

Dédicace

Je dédie ce travail.

A mon support dans ma vie qui m'a appris, à celle qui m'a arrosé de tendresse et d'espoir, à la source d'amour qui m'a bénie par ses prières, à ma mère.

Un spécial dédicace à ma chère sœur DALEL, à mes chères frères AHMED et TAYEB, Ils m'ont chaleureusement soutenue et encouragée tout au long de mon parcours.

A mes chers amis qui étaient toujours prêts à m'aider et me soutenir dans les moments difficiles.

A tous ceux que j'ai omis de citer.

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

Je vous remercie de tout mon cœur, et vous souhaite tout le bonheur du monde.

Que dieu vous garde pour moi.

Remerciements

Tout d'abord je remercie en premier lieu ALLAH de m'avoir accordé patience, volonté et courage pour mener à bout mes années d'études, et réaliser ce projet qui a été fait avec amour, passion et honnêteté.

Je remercie très chaleureusement ma famille, j'exprime envers eux une gratitude sans fin, je leur suis éternellement redevable, pour avoir toujours été à mes côtés, pour m'avoir toujours encouragé et cru en moi avant de croire en mes capacités, pour leur motivation à toujours continuer et leur soutien à faire mieux.

J'adresse mes sincères remerciements à mon encadrante Mme.SAADOUN Samra, pour son encadrement, suivi, contrôle, conseils et soutien, et surtout pour avoir trouvé le temps nécessaire pour me guider malgré les diverses préoccupations.

J'adresse mes sincères remerciements à l'ensemble des professeurs de l'école ENSH, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes études. Mes respects, et mes sincères remerciements vont aux membres du jury qui me feront l'honneur d'évaluer et d'apprécier mon travail.

Enfin, je remercie tous mes amis, et toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce travail.

ملخص

الغرض من هذا المشروع هو تشخيص و اصلاح شبكة الصرف الصحي للمنطقة السكانية الكرمة بولاية بومرداس التي تواجه مشاكل خطيرة في حماية البيئة بسبب تدهور وعدم وجود شبكة الصرف الصحي في بعض أجزاء المنطقة.

تهدف هاته الدراسة أولا الى تشخيص الشبكة القائمة عن طريق تحديد الحالات الشاذة المتصلة بنظام الصرف الصحي. ثم اصلاح الشبكة لضمان صرف صحيح و سريع للمياه القذرة ومياه الأمطار خارج المدينة وفقاً لمتطلبات الأنظمة المعمول بها والمتعلقة بالوقاية من تلوث الصحة العامة والبيئة.

الكلمات المفتاحية: تشخيص، اعادة تهيئة، تدهور، الحالات الشاذة، شبكة الصرف الصحي، المياه القذرة، الكرمة.

Résumé

Ce projet a pour but de faire le diagnostic et la réhabilitation du réseau d'assainissement de la l'agglomération d'EL-KERMA wilaya de BOUMERDES, qui fait face à des problèmes graves en matière de protection de son environnement, dus à la dégradation et l'absence des systèmes d'évacuation dans quelques parties de la zone d'étude.

Cette étude consiste d'abord à faire un diagnostic du réseau existant par recensement des anomalies liées au système d'évacuation. Ensuite, la réhabilitation du réseau pour assurer une évacuation correcte et rapide de l'ensemble des eaux usées et pluviales hors l'agglomération conformément aux exigences de la réglementation en vigueur relative à la protection contre la pollution de la santé publique et de l'environnement.

Mots clés : diagnostic, réhabilitation, dégradation, anomalies, réseau d'assainissement, eaux usées, EL-KERMA.

Abstract

This project aims at diagnosing and rehabilitat the sewerage system of agglomeration the EL-KERMA of Boumerdes that is facing serious problems in protecting its environment due to the degradation and absence of evacuation systems in some parts of the area.

This study consists first in diagnosing the existing system by identifying anomalies related to the evacuation system, then, the rehabilitation of the system to ensure a correct and rapid evacuation of wastewater and rainwater outside the agglomeration in accordance with the requirements of

the current regulations regarding to the protection against pollution of public health and the environment.

Keywords: diagnosis, rehabilitation, degradation, anomalies, sewerage system, wastewater, EL-KERMA.

TABLE DE MATIERES

Introduction générale

CHAPITRE I: Présentation de la zone d'étude.....	1
Introduction	1
1.1 Situation géographique	1
1.1.1 Présentation de la Wilaya de Boumerdes	1
1.1.2 Présentation de la Commune de Boumerdes :	1
1.1.3 Localisation de la zone d'étude	2
1.2 Situation Topographique	3
1.3 Situation géologique	4
1.4 Sismicité	4
1.5 Situation Climatique	4
1.5.1 Température.....	5
1.5.2 Ensoleillement	6
1.5.3 Le Vent	7
1.5.4 Evaporation.....	7
1.5.5 La pluviométrie.....	7
1.6 Situation hydraulique.....	8
1.6.1 Alimentation en eau potable	8
1.7 Assainissement :	9
Conclusion.....	10
CHAPITRE II : Etude hydrologique.....	11
Introduction	11
2.1 La série des données pluviométriques	11

2.2	Analyses des données statistiques	14
2.3	Homogénéisation des données.....	15
2.4	Ajustement de la série.....	18
2.4.1	Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel:	18
2.4.2	Ajustement à la loi GEV :.....	19
2.5	Choix de la loi d'ajustement.....	23
2.5.1	Test graphique	23
2.5.2	Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 ».....	24
2.5.3	Sélection de la loi :	24
2.6	Calcul des pluies et des intensités de courte durée.....	25
2.6.1	Pluies de courte durée.....	25
2.6.2	Intensités de courte durée :	25
2.6.3	Intensité moyenne maximale.....	26
	Conclusion.....	27
	Chapitre III: Calcul de base	28
	Introduction	28
3.1	Situation démographique.....	28
3.2	Découpage de l'air d'étude en surfaces élémentaires.....	29
3.3	Estimation du Coefficient de ruissellement « Cr ».....	30
3.3.1	Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin.....	32
3.4	Détermination du nombre d'habitants pour chaque sous bassin	33
3.4.1	Densité partielle.....	33
3.4.2	Densité moyenne	34
3.4.3	Coefficient de ruissellement total pondéré	34
3.4.4	Calcul de la population pour chaque sous bassin	34

3.5	Les différents systèmes d'assainissement.....	35
3.5.1	Le système unitaire.....	35
	Domaine d'utilisation privilégié	36
	Avantages	36
	Inconvénients	36
	Contraintes d'exploitation.....	36
3.5.2	Le système séparatif	36
	Domaine d'utilisation privilégié	37
	Avantages	37
	Inconvénients	37
	Contraintes d'exploitation.....	37
3.5.3	Le système pseudo-séparatif.....	38
3.5.4	Le choix du système d'assainissement	38
3.6	Les différents schémas d'assainissement	39
3.6.1	Schéma perpendiculaire.....	39
3.6.2	Schéma par déplacement latéral	39
3.6.3	Schéma transversal ou oblique	40
3.6.4	Schéma par zones étagées.....	40
3.6.5	Schéma radial	40
	Conclusion.....	41
	Chapitre IV: Estimation des débits	42
	Introduction	42
4.1	Origine et nature des eaux à évacuer :	42
4.1.1	Les eaux usées domestiques	42
4.1.2	Les eaux usées des services publics	43

4.1.3	Les eaux usées industrielles.....	43
4.1.4	Les eaux parasites.....	43
4.1.5	Les eaux pluviales.....	44
4.2	Estimation des débits des eaux usées.....	44
4.2.1	Débits des eaux usées domestiques.....	44
4.3	Estimation débits d'eaux pluviales.....	47
4.3.1	Principe de la méthode rationnelle.....	47
4.3.2	Hypothèses et validité de la méthode rationnelle.....	48
4.3.3	Calcul du temps de concentration.....	48
4.3.4	Calcul des débits pluviaux.....	49
4.3.5	Les débits totaux de chaque sous bassin.....	50
	Conclusion.....	51
	Chapitre V : Diagnostique du système d'évacuation.....	52
	Introduction.....	52
5.1	Description du réseau d'Assainissement existant.....	52
5.2	Diagnostic physique.....	54
5.2.1	Etat des tampons.....	54
5.2.2	Etat des regards.....	54
5.2.3	Les collecteurs d'évacuation.....	56
5.3	Diagnostic hydraulique.....	57
5.4	Diagnostic des stations des relevages.....	61
5.4.1	Diagnostic de la station de reprise SR04 :.....	61
5.4.2	Diagnostic de la station de reprise SR05.....	62
5.4.3	Diagnostic de la station de reprise SR06.....	64
5.5	Vérification de capacité d'évacuation des stations.....	66

5.5.1	Vérification de capacité d'évacuation de la station de reprise SR06	66
5.5.2	Vérification de capacité d'évacuation de la station de reprise SR04	66
5.5.3	Vérification de capacité d'évacuation de la station de reprise SR05	66
5.6	Résultats et interprétation	67
Conclusion.....		67
Chapitre VI : Calcul hydraulique		68
6.1	La conception d'un système d'assainissement	68
6.2	Dimensionnement hydraulique des collecteurs	69
6.2.1	Conditions d'écoulement et de dimensionnement.....	69
6.2.2	Détermination des diamètres des collecteurs.....	69
6.2.3	Vitesse d'auto- curage.	72
6.2.4	Dimensionnement du réseau d'évacuation projeté.....	72
Conclusion.....		72
Chapitre7 : Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes.....		73
INTRODUCTION.....		73
7.1	Les ouvrages principaux :.....	73
7.1.1	Les canalisations.....	73
Formes et sections de conduites		73
7.2	Types de matériaux.....	74
7.2.1	Conduite en fonte.....	74
7.2.2	Conduites en amiante – ciment.....	74
7.2.3	Conduite en grès	75
7.2.4	Conduite en matière plastique	75
7.2.5	Conduites en béton non armé	75
7.2.6	Conduites en béton armé	76

7.3	Les essais de conduites préfabriqués	77
7.3.1	Essai à l'écrasement.....	77
7.3.2	Essai d'étanchéité	77
7.3.3	Essai de corrosion (chimique)	77
7.4	Pose de canalisation.....	77
7.4.1	Les conditions de pose.....	77
7.4.2	Les modes de pose	78
	Mauvais terrain.....	78
	Terrain très mauvais	78
7.5	Les ouvrages annexes	78
7.6	Les ouvrages normaux.....	78
7.6.1	Les branchements particuliers	79
7.6.2	Les bouches d'égout	79
7.6.3	les regards	80
7.7	Les ouvrages spéciaux	83
7.7.1	Les déversoirs d'orage.....	83
7.7.2	Types des déversoirs.....	84
	Dimensionnement du déversoir d'orage (DO01): (latéral)	85
	Dimensionnement du déversoir d'orage (DO02): (frontal).....	88
	Dimensionnement du déversoir d'orage (DO03): (frontal).....	89
	Dimensionnement du déversoir d'orage (DO04): (frontal).....	91
	Dimensionnement du déversoir d'orage (DO05): (frontal).....	92
7.8	STATIONS DE RELEVAGE PREFABRIQUEES.	94
7.8.1	Dimensionnement Hydrauliques	94
7.8.2	Calcul de la HMT pour chaque diamètre.....	95

7.8.3	Frais d'exploitation.....	96
7.8.4	Frais d'amortissement.....	97
7.8.5	Choix du diamètre économique :.....	98
CONCLUSION:		99
Chapitre VIII: Organisation de chantier.....		100
INTRODUCTION.....		100
8.1	Les étapes de réalisation du projet.....	100
8.1.1	Manutention et stockage des conduites	100
8.2	Choix des engins.....	103
8.2.1	le décapage	104
8.2.2	L'excavation des tranchées.....	105
8.2.3	Remblai des tranchées:	105
8.2.4	Le compactage.....	106
8.3	Détermination des différents volumes des travaux.....	106
8.4	Devis quantitatif et estimatif.....	109
Conclusion.....		109

Conclusion générale

LISTE DE FIGURES

FIGURE CHAPITRE I

Figure 1-1:Carte géographique de la commune de BOUMERDES.....	2
Figure 1-2: Commune limitrophe de Boumerdes.....	2
Figure 1-3:Localisation de la zone d'étude	3
Figure 1-4carte des pentes de la zone d'étude	4
Figure 1-5:Répartition mensuelle de la température	6
Figure 1-6:Précipitations moyennes mensuelles (1973-2016)	8
Figure 1-7:ressource en eau d'el kerma centre (Source : BET AH2E)	9

FIGURE CHAPITRE II

Figure 2-1:Ajustement graphique à la loi de Gumbel des Pjmax	19
Figure 2-2:Ajustement graphique à la loi de GEV des Pjmax	21
Figure 2-3:Ajustement graphique à la loi Log-normale des Pjmax	22
Figure 2-5:Graphe comparatif des lois d'ajustement adéquat.....	23
Figure 2-6:Courbe IDF des intensités pour des différentes périodes de retours.	26

FIGURE CHAPITRE III

Figure 3-1:Schéma perpendiculaire	39
Figure 3-2:Schéma par déplacement latéral.	39
Figure 3-3:Schéma à collecteur transversal ou oblique.....	40
Figure 3-4:Schéma par zones étagées.	40
Figure 3-5:Schéma radial.	41

FIGURE CHAPITRE V

Figure 5-1:Pourcentage de l'état des regards	53
Figure 5-2: Répartition du réseau d'assainissement d'El Kerma	54
Figure 5-3:Regard R39 qui dirige les eaux vers SR05 (Source : BET AH2E)	55
Figure 5-4:Regard R17 complètement bouché (Source : BET AH2E)	55
Figure 5-5:Regard R77 présence des déchets solides (Source : BET AH2E)	55
Figure 5-6:Regard R255 siphon RN24 inondé (Source : BET AH2E)	56
Figure 5-7:Regard R62 se trouve à l'intérieur d'une localité (Source : BET AH2E)	56
Figure 5-8:vue sur le regard de réception de station de relvage SR04. (Source : BET AH2E) ...	61
Figure 5-9:vue sur l'état de dégrilleur de la station SR04. (Source : BET AH2E)	62
Figure 5-10:vue sur le regard de réception de poste de relevage existant (sr5) (Source : BET AH2E)	63
Figure 5-11:vue sur l'état de dégrilleur(SR5). (Source : BET AH2E)	64
Figure 5-12:vue sur le dissableure de station de relevage SR06. (Source : BET AH2E)	65

FIGURE CHAPITRE VII

Figure 7-1:Joints sur tuyaux en amiante ciment.....	75
Figure 7-2: Joints sur tuyaux en béton	76
Figure 7-3:Exemple d'un regard simple.....	82
Figure 7-4:Choix du diamètre économique.....	99
8-1:Pose du lit de sable.....	101
8-2:Niveleuse	104
8-3:Bulldozer.....	104
8-4:Pelle à chenille	105
8-5:Chargeuse.....	105
8-6:Compacteur à rouleaux lisses.	106

LISTE DE TABLEAUX

TABLEAU CHAPITRE I

Tableau 1-1:caractéristiques de la station climatologique de DELLYS	5
Tableau 1-2:Températures moyennes mensuelles	5
Tableau 1-3:Durée moyennes mensuelles d'ensoleillement/jour (1994-2010).....	6
Tableau 1-4:vitesse du vent mensuelles en m/s.....	7
Tableau 1-5:L'évaporation mensuelle.....	7
Tableau 1-6:Précipitations moyennes mensuelles (1973-2016)	8

TABLEAU CHAPITRE II

Tableau 2-1:Identification de la station pluviométrique de REGHAIA	11
Tableau 2-2:La série pluviométrique (station de REGHAIA) 1973-2016.....	12
Tableau 2-3:Caractéristique de la série pluviométrique.....	14
Tableau 2-4:Calcul des paramètres du test de la médiane	14
Tableau 2-5: Résultats du test de la médiane.	14
Tableau 2-6 :Résultat de l'ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)	19
Tableau 2-7:Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran).....	20
Tableau 2-8:Résultat de l'ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)	22
Tableau 2-9:Résultat du test de Pearson χ^2	24
Tableau 2-10:Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensité	26

TABLEAU CHAPITRE III

Tableau 3-1 Estimation de l'évolution de la population.....	29
Tableau 3-2:Les sous bassins de la Zone d'étude (EL Kerma)	29
Tableau 3-3:Les sous bassins de la Zone d'étude (EL Kerma) (suite)	29

Tableau 3-4: Coefficient de ruissellement en fonction de la Catégorie D'urbanisation.	30
Tableau 3-5: Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence.	31
Tableau 3-6: Coefficient de ruissellement relatif à divers quartiers.	31
Tableau 3-7: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces...	32
Tableau 3-8: Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin	32
Tableau 3-9: Nombre d'habitants pour chaque sous bassin.....	34
Tableau 3-10: Avantages et inconvénients du système unitaire.	36
Tableau 3-11: Avantages et inconvénients du système séparatif.....	37
Tableau 3-12: Les critères de choix d'un système d'assainissement.	38

TABLEAU CHAPITRE V

Tableau 5-1: Caractéristiques des collecteurs diagnostiqués.	53
Tableau 5-2: Résultats du diagnostic physique du collecteurs.....	58
Tableau 5-3: caractéristiques technique de station de relevage	62
Tableau 5-4: caractéristiques technique de station de relevage SR05.	64
Tableau 5-5: caractéristiques technique de station de relevage SR06	65

TABLEAU CHAPITRE VII

Tableau 7-1: Dimensionnement du regard en fonction des dimensions des conduites.....	82
Tableau 7-2: La HMT en fonction du diamètre	96
Tableau 7-3: Prix d'un Kwh.....	97
Tableau 7-4: Frais d'exploitation en fonction du diamètre	97
Tableau 7-5: Frais d'amortissement en fonction du diamètre.....	98
Tableau 7-6: Bilan des couts en fonction des diamètres.	98
Tableau 8-1: devis quantitatif et estimatif du projet	109

Liste des planches

Planche N°01 : Réseau d'assainissement existant.

Planche N°02 : Tracé du réseau projeté.

Planche N°03 : Profil en long du collecteur principal N° :01

Planche N°04 : Profil en long du collecteur principal N° :02 et 03

Planche N°05 : Les ouvrages annexes.

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est une substance indispensable à la vie sur terre depuis sa création et a toujours été la priorité absolue de la vie humaine. Tout au long de son histoire, l'homme a toujours utilisé cette eau comme source de vie, de développement et d'amélioration des modes de vie.

L'assainissement est une technologie qui consiste à évacuer hydrauliquement de grandes quantités d'eaux usées et d'eaux pluviales vers le collecteur pour s'assurer qu'elles sont rejetées à la sortie avec le moins d'estimation et de quantification, et pour éviter la stagnation des déchets accumulés d'une agglomération urbaine dans des conditions satisfaisantes pour la santé publique et l'environnement.

Le développement rapide de la population urbaine et les changements de mode de vie ont conduit à une augmentation rapide de la structure zones urbaines et besoins impliquant de grandes surfaces étanches l'eau, cette dernière est augmentée en permanence d'émissions de polluants. Abondance et densité des produits nocifs emportés par les eaux usées, neutralisant de plus en plus la qualité limitée des ressources mondiales en eau.

Dans cet aspect ; notre étude porte sur le diagnostic de réseau d'assainissement de l'agglomération d'EL-KERMA wilaya de BOUMERDES, l'étude vise à faire une diagnostique sur le réseau existant que ce soit au niveau des canalisations et leurs dimensions et que ce soit au niveau du collecteur de rejet avec des données sur notre zone d'étude que nous avons avoir pour trouver une solution pour éviter la défaillance de ce dernier et le risque de contamination menacer les zones agricoles et l'eau

CHAPITRE I: PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE.

INTRODUCTION

La présentation de la zone d'étude est une étape essentielle pour toute étude en hydraulique, qui consiste à décrire le site du point de vue : géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique ... ; afin de bien déterminer les facteurs influents sur la conception de l'étude.

1.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE

1.1.1 Présentation de la Wilaya de Boumerdes

La wilaya se situe au nord du pays sur 100 km du littoral à 45 km d'Alger, et couvre une superficie de 1456,16 km² et possède un littoral de 100 kilomètres, Elle est délimitée :

- au Nord, par la Méditerranée.
- à l'Ouest, par les wilayas d'Alger et Blida.
- à l'Est, par la wilaya de Tizi-Ouzou.
- au Sud, par la wilaya de Bouira.

1.1.2 Présentation de la Commune de Boumerdes :

C'est la capitale de la wilaya, La ville se compose de deux agglomérations principales: Boumerdès et l'agglomération El Karma (notre zone d'étude) au pied du Jebel Bou Arous (anciennement agglomération du Figuier) et de deux agglomérations secondaires, Aliliguia et Ouled Abdelkrim.



Source (<http://wilaya-boumerdes.dz>)

Figure 1-1: Carte géographique de la commune de BOUMERDES

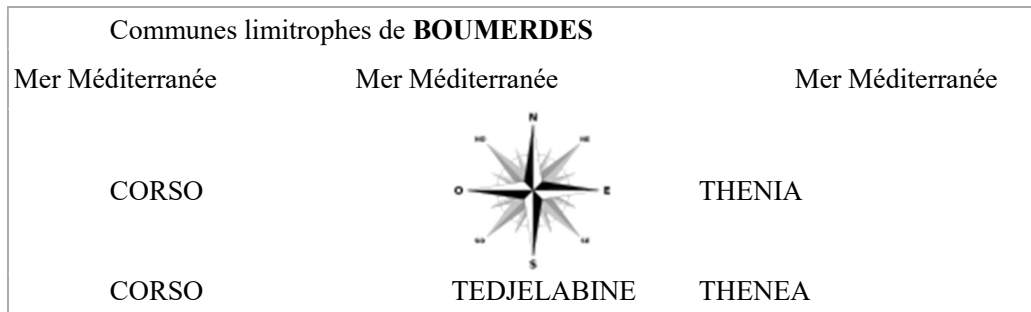


Figure 1-2: Commune limitrophe de Boumerdes

1.1.3 Localisation de la zone d'étude

La zone d'étude est située au niveau l'agglomération secondaire el kerma centre

L'aire d'étude est délimitée comme suite :

- Au Nord : la mer méditerranée
- Au Sud : Terres agricoles/ forêt
- A l'Est : la commune de THENIA
- A l'Ouest : oued

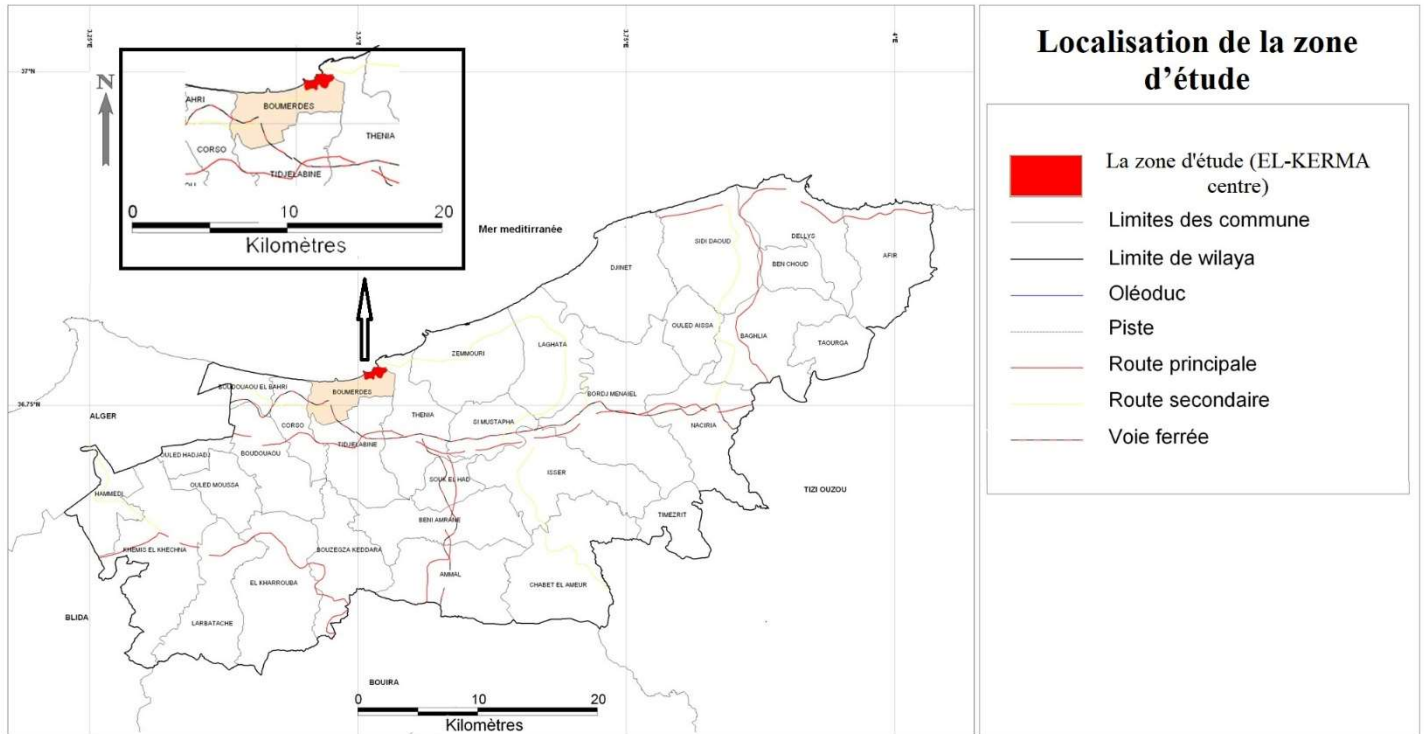


Figure 1-5: Localisation de la zone d'étude

1.2 SITUATION TOPOGRAPHIQUE

L'étude topographique joue un rôle important dans la conception du réseau d'assainissement, vu que l'évacuation des eaux s'effectue avec un écoulement gravitaire, sauf dans le cas de contre pente où le relief exige un relevage.

Notre zone d'étude présente une très grande pente dans la partie nord de la zone (2% jusqu'à 18% comme le montre la figure suivant :

carte des pentes de la zone d'étude

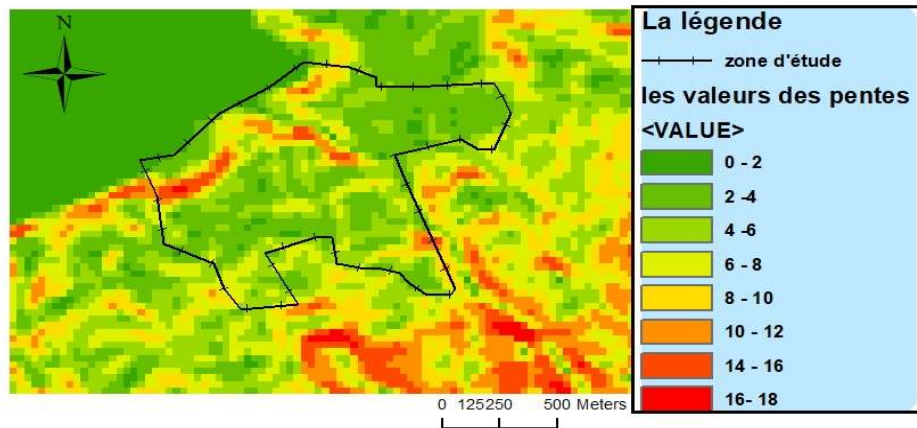


Figure 1-4carte des pentes de la zone d'étude

1.3 SITUATION GEOLOGIQUE

La géologie étudie la nature du sol pour déterminer le mode de réalisation des tranchées et les engins à utiliser, L'aire de l'étude présente une grande partie construite sur des formations quaternaires de 10 à 30 m d'épaisseur de nature essentiellement sablo-limoneuse.

1.4 SISMICITE

Notre zone d'étude se situe à la frontière entre les plaques africaine et eurasienne, formant ainsi une zone de compression. La zone compressée apparaît sous la forme de plusieurs poussées et défauts. Parce qu'il est situé entre deux plaques tectoniques, de nombreux tremblements de terre se sont produits dans cette zone

1.5 SITUATION CLIMATIQUE

Nous prenons en compte dans notre étude les données de la station climatologique de DELLYS qui est la plus représentative de la zone d'étude. La région est caractérisée par un climat chaud en été (souvent plus de 30°C) et humide en hiver. Juillet et août sont les mois les plus chauds.

Tableau 1-1:caractéristiques de la station climatologique de DELLYS

Stations	Coordonnées Lambert			Période d'observation
	X (Km)	Y (Km)	Altitude(m)	
DELLYS	608	401,9	05	1994-2010

(Source : ONM,2011)

1.5.1 Température

Les températures constituent un des facteurs majeurs caractéristiques du climat car elles ont une influence importante sur la viscosité de l'eau.

Les valeurs des températures, maximales, minimales et moyennes mensuelles, observées dans la station météorologique de DELLYS, courant la période 1994 à 2010, sont illustrées dans le tableau suivant:

Tableau 1-2:Températures moyennes mensuelles (1994 – 2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	M.A
Tmax	26,79	24,7	20,4	17,44	16,29	16,86	17,58	19,47	22,03	25,21	27,41	29,38	21,96
Tmoy	22,82	20,8	16,7	13,91	12,6	12,82	14,34	15,68	18,27	21,95	24,62	25,3	18,31
Tmin	19,43	17,17	13,18	10,58	9,18	9,2	10,53	11,97	14,81	18,16	20,58	21,53	14,69

(Source : ONM,2011)

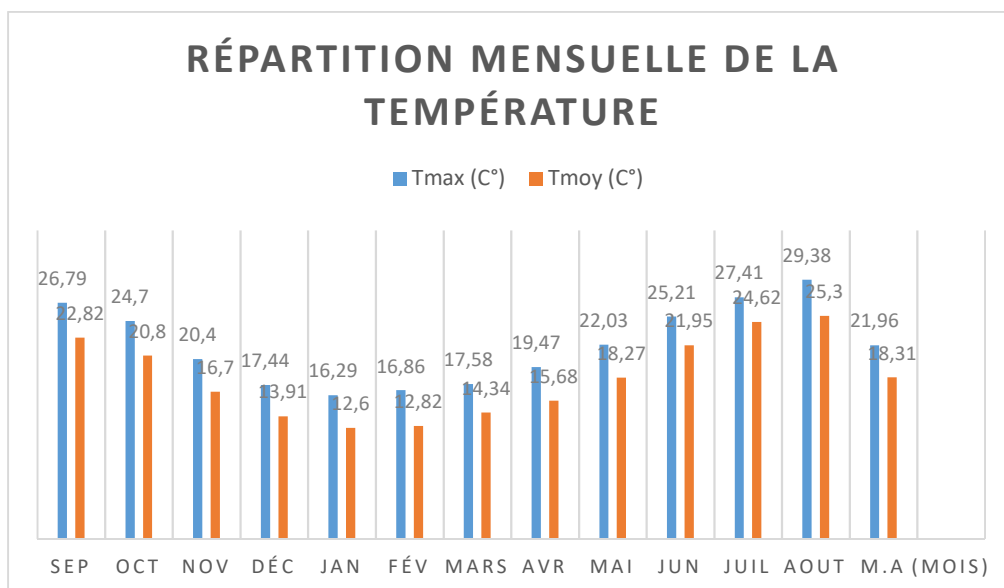


Figure 1-5: Répartition mensuelle de la température (1994 – 2010)

Selon la Figure au-dessus, on peut distinguer deux périodes :

Le gradient de température moyenne du mois le plus froid au mois le plus chaud varie, de 12.6° C à 25.3°C pour la région.

Les mois les plus chauds correspondent à juillet et août, la température moyenne est inférieure à 30°C. Les mois les plus froids sont enregistrés de décembre à février. Les moyennes du mois varient de 12.6 à 13.91 °C.

1.5.2 Ensoleillement

Les moyennes mensuelles de durée en heures d'ensoleillement sont données par le tableau suivant :

Tableau 1-3: Durée moyennes mensuelles d'ensoleillement/jour (1994-2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	M.A
E (h/j)	8,27	7,36	5,83	4,69	5,55	6,42	6,98	7,36	8,97	10,15	10,51	8,94	7,58

(Source : ONM,2011)

Le tableau 1-3 montre l'ensoleillement moyenne mensuelle par jour de notre zone d'étude, nous remarquons la durée maximale était dans le mois de juillet avec 10.51 h/j et la durée minimale était 4.69 dans le mois de janvier.

1.5.3 Le Vent

Les vitesses du vent sont relativement modérées elles varient de 2.58 à 3.95m/s.

Tableau 1-4: vitesses du vent mensuelles en m/s. (1994-2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	M.A
V(m/s)	2,81	2,58	3,33	3,78	3,95	3,62	3,56	3,2	3,55	2,68	2,66	2,74	3,205

(Source : ONM,2011)

1.5.4 Evaporation

L'évaporation est un paramètre important du bilan hydrologique, le tableau suivant montre la répartition mensuelle de l'évaporation dans la région.

Tableau 1-5: L'évaporation mensuelle (1994-2010)

Mois	Sep	Oct	Nov	Déc	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Jun	Juil	Aout	M.A
Evaporation (mm)	93,09	91,33	94,1	92,18	82,66	74,41	72	71,63	77,7	77,6	85,77	93,8	1006,27

(Source : ONM,2011)

D'après le tableau ci-dessus l'évaporation mensuelle moyenne varie entre 71,63 et 93,8 mm. Sa répartition mensuelle montre une décroissance régulière du mois d'aout au mois de septembre.

1.5.5 La pluviométrie

Pour la pluviométrie nous prenons en compte dans notre étude les données de la station Reghaia, qui est la plus représentative.

Le tableau suivant (Tableau 1-6) présente les précipitations moyennes mensuelles sur une période d'observation de 43 ans (1973-2016) :

Tableau 1-6: Précipitations moyennes mensuelles (1973-2016)

mois	Sept	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Jui	Jul	Août	TOTAL
P(mm)	18,59	24,59	33,24	25,75	25,55	22,17	21,37	18,65	18,80	7,22	1,88	4,30	222,11
P(%)	8,37	11,07	14,96	11,60	11,50	9,98	9,62	8,40	8,46	3,25	0,85	1,94	100

(Source : ANRH BLIDA, 2017)

L'analyse des changements de précipitations montre :

- La saison des pluies s'étale d'octobre à mars ; la hauteur maximale des précipitations en novembre est de 33.4 mm.
- Juin, juillet et août sont les mois les plus secs : avec un minimum de précipitations de 0.85 mm au mois de Juillet.

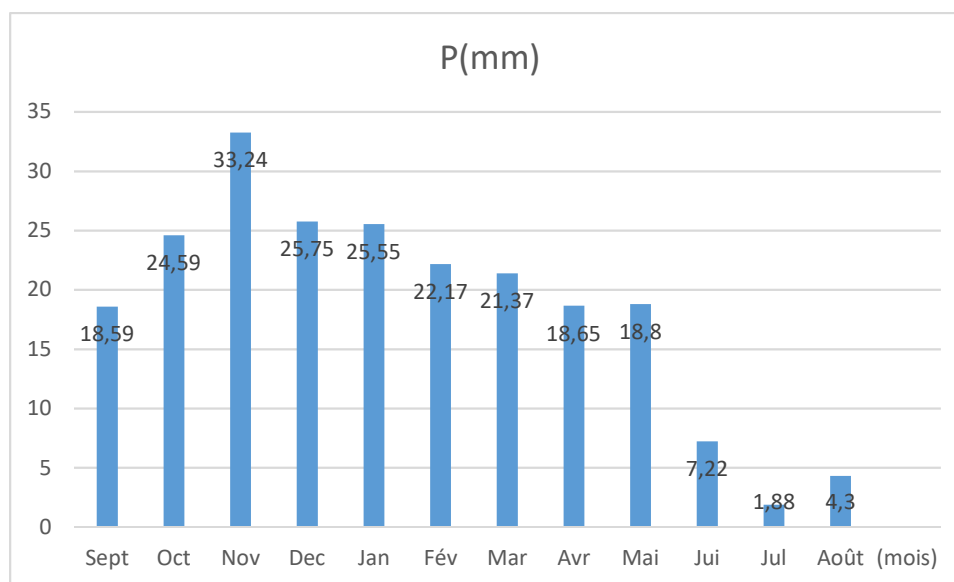


Figure 1-6: Précipitations moyennes mensuelles (1973-2016)

1.6 SITUATION HYDRAULIQUE

1.6.1 Alimentation en eau potable

La ville d'El Kerma est principalement alimentée en eau par la conduite de refoulement de la station de dessalement de Cape déjanté qui est stockée dans les réservoirs existants situés dans la partie haute de la ville d'El Kerma.

La zone d'étude (El kerma centre) est alimentée gravitairement par des réservoirs existants :

- 1- Deux réservoir de volume $V=300\text{m}^3$ el kerma basse secteur militiaire ;
- 2- Réservoir de volume $V=1000\text{m}^3$ el kerma basse secteur militiaire ;
- 3- Réservoir de volume $V=500\text{m}^3$ el kerma haute ;
- 4- Réservoir de volume $V=1000\text{m}^3$ el kerma haute.

Le réseau de distribution recouvre pratiquement la totalité de la ville le système de distribution est présenté dans la figure si dessus :

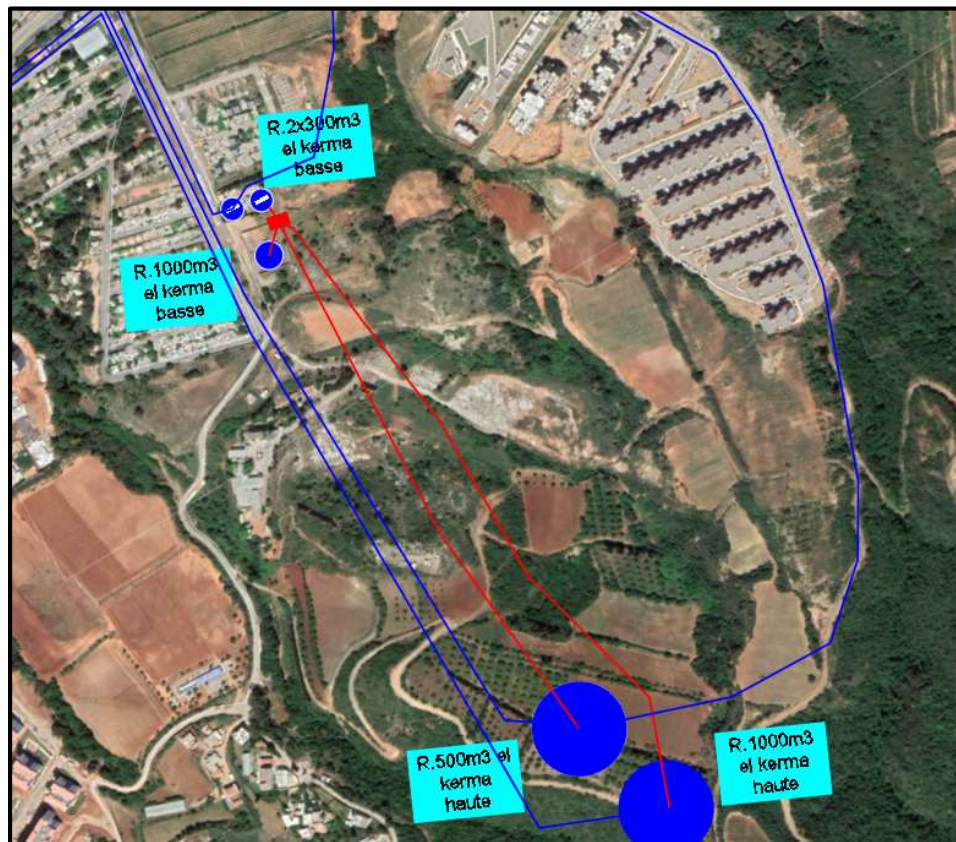


Figure 1-7:ressource en eau d'el kerma centre (Source : Bureau d'études AH2E)

1.7 ASSAINISSEMENT

Le réseau d'assainissement de notre zone d'étude de type unitaire, le réseau est constitué de six points de rejets dans la localité EL KERMA avec plusieurs collecteurs principaux, et chaque collecteur intercepte les eaux usées et pluviales de son bassin versant relatif. il est

constitué par des collecteurs dont les diamètres varient du ø150 jusqu'à ø800, et trois stations de relevage (SR4, SR5, SR6)

CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant notre région du point de vue climatique, géologie, topographie ainsi que la situation hydraulique. Aussi, nous avons défini les données relatives aux agglomérations. Ces données nous serviront pour entamer notre diagnostic.

CHAPITRE II : ETUDE HYDROLOGIQUE

INTRODUCTION

L'hydrologie est la science de la terre qui s'intéresse au cycle de l'eau, c'est-à-dire aux échanges entre l'atmosphère, la surface terrestre et son sous-sol.

L'hydrologie urbaine constitue un « sous-cycle » de l'eau lié à l'activité humaine : production et distribution de l'eau potable, collecte et épuration des eaux usées et pluviales.

L'étude hydrologique est indispensable pour toute mise en œuvre des projets hydrauliques, protection contre les crues, Assainissement, Drainage, Irrigation et de construction des Barrages.

Elle est la partie la plus importante pour un projet d'assainissement. Cette étude a pour but de déterminer le débit spécifique des eaux pluviales pour une période de retour bien choisie avec un modèle plus adéquate.

2.1 LA SERIE DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES

Pour l'étude des précipitations en assainissement on a besoin d'une série pluviométrique qui comporte les précipitations maximales journalières pour la période la plus longue possible.

Dans notre étude, on a choisi de travailler avec la série de la station pluviométrique de REGHAIA (code : 020632), cette dernière se situe dans le bassin côtier algérois, (le même bassin de notre zone d'étude).

Cette Station est définie par les coordonnées réunies dans le tableau suivant :

Tableau 2-1: Identification de la station pluviométrique de REGHAIA

La station de	Code	X (Km)	Y (Km)	Z(m)	Période d'observation
Reghaia	020632	557.8	382.25	20	1973-2016

(Source : ANRH BLIDA,2017)

La station fournit une série pluviométrique comportant les pluies maximales mensuelles et annuelles. Cette série s'étend sur une période d'observation de 44 ans(1973/2016), La série des précipitations maximales journalières est donnée dans le tableau suivant :

Tableau 2-2:La série pluviométrique (station de REGHAIA) 1973-2016

années	sept	oct	nov	déc	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Pmaxj	annuel
1973	98,5	26,4	17,2	43,7	33,3	34,5	87	18,7	0,20	9,50	0,60	0	98,5	870,8
1974	11,3	47,7	40,2	13	13,5	26	18,8	11	19,6	18,1	0	0	47,7	664,6
1975	3,8	9,6	42,2	30,3	36,2	30,6	10,5	9,3	14,3	5,2	20,8	11,8	42,2	813,6
1976	8,3	26	26,3	21,2	13,6	19,7	15,2	36	22,4	3	0	0	36	541,5
1977	0	5,6	32,5	3	37,6	11	21,7	71,7	24,1	0,7	0	0	71,7	659,2
1978	5,9	44,2	41	21,9	18,3	25,6	48,2	9,7	2,5	3,9	0	1,7	48,2	643,5
1979	40,3	11,9	53	33,6	30	12,7	30,7	51,4	11	1,5	0	0	53	754,2
1980	0	16,4	34	48,2	16,9	13,2	12	13	22,2	2,3	0	18,9	48,2	659,7
1981	2,3	22,6	10,4	19,8	33,2	24,4	16	6,9	15,8	16,5	0	3,5	33,2	550,6
1982	41,6	31,6	63,5	26,9	1,6	37,1	18,4	6,4	2,8	0	7,8	1,4	63,5	703,4
1983	1	20,5	19,7	34,5	46,3	21,9	12,2	12	38	13,5	0	0	46,3	575,4
1984	17,5	101,4	12,5	31,9	28	12,6	34,3	2,5	30,8	0	0	0	101,4	894,1
1985	19,3	18,6	34,4	19,6	13,6	22,1	31,5	14,1	0,7	11	11,3	2,6	34,4	558,3
1986	37,3	6,9	38,4	36,1	27,2	44	3,5	0	2	17,8	1,2	0	44	629,8
1987	24,2	19,7	41,2	14,4	18	8,5	34	15	8,4	20,4	0,7	0	41,2	482,2
1988	31,3	1,9	38,5	25,7	8,5	9,1	4,5	10,4	0	0	0,2	0	38,5	296,2
1989	7,9	12,5	9,7	6,6	2,9	0	6,3	14,8	9,5	4,6	13,8	0	14,8	203,5
1990	0,5	28	16,2	19,3	20	19,7	10,4	15	11,7	7,6	0	0,4	28	401
1991	40,6	24,4	25,5	3,1	48,8	16,5	17,4	30,4	28,6	10,1	3,7	0	48,8	644,6
1992	2,7	42,9	94,8	20,7	14,3	23,2	4	13,4	14,7	0,4	2,1	0	94,8	493,1
1993	26,6	15,8	28,3	23	34	16,3	0,3	18,4	2,9	0	0	0	34	355,6

(Source : ANRH BLIDA,2017)

années	sept	oct	nov	déc	janv	fév	mars	avril	mai	juin	juil	aout	Pmaxj	annuel
1994	14,2	26,9	30,6	28,8	45,2	32,7	27,8	11,2	0	16,2	0	20,4	45,2	628,2
1995	12,4	40,8	9,8	22	24,6	21	18	49,2	10,7	50,8	1,2	1,7	50,8	685,8
1996	21,9	44	12	4,3	12	8,5	11,9	43,4	6	6,8	2,6	22,2	44	304,4
1997	64	15,9	34,1	51	19,6	37,2	22,2	32,6	59,6	6,1	0	0,9	64	737,2
1998	5,3	23,8	24,4	26,6	37,5	43,7	22,3	9,1	0,6	4	0	4,6	43,7	607,3
1999	23	29,6	40,3	35,9	9	7,3	36,8	8	37,3	1,1	0	0	40,3	561
2000	5,5	25,2	22,4	14,6	31,5	24,7	0	13,1	3,4	0	0	0	31,5	407,1
2001	19,6	13,8	49	21,2	13,8	2,9	11,7	6,6	9,1	0	1,2	8,4	49	345,5
2002	11,8	22,5	37,6	30	45,2	25,3	12	32,3	4,4	0	0	0	45,2	840,3
2003	23,5	13,5	13	20,7	46,6	20,7	40,6	23,5	77,4	0	0	0	77,4	719,2
2004	3,1	21	53	52,4	31,6	18,6	16,9	10,2	1,2	0	0	0	53	595,5
2005	8	24,6	44	25,3	26,4	27,6	16	1,9	105,3	0,6	0	5,9	105,3	777
2006	20,5	5,3	10,3	37,1	6	13,8	23,4	24,2	9,8	2,7	5	0	37,1	580,7
2007	29,8	36,4	60,8	27,2	5	7	10,8	4,8	25,3	2,4	8,3	0	60,8	663,5
2008	12,5	17,1	35,8	31,4	21,6	9,2	16,1	23,3	5,1	0	0	0	35,8	692
2009	62,3	6	53,2	38,1	28,2	14,3	48,6	23,8	18,8	2,9	2,3	20,9	62,3	706,1
2010	9,4	32,5	22,6	24,2	23,1	62,2	30,3	22	32,6	9,4	0	0	62,2	815,4
2011	26,4	14	46	19,4	29	52,2	29	42	11,7	0,4	0	55,2	55,2	960,7
2012	3	41,2	25,3	13	30,4	26,5	15	26,7	84,3	7,4	0	8,8	84,3	740
2013	8,1	15,2	47,1	40,4	26,8	8,7	24,6	1,2	4,5	41,1	0	0	47,1	665,5
2014	2,1	32	20,8	38,6	33	40,9	17,7	0	6,9	16	0	0	40,9	577
2015	8,1	38,4	26,3	0	42,2	36	27,5	21,8	30	0	0	0	42,2	590,2
2016	2,7	7,5	24,5	34,5	40,1	5,7	24	9,5	1	3,8	0	0	40,1	522,3

(Source : ANRH BLIDA,2017)

2.2 ANALYSES DES DONNEES STATISTIQUES

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations maximales journalières. Les caractéristiques de cette série sont :

- La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $P_{max,j}$, durant 44ans d'observation :

$$\overline{P_{max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{max,j}}{n} \quad (2.1)$$

$$\overline{P_{max,j}} = 51.97$$

- L'écart type « $\sigma_{P_{max,j}}$ », Pour $n \geq 30$ ans on a :

$$\sigma_{P_{max,j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (P_{max,j} - \overline{P_{max,j}})^2}{n}} \right] \quad (2.2)$$

$$\sigma_{P_{max,j}} = 20.07$$

- Coefficient de variation : « C_v » :

$$C_v = \frac{\sigma_{P_{max,j}}}{\overline{P_{max,j}}} \quad (2.3)$$

$$C_v = 0.386$$

Tableau 2-3:Caractéristique de la série pluviométrique

La taille de la série	44.00
La valeur Min. (mm)	14.80
La valeur Max.(mm)	105.3
La moyenne (mm)	51.97
L'écart-type (mm)	20.07
La médiane (mm)	46.7

Remarque : L'exposant climatique pour notre région $b=0,34$ est donné par l'A.R.N.H BLIDA.

2.3 HOMOGENEISATION DES DONNEES

Les lois d'ajustement sont nombreuses et ne peuvent être appliquées à un échantillon que si les conditions Homogénéité - Stationnarité sont réunies. Pour cela, nous utilisons le test de la médiane, dont les étapes sont les suivantes :

- 1- Trier la série par ordre croissant.
- 2- Déterminer la valeur M de la médiane d'ordre m (de telle sorte que 50% des x_i soient inférieurs à x et 50% des x_i soient supérieure à x). Deux cas sont alors possibles :
 - Si N est impair, on prend la $\left(\frac{N+1}{2}\right)^{\text{ième}}$ valeur.
 - Si N est pair, on prend la moyenne entre la $\left(\frac{N}{2}\right)^{\text{ième}}$ valeur et la $\left(\frac{N}{2} + 1\right)^{\text{ième}}$ valeur.

On a : $N = 44$, donc : $M = \frac{P(22)+p(23)}{2} = \frac{46,3+47+}{2}$, alors la médiane est : **$M = 46.7$**

mm.

- 3- Pour la série non triée, attribuer à chaque valeur un signe (+) si $x_i > M$ ou bien un signe (-) si $x_i < M$.

Les calculs des étapes précédentes sont résumés dans le tableau II-4 (la page suivante).

- 4- Calculons les quantités N_S et T_S tel que : N_S est le nombre total des séries (+) ou (-), et T_S est la taille de la plus grande série (+) ou (-).

Pour un seuil de signification compris entre 91% et 95%, les conditions du test sont :

$$N_S > \frac{1}{2}(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N + 1})$$

$$T_S < 3.3 [\log_{10}(N) + 1]$$

Tableau 2-4: Calcul des paramètres du test de la médiane

Série triée par ordre croissant			Série non triée		
années	ordre	Pannuel	années	Pannuel	signe
1989	1	203,5	1973	870,8	+
1988	2	296,2	1974	664,6	+
1996	3	304,4	1975	813,6	+
2001	4	345,5	1976	541,5	-
1993	5	355,6	1977	659,2	+
1990	6	401	1978	643,5	+
2000	7	407,1	1979	754,2	+
1987	8	482,2	1980	659,7	+
1992	9	493,1	1981	550,6	+
2016	10	522,3	1982	703,4	+
1976	11	541,5	1983	575,4	-
1981	12	550,6	1984	894,1	+
1985	13	558,3	1985	558,3	-
1999	14	561	1986	629,8	-
1983	15	575,4	1987	482,2	-
2014	16	577	1988	296,2	-
2006	17	580,7	1989	203,5	-
2015	18	590,2	1990	401	-
2004	19	595,5	1991	644,6	+
1998	20	607,3	1992	493,1	-
1994	21	628,2	1993	355,6	-
1986	22	629,8	1994	628,2	-
1978	23	643,5	1995	685,8	+
1991	24	644,6	1996	304,4	-
1977	25	659,2	1997	737,2	+
1980	26	659,7	1998	607,3	+

Série triée par ordre croissant			Série non triée		
années	ordre	Pmaxj	années	Pannuel	signe
2007	27	664,6	1999	561	-
1974	28	665,5	2000	407,1	-
2013	29	685,8	2001	345,5	-
1995	30	692	2002	840,3	-
2008	31	703,4	2003	719,2	+
1982	32	706,1	2004	595,5	+
2009	33	719,2	2005	777	-
2003	34	737,2	2006	580,7	+
1997	35	740	2007	663,5	-
2012	36	754,2	2008	692	+
1979	37	777	2009	706,1	+
2005	38	813,6	2010	815,4	+
1975	39	815,4	2011	960,7	+
2010	40	840,3	2012	740	+
2002	41	870,8	2013	665,5	+
1973	42	894,1	2014	577	+
1984	43	960,7	2015	590,2	-
2011	44	664,6	2016	522,3	-

Tableau 2-5: Résultats du test de la médiane.

Paramètre	Valeur	Comparaison
N_s	22	$22 > 16.07 \rightarrow$ condition n°1 vérifiée
$\frac{1}{2}(N + 1 - 1.96 \times \sqrt{N + 1})$	16.07	
T_s	6	$6 < 8.72 \rightarrow$ condition n°2 vérifiée
$3.3 [\log_{10}(N) + 1]$	8.72	

Interprétation : d'après les résultats du test de la médiane (Tableau 2-5), on conclut que la série des pluies maximales journalières est homogène.

2.4 AJUSTEMENT DE LA SERIE

Puisque les régimes pluviométriques sont très irréguliers, la série pluviométrique obéit à une loi dissymétrique, les trois lois généralement utilisées sont :

- La loi de GUMBEL.
- La loi de GALTON (Loi log normale).
- la loi GEV.

2.4.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

La fonction de répartition de la loi de Gumbel :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (2.4)$$

Sachant que « y » est la variable réduite de la loi de Gumbel :

$$y = \frac{x-x_0}{\alpha} = -\ln[-\ln(F(x))] \quad (2.5)$$

Avec :

x : variable étudiée ($P_{\max,j}$) ; x_0 : paramètre de position (ordonnée à l'origine).

α : paramètre de l'échelle ($\alpha > 0$) appelé aussi « gradex ».

L'expression de quantile est alors :

$$x = \alpha y + x_0 \quad (2.6)$$

Les paramètres de la loi de Gumbel, par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\alpha = 15.232 \quad ; \quad x_0 = 43.1471 \text{ mm}$$

❖ Résultats de l’ajustement à la loi de Gumbel sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 2-6 :Résultat de l’ajustement à la loi de Gumbel (Hyfran)

T	Q	XT	STANDARD	IC
100.0	0.9900	113.2	9.403	94.78 - 131.6
50.0	0.9800	102.6	8.174	94.78 - 131.7
20.0	0.9500	88.39	6.561	94.78 - 131.8
10.0	0.9000	77.42	5.351	94.78 - 131.9
5.0	0.8000	65.99	4.156	94.78 - 131.10
2.0	0.5000	48.73	2.688	94.78 - 131.11

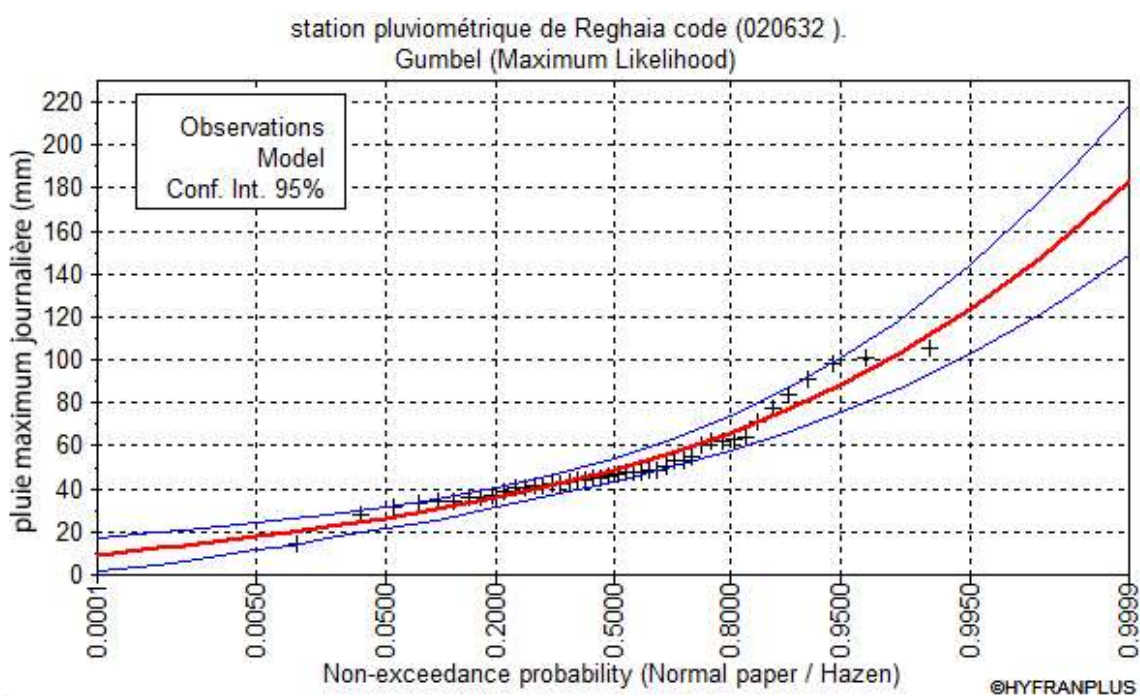


Figure 2-1:Ajustement graphique à la loi de Gumbel des Pjmax

2.4.2 Ajustement à la loi GEV

La fonction de répartition de la loi d'extrémum généralisée :

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \quad (2.7)$$

Sachant que « y » est la variable réduite :

$$y = -\frac{1}{k} \ln \left[1 - \frac{k}{\alpha} (x - u) \right] \quad (2.8)$$

Avec :

x : variable étudiée ($P_{\max,j}$).

u : paramètre de position

α : paramètre de dispersion ($\alpha > 0$).

k : paramètre de forme appelé indice des valeurs extrêmes.

L'expression de quantile est alors :

$$x = u + \frac{\alpha}{k} (1 - e^{-ky}) \quad 2.9$$

Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$u = \mathbf{43.2018} \text{ mm} \quad ; \quad \alpha = 14.9298 \quad ; \quad k = \mathbf{-0.00946559}$$

Résultats de l'ajustement à la loi d'extrémum généralisé :

Tableau 2-7: Résultat de l'ajustement à la loi GEV (Hyfran)

T	Q	XT	STANDARD	IC
100.0	0.9900	113.4	16.88	80.30 - 146.5
50.0	0.9800	102.5	12.53	80.30 - 146.6
20.0	0.9500	88.18	8.080	80.30 - 146.7
10.0	0.9000	77.16	5.705	80.30 - 146.8
5.0	0.8000	65.76	4.120	80.30 - 146.9
2.0	0.5000	48.68	2.810	80.30 - 146.11

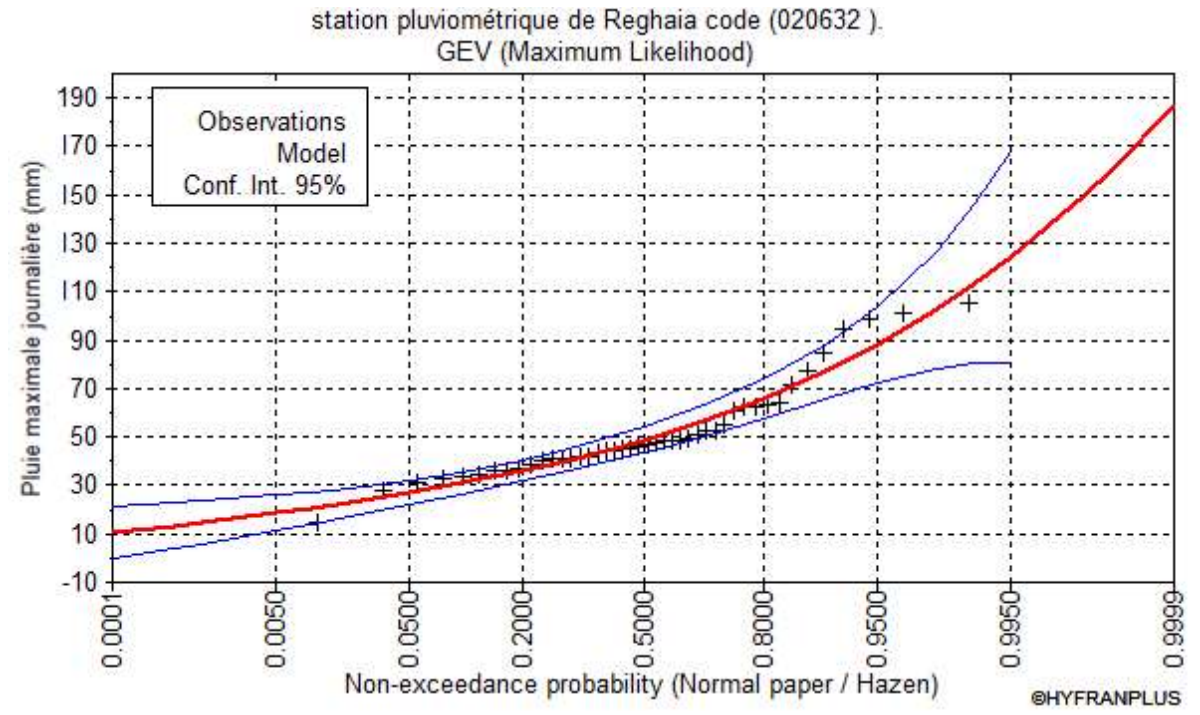


Figure 2-2: Ajustement graphique à la loi de GEV des P_{jmax}

2.4.3 Ajustement à la loi de Galton (Log-normale)

La fonction de répartition de la loi Log-normale :

$$F(x) = \sqrt{2\pi} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (2.10)$$

Sachant que « u » est la variable centrée réduite de Gauss :

$$u = \frac{\ln(x) - \overline{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \quad (2.11)$$

Avec :

x : variable étudiée (P_{max,j}).

$\overline{\ln(x)}$: la moyenne des logarithmes de la variable x

$\sigma_{\ln(x)}$: l'écart-type des logarithmes de la variable x.

L'expression de quantile est alors :

$$\ln(x) = u \sigma_{\ln(x)} + \overline{\ln(x)} \quad (2.12)$$

Les paramètres de la loi par la méthode du maximum de vraisemblance :

$$\sigma_{\ln(x)} = 0.371138 \quad ; \quad u = 3.88363$$

❖ Résultats de l’ajustement à la loi de Galton :

Tableau 2-8:Résultat de l’ajustement à la loi Log-normale (Hyfran)

T	Q	XT	STANDARD	IC
100.0	0.9900	115.3	12.52	90.71 - 139.8
50.0	0.9800	104.2	10.36	90.71 - 139.9
20.0	0.9500	89.50	7.733	90.71 - 139.10
10.0	0.9000	78.20	5.936	90.71 - 139.11
5.0	0.8000	66.42	4.337	90.71 - 139.12
2.0	0.5000	48.60	2.719	90.71 - 139.14

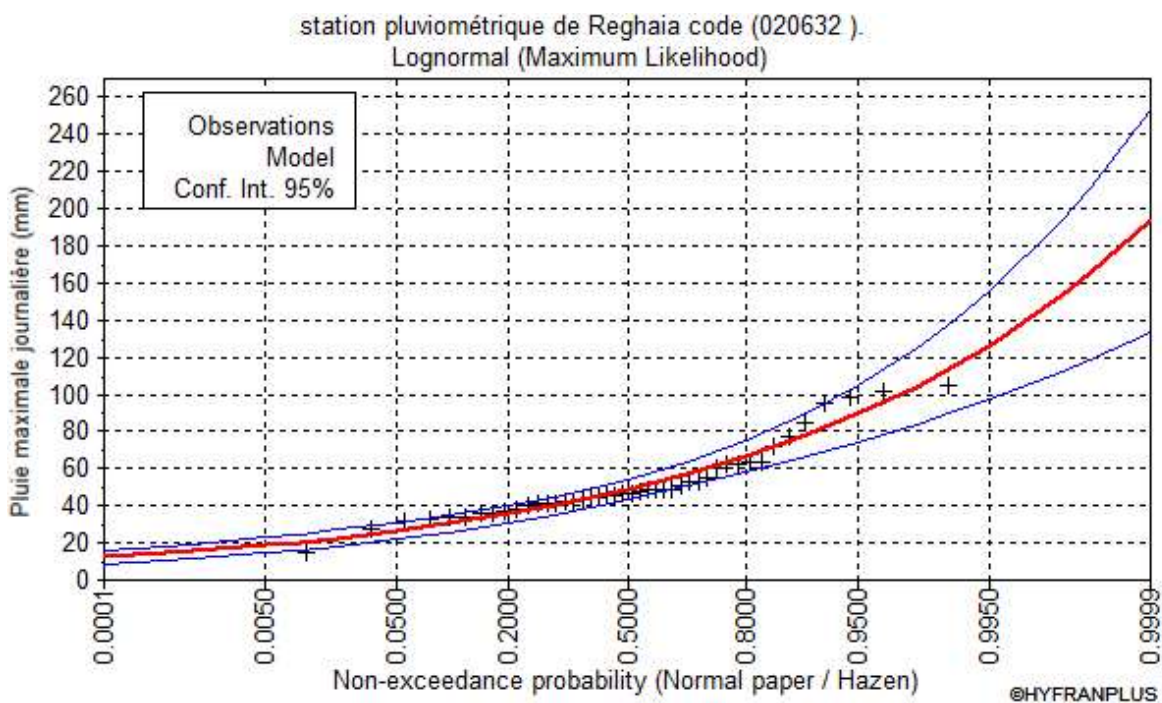


Figure 2-3:Ajustement graphique à la loi Log-normale des Pjmax

2.5 CHOIX DE LA LOI D'AJUSTEMENT

Après l'ajustement de notre série sur les différentes lois, nous devons choisir la loi la plus appropriée, Les critères de choix d'une loi sont liés à un ajustement graphique et un test de dispersion.

2.5.1 Test graphique

D'après l'examen visuel des graphiques d'ajustement présentés dans les figures 2-1, 2-2 et 2-3, on remarque :

- La loi GEV donne un mauvais ajustement par rapport aux deux autres lois, vu que l'allure des intervalles de confiances compte des valeurs non définies et valeurs négatives. → la loi est inadéquate ; à rejeter.
- L'ajustement graphique à la loi de Gumbel et à celle de Galton, donne un ajustement adéquat, pour cela nous allons faire une comparaison graphique entre les deux lois pour définir la meilleure loi.

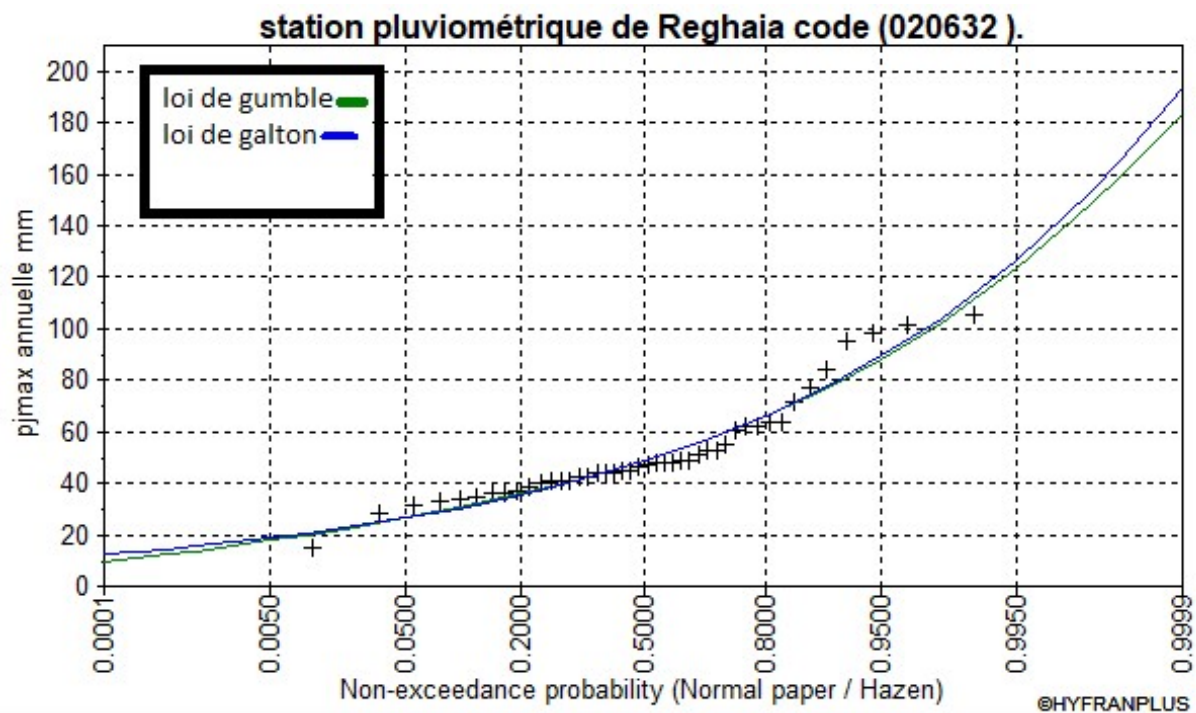


Figure 2-4: Graphe comparatif des lois d'ajustement adéquat

Interprétation :

L'examen visuel est basé sur les résultats du graphique comparatif, qui nous montre que les points sont très proches des lignes théoriques. Visuellement, il est difficile de choisir la loi d'ajustement la plus adéquate, c'est pour cela on procède à l'analyse statique.

2.5.2 Test d'adéquation de Khi-deux « χ^2 »

Appelé aussi test de Khi-carré ou de Pearson. Ce test consiste à prendre une règle de décision concernant l'ajustement, en comparant entre les valeurs calculées et théoriques de χ^2 . Il est donné pour un seuil de signification (risque) $\alpha = 5\%$ et dépend du nombre de degré de liberté de la loi.

D'après le logiciel « Hyfran », les résultats du test sont donnés par le (Tableau 2-10) comme suit :

Tableau 2-9:Résultat du test de Pearson χ^2

Loi d'ajustement	Nombre de paramètres m	Degré de liberté γ	χ^2 calculé	χ^2 théorique	Observation
Gumbel	2	6	9.18	12.592	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée
Log-normale	2	6	9.18	12.592	$\chi^2_{\text{calculé}} < \chi^2_{\text{théorique}}$ → Condition vérifiée

D'après le tableau au-dessus, la condition du test Khi2 est vérifiée pour les deux lois.

2.5.3 Sélection de la loi :

Sachant que l'adéquation de l'ajustement par les deux lois est confirmée, et que les valeurs théoriques sont très proches pour les deux. Nous remarquons que la loi log normale nous donne des valeurs légèrement plus élevées que la loi de Gumbel, donc on opte la loi log normale

2.6 CALCUL DES PLUIES ET DES INTENSITES DE COURTE DUREE

2.6.1 Pluies de courte durée

La détermination des pluies de courte durée (les averses) se fait à la base des pluies maximales journalières, par la relation suivante :

$$P_{t,p\%} = P_{\max,j} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (2.13)$$

Avec :

- $P_{t,p\%}$: pluie (mm) de courte durée correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- $P_{\max,j}$: pluie maximale journalière (mm) correspondante à une fréquence de dépassement donnée (p%).
- t : durée de l'averse (h).
- b : exposant climatique .

2.6.2 Intensités de courte durée :

Pour le calcul de l'intensité moyenne « $i_{t,p\%}$ » de précipitation « $P_{t,p\%}$ (mm) » de courte durée « t (h) » à une fréquence de dépassement donnée « p% », nous utilisons la formule de Montanari :

$$i_{t,p\%} = \frac{P_{t,p\%}}{t} \quad (\text{mm/h}) \quad (2.14)$$

→ Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2-10:Pluies de courte durée de différentes périodes de retour et leurs intensité

T	2 ans		5 ans		10 ans		20 ans		50 ans		100 ans	
XT	48,6(mm)		66,42(mm)		78,2(mm)		89,50(mm)		104,2(mm)		115,3(mm)	
t	P _t	i _t	P _t	i _t	P _t	i _t	P _t	i _t	P _t	i _t	P _t	i _t
(h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)	(mm)	(mm/h)
0,1	7,55	75,52	10,30	103,04	12,13	121,32	13,88	138,85	16,16	161,65	17,88	178,87
0,25	10,31	41,25	14,07	56,28	16,56	66,26	18,96	75,84	22,07	88,29	24,42	97,70
0,5	13,05	26,10	17,81	35,62	20,96	41,93	23,99	47,99	27,94	55,88	30,91	61,83
1	16,52	16,52	22,54	22,54	26,54	26,54	30,37	30,37	35,36	35,36	39,13	39,13
2	20,91	10,45	28,53	14,26	33,59	16,79	38,45	19,22	44,76	22,38	49,53	24,76
3	24,00	8,00	32,75	10,91	38,56	12,85	44,13	14,71	51,38	17,12	56,85	18,95
6	30,38	5,06	41,45	6,90	48,80	8,13	55,86	9,31	65,03	10,83	71,96	11,99
12	38,45	3,20	52,47	4,37	61,78	5,14	70,70	5,89	82,32	6,86	91,09	7,59
24	48,68	2,02	66,42	2,76	78,2	3,25	89,5	3,72	104,2	4,34	115,3	4,80

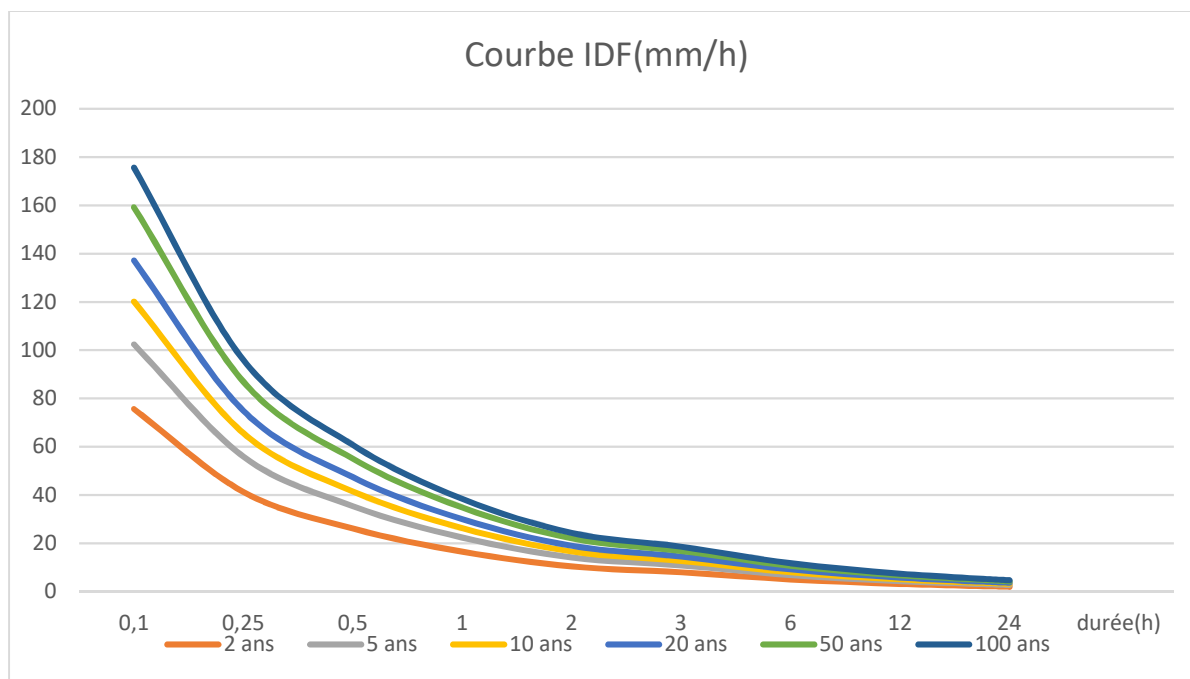


Figure 2-5:Courbe IDF des intensités pour des différentes périodes de retours.

2.6.3 Intensité moyenne maximale

Pour les projets d'assainissement, et concernant l'estimation des débits pluviaux, on s'intéresse généralement à l'intensité moyenne maximale correspondante à une courte durée $t = 15 \text{ min} = 0.25 \text{ h}$ et une période de retour $T = 10 \text{ ans}$.

D'après les résultats précédents illustrés dans le tableau 2-8 On a :

$$i_{15\text{min},10\%} = 66.266 \text{ mm/h}$$

$$i_{15\text{min},10\%} = \frac{66.266 \times 10000}{3600} = 184.07 \text{ L/s/ha}$$

Avec : $\frac{10000}{3600}$ est le terme de conversion du (mm/h) en (L/s/ha)

CONCLUSION

Dans la présente étude, la partie hydrologique nous aide à déterminer l'intensité moyenne de précipitation. D'après la loi de GALTON qui représente la meilleure loi d'ajustement des précipitations maximales journalières, on déterminera la valeur de l'intensité pluviale nécessaire pour l'évaluation des débits d'eau pluviaux, qui est : $i=184.07\text{L/s/ha}$

CHAPITRE III: CALCUL DE BASE

INTRODUCTION

L'objectif d'une étude d'assainissement d'une agglomération est de garantir que notre réseau d'assainissement va être capable d'évacuer les eaux usées de notre population vers l'exutoire sans aucun problème, donc il est nécessaire de faire les calculs de base qui consiste à:

- L'estimation du nombre d'habitants dans notre zone d'étude.
- Le découpage de l'aire d'étude en sous-bassins.
- L'estimation du coefficient de ruissellement.
- Le choix du système d'assainissement.
- Le choix du schéma de collecte et d'évacuation des eaux.

3.1 SITUATION DEMOGRAPHIQUE

La démarche suivante a été appliquée en vue d'aboutir aux données démographiques nécessaires aux calculs des débits des eaux usées.

Lors du recensement de 2008 effectué par l'ONS la population totale de Kerma Centre a été estimée à 5403 personnes avec un taux d'accroissement annuel de **2.16%**.

La population à un horizon donné est calculée grâce à la formule suivante:

$$P_n = P_0 \times \left(1 + \frac{T}{100}\right)^n \quad (4.1)$$

Avec :

P : la population à l'horizon voulu.

P₀ : la population de base.

n : nombre d'années, de l'année de base à l'horizon voulu.

T : taux d'accroissement pris égal à 2.16.

Les résultats du calcul de nombre d'habitant pour des horizons différents, sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3-1 Estimation de l'évolution de la population

Horizons	2008	2021	2051
Population de kerma centre	5518	7132	13540

3.2 DECOUPAGE DE L'AIR D'ETUDE EN SURFACES ELEMENTAIRES

En général, un sous bassin est l'aire sur laquelle toute pluie qui tomberait en n'importe quel point de cette surface se trouverait en un même point qu'on appellera exutoire.

Donc les sous bassins élémentaires sont considérés comme des surfaces d'influences, à l'amont de chaque ossature du réseau. Le découpage de ces surfaces s'effectuera suivant les conditions naturelles du relief et urbanistique comme :

- Les courbes de niveaux.
- Les routes et voiries existantes.
- Les limites naturelles telles que : oueds, talwegs, collines etc...
- En fonction de la nature du terrain.
- Le réseau existant.

De façon à respecter les conditions de validité des méthodes d'évacuation des débits.

❖ Concernant ce projet, on va découper le site en 24 sous bassin.

Tableau 3-2:Les sous bassins de la Zone d'étude (EL Kerma)

Sous bassin	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Surface (ha)	6,33	3,48	2,94	1,07	1,17	1,73	0,68	0,7	0,81	1,86	1,23	1,89

Tableau 3-3:Les sous bassins de la Zone d'étude (EL Kerma) (suite)

Sous bassin	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Surface (ha)	4,2	2,23	3,02	1,42	0,65	1,27	1,33	2,81	0,83	1,66	3,3	3,86	5.51

3.3 ESTIMATION DU COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT « CR »

Le coefficient de ruissellement d'une surface donnée, exprime le rapport du volume d'eau qui ruisselle de cette surface au volume tombé sur cette même surface. Il a un rôle prépondérant dans l'évaluation des débits de pointes pluviaux qui servent au dimensionnement du réseau. Sa valeur varie de 0,05 à 1, elle dépend de plusieurs facteurs :

- La nature du sol.
- La pente du terrain.
- Le mode d'occupation du sol.
- La densité de la population.
- La durée de pluie.
- L'humidité de l'air.

On peut dire d'une façon générale, que le coefficient de ruissellement est considéré comme étant le taux d'imperméabilisation du sous bassin.

Comme une estimation erronée du coefficient de ruissellement conduit à un sous ou surdimensionnement du réseau, tous ces facteurs ci-dessous doivent être pris en considération pour la détermination du coefficient de ruissellement.

Tableau 3-4: Coefficient de ruissellement en fonction de la Catégorie D'urbanisation.

Catégorie d'urbanisation	Cr
Habitations très denses	0,90
Habitations denses	0,60 – 0,70
Habitations moins denses	0,40 – 0,50
Quartiers résidentiels	0,20 – 0,30
Square–garde– prairie	0,05 – 0,20

Source: Water Environment Federation (1970)

Tableau 3-5: Coefficients de ruissellement en fonction de la zone d'influence.

Zones d'influence	Cr
Surface imperméable	0,90
Pavage à larges joints	0,60
Voirie non goudronnées	0,35
Allées en gravier	0,20
Surfaces boisées	0,05

Source: Water Environment Federation (1970)

Tableau 3-6: Coefficient de ruissellement relatif à divers quartiers.

Quartier	Coefficient de ruissellement(Cr)
Commercial	
-centre-ville	0,70 -0,95
-banlieue	0,50 -0,70
Résidentiel	
-maisons unifamiliales	0,30 -0,50
-maisons multifamiliales, détachées	0,40 -0,60
-maisons multifamiliales, en rangées	0,60 -0,75
-maisons de banlieue peu développée	0,10 -0,25
-maisons de banlieue	0,25 -0,40
-immeubles à usage locatif	0,50 -0,70
Industriel	
-densité moyenne	0,50 -0,80
-densité élevée	0,60 -0,90
-Parcs, cimetières, prairies	0,10 -0,25
-Terrains de jeux	0,25 -0,35
Terrains en friche	0,10 -0,30

Source: Water Environment Federation (1970)

Tableau 3-7: Valeurs du coefficient de ruissellement en fonction de la nature des surfaces

Nature de la surface	Cr
Toiture	0.9 – 0.95
Chaussée avec peu de joints	0.85 – 0.9
Pavés en pierres naturelles, brique avec joints cimentés	0.75 – 0.85
Pavage en blocages	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: Water Environment Federation (1970)

3.3.1 Estimation du coefficient de ruissellement pour chaque sous bassin

On va estimer la valeur de coefficient de ruissellement pondéré pour chaque sous bassin, en se basant sur le plan de masse et les images satellitaires de la zone d'étude.

→ Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau 3-8: Valeurs de coefficients de ruissellement pour chaque sous bassin .

N° SB	Surface : Ai (ha)	Cr
1	0.82	0.48
2	3,48	0,67
3	2,94	0,42
4	1,07	0,63
5	1,17	0,73
6	1,73	0,67
7	0,68	0,55
8	0,7	0,64

N° SB	Surface : Ai (ha)	Cr
9	0,81	0,58
10	1,86	0,51
11	1,23	0,68
12	1,89	0,59
13	4,2	0,75
14	2,23	0,53
15	3,02	0,56
16	1,42	0,72
17	0,65	0,7
18	1,27	0,74
19	1,33	0,74
20	2,81	0,71
21	0,83	0,64
22	1,66	0,68
23	3,3	0,59
24	3,86	0,66
25	5,51	0,7
Somme	50,47	-

Remarque : D'après le plan de masse, nous avons le sous bassin 1 contient des chalets démolis qui occupent tout le sous bassin. Alors à long terme nous aurions une zone urbanisée. Donc on va sur estimer le coefficient de ruissellement de ce sous bassin à 0.7

3.4 DETERMINATION DU NOMBRE D'HABITANTS POUR CHAQUE SOUS BASSIN

Il sera déterminé en fonction des coefficients de ruissellement qui ont été estimés dans le chapitre précédant en appliquant la formule suivante :

$$N_i = D_i \cdot A_i \quad (4.2)$$

D_i : Densité partielle (hab/ha)

A_i : Surface du sous bassin (ha)

3.4.1 Densité partielle

La densité partielle de chaque sous bassin en fonction du coefficient de ruissellement est calculée par la formule suivante

$$D_i = \frac{C_{ri} \cdot N}{C_{rtp} \cdot A_t} = \frac{C_{ri}}{C_{rtp}} \cdot D_{moy} \quad (4.3)$$

Avec :

D_i : La densité partielle

N : Nombre totale d'habitant.

C_{rtp} : Coefficient de ruissellement total pondéré.

C_{ri} : Coefficient de ruissellement du sous bassin.

A_t : Surface totale (ha).

D_{moy} : Densité moyenne (hab/ha).

3.4.2 Densité moyenne

La formule est :

$$D_i = \frac{N_{\text{nombre d'habitants a l'horizon}}}{\sum A_i} = 335 \text{ (hab/ha)}$$

Avec :

- D_i : La densité partielle
- A_i : surface des sous bassins

3.4.3 Coefficient de ruissellement total pondéré

$$C_{rtp} = \frac{A_i \cdot C_{ri}}{\sum A_i} = 0.62 \quad (4.4)$$

3.4.4 Calcul de la population pour chaque sous bassin

Tableau 3-9: Nombre d'habitants pour chaque sous bassin.

N° du sous bassin	Surface (ha)	Coefficient de ruissellement (Cri)	Si.Cri	Densité (hab/HA)	Nombre d'habitants
1	0,82	0,48	0,394	182,135	149
2	3,48	0,67	2,332	254,230	885
3	2,94	0,42	1,235	159,368	468
4	1,07	0,63	0,674	239,052	256
5	1,17	0,73	0,854	276,996	324
6	1,73	0,67	1,159	254,230	440

N° du sous bassin	Surface (ha)	Coefficient de ruissellement (Cri)	Si.Cri	Densité (hab/HA)	Nombre d'habitants
7	0,68	0,55	0,374	208,696	142
8	0,7	0,64	0,448	242,846	170
9	0,81	0,58	0,470	220,079	178
10	1,86	0,51	0,949	193,518	360
11	1,23	0,68	0,839	258,783	318
12	1,89	0,59	1,115	223,874	423
13	4,2	0,75	/	/	/
14	2.23	0,53	1,182	201,107	448
15	3,02	0,56	1,691	212,490	642
16	1,42	0,72	1,022	273,202	388
17	0,65	0,7	0,455	265,613	173
18	1,27	0,74	0,940	280,791	357
19	1,33	0,74	0,984	280,791	373
20	2,81	0,71	1,995	269,407	757
21	0,83	0,64	0,534	243,984	203
22	1,66	0,68	1,129	258,024	428
23	3,3	0,59	1,947	223,874	739
24	3,86	0,66	2,548	250,435	967
25	5.51	0,7	/	/	/
				Nombre total	13540

3.5 LES DIFFERENTS SYSTEMES D'ASSAINISSEMENT

L'évacuation des eaux usées domestiques, industrielles, pluviales, peut se faire au moyenne trois systèmes principaux, on peut citer les suivants:

3.5.1 Le système unitaire

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

Ce système est intéressant pour sa simplicité puisqu'il suffit d'une canalisation unique dans chaque voie publique et d'un seul branchement pour chaque immeuble.

Tableau 3-10: Avantages et inconvénients du système unitaire.

Domaine d'utilisation privilégié	<ul style="list-style-type: none"> - Milieu récepteur éloigné des points de collecte. - Topographie à faible relief. - Imperméabilisation importante et topographie accentuée de la commune. - Débit d'étiage du cours d'eau récepteur important
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - Conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - Encombrement réduit du sous-sol. - A 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.
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - 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.
Contraintes d'exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Entretien régulier des déversoirs d'orage et des bassins de stockage. - Difficulté d'évaluation des rejets directs vers le milieu récepteur.

Source : Office International de l'eau (2000)

3.5.2 Le système séparatif

Dans lequel deux réseaux séparés sont mis en place :

- Réseau des eaux pluviales : il est conçu pour évacuer les eaux d'origine pluviale, c'est-à-dire les pointes pluviales. Il suit la ligne de plus grande pente pour déverser les eaux dans le

cours d'eau le plus proche et afin d'augmenter la vitesse d'écoulement. Son tracé dépend de l'implantation des espaces producteurs de ruissellement

- Réseau d'eaux usées : il est prévu pour l'évacuation des eaux usées d'origine domestique, publique et industrielle jusqu'à la station d'épuration avec une pente adéquate pour l'écoulement. Le tracé du réseau des eaux usées est en fonction de l'implantation des différentes entités à drainer.

Tableau 3-11: Avantages et inconvénients du système séparatif

Domaine d'utilisation privilégié	<ul style="list-style-type: none"> - Petites et moyennes agglomérations. - Extension des villes. - Faible débit d'étiage du cours d'eau récepteur.
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> - 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. - Certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents, ...)
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - Encombrement important du sous-sol. - Coût d'investissement élevé. - Risque important d'erreur de branchement.
Contraintes d'exploitation	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements. - Entretien d'un linéaire important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - Entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs). - Entretien des postes de relèvement et des chambres à sables. - Détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites ...).

Source : Office International de l'eau (2000)

3.5.3 Le système pseudo-séparatif

Ce système repose sur une collecte des eaux usées avec une fraction des eaux pluviales provenant généralement des toitures et des espaces privés, dans un réseau commun. L'autre fraction des eaux pluviales est transitée à travers les caniveaux et les ouvrages pluviaux, dans un autre réseau.

Il est assez comparable au système séparatif, avec un inconvénient au moins ; c'est le risque du mauvais fonctionnement de la station d'épuration, grâce à l'apport des eaux pluviales.

3.5.4 Le choix du système d'assainissement

Pour le choix du système d'assainissement, il faut prendre en considération :

Tableau 3-12: Les critères de choix d'un système d'assainissement.

Les critères	L'explication
La surface de terrain disponible pour l'installation	certaines installations sont beaucoup plus encombrantes, tandis que d'autres sont plus compactes.
L'aspect technique et Les conditions locales	la topographie du terrain, le régime des précipitations atmosphériques, la répartition des masses d'habitations, etc...).
Prendre en considération toutes les contraintes technico-économique	Penser au coût de l'installation et de son entretien futur.
Les contraintes relatives au terrain	Vérifier la présence de puits et d'arbres dans les environs
Le système existant d'assainissement	S'il s'agit d'une réhabilitation ou une extension du réseau (il faut tenir compte du système existant).

Source : Office International de l'eau (2000)

➤ D'après les critères au-dessus, on va adopter le système unitaire pour notre projet.

3.6 LES DIFFERENTS SCHEMAS D'ASSAINISSEMENT

Les réseaux d'Assainissement fonctionnent généralement, sauf dans des cas particuliers, en écoulement gravitaire ; on distingue cinq (05) schémas différents :

3.6.1 Schéma perpendiculaire

L'écoulement se fait directement dans le cours d'eau. Ce type de schéma ne permet pas la concentration des eaux vers un point unique d'épuration ; il convient lorsque l'épuration n'est pas jugée nécessaire et aussi pour l'évacuation des eaux pluviales en système séparatif.

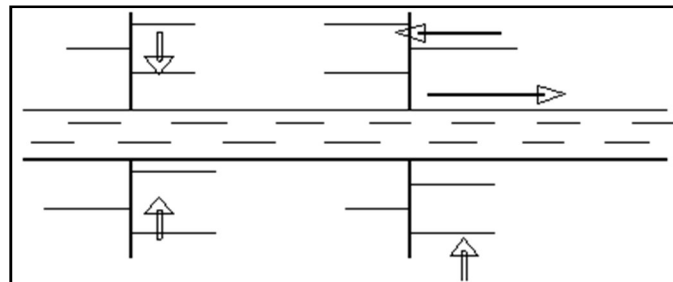


Figure 3-1:Schéma perpendiculaire

3.6.2 Schéma par déplacement latéral

C'est le schéma le plus simple, permettant de transporter l'effluent à l'aval de l'agglomération vers un seul point. Les eaux sont recueillies dans un collecteur parallèle au cours d'eau, dans ce cas l'épuration est nécessaire.

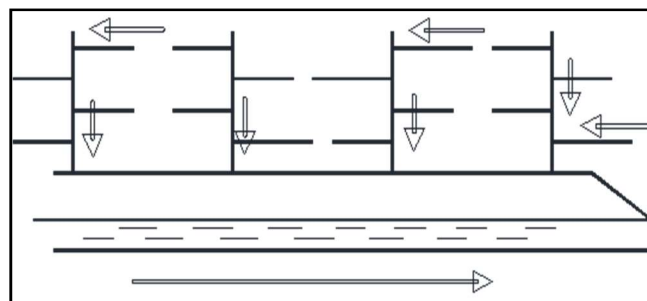


Figure 3-2:Schéma par déplacement latéral.

3.6.3 Schéma transversal ou oblique

Ce schéma comporte des ramifications de collecteurs qui permettent de rapporter l'effluent à l'aval de l'agglomération. Ce type de schéma est adopté lorsque la pente du terrain est faible.

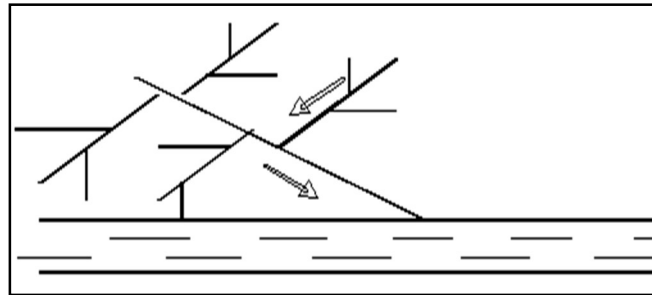


Figure 3-3:Schéma à collecteur transversal ou oblique.

3.6.4 Schéma par zones étagées

Ce schéma est une transposition du schéma par déplacement latéral, mais avec multiplication des collecteurs longitudinaux ; ils permettent l'évacuation à plusieurs niveaux pour ne pas trop charger le collecteur.

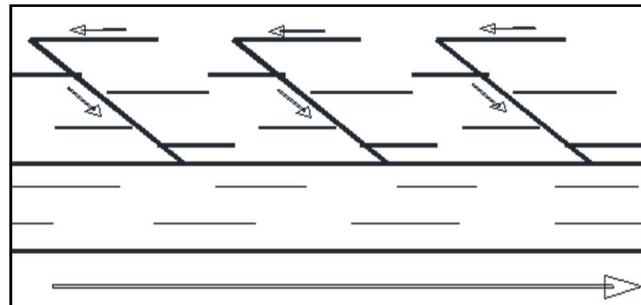


Figure 3-4:Schéma par zones étagées.

3.6.5 Schéma radial

Le schéma radial convient pour les terrains plats. Il permet la collecte des effluents en un ou plusieurs points où ils seront évacués, par relevage, vers un point éloigné de l'agglomération (un cours d'eau récepteur ou une station d'épuration).

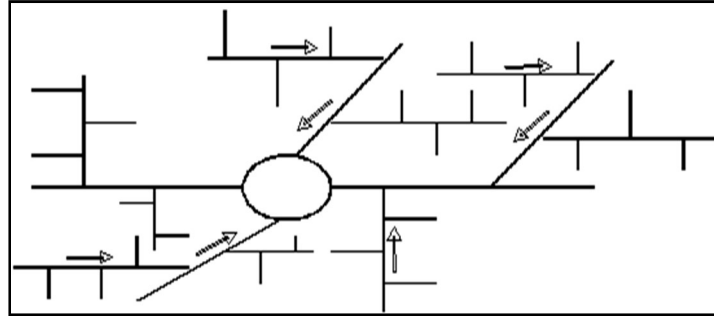


Figure 3-5:Schéma radial.

- D'après les critères au-dessus, on va adopter le schéma par déplacement latérale pour notre projet.

CONCLUSION

Dans notre zone d'étude la prévision de nombre d'habitants dans l'horizon 2051 est de 13540 habitants répartis sur 24 sous bassin avec un coefficient de ruissellement varie entre 0.42 et 0.74. Nous optons pour la méthode d'évacuation unitaire avec un schéma par déplacement latéral, ces derniers paramètres sont nécessaires pour la suite de notre travail.

CHAPITRE IV: ESTIMATION DES DEBITS

INTRODUCTION

Le réseau d'assainissement est nécessaire pour assurer la collecte et l'évacuation de l'eau de ruissellement et eaux usées de différentes sources. Avant de consacrer la partie réhabilitation du réseau il est nécessaire de faire une évaluation des débits d'eaux usées et des eaux pluviales pour savoir si notre réseau est suffisant pour notre agglomération.

4.1 ORIGINE ET NATURE DES EAUX A EVACUER

On distingue, selon la nature des matières polluantes contenues dans l'effluent, quatre (04) origines :

- Les eaux usées d'origine domestique.
- Les eaux usées des services publics.
- Les eaux usées d'origine industrielle.
- Les eaux parasites.

4.1.1 Les eaux usées domestiques

Ce sont les eaux de ménage qui proviennent des habitations aux centres des agglomérations. Elles sont constituées essentiellement des :

- Eaux ménagères : les eaux de cuisine, de vaisselle, de lavage, de bains et de douches ; elles sont évacuées par les éviers des lavabos et des baignoires.
- Eaux vannes : les eaux provenant des sanitaires.

La quantité des eaux à évacuer dépend de la consommation en eau potable qui elle-même dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Type d'habitations et leurs degrés de confort
- Conditions climatiques.

4.1.2 Les eaux usées des services publics

Ce sont les eaux usées provenant des établissements ou des équipements publics : administratifs, éducatifs, touristiques, sanitaires et autres services d'utilité publique.

L'estimation de ces eaux tient compte de la dotation en eau potable requise pour chaque activité ; cette dotation est basée sur la notion d'équivalent habitant qui représente une unité de compte homogène pour tous usagers.

4.1.3 Les eaux usées industrielles

Ces eaux proviennent des différentes activités industrielles de diverses usines. La quantité d'eau évacuée par les industries dépend des facteurs suivants :

- Nature de l'industrie (de fabrication ou de transformation).
 - Procédé de fabrication utilisé.
 - Taux de recyclage effectivement réalisé.
- **Industrie de production** : nous nous intéressons aux produits ; c'est-à-dire l'estimation du nombre de produits et la quantité d'eau nécessaire jusqu'au produit fini.
- **Industrie de transformation** : nous nous intéressons au nombre de travailleurs employés par l'industrie, et une estimation de la quantité d'eau utilisée par chacun.

4.1.4 Les eaux parasites

Les eaux claires parasites désignent, le plus souvent, l'ensemble des eaux provenant de drainage, des infiltrations après une chute de pluie ou de la remontée de la nappe. Ces eaux pénètrent dans les collecteurs, généralement à travers : - Les joints mal confectionnés (mauvais raccordement) ou déboîtés à cause d'une mauvaise pose de canalisation. - Les fissurations dans les collecteurs à cause des tassements de la terre autour de la conduite ou bien des racines des arbres cherchant l'humidité (phénomène d'hydrotropisme). La présence de ces eaux perturbe le bon fonctionnement de la station d'épuration. Néanmoins leur évaluation est assez difficile, elle ne peut être faite que sur terrain ; seule la modélisation peut donner une approche d'estimation du débit de ces eaux. En pratique et en absence des valeurs mesurées, nous préconisons un débit d'eau parasite compris entre 0,05 et 0,15 L/s/ha.

4.1.5 Les eaux pluviales

Ce sont les eaux de ruissellement de surface ; composées principalement de celles qui proviennent des précipitations atmosphériques. Ces eaux doivent être collectées et conduites vers la canalisation d'évacuation afin d'éviter, essentiellement, les risques d'inondations.

Les eaux provenant d'arrosage, de lavage (des marchés, des rues, ...), des espaces publics, des jardins et des cours d'immeubles sont assimilées à des eaux pluviales. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire

4.2 ESTIMATION DES DEBITS DES EAUX USEES

L'évaluation de la quantité journalière des eaux usées à évacuer s'effectue à partir de la consommation d'eau potable. L'évacuation quantitative des rejets est en fonction du type et de la nature de l'agglomération et les diverses catégories d'urbanisation (établissements publics et privés, industries, usines ...). Plus l'agglomération est urbanisée, plus la quantité d'eau rejetée est élevée

4.2.1 Débits des eaux usées domestiques

4.2.1.1 Evaluation du débit moyen journalier

Pour calculer le débit des eaux usées à évacuer, nous prenons comme base la dotation de la consommation d'eau potable. Le débit moyen journalier rejeté est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}} = \frac{K_r \times D \times N_{\text{hab}}}{86400} \quad (5.1)$$

Avec :

- $Q_{\text{moy,j}}^{\text{dom}}$: débit moyen journalier des eaux usées domestiques en (L/s)
- N_{hab} : nombre d'habitants à l'horizon d'étude (habitant).
- K_r : coefficient de rejet pris égal à 80% de la quantité d'eau potable consommée.
- D : dotation journalière estimée à 180 L/hab/j.
- Le terme $\frac{1}{86400}$ est pour la conversion de (L/j) en (L/s).

4.2.1.2 Évaluation des débits de pointe

Le débit des eaux usées subit des variations journalières, hebdomadaires et saisonnières présentant souvent des pointes de débit. Les conduites doivent donc être dimensionnées pour faire transiter ces débits de pointe. Ces derniers sont difficiles à déterminer, la littérature propose l'équation suivante pour les calculer :

$$Q_p^{\text{dom}} = K_p \times Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} \quad (5.2)$$

Avec :

- Q_p^{dom} : débit de pointe des eaux usées domestiques (L/s).
- $Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}$: débit moyen journalier rejeté (L/s).
- K_p : coefficient de pointe ; calculé à partir du débit moyen de rejet :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}}} \quad \text{si : } Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} \geq 2.81 \text{ L/s} \quad (5.3)$$

$$K_p = 3 \quad \text{si : } Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}} < 2.81 \text{ L/s} \quad (5.4)$$

Les débits des eaux usées domestiques à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

Équation 4.1: Evaluation des débits des eaux usées domestiques à évacuer

N° SB	Nhab	Dotation (L/j/hab)	Kr	$Q_{\text{moy},j}^{\text{dom}}$ (L/s)	kp	Q_p^{dom} (L/s)	Q_p^{dom} (m ³ /s)
1	149	180	0,8	0,248	3	0,745	0,000745
2	885	180	0,8	1,475	3	4,425	0,004425
3	468	180	0,8	0,780	3	2,340	0,002340
4	256	180	0,8	0,426	3	1,280	0,001280
5	324	180	0,8	0,540	3	1,620	0,001620
6	440	180	0,8	0,733	3	2,200	0,002200
7	142	180	0,8	0,236	3	0,710	0,000710
8	170	180	0,8	0,283	3	0,850	0,000850
9	178	180	0,8	0,296	3	0,890	0,000890
10	360	180	0,8	0,600	3	1,800	0,001800
11	318	180	0,8	0,530	3	1,590	0,001590
12	423	180	0,8	0,705	3	2,115	0,002115
13	/	/	/	/	/	/	/
14	448	180	0,8	0,746	3	2,240	0,002240
15	642	180	0,8	1,070	3	3,210	0,003210
16	388	180	0,8	0,646	3	1,940	0,001940

N° SB	Nhab	Dotation (L/j/hab)	Kr	$Q_{moy,j}^{dom}$ (L/s)	kp	Q_p^{dom} (L/s)	Q_p^{dom} (m ³ /s)
17	173	180	0,8	0,288	3	0,865	0,000865
18	357	180	0,8	0,595	3	1,785	0,001785
19	373	180	0,8	0,621	3	1,865	0,001865
20	757	180	0,8	1,261	3	3,785	0,003785
21	203	180	0,8	0,338	3	1,015	0,001015
22	428	180	0,8	0,713	3	2,140	0,002140
23	739	180	0,8	1,231	3	3,695	0,003695
24	967	180	0,8	1,611	3	4,835	0,004835
25	/	/	/	/	/	/	/

Équation 4.2: Evaluation des débits d'équipements pour chaque sous bassin

N° SB	Equipement	Unité	Nu	Déq (L/j/unité)	$Q_{moy,j}^{éq}$ (L/s)	Kp	$Q_p^{éq}$ (L/s)	$Q_p^{éq}$ (L/s)	$Q_p^{éq}$ (m ³ /s)
1	restaurant	client	100	30	0,0278	3	0,0833	0,0833	0,0000833
2	annexe communale	bureau	35	20	0,0064	3	0,0194	0,6194	0,0006190
	polyclinique	patient	120	180	0,2000	3	0,6000		
4	école privé	élève	250	20	0,0460	3	0,1389	0,4722	0,000472
	école primaire	élève	600	20	0,1111	3	0,3333		
5	CEM	élève	550	20	0,1018	3	0,3056	0,5277	0,000528
	mosqué	fidele	800	10	0,0740	3	0,2222		
6	scoute islamique	scoute	150	20	0,0278	3	0,0833	0,1500	0,000150
	douche	client	80	30	0,0222	3	0,0667		
8	école primaire	élève	420	20	0,0778	3	0,2333	0,2333	0,000233
9	école primaire	élève	530	20	0,0981	3	0,2944	0,2944	0,000294
10	gendarmerie	gendarme	50	180	0,0833	3	0,2500	0,2500	0,000250
13	CEM	élève	900	20	0,1666	3	0,5000	10,5088	0,010509
	lycée	élève	800	20	0,1481	3	0,4444		
	résidence hôtellerie2000 lit	lit	2000	180	3,3333	3	9,5643		
16	école primaire	élève	630	20	0,1167	3	0,3500	0,3500	0,000350

4.2.1.3 Débits totaux des eaux usées à évacuer

Les débits totaux des eaux à évacuer sont illustrés dans le tableau suivant :

4.3 ESTIMATION DEBITS D'EAUX PLUVIALES

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux, il existe plusieurs méthodes utilisées pour l'évaluation du débit pluvial. Nous nous intéresserons beaucoup plus à deux méthodes considérées les plus fiables :

- Méthode superficielle (Caquot).
- Méthode rationnelle.

La méthode rationnelle, qui a été mise au point avant la naissance des équipements informatiques, permet de calculer rapidement les débits de ruissellement maximaux pour des pluies uniformes tombant sur des bassins versants de faible surface ; c'est donc une méthode parfaitement appropriée en ce qui concerne les bassins versants urbains.

4.3.1 Principe de la méthode rationnelle

Une méthode consistante à divise la zone en plusieurs sous bassins et d'évaluer les coefficients de ruissellements de chaque un selon la surface pour ensuite en tirer selon l'intensité de précipitation, la surface et le coefficient réducteur le débit pluvial ; le résultat est encore plus fiable pour des aires plus faibles vu la meilleure estimation du coefficient du ruissellement dans ces cas-là, la méthode rationnelle est uneméthode de convergence permettant d'optimiser les résultats. Si on considère une averse d'intensité constante i sur un secteur de superficie S ayant un coefficient de ruissellement pondéré Cr , le débit résultant du ruissellement s'exprime par la relation :

$$Q = cr \times S \times \alpha \times i \text{ (5.5)}$$

Avec :

- cr : Coefficient de ruissellement.
- Q : Débit à évacuer en l/s.

- i : Intensité moyenne de précipitation en l/s/ha.
- α : Coefficient réducteur d'intensité.
- S : Surface du sous-bassin en ha.

4.3.2 Hypothèses et validité de la méthode rationnelle

- Le débit de pointe Q_p est observé à l'exutoire seulement si la durée de l'averse est supérieure au temps de concentration du bassin versant.
- Le débit de pointe a la même période de retour que l'intensité moyenne qui le provoque.
- Le débit de pointe est proportionnel à l'intensité moyenne sur une durée égale au temps de concentration du bassin versant.

L'utilisation de cette méthode repose sur la bonne estimation du coefficient réducteur alpha. Donc le choix de surface limitées inférieures à 10 ha nous donne de bonnes estimations vu le fait de la bonne estimation du coefficient de ruissellement. Ainsi cette méthode est beaucoup plus fiable pour des zones où le temps de concentration ne dépasse pas 30 minutes.

4.3.3 Calcul du temps de concentration

C'est une caractéristique du bassin ; définie comme étant le temps mis par la pluie tombée au point le plus éloigné, en durée d'écoulement, pour atteindre l'entrée du collecteur qui doit évacuer l'apport de la surface considérée.

❖ Le temps de concentration « t_c » se compose de :

- t_1 (min) : temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations.

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad (5.6)$$

Avec :

- L : longueur de canalisation (m).
- v : vitesse d'écoulement (m/s).
- Le terme $\frac{1}{60}$ pour la conversion de secondes (s) en minutes (min).

- t_2 : temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement. En général, il varie de 2 à 20 min.
- t_3 (min) : temps de ruissellement superficiel dans un bassin ne comportant pas de canalisations.

$$t_3 = \frac{L_s}{11 \times \sqrt{I}} \quad (5.7)$$

Avec :

- L_s : parcours superficiel de l'eau dans le bassin (km).
- I : pente moyenne du parcours (%).

❖ Donc, trois (03) cas peuvent être envisagés :

- Le bassin ne comporte pas de canalisation : $t_c = t_3$.
- Le bassin comporte un parcours superficiel puis une canalisation : $t_c = t_1 + t_3$.
- Le bassin est urbanisé et comporte une canalisation : $t_c = t_1 + t_2$.

❖ Dans le cas général, pour les zones peu allongées, le temps de concentration « t_c (min) » est donné par la relation suivante :

$$t_c = 3.98 \times \left[\frac{L}{\sqrt{I}} \right]^{0.77} \quad (5.8)$$

Avec :

- L : cheminement hydraulique le plus long (km).
- I : pente moyenne du chemin parcouru (%).

4.3.4 Calcul des débits pluviaux

Le tableau suivant représentera les débits pluviaux à évacuer de chaque sous-bassin :

Équation 4.3: Evaluation des débits pluviaux

N° SB	A (ha)	α	C_r	I (L/s/ha)	Q^{EP} (L/s)	Q^{EP} (m3/s)
1	0,82	1	0,48	184,074	72,451	0,0725
2	3,48	1	0,67	184,074	429,187	0,4292
3	2,94	1	0,42	184,074	227,294	0,2273
4	1,07	1	0,63	184,074	124,084	0,1241
5	1,17	1	0,73	184,074	157,217	0,1572
6	1,77	1	0,67	184,074	218,293	0,2183
7	0,66	1	0,55	184,074	66,819	0,0668

N° SB	A (ha)	α	C_r	I (L/s/ha)	Q^{EP} (L/s)	Q^{EP} (m3/s)
8	1,78	1	0,64	184,074	209,697	0,2097
9	0,84	1	0,58	184,074	89,681	0,0897
10	1,86	1	0,51	184,074	174,612	0,1746
11	1,23	1	0,682	184,074	154,412	0,1544
12	1,89	1	0,59	184,074	205,261	0,2053
13	4,2	1	0,75	184,074	579,833	0,5798
14	2,23	1	0,53	184,074	217,557	0,2176
15	3,02	1	0,56	184,074	311,306	0,3113
16	1,42	1	0,72	184,074	188,197	0,1882
17	0,65	1	0,7	184,074	83,754	0,0838
18	1,27	1	0,74	184,074	172,993	0,1730
19	1,33	1	0,74	184,074	181,165	0,1812
20	2,81	1	0,71	184,074	367,246	0,3672
21	0,83	1	0,643	184,074	98,238	0,0982
22	1,66	1	0,68	184,074	207,783	0,2078
23	3,3	1	0,59	184,074	358,392	0,3584
24	3,86	1	0,66	184,074	468,946	0,4689
25	5,51	1	0,7	184,074	709,973	0,7100

4.3.5 Les débits totaux de chaque sous bassin

Le débit total est la somme des débits (pluvial, eau usée, parasite) donner par la formule suivante :

$$Q_T = Q_{dom} + Q_{\acute{e}q} + Q_{parasite} + Q_{pluvial} \quad (5.9)$$

Les résultats de calcul des débits totaux pour chaque surface élémentaire sont reportés respectivement dans le tableau suivant :

N° SB	A (ha)	Q_p^{dom} (L/s)	$Q_p^{\acute{e}q}$ (L/s)	$Q^{parasite}$ (L/s)	Q^{ep} (L/s)	Q_{totale} (L/s)	Q_{totale} (m3/s)
1	0,82	0,745	0,083333	0,123	72,45146	73,40279	0,073403
2	3,48	4,425	0,619444	0,522	429,1865	434,753	0,434753
3	2,94	2,34	/	0,441	227,2944	230,0754	0,230075
4	1,07	1,28	0,472222	0,1605	124,0842	125,9969	0,125997
5	1,17	1,62	0,527778	0,1755	157,2174	159,5407	0,159541
6	1,77	2,2	0,15	0,2655	218,2931	220,9086	0,220909
7	0,66	0,71	/	0,099	66,8188	67,6278	0,067628

N° SB	A (ha)	Q _p ^{dom} (L/s)	Q _p ^{éq} (L/s)	Q ^{parasite} (L/s)	Q ^{ep} (L/s)	Q _{totale} (L/s)	Q _{totale} (m3/s)
8	1,78	0,85	0,233333	0,267	209,6969	211,0472	0,211047
9	0,84	0,89	0,294444	0,126	89,68076	90,99121	0,090991
10	1,86	1,8	0,25	0,279	174,6124	176,9414	0,176941
11	1,23	1,59	/	0,1845	154,4122	156,1867	0,156187
12	1,89	2,115	/	0,2835	205,2607	207,6592	0,207659
13	4,2	0	10,94444	0,63	579,8325	591,407	0,591407
14	2,23	2,24	/	0,3345	217,5568	220,1313	0,220131
15	3,02	3,21	/	0,453	311,3056	314,9686	0,314969
16	1,42	1,94	0,35	0,213	188,1971	190,7001	0,1907
17	0,65	0,865	/	0,0975	83,75359	84,71609	0,084716
18	1,27	1,785	/	0,1905	172,9926	174,9681	0,174968
19	1,33	1,865	/	0,1995	181,1655	183,23	0,18323
20	2,81	3,785	/	0,4215	367,2457	371,4522	0,371452
21	0,83	1,015	/	0,1245	98,23836	99,37786	0,099378
22	1,66	2,14	/	0,249	207,7825	210,1715	0,210172
23	3,3	3,695	/	0,495	358,3917	362,5817	0,362582
24	3,86	4,835	/	0,579	468,9465	474,3605	0,47436
25	5,51	/	/	0,8265	709,9727	710,7992	0,710799

CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons pu déterminer les différents paramètres tel que les débits des eaux usées et les débits des eaux pluviales pour entamer la réhabilitation de notre réseau dans le suivant chapitre

CHAPITRE V : DIAGNOSTIQUE DU SYSTEME D'EVACUATION

INTRODUCTION

Le diagnostic des réseaux d'assainissement est une inspection réalisée sur les différents tronçons et ouvrages d'évacuation. IL permet de quantifier les dégradations, d'observer les anomalies et les pertes de performance, c'est une manière de recensement qui permet d'établir une éventuelle corrélation entre l'environnement et la déficience du réseau. Les diagnostics d'assainissement sont des études préalables ou complémentaires d'aide à la décision qui ont pour but de dresser un bilan actuel du fonctionnement des systèmes d'assainissement collectif, d'éliminer le maximum d'eaux parasites, de mettre en place les améliorations nécessaires au bon fonctionnement des systèmes d'assainissement et d'établir un programme de travaux à mettre en place.

5.1 DESCRIPTION DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT EXISTANT

- Le terrain au niveau de la zone d'étude (EL kerma) est très accidenté avec présence de quelques contre pentes.
- Le réseau d'Assainissement actuel est un réseau de type unitaire.
- le réseau d'assainissement existant se compose principalement de plusieurs collecteurs principaux avec leurs points de rejets à savoir SR04-SR05-SR6 ou vers les oueds.
- le réseau d'assainissement existant se compose principalement de plusieurs collecteurs principaux avec leurs points de rejets à savoir SR04-SR05-SR6 ou vers les oueds.
- il a été constaté que de nombreux regards sont enterrés, soit sous la chaussée soit sous le bitume ou caché par les nouvelles constructions illicites. Ces problèmes empêchent une bonne expertise du système d'évacuation.

Les caractéristiques du réseau ont été présentées sous formes de tableaux et histogrammes :

Nombre de regard		
Accessible	Inaccessible	Total
210	70	280

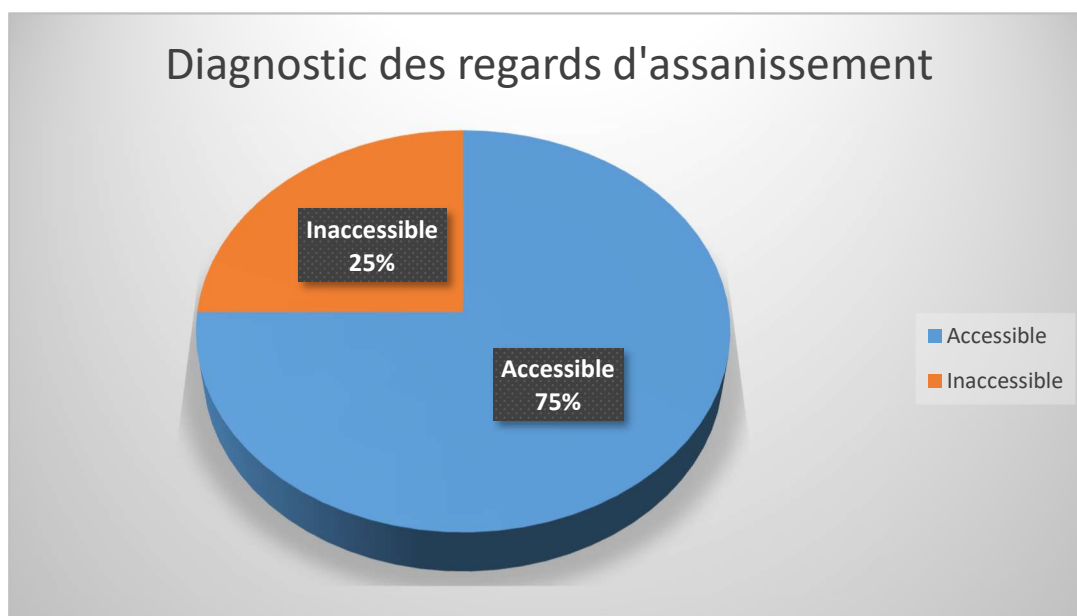


Figure 5-1: Pourcentage de l'état des regards

La répartition de l'ensemble des collecteurs composé **7597m** de diamètres, formes et matériaux est présenté comme suit :

Tableau 5-1: Caractéristiques des collecteurs diagnostiqués.

Réseau d'assainissement EL KERMA		
Diamètre	Matériaux	Linéaire (m)
150	Béton	68
200	Béton	148
	PVC	29
300	Béton	4265
	PVC	486
400	Béton	575
	PVC	1764

630	PVC	143
800	Béton	44

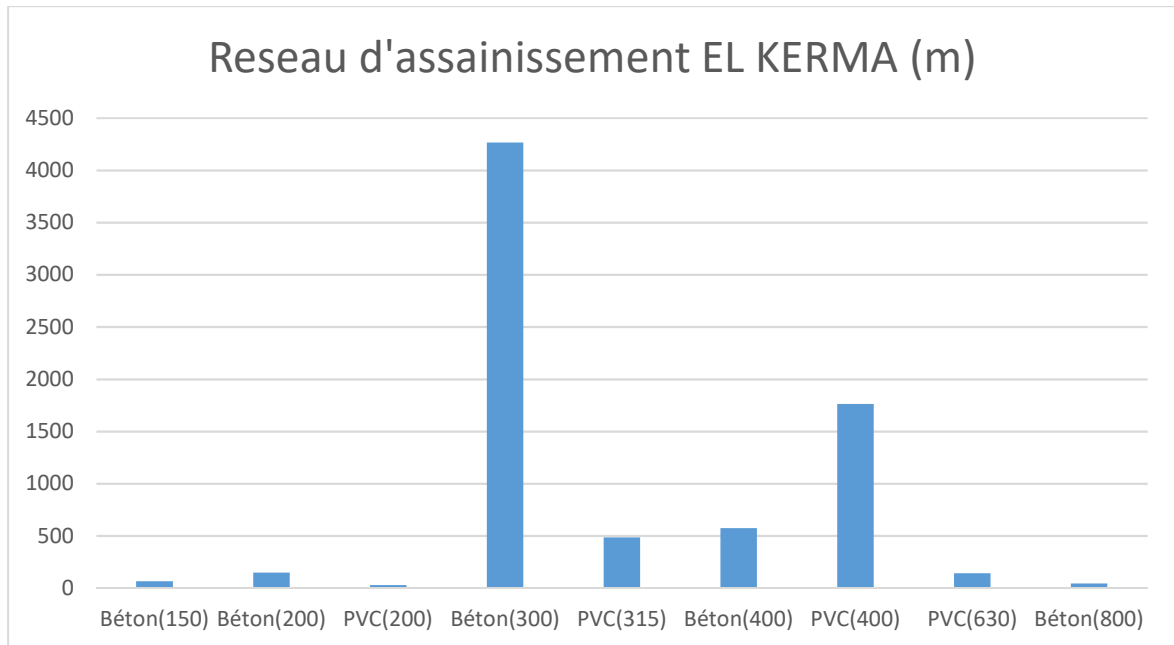


Figure 5-2: Répartition du réseau d'assainissement d'El Kerma

5.2 DIAGNOSTIC PHYSIQUE

5.2.1 Etat des tampons

Suite à une visite effectuée nous avons constaté que, la plupart des tampons sont dans un état vétuste à savoir:

- Des tampons détériorés.
- Des tampons corrodés et attaqué par les gaz.
- L'inexistence des tampons ce qui engendre des dégagements des odeurs.

5.2.2 Etat des regards

Le recensement effectué au niveau du réseau d'évacuation de notre agglomération montre qu'il existe environ 280 regards en béton, jonction, raccordement ou de chute. Et la distance entre les regards varie de 10 à 50 m .

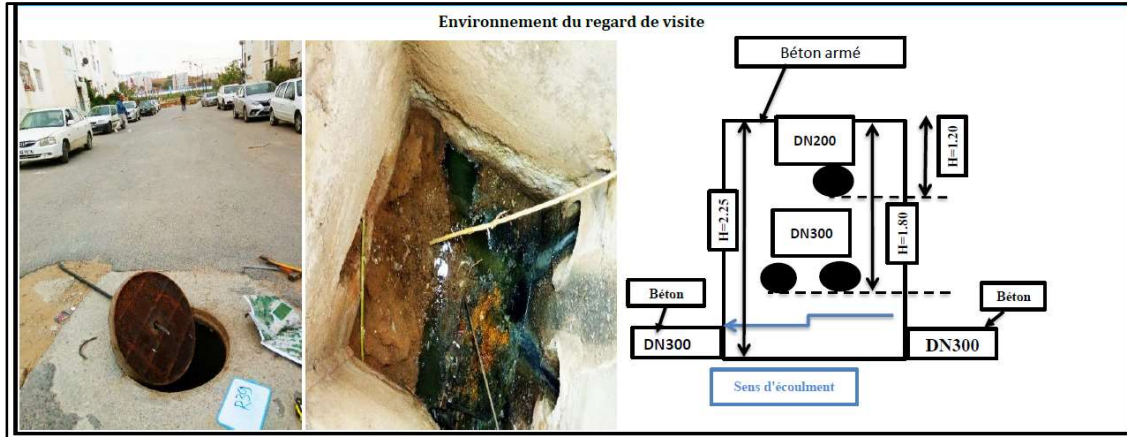


Figure 5-3: Regard R39 qui dirige les eaux vers SR05 (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)

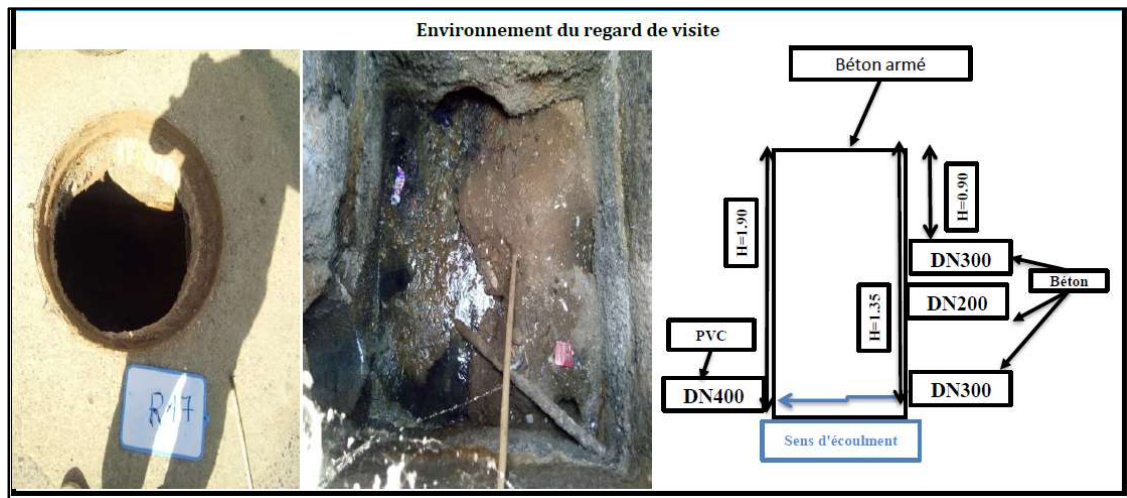


Figure 5-4: Regard R17 complètement bouché (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)



Figure 5-5: Regard R77 présence des déchets solides (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)

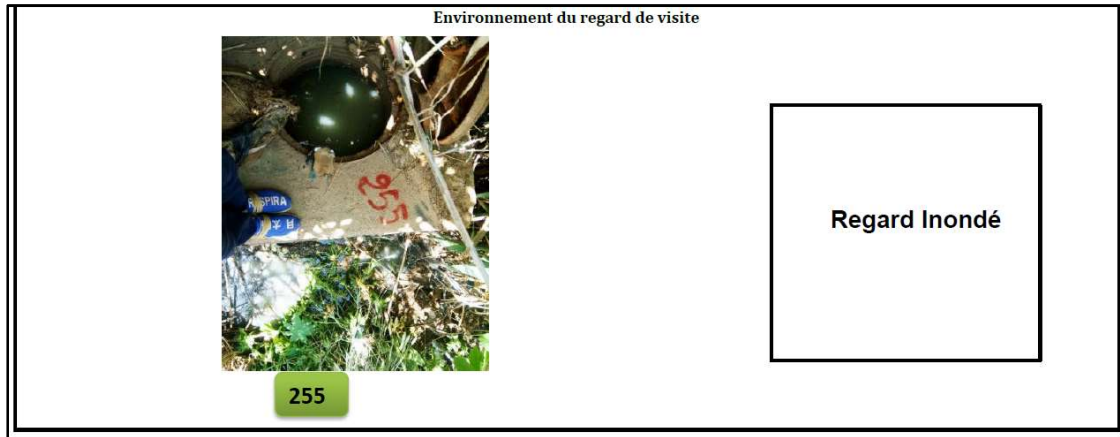


Figure 5-6: Regard R255 siphon RN24 inondé (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)



Figure 5-7: Regard R62 se trouve à l'intérieur d'une localité (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)

5.2.3 Les collecteurs d'évacuation

Le diagnostic physique du collecteur est basé sur la vérification de l'état des regards (profondeur, diamètre de collecteur, présence de dépôt ou degré de vétusté) ainsi que l'état de collecteur.

le réseau existant contient une large gamme de collecteur de différentes dimensions, avec des états qui varient entre bon, moyen et mauvais, selon le type de matériau, en PVC, béton, et selon son ancienneté, neuf, ou vétuste qui nécessite un entretien ou le renouvellement.

Le tableau suivant montre les résultats du diagnostic physique des collecteurs :

Tronçon		Diamètre (mm)	Longueur (m)	N° regard	TN	FE entrée	FE sortie	Matériau	L'état du collecteur
du	au								
R85	R131	300	170,87	R85	45,08	43,68	43,68	Béton	Etat moyen
R131	R126	300	71,48	R131	37,21	36,26	36,26	Béton	Mauvais état
R126	R113	300	158,07	R126	35,12	33,72	33,16	Béton	Etat moyen
R113	R199	300	243,02	R113	22,59	20,54	20,54	Béton	Mauvais état
R66	R69	300	96,68	R66	43,22	42,17	42,17	Béton	Bon état
R76	R69	300	103,62	R76	22,59	/	/	Béton	Etat moyen
R84	R69	300	30,87	R84	43,45	41,9	41,9	Béton	Etat moyen
R69	R113	300	342,7	R69	43,45	41,63	41,63	Béton	Mauvais état
R82	R77	300	136,92	R82	43,45	42,1	42,1	Béton	Mauvais état
R137	R126	300	90,29	R137	39,18	/	/	Béton	Etat moyen
R134	R93	300	60,84	R134	35,120	33,62	33,62	Béton	Etat moyen
R214	R192	400	561,15	R214	48,14	/	/	PVC	Bon état
R192	R199	300	176,47	R192	17,05	15,82	15,82	Béton	Etat moyen
R238	R223	400	209,23	R238	35,86	/	/	PVC	Bon état
R230	R226	150	94,69	R230	43,57	/	/	PVC	Mauvais état
R226	R223	300	20,55	R226	44,42	43,47	43,32	Béton	Etat moyen
R249	R225	300	64,63	R249	47,54	/	/	Béton	Mauvais état
R176	R175	300	67,56	R176	44,13	43,03	42,63	Béton	Etat moyen
R177	R1787	300	172,96	R177	38,95	37,4	36,65	Béton	Etat moyen
R240	R254	400	345,35	R240	58,81	/	/	PVC	Bon état
R254	R255	300	33,370	R254	42,120	40,620	/	Béton	Mauvais état
R255	R189	300	/	R255	38,130	36,230	36,230	Béton	Mauvais état
R119	R199	300	123,62	R119	11,87	10,730	9,970	Béton	Mauvais état
R7	R17	300	160,66	R7	46,6	45,6	45,6	Béton	Mauvais état
R17	SR5	600	187,52	R17	45,16	43,81	43,26	PVC	Bon état
R11	R24	300	71,830	R11	46,030	/	/	Béton	Bon état
R25	R30	300	98,2	R25	45,42	44,02	44,02	Béton	Etat moyen
R44	ST5	300	233,21	R44	46,32	44,92	44,92	PVC	Etat moyen
R26	R31	300	152,18	R26	/	/	/	Béton	Etat moyen
R14	R51	300	153,77	R14	45,62	43,82	43,82	PVC	Etat moyen
R37	SR5	300	63,81	R37	41,05	39,25	39,25	Béton	Mauvais état
R157	R158	400	260,95	R157	80,37	78,07	78,07	PVC	Etat moyen
R158	R147	400	223,5	R157	60,7	58,9	57,4	PVC	Mauvais état

5.3 DIAGNOSTIQUE HYDRAULIQUE

Les collecteurs existants d'el kerma centre sont de type unitaire drainent les eaux usées et pluviales, dont lequel le débit des EU est négligeable par rapport au débit des EP.

Dans l'objet de la vérification de la capacité d'évacuation des collecteurs, nous avons estimé le débit total de chaque collecteur (débit des eaux usées+ Les eaux parasites + débits des eaux pluviales), ainsi que la pente existante de chaque tronçon, ce qui nous permet de calculer les diamètres théoriques et de les comparer avec les diamètres existants.

Le tableau suivant indique les résultats du diagnostic hydraulique des collecteurs :

Tableau 5-2:Résultats du diagnostic hydraulique du collecteurs :

Tronçon	Q(m³/s)	Pente (%)	D.cal (mm)	Collecteur existant	Contrainte	Etat physique	Observation
R85 - R87	0,072	6,83	215	300/béton	Pente trop accentuée	Etat moyen	à changer
R87 - R89	0,072	5,86	200	300/béton	Pente trop accentuée	Etat moyen	à changer
R89 - R91	0,072	4,51	210	300/béton	OK	Etat moyen	à changer
R91 - R92	0,072	1,87	247	300/béton	OK	Etat moyen	à changer
R92 - R93	0,072	5,99	199	300/béton	Pente trop accentuée	Etat moyen	à changer
R93 - R132	0,143	2,47	304	300/béton	Ecoulement en charge	Etat moyen	à changer
R132 - R131	0,143	1,7	326	300/béton	Ecoulement en charge	Etat moyen	à changer
R131 - R130	0,143	2,4	305	300/béton	Ecoulement en charge	Mauvais état	à changer
R130 - R129	0,143	1,69	326	300/béton	Ecoulement en charge	Mauvais état	à changer
R129 - R128	0,143	4,36	278	300/béton	Pente trop accentuée	Mauvais état	à changer
R128 - R126	0,143	7,77	245	300/béton	Pente trop accentuée	Mauvais état	à changer
R126 - R125	0,211	5,25	305	300/béton	Ecoulement en charge	Etat moyen	à changer
R125 - R124	0,279	8,56	309	300/béton	Ecoulement en charge	Etat moyen	à changer
R124 - R123	0,279	8,18	312	300/béton	Ecoulement en charge	Etat moyen	à changer
R123 - R122	0,279	5,83	357	300/béton	Ecoulement en charge	Etat moyen	à changer
R122 - R121	0,279	5,5	336	300/béton	Ecoulement en charge	Etat moyen	à changer
R121 - R113	0,279	7,18	320	300/béton	Ecoulement en charge	Etat moyen	Maintenir
R76 - R75	0,039	0,4	256	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R75 - R74	0,039	0,4	256	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R74 - R73	0,039	1	215	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R73 - R72	0,039	4,9	160	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R72 - R71	0,039	1,6	197	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R71 - R69	0,039	5	159	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R69 - R77	0,16	7,1	289	300/béton	Pente trop accentuée	Mauvais état	à changer
R77 - R96	0,286	2,71	387	300/béton	Ecoulement en charge	Mauvais état	à changer
R96 - R97	0,286	1,7	423	300/béton	Ecoulement en charge	Mauvais état	à changer
R97 - RF13	0,286	4	362	300/béton	Ecoulement en charge	Mauvais état	à changer
RF13 - R104	0,408	4	411	300/béton	Ecoulement en charge	Mauvais état	à changer
R104 - R105	0,408	7,96	411	300/béton	Ecoulement en charge	Mauvais état	à changer
R105 - R106	0,408	7,51	411	300/béton	Ecoulement en charge	Mauvais état	à changer
R106 - R107	0,408	4	411	300/béton	Ecoulement en charge	Mauvais état	à changer

Tronçon	Q(m ³ /s)	Pente (%)	D.cal (mm)	Collecteur existant	Contrainte	Etat physique	Observation
R107 - R108	0,458	4,92	429	300/béton	Écoulement en charge	Mauvais état	à changer
R108 - R109	0,458	5,45	431	300/béton	Écoulement en charge	Mauvais état	à changer
R109 - R110	0,458	4	429	300/béton	Écoulement en charge	Mauvais état	à changer
R110 - R112	0,458	5	431	300/béton	Écoulement en charge	Mauvais état	à changer
R112 - R113	0,508	4	446	300/béton	Écoulement en charge	Mauvais état	à changer
R134 - R133	0,071	2,05	242	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R133 - R93	0,071	2,33	236	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R66 - R67	0,84	0,69	289	300/béton	OK	Bon état	Maintenir
R67 - R68	1,1	0,7	274	300/béton	OK	Bon état	Maintenir
R68 - R69	0,99	0,74	280	300/béton	OK	Bon état	Maintenir
R240 - R239	0,363	3,1	361	400/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R239 - R236	0,363	3,4	355	400/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R236 - R235	0,363	3,1	361	400/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R241 - R242	0,363	5	330	400/PVC	Écoulement en charge	Bon état	à changer
R242 - R244	0,654	5	412	400/PVC	Écoulement en charge	Bon état	à changer
R244 - R245	0,654	5	412	400/PVC	Écoulement en charge	Bon état	à changer
R245 - R254	0,654	5	412	400/PVC	Écoulement en charge	Bon état	à changer
R167 - R166	0,862	2,56	518	400/PVC	Écoulement en charge	Etat moyen	à changer
R166 - R171	0,862	2,68	513	400/PVC	Écoulement en charge	Etat moyen	à changer
R171 - R174	0,862	3,1	500	400/PVC	Écoulement en charge	Etat moyen	à changer
R174 - R173	0,862	5	457	400/PVC	Écoulement en charge	Etat moyen	à changer
R187 - RF12	1,019	1,9	583	400/PVC	Écoulement en charge	Etat moyen	à changer
R215 - R216	0,177	1,13	333	400/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R216 - R217	0,177	3,92	264	400/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R217 - R218	0,177	1,5	316	400/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R218 - R219	0,177	4,85	254	400/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R219 - R220	0,177	2,1	297	400/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R220 - R221	0,177	1,12	334	400/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R221 - R223	0,177	1,07	337	400/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R234 - R233	0,476	4,98	366	400/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R233 - R232	0,526	4,61	385	400/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R232 - R231	0,526	4,87	381	400/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R227 - R223	0,526	4,82	382	400/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R45 - R46	0,06	3	211	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R46 - R48	0,06	2,94	212	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R48 - R49	0,06	1,74	234	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R49 - R50	0,06	1,85	232	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R50 - R51	0,06	1,73	235	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R58 - R54	0,02	2,27	148	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R54 - R53	0,02	3,76	134	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R53 - R52	0,02	2,5	145	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir

Tronçon	Q(m ³ /s)	Pente (%)	D.cal (mm)	Collecteur existant	Contrainte	Etat physique	Observation
R52 - R51	0,02	2,2	148	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R25 - R24	0,026	1,9	168	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R24 - R23	0,026	3,81	148	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R23 - R22	0,026	0,7	203	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R22 - R21	0,026	2,3	162	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R21 - R30	0,026	4	146	300/béton	OK	Etat moyen	Maintenir
R7 - R6	0,115	1,44	310	300/béton	OK	Mauvais état	à changer
R6 - R8	0,115	0,77	349	300/béton	OK	Mauvais état	à changer
R8 - RF16	0,115	0,7	354	300/béton	OK	Mauvais état	à changer
RF16 - R9	0,115	0,79	347	300/béton	OK	Mauvais état	à changer
R9 - R10	0,115	0,71	354	300/béton	OK	Mauvais état	à changer
R10 - R16	0,115	1,53	306	300/béton	OK	Mauvais état	à changer
R16 - R17	0,115	0,97	334	300/béton	OK	Mauvais état	à changer
R37 - 38	0,05	1,7	220	300/béton	OK	Mauvais état	à changer
38 - R39	0,05	1,8	217	300/béton	OK	Mauvais état	à changer
R39 - SR5	0,05	4	187	300/béton	OK	Mauvais état	à changer
R26 - R2'	0,016	0,4	171	315/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R27 - R28	0,016	3	117	315/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R28 - R29	0,016	2,67	120	315/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R29 - R64	0,016	3,63	113	315/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R64 - R56	0,016	0,74	152	315/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R56 - R55	0,016	5,43	105	315/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R62 - R31	0,016	4	111	315/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R12 - R13	0,026	0,2	205	315/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R13 - R25	0,026	1,13	169	315/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R14 - R15	0,043	2,75	173	315/PVC	Ok	Bon état	Maintenir
R15 - R20	0,043	1,51	193	315/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R20 - R19	0,043	5,02	161	315/PVC	Ok	Bon état	Maintenir
R17 - R18	0,115	1,25	290	315/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R18 - R19	0,115	2	265	315/PVC	OK	Bon état	Maintenir
R19 - R30	0,158	2,32	290	315/PVC	OK	Bon état	Maintenir

5.4 DIAGNOSTIQUE DES STATIONS DES RELEVAGES

5.4.1 Diagnostic de la station de reprise SR04 :

La station SR4 est située à côté de la route nationale RN24, la station intercepte les eaux usées de la station SR6 et les eaux usées de et l'extension qui sera projetée (sous bassin 16,17,18,19,20,22)

Le regard de réception à l'intérieur de SR04 se caractérise par :

- Une profondeur de 1.27m
- Une dimension regard est (1.00X 1.00).
- Un diamètre d'entrée DN400/PVC.
- Un diamètre de la sortie DN300/PVC sure une profondeur de 1.34m.
- Un regard en béton qui est en bon état.



Figure 5-8:vue sur le regard de réception de station de relvage SR04. (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)

les eaux usées passent par digrilleur pour éliminer les déchets solides grossiers, ce digrilleur est en bon état, et bien entretenu (nettoyé).



Figure 5-9:vue sur l'état de dégrilleur de la station SR04. (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)

Tableau 5-3:caractéristiques technique de station de relevage

ouvrage	Equipement	nombre	caractéristiques technique		
			P (kW)	Q (m3/h) de chaque pompe	HMT (m)
puisard	Pompe immergées	02+1	38	309.9	22

5.4.2 Diagnostic de la station de reprise SR05

La station SR5 est située à proximité du stade d'el kerma centre et intercepte les eaux usées des sous bassin (1,2 et 25)

Ces eaux sont pompé vers la station SR01 par une conduite de refoulement en DN200/2335ml sur un traçons, puis elle continue gravitairement sur le reste du tracé.

Le regard de réception à l'intérieur de SR05 est caractérisé par :

- une profondeur totale de 1.64m ;
- Une dimension de regard est (1.2X1.2m) ;
- Un diamètre d'entrée DN300/BA ;
- Un génie civile de regard est en béton et en bon état sauf on a remarqué la présence des déchets solide (bouteille en plastique sable), et stagnation des eaux usées qui nécessite une opération de nettoyage.



Figure 5-10:vue sur le regard de réception de poste de relevage existant (sr5) (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)

les eaux usées passent par digrilleur pour éliminer les déchets solides grossiers, ce digrilleur est en bon état, et bien entretenu (nettoyé)



Figure 5-11:vue sur l'état de dégrilleur(SR5). (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)

Tableau 5-4:caractéristiques technique de station de relevage SR05.

ouvrage	Equipement	nombre	caractéristiques technique		
			P (kW)	Q (m3/h) de chaque pompe	HMT (m)
puisard	Pompe immergées	02+1	48	94.7	47.7

5.4.3 Diagnostic de la station de reprise SR06

La station SR6 est située dans la 2^{ème} plage de kerma-centre juste à l'exutoire de oued MUMARE et intercepte les eaux usées de la grande partie de la ville d'el kerma centre, et les refoulées avec une conduite de refoulement en DN200/660ml vers le regard existante de la cité 350log puis continue gravitaire vers la station SR04.

Le regard de réception à l'extérieur de SR06 est caractérisé par :

- Le regard de réception est un dissableur de dimensions (3x3.5) pour éliminer les déchets solides grossiers;
- Le dissableur est rempli pratiquement du sable, on n'a pas pu mesurer sa profondeur, qui nécessite une opération de curage et de nettoyage en urgent pour éviter le transfert des déchets vers le puisard.



Figure 5-12:vue sur le désableur de station de relevage SR06. (Source : Bureau d'études AH2E / juin 2020)

Les eaux usées se dirige vers le puisard de profondeur H=5.10M de SR06 (absence d'un dégrilleur) pour se refouler vers SR04.

Tableau 5-5:caractéristiques technique de station de relevage SR06

ouvrage	Equipement	nombre	caractéristiques technique		
			P (kW)	Q (m3/h) de chaque npompe	HMT (m)
puisard	Pompe immergées	2+1	25	54.7	39

5.5 VERIFICATION DE LA CAPACITE D'EVACUATION DES STATIONS

5.5.1 Vérification de capacité d'évacuation de la station de reprise SR06

bassin versant	Q TOTALE (l/s)	Coefficient de dilution dans le DVO	Q Totale entrées à la station (l/s)	Q Totale entrées à la station (m3/h)	Q actuel de la station	REMARQUE
4,5,6,7,8,9 10,11,12,13 14,15,23et24	44	2	88	316.8	.7x2	la capacité de la station est insuffisante

5.5.2 Vérification de capacité d'évacuation de la station de reprise SR04

bassin versant	Débit de pointe des eaux usées	Q TOTALE (l/s)	Coefficient de dilution dans le DVO	Q Totale entrées à la station (l/s)	Q Totale entrées à la station (m3/h)	Q actuel de la station	REMARQUE
SR6	44	59.24	2	118.48	426.528	309.9x2	la capacité de la station est suffisante
16,17,18,19,20,21et 22	15.24						

5.5.3 Vérification de capacité d'évacuation de la station de reprise SR05

bassin versant	Q TOTALE (l/s)	Coefficient de dilution dans le DVO	Q Totale entrées à la station (l/s)	Q Totale entrées à la station (m3/h)	Q actuel de la station	REMARQUE
1,2et25	7.3	2	14.6	52.56	94.7x2	la capacité de la station est suffisante

5.6 RESULTATS ET INTERPRETATION

Résultats Lors de l'étude diagnostique nous avons remarqué des anomalies trouvées dans le réseau existant, soit:

- Il existe plusieurs tronçons qui sont en charge (nécessite une réhabilitation) , qui justifie les débordements au niveau des sous bassins 6,7,13
- Une grande partie du réseau est dégradée.
- La plupart des collecteurs d'assainissements dans les sous bassin 1 et 25 sont en état dégradés et cause plusieurs débordements
- La plupart des regards dans les sous bassins 1 et 25 sont colmatés ou inondés.
- Il existe plusieurs collecteurs non localisés (R05 – R 35) et (R255-R189).
- certains collecteurs ne respectent pas les normes algériennes d'assainissements (Hauteur de recouvrement insuffisante $h=0.6$ m, des Pentes trop accentuées, diamètre inférieur à 300 mm).
- il y a des quartiers qui n'ont pas accès au réseau d'assainissements donc il est recommandé de faire une extension
- il existe plusieurs points de rejet au le milieu naturel :
 - Rejet vers l'oued (R268) au niveau de sous bassin 14
 - Rejet vers chaaba (R103) au niveau de sous bassin 3
 - Des rejets aléatoires vers chaaba au niveau de sous bassin 6
- pour la station de levage(SR6) il est recommandé de changer les pompes existantes par des nouvelles pompes qui assure le débit appelé

CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons fait un diagnostic (physique et hydraulique) du réseau existant où nous avons détecté toutes les anomalies de ce dernier pour ensuite pouvoir prévenir les améliorations à effectuer.

CHAPITRE VI : CALCUL HYDRAULIQUE

Introduction

La répartition des débits : en tenant compte de la topographie du terrain ; le débit d'eau usée, et le débit d'eau pluviale est récupéré par le tronçon le plus proche.

Les ouvrages d'évacuation doivent présenter de bonnes caractéristiques hydrauliques ; c'est à dire résister aux divers efforts qu'ils subissent (pressions extérieures transmises par le terrain, pressions intérieures éventuelles en cas de mise en charge) pour permettre une évacuation facile des matières solides transportées par les eaux et se prêter à un entretien et un curage commode.

6.1 La conception d'un système d'assainissement

La conception d'un réseau d'assainissement est la concrétisation de tous les éléments constituant les branches du réseau sur un schéma :

- Les collecteurs : doivent pouvoir transporter en tout temps la totalité des débits apportés par les conduites qu'ils desservent. Ils sont définis par leurs :

- Emplacements.
- Profondeurs.
- Dimensions (diamètres intérieur et extérieur, ...).
- Pentes.

- Les regards : de différents types (de visite, de jonction, ...). Ils sont également définis par leurs :

- Emplacements.
- Profondeurs.
- Côtes.

6.2 DIMENSIONNEMENT HYDRAULIQUE DES COLLECTEURS

6.2.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement

Dans le cadre de l'assainissement, le dimensionnement du réseau d'assainissement du type unitaire doit dans la mesure du possible éviter permettre l'entraînement des sables par les débits pluviaux pour empêcher leur décantation et éviter les dépôts, sans provoquer l'érosion de la paroi de la conduite.

Pour la satisfaction des conditions d'auto-curage, on doit avoir des vitesses minimales de l'ordre de 0.6m/s pour 1/10 de débit à pleine section ou bien 0.3m/s pour 1/100 de ce même débit.

A l'opposé des considérations relatives à l'autocurage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leurs revêtements intérieurs nous conduit à poser des limites supérieures à la pente admissible.

Il paraît raisonnable de ne pas dépasser des vitesses de l'ordre de 4 à 5 m/s.

6.2.2 Détermination des diamètres des collecteurs

Dans le calcul des canalisations on utilise les différentes formules d'écoulement parmi ses formules nous avons :

La formule de Chézy:

$$V = C\sqrt{R_h \cdot I} \quad (6.1)$$

Où :

- V : la vitesse d'écoulement, en m/s
- I : Pente du collecteur (m/m).
- Rh : Rayon hydraulique (le rapport entre la section d'écoulement en m² et le périmètre en m).
- C: Coefficient de Chézy, qui dépend des paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le coefficient « C » est donné à son tour par la formule de Bazin :

$$C = \frac{87.R_h}{\delta + \sqrt{R_h}} \quad (6.2)$$

- δ : Coefficient de Bazin qui varie suivant les matériaux employés.

Formule de Manning-Strickler

$$V = K_s \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \quad (6.3)$$

Avec : K_s : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler

Tableau VI.1: Coefficients de Manning-Strickler (k_s) en fonction de la nature des parois

:

Nature des parois	K_s ($m^{1/3}/s$)
Fossé à parois en terre	40
Canal en maçonnerie	60
Conduite en béton	71
Conduite en fibre ciment	80
Conduite en fonte ou en grés	90
Conduite en PVC	100

Source : les réseaux d'assainissement. de R.BOURRIER (page : 512)

Mode de calcul

Avant de procéder au calcul hydraulique du réseau d'assainissement en gravitaire, on considère les l'hypothèse suivantes :

- L'écoulement est uniforme à surface libre, le gradient hydraulique est égal à la pente du radier.
- 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.

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

$$Q = V.S \quad (6.4)$$

Avec :

Q : Débit véhiculé par le collecteur (m^3/s).

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

S : Section mouillée de la conduite (m).

- Le calcul hydraulique a été effectué en utilisant la formule universelle de **Manning-Strickler** :

$$Q = K_s \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \cdot \sqrt{I} \cdot S \quad (6.5)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 * Q_t}{K_s * \sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{8}} \quad (6.6)$$

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

$$Q_{ps} = V_{ps} * \frac{\pi * (D_{nor})^2}{4} \quad (6.8)$$

$$R_h = -11,423 * Rq^6 + 40,641 * Rq^5 - 55,497 * Rq^4 + 37,115 * Rq^3 - 12,857 * Rq^2 + 2,8373 * Rq + 0,0359 \quad (6.9)$$

$$R_v = -25,63 * Rq^6 + 93,647 * Rq^5 - 134,25 * Rq^4 + 95,24 * Rq^3 - 35,151 * Rq^2 + 7,0395 * Rq + 0,2263 \quad (6.10)$$

Ensuite on calcule les vitesses et les hauteurs :

$$R_v = V / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V = R_v * V_{ps}$$

$$R_h = H / D_{nor} \quad \Rightarrow \quad H = R_h * D_{nor}$$

$$R_{v,min} = V_{min} / V_{ps} \quad \Rightarrow \quad V_{min} = R_{v,min} * V_{ps}$$

$$R_{h,min} = H_{min} / D_{nor} \quad \Rightarrow \quad H_{min} = R_{h,min} * D_{nor}$$

Afin d'assurer le bon fonctionnement du réseau, il faut tenir compte de certaines conditions telles que

- Evacuation des matières en suspension
- Aération des conduites.

Dans ce sens, le calcul hydraulique s'effectue en respectant lors de l'évacuation du débit maximum, les conditions suivantes :

- Le taux de remplissage n'excède pas une certaine valeur bien déterminée
- La vitesse d'écoulement devra être supérieure à la vitesse d'auto- curage.

6.2.3 Vitesse d'auto- curage.

Cette vitesse est déterminée afin de vérifier les conditions d'entraînement des particules en suspension dans les eaux chargées et éviter ainsi la formation de dépôt.

On doit avoir des vitesses minimales de l'ordre de 0.6m/s pour 1/10 de débit à pleine section ou bien 0.3m/s pour 1/100 de ce même débit.

6.2.4 Dimensionnement du réseau d'évacuation projeté

En se basant sur le débit et la pente de chaque tronçon, on détermine les diamètres ainsi que les autres paramètres hydrauliques de notre réseau. (voir annexe I)

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons abordé le coté hydraulique à savoir le dimensionnement du réseau d'évacuation d'eaux usées et pluviales, nous avons suivi une méthode de calcul déjà expliquée au préalable.

Après le dimensionnement des collecteurs principaux et secondaires et la détermination de leurs paramètres hydrauliques, on constate que les vitesses d'auto-curage sont admissibles.

CHAPITRE 7 : ELEMENTS CONSTITUTIFS DU RESEAU ET OUVRAGES ANNEXES

INTRODUCTION

Le réseau d'assainissement a pour objectif de collecter les eaux usées et les eaux pluviales, protégeant ainsi le milieu naturel. Afin d'atteindre au mieux ses objectifs, le réseau de canalisations d'égouts est composé de plusieurs structures, on peut distinguer :

- Les ouvrages principaux constituent l'ensemble du réseau depuis l'entrée de l'effluent jusqu'à sa sortie vers la station d'épuration.
- Les ouvrages annexes : comprenant toutes les installations qui conduisent au fonctionnement raisonnable du réseau, telles que : les regards, les bouches d'égout, les déversoirs d'orages, ...etc.

7.1 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.

7.1.1 Les canalisations

Ils se présentent sous plusieurs formes cylindriques préfabriquées en usine. Ils sont spécifiés par leur diamètre intérieur, appelé diamètre Nominal en millimètres, ou ovoïdes préfabriqués spécifiés leur hauteur en centimètres, et les œuvres qui peuvent être vues.

Formes et sections de conduites

- Conduites circulaires : Par rapport aux autres formes, les conduites circulaires sont utilisées pour les faibles sections.
- Conduites ovoïdes : Ces conduites sont utilisées pour remplacer les conduites circulaires de diamètre supérieur à 800 mm généralement, et cela afin d'éviter le problème d'auto curage.

7.1.1.1 Critères du choix de conduite

Pour faire le choix des différents types de conduite, on doit tenir compte :

- Des pentes du terrain.
- Des diamètres utilisés.
- De la nature du sol traversé.
- De la nature chimique des eaux usées.
- Des efforts extérieurs dus au remblai.

7.2 TYPES DE MATERIAUX

7.2.1 Conduite en fonte

La particularité de ce type de conduite est que leur composition est à base de fonte, ce qui les rend inoxydables et solides et donc indispensables à la sécurité. Ils sont couramment utilisés pour évacuer les eaux usées industrielles des raffineries.

7.2.2 Conduites en amiante – ciment

Les tuyaux et pièces de raccord en amiante - ciment se composent d'un mélange de ciment Portland et d'amiante en fibre fait en présence d'eau.

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

7.2.2.1 Joints :

Pour assembler ces types de conduites, on utilise les joints sans emboîtement.

On distingue :

- Le joint « Everitube »
- Le joint « Eternit », fabriqué pour l'assemblage des conduites à bout lisses.

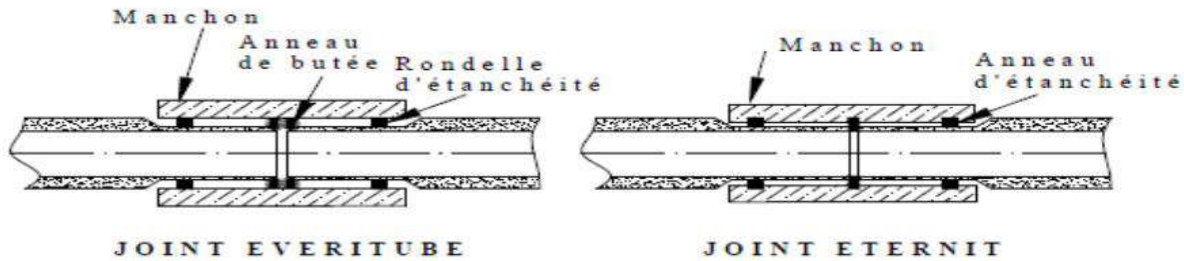


Figure 7-1: Joints sur tuyaux en amiante ciment

7.2.3 Conduite en grès

Les tuyaux en grès se caractérisent par une dureté très élevée et une excellente résistance à l'érosion chimique ou climatique. Cette résistance est obtenue par cuisson à des températures supérieures à 1200°C. Les longueurs utiles de ces tuyaux sont de 1,0 m, 1,5 m et 2,0 m.

7.2.3.1 Joints

L'assemblage de ces conduites s'effectue par trois sortes de joints :

- Joints au mortier de ciment.
- Joints avec corde goudronnée et mortier de ciment
- Joints à double anneaux.

7.2.4 Conduite en matière plastique

Les tuyaux en plastique ont une résistance à la corrosion, une inertie et une stabilité à de nombreux réactifs chimiques. Nous pouvons distinguer:

- Tubes en matériaux thermodurcissables.
- Tubes en matériaux thermoplastiques.

7.2.4.1 Joints :

Ces conduites peuvent être assemblées soit par collage, soit par bagues d'étanchéité.

7.2.5 Conduites en béton non armé

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement grâce à un processus qui garantit un degré élevé de densité du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50 m. Ces types de tuyaux éclatent soudainement, mais à moins que la hauteur de chevauchement ne soit

pas suffisante. C'est arrivé au début du pipeline. Il n'est pas recommandé d'utiliser des tuyaux non renforcés pour les tuyaux accessibles.

7.2.6 Conduites en béton armé

Les tuyaux en béton armé sont fabriqués mécaniquement par un procédé assurant une compacité élevée du béton (compression radiale, vibration, centrifugation). Les tuyaux comportent deux séries d'armatures, la première est formée des barres droites appelées génératrices, la deuxième est formée des spires en hélice continues d'un pas régulier maximal de 1,5 m. La longueur utile ne doit pas être supérieure à 2m.

7.2.6.1 Joints

Afin d'assembler les conduites en béton armé ou non armé, on a cinq types de joints :

- Joint type Rocla.
- Joint torique.
- Joint à 1/2 emboîtement.
- Joint à coller.
- Joint plastique.

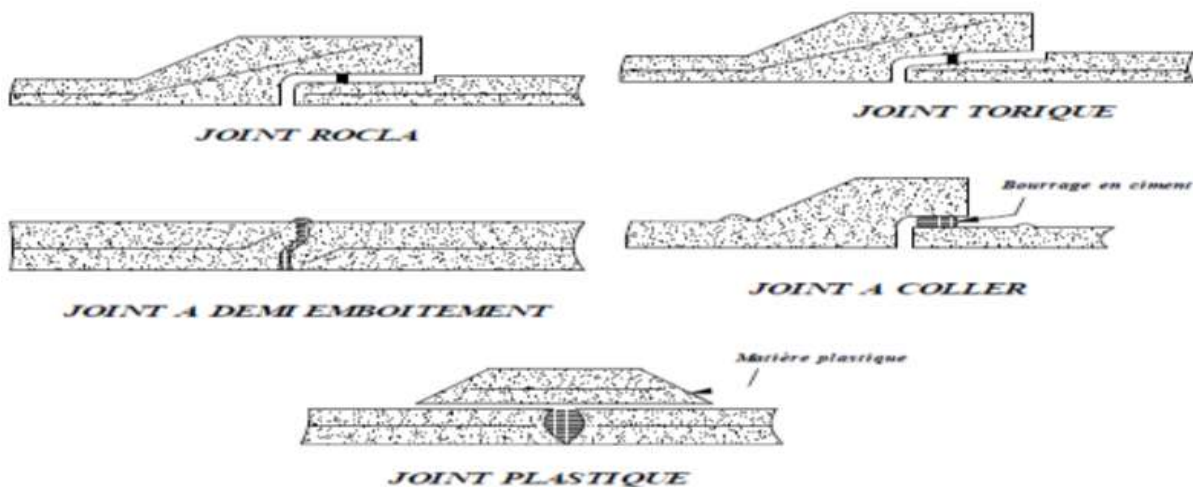


Figure 7-2: Joints sur tuyaux en béton

7.3 LES ESSAIS DE CONDUITES PREFABRIQUES

7.3.1 Essai à l'écrasement

L'essai à l'écrasement se fait par presse automatique avec enregistrement des efforts, ils doivent être répartis uniformément sur la génératrice supérieure de la conduite.

7.3.2 Essai d'étanchéité

Les tests d'étanchéité sont obligatoires en usine et sur site.

- A la sortie de l'usine : Le tuyau est maintenu droit (béton) et rempli d'eau, et le niveau d'eau ne doit pas baisser de plus de 2 cm en 24 heures.
- Sur site : L'un des trois tests suivants peut être envisagé :
 - Test d'eau.
 - Test de fumée.
 - Test à l'air comprimé.

7.3.3 Essai de corrosion (chimique)

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.

7.4 POSE DE CANALISATION

7.4.1 Les conditions de pose

Les principales conditions exigées lors de la pose des canalisations, sont les suivantes :

- La canalisation doit être enterrée sous une couverture d'au moins 80 cm au départ.
- Il ne faut pas en effet que la conduite soit déformée par la surcharge de terre ou le passage de charges.

- Les canalisations d'eau usée et pluviale sont fréquemment posées sur parallèles à dans la même tranchée, mais elles sont décalées de 30 à 40 cm.
- Il est conseillé de placer le réseau d'eau pluviale au-dessus du réseau d'eaux vannes dans le cas où ils sont voisins.

7.4.2 Les modes de pose

Le mode de pose des canalisations diffère selon la nature du terrain.

Terrain ordinaire :

Dans ce type de terrain, la canalisation doit être posée sur un lit de sable réalisé sur un fond, avec des joints confectionnés avec soins conformément aux prescriptions des fabricants de conduites.

Mauvais terrain

Dans les terrains peu consistants, la canalisation doit reposer sur deux briques posées au fond et le vide sera rempli de sable.

Terrain très mauvais

Dans ce type de terrain une dalle en béton préfabriqué doit être envisagé au fond de la Tranchée.

7.5 LES OUVRAGES ANNEXES

Les ouvrages annexes ont une importance considérable dans l'exploitation rationnelle des réseaux d'égout. Ils ont constitué par tous les dispositifs de raccordement, d'accès, de réception des eaux usées ou d'engouffrement des eaux pluviales, Les ouvrages Annexes sont à considérés selon deux types :

- Les ouvrages normaux.
- Les ouvrages spéciaux.

7.6 LES OUVRAGES NORMAUX

Les ouvrages normaux, sont les ouvrages courants, qui sont indispensable en amont ou au

Cours des réseaux, ils assurent généralement la fonction recette des effluents.

7.6.1 Les branchements particuliers

Ces travaux doivent assurer une meilleure hygiène des ménages. Ces raccordements doivent être équipés de dispositifs étanches et de canalisations pouvant résister à la pression provoquée par la différence de niveau mesurée avec le niveau de la voie publique.

7.6.2 Les bouches d'égout

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux en surface (pluviales et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées au point bas des caniveaux, soit sur le trottoir.

La distance entre deux 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.

Elles peuvent être classées selon deux critères :

La manière de recueillir des eaux et la manière dont les déchets sont retenus

- **Les bouches d'égouts à section circulaire de 0,5m de diamètre avec ou sans décantation :**

Ce type de bouche d'égouts peut s'adapter surtout si le réseau risque de ne pas faire l'objet d'un entretien permanent.

Selon le type de recueil des eaux, on distingue cinq types de bouches d'égouts.

- **Les bouches d'égouts avec grille et couronnement métallique :**

Ces bouches peuvent être sélectives ou non. Lorsqu'il est prévu une décantation, l'entrée des eaux dans le réseau s'effectue soit au moyen d'un siphon, soit directement par surverse au-dessus du seuil du puisard de décantation.

- **Les bouches d'égouts avec bavette en pierre ou en béton et couronnement métallique :**

Elles peuvent être sélectives ou non, avec ou sans décantation siphonide ou non. Dans ce dernier cas l'entonnoir est prolongé par une jupe dont la base doit plonger au moins à 0,05 m au-dessous du niveau permanent du puisard de décantation.

- **Les bouches d'égout à avaloir métallique grille et couronnement combiné :**

Elles sont comme les précédentes, la seule particularité repose dans le fait que le dispositif métallique supérieur s'emboîte directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

- **La bouche d'égout à grille seule :**

Les bouches d'égouts à grille seule s'emboîtent directement sur l'arase supérieure de la cheminée.

7.6.3 Les regards

Les regards sont en fait des fenêtres par lesquelles le personnel d'entretien pénètre pour assurer le service et la surveillance du réseau. Ce type de regard varie en fonction de l'encombrement et de la pente du terrain ainsi que du système d'évacuation, et on distingue :

- **Les regards simples :** Destinés pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
 - **Les regards latéraux :** Utilisés en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
 - **Les regards toboggan :** En cas d'exhaussement de remous.
 - **Les regards de chute :** En cas de forte pente.
- La distance entre deux regards est variable :
- 35 à 50m en terrain accidenté ;
 - 50 à 80m en terrain plat.
- Sur les canalisations les regards doivent être installés :
- A chaque changement de direction ;
 - A chaque jonction de canalisation ;
 - Aux points de chute ;

- A chaque changement de pente ;
- A chaque changement de diamètre.

7.6.3.1 Types des regards :

On distingue différents types qui sont :

Regard de visite :

Ces regards sont destinés à l'entretien courant et le curage régulier des canalisations tout en assurant une bonne ventilation de ces dernières, l'intervalle d'espacement est de **35 à 80m**.

Les dimensions minimales de ces regards sont les suivantes :

- Profondeur inférieure à **1.5m** ; diamètre **80cm** ;
- Profondeur supérieure à **1.5m** ; diamètre **1.00m** avec échelon d'accès
- L'épaisseur des parois est de **8cm** en béton préfabriqué en usine, **12cm** en béton coulé sur place avec un enduit étanche de **2cm**.

Regard de ventilation :

La présence d'air dans les égouts est la meilleure garantie contre la fermentation et la production du sulfure d'hydrogène gazeux ; la ventilation s'opère par :

- Les tampons des regards munis d'orifices appropriés ;
- Les tuyaux de chute qui doivent être prolongés jusqu'à l'air libre ;
- Les cheminées placées sur l'axe de la canalisation.

Regard de jonction :

Ils servent à unir deux collecteurs de même ou de différentes sections ; ils sont construits de telle manière à avoir :

- Une bonne aération des collecteurs en jonction (regard) ;
- Les dénivelées entre les radiers des collecteurs ;
- Une absence de reflux d'eau par temps sec ;

- Les niveaux d'eau des conduites doivent être à la même hauteur.

- Pour notre agglomération, les regards de jonction sont indispensables, ce sont les plus répandus, car le terrain est accidenté, ainsi les pistes existantes suivent plusieurs directions, d'où l'utilité de projeter des regards de jonction.

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.

Regard double : pour un système séparatif.

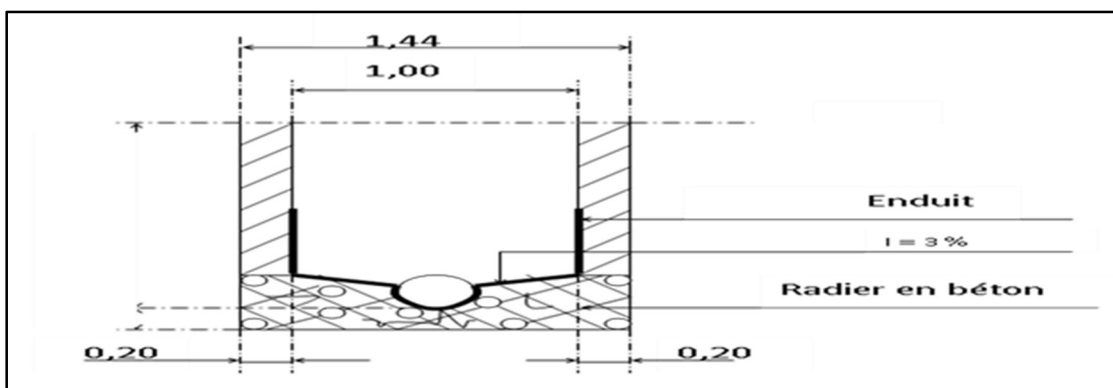


Figure 7-3:Exemple d'un regard simple

→ Dimensionnement du regard :

Les dimensions d'un regard sont données dans le tableau suivant :

Tableau 7-1:Dimensionnement du regard en fonction des dimensions des conduites

Diamètre des conduites (mm)	Dimensionnement du regard (m*m)
300	1.1*1.1
400	1.1*1.1
500	1.2*1.2
600	1.2*1.2

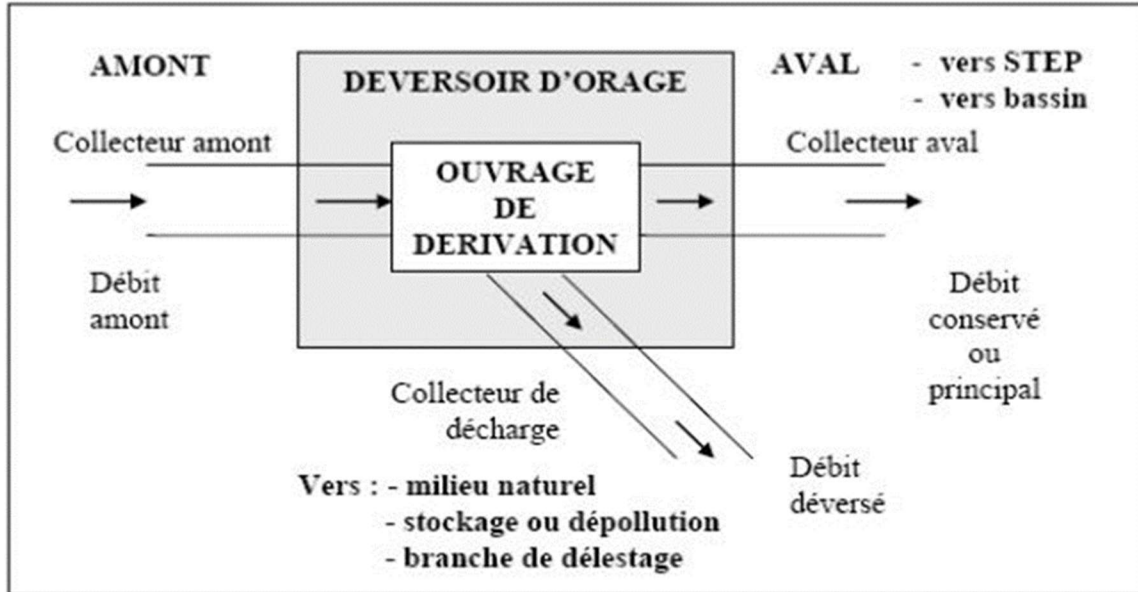
Diamètre des conduites (mm)	Dimensionnement du regard (m*m)
800	1.6*1.6
1000	2*2
1200	2.2*2.2
1500	2.5*2.5
1800	3*3

7.7 LES OUVRAGES SPECIAUX

7.7.1 Les déversoirs d'orage

En hydraulique urbaine, un déversoir est un dispositif dont la fonction réelle est d'évacuer par les voies les plus directes, les pointes exceptionnelles des débits d'orage vers le milieu récepteur. Par conséquent, un déversoir est un ouvrage destiné à décharger le réseau d'une certaine quantité d'eaux pluviales de manière à réagir sur l'économie d'un projet en réduction du réseau aval.

Les déversoirs sont appelés à jouer un rôle essentiel notamment dans la conception des réseaux en système unitaire.



Emplacement des déversoirs d'orage

Avant l'emplacement des déversoirs d'orage il faut voir :

- Le milieu récepteur et son équilibre après le rejet des effluents dont il faut établir un degré de dilution en fonction du pouvoir auto épurateur du milieu récepteur.
- Les valeurs du débit compatibles avec la valeur de dilution et avec l'économie générale du projet, c'est à dire rechercher le facteur de probabilité de déversement de façon à limiter la fréquence des lâchers d'effluents dans le milieu récepteur.
- La capacité et les surfaces des ouvrages de la station d'épuration pour éviter les surcharges et le mauvais fonctionnement.
- Le régime d'écoulement de niveau d'eau dans la canalisation amont et aval
- Topographie du site et variations des pentes.

7.7.2 Types des déversoirs

- **Déversoir à seuil latéral :**

Pour le calcul de cet ouvrage il faut que l'écoulement en amont soit fluvial.

Le déversoir classique à seuil latéral ou de dimension standard à seuil haut ou bas peut être partialisé et équipé de dispositifs de vannage.

Il présente l'intérêt majeur de permettre la conception de seuil long sans occuper beaucoup de place.

- **Déversoir à seuil frontal :**

Le déversement s'effectue en face du collecteur d'amenée ou dans un changement de direction. Dans cette disposition, le seuil ne doit pas être élevé pour ne pas trop réduire la section d'écoulement.

- **Déversoir à double seuil latéral :**

Dans ce type de déversoir, on opte pour un double seuil déversant quand les calculs nous donnent une longueur importante du seuil du déversoir

- **Déversoir avec ouverture de radier :**

Ce type de déversoir est préconisé dans le cas où les pentes sont trop importantes c'est-à-dire en présence d'écoulement torrentiel. Le débit de temps sec et « petite pluie » passe par l'orifice dans le fond ou sur le côté du radier. Il s'agit d'un type d'ouvrage à fortement déconseiller qui a tendance à se boucher en permanence, donc à déverser souvent par temps sec.

Dimensionnement du déversoir d'orage (DO01): (latéral)

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 800\text{mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 0.953\text{m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 1.988 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe d'eaux usées : $Q_p = 0.0157 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de Step : on propose une dilution de 2 fois m^3/s

Alors : $Q_{\text{station}} = 2 \times 0,0157 = 0,0315 \text{ m}^3/\text{s}$

- ❖ Calcul de coefficient de retardement :

$$Z = 1 - \frac{T_c}{100} \quad (7.1)$$

Avec :

T_c : le temps de concentration en min

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

$$T_c = t_1 + t_2 \quad (7.2)$$

Avec :

$$t_1 = \frac{L}{60 \times v} \quad (7.3)$$

L: Longueur totale de collecteur le plus longs.

v : vitesse moyenne.

t_2 : Temps mis par l'eau pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement, il varie de 2 à 20 minutes (on suppose $t_2 = 10\text{min}$)

Donc :

$$t_1 = \frac{368.14}{60 \times 4.2} = 1.46\text{min}$$

$$t_c = 1.46 + 10 = 11.46 \text{ min}$$

$$\text{Le coefficient de retardement égal à } Z = 1 - \frac{11.466}{100} = 0.885$$

❖ Calcul de débit critique

$$Q_{cr} = Z \times Q_t \quad (7.4)$$

$$Q_{cr} = 0.885 \times 0.953 = 0.843\text{m}^3/\text{s}$$

❖ Calcul de débit déversé

$$Q_{dév} = Q_{cr} - Q_{Step} \quad (7.5)$$

$$Q_{dév} = 0.843 - 0.0315 = 0.811 \text{ m}^3/\text{s}$$

❖ Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir

- Hauteur d'eau demandée par la station

$$R_{Q_{station}} = \frac{Q_{Step}}{Q_{ps}} = \frac{0.0315}{1.988} = 0.0158 \Rightarrow \text{d'après l'abaque ab.5 (voir l'annexe) :}$$

$$R_{h_{station}} = 0.042$$

$$R_{h_{station}} = \frac{H_{Step}}{D} \Rightarrow H_{Step} = R_{h_{station}} * D = 0.044 * 800 = 34 \text{mm}$$

- La hauteur critique

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{0.843}{1.988} = 0.44 \Rightarrow \text{d'après l'abaque ab.5 : } R_{h_{cr}} = 0.44$$

$$H_{cr} = R_{h_{cr}} * D = 0.44 * 800 = 352 \text{mm}$$

- La hauteur d'eau déversée

$$H_{dév} = H_{cr} - H_{station} = 352 - 34 = 318 \text{mm}$$

❖ La longueur de seuil déversant

On applique la formule de BAZIN

$$Q_{dév} = m L \sqrt{2g} (H_{dév})^{3/2} \quad (7.6)$$

m: Coefficient de débit pris égal à : 0,42

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

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

$h_{dév}$: La lame d'eau déversée en m

Donc :

$$\Rightarrow L = \frac{Q_{dév}}{m \sqrt{2g} (H_{dév})^{3/2}} \quad (7.7)$$

$$L = \frac{0.811}{\frac{2}{3} 0.42 \sqrt{2} \times 9.81 (0.318)^{3/2}}$$

$$L = 3.6m$$

Dimensionnement du déversoir d'orage (DO02): (frontal)

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1200 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 2,389 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 3,478 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe d'eaux usées : $Q_p = 0.0346 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de Station : on propose une dilution de 2 fois m^3/s

$$\text{Alors : } Q_{\text{station}} = 2 \times 0,0346 = 0.0692 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ❖ Calcul de coefficient de retardement :

$$t_1 = \frac{734,860}{60 \times 3.88} = 3.16 \text{ min}$$

$$t_2 = 2 \text{ min}$$

$$t_c = 3.16 + 2 = 5.16 \text{ min}$$

$$\text{Le coefficient de retardement égal à } Z = 1 - \frac{5.16}{100} = 0.95$$

- ❖ Calcul de débit critique

$$Q_{cr} = 0.95 \times 2,389 = 2.27 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ❖ Calcul de débit déversé

$$Q_{dév} = 2.27 - 0.0692 = 2.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ❖ Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir

- Hauteur d'eau demandée par la STEP

$$R_{Q\text{Step}} = \frac{Q_{\text{Step}}}{Q_{ps}} = \frac{0.0692}{3,478} = 0.02 \Rightarrow \text{d'après l'abaque ab.5 (voir l'annexe) :}$$

$$R_{h\text{Step}} = 0.05$$

$$R_{hStep} = \frac{H_{Step}}{D} \Rightarrow H_{Step} = R_{hStep} * D = 0.05 * 1200 = 60 \text{ mm}$$

- La hauteur critique

$$R_{Qcr} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{2.27}{3.478} = 0.65 \Rightarrow \text{d'après l'abaque (ab.5): } R_{hcr} = 0.58$$

$$H_{cr} = R_{hcr} * D = 0.58 * 1200 = 696 \text{ mm}$$

- La hauteur d'eau déversée

$$H_{dév} = H_{cr} - H_{step} = 696 - 60 = 636 \text{ mm}$$

- ❖ La longueur de seuil déversant

On applique la formule de BAZIN

$$L = \frac{2.2}{0.42 \sqrt{2 \times 9.81} (0.636)^{3/2}}$$

$$L = 2.33 \text{ m}$$

Dimensionnement du déversoir d'orage (DO03): (frontal)

- Diamètre d'entrée : $D_e = 800 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 1.218 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 1.829 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe d'eaux usées : $Q_p = 0.0073 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de Station : on propose une dilution de 2 fois m^3/s

$$\text{Alors : } Q_{station} = 2 \times 0,0073 = 0.015 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ❖ Calcul de coefficient de retardement :

$$t_1 = \frac{648.9}{60 \times 3.8} = 2.85 \text{ min}$$

$$t_2 = 2 \text{ min}$$

$$t_c = 3.16 + 2 = 4.84 \text{ min}$$

$$\text{Le coefficient de retardement égal à } Z = 1 - \frac{4.84}{100} = 0.95$$

- ❖ Calcul de débit critique

$$Q_{cr} = 0.95 \times 1.218 = 1.157 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ❖ Calcul de débit déversé

$$Q_{dév} = 1.157 - 0.015 = 1.142 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ❖ Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir

- Hauteur d'eau demandée par la station

$$R_{Q_{\text{Station}}} = \frac{Q_{\text{Step}}}{Q_{ps}} = \frac{0.015}{1.829} = 0.02 \Rightarrow \text{d'après ab.5 (voir l'annexe) :}$$

$$R_{h_{\text{station}}} = 0.021$$

$$R_{h_{\text{Step}}} = \frac{H_{\text{Step}}}{D} \Rightarrow H_{\text{Step}} = R_{h_{\text{Step}}} * D = 0.021 * 800 = 16.8 \text{ mm}$$

- La hauteur critique

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{1.157}{1.829} = 0.63 \Rightarrow \text{d'après l'abaque ab.5 : } R_{h_{cr}} = 0.57$$

$$H_{cr} = R_{h_{cr}} * D = 0.57 * 800 = 456 \text{ mm}$$

- La hauteur d'eau déversée

$$H_{dév} = H_{cr} - H_{\text{station}} = 456 - 16.8 = 440 \text{ mm}$$

- ❖ La longueur de seuil déversant

On applique la formule de BAZIN

$$L = \frac{0.22}{0.42 \sqrt{2 \times 9.81} (0.440)^{3/2}}$$

$$L = 2.6m$$

Dimensionnement du déversoir d'orage (DO04): (frontal)

Les données de base sont les suivantes :

- Diamètre d'entrée : $D_e = 1000\text{mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 1.31\text{m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 1.793\text{m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe d'eaux usées : $Q_p = 0.015\text{m}^3/\text{s}$
- Débit de station : on propose une dilution de 2 fois m^3/s

$$\text{Alors : } Q_{\text{station}} = 2 \times 0,015 = 0.03\text{m}^3/\text{s}$$

❖ Calcul de coefficient de retardement :

$$t_1 = \frac{598.56}{60 \times 3.85} = 2.59\text{min}$$

$$t_2 = 3\text{min}$$

$$t_c = 2.59 + 3 = 5.59\text{min}$$

$$\text{Le coefficient de retardement égal à } Z = 1 - \frac{5.59}{100} = 0.94$$

❖ Calcul de débit critique

$$Q_{cr} = 0.94 \times 1.31 = 1.192\text{m}^3/\text{s}$$

❖ Calcul de débit déversé

$$Q_{dév} = 1.192 - 0.03 = 1.162\text{m}^3/\text{s}$$

❖ Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir

- Hauteur d'eau demandée par la Station

$$R_{Q\text{Step}} = \frac{Q_{\text{Step}}}{Q_{ps}} = \frac{0.03}{1.793} = 0.016 \Rightarrow \text{d'après l'abaque ab.5 (voir l'annexe) :}$$

$$R_{h\text{Step}} = 0.043$$

$$R_{h\text{Step}} = \frac{H_{\text{Step}}}{D} \Rightarrow H_{\text{Step}} = R_{h\text{Step}} * D = 0.043 * 800 = 35\text{mm}$$

- La hauteur critique

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{1.192}{1.793} = 0.66 \Rightarrow \text{d'après l'abaque ab.5 : } R_{h_{cr}} = 0.59$$

$$H_{cr} = R_{h_{cr}} * D = 0.59 * 1000 = 590 \text{ mm}$$

- La hauteur d'eau déversée

$$H_{dév} = H_{cr} - H_{step} = 590 - 35 = 550 \text{ mm}$$

- ❖ La longueur de seuil déversant

On applique la formule de BAZIN

$$L = \frac{1.162}{0.42 \sqrt{2} \times 9.81 (0.550)^{3/2}}$$

$$L = 1.5 \text{ m}$$

Dimensionnement du déversoir d'orage (DO05): (frontal)

Les données de base sont les suivantes : (sb3)

- Diamètre d'entrée : $D_{ext} = 315 \text{ mm}$; $D_e = 305 \text{ mm}$
- Débit total à l'entrée : $Q_t = 0.23 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit à pleine section : $Q_{ps} = 0.294 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de pointe d'eaux usées : $Q_p = 0.003 \text{ m}^3/\text{s}$
- Débit de Station : on propose une dilution de 2 fois m^3/s

$$\text{Alors : } Q_{station} = 2 \times 0,003 = 0.006 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ❖ Calcul de coefficient de retardement :

$$t_1 = \frac{186.6}{60 \times 3.927} = 0.8 \text{ min}$$

$$t_2 = 4 \text{ min}$$

$$t_c = 0.8 + 4 = 4.8 \text{ min}$$

$$\text{Le coefficient de retardement égal à } Z = 1 - \frac{4.8}{100} = 0.95$$

- ❖ Calcul de débit critique

$$Q_{cr} = 0.95 \times 0.23 = 0.22 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ❖ Calcul de débit déversé

$$Q_{dév} = 0.22 - 0.006 = 0.214 \text{ m}^3/\text{s}$$

- ❖ Détermination des hauteurs d'eau correspondant aux débits à l'amont du déversoir

- Hauteur d'eau demandée par la STEP

$$R_{Q_{station}} = \frac{Q_{Step}}{Q_{ps}} = \frac{0.003}{0.294} = 0.01 \Rightarrow \text{d'après l'abaque ab.5 (voir l'annexe) :$$

$$R_{hStep} = 0.03$$

$$R_{hStep} = \frac{H_{Step}}{D} \Rightarrow H_{Step} = R_{hStep} * D = 0.03 * 305 = 9 \text{ mm}$$

- La hauteur critique

$$R_{Q_{cr}} = \frac{Q_{cr}}{Q_{ps}} = \frac{0.22}{0.294} = 0.75 \Rightarrow \text{d'après l'abaque ab.5 : } R_{h_{cr}} = 0.64$$

$$H_{cr} = R_{h_{cr}} * D = 0.64 * 305 = 195 \text{ mm}$$

- La hauteur d'eau déversée

$$H_{dév} = H_{cr} - H_{step} = 195 - 9 = 186 \text{ mm}$$

- ❖ La longueur de seuil déversant

On applique la formule de BAZIN

$$L = \frac{0.22}{0.42 \sqrt{2 \times 9.81} (0.156)^{3/2}}$$

$$L = 0.75$$

7.8 STATIONS DE RELEVAGE PREFABRIQUEES.

7.8.1 Dimensionnement Hydrauliques

Le débit de pointe des eaux usées est de $Q_{\text{pointe}} = 2 \cdot Q_p = 2 \cdot 3 = 6 \text{ l/s}$, ce débit est calculé à l'horizon 2050 sb 3 .

Le débit des eaux pluviales sera déversé vers l'ouvrage de rejet 01 puis vers la mer par une conduite du diamètre **DN315/PVC**.

7.8.1.1 Dimensionnement de la conduite de refoulement

Le matériau de la conduite de refoulement retenu est en PEHD/PN16. Cette dernière doit permettre d'encaisser les surpressions et les dépressions, dues au démarrage et à l'arrêt brusque des pompes.

Pour le diamètre de la conduite de refoulement en choisi un diamètre de tel sorte que la vitesse d'écoulement soit entre 0.50m/s et 2.00m/s

$$0.50 \text{ m/s} \leq V \leq 2.00 \text{ m/s}$$

En premier, on détermine un diamètre approximatif calculé par la formule de Bonin :

$$D = \sqrt{Q} \quad (7.8)$$

Et celle de Bresse :

$$D = 1.5 \cdot \sqrt{Q} \quad (7.9)$$

Où :

D : diamètre de la conduite en m.

Q : Débit véhiculé en m³/s.

-La première approximation pour l'évaluation du diamètre est faite par la formule de Bonin

$$D_{\text{Bonin}} = \sqrt{Q} = \sqrt{0,006} = 0.077\text{m} = 77.46\text{mm}$$

-La deuxième approximation pour l'évaluation du diamètre est faite par la formule de Bresse

$$D_{\text{Bresse}} = 1.5 \cdot \sqrt{Q} = \sqrt{0,006} = 0.116\text{m} = 116.18\text{mm}$$

7.8.2 Calcul de la HMT pour chaque diamètre

Afin de déterminer les frais d'exploitation, nous devons déterminer les pertes charges linéaires et singulières générées dans la conduite pour chaque diamètre

➤ **Hauteur géométrique**

Côte de point bas = (côte arrivée collecteur E.U)-(La hauteur d'eau dans le Puisard)

« pour ne pas dénoyer la pompe » = $7.27 - 4 = 3.27$ m

Côte de point haut = côte T.N point haut - (profondeur du réseau de refoulement) =

Donc la hauteur géométrique = $17.14 - 1.14 = 16$ m

$H_g = 16 - 3.27 = 12.73$ m

➤ **Pertes de charges :**

Les pertes de charges sont la somme des pertes de charges linéaires et des pertes des charges singulières

$$\Delta H_{\text{ref}} = \Delta H_{\text{sing}} + \Delta H_{\text{linéaire}}$$

Les pertes de charge singulières sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires, et Les pertes de charge linéaires ont été évaluées à partir de la formule de Darcy-Weisbach

$$\Delta H = \frac{8\lambda L Q^2}{\pi^2 g D^5} \quad (7.10)$$

Avec :

L : longueur de la conduite en m

Q : débit véhiculé en (m³/s)

D : diamètre de la conduite en m

λ : coefficient de perte de charge évalué comme suis

$$\lambda = [1.14 - 0.86 * \ln\left(\frac{\varepsilon}{D}\right)]^{-2}$$

ε : Rugosité = 0.01mm.

- La HMT en fonction du diamètre

$$\mathbf{HMT = Hg + \Delta ht}$$

Tableau 7-2: La HMT en fonction du diamètre

Diamètre (m)	Longueur (m)	Débit (m ³ /s)	Vitesse (m/s)	λ	ΔH (m)	ΔH ref (m)	Hg (m)	HMT (m)
90	186	0,006	1,43	0.0129	3.44	7.22	12.73	19.75
110			0.94	0.0124	1.16	2.43	12.73	15.46
125			0.73	0,0121	0.6	1.26	12.73	13.99
160			0.44	0,0116	0.17	0.357	12.73	13.08

7.8.3 Frais d'exploitation

Ce sont les frais de l'énergie consommée annuellement par l'installation de pompage, donné par

$$F_{\text{exp}} = e \cdot n \cdot (t \cdot 365) \cdot p \quad (7.17)$$

T : temps de pompage par jour en (heure), on le fixe à t=18h

n : nombres d'années ;

P: puissance absorbée par l'installation de pompage donné par :

$$P = \frac{\rho \times g \times Q \times HMT}{\eta} \quad (7.12)$$

Q: débit refoulé

η_p : le rendement de pompage (0.83)

e : prix d'un Kwh qui est donné dans le suivant :

Tableau 7-3: Prix d'un Kwh

Intervalle de temps	Prix unitaire (Kwh)
06-17 h	1.34
17-21 h	6.06
21-06 h	0.74

Notre station de pompage va fonctionner en moyenne de 18 h par jour, nous trouvons que : $e = (11 \times 1.34 + 4 \times 6.06 + 3 \times 0.74) / 18 = 2.29$ Da

Le tableau suivant résume les frais d'exploitation pour chaque conduite :

Tableau 7-4: Frais d'exploitation en fonction du diamètre .

Diamètre (m)	Q (m3/s)	HMT (m)	Puissance (Kw)	e (Da)	Fexp (Da)
90	0.006	19.75	1.4	2,29	631902.6
110		15.46	1.09		491981.3
125		13.99	0.99		446845.4
160		13.08	0.92		415250.3

7.8.4 Frais d'amortissement

Ces frais augmentent avec le diamètre de la canalisation, et on doit tenir compte de l'annuité (A) d'amortissement, qui amortit un capital investi au taux (i) pour une période en principe égale à la durée de vie du matériel (conduite) (30 ans)

$$A = \frac{i}{(i+1)^n - 1} + i \quad (7.13)$$

i : taux d'annuité (8 à 12% en Algérie)

n : nombre d'années d'amortissement

$$A = \frac{0.1}{(0.1 + 1)^{30} - 1} + 0.1 = 0.10608 \quad (7.14)$$

Chapitre VII Eléments constitutifs du réseau et ouvrages annexes

Donc les frais d'amortissement correspondants aux différents diamètres sont présentés dans le suivant :

$$F_{am} = Prix. (1 - A) \quad (7.15)$$

Tableau 7-5:Frais d'amortissement en fonction du diamètre

Diamètre (m)	Prix ML (Da)	Longueur (m)	Prix (Da)	Frais d'amortissement (Da)
90	1.386,50	186	252309	225544,1
110	1.599,15		297441.9	265889,3
125	2.037,33		37894.38	33874,54
160	3.335,76		62079.36	55493,98

7.8.5 Choix du diamètre économique :

Le cout total est calculé par la formule suivante :

$$Ct = F_{exp} + F_{am} \quad (7.16)$$

Tableau 7-6:Bilan des couts en fonction des diamètres.

Diamètre (m)	F _{exp} (Da)	F _{am} (Da)	Bilan (Da)
90	631902.6	225544,1	857446,7
110	491981.3	265889,3	757870,6
125	446845.4	33874,54	480719,9
160	415250.3	55493,98	470744,3

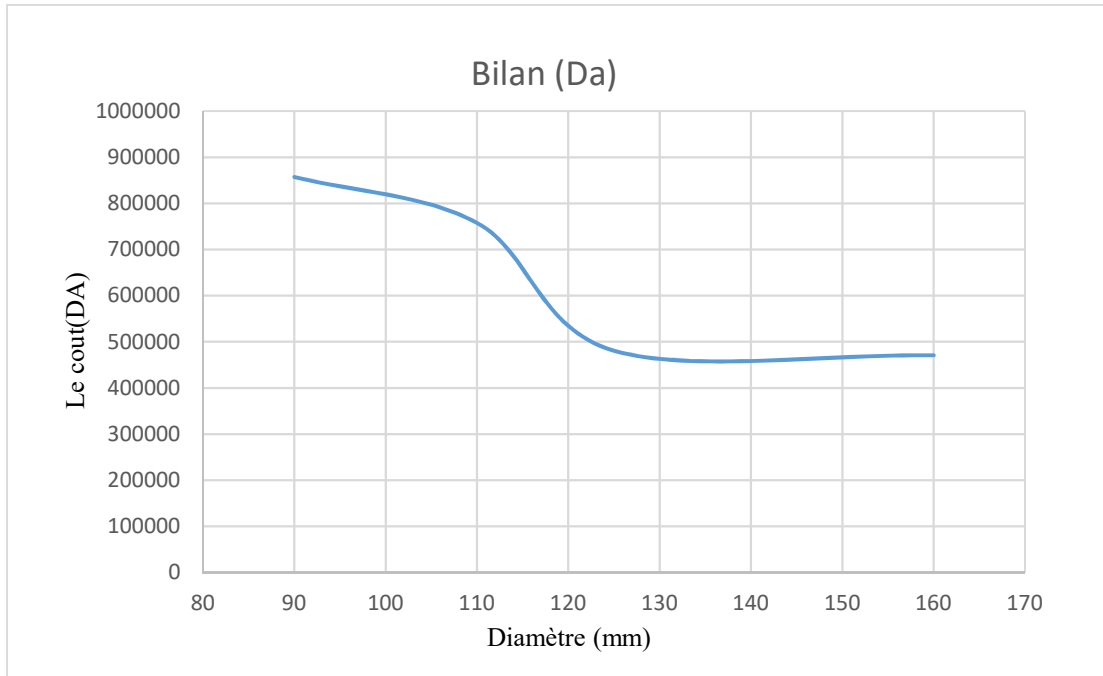


Figure 7-4: Choix du diamètre économique

Donc suite à mes calculs, je vais opter pour une conduite en PEHD avec un diamètre de 125mm, vu que c'est le plus économique, avec une HMT de 14 m

CONCLUSION:

Pour le fonctionnement raisonnable de notre réseau de canalisations d'égouts, il est nécessaire de choisir les canalisations qui le constituent en fonction de la forme et des matériaux de construction de la canalisation. Par conséquent, dans notre cas, après avoir exposé divers types de conduites, nous avons choisi des conduites circulaires en béton armé et en pvc car elles répondaient aux conditions de notre projet. D'autre part, afin de faciliter les opérations de nettoyage et d'assurer la sécurité de notre réseau, nous avons installé et sélectionné différentes composantes du réseau d'égout.

CHAPITRE VIII: 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, que ce soit au milieu urbain ou en milieu rural.

Le but de ce chapitre est d'évaluer et estimer les coûts de réalisation et d'implantation.

De notre projet, Nous nous basons principalement sur l'organisation de chantier, en ordonnant l'avancement de nos travaux et en nous guidant dans leur exécution ; en mettant en œuvre un bon rythme de travail, et en précisant le temps nécessaire à la réalisation, les ressources en main d'œuvre et en matériel nécessaires (matériaux de construction, machines, etc.).

8.1 LES ETAPES DE REALISATION DU PROJET

Pour la pose de canalisation, on doit exécuter dans un ordre précis certaines opérations.

8.1.1 Manutention et stockage des conduites

8.1.1.1 Manutention

Afin de protéger la canalisation pendant le transport, il faut éviter les chocs en particulier sur les extrémités, et les déchargements soudains au sol doivent être évités.

8.1.1.2 Stockage

Pour le stockage des matériaux, il est absolument nécessaire de suivre ces instructions :

- La zone de stockage doit être plane et de niveau.
- Les accessoires et les conduites doivent être protégés du soleil.
- Protéger les conduites contre les produits chimiques, les solvants et les huiles.

8.1.1.3 Décapage de la terre végétale

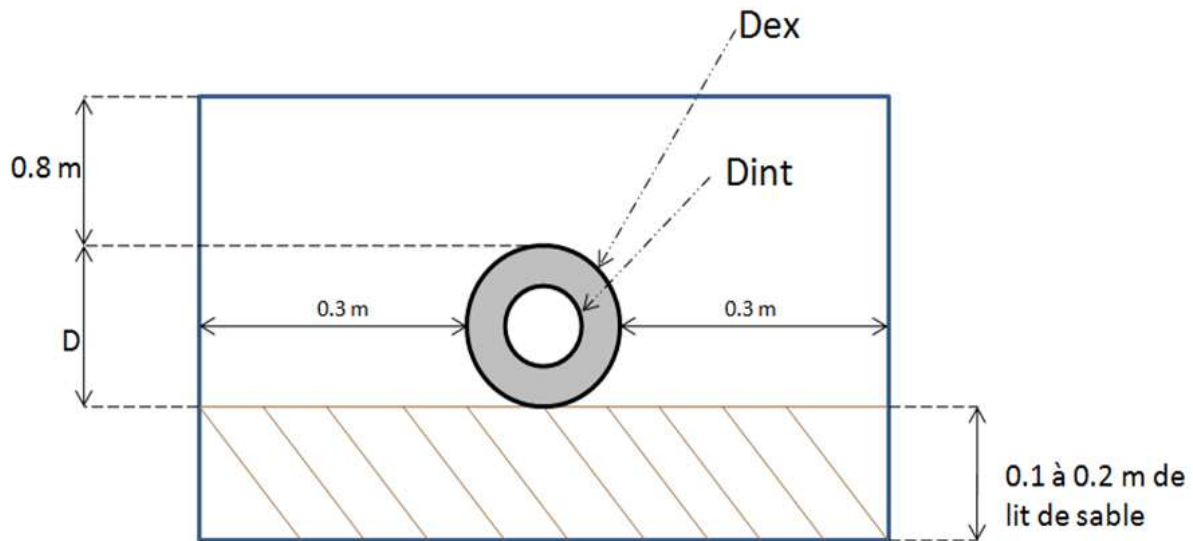
Le décapage est l'opération de terrassement qui vise à ôter la couche la plus superficielle de terre. Cette couche se compose généralement de végétaux ainsi que des déchets organiques rendant instable le futur édifice. Elle est retirée sur une épaisseur comprise entre 10 cm et 40 cm.

8.1.1.4 Exécution des tranchées et des fouilles des regards

Le fond de l'excavation doit affleurer la pente du projet pour éviter les reprises et en respectant la largeur minimale de la tranchée pour des raisons de sécurité.

8.1.1.5 Aménagement du lit de sable

La mise en œuvre de canalisation doit être soignée avec un lit de sable qui est réalisé avec une couche d'au moins 10 cm de matériaux rapportés : sable roulé dont la granulométrie est comprise entre 0,1 et 5 mm.



8-1:Pose du lit de sable

8.1.1.6 Emplacement des piquets

A chaque emplacement du regard, il faut placer un jalon de piquet.

8.1.1.7 Pose des canalisations

Pendant le processus de pose de la canalisation, il est nécessaire de vérifier :

- La descente de la conduite se fait dans une fouille blindée.
- La surface d'extrémité doit être nettoyée.
- Les joints doivent être vérifiés et nettoyés.

8.1.1.8 Essai d'étanchéité

Une fois les conduites posées au fond des tranchées, un essai d'étanchéité est effectué en utilisant de l'eau, de l'air ou de la fumée.

8.1.1.9 Réalisation des regards

Pour l'exécution d'un regard, on doit suivre les étapes suivantes :

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

Les regards sont généralement en forme de cube et leur taille varie en fonction de la profondeur de la tranchée. Ces regards sont réalisés en béton armé sur place, nous pouvons également avoir des regards préfabriqués.

8.1.1.10 Réalisation des branchements

Les branchements comprennent de l'aval vers l'amont :

- Le raccordement de la canalisation de branchement vers la canalisation principale (généralement un regard).
- La canalisation de branchement proprement dite avec une pente au moins égale à 3%.
- Sur chaque branchement individuel, le boîtier de branchement est limité au domaine public.

8.1.1.11 Remblayage et compactage

Afin d'assurer la protection de la canalisation et la transmission de la charge, celle-ci doit être remblayée qui est une opération de terrassement qui consiste à enterrer la conduite dans le sol en utilisant le Remblai de l'excavation. Une fois le remblayage terminé, nous procédons au nivellement, il consiste à étaler les

Terres. Nous procédons, ensuite, au compactage pour augmenter la densité du sol et éviter le tassement par la suite.

8.2 CHOIX DES ENGINES

Il est important de choisir l'engin et le matériau les plus adaptés à chaque travail

Pour obtenir les meilleures performances. Ces engins sont répartis en trois grandes familles:

- Les engins de chargement :
 - Les chargeuses.
 - Les pelles hydrauliques.
 - Les pelles mécaniques.
- Les engins de transport
 - Les brouettes.
 - Les camions bennes.
 - Les dumpers.
 - Les motos basculeurs.
 - Les véhicules utilitaires.
- Les engins de mise en place des matériaux
 - Les niveleuses.
 - Les compacteurs.
 - Les finisseurs.

Concernant notre projet, on a utilisé les engins suivants :

8.2.1 le décapage

Nous utilisons la niveleuse sur les terrains facile et le bulldozer dans les terrains difficiles pour le décapage de terrain végétale permet de régler en hauteur des couches de matériaux.



8-2:Niveleuse



8-3:Bulldozer

8.2.2 L'excavation des tranchées

Nous utilisons une pelle équipée en rétro. Les excavatrices sont des engins de terrassement adaptés à tous les types de terrain. Le but de ces engins est de le transporter et de le charger. En terrain difficile, des pelles sur chenilles doivent être utilisées.



8-4:Pelle à chenille

8.2.3 Remblai des tranchées:

Le remblayage a été fait en utilisant une chargeuse, qui comporte un corps automoteur articulé, et une benne de grande taille à l'avant.



8-5:Chargeuse

8.2.4 Le compactage

Le compactage du sol après le remblayage est effectué avec un compacteur à rouleaux lisses, qui est une machine robuste qui utilise un ou plusieurs rouleaux en fonte pour compacter le sol en dessous.



8-6: Compacteur à rouleaux lisses.

8.3 DETERMINATION DES DIFFERENTS VOLUMES DES TRAVAUX

Volume du décapage de la couche végétale :

$$V_{\text{déc}} = H_{\text{vc}} \times L \times B_{\text{cv}} \quad (8.1)$$

Tel que :

- $V_{\text{déc}}$: volume de la couche végétale décapée (m³).
- H_{vc} : profondeur de la couche végétale (m)
- L : longueur totale de la tranchée (m).
- B_{cv} : largeur de la couche végétale (m).

Volume du déblai des tranchées :

$$V_{\text{d}} = B \times L \times H \quad (8.2)$$

Tel que :

- Vd : volume du déblai des tranchées (m³).
- B : largeur de la tranchée (m).
- H : profondeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

Volume occupé par le lit de sable :

$$V_{ls}=e \times L \times B \quad (8.3)$$

Avec :

- V_{ls} : volume du lit de sable (m³).
- e : épaisseur de la couche de sable (m).
- B : largeur de la tranchée (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

Volume occupé par les conduites :

$$V_{cond}=(\pi \times D_{ext}/4) \times L \quad (8.4)$$

Avec :

- V_{cond} : volume occupé par les conduites (m³).
- D_{ext} : diamètre extérieur de la conduite (m).
- L : longueur totale de la tranchée (m).

Volume de l'enrobage :

$$V_e=H_e \times L \times B \quad (8.5)$$

Avec :

- H_e : hauteur d'enrobage
- B : Largeur de la tranchée (m).

- L : longueur totale de la tranchée (m).

Volume du remblai de protection :

$$V_{rem} = V_d - (V_{cond} + V_{déc} + V_{ls}) \quad (8.6)$$

Avec :

- V_{rem} : volume du remblai (m³).

- V_d : volume du déblai (m³).

- V_{ls} : volume du lit de sable (m³).

- $V_{déc}$: volume de la couche végétale décapée (m³).

Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_{rem} \quad (8.7)$$

Tel que :

- V_{exc} : Volume du sol excédentaire (m³).

- V_f : Volume du sol foisonné (m³).

- V_{rem} : Volume du remblai (m³).

Sachant que :

$$V_f = V_d \times K_f \quad (8.8)$$

Avec :

- K_f : Le coefficient de foisonnement dépend de la nature du sol.

8.4 DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Tableau 8-1: devis quantitatif et estimatif du projet

Désignation des travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire (DA)	Montant (DA)
Travaux du terrassement				
Décapage de la terre végétale	m3	1140,265	200	228053
Déblai de tranchée	m3	24111,6	350	8439060
lit de pose	m3	1140,265	1300	1482344,5
Remblai de tranchée	m3	15454,4	300	4636320
Evacuation du déblai excédentaire	m3	24111,6	300	7233480
Canalisation				
135A-0600	ml	80	6500	520000
135A-0800	ml	912,5	7000	6387500
135A-1000	ml	17,5	10000	175000
135A-1200	ml	30	1200	36000
CR8-0315	ml	2838	2400	6811200
CR8-0400	ml	1644	3850	6329400
CR8-0500	ml	1194	7200	8596800
CR8-0630	ml	126	8500	1071000
Construction				
Regards	U	236	30000	9360000
Exécution des déversoirs d'orage		5	200000	300000
THT				61606157,5
TVA 19%				11705169,9
TTC				73311327,4

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons défini les étapes nécessaires de l'organisation de chantier pour la réalisation de notre étude d'assainissement afin d'économiser le coût, l'énergie et le temps de réalisation de notre projet sans oublier l'amélioration du rendement de travail.

Nous avons estimé le coût total du projet afin de l'implémenter à l'aide d'un devis quantitatif et estimatif, le coût total de notre projet est estimé à 73311327,4 DA.

CONCLUSION GENERALE

Tout au long du processus de recherche, que ce soit au niveau des canalisations et leurs dimensions et que ce soit au niveau du collecteur de rejet avec des données sur notre zone d'étude que nous avons avoir pour trouver une solution pour éviter la défaillance de ce dernier et le risque de contamination menacer les zones agricoles et l'eau pour protéger la santé publique et l'environnement.

Dans un premier lieu, nous avons présenté notre zone d'étude et ses caractéristiques, et déterminé les données de base pour le diagnostic. Deuxièmement, nous avons commencé à mener des recherches hydrologiques pour déterminer l'intensité moyenne maximale qui est de 184,07 L/s/ha, en utilisant les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi Galton.

Pour l'évaluation du débit d'eau usées, nous avons pris en compte les débits domestiques et publics dans la zone. Afin d'estimer le débit des précipitations, nous avons divisé la zone en 25 sous-bassins, et le coefficient de ruissellement variait entre 0,42 et 0,74. Nous système d'évacuation unitaire avec un plan de déplacement latéral. Dans le chapitre suivant, nous avons pu faire un diagnostic (physique et hydraulique), où nous détectons toutes les anomalies de ce dernier afin de pouvoir empêcher des améliorations.

Après, nous avons entamé la réhabilitation de notre réseau d'assainissement une étape essentiel dans notre mémoire, c'est faire le dimensionnement du réseau dans notre zone d'étude suivant les normes hygiènes, Nous avons choisi des conduites en PVC son diamètre varie entre les diamètres (315 et 630) des conduites en Béton armé son diamètre varie entre (800et 1200).

Enfin, comme l'ingénieur doit maîtriser les deux concepts de faisabilité technique et de rentabilité économique, nous avons estimé le coût total du projet afin de l'implémenter. Dans notre cas, la mise en place de ce projet coûte environ 73311327,4 Dinar Algérien.

Références bibliographiques

- BERLAND, J. M. (2013). Entretien, diagnostic et réhabilitation des réseaux d'assainissement.
 - Bourrier, R. (1981). Les réseaux d'assainissement: calculs, applications, perspectives. Technique et documentation.
 - Bourrier, R., Satin, M., & Selmi, B. (2010). Guide technique de l'assainissement. Éd. le Moniteur.
 - Bucu, J. (2007). Analyse et Modélisation du Comportement Mécanique des Conduites Enterrée (Doctoral dissertation, INSA).
 - DELAGE, D. (2000). OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU
 - KAHLERRAS, D. (2019) polycopie de l'organisation de chantier.
 - REGIS, B. (1984) les réseaux d'assainissement, calculs application et perspective , Paris.
 - SALAH, B. (2014) polycopie d'assainissement
 - SALAH.B, Guide technique de l'assainissement
 - Touaïbia, B. (2004). Manuel pratique d'hydrologie. Edition Madani, Blida, Algérie.
-

Annexe I : Dimensionnement des collecteurs

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs

Tronçon	Débit (m³/s)	Pente (%)	D théorique (mm)	Collecteur	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5			H (mm)	V (m/s)	V Qps/10 (m/s)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Observation
						r Q (Q/Qps)	r V	r H						
RP23 - RP24	0,126	1,1	295	CR8-0315	1,72	0,91	1,13	0,75	230	2,13	1,04	1,89	0,138	OK
RP24 - RP25	0,126	1,19	291	CR8-0315	1,72	0,88	1,13	0,73	222	2,21	1,08	1,96	0,143	OK
RP25 - RP26	0,126	1,18	291	CR8-0315	1,72	0,88	1,13	0,73	223	2,2	1,07	1,95	0,143	OK
RP26 - RP2	0,126	0,93	304	CR8-0315	1,72	0,99	1,14	0,82	249	1,98	0,95	1,74	0,127	OK
RP2 - RP4	0,286	3,78	318	CR8-0400	2,43	0,59	1,04	0,55	215	4,27	2,25	4,1	0,482	OK
RP4 - RP5	0,33	3,08	349	CR8-0400	2,81	0,76	1,1	0,65	252	4,07	2,03	3,7	0,435	OK
RP5 - RP6	0,374	3,68	354	CR8-0400	3,18	0,79	1,11	0,67	259	4,48	2,22	4,04	0,475	OK
RP6 - RP7	0,418	3,4	374	CR8-0400	3,55	0,91	1,13	0,75	291	4,4	2,14	3,89	0,457	OK
RP7 - RP8	0,418	3,3	376	CR8-0400	3,55	0,93	1,13	0,76	295	4,35	2,11	3,83	0,45	OK
RP8 - RP9	0,418	3,27	377	CR8-0400	3,55	0,93	1,14	0,77	296	4,33	2,1	3,81	0,448	OK
RP9 - RP10	0,462	3,01	398	CR8-0500	2,46	0,58	1,03	0,54	266	4,41	2,35	4,27	0,802	OK
RP10 - RP11	0,462	2,75	404	CR8-0500	2,46	0,6	1,04	0,56	274	4,27	2,25	4,09	0,768	OK
RP11 - RP12	0,462	2,89	401	CR8-0500	2,46	0,59	1,04	0,55	270	4,35	2,3	4,19	0,786	OK
RP12 - RP13	0,506	2,4	429	CR8-0500	2,69	0,71	1,08	0,62	303	4,13	2,1	3,82	0,717	OK
RP13 - RP14	0,506	2,29	433	CR8-0500	2,69	0,72	1,09	0,63	308	4,06	2,05	3,73	0,7	OK
RP14 - RP15	0,808	2,68	501	CR8-0630	3,96	0,95	1,14	0,78	399	4,72	2,28	4,14	0,846	OK
RP15 - RP16	0,808	2,57	505	CR8-0630	3,96	0,97	1,14	0,8	408	4,62	2,23	4,06	0,829	OK
RP16 - RP17	0,808	2,44	510	CR8-0630	3,96	1	1,14	0,82	419	4,51	2,18	3,96	0,808	OK
RP17 - RP18	0,808	2,7	500	CR8-0630	3,96	0,95	1,14	0,78	397	4,74	2,29	4,16	0,85	OK
RP18 - RP19	0,808	2,39	570	135A-0600	2,86	0,87	1,13	0,72	434	3,69	1,8	3,28	0,926	OK
RP19 - RP20	0,808	2,55	506	135A-0600	2,86	0,63	1,06	0,58	347	4,76	2,48	4,5	1,273	OK
RP20 - RP22	0,808	2,46	509	135A-0600	2,86	0,65	1,06	0,59	351	4,7	2,43	4,43	1,252	OK
RP22 - RP27	0,808	2,25	577	135A-0600	2,86	0,9	1,13	0,74	446	3,59	1,75	3,18	0,898	OK
RP27 - RP28	0,808	1,7	608	135A-0800	1,61	0,48	0,99	0,49	391	3,31	1,84	3,34	1,68	OK

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

Tronçon	Débit (m³/s)	Pente (%)	D théorique (mm)	Collecteur	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5			H (mm)	V (m/s)	V Qps/10 (m/s)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Observation
						r Q (Q/Qps)	r V	r H						
RP28 - RP153	0,808	1,74	605	135A-0800	1,61	0,48	0,99	0,49	388	3,34	1,86	3,38	1,701	OK
RP153 - RP30	2,391	0,84	1043	135A-1200	2,11	0,69	1,08	0,61	732	3,31	1,69	3,08	3,478	OK
RP31 - RP32	0,091	4,76	198	CR8-0315	1,25	0,32	0,89	0,39	118	3,48	2,16	3,92	0,287	OK
RP32 - RP33	0,091	5,45	197	CR8-0315	1,25	0,3	0,87	0,37	114	3,65	2,31	4,2	0,307	OK
RP33 - RP34	0,091	3,9	206	CR8-0315	1,25	0,35	0,91	0,41	125	3,24	1,95	3,55	0,259	OK
RP34 - RP35	0,121	3,25	237	CR8-0315	1,66	0,51	1	0,51	155	3,26	1,78	3,24	0,237	OK
RP35 - RP36	0,121	3,17	238	CR8-0315	1,66	0,52	1,01	0,51	156	3,23	1,76	3,2	0,234	OK
RP36 - RP37	0,121	3,8	230	CR8-0315	1,66	0,47	0,99	0,48	147	3,45	1,93	3,51	0,256	OK
RP37 - RP38	0,121	3,53	233	CR8-0315	1,66	0,49	0,99	0,49	151	3,36	1,86	3,38	0,247	OK
RP38 - RP39	0,302	5	308	CR8-0400	2,57	0,54	1,02	0,53	204	4,81	2,59	4,71	0,554	OK
RP39 - RP40	0,302	4,58	313	CR8-0400	2,57	0,57	1,03	0,54	209	4,65	2,48	4,51	0,53	OK
RP40 - RP41	0,302	4,9	309	CR8-0400	2,57	0,55	1,02	0,53	205	4,77	2,57	4,66	0,549	OK
RP41 - RP42	0,302	4,81	310	CR8-0400	2,57	0,56	1,02	0,53	206	4,74	2,54	4,62	0,544	OK
RP42 - RP43	0,302	4,77	311	CR8-0400	2,57	0,56	1,03	0,53	207	4,72	2,53	4,6	0,542	OK
RP43 - RP14	0,302	4,19	319	CR8-0400	2,57	0,6	1,04	0,56	215	4,49	2,37	4,31	0,507	OK
RP58 - RP59	0,091	3,94	206	CR8-0315	1,25	0,35	0,91	0,41	124	3,25	1,96	3,57	0,261	OK
RP59 - RP60	0,091	3,4	211	CR8-0315	1,25	0,38	0,93	0,42	129	3,08	1,82	3,32	0,242	OK
RP60 - RP61	0,091	0,4	316	CR8-0400	0,77	0,58	1,04	0,55	212	1,38	0,73	1,33	0,157	OK
RP61 - RP44	0,091	1,27	254	CR8-0400	0,77	0,33	0,89	0,39	152	2,12	1,31	2,38	0,279	OK
RP44 - RP45	0,181	3,79	268	CR8-0400	1,54	0,37	0,93	0,42	164	3,81	2,26	4,1	0,483	OK
RP45 - RP46	0,181	3,79	268	CR8-0400	1,54	0,37	0,93	0,42	164	3,81	2,26	4,1	0,483	OK
RP46 - RP38	0,181	4,78	257	CR8-0400	1,54	0,33	0,9	0,4	154	4,15	2,53	4,61	0,542	OK

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

Tronçon	Débit (m³/s)	Pente (%)	D théorique (mm)	Collecteur	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5			H (mm)	V (m/s)	V Qps/10 (m/s)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Observation
						r Q (Q/Qps)	r V	r H						
RP1 - RP3	0,16	4,31	250	CR8-0315	2,19	0,59	1,04	0,55	168	3,88	2,05	3,73	0,273	OK
RP3 - RP2	0,16	4,22	251	CR8-0315	2,19	0,59	1,04	0,55	169	3,85	2,03	3,69	0,27	OK
RP174 - RP175	0,363	4	344	CR8-0400	3,09	0,73	1,09	0,64	246	4,6	2,32	4,21	0,496	OK
RP175 - RP176	0,654	3,3	445	CR8-0500	3,48	0,78	1,11	0,66	325	4,95	2,46	4,47	0,84	OK
RP176 - RP177	0,654	3,3	445	CR8-0500	3,48	0,78	1,11	0,66	325	4,95	2,46	4,47	0,84	OK
RP177 - RP178	0,8	3,2	483	CR8-0500	4,26	0,97	1,14	0,79	388	5,02	2,42	4,41	0,828	OK
RP178 - RP179	0,8	3,2	483	CR8-0500	4,26	0,97	1,14	0,79	388	5,02	2,42	4,41	0,828	OK
RP179 - RP180	0,8	3,2	483	CR8-0500	4,26	0,97	1,14	0,79	388	5,02	2,42	4,41	0,828	OK
RP180 - RP181	0,8	3,2	483	CR8-0500	4,26	0,97	1,14	0,79	388	5,02	2,42	4,41	0,828	OK
RP181 - RP182	0,8	3,2	483	CR8-0500	4,26	0,97	1,14	0,79	388	5,02	2,42	4,41	0,828	OK
RP182 - RP183	0,8	3,04	487	CR8-0500	4,26	0,99	1,14	0,81	398	4,89	2,36	4,29	0,807	OK
RP183 - RP184	0,8	2	587	135A-0600	2,83	0,94	1,14	0,77	465	3,41	1,65	2,99	0,847	OK
RP184 - RP185	0,8	2	587	135A-0600	2,83	0,94	1,14	0,77	465	3,41	1,65	2,99	0,847	OK
RP185 - RP186	0,8	2	587	135A-0600	2,83	0,94	1,14	0,77	465	3,41	1,65	2,99	0,847	OK
RP186 - RP127	0,953	4,67	507	135A-0600	3,37	0,55	1,02	0,53	319	6,24	3,35	6,1	1,724	OK
RP127 - RP128	0,034	0,4	218	CR8-0315	0,47	0,41	0,95	0,45	136	1,08	0,63	1,14	0,083	OK
RP128 - RP129	0,034	0,4	218	CR8-0315	0,47	0,41	0,95	0,45	136	1,08	0,63	1,14	0,083	OK
RP129 - RP130	0,126	4,5	226	CR8-0315	1,72	0,45	0,97	0,47	144	3,72	2,1	3,81	0,279	OK
RP130 - RP131	0,126	0,4	357	CR8-0400	1,07	0,8	1,11	0,68	263	1,48	0,73	1,33	0,157	OK
RP131 - RP132	0,126	1,8	269	CR8-0400	1,07	0,38	0,93	0,43	165	2,63	1,56	2,83	0,333	OK
RP132 - RP133	0,126	1,3	286	CR8-0400	1,07	0,45	0,97	0,47	181	2,33	1,32	2,4	0,283	OK
RP133 - RP68	0,126	0,4	357	CR8-0400	1,07	0,8	1,11	0,68	263	1,48	0,73	1,33	0,157	OK

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

Tronçon	Débit (m³/s)	Pente (%)	D théorique (mm)	Collecteur	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5			H (mm)	V (m/s)	V Qps/10 (m/s)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Observation
						r Q (Q/Qps)	r V	r H						
RP47 - RP48	0,052	2,19	186	CR8-0315	0,71	0,27	0,85	0,35	108	2,25	1,46	2,66	0,194	OK
RP48 - RP49	0,052	4,92	160	CR8-0315	0,71	0,18	0,75	0,29	87	3,01	2,19	3,99	0,291	OK
RP49 - R227	0,052	4,64	162	CR8-0315	0,71	0,18	0,76	0,29	88	2,95	2,13	3,87	0,283	OK
R227 - R223	0,63	2,89	450	CR8-0500	3,35	0,8	1,11	0,68	331	4,65	2,3	4,19	0,787	OK
R223 - RP62	0,859	2	603	135A-0800	1,71	0,47	0,98	0,48	386	3,57	2	3,63	1,823	OK
RP62 - RP63	0,859	2	603	135A-0800	1,71	0,47	0,98	0,48	386	3,57	2	3,63	1,823	OK
RP63 - RP64	0,859	2	603	135A-0800	1,71	0,47	0,98	0,48	386	3,57	2	3,63	1,823	OK
RP64 - RP65	0,859	4,43	520	135A-0800	1,71	0,32	0,89	0,39	309	4,78	2,97	5,4	2,713	OK
RP65 - RP66	0,859	2,76	568	135A-0800	1,71	0,4	0,94	0,44	352	4,03	2,34	4,26	2,143	OK
RP66 - RP67	0,922	4	544	135A-0800	1,83	0,36	0,92	0,41	331	4,7	2,82	5,13	2,579	OK
RP67 - RP68	0,922	4	544	135A-0800	1,83	0,36	0,92	0,41	331	4,7	2,82	5,13	2,579	OK
RP68 - RP69	1,048	4	571	135A-0800	2,08	0,41	0,95	0,44	355	4,86	2,82	5,13	2,579	OK
RP69 - RP70	1,048	4	571	135A-0800	2,08	0,41	0,95	0,44	355	4,86	2,82	5,13	2,579	OK
RP70 - RP71	1,048	4	571	135A-0800	2,08	0,41	0,95	0,44	355	4,86	2,82	5,13	2,579	OK
RP71 - RP72	1,048	4	571	135A-0800	2,08	0,41	0,95	0,44	355	4,86	2,82	5,13	2,579	OK
RP72 - RP73	1,048	4	571	135A-0800	2,08	0,41	0,95	0,44	355	4,86	2,82	5,13	2,579	OK
RP73 - RP74	1,048	4	571	135A-0800	2,08	0,41	0,95	0,44	355	4,86	2,82	5,13	2,579	OK
RP74 - RP75	1,048	4	571	135A-0800	2,08	0,41	0,95	0,44	355	4,86	2,82	5,13	2,579	OK
RP75 - RP76	1,048	4	571	135A-0800	2,08	0,41	0,95	0,44	355	4,86	2,82	5,13	2,579	OK
RP76 - RP77	1,048	4,1	568	135A-0800	2,08	0,4	0,94	0,44	352	4,91	2,86	5,19	2,611	OK
RP77 - RP78	1,583	2,9	708	135A-0800	3,15	0,72	1,09	0,63	504	4,75	2,4	4,37	2,196	OK
RP78 - RP153	1,583	3,03	702	135A-0800	3,15	0,71	1,08	0,62	496	4,83	2,45	4,46	2,244	OK

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

Tronçon	Débit (m³/s)	Pente (%)	D théorique (mm)	Collecteur	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5			H (mm)	V (m/s)	V Qps/10 (m/s)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Observation
						r Q (Q/Qps)	r V	r H						
RP29 - RP79	0,189	3,84	272	CR8-0315	2,59	0,73	1,09	0,64	194	3,85	1,94	3,52	0,257	OK
RP79 - RP80	0,189	5	259	CR8-0315	2,59	0,64	1,06	0,58	178	4,26	2,21	4,02	0,294	OK
RP80 - RP81	0,189	1,7	316	CR8-0400	1,61	0,58	1,04	0,55	213	2,85	1,51	2,75	0,323	OK
RP81 - RP82	0,315	4,5	319	CR8-0400	2,68	0,6	1,04	0,56	216	4,66	2,46	4,47	0,526	OK
RP82 - RP119	0,315	4,54	319	CR8-0400	2,68	0,6	1,04	0,56	215	4,68	2,47	4,49	0,528	OK
RP119 - RP120	0,315	4,83	315	CR8-0400	2,68	0,58	1,03	0,55	211	4,79	2,55	4,63	0,545	OK
RP120 - RP121	0,315	4,75	316	CR8-0400	2,68	0,58	1,04	0,55	212	4,76	2,53	4,59	0,54	OK
RP121 - RP122	0,315	3,95	327	CR8-0400	2,68	0,64	1,06	0,58	225	4,43	2,3	4,19	0,492	OK
RP122 - RP123	0,315	3,44	336	CR8-0400	2,68	0,68	1,08	0,61	235	4,21	2,15	3,91	0,46	OK
RP123 - RP124	0,315	4,92	314	CR8-0400	2,68	0,57	1,03	0,54	210	4,83	2,57	4,68	0,55	OK
RP124 - RP156	0,315	4,12	325	CR8-0400	2,68	0,63	1,05	0,57	222	4,51	2,35	4,28	0,503	OK
RP156 - RP145	0,315	4,55	319	CR8-0400	2,68	0,6	1,04	0,56	215	4,69	2,47	4,5	0,529	OK
RP145 - RP146	0,535	3,3	413	CR8-0500	2,85	0,64	1,06	0,58	284	4,73	2,46	4,47	0,84	OK
RP146 - RP147	0,535	3,72	404	CR8-0500	2,85	0,6	1,04	0,56	273	4,96	2,61	4,75	0,892	OK
RP147 - RP148	0,535	3,79	402	CR8-0500	2,85	0,59	1,04	0,56	271	4,99	2,64	4,79	0,9	OK
RP148 - RP77	0,535	3,19	416	CR8-0500	2,85	0,65	1,06	0,59	287	4,67	2,42	4,4	0,826	OK
RP135 - RP136	0,18	1,87	305	CR8-0400	1,53	0,53	1,01	0,52	200	2,92	1,59	2,89	0,339	OK
RP136 - RP137	0,18	2,87	282	CR8-0400	1,53	0,43	0,96	0,46	177	3,43	1,96	3,57	0,42	OK
RP137 - RP138	0,18	4	265	CR8-0400	1,53	0,36	0,92	0,42	161	3,88	2,32	4,21	0,496	OK
RP138 - RP139	0,18	3,29	275	CR8-0400	1,53	0,4	0,94	0,44	170	3,61	2,1	3,82	0,45	OK
RP139 - RP140	0,18	4,07	264	CR8-0400	1,53	0,36	0,92	0,41	160	3,9	2,34	4,25	0,5	OK
RP140 - RP141	0,18	2,87	282	CR8-0400	1,53	0,43	0,96	0,46	177	3,43	1,96	3,57	0,42	OK
RP141 - RP142	0,22	2,62	309	CR8-0400	1,87	0,55	1,02	0,53	204	3,49	1,88	3,41	0,401	OK
RP142 - RP143	0,22	3,38	295	CR8-0400	1,87	0,48	0,99	0,49	190	3,84	2,13	3,87	0,456	OK
RP143 - RP144	0,22	4,13	284	CR8-0400	1,87	0,44	0,97	0,46	179	4,14	2,36	4,28	0,504	OK
RP144 - RP145	0,22	4,43	280	CR8-0400	1,87	0,42	0,96	0,45	175	4,25	2,44	4,43	0,522	OK

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

Tronçon	Débit (m³/s)	Pente (%)	D théorique (mm)	Collecteur	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5			H (mm)	V (m/s)	V Qps/10 (m/s)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Observation
						r Q (Q/Qps)	r V	r H						
RP125-RP171	0,04	5	145	CR8-0315	0,55	0,14	0,7	0,25	76	2,81	2,21	4,02	0,294	OK
RP171 - RP172	0,04	5	145	CR8-0315	0,55	0,14	0,7	0,25	76	2,81	2,21	4,02	0,294	OK
RP172 - RP173	0,04	5	145	CR8-0315	0,55	0,14	0,7	0,25	76	2,81	2,21	4,02	0,294	OK
RP173 - RP141	0,04	0,4	232	CR8-0315	0,55	0,48	0,99	0,49	149	1,13	0,63	1,14	0,083	OK
RP53 - RP54	0,052	3,21	173	CR8-0315	0,71	0,22	0,8	0,32	97	2,58	1,77	3,22	0,235	OK
RP54 - RP55	0,052	3,21	173	CR8-0316	0,71	0,22	0,8	0,32	97	2,58	1,77	3,22	0,235	OK
RP55 - R223	0,052	3,21	173	CR8-0315	0,71	0,22	0,8	0,32	97	2,58	1,77	3,22	0,236	OK
RP51 - RP5	0,044	2,74	168	CR8-0315	0,6	0,2	0,78	0,31	93	2,33	1,64	2,98	0,217	OK
RP56 - RP57	0,044	4,81	151	CR8-0315	0,6	0,15	0,72	0,26	80	2,84	2,17	3,94	0,288	OK
RP57 - RP12	0,044	4,46	153	CR8-0315	0,6	0,16	0,73	0,27	82	2,77	2,09	3,8	0,277	OK
RP161 - RP162	0,069	3,16	193	CR8-0315	0,94	0,3	0,87	0,37	114	2,78	1,76	3,2	0,234	OK
RP162 - RP163	0,069	1,03	238	CR8-0315	0,94	0,52	1,01	0,51	156	1,84	1	1,83	0,133	OK
RP163 - RP164	0,069	1,91	212	CR8-0315	0,94	0,38	0,93	0,43	130	2,31	1,37	2,49	0,182	OK
RP164 - RP165	0,069	1,83	214	CR8-0315	0,94	0,39	0,94	0,43	132	2,28	1,34	2,43	0,178	OK
RP165 - RP152	0,069	4,5	181	CR8-0315	0,94	0,25	0,83	0,34	103	3,16	2,1	3,82	0,279	OK
RP166 - RP167	0,058	0,79	235	CR8-0315	0,79	0,5	1	0,5	152	1,59	0,88	1,6	0,117	OK
RP167 - RP168	0,058	0,7	240	CR8-0315	0,79	0,53	1,01	0,52	157	1,52	0,83	1,5	0,11	OK
RP168 - RP169	0,058	0,4	267	CR8-0315	0,79	0,7	1,08	0,62	188	1,23	0,63	1,14	0,083	OK
RP169 - RP170	0,058	0,4	267	CR8-0315	0,79	0,7	1,08	0,62	188	1,23	0,63	1,14	0,083	OK
RP170 - RP102	0,058	3,91	174	CR8-0315	0,79	0,22	0,8	0,32	98	2,86	1,96	3,56	0,26	OK

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

Tronçon	Débit (m³/s)	Pente (%)	D théorique (mm)	Collecteur	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5			H (mm)	V (m/s)	V Qps/10 (m/s)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Observation
						r Q (Q/Qps)	r V	r H						
RP154 - RP155	0,077	1,76	225	CR8-0315	1,05	0,44	0,97	0,47	142	2,31	1,31	2,38	0,174	OK
RP155 - RP157	0,077	1,42	234	CR8-0315	1,05	0,49	1	0,49	151	2,14	1,18	2,15	0,157	OK
RP157 - RP158	0,077	1,78	224	CR8-0315	1,05	0,44	0,97	0,46	141	2,32	1,32	2,4	0,175	OK
RP158 - RP159	0,077	3,9	193	CR8-0315	1,05	0,3	0,87	0,37	114	3,09	1,95	3,55	0,259	OK
RP159 - RP160	0,077	5	185	CR8-0315	1,05	0,26	0,84	0,35	107	3,38	2,21	4,02	0,294	OK
RP160 - RP151	0,077	2,4	212	CR8-0315	1,05	0,38	0,93	0,43	130	2,59	1,53	2,79	0,204	OK
RP151 - RP152	0,582	0,8	619	135A-0800	1,16	0,5	1	0,5	402	2,3	1,26	2,29	1,153	OK
RP152 - RP102	0,651	1,58	569	135A-0800	1,3	0,4	0,95	0,44	353	3,04	1,77	3,22	1,618	OK
RP102 - RP103	0,709	1,13	625	135A-0800	1,41	0,52	1,01	0,51	408	2,75	1,5	2,73	1,371	OK
RP103 - RP104	0,709	1,78	574	135A-0800	1,41	0,41	0,95	0,45	358	3,26	1,88	3,42	1,721	OK
RP104 - RP105	0,709	2,42	542	135A-0800	1,41	0,35	0,91	0,41	328	3,65	2,2	3,99	2,007	OK
RP105 - RP106	0,709	3,81	497	135A-0800	1,41	0,28	0,86	0,36	290	4,3	2,75	5,01	2,517	OK
RP106 - RP107	0,782	4,64	497	135A-0800	1,56	0,28	0,86	0,36	290	4,74	3,04	5,53	2,779	OK
RP107 - RP108	0,782	4,02	511	135A-0800	1,56	0,3	0,87	0,38	302	4,5	2,83	5,15	2,587	OK
RP108 - RP109	0,782	3,36	528	135A-0800	1,56	0,33	0,9	0,4	317	4,22	2,59	4,7	2,363	OK
RP109 - RP110	0,838	3,99	525	135A-0800	1,67	0,33	0,89	0,39	314	4,58	2,82	5,12	2,575	OK
RP110 - RP111	0,838	3,1	551	135A-0800	1,67	0,37	0,92	0,42	336	4,17	2,48	4,52	2,27	OK
RP111 - RP112	0,838	3,5	538	135A-0800	1,67	0,35	0,91	0,41	325	4,36	2,64	4,8	2,412	OK
RP112 - RP113	0,838	2,1	592	135A-0800	1,67	0,45	0,97	0,47	375	3,61	2,04	3,72	1,868	OK
RP113 - RP114	0,838	2,9	557	135A-0800	1,67	0,38	0,93	0,43	343	4,07	2,4	4,37	2,196	OK
RP114 - RP115	0,993	0,6	798	135A-0800	1,98	0,99	1,14	0,82	653	2,26	1,09	1,99	0,999	OK
RP115 - RP116	0,993	1,22	699	135A-0800	1,98	0,7	1,08	0,62	492	3,06	1,56	2,84	1,426	OK
RP116 - RP117	1,218	2,01	687	135A-0800	2,42	0,67	1,07	0,6	478	3,89	2	3,64	1,829	OK

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

Tronçon	Débit (m³/s)	Pente (%)	D théorique (mm)	Collecteur	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5			H (mm)	V (m/s)	V Qps/10 (m/s)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Observation
						r Q (Q/Qps)	r V	r H						
RP126 - RP134	0,505	4,26	385	CR8-0400	4,29	0,99	1,14	0,81	314	4,95	2,39	4,35	0,511	OK
RP134 - RP149	0,505	3,79	394	CR8-0500	2,69	0,56	1,03	0,54	262	4,92	2,64	4,79	0,9	OK
RP149 - RP150	0,505	2,65	421	CR8-0500	2,69	0,67	1,07	0,6	293	4,3	2,21	4,01	0,754	OK
RP150 - RP151	0,505	0,99	507	CR8-0630	2,47	0,98	1,14	0,81	411	2,87	1,38	2,52	0,514	OK
RP118 - RP106	0,073	0,4	291	CR8-0315	1	0,88	1,13	0,73	222	1,28	0,63	1,14	0,083	OK
RP187 - RP188	0,035	2,09	162	CR8-0315	0,48	0,18	0,76	0,29	89	1,98	1,43	2,6	0,19	OK
RP188 - RP114	0,095	2,1	235	CR8-0315	1,3	0,5	1	0,5	152	2,6	1,43	2,61	0,19	OK
RP189 - RP190	0,173	4,48	255	CR8-0315	2,37	0,62	1,05	0,57	174	4	2,09	3,8	0,278	OK
RP190 - RP116	0,225	2	328	CR8-0400	1,91	0,64	1,06	0,58	226	3,16	1,64	2,98	0,351	OK
RP191 - RP190	0,052	1,84	192	CR8-0315	0,71	0,29	0,87	0,37	113	2,11	1,34	2,44	0,178	OK
RP21 - RP83	0,104	5	207	CR8-0315	1,42	0,35	0,91	0,41	125	3,67	2,21	4,02	0,294	OK
RP83 - RP84	0,104	5	207	CR8-0315	1,42	0,35	0,91	0,41	125	3,67	2,21	4,02	0,294	OK
RP84 - RP85	0,104	5	207	CR8-0315	1,42	0,35	0,91	0,41	125	3,67	2,21	4,02	0,294	OK
RP85 - RP86	0,104	5	207	CR8-0315	1,42	0,35	0,91	0,41	125	3,67	2,21	4,02	0,294	OK
RP86 - RP87	0,104	5	207	CR8-0315	1,42	0,35	0,91	0,41	125	3,67	2,21	4,02	0,294	OK
RP87 - RP88	0,104	5	207	CR8-0315	1,42	0,35	0,91	0,41	125	3,67	2,21	4,02	0,294	OK
RP88 - RP89	0,23	5	279	CR8-0315	3,15	0,78	1,11	0,67	203	4,45	2,21	4,02	0,294	OK
RP89 - RP90	0,23	5	278	CR8-0315	3,15	0,78	1,11	0,67	203	4,45	2,21	4,02	0,294	OK

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

Tronçon	Débit (m³/s)	Pente (%)	D théorique (mm)	Collecteur	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5			H (mm)	V (m/s)	V Qps/10 (m/s)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Observation
						r Q (Q/Qps)	r V	r H						
RP91 - RP92	0,126	5	0	CR8-0400	1,07	0,23	0,81	0,32	125	3,8	2,59	4,71	0,554	OK
RP92 - RP93	0,126	5	223	CR8-0315	1,72	0,43	0,96	0,46	139	3,87	2,21	4,02	0,294	OK
RP93 - RP94	0,126	5	223	CR8-0315	1,72	0,43	0,96	0,46	139	3,87	2,21	4,02	0,294	OK
RP94 - RP95	0,126	5	223	CR8-0315	1,72	0,43	0,96	0,46	139	3,87	2,21	4,02	0,294	OK
RP95 - RP96	0,126	5	223	CR8-0315	1,72	0,43	0,96	0,46	139	3,87	2,21	4,02	0,294	OK
RP96 - RP97	0,126	5	223	CR8-0315	1,72	0,43	0,96	0,46	139	3,87	2,21	4,02	0,294	OK
RP97 - RP98	0,126	3,7	235	CR8-0315	1,72	0,5	1	0,5	152	3,46	1,9	3,46	0,253	OK
RP98 - RP99	0,126	5	223	CR8-0315	1,72	0,43	0,96	0,46	139	3,87	2,21	4,02	0,294	OK
RP99 - RP100	0,126	5	223	CR8-0315	1,72	0,43	0,96	0,46	139	3,87	2,21	4,02	0,294	OK
RP100 - RP101	0,126	5	223	CR8-0315	1,72	0,43	0,96	0,46	139	3,87	2,21	4,02	0,294	OK
RP101 - RP88	0,126	5	223	CR8-0315	1,72	0,43	0,96	0,46	139	3,87	2,21	4,02	0,294	OK
R'27 - R'28	0,175	3,7	266	CR8-0315	2,4	0,69	1,08	0,61	187	3,73	1,9	3,46	0,253	OK
R'28 - R'29	0,175	3,66	266	CR8-0315	2,4	0,7	1,08	0,61	188	3,71	1,89	3,44	0,251	OK
R'29 - R'30	0,175	3,46	269	CR8-0315	2,4	0,72	1,09	0,63	191	3,63	1,84	3,34	0,244	OK
R'30 - R'31	0,175	3	276	CR8-0315	2,4	0,77	1,1	0,66	201	3,44	1,71	3,12	0,228	OK
R'31 - R'32	0,175	3,19	273	CR8-0315	2,4	0,75	1,1	0,64	197	3,52	1,77	3,21	0,235	OK
R'32 - R'33	0,175	1,85	303	CR8-0315	2,4	0,98	1,14	0,8	245	2,78	1,34	2,44	0,179	OK
R'33 - R'34	0,175	2,1	295	CR8-0315	2,4	0,92	1,13	0,76	231	2,95	1,43	2,61	0,19	OK
R'34 - R'35	0,175	5,4	252	CR8-0315	2,4	0,57	1,03	0,54	166	4,31	2,3	4,18	0,305	OK
R'35 - R'26	0,546	3,77	406	CR8-0500	2,91	0,61	1,05	0,56	275	5	2,63	4,78	0,898	OK
R'26 - R'17	0,715	3,2	463	CR8-0500	3,81	0,86	1,12	0,72	351	4,96	2,42	4,41	0,828	OK
R'17 - R'18	0,799	2,76	496	CR8-0630	3,91	0,93	1,14	0,76	390	4,78	2,31	4,21	0,859	OK
R'18 - R'19	0,799	2,39	510	CR8-0630	3,91	1	1,14	0,82	418	4,46	2,15	3,92	0,8	OK
R'19 - R'20	0,898	3,1	507	CR8-0630	4,4	0,99	1,14	0,81	413	5,08	2,45	4,46	0,911	OK

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

Tronçon	Débit (m³/s)	Pente (%)	D théorique (mm)	Collecteur	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5			H (mm)	V (m/s)	V Qps/10 (m/s)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Observation
						r Q (Q/Qps)	r V	r H						
R'20 - R'9	0,898	3,96	485	CR8-0630	4,4	0,87	1,13	0,72	369	5,67	2,77	5,04	1,03	OK
R'9 - R'10	1,308	1,08	792	135A-0800	2,6	0,97	1,14	0,8	639	3,04	1,47	2,67	1,342	OK
R'1 - R'2	0,19	0,9	357	CR8-0400	1,62	0,81	1,11	0,68	264	2,23	1,1	2	0,235	OK
R'2 - R'3	0,19	5,22	259	CR8-0400	1,62	0,34	0,9	0,4	155	4,34	2,65	4,81	0,566	OK
R'3 - R'4	0,19	4,26	267	CR8-0400	1,62	0,37	0,92	0,42	163	4,02	2,39	4,35	0,512	OK
R'4 - R'5	0,29	3,22	330	CR8-0400	2,47	0,65	1,06	0,59	228	4,02	2,08	3,78	0,445	OK
R'5 - R'6	0,41	2,02	410	CR8-0500	2,18	0,62	1,05	0,57	280	3,69	1,93	3,5	0,658	OK
R'6 - R'7	0,41	1,66	425	CR8-0500	2,18	0,69	1,08	0,61	298	3,42	1,74	3,17	0,596	OK
R'7 - R'8	0,41	1,71	422	CR8-0500	2,18	0,68	1,07	0,6	295	3,46	1,77	3,22	0,606	OK
R'8 - R'9	0,41	3,38	372	CR8-0500	2,18	0,48	0,99	0,49	239	4,49	2,49	4,53	0,851	OK
R'11 - R'12	0,1	0,4	327	CR8-0400	0,85	0,64	1,06	0,58	225	1,41	0,73	1,33	0,157	OK
R'12 - R'4	0,1	2,61	230	CR8-0400	0,85	0,25	0,83	0,34	132	2,83	1,87	3,41	0,401	OK
R'13 - R'14	0,084	2,3	221	CR8-0315	1,15	0,42	0,96	0,45	138	2,61	1,5	2,73	0,199	OK
R'14 - R'15	0,084	2,33	220	CR8-0315	1,15	0,42	0,96	0,45	138	2,62	1,51	2,74	0,2	OK
R'15 - R'16	0,084	4,17	197	CR8-0315	1,15	0,31	0,88	0,38	117	3,24	2,02	3,67	0,268	OK
R'16 - R'17	0,084	3,9	200	CR8-0315	1,15	0,32	0,89	0,39	119	3,17	1,95	3,55	0,259	OK
R'21 - R'22	0,169	3,28	268	CR8-0315	2,31	0,71	1,08	0,62	190	3,53	1,79	3,26	0,238	OK
R'22 - R'23	0,169	3,84	260	CR8-0315	2,31	0,66	1,07	0,59	180	3,76	1,94	3,53	0,258	OK
R'23 - R'24	0,169	3,18	270	CR8-0315	2,31	0,72	1,09	0,63	192	3,49	1,76	3,2	0,234	OK
R'24 - R'25	0,169	1,88	298	CR8-0315	2,31	0,94	1,14	0,77	235	2,81	1,36	2,47	0,18	OK
R'25 - R'26	0,169	3,08	271	CR8-0315	2,31	0,73	1,09	0,64	194	3,45	1,74	3,16	0,231	OK

Tableau 01 : Dimensionnement des collecteurs (suite)

Tronçon	Débit (m³/s)	Pente (%)	D théorique (mm)	Collecteur	V = Q/S (m/s)	Valeurs calculées à l'aide de l'abaque Ab.5			H (mm)	V (m/s)	V Qps/10 (m/s)	Vps (m/s)	Qps (m³/s)	Observation
						r Q (Q/Qps)	r V	r H						
R'36 - RR'37	0,084	3,74	201	CR8-0315	1,15	0,33	0,9	0,4	121	3,12	1,91	3,48	0,254	OK
RR'37 - R'38	0,151	1,12	315	CR8-0400	1,28	0,58	1,03	0,54	211	2,3	1,23	2,23	0,262	OK
R'38 - R'39	0,371	2,52	379	CR8-0400	3,15	0,94	1,14	0,77	299	3,81	1,84	3,35	0,393	OK
R'39 - R'40	0,371	2,19	389	CR8-0500	1,98	0,54	1,02	0,52	257	3,71	2	3,64	0,684	OK
R'40 - R'41	0,371	3,93	348	CR8-0500	1,98	0,4	0,95	0,44	216	4,62	2,69	4,88	0,917	OK
R'41 - R'35	0,371	5,28	334	CR8-0500	1,98	0,35	0,91	0,41	199	5,15	3,11	5,66	1,063	OK
R'42 - R'43	0,063	1,02	231	CR8-0315	0,86	0,48	0,99	0,49	148	1,79	1	1,81	0,133	OK
R'43 - R'44	0,063	0,72	246	CR8-0315	0,86	0,57	1,03	0,54	164	1,57	0,84	1,52	0,111	OK
R'44 - R'38	0,22	4,92	274	CR8-0400	1,87	0,4	0,94	0,44	170	4,41	2,57	4,67	0,55	OK
R'45 - R'46	0,157	1,14	318	CR8-0400	1,33	0,59	1,04	0,55	214	2,35	1,24	2,25	0,265	OK
R'46 - R'44	0,157	5,19	241	CR8-0400	1,33	0,28	0,85	0,36	140	4,1	2,64	4,8	0,565	OK
R'50 - R'52	0,099	1,01	274	CR8-0315	1,36	0,75	1,1	0,65	197	1,98	0,99	1,81	0,132	OK
R'52 - R'19	0,099	5	203	CR8-0315	1,36	0,34	0,9	0,4	122	3,63	2,21	4,02	0,294	OK

Annexe II : table de χ^2

TABLE DU χ^2

La table donne la probabilité α pour que χ^2 égale ou dépasse
une valeur donnée, en fonction du nombre de degrés de liberté v .

Exemple : avec $v = 3$, pour $\chi^2 = 0,11$ la probabilité $\alpha = 0,99$.

α v	0,99	0,975	0,95	0,90	0,10	0,05	0,025	0,01	0,001
1	0,0002	0,001	0,004	0,016	2,71	3,84	5,02	6,63	10,83
2	0,02	0,05	0,10	0,21	4,61	5,99	7,38	9,21	13,82
3	0,11	0,22	0,35	0,58	6,25	7,81	9,35	11,34	16,27
4	0,30	0,48	0,71	1,06	7,78	9,49	11,14	13,28	18,47
5	0,55	0,83	1,15	1,61	9,24	11,07	12,83	15,09	20,51
6	0,87	1,24	1,64	2,20	10,64	12,59	14,45	16,81	22,46
7	1,24	1,69	2,17	2,83	12,02	14,07	16,01	18,48	24,32
8	1,65	2,18	2,73	3,49	13,36	15,51	17,53	20,09	26,12
9	2,09	2,70	3,33	4,17	14,68	16,92	19,02	21,67	27,88
10	2,56	3,25	3,94	4,87	15,99	18,31	20,48	23,21	29,59
11	3,05	3,82	4,57	5,58	17,28	19,68	21,92	24,73	31,26
12	3,57	4,40	5,23	6,30	18,55	21,03	23,34	26,22	32,91
13	4,11	5,01	5,89	7,04	19,81	22,36	24,74	27,69	34,53
14	4,66	5,63	6,57	7,79	21,06	23,68	26,12	29,14	36,12
15	5,23	6,26	7,26	8,55	22,31	25,00	27,49	30,58	37,70
16	5,81	6,91	7,96	9,31	23,54	26,30	28,85	32,00	39,25
17	6,41	7,56	8,67	10,09	24,77	27,59	30,19	33,41	40,79
18	7,01	8,23	9,39	10,86	25,99	28,87	31,53	34,81	42,31
19	7,63	8,91	10,12	11,65	27,20	30,14	32,85	36,19	43,82
20	8,26	9,59	10,85	12,44	28,41	31,41	34,17	37,57	45,31
21	8,90	10,28	11,59	13,24	29,62	32,67	35,48	38,93	46,80
22	9,54	10,98	12,34	14,04	30,81	33,92	36,78	40,29	48,27
23	10,20	11,69	13,09	14,85	32,01	35,17	38,08	41,64	49,73
24	10,86	12,40	13,85	15,66	33,20	36,42	39,36	42,98	51,18
25	11,52	13,12	14,61	16,47	34,38	37,65	40,65	44,31	52,62
26	12,20	13,84	15,38	17,29	35,56	38,89	41,92	45,64	54,05
27	12,88	14,57	16,15	18,11	36,74	40,11	43,19	46,96	55,48
28	13,56	15,31	16,93	18,94	37,92	41,34	44,46	48,28	56,89
29	14,26	16,05	17,71	19,77	39,09	42,56	45,72	49,59	58,30
30	14,95	16,79	18,49	20,60	40,26	43,77	46,98	50,89	59,70

Annexe III: Les variations des débits et des vitesses en fonction de la hauteur de remplissage.

ABAUQUE Ab. 5

Ab. 5 (a)

VARIATIONS DES DÉBITS ET DES VITESSES EN FONCTION DU REMPLISSAGE

a) Ouvrages circulaires

