



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

DEPARTEMENT Hydraulique Urbaine

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

OPTION : Assainissement

THEME :

**ETUDE DU RESEAU D'ASSAINISSEMENT DU CENTRE
RURAL D'EL MAIF COMMUNE D'OUED DJER
(W.BLIDA)**

Présenté par :

M^r : BENAZIZ RABIA AGHILES

DEVANT LES MEMBRES DU JURY

<i>Nom et Prénom</i>	<i>Grade</i>	<i>Qualité</i>
M^{me} H.MEDDI	M.C.B	Présidente
M^{me} N.HADJ SADOK	M.A.A	Examinatrice
M^{me} S.HOULI	M.A.A	Examinatrice
M^r D.KAHLERRAS	M.C.B	Examineur
M^{me} N.CHENITI	M.A.A	Promotrice

Septembre 2015

REMERCIEMENT

Je tiens à remercier vivement tous ceux qui m'ont apporté un soutien pour l'élaboration de ce mémoire de fin d'étude, particulièrement ma famille.

Toute ma gratitude pour ma promotrice M^{me} CHENITI pour ses judicieux conseils ainsi que sa disponibilité tout au long de l'élaboration de ce travail.

Toute gratitude à nos professeurs et enseignants qui nous ont guidés au cours de la formation d'ingénieur.

Mon derniers remerciements s'adressent à tous mes amies de la promotion 2015, pour avoir beaucoup de sollicitudes dont nous avions tant besoin.

Dédicace

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

- *A ma mère et mon père pour tous les sacrifices qu'ils ont consenti à mon égard;*
- *A mon grand-père et grand-mère*
- *A ma future femme*
- *A mes copains de chambre A 703*
- *A mes amis de l'ENSH*

ملخص:

إن الهدف الأساسي من هذه المذكرة هو دراسة شبكة التطهير لمنطقة المعاييف بمدينة واد جر (ولاية البليدة)، حيث تعرضنا إلى تعرضنا إلى تقدير المياه المستعملة ومياه الأمطار، ثم حددنا مخطط وضع هذه الشبكة آخذينا بعين الاعتبار كل المعطيات المتعلقة بالمنطقة (طبوغرافيا، مناخ ومخطط عمران ...) وذلك بغية صرف المياه خارج المدينة في ظروف حسنة ووفقا للمقاييس المعمول بها ومع مراعاة الشروط الأساسية للحفاظ على البيئة والمحيط.

RESUME :

L'objectif principal de notre mémoire est l'étude du réseau d'assainissement d'EL Maif la ville d'oued Djer dans la wilaya de Blida qui est pleine expansion.

C'est dans ce sens que nous avons évalué les différents débits usés et pluviaux et tracé le réseau d'évacuation tout en prenant en considération les données de la ville (Topographie, climat, plan d'urbanisation) et assurer une évacuation de ces eaux en dehors de la ville et leurs rejet qui nuisent à l'environnement.

Abstract :

Our work consists in making a study of sewage network of El Maif of the city Oued Djer, Blida, which is in a full expansion for that we have evaluated the different water flows and we have made the evacuation network. Keeping in mind the data of our city (topographical, and urbanization maps) and evacuation of waste waters out of our city without harming the environment.

Sommaire

Chapitre I : présentation de la ville d'OUED DJER

Introduction :	1
I.1 Situation géographique :	1
I.2 Les données naturelles du site :	3
I.2.1 Situation Climatologique :	3
I.2.2 Géologie :	5
I.2.3 Sismicité :	6
I.2.4 Situation topographique :	6
I.3 Situation Démographique (source APC d'el Affroune):	6
I.4 situation hydraulique :	7
I.4.1 Réseaux AEP :	7
I.4.2 Réseaux Assainissement existant :	7
I.5 Diagnostique de réseaux existant :	7
I.5.1 Etat des regards :	8
Conclusion :	9

Chapitre II : ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :	10
II.1 Les averses :	10
II.2 Choix de la période de retour :	10
II.3 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :	10
II.3.1 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :	13
II.3.1.1 Analyse des données statistiques :	13
II.3.2 Choix de la loi d'ajustement :	15
II.3.2.1 Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation :	15
II.3.2.2 Choix de l'ajustement à adopter :	21

II.4 Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI:.....	23
Conclusion :	24

Chapitre III : CALCUL DE BASE

Introduction :	25
III.1 Situation démographique :	25
III.2: Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :	26
III.3 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :	27
III.3.1 Systèmes fondamentaux :	27
III.3.2 Système pseudo séparatif :	28
III.3.3 Système composite :	28
III.3.4 Systèmes spéciaux :	28
III.4 Choix du système d'évacuation :	28
III.5 Schémas d'évacuation :	32
III.5.1 Schéma perpendiculaire :	32
III.5.2 Schéma par déplacement latéral :	32
III.5.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :	33
III.5.4 Schéma à collecteur étagé :	33
III.5.5 Schéma type radial :	33
III.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation :	34
III.7 Choix du coefficient de ruissellement :	34
III.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :	34
III.7.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :	35
III.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :	35
III.7.4 Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population :	36

III.7.5(Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :.....	36
Conclusion :.....	38

Chapitre IV: EVALUATION DES DEBITS

Introduction :.....	39
IV.1 Evaluation des débits d'eaux usées :.....	39
IV. 1.1 Origine et nature des eaux usées :.....	39
IV.1.2 Consommation en eau potable :.....	41
IV.1.3 Estimation des débits d'eaux usées :.....	41
IV.2 Evaluation des débits d'eaux pluviales :.....	44
IV.2.1 Méthode rationnelle :.....	45
IV.2.2 Méthode superficielle :.....	46
IV. 3 Choix de la méthode de calcul :.....	47
IV.4 Application de la méthode rationnelle pour l'agglomération de MAIF (Oued Djer):.....	48
IV.4.1 Temps de concentration :.....	48
IV.4.2 Coefficient de correction (Minorateur) :.....	48
Conclusion :.....	49

Chapitre V : CALCUL HYDRAULIQUE

Introduction :.....	50
V.1 Conditions d'écoulement et de dimensionnement :.....	50
V.2 Mode de calcul.....	50
V .2.1. Détermination de coefficient de Chézy.....	51
V.3 Dimensionnement du réseau d'assainissement :.....	53
V.3.1 Dimensionnement du réseau d'assainissement:.....	54

Conclusion.....	63
-----------------	----

Chapitre VI : LES ELEMENTS CONSTITUTIFS DE RESEAU

Introduction :	64
VI. 1 - Les Ouvrages Principaux:.....	64
VI. 1.1- Canalisations:.....	64
VI. 1.2- Types De Canalisation.....	64
VI.1 .2.1 Conduites en béton non armé.....	64
VI. 1.2.2 Conduites en béton armé.....	65
VI.1 . 2.3 Conduites en amiante – ciment.....	65
VI.1. 2.4 Conduites en grés.....	65
VI.1.2. 5 Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) non plastifié.....	65
VI. 1.3-Choix du type de canalisation.....	65
VI.1.4 -Les caractéristiques des conduites en béton armé.....	66
VI.1.4.1 -Les joints des conduites en béton armé.....	66
VI.1.4.2 Différentes actions supportées par la conduite.....	66
VI.1.4.3 Protection des conduites en béton armé:.....	67
VI.1.4.4 Essais des tuyaux préfabriqués.....	67
VI.1.5 Les caractéristiques des conduites en chlorure de polyvinyle.....	69
VI.1.5.1- Résistance de PVC.....	69
VI.2 Les ouvrages annexes.....	70
VI.2.1 les branchements.....	70
VI.2.2-Les fossés.....	71
VI.2.3 Les caniveaux.....	71
VI-2-4 Les bouches d'égout.....	71
VI.2.5 Ouvrages d'accès au réseau (les regards).....	72

VI.2.6 Emplacement des regards	72
VI.2.7 Traversé de Chaaba	72
Conclusion	75

ChapitreVII : ORGANISATION DE CHANTIER

Introduction :	76
VII .1 Excavation des tranchées :	76
VII.1.1 Enlèvement de la couche végétale :	76
VII.1.2 Le déblai :	76
VII.1 .2 .1 La profondeur de la tranchée	77
VII.1.2.2 Largueur de la tranchée.....	77
VII.1.2.3 Volume à excaver :	78
VII.2 Détermination de la capacité du godé :	78
VII.2.1 Rendement d'exploitation de la pelle choisie :	78
VII.3 Le volume des remblais :	79
VII.4 Le compactage :	79
VII. 5 Techniques de la planification :	79
VII. 6 Les étapes de la planification :	81
VII.7 Les paramètres de la méthode C.P.M :	81
VII.7.1 Attribution des durées de chaque opération :	82
VII.7.2 Symboles des différentes opérations :	82
Conclusion :	87

Liste des Tableaux

Chapitre I

Tableau I-1 : Identification de la station de HAMMAM RIGHA.....	3
Tableau N° 1-2 : Pluie moyenne mensuelle (source d'information : ANRH).....	3
Tableau I-3 : Température d'information : (source ANRH).....	4
Tableau N°1-4 : Humidité de l'année.....	5
Tableau I.5: Evolution de la Population entre l'an 2008 et 2015.....	6

Chapitre II

Tableau II-1 : Identification de la station de HAMMAM RIGHA.....	11
Tableau II.2. Série d'observation de précipitations maximales journalières.....	12
Tableau II.3 : Caractéristiques de la série avec n=33ans.....	14
Tableau II.4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel.....	17
Tableau II.5 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel pour la période de retour de 10ans.....	18
Tableau II.6 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON.....	19
Tableau II.7: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton pour la période de retour de 10ans.....	20
Tableau II.8: Résultat du test d'adéquation a la loi de Gambel.....	22
Tableau II.9: Résultat du test d'adéquation a la loi de Galton.....	22

Chapitre III

Tableau III-01 : la population future de l'agglomération du MAIF.....	25
Tableau III.2: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux.....	29
En suite tableau III.2 : Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux.....	31
Tableau III.3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation(1).....	35

Tableau III.4: Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée(1).....	35
Tableau III.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population (1).....	36
Tableau III.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.(1).....	36
Tableau III.7 : Nombre d'habitant en fonction de nombre de logement pour chaque sous bassin.....	37
Tableau III.8: Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins.....	37

Chapitre IV

Tableau N° IV.1 : Evaluation des débits d'équipements pour chaque sous bassin.....	43
Tableau N° IV.2 : Détermination des débits de pointes d'eaux usées.....	44
Tableau N°IV.3 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle.....	49

ChapitreV

Tableau V.1 : Calcul hydraulique des collecteurs principal CI.....	54
Tableau V1 : Suit du calcul hydraulique des collecteurs principal CI.....	55
Tableau V.2 : Calcul hydraulique des collecteurs secondaires SI.....	56
Tableau V.3 : Calcul hydraulique des collecteurs secondaires SII.....	57
Tableau V.4 : Calcul hydraulique des collecteurs secondaires SIII.....	58
Tableau V.5: Calcul hydraulique des collecteurs secondaires SIV.....	59
Tableau V.6 : Calcul hydraulique des collecteurs tertiaire TI.....	60
Tableau V.7 : Calcul hydraulique des collecteurs tertiaire TII.....	60
Tableau V.8 : Calcul hydraulique des collecteurs tertiaire TIII.....	61

Chapitre VII

Tableau VII.1 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement	78
Tableau VII-2 : détermination des délais.....	83
Tableau VII-03 : Devis quantitatif et estimatif du projet.....	86

Liste des Figures

Chapitre I

Figure I-1 : carte administrative de la wilaya de BLIDA	2
Figure I-2 : Image satellitaire de l'agglomération de Maif, la commune de Oued Djer.....	2
Figure 1-3 : Pluie moyenne mensuelle d'el Maif Oued Djer.....	4
Figure 1-4 : Température mensuelle d'el Maif Oued Djer.....	5
Figure 1-5: Evolution de la population de la ville MAIF en 2015.....	7
Figure 1-6: Etat de regard (sous bassin8).....	8
Figure 1-7:Etat de regard (sous bassin8).....	8

Chapitre II

Figure II.1 : Ajustement à la loi de Gumbel des précipitations maximales journalières de la ville d'Oued Djer.....	18
Figure II.2 : Ajustement à la droite de Galton des précipitations maximales journalières de la ville d'Oued-Djer.....	20

Chapitre III

Figure III.01 : Evolution de la population en déferentes horizons.....	26
Figure III.02 : Découpage des sous bassins.....	27
Figure III.3 : Schéma perpendiculaire.....	32
Figure III.4 : Schéma par déplacement latéral.....	32
Figure III.5 : schéma à collecteur transversal ou oblique.....	33
Figure III.6 : schéma à collecteur étagé.....	33
Figure III.7: schéma type radial	33

Chapitre VI

FigureVI-1-Exemple d'un branchement simple	70
FigureVI-2-Exemple d'une bouche d'égout sans décantation.....	71
FigureVI-3- protection des conduites par listage en béton et en gabionnage.....	73
FigureVI- 4 : chemin de la conduite projeté à partir de la zone d'étude vers Oued Djer	74

Chapitre VII

Figure VII.1: Angle dozer.....	76
Figure VII.2 Pelle mécanique	77
Figure VII.3: Rouleau lisse	79
FigureVII.4 :Réseau a nœud.....	84
FigureVII.5: Réseau a nœud	85

INTRODUCTION

Les réseaux d'assainissement ont toujours été ressentis comme des équipements secondaires, conséquence banale d'une urbanisation. Chaque type de réseau en isolement, donne lieu à un dimensionnement sans se soucier des différentes interactions entre l'infrastructure et l'environnement. Les réseaux sont alors gérés de façon ponctuelle lorsque des dysfonctionnements venaient à apparaître.

A cet effet, le but de notre étude réside sur un diagnostic pour la partie amont du réseau (sous bassin n : 8) et faire une étude général sur l'état du réseau existant.

Une projection d'un nouveau réseau pour les sous bassins (1.....7) en étudiant le nombre d'habitants exact pour bien projeter le réseau et le dimensionner de façon correcte.

Relier les deux collecteurs pour la partie diagnostic et la projection dans un collecteur principal.

Grace à ce travail nous allons minimiser la pollution et les odeurs et éviter l'accumulation des rejets dans le milieu naturel.

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE LA VILLE D'OUED DJER

Introduction :

L'assainissement d'une agglomération est un problème trop complexe pour se prêter à une solution uniforme suivant des règles rigides.

Il est recommandé de faire une présentation de notre zone d'étude, du point de vue géographique, topographique, climatique, sismique, démographique, hydrogéologique et hydraulique.

I.1 Situation géographique :

La commune d'Oued Djer est située à l'ouest de la wilaya de BLIDA, à environ 30 KM au Sud-ouest de Blida et à environ 70 KM au Sud-ouest d'Alger.

La commune s'étend sur une superficie de 61,14Km², elle compte 6543 habitants (RGPH 2008), soit une densité de 107 hab./ Km², avec un taux d'occupation par logement moyen de 6personnes/logement (source Subdivision d'el Affrone).

La zone d'étude MAIF fait partie de la commune de Oued Djer, elle est située sur la partie Sud est de cette dernière, elle est limitée :

- Au Nord : la commune d'Ahmer El Ain (Wilaya de Tipaza)
- Au Nord-Ouest : la commune de Bourkika (Wilaya de Tipaza)
- A l'Est : la commune d'EL Affroun (Wilaya BLIDA)
- Au Sud : la commune de Boumedfaa (Wilaya d'Ain Defla)
- Au Sud-Ouest : commune de Hammam Righa (Wilaya d'Ain Defla)
- A l'Ouest : la commune de Meurad (Wilaya de Tipaza)

Les coordonnées de la ville : 36° 25' 00" Nord. 2° 33' 00"Est.

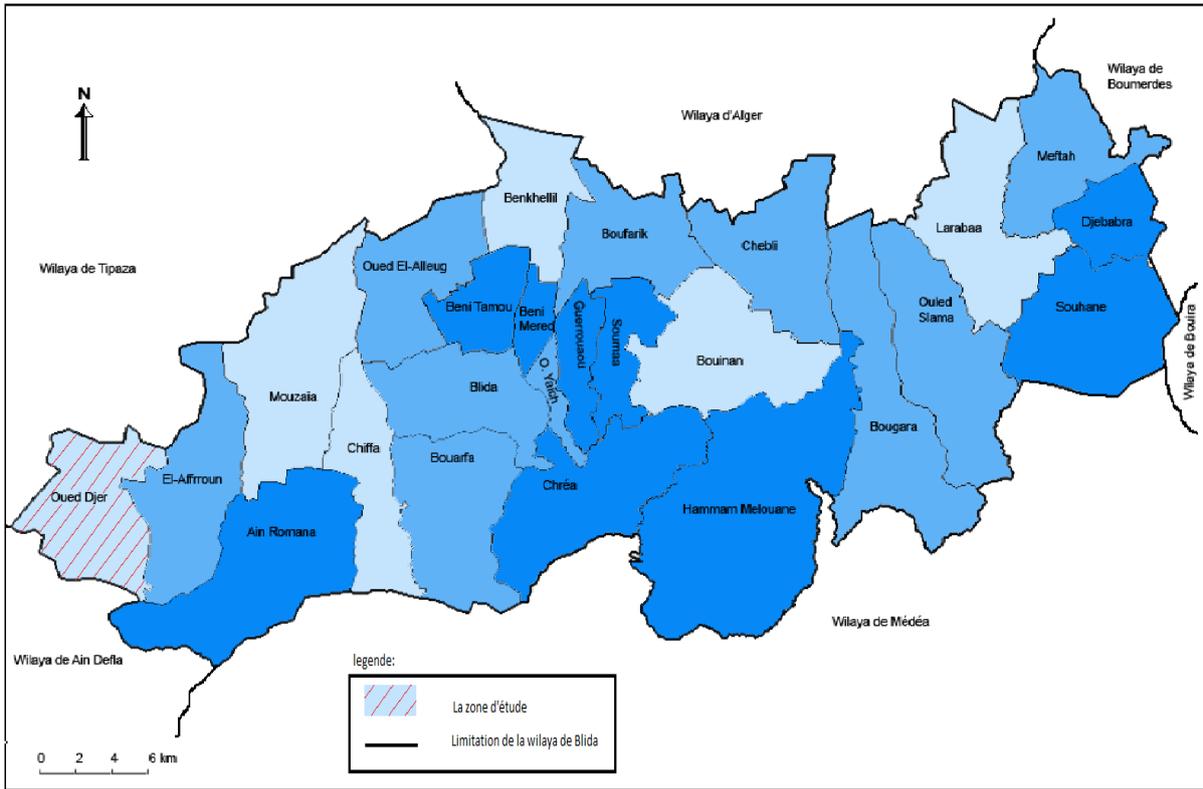


Figure I-1 : carte administrative de la wilaya de BLIDA



Figure I-2 : Image satellitaire de l'agglomération de Maif, la commune d'Oued Djer.

I.2 Les données naturelles du site :

I.2.1 Situation Climatologique :

Oued Djer appartient à une zone climatique de type méditerranéen, caractérisée par une alternance d'une saison chaude et sèche durant la période estivale et une saison fraîche et pluvieuse durant la période hivernale.

Tableau I-1 : Identification de la station de HAMMAM RIGHA.

Station	code	X (km)	Y (km)	Z (m)	période d'observation
HAMMAM RIGHA	021016	472.8	341.9	480	1976-2009

SOURCE : ANRH (BLIDA)

a. Pluviométrie :

Les précipitations les plus importantes s'étalent sur trois mois (Novembre, Décembre et Janvier) la pluviométrie annuelle varie entre 700 et 800mm/an

Tableau N° 1-2 : Pluie moyenne mensuelle (source d'information : ANRH).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Pluviométrie (mm)	34	85	95	119	109	75	71	55	49	18	1	6

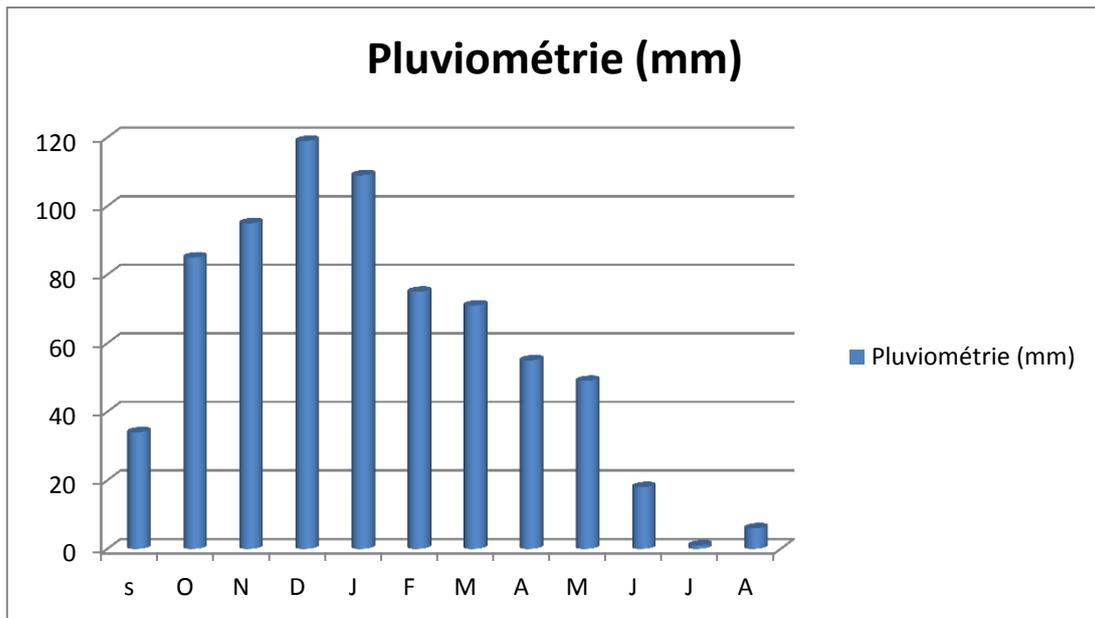


Figure 1-3 : Pluie moyenne mensuelle d'el Maif Oued Djer

b.Température :

Le climat à Oued Djer est assez doux néanmoins, il présente des températures assez élevées durant la saison estivale, notamment pendant le mois d'Août pouvant atteindre 45°C, celle-ci peut se rabattre jusqu'à 0°C durant le mois de Janvier.

Tableau I-3 : Température d'information : (source ANRH).

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Tmax(C)	40	37	31	27	25	26	29	34	38	41	45	45
Tmin(C)	10,6	7	0,7	0	0	0,2	0,3	0,5	8	10	14,1	13,2
T moy °	25,3	22	15,9	13,5	12,5	13,1	14,7	17,25	23	25,5	29,55	29,1

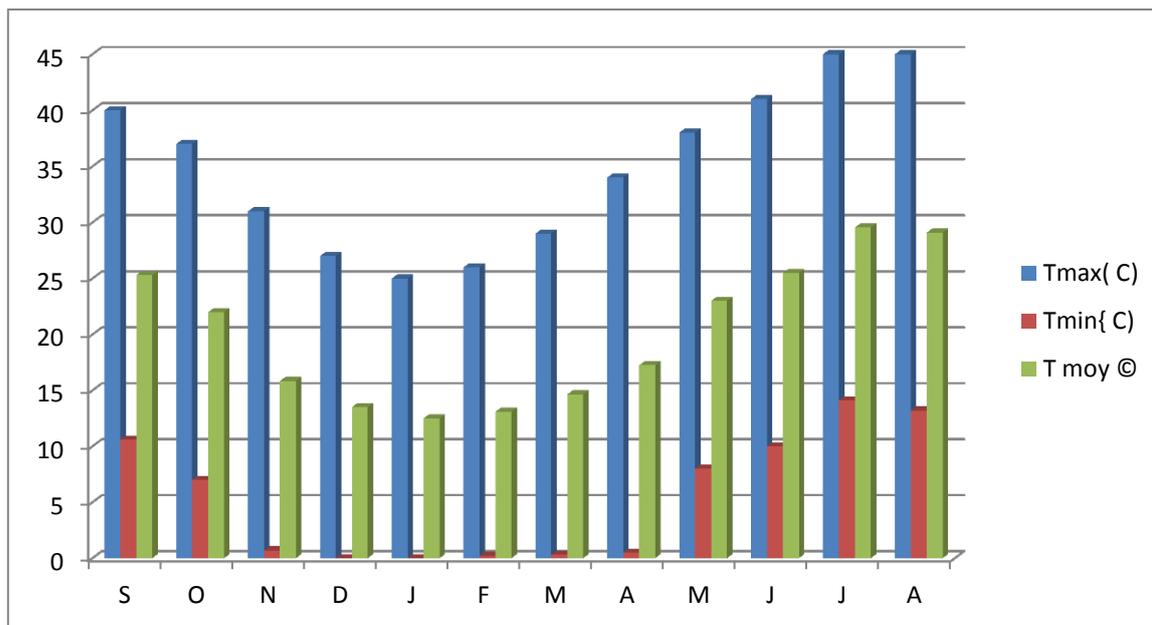


Figure 1-4 : Température mensuelle d'el Maif Oued Djer

c.Humidité :

Tableau N°1-4 : Humidité de l'année 2015

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Hum %	14.8	12.6	19.2	21.0	19.8	28.3	31	29.2	33.0	28.2	19.0	14.5

Source : ANRH

Les mois les plus humides sont : juillet, août, septembre, octobre.

d.Vent:

En hiver, les vents sont violents, ils soufflent souvent d'Ouest Nord-Est ; en été, on signale la présence de vents chauds (Sirocco) durant une dizaine de jours, surtout durant les mois de Juillet et Août.

e. La neige :

La neige dans cette localité est très rare.

I.2.2 Géologie :

La nature géologique est composée des alluvions récentes caractérisant la partie Ouest et nord, qui facilite les ruissellements superficiels, qui justifié le déficit en ressources hydriques au niveau de cette localité.

I.2.3 Sismicité :

La région d'Oued Djer est connue par son instabilité tectonique donner par RPA99 de zone III, donc c'est un facteur important qu'il faut prendre en considération pour la construction de tout type d'ouvrage, à laquelle doivent être appliquée avec les règles parasismiques.

I.2.4 Situation topographique :

La topographie joue un rôle déterminant dans la conception du réseau d'assainissement, vu que l'évacuation doit s'effectuer généralement par gravité sauf dans le cas où le relief est accidenté et nécessite un relevage. L'agglomération de notre zone d'étude qui s'étend sur une superficie de 47 ha présente un relief accidenté.

I.3 Situation Démographique (source APC d'el Affroune):

D'après les données fournis par le dernier recensement tiré de l'annuaire statistique de la wilaya de BLIDA, conformément à l'année de recensement 2008, la population par l'agglomération de Maif a été estimait à l'horizon 2015(état actuel) d'après la formule des intérêts composés le nombre d'habitant présenté dans le tableau suivant :

Avec le taux d'accroissement $T=2.5$

Tableau I.5: Evolution de la Population entre l'an 2008 et 2015.

Etage de distribution	Population en 2008 (hab.)	Population en 2015 (hab.)
MAAIF	677	805

Source :APC d'el Affroune

Les données calculées dans le tableau précédent sont représentées dans le graphe ci-après :

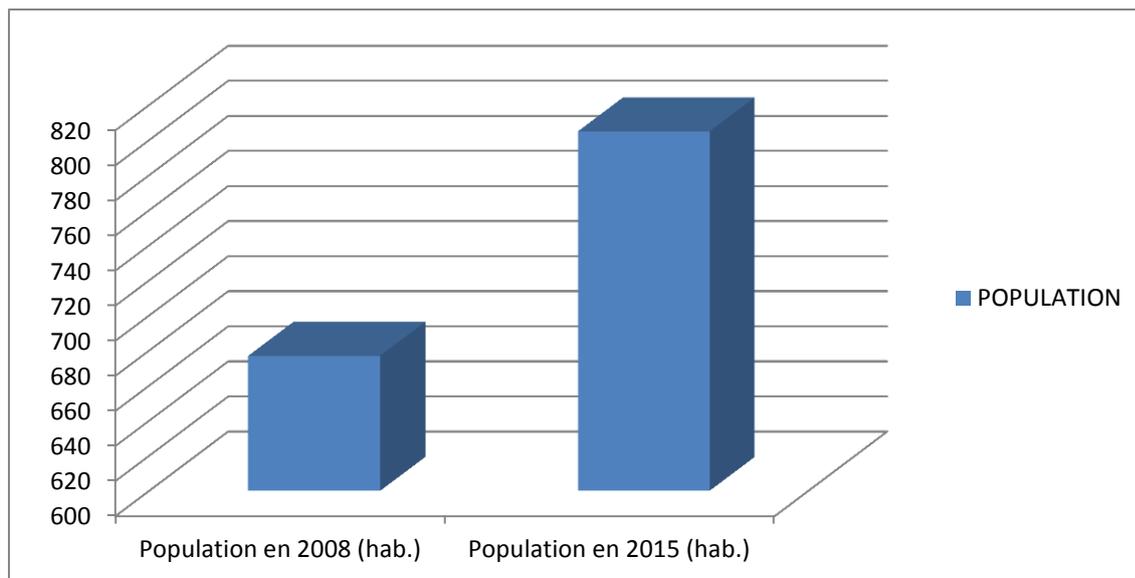


Figure 1-5: Evolution de la population de la ville MAIF en 2015

I.4 situation hydraulique :

Cette partie a pour but de mettre en évidence la situation actuelle de l'adduction d'alimentation en eau potable de l'agglomération de Maif la commune de Oued Djer et faire une analyse sur les ressources existantes et les différents réservoirs de stockage de production

I.4.1 Réseaux AEP :

Pour satisfaire les besoins du programme projeté par le nouveau aménagement de cette zone, nous avons projeté un réseau de distribution d'eau potable constitué par un réseau maille, ce réseau est alimenté directement à partir du réservoir projeté minimal 2500 m³,

I.4.2 Réseaux Assainissement existant :

Pour la partie du diagnostic il existe un réseau d'assainissement unitaire qui longe le site au niveau du sous bassin(8) de diamètre $\Phi 400$ en béton, le réseau est en mauvaise état et il doit être rénové.

I.5 Diagnostique de réseaux existant :

Elle présente la partie nord de la ville de Maif, c'est la partie Amont du réseau public.

Cette zone présente un mauvais écoulement du à la nature de relief et les conduites sont parfois bouchées ou cassées ainsi que l'absence des tampons des regards, elle est caractérisée aussi par une faible densité d'habitation.

Les réseaux d'égouts existants sont réalisés en béton.

Remarque :

D'après les enquêtes établies sur les lieux par moi-même, on a constaté que le réseau actuel est très mal entretenu et ne répond pas aux exigences de la région diagnostiquée en effet certains tronçons sont cassés et les rejets se font directement dans le milieu naturel. Ce qui entraîne une stagnation d'eau, agent de mauvaises odeurs (facteur de dégradation de l'environnement).

I.5.1 Etat des regards :

La négligence et le manque d'entretien ont fait de ces regards des lieux d'accumulation des sables, de la végétation et des ordures publiques, parfois certains regards sont dans un état de non identification suite à leurs recouvrement par la chaussée.



Figure 1-6: Etat de regard (sous bassin8)



Figure 1-7:Etat de regard (sous bassin8)

➤ **Les problèmes rencontrés sont :**

- Les faux branchements.
- L'état vétuste des canalisations
- Pollution du milieu naturel
- L'absence de l'entretien et du curage.
- L'absence de la gestion du réseau.
- L'écrasement des conduites.

Recommandations:

Pour cela on a opté pour le redimensionnement du réseau par des conduites en PVC.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons pris en compte tous les données concernant notre zone d'étude du point de vue géographique, climatologique, démographique ainsi que la situation hydraulique actuelle, cela va nous aider à entamer les chapitres suivants.

CHAPITRE II :

ETUDE HYDROLOGIQUE

Introduction :

Hydrologie, science qui a pour objet l'étude de l'eau et de sa circulation sur la surface de la terre.

L'hydrologie étudie l'eau sous ses trois formes (liquide, solide, gazeux) : l'eau liquide s'évapore, la neige se sublime ou retourne à l'état liquide, la vapeur d'eau se condense et les précipitations tombent en pluie ou en neige qui alimentent les cours d'eau et les glaciers. Ces derniers s'écoulent à la surface des continents et ramènent l'eau à l'océan.

L'hydrologie est une science particulière car elle regroupe plusieurs sciences fondamentales très diversifiées et a pour but général de répondre aux problèmes concernant la ressource en eau. L'hydrologie offre à l'ingénieur des outils d'inventaire et d'analyse des données pour répondre à des besoins soit sur le plan de la conception des éléments d'un aménagement ou sur celui de l'exploitation des systèmes.

Etant donné que le réseau d'assainissement doit pouvoir évacuer aussi bien les eaux usées domestiques que pluviales, il est important de connaître les quantités d'une manière assez rigoureuse. Si les eaux usées découlent directement de la quantité consommée, les eaux pluviales ne sont connues qu'après avoir fait une étude hydrologique appropriée qui permettra d'estimer les débits de ruissellement.

II.1 Les averses :

Ce sont des pluies subites et abondantes, généralement de courte durée qui varie d'une minute à plusieurs heures. Les averses sont caractérisées par un volume important et une forte intensité par unité de temps, exigeant ainsi, un système de drainage efficace.

II. 2 Choix de la période de retour :

La période de retour est le temps que met une averse d'une intensité donnée pour se manifester. Une pluie de période de retour de 10 ans est une pluie qui peut se manifester une fois tous les 10 ans. Pour les projets d'assainissement, nous optons généralement pour une pluie décennale. Le choix de la période de retour est le résultat d'un compromis entre le coût du réseau d'égout, l'entretien et la protection de ce dernier contre les risques auxquels il est exposé et ceux qu'il risque de provoquer en cas d'insuffisance.

II.3 Détermination de l'intensité moyenne de précipitation :

En hydrologie urbaine, l'ingénieur est appelé à avoir des données spécifiques au projet étudié, mais dans certaines conditions il est rare de recourir à des données spécifiques. C'est la raison pour laquelle on est contraint à réunir une information de base la plus complète possible,

pour aider à analyser par la statistique les événements pluvieux tout en identifiant leurs paramètres.

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

$$i_m = \frac{h}{t} \dots \dots \dots (II.1)$$

i_m : intensité moyenne en mm/h.

h : hauteur de pluie tombée pendant la durée t en m.

Pour le calcul de l'intensité, on doit :

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

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

Calculer la valeur de l'intensité moyenne de précipitation.

La station de **HAMMAM RIGHA** est prise comme station de référence, son identification est présentée dans le tableau II.1.

Tableau II-1 : Identification de la station de HAMMAM RIGHA.

Station	code	X (km)	Y (km)	Z (m)	période d'observation	Nbre d'année
HAMMAM RIGHA	02101	472.8	341.9	480	1976- 2009	33

SOURCE : ANRH (BLIDA)

Le traitement statistique des données pluviométriques consiste à déterminer non seulement les caractéristiques empiriques de la série de précipitations maximales journalières, mais aussi son quantile de période de retour de 10ans.

La série d'observation de précipitations maximales journalières est donnée dans le tableau suivant

Tableau II.2. Série d'observation de précipitations maximales journalières

N	Année	Pjmax (mm)	N	Année	Pjmax (mm)
1	1976-1977	45.8	21	1996-1997	85.3
2	1977-1978	95.5	22	1997-1998	73.4
3	1978-1979	74.8	23	1998-1999	37.8
4	1979-1980	96.9	24	1999-2000	64.9
5	1980-1981	28.1	25	2000-2001	32.5
6	1981-1982	29	26	2001-2002	48.1
7	1982-1983	48.7	27	2002-2003	47.2
8	1983-1984	135.3	28	2003-2004	65.6
9	1984-1985	64.3	29	2004-2005	51.6
10	1985-1986	59.4	30	2005-2006	23.2
11	1986-1987	37.3	31	2006-2007	57
12	1987-1988	63.6	32	2007-2008	24.1
13	1988-1989	216	33	2008-2009	24.3
14	1989-1990	68.4			
15	1990-1991	151			
16	1991-1992	64.6			
17	1992-1993	68.6			
18	1993-1994	102.7			
19	1994-1995	90.7			
20	1995-1996	34.3			

Source : ANRH Blida (Station de HAMMAM RIGHA)

II.3.1 Analyse des données pluviométriques et choix de la loi d'ajustement :

II.3.1.1 Analyse des données statistiques :

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.

Nous prenons comme base de calcul la série pluviométrique de la station expérimentale de HAMAM RIGHA.

La série s'étend sur une période de fonctionnement de 33 ans, soit de 1977 à 2009. Elle nous a été fournie par l'A.N.R.H de Blida.

L'analyse statistique des données pluviométriques consiste à déterminer les caractéristiques empiriques d'un échantillon d'une série d'observations de précipitations mensuelles et maximales journalières, de 33 années.

Les caractéristiques de cette série sont :

- La moyenne interannuelle des précipitations maximales journalières $\overline{P_{\max,j}}$ durant 33 ans d'observations :

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max,j}}{n} \dots\dots\dots(\text{II.2})$$

$$\overline{P_{\max,j}} = \frac{\sum_{i=1}^n P_{\max,j}}{n} = \frac{2210}{33} = 67 \text{ mm}$$

n : le nombre d'années d'observations (n= 33 ans).

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

Pour n ≥ 30 ans on a :

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2}{n}} \right] \dots\dots\dots(\text{II.3})$$

D'où :

$$\sigma_{P_{\max,j}} = \left[\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{33} (P_{\max,j} - 67)^2}{33}} \right] = 40.5 \text{ mm}$$

- Coefficient de variation : « Cv » :

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{P_{\max,j}} \dots\dots\dots(\text{II.4})$$

$$C_V = \frac{\sigma_{P_{\max,j}}}{P_{\max,j}} = \frac{40.5}{67} = 0.604$$

Les caractéristiques de la série sont représentées dans le tableau II-3:

Tableau II.3 : Caractéristiques de la série avec n=33ans

caractéristiques	Formules	Valeurs
La somme des $P_{\max j}$ en (mm)	$\sum_{i=1}^{n=33} X_i$	2210 mm
la moyenne des $P_{\max j}$ en (mm)	$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n=33} X_i}{n}$	67 mm
L'écart type « σ_x » ; Pour $n > 30$ ans	$\sigma_x = \left[\frac{\sum_{i=1}^{39} (X_i - 67)^2}{33} \right]$	40.5 mm
Coefficient de variation « C_V » :	$C_V = \frac{\sigma}{\bar{X}}$	0,604
L'exposant climatique :	b=0.4	

• **Remarque :**

L'exposant climatique pour notre région b=0.4 est donné par l'A.R.N.H de Blida.

II.3.2 Choix de la loi d'ajustement :

On voit que les régimes pluviométriques sont très irréguliers, les deux lois généralement utilisées sont :

- La loi de GUMBEL
- La loi de GALTON

II.3.2.1 Calcul des paramètres de la loi choisie et vérification de son adéquation :

II.3.2.1.1 Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel :

Cette loi a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule II-5

$$F(x) = e^{-e^{-y}} \dots\dots\dots (II.5)$$

Tel que :

$$y = a (x - x_0) \dots\dots\dots (II.6)$$

Avec :

- Y : variable réduite de GUMBEL
- X : précipitation maximale journalière (mm)
- X_0 : ordonnée à l'origine en (mm)
- a : Paramètre d'échelle différent de zéro et positif appelé aussi « gradex »

$$\text{On peut écrire : } y_i = -\ln(-\ln(F(x_i))) \dots\dots\dots (II.7)$$

Avant de procéder à l'ajustement il faut suivre les étapes suivantes :

- classer les valeurs des précipitations par ordre croissant avec attribution d'un rang 1, 2, 3.....m.
- calculer pour chaque valeur de précipitation la fréquence expérimentale par la formule de HAZEN.

$$F(x) = \frac{m - 0.5}{n} \dots\dots\dots (II.8)$$

m : rang de précipitation

n : nombre d'observations

- calculer la variable réduite de GUMBEL donnée par la formule (II-9):

$$Y_i = -\ln(-\ln(F(x_i))) \dots\dots\dots (II.9)$$

- calculer les paramètres d'ajustement « a » et « x_0 »
- représenter graphiquement les couples (x_i, y_i) sur papier GUMBEL

- **Calcul des paramètres de l'ajustement de la loi de Gumbel :**

La droite de GUMBEL est donnée par la formule :

$$X = (1/a)y + x_0 \dots\dots\dots (II.10)$$

Avec : 1/a : la pente de la droite de Gumbel

x_0 : ordonnée à l'origine.

L'estimation de ces paramètres peut s'effectuer par le biais de plusieurs méthodes, mais on opte pour la méthode des moments, car cette méthode conduit à des estimations de calcul particulièrement simple et d'emploi très fréquent.

Avec : $\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right) \sigma_x \dots \dots \dots \text{(II.11)}$

$$\frac{1}{a} = \left(\frac{\sqrt{6}}{\pi}\right) \sigma_x = (0,78)(40.5) = 31.59mm$$

$$X_0 = \bar{X} - \frac{1}{a} \bar{y} \dots \dots \dots \text{(II.12)}$$

\bar{y} : Moyenne de la variable réduite de GUMBEL

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=33} yi}{N} \dots \dots \dots \text{(II.13)}$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^{N=33} yi}{N} = 0,577mm$$

$$X_0 = 67 - (31.59) \cdot (0.577) = 48.76 \text{ mm}$$

Donc la droite de GUMBEL devient :

$$X = 31.59y + 48.76$$

$$P_{\max,j}(p\%) = 31.59y + 48.76$$

• **Coefficient de corrélation r :**

$$r = \frac{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})(yi - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^N (P_{\max,j} - \overline{P_{\max,j}})^2 \sum_{i=1}^N (yi - \bar{y})^2}} \dots \dots \dots \text{(II.14)}$$

Donc: **r=0.97**

• **Conclusion :**

On voit que $r = 0.97 > 0.8$, donc la corrélation est acceptable.

A partir du graphe nous tirons la précipitation maximale journalière pour une fréquence au non-dépassement de 10%. Le tracé de la droite est représenté sur papier GUMBEL (voir graphe N°II.01) à l'aide du logiciel (Hyfran).

II.3.2.1.1. Résultats de l'ajustement par la loi de Gumbel :

Gumbel (méthode des moments)

Nombre d'observation : 33

$$T=1/ (1-F(x))$$

Tableau II.4. Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel

T (ans)	F(x)	P _{p%} (mm)	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)
20.0	0.9500	129	13.3	103-155
10.0	0.9000	110	10.8	88.9-131
5.0	0.8000	90.2	8.40	73.7-107
3.0	0.6667	74.3	6.66	61.2-87.4
2.0	0.5000	60.0	5.42	49.4-70.6

Avec :

T : période de retour (ans) ;

F(x) : probabilité au non dépassement ;

P_{p%} : précipitations maximales journalières (mm) pour une probabilité P% ;

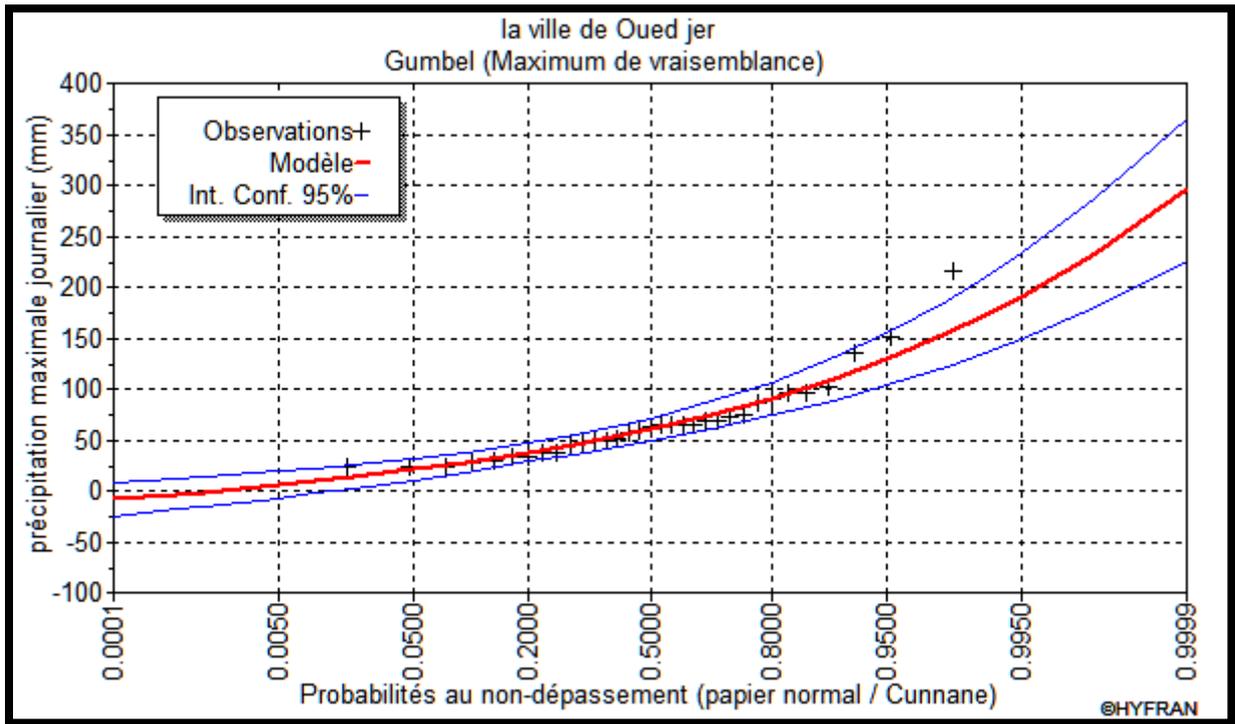


Figure II.1 : Ajustement à la loi de Gumbel des précipitations maximales journalières de la ville d'Oued DJer

Pour notre étude on s'intéresse à la précipitation maximale journalière de période de retour de 10ans et d'après le logicielHyfran on a obtenu :

Tableau II.5 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Gumbel pour la période de retour de 10ans

T (ans)	F(x)	P _{p%} (mm)	Ecart-type (mm)	Intervals de confiance (mm) (95%)
10.0	0.9000	110	10.8	88.9-131

II.3.2.1.2.Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton (log normale) :

La loi de Galton a une fonction de répartition qui s'exprime selon la formule suivant :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du \dots \dots \dots \text{(II.15)}$$

F(x) : fréquence au non dépassement ;

La variable réduite est de la forme :

$$u = \frac{x_i - \bar{x}}{\sigma_x} \dots \dots \dots \text{(II.16)}$$

L'équation de la variable réduite présentée sous la forme $\overline{\log x} + u\sigma_{\log x}$ est l'équation d'une droite sur papier gauss-logarithmique avec en abscisse l'échelle gaussienne et en ordonnée l'échelle logarithmique.

A. procédé d'ajustement :

1. classement des valeurs par ordre décroissant (fréquence au non dépassement) ;
2. calcul de la fréquence expérimentale par formule de Henri ;
3. calcul des caractéristiques empiriques de la série initiale ;
4. calcul des caractéristiques de la série transformée en $\overline{\log x}$ et $\sigma_{\log x}$;
5. report des valeurs sur papier gausso-logarithmique ;
6. détermination de la droite de Galton $\log x = \overline{\log x} + u\sigma_{\log x}$;
7. détermination de la valeur extrême soit graphiquement sur la droite, soit analytiquement par : $xp\% = 10^{\log xp\%}$ d'où :

$$xp\% = 10^{\overline{\log x} + up\% \sigma_{\log x}} \dots \dots \dots \text{(III.17)}$$

8. tracer la droite de Galton (à l'aide du logiciel HYFRAN) ;

B. Calcul des paramètres d'ajustement par la loi de Galton :

$$\overline{\ln x} = \frac{\sum \ln x_i}{n} \Rightarrow \overline{\ln X} = 1.76mm$$

$$\sigma_{\ln x} = 0.234mm$$

II.3.2.1.2.1. résultats de l'ajustement par la loi de Galton :

Galton (méthode des moments)

Nombre d'observation : 33

$$T = 1 / (1 - F(x))$$

Tableau II.6 : Ajustement de la série pluviométrique à la loi de GALTON

T	F(x)	P _p %	Ecart-type	Intervalle de confiance(95%)
20.0	0.9500	149	27.4	95.5-203
10.0	0.9000	118	17.9	83.3-154
5.0	0.8000	90.3	11.1	68.6-112
3.0	0.6667	70.8	7.58	55.9-85.6
2.0	0.5000	55.5	5.57	44.6-66.4

Avec:

T : période de retour (ans) ;

F(x) : probabilité au non dépassement ;

P_{p%} : précipitations maximales journalières (mm) pour une probabilité P% ;

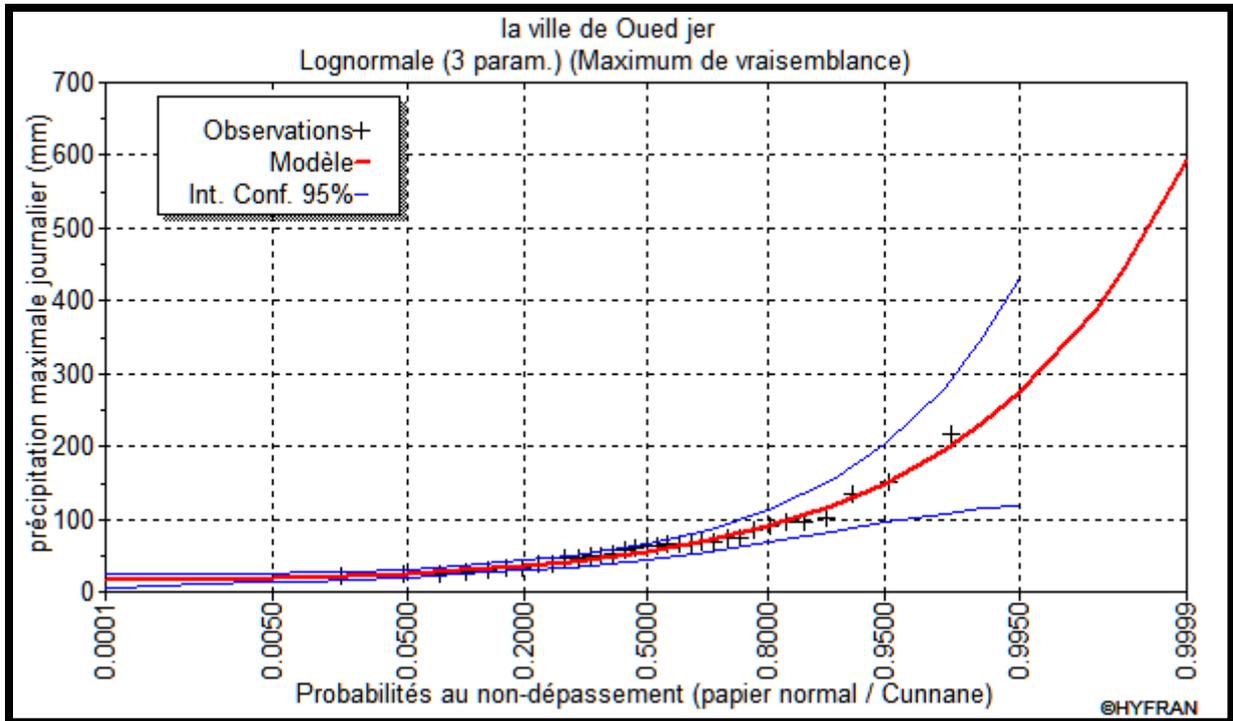


Figure II.2 : Ajustement à la droite de Galton des précipitations maximales journalières de la ville d'Oued-Djer

Pour notre étude on s'intéresse à la précipitation maximale journalière de période de retour de 10ans et d'après le logiciel Hyfran on a obtenu :

Tableau II.7: Ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton pour la période de retour de 10ans

T (ans)	F(x)	P _{p%} (mm)	Ecart-type (mm)	Intervals de confiance (mm) (95%)
10.0	0.9000	118	17.9	83.3-154

II.3.2.2.Choix de l'ajustement à adopter :

Il est nécessaire de choisir la loi d'ajustement à adopter dans la suite du travail et pour cela il faut passer par une série de test pour désigner la loi appropriée.

II.3.2.2.1.Le Test d'adéquation :

Ce test a pour but de vérifier si la loi d'ajustement est bien adéquate pour l'échantillon ou non, il existe plusieurs tests d'adéquation et on va appliquer le test de Khi carré dont voici le principe :

Comme critère de comparaison, la variable χ^2 est utilisée pour un risque $\alpha=5\%$ et un nombre de liberté $\gamma=k-1-m$

Avec :

K : nombre de classes

m : nombre de paramètres de la loi

$$\chi^2_{\text{cal}} = \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - u_i)^2}{u_i} \dots \dots \dots \text{(II.18)}$$

Où :

- ❖ n_i : Nombre 'observation contenues la classe i
- ❖ u_i : Nombre d'observation théorique calculés dans la classe i.
- ❖ Ce nombre doit être supérieur ou égale à 5.
- ❖ χ^2 : est une variable aléatoire qui peut varier de 0 à ∞ .

On pose l'hypothèse nulle H_0 : Est que la loi de distribution de fréquence théorique P ajuste la courbe ou droite expérimentale F ?

$H_0 : P = F$ CONTRE $H_1 : F \neq P$

Pour que $P=F$ vérifiée, il faut que :

$$\chi^2_{\text{calculée}} < \chi^2_{\text{théorique}} \quad \text{Soit} \quad \sum_{i=1}^k \frac{(n_i - u_i)^2}{u_i} < \chi^2_{(1-\alpha)}$$

Une autre interprétation du $\chi^2_{\text{calculée}}$ peut être faite :

Si $\chi^2_{\text{calculée}} = 0$ c'est - à -dire si le nombre de valeurs observées est égale au nombre de valeurs théorique, l'ajustement est parfait et la loi théorique suit exactement la répartition des fréquences.

- ❖ Si $P(\chi^2_{\text{calculée}}) > 5\%$, l'ajustement est à considérer
- ❖ Si $P(\chi^2_{\text{calculée}}) < 1\%$, l'ajustement est à rejeter, la loi considérée n'est pas adéquate.
- ❖ Si $1\% < P(\chi^2_{\text{calculée}}) < 5\%$, on ne peut rien conclure , il faut refaire le calcul en modifiant le nombre de classes.

Le logiciel HYFRAN nous permet de faire l'adéquation et nous donne le résultat final.

a-lois de Gumbel :

On pose deux hypothèses

H0 :L'échantillon provient d'une loi Gumbel

H1 : l'échantillon ne provient pas d'une loi Gumbel

Les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.8: Résultat du test d'adéquation a la loi de Gambel

Résultat statistique	$X^2 = 4.09$
P value	$p = 0.5364$
Degré de liberté	5
Nombre de classes	8

Conclusion :

Nous pouvons accepter H_0 pour un niveau de signification de 5%, donc la loi de Gumbel est adéquate.

b-lois de Galton :

On pose deux hypothèses

- H0 :L'échantillon provient d'une loi Galton
- H1 : l'échantillon ne provient pas d'une loi Galton

Les résultats sont représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.9: Résultat du test d'adéquation a la loi de Galton

Resultant statistique	$X^2 = 5.06$
P value	$p = 0.2811$
Degré de liberté	4
Nombre de classes	8

Conclusion :

Nous pouvons accepter H_0 pour un niveau de signification de 5%, donc la loi de Galton est adéquate.

Remarque :

Comme les deux ajustements sont adéquats et donnent des valeurs très rapprochées, on opte pour la loi Galton qui donne une estimation de la précipitation max journalière de période de retour de 10 ans plus grande que celle de Gumbel.

II.4 Calcul de l'intensité de la pluie de durée de 15 minutes et de période de retour de 10 ans par la formule de MONTANARI:

La connaissance des pluies de courte durée est très importante dans l'assainissement. L'intensité moyenne maximale de durée de 15mn, pour une période de retour de 10ans $\bar{i}_{15mn,10\%}$ entre dans le calcul des débits pluviaux devant passer dans le collecteur.

Pour le calcul de l'intensité moyenne de précipitation, pour un intervalle de référence 15 mn nous utilisons la formule **II-19**:

$$\bar{i}_{15mn,10\%} = \frac{P_{\max,15mn,10\%}}{15mn} \dots\dots\dots(\text{II-19})$$

$\bar{i}_{15mn,10\%}$: Intensité moyenne de précipitation pour une averse de fréquence 10% et une durée de 15mn.

$$P_{\max,15mn,10\%} = P_{\max,j,10\%} \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{II-20})$$

Avec : b : Exposant climatique de la région (b=0,4)

$P_{\max,j,10\%}$ est donnée par la droite de Galton.

t = 0,25 h

En utilisons les formules III.21 et III.22 ; on a : $\bar{it}_{,10\%} = \frac{P_{\max,j,10\%}}{24} \left(\frac{t}{24} \right)^{b-1}$ on trouve :

$$\bar{it}_{,10\%} = \frac{118}{24} \left(\frac{t}{24} \right)^{0.4-1} = 4.916 \left(\frac{t}{24} \right)^{-0.6} = 76.04(\text{mm/h})$$

Conclusion :

Le calcul hydrologique nous a permis de déterminer l'intensité moyenne maximale et cela d'après les résultats obtenus par l'ajustement de la série pluviométrique à la loi de Galton, et on a choisi la période de retour la plus courte on a :

$$i_{15\text{min},10\%} = 76.04\text{mm/h} ;$$

D'où le débit spécifique est :

$$i = \frac{76.04 \times 10000}{3600} = 211.21\text{l/s/ha}$$

Donc on prend

I = 211 l/s/ha

CHAPITRE III :

CALCUL DE BASE

Introduction :

Dans ce chapitre ; on va s'intéresser au calcul de base du réseau d'évacuation d'eaux Usées pour chaque catégorie de consommateur.

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de suivre une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur, cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, du niveau de vie de la population,...).

III.1 Situation démographique :

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

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

Avec :

Pt : Population à l'horizon 2035.

P₀ : Population actuelle.

T : Taux d'accroissement de la population en %.

n : Nombre d'années séparant les deux horizons.

Tableau III-01 : la population future de l'agglomération du MAIF.

Horizon	Taux	Nbre	Nbr.hab (SB8)	Nbr. Hab.Total
2008	3	-	677	677
2015	2.5	-	805	805
2020	1.5	12456	867	13261
2035	1.5	15573	1084	16657

Source : (A.P.C d'Oued Djer)

Remarque : on doit calculer le nombre d'habitants pour l'horizon 2045 pour allonger la durée de vie du réseau, avec une économie du cout de projet pour les années prochaines.

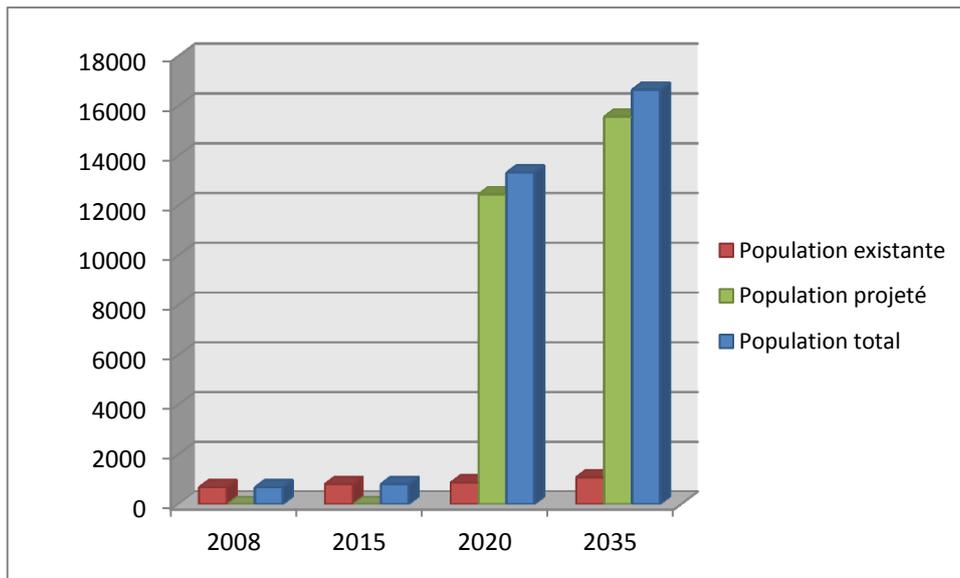


Figure III.01 : Evolution de la population en déférentes horizons.

D'après le tableau précédent, la population de la zone d'étude pour notre horizon d'étude, l'année 2035, est **16657 habitants**. Calculer a partir de la lois III.1.

III.2: Découpage de l'aire d'étude en sous bassins élémentaires :

En général, le bassin versant est un secteur géographique limité par les lignes de crête ou par les lignes de partage des eaux.

Le découpage du site en sous bassins élémentaires doit être fait selon :

- La densité des habitations.
- Les courbes de niveau.
- Les routes et voiries existantes.
- Les pentes et les contre pentes.
- Les limites naturelles (oueds, talwegs.....).

Pour notre projet ; le découpage de la zone à étudier se fait suivant la densité des habitants. Les routes et voiries existantes ; les courbes de niveaux, ainsi que les pentes et les contres pentes.

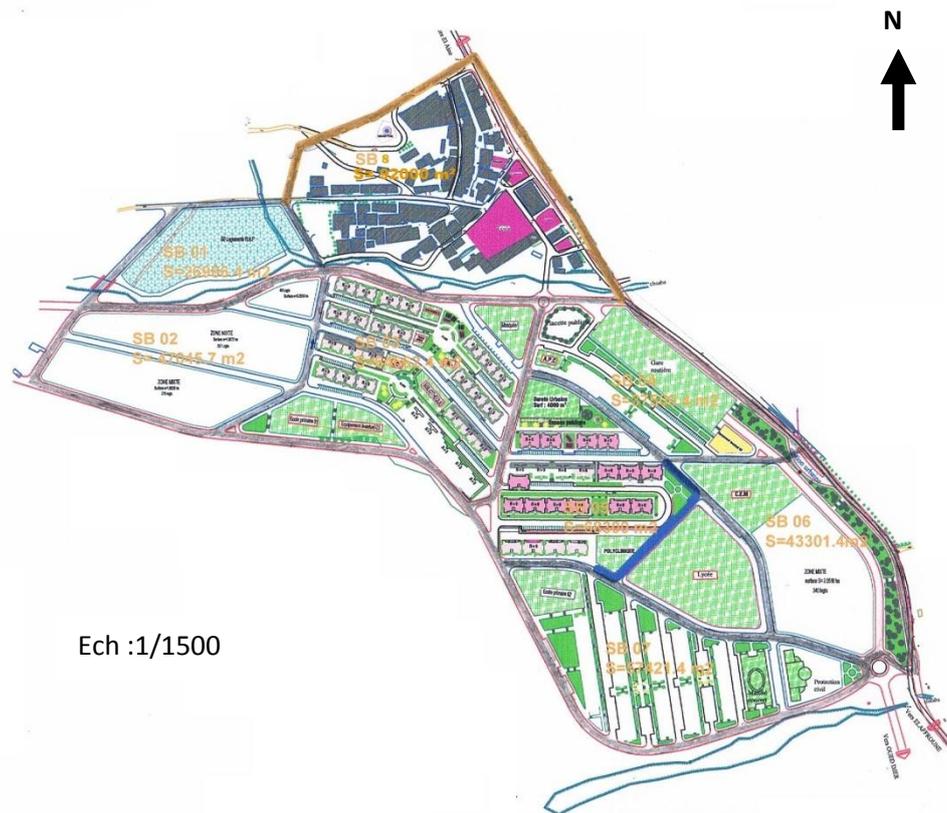


Figure III.02 : Découpage des sous bassins.

III.3 Système d'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales :

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

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

III.3.1 Systèmes fondamentaux :

Les réseaux correspondants sont à écoulement libre mais peuvent comporter certaines sections En charge. On distingue :

➤ **Système séparatif :**

Il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques et, sous certaines Réserves, de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques est assurée par un autre réseau.

➤ **Système unitaire :**

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

➤ **Système mixte :**

On appelle communément système mixte un réseau constitué suivant les zones en partie en système unitaire et en partie en système séparatif.

III.3.2 Système pseudo séparatif :

L'usage a prévalu de désigner sous ce vocable des réseaux séparatifs où le réseau d'eaux usées peut recevoir certaines eaux pluviales provenant des propriétés riveraines.

III.3.3 Système composite :

C'est une variante du système séparatif qui prévoit, grâce à divers aménagements, une dérivation partielle des eaux les plus polluées du réseau pluvial vers le réseau d'eaux usées en vue de leur traitement.

III.3.4 Systèmes spéciaux :

L'usage de ces systèmes n'est à envisager que dans les cas exceptionnels, On distingue

➤ **Système sous pression sur la totalité du parcours :**

Le réseau fonctionne en charge de façon permanente sur la totalité du parcours.

➤ **Système sous dépression :**

Le transport de l'effluent s'effectue par mise des canalisations en dépression.

III.4 Choix du système d'évacuation :

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

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

Remarque :

Dans notre travail nous avons opté pour le système Unitaire selon le choix du système d'évacuation car c'est le système le plus économique et nous permet le fait de branchement.

Tableau III.2: Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

Système	Domaine d'utilisation privilégié	Avantages	Inconvénients	Contraintes d'exploitation
Unitaire	<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. 	<ul style="list-style-type: none"> - conception simple : un seul collecteur, un seul branchement par immeuble. - encombrement réduit du sous-sol. - à priori économique (dimensionnement moyen imposé par les seules eaux pluviales). - aspect traditionnel, dans l'évolution historique des cités. - pas de risque d'inversion de branchement. 	<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. 	<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.
	<ul style="list-style-type: none"> - petites et moyennes agglomérations. - extension des villes. - faible débit d'étiage du cours d'eau 	<ul style="list-style-type: none"> - diminution du diamètre moyen du réseau de collecte des eaux usées. - exploitation plus 	<ul style="list-style-type: none"> - encombrement important du sous-sol. - coût d'investissement 	<ul style="list-style-type: none"> - Surveillance accrue des branchements. - entretien d'un linéaire

Séparatif	récepteur.	facile de la station d'épuration. - meilleure préservation de l'environnement des flux polluants domestiques. - certains coûts d'exploitation sont limités (relevage des effluents notamment).	élevé. - risque important d'erreur de branchement.	important de collecteurs (eaux usées et pluviales). - entretien des ouvrages particuliers (siphons, chasses d'eau, avaloirs). - entretien des postes de relèvement et des chambres à sables. - détection et localisation des anomalies (inversion de branchement, arrivée d'eaux parasites, passage caméra).
Spéciaux	L'utilisation de ces systèmes correspond à des cas d'espèce et leurs avantages dépendent de conditions locales spécifiques : - topographies spéciales.	- utilisable en terrain plat. - adapté lorsque la nappe est proche de la surface. - pas de sur profondeur des canalisations.	- coût d'exploitation plus élevé qu'avec un système gravitaire. - risque de développement de gaz toxique et corrosif (H ₂ S) sur les refoulements	- entretien et contrôle régulier des postes de pompage et des vannes automatiques d'isolement. - contrôle de l'étanchéité des

En suite tableau III.2 : Avantages et inconvénients des trois systèmes de réseaux

	<p>- liaisons intercommunales.</p>		<p>de grande longueur. - équipements fragiles : pompe, pompe à vide, vanne automatique d'isolement, etc. - les systèmes en dépression ne fonctionnent plus en cas de fuite.</p>	<p>réseaux en dépression. - traitement des effluents septiques (cas d'H₂S). - détection et localisation des arrivées d'eaux parasites.</p>
--	------------------------------------	--	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Source : Office International de l'Eau - Janvier 2000

III.5 Schémas d'évacuation :

Les réseaux d'assainissement fonctionnent essentiellement en écoulement gravitaire et peuvent avoir des dispositions diverses selon le système choisi, leur schéma se rapproche le plus souvent de l'un des types suivants :

III.5.1 Schéma perpendiculaire :

Ce schéma consiste à amener perpendiculairement à la rivière un certain nombre de collecteurs. Il 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.

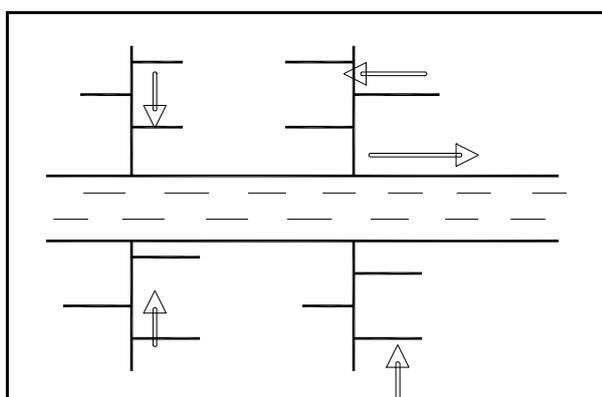


Fig.III.3 : Schéma perpendiculaire

III.5.2 Schéma par déplacement latéral :

On adopte ce type de schéma quand il y a obligation de traitement des eaux usées, ou toutes les eaux sont acheminées vers un seul point dans la mesure du possible.

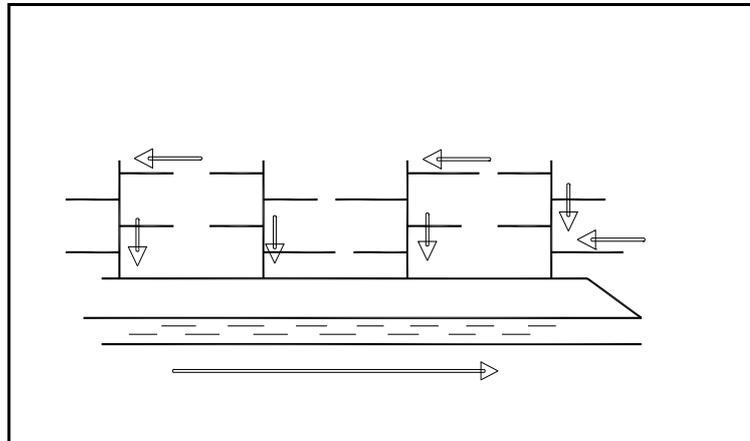


Fig.III.4 : Schéma par déplacement latéral

III.5.3 Schéma à collecteur transversal ou oblique :

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

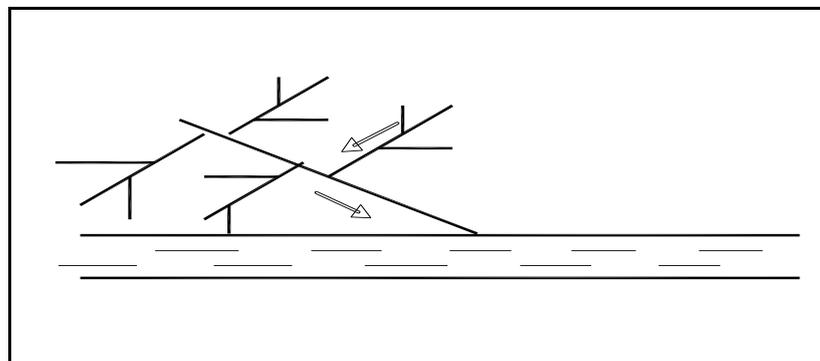


Fig.III.5 : Schéma à Collecteur Transversal ou Oblique

III.5.4 Schéma à collecteur étagé :

Lorsque notre agglomération est étendue et notre pente est assez faible, il est nécessaire d'effectuer l'assainissement à plusieurs niveaux.

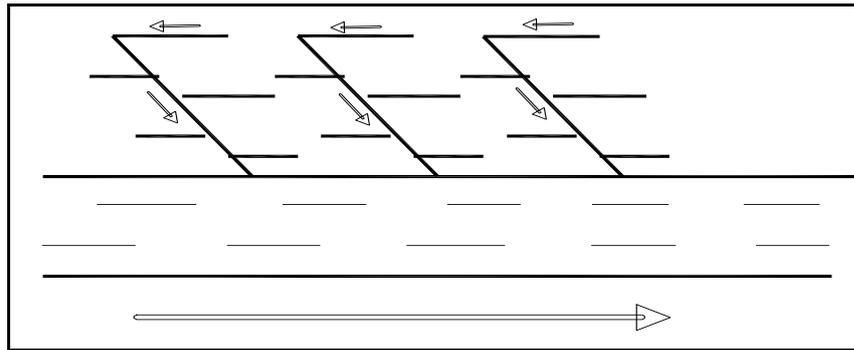


Fig.III.6 : Schéma à Collecteur Etagé

III.5.5 Schéma type radial :

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

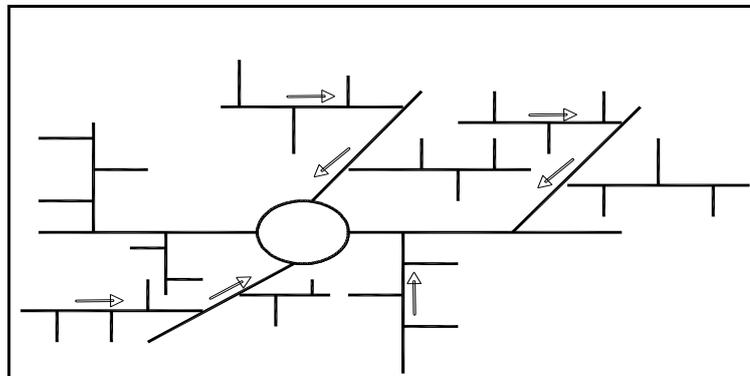


Fig.III.7: schéma type radial

III.6 Choix du schéma du réseau d'évacuation :

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

- Les conditions techniques et locales du lieu, du système existant, de la topographie du terrain et de la répartition géographique des habitants à desservir.
- Les conditions économiques ; le coût et les frais d'investissement et d'entretien.
- les conditions d'environnement : nature de rejet et le milieu récepteur.
- L'implantation des canalisations dans le domaine public.

Pour notre agglomération, on adoptera le réseau d'eau avec schéma à déplacement latéral. Ce schéma permet de ne pas charger les collecteurs et de ne pas avoir des diamètres importants au centre de l'agglomération, à cause de l'aspect économique. ^[4]

III.7 Choix du coefficient de ruissellement :

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

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

Car, en zone urbanisée, la surface de la voirie et des aires de service représente à elle seule Environ 20 % de la superficie de cette zone.

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

Il 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.

III.7.1 Coefficient de ruissellement pondéré dans le temps :

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

$$C_{rp} = \frac{\sum A_i * C_{ri}}{A} \quad \dots\dots\dots (III.2)$$

- avec :** Ai : surface du sous bassin (ha).
A : surface totale en (ha).
Cri : coefficient de ruissellement partiel.
C_{rp} : coefficient de ruissellement total pondéré.
i : numéro de sous bassin (i=1....7).

III.7.2 Coefficient de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation :

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

Tableau III.3: Coefficients de ruissellement en fonction de la catégorie d'urbanisation(1)

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

III.7.3 Coefficient de ruissellement relatif à diverses surfaces :**Tableau III.4:** Coefficient de ruissellement en fonction de surface drainée(1)

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

III.7.4 Coefficient de ruissellement en fonction de densité de la population :

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

Tableau III.5 : Coefficient de ruissellement en fonction de la densité de population (1)

Densité de la population (hab / ha)	Cr
20	0.20
20 – 60	0.20 – 0.25
60 – 150	0.25 – 0.30
150 – 200	0.30 – 0.45
200 – 300	0.45 – 0.60
300 – 400	0.60 – 0.80
400 et plus	0.80 – 0.90

III.7.5(Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence :

Tableau III.6 : Coefficient de ruissellement en fonction de la zone d'influence.(1)

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

Remarque :

Pour le cas de notre projet, le coefficient de ruissellement est estimé en fonction de la densité des habitations.

Tableau III.7 : Nombre d'habitant en fonction de nombre de logement pour chaque sous bassin

SB	AP	C_{AP}	Nbr.hab
1	50	6	300
2	572	6	3432
3	336	6	2016
4	50	6	300
5	528	6	3168
6	340	6	2040
7	200	6	1200
8	-	-	805

AP : Appartement

Cap : coefficient qui représente nombre d'habitants par appartement.

Tableau III.8: Coefficient de ruissellement pour chaque sous bassins

N°SB	Surface SB (ha)	Nombre d'habitant 2015	Nombre d'habitant 2035	densité (hab/ha)	Cr
SB01	2,70	300	375	138,98	0,29
SB02	4,70	3432	4291	912,05	0,9
SB03	6,47	2016	2520	389,79	0,78
SB04	3,75	300	375	100,13	0,27
SB05	6,83	3168	3962	579,58	0,85
SB06	4,33	2040	2550	589,47	0,85
SB07	5,74	1200	1500	261,33	0,54
SB08	9,26	805	1084	117	0,28
Total	43.78	13261	16657		

Le calcul de la densité est effectué par la loi suivante :

Nous avons le nombre exact des habitants pour chaque sous bassin donc la densité égal a :

$$D = \text{Nbr hab} / A(\text{sb})$$

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue différents systèmes d'évacuation, et décidé du choix du système et du schéma d'évacuation à adopter et répartir les habitants par sous bassin (8 sous bassins) afin de pouvoir faire un calcul hydraulique adéquat.

CHAPITRE IV :

EVALUATION DES DÉBITS DES EAUX USÉES ET PLUVIALES

Introduction :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

IV.1 Evaluation des débits d'eaux usées :

Le but principal de l'évaluation des débits des eaux usées est de connaître la quantité et la qualité des rejets à traiter (liquides provenant des habitations).

Car les eaux usées sont constituées par des effluents pollués et nocifs qui peuvent être une source de plusieurs maladies à transmission hydrique (fièvre typhoïde, dysenterie....). Donc il faut évacuer ces eaux hors limite de l'agglomération.

IV. 1.1 Origine et nature des eaux usées :

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

On distingue:

- Les eaux usées d'origine domestique ;
- Les eaux usées d'origine industrielle ;

A . Les eaux usées d'origine domestique :

Les eaux usées d'origine domestique sont les eaux de consommation après usage, on les désigne souvent par l'expression de retour à l'égout. Ces eaux sont de provenance différente :

- Eaux vannes.
- Eaux de ménage, de bains et de douches.
- Eaux des cours.

Ces eaux sont d'une extrême pollution et la fréquence de leur rejet suit le train de vie des habitants pendant la journée.

❖ Quantités à évacuer :

La quantité des eaux à évacuer dépend des chiffres de consommation en eaux potable et qui son tours dépendent de :

- Evaluation de la consommation actuelle.

Pour la quantification actuelle ou prévisible de la consommation en eaux potable, on à les facteurs suivants qui interviennent :

- Type d'habitats et leur degré de confort.
- Dotation en eaux potable.
- Conditions climatiques.
- Le niveau de vie
- Prise en compte forfaitaire des eaux publiques et industrielles.

B . Les eaux usées des services publics :

On appelle eaux usées de service public les eaux de lavage des rues, marchés, et pour éteindre les incendies. Elles sont recueillies par les ouvrages de collecte des eaux pluviales, sauf dans le cas d'un système unitaire. Les autres besoins publics seront pris en compte avec les besoins domestiques

Ces eaux sont généralement de nature chargée de matières grasse.

C .Les eaux usées industrielles :

✓ En terme de quantité d'eau rejetée par les industries on fait la classification suivante :

- Industrie de production : on considère la nature et la quantité des produits industriels.
- Industrie de transformation : on considère le nombre de travailleurs employé par l'industrie

✓ Cette quantification est adoptée en l'absence de compteurs, mais il y a toujours certains paramètres à prendre en considération à savoir :

- Les eaux chaudes doivent avoir une température inférieure à 35°C
- Elles ne doivent pas contenir de matières corrosive, solide ou toxique. Si non elles doivent subir un prétraitement à l'intérieure de l'unité industrielle.

Notre agglomération ne comporte pas d'industries .Les eaux usée provenant de l'agglomération sont d'origine domestique et publique.

D . les eaux usées d'équipements :

✓ On appelle équipements différents services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs et différents autres services d'utilité publique.

L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité, à titre d'exemple :

- Ecoles : 10 l/j/ élève.
- CEM : 10 l/j/ élève.
- Lycée : 10 l/j/ élève.
- Douche : 50 l/ client.
- Mosquée : 30 l/ fidèle

IV.1.2 Consommation en eau potable :

D'après les services de l'hydraulique de la commune d'Oued-Djer la dotation actuelle adoptée en eau potable est de **150 l/j/ha**.

IV.1.3 Estimation des débits d'eaux usées :

Comme on la cite précisément le débit d'eau est la somme de plusieurs eaux de provenances différentes :

IV.1.3.1 Eaux usées des équipements et eau de service public :

Les débits des équipements sont calculer dans le tableau N° IV-1

IV.1.3.2 Eaux usées d'origine domestique :

a. Evaluation du débit moyen journalier :

La base de calcul de ce débit est la consommation en eau potable, à laquelle on ajoute un coefficient de rejet K_r ; ($K_r < 1$).

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

Avec :

- Q_{moy} : Débit d'eau usée rejetée quotidiennement (l/s).
- K_r : Coefficient de rejet, on estime que **80%** de l'eau potable consommée est rejetée.
- D : Dotation journalière en eau potable, estimée à **150 l / j / hab.**
- N : Nombre d'habitants total, **N = 16657 habitants.**

b. Evaluation du débit de pointe :

Le régime du rejet est conditionné par le train de vie des citadins, ce qui nous donne des heures ou on a un pic et des heures creuses où le débit est presque nul (la nuit).

Il est donné par la formule qui suit :

$$Q_{pte} = K_p \cdot Q_{moyj} \quad \text{(l/s)} \dots\dots\dots (IV-2)$$

Avec :

K_p : coefficient de pointe ;

Pour estimer le coefficient de pointe on a plusieurs méthodes, parmi les quelles on a :

- Méthode liée à la position de la conduite dans le réseau.
- Le coefficient de pointe est estimé selon l'importance de la ville.
- Le coefficient de pointe est estimé à partir débit moyen.

Ou :

$$K_p = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{moy}}} \quad \text{Si} \quad Q_{moy} > 2.8 \text{ l/s.} \dots\dots\dots (IV - 3)$$

$$K_p = 3 \quad \text{Si} \quad Q_{moy} \leq 2.8 \text{ l/s.}$$

Remarque :

Pour notre étude l'évaluation du coefficient de pointe k_p est estimée à partir du débit moyen, selon la relation (IV-3)

Les résultats de calcul pour l'évaluation des débits d'eaux usées des équipements et de pointe sont illustrés dans les tableaux N° IV-1 et N° IV-2 Ci-après.

Tableau N° IV-1 : Evaluation des débits d'équipements pour chaque sous bassin.

Superficie	Type d'équipement	Unit de mesure	Nbre de consommateur	Dotation (l/j/unt)	Débit éq -rejeté (l/s)	Débit total (l / s)
m2						
26986,4	Aucun équipement	§	0	0	0	0
47045,7	Aucun équipement	§	0	0	0	0
64662,4	Bibliothèque	Usagers	140	5	0,008	0,13
	Ecole primaire 01	Elève	360	10	0,042	
	Agence postal	usagers	300	5	0,017	
	Mosquée	Fidel	1000	5	0,058	
	Maison de jeune	Usagers	50	5	0,003	
37457	Gare routière	Usagers	9800	5	0,567	0,64
	APC	Usagers	480	5	0,028	
	Placette Public	Usagers	800	5	0,046	
68338,4	Sureté Urbaine	Usagers	3000	5	0,174	0,68
	Lycée	Elèves	1000	10	0,116	
	Polyclinique	m2	1700	20	0,394	
43267,5	CEM	Elèves	525	10	0,061	0,06
57410,3	Marché Couvert	Usagers	2220	5	0,128	0,50
	Protection civil	Usagers	5000	5	0,289	
	Ecole primaire 02	Elèves	720	10	0,083	
92649	Ecole primaire	Elèves	250	10	0,029	0,05
	Mosquée	Fidel	300	5	0,017	

Tableau N° IV-2 : Détermination des débits de pointes d'eaux usées.

N°SB	Nombre d'habitants	Q moy.eu (l/s)	Coeff. de pointe K_p	Qpt.usée (l/s)	Qeq (l/s)	Qeq.pt (l/s)	Qtp (l/s)
SB01	375	0,521	3	1,563	0	0,000	1,563
SB02	4291	5,959	2,524	15,042	0	0,000	15,042
SB03	2520	3,501	2,836	9,928	0,128	0,384	10,312
SB04	375	0,521	3	1,563	0,641	1,924	3,486
SB05	3962	5,501	2,566	14,115	0,683	2,049	16,164
SB06	2550	3,542	2,828	10,019	0,061	0,182	10,201
SB07	1500	2,084	3	6,251	0,501	1,504	7,755
SB08	1084	1,505	3	4,516	1,501	4,504	9,020
Total	16657	23.134		62.998	3.515	10.546	73.543

Signification des colonnes :

- $Q_{\text{moy.eu}}$: débit d'eau usée moyen (l/s).
- $Q_{\text{pt.eu}}$: Débit d'eau usée de pointe (l/s).
- Q_{eq} : Débit d'eau usée d'équipement (l/s).
- Q_{pt} : Débit de pointe d'eau usée total (l/s).

IV.2 Evaluation des débits d'eaux pluviales :

Toute étude d'un réseau d'assainissement nécessite une détermination des débits pluviaux. Car ces eaux doivent être collectées dans les canalisations d'évacuation pour éviter les inondations.

Pour l'estimation des eaux pluviales, on fait un découpage de l'aire de l'agglomération en sous bassin, suivant des critères bien précis, en suite on attribue à chaque sous bassin un

coefficient de ruissellement pondéré en fonction de la nature du sol drainé. La quantification des eaux de ruissellement est obtenue par l'application de différentes méthodes, comme la méthode rationnelle ou superficielle.

IV.2.1 Méthode rationnelle :

C'est une méthode qui consiste à estimer le débit à partir d'un découpage du bassin versant en secteurs limités par les lignes isochrones, cette méthode fut découverte en 1889, mais ce n'est qu'en 1906 qu'elle a été généraliser, elle est connue aussi par la méthode de LLOYD DAVIS*, c'est une méthode qui a fait et fait ses preuves surtout pour les bassins urbains a faible surface (≤ 10 ha).

La méthode est définie sous la forme :

$$Q = \alpha \cdot i \cdot C_r \cdot A \dots\dots\dots (IV - 4)$$

Avec :

- Q: Débit maximal [l/s].
- A : Surface du bassin versant [h].
- i : Intensité de pluie [l/s.h].
- C_r : Coefficient de ruissellement.
- α : Coefficient correcteur de l'intensité de pluie.

IV.2.1.1 Temps de concentration :

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

Le temps de concentration T_C est donné par :

$$T_C = t_1 + t_2 + t_3 \dots\dots\dots(IV-5)$$

Où :

t₁ : le temps mis par l'eau pour s'écouler dans les canalisations

$$T_1 = L / 60 V \dots\dots\dots(IV-6)$$

Avec :

- L: parcours amont en égout (m)
- V : vitesse d'écoulement qui en (m/s)

t₂ : le temps mis par l'eau ruisselant des toits, aires,....., pour atteindre la bouche

d'égout la plus proche, en général on prend $t_2 = (2\text{ à }20 \text{ mn})$

t_3 : le temps mis par l'eau pour ruisseler dans les parcours superficiels.

$$T_3 = \frac{L}{11\sqrt{I}} \dots\dots\dots(IV-7)$$

Avec :

L : longueur d'écoulement

I : pente considérée (m / m)

IV.2.1.2 Coefficient de correction (MINORATEUR) :

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient MINORATEUR α déterminé d'après une loi de répartition de pluie.

- Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur =1/2 de la longueur), ce coefficient sera égal à :

$$\alpha = 1 - 0,006 \sqrt{d/2} \dots\dots\dots(IV-8)$$

- Pour des bassins ramassés (carré ou cercle)

$$\alpha = 1 - 0,005 \sqrt{d/2} \dots\dots\dots(IV-9)$$

d : distance du milieu du bassin à l'épicentre de l'orage.

Remarque : la méthode rationnelle est fondée sur les hypothèses suivantes :

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

- 1- Le débit de pointe Q_p en m^3/s de l'hydro gramme de ruissellement est une fonction du débit précipité i.A
- 2- L'intervalle du récurrence du débit de pointe Q_{pt} est le même que celui de l'averse d'intensité uniforme i

En fin, le coefficient de ruissellement est invariable d'une averse à l'autre.

IV.2.2 Méthode superficielle :

Cette méthode a été proposée par M.CARQUOT en 1949. Elle tient compte de l'ensemble des paramètres qui influent sur le ruissellement, elle se traduit par l'équation suivante

$$Q(f) = K^{\frac{1}{u}} . I^{\frac{v}{u}} . C_r^{\frac{1}{u}} . A^{\frac{w}{u}} \dots\dots\dots(IV - 10)$$

Où :

- $Q(f)$: Débit pluvial de fréquence f , en (m^3/s).
- K, u, v, w : Coefficients d'expression.
- I : Pente moyenne du collecteur du sous bassin considéré en (m/m).
- C_r : Coefficient de ruissellement.
- A : Surface du sous bassin considéré (ha).

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

$$\text{➤ } K = \frac{(0,5)^{b(f)} \cdot a(f)}{6.6} \dots\dots\dots (IV - 11)$$

$$\text{➤ } v = -0,41b(f) \dots\dots\dots (IV - 12)$$

$$\text{➤ } u = 1 + 0,287b(f) \dots\dots\dots (IV - 13)$$

$$\text{➤ } w = 0,95 + 0,507b(f) \dots\dots\dots (IV - 14)$$

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

$$i(t, f) = a(f) \cdot t^{b(f)} \dots\dots\dots (IV - 15)$$

Où :

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

IV.2.2.1 Validité de la méthode superficielle :

Les limites d'application de la méthode superficielle sont :

- La limite supérieure de la surface du sous bassin est de 200 ha.
- Le coefficient de ruissellement doit être compris entre 0.2 et 1.
- Le coefficient d'allongement "M" doit être compris entre $0.8 < M < 2$.
- La pente doit être comprise entre 0.2 et 5%.

IV. 3 Choix de la méthode de calcul :

En tenant compte des caractéristiques de notre agglomération du point de vu surface (ne dépassant pas 10 ha pour chaque sous bassin) et coefficient de ruissellement, en comparaison des deux méthodes, on opte pour la méthode rationnelle.

IV.4 Application de la méthode rationnelle pour l'agglomération de MAIF (Oued Djer):

IV.4.1 Temps de concentration :

L'agglomération de **MAIF** ne dispose d'aucun réseau d'Assainissement des eaux usées et pluviales ; le point de rejet est Oued **MAIF** Donc, il faut tenir compte des trois temps ; d'où :

$$t_c = t_1 + t_2 + t_3$$

Pour faciliter les calculs, on admettra un temps de circulation superficielle pour atteindre le premier ouvrage d'engouffrement de 10 min.

IV.4.2 Coefficient de correction (Minorateur) :

Pour tenir compte de la distribution de la pluie dans l'espace, il y a lieu d'appliquer un coefficient minorateur α déterminé d'après une loi de répartition de pluie :

- Pour des bassins longs (rectangle étroit, largeur = $\frac{1}{2}$ de la longueur), ce coefficient sera égal à : $\alpha = 1 - 0.006 \sqrt{d/2}$;

- Pour des bassins ramassés (carrés ou cercles), $\alpha = 1 - 0.005 \sqrt{d/2}$.

d : Distance du milieu du bassin.

Remarque :

Puisque la surface de notre agglomération est faible, alors, nous supposons que la répartition de la pluie dans chaque bassin est régulière et constante durant la chute de la pluie. Donc, les valeurs du coefficient réducteur α s'approche de l'unité, par conséquent, $\alpha = 1$.

Tab N°IV-3 : Calcul des débits pluviaux pour chaque sous bassin par la méthode rationnelle :

N°SB	Ai (ha)	Cri	A	Intensité moyenne (l/s/ha)	Qpluv (l/s)	Qpluv (m ³ /s)
SB01	2,699	0,29	1	211	165,130	0,165
SB02	4,705	0,9	1	211	893,398	0,893
SB03	6,466	0,78	1	211	1064,214	1,064
SB04	3,746	0,27	1	211	213,393	0,213
SB05	6,834	0,85	1	211	1225,649	1,226
SB06	4,327	0,85	1	211	776,003	0,776
SB07	5,741	0,54	1	211	654,133	0,654
SB08	9,265	0,28	1	211	547,370	0,547

Signification des colonnes :

- Ai : Surface du sous bassin (ha) ;
- Cri : Coefficient de ruissellement ;
- α : Coefficient minorateur.

Conclusion :

Dans ce chapitre, on a évalué les débits d'eaux usées et pluviales, mais, les eaux industrielles ont une valeur très faible.

Pour le calcul des débits pluviaux, on a utilisé la méthode rationnelle car les surfaces des sous bassins sont faibles ; ainsi l'aspect rural de notre agglomération qui nous conduit à une bonne estimation du coefficient de ruissellement.

CHAPITRE V :

CALCUL HYDRAULIQUE DE RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT

Introduction :

Une fois que la totalité des débits fut déterminée, on passe au dimensionnement proprement dit des ouvrages tout en respectant certaines normes d'écoulement

Du point de vue sanitaire les réseaux d'assainissement devront assurer :

- L'évacuation rapide des matières fécales hors de l'habitation ;
- Le transport des eaux usées dans des conditions d'hygiène satisfaisantes ;

Les ouvrages d'évacuation (collecteurs et regards), doivent respecter certaines normes d'écoulement. L'implantation en profondeur se fait d'une manière à satisfaire aux conditions de résistance mécanique due aux charges extérieures et avec un meilleur choix du tracé des collecteurs

V.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 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.

Lorsqu'il s'agit de réseau d'évacuation des eaux pluviales et des eaux usées dans une même conduite, les conditions d'auto curage doivent être satisfaites. Il faut assurer une vitesse minimale de 0.6m/s pour le (1/10) du débit de pleine section, et une vitesse de 0.3 m / s pour le (1/100) de ce même débit avec un diamètre minimal de 300 mm.

Si ces vitesses ne sont pas respectées, il faut prévoir des chasses automatiques ou des curages périodiques.

A l'opposé des considérations relatives à l'auto curage, le souci de prévenir la dégradation des joints sur les canalisations circulaires et leur revêtement intérieur, nous conduit à poser des limites supérieures aux pentes admissibles.

V.2 Mode de calcul

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

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

- La perte de charge engendrée est une énergie potentielle égale à la différence des côtes du plan d'eau en amont et en aval.

Les canalisations d'égouts dimensionnées pour un débit en pleine section Q_{ps} ne débitent en réalité et dans la plupart du temps que des quantités d'eaux plus faibles que celles pour lesquelles elles ont été calculées.

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

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

Avec :

- Q : Débit (m^3/s).
- S : Section mouillée (m^2).
- V : Vitesse d'écoulement (m/s).

Cette vitesse se calcule par différentes expressions

Pour le dimensionnement de notre réseau, on utilise la formule qui nous donne la vitesse moyenne. Si on choisit la formule de Chézy, la vitesse en (m/s) est déterminée par l'expression :

$$V = C * \sqrt{R * I} \dots\dots\dots(V.2)$$

Où :

- $I_i (m/m)$: Pente motrice nécessaire à l'écoulement d'un débit Q donné.
- R (m) : Rayon hydraulique.
- C : Coefficient du Chézy :

V.2.1. Détermination de coefficient de Chézy

En utilisant les formules empiriques pour la détermination du coefficient de Chézy :

a- Formule de PAVLOVSKI

$$C = \frac{1}{n} R^{1/y} \dots\dots\dots (V.3)$$

Avec : R : rayon hydraulique

n : la rugosité,

y : est l'exposant déterminé soit d'après la relation complète :

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.13 - 0.75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0.10) \dots\dots\dots (V.4)$$

Soit d'après les égalités simplifiées :

$$y = 1.5\sqrt{n} \quad \text{si} \quad R < 1\text{m} \dots\dots\dots (V.5)$$

$$y = 1.3\sqrt{n} \quad \text{si} \quad R > 1\text{m} \dots\dots\dots (V.6)$$

b- Formule d'AGROSKINE

$$C = \frac{1}{n} + 17.72 \log R \dots\dots\dots (V.7)$$

c- Formule de MANING-STRICKLER

$$C = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{1}{6}} \dots\dots\dots (V.8)$$

La formule de MANING-STRICKLER permet de transformer la formule de Chézy pour obtenir :

$$V = K_s \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \dots\dots\dots (V.9)$$

Avec :

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

R (m) : Rayon hydraulique.

K_s : coefficient de rugosité de STRICKLER, dépend de la nature du matériau du canal :

➤ $K_s = 75$ pour le cas du Béton.

Et on tire l'expression du débit :

$$Q = K_s S R^{2/3} \sqrt{I_i} \dots\dots\dots (V.10)$$

D'où le diamètre est calculé par la formule :

$$D_{cal} = \left(\frac{3,2036 \cdot Q_t}{K_s \cdot \sqrt{I_i}} \right)^{\frac{3}{8}} \dots\dots\dots (V.11)$$

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

$$Q_{ps} = V_{ps} \cdot \frac{\pi \cdot (D_{nor})^2}{4} \dots\dots\dots (V.12)$$

D'après la méthode des régressions polynomiales et à partir des valeurs (voir abaque) nous avons établi la relation entre, R_q , R_v et R_h

Les relations sont les suivantes :

$$R_v = -25,63 \cdot R_q^6 + 93,647 \cdot R_q^5 - 134,25 \cdot R_q^4 + 95,24 \cdot R_q^3 - 35,151 \cdot R_q^2 + 7,0395 \cdot R_q + 0,2263 \dots\dots\dots(V.13)$$

$$R_h = -11,423 \cdot R_q^6 + 40,641 \cdot R_q^5 - 55,497 \cdot R_q^4 + 37,115 \cdot R_q^3 - 12,857 \cdot R_q^2 + 2,8373 \cdot R_q + 0,0359 \dots\dots\dots (V.14)$$

V.3 Dimensionnement du réseau d'assainissement :

Le dimensionnement de tous les collecteurs et la détermination de leur paramètres hydrauliques sont résumés dans les tableaux :

V.3.1 Dimensionnement du réseau d'assainissement:

Tableau V.1 : Calcul hydraulique des collecteurs principal CI

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh (m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
N1 - N2	179,94	178,76	177,44	177,14	29,31	0,010	0,165	0,0015	0,1665	333	400	2,15	0,27	0,61	0,006	1,061	0,264	0,57	0,05	2,29	0,57	228	20
N2 - N3	178,76	176,88	175,59	175,29	30,33	0,010	0,165	0,0015	0,1665	333	400	2,15	0,27	0,61	0,006	1,061	0,264	0,57	0,05	2,29	0,57	228	20
N3 - N4	176,88	175,62	174,32	174,02	29,92	0,010	0,165	0,0015	0,1665	333	400	2,15	0,27	0,61	0,006	1,061	0,264	0,57	0,05	2,29	0,57	228	20
N4 - N5	175,62	174,67	173,02	172,76	26,15	0,010	0,165	0,0015	0,1665	333	400	2,15	0,27	0,61	0,006	1,061	0,264	0,57	0,05	2,29	0,57	228	20
N5 - N6	174,67	173,00	171,26	170,90	35,85	0,010	0,165	0,0015	0,1665	333	400	2,15	0,27	0,61	0,006	1,061	0,264	0,57	0,05	2,29	0,57	228	20
N6 - N7	173,00	169,63	168,90	168,22	34,01	0,020	0,165	0,0015	0,1665	293	400	3,05	0,38	0,43	0,004	0,954	0,253	0,46	0,05	2,91	0,77	184	18
N7 - N8	169,63	167,06	166,22	165,55	33,10	0,020	0,165	0,0015	0,1665	293	400	3,05	0,38	0,43	0,004	0,954	0,253	0,46	0,05	2,91	0,77	184	18
N8 - N9	167,06	163,93	163,55	162,54	33,87	0,030	0,165	0,0015	0,1665	271	400	3,73	0,47	0,36	0,003	0,901	0,248	0,41	0,04	3,36	0,93	163	17
N9 - N10	163,93	161,25	160,54	159,78	38,11	0,020	0,165	0,0015	0,1665	293	400	3,05	0,38	0,43	0,004	0,954	0,253	0,46	0,05	2,91	0,77	184	18
N10 - N11	161,25	159,88	158,78	158,43	34,28	0,010	1,058	0,016	1,074	747	800	2,56	1,29	0,83	0,012	1,107	0,308	0,69	0,07	2,84	0,79	555	55
N11 - N12	159,88	159,32	157,43	157,14	29,76	0,010	1,058	0,016	1,074	747	800	2,56	1,29	0,83	0,012	1,107	0,308	0,69	0,07	2,84	0,79	555	55
N12 - N13	159,32	158,21	156,14	155,84	29,59	0,010	1,058	0,016	1,074	747	800	2,56	1,29	0,83	0,012	1,107	0,308	0,69	0,07	2,84	0,79	555	55
N13 - N14	158,21	158,54	155,34	155,05	29,07	0,010	1,058	0,016	1,074	747	800	2,56	1,29	0,83	0,012	1,107	0,308	0,69	0,07	2,84	0,79	555	55
N14 - N15	158,54	157,27	155,05	154,79	25,79	0,010	1,058	0,016	1,074	747	800	2,56	1,29	0,83	0,012	1,107	0,308	0,69	0,07	2,84	0,79	555	55
N15 - N16	157,27	155,08	152,79	152,50	28,69	0,010	1,058	0,016	1,074	747	800	2,56	1,29	0,83	0,012	1,107	0,308	0,69	0,07	2,84	0,79	555	55
N16 - N17	155,08	154,44	152,00	151,71	29,88	0,010	1,058	0,016	1,074	747	800	2,56	1,29	0,83	0,012	1,107	0,308	0,69	0,07	2,84	0,79	555	55
N17 - N18	154,44	154,02	151,71	151,40	30,13	0,010	1,058	0,016	1,074	747	800	2,56	1,29	0,83	0,012	1,107	0,308	0,69	0,07	2,84	0,79	555	55
N18 - N19	154,02	150,98	149,40	148,77	31,63	0,020	1,058	0,016	1,074	656	800	3,63	1,82	0,59	0,009	1,050	0,285	0,56	0,06	3,81	1,04	444	47
N19 - N20	150,98	150,82	148,27	148,12	15,45	0,010	1,058	0,016	1,074	747	800	2,56	1,29	0,83	0,012	1,107	0,308	0,69	0,07	2,84	0,79	555	55
N20 - N21	150,82	149,95	147,62	147,44	17,34	0,010	3,348	0,0414	3,3894	1149	1200	3,36	3,80	0,89	0,011	1,114	0,299	0,74	0,07	3,74	1,00	889	78
N21 - N22	149,95	148,26	145,94	145,76	36,18	0,005	3,895	0,0474	3,9424	1375	1400	2,69	4,13	0,95	0,011	1,121	0,303	0,80	0,07	3,01	0,81	1121	93
N22 - N23	148,26	147,06	144,76	144,64	11,98	0,010	3,895	0,0474	3,9424	1217	1400	3,72	5,73	0,69	0,008	1,085	0,282	0,61	0,06	4,04	1,05	851	81
N23 - N24	147,06	146,24	143,64	143,49	14,99	0,010	4,108	0,0496	4,1576	1241	1400	3,72	5,73	0,73	0,009	1,093	0,285	0,63	0,06	4,07	1,06	879	83
N24 - N25	146,24	145,44	142,99	142,65	33,83	0,010	4,108	0,0496	4,1576	1241	1400	3,72	5,73	0,73	0,009	1,093	0,285	0,63	0,06	4,07	1,06	879	83

Tableau V1 : Suit du calcul hydraulique des collecteurs principal CI

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh (m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
N25 - N26	145,44	146,47	142,65	142,50	30,46	0,005	4,108	0,0496	4,1576	1413	1500	2,76	4,87	0,85	0,010	1,109	0,294	0,71	0,06	3,06	0,81	1063	95
N26 - N27	146,47	147,62	142,50	142,43	34,69	0,002	4,108	0,0496	4,1576	1678	1800	1,97	5,01	0,83	0,010	1,106	0,293	0,69	0,06	2,18	0,58	1244	112
N27 - N28	147,62	149,67	142,43	142,36	34,48	0,002	4,108	0,0496	4,1576	1678	1800	1,97	5,01	0,83	0,010	1,106	0,293	0,69	0,06	2,18	0,58	1244	112
N28 - N29	149,67	149,52	142,36	142,29	35,49	0,002	4,108	0,0496	4,1576	1678	1800	1,97	5,01	0,83	0,010	1,106	0,293	0,69	0,06	2,18	0,58	1244	112
N29 - N30	149,52	148,64	142,29	142,22	34,74	0,002	4,108	0,0496	4,1576	1678	1800	1,97	5,01	0,83	0,010	1,106	0,293	0,69	0,06	2,18	0,58	1244	112
N30 - N31	148,64	147,83	142,22	142,18	20,96	0,002	4,108	0,0496	4,1576	1678	1800	1,97	5,01	0,83	0,010	1,106	0,293	0,69	0,06	2,18	0,58	1244	112
N31 - N32	147,83	147,25	142,18	142,15	14,04	0,002	4,108	0,0496	4,1576	1678	1800	1,97	5,01	0,83	0,010	1,106	0,293	0,69	0,06	2,18	0,58	1244	112
N32 - N33	147,25	146,60	142,15	142,10	24,92	0,002	4,108	0,0496	4,1576	1678	1800	1,97	5,01	0,83	0,010	1,106	0,293	0,69	0,06	2,18	0,58	1244	112
N33 - N34	146,60	145,62	142,10	142,04	27,12	0,002	4,108	0,0496	4,1576	1678	1800	1,97	5,01	0,83	0,010	1,106	0,293	0,69	0,06	2,18	0,58	1244	112
N34 - N35	145,62	145,02	142,04	142,00	20,52	0,002	4,108	0,0496	4,1576	1678	1800	1,97	5,01	0,83	0,010	1,106	0,293	0,69	0,06	2,18	0,58	1244	112
N35 - N36	145,02	144,13	141,00	140,71	28,96	0,010	4,884	0,0596	4,9436	1324	1800	2,72	5,73	0,86	0,010	1,110	0,296	0,72	0,06	3,13	1,10	1002	89
N36 - N37	144,13	143,43	140,21	139,96	25,77	0,010	4,884	0,0596	4,9436	1324	1800	2,72	5,73	0,86	0,010	1,110	0,296	0,72	0,06	3,13	1,10	1002	89
N37 - N38	143,43	142,67	139,46	139,19	26,10	0,010	4,884	0,0596	4,9436	1324	1800	2,72	5,73	0,86	0,010	1,110	0,296	0,72	0,06	3,13	1,10	1002	89
N38 - N39	142,67	142,29	139,19	139,03	16,57	0,010	4,884	0,0596	4,9436	1324	1800	2,72	5,73	0,86	0,010	1,110	0,296	0,72	0,06	3,13	1,10	1002	89
N39 - N40	142,29	141,94	139,03	138,72	30,88	0,022	4,884	0,0596	4,9436	1139	1800	2,82	5,68	0,87	0,010	1,111	0,296	0,72	0,06	3,08	1,49	1026	122
N40 - N41	141,94	141,87	138,72	138,66	12,90	0,004	4,884	0,0596	4,9436	1551	1800	2,89	7,35	0,67	0,008	1,081	0,281	0,60	0,06	3,12	0,81	1080	104
N41 - N42	141,87	141,70	138,66	138,53	31,93	0,004	4,884	0,0596	4,9436	1551	1800	2,89	7,35	0,67	0,008	1,081	0,281	0,60	0,06	3,12	0,81	1080	104
N42 - N43	141,70	141,94	138,53	138,38	34,05	0,004	4,884	0,0596	4,9436	1551	1800	2,89	7,35	0,67	0,008	1,081	0,281	0,60	0,06	3,12	0,81	1080	104
N43 - N44	141,94	142,49	138,38	138,23	35,22	0,004	4,884	0,0596	4,9436	1551	1800	2,89	7,35	0,67	0,008	1,081	0,281	0,60	0,06	3,12	0,81	1080	104
N44 - N45	142,49	142,44	138,23	138,09	31,92	0,004	4,884	0,0596	4,9436	1551	1800	2,89	7,35	0,67	0,008	1,081	0,281	0,60	0,06	3,12	0,81	1080	104
N45 - N46	142,44	141,69	138,09	137,96	30,84	0,004	4,884	0,0596	4,9436	1551	1800	2,89	7,35	0,67	0,008	1,081	0,281	0,60	0,06	3,12	0,81	1080	104
N46 - N47	141,69	140,44	137,96	137,83	29,19	0,004	4,884	0,0596	4,9436	1551	1800	2,89	7,35	0,67	0,008	1,081	0,281	0,60	0,06	3,12	0,81	1080	104
N47 - N48	140,44	138,70	136,92	136,67	34,63	0,007	4,884	0,0596	4,9436	1405	1800	3,01	5,89	0,84	0,010	1,107	0,294	0,70	0,06	3,13	0,98	1048	95
N48 - N49	138,70	138,67	136,67	135,86	21,80	0,020	5,538	0,0663	5,6043	1484	1800	3,01	5,77	0,97	0,011	1,122	0,303	0,82	0,07	3,13	0,99	1231	100

Tableau V.2 : Calcul hydraulique des collecteurs secondaires SI

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	l (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh (m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
N94 - N95	189,38	187,35	185,28	184,98	29,90	0,010	0,67	0,011	0,681	565	630	2,823	0,798	0,853	0,014	1,109	0,317	0,709	0,073	3,131	0,895	425,255	43
N95 - N96	187,35	185,24	182,98	182,68	29,92	0,010	0,67	0,011	0,681	565	630	2,823	0,798	0,853	0,014	1,109	0,317	0,709	0,073	3,131	0,895	425,255	43
N96 - N97	185,24	184,13	181,68	181,38	30,09	0,010	0,67	0,011	0,681	565	630	2,823	0,798	0,853	0,014	1,109	0,317	0,709	0,073	3,131	0,895	425,255	43
N97 - N98	184,13	183,07	180,38	180,08	30,00	0,010	0,67	0,011	0,681	565	630	2,823	0,798	0,853	0,014	1,109	0,317	0,709	0,073	3,131	0,895	425,255	43
N98 - N99	183,07	182,92	180,08	179,78	29,85	0,010	0,67	0,011	0,681	565	630	2,823	0,798	0,853	0,014	1,109	0,317	0,709	0,073	3,131	0,895	425,255	43
N99 - N100	182,92	182,26	179,78	179,48	30,05	0,010	0,67	0,011	0,681	565	630	2,823	0,798	0,853	0,014	1,109	0,317	0,709	0,073	3,131	0,895	425,255	43
N100 - N101	182,26	180,83	178,48	178,18	29,99	0,010	0,67	0,011	0,681	565	630	2,823	0,798	0,853	0,014	1,109	0,317	0,709	0,073	3,131	0,895	425,255	43
N101 - N102	180,83	182,05	178,18	177,88	30,28	0,010	0,67	0,011	0,681	565	630	2,823	0,798	0,853	0,014	1,109	0,317	0,709	0,073	3,131	0,895	425,255	43
N102 - N103	182,05	182,33	177,88	177,58	15,98	0,010	0,67	0,011	0,681	565	630	2,823	0,798	0,853	0,014	1,109	0,317	0,709	0,073	3,131	0,895	425,255	43
N103 - N104	182,33	179,27	176,58	176,34	15,99	0,015	0,67	0,011	0,681	524	630	3,458	0,978	0,697	0,011	1,087	0,301	0,613	0,066	3,758	1,041	367,524	39
N104 - N105	179,27	176,67	174,34	174,10	17,72	0,015	0,67	0,011	0,681	524	630	3,458	0,978	0,697	0,011	1,087	0,301	0,613	0,066	3,758	1,041	367,524	39
N105 - N106	176,67	173,96	172,10	171,83	17,02	0,015	0,67	0,011	0,681	524	630	3,458	0,978	0,697	0,011	1,087	0,301	0,613	0,066	3,758	1,041	367,524	39
N106 - N107	173,96	171,84	169,83	169,66	16,64	0,010	0,67	0,011	0,681	565	630	2,823	0,798	0,853	0,014	1,109	0,317	0,709	0,073	3,131	0,895	425,255	43
N107 - N108	171,84	169,90	167,66	176,50	16,77	0,010	0,67	0,011	0,681	565	630	2,823	0,798	0,853	0,014	1,109	0,317	0,709	0,073	3,131	0,895	425,255	43
N108 - N109	169,90	168,42	165,50	165,33	19,97	0,010	0,893	0,015	0,908	630	800	3,420	1,719	0,528	0,009	1,017	0,285	0,520	0,060	3,476	0,975	416,033	47
N109 - N110	168,42	165,54	163,33	163,13	16,00	0,010	0,893	0,015	0,908	630	800	3,420	1,719	0,528	0,009	1,017	0,285	0,520	0,060	3,476	0,975	416,033	47
N110 - N111	165,54	163,18	161,13	160,97	16,72	0,010	0,893	0,015	0,908	630	800	3,420	1,719	0,528	0,009	1,017	0,285	0,520	0,060	3,476	0,975	416,033	47
N111 - N10	163,18	161,25	159,97	159,78	23,33	0,012	0,893	0,015	0,908	612	800	3,683	1,851	0,490	0,008	0,992	0,281	0,497	0,058	3,655	1,035	397,301	46

Tableau V.3 : Calcul hydraulique des collecteurs secondaires SII

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh (m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
N116 - N117	173,35	172,90	170,75	170,51	23,90	0,010	0,274	0,003	0,277	403	500	2,500	0,491	0,564	0,006	1,037	0,268	0,541	0,053	2,593	0,670	270,695	26
N117 - N118	172,90	172,65	170,51	170,26	25,26	0,010	0,274	0,003	0,277	403	500	2,500	0,491	0,564	0,006	1,037	0,268	0,541	0,053	2,593	0,670	270,695	26
N118 - N119	172,65	172,17	170,26	170,03	22,34	0,010	0,274	0,003	0,277	403	500	2,500	0,491	0,564	0,006	1,037	0,268	0,541	0,053	2,593	0,670	270,695	26
N119 - N120	172,17	171,65	170,03	169,82	21,34	0,010	0,274	0,003	0,277	403	500	2,500	0,491	0,564	0,006	1,037	0,268	0,541	0,053	2,593	0,670	270,695	26
N120 - N121	171,65	171,15	168,82	168,56	25,79	0,010	0,274	0,003	0,277	403	500	2,500	0,491	0,564	0,006	1,037	0,268	0,541	0,053	2,593	0,670	270,695	26
N121 - N122	171,15	170,33	167,56	167,35	21,48	0,010	0,274	0,003	0,277	403	500	2,500	0,491	0,564	0,006	1,037	0,268	0,541	0,053	2,593	0,670	270,695	26
N122 - N123	170,33	167,09	165,35	164,97	24,74	0,015	0,274	0,003	0,277	374	500	3,546	0,691	0,803	0,009	1,102	0,285	0,675	0,061	3,921	1,005	334,195	29
N123 - N124	167,09	164,41	162,97	162,51	22,98	0,020	0,547	0,006	0,553	459	500	3,536	0,694	0,797	0,009	1,102	0,285	0,669	0,059	3,898	1,006	334,583	29
N124 - N125	164,41	161,69	160,51	160,02	24,72	0,020	0,547	0,006	0,553	459	500	3,536	0,694	0,797	0,009	1,102	0,285	0,669	0,059	3,898	1,006	334,583	29
N125 - N126	161,69	160,59	159,02	158,65	37,01	0,010	0,547	0,006	0,553	523	630	2,823	0,798	0,693	0,008	1,086	0,277	0,611	0,057	3,066	0,783	366,330	33
N126 - N127	160,59	158,45	156,65	156,45	20,14	0,010	0,547	0,006	0,553	523	630	2,823	0,798	0,693	0,008	1,086	0,277	0,611	0,057	3,066	0,783	366,330	33
N127 - N128	158,45	156,64	154,95	154,74	20,68	0,010	0,547	0,006	0,553	523	630	2,823	0,798	0,693	0,008	1,086	0,277	0,611	0,057	3,066	0,783	366,330	33
N128 - N129	156,64	155,00	152,74	152,53	20,81	0,010	0,547	0,006	0,553	523	630	2,823	0,798	0,693	0,008	1,086	0,277	0,611	0,057	3,066	0,783	366,330	33
N129 - N130	155,00	153,66	151,53	151,33	20,63	0,010	0,547	0,006	0,553	523	630	2,823	0,798	0,693	0,008	1,086	0,277	0,611	0,057	3,066	0,783	366,330	33
N130 - N131	153,66	153,13	149,83	148,68	14,84	0,010	0,547	0,006	0,553	523	630	2,823	0,798	0,693	0,008	1,086	0,277	0,611	0,057	3,066	0,783	366,330	33
N131 - N132	153,13	149,80	148,18	147,98	20,15	0,010	0,547	0,006	0,553	523	630	2,823	0,798	0,693	0,008	1,086	0,277	0,611	0,057	3,066	0,783	366,330	33
N132 - N133	149,80	149,03	147,98	147,58	20,67	0,019	0,547	0,006	0,553	463	630	3,912	1,112	0,532	0,006	1,004	0,263	0,510	0,050	3,915	0,990	302,949	30
N133 - N134	149,03	149,58	147,58	147,52	17,51	0,003	0,547	0,006	0,553	647	800	1,935	0,972	0,569	0,006	1,040	0,268	0,544	0,053	2,011	0,519	435,122	42
N134 - N21	149,58	149,95	147,52	147,44	12,36	0,007	0,547	0,006	0,553	567	800	2,762	1,391	0,412	0,005	1,110	0,256	0,444	0,051	2,561	0,668	350,133	38

Tableau V.4 : Calcul hydraulique des collecteurs secondaires SIII

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3 /s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh (m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
N50 - N51	181,92	180,35	177,82	177,49	16,10	0,020	1,226	0,0148	1,2408	622	800	4,037	2,431	0,510	0,006	1,005	0,268	0,509	0,053	4,063	1,296	407,303	42
N51 - N52	180,35	177,53	175,49	175,17	16,21	0,020	1,226	0,0148	1,2408	622	800	4,037	2,431	0,510	0,006	1,005	0,268	0,509	0,053	4,063	1,296	407,303	42
N52 - N53	177,53	174,75	173,17	172,59	19,24	0,030	1,226	0,0148	1,2408	576	800	4,010	2,383	0,497	0,005	0,942	0,298	0,446	0,055	4,105	1,456	447,435	38
N53 - N54	174,75	172,51	170,59	170,39	10,26	0,020	1,226	0,0148	1,2408	622	800	4,037	2,431	0,510	0,006	1,005	0,268	0,509	0,053	4,163	1,296	407,303	42
N54 - N55	172,51	170,21	168,39	168,08	10,25	0,030	1,226	0,0148	1,2408	576	800	3,924	2,977	0,417	0,005	0,942	0,260	0,449	0,050	4,079	1,543	359,001	39
N55 - N56	170,21	170,67	168,08	167,78	29,73	0,010	1,226	0,0148	1,2408	708	800	3,420	1,719	0,722	0,009	1,092	0,284	0,626	0,059	3,735	0,972	500,702	47
N56 - N57	170,67	169,77	167,78	167,44	34,53	0,010	1,226	0,0148	1,2408	708	800	3,420	1,719	0,722	0,009	1,092	0,284	0,626	0,059	3,735	0,972	500,702	47
N57 - N58	169,77	168,38	166,44	166,17	26,76	0,010	1,226	0,0148	1,2408	708	800	3,420	1,719	0,722	0,009	1,092	0,284	0,626	0,059	3,735	0,972	500,702	47
N58 - N59	168,38	167,59	165,17	164,98	19,28	0,010	1,226	0,0148	1,2408	708	800	3,420	1,719	0,722	0,009	1,092	0,284	0,626	0,059	3,735	0,972	500,702	47
N59 - N60	167,59	166,41	163,98	163,79	18,73	0,010	1,226	0,0148	1,2408	708	800	3,420	1,719	0,722	0,009	1,092	0,284	0,626	0,059	3,735	0,972	500,702	47
N60 - N61	166,41	164,22	161,79	161,49	30,44	0,010	1,226	0,0148	1,2408	708	800	3,420	1,719	0,722	0,009	1,092	0,284	0,626	0,059	3,735	0,972	500,702	47
N61 - N62	164,22	162,46	159,99	159,69	29,53	0,010	1,226	0,0148	1,2408	708	800	3,420	1,719	0,722	0,009	1,092	0,284	0,626	0,059	3,735	0,972	500,702	47
N62 - N63	162,46	160,82	158,69	158,39	30,09	0,010	1,226	0,0148	1,2408	708	800	3,420	1,719	0,722	0,009	1,092	0,284	0,626	0,059	3,735	0,972	500,702	47
N63 - N64	160,82	159,73	157,39	157,10	29,19	0,010	1,226	0,0148	1,2408	708	800	3,420	1,719	0,722	0,009	1,092	0,284	0,626	0,059	3,735	0,972	500,702	47
N64 - N65	159,73	158,09	156,10	155,80	30,01	0,010	1,226	0,0148	1,2408	708	800	3,420	1,719	0,722	0,009	1,092	0,284	0,626	0,059	3,735	0,972	500,702	47
N65 - N66	158,09	156,14	153,80	153,59	20,77	0,010	1,226	0,0148	1,2408	708	800	3,420	1,719	0,722	0,009	1,092	0,284	0,626	0,059	3,735	0,972	500,702	47
N66 - N67	156,14	154,35	152,09	151,88	20,86	0,010	1,226	0,0148	1,2408	708	800	3,420	1,719	0,722	0,009	1,092	0,284	0,626	0,059	3,735	0,972	500,702	47
N67 - N68	154,35	152,50	149,98	149,82	20,47	0,008	1,226	0,0148	1,2408	743	800	3,001	1,508	0,823	0,010	1,105	0,292	0,686	0,063	3,317	0,877	549,117	50
N68 - N20	152,50	150,82	148,60	148,17	20,85	0,021	2,29	0,024	2,314	780	800	4,002	2,479	0,933	0,010	1,119	0,291	0,780	0,062	4,020	1,436	623,906	49

Tableau V.5: Calcul hydraulique des collecteurs secondaires SIV

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh (m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
N69 - N70	190,10	187,95	187,10	186,90	19,98	0,010	0,654	0,0067	0,6607	559	630	2,823	0,798	0,828	0,008	1,106	0,283	0,690	0,059	3,122	0,799	414,003	35
N70 - N71	187,95	185,22	184,90	184,20	34,85	0,020	0,654	0,0067	0,6607	491	630	3,990	0,794	0,592	0,006	1,048	0,267	0,559	0,052	4,182	1,129	332,411	31
N71 - N72	185,22	183,84	182,20	182,00	19,88	0,010	0,654	0,0067	0,6607	559	630	2,823	0,798	0,828	0,008	1,106	0,283	0,690	0,059	3,122	0,799	414,003	35
N72 - N73	183,84	182,15	181,00	180,80	20,67	0,010	0,654	0,0067	0,6607	559	630	2,823	0,798	0,828	0,008	1,106	0,283	0,690	0,059	3,122	0,799	414,003	35
N73 - N74	182,15	179,39	178,80	178,05	37,55	0,020	0,654	0,0067	0,6607	491	630	3,990	0,794	0,592	0,006	1,048	0,267	0,559	0,052	4,182	1,129	332,411	31
N74 - N75	179,39	179,48	177,05	176,81	23,39	0,010	0,654	0,0067	0,6607	559	600	2,823	0,798	0,828	0,008	1,106	0,283	0,690	0,059	3,122	0,799	414,003	35
N75 - N76	179,48	175,62	174,81	173,54	42,40	0,030	0,654	0,0067	0,6607	455	630	4,030	0,850	0,777	0,008	1,100	0,280	0,657	0,057	4,064	1,211	328,552	28
N76 - N77	175,62	172,06	170,54	169,94	19,99	0,030	0,654	0,0067	0,6607	455	630	4,030	0,850	0,777	0,008	1,100	0,280	0,657	0,057	4,064	1,211	328,552	28
N77 - N78	172,06	167,35	166,94	166,31	17,98	0,035	0,654	0,0067	0,6607	442	630	4,077	0,918	0,719	0,007	1,092	0,276	0,625	0,056	4,106	1,290	312,311	27
N78 - N79	167,35	165,29	164,31	164,17	9,39	0,015	0,654	0,0067	0,6607	518	630	3,458	0,978	0,676	0,007	1,082	0,273	0,602	0,055	3,741	0,944	361,025	32
N79 - N80	165,29	164,19	162,17	162,08	8,76	0,010	0,654	0,0067	0,6607	559	630	2,823	0,798	0,828	0,008	1,106	0,283	0,690	0,059	3,122	0,799	414,003	35
N80 - N81	164,19	161,88	160,08	159,78	20,40	0,015	0,654	0,0067	0,6607	518	630	3,458	0,978	0,676	0,007	1,082	0,273	0,602	0,055	3,741	0,944	361,025	32
N81 - N82	161,88	158,59	157,78	157,35	21,28	0,020	0,654	0,0067	0,6607	491	630	3,536	0,694	0,952	0,010	1,121	0,291	0,799	0,062	3,963	1,029	399,411	31
N82 - N83	158,59	158,94	156,35	156,33	2,42	0,010	0,654	0,0067	0,6607	559	630	2,823	0,798	0,828	0,008	1,106	0,283	0,690	0,059	3,122	0,799	414,003	35
N83 - N84	158,94	156,83	155,33	155,17	15,42	0,010	0,654	0,0067	0,6607	559	630	2,823	0,798	0,828	0,008	1,106	0,283	0,690	0,059	3,122	0,799	414,003	35
N84 - N85	156,83	154,93	153,67	153,53	13,99	0,010	0,654	0,0067	0,6607	559	630	2,823	0,798	0,828	0,008	1,106	0,283	0,690	0,059	3,122	0,799	414,003	35
N85 - N86	154,93	153,25	152,03	151,90	13,62	0,010	0,654	0,0067	0,6607	559	630	2,823	0,798	0,828	0,008	1,106	0,283	0,690	0,059	3,122	0,799	414,003	35
N86 - N87	153,25	152,22	150,90	150,76	13,67	0,010	0,654	0,0067	0,6607	559	630	2,823	0,798	0,828	0,008	1,106	0,283	0,690	0,059	3,122	0,799	414,003	35
N87 - N88	152,22	150,06	149,26	148,90	35,73	0,010	0,654	0,0067	0,6607	559	630	2,823	0,798	0,828	0,008	1,106	0,283	0,690	0,059	3,122	0,799	414,003	35
N88 - N89	150,06	147,35	146,90	146,15	30,23	0,025	0,654	0,0067	0,6607	471	630	3,953	0,776	0,851	0,009	1,109	0,285	0,707	0,059	4,082	1,125	353,653	29
N89 - N90	147,35	145,55	144,15	143,55	29,93	0,020	0,654	0,0067	0,6607	491	630	3,536	0,694	0,952	0,010	1,121	0,291	0,799	0,062	3,963	1,029	399,411	31
N90 - N91	145,55	142,46	141,55	140,96	29,30	0,020	0,654	0,0067	0,6607	491	630	3,536	0,694	0,952	0,010	1,121	0,291	0,799	0,062	3,963	1,029	399,411	31
N91 - N92	142,46	141,73	139,96	139,79	17,25	0,010	0,654	0,0067	0,6607	559	630	2,823	0,798	0,828	0,008	1,106	0,283	0,690	0,059	3,122	0,799	414,003	35
N92 - N93	141,73	139,09	138,29	137,93	18,01	0,020	0,654	0,0067	0,6607	491	630	3,536	0,694	0,952	0,010	1,121	0,291	0,799	0,062	3,963	1,029	399,411	31
N93 - N48	139,09	138,70	137,43	137,24	19,59	0,010	0,654	0,0067	0,6607	559	630	2,823	0,798	0,828	0,008	1,106	0,283	0,690	0,059	3,122	0,799	414,003	35

Tableau V.6 : Calcul hydraulique des collecteurs tertiaire TI

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh (m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
N112 - N113	172,60	172,49	170,00	169,57	23,33	0,019	0,22	0,004	0,224	331	400	2,946	0,370	0,605	0,011	1,057	0,298	0,564	0,065	3,114	0,879	225,697	26
N113 - N114	172,49	171,08	169,57	169,10	25,03	0,019	0,22	0,004	0,224	331	400	2,946	0,370	0,605	0,011	1,057	0,298	0,564	0,065	3,114	0,879	225,697	26
N114 - N115	171,08	170,63	169,10	168,63	24,98	0,019	0,22	0,004	0,224	331	400	2,946	0,370	0,605	0,011	1,057	0,298	0,564	0,065	3,114	0,879	225,697	26
N115 - N108	170,63	169,90	166,63	166,00	25,03	0,025	0,22	0,004	0,224	313	400	3,420	0,430	0,521	0,009	1,012	0,289	0,516	0,061	3,462	0,988	206,313	24
N112 - N113	172,60	172,49	170,00	169,57	23,33	0,019	0,22	0,004	0,224	331	400	2,946	0,370	0,605	0,011	1,057	0,298	0,564	0,065	3,114	0,879	225,697	26
N113 - N114	172,49	171,08	169,57	169,10	25,03	0,019	0,22	0,004	0,224	331	400	2,946	0,370	0,605	0,011	1,057	0,298	0,564	0,065	3,114	0,879	225,697	26
N114 - N115	171,08	170,63	169,10	168,63	24,98	0,019	0,22	0,004	0,224	331	400	2,946	0,370	0,605	0,011	1,057	0,298	0,564	0,065	3,114	0,879	225,697	26
N115 - N108	170,63	169,90	166,63	166,00	25,03	0,025	0,22	0,004	0,224	313	400	3,420	0,430	0,521	0,009	1,012	0,289	0,516	0,061	3,462	0,988	206,313	24

Tableau V.7 : Calcul hydraulique des collecteurs tertiaire TII

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt (m3/s)	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh (m)	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (mm)	Hmin (mm)
N135 - N136	173,19	173,54	170,59	170,28	31,19	0,010	0,27	0,003	0,273	401	500	2,500	0,491	0,556	0,006	1,033	0,268	0,537	0,053	2,582	0,670	268,332	26
N136 - N137	173,54	173,04	170,28	170,06	22,01	0,010	0,27	0,003	0,273	401	500	2,500	0,491	0,556	0,006	1,033	0,268	0,537	0,053	2,582	0,670	268,332	26
N137 - N138	173,04	172,72	170,06	169,76	30,21	0,010	0,27	0,003	0,273	401	500	2,500	0,491	0,556	0,006	1,033	0,268	0,537	0,053	2,582	0,670	268,332	26
N138 - N139	172,72	172,38	169,76	169,64	11,85	0,010	0,27	0,003	0,273	401	500	2,500	0,491	0,556	0,006	1,033	0,268	0,537	0,053	2,582	0,670	268,332	26
N139 - N140	172,38	171,15	168,84	168,68	16,51	0,010	0,27	0,003	0,273	401	500	2,500	0,491	0,556	0,006	1,033	0,268	0,537	0,053	2,582	0,670	268,332	26
N140 - N141	171,15	169,55	167,18	167,00	17,76	0,010	0,27	0,003	0,273	401	500	2,500	0,491	0,556	0,006	1,033	0,268	0,537	0,053	2,582	0,670	268,332	26
N141 - N123	169,55	167,09	165,20	164,97	24,23	0,009	0,27	0,003	0,273	408	500	2,398	0,471	0,580	0,006	1,045	0,270	0,550	0,053	2,506	0,647	275,125	26

Tableau V.8 : Calcul hydraulique des collecteurs tertiaire TIII

Tron	CT,am (m)	CT,av (m)	CR,am (m)	CR,av (m)	Dist (m)	I (m/m)	Qpl (m3/s)	Qeu (m3/s)	Qt	Dca (mm)	Dnor (mm)	Vps (m/s)	Qps (m3/s)	Rq	Rqmin	Rv	Rvmin	Rh	Rhmin	V (m/s)	Vmin (m/s)	H (m)	Hmin (m)
N142 - N143	172,32	170,13	168,22	167,96	17,36	0,015	1,064	0,01	1,074	622	800	4,01	2,105	0,510	0,005	1,005	0,259	0,509	0,049	4,080	1,085	407,170	39
N143 - N144	170,13	168,63	165,96	165,84	11,99	0,01	1,064	0,01	1,074	671	800	3,420	1,719	0,625	0,006	1,065	0,266	0,575	0,052	3,643	0,910	459,914	41
N144 - N145	168,63	166,82	164,34	164,22	12,01	0,01	1,064	0,01	1,074	671	800	3,420	1,719	0,625	0,006	1,065	0,266	0,575	0,052	3,643	0,910	459,914	41
N145 - N146	166,82	164,98	162,22	162,10	12,06	0,01	1,064	0,01	1,074	671	800	3,420	1,719	0,625	0,006	1,065	0,266	0,575	0,052	3,643	0,910	459,914	41
N146 - N147	164,98	163,05	160,10	159,96	14,63	0,01	1,064	0,01	1,074	671	800	3,420	1,719	0,625	0,006	1,065	0,266	0,575	0,052	3,643	0,910	459,914	41
N147 - N148	163,05	161,32	158,96	158,81	14,66	0,01	1,064	0,01	1,074	671	800	3,420	1,719	0,625	0,006	1,065	0,266	0,575	0,052	3,643	0,910	459,914	41
N148 - N149	161,32	159,59	157,31	157,16	14,75	0,01	1,064	0,01	1,074	671	800	3,420	1,719	0,625	0,006	1,065	0,266	0,575	0,052	3,643	0,910	459,914	41
N149 - N65	159,59	158,80	155,96	155,80	14,93	0,011	1,064	0,01	1,074	659	800	3,587	1,803	0,596	0,006	1,053	0,264	0,559	0,051	3,777	0,948	447,284	40

Avec :

- C_{am} : côte de terrain naturel amont (m) ;
- C_{tav} : côte de terrain naturel aval (m) ;
- $C_{am.r}$: côte projet amont (m) du terrain ;
- $C_{av.r}$: côte projet aval (m) du terrain ;
- L : longueur de conduite entre deux regards (m) ;
- I : pente (m/m);
- Q_{pl} : débit d'eau pluviale (m^3/s) ;
- Q_{eu} : débit d'eau usée (m^3/s) ;
- Q_{ps} : débit à pleine section (m^3/s) ;
- V_{ps} : vitesse à pleine section (m/s) ;
- D_{exi} : diamètre de conduite existante (mm) ;
- D_{cal} : diamètre calculé (mm) ;
- D_{nor} : diamètre normalisé (mm) ;
- R_q : rapport des débits ;
- $R_{q.min}$: rapport des débits en temps sec ;
- R_h : rapport des hauteurs ;
- $R_{h.min}$: rapport des hauteurs en temps sec ;
- R_v : rapport des vitesses ;
- $R_{v.min}$: rapport des vitesses en temps sec ;
- h : hauteur de remplissage (mm) ;
- h_{min} : hauteur de remplissage en temps sec (mm) ;
- V : vitesse de l'écoulement (m/s) ;
- V_{min} : vitesse de l'écoulement en temps sec (m/s).

Conclusion :

L'importance du point de rejet En conséquence, les effluents rejetés dans les cours d'eau au titre de l'assainissement des agglomérations devront avoir des caractéristiques adaptées à l'usage qui est envisagé à l'aval pour le milieu récepteur dont ils sont tributaires. Dans les zones, où le temps d'écoulement entre le point de rejet et le point d'utilisation est relativement court. Les effluents devront subir une épuration renforcée. En définitive, pour le choix du point de rejet on devra donc, avant toute décision, porter une attention toute particulière au milieu qui devra recevoir après épuration les eaux collectées. Il se peut que, dans certaines circonstances.

CHAPITRE VI :

LES ÉLÉMENTS CONSTITUTIFS DU RÉSEAU D'ÉGOUTS

Introduction :

Un réseau d'assainissement est un ensemble constitué d'organes dont chacun est le complémentaire des autres en fonction du rôle qu'il joue.

En matière d'assainissement, les éléments constitutifs d'un réseau d'égout devront assurer :

- Une évacuation correcte et rapide sans stagnation des eaux de pluie.
- Le transport des eaux usées susceptibles de provoquer une pétrification, (odeur) dans les conditions d'hygiène favorable.

Les ouvrages en matière d'assainissement comprennent :

- 1- Des ouvrages principaux qui correspondent au développement de l'ensemble du réseau jusqu'à l'entrée des effluents dans la station d'épuration.
- 2- Des ouvrages annexes qui constituent toutes les constructions et les installations ayant pour but de permettre l'exploitation rationnelle et correcte du réseau (bouche d'égout, regards... etc.)

VI. 1 - Les Ouvrages Principaux:

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

VI. 1.1- Canalisations:

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

Dans notre projet nous adoptons pour les canalisations de forme circulaire.

VI. 1 -2- Types De Canalisation :

Il existe plusieurs types de conduites qui sont différents suivant leur matériau et leur destination.

VI.1 .2.1 Conduites en béton non armé :

Les tuyaux en béton non armé sont fabriqués mécaniquement par procédé assurant une compacité élevée du béton. La longueur utile ne doit pas dépasser 2,50m. Ces types de tuyaux ont une rupture brutale, mais à moins que la hauteur de recouvrement ne soit insuffisante. Elle survient aux premiers âges de la canalisation. Il est déconseillé d'utiliser les tuyaux non armés pour des canalisations visitables.

VI .1.2.2 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.

VI.1 . 2.3 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.

VI.1. 2.4 Conduites en grès :

Le grès servant à la fabrication des tuyaux est obtenu à parties égales d'argile et de sable argileux cuits entre 1200°C à 1300°C .Le matériau obtenu est très imperméable. Il est inattaquable aux agents chimiques, sauf l'acide fluorhydrique. L'utilisation de ce genre est recommandée dans les zones industrielles. La longueur minimale est de 1 m

VI.1.2. 5 Conduites en chlorure de polyvinyle (p.v.c) nonplastifié :

Les tuyaux sont sensibles à l'effet de température au-dessous de 0°C. Ils présentent une certaine sensibilité aux chocs. L'influence de la dilatation est spécialement importante et il doit en être tenu compte au moment de la pose. La longueur minimale est 6 m.

VI. 1.3-Choix du type de canalisation :

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.

Conclusion:

Pour notre projet, les conduites utilisées seront :

Pour les diamètres de 630 mm et moins nous avons utilisé les conduites en chlorure de polyvinyle (**p.v.c**)

Pour les diamètres qui dépassent 630mm nous avons utilisé les conduites en béton armé

VI.1.4 -Les caractéristiques des conduites en béton armé :

VI.1.4.1 -Les joints des conduites en béton armé :

Pour avoir une bonne étanchéité quel que soit la nature du sol, les joints doivent être confectionnés en élastomère, contre les eaux intérieures et extérieures.

a) Joint à demi emboîtement :

La liaison entre deux bouts se fait par bourrage de ciment, utilisé uniquement pour les terrains durs et la canalisation sans charge. Le déboîtement est très facile pour les terrains tassés et en pente.

b) Joint à coller :

C'est un joint à emboîtement rigide avec collage en ciment, utilisé uniquement dans les bons sols et à éviter les terrains argileux.

c) Joint plastique :

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

VI.1.4.2 Différentes actions supportées par la conduite :

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

a)- Actions mécaniques :

Ce type d'action résulte des charges dues aux remblais et des autres actions extérieures sur les canalisations.

b)- Actions statiques :

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

c)-Actions chimiques :

Nous nous intéressons surtout aux réactions à l'intérieur de la conduite.

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

VI.1.4.3 Protection des conduites en béton armé:

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

Pour cela les moyens de lutte peuvent se résumer comme suit

- Les temps de rétention des eaux usées dans les canalisations doivent être réduits au maximum.

- L'élimination des dépôts doit s'opérer régulièrement, car ces derniers favorisent le développement des fermentations anaérobies génératrices d'hydrogène sulfuré (H_2S).

- Une bonne aération permet d'éviter les condensations d'humidité sur les parois et de réduire ainsi la teneur en H_2S .

- La mise en place de mortier de ciment alumineux;

- L'utilisation de fluosilicates de zinc au de magnésium (fluatation);

- La mise en œuvre d'une solution chaude de silicate de sodium (silicatisation);

- Emploi de fluorure de silicium (ocration);
- La fixation de plaques préfabriquées en matière plastique;
- Le revêtement en caoutchouc chloré.

VI.1.4.4 Essais des tuyaux préfabriqués :

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

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

a)-Essai à l'écrasement :

Les ouvrages doivent résister aux charges permanentes des remblais d'une part, aux surcharges dans les zones accessibles aux véhicules d'autre part.

Ce qui nous oblige de faire l'essai de l'écrasement.

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

b)-Essai à l'étanchéité :

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

On procède comme suit

-Les tuyaux à base de ciment sont fabriqués depuis au moins 21 jours et préalablement imbibés d'eau pendant 48 heures par remplissage total.

-Les tuyaux sont disposés à plat, la mise en pression est assurée pendant 30 mn

Par une presse hydraulique, La pression d'essai est de 0,5 bar pour les ovoïdes et de 1 bar pour les autres tuyaux.

-Pour les tuyaux circulaires, une face de désaxement est appliquée à l'assemblage sur la génératrice inférieure de l'un des tuyaux, de manière à obtenir une ouverture de l'assemblage sur la génératrice supérieure égale à 15 mm lorsque les diamètres nominaux sont supérieurs ou égaux à 300 mm, et 8 mm lorsque les diamètres nominaux sont inférieurs à 300 mm. Aucune fissure avec suintement ne doit

être constatée sur l'étendue du joint.

c) - Essai de corrosion :

Les eaux ménagères évacuées par les canalisations en béton armé renferment de l'acide carbonique dissous dans l'eau, de l'hydrogène Sulfuré (H₂S) produit par les fermentations anaérobies. Sous l'action de ces agents, le béton est corrodé et ce matériau se détériore.

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

VI.1.5 Les caractéristiques des conduites en chlorure de polyvinyle:

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

Légèreté :

Le PVC avec une densité de 1.4 est un matériau particulièrement léger en comparaison avec d'autres matériaux utilisés en canalisation.

La légèreté du PVC permet de réduire les coûts de transport et de manutention des tubes.

VI.1.5.1- Résistance de PVC :

a)- Résistance a la corrosion et propriété chimiques :

L'utilisation des tubes PVC est une solution idéale, dans la plupart des circonstances pour répondre aux problèmes de corrosion susceptible d'affecter d'autre canalisation.

La résistance chimique du PVC a un certain nombre de fluides, en fonction de la température et de la concentration de ces fluides par la norme (NF T54-016)

b)-Résistance du PVC aux terrains agressifs naturels :

Le PVC résiste :

- Aux constituants naturels du terrains :sels minéraux (chlorure de sulfates qui dégradent métaux et ciment)

- Aux constituants des engrais agricoles présent dans les terrains arables(ammoniac , phosphates ,nitrates)

- Aux attaques des bactéries.

c) - Résistances aux liquides transportés :

Le PVC est particulièrement fiable pour le transport de la majorité des fluides chimiques, basiques ou acides. En particulier le PVC résiste aux constituants des effluents domestiques : détergents, sels minéraux, et aux charges solides.

d)- Résistances aux chocs :

L'essai de choc est réalisé conformément à la norme européenne EN744. Des éprouvettes constituées de longueurs de tube représentatives d'un lot sont soumises au choc d'un percuteur lâché d'une hauteur spécifiée au tour de la circonférence du tube.

Les points d'impact sont analysés pour estimer la résistance du tube vis-à-vis de l'intensité des chocs subis et partant juger de la qualité du tube.

VI.2 Les ouvrages annexes :

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

VI.2.1 les branchements :

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

- Un regard de façade qui doit être disposé en bordure de la voie publique et au plus près de la façade de la propriété raccordée pour permettre un accès facile aux personnels chargés de l'exploitation et du contrôle du bon fonctionnement

- Des canalisations de branchement qui sont de préférence raccordées inclinée à 45° par rapport à l'axe général du réseau public

- Les dispositifs de raccordement de la canalisation de branchement sont liés à la nature et aux dimensions du réseau public.

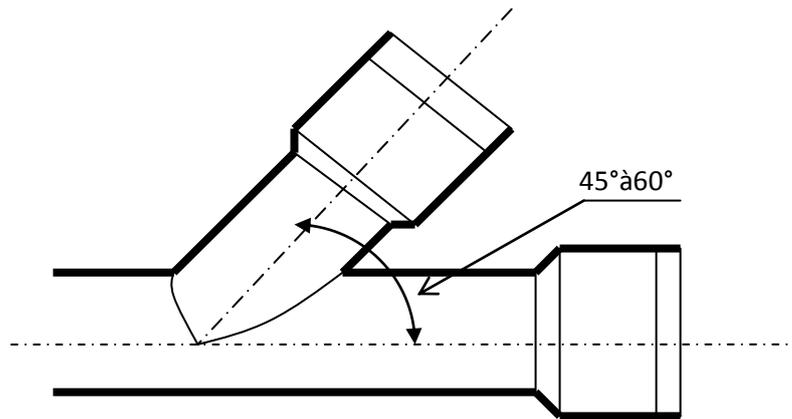


Fig -1-Exemple d'un branchement simple

VI.2.2-Les fossés :

Les fossés sont destinés à recueillir les eaux provenant des chaussées en milieu rural. Ils sont soumis à un entretien périodique.

VI.2.3 Les caniveaux :

Les caniveaux sont destinés à recueillir les eaux pluviales ruisselant sur le profil transversal de la chaussée et des trottoirs et au transport de ces eaux jusqu'aux bouches d'égout.

VI-2-4 Les bouches d'égout :

Les bouches d'égout sont destinées à collecter les eaux de surface (Pluviale et de lavage des chaussées). Elles sont généralement disposées soit aux points 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 :

- le mode de recueil des eaux : bouches à axés latéral et bouches à accès sur le dessus
- Le mode de retenue des déchets solides c'est-à-dire sans ou avec décantation.

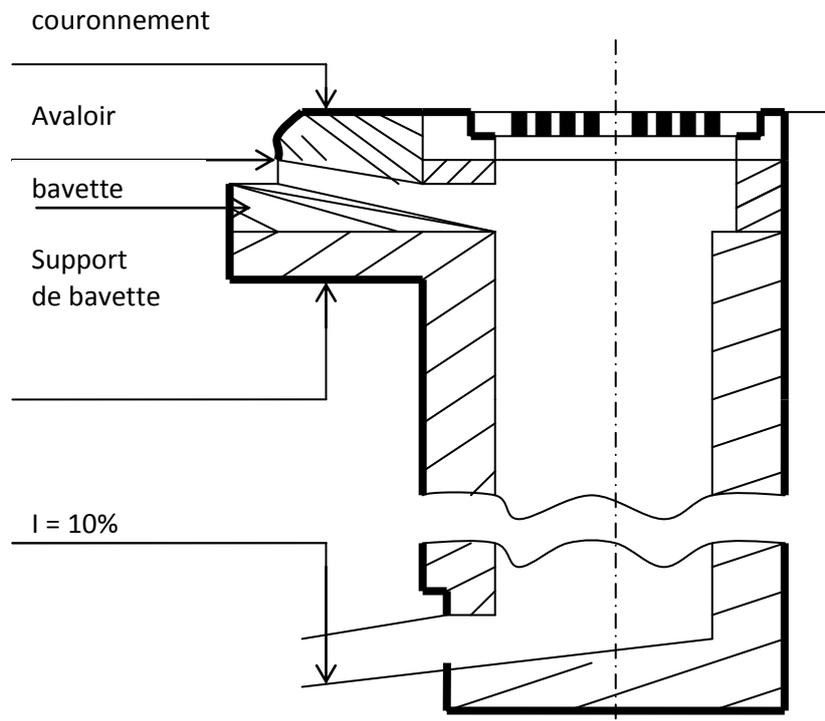


Fig-2-Exemple d'une bouche d'égout sans décantation

VI.2.5 Ouvrages d'accès au réseau (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.

- **Regard simple** : pour raccordement des collecteurs de mêmes diamètres ou de diamètres différents.
- **Regard latéral** : en cas d'encombrement du V.R.D ou collecteurs de diamètre important.
- **Regard double** : pour système séparatif
- **Regard toboggan** : en cas d'exhaussement de remous
- **Regard de chute** : à forte pente
- **La distance entre deux regards est variable** :
 - 15 à 50 m en terrain accidenté.
 - 50 à 80 m en terrain plat.

- Sur les canalisations les regards doivent être installés :
- A chaque changement direction ;
 - A chaque jonction de canalisation ;
 - Aux points de chute ;
 - A chaque changement de pente ;
 - A chaque changement de diamètre ;

VI.2.6 Emplacement des regards:

Les regards doivent être installés Sur les canalisations :

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

VI.2.7 Traversé de Chaaba

Parmi les problème majeurs dans la réalisation des projet hydraulique c'est le problème des traversés, des chaaba et rivière par une conduite soit d'AEP ou d'ASSAINISSEMENT, pour cela les ingénieur propose plusieurs solution à ce problème, et parmi on trouve le passage aérien et protection des conduites par listage en béton et en gabionnage, dans ce mémoire de fin d'étude je propose une protection de la conduite de passage par Chaaba par gabionnage, et le schéma suivant illustre les diffèrent composant et manière de réalisation :

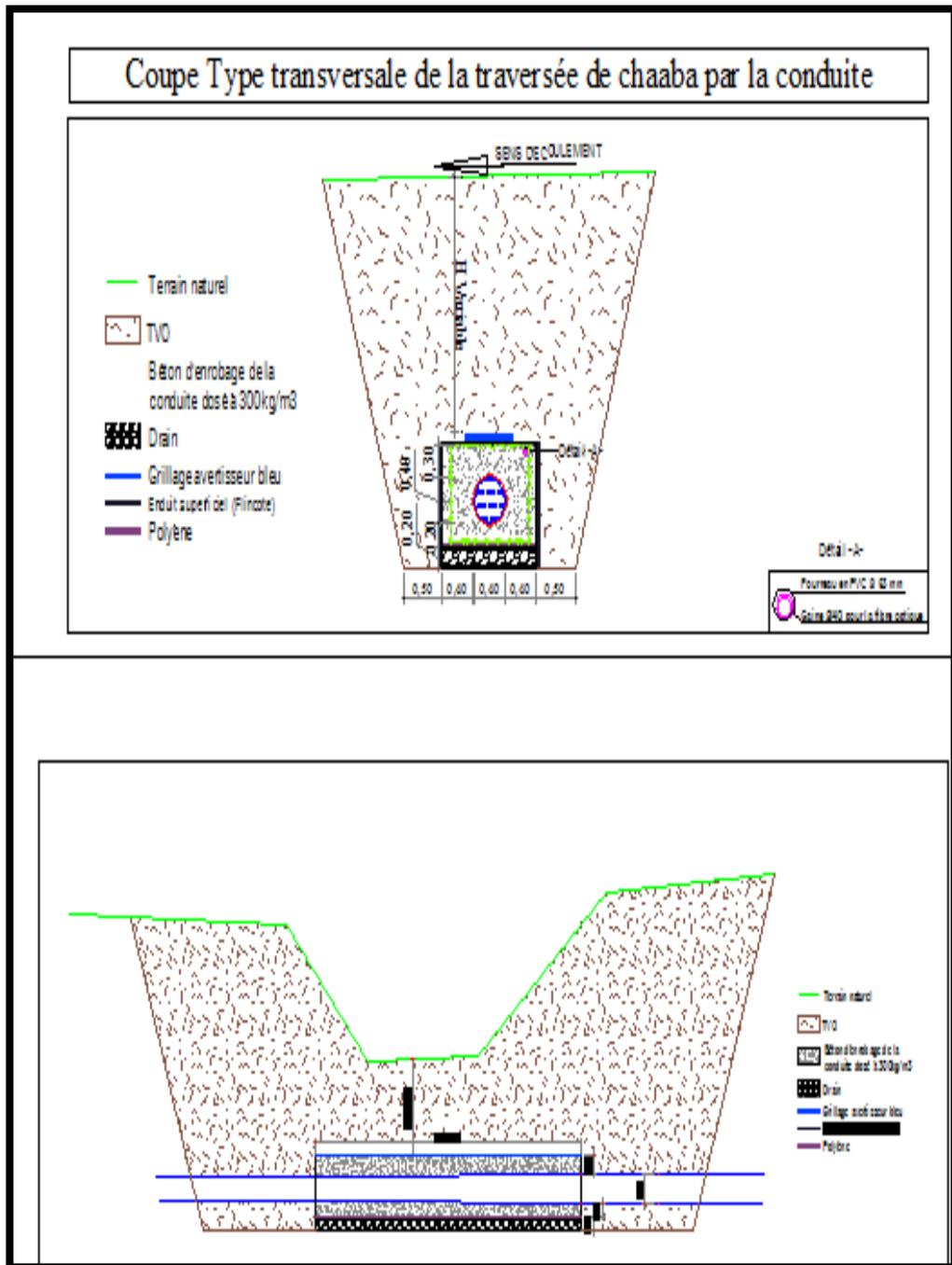


Fig-3- protection des conduites par listage en béton et en gabionnage

Remarque :

Pour notre projet, les eaux usées seront transportées dans une conduite ayant deux kilomètres vers la ville d'Oued Djer afin qu'elle soit raccordée avec le collecteur principal de la ville et tous cela est un autre

projet avec un nouveau dimensionnement du collecteur de cette ville.
Les
eaux seront épurées dans une station d'épuration qui est en cour de réalisation. La station aura donc comme conduite d'amenée la résultante des deux collecteurs principaux.

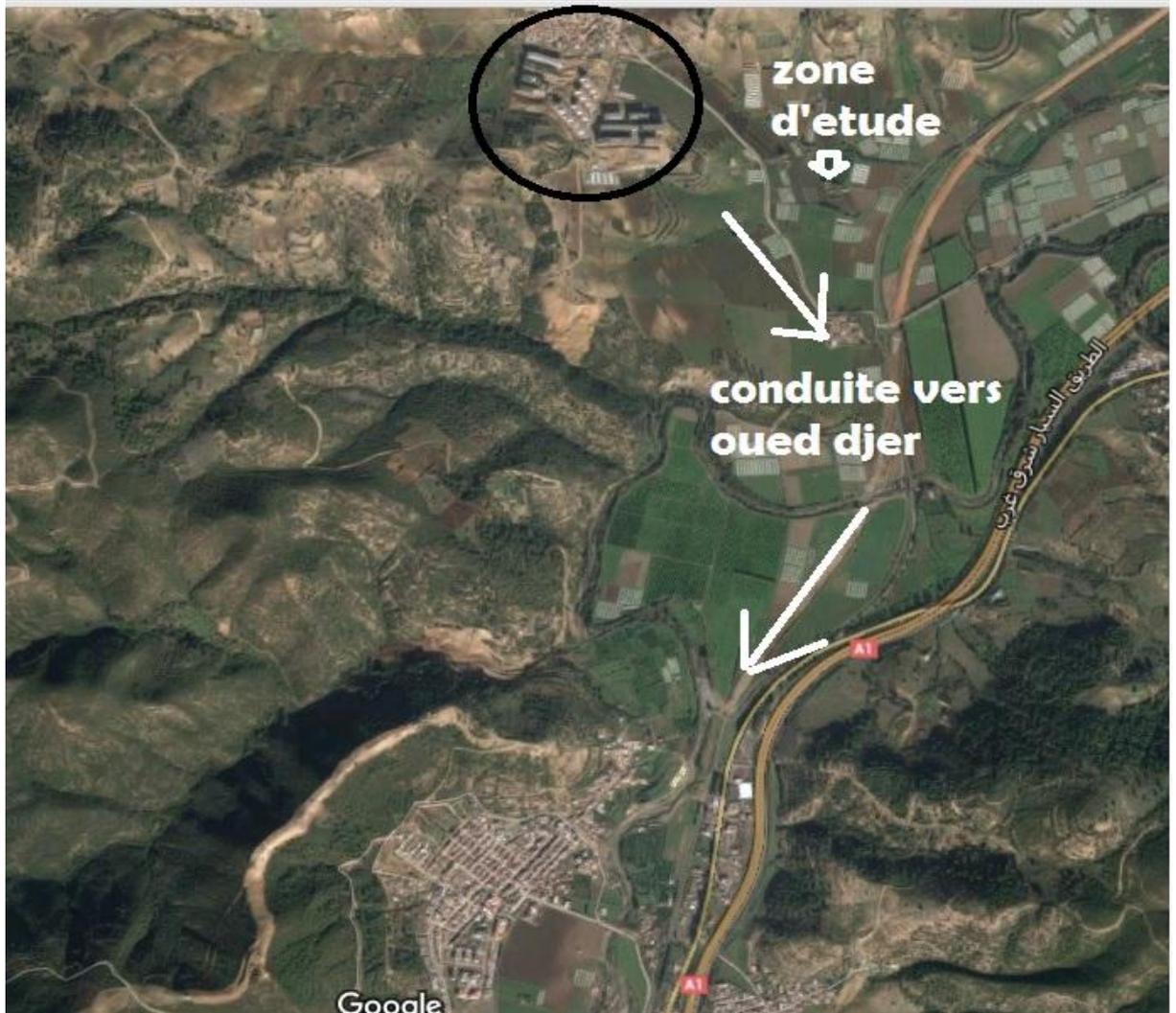


Figure 4 : chemin de la conduite projeté à partir de la zone d'étude vers
Oued Djer

Conclusion :

Pour une exploitation rationnelle de notre réseau d'assainissement, il est nécessaire de faire un bon choix des conduites qui le constituent et ceci selon la forme et le matériau par lequel elles sont construites.

D'autre part pour faciliter les opérations de curage et assurer une meilleure sécurité à notre réseau. On a procédé à l'implantation et au dimensionnement des divers éléments constitutifs du réseau d'égouts à savoir :

- Listage en béton et en gabionnage
- Les regards

CHAPITRE VII :

Organisation de chantier

Introduction :

L'objet fondamental de ce chapitre, est d'apporter une contribution à l'organisation des travaux, qualifiant les choix des engins et de successions des tâches qui influent sur le coût du projet et son délai d'exécution.

VII .1 Excavation des tranchées :

Cette opération se divise en deux étapes :

VII.1.1 Enlèvement de la couche végétale :

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour un bulldozer ou un angledozer.



Figure VII.1: Angle dozer

VII.1.2 Le déblai :

Selon les caractéristiques du terrain ; le déblai sera réalisé mécaniquement. La profondeur minimale de la tranchée à excaver doit atteindre 1 m pour les raisons suivantes :

- Pour garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.
- Pour protéger la canalisation contre le gel.

La largeur de la tranchée doit être grande pour qu'un homme puisse travailler sans difficulté et elle augmente avec les diamètres des conduites à mettre en place.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successif en commençant par les points hauts pour assurer s'il y a lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

Donc l'excavation nécessite la détermination de plusieurs paramètres tels que :

La profondeur de la tranchée « H_{tr} »

La largeur de la tranchée « b »

Pour la réalisation de cette opération, on opte pour une pelle mécanique.



Figure VII.2 Pelle mécanique

VII.1 .2 .1 .La profondeur de la tranchée

La profondeur de la tranchée dépend du diamètre de la conduite.

Elle est donnée par la relation suivante :

$$\mathbf{H_{tr}=D+h+h_1}$$

Avec :

- H_{tr} : profondeur de la tranchée (m).
- D : diamètre de la conduite (m).
- h : hauteur de la génératrice supérieure de la conduite à la surface du sol.

On prend : $h=1$ m.

- h_1 : épaisseur du lit de pose $h_1 = 0,15$ m.

D'où :

$$\mathbf{H_{tr} = 1,15 + D}$$

$$\mathbf{H_{tr} = 1.65 \text{ m}}$$

VII.1.2.2 Largueur de la tranchée

La largeur de la tranchée sera calculée en fonction du diamètre de la conduite .On laisse 30 cm d'espace de chaque côté de la conduite.

$$\mathbf{b = D + 0,6 \text{ m.}}$$

Avec :

- b : largeur de la tranchée (m)
- D : diamètre de la conduite (m).
- b=1.2 m

VII.1.2.3 Volume à excaver :

$$V_D = S_t \cdot L = (b \cdot H_{tr}) \cdot L$$

Avec :

- V_D : Volume du déblai (m^3)
- S_t : La section de la tranchée (m^2).
- L : La longueur de la tranchée (m).
- b : La largeur de la tranchée (m).
- H_{tr} : La hauteur de la tranchée (m).

VII.2 Détermination de la capacité du godé :

A travers ce volume calculé, nous déterminons la capacité du godet pour notre pelle.

Tableau VII.1 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement

volume du terrassement par une pelle (m^3)	≤ 10000	≥ 10000	> 20000	> 100000
capacité du godet (m3)	0.25-0.35	0.5-0.65	1-1.25	1.5

*Comme le volume total est supérieur à $20000 m^3$, on opte pour une pelle avec une capacité du godet égale à $1.25 m^3$.

VII.2.1 Rendement d'exploitation de la pelle choisie :

Le rendement de la pelle est donné par la relation :

$$R_p = \frac{3600 \times q \times K_R \times K_t}{T_c \times K_f} \quad (m^3/h)$$

Avec :

- q : capacité du godet $1.25 m^3$.
- K_R : coefficient de remplissage du godet $K_R = 0,8 - 0,9$ on prend $K_R = 0,8$
- K_t : coefficient d'utilisation du temps dépend de la nature du sol et de

l'habilité du

Conducteur: $K_t = 0,7- 0,9$ prenons $K_t = 0,8$

- K_f : coefficient de foisonnement du sol $K_f = 1,2$.
- T_c : la durée d'un cycle de remplissage du gobelet $T_c = (15-30)$ s, on prend

$$T_c = 20 \text{ s.}$$

$$\text{AN : } R_p = \frac{3600 \times 1,25 \times 0,8 \times 0,8}{20 \times 1,2} = 120 \text{ m}^3 / \text{h}$$

Si on prend une durée de travail de 8 heures par jour $R_p = 960 \text{ m}^3/\text{j}$.

VII.3 Le volume des remblais :

Le volume des remblais est : $V_R = S_R \cdot L$

La surface de remblai est : $S_R = S_D - S_c - S_s$

Avec :

S_D : surface du déblai (m^2)

S_c : surface de la conduite (m^2)

S_s : surface du lit de sable (m^2).

$$S_s = b \cdot e$$

e : épaisseur du sable, $e = 15 \text{ cm}$

VII.4 Le compactage :

Le compactage ou tassement des sols est l'augmentation de leur densité apparente résultant de l'application d'une charge sur ces derniers.

Pour cette opération on utilise un compacteur à rouleau lisse.



Figure VII.3: Rouleau lisse

VII. 5 Techniques de la planification :

Il existe deux principales méthodes de planification à savoir :

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

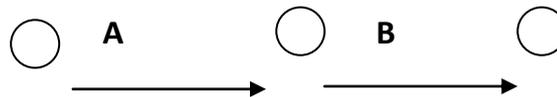
➤ Méthodes basées sur le réseau :

• Définition du réseau :

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

✚ Réseau à flèches :

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



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

✚ Réseau à nœuds :

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



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

Construction du réseau :

Pour construire un réseau il convient d'effectuer les six (6) opérations suivantes : [11]

• Etablissement d'une liste des tâches :

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

- détermination des tâches antérieures :
-

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

- ◆ Construction des graphes partiels ;
- ◆ Regroupement des graphes partiels ;
- ◆ Détermination des tâches de début de l'ouvrage et de fin de l'ouvrage ;
- ◆ Construction du réseau ;
- **Méthode C.P.M (méthode du chemin critique) :**

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

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

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

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

VII. 6 Les étapes de la planification :

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

✓ **Collection des informations :**

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

✓ **Décomposition du projet :**

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

✓ **Relations entre les tâches :**

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

VII.7 Les paramètres de la méthode C.P.M :

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

DCP	TR
DFP	DCPP
DFPP	MT

Avec :

- ✚ **TR** : temps de réalisation ;
- ✚ **DCP** : date de commencement au plus tôt ;
- ✚ **DCPP** : date de commencement au plus tard ;
- ✚ **DFP** : date de finition au plus tôt ;
- ✚ **DFPP** : date de finition au plus tard ;
- ✚ **MT** : marge totale.

Et :

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

➤ **Chemin critique (C.C) :**

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

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

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

VI.7.1 Attribution des durées de chaque opération :

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

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

VII.7.2 Symboles des différentes opérations :

Les principales opérations à exécuter sont :

- ✚ Décapage de la couche de terre végétale.
- ✚ Piquetage
- ✚ Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards.
- ✚ Aménagement du lit de pose.

- ✚ La mise en place des canalisations en tranchée
- ✚ Assemblage des tuyaux.
- ✚ Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et joints.
- ✚ Remblai des tranchées.
- ✚ construction des regards.
- ✚ remblai des tranchées.
- ✚ Travaux de finition.

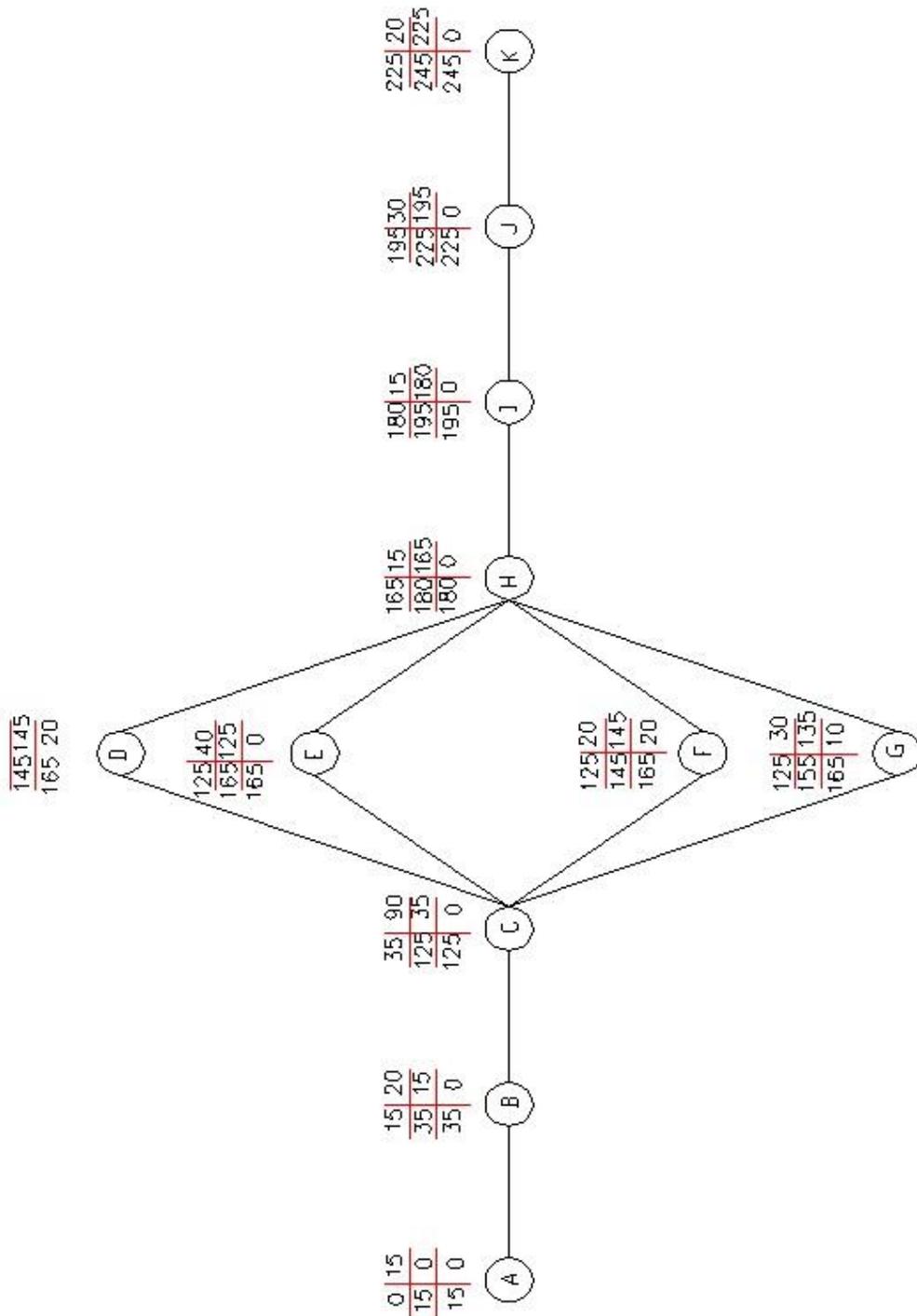
Tableau VII-2 : détermination des délais

OPERATION	TR(jours)	DP		DPP		MT
		DCP	DFP	DCPP	DFPP	
A	15	0	15	0	15	0
B	20	15	35	15	35	0
C	90	35	125	35	125	0
D	20	125	145	145	165	20
E	40	125	165	125	165	0
F	20	125	145	145	165	20
G	30	125	155	135	165	10
H	15	165	180	165	180	0
I	15	180	195	180	195	0
J	30	195	225	195	225	0
K	20	225	245	225	245	0

Le chemin critique :

A-B-C-E-H-I-J-K

$$\sum TR = 245 J$$



FigVII.4 :Réseau a nœud

Figure VII-5: Réseau a nœud

OPERATION	Mois								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Préjetage	15								
Décapage de la couche de terre végétale	20								
Exécution des tranchées			90						
Aménagement du lit de pose					20				
Construction des regards					40				
Mise en place des conduites					20				
Construction des ouvrages annexes					30				
Assemblage des tuyaux						15			
Les essais d'étanchéité							15		
Remblaiement des tranchées								30	
Traitements de finition									20

— chemin critique

Devis quantitatif et estimatif du projet

Tableau N° VII-03 : Devis quantitatif et estimatif du projet

N°	Désignation des travaux	U	Quantité	Prix Unitaire (DA)	Montant (DA)
A	Travaux de terrassement				
1	Pose lit de sable, e=10cm	m ³	1605,56	1100	1 766 116,00
2	Remblai de la tranchée	m ³	16088,18	150	2 413 227,00
3	Evacuation des déblais excédentaires	m ³	9562	200	1 912 400,00
B	canalisation				
B-1	Fourniture, transport et pose de canalisation en PVC				
1	*Ø400mm	ml	487,39	2800	136492,00
2	*Ø500mm	ml	366,31	3200	1172192,00
3	*Ø630mm	ml	1050,81	4000	4203240,00
B-2	Fourniture, transport et pose de canalisation en béton armé				
1	*Ø800mm	ml	935,85	4000	3743400,00
2	*Ø1200mm	ml	17,34	6000	104040,00
3	*Ø1400mm	ml	96,98	6800	659464,00
4	*Ø1500mm	ml	30,46	7800	237588,00
5	*Ø1800mm	ml	637,72	9600	6122112,00
C	construction:				
C-1	Exécution de regard de visite ou de jonction en béton armé avec tampon en fonte de:				
1	Regards 600	U	14	25000	350 000,00
2	Regards 1000	U	16	40000	640 000,00
C-2	Exécution de regard de chute en béton armé avec tampon en fonte de :				
1	*Profondeur 1,5à2, 5m	U	108	55000	5 940 000,00
				Total (HT):	29400271
				TVA (17%)	4998046,07
				Total(T,T,C)	34398317,1

Remarque : les prix unitaires sont donnés par la CHIALI de l'année 2015.

Protection et sécurité de travail :

1 Mesures relatives à la phase de chantier

Les mesures concernant les impacts de chantier sont communes à tous travaux de réalisation.

Le meilleur moyen de minimiser les impacts pendant le chantier est de choisir la période la plus favorable à l'exécution de travaux (Période ensoleillée car la période pluvieuse empêche l'exécution des travaux).

3 Mesures à prendre contre le bruit

Pour les nuisances sonores, une attention particulière est accordée au personnel de chantier directement concerné par cette pollution. Il est recommandé l'emploi d'atténuateurs de bruit par des moyens de protection individuelle tels que le port de bouchons antibruit.

Mesures à prendre contre les poussières

Afin de minimiser l'envol des poussières susceptibles d'être émises lors des travaux de chantier et d'assurer un bon climat de travail pour les ouvriers, il est indispensable de prévoir :

- ⇒ L'arrosage des pistes par pulvérisation d'eau
- ⇒ L'empierrement des chemins d'exploitation afin d'éviter l'envol des poussières
- ⇒ L'imites de vitesse adéquates des véhicules et camions permettront de limiter la mise en suspension de poussière.

Conclusion :

On a conclu à partir de ce travail que l'organisation de chantier est nécessaire avant le commencement de nos travaux car elle nous définit :

- les volumes des travaux nécessaires pour élaborer le chantier.
- Le coût total du projet qui est de **34398317,1 DA**.
- Les engins à utiliser qui sont principalement l'angledozer, pelle, rouleau lisse.

Conclusion générale

Dans notre travail, nous avons étudié l'état du réseau d'assainissement de la ville de Maif pour la partie du diagnostic de tous les tronçons pour la rénovation de ces derniers qui sont en mauvais état et de projeté à nouveau avec un dimensionnement du nouveau pôle qui est en cour de réalisation tous en raccordant les deux les deux parties dans un réseau .

A la fin de ce travail, on peut conclure que la réalisation d'un réseau d'assainissement repose sur plusieurs critères, dépendant de la nature du terrain, la nature et la quantité de l'eau à évacuer, ainsi que le plan d'urbanisation de l'agglomération.

Pour notre agglomération, l'évaluation des débits des eaux pluviales s'est faite par la relation de la méthode rationnel avec une période de retour de 10ans, les débits des autres types des eaux usées (domestiques, et service publique) on été déterminés selon la répartition de la population.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUES

Chapitre II :

Touaibia.B (Mars 2004) : Manuel pratique d'hydrologie ;

Chapitre III :

Design and construction of Sanitary and Storms Sewers, 1970.

Chapitre IV et V :

Marc Satin et Béchit Selmi (2006) : Guide technique de l'assainissement.

Regis Bourrier « Les réseaux d'assainissement », 5^{ème} Edition Lavoisier, paris 1994.

Chapitre VII :

Catalogue technique de l'entreprise de CHIALI « Le tube PVC en assainissement ».