



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option : CONCEPTION DES SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

THEME :

**Dimensionnement du réseau d'assainissement de site cherafa
Dans la Commune de Amir Abdelkader (w.jijel)**

Présenté par :

Aboura Abd Elhalim

Devant les membres du jury

Nom et Prénoms	Grade	Qualité
HACHMI ABDELKADER	M.C.B	Président
BOUZIANE OMAR	M.A.A	Examineur
SAIMI AHMED	M.C.B	Examineur
MEDDI HIND	Pr	Promotrice

Session SEPTEMBRE 2021

Dédicæe

*Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissances
et de respect :*

*A ma mère et mon père pour tous les sacrifices qu'ils ont
consenti à mon égard.*

✚ A mes frères et mes sœurs

✚ A toute la famille ABOURA

*✚ A mes copains de chambre Boudali Ayoub , Salhi
Moussa ,et Zino*

- A mes amis de jijel et de l'ENSH et en particulier.

Remerciements

- ❖ *Je remercie Dieu le tout puissant, pour m'avoir donné la santé, le courage et la volonté d'étudier et pour m'avoir permis de réaliser ce modeste travail dans les meilleures conditions*
- ❖ *Au terme de cette modeste étude, je tiens à exprimer ma profonde gratitude et mes vifs remerciements à Mme H.Meddi (mon promoteur) pour le soutien, l'aide et les conseils qu'il m'a dispensé pour l'élaboration de cette présente thèse et à ma formation durant les années de spécialités.*
- ❖ *Je remercie le président et les membres du jury qui me feront l'honneur de juger mon travail.*
- ❖ *Aussi Je remercie mon ami l'ingénieur Chekrout walid pour tous les information , l'aide et les conseils qu'il m'a donné durant la période de stage.*
- ❖ *Un grand merci pour toutes les personnes qui ont contribuées de près ou de loin pour la réalisation de ce mémoire.*

ABOURA ABDELHALIM.....2021.

المخلص:

منطقة شرافة التي تقع في بلدية الامير عبد القادر (ولاية جيجل) وهي منطقة شبه ريفية مطلة على البحر ذات سكنات متشتتة و غير مهيأة بشبكة لتصريف المياه القذرة و مياه الامطار كما ان عدد السكان فيها ازداد في الاونة الاخيرة.

ان هدفنا في هذا المشروع هو انشاء شبكة لصرف مياه المستعملة و مياه الامطار بنظام احادي مع صبها في حوض ترسيب قبل رميها في الوادي مع احترام المعايير متفق عليها دوليا في الحساب التي تاخذ بعين الاعتبار صحة العامة و نظافة البيئة .

Résumé :

La zone de cherrafa, qui se situe dans la commune de Elamir Abd elkader (la wilaya de Jijel), qui est une zone semi-rurale donnant sur la mer, aux habitations dispersé et qui ne dispose d'aucun réseau d'Assainissement, et le nombre de sa population est augmenter dans les derniers temps.

Notre objectif dans ce projet est d'établir un réseau d'évacuation des eaux usées et pluviales dans un système unitaire puis en les versent dans un bassin de décantation avant de les rejeter dans la vallée, tout en respectant les normes internationalement convenues dans le calcul, qui prennent en compte la santé du public et la propreté de l'environnement.

Abstract :

cherrafa area, which is located in the municipality of Elamir Abd Elkader (the wilaya of Jijel), which is a semi-rural area overlooking the sea, with scattered dwellings and which has no sanitation network, and the number of its population is increasing in recent times.

Our goal in this project is to establish a sewage and rainwater evacuation network in a unitary system and pouring into a settling basin before discharging into the valley, while respecting internationally agreed standards in the calculation, which take into account the health of the public and the cleanliness of the environment.

Sommaire

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction.....	17
I.1 Situation géographique	17
I.1.1 Situation climatique	18
I.2.1 Températures	19
I.2.2 Les pluies moyennes.....	20
I.2.3 L'Humidité	21
I.2.4 Vent	22
I.2 Caractéristiques hydraulique.....	23
I.3.1 Réseaux d'AEP :	23
I.3.2 Réseaux d'assainissement :	23
I.3 Caractéristiques géologiques.....	23
I.4 Situation topographique	23
I.5 Caractéristiques hydrographiques	24
I.6 les risques	24
I.6.1 Inondation :	24
I.4.2 Sismicité	24
Conclusion	24

Chapitre II :Etude Hydrologique

Introduction.....	26
II.1 L'analyse des données pluviométriques	26
II.2 Caractéristiques empiriques :	27
II.2.1 Test d'Homogénéité	27
II.3 Ajustement de la série pluviométrique.....	28
II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel (manuelle) : 28	
II.3.2 Ajustement de la série pluviométrique avec le logiciel « Hyfran » :	31
II.3.3 Comparaison entre les deux lois d'ajustement :	35
II.3.4 Résultat de la comparaison :	36

II.4	Calcul de l'intensité :.....	36
	la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari	36
	Conclusion	37
Chapitre III CALCUL DES ELEMENTS DE BASE		
	Introduction :	39
III.1	Situation démographique :	39
III.2	Découpage de l'aire d'étude urbanisée en surfaces élémentaires :	40
III.3	Systèmes d'Evacuation :	40
III.3.2	Choix du système d'assainissement.....	43
III.4	Schémas d'évacuation [2].....	43
III.5	Choix du schéma d'évacuation	46
III.5.1	Choix du coefficient de ruissellement.....	46
III.6	Calcul du nombre d'habitants pour chaque sous bassin :	50
III.6.1	Coefficient de ruissellement pondéré:	50
III.6.2	Calcul de la densité partielle	50
	Conclusion	51
Chapitre IV CALCUL ET ESTIMATION DES DEBITS		
	Introduction.....	53
IV.1	Evaluation des débits d'eaux usées	53
IV.1.1	Nature des eaux usées	53
IV.2	Evaluation de la quantité d'eau usée à évacuer :.....	54
IV.2.1	Estimation des débits moyens journaliers des eaux usées :.....	54
IV.2.2	Evaluation des débits de pointe :	54
IV.3	Evaluation des débits d'eaux pluviales	56
IV.3.1	La méthode Rationnelle.....	56
IV.3.2	Validité de la méthode rationnelle.....	57
IV.4	La méthode Superficielle.....	57
IV.5	Choix de la méthode de calcul	60
	Conclusion	61
Chapitre V Calcul hydraulique		
	Introduction.....	63

V.1	Mode de calcul	63
V.2	Conditions d'implantation des réseaux :.....	65
V.3	Conditions d'écoulement et de dimensionnement :.....	65
	Conclusion	67

Chapitre VI Eléments constitutifs du réseau

	Introduction.....	69
VI.1	Les ouvrages principaux	69
	XIV.1	69
	VI.1.1 Les canalisations.....	69
	VI.1.2 Les joints des conduites en béton armé.....	72
VI.2	Différentes actions supportées par la conduite	75
	VI.2.1 Actions mécaniques.....	75
	VI.2.2 Actions statiques.....	75
	VI.2.3 Les actions chimiques	75
VI.3	Protection des conduites.....	75
	VI.3.1 Protection contre les effets corrosifs de H ₂ S	75
	VI.3.2 Protection contre les effets abrasifs des sables	76
VI.4	Essais des tuyaux préfabriqués :	76
	VI.4.1 Essai à l'écrasement :	76
	VI.4.2 Essai à l'étanchéité :	76
	VI.4.3 Essai de corrosion :	77
VI.5	Les ouvrages annexes	77
	VI.5.1 Les branchements	77
	VI.5.2 Les caniveaux	77
	VI.5.3 Les bouches d'égout.....	78
	VI.5.4 Les regards	79
VI.6	Les déversoirs d'orage.....	81
	VI.6.1 Positionnement	82
	VI.6.2 Les types de déversoir d'orage.....	82
	VI.6.3 Dimensionnement du DO :	83
	VI.6.4 Dimensionnement des déversoirs d'orage et leur emplacement :	84
VI.7	Bassins de décantation.....	87

VI.7.1 Dimensionnement du bassin de décantation :	87
VI.8 Amélioration du bassin de décantation	89
Conclusion	90
Chapitre VII Organisation de chantier	
Introduction.....	93
VII.1 Emplacement des canalisations :.....	93
VII.2 Exécution des travaux :.....	93
VII.2.1 Travaux de Terrassement :	93
VII.3 Pose de canalisation :.....	93
VII.3.1 La canalisation en PVC:	93
VII.4 Pose de canalisation :.....	96
VII.4.1 Enrobage et calage :	96
VII.4.2 Compactage :	97
VII.4.3 Grillage avertisseur :.....	97
VII.5 Branchement particulier :.....	98
VII.6 Montage du raccord de piquage :	99
VII.6.1 Confection des regards :	100
VII.6.2 Remise en état :.....	100
VII.7 Essais sur les joints et les canalisations :	100
VII.8 Essais des tuyaux préfabriqués :	100
VII.9 Confection des joints :	101
VII.10 Réalisation des regards :	101
VII.11 Exécution des déversoirs d'orage :.....	101
VII.12 Remblaiement et compactage des tranchées:.....	101
VII.13 Choix des engins :	102
VII.14 Devis quantitatif et estimatif :	105
VII.14.1 Détermination des différents volumes :.....	105
VII.15 Planification des travaux :	110
VII.15.1 Les paramètres de la méthode C.P.M :	110
• Attribution des durées de chaque opération :	111
VII.15.2 Symboles des différentes opérations :.....	111
Conclusion	112

Chapitre VIII Gestion et entretien de projet

INTRODUCTION.....	114
VIII.1 PRINCIPE DE GESTION DES RÉSEAUX	114
VIII.2 Surveillance du réseau d’assainissement :.....	114
VIII.3 La pérennité des ouvrages	114
VIII.4 L’entretien du réseau	115
VIII.5 OUTILS DE GESTION	115
VIII.6 TECHNIQUES D’EXPLOITATION DES RESEAUX	116
VIII.6.1 Méthodes de curage.....	116
VIII.6.2 La ventilation des réseaux	117
VIII.7 L’entretien des bouches d’engouffrement.....	117
VIII.7.1 Programme périodique d’entretien	117
VIII.8 Les travaux spécifiques et les moyens d’exploitation	118
VIII.8.1 Enlèvement des dépôts :.....	118
VIII.8.2 Détection des fuites :	118
VIII.8.3 Entretien des joints :	118
VIII.8.4 Entretien du réseau non visitables :.....	119
VIII.8.5 Travaux spécifiques :	119
VIII.8.6 Réhabilitation des réseaux.....	119
VIII.8.7 Technique de chemisage extérieur.....	121
VIII.9 Gestion informatique du réseau :.....	124
CONCLUSION	125

Liste des Tableaux

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau I:1 Localisation des stations météorologiques (année 2017)	19
Tableau I:2 Températures moyennes mensuelles :	19
Tableau I:3 Pluies moyennes mensuelles :	20
Tableau I:4 variation de l'humidité moyenne :	21
Tableau I:5 Vitesses moyennes du vent :	22

Chapitre II : Etude Hydrologique

Tableau II:1-Coordonnées de la station pluviométrique d'Achouat :	27
Tableau II:2 calcul de Pj max	29
Tableau II:3 Caractéristiques empiriques de la série pluviométrique Pjmax :	31
Tableau II:4 Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel	32
Tableau II:5 Résultat du test d'adéquation (X2)	32
Tableau II:6 Résultat d'ajustement par la loi de GEV :	34
Tableau II:7 Résultat du test d'adéquation (X2)	35

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS DE BASE

Tableau III:1 Répartition de la population à différents horizons de calcul	40
Tableau III:2 Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation	47
Tableau III:3 Coefficients de ruissellement en fonction des surfaces à drainer	47
Tableau III:4 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population	48
Tableau III:5 Surfaces des sous bassins, et mode d'occupation de sol.	48
Tableau III:6 Coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassins urbains	49
Tableau III:7 nombre d'habitants.....	51

Chapitre IV : CALCUL ET ESTIMATION DES DEBITS

Tableau IV 1 Evaluation des débits des eaux usées des équipements	55
Tableau IV 2 Evaluation des débits de pointe de chaque bassin urbain	55
Tableau IV 3 Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins	59
Tableau IV 4 Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin	60
Tableau IV 6 Calcul des débits total pour chaque sous bassin	60

Tableau IV 1 Evaluation des débits des eaux usées des équipements	55
---	----

Tableau IV 2 Evaluation des débits de pointe de chaque bassin urbain	55
Tableau IV 3 Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins .59	59
Tableau IV 4 Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin.....	60
Tableau IV 6 Calcul des débits total pour chaque sous bassin.....	60

Chapitre V : Calcul hydraulique

Tableau V 1 Le Coefficient de Manning-Strickler (ks) en fonction de la nature des parois :.....	64
--	-----------

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

Tableau VI 1 Epaisseurs minimales des parois des tuyaux en béton armé en fonction du diamètre :	70
Tableau VI 2 Epaisseurs et diamètres intérieurs des tuyaux PVC et charges approximatives d'ovalisation par mètre.	71
Tableau VI 3 Vitesse de décantation (Vs) et vitesse horizontale critique (Vc) relatives aux particules de sol.....	87

Chapitre VII : Organisation de chantier

Tableau VII 1 Volumes des travaux. :	107
Tableau VII 2 Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet :	108
Tableau VII 3 détermination des délais.....	111

Liste des Figures

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure 11 Carte des communes de la wilaya de jijel (jijel-la-vierge - Skyrock.com)	17
Figure I:3 Températures moyennes mensuelles	20
Figure I:4 :Pluies moyennes mensuelles	21
Figure I:5 l'humidité moyenne	22
Figure I:6 Vitesses moyennes du vent	23

Chapitre II : Etude Hydrologique

Figure II:1 presentation graphique de Gumbel	30
Figure II:3 Graphique des observations sur papier normal	31
Figure II:4 Ajustement selon la loi de Gumbel	33
Figure II:5-Ajustement selon la loi de GEV	35
Figure II:6 Comparaison entre les deux lois d'ajustement	36

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS DE BASE

Figure III:1 Système unitaire	41
Figure III:2 système séparatif	42
Figure III:3 Système pseudo-séparatif	43
Figure III:4 Schéma perpendiculaire	44
Figure III:5 Schéma latéral	44
Figure III:6 Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique	45
Figure III:7 Schéma par zones étagées	45
Figure III:8 Schéma radial	45

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

Figure VI 1 Coupe type d'un tuyau ovoïde	72
Figure VI 2 Les différents joints des conduites en béton armé	74
Figure VI 3 Le regards de visite	80
Figure VI 4 Schéma de principe du déversoir d'orage	82
Figure VI 5 Schéma d'exemple de bassin de décantation (Eco-Terres)	89

Chapitre VII : Organisation de chantier

Figure VII:1 La canalisation en PVC	94
Figure VII:2 le stockage (B E H A U ;2018)	95
Figure VII:3 emboîtement (B E H A U ;2018)	95
Figure VII:4 Enrobage et calage (B E H A U ;2018)	97
Figure VII:5 compactage (B E H A U ;2018)	97

Figure VII:6 Vue général sur la tranchée (B E H A U ;2018).....	98
Figure VII:7 schéma du branchement particulier ASS en PVC (B E H A U ;2018)	98
Figure VII:8 Boite de branchement en PVC diametre 315 avec entrée sortie 200 à joint(B E H A U ;2018)	99
Figure VII:9 Raccords de piquage en PVC sur conduite DN....., avec sortie DN200 à joint. (B E H A U ;2018).....	99
Figure VII:10 Montage du raccord de piquage (B E H A U ;2018)	100
Figure VII:11 Bulldozer (SanBarLogistique).....	102
Figure VII:12 Niveleuse automotrice (SanBarLogistique)	103
Figure VII:13 Pelle équipée en rétro (SanBarLogistique)	104
Figure VII:14 Chargeur (SanBarLogistique).....	104
Figure VII:15 compacteur (SanBarLogistique)	105

Chapitre VIII : Gestion et entretien de projet

Figure VIII 1 Gainage de canalisation. (Siarnc.fr)	121
Figure VIII 2 Gainage par tractage.(siarnc.fr)	122
Figure VIII 3 Technique de tubage.(siarnc.fr).....	124

Liste des planches

- Planche n°1/4 : Tracé du réseau projeté de Cerrafa**
- Planche n°2/4 : Profile en long du collecteur principal**
- Planche n°3/4 :.bassin de décantation**
- Planche n°4/4 : Les éléments constructifs du réseau**

Liste des annexes

- Annexe 1 : la série pluviométrique (1982-2016)**
- Annexe 2 : Teste de la médiane**
- Annexe 3 : Les tableaux de calcul hydraulique**
- Annexe 4 : les abaques de calcul :**

Abaque N°1 : Dimensionnement du réseau d'assainissement.

Abaque N°2 : Variation de la vitesse en fonction de la hauteur de remplissage.

Abaque N°3 : $V_s = f(\gamma_s, d)$ de densité diamètre.

Introduction générale :

L'assainissement est une démarche qui vise à améliorer la situation sanitaire globale de l'environnement en annuler toute cause d'insalubrité et c'est aussi une question de santé puisqu'un grand nombre de maladies se développent en milieu insalubre, et c'est ce que nous vivons actuellement avec cette épidémie (Covid -19).

C'est aussi est une chose importante dans l'infrastructure des villes et des centres des habitations car son objectif est de collecter et évacuer les eaux usées et pluviales pour évitant les risques d'inondation et assurer leur rejet dans le milieu récepteur compatible avec les exigences de la santé publique et de l'environnement.

Dans ce travail nous avons pris pour la zone d'étude Cherrafa dans la commune de Elamir Abd elkader (wilaya de jijel) par ce que ne dispose d'aucun réseau d'Assainissement et ça après la reconnaissance du site et d'après le plan de mass de cette zone.

Tout d'abord on présentera en premier lieu les caractéristiques de notre agglomération, puis nous allons aborder l'étude hydrologique profonde et déterminer l'intensité maximal pour une période de retour décennale, et par la suite le dimensionnement du système d'évacuation et Ils dépendent en effet, du type d'habitat, de la topographie du site (système gravitaire ou non), de la nature des effluents concernés (système séparatif, unitaire ou mixte), de la nature du sous-sol...etc., et tout ça en respectant les normes de calcul Internationale.

Le mode de rejet, du milieu récepteur et des techniques d'évacuation devra être établi d'une façon pour éviter les problèmes des dépôts et d'érosion dans le réseau. d'autre part la gestion et la maintenance des réseaux d'assainissement devront être une tâche permanente dans le but de s'assurer du bon fonctionnement du réseau.

I. Chapitre I Présentation de la zone d'étude

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Introduction

La présente étude a pour objet de connaître les caractéristiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet (points de vue géographique, topographique, climatique et hydraulique) de localité Cherafa dans la commune de Amir Abdelkader, et consiste à analyser les caractéristiques physiques de la zone d'étude donc c'est une phase importante pour le dimensionnement d'un réseau d'assainissement afin d'assurer la bon fonctionnement et la collecte de tous les débits de temps sec et de petites pluies.

I.1 Situation géographique

La localité « **CHERAF**A » située dans la partie nord de chef-lieu de la ville de Tassoust et couvre la partie Nord de la commune de l'Emir Abdelkader, elle se trouve à 6.5 Kms du chef-lieu de la wilaya de Jijel.



Figure 11 Carte des communes de la wilaya de jijel (jijel-la-vierge - Skyrock.com)

La commune de l'Emir Abdelkader, est située dans une petite plaine littorale ouverte sur la mer au Nord.

Elle se compose des agglomérations suivantes : Émir Abdelkader (agglomération chef-lieu).

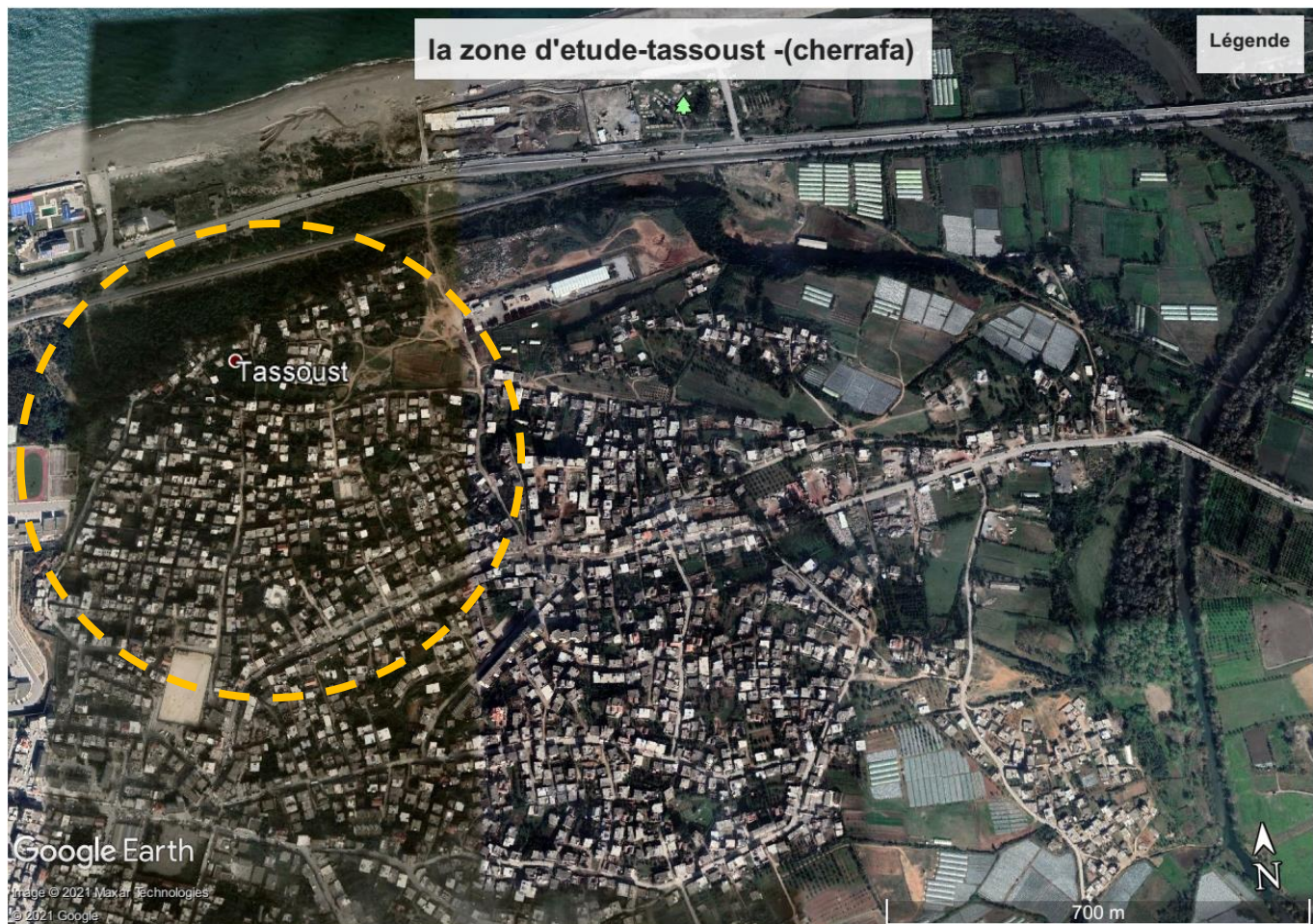
Les agglomérations secondaires de Tassoust, Bouhamdoune, Tamila, Boukhartoum, El-Kandoula.

Le territoire de la commune s'étend sur une superficie de 50,50 Km²

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

La commune Limité par :

- La mer méditerranée Au Nord,
- A l'Est : La commune de Taher,
- Au Sud-Est : La commune d' Oudjana,
- Au Sud-Ouest : La commune de Texenna,
- A l'Ouest : Les communes de Jijel et Kaous.



- **Figure I:2 Localisation de la zone d'étude-cherrafa- (W.Jijel) Google earth (2021)**

➤ **Accessibilité de la zone d'étude chrrafa :**

La zone Cherrafa se trouve à côté droite du université de Tassoust et en face le chemin de fer et la route nationale N43 et se trouve aussi environ : 1.5 kms du oued de Djendjen, 6kms de l'aéroport Ferhat Abbas.

I.1.1 Situation climatique

Pour la Situation climatique est méditerranéen pluvieux en hiver et chaud en été.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Les données relevées sur une période de 25 ans par la station pluviométrique de Jijel sont résumées comme suit :

- La moyenne annuelle des précipitations est de 1178.0mm.
- La moyenne annuelle des températures est de 21.2 degrés, le max enregistré en été est de 34°, la min enregistré en hiver est de 11.6°.
- Les vents dominants sont ceux du Nord-Ouest et Nord-est, ils sont généralement faibles à modérés.

-Les stations les plus proches et dont on dispose des données sont celles de : Achouat, Jijel, Texenna et Chedia. Leurs localisations dans l'espace par rapport à la zone d'étude, permettent d'avoir une vision des éléments du climat de la région et pouvoir ainsi déterminer les paramètres les plus représentatifs.(1)

Table I:1 Localisation des stations météorologiques (année 2017)

Stations	Code	Longitude (km)	Latitude (km)	Altitude (m)	Pluviométrie Annuelle (mm)
Achouat	030303	786,3	394,0	4	1 000
Jijel	030301	774,1	396,15	5	966,56
Texenna	030302	776,2	377,85	700	1 058,51
Chedia	030312	779,4	386,5	100	1 114,23

Source : ANRH

(Nous présentons les paramètres climatiques, de la région d'étude, sur la base des données obtenues au niveau de la station d'Achouat parce que est la plus proche à la zone d'étude)

I.2.1 Températures

Les températures elles sont maximales en période estivale et surtout en mois de Juillet et Aout, et minimale en période hivernale en mois de février, avec une température moyenne annuelle de 18.4 °C.

Le tableau suivant donne les températures moyennes mensuelles.

Table I:2 Températures moyennes mensuelles :

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
T(C)	22,45	20,1	15,5	12,6	10,3	8,0	13,4	14,55	17,95	21,9	24,4	25,9

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Source : (ONM office Nationale de Météorologie l'année 2019)

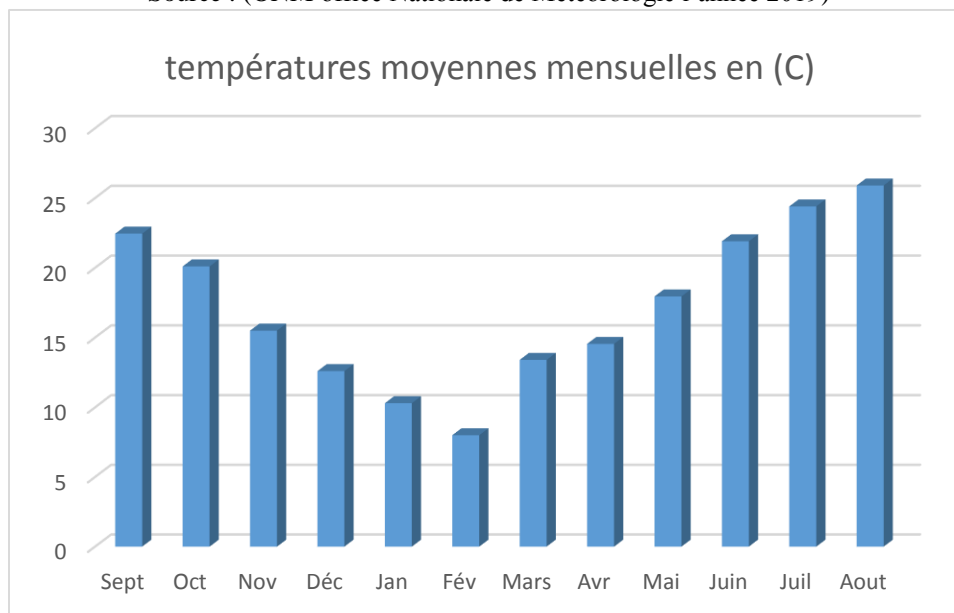


Figure I:2Températures moyennes mensuelles

I.2.2 Les pluies moyennes

Le tableau suivant donne les pluies moyennes mensuelles :

Table I:3 Pluies moyennes mensuelles :

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout	Annuel
P(mm)	38	97	152	157	106	112	128	94	50	9	5	7	1000

Source : (ONM office Nationale de Météorologie l'année 2019)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

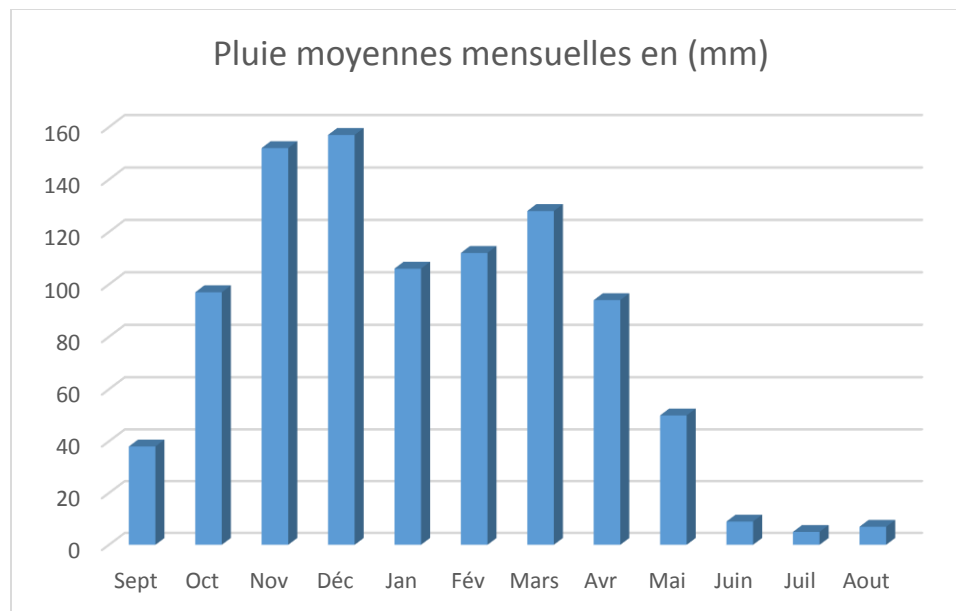


Figure I:3 :Pluies moyennes mensuelles

I.2.3 L'Humidité

L'humidité de l'air est donnée par le tableau suivant :

Table I:4 variation de l'humidité moyenne :

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
Humidité relative moyenne en %	77,2	75,3	75,9	76,2	76,6	77,4	76,5	77,4	78,5	76,6	74,2	75,0

Source : (ONM office Nationale de Météorologie l'année 2019)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

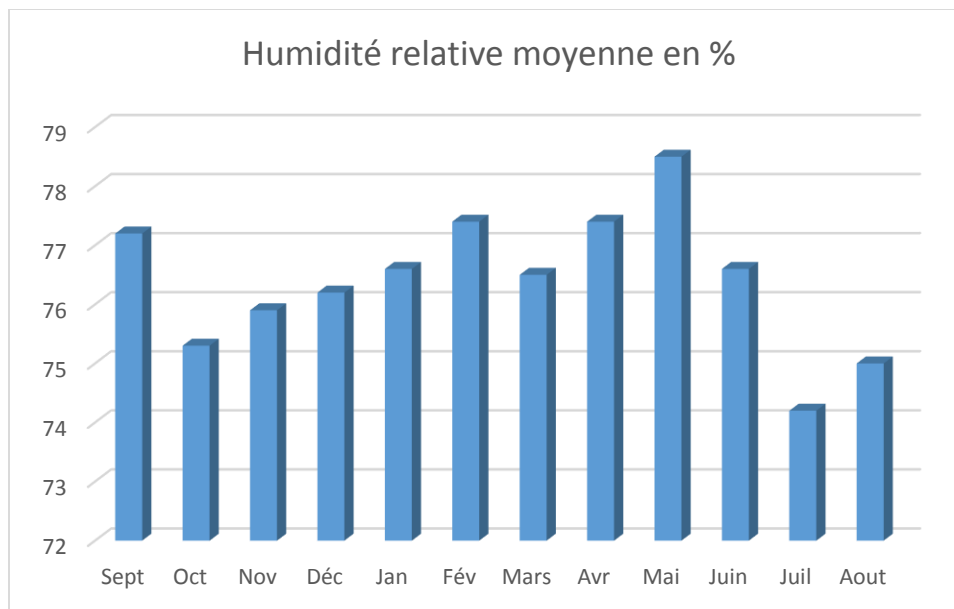


Figure I:4 l'humidité moyenne

I.2.4 Vent

Les vents dominants dans la région d'étude sont ceux du Nord-Ouest et Nord-Est.

Le tableau suivant illustre les vitesses moyennes du vent

Table I:5 Vitesses moyennes du vent :

Mois	Sept	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Aout
V(m/s)	2.1	2.0	2.2	2.3	2.5	2.4	2.4	2.2	1.7	2.3	2.0	1.9

Source : (ONM office Nationale de Météorologie l'année 2019)

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

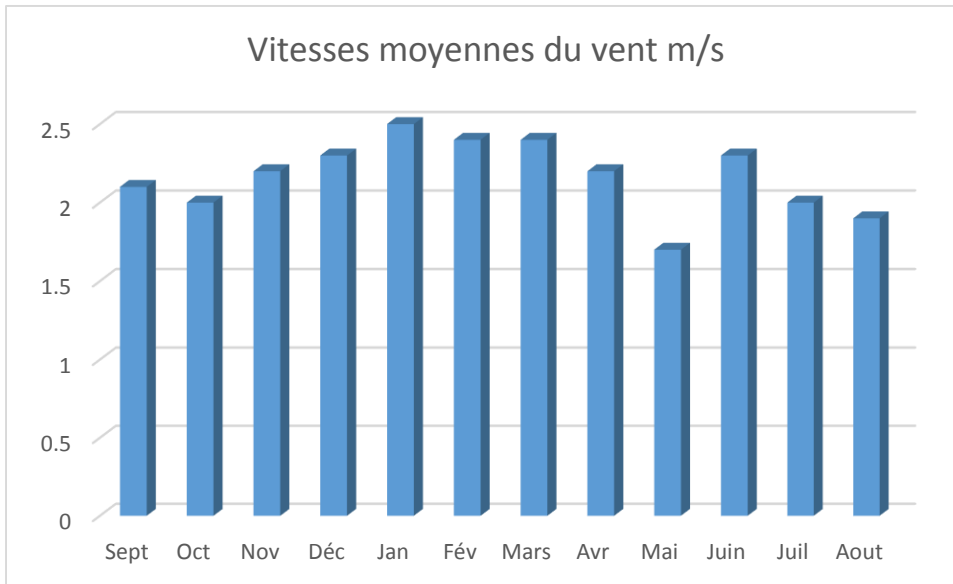


Figure I:5 Vitesses moyennes du vent

I.2 Caractéristiques hydraulique

I.3.1 Réseaux d'AEP :

La dotation théorique a été fixée par les services de la direction de l'hydraulique de wilaya de jijel à 150 l/hab/j.

- Le réseau actuel est un réseau maillé avec quelques ramifications.
- Le taux de connexion en eau potable est de 90%, car la grande majorité des habitations sont collectives et relativement récentes.

I.3.2 Réseaux d'assainissement :

Le réseau d'assainissement de la zone (cherrafa) est pratiquement inexistant. Quelques tronçons de collecteurs rejettent directement dans le milieu naturel et des fosses septiques.

I.3 Caractéristiques géologiques

Selon nos observations sur terrain, notre site d'étude est constitué essentiellement par :

- Au Nord, par des dunes actuelles : sables fins limoneux souvent consolidés
- Au Sud par des dunes anciennes : sables argileux
- A l'Est et à l'Ouest (Oued Djendjen et Oued Mencha) par des alluvions récentes : sables, graviers, conglomérats et galets.

I.4 Situation topographique

L'analyse topographique de notre site présente un terrain ayant un relief incliné vers le Nord et la pente il peut dépasser 10 % à certains endroits qui rend l'implantation des équipements et des réseaux est difficile.

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

I.5 Caractéristiques hydrographiques

Notre zone d'étude est drainée par Oued Djendjen à l'Est.

I.6 les risques

I.6.1 Inondation :

La pluie, l'un des facteurs de la provenance de l'eau, présente un seuil au-delà duquel l'inondation du terrain est inévitable ceci par la saturation rapide des sols qui sont semi-perméables et la topographie du terrain qui présente une pente douce (pas de ruissellement) l'eau sera donc stagnée provoquant ainsi l'inondation.

Le débordement de l'oued Djendjen est provoqué par une pluviométrie moyenne étalée sur plusieurs jours et par la topographie du terrain qui présente une pente douce provoquant ainsi l'inondation de la partie aval (coté Est), cela constitue une contrainte pour l'urbanisme, l'agriculture et l'économie.

Les apports en eau (quel que soit leurs origines) entraînent une baisse de la résistance du milieu. Donc il est conseillé d'éviter les travaux de terrassements et le creusement de fouilles durant les périodes de pluies.

I.4.2 Sismicité

La zone d'étude est caractérisée par une sismicité moyenne à prendre en considération, surtout après les derniers séismes de la wilaya de Jijel avec intensité 5.8 Richter, dans le calcul des bétons armés ; Tout projet en perspective doit prendre en compte les risques naturels de cette région.

Conclusion

Pour bien présentation de la zone d'étude il faut mettre en considération la climatologie et la géologie, topographique, hydrogéologique et hydraulique de cette zone et c'est ce que nous avons fait dans ce chapitre, et tout ça nous a permis de conclure que :

- Le climat de la zone d'étude est de mer méditerrané, température 21.2 degrés, le max enregistré en été est de 34°, la min enregistré en hiver est de 11.6° avec une pluviométrie fort et irrégulière.
- L'humidité moyenne est de l'ordre de 76.46 %
- La vitesse du vent dans la région est presque stable tout au long de l'année.

II. Chapitre II :Etude Hydrologique

Chapitre II :Etude Hydrologique

Introduction

L'hydrologie est l'étude du comportement des eaux : origine, répartition et circulation; propriétés physiques et chimiques; interaction avec l'environnement physique et vivant. L'hydrologie appliquée s'intéresse principalement aux précipitations, à la présence et au mouvement des eaux gelées, stagnantes ou courantes (à la surface ou en sous-sol) ainsi qu'à l'évaporation. Plus précisément, l'hydrologie concerne l'étude des eaux intérieures ou de l'eau contenue dans l'atmosphère, plutôt que l'étude des eaux marines. Elle vise à recueillir des données pour déterminer les quantités d'eau et leur mouvement.

Les mesures donnent des renseignements essentiels sur le volume des chutes de pluie et de neige, le taux d'infiltration et de ruissellement, le débit des cours d'eau, les variations de niveau des lacs et des nappes d'eau souterraines et l'évapotranspiration. L'hydrologie englobe également l'étude des lois physiques régissant le mouvement de l'eau pendant le cycle hydrologique et l'interaction de l'eau avec l'environnement. Cette science se fonde sur diverses techniques mathématiques pour définir et décrire les relations empiriques qui existent entre le mouvement des eaux et les conditions et forces l'influençant.

Hydrologie joue un rôle capital dans le domaine de l'ingénierie et des sciences environnementales. Elle concerne aussi bien les mécanismes d'écoulement des eaux dans les systèmes naturels (bassin versant) (zones industrielles ou urbanisées) que le dimensionnement des ouvrages hydrauliques utiles à l'exploitation et à la gestion des eaux. Elle permet également de mieux comprendre et simuler le comportement dynamique des eaux dans les zones où elles se répandent et de mieux saisir les impacts des aménagements hydrauliques sur l'environnement. (**Laborde, 2000**)

Actuellement, l'hydrologie est devenue une science importante de l'art de l'ingénieur intéressé à l'exploitation et au contrôle des eaux naturelles. Des études hydrologiques poussées sont indispensables pour toute mise en œuvre de projets d'assainissement, hydroélectriques, de distribution d'eau, de protection contre les inondations, de drainage, d'irrigation et de barrage.

Dans cette partie, notre but est de choisir la loi adéquate qui nous permet de calculer l'intensité de durée et de période de retour donnée, dont on aura besoin pour l'estimation des débits.

II.1 L'analyse des données pluviométriques

Dans le but de déterminer l'intensité moyenne des précipitations, on va se baser sur les données enregistrées au niveau de la station pluviométrique d'Achouat.

Chapitre II :Etude Hydrologique

Table II:1-Coordonnées de la station pluviométrique d'Achouat :

Nom de la station	Code de la station	Longitude (km)	Latitude (km)	Altitude (m)	Années d'Observations	N
Achouat	030303	786,3	394,0	4	1982-2015	34

La série pluviométrique de la station d'Achouat est donnée dans **L'Annexe N°1**

II.2 Caractéristiques empiriques :

- La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières « $\overline{P_{\max, j}}$ » :

$$\overline{P_{\max, j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max, j}}{N} = 73.3 \text{ mm} \quad \dots \text{ (II.1)}$$

- L'écart type « $\sigma_{P_{\max, j}}$ » :

Pour N Supérieur à 30 ans, on a :

$$\sigma_{P_{\max, j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{\max, j} - \overline{P_{\max, j}})^2}{N}} \right] = 21.5 \text{ mm} \quad \dots \text{ (II.2)}$$

- Le coefficient de variation « C_v » :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{\max, j}}}{\overline{P_{\max, j}}} = 0.293 \dots \text{ (II.3)}$$

II.2.1 Test d'Homogénéité

Avant de passer à l'ajustement de notre série il faut d'abord commencer par la vérification de l'homogénéité de cette dernière. Pour vérifier l'homogénéité de notre série pluviométrique on va passer par le **Test de la Médiane (Test de Mood)**.

-Principe du Test de la Médiane :

- On classe l'échantillon par ordre croissant.
- On détermine la Médiane Me .
- On remplace les valeurs de la série non classée par :
 - Un signe (-) si : $X_i < Me$.
 - Un signe (+) si : $X_i > Me$.
- On calcule les valeurs de T_s et N_s tel que :

N_s : Nombre total de séries de + ou de - ;

T_s : Taille de la plus grande série de + ou de - ;

$$N_s > \frac{1}{2} (n + 1 - u_{\alpha/2} \sqrt{n + 1}) \dots \text{ (II.4)}$$

$$T_s < 3.3 (\log n + 1) \dots \text{ (II.5)}$$

Chapitre II :Etude Hydrologique

• On Calcule :

La médiane : après avoir classé la série et puisque la série est impaire, la médiane est observée au rang $(n+1)/2$ c'est-à-dire au rang 17.

Donc : **Médiane (X50%) = 68 mm**

Ns=17 ;

Ts=6 ;

On a : Ns = 17 > 11.33 Et : Ts=6 < 8.35.

Les conditions du test de la médiane sont vérifiées, donc l'homogénéité est vérifiée.
(Voir l'Annexe N°2).

II.3 Ajustement de la série pluviométrique

Le but de cette étude est de faire un ajustement de la série des précipitations maximales journalières par la loi choisie et de déterminer une intensité de pluie de durée et de période de retour donnée.

Les différentes étapes de l'étude :

- On classe la série des précipitations par ordre croissant.
- On détermine la fréquence expérimentale.
- On détermine les caractéristiques empiriques de la série de données.
- On procède à l'ajustement graphique avec la loi choisie.
- On calcule le quantile et son intervalle de confiance.
- Ce travail va être effectué manuellement, analytiquement et avec le logiciel « Hyfran ».

II.3.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel (manuelle) :

- La fonction de répartition de la loi de Gumbel est :

$$F(x) = e^{-e^U}$$

- $F(x)$: Fréquence au dépassement de la valeur de x
- $U = \frac{x-a}{b}$ est la variable réduite de Gumbel
- a, b : Paramètres de Gumbel

- Classer les valeurs par ordre croissant en leur affectant un numéro d'ordre ;
- Calculer la fréquence expérimentale en utilisant la formule de Hazen :

$$F(x) = \frac{m - 0,5}{n}$$

Chapitre II :Etude Hydrologique

- m : Numéro d'ordre ;
- n : Taille de la série ;
- Calculer la variable de Gumbel pour chaque valeur observée

$$U = -Ln[-Ln(F(x))]$$
 ;
- Tracer la courbe passant par le nuage de point $P_{classé} = f(U)$ (sur excel);
- Tirer les paramètres a et b graphiquement ;
- On obtient $P = b.U + a$

Table II:2 calcule de Pj max

Pj max croissant (mm)	Rang	Frequence	U
42	1	0.0147	-1.4397
46,5	2	0.0441	-1.1381
49,4	3	0.0735	-0.9594
52,4	4	0.1029	-0.8214
52,5	5	0.1324	-0.7042
53,2	6	0.1618	-0.5997
54,6	7	0.1912	-0.5035
55,6	8	0.2206	-0.4131
58	9	0.2500	-0.3266
60	10	0.2794	-0.2430
60,1	11	0.3088	-0.1613
61	12	0.3382	-0.0807
61,5	13	0.3676	-0.0006
62,7	14	0.3971	0.0794
64,2	15	0.4265	0.1599
67,9	16	0.4559	0.2414
68	17	0.4853	0.3243
68	18	0.5147	0.4092
68,7	19	0.5441	0.4966
69	20	0.5735	0.5871
71,3	21	0.6029	0.6813
72,3	22	0.6324	0.7802
78,2	23	0.6618	0.8847
80,5	24	0.6912	0.9960

Chapitre II :Etude Hydrologique

85	25	0.7206	1.1157
87,5	26	0.7500	1.2459
88,7	27	0.7794	1.3894
90,8	28	0.8088	1.5503
99,5	29	0.8382	1.7347
105,1	30	0.8676	1.9521
108,6	31	0.8971	2.2198
108,6	32	0.9265	2.5721
110.5	33	0.9559	3.0984
131	34	0.9853	4.2121

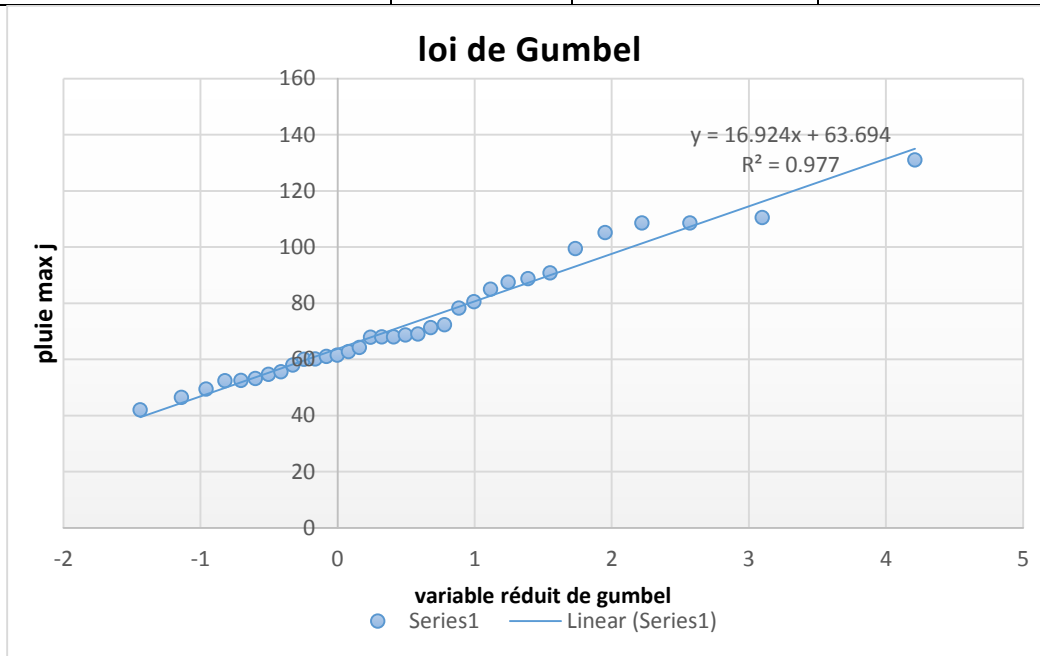


Figure II:1 presentation graphique de Gumbel

- D'où les paramètres a et b sont :
 - a = 63.694 mm
 - b = 16.924
- Donc : $P = 16.92 \cdot U + 63.694$
- Pour T = 10 ans
 - On a : $F = 0.1$
 - Puis : $(1 - F) = 0.9$ (non dépassement)
 - Donc : $U = -\text{Ln}[-\text{Ln}(0.9)] = 2.25$
- Finalement :

Chapitre II :Etude Hydrologique

$$P_{\text{Max},10\text{ans}} = 16.92(2,25) + 63.694 = 101.76 \text{ mm}$$

II.3.2 Ajustement de la série pluviométrique avec le logiciel « Hyfran » :

Table II:3 Caractéristiques empiriques de la série pluviométrique Pjmax :

Caractéristiques de la série	Valeurs
Nombre D'années	34
Minimum	42
Maximum	131
Moyenne	73.3
Ecart-type	21.5
Médiane	68
Coefficient de Variation (Cv)	0.293
Coefficient d'asymétrie (Cs)	0.901
Coefficient d'aplatissement (Ck)	2.82
Exposant climatique	0.48

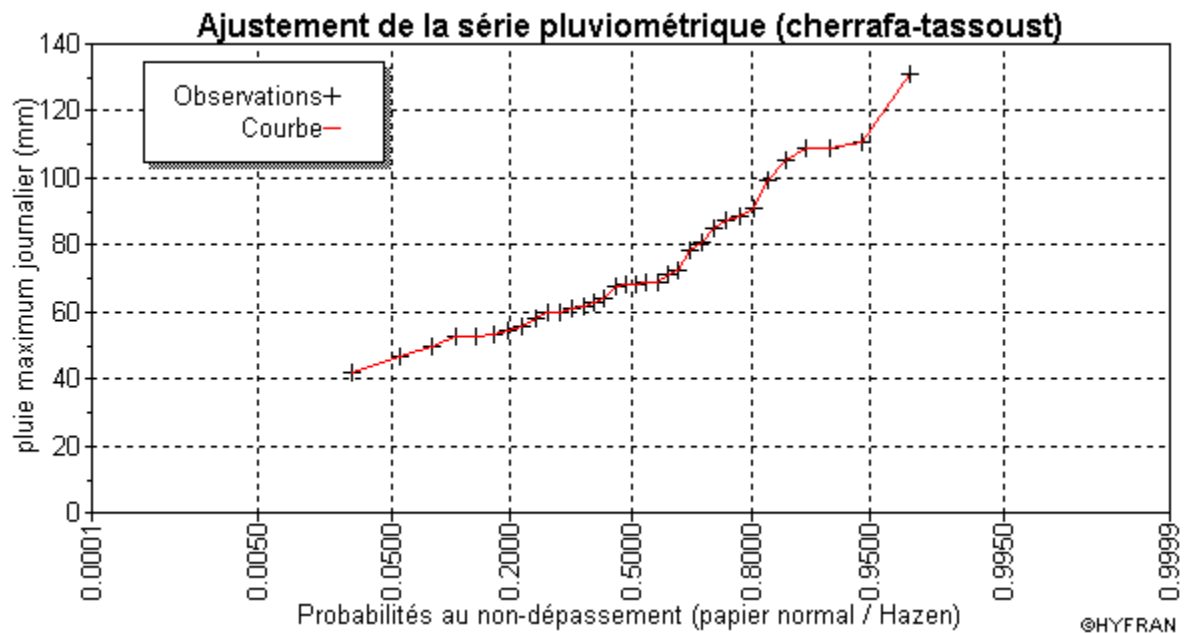


Figure II:2 Graphique des observations sur papier normal

Chapitre II :Etude Hydrologique

II.3.2.1 Ajustement de la série pluviométrique par la loi de Gumbel :

Les résultats trouvés pour l'ajustement par la loi de Gumbel sont représentés dans le tableau suivant :

Table II:4 Résultat d'ajustement par la loi de Gumbel

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Pmax,j (mm)	Ecart-Type	Intervalle de confiance 95%	
100.0	0.9900	139	11.5	116	161
50.0	0.9800	127	9.99	108	147
20.0	0.9500	112	8.02	96.3	128
10.0	0.9000	100	6.53	87.4	113
5.0	0.8000	88	5.07	78	97.9
3.0	0.6667	78.2	4.02	70.4	86.1
2.0	0.5000	69.5	3.27	63.1	75.9

Les résultats de l'adéquation sont illustrés dans le tableau suivant :

Table II:5 Résultat du test d'adéquation (X²)

X ²	p-value	Degré de liberté	Nombre de classe	X ² Théo
5.06	0.4087	5	8	5.45

Chapitre II :Etude Hydrologique

L'ajustement de la série pluviométrique par la loi de Gumbel est montré dans le graphe suivant

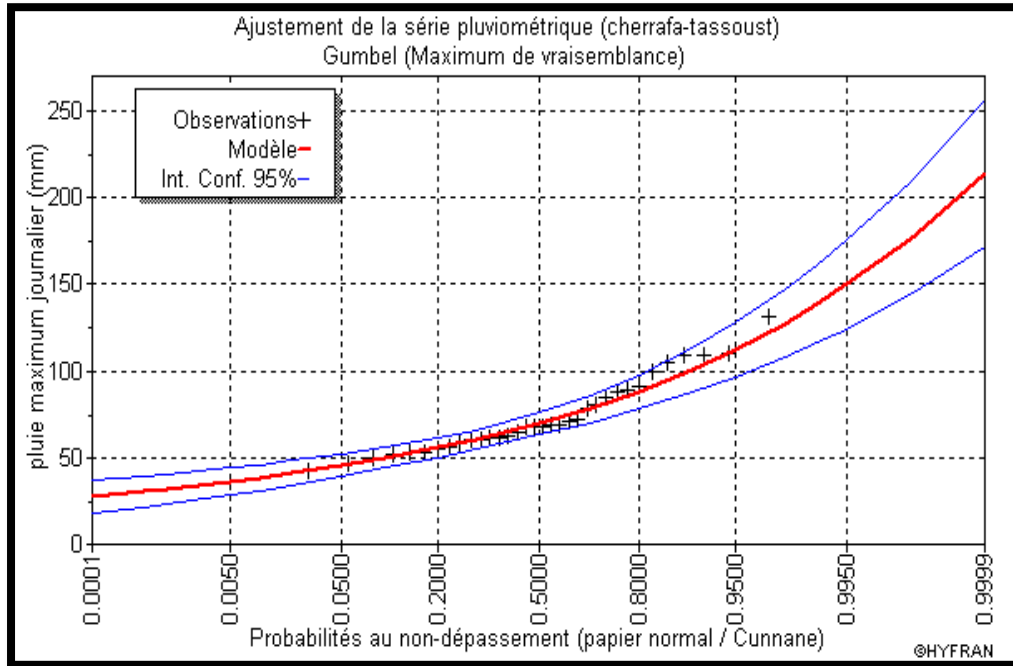


Figure II:3 Ajustement selon la loi de Gumbel

II.3.2.2 Ajustement de la série pluviométrique par la loi de GEV (loi de Jenkinson) :

Jenkinson (1955) a montré que les lois de distribution des extrêmes pouvaient se mettre sous une forme unique :

$$F(x) = e^{-\left[1 - \frac{k(x-x_0)}{s}\right]^{1/k}}$$

Trois paramètres interviennent : x_0 le paramètre de position, s le paramètre d'échelle et k le paramètre de forme. Sous cette formulation unique on retrouve en fait les trois types de distribution selon les valeurs prise par k :

- Si k est positif, on retrouve une loi proposée par Weibull (GEV de type III) où x est défini sur l'intervalle $]-\infty, x_0[$. Cette borne supérieure de l'intervalle de définition se déduit des paramètres s , k et x_0 par la relation : $x_0' = \frac{s}{k} + x_0$. En fait ce type de distribution se rencontre rarement en hydrologie et on la réserve à des études de valeurs extrêmes minimales (température, étiages...) [8]

Chapitre II :Etude Hydrologique

- Si k est égal à zéro on constate que $\left[1 - \frac{k(x-x_0)}{s}\right]^{1/k} \rightarrow e^{-\frac{(x-x_0)}{s}}$. On retrouve donc la loi de Gumbel (GEV de type I) vue précédemment et x est défini sur l'intervalle $] - \infty , + \infty [$

si k est négatif, on trouve une loi proposée par Frechet (GEV de type II) où x est défini sur l'intervalle $]x_0', +\infty[$ Cette borne inférieure de l'intervalle de définition se déduit des paramètres s, k et x_0 par la relation : $x_0' = \frac{s}{k} + x_0$ Ce type de loi se rencontre souvent en hydrologie (cues, précipitations extrêmes...), mais la difficulté va résider dans l'estimation du paramètre de forme qui est très soumise aux aléas de l'échantillonnage. Il paraît très hasardeux de caler la valeur de k sur un seul échantillon. Il est plus raisonnable de choisir a priori la valeur de k d'après une étude régionale. Koutsoyiannis (2004) a étudié 169 séries longues de pluie extrêmes (Etats-Unis, Royaume-Uni, France, Italie, Grèce) et il propose de fixer k à -0.15. Pour les pluies extrêmes d'Algérie (508 séries de 43 années en moyenne), je propose de retenir **k=-0.073**. [8]

Les résultats trouvés pour l'ajustement par la loi de GEV sont représentés dans le tableau suivant:

Table II:6 Résultat d'ajustement par la loi de GEV :

Période de retour (ans)	Probabilité (q)	Pmax,j (mm)	Ecart-Type	intervalle de confiance 95%	
100.0	0.9900	152	156	-	-
50.0	0.9800	135	20.7	104	146
20.0	0.9500	116	12.50	90.4	130
10.0	0.9000	101	8.25	85.2	118
5.0	0.8000	89.2	4.98	79.4	98.9
3.0	0.6667	79.5	3.98	71.7	87.3
2.0	0.5000	70.5	3.37	63.9	77.1

Chapitre II :Etude Hydrologique

Les résultats de l'adéquation sont illustrés dans le tableau suivant :

Table II:7 Résultat du test d'adéquation (X2)

X ²	p-value	Degré de liberté	Nombre de classe	X ² Théo
3.18	0.5287	4	8	4.40

L'ajustement de la série pluviométrique par la loi de GEV est montré dans le graphe suivant :

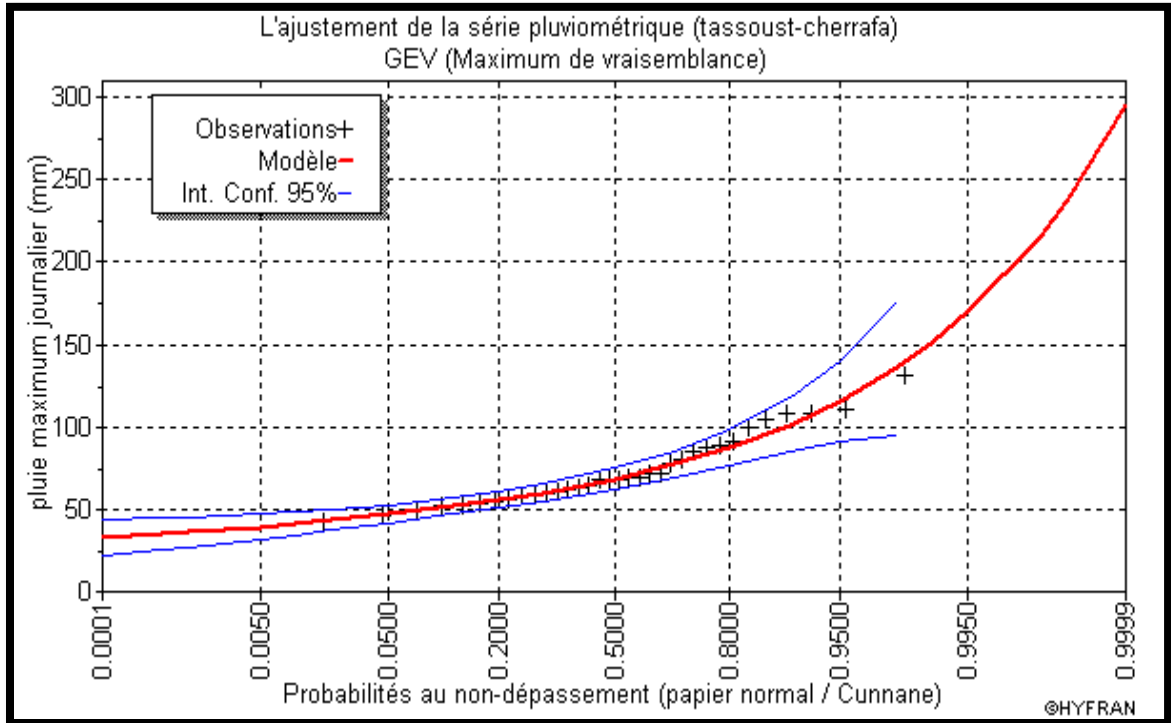


Figure II:4-Ajustement selon la loi de GEV

II.3.3 Comparaison entre les deux lois d'ajustement :

La comparaison entre les deux lois d'ajustement va être faite en se basant sur le logiciel « Hyfran » et cela en traçant sur un même graphe les deux lois d'ajustement Gumbel et GEV Le graphique obtenu en faisant la comparaison est illustré dans la figure qui suit :

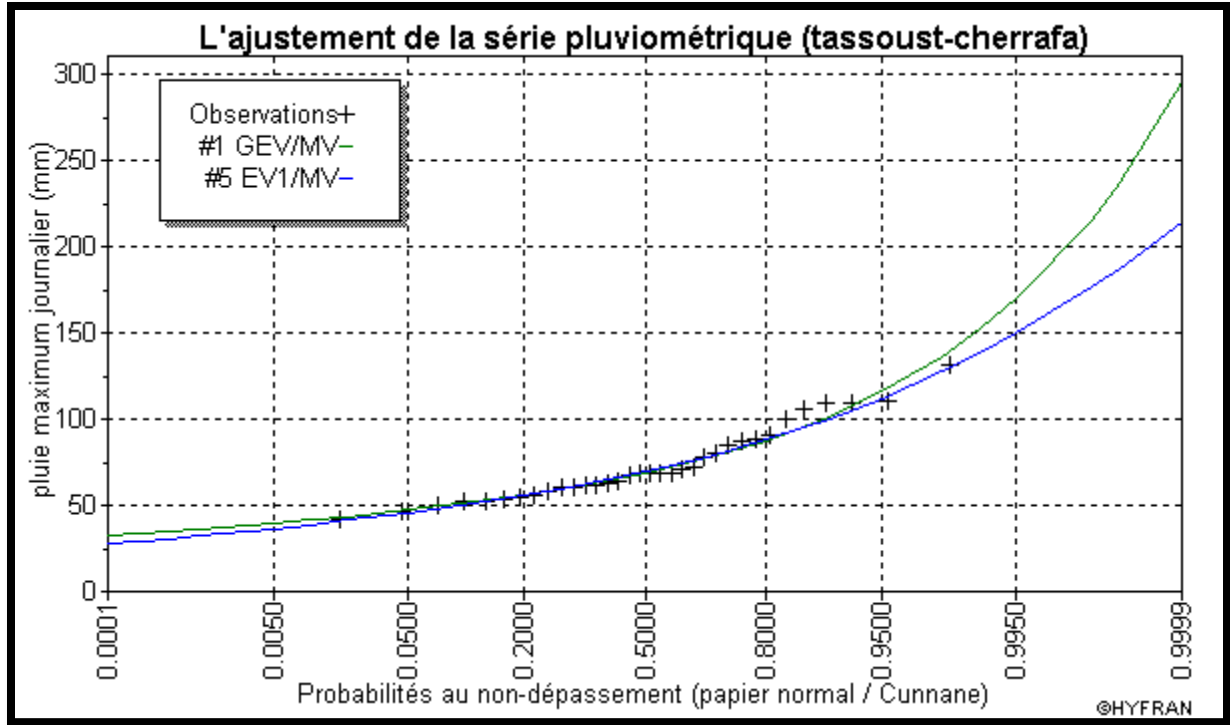


Figure II:5 Comparaison entre les deux lois d'ajustement

II.3.4 Résultat de la comparaison :

Après la comparaison entre les deux méthodes on remarque que notre série pluviométrique s'ajuste suivant les deux lois Gumbel et GEV, mais en comparant les deux graphiques on voit bien que la série s'ajuste mieux à la loi de GEV, on va donc opter pour celle loi.

II.4 Calcul de l'intensité :

la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de Montanari:

$$I_{\Delta t, p\%} = I_{24, p\%} \left(\frac{t}{24}\right)^{b-1} \dots \text{(II.7)}$$

Avec :

$I_{\Delta t}$ (15min), $p\%$: intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence ($p\%$) ;

I_{24} , ($p\%$) : intensité moyenne de précipitation pour une journée de fréquence ($p\%$) donnée ;

Δt : durée de l'averse en heure, $t=0.25h=15min$ pour une période de retour de $T=10$ ans ;

b : exposant climatique de la région ($b=0.48$), il est donnée par l'A.N.R.H d'Alger ;

Chapitre II :Etude Hydrologique

Afin d'estimer la valeur de l'intensité, nous admettons une période de retour de 10 ans pour l'averse et une durée de 15 minutes. On obtient donc :

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

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

Application numérique :

$$I_{(15min),p\%} = \frac{101}{24} \left(\frac{0.25}{24}\right)^{0.48-1}$$

$$I_{(15min),p\%} = 45.17 \text{ mm/h}$$

$$I_{(15min),p\%} = 125.47 \text{ l/s/ha}$$

Conclusion

Dans cette étude hydrologique nous a permis de déterminer la pluie maxj pour T=10ans et l'intensité moyenne maximale des précipitations et cela en faisant l'ajustement avec deux lois de Gumbel et de GEV.

Les résultats obtenus par l'ajustement sont très rapprochés, si pour ça j'ai choisi la valeur maximale de la pluie correspondant à la loi de GEV.

On a trouvé les résultats suivants pour l'intensité :

$$I_{(15min),p\%} = 45.17 \text{ mm/h}$$

D'où le débit spécifique est :

$$I_{(15min),p\%} = 125.47 \text{ l/s/ha}$$

III. Chapitre III CALCUL DES ELEMENTS DE BASE

Chapitre III :CALCUL DES ELEMENTS DE BASE

Introduction :

Le réseau d'assainissement, quel que soit sa nature, projeté au niveau d'une zone rurale, urbaine, industrielle, permet d'évacuer :

- Les eaux pluviales en quantité importante, qui englobent toutes les eaux de ruissellement.
- Les eaux usées (eaux vannes, ménagère...) provenant des habitations, appelées également eaux d'origine domestique.
- Les eaux usées provenant des industries et des services publics.
- Dans certains cas eaux parasites claires ou de drainage.

Dans ce contexte, le dimensionnement d'un réseau d'assainissement est tributaire d'une étude préliminaire qui consiste à la détermination des éléments de base afin de procéder à un dimensionnement adéquat du réseau d'évacuation choisi. Cette étude vise à estimer :

- Le nombre d'habitants nécessaire à l'évaluation des débits d'eaux usées domestiques et à l'estimation du régime de rejet.
- Le nombre de sous bassins adoptés qui est fonction de la structure de l'agglomération, utile pour l'estimation du débit d'eaux pluviales.
- Le coefficient de ruissellement correspondant à chaque sous bassin qui représente le paramètre fondamental pour l'estimation du débit pluvial.

L'analyse de cette étude préliminaire, le plan de masse, et la structure de l'agglomération nous facilite non seulement le choix du système d'évacuation mais également le schéma de collecte et d'évacuation des eaux usées et ceci en tenant compte de l'endroit du point de rejet.

III.1 Situation démographique :

Le résultat de la répartition de la population à moyen et long termes sont représentés dans le tableau suivant, avec un horizon de calcul de 30 ans à partir de l'année 2019.

On peut estimer le nombre d'habitants pour des horizons futurs, en utilisant la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivante :

$$P_t = P_0 (1 + T)^N \quad (III.1)$$

Avec :

P_t : Nombre d'habitants à l'horizon futur.

P_0 : Nombre d'habitants à l'année de base 2019 ($P_0=2250$ hab.).

T : taux d'accroissement égale d'après l'APC $T=2\%$ celui de la commune de Amir abdelkader.

Chapitre III :CALCUL DES ELEMENTS DE BASE

N : écart d'années entre les deux horizons (2019-2049) N = 30ans.

Table III:1 Répartition de la population à différents horizons de calcul

Horizon	2019	2030	2049
Estimation	2250	3410	4073

III.2 Découpage de l'aire d'étude urbanisée en surfaces 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 entrent en jeu quant à la détermination des surfaces élémentaires. La considération de ces paramètres rend assez délicate l'estimation du coefficient de ruissellement vu la nature très différente des sols qui est difficile à limiter, en plus de la détermination des pentes propre à chaque surface élémentaire. Pratiquement ces paramètres représentent : [4]

- La nature des sols
- La densité des habitants
- Les courbes de niveaux
- Les routes et voiries existantes
- Les pentes et les contre pentes
- Les limites naturelles (oueds, talwegs.....)

Plusieurs méthodes permettent d'estimer le coefficient pondéré d'une surface à drainer ce qui met l'ingénieur projeteur dans un embarras de choix. Pour notre cas, l'analyse du plan de masse de ces deux lotissements révèle une bonne structuration des habitats avec un pourcentage d'occupation plus élevé : ce qui nous donne une idée sur le pourcentage d'imperméabilisation, néanmoins les courbes de niveau montrent une faible pente du terrain dans tous les sens au sein même d'une surface élémentaire délimitée. Cette pente s'accroît légèrement en direction de la mer.

III.3 Systèmes d'Evacuation :

L'établissement du réseau d'une agglomération doit répondre à deux catégories de préoccupation, à savoir :

- Assurer une évacuation correcte des eaux pluviales de manière à empêcher la submersion des zones urbanisées et d'éviter toute stagnation après les averses.
- Assurer l'évacuation des eaux usées ménagères, les eaux vannes, ainsi que les eaux résiduaires industrielles. Il est permis d'imaginer un ou plusieurs réseaux de canalisations où l'effluent s'écoule généralement gravitairement. [3]

Chapitre III :CALCUL DES ELEMENTS DE BASE

Trois systèmes d'évacuation susceptibles d'être mis en service sont :

- **Système unitaire.**
- **Système séparatif.**
- **Système pseudo séparatif.**

Afin de choisir le système d'évacuation le plus adéquat pour notre zone d'étude, il nous est utile de présenter brièvement les différents systèmes d'évacuation couramment rencontrés en pratique.

III.3.1.1 *Système unitaire*

L'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau généralement pourvu de déversoirs permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel. [3]

III.3.1.1.1 **Avantage :**

- conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble.
- encombrement réduit du sous-sol.
- à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales).
- aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités.
- pas de risque d'inversion de branchement.

III.3.1.1.2 **Inconvénients :**

- débit à la station d'épuration très variable.
- lors d'un orage, les eaux usées sont diluées par les eaux pluviales.
- apport de sable important à la station d'épuration.
- acheminement d'un flot de pollution assez important lors des premières pluies après une période sèche.

- rejet direct vers le milieu récepteur du mélange " eaux usées - eaux pluviales " au droit des déversoirs d'orage.

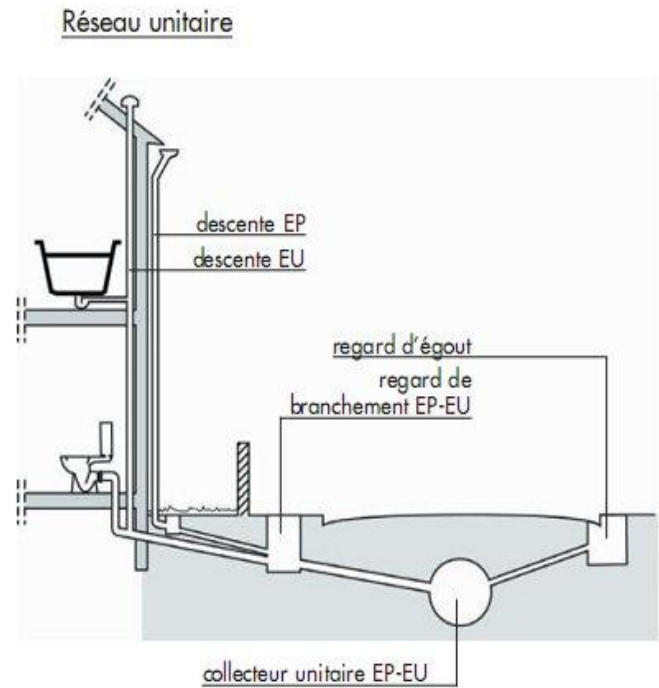


Figure III:1 Système unitaire

Chapitre III :CALCUL DES ELEMENTS DE BASE

III.3.1.2 *Système séparatif*

Deux réseaux différents conduisent les eaux usées à la station d'épuration et les eaux pluviales à un point de rejet dans le milieu naturel. Ce système est a priori favorable au fonctionnement des stations d'épuration, mais en pratique, il nécessite un contrôle rigoureux des branchements et des pénétrations d'eaux parasites.

III.3.1.2.1 **Avantage :**

- diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées.
- exploitation plus facile de la station d'épuration.
- meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques.
- certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment).

III.3.1.2.2 **Inconvénient :**

- encombrement important du sous-sol.
- risque important d'erreur de branchement.
- Les faux branchements.

III.3.1.3 *Système pseudo-séparatif*

Ce système est conçu de telle façon à recevoir les eaux usées et une fraction des eaux de ruissellement. L'autre fraction des eaux de ruissellement sera transitée par les caniveaux et quelques tronçons d'ouvrages pluviaux. Il repose sur une collecte en commun des eaux des toitures et d'espaces privés, avec celles des eaux usées.

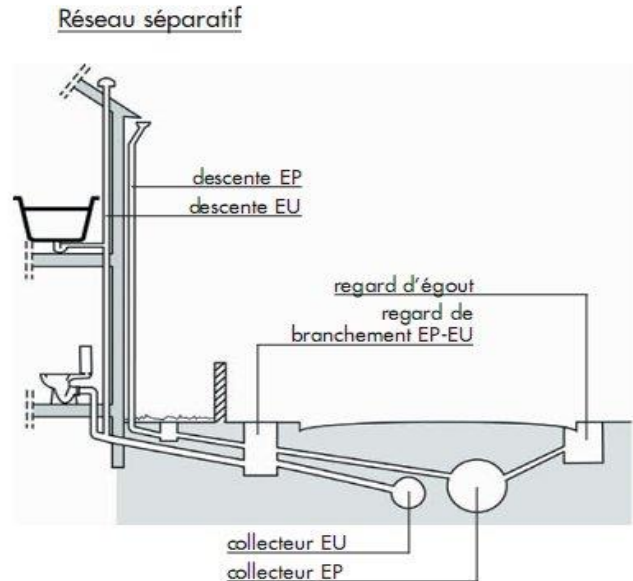


Figure III:2 système séparatif

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS DE BASE

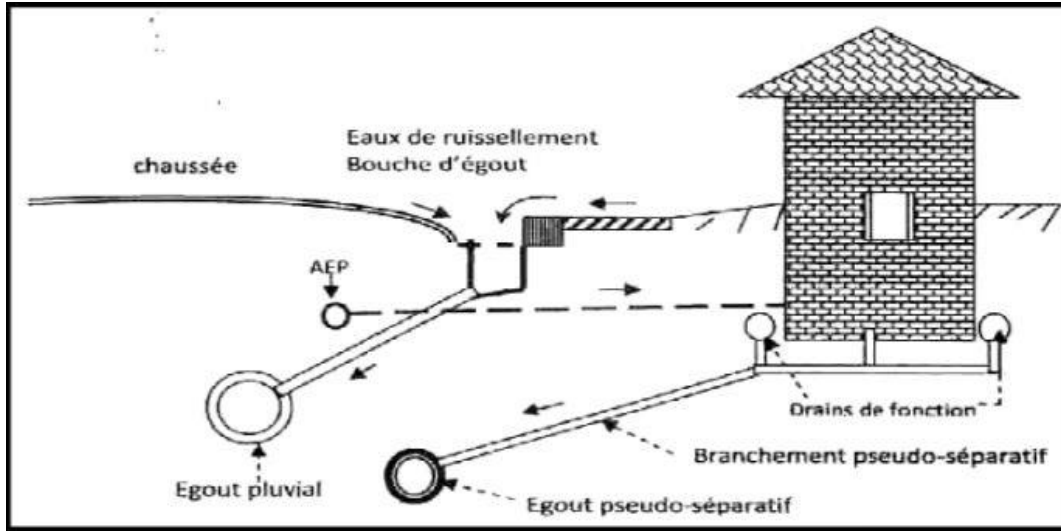


Figure III:3 Système pseudo-séparatif

III.3.2 Choix du système d'assainissement

Les paramètres prépondérants pour le choix du système d'assainissement sont :

- L'aspect économique : une étude comparative de plusieurs variantes est nécessaire.
- Il faut tenir compte des conditions de rejet.
- S'il s'agit d'une extension du réseau, il faut tenir compte du système existant.
- La topographie du terrain naturel.
- La largeur des chaussées.
- L'urbanisation de l'agglomération et son encombrement

Remarque :

Pour notre projet, le réseau adopté est le réseau unitaire à cause de la largeur des chaussées qui n'est pas suffisante et de la topographie du terrain naturel (la pente très variable)

III.4 Schémas d'évacuation [2]

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire. Ils sont donc fortement tributaires du relief si l'on ne veut pas aboutir à des tranchées trop profondes. En fonction du système d'assainissement et de la topographie, nous distinguons divers schémas

Chapitre III :CALCUL DES ELEMENTS DE BASE

III.4.1.1 Schéma perpendiculaire

Pour ce type de schéma, l'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Et l'épuration est difficile car il ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration et rend celle-ci difficile.

Il est seulement utilisable dans le cas des réseaux d'eaux pluviales dans les systèmes séparatifs, avec un rejet dans un cours d'eau. Il permet par contre un tracé très économique, ne nécessitant pas de grosses sections.

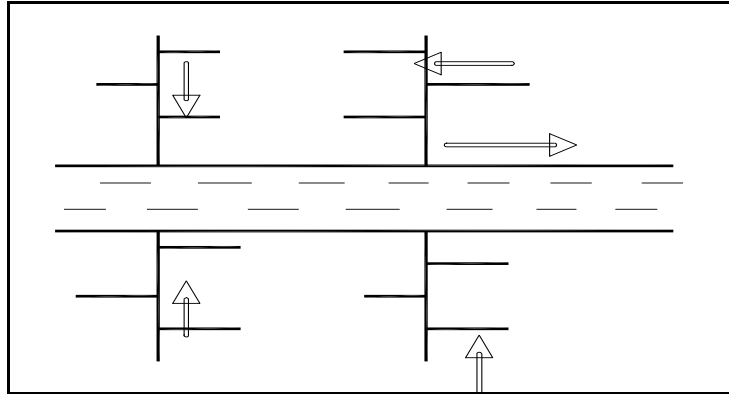


Figure III:4 Schéma perpendiculaire

III.4.1.2 Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce type de schéma dans le cas où une épuration des eaux usées est nécessaire. Toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible

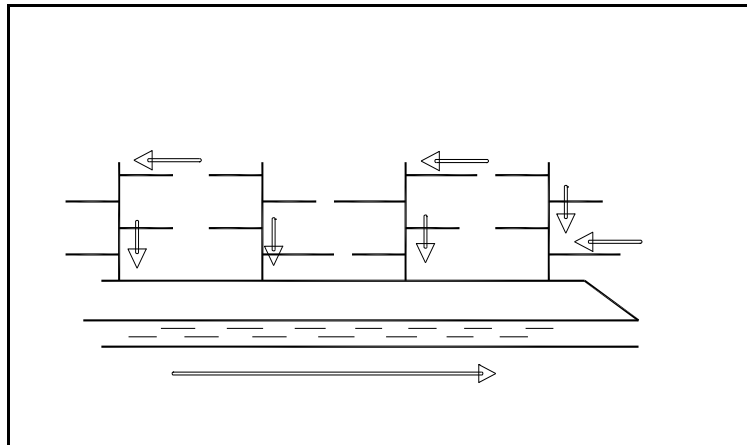


Figure III:5 Schéma latéral

III.4.1.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique

Ce schéma est tracé pour augmenter la pente du collecteur quand celle de la rivière n'est pas suffisante afin de profiter de la pente du terrain vers la rivière

Chapitre III :CALCUL DES ELEMENTS DE BASE

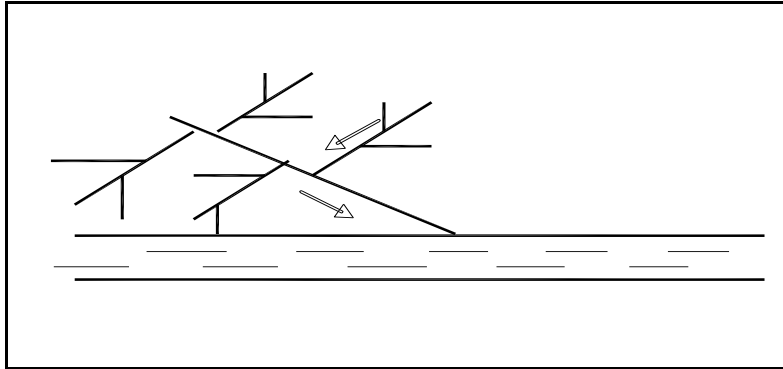


Figure III:6 Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

III.4.1.4 Schéma par zones étagées

C'est un réseau de collecteurs à déplacement avec des collecteurs secondaires longitudinaux. Le réseau (2) est utilisé pour ne pas trop chargé le réseau (1).

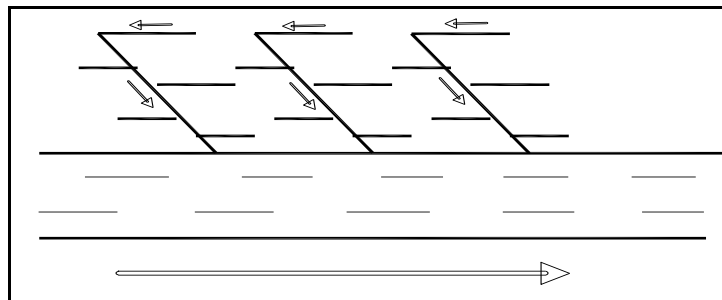


Figure III:7 Schéma par zones étagées

III.4.1.5 Schéma radial

Ce schéma est utilisé dans les terrains plats, pour collecter tous les effluents en un point, par la suite un relevage est nécessaire pour le transit vers le cours d'eau récepteur [2]

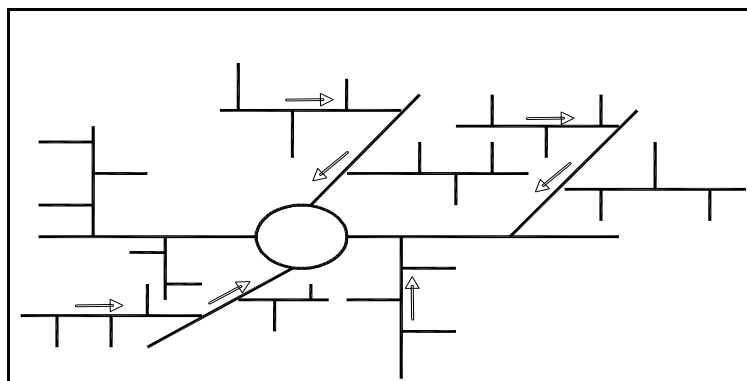


Figure III:8 Schéma radial

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS DE BASE

III.5 Choix du schéma d'évacuation

Pour le choix d'un schéma d'évacuation il faut tenir compte de :

- La topographie du terrain.
- La répartition géographique des habitants.
- L'implantation de canalisations.
- L'emplacement de la STEP.
- Les inondations des rejets.

Remarque :

Pour notre projet, le schéma adopté est Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique.

III.5.1 Choix du coefficient de ruissellement

Le coefficient de ruissellement est défini comme le rapport du volume d'eau qui ruisselle au volume d'eau tombée sur le bassin considéré. La détermination de ce coefficient est primordiale pour l'évaluation des débits de pointe pluviaux qui sont pris en compte lors du dimensionnement du réseau.

Le coefficient de ruissellement « Cr » sera pris égal au taux d'imperméabilisation. Si «S» est La surface totale du bassin versant, « S' » la superficie de surface revêtue

$$C = S' / S \quad \text{Avec } Cr \geq 0,2$$

Le coefficient de ruissellement est compris entre 0.05 et 1, et dépend des facteurs suivants :

- Le mode d'occupation du sol.
- L'inclinaison ou la topographie du terrain.
- La densité de la population.
- La nature du sol.
- La durée de pluie.

III.5.1.1 *Le coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :*

$$C_{rp} = \frac{0.98t}{4.53 + t} p + \frac{0.78t}{31.17 + t} (1 - p)$$

Tel que :

- t : temps écoulé à partir du commencement des précipitations.
- P : pourcentage des surfaces imperméables (≤ 1).

Chapitre III :CALCUL DES ELEMENTS DE BASE

- Crp : coefficient de ruissellement pondéré.

III.5.1.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation

L'accroissement de la population implique une augmentation dans le coefficient de ruissellement, car en effet avec l'augmentation de la population on aura aussi une augmentation de la surface couverte par rapport à la surface perméable, ce qui donne un coefficient de ruissellement important.

Table III: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
Jardin- prairie	0.05 - 0.20

Source : SALAH.B ; Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations

III.5.1.3 Coefficient de ruissellement en fonction des surfaces à drainer

Les valeurs du coefficient de ruissellement de ces surfaces sont estimées d'une façon approchée, vu l'hétérogénéité de ces surfaces.

Table III:3 Coefficients de ruissellement en fonction des surfaces à drainer

Nature de la surface	Valeurs du coefficient Cr
Toits en métal, tuile, ardoise	0.90
Chaussée avec peu de joints	0.85 - 0.90
Pavés en pierres naturelles, briques avec joints cimentés	0.75 - 0.85
Pavage en blocage	0.40 - 0.50
Surfaces goudronnées	0.25 - 0.60
Chemin en gravier	0.25 - 0.30
Gare, terrain de sport	0.10 - 0.30
Parcs, jardins, gazons	0.05 - 0.25
Forêts	0.01 - 0.20

Source : SALAH.B ; Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations

Chapitre III : CALCUL DES ELEMENTS DE BASE

III.5.1.4 Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de la population

La densité de population influe énormément sur le coefficient de ruissellement, étant donné que les surfaces habitables sont revêtues (toitures ou surfaces goudronnées.)

Il a été constaté que plus la densité de population est importante plus le coefficient de ruissellement augmente. [2]

Le tableau suivant montre quelques valeurs de ce coefficient :

Table III:4 Coefficients de ruissellement en fonction de la densité de population

Densité de population par hectare	Coefficients de ruissellement
20	0.23
30 – 80	0.20 - 0.27
60 – 150	0.25 – 0.34
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.60 – 0.62
300 – 400	0.60 – 0.80
400 – 600	0.70 – 0.90

Source : SALAH.B ; Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations

Le mode d'occupation du sol et les coefficients de ruissellement pour les différents bassins versants sont résumés dans le tableau suivant :

Table III:5 Surfaces des sous bassins, et mode d'occupation de sol.

N° SB	Surface (ha)	Occupation du SB	Occupation du sous bassin en %	S partielles (ha)	Cr	Cr _{moy}
1	5.77	Toit	30	1.731	0.9	0.56
		Nou.goudronné	30	1.731	0.35	
		pavage	30	1.731	0.6	

Chapitre III :CALCUL DES ELEMENTS DE BASE

		S.Boisées	10	0.577	0.05	
2	3.98	Toit	45	1.791	0.9	0.64
		Nou.goudronné	10	0.398	0.35	
		pavage	30	1.194	0.6	
		Espace vert	15	0.597	0.2	
3	12.58	Nou.goudronné	40	5.032	0.35	0.59
		pavage	30	3.774	0.6	
		trottoir	30	3.774	0.9	
4	9.14	pavage	10	0.914	0.6	0.54
		trottoir	40	3.656	0.9	
		Nou.goudronné	20	1.828	0.35	
		Espace vert	20	1.828	0.2	
		S.Boisées	10	0.914	0.05	
5	9.58	pavage	10	0.958	0.6	0.49
		toit	30	2.874	0.9	
		Nou.goudronné	25	2.395	0.35	
		Espace vert	35	3.353	0.2	

Remarque : Pour notre projet, le coefficient de ruissellement va être estimé en fonction de la nature du sol et la pente de terraine

Table III:6 Coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassins urbains

N° de SB	Aire (ha)	Cr
1	5.77	0.56
2	3.98	0.64

Chapitre III :CALCUL DES ELEMENTS DE BASE

3	12.58	0.59
4	9.14	0.54
5	9.58	0.49

III.6 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. [4]

- 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.

III.6.1 Coefficient de ruissellement pondéré:

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} = \frac{22.87}{41.05} = 0,56 \quad (III.2)$$

$$C_{rp} = 0,56$$

III.6.2 Calcul de la densité partielle

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot P_t}{C_{rp} \cdot A} \quad (III.3)$$

Avec :

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

C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.

A : surface totale (ha) $A=41.05ha$.

P_t : nombre total d'habitants (hab) à l'horizon 2049 = 4073 hab.

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

$$P_i = D_i \cdot A_i$$

Chapitre III :CALCUL DES ELEMENTS DE BASE

Remarque : les résultats de calcul du nombre d'habitants de chaque sous bassins, sont portés dans le tableau III.7.

Table III:7 nombre d'habitants

N° :S-B	Surface (ha)	Cri	Cri*A	Di	Nbre d'habitant
1	5.77	0.56	3.23	99.2	572.5
2	3.98	0.65	2.59	115.2	458.4
3	12.58	0.59	7.42	104.5	1315.1
4	9.14	0.54	4.94	95.7	874.5
5	9.58	0.49	4.69	86.8	831.7

Remarque : la différence entre le nombre d'habitation réelle (Pt=4073 hab) et le nombre d'habitation calculer par la densité de population de chaque sous bassin ($\sum P_i=4052$ hab) $4073-4052=21$ hab <40 donc la différence est acceptable.

Conclusion

Dans les calculs de base, nous avons estimé le nombre d'habitants à l'horizon de calcul (2049) Pt=4073 hab, ainsi que les coefficients de ruissellement de chaque sous-bassins. Ces derniers nous seront utile lors du calcul des débits d'eau usées et pluviales

IV. Chapitre IV CALCUL ET ESTIMATION DES DEBITS

Chapitre IV :CALCUL ET ESTIMATION DES DEBITS

Introduction

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite à l'étape initiale, la détermination des débits d'eaux pluviales ou d'eaux usées à prendre en compte. Le problème de l'évaluation des débits pluviaux dans les bassins versants a fait depuis longtemps l'objet de nombreuses études théoriques et en ce qui concerne les usages des ingénieurs en hydrologie urbaine, on peut citer la méthode rationnelle et la méthode superficielle de Caquot.

IV.1 Evaluation des débits d'eaux usées

IV.1.1 Nature des eaux usées

La nature des matières polluantes contenues dans un effluent dépend de l'origine de ces eaux usées. On distingue :

IV.1.1.1 Les eaux usées d'origine domestique :

Elles sont constituées des eaux vannes provenant des toilettes et des eaux ménagères issues des cuisines, des bains et de la lessive. Les eaux vannes véhiculent les matières fécales et l'urine. Les eaux des cuisines sont riches en corps gras et détergents. Les eaux usées domestiques sont jugées dangereuses en raison de leur forte teneur en germes et de leurs propriétés infectieuses. Elles sont essentiellement porteuses de pollution organique.

IV.1.1.2 Les eaux industrielles :

Les caractéristiques de ces eaux varient d'une industrie à une autre. En plus de matières organiques, azotées ou phosphorées, elles peuvent également contenir des produits toxiques, des solvants, des métaux lourds, des micropolluants organiques et des hydrocarbures. Certaines des eaux usées industrielles doivent faire l'objet d'un prétraitement de la part des industriels avant d'être rejetées dans les réseaux de collecte.

IV.1.1.3 Les eaux des services publics :

Les eaux usées du service public proviennent essentiellement du lavage des espaces publics et pour éteindre les incendies. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, et ne sont mêlées aux eaux usées que dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques.

IV.1.1.4 Les eaux usées parasites :

Ce sont des eaux qui transitent dans un réseau d'assainissement non conçu pour la recevoir. Ce terme est utilisé pour désigner une eau claire généralement très peu polluée introduite dans un système d'assainissement unitaire ou séparatif (Eaux claires parasites ou ECP), on parle alors d'intrusion d'eau claires parasites. Le débit de ces eaux est compris entre 0,05 et 0,15 l/s/ha.

Chapitre IV : CALCUL ET ESTIMATION DES DEBITS

IV.2 Evaluation de la quantité d'eau usée à évacuer :

L'évaluation de la quantité d'eau usée à évacuer se fera à partir de la consommation d'eau potable par habitant, ainsi que les rejets des différents services publics. Plus notre zone d'étude est urbanisée et plus la quantité d'eau rejetée est élevée. L'eau utilisée par le consommateur n'est pas rejetée dans le réseau en totalité, il est admis que l'eau évacuée n'est que les 70% à 80% de l'eau consommée, c'est ce qu'on appelle le coefficient de rejet.

IV.2.1 Estimation des débits moyens journaliers des eaux usées :

Le débit moyen journalier est donné par l'expression suivante :

$$Q_m = \frac{\text{dotation} * \text{Nbre population} * K_r}{86400}$$

- Q_m : débit moyen rejeté quotidiennement en (l/s) ;
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée ;
- D : dotation journalière prise égale à 150 l/j hab ;
- N : nombre d'habitants à l'horizon étudié (hab).

Les débits moyens journaliers des eaux usées des équipements sont prises égaux à :

$$Q_{m.j} = \frac{\text{dotaion de l'equipement} * \text{Nbre d'unité} * K_r}{86400}$$

IV.2.2 Evaluation des débits de pointe :

Dans le but d'estimer les débits de pointe, on doit calculer le facteur de pointe qui varie en fonction du débit moyen journalier, ce facteur est calculé par la relation suivante :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy.j}}} \quad \text{si } Q_{mj} \geq 2.81 \text{ l/s}$$

$$K_p = 3 \quad \text{si } Q_{mj} < 2.81 \text{ l/s}$$

Tel que:

$Q_{moy,j}$: débit moyen journalier ;

K_p : Coefficient de point ;

Le débit de point est calculé par la formule suivante :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moy.j}$$

Les débits des équipements et les débits de pointe d'eau usée sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Chapitre IV :CALCUL ET ESTIMATION DES DEBITS

Tableau IV 1 Evaluation des débits des eaux usées des équipements

No du bassin	Equipement	Unité de mesure	Nbre d'unité	Dotation	Q usé	Q équipement
				L/j/unité	l/s	l/s
1	douches public	Personnes	300	50	0.4167	0.500
	RESTAURANTS	Places	50	20	0.1852	
	cafétérias	Places	70	20	0.2593	
	Salle de sport	Douche	20	30	0.1667	
2	Ecole primaire	Elève	500	10	0.4630	0.217
	cafétérias	Places	100	20	0.3704	
	RESTAURANTS	Places	40	20	0.1481	
3	CEM	Elève	600	10	0.5556	0.272
	Lavage auto-mobil	voiture	30	60	1.0000	
	gendarmerie	Employées	40	50	0.9259	
4	cafétérias	Places	60	20	0.2222	0.911
	RESTAURANTS	Places	80	20	0.2963	
	Mosquée	Fidèle	1000	30	8.3333	
5	cafétérias	Places	125	20	0.4630	0.861
	RESTAURANTS	Places	75	20	0.2778	
	W C public + douches	Personnes	500	50	11.5741	
	Auberge	Lits	40	50	0.9259	

Tableau IV 2 Evaluation des débits de pointe de chaque bassin urbain

N° Du B.U	nombre d'habitat	dotation	Qmoy,j (l/s)	Kp	Q pte (l/s)	Q équipements (l/s)	totale (l/s)
1	572.5	150	0.795	3	2.385	0.500	2.885

Chapitre IV :CALCUL ET ESTIMATION DES DEBITS

2	458.4	150	0.637	3	1.910	0.217	2.127
3	1315.1	150	1.827	3	5.480	0.272	5.752
4	874.5	150	1.215	3	3.644	0.911	4.555
5	831.7	150	1.155	3	3.465	0.861	4.327

IV.3 Evaluation des débits d'eaux pluviales

Les eaux pluviales sont les eaux de ruissellement de surface issues des précipitations. Elles s'écoulent sur le sol pour éventuellement rejoindre des cours d'eau. L'estimation des eaux pluviales repose sur le découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassins, suivant des critères bien précis comme la nature du sol et les limites naturelles, ensuite on estime un coefficient de ruissellement pondéré correspondant à chaque sous bassin. La quantification de ces eaux se fait suivant différentes méthodes, parmi ces méthodes on cite la méthode superficielle et la méthode rationnelle.

IV.3.1 La méthode Rationnelle

La méthode rationnelle est une méthode qui permet de déterminer à l'aide d'une formulation simple les débits de pointe à l'exutoire d'un bassin versant, elle consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, 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 :

$$Q = \alpha .Cr. i. A \text{ (l / s)}$$

Avec :

- Q : débit d'eau de ruissellement (l / s).
- A : surface du bassin (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.

Hypothèses de la méthode rationnelle

Les hypothèses de base sont les suivantes :

- L'intensité de l'averse en mm/h est uniforme, dans le temps et dans l'espace, sur l'ensemble du bassin drainé.

Chapitre IV : CALCUL ET ESTIMATION DES DEBITS

- Le débit de pointe Q_p en m^3/s de l'hydro gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité i , A .
- 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. [2]

IV.3.2 Validité de la méthode rationnelle

- Elle est applicable pour des surfaces limitées (inférieures à 10 ha) si $\alpha=1$.
- Elle est applicable seulement pour les zones dont le temps de concentration est inférieur à 30 minutes.
- Elle n'est pas applicable pour des zones étendues car les calculs deviennent difficiles.

IV.4 La méthode Superficielle

C'est une méthode proposée par A. Caquot en 1941, qui est une variante de la méthode rationnelle. Dans sa forme originale, elle repose sur une expression mathématique globale et surtout qui présente un intérêt pédagogique, explicite des composantes hydrologiques influant sur le ruissellement et a pour objectif une application manuelle plus facile à partir essentiellement de variables mesurables, intégrant notamment le temps de concentration difficile à appréhender. [3]

Cette méthode se traduit par la relation suivante :

$$Q(f) = k_u^{\frac{1}{u}} \cdot I_u^v \cdot Cr_u^{\frac{1}{u}} \cdot A_u^w$$

Ou :

- $Q(f)$: Débit pluvial de fréquence f (m^3/s).
- K, u, v, w : Coefficients dont les relations sont données ci-dessous.
- I : Pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré (m/m).
- Cr : Coefficient de ruissellement.
- A : Surface du sous bassin considéré (ha).

Les coefficients d'expression K, u, v, w sont donnés par les relations :

$$K = \frac{0.5^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6}$$

Avec :

$$v = -41,0 (fb)$$

$$u = 1 + 287,0 (fb)$$

$$w = 95,0 + 507,0 (fb)$$

Tel que : $a(f)$ et $b(f)$ sont des paramètres de la relation :

Chapitre IV : CALCUL ET ESTIMATION DES DEBITS

$$I(t,f)=a(f).t^{b(f)}$$

Ou :

$i(t, f)$: Intensité de pluie de durée t et de fréquence f

La pente moyenne du collecteur de sous bassin considéré est donnée par la relation :

$$I = \frac{C_{am} - C_{av}}{L}$$

- C_{am} : Cote amont du collecteur (m) ;
- C_{av} : Cote aval du collecteur (m) ;
- L : Longueur du collecteur (m) ;

Dans le cas où le tracé présente des pentes, on divise le parcours « L » du collecteur en tronçons et on détermine la longueur et la pente moyenne de chacun séparément, puis on détermine la pente équivalente pour des tronçons placés en série, en utilisant la formule suivante :

$$I_{éq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N Li}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Li}{\sqrt{Ii}} \right)} \right]^2$$

- Li : Distance partielle du tronçon i ;
- Ii : Pente du tronçon i ;
- N : Nombre de tronçons.

En outre, si les tronçons sont placés en parallèles, on utilise la formule suivante pour calculer la pente moyenne équivalente :

$$I_{éq} = \left[\frac{\sum_{i=1}^N IiQi}{\sum_{i=1}^N Qi} \right]^2$$

- Ii : Pente du tronçon i ;
- Qi : Débit du tronçon i ;
- N : Nombre des tronçons.

Chapitre IV : CALCUL ET ESTIMATION DES DEBITS

Tableau IV 3 Evaluation des paramètres équivalents d'un groupement de bassins

Paramètres équivalents	$A_{\text{éq}}$	$C_{\text{éq}}$	$I_{\text{éq}}$	$M_{\text{éq}}$
Bassins en série	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\frac{\sum_{i=1}^N C_{ri}.A_i}{\sum_{i=1}^N A_i}$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N I_i}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{L_i}{\sqrt{I_i}} \right)} \right]^2$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right]$
Bassins en parallèle	$\sum_{i=1}^N A_i$	$\frac{\sum_{i=1}^N C_{ri}.A_i}{\sum_{i=1}^N A_i}$	$\left[\frac{\sum_{i=1}^N l_i Q_i}{\sum_{i=1}^N Q_i} \right]^2$	$\left[\frac{L(Q_{pj} \dots \max)}{\sqrt{\sum_{i=1}^N A_i}} \right]$

La valeur du débit $Q(f)$ correspond à une valeur brute, on obtient alors la valeur de $Q(f)$ corrigé en multipliant le débit brute par un coefficient m :

$$Q(f) \text{ corrigé} = m Q(f) \text{ brute}$$

Avec :

m : Coefficient d'influence donné par l'expression qui suit :

$$m = \left(\frac{M}{2} \right)^{\frac{0.84.b(f)}{1+0.287.b(f)}}$$

Et M : Coefficient d'allongement $M = \frac{L}{\sqrt{A}}$

Où :

- L : Longueur du plus long parcours hydraulique en (m) ;
- A : Surface du bassin considéré en (m²).

Limite d'application de la méthode superficielle

La méthode superficielle peut être appliquée si :

- La pente comprise entre 0,002 et 0.05 m/m ;

Chapitre IV :CALCUL ET ESTIMATION DES DEBITS

- Le coefficient de ruissellement est compris entre 0,2 et 1 ;
- La surface total : $A \leq 200$ ha ;
- Le coefficient d'allongement : $M \geq 0,8$.

IV.5 Choix de la méthode de calcul

Sachant qu'on a la possibilité de diviser notre zone d'étude en sous bassins dont la superficie est inférieure ou égale à 10 ha et d'estimer le coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins en se basant sur la nature du sol et de l'urbanisation, nous optons pour l'application de la méthode rationnelle. Les résultats de calcul des débits pluviaux pour les sous bassins en utilisant la méthode rationnelle sont montrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV 4 Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin

N° du S B	Surfaces Ai (ha)	Cri	alpha	I (l/s/ha)	Q pluv (l/s)	Q pluv (m3/s)
1	5.77	0.56	1	125.47	405.4	0.405
2	3.98	0.65	1	125.47	324.6	0.325
3	12.58	0.59	1	125.47	931.3	0.931
4	9.14	0.54	1	125.47	619.3	0.619
5	9.58	0.49	1	125.47	589.0	0.589

Tableau IV 5 Calcul des débits total pour chaque sous bassin

N° du S B	Surfaces Ai (ha)	Q usé total (l/s)	Q pluv (l/s)	Q total (m3/s)
1	5.77	2.885	405.4	0.4082
2	3.98	2.127	324.6	0.3267
3	12.58	5.752	931.3	0.9370
4	9.14	4.555	619.3	0.6238
5	9.58	4.327	589.0	0.5930

Donc la somme des débits total est : 2.883 m3/s

Chapitre IV :CALCUL ET ESTIMATION DES DEBITS

Conclusion

Ce que nous avons fait dans ce chapitre c'est l'évaluation des débits des eaux usées de chaque ce bassin avec ne comporte pas de unités industrielles, donc les débits d'eau usée d'origine industrielle est nulle. et calculer des débits pluviaux, on a utilisé la méthode rationnelle car les surfaces des sous bassins sont faibles, et aussi l'aspect de distribution urbain de notre agglomération qui rend difficile l'estimation du coefficient de ruissellement.

Nous avons conclu notre travail de pouvoir procéder au calcul et le dimensionnement hydraulique.

V. Chapitre V Calcul hydraulique

Chapitre V : Calcul hydraulique

Introduction

Après l'évaluation des débits, dans ce chapitre le dimensionnement d'un réseau d'assainissement du type unitaire doit, dans toute la mesure du possible, être auto cureur, c'est-à-dire doit être conçu de telle manière que les sables soient automatiquement entraînés pour des débits pluviaux atteints assez fréquemment et aussi le choix des sections se déduira de la formule d'écoulement adoptée, tout en respectant certaines normes d'écoulement et en définissant le meilleur tracé possible des collecteurs. Et assurer le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes.

V.1 Mode de calcul

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère 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.
- Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité, et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.
- Les calculs des écoulements dans les réseaux doivent être conduits en fonction des contraintes : débits connus, sections et pentes des collecteurs imposés. Le débit Q s'exprime par la formule :

$$Q = V \cdot S \dots (V.1)$$

Avec :

Q : Débit (m³/s).

S : Section mouillée (m²).

V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions. Si on choisit la formule de Manning, la vitesse en m/s est déterminée par l'expression :

$$V = K_s \cdot R^{3/2} \cdot I_m^{1/2} \dots (V.2)$$

Chapitre V : Calcul hydraulique

Où :

Ks : Coefficient de rugosité.

R : Le rayon hydraulique (m).

$$R = S_m / P_m$$

Avec :

S_m : section mouillée

P_m : périmètre mouillé

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

Tableau V 1 Le Coefficient de Manning-Strickler (ks) en fonction de la nature des parois :

Nature des parois	Ks
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

« Source : les réseaux d'assainissement. de R.BOURRIER».

Concernant le diamètre, il sera calculé par la formule suivante :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 \cdot Q_t}{K_s \cdot \sqrt{I_i}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Tel que :

$$Q_t = Q_{usée} + Q_{pluv},$$

avec :

- Q_{usée} : débit d'eau usée (m³/s).
- Q_{pluv} : débit d'eau pluviale (m³/s).
- Le débit à pleine section est donné par la relation suivante :

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

- D_{nor} : Diamètre normalisé de la conduite (m).
- V_{ps} : Vitesse à pleine section (m/s).

Chapitre V : Calcul hydraulique

Le calcul de la vitesse à pleine section se fera par l'intermédiaire de la relation suivante :

$$V_{ps} = K \cdot (D_{nor}/4)^{3/2} \cdot \sqrt{I_m} \dots (V.3)$$

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

- Rapport des débits

$$R_q = Q_t / Q_{ps} \dots (V.4)$$

- Rapport des vitesses

$$V_v = V / V_{ps} \dots (V.5)$$

- Rapport des hauteurs

$$R_h = H / D_{nor} \dots (V.6)$$

Avec :

- Q : Débit véhiculé par la conduite circulaire en (m³/s)
- V : vitesse d'écoulement de l'eau en (m/s)
- H : hauteur de remplissage dans la conduite en (m)
- D_{nor} : diamètre normalisé de la conduite en (mm)
- I : pente du collecteur en (m/m)

Remarque :

Dans notre projet on va opter pour des conduites en PVC ainsi que des conduites en béton armé

Et utilise les abaque pour trouver les rapports Rh, Rq, Rv (voire l'Annex N4)

V.2 Conditions d'implantation des réseaux :

L'implantation des réseaux est étudiée en donnant aux canalisations amont des pentes permettant l'auto curage. La pente minimale souhaitable est de 0,002 m/m.

La profondeur des ouvrages doit permettre le raccordement des immeubles riverains au moyen de branchements. En général, le drainage des caves et sous-sols est exclu, dans la mesure où cette position entraînerait un approfondissement excessif du réseau, les effluents éventuels en provenance devraient être relèves vers ce dernier. [6]

Par ailleurs, cette profondeur doit être faite de façon à ce que le recouvrement soit compatible avec le type d'ouvrage envisagé et la nature des charges à supporter

V.3 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :

Chapitre V : Calcul hydraulique

L'écoulement en assainissement est gravitaire dans la mesure du possible, donc tributaire de la topographie du terrain naturel. Il doit aussi assurer une vitesse permettant l'auto curage qui ne favorise pas les dégradations au niveau des conduites. [5]

La vitesse d'auto curage qui empêchera les dépôts de sable, facilement décantable dans les collecteurs est de l'ordre de :

- **au moins 0,6 m/s** pour le un dixième du débit de pleine section $Q/10$.
- **au moins 0,3 m/s** pour le un centième du débit de pleine section $Q/100$.

La vitesse limite supérieure ne dépasse pas 5 m/s, pour éviter l'érosion des parois des conduites

➤ Choix du matériau des conduites gravitaires

Le choix se fera en se basant sur les données du projet qui sont :

- Les diamètres utilisés.
- La nature du sous-sol traversé.
- La nature des effluents évacués dans le réseau.
- Les charges mécaniques exercées sur l'étendue de chaque section.

Remarque :

- Les résultats de calculs (dimensionnement des collecteurs sont dans l'Annexe N 03).
- Le tracé de réseau et les calculs ont été faits dans le logiciel de Covadis 2013 et confirmés par l'Excel 2016.

Chapitre V : Calcul hydraulique

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons abordé le coté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales ,et pour les eaux pluviales nous utilisons la méthode rationnelle

Le terrain de notre agglomération est accidenté, nous avons donc trouvé de grandes vitesses dans certains tronçons et c'est pourquoi nous avons suggéré de réduire la pente en changement des cotes de radie et en plaçant des regards de chute.

après un calcul précis. On remarque que les diamètres des tronçons sont compris entre 300 et 1200 mm.

Les résultats sont comme suit :

- Réseaux total =5965m
- conduites en PVC ϕ 300 – 600 L totale= 3211
- Conduites en béton ϕ 800 – 1200 L totale= 2754m

VI. Chapitre VI Eléments constitutifs du réseau

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

Introduction

Le réseau d'assainissement est une ossature composée de plusieurs éléments, pour objet la collecte des eaux usées et pluviales, et pour objectif, la protection du milieu naturel.

Il constitue un équipement public essentiel. Il doit être parfaitement étanche, même en cas de mouvements de terrain. Il assure l'écoulement rapide des eaux usées ou des eaux pluviales, et doit avoir un degré très élevé de durabilité.

Les réseaux d'évacuation sont constitués par des canalisations enterrées en matériaux imputrescibles et résistants. L'ensemble doit être étanche pour ne pas polluer l'environnement.

VI.1 Les ouvrages principaux

Les ouvrages principaux correspondant aux ouvrages d'évacuation des effluents vers le point de rejet ou vers la station d'épuration comprennent les conduites et les joints.

VI.1.1 Les canalisations

Elles se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Elles sont désignées par leurs diamètres intérieurs, dit diamètres nominaux exprimés en millimètre, ou ovoïdes préfabriqués désignés par leur hauteur exprimée en centimètre et, des ouvrages visitables.

Dans notre projet nous adoptons les canalisations de forme circulaire.

VI.1.1.1 Les types de canalisation :

1) Tuyaux à section circulaire :

a) Tuyaux en béton non armé:

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation, etc.). La longueur utile ne doit pas dépasser 2.5 m.

Les tuyaux non armés ont une rupture brutale ; mais à moins que la hauteur de recouvrement soit insuffisante, elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

L'essai à l'étanchéité est effectué sous une pression de 1 bar pendant 30 minutes. Les principaux joints sont du type emboîtement à gorge pour joint élastomère.

b) Tuyaux en béton armé :

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (centrifugation, compression radiale, vibration, ... etc.).

Pour pouvoir être dit « armé », un tuyau doit comporter deux séries d'armatures :

- Des barres droites appelées « génératrice » .

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

- Des spires en hélice continues, d'un pas régulier maximal de 15cm.

Ces tuyaux doivent satisfaire aux essais de résistance à la rupture et aux essais d'étanchéité (sous une pression de 1 bar pendant 30 minutes).

A titre indicatif il est possible de se procurer les tuyaux dont les caractéristiques figurent au tableau suivant :

Tableau VI 1 Epaisseurs minimales des parois des tuyaux en béton armé en fonction du diamètre :

Diamètre nominal (mm)	Epaisseur minimale (mm)	Diamètre nominal (mm)	Epaisseur minimale (mm)
800	De 66 à 116	1600	De 130 à 158
1000	De 66 à 116	1800	De 133 à 177
1200	De 71 à 121	2000	De 141 à 194
1500	De 119 à 146	-	-

c) Tuyaux en fibre-ciment :

Le terme pluraliste de «fibre-ciment » tend à remplacer l'ancien terme « amiante ciment ». L'amiante ciment est un minéral d'origine métamorphique, la plus utilisée est un silicate de magnésie hydraté le ciment utilisé est un ciment portland. La norme prescrit outre l'essai à l'écrasement et l'essai d'étanchéité l'essai par pression hydraulique interne de 1 bar durant 30 minutes.

La longueur utile des tuyaux varie, selon le diamètre de 2m à 5m les tolérances s'étendent de (+5) mm à (-20) mm.

Ce genre se fabrique en deux types selon le mode d'assemblage à emboîtement ou sans emboîtement avec deux bouts lisses.

Les diamètres varient de 60 à 500mm pour des longueurs variant de 4 à 5m les joints sont exclusivement du type préformé.

d) Tuyaux en grés :

Le grés servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C et 1300°C.

Les tuyaux sont fabriqués par extrusion le matériau obtenu est très imperméable il est inattaquable par les agents chimiques, à l'exception de l'acide fluorhydrique.

L'utilisation des tuyaux en grés est recommandée dans les installations industrielles ; mais en aucun cas ; elle ne devrait être préconisée en réseau public sous le prétexte que le

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

grés peut admettre des effluents agressifs. La longueur minimale utile des tuyaux est de 1m.

Ces tuyaux sont fournis avec assemblage par bagues d'étanchéité ou à dispositifs d'étanchéité incorporés et montés en usine.

e) Tuyaux et raccords en polychlorure de vinyle (PVC) non plastifié :

Le PVC fait partie de la famille des thermoplastiques c'est une résine Synthétique résultant de la polymérisation du chlorure de vinyle monomère celui-ci étant obtenu par synthèse à partir du chlorure d'hydrogène.

Le PVC rigide non plastifié utilisé en Assainissement est opaque et de couleur normalisée gris clair. Il offre une exceptionnelle résistance à l'agression d'ordre chimique de ce fait offrir un intérêt dans les installations internes industrielles.

Si les tuyaux ne sont pas destinés à être assemblés par manchons à doubles bagues d'étanchéité il comporte à l'une de leurs extrémités une emboîture façonnée en usine munie d'un dispositif pour loger ou retenir une bague en élastomère.

Les joints collés ne peuvent être admis que pour les tuyaux de faible diamètre c'est-à-dire pour les branchements.

Les tuyaux en PVC non plastifiés sont sensibles à l'effet de température.

Tableau VI 2 Epaisseurs et diamètres intérieurs des tuyaux PVC et charges approximatives d'ovalisation par mètre.

Diamètre nominale (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Epaisseur (mm)	Diamètre intérieur (mm)	Charge d'ovalisation (da.N)
160	4.5	151.0	5.0	150.0	300
200	5.4	189.2	6.2	187.6	500
250	6.6	236.8	7.8	234.4	650
315	8.3	298.4	9.8	295.4	800
400	10.5	379.0	12.5	375.0	1000
500	12.8	474.4	15.2	469.0	1400
630	17.0	596.0	-	-	-
800	22.0	756.0	-	-	-

f) Tuyaux et raccords en fonte :

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

Les tuyaux en fonte d'Assainissement ou « fonte intégrale » pour les ouvrages à écoulement libre (eaux usées, pluviales, domestiques, et industrielles) sont caractérisés par des facteurs de sécurité et de résistance mécanique qui leur confèrent le label d'excellence.

Les tuyaux en fonte ductile et revêtement intérieur en ciment alumineux assurent des qualités de fiabilité anti-agressive.

En site urbain, où l'encombrement des réseaux divers câbles,...etc, est déjà important et continuellement en évolution, avec la nécessité de branchements au coup par coup et, par conséquent :

Les tuyaux et raccords en fonte demeurent les composants les mieux adaptés, car les moins influencés par le sol environnant, la nappe phréatique et les conditions difficiles de mises en œuvre.

A cela, ajoutons l'intérêt d'obtenir une liaison souple entre les différents composants : Tuyaux, joints de liaison, raccords, ...etc subissant des efforts dus aux surcharges et aux tassements différentiels.

2) Tuyaux à section ovoïde :

Jusqu'à ces dernières années, lorsque les calculs montraient qu'un tuyau de plus de 0.6m de diamètre était nécessaire, il était jugé préférable d'utiliser des tuyaux ovoïdes préfabriqués.

La longueur utile minimale est fixée à 1m, la tolérance de $\pm 1\%$;

Les dimensions intérieures ne doivent pas être inférieures aux dimensions nominales de plus de 3mm.

La forme générale de ces tuyaux est représentée à la figure VI 1 leurs dimensions principales a et b étant, respectivement, les suivantes (exprimées en centimètres) :

- Type exceptionnellement visitables 100×62.5 et 130 ×80.
- Type semi visitable 150×90.
- Type visitables 180×108 et 200×120.

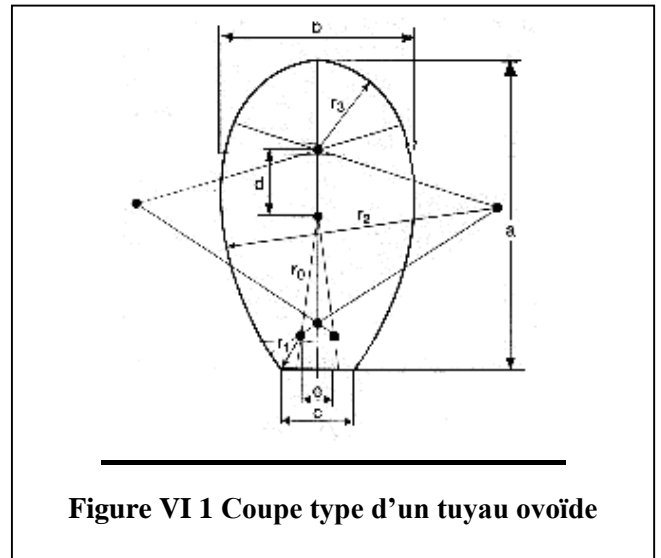


Figure VI 1 Coupe type d'un tuyau ovoïde

VI.1.2 Les joints des conduites en béton armé

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

Le choix judicieux des assemblages est lié à la qualité du joint. Ce dernier est en fonction de la nature des eaux et leur adaptation vis à vis de la stabilité du sol et, en fonction de la nature des tuyaux et de leurs caractéristiques (diamètre, épaisseur) Pour les tuyaux en béton armé on a différents types de joints à utiliser :

VI.1.1.2 Joint type Rocla

C'est un joint à emboîtement ou l'étanchéité est assurée grâce à l'anneau en élastomère. Ce type de joint assure une très bonne étanchéité pour les eaux transitées et les eaux extérieures et s'adapte pour les terrains en pente moyenne, et ils sont valables pour tous les diamètres.

VI.1.1.3 Joint à demi-emboîtement

Avec cordon de bourrage en mortier de ciment, ce joint est utilisé dans les terrains stables. Il y a risque de suintement si la pression est trop élevée. Il est à éviter pour les terrains à forte pente.

VI.1.1.4 Joint à collet

Le bourrage se fait au mortier de ciment, il n'est utilisé que dans les bons sols à pente faible.

VI.1.1.5 Joint torique

S'adapte bien pour les sols faibles, il représente une bonne étanchéité si la pression n'est pas élevée, il est utilisé pour des diamètres de 500-1000 mm.

VI.1.1.6 Joint à mortier de ciment

L'interstice entre les deux conduites est rempli de mortier, composé de ciment et de sable. Le défaut est que ce joint est très rigide.

VI.1.1.7 Les joints plastiques

Joint étanche et résistant même s'il est en charge, la présence du cordon du butée en bitume et la bague ou manchon en matière plastique contribue à la bonne étanchéité, s'adapte à presque tous les sols si la confection est bien faite.

VI.1.1.8 Joint à double anneaux

L'anneau est en polyester et se compose d'une partie mouillée dans l'emboîtement et d'une partie mouillée sur le fut.

VI.1.1.9 Joint mécanique

Le joint mécanique est destiné à réunir le bout uni d'un tuyau avec un manchon de scellement, ou avec un raccord dans le cas de conduite en pression.

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

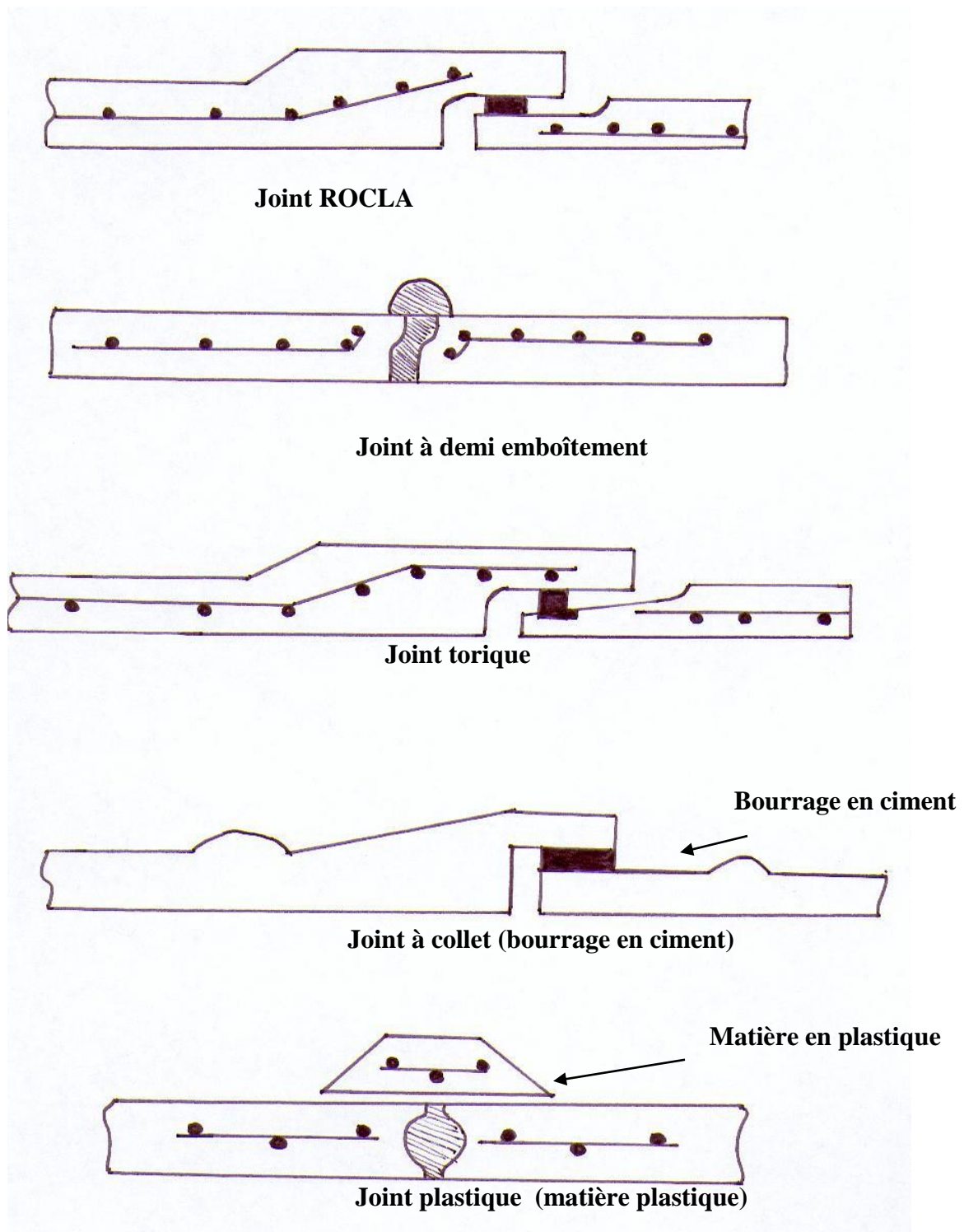


Figure VI 2 Les différents joints des conduites en béton armé

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

VI.2 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 :

VI.2.1 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 des grandes vitesses imposées généralement par le relief.

VI.2.2 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.

VI.2.3 Les 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 (H₂S) corrosif et néfaste aux conduites.

VI.3 Protection des conduites

Les bétons utilisés pour la fabrication des tuyaux et ouvrages d'assainissement subissent des formes d'agression ; sous l'aspect de corrosion chimique qui entraîne la destruction des canalisations ; sous l'aspect d'abrasion qui est une action physique non négligée du fait de faible résistance du matériau et compte tenu de la vitesse limite maximale des écoulements dans le réseau. Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit :

VI.3.1 Protection contre les effets corrosifs de H₂S

Il y a deux remèdes : Remèdes chimiques et remèdes hydrauliques.

1) Remèdes hydrauliques :

- Rinçage périodique des conduites gravitaires.
- Réduction des temps de séjour.
- Eviter les écoulements en charge.

2) Remèdes chimiques :

- L'oxygène liquide.
- Peroxyde d'Hydrogène.

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

VI.3.2 Protection contre les effets abrasifs des sables

- Empêcher l'entrée des sables par l'implantation des bouches d'égout, ou bien des dessableurs à l'amont du réseau
- Assurer l'autocurage dans les conduites d'eau pluviale.

VI.4 Essais des tuyaux préfabriqués :

Avant d'entamer la pose de canalisations ; il est obligatoire de faire quelques essais notamment à l'écrasement, l'étanchéité et la corrosion.

Ces essais sont exécutés sur des tuyaux prélevés au hasard à raison de cinq éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai à l'écrasement et de dix éléments par lot de 1000 éléments pour l'essai d'étanchéité.

VI.4.1 Essai à l'écrasement :

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules routiers d'autre part. Ce qui nous obligeons de faire l'essai à l'écrasement.

L'épreuve à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts. Ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice de tuyau. La mise en marche est effectuée jusqu'à la rupture par écrasement. A une vitesse de 1000 daN/m de longueur et par minute. Cet essai permet de déterminer la charge de rupture.

VI.4.2 Essai à l'étanchéité :

L'essai à l'étanchéité est effectué sous pression d'eau sur deux tuyaux assemblés, de manière à vérifier la bonne tenue des éléments de jonction et des bagues d'étanchéité.

On procède comme suit :

- Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.
- Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 minutes.

Par une presse hydraulique, la pression d'essai est de 0.5 bar pour les ovoïdes, et de 1 bar pour les autres tuyaux..

- Pour les tuyaux circulaires, une face de désaxement est appliquée à l'assemblage sur la génératrice inférieure de l'un des tuyaux, de manière à obtenir une ouverture de l'assemblage sur la génératrice supérieure égale à 15 mm lorsque les diamètres nominaux sont supérieures ou égaux à 300mm, et 8mm lorsque les diamètres nominaux sont

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

inférieures à 300mm. Aucune fissure avec suintement ne doit être constatée sur l'étendue du joint.

VI.4.3 Essai de corrosion :

Les eaux ménagères et les eaux industrielles évacuées par les canalisations en béton renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'Hydrogène sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies et des composés acides divers des eaux industrielles. Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore.

L'épreuve de corrosion se fait par addition des produits, après, on fait un lavage à l'eau douce. Après un séchage à l'étuve, on pèse l'échantillon. Les surfaces de la paroi interne ne doivent pas être altérées.

VI.5 Les 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 les réseaux 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.

VI.5.1 Les branchements

Ce sont des conduites de diamètres inférieurs au diamètre de la canalisation publique (environ 7/10) reliant le réseau vertical d'eaux usées et pluviales des immeubles à cette dernière.

Le raccordement du côté égout peut être perpendiculaire en présence de galerie visitable et incliné en général 60° sur les canalisations pour ne pas perturber l'écoulement.

Le tracé de la conduite de branchement doit avoir une pente d'environ 3% pour favoriser un écoulement avec rinçage interne de la conduite.

VI.5.2 Les caniveaux

Les caniveaux, annexes de la voirie en bordure du trottoir, sont destinés à recevoir les eaux de ruissellement et de gouttières, et assurent le transport en surface des eaux pluviales jusqu'aux bouches et avaloirs. Leur utilisation est également nécessaire aux ruptures de pentes

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

des espaces revêtus, selon l'importance, ils peuvent être constitués d'ouvrage longitudinal équipé de grilles ou de fentes, plus économiques et bien adaptées aux voies urbaines express, à la fragilité des grilles.

VI.5.3 Les bouches d'égout

Elles servent à l'absorption de l'eau de surface (pluviale et de l'eau de lavage des chaussées). Elles sont utilisées aux points bas des caniveaux, soit dans le trottoir (absorption du côté latéral) soit dans la chaussée (absorption par le haut).

La distance entre les bouches d'égout est en moyenne de 50m. La section d'entrée est en fonction de l'écartement entre les deux bouches afin d'absorber le flot d'orage venant de l'amont.

➤ Dimensionnement de la bouche d'égout :

On a $Q=C.\sqrt{2gh}$; Avec $C=0.6*k*N_s$ et k : Coefficient de colmatage ($0,8 < k < 1$)

Tel que : 0.6 : coefficient de débit

On prend $k=0.8$

N_s : section de passage d'eau

On a $Q=60$ l/s (dans le tronçon R30-R31) et $h=0.1$ m (hauteur du trottoir)

$$\text{Donc } N_s = \frac{Q}{0,6.k.\sqrt{2gh}} = 0.089 \text{m}^2$$

On propose 4 ouvertures de longueurs de 40cm donc :

$$S=N_s/4=0.0223\text{m}^2 \text{ et } S=l*L \rightarrow L=S/l=0.0223/0.40=0.056\text{m}$$

Donc le nombre de barreau= nombre d'ouverture +1= 5

On a la largeur du barreau=0.03m

Donc la largeur total de bouche est $0.03*5+0.056*4=0.374$ m

Donc les dimensions de la bouche d'égout est $l=46$ cm et $L=37$ cm

Avec 4 ouvertures de 5.6 cm de largeur.

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

VI.5.4 Les regards

Leur rôle est de permettre l'accès aux ouvrages visitables, pour le débouage, le nettoyage des canaux, et l'aération des canaux.

➤ Dispositions

La fonction doit respecter la forme du canal. La distance entre deux regards et leurs emplacements varient avec la nature des ouvrages et la topographie du terrain.

Un regard doit être installé sur les canalisations:

- à tous les points de jonction.
- au changement de direction.
- au changement de pente de canaux.
- aux points de chute.
- pour les canalisations plus petites et non praticables.

VI.1.1.10 Regard de chute :

C'est l'ouvrage le plus répandu en assainissement, il permet d'obtenir une dissipation d'énergie en partie localisée, il est très utilisé dans le cas où le terrain d'une agglomération est trop accidenté. Ils sont généralement utilisés pour deux différents types de chutes :

➤ La chute verticale profonde :

Utilisée pour un diamètre faible et un débit important ; leur but est de réduire la vitesse.

➤ La chute toboggan :

Cette chute est utilisée pour des diamètres assez importants, elle assure la continuité d'écoulement et permet d'éviter le remous.

VI.5.4.1 Regards de jonction

Ces regards forment le point d'unification (nœud) de deux collecteurs de même diamètre ou non. Ils sont construits de manière à avoir :

- La bonne aération des collecteurs en jonction.
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs.
- Une absence de reflux d'eau par temps sec.
- Des niveaux d'eau dans les collecteurs en jonction à la même hauteur.

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

VI.5.4.2 Les regards doubles

Utilisés dans les agglomérations exigeant un système séparatif et plus précisément dans les quartiers où le tracé est commun pour les deux canalisations véhiculant les eaux des différentes natures (eau pluviale dans une canalisation, eaux usées domestiques et industrielles dans une autre).

Prévoir un regard commun pour deux canalisations serait plus avantageux, tout en s'assurant que la conduite d'eau pluviale soit à un niveau supérieur que celui de la conduite d'eau usée. Chose qui facilitera le passage des branchements au niveau de la deuxième conduite et évitera la contamination. Il est préférable que cet ouvrage soit visitable.

VI.5.4.3 Les regards de visite

Ces ouvrages disposés aux nœuds du réseau, et sur les branches en espaces réguliers (intervalle de 50 à 100m), permettent l'accès du personnel d'inspection et d'entretien.

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières, (**figure VI.3**).

L'intervalle d'espacement est de 35 à 80m.

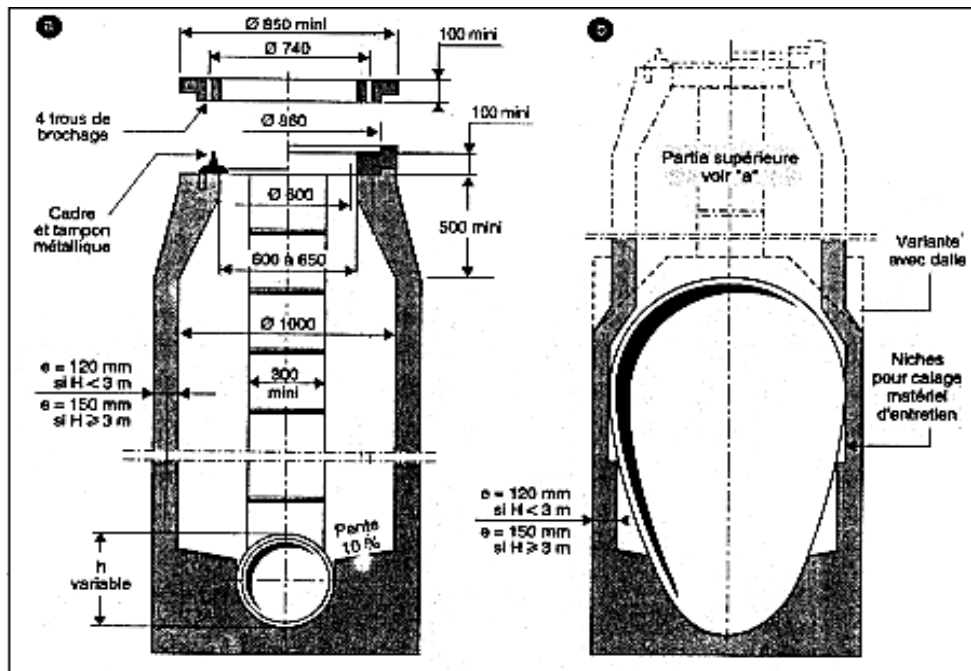


Figure VI 3 Le regards de visite

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

➤ Dimensionnement des regards de chute :

Le flux d'eau sortant d'un collecteur prend la forme d'un projectile, donc régie par les deux lois suivantes :

$$x = Vt \dots\dots\dots (\text{VI.1}).$$

$$y = \frac{1}{2}gt^2 \dots\dots\dots (\text{VI.2}).$$

Avec $t = \frac{x}{V} \dots\dots\dots(\text{VI.3}).$

Ou : x : Longueur du regard (m).

y : La différence de niveau entre les deux collecteurs (m) à partir de la cote du radier.

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

Des trois équations on aura : $X^2 = V^2 * 2 * y / g$ (m). $\dots\dots\dots(\text{VI.4}).$

Donc : $y = 79.46 - 78.08 = 1.38\text{m}$

Et on a la vitesse dans le tronçon R75-R76 est égale : 2.40m/s

$X = 1.27\text{m}$ donc $X = 1.3\text{m}$

VI.6 Les déversoirs d'orage

Un déversoir d'orage est un ensemble de dispositifs permettant d'évacuer vers le milieu naturel les pointes de ruissellement de manière à décharger le réseau d'aval.

Quel que soit le type d'ouvrage, un déversoir d'orage doit assurer trois fonctions essentielles :

- Evacuer sans surverse et sans remous le débit d'eaux usées de temps sec.
- Evacuer sans surverse le débit critique.

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

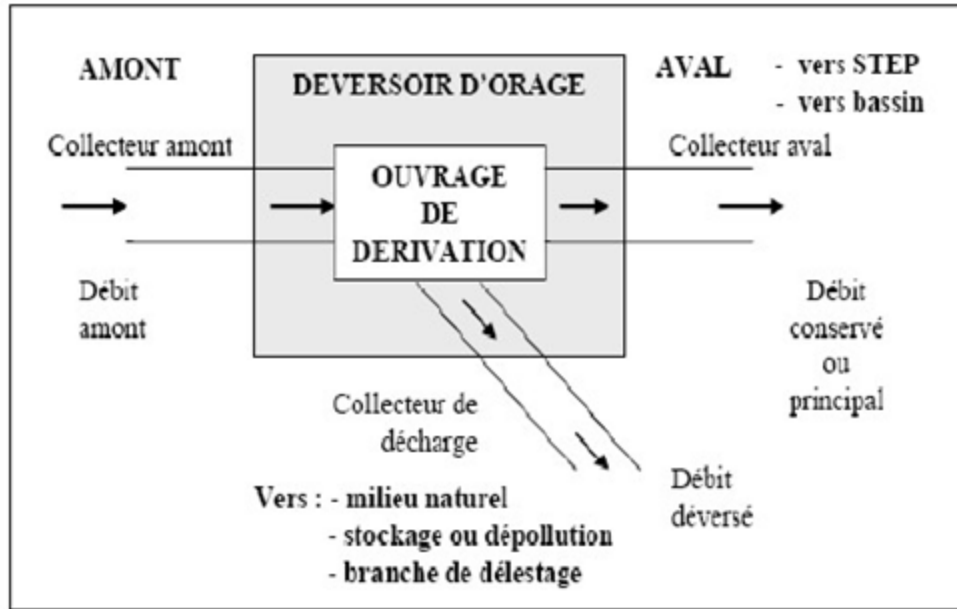


Figure VI 4 Schéma de principe du déversoir d'orage.

VI.6.1 Positionnement

La construction d'un déversoir d'orage résulte théoriquement d'une étude économique, en plus de considérations techniques. Il ne peut y avoir de déversoir que s'il y a un émissaire pouvant recevoir les eaux d'un collecteur de décharge, aussi bien sous l'angle débit que sous l'angle pollution. Quand c'est le cas, le nombre et la position des déversoirs résultent de comparaisons économiques. Chaque fois que l'on met un déversoir, on crée un ouvrage coûteux mais on réduit le diamètre du collecteur aval. Il n'y a donc pas de règle générale.

VI.6.2 Les types de déversoir d'orage

VI.6.2.1 Déversoir à seuil déversant frontal :

Il s'agit d'un seuil haut. Le collecteur de départ peut se situer dans l'axe du collecteur d'arrivée. Le seuil déversant généralement horizontal peut avoir un même niveau ou être en escalier et comporter plusieurs niveaux.

VI.6.2.2 Déversoir à seuil latéral et à conduite aval étranglée

Pour que le calcul de cet ouvrage soit possible, il faut que l'écoulement amont soit fluvial ou que la présence du seuil élevé conduise à un ressaut dans la conduite d'amenée.

Les vannes utilisées sur les conduites de décharges peuvent être manipulées en fonction du débit transité par le déversoir.

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

VI.6.2.3 Déversoir à seuil latéral et conduite aval libre

Pour ce type de déversoir, la conduite aval est à écoulement libre. Si pour le débit maximum d'orage, la charge sur la crête est nulle ce type d'ouvrage assurera un débit aval constant quel que soit le débit sur versé.

VI.6.2.4 Déversoir à ouverture de fond

Dans ce type d'ouvrage, les débits d'eaux usées de temps sec et le débit critique transitent à travers une ouverture pratiquée dans le radier de la canalisation

Remarque :

Dans cette étude nous allons utiliser les déversoirs d'orage de type latéral.

VI.6.3 Dimensionnement du DO :

Pour le calcul des déversoirs d'orage à seuil latéral

On doit déterminer :

- Le débit total de dimensionnement qui est égal à la somme des débits en temps sec (Q_{US}) et du débit pluvial (Q_P)

$$Q_T = Q_P + Q_{US}$$

- Débit de pointe transité vers le collecteur de rejet qui transporte les eaux vers la station d'épuration :

$$Q_{ST} = d \times Q_{US}$$

d : représente la dilution ($d=3$).

Le débit rejeté vers l'oued :

$$Q_R = Q_T - Q_{ST}$$

- la hauteur de la lame déversée (H_r)
- la longueur du seuil, déversant (L).

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

Remarque :

Dans notre étude nous allons utiliser déversoirs d'orage à seuil latérale, à l'amant de bassin de décantation, et sera placé à l'extrémité du tronçon R174-R175.

VI.6.4 Dimensionnement des déversoirs d'orage et leur emplacement :

Pour notre cas nous optons pour la triple dilution, c'est-à-dire, une partie d'eau usée domestique pour une deux partie d'eau pluviale. Donc, le débit qui se dirige vers le bassin de décantation par l'intermédiaire du déversoir d'orage est égal à trois fois le débit de temps sec. Le débit restant sera rejeté vers l'oued de Djanjan par caniveaux ou conduite.

➤ Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1200 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 2,337 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 5.7671 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe allant vers la station :

$$Q_{ST} = 3 Q_{US} = 0.05895 \text{ m}^3/\text{s}$$

• Calcul du coefficient de retardement :

Le coefficient de retardement a pour but la diminution des débits pluviaux, cette diminution peut être prise en considération dans le dimensionnement des déversoirs

d'orage. $Z = 1 - \frac{t_c}{100}$ (VI-1)

• Calcul du Temps de concentrations :

C'est le temps écoulé entre le début d'une précipitation d'une goutte et son arrivée à l'exutoire du bassin ou déversoir d'orage, il se compose de deux temps différents :

$$T_c = t_1 + t_2$$

Notre cas on prend :

$$T_{c1} = t_1 + t_2$$

Tel que:

$$t_1 = L/60.V$$

Avec :

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

- t_2 : varie entre (2 à 20 min).
 - L : le cheminement le plus long en (m).
 - V : la vitesse moyenne du cheminement le plus long (m/s). On prendre $t_2 = 9$ min
- Pour plus de précision on calcule t_1 pour chaque sous bassin traversé par ce collecteur:

- Pour Sous bassin 1 : $L=978.33$ m et $V_{moy}=3.255$ m/s $\rightarrow t_1=5.01$ min.
 - Pour Sous bassin 5 : $L=2391.17$ m et $V_{moy}=2.885$ m/s $\rightarrow t_1=13.81$ min.
- Donc on fait la somme on trouve $t_1=18.82$ min

$$T_{c1} = t_1 + t_2 = 18.82 + 10 = 25.82 \text{ min}$$

Donc $Z=0.71$

- **Calcul du débit pluvial corrigé :**

$$Q_{pl.cor} = Z * Q_{pl} = 0.71 * 2.337 = 1.664 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Le débit total : } Q_t = Q_{pl.cor} = 1.664 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$I = \text{pente} = 1,6\% \text{ et } V = 4.5 \text{ m/s}$$

$$QPS = \text{débit à plein section} = 5767 \text{ l/s}$$

$$RQ = \text{rapport des débits} = \text{Calculé} / QPS = 0,29$$

$$RH = \text{rapport des hauteurs} = 36.5 \%$$

D'où la hauteur de remplissage sera de :

$$H = \text{hauteur de remplissage} = 1200 * 0,365 = 438 \text{ mm}$$

- **Hauteur d'eau allant vers le bassin :**

Pour calculer la hauteur d'eau transitée vers le bassin de décantation on doit passer au calcul de :

$$RQ = \frac{Q_{st}}{Q_{ps}} \quad \text{Et} \quad Rh = \frac{H_{st}}{D_e}$$

$$\text{On a } Q_{st} = 58.59 \text{ l/s}$$

D'après l'organigramme :

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

$$R_Q = 0,01 \quad \text{et} \quad R_h = 0,07$$

$$H_b = De. R_h = 1200 \cdot 0,07 = 84 \text{ mm}$$

$H_b = 84 \text{ mm}$ C'est trop peu (n'est pas réalisable) donc il faut créer un bassin (faire descendre la cote du fond du déversoir de 50 cm) et du coup, nous aurons une hauteur du seuil qui s'approche de 60 cm et on recommande le curage périodique du déversoir pour assurer le bon fonctionnement.

- **Hauteur de la lame déversante :**

$$H_d = (484,8 - 84) / 2 = 200,4 \text{ mm}$$

H_e : hauteur de remplissage dans la conduite amont (mm).

H_{st} : hauteur de remplissage dans la conduite aval (mm).

- **Détermination de seuil déversant :**

On applique la formule de BAZIN :

$$Q_d = \frac{2}{3} \mu L \sqrt{2g} H_d^{3/2} \quad (\text{VI.2})$$

Avec :

μ : coefficient de débit de la lame déversant qui tient compte de l'écoulement ($\mu=0,6$)

L : La longueur du déversoir (longueur de la lame déversant) exprimée en mètres

g : La pesanteur : $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

H_d : La hauteur de charge en m au-dessus du seuil du déversoir

$$Q_d = Q_t - Q_{st} = 1,664 - 0,05895 = 1,6051$$

Donc :

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q_d}{0,60 (2 \cdot g)^{0,5} (H_d)^{1,5}} \quad (\text{VI.3})$$

$$L = \frac{3}{2} \cdot \frac{1,6051}{0,6(2 \cdot 9,81)^{0,5} (0,200)^{1,5}} = 6,75 \text{ m}$$

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

Donc $L=6.75m$

VI.7 Bassins de décantation

Un bassin de décantation est spécialement conçu pour améliorer la qualité de l'eau **en éliminant les particules de sol minérales**, telles que sable fin et limon, qui peuvent être présentes en grandes quantités dans certaines eaux de forte turbidité. La séparation de ces particules se fait **en réduisant suffisamment la vitesse de l'eau** pour permettre leur dépôt.

La **vitesse de décantation** (V_s en m/s) des particules définit leur aptitude à se déposer : elle diminue lorsque la taille des particules diminue. La **vitesse horizontale critique** (V_c en m/s) joue aussi un rôle important. Il s'agit de la vitesse d'écoulement requise de l'eau pour soulever et emporter une particule qui s'est déjà déposée. Elle diminue également lorsque la taille des particules diminue. Des **valeurs types de ces vitesses** sont indiquées dans le tableau ci-dessous. [7]

Tableau VI 3 Vitesse de décantation (V_s) et vitesse horizontale critique (V_c) relatives aux particules de sol (voir l'abaque N03)

	<i>Diamètre de la particule de sol (mm)</i>										
	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	1	2	3	5	10
V_s (m/s)	0.002	0.007	0.023	0.040	0.056	0.072	0.15	0.27	0.35	0.47	0.74
V_c (m/s)	0.15	0.20	0.27	0.32	0.38	0.42	0.60	0.83	1.00	1.30	1.90

VI.7.1 Dimensionnement du bassin de décantation :

- Débit d'eau usée diluée :

$$Q_d = 58.95 \text{ l/s}$$

d'après les analyse on a :

$$\gamma_s = 1.19 \text{ t/m}^3 \text{ :densité d'eau usée}$$

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

$d = 0.08$ mm : diamètre des particules , $V_s = f(\gamma_s, d)$ de l'abaque N03 densité diamètre on obtient (voir le tableau VI 4).

$$V_s = 0.05 \text{ cm/s} = \mathbf{0.0005 \text{ m/s}}$$

– **Calcul de surface du bassin :**

$$S_o = Q_d / V_s = 0.059 / 0.0005 = 118 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } \mathbf{S_o = 118 \text{ m}^2}$$

– **Volume du bassin :**

$$V = Q_d * t_a \quad t_a = \text{temps de rétention (s)}$$

$$V = 0.059 * 2 * 3600 = 424.8 \text{ m}^3$$

$$\text{On prend } \mathbf{V = 424.8 \text{ m}^3}$$

– **Hauteur du bassin :**

$$H \leq V / S_o \quad h \leq 424.8 / 118 = 3.6 \text{ m}$$

$$\text{On prend } \quad \mathbf{h = 3.5m}$$

On a :

$$L/l = 5$$

$$L * l = 118 \Rightarrow l = 5\text{m} \text{ et } L = 23.6\text{m}$$

Longueur	Largeur	surface	volume
23.6 m	5 m	118 m ²	424.8 m ³

VI.8 Calcul des charges polluantes éliminés :

A partir de ces charges polluantes (MES=792,45 DBO5 = 461, 55) fournie par DRE de W.Jijel en calcule la charge polluant journalière :

$$\text{MES} = 792,45 \cdot 5184000 = 4108.1 \text{ kg/j}$$

$$\mathbf{\text{MES} = 4108.10 \text{ kg/j}}$$

$$\text{DBO5} = 461, 55 \cdot 5184000 = 2392,67 \text{ kg/j}$$

$$\mathbf{\text{DBO5} = 2392,67 \text{ kg/j}}$$

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

par le bassin de décantation Sachant que le bassin de décantation éliminé environ 35% de DBO5 et environ 95% de matière en suspension, les charges éliminées sont donne de :

Charge en MES = $0,95 \times 4108,1 = 3902,70 \text{ kg/j}$

Charge en DBO5 = $0,35 \times 2392,67 = 837,52 \text{ kg/j}$

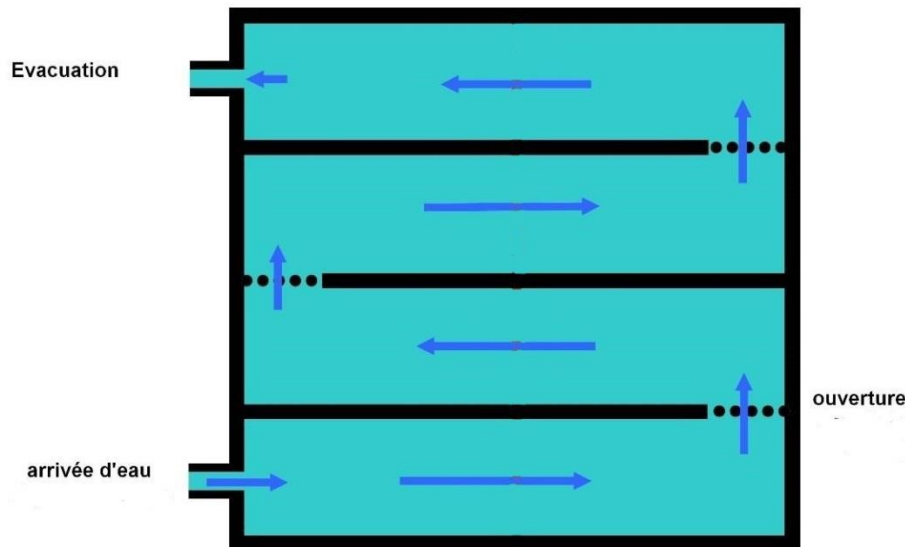


Figure VI 5 Schéma d'exemple de bassin de décantation (Eco-Terres)

VI.9 Amélioration du bassin de décantation

L'aménagement réalisé selon les indications ci-dessus peut être amélioré de la façon suivante:

- A l'entrée, faites passer l'eau sur un large bord, proche de la surface du bassin, afin de réduire au minimum les turbulences.
- Veillez à ce que l'eau s'écoule à travers le bassin de manière calme et uniforme.
- A la sortie, étalez de manière analogue le courant d'eau sur un large bord placé à proximité de la surface.

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

- Evitez de choisir un emplacement exposé aux vents latéraux, qui pourraient agiter l'eau et remettre les particules en suspension.
- A l'intérieur du bassin, ajoutez quelques déflecteurs destinés à ralentir davantage l'écoulement et à lui faire suivre un itinéraire plus long en zigzag. L'installation de ces déflecteurs permet de raccourcir d'un tiers la longueur du bassin.
- Veillez à ce que l'eau s'écoule à travers le bassin de manière calme et uniforme.[7]

Remarque : Vous devez procéder régulièrement au nettoyage du bassin de décantation en enlevant les accumulés au fond.

Conclusion

Dans ce chapitre, on a défini les différents éléments constitutifs du réseau d'assainissement, et dimensionner les ouvrages de notre projet, les regards de chute (1,3m . 1,3m), les avaloirs (46cm . 37cm) un déversoir d'orage type latial, et placer aussi le bassin décantation de (16m. 5m. 3.5m) pour diminuer la charge polluante de rejet dans l'oued de Djandjan .

Chapitre VI : Eléments constitutifs du réseau

VII. Chapitre VII Organisation de chantier

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 soit 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 « critical path 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.

VII.1 Emplacement des canalisations :

- Dans les rues de moins de 15m de largeur, les conduites sont placées en général dans l'axe de la chaussée.
- Dans les rues plus larges, la pose d'un égout sous chaque trottoir s'impose.
- Dans le système séparatif, il n'est, cependant, posé en général, qu'une seule canalisation d'eaux pluviales en fouille commune avec une des canalisations d'eaux usées.

VII.2 Exécution des travaux :

VII.2.1 Travaux de Terrassement : [1]

Les terrassements seront exécutés à l'aide d'une pelle hydraulique, il est recommandé un nivellement du fond de fouille avant la pose du lit de sable.

La largeur de la tranchée doit être en tous points suffisante pour qu'il soit aisé d'y placer les buses et les raccords, d'effectuer convenablement les remblais des canalisations, cette largeur est égale : $L=0.6+D_{ext}$

VII.3 Pose de canalisation :

Les buses en PVC à joint seront posées soigneusement sur le lit de sable.

VII.3.1 La canalisation en PVC:

VII.1.1.1 Domaine d'utilisation :

-Les tubes PVC-U sont destinés à être utilisés pour les collecteurs d'assainissement sans pression

VII.1.1.2 Exigence pour la canalisation :

Avant leur pose, les canalisations seront examinées qualitativement à l'extérieur et à l'intérieur, et leurs abouts nettoyés. Il doivent comporter le marquage conventionnel selon normes en vigueur (voir schémas ci-dessous)

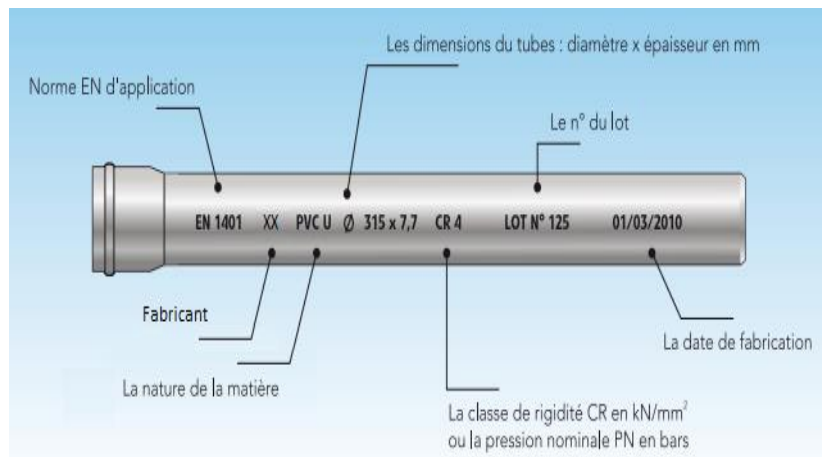


Figure VII:1 La canalisation en PVC

VII.1.1.3 Matière première :

La matière de base doit être du PVC-U, à laquelle sont ajoutés les additifs nécessaires pour faciliter la production de composants conformes aux normes en vigueur.

VII.1.1.4 Couleur :

Les tubes doivent être colorés dans la masse.

La couleur recommandée est la grise poussière (RAL 7037) ou l'orange brique.

VII.1.1.5 aspect visuel :

Les surfaces internes et externes des tubes doivent être lisses, propres, et exemptes de rayures, boursouflures, impuretés et toutes autres imperfections de surface.

VII.1.1.6 Conditionnement, transport et stockage : [1]

-Conditionnement :

La longueur effective recommandée des tubes PVC doit être égale à 3 ou 6 m.

-Stockage :

Lors du chargement des tubes PVC, il y a lieu d'éviter :

- Les manutentions brutales, les flèches importantes,
- Tout contact des tubes avec des pièces métalliques ou des blocs de maçonnerie.

Le déchargement brutal des tubes sur le sol est à proscrire.

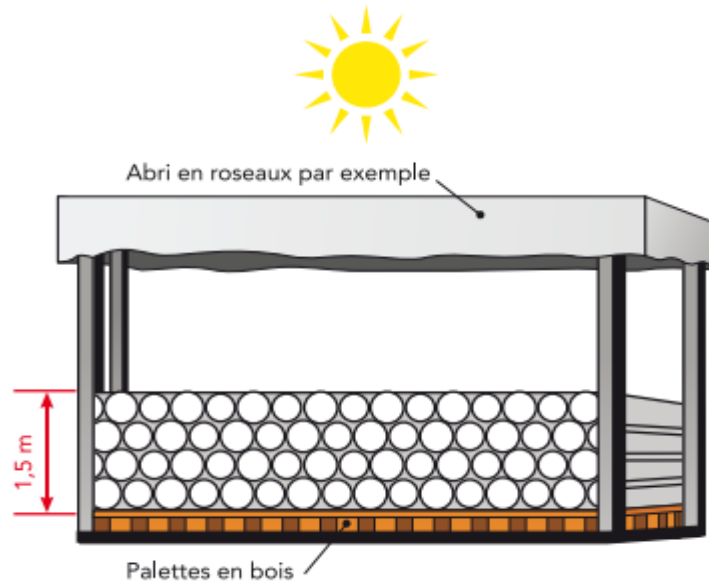


Figure VII:2 le stockage (B E H A U ;2018)

L'aire destinée à recevoir les tubes doit être nivelée et plane afin d'éviter la déformation des tubes. La hauteur de gerbage ne doit pas excéder 1.50 mètre.

En cas d'exposition prolongée au soleil, les tubes doivent être stockés à l'abri. [1]

VII.1.1.7 Emboitement :

Les joints d'étanchéité sont déposés dans l'emboiture femelle du tubes .Lorsqu'on introduit le bout male du tube dans l'emboiture, il y'aura compression du joint, ce qui va assurer l'étanchéité de la canalisation.

Il faut veiller à ce que le bout male soit introduit complètement dans l'emboiture femelle « tracer un repère correspondant à cette profondeur pour bien exécuté cette opération ».



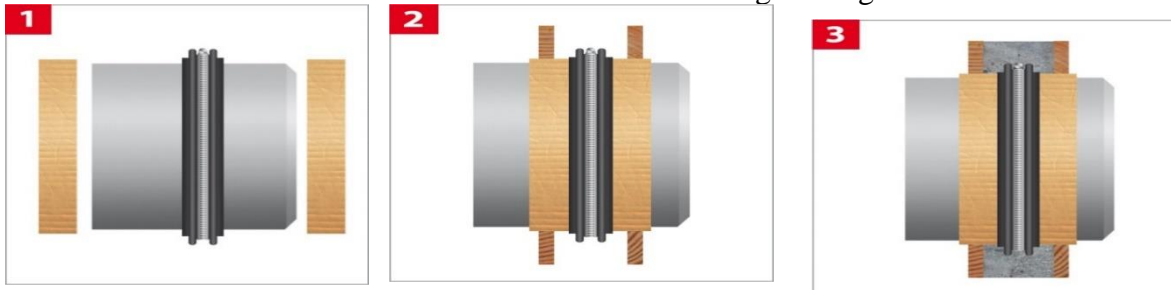
Figure VII:3 emboitement (B E H A U ;2018)

VII.1.1.8 Passage canalisation PVC- regard en béton :

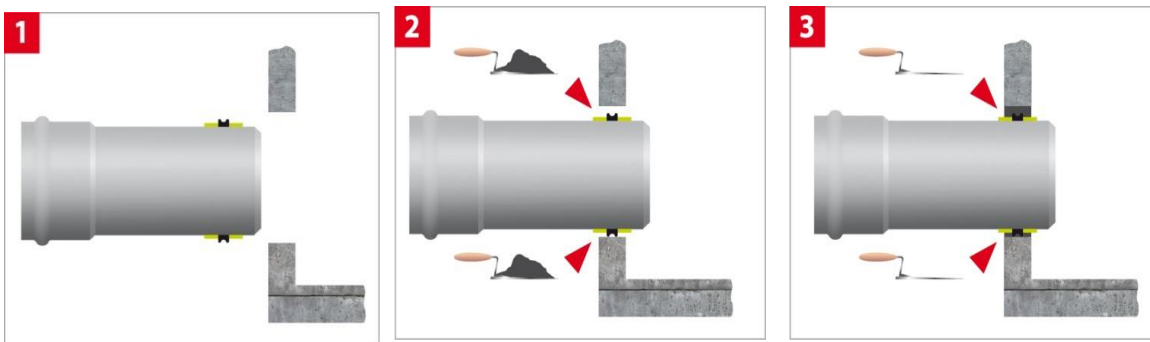
Pour assurer une bonne étanchéité entre le tube PVC et le regard en béton, il est impérative d'utiliser un joint entrée de regard qui est en EPDM avec cerflex de serrage en acier galvanisé.



Avant le coulage du regard :



Après coulage du regard :



VII.4 Pose de canalisation :

VII.4.1 Enrobage et calage :

Le remblaiement est réalisé jusqu'à une hauteur de 10cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite.

Le remblai doit être constitué du même matériau que le lit de pose, il peut être également réalisé avec les terres extraites, mais débarrassées des gros éléments. [1]

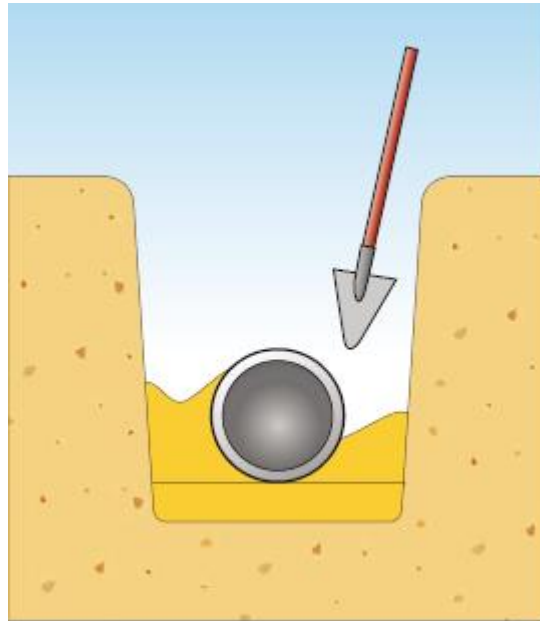


Figure VII:4 Enrobage et calage (B E H A U ;2018)

VII.4.2 Compactage :

Le compactage des remblais doit être exécuté avec une dameuse ou une dame sauteuse selon les règles de l'art.

Le compactage doit être réalisé exclusivement sur les parties latérales de la tranchée par couches de 20 à 30 cm jamais sur la conduite. [1]

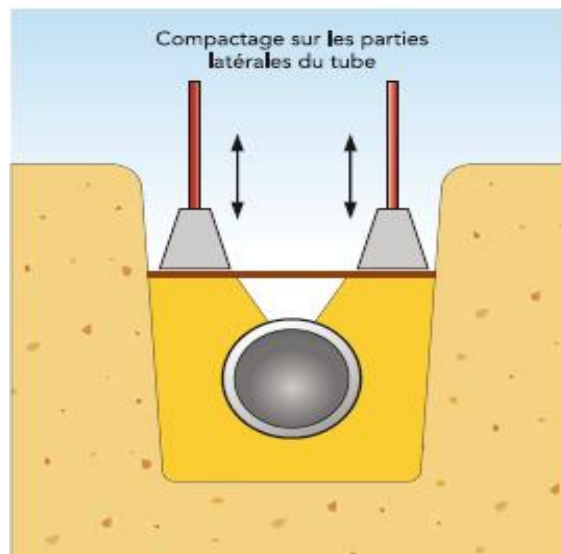


Figure VII:5 compactage (B E H A U ;2018)

VII.4.3 Grillage avertisseur :

Afin de signaler la présence des conduites PVC assainissement il y'a lieu de poser à 20 à 30 cm au-dessus de la conduite un grillage avertisseur de couleur marron conforme à la norme **EN12613**

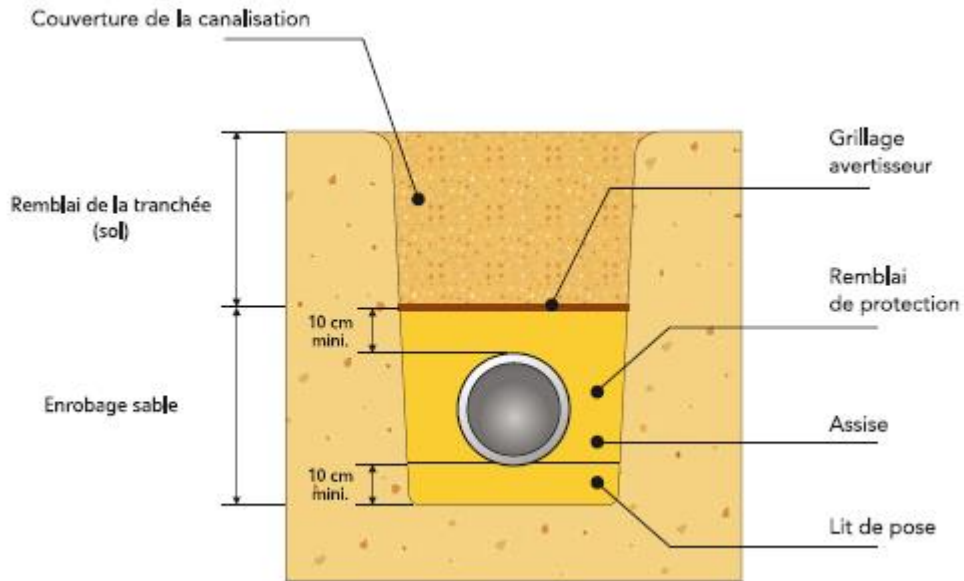


Figure VII:6 Vue général sur la tranchée (B E H A U ;2018)

VII.5 Branchement particulier :

Les branchements se font en PVC DN200 CR04 à joint, reliant une boîte de branchement en PVC diamètre 315 avec une seule entrée sortie ; un tube allonge en PVC DN315 est fixé sur la boîte pour atteindre le niveau du sol. Un couvercle (tampon de visite en fonte ductile avec joint adaptable sur le tube allonge, est scellé dans un couronnement en béton (voir photos en annexe). Cette boîte de branchement peut être liée directement au regard ou bien brancher directement sur le collecteur d'assainissement par le biais d'un raccord de piquage en PVC avec joint et sortie DN200. [1]

Schéma du branchement particulier assainissement en PVC

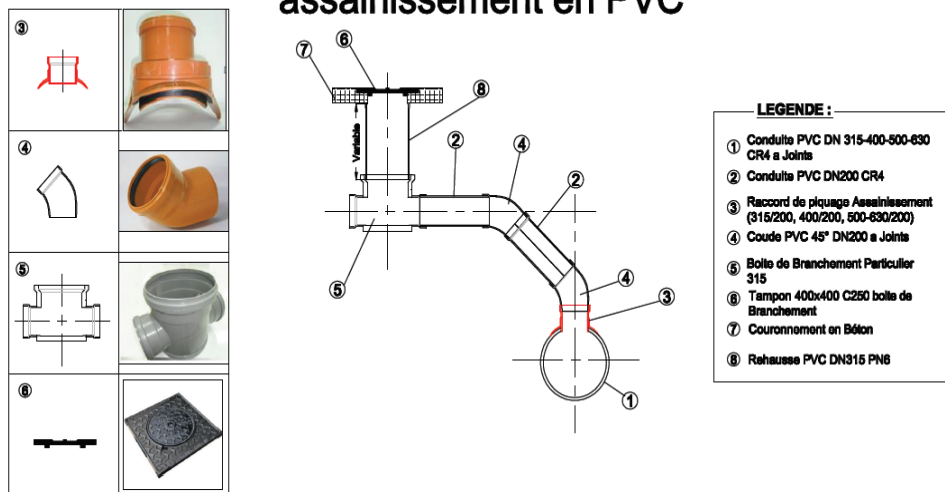


Figure VII:7 schéma du branchement particulier ASS en PVC (B E H A U ;2018)



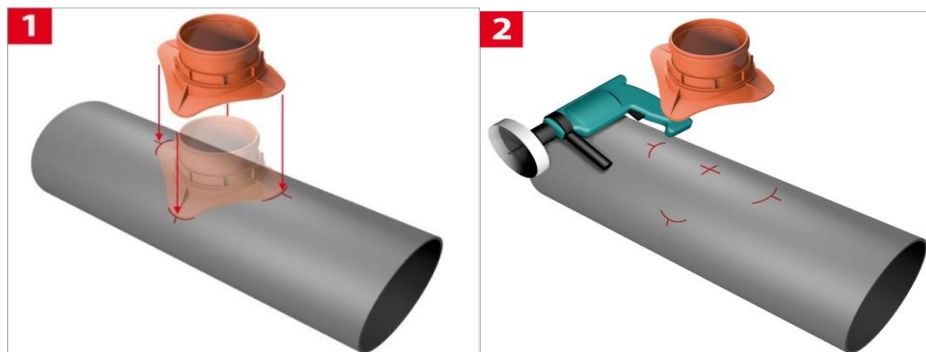
Figure VII:8 Boite de branchement en PVC diametre 315 avec entrée sortie 200 à joint(B E H A U ;2018)



Figure VII:9 Raccords de piquage en PVC sur conduite DN....., avec sortie DN200 à joint. (B E H A U ;2018)

VII.6 Montage du raccord de piquage :

Le raccord de piquage est monté après perforation du collecteur principal à l'aide d'une scie à cloche qui se place sur une simple perceuse.



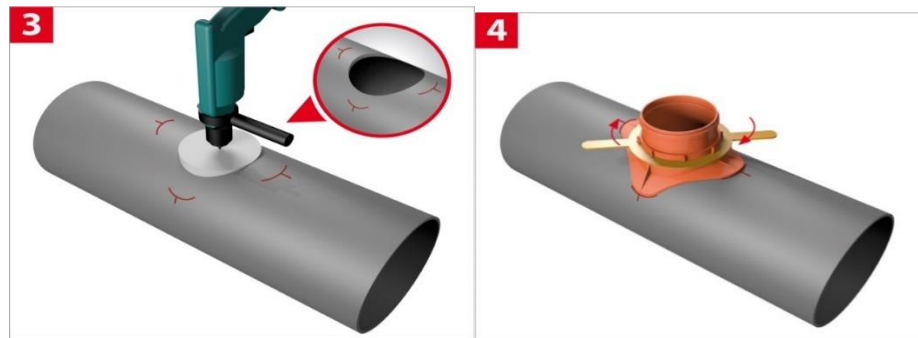


Figure VII:10 Montage du raccord de piquage (B E H A U ;2018)

VII.6.1 Confection des regards :

Les regards seront réalisés en béton armé N°03, ferrailage en doubles nappes en acier tord Ø10 mm avec espacement de 15 cm.

Les tampons des regards seront en fonte de la série lourde de dimensions 850mm ×850mm.

VII.6.2 Remise en état :

Il est recommandé de procéder à la remise en état des lieux après achèvement des travaux nettoyage et compactage le long du cheminement de pose de la canalisation.

VII.7 Essais sur les joints et les canalisations :

C'est une épreuve d'étanchéité au quelle sont soumises les conduites déjà placées au fond de la tranchée.

L'essai est réalisé avec de l'eau, de l'air, de la fumée ou un mélange d'eau et d'air.

VII.8 Essais des tuyaux préfabriqués :

➤ Essais d'étanchéité :

L'essai à l'étanchéité est obligatoire à l'usine et sur le chantier.

à l'usine : la conduite est maintenue debout, remplie d'eau, la diminution du niveau d'eau ne doit pas dépasser 2cm en 24 heures.

sur le chantier : l'un des trois essais suivants peut être envisagé.

– **l'essai à l'eau :** effectué pendant 30mn pour les faibles diamètres ; ainsi que pour les joints, la pression est augmentée jusqu'à 3 bars.

– **l'essai à la fumée :** cet essai ne peut être effectué qu'en absence de vent et que si la conduite n'est pas humide.

- **l'essai à l'air:** Sous pression de 1 bar pendant 30 minutes, et sous une pression de 0,5 bar durant 3 minutes, Pour les conduites circulaires.

VII.9 Confection des joints :

Les joints doivent être confectionnés conformément aux prescriptions des fabricants de tuyaux. A noter que, dans le cas de joints en mortier de ciment dans des canalisations dont le diamètre est supérieur à 600mm, le joint doit faire l'objet, à l'intérieur de la canalisation, d'un ragréage au mortier de ciment.

VII.10 Réalisation des regards :

Les regards sont généralement de forme carrée ; leurs dimensions varient en fonction des collecteurs, La profondeur et l'épaisseur varient d'un regard à un autre, La réalisation de ces regards s'effectue sur place avec le béton armé, On peut avoir des regards préfabriqués.

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 ;

VII.11 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.

VII.12 Remblaiement et compactage des tranchées:

Après avoir effectué la pose des canalisations dans les tranchées, un remblayage de qualité est nécessaire sur une certaine hauteur 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. [6]

Le matériau utilisé est similaire à celui mis en œuvre pour le remblayage latéral.

L'exécution d'un remblayage de qualité doit être effectuée sur une hauteur minimale de 10cm au dessus de la génératrice supérieure, L'exécution de l'assis et de l'enrobage doit être effectuée avec des matériaux purgés des éléments supérieurs à 30 mm.

VII.13 Choix des engins :

Le choix des engins est très important dans la réalisation des travaux, chaque opération à un engin qui lui convient.

A. Pour le décapage de la couche de la terre végétale :

On utilise le bulldozer ou le terrain est très difficile, Mais le meilleur engin adopter à ce type de travaux c'est bien la niveleuse.



Figure VII:11 Bulldozer (SanBarLogistique)

On distingue la niveleuse automotrice appelée motor grader et la niveleuse tractée appelée grader, le motor grader est constitué de :

- Un tracteur à quatre (04) roues ou à deux (02) prolongé vers l'avant par un long bras coudé reposant lui même à son extrémité sur un essieu à deux (02) roues directrices (train avant) commandé depuis le tracteur, toutes les roues sont inclinables sur leur essieu pour permettre à la niveleuse de se déplacer en tout terrain et en particulier dans le cas de forte pente transversale.
- Une couronne circulaire.
- Une lame (outil de travail) montée sur la couronne et par rapport à laquelle elle peut tourner ou

se déplacer dans son prolongement, c'est à dire prendre toutes les positions possibles dans le plan de la couronne, on peut donner à celle-ci une inclinaison les deux mouvements combinés celui de la lame et de la couronne permettent donc à l'outil d'occuper toutes les positions de l'espace, cette mobilité de l'outil constitue le principal avantage de la machine et lui permet d'effectuer une gamme de travaux variés. on n'utilise plus ce type d'engins [6]

A.1 Utilisation des niveleuses :

La niveleuse en plus de son travail de terrassement et de finition ces emplois sont multiples :

- Débroussaillage en terrain léger ne comportant pas des gros arbustes ou de grosses pierres.
- Décapage des terrains végétaux sur une faible épaisseur.
- Creusement ou Curage des fossés en inclinant la lame sur le côté, les terres extraites par la lame remontent le long de celle-ci et viennent se déposer en cavalier sur le bord du fossé.



Figure VII:12 Niveleuse automotrice (SanBarLogistique)

B. Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro les pelles sont des engins de terrassement qui conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- Temps de fouille.
- Temps de transport.
- Temps de déchargement.
- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins sont très répandus et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.



Figure VII:13 Pelle équipée godet rétro 8T (SanBarLogistique)

B.1 Pour le remblaiement Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteurs sur lesquels on monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur. (Bacuse loader)



Figure VII:14 Chargeur (SanBarLogistique)

C. Pour le compactage :

Les organes de manœuvre. L'engin qui convient à cette opération c'est le rouleau lisse, Il comprend :

- Un châssis.
- Des roues larges (cylindres) avec une couche d'usure d'acier au manganèse.

- Les organes de manœuvre.



Figure VII:15 compacteur (SanBarLogistique)

VII.14 Devis quantitatif et estimatif :

Afin d'avoir une idée sur le coût de réalisation de notre projet, il faut passer par le calcul du devis quantitatif et estimatif. Ce calcul consiste à déterminer les quantités de toutes les opérations effectuées sur le terrain pour la réalisation du projet, ensuite les multiplier par le prix unitaire correspondant.

Les différentes tâches effectuées par ordre chronologique sont :

- Les travaux de décapage de la couche de terre végétale.
- L'exécution des tranchées.
- La fourniture et la pose du lit de sable.
- La fourniture et la pose des buses en béton ou en béton armé.
- La construction des regards et des déversoirs d'orage en béton armé.
- Les Travaux de remblaiement de la tranchée.
- Le transport des sols excédentaires.

VII.14.1 Détermination des différents volumes :

Les différents volumes sont représentés dans le tableau VII.1:

A. Volume de la couche de terre végétale :

$$V_{cv} = H_v . L . B$$

- V_{cv} : Volume de la couche de terre végétale en (m³).
- H_v : Profondeur la couche de terre végétale (on prend $H_v = 0,1$ m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- B : Largeur de la couche de terre végétale en (m).

Volume des déblais des tranchées

:

$$V_d = B.L.H$$

- V_d : Volume des déblais des tranchées en (m^3).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- H : Profondeur de la tranchée en (m).

B. Volume du lit du sable :

- V_{ls} : Volume du lit du sable en (m^3). $V_{ls} = e.L.B$

- e : Epaisseur de la couche de sable en (m).
- B : Largeur de la couche du tronçon en (m).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).

C. Volume occupé par les conduites :

$$V_{condt} = L.\pi.D^2/4$$

- V_{cdt} : Volume occupé par les conduites en (m^3).
- L : Longueur totale de la tranchée en (m).
- D : Diamètre de la conduite en (m).

D. Volume du remblai :

$$V_r = V_{deb} - [V_{condt} + V_{cv} + V_{ls}]$$

V_r : Volume du remblai en (m^3).

E. Volume excédentaire :

$$V_{excé} = V_f - V_{remb}$$

Chapitre VII : Organisation de chantier

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m^3).

V_f : Volume du sol foisonné en (m^3).

$$\text{Tel que } V_f = V_{deb} \cdot K_f$$

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a :

$$K_f = 1,24$$

Tableau VII 1 Volumes des travaux. :

Volumes des travaux	Vdeb m^3	Vcondt m^3	Vl.s m^3	Vc.t.v m^3	Vremb m^3	Vf m^3	Vexcé m^3
Réseau d'assainissement	46127.46	3512,8	1981.7	833.3	39799.6	57198.05	17398.42

Tableau VII 2 Détermination du devis quantitatif et estimatif du projet :

N°	Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Décapage de la tranchée	m ³	833.3	150.00	124995
2	Déblai	m ³	46127.46	200.00	13838238
3	Pose du lit de sable	m ³	1981.7	1000.00	1981700
4	Remblai de la tranchée	m ³	39799.6	200.00	13929860
5	Evacuation des déblaies excédentaires	m ³	17398.42	160.00	2783747.2
B	Canalisation				
1	Canalisation en PVC				
	Φ 400	ml	2086	3 500.00	7301000
	Φ 500	ml	935	5 200.00	4862000
	Φ 630	ml	96	6 500.00	864000
2	Canalisation en béton armé				
	Φ 800	ml	60	9 000.00	540000
	Φ 1000	ml	395	12 000.00	4740000
	Φ 1200	ml	1829	20 000.00	27435000
C	Construction				
2	Exécution des déversoirs d'orage	U	1	300 000.00	300000
	Confection des regards en béton armé - section int (1,30 x 1,30) x0,15 m, ferrailage en double nappes .				
	- H < ou = 2,00 m	U	139	45000.00	6 255 000.00
	- 2,00 < H < ou = 3,00 m	U	37	65000.00	2 405 000.00
	- H > 3,00 m	U	30	85000.00	2 550 000.00

Chapitre VII : Organisation de chantier

F/pose de TVC avec arrosage et compactage	M3	180	900.00	252 000.00
démolition et remise en état de la chaussée selon normes T.P	M2	180.00	1 800.00	324 000.00
BASSIN DE DECONTATION (S=16x5,00; H= 3,50m)				
Déblai en grande masse pour l'ouvrage en terrain ordinaire.	M3	300.000	150.00	45 000.00
Tavaux de remblai en terre ordinaire.	M3	350.000	100.00	35 000.00
Confection du béton propreté , dosé à 150 kg/m3,	M3	20.000	8 000.00	160 000.00
Confection du béton armé , dosé à 400 kg/m3,	M3	45.000	25000.00	1 125 000.00
Enduit en mortier de ciment étanche dosé à 600 kg/m3 ép = 1.5 cm, réalisé en 02 couches sur parois intérieures	M2	100.00	600.00	60 000.00
Enduit en mortier de ciment ordinaire, sur parois extérieures	M2	40.00	500.00	20 000.00
F/P d'une échelle métallique, L = 4.00 ml.	U	3.00	12000.00	36 000.00
Peinture vinylique en deux couches.	M2	40.00	180.00	7 200.00
peinture ext en flink kot	M2	40.00	280.00	11 200.00
F/P capôt métallique 70cm x70cm avec cadena	U	3.00	6 000.00	18000
D	Travailleurs			
Ouvrier	mois	20	40 000.00	800000
Chef chantier	mois	1	50 000.00	50000
ingénieur	mois	1	60 000.00	60000

Chapitre VII : Organisation de chantier

	THT	92733940.2
	TVA 19%	17619448.64
	TTC	110453388.8

VII.15 Planification des travaux :

VII.15.1 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 tard ;

MT : marge totale.

Et :

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

➤ **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 :

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

- **Attribution des durées de chaque opération :**

Pour l'attribution du temps, il est nécessaire de se baser sur deux points :

- Le nombre de ressources (moyens humains et matériels) ;
- Dimensions du projet.

VII.15.2 Symboles des différentes opérations :

Les principales opérations à exécuter sont :

- A. Décapage de la couche de terre végétale.
- B. Piquetage
- C. Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- D. Aménagement du lit de pose.
- E. La mise en place des canalisations en tranchée
- F. Assemblage des tuyaux.
- G. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
- H. Remblai des tranchées.
- I. construction des regards.
- J. remblai des tranchées.
- K. travaux de finition.

Tableau VII 3 détermination des délais

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	90	35	125	35	125	0
D	20	125	145	145	165	20

Chapitre VII : Organisation de chantier

E	40	125	165	125	165	0
F	20	125	145	145	165	20
G	30	125	155	135	165	10
H	15	165	180	165	180	0
I	15	180	195	180	195	0
J	30	195	225	195	225	0
K	20	225	245	225	245	0

Le chemin critique :

A-B-C-E-H-I-J-K $\sum TR = 245 \text{ jours}$

Conclusion

On a conclu à partir de ce travail que La bonne qualité des matériaux de ces ouvrages rend le système d'assainissement plus fonctionnel. Ainsi, le choix des conduites, en tenant compte de leur disponibilité sur le marché national.

Avant le commencement de nos travaux il faut définir :

- * les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- * Le coût total du projet qui est de 110 453 388.8 DA.
- * Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.
- * La durée estimative de projet qui est 245 jours.

VIII. Chapitre VIII

Gestion et entretien de projet

INTRODUCTION

A l'achèvement du dimensionnement de réseau et les ouvrages, on rencontre souvent des problèmes de fonctionnement de ce réseau, surtout après une longue période, c'est pourquoi une étude doit être faite dans la gestion et l'entretien de ces réseaux.

Pour une meilleure exploitation et gestion des réseaux d'assainissement il faut rechercher l'approche qui tient compte de la pérennité des ouvrages et l'entretien courant des réseaux.

VIII.1 PRINCIPE DE GESTION DES RÉSEAUX

La gestion d'un réseau d'assainissement a pour principal objet d'assurer :

- La pérennité des ouvrages, par des opérations de conservation ;
- L'entretien courant des réseaux et des organes mécaniques par les interventions de nettoyage, dépannage et de maintenance.
- L'exploitation par la régulation des débits : collecte-transfert-traitement.

VIII.2 Surveillance du réseau d'assainissement :

Le système de surveillance nécessite une connaissance basé sur des résultats recherchés et des caractéristiques du réseau :

- **Caractéristiques géographiques et géométriques**
 - Pour les réseaux : Situation en plan, type ou section, côtes de sol et du fil d'eau, pentes etc....
 - Pour les bassins : surface, coefficient de ruissellement, pente moyenne.
- **Caractéristiques hydrauliques :**
 - Pluviométrie ;
 - Consommation d'eau ;
 - Débit entrant dans le réseau.

VIII.3 La pérennité des ouvrages

Les réseaux d'assainissement sont comparables à toutes les autres infrastructures (électricité, gaz, eau potable) du patrimoine d'une cité ; ils nécessitent des coûts d'investissement importants, car ils sont très coûteux et difficiles à réaliser sous des espaces de plus en plus encombrés par les réseaux divers.

Chapitre VIII : Gestion et entretien de projet

Par conséquent, les améliorations et les réparations périodiques sont indispensables, pour augmenter la durée de vie d'un réseau d'une installation.

VIII.4 L'entretien du réseau

Le réseau d'assainissement demande un entretien quotidien pour un bon fonctionnement, à savoir :

- Le curage des réseaux ;
- L'évacuation des déchets ;
- La révision des organes mécaniques.

Le premier souci est de déterminer quels sont les opérations d'entretien et les coûts qu'elles engendrent.

Il faut toutefois définir le minimum d'interventions en dessous duquel on ne doit pas descendre sans altérer la qualité du service, en particulier :

- Le nettoyage et l'entretien préventif des ouvrages ;
- Les contrôles et manœuvres des appareillages : vannes, pompes... ;
- Les relevés de mesures hydrauliques et de la pollution.

VIII.5 OUTILS DE GESTION

Les dispositions et les outils permettent de mieux gérer s'intègrent dans la méthodologie 'ensemble relative à :

- La durée de vie des ouvrages ;
- L'entretien préventif et la maintenance ;
- L'exploitation fonctionnelle.

Les outils proposés s'appuient sur la modélisation du système hydraulique, et la décomposition en éléments topologiques (nœuds, tronçons, branche, ...) constituent les supports d'informations indispensables à la gestion.

Sa mise en œuvre se résume à :

- L'archivage des données du réseau ; on peut résulter les informations structurées sous forme de plans, de schémas...
- L'inventaire de l'occupation des sols et les projets de développement à différents horizons.
- Le dépouillement des données hydrologiques, pour connaître la durée de l'averse pour résulter la charge polluante.

La pollution des eaux pluviales dépend des facteurs suivants :

- La durée de la période de temps sec qui précède un type d'événements pluviaux;
- L'intensité de la précipitation et les orages précédant.

VIII.6 TECHNIQUES D'EXPLOITATION DES RESEAUX

Les réseaux d'eau pluviale nécessitent un curage périodique, pour qu'ils soient protégés des dépôts, car le dépôt des matières en suspension, surtout, le sable qui est l'ennemi premier de ces réseaux. Le curage est un moyen de chasser ces derniers.

VIII.6.1 Méthodes de curage

Le tringlage manuel ou mécanique [3]

Le plus simple consiste à déplacer entre deux regards un appareil (curette, boule de curage, vrille ou hérisson) tiré ou poussé par des cannes ou des câbles métalliques.

Ces appareils sont manœuvrés à la main, au moyen d'une manivelle ou de treuils mécaniques.

VIII.6.1.1 Le curage par boule

Ce procédé est utilisé pour le curage de grands émissaires non visitables constamment en charge. Une boule en bois dur, d'un diamètre légèrement inférieur au diamètre de la canalisation à curer, sous la pression du courant se déplace vers l'aval et entraîne les dépôts vers le regard ; à partir de cet ouvrage,

on retire les boues.

VIII.6.1.2 Les cureuses hydrodynamiques

Les méthodes d'entretien mécanisé ont été élaborées depuis plusieurs décennies en vue :

- D'améliorer considérablement l'efficacité de l'entretien et le rendement en mécanisant les travaux.
- D'éviter que le personnel descende dans les regards et soit en contact avec les boues à extraire .
- D'éviter que les matières extraites ne souillent les chaussées et propagent des nuisances.

Le travail de curage s'effectue de l'aval vers l'amont. L'entraînement de boues se fait jusqu'au regard aval et, après son obturation, les boues sont aspirées à l'aide d'une aspiratrice. L'efficacité du jet est inversement proportionnelle au diamètre du collecteur, les canalisations sont nettoyées jusqu'à 0,80 m de diamètre.

Une équipe peut curer par jour plusieurs centaines de mètres (500m environ), sous réserve que les réseaux soient périodiquement entretenus. En réseau séparatif, la vitesse de travail est particulièrement élevée du fait du faible diamètre des canalisations et de la nature des dépôts.

VIII.6.1.3 Les aspiratrices

Les aspiratrices de boues sont des véhicules spéciaux complémentaires des cureuses hydrodynamiques. Elles sont équipées d'une cuve à boues à 15 m³. Cette cuve est mise en dépression par pompe à air aspirant 200 à 500 m³ /h sous pression de 0.7 bar.

Les boues sont aspirées par un tuyau suspendu à une potence articulée, le travail peut s'exécuter malgré le stationnement des véhicules sur la voirie, quand il n'y a pas de solidification excessive des boues.

Il faut noter qu'un entretien curatif d'un réseau en état nécessite, un curage - rinçage en urgence, pour assurer l'écoulement normal des eaux et qu'un entretien préventif demande simplement un curage –

rinçage une fois par ans.

VIII.6.2 La ventilation des réseaux

La présence de l'air dans les réseaux et ouvrages est la meilleure garantie contre la fermentation putride des matières dont les eaux sont chargées. Par une inspection régulière, chaque trimestre, il faut veiller à ce que :

- Les tampons de regards sont munis d'orifices non obstrués .
- Les bouches sous chaussées sont nettoyées .
- Les tuyaux de chute et de descente des immeubles ont une ventilation primaire à l'air libre.

VIII.7 L'entretien des bouches d'engouffrement

Le curage des bouches d'engouffrement doit avoir un caractère systématique et préventif.

Les périodes d'intervention sont fonction des conditions locales. Un aspirateur à boue permet la vidange de 60 à 100 bouches par jour respectivement en un ou deux postes, de manière à utiliser au mieux le matériel spécialisé.

VIII.7.1 Programme périodique d'entretien

Dans tous les domaines, il vaut mieux prévenir que guérir. Cela conduit naturellement le gestionnaire à établir un véritable programme d'entretien se rapportant à l'ensemble des équipements, en s'accrochant sur les pièces les plus vulnérables (déversoirs, tronçons de conduites ou les vitesses d'eau peuvent engendrer des dépôts).

VIII.8 Les travaux spécifiques et les moyens d'exploitation

Ils sont relatifs aux réseaux d'assainissement et se rapportent à :

- La détection des eaux parasites
- La détection des fuites
- Enlèvement des dépôts
- Entretien du réseau non visitable
- Entretien des joints
- Travaux spécifiques
- Leur réhabilitation .

VIII.8.1 Enlèvement des dépôts :

L'ennemi premier des réseaux d'assainissement est le dépôt des matières en suspension, surtout, le sable. Le curage peut se faire automatiquement par des regards de chasse, mais ces derniers ont montré leur limite d'utilisation, donc il vaut mieux prévoir des chasses hydrodynamique ou faire un curage manuel.

VIII.8.2 Détection des fuites :

Les causes principales des fuites sont :

- Les fissures au niveau des collecteurs ou au niveau des regards.
- Les joints qui ne remplissent plus leur rôle.

Détection des eaux parasites :

Les eaux parasites proviennent des nappes ou du réseau d'alimentation en eaux potable, la détection se fait la nuit. On reconnaît les eaux parasites par leur clarté. Pour cette opération on utilise le PERISCOPE (caméra) cette dernière ne détecte pas tout objet dépassant 30m (distance entre regards max 30m) ainsi que dans le changement de direction (virage). [3]

VIII.8.3 Entretien des joints :

Les ouvrages (canalisation) peuvent présenter des défauts d'étanchéité et même des ruptures dues aux mouvements du sol. Les défauts généralement se manifestent au niveau des joints. L'entretien consiste à réparer les joints en mauvais état, supprimer les intrusions des racines, réparer les sections corrodées par des déversements chimiques, procéder à l'étanchement des conduites, tant pour les eaux provenant de l'extérieur que de l'intérieur des égouts.

VIII.8.4 Entretien du réseau non visitables :

Le diagnostic des désordres constatés sur les canalisations non visitables est extrêmement difficile.

Il est pratiquement impossible d'avoir une vue directe pour examen par source lumineuse et miroir, sur un tronçon de canalisation entre deux regards espacés de 40 à 50 mètres, lorsque le diamètre est inférieur à 600 millimètres ou lorsqu'une anomalie est décelée au passage d'un engin de curage. On ne peut pas savoir s'il s'agit d'un joint dégradé, ou fissurer, d'un branchement particulier en saillie, d'un dépôt incrustant ou d'un corps étranger. L'inspection des égouts non visitables est possible par l'utilisation des circuits fermés de télévision. Le principe de cette technique est : une caméra tractée par un câble initialement passé entre deux regards de visite donne de l'intérieur de la canalisation visitée une image visible sur l'écran du téléviseur. [3]

VIII.8.5 Travaux spécifiques :

1. Désodorisation

Le réseau d'égouts est un milieu favorable à la formation de bactéries qui dégagent des mauvaises odeurs, pour y remédier il faut bien aérer le réseau ou injecter de l'oxygène liquide

2. Lutte contre la corrosion de l'H₂S

Comme les conduites de notre réseau sont en béton qu'est un matériau plus sensible à l'attaque de l'acide sulfurique, il faut empêcher la formation de ce dernier par des moyens hydrauliques ou chimiques.

VIII.8.6 Réhabilitation des réseaux

Un réseau d'assainissement est considéré comme inexploitable lorsque les préjudices qu'il cause au milieu naturel ou aux citadins ne sont plus tolérables, dans un tel cas on a deux choix : soit le réparer ou le changer. Le remplacement d'un réseau d'assainissement s'avère très coûteux et les travaux de réalisation causent beaucoup plus de désagrément que lors de la réparation. Les travaux de réhabilitation que peut entreprendre le gestionnaire sont le rétablissement d'un ouvrage détérioré, afin de remplir à nouveau et dans les conditions normales d'usage ses fonctions initiales. [4]

Techniques de réhabilitation

1. Le fraisage des obstacles intérieurs

C'est une opération destinée à l'élimination des racines d'arbres qui s'introduisent par les joints, l'opération est effectuée par une brosse circulaire dure qu'est actionnée par un mouvement de rotation autour d'un axe horizontal.

2. Le tubage intérieur

Cette technique est adoptée pour les conduites ayant un diamètre de 1000 mm ou plus. Son principe consiste à placer des tuyaux à l'intérieur de la canalisation. L'assemblage se fait par collage, par emboîtement, par joint caoutchouc.

3. Le gainage intérieur

Ce procédé est utilisé pour les conduites de diamètre allant de 200 à 1000 mm, avant la mise en place de la gaine, une inspection de la canalisation est effectuée par une caméra TV. A l'intérieur de la conduite est placée une gaine qu'on gonfle avec de l'air sous pression (de 0,1 à 0,5 bar) .

4. Technique d'injection de produits colmatant

Cette technique est utilisée pour les conduites de gros diamètres, elle consiste à projeter par centrifugation une couche de mortier de ciment ou résine qui se stabilise à l'état de gel ce qui permet d'obturer tout trou ou fissure ; L'étanchement des joints peut être obtenu de l'intérieur par injection de résine, mais aussi à partir de la surface pour combler les vides.

Avantage :	Inconvénients :
<ul style="list-style-type: none">- Introduire du matériel par des regards ;- Possibilité de vérifier l'étanchéité du joint- Mise en œuvre compatible avec des infiltrations limitées ;- Mise en œuvre rapide et possible même en présence d'écoulement.	<ul style="list-style-type: none">- Équipement sophistiqué ;- Réhabilitation souvent peu structurante et locale- Peu utilisable sur PVC et polyéthylène- Traitement difficile à proximité des regards.

VIII.8.7 Technique de chemisage extérieur

L'opération est appliquée pour les canalisations traversant des terrains marécageux, ou des sols agressifs. Elle consiste à enrober la canalisation d'une gaine étanche et qui résiste aux attaques chimiques, la gaine est ensuite entourée par une couche de sable pour faciliter le drainage des eaux qui se stagnent autour de la conduite. [4]

- **Méthode par inversion**

Cette méthode consiste à introduire par retournement une gaine imprégnée de résine à partir d'un regard de visite. La masse de la colonne d'eau ou la pression d'air chaud assurent à la fois l'avancement de la gaine, son plaquage contre l'ancienne paroi et la polymérisation de la résine.

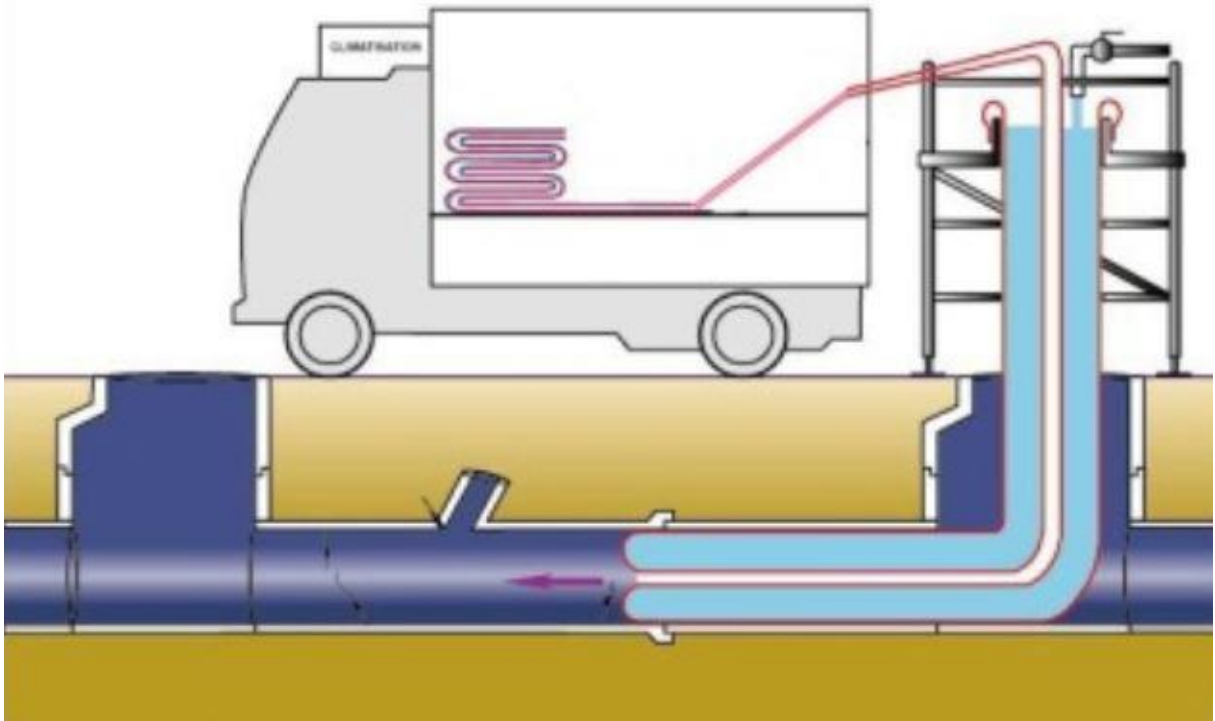


Figure VIII 1 Gainage de canalisation. (Siarnc.fr)

- **Méthode par tractage**

La mise en place de la gaine se fait à l'aide d'un treuil qui tracte la gaine à partir du regard suivant. La mise en pression est ensuite réalisée pendant la durée de réalisation.

Chapitre VIII Gestion et entretien de projet

Avantage	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none">- Pas de fouille ;- Applicable à une gamme variée de cas- Rénovation structurante sans réduction importante de diamètre ;- Bonne résistance des matériaux ;- Mise hors d'eau nécessaire.	<ul style="list-style-type: none">- Reproduction des défauts dans l'ancienne canalisation ;- Reprise de pathologie pas très importante ;- Mise hors d'eau nécessaire.

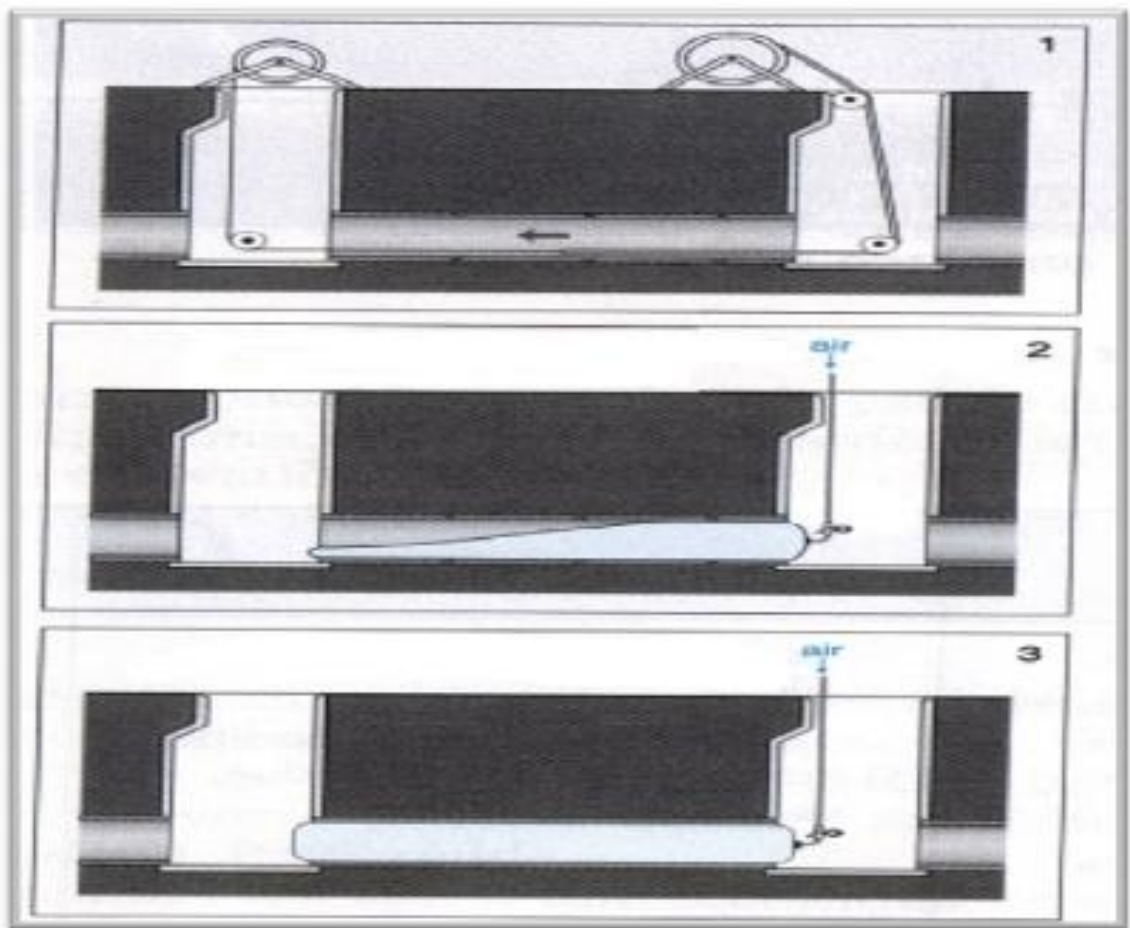


Figure VIII 2 Gainage par tractage.(siarnc.fr)

Chapitre VIII Gestion et entretien de projet

- **Technique de tubage**

Cette technique consiste à mettre en place une nouvelle canalisation dans le tuyau par tractage ou poussage d'éléments assemblés

Avantage :	Inconvénients :
<ul style="list-style-type: none">- La mise en place est rapide.- La mise hors de l'eau n'est pas toujours nécessaire.	<ul style="list-style-type: none">- Réduction de la section et de la qualité de l'écoulement- La présence de branchement limité l'intérêt de l'opération.

Chapitre VIII Gestion et entretien de projet

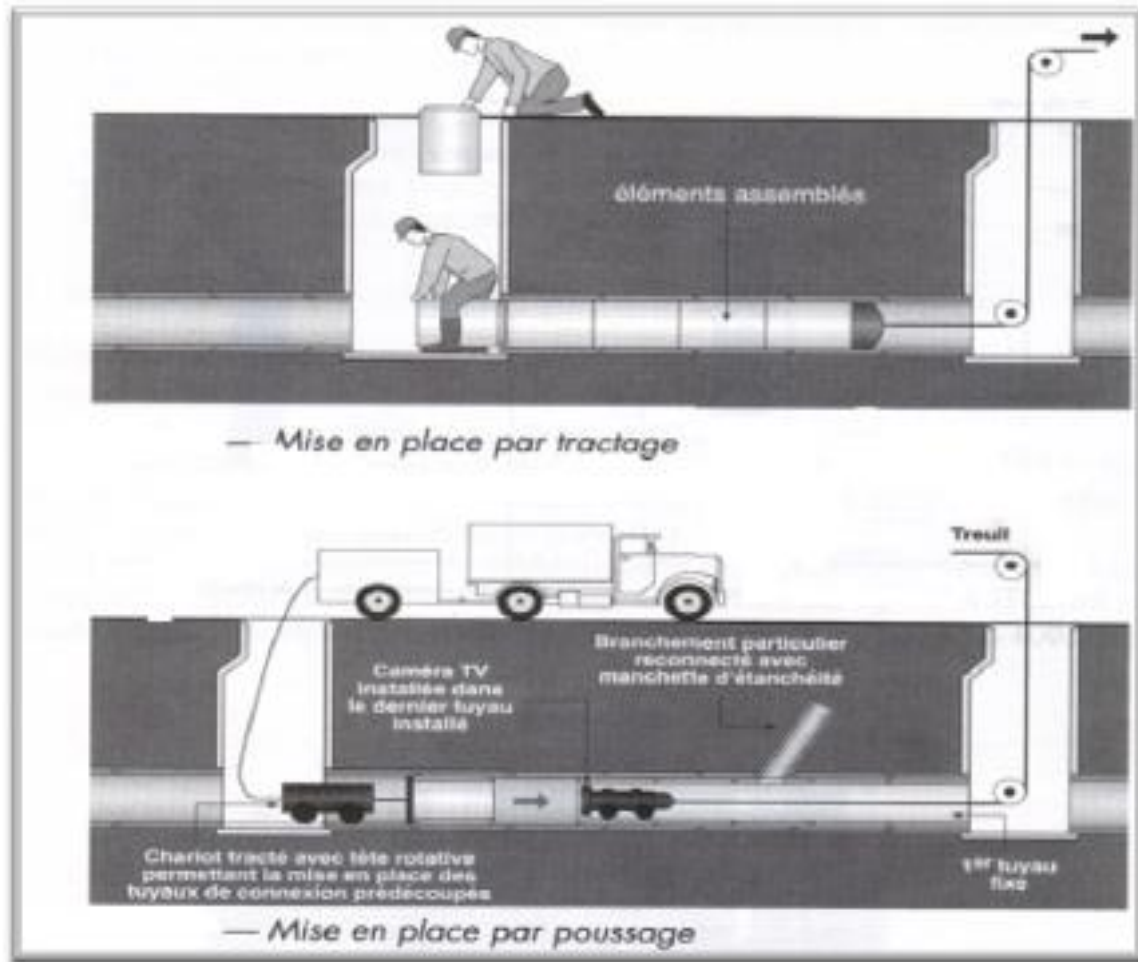


Figure VIII 3 Technique de tubage.(siarnc.fr)

VIII.9 Gestion informatique du réseau :

Pour une bonne gestion il n'y a pas mieux qu'une gestion informatisée, par les Systèmes d'Informations Géographiques (SIG), mais pour pouvoir la faire il faut une connaissance totale du réseau et son comportement dans différentes situation (temps sec et temps de pluie). La première chose à faire est d'entreprendre une campagne de mesure pour créer une banque de données qui servira de référence aux événements futurs, ainsi détecter chaque fonctionnement anormal du réseau. Pour perfectionner ce système on peut placer des capteurs de plusieurs paramètres (débit, vitesse,... etc.), au niveau des points les plus sensibles du réseau, qui seront connectés à des commandes automatique ou semi-automatique à distance 'GPS' (Global Positionning System). [3]

Chapitre VIII Gestion et entretien de projet

CONCLUSION

Dans la wilaya de Jijel la gestion des réseaux d'assainissement est presque inexistante, on procède uniquement à la maintenance curative qui concerne toutes les opérations nécessaires pour remettre en état un ouvrage, faute de quoi les canalisations s'engorgent ou se dégradent, les matériels se détériorent rapidement et leur remise en état nécessaire au bon fonctionnement devient de plus en plus coûteuse.

Conclusion générale :

Par le biais de notre étude, nous avons essayé de consolider et de mettre en pratique toutes les connaissances théoriques acquises en matière d'hydraulique urbaine notamment en assainissement.

Les différents chapitres présentés dans cette étude montrent en principe que le projet d'assainissement de la zone d'étude (Cherrafa) nécessite comme des informations détaillées sur les caractéristiques de la zone (topographie, clima, démographie, géologie) qui nous a permis de déterminer par l'étude hydrologie, la pluie maxj pour T=10 ans et l'intensité moyenne maximale des précipitations par la loi de GUV et par la suite on a projeté un réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales de longueur total de 5960 m avec des diamètres déférents 300 mm à 1200 mm. et avant ça nous avons choisi un système unitaire avec un schéma à collecteur transversal ou oblique.

Pour les éléments du réseau d'égout, on a projeté des déversoirs d'orage, et des regards de jonction, les regards de chute et le bassin de décantation.

D'après l'étude d'organisation de chantier nous avons trouvé le coût total du projet qui est de 110 353 388.8 DA. et la durée de réalisation du projet est de 8 mois.

A la fin, on peut conclure que tout ce que nous avons fait doit être suivi d'une bonne gestion et l'entretien de toutes les ouvrages, notamment les plus importantes comme le déversoir d'orage et le bassin de décantation qui il faut nettoiera périodiquement pour assurer leur bon fonctionnement le plus longtemps possible.

Bibliographie

- [1] Bureau d'Etudes Hydrauliques et Aménagement urbain, B E H A U ;2018 ;Jijel
- [2] SALAH.B ; Assainissement des eaux usées et pluviales des agglomérations ; Edition 1993 (ENSH) ; Blida.
- [3] REGIS, B, 2008 « les réseaux d'assainissement », Paris.
- [4] BECHIR SELMI, MARC SATIN, REGIS BOURRIER, 2010 «Guide technique de l'assainissement », Paris
- [5] GOMELLA, C, GUERREE, H., 1986 « Guide d'assainissement dans les agglomérations urbaines et rurales (tome 1), Eyrolles, Paris.
- [6] BOURAI. S , Mémoire de fin d'études d'assainissement, Diagnostic du réseau d'assainissement de la ville de FOUKA (W.TIPAZA) ENSH 2005.
- [7] Ouvrages de protection contre les crues ;FAO;(avril 2012)
- [8] -TOUAIBIA,B/ «Cours d'hydrologie » 4année / ENSH 2010

Annexe N1 : la série pluviométrique (1982-2016)

Années	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Pj max
1982-83	14.4	88.2	13.8	2.8	26.8	108.6	18.5	41.6	9	18.1	12.2	0.3	108.6
1983-84	68	54.9	32.8	32	22.6	0	27.2	36.2	36.2	5.4	0	0	68
1984-85	0.7	25.8	23.1	42.4	54.6	32.2	16.5	40.2	22.6	0.9	0	5.6	54.6
1985-86	20	11.8	48.4	28.5	33.9	55.6	22.3	18.5	3.4	4.5	10.2	3.3	55.6
1986-87	20.9	19.5	23	37.5	52.5	36	12.7	10.5	26.9	5.7	1.5	0.3	52.5
1987-88	25.3	13	40	19.1	24.6	46.5	8.2	30	9.4	8.5	0	0	46.5
1988-89	71.3	0.8	39.2	39.5	52.5	50.1	27.7	25.5	2.5	3	2	12.3	71.3
1989-90	16.7	14.2	49.4	26.3	17	30.2	36.1	34.5	26.8	1.2	3.5	3.2	49.4
1990-91	2.5	20.2	40.4	99.5	31	25.1	26.8	6.1	13	2.5	0	0.7	99.5
1991-92	19.6	88.7	37.6	15.5	35.1	18.5	43.1	34.5	53.6	21.3	2.3	0	88.7
1992-93	3.6	48.2	18.2	62.7	18.7	33.5	17.2	23.3	34.9	1.9	0	0	62.7
1993-94	18.2	36	41.3	64.2	35.5	28.6	30.2	28.4	7.2	0	0	0	64.2
1994-95	32.7	34.7	2.6	68.7	37.4	16.3	27.3	16.5	3.6	5	0	11.7	68.7
1995-96	24.2	70.4	22.5	26.5	47.2	72.3	33.2	23.4	14.6	29	7	5.5	72.3
1996-97	8.3	45.5	37.8	61.5	14	9.1	12.6	37	6	11.1	0	3	61.5
1997-98	52.7	19.3	27.2	19.5	14.8	48.7	29	60	24.5	1	0	22	60
1998-99	26.5	36.4	46.2	53.2	41.5	25	20	23.2	2.5	3	1.8	3	53.2
1999-00	12	9.5	52.4	41.6	20.2	16	11.6	8	37.5	4.2	1.2	0.2	52.4
2000-01	4	69	45.4	39.1	49.6	17.8	11.7	34.6	35.7	0	0	2.9	69
2001-02	11.7	0.3	42.7	60.1	37.3	23.4	17.7	26.5	5.3	0.3	5.4	8.6	60.1
2002-03	19.2	33.5	59.5	85	66.4	19.3	22.5	36.5	21.5	0.5	1.5	0.3	85
2003-04	24.5	26	28	31.5	32.5	33	21	42	39.5	13.5	0.5	6	42
2004-05	17.5	35	87.5	28.5	56	36.5	26	30.5	4	0	0.5	5	87.5
2005-06	12.5	5	80.5	36.5	41.5	37	15	12.5	18	1	0	30	80.5
2006-07	13.5	37.5	17.5	131	3.5	40.5	52	24	7	26	4	1	131
2007-08	49.5	20	44.5	42.5	24	15	60	24	61	3.5	0	0	61
2008-09	20.5	14	52.5	51.7	67.9	19.2	39.2	47.2	8.4	0	0	4.6	67.9
2009-10	58	24.6	49.7	27.2	45.8	24.2	32.3	12.9	38.8	26	0.4	0.7	58
2010-11	20.2	60	54	69.5	24.4	32.2	78.2	25.6	8	6.6	3.2	0	78.2
2011-12	9.3	46.9	105.1	35.3	36.2	99.6	27.3	55.2	8.3	0	0	15.2	105.1
2012-13	68	24.6	49.7	27.2	45.8	24.2	32.3	12.9	38.8	26	0.4	0.7	68
2013-14	14.4	88.2	13.8	42.2	35.7	108.6	18.5	41.6	9	18.1	9.9	0	108.6
2014-15	9.3	90.8	16.9	21.3	27.9	58.6	34.3	63.7	1.5	0	4.9	7.2	90.8
2015-16	20	105	110.5	51.6	65	97.5	62.3	77.5	5	0	0	0	110.5

Annexe N2 : Test de la Médiane

Pj max	signe
108,6	+
68	-
54,6	-
55,6	-
52,5	-
46,5	-
71,3	+
49,4	-
99,5	+
88,7	+
62,7	-
64,2	-
68,7	+
72,3	+
61,5	-
60	-
53,2	-
52,4	-
69	+
60,1	-
85	+
42	-
87,5	+
80,5	+
131	+
61	-
67,9	-
58	-
78,2	+
105,1	+
68	+
108,6	+
90,8	+
110,5	+

Annexe N 3 : Les tableaux de calcul hydraulique

Trancon	Cam (m)	Cav (m)	Cram (m)	Crav (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(m)	Vmin (m/s)	Autocurage
R0 - R1	88.74	87.26	88.04	86.16	34	0.0553	0.55	405.7	500	4.33	0.850	0.65	1.062	0.58	4.60	0.290	0.779	verifie
R1 - R2	87.26	86.75	86.56	85.65	20	0.0455	0.55	392.5	500	5.33	1.047	0.53	1.015	0.51	4.71	0.256	0.960	verifie
R2 - R3	86.75	85.17	86.05	84.07	25	0.0792	0.55	412.3	500	4.68	0.918	0.60	1.048	0.55	4.90	0.277	0.842	verifie
R3 - R4	85.17	83.79	84.47	82.69	20	0.0890	0.55	419.3	500	4.47	0.878	0.63	1.057	0.57	4.73	0.284	0.805	verifie
R4 - R5	83.79	83.14	83.09	82.04	35	0.0300	0.56	427.3	500	4.33	0.850	0.66	1.065	0.59	4.61	0.294	0.779	verifie
R5 - R6	83.14	82.21	82.44	81.11	35	0.0380	0.56	415.1	500	4.68	0.918	0.61	1.052	0.56	4.92	0.280	0.842	verifie
R6 - R7	82.21	81.86	81.51	80.76	35	0.0214	0.7	514.8	1000	5.23	4.104	0.17	0.736	0.28	3.85	0.279	0.941	verifie
R7 - R8	81.86	79.71	81.16	78.61	40	0.0637	0.7	469.5	1000	6.68	5.245	0.13	0.682	0.25	4.56	0.247	1.203	verifie
R8 - R9	79.71	79.42	79.01	78.32	40	0.0172	0.7	536.2	1000	4.69	3.682	0.19	0.764	0.29	3.58	0.294	0.844	verifie
R9 - EP 1 - R0	79.42	77.89	78.72	76.79	40	0.0482	0.91	540.2	1000	5.98	4.692	0.19	0.769	0.30	4.60	0.297	1.076	verifie
EP 1 - R0 - R10	77.89	77.03	77.19	75.93	25	0.0503	0.97	565.2	1000	5.65	4.433	0.22	0.802	0.32	4.53	0.315	1.017	verifie
R10 - R11	77.03	76.14	76.33	75.04	35	0.0369	0.97	565.2	1000	5.65	4.433	0.22	0.802	0.32	4.53	0.315	3.905	verifie
R11 - R12	76.14	75.62	75.44	74.52	35	0.0263	0.97	546.2	1000	6.19	4.856	0.20	0.777	0.30	4.81	0.301	1.114	verifie
R12 - R13	75.62	76.35	74.92	75.25	35	0.0025	0.97	870.4	1000	1.79	1.402	0.69	1.074	0.61	1.92	0.608	0.321	verifie
R13 - R14	76.35	77	75.65	75.9	35	0.0025	0.97	870.4	1000	1.79	1.402	0.69	1.074	0.61	1.92	0.608	0.321	verifie
R14 - R15	77	74.74	76.3	73.64	35	0.0760	0.97	546.2	1000	6.19	4.856	0.20	0.777	0.30	4.81	0.301	1.114	verifie
R15 - R16	74.74	74.44	74.04	73.34	22	0.0318	0.97	540.2	1000	6.37	5.001	0.19	0.769	0.30	4.90	0.297	1.147	verifie
R16 - R17	74.44	74.33	73.74	73.23	17	0.0300	1.692	726.1	1000	5.05	3.965	0.43	0.954	0.46	4.82	0.457	0.909	verifie
R17 - R18	74.33	73.63	73.23	71.43	35	0.0514	1.982	770.4	1200	5.70	6.448	0.31	0.883	0.38	4.04	0.454	1.027	verifie
R18 - R19	73.63	73.3	72.93	72.3	35	0.0180	1.982	785.8	1200	5.41	6.117	0.32	0.894	0.39	4.84	0.468	0.974	verifie
R19 - R20	73.3	74.29	72.3	72.79	40	0.0020	1.982	1186.4	1200	1.80	2.039	0.97	1.140	0.78	2.06	0.942	0.325	verifie
R20 - R21	74.29	76.55	72.29	73.85	28	0.0020	1.982	1186.4	1200	1.80	2.039	0.97	1.140	0.78	2.06	0.942	0.325	verifie
R21 - R22	76.55	80.02	75.55	78.02	28	0.0020	1.982	1186.4	1200	1.80	2.039	0.97	1.140	0.78	2.06	0.942	0.325	verifie
R22 - R23	80.02	81.41	78.02	79.01	30	0.0020	1.982	1186.4	1200	1.80	2.039	0.97	1.140	0.78	2.06	0.942	0.325	verifie

Trancon	Cam (m)	Cav (m)	Cram (m)	Crav (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(m)	Vmin (m/s)	Autocurage
R23 - R24	81.41	81.36	79.01	78.56	35	0.0129	1.982	837.0	1200	4.57	5.170	0.38	0.928	0.43	4.24	0.516	0.823	vérifie
R24 - R25	81.36	80.13	80.66	77.83	30	0.0943	1.982	830.5	1200	4.67	5.278	0.38	0.923	0.43	4.31	0.510	0.840	vérifie
R25 - R26	80.13	77.4	79.53	76.75	40	0.0695	1.982	830.5	1200	4.67	5.278	0.38	0.923	0.43	4.31	0.510	0.840	vérifie
R26 - R27	77.4	75.6	76.75	74.8	45	0.0433	1.982	830.5	1200	4.67	5.278	0.38	0.923	0.43	4.31	0.510	0.840	vérifie
R27 - R28	75.6	74.22	75.1	73.62	30	0.0493	1.982	830.5	1200	4.67	5.278	0.38	0.923	0.43	4.31	0.510	0.840	vérifie
R28 - R29	74.22	71.09	73.62	70.39	40	0.0809	2.337	883.5	1200	4.67	5.278	0.44	0.964	0.47	4.50	0.560	0.840	vérifie
R30 - R31	85.15	81.88	84.45	81.08	40	0.0843	0.06	152.4	300	6.25	0.785	0.08	0.596	0.19	3.73	0.074	1.126	vérifie
R31 - R32	81.88	79.74	81.08	78.84	26	0.0847	0.06	152.2	300	6.27	0.788	0.08	0.595	0.19	3.73	0.074	1.129	vérifie
R32 - R33	79.74	79	78.94	78	34	0.0276	0.06	187.8	300	3.58	0.450	0.13	0.682	0.25	2.44	0.099	0.645	vérifie
R33 - R34	79	77.99	78	75.79	30	0.0737	0.06	156.2	300	5.85	0.734	0.08	0.605	0.19	3.54	0.077	1.053	vérifie
R34 - EP 1 - R0	77.99	77.89	77.29	77.19	25	0.0110	0.06	223.2	300	2.26	0.284	0.21	0.793	0.31	1.79	0.124	0.407	vérifie
R35 - R36	92.05	90.32	91.35	89.12	20	0.1115	0.1	175.1	300	7.19	0.904	0.11	0.650	0.23	4.67	0.090	1.295	vérifie
R36 - EP 1 - R1	90.32	88.5	89.12	87	25	0.0848	0.1	184.3	300	6.27	0.788	0.13	0.673	0.24	4.22	0.096	1.129	vérifie
EP 1 - R1 - EP R2	88.5	85.03	87	83.33	20	0.1871	0.1	176.4	300	7.05	0.885	0.11	0.653	0.23	4.60	0.091	1.269	vérifie
EP 1 - R2 - R37	85.03	80.82	83.33	78.92	25	0.1764	0.1	176.4	300	7.05	0.885	0.11	0.653	0.23	4.60	0.091	1.269	vérifie
R37 - R38	80.82	79.7	79.12	77.8	25	0.0528	0.1	201.4	400	4.95	0.622	0.16	0.722	0.27	3.57	0.108	0.891	vérifie
R38 - R39	79.7	79.39	78	77.49	18	0.0280	0.1	226.8	400	3.61	0.453	0.22	0.804	0.32	2.90	0.127	0.649	vérifie
R39 - R40	79.39	79.76	77.69	77.86	15	0.0110	0.11	280.1	400	2.26	0.284	0.39	0.930	0.43	2.10	0.173	0.407	vérifie
R40 - R41	79.76	80.47	78.06	78.57	30	0.0080	0.14	325.5	500	2.24	0.439	0.32	0.891	0.39	1.99	0.193	0.402	vérifie
R41 - R6	80.47	82.21	78.77	80.31	35	0.0080	0.14	325.5	500	2.24	0.439	0.32	0.891	0.39	1.99	0.193	0.402	vérifie
R42 - R43	86.42	83.57	84.72	81.67	42	0.0726	0.01	80.0	300	5.81	0.729	0.01	0.329	0.08	1.91	0.034	1.045	vérifie
R43 - R39	83.57	79.39	81.87	77.49	41	0.1068	0.01	74.4	300	7.04	0.884	0.01	0.307	0.08	2.16	0.031	1.268	vérifie
R44 - R45	84.49	81.41	82.79	79.51	25	0.1312	0.03	108.1	400	7.80	0.980	0.03	0.448	0.12	3.50	0.048	1.405	vérifie

R45 - R46	81.41	80.07	79.71	78.17	40	0.0385	0.03	136.1	400	4.23	0.531	0.06	0.551	0.16	2.33	0.064	0.761	vérifie
Trancon	Cam (m)	Cav (m)	Cram (m)	Crav (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(m)	Vmin (m/s)	Autocurage
R46 - R40	80.07	79.76	78.37	77.86	43	0.0119	0.03	169.7	400	2.35	0.295	0.10	0.637	0.22	1.49	0.086	0.422	vérifie
R47 - R4	85.41	83.79	83.71	81.89	35	0.0520	0.01	85.2	400	4.91	0.617	0.02	0.350	0.09	1.72	0.036	0.884	vérifie
R48 - R49	97.5	97.56	95.8	95.66	30	0.0080	0.157	339.8	500	2.24	0.439	0.36	0.913	0.41	2.04	0.207	0.402	vérifie
R49 - R50	97.56	95.35	95.86	93.45	30	0.0803	0.157	220.5	500	7.09	1.391	0.11	0.653	0.23	4.63	0.114	1.275	vérifie
R50 - R51	95.35	93.41	93.65	91.51	25	0.0856	0.157	217.9	500	7.31	1.435	0.11	0.648	0.22	4.74	0.112	1.317	vérifie
R51 - R52	93.41	90.71	91.71	88.81	26	0.1115	0.157	215.0	500	7.58	1.488	0.11	0.642	0.22	4.87	0.110	1.365	vérifie
R52 - R53	90.71	87.52	89.01	85.62	30	0.1130	0.277	278.5	500	6.71	1.316	0.21	0.791	0.31	4.31	0.154	1.207	vérifie
R53 - R54	87.52	84.51	85.82	82.61	30	0.1070	0.277	286.4	500	6.22	1.222	0.23	0.812	0.32	4.45	0.160	1.120	vérifie
R54 - R55	84.51	82.53	82.81	80.63	30	0.0727	0.277	278.0	500	6.74	1.323	0.21	0.790	0.31	4.32	0.154	1.213	vérifie
R55 - R56	82.53	83.98	80.83	82.08	45	0.0070	0.277	431.1	600	2.36	0.667	0.41	0.946	0.45	2.24	0.270	0.425	vérifie
R56 - R57	83.98	83.11	82.28	81.21	20	0.0539	0.292	299.9	600	6.55	1.852	0.16	0.717	0.27	4.70	0.161	1.180	vérifie
R57 - R58	83.11	82.17	81.41	80.27	20	0.0570	0.292	296.8	600	6.74	1.905	0.15	0.711	0.26	4.79	0.159	1.213	vérifie
R58 - R59	82.17	81.38	80.47	79.48	20	0.0471	0.292	307.5	600	6.13	1.732	0.17	0.733	0.28	4.49	0.166	1.103	vérifie
R59 - R60	81.38	80.16	79.68	78.26	30	0.0473	0.292	307.3	600	6.14	1.736	0.17	0.733	0.28	4.50	0.166	1.106	vérifie
R60 - R61	80.16	79.15	78.46	77.25	35	0.0346	0.442	380.7	600	5.25	1.483	0.30	0.877	0.37	4.60	0.223	0.945	vérifie
R61 - R62	79.15	77.78	77.45	75.88	30	0.0523	0.442	352.3	600	6.46	1.825	0.24	0.829	0.33	4.35	0.199	1.162	vérifie
R62 - R63	77.78	77.15	76.08	75.25	30	0.0277	0.442	397.0	600	4.70	1.327	0.33	0.899	0.40	4.22	0.238	0.845	vérifie
R63 - R64	77.15	75.8	75.45	73.9	25	0.0620	0.442	366.1	600	5.83	1.647	0.27	0.854	0.35	4.98	0.211	1.049	vérifie
R64 - EP 1 - R3	75.8	76.25	74.1	74.35	35	0.0030	0.602	676.1	800	1.87	0.941	0.64	1.060	0.58	1.99	0.461	0.337	vérifie
EP 1 - R3 - R16	76.25	74.44	74.55	72.54	25	0.0807	0.722	390.4	800	9.72	4.882	0.15	0.703	0.26	4.83	0.208	1.749	vérifie
R65 - R66	88.62	85.85	86.92	83.95	25	0.1188	0.015	84.9	400	7.43	0.933	0.02	0.349	0.09	2.59	0.036	1.337	vérifie
R66 - R56	85.85	83.98	84.15	82.08	25	0.0767	0.015	92.2	400	5.97	0.749	0.02	0.380	0.10	2.27	0.040	1.074	vérifie
R67 - R68	87.92	86.59	86.22	84.69	30	0.0510	0.15	236.0	400	4.87	0.611	0.25	0.832	0.33	4.05	0.134	0.876	vérifie

R68 - R69	86.59	82.77	84.89	80.87	30	0.1340	0.15	206.5	400	6.95	0.873	0.17	0.738	0.28	4.13	0.112	1.251	vérifie
Trancon	Cam (m)	Cav (m)	Cram (m)	Crav (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(m)	Vmin (m/s)	Autocurage
R69 - R70	82.77	79.86	81.07	77.96	40	0.0778	0.15	218.1	400	6.01	0.755	0.20	0.776	0.30	4.66	0.120	1.081	vérifie
R70 - R60	79.86	80.16	78.16	78.26	25	0.0090	0.15	326.8	500	2.37	0.465	0.32	0.893	0.39	2.12	0.195	0.427	vérifie
R71 - R72	92.83	90.88	91.13	88.98	25	0.0861	0.1	183.8	400	6.32	0.794	0.13	0.671	0.24	4.24	0.096	1.138	vérifie
R72 - R52	90.88	90.71	89.18	88.81	21	0.0176	0.12	265.2	400	2.85	0.358	0.33	0.900	0.40	2.57	0.159	0.514	vérifie
R73 - R74	90.86	90.82	89.16	88.92	25	0.0150	0.02	139.5	400	2.64	0.331	0.06	0.561	0.16	1.48	0.066	0.475	vérifie
R74 - R72	90.82	90.88	89.12	88.98	23	0.0150	0.02	139.5	400	2.64	0.331	0.06	0.561	0.16	1.48	0.066	0.475	vérifie
R75 - R76	82.94	82	81.24	80.1	32	0.0351	0.12	232.9	400	4.03	0.507	0.24	0.823	0.33	3.32	0.131	0.726	vérifie
R76 - R77	82	78.81	80.3	76.91	35	0.0953	0.12	193.1	400	6.65	0.835	0.14	0.697	0.26	4.64	0.103	1.197	vérifie
R77 - R78	78.81	77.73	77.11	75.83	34	0.0382	0.12	229.2	400	4.21	0.529	0.23	0.812	0.32	3.42	0.128	0.758	vérifie
R78 - EP 1 - R3	77.73	76.25	76.03	74.35	30	0.0588	0.12	211.4	400	5.22	0.656	0.18	0.754	0.29	3.94	0.115	0.940	vérifie
R79 - R80	79.19	78.89	77.49	76.99	35	0.0143	0.11	266.7	400	2.58	0.323	0.34	0.903	0.40	2.33	0.161	0.464	vérifie
R80 - R81	78.89	78.9	77.19	77	35	0.0080	0.13	316.6	500	2.24	0.439	0.30	0.876	0.37	1.96	0.185	0.402	vérifie
R81 - R82	78.9	80.06	77.2	78.16	35	0.0080	0.13	316.6	500	2.24	0.439	0.30	0.876	0.37	1.96	0.185	0.402	vérifie
R82 - EP 1 - R4	80.06	82.25	78.36	80.35	40	0.0080	0.13	316.6	500	2.24	0.439	0.30	0.876	0.37	1.96	0.185	0.402	vérifie
EP 1 - R4 - R83	82.25	79.29	80.55	77.39	45	0.0702	0.14	216.6	500	6.62	1.300	0.11	0.645	0.22	4.27	0.111	1.192	vérifie
R83 - R84	79.29	78.21	77.59	76.31	30	0.0427	0.16	250.0	500	5.16	1.013	0.16	0.718	0.27	3.71	0.134	0.930	vérifie
R84 - R85	78.21	77.23	76.51	75.33	30	0.0393	0.16	253.9	500	4.96	0.973	0.16	0.727	0.27	3.61	0.137	0.892	vérifie
R85 - R86	77.23	76.32	75.53	74.42	30	0.0370	0.16	256.8	500	4.81	0.944	0.17	0.735	0.28	3.53	0.139	0.866	vérifie
R86 - R87	76.32	75.82	74.62	73.92	30	0.0233	0.16	280.0	500	3.82	0.749	0.21	0.795	0.31	3.04	0.156	0.687	vérifie
R87 - R64	75.82	75.8	74.12	73.9	35	0.0090	0.16	334.8	500	2.37	0.465	0.34	0.905	0.40	2.15	0.202	0.427	vérifie
R88 - R89	84.99	81.58	83.29	79.68	30	0.1187	0.02	94.6	300	7.42	0.932	0.02	0.391	0.10	2.90	0.041	1.336	vérifie
R89 - R90	81.58	79.64	79.88	77.74	25	0.0869	0.02	100.3	300	6.35	0.797	0.03	0.415	0.11	2.64	0.044	1.143	vérifie
R90 - R83	79.64	79.29	77.94	77.39	20	0.0271	0.02	124.9	300	3.54	0.445	0.04	0.514	0.14	1.82	0.057	0.638	vérifie

R91 - EP 1 - R4	80.05	82.25	78.35	80.35	35	0.0120	0.01	112.1	300	2.36	0.296	0.03	0.465	0.12	1.10	0.050	0.425	vérifie
Trancon	Cam (m)	Cav (m)	Cram (m)	Crav (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(m)	Vmin (m/s)	Autocurage
R92 - R93	80.44	79.45	78.74	77.55	30	0.0397	0.02	116.2	300	4.29	0.539	0.04	0.481	0.13	2.06	0.052	0.772	vérifie
R93 - R80	79.45	78.89	77.75	76.99	35	0.0220	0.02	129.8	300	3.19	0.401	0.05	0.531	0.15	1.70	0.060	0.575	vérifie
R94 - R95	79.84	78.06	78.14	76.16	30	0.0660	0.1	193.2	300	5.53	0.695	0.14	0.697	0.26	3.86	0.103	0.996	vérifie
R95 - R96	78.06	76.41	76.36	74.51	25	0.0740	0.1	189.1	300	5.86	0.736	0.14	0.686	0.25	4.02	0.100	1.055	vérifie
R96 - R97	76.41	76.78	74.71	74.88	25	0.0200	0.1	241.6	300	3.05	0.383	0.26	0.848	0.35	2.58	0.138	0.548	vérifie
R97 - R98	76.78	74.83	75.08	72.93	27	0.0802	0.15	216.8	400	6.10	0.766	0.20	0.772	0.30	4.71	0.119	1.098	vérifie
R98 - R99	74.83	74.42	73.13	72.52	13	0.0474	0.15	239.3	400	4.69	0.589	0.25	0.841	0.34	3.95	0.136	0.844	vérifie
R99 - R100	74.42	74.21	72.72	72.31	13	0.0313	0.15	258.6	400	3.81	0.479	0.31	0.887	0.38	3.38	0.153	0.686	vérifie
R100 - R101	74.21	74.07	72.51	72.17	15	0.0216	0.15	277.3	400	3.17	0.398	0.38	0.924	0.43	2.93	0.170	0.570	vérifie
R101 - R102	74.07	76.26	72.37	74.36	25	0.0080	0.15	334.1	500	2.24	0.439	0.34	0.904	0.40	2.02	0.201	0.402	vérifie
R102 - R103	76.26	75.47	74.56	73.57	25	0.0361	0.15	251.8	500	4.75	0.933	0.16	0.722	0.27	3.43	0.135	0.856	vérifie
R103 - R104	75.47	73.94	73.77	72.04	34	0.0516	0.18	252.2	500	5.68	1.114	0.16	0.723	0.27	4.10	0.136	1.022	vérifie
R104 - R105	73.94	73.8	72.24	71.9	22	0.0157	0.18	315.4	500	3.13	0.614	0.29	0.874	0.37	2.73	0.184	0.563	vérifie
R105 - R17	73.8	74.33	72.1	72.43	40	0.0080	0.29	427.7	600	2.53	0.714	0.41	0.941	0.44	2.38	0.267	0.455	vérifie
R106 - R107	79.5	78.2	77.8	76.3	25	0.0600	0.05	351.6	300	5.28	0.663	0.08	0.594	0.18	3.13	0.074	0.950	vérifie
R107 - R97	78.2	76.78	76.5	74.88	18	0.0926	0.05	339.8	300	6.55	0.823	0.06	0.562	0.17	3.68	0.066	1.180	vérifie
R108 - R109	78.04	77.4	76.34	75.5	20	0.0420	0.03	133.9	300	4.42	0.555	0.05	0.544	0.16	2.40	0.062	0.795	vérifie
R109 - R110	77.4	74.85	75.7	72.95	25	0.1100	0.03	111.8	300	7.15	0.897	0.03	0.463	0.12	3.31	0.050	1.286	vérifie
R110 - R103	74.85	75.47	73.15	73.57	17	0.0200	0.03	153.8	300	3.05	0.383	0.08	0.599	0.19	1.83	0.075	0.548	vérifie
R111 - R112	81.71	78.25	80.01	76.35	35	0.1046	0.1	177.2	300	6.97	0.875	0.11	0.655	0.23	4.56	0.092	1.254	vérifie
R112 - R113	78.25	76.88	76.55	74.98	20	0.0785	0.1	187.0	400	6.04	0.758	0.13	0.680	0.25	4.10	0.098	1.087	vérifie
R113 - R114	76.88	74.68	75.18	72.78	20	0.1200	0.1	172.7	400	7.46	0.937	0.11	0.644	0.22	4.80	0.088	1.343	vérifie
R114 - R115	74.68	75.24	72.98	73.34	25	0.0160	0.1	252.0	400	2.73	0.342	0.29	0.873	0.37	2.38	0.147	0.491	vérifie

R115 - R116	75.24	75.39	73.54	73.49	28	0.0160	0.1	252.0	400	2.73	0.342	0.29	0.873	0.37	2.38	0.147	0.491	vérifie
Trancon	Cam (m)	Cav (m)	Cram (m)	Crav (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(m)	Vmin (m/s)	Autocurage
R116 - R117	75.39	73.97	73.69	72.07	30	1.0190	0.11	207.9	400	5.01	0.629	0.17	0.742	0.28	3.72	0.113	3.462	vérifie
R117 - R118	73.97	74	72.27	72.1	25	0.0160	0.11	258.8	400	2.79	0.351	0.31	0.887	0.38	2.48	0.153	0.503	vérifie
R118 - R105	74	73.8	72.3	71.9	20	0.0194	0.11	251.9	300	3.00	0.377	0.29	0.873	0.37	2.62	0.147	0.540	vérifie
R119 - R120	79.48	77.59	77.78	75.69	35	0.0597	0.01	83.0	300	5.26	0.661	0.02	0.341	0.09	1.80	0.035	0.948	vérifie
R120 - R116	77.59	75.39	75.89	73.49	30	0.0800	0.01	78.6	300	6.09	0.765	0.01	0.323	0.08	1.97	0.033	1.097	vérifie
R121 - R122	75.79	76.13	74.09	74.23	30	0.0160	0.105	256.6	300	2.73	0.342	0.31	0.883	0.38	2.41	0.151	0.491	vérifie
R122 - R123	76.13	76.03	74.43	74.13	30	0.0100	0.105	280.3	400	2.15	0.271	0.39	0.930	0.43	2.00	0.173	0.388	vérifie
R123 - R124	76.03	74.27	74.33	72.37	40	0.0488	0.105	208.2	400	4.76	0.598	0.18	0.744	0.28	3.54	0.113	0.856	vérifie
R124 - R125	74.27	75.6	72.57	73.7	40	0.0160	0.105	256.6	400	2.73	0.342	0.31	0.883	0.38	2.41	0.151	0.491	vérifie
R125 - R126	75.6	75.54	73.9	73.64	40	0.0065	0.255	423.8	600	2.28	0.643	0.40	0.935	0.44	2.13	0.263	0.410	vérifie
R126 - R127	75.54	75.52	73.84	73.62	34	0.0065	0.255	424.1	600	2.27	0.642	0.40	0.936	0.44	2.13	0.263	0.409	vérifie
R127 - R128	75.52	74.47	73.82	72.57	35	0.0354	0.355	349.2	600	5.31	1.500	0.24	0.823	0.33	4.37	0.197	0.955	vérifie
R128 - R129	74.47	75.07	72.77	73.17	30	0.0050	0.355	504.0	600	2.00	0.564	0.63	1.057	0.57	2.11	0.342	0.359	vérifie
R129 - R28	75.07	74.22	73.37	72.32	30	0.0350	0.355	349.8	600	5.29	1.494	0.24	0.824	0.33	4.35	0.197	0.951	vérifie
R130 - R131	78.5	77.73	76.8	75.83	25	0.0388	0.15	248.5	300	4.24	0.533	0.28	0.865	0.36	3.67	0.144	0.764	vérifie
R131 - R132	77.73	77.08	76.03	75.18	25	0.0340	0.15	254.7	300	3.97	0.499	0.30	0.879	0.37	3.49	0.150	0.715	vérifie
R132 - R125	77.08	75.6	75.38	73.7	37	0.0460	0.15	240.6	300	4.62	0.581	0.26	0.845	0.34	3.91	0.138	0.832	vérifie
R133 - R134	77.51	76.73	75.81	74.83	30	0.0327	0.1	220.4	300	3.89	0.489	0.20	0.784	0.30	3.05	0.122	0.701	vérifie
R134 - R127	76.73	75.52	75.03	73.62	30	0.0488	0.1	204.4	300	4.76	0.598	0.17	0.731	0.28	3.48	0.110	0.856	vérifie
R135 - R136	86.62	85.78	84.92	83.88	30	0.0347	0.2	282.7	300	4.01	0.504	0.40	0.936	0.44	3.75	0.175	0.722	vérifie
R136 - R137	85.78	85.16	84.08	83.26	23	0.0357	0.2	281.2	300	4.07	0.511	0.39	0.932	0.44	3.79	0.174	0.732	vérifie
R137 - R138	85.16	84.35	83.46	82.45	30	0.0337	0.21	289.5	400	3.95	0.497	0.42	0.951	0.45	3.76	0.182	0.712	vérifie
R138 - R139	84.35	84.17	82.65	82.27	35	0.0109	0.21	357.9	500	2.60	0.511	0.41	0.944	0.45	2.46	0.224	0.469	vérifie

R139 - R140	84.17	84.33	82.47	82.43	30	0.0050	0.21	413.9	600	2.00	0.564	0.37	0.921	0.42	1.84	0.254	0.359	vérifie
Trancon	Cam (m)	Cav (m)	Cram (m)	Crav (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(m)	Vmin (m/s)	Autocurage
R140 - R141	84.33	83.73	82.63	81.83	30	0.0267	0.21	302.4	600	4.61	1.303	0.16	0.722	0.27	3.33	0.163	0.830	vérifie
R141 - R142	83.73	83.76	82.03	81.86	35	0.0049	0.21	416.2	600	1.97	0.556	0.38	0.925	0.43	1.82	0.256	0.354	vérifie
R142 - R143	83.76	83.18	82.06	81.28	35	0.0223	0.21	312.7	600	4.21	1.191	0.18	0.744	0.28	3.14	0.170	0.759	vérifie
R143 - R144	83.18	82.12	81.48	80.22	30	0.0420	0.21	277.7	600	5.79	1.635	0.13	0.675	0.24	3.90	0.146	1.041	vérifie
R144 - R9	82.12	79.42	80.42	77.52	25	0.1163	0.21	246.1	600	7.98	2.257	0.09	0.624	0.21	4.98	0.124	1.437	vérifie
R29 - R145	71.09	70.58	69.39	68.68	45	0.0158	2.337	856.8	1200	5.07	5.727	0.41	0.942	0.45	4.77	0.535	0.912	vérifie
R145 - R146	70.58	69.71	68.88	67.81	50	0.0214	2.337	910.6	1200	4.31	4.868	0.48	0.988	0.49	4.25	0.585	0.775	vérifie
R146 - R147	69.71	69.38	68.01	67.48	50	0.0106	2.337	923.2	1200	4.15	4.694	0.50	0.999	0.50	4.15	0.597	0.747	vérifie
R147 - R148	69.38	69.26	67.68	67.36	5	0.0746	2.337	870.5	1200	4.86	5.490	0.43	0.953	0.46	4.63	0.548	0.874	vérifie
R148 - R149	69.26	69.09	67.56	67.19	50	0.0074	2.337	987.5	1200	3.47	3.922	0.60	1.047	0.55	3.63	0.662	0.625	vérifie
R149 - R150	69.09	68.15	67.39	66.25	50	0.0228	2.337	891.1	1200	4.56	5.158	0.45	0.971	0.47	4.43	0.567	0.821	vérifie
R150 - R151	68.15	69.01	66.45	67.11	45	0.0020	2.337	997.8	1200	2.00	3.076	0.76	1.096	0.65	2.19	0.912	0.360	vérifie
R151 - R152	69.01	68.14	67.31	66.24	45	0.0238	2.337	878.6	1200	5.25	8.079	0.29	0.871	0.37	4.57	0.512	0.945	vérifie
R152 - R153	68.14	67.23	66.44	65.33	45	0.0247	2.337	868.3	1200	5.42	8.338	0.28	0.864	0.36	4.68	0.503	0.975	vérifie
R153 - R154	67.23	67.29	65.53	65.39	45	0.0031	2.337	1161.7	1200	2.49	3.836	0.61	1.051	0.56	2.62	0.782	0.449	vérifie
R154 - R155	67.29	66.96	65.59	65.06	45	0.8750	2.337	905.1	1200	4.85	7.464	0.31	0.887	0.38	4.30	0.536	0.873	vérifie
R155 - R156	66.96	66.35	65.26	64.45	50	0.0162	2.337	852.6	1200	5.69	8.753	0.27	0.853	0.35	4.85	0.490	1.024	vérifie
R156 - R157	66.35	65.45	64.65	63.55	45	0.0244	2.337	871.6	1200	5.36	8.253	0.28	0.866	0.36	4.65	0.506	0.965	vérifie
R157 - R158	65.45	66.91	63.75	65.01	45	0.0020	2.337	997.8	1200	2.00	3.076	0.76	1.096	0.65	2.19	0.912	0.360	vérifie
R158 - R159	66.91	66.07	65.21	64.17	45	0.0231	2.337	895.1	1200	5.00	7.689	0.30	0.881	0.38	4.40	0.527	0.900	vérifie
R159 - R160	66.07	65.25	64.37	63.35	45	0.0227	2.337	882.2	1200	5.19	7.991	0.29	0.873	0.37	4.53	0.515	0.935	vérifie
R160 - R161	65.25	65.09	63.55	63.19	50	0.0072	2.337	992.6	1200	3.79	5.836	0.40	0.938	0.44	3.56	0.617	0.683	vérifie
R161 - R162	65.09	65	63.39	63.1	50	0.0058	2.337	1033.7	1200	3.40	5.238	0.45	0.966	0.47	3.29	0.656	0.613	vérifie

R162 - R163	65	64.91	63.3	63.01	50	0.0058	2.337	1033.7	1200	3.40	5.238	0.45	0.966	0.47	3.29	0.656	0.613	vérifie
R163 - R164	64.91	65.21	63.21	63.31	50	0.0020	2.337	1262.1	1200	2.00	3.076	0.76	1.096	0.65	2.19	0.912	0.360	vérifie
R164 - R165	65.21	65.48	63.51	63.58	50	0.0020	2.337	1262.1	1200	2.00	3.076	0.76	1.096	0.65	2.19	0.912	0.360	vérifie
R165 - R166	65.48	65.38	63.78	63.48	50	0.0060	2.337	1027.1	1200	3.46	5.327	0.44	0.961	0.46	3.33	0.650	0.623	vérifie
R166 - R167	65.38	65.26	63.68	63.36	50	0.0064	2.337	1014.8	1200	3.58	5.502	0.42	0.953	0.46	3.41	0.638	0.644	vérifie
R167 - R168	65.26	65.21	63.56	63.31	45	0.0056	2.337	1042.0	1200	3.33	5.126	0.46	0.972	0.47	3.24	0.664	0.600	vérifie
R168 - R169	65.21	65.54	63.51	63.64	45	0.0020	2.337	1062.8	1200	2.00	3.076	0.76	1.096	0.65	2.19	0.912	0.360	vérifie
R169 - R170	65.54	66.69	63.84	64.79	45	0.0020	2.337	1062.8	1200	2.00	3.076	0.76	1.096	0.65	2.19	0.912	0.360	vérifie
R171 - R172	66.69	66.17	64.99	64.27	45	0.0160	2.337	854.6	1200	5.65	8.699	0.27	0.854	0.35	4.83	0.492	1.018	vérifie
R172 - R173	66.17	66.27	64.47	64.37	45	0.0022	2.337	1062.8	1200	2.11	3.242	0.72	1.082	0.63	2.28	0.877	0.379	vérifie
R173 - R174	66.27	65.73	64.57	63.83	45	0.0164	2.337	850.2	1200	5.73	8.819	0.26	0.851	0.35	4.88	0.488	1.032	vérifie
R174 - R175	65.73	65.66	64.03	63.76	45	0.0060	2.337	1027.1	1200	3.46	5.327	0.44	0.961	0.46	3.33	0.650	0.623	vérifie
R175 - R176	65.66	64.53	63.96	62.63	45	0.016	2.337	933.3	1200	4.47	5.877	0.34	0.903	0.40	4.50	0.562	0.805	vérifie
R176 - R177	90.47	89.57	88.77	87.67	36	0.0303	0.01	94.3	300	3.75	0.471	0.02	0.389	0.10	1.46	0.041	2.594	vérifie
R177 - R136	89.57	85.16	87.87	83.26	40	0.1156	0.01	73.3	300	7.32	0.920	0.01	0.302	0.08	2.21	0.030	1.318	vérifie

Colecteur principal A										SB02								
Trancon	Cam (m)	Cav (m)	Cram (m)	Crav (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(m)	Vmin (m/s)	Autocur age
R6 - R7	82.21	81.86	81.51	80.76	35	0.0214	0.7	514.8	1000	5.23	4.104	0.17	0.736	0.28	3.85	0.279	0.941	vérifie
R7 - R8	81.86	79.71	81.16	78.61	40	0.0637	0.7	469.5	1000	6.68	5.245	0.13	0.682	0.25	4.56	0.247	1.203	vérifie
R8 - EP1R0	79.71	79.42	79.01	78.32	40	0.0172	0.7	536.2	1000	4.69	3.682	0.19	0.764	0.29	3.58	0.294	0.844	vérifie
E1R0 - E1R1	79.42	77.89	78.72	76.79	40	0.0482	0.91	533.3	1000	5.98	4.692	0.19	0.769	0.30	4.60	0.297	1.076	vérifie
E1R1 - R9	77.89	77.03	77.19	75.93	25	0.0503	0.97	546.2	1000	5.65	4.433	0.22	0.802	0.32	4.53	0.315	1.017	vérifie
R9 - R10	77.03	76.14	76.33	75.04	35	0.0369	0.97	546.2	1000	5.65	4.433	0.22	0.802	0.32	4.53	0.315	3.905	vérifie

Colecteur principal B										SB03								
Trancon	Cam (m)	Cav (m)	Cram (m)	Crav (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m3/s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(m)	Vmin (m/s)	Autocur age
R10 - R11	76.14	75.62	75.44	74.52	35	0.0263	0.97	546.2	1000	6.19	4.856	0.20	0.777	0.30	4.81	0.301	1.114	vérifie
R11 - R12	75.62	76.35	74.92	75.25	35	0.0025	0.97	870.4	1000	1.79	1.402	0.69	1.074	0.61	1.92	0.608	0.321	vérifie
R12 - R13	76.35	77	75.65	75.9	35	0.0025	0.97	870.4	1000	1.79	1.402	0.69	1.074	0.61	1.92	0.608	0.321	vérifie
R13 - R14	77	74.74	76.3	73.64	35	0.0760	0.97	546.2	1000	6.19	4.856	0.20	0.777	0.30	4.81	0.301	1.114	vérifie
R14 - R15	74.74	74.44	74.04	73.34	22	0.0318	0.97	540.2	1000	6.37	5.001	0.19	0.769	0.30	4.90	0.297	1.147	vérifie
R15 - R16	74.44	74.33	73.74	73.23	17	0.0300	1.692	726.1	1000	5.05	3.965	0.43	0.954	0.46	4.82	0.457	0.909	vérifie

Collecteur principal C										SB 05								
Trancon	Cam (m)	Cav (m)	Cram (m)	Crav (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(m)	Vmin (m/s)	Autocurage
R16 - R17	74.33	73.63	73.23	71.43	35	0.0514	1.982	770.4	1200	5.70	6.448	0.31	0.883	0.38	4.71	0.454	1.027	vérifie
R17 - R18	73.63	73.3	72.93	72.3	35	0.0180	1.982	785.8	1200	5.41	6.117	0.32	0.894	0.39	4.84	0.468	0.974	vérifie
R18 - R19	73.3	74.29	72.3	72.79	40	0.0020	1.982	1186.4	1200	1.80	2.039	0.97	1.140	0.78	2.06	0.942	0.325	vérifie
R19 - R20	74.29	76.55	72.29	73.85	28	0.0020	1.982	1186.4	1200	1.80	2.039	0.97	1.140	0.78	2.06	0.942	0.325	vérifie
R20 - R21	76.55	80.02	75.55	78.02	28	0.0020	1.982	1186.4	1200	1.80	2.039	0.97	1.140	0.78	2.06	0.942	0.325	vérifie
R21 - R22	80.02	81.41	78.02	79.01	30	0.0020	1.982	1186.4	1200	1.80	2.039	0.97	1.140	0.78	2.06	0.942	0.325	vérifie
R22 - R23	81.41	81.36	79.01	78.56	35	0.0129	1.982	837.0	1200	4.57	5.170	0.38	0.928	0.43	4.24	0.516	0.823	vérifie
R23 - R24	81.36	80.13	80.66	77.83	30	0.0943	1.982	830.5	1200	4.67	5.278	0.38	0.923	0.43	4.31	0.510	0.840	vérifie
R24 - R25	80.13	77.4	79.53	76.75	40	0.0695	1.982	830.5	1200	4.67	5.278	0.38	0.923	0.43	4.31	0.510	0.840	vérifie
R25 - R26	77.4	75.6	76.75	74.8	45	0.0433	1.982	830.5	1200	4.67	5.278	0.38	0.923	0.43	4.31	0.510	0.840	vérifie
R26 - R27	75.6	74.22	75.1	73.62	30	0.0493	1.982	830.5	1200	4.67	5.278	0.38	0.923	0.43	4.31	0.510	0.840	vérifie
R27 - R28	74.22	71.09	73.62	70.39	40	0.0809	2.337	883.5	1200	4.67	5.278	0.44	0.964	0.47	4.50	0.560	0.840	vérifie

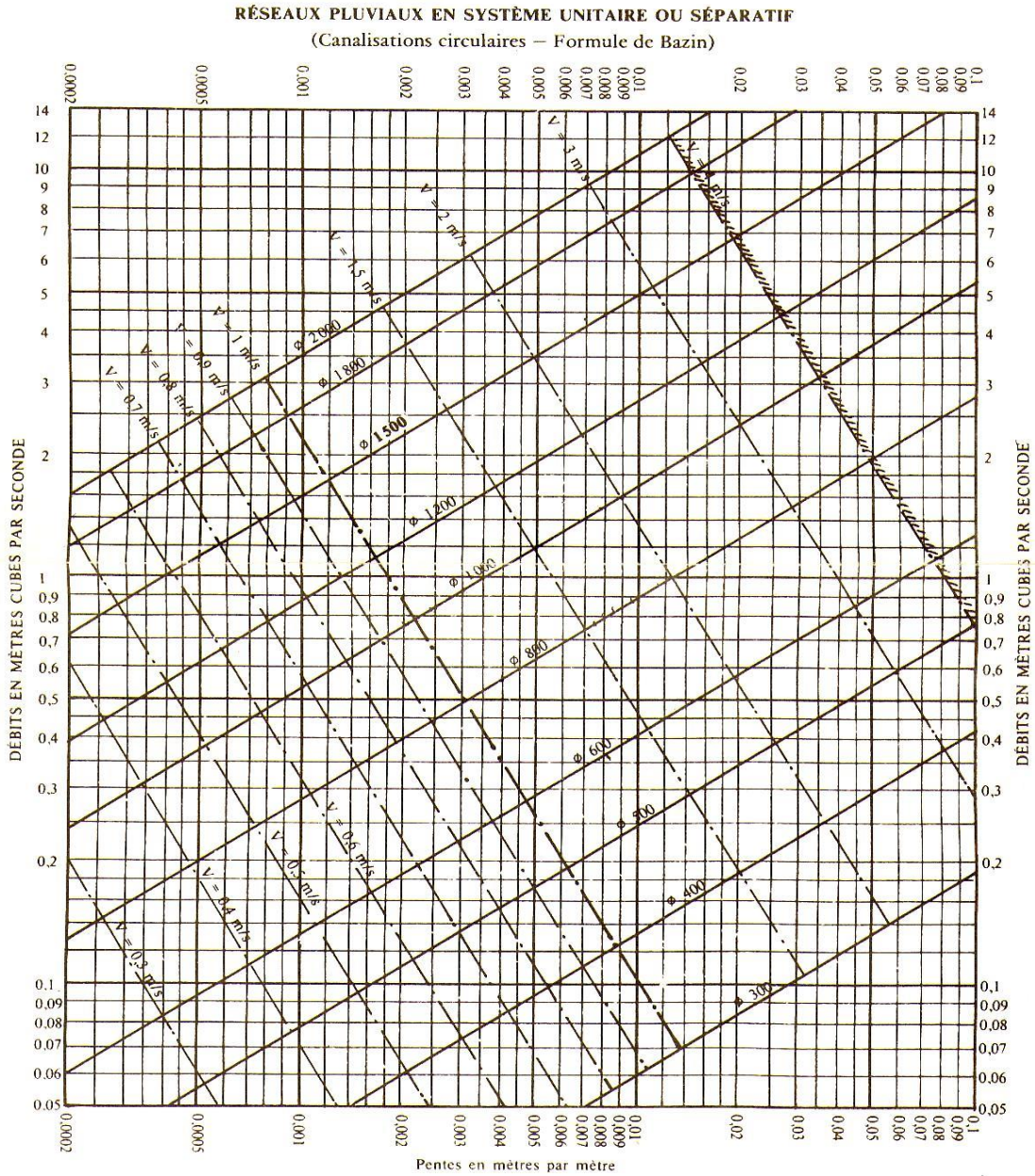
Intercepteurs

Trancon	Cam (m)	Cav (m)	Cram (m)	Crav (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qt (m ³ /s)	Dcal (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m ³ /s)	Rq	Rv	Rh	V(m/s)	H(m)	Vmin (m/s)	Autocurage
R29 - R146	71.09	70.58	69.39	68.68	45	0.0158	2.337	856.8	1200	5.07	5.727	0.41	0.942	0.45	4.77	0.535	0.912	vérifie
R146 - R147	70.58	69.71	68.88	67.81	50	0.0214	2.337	910.6	1200	4.31	4.868	0.48	0.988	0.49	4.25	0.585	0.775	vérifie
R147 - R148	69.71	69.38	68.01	67.48	50	0.0106	2.337	923.2	1200	4.15	4.694	0.50	0.999	0.50	4.15	0.597	0.747	vérifie
R148 - R149	69.38	69.26	67.68	67.36	5	0.0746	2.337	870.5	1200	4.86	5.490	0.43	0.953	0.46	4.63	0.548	0.874	vérifie
R149 - R150	69.26	69.09	67.56	67.19	50	0.0074	2.337	987.5	1200	3.47	3.922	0.60	1.047	0.55	3.63	0.662	0.625	vérifie
R150 - R151	69.09	68.15	67.39	66.25	50	0.0228	2.337	891.1	1200	4.56	5.158	0.45	0.971	0.47	4.43	0.567	0.821	vérifie
R151 - R152	68.15	69.01	66.45	67.11	45	0.0020	2.337	1262.1	1200	2.00	3.076	0.76	1.096	0.65	2.19	0.912	0.360	vérifie
R152 - R153	69.01	68.14	67.31	66.24	45	0.0238	2.337	878.6	1200	5.25	8.079	0.29	0.871	0.37	4.57	0.512	0.945	vérifie
R153 - R154	68.14	67.23	66.44	65.33	45	0.0247	2.337	868.3	1200	5.42	8.338	0.28	0.864	0.36	4.68	0.503	0.975	vérifie
R154 - R155	67.23	67.29	65.53	65.39	45	0.0031	2.337	1161.7	1200	2.49	3.836	0.61	1.051	0.56	2.62	0.782	0.449	vérifie
R155 - R156	67.29	66.96	65.59	65.06	45	0.8750	2.337	905.1	1200	4.85	7.464	0.31	0.887	0.38	4.30	0.536	0.873	vérifie
R156 - R157	66.96	66.35	65.26	64.45	50	0.0162	2.337	852.6	1200	5.69	8.753	0.27	0.853	0.35	4.85	0.490	1.024	vérifie
R157 - R158	66.35	65.45	64.65	63.55	45	0.0244	2.337	871.6	1200	5.36	8.253	0.28	0.866	0.36	4.65	0.506	0.965	vérifie
R158 - R159	65.45	66.91	63.75	65.01	45	0.0020	2.337	1262.1	1200	2.00	3.076	0.76	1.096	0.65	2.19	0.912	0.360	vérifie
R159 - R160	66.91	66.07	65.21	64.17	45	0.0231	2.337	895.1	1200	5.00	7.689	0.30	0.881	0.38	4.40	0.527	0.900	vérifie
R160 - R161	66.07	65.25	64.37	63.35	45	0.0227	2.337	882.2	1200	5.19	7.991	0.29	0.873	0.37	4.53	0.515	0.935	vérifie
R161 - R162	65.25	65.09	63.55	63.19	50	0.0072	2.337	992.6	1200	3.79	5.836	0.40	0.938	0.44	3.56	0.617	0.683	vérifie
R162 - R163	65.09	65	63.39	63.1	50	0.0058	2.337	1033.7	1200	3.40	5.238	0.45	0.966	0.47	3.29	0.656	0.613	vérifie
R163 - R164	65	64.91	63.3	63.01	50	0.0058	2.337	1033.7	1200	3.40	5.238	0.45	0.966	0.47	3.29	0.656	0.613	vérifie
R164 - R165	64.91	65.21	63.21	63.31	50	0.0020	2.337	1262.1	1200	2.00	3.076	0.76	1.096	0.65	2.19	0.912	0.360	vérifie
R165 - R166	65.21	65.48	63.51	63.58	50	0.0020	2.337	1262.1	1200	2.00	3.076	0.76	1.096	0.65	2.19	0.912	0.360	vérifie
R166 - R167	65.48	65.38	63.78	63.48	50	0.0060	2.337	1027.1	1200	3.46	5.327	0.44	0.961	0.46	3.33	0.650	0.623	vérifie
R167 - R168	65.38	65.26	63.68	63.36	50	0.0064	2.337	1014.8	1200	3.58	5.502	0.42	0.953	0.46	3.41	0.638	0.644	vérifie

R168 - R169	65.26	65.21	63.56	63.31	45	0.0056	2.337	1042.0	1200	3.33	5.126	0.46	0.972	0.47	3.24	0.664	0.600	vérifie
R169 - R170	65.21	65.54	63.51	63.64	45	0.0020	2.337	1262.1	1200	2.00	3.076	0.76	1.096	0.65	2.19	0.912	0.360	vérifie
R170 - R171	65.54	66.69	63.84	64.79	45	0.0020	2.337	1262.1	1200	2.00	3.076	0.76	1.096	0.65	2.19	0.912	0.360	vérifie
R171 - R172	66.69	66.17	64.99	64.27	45	0.0160	2.337	854.6	1200	5.65	8.699	0.27	0.854	0.35	4.83	0.492	1.018	vérifie
R172 - R173	66.17	66.27	64.47	64.37	45	0.0022	2.337	1237.4	1200	2.11	3.242	0.72	1.082	0.63	2.28	0.877	0.379	vérifie
R173 - R174	66.27	65.73	64.57	63.83	45	0.0164	2.337	850.2	1200	5.73	8.819	0.26	0.851	0.35	4.88	0.488	1.032	vérifie
R174 - R175	65.73	65.66	64.03	63.76	45	0.0060	2.337	1027.1	1200	3.46	5.327	0.44	0.961	0.46	3.33	0.650	0.623	vérifie
R175 - R176	65.66	64.53	63.96	62.63	44	0.0160	2.337	933.3	1200	4.47	5.877	0.34	0.903	0.40	4.50	0.562	0.805	vérifie

Annexes N 4 : les abaques de calcul hydraulique

ABAQUE N :01



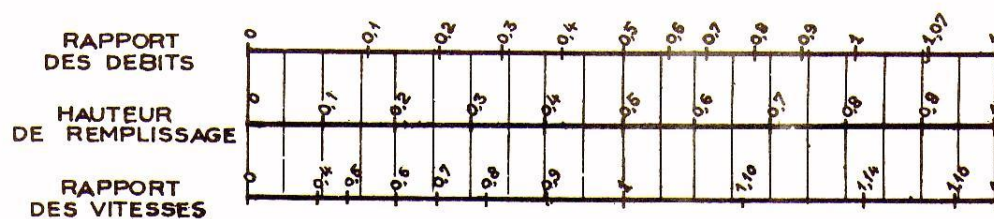
ABAQUE N :02

ANNEXE X

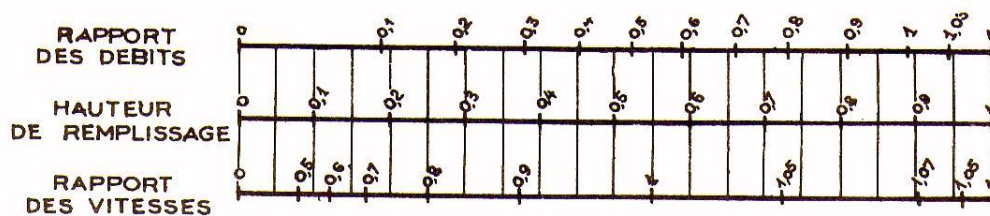
VARIATIONS DES DEBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DE LA HAUTEUR DE REMPLISSAGE

(d'après la formule de Bazin)

a) Ouvrages circulaires



b) Ouvrages ovoïdes normalisés



Exemple - Pour un ouvrage circulaire rempli aux 3/10, le débit est les 2/10 du débit à pleine section et la vitesse de l'eau est les 78/100 de la vitesse correspondant au débit à pleine section

ABAUUE N :03

