1,073	0,61	3,600	0,729	Autocurage vérifie
R7- R8	517,37	517,28	513,85	513,69	30	0,0056	2,788	0,0386	2,827	1074,18	1200	3,35	3,79	0,75	1,091	0,64	3,659	0,771	Autocurage vérifie
R8- R9	517,28	517,04	513,69	513,52	30	0,0056	2,99	0,0387	3,036	1103,30	1200	3,35	3,79	0,80	1,113	0,68	3,732	0,813	Autocurage vérifie
R9- R10	517,04	516,75	513,52	513,35	30	0,0056	3,206	0,0388	3,245	1131,19	1200	3,35	3,79	0,86	1,132	0,71	3,795	0,854	Autocurage vérifie

R10-R11	516,75	516,48	513,35	513,19	30	0,0056	3,415	0,0389	3,454	1157,98	1200	3,35	3,79	0,91	1,139	0,74	3,820	0,893	Autocurage vérifie
R11-R12	516,48	516,26	513,19	513,02	30	0,0056	3,624	0,039	3,66	1183,41	1200	3,35	3,79	0,97	1,140	0,78	3,822	0,936	Autocurage vérifie
R12-R13	516,26	516,22	513,02	512,85	30	0,0056	3,829	0,0391	3,869	1208,31	1200	3,35	3,79	1,02	1,146	0,83	3,843	0,998	Autocurage vérifie
R13-R14	516,22	515,91	512,85	512,69	30	0,0056	4,038	0,0392	4,078	1232,39	1500	3,89	6,87	0,59	1,046	0,55	4,071	0,825	Autocurage vérifie
R14-R15	515,91	515,84	512,69	512,52	30	0,0056	4,247	0,0395	4,287	1255,70	1500	3,89	6,87	0,62	1,056	0,57	4,108	0,851	Autocurage vérifie
R15-R16	515,84	515,57	512,52	512,35	30	0,0056	4,456	0,04	4,496	1278,32	1500	3,89	6,87	0,65	1,064	0,59	4,140	0,878	Autocurage vérifie
R16-R17	515,57	515,57	512,35	512,19	30	0,0056	4,661	0,044	4,705	1300,29	1500	3,89	6,87	0,68	1,072	0,60	4,171	0,905	Autocurage vérifie
R17-R18	515,57	515,61	512,19	512,02	30	0,0056	4,866	0,048	4,914	1321,65	1500	3,89	6,87	0,71	1,081	0,62	4,205	0,934	Autocurage vérifie
R15-R19	515,61	515,53	512,02	511,85	30	0,0056	5,071	0,052	5,123	1342,46	1500	3,89	6,87	0,75	1,091	0,64	4,246	0,963	Autocurage vérifie
R19-R20	515,53	515,26	511,85	511,69	30	0,0056	5,276	0,056	5,332	1362,74	1500	3,89	6,87	0,78	1,103	0,66	4,292	0,992	Autocurage vérifie
R20-R21	515,26	515,22	511,69	511,52	30	0,0056	5,483	0,058	5,541	1382,53	1500	3,89	6,87	0,81	1,115	0,68	4,339	1,021	Autocurage vérifie
R21-R22	515,22	514,9	511,52	511,35	30	0,0056	5,69	0,06	5,75	1401,86	1500	3,89	6,87	0,84	1,126	0,70	4,382	1,049	Autocurage vérifie
R22-R23	514,9	515,11	511,35	511,21	25,72	0,0056	6,13	0,06	6,19	1441,16	1500	3,89	6,87	0,90	1,139	0,74	4,431	1,107	Autocurage vérifie

Dimensionnement de l'intercepteur 2 :

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R70- R74	517,3	517,81	515,3	514,95	120	0,0029	1	0,006	1,24	892,17	1000	2,14	1,678	0,74	1,089	0,64	2,327	0,638	Autocurage vérifie
R74- R78	517,81	517,29	514,95	514,64	108,9	0,0029	0,0029	0,007	1,67	997,55	1000	2,14	1,68	1,00	1,142	0,80	2,441	0,805	Autocurage vérifie
R78- R82	517,29	517,42	514,64	514,26	131,1	0,0029	0,4	0,008	0,38	572,58	600	1,52	0,43	0,88	1,137	0,73	1,729	0,437	Autocurage vérifie
R82- R85	517,42	517,2	514,26	514	86,3	0,0030	0,6	0,009	0,38	568,95	600	1,55	0,44	0,87	1,135	0,72	1,754	0,432	Autocurage vérifie
R85- R89	517,2	516,56	514	513,63	123,7	0,0030	0,735	0,01	0,38	568,95	600	1,55	0,44	0,87	1,135	0,72	1,754	0,432	Autocurage vérifie
R89- R91	516,56	515,97	513,63	513,4	74,5	0,0030	0,95	0,012	0,38	568,95	600	1,55	0,44	0,87	1,135	0,72	1,754	0,432	Autocurage vérifie
R91- R95	515,97	516,85	513,4	512,98	135,5	0,0031	1,13	0,015	1,51	948,64	1000	2,21	1,73	0,87	1,135	0,72	2,507	0,720	Autocurage vérifie
R95- R99	516,85	516,22	512,98	512,59	127,8	0,0031	1,27	0,019	2,8	1195,83	1200	2,50	2,82	0,99	1,142	0,80	2,849	0,962	Autocurage vérifie
R99- R103	516,22	515,61	512,59	512,07	112,2	0,0046	1,389	0,02	0,07	278,07	300	1,21	0,09	0,82	1,120	0,69	1,356	0,207	Autocurage vérifie
R103- R105	515,61	515,6	512,07	511,81	79,94	0,0033	2,09	0,021	0,07	297,16	300	1,01	0,07	0,98	1,140	0,79	1,157	0,237	Autocurage vérifie

R105- R108	515,6	515,49	511,81	511,49	100,06	0,0032	1,5	0,022	1,805	1008,39	1200	2,53	2,86	0,63	1,058	0,57	2,680	0,685	Autocurage vérifie
R108- R112	515,49	514,81	511,49	511,16	128,2	0,0026	1,55	0,023	3,61	1517,19	1500	1,98	3,50	1,03	1,146	0,85	2,268	1,271	Autocurage vérifie

Dimensionnement du collecteur 1 partie amont:

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R1- R2	520,2	519,78	518,7	518,24	30	0,0152	0,094	0,001	0,095	249,55	300	2,19	0,155	0,61	1,053	0,56	2,308	0,168	Autocurage vérifie
R2- R3	519,78	519,52	518,24	517,79	30	0,0152	0,189	0,0013	0,19	323,63	400	2,66	0,33	0,57	1,037	0,54	2,754	0,215	Autocurage vérifie
R3- R4	519,52	519,57	517,79	517,33	30	0,0152	0,283	0,0016	0,285	376,78	400	2,66	0,33	0,85	1,131	0,71	3,005	0,284	Autocurage vérifie
R4- R5	519,57	519,48	517,33	516,88	30	0,0152	0,378	0,0019	0,38	419,70	500	3,08	0,60	0,63	1,057	0,57	3,258	0,285	Autocurage vérifie
R5- R6	519,48	519,16	516,88	516,42	30	0,0152	0,473	0,002	0,47	454,52	500	3,08	0,60	0,78	1,103	0,66	3,401	0,331	Autocurage vérifie
R6- R7	519,16	518,67	516,42	515,96	30	0,0152	0,562	0,0022	0,565	487,01	500	3,08	0,60	0,93	1,139	0,76	3,512	0,379	Autocurage vérifie
R7- R8	518,67	518,23	515,96	515,51	30	0,0152	0,657	0,0024	0,66	516,24	600	3,48	0,98	0,67	1,068	0,60	3,718	0,357	Autocurage vérifie

R8-R9	518,23	517,92	515,51	515,05	30	0,0152	0,752	0,0025	0,755	542,94	600	3,48	0,98	0,77	1,100	0,66	3,827	0,394	Autocurage vérifie
R9-R10	517,92	517,04	515,05	514,6	30	0,0152	0,847	0,0028	0,85	567,61	600	3,48	0,98	0,86	1,134	0,72	3,945	0,430	Autocurage vérifie
R10-R11	517,04	516,67	514,6	514,14	30	0,0152	0,942	0,003	0,945	590,62	600	3,48	0,98	0,96	1,139	0,78	3,966	0,466	Autocurage vérifie
R11-R12	516,67	516,02	514,14	513,68	30	0,0152	1,036	0,0035	1,04	612,22	800	4,22	2,12	0,49	0,995	0,49	4,194	0,395	Autocurage vérifie
R12-R13	516,02	515,94	513,68	513,58	30	0,0038	1,131	0,004	1,135	820,41	1000	2,45	1,92	0,59	1,045	0,55	2,557	0,549	Autocurage vérifie
R13-R14	515,94	516,11	513,58	513,47	30	0,0038	1,225	0,0045	1,23	845,51	1000	2,45	1,92	0,64	1,060	0,58	2,594	0,577	Autocurage vérifie
R14-R15	516,11	516,32	513,47	513,37	30	0,0038	1,32	0,005	1,325	869,43	1000	2,45	1,92	0,69	1,073	0,61	2,626	0,607	Autocurage vérifie
R15-R16	516,32	516,57	513,37	513,26	30	0,0038	1,41	0,0058	1,42	892,30	1000	2,45	1,92	0,74	1,089	0,64	2,664	0,638	Autocurage vérifie
R16-R17	516,57	516,04	513,26	513,16	30	0,0038	1,51	0,006	1,52	915,37	1000	2,45	1,92	0,79	1,109	0,67	2,713	0,672	Autocurage vérifie
R17-R18	516,04	515,98	513,16	513,05	30	0,0038	1,608	0,007	1,62	937,50	1000	2,45	1,92	0,84	1,128	0,70	2,760	0,704	Autocurage vérifie
R15-R19	515,98	516,22	513,05	512,95	30	0,0038	1,707	0,008	1,71	956,71	1000	2,45	1,92	0,89	1,138	0,73	2,783	0,732	Autocurage vérifie
R19-R20	516,22	515,98	512,95	512,8	30	0,0038	1,79	0,0085	1,802	975,69	1000	2,45	1,92	0,94	1,139	0,76	2,787	0,761	Autocurage vérifie
R20-R21	515,98	516	512,8	512,74	30	0,0038	1,88	0,009	1,89	993,29	1000	2,45	1,92	0,98	1,141	0,79	2,791	0,794	Autocurage vérifie
R21-R22	516	516	512,74	512,63	30	0,0041	1,97	0,0095	1,98	996,48	1000	2,54	1,99	0,99	1,142	0,80	2,902	0,802	Autocurage vérifie

R22- R23	516	515,64	512,63	512,49	40,4	0,0045	2,077	0,013	2,09	999,29	1000	2,66	2,09	1,00	1,143	0,81	3,043	0,809	Autocurage vérifie
-------------	-----	--------	--------	--------	------	--------	-------	-------	------	--------	------	------	------	------	-------	------	-------	-------	-----------------------

Dimensionnement du collecteur 2 partie amont:

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R23- R24	516,05	515,77	513,03	512,9	30	0,0058	2,077	0,013	2,09	952,85	1000	3,02	2,373	0,88	1,137	0,73	3,435	0,726	Autocurage vérifie
R24- R25	515,77	515,44	512,9	512,78	30	0,0058	2,174	0,016	2,19	969,70	1000	3,02	2,37	0,92	1,139	0,75	3,444	0,751	Autocurage vérifie
R25- R26	515,44	516,46	512,78	512,65	30	0,0058	2,271	0,019	2,29	986,07	1000	3,02	2,37	0,97	1,140	0,78	3,444	0,779	Autocurage vérifie
R26- R27	516,46	516,96	512,65	512,53	30	0,0058	2,368	0,022	2,39	1002,01	1000	3,02	2,37	1,01	1,144	0,82	3,458	0,817	Autocurage vérifie
R27- R28	516,96	516,85	512,53	512,4	30	0,0058	2,465	0,025	2,49	1017,53	1200	3,41	3,86	0,65	1,062	0,58	3,623	0,696	Autocurage vérifie
R28- R29	516,85	516,89	512,4	512,27	30	0,0058	2,562	0,028	2,59	1032,66	1200	3,41	3,86	0,67	1,068	0,60	3,646	0,715	Autocurage vérifie
R29- R30	516,89	516,71	512,27	512,15	30	0,0058	2,659	0,031	2,69	1047,44	1200	3,41	3,86	0,70	1,075	0,61	3,670	0,734	Autocurage vérifie
R30- R31	516,71	516,6	512,15	512,02	30	0,0058	2,756	0,034	2,79	1061,87	1200	3,41	3,86	0,72	1,083	0,63	3,697	0,753	Autocurage vérifie

R31-R32	516,6	516,44	512,02	511,9	30	0,0058	2,853	0,037	2,89	1075,99	1200	3,41	3,86	0,75	1,092	0,64	3,728	0,773	Autocurage vérifié
R32-R33	516,44	516,26	511,9	511,77	30	0,0058	2,95	0,04	2,99	1089,80	1200	3,41	3,86	0,78	1,102	0,66	3,763	0,793	Autocurage vérifié
R33-R34	516,26	516,08	511,77	511,64	30	0,0058	3,047	0,043	3,09	1103,33	1200	3,41	3,86	0,80	1,113	0,68	3,798	0,813	Autocurage vérifié
R34-R35	516,08	515,92	511,64	511,52	30	0,0058	3,144	0,046	3,19	1116,59	1200	3,41	3,86	0,83	1,123	0,69	3,832	0,832	Autocurage vérifié
R35-R36	515,92	515,75	511,52	511,39	30	0,0058	3,241	0,049	3,29	1129,59	1200	3,41	3,86	0,85	1,131	0,71	3,859	0,851	Autocurage vérifié
R36-R37	515,75	515,49	511,39	511,27	30	0,0058	3,338	0,052	3,39	1142,34	1200	3,41	3,86	0,88	1,136	0,72	3,878	0,870	Autocurage vérifié
R37-R38	515,49	515,15	511,27	511,14	30	0,0058	3,431	0,059	3,49	1154,86	1200	3,41	3,86	0,90	1,139	0,74	3,887	0,888	Autocurage vérifié
R38-R39	515,15	515,04	511,14	511,04	24,26	0,0058	3,633	0,067	3,7	1180,45	1200	3,41	3,86	0,96	1,139	0,77	3,889	0,930	Autocurage vérifié

dimensionnement du collecteur vers la step:

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m ³ /s)	Qeu (m ³ /s)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V (m/s)	H (m)	Vitesse Autocurage
R1-R2	514,99	514,89	510,67	510,53	60	0,0024	0,134	0,067	0,201	467,22	500	1,22	0,240	0,84	1,126	0,70	1,379	0,350	Autocurage vérifié
R2-R3	514,89	514,79	510,53	510,39	60	0,0050	0,134	0,067	0,201	407,15	500	1,77	0,35	0,58	1,041	0,54	1,840	0,271	Autocurage vérifié

R3-R4	514,79	514,79	510,39	510,24	60	0,0050	0,134	0,067	0,201	407,15	500	1,77	0,35	0,58	1,041	0,54	1,840	0,271	Autocurage vérifié
R4-R5	514,79	514,59	510,24	510,1	60	0,0050	0,134	0,067	0,201	407,15	500	1,77	0,35	0,58	1,041	0,54	1,840	0,271	Autocurage vérifié
R5-R6	514,59	514,4	510,1	509,96	60	0,0050	0,134	0,067	0,201	407,15	500	1,77	0,35	0,58	1,041	0,54	1,840	0,271	Autocurage vérifié
R6-R7	514,4	514,39	509,96	509,82	60	0,0050	0,134	0,067	0,201	407,15	500	1,77	0,35	0,58	1,041	0,54	1,840	0,271	Autocurage vérifié
R7-R8	514,39	514,29	519,82	509,68	60	0,0050	0,134	0,067	0,201	407,15	500	1,77	0,35	0,58	1,041	0,54	1,840	0,271	Autocurage vérifié
R8-R9	514,29	514,19	509,68	509,54	60	0,0050	0,134	0,067	0,201	407,15	500	1,77	0,35	0,58	1,041	0,54	1,840	0,271	Autocurage vérifié
R9-R10	514,19	514,09	519,54	509,39	60	0,0050	0,134	0,067	0,201	407,15	500	1,77	0,35	0,58	1,041	0,54	1,840	0,271	Autocurage vérifié
R10-R11	514,09	513,99	509,39	509,25	60	0,0050	0,134	0,067	0,201	407,15	500	1,77	0,35	0,58	1,041	0,54	1,840	0,271	Autocurage vérifié
R11-R12	513,99	513,89	519,25	509,11	60	0,0050	0,134	0,067	0,201	407,15	500	1,77	0,35	0,58	1,041	0,54	1,840	0,271	Autocurage vérifié
R12-R13	513,89	513,84	509,11	509,04	30	0,0050	0,134	0,067	0,201	407,15	500	1,77	0,35	0,58	1,041	0,54	1,840	0,271	Autocurage vérifié

ANNEXE 5

Annexe 5 : Evaluation du volume des bassins de retenue

ANNEXE VI
EVALUATION DU VOLUME DES BASSINS DE RETENUE
Méthode dite des volumes

